

流域開発に伴う

防災調節池等技術基準

平成7年

平成27年 改定

長野県 建設部

目 次

流域開発に伴う防災調節池等技術基準 1

解説 13

流域開発に伴う防災調節池等技術基準

平成7年
平成27年 改正
長野県建設部

1 概説

第1条 適用範囲

雨水流出機構の変化が予想される1ha以上の全ての開発においては、本基準に従って防災調節池その他の流出抑制措置を講ずるものとする。

第2条 対象降雨確率

流出抑制施設の計画にあてって想定する降雨確率は、開発の内容及び開発の規模に応じて、以下の確率年数を下回らないものとする。

| 開発の内容 | 開発区域の規模 | 降雨確率 |
|------------------|-------------|-----------|
| ゴルフ場、スキー場 等 | 1ha以上 | 1 / 50 確率 |
| 宅地開発、別荘開発、産業団地 等 | 1ha以上10ha未満 | 1 / 30 確率 |
| | 10ha以上 | 1 / 50 確率 |

第3条 用いる計算式等

本基準に特記する以外の計算式、係数等は、全て長野県土木事業設計基準に従うものとする。

2 計画

第4条 開発区域内の流出係数

開発区域内の流出係数は、原則として、開発前=0.6, 開発後=0.9とする。

第5条 1%影響区間の判定

当該開発による流出機構の変化によって、対象降雨確率での計画高水流量が1%以上増加する下流河川区間(1%影響区間)を求める。

第6条 ネット地点の決定

1%影響区間内を調査し、縦横断測量等を行って、現況流下能力を流域面積で除した断面比流量が最小となる地点(ネック地点)を求める。

第7条 1%影響区間が存在しない場合

開発区域からの流出雨水が到達する最近傍河川地点において、流量増加率が既に1%未満となり、1%影響区間が存在しない場合には、ネック地点の決定は不要である。

第13条 防災調節(整)池の洪水調節容量(浸透処理施設がない場合)

浸透処理施設がない場合の防災調節(整)池の洪水調節容量は、以下の簡便式により算出する。

$$V = \max V(t) :$$

$$\text{但し } V(t) = \left\{ r(t) - \frac{rc}{2} \right\} \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

ここで、 V : 洪水調節容量 [m³] t : 任意の降雨継続時間 [min]

$r(t)$: 時間 t に対応する降雨強度 [mm/h]

$$* r(t) = \frac{a}{t^n + b} \quad : \text{対象降雨確率の降雨強度式}$$

rc : 許容放流量に対応する降雨強度 [mm/h]

$$* rc = \frac{360 \times Qc}{f \times A} \quad (Qc : \text{許容放流量 [m}^3/\text{s)})$$

A : 防災調節(整)池の集水面積 [ha]

f : 集水面積内の開発後の平均流出係数。

第14条 防災調節(整)池の洪水調節容量(浸透処理施設がある場合)

浸透処理施設がある場合の防災調節(整)池の洪水調節容量は、以下の簡便式により算出する。

$$V = \max V(t) :$$

$$\text{但し } V(t) = \left\{ r(t) - \frac{rc}{2} - F \right\} \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

ここで、 F : 集水面積内の平均浸透強度 [mm/h]

$$* F = \frac{Fc \times Ac}{A}$$

Fc : 浸透施設による浸透強度 [mm/h]

$$* Fc = \frac{fc \times L}{10000 \times Ac}$$

fc : 浸透施設の設計浸透量 [ℓ/hr・m]

L : 浸透施設設置延長 [m]

Ac : 浸透施設への集水面積 [ha]

第15条 防災調節(整)池の洪水調節容量(オンサイト貯留施設がある場合)

オンサイト貯留施設がある場合の防災調節(整)池の洪水調節容量は、前2条で求められた V から各施設の貯留量の合計を差し引いた値とする。

第16条 防災調節(整)池の設計堆砂量

防災調節(整)池の設計堆砂量は、以下により算出する。

$$V = N \times \sum (S_i \times A_i)$$

ここで、 V : 設計堆砂量 [m³]

N : 設計堆砂年数 [年]

S_i : 土地状態ごとの土砂発生量 [m³/年・ha]

A_i : 土地状態ごとの集水区域内面積 [ha]

設計堆砂年数は3～5年を標準とするが、定期的な排砂管理が確実に行える場合には、そのサイクルに応じた年数とすることができる。但し最低でも1年以上とする。

土地状態ごとの土砂発生量は以下の値を標準とする。

裸地 : 200～400 m³/年・ha 林地 : 1 m³/年・ha

皆伐地、草地 : 15 m³/年・ha 道路 : 5 m³/年・ha

第17条 防災調節(整)池の容量決定

防災調節(整)池の容量は、洪水調節容量と設計堆砂量を足し合わせた値を下回らないように定めるものとする。

第18条 防災調節(整)池の洪水調節方式

防災調節(整)池の洪水調節方式は、人工操作によらない自然放流方式を原則とする。

第19条 防災調節(整)池の洪水吐断面の設計

防災調節(整)池の洪水吐の断面は、開発後に集水面積から生ずる1/200確率での流出量の1.2倍以上の流下能力を有し、さらに60cm以上の余裕高を持つものとする。

第20条 防災調節(整)池のオリフィス断面の設計

防災調節(整)池のオリフィスの断面は、許容放流量に対して以下の式により算出される断面積を基に設計する。

$$A_o = \frac{Q}{C \times \sqrt{2gH_o}}$$

ここで、 A_o : オリフィスの断面積 [m²]

Q : 許容放流量 [m³/s]

C : 流量係数

H_o : 設計水頭 [m]

流量係数は、ベルマウス付呑み口では0.85～0.95、ベルマウスなし呑み口では0.60～0.80を標準とする。

設計水頭は、対象降雨確率での最高水位と放流管呑み口の中心高との高差を用いるものとする。

第21条 防災調節(整)池の放流管断面の設計

防災調節(整)池の放流管の断面は、許容放流量に対して十分な余裕を持った無圧式管路として設計する。最低でも許容放流量の $4/3$ 以上の断面積を持つものとし、かつ維持管理が困難とならないよう直径1 m以上を原則とする。

第22条 防災調節(整)池の多目的利用

防災調節(整)池は、非洪水時に他の目的での利用が可能となるよう、効率的な面整備計画を立てて配置する。

第23条 防災調節(整)池の環境面への配慮

防災調節(整)池は、周囲の自然環境に与える影響が最小となるよう、十分に検討して設計する。

第24条 雨水流出抑制措置を特に講じなくてもよい場合

防災調節(整)池、雨水浸透処理等の措置を特に講じなくてもよい開発とは、以下の場合に限るものとする。

- 1 1%影響区内の下流河川が全て、当該開発による雨水流出形態の変化を考慮した改修計画に基づいて、改修中もしくは近々の改修が確実である場合。
- 2 市街地再開発など、当該開発によって雨水流出形態が変化しないことが明らかである場合。

3 防災調節(整)池の構造

第25条 本体のダム型式

本体のダム型式は、地形、地質及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討して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を得にくい場合はゾーン型としてよい。

第26条 ダム設計の基本

ダムはそ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。

第27条 堤体の基礎地盤

堤体の基礎地盤は、ダムの安定性を確保するために必要な強度及び水密性を有しなければならない。
基礎地盤の土質、地層構成等を把握するために、十分な地質調査を実施し、軟弱地盤、あるいは透水性地盤であることが判明した場合には、必要に応じて基礎地盤処理を行わなければならない。

第 28 条 堤体の材料

堤体に用いる土質材料は、あらかじめ試験を行って、安定性の高い材料であることを確認しなければならない。

第 29 条 堤体の形状

堤体の形状は、堤体の高さ、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定しなければならない。
堤体の法面勾配は下表によるほか、すべりに対する安定計算を行って、安全性を確認するものとする。

第 30 条 ドレーンの設計

堤体内のドレーンは、堤体内に浸透してくる水を排水低下させ、堤体や法面の安定性を維持するものとして、必要に応じて設けるものとする。

第 31 条 法面等の処理

堤体上流側を含め、調節(整)池湛水部の法面は、波浪や水位変動及び降雨により浸食されないよう、また堤体下流側の法面は、降雨や浸透流により浸食されないよう、法面処理を施すこととする。
法面には高さ 5～7 m ごとに幅 3 m 以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。
堤頂は幅 4 m 以上とし、表面は浸食されないよう、必要に応じて表面保護を行うこととする。

第 32 条 堤体の余盛

堤体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。余盛の標準高さは次のとおりである。

| | | |
|------------|----|--------------|
| 堤高 5 m 以下 | —— | 標準余盛高 4 0 cm |
| 堤高 5～10 m | —— | 標準余盛高 5 0 cm |
| 堤高 10 m 以上 | —— | 標準余盛高 6 0 cm |

第 33 条 堤体の非越流部天端高

堤体の非越流部天端高は、洪水調節容量及び設計堆砂量を確保した高さに、洪水吐の設計越流水深を加え、さらに 60 cm 以上を加算した高さとする。

第 34 条 洪水吐の構造

洪水吐は以下に定める機能・構造を持つものとする。

- (1) 流入水路は、平面的に流れが一様で、流水に乱れが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、土砂の流入や洗掘を防止するため、周辺を保護するものとする。
- (2) 越流は自由越流方式とし、ゲートその他、人為的に流量を調節する装置を設けてはならない。
- (3) 導流水路は底幅を最低でも 2 m 以上とし、流れが乱れないよう直線とし、水路幅の急変、水路勾配の急変は避けるものとする。
- (4) 下流の排水路等への接続については、周辺の土地利用、宅地化の状況や地形等を勘案して、溢水による被害が生じないように配慮する。特に導流水路末端には減勢工を設け、流水のエネルギーを十分低減させなければならない。
- (5) 洪水吐はできるだけ全体を良質な地山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。

第 3 5 条 放流施設の構造

放流施設は、放流管設計流量を安全に流せるものとし、以下の機能・構造を持つものとする。

- (1) 放流管はできる限り直線とし、屈曲を避けるものとする。
- (2) 流入部は土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥によって閉塞しないような構造とする。
- (3) 放流施設にはゲート、バルブその他、人為的に水位、流量を調節する装置を設けてはならない。
- (4) 放流管は、設計流量に対して、呑み口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- (5) 放流管は、山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に十分耐えられる構造とする。また、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、施工においても十分な処理を施さなければならない。

4 雨水浸透施設の構造

第 3 6 条 雨水浸透施設の種類

雨水浸透施設には、浸透法と井戸法に大別され、以下の工法がある。

- | | | |
|-----|----|----------------------------|
| 浸透法 | —— | 浸透トレンチ、浸透側溝、浸透マス、浸透池、透水性舗装 |
| 井戸法 | —— | 乾式井、湿式井 |

第 3 7 条 工法の選定

雨水浸透施設を配置するにあたっては、土地利用形態及び地盤の浸透能力に応じて、効果的に各種の工法を組み合わせることとする。

第 3 8 条 浸透施設の構造

雨水浸透施設の構造は、浸透機能及び貯留機能が効果的に発揮できる構造とする。
また、その機能を長期的に維持するために、土砂等の流入による目詰まりや堆積に十分配慮する。

第 3 9 条 浸透トレンチの構造

浸透トレンチの構造は、原則として下記によるものとする。

- (1) トレンチは幅 60 cm、深さ 60～70 cm を標準とする。
- (2) トレンチ内には、接続されたマスからの流入水を均一に分散させるため、充填された碎石中に透水管を布設する。管径は 10～20 cm を標準とする。
- (3) 碎石上面には透水シートを敷き、普通土で埋め戻す。

第40条 浸透側溝の構造

浸透側溝の構造は、原則として下記によるものとする。

- (1) 側溝の底面に敷砂を厚さ10cm、碎石を厚さ10～30cm充填する。また側面には巻厚10cmの碎石を施す。
- (2) 側溝は透水性のものを使用し、その幅は所要の浸透量、貯留量により決定する。標準幅は15～45cmとする。
- (3) 側溝に段差が生じる場合、または末端のマスと接続する場合には、手前に越流堰を設ける。
- (4) 側溝は原則として蓋をかける。
- (5) 屋根排水の取り付け口等には、状況に応じて泥溜めを設ける。

第41条 浸透マスの構造

浸透マスの構造は、原則として下記によるものとする。

- (1) 浸透マスは、底部をモルタル等で密封せず、底面を下から砂、碎石の順に充填する。
- (2) マスの上部としては、集水目的に応じて、宅地マス、U形マス、街渠マス等の通常の側塊とマス蓋を使用する。

第42条 透水性舗装

透水性舗装は、原則として下記によるものとする。

- (1) 透水性舗装は、歩道、自動車の少ないアプローチ及び駐車場に用いるものとする。
- (2) 表層、路盤の空隙は、貯留量にカウントすることができるものとする。
- (3) 舗装材料や構造は透水性舗装ハンドブックによるものとする。

5 オンサイト貯留施設の構造

第43条 オンサイト貯留施設の種類

オンサイト貯留施設は、機能及び構造により以下のように分類される。

- ① 機能による分類
各戸貯留施設、流域貯留施設
- ② 構造による分類
地表面貯留施設、構造物貯留施設

第44条 オンサイト貯留施設の構造

オンサイト貯留施設の構造は、予想される荷重に対し必要な強度を有すると同時に、十分な安全度を有しなければならない。

第45条 地表面貯留施設の構造

地表面貯留施設の構造は、小堤または浅い掘込を原則とする。

第46条 盛土小堤の余水吐

盛土小堤による貯留施設においては、越水による破壊を防止すべく、余水吐を設けることとする。
余水吐は1/100確率の降雨を対象として設計し、自由越流方式とする。

第47条 排水施設

オンサイト貯留施設の排水施設は、以下によるものとする。

- (1) 排水施設にはゲート、バルブその他、人為的に流量を調節する装置を設けてはならない。
- (2) 排水が管渠による場合には、呑み口を除いて自由水面を有する流水となるよう設計する。
- (3) 土砂、塵芥が直接混入しないような構造とする。

第48条 底面処理等

地表面貯留施設は、降雨後の排水をすみやかに行うため、土地利用機能に応じた適切な底面処理を施すものとする。

第49条 公園等貯留

公園、あるいは学校の校庭を流域貯留施設として使用する場合には、子供に対する安全性に十分配慮するものとする。

第50条 駐車場貯留

駐車場を流域貯留施設として使用する場合には、自動車のブレーキドラムが濡れないなど、貯留時の自動車の走行、利用者の利用に支障を生じないように配慮する。

第51条 棟間貯留

集合住宅の棟間を流域貯留施設として使用する場合には、緊急車の進入路、建築物の保護、幼児に対する安全性、維持管理などを総合的に検討することとする。

6 調節(整)池堤体の施工等

第52条 施工計画

堤体工事の着手にあたっては、設計の基本方針、工期、基礎地盤、盛土材料等を考慮して、安全に施工でき、所定の工期内に所定の品質の出来型が得られるような施工計画を立てるものとする。

第53条 準備工、河流処理工

準備工として起工測量、伐開・除根、工事用道路設置を行うものとする。
河流処理工は、堤体施工に支障を及ぼすことなく河川流量を流下させる構造とし、その目的を十分達成できるように行うものとする。

第54条 堤体基礎工

基礎掘削工は、基礎地盤の性状を十分に把握した上で、設計条件を満足する深さまで、断面に急変のないよう掘削するものとする。
軟弱地盤、透水性地盤においては、設計に盛り込まれた基礎処理工の内容、現地条件、工期等を十分に理解して、適切な基礎処理を行う。

第55条 堤体盛土材料の採取

堤体盛土材料は、土取場の地形、地質、地下水等の現場条件に適合した掘削方法を検討の上、所定の品質が得られるように採取するものとする。
土取場の土質が盛土材料として不適切であると判断された場合には、土取場の変更もしくは材料の調整を行うものとする。

第56条 堤体盛土の締固め

堤体盛土の締固めは、原則として乾燥密度による締固め度で規定するものとする。但し高含水比粘性土の場合には、飽和度または空気間隙率で規定してもよいものとする。

- 1) 乾燥密度による規定
まき出し各層ごとにJIS A1210（突き固めによる土の締め固め試験方法）の呼び名1:1の方法による最大乾燥密度の90%以上の密度となるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。
- 2) 飽和度または空気間隙率による規定
まき出し各層ごとに飽和度85%以上または空気間隙率10%以下となるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

第57条 堤体盛土の施工方法

堤体盛土の施工は原則として出水期を避けて行わなければならない。
敷地は盛土に先立って、雑草、樹木の根、有機物を含む表土ほか雑物を除去し、また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。
盛土の施工に先立って、現場における試験施工を実施しなければならない。
その結果を基に、土質材料の種類に応じた締固め度、透水係数等の所定の値が確保されるよう施工し、特に施工時の含水比には留意しなければならない。

第58条 接合部の施工

堤体と基礎地盤、構造物との接合部は、十分な水密性が得られるように入念に施工するものとする。

第59条 ドレーンの施工

堤体内に設けるドレーンは、定められた材料を均質にまき出し、締固められるように施工するものとする。

第60条 堤体の品質管理

堤体盛土の施工にあたっては、盛土材料及びドレーン材料に対して、搬入時の材料試験及び施工時の品質確認試験により、品質管理を行うものとする。
また、軟弱地盤上の盛土あるいは高含水比粘性土から成る盛土については、必要に応じて動態観測を行い、基礎地盤や堤体の挙動を常に把握しながら施工するものとする。

第61条 維持管理

完成後は、ダムの安定及び調節(整)池の機能を保持するため、維持管理を十分に行わなければならない。

7 浸透施設の施工等

第62条 浸透施設の施工管理

浸透施設の施工にあたっては、以下の点に留意する。

- 1) 施工時に浸透面を締固めないよう注意し、掘削後の床均しは行わず、直ちに敷砂を入れ、充填材を投入する。
- 2) 充填材の投入にあたっては、施設内に土砂が混入しないようにする。
- 3) 工事中の排水は原則として浸透施設を使用しないものとする。また浸透面をネットで覆う等の土砂流入防止の措置を講ずる。
- 4) 工事完了後は注水試験により、浸透能力の確認を行う。

第63条 浸透施設の維持管理

浸透施設は、浸透機能を継続的に保持するために、十分な維持管理を行わなければならない。

第64条 オンサイト貯留施設の維持管理

オンサイト貯留施設は、その土地利用等に応じ、また土地管理者や利用者との協力して、適切な維持管理を行わなければならない。

8 多目的調節(整)池等の利用

第65条 多目的利用の条件

多目的に利用される調節(整)池及びオンサイト貯留施設においては、雨水流出抑制機能と他の目的に沿った機能とが相互に損なわれないよう留意した構造とし、的確かつ円滑な管理が行えるような体制を整えることとする。

第66条 調節(整)池の公園利用

防災調節(整)池内を公園として利用する場合には、以下の点に留意する。

- 1) 調節(整)池内に設ける公園施設への冠水頻度は、種類に応じて適切なものとなるよう配慮する。
- 2) 公園施設は維持管理上また衛生上支障のないように配慮する。
- 3) 都市公園法に基づく公園となる場合には、都市公園技術基準(案)にも準拠するほか、公園の利用上支障のない構造とし、修景上また安全上十分に配慮する。また児童公園は原則として防災調節(整)池には使用しない。

解

説

第67条 湛水区域内の施設

湛水区域内に設けられる施設は、防災調節(整)池の場合、ダム堤体法尻から5 m以上離して設置することを原則とする。

第68条 湛水区域内の植樹

湛水区域内の植樹にあたっては、防災調節(整)池の場合、ダム堤体法尻から低木は5 m以上、高木は15 m以上離して植えることを原則とする。このほか治水上支障のないよう配置に注意し、高木は耐風性、必要に応じて耐潤性の樹木を選定する。

第69条 湛水区域内の施設の選定

防災調節(整)池の場合、湛水区域内に設置する施設は、以下の点に留意して選定する。

- 1) 湛水により維持管理が極めて困難となる施設は設置しない。
- 2) 湛水の際維持管理が容易でない施設は、湛水頻度、湛水深を考慮して設置する。
- 3) 児童の遊戯施設は原則として湛水区域外への設置が困難なものに限る。

第70条 湛水区域内の施設の留意点

防災調節(整)池の湛水区域内に設置する施設は、以下の点に留意する。

- 1) 公園園路は、防災調節(整)池の管理用道路を兼用することを前提に、公園利用上かつ安全管理上望ましい配置とするとともに、出水時の避難路としても十分機能するよう配慮する。
- 2) 広場、グラウンド等は、排水勾配を持たせ、また排水施設を十分整備して、水はけのよい構造とする。
- 3) 植栽地は、退水後の土砂・ヘドロ等の排除、清掃を容易に行える配置及び排水構造とするとともに、必要に応じて耐潤性樹木を選定する。
- 4) 池等の水際は、利用者の安全性に配慮した水深、断面、材料とする。
- 5) 工作物は、原則として流出しない構造とする。
- 6) 退水後の洗浄に用いる給水栓を適所に設置する。

第71条 多目的利用のための安全原則

多目的に利用される流出抑制施設の設計にあたっては、以下の点に留意して十分な検討を加える。

- 1) 当該区域は降雨時に湛水するものであることの周知。
- 2) 巡視の容易さ。
- 3) 避難の容易さ。
- 4) 利用者の接近に対する安全性。

これらの安全検討は、水位、水際線が時間的に変動することを考慮に入れて行うものとする。

1 概説

第1条 適用範囲

雨水流出機構の変化が予想される1ha以上の全ての開発においては、本基準に従って防災調節池その他の流出抑制措置を講ずるものとする。

一定の保水力を有している森林、田畑等の土地が他の目的のために開発されると、その保水力を失って、降雨時に河川に集中する流量を増加させる。開発が積み重なることにより、下流域の洪水に対する安産性は低下してしまう。

