

大きな樹木を植栽するよう努めるものとする。

樹 高	植栽本数（1ヘクタール当たり）
1メートル以上	2,000本
2メートル以上	1,500本
3メートル以上	1,000本

- 2 森林地域以外にあっても上記1に準じて従来の自然環境の保存又は緑地造成をするものとする。
- 3 造成地内に現存するため池等防災機能を有する施設は極力これを保存しなければならない。
- 4 土地の利用形態からみて土砂の移動が周辺に及ぼす影響が比較的大きいと認められるスキー場の滑走コースに係る切土量は1ヘクタール当りおおむね1,000立方メートル以下、ゴルフ場の造成に係る切土量・盛土量はそれぞれ18ホール当りおおむね200万立方メートル以下とする。

## VII 工事中の防災

### 1 防災ダム

- (1) 工事中の土砂の流出を防止するため、防災ダムを設けなければならない。
- (2) 防災ダムの容量は、次の基準によって算定した貯砂容量をもつものとする。
  - ア 急傾斜地で地質が花崗岩の風化帯等で特に流出土砂量が多い地区にあつては、1ヘクタール当たり400～600m<sup>3</sup>/年
  - イ 上記ア以外の地区にあつては、1ヘクタール当たり200～400m<sup>3</sup>/年
  - ウ 流出土砂の設計堆積期間は、工事施工期間中とするが年単位で計算する（1年未満は1年とする）。
- (3) 防災ダムはコンクリートダムを原則とし「河川砂防技術基準（案）」「治山技術基準」にもとづく程度の構造とする。
- (4) コンクリートの防災ダムは工事中に土砂の流出がない場合には、沈砂池として造成完了後利用することができる。ただし、この場合沈砂池の項で示した容量分の貯砂部分を確保しなければならない。

### 2 沈泥池

工事中の河川汚濁を防止するため、沈泥池を設けなければならない。沈泥池は造成区域の最急勾配が10°以下である場合、土ダムで施工することができる。ただし、高さは3m以下とし余水吐を設け、余水吐は蛇籠等で保護するものとする。

### 3 施工時期

土の掘削、まき出し等の大土工は原則として梅雨期、台風襲来期、融雪期以外の時期に実施するものとする。

### 4 法面の保護等

法面に直接流水が流下しないようにするため、法面の上部に板、粗朶等による柵を作り、法面

を崩す恐れのない部分より、U字溝等で流下させなければならない。この場合呑口を十分大きく取り、流水が必ず溝の中を流下するよう十分注意して施工しなければならない。

- (1) U字溝を法面の直下に敷設した場合、法面からの土の崩落により溝が埋められ溢流することのないように法面に伏せ工等を施工しなければならない。
- (2) 万一の法面の崩壊に備え、U字溝の傍が洗堀されることを防止するために歩道平板ブロック等を溝の外側に敷きならべる等の処置をとらなければならない。
- (3) 道路の舗装が完成しない場合、道路面の洗堀を防止するため格子蓋付の横断開渠等を施工しなければならない。
- (4) 地形上流土が予想される場合には必要な箇所に土俵、杭しがら、板柵等で土留柵を施工し、泥、雑物芥等を沈澱、濾過させなければならない。

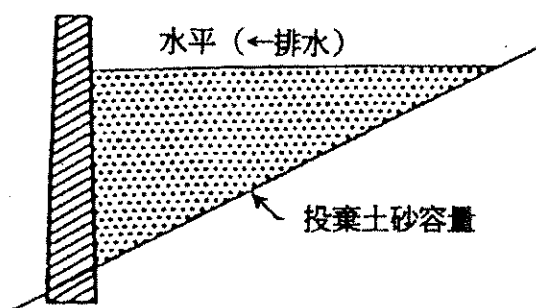
## 5 捨土

### (1) 土留ダム

ア 造成工事によって生じた残土等の捨土は、出水による流出のおそれのない場所に処理し、原則として溪間に投棄してはならない。

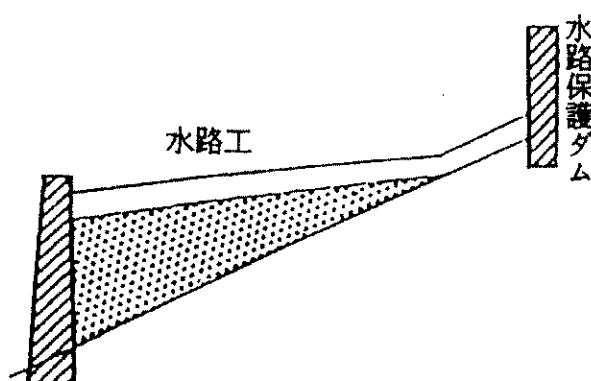
イ やむを得ず、溪間に投棄する場合には「河川砂防技術基準（案）」「治山技術基準」に基づく砂防ダムと同程度の土留ダムを設けなければならない。

ウ ダムの高さは投棄された土砂が流出するおそれのある土砂である場合、土砂量は縦断計画上、現河床とダム天端から水平に引いた線の間には収容できる容量をもつ高さとする。ただし高さの限度は原則として15m以下とし土捨面の排水については十分考慮するものとする。



エ 地形上やむを得ず水平より急に投棄する場合には必ず投棄土砂の上に水路を設置し、流水が投棄土砂に接触しないようにしなければならない。

また、水路保護のため、上流にダムを必ず設置しなければならない。また、水路の構造は沈下等によって被害を生じない構造としなければならない。



### (2) 捨土地の緑化

ア 捨土の流水に接触しない部分は必ず緑化を行わなければならない。

イ 捨土地が傾斜地の場合は、緑化に先立ち積苗工、筋工等の階段工も施工し、法面は伏工等の被覆工によって保護する。

ウ 緑化用の植物は、主として当該地方に実施されている治山用植物を用い、有用樹種を直接に植栽することはさけること。

エ 緑化用の植物が完全に活着するまでの散水、施肥等の維持管理は造成者側で行うものとする。

## 6 工事の順序

工事の順序としては、防災ダム（調節池）、遊水池、沈砂池、流末処理等の防災工事を先行し、造成工事は下流に対する安全を確認できた上実施するものとする。

## 7 その他

- (1) 造成中、造成に必要な諸材料（砂、砂利、木材、セメント、石材、ブロック等）は必ず整理して保管し、いやしくもこれらの流出による被害を生じないように注意しなければならない。
- (2) あらかじめ不時の災害に備え、土俵、網、栗石等の防災機器を準備し、非常時の人員配備態勢等もあらかじめ定めておき、万一災害の発生した場合には臨機応変の処置をとると共に速やかに関係機関に連絡し、第三者に被害を与える事のないようにしなければならない。

