

徳島県治山技術基準の運用 (山地治山編)

平成29年4月

徳島県農林水産基盤整備局森林整備課

目 次

第 1 章	溪間工の設計	
第 1 節	治山ダム工	1
1-1	治山ダムの計画勾配	1
1-2	治山ダム設置位置の計画高水流量	2
1-3	治山ダムの放水路の高さ	7
1-4	治山ダムの袖	24
1-5	重力式治山ダムの断面決定	25
1-6	重力式治山ダムの天端厚	28
1-7	重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重	29
1-8	治山ダムの基礎の根入れ	31
1-9	治山ダムの間詰等	32
1-10	治山ダムの水抜き	34
1-11	治山ダムの伸縮継	35
1-12	水平打継目	37
第 2 節	護岸工	38
2-1	護岸工の基礎の根入れ深	38
第 2 章	山腹工の設計	39
第 1 節	山腹基礎工	39
1-1	土留工	39
1-1-1	土留工の安定計算に用いる荷重	39
1-1-2	土留工の安定性の検討	41
1-1-3	コンクリート土留工	42
1-2	水路工	43
1-2-1	水路工の通水断面	43
1-2-2	水路工の種別	48

第1章 溪間工の設計

第1節 治山ダム工

1-1 治山ダムの計画勾配

治山ダムの計画勾配は、溪床を構成する砂礫の状況、流量等を考慮し、現溪床で安定とみられる区間の勾配を参考にして決定するものとする。

[解説]

- 1 治山ダムの堆砂勾配は、一般に流送砂礫が多い場合又は石礫の径が大きい場合に急な勾配となる。
- 2 治山ダムの堆砂敷は、通常、大洪水後に砂礫が堆積して急な堆砂勾配（洪水時の勾配）が形成されるが、その後の中小洪水によって漸次緩やかとなり、溪床を構成する砂礫の形状・粒径・流量等に見合った平衡勾配（平常時の勾配）へ移行し、下流への流出土砂の調整が行われる。
- 3 治山ダムの計画勾配は、計画する治山ダム等の配置、規模の決定に用いられる予想堆砂勾配であり、一定期間が経過した既設治山ダム堆砂敷の堆砂勾配（平常時の勾配）など、現溪床で安定とみられる区間の勾配を参考にして決定するものとする。
- 4 荒廃溪流等で土石の移動が激しい場合又は付近に参考とする既設治山ダム等がない場合は、比較的溪床変動の小さい区間を参考にして、現溪床勾配の1/2程度で計画勾配を決定することができる。
- 5 火山灰砂、花崗岩のマサ土、第三紀層の泥岩・頁岩の分布地等の比重の小さい砂礫及び細粒で構成されている溪流の計画勾配は、原則として水平又は水平に近い勾配とするものとする。
- 6 崩壊地の発生状況又は溪床の堆積土砂の状況等から、土石流の発生が予想される溪流等では、土石流によって溪床の侵食が生じないように計画勾配を検討する必要がある。また、直接保全対象が近接している溪流にあっては、特に土石流が抑止されるような計画勾配を検討する必要がある。

[細則]

徳島県では、既設ダムがない場合は下表の値を標準とし計画勾配を決定することができる。

表1 治山ダム計画勾配決定表

区分	勾配	集水面積×年平均降雨量	区分	勾配	集水面積×年平均降雨量
古生層	1～2%	500万m ³ 以上	中生層	1～2%	100万m ³ 以上
	3～4%	100～500万m ³		3～4%	50～100万m ³
〔三波川〕 〔秩父〕	5～6%	50～100万m ³	〔和泉〕 〔四万十〕	5～6%	20～50万m ³
	7～8%	50万m ³ 以下		7～8%	20万m ³ 以下

※漸次 しだいに。だんだん。

平衡 物事のつり合いがとれているようす。＝バランス。

頁岩 シルトや粘土の堆積岩で、板状に薄く剥がれる性質のもの。泥板岩。シェール。

1-2 治山ダム設置位置の計画高水流量

治山ダム設置位置の計画高水流量は、放水路断面を求めるために用いるものとし、原則として洪水痕跡等から推測される流量等を考慮して算定する。

[解説]

- 1 治山ダムの放水路断面決定に用いる流量は、原則として最大洪水流量に洪水痕跡等から推測される流量等を考慮した流量とし、この流量を計画高水流量という。
- 2 治山ダム設置位置の計画高水流量は、原則として次式により求めるものとする。

$$Q_{\max} = Q \cdot f_q$$

Q_{\max} : 計画高水流量
 Q : 最大洪水流量
 f_q : 補正係数

- 3 最大洪水流量は、原則として次の合理式により算出するものとする。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q : 最大洪水流量 (m³/s)
 f : 流出係数
 r : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)
 A : 集水面積 (ha)

- 4 最大洪水流量の算出に用いる雨量強度は、100年確率雨量を原則とする。
- 5 最大洪水流量の算出において、貯留現象を考慮する必要がある場合は、単位図法、貯留関数法等によるものとする。
- 6 土石流の流下を考慮する場合は、土石流ピーク流量を計画高水流量とすることを標準とする。
- 7 補正係数 (f_q) は、「最大洪水流量 (Q) から求められる放水路断面積」と「洪水痕跡等から求められる溪流等の断面積」とを比較して求める。

なお、「洪水痕跡等から求められる溪流等の断面積」の検討に当たっては、既設治山ダム等における越流状況及び上流の荒廃状況等を十分考慮する。

[参考] 補正係数 (f_q) の算出

$$\text{補正係数 } (f_q) = \frac{\text{洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 (m}^2\text{)}}{\text{最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積 (m}^2\text{)}}$$

※徳島県においては、通常1.0とする。補正係数を算出するに当たり、谷止工施工位置での洪水痕跡の調査が必要となる。放水路断面決定資料には、洪水痕跡断面図（測点No. 等表示）と写真（テープ及びポール）を添付する。

測点No. 7 付近

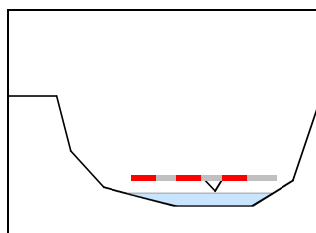


図1 洪水痕跡断面図

[細則]

合理式は、次の仮定の上に作成されたものであるので適用に当たっては、これらの仮定に留意しなければならない。

- ① ある降雨強度の降雨による流出量は、その強度の降雨が、到達時間かそれ以上の時間継続するとき最大となる。
- ② 降雨の継続時間が到達時間に等しいか、それ以上長いある強度の降雨による最大流出量は、その降雨強度と直線関係がある。
- ③ 最大流出量の生起確率は、与えられた到達時間に対する降雨強度の生起確率に等しい。
- ④ 流出係数は、与えられた流域に降るすべての降雨及びどの確率の降雨に対しても同じである。
- ⑤ 一般に流域面積が大きくなると貯留効果が大きくなり、合理式の線型仮定が成立しなくなるので注意しなければならない。

[参考] 合理式の流出係数 (f) は、一定期間の降雨に対するピーク流出時の流出の率を示したもので、流域の地被、植生、地形、土地利用状況等を勘案して決定する必要がある。荒廃が進んだ流域に溪間工を設置する場合は、ピーク流量が大きいことから0.7以上をとることが望ましい。

表2 自然状態での流出係数f1と開発値の流出係数 f 2

地質及び地形		浸透能不良母材			浸透能普通母材			浸透能良好母材		
		急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地
f1	森林	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
	疎林耕地	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35
	草地	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45
	不毛岩石地	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

浸透能不良母材:岩盤又は粘性土
 浸透能普通母材:砂質土
 浸透能良好母材:その他

急峻:25° 以上(47%~)
 斜面:25° ~10° (47%~18%)
 平地:10° 未満(18%~)

開発地域	都市地区	住宅地区	舗装道路	砂利道路	庭園芝生	樹林	運動場公園
f2	0.90~ 0.95	0.70~ 0.80	0.85~ 0.98	0.60~ 0.75	0.45~ 0.55	0.35~ 0.40	0.55~ 0.65

大面積に対して、それぞれの占有面積に対する割合を求め、それぞれ表2の値を乗じて集計してそれを100で除し代表的流出係数とする。

- ※生起 ある事件や現象などが現れ起こること。
- 地被 地面を覆っている雑草や蘚苔類。

[参考] 洪水到達時間 (t)

合理式に用いられる洪水到達時間 (t) は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義される。

この時間は、通常、降雨が流路に入るまでの時間 (流入時間) と流路の中を下流端に達するまでに要する時間 (流下時間) の和として求められる。

$$\text{洪水到達時間 (t)} = \text{流入時間 (t}_1\text{)} + \text{流下時間 (t}_2\text{)}$$

t₁ : 流入時間は山腹面を流下する所要時間

t₂ : 流下時間は溪流に流入してから計画地点までの時間

① 流入時間 (t₁)

流入時間は、流路に達するまでの斜面の形状や面積の大小、地表面、勾配、^{ちひ}地被状態、流下距離、降雨強度など多くの要素に支配される。

徳島県の治山計画の設計にはカーベイ式を用いる。

$$t_1 = (2/3 \times 3.28 \times L_1 \times n d / \sqrt{S})^{0.467}$$

t₁ : 山腹流下時間 (min)

3.28 : メートルをフィートに換算する係数

L₁ : 流域内最遠点から流路に到達するまでの距離 (m)

S : 平均勾配 (S = H / L₁) ※ t₁の勾配

H : 標高差 (m)

nd : 遅滞係数 (下表を参考とする。)

表 3 遅滞係数 (nd)

地被状態	nd
不透水面	0.02
よく締まった裸地(なめらか)	0.1
裸地(普通の粗さ)	0.2
疎草地及び耕地	0.2
牧草地または普通の草地	0.4
森林(落葉林)	0.6
森林(落葉林、落葉等堆積地)	0.8
森林(針葉樹林)	0.8
密草地	0.8

② 流下時間 (t₂)

雨水が流路上流端に流入し、流量算出地点まで達するに要する時間が流下時間である。

徳島県では流下時間を求めるには Manning 式を用いる。

※^{ちひ}地被 地面を覆っている雑草や^{せんたひ}蘚苔類。

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

マンニング式により求められた平均流速を用いることで、流下時間を算出することができる。

$$t_2 = L_2 / (V \times 60)$$

V : 流速 (m/s)

t₂ : 流下時間 (min)

R : 径深 ※流積/潤辺 (図 2 参照)

I : 水面勾配 ※t₂の勾配

n : マニングの粗度係数

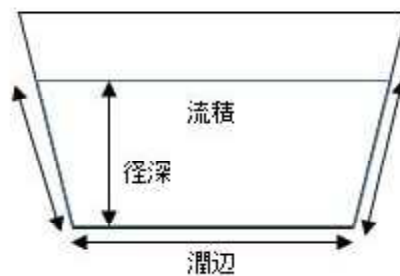
L₂ : 流路延長 (m)

表 4 マニングの粗度係数 (n)

区分	渓床の状況	粗度係数		
		範囲	平均	
自然流路	大流路	粘土, 砂質床	0.018~0.035	
		礫河床	0.025~0.040	
	山地流路	底面に砂利, 玉石	0.03~0.05	
		玉石, 大玉石交じり	0.04~0.07	
	山岳地溪流	流水土砂で損耗された凹凸の甚だし い母岩の露出渓床		0.05
		河床が割合整備された状況の渓床		0.06
径0.3m~0.5mの石礫が点在			0.07	
人工水路等	径0.5m以上の石礫が点在		0.08	
	コンクリート管		0.013	
	コンクリート人工水路	0.014~0.020		
	両岸石張小水路 (泥土床)		0.025	
	コルゲートパイプ等 (1型)		0.024	
	" (2型)		0.033	
	" (ペーピングあり)		0.012	

※治山技術基準改定版に関する補足説明 (平成 21 年 7 月 15 日付事務連絡) では、「新表の山岳地溪流は旧表の溪流及び山岳地溪流が該当」と解説されていることから、「山岳地溪流」の中から適切な値を選択する。

図 2 径深・流積・潤辺



※粗度係数 河川の水が河床や河岸などと触れる際の抵抗量を示した数値

[参考] 雨量強度 (r)

合理式の雨量強度 (r) の算定に用いる降雨強度は、各地での降雨量の実測値を統計処理して作成された確率降雨強度式により求める。なお、汎用的に用いられている雨量強度の算出法として特性係数法がある。

徳島県においては、久野・石黒型を使用し、各市町村ごとに下記表を用いて算出する。

きおう
既往最大時間雨量

表5 100年確率降雨降雨強度表

流域	管内	地区名	β_t 特性係数	R100		
吉野川	三好	旧町村				
		東祖谷山村	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		西祖谷山村	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	75		
		山城町	$8.05/(\sqrt{t+0.3})$	70		
		池田町	$8.05/(\sqrt{t+0.3})$	70		
		井川町	$8.05/(\sqrt{t+0.3})$	70		
		三加茂町	$8.05/(\sqrt{t+0.3})$	70		
		三野町	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	70		
		三好町	$8.05/(\sqrt{t+0.3})$	70		
		美馬	美馬町	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	75	
	脇町		$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	75		
	半田町		$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	70		
	真光町		$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	75		
	一字村		$9.05/(\sqrt{t+1.3})$	85		
	穴吹町		$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
	木屋平村		$9.25/(\sqrt{t+1.4})$	95		
	吉野川		山川町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80	
			美郷村	$9.05/(\sqrt{t+1.3})$	80	
			川島町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80	
		鴨島町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		阿波町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		市場町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
	徳島	土成町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		上板町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		板野町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		吉野町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		松茂町	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	90		
		北島町	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	85		
		藍住町	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	80		
		鳴門町	$8.25/(\sqrt{t+0.5})$	90		
		石井町	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	80		
		神山町	$9.15/(\sqrt{t+1.4})$	95		
		徳島市	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	95		
吉野川・那賀川		徳島	徳島市	$8.75/(\sqrt{t+1.0})$	95	
			佐那河内村	$9.15/(\sqrt{t+1.4})$	95	
	小松島市		$9.25/(\sqrt{t+1.5})$	105		
	勝浦町		$10.75/(\sqrt{t+3.0})$	110		
	上勝町		$9.75/(\sqrt{t+2.0})$	110		
那賀川	那賀	阿南市	$10.75/(\sqrt{t+3.0})$	120		
		那賀川町	$10.75/(\sqrt{t+3.0})$	115		
		羽ノ浦町	$10.75/(\sqrt{t+3.0})$	110		
		鷺敷町	$10.75/(\sqrt{t+3.0})$	125		
		相生町	$10.75/(\sqrt{t+3.0})$	125		
		上那賀町	$9.75/(\sqrt{t+2.0})$	125		
		木沢村	$9.75/(\sqrt{t+2.0})$	120		
		木頭村	$9.75/(\sqrt{t+2.0})$	125		
		那賀川・高知県境	美波	由岐町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$	140
				日和佐町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$	140
牟岐町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$			145		
海南町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$			145		
海部町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$			145		
穴喰町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$			145		
徳島県境・物部川	美波	穴喰町	$11.75/(\sqrt{t+4.0})$	145		

きおう
※既往 過去。また、すんでしまった事柄。

1-3 治山ダムの放水路の高さ

治山ダムの放水路の高さは、原則として計画高水流量を基準として決定するものとする。

[解説]

