

## 第9 調整池設置に関する指導要領

次に掲げる開発行為において、調整池を設置する場合は、別添の「調整池技術基準（以下「基準」という。）」によるものとする。

1 この基準は、開発面積が、1ヘクタール以上の場合に適用する。

ただし、地域の特性により、知事が必要と認めた場合は、この限りではない。

2 1に該当する開発行為にあつては、調整池下流から海に至るまでの河川改修が、開発行為後における超過確率1/30以上で完了するまでの間、別添の、調整池技術基準により調整池を設置するものとする。

### 附 則

この要領は、昭和62年7月1日から施行する。

開発面積とは、既存宅地部分を除く開発区域及び取付道路等をいう。

- (注) 河川管理者と調整池設置について事前に協議を行い、その結果を添付のこと。  
また、直接放流する場合も同様とする。  
なお、下水道の排水計画区域にあつては、その計画にも整合していること。

# 調整池技術基準

第1章 総 則 .....	187
1 - 1 適用範囲 .....	187
1 - 2 洪水調節方式 .....	187
1 - 3 流域変更の禁止 .....	187
1 - 4 農業用溜池との兼用の禁止 .....	187
第2章 計画基準 .....	188
2 - 1 洪水流量の算定方法 .....	188
2 - 2 洪水到達時間 .....	188
2 - 3 流出係数 .....	189
2 - 4 計画対象降雨 .....	189
2 - 5 下流河川（水路）の調査 .....	195
2 - 6 許容放流量 .....	196
2 - 7 洪水調節容量 .....	197
2 - 8 オリフィスの放流量 .....	197
2 - 9 計画堆砂量 .....	198
第3章 構造基準 .....	199
3 - 1 適用範囲 .....	199
3 - 2 調整池形式 .....	199
3 - 3 調整池の提高 .....	199
3 - 4 堤体等の非越流部の高さ .....	200
3 - 5 水 位 .....	200
3 - 6 ダムの構造計算 .....	201
3 - 7 ダム式調整池の設計震度 .....	201
3 - 8 堤体等に作用する荷重 .....	201
3 - 9 洪水吐の放流能力 .....	203
3 - 10 止 水 処 理 .....	204
3 - 11 フィルダム .....	204
3 - 12 重力式コンクリートダム .....	220
3 - 13 片持ばり式調整池構造基準 .....	224
第4章 管理基準 .....	229
4 - 1 維持管理 .....	229
4 - 2 そ の 他 .....	229
第5章 作成図書 .....	230
5 - 1 作成図書 .....	230
5 - 2 参考文献 .....	231
第6章 洪水調節計算例 .....	233
6 - 1 下流河川の流下能力の検討 .....	233
6 - 2 洪水調節容量計算例 .....	235

# 第1章 総 則

## 1-1 適用範囲

宅地開発に伴い、堤高の低いダム（15m未満）による調整池を設置する場合には、この基準によるものとする。

（説 明）

宅地等の開発に伴う、雨水の流出機構の変化は、当該河川の流量を著しく増加させる。

このような河川の流量増加に対処するためには、河川を改修して流下能力を増大させるか、ダムにより洪水を調節するかのいずれかの方法によらなければならない。

本基準は後者の堤高の低いダム（調整池）により、洪水を調節する技術的基準を示すものである。

なお、本基準は調整池下流の河川が、調整池を不要とする流量を流下させる能力で改修されるまで設置する調整他の基準を示すものである。

## 1-2 洪水調節方式

調整池の洪水調節方式は、自然放流方式とする。

（説 明）

洪水調節方式は、人工操作によらない自然放流方式（原則として孔あきダム方式）とする。

## 1-3 流域変更の禁止

開発による河川の流域界の変更は、原則として禁止する。

（説 明）

流域界の変更は、渇水時に下流の水利使用者に流量の不足を、降雨時には、下流河川に洪水を助長させることとなる等により、第三者に影響を与えることなどにより禁止することとする。

## 1-4 農業用溜池との兼用の禁止

調整池と農業用溜池と兼用することは、原則として業止する。

（説 明）

調整池は、常時洪水調節容量を確保し洪水に対処しなくてはならない。一方農業用溜池は貯水池を満水にしておく必要がある。

このように、調整池と農業用溜池とは、貯水池の使用方法が相反するため、両者を兼用することは原則として禁止することとした。

ただし、下記事項のいずれも満足する場合に限り調整池と農業用溜池と兼用することができる。

- (1) 調整池を築造する適地がない。
- (2) 構造上安全であること。
- (3) 貯水池の容量には洪水調節容量とかんがい用水量を加えた量が確保されていること。
- (4) かんがい用水の貯留可能水位、管理費用負担割合、管理責任者、管理方法等管理上必要な事項について溜池管理者と協定を結んでいること。

## 第2章 計画基準

### 2 - 1 洪水流量の算定方法

洪水流量は、合理式で計算する。

(説明)

合理式は、

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

ここに Q : 洪水流量 (m<sup>3</sup> / sec)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm / hr)

A : 集水面積 (ha)

ただし、砂防指定地及び地すべり防止区域内の開発については、10%の土砂含入率を見込むものとする。

### 2 - 2 洪水到達時間

洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道に至る流入時間と河道内の洪水伝播時間の和とする。

(説明)

流入時間は、流域の排水路の整池状況により異なるが、将来の状況を推定して定めるものとする。

一般には、表1の値を標準とする。

表1 流域面積2km<sup>2</sup>当たりの流入時間

流域の状態	流入時間	備考
山地流域	30min	1km <sup>2</sup> 当たり15min
特に急傾斜面流域	20 "	" 10 "
下水道整備区域	30 "	" 15 "

流下時間は、一般に表2のKraven(クラベン)の洪水流下速度を参考として、仮定流速と大幅に異なる場合は、両者の差を少なくするよう計画の再検討を行う。

表2 Kravenの洪水流下速度

= H / L	1 / 100以上	1 / 100 ~ 1 / 200	1 / 200以下
W	3.5	3.0	2.1

$$T = L / W$$

ここに

I : 流路勾配

w : 洪水流出速度 (m / sec)

T : 洪水到達時間 (sec)

H : 常時河谷の形をなす最上流点と洪水到達時間を求めようとする地点の標高差 (m)

L : 常時河谷の形をなす最上流点と洪水到達時間を求めようとする地点の河川の延長 (m)

## 2 - 3 流出係数

流出係数は、当該区域及びその同辺の状況を考慮して定めるものとする。

(説明)

流出係数は、表3を標準とし、表層区分が二区分以上にわたる場合は面積による加重平均とする。

表3 流出係数

表層区分	流出係数
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
ゴルフ場、放牧場	0.8
山地、丘陵地、水田	0.7
畑、原野	0.6

## 2 - 4 計画対象降雨

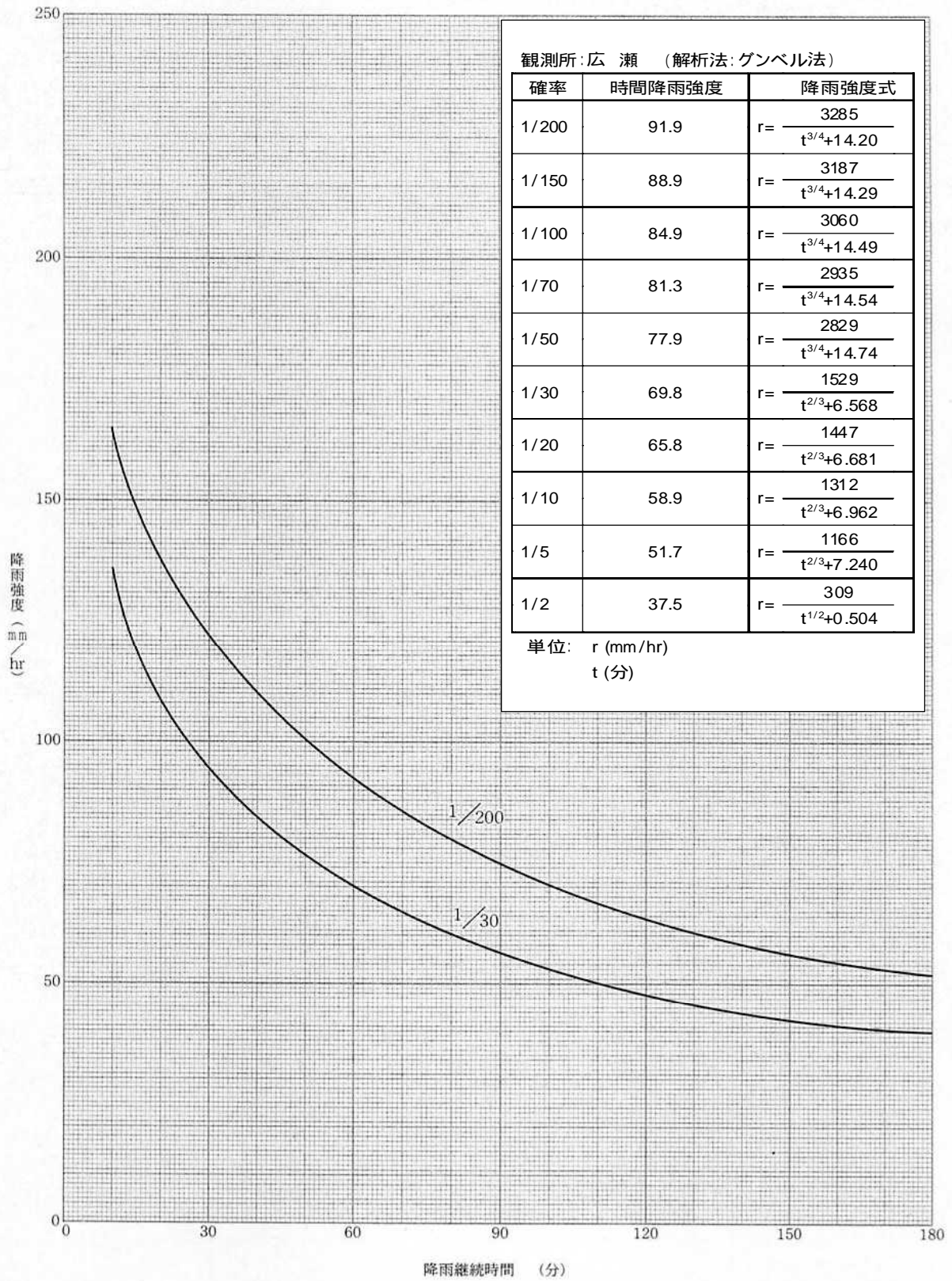
調整池の洪水流量の算出に用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、それぞれ地区別の降雨強度定式を適用する。

### 適用区分

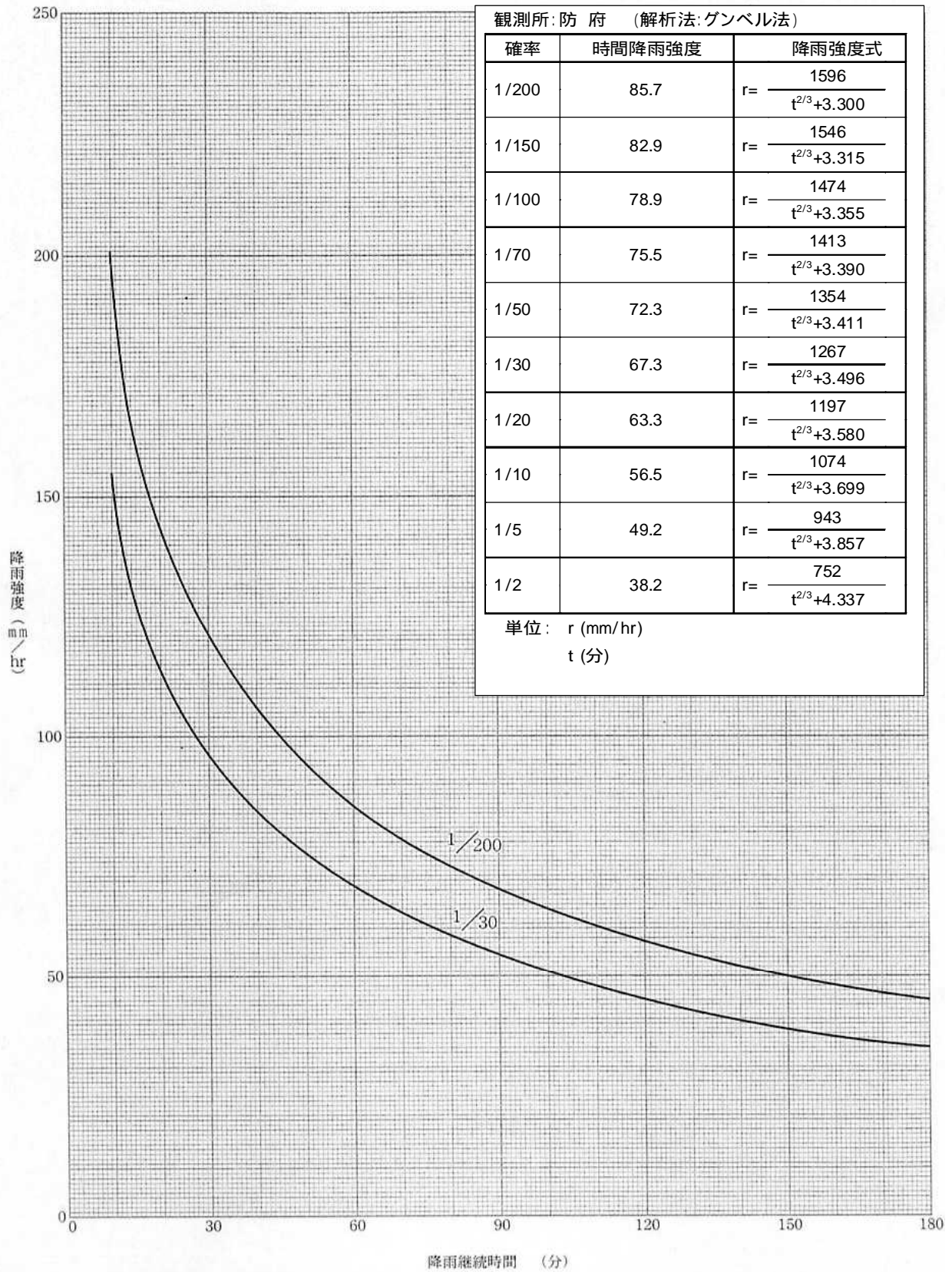
区分	市 町 名
A	岩国市(旧由宇町、旧玖珂町、旧周東町を除く)、和木町、周南市(旧鹿野町)、山口市(旧徳地町)
B	周防大島町、岩国市(旧由宇町、旧玖珂町、旧周東町)、柳井市、平生町、上関町、田布施町、周南市(旧鹿野町を除く)、光市、下松市、防府市、山口市(旧市、旧徳地町を除く)、宇部市、山陽小野田市、下関市(旧市)
C	山口市(旧市)、阿東町、美東町、秋芳町、美祢市、阿武町、萩市、長門市(旧油谷町、旧日置町を除く)
D	下関市(旧市以外)、長門市(旧油谷町、旧日置町) (C地区の値を補正して用いる。)



