

图 2.7 等到達時間域图 单位：分

4) S (貯留量) ~ Q (流出量) カーブの考え方の根拠は、流域に相応の水量がたまらないとそれに対応する流出も起こらないという考え方によるものである。まず下水道管に対する S ~ Qカーブの算出は、厳密に行えば非常に複雑なので、以下に簡便法と厳密法について説明する。

- ① 厳密法：下水道のすべての個々の管について、勾配、直径、その流域面積を求め、各種の有効雨量 (Q: mm/hr) に対する等流水深を求めて加えあわせ総貯留量 (S: mm) を得る。
- ② 簡便法：流域面積および最大到達時間より、図 2. 8 を用いて、 $Q=30\text{mm/hr}$ 時の S_{30} を求める。
次に $S=KQ^m$ として K を得る。なお下水道幹線が 2 本以上ある際は、個々の流域面積を用いて、加重平均により求める等の安全側の措置が必要である。ただし本式の適用は、全管満管水量 (S_{max}) までとする。
- ③ 下水道計画が立案されていない場合は、図 2. 8 より判断して、安全側の S ~ Qカーブを用いるものとする (安全側とは S が小さいものをさす)。

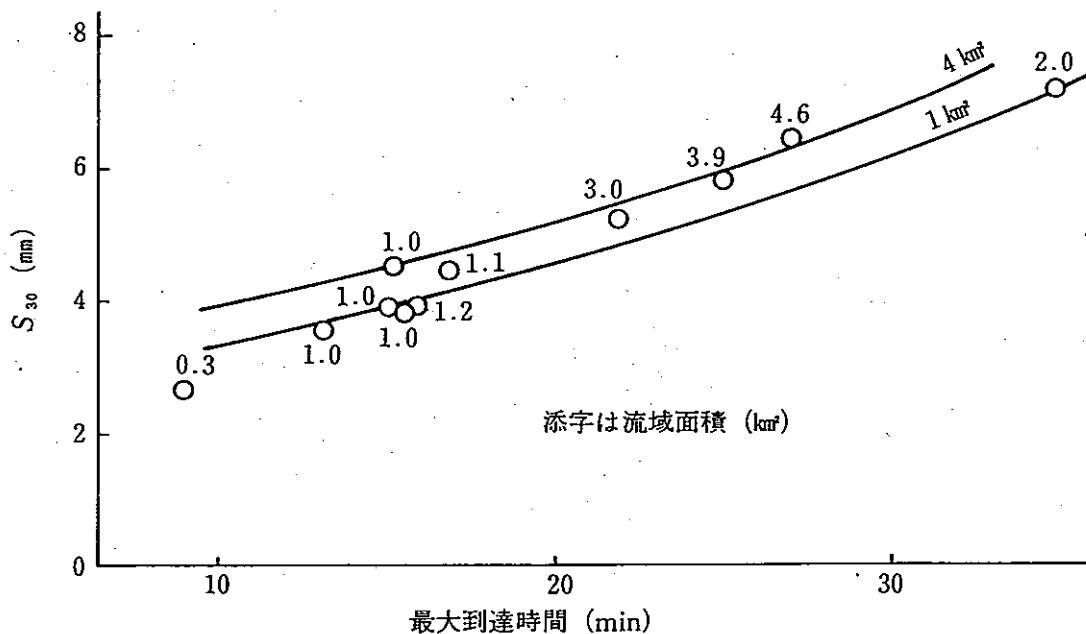


図 2. 8 S_{30} の求め方

④ 本 S ~ Qカーブの作成法では、下水管下流端満管 ($Q=25\sim 40\text{mm/hr}$) までしか求められないが、それよりあとについては、全管満管 (約 7 mm) まで直線外挿し、あとは一定とする。以上は下水管内貯留分であるが、この他地表面貯留分として、

$Q=20\text{mm/hr}$	$S=0\text{mm}$
65 "	2 "
100 "	4 "
150 "	6 "

と上のせするものとする (図 2. 9 参照)。

この上のせ分については、もっと大きなものが観測されてはいるが、安全側ということでこれらの値を採用した。

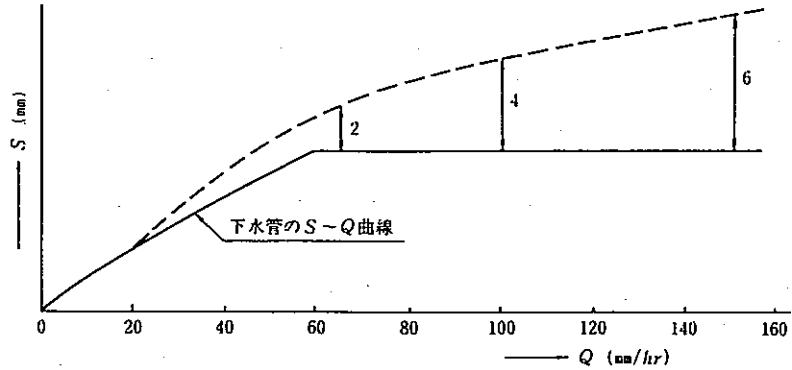


図 2.9 地表面貯留を考慮したS~Q曲線

(3) 流出ハイドログラフの算出方法

計画降雨ハイトグラフ（時間変化図）を流出ハイドログラフに変換するにあたっては、

- 1) 有効雨量の算出
- 2) 流入ハイドログラフの算出
- 3) 貯留追跡計算

の3段階計算を行なう。

1) 有効雨量の算出

前述の計画降雨ハイトグラフ（時間変化図、後方集中型）を対象として不浸透域に降った降雨は、初期2mmだけを、初期損失+凹地貯留分としてカット、あとはすべて有効雨量とする。浸透域については、降雨継続時間中浸透能 $F_{cmm/hr}$ （=一定）をカットし、他にその残分から、初期損失+凹地貯留分としては4mmをカットする。両者の有効雨量ハイトグラフ（時間変化図）に面積のウェイトをかけてたしあわせ、有効雨量ハイトグラフがえられる。 F_c については、ローム質台地では8~10mm/hrが得られており、安全側をとって8mm/hrとする。地下水位の高い低平地などでは相当小さくする必要がある。