- 1 治山ダムの放水路の高さは、原則として、計画高水流量を基準として求めた計画水深に、水面変動を考慮した余裕高を加えて決定するものとする。

$$h \geq h_c + \Delta h$$

h：放水路の高さ

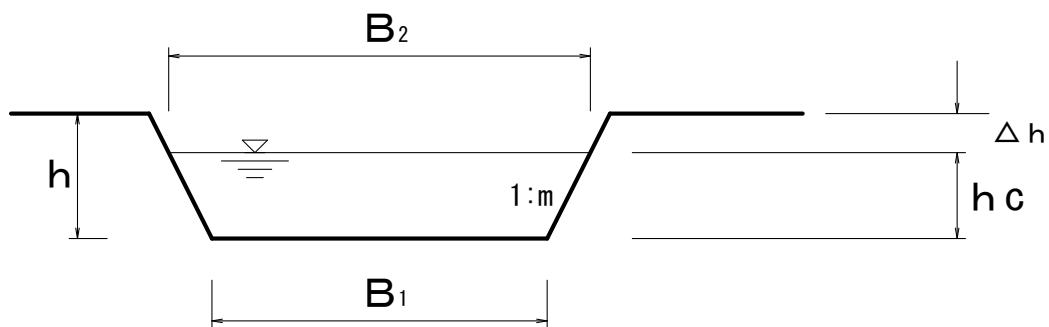
h_c：計画高水流量を基に算出した計画水深

Δh：余裕高（水面変動を考慮）

B₁：放水路の下長（現地の状況等から設定）

m：放水路の測法（現地の状況等から設定）

図-3 放水路断面



- 2 計画水深は、原則として、計画高水流量を基に縮流ぜきとして算出する（縮流ぜきによる方法）。また、治山ダム完成後の溪流の状況によっては、開水路として算出することができるものとする（開水路による方法）。なお、計画水深の決定に当たっては、放水路下長（B₁）、測法（m）を現地の状況等から設定しておく必要がある。
- 3 放水路の高さの決定方法は、次のとおりとする。
- (1) 治山ダム完成時に、治山ダム上流側の溪床が放水路天端より低い位置となる計画である場合は、縮流ぜきによる方法により計画水深を算出し、放水路の高さを決定する。
 - (2) 治山ダム完成時に、放水路天端が上流側の溪床へ直接続く計画である場合は、開水路による方法で計画水深を算定し、放水路の高さを決定する。
 - (3) 土石流の流下を考慮する場合は、土石流水深を計画水深として、放水路の高さを決定する。なお、放水路の高さは、土石流として流下が想定される最大礫径以上の高さとするを標準とする。

4 計画水深の算定

計画水深の算定は、次の2つの方法による。

(1) 縮流ぜきによる方法

縮流ぜきによる流量算定式は、次のとおりである。

$$Q_s = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h c^{3/2}$$

Q_s : 縮流ぜきの流量 (m³/s)

C : 流量係数 (通常0.6)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

B_1 : 放水路下長 (m)

B_2 : 越流路上長 (m)

hc : 計画水深 (m)

また、流量 Q_s は、放水路の側のり勾配 (1 : m) により次式のとおりである。

① 側のり勾配を1割とした場合 (m=1.0)

$$Q_s = (1.77B_1 + 1.42hc) hc^{3/2}$$

② 側のり勾配を5分とした場合 (m=0.5)

$$Q_s = (1.77B_1 + 0.71hc) hc^{3/2}$$

計画高水流量 Q_{max} を基に、下記の条件を満たす水深を求めて、計画水深とする。

$$Q_s \geq Q_{max}$$

Q_s : 縮流ぜきの流量 (m³/s)

Q_{max} : 計画高水流量 (m³/s)

※重力加速度 地球の重力が地上の物体に及ぼす加速度。

流量係数 流れ込む水に対しての流れ出す量の比率で、ダムに流れ込む水の何%が流量になるかを示す係数。

(2) 開水路による方法

開水路による流量算定式は、 Manning式を利用し次式のとおりである。なお、水面勾配は、原則として計画勾配とする。

$$Q_k = F \cdot V = F \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Q_k : 開水路の流量 (m³/s)

F : 流積 (m²)

V : 放水路天端における平均速度 (m/s、 Manning式で置き換える)

n : Manningの粗度係数

R : 径深 (m)

I : 水面勾配

なお、流積 (F)、径深 (R) は次式のとおりである。(表-6)

$$F = \frac{1}{2} h_c (B_1 + B_2) = h_c (B_1 + m \cdot h_c)$$

$$R = \frac{F}{P}$$

$$P = B_1 + 2 h_c \sqrt{1 + m^2}$$

F : 流積 (m²)

h_c : 計画水深 (m)

B_1 : 放水路下長 (m)

B_2 : 越流路上長 (m)

ただし、 $B_2 = B_1 + 2m \cdot h_c$

m : 側のり勾配 (1:m)

R = 径深 (m)

P : 潤辺 (m)

計画高水流量 Q_{max} を基に、下記の条件を満たす水深を求めて、計画水深とする。

$$Q_k \geq Q_{max}$$

Q_k : 開水路の流量 (m³/s)

Q_{max} : 計画高水流量 (m³/s)

表-6 F、Pの算出式

区分	放水路の側法勾配5分 (m=0.5)	放水路の側法勾配1割 (m=1.0)
F	$(B_1 + 0.5h_c) h_c$	$(B_1 + h_c) h_c$
P	$B_1 + 2.24 \cdot h_c$	$B_1 + 2.83 \cdot h_c$
B1	$(F - 0.5h_c^2) / h_c$	$(F - h_c^2) / h_c$
h_c	$\frac{P \pm \sqrt{P^2 - 6.94F}}{3.47}$	$\frac{P \pm \sqrt{P^2 - 7.31F}}{3.66}$

5 余裕高は、表－7の値を標準とする。

表－7 計画高水流量と余裕高

計画高水流量 Q_{max}	余裕高 Δh
50m ³ /s未満	0.4m
50m ³ /s以上 200m ³ /s未満	0.6m
200m ³ /以上 500m ³ /s未満	0.8m
500m ³ /s以上	1.0m

6 放水路断面の決定に当たっては、近接する既設治山ダム等の整合性にも留意する。

7 安定計算に用いる水深は、計画水深 (h_c) を参考として定めるものとする。

[参考] 治山技術基準の手引き (P58)

(1) 縮流ぜきによる計画水深は、以下により計算し、余裕高は表－7を参照する。

計算手順は、

- 1) 放水路下長 B_1 と h_c を各式に代入して Q_s を計算する。なお、 h_c は初期値として適当な値 (m単位、小数点以下2桁) を代入する。
- 2) 「計画洪水流量の計算」で算出した Q と Q_s を比較する。
- 3) $Q_s \geq Q$ (ただし、 $Q_s > Q$ の場合は $Q_s > Q$ の最小値) なら、この時の h_c を計画水深とし、 $Q \neq Q_s$ なら、 h_c を変えて Q_s を計算し直し、 $Q_s \geq Q$ となるまで計算を繰り返す。

(2) 開水路による方法の計算は、表－6の各計算式により計算する。

計算手順は、

- 1) 放水路下長 B_1 と h_c を F の計算式に代入して F を計算する。なお、 h_c は初期値として適当な値 (m単位、小数点以下2桁) を代入する。
- 2) 放水路下長 B_1 、 h_c と側のり m を P の計算式に代入して P を計算する。
- 3) 計算した F と P より R を計算する。
- 4) Q_k を求める式により、 Q_k を計算する。
- 5) 「計画洪水流量の計算」で算出した Q と Q_k を比較する。
- 6) $Q_k \geq Q$ (ただし、 $Q_k > Q$ の場合は $Q_k > Q$ の最小値) なら、この時の h_c を計画水深とし、 $Q \neq Q_s$ なら、 h_c を変えて Q_k を計算し直し、 $Q_s \geq Q$ となるまで計算を繰り返す。

(3) 土石流の水深 h は以下により計算するが、土石流のピーク流量 Q_{sp} の計算は、下記を参照すること。

$$h = \frac{Q_{sp}}{B \cdot U} = \left\{ \frac{n \cdot Q_{sp}}{B (\sin \theta)^{1/2}} \right\}^{3/5}$$

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} (\sin \theta)^{1/2}$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

R = 土石流の径深

B : 流れの幅 (m)

θ = 溪床勾配 (度)

U : 土石流の流速 (m/s)

[参考] 土石流流量（ピーク流量）治山技術基準P84

豪雨時に溪流に発生する表面流によって、水で飽和した堆積土砂が不安定化し土石流が発生すると仮定すると、供給された清水の流量 Q_R と土石流発生後の水と石礫を含む土石流流量 Q_d の関係は次式で表される。この式を用いて、土石流の流量の予測ができる。

$$Q_d = \frac{C_*}{C_* - C_d} Q_R$$

Q_d : 土石流流量 (m³/s)

Q_R : 供給された清水の流量 (m³/s)

C_* : 堆積土砂における石礫の体積濃度 (0.6程度)

C_d : 土石流における石礫の体積濃度

なお、土石流における石礫の体積濃度は、次式で表される。

$$C_d = \frac{\tan \theta}{(\sigma / \rho - 1) (\tan \phi_s - \tan \theta)}$$

θ : 溪床の傾斜角

ϕ_s : 溪床の堆積土砂（石礫）の内部摩擦角

ρ : 水の密度 (t/m³)

σ : 堆積土砂の石礫の密度 (t/m³)

治山ダム放水路断面設計資料

平成29年度

予防治山事業

三好市 東祖谷

【 〇 】

測点名

1. 最大洪水流量の算出

最大洪水流量の算出は次式による。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{治山技術基準 P 70})$$

ここに、
 Q : 最大洪水流量 (m³/s)
 f : 流出係数 (〇)
 r : 洪水到達時係数
 A : 集水面積 (ha)

【 条件 】

集水面積 (A)	15.8 ha
流出係数 (f)	0.55
雨量強度 (r)	106

なお、洪水到達時間(t)は流入時間(t1)と流出時間(t2)の和とする。

- ① 洪水到達時間(t1) …………… カーベイ式 (治山技術基準 P 73)

$$t1 = (2/3 \times 3.28 \times L1 \times nd / \sqrt{S})^{0.467}$$

ここに、
 t1 : 山腹流下時間 (min)
 3.28 : メートルをフィートに換算する係数
 L1 : 水平距離 (流域内最遠点から流路) (m)
 H1 : 標高差 (m)
 S : 平均勾配 = H / L1
 nd : 遅滞係数 (表-2)

【 条件 】

水平距離 (L1)	478 m
標高差 (H 1)	175 m
平均勾配 (S)	0.37
遅滞係数 (nd)	0.80

$$\begin{aligned} t1 &= (2/3 \times 3.28 \times 478 \times 0.8 / \sqrt{0.37})^{0.467} \\ &= (1044.1 \times 0.8 / 0.61)^{0.467} \\ &= (1369.3)^{0.467} \\ &= 29.2 \text{ (min)} \end{aligned}$$

- ② 流下時間(t2) …………… マニング式 (治山技術基準 P 73)

$$V = 1/n \cdot (R)^{2/3} \cdot (I)^{1/2}$$

ここに、
 V : 流速 (m/s)
 t2 : 流下時間 (min)
 R : 径深
 I : 水面勾配
 n : マニングの粗度係数 (表-3)

【 条件 】

径深 (R ')	0.42 m
水面勾配 (I)	50.2 %
粗度係数	0.07
流路延長 (L2)	639 m
標高差 (H2)	321 m

$$\begin{aligned} V &= 1/0.07 \cdot (0.42)^{2/3} \cdot (0.50)^{1/2} \\ &= 1/0.07 \cdot 0.56 \cdot 0.71 \\ &= 5.68 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t2 &= \text{水平距離} / V / 60 \text{分} = 639 / 5.68 / 60 \\ &= 1.9 \text{ (min)} \end{aligned}$$

$$\text{○洪水到達時間(t)} = 29.2 (t1) + 1.9 (t2)$$

$$= 31.1 \text{ (min)}$$

従って雨量強度(r)は、三好市東祖谷の係数式 $8.75 / (\sqrt{t+1.0}) \cdot 80$ より

$$\begin{aligned} r &= 8.75 / 6.58 \cdot 80 \\ &= 106 \text{ となる。} \end{aligned}$$

$$\langle \text{結果} \rangle \quad Q = 1/360 \cdot 0.55 \cdot 106 \cdot 15.8$$

$$= 2.56 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. 計画高水流量の算出

2-1. 最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積の算出

【 】
測点名

治山ダム完成時に、治山ダム上流側の溪床が放水路天端より低い位置となる計画であるため、縮流ぜきによる方法を採用する。

①縮流ぜき式による放水路断面

側のり勾配 1:0.5 とした場合 (治山技術基準 P164)

下幅 4.00 m で $Qs' \geq Q$ となる h' を計算。

ここに、 Qs' : 縮流ぜき式による流量 Q : 最大洪水流量

$$\begin{aligned} \text{(計算)} \quad Qs' &= (1.77 \cdot B1 + 0.71 \cdot h') \cdot h'^{3/2} \\ &= (1.77 \cdot 4.00 + 0.71 \cdot 0.50) \cdot 0.50^{3/2} \\ &= 2.63 \end{aligned}$$

$$Qs' = 2.63 \geq 2.56 \text{ (1.02倍)}, \quad h' \text{ (H} \cdot \text{W} \cdot \text{L)} = 0.50 \text{ となる。}$$

【条件】

縮流ぜき式	
放水路下長	4.00 m
側のり勾配	1:0.5
最大洪水流量 (Q)	2.56 m ³ /s
越流水深 h'	0.50 m

②放水路断面積

①より、最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積 (S1) は、
(S1) = 2.13m²となる。

2-2. 計画高水流量 (Qmax) の決定

①洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 (S2) の検討

洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 (S2) は、図-1 より、

(S2) = 2.125m²となる。

②補正係数 (fq) の算出

補正係数 (fq) は次式により求められる。

$$\text{補正係数 (fq)} = \frac{\text{洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 : S2 (m}^2\text{)}}{\text{最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積 : S1 (m}^2\text{)}}$$

よって (fq) = 1となる。

【条件】

最大洪水流量 (Q) に基づく断面積 (S1)	2.1	m ²
洪水痕跡等に基づく断面積 (S2)	2.1	m ²

③計画高水流量 (Qmax)

計画高水流量 (Qmax) は次式により求められる。

$$Q_{\max} = Q \cdot fq$$

ここに、 Q_{\max} : 計画高水流量 (m³/s)

Q : 最大洪水流量 (m³/s)

fq : 補正係数

$$= 2.56 \text{ m}^3/\text{s} = Q$$

【条件】

最大洪水流量 (Q)	2.56	m ³ /s
補正係数 (fq)	1.00	

【 】
測点名

3. 放水路断面の決定

①縮流ぜき式による放水路断面

$Q_{max}=Q$ のため【2-1】の計算過程と同様である。計算結果を右欄に示す。

■ 設 計 ■

縮流ぜき式	
放水路下長	4.00 m
計画水深 (hc)	0.50 m
袖高	1.00 m
側面勾配	1:0.5
計画勾配	7.0 %

② 放水路の高さの決定

【 条件 】

計画高水流量 (Qmax)	2.56 m ³ /s
---------------	------------------------

放水路の高さは、計画高水流量を基準として求めた計画水深に、水面変動を考慮した余裕高を加えて決定するものとする。

よって余裕高 $\Delta h = 0.4$ mとなり、

①、②により放水路の高さは、 $0.5 + 0.4 = 0.9$ m

ただし、最小断面は、土石・流木等の混入を考慮し、袖高1.0mを標準とする。

〈結果〉 放水路下長 $L=4.00$ m 計画水深 $h_c=0.50$ m 袖高=1.00m と決定する。

また、計画勾配は、集水面積(158,000m²)×年平均降雨量(2.350m)=371,000m³=37万tonゆえに古生層は「計画勾配表」により7.0%となる。

計画勾配表

区 分	勾 配	基 準	
古生層	三波川	1 ~ 2%	500万t 以上
		3 ~ 4%	100万~500万t
	秩父	5 ~ 6%	50万~100万t
		7 ~ 8%	50万t 以下
中生層	和泉	1 ~ 2%	100万t 以上
		3 ~ 4%	50万~100万t
	四万十	5 ~ 6%	20万~50万t
		7 ~ 8%	20万t 以下