# A地域降雨強度曲線

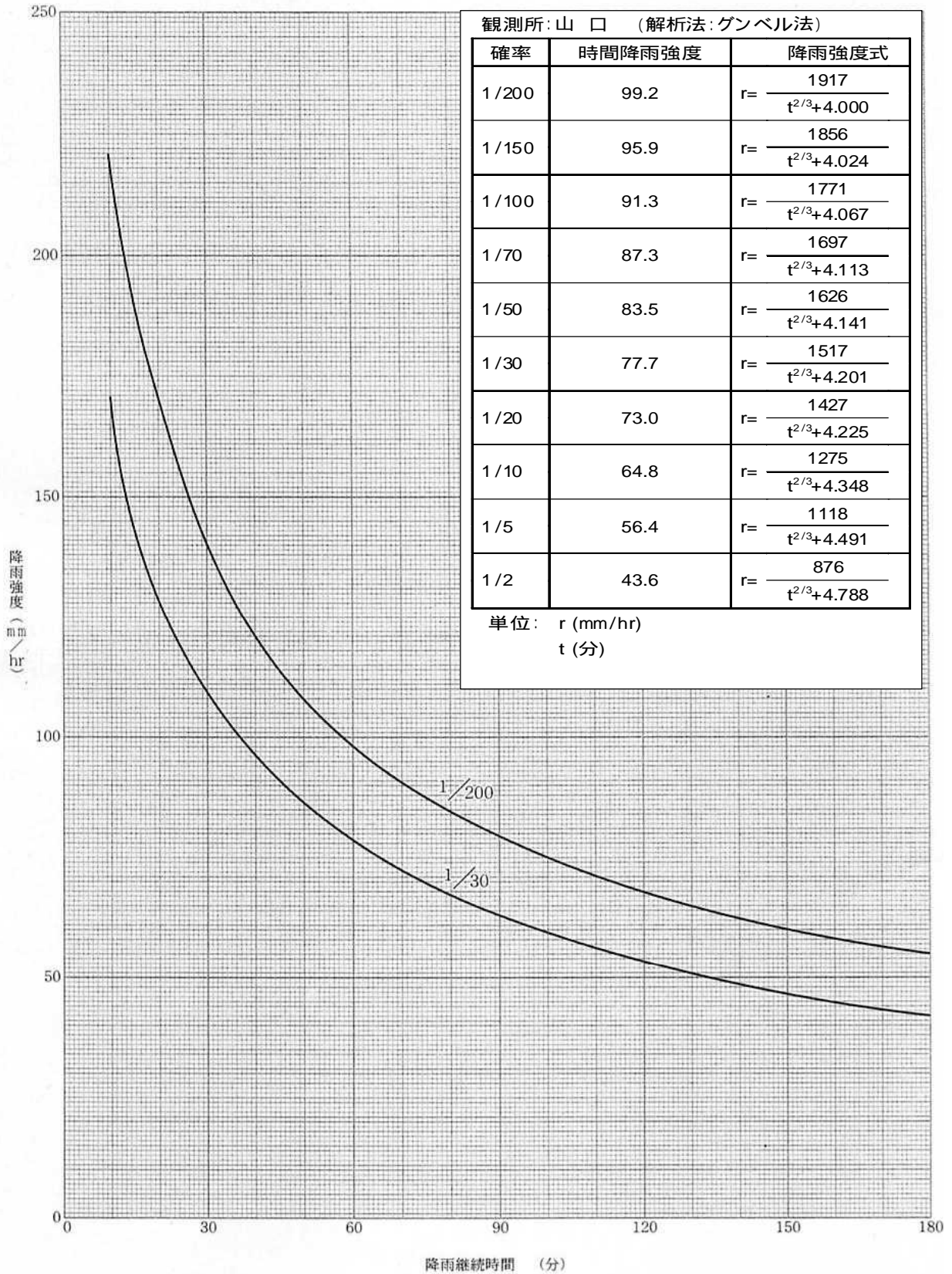


# B 地域降雨強度曲線

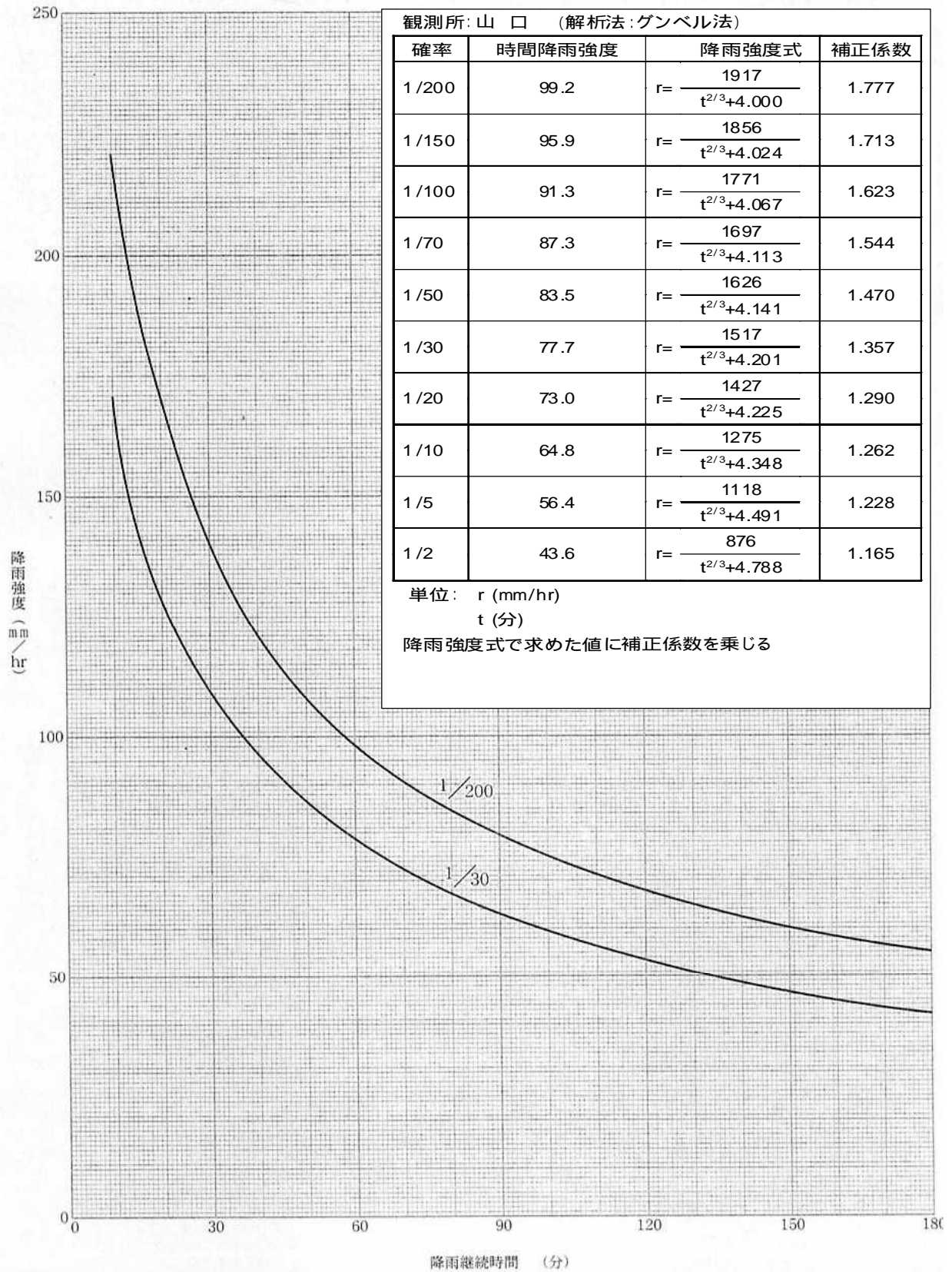




# C地域降雨強度曲線



# D地域降雨強度曲線



## 2 - 5 下流河川（水路）の調査

調整池計画にあたっては、下流水路及び下流河道の流下能力等を詳細に調査しなければならない。

（説明）

- 1 調査必要区間は、個々のケースで異なるが、一般的には調整池から下流2kmまでの間と考えればよい。
- 2 下流河川（水路）の流下能力は、河川（水路）の縦横断面を用いManningの平均流速公式によって求める。

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

$$Q = a \cdot V$$

V ; 流速 (m/S)

ただし、砂防指定地内及び地すべり防止区域内の開発については、流速の低下を見込むものとする。

a ; 流水断面積 (m<sup>2</sup>)

P ; 潤辺 (m)

R ; 経深 (=  $\frac{a}{P}$ ) (m)

；河床勾配（最小断面の上下流100mの平均勾配）

Q ; 流量 (m<sup>3</sup>/S)

n ; 粗度係数（表5による）

表5 粗度係数 (n)

状 況	n の 値
一般河道又は素堀水路	0.035
護岸を施した河道	0.030
三面張河道	0.025
トンネル	0.023

- 3 流下能力を算定する場合の余裕高は、下記によるものとする。

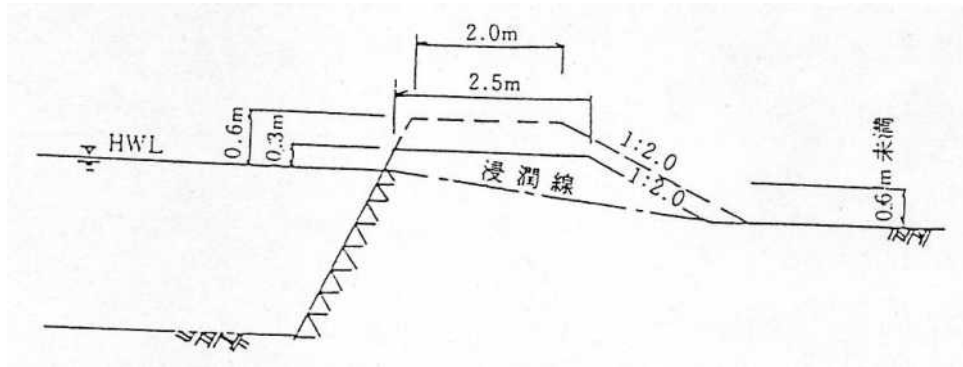
イ 法定河川及び準用河川

表6 余裕高

流 量 (m <sup>3</sup> /S)	余 裕 高 (m)
200未満	0.6
200以上～500未満	0.8
500 " 2,000 "	1.0

（注）流量が50m<sup>3</sup>/S未満の河川であって、HWLが堤内地盤より高く、かつその差が0.6m未満の区間で、堤防幅が2.5m以上である場合は余裕高を0.3m以上とすることができる。

図2 小河川の特例（余裕高と天端との関係）



□ 砂防指定地内及び地すべり防止区域内の河川

一定の計画に基づいて改修されている場合は、その計画の余裕高と同一とし、その他の河川（水路）にあつては、砂防指定地または地すべり防止区域管理者と協議すること。

八 上記以外の水路にあつては、放流先の管理者等との協議によるものとする。

2 - 6 許容放流量

許容放流量は調整池下流河川（水路）の流下能力に見合う流量とする。

（説明）

1 許容放流比流量は、下流河川（水路）の調査（2 - 5 参照）により、当該地点の流下能力を算出し、その地点の集水面積で除した比流量の最小値とする。

2 許容放流量は、

$$Q_a = a \cdot q_a$$

ここに  $Q_a$  ; 許容放流量 ( $m^3/S$ )

$a$  ; 開発面積 (ha)

$$q_a ; \text{許容放流比流量} (m^3/S/ha) = \frac{Q}{A}$$

$A$  ; 集水面積 (ha)

$Q$  ; 現断面の流下能力 ( $m^3/S$ )

3 造成区域からの流出水は全て調整池を通過させることを原則とするが、やむをえず直接河川等に放流する区域がある場合は、その区域について本来調整すべき流量分をあらかじめ許容放流量から先取りするものとする。

$$Q_a = a \cdot q_a - Q''$$

ここに  $a$  ; 直接放流区域の面積 (ha)

$Q''$  ; 直接放流区域の計画ピーク流量 ( $m^3/S$ )

$$Q'' = \frac{1}{360} \cdot f \cdot a \cdot r$$

## 2 - 7 洪水調節容量

洪水の規模が年超過確率で、1 / 30以下のすべての洪水について、宅地等の開発後における洪水ピーク流量の値を、調整地下流の流過能力の値まで調節する。

調整池の洪水調節容量は、1 / 30確率降雨強度曲線を用いて求める次式の必要調節容量 ( V ) の値を最大とするような容量をもって、必要調節容量とするものとする。

$$V = \left( r_i - \frac{r_c}{2} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

ここで V ; 必要調節容量 ( m<sup>3</sup> )

f ; 開発後の流出係数0.9

A ; 流域面積 ( ha )

r<sub>c</sub> ; 放流許可量の値に対応する降雨強度 ( mm / h )

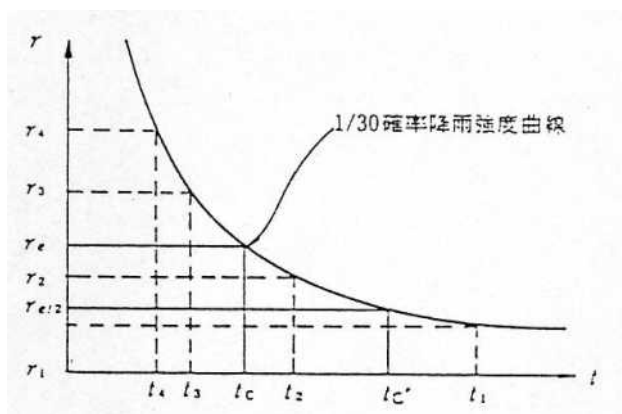
r<sub>i</sub> ; 1 / 30確率降雨強度曲線上の任意の継続時間 ( t<sub>i</sub> ) に対応する降雨強度 ( mm / h )

t<sub>i</sub> ; 任意の継続時間 ( min )

( 説 明 )

前項で示す必要調節容量 ( V ) の値は、図3 t<sub>i</sub> = 0 ~ t<sub>c</sub> の間で最大となるが、その算定は、任意の t<sub>i</sub>、r<sub>i</sub> を逐次計算法又は微分する方法により決定する。

図3 1 / 30確率降雨強度曲線



放流許可量 ( Q<sub>a</sub> ) に対応する降雨強度 ( r<sub>c</sub> ) は、次式によって算定する。

$$r_c = Q_a \cdot \frac{360}{f \cdot A}$$

r<sub>c</sub> ; 放流許可量の値に対する降雨強度 ( mm / h )

Q<sub>a</sub> ; 許容放流量 ( m<sup>3</sup> / S )

f ; 流出係数 ( 2 - 3 で定める値とする )

A ; 当該地点の流域面積 ( ha )

## 2 - 8 オリフィスの放流量

オリフィスの放流量は、任意の水頭に対して次式で求めるものとする。

$$1 \quad H \quad H_L + 1.2 D L$$

$$Q = 1.75 B L ( H - H_L )^{3/2}$$

$$2 \quad H L + 1.2 D L < H < H L + 1.8 D L$$

この区間については、 $H = 1.2 D L + H L$ での $Q$ 及び $H = H L + 1.8 D L$ での $Q$ を用いて、この間の直線近似とする。

$$3 \quad H \geq H L + 1.8 D L$$

$$Q = C \cdot D L \cdot B L \quad (2 g (H - H L - 0.5 D L))$$

ここに  $Q$  ;オリフィスの放流量 ( $m^3/S$ )

$H$  ;水頭(オリフィスの敷高を基準とする。)( $m$ )

$D L$  ;オリフィスの高さ ( $m$ )

$B L$  ;オリフィスの幅 ( $m$ )

$C$  ;流量係数=0.85~0.9 (ベルマウス有り)

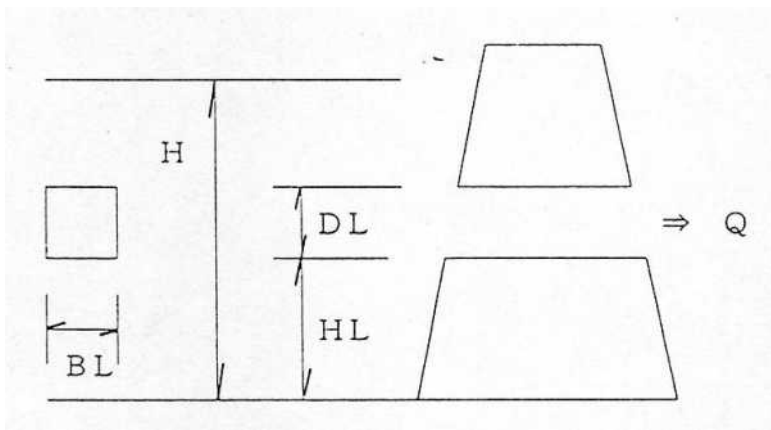
=0.6 (ベルマウスなし)

$H L$  ;基礎地盤から堆砂位までの高さ ( $m$ )

(説明)

