

重要調整池に関する構造マニュアル

令和 3年 7月

兵 庫 県

目 次

1. 総 則	1
1. 1 適用範囲	1
1. 2 基本諸元の定義	2
1. 3 構造型式	4
2. 設計の基本条件	5
2. 1 設計の基本方針	5
2. 2 荷重の組み合わせ	6
2. 3 基本荷重の算定	8
2. 4 堤体材料	11
3. 調整池の設計（構造型式別）	13
3. 1 重力式コンクリートダム	13
3. 2 フィルダムの設計	20
3. 3 掘込式調整池の設計	32
3. 4 プール式調整池の設計	38
4. 調整池の設計（共通項目）	43
4. 1 非常用洪水吐の設計	43
4. 2 放流施設の設計	52
4. 3 流入施設の設計	57
5. その他	58
5. 1 調整池周辺の検討	58
5. 2 堆積土砂の搬出路	58
5. 3 調整池の多目的利用について	58

《巻末付録》

開発行為(変更)届添付図書参考資料	巻末付録－1
-------------------	--------

1. 総 則

1. 1 適用範囲

本マニュアルは、「総合治水条例(平成 24 年兵庫県条例第 20 条)」に規定する重要調整池の型式について、採用実績の多いダム式、掘込式、プール式の型式を採用する場合に、構造の安全性を確保する上で必要な事項を定めるものである。

重要調整池について上記型式を採用する場合においては、開発者は、最低限本マニュアルに基づき設置するものとする。

また、「開発に伴う重要調整池の設置等に関する要綱」に規定する重要調整池の構造に関する技術的助言は、本マニュアルに基づき行うものとする。

<解 説>

- (1) 「総合治水条例」第 11 条第 2 項の規定に基づき設置する重要調整池について、「開発に伴う重要調整池の設置等に関する要綱」では、開発者が設置しようとする調整池について、その放流量と洪水調整容量及び堆砂容量並びに非常用洪水吐の流出量の確認を行うため必要な限りにおいて、開発者に対し、調整池の構造に関する資料等の提出若しくは説明を求め、又は技術的助言を行うこととしている。
- (2) このため、採用実績の多い、ダム式、掘込式、プール式については、一定の安全性が確保されるよう、本マニュアルを定めるものである。
- (3) 開発者は、条例に規定する重要調整池を設置する際、「開発に伴う重要調整池の設置等に関する要綱」で言及しているとおり、その安全性を確保する責を負っており、少なくとも本マニュアルに定める安全性を確保するものとする。
- (4) なお、本マニュアルに示していない構造型式や新工法、新製品を採用する場合にあっても、技術的基準に適合することを確認するため、開発者に対し、必要な限りにおいて、設計資料の提出や説明を求めるものとする。
- (5) 農業用ため池との兼用は、原則として禁止するが、やむを得ずため池と兼用する場合は、本マニュアル及び「兵庫県土地改良技術基準（兵庫県農政環境部農地整備課）」との整合を図るものとする。
なお、調整池とため池を兼用する場合には、既設のため池容量より著しく多い容量としないものとする。
- (6) 堤高 15m 以上のダムについては、「河川管理施設等構造令」に準拠するものとする。

1. 2 基本諸元の定義

(1) 堤 高

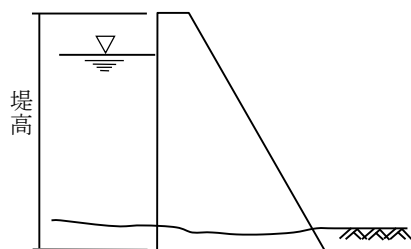
堤高とは、基礎地盤から非越流部の堤頂までの高さとする。

<解 説>

基礎地盤とは、止水壁のないダムでは堤頂の上流端を通る鉛直面が、基礎地盤面と交わる堤体の最低標高部分をいう。

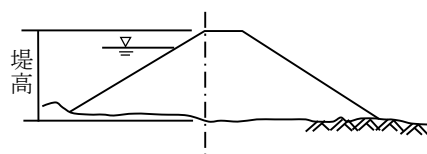
基礎地盤の置換が、広範囲になるダムにあっては、図1-1の軸線における「ダムの非越流部天端」の標高と、この位置の置換部分の最低標高との差を指す。

重力式コンクリートダム



フィルダム

「置換」のない場合



「置換」のある場合

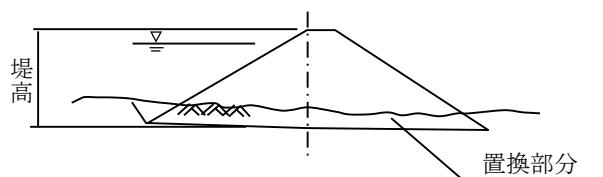


図1-1 ダムの堤高

(2) 水 位

① 常時満水位 (N. W. L)

非洪水時に調整池によって貯留することとした堆砂を含む流水の最高位で、非越流部直上流部のものをいい、ため池等との兼用のない場合は計画堆砂位に等しい。

② サーチャージ水位 (H. W. L)

洪水時に調整地によって一時的に貯留することとした流水の最高水位で、非越流部直上流部のものをいう。

③ 設計洪水水位 (H. H. W. L)

設計洪水流量が非常用洪水吐から流下する場合の最高水位で、非越流部直上流部のものをいう。

(3) 非越流部天端高

堤体の非越流部天端高は、設計洪水水位 (H. H. W. L) に下記の余裕高を加えた高さ以上とする。

ダム式、プール式	0.60m	掘込式	0.30m
----------	-------	-----	-------

1. 3 構造型式

調整池は、周辺の地形、地質、地下水位、土地利用等の諸条件及び設置後の維持管理を総合的に勘案し、確実に洪水調節機能が発揮できる安全な構造型式を選定するものとする。

<解説>

- (1) 調整池の構造型式は、原則として重力式コンクリートダム、均一型フィルダムのダム式又は掘込式とする。ただし、地形条件等の制約によりやむを得ない場合にはプール式とすることができる。
- (2) 掘込式とは設計洪水位(H. H. W. L)が周辺地盤高より低い場合とする。
- (3) プール式とは、周囲の擁壁と底版を鉄筋等で一体化した構造型式のものをいう。

ダム式	掘込式	プール式
重力式コンクリートダム 	切土斜面 	プール式
均一型フィルダム 	ブロック積又はもたれ式擁壁 	
	逆T型(L型)又は重力式擁壁 	

図 1 - 2 構造形式の分類

2. 設計の基本条件

2. 1 設計の基本方針

堤体、堤体との接合部を含む基礎地盤及び放流施設等は、予想される荷重に対し、その安全性、耐久性及び水密性が備わった構造とする。また設置後の維持管理をも十分に配慮して、必要となる施設を設けるものとする。

<解説>

- (1) 調整池の堤体（これと接する接合部を含む、以下同じ）は必要な水密性を有し、予想される荷重に対し、必要な強度を有するものとする。
- (2) コンクリートダム及び掘込式の堤体は、予想される荷重によって滑動または転倒しない構造とする。
- (3) フィルダムの堤体及び掘込式の法面は、予想される荷重によってすべり破壊または浸透破壊が生じない構造とする。
- (4) 堤体の基礎地盤は、予想される荷重によって滑動・すべり破壊または浸透破壊が生じないものとする。
- (5) 放流施設等は、必要な水密性を有し、予想される荷重に対し安定で、かつ必要な強度を有する構造とする。
- (6) 放流施設等は、土砂や塵芥等が流入して放流能力の低下、管路の閉塞あるいは損傷の生じないような構造とする。
- (7) 調整池設置後は、堆積土砂や流下物の排除等が必要となるので原則として、進入路・管理道路・管理橋等の管理施設を設けるものとする。

2. 2 荷重の組み合わせ

調整池の堤体及び基礎地盤（これと堤体との接合部を含む）に関する安定計算において考慮すべき荷重の種類と組合せは、次の通りとする。

構造形式 貯水池の 水位状態	ダ ム 式	
	重力式 コンクリートダム	フィルダム
設計洪水位 (H. H. W. L)	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・静 水 圧 ・泥 圧 ・揚 圧 力 	—————
サーチャージ 水位 (H. W. L)	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・静 水 圧 ・泥 圧 ・地震時慣性力 ・地震時動水圧 ・揚 圧 力 	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・静 水 圧 ・地震時慣性力 ・間 隙 圧
常時満水位 (N. W. L)	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・静 水 圧 ・泥 圧 ・地震時慣性力 ・地震時動水圧 ・揚 圧 力 	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・静 水 圧 ・地震時慣性力 ・間 隙 圧
建設直後 (調整池空虚時)	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・地震時慣性力 	<ul style="list-style-type: none"> ・自 重 ・地震時慣性力 ・間 隙 圧

(備 考)

- ・自 重：調整池堤体の自重
- ・静水圧：貯留水による静水圧の力
- ・泥 圧：貯水池内に堆積する泥土による力
- ・地震時慣性力：地震時における調整池の堤体の慣性力
- ・地震時動水圧：地震時における貯留水における動水圧の力
- ・揚圧力：貯留水による揚圧力
- ・間隙圧：間隙圧(調整池の堤体の内部及び調整池の基礎地盤の浸透水による水圧)の力

構造形式 貯水池の 水位状態	掘込式		プール式
	常時	地震時	
設計洪水位 (H. H. W. L)	—————	—————	・自重 ・揚圧力 ・土圧 ・残留水圧
サーチャージ 水位 (H. W. L)	—————	—————	・自重 ・地震時慣性力 ・地震時動水圧 ・揚圧力 ・土圧 ・残留水圧
常時満水位 (N. W. L)	・静水圧 ・揚圧力 ・自重 ・土荷重 ・上載荷重 ・主働土圧 ・残留水圧	・静水圧 ・揚圧力 ・自重 ・地震時慣性力 ・土荷重 ・土荷重にかかる 慣性力 ・上載荷重 ・主働土圧 ・残留水圧	・自重 ・地震時慣性力 ・地震時動水圧 ・揚圧力 ・土圧 ・残留水圧
建設直後 (調整池空虚時)	—————	—————	・自重 ・地震時慣性力 ・揚圧力 ・土圧 ・残留水圧

(備考)

- ・残留水圧：水位が低下しても土砂内に残留する水により作用する水圧
- ・土荷重にかかる慣性力：地震により土砂に作用する水平荷重

2. 3 基本荷重の算定

(1) 自重 (W)

堤体の自重は、堤体材料の単位体積重量を基に定めるものとする。単位体積重量は、原則として実際に使用する材料について試験を行い決定するものとする。

<解 説>

コンクリートダムの堤体の単位体積重量は、原則として実際に使用する材料とコンクリート配合で試験を行い決定するものとするが、試験を行わない場合には 22.5kN/m^3 を標準とする。なお掘込式等で鉄筋コンクリート構造とする場合には、 24.5kN/m^3 を標準とする。

(2) 静水圧 (P)

静水圧は、堤体の表面に垂直に作用するものとし、その値は次式によって求めるものとする。

$$P = W_o \cdot h$$

ここに P : 静水圧 (kN/m^2)

W_o : 水の単位体積重量 (9.81kN/m^3)

h : 水深 (m)

(3) 泥 圧 (Pe)

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。

$$P_e = C_e \cdot W_1 \cdot d$$

ここに P_e : 水平方向泥圧 (kN/m^2)

C_e : 泥圧係数

W_1 : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m^3)

d : 泥土の深さ (m)

<解 説>

堆泥の重量は、

$$W_1 = W - (1 - \nu) \cdot W_o$$

で示される。ここに W_o は水の単位体積重量 (kN/m^3)、 W は堆泥の見掛けの単位体積重量 (kN/m^3)、 ν は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$W = 14.7 \sim 17.7\text{kN/m}^3, \nu = 0.3 \sim 0.4, C_e = 0.4 \sim 0.6, W_o = 9.81\text{kN/m}^3$$

(4) 地震時慣性力 (I)

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。

$$I = W \cdot K$$

ここに I : 地震時の堤体の慣性力 (kN)

W : 自重 (kN)

K : 設計震度

<解説>

堤体の安定計算に用いる設計震度は、次の値以上とする。

なお、プール式については、掘込式の逆T式擁壁等に準ずるものとする。

表2-1 設計震度

基礎条件	ダム式		掘込式	
	重力式コンクリートダム	均一型フィルダム	切土斜面等	逆T式擁壁等
通常 of 岩盤基礎	0.12	0.15	—	0.20
土質基礎	—	0.20	0.20	0.20

(5) 地震時動水圧 (Pd)

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。

$$P_d = 0.875 \cdot W_o \cdot K \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに P_d : 地震時動水圧 (kN/m²)

W_o : 水の単位体積重量 (9.81kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯水池水面から基礎地盤面までの水深 (m)

h : 貯水池水面から動水圧を求めようとする点の水深 (m)

<解説>

上式において、全動水圧 ΣP_d 及び全動水圧の作用点の基礎地盤からの高さ H_d は、次式より求まる。

$$\Sigma P_d = 7/12 \cdot W_o \cdot K \cdot H^2 \text{ (kN/m)}$$

$$H_d = 0.4 \cdot H$$

なお上式は、Westergaard の式で、上流面の 1/2 以上の高さの部分が鉛直に近い場合に適用してよい。

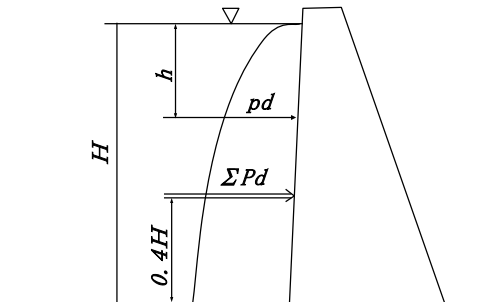


図 2 - 1 Westergaard の式

(6) 揚圧力 (U)