浸透能不良母材：岩盤又は粘性土
浸透能普通母材：砂質土
浸透能良好母材：その他

治山技術基準 P17
急峻：20° 越える傾斜
斜面：20° 以下

流域斜面勾配

{標高差(H1)+標高差(H2)}÷[水平距離(L1)+水平距離(L2)]
(175+321)÷(478+639) = 44.43%
≒ 23.95°

【 】
測点名

表-1 自然状態での流出係数 f1 (治山技術基準 第2章第7節「水門調査」表-17)

地 形 及 び 地 質	浸透能不良母材			浸透能普通母材			浸透能良好母材			
	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	
f1	森 林	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
	疎林耕地	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35
	草 地	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45
	不毛岩石地	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

表-2 遅滯係数(治山技術基準 第2章第7節「水門調査」表-19)

地 破 状 態	nd
不 透 水 面	0.02
よく締った裸地 (なめらか)	0.10
裸 地 (普通の粗さ)	0.20
疎 草 地 及 び 耕 地	0.20
牧草地または普通の草地	0.40
森 林 (落葉林)	0.60
森 林 (落葉林, 落葉等堆積地)	0.80
森 林 (針葉樹林)	0.80
密 草 林	0.80

表-3 マニングの粗度係数 (治山技術基準 第2章第7節「水門調査」表-21)

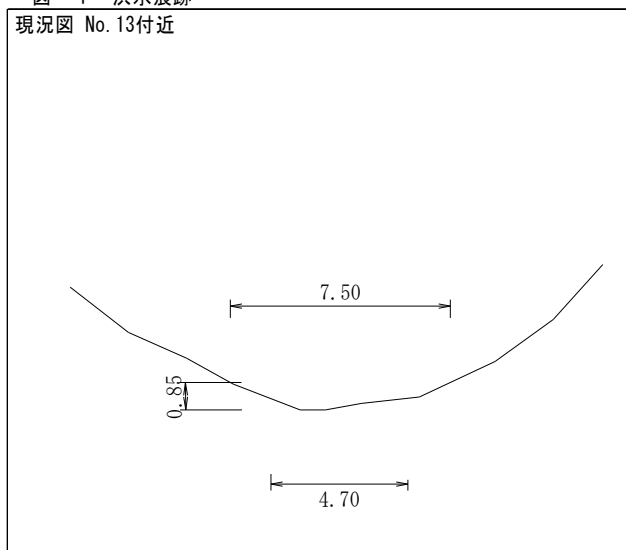
区 分	渓 床 の 状 況	粗 度 係 数		
		範 囲	平 均	
自然流路	大流路	粘土、砂質床	0.018~0.035	
		礫河床	0.025~0.040	
	山地流路	底面に砂利、玉石	0.03~0.05	
		玉石、大玉石交じり	0.04~0.07	
	山岳地溪流	流水土砂で摩耗された凹凸の甚だしい母岩の露出渓床		0.05
		河床が割合整備された状況の渓床		0.06
径0.3m~0.5mの石礫が点在			0.07	
	径0.5m以上の石礫が点在		0.08	
人口水路等	コンクリート管		0.013	
	コンクリート人口水路	0.014~0.020		
	両岸石張小水路 (泥土床)		0.025	
	コルゲートパイプ等 (1型)		0.024	
	" (2型)		0.033	
	" (ペーピングあり)		0.012	

表-4 計画高水流量と余裕高
(治山技術基準 第4章第3節「治山ダム」表-2)

計画高水流量 Qmax	余裕高 Δh
50m ³ /s未満	0.4m
50m ³ /s以上	0.6m
200m ³ /s未満	
200m ³ /s以上	0.8m
500m ³ /s未満	
500m ³ /s以上	1.0m

図-1 洪水痕跡

現況図 No. 13付近

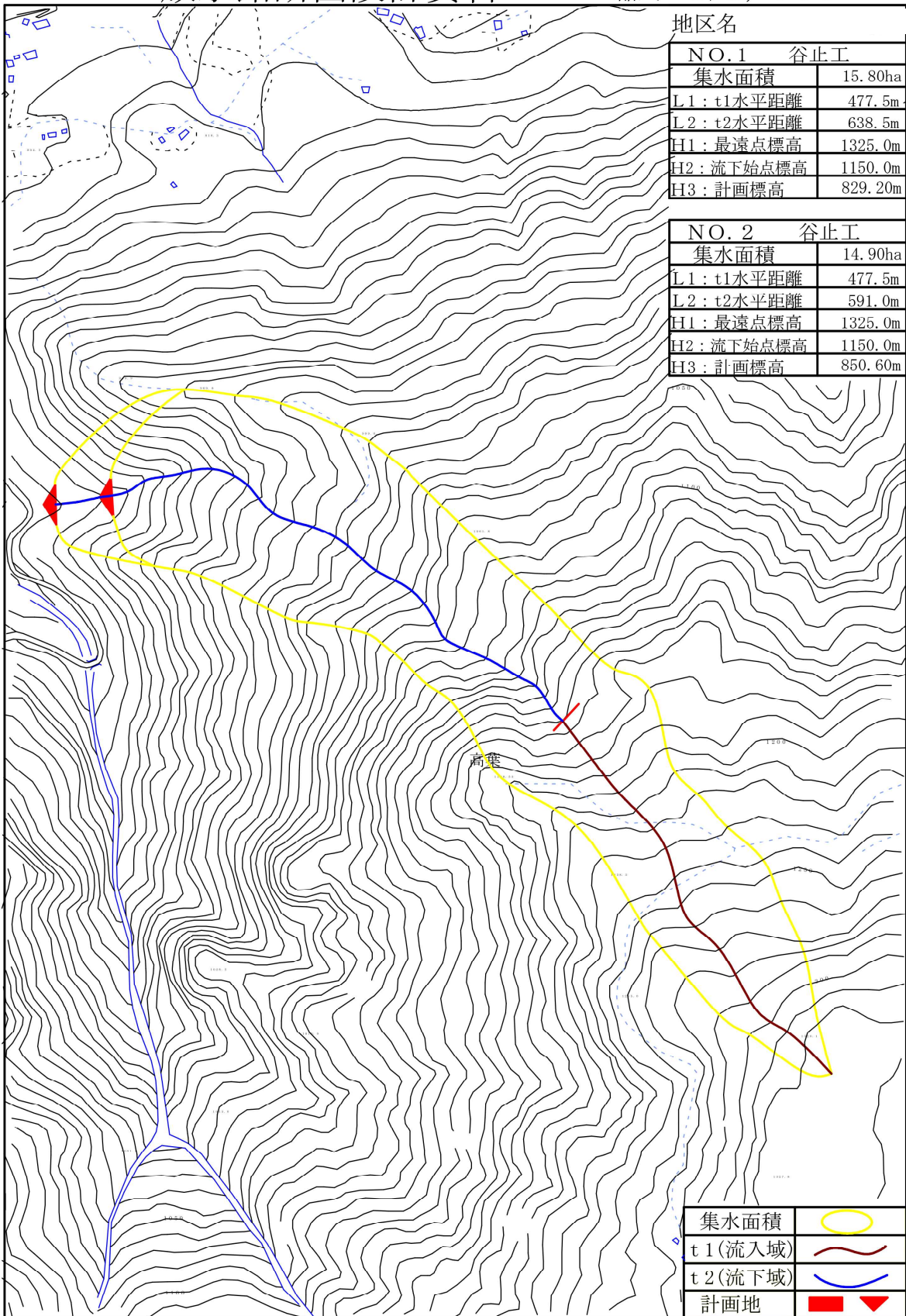


縮流せき式 (Qs' 用)

判定	水深	上長	流積	潤辺	径深	許容流量	安全率
0	0.10	4.10	0.405	4.224	0.10	0.23	0.08
0	0.20	4.20	0.820	4.447	0.18	0.65	0.25
0	0.30	4.30	1.245	4.671	0.27	1.20	0.46
0	0.40	4.40	1.680	4.894	0.34	1.86	0.72
1	0.50	4.50	2.125	5.118	0.42	2.63	1.02
1	0.60	4.60	2.580	5.342	0.48	3.49	1.36
1	0.70	4.70	3.045	5.565	0.55	4.44	1.73
2	0.80	4.80	3.520	5.789	0.61	5.47	2.13
2	0.90	4.90	4.005	6.012	0.67	6.59	2.57
3	1.00	5.00	4.500	6.236	0.72	7.79	3.04
3	1.10	5.10	5.005	6.460	0.77	9.07	3.54
4	1.20	5.20	5.520	6.683	0.83	10.43	4.07
4	1.30	5.30	6.045	6.907	0.88	11.86	4.63
5	1.40	5.40	6.580	7.130	0.92	13.37	5.22
5	1.50	5.50	7.125	7.354	0.97	14.96	5.84
6	1.60	5.60	7.680	7.578	1.01	16.63	6.49
7	1.70	5.70	8.245	7.801	1.06	18.37	7.17
7	1.80	5.80	8.820	8.025	1.10	20.18	7.88
8	1.90	5.90	9.405	8.248	1.14	22.08	8.62
9	2.00	6.00	10.000	8.472	1.18	24.04	9.39

放水路断面設計資料

縮尺 = 1 / 5, 000



治山ダム放水路断面設計資料

平成29年度

予防治山事業

海部郡 海陽町(海南)

【 〇 】
測点名

1. 最大洪水流量の算出

最大洪水流量の算出は次式による。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{治山技術基準 P 70})$$

ここに、
 Q : 最大洪水流量 (m³/s)
 f : 流出係数 (表-1)
 r : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)
 A : 集水面積 (ha)

【 条件 】

集水面積 (A)	6.3 ha
流出係数 (f)	0.55
雨量強度 (r)	206

なお、洪水到達時間(t)は流入時間(t1)と流出時間(t2)の和とする。

- ① 洪水到達時間(t1) …………… カーベイ式 (治山技術基準 P 73)

$$t1 = (2/3 \times 3.28 \times L1 \times nd / \sqrt{S})^{0.467}$$

ここに、
 $t1$: 山腹流下時間 (min)
 3.28 : メートルをフィートに換算する係数
 $L1$: 水平距離 (流域内最遠点から流路) (m)
 $H1$: 標高差 (m)
 S : 平均勾配 = $H/L1$
 nd : 遅滞係数(表-2)

【 条件 】

水平距離 (L1)	200 m
標高差 (H 1)	132 m
平均勾配 (S)	0.66
遅滞係数 (nd)	0.80

$$\begin{aligned} t1 &= (2/3 \times 3.28 \times 200 \times 0.8 / \sqrt{0.66})^{0.467} \\ &= (437.3 \times 0.8 / 0.81)^{0.467} \\ &= (431.9)^{0.467} \\ &= 17.0 \text{ (min)} \end{aligned}$$

- ② 流下時間(t2) …………… マニング式 (治山技術基準 P 73)

$$V = 1/n \cdot (R)^{2/3} \cdot (I)^{1/2}$$

ここに、
 V : 流速 (m/s)
 $t2$: 流下時間 (min)
 R : 径深
 I : 水面勾配
 n : マニングの粗度係数 (表-3)

【 条件 】

径深 (R ')	0.33 m
水面勾配 (I)	42.8 %
粗度係数	0.07
流路延長 (L2)	330 m
標高差 (H2)	141 m

$$\begin{aligned} V &= 1/0.07 \cdot (0.33)^{2/3} \cdot (0.43)^{1/2} \\ &= 1/0.07 \cdot 0.48 \cdot 0.65 \\ &= 4.46 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t2 &= \text{水平距離} / V / 60 \text{分} = 330 / 4.46 / 60 \\ &= 1.2 \text{ (min)} \end{aligned}$$

$$\text{○洪水到達時間 (t) = 17.0 (t1) + 1.2 (t2)}$$

$$= 18.2 \text{ (min)}$$

従って雨量強度(r)は、海部郡海陽町(海南)の係数式 $11.75 / (\sqrt{t+4.0}) \cdot 145$ より

$$\begin{aligned} r &= 11.75 / 8.27 \cdot 145 \\ &= 206 \text{ となる。} \end{aligned}$$

$$\langle \text{結果} \rangle \quad Q = 1/360 \cdot 0.55 \cdot 206 \cdot 6.3$$

$$= 1.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. 計画高水流量の算出

2-1. 最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積の算出

【 】
測点名

治山ダム完成時に、治山ダム上流側へ直接続く計画であるため、開水路による方法を採用する。

① マニング式による放水路断面

ここで放水路を仮定し、流量 $Qk' \geq Q$ の検定を行なう (治山技術基準P165)。

ここに、 Qk' : 開水路による流量 Q : 最大洪水流量

$$V = 1/n \cdot (R)^{2/3} \cdot (I)^{1/2}$$

V : 流速 (m/s)

水深=0.40(m) と仮定 $R' = 0.33$ (m)

I : 勾配の想定 = 6.0(%)

n : 粗度係数 = 0.07

$$V = 1/0.07 \cdot (0.33)^{2/3} \cdot (0.06)^{1/2}$$

$$= 1.67 \text{ (m/s)}$$

(計算) 越流水深=0.40 (m), 上長=3.40(m), 流積=1.280(m²), 潤辺=3.894(m), 径深=0.33(m), $R'^{2/3}=0.478$

許容流量=(流積)1.280×(流速)1.67=2.14 (m³/s)

従って $h' = 0.40$ (m) において $Qk' = 2.14 \geq 1.98 \text{ m}^3/\text{s}$ (1.08倍)となる。

【条件】

Manning式	
放水路下長	3.00 m
側のり勾配	1:0.5
最大洪水流量 (Q)	1.98 m ³ /s
越流水深 h'	0.40 m

② 放水路断面積

①より、最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積 (S1) は、
(S1) = 1.28m²となる。

2-2. 計画高水流量 (Qmax) の決定

① 洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 (S2) の検討

洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 (S2) は、図-1より、

(S2) = 1.22m²となる。

② 補正係数 (fq) の算出

補正係数 (fq) は次式により求められる。

$$\text{補正係数 (fq)} = \frac{\text{洪水痕跡等に基づく溪流の断面積 : S2 (m}^2\text{)}}{\text{最大洪水流量 (Q) に基づく放水路断面積 : S1 (m}^2\text{)}}$$

よって (fq) = 0.95となる。

ただし、補正係数 (fq) は1.0以上必要であることから、(fq) = 1.0とする。

【条件】

最大洪水流量 (Q) に基づく断面積 (S1)	1.3	m ²
洪水痕跡等に基づく断面積 (S2)	1.2	m ²

③ 計画高水流量 (Qmax)

計画高水流量 (Qmax) は次式により求められる。

$$Q_{\max} = Q \cdot f_q$$

ここに、 Q_{\max} : 計画高水流量 (m³/s)

Q : 最大洪水流量 (m³/s)

f_q : 補正係数

$$= 1.98 \text{ m}^3/\text{s} = Q$$

【条件】

最大洪水流量 (Q)	1.98	m ³ /s
補正係数 (fq)	1.00	

【 】
測点名

3. 放水路断面の決定

① マニング式による放水路断面

$Q_{max}=Q$ のため【2-1】の計算過程と同様である。計算結果を右欄に示す。

■ 設計 ■

マニング式	
放水路下長	3.00 m
計画水深 (hc)	0.40 m
袖高	1.00 m
側面勾配	1:0.5
計画勾配	6.0 %

② 放水路の高さの決定

放水路の高さは、計画高水流量を基準として求めた計画水深に、水面変動を考慮した余裕高を加えて決定するものとする。

よって余裕高 $\Delta h = 0.4$ mとなり、

①、②により放水路の高さは、 $0.4 + 0.4 = 0.8$ m

ただし、最小断面は、土石・流木等の混入を考慮し、袖高1.0mを標準とする。

〈結果〉 放水路下長 $L=3.00$ m 計画水深 $hc=0.40$ m 袖高=1.00m と決定できる。
また、計画勾配は、集水面積 (63,000m²) × 年平均降雨量 (3.211m) = 202,000m³ = 20万 ton
ゆえに中生層は「計画勾配表」により 6.0%となる。

