

別記 1

流量計算：調整池設計基準

1. 流量計算

ピーク流出量の算定は次式によるものとする。

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

f・・・流出係数(施行区域内は 0.9 を標準とする)

r・・・到達時間内の 1 時間降雨強度

A・・・流域面積(ヘクタール)

2. 調整池設計基準

(1) 計画基準

ア 調整池の洪水調節方式

調整池の洪水調節方式は、原則として自然放流方式とする。

イ 洪水のピーク流量の算定方法

洪水のピーク流量は、ラシヨナル式によるものとし、次式により算定する。

$$Q=(1/360) \cdot f \cdot r \cdot A(\text{前出参照})$$

ウ 洪水到達時間

ラシヨナル式に用いる洪水到達時間、洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間(流入時間)と流量計算地点まで河道を流れ下る時間(流下時間)との和とする。

エ 流出係数

流出係数は、開発前の状態については、調整池の計画地点、流域の地被の状況、流域面積の大きさ等を考慮して適切な値をとるものとし、開発後の状態については、0.9 を標準とする。

オ 計画対象降雨

調整池の洪水調節容量を算定するために用いる計画対象降雨については、下表 1 による降雨強度～継続時間曲線(以下「確率降雨強度曲線」という。)によって求めるものとする。

カ 洪水調節容量の算定方法

(ア) 施行区域の面積が 50 ヘクタール未満で到達時間が 30 分以内の場合、洪水規模が年超過確率で 50 分の 1 以下のすべての洪水について施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調節するとした場合の調整池の調整容量は、次式で求めるものとする。

$$V=(ri \times f_1 - (rc/2) \times f_2) 2ti \cdot A \cdot (1/360)$$

ここで、

$$V = \text{必要調整量(立方メートル)}$$

f_1 = 施行後の流出係数(0.9を標準とする。)

f_2 = 施行前の流出係数(0.6を標準とする。)

A = 流域面積(ヘクタール)

r_i = 1/50 確率降雨強度(ミリメートル/時間)

r_c = 下流無害流量に対応した降雨強度

t_i = 継続時間(30分。30分以内は30分とする。)

(例) 中部地区において流域面積が10ヘクタールの際の調整池容量は、次のとおりである。

($f_1=0.9$ 、 $f_2=0.6$ 、 $r_c=32$ ミリメートル/時間の場合)

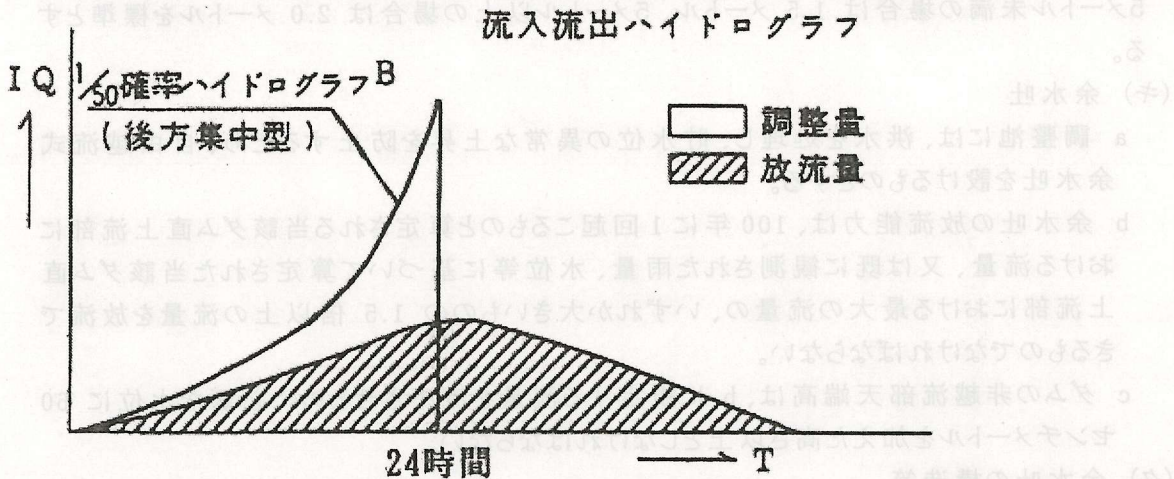
$$V=(114 \times 0.9 - (32/2) \times 0.6) \times (2 \times 30) \times 60 \times 10 \times (1/360) = 9,300 \text{ 立方メートル}$$

(イ) (ア)以外の大規模土地利用事業(50ヘクタール以上)の場合

洪水規模が年超過確率で50分の1以下のすべての洪水について施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調節するとした場合の調整容量の算定は、以下の手順によるものとする。

a 計画降雨波形より調整池に流入するハイドログラフの算出

b 数種の放流施設を仮定して洪水調節数値計算を行い、下流許容放流量以下に調節し得る放流施設を求める。



キ 設計堆積土砂量

調整池の設計堆積土砂量は、砂防関係設計基準によるものとし、工事施行中の土砂を別途算入するものとする。

(2) 構造基準

原則として、コンクリート構造とするが、やむを得ない場合はフィルタイプダムとする。

ただし、施行区域内最終位置の調整池は、コンクリート構造とする。また、設計に当たっては、河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準(案)及び防災調整池等技術基準(案)に基づき計画すること。

