

第3章 排水施設

法第33条第1項第3号

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、その排出によつ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に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

- | | | |
|----|---|--------------------|
| 前号 | イ | 開発区域の規模、形状及び周辺の状況 |
| | ロ | 開発区域内の土地の地形及び地盤の性質 |
| | ハ | 予定建築物等の用途 |
| | ニ | 予定建築物等の敷地の規模及び配置 |

令第26条第1号

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。

規則第22条第1項

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。

※ 特定都市河川浸水被害対策法による、雨水浸透阻害行為の対象となる場合は、雨水浸透阻害行為許可等のための雨水貯留浸透施設設計・施工技術指針（巴川流域編）を参照し、河川管理者の許可を得ること。

1 計画雨水量

計画雨水量は、開発区域の規模、地形等を勘案して、降雨強度、流出係数を定めて算定する。

(1) 算定方法

計画雨水量は次式により算定する。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

Q：計画雨水量(m³/s)

C：流出係数

I：降雨強度(mm/h)

A：排水面積(ha)

t：降雨継続時間(分)

$$I = \frac{a}{t^n + b}$$

a,b,n：定数

(注) 排水計画は流域単位で考えるものであり、地形の状況により、開発区域外の土地の部分も排水面積に含めて算出すべき場合があることに留意すべきである。

(2) 流出係数

放流先の流下能力を検討する際の流出係数の値については、特殊な地質を除いて、一般に次の値を標準値とする。

密 集 市 街 地	0.9
一 般 市 街 地	0.8
畑 ・ 原 野	0.6
水 田	0.7
山 地	0.7

「国土交通省河川砂防技術基準同解説(計画編)」

(3) 降雨強度

管渠の設計にあたって用いる降雨強度は

(ア) 到達時間(＝継続時間)から計算により求めた5年確率降雨強度

(イ) 調整池の容量計算に用いる降雨継続時間を30分とした場合の50年確率降雨強度のいずれかとする。ただし、公共施設の管理者が別途定めた場合はこの限りでない。

(注) 到達時間：開発区域の流末に流入する流域の最遠点から、当該流末までに流入する時間をいい、これを継続時間として次表から決定する。

① 5年確率降雨強度

降雨継続時間(分)	静岡県中部(mm/h)
5	144
7	132
10	119
15	105
20	95
30	83

$$r' = \frac{630.4}{t^{0.5} + 2.1353}$$

② 調整池の容量計算に用いる50年確率降雨強度

降雨継続時間(分)	静岡県中部(mm/h)
30	122

2 計画汚水量

汚水について、生活又は事業に起因し、又は付随する廃水量、即ち、計画人口1人1日最大給水量から算出される計画1日最大汚水量に、工場等の排水量及び浸水が予想される地下水量を加え、時間最大汚水量を求める。

3 計画排水量

排水施設の排水量の設計及び算定は次のとおりとする。

(1) 設計流速

① 排水施設の設計流速は、排水施設の磨耗や土砂堆積が生じないように配慮することとし、次表を標準とする。

	汚 水	雨 水
標 準	1.0 ～ 1.8 m/s	
やむを得ない場合	0.6 ～ 3.0 m/s	0.8 ～ 3.0 m/s

「下水道施設計画・設計指針と解説」

(注) 雨水排水路は原則として開渠とすること。

設計流速が遅いと土砂等が堆積し、早いと排水路が磨耗して耐用年数が短くなり、好ましくないことから、0.8～3.0m/sの範囲となるよう下水道の設計指針等で定められている。また、流速が早いと到達時間が短くなり、治水上の問題も生じてくるので、段差工を施行するなど工夫すること。ただし、雨水排水路の流速は、開発者が自ら維持管理に責任を持って、下流に悪影響を及ぼさない場合においては、4.5m/s程度まではやむを得ないものとする。

- ② 排水中の沈殿物が次第に管渠内に堆積するのを防止するため、下流ほど流速を暫増させるよう設計すること。なお、勾配は、下流ほど流量が増加して管渠断面が大きくなり、流速を大きくとることができるので、下流ほど緩くすること。
- ③ 地表勾配は急峻である場合等で落差工を設ける場合には、その落差は1箇所当り1.5m以内とし、階段工の場合は0.6m以内とし、水叩厚、水叩長を十分取ること。

(2) 排水量の算定

- ① 排水施設の断面積は、汚水にあつては計画時間最大汚水量を、雨水にあつては計画雨水量を有効に排出できるものであること。
- ② 排水施設の流量は、マンニングの式を用いて算出すること。

【参考】マンニングの式

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

V : 流速 (m/s)
n : 粗度係数
R : 径深 (m) = A/P
I : 勾配
A : 流水の断面積 (m²)
P : 流水の周辺長 (m)
Q : 流量 (m³/s)

(3) 粗度係数

流下能力の算定にあたっては、粗度係数は次の値を標準とする。

暫定素掘河道	0.035
護岸のある一般河道	0.030
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023
コンクリート人工水路	0.020
現場打コンクリート管渠	0.015
コンクリート二次製品	0.013
塩化ビニル管、強化プラスチック複合管	0.010

「建設省河川砂防技術基準(案)同解説(調査編)」
「道路土工要綱」、「防災調節池等技術基準(案)」

4 排水施設の構造等

令第 26 条第 3 号

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、暗渠によつて排出することができるように定められていること。

規則第 26 条

（排水施設に関する技術的細目）

- 1 排水施設は、堅固で耐久力を有する構造であること。
- 2 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するができる。
- 3 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。
- 4 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つては、その内径又は内法幅が、20cm 以上のもの）であること。
- 5 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場所
- 6 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つては、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。
- 7 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つては深さが 15cm 以上の泥溜めが、その他のます又はマンホールにあつ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バートが設けられていること。

令第 26 条第 3 号は、雨水以外の下水は原則として暗渠により排出する旨規定している。ただし、処理された汚水（合併浄化槽の排水を含む。）及び工場排水等で衛生上問題のないものは、暗渠による排水の義務は課せられていない。

雨水排水施設については原則として開渠とし、土砂等の堆積による通水断面の縮小を考慮して、2 割の余裕を見込んで断面を決定すること。ただし、自己の業務用等で溢水しても区域内だけで処理でき、周辺に悪影響が及ばないと判断される場合は、この限りではない。

5 放流先と雨水貯留施設

令第26条第2号

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。

本号は、開発区域内の排水施設がその下水を「有効かつ適切に」排出できるよう、下水道、排水路、河川等に接続していることについて規定したものである。

「有効かつ適切に」とは、地形等からみて無理なく排出できるものであると同時に、「放流先の能力が十分あるということ」及び「放流先の本来の機能に照らして汚水及び雨水を排出することが適切」であるという意味である。

後段は、放流先の排水能力が集中豪雨等の一時的集中排水時にのみ不十分となる場合で、他に接続し得る十分な排水能力を有する放流先が存在しない場合には、雨水に限り、遊水池等を設けて、一時貯留することができる旨の緩和規定である。

もとより、放流先への排水施設の接続については、当該放流先河川等の管理者と都市計画法第32条第1項の規定に基づき協議し、その同意を得る必要がある。本市においては原則として、1年確率以上の降雨強度の雨量を有効に排出できない河川等には排水施設の接続を認めないこととし、当該放流河川等を1年確率以上に改修した場合にのみ接続を認めることとしている。また、1年確率以上の降雨強度の雨量を有効に排出できる放流先の場合であって、当該放流先の排水能力が集中豪雨時の一時的集中排水時に不十分なときには、当該放流先河川等の管理者と協議の上、調整池を設置することとなる。

(1) 調整池設置基準

調整池はあくまで下流河川又は水路の改修との関連で求められるものであるから、河川管理者等と協議の上、調整池を設置することとなるが、一般的には下記によること。

- ① 原則として50年確率以上の降雨強度の雨量を有効に排出できる場合は、直接放流することができる。
- ② 1年確率以上の降雨強度の雨量を有効に排出できる場合は、洪水調整池を設けて放流量を放流先の無害流量まで調整して排出することができる。
- ③ 調整池を設置する場合において、下流の河川又は水路の流下能力が1年確率雨量に対し不足するときは、原則としてその不足部分を改修すること。
- ④ 開発区域又はその周辺若しくは下流の土地に湛水地域がある場合には、開発行為によりその周辺若しくは下流の土地又は河川に支障のないよう排水計画が立てられていること。
- ⑤ 原則として1,000 m²以上の開発行為にあつては、放流先の排水能力について検討を加え必要に応じ洪水調整池を設置すること。ただし、放流先の河川管理者等と協議により、設置しないことについて同意を得た場合はこの限りではない。

(2) 放流先の流下能力の検討等

放流先の河川又は水路の流下能力を計算により求める一般的な方法は83頁参考1「流下能力算定方法」のとおりである。その際、河川等の改修計画と整合を図るため、河川管理者等と十分協議する必要がある。

6 調整池の帰属

調整池については、公共施設として位置付け、原則として市に帰属するものとし、管理については別途協議して定めるものとする。市に帰属しない場合は、市と開発事業者により管理協定を締結するものとする。なお、市に帰属する調整池で、河川管理者が管理するものについては、適切な維持管理を行うため、以下の条件をすべて満たす必要がある。