本基準は、流域内で雨水流出機構の変化が予想される開発に対して、開発者自らが流出抑制措置を講じ、流域一帯の治水安全度の維持に努めるべく定めるものである。

本基準を適用する開発区域の面積の下限は、国土利用法に基づく土地利用基本計画変更協議の対象となる1haとする。

第2条 対象降雨確率

流出抑制施設の計画にあてって想定する降雨確率は、開発の内容及び開発の規模に応じて、以下の確率年数を下回らないものとする。

| 開発の内容 | 開発区域の規模 | 降雨確率 |
|------------------|-------------|-----------|
| ゴルフ場、スキー場 等 | 1ha以上 | 1 / 50 確率 |
| 宅地開発、別荘開発、産業団地 等 | 1ha以上10ha未満 | 1 / 30 確率 |
| | 10ha以上 | 1 / 50 確率 |

流出抑制措置は、長期的な姿としての開発区域の将来像を見定めた上で、検討する必要がある。単に現時点の開発計画だけでなく、開発の種類と性質による時間的な変化をも考慮に入れて検討する。

流出抑制措置を検討する際に、対象とすべき降雨確率は、河川管理者が持つ流域一帯の目標安全度と整合することが望ましい。わが国の一級水系における治水安全度は、最低でも1 / 50 確率を目標とされている。

容易に河川改修が追いつかない流域上流に位置し、かつ自然改変度が大きいゴルフ場、スキー場等のレジャー施設については、河川改修の将来目標と同等の流出抑制措置を義務付けるものとして、1 / 50 確率以上で計画を行う。

近年、流域上流にも太陽光発電所等の大規模な開発が計画されることが多く、治水安全度が低下する恐れがあるため、開発の内容に拘わらず、開発区域が10ha以上のものは、ゴルフ場、スキー場と同等に1 / 50 確率以上で計画するものとする。

このため、下流に位置することの多い宅地開発、産業団地等、もしくは上流に位置しても自然改変度が比較的小さい別荘開発等及びそれ以外の開発については、開発区域の規模が1ha以上10ha未満の場合は、1 / 30 確率以上、10ha以上の場合は、1 / 50 確率以上で計画を行う。

なお、採石場については、採石終了後の緑化計画などを吟味した上で、判断する。但し、5ha未満の採石場は全て1 / 30 確率以上としてよいものとする。

第3条 用いる計算式等

本基準に特記する以外の計算式、係数等は、全て長野県設計基準に従うものとする。

河川改修計画との整合を図るため、雨量強度、高水流量、断面流下能力等の算定式、または流出係数、粗度係数等の数値については全て、長野県設計基準に従うものとする。

但し本基準に特別に記載するものについては、本基準に従う。

計画

第4条 開発区域内の流出係数

開発区域内の流出係数は、原則として、開発前=0.6、開発後=0.9とする。

長野県設計基準に記載された流出係数は0.6~0.9の範囲であるため、開発区域内の流出機構の変化については、土地利用の実態にかかわらず、最大幅を想定しての計画を立てて、安全を期することとする。

一方、開発区域外の流出係数については、土地利用の実態に応じて設計基準に従い決定する。

第5条 1%影響区間の判定

当該開発による流出機構の変化によって、対象降雨確率での計画高水流量が1%以上増加する下流河川区間(1%影響区間)を求める。

上流域での開発が雨水流出機構を変化させた場合、その影響は、理論的には下流の全ての河川に及ぶ。河口まで行っても、僅かではあるにせよ、高水流量は増加する。

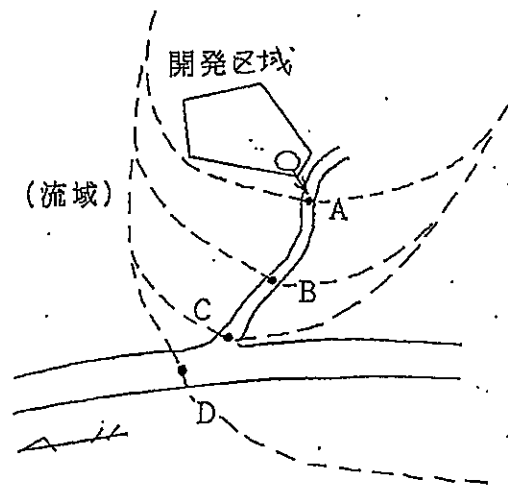
しかし、各開発について海までの全河川区間の流下能力をチェックすることは、現実的ではない。そこで、対象降雨確率での高水流量が、その開発の前後で1%以上変化する範囲に限り、河川の現況チェックを行えばよいものとする。

この範囲を「1%影響区間」と呼び、これを求めることが第一の重要な作業である。下流河川の任意の地点における流域面積の中で、開発前後で変化するものは開発区域内の流出係数だけであるから、高水流量の変化率は図上の作業だけで求めることができる。

開発区域からの流出雨水がまず到達する地点を皮切りに、順次下流へ地点を移しながら変化率を計算し、初めて1%未満になった地点が、1%影響区間の下流端である。

支川から本川へ入っても変化率が1%以上ある場合には、引き続き本川下流へ地点を移して計算を行う。この場合は当然、本川も一定部分が1%影響区間に含まれることになり、現況チェックの対象となる。

(ケース1)



高水流量変化率 (%)

A点: 6.4

B点: 5.1

C点: 3.6

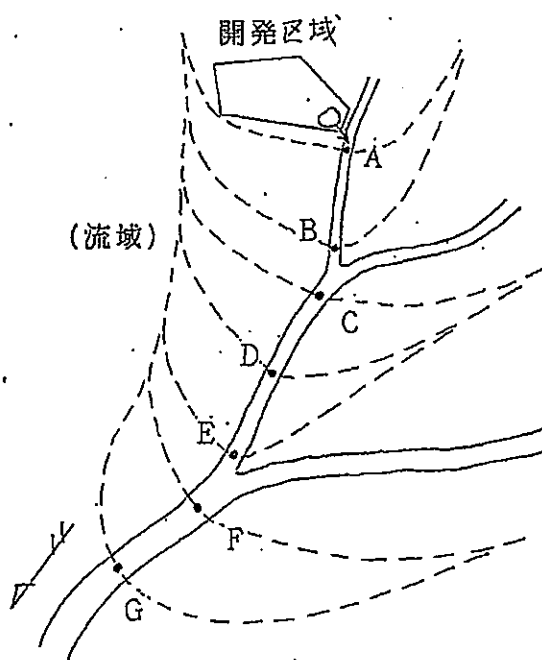
(合流)

D点: 0.4



1%影響区間は
A点~C点

(ケース2)



高水流量変化率 (%)

A点: 6.4

B点: 5.7

(合流)

C点: 4.3

D点: 3.7

E点: 3.0

(合流)

F点: 1.3

G点: 0.98



1%影響区間は
A点~G点
(3川に及ぶ)

検討する河川の上流にダムがある場合には、基本高水流量ではなく計画高水流量ベースで変化率を求める点に注意する。下流河道の改修計画は、全てダムカットされた後の計画高水流量を基に立てられているからである。同じ地点であれば、ダム下流域の開発による変化率は、基本高水流量ベースより計画高水流量ベースの方が大きくなることは当然である。

この場合、ダム上流域からの流出量は、対象確率の降雨時に想定されるダムの最大放流量をあてるものとする。

第6条 ネット地点の決定

1%影響区間内を調査し、縦横断測量等を行って、現況流下能力を流域面積で除した断面比流量が最小となる地点（ネック地点）を求める。

1%影響区間が求まったなら、第2の重要な作業は、その区間内の河川現況のチェックである。現況チェックの究極の目的は、1%影響区間内で最も流下能力の小さい地点を求めることであり、これを「ネック地点」と呼ぶ。

2つの地点が同じ断面を有し、同じ流量を流せるとすれば、背負う流域面積の大きい方が、相対的な流下能力はより小さいといえる。

この「相対的な流下能力」が最も小さい地点が重要であるため、流量としての現況流下能力を、その地点が背負う流域面積で除した値（断面比流量）を比較して、この値が最小となる地点をネック地点とする。

現況チェックの作業には、次の2段階がある。

(1) 全区間踏査と写真撮影

1%影響区間の全容を把握するために、川に沿って踏査する。この段階では詳細な測量は行わない代わりに、ほぼ全区間が写るように、細かく写真撮影を行う。前後に比べて断面が小さいと思われる地点も全て写真に収める。

(2) ネット候補地点の縦横断測量

踏査結果及び写真の検討により、ネック地点となりそうな候補地点をピックアップした後、今度はそれらの地点に絞って、縦横断測量を行う。

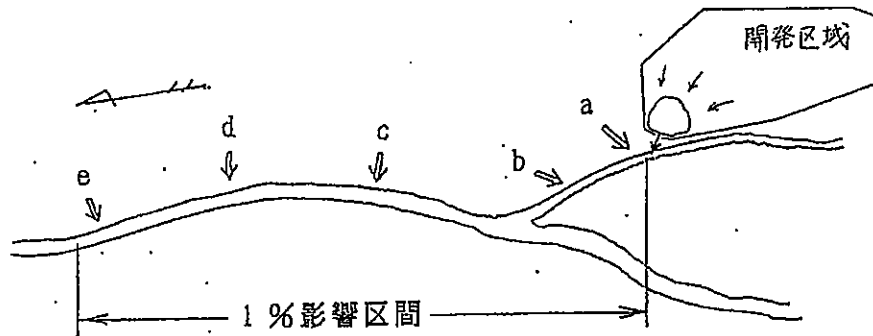
連続した河川の中で、断面比流量が最小となる地点を求める、ということは、実は容易なことではない。効率よく、しかも精度高くこの作業を行うポイントは(1)にある。現地を見た目と写真での判定によって、詳細に測量をかけるべき候補地点をどう選び出すか。本当のネック地点がこの段階でふり落とされてしまったら、その後の測量に何の意味も無くなってしまう。



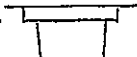
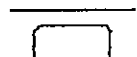

測量そのものは機械的な作業である。測量すべき候補地点を選ぶ作業こそ、吟味と判断を要する、ネック地点決定の心臓部であることに留意されたい。

慎重に選ばれた候補地点について、縦横断測量を行った後、それぞれの断面が有する流下能力を、マンニングの公式により算定する。この場合、既存断面の天端から河川管理施設等構造令に規定された余裕高を差し引いて計算することに注意する。また縦断勾配は、局所的な値ではなく、その地点を挟む100m程度の区間の平均勾配を用いるようにする。

計画に基づいて改修された区間であれば、計画資料に記された流下能力値をそのまま採用してよい。

各地点の流下能力を流域面積で除して断面比流量を求め、最小となる地点をネック地点と判定する。



| 地点 | 断面 | 流下能力 | 流域面積 | 比流量 |
|----|---|------------------------|----------|---------------------------|
| a |  A = P = I = n = | 10.0 m ³ /s | 5.0 kaf | 2.0 m ³ /s/kaf |
| b |  A = P = I = n = | 20.0 m ³ /s | 8.0 kaf | 2.5 m ³ /s/kaf |
| c |  A = P = I = n = | 30.0 m ³ /s | 15.0 kaf | 2.0 m ³ /s/kaf |
| d |  A = P = I = n = | 40.0 m ³ /s | 25.0 kaf | 1.6 m ³ /s/kaf |
| e |  A = P = I = n = | 60.0 m ³ /s | 30.0 kaf | 2.0 m ³ /s/kaf |

←ネック地点

第7条 1%影響区間が存在しない場合

開発区域からの流出雨水が到達する最近傍河川地点において、流量増加率が既に1%未満となり、1%影響区間が存在しない場合には、ネック地点の決定は不要である。

第5条での検討において、開発区域からの流出雨水がまず到達する地点で、既に河川の流量増加率が1%を切る場合がある。比較的大きな河川の中～下流へ直接流れ込む場合などである。

この場合には1%影響区間は存在しないこととなり、下流河川の現況断面をチェックする必要はない。従って、第6条に記されたネック地点の決定作業も不要である。

第8条 開発区域からの許容放流量の決定

開発区域からの許容放流量を決定する方法は以下の1及び2である。

1 ネック地点法

2 増分処理法

原則として1のネック地点法によるものとし、以下の場合に限り2の増分処理法を用いてもよいものとする。

※ 増分処理法を用いてもよい場合

- ① 開発区域面積が5 ha未満の場合。
- ② 1%影響区間が全て、対象降雨確率での開発後の計画高水流量を流下し得る断面を有している場合。
- ③ 1%影響区間が存在しない場合。

開発に伴って増加する雨水流出量をどこまで抑制するのか、その目安となるのが許容放流量である。

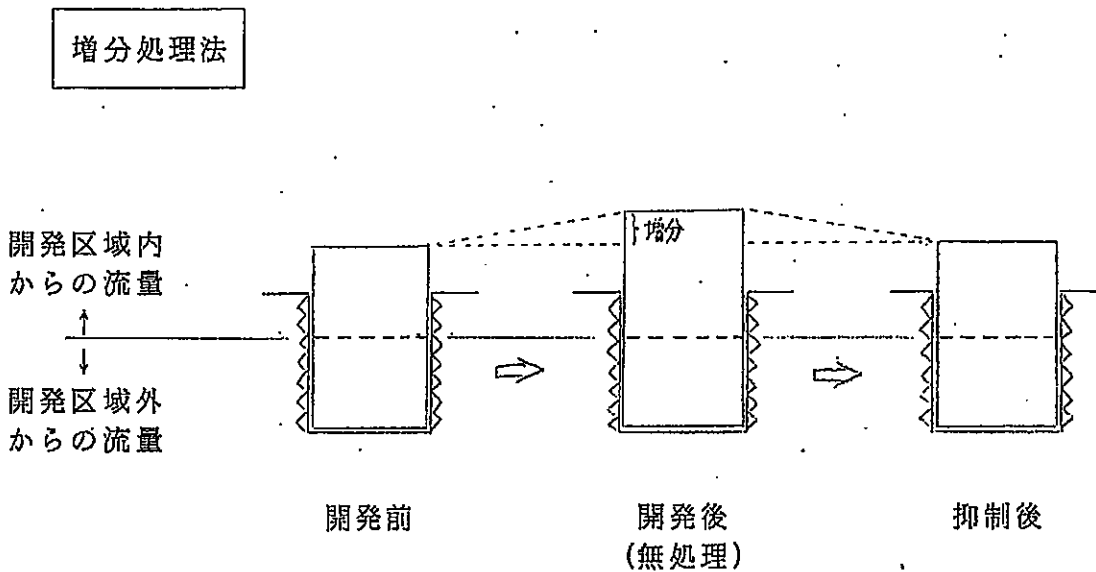
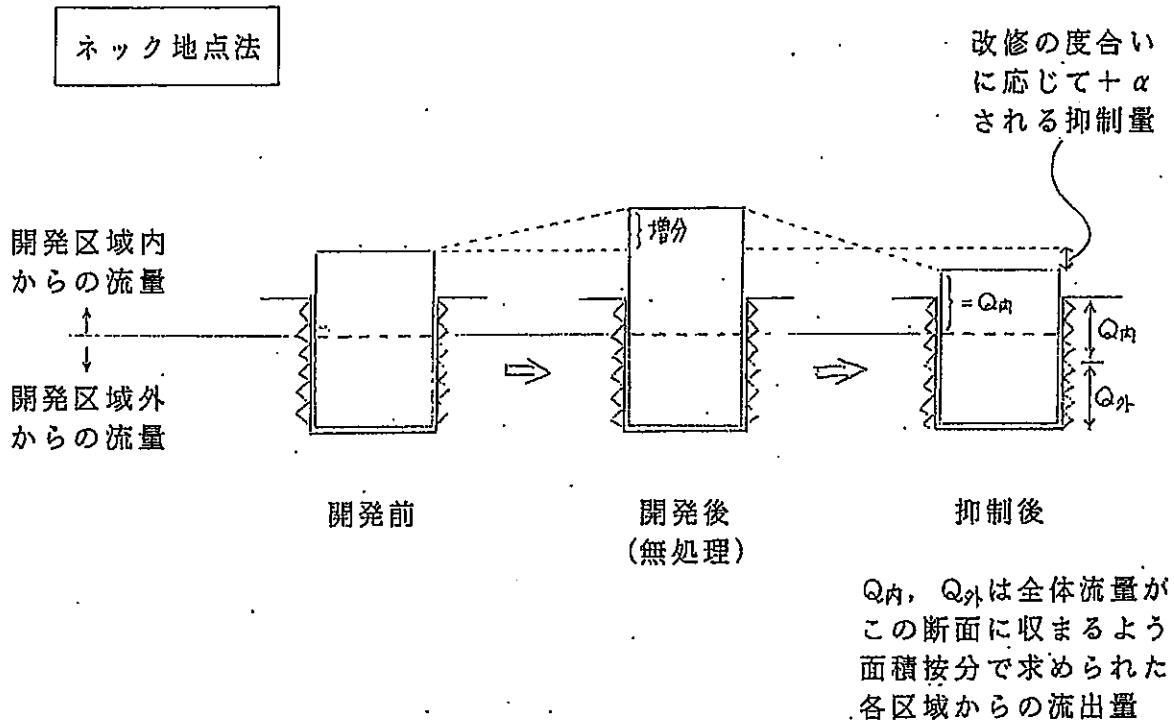
許容放流量の決定方法には2通りの考え方がある。下流河川の現況流下能力を考慮して決定するのがネック地点法であり、これを考慮せず、純粹に開発による流出増分を抑え込むように決定するのが増分処理法である。

同じ開発であっても、ネック地点法の場合には、下流河川の改修の度合いによって許容放流量が変わるのに対して、増分処理法では変わらない。下流河川の流下能力が対象確率未満であれば、ネック地点法で求められる許容放流量は増分処理法のそれよりも小さく、厳しい値となる。

県内の開発における考え方は、より安全性の高いネック地点法を原則とする。増分処理法は、あくまでも上記の①～③のいずれかに相当する場合にのみ例外的に適用できることとし、この場合でも河川管理者の要請があった場合には、ネック地点法によることとする。

： ネット地点法と増分処理法の概念

それぞれの考え方について、下流河川のネック地点における流量の変化を模式的に見るとわかりやすい。



この地点では、対象確率の降雨があれば、開発前の状態でも既に流下能力が不足している。全く溢れないようにするには、開発区域の内外それぞれの流域で、面積に応じた流出抑制を行う必要があり、その目標値が $Q_{内}$, $Q_{外}$ である。

ネック地点法では、開発区域内について $Q_{内}$ まで抑制させる。但し区域外については抑制が行われないので、開発前に比べて流量は低減するものの、全体流量がなお流下能力を上回るのはやむを得ない。

増分処理法では、開発前の状態に戻すだけの抑制となり、流量は変わらない。

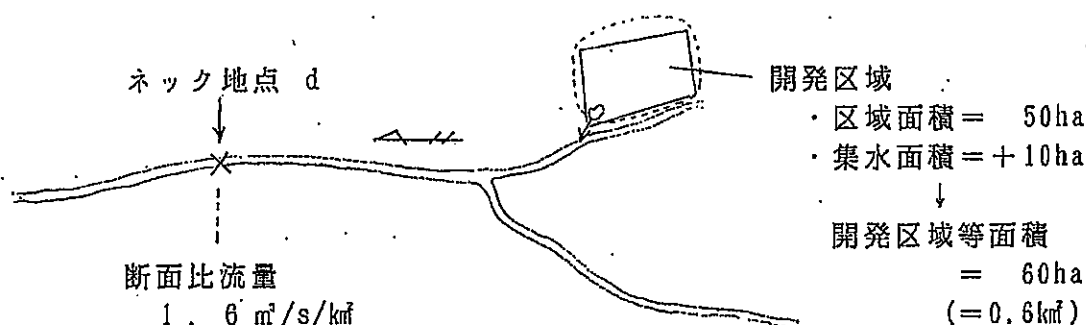
第9条 ネット地点法による許容放流量の算出

ネック地点法では、ネック地点における断面比流量に、開発区域等面積を乗じた値をもって、開発区域からの許容放流量とする。

ここで開発区域等面積とは、調節池もしくは調整池を設ける場合に、地形上集水面積に含まれてくる開発区域外の面積をも合わせた面積である。

ネック地点法による開発区域からの許容放流量の算出は、以下の例のように行う。

注意すべきことは、調節池等の集水面積には開発区域外が含まれる可能性があることである。機械的に開発区域面積をネック地点比流量に掛けるのではなく、集水面積に含まれる全面積を地形から拾い上げる必要がある。



