

V 排水施設に関する基準

1 排水施設計画の基本

排水路その他の排水施設が、次に掲げる事項を勘案して、開発区域内の下水道法（昭和33年法律第79号）第2条第1号に規定する下水を有効に排出するとともに、その排出によって開発区域及びその周辺の地域に溢水等による被害が生じないような構造及び能力で適当に配置されるよう設計が定められていること。この場合において、当該排水施設に関する都市計画が定められているときは、設計がこれに適合していること。

イ 当該地域における降水量

ロ 前号イからニまでに掲げる事項及び放流先の状況 （法第33条第1項第3号）

排水路その他の排水施設は、当該地域における降水量や開発区域の規模、形状及び周辺の状況、開発区域内の土地の地形及び地盤の性質、予定建築物の用途、予定建築物等の敷地の規模及び配置と放流先の状況を勘案して計画しなければならない。

2 排水施設の規模（計画流出量の算定）

開発区域内の排水施設は、国土交通省令で定めるところにより、開発区域の規模、地形、予定建築物等の用途、降水量等から想定される汚水及び雨水を有効に排出することができるように、管渠の勾配及び断面積が定められていること。 （令第26条第1号）

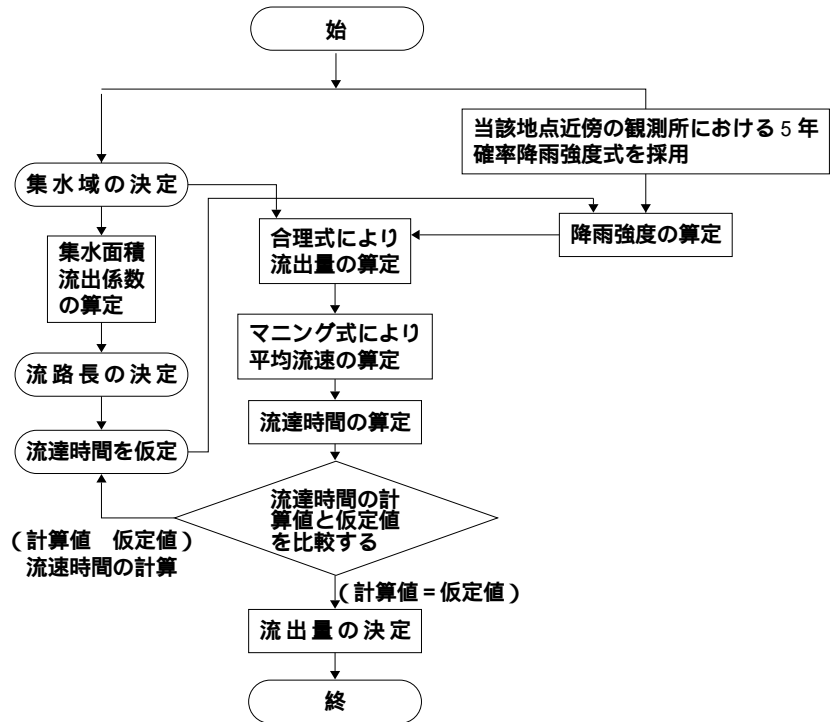
令第26条第1号の排水施設の管渠の勾配及び断面積は、5年に1回の確率で想定される降雨強度値以上の降雨強度値を用いて算定した計画雨水量並びに生活又は事業に起因し、又は付随する廃水量及び地下水量から算定した計画汚水量を有効に排出することができるように定めなければならない。

（則第22条第1項）

排水施設の規模は、降雨強度、集水面積、地形、地質、土地利用計画等に基づいて算定した雨水・汚水の計画流出量を、安全に排除できるように決定すること。

雨水流出量の算定

イ 雨水流出量の算定手順



ロ 雨水流出量は次の合理式を用いて算定すること。

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

f : 流出係数

r : 降雨強度 (流達時間内の平均降雨強度) (mm / hr)

A : 集水面積 (ha)

Q : 計画流出量 (m³ / sec)

一 流出係数 f は次の表により、集水区域全体を加重平均して決定すること。

流出係数 f

種 別	流出係数	標準値
急峻な山地	0.75 ~ 0.90	0.80
三紀層山岳	0.70 ~ 0.80	0.75
起伏のある土地及び樹林	0.50 ~ 0.75	0.60
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60	0.55
かんがい中の水田	0.70 ~ 0.80	0.75
山地河川	0.75 ~ 0.85	0.80
平地小河川	0.45 ~ 0.75	0.60
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50 ~ 0.75	0.60
草地	0.40 ~ 0.80	0.60
裸地 (ゴルフ場等)	0.80 ~ 1.00	0.90
水面	1.00	1.00
屋根	0.85 ~ 0.95	0.90
宅地	0.80 ~ 0.90	0.85
道路	0.80 ~ 0.90	0.85

$$f = \frac{f_1 a_1 + f_2 a_2 + f_3 a_3 + \dots + f_n a_n}{a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n} = \frac{\sum_{i=1}^n f_i a_i}{\sum_{i=1}^n a_i}$$

f : 加重平均して求められた流出係数

f_i : 土地利用形態ごとの流出係数 (i = 1 , 2 , 3 n)

a_i : 土地利用形態ごとの面積 (i = 1 , 2 , 3 n)

二 降雨強度 r は、5年確率の降雨強度値以上の値を用いるが、原則として、公共下水道事業の降雨強度式(次表)を用いること。

また、次の表以外の地域については気象条件の類似した近隣市町村の計算式を用いてもよい。

降 雨 強 度 式

t : 流達時間 (min)