ア コンクリートダム

(ア) ダムの型式

ダムの型式は、重力式を標準とする。

(イ) ダムの安定

ダムの堤体は、予想される荷重によつて滑動し、又は転倒しない構造とする。

(ウ) ダムの基礎地盤

ダムの基礎地盤は、予想される荷重によつて滑動、滑り破壊又は浸透破壊が生じないものとする。

(エ) 基礎地盤調査

基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため、ダム設置位置付近に3か所以上のボーリングを施さなければならない。ただし、既に調査した資料がある場合は、この限りでない。

(オ) ダムの形状

a ダムの形状は、ダムの高さ及び基礎地盤の性質を考慮して、滑動や転倒が生じないように決定するものとする。

b ダムを設置する基礎地盤面からダムの非越流部天端までの高さは、15メートル未満とする。

(カ) ダムの天端幅

ダムの天端幅(水通し部の幅)は、ダムの基礎地盤面から非越流部天端までの高さが、5メートル未満の場合は1.5メートル、5メートル以上の場合は2.0メートルを標準とする。

(キ) 余水吐

a 調整池には、洪水を処理し、貯水位の異常な上昇を防止するため、自由越流式余水吐を設けるものとする。

b 余水吐の放流能力は、100年に1回起こるものと算定される当該ダム直上流部における流量、又は既に観測された雨量、水位等に基づいて算定された当該ダム直上流部における最大の流量の、いずれか大きいものの1.5倍以上の流量を放流できるものでなければならない。

c ダムの非越流部天端高は、bに規定する流量を流下させるのに必要な水位に60センチメートルを加えた高さ以上としなければならない。

(ク) 余水吐の構造等

余水吐は、(キ)によるほか、次に定める機能及び構造を有するものとする。

a 流入水路は、平面的に流れが一樣で、かつ、流水に乱れを生じないようにするとともに、流木、塵芥(じんがい)等によつて閉そくしないような構造とし、土砂の流入又は洗掘を防止するために水路流入部周辺を保護するものとする。

b 越流は、自由越流方式とし、ゲートその他放流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。

c 導流部は、幅が2メートル以上の長方形断面開水路とし、流れが乱れないように線形は直線とし、水路幅の変化又は水路縦断こう配の急変は避ける構造とする。

d 余水吐末端の下流水路との接続部には、減勢工を設け、余水吐から放流される

流水のエネルギーを減勢処理しなければならない。

- e 余水吐は、良質な地山地盤上に設置するものとし、不等沈下や浸透流が生じないように施工上十分な処理をしなければならない。

(ケ) 放流施設

放流施設は、放流管設計流量を安全に処理することができるものとし、次の条件を満たす構造とする。

- a 流入部は、土砂が直接流入しない構造とし、流木、塵芥(じんかい)等によって閉そくしないように考慮しなければならない。
- b 放流施設には、ゲート、バルブ等の水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- c 放流管は、放流管設計流量に関して、のみ口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- d 放流管は、地山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に対して十分に耐え、管内からの漏水及び管外の浸透流の発生を防止することができる構造とし、施工上においても十分な処理をしなければならない。

イ フィルタイプダム

(ア) ダムの型式

ダムの型式は、均一型を標準とするが、適当な材料が得られる場合には、ゾーン型としてもよい。

(イ) ダムの安定

フィルタイプダムは、ダムの安定に必要な強度及び水密性を有しなければならない。

(ウ) ダムの基礎地盤

- a ダムの基礎地盤は、ダムの安定性を確保するため、必要な強度及び水密性を有しなければならない。
- b ダムの安定上必要があれば、基礎地盤の処理、十分な排水能力を持ったドレーンの設置等を行わなければならない。

(エ) 基礎地盤調査

基礎地盤の土質、地層構造等の状態を把握するため、ダムサイト付近に3か所以上のボーリングを施さなければならない。ただし、既に調査した資料がある場合は、この限りでない。

(オ) ダムの材料

ダムに用いる土質材料は、あらかじめ試験を行い、安定性の高い材料であることを確かめなければならない。

(カ) ダムの形状

- a ダムの形状は、ダムの高さ及び基礎地盤の性質を考えて、すべりが生じないように決定するものとする。
- b ダムの斜面こう配は、下表2に示す値より緩やかなものとする。ただし、基礎地盤の軟弱な場合には、安定計算を行い、安定の検討を行うものとする。
- c ダムを設置する基礎地盤面からダムの非越流部天端までの高さは、15メートル未満とする。

(キ) のり面等

- a ダムの上流側のり面は、波浪、雨水等により浸食されないように、石張、捨石、粗朶張(そだばり)、芝張等の処置を施し、下流側のり面は、雨水及び浸透流によって浸食されないよう石張、芝張等の処理を施すものとする。
- b ダムの堤頂は、幅4メートル以上とし、表面は浸食等に対して安全なように必要に応じて表面保護の処理を施すものとする。
- c ダムののり面には、高さ5メートルごとに幅3メートル以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

(ク) 余盛

- a ダムには、堤体及び基礎地盤の沈下を見込んで余盛を行うものとする。
- b 標準余盛高は、次のとおりとする。

えん 堤 高	標準余盛高
5メートル未満	40 センチメートル
5メートル以上 10メートル未満	50 センチメートル
10メートル以上	60 センチメートル

(ケ) 余水吐

- a 調整池には、洪水を処理し、貯水位の異常な上昇を防止するため、自由越流式余水吐を設けるものとする。
- b 余水吐の放流能力は、100年に1回起こるものと算定される当該ダム直上流部における流量、又は既に観測された雨量、水位等に基づいて算定された当該ダム直上流部における最大の流量の、いずれか大きいものの1.5倍以上の流量を放流できるものでなければならない。
- c ダムの非越流部天端高は、bに規定する流量を流下させるのに必要な水位に60センチメートルを加えた高さ以上としなければならない。