上記の記号の説明は図4のとおりである。

図4 オリフィス放流量算定式記号説明図



## 2 - 9 計画堆砂量

計画堆砂量は、造成区域について $150m^3/ha/年$ 、造成完了後及び非造成区域について $1.5m^3/ha/年$ を標準とする。計画年数は、造成施行年数ならびに維持管理の方法により決定する。ただし、1年を下回ってはならない。

(説明)

砂防指定地及び地すべり防止区域内での計画堆砂量は「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」によるものとする。

森林法の許可に係る開発に当たっては、宅地造成のための開発を除き、「林地開発の手引き」により流出土砂量を算出するものとするが、その流出土砂量が調整池底部に用意する堆砂容量を超える場合には調整池の上流部に別途沈砂池を設ける必要がある。

# 第3章 構造基準

## 3-1 適用範囲

本構造基準は、防災調整池を設置する場合に適用し、他の基準により許可、認可、協議を要する場合には、管理者と協議するものとする。

(説明)

他の基準により許可、認可、協議とは、河川法による許可を必要とする場合は「河川管理施設等構造令」、「同施行規則」、「改訂国土交通省河川砂防技術基準(案)」、砂防法による許可を必要とする場合は「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」、「改訂国土交通省河川砂防技術基準(案)」、「砂防設計公式集」、ため池と兼用する場合は農林水産省農村振興局「土地改良事業設計基準(設計ダム)」、同防災課「老朽ため池整備便覧」、森林法による許可を必要とする場合は林野庁監修「治山技術基準」などにより設計するものとするが、施設の管理者の了解があれば本構造基準を適用してもよい。

また、本構造基準に規定する事項以外は、日本河川協会「増補改訂防災調節池等技術基準(案)」に準ずる。

## 3-2 調整池形式

調整池は、ダム式及び堀込式とし、ダム式は重力式コンクリートダムあるいはフィルダム、堀込式は積ブロック、張ブロックにより法面を保護するものとする。

## 3-3 調整池の堤高

ダム式の調整池の堤高は15m未満、堀込式の場合は5m未満とする。

(説明)

### 1 ダム式

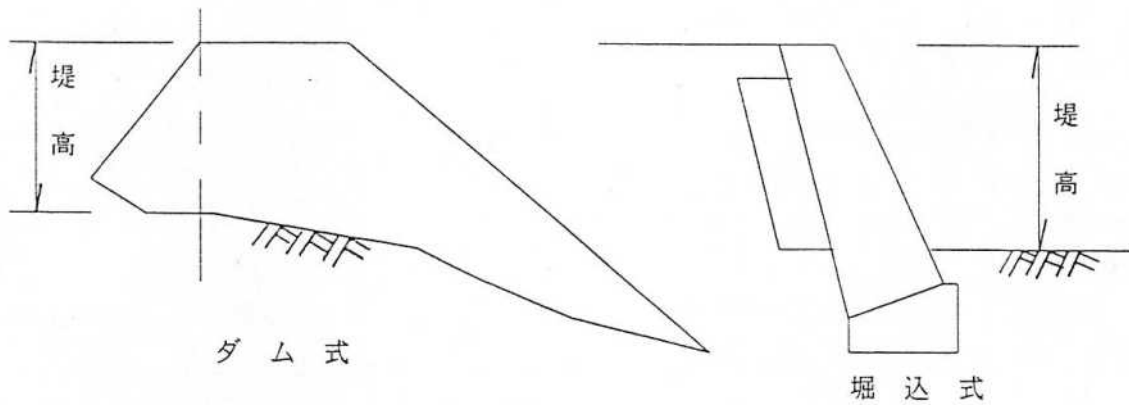
ダムの堤高は、基礎地盤と堤頂との標高差である。

基礎地盤の標高は、堤頂上流端を通る鉛直面と基礎地盤面との交線の最低標高とする。

### 2 堀込式

堀込式の標高について、積ブロック擁壁は法勾配5分以上とし、上部が水平に限り5.0mまで、張ブロック、コンクリート張は法勾配1割5分以上とし、上部が水平に限り5.0mまでとする。

図5 堤高



### 3 - 4 堤体等の非越流部の高さ

調整池の非越流部の高さは、設計洪水水位に0.6mを加えた高さ以上としなければならない。

(説明)

河川管理施設等構造令によれば、堤体の非越流部の高さは、風による波浪の高さ、地震による波浪の高さ、水位等を考慮して決定するようになっているが、本基準(案)では、設計洪水水位に余裕高として0.6mを加えた値以上とすることとした。

### 3 - 5 水 位

ダムの堤体設計の基準となる貯水池の水位等は次の各号のとおり。

- 1 堆砂位は2 - 9に規定する堆砂が水平に堆砂するとした標高である。
- 2 調整水位は2 - 7に規定する洪水を調節する場合に一時的に貯留することとした流水の最高水位で、ダムの非越流部直上流部における水位をいう。
- 3 設計洪水水位は3 - 9に規定する設計洪水流量の流水がダムの洪水吐を流下するものとした場合における貯水位の最高水位で、ダムの非越流部の直上流における水位をいう。

(説明)

調整水位、設計洪水水位は、ダムの構造の安全を検討するときの基準となる水位である。

これらの水位と関連して、堤高、荷重、設計震度、構造計算の検討を行うこととしている。

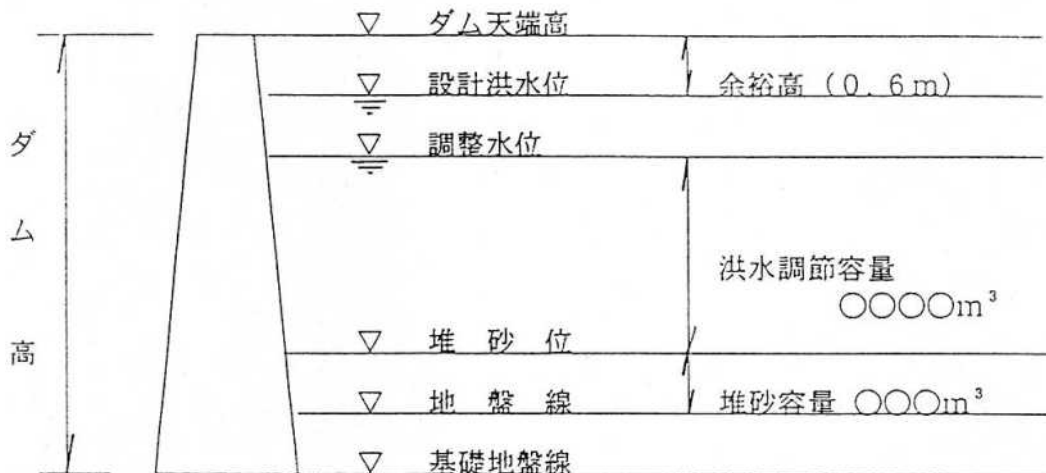
洪水調整水位は、堆砂位から洪水調節容量を確保したときの水位であるが、ダムの構造によっては堆砂位と洪水調節を開始する水位(最低水位)とは必ずしも一致しない場合もある。

この場合は当然のことであるが、洪水調節容量は、最低水位から調整水位までの容量である。

水位、容量、ダム天端高等は図6のとおりである。



図6 貯水池容量配分



### 3 - 6 ダムの構造計算

ダムの堤体及び基礎地盤に関する構造計算は、次の各号について行う。

調整池が空虚である場合

調整池の水位が調整水位である場合

(説明)

フィルタイプダムの構造計算は3 - 11 - 6の解説により円弧すべり面法を採用して行い、重力式コンクリートダムは3 - 12 - 1の解説により安定計算を行うものとする。

### 3 - 7 ダム式調整池の設計震度

ダムの構造計算に用いる設計震度は、次の表に掲げる値以上とする。

計算条件	空虚時	調整水位
コンクリートダム	0.10	0.05
均一型フィルダム	0.12	0.06

(説明)

一般に構造物の設計震度の値をいくらにするかは、構造物の重要性により異なるが、本基準では、河川管理施設等構造令に準じて上記の値を定めた。したがって、宅地、ゴルフ場等の擁壁の設計に使用する設計震度とは異なる。

### 3 - 8 堤体等に作用する荷重

ダムの構造計算には次の表に掲げる荷重を採用するものとする。

種別	荷重
コンクリートダム	W、P、Pe、Pd、U
フィルダム	W、P、Pb

W ; 自重 P ; 静水圧  $P_e$  ; 泥圧 ; 地震力 Pd ; 地震時動水圧 U ; 揚圧力  $p_b$  ; 間げき圧

(説明)

- 自重は堤体材料の単位体積重量を基礎として計算する。
- 静水圧は堤体に対して垂直に作用するものとし、次式で計算する。

$$P = W_o \cdot H_w$$

ここに P ; 静水圧 (t/m<sup>2</sup>)

$W_o$  ; 水の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

$H_w$  ; 任意の点の水深 (m)

- 貯水池内に堆積する泥土による鉛直方向の泥圧は、泥土の水中における重量とし、水平方向の泥圧は次式によって求めるものとする。

$$P_e = C_e \cdot W_i \cdot d$$

$$W_i = W - (1 - V) W_o$$

ここに  $P_e$  ; 水平方向泥圧 (t/m<sup>2</sup>)

$C_e$  ; 泥圧係数 (0.4~0.6程度)

$W_i$  ; 泥土の水中における単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

d ; 泥土の探さ (m)

$W_o$  ; 水の単位体積重量 (1.0 t/m<sup>3</sup>)

W ; 堆泥の見掛けの単位体積重量 (1.5~1.8 t/m<sup>3</sup>)

V ; 堆泥の空げき率 (0.3~0.45)

- 揚圧力は、ダムの堤体及び基礎地盤における揚圧力を求めようとする断面に対して垂直上向きに作用するものとし、次の表に掲げる値を基礎として計算するものとする。

上流端	下流端
上流側と下流側の水圧の差 $\frac{1}{3}$ 以上を下流側水圧に加えた値	下流側水圧

ただし、通常は下流側水深は無いものとして考える。

- 地震時慣性力

地震時におけるダム堤体の慣性力は、堤体に水平に作用するものとし、次式によって求めるものとする。

$$I = W \cdot k$$

I ; 地震時の堤体の慣性力 (t)

W ; 堤体の自重 (t)

k ; 設計震度 3 - 7 参照

- 地震時動水圧

地震時において、ダムの堤体に作用する貯留水の任意の水深における動水圧は、ダムの堤体に垂直に作用するものとし、次式によって求めるものとする。

$$P_d = 0.875W_o \cdot K \quad (H \cdot h)$$

$P_d$  ; 動水圧 (t/m<sup>2</sup>)

$W_o$  ; 水の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

$K$  ; 設計震度 3 - 7 参照

$H$  ; 調整水位から基礎地盤までの水深 (m)

$h$  ; " から動水圧の作用する点までの水深 (m)

### 7 間げき圧

間げき圧はすべり面に垂直上向きに作用するものとし調整水位時には浸透による間げき圧を、また空虚時には、貯水による残留間げき圧をそれぞれ荷重として考慮する。

### 8 荷重の組合せは表7のとおりとする。

表7 荷重の組合せ

貯水池の水位状態	重力式コンクリートダム	フィルダム
調整水位	自重 静水圧 地震時動水圧 泥圧 地震時慣性力 揚圧力	自重 静水圧 地震時慣性力 間げき圧
空虚	自重 地震時慣性力	自重 地震時慣性力 間げき圧

自重 ; ダム堤体の自重

静水圧 ; 貯留水による静水圧の力

泥圧 ; 貯水池内の堆積する泥土による力

地震時慣性力 ; 地震時におけるダムの堤体の慣性力

地震時動水圧 ; 地震時における貯留水による動水圧の力

揚圧力 ; 貯留水による揚圧力

間げき圧 ; ダムの堤体の内部及びダム基礎地盤の浸透水による水圧の力

### 3 - 9 洪水吐の放流能力

洪水吐の放流能力は、次の各号の流量以上でなければならない。

- 1 重力式コンクリートダムの場合は、200年に1回起こるものと算定される当該ダム直上流における流量
- 2 フィルダムの場合はコンクリートダムの1.2倍の流量

(説明)

河川管理施設等構造令によると洪水吐の放流能力は

ダムの上流の地点において200年につき1回の割合で起こるものと予想される洪水の流量

当該地点において発生した最大の洪水の流量

当該ダムに係る流域と水象若しくは、気象が類似する地域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水に係る気象、若しくは気象の観測の結果に照らして当該地点に発生するおそれがあると認められる洪水の流量のうちいずれか大きい流量

上記のうち最大の流量となっているが、項は資料がないこと、項は地域別比流量図(クリーガー曲線)により求めることができるが、宅地等の開発に伴う集水面積は河川に比べ極端に少ないことから本基準は項より算出するものとする。

洪水流量は合理式により算定するものとし(2-1~2-4参照) 当該地点の地区別の降雨強度式により求めるものとする。

### 3-10 止水処理

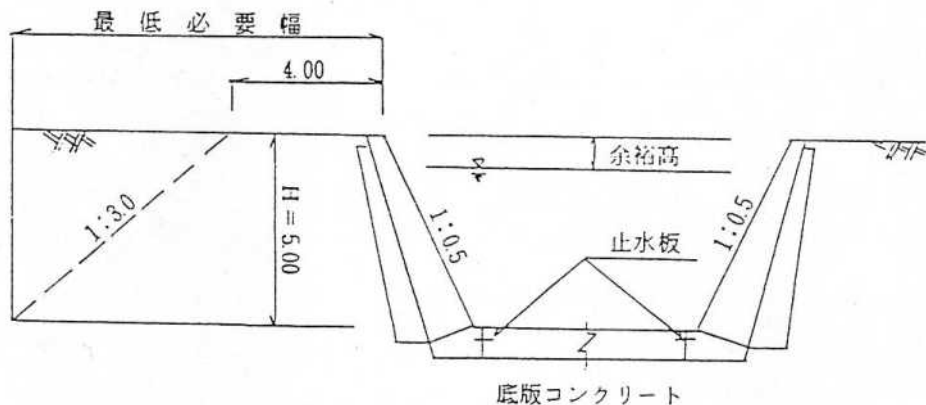
調整池の止水は次の各号による。

- 1 ダム式(築堤式)は基礎地盤の止水処理(グラウチング等)を必要に応じて施工すること。
- 2 掘込式の目地には止水板を設置し、積ブロック等は底板コンクリートで止水すること。

(説明)

止水板及び底板コンクリート設置は図7のとおりとする。

図7 掘込式の一般図



### 3-11 フィルダム

#### 3-11-1 ダムの形式

フィルダムの型式は均一型とする。

(説明)

ゾーン型のダムの施工には施工管理のうえで手間がかかり、さらに種類の異なる材料が使われるため、盛土の各ゾーンの盛土施工面の高さが一致させにくく、転圧が不十分になるなどの欠点がある。また低いダムでは、堤体の安定性のうえでゾーン型の利点があり大きくないと考えられるので、ダムの型式として均一型とした。

### 3 - 11 - 2 ダムの安定

ダムは次の各号に定める条件を満足しなければならない。

- 1 フィル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。
- 2 フィルダムの堤体は浸潤線が、堤体下流側法面と交わらない構造としなければならない。

(説明)

フィルダムは経済的に入手しうる材料を用いて築造するため、築造箇所の条件、材料の性質などを十分考慮に入れ、安定性の高い堤体を設計することが大切である。堤体はすべり破壊に対して安全であると同時に、必要な止水性を確保しなければならない。

### 3 - 11 - 3 ダムの基礎地盤

ダムの基礎地盤は、ダムの安全性を確保するために必要な強度及び水密性を有するものとする。

(説明)

ダムの安全上必要があれば、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などを行わなければならない。

ダムの基礎地盤が粘土、シルト、有機質土などでいわゆる軟弱地盤である場合には、土質試験結果を用い、地盤のせん断破壊ならびに沈下に対して検討を加え十分な安全を見込んだ設計をしなければならない。ここでいう軟弱地盤とは、土質が粘性土あるいは、有機質土でN値が小さい(4～6以下)地盤を指す。また、砂質土層ではN値10～15以下を液状化が予想される軟弱地盤とみなす。

