

Ⅲ. 設 計 編

Ⅲ. 設計編目次

第1章 土石流・流木対策施設の設計	Ⅲ- 1- 1
第1節 総説	Ⅲ- 1- 1
第2節 設計に用いる数値基準	Ⅲ- 1- 2
2.1 安定計算に用いる数値基準	Ⅲ- 1- 2
2.2 材料に関する数値基準	Ⅲ- 1- 4
第3節 土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）	Ⅲ- 1-10
3.1 基本事項	Ⅲ- 1-10
3.1.1 土石流・流木捕捉工の型式	Ⅲ- 1-10
3.1.2 各部の名称	Ⅲ- 1-10
3.1.3 土石流・流木捕捉工の規模と配置	Ⅲ- 1-12
3.1.4 設計順序	Ⅲ- 1-13
3.2 水通しの設計	Ⅲ- 1-14
3.2.1 水通しの位置	Ⅲ- 1-14
3.2.2 水通し底幅	Ⅲ- 1-14
3.2.3 袖小口	Ⅲ- 1-14
3.2.4 設計流量	Ⅲ- 1-15
3.2.5 設計水深	Ⅲ- 1-15
3.2.6 水通し断面	Ⅲ- 1-16
3.3 本体の設計	Ⅲ- 1-20
3.3.1 天端幅	Ⅲ- 1-20
3.3.2 下流のり	Ⅲ- 1-21
3.3.3 越流部の安定性	Ⅲ- 1-22
3.3.4 非越流部の安定性および構造	Ⅲ- 1-40
3.4 基礎の設計	Ⅲ- 1-43
3.4.1 基礎の安定	Ⅲ- 1-43
3.4.2 基礎の根入れ	Ⅲ- 1-44
3.5 袖の設計	Ⅲ- 1-46
3.5.1 袖部の形状	Ⅲ- 1-46
3.5.2 袖折れの設計	Ⅲ- 1-50
3.5.3 袖部の破壊に対する構造計算	Ⅲ- 1-52
3.5.4 袖部の補強	Ⅲ- 1-58
3.6 前庭保護工の設計	Ⅲ- 1-60
3.6.1 前庭保護工	Ⅲ- 1-60
3.6.2 副体	Ⅲ- 1-62
3.6.3 水叩き	Ⅲ- 1-69
3.6.4 側壁護岸工	Ⅲ- 1-74
3.6.5 副堤に設置する流木止め	Ⅲ- 1-75
3.6.6 取付護岸工	Ⅲ- 1-77
3.6.7 護床工	Ⅲ- 1-78
3.7 付属物の設計	Ⅲ- 1-79
3.7.1 水抜き暗渠	Ⅲ- 1-79
3.7.2 間詰め	Ⅲ- 1-81
3.7.3 収縮目地	Ⅲ- 1-83

3.7.4	土砂流出防止装置	Ⅲ- 1-84
3.7.5	堤冠保護工	Ⅲ- 1-86
3.8	その他の施設	Ⅲ- 1-87
3.8.1	防護柵	Ⅲ- 1-87
3.8.2	付替道路	Ⅲ- 1-88
3.8.3	取水工	Ⅲ- 1-89
3.8.4	階段工	Ⅲ- 1-90
3.9	堤体腹付け補強対策	Ⅲ- 1-91
3.10	鋼製不透過型砂防堰堤	Ⅲ- 1-92
3.10.1	安定性の検討	Ⅲ- 1-92
3.10.2	構造計算	Ⅲ- 1-97
3.10.3	袖の設計	Ⅲ- 1-100
3.10.4	前庭保護工の設計	Ⅲ- 1-101
第4節	土石流・流木捕捉工（透過型砂防堰堤）	Ⅲ- 1-102
4.1	水通しの設計	Ⅲ- 1-102
4.1.1	水通しの位置	Ⅲ- 1-102
4.1.2	水通し底幅	Ⅲ- 1-102
4.1.3	袖小口	Ⅲ- 1-102
4.1.4	設計流量	Ⅲ- 1-102
4.1.5	設計水深	Ⅲ- 1-103
4.1.6	水通し断面	Ⅲ- 1-103
4.2	開口部の設定	Ⅲ- 1-105
4.3	透過部断面の設定	Ⅲ- 1-107
4.4	本体の設計	Ⅲ- 1-111
4.4.1	天端幅	Ⅲ- 1-111
4.4.2	越流部の安定性	Ⅲ- 1-111
4.4.3	非越流部の安定性および構造	Ⅲ- 1-114
4.4.4	透過部の構造検討	Ⅲ- 1-115
4.4.5	底版コンクリートの設計	Ⅲ- 1-119
4.5	基礎の設計	Ⅲ- 1-122
4.6	袖の設計	Ⅲ- 1-122
4.7	前庭保護工の設計	Ⅲ- 1-122
4.8	付属物の設計	Ⅲ- 1-124
第5節	土石流・流木捕捉工（部分透過型砂防堰堤）	Ⅲ- 1-125
5.1	水通しの設計	Ⅲ- 1-125
5.1.1	水通しの位置	Ⅲ- 1-125
5.1.2	水通し底幅	Ⅲ- 1-125
5.1.3	袖小口	Ⅲ- 1-125
5.1.4	設計流量	Ⅲ- 1-125
5.1.5	設計水深	Ⅲ- 1-125
5.1.6	水通し断面	Ⅲ- 1-125
5.2	開口部の設定	Ⅲ- 1-126
5.3	透過部断面の設定	Ⅲ- 1-126
5.4	本体の設計	Ⅲ- 1-127
5.4.1	不透過部の天端幅	Ⅲ- 1-127
5.4.2	下流のり	Ⅲ- 1-127

5.4.3	越流部の安定性	Ⅲ- 1-1 2 7
5.4.4	非越流部の安定性および構造	Ⅲ- 1-1 2 9
5.4.5	透過部の構造検討	Ⅲ- 1-1 2 9
5.5	基礎の設計	Ⅲ- 1-1 3 0
5.6	袖の設計	Ⅲ- 1-1 3 0
5.7	前庭保護工の設計	Ⅲ- 1-1 3 0
5.8	付属物の設計	Ⅲ- 1-1 3 2
5.9	除石	Ⅲ- 1-1 3 2
第6節	土石流・流木発生抑制工	Ⅲ- 1-1 3 3
6.1	土石流・流木発生抑制山腹工	Ⅲ- 1-1 3 3
6.2	溪床堆積土砂移動防止工	Ⅲ- 1-1 3 3
第7節	土石流導流工	Ⅲ- 1-1 3 4
7.1	断面	Ⅲ- 1-1 3 4
7.2	法線形	Ⅲ- 1-1 3 5
7.3	縦断形	Ⅲ- 1-1 3 5
7.4	構造	Ⅲ- 1-1 3 5
7.4.1	溪床	Ⅲ- 1-1 3 5
7.4.2	湾曲部	Ⅲ- 1-1 3 6
第8節	土石流堆積工	Ⅲ- 1-1 3 7
8.1	土石流分散堆積地	Ⅲ- 1-1 3 7
8.1.1	形状	Ⅲ- 1-1 3 7
8.1.2	計画堆砂勾配	Ⅲ- 1-1 3 7
8.1.3	計画堆積土砂量	Ⅲ- 1-1 3 7
8.1.4	構造	Ⅲ- 1-1 3 8
8.2	土石流堆積流路	Ⅲ- 1-1 3 8
8.3	除石	Ⅲ- 1-1 3 9
第9節	土石流緩衝樹林帯	Ⅲ- 1-1 4 0
第10節	土石流流向制御工	Ⅲ- 1-1 4 1
第11節	除石（流木の除去を含む）	Ⅲ- 1-1 4 2
第2章	その他砂防設備の設計	Ⅲ- 2- 1
第1節	土砂調節のための不透過型砂防堰堤	Ⅲ- 2- 1
1.1	総説	Ⅲ- 2- 1
1.2	設計順序	Ⅲ- 2- 1
1.3	水通しの設計	Ⅲ- 2- 1
1.3.1	水通しの位置	Ⅲ- 2- 1
1.3.2	水通し底幅	Ⅲ- 2- 1
1.3.3	袖小口勾配	Ⅲ- 2- 2
1.3.4	設計流量	Ⅲ- 2- 2
1.3.5	設計水深	Ⅲ- 2- 2
1.3.6	水通し断面	Ⅲ- 2- 2
1.4	本体の設計	Ⅲ- 2- 3
1.4.1	天端幅	Ⅲ- 2- 3
1.4.2	下流のり	Ⅲ- 2- 3
1.4.3	越流部の安定性	Ⅲ- 2- 3
1.4.4	非越流部の断面形状	Ⅲ- 2- 4

1.5	基礎の設計	Ⅲ- 2- 4
1.6	袖の設計	Ⅲ- 2- 4
1.7	前庭保護工の設計	Ⅲ- 2- 5
1.8	アーチ式コンクリート堰堤	Ⅲ- 2- 5
第2節 土砂調節のための透過型砂防堰堤		Ⅲ- 2- 6
2.1	水通しの設計	Ⅲ- 2- 6
2.2	透過部断面の設計	Ⅲ- 2- 6
2.2.1	透過部断面の位置	Ⅲ- 2- 6
2.2.2	透過部断面の大きさ	Ⅲ- 2- 7
2.3	本体の設計	Ⅲ- 2-10
2.3.1	天端幅	Ⅲ- 2-10
2.3.2	上下流のり勾配	Ⅲ- 2-10
2.3.3	安定計算	Ⅲ- 2-10
2.4	透過部の磨耗対策	Ⅲ- 2-11
2.5	直下流洗掘対策	Ⅲ- 2-11
第3節 溪流保全工（流路工）		Ⅲ- 2-12
3.1	総説	Ⅲ- 2-12
3.2	法線	Ⅲ- 2-13
3.2.1	湾曲部法線	Ⅲ- 2-13
3.2.2	支川処理（法線）	Ⅲ- 2-14
3.3	計画高水位	Ⅲ- 2-15
3.4	縦断形	Ⅲ- 2-17
3.4.1	計画河床勾配	Ⅲ- 2-17
3.4.2	静的平衡勾配と動的平衡勾配	Ⅲ- 2-18
3.4.3	縦断勾配の比	Ⅲ- 2-21
3.4.4	計画河床高	Ⅲ- 2-22
3.4.5	支川処理（縦断形）	Ⅲ- 2-22
3.5	計画断面	Ⅲ- 2-23
3.5.1	余裕高	Ⅲ- 2-24
3.5.2	計画幅	Ⅲ- 2-25
3.5.3	湾曲部	Ⅲ- 2-27
3.5.4	支川処理（横断形）	Ⅲ- 2-28
3.6	上流端処理（止工）	Ⅲ- 2-29
3.7	床固工	Ⅲ- 2-30
3.7.1	床固工の配置	Ⅲ- 2-30
3.7.2	構造	Ⅲ- 2-31
3.8	帯工	Ⅲ- 2-36
3.9	護岸工	Ⅲ- 2-38
3.9.1	根入れ	Ⅲ- 2-39
3.9.2	護岸材料の選定	Ⅲ- 2-39
3.10	護床	Ⅲ- 2-40
3.10.1	計画河床	Ⅲ- 2-40
3.10.2	底張り	Ⅲ- 2-41
3.10.3	護床工・根固工	Ⅲ- 2-42
3.11	付属物の設計	Ⅲ- 2-43
3.11.1	管理幅	Ⅲ- 2-43

3.11.2	橋梁工	Ⅲ- 2-43
3.11.3	排水工	Ⅲ- 2-52
3.11.4	取水工	Ⅲ- 2-53
3.11.5	はしご工・階段工及び斜路工	Ⅲ- 2-59
3.11.6	魚道	Ⅲ- 2-60
3.11.7	土留工	Ⅲ- 2-60
3.11.8	防護柵・転落防止柵	Ⅲ- 2-61
第4節 床固工（溪流保全工内に設置するものを除く）		Ⅲ- 2-62
4.1	総説	Ⅲ- 2-62
4.2	安定計算に用いる荷重及び数値	Ⅲ- 2-62
4.3	水通し	Ⅲ- 2-62
4.4	本体	Ⅲ- 2-63
4.5	基礎	Ⅲ- 2-63
4.6	袖	Ⅲ- 2-63
4.7	前庭保護工	Ⅲ- 2-63
4.8	帯工	Ⅲ- 2-63
第5節 護岸工		Ⅲ- 2-64
5.1	総説	Ⅲ- 2-64
5.2	のり勾配	Ⅲ- 2-64
5.3	法線	Ⅲ- 2-65
5.4	取付け	Ⅲ- 2-65
5.5	根入れ	Ⅲ- 2-65
5.6	根固工	Ⅲ- 2-65
第6節 水制工		Ⅲ- 2-66
6.1	総説	Ⅲ- 2-66
6.2	水制工の形状	Ⅲ- 2-66
6.3	本体及び根固工	Ⅲ- 2-67
第7節 山腹工		Ⅲ- 2-68
7.1	総説	Ⅲ- 2-68
7.2	谷止工	Ⅲ- 2-69
7.3	のり切工	Ⅲ- 2-73
7.4	土留工	Ⅲ- 2-74
7.5	水路工	Ⅲ- 2-75
7.6	暗渠工	Ⅲ- 2-76
7.7	柵工	Ⅲ- 2-76
7.8	積苗工	Ⅲ- 2-77
7.9	筋工	Ⅲ- 2-78
7.10	伏工	Ⅲ- 2-79
7.11	実播工	Ⅲ- 2-80
7.12	植栽工	Ⅲ- 2-81
第8節 遊砂地工		Ⅲ- 2-83
8.1	総説	Ⅲ- 2-83
8.2	遊砂地工の形状	Ⅲ- 2-84
第9節 掃流区間における流木対策施設		Ⅲ- 2-85
9.1	洪水、土砂量の規模等	Ⅲ- 2-85
9.2	流木捕捉工の設計	Ⅲ- 2-85

9.2.1	透過部の高さ	Ⅲ- 2-85
9.2.2	透過部における部材の純間隔	Ⅲ- 2-87
9.2.3	全体の安定性の検討	Ⅲ- 2-89
9.2.4	部材の安定性の検討	Ⅲ- 2-90
9.2.5	透過部以外の設計	Ⅲ- 2-91
9.3	流木発生抑止工の設計	Ⅲ- 2-92

第1章 土石流・流木対策施設の設計

第1節 総説

土石流・流木対策施設は、砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第1節）

【解説】

本章は、「第Ⅱ編計画編 第1章第3節 土石流・流木対策計画」及び「同編第2章第2節 土石流・流木対策施設配置計画」により策定した砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、土石流・流木対策施設を設計する方法について記したものである。

溪流の特性は1つ1つ異なる上、区間ごとにも様相が違い、しかも時を経る中で変化していくため、土石流・流木対策施設の配置・設計は、時間的变化を含めた溪流特性を現地調査・文献収集等によって把握した上で、その特性にあった機能を発揮するように行う。

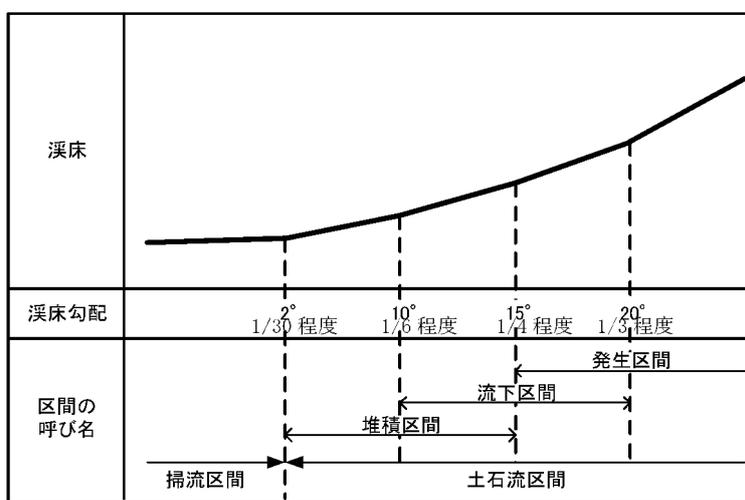


図 1-1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安¹⁾

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第1節<解説>）

【参考文献】

- 1) 土石流危険溪流および土石流危険区域調査要領(案) (1999) : 平成 11 年 4 月 建設省河川局砂防部砂防課、p.17

第2節 設計に用いる数値基準

2.1 安定計算に用いる数値基準

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、運用に示す値を標準とする。堰堤の重要度が高い場合は実測により求めてもよい。

(京都府)

【運用】

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堰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とする。

(1) 安定計算に用いる数値基準

表 2-1 安定計算に用いる数値基準

項目	記号	数値	単位	備考
無筋コンクリートの単位体積重量	W_c	22.5	kN/m^3	
水の単位体積重量	W_0	11.77	kN/m^3	$H < 15\text{m}$
		9.81	kN/m^3	$H \geq 15\text{m}$
礫の単位体積重量	ρ_R	25.5	kN/m^3	
水中堆砂単位体積重量	W_{si}	$W_s - (1 - \nu) \times W_0$	kN/m^3	
堆砂の空中単位体積重量	W_s	15~18	kN/m^3	
堆砂空隙率	ν	0.3~0.45	—	0.4程度とする
土圧係数	C_e	0.3~0.6	—	$\phi = 35^\circ$ のとき 0.3
揚圧力係数	η	1/3~1.0	—	1/3を標準とする

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.2

質問：「水の単位体積重量（堰堤高が15m未満の場合は11.77 kN/m^3 程度、堰堤高が15m以上の場合は9.81 kN/m^3 程度）」とあるが、堰堤高によって単位体積重量をなぜ使いわけるのでしょうか？

回答：堰堤高が低い（15m未満）場合は揚圧力を考慮しないため、安全側を考慮して、静水圧を求める場合の単位体積重量を割り増しして計算することとしております。

(2) 土砂の水中における内部摩擦角

堆砂見掛単位体積重量、水中堆砂単位体積重量、水中内部摩擦角は一律に決めるのではなく、土質別の表 2-2 からの読取りとする。

表 2-2 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	水中の 単位体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ(°)	水中の内 部摩擦角 φ'(°)
砂石	—	15.7 ~ 18.6	9.8 ~ 12.7	35 ~ 45	35
砂利	—	15.7 ~ 19.6	9.8 ~ 11.8	30 ~ 40	30
炭がら	—	8.8 ~ 11.8	3.9 ~ 6.9	30 ~ 40	30
砂	しまったもの	16.7 ~ 19.6	9.8	35 ~ 40	30 ~ 35
	ややゆるいもの	15.7 ~ 18.6	8.8	30 ~ 35	25 ~ 30
	ゆるいもの	14.7 ~ 17.6	7.8	25 ~ 30	20 ~ 25
普通土	固いもの	16.7 ~ 18.6	9.8	25 ~ 35	20 ~ 30
	やや軟らかいもの	15.7 ~ 17.6	7.8 ~ 9.8	20 ~ 30	15 ~ 25
	軟らかいもの	14.7 ~ 16.7	5.9 ~ 8.8	15 ~ 25	10 ~ 20
粘土	固いもの	15.7 ~ 18.6	5.9 ~ 8.8	20 ~ 30	10 ~ 20
	やや軟らかいもの	14.7 ~ 17.6	4.9 ~ 7.8	10 ~ 20	0 ~ 10
	軟らかいもの	13.7 ~ 16.7	3.9 ~ 6.9	0 ~ 10	0
シルト	固いもの	15.7 ~ 17.6	9.8	10 ~ 20	5 ~ 15
	軟らかいもの	13.7 ~ 16.7	4.9 ~ 6.9	0	0

(3) 基礎地盤の許容支持力、せん断強度及び摩擦係数

推定により地盤の許容支持力を求める場合は、表 2-3 を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度・地盤の風化や亀裂の程度・固結の程度等により加減して用いてよい。

また、堤体破壊の主原因は、基礎地盤のせん断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因するケースが多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん断強度や摩擦係数を確かめなければならないが、一般に表 2-3 を標準とするがこの値は、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よい。

表 2-3 地盤の許容支持力、せん断強度及び摩擦係数

区分	許容支持力 (kN/m ²)	せん断強度 (kN/m ²)	摩擦係数
硬岩 (A)	6000	3000	1.2
中硬岩 (B)	4000	2000	1.0
軟岩(Ⅱ)(CH)	2000	1000	0.8
軟岩(Ⅰ)(CM)	1200	(600)	0.7
岩塊玉石	600	(300)	0.7
礫層	400	(100)	0.6
砂質層	250	—	0.55
粘土層	100	—	0.45

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-6-1 引用)

2.2 材料に関する数値基準

(1) コンクリート

表 2-4 無筋コンクリートの強度及び許容応力度

項目	記号	数値
設計基準強度	f_{ck}	18N/mm ²
許容圧縮応力度	σ_{ca}	4500kN/m ²
許容圧縮応力度 (1.5 倍割増) ※	//	6750kN/m ²
せん断強度	τ_c	2760kN/m ²
許容曲げ引張応力度	σ_{ca}	225kN/m ²
許容曲げ引張応力度 (1.5 倍割増) ※	//	337.5kN/m ²

※袖部の構造計算時

表 2-5 コンクリートの許容付着応力度

コンクリートの設計基準強度	18N/mm ²
付着応力度 (異形棒鋼)	1.4N/mm ² (1.5 倍割増 : 2.1N/mm ²) ※

※袖部補強鉄筋の計算時

(2) 鉄筋

表 2-6 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

呼び名	単位質量 (kg/m)	公称直径(d) (mm)	公称断面積(S) (mm ²)	公称周長(l) (mm)
D6	0.249	6.35	31.67	20
D10	0.560	9.53	71.33	30
D13	0.995	12.7	126.7	40
D16	1.56	15.9	198.6	50
D19	2.25	19.1	286.5	60
D22	3.04	22.2	387.1	70
D25	3.98	25.4	506.7	80
D29	5.04	28.6	642.4	90
D32	6.23	31.8	794.2	100
D35	7.51	34.9	956.6	110
D38	8.95	38.1	1140	120
D41	10.5	41.3	1340	130
D51	15.9	50.8	2027	160

(道路橋示方書・同解説 I 共通編(H24.3) 3章 3.1)

表 2-7 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類	許容引張応力度	(1.5 倍割増)
SD235	137	205.5
SD295	177	265.5
SD345	196	294

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第1章第7節<参考 1.1.2> 引用)

(3) 鋼製砂防堰堤関係

表 2-8 一般的な鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規 格	鋼材記号
1. 構造用鋼材	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400、SS490
	JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400、SM490 SM490Y
	JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	SMA400 SMA490
2. 鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼管	STK400、STK490
	JIS G 3466 一般構造用角形鋼管	STKR400、STKR490
	JIS G 5201 溶接構造用遠心力鋳鋼管	SCW490-CF
3. 接合用鋼材	JIS B 1180 六角ボルト	
	JIS B 1181 六角ナット	
	JIS B 1251 ばね座金	
	JIS B 1256 平座金	
	JIS B 1186 摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット	F8T、F10T
4. 棒鋼	JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235、SD295A SD295B、SD345
	JIS G 3109 PC 鋼棒	
5. エキスパンドメタル	JIS G 3351 エキスパンドメタル	SS400、SPHC
6. 鋼矢板	JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板	SY295、SY390
	JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板	SYW295、SYW390

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.3)

表 2-9 規格とする鋼材 (JIS 以外)

規 格	鋼材記号
トルシア形高力ボルト六角ナット平座金のセット (日本道路協会)	S10T

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.3)

表 2-10 一般的な鋼材の物理定数

鋼材の単位重量	77 (kN/m ³)
ヤング係数	$E=2.0 \times 10^5$ (N/mm ²)
鋼および鋳鋼のポアソン比	$\nu=0.30$

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.3)

表 2-1 1 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度 (単位: N/mm²)

鋼種	SS400、STK400 SM400、STKR400	SM490、STK490 STKR490	SY295 SYW295	SY390 SYW390
応力度の種類				
軸方向引張応力度 (純断面につき)	140	185	180	235
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)	$\frac{l}{r} \leq 18: 140$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92:$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $\frac{l}{r} > 92: \frac{1200000}{6700 + (l/r)^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16: 185$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79:$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $\frac{l}{r} > 79: \frac{1200000}{5000 + (l/r)^2}$	-	-
曲げ引張応力度 (純断面積につき)	140	185	180	235
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	140	185	180	235
軸方向および 曲げモーメントを 受ける部材の照査	(1) 軸方向が引張の場合 $\sigma + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ かつ $-\sigma + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ca}$ (2) 軸方向が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$		-	-
せん断応力度 (総断面積につき)	80	105	100	125

上表における記号は次のとおりである。

- l : 部材の有効座屈長 (cm)
- r : 部材総断面積の断面二次半径 (cm)
- σ_t 、 σ_c : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度および軸方向圧縮力による圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bt} 、 σ_{bc} : 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度および最大圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta} 、 σ_{ca} : 許容引張応力度および弱軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-1 2 溶接部の許容応力度 (単位: N/mm²)

溶接の種類	応力度の種類	SS400	SM490	SY490Y	SY295	
		SM400		SM520		
		SMA400		SMA490		
工場溶接	突合わせ溶接	圧縮	140	185	210	180
		引張	140	185	210	180
	せん断	80	105	120	100	
	すみ肉溶接	せん断 ¹⁾	80	105	120	100
現場溶接	原則として工場溶接と同じ値とする ²⁾					

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-13 ボルトおよびピンの許容応力度 (単位: N/mm²)

種類	応力度の種類	SS400	SS490	S35CN	JIS B 1051 による仕上げ ボルトの強度区分		
			S30CN		4.6	8.8	10.9
アンカーボルト	せん断	60	70	80	—	—	—
仕上げボルト	引張	140	160	180	140	360	470
	せん断	90	105	120	90	200	270
	支圧	200	240	270	210	540	700
ピン	曲げ	190	230	260	—	—	—
	せん断	100	120	140	—	—	—
	支圧	210	240	280	—	—	—

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-14 鋳鍛造品の許容応力度 (単位: N/mm²)

応力度の種類	鉄鋼材の種類	鍛鋼		鋳鋼	炭素鋼		鋳鉄	
		SF490A	SF540A	SC450	S30CN	S35CN	FC150	FC250
軸方向引張応力度 (純断面積につき)		140	170	140	170	190	40	60
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)		140	170	140	170	190	80	120
曲げ引張応力度 (純断面積につき)		140	170	140	170	190	40	60
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)		140	170	140	170	190	80	120
せん断応力度 (純断面積につき)		80	100	80	100	110	30	50
支圧応力度 (ヘルツ公式で計算する場合)		600	700	600	670	720	450	650

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-15 棒鋼をタイロッドとして使用する場合の許容応力度 (N/mm²)

鋼種	SS400		異形棒鋼		高張力鋼		
	φ40mm 以下	φ40mm 以上	SD295A SD295B	SD345	490	590	690
降伏点応力度	235 以上	215 以上	295 以上	345 以上	325 以上	390 以上	440 以上
許容引張応力度	141	129	177	207	195	234	264
許容引張応力度	94	86	118	138	130	156	176

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-16 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

部材の種類	設計基準強度	軸圧縮	せん断
無筋コンクリート部材	18	4.5	0.55
	21	5.2	0.65

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-17 鉄筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

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

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-18 鉄筋コンクリート用棒鋼の許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	棒鋼の種類		
	SR235	SD295A SD295B	SD345
引張応力度	140	180	180
圧縮応力度			200

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-19 コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

部材の種類	設計基準強度	支圧
無筋コンクリート	18	5.4
鉄筋コンクリート	24	7.2

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-20 許容応力度の割増し係数

荷重・外力の組合せ	割増し係数
土石流または地震を考えた場合	1.5
温度変化を考えた場合	1.15

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.6)

表 2-21 中詰材料

種別	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	備考
割石 (一般のもの)	18	40	「港湾の施設の技術上の基準・同解説」 より抜粋
割石 (もろいもの)	16	35	
切込砂利	18	30	
玉石	18	35	
碎石	17	35	「砂防設計公式集：(社) 全国治水砂防 協会、昭和 59 年 10 月」より抜粋
砂 (しまったもの)	18	30	
普通土 (固いもの)	18	30	

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.3.5)

(4) 擁壁関係

表 2-22 裏込め土・盛土の強度定数

裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (c) ^{注2)}
礫質土	35°	—
砂質土 ^{注1)}	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。

注2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 c を無視する。

(道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)(H24.7) 4-3)

表 2-23 土の単位体積重量

地盤	土質	(kN/m ³)	
		緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
裏込め土・盛土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土(ただし $w_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m³ を差し引いた値としてよい。

(道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)(H24.7) 4-3)

第3節 土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）

3.1 基本事項

3.1.1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、部分透過型および不透過型がある。
 （土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.1）

【解説】

土石流・流木捕捉工としての砂防堰堤は、型式に応じて設計を行う。

各々の機能は、「第Ⅱ編計画編 第2章第2節 2.4 土石流・流木捕捉工」の解説を参照のこと。

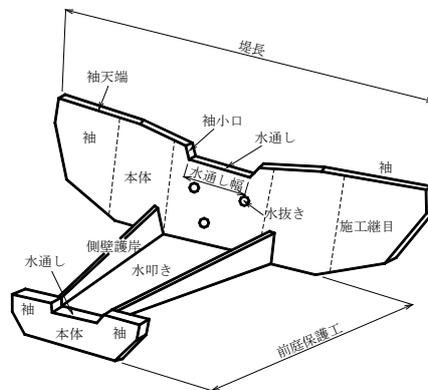
（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.1<解説>）

3.1.2 各部の名称

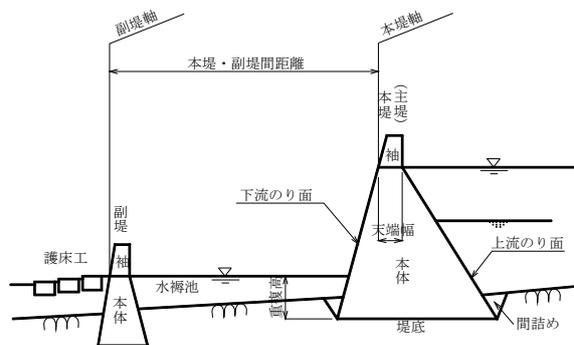
砂防堰堤の各部の名称は、図 3-1 から図 3-3 のとおりである。
 （京都府）

【運用】

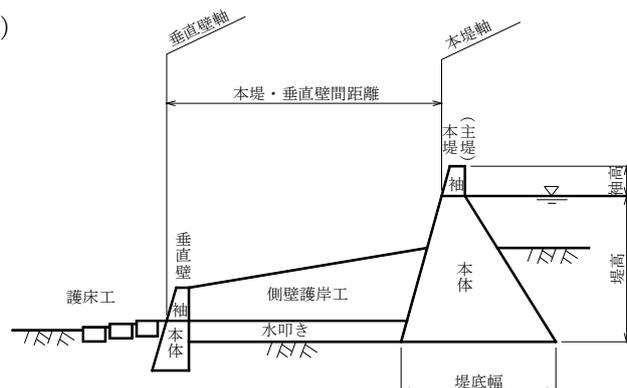
(1) 立体図



(2) 側面図 (その1：副堤方式)



(3) 側面図 (その2：垂直壁方式)



(4) 側面図
(その3：垂直壁に落差がある場合)

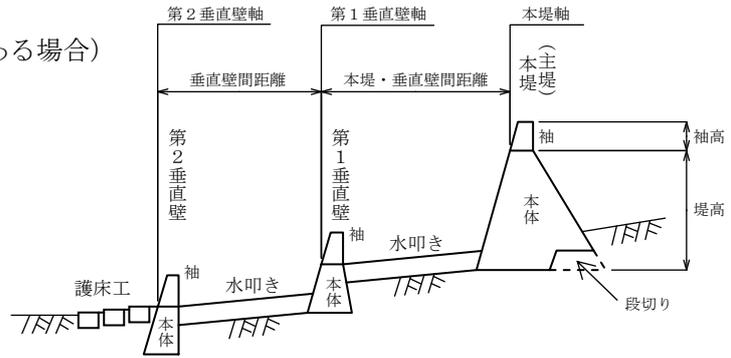


図 3-1 不透過型砂防堰堤の各部の名称

(1) 正面図

(2) 側面図

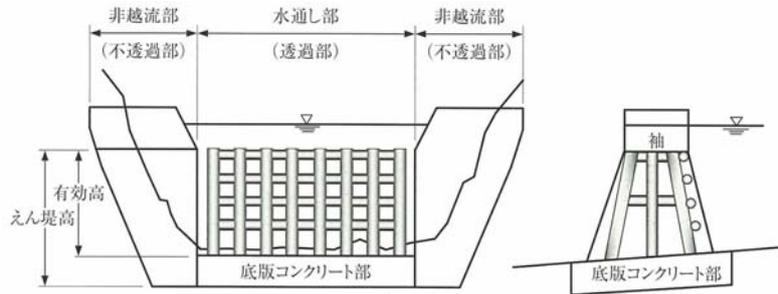


図 3-2 鋼製透過型砂防堰堤の各部の名称

(1) 正面図

(2) 側面図

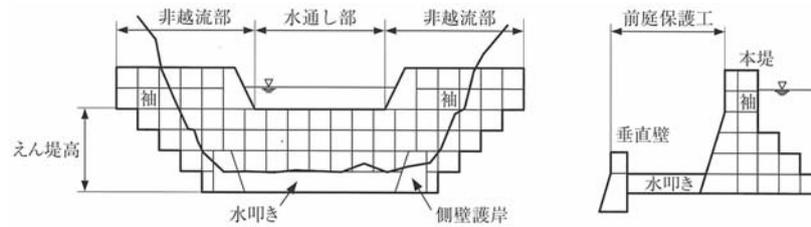


図 3-3 鋼製不透過型砂防堰堤の各部の名称

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9)2章 2.1)

3.1.3 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、「第Ⅱ編計画編第2章第2節 土石流・流木対策施設配置計画」に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.2)

【解説】

土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

土石流・流木捕捉工の位置は地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本体軸及び前庭部の保護等について検討するものとする。

～～（参考）小規模溪流における堰堤の設計～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

小規模溪流（定義は「第Ⅱ編計画編 第1章第3節 3.6.1(1) 計画流出土砂量」を参照）であって、支溪の合流がない溪流における本堰堤の設計は、地形、地質等の現場条件を十分考慮し、適切に設計を行う必要がある。なお、小規模溪流の対策について検討した事例¹⁾があり、以下に示す考え方を参考とすることができる。

- 天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。
- 袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。
- 水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤の下流側の侵食に対応する必要がある。

～～

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.2<解説> 引用)

【参考文献】

- 1) 川邊健作、坂本昌三、内田太郎、伊藤力生（2014）：広島西部山系（大町地区）における小規模溪流対応型施設検討について、砂防学会誌、Vol.67, No.2, p.42-46

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.40

質問：支溪がある場合は、「（参考）小規模溪流における本堰堤の設計」は適用できないのでしょうか

回答：当面は支溪がない溪流で運用することとします

3.1.4 設計順序

土石流・流木捕捉工の設計の流れは、図 3-4 に示すとおりである。

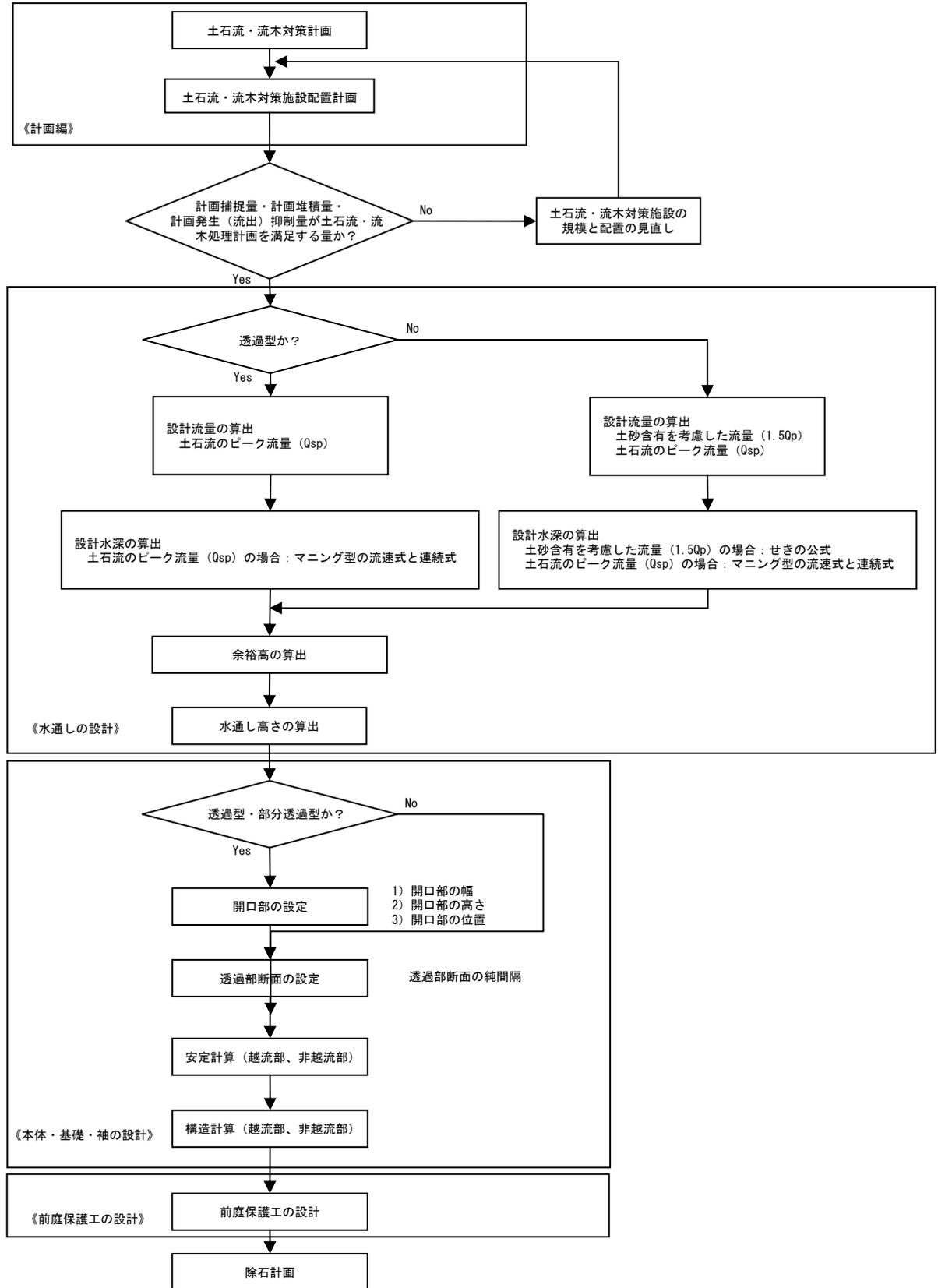


図 3-4 土石流・流木捕捉工設計の流れ

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第1節＜解説＞ 引用）

3.2 水通しの設計

3.2.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現河床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.4.1)

3.2.2 水通し底幅

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。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.2)

【解説】

水通しの幅は溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。

上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの最小幅は3mとする。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3章 3-4)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.23

質問：不透過型砂防堰堤において「水通し幅は現溪床幅程度を基本とし」とあるが、現溪床幅は土石流発生時に侵食が予想される平均幅程度と考えて良いでしょうか？

回答：はい。現地状況を踏まえた上で設定して下さい。

3.2.3 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。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.3(3))

【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またはこれより緩い勾配を設けるものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.3(3)<解説>)

3.2.4 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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(3) 引用）

【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、「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2.10.2 清水の対象流量の算出方法」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、「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2.10.1 土石流ピーク流量の算出方法」に示した方法に基づき算出する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(3)<解説>）

【運用】

原則として、設計流量は切り上げ小数1位止とする。

3.2.5 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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(4)）

【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、1.3-(1)式（逆台形堰の越流公式）により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \quad \dots 1.3-(1)$$

ここで、Q：土砂含有を考慮した流量（m³/s）

C：流量係数（0.6～0.66）

g：重力加速度（9.81m/s²）

B₁：水通しの底幅（m）

B₂：越流水面幅（m）

D_h：越流水深（m）

m₂：袖小口勾配

C=0.6、m₂=0.5の場合には、1.3-(2)式になる。

$$Q \doteq (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \quad \dots 1.3-(2)$$

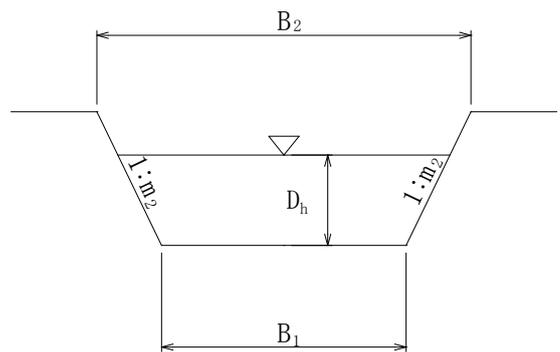


図 3-5 水通し

(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、「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2.10.3 土石流の流速と水深の算出方法」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、「第Ⅰ編調査編 第3章第2節2.4 最大礫径の調査」に示した方法に基づき算出する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(4)<解説>)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.9

質問：「土石流ピーク流量に対する越流水深」はどのように算出するのでしょうか？

回答：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.7.5（本基準(案)計画編第2章第2節2.10.3）に示した算出方法に基づいて、水通し幅を底辺（下辺）とし、袖小口の勾配をした台形を横断形状として、土石流ピーク流量を流しうる水位を計算します。「河川砂防技術基準(案)設計編 第3章2.4.2」に基づくと、越流水深は土石流ピーク流量を流しうる水位と越流部本体天端の標高との差として算出できます。

3.2.6 水通し断面

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。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.2(1))

(1) 余裕高

余裕高は、表 3-1 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 3-2 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 3-1 余裕高

設計流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 3-2 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

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.2(1)<解説>)

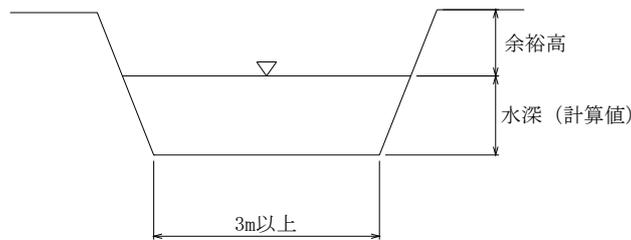


図 3-6 砂防堰堤の水通し

(2) 土石流ピーク流量に対する袖部を含めた断面での対応

「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 3-7 参照）。ただし、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。

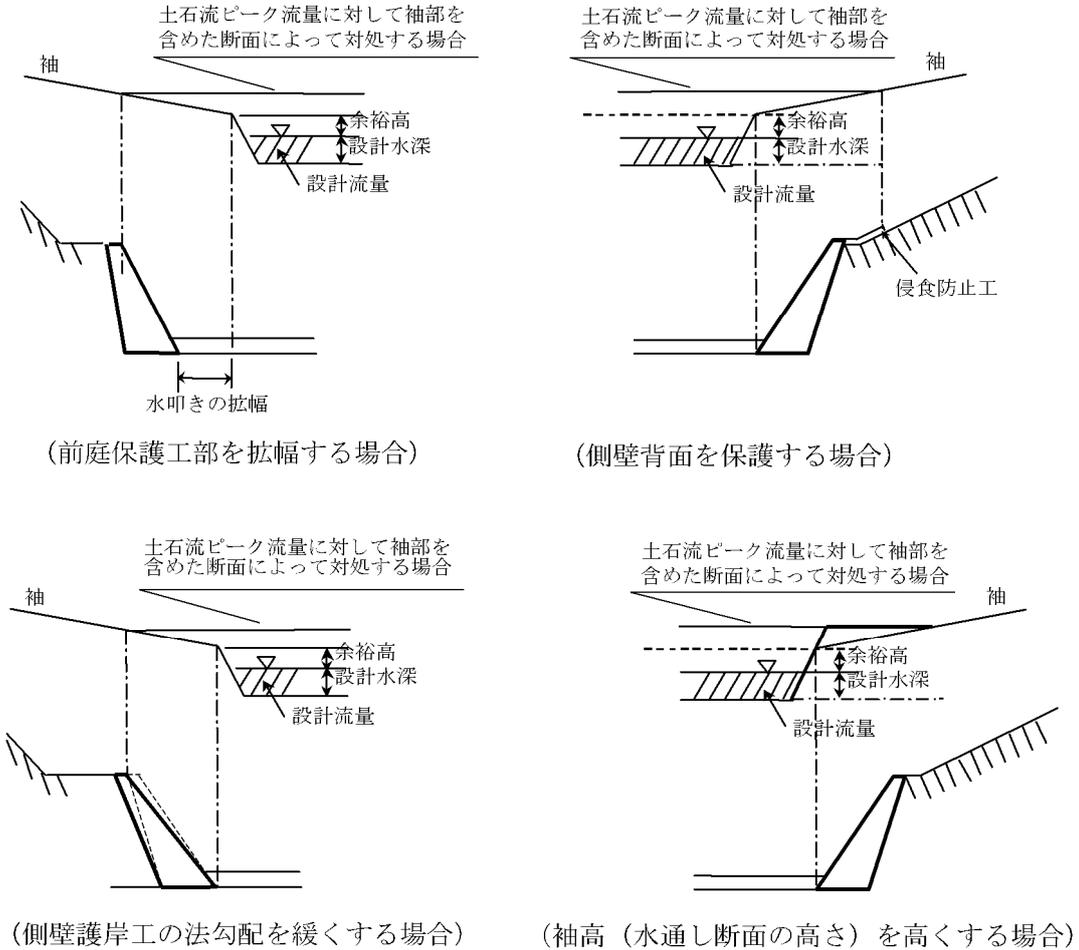


図 3-7 水通し断面

(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)

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.2(1)<解説>)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.21

質問：「地形等の理由により水通し断面を確保できない」とはどのような状況を想定しているのか？

回答：例えば、非越流部を完全に地山に貫入できない場合などを想定しています。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.22

質問：袖部を含めた水通し断面で対応した場合、土石流のピーク流量に対する越流水深に対して余裕高を考慮する必要はないのでしょうか？

回答：はい。

(3) 最下流堰堤の水通し

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に定めることとする。ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(4)<解説>）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.3

質問：整備率 100%の最下流の堰堤における袖部を越流する可能性の判断と対策の考え方を教えてください

回答：袖部を越流するかどうかの判断および対策は、2.1.3.2(1)②（本基準(案)本節 3.2.6(2)）で示した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と同様に検討いただくことを想定しています。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.4

質問：整備率 100%となる溪流の最下流の堰堤の設計水深で用いる「土砂含有を考慮した流量」とは、清水の対象 流量の 1.5 倍と考えてよいでしょうか。

回答：2.1.3.1(3)（本基準(案)本節 3.2.4）に準じて 1.5 倍とします。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.5

質問：「土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の堰堤」とは、1 基で整備率 100%となる場合も含むのでしょうか

回答：はい

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.6

質問：流域内の最下流ではない堰堤を計画する場合においても、その堰堤の計画流出量に対して整理率 100%を満足する場合は、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めてもよいでしょうか？

回答：最下流堰堤に限定してください。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.13

質問：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、基本的には土石の越流はないという観点から、設計水深は土砂含有を考慮した流量（洪水時）の越流水深のみで定めることとし、最大礫径との対比は不要と解釈してよいでしょうか。

回答：ご指摘のとおり、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の堰堤では、水通しを土石流が通過することはないと考えます。土石流ピーク流量に対する越流水深、最大礫径との対比を行うことなく「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として越流水深を定めてもよいこととしています。

なお、整備率 100%でない砂防堰堤では、従来通り、「土石流・流木対策設計技術指針解説」2.1.3.1(4)（本基準(案)本節 3. 2. 5）に基づき、設計水深を定めることとなります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.14

質問：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の水通し部の設計に関し「水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮」と記載されていますが、現況の川幅とは 現在水が流れている幅という認識でよいのでしょうか。

回答：水通し幅については、従来通り、設計流量の流れを阻害しないように、設計流量が流れることが予想される幅を、現地状況を考慮して適切に定めてください。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.15

質問：土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流において、複数基の砂防堰堤の設置の計画がある場合、最下流堰堤は「土砂含有を考慮した流量（洪水時）」、上流堰堤は「土石流ピーク流量」で決まる場合、水通し断面が上下流で整合しなくなる（下流の方が上流よりも断面が小さくなる）と考えられますが、問題はないのでしょうか。

回答：最下流の堰堤と最下流以外の堰堤で設計流量が異なり、水通し断面に不整合・逆転が生じることは問題ありません。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.18

質問：砂防堰堤1基で、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤も「土砂含有を考慮した流量」を対象として、設計水深を定めてもよいと理解してよろしいでしょうか。

回答：「土砂含有を考慮した流量」を対象としてください。

補足説明：溪流内の堰堤の基数に依らず、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めてよいこととしています。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.19

質問：土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤（透過型）の水通しは土砂含有を考慮した流量で水通し断面を設計してよいが、土石流ピーク流量よりも土砂含有を考慮した流量の方が大きい場合は、土石流ピーク流量を設計流量とする旨記載されているが、不透過型堰堤も同様の扱いでよろしいのでしょうか。

回答：不透過型堰堤の水通しにつきましては、土石流ピーク流量よりも土砂含有を考慮した流量の方が大きい場合、土砂含有を考慮した流量を設計流量として下さい。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/追加(H28.9)

質問：最下流の不透過型砂防堰堤で、副堰堤による流木の捕捉によって土砂・流木処理計画の整備率が100%になる場合の水通し断面は、土砂含有を考慮した流量で設計しても良いのでしょうか？

回答：はい。最下流の不透過型砂防堰堤で、副堰堤による流木の捕捉によって土砂・流木処理計画の整備率が100%になる場合は、流木の一部は下流に流出するものの、土石流は本堰堤で捕捉され、下流側の流れは掃流の形態になると考えられますので、水通しの設計流量は土砂含有を考慮した流量とします。

3.3 本体の設計

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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.2(2)）

【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（緩衝効果効果を期待できる部材）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。

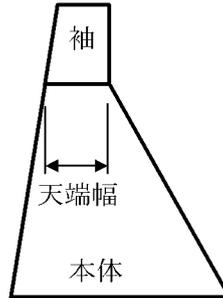


図 3-8 砂防堰堤側面図（事例）と部位名称

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.2(2)〈解説〉）

【運用】

水通し天端幅を拡幅する場合は0.1m単位とする。

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、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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.2(3)）

【解説】

下流のり勾配を緩くする場合は、1.3-(3)式で求められる勾配よりも急にする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots 1.3-(3)$$

ここで、U：土砂が活発に流送され始める流速（m/s）

H：堰堤高（m）

土砂が活発に流送され始める流速U（m/s）は設計外力（「3.3.3（2）設計外力」）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を下限とし、1：1.0を上限とする。

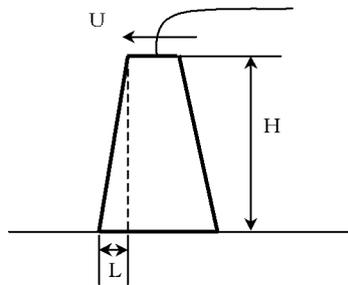


図 3-9 下流のり勾配

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.2(3)＜解説＞）

【運用】

下流のり勾配を緩くする場合には、経済性を考慮し、上流のり勾配を鉛直に近づけ、安定計算を行い決定する。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.24

質問：下流のり勾配を1:0.2よりも緩くすることができる条件は具体的にどのような条件でしょうか？

回答：一般的には、以下の条件を満たすことになります。 1) 土石流が砂防堰堤の下流のり面を摩耗しないこと 2) 普段の流出土砂が砂防堰堤の下流のり面を摩耗しないこと 1) については、本節3.3.2の式1.3-(3)（上記の文中に示した式と同じ）を満たすことが求められます。2) については、「砂防堰堤の越流部の天端から流下する土砂が少ないこととともに、その土砂の粒径も小さいこと」と考えられます。「砂防堰堤の越流部の天端から流下する土砂が少ないこと」は砂防堰堤建設後数～十数年程度で満砂状態とならないような場合が考えられます。また、平成19年3月に通知された指針と同解説の考え方に立てば、実効性のある「除石（流木の除去を含む）計画」を策定した砂防堰堤の場合、土石流時以外、基本的に土砂が越流部の本体天端を通過することは考えられません。このような場合も「土砂の流出が少ない溪流」と解釈できると考えられます。「その土砂の粒径も小さいこと」は、当該溪流の溪床堆積土砂がマサ土やシラスのように、主に砂や礫分（75mm以下程度）で構成されている場合を指すと考えられます。

3.3.3 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。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1)

【解説】

安定計算は「(1) 安定条件」に示した方法に基づき実施する。

堤体は「3.3.1 天端幅」と「3.3.2 下流のり」に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、「3.3.4(1)」の非越流部の安定性についても留意する。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。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.1<解説>)

(1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、「(2) 設計外力」に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
2. 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(1))

【解説】

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 、堰堤高が 15m 以上の場合、 $N=1.5$ とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.1(1)<解説>)

(2) 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、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。）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。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.1(2) 引用)

【解説】

平常時及び洪水時の設計外力の組み合わせに加えて、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表 3-3のとおりとする。本基準(案)でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は「河川砂防技術基準(案) 設計編(H9.10) 第3章 砂防施設的设计」でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

ただし、堰堤高 15m 未満の場合における設計外力は水の単位体積重量を 11.77kN/m^3 として算出

する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状況とし、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（図3-10参照）。

土石流流体力は、 $D_d/2$ 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 $C_e(\gamma_d - \gamma_w)D_d$ を加えた大きさとなる。ここに、 C_e ：土圧係数、 D_d ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）、 γ_d ：土石流の単位体積重量(kN/m^3)、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m^3)、 γ_w ：水の単位体積重量（堰堤高が15m未満の場合は 11.77kN/m^3 程度、堰堤高が15m以上の場合は 9.81kN/m^3 程度）

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho g$$

ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ ：水の密度 (kg/m^3)、 σ ：礫の密度 (kg/m^3)、 g ：重力加速度 (m/s^2) (9.81m/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 3-3 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	自重、静水圧、 堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、 地震時動水圧	自重、静水圧、 堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高 15m 以上		自重、静水圧、 堆砂圧、揚圧力、 土石流流体力	自重、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¹⁾。

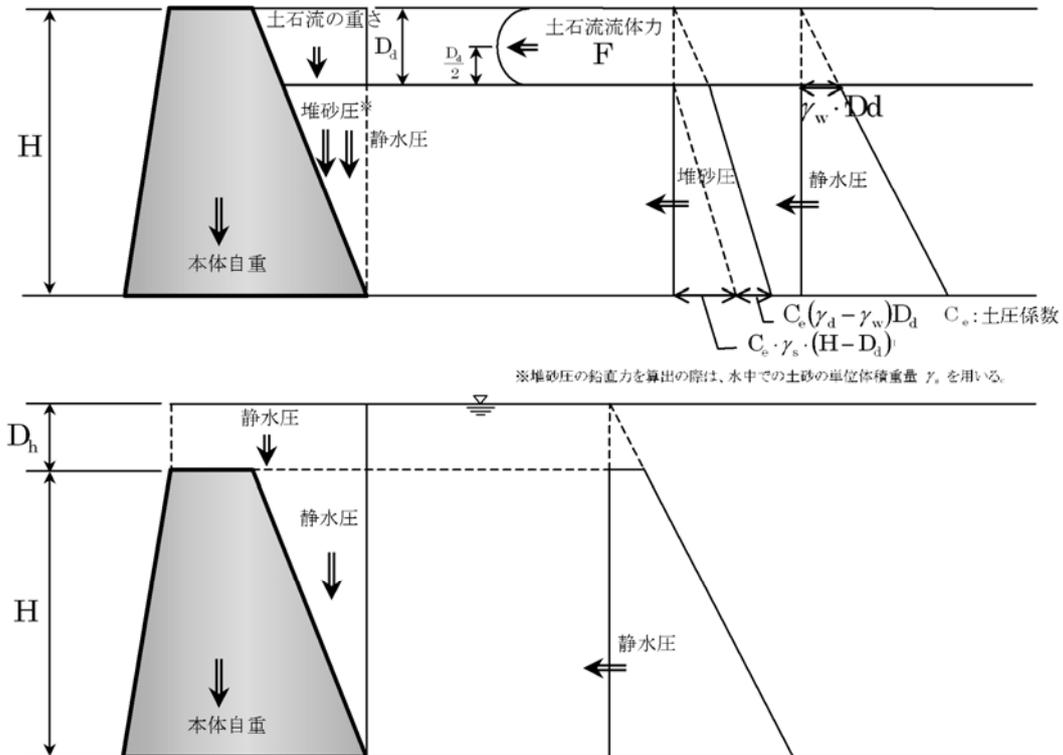


図 3-10 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

（H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.1(2)<解説> 引用）

【参考文献】

- 1) (社)砂防学会(1996):砂防設備の耐震設計に関する検討委員会報告、新砂防 Vol.48、No.6(203)、p.37

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.1

質問：不透過型砂防堰堤の越流部および透過型砂防堰堤の非越流部の土石流時の安定計算で、後続流の計算は必要ないのでしょうか？

回答：土石流時は土石流ピーク流量が生じた際の設計外力に対して安定計算を行うことにしております。よって、後続流の計算を行う必要はありません。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.8

質問：「土石流ピーク流量に対する越流水深」の数値が「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」の数値よりも大きくなった場合、「土石流ピーク流量に対する越流水深」の数値を用いて、洪水時の静水圧を算出するのでしょうか？

回答：いいえ。洪水時の設計外力は「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」を用いて算出してください。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.16

質問：土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流砂防堰堤において、水通し断面の決定に土石流ピーク流量を考慮する必要がなくても、砂防堰堤の安定計算では土石流流体力を考慮する必要があると考えますが、解釈に誤りはありませんでしょうか。

回答：水通しの断面の設計水深の決め方に関するものであり、安定計算等その他の事項については、従来の指針に従ってください。

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（kN/m³）を乗じて求められる。なお、堰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22.5kN/m³とする。

$$W = W_c \cdot A \quad \dots 1.3-(4)$$

ここで、W：単位幅当たりの堰堤堤体の自重（kN）

W_c：堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量（kN/m³）

A：堰堤堤体単位幅当たりの体積（m³）

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説>）

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-1(1) 引用）

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。土石流時に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。

なお、堰堤高が 15m 以上のときには、水の単位体積重量を $W_0=9.81\text{kN/m}^3$ 、堰堤高が 15m 未満のときには $W_0=11.77\text{kN/m}^3$ を標準として計算する。

$$P = W_0 \cdot h_w \quad \dots \cdot 1.3-(5)$$

ここで、 P ：水深 h_w の点における静水圧（ kN/m^3 ）

W_0 ：水の単位体積重量（ kN/m^3 ）

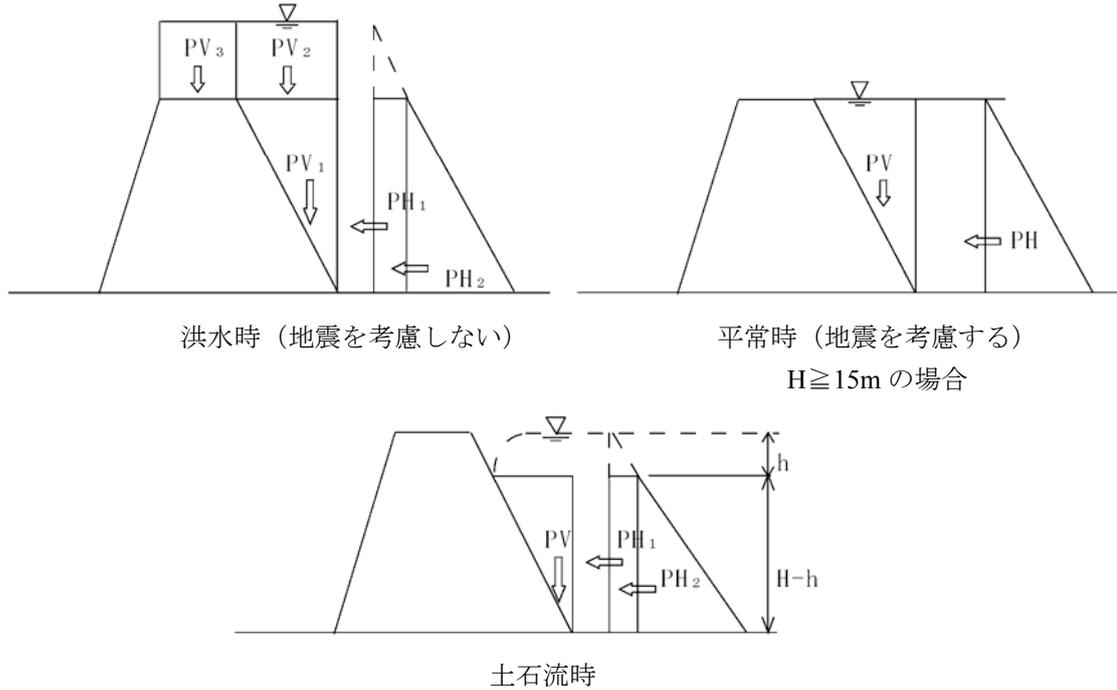
h_w ：水面からの任意の点の水深（m）

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説>）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.1(2)<解説> 引用）

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-1(2) 引用）

コンクリート不透過型堰堤の静水圧は、図 3-1 1 のように作用する。



PV：静水圧の鉛直分力、PH：静水圧の水平分力

図 3-1 1 静水圧

3) 堆砂圧（平常時及び洪水時）

平常時及び洪水時における堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、完成時に想定される堆砂高とする。

$$P_{eV} = W_{si} h_e \quad \dots 1.3-(6)$$

$$P_{eH} = C_e W_{si} h_e \quad \dots 1.3-(7)$$

ここで、 P_{eV} ：堆砂圧の鉛直分力（ kN/m^2 ）

P_{eH} ：堆砂圧の水平分力（ kN/m^2 ）

W_{si} ：水中堆砂単位体積重量（ kN/m^3 ）

$$\rightarrow W_{si} = W_s (1 - \nu) W_0 \quad \dots 1.3-(8)$$

i ：堆砂勾配（埋戻勾配）

h_e ：堆砂面からの任意の点までの堆砂深（ m ）

→堰堤完成時に想定される堆砂高（堤体上流の埋戻し高）

C_e ：土圧係数（常時の主導土圧係数は 0.3 を採用）

☞第Ⅲ編 設計編 第1章第2節 設計に用いる数値基準

W_s ：堆砂見掛け単位体積重量（ kN/m^3 ）

ν ：堆砂空隙率（ $\nu=0.4$ 程度としてよい）

$$\rightarrow \nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa} \quad \dots 1.3-(9)$$

W_0 ：水の単位体積重量（ kN/m^3 ）

W_{sa} ：堆砂絶対単位体積重量（ kN/m^3 ）

ϕ ：堆砂の水中の内部摩擦角（ $30\sim 40^\circ$ ）（表 2-2）

土圧係数（ C_e ）は 0.3～0.6 で示される。土圧係数をクーロンの土圧論で考えれば、

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \dots 1.3-(10)$$

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、1.3-(11)式で示される。

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots 1.3-(11)$$

堆積土の水中の内部摩擦角を 35° とすると、下式のように 0.3 となる。

$$C_e = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3 \quad \dots 1.3-(12)$$

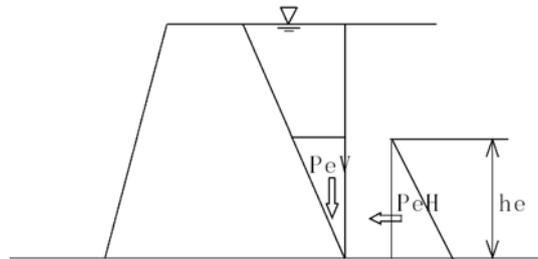
なお、地震時の検討を行う場合には地震時主動土圧係数を用いる。クーロンの土圧係数の公式において、堆砂勾配を水平としたときの式は次のように表される。

$$C_e = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left\{ \cos \theta + \sqrt{\sin \phi \cdot \cos \theta \cdot \sin(\phi - \theta)} \right\}^2} \quad \dots 1.3-(13)$$

ここで、 θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K$)

K : 地震係数

コンクリート不透過型堰堤の平常時における堆砂圧は、図 3-1 2 のように作用する。



平常時（地震考慮：H≥15mの場合）

図 3-1 2 堆砂圧

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説> 引用)

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-1(3) 引用)

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.2(3))

4) 堆砂圧（土石流時）

土石流時の堆砂圧は、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 $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$ を加えた大きさとなる。ここに、 C_e : 土圧係数、 D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)、 γ_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m^3)、 γ_w : 水の単位体積重量 (堰堤高が 15m 未満の場合は 11.77kN/m^3 程度、堰堤高が 15m 以上の場合は 9.81kN/m^3 程度)。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g \quad \dots 1.3-(14)$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \dots 1.3-(15)$$

ここで、 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度 (kg/m^3)

σ : 礫の密度 (kg/m^3)

g : 重力加速度 (m/s^2) (9.81m/s^2)

コンクリート不透過型堰堤の土石流時における堆砂圧は、図 3-13 のように作用する。

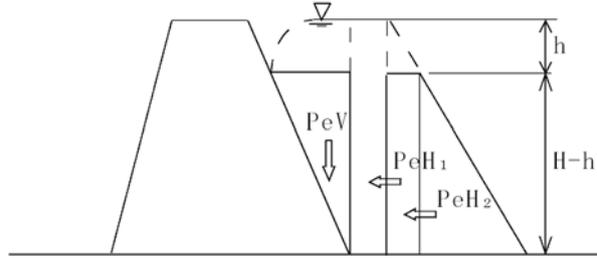


図 3-13 堆砂圧（土石流時）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.1(2)＜解説＞ 引用）