(コ) 余水吐の構造等

余水吐は、(ケ)によるほか、次に定める機能及び構造を有するものとする。

- a 流入水路は、平面的に流れが一樣で、かつ、流水に乱れを生じないようにするとともに、流木、塵芥(じんかい)等によつて閉そくしないような構造とし、土砂の流入又は洗掘を防止するために水路流入部周辺を保護するものとする。
- b 越流は、自由越流方式とし、ゲートその他放流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- c 導流部は、幅が2メートル以上の長方形断面開水路とし、流れが乱れないように線形は直線とし、水路幅の変化又は水路縦断こう配の急変は避ける構造とする。
- d 余水吐末端の下流水路との接続部には、減勢工を設け、余水吐から放流される流水のエネルギーを減勢処理しなければならない。
- e 余水吐は、良質な地山地盤上に設置するものとし、不等沈下や浸透流が生じないよう施工上十分な処理をしなければならない。

(サ) 放流施設

放流施設は、放流管設計流量を安全に処理することができるものとし、次の条件を

満たす構造とする。

- a 流入部は、土砂が直接流入しない構造とし、流木、塵芥(じんかい)等によって閉そくしないように考慮しなければならない。
- b 放流施設には、ゲート、バルブ等の水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- c 放流管は、放流管設計流量に関して、のみ口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- d 放流管は、地山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に対して十分に耐え、管内からの漏水及び管外の浸透流の発生を防止することができる構造とし、施工上においても十分な処理をしなければならない。

(3) 施工及び管理基準

ア 施工管理

- (ア) ダムの敷地は、施工に先立って雑草、樹木の根、有機物を含む表土及び雑物を除去しなければならない。
- (イ) 傾斜面に施工する場合は、必要に応じて段切りを行わなければならない。
- (ウ) フィルタイプダムの場合、まき出し厚さ、転圧機種及び転圧回数は、施工に先立ち試験盛土又は土質試験の結果により定めなければならない。
ただし、高さ 5 メートル以下の場合で盛土材料が良質の場合は、下表により施行することができるものとする。

機 械	まき出し(厚さ)	締固め回数
ブルドーザ(15トン以上)	30 センチメートル	8 回以上
タイヤローラー(15トン～20トン)	30 センチメートル	5 回以上

- (エ) ダムの施工は、出水期を避けて行わなければならない。

イ 品質管理

施工中は原則として必要な現場試験を行わなければならない。

ウ 維持管理

完成後のダムの安定及び調整池の機能を確保するため、維持管理を完全に行わなければならない。

防災調整池は、完成後の維持管理が最も重要なことであるので、管理者は次の事項について十分配慮しなければならない。

- (ア) 巡視は、洪水期 2 回/月、非洪水期 1 回/月及び豪雨、地震等の直後に行うこと。
- (イ) 堤体は毎年草刈を行うこと。
- (ウ) 調整池には、水位計と通報水位ラインを設置し、出水時には監視体制をとること。
また、通報水位に達した時には、下流の市町村に通報すること。
- (エ) 巡視に当たっては、次の事項を確認すること。
堤体の破損、堤体の排水不良、調整池法面の崩壊、放流施設の堆砂、調整池内の異常堆砂、ゴミ等。
巡視結果は、巡視報告書に記載するものとし、巡視報告書としては、日報形式を

決めておくことが好ましい。

(オ) 異常が認められた時は、速かに所要の処置を講ずるとともに市町村に報告すること。

(下表 1)

流量計算による降雨強度

表-1 調整池(A)

50年確率短時間降雨強度	
到達時間	降雨強度
分	mm/時間
10	161
20	139
30	126
60	104
90	92
120	84
150	78
180	73

$$r = 2,200.5 / (t^{0.7} + 11.1934)$$

$$r = 2,935.2 / (t^{0.7} + 14.8420)$$

$$r = 10,231.8 / (t^{1.0} + 60.9359)$$

* 到達時間が30分以内の場合は、t=30分として計算する。

表-2 調整池(B)

50年確率長時間降雨強度	
降雨継続時間	降雨強度
時	mm/時間
1	80.6
2	55.4
3	44.3
4	37.7
6	29.9
8	25.3
12	20.0
24	13.3

$$r = 91.7 / (t^{0.6} + 0.1381) \quad r = 197.9 / (t^{0.8} + 1.1122) \quad r = 82.6 / (t^{0.6} - 0.0456)$$

表-3 下流流下能力検討

(2 表下)

1年確率短時間降雨強度	
到達時間	降雨強度
分	mm/時間
10	40
20	32
30	27
60	19
90	16
120	13
150	12
180	11

$$r = 473.5 / (t^{0.7} + 6.8507) \quad r = 2,389.6 / (t^{1.0} + 44.6925) \quad r = 24.3 / (t^{0.2} - 0.9808)$$

表-4 余水吐断面検討

100年確率短時間降雨強度	
到達時間	降雨強度
分	mm/時間
10	144
20	122
30	107
60	83
90	69
120	60
150	54
180	49

$$r = 2,441.9 / (t^{0.7} + 11.9032) \quad r = 3,268.2 / (t^{0.7} + 15.8800) \quad r = 18,795.1 / (t^{1.1} + 111.7517)$$