## VIII その他

宅地造成において造成区域の上流に残流域が存在する場合、その流域からの土石流の襲来によって新しく造成された区域に被害が生ずるおそれがある場合、造成者はその防災に対する措置を講ずるものとする。

#### 第4節 調整池技術基準（案）

### 第一章 総 則

#### 適用範囲

第1条 大規模な宅地開発に伴い、ダムによる調整池を築造する場合で、調整池の存置を暫定的な期間にわたるものとする場合には、この基準によるものとする。

#### 解 説

(1) 大規模な宅地開発に伴い、河川流域の流出機構が変化し、当該河川の流量を著しく増加させる場合に下流河川改修に代わる洪水調節のための暫定的代替手段として、調整池による場合が多い。

この基準は、かかる場合の調整池（ダムを含む）についての一般的かつ基本的な規定を示すものである。

(2) 調整池の存置が暫定的な期間である暫定施設に対してこの基準を設けたのは、一般に宅地開発に伴って築造されている調整池は、開発区域下流の河川が未改修のためである場合が多く、下流の河川改修が完了すれば、調整池を宅地に改造する例が多いためである。

河川改修の恒久的代替手段として調整池を設ける場合には、この基準とはおのずから異なった観点に立つ必要がある。

(3) この基準は計画及び構造について一般的技術的基準を示したものであるが、このうち構造に関しては、高さ15m以上のダムの場合、河川法およびそれに基づいた各規程によることが必要であり、細部規程については、ダム設計基準及び河川管理施設等構造令による必要がある。

なお、この場合はダムの存置が暫定的な場合にも同様である。

高さ15m未満のダムの構造に関しては、上記のような法律上の規程および基準がないので、この基準を定めたものであるが、恒久施設として設置する場合の基準ではないので、その点に留意する必要がある。

(4) 宅地造成の期間は、普通2～8年程度の場合が多く、下流の河川が未改修の場合、宅地造成に関連してとくにこれを早期に改修することが望ましいのであるが、種々の事情から10年程度の期間を要している場合が多く、この基準を作成するに当たっては調整池を存置する暫定期間としては、ほぼ10年程度の期間を想定した。

(5) この基準を作成するに当たって、本基準を適用すべき調整池を設けるような大規模な宅地開発の規模について、種々の意見が提出されたが、つぎのような点を考慮して一応の用途を開発面積10ha以上の場合と考えた。

1) 開発規模の大小にかかわらず下流への影響が考えられるので、その影響の度合に応じた対策を必要とすることは、もちろんであるが開発の規模が10ha以上の場合のように大きいときには、影響度合も大きくなるのでとくにその対策を考える必要があること。

2) 民間宅地造成の場合、開発面積が10ha未満と以上とでは、件数において相当の差があり、行政事務の上からも10ha以上とすることが望ましいこと。

## 調整池の洪水調節方式

第2条 調整池の洪水調節方式は原則として自然放流方式とする。

### 解 説

(1) 宅地開発の行なわれる区域は、一般に河川の本支川上流域である場合が多く、調整池の設置地点も流域面積が非常に小さい（普通5ha以下の場合が多く、1haに満たない場合がとくに多い）ので、降雨開始から洪水発生までの期間が極めて短いのが特徴である。

また、調整池の管理（とくに操作）についても十分に行なうことが困難な場合が多いので洪水調節方式は人工操作によらない自然放流方式（すなわち穴あきダム）とし、調節効果を確実にしめることとした。

### 貯留・浸透施設との併用

第3条 調整池の対象とする流域に設置される貯留・浸透施設が、良好な維持管理のもとに、流出抑制機能の継続が一定の期間確保できる場合には、調整池と併用して計画することができるものとする。