2) 流入ハイドログラフの算出

各等到達時間域について有効降雨をかけ、時間のずれを考慮して合成する。

計算方法は下図の通りである。

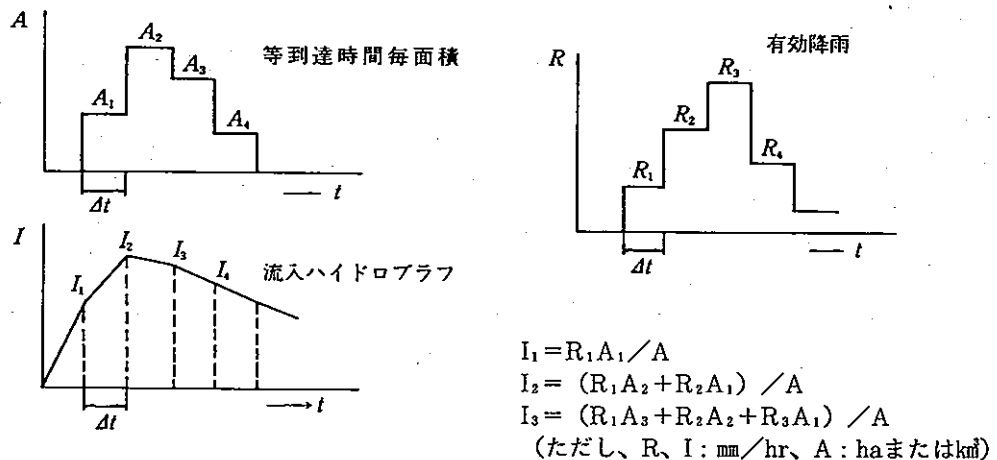


図 2.10 流入ハイドログラフの算出法

3) 貯留追跡計算

ii) で求めたハイドログラフを入力 (I) として、連続式 $I-Q = \frac{dS}{dt}$ および S~Qカーブを用いて流出 (Q) ハイドログラフを求める。

この連続式の解法は、まず連続式から

$$\left(\frac{I_n + I_{n-1}}{2} - \frac{Q_n + Q_{n-1}}{2} \right) \Delta t = S_n - S_{n-1} \dots\dots\dots (2.6)$$

ただし、nは時間を表す添字で、 Δt 時間前後の値を意味する。

本式により

$$S_n + \frac{Q_n}{2} \cdot \Delta t = \frac{I_n + I_{n-1}}{2} \cdot \Delta t + S_{n-1} - \frac{Q_{n-1}}{2} \cdot \Delta t \dots\dots\dots (2.7)$$

$n-1$ の時の値はわかっているから (Iはすべて既知) 左辺の値が求まる。次に S~Qカーブから $S + \frac{Q}{2}$ Δt ~S (または Q) のカーブを求めておけば S_n ~ Q_n はそれぞれ求まる。

貯留・浸透施設を併用する場合の流出ハイドログラフの算出

第12条 貯留・浸透施設を併用した場合の流出ハイドログラフの算出は、以下の手順によって行う。

(1) 流域の分割
 防災調節池の流域を貯留・浸透施設を通過して流出する区域 (以下、「間接流出域」という) と、それ以外の防災調節池に直接流出する区域 (以下、「直接流出域」という) に分割する。

(2) 直接流出域の流出ハイドログラフ
 直接流出域からの流出ハイドログラフの算出は第10条または第11条の方法に準拠して行う。

(3) 間接流出域のハイドログラフ
 貯留・浸透施設への流入ハイドログラフを第10条または第11条の方法により求め、第13条に示す洪水調節計算により貯留・浸透施設からの流出ハイドログラフを算出する。

(4) 貯留・浸透施設併用におけるハイドログラフ
 直接および間接両流出域からの流出ハイドログラフを合成し、これを貯留・浸透施設併用による防災調節池への流入ハイドログラフとする。

解 説

(1) 貯留・浸透施設を併用して防災調節池を計画する場合、その流入ハイドログラフは貯留・浸透施設による流出抑制効果を考慮したハイドログラフにより洪水調節容量を算定することとなる。

貯留・浸透施設を設置する場合の防災調節池への流入ハイドログラフ算定の概念は図2.11に示すとおりである。

(2) 貯留・浸透施設は、流域内に分散して設置されるので、対象流域からの流出ハイドログラフは、個々の施設について洪水調節計算によって求めた間接流出域からの流出ハイドログラフと、直接流出域からの流出ハイドログラフを排水系統に従い上流から下流に向かって合成していくことによって算出することを原則とする。