揚圧力は、ダムの堤体との基礎地盤との接触面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。

$$\text{堤体の上流端において} \quad U = \alpha \cdot (h_u - h_d) + h_d$$

$$\text{堤体の下流端において} \quad U = h_d$$

ここに U : 揚圧力 (kN/m²)

α : 揚圧力係数

h_u : 上流側水圧 (kN/m²)

h_d : 下流側水圧 (kN/m²)

上流端と下流端の間は U を直線的に変化させる。

<解説>

揚圧力係数は、 $\alpha = 1.0$ を標準とする。ただし、適切な基礎地盤の処理を行えば、 $\alpha = 1/3$ まで低減してよい。

2. 4 堤体材料

(1) コンクリートダム

堤体コンクリートは、所要の耐久性・水密性・強度及び単位体積重量を有し、均質性が保証されているものを使用するものとする。

<解説>

ダムに用いるコンクリートは、耐久性及び水密性が大きく所要の強度及び単位体積重量を持ち、品質のばらつきが少なく、またひびわれの発生の恐れが少ないことが必要である。

(2) フィルダム

ダムに用いる土質材料は、あらかじめ試験を行い、安定性の高い材料を使用するものとする。

<解説>

フィルダムの建設には多量の土が必要であり、工費の面からは、出来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大きな影響を与えるので、材料選定において土質試験を行い、確認するものとする。

なお、土質試験は、表2-2に示す項目について行うものとする。

表 2 - 2 築堤材料土質試験項目

試験項目	試験規格	適用
比 重	JISA1202	
粒 度	〃 1204	
含 水 量	〃 1203	
液性限界	〃 1205	
塑性限界	〃 1205	
標準突固め	〃 1210	
室内透水	〃 1218	
三軸圧縮	$\bar{c}-u$ 試験 (飽和)	実際の施工条件（密度、締固方法） を考慮して行う。

堤体の安全性の高い材料は次のようなものである。

- ① 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。
- ② 透水度は、最大の水頭に対して堤体の許容しうる範囲にあること。
- ③ 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。
- ④ 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。
- ⑤ 有害な有機物及び溶解する成分を含まないこと。
- ⑥ 含水比が高く締固めが困難な材料でないこと。

3. 調整池の設計（構造形式別）

3. 1 重力式コンクリートダム設計

3. 1. 1 基礎地盤調査

(1) 基礎地盤調査項目

重力式コンクリートダムの基礎地盤は、原則として岩盤とし、その調査は断層の有無、岩級区分及び強度等が十分に把握できるものとする。

<解 説>

基礎地盤の性状は、堤体の安定性に大きく影響し、堤高・堤体形状への制約条件となる。

よってコンクリートダムの基礎地盤調査項目としては、次の内容で行うことを原則とする。

表 3 - 1 重力式コンクリートダムの基礎地盤調査項目

調査方法	試験の種類	求める数値等	適用
地質調査		岩質、地質構造、地すべり、崩壊、断層、層理破碎帯、風化、岩露出状況、湧水	必要に応じて弾性波探査等を行う
ボーリング	コア採取	岩級区分	必要に応じて透水試験（ルジオンテスト）を行う

[参 考] 表 3 - 2 岩級区分の例 (田中の分類)

名 称	特 徴
A	<p>きわめて新鮮なもので造岩鉱物及び粒子は風化、変質を受けていない亀裂、節理はよく密着し、それらの面に沿って風化の跡は見られないもの。 ハンマによって打診すれば澄んだ音を出す。</p>
B	<p>岩質堅硬で開口した(たとえ 1 mmでも)亀裂あるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩鉱物及び粒子は部分的に多少風化、変質が見られる。 ハンマによって打診すれば澄んだ音を出す。</p>
C _H	<p>造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱等に汚染せられ、節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマによって打診すれば少し濁った音を出す。</p>
C _M	<p>造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。 節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しておりハンマの普通程度の打撃によって、割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。</p>
C _L	<p>造岩鉱物及び粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており、ハンマの軽撃によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマによって打診すれば濁った音を出す。</p>
D	<p>岩石鉱物及び粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。節理あるいは亀裂の間の接着力はほとんどなく、ハンマによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマによって打診すれば著しく濁った音を出す。</p>

(2) ボーリング位置

ボーリング位置は、基礎地盤としての適否及び改良の必要性の確認を目的とし、原則として、ダム軸方向に3ヶ所及びダム下流端に1ヶ所の合計4ヶ所（図3-1の1、2、3、4又は5）以上行うものとする。

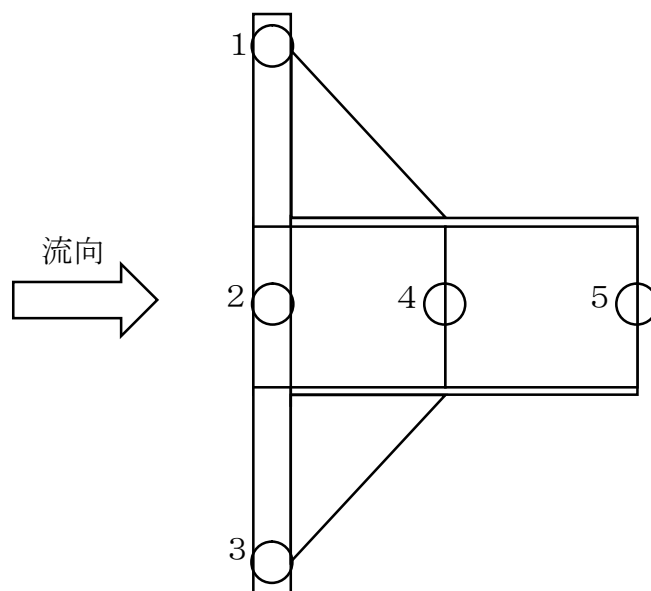


図3-1 ボーリングの位置

(3) ボーリングの深さ

ボーリングの深度は、基礎地盤として必要な強度を十分に確認できる深さ以上とする。

<解説>

ボーリングの深度は、地質踏査等の結果より得られた岩種、固さ、風化亀裂の程度や破碎帯の有無などにより判断して、必要な基礎地盤強度が5 m程度確認できる深さ以上とする。

3.1.3 堤体の安定計算

重力式コンクリートの堤体の形状は、堤体及び基礎地盤の安全性が確保されるように決定するものとする。

なお安定計算は、次の条件を満足するものとする。

- ① 堤体の上流面に鉛直方向の引張応力を生じないこと。
- ② 堤体と基礎地盤の接触部及びその付近についてせん断力に対して安全であること。
- ③ 地盤の受ける最大圧力が、地盤の許容支持力以内であること。

<解説>

- (1) 堤体に作用する外力及び自重の合力が堤体の基本三角形底辺中央の 1/3 内にあれば、堤体上流面に引張応力が生じることがなく、同時に転倒に対する安定を満足する。
- (2) せん断に対する安定については、堤体と基礎地盤との接触面及びその付近において次式を用いて検討し、所要の安全率を有するものとする。

$$n = \frac{\tau_0 \cdot \ell + f \cdot v}{H}$$

n : 安全率

H : せん断力 (kN/m)

v : せん断面に作用する垂直力 (kN/m)

τ_0 : 基礎地盤のせん断強度 (kN/m²)

f : 基礎地盤の内部摩擦係数

ℓ : せん断面の長さ (m)

重力式コンクリートダム基礎地盤は原則として岩盤とし、その安全率は $n \geq 4$ とする。

基礎地盤のせん断強度は、原則として、原位置試験を行って決定するものとする。しかし、せん断試験を行わない場合は、下表の値を目安としてよい。

表3-4 せん断強度 τ_0 と摩擦係数 f の目安

岩級区分	せん断強度 τ_0 (kN/m ²)	摩擦係数 f	備考
CH	980	0.8	
CM	590	0.7	
CL	490	0.6	
D	295	0.5	

- (3) 基礎地盤の許容支持力は、次表の値を目安としてよい。

表 3-5 基礎地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩級区分	許容支持力	備 考
CH	1,960	
CM	1,180	
CL	590	
D	295	

堤頂幅は、基本三角形の決定には大きく影響しないが、維持管理の必要性等を配慮し、2.0m以上確保するものとする。

3.1.4 基礎地盤処理

コンクリートダムは、せん断・変形及び貯留水の浸透等に対して、安全性を確保するように必要に応じて基礎地盤の処理を行うものとする。

<解 説>

- (1) コンクリートダムの基礎地盤は、安定した岩盤まで掘削することを原則とする。しかし基礎地盤に弱層・断層等が存在し、せん断に対して所定の安全率を有さない場合、あるいは過度の浸透流が生じる場合は、適切な基礎地盤の改良を行うものとする。
- (2) 基礎地盤の改良には、グラウチング・置換えコンクリートによる断層処理等があり、その施工範囲、形状、寸法及び仕様等については、着工前の基礎地盤調査を十分に行って、その成果を利用して決定するものとする。

3.1.5 その他構造細目

(1) ブロック割及び収縮継目

コンクリートダムには、コンクリートのひび割れを防止するため、適切な間隔に収縮継目を設けるものとする。

<解説>

温度応力によるコンクリートのひび割れを防止するため、又はコンクリート打設設備の能力に合わせて、適当な間隔の収縮継目が設けられる。

- ① 横継目間隔は特殊な場合を除き 10～15m程度とする。
- ② 目地には止水板（B=300mm）を設けるものとする。
- ③ 一般に縦継目は設けない。

(2) 基礎面の保護工

基礎面の劣化防止のため、余掘部には埋戻コンクリートを打設するものとする。

3. 2 フィルダム設計

3. 2. 1 基礎地盤調査

(1) 基礎地盤調査項目

基礎地盤の調査は、地質の構造及び組成、強度、透水性等が十分に把握できるものとする。

<解説>

フィルダムは、コンクリートダムと比較すると、基礎地盤の条件による制約が少ないため、岩盤の上だけでなく土質地盤の上に築造されることも多い。

しかし、基礎の良否は、ダムの成否を制すと同時にダムの形状・基礎地盤処理の要否等に大きく影響するものである。従って、フィルダムの基礎地盤調査項目は、表3-6の内容について行うものとする。

ただし、透水性地盤の場合は、現場透水試験を、軟弱地盤の場合は、一軸又は三軸試験及び圧密試験を行うものとする。

表3-6 フィルダムの基礎地盤調査項目

調査方法	試験の種類	求める数値等	適用
地質調査		岩質、地質構造、地すべり、崩壊、断層、層理破碎帯、風化、岩露出状況、湧水	
ボーリング	標準貫入試験	N値	
	粒度試験	粒度分布	
	コア採取	岩級区分	

(2) ボーリング位置

ボーリングの位置は、基礎地盤としての適否及び改良の必要性の確認を目的とし、原則としてダム軸方向に3ヶ所、ダム上下流端に2ヶ所の合計5ヶ所以上行うものとする。なお、このうちの1ヶ所に非常用洪水吐予定位置を含めるものとする。

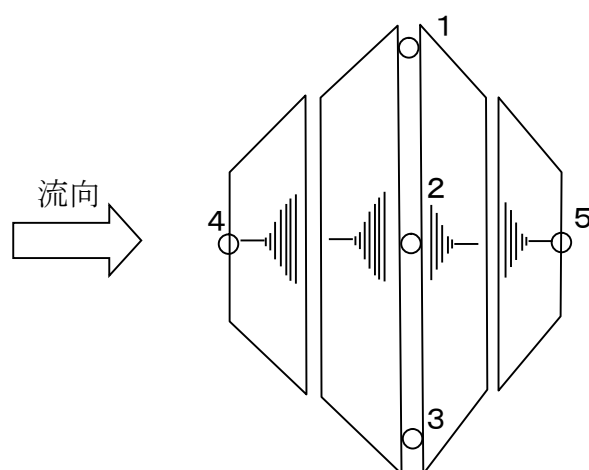


図3-3 ボーリングの位置

(3) ボーリングの深さ

ボーリングの深度は、信頼できる基礎を十分に確認できる深さ以上とする。

<解説>

信頼できる基礎とは、強度の面からは標準貫入試験のN値で約20以上の地層、また透水性の面からは必要な止水性が得られる地層をさす。

又、ボーリングの深さは、信頼できる基礎地盤が5m程度確認できる深さ以上とする。

3.2.2 堤体の基本形状

ダムは形状はダムの高さ、ダムの材料および基礎地盤の性質を考慮してすべりの生じないように決定するものとする。

ダムの斜面勾配は、すべりに対する安定計算によって決定するものとする。

<解説>

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。しかし構造物としての重要性を考慮し、斜面勾配は安定計算によって決定することとした。