許容放流量：

$$Q_c = 1.6 \times 0.6 = 0.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

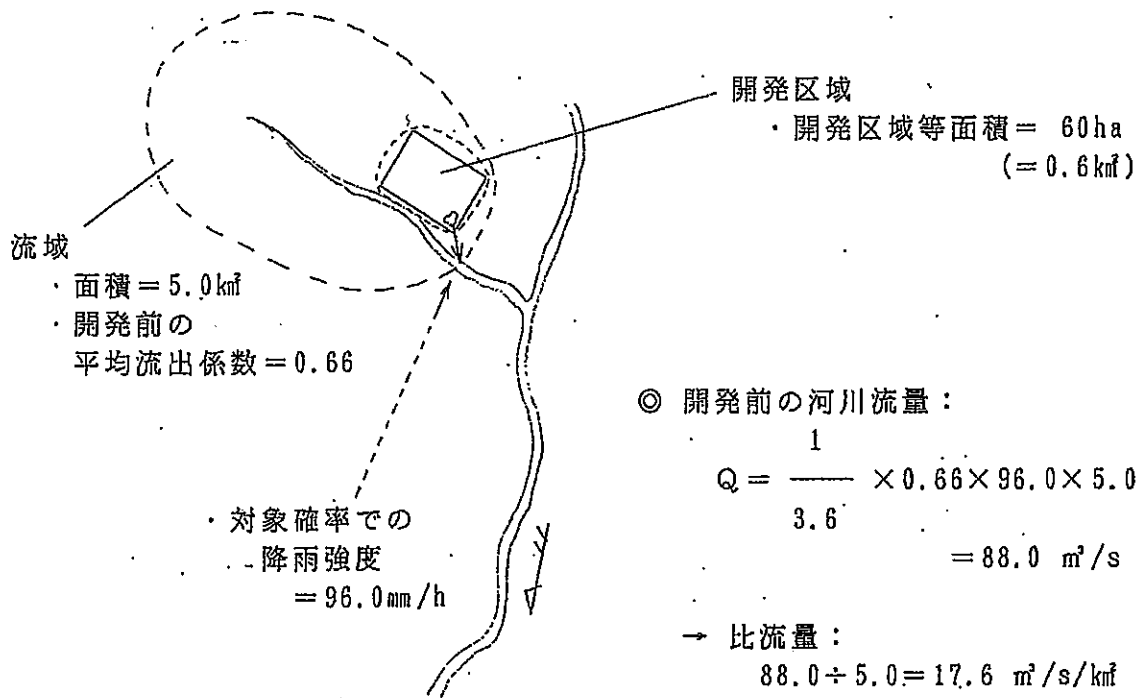
第10条 増分処理法による許容放流量の算出

増分処理法では、開発区域からの流出雨水が到達する最近傍河川地点における、対象降雨確率での開発前の計画高水流量を、同地点の流域面積で除した値をもって、第9条のネック地点断面比流量に読み替えるものとする。

この値に開発区域等面積を乗じた値をもって、開発区域からの許容放流量とする。

増分処理法は、河川流量が開発前と変化しないように許容放流量を設定するものであるから、第9条のネック地点比流量に替わる数値として、開発区域を含む上流全域の開発前に相当する比流量を用いればよい。

開発区域のみからの開発前流出量を許容放流量として計算すると、洪水到達時間(特に流入時間)が小さくなりすぎて許容放流量が過大になるため、本基準では、あくまでも開発区域を含む上流全域を対象に流量計算することとする。



許容放流量：

$$Q_c = 17.6 \times 0.6 = 10.56 \text{ m}^3/\text{s}$$

第11条 直接放流域の扱い

開発区域内からの流出雨水が無処理で放流される直接放流域は、生じないよう計画を立てることが原則であるが、地形上やむを得ず生ずる場合には、以下のように許容放流量の補正を行う。

1 ネック地点法

ネック地点の有する流下能力から、直接放流域より生ずる対象降雨確率での開発後の流出量を差し引いた値を、ネック地点の流域面積から直接放流域の面積を差し引いた値で除した値をもって、ネック地点断面比流量に読み替える。

この値に、開発区域等面積より直接放流域の面積を差し引いた値を乗じた値をもって、開発区域からの許容放流量とする。

2 増分処理法

第10条で算出される値から、直接放流域より生ずる対象降雨確率での開発後の流出量を差し引いた値をもって、開発区域からの許容放流量とする。

なお直接放流域については、雨水流出機構が極力変化しないよう、開発計画に配慮するものとする。

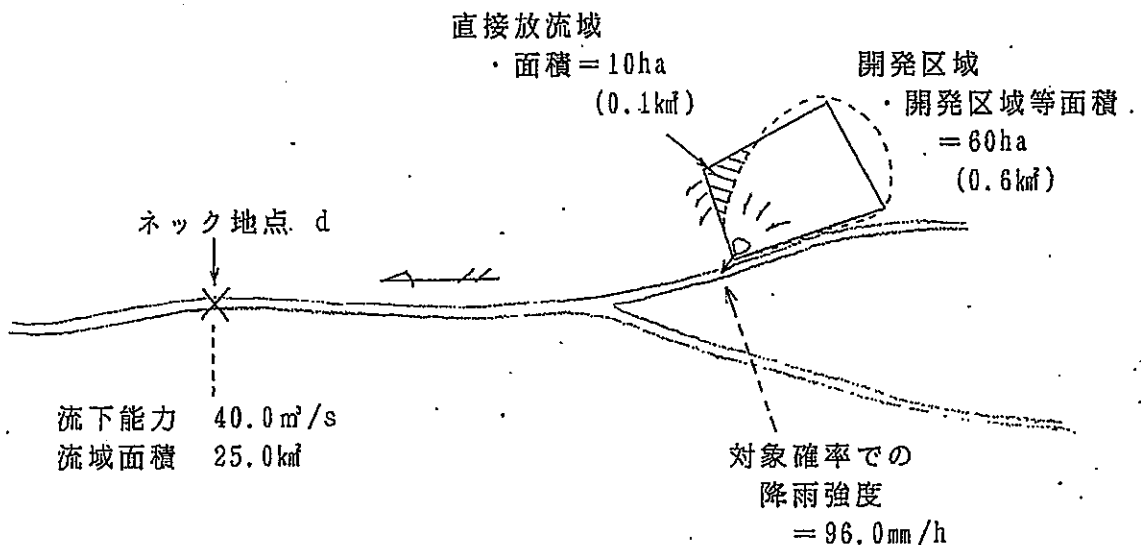
直接放流域は作らないようにすることが原則である。しかし開発区域の周縁部には、地形上どうしても雨水が区域外へ直接流出してしまうエリアが生ずる。

このようなエリアは、極力木を切らないなどの配慮が必要である。さらに、許容放流量の算定においては、直接放流域からの開発後の流出量は既に先取りされたものとして差し引くこととする。

直接放流域からの流出量を求める際に注意すべきことは、面積の小さな直接放流域のみを対象に考えて、洪水到達時間を小さく取り過ぎないことである。開発区域直下流あたりをメドに、上流全域を対象に洪水到達時間を求めるのが妥当である。

ネック地点法においては、この流出量を許容放流量から直接引き算することが不可能な場合が多い。許容放流量が現況流下能力を考慮して小さく抑えられているため、直接放流域からの流出量の方が大きくなってしまふことがあるからである。そこで、直接引き算する代わりに、ネック地点の流下能力から差し引いておくという形で、許容放流量の補正を行うこととする。

一方、増分処理法においては、許容放流量自体、開発前と後の流出係数の差はあるとはいえ、同じ計算方法によって算出されているから、直接引き算することが妥当であり、不可能なケースは生じない。



◎ 直接放流域からの開発後の流出量 …… 流出係数=0.9 とする

$$q = \frac{1}{3.6} \times 0.9 \times 96.0 \times 0.1 = 2.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

(1) ネック地点法

$$\text{許容放流量} : Qc' = \frac{40.0 - 2.4}{25.0 - 0.1} \times (0.6 - 0.1) = 0.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

(2) 増分処理法

$$\text{許容放流量} : Qc' = 10.56 - 2.4 = 8.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

* 第10条の数値

開発区域内からの雨水流出を抑制する方策は、以下を基本とする。

- 1 防災調節池もしくは調整池の設置
- 2 雨水浸透処理施設の設置
- 3 オンサイト貯留施設の設置

求められた許容放流量まで開発区域からの雨水流出を抑制する方法としては、防災調節池もしくは調整池、雨水浸透処理施設及びオンサイト貯留施設が基本となる。

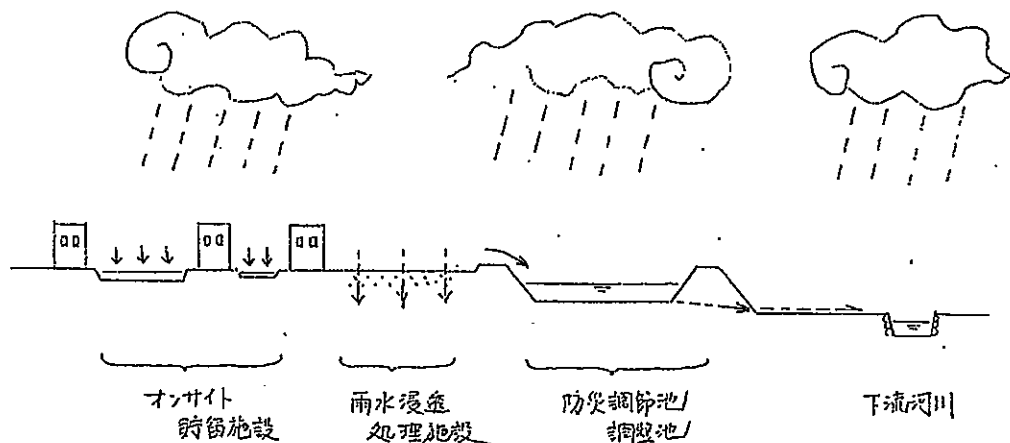
防災調節池は、開発区域内の雨水排水を1ヶ所ないしは複数の池に集めて、下流河川への放流に時間差を持たせ、洪水ピーク流量を緩和するものであり、恒久施設として設置する。

防災調整池とは、機能は同じであるが、下流の河川改修が開発区域の流出増をも考慮した形で全て完了した際には不要になるものとして、暫定施設として設置する。この場合、改修完了後には撤去することができ、新たな土地利用が可能となるわけだが、その時期、可能性については河川管理者と十分協議しておくことが必要である。

雨水浸透処理施設は、トレンチ、浸透マス等により降った雨をオンサイトで地下浸透させ、流出量自体の低減を図る目的で設置する。

オンサイト貯留施設は、屋根、庭、集合住宅の棟間、公園などを、他の区域からの集水施設は特に設けないものの、そこに降った雨は一時貯留できる構造としたものである。

これらを組み合わせて、有効な雨水流出抑制計画を立てるものとする。特に雨水浸透処理の採用については、ともすれば過大な負担となりがちな調節池・調整池の容量削減につながり、かつ地下水涵養による健全な水循環の維持にも役立つことから、積極的に計画に取り入れることが望ましい。但し、開発区域周辺の地質をよく検討して、浸透可能な地層の存在、地すべり等の災害を誘発する危険性などを十分把握しておくことが必要である。



第13条 防災調節(整)池の洪水調節容量(浸透処理施設がない場合)

浸透処理施設がない場合の防災調節(整)池の洪水調節容量は、以下の簡便式により算出する。

$$V = \max V(t) :$$

$$\text{但し } V(t) = \left\{ r(t) - \frac{rc}{2} \right\} \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

ここで、 V : 洪水調節容量 [m³] t : 任意の降雨継続時間 [min]

$r(t)$: 時間 t に対応する降雨強度 [mm/h]

$$* r(t) = \frac{a}{t^n + b} \quad : \text{対象降雨確率の降雨強度式}$$

rc : 許容放流量に対応する降雨強度 [mm/h]

$$* rc = \frac{360 \times Qc}{f \times A} \quad (Qc : \text{許容放流量 [m}^3/\text{s]})$$

A : 防災調節(整)池の集水面積 [ha]

f : 集水面積内の開発後の平均流出係数

簡便式は、本来であれば流出波形、時間差等を考慮した厳密計算で求められるべき洪水調節容量を、近似的に簡易に計算できる手法として考えられたものである。本基準ではこの簡便式を計算の基本とする。

この式によれば、洪水調節に必要な容量 V は、任意の降雨継続時間 t の関数として表され、 V の最大値をもって洪水調節容量と定めることになる。

関数はその微分 = 0 となる時、一般に最大値を示す。これを利用して、求めたい $V(t)$ の最大値を極めて容易に算出することができる。

$$V(t) = \left(\frac{a}{t^n + b} - \frac{rc}{2} \right) \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

$$\frac{dV}{dt} = 0 \quad \dots \quad t^n = X \quad \text{とおいて変形すると、}$$

$$\left(\frac{rc}{2} \right) X^2 + \left\{ 2 \left(\frac{rc}{2} \right) b + a(n-1) \right\} X + b \left(\frac{rc}{2} b - a \right) = 0$$

これは X の 2 次方程式であるから、2 次方程式の解の公式：

$$\alpha X^2 + \beta X + r = 0 \quad \text{において}$$

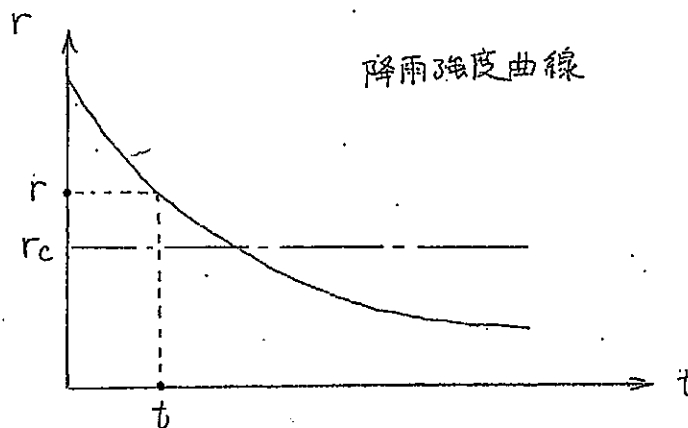
$$X = \frac{-\beta + \sqrt{\beta^2 - 4\alpha r}}{2\alpha}$$

により X を求めることができ、その n 乗根が $V(t)$ を最大にする t である。

この t を $V(t)$ に代入すれば、洪水調節容量となる V の最大値が求まる。

※ 簡便式 の 概念

対象とする確率の降雨強度曲線を見た時に、許容放流量に対応する降雨強度 r_c 以下の降雨は特に抑制することなく流出させてもよいから、調節(整)池に貯留すべきは r_c 以上の降雨強度の場合である。

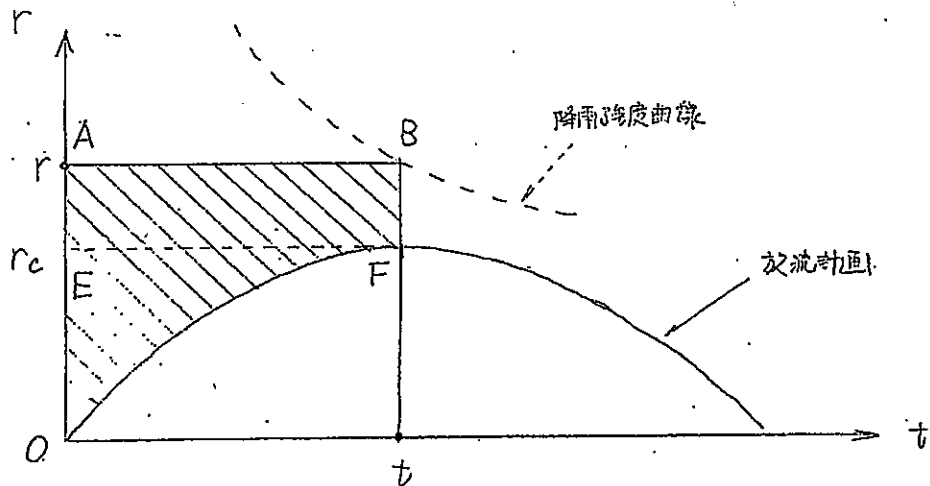


一般に、任意の降雨継続時間 t とその対応する降雨強度 r の積、 $r \cdot t$ は、 t 時間の総雨量であり、一方 $r_c \cdot t$ は、 t 時間に調節(整)池から下流に流してよい量であるから、継続時間 t の降雨に対して調節(整)池に貯留すべき量は

$$V = (r - r_c) \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360} \quad \text{—— 式(1)}$$

で表されることになる。

しかし、調節(整)池からの放流は降雨当初から許容放流量一杯に行うわけではない。自然放流を原則とする防災調節(整)池では、放流量は池内の水位上昇に伴って漸増していく。放流量が最大となった時に許容放流量を越えないようにするためには、初期に許容放流量未満でしか放流できない分、余分に貯留量を確保しておく必要がある。



上図において、曲線は降雨終了時に放流量が最大となるように想定した放流計画である。この最大値が r_c 相当 (= 許容放流量) になるものとしている。

必要な貯留量はハッチで示された $OABF$ であり、一方、先に式(1)で示した V は $ABFE$ に相当するため、残る OFE に相当する量を加算しなければならない。

OFE の面積は三角形で近似すれば $\frac{1}{2} \cdot r_c \cdot t$ で表されるから、

$OABF$ に相当する貯留量は

$$V = \left(r - r_c + \frac{r_c}{2} \right) \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360} \quad \text{—— 式(2)}$$

で表されることになり、これを整理すれば第13条の式となる。

式(2)は任意の降雨継続時間に対して想定される必要貯留量であり、時間 t を変化させれば降雨強度 r も変わり、 V も変化する。

従って V を最大にするような降雨継続時間 t を求め、この時の必要貯留量 V をもって、調節(整)池の洪水調節容量とするものである。

※ 簡便式を用いることができないケース —— 1

調節(整)池を直列につなげて、一方の池からの放流を他方の池へ再度貯留する計画を立てる場合には、簡便式によらず、厳密計算を行う必要がある。

このようなケースでは流出の時間差が重要になり、一元的な簡便式では貯留計画を立てることができない。

第14条 防災調節(整)池の洪水調節容量(浸透処理施設がある場合)

浸透処理施設がある場合の防災調節(整)池の洪水調節容量は、以下の簡便式により算出する。

$$V = \max V(t) :$$

$$\text{但し } V(t) = \left\{ r(t) - \frac{rc}{2} - F \right\} \times 60 \times t \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

ここで、 F : 集水面積内の平均浸透強度 [mm/h]

$$* F = \frac{Fc \times Ac}{A}$$

Fc : 浸透施設による浸透強度 [mm/h]

$$* Fc = \frac{fc \times L}{10000 \times Ac}$$

fc : 浸透施設の設計浸透量 [ℓ /hr \cdot m]

L : 浸透施設設置延長 [m]

Ac : 浸透施設への集水面積 [ha]

集水面積の中に雨水浸透処理施設を設置する場合には、調節(整)池について、その必要容量を低減することができる。

簡便式においては、上記のように許容放流量を見かけ上増加させる形で計算に反映させる。

fc の値については、メーカー等による各地での実験例が蓄積されつつあるので、その中から実施する工法に則した値を選んで用いる。但し、現地の地質によって大きく変わる値でもあるため、計画時には現地試験をできるだけ行い、妥当性を確認することが望ましい。

※ 簡便式を用いることができないケース — 2

調節(整)池の底を浸透可能な構造とし、貯留した雨水の一部を地下浸透させる計画を立てる場合には、上記の簡便式とは異なった概念となり、厳密計算を行う必要がある。

第15条 防災調節(整)池の洪水調節容量(オンサイト貯留施設がある場合)

オンサイト貯留施設がある場合の防災調節(整)池の洪水調節容量は、前2条で求められたVから各施設の貯留量の合計を差し引いた値とする。

オンサイト貯留施設が貯留できる容量は、第13条、14条より計算される洪水調節容量から差し引くことができるものとする。

雨水浸透施設にも貯留機能はあるが、その貯留量をも差し引くことはダブルカウントとなる可能性があるため、14条により計算を行った場合には、浸透施設の持つ貯留量は考慮しないこととする。

第16条 防災調節(整)池の設計堆砂量

防災調節(整)池の設計堆砂量は、以下により算出する。

$$V = N \times \Sigma (S_i \times A_i)$$

ここで、 V：設計堆砂量 [m³]

N：設計堆砂年数 [年]

S_i：土地状態ごとの土砂発生量 [m³/年・ha]

A_i：土地状態ごとの集水区域内面積 [ha]

設計堆砂年数は3～5年を標準とするが、定期的な排砂管理が確実に行える場合には、そのサイクルに応じた年数とすることができる。但し最低でも1年以上とする。

土地状態ごとの土砂発生量は以下の値を標準とする。

裸地：200～400 m³/年・ha 林地：1 m³/年・ha

皆伐地、草地：15 m³/年・ha 道路：5 m³/年・ha

設計堆砂量は、工事中及び竣工後の土地の状態を想定して、上記の土砂発生量を標準に算定する。

排砂管理が確実に行える場合には、例えば1年に1回必ず土砂さらいを行うのであれば、1年分の堆砂量を見込んでおけばよい。但し最低でも1年以上は見込むものとし、半年に1度排砂するとしても、設計堆砂量は1年分とする。

排砂管理に現実性がない場合には、3～5年分の堆砂量を設計堆砂量として確保する必要がある。

第17条 防災調節(整)池の容量決定

防災調節(整)池の容量は、洪水調節容量と設計堆砂量を足し合わせた値を下回らないように定めるものとする。

第13条～15条で求められた洪水調節容量と、第16条で求められた設計堆砂量を合計したものが、防災調節(整)池の容量の下限値となる。

第18条 防災調節(整)池の洪水調節方式

防災調節(整)池の洪水調節方式は、人工操作によらない自然放流方式を原則とする。

防災調節(整)池は一般に集水面積が小さく、降雨開始から貯留・放流までの時間が極めて短いことが多い。従って操作管理を人工的に行うようでは十分な機能発揮は困難と考えられるため、自然放流方式を原則とする。