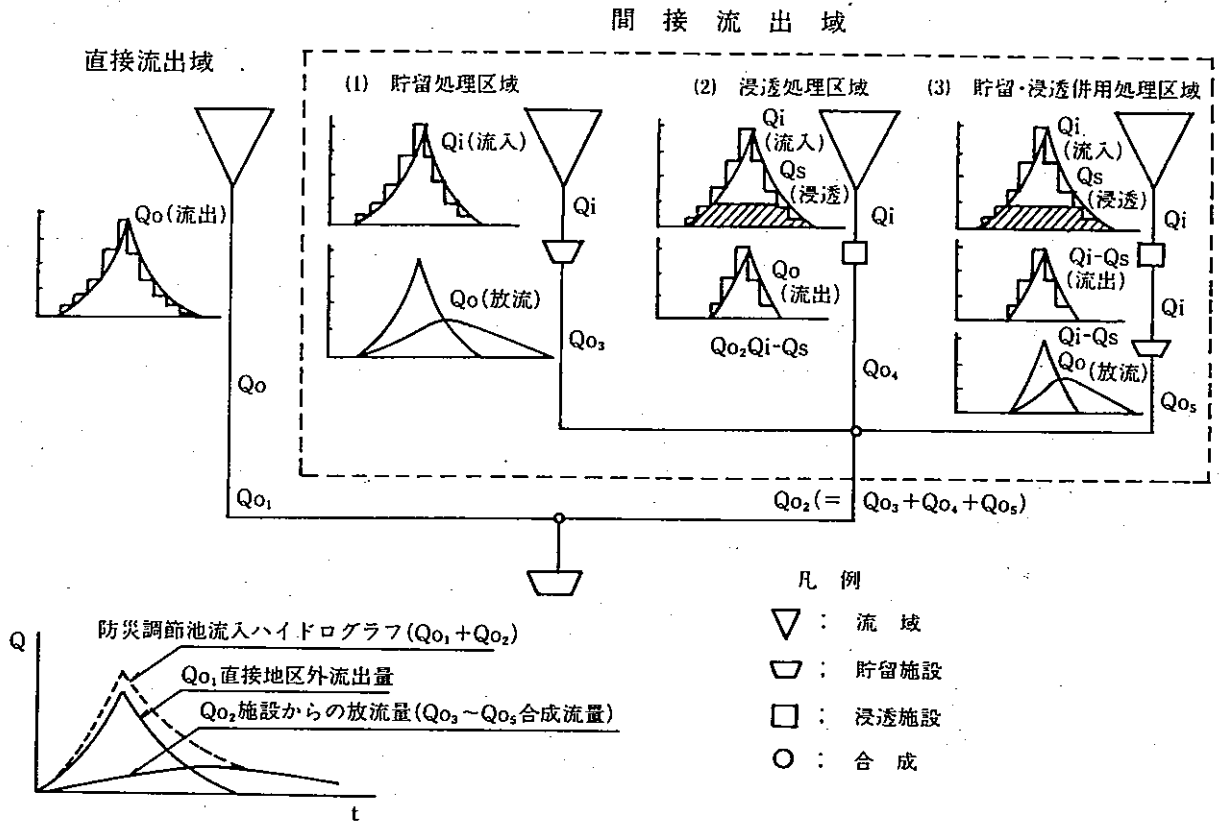


図 2.11 貯留・浸透施設併用の場合の流出ハイドログラフ算出の概念図

但し貯留・浸透施設が流域内に数多く散在するケースでは、上述の間接流出域からの流出ハイドログラフの算出は公園貯留や校庭貯留等個々の施設の水利特性を調べ、同一特性にある施設を統合し、簡素化したモデルを用いてもよいこととする。

これは個々の施設を組みこんだモデルで算出した流出ハイドログラフによる防災調節池の洪水調節容量と簡素化したモデル施設で算出した流出ハイドログラフによる洪水調節容量と比較した結果、計算上ほとんど差がないことによるものである（第3編第2章4.5参照）。

ここでは参考として貯留・浸透施設を統合してハイドログラフを算出するモデルについて示す。

1) 貯留施設の統合手法

貯留施設の計算上の統合による簡素化したモデル施設の諸元は、図 2.12 に従って計算するものとする。具体的には個々の貯留施設計画諸元のうち、放流比流量、集水量積の単位面積当りの貯留量、貯留水深等がほぼ同一値であるものを図 2.12(2)により、一つの貯留施設としてモデル化する。

次に図 2.12の(2)4によりモデル施設の放流孔の断面方法を設定する。

このモデル施設による年超過確率 1/50 のハイドログラフに対する洪水調節計算を行ない、貯留施設を通過する間接流出域からのハイドログラフを算出する。

(1) 貯留施設の水利特性が類似である施設の抽出

- 集水区域に対する単位面積当たりの貯留量
- 放流比流量
- 貯留水深
- その他

(2) モデル施設の貯留部諸元の設定

1. 各施設の貯留可能容量の和 ΣV を求める。
2. 各施設の貯留面積の和 ΣA を求める。
3. モデル施設の貯留水深 H は 1. による ΣV と 2. による ΣA の比による平均水深として次式により与える。

$$H = \Sigma V / \Sigma A$$

4. モデル施設の放流孔の設定

モデル施設の放流孔の形状は矩形とし以下のように設定する。

- 放流孔の高さ D

$$D = \Sigma (Q_i \cdot D_i) / \Sigma Q_i$$

ここに D_i ; 個々の施設の放流孔の高さ (m)

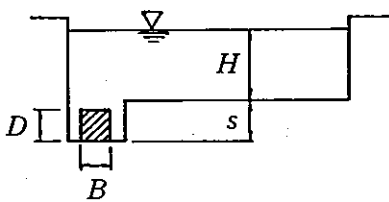
Q_i ; 個々の施設の放流量 (m^3/s)

ΣQ_i ; 個々の施設の放流量の和 (m^3/s)

- 放流孔の幅 B はオリフィスの式により求める。

$$a = \Sigma Q / (c \cdot \sqrt{2g(H+s-D/2)})$$

$$B = a / D$$



ここに a ; モデル施設の放流孔の所要断面積 (m^2)

H ; 統合施設の貯留水深 (m)

s ; 貯留部周辺に設置される集水側溝の深さ (m)

c ; 流量係数 (0.6~0.7の適切な値)

g ; 重力の加速度 = 9.8 (m/s^2)

* 貯留可能容量は貯留施設の設置場所における土地利用機能・地形および利用者の安全性からの制約により定められる貯留可能面積と貯留限界水深によって設定される容量をいう。

ただし貯留可能容量と貯留施設としての計画貯留量が一致しない場合があるので、防災調節池との併用時に計上する貯留量は、貯留機能の継続性が確保できる値をとることとなる。

この場合貯留施設としての計画貯留量がその下限値となる。

図 2. 12 貯留施設の統合によるモデル施設の諸元計算手法

2) 浸透施設の統合手法

複数の浸透施設を統合したモデル施設としての浸透強度は、個々の施設の集水面積、計画浸透強度を整理し、集水面積による加重平均値として設定する。

モデル施設を通過する間接流出域からのハイドログラフの算出に用いるモデル施設の換算浸透量は、この浸透強度を用いた合理式により算出する。また浸透施設の砕石等の置換材料の空隙貯留量を計画に見込む際には個々の施設の有効空隙量の総和の80%とする。

モデル施設としての設計浸透量設定の手順を図2.13に示す。

但し、図2.13(2)において個々の浸透施設のうち、その浸透強度 r_i が防災調節池の計画規模となる年超過確率 $1/50$ の流出高 γ_e (mm/hr) より大きい場合はその値 γ_e をもって計画浸透強度 r_i としてモデル施設の浸透強度 \bar{r} を算出するものとする。