基礎地盤が軟弱で、堤体の安定がえられない場合には軟弱地盤の除去、置換などを行う必要がある。

砂れき層などの透水性地盤上にダムを築造する場合には、浸透流量がダムの安定を確保する許容範囲内にななければならない。

基礎からの漏水が堤体法尻付近に流出し、堤体が損傷するおそれがある場合、堤体下流側法尻部を砂れき材料で作成し空石積で押える構造にすることが必要である。また基礎の透水係数が $10^{-3} \text{ cm/s}$ より大きく、漏水の起こる恐れがある場合には、上流部の地盤にブランケット工法などを施し、漏水を押えることが必要である。

### 3 - 11 - 4 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、ダムサイト付近に3箇所以上のボーリングを施さなければならない。

ただし、既調査資料がある場合には、この限りでない。

(説明)

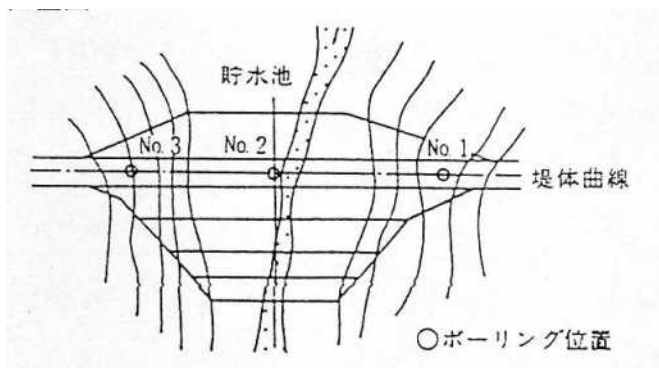
基礎地盤の調査方法にはボーリング、試掘(縦坑、斜坑、横坑、トレンチ等)あるいは、弾性波探査等があり、現場の状況により単一または組合せて実施するのが通例である。ここでは既調査資料がないとき、ボーリングのみは必ず3箇所以上行い基礎地盤の状態を把握するよう義務づける。

なお、ボーリングの位置は予定ダム軸線上の左右岸及びほぼ中心の位置とする。また必要によっては特殊地点について行う。

これらボーリングの深度は信頼できる基礎の深さまで、または堤高の3倍程度とする。信頼できる基礎とは、強さの面からは、標準貫入試験のN値で約20以上の地層、または透水の面からは、現場透水試験の透水係数  $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$  以下の地層を指す。

地盤が軟弱地盤の場合には、みださない資料を採取し、設計に必要な土質試験を行う。

図8 ボーリング位置図



### 3 - 11 - 5 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。

(説明)

フィルダムの建設には多量の土量が必要であり、工費の面からは、できるだけ手近にある材料を利用することになる。しかし材料の優劣は完成後の堤体の安定性や施工の難易に当然大きな影響をもつので、材料選定について土質試験を義務づける。

堤体の安定性の高い材料とは次のようなものである。

高い密度を与える粒度分布であり、かつ、せん断強度が大で安定性があること。

透水性は最大の水頭に対して堤体の許容する範囲内にあること。

ダムの安定に支障を及ぼすような膨張性又は収縮性がないものであること。

降雨あるいは浸透流で堤体の含水比が上昇しても軟泥化し、法崩れ等を起こさないものであること。

有害な有機物及び水に溶解する成分を含まないこと。

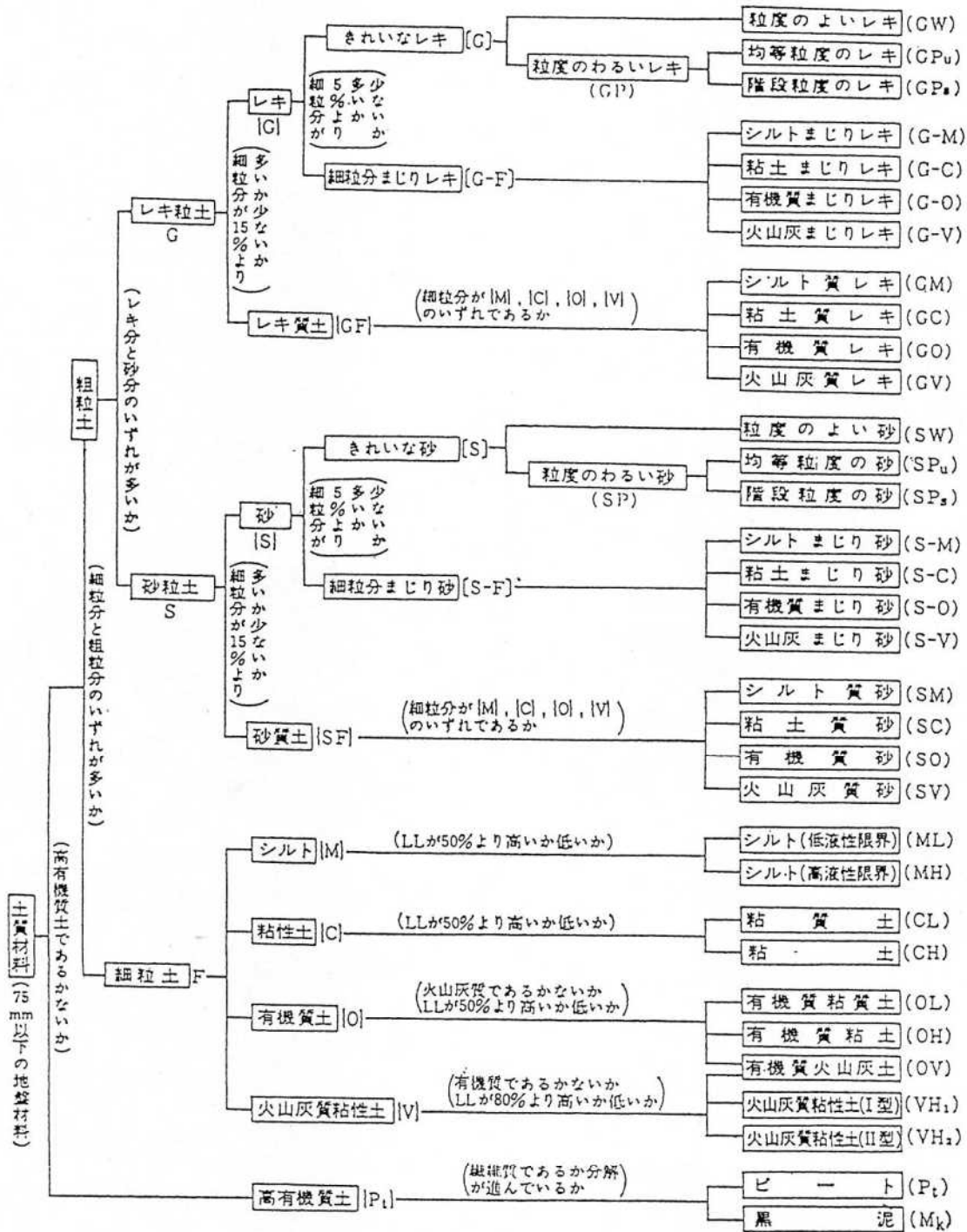
含水比が高く締固めが困難な材料でないこと。

表9の材料(日本統一土質分類法による)は不適當であるか、またはダムの形態により考慮して使用すべき材料である。

表9 日本統一土質分類法によるフィルダム堤体としての評価

主 要 区 分			ダ ム 材 料 と し て の 評 価
区分	名 称	記 号	均 一 型 ダ ム
粗 粒 土	れ き	(GW) (GP)	(不適當) 透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ 以上であり、漏水 が起き易く単粒度のものは間げきが大きい、また植 生 の場としても不適。
	砂	(SW) (SP)	(不適當) 透水性が大きく、パイピング等を起こし易く破壊 の 原因となるおそれがある。
細 粒 土	シルト粘性土 火山灰質粘性土	(MH) (CL)(CH) (OV)(VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	(場合により不適當) 水を含んだ場合機械施工が困難となり、締固めが 十分出来ない。
	有機質土	(OL) (ON)	(不適當) 含水比が著しく高いものが多く、このまま機械で 締 固めたり整形することが困難である。完成後も変形 するおそれがある。
	高有機質土	(Pt) (Mk)	(不適當) 含水比が高く締固めが困難、また土の乾燥湿潤に よる容積変化が大きく安定性が悪い。

参考1 日本統一土質分類





参考2 材料判定の目安、せん断強さ等

- |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |                             |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
| <p>粒 度 分 布 高い密度を与える粒度分布であり適度に粗粒分が含まれること。</p> <p>コンシステンシー 収縮性が小さく、適度の塑性を有すること。</p> <p>比 重 2.6以上であればまず問題はない。(2.6以下であれば有機質を含んでいる可能性がある。)</p> <p>透 水 度 不透水性材料は、締固めた材料の透水係数が <math>1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}</math> 以下であること。</p> <p>標 準 突 固 め 土質材料の含水状態により密度、せん断強度、透水係数が変化し、最適含水比付近でせん断強度が極大となり、最適含水比からやや湿潤側で透水係数が極小となること等から、材料の水密性、強度、施工性を判定する。</p> <p>せん断強さ 見掛けの粘着力と剪断抵抗角であらわされるが、安定解析を行う場合には三軸試験により求める必要がある。統一分類によりある程度剪断強さが推定できる。</p> | <p>} 統一分類により判定することができる。</p> |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|

参考3 土質調査項目

試験項目	試 験 規 格
比 重	J I S A 1202
粒 度	" 1204
含 水 量	" 1203
液 性 限 界	" 1205
塑 性 限 界	" 1206
現 場 密 度	" 1214他
締 固 め	" 1210
透 水	" 1218他
せん断	土質工学会
圧 密	J I S A 1218

3 - 11 - 6 ダムの形状

ダムの形状は次の各号により定めるものとする。

- 1 ダムの形状はダムの高さ、ダムの材料及び基礎地盤の性質を考慮して、すべりを生じないように決めなければならない。
- 2 ダムの法勾配は、すべりに対する安定計算によって決定するものとする。  
ただし、表11に示す値より緩やかなものとする。

(説 明)

- 1 調節池のダムは高さが低く、適切な材料を使用して、良好な施工が行われていれば、堤体の安定性が問題になることは少ないが、構造物としての重要性を考え、安全性を確認する目的で斜面勾配は安定計算によって決定することとし、安定計算は、次の条件で行う。

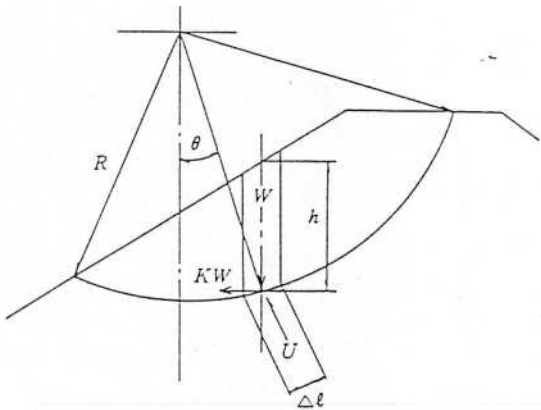
表10 安定計算の条件

調節池の状態	荷重条件	最小安全率	備考
調整水位	自重 間げき水圧 静水圧 地震力50%	1.2	浸透流が定常状態
空虚	自重 地震力100%	1.2	地下水位面以下については、間げき水圧を考慮する。

安定計算は、円弧すべり面法を採用し、原則として有効応力法による。円弧すべり面法は、自重、せん断抵抗力等の円の中心点に関するモーメントを計算し、抵抗モーメントの滑動モーメントに対する比率をもって安全率とするもので、次式で表される。

$$F_s = \frac{M_c + M_f + M_{fe}}{M_a + M_{ae}} = \frac{\{C \cdot l \cdot R + (W \cos \theta - U) \cdot \tan \phi \cdot R - K \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R\}}{(W \sin \theta \cdot R + K \cdot W \cos \theta \cdot R)} \dots\dots\dots (3 \cdot 1)$$

- ここに  $M_a$  ; 円の中心に関する自重の滑動モーメント
- $M_{ae}$  ; 円の中心に関する地震力の滑動モーメント
- $M_c$  ; 円の中心に関する土の粘着による抵抗モーメント
- $M_f$  ; 円の中心に関する土の摩擦による抵抗モーメント
- $M_{fe}$  ; 円の中心に関する地震力の摩擦による抵抗モーメント
- $W$  ; 自重
- $U$  ; 間げき水圧
- $C$  ; 築堤材料の粘着力
- $\phi$  ; " の内部摩擦角
- $K$  ; 設計震度
- $l$  ; 各スライスのすべり面の長さ



2 堤体部に作用する地震力は、ダムの自重に設計震度を乗じた値とし、水平方向に作用するものとする。設計震度は基礎の条件、ダムの種類等を考慮して、3 - 7の値以上とする。

3 表11に示した法面勾配は安定した地盤上に良好な施工をした場合にダムが必要とする値であり、この値より緩やかな法面勾配としなければならない。

注) 堤高が15m未満の低いダムでは適切な材料で良好な施工が行われている限り、堤体の安定性が問題になることは少ない。このため使用する材料ごとに必要な法面勾配をきめ、一般には安定計算を行わなくてよいこととした。

ただし、基礎地盤の軟弱な場合には安定計算を行ない、安定の検討を行うものとする。

上流側の法面勾配は貯水池の水位がかなり急激に低下する条件を考えて、下流側の勾配より緩やかなものとした。

れき、砂はゾーン型の材料としてのみ用い、均一型の材料としては使用しないものとした。また、砂は法面部には使用しないこととした。

表11 ダムの法面勾配

主 要 区 分			上 の 勾 配	下 の 勾 配	備 考
区分	名 称	記 号			
粗 粒 土	礫質土	(G-M) (G-C) (G-O) (G-V) (GM) (GC) (GO) (GV)	割 3.0	割 2.5	
	砂質土	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V) (SM) (SC) (SO) (SV)	3.5	3.0	

注) かっこ内は、日本統一土質分類法の記号

#### 4 農業用溜池と兼用する調整池については、別途考慮する。

#### 3 - 11 - 7 法面など

ダムの法面保護等については、次の各号に定める構造をもつものとする。

- 1 ダムの上流側法面は波浪、雨水などにより浸食されないように、また下流側法面は雨水及び浸透流によって浸食されないよう法面処理を施すものとする。
- 2 ダムの堤頂は幅4m以上とし、表面は浸食などに対して安全のように必要に応じて表面保護の処理を施すものとする。
- 3 ダムの法面には高さ5mごとに幅3m以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

(説 明)

堤体上流側法面では、局部的な洗堀が法すべりの原因となるおそれがあるので、石張、ブロック張、捨石、法枠等の法面処理を施す。また水位低下の速度が大きいので砂質土の堤体では材料が流出しないように保護しなければならない。下流側法面については、風雨、凍上などによって浸食が生じないように保護する。長大な法面になると雨水の表面流出によって法浸食が生じやすいので、小段を設け排水施設によって処理する。排水施設は小段の法尻に接近させ、コンクリートU型溝、ソイルセメントなどで作る。地山部からの表面水がダムを浸食することも多いので取付部には排水施設を設置する。

湛水部の法面についても、法面の安定性等に考慮し、法面処理を施工するものとする。

#### 3 - 11 - 8 余 盛

ダムには堤体および基礎地盤の沈下を見込んで余盛を行うものとする。

(説明)

基礎地盤が軟弱地盤である場合を除き、普通の条件であれば堤体築造後の堤体及び基礎地盤の圧縮量はそれほど大きくない。このため土質別に余盛の値を変えずに天端の風雨による浸食、人・車の通行などによる損傷などを含め、表12に示す余盛高を決めた。軟弱地盤上のダムの場合には、圧密による沈下量を別に検討して加えるものとする。

表12 標準余盛高

堤高	余盛高
5 m以下	40cm
5 ~ 10m	50cm
10m以上	60cm

### 3 - 11 - 9 洪水吐

調節池には、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洪水吐を設けるものとする。

(説明)

フィルダムの盛土堤体部は、おもに構造・材料的に流水の堤体越流に対して抵抗性が低いので、ダムの安全性を確保するため堤体部の越流は厳に防止する必要がある。このため調節池には必ず、洪水の余水を放流して貯水位の異常な上昇を防止できる自由越流式洪水吐を設けなければならないものとした。