第19条 防災調節(整)池の洪水吐断面の設計

防災調節(整)池の洪水吐の断面は、開発後に集水面積から生ずる1/200確率での流出量の1.2倍以上の流下能力を有し、さらに60cm以上の余裕高を持つものとする。

防災調節(整)池は土堤で作られることが多いため、天端から越流が生じれば本体は容易に破壊され、下流域へ甚大な被害を発生させる恐れがある。

そこで十分な安全度を持った洪水吐を設置することとし、かつその越流方式も自然越流によるものとする。

十分な安全度とは、1/200確率の1.2倍以上の設計流量とし、さらに余裕高として60cm以上を確保した断面を、越流部、導流水路ともに持たせることとする。

越流部の幅と水深には次式の関係があり、これにより適切な形状を決定する。

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

但し B : 越流幅 (m)
H : 越流水深 (m)
Q : 設計流量 (m³/s)
C : 流量係数 = 1.8

第20条 防災調節(整)池のオリフィス断面の設計

防災調節(整)池のオリフィスの断面は、許容放流量に対して以下の式により算出される断面積を基に設計する。

$$A_o = \frac{Q}{C \times \sqrt{2gH_o}}$$

ここで、 A_o ：オリフィスの断面積 [m²]

Q ：許容放流量 [m³/s]

C ：流量係数

H_o ：設計水頭 [m]

流量係数は、ベルマウス付呑み口では0.85～0.95、ベルマウスなし呑み口では0.60～0.80を標準とする。

設計水頭は、対象降雨確率での最高水位と放流管呑み口の中心高との高差を用いるものとする。

オリフィスは、自然放流を行う放流管の呑み口である。調節(整)池内の水位が上がれば水圧が増して放流量は増加する。放流量は上記のように、水位及びオリフィス断面積と関数関係にある。

最高水位に達した時の放流量が許容放流量を越えないように、オリフィスの断面を決定する。

第21条 防災調節(整)池の放流管断面の設計

防災調節(整)池の放流管の断面は、許容放流量に対して十分な余裕を持った無圧式管路として設計する。最低でも許容放流量の4/3以上の断面積を持つものとし、かつ維持管理が困難とならないよう直径1m以上を原則とする。

放流管は通常、調節(整)池本体となる堤体の下に埋設され、補修工事は極めて困難となるので、施工・管理の容易な無圧式管路とする。また、最大放流時の流水断面積が管路断面の3/4以下に収まるよう、十分な断面積を確保することとする。

さらに、維持管理の容易さを考慮して、最小でも1m以上の内径を持たせることとする。

第22条 防災調節(整)池の多目的利用

防災調節(整)池は、非洪水時に他の目的での利用が可能となるよう、効率的な面整備計画を立てて配置する。

防災調節(整)池は、多くの場合降雨時以外には水のない空間となる。その間は他の目的で有効利用できることが望ましい。

開発計画にあたって、防災調節(整)池を多目的に利用することを前提に施設配置を行うよう、当初から防災調節(整)池に必要な面積と位置を求め、念頭に置いておくことが必要である。

防災調節(整)池を多目的に利用する計画にあたっては、65条以下を参考に、平時と降雨時のスムーズかつ安全な使い分けが可能となるよう配慮する。

第23条 防災調節(整)池の環境面への配慮

防災調節(整)池は、周囲の自然環境に与える影響が最小となるよう、十分に検討して設計する。

防災調節(整)池は、洪水吐、オリフィス等コンクリート構造とせざるを得ないものが多い。本体も土堤ではなく、コンクリート堰堤あるいはプールとした例もある。

しかし近年は土木構造物全般に自然環境への配慮が求められており、これは防災調節(整)池も例外ではない。景観改変の度合いを極力小さくし、さらには元来その地に生息していた生物に与える悪影響もできる限り小さく抑えるよう、設計にあたっては十分検討する必要がある。

コンクリート構造物は目立たないよう表面処理に工夫する、降雨時以外にも沢水などを引き入れて親水公園あるいはビオトープとする、などの工夫に加え、防災調節(整)池サイトに住んでいた生物群を別地に移植する等の配慮も必要である。

第24条 雨水流出抑制措置を特に講じなくてもよい場合

防災調節(整)池、雨水浸透処理等の措置を特に講じなくてもよい開発とは、以下の場合に限るものとする。

- 1 1%影響区間内の下流河川が全て、当該開発による雨水流出形態の変化を考慮した改修計画に基づいて、改修中もしくは近々の改修が確実である場合。
- 2 市街地再開発など、当該開発によって雨水流出形態が変化しないことが明らかである場合。

開発者による雨水流出抑制措置は、河川改修がこれをカバーしていれば必要ではない。また雨水流出形態に全く変化がなければ、抑制は不要である。

河川改修については河川管理者と十分協議の上、1%影響区間となる全範囲において、開発区域の流出係数増が考慮された計画高水流量での改修がなされるのかどうかを確認する必要がある。単に流下能力が十分あるというだけでは、流出抑制措置を免ずることとはならないので注意する。

3 防災調節(整)池の構造

第25条 本体のダム型式

本体のダム型式は、地形、地質及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討して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を得にくい場合はゾーン型としてよい。

本基準では、他の基準に特に定めのない、堤高15m未満のフィルダムについてのみ特記するものとする。堤高15m以上のダムについてはダム設計基準、ダム構造基準等に準拠することとし、また堤高15m未満でも、コンクリートダムについては河川砂防技術基準(案)等に準拠することとする。

フィルダムは、コンクリートダムと比較して地形地質上の制約が少ないことから、防災調節(整)池として広く用いられる。

型式には均一型、ゾーン型及び表面遮水型があるが、堤高が低いダムにおいては施工が比較的容易な均一型が採用される場合が多い。

ゾーン型は施工管理に手間がかかる。種類の異なる材料を用いるため、盛土の各ゾーンの施工面の高さを一致させにくく、転圧が不十分になる。また低いダムでは、堤体の安全性の面でその長所がさほど生かされない。これらの点を考慮して、防災調節(整)池では均一型を標準とするものである。

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で構成される。このような材料が必要量得にくく、特に砂、礫等の均一型に不適當な材料を用いざるを得ない場合は、施工に十分注意を払いつつ、不透水性ゾーン及び透水性ゾーンを持つゾーン型を採用することとする。

またコア型ダムについては、小規模なダムにおいて十分な安定性と止水性を持つ薄いコアを堤体内に施工することが困難であるため、防災調節(整)池には採用しないこととする。

均一型フィルダムは河川堤防と同型式である。但し、使用する材料土質及び品質管理については、後述に従って十分留意する必要がある。

第26条 ダム設計の基本

ダムはそ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。

ダムは経済的に入手し得る材料を用いて築造するため、現場の条件、材料の性質等を十分考慮して、安定性の高い設計を行わなければならない。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。

第27条 堤体の基礎地盤

堤体の基礎地盤は、ダムの安定性を確保するために必要な強度及び水密性を有しなければならない。
基礎地盤の土質、地層構成等を把握するために、十分な地質調査を実施し、軟弱地盤、あるいは透水性地盤であることが判明した場合には、必要に応じて基礎地盤処理を行わなければならない。

基礎地盤の調査方法にはボーリング、試掘(堅坑、斜坑、横坑、トレンチ等)あるいは弾性波探査等があり、現場の状況に応じてこれらを組み合わせて行うのが通例である。既存の調査資料がない場合には、少なくともボーリング調査を、予定堤体軸上の左右岸と中心を含め3ヶ所以上行うこととする。調査深度は、標準貫入試験のN値が約20以上で、かつ必要な止水性が得られる地層を確認するまで行い、このような地層に到達しない場合には堤高の3倍程度まで調査する。また軟弱な地層においては必要な土質試験を併せて行う。

軟弱地盤の上に防災調節(整)池を築造すると、施工中または施工後に、次のような問題が生ずる可能性が高い。

- 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の発生
- ③ 地下水位が高く緩い砂地盤における地震時の液状化

ここでいう軟弱地盤とは、粘性土あるいは有機質土でN値が4～6以下、もしくは砂質土でN値が10～15以下の場合をいう。

軟弱地盤に対する対策工は、以下のように大別される。

- | | | | |
|-------|---|-------------------------|-----|
| 沈下対策 | { | 圧密沈下の促進：沈下を促進して残留沈下量を低減 | (A) |
| | | 全沈下量の減少：沈下そのものを低減 | (B) |
| 安定対策 | { | 剪断変形の抑制：盛土による周辺地盤変形を抑制 | (C) |
| | | 強度低下の抑制：盛土による地盤強度低下を抑制 | (D) |
| | | 強度増加の促進：地盤の強度を増加 | (E) |
| | | すべり抵抗の増加：盛土、地盤のすべり抵抗を増加 | (F) |
| 地震時対策 | — | 液状化の防止：地震時の液状化を防止 | (G) |

これらに対応する具体的な対策工法は、次表のとおりである。

| 工 法 | | 類別 | 具 体 内 容 |
|----------|-----------------|-------------|--|
| 表層処理工法 | 表層混合処理工法 | C | 基礎地盤表面を石灰、セメント等で処理したり、排水溝を設けて改良する。 サンドマット工法は圧密排水の排水層を形成する。 他の対策工法を容易にするために併用されることが多い。 |
| | 表層排水工法 | D | |
| | サンドマット工法 | E | |
| | | F | |
| 置換工法 | 掘削置換工法 | B | 軟弱層の一部または全部を除去、良質材で置き換える。 剪断抵抗が付与され、安全率が増加、沈下も小さくなる。 |
| | | C | |
| | | F | |
| | | G | |
| 押え盛土工法 | 押え盛土工法 | C | 盛土の側方に押え盛土を施工し、すべりに抵抗するモーメントを増加させてすべり破壊を防止する。盛土の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場合もある。 |
| | | F | |
| 緩速載荷工法 | 漸増載荷工法 | C | 盛土の施工に時間をかけ、圧密による強度増加を期待する。 盛土の立ち上がりを漸増していく方法と、段階的に休止しながら立ち上げていく方法がある。 他の対策工法と併用されることが多い。 |
| | 段階載荷工法 | D | |
| パイル工法 | サンドコンパクションパイル工法 | A | 地盤に締め固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締め固めると同時に砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を小さくする。打ち込みによる施工、振動による施工がある。また砂の代わりに碎石を用いる場合もある。 |
| | | B | |
| | | C | |
| | | F | |
| | | G | |
| 振動締め固め工法 | ロッドコンパクション工法 | B F G | 緩い砂質地盤において、棒状の振動体に上下振動を与えながら地盤中に貫入させ、締め固めながら引き抜く。上の地盤の重量を有効に利用できる。 |
| | 重錘落下締め固め工法 | B C G | 地盤上に重錘を落下させて締め固めると同時に、発生する過剰水を排水して剪断抵抗の増加を図る。改良効果が施工後直ちに確認できるが、振動、騒音に注意を要する。 |

| | | | |
|-----------------------|----------|-------------|---|
| 固 結 工 法 | 深層混合処理工法 | B C F | 地盤地表からかなりの深さまでを、石灰、セメントなどの安定材と原地盤の土とを混合して、柱状もしくは全面的に地盤改良する。施工機械には攪拌翼式と噴射式がある。 |
| | 石灰パイル工法 | B | 生石灰で地盤中に柱を造り、吸水による脱水や化学的結合によって地盤を固結させる。 |
| | 薬液注入工法 | B | 地盤中に薬液を注入して、透水性の減少や地盤強度の増加を図る。 |
| 構 造 物 工 法 | 矢板工法 | C F | 盛土側方の地盤に矢板を打設して、地盤の側方変位を減じる。周辺地盤への膨れ上がりや沈下も小さくなる。 |

また、砂礫層や砂層等の透水性地盤上に堤体盛土を行う場合には、浸透流量がダム の安定を確保する範囲になければならないため、浸透水に対して次のような対策工を施工する。

- 目的： ① 基礎地盤からの浸透水を堤体の安全上支障のない範囲に低減する。
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。

対策工：

(1) 止水壁工法

堤体上流部の基礎地盤中に矢板、粘土壁等で止水壁を設ける。矢板が一般的であるが、透水層厚が薄い場合は溝状にトレンチを掘削し、不透水性材料を盛り立てる場合もある。

(2) ブランケット工法

上流側の透水層上に不透水性材料を敷きならし、浸透路長を伸長して浸透量の抑制を図る。透水層厚が厚い場合、不透水性材料が得やすい場合にはしばしば採用される。

(3) グラウト工法

セメントミルクや薬液を岩盤の亀裂や空隙に注入する。

第28条 堤体の材料

堤体に用いる土質材料は、あらかじめ試験を行って、安定性の高い材料であることを確認しなければならない。

堤体の築造には多量の土が必要であり、経済性を考慮すれば、できるだけ手近な材料を利用することとなる。しかし材料の優劣は、完成後の堤体の安定性、施工の難易等に大きな影響を持つので、材料選定にあたっては必ず土質試験を行うこととする。

堤体の安定性が高い材料とは、

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつ剪断強度が大きいもの。
- ② 透水度は最大水頭に対して堤体が許容し得る範囲であるもの。
- ③ 膨張性または収縮性がないもの。
- ④ 降雨や浸透流で堤体の含水比が上昇しても、軟泥化したり法崩れを起こさないもの。
- ⑤ 含水比が高く締め固めが困難でないもの。

等の条件を満たす材料である。特に下記の材料は不適當であるか、堤体の型式によって十分注意して使うべきものである。

| 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 | [不適當] 透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-2}$ cm/s以上であり、漏水が生じ易く、単粒度のものは間隙が大きい。植生の場としても不適。 | [一部使用可] 透水部のみ。 |
| | | GP | | |
| 土 | 砂 | SW | [不適當] 透水性が大きく、パイピング等を生じ易く、破壊の原因となる恐れがある。 | [一部使用可] 透水部のみ。 |
| | | SP | | |
| 細粒土 | シルト粘性土 火山灰質粘性土 | MH | [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、締め固めが十分に行えない。 | [一部使用可] 不透水性コア及びブランケットに適する。 |
| | | CL CH | | |
| | | OV VH ₁ VH ₂ | | |
| 粗粒土 | 有機質土 | OL | [不適當] 含水比が著しく高いものも多く、機械締め固め、整形等が困難。完成後も変形の恐れがある。 | [不適當] 同左。 |
| | | ON | | |
| 土 | 高有機質土 | Pt Mk | [不適當] 含水比が高く締め固め困難。また乾燥湿潤による容積変化が大きく、安定性に欠ける。 | [不適當] 同左。 |

第29条 堤体の形状

堤体の形状は、堤体の高さ、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定しなければならない。
 堤体の法面勾配は下表によるほか、すべりに対する安定計算を行って、安全性を確認するものとする。

堤体の法面勾配は、安定した地盤上に良好な施工をしたとする前提において、下表の値を標準とする。

| 材 料 区 分 | | | 上流法面勾配 | 下流法面勾配 | 備 考 |
|-------------|---------------------------|---|--------|--------|-------------|
| 区分 | 名称 | 記号 | | | |
| 粗 粒 土 | 礫 | G-W GP | 3割以緩 | 2割5分以緩 | ゾーン型の透水部のみ。 |
| | 礫質土 | G-M GM G-C GC G-O GO G-V GV | 3割以緩 | 2割5分以緩 | |
| | 砂質土 | S-M SM S-C SC S-O SO S-V SV | 3割5分以緩 | 3割以緩 | |
| 細 粒 土 | シルト 粘性土 | ML CL | 3割以緩 | 2割5分以緩 | |
| | シルト 粘性土 火山灰質 粘性土 | MH CH OV VH ₁ VH ₂ | 3割5分以緩 | 3割以緩 | |

礫はゾーン型の材料としてのみ使用し、また砂は法面には使用しないこととする。

上流側の法面勾配は、調節(整)池の水位が急激に低下する可能性を考慮して、下流側よりも大きな安全性を持たせ、緩い勾配とする。

調節(整)池の堤体は高さが低く、適切な材料、良好な施工が守られれば安全性が問題となることは少ない。しかし、万一貯水時に破壊するようなことがあれば、下流域に甚大な被害を及ぼすなど、構造物としての重要性は大きいため、必ず安定計算を行うこととする。

堤体の安定計算は、次の条件について行う。

| 調節(整)池の状態 | 荷重条件 | 最小安全率 | 備 考 |
|-------------------------|-----------------------------|-------|---------------------------|
| 満 水 位 | 自重 間隙水圧 静水圧 地震力50% | 1. 2 | 浸透流は定常状態とする。 |
| 空 虚 | 自重 地震力100% | 1. 2 | 地下水位面以下となる部分は間隙水圧を考慮する。 |
| 建 設 中 及 び 建 設 直 後 | 自重 過剰間隙水圧 地震力50% | 1. 1 | 軟弱地盤上の堤体及び高含水比粘性土を使用する場合。 |

静水圧は湛水位とし、すべり面上の自重に加算する。また地震力は堤体部にのみ作用するものとする。

安定計算は円弧すべり面法によるものとし、原則として有効応力法による。円弧すべり面法は自重、剪断抵抗力等の円の中心点に関するモーメントを計算して、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ある。

$$F_s = \frac{Mc + Mf + Mfe - \sum \{C \cdot \Delta l \cdot R + (W \cos \theta - U) \cdot \tan \phi \cdot R - K \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R\}}{Ma + Mae} = \frac{\sum \{C \cdot \Delta l \cdot R + (W \cos \theta - U) \cdot \tan \phi \cdot R - K \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R\}}{\sum (W \sin \theta \cdot R + K \cdot W \cos \theta \cdot R)}$$

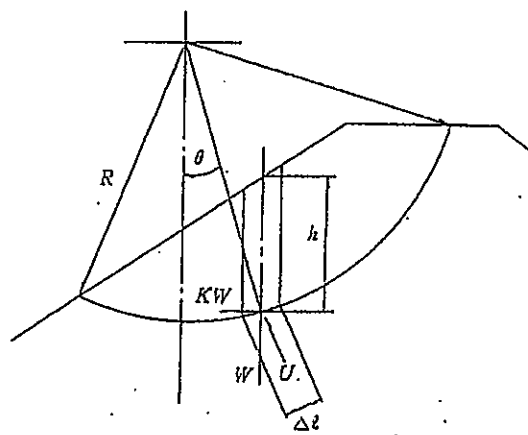


図3.4

- ここに Ma : 円の中心に関する自重の
動モーメント
 Mae : 円の中心に関する地震力の
滑動モーメント
 Mc : 円の中心に関する土の粘
着による抵抗モーメント
 Mf : 円の中心に関する土の摩
擦による抵抗モーメント
 Mfe : 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 : 間けき水圧
 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

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。設計震度は下記の値を目安とするが、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学特性等を考慮して、必要に応じてこれ以上の値を取ることとする。

| 地 域 | ダム基礎条件 | 設 計 震 度 | |
|-------|---------|-----------|-----------|
| | | 均一型ダム | ゾーン型ダム |
| 強震帯地域 | 通常の岩盤基礎 | 0.15~0.18 | 0.15 |
| | 土質基礎 | 0.20 | 0.18 |
| 中震帯地域 | 通常の岩盤基礎 | 0.15 | 0.12~0.15 |
| | 土質基礎 | 0.18~0.20 | 0.15~0.18 |
| 弱震帯地域 | 通常の岩盤基礎 | 0.12 | 0.10~0.12 |
| | 土質基礎 | 0.18 | 0.15 |

第30条 ドレーンの設計

堤体内のドレーンは、堤体内に浸透してくる水を排水低下させ、堤体や法面の安定性を維持するものとして、必要に応じて設けるものとする。

砂質土や塊状土など、比較的透水性の大きい堤体材料を使用する場合には、堤体内の浸潤線が上昇し、堤体や法面の安定性が損なわれる場合があるので、必要に応じて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

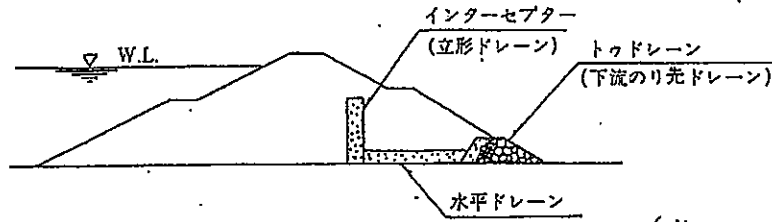
堤体敷面に水平に設置する。下流側敷面に平面状に置く場合と、筋状に置く場合とがある。平面状に置く場合は厚さは80cm程度以上とし、また筋状に置く場合は多層のフィルター材料を組み合わせる。

② トッドレーン（下流法先ドレーン）

堤体下流法面の先端に設置する。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、漸次粗粒層、隙へと移行して、法留めとなる石積等を通じて排水させつつ、土砂の流出を防止する。