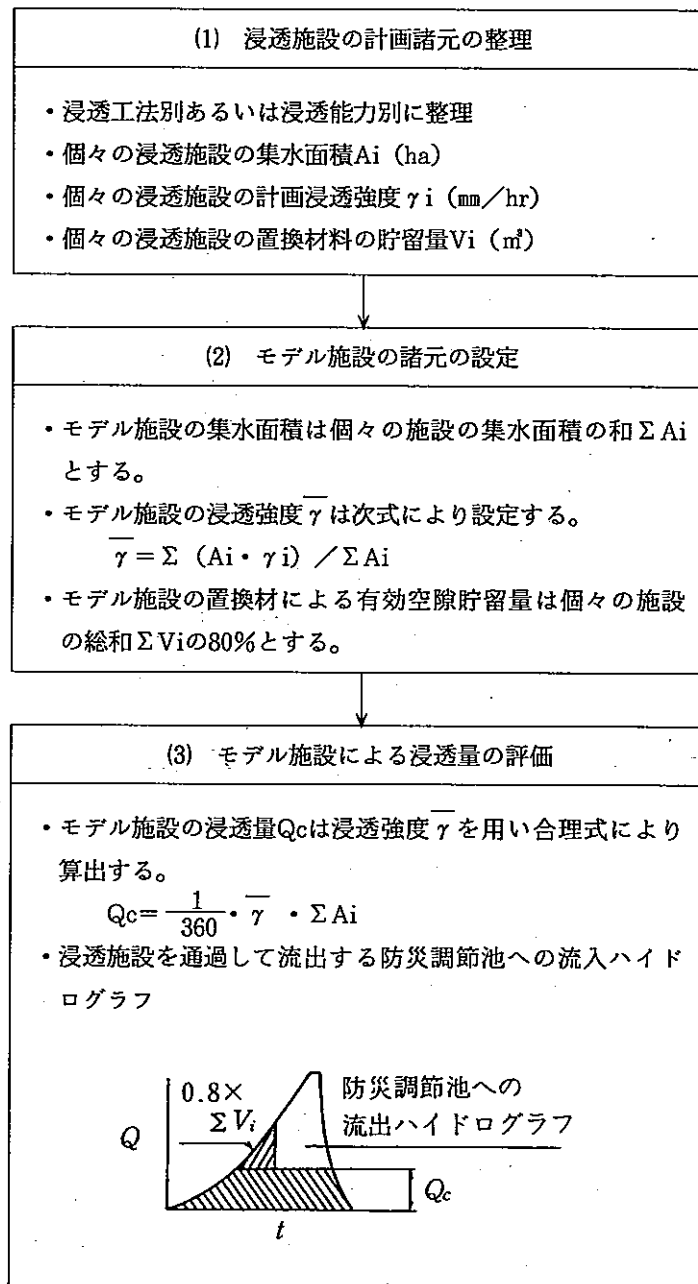


図2.13 浸透施設を統合したモデル浸透施設の諸元設定手順

洪水調節容量の算定法

第13条 調整池の洪水調節容量は、宅地開発の行なわれた後における洪水流量（確率1/50）を、調整池下流の許容された放流量（下流許容放流量と呼ぶ）まで調節するために必要とする容量であり、その算定は以下の手順によるものとする。

- (1) 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（第10条または第11条、貯留・浸透施設を併用する場合は第12条参照）
- (2) 数種の放流施設を仮定して、洪水調節数値計算を行ない、下流許容放流量以下に調節しうる放流施設を求める（放流施設の流量係数は第26条参照）。

解 説

- (1) 下流許容放流量とは、計画対象降雨時に、放流施設により調整池下流に放流を許容される最大量であり、また第26条の放流施設の設計流量にも相当する。

それ故、許容放流量は洪水吐きから越流のない場合の計画最大放流量に相当するので、この際の水位が洪水吐き敷高（ダムの越流頂標高）となる。

この許容放流量については、関係行政機関と打合せて決定するものとするが、一般にはその比流量 q が $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ より大きいことが望ましい。

なお、 q の特性については第9条解説(4)もあわせて参照されたい。

また、関係行政機関の了解が得られる場合は、下流河川の改修計画と調整のうえ、対象洪水流量の規模を年超過確率1/50より低減して許容放流量との関係を検討することもできる。

この場合においても洪水調節容量は年超過確率1/50洪水時において洪水吐きを越流しないように定める必要がある。

- (2) 必要調節容量は、図2.14で流入ハイドログラフ（流域からの流出量ハイドログラフ）をABCE、調整池放流管からの流出量をAGCDH、下流許容放流量をCFとした場合、面積ABCGAの部分に相当する。この算出には、放流管の条件を種々に変化させ、また必要に応じて、第9条に規定するように降雨継続時間をも延長して貯留追跡計算を行ない、必要調節容量を求めなければならない。なお、調整池容量の概略規模を求めるには、第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」第11条の方法がある。

* 第11条解説(3)、3) 参照。

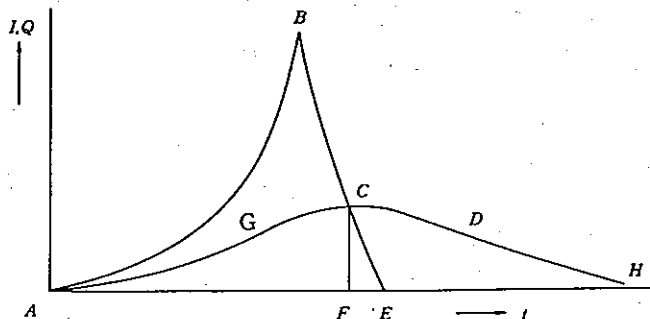


図2.14 流入流出のハイドログラフ

(3) 繰返し計算を避ける便法としては、始めから長い継続時間の計画波形について計算を行なえばよいわけであるが、既往の整理された資料などは48時間程度までが通常である(図2.1参照)。これ以上長い時間の雨量資料を整理するには相当の手間がかかり、また調節計算もそれ相応に長い時間を必要とすることになるので、第9条解説(4)、表2.3などを参考にして必要な降雨継続時間を推定するのが適当である。

(4) 貯留・浸透施設を併用する場合の防災調節池の洪水調節容量は、第12条により、貯留・浸透施設の効果を評価したハイドログラフを求め、これを流入ハイドログラフとして洪水調節数値計算によって下流許容放流量を満足するよう調節容量を計算する。

計算の方法手順は、防災調節池単独の場合と同様(1)~(3)によって行う。

なお貯留・浸透施設を併用する場合の洪水調節容量の概略値の求め方については第3編第1章8.3節を参照されたい。

設計堆積土砂量

第14条 設計堆積土砂量は、土地造成中のものと、土地造成完了後のものについて計画する。

土地造成中に対する設計堆積土砂量は、その流域面積、流況、地貌ならびに土地造成の施工計画により決定する。設計に用いる堆積年数は、土地造成の施工年数ならびに維持管理の方法により決定する。

土地造成完了後の設計堆積土砂量は、ごく少量であるが、防災調節池の利用計画等と合わせて決定することが適当である。

解 説

(1) 土地造成中に対する堆積土砂量は、現在までの実績、実例から土地造成面積当たり70~240 $\text{m}^3/\text{ha}\cdot\text{年}$ の範囲とし、150 $\text{m}^3/\text{ha}\cdot\text{年}$ を標準とする。但し、土地造成が比較的広範囲にわたり同時施工され、土砂流出が多量になると予測される時は、標準値を上廻る値をとるものとし、類似地区等の実例からして流出土砂量の少ない時、および仮設防災工による土砂流出防止工等を設ける場合は標準値を下廻ることができる。