5) 揚圧力

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 3-4 を基準として計算する。
揚圧力は表 3-4 を基準として計算する。

表 3-4 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
軟岩（Ⅱ）以上	$(h_2 + \mu \cdot \Delta h) \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$
軟岩（Ⅰ）以下	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$

ここで、 μ ：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）

Δh ＝上・下流の水位差（m）

$$\rightarrow \Delta h = h_1 - h_2$$

W_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

任意の点（X）における揚圧力は 1.3-(16)式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \dots \dots 1.3-(16)$$

ここで、 U_x ：X 地点の揚圧力（kN/m²）

l：全浸透経路（m）

$\rightarrow l = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は、 $l = b_2 + 2d$ 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）

コンクリート不透過型堰堤の揚圧力は、図 3-1 4 のように、 $H \geq 15\text{m}$ の場合（平常時）のみ作用する。

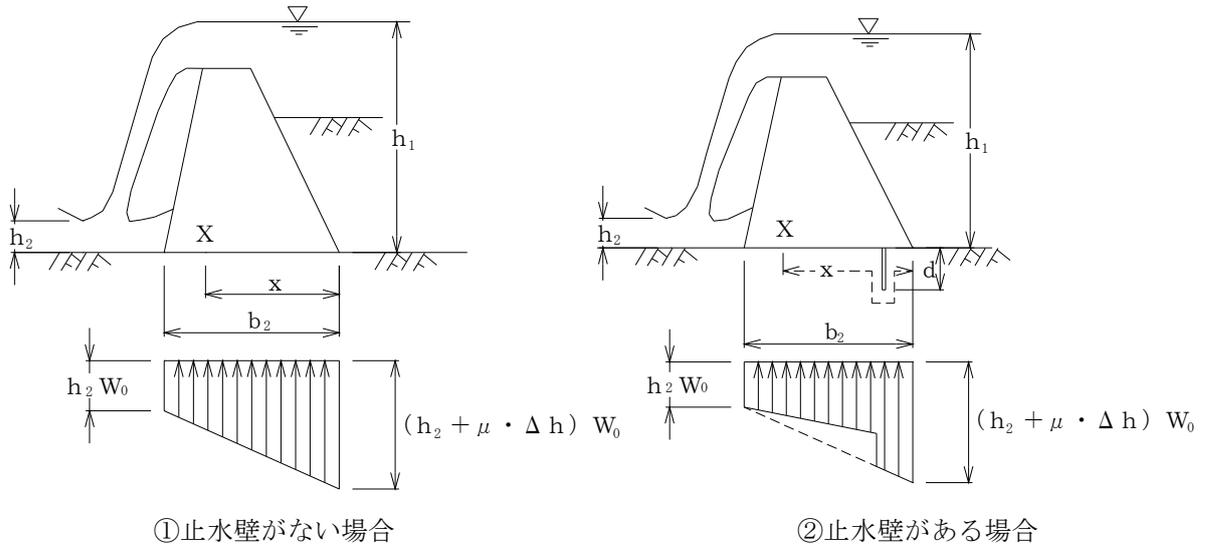


図 3-1 4 揚圧力の分布

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説> 引用)

6) 浮力

鋼製不透過型砂防堰堤のように石礫や土砂を中詰めする形式の場合には、堤体内の浸潤線以下の中詰材などの固体には浮力が作用する。天端がコンクリートなどの不透水層で被覆されている場合には浸潤線の設定は図 3-1 5 のように直線的に変化すると単純化して想定してよい。ただし、15m 未満の堰堤の場合は浮力は見込まない。

なお、浮力を考慮した中詰材の見掛けの単位体積重量は、「3) 堆砂圧（平常時及び洪水時）」で示した W_{si} であり、土砂の空中単位体積重量から 9.81kN/m^3 を引いた値ではないことに注意する。

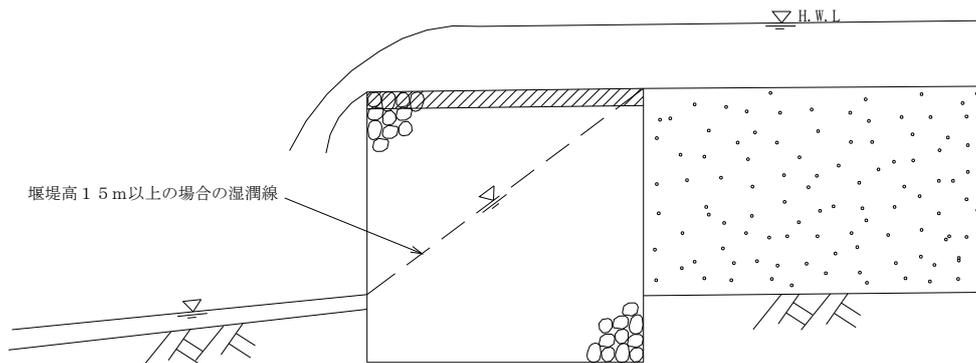


図 3-1 5 浸潤線の位置

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 2章 2.2(4) 引用)

7) 地震時慣性力

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。

$$I = KW \quad \dots \dots 1.3-(17)$$

ここで、I：単位幅あ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：単位幅あたりの堰堤堤体の自重（kN/m）

設計震度は地震活動度の地域区分、基礎地盤の状態を考慮して決定する。特に堰堤地点が地震活動度の大きい地帯とか、地質的に問題のある場合には地域の地震歴、堰堤堤体の動力学的特性を考慮して設計震度を定める。設計震度は通常の岩盤基礎を標準としており（表 3-5）、堰堤の高さが20mを越え、かつ風化または破碎の著しい岩盤基礎、もしくは新第三紀以降の地質で未固結の岩盤基礎の場合には設計震度も大きい値（表 3-5）をとる。

表 3-5 設計震度（重力式コンクリート堰堤の場合）

基礎岩盤の状況	強震帯及び中震帯地域	弱震帯地域
通常の岩盤	0.12	0.10
風化、破碎の著しい岩盤 新第三紀以降の未固結岩盤	0.15	0.12

ただし、強震帯及び中震帯地域とは、下記の弱震帯地域を除く地域とする。

【弱震帯地域】

北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、釧淵町、朝日町、風連町および下川町、中川郡（上川支庁）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡

山口県の全域

福岡県の全域

佐賀県の全域

長崎県の全域

熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡

大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡

鹿児島県のうち名瀬市および大島郡を除く地域

沖縄県の全域

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説>）

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-1(5)）

8) 地震時動水圧

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、次式により求められる。

砂防堰堤の上流面は傾斜しているので一般には Zangar の式 1.3-(18)、1.3-(20)が用いられる。

$$P_x = C \cdot W_0 \cdot K \cdot h_0 \quad \dots 1.3-(18)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} \right] \quad \dots 1.3-(19)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} \cdot W_0 \cdot K \cdot h_0^2 \cdot \sec \theta \quad \dots 1.3-(20)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \quad \dots 1.3-(21)$$

ここで、 P_x ：地点の地震時動水圧（ kN/m^2 ）

P_d ：貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧（ kN/m ）

W_0 ：貯留水の単位体積重量（ kN/m^3 ）

K：設計震度

H：貯留水面から基礎地盤までの水深（m）

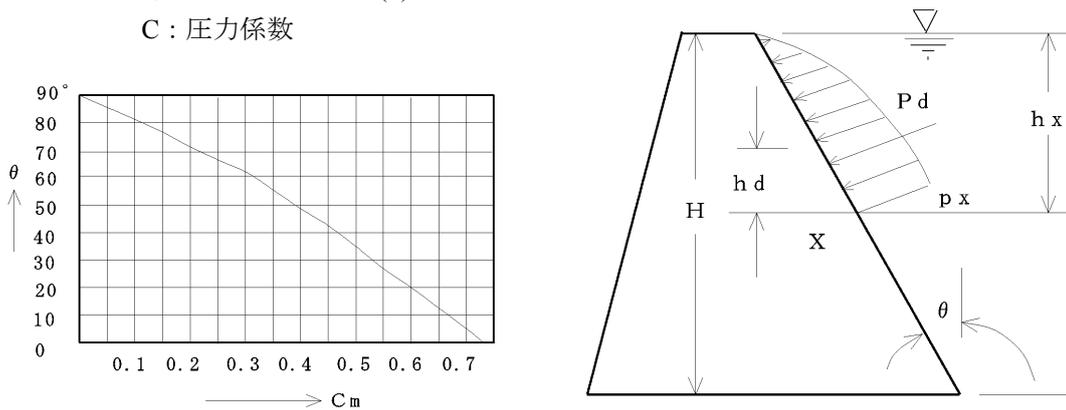
h_x ：貯留水面から X 地点までの水深（m）

C_m ：C が最大となるとき（ P_x が最大となるとき）の C の値（図 3-1 6(1)参照）

h_d ：X 地点から P_d の作用点までの高さ（m）

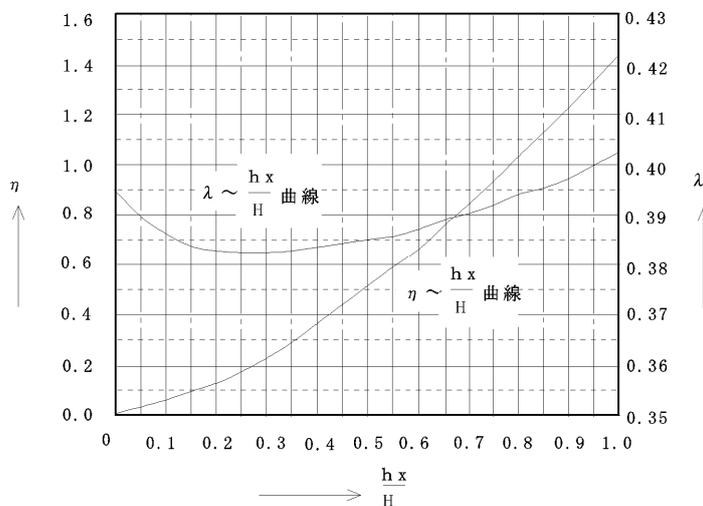
η 、 λ ：図 3-1 6(3)から求められる係数

C：圧力係数



(1) C_m の値

(2)地震時動水圧模式図



(3) η 及び λ の値

図 3-1 6 地震時動水圧の係数

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説>)

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-1(6) 引用)

9) 温度荷重

温度荷重は、アーチ式コンクリート堰堤以外のコンクリート堰堤においては、小さいので無視する。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説> 引用)

10) 土石流流体力

土石流流体力の算出については、「第Ⅱ編計画編 第2章第2節 2.10.5 土石流流体力の算出方法」を参照する。

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し(図 3-10 参照)、土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に水平に作用させる。

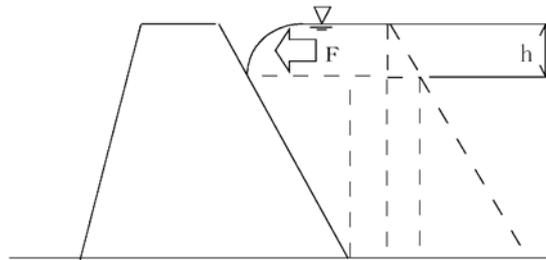


図 3-17 土石流流体力

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.1(2)<解説> 引用)

(3) 越流部の安定計算

越流部の安定計算は、表 3-3 に示す設計荷重を組み合わせで行う。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-4 引用)

【解説】

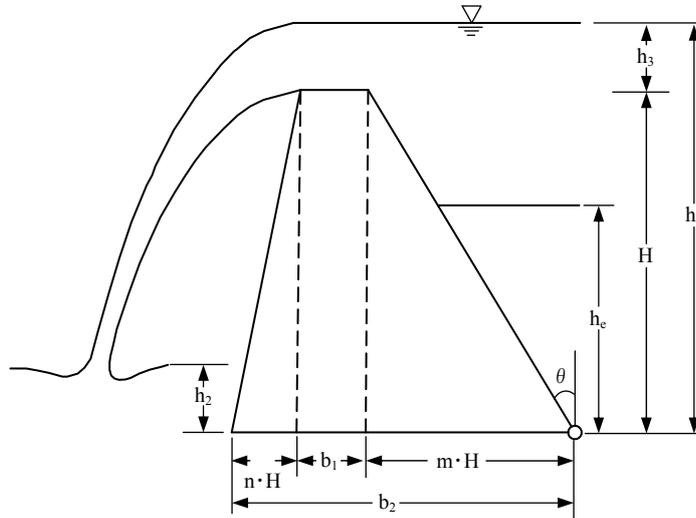


図 3-18 砂防堰堤の安定計算

H : 堰堤高 (m)

b_1 : 水通し天端幅 (m)

b_2 : 堤底幅 (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

h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_3$

h_2 : 下流側水深 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w : 流水の単位体積重量 (kN/m^3)

W_{si} : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m^3)

C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数

K : 設計震度

$\left. \begin{matrix} \eta \\ C_m \\ \lambda \end{matrix} \right\}$ 「(2) 8) 地震時動水圧」参照

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-4 引用)

【運用】

安定計算例は、「参考Ⅱ編 計画・設計例編 第2章 堰堤設計計算例」を参照すること。

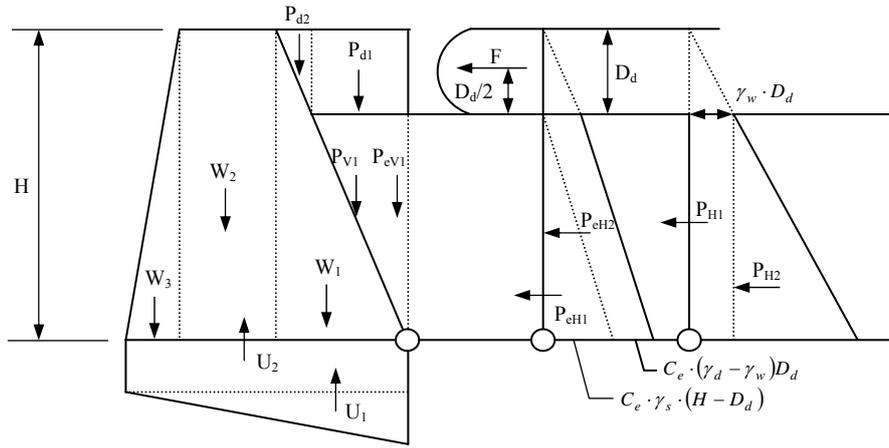


図 3-19 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

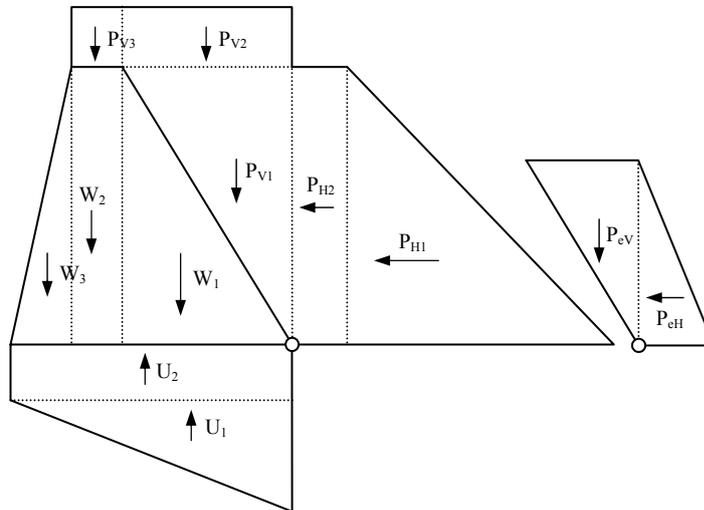


図 3-20 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

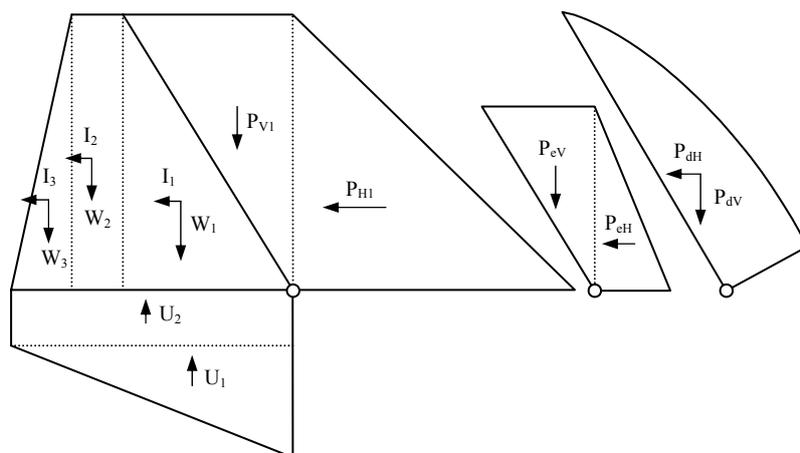


図 3-21 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $h_3=0$ ）

表 3-6 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	水平力	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 ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{H1}	$D_d \cdot \gamma_w \cdot h_e$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
	P _{H2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
堆砂圧	P _e					
	P _{eV1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$			$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P _{eH2}	$C_e \cdot \gamma_f \cdot D_d \cdot h_e$			$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
土石流の重さ	P _d					
	P _{d1}	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot h_e$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{d2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$	(+)		$m \cdot h_e + \frac{1}{3} \cdot m \cdot D_d$	(+)
土石流流体力	F	「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2. 10. 5」参照		(+)	$h_e + \frac{1}{2} \cdot D_d$	(+)
揚圧力	U					
	U ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U ₂	$\gamma_w \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合計			V	H		M

堤高 15m 未満の場合は堤体の自重 W、静水圧 P、堆砂圧 P_e、土石流の重さ P_dおよび土石流流体力 F を用いる（上表の太枠の範囲）。堤高 15m 以上の場合はこれに揚圧力を加える。

$$h_e = H - D_d \quad \gamma_f = \gamma_d - \gamma_w$$

表 3-7 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	水平力	堤底の上流端から作用線までの距離 (l)	モーメント (M=V・I+H・l)
堤体の自重	W					
	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P _e					
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{V2}	$\gamma_w \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{V3}	$\gamma_w \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	P _{H2}	$\gamma_w \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P _e					
	P _{eV}	$\frac{1}{2} \cdot W_{si} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{eH}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{si} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U ₂	$\gamma_w \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合計		V	H		M	

堤高 15m 未満の場合は堤体の自重 W および静水圧 P を用いて安定計算を行う。

表 3-8 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $h_3=0$ ）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力	水平力	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 ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P _e					
	P _{v1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P _e					
	P _{eV}	$\frac{1}{2} \cdot W_{si} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{eH}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{si} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U ₂	$\gamma_w \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I ₁	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I ₂	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I ₃	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P _d					
	P _{dV}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{dH}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot \gamma_w \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			V	H		M

堤高 15m 以上の場合のみ平常時の安定計算を行う

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-4 引用)

1) 転倒に対する安定計算

$$x = \frac{M}{V} \quad \dots \text{1.3-(22)}$$

$$0 \leq x \leq b_2 \quad \dots \text{1.3-(23)}$$

ここで、 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 ：堤底の上流端を交点として、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_2 ：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確保される。したがって、式 1.3-(23)にあてはまれば砂防堰堤は転倒しない。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-4(1) 引用）

2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot l}{H} \quad \dots \text{1.3-(24)}$$

ここで、 n ：安全率

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_0 ：堰堤または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度（kN/m²）

l ：せん断抵抗を期待できる長さ（m）

堰堤に設計荷重が作用したときに、堰堤堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。

式 1.3-(24)は、堤底と基礎地盤との接触面におけるせん断力による滑動に対して、安全なせん断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。

f および τ_0 の値は、表 2-3を参照すること。また、せん断抵抗を期待できる長さ（ l ）は、一般に堰堤堤底幅（ b_2 ）とすることが多い。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-4(2) 引用）

【運用】

滑動に対する安全率 n は、軟岩（Ⅱ）以上の地盤の場合には、せん断強度（堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し、 $n=4.0$ とする。軟岩（Ⅰ）のうち D 級以下及び岩塊玉石以下の地盤では、せん断強度を無視し、 $H<15m$ の場合は原則として $n=1.2$ とする。ただし、軟岩（Ⅰ）のうち C_M 級及び C_L 級については、風化が進み、固結の程度が弱いため、均一な強度を持つ地盤として扱うことが困難なことから、安定計算はせん断強度を見込んで評価した場合 $n=4.0$ 、せん断強度を見込まない場合 $n=1.2$ として評価し、両者の内安全となる結果を採用する。

☞ 第Ⅰ編 調査編 第9章第2節 2. 4. 5 岩級区分

表 3-9 滑動安全率

堰堤高		軟岩（Ⅱ）	軟岩（Ⅰ）		岩塊玉石
		以上	CM 級及び CL 級		
1.5 m 未満	安全率	4.0	4.0	1.2	1.2
	せん断強度	考慮	考慮	無視	無視
1.5 m 以上	安全率	4.0	4.0	1.5	1.5
	せん断強度	考慮	考慮	無視	無視

3) 堰堤堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \quad \dots \cdot 1.3-(25)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \quad \dots \cdot 1.3-(26)$$

ここで、 b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m²)

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)

式 1.2-(25)は、堤底の上流端または下流端における垂直応力を求める式で、値が (+) であれば圧縮応力、(-) であれば引張応力である。

堤底に引張応力を生じないためには $-1 \leq \frac{6 \cdot e}{b_2} \leq 1$ でなければならない。これに $e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$

を代入すると $\frac{1}{3} \cdot b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot b_2$ となる。

これらのことから、転倒に対して安定であり、かつ堤底に引張応力を生じないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央 1/3 内になければならない。

一般的には $x = \frac{2}{3} \cdot b_2$ となる断面が経済的である。

式 1.2-(25)で求めた σ の値が、堰堤堤体及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。

最大垂直応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

堰堤堤体及び基礎地盤の許容応力は、表 2-3 を参照すること。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-4(3) 引用)

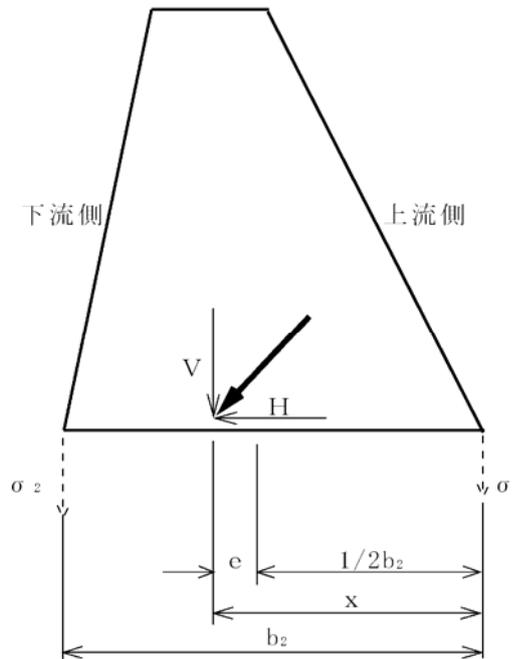


図 3-2 2 堰堤断面に作用する力

3.3.4 非越流部の安定性および構造

(1) 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.3(1))

【解説】

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等の特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、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ことを基本とする。安定条件は「3. 3. 3 (1) 安定条件」、設計外力は「3. 3. 3 (2) 設計外力」に従うが、その作用位置は図 3-23 に従う。

ただし、「3. 2. 6 (2)」のように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

- (a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。
- (b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとするとき土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が、堰堤（袖部を含む）に作用するとして、安定計算を実施する。

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(ii)が考えられるが、その他、場の条件や堰堤の大きさ等を勘案して、検討位置を設定する。

(i) 袖小口の断面

(ii) 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

15m 以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態のとき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有する断面としなければならない。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.3(1)<解説>)

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-3)

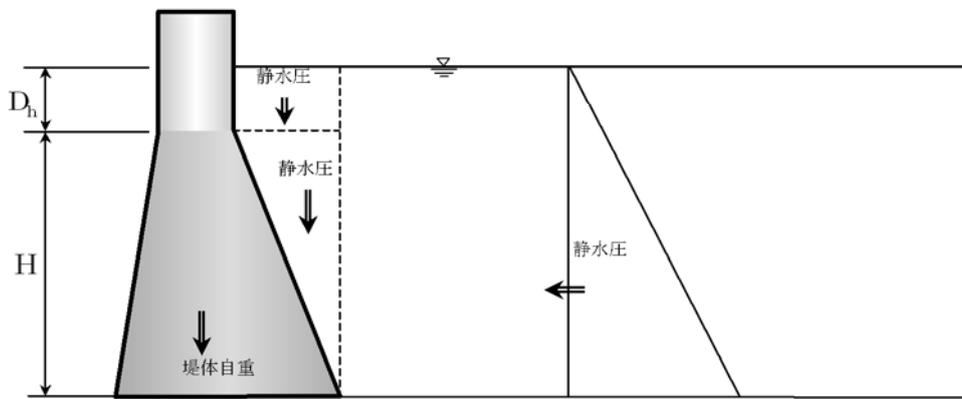
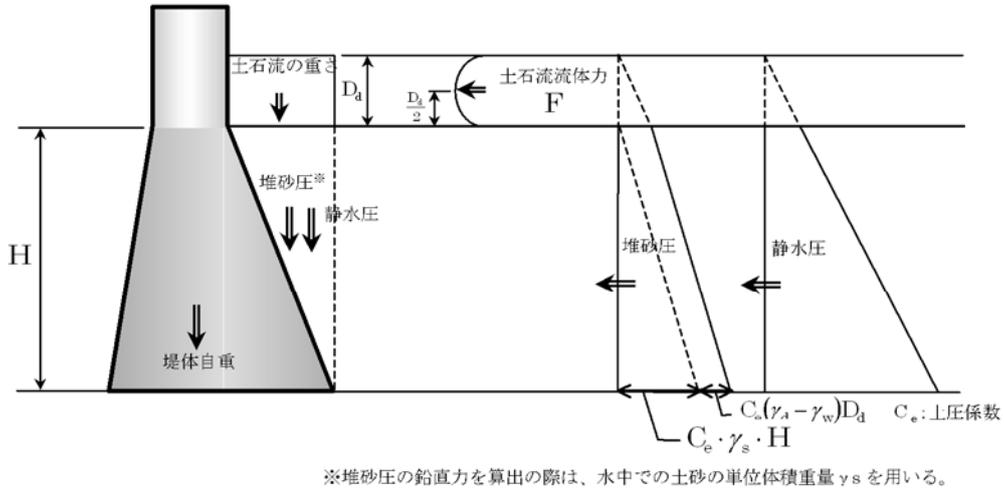


図 3-23 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.3(1)<解説>)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.25

質問：非越流部断面の安定計算を行うと、非越流部の方が厳しい条件となる場合、断面が大きくなる可能性があります。非越流部断面と越流部断面を同一とした場合、非越流部に合わせると越流部が過大となる可能性があるのではないのでしょうか。

回答：施工性等を考慮し、越流部と非越流部の断面を同一とすることにより、越流部の断面がその安定性の確保に最低限な断面より大きくなることは生じ得ると考えられます。一方、越流部と非越流部で断面を同一としないことが望ましいと判断される場合は、必ずしも同一の断面とする必要はありません。施工性や経済性等、個別の現場条件に応じて検討してください。

(2) 非越流部の断面検討

非越流部が越流部に比べて著しく長い場合等では、安全性・経済性・施工性を考慮して、非越流部断面の形状を越流部断面と変える等の工法についても検討する。

(京都府)

【解説】

非越流部は、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期に空虚に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定されるダムでは、上流面に多少ののり勾配を付ける必要がある。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-5-2-3)

【運用】

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性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割以上の軽減を目安として検討する場合が多い。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.28

質問：「基礎地盤といった条件の相違があるなど越流部と非越流部の本体を同一の断面としたい場合」には、経済的な観点から、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面より小さくすることも含まれるのでしょうか？

回答：はい。

3.4 基礎の設計

3.4.1 基礎の安定

砂防堰堤の基礎は、安全性等から軟岩（Ⅱ）以上の地盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず軟岩（Ⅰ）以下の基礎とする場合は、できる限り堰堤高を15m未満とするとともに、原則として均一な地層を選定する。

（京都府）

【解説】

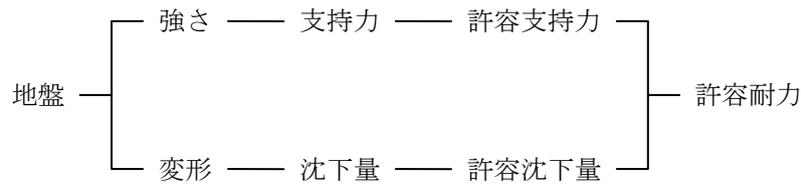
砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満であることを原則とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.2(4)＜解説＞）

【運用】

各地盤区分における地盤支持力及びせん断摩擦抵抗力は表 2-3 を標準とする。ただし、軟岩（Ⅰ）以下の基礎の場合は均一な基礎を有しているとは限らないので、必要に応じ载荷試験等を実施し、支持力を確認する。

地盤载荷試験とは、「地盤の原位置において载荷板のような比較的平らな面を通じて荷重を加え、その荷重・地盤・変位との関係から地盤の強さを知るために行う試験」である。



（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-6-1(1)）

3.4.2 基礎の根入れ

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、基礎の不均一性や風化の速度を考慮して決定する。（京都府）

【運用】

堰堤基礎については、表 3-10 の根入れを確保しなければならない。また、前庭保護工との取り合いを目的としてカットオフを設置することはできない。

表 3-10 堰堤基礎の根入れ

土 質	一般の根入れ (m)
軟岩 (I) 以下	2.0 ~ 3.0 程度
軟岩 (II) 以上	1.0 以上

(1) 堰堤基礎根入れ深さ

堰堤基礎の根入れは、軟岩 (II) 以上の場合は 1.0m 以上、また、軟岩 (I) 以下の場合は 2.0m ~ 3.0m 程度を標準とする。

なお、根入れは地山に対して直角を原則とする。

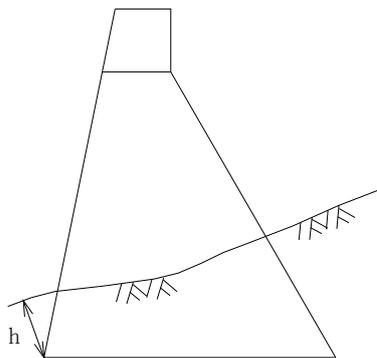


図 3-24 根入れ深

(2) 遮水を目的としたカットオフ

良質な軟岩 (II) 以上の地盤が露出している場合で、単独堰堤に対する洗掘対策として前庭保護工を省略した場合（止水を目的としたカットオフ構造）または砂礫層でパイピングによる底抜け等堰堤の転倒を防止するため、カットオフを設ける場合は、図 3-25 に示す構造とする。なお、カットオフを堰堤底中央付近や上流側に設けることもある。

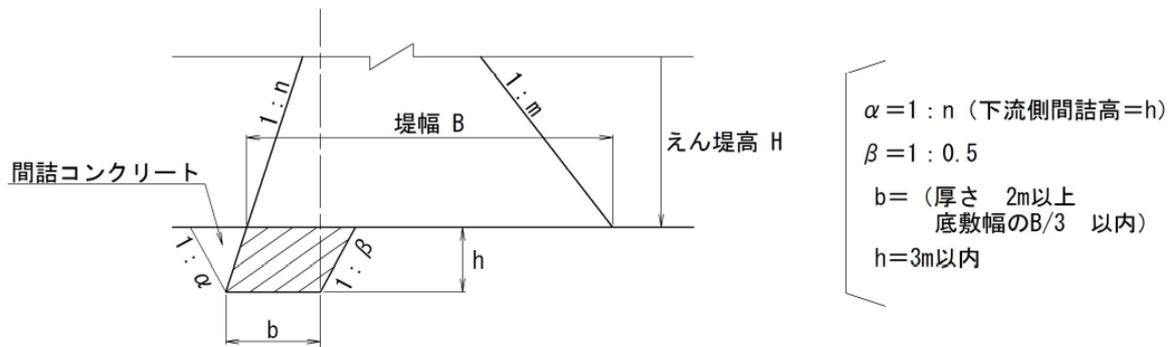


図 3-25 遮水・パイピング防止が目的の場合のカットオフ

(近畿地整設計便覧(案)(H24.4) 河川編 第14章第2節 4-4-1)

(3) 段切り（節約断面）

軟岩（Ⅱ）以上の岩盤を基礎とした砂防堰堤で堰堤軸直上流側の岩盤河床勾配が急であり、通常の水平な堰堤基礎面では岩盤への根入深が著しく大きくなり不経済となる場合、段切構造としてコンクリートを節約することができる。

堰堤基礎面を段切構造とすることができる堰堤は、軟岩（Ⅱ）以上の岩盤を基礎としている堰堤に限り、軟岩（Ⅰ）以下の地盤の場合には用いないこととする。段切構造は図 3-2 6 を標準とし、軟岩（Ⅱ）以上の地盤表面から標準根入れ深を確保する。

安定計算は、図 3-2 6 中の H を堰堤高とし、段切計画前の水平な基礎面を用いて計算するものとする。

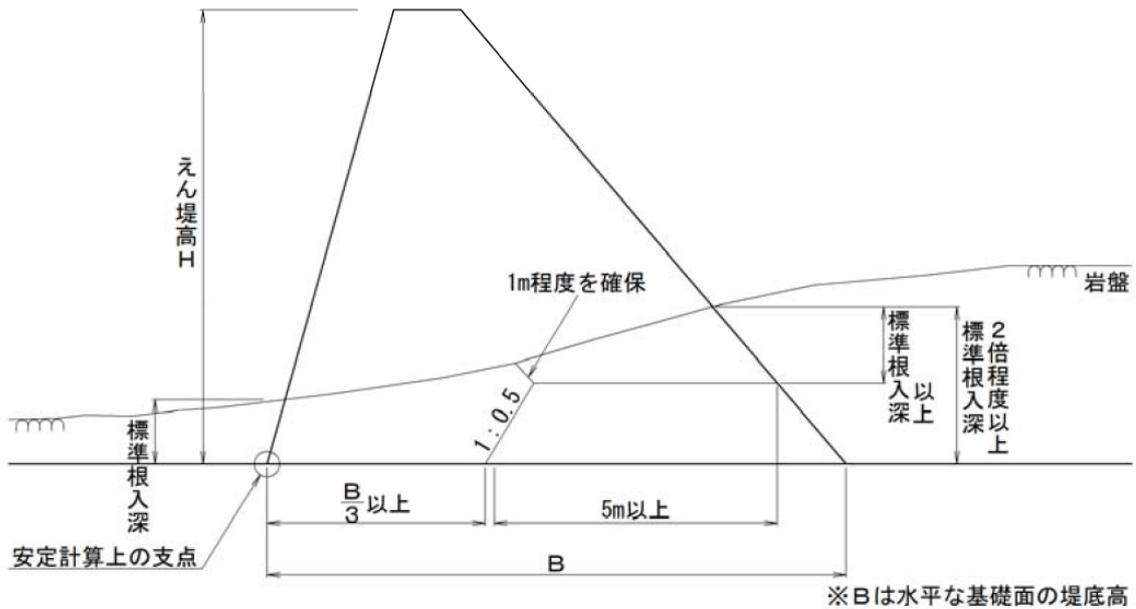


図 3-2 6 段切り（節約断面）

(近畿地整設計便覧(案)(H24.4) 河川編 第14章第2節 4-4-2 引用)

3.5 袖の設計

3.5.1 袖部の形状

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なければならない。その構造は次によるものとする。

- (1) 袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。
- (2) 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
- (3) 袖の両岸へのかん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。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.3(4))

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-7)

【運用】

(1) 袖天端勾配

袖天端勾配は、現溪床勾配程度を原則とするが、管理上 1/5 を上限とする。

なお、袖高が異常に高くなる場合は、 $h'' \leq 5.0\text{m}$ でレベルとすることができる。

また、袖は原則として同勾配で地山に取り付け、レベルで地山にかん入させる。ただし、左右岸で著しく異なる場合については、上流の流心方向を考慮して、短いほうを基準とする。

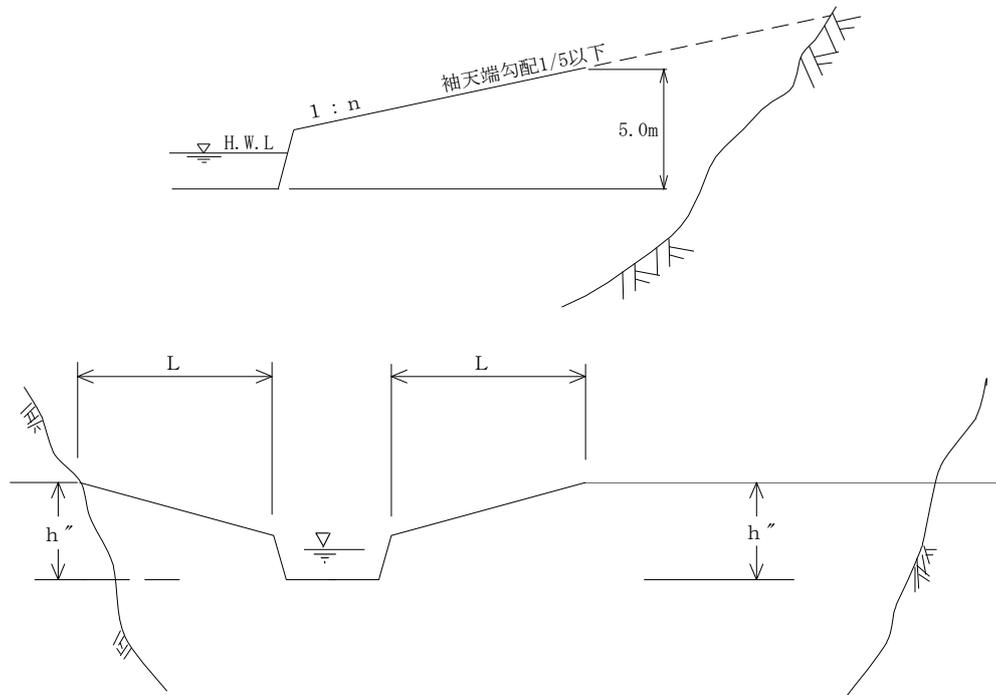


図 3-27 袖天端勾配

(2) 袖天端幅

袖天端幅は、水通し天端幅以下とする。

袖部の下流のり勾配は、堤体の下流のり勾配と同一勾配を基本とするが、袖天端幅は 1.5m 以上とする。なお、上流のり勾配は垂直を基本とする。

(3) 袖の両岸へのかん入

袖の両岸へのかん入は、堰堤基礎と同程度の地盤まで行うものとし、十分なかん入をとることにより、袖の破壊あるいは下流部の洗掘等の破壊を阻止する。袖のかん入は、表 3-1 1 に示す土質に応じた深さを標準とする。

表 3-1 1 袖のかん入深さ

土質	L	L'	m	n
軟岩（Ⅰ） 以下	3.0 ～ 3.5	2.5 ～ 3.0	土質による掘削 勾配以下※	地山線と平行 (ただし n≧m)
軟岩（Ⅱ） 以上	1.5 ～ 2.5	1.0 ～ 2.0	岩盤線と平行	岩盤線と平行 (ただし n≧m)

※労働安全衛生規則を準拠する

※地山の掘削が大規模となり、安全性や施工性などに大きな影響が生じる恐れのある場合には事前に砂防課と協議を行うこととする。（袖部処理の特例（試行）の検討）

堰堤の掘削面（掘削面に奥行きが2m以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。）の勾配は、労働安全衛生規則に準拠し、表 3-1 2 の右欄に示す勾配以下としなければならない。

表 3-1 2 最急掘削勾配

地山の種類	掘削面の高さ (m)	掘削面の勾配
軟岩（Ⅱ）以上	5.0 未満	90°（直）
	5.0 以上	75°（1：0.3）
軟岩（Ⅰ）以下	2.0 未満	90°（直）
	2.0 以上 5.0 未満	75°（1：0.3）
	5.0 以上	60°（1：0.6）

（労働安全衛生規則 第三百五十六条 引用）

なお、袖のかん入で、断続的な岩着（局所的な土中かん入の混在）は避ける。また、軟岩（Ⅱ）以上で、かつ被覆土が厚い場合に、被覆土も根入れとして評価することはできない。

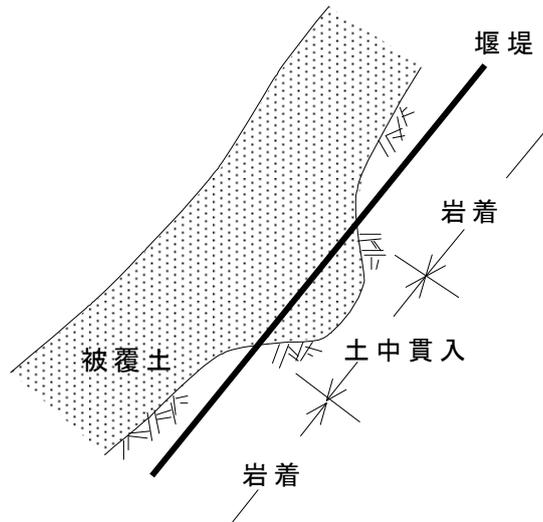


図 3-2 8 断続的な岩着

1) 地山が軟岩（Ⅰ）以下の場合

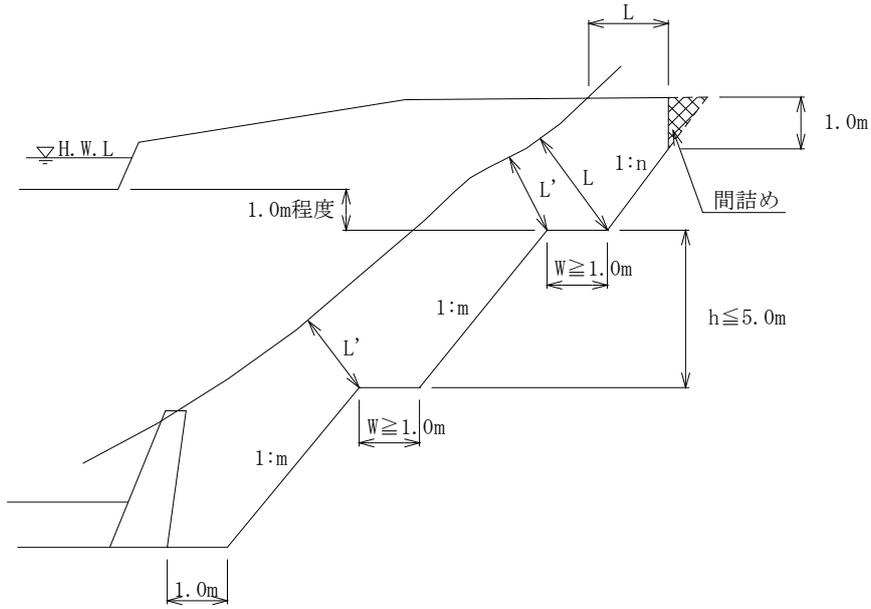


図 3-29 袖のかん入深さ（軟岩（Ⅰ）以下の場合）

2) 地山が軟岩（Ⅱ）以上の場合

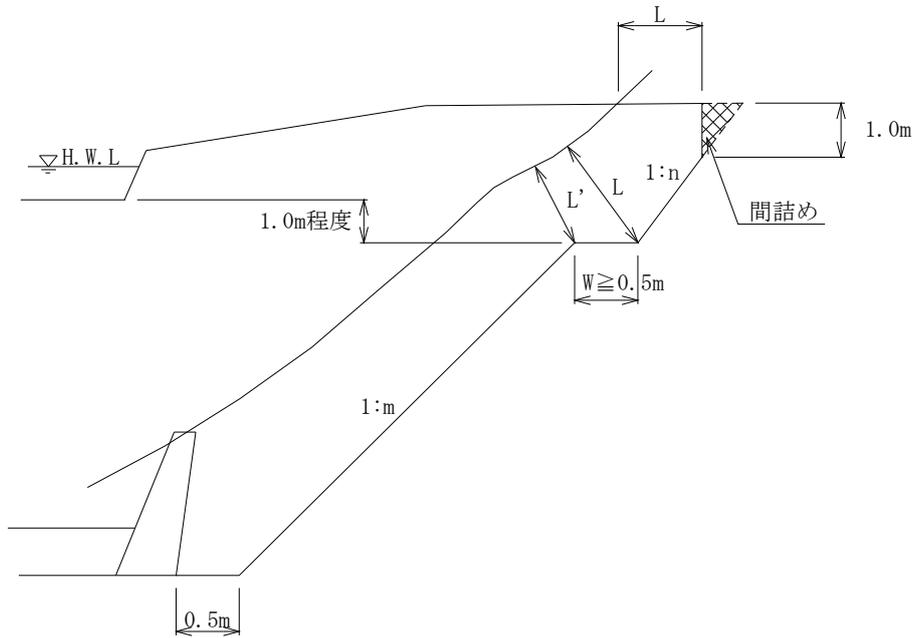


図 3-30 袖のかん入深さ（軟岩（Ⅱ）以上の場合）

~~~~砂防堰堤の袖部処理の特例~~~~

河川砂防技術基準（案）設計編においては、砂防堰堤の袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うこととしている。基準に則り砂防堰堤の袖部を地山に岩着する場合、地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には、掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が增大することで、施工中の安全確保が困難になるほか、高所かつ広範囲の法面処理が必要となるなど、施工が困難となる恐れがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ嵌入することを原則としつつも、以下の観点から、袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（袖部対策工）を実施してもよい。

（検討の観点）

- ・急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響
- ・自然環境や景観保全への影響

~~~~

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.3(3)）

3.5.2 袖折れの設計

袖の形状は、一般には直線を原則とするが、土石流対策堰堤など、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。

(京都府)

【運用】

- ① 袖折れ部に応力が集中しないように、原則として折れ角度は 45° 以下とする。
- ② 打継目地は折れ線の位置から 3m 以上離して設置する。
- ③ 折れ部より袖端部までの袖勾配は、計画堆砂勾配を考慮して決定する。
- ④ 一般に袖折れの位置は、河川の中心に対して直角に線を引き、左右岸の地山ののり裾の位置を、袖折れの位置としている。
- ⑤ 袖部が土砂の場合は、袖部破壊による堰堤の袖抜け防止のため、法覆工を行う。

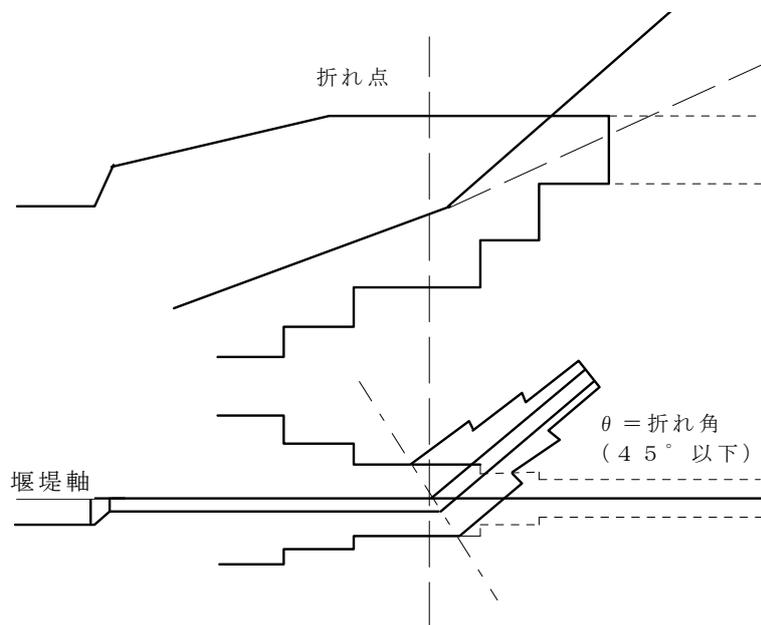
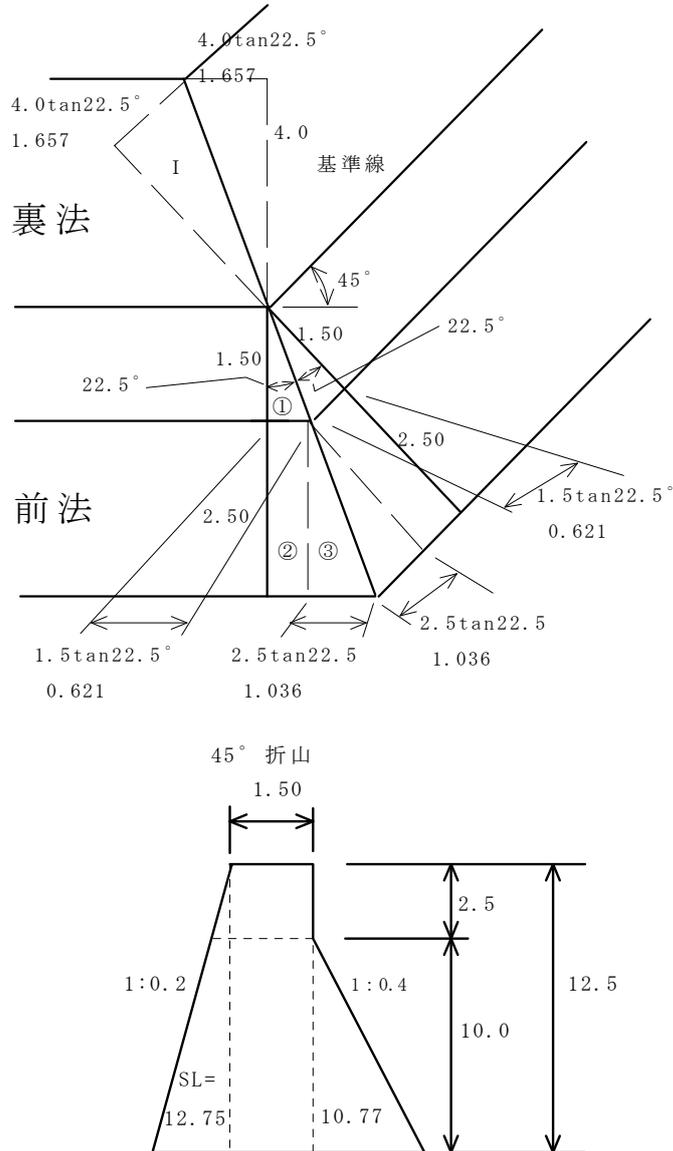


図 3-31 袖折れ堰堤の設計

袖折れ堰堤の割増しコンクリート及び型枠の算出は次の計算例による。



プラスコンクリート

$$(1.5 \times 0.621) \times 1/2 \times 12.5 = 5.822 \quad \dots\dots \textcircled{1}$$

$$(12.5 \times 2.5) \times 1/2 \times 0.621 = 9.703 \quad \dots\dots \textcircled{2}$$

$$(2.5 \times 1.036) \times 1/2 \times 12.5 \times 1/3 = 5.396 \quad \dots\dots \textcircled{3}$$

$$(\textcircled{1} + \textcircled{2} + \textcircled{3}) \times 2 = 41.84$$

プラス型枠

$$\frac{0.621 + 1.036}{2} \times 12.75 \times 2 = 21.13$$

マイナスコンクリート

$$4.0 \times 1.657 \times 1/2 \times 10 \times 1/3 = 11.047 \quad \dots\dots \text{I}$$

$$\text{I} \times 2 = 22.09$$

マイナス型枠

$$1.657 \times 10.77 \times 1/2 \times 2 = 17.85$$

3.5.3 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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.3.3(2)）

【解説】

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流り勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流り勾配は直または、本体の下流り勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流り勾配を本体の下流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。

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 3-3 3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（天端幅を拡幅した場合には、上流側に勾配を付ける位置が水通し天端と異なっているため注意する）（図 3-3 2）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¹⁾²⁾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、流木の長さは最大長とする。また、礫および流木は図 3-3 3に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で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「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2.10.3 土石流の流速と水深の算出方法」に示した方法に基づき算出するものとする。

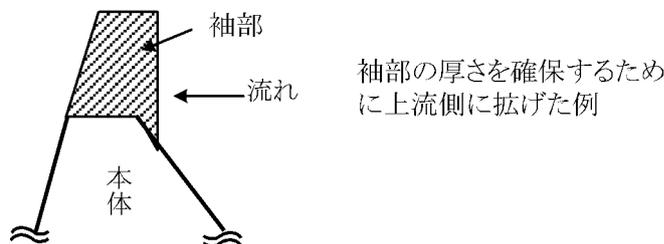


図 3-3 2 袖部の断面

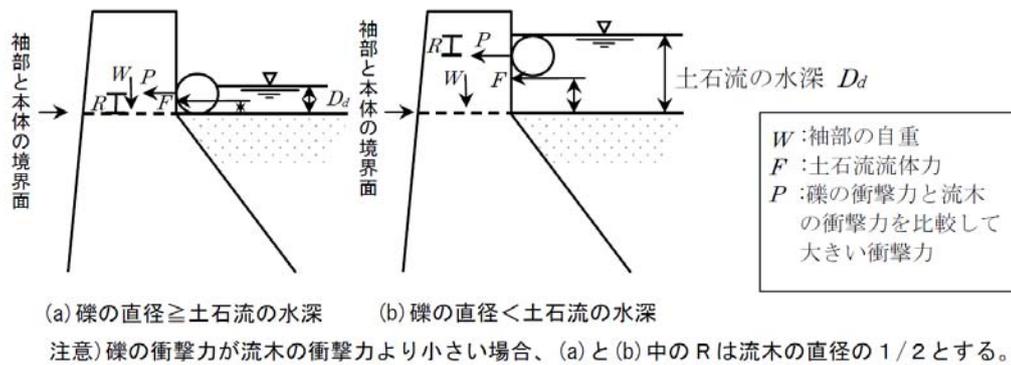


図 3-33 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.3(2)<解説>)

【参考文献】

- 1) 下田義文、水山高久、石川信隆、古川浩平（1992）：巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃模型実験と被災例シミュレーション、土木学会論文集、No.450、p.131-140
- 2) 下田義文、鈴木真次、石川信隆、古川浩平（1993）：個別要素法によるコンクリート製砂防ダムの衝撃破壊シミュレーション解析、土木学会論文集、No.480、p.97-106

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.26

質問：「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」とあるが、動的な力と静的な力をどのように加えるのか？

回答：下田ら(1993)の研究成果によれば、袖部に土石流流体力が作用しているところに礫の衝撃力が作用したと想定し、継続して土石流流体力を受けた場合に、流出するとされています。この成果と、第 42 回直技成果、H2 設計例を踏まえて、指針のような表現にしました。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.27

質問：「袖部の断面の構造計算は四つ条件を満たす形状」とされており、そのうち条件『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におけるせん断安全率は4以上とする。』が構造計算の具体的な条件事項となると考えられますが、袖部の『転倒』に関する条件は示されていません。その代りに、解説の記述の後半部分に引張応力についての照査を行う旨の記載があります。これより、『転倒』の照査は必要なく、『引張応力』の照査で良いということでしょうか？

回答：はい。なお、『圧縮応力』の照査も必要です。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.29

質問：袖部の破壊に対する構造計算に用いる許容引張応力の割増しは認められるのでしょうか？

回答：袖部の破壊に対する構造計算に用いる設計外力は短期荷重と考えられるため、許容引張応力の割増しは認められます。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.30

質問：袖部の破壊に対する構造計算では、まず解説に記載された①から④までの条件を満たす断面形状を設計した後、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以下であるか否かを確認することになっていますが、圧縮応力が許容圧縮応力以下であるか否かを確認する必要がありますか？

回答：はい。圧縮応力が材料の許容圧縮応力以下であることも確認してください。圧縮応力が材料の許容圧縮応力を上回る場合、材料の強度を増加させることや緩衝材を設置することなどといった対策を講じる必要があります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.31

質問：本節3. 5. 3の解説において、「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。」と示されていますが、下流のり勾配の使い分けに関する考え方、考慮すべき事項がありますでしょうか。

回答：礫の衝撃力や流木の衝撃力等を勘案し、施工性、経済性等も考慮して設定して下さい。

(2) 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第4節4.2)

【運用】

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) 袖部コンクリート（打継目毎の1ブロックを対象とする）の概略の体積（ V_1 ）を求める。

$$V_1 = \text{平均高} \times \text{平均長} \times \text{平均幅} \quad \dots \text{1.3-(27)}$$

- 2) 1) のブロックの質量（ M_1 ）を算出する。

$$M_1 = V_1 \cdot W_c / g \quad \dots \text{1.3-(28)}$$

ここで、 M_1 ：打設ブロック毎の袖部コンクリートの質量（kg）

W_c ：無筋コンクリートの単位体積重量（22.5kN/m³）

g ：重力加速度（9.81m/s²）

- 3) 礫の質量（ M_2 ）を求める。

$$M_2 = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot R^3 \cdot W_R / g \quad \dots \text{1.3-(29)}$$

ここで、 M_2 ：礫の質量（kg）

π ：円周率（3.14）

R ：礫（最大礫径 D_{95} ）の半径（m）

W_R ：礫の単位体積重量（25.5kN/m³）

- 4) 礫の速度（ U ）は土石流流速と等しいとする。

☞ 第Ⅱ編 計画編 第2章第2節2. 10. 3 土石流の流速と水深の算出方法

5) 土石流衝撃力 (P) を算出する。

マスコンクリートでは、下式で礫の衝撃力 (P) が推定できる¹⁾。

$$P = n \cdot \alpha^{3/2} \quad \dots 1.3-(30)$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \quad \dots 1.3-(31)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \quad \dots 1.3-(32)$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \quad \dots 1.3-(33)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 n} \right)^{2/5} \quad \dots 1.3-(34)$$

$$n_1 = \frac{1}{M_2} \quad \dots 1.3-(35)$$

ここで、P：礫の衝撃力 (kN)

n：係数

α ：へこみ量 (m)

K_1 、 K_2 ：定数

ν_1 ：コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_2 ：礫のポアソン比 (0.23)

E_1 ：コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$)

E_2 ：礫の弾性係数 ($5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$)

U：礫の速度 (土石流流速) (m/s)

6) 補正係数 (β) を算出する。

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} \quad \dots 1.3-(36)$$

$$E = \frac{M_2}{M_1} \cdot U^2 \quad \dots 1.3-(37)$$

ここで、 β ：実験定数 (図 3-3 4)

E：係数

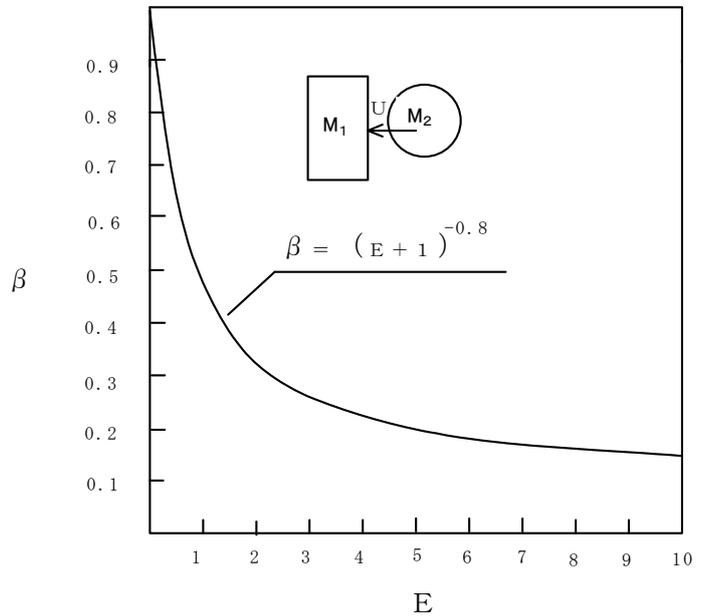


図 3-3 4 補正係数

7) 礫の衝撃力の補正值 (P_R) を算出する。

$$P_R = \beta \cdot P \quad \dots 1.3-(38)$$

ここで、 P_R ：補正後の礫の衝撃力 (kN)

8) 単位幅当たりの礫の衝撃力 (P_1) を算出する。

$$P_1 = P_R / L \quad \dots 1.3-(39)$$

ここで、 P_1 ：単位幅当たりの礫の衝撃力 (kN/m)

L：平均長 (m)

9) せん断摩擦安全率の検討及び袖部の補強について検討を行う。

(参考) 礫およびコンクリートの物理定数の例²⁾

礫の弾性係数 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$ 、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* $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

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

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第4節 4.2<解説>)

【参考文献】

- 1) 水山高久、上原信司（1981）：湾曲水路における土石流の挙動、土木技術資料 23-5、p.243
- 2) 瀬尾克美、水山高久、下東久巳（1985）：土石流衝撃力に対する緩衝林に関する実験及び解析報告書、土木研究所資料第 2169 号

(3) 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第4節4.3)

【解説】

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第4節 4.3<解説>)

なお、流木の弾性係数は表 3-13 の値を用いる。

表 3-13 主要樹種の弾性係数

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 ($\times 10^9 \text{N/m}^2$)	ポアソン比
		EL	ν_{LR}
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	5.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50

(改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 P.135 より抜粋)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.67

質問：流木の衝撃力算定時に必要な物理定数(流木の弾性係数、ポアソン比、単位体積重量等)を教えてください？

回答：既往の参考文献によると、例えばスギであれば、以下のような数値が示されています。なお、木材の弾性定数は軸方向と面方向で異なります。「土石流・流木対策設計技術指針」では、流木の軸方向が流れの向きと一致すると想定しておりますので、下記の数値は軸方向(繊維方向)の数値とします。詳細な数値は既往文献を参考にいただくと幸いです。下記の文献以外の数値を使用してもらっても良いと考えています。スギ 密度 330kg/m^3 ヤング率 7.35kN/mm^2 ポアソン比 0.40 せん断弾性係数 637N/mm^2 (改定4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 丸善株式会社)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.68

質問：礫の衝撃力算定式を流木の衝撃力算定に適用する際の算定式の実験乗数 β は、あくまでも礫に関するものであり、流木のものではないと考えられるとの意見がありますが、いかがでしょうか？

回答： β は砂防堰堤の変位に寄与するエネルギーの率(有効エネルギー)で、(ひずみの実測値)÷(ひずみの計算値)となります。この計算値と実測値の間には、衝突速度が増すにつれて、実測値は計算値よりも現実に近いものになると想定されます。しかしながら、ご指摘のように流木が袖部に衝突することを想定した実験を行っているわけではありませんので、知見が蓄積されているものではありません。当面の間、解説に記述した礫の衝撃力の推測式を準用していただくようお願いいたします。

3.5.4 袖部の補強

安定計算上、袖部の安定が図れない場合は、鉄筋による補強を行う。

(京都府)

【運用】

袖部の安定が図れない場合には、鉄筋による補強を行う。

鉄筋による補強は、袖部を片持ち梁と考えて安定を検討する。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。

1) 単位幅当たり必要な鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} \quad \dots 1.3-(40)$$

$$M_{\max} = P_1 \cdot R + F \cdot D_d / 2 \quad (\text{土石流水深 } D_d < \text{最大礫径 } D_{95} \text{ の場合}) \quad \dots 1.3-(41)$$

$$M_{\max} = P_1 \cdot (D_d - R) + F \cdot D_d / 2 \quad (\text{土石流水深 } D_d > \text{最大礫径 } D_{95} \text{ の場合}) \quad \dots 1.3-(42)$$

ここで、 A_s ：単位幅当たりに必要な鉄筋量 (cm²/m)

M_{\max} ：最大曲げモーメント (kN・m/m)

σ_{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 (29,400N/cm²)

→ σ_{sa} ：鋼材の許容引張応力度 (SD345 の場合 196N/mm²)

d ：鉄筋の真までの水通し前面からの距離 (cm)

→鉄筋のかぶりは 30cm であるため、 $270\text{cm} \leq d \leq 370\text{cm}$

単位幅当たりの鉄筋の必要本数 (本/m) は、必要な鉄筋量を公称断面積で除して算出する。

また、鉄筋間隔 (cm) は、単位幅 (100cm) を必要本数で除して算出する。

2) 鉄筋に働く付着力

$\tau_0 < \text{異形鉄筋の付着応力度}$

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 210\text{N/cm}^2 \quad \dots 1.3-(43)$$

ここで、 τ_0 ：鉄筋に働く付着力 (N/cm²)

S_{\max} ：最大せん断力 (kN/m)

$$\rightarrow S_{\max} = P_1 + F \quad \dots 1.3-(44)$$

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/mm²)

→短期強度を考慮して 1.5 倍する $1.4 \times 1.5 = 2.1$ (N/mm²) = 210 (N/cm²)

☞第Ⅲ編 設計編 第1章第2節2.2 材料に関する数値基準

3) コンクリート部に働くせん断応力度

$\tau < \text{コンクリートの許容せん断応力度}$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{b \cdot 7/8 \cdot d} < 82.5\text{N/cm}^2 \quad \dots 1.3-(45)$$

ここで、 b ：単位幅 (cm)

コンクリートの許容せん断応力度：0.55 (N/mm²)

→短期強度を考慮して 1.5 倍する $0.55 \times 1.5 = 0.825$ (N/mm²) = 82.5 (N/cm²)

☞第Ⅲ編 設計編 第1章第2節2.2 材料に関する数値基準

4) 補強鉄筋の配筋

- ① 使用する鉄筋の種類はSD345を標準とする。
- ② 鉄筋径はD13以上とする。
- ③ 鉄筋の定着長(L)は、公称直径の40倍とし、10cm単位切り上げとする。
- ④ 鉄筋のピッチは施工性、経済性を考慮して決定する。
- ⑤ 鉄筋の間隔は20~50cmとし、10cm単位切り上げとする。
- ⑥ なお、鉄筋の挿入は地山または埋戻しラインまでとする。