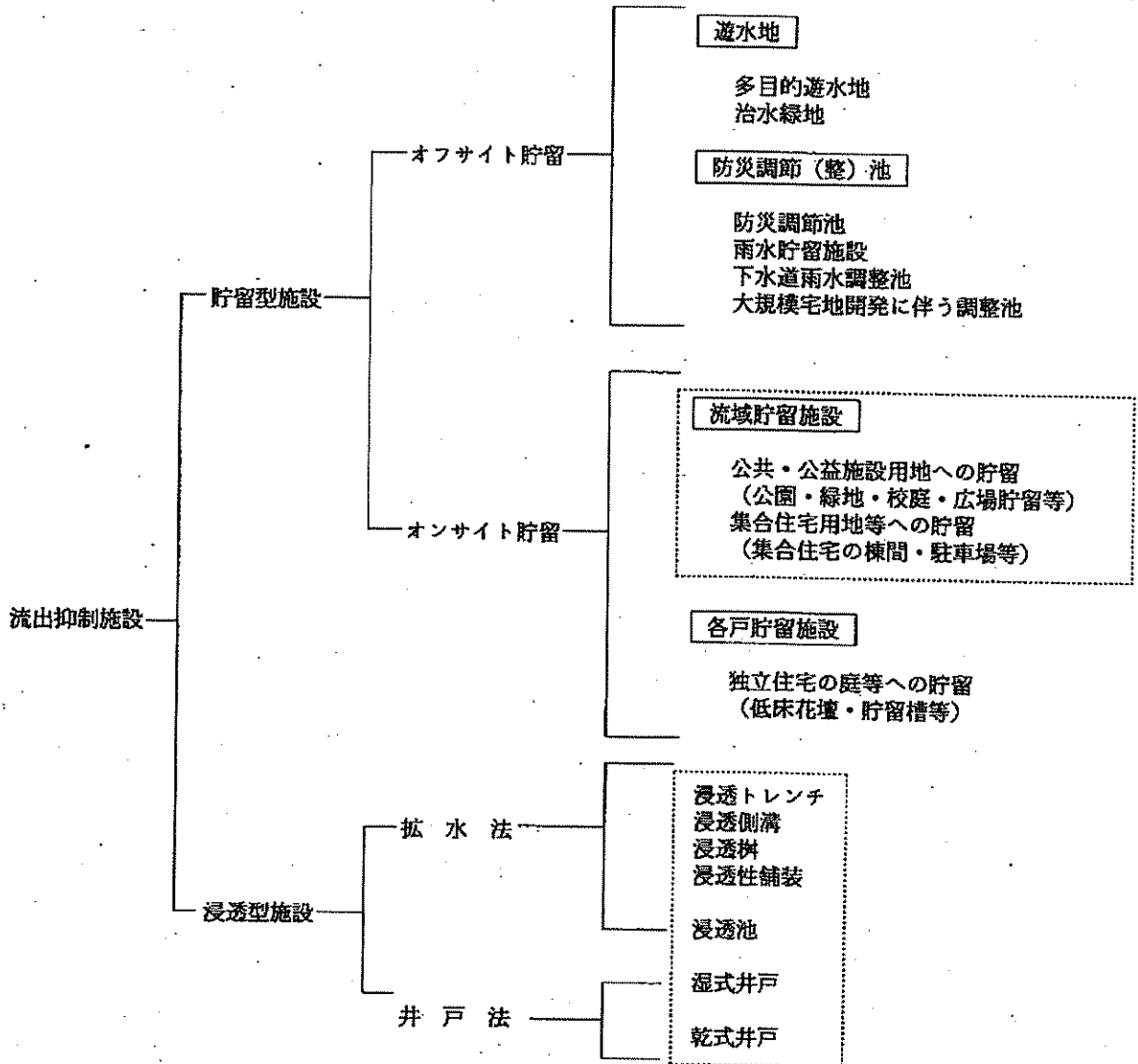
### 解 説

(1) 貯留・浸透施設は、雨水を一時貯留もしくは地下に浸透させ、流域のもつ保水機能を適正に確保することによって、宅地開発に伴って増大する洪水の流出抑制対策の一環として設置される。

貯留・浸透施設は、流出抑制施設としての機能と良好な維持管理の継続性が確保できる設置場所に限定して設置されるので、大規模な宅地開発地区では、流出抑制能力に限度があることが通例であるので、調整池と併用することが必要となる。

この場合、以下の条件が満たされていれば、調整池の洪水調節容量は、貯留・浸透施設の流出抑制効果を見込んで計画することができるものとする。

- ① 貯留・浸透施設の機能の継続性が確保できるものであること。但し、機能の継続期間は、本基準で対象とする調整池の存置期間とする。
  - ② 貯留・浸透施設の設置場所は、原則として施設の良好な維持管理が期待できる公共公益施設用地等であること。
  - ③ 特に浸透施設においてはゴミ・土砂等の流入によって機能が低下する場合があるので、必要に応じて除じん対策等を講じるものとする。
  - ④ 貯留・浸透施設の設置者は、設置する土地の管理者と協議の上、機能維持のための管理に関する協定が定められていること。
  - ⑤ 貯留・浸透施設は「流域貯留施設等技術指針（案）」（建設省河川局都市河川室監修、㈱日本河川協会発行昭和61年）に基づいて計画設計されたものであること（浸透能力調査については「参考資料浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案」参照）。
- (2) 流出抑制施設とは、自然流域の持つ保水・遊水機能を適正に確保することによって、下流河川に対する洪水負担の軽減を目的として設置する貯留型および浸透型施設の総称であり、施設の形態あるいは構造により図1.2の様に分類される。



注) 流域貯留施設 防災調節池および調整池との併用の対象となる貯留・浸透施設

図 1. 2 流出抑制施設の種類

図 1. 2 において

1) オフサイト貯留

オフサイト貯留とは、流域の下流部等に河川・下水道・水路等によって雨水を集水して貯留し、流出を抑制するもので現地外貯留とも呼び、遊水池・防災調節池等はこれに当たる。

2) オンサイト貯留

オンサイト貯留とは、雨水の移動を最小限におさえ、雨が降ったその場所で貯留し、雨水の流出を抑制するもので、現地貯留とも呼び、公園・運動場・駐車場・集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留施設などが一般にオンサイト貯留にあたる。

3) 流域貯留施設

流域貯留施設とは防災調節池に代表される貯留型施設のうち公園・校庭等の公共公益施設用地および集合住宅の棟間等の空間地に、本来の土地利用機能を損なわないよう低水深の貯留機能を持たせ、その敷地内に降った雨を一時貯留（オンサイト貯留）させることにより流出抑制を図る施設をいう。

本基準では、以下「貯留施設」という。貯留施設の構造は、一般に小堤および浅い掘込となる。

貯留施設は、設置場所あるいは貯留方法により以下のようになる。

公園貯留：公園の広場、池等の空間地に設ける貯留施設をいう。

校庭貯留：校庭の全部または一部を利用して設ける貯留施設をいう。

棟間貯留：集合住宅の棟間の芝地等に設ける貯留施設をいう。

駐車場貯留：屋外駐車場に設ける貯留施設をいう。

空隙貯留：公園・校庭等の空間地を掘削し、碎石等で置換することにより、地下に空隙を設けて貯留する施設をいう。

#### 4) 浸透型施設

浸透型施設は、雨水を地下に浸透させることによって流域からの流出抑制を図ることを目的として設置する施設である。本基準では以下「浸透施設」という。

浸透施設には地表近くの不飽和帯をとおして雨水を分散浸透させる拡水法と、井戸により地中の浸透水層に浸透させる井戸法がある。

その形式は拡水法の浸透施設としては、浸透樹・浸透トレンチ・浸透側溝・透水性舗装等があり、井戸法には乾式井戸と湿式井戸がある。

以下拡水法および井戸法の構造形式について説明する。

##### ① 拡水法

浸透樹：ますの底面を碎石で充填し集水した雨水をその底面より地表浅所の不飽和帯を通して放射状に分散浸透させるます類をいう。

浸透トレンチ：掘削した溝に碎石を充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより雨水を導き、碎石の側面及び底面から、不飽和帯を通して帯状に分散浸透させる施設をいう。