市町村名	降雨強度式	市町村名	降雨強度式	市町村名	降雨強度式
岡山市	$\frac{3,360}{t+20}$	総社市	$\frac{4,130}{t+26}$	真庭市	$\frac{3,881}{t+24}$
倉敷市	$\frac{352}{-0.1+\sqrt{t}}$	高梁市	$\frac{4,323}{t+21}$	浅口市町	$\frac{3,010}{t+19}$
津山市	$\frac{386}{\sqrt{t}+0.13}$	新見市	$\frac{5,110}{t+28}$	和気町	$\frac{4,340}{t+25}$
玉野市	$\frac{4,150}{t+24}$	備前市	$\frac{4,350}{t+27}$	早島町	$\frac{2,645}{t+13}$
笠岡市	$\frac{293}{\sqrt{t}+0.99}$	瀬戸内市	$\frac{8,450}{t+109}$	勝央町	$\frac{356}{\sqrt{t}+0.09}$
井原市	$\frac{349}{\sqrt{t}-0.48}$	赤磐市	$\frac{4,090}{t+24}$	吉備中央町	$\frac{4,490}{t+27}$

i 宅地造成等規制法による宅地造成工事区域内の流達時間は10分とし、流達時間内の平均降雨強度を120mm/hrとすること。

ii 河川改修計画、保安林解除等で上の表又は宅地造成等規制法の数値より大なる場合はその値を用いること。

三 流達時間 t は、雨水が流域から排水施設に流入するまでの流入時間 t₁ と排水施設に流下した雨水がある地点まで流下するまでの流下時間 t₂ の和 (t = t₁ + t₂) である。

集水区域が小さい場合、流達時間 t が10分未満となることがあるが、この場合は10分とすることができる。

i 流入時間 t₁

- ・開発区域内の流入時間は、原則として5分とすること。
- ・開発区域外の集水区域からの流入時間は、次の式により算出した数値を用いることができる。ただし、斜面長の長短に応じ30分以内の適切な値とすること。

$$t_1 = 1.445 \cdot \left(\frac{n \cdot L}{\sqrt{S}} \right)^{0.467} \quad (\text{カーベイ式})$$

t₁ : 流入時間 (min)

L : 集水区域の斜面距離 (m)

S : 斜面の勾配

n : 粗度係数 (次表)

粗 度 係 数 n

種 別	n
宅地造成 (集水区域の40%以上) された丘陵地	0.05
宅地造成 (集水区域の10~40%) された丘陵地	0.10
畑, 草地等の丘陵地	0.20

地 覆 状 態	n
アスファルト, コンクリート面	0.013
滑らかな不浸透面	0.02
滑らかな締固め土面	0.10
低密な芝地面, 耕地	0.20
芝地牧草地	0.40
落葉樹林	0.60
針葉樹林	0.80

ii 流下時間 t₂

- ・流下時間 t₂は, 排水路の最上流端から計画地点までの排水路延長を流速で割って求めることを原則とし, 次の式により算出すること。

$$t_2 = \frac{1}{60} \cdot \frac{L}{V}$$

t₂ : 流下時間 (min)

L : 水路延長 (m)

V : 流下速度 (m/sec)

- ・流下速度 V は, 原則として Manning 公式により求めた平均流速とするが, Kutter 公式を用いることもできる。

汚水流出量の算定

イ 住宅団地の場合の計画汚水量は, 1人1日当り最大汚水量に計画人口 (5人/戸) を乗じ, 必要に応じて地下水量, その他を加算すること。

なお, 1人1日当り最大汚水量は, その地域の上・下水道計画の1人1日当り最大使用水量とするが, 市町村において特別の定めがある場合はその定めによること。

ロ 住宅地以外の場合は, 予定建築物の用途又は規模に応じ, 想定される使用水量を勘案すること。

3 排水施設の設計

排水施設は、計画流出量を安全に排水する能力を確保するとともに、将来に亘りその機能が確保されるよう、構造上、維持管理上十分に配慮するものとする。

イ 排水路勾配は、原則として、下流へ行くにしたがい緩勾配になるよう計画すること。

ロ 流速は、原則として、下流へ行くにしたがい漸増するように計画すること。また、流水による異常な排水路の摩耗や土砂堆積が生じないように配慮し、0.8m/sec ~ 3.0m/sec とすること。ただし、污水管渠の場合は、計画時間最大汚水量の2倍の量を0.6m/sec ~ 3.0m/sec とすること。

(1) 水路断面の決定

流下断面は、マンニングの式またはクッターの式のいずれかを用い、8割水深で算出すること。

(a) マンニング公式

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

$$Q_2 = A \cdot V$$

(b) クッター公式

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{I}) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$Q_2 = A \cdot V$$

Q_2 : 通水量 (m³/sec)

V : 流速 (m/sec)

A : 通水断面積 (m²)

I : 水路勾配

R : 径 深 (= $\frac{A}{P}$) (m)

P : 潤 辺 (m)

n : 粗度係数 (右表又は次表)

水路の状況	n
塩化ビニール管	0.010
ヒューム管	0.013
現場打コンクリート	0.015
石 積	0.025

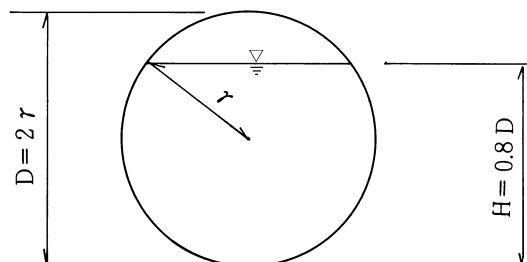
河 川 の 状 況	n
一般河道	0.030 ~ 0.035
急流河川および河幅が広く水深の浅い河川	0.040 ~ 0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