- ① 専用調整池であること。
- ② 放流方式が自然放流であること。
- ③ 公共の水域若しくは海域に直接接続すること。
- ④ 調整池が公道に面すること。
- ⑤ 維持管理が可能な形状であること。
- ⑥ 「静岡市土木工事施工管理基準」に基づき施工されたものであること。

7 調整池の構造形式

調整池の構造形式は、一般に下表のように分類される。

ダム式 (堤高 15m 未満)	主として丘陵地で谷部をアースフィルダム又は、コンクリートダムによりせき止め、雨水を貯留する形式。
掘込み	主として平坦地を掘込んで雨水を一時貯留する形式であり、計画高水位が周辺地盤高さとはほぼ同じとなる。
地下式	地下貯留槽、埋設管等に、一時雨水を貯留し、調整池としての機能を持たせたもので、市街地等において土地の高度利用を図る場合に設置される。
現地貯留式	公園、学校校庭、棟間、屋根等を利用して雨水を貯留する施設であり、通常現地に降った雨のみを対象とするため、管渠の上流側に設けられる。透水性の高い地盤では浸透型との併用が有効である。

「下水道雨水調整池技術基準(案)」

(注) ダム式は、下流に与える影響が大きく相対的に高い安全性が求められる。その他の形式は、比較的平坦地に立地することが多く、小規模な施設については、周辺の土地利用状況、将来の維持管理の担保、溢水したときの影響等を考慮して、技術基準を適用すること。

8 調整池の設計基準

調整池を設置する場合には「都市計画法施行令第26条第2号（河川等への排水）の設計基準について（平成7年5月26日付け都計第181号）」、「河川管理施設等構造令」、「建設省河川砂防技術基準（案）」等のほか、次の技術基準が参考となる。

大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案)	昭和46年7月 昭和62年3月 (増補改訂)	日本住宅公団 (社)日本河川協会	10ha以上の宅地開発に伴う流出抑制施設として、存置期間10年程度として設置される堤高15m未満のダム式暫定調整池に適用する。
防災調整池技術基準(案)	昭和49年3月 昭和62年3月 (増補改訂)	住宅・都市公団 地域振興整備公団 (社)日本河川協会	防災調整池事業に適用するほか、堤高15m未満のダム式恒久調整池に適用する。
下水道雨水調整池技術基準(案)	昭和59年10月	(社)日本下水道協会	下水道管渠(雨水)の機能を補完するダム式(堤高15m未満)および掘込み式の下水道事業による調整池に適用する。
流域貯留施設等技術指針(案)	昭和61年10月 平成6年5月 (増補) 平成19年3月 (増補改訂)	(社)日本河川協会 (社)雨水貯留浸透技術協会	流域貯留浸透事業に適用するほか、校庭、公園広場等の公共公益施設、集合住宅の棟間等に貯留および浸透機能を有する施設に適用する。
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)	昭和61年4月	建設省建設経済局 民間宅地指導室	宅地開発に伴い設置される調整池の多目的利用に適用する。
防災調整池の多目的利用指針(案)	昭和62年3月	住宅・都市公団 地域振興整備公団 (社)日本河川協会	防災調整池等の恒久施設の多目的利用に適用する。
宅地防災マニュアルの解説[改定版]	平成元年9月 平成10年5月 平成19年11月	宅地防災研究所	調整池及び貯留浸透施設の計画設計及び多目的利用について解説している。

(1) 調整池容量の計算方法

調整池の必要調整容量は下記により算出すること。

「都市計画法施行令第26条第2号(河川等への排水)の設計基準について」
((抜粋) 平成7年5月26日 都計第181号 都市住宅部長通知)

開発区域からの雨水を排出するにあたり、放流先の河川等の管理者との協議により、一時雨水を貯留する調整池を設置する場合は、別記1に適合していること。

なお、調整池を設置する場合においても、下流の河川又は水路の流下能力が、1年確率降雨量に対し不足するときは、原則としてその不足部分を改修すること。

別記1 流量計算：調整池設計基準

1 流量計算

ピーク流出量の算定は次式によるものとする。

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

f：流出係数(開発区域内は0.9を標準とする)

r：到達時間内の1時間降雨強度(mm/h)

A：流域面積(ha)

2 調整池設計基準

(1) 計画基準

ア 調整池の洪水調節方式

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。

イ 洪水のピーク流量はラショナル式によるものとし、次式により算定する。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{前出参照})$$

ウ 洪水到達時間

ラショナル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にはいるまでの時間（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。

エ 流出係数は、開発前の状態については、調整池の計画地点、流域の地被の状況、流域面積の大きさ等を考慮して適切な値をとるものとし、開発後の状態について 0.9 を標準とする。

オ 計画対象降雨

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、下表 1 による降雨強度～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。

カ 洪水調節容量の算定方法

(ア) 開発区域内の面積が 50ha 未満で到達時間が 30 分以内の場合、洪水規模が年超過確率で 50 分の 1 以下のすべての洪水について、施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調整するとした場合の調整池の調整容量は、次式で求めるものとする。

$$V = \left(f_1 \cdot r_i - \frac{r_c}{2} \cdot f_2 \right) \cdot 2 \cdot t_i \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

V：必要調整容量(m³)

f₁：開発後の流出係数（0.9 を標準とする。）

f₂：開発前の流出係数（0.6 を標準とする。）

A：流域面積(ha)

r_i：1/50 確率降雨強度(mm/h)

r_c：下流無害流量に対応した降雨強度(mm/h)

t_i：継続時間（30 分：30 分以内は 30 分とする。）（秒）

※ 開発区域の面積が 2ha 未満の場合は次式により調整池容量を求めることができる

$$V = \left(f_1 \cdot r_i - \frac{r_c}{2} \cdot f_2 \right) \cdot t_i \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

(イ) (ア)以外の大規模土地利用事業(50ha 以上)の場合

洪水規模が年超過確率で 50 分の 1 以下のすべての洪水について施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調節するとした場合の調整容量の算定は、以下の手順によるものとする。

- a 計画降雨波形(後方集中型降雨波形)より調整池に流入するハイドログラフの算出
- b 数種の放流施設を仮定して洪水調節数値計算を行い、下流許容放流量以下に調節し得る放流施設を求める。

(例1) 流域面積が10haのときの調整池容量は次のとおりである。

($f_1 = 0.9$, $f_2 = 0.6$, $r_c = 28\text{mm/h}$ の場合)

$$V = \left(122 \times 0.9 - \frac{28}{2} \times 0.6 \right) \times (2 \times 30) \times 60 \times 10 \times \frac{1}{360} = 10,140\text{m}^3$$

(例2) 流域面積が1haのときの調整池容量は次のとおりである。

($f_1 = 0.9$, $f_2 = 0.6$, $r_c = 28\text{mm/h}$ の場合)

$$V = \left(122 \times 0.9 - \frac{28}{2} \times 0.6 \right) \times 30 \times 60 \times 1 \times \frac{1}{360} = 507\text{m}^3$$

- ① 開発後の流出係数は、区域内にあつて形質を変更しない場合であっても、原則として0.9とする。ただし、将来にわたつて形質の変更のないことが確実である場合(保安林、市の事業等)は f を現場の状況にあつた数値とすることができる。
- ② 下流無害流量とは、放流先河川等の各断面地点において算定される流下能力に対応する降雨強度が最も小さい断面地点における流量をいう。
- ③ 流域変更は原則として認められないが、やむを得ず流域変更を行う場合は、流域変更分は全量貯留するとともに利水等支障がないかチェックすること。また、流域面積が増加する場合の放流量は、変更前の流域で算出した放流量を超えないこと。
- ④ 区域内の雨水は調整池に排水することを原則とするが、地形上の理由でやむを得ず直接放流する場合は、 $f=0.6$ にて算出したピーク流出量から0.9にて算出した直接放流部のピーク流出量を引いた流量を調整池からの放流量とするよう調整する。

(2) 降雨強度

調整池の必要容量の算定には、下表の降雨強度を用いるものとする。

ア 開発面積50ha未満の開発行為の場合

50年確率短時間降雨強度	
到達時間(分)	静岡県中部(mm/h)
10	168
20	139
30	122

$$r = \frac{1050.2}{t^{0.5} + 3.0964}$$

※到達時間(継続時間)が30分以内の場合は、 $t = 30$ 分として計算する。

イ 開発面積 50ha 以上の開発行為の場合

50 年確率長時間降雨強度	
到達時間（時間）	静岡県中部（mm/h）
1	97.6
2	76.7
3	63.7
4	54.8
6	43.1
8	35.7
12	26.9
24	15.8

$$r = \frac{310.0}{t^{0.9} + 2.1773}$$

参考

- ① 開発面積 50ha 未満の開発行為において、調整池等の設計に用いる各確率年の短時間降雨強度（継続時間 30 分）をまとめると下表になる。

降雨強度確率	静岡県中部	摘 要
1 / 1 確率	28 (mm/h)	下流河川の許容放流量計算に用いる
1 / 50 "	122 "	調整池の容量計算に用いる
1 / 100 "	134 "	余水吐の断面計算に用いる