ただし表3-7に示す値を下まわってはならないものとする。

表3-7 ダムの斜面勾配

主要区分			上流側 法面 勾配	下流側 法面 勾配	備考
区分	名称	記号			
細 粒 土	シルト・粘性土	(ML) (CL)	3.0	2.5	
	シルト・粘性土 火山灰質粘性土	(MH) (CH) (OV) (VH ₁) (VH ₂)	3.5	3.0	

(注) カッコ内は、日本統一土質分類法の記号

※ 礫・砂は、均一型の材料としては使用しないものとする。

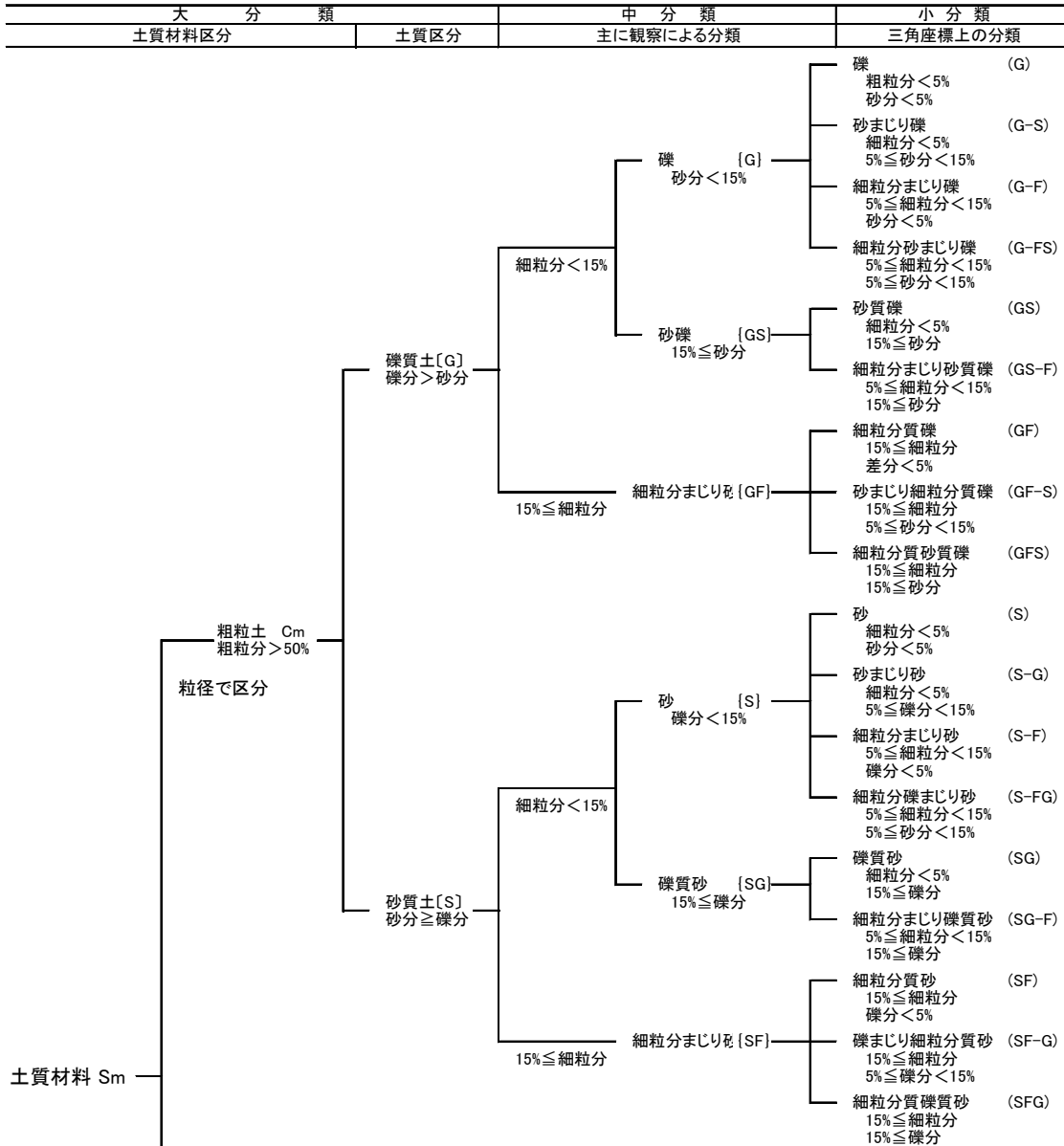
[参 考]

表 3 - 8 堤体材料として不適當か、部分的にしか使用できない材料

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	備 考
土	シルト 粘性土 火山灰質 粘性土	(MH) (CL) (CH) (OV) (VH ₁) (VH ₂)	(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。	

表3-9 日本統一土質分類

土質材料の工学的分類体系(平成12年改訂)



大分類		中分類		小分類		
土質材料区分	土質区分	観察・塑性図上の分類		観察・塑性限界等に基づく分類		
細粒土 Fm 細粒分 ≥ 50%	粘性土 [Cs]	シルト	[M]	W _L < 50%	シルト(低液性限界)	(ML)
		塑性図上で分類		W _L ≥ 50%	シルト(高液性限界)	(MH)
		粘土	[C]	W _L < 50%	粘土(低液性限界)	(CL)
		塑性図上で分類		W _L ≥ 50%	粘土(高液性限界)	(CH)
	有機質土 [O]	有機質土	[O]	W _L < 50%	有機質粘土(低液性限界)	(OL)
				W _L ≥ 50%	有機質粘土(高液性限界)	(OH)
		有機質で、火山灰質			有機質火山灰土(高液性限界)	(OV)
	火山灰質粘性土 地質的背景 [V]	火山灰質粘性土	[V]	W _L < 50%	火山灰質粘性土(低液性限界)	(VL)
				50% ≤ W _L < 80%	火山灰質粘性土(I型)	(VH ₁)
				W _L ≥ 80%	火山灰質粘性土(II型)	(VH ₂)
高有機質土 Pm	有機質土 [Pt]	高有機質土	[Pt]	未分解で繊維質	泥炭	(Pt)
				分解が進み黒色	黒炭	(Mk)
人工材料土 Am	人工材料 [Am]	廃棄物	[Wa]		廃棄物	(Wa)
観察により起源で区分		改良土	[I]		改良土	(I)

3.2.3 すべり破壊に対する安全性

堤体及び基礎地盤は、すべり破壊に対し安全となるよう設計するものとする。

<解説>

すべり破壊に対する検討は、原則として円弧すべりについて行うものとする。

① 安定計算ケース及び条件

表 3-10 安定計算ケース及び条件

調整池の状態	荷重条件	設計震度	計算斜面	応力表示	最小安全率	備考
サーチャージ水位	自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧	K/2	上流 下流側	有効応力	1.2	浸透水が定常状態
常時満水位	自重 静水圧 地震時慣性力 間隙圧	K	上流 下流側	有効応力	1.2	浸透水が定常状態
建設直後 (調整池空虚時)	自重 地震力慣性力 間隙圧	K/2	下流側	有効応力	1.1	土柱重量の 50% に相当する間隙水圧を考慮する

すべてのケースにおいて有効応力解析とし、盛土の強度定数は、圧密非排水試験 (\bar{c}, \bar{u}) より得られる有効応力表示の ϕ' , C' を用いるものとする。

② 安定計算式

$$n = \frac{\sum \{c \cdot l + (N - U - Ne) \tan \phi\}}{\sum (T + Te)}$$

ここに、

- N : 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力
- T : 各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力
- U : 各スライスのすべり面上に働く間際水圧
- Ne : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の垂直分力
- Te : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の接線分力
- ϕ : 各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角
- c : 各スライスのすべり面における材料の粘着力
- l : 各スライスのすべり面の長さ

ここで、N、T、Ne、Te、Uは次のように表される。以下の式での記号を次のように表す。

- γ_w : 水の単位重量
- γ_t : 材料の湿潤重量
- γ_{sat} : 材料の飽和重量
- γ_{sub} : 材料の水中重量
- k : 設計震度(表2-1参照)
- u : 単位長さ当たりの間際水圧

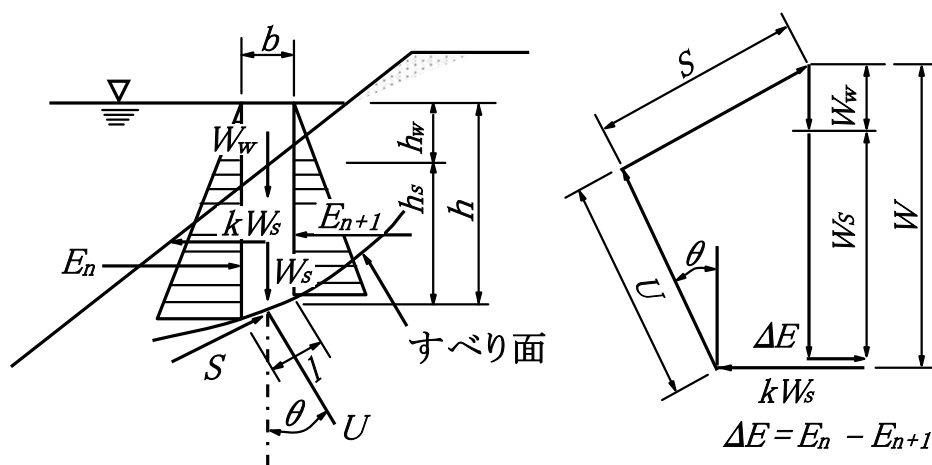


図3-4 スライス法による荷重(サーチャージ水位、常時満水位)

1) サーチャージ水位、常時満水位

$$\begin{aligned}
 N &= W \cdot \cos \theta + \triangle E \cdot \sin \theta \\
 &= (W_s + W_w) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \\
 &= (\gamma_w \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2) b \cdot \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \\
 N_e &= k \cdot W_s \cdot \sin \theta \\
 &= (h_1 \cdot \gamma_w + h_2 \cdot \gamma_{sat}) b \cdot k \cdot \sin \theta \\
 U &= u \cdot l \\
 T &= W \cdot \sin \theta - \triangle E \cdot \cos \theta \\
 &= (W_1 + W_2) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
 &= (h_1 \cdot \gamma_w + h_2 \cdot \gamma_{sat}) b \cdot \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
 T_e &= (W_1 + W_2) k \cdot \cos \theta \\
 &= (h_1 \cdot \gamma_w + h_2 \cdot \gamma_{sat}) b \cdot k \cdot \cos \theta
 \end{aligned}$$

2) 建設直後

$$\begin{aligned}
 T &= W \cdot \sin \theta = b \cdot h \cdot \gamma_t \cdot \sin \theta \\
 T_e &= k \cdot W \cdot \cos \theta = k \cdot b \cdot h \cdot \gamma_t \cdot \cos \theta \\
 N &= W \cdot \cos \theta = b \cdot h \cdot \gamma_t \cdot \cos \theta \\
 N_e &= k \cdot W \cdot \sin \theta = k \cdot b \cdot h \cdot \gamma_t \cdot \sin \theta \\
 U &= u \cdot l \\
 \text{過剰間隙水圧を土柱重量の比 } \beta \text{ で表すと} \\
 u &= h \cdot \gamma_t \cdot \beta, \quad l = b / \cos \theta \\
 U &= b \cdot h \cdot \gamma_t \cdot \beta / \cos \theta \\
 N - U &= W (1 - \beta / \cos^2 \theta) \cdot \cos \theta \\
 &\text{ただし、} \beta \text{ は } 0.5 \text{ とする。} (\because \text{土柱重量の } 50\% \text{ より})
 \end{aligned}$$

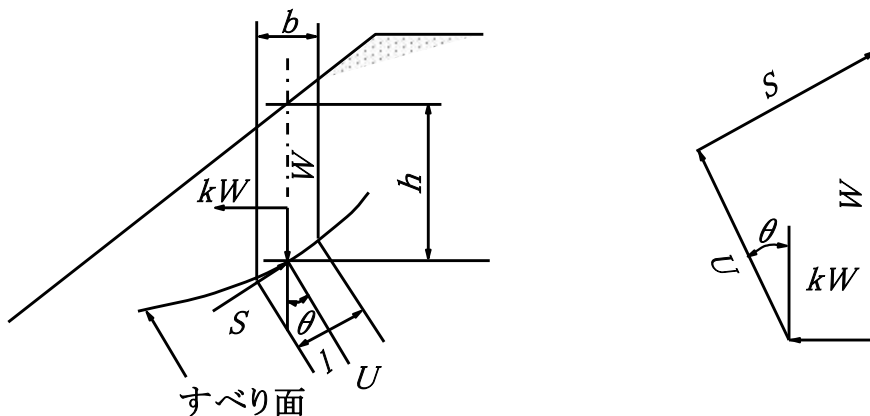


図3-5 スライス法による荷重 (建設直後(調整池空虚時))

3.2.4 浸透破壊に対する安全性

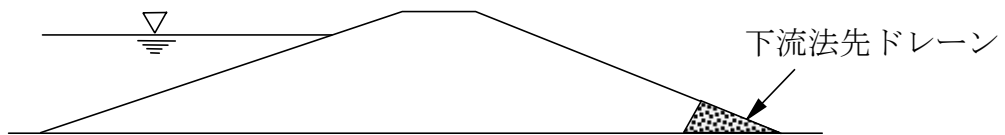
堤体及び基礎地盤は、浸透破壊に対して安全となるよう設計するものとする。

<解説>

- (1) 均一型フィルダムは、浸潤線が下流法面に出ないよう適切に設計するものとする。また、必要に応じて堤体内に発生した間際水圧の消散を図るため適切なドレーンを設けるものとする。