計画勾配表

区分	勾配	基準
古生層	1 ~ 2%	500万t 以上
	3 ~ 4%	100万~500万t
	5 ~ 6%	50万~100万t
中生層	7 ~ 8%	50万t 以下
	1 ~ 2%	100万t 以上
四万十	3 ~ 4%	50万~100万t
	5 ~ 6%	20万~50万t
	7 ~ 8%	20万t 以下

浸透能不良母材：岩盤又は粘性土
浸透能普通母材：砂質土
浸透能良好母材：その他

治山技術基準 P17
急峻：20° 越える傾斜
斜面：20° 以下

流域斜面勾配

$$\frac{\text{標高差}(H1) + \text{標高差}(H2)}{\text{水平距離}(L1) + \text{水平距離}(L2)}$$

$$(132+141) \div (200+330) = 51.55\%$$

$$\approx 27.27^\circ$$

【 】
測点名

表-1 自然状態での流出係数 f1 (治山技術基準 第2章第7節「水門調査」表-17)

地 形 及 び 地 質	浸透能不良母材			浸透能普通母材			浸透能良好母材			
	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	
f1	森 林	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
	疎林耕地	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35
	草 地	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45
	不毛岩石地	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

表-2 遅滯係数(治山技術基準 第2章第7節「水門調査」表-19)

地 破 状 態	nd
不 透 水 面	0.02
よく締った裸地 (なめらか)	0.10
裸 地 (普通の粗さ)	0.20
疎 草 地 及 び 耕 地	0.20
牧草地または普通の草地	0.40
森 林 (落葉林)	0.60
森 林 (落葉林, 落葉等堆積地)	0.80
森 林 (針葉樹林)	0.80
密 草 林	0.80

表-3 マニングの粗度係数 (治山技術基準 第2章第7節「水門調査」表-21)

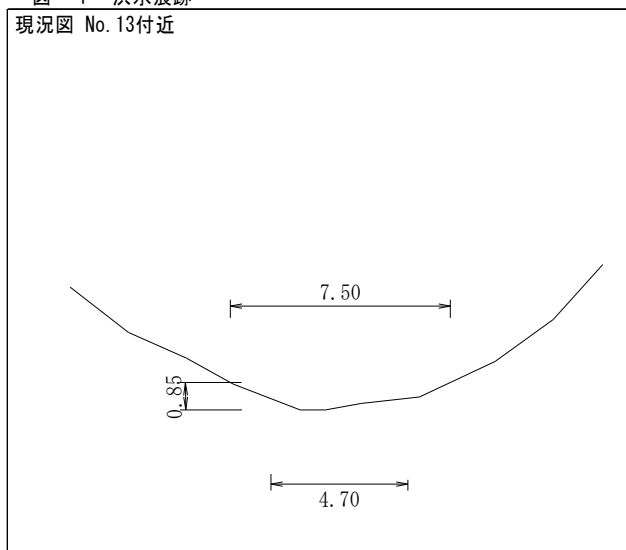
区 分	渓 床 の 状 況	粗 度 係 数		
		範 囲	平 均	
自然流路	大流路	粘土、砂質床	0.018~0.035	
		礫河床	0.025~0.040	
	山地流路	底面に砂利、玉石	0.03~0.05	
		玉石、大玉石交じり	0.04~0.08	
	山岳地溪流	流水土砂で摩耗された凹凸の甚だしい母岩の露出渓床		0.05
		河床が割合整備された状況の渓床		0.06
径0.3m~0.5mの石礫が点在			0.07	
人口水路等	径0.5m以上の石礫が点在		0.08	
	コンクリート管		0.013	
	コンクリート人口水路	0.014~0.020		
	両岸石張小水路 (泥土床)		0.025	
	コルゲートパイプ等 (1型)		0.024	
" (2型)		0.033		
" (ペーピングあり)		0.012		

表-4 計画高水流量と余裕高
(治山技術基準 第4章第3節「治山ダム」表-2)

計画高水流量 Qmax	余裕高 Δh
50m ³ /s未満	0.4m
50m ³ /s以上	0.6m
200m ³ /s未満	
200m ³ /s以上	0.8m
500m ³ /s未満	
500m ³ /s以上	1.0m

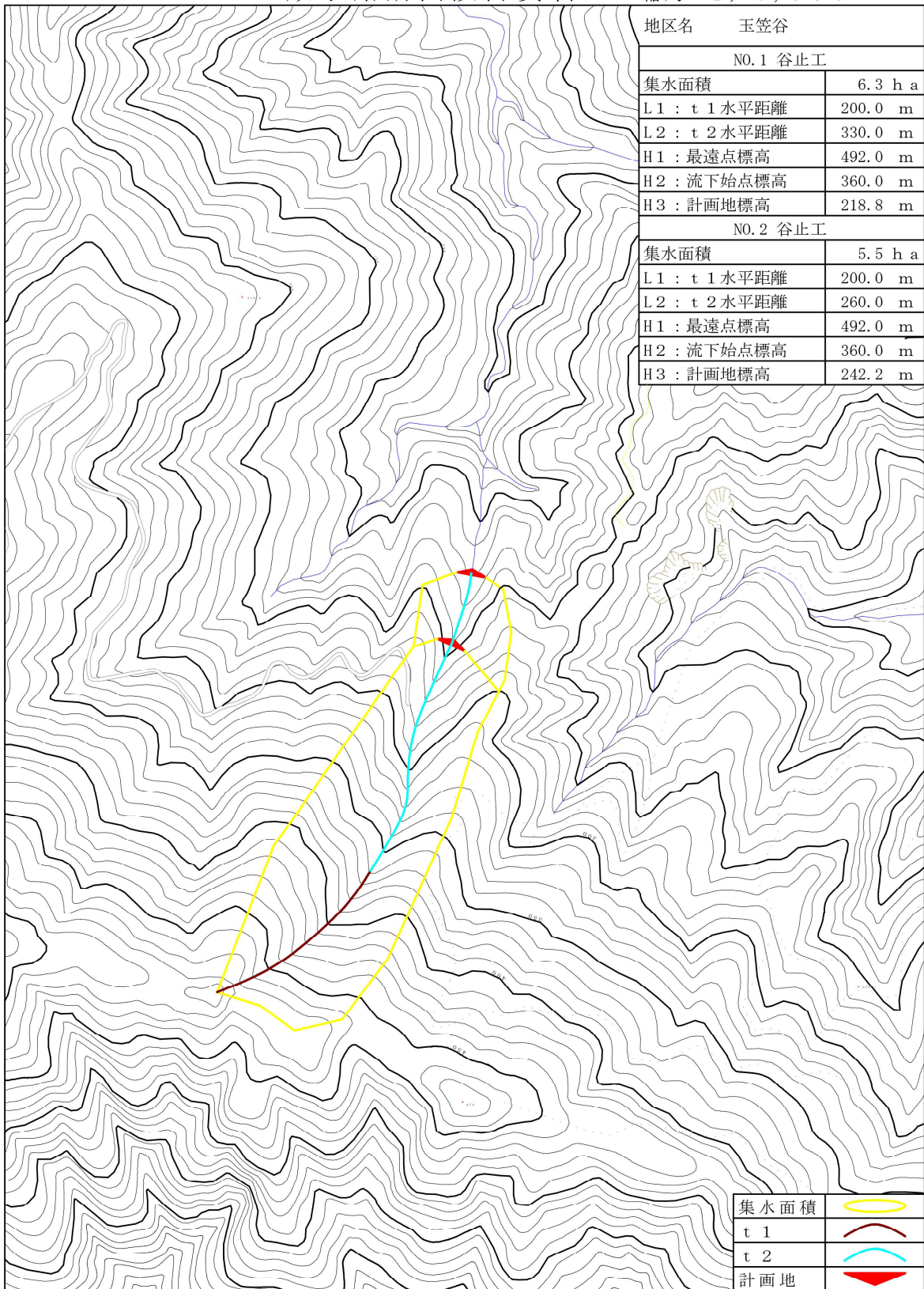
図-1 洪水痕跡

現況図 No. 13付近



放水路断面設計資料

縮尺 = 1 / 5,000



マニング式 (Qk' 用)

判定	水深	上長	流積	潤辺	径深	$R^{2/3}$	流速	許容流量	安全率
0	0.10	3.10	0.31	3.22	0.09	0.20	0.70	0.21	0.10
0	0.20	3.20	0.62	3.45	0.18	0.32	1.12	0.69	0.34
0	0.30	3.30	0.95	3.67	0.26	0.41	1.43	1.35	0.68
1	0.40	3.40	1.28	3.89	0.33	0.48	1.67	2.14	1.08
1	0.50	3.50	1.63	4.12	0.39	0.53	1.87	3.04	1.53
2	0.60	3.60	1.98	4.34	0.46	0.60	2.09	4.14	2.09
2	0.70	3.70	2.35	4.57	0.51	0.64	2.23	5.23	2.64
3	0.80	3.80	2.72	4.79	0.57	0.69	2.41	6.56	3.31
3	0.90	3.90	3.11	5.01	0.62	0.73	2.54	7.89	3.98
4	1.00	4.00	3.50	5.24	0.67	0.77	2.68	9.38	4.73
5	1.10	4.10	3.91	5.46	0.72	0.80	2.81	10.97	5.54
6	1.20	4.20	4.32	5.68	0.76	0.83	2.91	12.57	6.34
7	1.30	4.30	4.75	5.91	0.80	0.86	3.02	14.33	7.23
8	1.40	4.40	5.18	6.13	0.84	0.89	3.12	16.16	8.16
9	1.50	4.50	5.63	6.35	0.89	0.93	3.24	18.23	9.20
10	1.60	4.60	6.08	6.58	0.92	0.95	3.31	20.12	10.16
11	1.70	4.70	6.55	6.80	0.96	0.97	3.41	22.32	11.27
12	1.80	4.80	7.02	7.02	1.00	1.00	3.50	24.57	12.40
13	1.90	4.90	7.51	7.25	1.04	1.03	3.59	26.94	13.60
14	2.00	5.00	8.00	7.47	1.07	1.05	3.66	29.28	14.78

1-4 治山ダムの袖

治山ダムの袖は、洪水時における越流を考慮して、十分強固にしなければならない。

[解説]

- 1 治山ダムの袖は、洪水時の越流によって被災しないように、計画高水位以上の高さとし、地山に十分取り付けて構造物に強固なものにしなければならない。
- 2 袖の突込みの深さは、地盤の不均質性、風化の速度等を考慮して、安全な深さとなるように決定しなければならない。
- 3 袖の両岸取付部は、風化作用及び洪水流の侵食によって決壊し、治山ダム破壊の原因となりやすいので、間詰等で十分保護しなければならない。
- 4 土石流の流下を考慮する場合は、袖に土石流の衝撃力が加わることを想定して、袖の補強、保護工の設置等を検討するものとする。

[参考] 袖の突込み深さ

治山ダムの袖の突込み深さは、現地の諸条件により異なるが、次の値が用いられることが多い。

- | | |
|----------------------------|----------|
| 1) 岩の場合 | 1. 0 m程度 |
| 2) 軟岩（風化が進行した岩又は亀裂の多い岩）の場合 | 1. 5 m程度 |
| 3) 締まった地山の場合 | 2. 0 m程度 |
| 4) 軟弱な地山又は堆積土砂の場合 | 3. 0 m程度 |

[細則]

袖の突込み深さは下図のとおりとする。

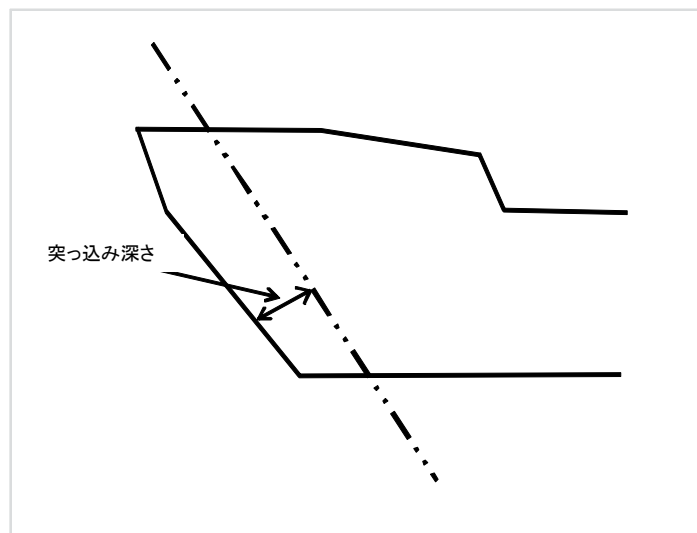


図4 袖部の突込み

1-5 重力式治山ダムの断面決定

重力式治山ダムの断面は、原則として、下流のり及び天端厚を決定し、次いで安定条件を満たす断面となるように上流のりを決定するものとする。

[解説]

重力式治山ダムの断面決定に当たっては、当該治山ダムの設置目的、設置箇所の状況、集水面積、上流部の荒廃状況、洪水痕跡等による出水状況、通常時の流水、土砂及び石礫の流送状況、基礎地盤に応じた床堀深及び埋戻し方法等を、十分検討する。

[細則]

1 ダムタイプについては流域面積及び上流部の荒廃状況、ダムの規模、洪水時の出水状況、平水時の流水及び土砂石礫の流送状況、床堀深及び埋戻し状況等により決定されるが、ダムタイプ決定の具体的な手法として、谷止工床堀横断図及び縦断図を参考に、堤体と床堀深及び埋戻し土砂との関係でダムタイプを決定することを基本とする。

2 断面の設計について

- ① ダムサイトにおける有効高さ¹⁾と床堀深から治山ダムの堤高(H)を決定する。
- ② 放水路断面の計算より、設計越流水深を(h')決定する。
- ③ 後述の「放水路の天端厚」により天端厚を決定する。
- ④ ダム完成後に堤体に作用する水圧及び土圧によって、ダムのタイプを分類する。
以上の条件により安定計算を行い、上流法、下流法を決定して断面を確定する。