(参考) 管渠の8割水深における A , P , R

$$A = 2.6942 r^2$$

$$P = 4.4286 r$$

$$R = 0.6084 r$$



(2) 排水施設の構造

・雨水（処理された汚水及びその他の汚水でこれと同程度以上に清浄であるものを含む。）以外の下水は，原則として，暗渠によって排出することができるように定められていること。

（令第26条第3号）

・排水施設は，堅固で耐久力を有する構造であること。

（則第26条第1号）

・排水施設は，陶器，コンクリート，れんがその他の耐水性の材料で造り，かつ，漏水を最少限度のものとする措置が講ぜられていること。ただし，崖崩れ又は土砂の流出の防止上支障がない場合においては，専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は，多孔管その他雨水を地下に浸透させる機能を有するものとしてすることができる。

（則第26条第2号）

・公共の用に供する排水施設は，道路その他排水施設の維持管理上支障がない場所に設置されていること。

（則第26条第3号）

・管渠の勾配及び断面積が，その排除すべき下水又は地下水を支障なく流下させることができるもの（公共の用に供する排水施設のうち暗渠である構造の部分にあっては，その内径又は内法幅が，20cm以上のもの）であること。

（則第26条第4号）

・専ら下水を排除すべき排水施設のうち暗渠である構造の部分の次に掲げる箇所には，ます又はマンホールが設けられていること。

イ 管渠の始まる箇所

ロ 下水の流路の方向，勾配又は横断面が著しく変化する箇所。（管渠の清掃上支障がない箇所を除く。）

ハ 管渠の長さがその内径又は内法幅の120倍を超えない範囲内の長さごとの管渠の部分のその清掃上適当な箇所

（則第26条第5号）

・ます又はマンホールには，ふた（汚水を排除すべきます又はマンホールにあっては，密閉することができるふたに限る。）が設けられていること。

（則第26条第6号）

・ます又はマンホールの底には，専ら雨水その他の地表水を排除すべきますにあっては深さが15cm以上の泥溜めが，その他のます又はマンホールにあってはその接続する管渠の内径又は内法幅に応じ相当の幅のインパートが設けられていること。

（則第26条第7号）

イ 公共の用に供する排水管は原則としてヒューム管又は鉄筋コンクリート管等とすること。また土圧等を多大に受ける恐れがある場合は，構造計算書等を添付すること。

ロ 公共の用に供する管渠の最小管径は，汚水管渠にあっては20cm，雨水管渠又は合流管渠にあっては25cmとすること。

ハ 敷地面積が500m²以上の敷地においては，敷地内に表面排水路を設け最終宅内桝へと，敷地排水を導くこと。敷地面積が500m²未満の敷地においては，最終宅内桝の設置のみでもよい。

ニ 分譲宅地の各区画には，最終宅内桝を設けること。

4 雨水貯留施設

開発区域内の排水施設は、放流先の排水能力、利水の状況その他の状況を勘案して、開発区域内の下水を有効かつ適切に排出することができるように、下水道、排水路その他の排水施設又は河川その他の公共の水域若しくは海域に接続していること。この場合において、放流先の排水能力によりやむを得ないと認められるときは、開発区域内において一時雨水を貯留する遊水池その他の適当な施設を設けることを妨げない。
(令第26条第2号)

雨水貯留施設の計画

イ 宅地開発等に伴って変化する雨水の流出機構に対処する方法（下流域の治水対策）は、原則として、次の一及び二の併用又はいずれかによること。

一 下流の河川、水路等の改修

二 雨水貯留施設の設置

ロ 原則として1ヘクタール以上の開発行為においては、次の河川管理者と協議のうえ、下流域の治水対策を講じること。

一 下流域において、岡山県が管理する1級河川又は2級河川（河川法）へ流入する場合は、県の河川管理者。（窓口は、各県民局又は支局の地域建設室等）

二 下流域において、準用河川（河川法）又は普通河川で海域に直結している場合は、各市町村の河川管理者。

ハ 雨水貯留施設の分類

一 防災調節池（洪水調節池）

下流河川改修に代わる洪水調節のための恒久的代替手段として設置する雨水貯留施設

二 暫定調整池（洪水調整池）

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設置する雨水貯留施設

ニ 防災調節池と暫定調整池のいずれで設計するかを選択は、下流河川の管理者との協議により決定すること。

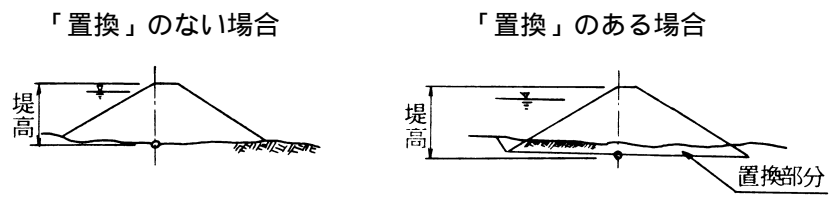
ホ 原則として、次のいずれかの基準を適用すること。

一 「防災調節池技術基準（案）」（社）日本河川協会）は、宅地開発に伴う洪水流出量の増大を河川改修に代わって処理するために恒久施設として設置する洪水調節池の計画・設計および管理等について規定している。

