

# 浸水対策に係る技術指針

令和 8 年 4 月

貝塚市 上下水道部 下水道推進課

# 目 次

第1章	総 則	1
1)	背景	1
2)	目的	1
3)	用語の説明	2
4)	協議の対象となる開発行為	4
第2章	計 画	14
1)	雨水流出抑制施設の基本事項	14
2)	必要貯留量	16
3)	浸透施設能力の算定	17
4)	配置計画	19
第3章	貯留施設の概要	21
1)	貯留施設について	21
2)	地下貯留	23
3)	地表面貯留	25
第4章	貯留施設の設計	27
1)	貯留施設の基本事項	27
2)	碎石貯留を行う場合の貯留量の算出方法	27
3)	許容放流量	29
4)	余水吐きと天端高	32
5)	排水施設	34
6)	オリフィスの設計	36
7)	設計堆積土砂量と沈砂池の容量	40
第5章	雨水浸透施設の設計・施工	41
1)	透水性舗装	41
2)	浸透ます	42
3)	浸透トレンチ	42
4)	浸透側溝	43
第6章	維持管理	44
1)	清掃	44
2)	機能回復	44
第7章	計算事例	46
1)	10,000m <sup>2</sup> 以上の開発	46
2)	10,000m <sup>2</sup> 未満の開発	59
第8章	様式集	71

## 第1章 総 則

### 1) 背景

本市の内陸平坦部は降雨の影響を受けやすく、加えて近年では都市化の進展により浸透域が減少し、浸水被害の顕在化、広域化が進んでいる。特に平成 26 年 3 月の集中豪雨、平成 30 年 7 月や 9 月の豪雨では甚大かつ広域的な浸水被害が発生している。

### 2) 目的

本手引きは条例第 6 条に基づく開発行為等における雨水排水計画の協議において、必要となる雨水流出抑制対策について示したものである。

雨水流出抑制施設の計画、設計、施工、維持管理等に係る技術的事項の基本的な考え方を示すことにより、浸水被害の予防及び軽減を図り、もって市民が安全で安心して暮らすことができるまちづくりの実現に資することを目的とする。

条例：貝塚市浸水対策条例

規則：貝塚市浸水対策条例規則

#### 【解説】

条例第 6 条では、「市の区域内において、規則で定める規模以上の開発行為等（以下に掲げるものを除く。）を行おうとするときは、あらかじめ、当該開発行為等の実施に伴う雨水の流出を抑制するための計画を記載した書類（以下「雨水流出抑制計画」という。）を市長に提出し、当該雨水流出抑制計画その他必要な事項について、市長と協議しなければならない。」と定められている。（雨水流出抑制計画を変更する場合も同様。）なお、協議対象としない開発行為については「第 1 章 4) 協議の対象となる開発行為」に示す。

### 3) 用語の説明

本手引きで用いる用語は、それぞれ以下のように定義する。

- ・ **背水**

本川の水位が上昇した際に、支川の水が流れにくい状態となり、水位が上昇すること。

- ・ **雨水流出抑制**

集中豪雨時に、その雨水を一時的に溜めたり、地面に浸透させたりすることにより下水道施設（雨水）や河川等に排出できる能力以上の水が一度に流れないようにすることを言う。

- ・ **雨水貯留施設**

雨水を一時的に貯留する機能を有する施設で、浸水被害の軽減を目的とするものをいう。オフサイト貯留とオンサイト貯留に分類される。

- ・ **オフサイト貯留**

河川・下水道・水路等によって集水し、集約的に貯留し、雨水の流出を抑制するもので、現地外貯留とも呼び、遊水地、防災調節池等はこれに当たる。

- ・ **オンサイト貯留**

降雨水の移動を最小限におさえ、雨が降った場所（現地）で貯留し、雨水の流出を抑制するものを現地貯留と呼び。公園、運動場、駐車場、集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留などがこれに当たる。

- ・ **流出係数**

降った雨が地表面に流れる度合いを表すもの。

- ・ **自然放流**

高低差により自然に雨水が放流されること。

- ・ **オリフィス**

貯留された雨水を排出するための放流口。

- ・ **流量係数（縮流係数）**

雨水がオリフィスから放流する時の抵抗のこと。

- ・ **重力加速度**

物体が地面に落ちるときの加速度。(9.8m/s<sup>2</sup>)

- ・ **必要貯留量**

貯留施設に貯める必要がある雨水の量

- ・ **許容放流比流量**

下水道の放流先河川が流下できる流量を流域面積で除した値。面積当たりに許容される放流量を示す。

- ・ **許容放流量**

設計対象降雨時に、下水道から放流先河川に放流することが許容される最大放流量のこと。

- ・ **降雨強度式**

計画雨水量を算出する際に必要な降雨強度（降雨継続時間内における降雨の強さを示す指標）を算出する式。

・ **雨水浸透施設（浸透施設）**

雨水を拡水法により浸透させる施設で、浸透ます、道路浸透ます、浸水トレンチ、浸透側溝、透水性（平板）舗装、浸透池、空隙貯留浸透施設がこれに当たる。

・ **浸透ます**

透水性のますの周辺を碎石で充填し、集水した雨水を側面及び底面から地中に浸透させる施設をいう。

・ **浸透トレンチ**

掘削した溝に碎石を充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより、雨水を導き、碎石の側面及び底面から地中に浸透させる施設をいう。

・ **透水性舗装**

雨水を直接透水性の舗装帯に浸透させ、路床の浸透能力により雨水を地中へ浸透させる舗装をいう。舗装帯の貯留による流出抑制機能を期待する場合もある。

・ **空隙率**

貯留槽の見かけの体積に対する、真の貯留容量の割合をいう。なお、みかけの体積とは、外形寸法から算出した体積をいい、雨水が溜まる構造体部分の体積を減じた体積をいう。

#### 4) 協議の対象となる開発行為

開発行為等を行う区域の面積が 2,000 平方メートル（当該区域における周辺環境を勘案し、市長が協議の必要があると認める場合は、この限りではない）以上のものを、雨水流出抑制計画の協議対象とする。「開発行為等」とは、次に掲げる行為をいう。

ア 都市計画法（昭和 43 年法律第 100 号）第 4 条第 12 項に規定する開発行為

イ 建築基準法（昭和 25 年法律第 201 号）第 2 条第 13 号に規定する建築

ウ 宅地造成及び特定盛土等規制法（昭和 36 年法律第 191 号）第 2 条第 2 号から第 4 号までに規定する行為

エ 駐車場（道路（道路交通法（昭和 35 年法律第 105 号）第 2 条第 1 項第 1 号に規定する道路をいう。）の路面外に設置される自動車（同項第 9 号に規定する自動車をいう。）の駐車のための施設（住宅の敷地又は当該敷地に隣接する土地において当該住宅の居住者の利用に供されるものを除く。）の設置。

#### ○対象となる施設の規模

規則第 4 条において、条例第 6 条第 1 項に規定する規則で定める規模は、開発行為等を行う区域の面積を 2,000 平方メートル（当該区域における周辺環境を勘案し、市長が協議の必要があると認める場合は、この限りではない）以上と定めている。

図 1-1 に協議対象となる開発行為等のイメージを示す。

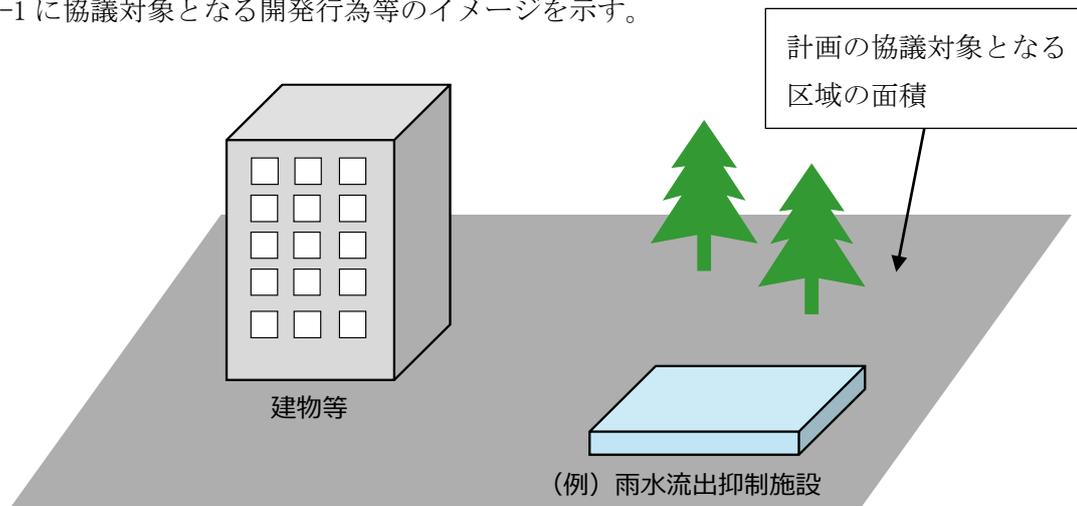


図 1-1 協議対象となる開発行為等のイメージ

○市長が協議の必要があると認める場合

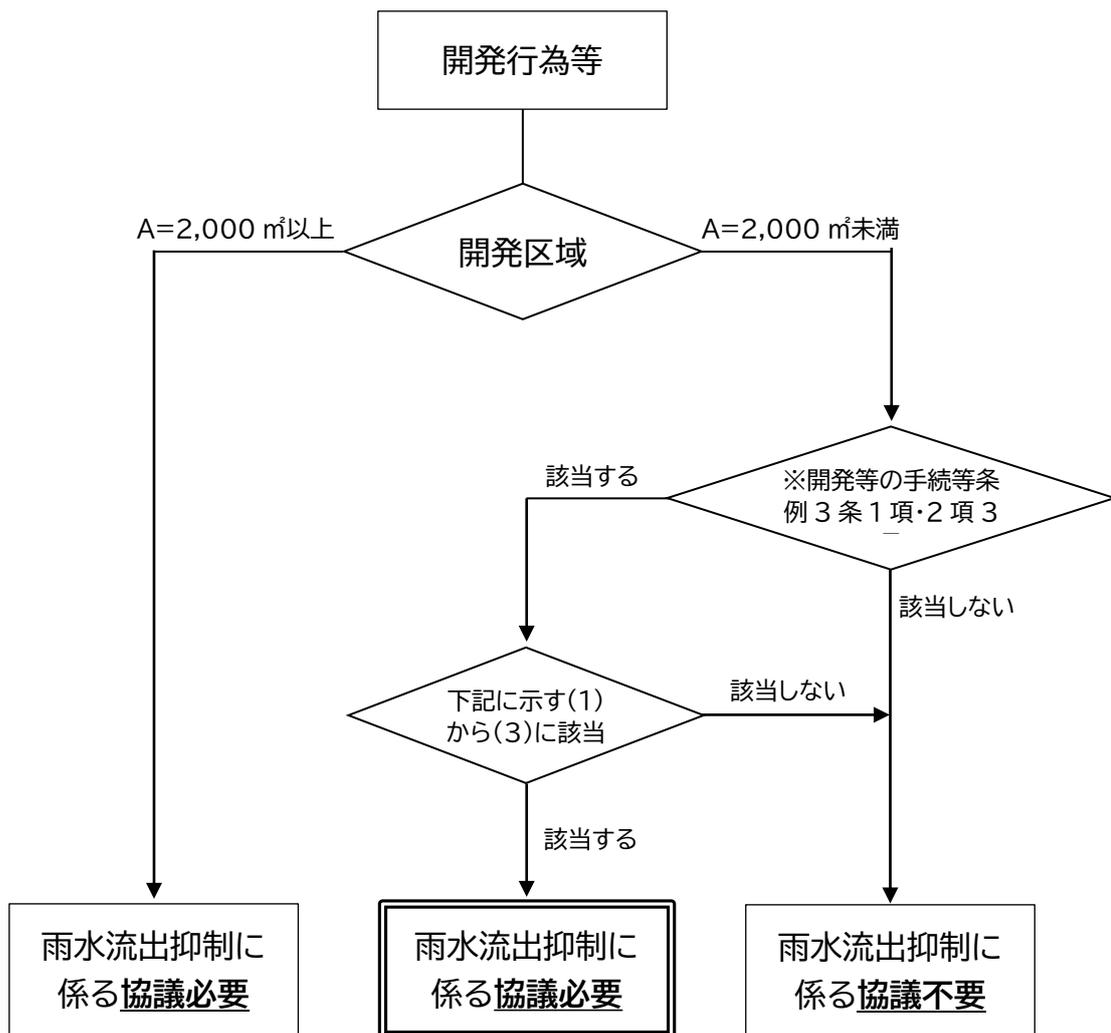


図 1-2 雨水流出抑制に係る協議フロー

「貝塚市開発行為等の手続等に関する条例」第 3 条第 1 項及び 2 項 3 号の適用範囲において、上記の (1) ～ (3) に該当するもの。

- (1) 計画規模降雨における浸水想定と浸水実績によるリスクが高い区域 (P7. 図 1-3)
- (2) 特定区域 (P8. 図 1-4)
- (3) その他、浸水リスクが高い区域と隣接する区域

上記の区域において開発行為等を予定している場合は、雨水流出抑制計画書を市長等へ提出し協議を行うものとする。

※「貝塚市開発行為等の手続等に関する条例

第 3 条 この条例の規定は、市の区域内において行われる開発行為等で、次に掲げるものについて適用する。

- (1) 法第 29 条第 1 項の規定による許可を要する行為
- (2) 法第 42 条第 1 項ただし書又は第 43 条第 1 項の規定による許可を要する行為
- (3) 宅地造成及び特定盛土等規制法第 12 条第 1 項の規定による許可を要する行為