3 外力による型の分類

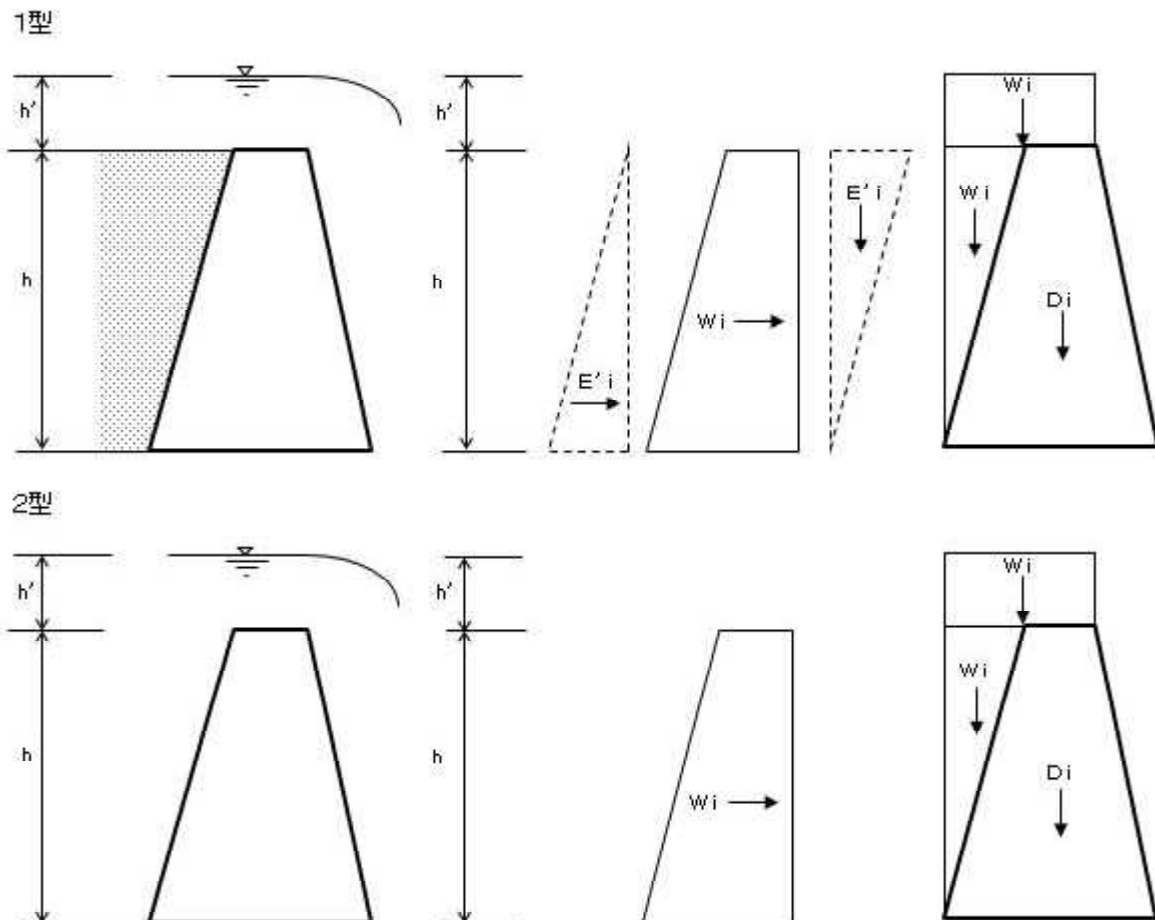
堤体に作用する水圧及び土圧は、堤体背後の堆砂と湛水^{たんすい}の状態によって異なるので、これを次にあげる5つの型に分類する。

※ダムサイト ダム建設の敷地。ダム用地。
湛水^{たんすい} 水がたまること。

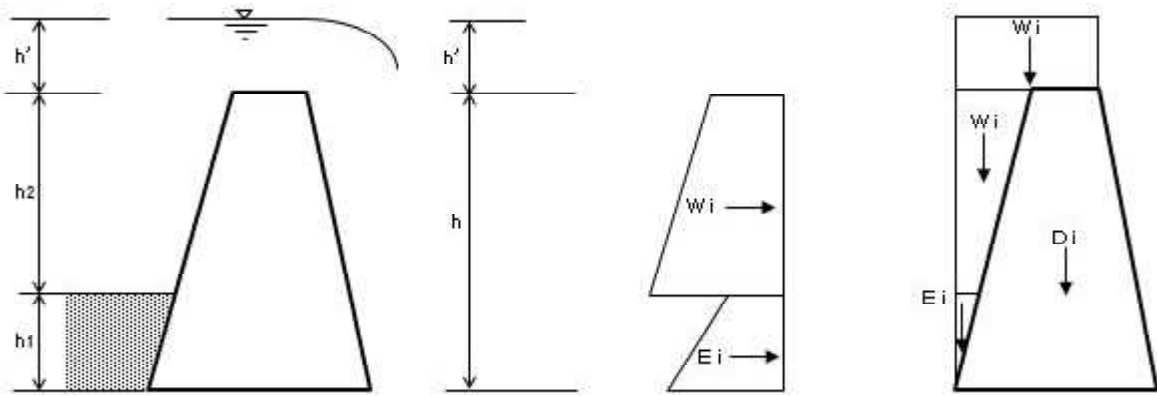
表 8 治山ダムの型の分類

分類	外力計の略称	外力の想定
1型	水圧(h+h')+水中土圧(h)	砂礫などがルーズな状態で短期に堆積し、水圧と水中土圧とが作用すると予想される場合。
2型	水圧(h+h')	ダムの完成までほとんど堆砂せず、水圧が作用すると予想される場合。
3型	水圧(2/3h+h')+土圧(1/3h)	ダムの規模、床堀の状態、土砂の流出状況などから、ダムの完成までに堤高の1/3程度まで水締めされた状態で堆砂し、この部分の土圧と、その上部の水圧とが作用すると予想される場合。
4型	水圧(1/2h+h')+土圧(1/2h)	ダムの規模、床堀の状態、土砂の流出状況等から、ダムの完成までに堤高の1/2程度まで水締めされた状態で堆砂し、この部分の土圧と、その上部の水圧とが作用すると予想される場合。
5型	水圧(h)+水中土圧(h')	床堀の状態、土砂の流出状況から、ダムの完成までに天端まで水締めされた状態で堆砂し、土圧が作用すると予想される場合。

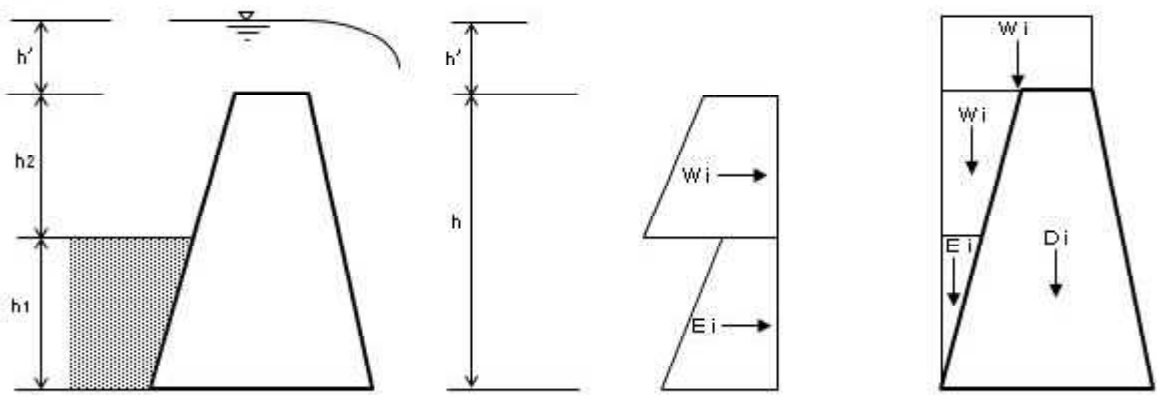
図 5 重力式コンクリートダム型の分類と荷重の模式図



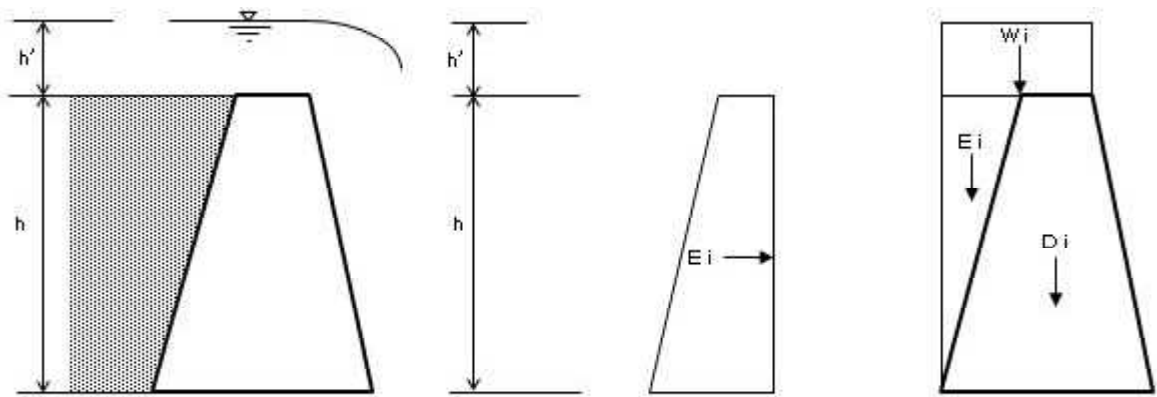
3型



4型



5型



D_i : 堤体自重
 W_i : 水圧
 E_i : 土圧
 E'_i : 水中土圧
 但し、 i は計算区分によって付けられる数。

1-6 重力式治山ダムの天端厚

重力式治山ダムの天端厚は、流送砂礫の大きさ、越流水深、上流側の勾配等を考慮して決定しなければならない。

[解説]

1 治山ダムの天端は、流水と流下砂礫によって摩耗することや、転石等の衝撃により破損することがある。したがって、天端厚は、流送砂礫の大きさ、越流水深、上流側の勾配等を考慮して決定しなければならない。

重力式治山ダムの天端厚は、通常、次の厚さを目安として決定する。

- | | |
|---|-------------|
| 1) 一般荒廃溪流 | 1. 5 m |
| 2) 洪水により大転石の流下のおそれのある場合 | 2. 0 m |
| 3) 大規模な土石流発生のおそれのある場合及び地すべり等により側圧を受ける
おそれのある場合 | 2. 0～4. 0 m |
| 4) シラス等流送砂礫の粒径が小さい小溪流 | 0. 8～1. 0 m |

2 転石、土石流の衝撃を考慮した場合に天端厚が4. 0 mを越えることとなる場合は、緩衝材を併用する等によりできる限り4. 0 m以内とする。

[細則]

徳島県の一般荒廃溪流においては、治山ダムの放水路天端厚は1. 5 mを標準とする。ただし、これ以外の天端厚を採用する場合は、管内の類似の現場との整合を取りながら下記を参考に決定する。

- 1) 集水面積が小さく、石礫の径が小さい場合には、天端厚は1. 2 mとする。(泉砂岩層地帯)
- 2) 過去において、土石流の発生した溪流や土石流の発生する恐れの大い溪流及び地すべり等により側圧を受けるおそれのある場合においては天端厚を2. 0～4. 0 mとする。

1-7 重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重

- 1 重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重は、原則として、自重、静水圧及び堆砂圧とする。
ただし、必要な場合には、安定計算に用いる荷重として、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧等を加えるものとする。
- 2 土石流を考慮する必要がある場合は、土石流の流体力を考慮するものとする。

[解説]

- 1 重力式治山ダム（重力式として仮定して計算する場合を含む。）の安定計算に用いる荷重は、洪水時を想定して、堤体の自重、静水圧及び堆砂圧を標準とする。また、堤高が15m以上の重力式治山ダムは、揚圧力を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。
- 2 堤高が15m以上の重力式治山ダムは、地震動を考慮した安定計算により安定性を確認しなければならない。なお、堤高が15m未満の重力式治山ダムであっても、保全対象に甚大な影響を及ぼすおそれがある場合など、必要に応じて地震動を考慮した安定計算により安定性を確認する。
- 3 地震動を考慮する場合にあっては、地震加重（地震時慣性力、地震時動水圧等）を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。
- 4 土石流が発生するおそれが高く、堤体に土石流が衝突する可能性がある場合は、土石流を考慮した安定計算により安定性を確認することを標準とする。
- 5 土石流を考慮する場合にあっては、土石流の流体力を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。なお、必要に応じて、土石流に含まれる石礫の衝突を想定して、石礫の衝撃力等を考慮する。
- 6 治山ダムの安定計算に用いる単位体積重量は、次の数値を標準とする。
 - (1) コンクリート製の堤体：23.0kN/m³
 - (2) 玉石等を中詰した枠製の堤体：18kN/m³
 - (3) 静水：9.8～11.8kN/m³（通常9.8kN/m³）
 - (4) 越流水：9.8～11.8kN/m³（通常）9.8kN/m³、1型及び5型は11.8kN/m³
9.8：清水が越流することを想定 11.8：濁水が越流することを想定
 - (5) 堆砂礫：18kN/m³

※揚圧力 ようあつりよく ダム底の岩盤等にしみこんだ水により、ダム堤体を浮き上がらせようとする力。

〈参考〉土石流の流体力

土石流の流体力は、次のとおりである。なお、土石流に関する荷重は、短期荷重とする。

$$F = \alpha \cdot \frac{\rho d}{g} \cdot h \cdot U^2$$

F : 単位幅当たりの土石流の流体力 (kN/m)

α : 係数 (≒通常1.0)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

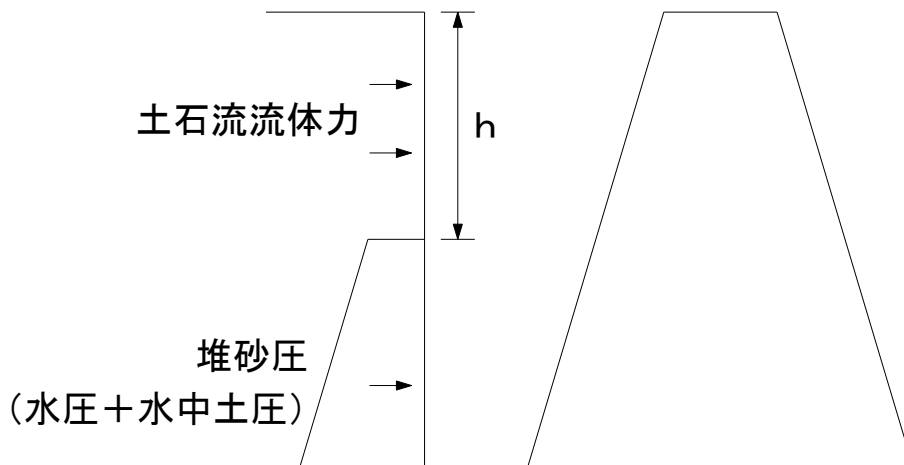
h : 土石流の水深 (m)

U : 土石流の平均流速 (m/s)

ρd : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

注) 土石流の水深、流速及び単位体積重量は、砂防工学等に関する文献 (平成24年7月「土石流・流木対策の手引き等」) を参照して求める。

図-6 土石流の流体力を考慮した荷重の例



※短期荷重 地震による水平力や台風による風圧力など、まれに起こる現象によって構造物に及ぶ荷重。それに対し、構造物の自重など、構造物に対して常時かかっている荷重を長期荷重という。

※重力加速度 地球の重力が地上の物体に及ぼす加速度。

1-8 治山ダム基礎の根入れ

治山ダムの基礎の根入れの深さは、地盤の不均質性や風化の速度等を考慮して、安全な深さとなるように決定しなければならない。

[解説]

- 1 治山ダムの基礎部は、地盤の不均質性（特に砂礫層等）や長年の風化作用によって不安定化しやすいことから、十分な地耐力ちたいりよくが得られるように、基礎の根入れの深さを決定しなければならない。
- 2 洪水時には下流のり先が洗掘されて治山ダム破壊の原因となりやすいので十分な根入れを確保する必要がある。なお、洗掘の危険性が高い場合は、「治山ダムの洗掘防止」により洗掘防止対策を行うものとする。

[参考] 治山ダム基礎の根入れ深さ

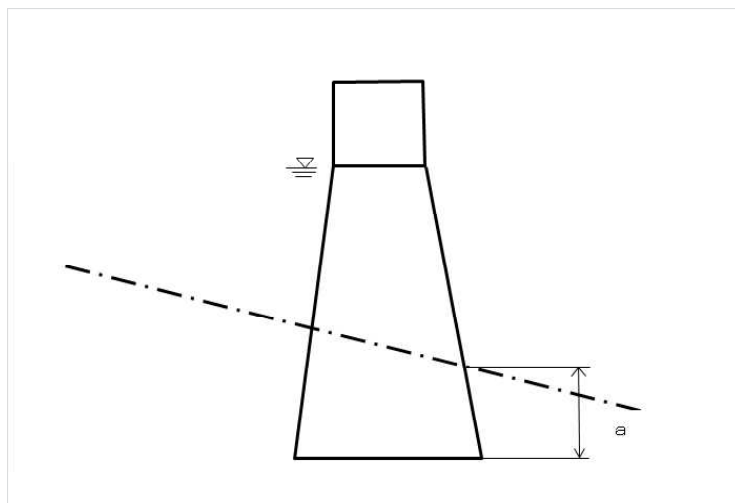
治山ダムの基礎の根入れ深さは、基礎地盤の状況、治山ダムの高さ等の条件により異なるが、一般に、単独の治山ダムの場合は、下記の値とすることが多い。