浸透側溝：側溝底面を碎石で充填し集水した雨水をその底面より、不飽和帯を通して分散浸透させる側溝類をいう。

透水性舗装：雨水を直接舗装体に浸透させ、舗装体の貯留及び路床の浸透能力により、雨水を地中へ面状に分散浸透させる舗装をいう。

##### ② 井戸法

乾式井戸：井戸内が滞水層に達していない井戸をいう。

湿式井戸：井戸内が滞水層に達している井戸をいう。

#### 5) 貯留・浸透施設

本基準では貯留施設と浸透施設を併せて呼ぶ場合以下「貯留・浸透施設」という。

#### 多目的利用

第4条 調整池は、公園・運動場施設等として多目的に利用することができるものとする。

## 解 説

調整池は、宅地開発に伴って増大する洪水時の流出量を抑制することを目的とするが、住宅地に隣接しているため、平常時においては周辺の土地利用となじみにくい場合がある。このため調整池の構造を配慮することにより、公園・運動施設等として多目的に利用することができるものとした。

調整池を多目的に利用することは、土地の高度利用に資するばかりでなく、景観を改善し市街地環境を向上させる等期待される多くの効用がある。

なお多目的利用にあたっては以下の事項に留意して行うものとする。

- (1) 調整池としての機能に支障が生じないよう導入施設や植樹に配慮すること。
- (2) 導入施設の利用機能確保のため、湛水頻度やその継続時間に配慮するとともに、利用者の安全確保のため避難通路等を設置すること。
- (3) 調整池の管理者と導入する施設の管理者の間で、機能および安全衛生上等の管理内容を定めておくこと。
- (4) 調整池の多目的利用にあたっての計画・設計および管理については「宅地開発に伴い設置される洪水調節(整)池の多目的利用指針(案)」(建設省建設経済局 昭和61年)によるものであること。

## 第2章 計 画 基 準

### 洪水ピーク流量の算定方法

第5条 洪水のピーク流量は、合理式によるものとし、次式により算定する。

## 解 説

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに  $Q_p$  : 洪水のピーク流量 ( $m^3/s$ )

$f$  : 流出係数

$r$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 ( $mm/hr$ )

$A$  : 流域面積 ( $ha$ )

### 洪水到達時間

第6条 合理式に用いる洪水到達時間は、洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間(流入時間)と流量計算地点まで河道を流れ下る時間(流下時間)との和とする。

## 解 説

- (1) 流入時間については、開発前に対して流域斜面長の長短等に応じて、30分以内の適切な時間をとる。開発後に対しては一般に下水道計画において使用される5~10分程度をとる。

河道流下時間については開発前に対してはいわゆるRziha式、開発後に対しては、土木研究所で市街地地域の例を調べた下記の式による。



$$\left. \begin{array}{l} \text{開発前 } T = 0.83 \ell / i^{0.6} \\ \text{開発後 } T = 0.36 \ell / i^{0.6} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、T：河道流下時間 (min)、 $\ell$ ：河道延長 (km)、i：河道の勾配である。

洪水到達時間の算定に関しては、この他防災調節池技術基準 (案) 第7条による等流々速法、土研式および Kinematic Waveの理論による計算式によることもできる。

**流出係数**

第7条 流出係数は、開発前後の流域の状態について調整池の計画地点、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等を考慮して適切な値を用いるものとする。

**解 説**

- (1) 流出係数の値を定めることは極めて難しいが、そのうちでもとくに開発前の自然状態における値については、様々の条件が関係してその複雑さを大きくしているといえる。  
 一般に流出係数の値は、降雨強度、降雨の継続時間、流域の地被の状況等によって変化するほか、懸案地点 (調整池の計画地点) が渓流河道の上流部にある程、自然状態における流出係数の値が小さい傾向にあるなど、対象とする流域の大きさの程度によっても値が変化するものである。
- (2) 河道改修のための計画高水流量を算定する場合、計算値が安全係数を含んだものとなるようにという意味もこめて、一般に流出係数の値を大きくとっているのが普通である。しかし、逆に調整池の洪水調節容量を求める場合、その容量を安全なものとするためには、開発前の流出係数の値をかなり小さめにとる必要がある。
- (3) 日本内地河川の洪水時の流出係数として物部氏が与えている値は表2.1のとおりである。

表 2.1

流 域 の 状 況	流 出 係 数
急 峻 な 山 地	0.75 ~ 0.90
三 紀 層 山 岳	0.70 ~ 0.80
起伏のある土地および樹林	0.50 ~ 0.75
平 坦 な 耕 地	0.45 ~ 0.60
山 地 河 川	0.75 ~ 0.85
平 地 小 河 川	0.45 ~ 0.75

- (4) 開発前後の最大流量の算定に用いる流出係数は、防災調節池技術基準 (案) に準拠し、表2.2の値を標準値とした。

表 2.2 洪水吐き等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値

土地利用状況	流出係数	備 考
開 発 前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

また、流域の表層地質が第4紀火山岩類ローム層、火山灰層、風化花崗岩など浸透性の高い地質の場合の流出係数は、浸透性の低い流域に比べ一般に小さくなることから浸透性流域のデータをも参考に求めた表2.3の値を下限値として用いることができるものとした。

表 2.3 浸透性流域の流出係数の下限値

土地利用状況	流出係数
開 発 前	0.5
開 発 後 (1)	0.7
開 発 後 (2)	0.9

計画対象降雨

第8条 調整池の洪水調節容量を算定するために用いる計画対象降雨については、降雨強度～継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という）によって求めるものとする。

解 説

(1) 確率降雨強度曲線は降雨の継続時間および任意強度の発生頻度（確率）とを組み合わせ、その関係を求め、これを横軸に継続時間、縦軸に降雨強度をとって図示したもので、各種の計画規模に対応する降雨強度の算定に用いられるものである。

確率降雨強度曲線の作成に当たっては、調整池の計画地点近傍の雨量観測所における降雨記録を収集して求めることとなるが、現在、既に河川改修計画に対して、確率降雨強度曲線を使用している場合が多いので、一般にはそれを用いてもよい。