ドレーンの材料の透水係数は、少なくとも堤体材料の10～100倍が必要である。なお、ドレーンの材料と堤体の間には、適切なフィルターを設けるものとする。

- (1) 下流法先ドレーン



- (2) 水平ドレーン

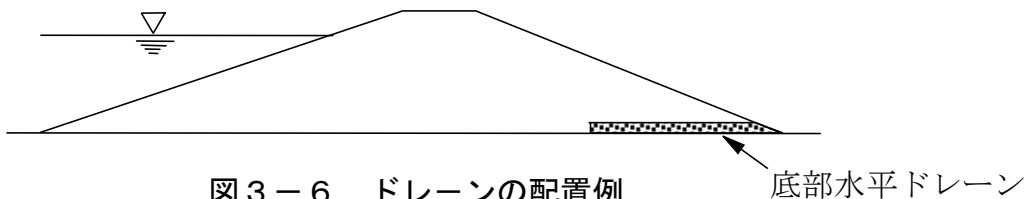


図3-6 ドレーンの配置例

- (2) 砂レキ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となるようにする。

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レキ材料で造り、空石積で押さ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^{-5} cm/sより大きく、漏水の起き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、漏水を押さえることが必要である。

[参考] 浸潤線

浸潤線とは、堤体内の浸透流の自由水面である。

浸潤線を放物線と仮定して描くには、A. Casagrandeの方法が一般に用いられている。浸潤線の基本的な形状は次式で表される。

$$y = \sqrt{2 \cdot y_0 \cdot x + y_0^2}$$

ただし、 $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

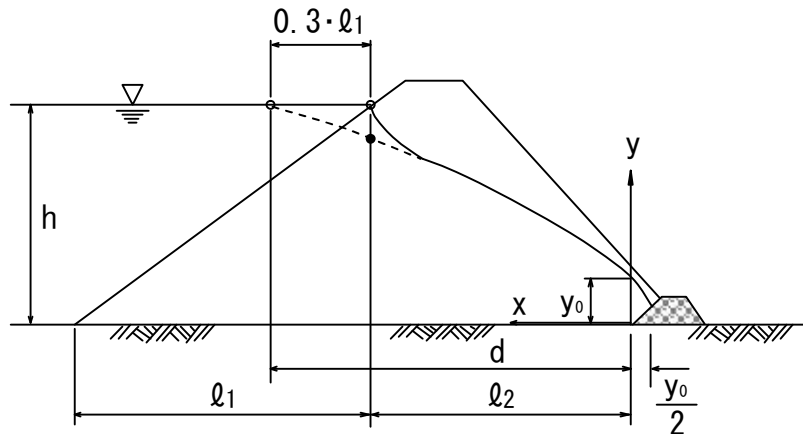


図 3-7 浸潤線の書き方の例

3.2.5 基礎地盤処理

フィルダムは、すべり、変形、地震時の液状化等に対し、安全性を確保するように必要に応じて基礎地盤の処理を行うものとする。

<解説>

- (1) フィルダムはコンクリートダムと比較すれば、基礎に伝わる応力度が小さく、ある程度の沈下にも順応できるので、基礎の条件による制約は少ない。しかしフィルダムの基礎としての必要な条件は、(a) 十分なせん断強度があること、(b) 変形沈下量が少ないこと、(c) 浸透量が少ないこと、(d) 浸透破壊を起こさないこと、(e) 地震時に液状化現象を起こさないことである。
- (2) フィルダムの基礎は地質上から、岩盤と土質に大別し、更に土質基礎地盤 (a) 透水性基礎 (砂・砂礫等)、(b) 不透水性基礎 (シルト・粘土等)、(c) 軟弱基礎の三つに分類することができる。そのため処理の内容、方法及び規模が異なるため、基礎条件に適応した基礎地盤処理を設計するものとする。

3.2.6 法面など

1. ダムの上流側法面は、波浪・雨水等により浸食されないように、また下流側法面は風雨・凍上などによって浸食されないよう、法面保護工を施すものとする。
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。
3. ダムの法面には高さ 5~7m ごとに 3m 以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

<解説>

- (1) 上流側法面は、波浪・雨水などによる浸食防止と水位低下時の堤体材料流出防止を目的として、全面にわたって石張・ブロック張・捨石・張芝等の法面保護を行うものとする。

なお、計画堆砂位以上の高さまでは、堆積土砂浚渫時の堤体に与える損傷等に配慮し、比較的丈夫な法面保護を施すことが望ましい。

下流側法面は、風雨・凍上などによって浸食されないように、張芝・筋芝工等で法面処理を行うものとする。

- (2) 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。

なお、上流側小段は、計画高水位付近に設置すると水防活動等の面から便利である。

[参 考] 法面保護工の事例

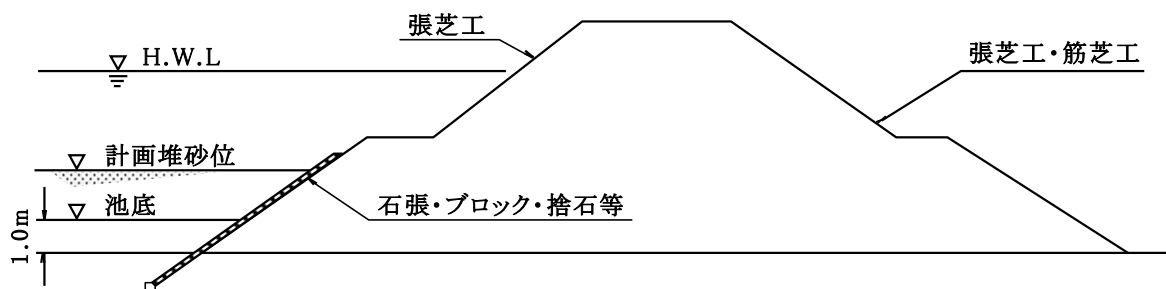


図 3 - 8 法面保護工

3.2.7 余盛

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。

<解説>

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3-11に示す余盛高を決めた。

なお、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3-11 標準余盛高

堤 高	余 盛 高
5m以下	0.4m
5~10m	0.5m
10m以上	0.6m

3. 3 掘込式調整池の設計

3. 3. 1 構造型式の分類と検討方針

掘込式の調整池は、構造型式に応じた荷重の状況を考慮して、安定計算を行うものとする。

<解説>

表3-12に、構造型式と検討方法を示す。

表3-12 構造型式と検討方法

構造型式 (切土斜面)	機能	検討方法
ブロック積 又は、 もたれ式擁壁	法面保護工	フィルダムに準じてすべり破壊に対する安定性の検討を行うものとする。
逆T式(L型)擁壁 又は、 重力式擁壁	護岸, 土留工	本節で示す方法によって安定計算を行うものとする。また本節では、これらの構造体を堤体と呼ぶ。

3. 3. 2 基礎地盤調査

(1) 調査項目

掘込式における調査内容は、予定される構造形式により重力式コンクリートダム又はフィルダムに準じて行うものとする。ただし、地下水位の確認は必ず行うものとする。

<解説>

重力式擁壁、及び逆T式(L型)擁壁等は、重力式コンクリートダムに、切土斜面、ブロック積及びもたれ式擁壁等は、フィルダムに準拠して基礎地盤調査を行うものとする。

また、構造安定計算において、残留水位が大きく影響することから、地下水位の確認は必ず行うものとした。

(2) ボーリング位置

ボーリングの位置は、構造物型式の適否及び法面の安定性の確認を目的とし、貯水池周辺の土質変化が確認できる位置とする。なおこのうちの1ヶ所に非常用洪水吐予定位置を含めるものとする。

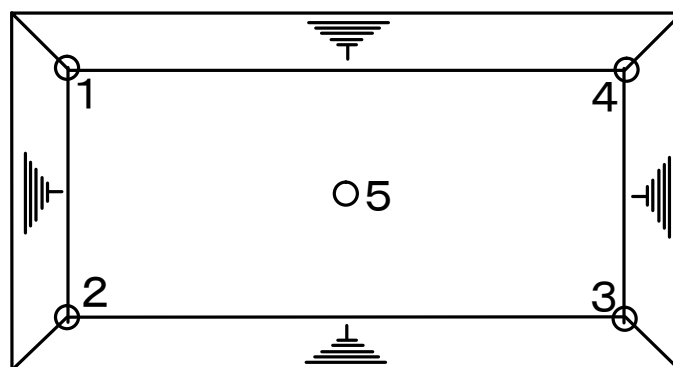


図3-9 ボーリングの位置の例

(3) ボーリングの深さ

ボーリングの深さは、予定される構造形式により、重力式コンクリートダム、又はフィルダムに準じて行うものとする。

3.3.3 安定計算ケース及び設計荷重

堤体及び基礎地盤に関する安定計算は、次に示す状態において、堤体の危険が予想される場合の荷重を採用して行うものとする。

- (1) 常時
- (2) 地震時

<解説>

堤体及び基礎地盤の安定計算のケース及び設計荷重の組合せは、下表に示す内容とする。

表3-13 安定計算ケース及び設計荷重の組合せ

安定計算ケース	設計荷重	貯水位	設計震度
常時	静水圧、揚圧力、自重、土荷重、上載荷重、主働土圧、残留水圧	常時満水位	—
地震時	静水圧、揚圧力、自重、地震時慣性力、土荷重、土荷重にかかる慣性力、上載荷重、主働土圧、残留水圧	常時満水位	K

※設計震度Kは、表2-1を参照すること。

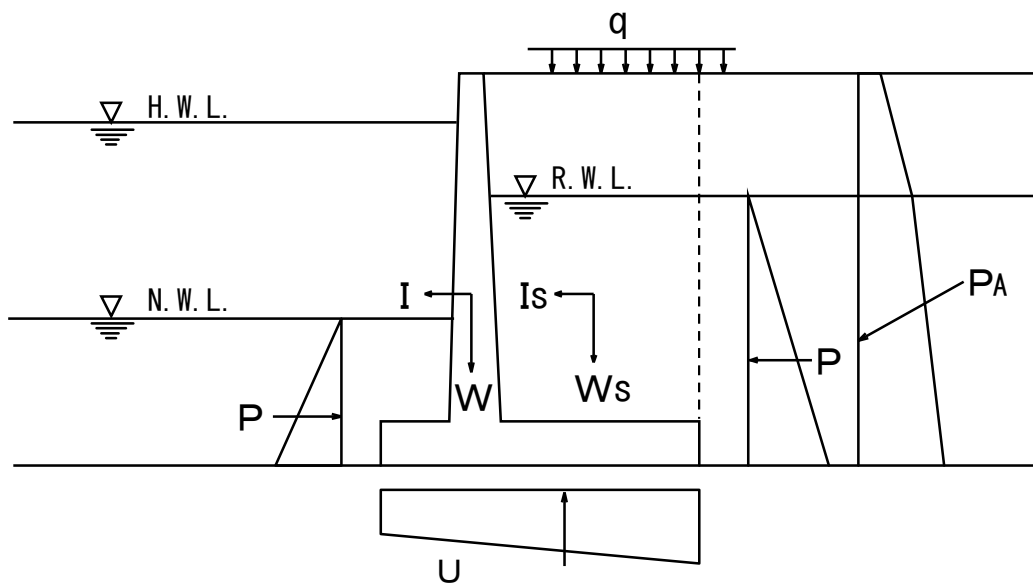


図3-10 荷重図(地震時)

ここに、
 W : 自重 (鉄筋コンクリートの単位体積重量を 24.5kN/m^3)
 P : 静水圧
 I : 地震時慣性力
 U : 揚圧力
 K : 設計震度 ($K=0.20$ ただし水中のみかけの震度は、 0.40 とする。)
 W_s : 土荷重 (土の単位体積重量は「道路橋示方書」に準拠する。
 表 3-14 参照)
 I_s : 土荷重にかかる慣性力
 q : 上載荷重 (周辺の利用状況に応じて与えるものとする。)
 P_A : 主働土圧 (クーロン土圧として取扱い「道路橋示方書」に準拠する。)
 P^{\wedge} : 残留水圧 (地震時は、貯水位または地下水位の高い水位、常時は、
 $H.W.L$ と $N.W.L$ との水位差の $2/3$ の水位または地下水位の
 高い水位での水圧とする。)

注) 設計震度は、基本的に $K=0.20$ とするが、宅地造成規制法区域など、他法令の基準等で、構造物を設計する際の設計震度が定められている場合には、その値を採用するものとする。ただし、 0.20 を下回らないものとする。

表 3-14 土の単位体積重量 (kN/m^3)

地 盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂および砂れき	17.64	19.60
	砂 質 土	16.66	18.62
	粘 性 土	13.72	17.64
盛 土	砂および砂れき	19.60	
	砂 質 土	18.62	
	粘 性 土	17.64	

注) 残留水位以下にある土の単位重量は、土圧を求める場合、それぞれの表中の値から 8.82 を差し引いた値とする。また土荷重を求める場合は、差し引かないものとする。