なお、根入れの深さは、治山ダムの下流のり先で確保することとする。

- | | |
|------------------------------|---------------|
| 1) 盤状硬岩で風化していない場合 | 0. 5 m程度 |
| 2) 岩の場合 | 1. 0 m程度 |
| 3) 軟岸（風化が進行した岩盤又は亀裂の多い岩盤）の場合 | 1. 5 m程度 |
| 4) 砂礫層等の場合 | 2. 0～3. 0 m程度 |

[細則]

- 1 根入れの深さは下図のとおりとする。



a = 根入れの深さ

図7 治山ダムの根入れ深さ

※地耐力ちたいりよく 地盤がどの程度の荷重に耐えられるか、また、地盤の沈下に対して抵抗力がどのくらいあるかを示す指標。前者の荷重を支える力だけを示すのが「支持力」。地盤が沈下しない場合、支持力＝地耐力。

1-9 治山ダムの間詰等

治山ダムの間詰等は、堤体の地山への取付のため掘削し、堤体取付部とならなかった残余^{ざんよ}の地山掘削面の風化等を防止するように設置しなければならない。

[解説]

- 1 治山ダム施工時に設ける余堀部は、コンクリート等で間詰を行い、掘削面の風化や崩落を防止しなければならない。また、袖取付部から上部の掘削面には、必要に応じて天端間詰等を設け、その崩落を防止するものとする。
- 2 基礎地盤が岩盤である場合の余堀部は、掘削面の風化を防止するため、当該余堀部の掘削面をコンクリートによって充填する必要がある（コンクリート間詰）。
- 3 基礎地盤が土砂である場合の余堀部は、掘削面の風化を防止するために、十分埋戻しを行うものとする。ただし、土砂のみでは十分な埋戻しを行うことが困難な場合は、コンクリート又はコンクリートブロック練積擁壁による間詰（擁壁型間詰）、木製構造物等によって補強しなければならない。
また、のり面については植生等によって保護する必要がある。

[参考] 擁壁型間詰

擁壁型間詰は、一般に、経験的に擁壁の断面を決定するが、高いものは、必要に応じて安定計算を行うものとする。

また、基礎地盤が軽石層等でコンクリート間詰や擁壁型間詰では不適當な場合には、富^ふ配合^{はいごう}のモルタルを吹付ける等の方法がある。

[細則]

- 1) 岩盤掘削部分においては、下流側の堤体と岩盤の空隙はコンクリートによって充填する。上流側については放水路下部1.0mまでを標準とする。



図8 間詰（岩）

※残余^{ざんよ}のこり。あまり。
富^ふ配合^{はいごう} 単位セメント量が多いコンクリートの配合。

2) 土砂掘削部分は、十分埋戻しを行うが、土質によって傾斜が保ちにくかったり、水が浸透したりする恐れがあるので、コンクリート擁壁で間詰する。

なお、埋戻し土砂による仕上りのり面は、土羽などで早期緑化をはかり、柵工などを併用することが出来る。

放水路下部にコンクリート擁壁を設置する場合は、擁壁の基礎は、放水路肩より垂線を下ろした位置より外側に設けるものとする。間詰コンクリート擁壁は、裏込礫厚さ0.15mを計上する。

間詰コンクリート擁壁の高さについて、徳島県においては3.0mまでを標準としているが、それを越える間詰を設ける場合には安定計算を行うものとする。

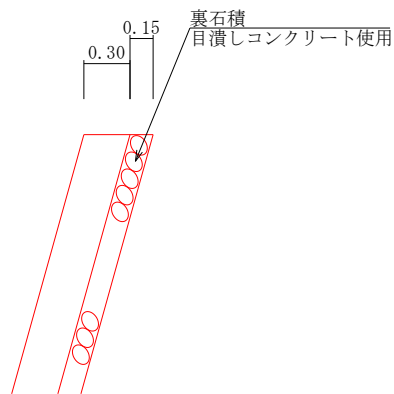


図9 間詰（土砂）

[参考] 徳島県においては、放水路下部にコンクリート擁壁を設置する場合、治山技術基準解説P207「側壁の基礎と天端」を参考とし、放水路肩より垂線を下ろした位置より1.0m程度以上外側に設けることが多い。

1-10 治山ダムの水抜き

治山ダムの水抜きは、施工中の排水及び堆砂後の浸透水圧の軽減が可能となるように設置する。また、堤体の弱点とならないようにその位置、大きさに配慮しなければならない。

[解説]

- 1 治山ダムの水抜きは、主として施工中の排水を目的とするものであるが、堆砂後の浸透水圧を軽減する効果も期待し得るように、数、大きさ及び設置箇所を定めるものとする。
- 2 治山ダムの水抜きは、その上流側溪床線の高さに設けることを標準とし、その大きさは、中洪水の流量が通水できる程度のものであるとする。
- 3 階段状に治山ダムを計画する場合、下流のダムの水抜きは上流のダムの堤底より低い位置に設けるものとする。
- 4 治山ダムの水抜きには、水資源利用の観点から、必要に応じて、開閉構造を付加することができるものとする。
- 5 治山ダムに複数の水抜きを設ける場合には、堤体の弱点とならないように、配列を千鳥状とし、上下の水抜きが垂直に並ばないようにする。
- 6 最上部の水抜きは、土石流等の衝撃によって、治山ダム天端部の破壊の原因となりやすいため、放水路天端から2 m以上離して設けるものとする。

[細則]

- 1) 設置箇所は、放水路天端から垂線を下した範囲内とし、堤体構造上水抜きが弱点とならないように設置しなければならない。
- 2) 水抜きの形状は円形とし、大きさは30 cm～50 cm程度とする。

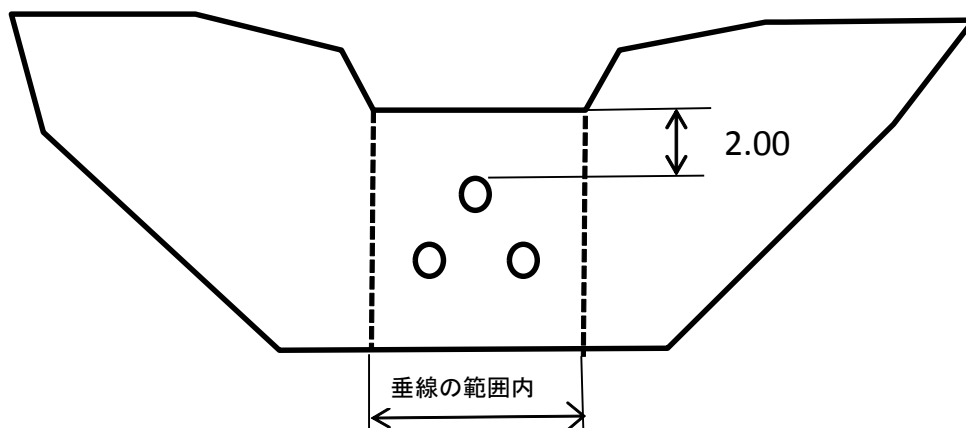


図10 水抜きの位置

1-11 治山ダムの伸縮継目

伸縮継目は、コンクリートのひび割れ軽減を目的として設けるものとする。

[解説]

- 1 コンクリート治山ダムは、硬化の際の温度差によるひび割れが生じやすいマスコンクリートである。このため、堤長の長いコンクリート治山ダムの打設に当たっては、伸縮継目を設置してブロックに区分することにより、硬化の際に生ずる収縮を少なくして、ひび割れの発生を抑えるものとする。
- 2 重力式コンクリート治山ダムの伸縮継目は、コンクリート打設の条件、断面の大きさ等を考慮して、原則として、各ブロックがほぼ等分となるように配置するものとする。
- 3 伸縮継目の位置は、堤体の弱点とならないように、水抜き的位置を避けるとともに、基礎地盤の土質等変化点を考慮して設けるものとする。
- 4 伸縮継目は、堤体の弱点とならないように、継手を設けるものとする。
- 5 伸縮継目の間隙に土砂等が入り込むおそれがある場合は、目地材を設けるものとする。
- 6 伸縮継目は、断面内に止水板を挿入する。

[参考] 伸縮継目の間隔

堤長が25mを越えるコンクリート治山ダムについては、堤長方向の各ブロックの長さが10～15m程度となるように配置することが望ましい。

[参考] 継手の仕様

伸縮継目の継手は、堤体幅方向の中央付近に三角形等の欠き込みを設けるものとし、欠き込みの幅は放水路天端幅の1/3程度、凸部の高さは欠き込み幅の1/2程度を標準とする。

[参考] 止水板の設置

伸縮継目には、上流面から0.3m程度の位置に止水板を挿入する。

[細則]

徳島県では、継目の位置、形状は次図を標準とする。止水板の位置は、治山ダムの上流側から0.3m程度下流側に設けるものとする。

また、伸縮継目の間隔について堤長が25mを超えるものについては、堤長方向の各ブロックの長さが10～15m程度となるように配置すること。

なお、堤長が25m未満であっても治山ダムの規模、形状や床堀による土質の状況等によっては伸縮継目を設けることができる。

※マスコンクリート 質量や体積の多いコンクリート

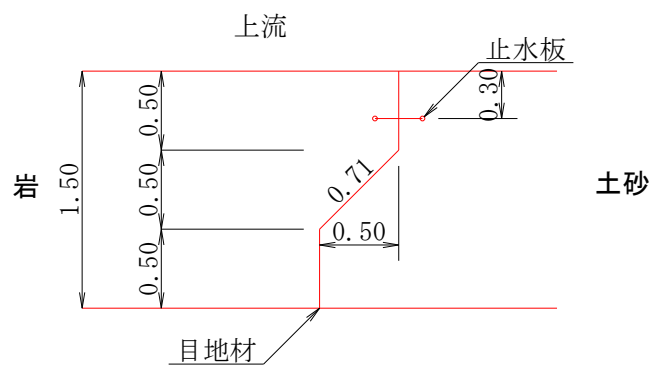
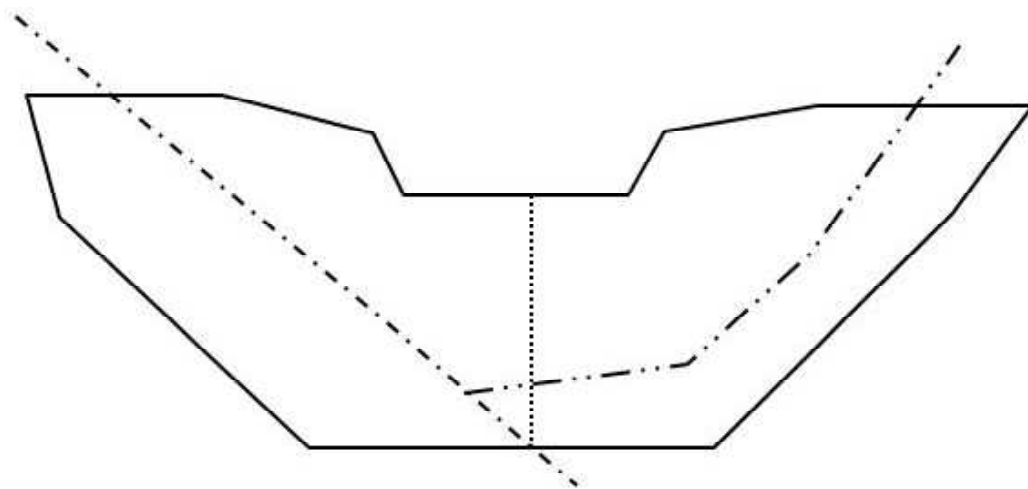


図 1 1 継目の位置、形状

1-12 水平打継目

重力式コンクリート治山ダムの水平打継目は、異常な荷重等に対して弱点とならないように補強を行うことを標準とする。

[解説]

1 コンクリート打設は、堤体を水平又は垂直にいくつかのブロックに区画して施工するが、区画ごとの水平打継目は、次の打設に当たって十分清掃等を行っても上下のコンクリートを安全に一本化することは困難である。

このため、水平打継目が異常な荷重等の発生時に弱点となり易いことから、補強を行うことを標準とする。特に、土石流発生頻度の高い溪流等においては必ず補強を行うものとする。

2 水平打継目の補強は、原則として、相欠き、凸形、凹形等の継手を設けること、又は打継面に挿筋を行うことにより行うものとする。

[参考] 継手の仕様

相欠きの継手は、仕切りを中央に設けるものとする。凸型、凹型の継手は、放水路天端幅の $1/3$ 程度を継手幅とし、高さ又は深さは $20\sim 30\text{cm}$ 程度とするのが一般的である。

[参考] 挿筋の仕様

挿筋では、コンクリートのせん断強度の 30% 程度を鉄筋のせん断強度により補強すると考えて必要鉄筋量を求める。

[細則]

徳島県では、継ぎ手補強とする場合、図12-1のとおり継手形状は高さ 0.3m 、幅は打設上幅 B の $1/3$ 程度の凸型とし、1リフトごとに設けるものとする。差筋補強とする場合は、図12-2を標準とする。

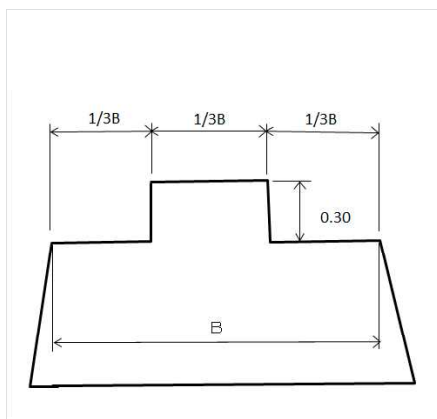


図12-1 継手形状

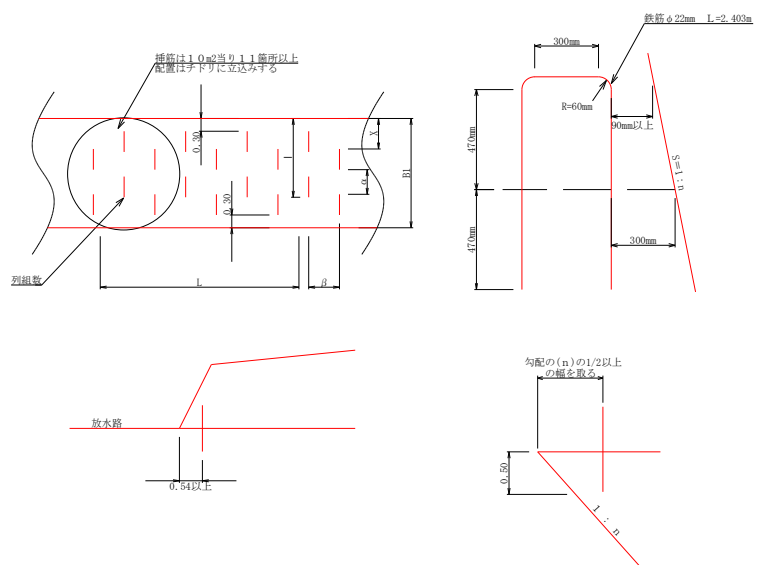


図12-2 鉄筋詳細

第2節 護岸工

2-1 護岸工の基礎の根入れ深

護岸工の基礎の根入れ深は、計画溪床勾配、溪床の状況等を考慮して、洗掘されることのない安全な深さとしなければならない。

[解説]