- ② 50 年確率の降雨強度に基づく調整池の容量を試算すると下表の値になる。ただし、開発面積 50ha 未満で流域変更、直接放流がない場合である。

区 分	調整容量
開発面積 2ha 以上	1,014
開発面積 2ha 未満	507

(m³/ha)

9 調整池の構造等

(1) 堤体

- ① 原則としてコンクリート構造とする。やむを得ない場合はフィルタイプダムとするが施行区域内最終位置の調整池はコンクリート構造とする。ただし、掘込式の場合はこの限りでない。
- ② 掘込式調整池内の斜面勾配は 2 割以上の緩やかな勾配とするものとする。ただし、コンクリートその他これに類するものでのり面を被覆する場合においては、この限りでない。
- ③ コンクリート又は築造タイプの場合は、基礎地盤の土質、地層構造等の状況を把握するため、ダムサイト付近に 3 箇所以上のボーリング調査を施さなければならない。ただし、既存資料がある場合はこの限りでない。
- ④ 築造タイプのダムの傾斜勾配は、次表によること。また、高さ 5 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。

区 分	名 称	上流のり勾配	下流のり勾配	備 考
粗粒土	レキ	3.0 割	2.5 割	ゾーン型の透水部のみ
	レキ質土	3.0	2.5	
	砂質土	3.5	3.0	
細粒土	シルト・粘性土	3.0	2.5	
	シルト・粘性土 火山灰質粘性土	3.5	3.0	

- ⑤ 調整池で使用する擁壁は、「河川管理施設等構造令」及び「建設省河川砂防技術基準(案)同解説」により、適切な設計外力を考慮した上で安定計算を行うこと。

(2) 余裕高

風波高、地震波高、不測の障害等による洪水吐き放流能力の低下等に対する余裕を確保するため、調整池の型式、形状やスクリーン、洪水吐等の構造及び溢水した場合に周辺に与える影響等を考慮して余裕高を決定することとなるが、一般的には以下によること。

- ① 余水吐の余裕高さは原則として 60cm 以上とするが、平坦地に広く浅く貯留する計画の場合は、支障のない範囲で余裕高を 30cm 以上としてよい。
- ② 平坦地の掘込み式のコンクリート構造の調整池では貯留水深の 2 割以上かつ 20cm 以上とする。ただし、小規模で周辺の状況からして支障のない場合は 10cm 程度も可。

(注) 駐車場兼用、公園兼用調整池においては、水深 15～50 cm 程度であるので、小規模な掘り込み式で周辺の状況からみて溢水しても支障なければ余裕高は 5 cm でも可としてよい。

(3) 余水吐

- ① 余水吐を設ける場合は、100 年確率の降雨強度の 1.5 倍の計画洪水量を排出できるよう断面を確保し、導水路は閉塞することのないよう、幅が原則として 2.0m 以上の長方形断面開水路とすること。また、一般的に導流部は幅 2.0m 以上とされているが、これは流木・塵埃等の流下による閉塞のおそれを考慮したものであり、周辺の状況に合わせて弾力的に運用して差し支えない。
- ② 流入水路口周辺は、流れが集中し、洗掘される危険が大きいため、流速に耐え洗掘やのり崩れを防止するために、石積又はコンクリートブロック張等により保護すること。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \cdot 1.5$$

$$Q = \frac{2}{15} \cdot \alpha \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot (3B_0 + 2B_1)$$

Q : 計画洪水流量 (m³/s)

f : 流出係数 (0.9)

r : 1/100 確率降雨強度 (mm/h)
降雨継続時間 30 分 (30 分未満は 30 とする)

A : 流域面積 (ha)

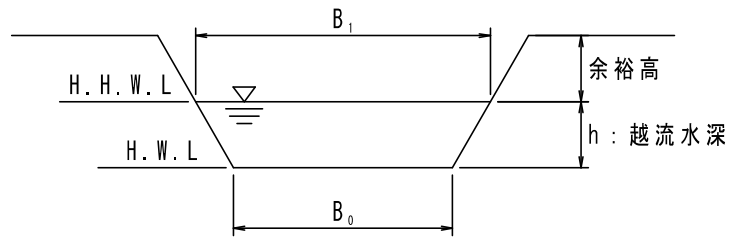
α : 越流係数 (0.6)

h : 越流水深 (m)

g : 重力加速度 (m/s²)

B₀ : 水通長底幅 (m)

B₁ : 水通長上幅 (m)



(注) 上記の式で四角せき ($B_0 = B_1$) とし、 $\alpha = 0.6$ 、 $g = 9.8$ を代入すると

$$Q = 1.77088 \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

この式は「防災調整池等技術基準(案)」の $Q = 1.8 \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}}$ と同じになる。

(4) 流入管

- ① 流入管の敷高については、原則として計画高水位(H.W.L)以上とする。ただし、調整池水位が計画高水位となり、バックウォーターが生じても、流入系統(管渠、開水路及びマンホール等)に悪影響が出ない場合はこの限りでない。
- ② 流入管の位置が高く、垂直に落下するような構造のものは、時として騒音源になるので、調整池の近くに住宅がある場合は対策を行うこと。
- ③ 住宅地の調整池にあっては、縦排水路及び枳、側溝等の施設を設置することが望ましい。フトン竈工に流下するような構造は、美観上、維持管理上問題がある。

(5) 放流口

放流口は下流無害流量を排出できるよう断面を決定すること。

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

$$Q = C \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Q : 下流無害流量(m^3/s)

f : 流出係数(0.6)

r : 下流無害流量に対応した降雨強度(mm/h)

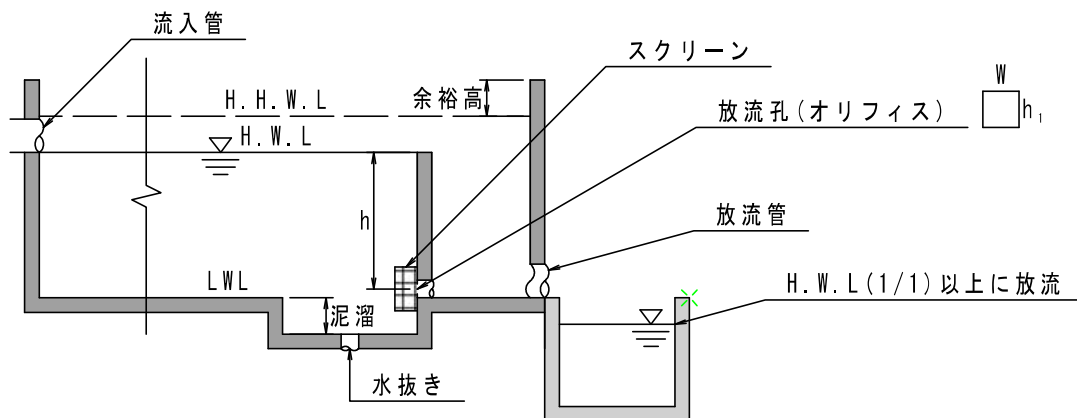
A : 流域面積(ha)

C : 流量係数(0.6)

a : 放流口断面積(m^2)

g : 重力加速度(m/s^2)

h : H.W.L からオリフィスの中心までの距離(m)



- ① 調整池の水深が浅く、かつ目詰まりのおそれがない場合は放流口の最小径は5 cm としてよい。ただし、小規模となる住宅分譲による各戸貯留の放流口の最小径は河川管理者と協議のうえ決定する。
- ② 放流口の前面にはスクリーンを設置することとし、その表面積は、放流口の断面積の少なくとも20倍以上とし、その形状は多面体を標準とする。また、スクリーンの網目は5 cm 以上とするが、放流口が小さい場合はその径の2/3程度とする。
 (注) 監視の目が届かない調整池、水深が深く異物の除去が困難な位置にオリフィスがあるような調整池では、スクリーンは表面積を大きく、また余水吐の先端まで達するような縦型スクリーンを採用するなどの工夫が必要である。
- ③ オリフィス板、スクリーンの材質はステンレス製を標準とすること。
- ④ 調整池からの最小放流量は、時間降雨強度15 mm以上又は24時間程度で空になる放流量を確保すること。

(注) 開発区域から放流先までの水路の改修区間や既設道路の拡幅及び取付道路の設置を市町村の土地利用の指導等により開発区域に含める場合があり、通常、道路部水路部は直接放流することになるが、小規模な開発行為においては、この部分が全体の面積に占める割合が10%以上となり、許容放流量が計算上はマイナスになる場合も生ずる。

このようなケースでは、道路や河川部分については、調整池の容量、許容放流量の計算の対象面積から除外することもやむを得ない。

(6) 堆砂施設（泥溜り）

泥溜りの深さは15cm以上とし、維持管理上及び衛生上からも常時雨水が滞留することのないよう、原則として水抜きを設置すること。

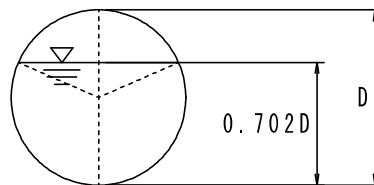
(注) 容量は住宅地で1.5 m³/ha・年程度を目安に、除去の頻度、舗装面積等を考慮する。小規模な開発行為にあつては、維持管理、清掃がしやすい程度の大きさがあればよい。