但し、砂防指定地等については「砂防指定地及び地汙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)」を適用するものとする。

(2) 設計に用いる堆積年数は、土地造成の施工年数並びに維持管理の方法により決定する。開発期間中においてN年毎にその期間の堆積量を浚渫もしくは掘削して除去するという条件下では設計堆積年数をN年とすることができる。しかし、1年を下廻ることはできない。堆積量を除去しない場合は土地に対する工事が全く終了するまでの期間を設計堆積年数とする。

(3) 造成地の設計堆積土砂量は、(1)の単位面積当り堆積土砂量(以下設計値という)を用いて、以下の1)~2)のうちいずれかの方法によって算定する。これは仮設防災工並びに植生の吹き付け等の緑化工による土砂流出防止策を講じるものとして定めた算定方法である。

1) 堆積土砂量は毎年半減するものとして、設計堆積土砂量を次式で算定する。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left(\frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \dots\dots\dots (2.8)$$

ここで、N；設計堆積年数(解説(2)参照)、A；集水域内全造成面積(ha)である。

2) 集水域内造成面積が次の条件を満足する場合は集水面積として工事工区面積を用いてよい。この場合次式により I_j ($j = 1 \sim n$)を計算し、その最大値をとる。

- ① 集水域内造成面積が大きく、1次造成工事期間が2年以上におよぶ。
- ② 造成地が工事工区に分けられ各工区の1次造成工事が1年以内に完了する。
- ③ 上記の工程計画が明確に立案されている。

$$J \text{ 年目設計堆積土砂量 } I_j (j = 2 \sim n) = \text{設計値} \times \left\{ a_j + \sum_{i=1}^{j-1} \left(\frac{1}{2}\right)^i \times a_{(j-i)} \right\} \dots (2.9)$$

但し $J = 1$ のとき $I_1 = \text{設計値} \times a_1$

ここで、 I_j ; j 年目の堆積土砂量 ($\text{m}^3/\text{ha} \cdot \text{年}$)、 n ; 概ね工事終了までの年数、 a_j ; j 年目の工事工区面積 (ha) (計算例は第3編第2章計算例を参照のこと)

造成地からの流出土砂量は一次造成中に流出する量が多く、既設防災調節池の堆積土砂量の調査によれば、一次造成終了後1/5程度に減少するという結果が得られている。最近の造成工事は一工区の造成工事を1年以内で終えるものが多く、従って次年度は流出土砂量が大幅に減少するものと考えられる。

一方河川における裸地と植栽地の土砂量調査によれば、植栽地は裸地に比べて1/300程度(平均値)という結果が得られている。(表2.7参照) 一次造成地では、吹き付け等の緑化工のせいもあり、裸地は1年~2年程度で緑地へ回復すると考えられ、この点からも一次造成終了後の流出土砂量の減少を予想することができる。

表2.7 天神川支流域猫岩試験地の斜面年間流出量

($\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}$)

年	裸地	植栽地
1962	91.80*	0.54
1963	45.01	0.14
1964	52.44	0.10
1965	—	—
1966	104.74*	0.31
1967	28.13	0.93
1968	24.94	0.10
1969	28.94	0.20
1970	60.15	0.10
1971	29.21	0.13
1972	41.23	0.10
1973	12.99	0.11
1974	8.42	0.11
1975	30.43	0.14
1976	71.09	0.17
裸地	45.00	0.15

注) 出典: 瀬田川砂防調査報告書(其の19)「田上山地土砂生産流出解析」1978近畿地方建設局琵琶湖工事事務所

*完全な1年の観測値ではない。

今回、設計堆積土砂量の計算法を定めたのは上記の理由によるが、調査の数が少ないことや安全性等を考慮して1/2に半減するものとした。

- (4) 土地造成完了後の設計堆積土砂量については、資料が少ないが、住宅・都市整備公団では、流入面積1ha当り1.5m³/年を標準としている。地貌、地質状況からみて土砂流出量が多いと推定される時は、類似地区における実績等を参考にして決定する。また設計に用いる堆積年数については、調節池の維持管理や利用方法により決定する。但し、公園としての利用を図り、維持管理する場合においても1年を下廻らないものとする。

第3章 構造基準

ダムの型式

第15条 ダムの型式は、ダム地点の地形、地質及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討し、決定するものとする。

フィルダムとする場合は、均一型を標準とするが、均一型ダムの材料として、適当な材料が得にくい場合にはゾーン型としてよい。

なお、コンクリートダムについては、この基準では触れないので、コンクリートダムで施工する場合には「河川砂防技術基準(案)」等を参考とするものとする。

解 説

フィルダムは、重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム等にくらべて地形地質上の制約が少ないことから防災調節池として広く用いられている。

フィルダムの型式としては、均一型、ゾーン型及び表面遮水型があるが、堤高の低いダムの場合は、施工が比較的容易な均一型が採用される場合が多い。

均一型フィルダムは、堤体の大部分がほぼ均一な細粒の土質材料によって構成されるが、このような材料が必要量得難い場合は、ゾーン型とするものとする。

但し、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あまり大きくないと考えられるので、フィルダムの型式とする場合は均一型を標準とした。

堤体の安定性と止水性を確保するためには、適切な材料を選定することが大切である。均一型のダムでは、砂、れきは不適当な材料であるから、このような材料を使用する場合には、施工に十分注意を払い不透水性ゾーンと透水性ゾーンを持つゾーン型を採用することにした(第18条参照)。

小規模なダムの場合には十分な止水性と安定性を持つ薄いコアを堤体内に施工することは施工上問題があるので、コア型ダムは不適当とする。

ダム設計の基本

第16条 ダムはダムの安定に必要な強度および水密性を有しなければならない。

解 説

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。堤体及び基礎地盤はすべり破壊に対して安全であると同時に、必要な水密性を確保しなければならない。

堤体の基礎地盤

第17条 堤体の基礎地盤は前条のダムの安定性を確保するために必要な強度および水密性を有するものとする。

2. 基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため必要な地質調査を実施するものとする。
ただし、既調査資料がある場合には、この限りでない。
3. 基礎地盤が軟弱地盤あるいは透水性地盤の場合には、必要に応じて基礎地盤処理を行うものとする。