③ インターセプター（立形ドレーン）

堤体内中心部に立ち上がったドレーンと水平ドレーンの組み合わせである。



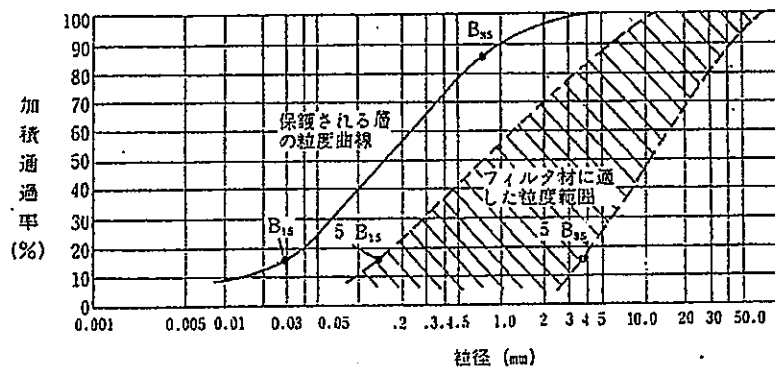
(注)

(2) ドレーンの材料

防災調節(整)池の堤体に用いられるドレーン材料は、一般に透水係数 $k = 10^{-3}$ cm/s以上とし、フィルターの基本に準じた粒度の砂または砂礫とする。

フィルターの基準は、以下のとおりである。

- ①
$$\frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の15\%粒径}} > 5$$
- 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が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①②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以下の細粒分含有率は5%以下とすることが望ましい。
- ⑥ フィルター材料の最大粒径は、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の10~100倍の透水性を持つことが望ましい。



上記の①はパイピングの防止を確実にするため、また②はフィルターの透水性を保護される材料よりも大きくするために定めたものである。

フィルター材料の目詰り等を防止するため、周囲をジオテキスタイル等で巻き、フィルター内への土砂混入を防ぐことも必要である。

第31条 法面等の処理

堤体上流側を含め、調節(整)池湛水部の法面は、波浪や水位変動及び降雨により浸食されないよう、また堤体下流側の法面は、降雨や浸透流により浸食されないよう、法面処理を施すこととする。

法面には高さ5～7mごとに幅8m以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

堤頂は幅4m以上とし、表面は浸食されないよう、必要に応じて表面保護を行うこととする。

堤体上流側法面では、局部的な洗掘がすべりの原因となる恐れがあるので、植生、ブロック等で保護するものとする。湛水部の法面についても同様である。特に砂質土の堤体については、水位低下時に材料が流出しないよう十分な保護が必要である。

堤体下流側法面については、主に植生で保護を行う。浸透流の凍上にも注意が必要である。

長大な法面は、雨水の表面流下によって浸食されやすいので、小段を設けて排水施設を設置し、保護する。排水施設は小段法尻に接近させ、U字溝、ソイルセメント等で造る。

また、地山部からの表面水が浸食の原因となる場合も多いため、地山と盛土の接点には排水施設を設けることが望ましい。

第32条 堤体の余盛

堤体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。余盛の標準高さは次のとおりである。

| | | |
|---------|-----|-----------|
| 堤高5m以下 | ——— | 標準余盛高40cm |
| 堤高5～10m | ——— | 標準余盛高50cm |
| 堤高10m以上 | ——— | 標準余盛高60cm |

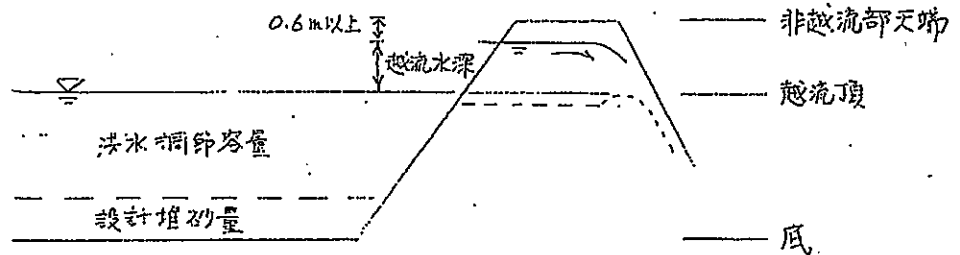
基礎地盤が軟弱である場合を除けば、通常の条件下では築造後の堤体、基礎地盤の圧縮量はそれほど大きくはならない。そこで、土質別に余盛高を変えることはせず、天端の風雨による浸食や、車両の通行等による損傷も含めて上記の値を定めたものである。

軟弱地盤上の堤体については、圧密沈下量を検討して加算するものとする。

第 3 3 条 堤体の非越流部天端高

堤体の非越流部天端高は、洪水調節容量及び設計堆砂量を確保した高さに、洪水吐の設計越流水深を加え、さらに 60 cm 以上を加算した高さとする。

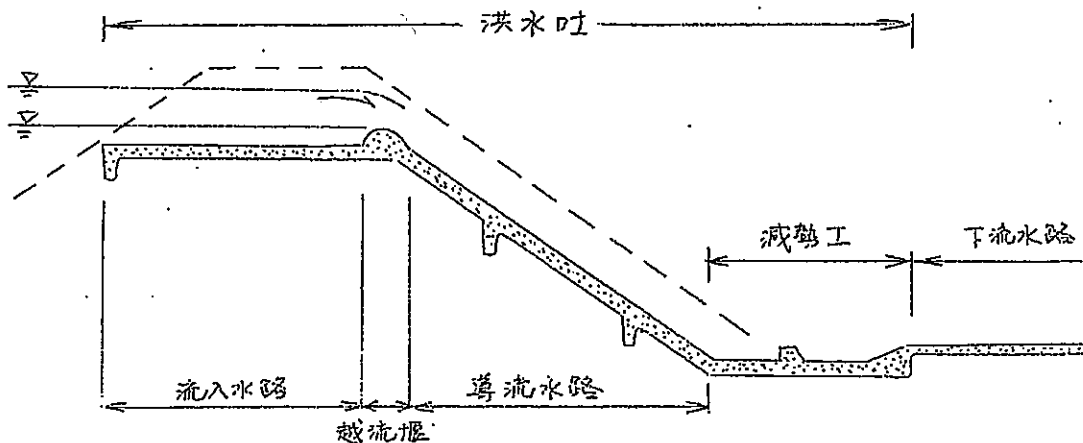
洪水吐の越流頂標高は、調節(整)池の底高から洪水調節容量及び設計堆砂量を確保できる高さとなる。越流断面はこの上に、設計越流水深+60 cm 以上を取ることとなり(第 19 条)、この高さは即ち非越流部の堤体天端高となる。



第 3 4 条 洪水吐の構造

洪水吐は以下に定める機能・構造を持つものとする。

- (1) 流入水路は、平面的に流れが一様で、流水に乱れが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、土砂の流入や洗掘を防止するため、周辺を保護するものとする。
- (2) 越流は自由越流方式とし、ゲートその他、人為的に流量を調節する装置を設けてはならない。
- (3) 導流水路は底幅を最低でも 2 m 以上とし、流れが乱れないよう直線とし、水路幅の急変、水路勾配の急変は避けるものとする。
- (4) 下流の排水路等への接続については、周辺の土地利用、宅地化の状況や地形等を勘案して、溢水による被害が生じないように配慮する。特に導流水路末端には減勢工を設け、流水のエネルギーを十分低減させなければならない。
- (5) 洪水吐はできるだけ全体を良質な地山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。



- (1) 流入水路は、安定した流況を確保するため、流水断面をできるだけ大きく取って、流速を小さくする必要がある。最大でも流速を4 m/s以下とすることが望ましい。

平面形状は地形に適合させた形で決定されるが、彎曲する場合、水路幅が変化する場合などは、流水が一部に集中しやすくなるため、断面をより大きく取って最大流速を低減させる必要がある。

流木や塵芥の著しい流入が予想される場合には、ちりよけ設備が必要となる。但し、流入水路に近づけすぎると機能を阻害する恐れがあるので、配置には十分な注意が必要である。

流入水路周辺は、越流時には流れが集中し、土砂の流入や洗掘を受けやすいので、石積、ブロック等により保護する必要がある。

- (2) 自由越流式では放流能力が水深の $3/2$ 乗に比例して増大するが、管路式では $1/2$ 乗に比例するにすぎない。フィルダムの脆弱性を考慮して、放流能力のより大きい自由越流式を原則とするものである。

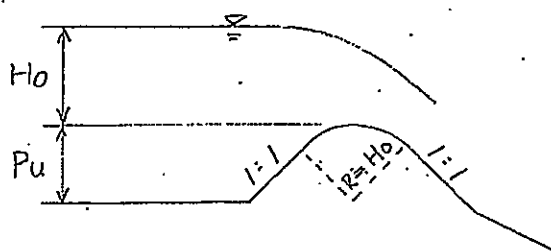
また、第18条で述べたと同じ理由により、人為的な調節操作は禁ずるものとする。

流入水路を導流水路へスムーズに接続すると、断面効率は良くなるものの、流入部周辺の流速が増大して好ましくない。このため流入水路と導流水路の接点には、突起状の越流堰を設けることとする。

越流堰が良好に機能を発揮し、流入水路に滑らかな水面を得るためには、堰頂と流入水路底面の高差 Pu は、越流水頭 Ho に対して、

$$\frac{Pu}{Ho} \geq 0.2$$

となるよう定めることが望ましい。また流水が剝離しないよう、丸みのある縦断形状とする。



越流幅を導流水路幅よりも広く取るために、横越流、半円越流、円弧状などとする場合には、越流方向を導流方向へスムーズに整流させる工作物が必要となる。

- (3) 導流水路は設計流量を流下させるに十分な断面があれば良いわけだが、幅を小さくしすぎると流速が増し、ただでさえ勾配の急な水路であるため、流水のエネルギーが過大になりすぎる。このため水路幅はできる限り広くすることが望ましく、最低でも底幅2 m以上とする。

また、導流水路では流水が射流となるため、水路方向の変化、幅の変化が予想できない流れを発生させる可能性が高い。このため原則として一定幅の直線形状とし、やむを得ず幅を変化させる場合には、漸変区間の延長

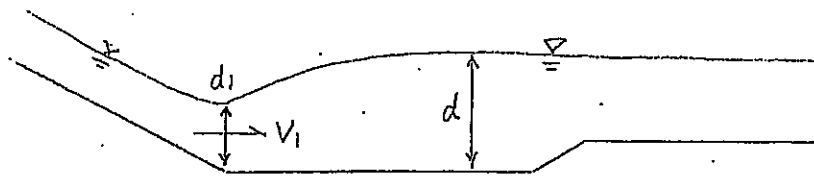
を十分に取って、スムーズなすり付けを行うものとする。縦断勾配も原則は一定とするが、やむを得ず変化させる場合には水脈の剝離しない範囲でスムーズに行うものとし、自由落下曲線を限度とする。

導流水路の水面形は、上流から下流へ水面追跡を行って求める。側壁の高さは、これにより求められた水深に加え、第19条に記した60cm以上の余裕高を持たせて決定する。

- (4) 導流水路末端の断面に比較して、下流排水路等の断面は一般に小さい。異常洪水時には、この接続部で溢水・氾濫する恐れがあるため、氾濫水による周囲の人家等への被害が避けられるよう、土地利用や地形等を勘案して接続位置、方法に十分な配慮を行う必要がある。

特に、導流水路を流れ下った流水は、ダムの子せき上げによる過大なエネルギーを保持しているため、これを下流水路の流れと同等のエネルギーまで減勢する必要がある。このため、接続部には減勢工を設けなければならない。

減勢工の基本形式は、跳水現象を利用した跳水式である。



跳水式減勢工の設計では、水叩面標高を仮定し、水叩始端の流速と水深を用いて跳水水深を求める。

$$d = \frac{d_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \quad , \quad F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g d_1}}$$

但し、 d : 跳水水深 (m)
 d_1 : 水叩始端の水深 (m)
 V_1 : 水叩始端の流速 (m/s)

ここで水叩始端の流速と水深は、導流水路の水面形の計算結果を用いてもよいが、減勢工の設計計算では損失水頭を無視した次の式により求めてもよい。

$$V_1 = \sqrt{2 g (H + W)} \quad , \quad d_1 = \frac{Q}{B V_1}$$

但し、 H : 越流水頭 (m)
 W : 越流頂と水叩の高差 (m)
 Q : 洪水吐の設計流量 (m³/s)
 B : 水叩幅 (m)

上記の計算により求めた必要跳水水深 d を自然下流水深と比較し、下流水深が不足する場合には、水叩面を低下させて、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。ハイダムでは、このような場合水叩面

を下げず、副ダムを造って下流水位を高める方法が一般的だが、調節(整)池のサイトは都市化した環境も多く、副ダムは好ましくないので、水叩面を低下させる方法によることを原則とする。このような場合の水叩長は、必要跳水水深 d の5倍程度を確保する必要がある。

必要跳水水深 d と自然下流水深がほぼ一致する場合には、さらに跳水による減勢を確実なものとするために、シュートブロック、バップルピア、エンドシルなどの施設を設ける。

自然下流水深が必要跳水水深 d と比較して高すぎる場合には、潜り跳水となり、水叩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し、好ましくないとされる。このような場合ハイダムではローラーバケット式減勢工が用いられるが、本基準で対象とするエネルギー規模は高々15 mであるため、水叩下流の水路との接続部に十分な保護を施せば、水平水叩でもよい。

いずれの場合でも、水叩下流には十分な床固を施工し、局所洗掘に耐え得る構造とする必要がある。

- (5) 洪水吐は全体をコンクリート構造もしくはこれに準ずる強度と水密性を持つものとし、不等沈下や浸透流による破壊を防ぐため、できる限り良質な地山地盤上に設けなければならない。

施工時には、在来地盤の不良な地層を取り除くと同時に、必要に応じて基礎処理を行うものとする。地盤表面は乱さないよう丁寧に仕上げ、また主要な部分については地盤に直接コンクリートを打設して、割栗石、碎石等の基礎がかえって透水層を作ることのないように配慮する。

第35条 放流施設の構造

放流施設は、放流管設計流量を安全に流せるものとし、以下の機能・構造を持つものとする。

- (1) 放流管はできる限り直線とし、屈曲を避けるものとする。
- (2) 流入部は土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥によって閉塞しないような構造とする。
- (3) 放流施設にはゲート、バルブその他、人為的に水位、流量を調節する装置を設けてはならない。
- (4) 放流管は、設計流量に対して、呑み口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- (5) 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、外圧や不等沈下に十分耐え得る構造とする。また、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、施工においても十分な処理を施さなければならない。

- (1) 放流管は暗渠となるため、できる限り延長を短くすることが望ましい。このため最短距離となるような、堤体軸に直角方向の直線を原則とする。やむを得ず彎曲させる場合でも、角度はできるだけ小さくし、急な屈折は避ける。

また、下流水路との取り付け等の理由で放流管を2本以上設置する場合には、平面的に10m以上離すこととする。

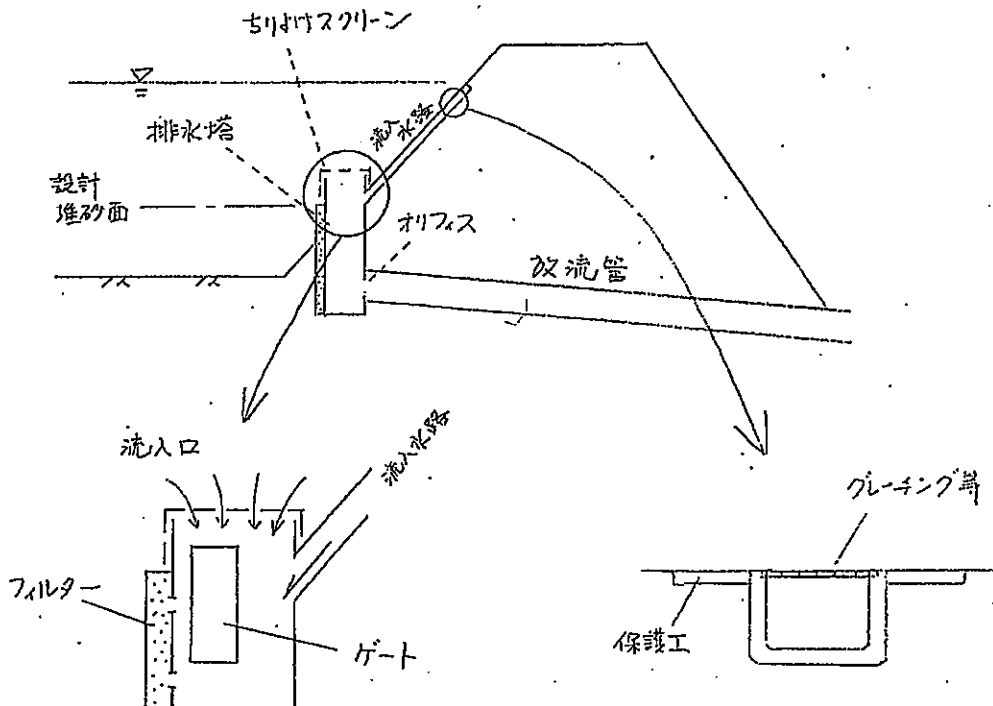
なお、放流管の放流先は、洪水吐からの放流先と一致させることが望ましい。平時に水の流れない水路を余計に造る必要がなくなるからである。堤体軸に対する角度を振ればこれが実現できる場合には、必ずしも直角としなくともよいが、不必要に暗渠延長を伸ばすことのないよう十分検討する。

- (2) 放流施設に土砂や塵芥が流入することによって、放流能力の低下、管路の閉塞や損傷を生じさせないために、放流管上流端には排水塔を設けて、その流入部を設計堆砂面以上に設置し、流入口周辺にちりよけスクリーンを設置することとする。

ちりよけスクリーンは、通過する流速を0.6m/s以下に抑えるような配置、構造とする。

排水塔においては、貯水位の低い初期から流入高以下の貯水量を有効に排水できるよう、塔下部の一部をフィルター構造とする。また、流入口が万一閉塞した場合に備えて、側部に代替排水用のゲートを設ける。

排水塔の流入口へは、堤体法面に沿わせた流入水路を接続しておくこと、より有効な排水が可能となる。水路の上端は洪水吐の越流頂高に合わせ、またグレーチング等で落葉などの混入を防ぐ。但し、この水路は盛土法面に設置することになるので、水流により洗掘されないよう、周囲を十分に保護する必要がある。



- (3) 設計流量に対応する放流管の断面については、第20条、21条に記したとおりである。

無圧式放流管の通水能力は、マンニングの公式により求めることができる。この場合の粗度係数は、0.015程度とする。

円形断面の場合、流水断面積を管路断面積の3/4となるように公式を変形すると、次のように表される。

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

但し、D：管径（m）

この場合、水深は $0.702 D$ で表される。

また矩形断面の場合は、次のように表される。

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

但し、B：管路幅（m）

h：水深（m）

この場合、管路断面高は $4 h / 3$ で表される。

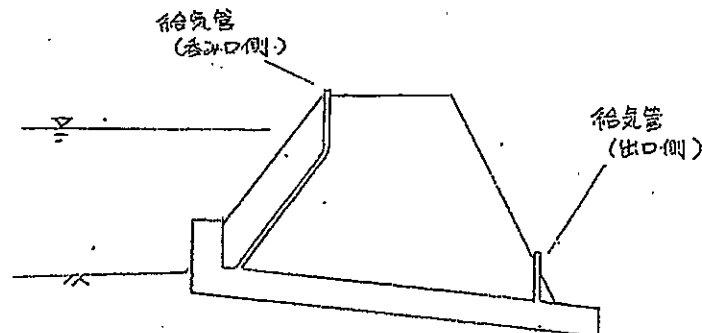
放流管呑み口は設計流量以上の流量が流入しないように設計されるので、放流管上流端付近には、呑み口から噴出される高速なジェットが生ずる。このようなジェットは管内の空気を吸引して管外に排出させるため、管内の気圧低下を生じ、放置すれば流入量を増加させ、また管路を閉塞させるなどの悪影響を及ぼす。このため放流管呑み口の直下流には、管内の気圧を安定させるに十分な空気量を供給できる給気管を設けることとする。

給気管の必要断面積は、流量、ジェットの流速、給気管線形などにより変わり、大規模な施設では入念な検討が必要となるが、本基準では以下の数値を標準とする。

| 最大水頭 | 5 m | 8 m | 10 m | 15 m |
|------|-------|-------|-------|-------|
| 給気管径 | 10 cm | 13 cm | 15 cm | 18 cm |

最大放流量が $5 \text{ m}^3/\text{s}$ を越える場合には、放流管出口にも給気管を設けることとする。許容放流量自体は $5 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下でも、洪水吐からの放流と出口付近で合流させる場合には、その合流部に給気管を設けることとする。

放流管出口で高速流が生ずる場合には、集中した高エネルギーの流水を減勢して下流水路に放流するため、減勢工を設けなければならない。形式としては衝撃型減勢工が有効である。洪水吐からの放流と一本化する場合には、洪水吐の減勢工を併用してよい。



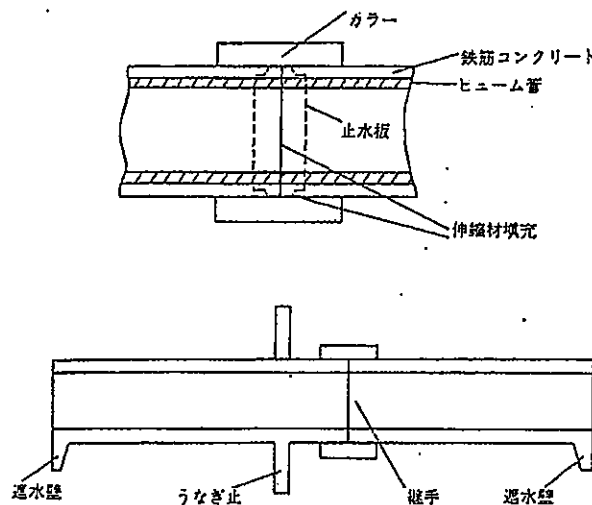
(4) 放流管は良質な在来地盤を切り込んで設置し、埋め戻しは慎重かつ十分な締め固めのもとに行わなければならない。