(7) 放流管

- ① 放流管の流水断面積は、原則として最大値が管路断面積の3/4以下となるよう設計すること。

流水断面積を管路断面積の3/4とすると次式になり、この場合の水深dは、 $d=0.702D$ となる。

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

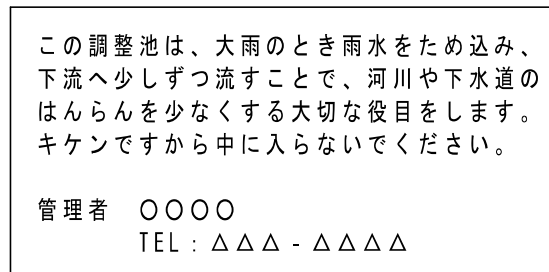


- ② 放流管の管径は維持管理を考え、最小60cm、管長が50m以上のときは、100cm以上とする。ただし、管長が5m未満で、周辺状況からして閉塞するおそれがない場合は30cm程度まで小さくすることができる（「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案)」 「河川管理等施設構造令」）。小規模で溢水しても支障がない場合はこの限りでない。
- ③ 放流口の位置については、放流先の管理者と協議して決定することとなるが、原則として放流河川の1/1対応の水位以上で放流するものとする。
 (注) 小規模な開発行為で周辺に河川、下水道がなく、放流先が道路側溝等となる場合もあるが、この場合は、通常8割水深より低い位置に放流口を設けることも多いが、放流先の道路管理者等の判断による。
- ④ 放流管の流入口はトラップ等を設置し、点検整備し得るようにすること。
- ⑤ 放流管ははできるだけ直線とし、管長はできるだけ短くする工夫が必要である。湾曲させる必要がある場合でも角度はできるだけ小さくし、屈曲部には人孔を設けるものとする。（「流域貯留施設等技術指針(案)」）

(8) 安全施設

- ① 調整池の周囲には危険防止のため必要に応じ、注意看板、水位標識、フェンス等を設置すること。特に、公園等と重複利用が行われる場合は、その管理者と調整し、事故の連絡先を明確にし、標識は児童でも容易に理解できるものとする。

〈 標識板の例 〉



(9) その他

① 進入路・階段等の設置

調整池には、維持管理のため進入路又は階段を必ず設置すること。

② 水抜管の設置

調整池に設置する石積、擁壁等には2～3㎡に1箇所の割合でΦ75mmの水抜管を設けること。ただし、背後から雨水、地下水の進入するおそれのない場合はこの限りでない。水抜管の設置にあたっては、堤体材料等の微粒子が吸い出されないよう、吸出し防止材を水抜きパイプ背後に施工しておくこと。

また、調整池に貯留した雨水が水抜管を通して堤体に逆流することを防ぐため、水抜管に逆流防止弁の設置を行うこと。

③ 構造物の根入れ

調整池構造物の根入れは、宅地造成等規制法施行令第8条に準ずるものとし、流入部では、洗掘のおそれもあり、原則としてブロック積で35cm以上、擁壁では50cm以上確保すること。

④ 底張り

調整池の底は、浸透性が高い地域では特にコンクリート張とする必要はないが、水はけが悪いところではコンクリート張とした方が美観上、維持管理上好ましい場合がある。

⑤ 盛土上への設置の禁止

盛土上に沈砂池、修景池、調整池等を設けることは防災上問題があり、原則として認めない。

⑥ ポンプ排水

放流先の高さの関係で、調整池からの自然放流が困難な場合、ポンプアップ方式とすることもやむを得ないが、次の事項に留意すること。

ア ポンプアップ方式を採用しなければ、造成盛土高を上げざるを得ないが、周辺地盤との関係上好ましくない場合に採用すること。

イ 自己の業務用で、管理人が常駐するなどして維持管理に責任がもてること。

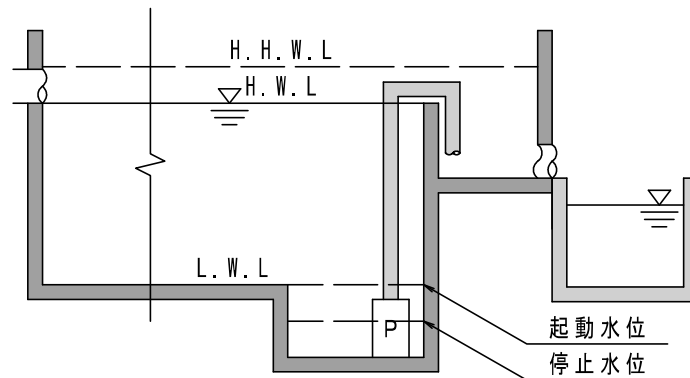
ウ 将来的に、市に施設管理移管する可能性がないこと。

エ 万一ポンプが故障しても、周辺に甚大な影響を及ぼさない構造であること
(具体的には、予備ポンプを設置したり越流水深を低くしたりするなどした構造であること)。

オ 河川、水路等へ直接、ポンプで排水しないこと。

カ 貯留量算定の際のL.W.Lは、ポンプの起動水位とすること。

- キ バルブで放流量を調整する場合は、調整後、バルブを溶接するなどして人為的に放流量を変動させることができない構造とすること。



10 洪水調整池の多目的利用

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ので、特に宅地開発においては、積極的に多目的利用を図ることが望ましい。

ただし、公園、緑地、広場（以下「公園等」という。）との兼用調整池にあつては、原則として公共施設として市町村に帰属することとなるので、公共施設の管理者と十分協議の上、施設を設計すること。

洪水調整池の多目的利用を図る場合は、「洪水調節[整]池の多目的利用指針（案）」、「流域貯留施設等技術指針（案）」、「防災調節池の多目的利用指針（案）」等を参照するものとするが、下記に留意すること。

(1) 公園等兼用の場合

- ① 避難通路、転落防止柵等を設置するなど利用者の十分な安全が確保されるよう配慮すること。
- ② 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、湛水する部分の敷地の割合は5割以下とし、敷地のり面は1：3より緩い勾配とすることが望ましい。
- ③ 公園等兼用調整池においては、幼児・児童の安全性に対して配慮することにより、貯留限界水深を50cmとすることができる。ただし、大学、工場等の広場、グラウンド兼用調整池等は管理者と協議がととのえば、この限りではない。

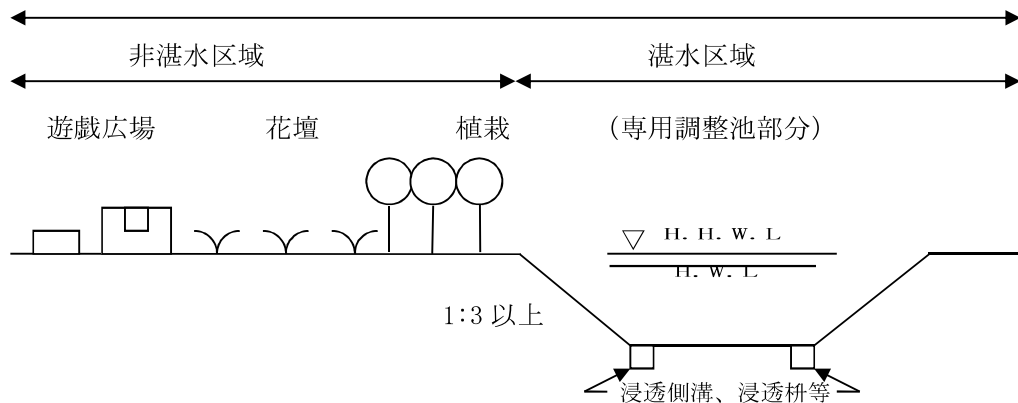
（注）宅地防災マニュアル事例集の事例では、公園で1.0～1.5m、小中学校の校庭貯留でも1.0～1.5mの湛水深を確保している事例もあり、利用者が区域内に限定され、しかも成人を対象とした施設では、のり面勾配を緩くする等の安全対策を講ずれば、特に水深に上限を設ける理由はないのが、最終的には管理者の判断による。

＊「宅地防災マニュアル」V排水施設と治水対策（河川・水路・溜池等の事故例）・転落の可能性のある場所には防護柵を設置する。

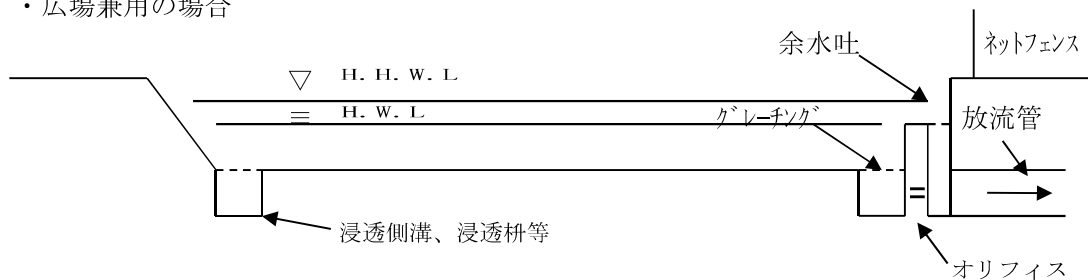
- ④ 湛水頻度は導入する施設により異なるが、多くても1年に1回程度とすることとし原則として1年に1回程度の降雨強度に対しては専用調整池部分を設けること。ただし、将来に渡り良好な維持管理が期待できる場合は、浸透施設を設けて対処することができるものとするが、地形、地質等の特性や現地における浸透能力等を十分調査し放流先の河川管理者および公園管理者と協議の上、決定すること。
- ⑤ 退水後、施設又は工作物の洗浄に用いる給水栓（施設）を適所に設けること。