二 「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」（社）日本河川協会）の目的とするところは、「防災調節池技術基準（案）」と同じであるが、対象が河川改修が完了するまでを存置期間として暫定的に設置する洪水調節池である。

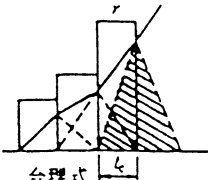
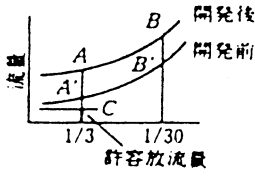
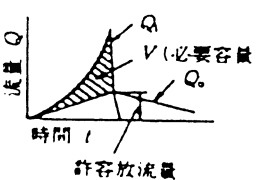
ヘ 洪水調節（整）池は、その築造方法により掘込み式と築堤式に区分される。築堤式の堤高は原則として15m未満とすること。

ダムの堤高



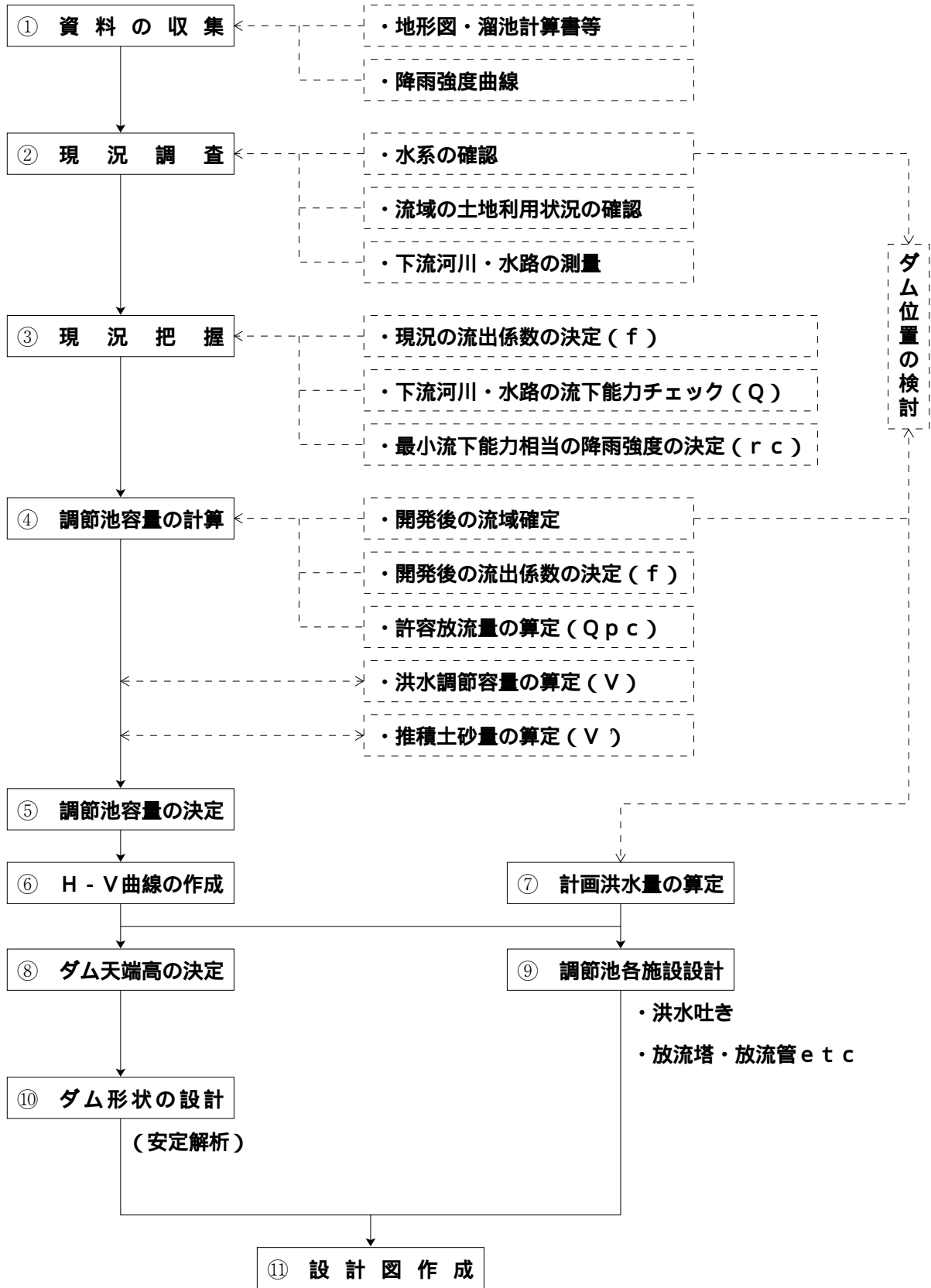
ト 洪水調節方式は、自然放流（孔あきダム）方式とすること。

(参考) 技術基準 (案) の比較

項目	大規模宅地開発に伴う調整池技術基準 (案)	防災調節池技術基準 (案)	項目	大規模宅地開発に伴う調整池技術基準 (案)	防災調節池技術基準 (案)
計画規模	確率年 1/3 洪水までは宅地開発後のピーク流量を下流流下能力の値に調節する。確率年 1/30の洪水に対し開発後のピーク流量を開発前のピーク流量に調節する。	下流河川の治水安全度にかかわらず確率年 1/50の雨量を下回らないものとする。	洪水到達時間	開発前 流入時間 30分以内 流下時間 $t=0.83 \cdot l/i^{0.6}$ 開発後 流入時間 5~10分 流下時間 $t=0.36 \cdot l/i^{0.5}$	1) 等流流速法 流入時間は左に同じ 2) 土研式 3) 角屋の式 以上3式により検討し、妥当な値を採用する。
計画降雨波形と継続時間	簡易式による場合は矩形降雨の考え方とする。厳密計算法による場合は中央集中型または後方集中型降雨波形を用いる。継続時間は24時間を原則とするが放流量が $2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 未満の場合は最大容量を与えるもの。	確率年 1/50 降雨強度曲線による後方集中型降雨波形とする。継続時間は、24時間を原則とする。ただし許容放流量が $2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 未満の場合は、洪水調節計算を行なって最大の必要容量を与えるもの。	設計堆積土砂量	・ 造成中は1年目を $150 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{年}$ を標準とし、2年目以後 1/2 ずつ減少するものとする。 設計堆積年数は維持管理の方法により決定する。 造成完了後は $1.5 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{年}$ を標準とし1年を下回らないよう維持管理の方法等により決定する。	同 左
流量計算式	ピーク流量は合理式による。 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ ハイドログラフを使用する場合は防災調節池技術基準 (案) に準ずる。	1) ピーク流量およびハイドログラフは合理式による。 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$  2) 修正 RRL 法	構造型式	均一型フィルタイプダムを標準とする。 15m未満のダムに適用。	同 左
調節方式と必要調節容量	調節は自然放流 (孔あき) 方式。下流許容放流の値まで調節するのに必要な容積。  確率 1/3 A→C 確率 1/30 B→B	同 左 容量の算定は連続式による洪水調節計算。 	形状と安定	ダム形状は堤体材料により、標準的のり勾配が与えられている。たとえば、 粘土 上流側 1 : 3 下流側 1 : 3 軟弱地盤での安全率は建設中 1.1以上、完成後 1.2以上とする。	ダムの形状は堤体材料により標準勾配が定められているが、安全性については安定計算により確認する。 1) 満水時で浸透流が定常状態のとき $F_r \geq 1.2$ 2) 空虚時 $F_r \geq 1.2$ 3) 軟弱地盤上での建設中および建設直後 $F_r \geq 1.1$