なお、土木学会発行「下水道雨水流出量に関する研究報告書、昭和42年」においても全国主要地点における確率降雨強度式が掲載されている。

(2) 貯水池の洪水調節容量を求める通常の方法では、流入ハイドログラフを与えて所定の流量に調節するために必要とする容量を求めるのが普通であるが、流入ハイドログラフを与えるためには、降雨の総量はもとより降雨の時間分布等を決めなくてはならない。

調整池が貯留で洪水を処理しようというものであることから、ピーク流量よりも総降雨量とその集中度（降雨波形）が問題となる。降雨波形については、この問題を直接しかも完全に解決するような理論波形はまだな

いが、それに準ずるものとして最近用いられた中央および後方集中型降雨波形は同じ確率降雨波形群中、確率理論的に考えられるもっとも高い集中度を示す波形であることから、中央および後方集中型降雨波形のうちいずれかを採用すればよいこととした。

中央および後方集中型降雨波形の作り方は図2.1に示すとおりである。また降雨波形の継続時間は24時間を標準とする。但し洪水調節容量を第11条の算定法によって求める場合は、降雨波形の作成は不要となる。

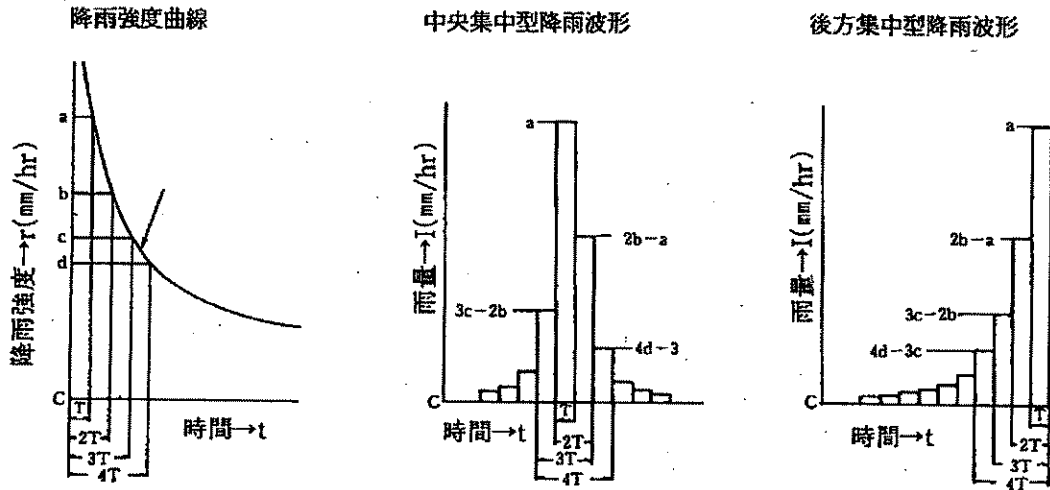


図2.1 降雨波形の作り方

流出ハイドログラフの算出

第9条 洪水波形への変換は合理式によるものとし、流出率を用いて図2.2の方法により算出する。

解 説

(1) 本法は単位図法と合理式の組み合わせである。合理式によるピーク流量の算定には普通流出係数を用いるが、本法は流出ハイドログラフの算定を目的とするため流出係数の代わりに流出率を用いるものとする。

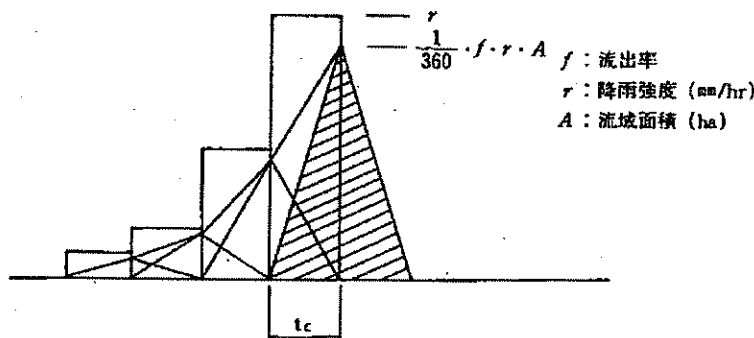


図2.2 流出ハイドログラフの算出(合理式)

(2) 開発前・開発後の流出率の標準値

開発前・開発後の流出率の標準値としては、防災調節池技術基準（案）第10条に準拠し、表2.4の値を用いるものとする。

表2.4 調整池の流入量の算定に用いる流出率の標準値

土地利用状況	流出率	備考
開発前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

また、流域の表層地質が浸透性の高い地質の場合は、表2.5の値を下限として流域の地質の状況、土地利用、流域の地質について調査し、類似河川の観測資料にもとづいて流出率を設定することができる。

表2.5 浸透性流域の流出率の下限値

土地利用状況	流出率
開発前	0.5
開発後 (1)	0.6
開発後 (2)	0.7 (0.9)

洪水調節容量の算定方法、その1

第10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のピーク流量の値を、宅地開発の行なわれる前におけるピーク流量の値まで調節するために必要とする容量をもつことを基本とし、つぎの条件を満足させなければならない。

- (1) 洪水の規模が年超過確率で1/3洪水までは、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の現状における流過能力の値まで調節すること。
- (2) 洪水の規模が年超過確率で1/30の洪水に対して宅地開発後における洪水ピーク流量の値を、開発前のピーク流量の値まで調節すること。
- (3) 調節池下流の流過能力の値が、開発前年超過確率1/3洪水のピーク流量の値より大きい場合は、その流過能力の値に相当する開発前の洪水の年超過確率をもって上記(1)の年超過確率1/3に代えるものとする。

解 説

(1) 調整池を設けて洪水を調節することの本来的な趣旨は、宅地開発後の流出増分を調節することにあるから、図2.3において、開発後における洪水流量ABを開発前のA' B' まで調節すればよいことになる。

しかし、本条(1)によってAをCまで調節することとしているので、 $1/3 \sim 1/30$ の規模に対し調節後の流量は  $CA' B'$  とすればよいこととなるが、実際の状況は  $CB'$  に近いものとなるであろう。