在来地盤が脆弱な場合には、置き換え等の処理を行う。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、管路に沿った浸透流の発生を防止することに最大限の配慮を払う必要がある。

放流管は鉄筋コンクリート構造とし、ヒューム管、高外圧管、その他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き立てることとする。

また、不等沈下等による破損を防止するため、10 m程度の間隔ごとに継手を設けなければならない。継手構造は、可撓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、カラーと本体の間、また本体の突き合わせ部には、伸縮性のある目地材を充填して、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取り付けるものとし、管の間にも10～15 m間隔で、管の全周にわたる遮水壁(うなぎ止め)を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。これらの遮水壁は、放流管本体と一体構造のものとする。



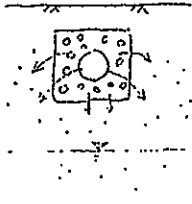
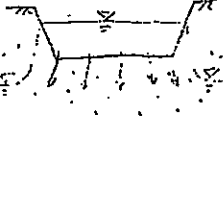
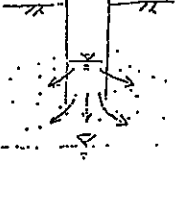
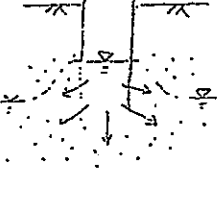
4 雨水浸透施設の構造

第36条 雨水浸透施設の種類

雨水浸透施設には、浸透法と井戸法に大別され、以下の工法がある。

- | | | |
|-----|----|--------------------------------|
| 浸透法 | —— | 浸透トレンチ、浸透側溝、浸透マス、浸透池、 透水性舗装 |
| 井戸法 | —— | 乾式井、湿式井 |

浸透法、井戸法それぞれの概念は、次のとおりである。

| 分類 | 浸 透 法 | | 井 戸 法 | |
|--------|---|---|--|---|
| 概 念 | 降雨を地表面あるいは地表浅所より不飽和層を通して浸透・分散させる方法。拡水法ともいう。 | | 井戸により雨水を地中の浸透層へ集中的に浸透・排除する方法。 | |
| 工法 | 浸透トレンチ | 浸透池 | 乾式井 | 湿式井 |
| 構 造 |  |  |  |  |
| 解 説 | 地表の近くに埋められた浸透性の管を通して排水する。 | 浸透性の池底から貯留された雨水を浸透させ排除する。 | 底が地下水面に達しない。 | 底が地下水面に達する。 |

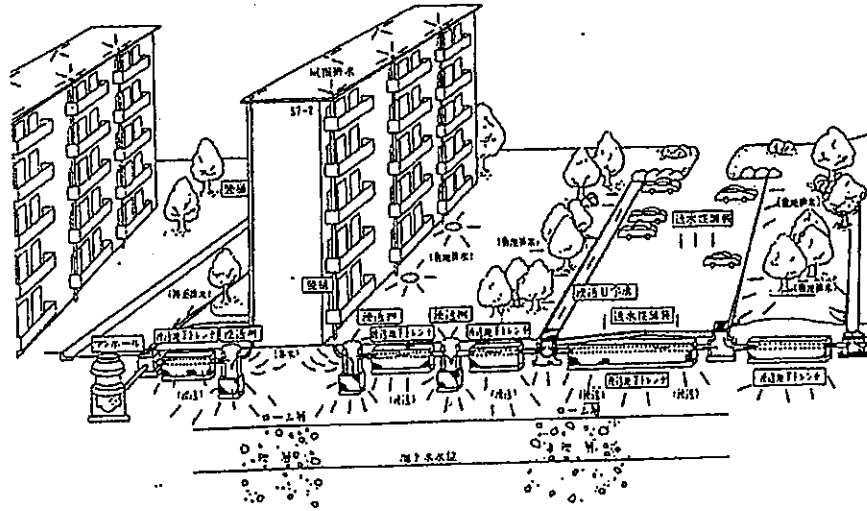
第37条 工法の選定

雨水浸透施設を配置するにあたっては、土地利用形態及び地盤の浸透能力に応じて、効果的に各種の工法を組み合わせることとする。

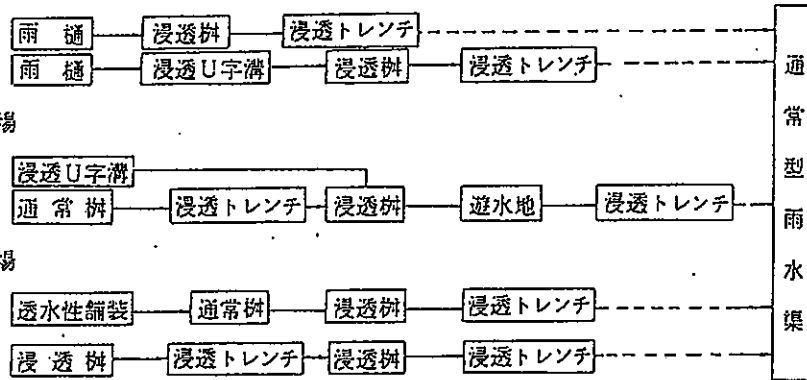
土地利用形態により有効な組み合わせは次のようになる。

- (1) 建物、棟間緑地、公園、広場
浸透マスと浸透トレンチ、または浸透マスと浸透側溝
- (2) 駐車場、幹線以外の道路
透水性舗装と浸透マス、浸透トレンチ、浸透側溝

東京都昭島市つつじヶ丘団地における浸透施設の配置例を以下に示す。各種の浸透工法が有機的に組み合わせられている好例である。



(1) 住宅



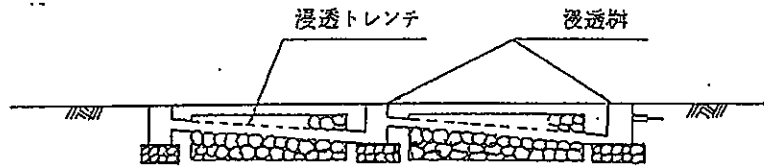
第38条 浸透施設の構造

雨水浸透施設の構造は、浸透機能及び貯留機能が効果的に発揮できる構造とする。

また、その機能を長期的に維持するために、土砂等の流入による目詰まりや堆積に十分配慮する。

浸透機能及びこれを補完する貯留機能を効果的に発揮させるためには、特に次の点に留意する。

- ① 浸透施設内に有効な水頭が得られる構造とする。例えば浸透マスでは、流出側の管底を流入側の管底より高い位置で接続する。
- ② 浸透施設は浸透処理区内に均等に分散させて配置する。



浸透施設内には、浸透面を保護し、材料の持つ空隙によって貯留量をできるだけ大きく確保するため、碎石などの空隙率の高い充填材を使用する。

また浸透底面には、踏み固めによる浸透能力の低下を防ぐためのクッション材として、また目詰まり防止のフィルター層として、砂を敷きならす。

浸透機能を長期的に維持するためには、次の点に留意する。

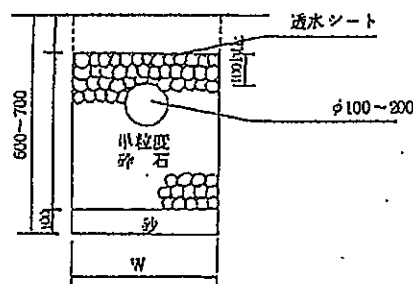
- ① 土砂が大量に流入すると予想される地区では、泥溜め等の前処理施設を設置する。
- ② 浸透施設内の充填材上面には、土砂等の流入を防ぐため、透水シート、ネットスクリーン等を設置する。浸透マス底面のネットスクリーンは、取り外し可能な構造とする。

第39条 浸透トレンチの構造

浸透トレンチの構造は、原則として下記によるものとする。

- (1) トレンチは幅60cm、深さ60～70cmを標準とする。
- (2) トレンチ内には、接続されたマスからの流入水を均一に分散させるため、充填された碎石中に透水管を布設する。管径は100～200mmを標準とする。
- (3) 碎石上面には透水シートを敷き、普通土で埋め戻す。

浸透トレンチは、浸透法による施設の中でも代表的なものであり、主として建物回り、広場等で、浸透マスと組み合わせて設置する。



トレンチの幅は、掘削機のバケット幅によって決めるのが効率的であるが、標準としては上記の値を採用する。

透水管は、透水性のコンクリート管、有孔管等を用いる。設計にあたっては次の点に留意する。

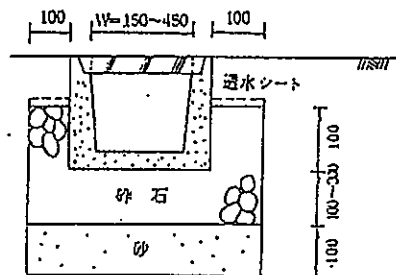
- ① 初期降雨の濁水を下流のマスへ流下させるため、底部には孔をあけない。
- ② トレンチの土被りは15 cm以上とする。
- ③ 管径は10～20 cmの範囲とし、下水管渠の設計と同様の通水機能をも配慮することが望ましい。
- ④ 継手は空継ぎとする。
- ⑤ 碎石上面には、土砂侵入防止のため透水性シートを敷くこととし、埋め戻し土の厚さは、芝等への影響を避けるために必要な厚さとする。

第40条 浸透側溝の構造

浸透側溝の構造は、原則として下記によるものとする。

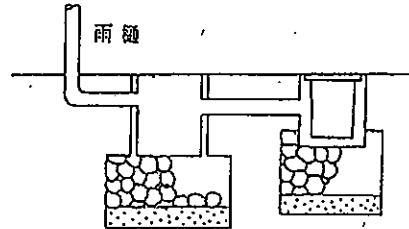
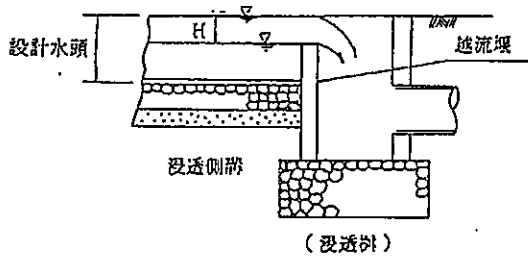
- (1) 側溝の底面に敷砂を厚さ10 cm、碎石を厚さ10～30 cm充填する。また側面には巻厚10 cmの碎石を施す。
- (2) 側溝は透水性のものを使用し、その幅は所要の浸透量、貯留量により決定する。標準幅は15～45 cmとする。
- (3) 側溝に段差が生じる場合、または末端のマスと接続する場合には、手前に越流堰を設ける。
- (4) 側溝は原則として蓋をかける。
- (5) 屋根排水の取り付け口等には、状況に応じて泥溜めを設ける。

浸透側溝の浸透機能は、浸透トレンチと変わらないもので、浸透側溝の内空を貯留量として計算できる外、屋根排水等の縦樋を任意に接続できる等の利点もある。



越流堰は、浸透側溝内に雨水を貯留させる効果、及び側溝内の水頭を高めて浸透能力を高める効果を持つ。越流高は、降雨時に側溝から溢水が生じないように設計する。

屋根排水や路面排水が直接流入する場所では、目詰まりを起こしやすいので、状況に応じて泥溜めマスを設ける。



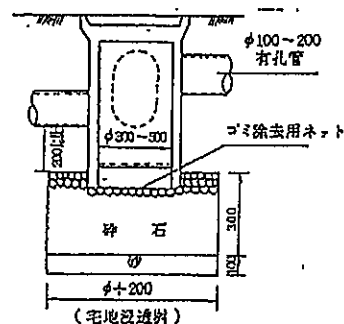
泥だまり(浸透構)
を手前に設置した場合

第41条 浸透マスの構造

浸透マスの構造は、原則として下記によるものとする。

- (1) 浸透マスは、底部をモルタル等で密封せず、底面を下から砂、碎石の順に充填する。
- (2) マスの上部としては、集水目的に応じて、宅地マス、U形マス、街渠マス等の通常の側塊とマス蓋を使用する。

浸透マスの下部構造は、宅地マス、U形マス、街渠マス等のいずれにおいても共通である。上部構造としてどれを用いるかは、その集水目的によって選択する。



上部構造となるマスの素材は、コンクリートブロック、現場打コンクリート、塩化ビニール製のいずれかとする。

浸透マスは、浸透トレンチや浸透側溝と組み合わせて使用するのが通常である。これらの浸透機能が最大限に確保・保全できるよう、泥溜めとしての機能も十分併せ持ち、清掃等維持管理のしやすい構造とする。

第42条 透水性舗装

透水性舗装は、原則として下記によるものとする。

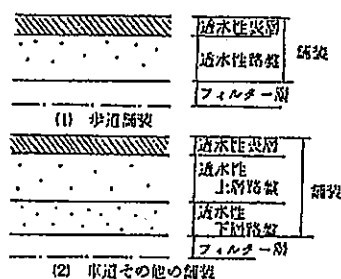
- (1) 透水性舗装は、歩道、自動車の少ないアプローチ及び駐車場に用いるものとする。
- (2) 表層、路盤の空隙は、貯留量にカウントすることができるものとする。
- (3) 舗装材料や構造は透水性舗装ハンドブックによるものとする。

透水性舗装ハンドブック(日本道路建設業会編)によれば、透水性舗装の適用範囲としては、歩道を中心に、生活道路等の軽交通の車道及び駐車場等の構内としている。これらは比較的目詰まりが少なく、透水性舗装の寿命がある程度確保できる。

透水性舗装は、舗装体の貯留機能と路床からの浸透機能を併せ持っている。貯留量は舗装材の空隙率より算出される。同ハンドブックによれば、締め固め度等の施工条件によっても異なるが、クラッシャーランで6~18%、透水性アスファルトで10~20%とされている。本基準では、目詰まりによる空隙率の低下を考慮して、以下の値を採用することとする。

| 材 料 | 空隙率(%) |
|-----------|--------|
| 砂 | 25 |
| クラッシャーラン | 10 |
| 透水性アスファルト | 10 |

透水性舗装の構造は、路床の設計CBR等、通常の設計条件の外、舗装体に負荷される設計貯留量によって設計する。



5 オンサイト貯留施設の構造

第43条 オンサイト貯留施設の種類

オンサイト貯留施設は、機能及び構造により以下のように分類される。

- ① 機能による分類
各戸貯留施設、流域貯留施設
- ② 構造による分類
地表面貯留施設、構造物貯留施設

各戸貯留施設とは、個々の住宅単位での一時貯留を目的とした施設を指し、屋根や庭を利用して設けられる。流域貯留施設とは、公園、広場、学校校庭等の公共・公益施設用地や、集合住宅全体を単位として、住宅棟間、駐車場等に設けられる施設を指す。

地表面貯留施設とは、小堤や掘込により自然地表へ貯留させる構造の施設を指し、構造物貯留施設とは、屋根、貯留槽、地下構造物等、地表ではない人工構造物面へ貯留させる施設を指す。

いずれの場合も、一時貯留した雨水の排水過程では、地下浸透を促進させることが望ましく、雨水浸透施設との併用が有効である。

第44条 オンサイト貯留施設の構造

オンサイト貯留施設の構造は、予想される荷重に対し必要な強度を有すると同時に、十分な安全度を有しなければならない。

地表面貯留の場合には、湛水する法面がすべりや浸透流によって破壊しないよう、十分な処理が必要である。ダム式となる場合には防災調節(整)池に準じて設計する。

構造物貯留の場合には、構造的に具備すべき諸条件をクリアさせ、破壊が生じないように設計する。

第45条 地表面貯留施設の構造

地表面貯留施設の構造は、小堤または浅い掘込を原則とする。

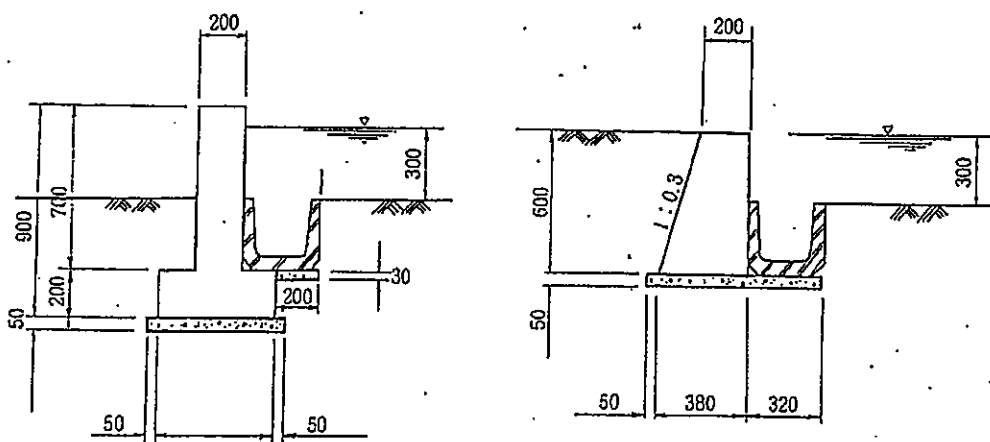
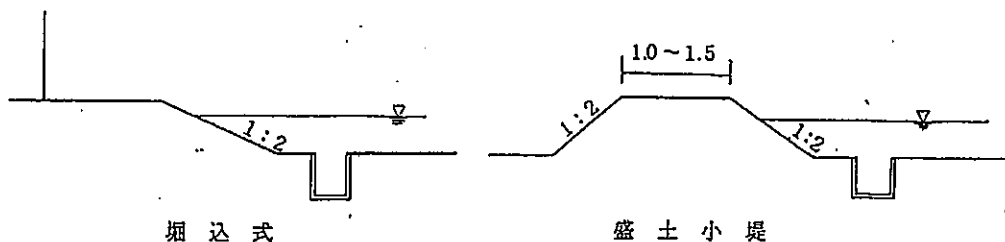
オンサイト貯留施設は、基本的に別途の利用目的が主にあるため、貯留可能水深は一般には30cm程度の浅いものとなる。

このため、貯留空間を確保する構造としては、盛土、石積、擁壁等の小堤、もしくは浅い掘込によるものとする。

土構造の場合には、小堤、掘込とも、法面の勾配は2割を標準とする。土質によっては、法面の浸食防止や景観面に配慮し、芝張等の法面処理を施すこととする。

小堤の天端幅は、盛土の安定、貯留時の通路機能確保を考慮して、1 m以上取ることとし、特に植栽を行う場合には1.5 m以上とする。

石積、擁壁等の構造物による場合には、安全面、景観面に配慮して設計する。また貯留時の通路を別に確保するものとする。



周囲小堤としてのコンクリート壁の構造例

第4.6条 盛土小堤の余水吐

盛土小堤による貯留施設においては、越水による破壊を防止すべく、余水吐を設けることとする。

余水吐は1/100確率の降雨を対象として設計し、自由越流方式とする。

余水吐の断面は、1/100確率の降雨量相当の流下能力を持つものとして決定する。計算方法は防災調節(整)池に準ずる。

越流水深は10 cmを標準とする。これ以上になる場合は、1ヶ所とせず複数設けて越流を分散させ、周辺への影響を小さく抑えることとする。

また、単独の施設として設けるのではなく、公園なら出入口、校庭なら校門を兼ねるなど他の施設と併用することが安全上、美観上、また経済上望ましい。

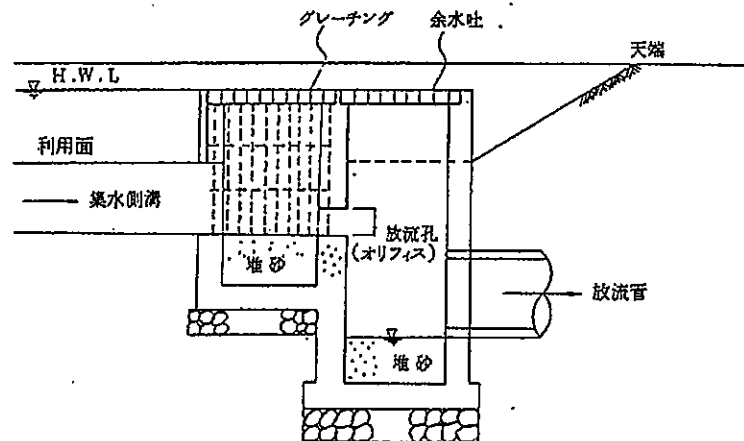
周囲小堤の天端高は、貯留水深に余水吐の越流水深を加えた高さ以上とする
なお、完全掘込の場合には原則として余水吐は設けないものとする。

第 4 7 条 排水施設

オンサイト貯留施設の排水施設は、以下によるものとする。

- (1) 排水施設にはゲート、バルブその他、人為的に流量を調節する装置を設けてはならない。
- (2) 排水が管渠による場合には、呑み口を除いて自由水面を有する流水となるよう設計する。
- (3) 土砂、塵芥が直接混入しないような構造とする。

基本的に防災調節(整)池の放流管に準じて設計する。防災調節(整)池と比較して特徴的な点は、排水先の水路が通常側溝程度であるため、呑み口がかなり小さい断面となることである。このため、閉塞には十分注意した構造とする。