### 3 - 11 - 10 洪水吐の構成等

洪水吐は、3 - 11 - 9によるほか、次の各号に定める機能及び構造をもつものとする。

- 1 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。  
また、流木、塵芥によって閉塞しないような構造とし、土砂の流入、あるいは洗堀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。
- 2 越流は自然越流方式とし、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
- 3 導流部は幅が2 m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、水路幅の変化あるいは水路縦断勾配の急変はさける構造とする。
- 4 洪水吐末端の下流水路との接続部には、減勢工を設けて、洪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。
- 5 洪水吐は良質な地山地盤上に設置するものとし、さらに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。

(説明)

1 流入水路は、安定して流況をうるため、流水断面をできるだけ大きくとり、流速を小さくする必要はある。流入水路の最大流速は、一般に $4\text{m/s}$ 以下\*にすべきであるとされている。

流入水路の平面形状は、地形に適した形状が選定されるが、湾曲水路となる場合や水路幅を変化させる場合などは、流水が一部に集中しやすくなるので断面をさらに大きくして、最大流速を低減させるなどの配慮が必要である。

流木や塵芥の流入が著しいと予想される場所では、これらの流入を防止するためのちりよけ設備の設置が必要である。

この場合、ちりよけ設備を洪水吐に近づけると機能を阻害する恐れがあるので、その配置には十分な注意が必要である。

流入水路入口周辺は、流れが集中し、洗掘される危険が大きいため、流速に耐え洗掘や法崩れを防止するために、石積あるいはコンクリートブロック張等により保護する必要がある。

\*ダム設計基準第2章第2節第3条解説

2 自由越流式の放流能力は、作用水深の $3/2$ 乗に比例して急激に増大するのに対して、管路式では $1/2$ 乗に比例して増大するにすぎないため、放流能力の余裕は自由越流式の方が著しく大きい。前項説明で述べたようにフィルダムは越流に対する安定性が低いので、余裕の大きい自由越流式を採用することとした。なお調節池の必要水量を小さくするため、ゲート等の放流量調節設備を設けることが考えられるが、ここで取扱う調節池は、いずれも集水面積が小さく、流出が短時間に行われるため、ゲート操作を行うことが困難なことおよび保守、管理上も問題があることなどの理由から、これらの人為的な調節装置の使用は禁止事項として特記した。

流入水路を導流水路まで水平あるいは緩勾配で接続すれば、流入水路断面に対する効率は最もよくなるが、流入部周辺の流速が増大し、好ましくない。このために流入水路と導流水路の接続点には、水路上に越流頂構造物を設けるのが通例である。この場合、越流頂としての十分な機能を発揮させ流入水路に滑らかな水面を得るためには、越流頂の高さ $P_u$ （堤頂と流入水路底面との標高差）は、越流水頭（設計水頭） $H_o$ に対して

$$\frac{P_u}{H_o} \quad 0.2 \dots\dots\dots (3 \cdot 2)$$

にすべきであるとされている（図9参照）。

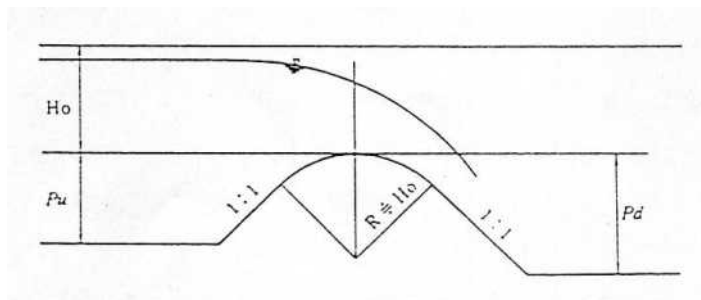


図9 越流頂

越流頂の形状は刃形せきの自由越流水脈曲線下側形状に一致する形状が理論的には有利であるが、

本基準の対象となる越流頂は設計水頭が5 m程度以下のものが大部分をしめると考えられ、詳細な形状の座標等を基準で設定しても、施工時に生ずる形状の不整の影響が支配的になることが予想されるので本基準の越流頂は(3・2)式の条件を満たし、かつ流水が剥離しないような丸味のある縦断形状であればよいものとする。

なお、設計においても導流水路幅よりも越流幅を広くとるために越流頂を、平面的に軸線を円弧状としたり、半円越流頂としたり、横越流頂とするなどの方法が考えられ、地形によっては有利になる場合があるが、これらはいずれも越流方向と導流方向とが一致しないため、直接導流水路に接続させれば下流の流水処理を困難にするので、流れを導流方向に整流するための工作物が必要である。

越流頂の放流能力は次式で求める。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (3 \cdot 3)$$

ここに、Cは流量係数、Lは越流幅(m)、Hは堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭(m)、Qは流量(m<sup>3</sup>/s)である。

流量係数Cは、流入水路および下流導流水路の水理条件、越流頂の形状等によって変化するが、(3・2)式の条件を満たすとともに、下流導流水路に対しても、 $P_d/H_o \leq 0.2$ (ここに、 $P_d$ は堤頂と下流水路底面との標高差、図9参照)であれば堤頂に丸味のある越流頂に対しては、 $C \geq 1.8$ である。しかし、本基準の対象となる越流頂では、施工時の形状の不整による放流能力の低下は避けがたいので、設計にあたっては、流量係数を低めに見積っておくことが望ましく、一般には $C = 1.8$ 程度を使用すべきである。

3 導流水路は、設計洪水流量を流下させるに十分な断面があればよいわけであるが、幅を小さくしすぎると単位幅当たりのエネルギーを増大させ好ましくないため、できるかぎり幅の広い水路とすることが必要である。本基準では、塵芥等の流下する恐れも考え、水路幅の最小値を2.0mと規定することとした。

流水が射流である導流水路では、水路幅の変化や平面的湾曲は水路横断方向に一様でない流れを発生させ、設計の意図に反する結果となることが多い。このために、これらの実施には実験による検証が必要であり通常は、水路幅が一定の直線水路とすることが原則である。なお、水路縦断勾配の変化は水脈の剥離しない範囲で許容でき、一般に自由落下曲線をその限度とする。

導水路の水面形は、上流から下流に向かって水面追跡を行って求める。水路の導流壁の高さは、計算で求められた水深に対して空気の混入、波浪を考えて余裕をとる必要があり、余裕高としては少なくとも0.6m以上にとるべきである。

4 洪水吐末端の水路断面に比べて下流水路の断面は一般に小さい。従って、異常洪水時には、洪水吐末端と下流水路との接続部で氾濫するおそれがあるので、この氾濫水によって下流の人家等への被害が避けられるよう、周囲の土地利用、地形等を勘案して接続位置、接続方法等を考える必要がある。

また、洪水吐から流下した流水はダムのせき上げによる過大なエネルギーを保有しているため、これを下流水路の流れと同等なエネルギーにまで調整して放流することが必要になる。このため、導流水路と下流水路の間には減勢工を設けなければならない。

減勢工には種々の形式があるが、その基本型式は、跳水現象を利用した跳水式減勢工である。(図10参照)

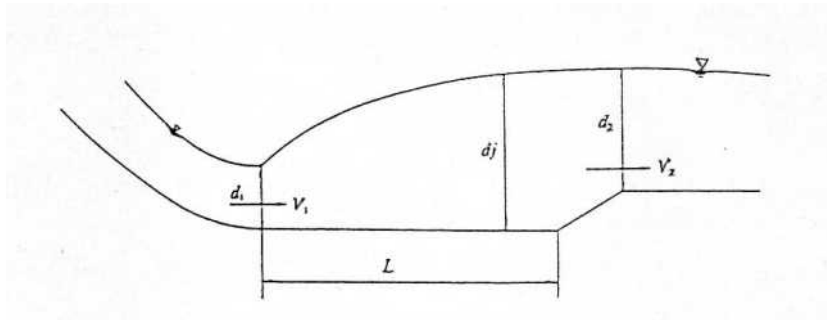


図10 減勢工

跳水式減勢工の設計では、水叩き面標高を仮定し、水叩き始端の流速  $V_1$  (m/s) 水深  $d_1$  (m) を用いて跳水水深  $d_j$  (m) を求める。

$$d_j = \frac{d_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 4)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 5)$$

ここに、水叩き始端の流速及び水深は導流水路の水面形の計算結果を用いるのがよいが、減勢工の設計計算では損失水頭を無視した次式により求めてもよい。

$$V_1 = \sqrt{2 g (H + W)} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 6)$$

$$d_1 = \frac{Q}{B \cdot V_1} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 7)$$

ここに、 $H$ は越流水頭(設計水頭)(m)、 $W$ は堤頂と水叩きとの標高差(m)、 $B$ は水叩き幅(m)、 $Q$ は洪水吐設計流量( $m^3/s$ )である。

(3・4)式により求めた必要跳水水深 $d_j$ を自然下流水深 $d_2$ と比較し、下流水深が不足する場合( $d_j > d_2$ )には、水叩き面を低下させ跳水に必要な下流水深が自然状態で確保できるようにする。高ダムでは、このような場合水叩き面を低下させず、副ダムを構築して下流水位を高める方法が一般に利用されるが、都市化した環境では、このような方法は好ましくなく、水叩き面を低下させることを原則とする。なお、このような跳水式減勢工の水叩き長としては、 $L = 5 d_j$ 程度を確保する必要がある。

なお、 $d_j < d_2$ の条件が満足される場合には、跳水による減勢機能を安定させるための施設として、シュートブロック、バップルピアあるいはエンドシルなどがある。

一方、下流水深が高すぎる場合( $d_j < d_2$ )には、跳水は潜り跳水となり、水叩き面上には高流速成分が減勢されることなく下流まで残存するため好ましくなく、高ダムでは、ローラーパケット式減勢工が採用されるが、本基準の対象となるエネルギー規模はたかだか15m程度であるので、水叩き下流の水路との取付部に十分な保護をすれば、水平水叩きでも実施可能である。

しかし、いずれの場合も、水叩き下流には十分な床固めを施し、局所洗堀の発生に対処できる構造とする必要がある。

5 洪水吐はコンクリート構造物とし、不等沈下や浸透流の発生による破壊を防止するため、良質な地山地盤上に設けなければならない。

施工においては、在来地盤の不良な地層を取り除くとともに、必要に応じて基礎処理を行うもの

とする。地盤表面は出来るだけ乱さないようにいねいに仕上げ、また主要な部分については、割栗石基礎工等を行って、かえって透水層を作ることのないように、地盤に直接コンクリートを打設するものとする。

### 3 - 11 - 11 放流施設

放流施設は、放流管設計流量を安全に処理できるものとし、次の各号の条件を満たす構造とする。

- 1 流入部は、土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥等によって閉塞しないように考慮しなければならない。
- 2 放流施設には、ゲート、バルブなどの、水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- 3 放流管は、放流管設計流量に対して、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。
- 4 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。

#### (説明)

- 1 放流施設は、貯水池に常時流入する流水がある場合はこれを排水し、出水時には、流入量を調節して放流するための設備である。放流管は通常1本設けられるが、下流水路の取付け等の理由から、2本以上設置する必要があるときは、平面的に少なくとも10m以上離すものとする。また、放流管はできるだけ直線とし、管長を短かくする工夫が必要である。湾曲させる必要が生じた場合でも角度はできるだけ小さくし、屈折は避けなければならない。
- 2 放流施設は、土砂や塵芥等が流入することによって流下能力の低下、管路の閉塞、あるいは損傷の生じないような構造とする必要がある。この対策として、通常放流管上流端に排水塔を設け、その流入口標高を設計堆砂面以上に設置し、流入口周辺にはちりよけスクリーンを設置する。また、排水塔の設計では、流入口標高以下の貯水量を排水するため、塔下部の一部をフィルター構造にしておく必要がある。ちりよけスクリーンは、スクリーンを通過する流速ができるだけ小さくなるような配置、構造とする必要があり、一般には0.6m/s以下\*にすることが好ましい。
- 3 放流管流入部は計画堆砂面以上であり、洪水流入時には貯水位の低い時点から十分な放流機能を持ち、設計洪水流入時の最高水位において放流管に設計流量以上の流量が流入しない構造とする必要がある。

そのため、一般に図11に示すような流入部構造が利用される。

のみ口断面積  $A_o$  (  $m^2$  ) は、放流管設計流量  $Q$  (  $m^3/s$  ) に対して次式で計算される。

$$A_o = \frac{Q}{C (2g \cdot H_o)} \dots\dots\dots (3 \cdot 8)$$

ここで、 $C$ は流量係数であり、ベルマウス付のみ口では  $C = 0.85 \sim 0.90$ ベルマウスの付かないの



み口では  $C = 0.60$  値をとる。また、 $H_0$  は放流管のみ口中心を基準面とする設計水頭であり、ちりよけスクリーンを通過する流速を  $0.60 \text{ m/s}$  以下にとどめ、排水塔内の流速も、これよりあまり大きくなならないように設計するものとすれば、設計水頭  $H_0 (\text{m})$  としては、これらの損失水頭を無視して、設計洪水（ここでは計画対象洪水）流入時の最高水位とのみ口中心標高との標高差（ $H$ ）を用いることができる。

なお、放流設備の放流能力曲線（水位～流量関係）は、任意の水頭  $H (\text{m})$ （ただし、 $H > H_L$ 、図11参照）に対して損失水頭の無視できる場合は次式で与えられる。

$$Q = C \cdot A_0 \cdot (2g \cdot H) \dots\dots\dots (3 \cdot 9)$$

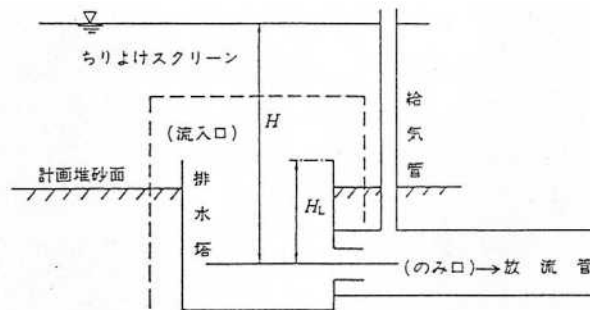


図11 放流施設流入部構造

4 放流管路は、放流管設計流量（計画対象洪水流入時の計画最大放流量）に対して十分な余裕をもった無圧式管路として設計する。放流管には無圧式と圧力式との2種があるが、圧力式では設計・施工及び保守管理上条件が厳しく、入念な配慮が必要であるので、ここでは問題の少ない無圧式管路として設計することとした。このため放流管のみ口は設計洪水流入時の最高水位において設計流量以上の流量が管路内に流入しない構造とし、管路部の流水断面積は、最大値が管路断面積の  $3/4$  以下となるように設計する。なお、上記流量条件において、放流管出口が下流水位以下にならないよう出口敷高を設定しなければならない。

無圧式放流管の通水能力は、次式で求められる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3 \cdot 10)$$

ここに、 $Q$  は流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）、 $n$  はマンニングの粗度係数でコンクリート管路では経年変化も考慮し、設計では  $n = 0.015$  程度を用いるものとする。

また、 $A$  は流水断面積（ $\text{m}^2$ ）、 $R$  は径深（ $A/P$ ； $P$  は潤辺（ $\text{m}$ ））（ $\text{m}$ ）、 $I$  は水路勾配である。

（3・10）式を円形断面に適用した場合、流水断面積を管路断面積の  $3/4$  として変形すれば、次式が得られる。

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3 \cdot 11)$$

ここで、 $D$  は管径（ $\text{m}$ ）であり、この場合の水深  $d$  は、 $d = 0.702D$  である。矩形断面水路では、管路幅を  $B (\text{m})$ 、水深を  $h (\text{m})$  として、

$$Q = \frac{B \cdot h}{n} \cdot \left( \frac{B \cdot h}{B + 2h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3 \cdot 12)$$