表-5 流出係数一覧表

(1) 施行区域内 $f=0.9$ を標準とする。

(2) 施行区域外

流域の状況	fの値	流域の状況	fの値
急峻なる山地	0.75~0.90	灌漑中の水田	0.70~0.80
三紀層山岳	0.70~0.80	山地河川	0.75~0.85
起伏のある土地及び樹林	0.50~0.75	平地小河川	0.45~0.75
平坦なる耕地	0.45~0.60	流域の半ば以上が平地である大河川	0.50~0.75

(下表 2)

ダムの斜面こう配(括弧内は統一分類法の記号)

	上流側こう配	下流側こう配	備 考
れ き(GW・GP)	3.0 割	2.5 割	ゾーン型の透水部のみ
れき質土(GM・GC)	3.0	2.5	
砂質土(SM・SC)	3.5	3.0	
粘質土(ML・CL)	3.0	2.5	
粘 土(MH・CH)	3.5	3.0	

表 4 余水吐断面傾斜

傾斜時間	傾斜率
180	49
150	54
120	60
90	69
60	88
30	107
10	144

表 5 流出係数一覧表

(1) 施行区域内 $C=0.9$ を標準とする。

(2) 施行区域外

流出係数	流出係数の状況	流出係数	流出係数の状況
0.45~0.60	流域の半ば以上が平地である	0.75~0.90	急峻なる山地
0.50~0.75	平地小河川	0.70~0.80	三谷山岳
0.45~0.75	流域の半ば以上が平地である	0.70~0.80	山岳河川
0.70~0.85	山岳河川	0.70~0.80	山岳河川
0.70~0.80	山岳河川	0.70~0.80	山岳河川

別記 2

流出土砂：砂防施設設計基準

1 流出土砂

(1) 流出土砂量の推定

流出土砂量の推定は下表による。

地表の状態	1ha 当たり流出土砂量(m ³ /年)	厚さ(mm)
裸地・荒廃地等	200~400	20~40
皆伐地・草地等	15	1.5
択伐地	2	0.2
普通の林地	1	0.1

- (注) 1 工事によりかき起こした面積及び盛土、捨土部については裸地に準ずる。
 2 完全な排水施設を備えた芝生等は林地に準ずる。
 3 その他は実態に応じて判断する。
 4 生産土砂量は作業工程表を作成し、これに基づいた工事期間を算定する。
 ただし、4カ月以下は一様に4カ月として計算する。

(2) 工事による流出土砂の処理基準

- ア 産出土砂については、可及的に各部分で抑止するようにし、人家・その他公共的施設の近くでは5年分以上、その他については3年以上の土砂貯留施設を設ける。
 (調整池兼用施設は5年以上の土砂流出を見込むこと。)
- イ 土捨場における捨土の表面は、崩壊・流出等の起こらないよう盛土の表面を安全に維持する施設(植生工・水路工等)を設ける。
- ウ 砂防施設の施工は、他の施設の施工に先立つて行うこととし、施工にあたっては、処理中の土砂が降雨に際して水を含むなどして、土石流等を発生しないよう特に土の置場所、雨水の処理等に留意する。

(3) 流出土砂の計算例

集水面積 A の林地である流域において、a の部分を工事により地表のかき起こしを行い、工事期間 4 カ月、工事後は草地にもどるものとする。b は林地よりそのまま草地になるものとする。

a の工事期間中産出土砂量

$$2\text{ha} \times 300\text{m}^3 \times (4\text{カ月} / 12\text{カ月}) = 200\text{m}^3$$

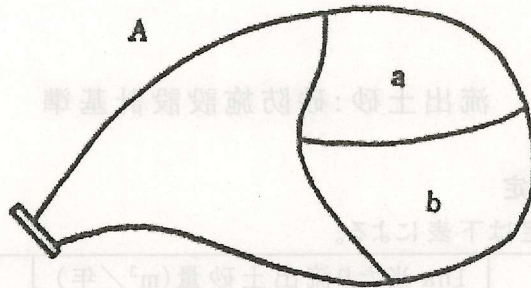
草地と林地との流出土砂量の差

a において $2\text{ha} \times (15 - 1) = 28\text{m}^3$

b において $3\text{ha} \times (15 - 1) = 42\text{m}^3$

5年間では $(28 + 42) \times 5\text{年} = 350\text{m}^3$

従つて、 $(200 + 350 = 550\text{m}^3)$ 以上の土砂貯留施設を設ける必要がある。



$A = 10\text{ha}$ (a・bを含む)

$a = 2\text{ha}$

$b = 3\text{ha}$

*この他に堰堤土工の残土分を見込むこと。

2 コンクリート堰堤設計基準

(1) 計画洪水流量および水通し余裕高

計画洪水流量は調整池設計基準の流量計算による。

($Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$ 立方メートル/秒、 f : 流出係数、 r : 1/5 確率降雨強度ミリメートル/時間、
A: 流域面積ヘクタール)

計画流量	余裕高
200 m^3/sec 未満	0.60m 以上
200~500 "	0.80 "
500~2,000 "	1.00 "
2,000~5,000 "	1.20 "

(2) えん堤水通し断面の決定

断面形状が梯(てい)形の場合、接近速度を無視すれば、

$$Q = (2/15) \alpha \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \cdot (3B_0 + 2B_1)$$