解 説

- (1) 堤体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などを行わなければならない。

堤体の基礎地盤が粘土、シルト、有機質土などの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。ここで云う軟弱地盤とは、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、置換などを行なう必要がある。

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にななければならない。

- (2) 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で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個所以上行な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堤体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なう。

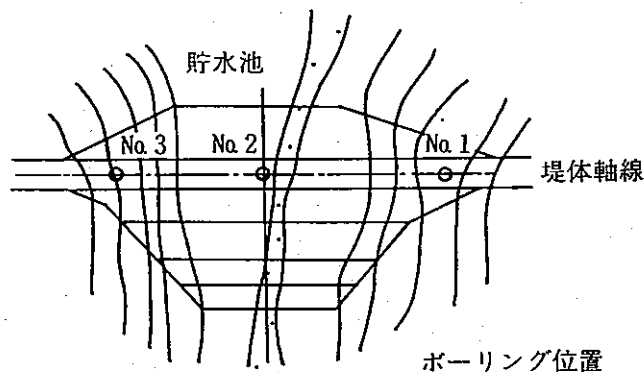


図3.1 ボーリング位置図

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、必要な止水性が得られる地層を指す。

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なう。

(3) 軟弱地盤上に防災調節池を築造すると施工中及び施工後に次のような問題が生ずることがある。

- ① 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊
- ② 基礎地盤の圧密沈下による堤体盛土内の過度の変形やクラック
- ③ 地下水位が高く、緩い砂地盤における地震時の液状化

防災調節池の基礎が軟弱な場合に採用される対策工は、表3.1、表3.2に示したとおりで、沈下対策と安定対策に大別できる。その工法の原理は、次のように細分される。

表3.1 軟弱地盤対策工の目的と効果

施策工の目的	対策工の効果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進：地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少：地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制：盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。	C
	強度低下の抑制：地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。	D
	強度増加の促進：地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	E
	すべり抵抗の増加：盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。	F
地震時対策	液状化の防止：液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。	G

表 3. 2 軟弱地盤対策工の種類と効果

工 法		工 法 の 説 明	工法の効果
表層処理工法	表層混合処理工法	基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。サンドマットの場合、圧密排水の排水層を形成することが上記の工法と違っていて、パーチカルドレーン工法など、圧密排水に関する工法が採用される場合はたいてい併用される。	◎ D E F
	表層排水工法 サンドマット工法		
置換工法	掘削置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与され安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。	B C Ⓣ G
押え盛土工法	押え盛土工法	盛土の側方に押え盛土をして、すべりに抵抗するモーメントを増加させて盛土のすべり破壊を防止する。 盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。 圧密によって強度が増加した後、押え盛土を除去することもある。	C Ⓣ
緩速載荷工法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が保たれない場合でも、安全に盛土できることになる。盛土の立上りを漸増していくか、一時盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上げるなどといった載荷のやり方で、名称が分かれる。 パーチカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。	C Ⓣ
サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締め固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また、砂の代わりに碎石を使用するものなど各種のものがある。	A Ⓣ C Ⓣ Ⓣ
振動締固め工法	ロッドコンパクション工法	ゆるい砂質地盤の締固めを目的として開発されたもので、棒状の振動体に上下振動を与えながら地盤中に貫入し、締固めを行いながら引抜くものである。 地盤に上下振動を与えて締め固めるため、上の重量が有効に利用できる。	B F Ⓣ
	重錘落下締固め工法	地盤上に重錘を落下させて地盤を締め固めるとともに、発生する過剰水を排水させてせん断強さの増加を図る。振動・騒音が発生するため、環境条件・施工条件について事前の検討を要するが、改良効果が施工後直ちに確認できる。	B C Ⓣ
固結工法	深層混合処理工法	軟弱地盤の地表から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定材と原地盤の土とを混合し、柱体状または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下およびすべり破壊を阻止する工法である。施工機械には、かくはん翼式と噴射式のものがある。	B C Ⓣ
	石灰パイル工法	生石灰で地盤中に柱を造り、その吸水による脱水や化学的結合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に、沈下を減少させる工法である。	Ⓣ
	薬液注入工法	地盤中に薬液を注入して透水性の減少、あるいは原地盤強度を増大させる工法である。	
構造物による工法	矢板工法	盛土側方の地盤に矢板を打設し地盤の側方変位を減じて安定を高める。それによって周辺地盤への膨れあがりや沈下の影響も少なくする。	◎ Ⓣ

注) A~G : 表 3. 1 参照、○印 : 主効果

(4) 砂礫層や砂層等の透水性地盤上に堤体盛土を行う場合は、浸透水に対する堤体の安定を確保するため、次の目的をもった対策工を施工する。

① 基礎地盤からの浸透水を堤体の安定上支障のない範囲内に減少させる。

② 浸透水によって生ずる堤体下流側の揚圧力を安全に処理する。

防災調節池では、透水性地盤の基礎処理として、以下に挙げる工法が採用されている。

1) 止水壁工法は、図3.2に示すように堤体上流部の基礎地盤中に矢板や粘土壁等を用いて止水壁を設ける工法である。止水材料は、矢板が一般的であるが、透水層厚さが薄い場合は、溝状にトレンチを掘削し、不透水性材料を盛立てる場合もある。

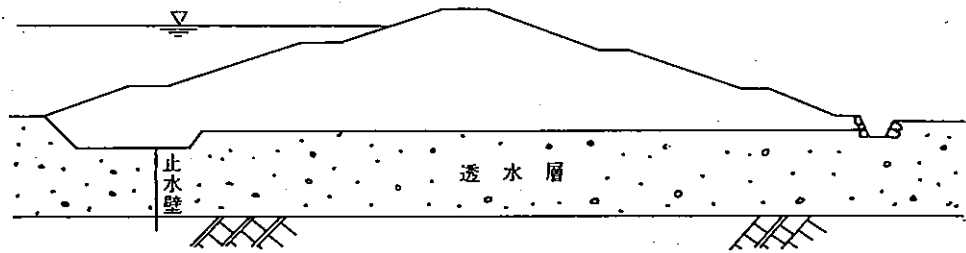


図3.2 止水壁工法

2) ブランケット工法

ブランケット工法は、図3.3に示すように上流側の透水層上に不透水性の材料を敷きならし、浸透路長を伸長し、浸透量を抑制しようとするものである。本工法は、一般に透水層厚が厚い場合や不透水性材料が容易に得られる現場においては、しばしば採用される。