流出係数	開発後は 0.9 を標準とする。開発前の流出係数は流域の状況により適切な値を定めるものとするが、容量を安全なものとするためにはかなり小さめにとる必要がある。	開発前は 0.6~0.7 1) 開発後 0.8 (不浸透面積 I_{mp} が 40% 以下) 2) 開発後 0.9 (I_{mp} が 40% 以上) 以上の値を標準としている。	洪水吐きと天端高	洪水吐きは自由越流式とし、設計流量は確率 1/200 の 1.2 倍とする。非越流部天端高は異常洪水位以上とする。	洪水吐きは同左、設計流量は確率 1/200 の 1.2 倍とする。非越流部天端高は異常洪水位 + 0.6m 以上とする。
			その他	流域、貯留、浸透施設との併用による調整池の計画、設計手法及び多目的利用の留意事項を示している。	同 左

防災調節池の設計

イ 作業手順



□ 計画対象降雨……河川管理者に確認すること。

調節池の洪水調節容量を算定するために用いる計画降雨については、年超過確率 1/50の降雨強度～継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という。）を用いる。ただし、開発流域の下流河川改修計画の規模がこれらの数値を上回っている場合は、当該改修計画の数値による。

ハ 下流許容放流量 Q_{pc} の算定

下流河川において治水上最も危険な地点（流下能力が最小）で次の式により決定する。

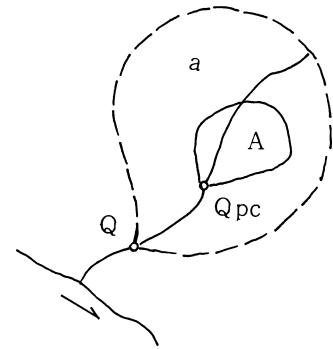
流下能力の算定はマンシング公式によること。

$$Q_{pc} = Q \cdot \frac{A}{a} \quad (= \text{比流量} \times A)$$

Q : 検討地点における河川等の現況流下能力 (m^3/sec)

A : 放流地点における流域面積 (ha)

a : 河川等の最小流下能力算定地点から上流の流域面積 (ha)



ニ 下流許容放流量に対応する降雨強度 r_c の算定

次の式により決定すること。

$$r_c = Q_{pc} \cdot \frac{360}{f \cdot A}$$

r_c : 下流許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr)

(注) $r_c = 10\text{mm}/\text{hr}$ 未満の場合は $10\text{mm}/\text{hr}$ とする

Q_{pc} : 下流許容放流量 (m^3/sec)

f : 開発後の流出係数〔P312 2 □—参照〕

A : 放流地点における流域面積 (ha)

ホ 洪水調節容量 V の算定〔簡便法〕

洪水調節容量は、1/50確率降雨強度曲線を用いて求める次の式の必要調節容量 V の値を最大とするような容量をもって、必要調節容量とすること。

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

V : 必要調節容量 (m^3)

f : 開発後の流出係数〔P312 2 □—参照〕

A : 流域面積 (ha)

r_c : 下流許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr)

r_i : 1/50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)

必要調節容量 V の最大値を求めるには、任意の t_i , r_i を用いて逐次計算すること。又は、微分 ($\frac{dV}{dt} = 0$) すること。

〔参考〕簡便法による算定方法の説明

1/50確率降雨強度曲線を表わした図1において、降雨強度 r_c を下流流下能力 Q_{pc} に対応した値とすれば、 r_c 以下の強度である r_1, r_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、 r_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、 $r_i \cdot t_i$ 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、 $r_c \cdot t_i$ は調整池から下流に流下させてもよい分だけの t_i 時間に流す体積であるから、 $V = (r_i - r_c) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$ が継続時間 t_i の降雨に対する調整池の貯留量となる。