Q: 計画流量(m^3/sec)

α : 越流係数(0.6)

h: 縮流前の越流水深(m)

h_0 : 余裕高

B_0 : 水通長(底幅(m))

B_1 : 水通長(上幅(m))

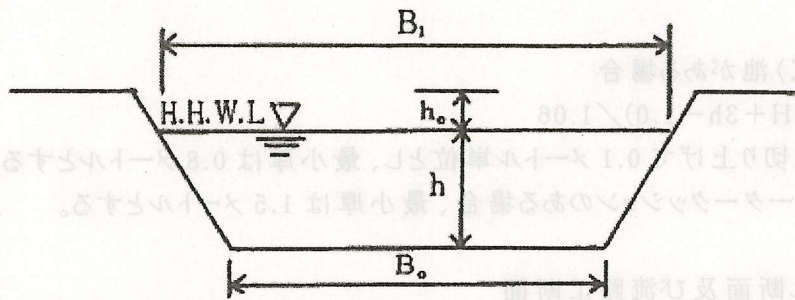
g: 重力の加速度(m/sec^2)

$\alpha = 0.6$ 両法を 5 分 $g = 9.8\text{m}/\text{sec}^2$ とすれば、

$$Q = (1.77B_0 + 0.71h) \times h^{3/2}$$

$\alpha = 0.6$ 両法を 1 割 $g = 9.8\text{m}/\text{sec}^2$ とすれば、

$$Q = (1.77B_0 + 1.42h) \times h^{3/2}$$



- (注) 1 水通し幅は、下流の溪幅を考慮して決定するものとし、越流水深は、2メートル以下になるよう計画する。
- 2 えん堤は、原則としてコンクリート構造とし、河川砂防技術基準に基づく砂防えん堤程度の構造とする。
- 3 えん堤高は、原則として15メートル未満とする。

(3) 堰堤断面

- ア 転倒に対し安定であるために、自重及び外力の合計が底部の中央1/3点に入ること。
- イ 滑動に対し安定であるために、ダム内部のいずれの部分でも作用する力に摩擦係数を乗じたものより摩擦抵抗力の方が大であること。
- ウ 内部応力及び地盤支持力が許容範囲内にあること。
- エ 越流水深を考慮すること。
- オ 堰堤前法2分、単位洪水重量 $1,200 \text{ kg/m}^3$ 、コンクリート重量 $2,350 \text{ kg/m}^3$ とすること。
- カ 砂防堰堤と調整池を兼用する場合には、地震力、揚圧力等を考慮し、十分安全性を検討すること。

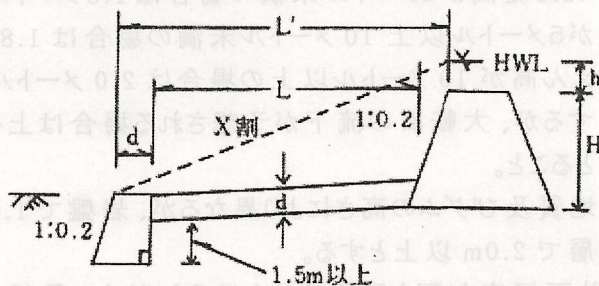
(4) 水叩(たた)き工の高さ

下図破線のこう配

ダム工...1割5分

床固め工...2割

潜り堰(げき)(計画水深が有効落差より大なるもの)...3割



(5) えん堤水叩(たた)き厚(d)

ア 水褥(じょく)池がない場合

$$d = 0.2(0.6H + 3h - 1.0) / 1.12$$

イ 水褥(じょく)池がある場合

$$d=0.1(0.6H+3h-1.0)/1.06$$

(注) 1 dは切り上げて0.1メートル単位とし、最小厚は0.8メートルとする。

2 ウォータークッションのある場合、最小厚は1.5メートルとする。

(6) 床固水通し断面及び流路工断面

マニング公式 $V_0=(1/n)/R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ (清水流速 m/sec)

$$V=(r_0/r_0 + \alpha(r_1-r_0))V_0(\text{土石を含む流速 m/sec})$$

n:粗度係数

R:径深(m)

I:計画河床勾配

r_1 :礫の比重 2.6程度

r_0 :清水の比重(1.0)

α :礫混入率 (0.2以上)

$\therefore Q=A \cdot V$ (A:断面積)

{清水流速 V_0 はクツター式($V_0=(N \cdot R)/(D + \sqrt{R})$)で求めてもよい。}

(7) 床固め工基準

床固め工の高さ	天端幅
$H \leq 3.0$	1.2m
$3.0 < H < 5.0$	1.5m(1.8~2.0)

(注) 転石が大きい場合は、上位ランクをとること。

(8) 設計上の留意事項

ア 堰堤(本堤)

(ア) ダムの方向.....水通し中心点において計画箇所下流流心線に直角とする。

(イ) 天端幅.....えん堤高が5メートル未満の場合は1.5メートル、えん高が5メートル以上10メートル未満の場合は1.8メートル、えん高が10メートル以上の場合は2.0メートルを標準とするが、大転石の流下が予想される場合は上位ランクをとること。