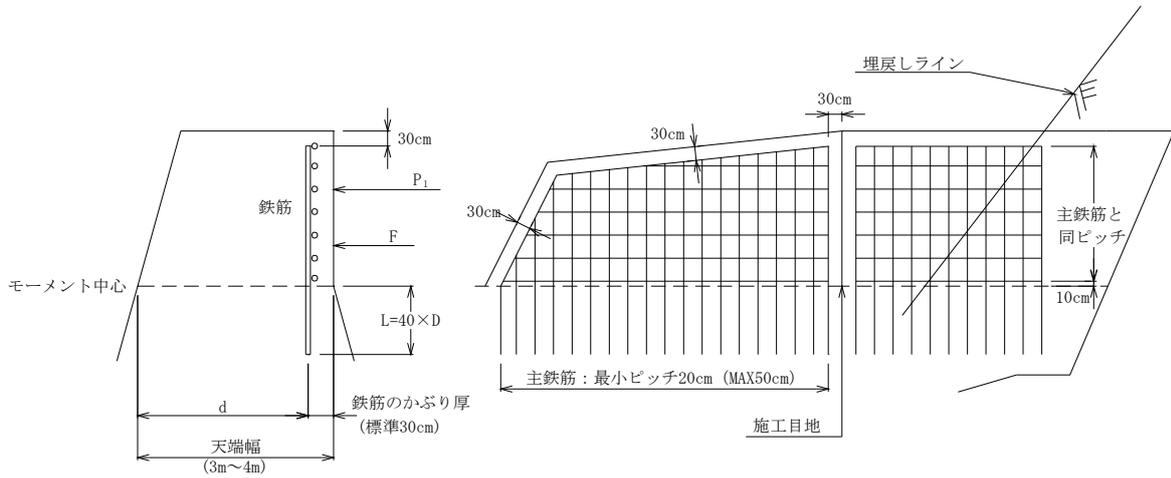


図 3-35 鉄筋による補強例

3.6 前庭保護工の設計

3.6.1 前庭保護工

前庭保護工は、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘、およ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。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.1)

【解説】

前庭保護工は副堤および水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸工、護床工等から成る。

砂防堰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压等により堰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。このため堰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。

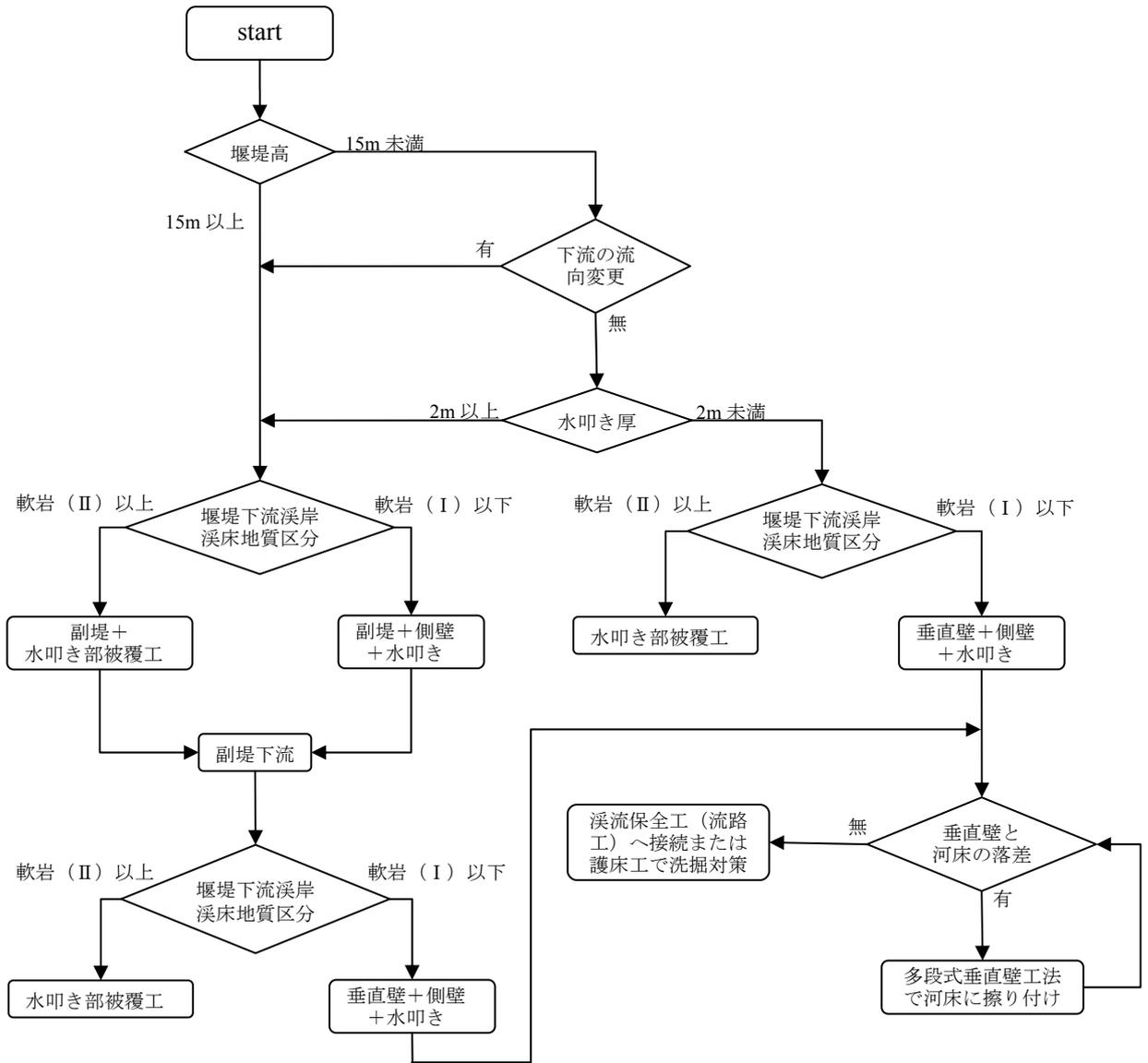
前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図 3-7 に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.8.1<解説> 引用)

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4 第2節 2.1.3.4<解説>)

【運用】

本府における前庭保護工選定フローを図 3-36 に示す。



※水叩き部被覆工は、風化防止のため 0.5m のコンクリートを打設する。

図 3-36 前庭保護工選定フロー

3.6.2 副体

堰堤の本体の下流に、前庭保護工として設置を行う横工を副体と呼んでいる。

副体は、概ね単独で設置する副堤と、水叩きの施工に併せて下流洗掘保護を目的とする垂直壁の2種類がある。

(京都府)

【運用】

副堤は、概ね単独で設置する構造物で、周囲の岩質が劣悪な場合は水叩き部被覆工を伴うこともある。裏のり勾配をつけるなど単独で構造物の安定が図れる構造でなければならない。

副堤は以下の場合に設置する。

- 高さ 15m 以上の場合
- 水叩きコンクリートの厚さが 2.0m を超えて水褥池を設ける場合
- 下流の流向を変化させる場合

垂直壁は水叩きコンクリート下流の洗掘を防ぐために、水叩きの下流に設置する構造物である。上流側の勾配は鉛直とする。ただし、溪流が急勾配で垂直壁に落差が生じる場合は、洪水時の安定計算を実施し、上流勾配を決定する。

☞第Ⅲ編 設計編 第3章第3節 3. 1. 2 各部の名称

(1) 副堤

副堤の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘および下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は、本堤に準ずるものとする。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.2 引用)

1) 副堤の構造

副堤は、原則として単独で構造物の安定が図れるものでなければならない(本堤に準じた構造であること)。

(京都府)

【運用】

- 副堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。
- 副堰堤の下流のり勾配は「3. 3. 2 下流のり」の考え方に従う。
- 構造は設計流量に対して「河川砂防技術基準(案) 設計編(H9.10) 第3章 砂防施設の設計」に従い決定する(詳細構造は表 3-1 4に基づく)。
- 袖天端勾配は原則として水平とする。
- 洗掘のおそれが大きい場合は水叩き工の併用も考慮する。

表 3-1 4 副堤の構造検討方法

土砂整備率※1	土石流の衝突	天端幅 (m)	副堤安定計算	袖安定計算
100%以上	—	2m※2	洪水時	不要
100%未満	なし	3~4m	土石流時※3・洪水時	不要
	あり※4	3~4m	土石流時・洪水時	必要

※1. 土砂整備率は計画堰堤地点の値とする。

※2. 鋼製流木止を設置する場合はその必要幅を確保する。

※3. 土石流荷重は土石流時の設計外力に含めなくてよいが、本体部上流を通過する土石流の重さは上載荷重として設計外力に加える必要がある。

※4. 側壁護岸及び水叩きが設置されていない場合、副堤に土石流が衝突する可能性がある。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.4<解説>)

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.7

質問：整備率が100%となる砂防堰堤の下流で、土石流ピーク流量を想定した侵食対策は必要でしょうか。また、上記の堰堤の前庭保護工も土石流ピーク流量の越流水深で設計する必要があるのでしょうか？

回答：侵食対策、前庭保護工については、「土砂含有を考慮した流量」により設計を行うこととします。ただし、前庭保護工等の下流の侵食対策が著しく小さくなる場合には、様々な可能性に留意して下流の侵食対策を検討してください。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.32

質問：「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」とありますが、本堰堤の設計水深において、「最大礫径の値」が採用された場合、この値は流量に対する水深ではないので、前庭保護工の水通し断面の設計に用いる流量は洪水時・土石流時の設計流量のうち大きい方を採用するということよろしいでしょうか？

回答：いいえ。副堰堤の水通し断面は本堰堤と同じにすることとしておりますので、最大礫径を用いて設計することになります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.36

質問：袖部を含めた水通し断面で対応した場合、垂直壁や副堰堤の侵食防止対策はどのようにするのでしょうか？

回答：本堰堤と副堰堤あるいは垂直壁の間は土石流による侵食を防止する対策を講じる必要があります。また、副堰堤あるいは垂直壁の下流側についても、溪岸侵食などが想定される場合には、土石流による侵食を防止する対策を講じる必要があります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.38

質問：越流部の本体構造の検討に際して、「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処する」こととした場合、副堰堤を設計する際の設計水深を算出する際の設計流量は何を用いればよいのでしょうか？

回答：「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処する」こととした場合、本堰堤を設計する際の設計流量は「土砂含有を考慮した流量」になります。本節3.6.1の解説には「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。」と記載されているので、副堰堤を設計する際の設計水深は「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」となります。なお、副堰堤の場合も本堰堤の場合と同様に、副堰堤の下流側に侵食防止工が必要となります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.37

質問：副堰堤の設計は静水圧のみの考慮し、土石流流体力まで考えないで良いのでしょうか？

回答：本堰堤と同様に、副堰堤は洪水時・土石流時の両条件での設計外力の組み合わせに対して安定性と安全性を有しなければなりません。しかし、本堰堤と副堰堤の間には、コンクリート製の水叩きを設置している場合が多いため、一般的には土石流が副堰堤に衝突しないといえます。同様に、側壁護岸を設置している場合には、土石流は副堰堤の非越流部にも衝突しません。以上のことを考えると、越流部・非越流部の安定性及び安全性を検討する際には、土石流荷重は土石流時の設計外力に含めなくてよいですが、本体部上流を通過する土石流の重さは上載荷重として設計外力に加える必要があります。なお、水叩きもなく、また、側壁もないような場合には、土石流が越流部と非越流部に衝突する可能性があるため、土石流荷重を除くわけにはいきません。その場合、前述の上載荷重としての土石流の重さは設計外力に加える必要はありません。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.17

質問：土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤の水通し設計水深を「土砂含有を考慮した流量」を対象として決定した場合であっても、土石流ピークを対象とした下流部の処置を行う必要はありますでしょうか。

回答：土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤下流部の処置も「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象としてください。ただし、前庭保護工等の下流の侵食対策が著しく小さくなる場合には、様々な可能性に留意して下流の侵食対策を検討してください。

2) 副堤の位置

副堤の位置は、副堤の基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定める。
 (京都府)

【解説】

副堤の位置を求めるためには、経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により、必要に応じて模型実験等を実施して総合的に検討するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.8.2<解説> 引用)

【運用】

副堤の位置を求めるには、次に示す経験式または半理論式を用いるが、堤高 15m の高さまでは経験式を用い、堤高 15m 以上の場合は半理論式を用いる。長さは、0.1m 単位で切り上げる(図 3-37)。

① 経験式

$$L = \alpha'(H_1 + h_3) \quad \dots 1.3-(46)$$

$$\alpha' = 2.0 - \frac{1}{34}(H - 3) \quad \dots 1.3-(47)$$

ここで、L：本・副堤の間の長さ (m) ※0.1m 単位切り上げ

→ (本堤軸から副堤軸までの長さ)

α' ：係数 (1.5~2.0)

H_1 ：水叩き天端（または軟岩（Ⅱ）以上の基礎地盤）からの本堤の高さ (m)

t：水叩きの厚さ (m)

h_3 ：本堤越流水深 (m)

H：堤高 (m)

→ $H = H_1 + t$

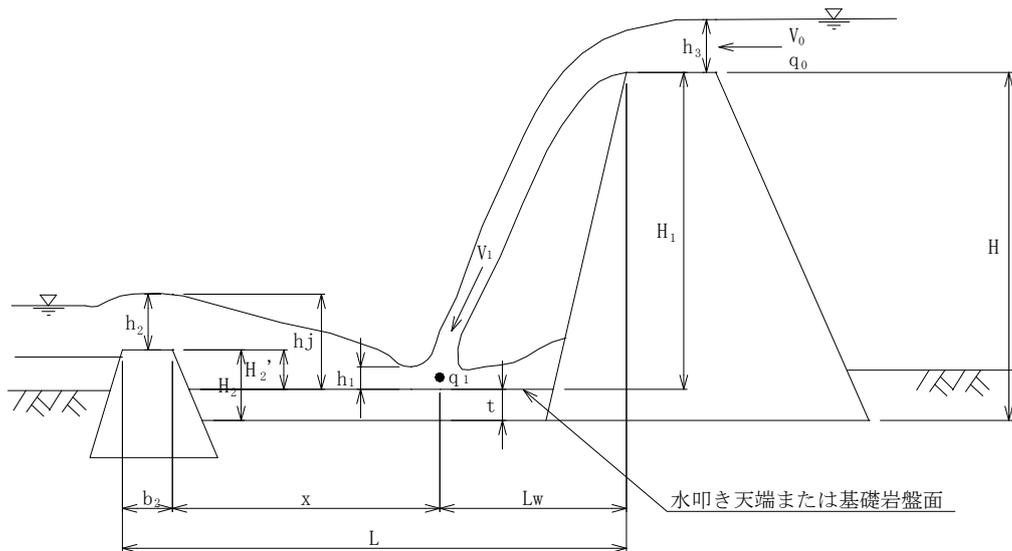


図 3-37 副堤の位置及び高さ

② 半理論式

$$L = l_w + X + b_2 \quad \dots 1.3-(48)$$

$$l_w = V_0 \left(\frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right)^{1/2} \quad \dots 1.3-(49)$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad \dots 1.3-(50)$$

$$X = \beta \cdot h_j \quad \dots 1.3-(51)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad \dots 1.3-(52)$$

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1} \quad \dots 1.3-(53)$$

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)} \quad \dots 1.3-(54)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \quad \dots 1.3-(55)$$

ここで、L：本・副堤の間の長さ（m）

→（本堤軸から副堤軸までの長さ）

l_w ：水脈飛距離（m）

V_0 ：本堤越流部流速（m/s）

q_0 ：本堤越流部単位幅当たり流量（ m^3/s ）

h_3 ：本堤越流水深（m）

H_1 ：水叩き天端（または軟岩（Ⅱ）以上の基礎地盤）からの本堤の高さ（m）

g ：重力の加速度（ $9.81m/s^2$ ）

X：跳水の距離（m）

β ：係数（4.5～5.0）

h_j ：水叩き天端（または軟岩（Ⅱ）以上の基礎地盤）から副堤越流水面までの高さ（m）

h_1 ：水脈落下地点の跳水前の射流水深（m）

q_1 ：水脈落下地点の単位幅当たり流量（ m^3/s ）

V_1 ：水脈落下地点流速（m/s）

F_1 ：水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

b_2 ：副堤の天端幅（m）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.33

質問：前庭保護工の水叩き長の設計は、越流水深 h が「土石流ピーク流量に対する越流水深の値」や「最大礫径の値」で決定した場合、経験式（ $L = \alpha (H_1 + h)$ ）を用いて良いのでしょうか。それとも、土石流は流速をもっているため経験式は用いてはならないのでしょうか？

回答：ご指摘の式はいわゆる土石流危険渓流と比べて河床勾配の緩い条件で開発された式です。本来ならば、土石流対策としての経験式を用いるべきと考えておりますが、現時点では準用していません。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.34

質問：前庭保護工の水叩き厚・水叩き長の設計は、越流水深として①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値、②土石流ピーク流量に対する越流水深の値の大きい方を用いても良いか？

回答：いいえ。前庭保護工の水叩き厚・水叩き長の設計は、「河川砂防技術基準(案) 設計編Ⅱ 第3章砂防施設の設計」に基づいて実施しますが、土石流時に加えて検討しなければなりません。その際に必要となる越流水深は、本節3.2.5に基づいて、①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値、②土石流ピーク流量に対する越流水深の値、③最大礫径の値の3つを比較して、最も大きい値としてください。なお、袖部を含めた断面で土石流ピーク流量に対処する場合には、その場合の土石流ピーク流量に対する越流水深を比較して下さい。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.35

質問：「地形等の理由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。但し、その場合、設計水深は土砂含有量を考慮した流量に対する越流水深の値とする。」とありますが、前庭保護工の水叩き厚・水叩き長は、この設計水深を採用して計算すると考えでいいのでしょうか？

回答：いいえ。設計水深（土砂含有量を考慮した流量に対する越流水深）は水通し断面を決定に用いたものであり、前庭保護工の水叩き厚・水叩き長は、「土石流ピーク流量に対する土石流水深」を採用して計算します。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.39

質問：設計水深を用いる際に、「土砂含有を考慮した流量」が最大になる場合も有り得ると思われるが、これとの比較をせずに「土石流ピーク流量」の水深を用いる理由を教えてください。

回答：袖部を使って土石流ピーク流量に対応する場合は、水通しの設計水深は土砂含有を考慮した流量により設定することになるためです。ただし、土砂含有を考慮した流量が土石流ピーク流量よりも大きければ、土石流ピーク流量を用いることにあります。

3) 副堤の天端の高さ

副堤の天端の高さを求めるには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高15mの高さまでは経験式を用い、堤高が15mを越える場合は半理論式を用いる。

(京都府)

【運用】

① 経験式

$$H_2 = \alpha \cdot H \quad \dots \dots 1.3-(56)$$

ここで、 H_2 ：本・副堤の重複高（m）※0.1m単位切り上げ

→本堤底高と副堤天端高の差

H ：本堤堤高（m）

α ：係数（本府では1/4とする。一般に、1/3～1/4の範囲）

② 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \dots \dots 1.3-(57)$$

ここで、 H_2' ：水叩き天端（または軟岩（Ⅱ）以上の基礎地盤）から副堤天端までの高さ（m）

h_j ：水叩き天端（または軟岩（Ⅱ）以上の基礎地盤）から副堤越流水面までの高さ（m）

h_2 ：副堤の堰の公式によって求められる越流水深（m）

→（一般に本堤の越流水深と同一としている）

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-8-1(2) 引用)

(2) 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-8-2(3))

【運用】

垂直壁の構造は、次によるものとする。

- ① 垂直壁の水通し天端幅は、水叩き厚と同厚以上とする。なお、下限を 1.0m とすること（表 3-15）。
- ② 前のり勾配は 1 : 0.2 とし、裏のり勾配は垂直とする。ただし、垂直壁下流に落差がある場合は、洪水時の安定計算を行うこと。なお、基礎地盤等の設計条件は垂直壁設置位置の条件とする。
- ③ 根入れは水叩き底部から水叩き厚さと同程度とする。ただし、軟岩（Ⅰ）以下の場合は 1.5m を上限とし、軟岩（Ⅱ）以上の場合は 0.7m とする。
- ④ 垂直壁には必ず袖を設け、両岸に取り付ける。
- ⑤ 袖天端勾配は水平とする。
- ⑥ 袖部の間詰めについては本体と同一材料とし、小口の型枠は控除する。

表 3-15 垂直壁

土質	b (m)	t' 天端幅 (m)	t'' 根入れ (m)
軟岩(Ⅰ)以下	1.0 ~ 1.5	水叩厚と同程度	水叩厚と同程度とし 上限 1.5m
軟岩(Ⅱ)	0.7 ~ 1.0	水叩厚と同程度とし 1.0m 以上	水叩厚と同程度で 0.7m
中硬岩・硬岩	0.5	水叩厚と同程度とし 1.0m 以上	水叩厚と同程度で 0.7m

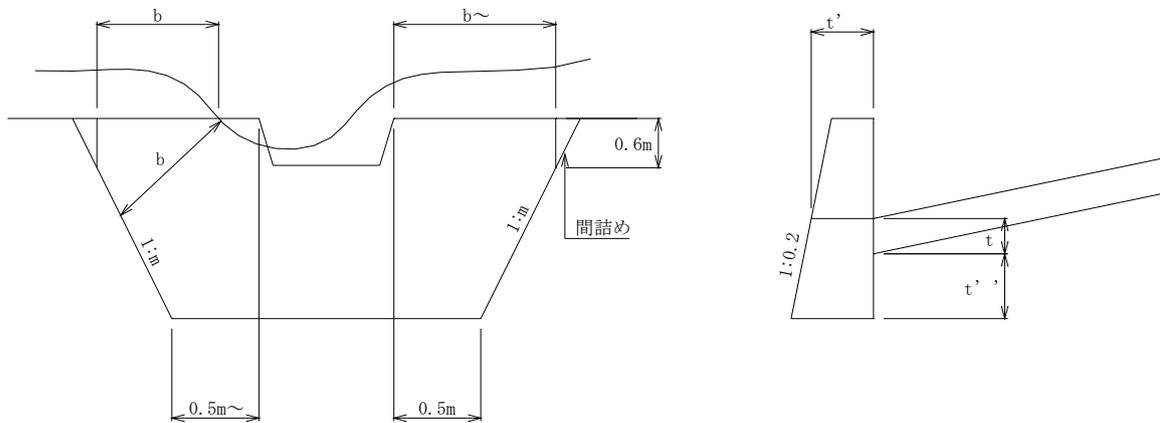


図 3-38 垂直壁

3.6.3 水叩き

水叩きは、堰堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.3)

(1) 水叩き長さ

水叩きの長さは、落下後の水流が現況河川の水理条件にもどるまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、「3.6.2(1)2) 副堤の位置」における副堤の位置を求める式を参考とすることができる。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.3<解説>)

(2) 水叩き厚さ

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無および水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.3<解説>)

【運用】

一般には経験式を用いるが、地盤が不良な場合は経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さと比較して厚さが不足するときはこれを増加させるか、または基礎処理によって減少させるように努める。水叩きは一般に等厚とするので、この場合、揚圧力の計算は水叩きの上流端で検討すれば良い。

まず、水褥池がないものとして計算を行い、水叩き厚さが2.0mを越える場合は水褥池を考慮した計画とする。ただし、水叩きは一般に3.0m以下とすることが多いので、水褥池を計画した計算結果が3.0mを越える場合には3.0mとする。

水叩き厚は、いずれも切り上げて0.1m単位とし、最小厚は軟岩（Ⅰ）以下の場合は1.0m、軟岩（Ⅱ）以上の場合は軟岩（Ⅰ）以下の場合の7割とする。中硬岩・硬岩については上部の不整形岩を補強するため、0.5m程度の水叩きとしてもよい。

なお、水叩き延長が長く（20m程度）、地盤の区分が変化する場合は、コンクリート節減の目的で水叩き厚さを薄くしてもよい（図 3-39）。

1) 経験式

水叩き厚さは、表 3-1 6を参考とする。

表 3-1 6 水叩き厚さ (m)

	軟岩 (I) 以下	軟岩 (II)	中硬岩・硬岩
最小厚	$t = 1.0$	$t = 0.5$	$t = 0.5$
水褥池がない場合	$1.0 \leq t \leq 2.0$	$0.5 \leq t \leq 2.0$	
水褥池がある場合	$1.0 \leq t \leq 3.0$	$0.5 \leq t \leq 3.0$	

① 水褥池がない場合

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots 1.3-(58)$$

H_1 の代わりに H を用いると次式となる。

$$t = 0.2(0.6H + 3h_3 - 1.0)/1.12 \quad \dots 1.3-(59)$$

② 水褥池がある場合

$$t = 0.1(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots 1.3-(60)$$

H_1 の代わりに H を用いると次式となる。

$$t = 0.1(0.6H + 3h_3 - 1.0)/1.06 \quad \dots 1.3-(61)$$

ここで、 t : 水叩きの厚さ (m)

H : 本堤の高さ (m)

H_1 : 水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ (m)

h_3 : 本堤の越流水深 (m)

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-8-2(2) 引用)

【参考】軟岩 (II) における水叩き厚の算定

軟岩 (II) における水叩き厚は、経験式で算出された水叩き厚が 0.7m の場合は以下の要領で求める。

$$t = 0.7 \text{ m} \times 0.7 = 0.49 \rightarrow 0.5 \text{ m (切り上げ 0.1m 単位)}$$

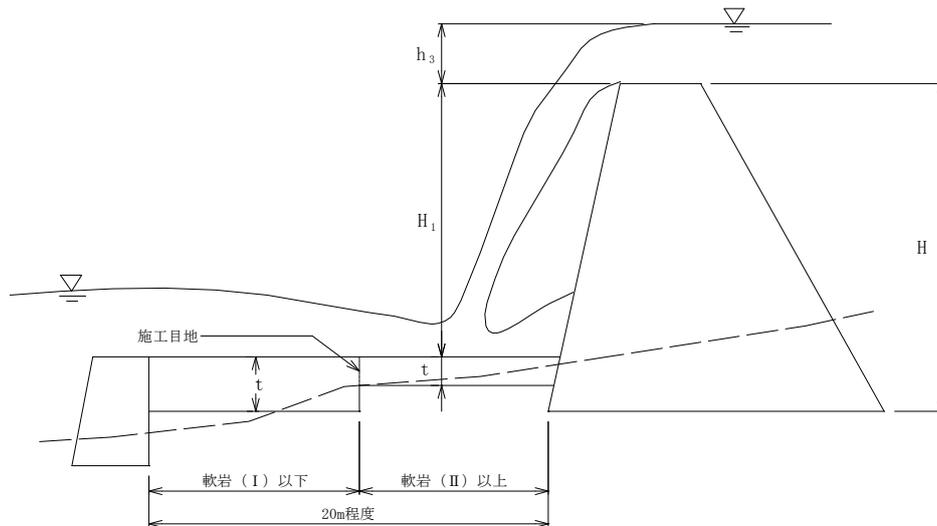


図 3-3 9 水叩き

2) 揚圧力から求める式

地盤が不良な場合で、経験式で求めた水叩き厚さが揚圧力に対して必要な厚さと比較して不足する場合には、厚さを増加させるか、または基礎処理によって減少させるよう努める。

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \quad \dots 1.3-(62)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad \dots 1.3-(63)$$

$$\Delta u = \frac{l'}{l} \Delta h \quad \dots 1.3-(64)$$

ここで、 t ：水叩き厚さ（m）

W_c ：水叩きコンクリートの単位体積重量（22.5kN/m³）

Δh ：上下流水位差（m）

h_1 ：堰堤上流の水叩き天端高からの水深（m）

h_2 ：堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深（m）

Δu ：堰堤堤底下流端までの損失揚圧力（m）

l ：総浸透経路長（m）

$$\rightarrow l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

l' ：堰堤堤底下流端までの浸透経路長（m）

$$\rightarrow l' = l_1 + l_2$$

4/3：安全率

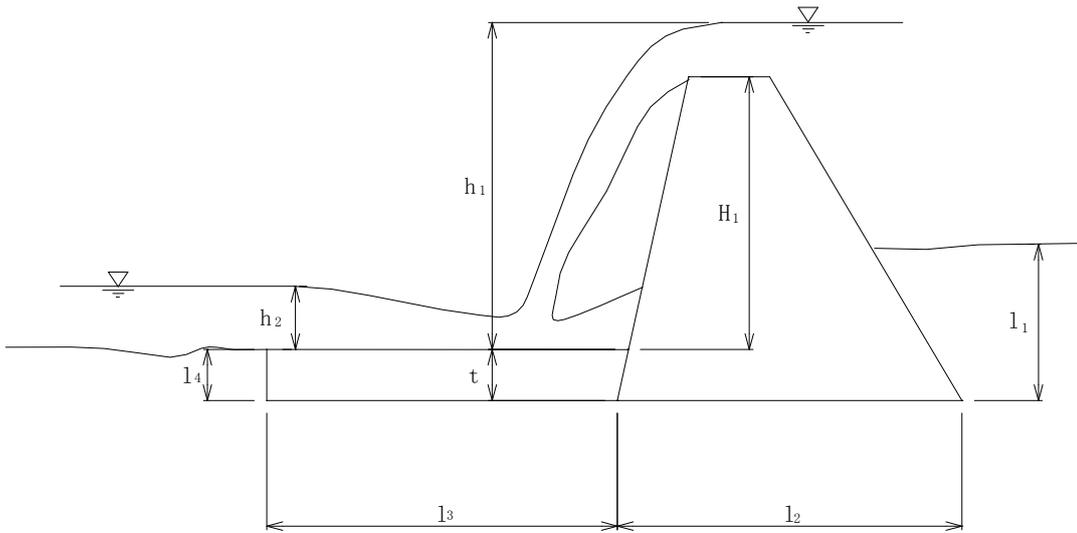


図 3-40 揚圧力

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-8-2(2) 引用)

(3) 水叩き勾配

水叩きの勾配は、原則として水平とし、下流端で現溪床高と一致させる。

溪床勾配が急で、下流端で現溪床高と一致しない場合（垂直壁の位置で現況河床より水叩き下面が高くなる場合や、堤内地盤高が垂直壁の天端高より低くなる場合）は以下の順序で計画する。

(1) 水叩きに勾配をつける

(2) 段落としの計画を行う

この場合の下り勾配は計画堆砂勾配以下とする。ただし、計画堆砂勾配が1/10より急な場合は、1/10を上限とする。

(京都府)

【運用】

- 1) 水叩きに計画堆砂勾配程度の勾配をつけて、水叩きコンクリート天端と現河床高を一致させる。ただし、計画堆砂勾配が1/10より急な場合は1/10とする。

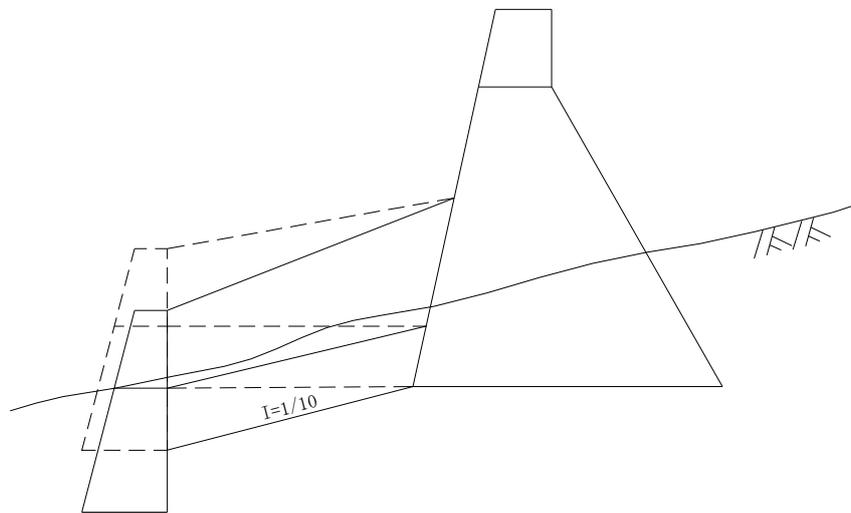


図 3-4 1

- 2) 水叩きに1/10の勾配をつけても現況河床と垂直壁に落差を生じる場合は、2段落とし計画とする。この場合の水叩き勾配は1/10までとする。

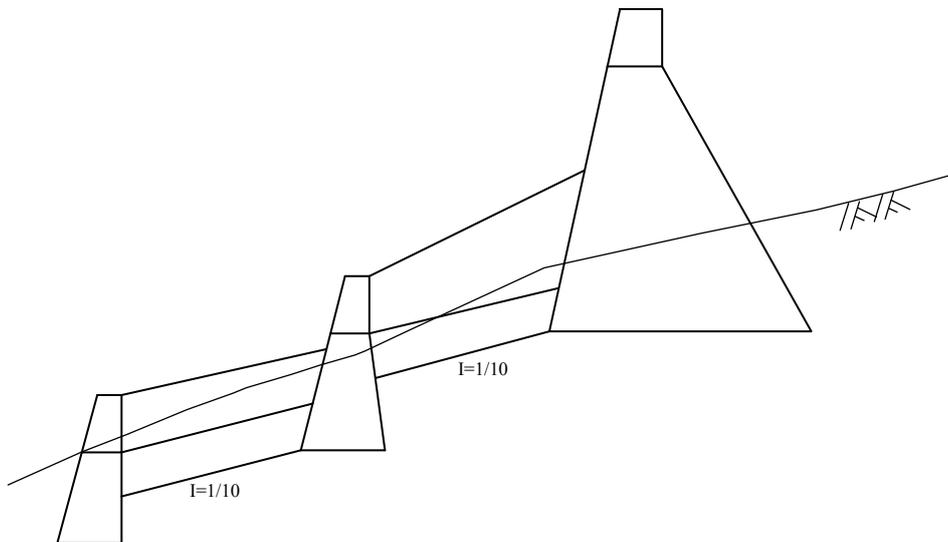


図 3-4 2 2段落とし

- 3) 2段落とし以上の場合は、第三垂直壁までは堰堤基準とし、副堤がある場合は図 3-4 3の本堤位置を副堤と見なして計画する。なお、垂直壁に落差がある場合は、洪水時の安定計算を行い上流のり勾配を決定する。

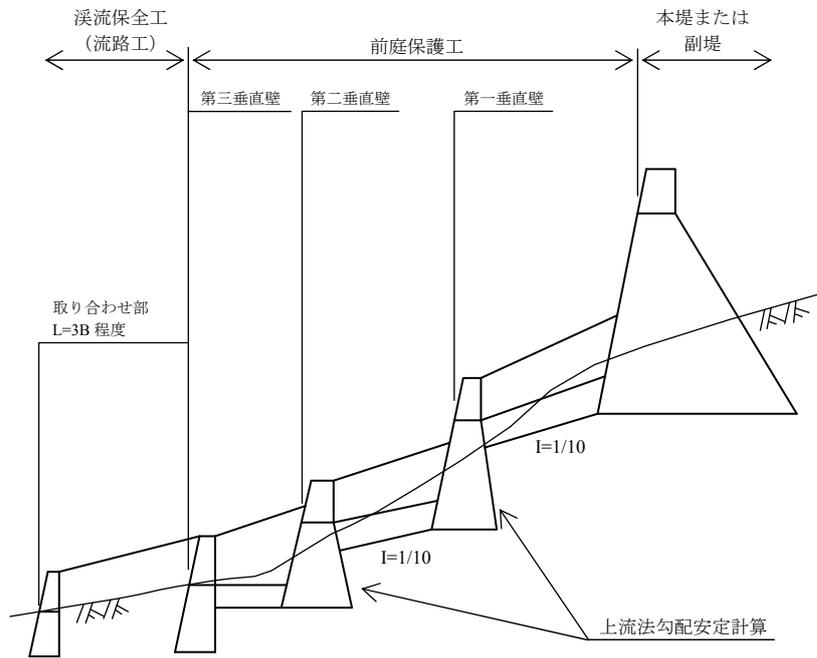


図 3-4 3 垂直壁下流に落差がある場合の縦断図

3.6.4 側壁護岸工

側壁護岸工は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堤と副堤、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.5 引用)

【運用】

側壁護岸工は、側壁護岸工が受け持つ土圧等に対して安全な構造を原則とし、一般的にはもたれ式擁壁を用いる。ただし、護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸工の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸工とする。

側壁護岸工の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は上流端は基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平を原則とする。

側壁護岸工の構造については、以下及び図 3-4 4を標準とする。

- ① 側壁護岸工の高さは、下流端は垂直壁の袖高に取り付け、堰堤上流端は現地形を考慮して決定する。なお、側壁護岸工の断面形状は、天端幅 0.45m、前面勾配 1 : 0.5、背面勾配 1 : 0.2 を標準とし、「道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)(H24.7)」に基づき安定計算により決定する。
- ② 側壁護岸工の基礎部において、そのつま先は必ず水通し肩より後退させなければならない。
- ③ 側壁護岸工の背面が軟岩（Ⅱ）以上の場合は、側壁護岸工のコンクリートをカットすることができる。
- ④ 背面からの湧水がある場合は、側壁護岸工に水抜きを設ける。ただし、水抜きを設ける場合は、原則として常時湛水が予想される水位以下には設けず、2m²に1箇所程度の割合で設置する。

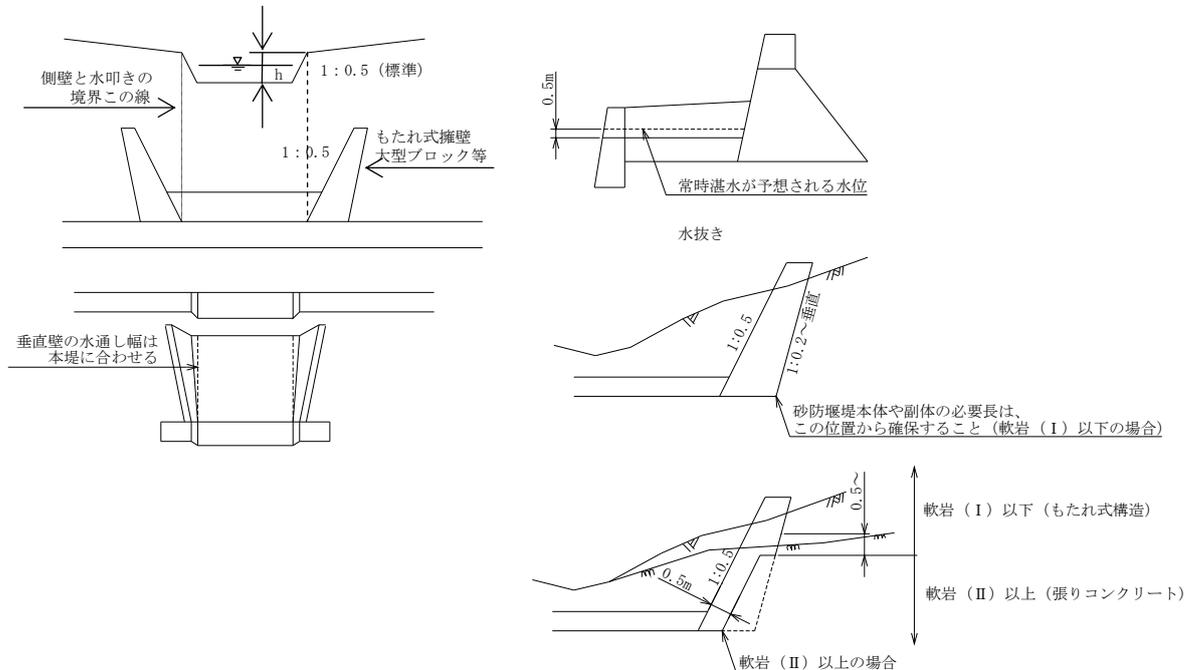


図 3-4 4 側壁護岸工

☞参考Ⅱ編 計画・設計例編 第3章 側壁安定計算例

3.6.5 副堤に設置する流木止め

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、前庭部は掃流状態になったものとして、「第2章第9節 掃流区間における流木対策施設」により設計を行うものとする。

ただし、砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、土石流の流体力についても施設が安全であることを検証する。このときの溪床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章5.4.2)

【解説】

副堰堤に設置される流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.4<解説>)

前庭部に設置する流木止め工は、砂防堰堤本体で土石流を捕捉したものとして掃流状態として設計する。安定計算及び構造計算に用いる荷重は越流水深を考慮した静水圧とする。このとき鋼管の余裕しろは掃流状態として礫の直撃を考慮しないことから最上流部材も含めて、0.0～1.5mm とする。腐食しろは片面 0.5mm とする。

砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、上記の検討に加え土石流区間で用いる土石流の流体力と堆砂圧を作用させて安全性の検討を行う。

(1) 設置幅

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、原則として副堰堤の越流部に設けるものとする。ただし、現地の条件等により副堰堤の機能を損なう場合には、副堰堤の前庭部に流木止め工を設けてもよい。

流木の捕捉量をできるだけ確保するために、地形条件、下流の河幅をもとに流れを阻害しない範囲でできるだけ広くとるようにすることが望ましいが、通常の砂防堰堤の場合の規定の3倍程度までを目安とする。水叩き部の幅が広い場合、水叩工（厚さは通常の砂防堰堤の場合と同じ基準とする）の両サイド部はコンクリート厚さを薄くしたり、あるいはコンクリートブロックを配置してもよい。その場合、構造、施工性、地盤、洗掘等を総合判断したとき、水叩きと同断面とするほうが有利な場合もあるため、総合的に検討する必要がある。本副堰堤間の距離が通常の水叩長を超える区間長についても同様である。

(2) 水褥池の形状

通常の砂防堰堤の場合の規定に関わらず、本副堰堤間の距離は地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離をとるが、通常の砂防堰堤の場合の規定より長くし、3倍程度までを目安とする。

本副堰堤間の側壁は、原則として平行配置とする。側壁での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木止め工の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるので、通常の砂防堰堤の場合とは逆に副堰堤部で末広がりとなってもよい。

(3) 水通し断面

流木止め工の端部のコンクリート立ち上がりは直立させ、流木止め工の上方に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木止め工の水通し下幅は、本堰堤水通し下幅の2倍程度まで広げてよい。

(4) 天端幅

副堰堤の天端幅は、礫や流木が衝突すると考えられる場合はその衝撃力に対して安全な構造と

する。

(5) 袖勾配

袖勾配は「河川砂防技術基準(案) 設計編(H9.10) 第3章」により、原則として水平とするが、袖高より高く流木が捕捉されることがあるため、発生流量、地形、流量等を考慮して袖部からの溢水が想定される場合には袖に勾配を付けてもよい。

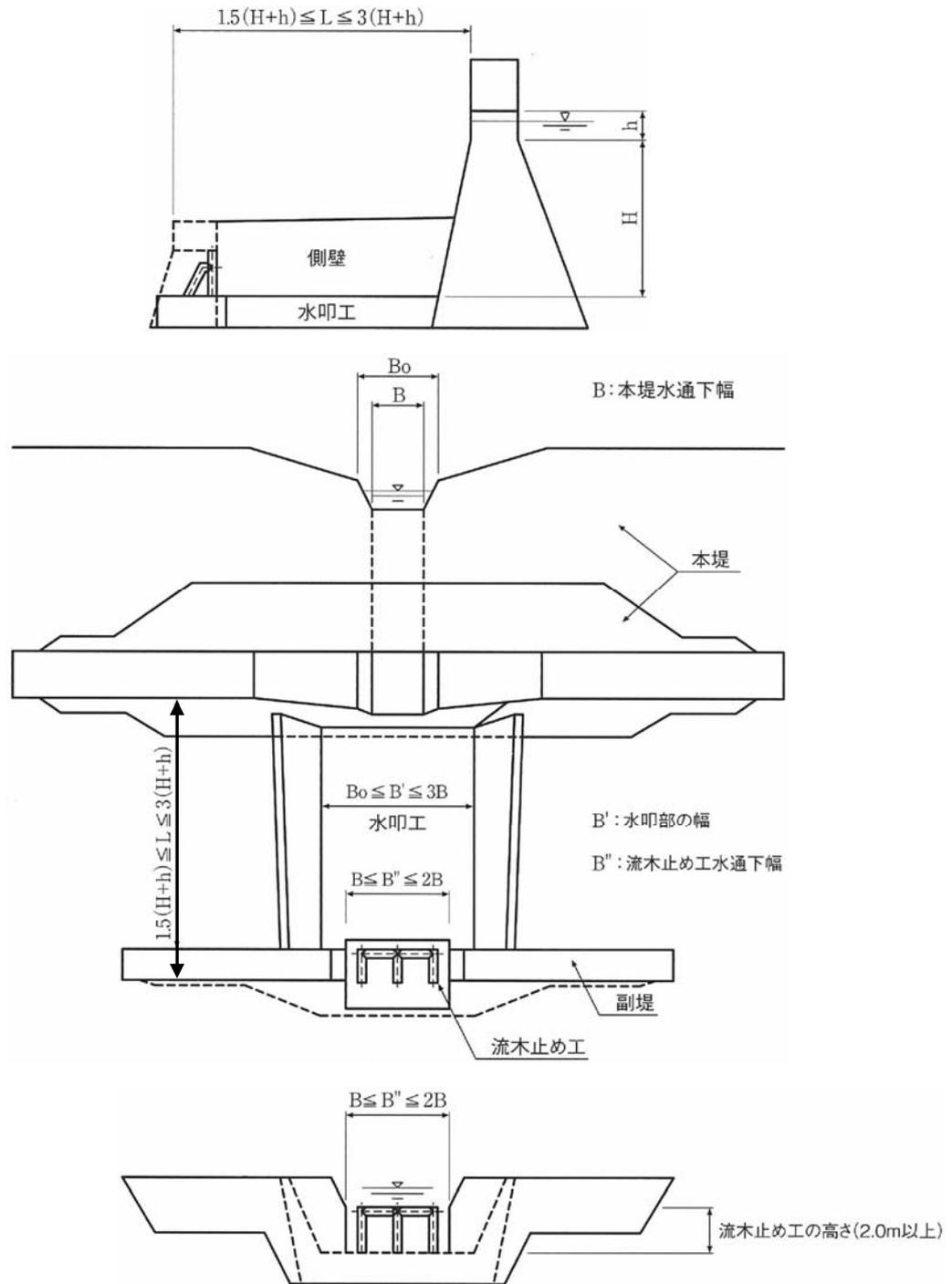


図 3-45 流木止め工を設置した場合の前庭部の寸法
(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章 5.4.2 引用)

3.6.6 取付護岸工

取付護岸工は、堰堤直下流の流路法線を整備するためのもので、必要最小限となるように計画する。

(京都府)

【運用】

取付護岸工の延長は現況河川への取り合わせを考慮して決定するが、下流の法線是正を行うなどのやむを得ない場合を除き、延長は最小限度で取り付けること。また、堰堤に引き続いて溪流保全工（流路工）を実施する場合は、単に取付護岸工をつくると溪流保全工（流路工）の施工時に手戻りとなるため、堰堤の断面（堰の公式）から、マンシングの流速から算出した溪流保全工（流路工）断面への取り付けを考えた上流端処理工（第2章第3節3.6 上流端処理（止工））を取付護岸工とするのが望ましい。

溪流保全工（流路工）の計画が無い場合は、現河川に概ね 30° 以内の角度で取り付ける。

3.6.7 護床工

護床工は、副堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.8.4)

【解説】

護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとする。

護床工は、一般にコンクリートブロックを用いることが多い。よって、これらブロックを用いる場合の一般的設計手法を次に示す。

(1) 安定条件

1) 滑動に対する安全

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \dots \dots 1.3-(65)$$

$$P = C_D \cdot W_0 \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \dots \dots 1.3-(66)$$

$$R = f \cdot W_0 \quad \dots \dots 1.3-(67)$$

$$W_b = \left(1 - \frac{W_0}{W_c}\right) W \cdot K \quad \dots \dots 1.3-(68)$$

ここで、P：ブロックに作用する動水圧 (t)

n：安全率（一般に 1.0～1.5 程度）

R：ブロック抵抗力 (t)

C_D ：動水圧係数（一般に 1.0 を用いることが多い）

W_0 ：流水の単位体積重量 (t/m³)

ε ：遮へい係数（単体：1、群体：0.35～0.40）

A：投影面積（群体の場合は全体の高さ×幅） (m²)

v：流水の流速 (m/s)

g：重力の加速度 (m/s²)

f：抵抗係数（摩擦係数、一般に 0.8）

W_b ：水中におけるブロックの空中単位体積重量 (t)

W_c ：ブロックの空中単位体積重量 (t/m³)

W：ブロックの空中重量 (t/m³)

K：ブロックの個数

なお、一般に単体として計算するほうが安全である。

2) 転倒に対する安定

$$XW_b > YP \quad \dots \dots 1.3-(69)$$

ここで、X：ブロックの支点から重心までの水平距離 (m)

Y：ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)

なお、上記式は、河床が水平である場合の式であるから、勾配がある場合は修正する必要がある。

(2) 設置する範囲

護床工を設置する範囲は、一般に水叩工と同一の条件により定めることが多い。つまり、下流側の現況水理に合う範囲ということである。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.8.4<解説>)

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-8-4(1))

3.7 付属物の設計

3.7.1 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上水抜き個所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては、慎重に対処するとともに、必要に応じて鉄筋等により補強するものとする。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.9<解説>）

【解説】

水抜きは、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

水抜きは、施工中の流水の切替え、湛水防止、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的に加え、水抜きからの土砂の突然の流出、水抜き箇所への応力の集中等に配慮し、大きさ、形状、数量及び配置を設計することを基本とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.3.2(5)<解説>）

【運用】

水抜き暗渠の設置範囲等については、原則として以下によるが、必要な場合は、生態系に配慮した構造に変更することができる。

(1) 設置範囲

水抜きの位置は、堰堤高さ 5.0m 未満の場合は水通し面より孔の天端までを 1.0m とし、5.0m 以上の場合は 1.5～2.0m を標準とする。

水抜きから流出する水流は、ダム上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり縦方向に重なると堰堤本体の強度をそこなうこととなり、また同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう、以下に示すように配置する。

- ① 上下段に水抜きを設ける場合は、縦方向に重ならないように千鳥状に配置する。
- ② 水抜きを2ヶ所以上設ける場合は、水抜き同士の間隔は 1.5m 以上確保する。

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は丸型とし、水抜き暗渠径は原則としてφ0.3～1.0m とし、平常水を流下できる断面とする。一般に、最下段の水抜き孔はφ0.6m としている場合が多い。

(4) 施工暗渠

仮排水対象流量が大きい場合、施工に必要な大きさの暗渠を設けることがある。しかし、あくまでも施工のみに必要な暗渠であるから、必要なくなった時点で目的に合った大きさに改良するか閉塞することを念頭に、大きさと配置を定める必要がある。

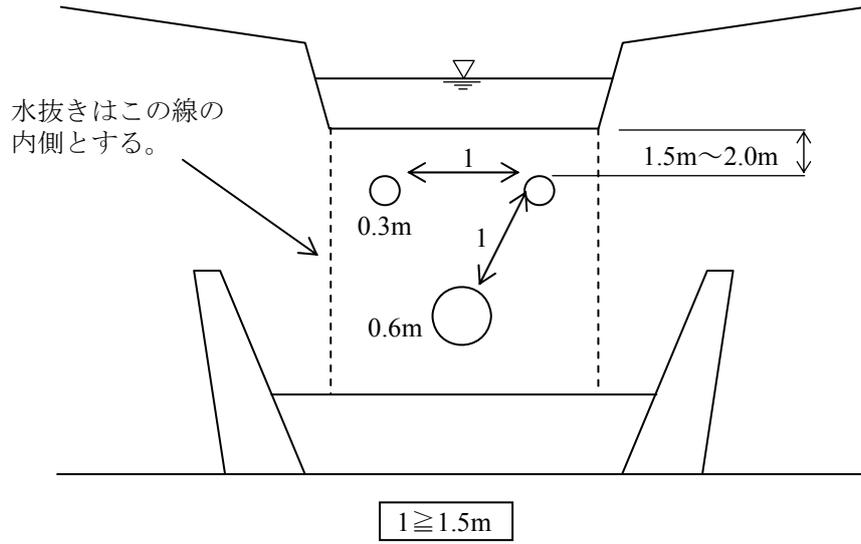


図 3-46 水抜き暗渠

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-9-1 引用)

3.7.2 間詰め

間詰めは、堰堤上下流部の岩盤余掘部へのコンクリートの充填、砂礫余掘部への遮水及び基礎埋戻しの保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-9-2 引用）

【運用】

間詰めは、一般に掘削部において行い、基礎掘削部の場合の間詰めは、軟岩（Ⅱ）以上の場合にはコンクリート、軟岩（Ⅰ）以下では砂礫あるいはコンクリートで行う。

本体の立上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、軟岩（Ⅱ）以上の場合にはコンクリート、軟岩（Ⅰ）以下の場合には必要に応じて土留擁壁や法面保護工等を設け土砂で埋めもどすことが多い。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.9<解説> 引用）

間詰めが不完全の場合、浸透水または洪水時の流水により袖部の崩壊や袖抜け等が生じ、堆積土砂の流出、さらには堰堤倒壊の危険性がある。したがって、間詰めの計画及び施工にあたっては、これらのことを踏まえて、十分注意して行う。

- ① 堰堤上下流の軟岩（Ⅱ）以上の余掘部には、基礎及び兩岸の袖部のかん入部とも、岩盤線あるいは1.0mの高さまでコンクリートで階段状に水平打設し充填する。なお、間詰めコンクリートは、本体と同一材料で打設する。
- ② 袖部切取面は、土質、勾配に応じた保護工を行う。表 3-17 に標準例、表 3-18 に間伐材利用事例を示すが、できるだけ緑化工法を検討し、また、間伐材についても積極的に利用する。

表 3-17 間詰め（袖部の保護）標準例

土質区分	勾配	工法
軟岩(Ⅰ) 以下	1:2.0より緩	種子吹付、張芝、植生マット等の構造物を用いない緑化工
	1:2.0~1:1.5	籠工*（ふとん籠、蛇籠積み等）+緑化工の併用
	1:1.5より急	構造物+緑化工 例) 法枠工+枠内緑化、籠工*+緑化工(円弧滑り計算必要) 擁壁工+緑化工等
軟岩(Ⅰ) 以下+ 軟岩(Ⅱ) 以上	1:1.5より緩	軟岩(Ⅰ)以下の工法を採用
	1:1.5より急	間詰擁壁工+緑化工、法枠工+枠内緑化工、補強土工法等
軟岩(Ⅱ) 以上	勾配関係なし	間詰露出部に化粧型枠等

※籠工に木製ふとん籠を用いてもよい。

表 3-18 間伐材を用いた施工例

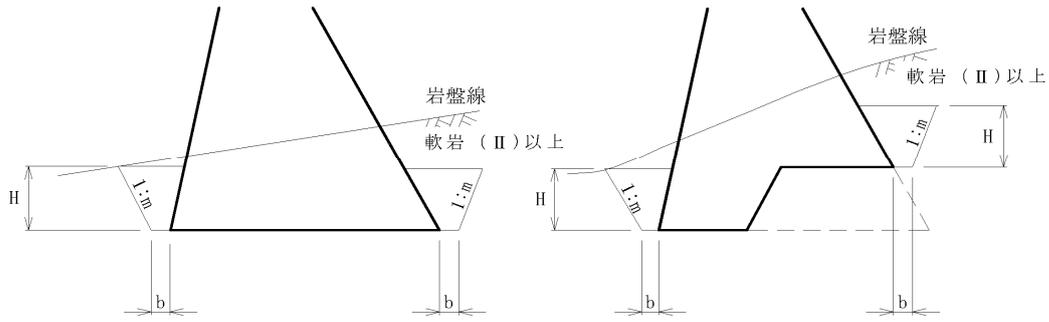
適用区分	工法
土留工・擁壁工	木製ふとん籠・木製ブロック積み工・丸太積土留工 木製井桁積み工・木製土留工・方格木枠工・片法枠工 丸太中詰石工・交換型丸太擁壁工・木製特殊型枠工等
軽量法枠工	丸太法枠工・丸太法面保護工・木製軽量法枠工 丸太伏工・盛土安定工等
柵工	木柵工・ネット柵工・編柵工・パネル柵工 ウッドパネル等
筋工	丸太筋工・丸太積筋工・ワンタッチウッディ筋工 板筋工等

注：ただし、盛土部が大きい場合は工法に注意する。

注：「道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)(H21.6)」を参考とする。

注：間詰めに用いる間伐材は原則として1:1.0より緩勾配ののり面で利用する。

間伐材の利用については「森林土木木製構造物施工マニュアル」を参照する。



m : 土質による床堀勾配（労働安全衛生規則）以下

b : $b = 0.3\text{m}$

図 3-47 基礎部における間詰めコンクリート（軟岩（Ⅱ）以上の場合）

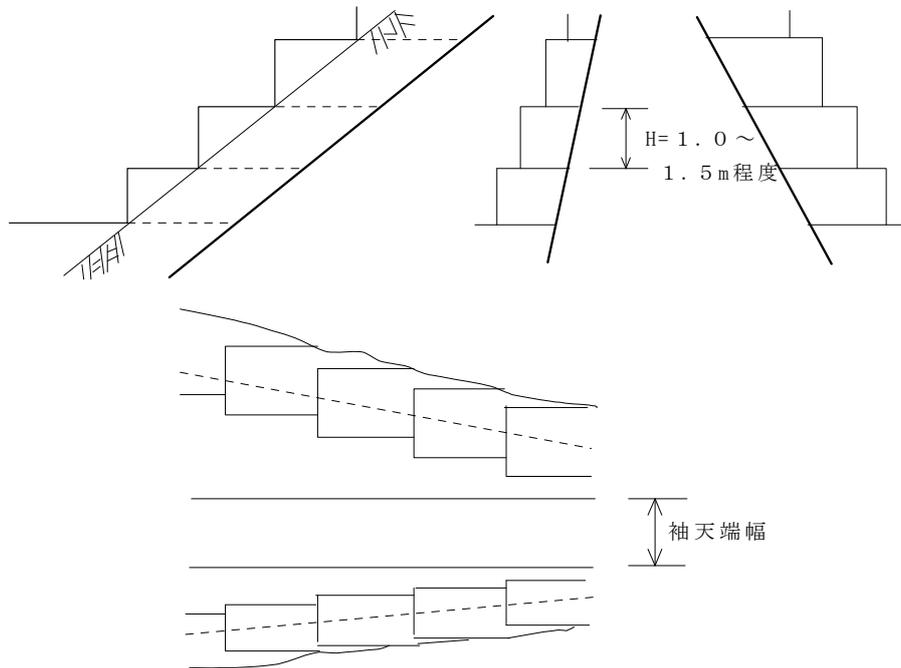


図 3-48 間詰め（軟岩（Ⅱ）以上の場合）

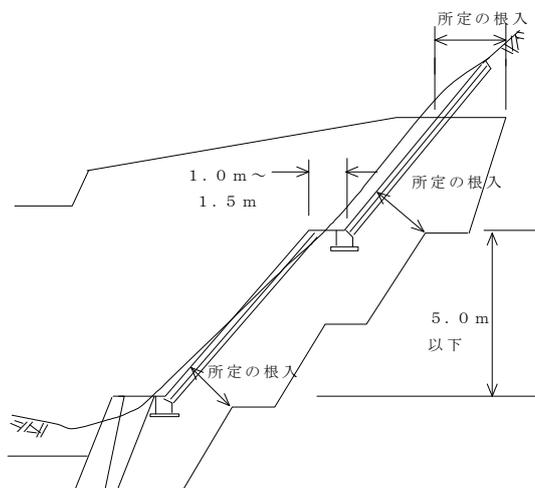


図 3-49 間詰め（軟岩（Ⅰ）以下の場合）

☞ 参考Ⅲ編 関連資料編 第2章 山腹工

3.7.3 収縮目地

収縮目地は、ひびわれ防止のため必ず設けること。間隔は15m以下とし、水通し部は避ける。ただし、水通し肩幅が9mを超える場合は、袖部の安全性を考慮しながら水通し部内で設けてもよい。

水抜き暗渠や堰堤水通し肩より3.0m以上離すこと。

また、施工上、収縮目地の横には軟岩（Ⅰ）以下の場合、1.0m以上の小段を施工する。軟岩（Ⅱ）以上の場合、原則として収縮目地部に小段は設けないが、地形の変化が大きく、袖部の根入れが深くなる場合は、必要に応じて収縮目地部に0.5m以上の小段を設ける。（図 3-50（1）の斜線部）

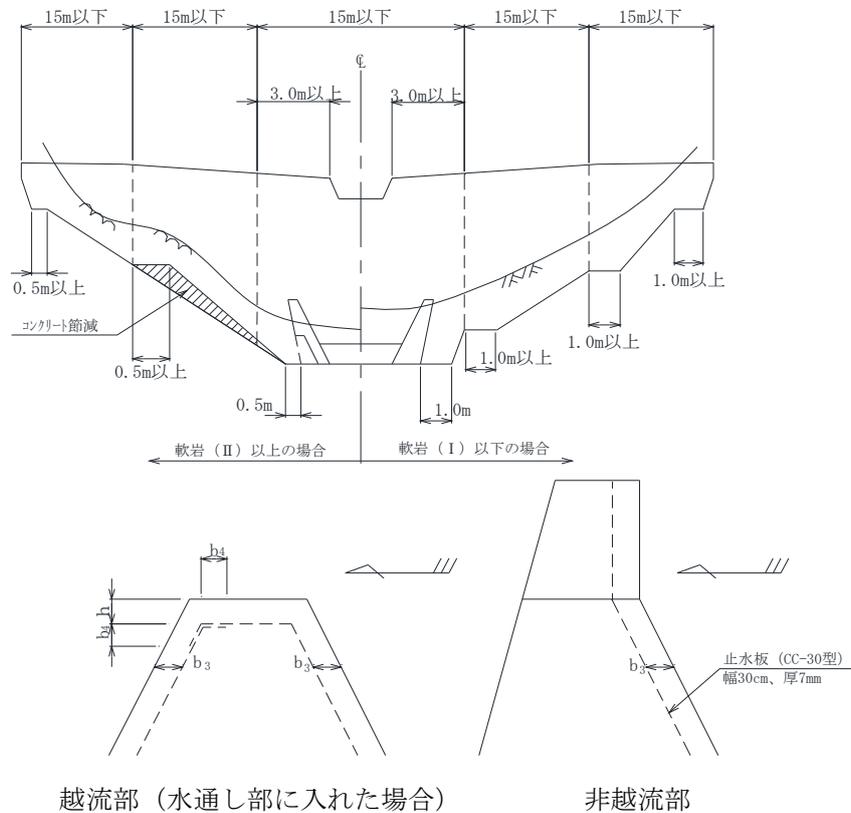
コンクリート打設は、中仕切り型枠及び止水板を計上する。

副堤または垂直壁工で堤長の長いものは、本堤に準じて収縮目地を設ける。

（京都府）

【運用】

不透過型堰堤の目地位置



$h : h = 0.6m$

b_3 : 所定の根入れ ($b_3 = 0.5m$)

b_4 : 重ねしろ ($b_4 = 0.5m$)

図 3-50 収縮目地

3.7.4 土砂流出防止装置

土砂堆積後、水抜き暗渠から突然土砂が流出することを未然に防止するため、必要に応じて堤体上流のり面の暗渠流入部に土砂流出防止装置を設置する。

(京都府)

【運用】

砂防堰堤の水抜き暗渠の閉塞、突然の土砂の流出を防止するために、堰堤上流側の水抜き暗渠呑口に鉄筋を用いた土砂流出防止装置を設置する。

土砂流出防止装置の仕様について以下に準ずること。

(1) 部材

- 使用する鉄筋は異形棒鋼の D25（SD345）とする。
- 鉄筋の標準ピッチは水平部材 50cm、鉛直部材 10cm とする。
- 鉄筋の堤体への定着長は 10cm とする。

(2) 塗装

- 塗料は JIS の規格に適合するものとし、また、希釈材は塗料と同一製造者の製品とする。
- 塗料は工場調合したものを用いなければならない。
- さび止め塗料は、油系さび止め塗料とする。