表 3-15 壁面摩擦角

摩擦角の種類	壁面摩擦角	
	常時	地震時
土とコンクリート	$\phi/3$	0
土と土	ϕ	$\phi/2$

ϕ : 背面土のせん断抵抗角

3.3.4 安定計算

安定計算は、次の条件を満足するものとする。

- ① 堤体は転倒に対して安全であること。
- ② 堤体と基礎地盤の接触部及びその付近について、せん断力に対して安全であること。
- ③ 地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持力以内であること。
- ④ 砂礫基礎地盤の場合は、浸透破壊に対しても安全であること。

<解説>

- (1) 転倒に対する安定条件は、合力の作用位置が常時には底辺中央の 1/3 内、地震時には 2/3 内にあるものとする。
- (2) 滑動に対する安定については、堤体と基礎地盤との接触面及びその付近において次式を用いて検討し、所要の安全率を有するものとする。

$$n = \frac{\tau_0 \cdot \ell + f \cdot v}{H}$$

- n : 安全率
H : せん断力 (kN/m)
v : せん断力面に作用する垂直力 (kN/m)
 τ_0 : 基礎地盤のせん断強度 (kN/m²)
f : 基礎地盤の内部摩擦係数
 ℓ : せん断面の長さ (m)

基礎地盤のせん断強度は、原則として原位置試験を行って決定するものとする。しかしせん断試験を行わない場合は、重力式コンクリートダムに準じること。なお岩盤以外の基礎については、 $\tau_0=0$ 、 $f = \tan 2/3 \phi_B \leq 0.5$ とする。

(ϕ_B : 基礎地盤のせん断抵抗角)

上式で得られる安全率は、常時には $n \geq 1.5$ 、地震時には $n \geq 1.2$ とする。

(3) 基礎地盤の許容支持力は、次表の値を目安とする。

表 3 - 1 6 地盤の許容支持力 (kN/m²)

基礎地盤		許容支持力	N値
岩盤	CH	1,960	
	CM	1,180	
	CL	590	
	D	295	
砂質土	密なもの	295	30~50
	中位なもの	195	15~30
粘性土	非常に硬いもの	195	15~30
	硬いもの	100	8~15
	中位のもの	50	4~8

(4) 浸透破壊については、残留水位及び地下水位を配慮して検討を行い、十分な安全性を確保するものとする。

3.3.5 その他構造細目

(1) 基礎の根入れ

掘込式として、法面保護工（ブロック積、もたれ擁壁等）及び土留工（逆T型擁壁、重力式擁壁等）を用いる場合は、1.0m以上の根入れを確保するものとする。

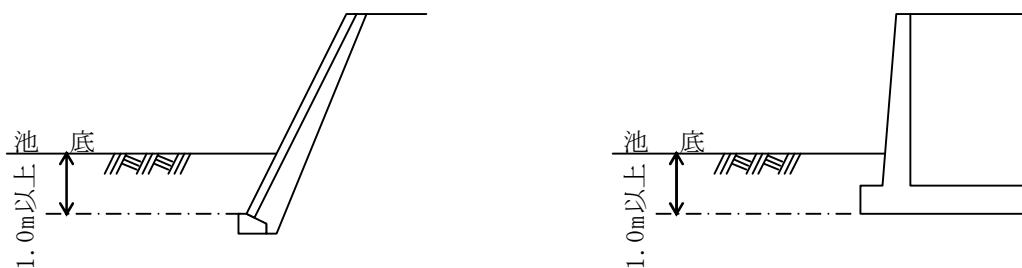


図 3 - 1 1 根入れ

3. 4 プール式調整池の設計

3. 4. 1 基礎地盤調査

(1) 調査項目

プール式における調査内容は、予定される構造形式により重力式コンクリートダム又はフィルダムに準じて行うものとする。ただし、地下水位の確認は必ず行うものとする。

<解説>

重力式擁壁、及び逆T式（L型）擁壁等は、重力式コンクリートダムに、切土斜面、ブロック積及びもたれ式擁壁等は、フィルダムに準拠して基礎地盤調査を行うものとする。

また、構造安定計算において、残留水位が大きく影響することから、地下水位の確認は必ず行うものとした。

(2) ボーリング位置

ボーリングの位置は、構造物型式の適否及び法面の安定性の確認を目的とし、貯水池周辺の土質変化が確認できる位置とする。なおこのうちの1ヶ所に非常用洪水吐予定位置を含めるものとする。

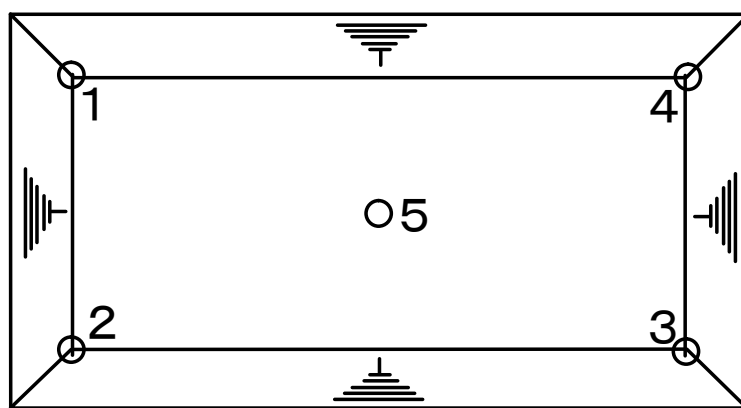


図 3-12 ボーリングの位置の例

(3) ボーリングの深さ

ボーリングの深さは、予定される構造形式により、重力式コンクリートダム、又はフィルダムに準じて行うものとする。

3.4.2 安定計算ケース及び設計荷重

プール式調整池に関する安定計算は、次に示す水位において、堤体の危険が予想される場合の荷重を採用して行うものとする。

- (1) 設計洪水水位
- (2) サーチャージ水位
- (3) 常時満水位
- (4) 空虚時

<解説>

安定計算のケース及び設計荷重の組み合わせは下記の通りとする。

表3-17 安定計算のケース及び設計荷重の組み合わせ

調整池の状態	設計荷重	設計震度
設計洪水水位	自重・揚圧力・土圧・残留水圧	—
サーチャージ水位	自重・地震時慣性力・地震時動水圧・揚圧力・土圧・残留水圧	K/2
常時満水位	自重・地震時慣性力・地震時動水圧・揚圧力・土圧・残留水圧	K
空虚時	自重・地震時慣性力・揚圧力・土圧・残留水圧	K

注1) 掘込み式と同様に土圧及び残留水圧を考慮する。

注2) 自重には水重及び泥重を含めるが、空虚時には水重及び泥重を見込まずに検討する。

注3) 設計震度Kは、表2-1を参照する。

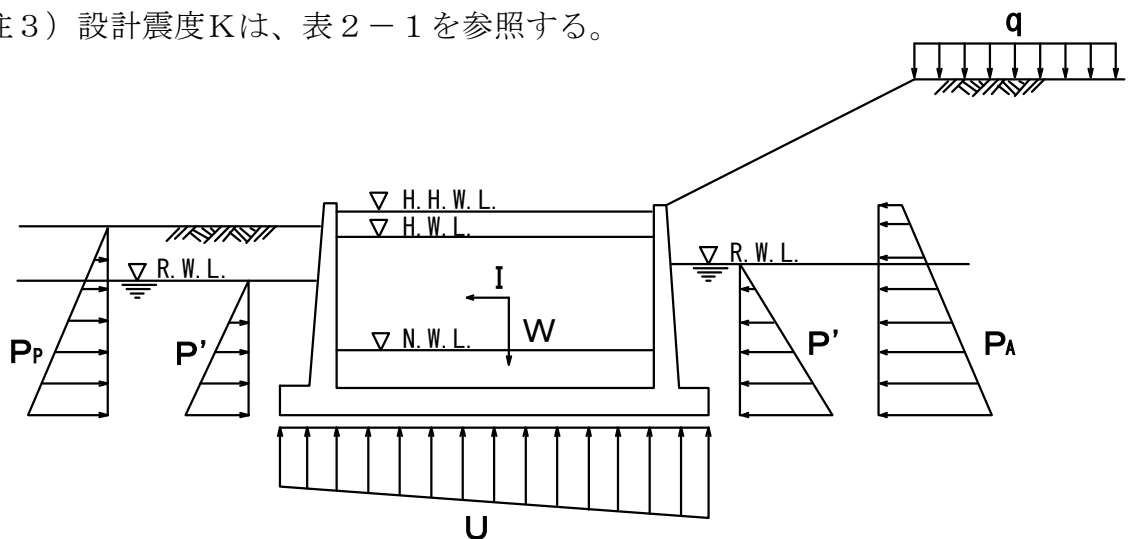


図3-13 荷重図

ここに、 W : 自重 (鉄筋コンクリートの単位体積重量を 24.5kN/m^3 とする)
P : 静水圧
I : 地震時慣性力 (調整池自重 + 水重)
U : 揚圧力
K : 設計震度 ($K=0.20$ ただし水中のみかけの震度は 0.40 とする)
q : 上載荷重 (周辺の利用状況に応じて与えるものとする)
P_A : 主働土圧 (クーロン土圧として取扱い「道路橋示方書」に準拠する)
P_P : 受働土圧 (クーロン土圧として取扱い「道路橋示方書」に準拠する)
P[^] : 残留水圧 (地震時は貯水位または地下水位の高い水位、常時は H.
W. L と N. W. L との水位差の $2/3$ の水位または地下水位の高い水位での水圧とする)

注) 設計震度は、基本的に $K=0.20$ とするが、宅地造成規制法区域など、他法令の基準等で、構造物を設計する際の設計震度が定められている場合には、その値を採用する。ただし、 0.20 を下回らないものとする。

3. 4. 3 安定計算

安定計算は、次の条件を満足するものとする。

- ① 転倒に対して安全であること。
- ② 底版と基礎地盤の接触部及びその付近について、せん断力に対して安全であること。
- ③ 地盤の受ける最大圧力が、地盤の許容支持力以内であること。
- ④ 揚圧力による浮上りに対して安全であること。

<解 説>

- (1) 転倒に対する安定条件は、合力の作用位置が、常時には底辺中央の 1/3 内、地震時には 2/3 内にあるものとする。
- (2) 滑動に対する安定については、調整池底面と基礎地盤との接触面及びその付近において次式を用いて検討し、所要の安全率を有するものとする。

$$n = \frac{\tau_0 \cdot \ell + f \cdot v + P_{PH}}{H}$$

n : 安全率

H : せん断力 (kN/m)

v : せん断面に作用する垂直力 (kN/m)

τ_0 : 基礎地盤のせん断強度 (kN/m²)

f : 基礎地盤の内部摩擦係数

ℓ : せん断面の長さ (m)

P_{PH} : 前面受動土圧合力の水平成分 (kN/m)

基礎地盤のせん断強度は、原則として原位置試験を行って決定するものとする。しかし、せん断試験を行わない場合は、重力式コンクリートダムに準じること。

なお、岩盤以外の基礎については、 $\tau_0=0$, $f = \tan 2/3 \phi_B \leq 0.5$ とする。

(ϕ_B : 基礎地盤のせん断抵抗角)

上式で得られる安全率は、常時には $n \geq 1.5$ 、地震時には $n \geq 1.2$ とする。

- (3) 基礎地盤の許容支持力は、表 3 - 1 6 の値を目安とする。
- (4) 浮上がりに対する安全率は、式①を満足するものとする。

$$F_s = \frac{W_b + W_s + Q_s}{U} \geq 1.2 \quad \dots \dots \dots \text{①}$$

ここに、 W_b : プール式調整池の自重 (空虚時で検討) (KN/m)
 W_s : 張出し底版上の上載土の荷重 (KN/m)
 Q_s : 土のせん断抵抗または側壁と土の摩擦抵抗 (KN/m)
 U : 揚圧力 (KN/m²)

式①に示すせん断抵抗 Q_s を計算する場合の土圧の作用面は、底版下端を通る鉛直な仮想背面としてよい。

この場合、土圧作用面の摩擦角としては、たて壁が不等厚の場合は土のせん断抵抗角 ($\delta = \phi$)、たて壁が等厚の場合は側壁側面の壁面摩擦角 ($\delta = 2/3 \phi$) とする。