(ウ) 基礎根入れ.....地質及びダムの高さにより異なるが、岩盤で1.0m以上、礫層で2.0m以上とする。

(エ) 袖勾配.....計画河床勾配と同程度またはそれ以上、最低1/20以下にはしないこと。

(オ) 袖の両岸へのかん入深さ...岩盤において1.0~2.0m、土砂の場合2.0~3.0mを標準とする。なお、袖の最小天端幅は1.0m以上とすること。

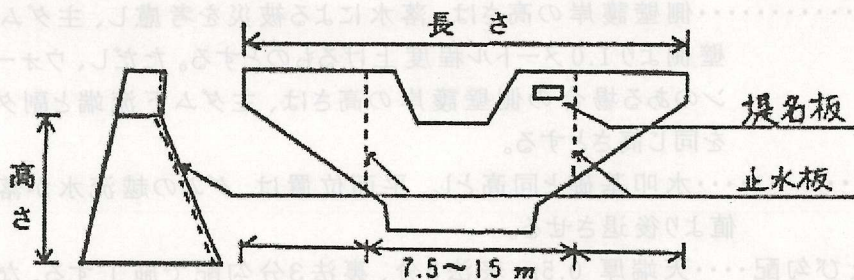
- (カ) 計画堆砂勾配……………施工前の溪床勾配の1/2を標準とする。
- (キ) 水抜……………0.6m 程度の円形が多くとられている。最上段の水抜きは水通し天端より2m程度下げ、各孔は縦方向に重ならないようにする。
- (ク) 間詰及び埋戻し……………地盤が岩盤の場合は、基礎及び兩岸かん入部とも余掘部分は上下流ともコンクリートで元の岩盤線まで埋戻す。地盤が岩盤以外の場合は、基礎部は掘削土砂で埋戻し、兩岸かん入部余掘部分は練石積又はコンクリート等で元の地盤線に準じて施工し、護岸の上部は石張、石積、土羽等によりそれぞれ元の地盤線に準じて埋戻す。
- (ケ) 残土……………堰堤上流へ処理するか、溪流外へ処理のこと。
- (コ) 堤名板……………施工年度、高さ、長さ、事業者、工事施工者名を明示のこと。(黒御影石製等とする。)

大きさ

堰堤高 10m 以上 50×70 cm

” 10m 未満 40×55 cm

流路工の床固工 25×35 cm



- (サ) ブロック割施工……………コンクリートの収縮を考慮して分割長は7.5~15m程度とする。ブロック間は漏水防止及び伸縮を考慮して止水板でつなぐ。止水板(JISCC型 300×7等)は裏法に平行で裏法面から0.5~1.0m程度離す。
- (シ) コンクリートの規格……………次のとおりとする。
 - コンクリートの種類…普通コンクリート
 - 呼び強度…18N/mm²以上
 - スランプ…5cm
 - 粗骨材の最大寸法…80 mm(ただし、骨材の入手に平行が困難な場合は40 mm)
 - セメントの種類…高炉セメントB種
- (ス) 掘削施工上の注意……………仕上げ面より0.5~1.0mは人力掘削とすること。

イ 堰堤(垂直壁)

- (ア) 高さ……………天端は溪床面より高めないことを原則とする。
- (イ) 水通し断面……………本堤と同じ断面とする。
- (ウ) 天端幅……………水叩厚と同じとする。
- (エ) 基礎の根入れ……………水叩底面より1.5m以上下がりとする。
- (オ) 袖……………袖は必ず設け、本堤に準じ兩岸に取付け、洪水に際し絶対に越流させないこと。勾配は水平とする。
- (カ) 洗掘防止……………前面の埋戻しは残土中の転石で寄石を行うこと。必要に応じ垂直壁の先にコンクリートブロックを連結する。

ウ 堰堤(水叩)

- (ア) 基礎……………本堤基礎と同高とする。
- (イ) 勾配……………水叩天端を垂直壁の水通し天端と同高とし、これを接続して水平とするのが普通である。ただし、溪床勾配が非常に急な場合には、ダム基礎根入れが深くなるため勾配をつける。その場合、水叩勾配は1/10以下とする。

エ 堰堤(側壁)

- (ア) 高さ……………側壁護岸の高さは、落水による被災を考慮し、主ダム側では垂直壁側より1.0メートル程度上げるものとする。ただし、ウォータークッションのある場合の側壁護岸の高さは、主ダム下流端と副ダム上流端と同じ高さとする。
- (イ) 基礎……………水叩基礎と同高とし、平面位置は、ダムの越流水が落下する位値より後退させる。
- (ウ) 厚さ及び勾配……………天端厚0.5m表法5分、裏法3分勾配で施工する。なお湧水がある場合には水抜管として外径6cm厚2mmの硬質塩化ビニール管を2㎡に1ヶ所以上の割合で設ける。

オ 床固工

- (ア) 高さ……………2m内外とし、越流水深を含め総落差3.0～3.5mが限度である。高さが3.0～3.5m以上を必要とする場合は、階段状に計画するのが適当である。
- (イ) 天端幅……………流量、流下土砂の粒径に応じ決定されるが、一般に1.0または1.2mとする。((7)床固工基準参照)
- (ウ) 断面……………下流勾配を2分、上流側は垂直とする。