(ここで、Cに相当する  $Q_c$  は下流流過能力で通常の場合、開発前  $1/3$  洪水の値より小さい。)

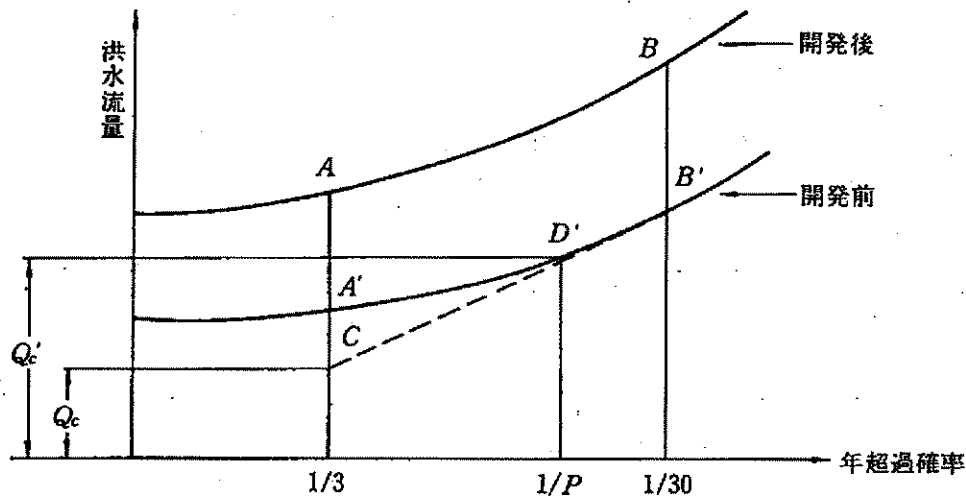


図 2. 3

(2) ここで、とくに年超過確率  $1/3$  洪水まで宅地開発後における洪水ピーク流量の値を下流流過能力の値まで調節することとしたのは、つぎのような考え方に基づいたものである。一般に宅地開発の行なわれる区域の河川は未改修であるため、 $30\text{mm/hr}$  程度 ( $1/1$  程度) の通常の雨でも洪水被害の起る場合が多く、上流で宅地造成中等の場合にも、造成工事による流量増の影響を区分して判別することは困難であり、とくに、その被害が床下浸水とくらべて被害の程度に大きい差を生ずるため、上流の宅地造成なかりせばという考えを強くもたれることが多い。

そのため、ある程度の洪水までは、下流に被害を及ぼさないようにするため、下流流過能力の値を放流量の限度とすることとしたものである。

(3) 下流河川がある程度改修されている場合など流過能力の値が開発前  $1/3$  洪水のピーク流量の値より大きい場合には、図 2. 3 において、その流過能力  $Q_c'$  に相当する開発前の洪水を  $D'$ 、その年超過確率を  $1/P$  とする。

この場合には、上記の  $1/3$  に代えて、 $1/P$  洪水までは開発後のピーク流量を  $Q_c'$  まで調節し、 $1/P \sim 1/30$  の規模に対しては、調節後の流量は  $D' B'$  で示されることになる。

(4) 宅地開発の行なわれた後における洪水のピーク流量を、開発前のピーク流量にまで調節する場合の対象洪水の計画規模を  $1/30$  としたのは、つぎのような考え方によるものである。

1) 調整池を暫定施設として存置する期間を第 1 条解説(4)に述べているように 10 年程度とすれば計画規模としては少なくとも年超過確率  $1/10$  程度は考える必要があり、これに下流のトラブル対策としての増分を考慮する。

2) 河川改修を行なう場合、一般には改修計画の規模を  $1/30$  以上とすることが多いが、60 分雨量の  $1/30$  の値は、おおむね  $60 \sim 100\text{mm/hr}$  の範囲にあり、調整池による暫定施設であることを考慮してこの程度の規模を対象とすることでよいであろう。

3) 地方公共団体等の現在の財政状況から、下流河川改修の代替手段として宅地開発者側に調整池を設けさせ

るという趣旨を考慮すれば、その財政状況が好転するまでの期間（10～20年程度か）以上に計画規模をとる必要がある。

- (5) 開発後の年超過確率1/3洪水のピーク流量を下流流過能力以下とするような放流管の排水口の大きさを求めるには例えば以下に示す方法によればよい。

図2.5に示すような放流管と排水塔の組み合わせに対して1/3洪水の調節は、下部排水口（DL）のみによって、行なうものとする。

第8条計画対象降雨において記した確率降雨強度曲線を用いて、降雨継続時間の各場合に対する開発後1/3洪水について、任意のDLの大きさの排水口をもつ放流管からの流出量を求めると、図2.4のようになるが、流出量の最大値 $Q_p$ が下流流過能力 $Q_{pc}$ と一致する場合のDLの値、 $DL_c$ が求める下部排水口の大きさであり、その結果求める調整池容量は、開発後1/3洪水を下流流過能力以下とするために要する調節容量である。なお、この場合の調節は、下部排水口のみで行なうものとしているので、排水塔の高さHTは、求められた貯水位 $HT_c$ 以上に設定することとなる。