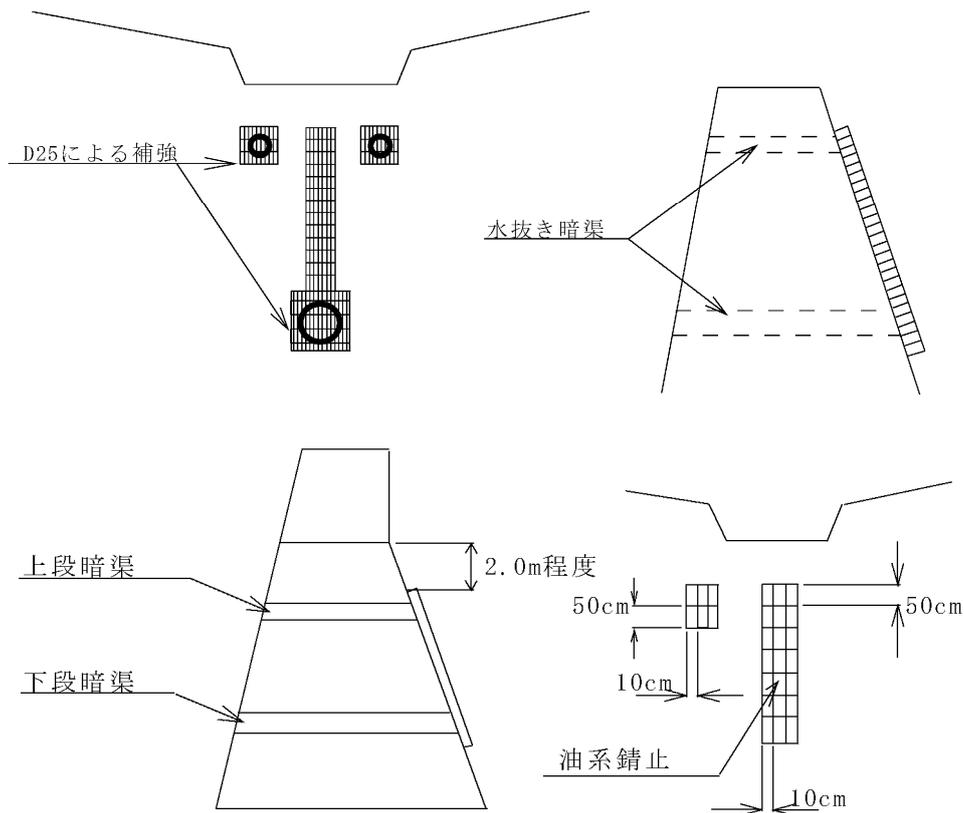
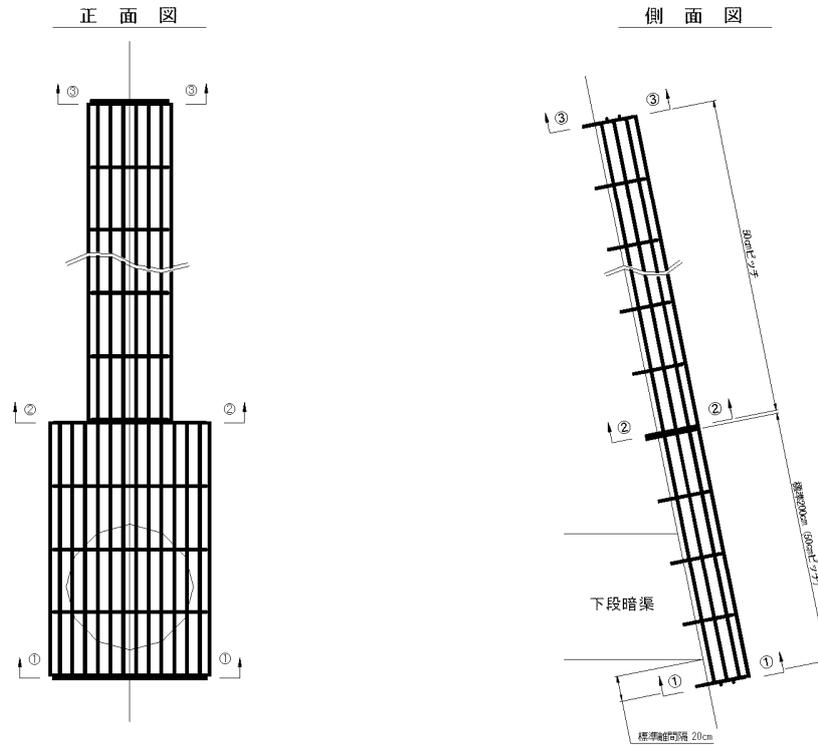


図 3-5 1 土砂流出防止装置

土砂流出防止装置詳細図（参考）

S=1:50

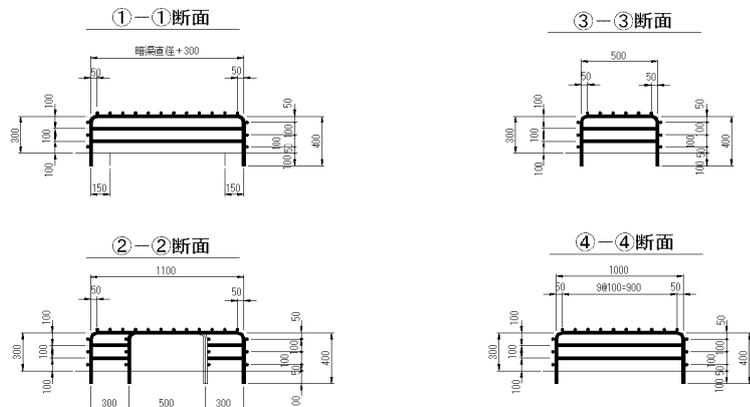
下段暗渠部詳細図



上段暗渠部詳細図



断面図



注) 鉄筋は全てD25を使用すること。

図面には加工図、鉄筋表を記載すること。

図 3-5 2 土砂流出防止装置詳細図

3.7.5 堤冠保護工

水通し部は、細流土砂や石礫により摩耗や欠損されることが考慮される場合には、これを防止するため堤冠部を保護するものとする。

堤冠保護工については、施工方法を考慮して、下図の施工範囲を標準とする。

(近畿地整設計便覧(案)(H24.4) 河川編 第14章第2節4-7)

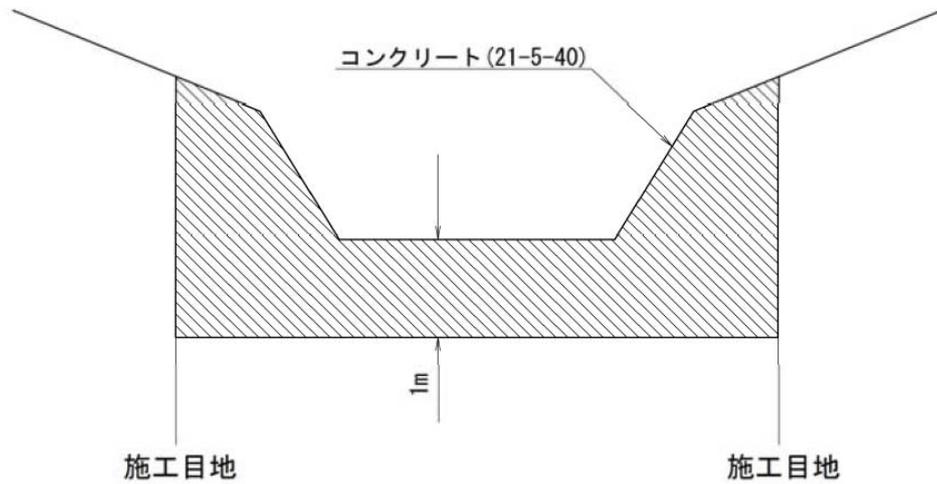


図 3-53 堤冠保護工施工範囲図

3.8 その他の施設

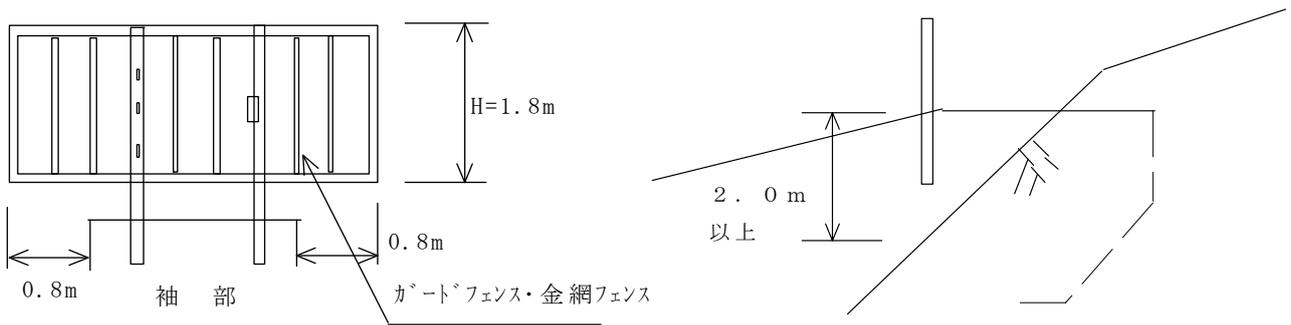
砂防施設には、必要に応じて管理用通路、昇降用階段、魚道、柵等の施設を設けるものとする。
(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第8節8.1)

3.8.1 防護柵

堰堤袖天端・堰堤前庭部の水褥池、堰堤上流の湛水が予想される区域等、容易に侵入でき危険が予想される所は、転落を防止するため、必要に応じ防護柵を設ける。

(京都府)

【運用】



a) 袖部から0.8m程度張り出して設計し、
サイドからの進入を防止する。

b) 袖天端から地盤まで2.0m程度
以上となる位置に設置する。

図 3-54 防護柵

3.8.2 付替道路

堰堤等の架設により現道の機能が失われる場合は、補償工事として道路の付け替えを行う。

(京都府)

【運用】

- ① 補償工事の性質上、必要最小限の長さとし、幅員は在来道路幅員に改良的要素を加えない。
- ② 在来道路の管理主体及び利用目的等を調査して、その機能を低下させないように十分注意する。
- ③ 堰堤上流部の付替道路は、設備用地の外側に設ける。設備用地の詳細は、「第Ⅴ編用地補償編 第2章第1節 砂防堰堤」による。

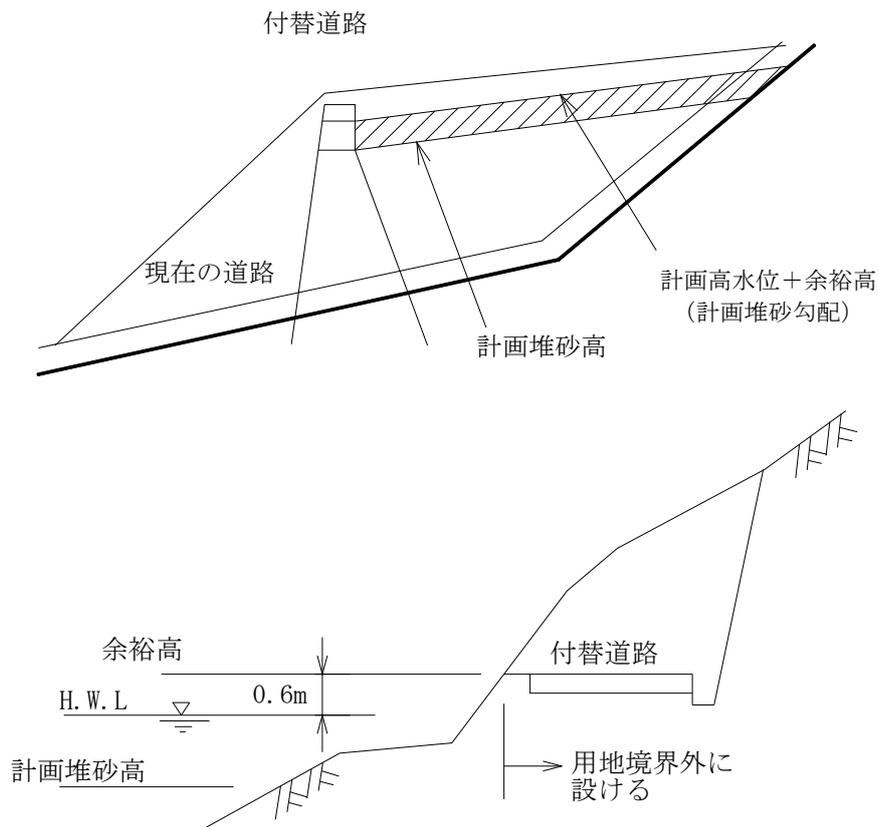


図 3-55 付替道路

☞第Ⅲ編 設計編 第1章第3節3. 2. 6 (1) 余裕高

3.8.3 取水工

取水工は、補償工事としてのみ施工を行い、地元要望で取水工を新たに設置することは原則として行わない。また、堰堤からの取水には水利権は無いが、その溪流の法指定状況に応じて河川管理者に許可申請をする。

原則として、堰堤の上流から取水することが望ましいが、適当な位置が無い場合には尺八工等を設ける。また、堰堤以外の設備については、砂防設備ではないため、管理者に引き継ぐこと。

(京都府)

【運用】

- ① 原則として、計画堆砂区域の上流より取水し、計画堆砂高さより高い位置に付替水路を計画する。
- ② 堰堤より下流の水路については、開水路を原則とし、溜柵は土砂溜めを確保し管理可能な構造とするため、余水吐を設ける。
- ③ いずれの方法を用いても、本堤下流部に流量調節のための余水吐を設置する。(管理上の手続きも合わせて行う。)
- ④ 尺八工は地山に沿わせた計画とし、尺八工上には手摺及び階段を設ける。なお、取水に必要な区間は止水板間に設置し、目地を横断しないようにする。

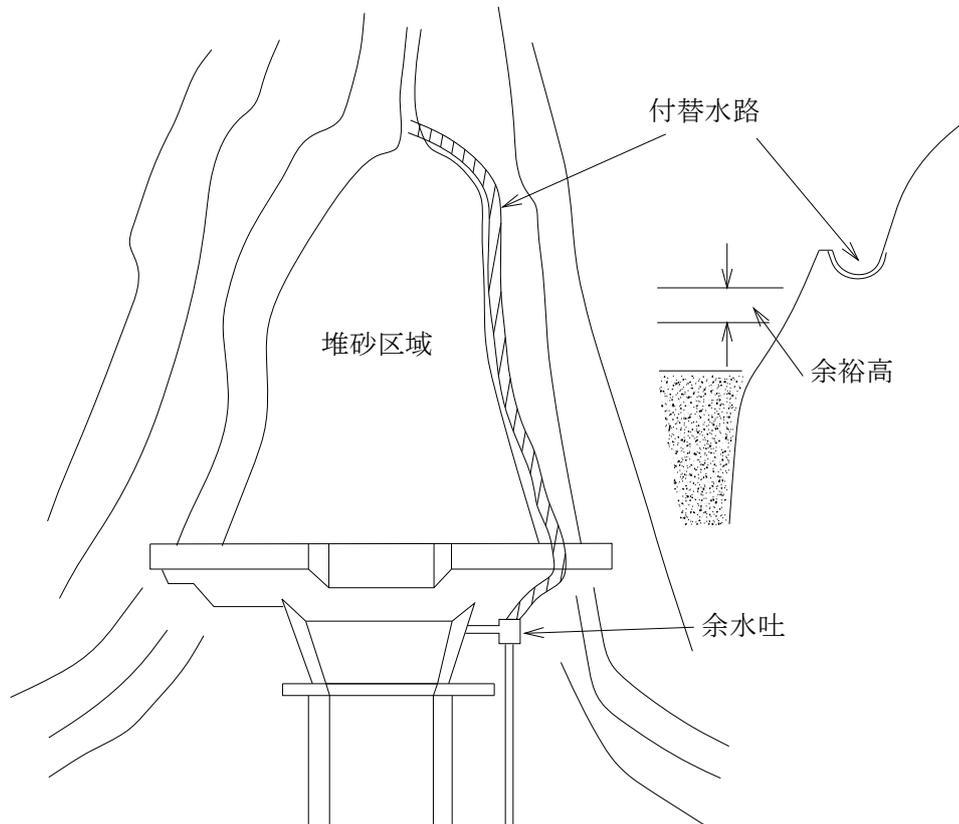


図 3-56 取水工

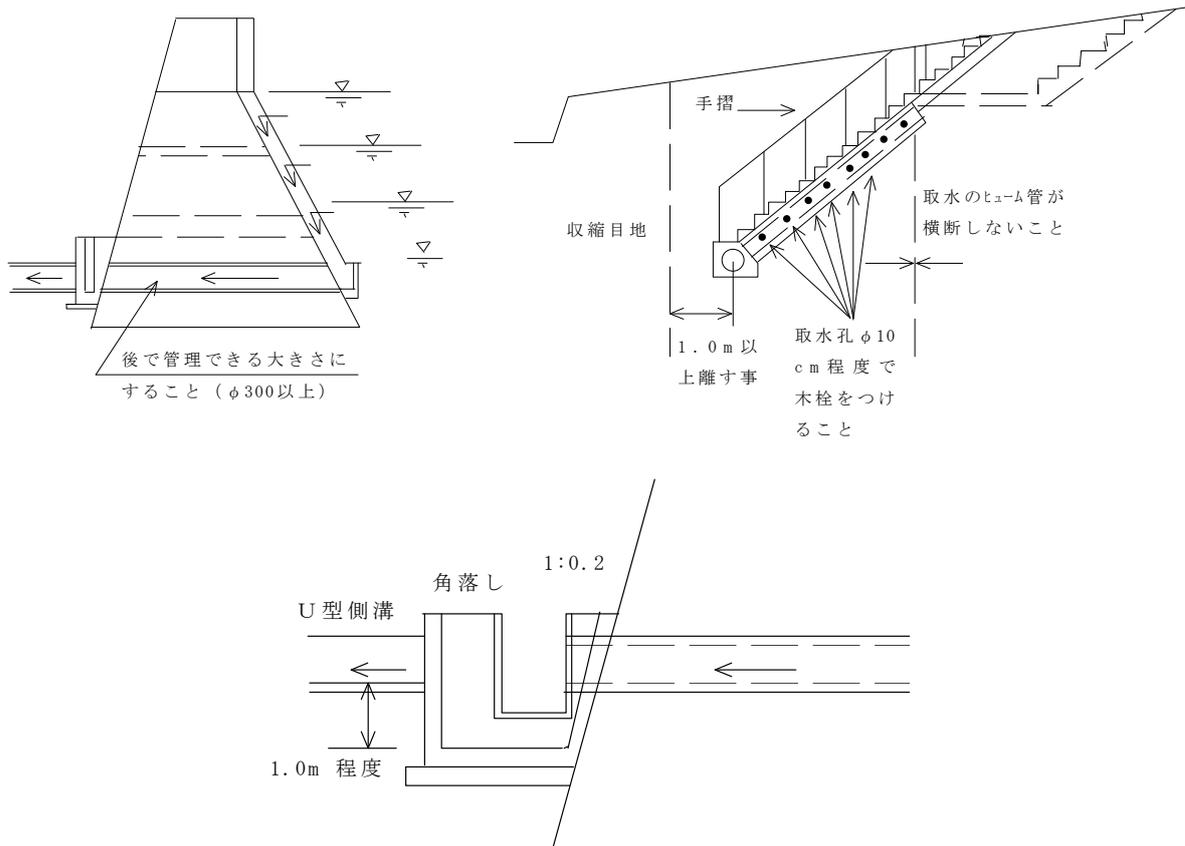


図 3-57 取水工

3.8.4 階段工

堰堤の設備の維持管理のため、袖部の法面保護工の施工の際には、堰堤上流側へ移動できるよう、階段工を設置する。

不透過型堰堤については、水通し部に管理用階段を設置する。

（京都府）

【運用】

水通し袖部、間詰等を利用して、対岸及び河床まで容易に昇降できる管理用階段を設置する。

水通し袖部小口に階段を設置する場合は、通水断面を侵さないよう、また、袖部が破壊されない構造とする。

☞ 第Ⅳ編 管理編 第2章第1節 管理設備

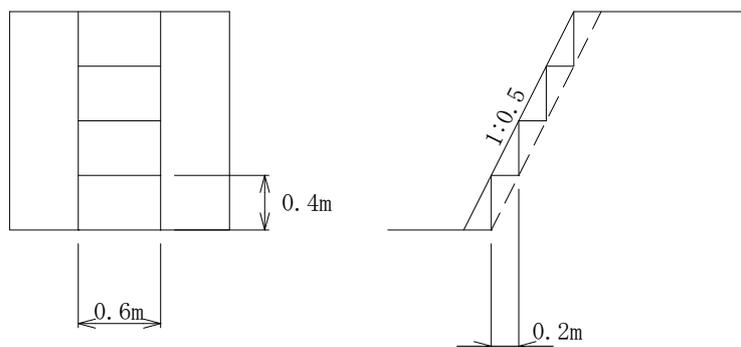


図 3-58 水通し部の階段工

3.9 堤体腹付け補強対策

腹付け補強厚さは、施工上必要な幅として1.5mを最小とする。
 ただし、盛土等により作業ヤードが確保できる場合や、石積で修景する場合は別途考慮する。
 また、新旧コンクリートの一体化を目的として、既設堤体のチップング及び用心鉄筋を配置するとともに、現場状況に応じて天端の新旧打設目からの浸透防止対策を行う。
 （近畿地整設計便覧(案)(H24.4) 河川編 第14章第2節4-8）

【解説】

既設堤体コンクリートの強度が不足している部分は撤去等の処理を行うとともに、無視できない漏水についても止水、グラウト等の処理を行う。

平成9年に発生した腹付け部の剥離（関東地整、利根川水系）で、天端の新旧コンクリート打継目からの流水の流入した事例から、浸透水も剥離を助長させた一因であると考えられることから、現場状況に応じて浸透防止対策を行う。

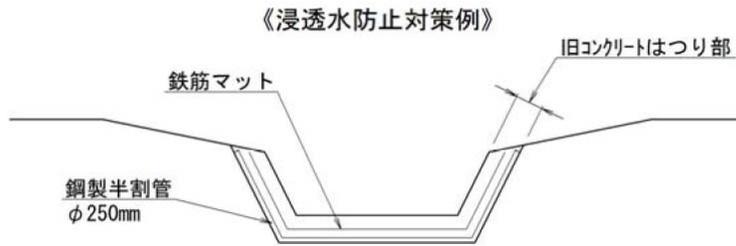
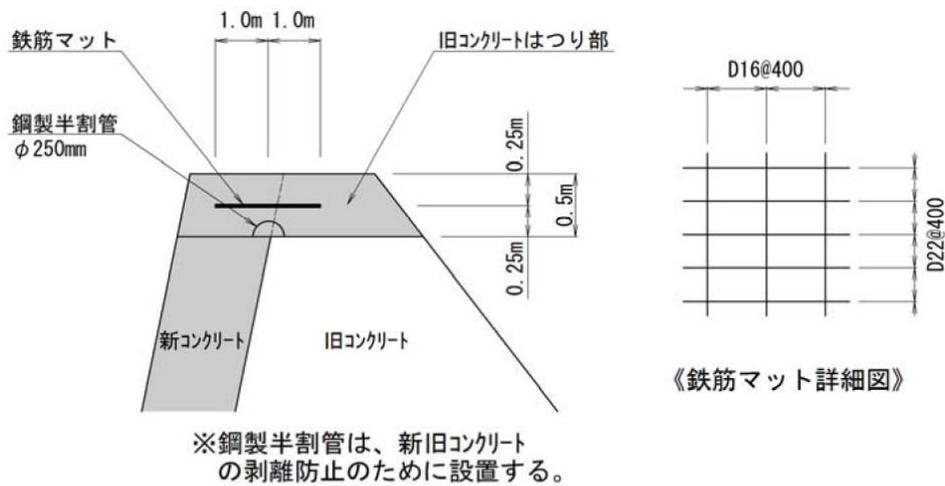


図 3-59 浸透防止対策例

（近畿地整設計便覧(案)(H24.4) 河川編 第14章第2節4-8）

3.1.0 鋼製不透過型砂防堰堤

枠構造やウォール構造等の鋼製不透過型砂防堰堤の設計について、特記すべき事項を以下に示す。

3.1.0.1 安定性の検討

(1) 安定計算に用いる荷重の組み合わせ

鋼製不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる荷重には、自重、静水圧、堆砂圧、浮力、地震時慣性力、地震時動水圧、土石流流体力があり、堰堤の高さにより選択するものとする。
(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.4)

【解説】

鋼製不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、コンクリート重力式砂防堰堤の場合と同様に表 3-19 によることを原則とする。ただし、土石流時の検討は土石流区間に用いる場合のみ行う。

洪水時の検討において静水圧を算定するときの水位は、清水の流量の1.5倍で求まる設計流量に対してせきの公式より求める。

表 3-19 不透過型砂防堰堤の設計荷重の組合せ

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	自重、静水圧、 浮力、堆砂圧、 地震時慣性力、 地震時動水圧	自重、静水圧、 堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高 15m 以上		自重、静水圧、 浮力、堆砂圧、 土石流流体力	自重、静水圧、 浮力、堆砂圧

15m 未満の荷重を図示すると、図 3-60 のとおりである。

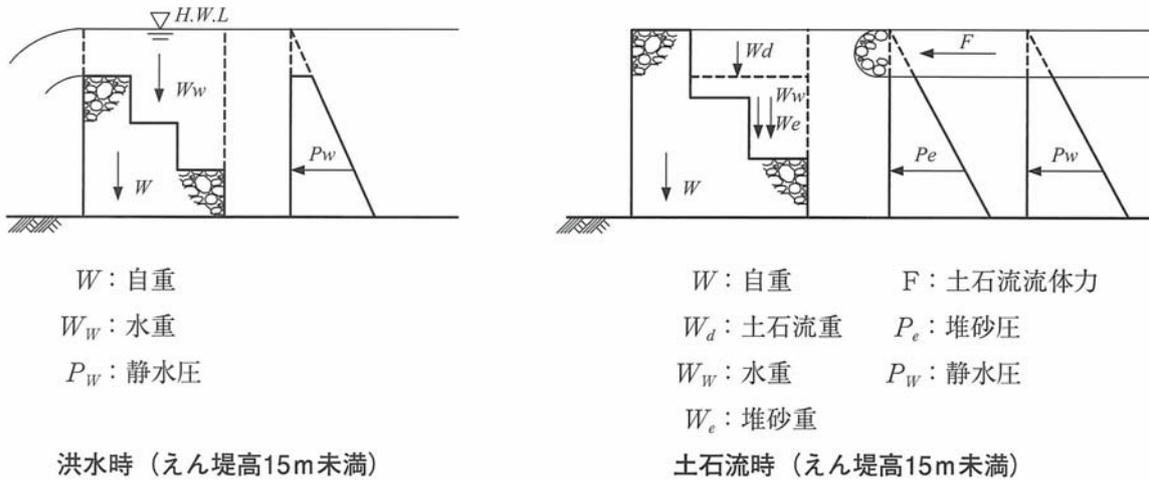


図 3-60 15m未満の荷重図

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.4 引用)

(2) 安定計算法

不透過型砂防堰堤の安定性は、「3. 3. 3 越流部の安定性」に基づくものとする。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.5)

【解説】

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。

鋼製不透過型砂防堰堤は、重力式堰堤として一体として働くこと、すなわち各部材が確実に連結して、過度に変形しないことが保証されていることが必要である。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.5)

1) 重力式構造物としての安定性の検証

堰堤本体の安定計算は、原則として水通し部及び非越流部の2次元断面について行うものとし、重力式堰堤として下記の条件を満足していることを必要条件とする。

- (1) 壁体が転倒しないこと。
- (2) 堤底と基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと。
- (3) 基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持力以内であること。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.5(1))

【解説】

(1) については、転倒の安全性を一般に次式によって確かめられる。安全率は、1.2 以上とする。ただし、堰堤高 15m 以上の場合は 1.5 以上とする。

$$F = \frac{M_r}{M_o} \quad \dots 1.3-(70)$$

ここで、F：安全率

M_o ：単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント (kN・m)

M_r ：単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント (kN・m)

なお、枠堰堤の抵抗要素を鋼骨組に期待する場合は、堰堤の自重及び外力の着重点が堤底の中央 1/3 以内にあることが望ましい。

(2) については、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。堤体と基礎地盤の接触面における滑動に対する安全は、一般に次式によって確かめられる。安全率は、1.2 以上とする。ただし、堰堤高 15m 以上の場合は 1.5 以上とする。

$$F = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H} \quad \dots 1.3-(71)$$

ここで、F：安全率

f：摩擦係数

ΣV ：単位幅あたり断面に作用する鉛直力 (kN/m)

ΣH ：単位幅あたり断面に作用する水平力 (kN/m)

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.5(1))

2) せん断抵抗性の考え方

鋼製不透過型砂防堰堤は、重力式構造物としての安定性が保証されていなければならないのは当然であるが、さらに、枠堰堤やウォール、セル堰堤等の中詰材を使用する堰堤の場合は、粒状の中詰材でも水平力に対して形状を維持しうる（重力式構造物として一体で機能する）ことを保証されなければならない。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.5(2)）

【解説】

水平力によって生じるせん断変形に対する抵抗を推測する方法には、①鋼製の骨組（以下、鋼骨組という）の強度に期待する、②中詰材のせん断抵抗に期待する、③両者の共同作用によるの3種類がある。現状では①②によるものが一般的である。特に枠堰堤の場合には、中詰材と鋼骨組の変形性が相当に違う複合構造系の抵抗を、どのように評価すればよいのか現在のところ不明である。したがって、抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合には、骨組構造として解析すればよいこととなる。また、中詰材のみで抵抗するものとする場合には、土質材料のせん断変形に対する抵抗を推定すればよいこととなり、さまざまな推定式が提案されているので、その手法を準用すればよい。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.5(2)）

3) 中詰材のせん断抵抗性の検証

中詰材のせん断抵抗の検討は、原則として、水通し部分の2次元断面について行うものとし、せん断変形に対し十分な抵抗性を有していることとする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.5(3)）

中詰材のせん断変形に対する抵抗は、次式で求めることとする。

$$F \leq \frac{M_r}{M_d} \quad \dots 1.3-(72)$$

ここで、F：安全率（1.2以上とする）

M_d ：単位幅あたりの基礎地盤（底面）における変形モーメント
（外力によるモーメント）（kN・m/m）

M_r ：中詰材の単位幅あたりの抵抗モーメント（kN・m/m）

抵抗モーメントの計算法には、以下に述べる二つの考え方がある。これまでは鋼矢板セル式係船岸の設計計算法である②の北島式が用いられており、これは矩形断面における抵抗モーメントの推定式である。これに対し、①の香月・石川・伊藤の推定式は、上流面が傾斜（階段型）している場合についても実験を行い、提案されたものである。

① 香月・石川・伊藤の推定式

$$M_r = \frac{P_t}{6} (2h_1^2 + h_2^2 + 3h_1h_2 - \eta H^2) \quad \dots \cdot 1.3-(73)$$

ここで、H：堤体高（m）

h_1 ：前壁から45°に延長した線が後壁面と交わる点Tの高さ（m）

h_2 ：T点から堤体頂部までの高さ（ $H-h_1$ ）（m）

η ：前壁面下部の増分礫圧の基準値に対する低減係数

P_t ：後壁面に生ずる増分礫圧の基準値（ kN/m^2 ）

$$P_t = 4\bar{M}P_0 \tan\phi_s \quad \dots \cdot 1.3-(74)$$

ここで、 ϕ_s ：中詰材のせん断抗角（度）

P_0 ：底面に作用する垂直礫圧（ kN/m^2 ）

M：無次元モーメント

$$\bar{M} = a\gamma + b\gamma^c \quad \dots \cdot 1.3-(75)$$

ここで、 γ ：許容せん断変形量

a, b, c ：実験定数

この抵抗モーメントは、図 3-6 1 に示す香月・石川・伊藤によって提案された増分礫圧モデルを、底面周りのモーメントとして積算したものである。

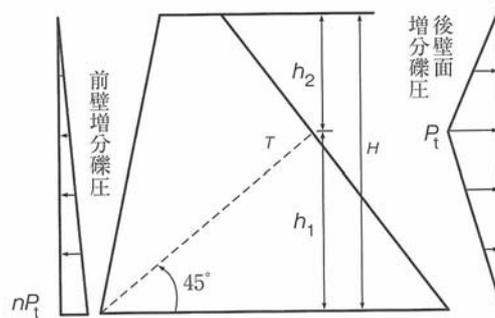


図 3-6 1 増分礫圧モデル

底面に作用する垂直礫圧は図 3-6 2 に示すように底面上部にある中詰材及び貯砂による重量を堤体幅 B で除したものである。

すなわち、

$$P_v = \frac{(W_{s1} + W_{s2} + W_e)}{B} \quad \dots \cdot 1.3-(76)$$

ここで、 W_{s2} ：堰堤高 15m 以上の場合は水中重量

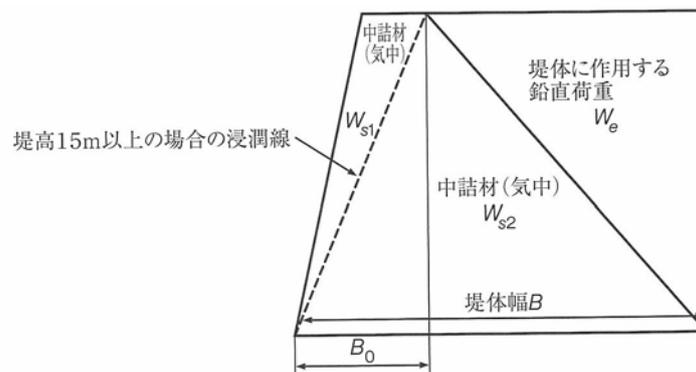


図 3-6 2 底面に作用する重量と B_0

また、低減係数 η については、図 3-6 1 に示す交叉点 T が後壁面との間に得られる堤体幅 B においては、

$$\eta = 0.5$$

それ以上の堤体幅においては、

$$\eta = 1 - \frac{B_0}{2H} \quad (\text{ただし、} \frac{B_0}{H} \text{ が } 2.0 \text{ を超える場合には、} \eta = 0.0)$$

とする。

ここで、 B_0 ：図 3-6 2 に示す天端上流側と前壁下端とのなす幅許容せん断変形量 γ は、次の三つの許容値の最小値を用いる。

- ① 0.01 (1%)
- ② 施設の要求性能から許容される許容量
- ③ 継手構造等の許容するせん断変形量

実験定数 a、b、c は、次式によるものとする。

$$a = 2.1 \times e^{-7.2}$$

$$b = 0.39 \times e^{-3.0} \quad \dots 1.3-(77)$$

$$c = 0.2$$

ここで、e：締固めによる定数（次の値を用いるものとする）

- ・ 締固めが良好なもの 0.75
- ・ 締固めが普通のもの 0.80
- ・ 締固めが弱いもの 0.85
- ・ 締固めが極めて弱いもの 1.00

なお、割栗石、砕石等は単位体積重量が 18kN/m^3 以上である場合は締固めが良好なものとして 0.75 とする。

堤体の変形後の中詰土圧は図 3-6 3 のように中詰材の初期礫圧荷重（主働土圧係数を用いた礫圧）と中詰材の増分礫圧荷重となる。

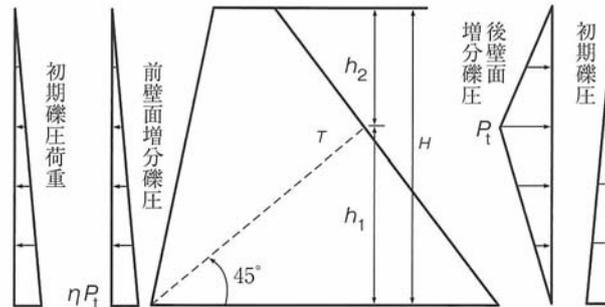


図 3-6 3 中詰材の初期礫圧と増分礫圧

部材の構造計算を行う場合の中詰土圧は、前壁面に作用する礫圧分布荷重を用いるものとする。なお、矩形単純せん断枠及び階段形単純せん断枠実験によると、せん断変形量が 1%以内では、前壁面に作用する礫圧の測定値は計算上の主働土圧の 2 倍を越えることはなかった。したがって、前壁面に作用する礫圧分布荷重の算定にあたって、増分礫圧 ($\eta \cdot P_t$) は、主働土圧を超えないものとする。

② 北島の推定式

$$M_r = \frac{1}{6} \cdot r \cdot R_0 \cdot H_0^3 \quad \dots \cdot 1.3-(78)$$

ここで、 $R_0 : \frac{2}{3} v_0^2 \cdot (3 - v_0 \cdot \cos \phi) \cdot \tan \phi \cdot \sin \phi$ （変形を許さない場合）

$v_0^2 \cdot (3 - v_0 \cdot \cos \phi) \cdot \sin \phi$ （変形を許す場合）

r : 中詰めの換算単位体積重量

（中詰材の単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量）（ kN/m^3 ）

H_0 : 換算壁高（中詰材の換算単位体積重量を用いた場合の中詰材による抵抗モーメントを計算するための仮想の壁高）（ m ）

v_0 : B/H_0

B : 換算壁体幅（ m ）

ϕ : 中詰材のせん断抵抗角（度）

この計算法は、鋼矢板セル式係船岸壁の設計計算法であり、この種の構造物の解析法としてはほぼ確立された方式である。

抵抗モーメントの計算式中で、 R_0 は変形を許す場合と許さない場合とで異なる。変形を許す場合 R_0 は、セル体のせん断変形を1～2%程度許した中詰めが塑性化した場合の R_0 に対応している。砂防堰堤の場合は多少変形しても機能的に支障がなく、また静的荷重に対しては進行性の変形ではないので、せん断変形に対する抵抗モーメントの計算は変形を許す場合の算定式によってよい。ただし、高さ10mを超え人家に近い構造物では、変形を許さない場合の式によって抵抗モーメントを算出する。

また、部材の構造計算を行う場合の中詰材の土圧係数については、北島の研究によると、セルの前壁に対する中詰土圧は中詰完了直後に最大で静止土圧状態となり、水平荷重によるセルの変形にともない次第に減少して主働土圧へと移行していくことが知られている。この実験結果から中詰めの土圧係数は $\tan \phi$ とすることを提案している。したがって、ここでは中詰完了時で静止土圧係数（0.4～0.6）とし、長期荷重として考えた場合は主働土圧係数とする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.5(3)）

3.10.2 構造計算

(1) 構造計算に用いる荷重の組合せ

鋼製不透過型砂防堰堤の構造計算に用いる荷重は、次のとおりとする。

- (1) 抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合、安定計算に用いる荷重のほか、中詰材の土圧を加える。
- (2) 抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、中詰材の土圧とする。
- (3) 土石流区間に設置し、礫の衝突を受ける場合は衝突荷重に対しても検討を行う。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.6）

(2) 構造計算法

鋼製不透過型砂防堰堤の構造計算は、「(1) 構造計算に用いる荷重の組合せ」に示す荷重により部材力を算定し、各部材の応力度の照査、継手部の照査を行う。この場合の構造計算は、許容応力度法による。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.7 引用)

【解説】

鋼製不透過型堰堤は、作用荷重に対して堰堤が一体となって抵抗することが保証されなければならない。この場合、部材応力の照査は許容応力度法によることとし、鋼材の許容応力度は、「第2節 2. 2 材料に関する数値基準」の表 2-1 1 に示す値とする。

以下に各構造の検討項目について述べる。

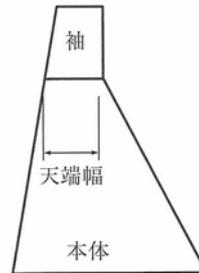


図 3-6 4 砂防堰堤側面図 (事例) と部位名称

1) 枠堰堤

枠堰堤は、枠を構成する鋼骨組と中詰材の流出を防止する壁面材とからなるが、抵抗要素を鋼骨組のみと考えるものと中詰材のみと考えるものがあるため、それぞれに応じた荷重に対して部材力を算定する。

① 鋼骨組

抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合は、基礎地盤で支持されたトラスあるいはラーメンとして安定計算に用いる荷重の他、中詰材の土圧を加えたものに対して部材力を算定する。

一方、抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、壁面材から伝達される中詰材の土圧に対して単純梁や引張材として部材力を算定する。このとき、剛結された鋼骨組よりも大きな変形を許す構造となるため、各部の接合は変形を許容でき、かつ十分な接合強度をもつような方法でなければならない。

② 壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材（2 ヒンジドアーチ材）として部材力を算定する。

2) ウォール堰堤

ウォール堰堤は、中詰材の流出を防止する上下流の壁面材とその壁面材をつなぐ腹起し及びタイロッドからなり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため、中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

①壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材（2ヒンジドアーチ材）として部材力を算定する。

②腹起し

腹起しは、壁面材に作用する中詰材の土圧をタイロッドに伝達する部材であり、中詰材の土圧に対して単純梁や連続梁として部材力を算定する。

③タイロッド

タイロッドは腹起しから伝達される中詰材の土圧に対して抵抗し、上下流の壁面材を一体とする部材であり、引張材として部材力を算定する。

中詰にソイルセメントを用いる場合、タイ材の強度検討は、中詰土圧に対する強度検討ではなく、施工時の1リフト分に対する引張材として部材力を算定する。

3) セル堰堤

セル堰堤は壁面材を円筒形に組み合わせた構造であり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

壁面材の最大水平張力は、次式により算定する。

$$T = (rH_0 + w) K R \quad \dots \cdot 1.3-(79)$$

ここで、T：壁面材の最大水平張力（kN/m）

R：鋼製セルの半径（m）

H₀：換算壁面高（m）

r：中詰材の換算単位体積重量（kN/m³）

w：上載荷重（kN/m²）

K：中詰材の土圧係数

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.7）

3.10.3 袖の設計

「3.5 袖の設計」と同様とする。
 (鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章4.8)

【解説】

袖の内部破壊の検討は、中詰材により異なる。砂防ソイルセメントの場合で水平せん断力が大きい時、上流壁面材のみの水平せん断抵抗力に加え、砂防ソイルセメントの水平せん断抵抗力の両方を考慮できる。

非越流部に鋼製不透過構造を用いる場合は、一般に袖天端の勾配を図 3-6 5 に示すようにコンクリート堰堤の場合を包絡し、階段状または水平にしている。

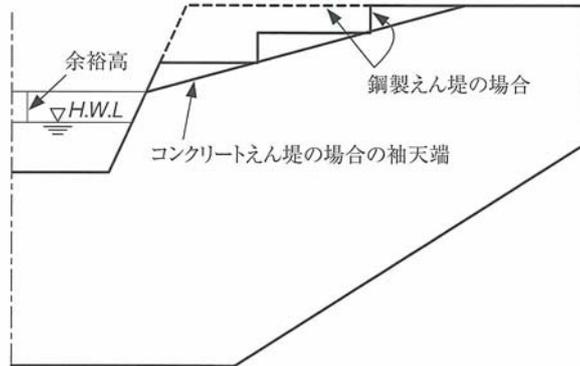
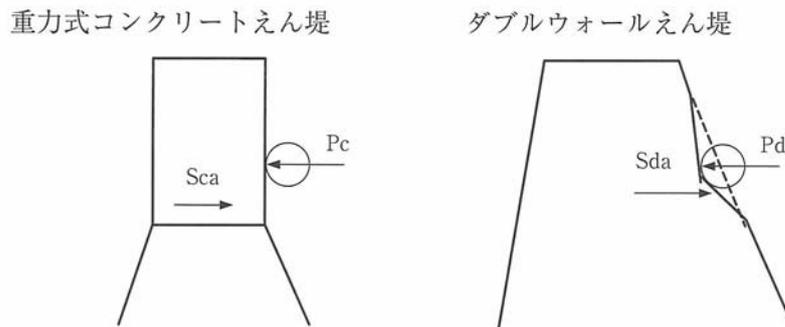


図 3-6 5 鋼製不透過型堰堤の袖の形状

砂防堰堤は袖部において土石流によってせん断破壊するおそれがあることから、土石流区域における重力式コンクリート堰堤の天端幅は3mとされている。ウォールにおいても、これを上回る水平せん断抵抗力を有するように設計する。

(1) 中詰土砂の場合

土砂を中詰したウォール堰堤では、中詰土砂自体の水平せん断抵抗は期待できないので、上流壁面を鋼材で補強し、重力式コンクリート堰堤の天端幅3mと同等の安全性能を確保するように設計する。



$$\frac{Sca}{Pc} = \frac{Sda}{Pd} \quad \dots 1.3-(80)$$

ここで、Sca：重力式コンクリート堰堤の許容水平せん断抵抗力 (kN)

Pc：重力式コンクリート堰堤に作用する衝撃力 (kN)

Sda：ウォール堰堤の上流壁面材の許容水平せん断抵抗力 (kN)

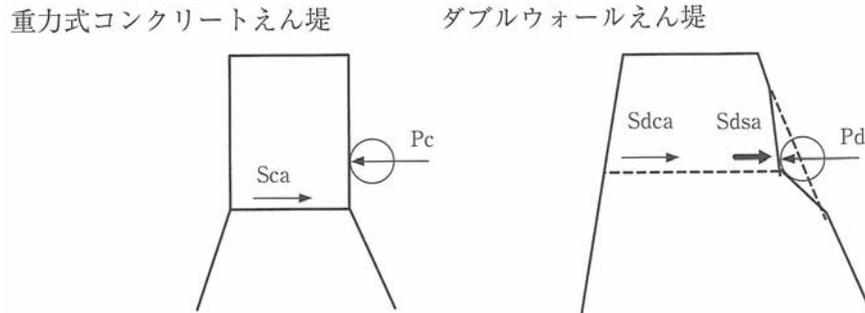
Pd：ウォール堰堤に作用する衝撃力 (kN)

図 3-6 6 ウォール堰堤（中詰上砂の場合）

(2) 砂防ソイルセメントの場合

砂防ソイルセメントの圧縮強度はコンクリートに比べると小さいので、同等のせん断力を確保するために天端幅を広げることは現実的ではない。したがって、天端幅は重力式コンクリート堰堤と同様に3m以上としておき、上流面を鋼材で補強する。

ただし、ソイルセメントのせん断強度は材料や施工継目の影響などを十分に考慮する必要がある。



$$\frac{Sca}{Pc} = \frac{Sdca + Sdsa}{Pd} \quad \dots \cdot 1.3-(81)$$

ここで、Sdca：ウォール堰堤のソイルセメントの許容水平せん断抵抗力（kN）

Sdsa：ウォール堰堤の上流壁面材の許容水平せん断抵抗力（kN）

図 3-67 ウォール堰堤（砂防ソイルセメントの場合）

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.8）

3.10.4 前庭保護工の設計

前庭保護工（副堰堤、水叩工、護床工、側壁、護岸工）、間詰工等の設計については、本堤の高さ、流域の大小、施工性及び周囲の景観を十分検討のうえで実施するものとする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.9）

【解説】

枠構造物を水叩きの保護工に使用する場合は、衝撃等で鋼材が破断する可能性も考えられる。このため保護工には、コンクリートブロック等を使用して衝撃・摩耗に強く、形状を自由に形成できる自在性に富んだ材料を使用することが望ましい。特に水叩きは、コンクリートまたはコンクリートブロックで構築することが望ましい。このときの水叩きの厚さは重力式コンクリート砂防堰堤の算出方法によるものとする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 4章 4.9）

第4節 土石流・流木捕捉工（透過型砂防堰堤）

4.1 水通しの設計

4.1.1 水通しの位置

透過型砂防堰堤の水通しの位置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

4.1.2 水通し底幅

水通し底幅は、原則として開口部の幅に合致させるものとし、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側岸侵食等により著しい支障を及ぼさない範囲においてできる限り広く取る。ただし、地形及び流量によっては開口部の幅に合わせなくてもよい。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章3.3）

【解説】

透過型砂防堰堤は、中小出水では礫を捕捉しないため、平常時においては未満砂の状態である。このため、平常時の流水は開口部底面（底版コンクリート天端）を通過するため、水通し底幅を開口部の幅に合わせるものとする。また、礫や流木を効果的に捕捉するよう柱間隔を優先させることから、水通し底幅はメートル単位に丸める必要はない。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.3(1)）

4.1.3 袖小口

袖小口の勾配は、一般に重力式コンクリート砂防堰堤で採用されている例にならって1:0.5とするが、土砂の流出状況や使用材料によっては直としてもよい。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章3.3(3)）

4.1.4 設計流量

設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.1(3)）

【解説】

土石流ピーク流量は、「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2.10.1 土石流ピーク流量の算出方法」に示した方法に基づき算出する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.1(3)〈解説〉）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.43

質問：「設計流量は土石流ピーク流量とする」とあり、2.1.3.1(3)（本基準(案)本節3.2.4 不透過型砂防堰堤の設計流量と異なりますが、どのような背景か教えて下さい。

回答：洪水時、流水は不透過型の場合は砂防堰堤の上流に湛水しますが、透過型の場合では湛水しません。そのため、透過型の場合の設計流量は「土石流ピーク流量」に限定しました。

4.1.5 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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.1(4)）

【解説】

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。ただし、地形など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。

①土石流ピーク流量に対する越流水深の値

②最大礫径の値

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、「第Ⅲ編設計編 第1章第3節3. 2. 5 設計水深」のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

☞第Ⅲ編 設計編 第1章第3節3. 2. 5 設計水深

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.1(4)〈解説〉 引用）

4.1.6 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.3(1)）

【解説】

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形など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。

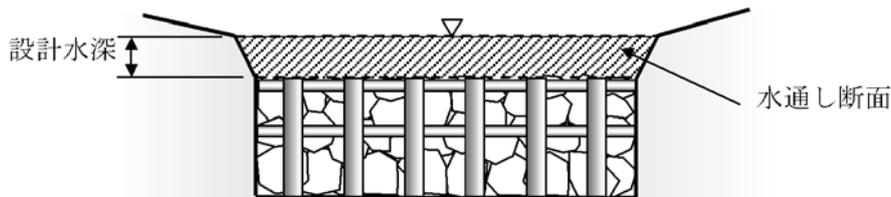


図 4-1 水通し断面（斜線部）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.3(1)〈解説〉）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.44

質問：「余裕高は考慮しなくても良い」とありますが、その理由はなぜでしょうか？

回答：透過型・部分透過型の場合、土石流に含まれる土砂は堆砂面上(この質問では水通し断面といえます)を流れ、水は堆砂面上と透過部断面から流れると想定できます。従って、土石流ピーク流量に余裕高を考慮した断面は幾分安全側に寄りすぎているといえます。そこで、透過型・部分透過型についてのみ、土石流中の水が透過部断面を流れることを考慮して、余裕高を見込まなくて良いと判断しました。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.46

質問：透過型砂防堰堤で袖部を含めた断面によって対応するときの水通し断面は、不透過型砂防堰堤の場合と同様に「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」を用いて決定するのでしょうか？

回答：いいえ。非越流部の本体部および越流部を設計していただき、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対応するための流下能力を有するかという観点から照査することになります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.11

質問：土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流堰堤が透過型堰堤の場合の水通し断面の設計において、土砂含有を考慮した流量（洪水時）が土石流ピーク流量よりも大きい場合は、設計流量を土砂含有を考慮した流量（洪水時）にしてよいでしょうか。

回答：水通しの断面が、土砂含有を考慮した流量（洪水時）を設計流量とした場合に土石流ピーク流量を設計流量とした場合より大きくなる場合は、土石流ピーク流量を設計流量として下さい。

補足説明：これまで、不透過型の砂防堰堤は、水通しの設計水深を「土石流・流木対策設計技術指針解説」2.1.3.1(4)により定めることとしてきていました。しかしながら、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の砂防堰堤では、水通しを土石流が通過することはないと考えます。そこで、本章第3節3. 2. 6（3）において、土石流ピーク流量に対する越流水深、最大礫径との対比を行うことなく、「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として水通し断面を定めてもよいこととしています。

透過型堰堤の水通し断面の設計流量は、土石流ピーク流量としてきました。これは、透過部が土石等により閉塞した場合であっても、水は主に透過部から流れると想定されるため、「土砂含有を考慮した流量（洪水時）」を考慮せず、水通し断面の設計流量を土石流ピーク流量に限定しておりました。一方、不透過型堰堤同様、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の透過型堰堤でも、水通しを土石流が通過することはないと考えられます。そこで、透過型堰堤であっても、土石流ピーク流量を対象とした規模の水通し断面より小さい断面の水通しで問題ないと考えられます。しかしながら、現時点ではどの程度規模の水通しが適切か十分な知見がないため、暫定的に土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の透過型堰堤でも、土砂含有を考慮した流量（洪水時）を設計流量として用いても良いとしました。ただし、土石流ピーク流量を対象とした規模の水通し断面より小さい断面の水通しで問題ないと考えられることから、水通しの断面が、土砂含有を考慮した流量（洪水時）を設計流量とした場合に土石流ピーク流量を設計流量とした場合より大きくなる場合は、土石流ピーク流量を設計流量として下さい。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.12

質問：整備率 100%を満足する最下流堰堤（透過型堰堤）の水通し断面の設計における、土砂含有を考慮した流量の求め方を教えてください。

回答：不透過型砂防堰堤の設計の際と同様に、本章第3節3. 2. 5（1）の式で算出してください。

4.2 開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.3(2)）

【解説】

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

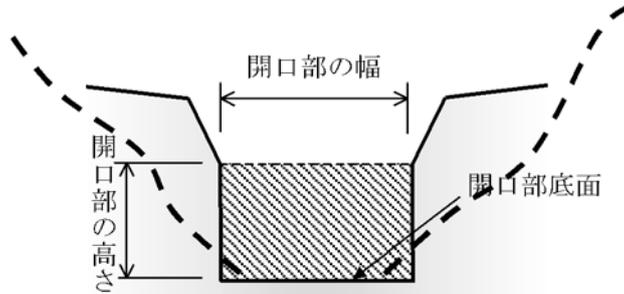


図 4-2 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.3(2)<解説>）

(1) 開口部の幅

閉塞型の透過型砂防堰堤が土石流を効果的に捕捉するためには、堰堤上流の貯砂空間を土石流が発生するまでの間、できるだけ空けておくことが重要であり、そのためには開口部を適切に設定する必要がある。開口部を狭くしすぎると、中小出水により土砂及び流木が堆積しやすく、土石流対策としての貯砂空間が減じられるおそれがある。

したがって、透過型砂防堰堤の開口部の幅は、現地地形の谷幅に配慮して土石流が流下すると判断される谷幅程度に設定するものとする。ただし、最下流に設置する場合、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅よりも狭くしている例もある。

また、土石流流下幅に対して川幅が十分広い場合には、鉛直部材純間隔や開口部底面を一律とせず複断面（図 4-3 参照）とするなど土石流が確実に開口部に到達するような工夫も考える。

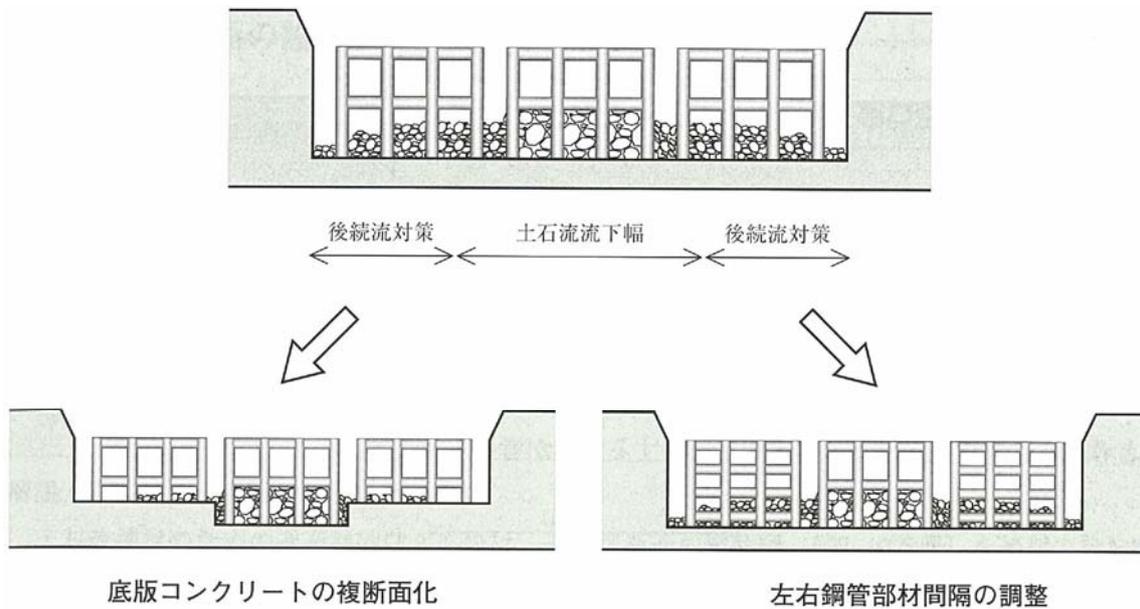


図 4-3 川幅が広い場合の開口部

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3 章 3.4(1))

(2) 開口部の高さ

透過型砂防堰堤の開口部の天端高は、通常の砂防堰堤と同様に水通し天端高となる。したがって、開口部の高さは上流の土砂堆積物の状況や周辺の地形等十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定する。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3 章 3.4(2))

(3) 開口部底面位置

透過型砂防堰堤は中小出水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面（底板コンクリート天端）を流下する。このため、開口部底面の位置は、河道の連続性や兩岸の侵食に配慮して溪床最深部に合わせる。ただし、堰堤上流にある程度堆砂させて溪床の安定を図りたい場合には、開口部底部の位置を溪床より高くした部分透過型砂防堰堤として設計する。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3 章 3.4(3) 引用)

4.3 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、及び施設の目的等により決定する。
 （土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.3(3)）

【解説】

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図 4-4 参照）を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及び平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ D_{95} ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径（ D_{95} ）の 1.0 倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ D_{95} ）の 1.0 倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表 4-1 参照）。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図 4-5 参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径（ D_{95} ）の 1.5 倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5 倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

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

- ① 土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ② 土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

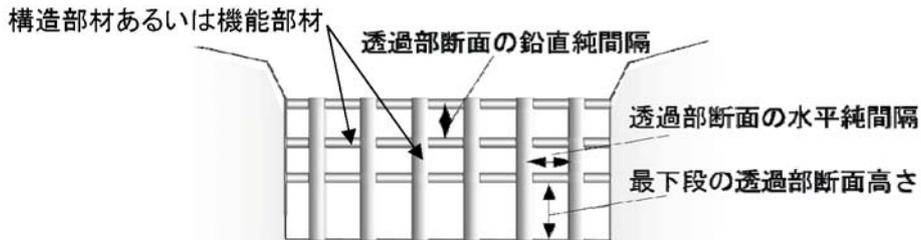


図 4-4 透過部断面の純間隔

表 4-1 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

※1 前述の通り、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径(D_{95})の 1.5 倍まで広げることができる。

※2 前述の通り、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第 2 節 2.1.4.3(3)＜解説＞）

(参考) 透過部の閉塞 (実験結果)

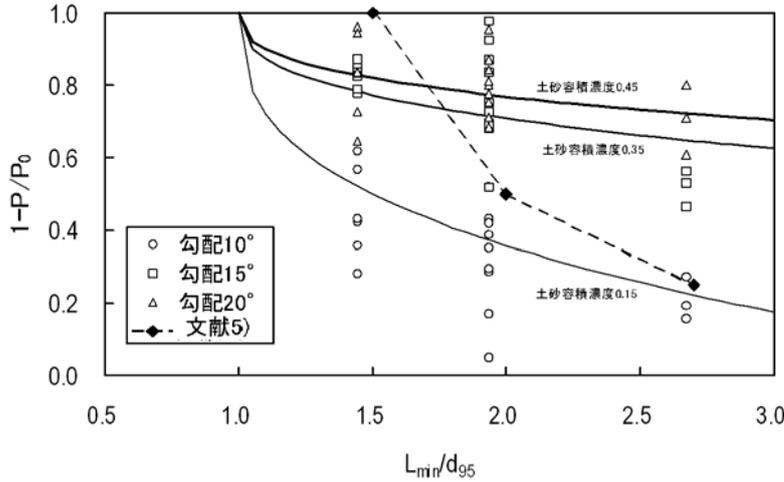


図 4-5 土石流のピーク流砂量の変化

透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少率の関係（ P ：有施設時のピーク流砂量、 P_0 ：無施設時のピーク流砂量、 L_{min} ：格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、文献¹⁾のプロットに対しては透過部断面の幅、 d_{max} ：最大礫径^{1) 2)}）。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなることが分かる。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.3(3)<解説>)

土石流が流下区間から堆積区間に移行するとき、土石流先頭部が維持されず各個運搬で流下する可能性がある。特に、谷出口のような川幅が広がる場所では水と土砂が分離しやすく先頭部の巨礫が停止しやすい。また、堆積区間は下流域になるため流量が大きくなる傾向があり、先頭部に巨礫群が集中しにくい状態となる。このような場合は、先頭部に巨礫群がない土石流や各個運搬である掃流の状態で流下する場合が想定される。このため、現地の土砂移動形態を十分配慮して礫が確実に捕捉されるように、部材間隔について検討をする必要がある。

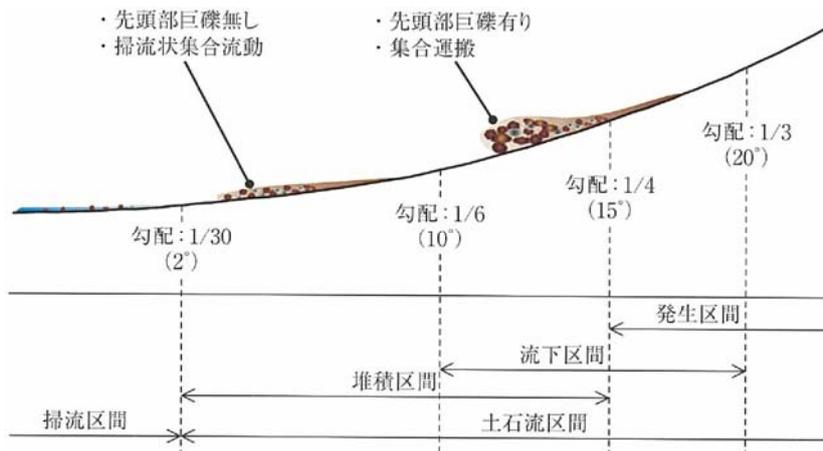


図 4-6 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

透過型砂防堰堤は、土石流を効率的に捕捉することから最下流部にも設置されるようになった。そこで、最下流部に設置しても保全対象の安全性を確保するため、これまでの柱材に加え横材を配置することで土砂捕捉機能を高めている。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.5)

【参考文献】

- 1) 渡辺正幸、水山高久、上原信司（1977）：土石流対策砂防施設に関する検討、新砂防 115号、p.40
- 2) 水山高久、小橋澄治、水野秀明（1995）：格子型ダムのピーク流砂量減少率に関する研究、砂防学会誌（新砂防）、Vol.47、No.5、p.8

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.47

質問：現溪床勾配が2度程度の緩勾配な場所に土石流対策の透過型砂防堰堤を設ける場合の考え方について教えて下さい。

回答：砂防堰堤を配置しようとしている地点の現溪床勾配が2度程度である場合、砂防堰堤は土石流濃度の低い土石流を捕捉しなければなりません。本節4.3の図4-5にもあるとおり、現溪床勾配が緩くなると、透過型砂防堰堤による土石流ピーク流量の低減効果が急激に減少します。これは透過部断面が閉塞しにくいことを意味しています。そこで、当該砂防堰堤については、本節4.3解説に記した①と②の条件を満たすよう設計して下さい。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.48

質問：新規に横棧付きコンクリートスリット砂防堰堤は採用可能でしょうか？

回答：計画編第2章第2節2.4.3（2）に示した①、②、③の条件を満たし、かつ、本節4.3解説の①と②の条件を満たすならば、横棧付きコンクリートスリット砂防堰堤を採用することができます。ただし、実際には、開口部の幅を谷幅程度にでき、かつ、最大礫径の1.0倍程度とできる事例はほとんどないと考えられます。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.49

質問：基本は、縦・横材の純間隔は D_{95} の1.0倍以下となっていますが、この場合、『格子型』でなければ認められないのでしょうか。A型、B型の標準タイプでは、土石流区間で複数基を設けない場合は、使用不可ということでしょうか？

回答：いいえ。格子型以外のタイプの採用も問題ありません。また、本節4.3の解説に示した表4-1（注釈も含めて）の基準を満たさない場合でも、解説に示した①と②の条件を満たす透過部断面の形状であれば、採用することが可能となります。従来タイプに機能部材を追加して設置することで、表4-1あるいは「解説に示した条件①と②」を満足する透過部断面を設計することも可能かと考えています。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.50

質問：透過部断面の設計に際して、水平純間隔や鉛直純間隔を表 4-1 に示された数値 ($D_{95} \times 1.0$) 未満としても良いでしょうか？

回答：はい。表 4-1 及びその注釈は最大値を示したものです。図 4-5 にあるように、その数値よりも小さい値を採用すると、透過部断面の閉塞はより起こりやすくなります。そのため、土石流・流木捕捉工は所期の効果を発揮できるといえます。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.51

質問：透過型堰堤の採用基準は最大礫径 0.3m 以上でよろしいでしょうか。平成 23 年版鋼製砂防構造物設計事例集にスリット純間隔が最小で 0.3m 程度以上と表記されております。

回答：土石流・流木対策設計技術指針においては、透過型堰堤の採用を、粒径によって制約しておりません。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.52

質問：平成 19 年の改訂で、人家直上流に透過型堰堤を配置できるように変更されましたが、透過型堰堤の設置条件を満足する礫径が確認された場合は、どのような場合でも採用してよいのでしょうか。

回答：指針にありますように人家直上流であっても透過型堰堤を配置することは問題ありません。

4.4 本体の設計

4.4.1 天端幅

透過型砂防堰堤の天端幅は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(京都府)

4.4.2 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒及び支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が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。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.1)

【解説】

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.1<解説>)

(1) 安定条件

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.1(1))

【解説】

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする(「第3節3.3.3(1) 安定条件」参照)。

鋼製透過型砂防堰堤は、土石流を捕捉するために鋼材を組み合わせた上部工と安定性を確保するための自重の大半を受け持つ底版コンクリートから構成される。鋼製透過型砂防堰堤の安定計算において、通常の砂防堰堤の場合と同様の安定条件を採用するためには、上部工と底版コンクリートの両者が一体となり、剛体として所定の外力に抵抗する必要がある。このために、鋼材断面が過度に変形しないことや部材応力が許容応力度以下に収まっていることが保証されなければならない。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.1(1)<解説>)

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.8)

(2) 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.1(2))

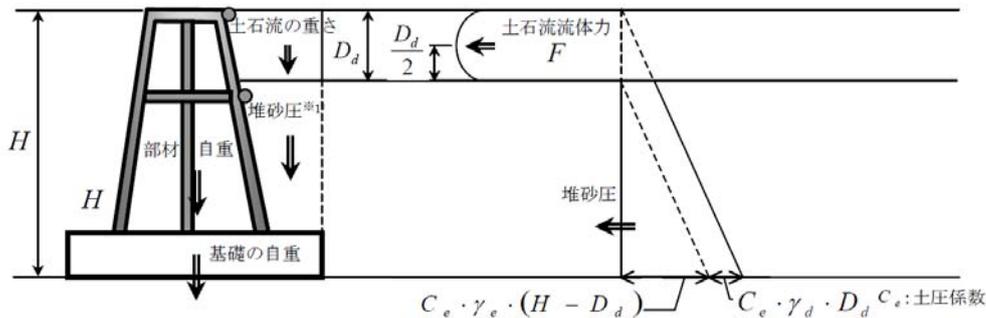
【解説】

- ① 透過部分には砂礫及び水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図 4-7 に示す堆砂圧及び流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流の重さが上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。
- ③ 透過型砂防堰堤は、表 4-2 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 4-2 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	/	自重、堆砂圧、 土石流流体力	/
堰堤高 15m 以上	/	自重、堆砂圧、 土石流流体力	/