(4) 前条第1号ウに掲げる行為

(5) 開発区域の面積が300平方メートル以上である開発行為及び建築行為（3戸未満の住宅の建築を目的に行われるものを除く。）

(6) 共同住宅、寄宿舍、寮その他これらに類する用途に供する建築物に係る建築行為

2 前項の規定にかかわらず、次の各号のいずれかに該当する開発行為等については、この条例の規定（第6条第3項を除く。）を適用しない

(1) 国又は地方公共団体が行う開発行為等

(2) 法第29条第1項第4号から第10号までに規定する開発行為

(3) 前2号に掲げるもの

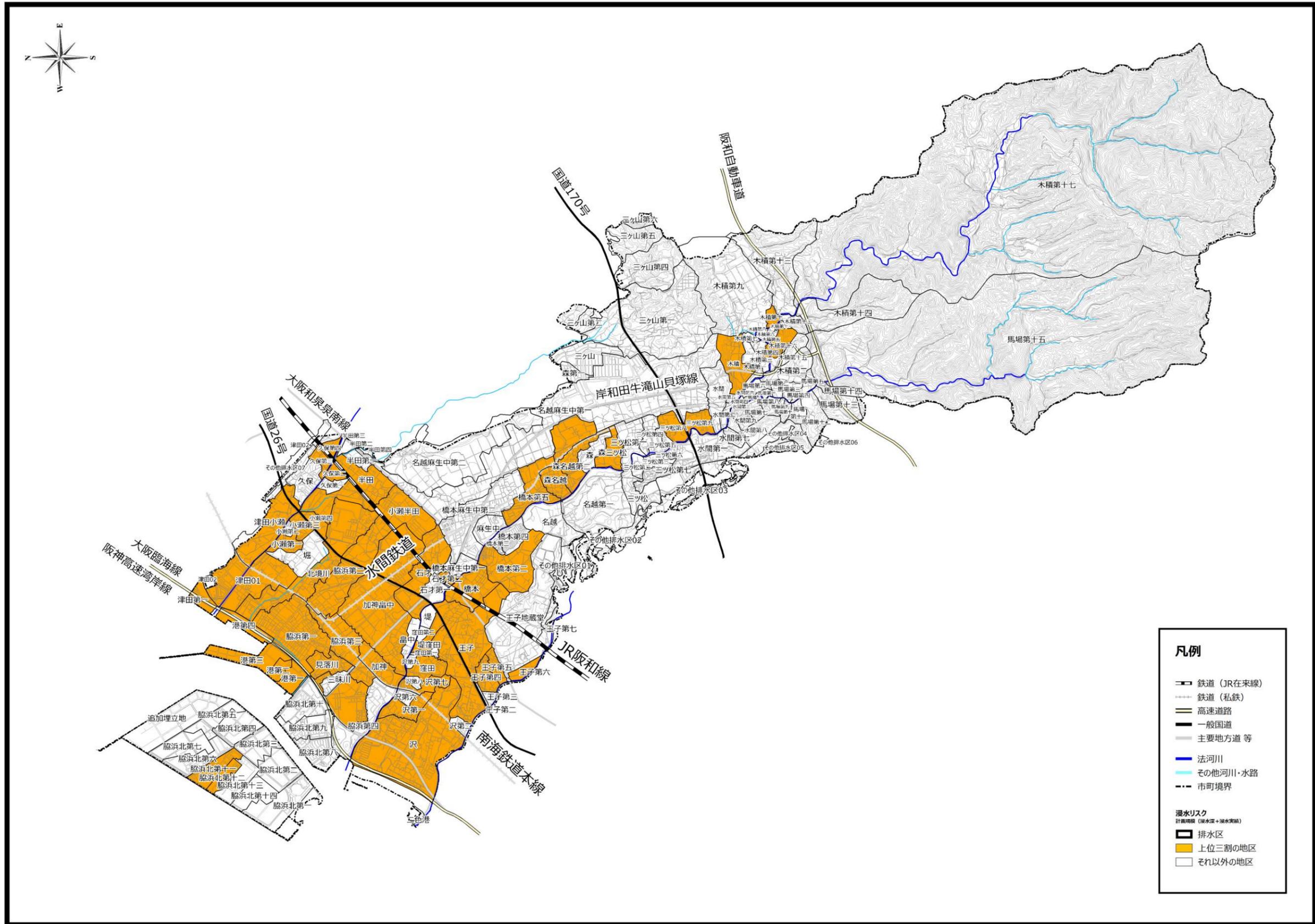


図 1-3 (1) 計画降雨規模における浸水想定と浸水実績によるリスクが高い区域

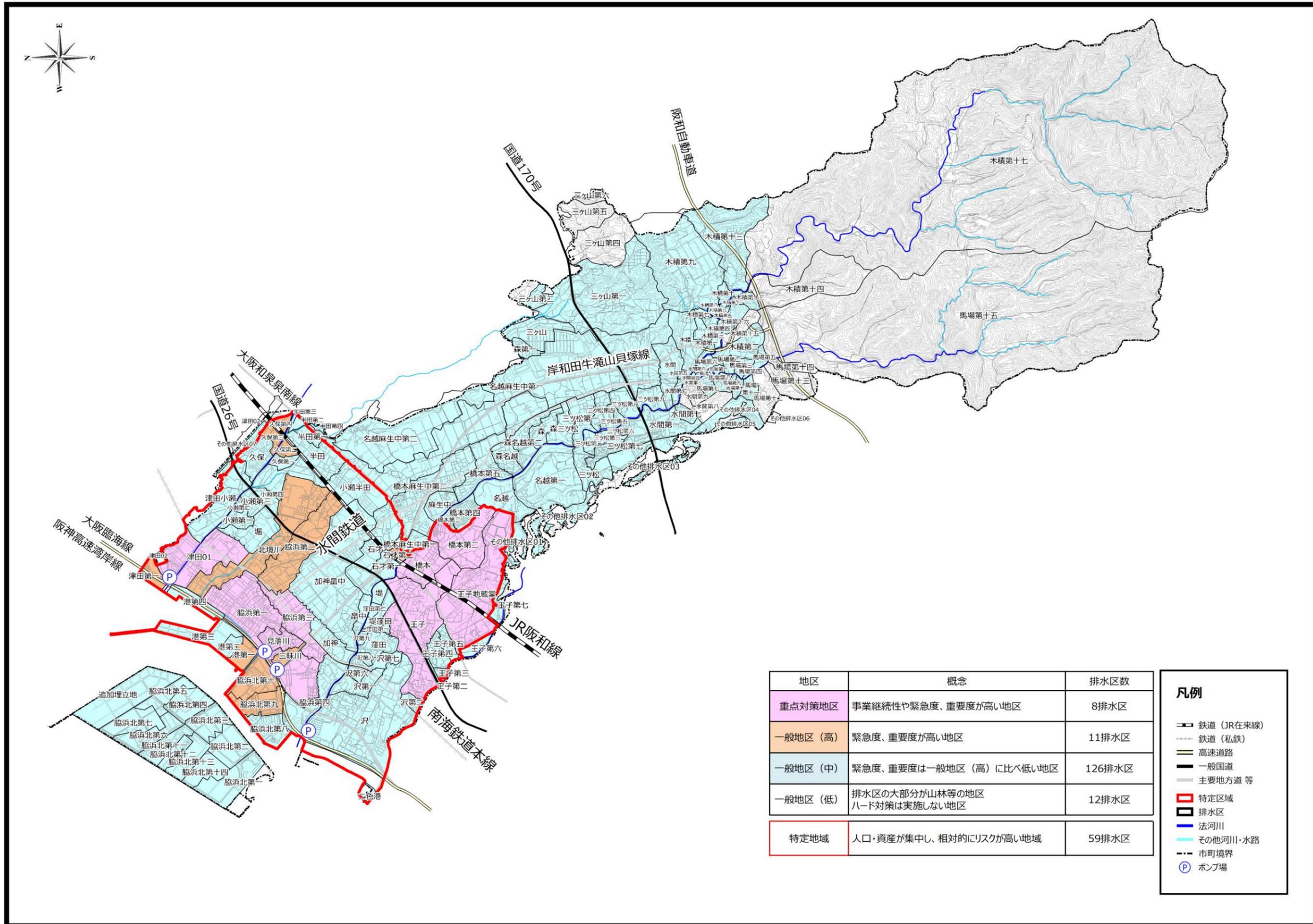


図 1-4 (2) 特定区域

○協議の対象としない開発行為について

次に示す開発行為等については、開発行為等を行う区域の面積が規則で定める規模以上であっても、条例第6条に基づく開発行為等の雨水流出抑制計画の協議の対象としないこととする。

- 通常の管理行為又は軽易な開発行為等で、規則で定めるもの
- 非常災害のために必要な応急措置として行う開発行為等
- 市が行う開発行為等
- その他市長が協議の必要がないと認める開発行為等

○一の開発行為等の定義

一の開発行為等とみなす場合については規則第3条において、「一団の土地（一体的な利用がなされていた土地及び同一の者が所有していた土地をいう。以下この条において同じ。）又は隣接し、もしくは近接する土地において、同時に又は引き続いて行う開発行為等であって、全体として一体的な土地の利用をし、又は一体的な土地の利用が明らかに見込まれるもの」と定めており、合計の面積が2,000平方メートル（当該区域における周辺環境を勘案し、市長が協議の必要があると認める場合は、この限りではない）以上の場合には協議の対象となる。

ただし、（1）～（4）のいずれか早い日から起算して6月を経過した日以降はその限りでない。

- （1）都市計画法（昭和43年法律第100号）第36条第3項の規定による公告の日
- （2）建築基準法（昭和25年法律第201号）第7条第5項又は第7条の2第5項の検査済証の交付日
- （3）宅地造成及び特定盛土等規制法（昭和36年法律第191号）第17条第2項又は第17条第5項の検査済証の交付日
- （4）駐車場（条例第2条第6号エに規定する駐車場をいう。）の設置に係る工事が完了した日（事前協議を要する開発行為等の規模）

○雨水流出抑制計画の協議手順

協議手順（参考）を図 1-5、図 1-6 に示す。駐車場の設置以外の開発行為等は図 1-5、駐車場の設置（条例第 2 条第 1 項第 6 号エ）に該当する行為は図 1-6 の協議手順を基に、雨水排水の計画協議を行い、関係部署と必要に応じて打合せ等を行うこと。（協議手順はあくまで、開発行為等における計画の手戻りを少なくするための参考手順であり、必ずしもこの通りに行う必要はない。）