となる。この時には、管路断面高は  $H = 4h/3$  で与えられる。

なお、管径あるいは、管断面高は完成後の維持管理を考え、最小600mm以上、管長50m以上のときは、1000mm以上とする。

また、放流管のみ口は、設計流量以上の流量が管路内に流入しないように(3・8)式で与えられる断面積で設計されるから、放流管上流端付近には、のみ口より噴出される高速なジェットが存在することになる。このような高速なジェットは、管内空間の空気を吸引し管外に排出させるため、管内空間の気圧低下が発生し、そのまま放置すれば流入量の増加と、それともなう管路の閉塞等の悪影響を及ぼす。このため放流管のみ口直下流には、管内の気圧を安定させるに十分な空気量を供給できる給気管を設けなければならない。給気管の必要断面積は、流量、高速ジェットの流速あるいは給気管の線形などの影響を受けるため、大規模施設では入念な検討が必要であるが、本基準の対象とする放流管は最大水頭15m程度、最大流量 $5\text{m}^3/\text{s}$ であることを考慮し、給気管の標準寸法は管径100mmとする。

- 5 放流管出口で高流速が生じる場合には、集中した高エネルギーの流水を減勢し、下流水路に放流するために、減勢工を設けなければならない。減勢工の形式としては衝撃型減勢工\*の利用が考えられる。なお、洪水吐の減勢工を併用してもよい。(流速は $0.8\text{m}/\text{s} \sim 3.0\text{m}/\text{s}$ とすること。)

\* 水理公式集P. 319

- 6 放流管は、良質な在来地盤を切りこんで設置し、埋め戻しは慎重かつ十分な締固めのもとに行わなければならない。

もし、在来地盤がぜい弱な地質の場合には、置替等の処置を行って設置しなければならない。このような施工を行うことは、放流管に作用する外圧を均一にし、かつ軽減するとともに、管路に沿う浸透流の発生を防止するうえに重要である。

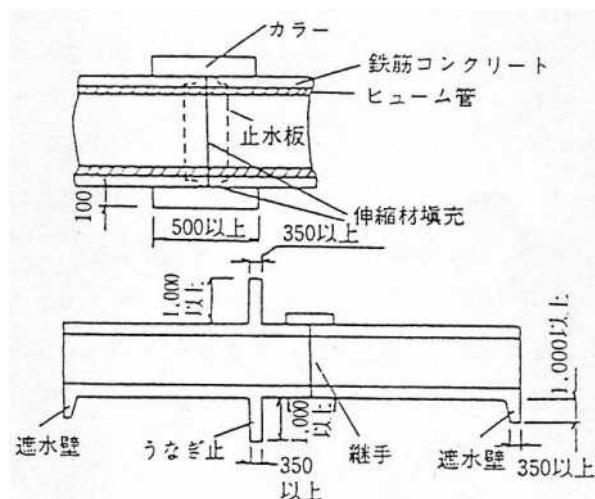
放流管は、鉄筋コンクリート造りとし、ヒューム管、高外圧管等のプレキャスト管を用いる場合でも、全管長にわたって、鉄筋コンクリートで巻くものとする。

また、放流管は不等沈下等による破損を防止するため、10m間隔程度ごとに継手を設けなければならない。継手構造は可とう性の止水板を用いて水密性を保つものとし、その周辺は鉄筋コンクリートカラーで囲み、カラー本体との間及び本体の突合せ部には、伸縮性のある目地材を填充して、漏水を生じないように処理しなければならない。

さらに、放流管の両端部には遮水壁をとりつけるものとし、管中間には管長10m～15mの間隔で、管の全周にわたる遮水壁(うなぎ止めと称される)を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。この遮水壁は放流管の本体と一体構造のものとする。

継手、遮水壁等の設計例を図12に示す。

図12 放流管継手



3 - 11 - 12 盛土の施工

盛土の施工は次の各号によるものとする。

- 1 ダムの施工は原則として出水期をさけて行わなければならない。
- 2 ダムの敷地は盛土に先立って、雑草、樹木の根、有機物を含む表土及び雑物等を除去しなければならない。
- 3 傾斜面に盛土する場合は、段切りを行わなければならない。
- 4 試験施工は、堤体盛土の施工に先立ち現場において実施することを原則とする。
- 5 盛土の施工は試験施工の結果を基に、土質材料の種類に応じて所定の締固め度や透水係数等が確保されるよう行うものとする。特に盛土の締固めにあたっては、施工時の含水比に留意するものとする。

(説明)

- 1 段切りは、盛土の滑動を防止するために行い、その標準は、最小高さ50cm、最小幅100cmとする。
- 2 盛土のまき出し厚さ及び転圧機種、転圧回数は、試験盛土を行い決定することを原則とするが、類似の土質で施工例のある場合は、特別に試験盛土をせずに土質試験結果を比較検討し、まき出し厚さ及び転圧機種、転圧回数を決定してもよい。また、高さが5m以下のダムで盛土材料が良質な場合は試験盛土を行わず、表13で施工することができるものとする。

表13

機 械	まき出し(厚さ)	締 固 め 回 数
ブルドーザ(15t以上)	30cm	8回以上
タイヤローラー(15t~20t)	30cm	5回以上

礫まじり土及び高含水比粘性土については、室内土質試験のみでは締固め基準を決めにくいので、試験盛土をするのが望ましい。

- 3 盛土の締固めは原則として締固め度(現場乾燥密度/室内最大乾燥密度)で規定するものとする。高含水比粘性土などの材料では空気間げき率で規定することがある。

盛土の締固め基準は次の通りである。

イ 乾燥密度による場合

まき出し各層ごとにJISA1210(突き固めによる土の締固め試験方法)の呼び名1:1の方法による最大乾燥密度の90%以上の密度になるように、均一に締固めるものとする。

ロ 飽和度又は空気間げき率による場合

まき出し各層ごとに飽和度85%以上又は空気間げき率10%以下になるように、均一に締固めるものとする。

- 4 試験転圧は代表的な盛土材料について行い、まき出し厚さ30cm~40cmで3層以上とする。  
試験転圧には本工事で使用する転圧機械を用いて盛土締固め基準に合致するまで転圧し、必要な転圧回数を決定するものとする。
- 5 堤体と基礎地盤及び堤体構造物との接合部は、十分な水密性が保たれるように入念に施工すること。

施工中は必要な現場試験を行わなければならない。

(説明)

施工中は、盛土高さ1.0m毎に3か所以上締固め度をもとめ、転圧が十分行われていることを確認しなければならない。

ただし、乾燥密度の測定によることが適当でない場合は、空気間げき率を用いることができる。

なお、管理試験によって得られた数値は一定の管理方式にあてはめて処理し、その結果をその後の施工手段や、管理試験に反映させて良好な施工に役立たせなければならない。

### 3 - 12 重力式コンクリートダム

#### 3 - 12 - 1 コンクリートダムの安定性及び強度

コンクリートダムの堤体及び基礎地盤（これと堤体との接合部を含む。以下同じ）は、必要な強度及び水密性を有し、滑動又は、転倒が生じない構造とするものとする。

(説明)

1 堤体に生ずる圧力は許容応力を超えてはならない。

許容応力は、堤体の材料として用いられるコンクリートの圧縮強度を基準とし、安全率を4以上として定める。

2 滑動に対する安定性については、堤体と基礎地盤との接合部及びその付近において、次のようにせん断摩擦抵抗力の安全率を4以上として検討する。

$$R_b = f \cdot V + T_o \cdot I_o$$

$$R_b \geq 4H$$

ここに  $R_b$  ; せん断摩擦抵抗力 (t/m)

$f$  ; 内部摩擦係数 表14

$V$  ; せん断面に作用する垂直力 (t/m)

$T_o$  ; せん断強度 (t/m<sup>2</sup>) 表14

$I_o$  ; せん断抵抗力が生ずるせん断面の長さ (m)

$H$  ; せん断力 (t/m)

表14 地盤のせん断強度及び内部摩擦係数

岩		盤	
区	分	せん断強度 ( $T_o$ )	内部摩擦係数 ( $f$ )
硬	岩 ( A )	300	1.2
中	硬 岩 ( B )	200	1.0
軟	岩 ( ) ( C H )	100	0.8
軟	岩 ( ) ( C M )	60	0.7

3 堤体の転倒に対する安全性については、堤軸に直角な方向の二次元的応力計算を行い検討する。  
外力及び自重の合力の作用線は、堤体の基本三角形の水平断面の中央1/3に入らなければならない。

4 天端厚及び洪水吐厚の最小厚は1.0m以上とする。

参考 ダム用のコンクリートについて

ダムのコンクリートは原則として高炉セメントを使用し生コンクリートの規格は表15のとおりとする。

表15 生コンクリート規格

種 別	28 日 強 度	粗骨材最大寸法	ス ラ ン プ
高炉セメントB種	18N/mm <sup>2</sup>	40mm	5cm

### 3 - 12 - 2 ダムの基礎地盤

ダムの基礎地盤の調査及び改良は次の各号によるものとする。

1 基礎地盤の地質、透水性等の状態を把握するため、ダムサイトに3箇所以上のボーリングを施さなければならない。

ただし、既調査資料がある場合は、この限りでない。

2 基礎地盤の遮水及び地盤の改良は、グラウト等により行うものとする。

(説 明)

ボーリングの位置は、予定ダム軸線上の左右岸及びほぼ中心の位置とする。ボーリングによる調査の深度は信頼できる基礎の探さまで又は堤高の3倍程度とする。

#### 1 カーテングラウト

(1) ダムの基礎は透水係数10ルジオン以下となるようにカーテングラウトで処理するものとする。

(2) カーテングラウトの孔は1列又は数列孔を千鳥に配列し孔間隔は1.0~3.0mとする。

(3) グラウトの深さは次式とする。

$$d = a \cdot H_{\max}$$

d ; 孔深 ( m )

H<sub>max</sub> ; ダム最大高さ ( m )

a ; 定数 ( 0.5 ~ 1.0 )

$$d = H / 3 + C$$

d ; 孔深 ( m )

H ; 孔の位置でのダム高 ( m )

C ; 定数 ( 5 ~ 10m )

#### 2 コンソリデーショングラウト

ダム基礎の全面や軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるよう計画する。

計画に当たっては「グラウチング技術指針・同解説」国土開発技術センター編を参照されたい。

### 3 - 12 - 3 洪水吐

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

(説明)

洪水吐の断面は次式により算定する。

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

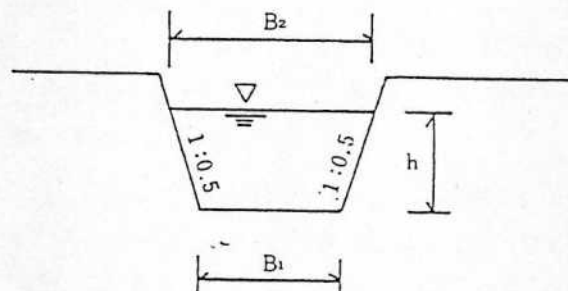
Q ; 設計洪水量 (m<sup>3</sup>/s)

C ; 流量係数 (0.6)

g ; 重力の加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

B<sub>1</sub> ; 洪水吐の底幅 (m)

B<sub>2</sub> ; 越流水面幅 (m)



### 3 - 12 - 4 減勢工の設計

減勢工は副ダム及び水褥池による減勢工、水叩き側壁護岸、護床工等からなりダムからの落下水による基礎地盤の洗堀及び下流の河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるように設置するものとする。

(説明)

#### 1 副ダム

副ダムの位置及び天端の高さは、ダム基礎地盤の洗堀及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副ダムの本体、基礎、袖の設計は本ダムに準じて行う。

位置及び天端の高さは下記(1)、(2)を参考にして定める。

#### (1) 副ダムの位置

$$L = C \cdot (H_1 + h_3)$$

L ; 本、副ダム間の長さ(本ダム天端下流側から副ダム天端下流端までの長さ)(m)

H<sub>1</sub> ; 水叩き天端又は基礎岩盤面からの本ダムの高さ(m)

h<sub>3</sub> ; 本ダムの越流水深(m)

ダム高	Cの値
H ≤ 8	2.0
8 < H < 12	2.0 ~ 1.5
H ≥ 12	1.5

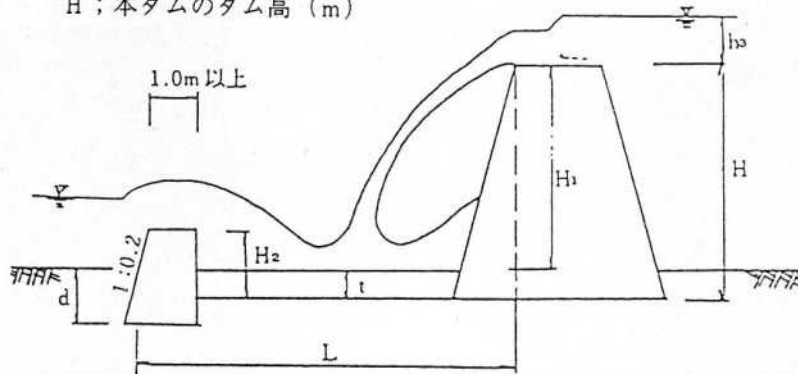
(注) Cの値はHで判断する。

(2) 副ダムの天端の高さ

$$H_2 = \frac{1}{4} H$$

$H_2$ ; 本、副ダムの重複高 (本ダム堤底高と副ダム天端高の差) (m)

$H$ ; 本ダムのダム高 (m)



(3) 副ダムの根入れ深及び袖部の嵌入

根入れ深

土質	根入れ (d)
軟岩	1~2m程度
中硬岩以上	1m程度

袖部の嵌入

土質	嵌入
軟岩	1.5m
中硬岩以上	1.0m

2 水叩き

水叩きは、ダム天端からの落水水による洗掘を防止するものである。

水叩きの厚さ

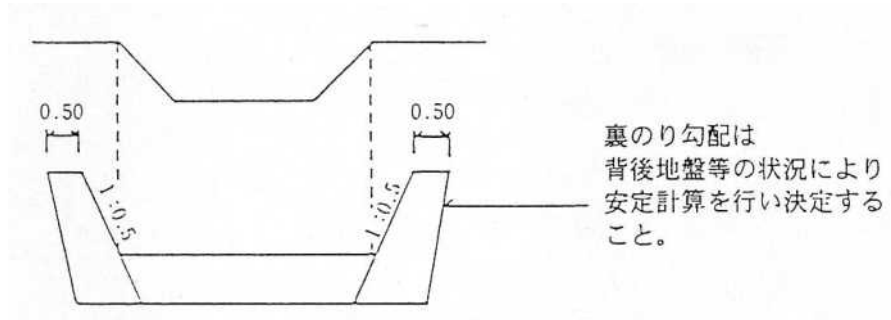
$$t = 0.1 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) / 1.06$$

3 側壁護岸

側壁護岸はダムの水通し天端より落下する流水によって本ダムと副ダムとの間で発生する恐れのある側方浸食を防止するために設置する。

- (1) 天端幅50cm表法勾配5分を標準とする。
- (2) 根入れは水叩きの基礎底面と同高とする。
- (3) 側壁の位置は、流水の落下する位置より後退させるものとする。
- (4) 側壁護岸の天端は、下流端を副ダムの袖天端と同高とし背後地盤等を考慮し上流に向かって水平以上とする。(図13参照)