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



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

図 4-7 設計外力（土石流時）

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.1(2)＜解説＞ 引用)

1) 自重

底版コンクリートの重量と鋼材の重量を加えたものとする。鋼材枠内の堆砂重及び水重は見込まないものとする。ただし、土砂が確実に鋼材枠内に捕捉され、かつ、下流に流れ出ないと判断される場合には、捕捉される土砂の重量を考慮することができる。例えば、最上流部材で捕捉された土石流のうち、底版コンクリートに上載された土砂がこれに相当する。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.7(1))

2) 堆砂圧

土石流区間においては、上述のとおり堆砂面下は湛水しないものとして土石流の重量を上載荷重とした空中の堆砂圧を作用させる。底版コンクリートに対して静水圧を考慮する場合には、水中の堆砂圧を作用させる。堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.7(3))

3) 土石流流体力

安定計算を対象とした土石流流体力は、透過型であっても開口部が完全に閉塞された状態を想定して堆砂面上に作用するものとする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.7(4) 引用）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.42

質問：透過型の安定計算における設計外力では土石流時の静水圧は考慮されていませんが、部分透過型の場合は考慮されています。透過型砂防堰堤の底版コンクリートが河床面より少しでも上にあると静水圧を考慮するのでしょうか。透過型であっても底版コンクリート部分に静水圧は考慮する必要があると思いますがいかがでしょうか？

回答：部分透過型の土石流時に準じて考えて下さい。

4.4.3 非越流部の安定性および構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。
 （土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.4）

【解説】

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節3.3.4（1）非越流部の安定計算」参照）。

表 4-3 透過型砂防堰堤の設計外力（非越流部）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		自重、静水圧、 堆砂圧、土石流流体力	
堰堤高 15m 以上	自重、 地震時慣性力	自重、静水圧、 堆砂圧、揚圧力、 土石流流体力	

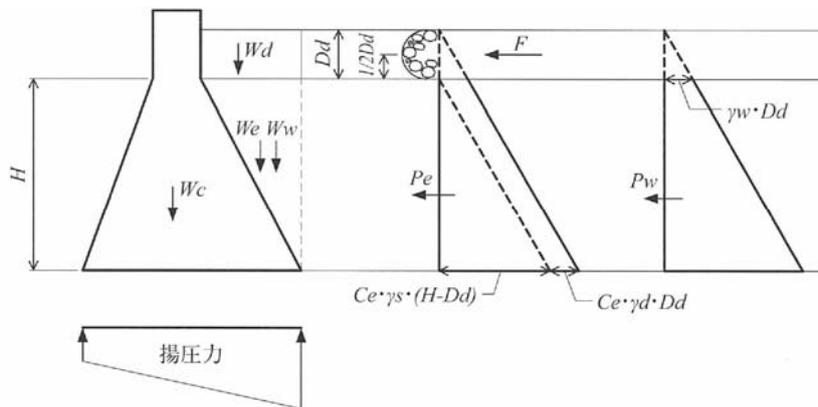


図 4-8 非越流部の設計外力（土石流時）

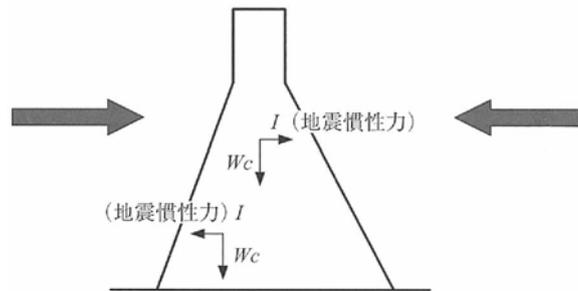


図 4-9 非越流部の設計外力（地震時）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.4<解説>）
 （鋼製砂防堰構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.13(1)）

【運用】

鋼製透過型堰堤の非越流部は堰堤満砂後も越流水により下流のり面を叩くことがないため、力学的な安定と経済性（掘削量、材料）を考慮して逆断面を採用している。したがって、非越流部の下流のり勾配は、上流のり勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるように定める。

なお、鋼製透過型堰堤の非越流部の断面は、土砂及び流木の捕捉上支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり面勾配は1：0.2～0.3とする。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.41

質問：透過型砂防堰堤の越流部の安定計算は土石流時のみ行うことになっているが、非越流部はどのようにするのでしょうか？

回答：本節4.4.3に記載しているとおり、不透過型に準じて設計しますが、洪水時には水位差がなく、平常時は堆砂していません。従って、透過型砂防堰堤の非越流部は堰堤高が15m未満の場合は土石流時のみ、15m以上の場合は土石流時と平常時（設計外力は地震時慣性力だけ）となります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.53

質問：透過型の非越流部の安定計算及び構造計算で想定する設計外力の組み合わせは不透過型の場合と同じでしょうか？

回答：いいえ。堰堤高が15m未満の場合、安定計算は土石流時のみを対象として実施し、その際の設計外力の組み合わせは砂防堰堤と土石流の自重を除けば静水圧・堆砂圧・土石流流体力となります。堰堤高が15m以上の場合、安定計算は土石流時と平常時を対象として実施することになります。平常時の設計外力の組み合わせは地震時慣性力となります。土石流時の設計外力の組み合わせは静水圧・堆砂圧・揚圧力・土石流流体力となります。

4.4.4 透過部の構造検討

(1) 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.2(1)）

【解説】

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ① 土石流流体力及び堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①及び②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫・流木の衝撃力による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

- 特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときの流出した巨礫の礫径も参考とする。
- 特に外力条件が厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性があるると判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.2(1)〈解説〉）

(2) 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。
 （土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.2(2)）

【解説】

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 4-4 に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を 1.5 倍割増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を 1.15 倍割増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。

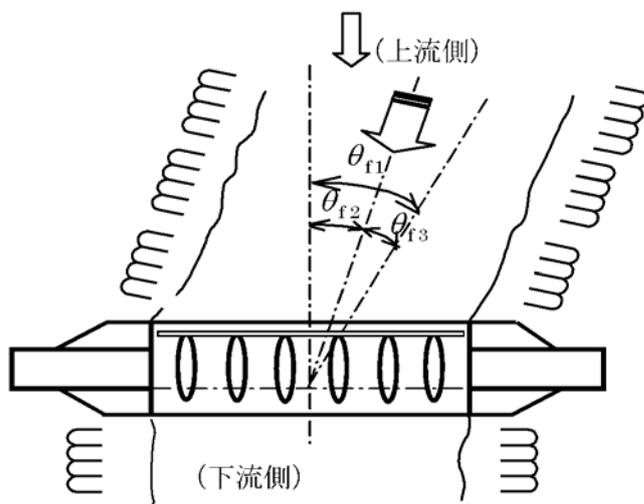
さらに、部材で構成される構造物が不静定構造物となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかななければならない。

透過部の部材の設計においては、表 4-2 の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (θ_{f2}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{f3}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{f1}) を設定する (図 4-10 参照)。また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表 4-4 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15



$$\theta_{f1} = \theta_{f2} + \theta_{f3} \quad \dots \dots 1.4-(1)$$

θ_{f1} : 砂防堰堤に対する偏心角度 (°)

θ_{f2} : 想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (°)

θ_{f3} : 余裕角 ($\theta_{f3} = 10^\circ$)

図 4-10 透過部材に対する偏心荷重（溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.2(2)<解説>）

(3) 構造計算法

鋼製透過型砂防堰堤は、以下の構造計算によって鋼製部の安全性を照査する。

- (1) 「4. 4. 4 (2) 設計外力」に示す荷重の組み合わせに対して、最も大きな応力が発生するときの部材力を算定する。この部材力に対して、各部材の応力度の照査、継ぎ手部の照査及び底版コンクリートの照査を行う。この場合の計算は許容応力度法によることとし、鋼材の許容応力度及びコンクリートの許容応力度は本章第2節に示す値とする。また、土石流の面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、その面外荷重に対して安全であることを確認するものとする。
- (2) 想定される礫や流木の衝突により構造物に重大な破損が生じないように礫や流木の衝突に対して構造体及び部材が安全であることを確認する。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章3.10 引用)

1) 土石流の流体力及び堆砂圧に対する検討

鋼製透過型砂防堰堤の安定計算は、重力式堰堤として外力に抵抗するものとしている。このため構造物の前提条件として、土石流流体力等に対して鋼管フレームの各部材が確実に連結しており過度に変形しないこと、及び鋼管フレームを通して底版コンクリートに確実に荷重が伝達される構造であることを保証する必要がある。このため、モデル化した構造に水平外力が静的荷重として作用するものとして、弾性力学に基づいた通常の許容応力度法によって各部材に発生する応力、継手の強度、底版コンクリートの鋼管埋込部の細目について照査し、その安全性を確認しておかねばならない。

また、透過部を構成する部位の配置や連結方法によっては強度に方向性が出てくるため、面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、面外荷重に対しても安全であることを確認しなければならない。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.10(1))

2) 礫及び流木の衝突に対する検討

礫及び流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって、礫及び流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収するものとし、その変形が所定の変形量以内であることを確認することとする。

この検討の際に、載荷条件やエネルギー吸収については次のように考える。

- ①原則として最大礫径 D_{95} が1個、土石流の流速で部材中央部に衝突するものとし、衝突に伴うエネルギー損失は無視する。
- ②構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造系全体の変形の総和で成されるものとする。
- ③平均的な礫径が多数衝突する場合については、変形が弾性範囲を超える状態に至った場合には、その変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

上述の変形量の設定は、透過型砂防堰堤の骨組構造形式や部材の交換の可能性により一律に規定することは難しい。ここでは、透過型砂防堰堤としての機能を喪失しない範囲として次の二つの条件のどちらか一方を満足していることを確認することとした。このときの許容最大変形量は構造物の特性を考慮して決めるものとする。

A) 相当大きな塑性変形を生じてでも土石流捕捉後の堆砂圧に対抗しうる状態

例えば、構造全体の許容最大変形量を構造高に対して規定する方法がある。実験では構造頂部の水平方向の許容最大変形量が構造高の2%と提示されている。この許容最大変形量は、形状寸法、部材諸元、基礎部の支持方法などにより一律に決定することはできないが、施設の使用目的や作用荷重を考慮して、適当と判断される礫の衝突位置を想定し設定することになる。一般に、この条件は構造高の低い構造物に適用される。

B) 部材の局部に大きな変形を生じてでも、構造系全体としては耐荷力を失っていない状態

例えば、部材（中空鋼管）に発生する最大局部変形量を規定する。実験では外径600φの鋼管で許容塑性変形量 $20\delta_E$ が提示されている。一般に、この条件は構造高の高い構造物に適用される。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \delta < \delta_E \quad \dots 1.4-(2)$$

ここで、D：鋼管外径（mm）

t：鋼管板厚（mm）

δ ：たわみについての構造の一部の変形

δ_E ：部材降伏状態のたわみ

また、部材（中空鋼管）に発生する塑性回転角で照査する方法も提案されている。

$$\theta_{p,\max} \leq \theta_{pa} = 1.335/(D/t) \quad \dots 1.4-(3)$$

ここで、D：鋼管外径（mm）

t：鋼管板厚（mm）

θ_p ：部材に発生する最大塑性回転角

θ_{pa} ：許容塑性回転角

上記の許容値である $20\delta_E$ 及び θ_{pa} は部材の終局状態を表すもので、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。ここでは、安全率1.0として部材が崩壊しないかどうかを照査するに留めることとした。照査の方法として塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性を考慮して選択するものとする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9)3章3.10(2)引用）

4.4.5 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定できるように設計する。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章3.12）

【解説】

鋼製透過型砂防堰堤といえど土石流流体力や堆砂圧に抵抗し地盤に荷重を伝達するには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、骨組構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、「第3節3.3.3 越流部の安定性」に示した安定計算法により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

なお、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、根入れを確保するか基礎処理を施し、必要な地盤許容支持力を確保するものとする。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.12 引用）

(1) 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端（開口部底面）を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅（上下流方向）、渓流の連続性を維持するため堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを溪床勾配に合わせて傾斜させてもよい。溪床勾配が急な場合、下流端の洗掘に配慮して底版勾配を溪床勾配より緩くすることができる。底版コンクリートを傾斜させた場合の堰堤高は、土砂捕捉面をもとに設定する。

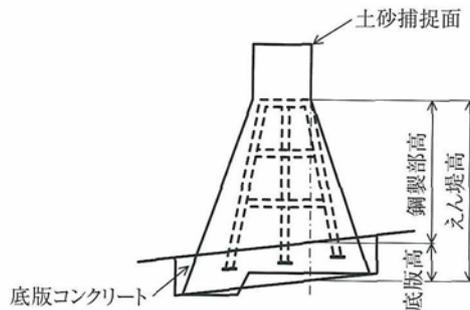


図 4-11 底版コンクリート形状

また、底版コンクリート底面を階段状に整形することにより滑動抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

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砂礫基礎として良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫地盤の場合には底版底面の下端部から作用させることになる（岩着の場合には底版底面上端部から作用させる）。

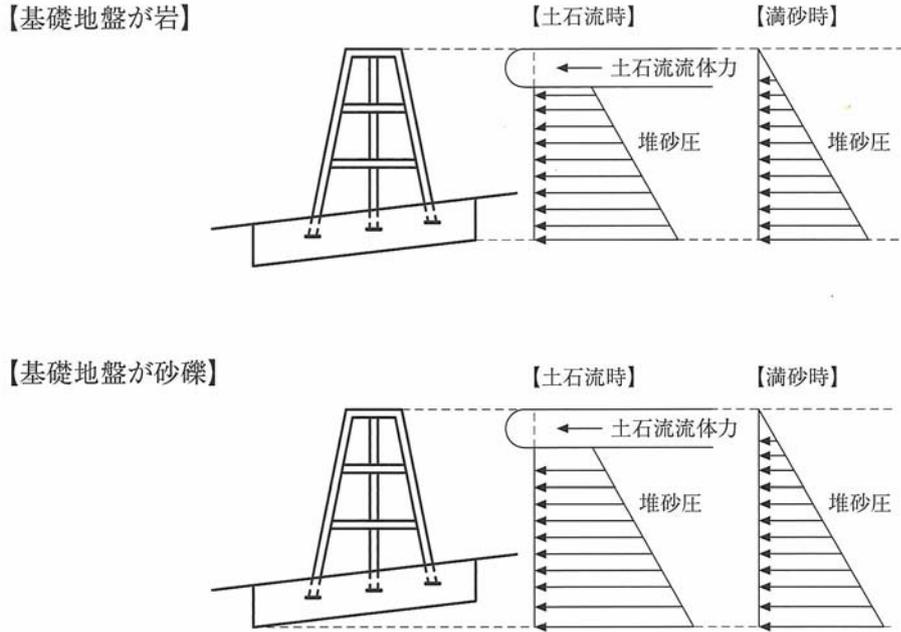


図 4-12 基礎地盤による違いによる作用荷重

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9)3章 3.12(1))

(2) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えない厚さとするが、引張が発生する場合には配筋等により過度な掘削を避けることとする。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗し、堰堤の安定性を確保するため安定上必要な厚さとする。一般に、鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋込む形式が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから底版の厚さはその2倍以上となる。この鋼管埋込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の押し抜き（引き抜き）せん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認することとする。鋼管埋込と異なる構造の場合、これと同等の安全性を保証することとする。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9)3章 3.12(2))

(3) カットオフ

透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は最上流柱の天端から透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地盤で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- ① 地盤を構成する粒径が小さい場合
- ② 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- ③ 底版コンクリート下流端と溪床に落差がある場合

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9)3章 3.12(3))

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.54

質問：捕捉された土石流の後続流が越流部の底版（開口部の底面）外に落下する場合、洗堀が予想されますが、底版の外に落下するか否かの判断基準はあるのでしょうか？

回答：基準はありません。本章第3節3. 3. 2の考え方を準用していただいても結構です。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.55

質問：「捕捉された土石流の後続流による洗堀」を防止するために底版コンクリートの張り出し長を長くする場合の基準はあるのでしょうか？

回答：基準はありません。ただし、本節4. 4. 5を満たさなければなりません。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.56

質問：底版コンクリートの縦断方向に対する傾斜の決定方法について教えていただけないでしょうか？

回答：底版コンクリートの傾斜の決定方法ですが、ポイントは下流の河床が洗堀されないようにするという点にあります。一般的に、コンクリートの粗度係数は自然河川のものに比べて小さい値をとります。つまり、流れが底版コンクリートに到達すると加速します。そのため、下流側では、河床が洗堀されやすくなります。また、底版コンクリートの下流端が現溪床より高くなりますと、そこで落差が生じます。そのため、河床が洗堀される可能性があります。これを総合的に判断していただいて、下流側の河床で洗堀が生じないように底版コンクリートの傾きを設定していただければと考えております。

4.5 基礎の設計

透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

4.6 袖の設計

透過型砂防堰堤の袖の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

4.7 前庭保護工の設計

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.4.5）

【解説】

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と渓床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.5<解説>）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.57

質問：透過型の前庭保護工の水通し断面を設計する際に用いる設計流量は、本節4.1.4に基づき「土石流ピーク流量」となると思われますが、洪水時と土石流時の両方の流量に対して流下能力を満足させる必要があるのではないのでしょうか。土石流ピーク流量の他に土砂含有を考慮した流量も対象とし、余裕高も考慮すべきではないのでしょうか？

回答：透過型を設計する際に用いる設計流量は、本節4.1.4に記載していますとおり、土石流ピーク流量のみです。従いまして、透過型の場合で前庭保護工を計画する場合には、その設計流量を対象として下さい（本節4.7）。但し、その場合、前庭保護工の構造は本節4.7に記載している通り、不透過型に準じますので、本章第3節3.6に記したものとなります。ここで注意しなければならないのは、本章第3節3.6.2(1)1)の解説文の「副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする」という文章です。結論から言うと、透過型の場合でも、副堰堤の水通し断面は、土石流・流木対策設計技術指針解説2.1.3.4の解説にあるとおり河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 第3章2.8に準じて、余裕高を加えたものになります。従って、透過型の場合、副堰堤の水通し断面は本堰堤の水通し断面と異なるようになります。透過型の場合に余裕高を考慮しなくて良い理由として、土石流に含まれる水が透過部断面から流れ出ることを想定しているためです。土石流・流木捕捉工の前庭保護工には、通常水叩きが設置されていると思いますので、前述のような想定ができません。従って、不透過型に準じて、前庭保護工を設計することになります。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.58

質問：本節4.7の解説の中に「透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置する前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としない場合が多い。」とあります。しかし、透過型砂防堰堤が計画で想定した降雨中に発生した土石流を捕捉して、計画堆砂勾配まで土砂を捕捉した場合、除石（流木の除去を含む）を完了するまでの間、流水は当該透過型砂防堰堤で生じている落差を流れ落ちると考えられます。そのような場合には、前庭保護工が必要でしょうか？

回答：「土石流・流木対策設計技術指針解説」では、透過部断面の最上流面が巨礫で閉塞すると想定しています。そのため、土石流が越流部の底版（開口部の底面）内に落下すると想定される場合には、前庭保護工は必要というわけではありません。しかし、土石流が越流部の底版（開口部の底面）外に落下すると想定される場合には、前庭保護工は必要となります。また、除石（流木の除去を含む）を完了するまでの間に生じる流水の場合も同様の考え方で判断できます。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.59

質問：本節4.7の解説の中にある「捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合」は具体的にどのような場合でしょうか？

回答：実際の現場条件にもよりますが、土石流の後続流が越流部の底版（開口部の底面）外に落下すると想定される場合を想定しています。なお、実際の現場条件を踏まえて、下流側で洗掘が想定される場合も含まれます。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.60

質問：本節4.7の解説の中に「不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする」とありますが、その際に用いる設計流量は不透過型の場合（本章第3節3.2.4）と同様に「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）、「土石流ピーク流量」（土石流時）の2つとするのでしょうか？

回答：いいえ。透過型の前庭保護工を設計する際に用いる設計流量は、本節4.1.4に基づき「土石流ピーク流量」となります。なお、「土石流・流木対策設計技術指針解説」では、洪水時の流水はせき上げ背水を形成しないので、その水深は当該透過型砂防堰堤の上下流で変わらないものと想定しています。

4.8 付属物の設計

透過型砂防堰堤の付属物の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(京都府)

【運用】

鋼製透過型砂防堰堤の目地位置は、図 4-13 のとおりとし、非越流部は不透過型と同形状とする。

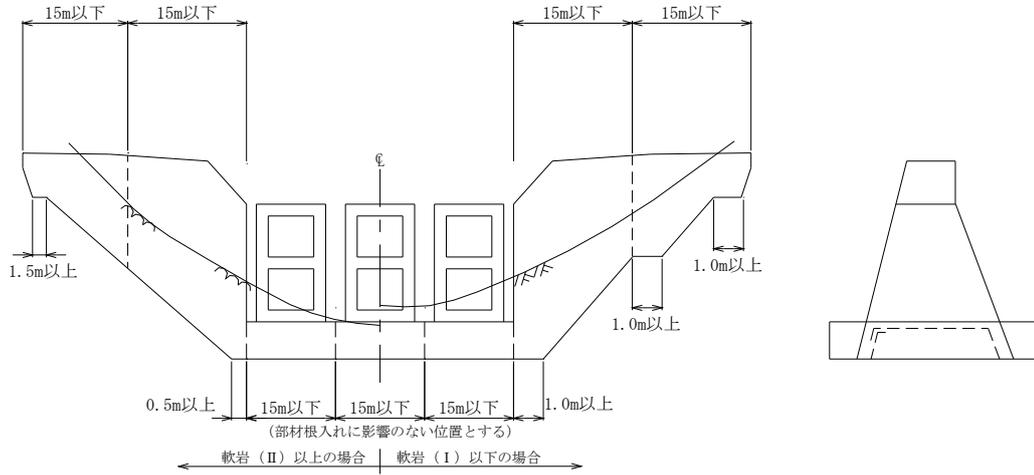


図 4-13 収縮目地

第5節 土石流・流木捕捉工（部分透過型砂防堰堤）

5.1 水通しの設計

5.1.1 水通しの位置

部分透過型砂防堰堤の水通しの位置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

5.1.2 水通し底幅

部分透過型砂防堰堤の水通し底幅は、透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

5.1.3 袖小口

部分透過型砂防堰堤の袖小口は、透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

5.1.4 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1(3)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節3.2.4 設計流量」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1(3)<解説>）

5.1.5 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1(4)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節3.2.5 設計水深」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1(4)<解説>）

5.1.6 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(1)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第4節4.1.6 水通し断面」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(1)<解説>）

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.20

質問：土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤（部分透過型）は、透過型堰堤と同様に「土砂含有を考慮した流量と土石流ピーク流量による水通し断面を比較し、小さい断面とする。」と考えて問題ないでしょうか。

回答：部分透過型堰堤の水通しにつきましては、透過型堰堤と同様に土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）および土石流・流木対策設計技術指針の一部変更と留意事項についてQ&A（H26年1月16日国総研砂防研究室発）」の5に記載のとおり、水通しの断面が、土砂含有を考慮した流量（洪水時）を設計流量とした場合に土石流ピーク流量を設計流量とした場合より大きくなる場合は、土石流ピーク流量を設計流量としてください。

5.2 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(2)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第4節4.2 開口部の設定」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(2)<解説>）

5.3 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(3)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第4節4.3 透過部断面の設定」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(3)<解説>）

5.4 本体の設計

5.4.1 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(4)）

【解説】

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、かつ鋼製部を配置するための幅が必要であるため、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

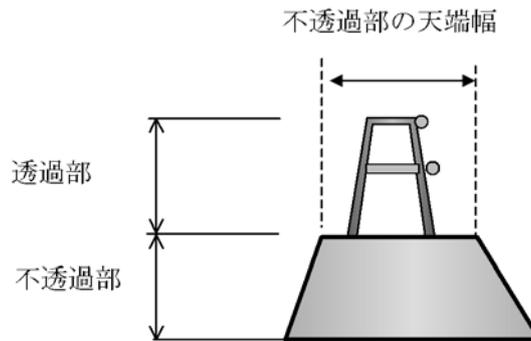


図 5-1 部分透過型砂防堰堤越流部側面図（例）

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.3(4)〈解説〉 引用）

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.4(3) 引用）

■ 土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号 Q&A/No.61

質問：不透過部の高さはどのように決めればよいのでしょうか？

回答：土石流・流木処理計画で必要とされる計画捕捉量・計画堆積量・計画発生（流出）抑制量を確保できるように、不透過部の高さを決定してください。

5.4.2 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(5)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節3.3.2 下流のり」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.3(5)〈解説〉）

5.4.3 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が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。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、部分透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土

砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.1<解説> 引用）

(1) 安定条件

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1(1)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる（「第3節 3. 3. 3（1）安定条件」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.1(1)<解説>）

(2) 設計外力

部分透過型砂防堰堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.1(2)）

【解説】

①安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 5-1 のとおりとする。

表 5-1 部分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		自重、静水圧、 堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、 堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、 地震時動水圧	自重、静水圧、 堆砂圧、揚圧力、 土石流流体力	自重、静水圧、 堆砂圧、揚圧力

②安定計算に用いる設計外力は図 5-2 に示すように透過部と不透過部に作用させる。なお、部分透過型堰堤の不透過部においては、底版コンクリートが河床より突出しており不透過型砂防堰堤と同様の堆砂状態を想定していることから底版コンクリート天端まで湛水するものとして静水圧を考慮する。

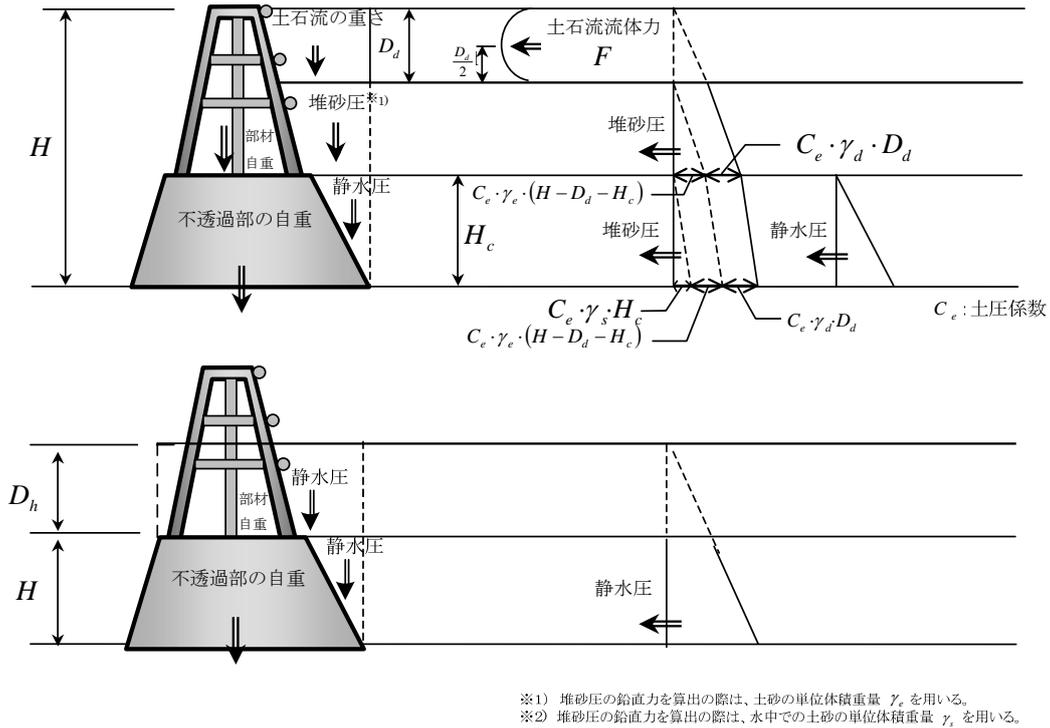


図 5-2 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力
 ($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

③透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.1(2)＜解説＞ 引用)
 (鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 3章 3.7(2))

5.4.4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.4)

【解説】

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節 3.3.4 (1) 非越流部の安定計算」参照）。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.4＜解説＞)

5.4.5 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.2)

【解説】

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する（「第4節 4.4.4 透過部の構造検討」参照）。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.2＜解説＞)

5.5 基礎の設計

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(6)）

【解説】

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節3.4 基礎の設計」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(6)〈解説〉）

5.6 袖の設計

部分透過型砂防堰堤の袖の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

5.7 前庭保護工の設計

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.5）

【解説】

水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。設計に用いる水叩きの天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.5〈解説〉）

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、図5-3に示すとおり不透過部高さ（ H_1 ）と越流水深（ D_h ）により水叩き厚さ、水叩き長さを決定する。

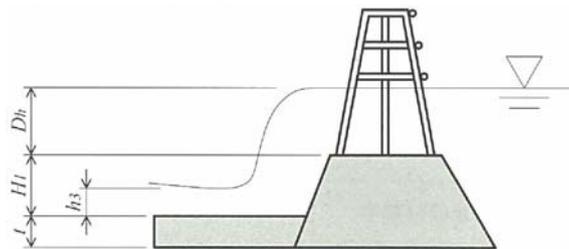


図 5-3 部分透過型の有効落差高及び水叩き厚さ

・経験式

$$\text{水褥池がない場合} \quad t = 0.2(0.6H_1 + 3D_h - 1.0) \quad \dots 1.5-(1)$$

$$\text{水褥池がある場合} \quad t = 0.1(0.6H_1 + 3D_h - 1.0) \quad \dots 1.5-(2)$$

ここで、 t ：水叩きの厚さ（m）

H_1 ：水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ（m）

D_h ：本堰堤の越流水深（m）

・揚圧力から求める場合

「第3節3.6.3（2）水叩き厚さ」を参照。

（鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9)3章3.15引用）

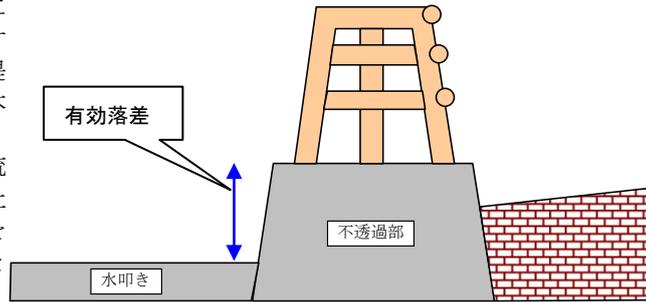
■京都府事務連絡 平成20年4月14日

透過型及び部分透過型砂防堰堤における前庭保護工（水叩き）の設計について（通知）

透過型及び部分透過型堰堤における前庭保護工（水叩き）の設計の考え方

前庭保護工の水叩きを設計する際に考慮する水叩き天端から流水が落下する高さは、透過型堰堤については本堤基礎部、部分透過型堰堤については本堤不透過部までの高さとする。

また、越流水深については、土石流ピーク流量の越流水深と、洪水時の土砂の含有を考慮した流量の越流水深を比較して大きい方の値を用いることとする。



■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号Q&A/No.62

質問：一般的に、土石流時の方が有効落差が大きく、厳しい条件になると思いますが、洪水時と土石流時で比較するのはなぜでしょうか

回答：洪水時の方が厳しい条件となる場合がある可能性も考慮し、両方で比較を行うこととします。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号Q&A/No.63

質問：部分透過型砂防堰堤は、水叩きの設計で不透過部の洪水時と透過部の土石流時で比較しますが、水叩きが必要な透過型砂防堰堤では比較しないのでしょうか？

回答：透過型砂防堰堤の場合は、部分透過型と比してそれほど洪水時に堰堤部で流水に落差が生じないため比較は必要ないと考えています。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号Q&A/No.64

質問：部分透過型砂防堰堤の副堰堤の水通し断面を決定する際の設計流量について教えてください？

回答：部分透過型砂防堰堤の副堰堤の水通し断面は土石流時だけでなく洪水時においても設計流量に対する流下能力を有していなければなりません。本節5.1.6によると部分透過型の場合の本堰堤の水通し断面は土石流時を対象として設計するため、部分透過型の場合における副堰堤の水通し断面は本堰堤の水通し断面と異なる場合も想定されます。そこで、不透過型の場合に準じて、副堰堤の水通し断面に対して「洪水時の設計流量(土砂含有を考慮した流量)に対する越流水深」を算出していただき、本堰堤の水通し断面（土石流時）と比較した上で、副堰堤の水通し断面を設計していただければと思います。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号Q&A/No.65

質問：本節5.7において、部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様にするとあります。副堤（垂直壁）の水通し断面において、余裕高の取り扱いはどのように考えるのでしょうか。

回答：土石流・流木対策設計技術指針解説国総研資料365号Q&A27に「透過型・部分透過型の場合、土石流に含まれる土砂は堆砂面上を流れ、水は堆砂面上と透過部断面から流れると想定できます…（中略）…そこで、透過型・部分透過型についてのみ、土石流中の水が透過部断面を流れることを考慮して、余裕高を見込まなくてよいと判断しました」とあります。また、同Q&A40で「透過型の場合でも、副堰堤の水通し断面は、土石流・流木対策設計技術指針解説2.1.3.4の解説にあるとおり河川砂防技術基準（案）同解説設計編Ⅱ第3章2.8に準じて、余裕高を加えたものになります。」以上より、部分透過型砂防堰堤の副堰堤でも余裕高を見込んで頂ければと思います。

5.8 付属物の設計

部分透過型砂防堰堤の付属物は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（京都府）

(1) 水抜き

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.5.3(7)）

【解説】

部分透過型堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3節3.7.1 水抜き暗渠」参照）。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.5.3(7)〈解説〉）

5.9 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.1.6）

【解説】

除石の基本的な考え方は、「第1.1節 除石（流木の除去を含む）」によるものとする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.6〈解説〉）

第6節 土石流・流木発生抑制工

6.1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.2.1)

【解説】

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.2.1<解説>)

6.2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.2.2)

【解説】

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。また、袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については「第3節3. 3. 3 (2) 設計外力」を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は「第3節3. 2. 6 水通し断面」によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、「第3節3. 3 本体の設計」で示す不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.2.2<解説>)

第7節 土石流導流工

7.1 断面

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

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.3.1)

【解説】

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（流路工）（「第2章第3節 溪流保全工（流路工）」参照）を計画するものとする。

余裕高 ΔD_d (m) は、表 7-1 に示すとおりとする。ただし、水深 D_d (m) に対する余裕高の比が表 7-2 の値以下とならないようにする。

表 7-1 余裕高

流 量	余裕高 (ΔD_d)
200m ³ /s 以下	0.6m
200～500m ³ /s 以下	0.8m
500～2000m ³ /s 以下	1.0m

表 7-2 水深 D_d に対する余裕高の比の最低値

勾 配	$\Delta D_d / D_d$
1/10 以上	0.5
1/10～1/30	0.4

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.3.1<解説> 引用)

【運用】

本府においては、土砂整備率が50%以上を確保できれば、溪流保全工（流路工）の着手条件になる。そのため、土砂整備率が50%以上であれば、土石流が上流域で十分処理されたと考え、溪流保全工（流路工）を設置し土石流導流工は設置しない。

■土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A/No.66

質問：流路工の計画について、対象流量の算定方法は、各地区の降雨強度式から算定するか。堰堤同様、物部式から算定するのでしょうか？

回答：清水の対象流量の算出と同じです。

7.2 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.3.2)

【解説】

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形及び土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする¹⁾。

$$B_r/\theta_{r(IN)} \leq 0.1 \quad \dots 1.7-(1)$$

ここで、 B_r ：流路幅 (m)

$\theta_{r(IN)}$ ：湾曲部曲率半径 (m)

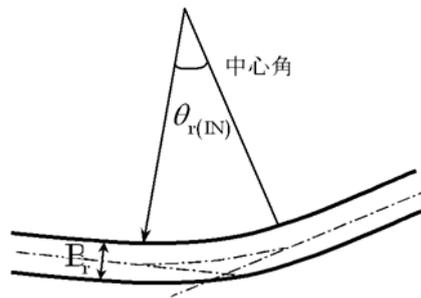


図 7-1 土石流導流工湾曲部の法線形

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.3.2<解説> 引用)

【参考文献】

- 1) 渡辺正幸、水山高久、上原信司(1977)：土石流対策砂防施設に関する検討、新砂防 115号、p.40

7.3 縦断形

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

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.3.3)

【解説】

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要なため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。また、流末において土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.3.3<解説>)

7.4 構造

7.4.1 溪床

掘込み方式を原則とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.3.4.1)

【解説】

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.3.4.1<解説>)

7.4.2 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.3.4.2)

【解説】

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

土石流では、外湾の最高水位 $D_{d(OUT)max}$ は $D_d + 10 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や溪流保全工（流路工）が施工される扇状地では、土石流及び清流でそれぞれ下記の式で求める¹⁾。

$$\text{土石流：} \quad D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \dots 1.7-(2)$$

$$\text{清流（射流）：} \quad D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \dots 1.7-(3)$$

ここで、 D_d ：直線部での水深（m）

B_r ：流路幅（m）

U ：平均流速（m/s）

θ_r ：水路中央の曲率半径（m）

g ：重力加速度（9.81m/s²）

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.3.4.2<解説> 引用)

【参考文献】

- 1) 水山高久、上原信司(1981)：湾曲水路における土石流の挙動、土木技術資料 23-5、p.243

第8節 土石流堆積工

8.1 土石流分散堆積地

8.1.1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性及び地形の特性を把握し適切な形状とする。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.4.1.1)

【解説】

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.4.1.1<解説>)

8.1.2 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2～2/3の勾配を基準とする。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.4.1.2)

【解説】

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2～2/3の勾配を基準とする。なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.4.1.2<解説>)

8.1.3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.4.1.3)

【解説】

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、「8.1.2 計画堆砂勾配」で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.4.1.3<解説>)

8.1.4 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には砂防堰堤または床固工を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固工を設ける。
 (土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.4.1.4)

【解説】

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（床固工）、拡散部、堆積部及び流末導流部からなる。上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。土石流分散堆積地の幅（ B_2 ）は上流部流路幅（ B_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

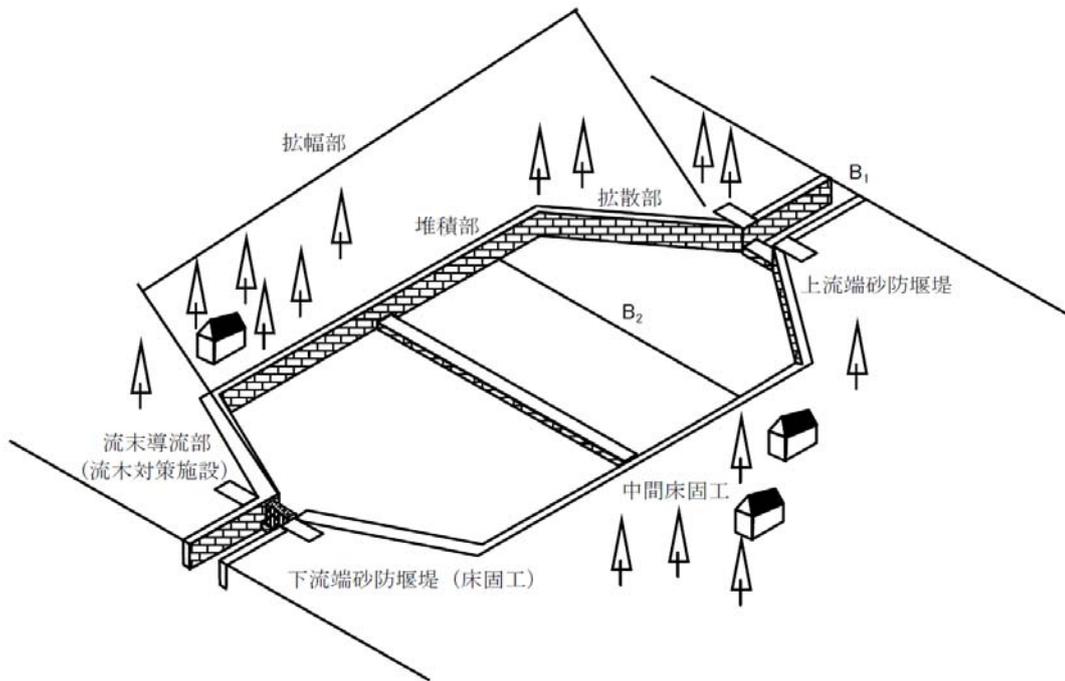


図 8-1 土石流分散堆積地
 (土石流・流木対策設計技術指針解説(H19.3) 第2節 2.4.1.4<解説>)

8.2 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。
 (土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.4.2)

【解説】

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。
 (土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.4.2<解説>)

8.3 除石

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、すみやかにこれを除石する。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.4.3)

【解説】

除石の基本的な考え方は、「第1.1節 除石（流木の除去を含む）」によるものとする。
(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.4.3<解説>)

第9節 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.5)

【解説】

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

- ① 樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。
- ② 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の溪床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする¹⁾。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等の維持管理を行う。

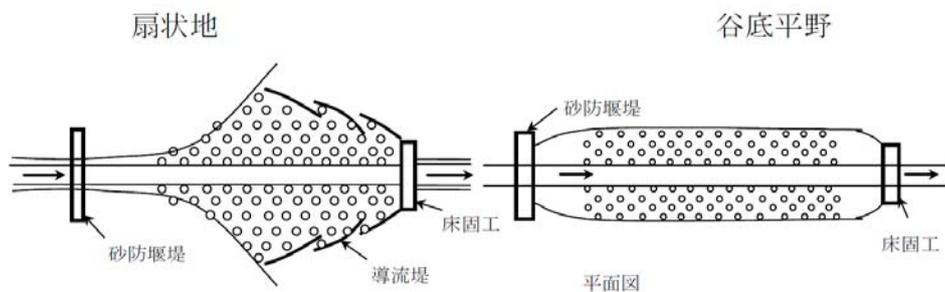


図 9-1 土石流緩衝樹林帯

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.5 引用)

【参考文献】

- 1) 建設省河川局砂防部砂防課(1988)：緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)、p.5

第10節 土石流流向制御工

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

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.6)

【解説】

(1) 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により制御し、安全な場所まで導流する。流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度(θ_c)は $\theta_c < 45^\circ$ とする。

土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

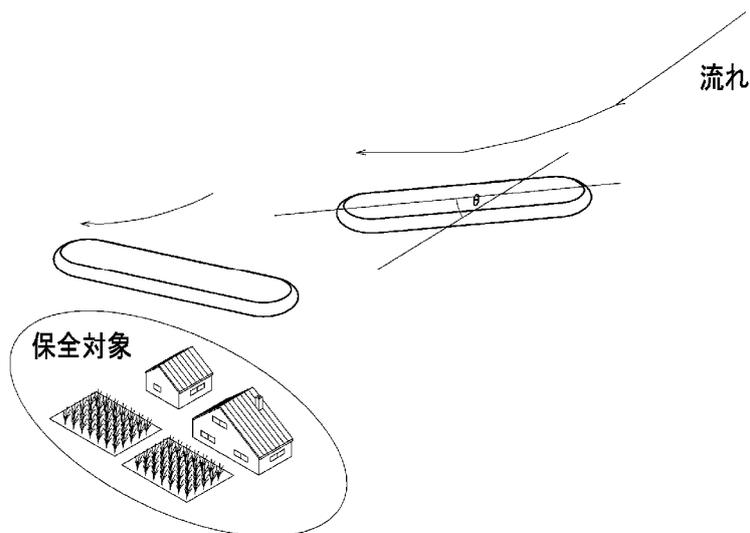


図 10-1 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする(「第7節7.1 断面」参照)。

土石流の速度及び水深は「第Ⅱ編計画編 第2章第2節2.10.3 土石流の流速と水深の算出方法」に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護及び法のり先の洗掘対策

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

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、「第11節 除石(流木の除去を含む)」によるものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節2.6<解説> 引用)

第11節 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等の発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石（流木の除去を含む）が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第3節）

【解説】

土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、「第Ⅱ編計画編 第3章除石（流木の除去を含む）計画」を参照のこと。

（土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第3節<解説>）

第2章 その他砂防設備の設計

第1節 土砂調節のための不透過型砂防堰堤

1.1 総説

砂防堰堤の設計にあたっては、その目的とする機能が發揮され、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、維持管理面等についても考慮するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.1)

【運用】

土砂調節のための不透過型砂防堰堤を設計するにあたって、本節に記載のない事項に関しては「第1章第3節 土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）」を参照すること。

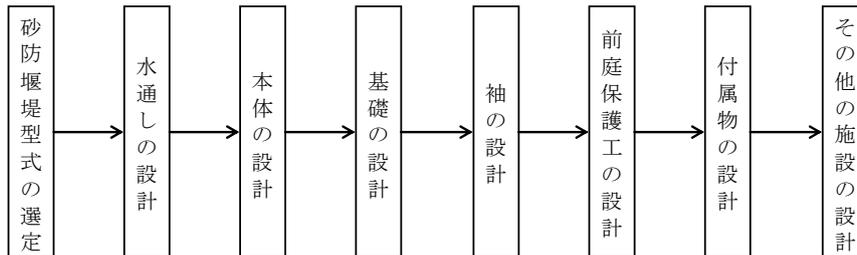
1.2 設計順序

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性、安全性および経済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、本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.1<解説> 引用)

【解説】

表 1-1 砂防堰堤の設計順序



(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.1<解説>)

1.3 水通しの設計

1.3.1 水通しの位置

土砂調節のための不透過型砂防堰堤の水通しの位置は、土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）と同様とする。

(京都府)

1.3.2 水通し底幅

水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による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。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.4.2)

【運用】

水通し幅は原則として 3m 以上とする。

1.3.3 袖小口勾配

袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.4.2)

1.3.4 設計流量

対象流量は一般にラショナル式により求める。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.4.2 解説)

☞第Ⅱ編 計画編 第2章第3節3.8 計画高水流量

1.3.5 設計水深

一般に砂防堰堤の水通しは逆台形となっているため、逆台形堰の越流公式を適用する。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-4)

【運用】

逆台形堰の越流公式については、「第1章第3節3.2.5(1) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値」を参照する。

1.3.6 水通し断面

水通し断面は、原則として台形とする。

水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に余裕高以上の値を加えて定める。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.4.2 引用)

【解説】

対象流量に応じて、表 1-2 のとおり余裕高を決定する。なお、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は表 1-3 の値以下とならないようにすること。

表 1-2 余裕高

対象流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 3-4)

表 1-3 計画河床勾配と余裕高比 ($\Delta H/H$)

河床勾配	$\Delta H/H$
1/10 以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25
1/70~1/100	0.20
1/100~1/200	0.10

(河川砂防技術基準(案)同解説 計画編(H9.10) 第13章第6節 6.2.7)

1.4 本体の設計

1.4.1 天端幅

天端幅は、堰堤サイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.5.1)

【解説】

砂防堰堤の天端幅は、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。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表 1-4 に示す値を用いている。

表 1-4 天端幅

天端幅	1.5m ~ 2.5m	3.0m ~ 4.0m
河床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石 ~ 転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較～常時流出土砂の流的少ない地区 出が多い地区	小規模の土石流 ~ 大規模の土石流発生地区 常習地区

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.5.1<解説> 引用)

【運用】

土砂調節のための不透過型砂防堰堤の水通し部天端幅は2.0mを標準とする。

1.4.2 下流のり

越流部断面の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は必要に応じこれより緩くすることができるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.5.2.2)

【運用】

府では、原則として、1:0.2を標準とする。ただし、現地の条件等必要に応じて下流のり勾配を緩くしてもよい。下流のり勾配を緩くできる現地条件は、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合である。なお、この場合には、上流のり勾配を急にして安定計算を行う。

1.4.3 越流部の安定性

(1) 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、地形、地質および流出土砂形態を考慮し、堤体およ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、堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重およ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および基礎地盤内で滑動を起こさないこと。
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。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.5.2.1)

(2) 設計外力

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重には、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重があり、堰堤の高さ、型式により選択するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.2.1)

【解説】

砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組合わせは、表 1-5 のとおりとするのが一般的である。

表 1-5 設計荷重の組合せ

堰堤の形式	平常時	洪水時
堰堤高 15m 未満		自重、静水圧
堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節 2.2.1<解説> 引用)

【運用】

各荷重の詳細については、「第1章第3節3. 3. 3 (2) 設計外力」を参照する。

(3) 越流部の安定計算

越流部の安定計算は、土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）と同様とする。

(京都府)

1.4.4 非越流部の断面形状

非越流部の断面は、越流部断面と同一とすることを標準とする。非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態のとき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有する断面とするものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.5.2.2)

1.5 基礎の設計

基礎の設計は、土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）と同様とする。

(京都府)

1.6 袖の設計

袖の設計は、「第1章第3節3. 5 袖の設計」に準じるものとする。

(京都府)

【運用】

土砂調節のための不透過型砂防堰堤の袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配（現況河床勾配の1/2）と同程度かそれ以上とする。また、袖天端幅は水通し天端幅以下とし、最小幅は1.0mとする。

1.7 前庭保護工の設計

前庭保護工の設計は、土石流・流木捕捉工（不透過型砂防堰堤）と同様とする。

(京都府)

1.8 アーチ式コンクリート堰堤

アーチ式コンクリート堰堤は、「河川砂防技術基準(案) 設計編(H9.10) 第2章ダム設計 第5節コンクリートダム設計」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第2節2.5.3)

第2節 土砂調節のための透過型砂防堰堤

土砂調節のための透過型砂防堰堤を設計するにあたって、本節に記載のない事項に関しては「第1節 土砂調節のための不透過型砂防堰堤」を参照すること。

2.1 水通しの設計

土砂調節のための透過型砂防堰堤の水通しは計画洪水流量を安全に流下させる断面とする。
(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第2節2.5<解説> 引用)

【解説】

砂防堰堤天端の水通し断面は、透過部断面とは異なるため注意する。

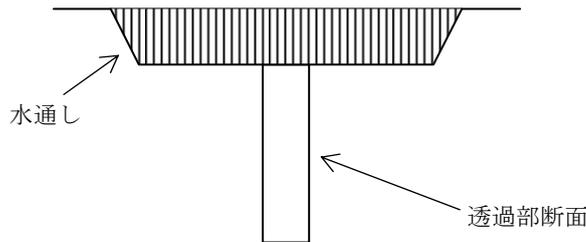


図 2-1 水通し断面と透過部断面の例

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第2節 2.5<解説> 引用)

【運用】

土砂調節のための透過型砂防堰堤の設計流量及び水通しの設計は、土砂調節のための不透過型砂防堰堤に準じる。

2.2 透過部断面の設計

2.2.1 透過部断面の位置

(1) 縦断方向

土砂調節のための透過型砂防堰堤透過部断面の底面高は溪流の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。透過部断面を複断面にする場合でも、上下流の連続性を考慮して透過部断面の高さを設定する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節3.4.1 引用)

【解説】

堰堤直下流が洗掘された場合でも透過型砂防堰堤が十分に溪流の連続性機能を発揮するためには、溪床の縦断形を経年的に把握しておく必要があり、データが得られる場合は過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計画する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節 3.4.1<解説>)

(2) 横断方向

溪流の連続性ならびに両岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂の堆積に支障がないように注意する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節3.4.2 引用)

【解説】

堰堤軸が流路の屈曲部に位置するときは流水の直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に設置するのが望ましい。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節 3.4.2<解説> 引用)

2.2.2 透過部断面の大きさ

(1) 透過部断面の幅

水理計算等によって堰上げが起こることが確認できる幅以下とする。透過部が流下土砂によって閉塞されることは見込まないが、流木の見込まれる溪流にあつては、別途流木対策も検討する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第4節4.5.1 引用)

【解説】

透過部断面の幅の設定にあたっては、水理計算や水理模型実験等により、堰上げ及び土砂流出ピークの調節が起こることを確認する。ただし、出水中の堰上げによって流出を調節された土砂の一部が、出水後も施設付近に残ることがあるため注意するとともに、流木の見込まれる溪流にあつては、透過型砂防堰堤が流木によって閉塞されることを前提に設計する。また、除石の際に仮設道路として透過部断面を使用する場合には、建設機械の使用上必要な幅についても検討する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第4節 4.5.1<解説> 引用)

【運用】

1) 開口部の流量

開口部の流量は、スリットの壁面勾配を垂直に設けると、2.2-(1)式で求められる。

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad \dots 2.2-(1)$$

ここで、 b : 開口幅 (m)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

h : スリット敷高までの水深 (m)

Q : 流量 (m³/s)

μ : 流量係数 (図 2-2)

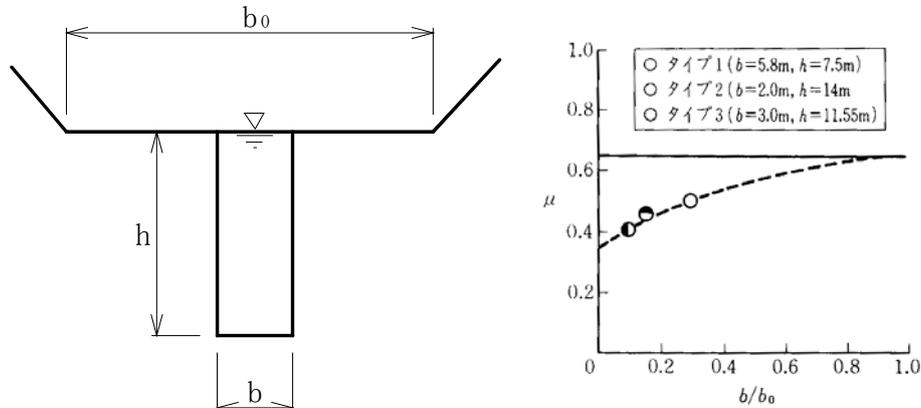


図 2-2 流量係数

(左図：記号の説明、右図：流量係数(μ)と(b/b₀) の関係)

開口幅(b)と水通し幅(b_0)の比に対して流量係数(μ)を示すと、図 2-2 のようになる。図 2-2 より流量係数は、通常 0.65 に対して幅の狭いスリットでは 0.4 以下程度まで減少するようである。したがって、具体的にスリット堰堤を設計する場合には、水理模型実験を行い、水位と流量の関係を確認する必要がある。

土砂調節効果は、開口幅が狭く、深いスリットほど大きくなるが、礫や流木で完全に閉塞しない程度に広くする。式 2.2-(1)において、開口幅(b)を狭くすると、スリット敷高までの水深(h)が大きくなるので、スリット敷高が副堤の天端高と等しくなるときの開口幅が下限値になる。また、スリットが閉塞した場合の除石の容易さを考慮した開口幅を計画することも大切である。

2) スリット間隔

スリットの間隔(b)は、式 2.2-(2)及び式 2.2-(3)を満足させる。

$$b > 3d_1 \quad \dots 2.2-(2)$$

$$b \leq 1.5d_2 \quad \dots 2.2-(3)$$

ここで、 d_1 ：頻度の高い出水によって移動する礫の最大径 (m)

(一般には 1/5～1/10 確率規模の出水を対象として d_1 を検討する)

d_2 ：1/50～1/100 確率規模の出水時に移動する礫の最大径 (m)

d_1 、 d_2 の決定に際しては、現地の河道をよく調査して決定する。

3) スリット厚さ

スリット部の厚さ(B)は断面計算から求めるが、コンクリートによる場合には最小で 2m 程度は確保する。必要であれば、鉄筋コンクリートを使用することもある。

4) スリット数

堰堤に設置するスリットの数(n)は、スリット部で中小洪水流量が安全に流下できるように決定する。1個当たりのスリットを流下することが可能な中小洪水流量は式 2.2-(1)により求めることができ、全体で n 個のスリットがあるとすると $n \times Q$ の流量が流下可能な全流量となる。

なお、スリット部は閉塞することが前提であるので、スリット部天端より上部に計画流量が流れる断面を有することが必要である。

スリット幅の総和が同じであるとき、複数のスリットにしても土砂調節効果はほぼ同じであることが実験によって確かめられている。よって、スリットの数、スリット底部の摩耗や、水替えなどの施工性に配慮して決めればよい(図 2-3)。

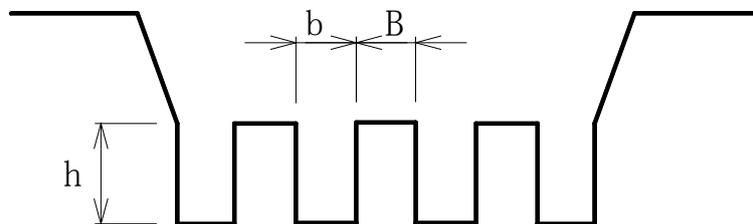


図 2-3 スリットダムの水通し断面模式図

(2) 透過部断面の高さ（暗渠内空高、スリット高）

透過部断面の底面の高さは、堰上げが起こりうる透過部断面の水位以下とする。溪床の上昇・下降が著しい溪流にあっては、過去5年程度の溪床変動も考慮する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第4節4.5.2)

【解説】

土砂調節を目的とする場合には、土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げることが調節効果を大きくするため、設計流量より小さい流量で堰上げが生じるように設計するのが望ましい。なお、水通し断面についても、計画洪水流量を流下させうる断面を確保する。

透過部断面での水深(h)は、暗渠・スリットの壁面勾配を垂直として以下に示す逆台形堰の越流式によって求める¹⁾。

$$h = \left(\frac{3Q}{2\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad \dots 2.2-(4)$$

ここで、b：スリット幅 (m)

g：重力加速度 (9.81m/s²)

Q：透過部の流量 (m³/s)

h：透過部の水深 (m)

μ：流量係数 (0.4~0.6)¹⁾²⁾

流量係数(μ)は透過部断面の形状によって変化するため、水理実験や数値シミュレーションによって決める。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第4節 4.5.2<解説> 引用)

【参考文献】

- 1) 水山高久・阿部宗平(1990)：スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討、土木研究所資料第2851号
- 2) 水山高久・阿部宗平・矢島重美(1989)：スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状、砂防学会誌(新砂防) Vol.42、No.4、p.28-30

【運用】

スリットの敷高を副堤（垂直壁）の天端高より低く計画すると、土砂の流出を阻害するおそれが生じるため、スリットの敷高は副堤（垂直壁）の天端高より高く計画する。

流れが堰堤によって堰上げられた状態のとき、堰堤の近傍において堆砂肩が形成される。したがって、堆砂肩の前面で跳水対応水深が生じるのに必要なスリット深さとし、堆砂肩の高さ(Z_s)と堆砂肩での水深(h_s)の和より大きくなるように計画する（図 2-4）。

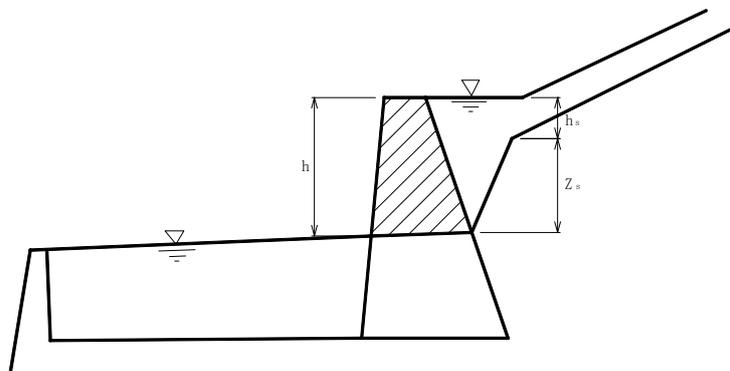


図 2-4 最大スリット深さの概念図

2.3 本体の設計

2.3.1 天端幅

水通し天端幅は、土砂調節のための不透過型砂防堰堤と同様とする。

(京都府)

2.3.2 上下流のり勾配

上下流のり勾配は、「2.3.3 安定計算」に示す安定計算を実施して、外力に対して安全かつ経済的な断面となるよう設定する。

(京都府)

【運用】

透過型砂防堰堤は水通し部を越流する頻度が少ないため、下流のり勾配を一般的な1:0.2より緩くしてよい。なお、下流のり勾配の最急勾配は、不透過型砂防堰堤に準じて1:0.2とする。

上流のり勾配の下限は、地震にも配慮して1:0.2とする。

2.3.3 安定計算

安定計算は、土砂調節のための不透過型砂防堰堤に準じて行うが、堤体コンクリートの単位体積重量は透過部の欠損を考慮する。

(京都府)

【解説】

透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積(V_c)と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量(W_{rc})を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \dots 2.2-(5)$$

ここで、 γ_{rc} ：見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)

W_{rc} ：越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)

V_c ：越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m³)

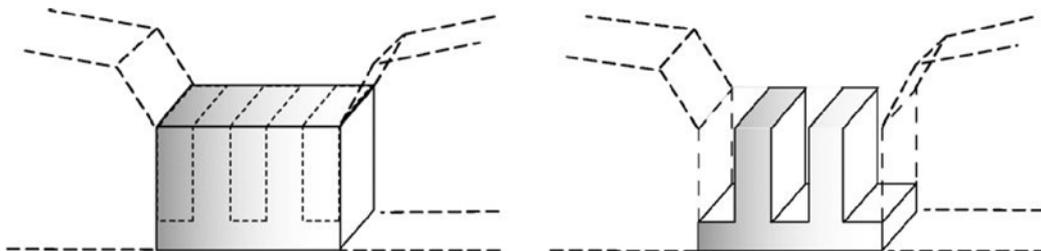


図 2-5 スリット部における水通しの堤体積

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 第2節 2.1.4.1(2))

2.4 透過部の磨耗対策

透過部断面の側面及び底面を設計するにあたっては、流送土砂の粒径に応じて耐摩耗性を確保する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節3.6 引用)

【解説】

透過部断面には流れが集中するため、中小出水時の土砂流出によって損耗が見込まれるため、透過部の側面及び底面は十分な耐摩耗性を確保する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節3.6<解説>)

2.5 直下流洗掘対策

透過型砂防堰堤の前庭保護工を設計するにあたっては、「第1章第4節4.7 前庭保護工の設計」に準ずるとともに、現地の地盤、河床勾配などを十分に調査して決定する。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節3.7 引用)

【解説】

下流に堅牢な岩盤がある場合や、水理実験・数値シミュレーションによって洗掘に対する安全性が確認できる場合には、必ずしも前庭保護工を設置しなくともよい。

(透過型砂防堰堤技術指針(案)(H13.1) 第3節3.7<解説>)

第3節 溪流保全工（流路工）

3.1 総説

溪流保全工（流路工）の設計にあたっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようとするとともに、維持管理面および周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.1 引用）

【解説】

溪流保全工（流路工）の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の、流域を含めた自然条件および流路の変遷等その溪流の特性を調査し、それに適合した計画をたてる必要がある。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性等について配慮した設計が必要である。

溪流保全工（流路工）の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工（流路工）の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節 6.1<解説> 引用）

【運用】

溪流保全工（流路工）を必要とする溪流は、一般に勾配が急で流速が大きいため、築堤方式では破堤、決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので、掘込み方式を原則とし、やむを得ず築堤とする場合は本川との取り付け部分等に限って採用する。また、同様の危険性が予想されるため、盛土区間での溪流保全工（流路工）の設置は原則として採用しない。

一般に、溪流保全工（流路工）は扇状地の中に計画される。その計画に関する留意点のうちで最も重要なものは、溪流保全工（流路工）内の河床変動である。縦断方向・横断方向ともに河床変動が小さくなり、局所洗掘や異常堆積を起こさないように溪流保全工（流路工）の諸元を決定するのが計画の目的である。しかし、溪流保全工（流路工）は上流端と下流端の標高と区間長があらかじめ与えられているのが普通であり、ここに計画の難しさがあるといえる。

上流山地からの流入土砂量が多い場合、河床変動が大きい場合（局所堆積・洗掘を含む）、古くから流路の変遷が激しく法線形が定めにくい場合、合流する支川の影響が大きい場合、流路を湾曲させる場合、工事費が大きい場合等は模型実験により溪流保全工（流路工）の法線形、河幅、床固工、帯工の要否その位置と間隔、その構造物の高さ根入れ等を決定することが望ましい。

溪流保全工（流路工）の計画手順を図 3-1 に示す。また、縦横断計画決定後に設計流速を基に護岸材料の照査を行うこと。

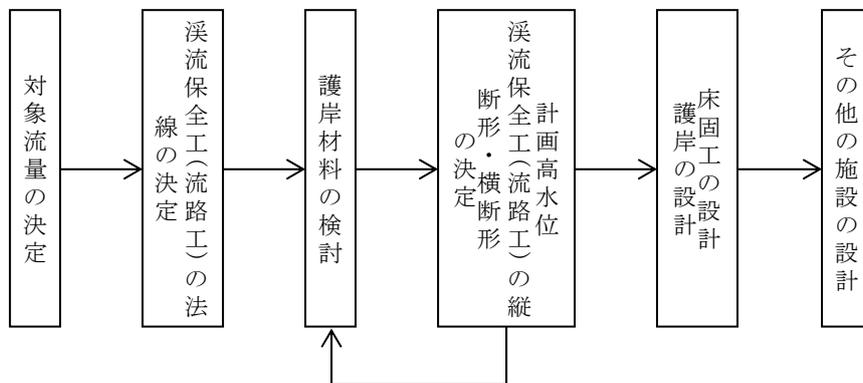


図 3-1 溪流保全工（流路工）の計画順序

3.2 法線

溪流保全工（流路工）の法線は、できるかぎりなめらかに計画する。

（京都府）

【解説】

溪流保全工（流路工）の法線は流水のスムーズな流下を図るため、また、将来における維持のため直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部および砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多いが、用地取得の困難さを理由として屈曲の著しい現流路に沿うことは極力避けなければならない。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-2 引用）