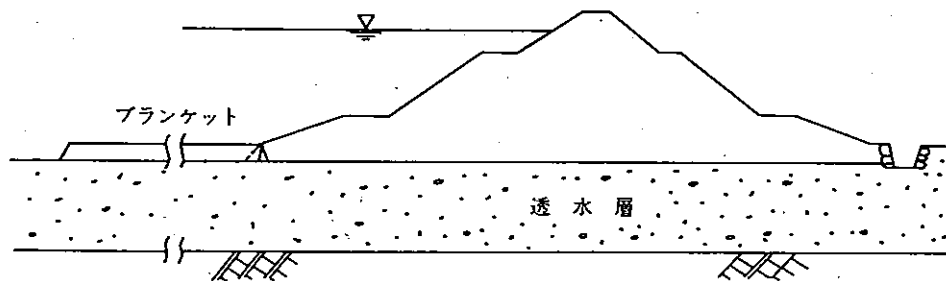


図3.3 ブランケット工法

3) グラウト工法

グラウト工法は、セメントミルクや薬液を岩盤の亀裂や空げきに注入し、遮水性を高める工法である。

堤体の材料

第18条 堤体に用いる土質材料はあらかじめ試験を行ない、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。

解 説

堤体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。

- 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内にあること。
- ③ 堤体の安定に支障を及ぼすような膨脹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 含水比が高く締固めが困難な材料でないこと。

表3.3の材料（日本統一土質分類法による）は不適当であるか、または堤体の形態により考慮して使用するべき材料である。

表3.3

主要区分			堤体材料としての評価	
区分	名称	記号	均一型ダム	ゾーン型ダム
粗粒土	礫	(GW) (GP)	(不適当) 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隙が大きい。また植生の場としても不適	(一部使用可) 透水部のみ。
	砂	(SW) (SP)	(不適当) 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。	(一部使用可) 透水部に使用可。
細粒土	シルト粘性土 火山灰質粘性土	(MH) (CL)(CH) (OV)(VH ₁) (VH ₂)	(場合により不適当) 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。	(一部使用可) 不透水性コアおよびブラケットに適する。
	有機質土	(OL) (ON)	(不適当) 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。	(不適当) 左に同じ。
	高有機質土	(Pt) (Mk)	(不適当) 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。	(不適当) 左に同じ。

堤体の形状

第19条 堤体の形状は堤体の高さ、堤体の材料および基礎地盤の性質を考えて、すべりを生じないようにきめなければならない。

2 堤体ののり面こう配は表3.4に示す値より緩やかなものとし、すべりに対する安定計算を行い、その安全性を確認するものとする。

解 説

(1) 表3.4に示したのり面こう配は安定した地盤上に良好な施工をした場合に堤体が必要とする値であり、この値より緩やかなのり面こう配としなければならない。

上流側ののり面こう配は調節池の水位がかなり急激に低下する条件を考慮して、下流側のこう配より緩やかなものとした。

礫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。また砂はのり面部には使用しないこととした。

表3.4 堤体ののり面勾配

主 要 区 分			上流 のり面 勾配	下流 のり面 勾配	備 考
区 分	名 称	記 号			
粗 粒 土	礫	(G-W) (GP)	3.0割	2.5割	ゾーン型の透水部のみ
	礫質土	(G-M) (G-C) (G-O) (G-V) (GM) (GC) (GO) (GV)	3.0	2.5	
	砂質土	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V) (SM) (SC) (SO) (SV)	3.5	3.0	
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) かつこ内は、日本統一土質分類法の記号

(2) 調節池の堤体は高さが低く、適切な材料を使用して、良好な施工が行なわれていれば、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のり面勾配の安定計算をすることとした。

安定計算は、次の条件について行う。

なお地震力は、堤体部にのみ作用するものとする。表3.5の満水位は、河川管理施設等構造令におけるサーチャージ水位に相当するものである。また、静水圧は湛水位とし、すべり面上の自重に加算する。

表3.5 安定計算の条件

調節池の状態	荷重条件	最小安全率	備 考
満 水 位	自重 間げき水圧 静水圧 地震力50%	1.2	浸透流は定常状態
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。
建設中及び 建設直後	自重 過剰間げき水圧 地震力50%	1.1	軟弱地盤上の堤体及び高含水比粘性土を堤体材料として使用する場合。

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、(3.1)式で表わされる。

$$F_s = \frac{M_c + M_f + M_{fe}}{M_a + M_{ae}} = \frac{\sum \{C \cdot \Delta l \cdot R + (W \cos \theta - U) \cdot \tan \phi \cdot R - K \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R\}}{\sum (W \sin \theta \cdot R + K \cdot W \cos \theta \cdot R)} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

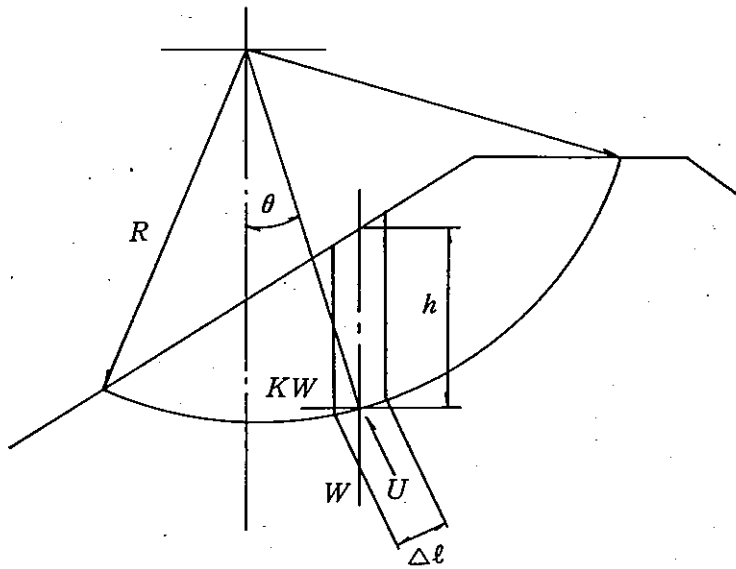


図3.4

- ここに M_a : 円の中心に関する自重の動モーメント
 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
 ϕ : " の内部摩擦角
 K : 設計震度
 Δl : 各スライスのすべり面の長さ

(3) 堤体部に作用する地震力は、堤体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、ダム地点の地域区分図3.5基礎の条件及びダムの種類等を考慮して表3.6の値を目安とする。

表3.6 設計震度

	ダムの基礎条件	ゾーン型フィルダム	均一型フィルダム
強震帯地域	通常の岩盤基礎	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	0.18	0.20
中震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震帯地域	通常の岩盤基礎	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	0.15	0.18