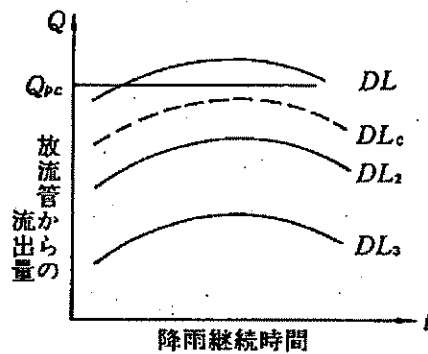


図2.4

- (6) 開発後の年超過確率1/30洪水のピーク流量を、開発前年超過確率1/30洪水ピーク流量に調節するための必要容量の算定は例えば以下の方法による。

すなわち、この場合の調節は、図2.5における下部排水口（DL既定）と、排水塔の上部排水口（DH）（または洪水吐き）によって行う。

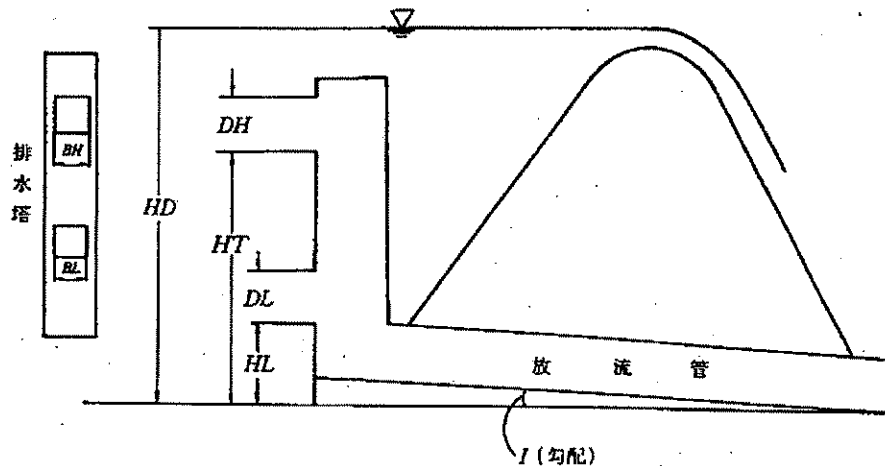


図2.5

上部排水口を設ける場合には(図2.5)、まず排水塔の高さHTは、HTc程度にきめている。次にDHについては、いくつかのDHを仮定し、年超過確率1/30の確率降雨強度曲線を用いて、調節計算を行ない、下流ピーク流量が制限流量以下になるDHを求める。

このときの貯水池容量が求める調節容量となる。この際放流管内は開水路流でなければならない。(第23条3項参照)

洪水吐きのみの場合については、越流幅が第22条によって概略規定されることから提高を設計変数として、ほぼ同様の試算を行う。排水塔および洪水吐きを併設する場合にも同様の計算を行うが計算は複雑なものになる。

(7) 放流管に用いる流量公式については第23条解説(7)による。

(8) 貯留・浸透施設を併用する場合の調整池への年超過確率1/3および1/30のハイドログラフの算出は、第1編防災調節池技術基準(案)第12条の方法によって行う。

また洪水調節容量は、貯留・浸透施設の効果を評価して算定された上記のハイドログラフを用い(5)、(6)の解説に従って算定するものとする。

#### 洪水調節容量の算定方法、その2

第11条 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、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の流過能力の値まで調節するとした場合の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Vの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とすることができるものとする。

$$V = \left( \gamma_i - \frac{\gamma_c}{2} \right) \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

ここで、

V：必要調節容量 (m<sup>3</sup>)

f：開発後の流出係数

A：流域面積 (ha)

$\gamma_c$ ：調整池下流の流過能力の値に対応する降雨強度 (mm/hr)

$\gamma_i$ ：1/30確率降雨強度曲線上の任意の継続時間 $t_i$ に対応する降雨強度 (mm/hr)

$t_i$ ：任意の継続時間 (sec)

#### 解 説

(1) 本条による算定方法は、第10条による方法と異なり、年超過確率1/30洪水以下のすべての洪水について、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の流過能力の値まで調節するものであるが、この場合にも、もちろん前述したような方法によって排水孔の大きさを求め、必要な調節容量を求めることができる。

しかし、確率降雨強度曲線の特性を応用して必要調節量を簡便に求めることができるので、厳密な算定方法によらない場合は、本条の方法によって調節容量を求めることができることとしたものである。

但し、本条の方法は許容放流量の比流量が5 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>程度を上廻る場合は厳密計算法の値に比べ、小さくなる場合があるので、このような場合は厳密計算法により確認することが必要である。

(2) 本条の方法によって、算定した調整池容量は第10条の方法によった場合よりも大きくなるが、算定方法は比較的簡単となるので、厳密な計算法によらない場合は、この程度の安全度をもった容量を考えるべきであろう。

また、調整池下流に人家連担区間のあるような場合にも、容量の安全度を上げて計画する必要がある場合があるであろう。

(3) 本条による算定方法を説明するとつぎのようである。

すなわち、1/30確率降雨強度曲線を表した図2.6において、降雨強度 $\gamma_c$ を下流流過能力 $Q_{pc}$ に対応した値とすれば、 $\gamma_c$ 以下の強度である $\gamma_1, \gamma_2$ 等の降雨は調整池に貯留することなく流出させてもよいから、調整池に貯留されるのは、 $\gamma_c$ 以上の降雨強度の場合である。

一般に、任意の継続時間 $t_i$ とそれに対応する降雨強度 $r_i$ との積、 $\gamma_i \cdot t_i$ は、 $t_i$ 時間の総雨量（これを調整池に全部ためるとすれば、ためるべき全降雨の体積）であり、 $\gamma_c \cdot t_i$ は調整池から下流に流過させてもよい分だけの $t_i$ 時間に流す体積であるから、 $V = (\gamma_i - \gamma_c) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$ が継続時間 $t_i$ の降雨に対する調整池の貯留量となる。