しかし、調整池からの放流が最大となった時点で $r_c/2$ 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において、

○ABC ……降雨強度 r_i 、継続時間 t_i に相当する流入量

○A'B'C' ……調整池のない場合の流出量

○PS ……最大流出量を r_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、○A'B'Pであり、先に示した $V = (r_i - r_c) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$ はABFEであるから、このVに、 $OFE = \frac{1}{2} \cdot r_c \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$ 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、次の式で示される。

$$V = (r_i - r_c + \frac{r_c}{2}) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360} = (r_i - \frac{r_c}{2}) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$$

図1

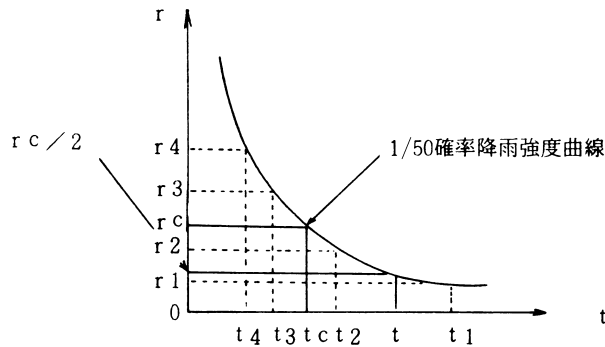
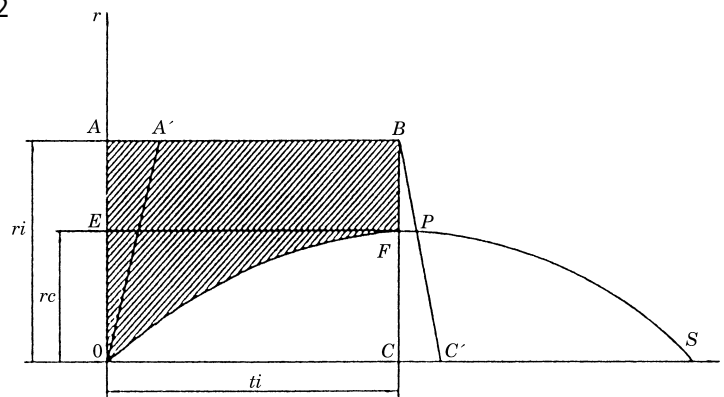


図2



へ 設計堆積土砂量の算定

一 土地造成中の設計堆積土砂量 V_1

現在までの実績，実例から土地造成単位面積当り $70 \sim 240 \text{ m}^3 / \text{ha} \cdot \text{年}$ の範囲とし， $150 \text{ m}^3 / \text{ha} \cdot \text{年}$ を標準とすること。

$$V_1 = (\text{工事面積}) \times (150 \text{ m}^3 / \text{ha} \cdot \text{年}) \times (\text{設計堆積年数})$$

設計に用いる堆積年数は，土地造成の施工年数及び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て終了するまでの期間を設計堆積年数とする。工事面積は，調節池上流に別途沈砂池を設置する場合，沈砂池にかかる工事面積を減じた値とする。

二 土地造成完了後の設計堆積土砂量 V_2

土地造成完了後の堆積土砂量については，次の式により算出すること。

$$V_2 = (\text{工事面積}) \times (\text{皆伐地，草地等 } 1 \text{ ha 当たりの流出土砂量 } (1.5 \text{ m}^3 / \text{ha} \cdot \text{年})) \\ \times (\text{地表が安定するまでの期間})$$

(注) 地表が安定するまでの期間とは地形，地被状態等からみて必要な期間とし，人家，農地，農業用施設及び公共的施設並びにその周辺地域にあっては，5 年以上，その他の地域にあっては 3 年以上とすること。

三 調節池内で確保する設計堆積土砂量 V'

調節池内に確保すべき堆積土砂量は下記のいずれかによること。

i $V' = V_1 + V_2$

ii $V' = V_1$ または V_2 の大きい方 (ただし，土地造成完了時点で V_2 を確保する場合)

ト 調節池容量の決定

$$\text{調節池容量} = \text{必要調節容量 } V + \text{設計堆積土砂量 } V'$$

チ 洪水吐きの設計

一 調節池には，洪水を処理し，貯水位の異常な上昇を防止するため自由越流式洪水吐きを設けること。

二 洪水吐きは，当該調節池流域またはその近傍流域の雨量，流量および比流量等から算定しうる当該調節池地点の最大流量を放流しうるものとする。

ただし，その放流能力は，200年に1回起こるものと算定される当該調節池直上流部における流量，またはすでに観測された雨量，水位，流量等に基づいて算定された当該調節池直上流部における最大の流量のいずれか大きい流量（フィルダムにあっては，当該流量の1.2倍の流量）を放流できるものでなければならない。

リ 計画洪水量（洪水のピーク流量）の算定

一 洪水のピーク流量は，合理式によるものとする。

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

Q_p : 洪水のピーク流量 (m^3 / sec)

f : 流出係数 (次表)

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm / hr) (次表又は二による値)

A : 流域面積 (ha)

流 出 係 数 f

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

洪水到達時間内の平均降雨強度 r

流域面積	単位時間	200年確率降雨強度	
		南 部	北 部
50ha以下	10分	220mm / hr	230mm / hr
50haを超え 100ha以下	20分	180mm / hr	190mm / hr
100haを超え 500ha以下	30分	160mm / hr	160mm / hr