3.2.1 湾曲部法線

地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画河幅の比を10～20以上、湾曲度を 60° 以上とする。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画河幅の比を5以上とすること。

また、やむを得ず反曲線を設ける場合であっても、曲線部と反曲線部の間には計画河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-2）

【解説】

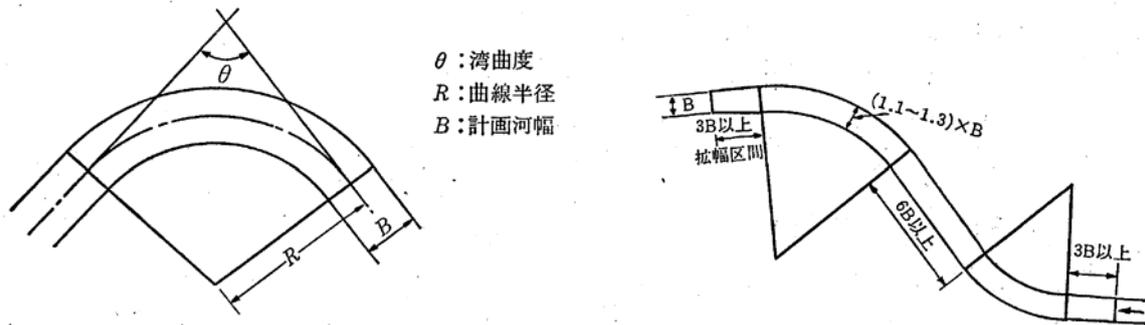


図 3-2 溪流保全工（流路工）の湾曲部法線

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-2）

3.2.2 支川処理（法線）

溪流保全工（流路工）を必要とする区間に支川が流入する場合は、十分な支川処理を必要とする。
 （改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-2）

【解説】

一般に支川の方が、流路勾配が急な場合が多く射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても射流から常流に変わる際に跳水現象を起こし、対岸のり上げる危険性がある。このため、支川の流量等が本川に比べ無視できる程度のもを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。

特に、合流する支川が比較的大きく、本川への影響が大なる時は十分注意する必要がある。
 （改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-2）

【運用】

支川の本川に対する合流角度は、極力鋭角とする。
 また、合流点は本川溪流保全工（流路工）の床固工（帯工）の上流側にすることが望ましい。

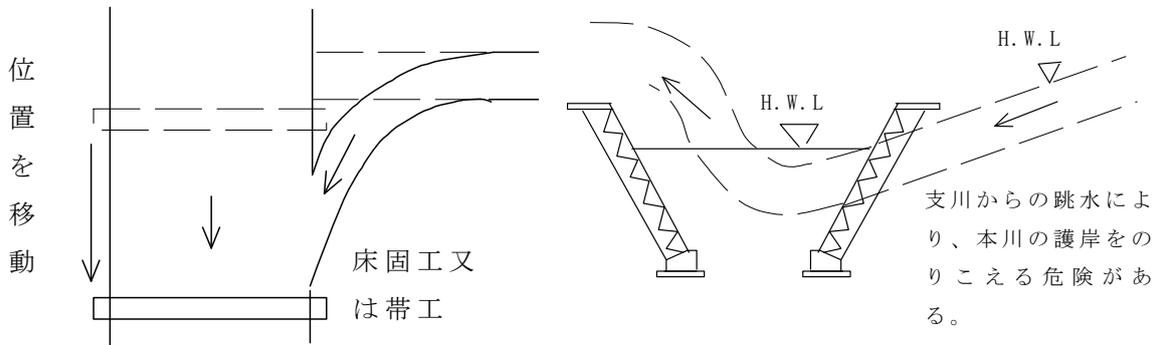


図 3-3 支川の影響

3.3 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形および横断形と相互に関連させて決定するものとする。また、溪流保全工（流路工）は掘り込み方式が原則であるので、周辺の地形条件を考慮して決定する。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.2)
(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-3 引用)

【解説】

計画高水位は、等流計算により求める場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、河床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

計画高水位は与えられた対象流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、マンニングの式から計画高水位 h が得られる。

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots \cdot 2.3-(1)$$

- ここで、 Q : 対象流量 (m³/s)
 A : 流路工流下断面積 (m²)
 n : マニングの粗度係数
 R : 径深 (m)
 I : 水面勾配
 h : 計画高水位 (m)

実際は与えられた川幅（流路幅） B の元に h を仮定して Q を計算し、これが与えられた対象流量に近似するまで（2%程度）繰り返して計算を行い、 h を決定する。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.2<解説>)
(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-3)

【運用】

洪水時のような含砂率の高い流れを安全に流すため、平均流速の算出にあたっては、ワング式による流速の補正を行わなければならない。

一般に、含砂率の高い流れと清水では、清水のほうが流速が大となることが知られている。このため、土砂混入の多い流水は流速が減少した分だけ疎通断面を必要とするが、清水のみの流速で計算した断面では、十分な断面とならず溢水が生じてしまうことになるからである。

水深は下式による計算により切り上げて 0.1m 単位で決定する。

$$Q = A \times V_1 \quad \dots \cdot 2.3-(2)$$

$$V_1 = \frac{\gamma_w}{\gamma_w + \frac{\alpha}{100} \cdot (d - \gamma_w)} \cdot V \quad (\text{ワングの補正}) \quad \dots \cdot 2.3-(3)$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{マンニング式}) \quad \dots \cdot 2.3-(4)$$

- ここで、 Q : 土砂混入を見込んだ流量 (m³/s)
 V_1 : 土砂混入後の流速 (m/s)
 V : 平均流速 (m/s)
 n : 粗度係数
 γ_w : 水の単位体積重量 (9.81kN/m³)
 d : 石礫の単位体積重量 (25.5kN/m³)
 α : 土砂混入率 (%) → 砂防工事が 50%以上完了している場合 : 10%
 砂防工事が施工済みの場合 : 5%

【＜参考＞粗度係数の設定】

粗度係数は河床部、護岸部（法面部）に分けて粗度係数を設定し、各部位毎の粗度係数（n）とその潤辺（S）により下式を用いて求める。

$$n = \left(\sum_{i=1}^m (n_i^{3/2} \cdot S_i) / S \right)^{2/3} \quad \dots 2.3-(5)$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots S_m \quad \dots 2.3-(6)$$

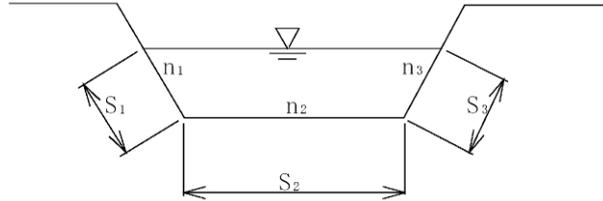


図 3-4 粗度係数

☞参考Ⅲ編 関連資料編 第7章第1節 合成粗度係数の算出方法

(1) 河床部の粗度係数

河床部の粗度係数（n）は、計画区間の河床状況（代表粒径）より表 3-1 を参考に設定する。

表 3-1 河床部の代表粒径と粗度係数の関係

d _R ：代表粒径	n：粗度係数		A と B の区分法
	A	B	
岩盤	0.035～0.050		A：河床が平坦で砂州が目立たない。また、表層に突出する粒径の大きな石が目立たない。
玉石（40cm～60cm）	0.037 ¹⁾	0.042 ²⁾	
〃（20cm～40cm）	0.034 ¹⁾		
〃（10cm～20cm）	0.030 ¹⁾		B：河床の凹凸が大きく粒径の大きな石が突出する。
粗礫〔大〕（5cm～10cm）	0.035 ²⁾		
粗礫〔小〕（2cm～5cm）	0.029 ²⁾	0.034	

注)：1) はマニング・ストリクラーの式より求めた値
2) はτ*－φグラフより求めた値

(2) 護岸（法面）部の粗度係数

護岸部の粗度係数（n）は、護岸構造により表 3-2 を参考に設定する。なお、三面張り流路（三方コンクリート）の粗度係数は0.020とする。

護岸構造との組み合わせによる粗度係数算出事例を「参考Ⅲ編関連資料編 第7章第1節 合成粗度係数の算出方法」に示す。また、余裕高部分については維持管理上支障がない場合、できるだけ土羽・間伐材等を用いて景観的に配慮する。

表 3-2 護岸構造と粗度係数の関係

護岸構造	粗度係数
間知、張ブロック（Ks=0.04）	0.024
連節ブロック（Ks=0.08）	0.027
鉄線籠型護岸（詰石径=20cm程度）	0.032
草丈20cm程度の雑草	0.032
木柵護岸（詰石15～20cm程度）	0.030
玉石（径30cm程度）、水深（2～4m）	0.025
玉石（径40cm程度）、水深（2m）	0.027
〃（ 〃 ）、水深（3～4m）	0.026
玉石（径50cm程度）、水深（2～3m）	0.028
〃（ 〃 ）、水深（4m）	0.027

注) 木柵護岸の階段状の影響については、現在評価法がないので当面この表による。

☞参考Ⅲ編 関連資料編 第7章第1節 合成粗度係数の算出方法

3.4 縦断形

溪流保全工（流路工）の計画勾配は、その河床及び工作物が安定するように定める。

（京都府）

【解説】

溪流保全工（流路工）の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定するものとする。

なお、溪流保全工（流路工）の上端および下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支流が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

なお、河床勾配については、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節3.7.5 溪床勾配」の内容により定めるものとする。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.3 引用）

【運用】

堰堤の直下流等、河床勾配が数分の1と急勾配になる場合は、多段式落差工等の工法についても検討する。

☞参考Ⅲ編 関連資料編 第4章 多段落差工

3.4.1 計画河床勾配

溪岸の侵食作用を緩和させるよう、計画河床勾配を定める。

（京都府）

【解説】

計画縦断勾配は、一般的には現在の溪流の河床変動の資料より局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、将来の維持管理上最も望ましい河床勾配を採用する。河床変動の資料がない場合は、類似した河川の実績等を参考として求める場合もある。

河床勾配を求める方法の一つに動的平衡計算と静的平衡計算がある。溪流保全工（流路工）が長期間にわたって安定するためには、それぞれの部分が堆積・洗掘のいずれをも発生させない等流砂能力をもつ必要がある。断面と流量が与えられるとこのような河道の勾配が求まる。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-4 引用）

【運用】

一般には、現況の溪流の河床変動の資料により、局所的な変動を除き、大局的な安定を確かめた上で、現況河床勾配の1/2から現況河床勾配の間で決定するが、計画河床勾配については、静的平衡勾配及び動的平衡勾配の検討を行うことが望ましい。

なお、計画最緩勾配は、1/100を目途とする。

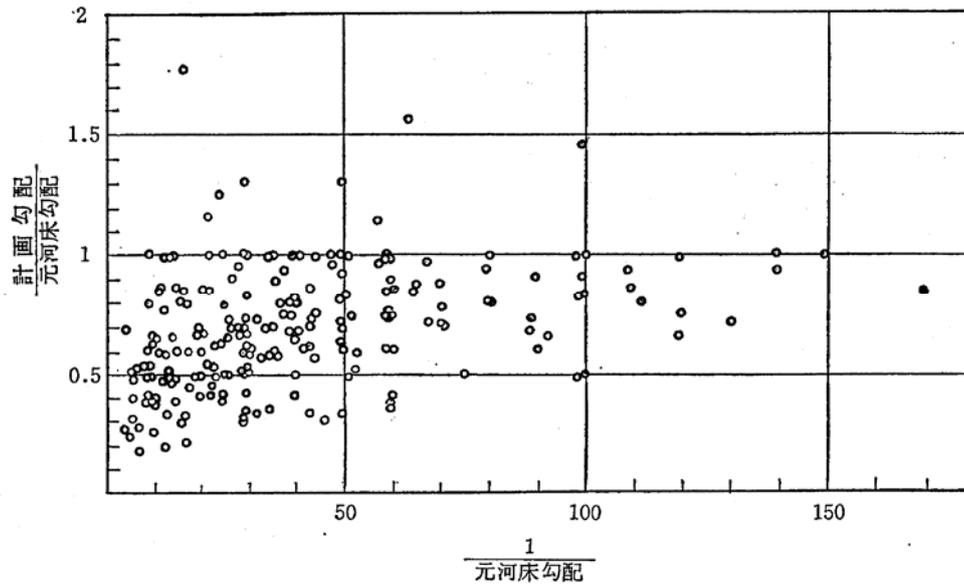


図 3-5 元河床勾配と計画勾配の関係

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-4)

3.4.2 静的平衡勾配と動的平衡勾配

河床は、流出土砂の多少によって将来変動するため、越流や洗掘による工作物の破壊が生じないように、「3.4.1 計画河床勾配」で定めた計画河床勾配について、静的平衡勾配と動的平衡勾配を考慮し、構造物の設計を行う。

(京都府)

【運用】

計画勾配を決定する場合、単に現河床勾配のみにとらわれず、土砂を含んだ洪水による堆積を含めた勾配を上限に、流水だけの洪水流による洗掘を考慮した勾配を下限に考えておけばよい。すなわち、工作物の基礎高は静的平衡勾配を基準に考え、工作物の天端高は動的平衡勾配を下限としておけばよい。

(1) 静的平衡勾配

流砂を含まない流水によって河床が安定となる条件は、掃流力に見合う粒径までが移動すると考え、河床の構成する土砂の粒径の限界掃流力と掃流力のつりあい式から求められる。

$$U_*^2 = U_{*c}^2 \quad \dots 2.3-(7)$$

$$I_1 = \frac{80.9d_{90}}{g \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{0.29 \sqrt{d_{90}} \cdot B} \right)^{6/7}} \cdot 10^2 \quad \dots 2.3-(8)$$

- ここで、 U_* ：掃流力
- U_{*c} ：限界掃流力
- I_1 ：静的平衡勾配
- d_{90} ：最大礫径（河床材料の90%粒径）（m）
（三面張の検討、動的安定勾配では平均礫径（ d_m ）を使用）
- Q ：計画高水流量（ m^3/s ）
- g ：重力加速度（ $9.81m/s^2$ ）、
- B ：計画流路幅（m）

【掃流力と限界掃流力】

掃流力及び限界掃流力を以下に示す。

掃流力（ τ_0 ）は、河床の砂礫は流水の掃流力によって層状に移動するという考え方から算出した力で、下式で算出される。

$$U_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} \quad \dots 2.3-(9)$$

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot I \quad \dots 2.3-(10)$$

- ここで、 τ_0 ：掃流力
- ρ ：水の密度（ $1.0t/m^3$ ）
- R ：径深
- g ：重力の加速度（ $9.81m/s^2$ ）
- I ：勾配

流水の掃流力に対して、河床礫には抵抗する力が作用している。しかし、掃流力が大きければ、河床礫も移動を開始する。河床礫がいままきに動き始めようとするときの掃流力を限界掃流力という（岩垣式）。

田畑は、掃流運搬形式で運搬されてきた堆積土砂に対しては、その付近の最大礫のもつ抵抗力が流水の持つ掃流力につりあっているとされている（表 3-3）。

表 3-3 限界掃流力

0.303	≦	d	cm	U_{*c}^2	=	80.9d
0.118	≦	d	≦ 0.303	cm	U_{*c}^2	= 134.6d ^{31/22}
0.0565	≦	d	≦ 0.118	cm	U_{*c}^2	= 55.0d
0.0065	≦	d	≦ 0.0565	cm	U_{*c}^2	= 8.41d ^{11/32}
		d	≦ 0.0065	cm	U_{*c}^2	= 226d

d：平均礫径

本府では、「国土交通省国土技術政策総合研究所 最大礫の調査方法」に従い平均礫径を算出する。平均礫径は50%礫径（ d_m ）とする。

- ◇ 側方から供給された礫は外す。
- ◇ 付近の巨礫の頻度分布を調べ、累加曲線から読みとる。
- ◇ t ：その付近にある最も大きい礫の直径程度の幅

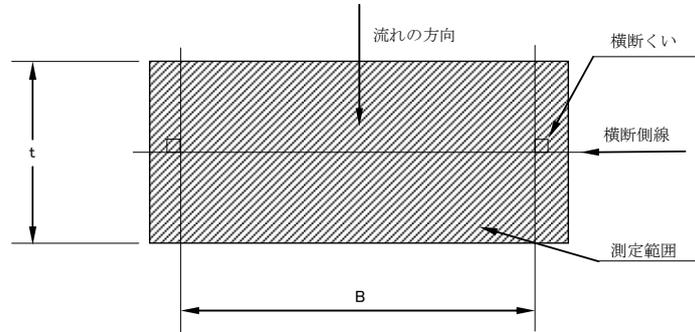


図 3-6 調査範囲

(2) 動的平衡勾配

動的平衡勾配は、上流から土砂の供給がある場合にも河床が変動しない勾配である。

護岸溢水に関しては、護岸天端勾配を計画高水量を対象に、動的平衡勾配以上にとれば安全である。そこで、以下のブラウン式により動的平衡勾配を算出する。

$$q_B = 10 \frac{U_*^5}{(\sigma\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m \cdot (1 - \lambda)} \quad \dots 2.3-(11)$$

$$I_2 = \left(\frac{0.1q_B \cdot (\sigma\rho - 1)^2 \cdot d_m \cdot (1 - \lambda)}{\sqrt{g \cdot (n \cdot q)^{3/2}}} \right)^{4/7} \quad \dots 2.3-(12)$$

$$q = \frac{Q}{B} \quad \dots 2.3-(13)$$

$$q_B = \frac{Q \cdot (\text{土砂混入率})}{B} \quad \dots 2.3-(14)$$

ここで、 I_2 ：動的平衡勾配

- d_m ：平均礫径（m）
- n ：マンニングの粗度係数
- g ：重力の加速度（ 9.81m/s^2 ）
- σ ：砂粒子の密度（一般に 2.65t/m^3 ）
- ρ ：水の密度（ 1.0t/m^3 ）
- λ ：空隙率（0.4）
- q ：単位幅当たりの流量
- Q ：土砂混入率を含んだ計画高水流量（ m^3/s ）
- q_B ：単位幅当たり掃流砂量（ $\text{g/s} \cdot \text{m}$ ）

3.4.3 縦断勾配の比

溪流保全工（流路工）の縦断勾配は下流に向かって緩くし、掃流力を軽減するように努める。逆勾配は原則として認めない。

勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ溪流保全工（流路工）の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めるのが望ましい。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-4-1 引用）

【解説】

図 3-7 の場合、

$$A \text{ 区間での掃流力は } u_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$$

$$B \text{ 区間での掃流力は } u_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$$

$$\text{ここで計画水深を同じとすれば } H_A = H_B$$

そこで、掃流力の変化は u_{*A}^2 / u_{*B}^2 で示されこの値は、

$$\frac{u_{*A}^2}{u_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B} \quad \dots \text{2.3-(15)}$$

と計画河床勾配の比で示されることになる。

そこで、掃流力の急変とは A、B 区間の掃流力の比の大きな変化と考えられるから、計画に当たっては縦断勾配の比 I_A/I_B の値を大きくならないようにする必要がある。

一般的には、

$$I_A \geq 1/30 \text{ の場合 } u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 2 \quad \dots \text{2.3-(16)}$$

$$I_B < 1/30 \text{ の場合 } u_{*A}^2 / u_{*B}^2 \leq 1.5 \quad \dots \text{2.3-(17)}$$

程度を目安にするとよい。

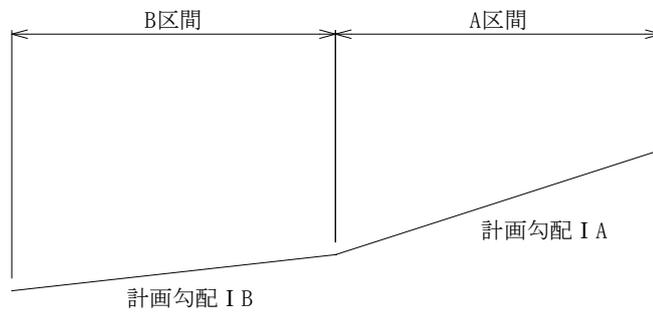


図 3-7 縦断勾配の比

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-4-1）

【運用】

勾配変化点には必ず床固工を計画し、帯工により勾配を変化させることは避ける。上流の堰堤との接続についても、床固工で勾配を変化させること。

3.4.4 計画河床高

溪流保全工（流路工）の計画河床高は、掘込み河道になるように設定し、上下流端に床固工あるいは堰堤等により落差を設けるとともに、下流端には、洗掘、堆積等が起きないように必要に応じて河床を整正して護床工等を設けるのが普通である。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 引用）

【運用】

計画河床高は、原則として、現最低河床以下とする。

3.4.5 支川処理（縦断形）

本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川にあわせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.3）

【解説】

合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、本川の河床高よりも支川の河床高を高くしておいた方が本川の高水位に影響されることが少ない。

本・支川の流域面積が同じ位の大きさの場合には、計画河床高は同じ高さにあわせるのがよい。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-4-2）

【運用】

支川の流量が少ない場合の目安は、本川流量 Q に対する支川流量 Q' の比 Q'/Q が 0.1 以下、かつ $Q' \leq 3\text{m}^3/\text{s}$ とする。

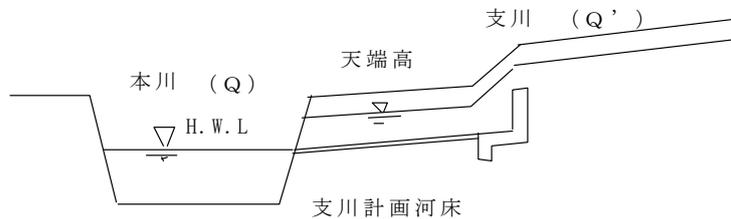


図 3-8 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合

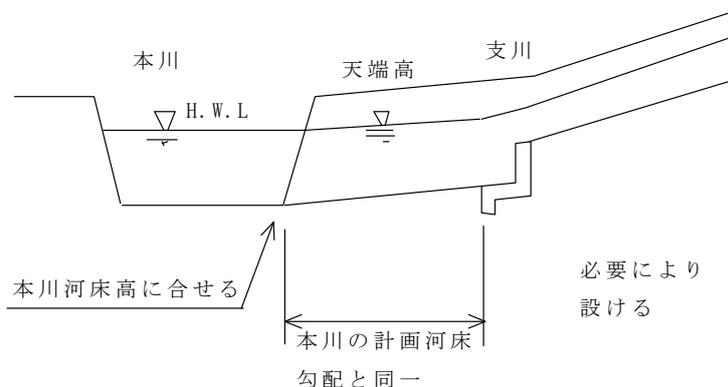


図 3-9 本・支川の流域面積の差が少ない場合

なお、本川、支川の河床高が異なる場合については、護床工を設置し、その範囲は、本川の流向方向に 5m 以上、河幅方向には河床の差の 2 倍以上（最低 2m）とする。ただし、河幅方向で、護床工を設置しない幅が 2m 以下の場合には、河床幅全体に護床工を設置する（図 3-10）。

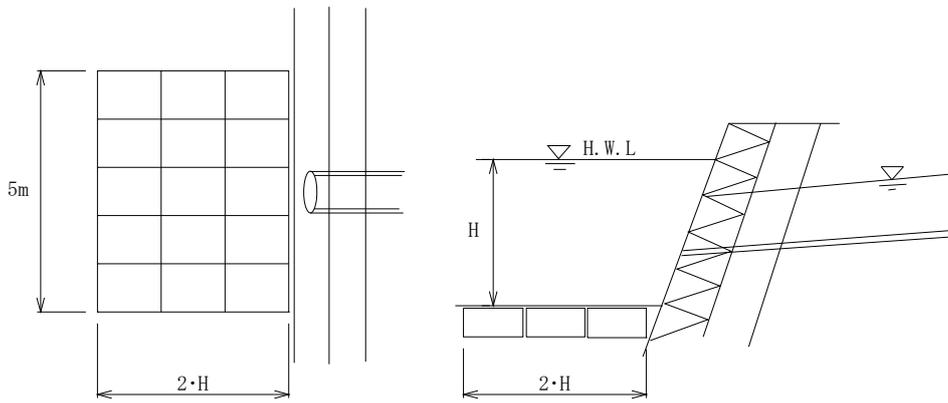


図 3-10 護床工

3.5 計画断面

溪流保全工（流路工）の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、溪流保全工（流路工）の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.4 引用）

【解説】

計画断面の決定にあたっては、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節3.7.6(5) 計画断面」の内容に基づき設計するものとする。

溪流保全工（流路工）を設ける溪流は、一般に急流であり、溪流保全工（流路工）を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、計画断面を維持させることが困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合には、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査したうえで断面形状を決定するものとする。

溪流保全工（流路工）の計画断面は現河道幅を十分考慮し、現状より河幅が狭小にならないようにする。現河道幅をせばめることは、河川の機能を破壊するだけでなく計画洪水流量に対する水位が大となるので、構造上危険側となる。そのため最小限現河道幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.4<解説> 引用）

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-5 引用）

【運用】

溪流保全工（流路工）は、通水断面に余裕高を加えて断面を決定するが、砂礫の含有率の高い流れで、また、流木等を伴うこともあり、通水断面の上部が構造物などで覆われていると、土石流の衝突の危険性もあるほか、維持管理上も問題点が多いため、溪流保全工（流路工）は開水路とする。

余裕高部については、地元要望を踏まえ維持管理上支障がない場合は、図 3-11 に示すように土羽または間伐材等の導入を検討すること。

一般に流路の側方からの転石の流入を考慮すると、河床幅は 1.0m 以上が望ましいことから、流路工の最小河床幅を 1.0m 確保する。

溪流保全工（流路工）を計画する場合、計画の規模に応じた維持管理道を設置しなければならないため、横断計画を行う場合は、維持管理に必要な幅員を考慮して検討する。

☞参考Ⅲ編 関連資料編 第8章 間伐材の有効活用

☞第Ⅴ編 用地補償編 第2章第2節 溪流保全工（流路工）

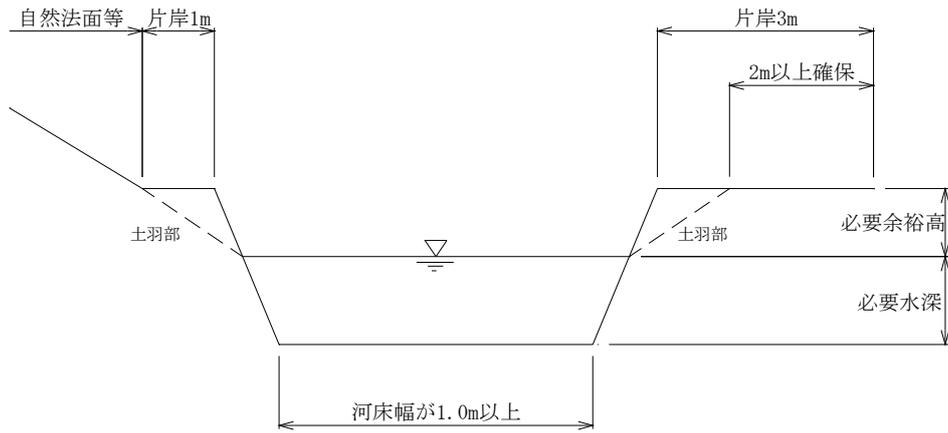


図 3-1 1 溪流保全工（流路工）の断面計画例

3.5.1 余裕高

溪流保全工（流路工）の余裕高は、原則として対象流量によって決定するものとする。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-5-2)

【解説】

余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位（H）に対する余裕高（ ΔH ）との比（ $\Delta H/H$ ）は表 3-5 の値以下とならないようにする。

表 3-4 対象流量と余裕高

200m ³ /s 未満	0.6 m
200～500m ³ /s	0.8 m
500m ³ /s 以上	1.0 m

表 3-5 計画河床勾配と余裕高（ $\Delta H/H$ ）

勾配	$\Delta H/H$
$i \leq 1/10$	0.50
$1/10 < i \leq 1/30$	0.40
$1/30 < i \leq 1/50$	0.30
$1/50 < i \leq 1/70$	0.25
$1/70 < i \leq 1/100$	0.20
$1/100 < i$	0.10

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-5-2 引用)

3.5.2 計画幅

溪流保全工（流路工）の計画幅は、対象流量、縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。
 （河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.4 引用）

【解説】

溪流保全工（流路工）の計画幅は、河床勾配、流出土砂、河床材料、河川の粗度および平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには溪流保全工（流路工）全体の計画の中で検討する必要がある。

一般には、他の条件を同一にすれば、溪流保全工（流路工）幅を狭めることにより水深および流速は大となり、河床材料のみでは河床の維持が困難となる。また、逆に広くすることは、堆積による河床上昇、用地取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、溪流保全工（流路工）の計画幅は、河床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

既往の溪流保全工（流路工）における流域面積と流路工幅の関係を図 3-1 2 に示す。

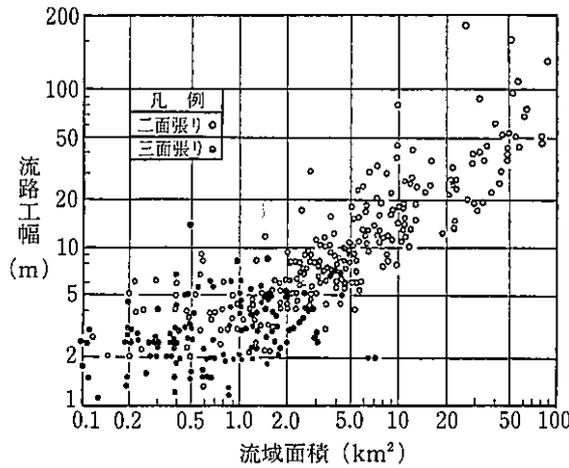


図 3-1 2 流域面積と流路幅

川幅 B と Q に関しては、下式で表わされる関係があり、 α の値は流量の大きさによって異なる。水理模型実験と現地での被災データから α の値は Q を対象流量とし、 A を流域面積 (km^2) とすると、表 3-6 の範囲とすることが望ましい。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \quad \dots 2.3-(18)$$

ここで、 B : 川幅 (m)

Q : 計画高水流量 (m^3/s)

α : 係数

表 3-6 α の値

流域面積 A の大きさ (km^2)	α の値
$A \leq 1.0$	2 ~ 3
$1.0 < A \leq 10.0$	2 ~ 4
$10.0 < A \leq 100$	3 ~ 5
$100 < A$	3 ~ 6

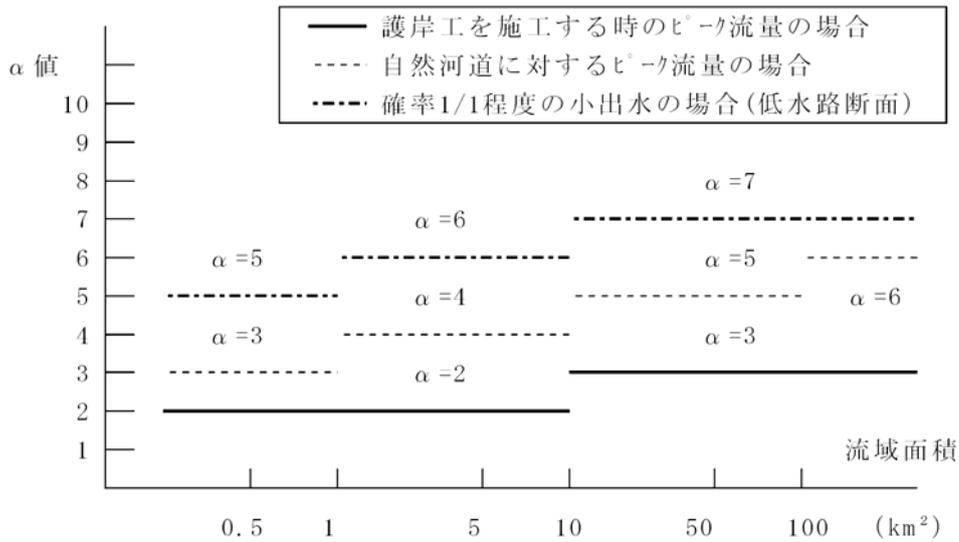


図 3-13 安定河道設計のための河幅（土研資料 1309 号）

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節 6.4）

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-5-1）

【運用】

一般に広くて浅い溪流保全工（流路工）よりも、深くて狭い溪流保全工（流路工）の方が安全である。特に溪流保全工（流路工）では掃流力による溪床の低下は床固工によって阻止できるし、床固工下流の洗掘も防止することはできるから、なるべく水深を深くして、溪流保全工（流路工）内の土砂堆積を防止するべきである。

3.5.3 湾曲部

溪流保全工（流路工）の湾曲部では、洪水時に偏流を生じ、湾曲部の外側では水位が上昇し、局部的に流速が速まり、河道の安定性をおかす恐れがある。また、平面形状によっては、湾曲部の内側にも偏流を生じる場合もある。このため、溪流保全工（流路工）幅を1～2割程度拡大すること、外側の護岸天端を嵩上げすること等の処置をとる必要がある。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.4 引用）

【運用】

曲線部において外側水面は遠心力のため水位が上昇する。この水位上昇は、以下のグラシヨー式により求めることができる。

この式により求めた値が 30cm を越える場合は、その値に通常の余裕高を加えた値を護岸天端高とする。

$$h = 2.3 \frac{V^2}{g} \cdot (\log R_2 - \log R_1) \quad \dots 2.3-(19)$$

$$h = \frac{1}{g} \cdot \frac{R_2 - R_1}{R} \cdot V^2 \quad (\text{簡便式}) \quad \dots 2.3-(20)$$

ここで、h：嵩上高（この値が 30cm 以上の場合は嵩上げを考慮する）

V：流速

R₁、R₂：それぞれ中心線軸から内側、外側法肩の距離

R：曲線半径（m）

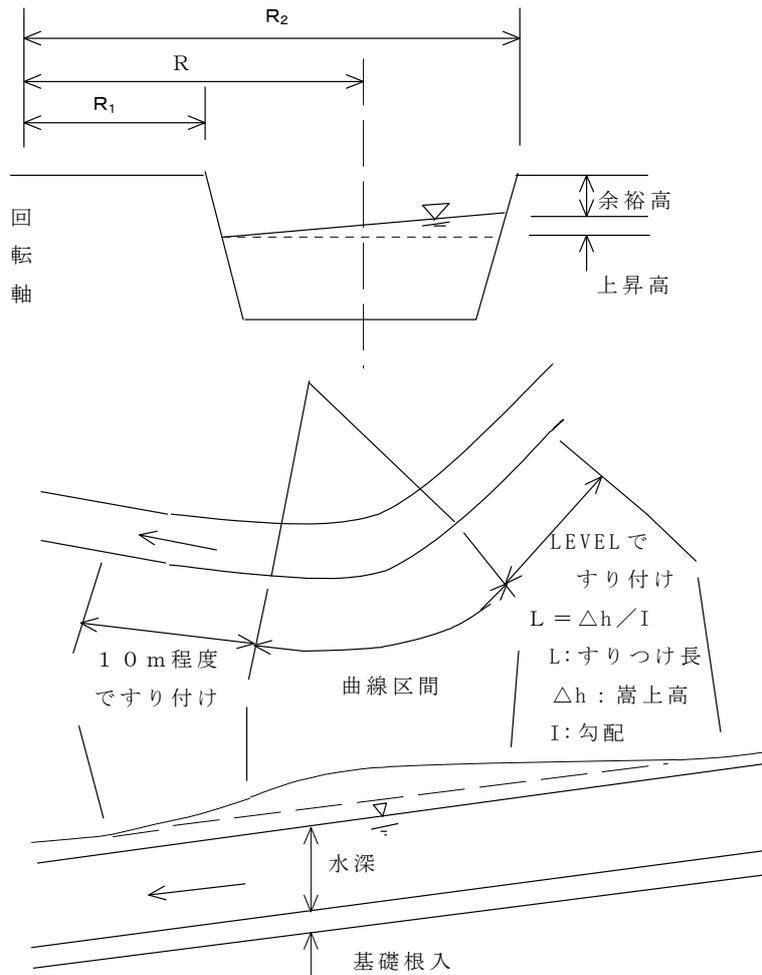


図 3-14 湾曲部の横断形

3.5.4 支川処理（横断形）

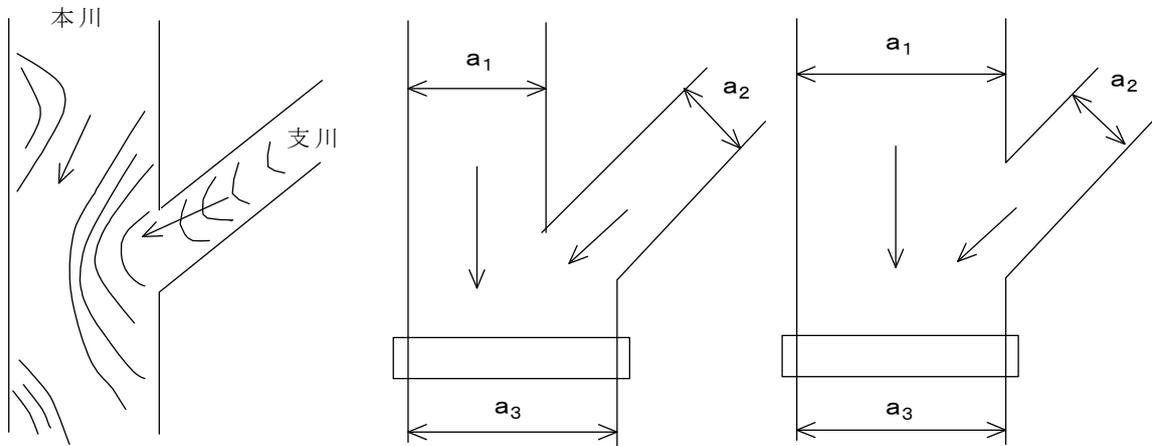
合流点下流における溪流保全工（流路工）幅は、本川及び支川の掃流力等に応じて決定する。
 （京都府）

【解説】

本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の流路幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。本川の掃流力の方が支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ断面の不足を起す危険がある。

そこでこのような場合には a_3 は a_1+a_2 の和よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で極端な場合には $a_3 \doteq a_1$ とすることもある。

この場合、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。そこでこのような合流点処理に際しては、計画高水位のとり方に十分注意する。



(a) 支川の掃流力が
大の場合

(b) $a_3 = a_1 + a_2$

(c) (c) $a_3 < a_1 + a_2$
 $a_3 \doteq a_1$

図 3-15 本川と支川の河幅

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-5-4 引用)

3.6 上流端処理（止工）

溪流保全工（流路工）の上流端には溪流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず、万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工の施工を必要とする。
 (改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-6 引用)

【解説】

最上流端の砂防堰堤または床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工（流路工）の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-6 引用)

【運用】

上流堰堤と溪流保全工（流路工）施工地点との間に土砂生産源があり、溪流保全工（流路工）を施工してもその完成後に上流から土砂が流出すると、施工した溪流保全工（流路工）の断面が埋塞され、それがもつて土砂害・水害を引き起こすこととなる。それも、溪流保全工（流路工）により、かえって人家集落の近くで土砂災害を引き起こす結果となる。これに対応するため、溪流保全工（流路工）の上流端及び比較的大きな流域をもつ支川の上流端には、流出土砂抑制・調節効果を持つ床固工を施工する。

最上流端堰堤または床固工と溪流保全工（流路工）の取り合せ部は、最上流端の床固工の川幅の3倍程度の長さとする。また、床固工の水叩きの長さを3Bとし、取り合せ部とすることはその目的が異なるため避けなければならない（必ず垂直壁の下流で設ける）。

また、取り合せ部の終点には、帯工または床固工を計画する。

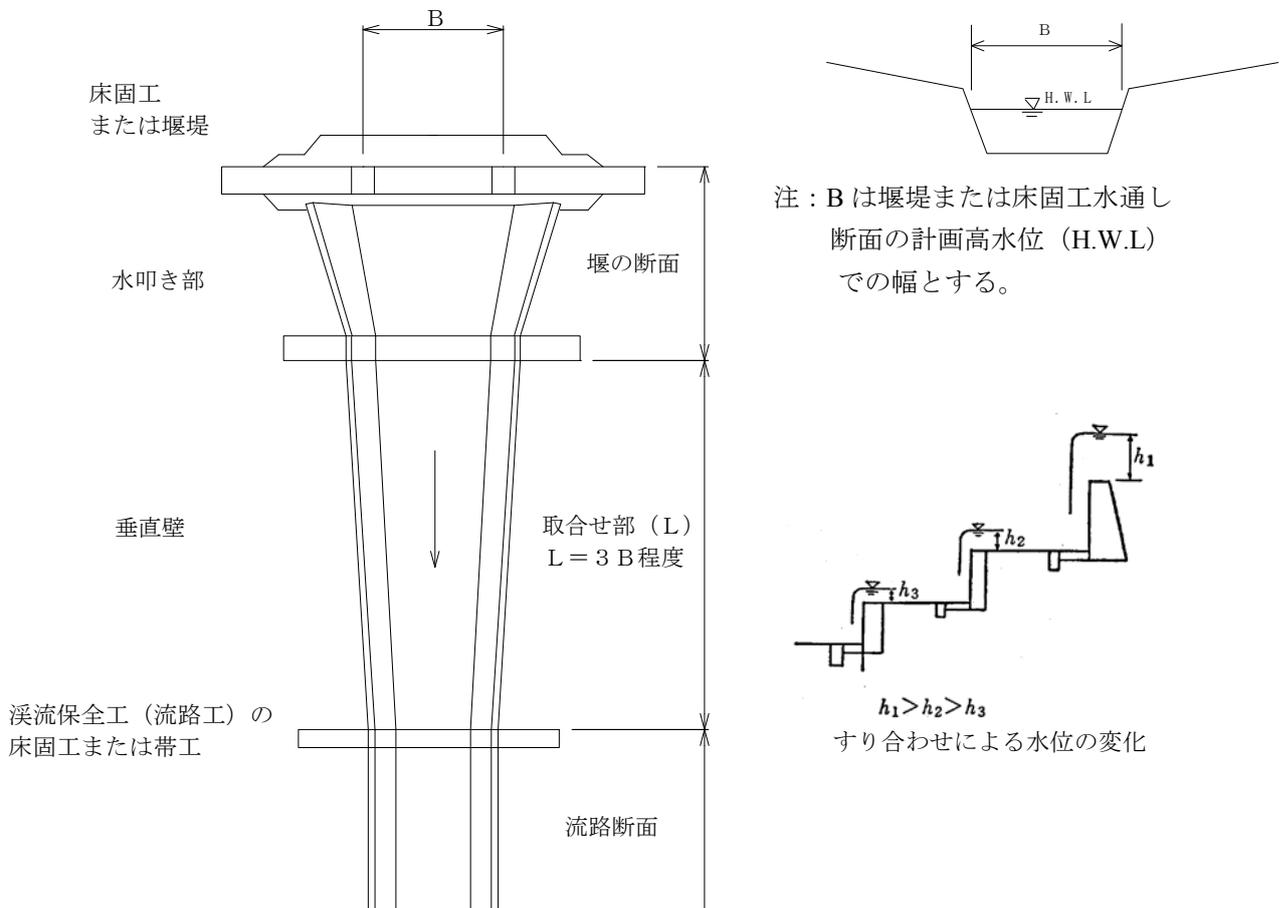


図 3-16 床固工または堰堤からのすり付け

3.7 床固工

3.7.1 床固工の配置

床固工は、縦侵食を防止して溪床を安定させ、溪床堆積物の再移動、溪岸の決壊・崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のため設ける横工である。

（京都府）

【運用】

床固工は溪床、または常水路を固定するのが目的であって、溪床を高めることは目的ではない。したがって、床固工は低落差で、天端高は現河床と同程度である。床固工下流の計画河床は、現河床より下げるのが普通である。

床固工の位置、方向及び高さについては、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節3.4 床固工」を参照のこと。

また、上流域の砂防工事が概成（整備率70%以上）し、かつ、周辺環境に配慮する必要がある場合は、間伐材利用フローに基づき、木製床固工の採用についても検討すること。

☞参考Ⅲ編 関連資料編 第8章 間伐材の有効活用

(1) 間隔と高さ

床固工の設計においては、設定された計画河床勾配を保つ必要から、床固工の間隔と高さを相互に組み合わせて検討を行い最終案を決定する。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-7-1）

【解説】

溪流保全工（流路工）は、これまでの経験を生かして各河川に適合した計画としなければならない。2.3-(21)式の床固工間隔には、局所的な洗掘に対する検討が含まれていない。洪水時の局所洗掘はある程度やむを得ないが、局所洗掘によって既設工作物が被災しないよう計画することが必要である。

床固工の間隔と高さは、次式を参考として決定することができる（床固工の落差を一定とする場合で、同一計画河床勾配とする区間）。

$$l = \frac{m \cdot n}{m - n} \cdot h \quad \dots 2.3-(21)$$

ここで、 l ：床固工の間隔（m）

h ：床固工の落差（m）

n ：現在の溪床勾配の分母（1/n）

m ：計画溪床勾配の分母（1/m）

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-7-1 引用）

【参考】床固工の間隔

柿氏は、計画された溪流保全工（流路工）が乱流または偏流防止を目的としている場合の床固工間隔を2.3-(22)式で示した。

$$l = (1.5 \sim 2.0)B \quad \dots \dots 2.3-(22)$$

ここで、 l ：床固工の間隔（m）

B ：溪流保全工（流路工）の計画幅（m）

また、既設溪流保全工（流路工）の資料を整理した結果から、田畑氏は流路幅と床固工間隔との比は溪流保全工（流路工）幅と関係があると述べている。また、池谷氏は既設溪流保全工（流路工）のうち、特に被災した溪流保全工（流路工）の床固工間隔を調査した結果から、床固工間隔を示した。

$$1/30 > 1/m > 1/60 \text{ のとき } l = (1.0 \sim 2.0) \cdot m \quad \dots \dots 2.3-(23)$$

$$1/60 > 1/m \text{ のとき } l = (1.0 \sim 1.5) \cdot m \quad \dots \dots 2.3-(24)$$

ここで、 m ：静的平衡勾配の分母（ $1/m$ ）

l ：横工の間隔（床固工もしくは帯工）（m）

床固工は、万が一護岸工が破壊した場合、構造物の被害を最小限にとどめる役割をもっているから、やむを得ず溪流保全工（流路工）の一部を築堤とする場合であっても、床固工は現在の地盤に収まる所に位置を設定することが原則である。また、曲流部等偏流する区間には位置を設定せず、偏流による溪床低下を防止するためにも偏流区間の下流端に位置を設定することが望ましい。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-7-1 引用）

(2) 床固工の重複高

溪流保全工（流路工）における床固工は相互に十分な重複高をとるものとし、隣接する床固工の天端と基礎は少なくとも同高でなければならない。

（河川砂防技術基準(案)同解説 計画編(H9.10) 第13章第6節6.6.5）

【解説】

溪流保全工（流路工）における床固工群は、階段状に設けられる。溪床が転石の累積あるいはそれに近い場合は相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪床が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は、前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りでない。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-7-2 引用）

3.7.2 構造

(1) 水通し

(1) 水通し断面は、「3.5 計画断面」で設定した断面と同一とする。

(2) 水通し天端高は、上流側の計画河床高に合わせるものとする。

（京都府）

(2) 本体

- (1) 床固工の高さは、通常5.0m以下とする。
- (2) 本体の設計は、「第4節 床固工（溪流保全工内に設置するものを除く）」に示す単独床固工に準ずる。
- (3) 水通し天端幅は1.0m（転石の多い所は1.5m）とし、袖天端は水平とする。
- (4) 下流のり面は2分とし、上流側は構造物が安全となるように勾配を付ける（設計外力は土砂調節のための不透過型重力式堰堤に準ずるものとし、上流のり勾配で調整を行う）。
- (5) 袖天端幅は0.6m以上とする。
- (6) 袖は原則として地山にかん入させ、堤内地盤以下で計画する。

(京都府)

【運用】

- (1) 床固工の落差、高さは混同されやすいため注意すること。
 高さ : 床固工の水通し天端高 ~ 床固工底面高
 落差（有効落差）：上流側河床高 ~ 下流側河床高
- (2) 下流のり勾配は1：0.2とし、上流のり勾配は越流水深と床固工の高さに応じて洪水時の安定計算を実施することにより設定する。
 軟岩（Ⅱ）以上の岩盤が存在する場合は、岩盤より上に外力を作用させた安定計算を行い、上流側のり勾配を決定する。
- (3) 床固工本体のかん入及び構造は、図 3-18、表 3-7によること。

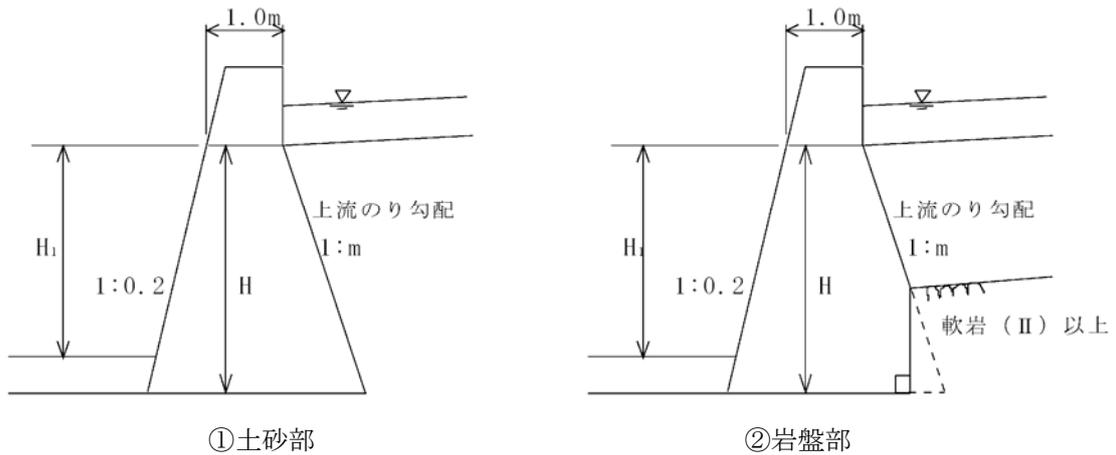


図 3-17 床固工断面形状

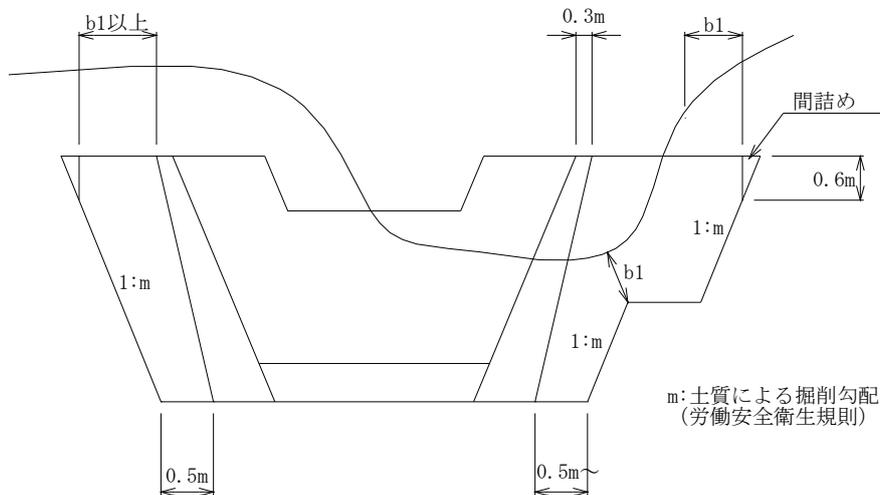


図 3-18 床固工本体

表 3-7 床固工本体のかん入

土質	b1 (m)
軟岩（Ⅰ）以下	1.0 ～ 1.5
軟岩（Ⅱ）	0.7 ～ 1.0
中硬岩・硬岩	0.5

(3) 床固工本体の安定（岩盤部）

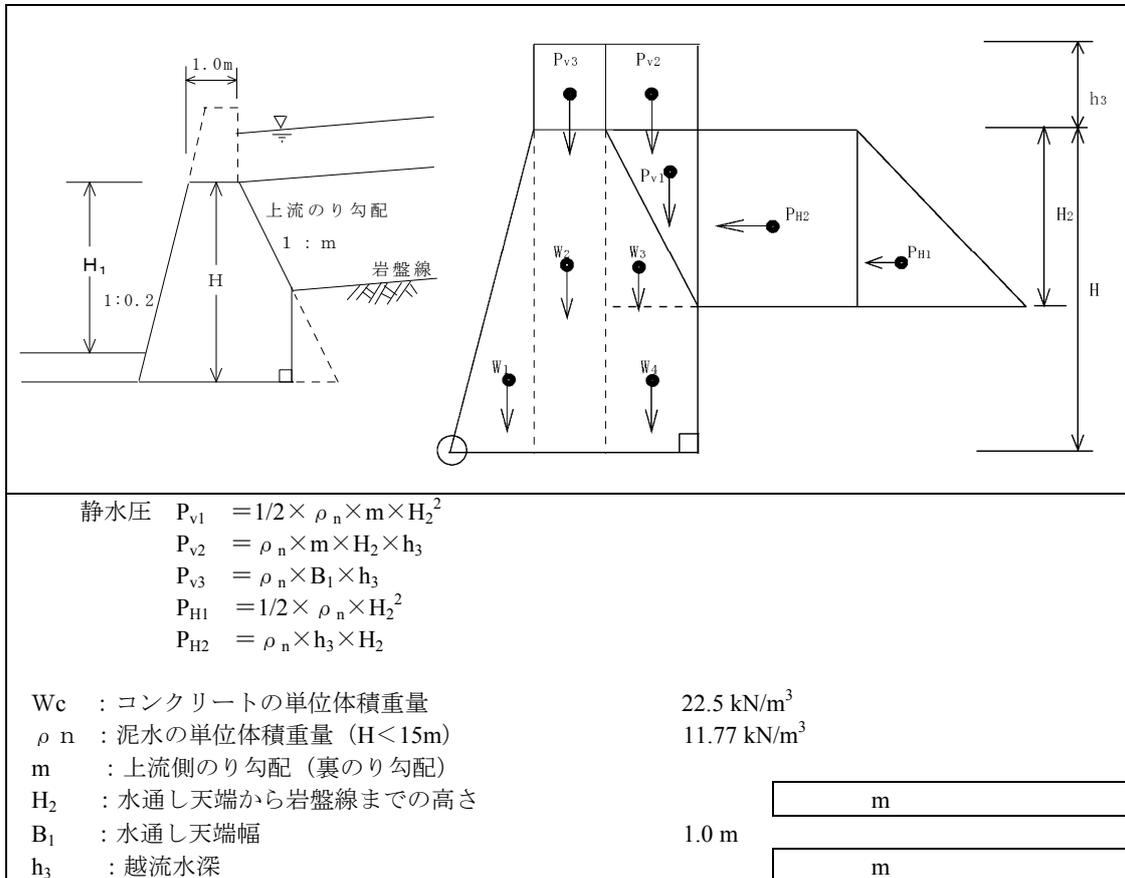
床固工本体の位置に軟岩（Ⅱ）以上の岩盤が確認された場合は、現地の岩盤線に応じて安定計算を行う。

（京都府）

【運用】

現地に岩盤線の存在が確認された場合は以下の設計外力による逐次計算を行い、上流側のり勾配を決定する。

算出したのり勾配は5厘単位でまるめて切り上げること。



(4) 垂直壁

- (1) 垂直壁の水通し天端幅は水叩き厚と同厚とするが、袖天端の最小幅は0.3mとする。
 (2) 垂直壁の上流のり勾配は垂直とし、下流のり勾配は2分とする。

(京都府)

【運用】

前のり勾配は1:0.2とし、裏のり勾配は垂直とする。垂直壁の構造及びかん入は、図 3-19、表 3-8によること。

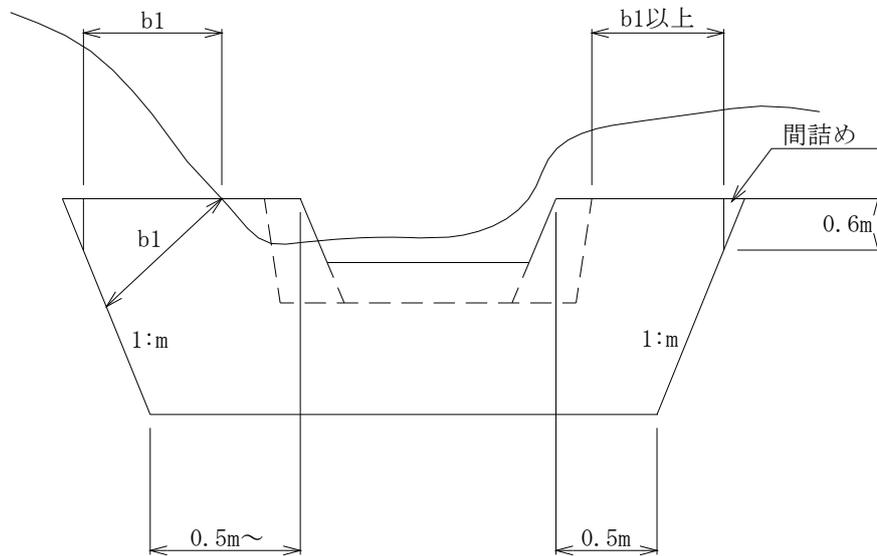


図 3-19 床固工垂直壁

表 3-8 床固工垂直壁のかん入

土質	b1 (m)
軟岩 (I) 以下	1.0 ~ 1.5
軟岩 (II)	0.7 ~ 1.0
中硬岩・硬岩	0.5

(5) 側壁護岸工

側壁護岸工は、床固工水通しから落下する流水によって床固工本体と垂直壁との間に発生するおそれのある側方侵食を防止する構造とする。

(京都府)

【運用】

側壁護岸工は、床固工天端から落下する流水による床固工下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設ける。詳細は、「第1章第3節3.6.4 側壁護岸工」を参考とするが、一般には以下のとおりとする。

側壁護岸工が受け持つ土圧に対して安全な構造であれば、自立式、もたれ式等の構造は問わないが、安定計算を行い擁壁形状を決定する（前面勾配は1:0.5を標準とし、背面勾配は安定計算により決定する）。

一般にコンクリート擁壁で施工されることが多いが、雑割石やコンクリートブロックの練り積みで施工する例もある。

また、床固工前後を緩傾斜護岸とする河川で、地形条件、用地、水理条件すべてが満足する場合には、側壁護岸工についても緩傾斜としても構わない。

☞参考Ⅱ編 計画・設計例編 第3章 側壁安定計算例

(6) 水叩き

床固工の安定を図るため、水叩きを設ける。

(京都府)

【運用】

- (1) 水叩き長は、次式により、0.1m 単位で丸め切り上げとする。

$$L = 2(H + h) \quad \dots \cdot 2.3-(25)$$

ここで、L：水叩き長（本体水通し下流端から垂直壁下流端まで）（m）

H：床固工の落差（m）

h：計画水深（m）

- (2) 水叩きは勾配をつけず水平とする。

- (3) 水叩き厚さは、次式（経験式）によるが、表 3-9 の範囲とする。最小厚は軟岩（Ⅰ）以下の場合には 0.7m、軟岩（Ⅱ）以上の場合には軟岩（Ⅰ）以下の場合の 7 割とする。中硬岩・硬岩については上部の不整形岩を補強するため、0.5m 程度の水叩きとしてもよい。

$$t = 0.2(0.6H + 3h - 1.0) \quad \dots \cdot 2.3-(26)$$

ここで、t：水叩き厚（m）

H：水叩き天端から本堤水通し天端までの高さ（m）

なお、H の代わりに H' を用いると次式となる。

$$t = 0.2(0.6H' + 3h - 1.0)/1.12 \quad \dots \cdot 2.3-(27)$$

ここで、H'：床固工の高さ（m）

表 3-9 水叩き厚さ

土質	t (m)
軟岩（Ⅰ）以下	0.7 ～ 1.5
軟岩（Ⅱ）	0.5 ～ 1.5
中硬岩・硬岩	0.5

- (4) 垂直壁の水通し天端幅は、原則として、水叩き厚と同厚とし、少なくとも 0.3m 以上となるように特に水叩き厚の薄い場合は調整すること。

- (5) 根入れ（d-t）は、表 3-10 を標準とする。

表 3-10 垂直壁の根入れ

区分	d-t (m)
二面張り	1.0 ～ 1.5
三面張り	0.5 ～ 1.0
軟岩（Ⅱ）以上	0.5 ～ 0.7

(6) 三面張溪流保全工（流路工）における床固工本体及び帯工直上流部には、必要に応じ地下水の排除設備として、伏流水排除工を計画する。

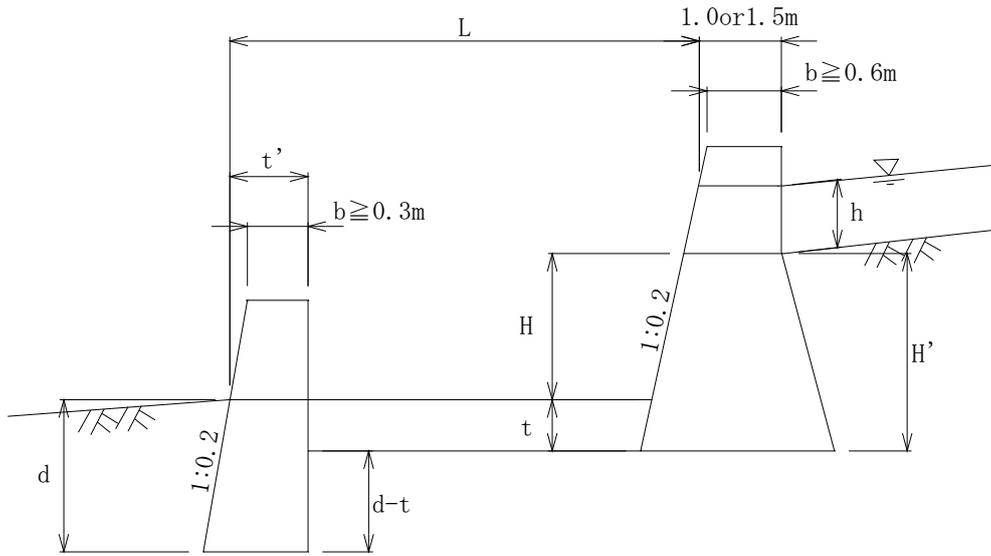


図 3-20 床固工

3.8 帯工

(1) 位置（間隔）

帯工は落差のない床固工で、単独床固工の下流及び階段状床固工群の間隔が大きく、なお、縦侵食のおそれがある場合に計画する。

（京都府）

【運用】

帯工は落差のない床固工で、縦侵食のおそれがある場合に計画する。その間隔は次による。

- (1) 二面張の場合……計画河床勾配（ $1/i$ ）の分母を m に読み替えた距離に1箇所割合で計画する。
- (2) 三面張の場合…… $2 \times i$ を m に読み替えた距離に1箇所割合で計画する。
- (3) 隣接する床固工の間に等間隔で計画する。
- (4) 単独帯工、あるいは現河床勾配の維持を目的とする帯工は、縦侵食の行われている箇所、あるいはそのおそれのある箇所に計画する。

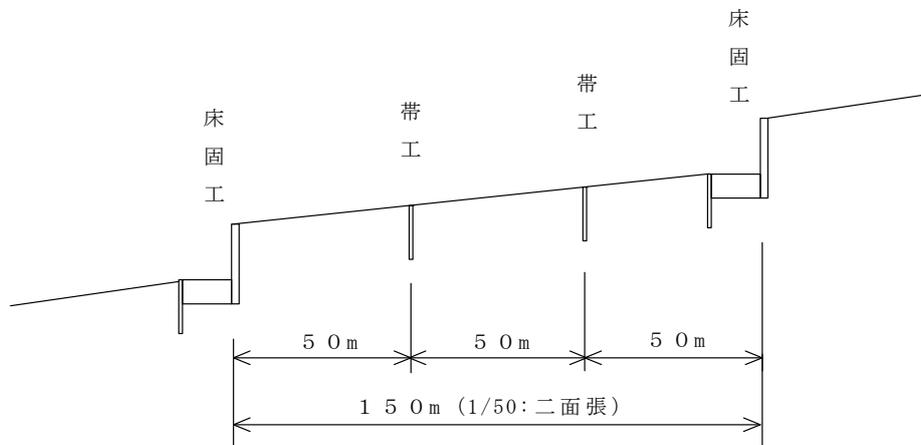


図 3-21 帯工間隔例（二面張）

(2) 構造

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずる。

(京都府)