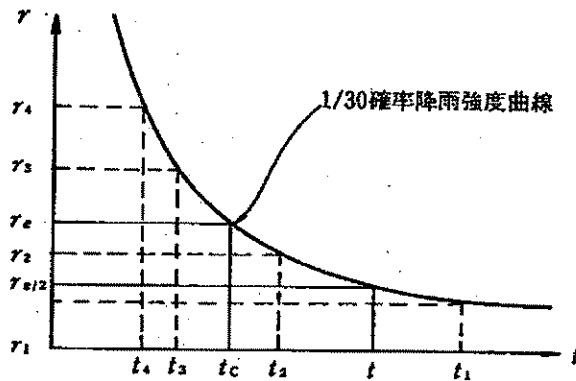


図2.6

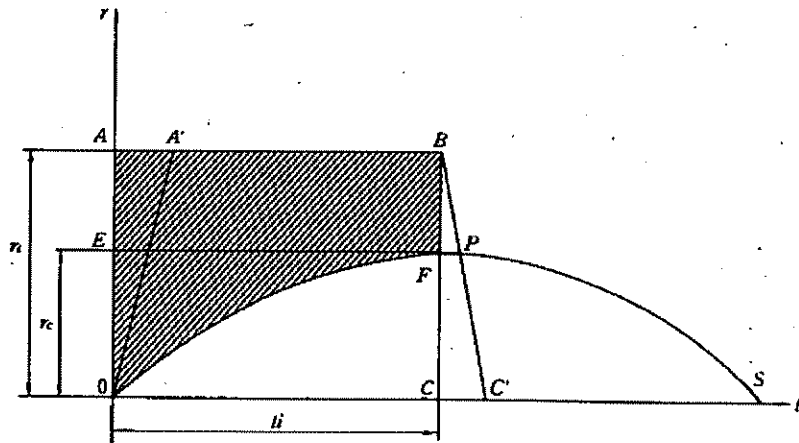


図2.7

しかし、調整池からの放流が最大となった時点で $r_c$ に等しくなるように放流管の大きさを定める必要があるので以下に示すように補正を行なう。

すなわち、図2.7において、

OABC.....降雨強度 $\gamma_i$ 、継続時間 $t_i$ に相当する流入量

OA'BC'.....調整池のない場合の流出量



OPS……………最大流出量を $\gamma_c$ とするように調節した場合の流出量

とすれば、このような流入・流出条件のときの必要調節容量は、OA' BPであり、先に示した $V = (\gamma_i - \gamma_c) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$  はABFEであるから、このVに、OFE  $\approx \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$  を加えて必要調節容量に近似させることとする。

したがって、任意の継続時間 $t_i$ の降雨に対する必要調節容量は、次式で示される。

$$V = (\gamma_i - \gamma_c + \frac{\gamma_c}{2}) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360} = (\gamma_i - \frac{\gamma_c}{2}) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360} \dots\dots\dots (2.3)$$

下流流過能力 ( $Q_{pc}$  に対応した降雨強度 ( $\gamma_c$ ) は次式によって求める。

$$\gamma_c = Q_{pc} \cdot \frac{360}{f \cdot A} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに  $\gamma_c$  : 調整池下流流過能力に対応した降雨強度 (mm/hr)

$Q_{pc}$  : 調整池下流の代表地点における流過能力 (m<sup>3</sup>/s)

$f$  : 開発後の流出係数

$A$  : 当該地点の流域面積 (ha) である。

一方、図2.6において、(2.3)式で示すVの値は、 $t = 0$ 及び $t = t_c'$ において、 $V = 0$ となり、 $t = 0 \sim t_c'$ の間で最大値をもつが、これが求める調整池の容量、すなわち……「開発後の年超過確率1/30洪水に対して、最大放流量を下流流過能力の値以下とするために必要な調節容量」……である。

(4) 貯留・浸透施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、以下のように算定するものとする。

① 貯留施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、本条の算出公式による容量からオンサイト貯留施設の貯留可能容量の総和を差し引いた値とする。

② 浸透施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、本条の算出公式に浸透強度を加味した(2.5)式によって求めるものとする。

$$V_i = (\gamma_i - \frac{\gamma_c}{2} - F_c) \cdot A \cdot t_i \cdot f \cdot \frac{1}{360} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに  $F_c$  : 調整池の流域面積に対する平均浸透強度 ( $F_c = \overline{\gamma_c} \cdot \Sigma A_i / A$ ) (mm/hr)

$A_i$  : 個々の浸透施設の集水面積 (ha)

$A$  : 調整池の流域面積 (ha)

$\overline{\gamma_c}$  : 浸透施設への総集水面積に対する平均浸透強度 ( $\overline{\gamma_c} = \Sigma (\gamma_c \cdot A_i) / \Sigma A_i$ ) (mm/hr)

$\gamma_c$  :  $A_i$ 内の浸透施設の単位面積当り計画浸透強度 ( $\gamma_c = f_c \cdot L / 10,000 / A_i$ ) (mm/hr)

$f_c$  :  $A_i$ 内の浸透施設の単位設計浸透量 (l/hr・m)

$L$  :  $A_i$ に対する浸透施設の設置量 (m)

$t_i$  : 任意の降雨継続時間 (min)

### 設計堆積土砂量

第12条 調整池の設計堆積土砂量は、造成中と造成完了後について計画する。造成中の設計堆積土砂量は、その流域面積、流況、地貌、地質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、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。

造成完了後の設計堆積土砂量は、ごく少量であるが調整池の利用計画等と合わせて決定するものとする。

### 解 説

(1) 設計堆積土砂量は、現在までの実績、実例から土地造成面積当り、70~240m<sup>3</sup>/ha/yearの範囲とし、150m<sup>3</sup>

／ha／yearを標準とするが、土地造成が比較的広範囲にわたり同時施工される時は、上限値をとるものとし、類似地区等の実例からして流出土砂量の少ない時は標準値を下廻ることを可とするが、下限値は70 m<sup>3</sup>／ha／yearとするものとする。

- (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砂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。堆砂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。

また造成中の設計堆積土砂量は、防災調節池技術基準（案）第14条解説(2)、(3)の方法によって算出するものとする。

- (3) 造成完了後の設計堆積土砂量は、防災調節池技術基準（案）第14条解説(4)により流入面積1ヘクタール当たり1.5m<sup>3</sup>／年を標準とする。

また、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、調整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13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調整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16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14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15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な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。

砂礫層などの透水性地盤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、ボーリングは必ず3箇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。

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。

地盤が軟弱地質の場合には、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。

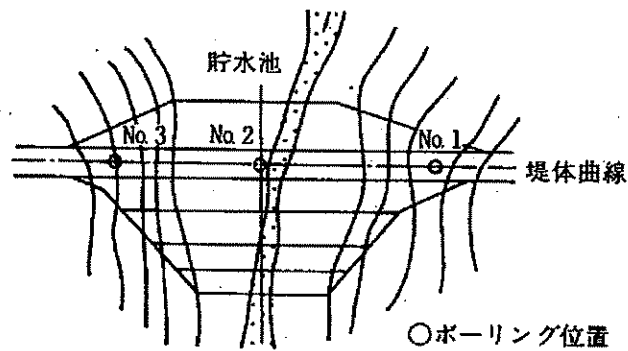


図3.1 ボーリング位置図

(3) 軟弱地盤上に調整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

調整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、パーティ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。パーティ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 ◎ B C ◎ F ◎ G
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	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