第 4 8 条 底面処理等

地表面貯留施設は、降雨後の排水をすみやかに行うため、土地利用機能に応じた適切な底面処理を施すものとする。

地表面貯留施設は、降雨終了後すみやかに元来の敷地機能を回復させる必要があるため、効率的に排水されるよう設計する。

排水機能を高める底面処理の方法としては、盲暗渠、透水性材料による置き換え等が考えられる。駐車場や公園の園路には、透水性舗装や透水性ブロックを用いることが望ましい。

また、周囲にU型、L型の側溝を設けて、小降雨はこれらにより排除して、冠水頻度の低減を図ることも必要である。これらの側溝が浸透性側溝であればなお好ましい。側溝には塵芥等の流入防止及び利用者への安全性を考慮して、グレーチング等の透過性の蓋をかけるものとする。

底面の勾配は、その種類に応じて以下を標準値とする。

| 種 類 | 標 準 勾 配 (%) |
|------------------|-------------|
| アスファルト舗装面 | 2.0 |
| アスファルト・コンクリート舗装面 | 1.5 |
| ソイルセメント面 | 2.0～3.0 |
| 砂利敷面 | 3.0～5.0 |
| 芝生（観賞用で立ち入らない区域） | 3.0 |
| ”（立ち入って使用する区域） | 1.0 |
| 張芝排水路 | 3.0～5.0 |

第49条 公園等貯留

公園、あるいは学校の校庭を流域貯留施設として使用する場合には、子供に対する安全性に十分配慮するものとする。

公園や校庭は、幼児・児童への安全性を考えて、貯留水深を深くしすぎないように設計する。

児童公園であれば20cm、地区公園もしくは近隣公園であれば30cm、また校庭は30cmを標準の貯留水深とする。

第50条 駐車場貯留

駐車場を流域貯留施設として使用する場合には、自動車のブレーキドラムが濡れないなど、貯留時の自動車の走行、利用者の利用に支障を生じないように配慮する。

駐車場は降雨時でも一般に利用されるものであるから、自動車の走行や利用に支障のないよう、十分に配慮して設計する。貯留水深は10cm程度とする。

ショッピングセンター等の広い駐車場では、貯留時に停めてある車まで徒歩で行けなくなることを防ぐよう、水に浸からないアプローチ面を確保する。

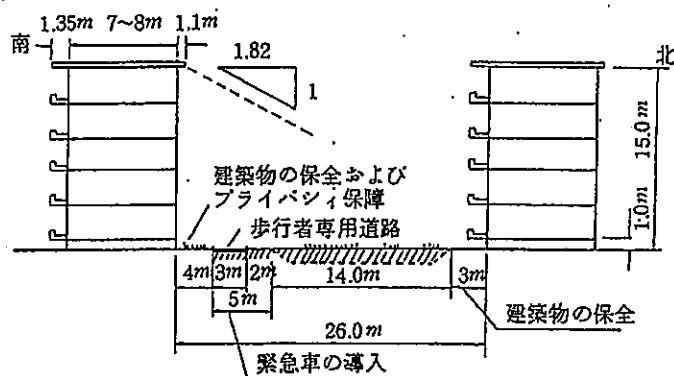
第51条 棟間貯留

集合住宅の棟間を流域貯留施設として使用するには、緊急車の進入路、建築物の保護、幼児に対する安全性、維持管理などを総合的に検討することとする。

集合住宅の棟間は、一般に冬至における各棟の日照時間が4時間以上となるように設計される。東京の5階建中層住宅では、棟間隔は26mとなる。

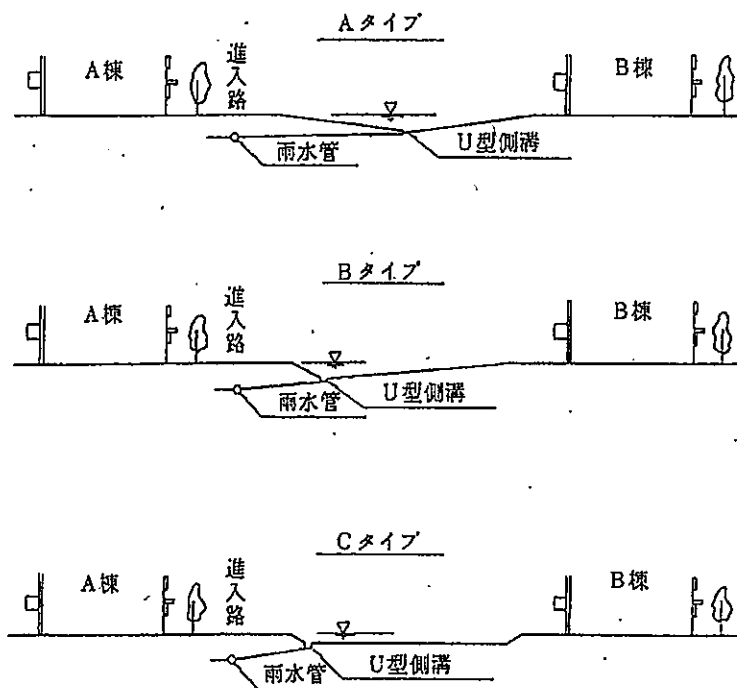
また住棟回りには、プライバシー保障として4mの空間、アプローチ道路として通常3m、緊急車の進入に必要な幅5mを考慮してさらに2m、また建築物を保護する空間として3mが必要となる。

棟間隔からこれらの必要幅を差し引いた空間が、棟間貯留に利用できる幅となる。東京の例によれば、 $26 - (4 + 3 + 2 + 3) = 14\text{m}$ である。



降雨終了後の排水性を考慮して、貯留空間にはゆるやかな勾配を付け、通常雨水管渠へ排水を接続する。土質により積極的に浸透処理も採用すべきである。

貯留水深は、子供や老人に対する安全性を考慮して、30cm程度とするのが望ましい。



6 調節(整)池堤体の施工等

第52条 施工計画

堤体工事の着手にあたっては、設計の基本方針、工期、基礎地盤、盛土材料等を考慮して、安全に施工でき、所定の工期内に所定の品質の出来型が得られるような施工計画を立てるものとする。

調節(整)池の堤体はとりわけ重要な構造物であるため、設計条件及び現地を十分に確認した上で、以下の内容について施工計画を作成する。

- ・ 工程計画 ・ 施工計画(基礎、土取場、盛土、法面処理等) ・ 施工管理
- ・ 安全管理 ・ 防災計画 ・ 仮設計画 ・ その他必要な計画

最も注意すべき点は、盛土材料の種類に応じた施工方法の決定である。主要な工事部分は機械施工となるため、施工機械の適否が工事の良否に大きく影響する。現地の地質等の諸条件、作業内容、規模等の現場条件を十分考慮して、最も適合した施工機械を選定しなければならない。

一般に使用される施工機械を以下に示す。

| 作業の種類 | 施 工 機 械 |
|-------|----------------------------------|
| 伐開・除根 | ブルドーザ、レーキドーザ |
| 掘 削 | ブルドーザ、パワーショベル、トラクタショベル、バックホウ、リッパ |
| 積 込 | パワーショベル、トラクタショベル、バックホウ |
| 掘削・運搬 | スクレーブドーザ、スクレーバ、ブルドーザ |
| 運 搬 | ダンプトラック |
| 敷 均 し | ブルドーザ |
| 締 固 め | タイヤローラ、タンピングローラ、振動ローラ、ブルドーザ |

締固め機械については試験盛土の結果に基づいて選定する。試験盛土が実施されない場合は、以下を参考とする。

- 普通土 ———— タイヤローラ、タンピングローラ (、ブルドーザ)
- 高含水比粘性土 ———— タイヤローラ、湿地ブルドーザ
- 砂質土 ———— タイヤローラ、振動ローラ
- 塊状土 ———— タイヤローラ、タンピングローラ、振動ローラ

堤体盛土のまき出し厚、転圧機種、転圧回数は試験盛土を行って決定することが原則であるが、類似の土種による施工実績がある場合には、土質試験結果を比較検討した上で、試験盛土によらずに決定してもよい。但し礫混じり土、高含水比粘性土については必ず試験盛土を行うことが望ましい。

また高さ5m以下の堤体であれば、良質な盛土材料においては以下によることができるものとする。

タイヤローラ —— 15～20t —— まき出し30cm、締固め5回以上
 ブルドーザ —— 15t以上 —— まき出し30cm、締固め8回以上

第53条 準備工、河流処理工

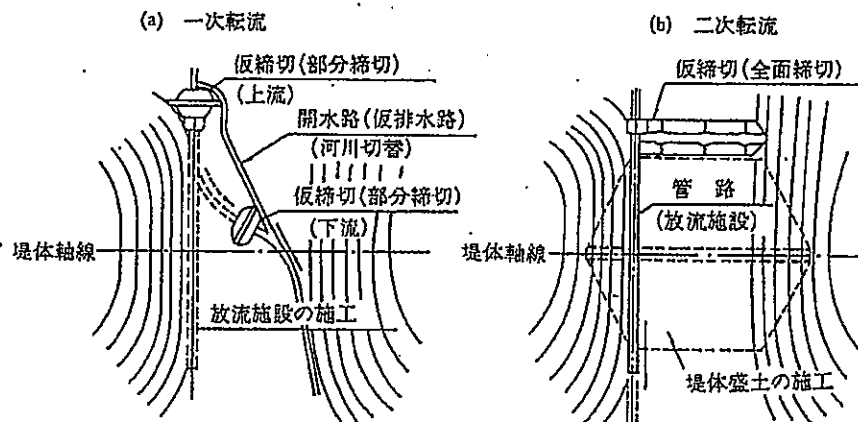
準備工として起工測量、伐開・除根、工事用道路設置を行うものとする。
 河流処理工は、堤体施工に支障を及ぼすことなく河川流量を流下させる構造とし、その目的を十分達成できるように行うものとする。

起工測量は、現場条件と設計図書を照合し、また主要構造物の位置、高さを明確にするために行う。確実に施工を行うため、丁張を設置する。測量箇所は堤体の他、放流施設、土取場、工事用道路等であり、縦断測量と横断測量を行い、さらに用地境界杭の確認や控杭、仮ベンチマークの設置を行う。

堤体敷地内の樹木、雑草、凍結土、雪などの障害物は、基礎掘削に先立って伐開・除根により取り除く。

設置が必要な工事用道路は、最寄りの主要道路から現場に至る資機材運搬路及び現場内の連絡道路である。資機材運搬路はなるべく既設公道を利用するが、運搬量が多く、公道本来の利用目的に支障をきたす場合等は新設が必要である。現場内連絡路は工事の進捗に伴って変更・撤去されるものであるから、施工の順序等を考慮して、機能的に最小限の構造を確保すればよい。

河流処理工は、堤体工事全般を円滑かつ確実に施工するために重要な役目を果たすものである。仮排水と仮締切によって構成され、放流施設が概成するまでの一次転流と、それ以降基礎掘削から盛土期間までの二次転流に分かれる。一次転流では仮排水は開水路、仮締切は部分締切となる。二次転流では仮排水は概成した放流施設を用いて暗渠となり、仮締切は全面締切となる。



注) 実線は転流のための仮施設。破線は転流時に行う工事目的物。

仮締切の施工は出水期を避けることが原則とされているが、防災調節(整)池の建設地点では一般に流域面積が小さく、必要な締切規模も小さいことから、特別の場合を除き施工時期の限定を行わないものとする。

仮締切の位置については、地形、地質を考慮するとともに、堤体軸線や構造物の配置、掘削区域などが着工後の現場条件によって多少変更となっても支障を受けないように選定する。

仮締切の構造は、出水時の越水によって簡単に破壊されないよう十分検討する。また仮締切が堤体の一部となる場合には、特に大念に施工しなければならない。

第54条 堤体基礎工

基礎掘削工は、基礎地盤の性状を十分に把握した上で、設計条件を満足する深さまで、断面に急変のないよう掘削するものとする。

軟弱地盤、透水性地盤においては、設計に盛り込まれた基礎処理工の内容、現地条件、工期等を十分に理解して、適切な基礎処理を行う。

基礎掘削の対象地盤は、おおまかに以下のように分類される。

- 1) 普通地盤 2) 軟弱地盤、透水性地盤 3) 岩盤

1) 普通地盤

軟弱層の分布が、極めて薄いかほとんど存在せず、洪積層、新第三紀層等の基礎層の露頭がある場合をさす。設計上は基礎掘削において表層を薄く除去するのみに留めている。

トラフィカビリティーも確保でき、掘削にあたっての困難もほとんどないため、掘削・仕上げにはブルドーザを用いる。

2) 軟弱地盤、透水性地盤

軟弱層が厚く分布する軟弱地盤、軟弱層を挟んで砂層・砂礫層が分布する透水性地盤については、所定の強度・水密性が得られるよう基礎処理工が設計される。

掘削にあたっては湿地ブルドーザ、超湿地ブルドーザ、湿地タイプのバックホウ等、接地圧の低い機械を選定し、走行性の確保と下層の練り返し防止に配慮する。

3) 岩盤

岩盤においては、表土層は普通地盤同様ブルドーザで掘削し、著しく硬い部分はリッパ、ブレーカーを用いる。

堤体基礎地盤の仕上げ面は、不陸がないか、設計強度を十分満たしているか、有機物を多量に混入する表土が残っていないか、土質が事前調査と著しく違わないか、湧水等の処理が適切か、などの点に十分留意する必要がある。

掘削の対象地盤が土質であり、最終仕上げ後の表面が乾燥硬化したり細かいクラックの発生が見られる場合には、盛土施工に先立ち、これを除去するか、撒水して再転圧を入念に行う。

第55条 堤体盛土材料の採取

堤体盛土材料は、土取場の地形、地質、地下水等の現場条件に適合した掘削方法を検討の上、所定の品質が得られるように採取するものとする。

土取場の土質が盛土材料として不適切であると判断された場合には、土取場の変更もしくは材料の調整を行うものとする。

1) 土取場の決定

候補地より試料を採取して、室内土質試験、現場での試験施工を行い、所定の設計値が得られる材料であるか否かを確認した上で決定する。

不適切な場合には、土取場の変更もしくは材料の調整が必要である。

2) 盛土材料の許容粒径

普通土、高含水比粘性土、砂質土は、粒径が小さいので最大粒径の規制は必要ないが、巨礫を含む材料や塊状土の場合には、締固め後空隙が残り、水みちとなって強度低下を引き起こす可能性があるため、原則として盛土まき出し厚の75%以下を最大粒径とすることが望ましい。

3) 伐開・除根・表土剥ぎ

盛土材料の採取に先立ち、土取場内の樹木、雑草ほか有害な雑物は、伐開・除根して取り除かなければならない。

4) 排水工の施工

土取場内のトラフィックビリティーの確保、周辺への影響を考慮して、排水工を施工しなければならない。また地下水位の高い所、含水比の大きい所等では、トレンチを掘るなどして、盛土材料の含水比低下を図る必要がある。

5) 盛土材料の採取

地形、土質、運搬距離等を考慮して、適切な施工機械を選定する。

得られる盛土材料は、採取範囲、深度によって事前試験試料と粒度や含水比が異なる場合があるので、これらの調整が必要である。

6) 不良土の処理

盛土材料として不適切な採取土を捨てる場合には、防災上の安全性、周辺への環境影響等を十分考慮しなければならない。

第56条 堤体盛土の締固め

堤体盛土の締固めは、原則として乾燥密度による締固め度で規定するものとする。但し高含水比粘性土の場合には、飽和度または空気間隙率で規定してもよいものとする。

1) 乾燥密度による規定

まき出し各層ごとにJIS A1210 (突き固めによる土の締め固め試験方法) の呼び名1:1の方法による最大乾燥密度の90%以上の密度となるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

2) 飽和度または空気間隙率による規定

まき出し各層ごとに飽和度85%以上または空気間隙率10%以下となるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

1) 乾燥密度による規定

これは一般にD値による規定が用いられている。

$$D \text{ 値} = \frac{\text{現場乾燥密度}}{\text{室内最大乾燥密度}} \times 100 (\%)$$

本基準による防災調節(整)池は堤高15m未満であるため、それほど高い剪断強度は必要とせず、また貯水・降水による沈下もある程度は支障ないものと考えられることから、D値 $\geq 90\%$ を満足すればよいものとする。

2) 飽和度または空気間隙率による規定

通常、飽和度 $\geq 85\%$ または空気間隙率 $\leq 10\%$ であれば、浸水による強度低下は少ないと考えられていることから、高含水比粘性土においてはこれを規定とする。

第57条 堤体盛土の施工方法

堤体盛土の施工は原則として出水期を避けて行わなければならない。
敷地は盛土に先立って、雑草、樹木の根、有機物を含む表土ほか雑物を除去し、また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。
盛土の施工に先立って、現場における試験施工を実施しなければならない。その結果を基に、土質材料の種類に応じた締固め度、透水係数等の所定の値が確保されるよう施工し、特に施工時の含水比には留意しなければならない。

段切りは標準として最少高さ50cm、最少幅1mを確保し、盛土の滑動防止を図る。

試験施工は、土取場における土質材料が事前に行われた室内土質試験等での試料と著しく違わないことを確認すると同時に、監督員、請負者が適切な盛土

施工を行い得るよう材料を確認すること、また施工計画に示された施工方法で十分に満足のいく盛土が可能かどうかを確認することを目的としている。

試験施工は代表的な盛土材料で行い、まき出し厚30～40cmで3層以上を、実際に使用する転圧機械で盛土締固めの規定に合致するまで転圧し、必要転圧回数を決定する。

盛土の施工にあたっては、以下の点に留意する。

1) 施工含水比

施工含水比の管理は、適切に盛土を施工するには特に重要である。施工時の天候等に十分注意を払い、所定の締固め密度が得られるように、含水比を管理する。所定の含水比が確保できない場合は、含水比を調整するか、施工方法を再検討して締固め密度を確保できるようにする。

2) まき出し、転圧の方向

堤体内への浸透水を防止するため、盛土材料のまき出し、転圧は堤体軸線と平行に行うことを原則とする。

3) 転圧面の盛り継ぎ

まき出した盛土材料は、その日の内に締固めを完了させ、降雨に対して十分な表面排水ができるよう表面を平坦に仕上げなければならない。翌日引続きその上へ盛土を行う場合には、平坦な表面を崩して接続面のなじみを良くした上で盛り継ぎする。

4) 法面の転圧

盛土法面の締固めは、適切な機種を選定して入念に行う。

5) 降雨による施工休止の条件

施工を不能とする降雨量は、盛土材料の種類や降雨継続日数等により、必ずしも一律ではない。試験施工の結果等を参考に、設計条件を満足し得る含水比が得られないほどの降雨があった場合には、施工を休止する必要がある。

6) クラック発生時の処置

軟弱地盤上に盛土を行うと、地盤の不等沈下により放流施設部や軟弱地盤部と地山アバット部の境界付近にクラックが発生する可能性がある。この場合には、クラック発生およびその周辺の盛土を、クラックが発生していない深さまで再掘削し、同一の盛土材料で置き換えることで処置し、将来の漏水や堤体破壊の原因を確実に取り除いておく必要がある。

7) 降雨の処理

盛土上面は、上流方向に排水可能な片勾配、または堤体軸線を境とした両勾配を持たせて、迅速な排水と浸透防止のため表面を平坦に締固める。

アバット部等の切土部は、法肩に排水溝を設けて、切土面に流出しないよう処理する。

長大な法面には、法面上に排水溝を設けて、面全体に流出することのないよう処理する。

次のまき出しを急ぐ盛土面や重要な走路面等は、シートで覆う。

8) 湧水の処理

基礎地盤からの湧水は、盛土施工に障害となるばかりではなく、盛土材料の剪断強度の低下やパイピングの原因ともなるので、十分な注意が必要である。現地調査の結果により位置や湧出量を的確に把握し、湧水を処理しながらの埋戻し、グラウト処理、フィルター材等を用いた処理等、適切な処理を講じなければならない。

第58条 接合部の施工

堤体と基礎地盤、構造物との接合部は、十分な水密性が得られるように入念に施工するものとする。

基礎地盤に凹凸がある場合は、整形掘削するか、コンクリートや土の充填によって、盛土の締固めが十分にでき、なじみが良くなるように仕上げる必要がある。整形する勾配はできるだけ緩い方がよい。また盛土施工前には、材料の含水比に影響をきたさない程度に、基礎地盤を湿潤にしておく。

洪水吐、放流施設等のコンクリート構造物と堤体盛土の接合部には、沈下やクラックを生じやすい。場所が狭いために締固めが不十分となりやすいからである。

コンクリート構造物と埋戻し材の接合部は、含水比に留意して、なじみ良く施工する。埋戻しは小型ブルドーザ等で平坦に敷均し、ダンプトラック等での高まき出しは避ける。埋戻し材のまき出し厚は小型締固め機械なら5～1.0cm、タイヤローラ等なら20cm程度に抑えて、入念に締固めを行う。

第59条 ドレーンの施工

堤体内に設けるドレーンは、定められた材料を均質にまき出し、締固められるように施工するものとする。

水平ドレーン、インターセプターについては、以下の点に留意して確実に施工する必要がある。

- ① 施工機械に付着している粘性土は施工前に良く清掃し、まき出し、転圧時にドレーン内に混入しないようにする。
- ② 材料によっては過転圧で細粒化することがあるので、転圧回数を必要以上に多くすることは避ける。
- ③ ドレーン材料の中に隣接するゾーン材料が混入しないよう注意する。
- ④ 降雨後は必ずドレーン施工面を点検し、表面の異物等を撤去してから再施工に入る。
- ⑤ 材料の変化に絶えず注意する。
- ⑥ 筋状ドレーンでは、掘削した溝の側面崩落によって土が混入しないよう注意する。