3 掘込沈砂池設計基準

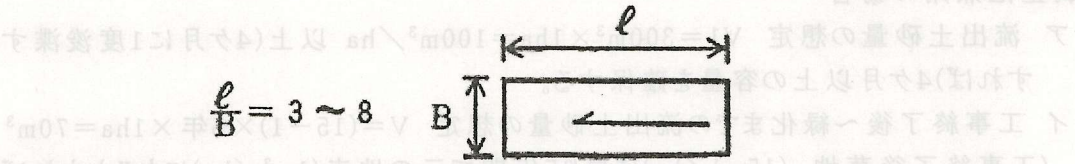
(1) 沈砂池への流入水路

土砂混入率2割を見込み、清水断面の1.32倍とする。

沈砂池の流入口はスリット拡大により流速を落すよう考慮のこと。

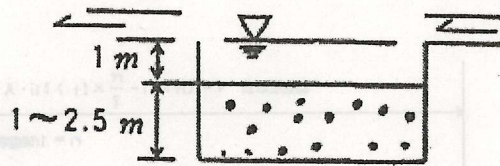
(2) 沈砂池の平面形状

短絡流と停滞部を生じにくくするため長さを幅の3~8倍とする。



(3) 沈砂池の深さ

沈澱物の深さは、排除を考慮して1~2.5mとし、有効水深は掃流現象を防ぐため1m以上とする。



常時有効水深を1m以上確保するように沈澱物は排除のこと。

(4) 沈砂池の池底勾配

沈澱物の排除を考慮し、排水口に向つて1/200~1/300とする。

(5) 沈砂池の材質等

側壁の崩壊防止を特に配慮すること。また、側壁は流水が直接流入しないように地表面より高くすること。

(6) 沈砂池の容量等

使用と浚渫を交互に行う場合は、原則として二系列以上とし、一系列の大きさは流出土砂量の1カ月分以上又は工事後流出係数が元の値に戻るまでに流出する土砂量以上とする。

(7) 沈砂池の余水吐

越流しないように、Qの1.50倍以上とし、幅2m以上の矩形開水路とする。

($Q=1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \text{ m}^3/\text{sec}$ f:流出係数 0.9 r:1/100 確率降雨強度 mm/h

A:集水面積 ha)

(8) 沈砂池の位置

風向と水流方向を合わせ、建物や樹木の風下になきように配慮のこと。

(9) 計算例

面積1haの表土を取り裸地とする。

① 二系列の場合

ア 流出土砂量の想定 $V1=300\text{m}^3 \times (1/12) \times 1\text{ha} = 25\text{m}^3/\text{ヶ月}/\text{ha}$

イ 工事終了後~緑化までの流出土砂量の想定 $V=(15-1) \times 5\text{年} \times 1\text{ha} = 70\text{m}^3$

(工事終了後草地(15m³/ha)に戻り、5年間で元の地表(1m³/ha)になるとすれば)

ウ 沈砂池の幅を3.0m、長さを15m、深さを1.0mとすれば

沈砂池の容量 $v=3.0 \times 15.0 \times 1.0=45\text{m}^3$

二系列とするので $V2=v \times 2=90\text{m}^3 \dots \text{OK}$

② 調整池兼用の場合

ア 流出土砂量の想定 $V1=300\text{m}^3 \times 1\text{ha}=100\text{m}^3/\text{ha}$ 以上(4ヶ月に1度浚渫するとすれば)4ヶ月以上の容量を確保する。

イ 工事終了後～緑化までの流出土砂量の想定 $V=(15-1) \times 5\text{年} \times 1\text{ha}=70\text{m}^3$

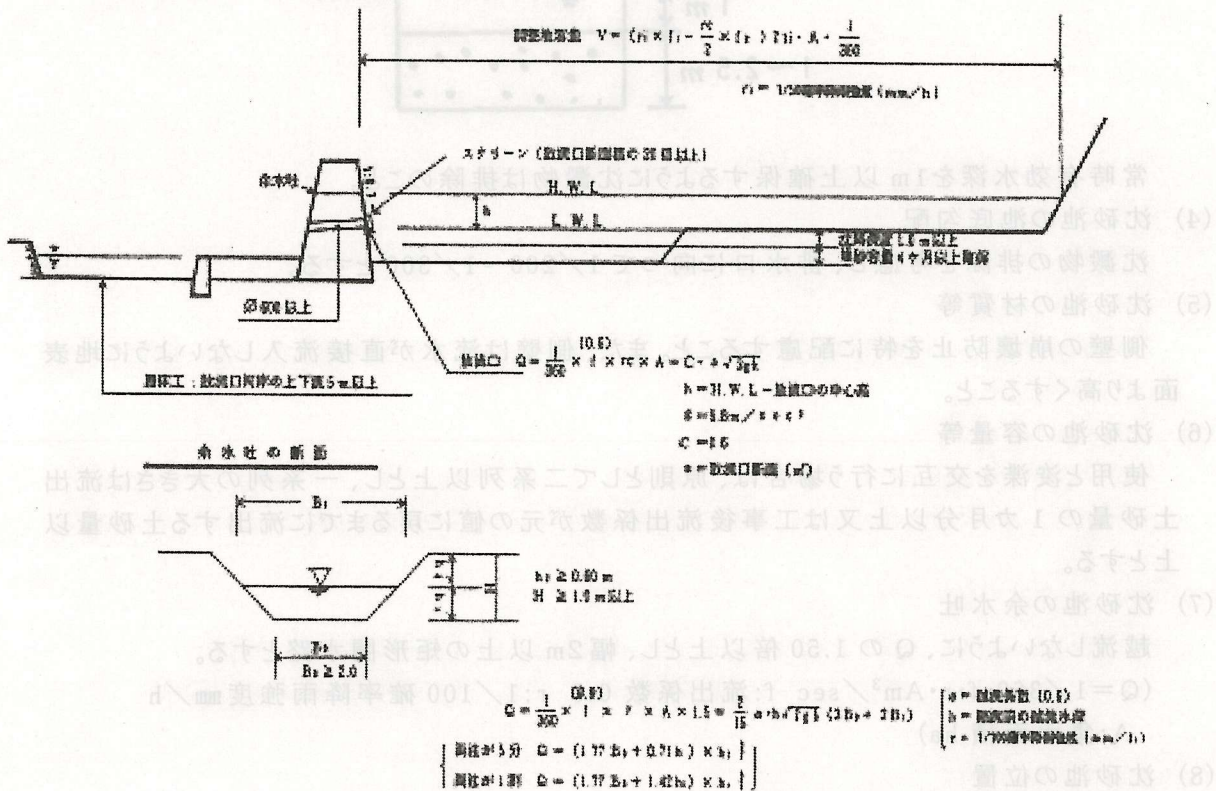
(工事終了後草地 (15 m^3/ha)に戻り5年間で元の地表(1 m^3/ha)になるとすれば)