【駐車場以外の開発行為等】

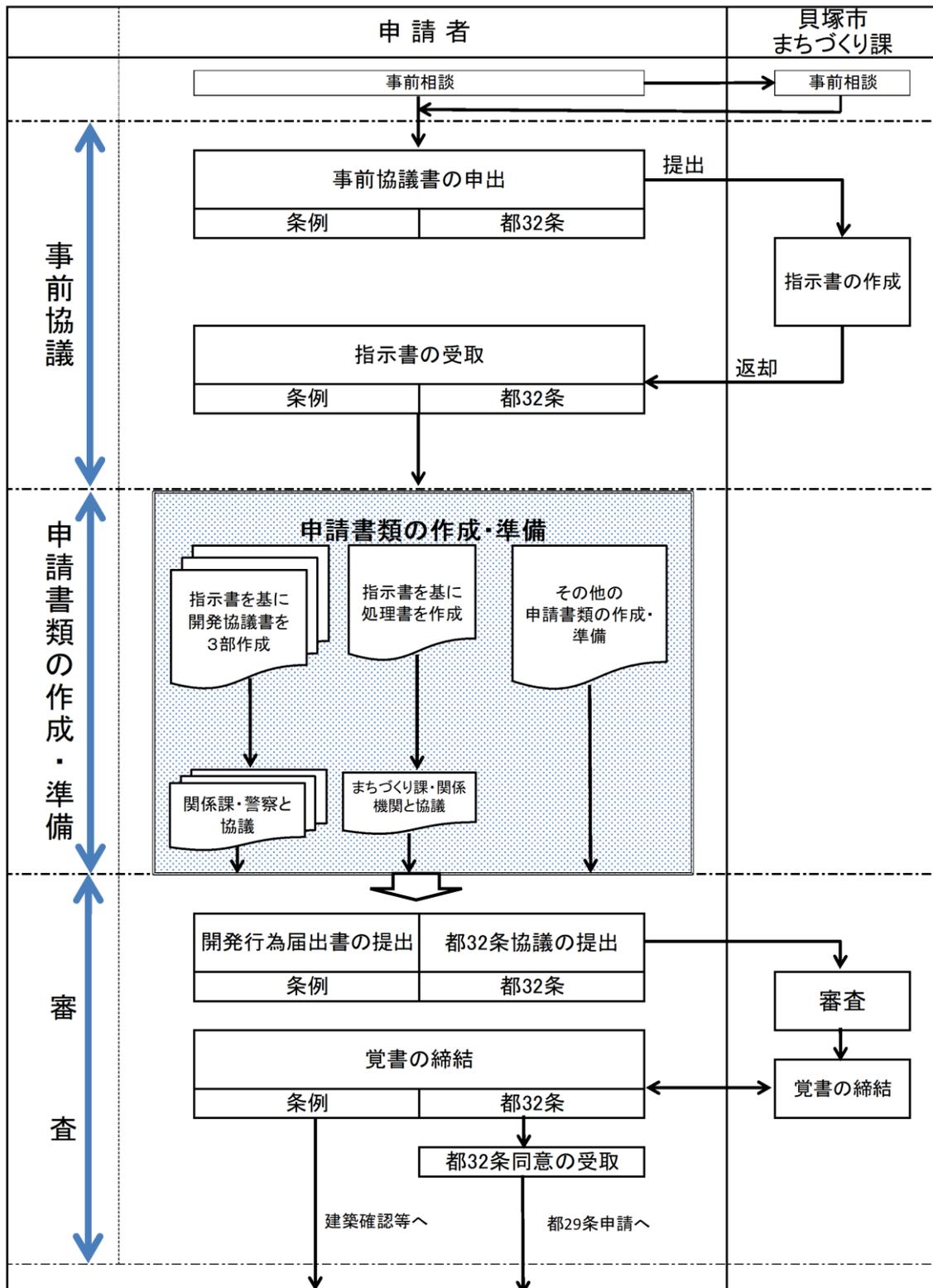


図 1-5 駐車場以外の開発行為等に関する手続きの流れ

【駐車場の開発行為等】

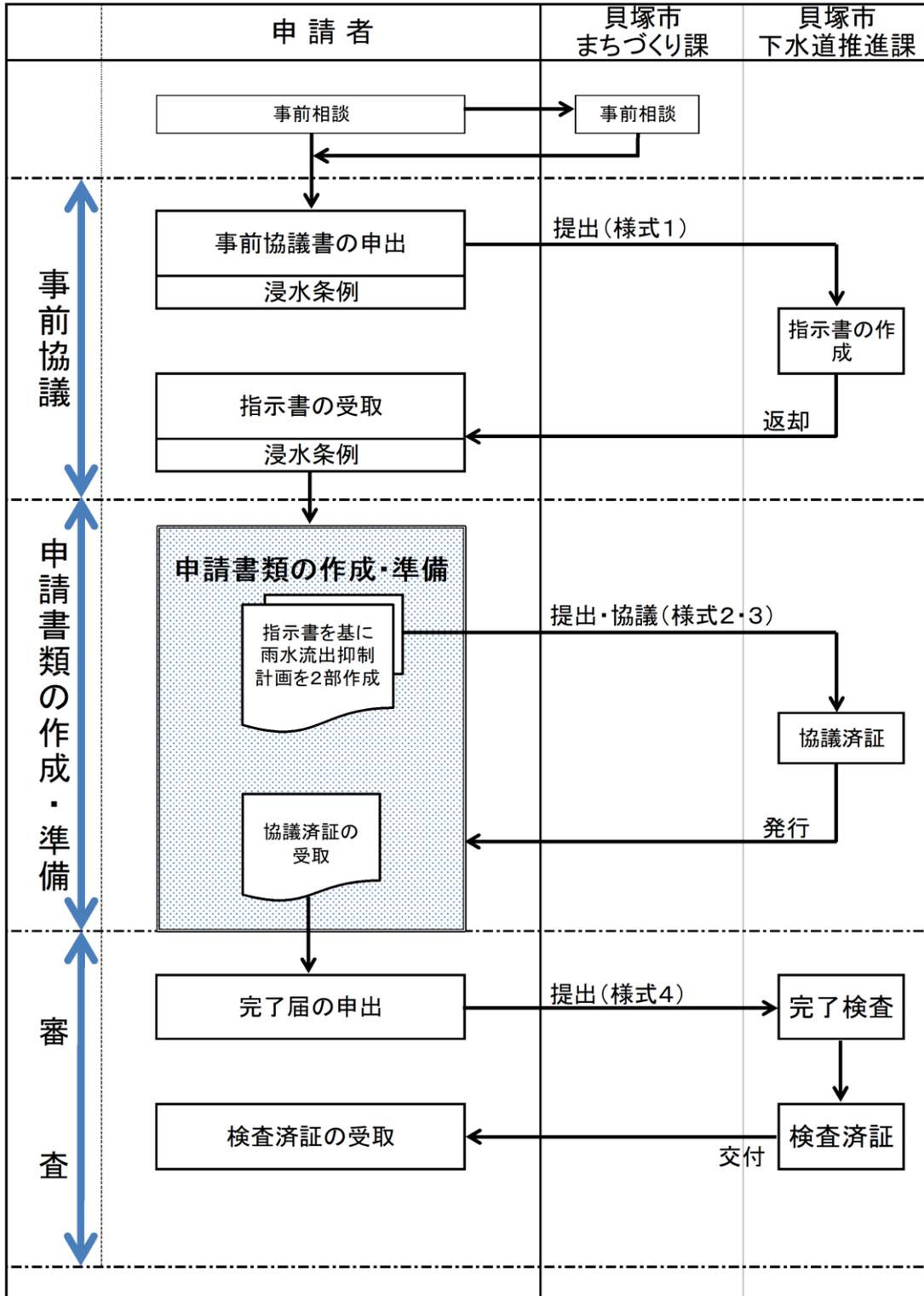


図 1-6 駐車場の開発行為等に関する手続きの流れ

① 事前協議書の提出

様式第 1 号に必要な項目を記載し、上下水道部下水道推進課に 1 部提出する。

② 「雨水流出抑制計画を記載した書類（以下計画書）」の提出【申請者⇒上下水道部下水道推進課】

様式第 2 号「雨水流出抑制計画書」に、下表に示す雨水流出抑制計画図書を添付し、上下水道部下水道推進課に 2 部提出する。

表 1-1 雨水流出抑制計画図書一覧

計画図書の種類	縮尺	確認事項
位置図	縮尺 2,500 分の 1 以上	方位並びに開発行為等の場所の形状および付近見取図
平面図	縮尺 1,000 分の 1 以上	開発行為等の実施前及び実施後の境界線、主要構造物の位置、建築物その他の工作物の位置
現況土地利用図	縮尺 1,000 分の 1 以上	開発行為等の実施前の土地利用形態
排水施設計画図	縮尺 1,000 分の 1 以上	排水施設の位置、排水系統及び吐口の位置
雨水流出抑制施設の計画図	縮尺 1,000 分の 1 以上	雨水流出抑制施設の位置、構造、水理計算書
その他		指示書に記載する図書一式

③ 「雨水流出抑制計画協議済証」を発行【上下水道部下水道推進課⇒申請者】

雨水流出抑制計画書の提出後、申請者へ発行。

※計画内容に変更が生じた場合は、工事実施前に雨水排水計画書の変更届を提出し、再協議を行うこと。

④ 工事立会

市の担当者と協議し、必要に応じて実施することとする。

⑤ 「工事完了届出書」を提出【申請者⇒上下水道部下水道推進課】

様式第 4 号「工事完了届出書」に表 1-2 に示す添付図書を添付し、2 部提出する。

※提出は工事完了後、速やかに行うものとする。

表 1-2 添付図書一覧

計画図書の種類	縮尺	確認事項
位置図	縮尺 2,500 分の 1 以上	方位並びに開発行為等の場所の形状および付近見取図
竣工図	縮尺 1,000 分の 1 以上	配置図、排水施設図、雨水流出抑制施設の配置図、構造図
工事写真		工事完了後に不可視となる箇所については、その寸法等が分かるよう、適切に写真管理を行うこと。(出来形管理や写真管理等については、大阪府土木工事施工管理基準を参考のこと。)その他、協議により求められた資料の提出を行うこと。

## 第2章 計 画

### 1) 雨水流出抑制施設の基本事項

- (1) 開発行為等（分譲住宅地に係るものを除く）について雨水排水計画に記載する雨水の抑制に係る施設は雨水流出抑制施設とする。
- (2) 雨水流出抑制施設は、貯留施設を原則とする。
- (3) 貯留施設からの排水は、放流口からの自然放流（高低差により自然に雨水が放流されることをいう。）を原則とする。ただし、自然排水が困難な場合は、本市との協議により定めた方法によるものとする。

#### 【解説】

##### (1) 雨水流出抑制施設の設置について

本市の内陸平坦部は降雨の影響を受けやすく、加えて近年では、都市化の進展により浸透域が減少し、浸透被害の顕在化、広域化が進んでいる。このため、開発行為等により遊水機能や貯留機能を失った土地から、雨水の短時間での河川や下水道への流出を抑制する必要がある。

##### (2) 雨水流出抑制施設について

雨水流出抑制施設には図 2-1 に示すように様々な対策施設があるが、貝塚市においては、貯留施設の設置を原則とする。ただし、開発面積が 10,000m<sup>2</sup> 未満の場合は、浸透施設の併用を考慮できるものとする。

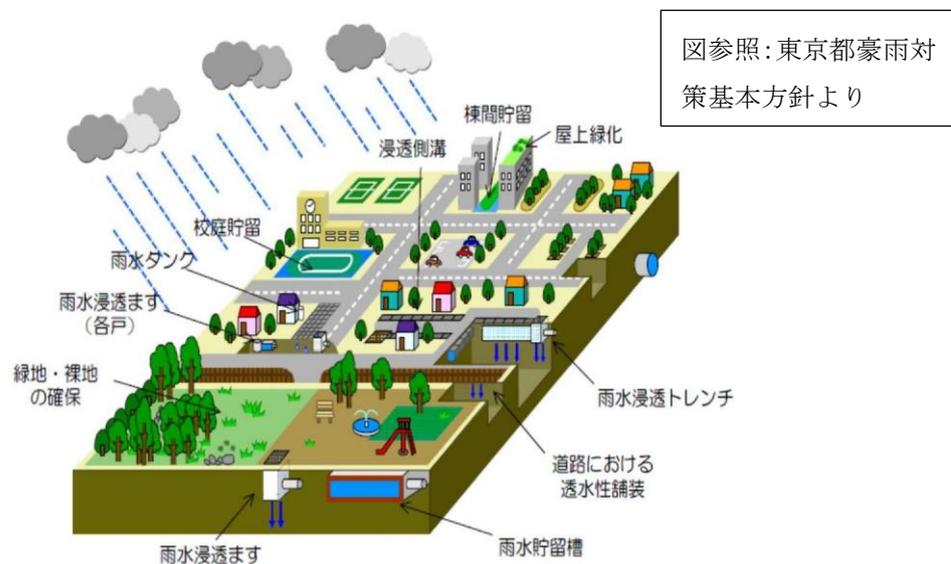


図 2-1 流出抑制施設の設置イメージ

### (3) 必要貯留量について

10,000m<sup>2</sup>以上の開発においては、「第2章2) 必要貯留量」に示す式により貯留量を算定する。算定に際しては大阪府との協議による必要貯留量を満足すること。10,000m<sup>2</sup>未満の開発においては、国土交通省のホームページより「調整池容量計算システム (Excel)」をダウンロードし必要貯留量を算出する。

(ダウンロード:[https://www.mlit.go.jp/river/shishin\\_guideline/kasen/chouseichi/index.html](https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/kasen/chouseichi/index.html))

### (4) 貯留施設からの排水について

オンサイトによる貯留施設は一般的に集水面積が小さいため、降雨開始から流出発生までの時間が極めて短く、人為的な操作を伴う調節方式は難しい。よって、雨水流出の調節方式は人為的な操作によらない自然流下方式を原則とし、確実な調節効果が期待できるものとする。

ただし、地下式や掘込式の貯留施設については放流先水路、下水道等との水位関係から自然流下によることが困難な場合にはポンプによる排水方式を採用する。ポンプによる排水方式とする場合は複数台設置等を行い、確実にポンプが機能するよう十分な維持管理を行う必要がある。

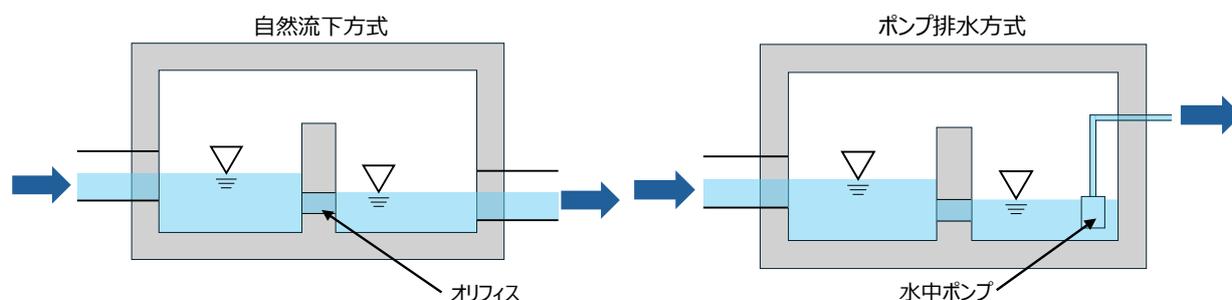


図 2-2 雨水流出の調節方式イメージ

### (5) 工法について

規則に定める技術上の基準を満たす範囲において、雨水流出抑制施設の工法は特に限定しない。

## 2) 必要貯留量

協議対象となる事業における必要貯留量は表 2-1 のとおりである。なお、10,000m<sup>2</sup>未満の開発において、対象の土地に浸透施設を設けた場合には、必要貯留量に浸透施設的能力を考慮できるものとする。

表 2-1 貯留施設の必要貯留量

開発面積	必要貯留量
10,000m <sup>2</sup> 以上	以下に示す算定式より求める※
10,000m <sup>2</sup> 未満	調整池容量計算システムより算出

※別添、大阪府との協議による必要貯留量を満足すること。

### 【解説】

10,000m<sup>2</sup>以上の開発では以下の式により必要貯留量を算定する。

$$V = 10 \times R \times A \times (f_2 - f_1) \times 1.2$$

V：必要貯留量 (m<sup>3</sup>)

R：大阪府 100 年確率降雨の 5 時間雨量 (175mm)

A：開発面積 (ha)

f<sub>1</sub>：開発前の流出係数 (0.7)

f<sub>2</sub>：開発後の流出係数 (0.9)

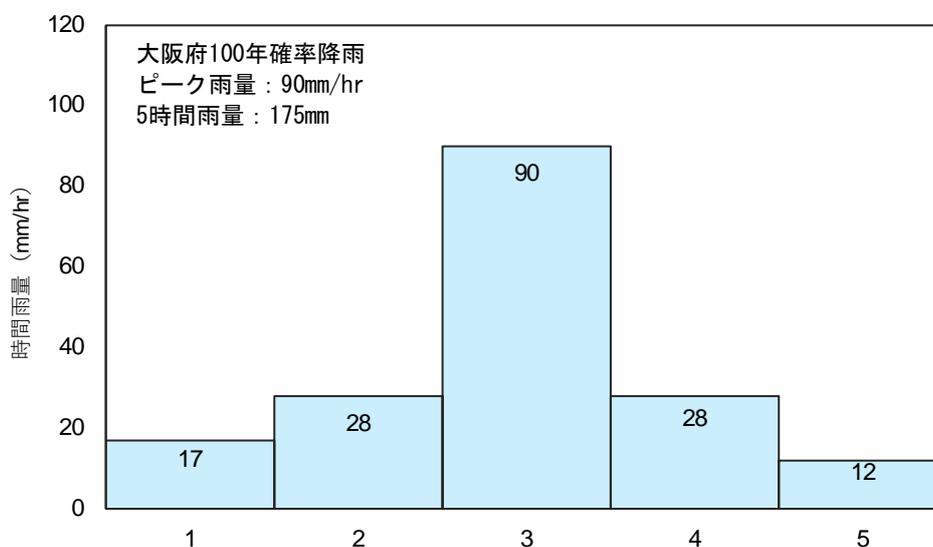


図 2-3 大阪府 100 年確率降雨 (ピーク雨量 90mm/hr、5 時間雨量 175mm)