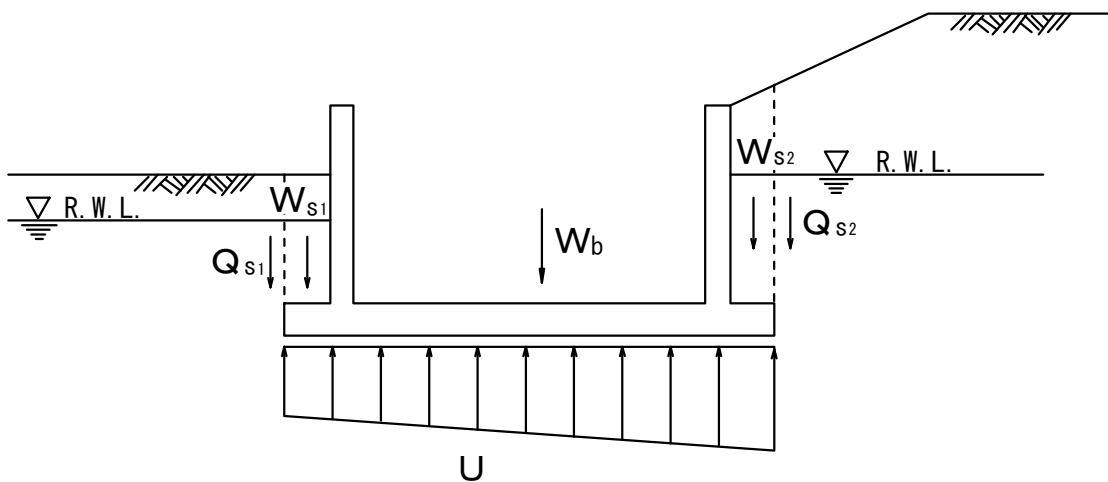


図 3 - 1 4 荷重図

4. 調整池の設計（共通項目）

4. 1 非常用洪水吐の設計

4. 1. 1 非常用洪水吐の構造

非常用洪水吐は、非常用洪水吐の設計流量の流水を安全に流下させることができるものとし、堤体および基礎地盤ならびに貯水池に支障を及ぼさない構造とする。

<解 説>

非常用洪水吐は、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するものとする。

非常用洪水吐は、一般に流入部，導流部，及び減勢工から構成されている。

4. 1. 2 非常用洪水吐の設計流量

非常用洪水吐の設計流量は、「重要調整池の設置に関する技術的基準」の2（9）非常用洪水吐の設計流量により算出するものとする。

4.1.3 流入部

- (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・塵芥等によって閉塞しない構造とし、土砂の流入、あるい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。
- (2) 流入部における越流は自由越流方式とし、ゲート等で人為的に調節する装置を設けないものとする。
- また越流頂の形状等は、水理条件を満足し、その機能を十分満足するように行うものとする。

<解説>

- (1) 流入部の型式としては、次の4タイプが考えられる。

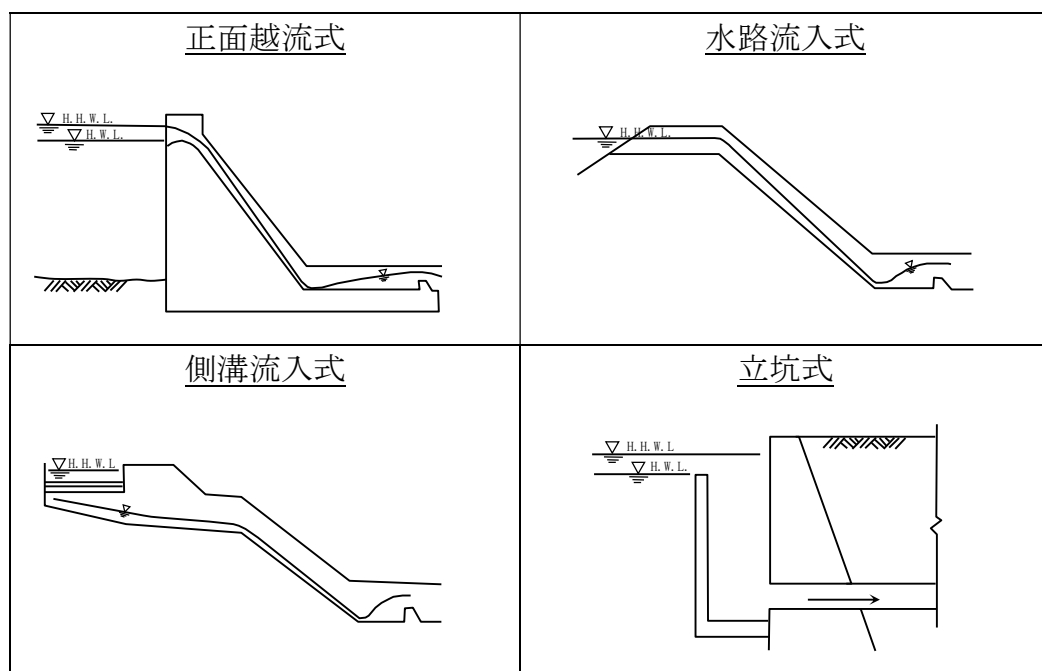


図4-1 流入部の型式

ここで立坑式は、原則として掘込式の場合のみ使用出来るものとする。

- (2) 流入水路は、安定した流況をうるため、流水断面を出来るだけ大きくとり流速を小さくする必要がある。流入水路の最大流速は、一般に4m/s以下にするべきであるとされている。

流入水路の平面形状は、地形に適合した形状が選定されるが、弯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、ちりよけ設備を非常用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。

- (3) 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。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。

なお調整池の必要容量を小さくするために、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、ここで取扱う調整池は、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、及び保守、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することとした。

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 $P_u/H_o \geq 0.2$ にすべきであるとされている。

越流頂の放流能力は、次式より求める。

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

ここに C : 流量係数

L : 越流幅 (m)

H : 越流水深 (m)

ここで流量係数 C は、越流頂の形状が流水が剥離しないような丸味のある形状でかつ $P_u/H_o \geq 0.2$ 、 $P_d/H_o \geq 0.2$ を満足していれば、 $C=1.8$ を標準とする。なお越流頂の形状が著しく異なる場合は、別途「水理公式集」等によって越流係数を定めるものとする。

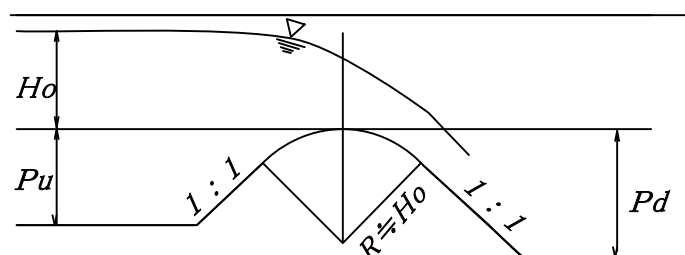


図 4-2 越流堰

4.1.4 導流部

導流部は幅が2m以上の長方形断面の開水路とし、流水の乱れが生じないよう線形は直線を原則とし、水路幅の変化あるいは水路縦断勾配の急変は避けるものとする。

<解説>

- (1) 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。
- (2) 開水路の壁高は、計算で求められた水深に余裕高を加えた高さ以上とする。ただし余裕高は0.60mとし水路底の傾斜に対して直角方向にとるものとする。
- (3) 地形等の制約からやむを得ず導水路が大きく弯曲する場合は、遠心力及び衝撃波による水面の傾きを余裕高に加味するものとし、次式によって求めるものとする。

$$\tan \phi = v^2 / r \cdot g$$

ここに ϕ : 水路上の傾斜角 (度)

v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)

r : 水路中心線の曲率半径 (m)

なお、衝撃波を消す方法としては、水路底に片勾配を与える方法や、複合曲線を挿入する方法などがある。

4.1.5 減勢工

非常用洪水吐末端の下流水路との接触部には、減勢工を設けて、非常用洪水吐から放流される流水のエネルギーを減勢処理するものとする。

<解説>

非常用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、重要調整池の計画規模を超える異常洪水時には、非常用洪水吐末端と下流水路との接触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、地形などを勘案して接続位置、接続方法等を考える必要がある。

又、非常用洪水吐から流下した流水は、ダムの堰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あいだには、減勢工を設けるものとする。

減勢工には様々な型式があるが、調整池の構造型式、減勢工内の水理量、地形及び土地利用の状況等を配慮し、安定した減勢効果が得られるよう工法の選定を行うものとする。

なお、減勢工の側壁高は、跳水深に余裕高 0.60mを加えた高さ以上とする。

[参 考]

跳水式減勢工

跳水式減勢工の場合にエンドシルの頂面と下流水路の面を同一面に合わせると減勢工がくぼ地となり、常時水がたまる状態になり、これがある程度深くなると管理上問題となることがある。従って、場合によっては下流水路を下げ、図4-3のようにエンドシルに水抜孔を設ける等設計上の配慮が必要である。

なお、このエンドシルを元の河床面以上に高くすることは、兩岸の家屋等に対し、跳水の影響を与える恐れがあること、またエンドシル上流面を鉛直とし跳水の飛散を出来るだけ少なくすること等、設計上細かい配慮が必要である。

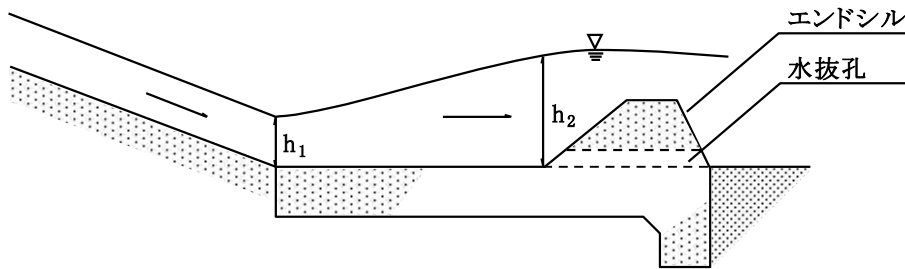


図 4 - 3

減勢機能を安定化し、かつ水叩き長を短縮するための水叩きの設計として、U. S Bureau of Reclamation は、フルード数に対応させて次の指針を与えている。

- ① フルード数が 1.7 以下の場合—水平水叩きを設ける。水叩きの長さは $4 h_2$ 以下とする。
- ② フルード数が 1.7~2.5 の間の場合—跳水はまだ十分に発達せず、バップル・ピアやシル等は必要としない。対応水深及び減勢工の必要長は次式により定める。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8 \cdot Fr^2}-1)$$

$$L = (4.5 \sim 5.0) h_2$$

ここに Fr : フルード数 ($V_1/\sqrt{gh_1}$)

L : 跳水の長さ (m)

- ③ フルード数が 2.5~4.5 の間の場合—いわゆる動揺跳水であり、効果的な減勢は難しく、水路幅を変更することなどにより、この範囲の流れを生じないようにする。この範囲を避け得ない場合には図 4-4 に示す I 型減勢工が比較的有効である。図のシュートブロックは射流を分断するもので、流れのかく乱を助長して減勢効果を増大させるのに役立つ。
- ④ フルード数が 4.5 以上の場合—流入流速が 15m/s 以下の場合には、図 4-5 に示す II 型減勢工が適している。流入流速が 15m/s 以上になると、バブル・ピアはキャビテーション浸食を受ける危険があるので、図 4-6 に示す III 型減勢工が用いられる。III 型減勢工は II 型に較べて減勢効果は低下するので、安全を見て下流側の水深は対応水深の 5% 増しとする。