第60条 堤体の品質管理

堤体盛土の施工にあたっては、盛土材料及びドレーン材料に対して、搬入時の材料試験及び施工時の品質確認試験により、品質管理を行うものとする。
 また、軟弱地盤上の盛土あるいは高含水比粘性土から成る盛土については、必要に応じて動態観測を行い、基礎地盤や堤体の挙動を常に把握しながら施工するものとする。

品質管理は、品質のばらつきを小さくすることで工事の欠点を未然に防止し、工事の信頼性を高めるために行う。

盛土材料、ドレーン材料の品質管理は、材料の種別に以下のように行う。

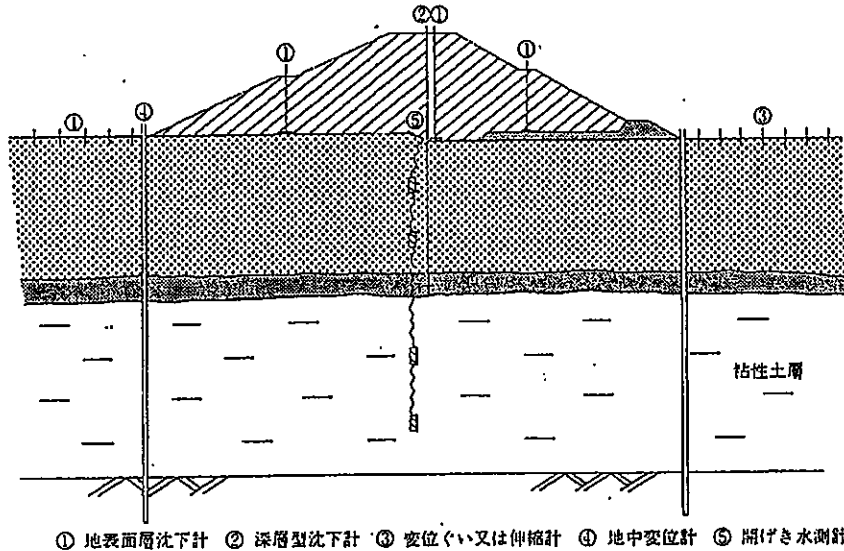
| 材 料 名 | | 管理試験内容 | 頻 度 | 規 格 値 | |
|------------------|-------------|-----------------|---------------|-------------------------------------|----------------------------|
| 堤 体 部 | 普通土・砂質土・塊状土 | 材 | 突固め試験 粒度試験 | 盛土当初及び土質変化時に3ヶ | — |
| | | 料 | | | |
| | 施 | 含水量試験 | 毎日1回、3ヶ | ・最適含水比より湿潤側 ・突固め試験で求めた最大乾燥密度の90% | |
| | | 工 | 現場密度測定 | 各層毎または3000㎡毎に3ヶ | 突固め試験で求めた最大乾燥密度の90%以上 |
| | 高含水比粘性土 | 材 | 突固め試験 | 盛土当初及び土質変化時に3ヶ | — |
| | | | 料 | | |
| 施 | | 含水量試験 | 毎日1回、3ヶ | 材料に応じて決定 | |
| | | 工 | 現場密度測定 | 各層毎または3000㎡毎に3ヶ | ・飽和度 ≥ 85% ・空気間隙率 ≤ 10% |
| 工 | コーン試験 | 各層毎または3000㎡毎に5点 | 材料に応じて決定 | | |
| ド レ ー ン | 材 料 | 粒度試験 | 2000㎡毎に1回 | 設計で規定された粒度 | |
| | | 透水試験 | | 透水係数 ≥ 10^{-3} cm/s | |

堤体部に砂質土、塊状土を用いる場合には、必要に応じて透水試験も行う。この場合の規格値は透水係数 10^{-5} cm/s以下を目安とする。

これらの試験の他、目視による管理も重要である。品質管理は毎日整理して、異常が発生した時には原因を直ちに究明し、再発防止措置を講ずる必要がある。

動態観測は、調査・設計時に予測した挙動が実際に生じているか、また対策工法の効果は予測どおりであるかを照合するために行う。予測しなかった挙動が現れた場合には、原因を直ちに究明して新たな対策を講ずる必要がある。

沈下管理には沈下量と間隙水圧を、安全管理にはこれに加えて側方変位を観測する。観測計器には以下のようなものがある。



計器によるばかりではなく、目視による観察も重要である。盛土法面の孕み出し、盛土部や基礎地盤のクラックの有無、盛土法尻付近の基礎地盤の盛り上りや側方変位などは、異変の兆候となる。

堤体施工後にこのような異変が現れた場合には、押さえ盛土等で適切な処理を行う必要がある。渇水期において、自己流域の流量だけで湛水が可能であれば、必要に応じて湛水試験を行うとよい。

第61条 維持管理

完成後は、ダム の安定及び調節(整)池の機能を保持するため、維持管理を十分に行わなければならない。

防災調節(整)池の管理者は、以下のように十分な維持管理を行う必要がある。

- 1) 巡視は出水期に月2回以上、それ以外の時期には月1回以上、また豪雨、地震の直後に必ず行う。内容は堤体の破損、貯水池法面の崩壊、放流施設の堆砂やゴミによる閉塞、貯水池内の異常堆砂やゴミの有無等であり、日報形式で記録する。
- 2) 堤体は毎年適度な草刈りを行う。機械類があれば潤滑油の補給、塗装等の管理も怠らず、出水時に操作不備がないよう万全に保守する。
- 3) 出水時には監視体制を敷く。
- 4) 異常が認められた時はすみやかに所要の処置と通報を行う。

7 浸透施設の施工等

第62条 浸透施設の施工管理

浸透施設の施工にあたっては、以下の点に留意する。

- 1) 施工時に浸透面を締固めないよう注意し、掘削後の床均しは行わず、直ちに敷砂を入れ、充填材を投入する。
- 2) 充填材の投入にあたっては、施設内に土砂が混入しないようにする。
- 3) 工事中の排水は原則として浸透施設を使用しないものとする。また浸透面をネットで覆う等の土砂流入防止の措置を講ずる。
- 4) 工事完了後は注水試験により、浸透能力の確認を行う。

浸透面を締固めると、浸透能力は極端に低下する。浸透面となる掘削基面の施工には、十分な配慮が必要である。

浸透施設が完成後、引続き土工事が行われる場合には、その土砂が浸透施設内に堆積するなど目詰まりの原因になりやすい。このため、周囲の敷地表面が芝、植栽等で安定するまでの間は、土砂の流入防止に万全の対策を講ずる。

第63条 浸透施設の維持管理

浸透施設は、浸透機能を継続的に保持するために、十分な維持管理を行わなければならない。

浸透施設は土砂や塵芥によって容易に目詰まりし、機能低下するので、定期的に清掃等の維持管理を行う必要がある。特に梅雨、台風等の出水期、落葉期、芝刈り期には注意が必要である。

第64条 オンサイト貯留施設の維持管理

オンサイト貯留施設は、その土地利用等に応じ、また土地管理者や利用者と協力して、適切な維持管理を行わなければならない。

オンサイト貯留施設は、常時は他の目的により、他の管理者の下で使用されているため、通常目的の安全・衛生・環境等の管理と流出抑制機能保持のための管理を併せて行い得るような配慮が必要となる。

一般的な管理作業である排水溝、放流孔付近の清掃、土砂の除去は、双方の目的を兼ねるものとなるので問題はないが、貯留量が多い場合には出水後の処理等特別な維持管理が必要となる場合もあるため、施設の設置者と土地の管理者、利用者が協議会を作るなどして、十分な協力体制を常日頃から取っておく必要がある。

8 多目的調節(整)池等の利用

第65条 多目的利用の条件

多目的に利用される調節(整)池及びオンサイト貯留施設においては、雨水流出抑制機能と他の目的に沿った機能とが相互に損なわれないよう留意した構造とし、的確かつ円滑な管理が行えるような体制を整えることとする。

雨水流出抑制の側から見れば、他の目的による常時の施設利用が治水機能に支障をきたさないことが条件となり、常時の施設利用側から見れば、出水時に利用者の安全が確保され、かつ冠水後の復旧がすみやかに行われることが条件となる。

これら双方の要請を満足して初めて、多目的利用が可能になるわけであるから、計画・設計時に特別な配慮が必要になることは言うまでもない。

また、当該敷地の果たす機能は常時と出水時で交互に入れ替わり、その時間的なスパンは通常極めて短いものであるため、スムーズに所要の管理が行える体制を作っておくことが必要である。

第66条 調節(整)池の公園利用

防災調節(整)池内を公園として利用する場合には、以下の点に留意する。

- 1) 調節(整)池内に設ける公園施設への冠水頻度は、種類に応じて適切なものとなるよう配慮する。
- 2) 公園施設は維持管理上また衛生上支障のないように配慮する。
- 3) 都市公園法に基づく公園となる場合には、都市公園技術基準(案)にも準拠するほか、公園の利用上支障のない構造とし、修景上また安全上十分に配慮する。また児童公園は原則として防災調節(整)池には使用しない。

公園施設は、その種類によって利用効率が異なり、許容し得る冠水頻度も変わってくる。従って、調節(整)池底面を一律の高さとせず、アップダウンを持たせて、冠水頻度に応じて施設配置を行うことが望ましい。

洪水調節機能の妨げとなりやすい資材置場、冠水により不衛生な状態を引き起こす便所や売店、冠水してはならない管理事務所等は、調節(整)池内に設置しないようにする。

公園の利用上は、凹状の閉鎖された空間とならないことが望ましい。従って調節(整)池内で公園利用する部分へのアクセスは、1:8より緩い勾配となるように設計する。但し、修景を考慮して部分的に用いる1.5m以下の石積等、または現存する樹林等を活かすべく残した原地形については、この限りでない。

児童公園は、冠水時に児童をすみやかに誘導・避難させることが困難と考えられるために、原則として調節(整)池利用を行わないものとするが、施設配置や管理体制を十分に検討して、安全面に問題ないと判断できる場合には、この限りではない。

第 6.7 条 湛水区域内の施設

湛水区域内に設けられる施設は、防災調節(整)池の場合、ダム堤体法尻から 5 m 以上離して設置することを原則とする。

防災調節(整)池の堤体部は、万一崩壊した場合には下流へ甚大な被害をもたらすので、河川占用敷地許可準則に則り、湛水区域内に設けられる施設は堤体法尻から 5 m 以上離すこととする。但し、管理上特に問題がないと認められる場合には、この限りではない。

第 6.8 条 湛水区域内の植樹

湛水区域内の植樹にあたっては、防災調節(整)池の場合、ダム堤体法尻から低木は 5 m 以上、高木は 15 m 以上離して植えることを原則とする。

このほか治水上支障のないよう配置に注意し、高木は耐風性、必要に応じて耐潤性の樹木を選定する。

6.7 条と同様の理由により、植樹においても「河岸等の植樹基準(案)」に従い、低木は堤体法尻から 5 m 以上、高木は 15 m 以上離すこととする。但し修景上必要であり、管理上特に問題がないと認められる場合には、この限りではない。

使用する樹種は、「公共用緑化樹木の品質寸法規格基準(案)」に掲げられているものが標準となる。

強風により樹木が倒伏すると、流下障害やオリフィス閉塞をもたらし、治水機能の低下をきたすので、選定する樹種は高木であれば耐風性樹木とする。

また多湿土壌の場合には、樹木の根系が成育不良となって同様の倒伏被害を引き起こす可能性があるため、耐潤性樹木を用いることが望ましい。

樹木の定義と種類を以下に示す。

高木 = 成木時の高さが 1 m 以上になる樹木。

低木 = 成木時の高さが 1 m 未満にとどまる樹木。

耐風性

樹木 = 根系の支持力が大きく、倒伏しにくい樹木。

耐潤性

樹木 = 多湿土壌においても良好な成育が可能な樹木。

| 種類 | | 耐風性樹木 | 耐潤性樹木 |
|----|-----|---|--|
| 高木 | 針葉樹 | イチイ(オンコ)、イヌマキ、クロマツ、トドマツ | アケボノスギ(メタセコイア)、イヌマキ |
| | 常緑樹 | アラカシ、ウバメガシ、シラカシ、スタジイ、タイサンボク、タブノキ | カクレミノ、クロガネモチ、サンゴジュ、スタジイ |
| | 落葉樹 | アキニレ、イチョウ、オオシマザクラ、ケヤキ、ナナカマド、ハルニレ | アキニレ、イロハモミジ、アメリカヤマナラシ(ポプラ)、カツラ、カロリナポプラ、シダレヤナギ、シラカンバ、トチノキ、ナンキンハゼ、ハルニレ、プラタナス |
| 低木 | 常緑樹 | シャリンバイ、トキワサンザシ、トベラ、ナワシログミ、マサキ、ハイビャクシン、ハマヒサカキ、モンタナマツ、ヤマツツジ | アオキ、イヌツゲ、ヒイラギナンテン、マサキ |
| | 落葉樹 | コデマリ、シモツケ、ヤマブキ、タニウツギ、ドウダンツツジ、ハコネウツギ、ハマナス、ボケ、ユキヤナギ、レンギョウ | アジサイ、ガクアジサイ、セイヨウアジサイ、ヤマブキ、タニウツギ、ハコネウツギ |

第 69 条 湛水区域内の施設の選定

| |
|--|
| <p>防災調節(整)池の場合、湛水区域内に設置する施設は、以下の点に留意して選定する。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 湛水により維持管理が極めて困難となる施設は設置しない。 2) 湛水の際維持管理が容易でない施設は、湛水頻度、湛水深を考慮して設置する。 3) 児童の遊戯施設は原則として湛水区域外への設置が困難なものに限る。 |
|--|

出水時の利用者の安全確保、退水後の早期復旧を考慮して、湛水頻度、湛水深に応じた施設を選定し、配置することが、防災調節(整)池の場合には特に重要である。

湛水により施設の維持、衛生の保持等が極めて困難となるものは、湛水区域内には設置しないことが望ましい。

施設によっては、構造により維持管理の可能性が変わるものがある。テニスコートは、ハードコートならば退水後の復旧は容易であるが、クレイコートで

あれば困難である。またアンソーカー舗装のコートは、湛水により表層の入替が必要となり、特に維持経費がかさむ原因となる。

維持管理がそれほど困難ではないが、注意を要する施設としては、湛水により花が枯れ、植え替えが必要となる花壇等がある。こういった施設は湛水頻度の小さい所に設置する方がよい。

広場、グラウンド、ゴルフ場等は、水はけの良い構造とすれば退水後の復旧は容易である。池、魚釣り場等常時湛水させて利用する施設は、利用者の出水時の安全さえ確保されれば問題はない。こういった施設は湛水頻度の大きい所でも支障ない。

駐車場は、湛水時に直ちに車を移動できるよう、利用者が近くにいることが保証されている場合に限り、湛水頻度の大きい所に設置してもよい。

湛水区域内には、湛水時に児童の接近を誘発するような遊具などは設置しないことが望ましい。湛水区域にしか造れない池や流れといった児童向けの施設は、安全性の確保に十分留意して設置する。

第70条 湛水区域内の施設の留意点

防災調節(整)池の湛水区域内に設置する施設は、以下の点に留意する。

- 1) 公園園路は、防災調節(整)池の管理用道路を兼用することを前提に、公園利用上かつ安全管理上望ましい配置とするとともに、出水時の避難路としても十分機能するよう配慮する。
- 2) 広場、グラウンド等は、排水勾配を持たせ、また排水施設を十分整備して、水はけのよい構造とする。
- 3) 植栽地は、退水後の土砂・ヘドロ等の排除、清掃を容易に行える配置及び排水構造とするとともに、必要に応じて耐潤性樹木を選定する。
- 4) 池等の水際は、利用者の安全性に配慮した水深、断面、材料とする。
- 5) 工作物は、原則として流出しない構造とする。
- 6) 退水後の洗浄に用いる給水栓を適所に設置する。

- 1) 主な園路は、出水時の管理用道路、避難路を兼ねるよう設計することが望ましい。幅員、勾配は緊急車輛の通行が可能となるようにする。
- 2) 広場やスポーツ使用されるエリアは、面に排水勾配を付け、暗渠、側溝を整備して、退水後の復旧が容易に行えるよう、水はけを良くする。
- 3) 植栽地についても、排水施設を適所に設けて、勾配を持たせてやると、退水後の水はけも良く、ヘドロの除去も容易である。芝生は特にヘドロが付着しやすいので、排水構造に留意する必要がある。
- 4) 池や流れ等、常時の湛水を利用した施設については、水際部分を湛水側奥行2 m以上は水深30 cm以下として、浅い汀を造ることが安全上必要である。夜間に人が接近する可能性があれば、照明の設置も必要になる。
- 5) 門扉、柵、注意看板、公園遊具等の湛水区域内に設置される工作物は、流出により調節(整)池や貯留施設の設備を損傷することのないよう、地中のコンクリート基礎に緊結して固定する。

ゴミ箱などは、本体を固定しても中のゴミが流出し、治水機能を損なう恐れがあるので、湛水区域内には設置しないことが望ましい。

多目的に利用される流出抑制施設の設計にあたっては、以下の点に留意して十分な検討を加える。

- 1) 当該区域は降雨時に湛水するものであることの周知。
- 2) 巡視の容易さ。
- 3) 避難の容易さ。
- 4) 利用者の接近に対する安全性。

これらの安全検討は、水位、水際線が時間的に変動することを考慮に入れて行うものとする。

湛水を前提とした他の目的の利用施設を造るからには、湛水が人命を危険に曝すことのないよう、利用者の安全に十分配慮して、きめ細かい設計を行うことが何よりも肝要である。

- 1) 当該区域が湛水することを利用者に周知するためには、注意看板等を設置する必要がある。

注意看板には、流出抑制のための役割、構造を説明するものと、湛水する危険箇所等を具体的に示すものがある。前者については、一般の人々にわかりやすい表示や用語の使用に心がける。後者については、子供にも容易に理解できるような図柄ではっきりと示すことが必要である。

また「大雨の時にはここまで水が来ます」式の水位標などもわかりやすい。注意看板等には耐蝕性、耐候性を持った材質、塗料を用い、容易に壊されない構造とする。

- 2) 出水時の巡視者にとっては、湛水する空間に人がいるかいないか、一望の下にわかることが望ましい。しかし、他の目的から求められる空間構成は、必ずしもそのような状態になるとは限らない。

園路等、通常の巡視の視点から、極力死角が少なくなるように空間・施設的设计を行うことが必要である。

巡視の視点は、側方からの場合と上方からの場合がある。側方からの場合は施設の高さ、幅員に留意する。上方からの場合は施設の高さ、屋根の有無に留意する。

樹木が繁茂して思わぬ死角を作ることもあるので、その点にも注意する。

- 3) 出水時に水位が上昇する速度は、通常の体力と判断力を持つ者にとっては、十分避難できる速度である。しかし、弱者でも安全に避難でき、また避難路を誤らせることのないよう、設計時に留意する必要がある。

広場等では、避難路が容易にわかるよう、全体の見通しを良くする必要がある。避難路となる園路等では、できるだけ線形を単純にして、今いる位置が簡単に識別できることが大切になる。また、水位の上昇を見ると人は高い方へ逃げようとするので、上り方向の園路が行き止まりになっていたりすると非常に危険である。

大人と比べて子供は、目の高さが低く、幼児は視力も劣る。大人には容易に識別できる避難路が、子供にはわからないこともあるので、注意が必要である。わかりやすい路面表示などで避難方向を示すことも有効である。

避難路の勾配、段差は、幼児、老人、車椅子利用者でも単独で避難できるように設計する。車椅子を考慮すれば、勾配は4%以下、段差は2cm以下と

することが望ましい。これ以上の勾配、段差となる場合には、車椅子の滑落を防ぐ車止めや、幼児の進入を防ぐ柵などが必要である。

また、泥濘に車輪を取られて車椅子が立ち往生することのないよう、避難路は十分な排水機能を持った構造とする。

湛水区域内に小高い丘などがあると、利用者が誤って避難し、増水後島状に切り離されて危険な状態となる可能性がある。安全な場所と錯覚されないように規模、形状等に注意する必要がある。

- 4) 湛水時にも、好奇心にかられた利用者は湛水区域に接近する可能性がある。このことも考慮して安全措置を講ずる必要がある。

予想される接近経路は、避難路と同様の緩勾配に抑え、路面を滑りにくい構造とする必要がある。

水中に没した所で勾配が急変していると、転落した時に容易に上がれない。グラウンドの縁などにこのような箇所が生じ、水深の急変が1 mを越えると、大人でも危険である。この場合には植栽や柵などの進入防止施設を設けるか、水面下の地形変化を予測させるような工夫が必要である。

進入防止施設は、その水深によって、接近を防止すべき年齢層に応じた高さとする。植栽の場合には、幅員が狭すぎると通り抜けされ、やがて枯損して道ができてしまうので、ある程度の幅員を持たせるか、トゲのある植物を用いるなどの工夫をする。柵、門扉の場合には、耐久性があり、かつ景観面に配慮した材料、構造とする。門扉は施錠できるものとし、施設利用と安全管理を勘案して適所に配置する。