- 1 護岸工は、その脚部に沿って洗掘されやすいので、砂礫層等の場合の基礎は、計画勾配線より少なくとも1.0m以上根入れを設けるものとする。
- 2 治山ダム上流部に取り付ける護岸工の基礎は治山ダム放水路天端から1.0m程度深く根入れを設けることを標準とする。
- 3 治山ダム下流部に取り付ける護岸工の基礎の根入れ深は、通常治山ダムの基礎の根入れ深と同程とし、放水路肩の直下から1.0m以上山側に後退して取り付けを標準とする。
- 4 溪流が曲流する箇所に護岸工を設ける場合には、洗掘を受け易いことから、基礎の根入れ深の決定に当たって留意する必要がある。

[細則]

護岸工を治山ダムに取り付ける場合、護岸工の上下流での取り付け位置は次図のとおりとする。

ダム上流部取り付け

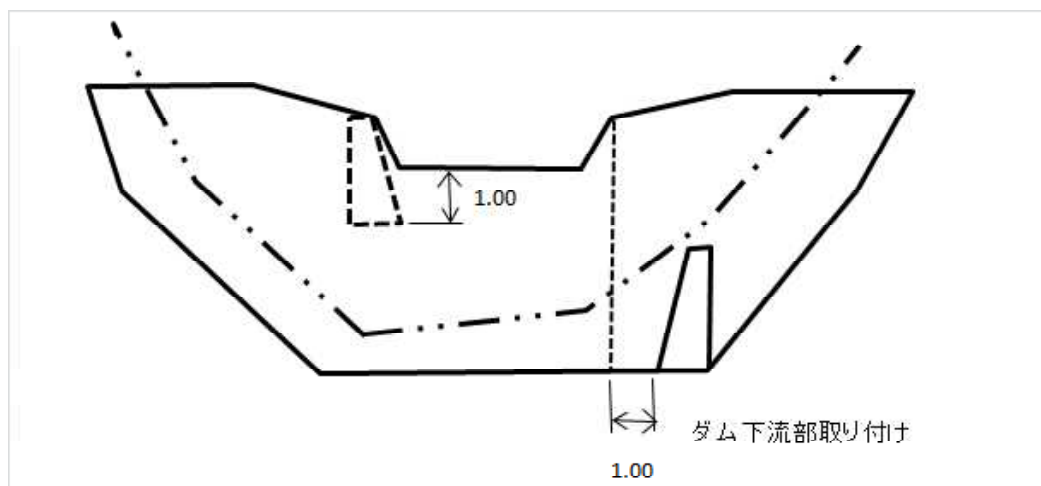


図1.3 護岸工の取り付け

第2章 山腹基礎工の設計

第1節 山腹基礎工

1-1 土留工

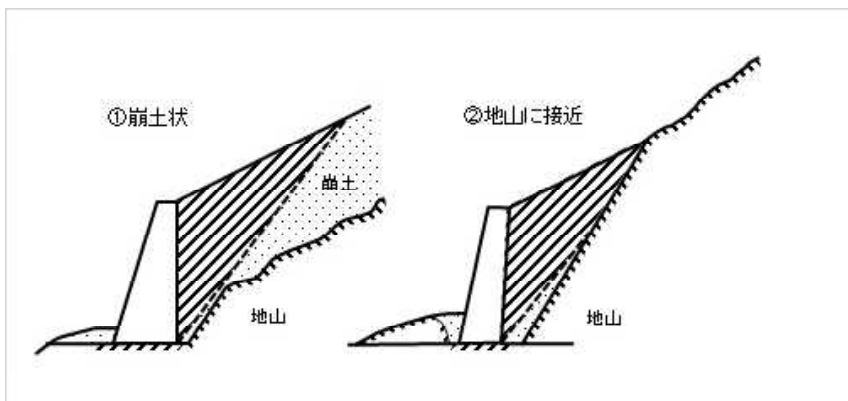
1-1-1 土留工の安定計算に用いる荷重

土留工の安定計算に用いる荷重は、原則として、自重及び土圧とする。
ただし、必要がある場合には、安定計算に用いる荷重として、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧等を加えるものとする。

[解説]

- 1 土留工の安定計算に用いる荷重は、原則として自重及び土圧とする。
- 2 土留工の安定計算においては、次のような場合に、地震動を考慮するものとする。なお、地震動を考慮する場合にあっては、地震加重（地震時慣性力、地震時動水圧等）を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。
 - (1) 高さ8.0mを越える土留工
 - (2) 倒壊が付近に重大な影響を与えるおそれが大きい土留工
 - (3) 倒壊等の施設被害が生じた場合には、復旧が極めて困難な土留工
 - (4) その他、現地の状況から地震動を考慮する必要があると認められる土留工
- 3 土圧は、土留工背面の土質と地表面の傾斜を考慮して、一般的に、次の2つのタイプに区分して求める（図-14参照）
 - (1) 土留工の背面が崩土等である場合（図-14①）
土留工背面の大半が崩土やのり切により発生する土砂等で地山が離れているとき。
 - (2) 土留工の位置が安定した地山に接近している場合（図-14②）
土留工の背面に安定した地山が近接しているとき

図14 土留工の土圧計算のタイプ



- 4 土留工の安定計算に用いる単位体積重量は、次の値を標準とする。
 - (1) コンクリートの躯体（試験等を行わない時）：23.0kN/m³
 - (2) 鉄筋コンクリートの躯体：24.5kN/m³
 - (3) 玉石等を中詰した枠の躯体（試験等を行わない時）：18kN/m³
 - (4) 背面土：18kN/m³

[参考] 土圧

土留工の安定計算では、一般にクーロン式又は試行くさび法が用いられる。

- 1 クーロン式は、土留工背面が崩土等の場合に用いられる。（図-14①）
- 2 試行くさび法は、土留工の位置が地山に接近しているため、掘削後に埋め戻した土砂の土圧のみを考慮すればよい場合に用いられる。（図-14②）

[参考] 背面土の内部摩擦角(ϕ)及び地表面傾斜角(β)

土留工の安定計算に用いる背面土の内部摩擦角の概略値は、次のとおりである。

粘性土：25度

普通土：30度

礫質土：35度

岩 碎：40度

地表面傾斜角については、水路がとりつく場合は上流の水路勾配と同じ値を採用する。最上流部の土留工及び山腹土留工については、最終仕上がり勾配を想定した角度を採用する。なお、数値については小数部分について切り上げし、1度刻みとする。

※内部摩擦角 土粒子同士のせん断力に対する抵抗値。

1-1-2 土留工の安定性の検討

山腹工の骨格となる重要な土留工については、次のすべての条件について安定性を検討しなければならない。

- 1 転倒に対する安定
躯体が転倒を引き起こさないこと。
- 2 滑動に対する安定
躯体が滑動を引き起こさないこと。
- 3 躯体の破壊に対する安定
躯体の最大応力に対して破壊を引き起こさないこと。
- 4 基礎地盤に対する安定性
躯体の最大応力に対して基礎地盤の地耐力ちたいりよくが十分であること。

[参考] 基礎地盤の摩擦係数まさつけいすう (f) 及び基礎地盤の許容支持力
摩擦係数まさつけいすう (f)
岩盤 (硬岩・軟岩) : 0.7
礫層 : 0.6
砂質地盤及び粘性土地盤については別途考慮する。

許容支持力度 (qa)
岩盤、礫層 : 300kN/m²

※地耐力ちたいりよく 地盤がどの程度の荷重に耐えられるか、また、地盤の沈下に対して抵抗力がどのくらいあるかを示す指標。前者の荷重を支える力だけを示すのが「支持力」。地盤が沈下しない場合、支持力=地耐力
摩擦係数まさつけいすう 2つの物体の接触面に働く摩擦力と、接触面に垂直に作用する圧力との比。

1-1-3 コンクリート土留工

コンクリート土留工は、背面土圧が大きい場合、保全対象に近接している場合等に用いるものとする。

[解説]

- 1 コンクリート土留工は、土留工の中でも最も耐久性の高い構造物であり、地盤支持力さえあればかなり自由な形状にすることができ、大きな土圧への対応も容易である。
- 2 コンクリート土留工は、主に次の場合に用いる。
 - 1) 大量の不安定土砂等を直接的に抑止することにより土留工背面の土圧が大きい場合
 - 2) 他の種別の土留工では落石等により土留工を構成する部材が破壊されるおそれがある場合
 - 3) 保全対象に近接していて長期にわたり強度を保持する必要がある場合
- 3 コンクリート土留工の構造は、原則として重力式とする。

[細則]

コンクリート土留工は、十分な安定、安全性を必要とする場合または山腹斜面の土層が移動するおそれがあり、土圧が大きく他の土留工では安定の期待できない場合に採用する。

1) 高さ

山脚から頂部までの全体の勾配が自然で無理のない線形になるよう計画する。

高さの標準は2.0～3.0mとし、山腹勾配との関連でやむを得ない場合でも

4.0m以下とする。

2) 断面

自立式を標準とする。

天端厚の決定については、上部斜面の石礫の状況、土圧の大きさ等を考慮して決定する。

3) 裏込礫

裏込礫は特に湧水が多い場合に計上する。その場合、裏込礫の厚さは30cmの等圧とし、天端より30cm以下、最下位水抜きより上の部分に入れる。

4) 水抜

壁面の面積3m²ごとに1箇所設けることとし、その大きさは内径50mm以上のものとし、降水時に土留工の背面に滞留水のないように配置する。

5) 伸縮継目

延長が20mを越える場合は、10～15mに1箇所伸縮継目を設ける。

1-2 水路工

1-2-1 水路工の通水断面

水路工の通水断面は、集水される最大流量を十分な余裕をもって、安全に排水できる断面としなければならない。

[解説]

- 1 水路工の通水断面は、崩壊地周辺から崩壊地内に流入する地表流流入水も含めて、集水される最大流量を安全に排水できる断面としなければならない。また、崩壊地周縁部からの落葉、土砂等の堆積を考慮して、十分余裕のある断面としなければならない。
- 2 水路工の通水断面は、合理式から求めた最大流量から必要断面を求めることも可能であるが、集水した地表流の到達時間が極めて短いこと、急勾配水路の流速を求めることが困難であること等から、必ずしも適切な方法とはいえない。
一般には、類似箇所の事例を参考に、現地の状況等から、経験的に通水断面を決める。

【計算例】

水路工断面設計資料

平成28年度

復旧治山事業

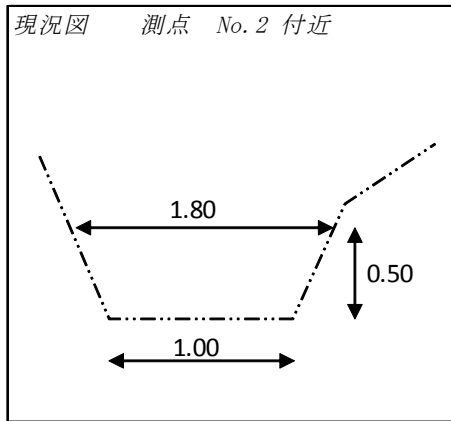
吉野川市 山川町

水路工の通水断面は、集水される最大流量を十分な余裕をもって、安全に排水できる断面としなければならない。(治山技術基準 P279)

類似箇所の事例を参考に、現地の状況等から、経験的に通水断面を決定するものとする。 - 解説抜粋 - (治山技術基準 P279)

(設計手順)

- 1.) 計画地の浸食された現況の横断を作図し、痕跡の寸法を表す。
- 2.) この通水断面を充分考慮し、下表の標準タイプにて断面計算をする。
- 3.) 結果、限界水深を満たす断面を計画し、満たさない時は必ず再検討する。



現況痕跡寸法

下幅 = 1.00 m
 上幅 = 1.80 m
 高さ = 0.50 m
 断面積 = 0.70 m²

諸要因を考慮し標準タイプ
 [0.80×0.50]
 を検討してみる。

水路断面標準タイプ		
勾配 1: 0.20		
可否	下幅 × 高さ	(断面積)
	0.50 × 0.50	(0.30m ²)
○	0.80 × 0.50	(0.45m ²)
	0.80 × 0.80	(0.77m ²)
	1.00 × 0.50	(0.55m ²)
	1.00 × 0.80	(0.93m ²)
	1.00 × 1.00	(1.20m ²)
	1.50 × 1.00	(1.70m ²)
	2.00 × 1.00	(2.20m ²)
	2.00 × 1.50	(3.45m ²)

〈参考資料〉 以下に上記のタイプで計算を行う。

① 最大高水流量の算出は次式による。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots\dots\dots \text{合理式法 (治山技術基準 P71)}$$

ここに、Q = 最大高水流量 (m³/sec)

f = 流出係数 (表-1)

r = 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)

A = 集水面積 (ha)

洪水到達時間(t)の算出

(ア) 流入時間(t1)

$$t1 = (2/3 \times 3.28 \times L \times nd / \sqrt{S})^{0.467} \quad \dots\dots\dots \text{カーベイ式 (治山技術基準 P73)}$$

ここに、t1 = 山腹流下時間 (min)

3.28 = メートルをフィートに換算する係数

L = 山腹流下水平距離 (m)

H = 標高差 (m)

S = 平均勾配 = H / L

nd = 遅滞係数 (表-2)

〈流入時間の要因〉

水平距離 (L)	420m
標高差 (H)	142m
平均勾配 (S)	0.34
遅滞係数 (nd)	0.8

$$\begin{aligned} t1 &= (2/3 \times 3.28 \times 420 \times 0.8 / \sqrt{0.34})^{0.467} \\ &= (918.40 \times 0.8 / 0.58)^{0.467} \\ &= (1266.76)^{0.467} \\ &= 28.1 \end{aligned}$$

○ 従って洪水到達時間(t)は 28.1分となる。

よって雨量強度(r)は、山川町の係数式 $8.75/(\sqrt{t+1.0})\cdot 80$ より

$$r = 8.75 / 6.30 \cdot 80 \\ = 111$$

$$\text{最大高水流量}(Q) = 1/360 \cdot 0.55 \cdot 111 \cdot 2.6 \\ = 0.441 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

〈Qの要因〉

集水面積(A)	2.6ha
流出係数(f)	0.55
雨量強度(r)	111

水路工の限界水深 (h_c) は

$$h_c = \sqrt[3]{Q^2 / (g \cdot b)^2} \\ = \sqrt[3]{0.441^2 / (9.8 \times 0.90)^2}$$

$$\doteq 0.29 > 0.109 \\ \text{(等流水深)}$$

ここに、 Q = 流量 (m ³ /S)	$Q = 0.441$ (m ³ /S)
g = 重力の加速度 (m/S ²)	$g = 9.8$ (m/S ²)
b = 水路幅 (m)	$b = 0.90$ (m)

以上により等流水深より限界水深が大きくなるので射流となる。

計画断面 0.80 × 0.50 の場合

限界水深 (h_c) は

$$h_c = 0.29 + (\text{余裕高 } 0.50 \times 20\% = 0.10) \\ = 0.39 \text{ m} < 0.50 \text{ m}$$

以上計画断面 0.80 m × 0.50 m により計画する。

地質及び地形		浸透能不良母材			浸透能普通母材			浸透能良好母材		
		急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地	急峻	斜面	平地
f1	森林	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35	0.45	0.35	0.25
	疎林耕地	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45	0.55	0.45	0.35
	草地	0.85	0.75	0.65	0.75	0.65	0.55	0.65	0.55	0.45
	不毛岩石地	0.90	0.80	0.70	0.80	0.70	0.60	0.70	0.60	0.50