○ 公園等兼用調整池の参考例

- ・公園兼用の場合
公園



- ・広場兼用の場合



(2) 駐車場兼用の場合

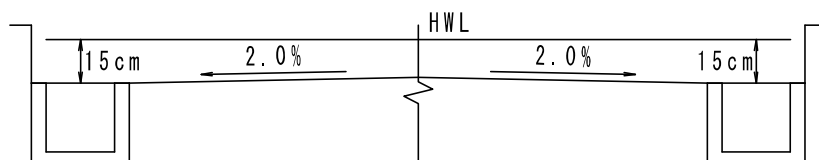
駐車場兼用調整池は一般に専用調整池を補完するものであるが、将来にわたり調整機能が確保されることができるときに用いられる。なお、湛水頻度、貯留水深はその利用形態により異なるので、慎重な検討を要する。

- ① 湛水頻度は、利用者が駐車場の近くにいる店舗やグラウンド等の駐車場の場合は、1年に1回程度でもよいが、常時駐車していることが多い賃貸用や団地等の駐車場においては3年に1回程度とすること。
- ② ブレーキドラムが濡れると、自動車の走行上危険があるので貯留水深は最大 15cm までとする。

(注) この規定は事務所、工場等の従業員の車を自己の責任で調整池に駐車することまで妨げるものではないので、駐車場の利用形態、構造等を考慮して支障ないと認められれば、1年に1回程度の湛水頻度であれば、水深 15cm 以上とすることができる。

- ③ 駐車場の舗装面は降雨時の排水性能を高めるように、透水性舗装とし、2%程度の勾配を設けることが望ましい。

○ 駐車場兼用調整池の参考図



(3) 地下調整池

調整池はオープン为原则とするが、市街化区域等で土地の高度利用を図るために、地下調整池を設置する場合がある。地下調整池は維持管理が困難であり、公共施設として市に帰属されないなど問題点も多いので、設置にあたっては、放流先河川等の管理者と十分協議すること。

また、設計等は下記によること。

- ① 地下式調整池は、建築物地下に設けるものと、駐車場等の地下に設けるものとに分けられるが、建築物地下の調整池は、清掃、点検等が困難な場合が多いことから、施設容量は必要量に1割程度余裕を見込んで計画すること。
- ② 梁・柱・ハンチ等の突起物は有効貯留量に含まない。
- ③ 開発区域外からの流入土砂が少ないこと。
- ④ 地下調整池は、常時においては雨水や土砂等が滞留しないような構造とすること。そのため底版には排水後の土砂、ヘドロの清掃を考慮して2%程度の排水勾配および排水溝を設けることを原則とする。
- ⑤ 維持管理に支障ないよう、換気口、点検口等が適切な位置に配置されていること。
- ⑥ 完成後の検査が困難な場合は、調整池部分が完成した時点で中間検査を受け、調整池容量、高さ等の確認を受けること。

11 浸透型流出抑制施設

浸透型流出抑制施設は、長期的観点から機能低下等維持管理面と水理上の浸透能力の評価等技術面での不明確な要素があるが、周辺に放流先河川がない地域で開発行為を行う場合や小規模な宅地開発等で専用の調整池を設置することが困難な場合及び調整池の多目的利用を図る上で湛水頻度を少なくする必要がある場合には、地形、地質等の特性や現地における浸透能力等を十分調査した上で、河川管理者及び公園管理者等と協議が成立すれば、支障のない範囲で導入することができる。

浸透型流出抑制施設を導入するにあたっては、「宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針」「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」「雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編」等によるが、以下に留意すること。

(1) 適用範囲

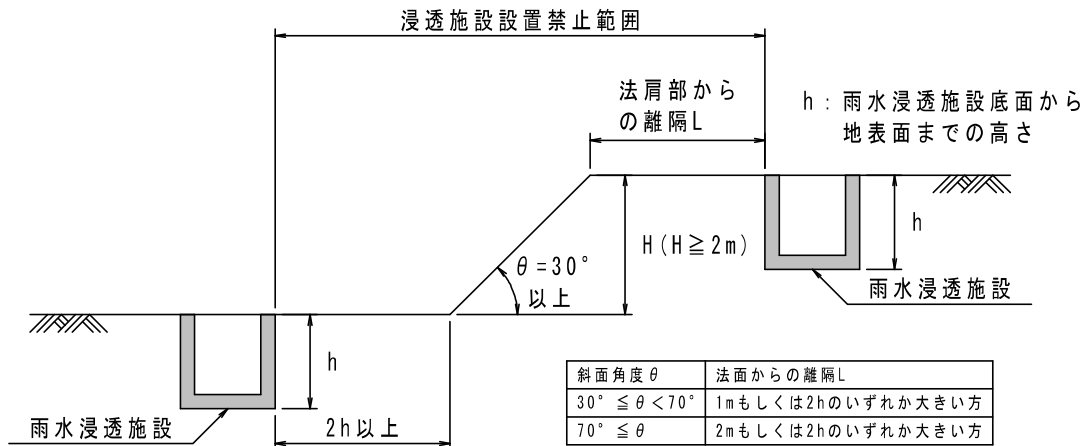
- ① 周辺に放流先河川がない地域で開発行為を行う場合。
- ② 市街化区域内の小規模な宅地開発等で、調整池を設置することが土地利用上、地形上困難と認められる場合。
- ③ 調整池の多目的利用を図る上で、湛水頻度を小さくする必要がある場合。

(2) 設置禁止区域

浸透施設を設置する場合には、施設設置位置（浸透面）の土質および地下水位が浸透能に重要な役割を果たす。以下の場合については浸透施設不適地とする。

- ① 土質による浸透施設不適地
 - ・透水係数が 10^{-6} cm/sec 以下である場合
 - ・空気間隙率が10%以下でよく締まった土
 - ・粘土分の占める割合が40%以上の土
- ② 地下水位による浸透施設不適地
 - ・透水底面と地下水位との離隔が50cm以下の場合
- ③ その他浸透施設不適地
 - ・人工改変地
 - ・切土斜面とその周辺
 - ・盛土地盤の端部斜面部分とその周辺（下図参照）
 - ・法令指定地（急傾斜崩壊危険区域など）
 - ・雨水の浸透で他の場所の住居および自然環境を害する恐れのある地域

斜面近傍の浸透施設設置禁止範囲の目安



※斜面高が2m以下の場合はのり肩から1m以上離すことを目安とする。

(出典：雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編 社団法人雨水貯留浸透技術協会)

(3) 浸透能力調査

- ① 資料調査
 - ・地形図、地質図等の既存資料
 - ・近接井戸による調査
- ② 地盤調査
 - ・ボーリング調査、土質調査等
- ③ 浸透施設の設置可能範囲調査
 - ・開発区域の地形、地質、地下水位等から地盤の浸透可能範囲を検討すると共に、防災上の観点から斜面等の地形について調査し、浸透施設の設置可能範囲を測定する。
- ④ 現地浸透試験
 - ・設置可能範囲を対象に、現地において注水試験を実施し、浸透能を測定する。

(4) 浸透能力の算定について

① 単位設計浸透量

浸透施設の単位設計浸透量は、現地浸透試験による浸透能力評価をもとに、設置する浸透施設の構造及び設計水頭における基準浸透量を求め、これに各種の浸透に対する影響係数を乗じて次式により算定する。

$$Q = C \cdot Q_f$$

Q : 浸透施設の単位設計浸透量(m^3/hr)
 C : 各種影響係数
 Q_f : 浸透施設の基準浸透量(m^3/hr)

② 基準浸透量

施設別の基準浸透量は次式で算定する。

$$Q_f = K_0 \cdot K_f$$

Q_f : 浸透施設の基準浸透量($\text{m}^3/\text{hr}/\text{個}$ 又は m, m^2)
 K_0 : 地盤の飽和透水係数(m/hr)
 K_f : 浸透施設の比浸透量(m^2)

・浸透施設の比浸透量 (K_f)

浸透施設の比浸透量 (K_f) については「雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編（社団法人雨水貯留浸透技術協会）」による簡便式で算定する。

・地盤の飽和透水係数 (K_0)

地盤の飽和透水係数 (K_0) については現地試験によるものを標準とする。また現地土質試験結果 (ボーリング) による 20% 粒径と飽和透水係数の関係 (クレーガーの方法) より算定することも可能とする (表-1)。