(注) 南部とは、備前県民局(東備支局を含む)及び備中県民局(新見支局を除く)管内とし、北部とは、備中県民局(新見支局)及び美作県民局管内とする。

二 合理式に用いる平均降雨強度 r は、次により洪水到達時間 T を算出し、100年確率降雨強度式で求めた降雨強度の1.2倍の値とする。

三 洪水到達時間 T は、洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間 t_1 (流入時間) と流量計算地点まで河道を流れ下る時間 t_2 (流下時間) との和 ($T = t_1 + t_2$) とすること。

i 流入時間 t_1 は、最上端が山地流域の場合は30分 / $2 km^2$ (特に急傾斜の山地については20分 / $2 km^2$) とし、市街地の場合は、5~10分を標準とすること。

ii 流下時間 t_2 は、次の式により算出すること。

$$t_2 = \frac{1}{60} \cdot \frac{L}{V}$$

t_2 : 洪水流下時間 (min)

L : 流路延長 (m)

V : 洪水流下速度 (m / sec)

ただし、 V の決定にあたっては、まず、次の表を参考にして仮定値 V_1 を決め、これを用い洪水流量を算出する。次に、この洪水流量を設計流量としてマンニング式により計画河道の平均流速 V_2 を算出する。

ここで V_1 と V_2 の値が大幅に異なる場合は、両者の差を少なくするよう計画の再検討を行って、 V を決定する。

クラーヘンの洪水流下速度 V_1

$I = H / L$	1 / 100以上	1 / 100 ~ 1 / 200	1 / 200以下
流速 V (mg / sec)	3.5	3.0	2.1

I : 流路勾配 H : 地盤の高低差 (m)

ヌ 放流施設の設計

放流施設は下流許容放流量 Q_{pc} 以下に調節できるように設計すること。

ル 下流水路への接続については、土地利用及び周辺の宅地化の状況、地形等を勘案の上、下流の人家、道路等への被害が生じないように配慮すること。

特に、洪水吐き末端には減勢工を設けて、洪水吐きから放流される流水のエネルギーを減勢処理すること。

オ 調節池の構造基準

- 一 調節池の周壁は、計画高水位までは練積（張）ブロック、練積石、コンクリート擁壁等により、その他の部分は空積（張）ブロック、空石積、芝張り等により保護すること。
- 二 調節池の周囲には、転落防止のため、フェンス等を設置すること。
- 三 この基準に定めのない事項については、「防災調節池技術基準（案）」（巻末）を参照すること。

暫定調整池の設計

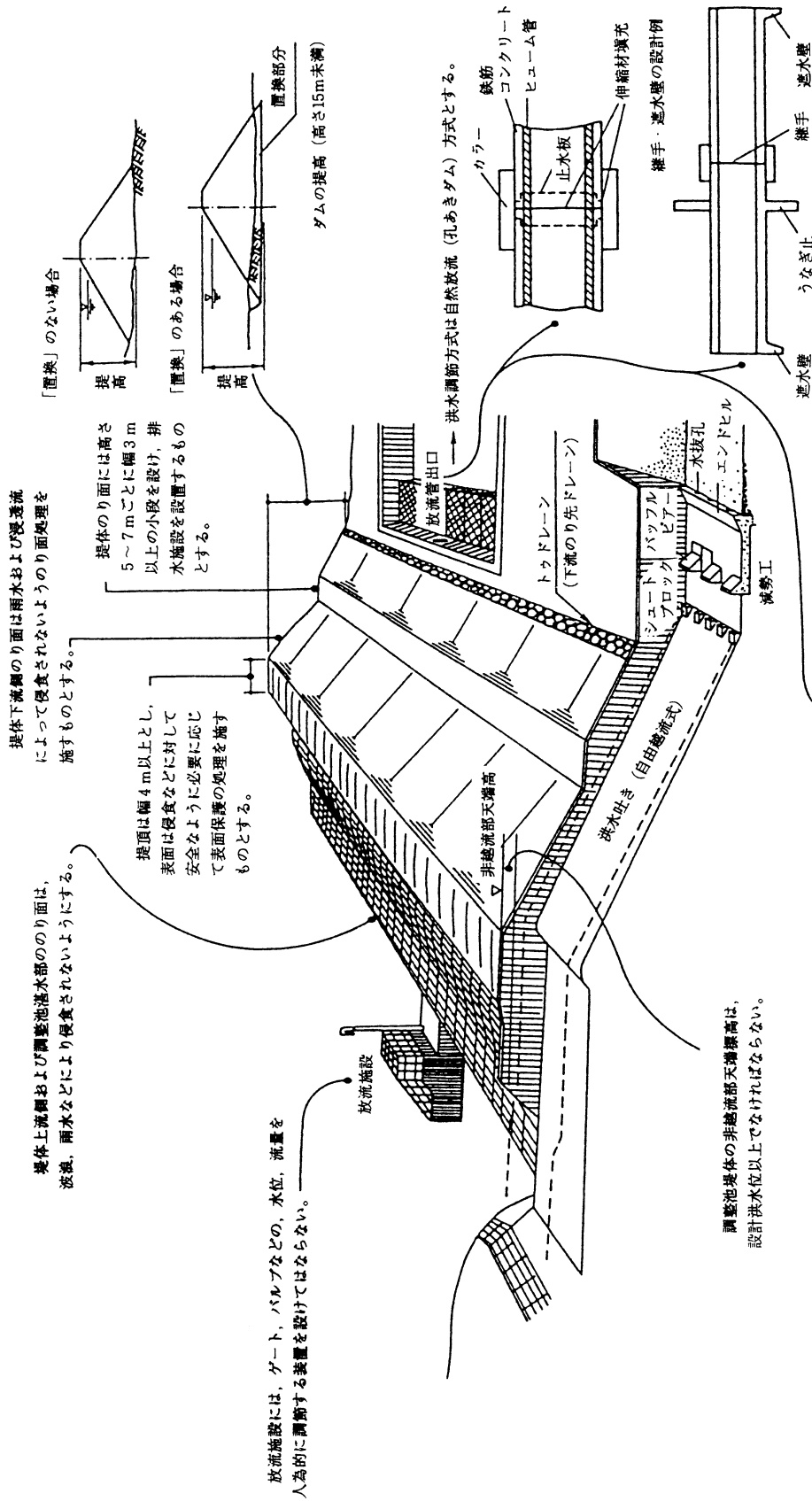
「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」（社）日本河川協会）によること。