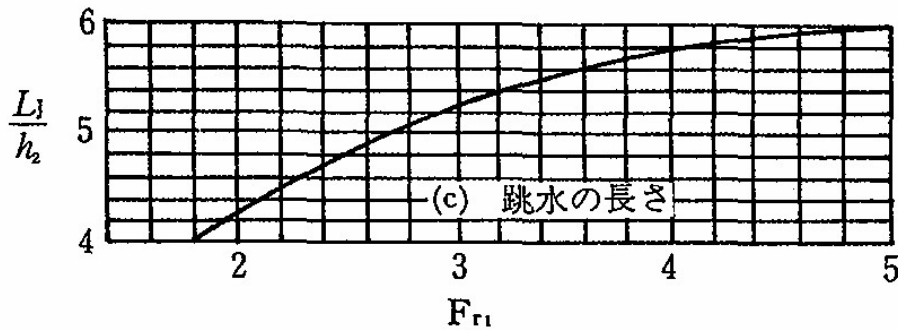
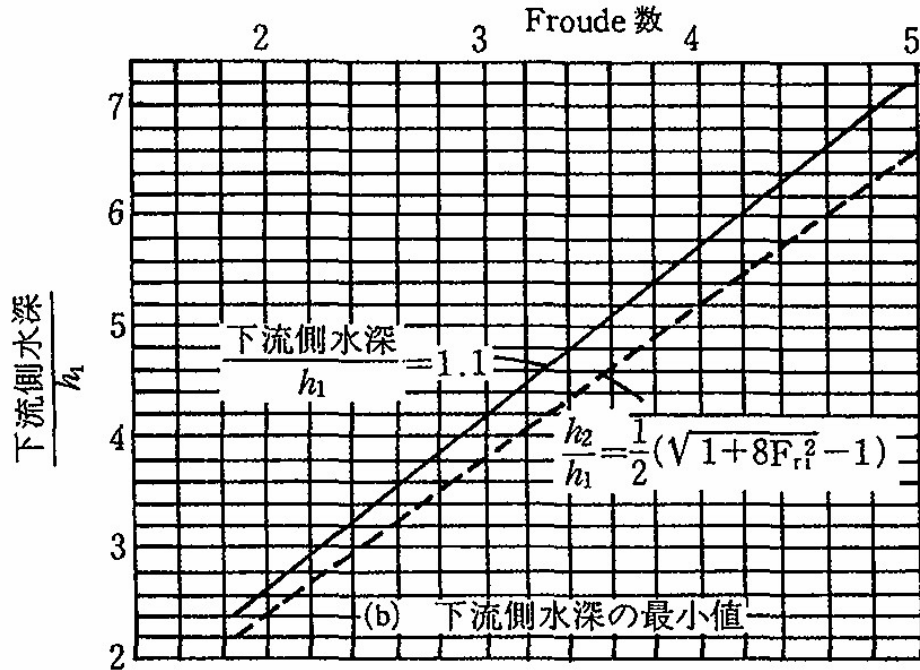
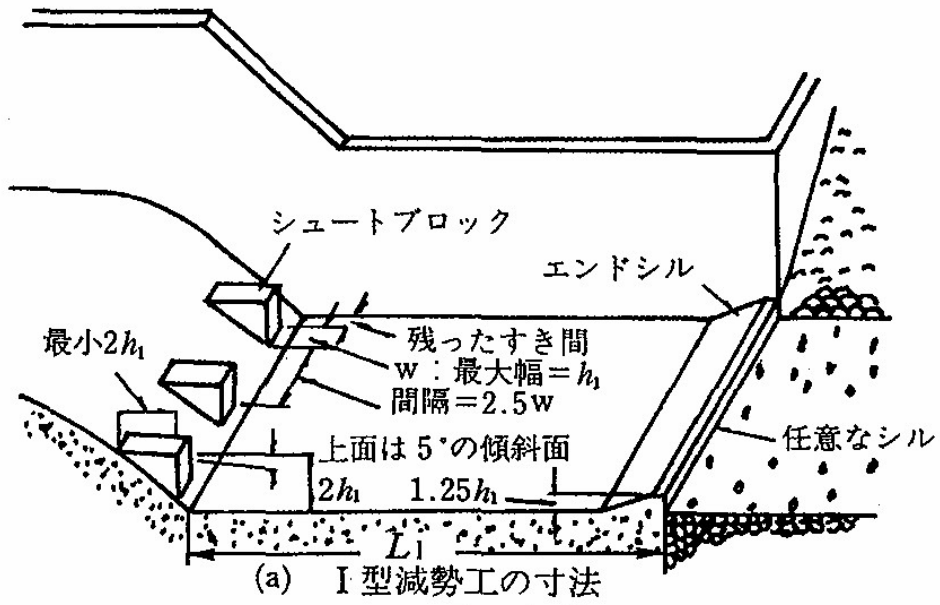
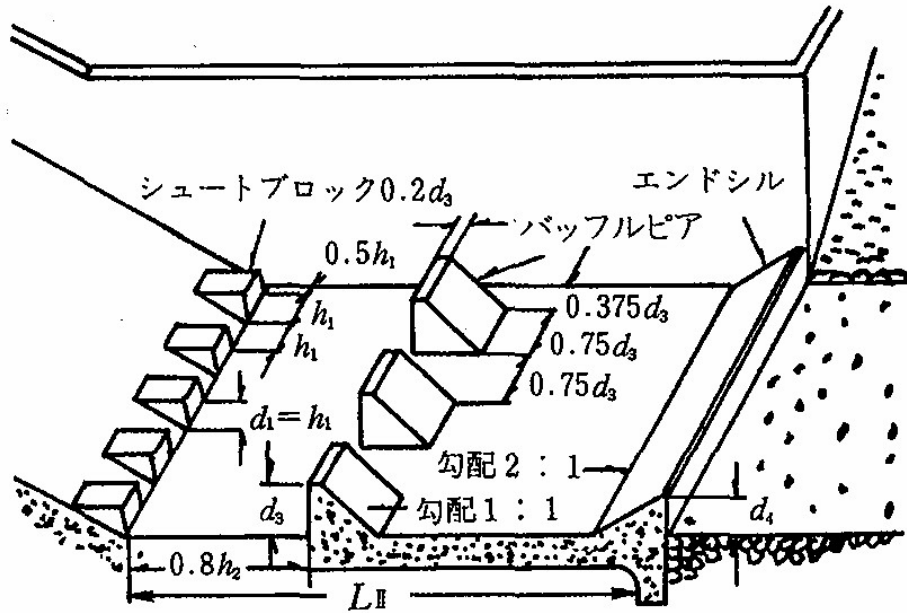


図4-4 I型減勢工設計図表



(a) II型減勢工の寸法

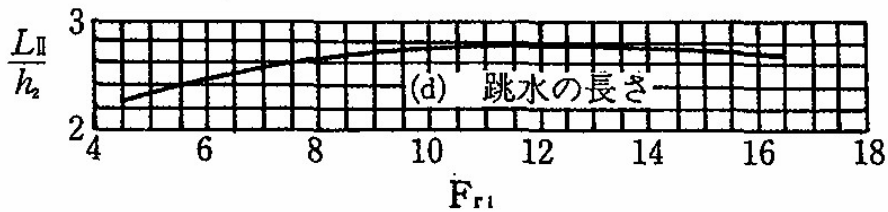
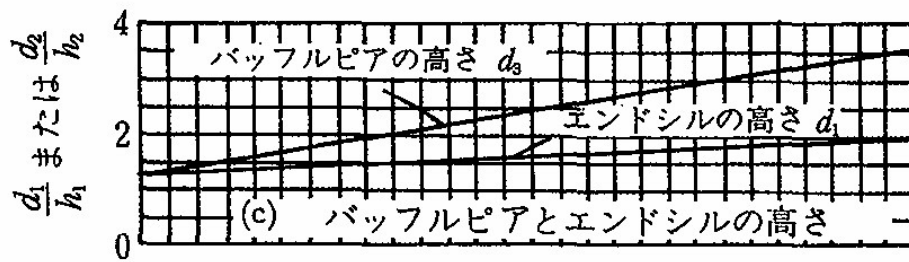
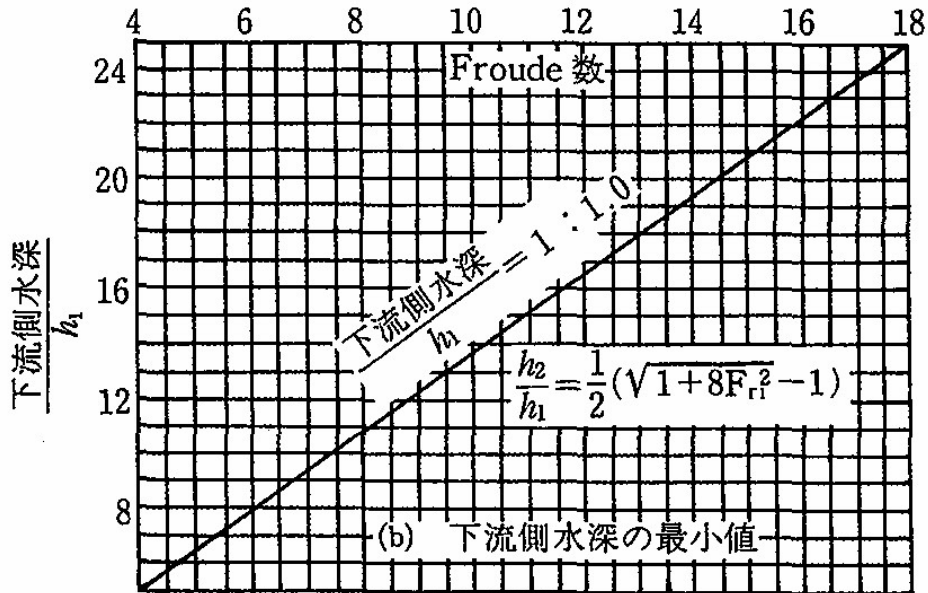


図4-5 II型減勢工設計図表

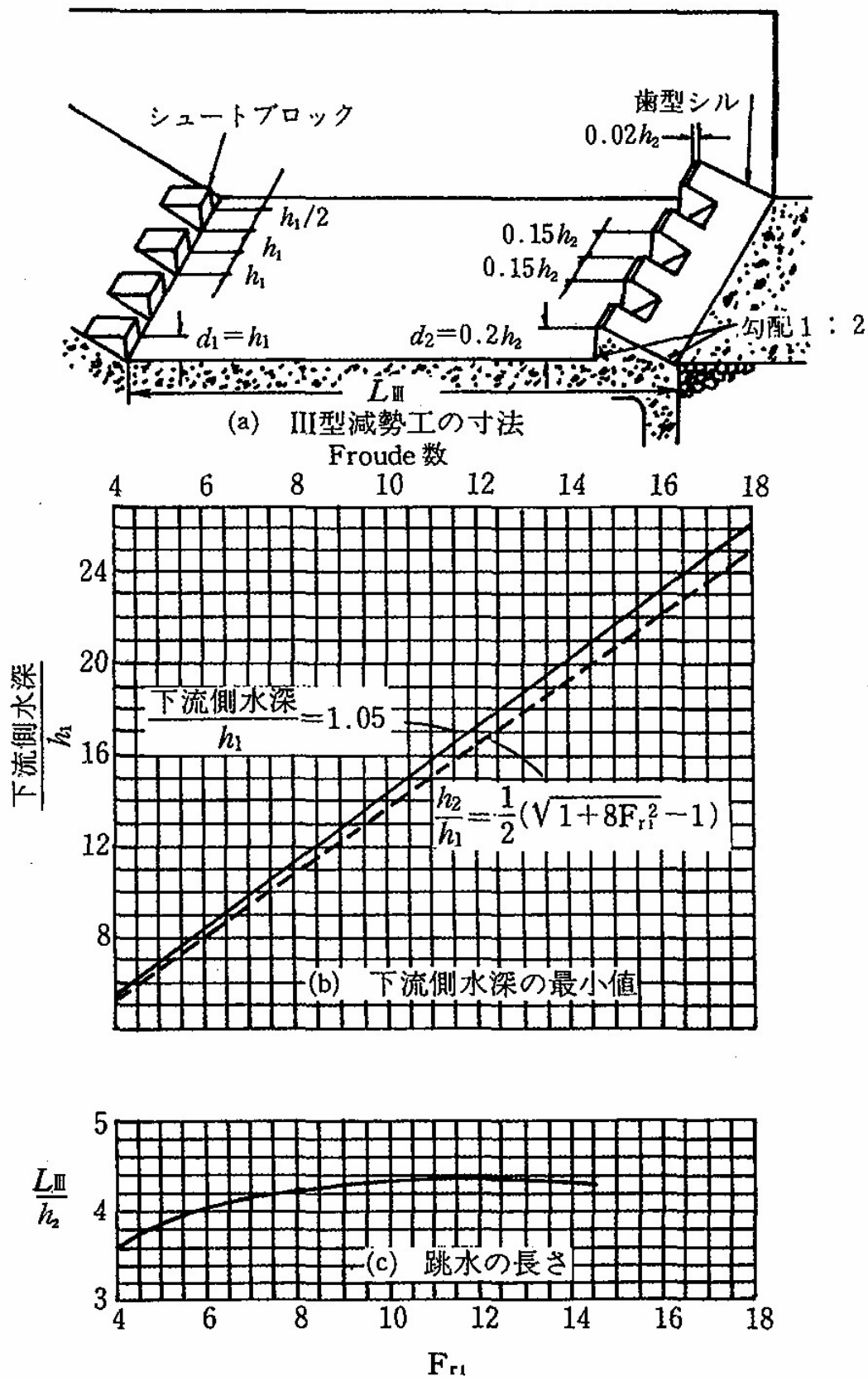


図4-6 III型減勢工設計図表

4. 2 放流施設の設計

4. 2. 1 放流施設の構造

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、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ないものとする。

4. 2. 2 放流管設計流量

放流管設計流量は、計画対象洪水流入時の計画最大放流量とする。

4. 2. 3 放流管の断面

放流管は放流管設計流量に対して、呑口部を除き自由水面を有する流れとなる断面とする。また原則として非常用洪水吐の減勢工に放流し、流水の減勢を図るものとする。

<解 説>

(1) 放流管路は無圧式管路とし、管路断面積の 3/4 以下の流水断面積で流下するように設計する。

マンニング式を 3/4 の管路断面積として変形すれば、次式が得られる。

○ 円形断面の場合

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

ここに D : 管径 (m)

I : 管路勾配

n : 粗度係数 (コンクリート管路では、経年変化を考慮して 0.015 程度とする。)

この場合の水深 d は、 $d = 0.702D$ となる。

○ 矩形断面の場合

$$Q = \frac{B \cdot h}{n} \cdot \left[\frac{B \cdot h}{B + 2h} \right]^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに B : 水路幅 (m)

h : 水深 (m)

この場合の管渠断面高は、 $H = 4h/3$ で与えられる。

管径あるいは管渠断面高は、設置箇所の条件を確認し、設定するものとし、特段の制約がない場合には、維持管理を考え最小 1,000mm とする。

また、射流が生じない勾配及び管径を採用することが望ましい。

- (2) 放流管の下流端を非常用洪水吐の減勢工に接続し、流水の減勢を行い下流河川に放流するものとしたが、やむを得ず接続できない場合は、独自の減勢工を設けるものとする。

4.2.4 流入部

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前面にスクリーンを設置するものとする。

<解説>

- (1) オリフィスの敷高は、計画堆砂位以上とする。
- (2) スクリーンの必要面積は、オリフィス断面積の 20 倍以上とし、通過流速が 0.6m/s 以下となるように設計する。
- 又、スクリーンの部材間隔は、150mm を標準とするがオリフィスの断面よりも大きくなるものとする。