(注) 透水係数の決定には十分な検討を行うこと。

透水係数を算出する土質は浸透面の土質であること。

透水係数の単位 (m/s 又は cm/s) には注意すること。

③ 影響係数

影響係数 (C) については次式で算定する。

$$C = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \alpha$$

K_1 : 目詰まりによるもの (0.9 を標準とする)
 K_2 : 地下水位によるもの
 地下水位までの離隔 = X とした場合
 $X \geq 1.0\text{m}$ $\rightarrow K_2 = 1.0$ とする
 $1.0\text{m} > X \geq 0.79\text{m}$ $\rightarrow K_2 = 0.9$ とする
 $0.79\text{m} > X \geq 0.50\text{m}$ $\rightarrow K_2 = 0.53 + 0.47X$
 K_3 : 降雨によるもの (1.0 を標準とする)
 α : 安全率 (0.8 を標準とする)

(注) 地下水位は季節の変動を考慮して十分な検討を行うこと

④ 空隙貯留

浸透施設内の空隙について貯留量として算入することができる。

各種浸透施設の空隙率

透水性アスファルトコンクリート	12%
透水性セメントコンクリート	25%
透水性平板ブロック	25%
路盤材	10%
浸透ます、トレンチ等の充填採石	30%

「雨水浸透施設技術指針(案)」

表-1 20%粒径と飽和透水係数の関係 (クレーガーの方法)

D ₂₀ (mm)	k (cm/sec)	土質分類	D ₂₀ (mm)	k (cm/sec)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	細粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.30	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.40	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.50	7.50×10^{-2}	粗粒砂
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}	微粒砂	0.8	2.15×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}		0.9	2.80×10^{-1}	
0.14	3.80×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.10×10^{-3}		2.0	1.80	細礫

(出典：掘削のポイント 土質工学会)

(5) 維持管理

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塵対策を講じること。

12 沈砂池

- ① 造成工事によって生ずる流出土砂の防止施設を設置する場合は、「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」「宅地防災マニュアル」「静岡県砂利及び岩石採取計画認可事務取扱要綱 別記2」等によること。
- ② 工事施行中の堆砂土砂量は、浚渫等により除去しない場合は、土地に対する工事が全て完了するまでの期間を設計堆積年数とする。
- ③ 工事施行中においてN年毎に、その期間の堆積量を浚渫もしくは掘削して除去するという条件下では、設計堆積年数をN年とすることができる。
- ④ 堆積土砂の浚渫等を計画する場合は、維持管理に必要な搬出・進入路、門扉等を設けるものとする。
- ⑤ 公園等の多目的利用を図る調整池については、沈砂池の代替として、開発行為完了後の維持管理、安全管理に配慮した沈砂枳等を設けること。

13 工事施工中の仮の防災調整池等

工事施工中においては、急激な出水・濁水及び土砂の流出が生じないように、周辺の土地利用状況、造成規模、施工時期等を勘案し、必要に箇所については濁水等を一時的滞留させ、あわせて土砂を沈殿させる機能等を有する施設を設置する必要がある。

開発事業においては、工事施工に伴って、降雨により濁水等が急激に区域外に流出することがある。このため、工事施工の際には、このようなことのないよう、周辺の土地利用状況、地形、集水面積、放流河川の流下能力、施工時期及び工事期間等を勘案して、必要な箇所に仮の防災調整池等を設ける必要がある。

14 静岡市における調整池の調整方式

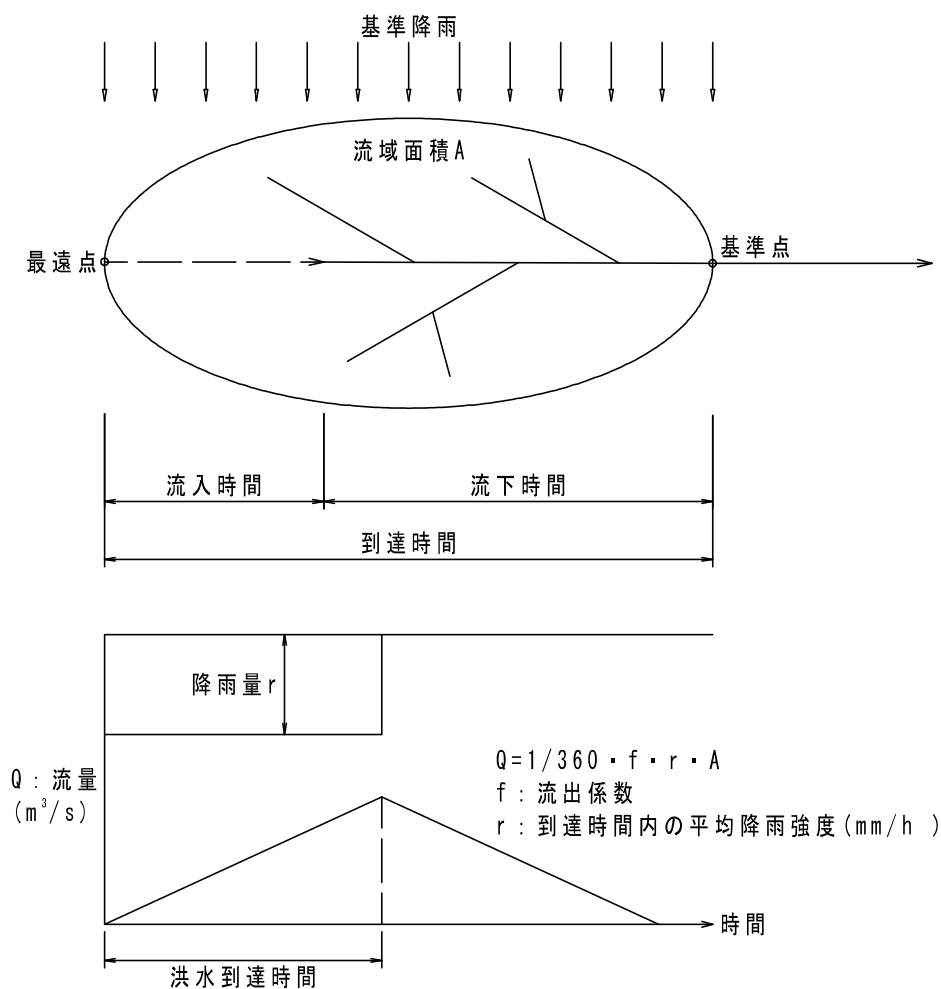
静岡市において調整池の設置は、下表の調整方式を原則とする。なお、特定都市河川浸水被害対策法による雨水浸透阻害行為の対象となる場合は、河川管理者の許可を得ること。

開発面積	調整方式
1,000 m ² 以上 3,000 m ² 未満 (小規模開発)	調整池、各戸貯留施設、浸透型流出抑制施設
3,000 m ² 以上	調整池

参考 1 【流下能力算定方法】

○流下能力の算定に用いる合理式の概念図

洪水到達時間内だけ流域に一様に降雨があった場合



(1) 放流先河川等の流下能力の算定式 (マニング式)

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

$$Q = A \cdot V$$

V : 流速 (m/s)
 n : 粗度係数
 R : 径深 (m) = A/P
 I : 勾配
 A : 流水の断面積 (m²)
 P : 流水の周辺長 (m)
 Q : 流量 (m³/s)

(2) 放流先河川等の流下能力に対応する降雨強度 (r) の算定式

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

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

Q : (1) で求めた放流先河川等の各断面地点における流下能力 (m³/s)
 f : 各断面地点における流域の平均流出係数
 A : 各断面地点における流域面積 (ha)

(3) 各断面地点における 1 年確率降雨強度(r)の算定式

① 流入時間 (t_1)

市街地における流入時間は次の表を参考とすること。

わが国で一般的に用いられているもの			
人口密度が大きい地区	5 分	幹 線	5 分
人口密度が小さい地区	10 分	枝 線	5 ～ 10 分
平 均	7 分		

ただし、山間地における流入時間は、流域面積 2 k m² 当たり 30 分とし、次式を参考とすること。

$$t_1 = \sqrt{\frac{A}{2}} \cdot 30$$

② 流下時間 (t_2)

次のクラーク・ヘンの式により求める。

$$t_2 = \frac{L}{V} \cdot \frac{1}{60} \quad \begin{array}{ll} L & : \text{流路延長} \\ V & : \text{洪水流出速度で下表による} \end{array}$$

勾 配	1/100 以上	1/100～1/200	1/200 以下
V(m/s)	3.5	3.0	2.1

③ 到達時間 (t)

$$t = t_1 + t_2$$

④ 1 年確率降雨強度 (r')