### ○開発面積の考え方

- (1) ここでいう開発面積とは、開発許可申請時に記載された面積をいう。ただし、一の開発行為等とみなされる場合は、全体面積を開発面積として取り扱うものとする。
- (2) 残地森林等、全く手を加えないことが担保されている箇所については、その面積を控除することができる (公園、緑地等は不可)。
- (3) 開発前に既に宅地化されており、不透水層で覆われている箇所については、大阪府 (10,000m<sup>2</sup>以上) 及び貝塚市との協議により、その取扱を決定するものとする。

### 3) 浸透施設能力の算定

雨水浸透施設の浸透施設能力は、調整池容量計算システムより算出する。

#### 【解説】

浸透施設能力の算定には、比浸透量、飽和透水係数、影響係数の設定が必要となる。

#### (1) 比浸透量

比浸透量とは、施設からの浸透量を飽和透水係数で割った値であり、土壌物性が多少異なっても施設形状と湛水深が一致していればほぼ同一の値を示すものである。本指針では調整池容量計算システムにより比浸透量を算定するものとし、各種係数等は表 2-2 の値を用いる。

#### (2) 飽和透水係数

浸透施設の飽和透水係数は原則、現地浸透試験により求めるものとする。現地浸透試験はボアホール法（定水位法）、土研法（定水位法）、実物試験法（定水位法）のいずれかで実施するものとする。現地試験方法は、「増補改訂 雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編 社団法人雨水浸透技術協会」を参考とすること。

ただし、現地浸透試験を実施できない場合は、標準値  $1.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$  を単位換算したものを適用する。

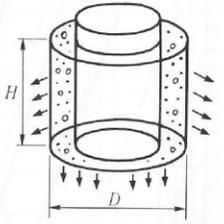
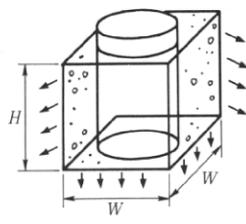
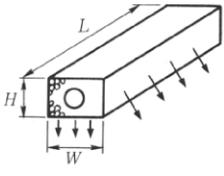
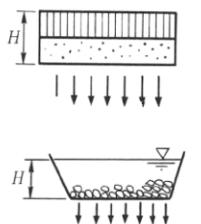
#### (3) 影響係数

影響係数とは、浸透量の低下を考慮する際の安全係数であり、主要な因子は、地下水位、目詰まり、前期降雨、注入水温などがある。このうち、前期降雨と注入水温については浸透量との明確な関係が確認されないことから、地下水位および目詰まりによる浸透量の低下をそれぞれ 10%見込むこととする。

地下水位による影響係数：0.9

目詰まりによる影響係数：0.9

表 2-2 各種浸透施設の比浸透量

施設		円筒ます		正方形ます		浸透側溝及び浸透トレンチ	透水性舗装
浸透面		側面及び底面		側面及び底面		側面及び底面	底面
模式図							
算定式の 適用範囲 の目安	設計水頭	約1.5m		約1.5m		約1.5m	約1.5m
	施設規模	0.3m ≤ 直径 ≤ 1.0m	1.0m < 直径 < 約10m	幅 ≤ 1.0m	1.0m < 幅 ≤ 10m	幅約1.5m	浸透池は底面積が約400㎡以上
基本式		$K=aH^2+bH+c$	$K=aH+b$	$K=aH^2+bH+c$	$K=aH+b$	$K=aH+b$	$K=aH+b$
		H: 設計水頭(m)	H: 設計水頭(m)	H: 設計水頭(m)	H: 設計水頭(m)	H: 設計水頭(m)	H: 設計水頭(m)
		D: 施設直径(m)	D: 施設直径(m)	W: 施設幅(m)	W: 施設幅(m)	W: 施設幅(m)	
係数	a	0.475D+0.945	6.244D+2.853	0.120W+0.985	-0.453W <sup>2</sup> +8.289W+0.753	3.093	0.014
	b	6.07D+1.01	0.93D <sup>2</sup> +1.606D-0.773	7.837W+0.82	1.458W <sup>2</sup> +1.27W+0.362	1.34W+0.677	1.287
	c	2.570D-0.188	—	2.858W-0.283	—	—	—
備考						比浸透量は単位長当たりの値	比浸透量は単位面積当たりの値、 底面積の広い砕石空隙貯留浸透施設も適用可能

#### 4) 配置計画

浸透施設を対象地域に設置する場合には、地質、地下水位、法令の指定などによる設置の不適地、浸透施設の相互の間隔、斜面および建築物からの離隔等の制約条件に留意して配置する。

##### 【解説】

##### (1) 浸透施設設置の不適区域

###### <地形・地質>

以下のような地形・地質の区域は、浸透施設の設置不適地となる。

- ・ 沖積低地（デルタ地帯）
- ・ 人工改変地（盛土地の場合は盛土材により異なる）
- ・ 切土面で第三紀砂泥岩
- ・ 旧河道（扇状地上の河道跡は適地の場合もある）、後背湿地、旧湖沼
- ・ 法令指定地（地すべり防止区域、急傾斜地崩壊危険区域等）
- ・ 雨水の浸透で法面など地盤の安定性が損なわれる恐れのある地域
- ・ 雨水の浸透で他の場所の居住および自然環境を害する恐れのある地域

###### <土質>

以下のような透水性があまり期待できない土質については、設置可能区域から除外する。

- ・ 透水係数が  $10^{-7}$ m/s より小さい場合
- ・ 空気間隙率が 10%以下で土が良く締め固まった状態
- ・ 粒度分布において、粘土の占める割合が 40%以上のもの（ただし、火山灰風化物いわゆる関東ローム等は除く）

###### <地下水位>

地下水位の高い地域では、浸透能力が減少することが予想される。浸透能力への影響度合いは、地下水位と浸透施設の底面との距離によって決まり、その距離が底面から 0.5m 以上あれば、浸透能力が期待できるものとして設置可能区域とする。

###### <周辺環境への影響>

工場跡地や埋立地などで土壌が汚染され、浸透施設によって汚染物質が拡散され地下水の汚染が予想される区域（土壌汚染対策法の要措置区域）は、設置可能区域から除外する。

放流先が用水路の場合、放流点下流側に水門や堰板等が設置されており水路内の水位上昇が見込まれる場合は、敷地内に逆流する可能性があることから、設置可能区域から除外する。

##### (2) 浸透施設間隔

浸透施設の間隔を近づけすぎると、浸透流の相互干渉により浸透量が低下する。低下の度合いは地盤の浸透能力や設計水頭により変化するが、約 1.5m 以上離すことで設計浸透量の低下を数パーセントに抑えられることが確認されている。よって、浸透施設の間隔は 1.5m 以上とする。

##### (3) 斜面からの離隔

斜面近傍部における浸透施設設置禁止範囲の目安を図 2-4 に示す。この目安は、斜面高  $H$  が 2m 以上かつ斜面角度  $\theta = 30^\circ$  以上の場合に適用する。なお、斜面高が 2m 以下の場合は、のり肩部から 1m 以上離すことを目安とする。

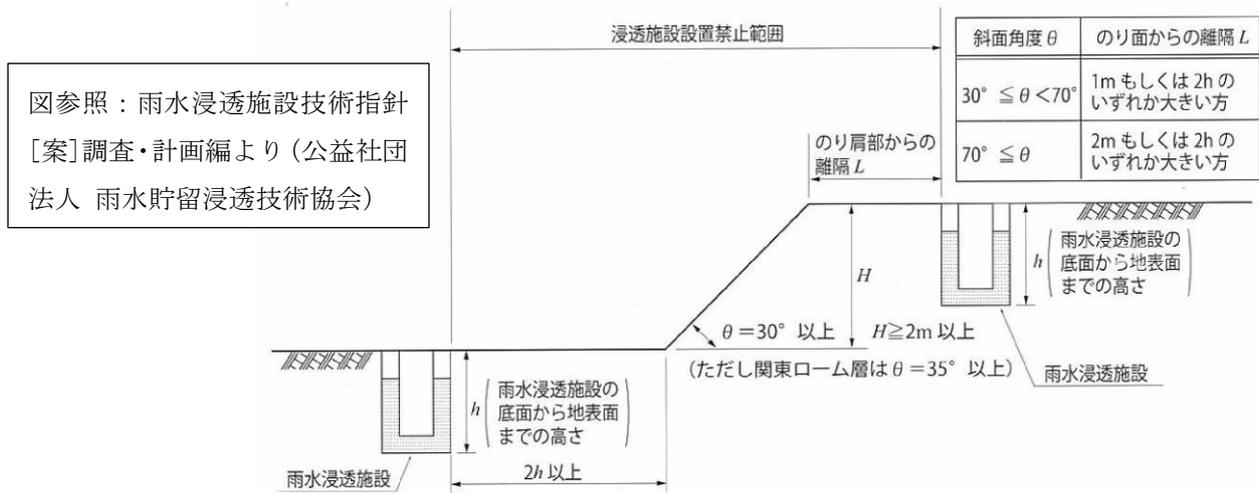


図 2-4 斜面近傍の浸透施設設置禁止範囲の目安

(4) 建築物からの離隔

建築物の近くに浸透施設を設置する場合には、建築物から 0.3m~1m の離隔を取って設置指導している自治体が多い。浸透適地において施設の設置可能幅  $W$  (建築物の間隔) に対し、 $W/2$  の幅で浸透施設を設置することが望ましい。

ただし、設置可能幅  $W$  が 0.3m 以下のとなる場合は、浸透施設の設置が施工上難しいため、建物敷地内の中で適切な設置場所を選定する必要がある。

図参照：雨水浸透施設技術指針  
[案]調査・計画編より（公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会）

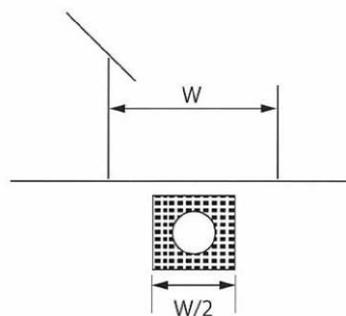


図 2-5 建物近傍における浸透施設の設置幅

(5) 貯留施設の設置にあたっての留意事項

貯留施設は、原則として、貯留の持続性が確保でき、良好な維持管理が可能な場所に設置する。設置にあたっては、利用者の安全対策や本来の機能の確保、景観等を考慮するものとする。

(6) 貝塚市景観計画の届出対象となる場合

貝塚市景観計画では、築造面積 1,500 $m^2$  以上または高さ 15m 以上の工作物、開発面積 5,000 $m^2$  以上の開発行為<sup>\*</sup>は届出の対象となっている。当計画の対象となる開発行為においては、貯留浸透施設の配置、材料、色彩等、計画で示される景観形成基準を満たすように設計を行うものとする。

<sup>\*</sup>都市計画法第 4 条第 12 項に規定する開発行為

## 第3章 貯留施設の概要

### 1) 貯留施設について

貯留施設には、地表面に貯留する地表面貯留施設と地下に貯留する地下貯留施設とがある。これらの施設については、貯留時における利用者の安全並びに、本来の土地利用機能への配慮及び流出抑制効果を考慮して計画・設計する。

#### 【解説】

地表面貯留施設は、駐車場、集合住宅の棟間、公園等の空地において、盛土やコンクリートにより小堤で囲ったり、浅く掘削したりすることにより地表面に雨水を集水し貯留する施設である。貯留や地表面に本来の土地利用への配慮、貯留時の利用者の安全確保が必要である。

地下貯留施設は、公園、駐車場、集合住宅の棟間等の空地や建物の地下に貯留槽を設けて設置する施設である。主な特徴として、雨水の貯留時でも貯留槽上部や本来の土地利用機能を維持できることが挙げられる。

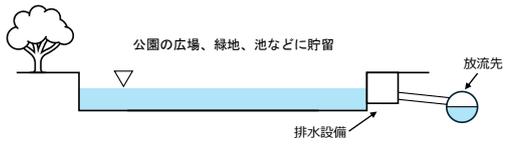
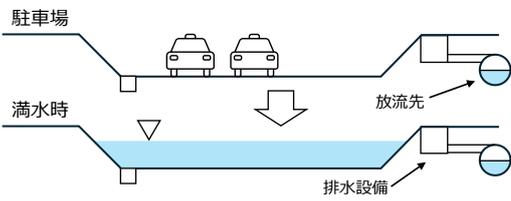
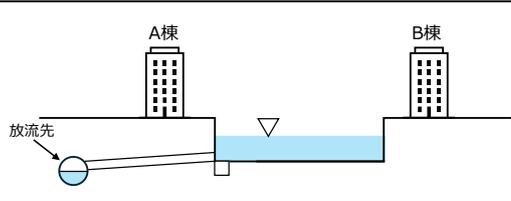
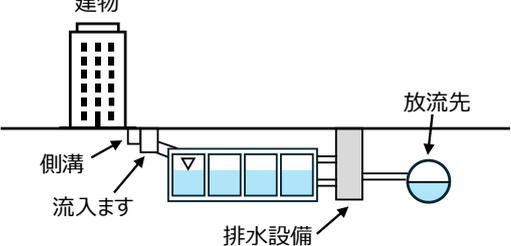
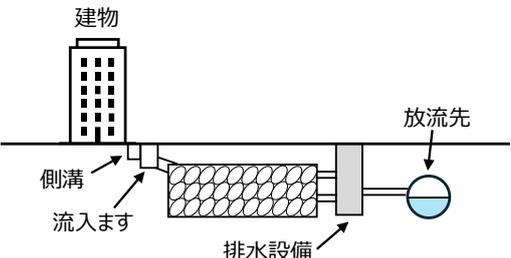
名称	概要	図
地表面貯留	公園の広場、緑地、池などを利用して雨水を貯留する地表面貯留施設をいう。	
	駐車場を利用した地表面貯留施設をいう。	
	集合住宅等の棟間を利用して雨水を貯留する地表面貯留施設をいう。平常時、駐車場として利用していれば駐車場貯留となる。	
地下貯留	地下に貯留槽を設け、これに雨水を導入する貯留施設をいう。貯留時でも、本来の上部利用の機能を保つことができる。	
空隙貯留 [砕石貯留]	掘削し、砕石などを充填し、地下に空隙を設ける貯留施設をいう。貯留時でも、本来の上部利用の機能を保つことができる。	

図 3-1 貯留施設の種類 (例)