図13 側壁護岸と洪水吐等



### 3 - 13 片持ばり式調整池構造基準

#### 3 - 13 - 1 総 則

調整池は、原則としてダム式により設置するが、地形地質上やむを得ない場合に限り、片持ばり式調整池を設置することができる。

#### 3 - 13 - 2 形 式

原則として水槽形式とし、目地を設けない一体構造とする。

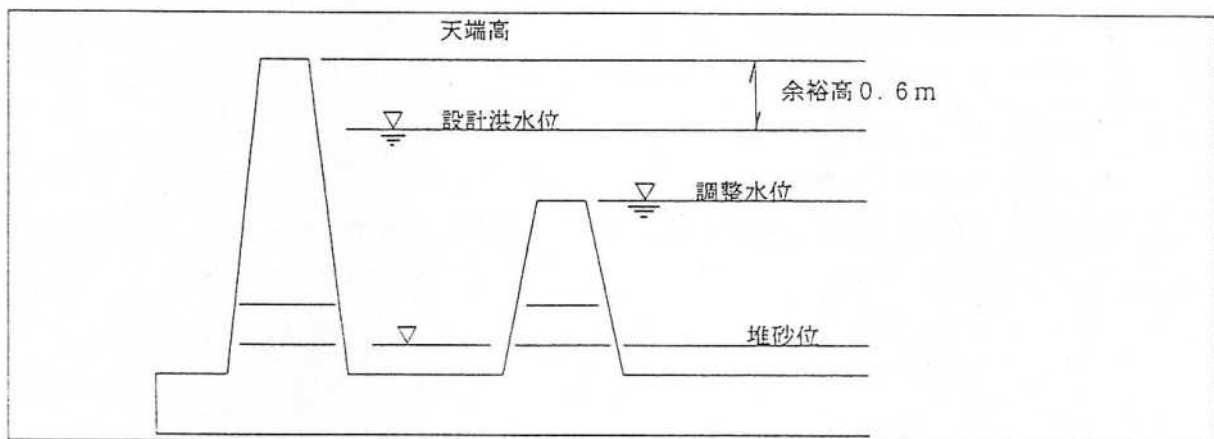
#### 3 - 13 - 3 堤 高

高さは、原則として5 m未満とする。

#### 3 - 13 - 4 堤体等の非越流部の高さ

調整池の非越流部の高さは、設計洪水位に0.6mを加えた高さ以上としなければならない。

#### 3 - 13 - 5 水 位





### 3 - 13 - 6 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、ボーリング調査を実施しなければならない。

### 3 - 13 - 7 調整池の構造計算

片持ばり式擁壁及び基礎地盤に関する構造計算は、次のそれぞれの場合について行う。

調整池が空虚である場合

調整池の水位が洪水位である場合

### 3 - 13 - 8 片持ばり式の安定性

片持ばり式擁壁及び基礎地盤は必要な支持地盤を有し、滑動、転倒が生じない構造とするものとする。

(説明)

- 1 地盤の許容支持力は常時30 t / m<sup>2</sup> (長期)、地震時45 t / m<sup>2</sup> (短期) 以上とする。
- 2 転倒及び滑動に対し表 - 1 の値を満足するものとする。

表 - 1

安定条件	許 容 値	
	常 時	地 震 時
転倒に対して	$e \leq \frac{B}{6}$ (m)	$e \leq \frac{B}{3}$ (m)
支持に対して	$Q \leq Q_a$ (t / m <sup>2</sup> )	$Q \leq 1.5 Q_a$ (t / m <sup>2</sup> )
滑動に対して	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$

### 3 - 13 - 9 堤体等に作用する荷重

構造計算には次の表に掲げる荷重を採用するものとする。

種 別	荷 重
片持ばり式調整池	W、Q、P、P e、I、P d

W : 自重 Q : 土圧 P : 静水圧 P e : 泥圧 I : 地震力

P d : 地震時動水圧

(説明)

- 1 自重は表 - 2 の値を基礎として計算する。

- 2 土圧は地震を考慮し、くさび法によるものとする。
- 3 静水圧は堤体に対して垂直に作用するものとし、次式で計算する。

$$P = W_o \cdot H_w$$

ここに  $P$  ; 静水圧 ( $t/m^2$ )

$W_o$  ; 水の単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$H_w$  ; 任意の点の水深 ( $m$ )

- 4 貯水池内に堆積する泥土による鉛直方向の泥圧は、泥土の水中における重量とし、水平方向の泥圧は次式によって求めるものとする。

$$P_e = C_e \cdot W_i \cdot d$$

$$W_i = W - (1 - V) W_o$$

ここに  $P_e$  ; 水平方向泥圧 ( $t/m^2$ )

$C_e$  ; 泥圧係数 (0.4~0.6程度)

$W_i$  ; 泥圧の水中における単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$d$  ; 泥土の深さ ( $m$ )

$W$  ; 堆泥の見掛けの単位体積重量 ( $1.5 \sim 1.8 t/m^3$ )

$V$  ; 堆泥の空けき率 (0.3~0.45)

$W_o$  ; 水の単位体積重量 ( $1.0 t/m^3$ )

- 5 地震時慣性力

地震時におけるダム堤体の慣性力は、堤体に水平に作用するものとし、次式によって求めるものとする。

$$I = W \cdot K_h$$

ここに  $I$  ; 地震時の堤体の慣性力 ( $t$ )

$W$  ; 堤体の自重

$K_h$  ; 設計震度 表 - 2 参照

- 6 地震時動水圧

地震時において、ダムの堤体に作用する貯留水の任意の水深における動水圧は、ダムの堤体に垂直に作用するものとし、次式によって求めるものとする。

$$P_d = 0.875 W_o \cdot K_h (H \cdot h)$$

ここに  $P_d$  ; 動水圧 ( $t/m^3$ )

$W_o$  ; 水の単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$K_h$  ; 設計震度 表 - 2 参照

$H$  ; 調整水位から基礎地盤までの水深 ( $m$ )

$h$  ; " から動水圧の作用する点までの水深 ( $m$ )

表 - 2 設計震度、単位重量等

設計震度						
地震を考慮する場合は $K_h = 0.16$ とする。						
なお、道路橋耐震設計指針による標準設計水平震度を 0.2 にとり擁壁に対する構造物の重要度を 0.8 (橋梁下部工 1.0) としている。						
単位重量及び許容応力度						
種 別		単位体積重量	許容曲げ引張応力度	許容圧縮応力度	許容せん断応力度	設計基準強度
		( $kN/m^3$ )	(N/mm <sup>2</sup> )			
コンクリート	無筋	23.0	0.225	4.5	0.33	18
	鉄筋	24.5	—	8	0.39	24
鉄筋 (SD345)	常時	—	160	—	—	—
	地震時	—	200	—	—	—

3 - 13 - 10 洪水吐

洪水吐の放流能力は 200 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を放流できるものでなければならない。

(説明)

洪水吐の断面は次式により算定する。

$$Q = \frac{2}{15} C (2g)(3B_1 + 2B_2) h^{3/2} \dots\dots\dots \text{台形の場合}$$

$$Q = C \cdot B \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots \text{矩形の場合}$$

ここに Q ; 設計洪水量 ( $m^3 / s$ )

C ; 流量係数 (0.6)

C' ; " (1.8)

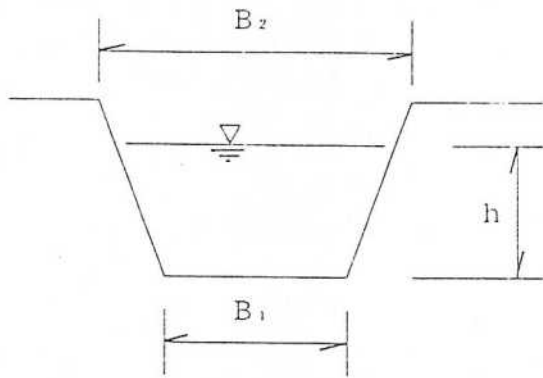
g ; 重力の加速度 ( $9.8m / s^2$ )

B ; 洪水吐の幅 (m)  $\dots\dots\dots$  矩形

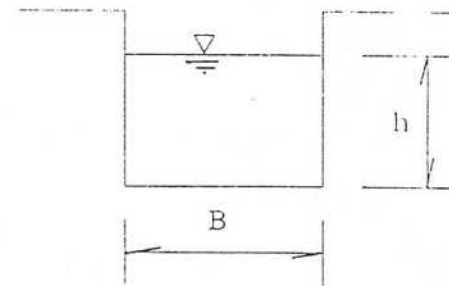
B<sub>1</sub> ; " の底幅 (m)  $\dots\dots\dots$  台形

B<sub>2</sub> ; 越流水面幅 (m)  $\dots\dots\dots$  "

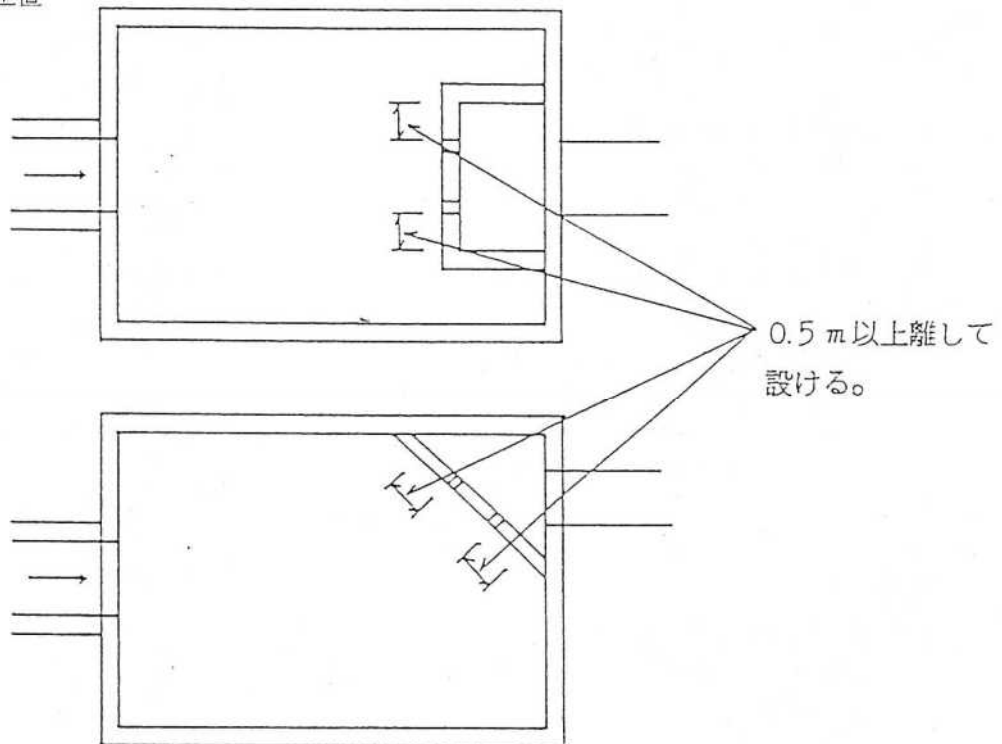
台形の場合



矩形の場合



放水路の位置



### 3 - 13 - 11 減勢工の設計

洪水吐からの放流水が下流河川等に影響がないように、減勢工を設置するものとする。

## 第4章 管理基準

### 4 - 1 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、管理者は維持管理を十分に行わなければならない。

(説明)

- 1 巡視に当たっては、堤体の破損、堤体の排水不良、貯水池法面の崩壊、放流施設の堆砂、貯水池内の異状堆砂、ゴミ等に注意する。
- 2 堤体の草刈は毎年行う。
- 3 出水時には監視体制をとる。
- 4 異状が認められた時は、速やかに所要の処置を行うとともに市町等関係機関へ通報を行う。
- 5 豪雨、地震などの直後は、その都度、堤体細部にわたり点検を行う。

### 4 - 2 その他

調整池を安全に管理するために次の各号によらなければならない。

- 1 調整池の周囲には、進入防止のため外周柵を安全管理上必要な高さを有するもので設置する。
- 2 調整池の監視範囲に、堆積土砂と洪水時の水位を監視するための水位標識を設置する。
- 3 調整池の管理者名、連絡先、その他必要な事項を見やすい位置に掲示する。
- 4 柵、門扉、注意看板は耐久性のある材料とし、危険な場所には特に堅固なものを設置する。
- 5 貯水池の法面に沿って堆積土砂の搬出路を設けることを原則とする。

# 第5章 作成図書

## 5-1 作成図書

作成図書は次のとおりとする。

- (1) 位置図 (2) 流域図 (3) 調整池一般図 (4) 開発計画概要書  
 (5) 調整池計画書 (6) 調整池台帳 (7) その他必要な資料

(説明)

- 1 位置図の記載事項 (1 / 10,000 ~ 1 / 50,000地形図に記入) 2 流域図の記載事項 (1 / 1,000

事 項	着色等	あわせて記入する内容
開発区域境界	赤 色 実 線	開発名、開発面積、開発者名
関連河川・水路	水 色	河川名、流向
流過能力調査区間	青 色	ネック地点(許容放流量設定位置)
ネック地点での河川の流域界	緑 色 実 線 内 ぼ か し	流域面積
間係市町境界	オ レ ン ジ	市町名

事 項	着色等	あわせて記入する内容
開発区域境界	赤 色 実 線	開発面積
造成区域	黄 色 etc 薄 く 着 色	造成面積、非造成面積等
関連河川・水路	水 色	河川名、流向、法河川上流端 ネック地点(図中にあれば)
調整池の流域界	緑 色 実 線 内 ぼ か し	調整池流域面積

変更申請には、当初計画と比較できる流域図を作成する。

### 3 調整池構造一般図の内容は次のとおり

調整池一般平面図

堤体標準横断面図

放流管平面図、縦断面図、横断面図

洪水吐 " 、 " 、 "

呑口部 " 、 " 、 "

取付水路 " 、 " 、 "

貯水池容量曲線図及び容量配分図

### 4 調整池計画書の内容は次のとおり

洪水調節計算書

構造安定計算書

管理計画書（管理方法、管理責任者、管理協定等）  
下流河川（水路）調査書（横断図、写真、計算書等）

## 5 - 2 参 考 文 献

本基準に規定のない事項は、その根拠となった文献名等を明示しておくこと。

（説 明）

参考文献は次のようなものがある。

日本河川協会；増補改訂防災調整池技術基準（案）解説と設計実例

山海堂；解説・河川管理施設等構造令

全国治水砂防協会；砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準（案）

農林水産省；土地改良事業計画設計基準 第3部設計第1編フィルダム

日本大ダム会議；ダム設計基準

日本河川協会；改訂国土交通省河川砂防技術基準（案）

土木学会；水理公式集

森北出版；水理学演習上・下

## 調 整 池 台 帳

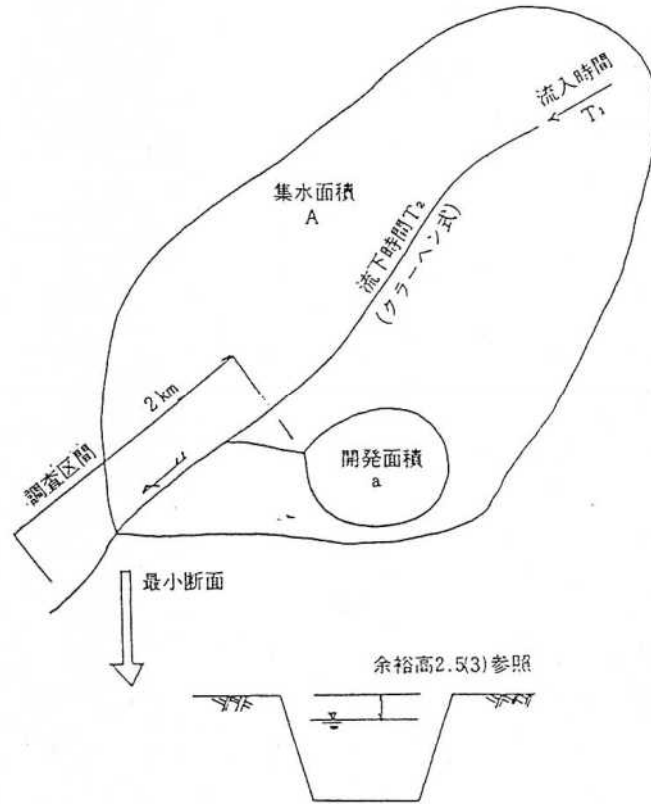
年 月 日作成

開 発 名			開 発 面 積 A	ha	関 連 法 規 等			関 連 河 川	水 系
調 整 池 名			造 成 面 積	ha					
場 所			計 画 人 口 等						
流 域	確 立	計 画 対 象 降 雨	洪 水 到 達 時 間	流 出 係 数	集 水 面 積 (う ち 造 成 面 積)	洪 水 ピ ー ク 流 量			
	1 / 年		分		ha ( )	m <sup>3</sup> /s			
ダ ム	形 式	堤 高	堤 頂 長	堤 体 幅	堤 体 勾 配	堤 体 積	非 越 流 部 標 高	越 流 部 標 高	基 礎 地 盤 高
		m	m	m	上流側 1 : 下流側 1 :	m <sup>3</sup>	m	m	m
貯 水 池	湛 水 面 積	洪 水 調 節 水 深	洪 水 調 節 容 量 V	V / A	堆 砂 容 量	計 画 堆 砂 量	進 入 斜 路	防 護 柵	兼 用 (目 的)
	HWL m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /ha	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /ha/年			有 ・ 無 ( )
放 流	最 大 放 流 量	許 容 放 流 量 ・ 同 比 流 量	オ リ フ ィ ス 断 面	ス ク リ ー ン	洪 水 吐 設 計 流 量 ・ 同 比 流 量		洪 水 吐 形 式	洪 水 吐 断 面	
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s/ha	Bm×Hm×個数		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s/ha		Bm×Hm
協 議 年 月 日	当 初	変 更		造 成 開 始 年 月 日		竣 工 年 月 日			
開 発 者	住 所				T E L				
設 計 者									
施 工 者									
管 理 (予 定) 者									
ダ ム 堤 体 構 造 一 般 図					調 整 池 流 域 概 要 図				