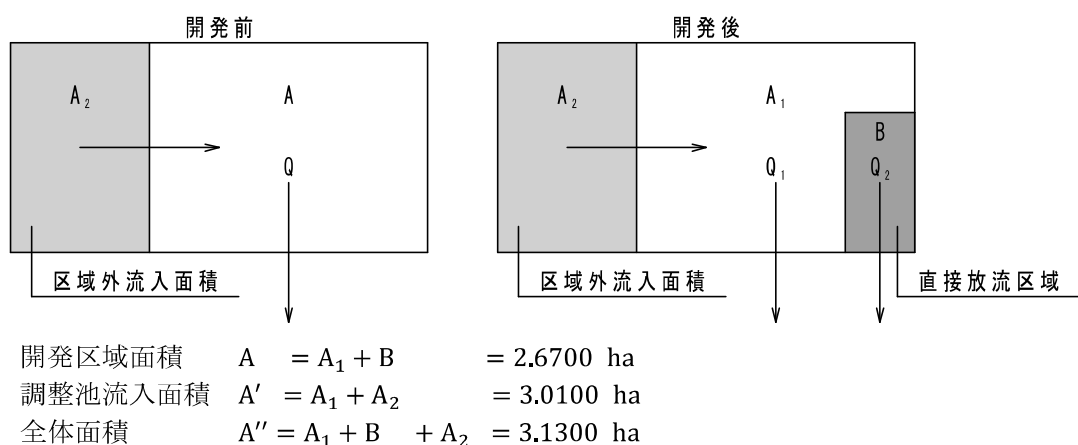
1 年確率短時間降雨強度	
継続時間 (分)	静岡県中部 (mm/h)
5	61
7	55
10	48
15	40
20	35
30	28

$$r' = \frac{863.5}{t^{0.9} + 9.9086}$$

(4) 判定

$r > r'$ の場合、当該放流河川等の当該断面地点は、1 年確率以上の降雨強度の雨量を有効に排出できる能力、1/1 対応の能力があるとする。

参考 2 【調整池の容量及び断面計算例（中部の場合）】



計算条件	A_1 : 区域内調整池流入面積	2.5500ha	f_1 : 開発後流出係数	0.9
	B : 区域内直接流出面積	0.1200ha	f_2 : 開発前流出係数	0.6
	A_2 : 区域外調整池流入面積	0.4600ha	r : 1/1 確率降雨強度	28mm
			r_1 : 1/50 確率降雨強度	122mm
設計値			r' : 1/100 確率降雨強度	134mm
	h : オリフィス中心までの水深	2.81m	放流渠	
	B_0 : 余水吐の水通し長(下幅)	3.30m	l : 勾配	0.035
	B_1 : 余水吐の水通し長(上幅)	3.30m	n : 粗度係数	0.015
結果	越流水深	39.2cm	D : 管径	73.4cm
	許容放流量に対応した降雨強度	21.83mm/h	オリフィスの必要断面積	246cm ²
	調整地必要容量	2,940m ³	調整池が空になる時間(注)	14.91 時間

(注) 調整池の上部面積と底面積が同一と仮定して試算

(1) 許容放流量

Q : 開発前流出量

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f_2 \cdot r \cdot A'' = 0.1461 \text{ m}^3/\text{s}$$

f_2 : 開発前流出係数 = 0.6

r : 下流無害流量に対応する降雨強度 = 28 mm/h (1/1 確率降雨強度)

A'' : $A_1 + B + A_2 = 3.130 \text{ ha}$

Q_2 : 開発後直接流出量

$$Q_2 = \frac{1}{360} \cdot f_1 \cdot r_1 \cdot B = 0.0366 \text{ m}^3/\text{s}$$

f_1 : 開発後流出係数 = 0.9

r_1 : 1/50 確率降雨強度 = 122 mm/h

B : 直接流出面積 = 0.120 ha

したがって、許容放流量は

$$Q_1 = Q - Q_2 = 0.1095 \text{ m}^3/\text{s}$$

許容放流量に対応した降雨強度の決定は、合理式より逆算すると、

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_1}{f_2 \cdot A'} = 21.83 \text{ mm/h}$$

$$f_2 = 0.6$$

$$A' = 3.010 \text{ ha}$$

(注) 15 mm/h 以上ならば OK、未滿ならば計算にて 24 時間以内に調整池が空になることを確認する。

(2) 必要調整容量の算出

開発区域内の流入面積に対応した必要調整容量

$$V_1 = (r_i \times f_1 - r_c/2 \times f_2) \times \alpha \times t_i \times 60 \times A_1 \times 1/360 = 2,633 \text{ m}^3$$

開発区域外の流入面積に対応した必要調整容量

$$V_2 = (r_i \times f_2 - r_c/2 \times f_2) \times \alpha \times t_i \times 60 \times A_2 \times 1/360 = 307 \text{ m}^3$$

t_i : 降雨継続時間 30 分

開発面積 2ha 未滿 $\alpha = 1$

開発面積 2ha 以上 $\alpha = 2$

したがって、調整池の必要容量は

$$V = V_1 + V_2 = 2,940 \text{ m}^3$$

(3) 放流口断面の検討

(1)により、調整池の許容放流量を

$$Q = C \cdot a \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0.1095 \text{ m}^3/\text{s}$$

とすると、放流口断面積 a は

$$a = \frac{Q}{C \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = 0.0246 \text{ m}^2$$

g : 9.8 m/s^2

h : オリフィス中心までの水深 = 2.81m

C : 0.6

したがって、オリフィス形状は

正方形なら 一辺 15.68cm

円形なら 直径 17.70cm

(4) 余水吐の検討

余水吐は、100 年確率降雨強度の 1.5 倍以上の流量を流すことができる断面を確保する。余水吐の流量 Q は

$$Q = \frac{1}{360} \times f_1 \times r' \times A_1 \times 1.5 + \frac{1}{360} \times f_2 \times r' \times A_2 \times 1.5 = 1.435 \text{ m}^3/\text{s}$$

r' : 1/100 確率 1 時間降雨強度 = 134mm/h

余水吐の断面決定

$$Q = \frac{2}{15} \times \alpha \times h \times \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \times (3B_0 + 2B_1) = 1.435 \text{ m}^3/\text{s}$$

α : 越流係数 (0.6)

上記の流量を流すため、水通しの幅を次のように決めると

B_0 : 水通し幅 (下幅) = 3.30m

B_1 : 水通し幅 (上幅) = 3.30m

越流水深は、 $h = 39.2 \text{ cm}$ 以上必要である

(5) 放流管の断面検討

流量 $Q = A \times V \geq$ 調整池からの流出量 = $1.435 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\text{流速 } V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

n : 粗度係数 = 0.015

I : 勾配 = 0.035

R : 径深 = A/S

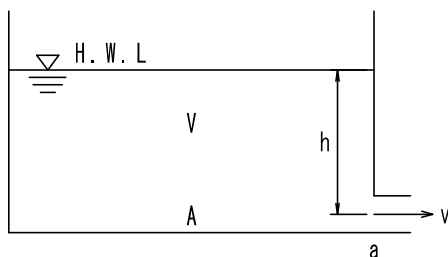
したがって、次の管径以上の放流管が必要になる

$$D = \left(\frac{n \times Q}{0.262 \times I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 73.4 \text{ cm}$$

(6) オリフィスからの許容放流量について

調整池のオリフィスからの放流量が小さいと調整池における洪水の滞留時間が長びき次の降雨に対しては、調節効果が期待できなくなる。このため、調整池をなるべく早く空にすることが望ましく、原則として24時間以内に空になるように設計する。

通常は、オリフィスから15mm/h以上の放流量を確保できれば24時間以内に調整池を空にできるが、直接放流面積が大きく15mm/h以下になる場合は計算によることとなる。



h : オリフィス中心までの水深 2.81m

V : 調整池容量 2,940 m^3

A : 調整池底面積 = V/h 1,046 m^2

(調整池が矩形構造と仮定した場合)

a : オリフィスの断面積 246 cm^2 以下

v : オリフィス出口の流速 = $\sqrt{2gh}$

H.W.L で最大流速 = 7.421 m/s

q : オリフィスからの流量 = $C \cdot a \cdot v$

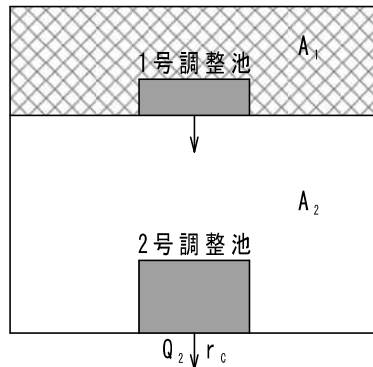
H.W.L で最大流量 = 0.1095 m^3/s

調整池が空になる時間は

$$t = \frac{2A\sqrt{h}}{C \cdot a\sqrt{2g}} \times \frac{1}{3600} = 14.91 \text{ 時間} \leq 24 \text{ 時間}$$

但し、調整池は完全な矩形で、オリフィスの中心深さを有効貯留水深と仮定している。

【参考】縦列調整池の容量計算（中部）



A_1 : 1号調整池流入面積 = 1ha

A_2 : 2号調整池流入面積 = 2ha

f_1 : 開発後流出係数 = 0.9

f_2 : 開発前流出係数 = 0.6

r_c : 下流無害降雨強度 = 28mm/h

r_i : 1/50 確率降雨強度 = 122mm/h

(1) 1号調整池許容放流量

$$Q_1 = \frac{1}{360} \times f_2 \times r_c \times A_1 = \frac{1}{360} \times 0.6 \times 28 \times 1 = 0.0467 \text{ m}^3/\text{s}$$

1号調整池許容貯留量

$$V_1 = \left(r_i \times f_1 - \frac{r_c}{2} \times f_2 \right) \times 2t_i \times 60 \times A_1 \times \frac{1}{360} = 1,014 \text{ m}^3$$