## 2) 地下貯留

地下に貯留槽を設け、これに雨水を導入する施設を地下貯留施設という。貯留時でも、本来の上部利用の機能を保つことができることが特徴である。

### 【解説】

#### (1) 地下貯留施設の特徴

地下貯留とは、地下に貯留槽を設けて貯留する方法をいう。

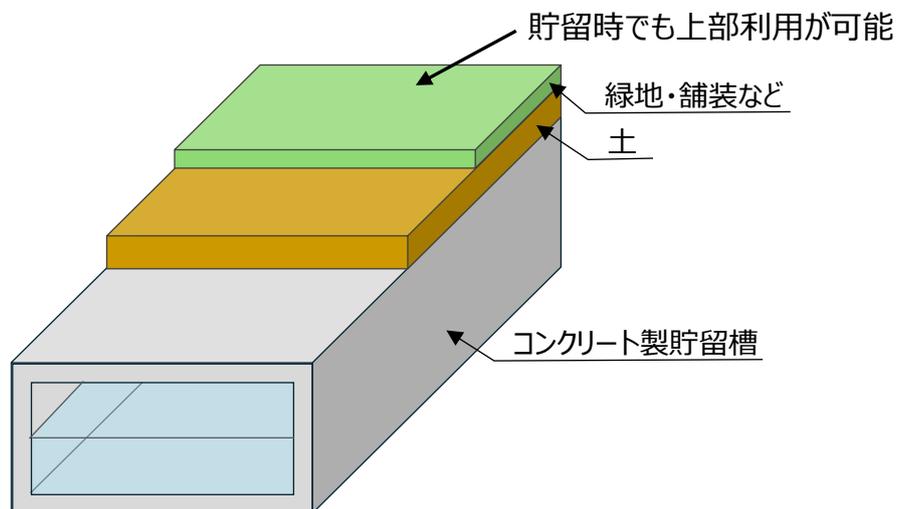


図 3-2 地下貯留施設のイメージ（コンクリート製貯留槽）

(2) 地下貯留施設の構造

地下貯留施設の標準的な構造を表 3-1 に示す。

表 3-1 地下貯留施設の主な構造

機能	設備	説明
集水	集水ます、側溝	貯留する雨水を集める設備。貯留施設の集水区域の降雨を流入ますや側溝により集水する。
貯留	流入ます	集水された雨水を、土砂やゴミを取り除き貯留槽へ入れる設備
	貯留槽	集水された雨水を貯留する設備。貯留槽は、部材（製品）ごとに特長が異なるため、採用した貯留槽の仕様を確認し、構造的特徴などの特性を十分に把握する必要がある。貯留槽の部材にはコンクリート製、プラスチック製がある。また、地下貯留施設は、施設上部の土地利用を考慮して荷重条件を設定する必要がある。
排水 放流	オリフィス	自然排水が可能な場合に設置する貯留槽の側壁などに設けた流出口。放流量が、放流先の受入可能量を上回らないように設計し、オリフィスの径を算定する。オリフィスの径が小さいと、閉塞の原因となるため、最小径を 50mm <sup>*</sup> とする。
	ポンプ	自然排水が困難な場合に設置する排水設備。運転方法等により治水効果が発揮できない事例があるため、設計段階で 1 台当たりの排水量や、2 台同時運転の制御等に関する仕様を明確にしておく必要がある。
	オーバーフロー管	オリフィスの閉塞が起こった場合やポンプが故障し、正常に放流できなかった場合に、計画貯留水深を超えないように放流先へ確実に自然流下できる排水口となる。流入口から雨水が逆流しないようにする。
	余水吐	
維持管理	人孔等	貯留槽内部の清掃や点検時に使用する維持管理用の設備。

※貯留槽等でポンプ排水を行う場合はその限りではない。

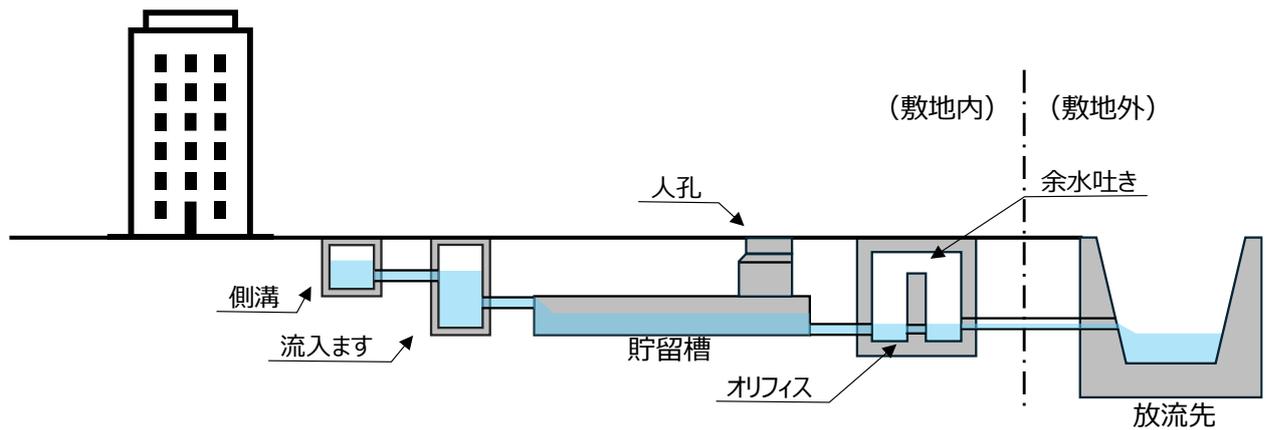


図 3-3 貯留施設の概念図

### 3) 地表面貯留

小堤又は浅い堀込みにより貯留する施設を地表面貯留施設という。地表面貯留施設には、駐車場貯留、棟間貯留、公園貯留等がある。

**【解説】**

地表面貯留は、小堤又は浅い堀込みにより地表面に雨水を集水し貯留する施設である。

小堤には土構造とコンクリート構造とがある。堀込み式では、浅く掘削することにより貯留する。

主な設置箇所として、駐車場、集合住宅の棟間、公園等が挙げられる。本来の土地利用への配慮、貯留時の利用者の安全確保が必要である。

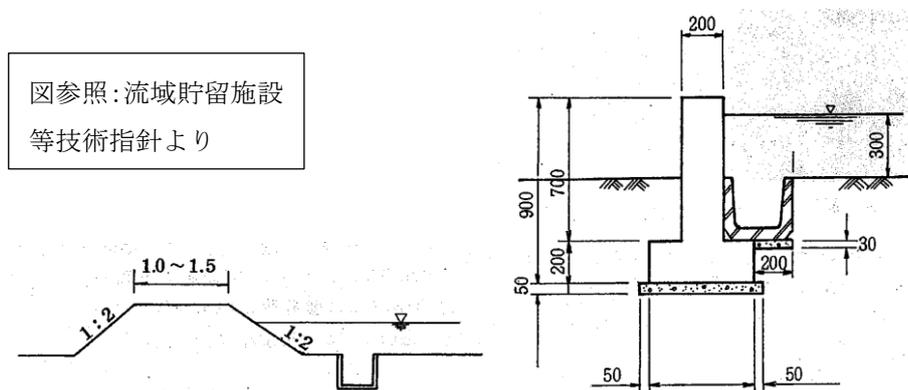


図 3-4 地表面貯留の主な構造例（左：盛土小堤、右：コンクリート小堤）

主な特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下貯留に比べ施工費・材料費等のコストが安い</li> <li>・貯留時に本来の利用ができない場合がある</li> </ul>
留意点	<ul style="list-style-type: none"> <li>・貯留限界水深に注意が必要（表 3-2） （目安：屋外運動場 0.3m、駐車場 0.1m）</li> <li>・排水部の点検頻度が高くなければいけない</li> <li>・降雨後の水はけを速やかに行うことができる工夫が必要である</li> <li>・土構造の小堤では、降雨による浸食などを防止するため、芝を張る等の法面保護が必要である</li> <li>・校庭貯留では、表面の土の流出を防ぐ必要がある</li> <li>・バリアフリー新法を考慮する必要がある（道路幅、勾配など）</li> <li>・景観に与える影響等に留意する必要がある</li> <li>・説明看板を設置して降雨時に雨水がたまることを示すことが安全上必要である</li> </ul>

表 3-2 貯留限界水深の目安

土地利用	貯留場所	貯留限界水深 (m)
集合住宅	棟間緑地	0.3
駐車場	駐車ます	0.1
小学校	屋外運動場	0.3
中学校	〃	0.3
高等学校	〃	0.3、0.5 <sup>※</sup>
児童公園	築山等を除く広場	0.2
近隣・地区公園	運動施設用地広場等	0.3、0.5 <sup>※</sup>

※高等学校、近隣・地区公園の場合は安全対策を考慮し、限界水深を 0.5m とする場合もある。

出典：「流域貯留施設等技術指針（案）」より

## 第4章 貯留施設の設計

### 1) 貯留施設の基本事項

貯留施設は、貯留部と排水部からなる施設とする。

貯留施設には、地表面に貯留する地表面貯留施設と地下に貯留する地下貯留施設とがある。これらの施設は、貯留時における利用者の安全確保並びに、本来の土地利用機能への配慮及び流出抑制効果を考慮して、設計貯留量を満たすよう設計すること。また、良好な維持管理が可能な構造や設置場所とすること。

#### 【解説】

貯留施設の設計に当たっては、事前に工事箇所周辺の下水道の整備状況や雨水の排出先の確認を行っておく必要がある。また、貯留施設の方式についても、地下貯留、砕石貯留、地表面貯留等、様々な方式があるため、土地利用形態や地形、雨水排出先の状況に応じて最適な設計を行う必要がある。また、設置後の維持管理が良好に行えるよう考慮することも重要である。

### 2) 砕石貯留を行う場合の貯留量の算出方法

砕石貯留とは、掘削し、砕石を充填し、地下に空隙を設ける貯留施設をいう。砕石貯留等の、貯留構造体の空隙に雨水貯留を行う場合には、砕石部分の体積に空隙率を乗じて貯留量を算出する。

#### 【解説】

#### (1) 貯留施設の貯留量

貯留施設の貯留量は、以下の式により算出する。

$$V_c = A_c \times H \times (n/100)$$

$V_c$  : 貯留施設の貯留量 (m<sup>3</sup>)

$A_c$  : 貯留面積 (m<sup>2</sup>)

$H$  : 貯留施設の水深 (m)

$n$  : 空隙率 (%)

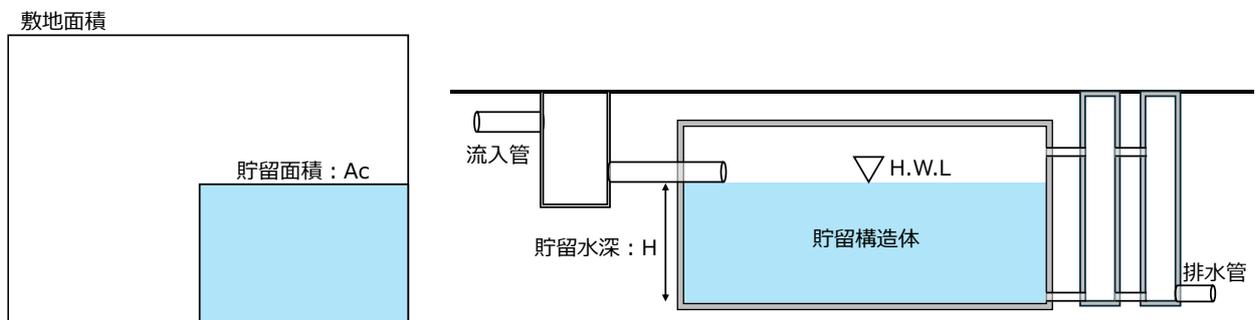


図 4-1 貯留施設の貯留量

(2) 空隙率

- ・ 地下貯留施設の空隙率は、各工法に応じた値を用いる。
- ・ 碎石の空隙率は充填材に使用する碎石の種類によるが、単粒度碎石は30%～40%程度（公益社団法人雨水貯留浸透技術協会 雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編より）であるので、平均的に35%を用いるものとする。なお、充填剤の空隙率を証明できる資料があれば、証明される空隙率を用いることができる。

### 3) 許容放流量

貯留施設等からの許容放流量は、以下に示す降雨に対し開発前におけるピーク流量を上回らないものとする。

#### 【解説】

(1) 開発面積 10,000m<sup>2</sup> 以上の場合

以下に示す 3 つの降雨型の全てに対し、それぞれの開発前におけるピーク流出量を上回らないものとする。流出量は合理式により求める。

#### 【合理式】

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

Q : 許容放流量 (m<sup>3</sup>/s)

f : 開発前流出係数 (0.7)

r : 3 降雨のピーク雨量 (30、50、65mm/h)

A : 開発面積 (ha)

#### 【計画降雨 3 降雨】

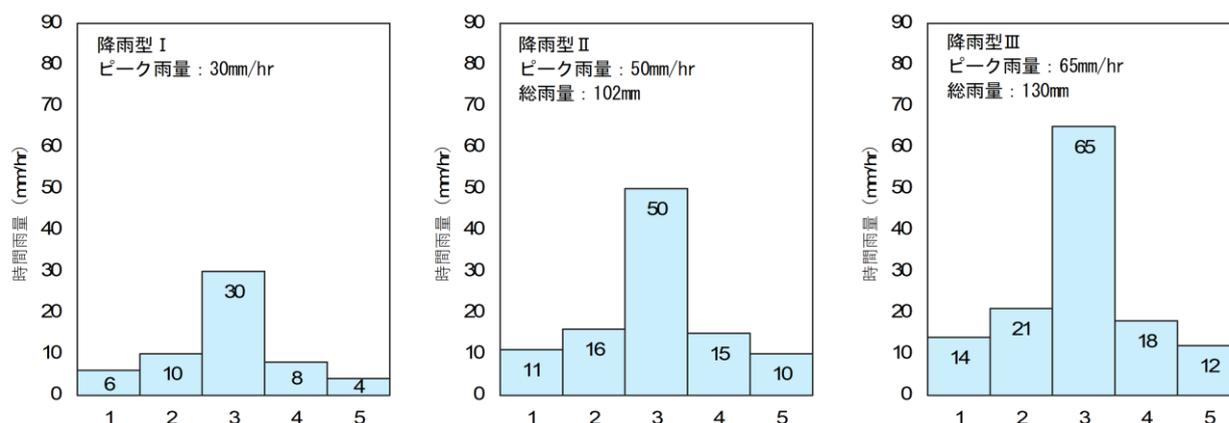


図 4-2 許容放流量算定における計画降雨

< 計算例 (三段オリフィスの場合の許容放流量) >

開発面積 10,000m<sup>2</sup> 以上の許容放流量の算定事例を以下に示す。

【開発面積 10,000m<sup>2</sup> の場合】

降雨型 I (30mm/h) に対する許容放流量 Q<sub>1</sub>

$$Q_1 = \frac{1}{360} \times 0.7 \times 30 \times 1.0 = 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$$