【運用】

帯工の構造及びかん入は、一般に図 3-2 2、表 3-1 1、及び表 3-1 2のとおりとする。

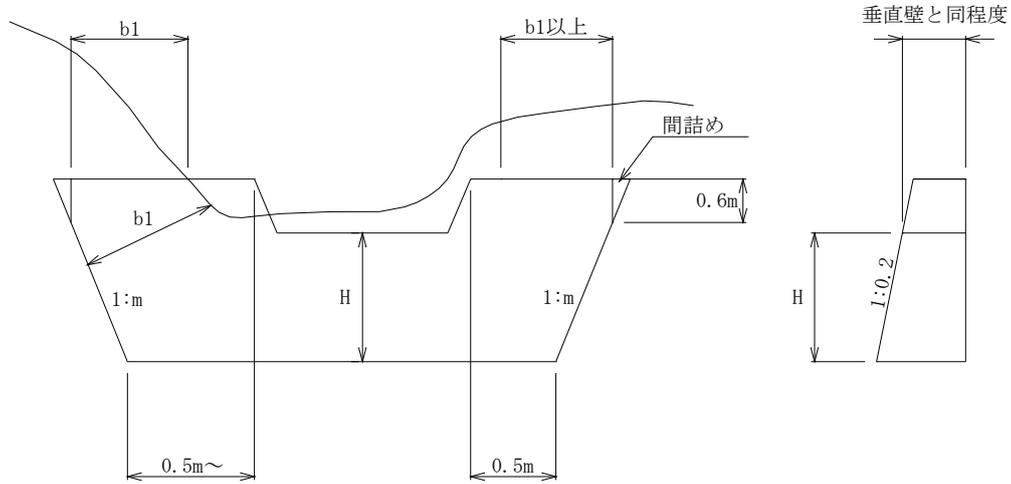


図 3-2 2 帯工

表 3-1 1 帯工の袖のかん入

土質	b1 (m)
軟岩 (I) 以下	1.0 ~ 1.5
軟岩 (II)	0.7 ~ 1.0
中硬岩・硬岩	0.5

表 3-1 2 帯工の根入れ

区分	H (m)
二面張り	1.0 ~ 1.5
三面張り	0.5 ~ 1.5
軟岩 (II) 以上	0.5

3.9 護岸工

護岸工は、その目的とする機能が発揮され、流送土砂等の外力に対して安全堅固であり、また、維持管理面についても考慮し設計する。（京都府）

【運用】

護岸工は、流勢による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので、安全性に十分留意する。

また、護岸工の種類は近年多種多様な工法が開発されている。選定にあたっては、各工法の特徴や適用条件（設計流速）や環境に対する効果を検討し、採用しなければならない。護岸工法の選定にあたっては、「護岸の力学設計法」、「美しい山河を守る災害復旧基本方針(H26.3)」、「河川災害復旧護岸工法技術指針(案)」等に準拠すること。

護岸工の設計は以下の点に留意する。

- (1) 水抜きパイプは、護岸工の背面土の湧水等により、護岸工の安定上、特に必要とする場合に設置する。この場合、2m²に1箇所を原則とし、護岸背後には吸い出し防止材を設置する。
- (2) 護岸工は、10m程度に1箇所伸縮目地を計画する。
- (3) 積ブロック（石積）の構造は、国土交通省制定「土木構造物標準設計」を参照する。ただし、地形や地域の状況、水辺の利用状況によっては、緩傾斜護岸としてもよい。
- (4) コンクリート護岸は、天端30cm、前法勾配3分（裏法勾配直）を標準とする（ただし、直高2.0mまでとする）。
- (5) 石張工（空）を計画する場合は、「護岸の力学設計法」（財団法人 国土技術研究センター）等を参照し、護岸の安全性について検討すること。
- (6) 階段工については、「3.11.5 はしご工・階段工及び斜路工」を参考とする。
- (7) 護岸の余裕高部分は、維持管理上支障がなければ土羽、間伐材等を用いて施工すること。
- (8) パラペット護岸は原則として認めない。

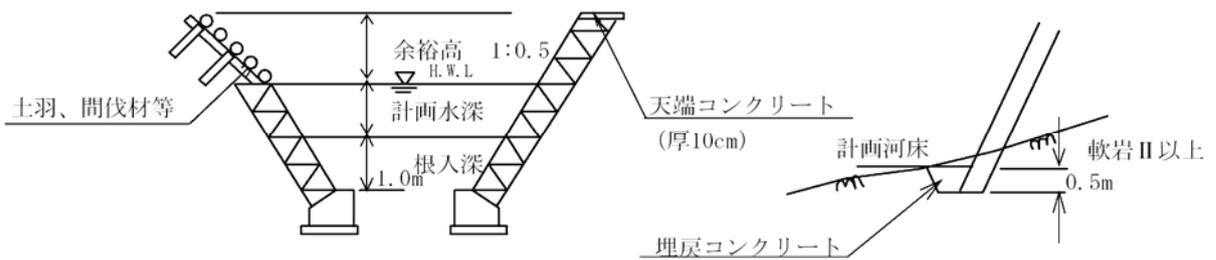


図 3-23 二面張標準断面

3.9.1 根入れ

護岸工の基礎は、計画河床高または現況断面における最深河床高のいずれか低い方よりも1.0m以上根入れをしなければならない。ただし、溪流保全工（流路工）断面が狭小な場合は、基礎コンクリートが対岸と接近するため、三面張の導入を検討すること。

また、基礎が軟岩（Ⅱ）以上の場合は、根入れを0.5mとする。

（京都府）

【解説】

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じていることが多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定する。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して安全かつ経済的に決める必要がある。

一般に護岸工の根入れは、計画河床より1.0m以上行うことが望ましい。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。

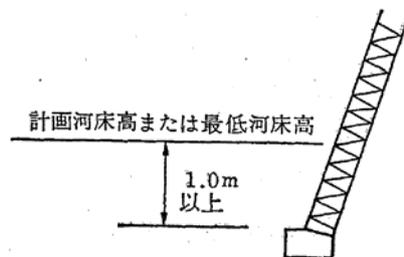


図 3-24 護岸工の根入れ

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-8-1 引用）

3.9.2 護岸材料の選定

護岸材料は、計画区間の掃流力により適用工法を選択し、河道状況、背後地の形態、環境への配慮、施工性、経済性等を総合的に勘案して選定する。

（京都府）

【運用】

護岸工の機能として、山脚の固定、溪岸崩壊防止、溪岸の横侵食防止等があり、洪水時における流出土砂転石等の衝撃に対して安全な材料を選定する必要がある。護岸材料の選定は「護岸の力学設計法」「美しい山河を守る災害復旧基本方針(H26.3)」「河川災害復旧護岸工法技術指針(案)」等に準拠し、行うこと。

なお、治水上問題がない限りにおいては、溪流環境の連続性を考慮し、透水性の確保及び植生の侵入可能な自然石の利用や環境保全型ブロック等による多孔質護岸の導入を検討する。

☞参考Ⅲ編 関係資料編 第7章 美しい山河を守る災害復旧基本方針[抜粋]

3.10 護床

3.10.1 計画河床

溪流保全工（流路工）は、原則として底を張らない構造とするものとする。

ただし、溪流保全工（流路工）を三面張りとする場合は、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節3.7.2（3） 溪床」を参照する。

（河川砂防技術基準(案)同解説 計画編(H9.10) 第13章第6節6.2.5 引用）

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.7<解説> 引用）

【解説】

溪流保全工（流路工）を計画する溪流は、一般には急流であり、河床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては河床をコンクリート等で覆って河床の安定を図っている。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.3<解説> 引用）

【運用】

三面張を採用する場合は、石材等で護床工を行い、水の循環の確保に努めること。

一般に河床材料（平均礫径 d_m ）から算出した限界掃流力が掃流力以上である場合には、河床材料のみで安定することとなり、二面張工法とすることができる。逆に、掃流力が大きい場合には、護床工等を検討すること。

$$\text{掃流力} > \text{限界掃流力} \quad (\text{三面張り})$$

$$\text{掃流力} \leq \text{限界掃流力} \quad (\text{二面張り})$$

☞参考Ⅲ編 関係資料編 第7章 美しい山河を守る災害復旧基本方針[抜粋]

【計算例】

河床勾配	1/30 (I)
計画径深	0.8m (R)
河床を構成している砂礫の平均礫径	35cm (d) (d_m)
掃流力	$U_*^2 = gRI$ $= 9.81 \times 0.8 \times 1/30$ $= 0.261 \text{ m}^2/\text{s}$
限界掃流力	$U_{*c}^2 = 80.9 \times d$ $= 80.9 \times 35 = 2,831.5$ $= 0.283 \text{ m}^2/\text{s}$
検討結果	$U_*^2 < U_{*c}^2$ <p>以上の検討から、三面張りにする必要はないと考えられる。</p>

河床勾配	1/30 (I)
計画径深	0.8m (R)
河床を構成している砂礫の平均礫径	31cm (d) (d_m)
掃流力	$U_*^2 = gRI$ $= 0.261 \text{ m}^2/\text{s}$
限界掃流力	$U_{*c}^2 = 80.9 \times d$ $= 80.9 \times 31 = 2,507.9$ $= 0.250 \text{ m}^2/\text{s}$
検討結果	$U_*^2 > U_{*c}^2$ <p>河道の安定から考えると三面張り溪流保全工（流路工）施工の条件は満足しているが、河幅等を考慮の上、計画河床勾配の修正も考え、最終的に三面張りにすべきかどうか判定する必要がある。</p>

3.10.2 底張り

溪流保全工（流路工）の底張りは、流水および摩耗に耐える構造として設計するものとする。
 （河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.7 引用）

【解説】

溪流保全工（流路工）の底張りは、現河床材料では計画河床勾配の維持が困難となる場合に設けるものとし、コンクリート張り、ブロック張り等がある。一般には溪流保全工（流路工）の計画河床幅が狭く流域面積が 2km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ 0.3m 程度のコンクリート張り（三面張り）が採用されている例が多い。

溪流保全工（流路工）を三面張りとする場合は、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節3.7.2(3) 溪床」を参照する。

また、溪流保全工（流路工）の底張りの末端処理は、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節3.7.6(3) 底張部の末端処理」によるものとする。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第6節6.7<解説> 引用）

【運用】

ただし、計画川幅が狭い場合（河床幅が 2.0m 未満の場合）は、構造物の設置による埋め戻し部が大半を占めるため、たとえ限界掃流力が上回っていたとしても、護床工等を検討する必要がある。

護床工の種類は、コンクリート張工、石張工、ブロック張工、籠マット工等があり、一般には $0.2\sim 0.5\text{m}$ の厚みのものが多く採用されている（図 3-25）。

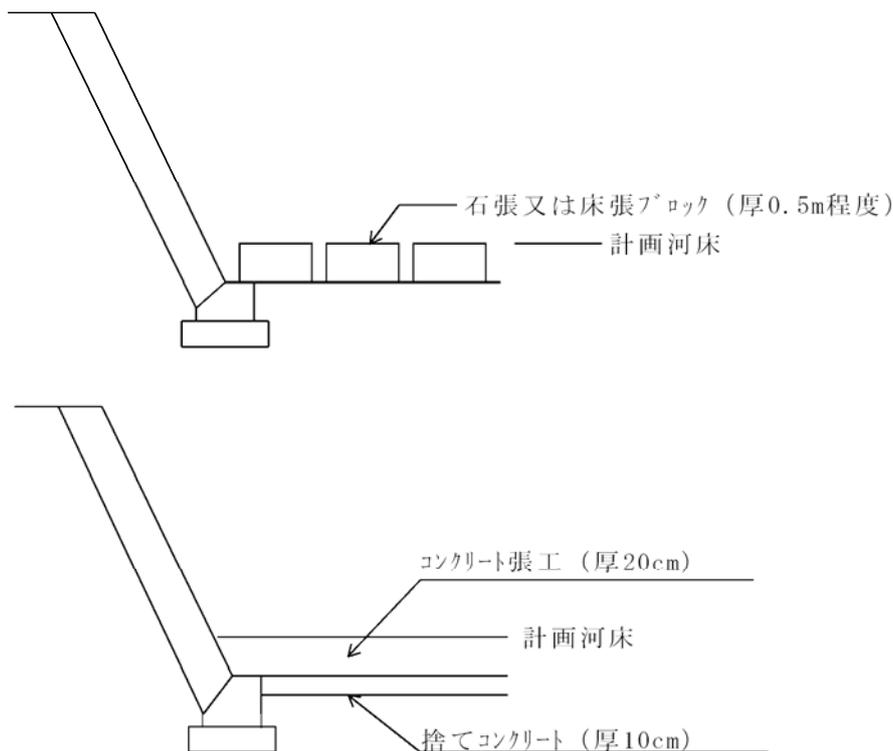


図 3-25 底張り工

3.10.3 護床工・根固工

止工の砂防堰堤や床固工、帯工等の横工の下流、または護岸工付近は、河床材料との粗度が異なるため局所洗掘を起こしやすい。このためこれらの構造物の根を保護するため、護床工や根固工を計画することがある。

横工と平行に設けるものを護床工、護岸工の直前に平行に設けるものを根固工といい、自重と粗度により洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものとするのが望ましい。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-9-3)

【解説】

(1) 材料

護床工や根固工の材料は、掘削した土砂等に巨礫や岩塊等が得られる場合は寄せ石（捨て石ともいう）を行うが、このような材料が得られない場合は、フトン籠や蛇籠、コンクリートブロック等を用いる。

(2) 大きさ

護床工や根固工に用いるコンクリートブロックの大きさは「3. 6. 7 (1) 安定条件」に示されている安定条件を参考に設計する。

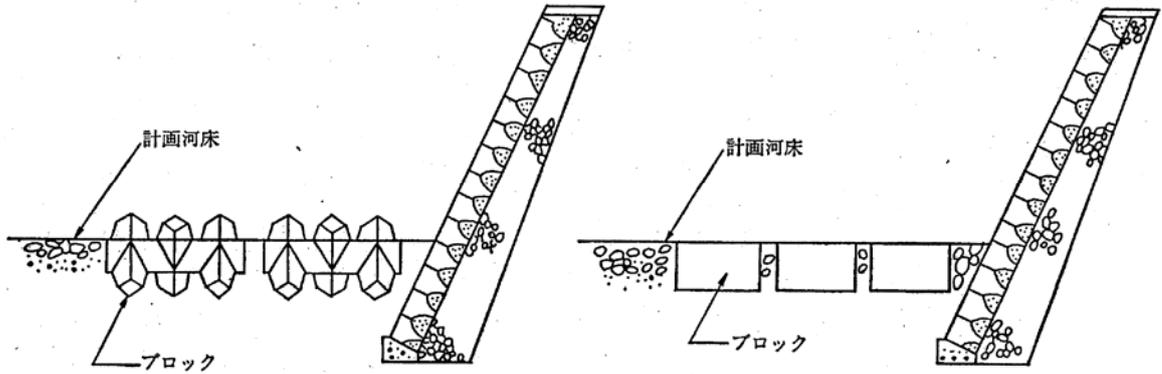


図 3-26 根固工

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-9-3 引用)

3.1.1 付属物の設計

3.1.1.1 管理幅

溪流保全工（流路工）を管理するため、原則として片岸3m、1mの管理幅を確保する。

（京都府）

【運用】

本来、溪流保全工（流路工）は土砂の堆積や侵食が生じないように設置されているが、設備の維持管理及び点検を行うために、護岸法肩から片岸3m、1mの管理幅を設けている（図3-27）。

また、地形条件や現地の立地条件により、片岸各2mずつ（兩岸の合計が4m）としても良い。ただし、溪流幅が10m以上の場合は、河川管理施設等構造令より兩岸3mを確保する。

☞第Ⅳ編 管理編 第2章第1節1. 1 管理用通路・管理幅

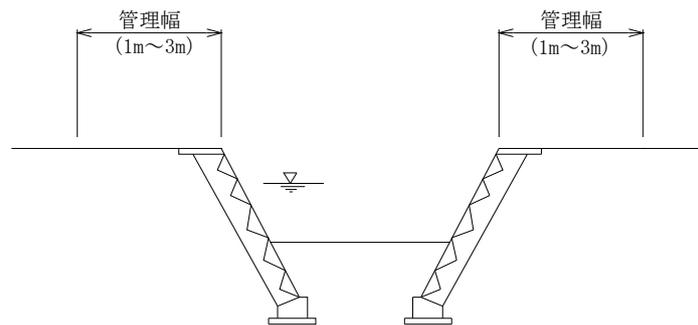


図 3-27 管理幅（標準例）

3.1.1.2 橋梁工

橋梁は、補償工事としてのみ施工を行う。

（京都府）

【解説】

橋梁等の横断構造物は、洪水時に流木等が詰まって災害の原因となりやすいため必要最小限とすることが望ましく、統廃合を図る。橋を統合する場合、地元から幅員の拡幅を望む場合は、耐荷重が同等のものを対象とし、拡幅によって設計荷重以上のものが通過しないまでの幅員を限度とする。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-4）

【運用】

橋梁は、溪流保全工（流路工）の占用物件であり、また、支障物件でもあるため、極力統廃合を行うこと。

また、補償物件としてのみ施工が可能であるため、地元要望で橋梁を設置することはない。

(1) 橋梁としての余裕高

橋梁の桁下高は、計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高（橋梁としての余裕高）を加算した高さ以上とする。
 橋梁としての余裕高は、原則として0.5mとする。
 （京都府）

【解説】

やむをえず橋梁を設置する場合には上流からの流木等による破壊等を考慮して、河川としての余裕高に 0.5m 以上加えた高さ（図 3-2 8）をとることが望ましい。

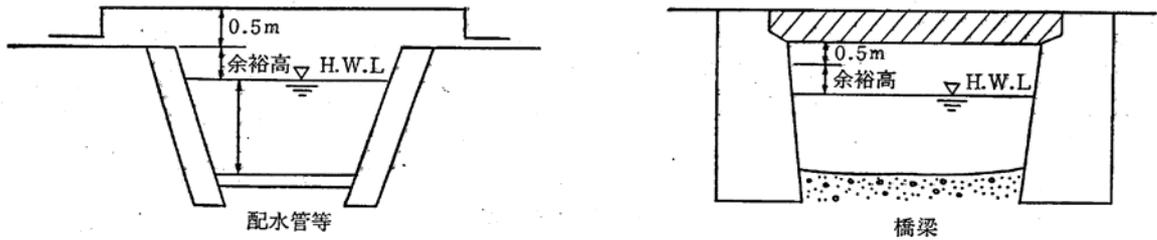


図 3-2 8 横断構造物の桁下余裕高

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-4 引用）

【運用】

砂防対象溪流は洪水時に流木が流出してくるおそれが多く、しかも、上流域では根株や枝葉がついたまま流下する例があり、万一流下してきた時にも、構造物が支障となって洪水流が溢水しないようにその高さを定めたものである。一般に根株や枝葉は直径 1m 以上のものがほとんどであり、これらが流水に浮かび流下する場合を想定して 0.5m としているので、流木の流下形態からしてできるだけ大きくとるほうが良い。

橋梁部の断面は図 3-2 9 を標準とする。

- H : 計画高水位
- ΔH : 河川としての余裕高
- h : 橋梁としての余裕高 (0.5m)
- $H + \Delta H$: 計画護岸高
- $H + \Delta H + h$: 桁下高

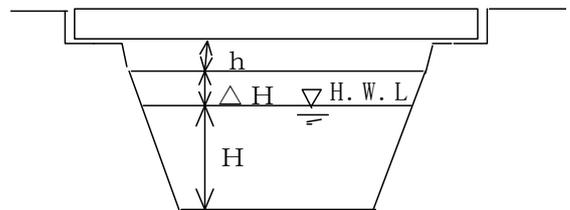


図 3-2 9 橋梁の余裕高

☞ 第Ⅲ編 設計編 第2章第3節 3. 5. 1 余裕高

(2) 支間長

支間長（斜橋または曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測った長さ）は、計画高水流量や流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が $500\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合には 15m 以上、 $500\text{m}^3/\text{s}$ 以上 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合は 20m 以上とする。単径間の場合は高水位法線幅以上とする。ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚を設けない。

（京都府）

【運用】

支間長とは、橋脚中心線相互間の距離をもって示す。ただし、斜橋の場合には、流水方向に直角に測った距離（直橋換算）をもって支間長とする（図 3-30）。

後段のただし書きは、河川構造令の特例である 12.5m という最短支間長を認めていない。

これは、砂防対象溪流のように急流河川でかつ土砂の流出が多く、河床変動幅の大きい河川では流心部の支間長をできるだけ大きくとり、橋脚による流れ、流木等の疎通障害をできるだけなくそうという意味でもある。一方、下部工の工事費を減らすことにより全体的な橋梁工事費を節減することも考慮している。

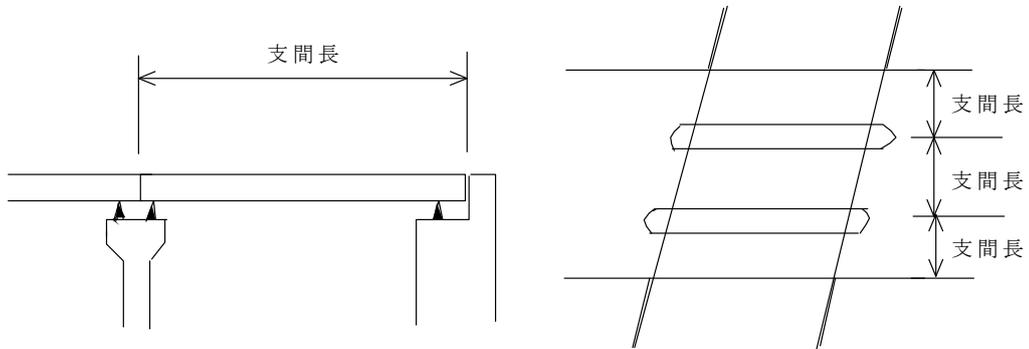


図 3-30 支間長

橋脚を流水断面内に施工する場合でも、できるだけ流心部は避け、下流流水方向に適合した向きとすべきである（図 3-31）。

また、複断面における低水路断面内には橋脚はできるだけ設けないようにすべきである。

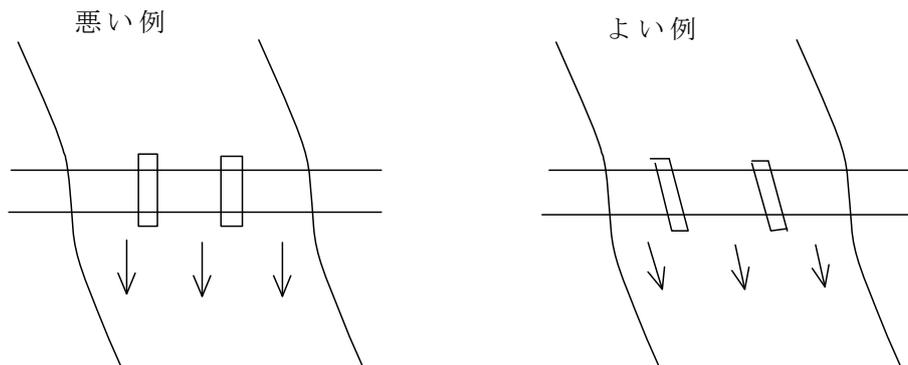


図 3-31 橋脚の方向

(3) 橋台

- (1) 橋台は、原則として護岸工と分離する。
- (2) 橋台は、護岸法肩から垂直に下した線より後退させて設ける。
- (3) 橋台の底面は、基礎地盤以下に設置する。
 - ①橋台は、河岸法肩から管理幅に相当する地点と法尻を結んだ地点を結ぶ線を地盤線とみなし、この地盤以下で、かつ、護岸工事に支障のない深さとする。
 - ②橋台は、護岸工の破壊した場合を想定して、護岸の基礎背面から掘削勾配を上った地点より後ろに下げること。
- (4) 橋台は、良質な支持層に支持させる。
- (5) 橋台は原則として、自立式とする。ただし、支間長5m以下で、幅員2.5m未満の橋梁については、この限りではない。
- (6) 兼用護岸は、設備の管理が道路管理者になるため原則として設置しない。ただし、地形・用地等の状況からやむを得ない場合には、護岸法線に合わせ、流水の疎通に支障のないようなめらかに接続する。また、橋台の基礎高は、護岸工基礎と同等またはそれ以上とする。

(京都府)

【運用】

原則として、「河川管理施設等構造令」によること。

- (1) 橋台は、橋本体とともに本来設備管理者に引き継ぐべきものであり、護岸工と分離した構造とする。また、橋梁の設置区間において溪流保全工（流路工）の機能が正常に発揮されないことは避けるべきで、断面の確保はもちろん、橋梁にかかる荷重が護岸工に影響のない位置に施工すべきである。
- (2) 護岸構造の弱体化を防止するとともに砂防設備と道路設備が各々独立に機能を有する構造とし、河川災害時及び同復旧工事に際して道路設備の機能を保持し得る点を考慮している。また、同時施工の場合は、護岸工の施工が困難とならないことも考慮している（図 3-3 2 (a)）。
- (3) 図 3-3 2 (b) 及び (c) を参照のこと。
- (4) 橋台の支持層は、「道路設計の手引き(案)橋梁編改訂版」（平成7年3月 京都府土木建築部）によるものとするが、一般的に以下のとおりとする。

粘性土層は砂層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため、支持層とする際には十分な検討が必要であるが、大略 N 値が 20 以上あれば良質な支持層として良い。

砂層、砂礫層は、大略 N 値が 30 以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では、実際よりも大きな値が得られる場合があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
- (5) 人間やテラー、軽自動車程度の比較的荷重の小さなものを対象とした幅員 2.5m 以下の橋梁で、かつ、支間長 5m 以下と自重の小さいものは、橋台を簡易な構造物としても構わない（図 3-3 3）（法河川は除く）。
- (6) 人家周辺において、溪流保全工（流路工）を施工する際に用地条件・地形条件でやむを得ない場合については、兼用護岸とすることができる。ただし、護岸工を道路設備と兼用することは管理上好ましくなく、できる限り設置しないこと。
- (7) 設計荷重は現況橋梁の設計時に想定した自動車荷重の大きさとするが、不明確な場合は、表 3-1 3 を参考としてもよい。

表 3-13 不明確な現況荷重の設定の目安（参考）

	幅員	活荷重	摘要
道路構造令第35条の規定により架設されたもの、 またはこれに準ずるもの	4.0m 以上	T-25t	B・A 活荷重
上記以外のもの	4.0m 未満 ～3.0m 以上	T-14t	普通自動車 (2.5m)
	3.0m 未満 ～2.0m 以上	T-9t	小型自動車 (1.7m)
	2.5m 未満	T-3t	軽自動車 (1.4m)
	2.0m 未満	5kN/m ²	群集荷重

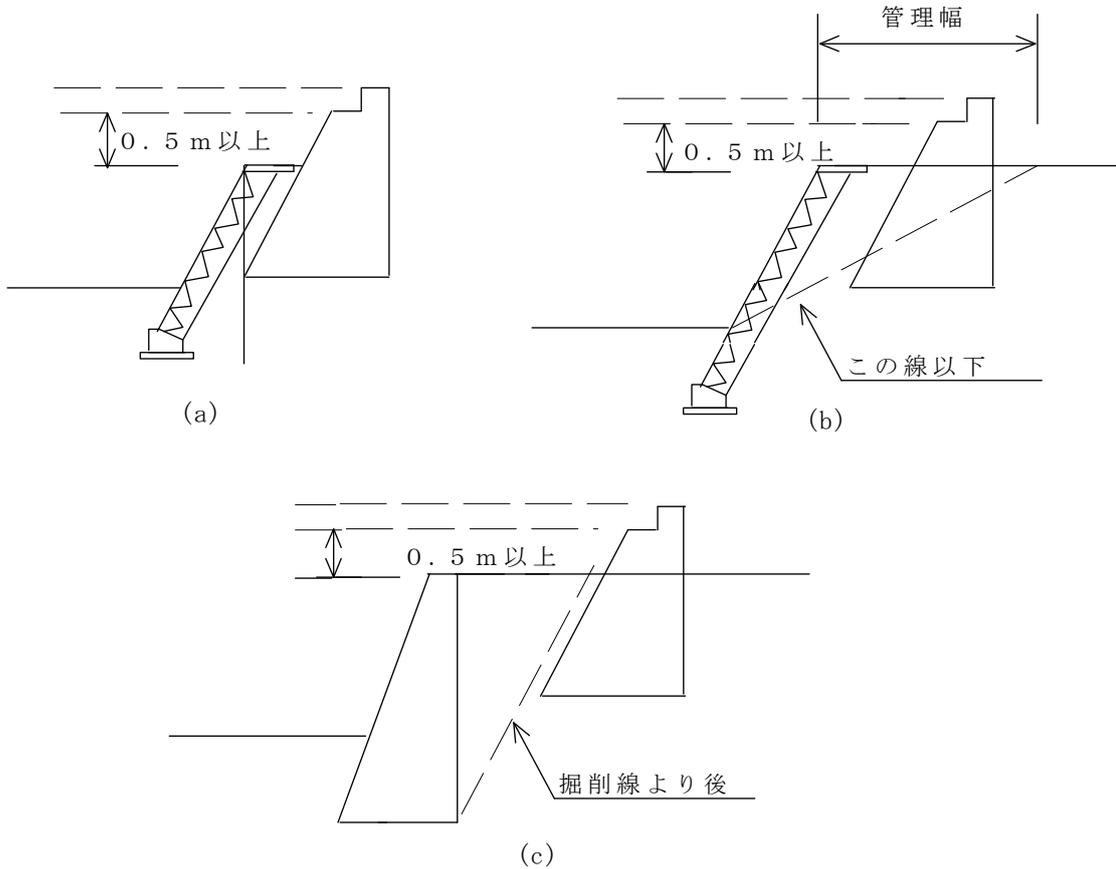


図 3-32 橋台

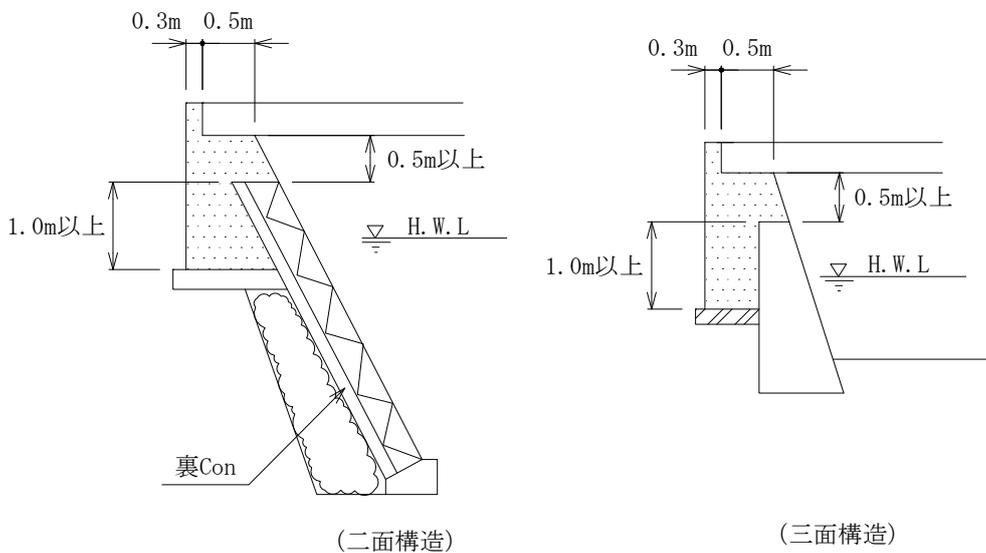


図 3-33 簡易橋台の例

(4) 橋梁設置に伴う護岸工

- (1) 未改修河川に施工する場合、橋台の前面及びその上下流部の川表のり面に、上下流それぞれ橋の幅員と同一の長さ以上の護岸工を施工する。
- (2) 橋台前面を護岸のり面にあわせて設ける時は、橋台の上流側に高水位法線幅の1.5倍以上、下流側に2.0倍以上の護岸工を設け、その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。
- (3) 上記両項によって算出された長さが5m未満となる場合は5m、30m以上となる場合は30mとする。
- (4) 護岸高は計画高水位に河川の余裕高を加えた高さ以上とし、橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸工の上部には、原則として法面工を施工する。

(京都府)

【運用】

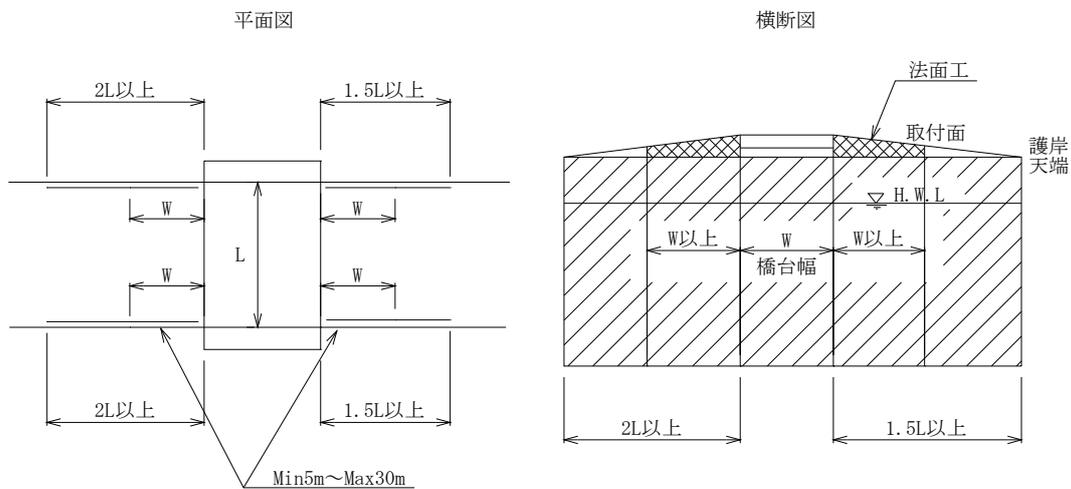


図 3-34 橋梁設置に伴う護岸工

(5) 位置

橋梁の架橋位置は河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、湾曲部はできる限り避ける。

(京都府)

【解説】

溪流保全工（流路工）の上部を横過する構造物は、流水のはね上がりによる落下や詰まりを防止するため、落差工の上下流 15m 程度は設置を避けるほうが望ましい。

(改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-4 引用)

【運用】

床固工の上下流 15m 程度は、橋梁工の設置を避けるほうが望ましく、地形、用地等の状況からやむを得ない場合でも、床固工本堤、副堤から、おのおの 5m 以上離して橋梁を設置する。

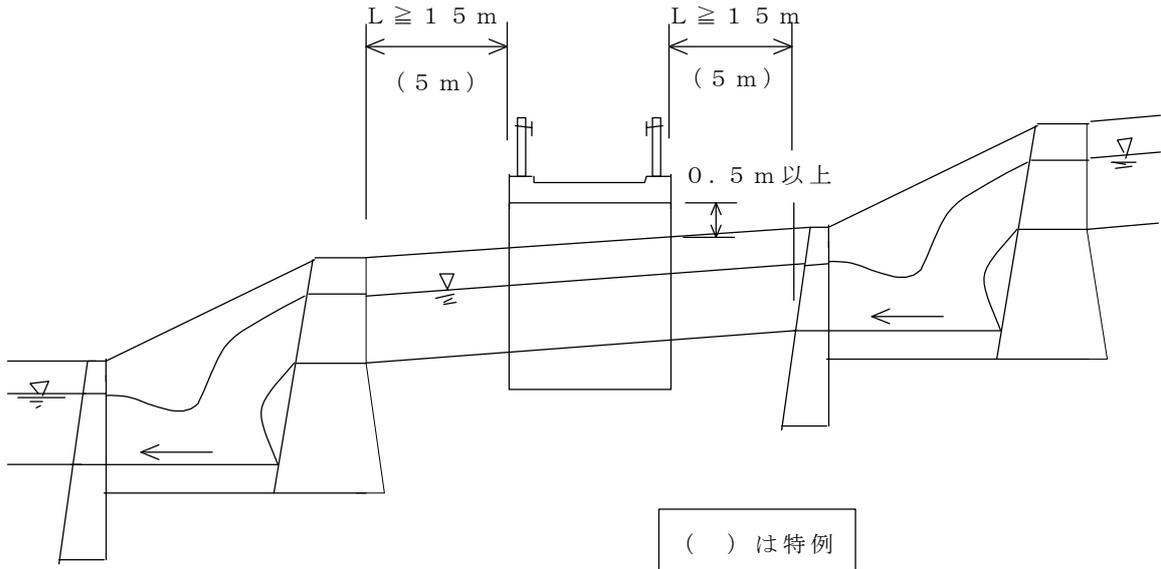


図 3-35 橋梁の位置

(6) 方向

橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向に直角とする。
 やむを得ず斜橋となる場合でも、3径間以上で横過する場合は河川の中心線と道路の中心線の交角は極力 60° を超える角度で交差させるよう努める（図 3-36）。

（京都府）

【運用】

砂防の対象とする河川では、洪水時流心と低水時流心とが異なる場合が多いため、長い橋脚により流心が変わることにより上下流の護岸工もしくは天然堤防に悪影響を及ぼすことが予想される。

このような理由から交差角の小さな斜橋は望ましくなく、できるだけ避けるのが望ましい。

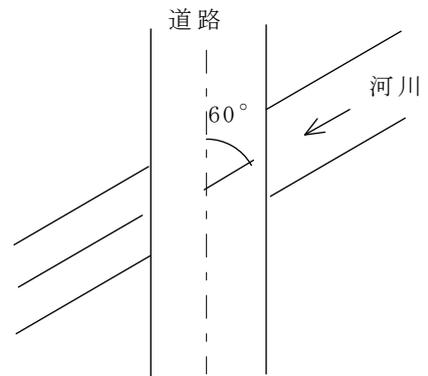


図 3-36 斜橋の場合の方向

(7) 暗渠

道路等が河川を横断する場合の横断構造物は、橋梁を原則とするが、流域面積 0.1km^2 未満の小規模溪流や地形上やむを得ない場合は以下の条件を前提に暗渠（ボックスカルバート等）にしてもよい。ただし、常時流水のある溪流を横断する場合、流水をヒューム管で処理することは極力避ける。
（京都府）

【運用】

(1) 暗渠工の計画は、流域面積により下記のように取扱う。

① 0.1km^2 未満の場合

溪流からの流木流出等によって暗渠工が閉塞されるのを防ぐため、図 3-37 に示すように流下断面の2倍以上を確保する。

なお、この形式を採用する場合の条件として、ボックスカルバートの上部に盛土がないこと、上流の流木整備率を100%以上とすることを満足する必要がある。

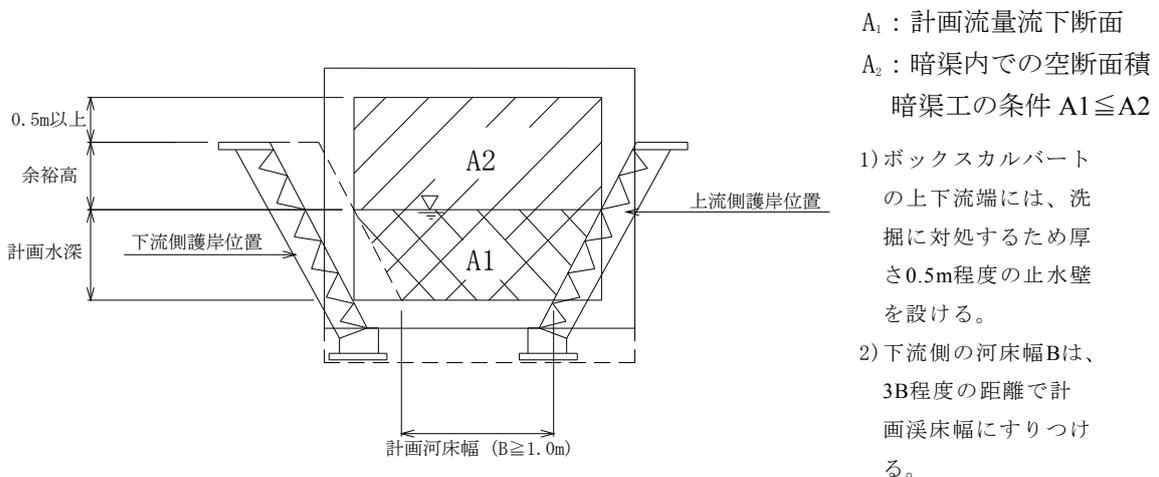


図 3-37 余裕高の考え方（ボックスカルバートの例）

② 0.1km^2 を超える場合

橋梁を原則とする。ただし、地形上やむを得ない場合は、図 3-38 に示す構造としてもよい。

(2) ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用を避けること（図 3-38）。

一般に上部に盛土のあるボックスカルバート等は予想せぬ災害、特に流木による閉塞などによって上部の盛土が流出し、下流の人家田畑に被害を与えるおそれがあるため、極力上部に盛土のある暗渠は避けることが望ましい。ただし、道路の舗装構成は盛土とは見なさない。

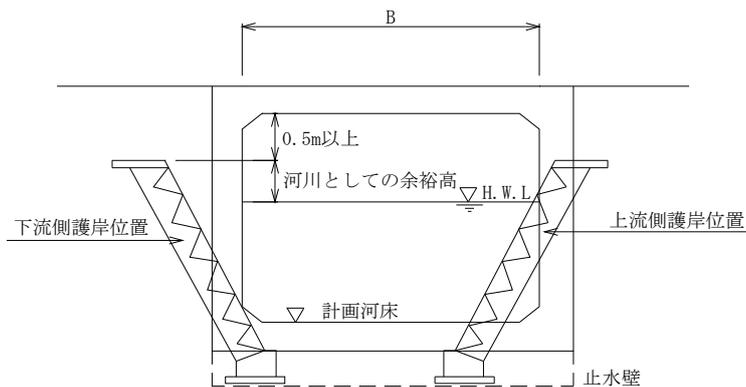
(3) やむを得ず上部に盛土のある暗渠を使用する場合には、図 3-38 に基づき断面に管理部分を付加する。これは、ボックス内で万一流木等の閉塞が生じて人間が中に入って作業するなど管理が可能となる必要空間として、幅1m、高さ2mを確保することを規定している。

(4) 未改修の砂防河川に暗渠工を施工する場合、上下流に設ける護岸延長は橋梁に準じ流心を円滑に暗渠内に流入できるように計画すること。

暗渠によって現河川が短絡し、河床勾配が急になる場合には、下流側に減勢工を設け、在来水路に悪影響なく取り付ける。これは、ショートカットによって河床勾配が急になる例についてその対策を述べたもので、河床勾配が急になると流心の洗掘力も大きくなるため、ボックスカルバートの下流側は洗掘される可能性が大きい。そこでボックスカルバートの下流側にフトン籠など減勢工を施工し、下流流路に流心が円滑かつ無害に流下するよう想定したものである。

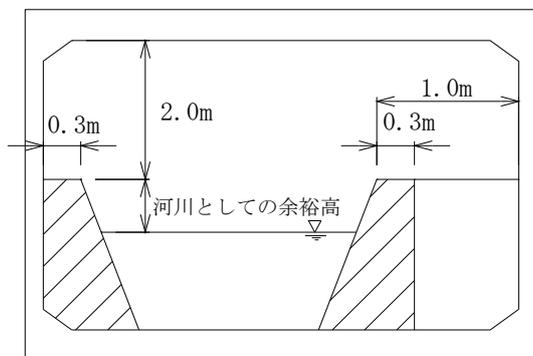
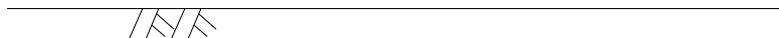
(5) 暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とする。やむを得ずヒューム管を使用する場合には、地盤の沈下によって盛土内で折れ曲がらない様な構造とする。また、上流側にスクリーンダム「柵」等を設け、土砂ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ、断面は流量計算の2倍以上とする。また、計算流量の2倍とした管径が60cm以下の場合は60cmとする。

(6) 暗渠は当該設備管理者に引き継ぐものとし、設備台帳への記載を依頼するとともに、記載の確認をしなければならない。



- 1) ボックスカルバートの上下流端には、洗掘に対処するため厚さ0.5m程度の止水壁を設ける。
- 2) 下流側の河床幅Bは、3B程度の距離で計画河床幅にすりつける。

①ボックスカルバートの上部に盛土がない場合



②ボックスカルバートの上部に盛土がある場合

図 3-38 暗渠

3.11.3 排水工

溪流保全工（流路工）を設置する溪流に既設の田圃からの用水の排水、家庭用水の排水等がある場合は、排水工を設ける必要がある。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-2 引用）

【解説】

排水工の設計に当たっては、次の点に留意する。

- ① 洪水時に内水氾濫を起こさないよう、護岸の計画高水位より上部に設ける。
- ② 家庭用水の排水からの汚物が入らないよう溜桝等を設置する。
- ③ 田圃からの排水は水量が多いため、溪床に局部洗掘を生じる恐れがあるため、護床工を設置しなければならない場合もある。
- ④ 排水管や溝からの漏水が護岸工の後部へ回り、護岸工が破壊しないような構造とする。
- ⑤ 排水管や溝が溪流保全工（流路工）内へ出すぎて、流木やゴミ等が詰まることがないように最小限の長さとする。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-2 引用）

【運用】

排水工は、原則として開渠とすること。ただし、背後地の地盤高が計画高水位より低い場合はフラップゲートを設置する。

暗渠（ヒューム管）によって処理する場合は、上流側にスクリーン堰堤「桝」等を設け、土砂・ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ、断面は流量計算の2倍以上とする。

また、計算流量の2倍とした管径が60cm以下の場合は、管径を60cmとすること。ただし、長さが5m未満であって、かつ堤内地盤高が計画高水位より高い場合においては、内径30cmまで小さくすることができる。

- (1) 排水工に使用する桝等は、管理幅の外側に設置する。
- (2) 排水工を溪流保全工（流路工）内につくる場合には、前述の支川処理を参考とする。
- (3) 排水工の暗渠の裏には、フィルターを設置するなどして、暗渠内の閉塞防止対策を講ずることを検討する。

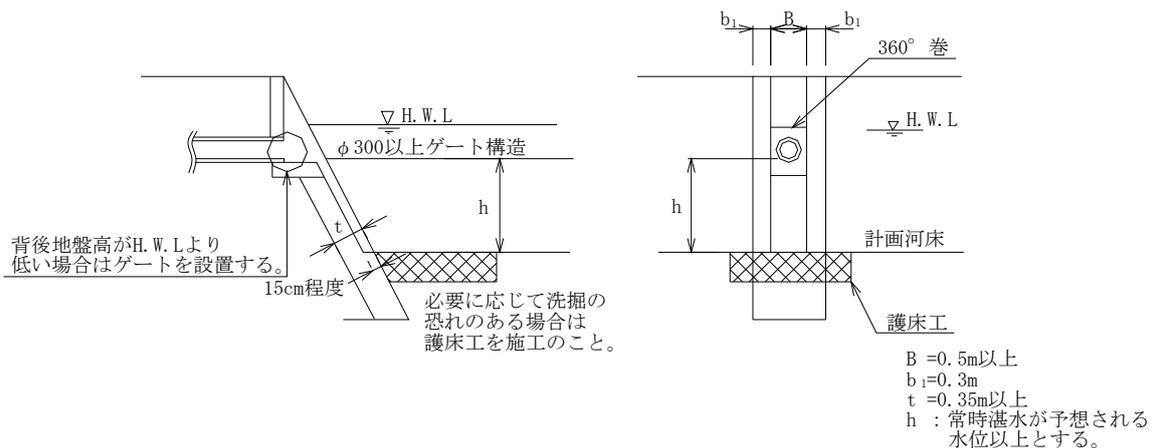


図 3-39 排水工

3.11.4 取水工

溪流保全工（流路工）を設置する溪流に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置しなければならない。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-1 引用）

【解説】

取水工は、一般には自然流入方式が多いが、河川管理施設等構造令では水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。しかし、溪流保全工（流路工）は堀込み方式を原則としているため、堤内水路とすると水路が暗渠化したり深い開水路となるため維持管理が困難となり、堤外水路とする場合がある。

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

- ① 堤外水路の構造は完全分離方式を原則とする。
- ② 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要量以上流れ込まないようにする。
- ③ 洪水時において、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。
- ④ 堤外水路は溪流保全工（流路工）の規定断面内に設けてはならない。また、溪床の維持に支障とならない構造とする。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-1 引用）

【運用】

取水工は、現地に取水実態がある場合に限り、補償工事としてのみ施工を行い（機能補償）、地元要望により取水工を設置することは避ける。あくまで、機能補償として取水工を施工するため、水利権を砂防事業で付加することはありえない。

一般には、慣行水利として取水されている事例に対しての機能補償である。法河川では許可水利としての申請手続きを行う必要があり、河川管理者と協議を行わなければならない。普通河川の場合も、準用河川になる可能性があり、同様である（特に、田畑への代かき水として取水している場合には、必ず許可水利への手続きが必要であるので注意すること）。

取水工を施工する際には、現地を十分確認することはもちろん、住民から取水状況を確認することが望ましい。

取水工は、原則として自然流入方式とする。なお、堤内地に設けた堤内水路は、流路法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は溪流保全工（流路工）の管理幅の外側に計画する。

取水の方法としては、以下のものが上げられる

- | | | |
|----------------|---|---------------|
| (ア) 落差の利用による取水 | ☞ | 3. 1 1. 4 (3) |
| (イ) 落差を利用しない取水 | ☞ | 3. 1 1. 4 (4) |
| (ウ) ポンプ取水 | ☞ | 3. 1 1. 4 (5) |
| (エ) その他 | ☞ | 3. 1 1. 4 (6) |

(1) 総 説

取水工を施工する場合は、以下の点に注意する。

- (1) 取水工及び水路はできるだけ統合する。
- (2) 取水設備には必ず余水吐を設ける（特に堰堤の場合は出水時に大きな水頭がかかるため、必要量以上の流入により下流側水路から溢れ、護岸工等に悪影響を与えることが多いので、十分な流下断面の余水吐を設け、また、取水口断面も合わせて検討する）。
- (3) 樋門による取水を行う場合の取水口には、ゲートを設ける。
- (4) 余水吐分水柵には角落しを設ける（堰堤で断面の大きな余水吐の場合は、角落しの操作が水圧で困難となる場合があるため、必要に応じゲートを設けることができる）。
- (5) 取水形式には表流水取水及び伏流水取水があるが、現況の把握、計画河床等を検討し、維持管理の容易さを考慮し、機能低下しない形式を採用する。
- (6) 堤外水路は、計画高水流下断面の外に設ける（図 3-40）。
- (7) 暗渠水路は最短延長とし、長くなる場合は途中で沈砂柵を設ける（鋤簾などで作業ができる規模とし、砂溜深は0.5m位にし、間隔は15.0m程度とする）。
- (8) 分水柵、沈砂柵には危険防止のため蓋を設ける。
- (9) 取水口には、スクリーンを設け、流木などによる暗渠内の閉塞防止に努める。
- (10) その他
 - ・取水工は必ず護岸工と分離構造とし、完了後には水路管理者へ引き継ぐ。
 - ・コンクリート二次製品を使用するときは、経済比較を行う。

【運用】

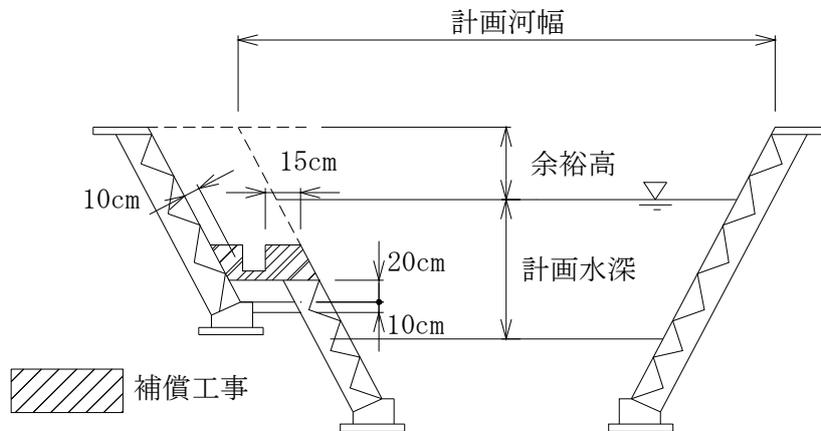


図 3-40 堤外水路の例

(2) 取水口

取水口の位置は、以下の順序で設計する。

(1) 現在の取水位置もしくは現在水路までの必要な（流水の摩擦損失水頭を加味した）縦断勾配を決定し、取水口の位置を決定する。

例えば、現況取水口の取水高を調べ、これに摩擦損失水頭を考慮して、水路勾配（概ね1/100～1/200位）を決める。

(2) 水路の縦断勾配を決定し、その勾配で上流に延ばして取水口の位置を決定する。

取水口が床固工や帯工等に来る場合には、その位置からの取水も可能であるが、最も近い上流側の床固工から取水するのが最も理想的である。

（京都府）

【運用】

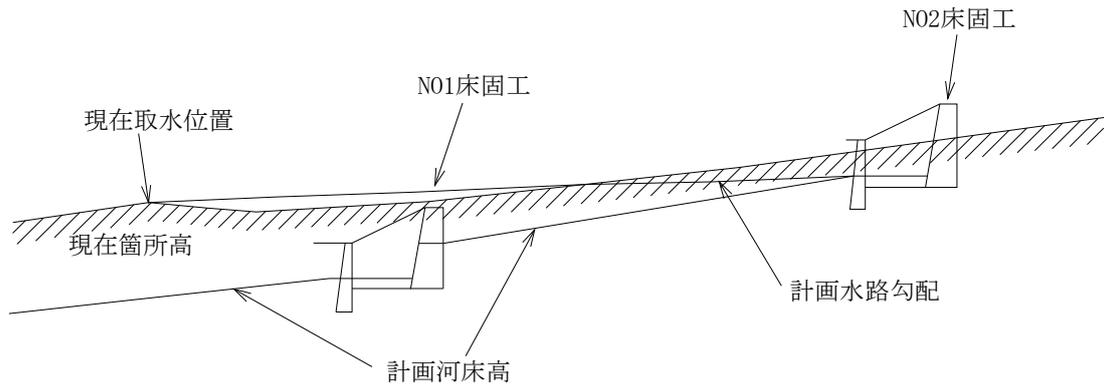


図 3-4 1 取水口の位置

(3) 落差の利用による取水

床固工の落差を利用して取水を行うもので、取水の方法として最も多く設置されている。取水の際に設置する暗渠は、できるだけ少なくするよう計画する。また、余水吐は必ず設置する。
 (京都府)

【運用】

落差工を使用した取水工は最も代表的な工法であり、実施事例も多い。この場合、床固工の取水口からすぐに堤内側に導水するため、現在河岸高と取水水路縦断勾配とが交わる点までは水路は暗渠となり、その維持管理が難しくなる。そこで、暗渠が長くなる場合は途中に柵等を設置して、暗渠の破損等による災害を防止しなければならない。また、できるだけ暗渠部分を少なくするよう計画することも重要である。

また、床固工には大きな落差があり、かつ、取水口を高水位よりかなり低い位置で取水すると、洪水時に大きな水頭がかかるため必要取水量以上の流量が流れ、下流側で水路から溢流することがある。そして、この溢流は護岸工の破壊等工物に悪影響を与えることが多い。そこで、下流側水路に余水吐を作り、洪水時の水頭がかかっても規定流量以上は流路内に戻すよう計画することが必要である。

三面張りでない溪流保全工（流路工）の場合に床固工の上流側から取水する時には、床固工上流側の一部を図 3-4 2 のように施工すると取水が容易になる。表流水だけでなく、地下水流を集水して利用している場合には、床固工上流側の地下水脈の位置に有孔フィルター等を用いて取水設備を設置するとよい。

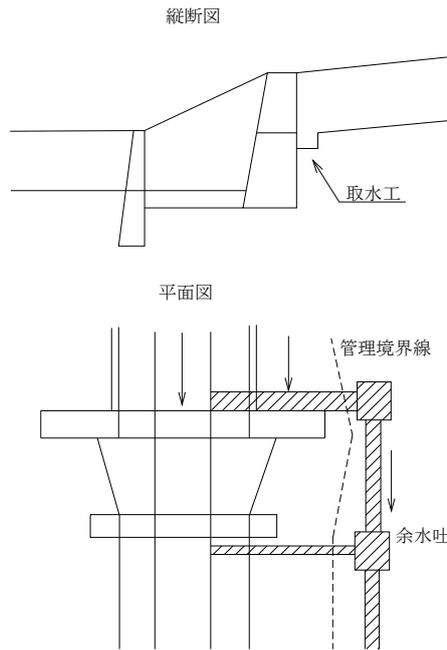


図 3-4 2 落差の利用例

(4) 落差を利用しない取水

落差を利用せずに横工（帯工）から直接流水を集める方法で、護岸高と堤外水路の河床高の比高差が約1.5mの高さまでは堤外水路を用いる（図 3-4 3）。ただし、地形条件により堤外水路を延伸してもよい。

（京都府）

【運用】

堤外水路の特徴は、維持管理が他に比較して容易であるが、施工及び護岸工そのものに与える影響等に問題が残る。堤外水路をつくる場合の注意事項として、以下の事項が挙げられる。

- (1) 堤外水路延長を短くすること。
- (2) 流路の断面に影響を与えないこと。
- (3) 構造についても、万一水路が破壊されても護岸工自体に影響を与えないような構造とすることが望ましい。ただし、屈曲部凹岸側に施工する水路は、流水が集まりやすくなりかなり大きな力が働くことが予想されるので工法には注意すること（護岸工と一体化した構造とする等）（図 3-4 4）。

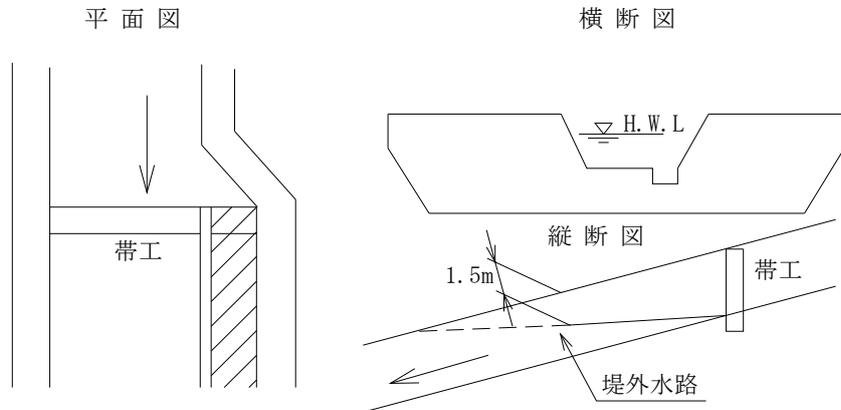


図 3-4 3 落差を利用しない例

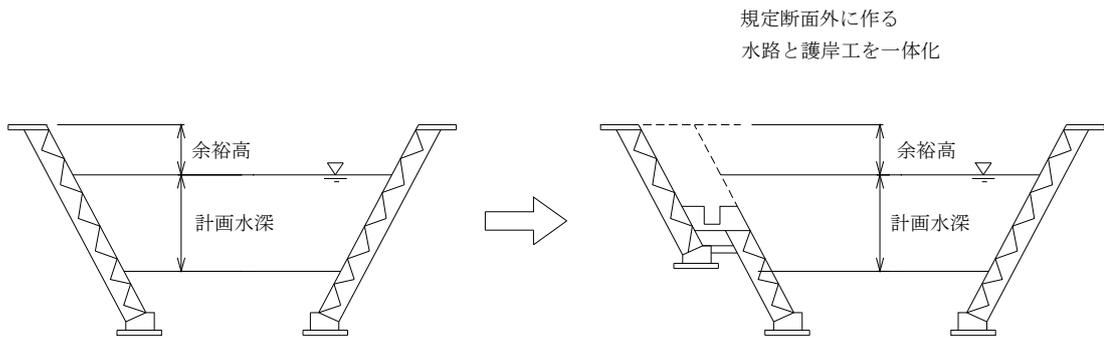


図 3-4 4 堤外水路

(5) ポンプ取水

取水は、原則として自然取水としているため、ポンプ取水はやむを得ない場合を除いては採用しない。
 (京都府)

【運用】

取水工は、原則として自然流入方式を採用しているが、現在の取水位置と計画河床高等の関係からやむを得ずポンプ取水をすることがある。

この場合、まず、現在の取水量を調査し、単位時間あたりの揚水量を決定する。この際、「計画揚水量＝必要取水量＋揚水の際の損失水量」とする。そして、その計画揚水量と常時流量等を考慮して、流水を貯留する柵を設置する。この場合、柵には土砂の堆積を考慮して堆砂域を設置する。また、ポンプの大きさについても計画揚水量、移動時間等を考慮して決定しなければならない。

なお、電力量の補償は、損失補償基準によって決定する。

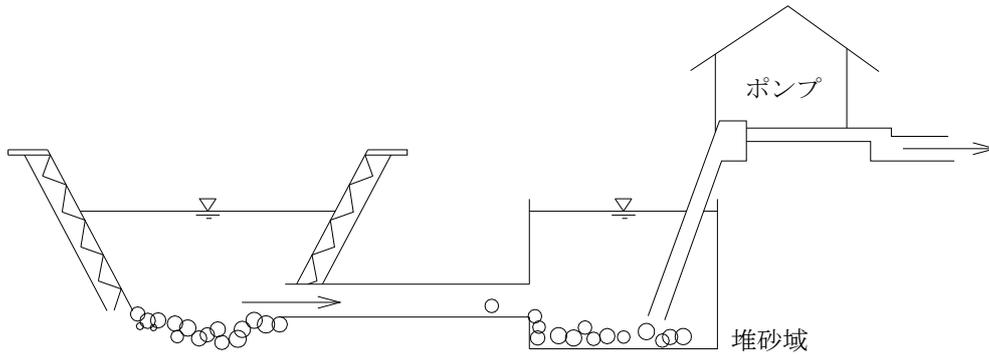


図 3-45 ポンプ取水

(6) その他

砂防対象溪流のような急勾配で、しかも含砂率の高い流れにおいては、樋門を設置することは水理条件を悪化させ、思わぬ災害を引き起こすおそれがあるため、原則として樋門による取水は行わない。例えば、洪水時には樋門を上げることとしていても、流出土砂により開閉が著しく困難になることが予想される。また、流木等により閉塞し溢流の原因となることが予想される。

そこで、やむを得ず樋門を設置する場合には、ゲートによる背水せき上げ計算をした上で、護岸工に十分な余裕高を加えて施工する必要がある。

(京都府)

【運用】

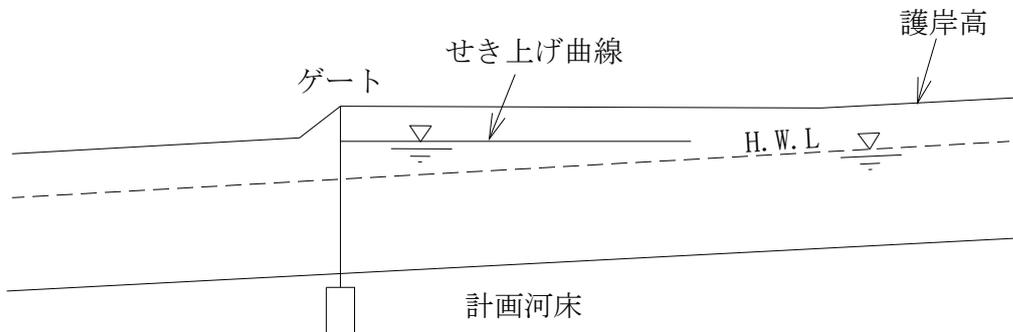


図 3-46 ゲートを用いた取水例

3.11.5 はしご工・階段工及び斜路工

溪流保全工（流路工）の設置に併せて、各床固工の間に維持管理のためのはしご工等を設置する。
（京都府）

【解説】

はしご工・階段工及び斜路工を必要とする場合は、危険を防止するため落差工の直上流には設けないようにするとともに、必要に応じて侵入防止のための門扉を設ける。

護岸工と平行に設ける場合は、上流より下流へ下るようにし、上流へ下るような構造は避ける。なお、階段工が弱点となって護岸工が破壊しないよう設計に留意する。

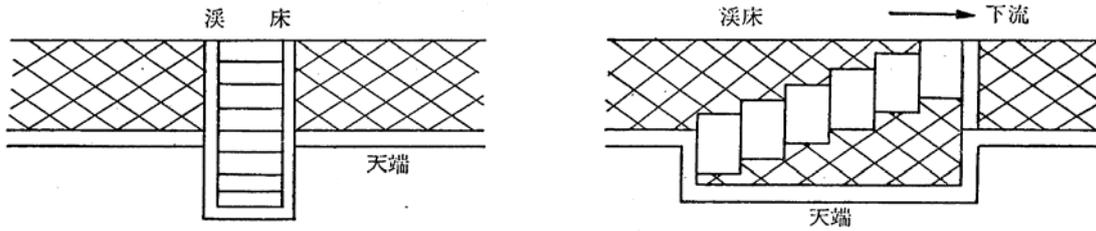


図 3-47 階段工

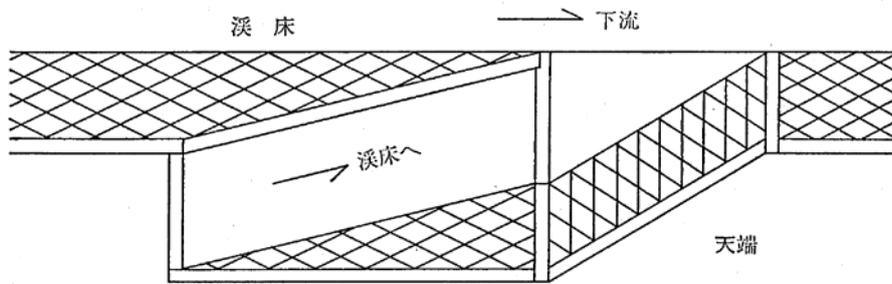


図 3-48 斜路工

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-8 引用）

【運用】

溪流保全工（流路工）の設置により深さが1.5mを超えるものは、現況になくても、溪床の清掃、点検等の維持管理のため、床固工の間毎にはしご工等を設置すること。

小動物の移動に配慮が必要な場合は、斜路や階段工の設置が望ましい。

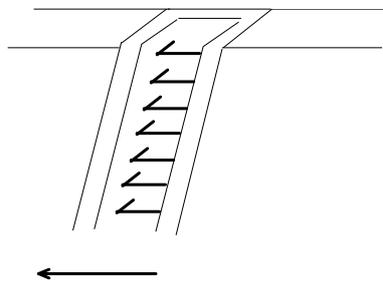


図 3-49 はしご工

現河川の機能復旧などで階段工を設置する必要がある場合の構造は、図 3-50 を参考とし、以下の点に留意する。

- (1) 階段工及び小口壁の根入れは、護岸工基礎の底面に一致させる。
- (2) 上下流側に床固工や帯工等小口壁の代わりとなるものがある場合は、小口壁を設置しない。
- (3) W は 0.5m～1.0m 程度とし、標準は 0.75m とする。