ウ 沈砂容量を 100 m^3 以上確保しておけば工事完了後の必要容量も確保できる。

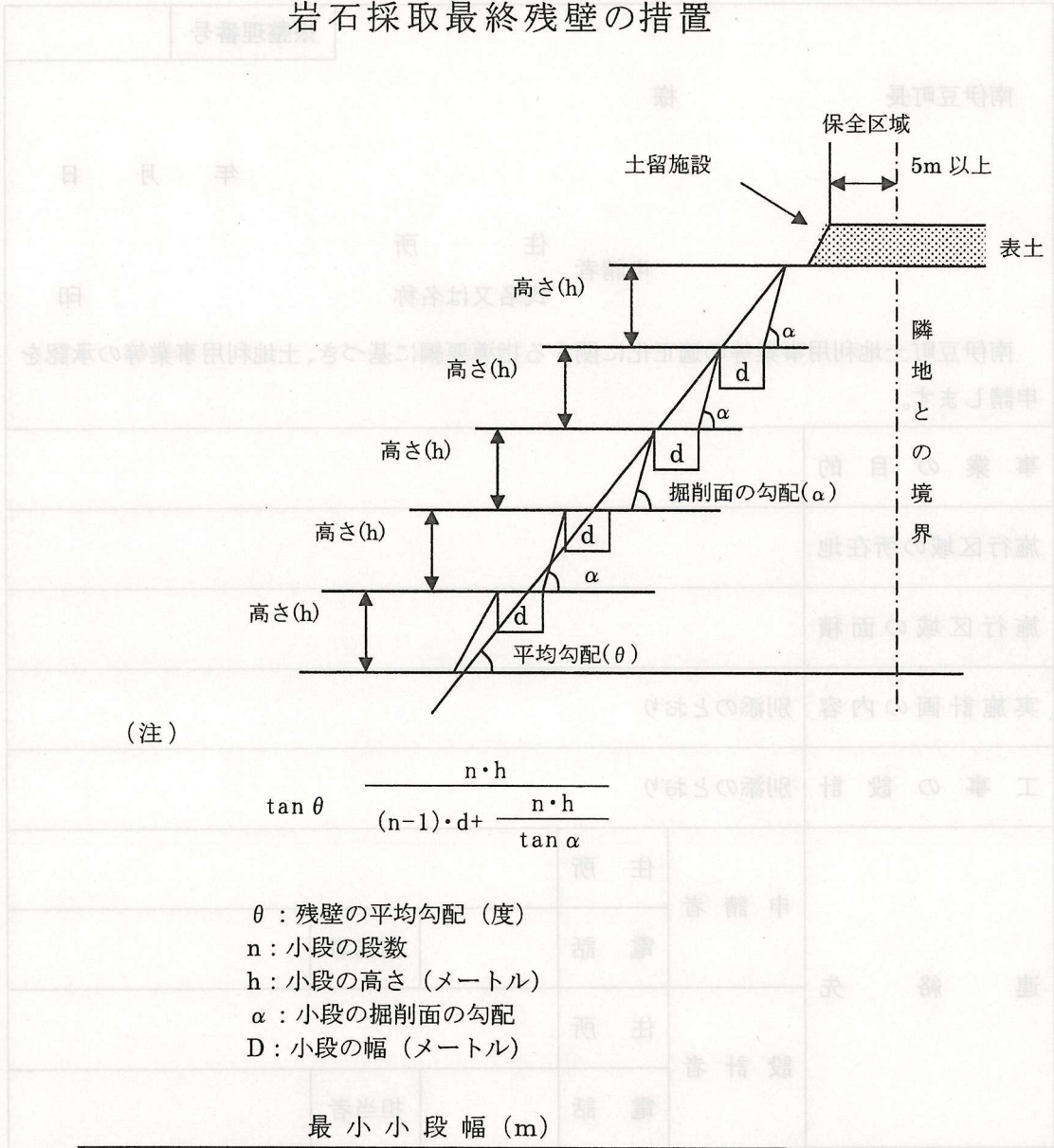
100 $\text{m}^3 > 70\text{m}^3$ OK

① 二系列の場合

② 調整池兼用の場合



岩石採取最終残壁の措置



掘削面の勾配 (度) \ 小段の高さ (m)	60以上	70	80
5以下	1.5	2.0	3.0
10	2.0	4.0	6.0
15	2.5	6.0	9.0
20	4.0	9.0	14.0