降雨型 II (50mm/h) に対する許容放流量 Q<sub>2</sub>

$$Q_2 = \frac{1}{360} \times 0.7 \times 50 \times 1.0 = 0.097 \text{ m}^3/\text{s}$$

降雨型 III (65mm/h) に対する許容放流量 Q<sub>3</sub>

$$Q_3 = \frac{1}{360} \times 0.7 \times 65 \times 1.0 = 0.126 \text{ m}^3/\text{s}$$

(2) 開発面積 10,000m<sup>2</sup> 未満の場合

基準降雨（貝塚市下水道計画降雨（10年確率：54.6mm/hr））に対し、開発前のピーク流出量を上回らないものとする。流出量は合理式により算定し、到達時間は10分とする。

【合理式】

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

Q：許容放流量（m<sup>3</sup>/s）

f：開発前流出係数（0.7）

r：到達時間内における平均降雨強度（mm/h）

A：開発面積（ha）

【貝塚市下水道計画降雨 降雨強度式】

$$I = \frac{374}{t^{0.47}} \quad I：平均降雨強度（mm/h）、t：到達時間（10分）$$

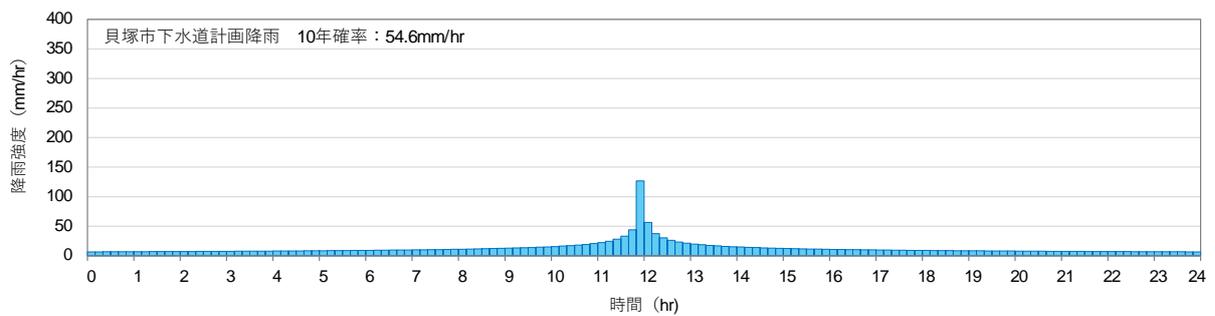


図 4-3 貝塚市下水道計画降雨（10年確率 10分降雨強度）

表 4-1 貝塚市下水道計画降雨（10年確率10分降雨強度）

時	分	降雨量 (mm/h)	時	分	降雨量 (mm/h)	時	分	降雨量 (mm/h)	時	分	降雨量 (mm/h)
0	0-10	6.5291	6	0-10	9.0887	12	0-10	56.2581	18	0-10	8.9124
	10-20	6.5726		10-20	9.2125		10-20	37.3649		10-20	8.8006
	20-30	6.6171		20-30	9.3417		20-30	30.1711		20-30	8.6932
	30-40	6.6625		30-40	9.4767		30-40	26.0670		30-40	8.5897
	40-50	6.7089		40-50	9.6181		40-50	23.3215		40-50	8.4900
	50-60	6.7563		50-60	9.7662		50-60	21.3164		50-60	8.3938
1	0-10	6.8047	7	0-10	9.9217	13	0-10	19.7678	19	0-10	8.3009
	10-20	6.8543		10-20	10.0853		10-20	18.5244		10-20	8.2112
	20-30	6.9050		20-30	10.2576		20-30	17.4969		20-30	8.1244
	30-40	6.9569		30-40	10.4394		30-40	16.6289		30-40	8.0405
	40-50	7.0101		40-50	10.6318		40-50	15.8829		40-50	7.9592
	50-60	7.0645		50-60	10.8356		50-60	15.2324		50-60	7.8804
2	0-10	7.1203	8	0-10	11.0522	14	0-10	14.6586	20	0-10	7.8040
	10-20	7.1775		10-20	11.2830		10-20	14.1474		10-20	7.7299
	20-30	7.2362		20-30	11.5295		20-30	13.6882		20-30	7.6579
	30-40	7.2964		30-40	11.7937		30-40	13.2725		30-40	7.5880
	40-50	7.3581		40-50	12.0778		40-50	12.8940		40-50	7.5200
	50-60	7.4216		50-60	12.3845		50-60	12.5473		50-60	7.4540
3	0-10	7.4868	9	0-10	12.7170	15	0-10	12.2282	21	0-10	7.3897
	10-20	7.5538		10-20	13.0790		10-20	11.9331		10-20	7.3271
	20-30	7.6227		20-30	13.4753		20-30	11.6593		20-30	7.2661
	30-40	7.6936		30-40	13.9119		30-40	11.4042		30-40	7.2067
	40-50	7.7666		40-50	14.3959		40-50	11.1658		40-50	7.1488
	50-60	7.8419		50-60	14.9369		50-60	10.9423		50-60	7.0923
4	0-10	7.9195	10	0-10	15.5470	16	0-10	10.7322	22	0-10	7.0372
	10-20	7.9995		10-20	16.2425		10-20	10.5342		10-20	6.9834
	20-30	8.0821		20-30	17.0456		20-30	10.3473		20-30	6.9308
	30-40	8.1674		30-40	17.9877		30-40	10.1703		30-40	6.8795
	40-50	8.2557		40-50	19.1145		40-50	10.0025		40-50	6.8294
	50-60	8.3469		50-60	20.4965		50-60	9.8430		50-60	6.7804
5	0-10	8.4414	11	0-10	22.2486	17	0-10	9.6912	23	0-10	6.7324
	10-20	8.5394		10-20	24.5750		10-20	9.5466		10-20	6.6855
	20-30	8.6409		20-30	27.8853		20-30	9.4084		20-30	6.6397
	30-40	8.7464		30-40	33.1709		30-40	9.2764		30-40	6.5947
	40-50	8.8560		40-50	43.8679		40-50	9.1499		40-50	6.5508
	50-60	8.9700		50-60	126.7277		50-60	9.0287		50-60	6.5077

<計算例>

開発面積 10,000m<sup>2</sup> 未満の許容放流量の算定事例を以下に示す。

【開発面積 5,000m<sup>2</sup> の場合】

開発前流出係数は 0.7、到達時間は 10 分である。

$$\text{到達時間内平均降雨強度 } r = \frac{374}{10^{0.47}} = 126.73 \text{ mm/h}$$

$$\begin{aligned} \text{許容放流 } Q &= \frac{1}{360} \times f \times r \times A \\ &= \frac{1}{360} \times 0.7 \times 126.73 \times 0.5 = 0.123 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Q：許容放流量 (m<sup>3</sup>/s)

f：開発前流出係数 (0.7)

r：到達時間内における平均降雨強度 (mm/h)

A：開発面積 (ha)

#### 4) 余水吐きと天端高

開発面積 10,000m<sup>2</sup> 以上の場合は、地下式を除いて原則として計画降雨以上の降雨時等における安全性を考慮し、余水吐きを設置するものとする。余水吐き及びこれに接続する水路等は原則として開水路形式とする。貯留施設の非越流部（周囲堤等）の天端高は、余水吐きの放流量を流下させるに必要な水位以上とし、築堤部については原則として 0.6m を加えた高さ以上とする。

開発面積 10,000m<sup>2</sup> 未満の場合は、周囲小堤が盛土等による貯留構造となる場合は、余水吐きを設置するものとする。ただし、完全掘込式の場合は余水吐きは設置しないものとする。地下空間貯留施設の場合は、必要に応じて（超過洪水の流入が懸念される等）余水吐きの設置について協議を行うものとする。

##### 【解説】

##### (1) 開発面積 10,000m<sup>2</sup> 以上の場合

計画降雨以上の降雨やオリフィス管が何らかの理由により排水不能となった場合、調整池を越流による被害から守るため、余水吐きを設置することとしたものである。越流式余水吐きの断面は、以下の式より決定する。

余水吐きや放流管からの流水により、洗堀が生じないように水叩きを設置するとともに、排水路には必要に応じて減勢工を設置するものとする。

##### <余水吐き断面の算定手順>

$$\text{ア } Q_{max} = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \times 1.44$$

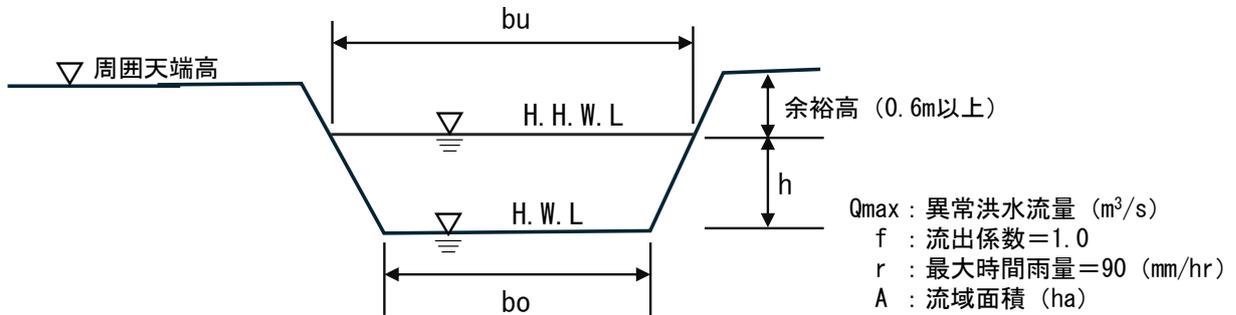


図 4-4 余水吐きの断面

$$\text{イ } Q = \frac{2}{15} \times a \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2g(3bo + 2bu)}$$

ウ  $Q \geq Q_{max}$  になるように h を求める。

エ 越流に対する安全確保上、この水位に、さらに風浪、地震浪、不測の障害等による余水吐き放流能力の低下などに対する余裕を見込んだ高さ以上とする必要があるので、余裕高として 0.6m を加えるものとする。

(2) 開発面積 10,000m<sup>2</sup>未満の場合

周囲小堤が盛土等による貯留構造となる場合は、以下に従い余水吐きを設置する。余水吐きは自由越流式とする。天端高は原則として基準降雨による計画貯留水深に、余水吐き越流時の水深を加えた高さ以上とする。

<余水吐きの計画流量>

$$\text{余水吐きの計画流量 } Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \times 1.44$$

Q : 余水吐きの計画流量 (m<sup>3</sup>/s)

f : 開発後流出係数 (1.0)

r : 基準降雨のピーク雨量 (90mm/h)

A : 開発面積 (ha)

<余水吐きの越流巾>

余水吐きの越流水深は 0.1m を標準とし、越流巾は以下の式より求める。

$$\text{余水吐きの越流巾 } B = Q/CH^{\frac{3}{2}}$$

Q : 余水吐きの計画流量 (m<sup>3</sup>/s)

B : 余水吐きの越流巾 (m)

H : 越流水深 (標準 0.1m)

C : 流量係数 (1.8)

## 5) 排水施設

排水施設は、所定の流量を確実に排水できるよう、以下の項目について適正な排水方式の設計を行う。なお、排水方式の設計については、下記の2つの排水方式がある。

- (1) 自然流下方式
- (2) ポンプ排水方式

### 【解説】

排水施設は、排水先の水位などに応じて適切に排水方式を定めるとともに、下流管渠の構造や流下能力を確保し所要の流量を確実に排水する必要がある。

排水方式は、自然流下方式を原則とするが、排水先の水位等により自然排水が困難な場合には、ポンプ排水方式もしくは両者の併用方式を選定する。また、排水先となる下流管渠の構造や流下能力を確認し、排水量が放流先の流下能力を上回らないように排水する。特に下流管渠が満管となり、溢水しないように注意する。