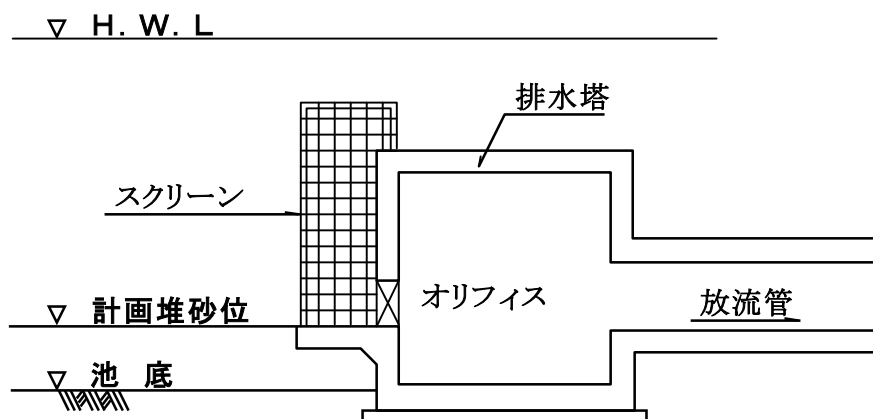


図4-7 スクリーンの設置例

4.2.5 その他構造細目

(1) 呑口部の構造詳細

呑口部には通常の維持管理を考え、排水処理施設を設けるものとする。

<解説>

通常、放流管上流端に排水塔を設け、オリフィス敷高を設計堆砂面以上に設置するため、それ以下の排水は、一般に図4-8に示すように、水抜孔を設けて、フィルター構造として行っている。

水抜孔は、 $\phi 100\text{mm}$ を標準とするがオリフィス断面を上回らないものとする。

給気管の大きさは本来、所要空気量を求めて決定するものであるが、本マニュアル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 $\phi 100\text{mm}$ とする。

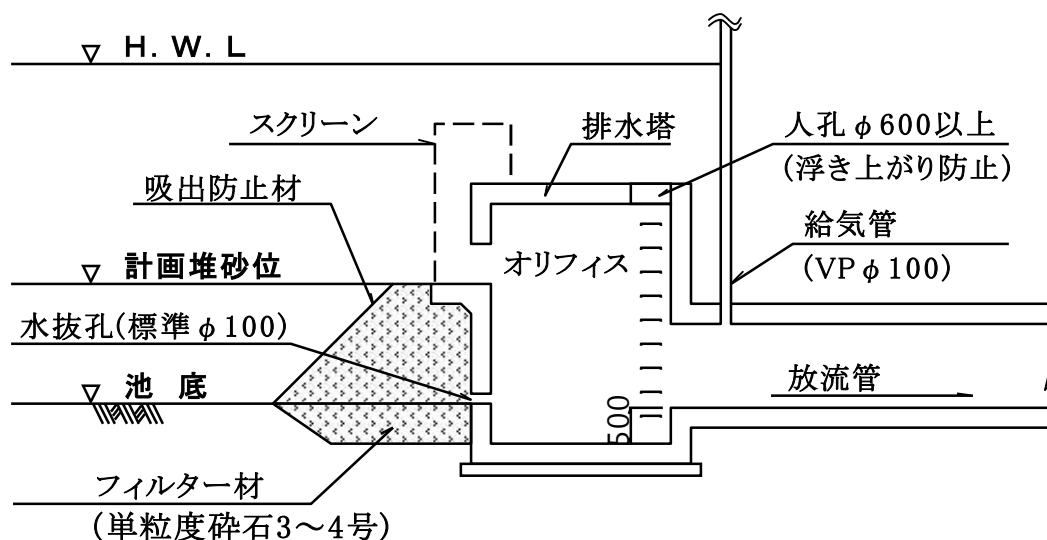


図4-8 呑口部の構造詳細参考図

(2) 放流管の継手及び遮水壁等

放流管は、原則として地山地盤内に切り込んで設置するものとし、外圧や不等沈下に対して安全であり、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する。

<解説>

- (1) 放流管は不等沈下等による破損を防止するため、10～15m程度ごとに継手を設けるものとする。
- (2) 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するものとする。

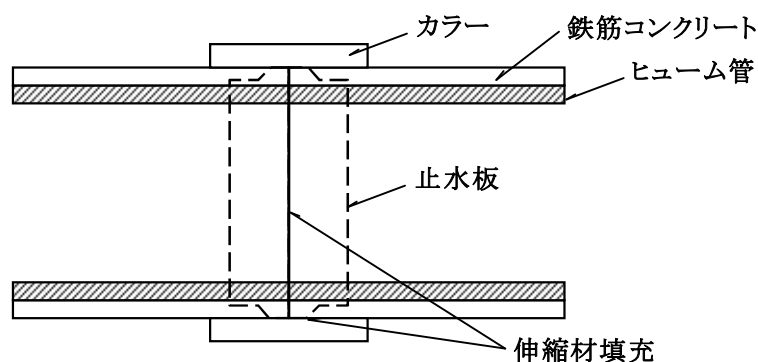
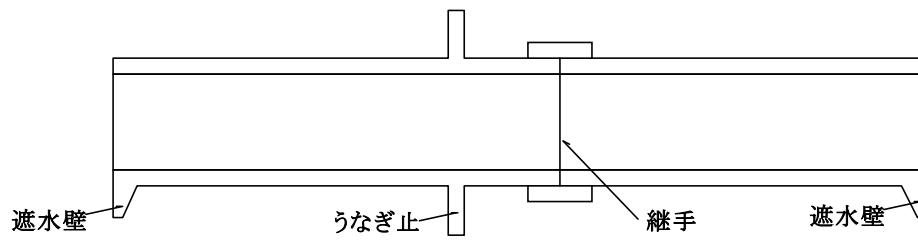


図4-9 継手詳細図

- (3) 放流管の両端部には遮水壁を取り付けるものとし、管中間には管長 10～15 m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・遮水壁の設計例

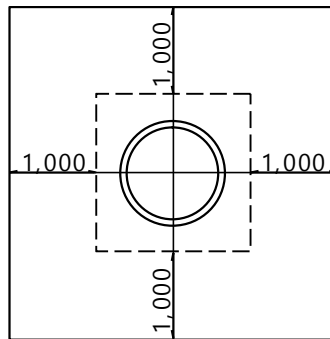


図 4 - 1 0 うなぎ止め構造図

(3) 放流管出口敷高

放流管出口敷高は、下流の河川又は水路のH. W. Lより高くすることを原則とする。ただし、やむを得ず下流水位より放流敷高が低くなる場合、水理検討を行って十分な流下能力を有するようにするものとする。

<解説>

調整池の放流が、排水先河川の水位によって影響され自然調節方式の採用が困難となる場合はポンプ排水方式を採用することとなる。

ポンプ設備の計画設計にあたっては、調整池と下流水路のそれぞれの水位条件に応じ維持管理条件、経済性等について十分考慮したうえで計画するものとする。

4. 3 流入施設の設計

調整池への流入水により調整池の堤体や施設等が損傷しないよう、流入施設の配置について配慮し、必要に応じて減勢工や護床工等の対策を行うものとする。

<解説>

- (1) 流入施設は、できるだけ堤体から離れた地点に設け、流入水による洗掘、振動等の影響を与えないよう配慮するものとする。
- (2) 流入施設の位置は、周辺の地質条件等を考慮し、軟弱地盤部、盛土部をできるだけ避けることとする。
- (3) 下水道管渠の計画降雨強度を超える降雨に対しては、雨水は、道路面等の地表面を流下し直接調整池に流入することになる。従って、造成計画及び道路計画等と十分調整をはかり、道路勾配の配慮、適当な集水施設を設ける等の対策を講じ、調整池流域で発生した雨水流出を取りこめるように配慮しておくものとする。
- (4) 造成区域内の排水計画管渠(流入渠)を直接流入させる場合、調整池満杯時の背水による影響を防ぐために、調整池のH. W. L以上とすることが望ましい。

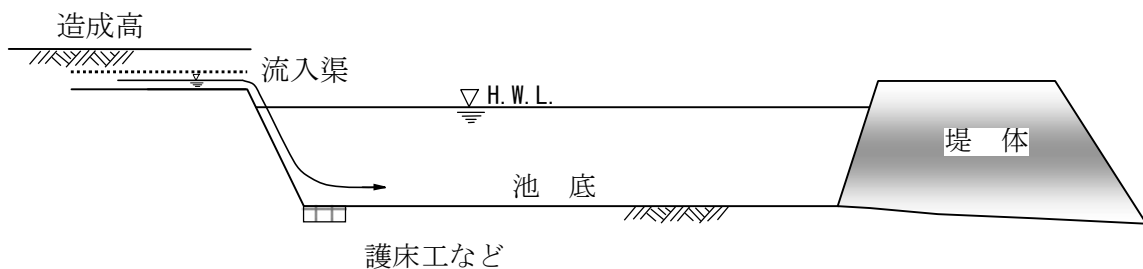


図4-11 流入区域が造成される場合

5. その他

5. 1 調整池周辺の検討

調整池周辺に切土、盛土、又は構造物を設置する場合は、安定性について検討を行うものとする。

<解説>

調整池周辺は、地山のままとするのが望ましいが、調整池容量の確保、土地利用計画上等から、切土、盛土、又は構造物を設置する場合は、表5-1の方法により安定性について検討を行うものとする。

表5-1 構造型式及び検討方法

構造型式 (切土又は盛土斜面)	検討方法
ブロック積 もたれ式擁壁	フィルダムに準じてすべり破壊に対する安定性の検討を行うものとする。
逆T式(L型)擁壁 重力式擁壁	3.3で示す方法によって安定計算を行うものとする

5. 2 堆積土砂の搬出路

調整池には、原則として貯水池の法面に沿って堆積土砂の搬出路を設けるものとする。

<解説>

- (1) 調整池には原則として、貯水池の法面に沿って堆積土砂の搬出路を設けるものとする。搬出路の幅は、全幅3.0m以上とし、縦断勾配は12%以下(ただし延長が100m以内の場合は14%以下)とする。

5. 3 調整池の多目的利用について

調整池を多目的利用(駐車場、公園等と兼用)する場合には、下記について特に留意し、掲示板等で施設利用者に対し周知を図るとともに、必要な安全管理対策を講じること。

- (1) 降雨時に急激な水位上昇がある可能性があり、危険であること。
- (2) 降雨が予想される場合には、使用制限の可能性のあること。
- (3) 施設の使用中に降雨があった場合の安全確保の方法

[卷末付録]

開発行為(変更)届添付図書参考資料

「重要調整池の設置に関する技術的基準」に規定される機能を確保するため、「開発に伴う調整池の設置に関する要綱」において、所管県民局長は、開発者に対して重要調整池の構造に関する設計資料及び設計資料の提出、説明を求め、技術的助言を行うことを規定している。

開発者は、原則として「重要調整池に関する構造マニュアル」に沿って設計するものとし、下記に示す資料については、添付図書の参考資料として県の求めにより提出するものとする。

書類	記載項目
(1) 設計図書・図面 (共通項目)	1) 非常用洪水吐の設計 ① 流入部(越流堰) ② 導流部の設計 ③ 減勢工の設計 2) 放流施設等の設計 ① 放流管 ② 流入部 ③ スクリーン 3) その他施設 4) 上記施設の構造一般図(平面図、縦断図、横断図)
(2) 構造安定計算書	1) 計算結果一覧表 ① 重力式コンクリートダム式 ② フィルダム式 ③ 掘込式 ④ プール式 ※構造マニュアルの検討ケース、設計条件をもとに検討した安定計算の結果やすべり破壊に対する検討資料を添付し、検討結果を簡潔にとりまとめること。(安定計算整理票の参考例を参照) ※「調整池周辺の法面等」の安定計算は、別に検討すること。
(3) 土質試験結果等	1) 構造安定計算書の根拠資料 (土質試験やボーリング調査の結果) ※重要調整池一般図において、基礎地盤の位置やボーリングの箇所を確認ができるようにとりまとめる。

※添付図書の提出部数は、開発面積が 10ha 未満の場合には 2 部、10ha を超える場合には 3 部とするが、開発行為の内容により必要部数を別途指示する場合がある。

※変更の届出に際しては、当初計画と比較できる図面を整理すること。

[安定計算整理表の参考例]

①重式コンクリートダム式の例

項目	設計洪水水位			サーチャージ水位			常時満水位			建設直後		
	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 4.0$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 4.0$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 4.0$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 4.0$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値
調整池												
堤体												

※基準値を記入する

②フィルダム式の例

項目	サーチャージ水位 $F \geq 1.2$		常時満水位 $F \geq 1.2$		建設直後 $F \geq 1.1$
	上流側	下流側	上流側	下流側	下流側
調整池					
堤体					

※基準値を記入する

③掘込式の例

項目	常時満水位					
	常時			地震時		
	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 1.5$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/3$ 基準値	滑動 $n \geq 1.2$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値
調整池						
逆T式擁壁						
L型擁壁						
重力式擁壁						

※基準値を記入する

④プール式の例
(常時)

項目	設計洪水水位			サーチャージ水位			常時満水位			空虚時			
	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 1.5$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 1.5$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 1.5$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/6$ 基準値	滑動 $n \geq 1.5$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	浮上 $F_s \geq 1.2$
調整池													
逆T式擁壁													
L型擁壁													
重力式擁壁													

※基準値を記入する
(地震時)

項目	サーチャージ水位			常時満水位			空虚時		
	転倒 $e \leq B/3$ 基準値	滑動 $n \geq 1.2$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/3$ 基準値	滑動 $n \geq 1.2$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値	転倒 $e \leq B/3$ 基準値	滑動 $n \geq 1.2$	支持力 $q \leq q_e$ 基準値
調整池									
逆T式擁壁									
L型擁壁									
重力式擁壁									

※基準値を記入する