防災調節池（暫定調整池）の設置及び管理

「宅地開発に伴い設置される流出抑制施設の設置及び管理に関するマニュアルについて」（P395：平成12年7月27日付け、建設省経民発第14号、建設省都下公発第18号、建設省河環発第35号）を参照すること。

(参考) 調整池堤体の概略図

『大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案)』(社)日本河川協会



放水管は、鉄筋コンクリート造りとし、ヒューム管、高外圧キャスタ管を用いる場合でも、全管長にわたって、10m間隔程度ごとに継手を設けなければならない。継手構造は可塑性の止水板を用いて水密性を保つものとし、その周辺は鉄筋コンクリートカラーで囲み、カラー本体との間および本体の突合せ部には、伸縮性のある目地材を填充して、漏水を生じないよう処理しなければならない。さらに、放流管の両端部には排水壁をとりつけるものとし、管中間には管長10~15mの間隔で、管の全周にわたる排水壁(うなぎ止めと称される)を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。この排水壁は放流管の本体と一体構造のものとする。

堤体下流側のり面は雨水および浸透流によって侵食されないようりのり面処理を施すものとする。

堤体のり面には高さ5~7mごとに幅3m以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

堤頂は幅4m以上とし、表面は侵食などに対して安全なように必要に応じて表面保護の処理を施すものとする。

放流施設には、ゲート、バルブなどの、水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。

調整池堤体の非越流部天端高は、設計洪水位以上でなければならない。

雨水貯留施設の多目的利用

イ 防災調節池，暫定調整池等の敷地の多目的利用を図るために導入する施設は，公園，緑地，広場，グラウンド，テニスコート，ゴルフ練習場等があり，これら諸施設の導入を図る場合は，調節（整）池と導入施設の両機能を兼ね備えるとともに，これらの機能を相互に損なわない構造とし，的確，かつ円滑な管理を行なうこと。駐車場については，導入施設には扱わない。

ロ 多目的利用における施設の設計については，「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）」（国土交通省総合政策局），「防災調節池の多目的利用指針（案）」（社）日本河川協会）に基づき，洪水調節（整）池と導入施設との施設設計上の調整を行うこと。

次に，このようにして設計された諸施設について，その管理方法を明確にしておくとともに，洪水調節（整）池の管理者と導入施設の管理者とで管理上の調整を行うこと。

八 導入施設が公園等である場合の留意事項

都市計画法に基づく開発許可に伴い確保することが必要となる公園，緑地又は広場（以下「公園等」という。）は，都市公園法に基づき地方公共団体が管理する公共施設として位置付けられるものであるが，一方で，洪水調節（整）池敷地の施設導入部は，洪水時には湛水するものであり，土地の形状も周辺地域と段差があったり，面積が狭小であったりする。このため，導入施設が公園等である場合には，「都市公園技術標準解説書（国土交通省都市地域整備局公園緑地課）に準拠して設計するほか次による。

一 洪水調節（整）池内に導入する公園等は，近隣公園，地区公園，緑地，広場等として利用する。

なお，街区公園は原則として導入しないこと。

二 洪水調節（整）池内の公園等を導入する敷地及び近接する敷地の構造は，公園等の利用上支障のないものとし，修景上の配慮を十分行うこと。

三 導入施設が公園の場合は，原則として，湛水しない敷地部分を設け，その位置，面積割合は，当該公園の諸機能を損なわないものとする。

四 洪水調節（整）池内に設置する公園施設は，衛生上及び維持管理上，支障のないものとする。

沈砂池の設置

流出土砂対策として調節池とは別に沈砂池を設置する場合，堆積土砂量の計算は次の式によること。

$$(\text{工事面積}) \times (\text{裸地 } 1 \text{ ha 当たり流出土砂量 (} 300 \text{ m}^3 / \text{ha} / \text{年)}) \times \frac{\text{工事期間 (最低 4 箇月)}}{12 \text{ 箇月}}$$

工事期間は沈砂池にかかる流域内の土地造成工事期間とし，期間中しゅんせつする場合においても4箇月を下回らない値とすること。

造成後においても使用する沈砂池は永久施設（コンクリート堰堤等）とすること。

維持管理

調節（整）池は，下流域住民の安全を担うもので公共的性格の強い施設であり，堤体の安定及び調節（整）池の機能を確保するため，開発事業者は河川管理者等とその維持管理について協議・調整を十分行うこと。なお，原則として地元市町村と管理協定を締結すること。