### (1) 自然流下方式

自然流下方式の場合は、排水管、オーバーフロー管、オリフィスからなる排水槽を設けるものとする。自然流下方式の設置例を次の図 4-5 に示す。

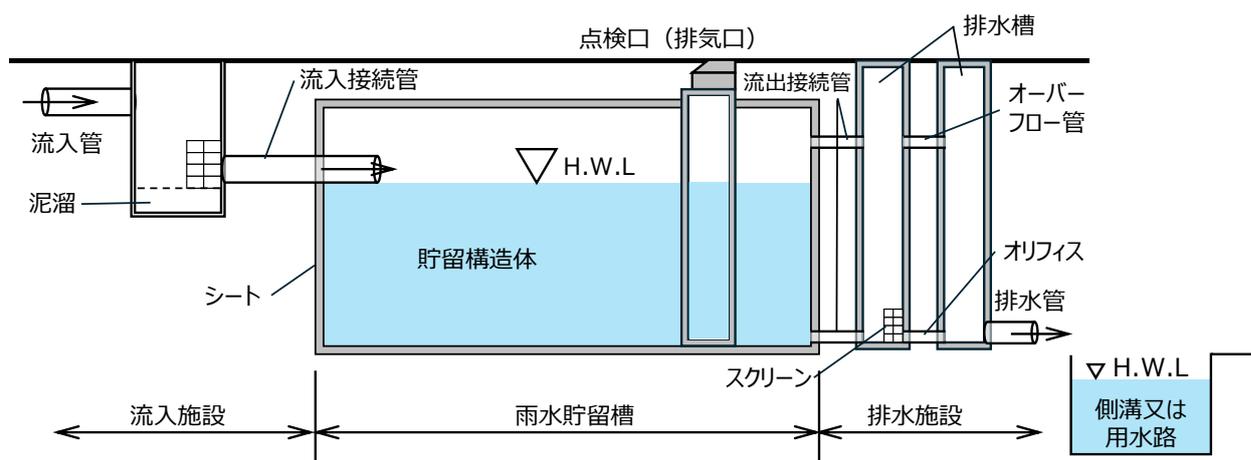


図 4-5 雨水貯留施設と排水施設図

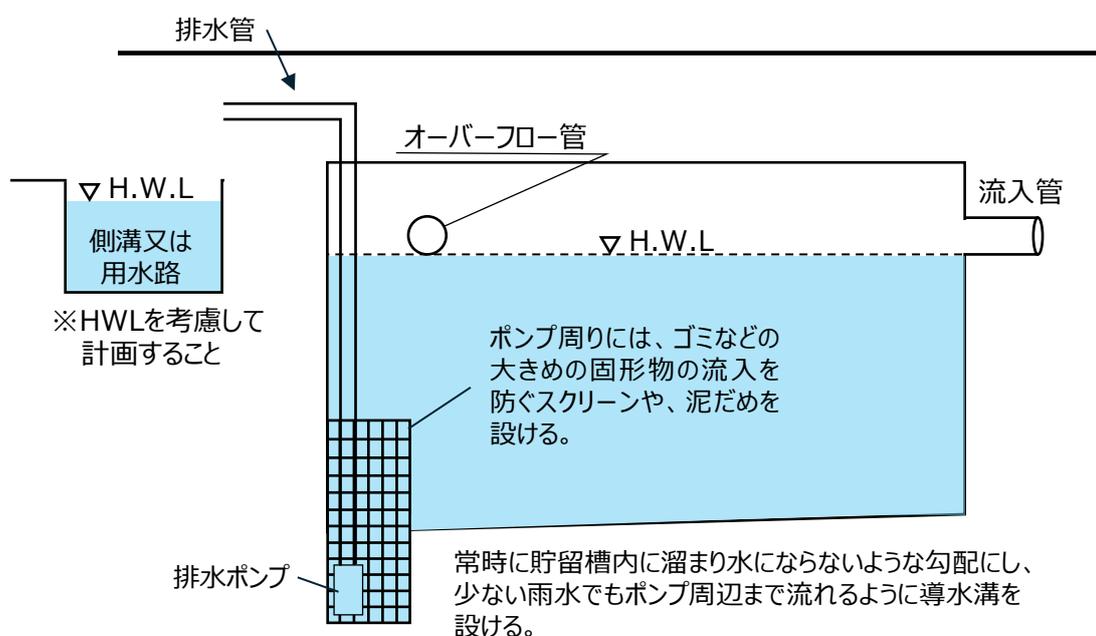
## (2) ポンプ排水方式

自然流下による排水が困難な場合は、ポンプによる排水を行う。ポンプの能力や仕様については、別途協議すること。

また、ポンプの故障や計画以上の雨水が流入した場合に貯留槽の設計水位を超えないように自然流下によるオーバーフロー管等を設置する。自然流下によるオーバーフロー管等が設置できない場合は、緊急用ポンプの設置を検討する。

ポンプ設備を有する地下貯留槽における設計上必要な要件は次のとおりである。

- ・ ポンプの運転制御はフロートスイッチ等による自動運転とする。
  - ・ ポンプの運転は放流量の制限を超えないような制御とする。
  - ・ 降雨に備え、常時は貯留槽を空にしておく。
  - ・ ポンプの故障や計画以上の雨量が流入することにより設計貯水位を超えないような構造とし、安全を確保する。
  - ・ ポンプのメンテナンスがしやすい構造にする（トラップの設置や照明を×フックの設置等）。
- ポンプの設置例を図 4-6 に示す。



※流入管：原則として貯留槽 H.W.L. 以上とすることが望ましい。

※排水管：原則として放流先 H.W.L. 以上とすることが望ましい。

図 4-6 ポンプ排水による地下貯留槽の例

## 6) オリフィスの設計

放流施設におけるオリフィスの位置、断面は、許容放流量を安全に処理できるように決定する。

### 【解説】

放流施設には、出水時において人為的操作を必要とするゲート、バルブなどの設置をしないことを原則とする。ただし、やむを得ずポンプやゲートにより調節する場合には、ポンプ能力やゲートによる排水能力を許容放流量以下にする。

#### (1) 開発面積 10,000m<sup>2</sup> 以上の場合

3種類の計画降雨に対し、効果的に洪水調節を行うため3段式のオリフィスを設置する。

オリフィス孔の位置及び大きさの設定は、以下の手順で行う。

ア 降雨型 I における調節容量  $V_1$  を算出し、水位容量曲線より  $H_1$  を求め、 $h_1$  を仮定する。

$$V_1 = 10 \times R_1 \times A \times (f_2 - f_1) \times 1.2$$

$V_1$  : 降雨型 I における調節容量

$R_1$  : 降雨型 I における 5 時間雨量 (58mm)

$A$  : 開発面積 (ha)

$f_1$  : 開発前の流出係数 (0.7)

$f_2$  : 開発後の流出係数 (0.9)

イ 1 段目のオリフィスからの流出量  $Q_1$  が降雨型 I における許容放流量  $Q_{a1}$  以下となるよう、オリフィス孔の断面積  $a_1$  を算出する。

$$Q_{a1} = \frac{1}{360} \times f_1 \times r_1 \times A$$

$Q_{a1}$  : 降雨型 I における 1 段目オリフィスからの許容放流量

$f_1$  : 開発前の流出係数 (0.7)

$r_1$  : 降雨型 I における最大時間雨量 (30mm/h)

$A$  : 開発面積 (ha)

$$Q_1 = C \times a_1 \times \sqrt{2gh_1} \leq Q_{a1}$$

$Q_1$  : 1 段目オリフィスからの流出量

$C$  : オリフィスの流量係数 (ベルマウス等のつかない呑口 : 0.6)

$a_1$  : 1 段目オリフィスの断面積

$g$  : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

$h_1$  : 1 段目オリフィス孔中心からの水深

ウ 以下同様に、2 段目オリフィス（降雨型Ⅱに対応）、3 段目オリフィス（降雨型Ⅲに対応）の順に H、h、a を定める。

$$V_2 = 10 \times R_2 \times A \times (f_2 - f_1) \times 1.2$$

$$Q_{a2} = \frac{1}{360} \times f_1 \times r_2 \times A$$

$$Q_2 = C \times a_1 \times \sqrt{2g \left( h_1 + \frac{t_2}{2} + h_2 \right)} + C \times a_2 \times \sqrt{2gh_2} \leq Q_{a2}$$

$$V_3 = 10 \times R_3 \times A \times (f_2 - f_1) \times 1.2$$

$$Q_{a3} = \frac{1}{360} \times f_1 \times r_3 \times A$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= C \times a_1 \times \sqrt{2g \left( h_1 + \frac{t_2}{2} + h_2 + \frac{t_3}{2} + h_3 \right)} \\ &\quad + C \times a_2 \times \sqrt{2g \left( h_2 + \frac{t_3}{2} + h_3 \right)} \\ &\quad + C \times a_3 \times \sqrt{2gh_3} \\ &\leq Q_{a3} \end{aligned}$$

エ H3 > H となる場合は、H3 を調整池の H. W. L とする。ただし、H は 100 年確率雨量 175mm（図 2-3）に対応する水位である。

オ 物部式（図式解法）を用いて時間水位曲線を作成する（作成方法の詳細については、「第 7 章 計算事例」を参照）。

流出孔からの流出量は、流出孔の下端から上端までの水位には越流式を用い、それ以上の水位にはオリフィス式を用いて計算する。

#### 越流式

$$Q = \frac{2}{3} \times a \times b \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2g}$$

a : 縮流係数 (0.6)

b : 越流幅 (m)

h : 越流水深 (m)

#### オリフィス式

$$Q = c \times a \times \sqrt{2gh}$$

c : 流量係数（ベルマウス等のつかない呑口 : 0.6）

a : オリフィスの断面積 (m<sup>2</sup>)

h : 水深（オリフィス中心より）

カ オリフィスタは内部の点検や清掃活動が行えるよう、最低でも内径 1m×1m の大きさを確保する必要がある。また、オリフィス孔の前面には、ゴミ除けのネットを設置する等、孔がつまり排水できなくなることを防ぐために必要な措置を講ずるものとする。

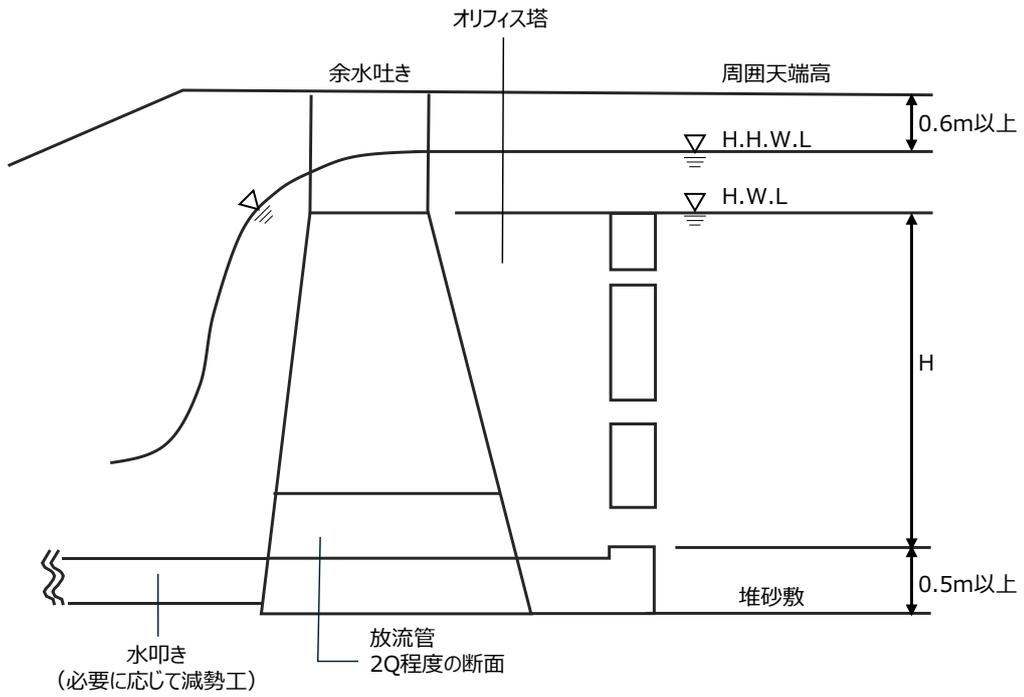


図 4-7 放流施設の構造例

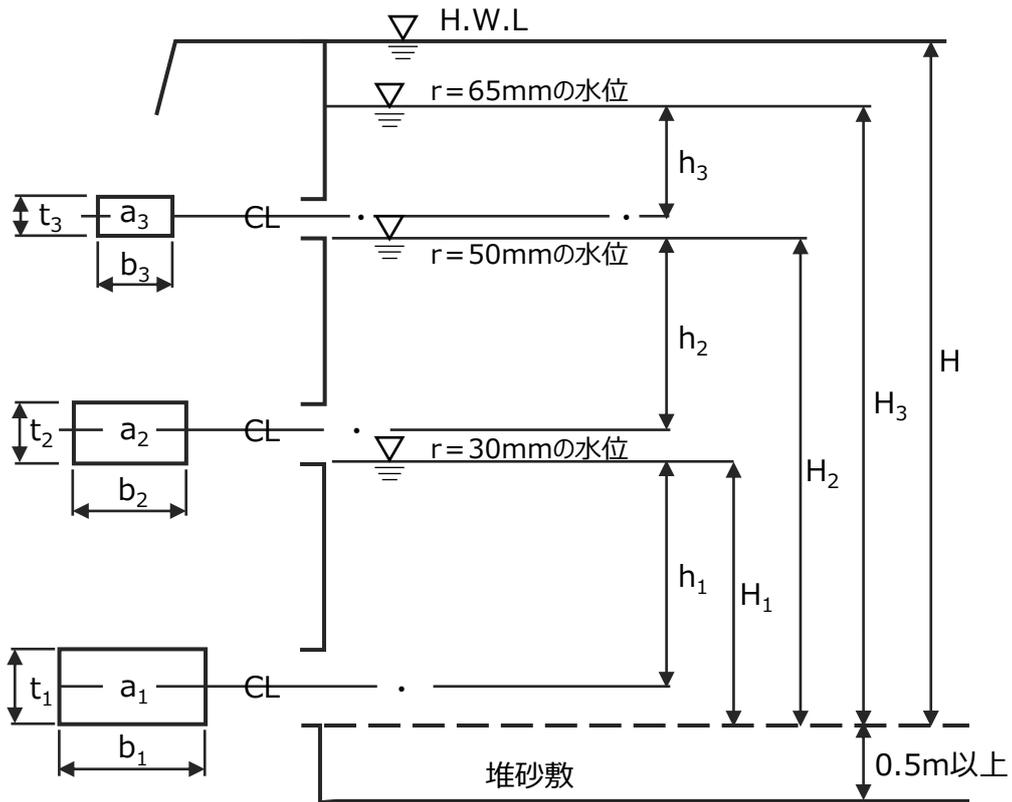


図 4-8 3段式オリフィス

(2) 開発面積 10,000m<sup>2</sup> 未満の場合

オリフィスは1段式とし、オリフィスからの放流量は以下の式で算出する。

オリフィスの口径は、放流量が許容放流量以下となるよう設定する。なお、設計水深 H は、開発行為対象区域の地下埋設物状況や地上の土地利用状況を鑑みて開発者が設定する。

$$H \leq 1.2D \quad Q = 1.7 \sim 1.8 \times B \times H^{\frac{3}{2}}$$

$$H \geq 1.8D \quad Q = C \times a \times \sqrt{2g \left( H - \frac{D}{2} \right)}$$

Q : オリフィスからの放流量 (m<sup>3</sup>/s)

B : オリフィスの幅 (m)

C : 流量係数 (ベルマウスがつかない場合 : 0.6、ベルマウスがつく場合 : 0.9)