但し、これらの値は目安の値であり、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学的特性を考慮して、これらの値以上をとることとする。

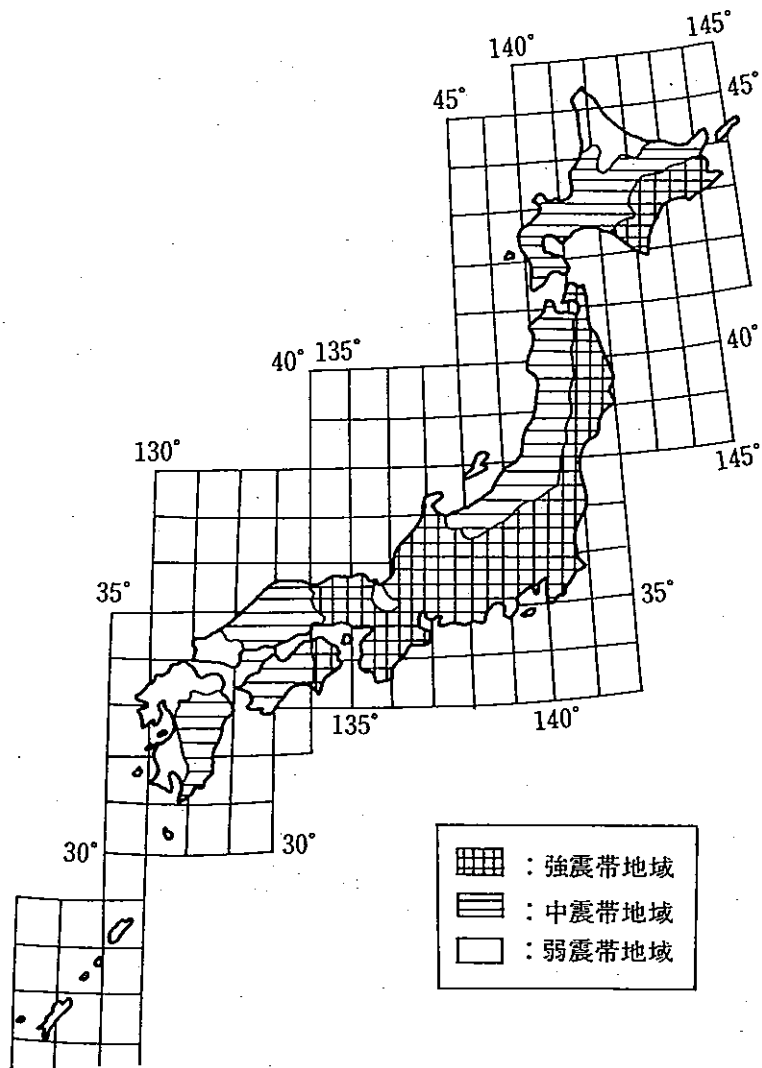


図3.5 設計震度の地域区分

ドレーンの設計

第20条 堤体内に設けられるドレーンは、堤体内に浸透してくる水を排水低下させ、堤体やのり面の安定性を維持するため必要に応じて設けるものとする。

解 説

砂質土や塊状土のような比較的透水性の大きい堤体材料を用いて築堤すると、堤体内の浸潤線が上昇し、堤体やのり面の安定性が損われる場合があるので、必要に応じて下記のドレーンを設置するものとする。

(1) ドレーンの種類

1) 水平ドレーン

水平ドレーンは下流側堤敷面に平面状に置く場合と、筋状に置く場合とがある。前者の場合、その厚さは80cm程度以上とし、後者の場合は多層のフィルター材料を組合せ排水させる

2) トッドレーン (下流のり先ドレーン)

トッドレーンは、堤体下流斜面の先端に設けるドレーンで、下流のり先ドレーンとも呼ばれる。多層のフィルター材料を組み合わせ、保護層に接する層を細粒フィルターとし、粗粒層・礫などに漸次移行し、法止めの石積み、空積ブロック工、その他の保護工を通して排水し、土砂流出の防止をする。

3) インターセプター (立形ドレーン)

インターセプターは、堤体中心部に立上ったドレーンと水平ドレーンにより構成されるドレーンをいい、堤体盛土材料に砂質土、塊状土等の比較的透水性の大きい材料を用いた場合に設置されることがある。

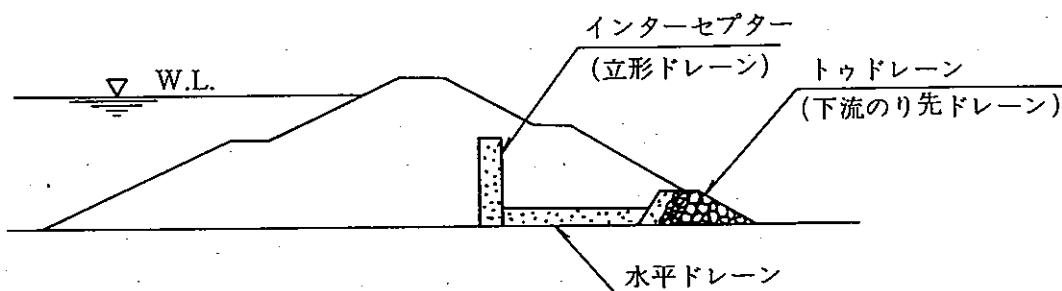


図3. 6

(2) ドレーン材料

防災調節池の堤体に用いられるドレーン材料は、一般に透水係数 $k = 10^{-3} \text{cm/sec}$ 以上とし、フィルターの基準に準じた粒度の砂、砂礫材料を採用する。

フィルターの基準は次に示す。

$$\textcircled{1} \frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の15\%粒径}} > 5$$

$$\textcircled{2} \frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の85\%粒径}} < 5$$

- ③ フィルター材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。
- ④ フィルターで保護される材料の粗粒材料を含む場合には、その材料の25mm以下の部分について①及び②を適用する。
- ⑤ フィルター材料は粘着性のないもので、0.074mm以下の細粒分含有量は原則として5%以下とするのがよい。
- ⑥ フィルター材料の最大寸法は、保護される層が土や砂の場合75mmとすることが望ましい。
- ⑦ フィルター材料は保護される材料より10~100倍の透水性を持つことが望ましい。

上述の①はパイピングの防止を確実にするためのものであり、②はフィルターの透水性が保護される材料の透水性より大きくなるよう定めたものである。