# 第6章 洪水調節計算例

## 6-1 下流河川の流下能力の検討



最小断面における流下量  $Q'$  2-5(2)参照

河川の洪水流量

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot A \cdot r$$

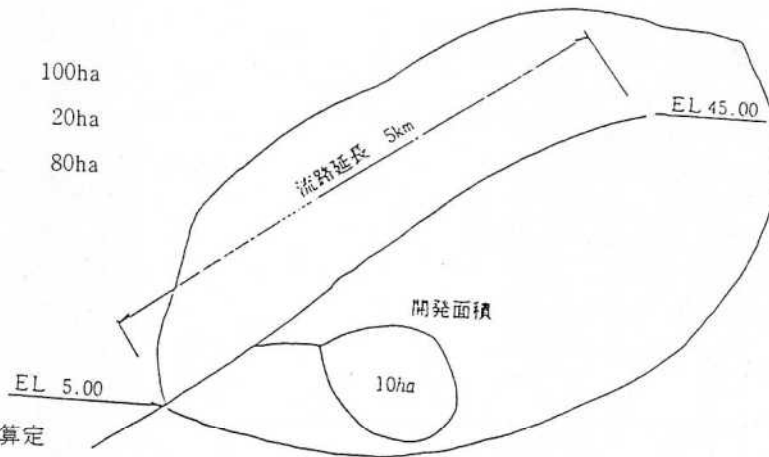
$$r = \frac{1.267}{t^{2/3} + 3.496} \times \text{比率 (確率年 1/30)}$$

$$t = T_1 + T_2$$

$Q > Q'$  .....調整池の検討を要する。

計算例

集水面積	100ha
一般市街地 (0.8)	20ha
山地・水田 (0.7)	80ha



1 河川の洪水流量算定

a) 洪水到達時間

$$T = T_1 + T_2$$

$$= 15 + 28 = 43 \text{min}$$

$T_1$ ; 流入時間 15 (山地地域)

$$T_2; \text{流下時間 } \frac{5,000}{3.0} = 1,666 \text{sec} \approx 28 \text{min}$$

$$I = \frac{H}{L} = \frac{45.0 - 5.0}{5,000} = \frac{40}{5,000} = \frac{1}{125}$$

∴ 流速 3.0m/s

b) 降雨強度

$$r = \frac{1.267}{t^{2/3} + 3.496}$$

$$= \frac{1.267}{43^{2/3} + 3.496} = 80.3 \text{mm/hr}$$

c) 合理式による洪水流量

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot A \cdot r$$

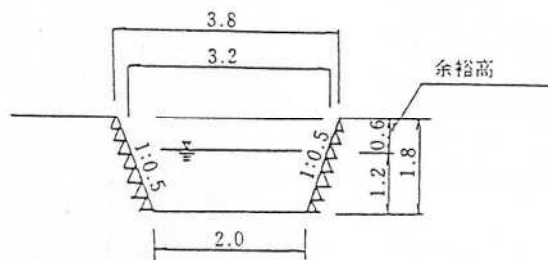
$$= \frac{1}{360} \times 0.72 \times 100 \times 80.3$$

$$= 16.1 \text{m}^3/\text{sec}$$

流出係数

$$f = (0.8 \times 20 + 0.7 \times 80) / 100 = 0.72$$

2 最小断面における流下量



$$A = (2.0 + 3.2) / 2 \times 1.2 = 3.12 \text{m}^2$$

$$P = 2.0 \times 1.2 \times 1.118 \times 2 = 4.68 \text{m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{3.12}{4.68} = 0.67 \text{ m}$$

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

$$= \frac{1}{0.03} \times 0.67^{2/3} \times (0.005)^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.03} \times 0.766 \times 0.071$$

$$= 1.81 \text{ m/s}$$

n ; 粗度係数 0.03 (護岸を施した河道)

I ; 河床勾配 1/200 (最小断面上下流100mの河床勾配)

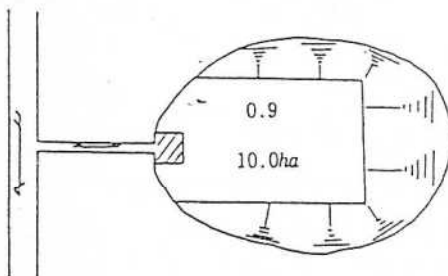
$$Q' = A \times V$$

$$= 3.12 \times 1.81$$

$$= 5.65 \text{ m}^3/\text{sec}$$

∴ Q > Q' となり調整池の検討を要することになる。

## 6-2 洪水調節容量計算例



(1)

	流出係数	開発面積
造成区域	0.9	10.0 ha

(2) 開発面積 10.0ha

(3) 流出係数 0.9

(4) 下流河川の流下能力  $Q' = 5.65 \text{ m}^3/\text{sec}$

< 2-5 参照 >

(5) 許可放流量  $Q_a$  < 2-6 参照 >

$$Q_a = a \times q_a$$

$$= 10 \times 0.0565$$

$$= 0.565 \text{ m}^3/\text{sec}$$

許容放流比流量

$$q_a = \frac{Q'}{A}$$

$$= \frac{5.65}{100.0} = 0.0565 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$$

a ; 開発面積 (ha) A ; 集水面積 (ha)

(6) 許容放流量に対する降雨強度 r c

$$\begin{aligned} r c &= Q a \times \frac{360}{f \times a} \\ &= 0.565 \times \frac{360}{0.90 \times 10.0} \\ &= 22.6 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

(7) 洪水調節容量 < 2-7 参照 >

$$\begin{aligned} V &= \left( r i - \frac{r c}{2} \right) \times 60 \times t i \times f \times A \times \frac{1}{360} \\ &= \left( \frac{1.267}{t i^{2/3} + 3.496} - \frac{22.6}{2} \right) \times 60 \times t i \times 0.90 \times 10.0 \times \frac{1}{360} \\ &= \left( \frac{1.267}{t i^{2/3} + 3.496} - 11.3 \right) \times t i \times 1.50 \end{aligned}$$

上式を

$$y = \left( \frac{1.267}{t i^{2/3} + 3.496} - 11.3 \right) \times t i$$

とおき  $\frac{d y}{d t} = 0$  として微分すると

$$\frac{d y}{d t} = \frac{1.267 \times \{ (t i^{2/3} + 3.496) - 2/3 \times t i^{2/3} \}}{(t i^{2/3} + 3.496)^2} - 11.3 = 0$$

となり  $t i^{2/3} = x$  において上式を整理すると

$$11.3 x^2 + \{ 2 \times 11.3 \times 3.496 + 1.267 \left( \frac{2}{3} - 1 \right) \} x + 3.496 (11.3 \times 3.496 - 1.267) = 0$$

$$11.3 x^2 + \{ 79.01 - 422.33 \} x + 3.496 (39.50 - 1.267) = 0$$

$$11.3 x^2 - 343.32 x - 4.291.34 = 0$$

なる 2 次式となり V 最大となる t i は

$$\begin{aligned} t i &= \left| \frac{343.32 + \sqrt{((-343.32)^2 - 4 \times 11.3 \times (-4.291.34))}}{2 \times 11.3} \right|^{3/2} \\ &= 39.9^{3/2} = 252 \text{ (分)} \end{aligned}$$

となる。即ち必要調節容量 V は

$$\begin{aligned} V &= \left( \frac{1.267}{252^{2/3} + 3.496} - 11.3 \right) \times 252 \times 1.50 \\ &= 6.766.2 \approx 6.770 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

(8) 計画堆砂量 < 2-9 参照 >

$$V = 10.0 \times 150 \times 1 \text{ 年} = 1.500 \text{ m}^3$$

(9) オリフィスの放流量 < 2-8 参照 >

$$Q = C \cdot D L \cdot B L \sqrt{(2 g (H - H L - 0.5 D L))}$$

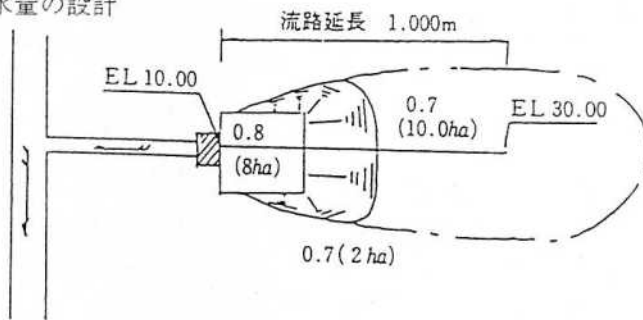
$$0.565 = 0.6 \times 0.32 \times B L \times \sqrt{(2 g (6.2 - 1.4 - 0.5 \times 0.32))}$$

$$\begin{aligned} B L &= \frac{0.565}{0.6 \times 0.32 \times \sqrt{(2 \times 9.8 \times 4.64)}} \\ &\approx 0.32 \end{aligned}$$

$$B L = 0.32 \text{ m}, D L = 0.32 \text{ m}$$

(注) 縦、横断面となるよう試算する。単位は小数第 2 位までとする。

(10) 洪水量の設計



a. 集水面積 20.0ha

b. 流出係数  $(0.8 \times 8.0 + 0.7 \times 12.0) / 20.0 = 0.74$   
 < 2 - 3 参照 >

c. 合理式による洪水流量

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times A \times r$$

フィルダム

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.74 \times 20.0 \times 150.3 \times 1.2 = 7.41 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

重力式コンクリートダム

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.74 \times 20.0 \times 150.3 = 6.18 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

d. 洪水到達時間

$$T = T_1 + T_2$$

$$= 15.0 + 4.8 = 19.8 \text{ min}$$

$T_1$ ; 流入時間 15min (山地地域)

$T_2$ ; 流下時間

$$\frac{1,000}{3.5} = 285 \text{ sec} = 4.8 \text{ min}$$

$$I = \frac{30 - 10}{1,000} = \frac{20}{1,000} = \frac{1}{50} \text{ (流速 } 3.5 \text{ m/sec)}$$

e. 降雨強度 (確率年 1/200)

$$r = \frac{1,596}{t^{2/3} + 3.300}$$

$$= \frac{1,596}{19.8^{2/3} + 3.300}$$

$$= \frac{1,596}{7.32 + 3.300}$$

$$= \frac{1,596}{10.62} = 150.3 \text{ mm/hr}$$

f. 洪水吐の断面

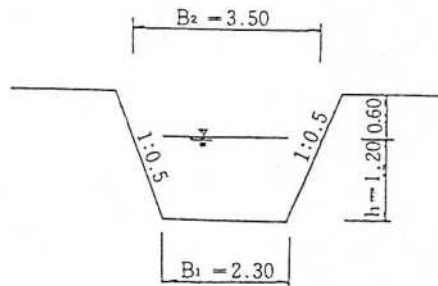
$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{(2g)} (3B_1 + 2B_2) h^{3/2}$$

$$6.18 = \frac{2}{15} \times 0.6 \times \sqrt{(2 \times 9.8)} (3B_1 + 2B_2) \times 1.2^{3/2}$$

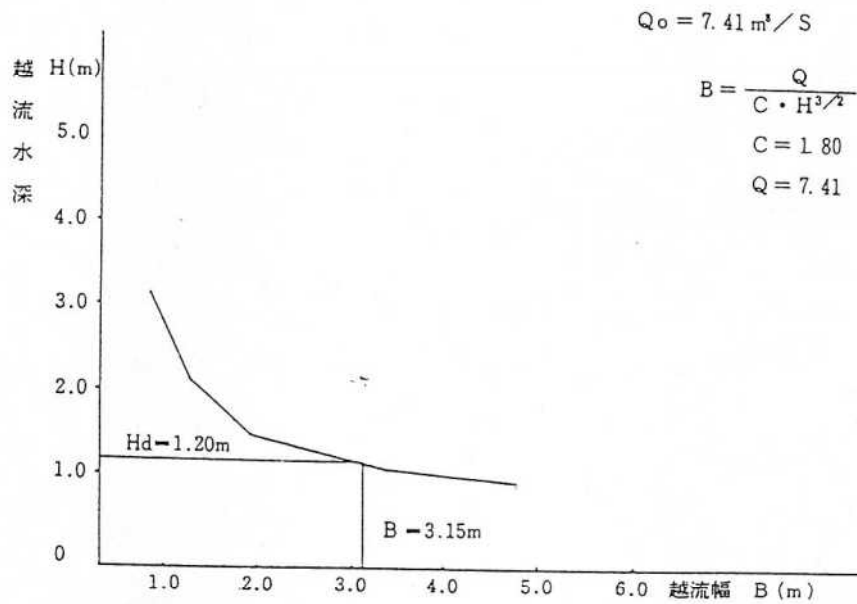
$$(3B_1 + 2B_2) = \frac{6.18}{0.35 \times 1.2^{3/2}}$$

$$3 \times 2.3 + 2 \times 3.5 = 13.43$$

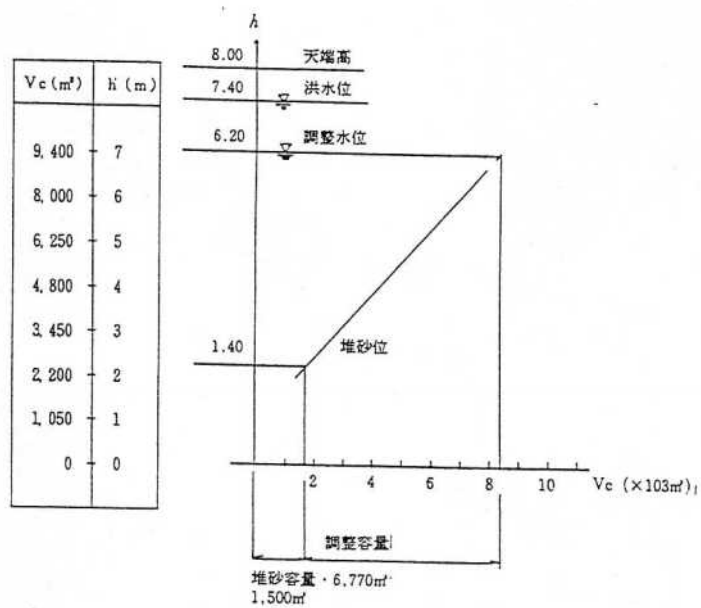
$$13.9 = 13.43$$



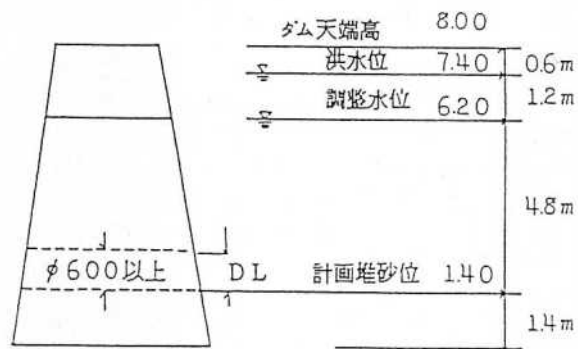
越流幅と設計水深の関係 (フィルダム式)



調整池容量と水位の関係



重力式コンクリートダム



フィルダム