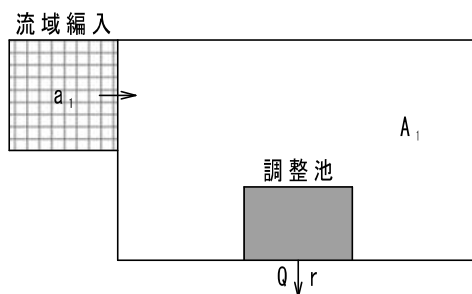
(2) 2号調整池許容放流量

$$Q_2 = \frac{1}{360} \times f_2 \times r_c \times (A_1 + A_2) = \frac{1}{360} \times 0.6 \times 28 \times 3 = 0.140 \text{ m}^3/\text{s}$$

2号調整池許容貯留量

$$\begin{aligned} V_2 &= \left(r_i \times f_1 - \frac{r_c}{2} \times f_2 \right) \times 2t_i \times 60 \times A_2 \times \frac{1}{360} \\ &+ \left(r_c \times f_2 - \frac{r_c}{2} \times f_2 \right) \times 2t_i \times 60 \times A_1 \times \frac{1}{360} \quad (\text{1号調整池流入分}) \\ &= 2,112 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

【参考】流域編入した場合の調整池の計算例



A_1 : 流域面積 = 2ha

a_1 : 流域編入面積 = 0.3ha

f_1 : 開発後流出係数 = 0.9

f_2 : 開発前流出係数 = 0.6

r_c : 下流無害降雨強度 = 28mm/h

r_i : 1/50 確率降雨強度 = 122mm/h

(1) 許容放流量

$$Q = \frac{1}{360} \times f_2 \times r_c \times A_1 = 0.0933 \text{ m}^3/\text{s}$$

(2) 調整池必要容量(流域編入分は全量貯留とする。)

$$\begin{aligned} V &= \left(r_i \times f_1 - \frac{r_c}{2} \times f_2 \right) \times 2t_i \times 60 \times A_1 \times \frac{1}{360} \\ &\quad + \left(r_i \times f_1 - \frac{0}{2} \times f_2 \right) \times 2t_i \times 60 \times a_1 \times \frac{1}{360} \quad (\text{流域変更貯留量}) \\ &= 2,358 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

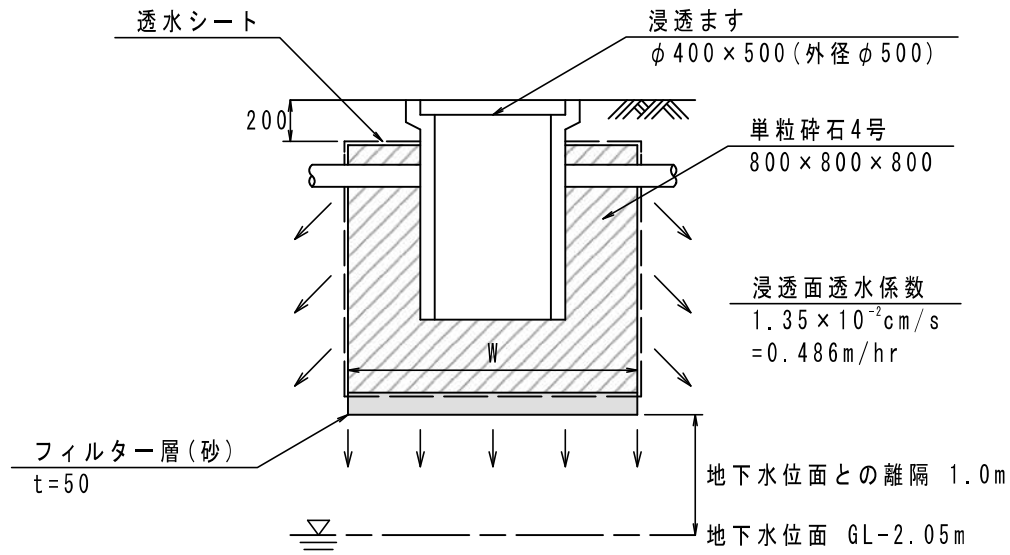
参考3 【浸透施設設計算例】

条件

透水係数 $1.35 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} = 0.486 \text{ m/hr} = K_0$ ※単位に注意

地下水位 GL-2.0m 浸透施設より 1m以上離隔あり ※最低 50cmの離隔を確保

例1 設計数量 浸透ます 5基設置



各種影響係数 $C = 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.8 = 0.72$

目詰まりによるもの・・・0.9

地下水によるもの・・・1.0 ※地下水位が浸透底面より 1m 以上のため

降雨によるもの・・・1.0

安全率・・・0.8

基準浸透量 Q_f

$$Q_f = K_0 \times K_f$$

K_f : 浸透施設の比浸透量 (正方形ます・側面及び底面浸透の場合)

$$K_f = aH^2 + bH + c$$

$$a = 0.120W + 0.985, \quad b = 7.837W + 0.82, \quad c = 2.858W - 0.283$$

$$a = 0.120 \times 0.8 + 0.985 = 1.081$$

$$b = 7.837 \times 0.8 + 0.82 = 7.0896$$

$$c = 2.858 \times 0.8 - 0.283 = 2.0034$$

$$K_f = 1.081 \times 0.8^2 + 7.0896 \times 0.8 + 2.0034 = 8.36692$$

$$\text{よって、} Q_f = 0.486 \times 8.36692 = 4.07 \text{ m}^3/\text{hr}$$

単位設計浸透量 Q

$$Q = Q_f \times C = 4.07 \times 0.72 = 2.93 \text{ m}^3/\text{hr}$$

地下浸透量の算定

降雨時間 30 分（開発行為基準）を想定した場合において 5 基設置するため、

$$V1 = 2.93 \times 0.5 \text{ (時間)} \times 5 \text{ (基)} = 7.33 \text{ m}^3$$

空隙貯留（ます内）

$$V' = \frac{0.4^2 \times 3.14}{4} \times (0.5 - 0.2) = 0.03768 \text{ m}^3$$

空隙貯留（充填碎石内 空隙率 30%）

$$V'' = \left(0.8 \times 0.8 \times 0.8 - \frac{0.5^2 \times 3.14}{4} \times (0.5 - 0.2) \right) \times 0.3 = 0.13594$$

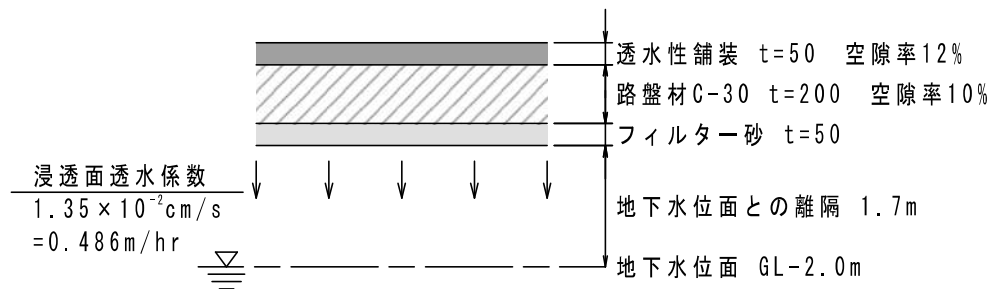
5 基設置時における空隙貯留量

$$V2 = (V' + V'') \times 5 \text{ 基} = (0.03768 + 0.13594) \times 5 = 0.87 \text{ m}^3$$

よって

$$V = 7.33 + 0.87 = 8.2 \text{ m}^3$$

例 2 設計数量 透水性舗装 300 m^2



各種影響係数 $C = 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.8 = 0.72$

目詰まりによるもの・・・0.9

地下水によるもの・・・1.0 ※地下水位が浸透底面より 1m 以上のため

降雨によるもの・・・1.0

安全率・・・0.8

基準浸透量 Q_f

$$Q_f = K_0 \times K_f$$

K_f ：浸透施設の比浸透量（透水性舗装の場合）

$$K_f = aH + b$$

$$a = 0.014, b = 1.287$$

$$K_f = 0.014 \times 0.25 + 1.287 = 1.2905$$

$$\text{よって、} Q_f = 0.486 \times 1.2905 = 0.63 \text{ m}^3/\text{hr}$$

単位設計浸透量 Q

$$Q = Q_f \times C = 0.63 \times 0.72 = 0.45 \text{ m}^3/\text{hr}$$

地下浸透量の算定

降雨時間 30 分（開発行為基準）を想定した場合において300m²舗装するため、

$$V1 = 0.45 \times 0.5 \text{（時間）} \times 300 \text{（m}^2\text{）} = 67.5\text{m}^3$$

空隙貯留（透水性舗装内 空隙率 12%）

$$V' = 300 \times 0.05 \times 0.12 = 1.8\text{m}^3$$

空隙貯留（路盤材碎石内 空隙率 10%）

$$V'' = 300 \times 0.20 \times 0.10 = 6.0\text{m}^3$$

空隙貯留量

$$V2 = V' + V'' = 1.8 + 6.0 = 7.8\text{m}^3$$

よって

$$V = 67.5 + 7.8 = 75.3\text{m}^3$$