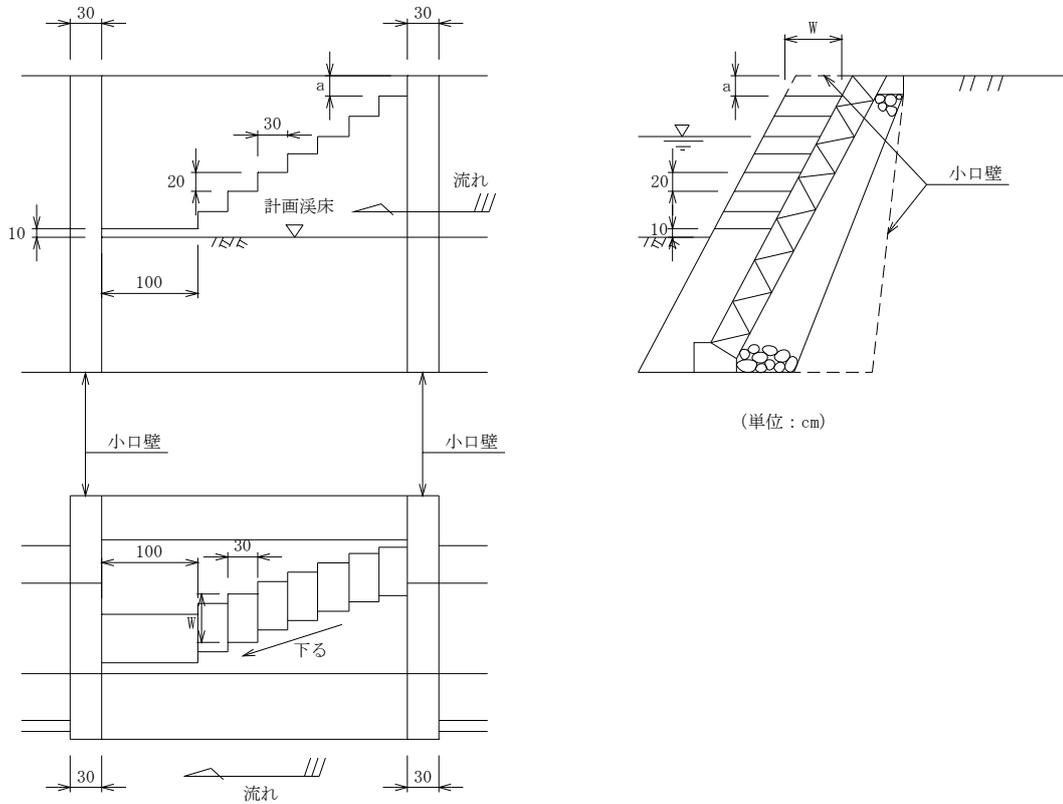


図 3-50 階段工の構造

3.1.1.6 魚道

溪流保全工（流路工）内に設けられる魚道は、取水工同様既定断面外に設けなければならないが、砂防堰堤の魚道と異なり落差工では水通し断面の拡幅によって設ける場合が多い。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-5 引用）

☞参考Ⅲ編 関連資料編 第3章 魚道工

3.1.1.7 土留工

溪流保全工（流路工）の計画溪床勾配と現況溪床勾配が異なるために地山を護岸高以上に切らなければならない場合があり、土留工を必要とする場合がある。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-6 引用）

【解説】

土留工は、溪流保全工（流路工）の維持管理をしやすくするため、可能な限り護岸工との間に通路や小段を設けて分離する。

背後地盤に田圃が存在する場合、土留工の裏に水が回らないよう畦畔とは兼用してはならない。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-6 引用）

3.11.8 防護柵・転落防止柵

溪流保全工（流路工）が道路や人家部・耕作地と近接する場合、人間や車等の落下防止のため、必要に応じて防護柵や転落防止柵を設置することができる。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-7 引用）

【解説】

防護柵等の設置は、溪流保全工（流路工）の維持管理に支障とならないよう必要最少限とすることが望ましく、兼用道路以外は管理幅の外側に設ける。

（改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)(S59.10) 5-10-7 引用）

第4節 床固工（溪流保全工内に設置するものを除く）

4.1 総説

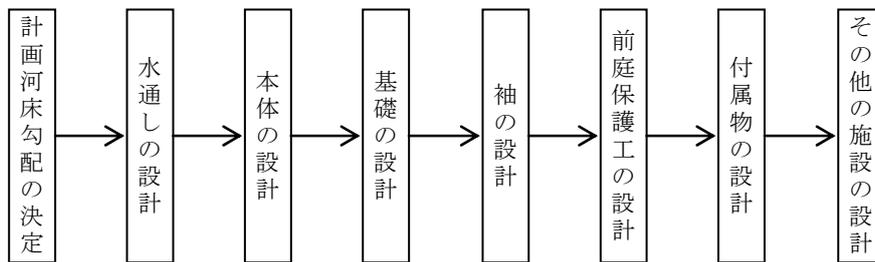
床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.1)

【解説】

一般に床固工の高さは5m以下であり、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。床固工の構造及び安定計算は、砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は表4-1に示すとおりであり、床固工完成後には、侵食や堆積の起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに、本体等の設計に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎、袖、前庭保護工、間詰め等の付属物の設計を行う（表4-1参照）。

表4-1 床固工の設計順序



(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.1<解説>)

【運用】

本節は、「第Ⅱ編計画編 第2章第3節 流域・水系における土砂生産抑制施設配置計画」及び「同編第2章第4節 流域・水系における土砂流送制御施設配置計画」に基づき計画された床固工について示したものである。

溪流保全工（流路工）内に設置される床固工については、「第3節3.7 床固工」に基づき設計を行うものとする。ただし、溪流保全工（流路工）上流端に計画される止めの床固工は、本節に準ずるものとする。

4.2 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、「第1節1.4.3 越流部の安定性」及び「第1章第2節2.1 安定計算に用いる数値基準」に準ずるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.2)

4.3 水通し

床固工の水通しは、「第1節1.3 水通しの設計」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.3)

4.4 本体

床固工の本体は、「第1節1.4 本体の設計」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.4)

【解説】

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材及び安定を確かめたいうで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.4<解説>)

4.5 基礎

床固工の基礎は、「第1節1.5 基礎の設計」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.5)

【解説】

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意する必要がある。また、粒度や締め具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こす恐れがある。粘土の場合は、締め具合や含水比によっては、圧密沈下やせん断破壊を起こすことがあり、荷重に対する支持力や締め固まりの状況等について十分注意を払う必要がある。

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.5<解説>)

4.6 袖

床固工の袖は、「第1節1.6 袖の設計」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.6)

4.7 前庭保護工

床固工の前庭保護工は、「第1節1.7 前庭保護工の設計」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.7)

【解説】

床固工は、原則として前庭保護工を設けるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.7<解説>)

4.8 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として、「第3節3.8 帯工」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.8 引用)

【解説】

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。また、溪流保全工（流路工）等の最下流端の河川との取付部における河床変動によって生じる上流床固工の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流河川の河床変動を考慮して決定するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第3節3.8<解説> 引用)

第5節 護岸工

5.1 総説

護岸工の設計にあたっては、その目的とする機能が発揮され、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.1)

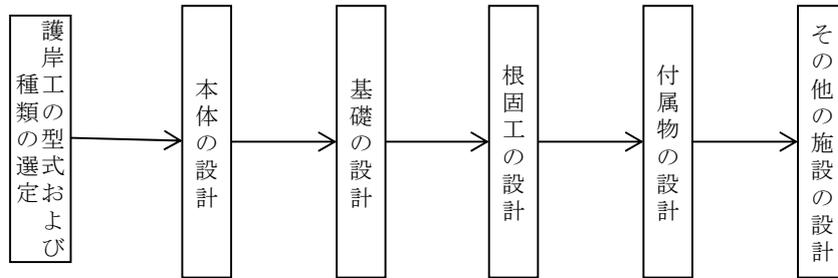
【解説】

護岸工は、流水による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。

護岸工の破壊は、局所洗掘や両端の巻留め付近の決壊によることが多く、設計にあたっては、これらにも十分留意するものとする。また、洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすい区間では、これらに対する安全性に十分留意するものとする。

護岸工の設計順序は、護岸工の型式及び種類の選定に必要な設置個所の地形、地質、河状、その護岸工の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である(表 5-1 参照)。

表 5-1 護岸工の設計順序



(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節 4.1<解説>)

5.2 のり勾配

護岸工ののり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.2)

【解説】

護岸工の型式には自立式とモタレ式があり、護岸工の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸工ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用するが多い。

一般に砂防河川に用いる護岸工の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある(図 5-1 参照)。

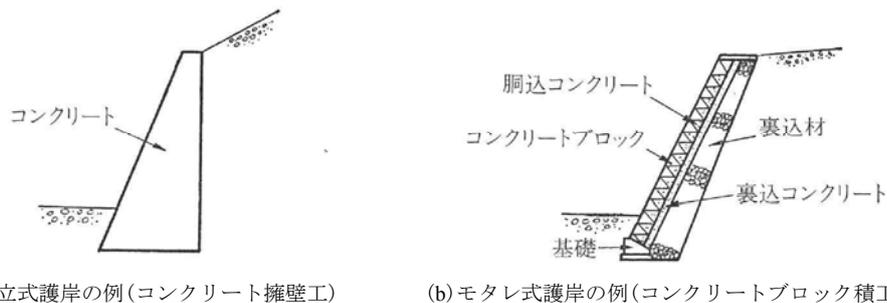


図 5-1 護岸工の形式

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節 4.2<解説>)

5.3 法線

護岸工の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.3)

【解説】

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸工の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸工天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘案し、湾曲を緩和するとともに、法線はできる限りなめらかなものにする必要がある。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.3<解説>)

5.4 取付け

護岸工の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.4)

5.5 根入れ

護岸工の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.5)

【解説】

護岸工の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

また、護岸工を単独で計画する場合の根入れは、現河床の最深部より深くすべきである。計画河床が定めてある場合は、それより1.0m以上根入れを行うことが望ましい。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.5<解説>)

5.6 根固工

根固工は、護岸工の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.6)

【解説】

根固工は、自重と粗度により流水による護岸工の基礎の洗掘を防止するもので、その構造は屈とう性のあるものでなければならない。

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第4節4.6<解説>)

第6節 水制工

6.1 総説

水制工の設計にあたっては、流送土砂形態、対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面等についても考慮するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第5節5.1)

【解説】

水制工の形式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流、非越流に分けられる。

水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置するが多い。このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸工との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第5節 5.1<解説>)

6.2 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流及び対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第5節5.2)

【解説】

一般に水制工は、単独の水制工で流水に抵抗させるより、水制工群として一定区間に設けて各水制に均等に抵抗させて流速を低減させるほうが急流荒廃河川では効果的である。

一般では水制工の長さを短くし水制工と護岸工を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端に、河心に向かって1/10～1/100の下り勾配を付けるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上0.5～1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度及び水制工長の1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工のもと付けについては、護岸工と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸工の間を流下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、もと付け付近に流水が向かわない構造とする必要がある。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第5節 5.2<解説>)

6.3 本体及び根固工

水制工本体は、「第1節1.4 本体の設計」に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は、「第5節5.6 根固工」に準じて設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第5節5.3)

【解説】

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般には河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘を受けやすいため、水制工には原則として根固工を併設するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第5節5.3<解説>)

第7節 山腹工

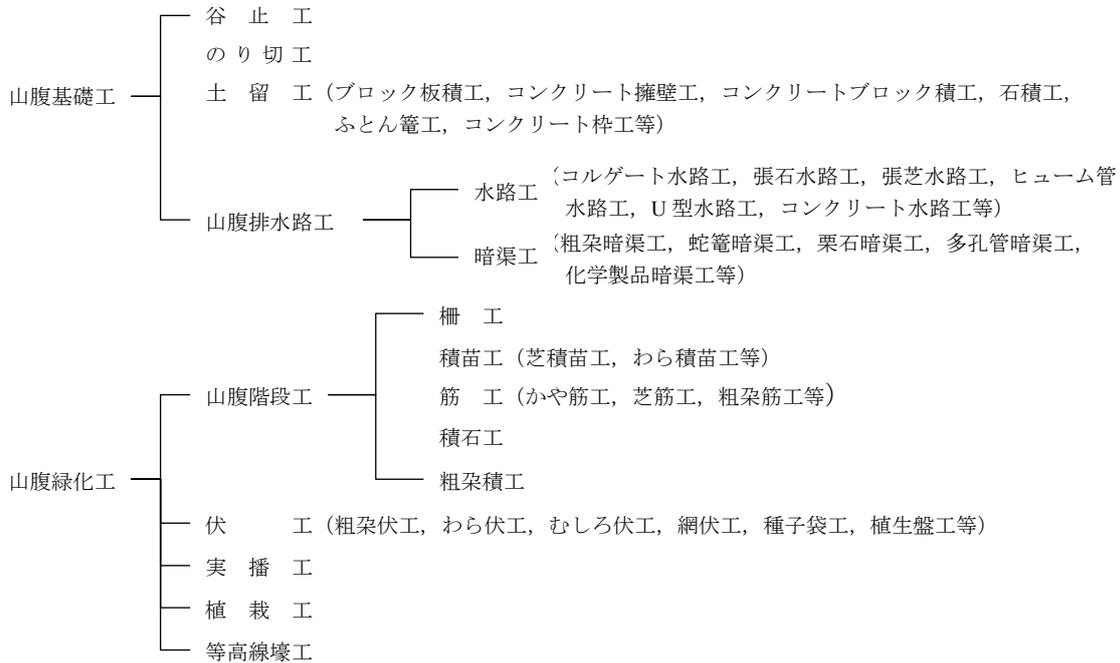
7.1 総説

山腹工の設計にあたっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安定性、維持管理等についても考慮するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.1)

【解説】

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。



山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

1. 地質及び気象等の環境別工種
2. 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

- (1) とくしゃ地
- (2) 崩壊地

おもに乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている個所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

また、山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

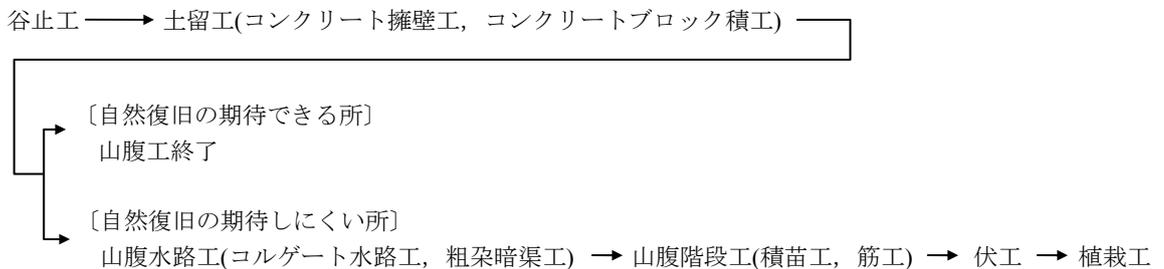
地質区分 気象	中、古生層地帯	第三、第四紀層 地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工事では土留工を最小限度とする	崩壊面の土壌は比較的良好であり、植生の導入を積極的に図る	客土的要素をもつ山腹緑化工を十分に行う。斜面は侵食されやすいため、被覆を完全に行う	地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする所もある
多雨地帯（年間降水量 2000mm 以上）	山腹工事に重点をおくが、山腹基礎工を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ	山腹基礎工を十分に行う必要がある	一般地帯に準ずる	シラス地帯（南九州）がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う
寡雨地帯（年間降水量 1500mm 以下）	一般に荒廃は軽微であり、簡単な筋工等でのよい	山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的簡易とすることができる	山腹基礎工は最小限とし、山腹面の緑化に重点をおく（特に客土的緑化工）	
多雪地帯	なだれを考慮した山腹工事を必要とする	山腹排水路工の施工密度を高くし、完全排水に努める	なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって地表を被覆し、温度低下を防止する。階段工は破壊されやすいため、できる限り施工を避ける			

山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、括弧内は主として使用される工種である。

1. とくしゃ地

谷止工→土留工（ブロック板積工）→のり切工→山腹階段工（積苗工、筋工）→伏工（粗朶伏工、わら伏工、種子袋工、植生盤工）→植栽工

2. 崩壊地



(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.1<解説> 引用)

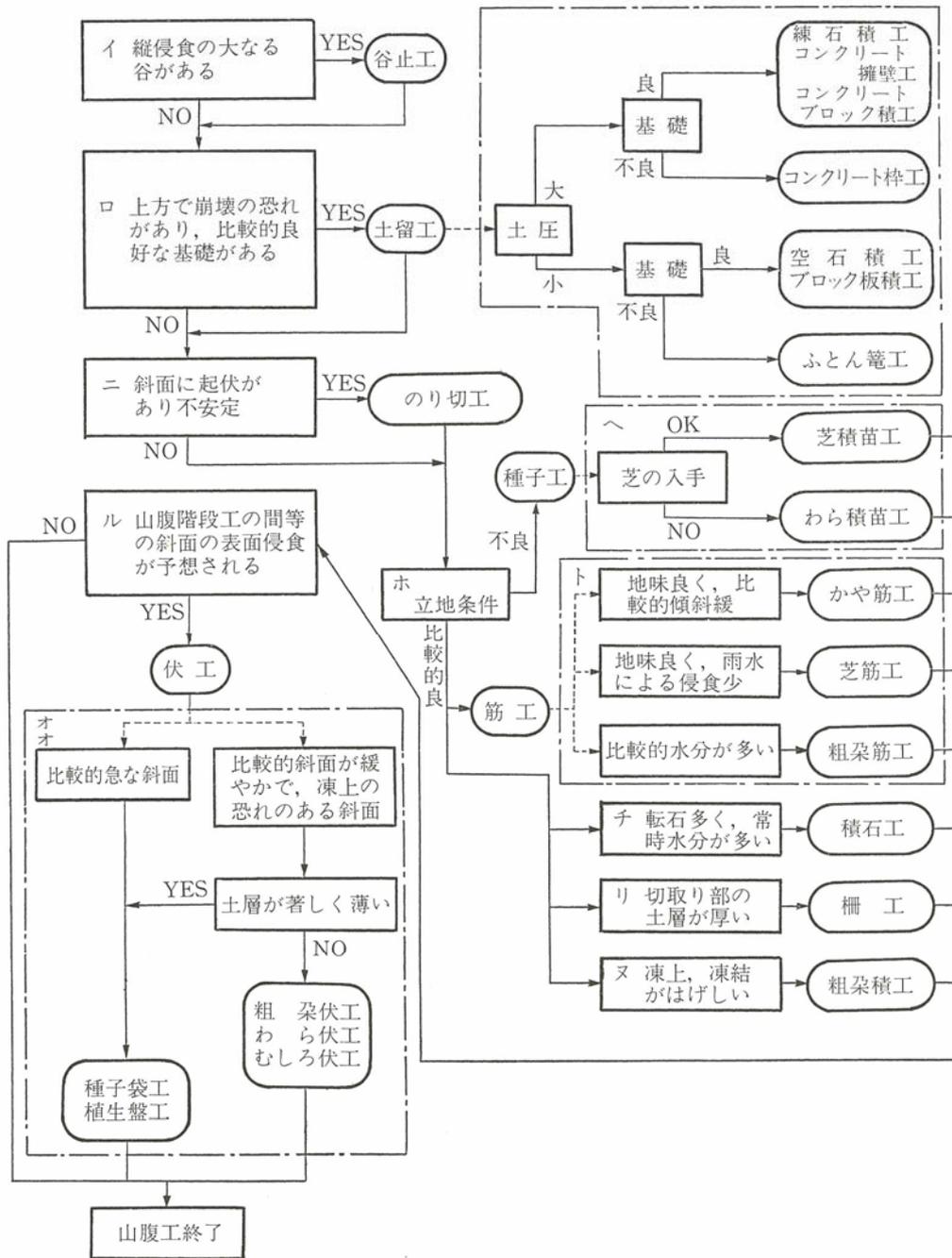
7.2 谷止工

谷止工は、「第1節 土砂調節のための不透過型砂防堰堤」に準じて設計するものとする。
(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.2)

【解説】

谷止工は侵食の規模の大きいとくしゃ地及び崩壊地において、侵食の防止及び他の工作物の基礎とする工法である。

(1) とくしゃ地



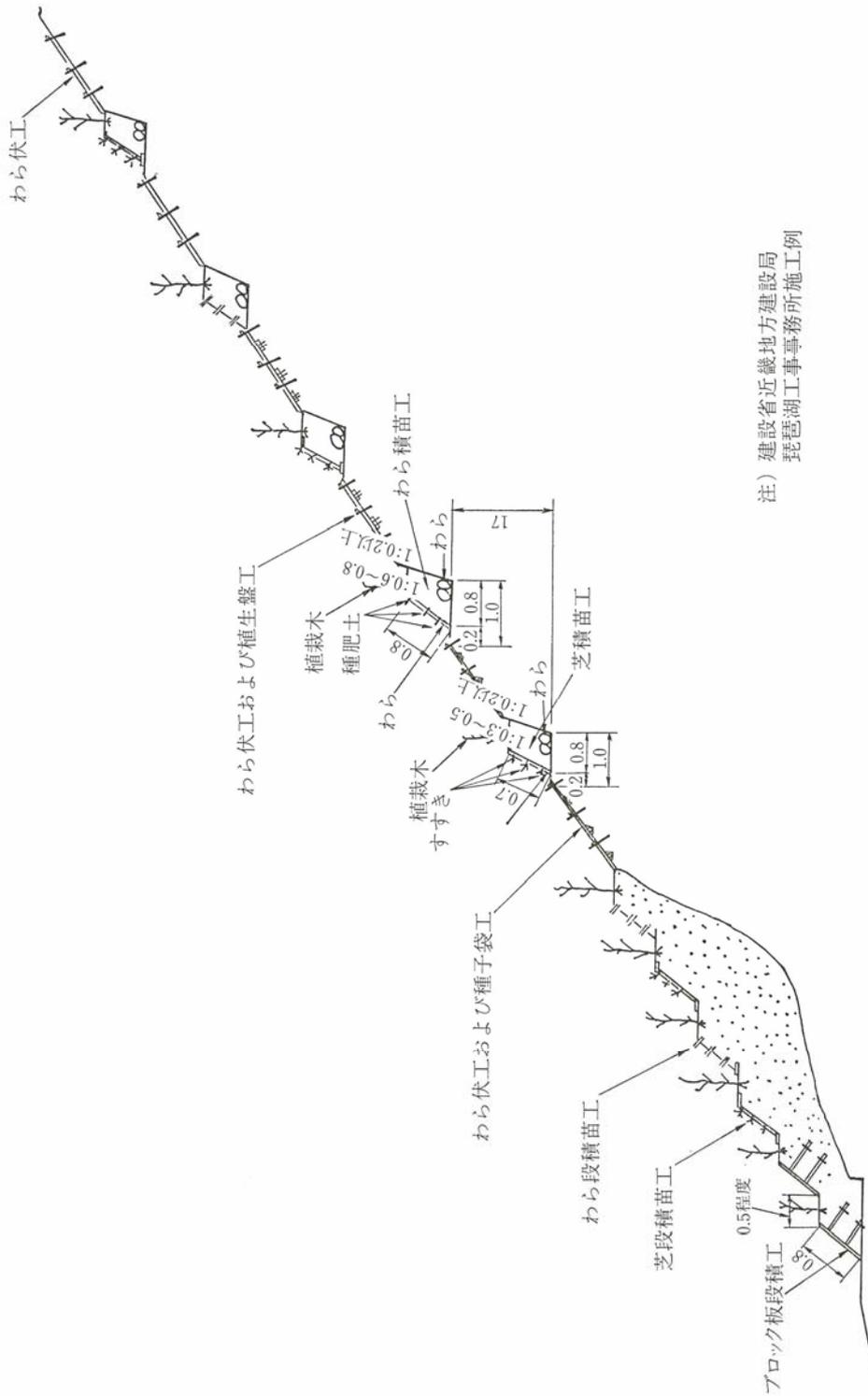
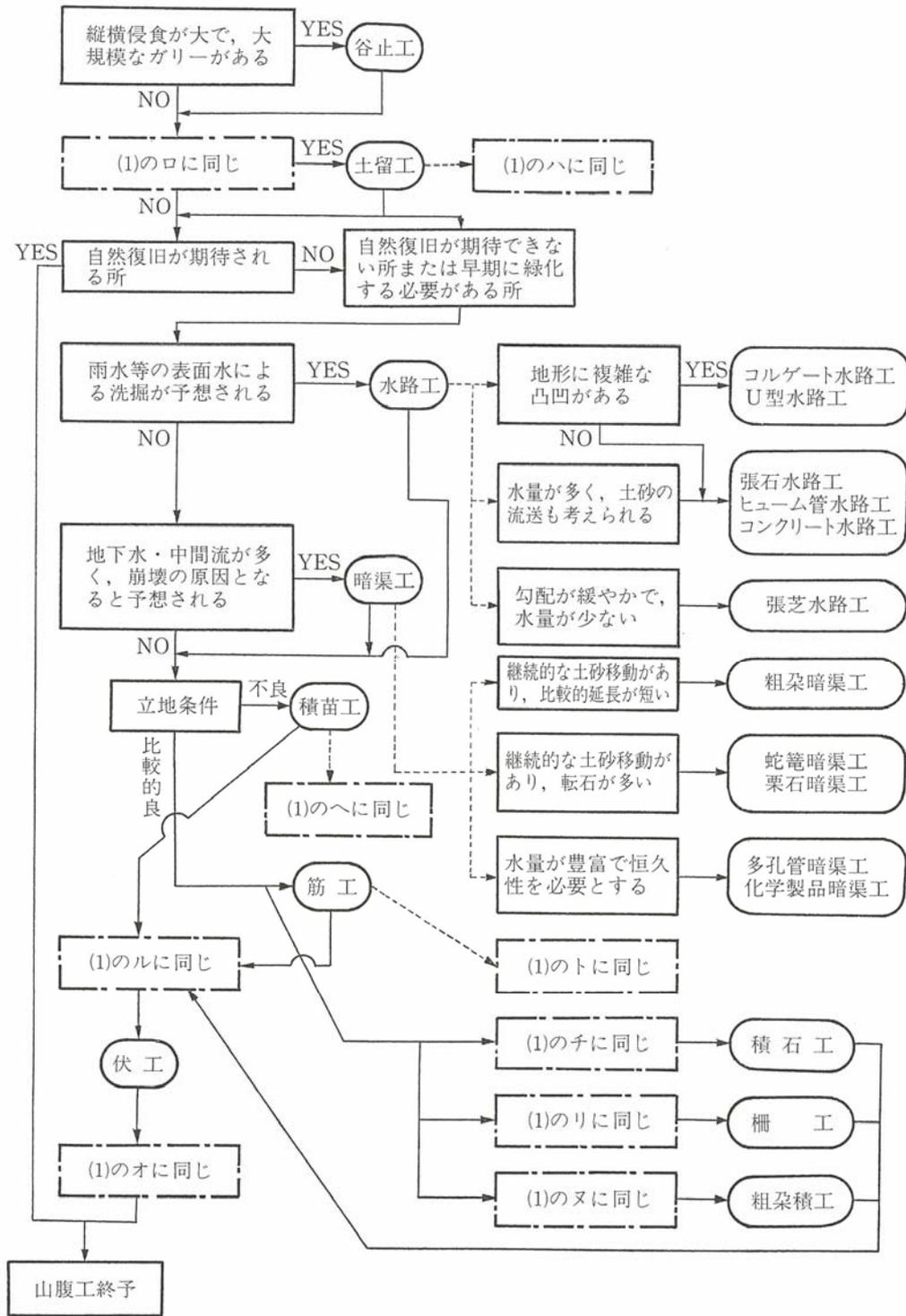


図 7-1 とくしゃ地 (施工例) 断面図 (単位: m)

(2) 崩壊地



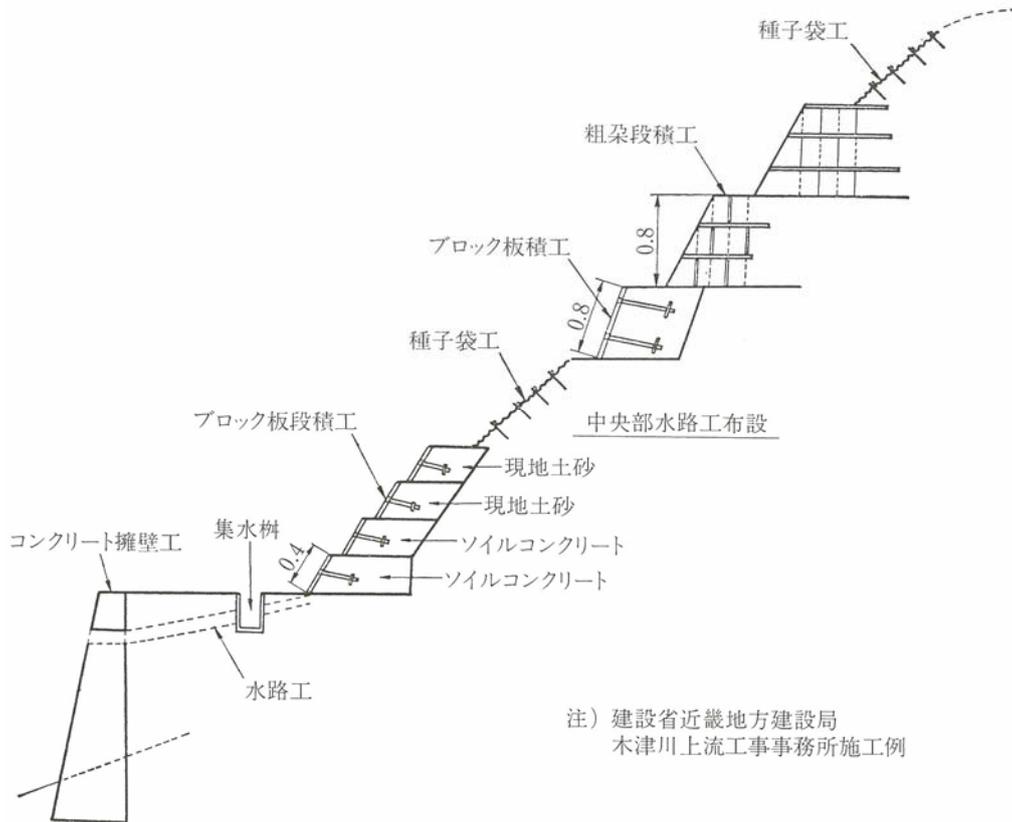


図 7-2 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）

谷止工の設計は、「第1節 土砂調節のための不透過型砂防堰堤」に準ずるものとするが、天端幅については、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、「第1節 1.4.1 天端幅」の解説に示された値より薄くすることができる。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.2<解説> 引用)

7.3 のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.3)

【解説】

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏及び急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を修正し緩傾斜として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押さえ盛土を実施する場合もある。押さえ盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定にするため、石積工や編柵工を基礎として土砂等により盛土して段斜面を造る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.3<解説>)

7.4 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件及び安全性を考慮して、設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.4)

【解説】

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしゃ地及び崩壊地の斜面が急勾配である場合や、上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最少限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

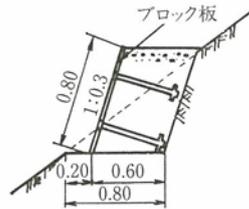


図 7-3 ブロック板積工 (単位 : m)

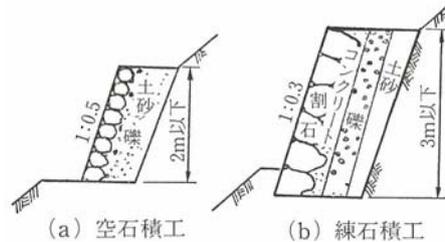


図 7-4 石積工

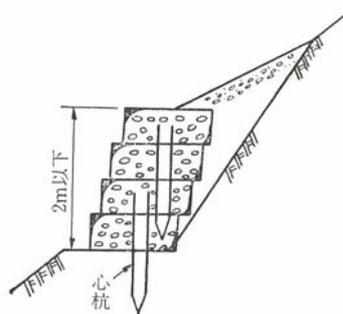


図 7-5 ふとん籠工

ブロック板積工は、軽量であるため運搬に便利でかつ施工も容易であるが、土圧の大きな個所には適当でない(図 7-3 参照)。

コンクリート擁壁工及びコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きい個所に使用することができる(第5節 図 5-1 参照)。

石積工には、空石積工、練石積工があり、空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 5 分より急にしないことを標準とする(図 7-4 (a) 参照)。また、練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 3 分より急にしないことを標準とする(図 7-4 (b) 参照)。

ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ 2m 以下とし、止杭は、腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔 2m を標準とする(図 7-5 参照)。

コンクリート杭工は、基礎地盤の不安定な個所に使用するものとする(「河川砂防技術基準(案)設計編(H9.10) 第4章地すべり防止施設的设计」参照)。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.4<解説>)

7.5 水路工

水路工は、流水を速やかに安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計するものとする。
 (河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.5)

【解説】

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凸凹の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流しうるよう十分に余裕をもたせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。また、水路長が長い場合には、水路長 20～30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、張芝、ヒューム管、コンクリート水路工等に分けられる。

参考に、コルゲート水路工の例を図 7-6 に示す。

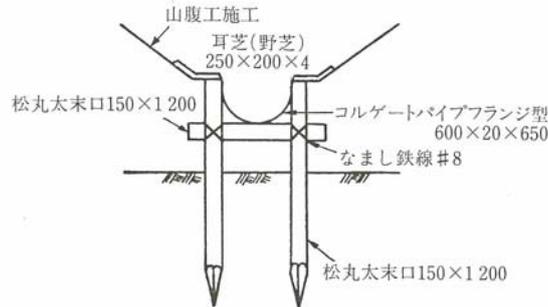


図 7-6 コルゲート水路工の例 (単位:mm)

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.5<解説>)

7.6 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.6)

【解説】

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤な所や湧水の生じる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

暗渠工の使用材料としては、粗朶、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等があり、粗朶暗渠工は、小規模な暗渠として使用される。蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒形蛇籠を用いる。栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ、石の径は0.05～0.15mのものを使用している。また、最近では多孔管及び化学製品等を使用することもある。

参考に、蛇籠暗渠工を図 7-7 に示す。

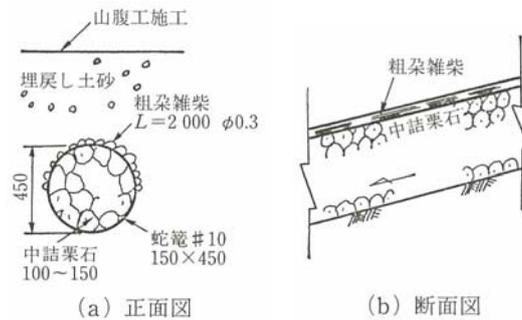


図 7-7 蛇籠暗渠工の例 (単位: mm)

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.6<解説>)

7.7 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計するものとする。

なお、柵工は、原則として切取部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.7)

【解説】

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な個所において用いるものとする。

柵工は、使用材料によって編柵工、コンクリート板柵工等がある。

参考として、編柵工を図 7-8 に示す。

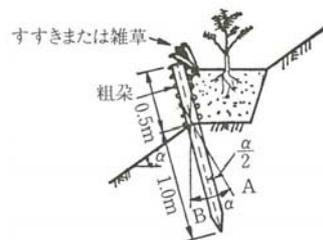


図 7-8 編柵工の例

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.7<解説>)

7.8 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.8)

【解説】

積苗工は、地山に直高 1.5m 程度、幅 1m 程度の階段上の段切りを行った後、芝、またはわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

積苗工には、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する(図 7-9 (a) 参照)。立芝とする場合は、通常 3 枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする(図 7-9 (b) 参照)。

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において階段的に連続して設ける工法で、おもに堆積土砂の上に施工するものである。

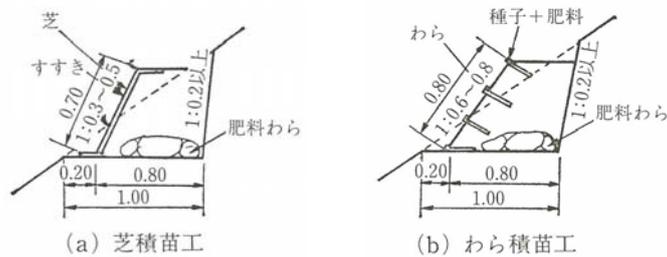


図 7-9 積苗工の例 (単位 : m)

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.8<解説>)

7.9 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.9)

【解説】

筋工には、使用する材料によってかや筋工、芝筋工、粗朶筋工等に分けられる。

かや筋工は、一般には直高 1.0~1.5m、階段幅 0.4~0.6m、かやを 1m あたり 0.2~0.3 束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯で、かやの生長が期待できる個所では、階段を設けない場合もある(図 7-10 参照)。

芝筋工は、とくしや地帯の雨水による侵食の少ない個所に、かや筋工の代わりとして施工される(図 7-11 参照)。

粗朶筋工は、比較的水分の多い所で粗朶の入手しやすい個所に施工される。一般に粗朶筋工は、直高 1.0~1.5m 程度、階段幅 0.6~0.8m 程度、粗朶の積高 0.4m 程度、粗朶の長さ 0.4m 程度、粗朶束の径 0.1m 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込み、粗朶の腐朽にそなえるものとする(図 7-12 参照)。

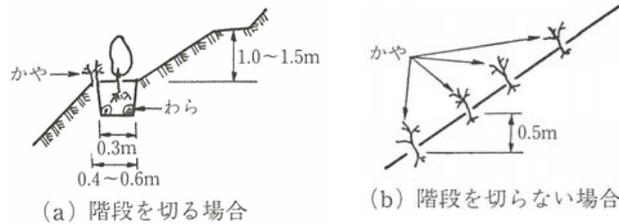


図 7-10 かや筋工

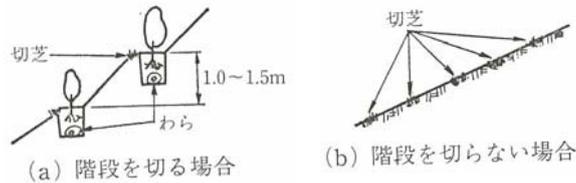


図 7-11 芝筋工

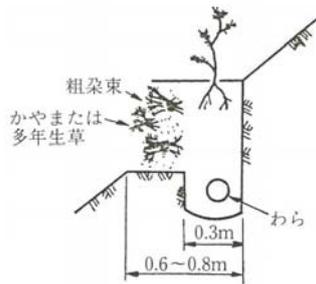


図 7-12 粗朶筋工

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.9<解説>)

7.10 伏工

伏工は、積苗工、筋工等の間の、のり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.10)

【解説】

伏工には、使用材料によって、粗朶伏工、むしろ伏工、網伏工等がある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地において、のり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。この場合、主として粗朶伏工、網伏工を用いる。

また、直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的よい個所では、わら伏工、むしろ伏工等を用いる場合もある。

粗朶伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、または積苗工、筋工等ののり面に用いられ、粗朶の入手が容易で止杭が確実に打ち込める個所に用いる。一般に粗朶伏工は、粗朶を横に並べ、1.0m以内ごとに縦木(押木)を設置し、止杭によって固定する(図 7-1 3 参照)。

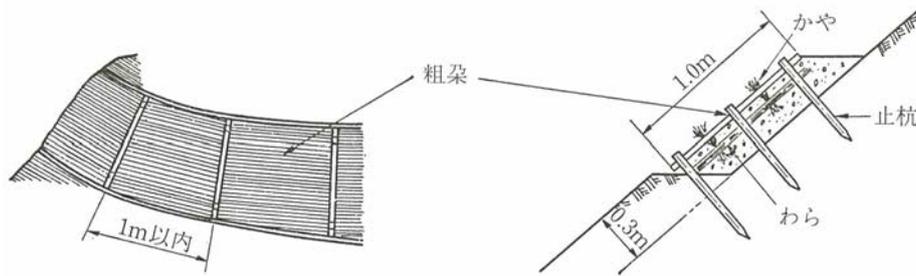


図 7-1 3 粗朶伏工

網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径 2m、横径 4m の菱形とし、接合点及び粗朶の間を竹串、または杭により固定する(図 7-1 4 参照)。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工等が多く利用されている(図 7-1 5 参照)。

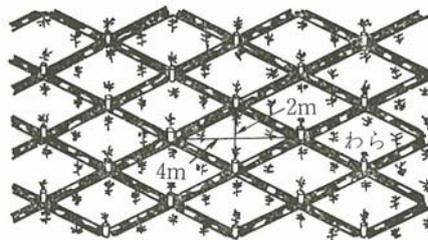


図 7-1 4 実播工

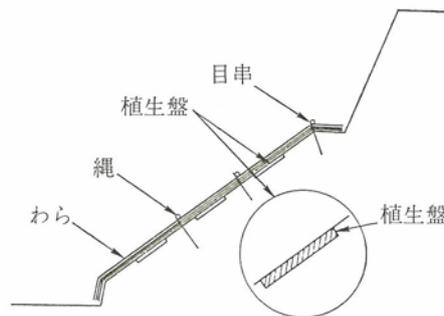


図 7-1 5 わら伏工及び植生盤工

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.10<解説>)

7.1.1 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう選定するものとする。
 (河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.11)

【解説】

実播工は草木の種子を直接播き、早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な個所に用いる。実播工として使用する草本類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘦地に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて成長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。

実播工に用いる草本は、表 7-1 を標準とする。

表 7-1 主要山腹砂防用草本類

種名	成長期間	特性	耐寒性	耐暑性	耐旱性	耐酸性	求肥性
チカラシバ	多年生	煙害地に適する	中	中	中		小
メドハギ	同		強	強	強		小
イタドリ	同		強	強	強	強	小
ヨモギ	同		強	強	強		小
カルカヤ	同		強	強	強		小
ケンタッキー フェスク	同	適地性大、常緑	強	中	中	強	大
レッドフェスク	同	寒冷地に適する	強	強	強	強	中
レッドトップ	同	被覆力が大	強	強	強	強	小
チモシー	同	寒さと湿地に強い	非常に強	弱	弱	強	大
ウィーピング ラブグラス	同	他の草を圧倒する	弱	強	強	強	小
イタリアン ライグラス	1~2年	冬期の施工に助長種として混合する	強	弱	弱	強	大
バーミューダグラス	多年生	高温でないと発芽しない	弱	強	強	強	小
ホワイトクローバー	同	稲科の草と混播する	強	弱	弱	中	小
オーチャードグラス	同	耐陰性が特に高い	強	中	中	強	大

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.11<解説>)

7.12 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう選定するものとする。その工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定するものとする。
 (河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節7.12)

【解説】

植栽工に用いる適木としては、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、早害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木は、表 7-2 を標準とする。

表 7-2 主要山腹砂防用樹木類

種 名	適 応 性	造林方法	特 性							
			活眼力	根系の発達	耐瘠悪性	耐乾性	耐湿性	耐寒性	耐陰性	耐酸性
アカマツ	潮風に弱いから、内陸に用いる最も一般的である	植栽, 播種	良	良	大	大	小	大	小	
クロマツ		同	良	良	大	大	中	大	小	
ニセアカシヤ		同	良	良	大	大	小	大	中	小
トゲナシ	一般の荒廃地に適するが、強風地、寒冷地、は不適當である	植栽, さし木	良	良	大	大	小	中	小	小
ニセアカシヤ			良	良	大	大	小	大	小	中
イタチハギ	適応性は最も高い	さし木, 枝まき, 播種								
ヤマハギ	イタチハギに準ずる	同	良	不良	大	大	小	大	小	中
ハンノキ	乾燥に強い	植栽	良	中	大	大	大	大	小	大
ヤマハンノキ	高冷地に適する	同	良	良	大	大	大	大	中	大
ヒメヤシャブシ	寒冷地以外には適する	同	良	良	大	大	小	大	小	大
オオバヤシャブシ	大部分の荒廃地に適する	同	良	良	大	大	小	大	中	大
ヤマモモ	暖地に適する	同	不良	良	大	大	小	中	大	大

(1) 積石工

積石工は、常時水分の多い所、または雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする個所に適し、山腹に凸凹が多くかつ地質が堅い個所ののり切工に際して、転石が多い個所で積苗工の代わりに用いる工法であり、通常石の控え長は0.3m程度、のり勾配は3～4分、積石の高さ0.5～1.0m、犬走り0.15～0.2mを標準とする。

積石工は、図 7-16 を参考に設計するものとする。

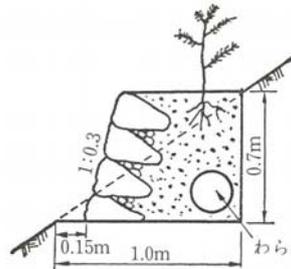


図 7-16 積石工の例

(2) 粗朶積工

粗朶積工は、一般に凍上、凍結の激しい地帯で山腹斜面の水分保有量を大きくするために用いる工法で、高さは1.0m程度を標準とする。

粗朶積工は、図 7-17 を参考に設計するものとする。

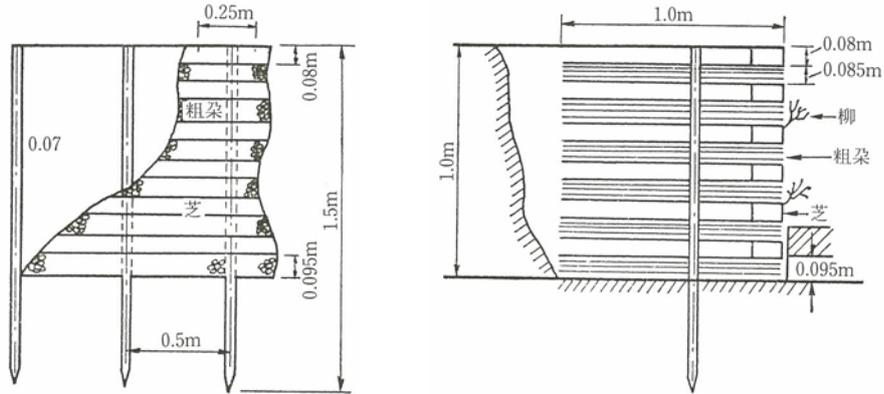


図 7-17 粗朶積工の例

(3) 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廢地に等高線に沿った溝を設け、斜面に振った雨水、雪等を山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は6~12mを標準とする。溝には6~12m間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷川の溝の土堤より0.1m程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。

溝が比較的大規模な(0.6×0.6m以上)谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切土堤を設けることを標準とする。

等高線壕工は、図 7-18 を参考に設計するものとする。

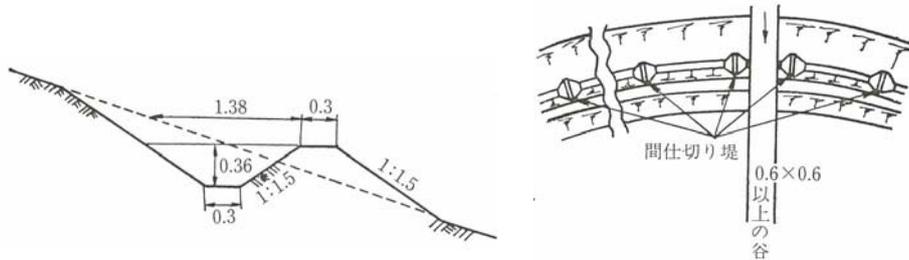


図 7-18 等高線壕工の例 (単位:m)

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第7節 7.12<解説>)

第8節 遊砂土工

8.1 総説

遊砂土工は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、その設計にあたっては、流域の地形、地質、植生、河床勾配、土砂流出形態等を考慮し、その目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第8節8.1)

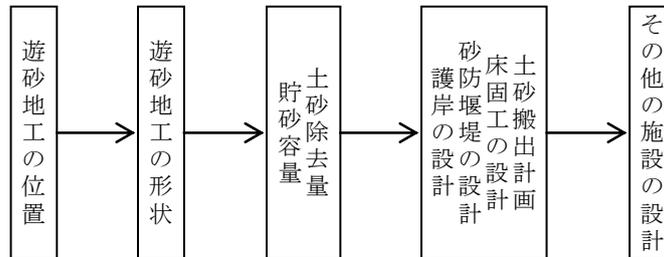
【解説】

遊砂土工は、流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させるもので、土石流の常襲地、扇状地、溪流保全工（流路工）の上端に設ける場合が多い。

遊砂土工の容量は、予測される堆積土砂量をもとに決定するが、年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましく、堆積土砂の除去作業の便を考慮して、搬出路その他の施設的设计を行う。

なお、遊砂土工の設計順序は表 8-1 のとおりとするのが一般的である。

表 8-1 遊砂土工の設計順序



(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第8節 8.1 引用)

8.2 遊砂地工の形状

遊砂地工の平面形状は、地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋駒型、とっくり型、胃袋型がある（図 8-1 参照）。

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第8節8.1)

【解説】

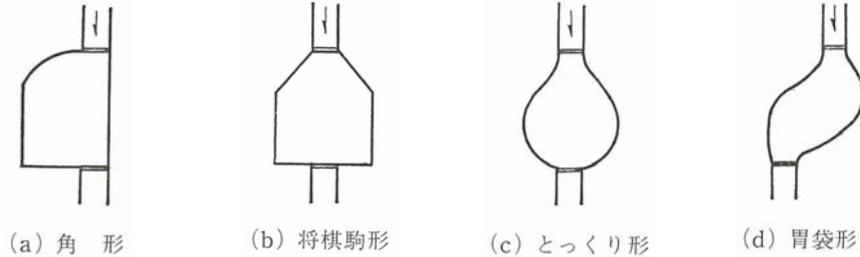


図 8-1 遊砂地工の平面形状の例

遊砂地工内の堆積土砂の掘削、除去により上・下流及び溪岸に支障を及ぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防堰堤工、または床固工を仕切りとして設け、溪床の維持を図る。

また、流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂し、土砂の堆積が上流に進行し、上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになる。溪流の状況、施工位置等によって異なるが、拡幅の角度 θ は経験上 30° 程度が適当とされている（図 8-2 参照）。

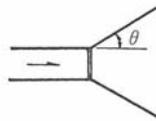


図 8-2 遊砂地工の拡幅角度

（河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(H9.10) 第3章第8節8.1)

第9節 掃流区間における流木対策施設

9.1 洪水、土砂量の規模等

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.1)

【解説】

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として「第Ⅱ編 計画編 第2章 砂防施設配置計画」に基づいて検討する。

洪水及び土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマンニング式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約1.2倍として計算する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.1<解説> 引用)

9.2 流木捕捉工の設計

9.2.1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.2.1)

【解説】

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図 9-1 に示す。これらの決定の手順を以下に示す。なお、図 9-1 中の記号については、 D_s ：流木止めによるせき上げを考慮した水位 (m)、 ΔH_s ：流木捕捉に必要な高さ (m)、 H_s ：流木止め (透過部) の高さ (m) である。

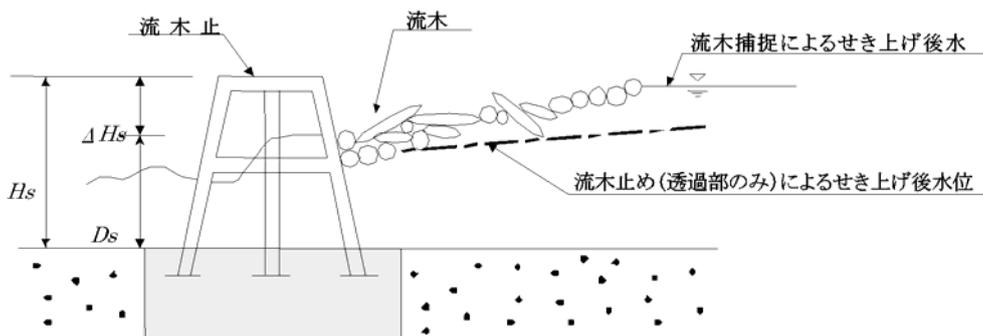


図 9-1 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.1<解説> 引用)

(1) せき上げ水位の計算

1) せき上げ前の水深、平均流速

- 開水路形状：土砂混入流量によりマニング式等により求める。
- 堰形状：土砂混入流量によりせきの公式で求める。

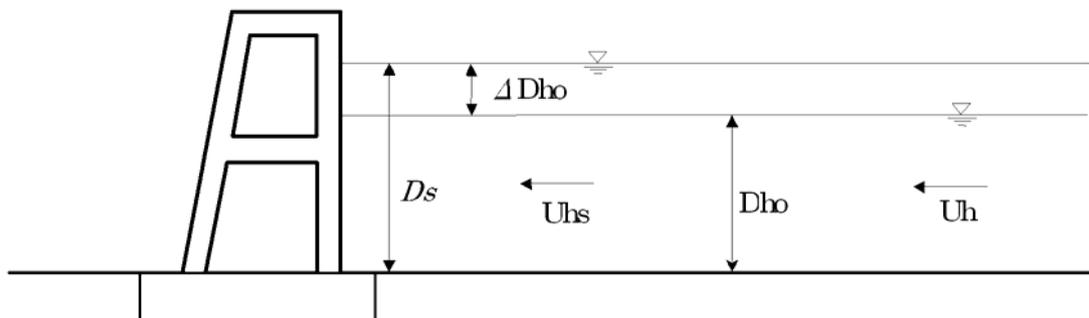


図 9-2 流木止めによるせき上げ水位

2) 流木止め工によるせき上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工によるせき上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによるせき上げの水位は 2.9-(1)式¹⁾により算定できる。

$$\Delta h_{h0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \quad \dots 2.9-(1)$$

ここで、 ΔD_{h0} ：流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

k_m ：縦部材の断面形状による係数 (鋼管で $k_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で $k_m \doteq 2.5$ 、H 形鋼では $k_m \doteq 3.0$ を用いる)

θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)

R_m ：縦部材の直径 (m)

B_p ：縦部材の純間隔 (m)

U_h ：上流側の流速 (m/s)

3) せき上げ後水深

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0} \quad \dots 2.9-(2)$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \dots 2.9-(3)$$

ここで、 Q ：設計流量 (m³/s)

U_{hs} ：せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s ：流下幅 (m)

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.1<解説> 引用)

(2) 流木止め工の高さ

土砂礫等による閉塞は無いものとし流木止め工の高さ H_s は、せき上げ高を加えた水深 D_s に流木の捕捉に必要な高さ ΔH_s を加えたものとする。 ΔH_s は流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、少なくとも最大流木径の2倍を確保する。

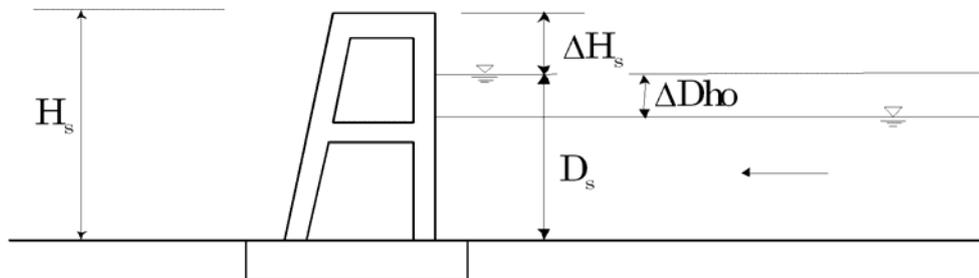


図 9-3 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.1<解説> 引用)

【参考文献】

- 1) 土木学会(1980)：水理公式集 昭和 46 年改定版、社団法人 土木学会、p.252

9.2.2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.2.2)

【解説】

(1) 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は、限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

- 1) 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗

平均粒径に対する移動限界摩擦速度 U_{*cm}^2 は、2.9-(4)式¹⁾ から求める。

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_m \quad \dots 2.9-(4)$$

ここで、 d_m ：河床材料の平均粒径 (m)

σ ：砂礫の密度、一般に 2600~2650kg/m³ (標準 2600kg/m³)

ρ ：泥水の密度、一般に 1000~1200kg/m³ (標準 1200kg/m³)

g ：重量加速度 (9.81m/s²)

- 2) 摩擦速度の2乗

摩擦速度の2乗 U_*^2 は、2.9-(5)式から求める。

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I \quad \dots 2.9-(5)$$

ここで、 D_{h0} ：水深 (m)

I ：河床勾配

3) 摩擦速度比の2乗

摩擦速度比の2乗 U_*^2/U_{*cm}^2 は、1)、2) の値を用いて求める。

4) 図 9-4 の縦軸が、3) の算出結果に等しい点に対する d_i/d_m を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4: \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left(\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)} \right)^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right) \quad \dots 2.9-(6)$$

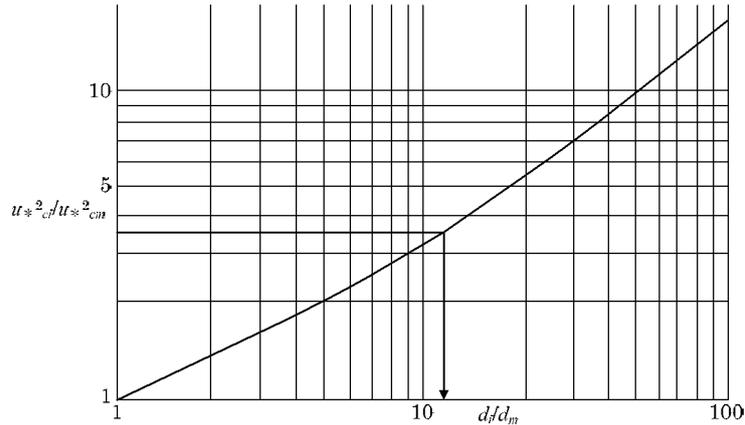


図 9-4 粒径別限界掃流力

5) 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.2<解説> 引用)

(2) 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために上で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_i \quad \dots 2.9-(7)$$

ここで、 B_p : 透過部の純間隔 (m)

d_i : 最大転石 (m)

また、流木を捕捉するために部材の純間隔は 2.7-(8)式を満足する値とする。

$$\frac{1}{2} L_{wm} \geq B_p \quad \dots 2.9-(8)$$

ここで、 L_{wm} : 最大流木長 (m)

流木を捕捉するために部材の純間隔は上記の式を満足する値とし、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.2<解説> 引用)

【参考文献】

- 1) 土木学会(1999) : 水理公式集 平成 11 年改定版、社団法人 土木学会、p.158

9.2.3 全体の安定性の検討

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。
 (土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.2.3)

【解説】

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として「河川砂防技術基準(案) 設計編(H9.10) 第3章 砂防施設の設計」によるものとする。なお、単独で設置される流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤の高さは、堰堤高さ5m以下(床固工程度)を原則とするが、堰堤高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

- 流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- 基礎厚が厚く基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には、前庭保護工を検討し安定を確保する。

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図9-5に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度(K_{hw})に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧(水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$)とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない(図9-5、表9-1)。ただし、部分透過型砂防堰堤を流木捕捉工として採用する場合など、底板コンクリートに不透過型と同様の貯砂機能を見込む場合には、底板コンクリート天端まで堆砂するものとして水中の堆砂圧を見込むものとする(図9-6)。

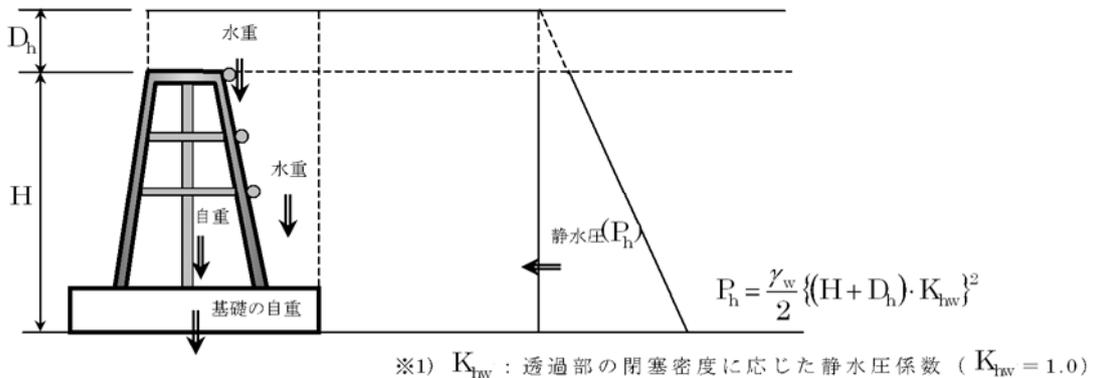


図 9-5 掃流区域の流木捕捉工の設計荷重

表 9-1 流木対策施設(掃流区間)の設計外力(自重を除く)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高5m以下 (基礎含む)			静水圧

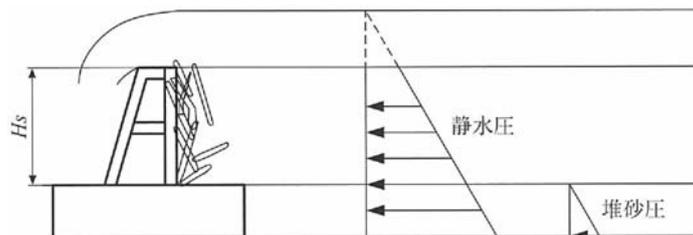


図 9-6 掃流区間に設置する流木捕捉工の設計荷重

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.2.3<解説> 引用)
 (鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章 5.5.3)

9.2.4 部材の安定性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧及び流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.2.4)

【解説】

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木と礫の衝突による衝撃力は、「第1章第3節3.5.3(2) 礫の衝撃力、(3) 流木の衝撃力」によるものとする。

流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、2.9-(9)式で求める。流木は長軸が水流の方向と平行に流下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2U_s \quad \dots 2.9-(9)$$

ここで、 U_{ss} ：表面流速 (m/s)

U_s ：平均流速 (m/s)

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.4<解説> 引用)

(1) 構造計算に用いる荷重の組合せ

掃流区間に設置する流木捕捉工の構造計算は、洪水時を対象に検討を行ない(図 9-7)、許容応力度の割増し係数は 1.5 とする。

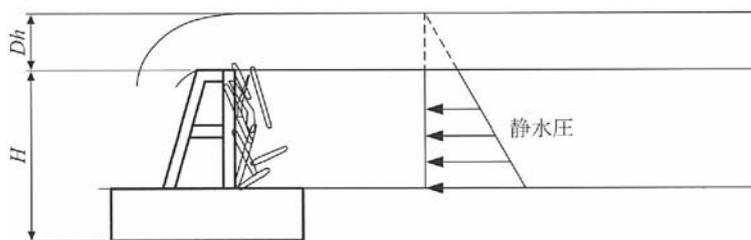


図 9-7 構造計算に用いる荷重の組合せ

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章 5.5.4(1) 引用)

(2) 腐食しろ及び余裕しろ

掃流区間に設置する流木捕捉工は、土石流区間のように巨礫の衝突がないため流砂による摩耗のみ考慮して設定する。したがって、鋼管の腐食しろは最上流部材も含めて片面 0.5mm とし、余裕しろは 0.0~1.5mm とする。

ただし、フランジプレート等の継手材については、従来通り耐力の向上を考慮して余裕しろは 1.0mm とし、腐食しろは片面 0.5mm とする。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章 5.5.4(3) 引用)

9.2.5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定であるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.2.5)

【解説】

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として土砂調節のための不透過型砂防堰堤に準ずるものとする。つまり、流木止め（透過部）の上流側が流木等により完全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型砂防堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は副堰堤等にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。透過構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.2.5<解説> 引用)

(1) 底版コンクリートの設計

掃流区間に設置する流木捕捉工の底版コンクリートは、流木捕捉後も安定であるように設計する。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章5.5.5)

【解説】

「第1章第4節4.4.5 底版コンクリートの設計」を参照する。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章 5.5.5)

(2) 非越流部の設計

流木捕捉工の非越流部（不透過部）は、原則として洪水等を越流させないこととし、想定される外力に対して安全な構造とする。

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章5.5.6)

【解説】

「第1章第4節4.4.3 非越流部の安定性および構造」を参照する。

設計荷重は、透過部が流木によって完全に目詰まりしたものとし、水通し天端からの越流水深を見込んだ静水圧を作用させる。

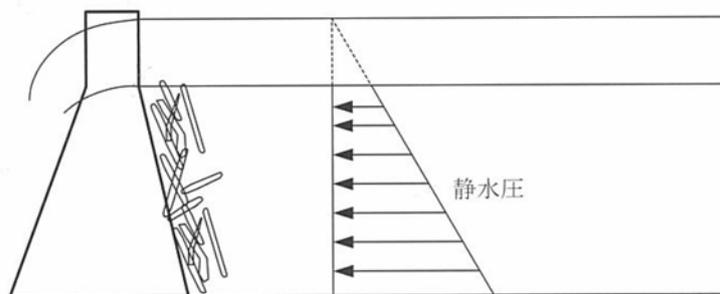


図 9-8 非越流部（不透過部）に作用する荷重

(鋼製砂防構造物設計便覧(H21.9) 5章 5.5.6)

9.3 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は、溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参1.3)

【解説】

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工及び溪流保全工（流路工）と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるので、設計は「河川砂防技術基準(案) 設計編(H9.10) 第3章 砂防施設的设计」に従うものとする。

(土石流・流木対策設計技術指針解説(H28.4) 参 1.3<解説> 引用)

【参考文献】

- 参1) 土木学会（1980）：水理公式集 昭和46年改定版、社団法人 土木学会、p.252
- 参2) 土木学会（1999）：水理公式集 平成11年改定版、社団法人 土木学会、p.158