浸透能不良母材: 岩盤又は粘性土
 浸透能普通母材: 砂質土
 浸透能良好母材: その他

急峻: 25° 以上 (47%~)
 斜面: 25° ~ 10° (47%~18%)
 平地: 10° 未満 (18%~)

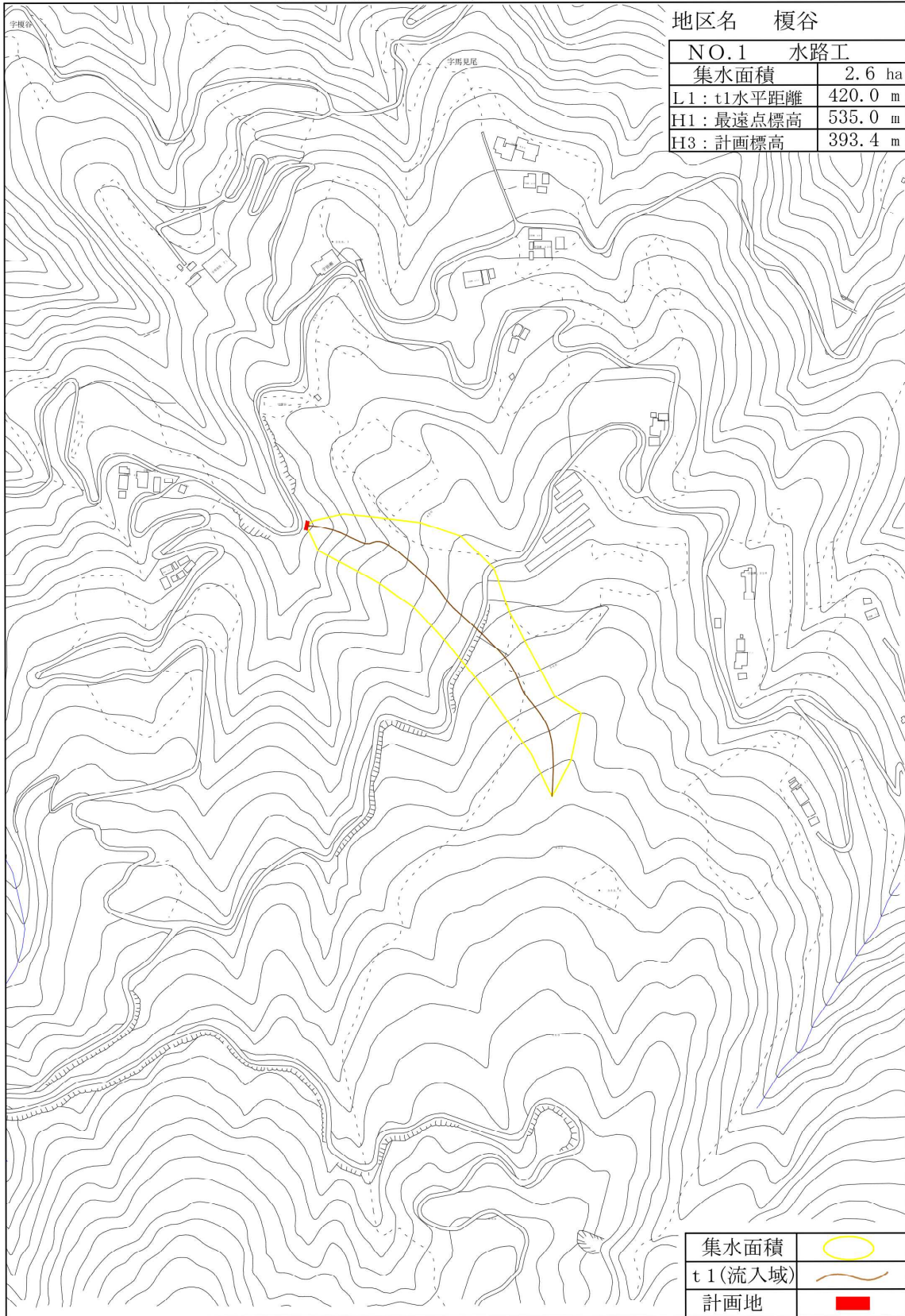
区分	渓床の状況	相度係数		
		範囲	平均	
自然流路	大流路	粘土、砂質床	0.018~0.035	
		礫河床	0.025~0.040	
	山地流路	底面に砂利、玉石	0.03~0.05	
		玉石、大玉石交じり	0.04~0.07	
	山岳地渓流	流水土砂で損耗された凹凸の甚だし い母岩の露出渓床		0.05
		河床が割合整備された状況の渓床		0.06
		径0.3m~0.5mの石礫が点在		0.07
		径0.5m以上の石礫が点在		0.08
人工水路等	コンクリート管		0.013	
	コンクリート人工水路	0.014~0.020		
	両岸石張小水路(泥土床)		0.025	
	コルゲートパイプ等(1型)		0.024	
	" (2型)		0.033	
" (ペーピングあり)		0.012		

設計に伴う計算表

水深	上長	流積	潤辺	径深	R ^{2/3}	流速	(修正流速)	許容流量	Qの安全率
0.01	0.804	0.00802	0.82039608	0.00977577	0.0457194	1.14298502	1.14298502	0.00916674	0.02079019
0.02	0.808	0.01608	0.84079216	0.01912482	0.07151518	1.78787961	1.78787961	0.0287491	0.06520303
0.03	0.812	0.02418	0.86118823	0.02807749	0.09237876	2.30946906	2.30946906	0.05584296	0.12665196
0.04	0.816	0.03232	0.88158431	0.03666127	0.1103583	2.75895748	2.75895748	0.08916951	0.20223664
0.05	0.82	0.0405	0.90198039	0.0449012	0.12632965	3.15824119	3.15824119	0.12790877	0.29009738
0.06	0.824	0.04872	0.92237647	0.05282008	0.14077733	3.51943314	3.51943314	0.17146678	0.38888705
0.07	0.828	0.05698	0.94277255	0.06043876	0.15400814	3.85020352	3.85020352	0.2193846	0.49756476
0.08	0.832	0.06528	0.96316862	0.06777629	0.1662335	4.15583747	4.15583747	0.27129307	0.6152933
0.09	0.836	0.07362	0.9835647	0.07485019	0.17760775	4.44019382	4.44019382	0.32688707	0.74138061
0.10	0.84	0.082	1.00396078	0.0816765	0.18824845	4.70621119	4.70621119	0.38590932	0.87524321
0.11	0.844	0.09042	1.02435686	0.08827002	0.198248	4.95620001	4.95620001	0.4481396	1.01638164
0.12	0.848	0.09888	1.04475294	0.09464439	0.20768091	5.19202267	5.19202267	0.5133872	1.16436334
0.13	0.852	0.10738	1.06514901	0.10081219	0.21660843	5.41521073	5.41521073	0.58148533	1.31881004
0.14	0.856	0.11592	1.08554509	0.10678506	0.22508178	5.62704444	5.62704444	0.65228699	1.47938837
0.15	0.86	0.1245	1.10594117	0.1125738	0.23314434	5.8286086	5.8286086	0.72566177	1.64580254
0.16	0.864	0.13312	1.12633725	0.1181884	0.24083332	6.02083303	6.02083303	0.80149329	1.81778861
0.17	0.868	0.14178	1.14673333	0.12363816	0.2481809	6.20452255	6.20452255	0.87967721	1.9951099
0.18	0.872	0.15048	1.1671294	0.12893172	0.25521519	6.38037968	6.38037968	0.96011953	2.17755328
0.19	0.876	0.15922	1.18752548	0.13407712	0.26196089	6.54902221	6.54902221	1.04273532	2.36492606
0.20	0.88	0.168	1.20792156	0.13908188	0.26843988	6.71099694	6.71099694	1.12744749	2.55705346
0.21	0.884	0.17682	1.22831764	0.14395299	0.27467163	6.86679065	6.86679065	1.21418592	2.75377643
0.22	0.888	0.18568	1.24871372	0.14869701	0.28067356	7.01683889	7.01683889	1.30288665	2.95494987
0.23	0.892	0.19458	1.2691098	0.15332007	0.28646133	7.16153322	7.16153322	1.39349113	3.16044105
0.24	0.896	0.20352	1.28950587	0.1578279	0.29204908	7.30122706	7.30122706	1.48594573	3.37012829
0.25	0.9	0.2125	1.30990195	0.16222588	0.29744963	7.4362407	7.4362407	1.58020115	3.58389979
0.26	0.904	0.22152	1.33029803	0.16651908	0.30267461	7.56686534	7.56686534	1.67621201	3.80165264
0.27	0.908	0.23058	1.35069411	0.17071223	0.30773466	7.69336661	7.69336661	1.77393647	4.02329195
0.28	0.912	0.23968	1.37109019	0.1748098	0.3126395	7.81598753	7.81598753	1.87333589	4.24873005
0.29	0.916	0.24882	1.39148626	0.17881599	0.31739804	7.93495102	7.93495102	1.97437451	4.47788587
0.30	0.92	0.258	1.41188234	0.18273477	0.32201848	8.05046207	8.05046207	2.07701921	4.71068429
0.31	0.924	0.26722	1.43227842	0.18656987	0.32650839	8.16270966	8.16270966	2.18123928	4.94705563
0.32	0.928	0.27648	1.4526745	0.19032481	0.33087473	8.27186836	8.27186836	2.28700616	5.18693517

水路工断面設計資料

縮尺 = 1 / 5, 000



1-2-2 水路工の種別

水路工の種別は、地形、土質条件、配置位置、集水量、使用材料の耐久性、施工性及び周囲の環境との調和等を考慮して、最も適切なものを選定するものとする。

[解説]

- 1 水路工の種別は、現地の状況を十分調査し、かつ、諸条件を総合的に検討したうえで決定しなければならない。
 水路工の種別の選定に当たって留意すべき事項は、次のとおりである。
 - 1) 必要な通水断面が確保できること
 - 2) 必要な強度や耐久性が得られること
 - 3) 基礎地盤となじみが良いこと
 - 4) 施工性が優れていること
 - 5) 経済的であること
- 2 水路工の種別と適用箇所は表9のとおりである。種別の選定に当たっては、各種別の特性を考慮する必要がある。
 - 1) 張芝、土のうによる水路工は、水量が多く傾斜が急な箇所では破壊されやすいので不適當である。
 - 2) コルゲートは、部材が軽量であるため搬入等が容易であるが、土質によっては基礎地盤と馴染み難く、設置後浮き上がりやすいことから、基礎地盤に確実に取付けるよう留意する必要がある。
 - 3) コンクリートは、土圧などに対して最も安全であるが、急斜面での施工が困難であり、断面としても大きくなることから不経済になりやすい。小規模な崩壊地の水路工としては、一般に適切でない。
 - 4) 鉄筋コンクリート管類は、種々の断面があり、構造的にも堅牢で施工性もよく、山腹工には適するが、重量があるので急勾配の場合は、活動に対する対策を十分検討する必要がある。

表9 水路工の種別

種 別	適 用 箇 所
コンクリート	流量の多い常水のある箇所 流量の多い幹線水路
練 張	流量の多い幹線水路 自然水路を固定する箇所
コルゲート管	地すべり地等フレキシブル性が求められる箇所
張 芝	緩勾配で常水はなく、流量は少なく、土砂の流送のない箇所で、芝の生育に適する土壌の箇所
土のう	常水はなく、流量は少なく、土砂の流送のない箇所で、芝の生育に適した箇所

[細則]

- 1 コンクリート水路工
 - 1) コンクリート水路工の場合、天端厚0.2mで法勾配は裏のり直、表法2分を標準とする。また、地すべり地など側圧を受けるおそれがある場合、鉄筋により補強する。
 - 2) 延長が20mを超える場合は、10～15mに1箇所伸縮継目を設ける。
 なお、延長が20m未満であっても水路工の規模や床堀の状況等によっては伸縮継目を設けることができる。

※フレキシブル 融通の利くさま。柔軟性のあるさま。

1) 側圧を受けない場合

2) 地すべり地など側圧を受ける場合

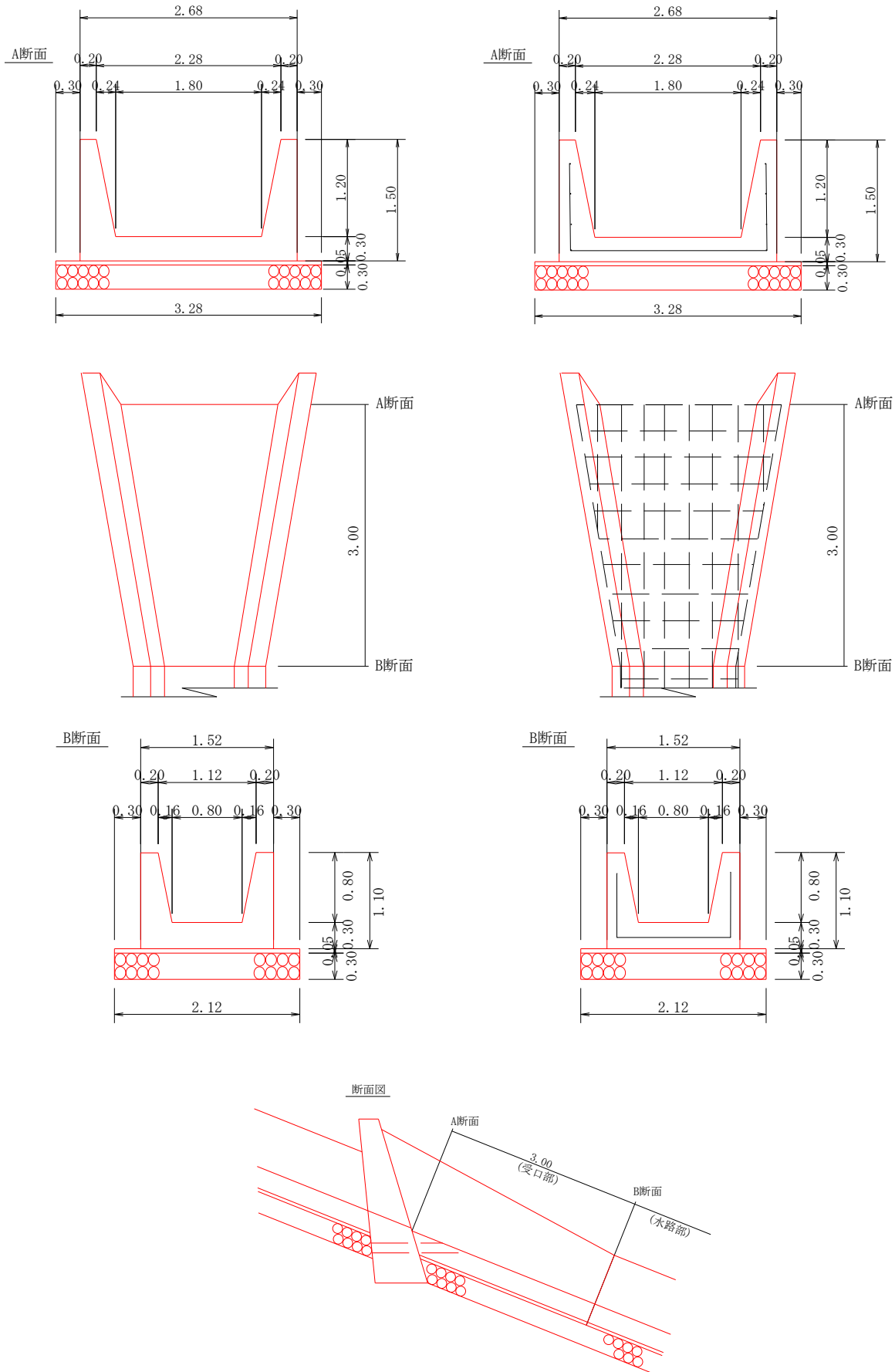


図 15 コンクリート水路工断面図