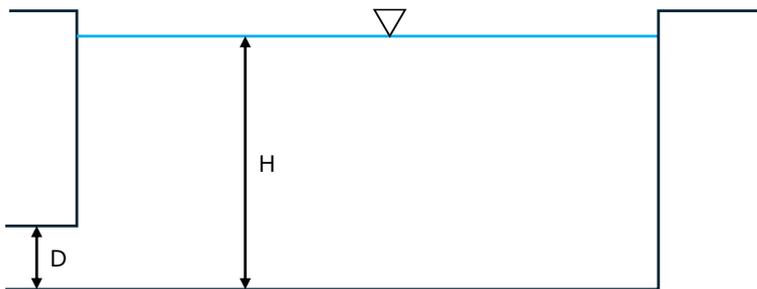
D : オリフィスの高さ (m)

a : オリフィス断面積 (m<sup>2</sup>)

g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

H : 設計水深 (m)

1.2 < H < 1.8     H=1.2D の Q と H=1.8D の Q を用いた直線近似とする。



## 7) 設計堆積土砂量と沈砂池の容量

開発後の流出土砂量は、流域面積、流況、地形、地質ならびに造成の施工計画により異なるが、10,000m<sup>2</sup>以上の開発における設計堆積土砂量は下表を標準とする。10,000m<sup>2</sup>未満の開発では設計堆積土砂量を1.5m<sup>3</sup>/ha/年を標準とする。

表 4-2 設計流出土砂量 (10,000m<sup>2</sup>以上の開発)

区分	設計流出土砂量
宅地造成等	100m <sup>3</sup> /ha/年
ゴルフ場・運動場等	150m <sup>3</sup> /ha/年

開発後の沈砂池の容量は、下記により算出する。維持管理の標準堆積年数は10年とする。

沈砂池容量 = 設計流出土砂量 × 堆積年数

### 【解説】

#### (1) 開発面積 10,000m<sup>2</sup>以上の場合

- ア 設計堆積土砂量は類似地区の実績・実例がある場合はその値を用いてもよい。ただし、下限値は70m<sup>3</sup>/ha/年とする。
- イ 沈砂池容量の算出に用いる堆積年数は、原則として沈砂池の存続年数とする。なお、沈砂池の堆積土砂の除去等維持管理を十分に行う場合には堆積年数を低減することができる。ただし、最小堆積年数は1年とする。
- ウ 沈砂池が堆積し、下流に対して越流の危険が予想される場合には、施設管理者は堆積土砂の除去などの必要な処置を行うものとする。

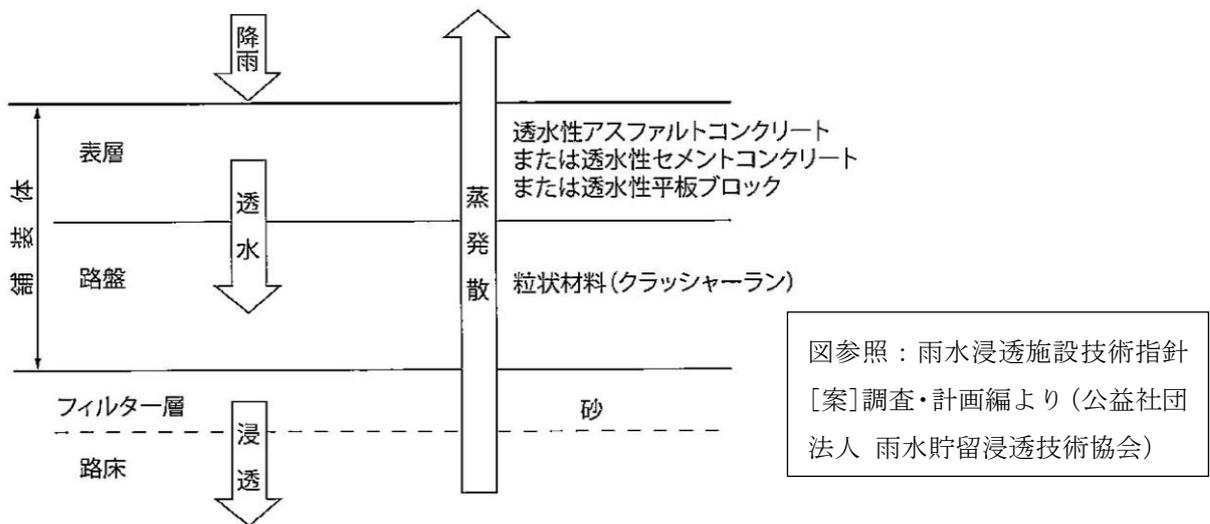
#### (2) 開発面積 10,000m<sup>2</sup>未満の場合

- ア 地貌、地質状況からみて土砂流出量が多いと推定される時は、類似地区における実績等を参考にして決定する。
- イ 堆積年数は標準堆積年数を10年とし、維持管理の頻度等を考慮して適切な期間を設定する。ただし、最小堆積年数は1年とする。

1) 透水性舗装

- (1) 透水性舗装は、雨水を透水性の舗装体やコンクリート平板の目地などを通じて地中に浸透させる機能を持つ舗装である。
- (2) 透水性舗装は表層、路盤（碎石）、フィルター層（砂）から構成される。表層、路盤の空隙は設計貯留量とすることができる。
- (3) 原則、駐車場等に用いるものとし、敷地内以外の歩道等については、道路管理者との協議によるものとする。

図 5-2 に、透水性舗装の例を示す。



図参照：雨水浸透施設技術指針  
[案]調査・計画編より（公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会）

図 5-1 透水性舗装の概念図

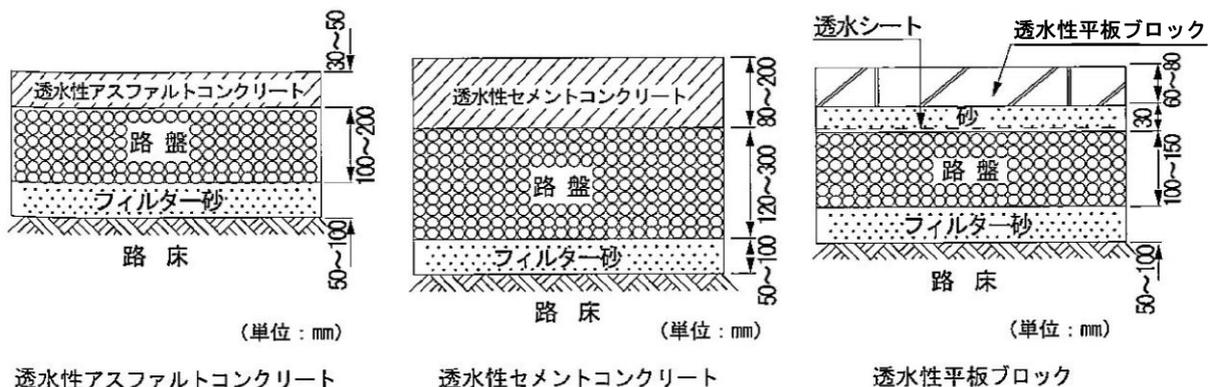


図 5-2 透水性舗装の標準構造図

図参照：雨水浸透施設技術指針  
[案]調査・計画編より（公益社団法人 雨水貯留浸透技術協会）

## 2) 浸透ます

- (4) 浸透ますは、ますの周辺を碎石で充填し、集水した雨水をその底部及び側面から地表の比較的浅い部分に浸透させるものである。
- (5) ます本体は、有孔コンクリートやポーラスコンクリートを用いる場合が多く、その形状は丸形と角形がある。
- (6) ますの上部構造は、その集水目的に応じて宅地ます、U型ます、街渠ます等の通常の側溝及びます蓋を使用する。

図 5-3 に、浸透ますの例を示す。

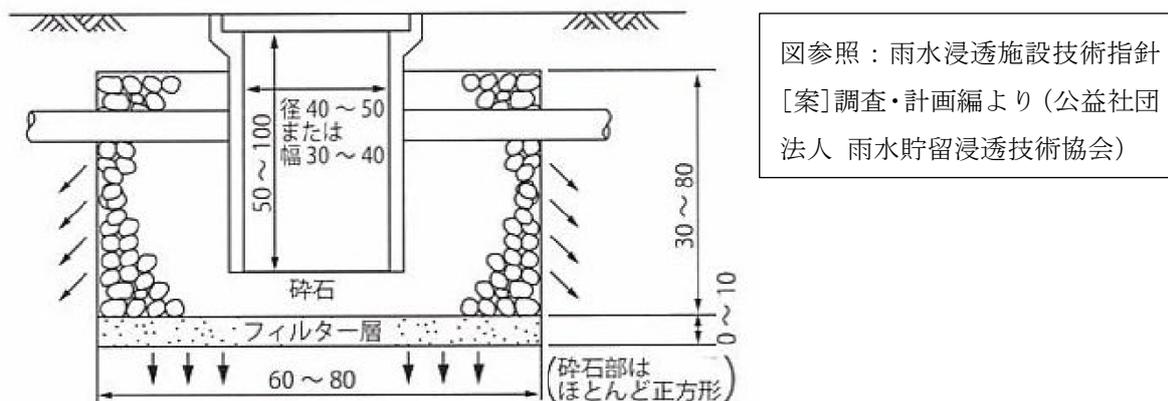


図 5-3 浸透ますの例

## 3) 浸透トレンチ

- (1) 浸透トレンチは、掘削した溝に碎石を充填し、更にこの中に流入水を均一に分散させるために透水性の管を敷設したものである。
- (2) 透水管は有孔管又はポーラス管を標準とするが、管底部は懸濁物質が碎石中へ流入するのを防止するために原則として透水構造とはしない。
- (3) 碎石の全面をくるむように透水シートを敷設し、普通度で埋め戻す。

図 5-4 に、浸透トレンチの例を示す。

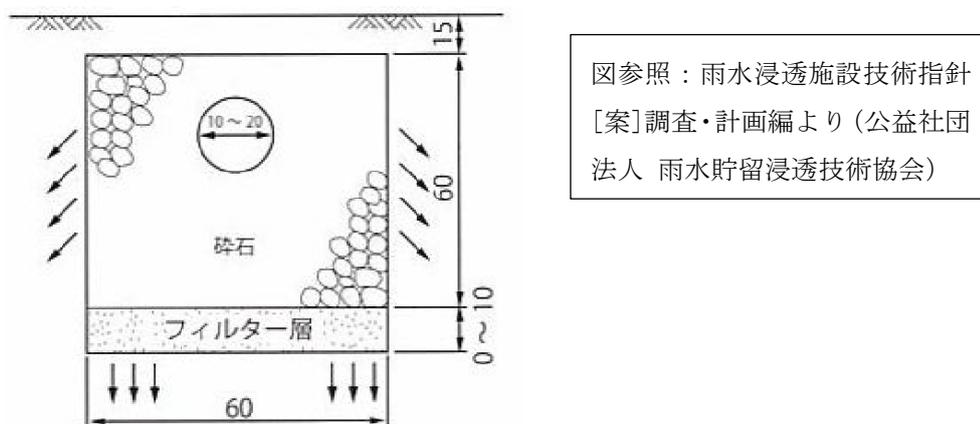


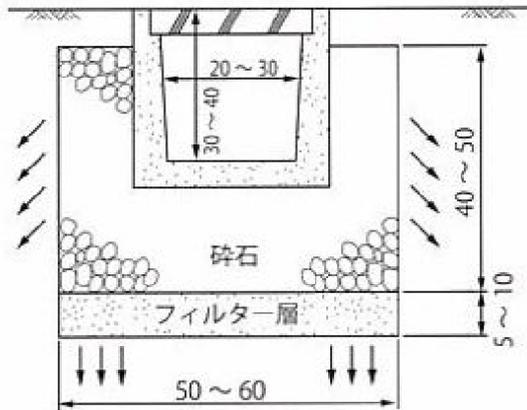
図 5-4 浸透トレンチの例

#### 4) 浸透側溝

浸透側溝（U型溝）の構造は、原則として図 5-5 による。

透水性のコンクリート材を用い、側溝底及び側面を碎石で充填し、集水した雨水をその底面及び側面より浸透させる側溝類である。

図 5-5 に、浸透側溝の例を示す。



図参照：雨水浸透施設技術指針  
[案]調査・計画編より（公益社団  
法人 雨水貯留浸透技術協会）

図 5-5 浸透側溝の例

## 第6章 維持管理

### 1) 清掃

貯留・浸透施設の管理者は、流出抑制機能を保持するために清掃などの維持管理を行う。

#### 【解説】

貯留・浸透施設の機能を保持するための維持管理としては、排水溝および放流孔の清掃と土砂除去等がある。浸透施設では、水洗洗浄方式により目詰まりを除去し、機能の維持、回復を図ることが望ましい。なお、公園等との兼用施設となる場合は、機能維持だけでなく、利用者の安全に配慮して管理を行う必要がある。

維持管理のための点検には定期点検と非常時点検がある。定期点検は梅雨時期や台風シーズンを考慮して年1回以上行い、別途、利用者などから施設の破損等の通報があった場合には非常時点検を行い施設の補修を行う。点検、補修を効率的に行うためには維持管理のマニュアルを作成し、それに従って行動することが有効である。

#### (1) 貯留施設の清掃

点検結果に基づき、土砂、ゴミ、落葉等の清掃、放流施設等の詰まりの解消の他、周辺施設の清掃を行うことが必要である。出水後は法面、放流孔に付着したゴミ類を取り除く。

#### (2) 浸透施設の清掃

点検結果に基づき、浸透施設の機能維持を目的として清掃を行う。清掃内容は、土砂、ゴミ、落葉等の清掃、目詰まり防止装置等の詰まりの解消があり、同時に周辺施設の清掃を行うことが重要である。高圧洗浄機を使用する場合には目詰まり原因となる微細な土などを浸透面に押し込んだりして浸透機能が低下しないよう注意が必要である。

### 2) 機能回復

貯留・浸透施設は、施設の破損や沈下等によりその機能が発揮できなくなった時は、速やかに補修などにより機能回復を図る。

#### 【解説】

貯留施設は、オリフィスが破損、閉塞すると機能しなくなる。また浸透施設は、浸透面が破損して目詰まりを起こすと浸透能力が低下する。そこで、施設の破損などがみられた場合には補修などを行いその機能回復に努める必要がある。

#### (1) 貯留施設の機能回復

排水溝、放流孔付近の清掃、土砂除去により機能回復を図る。また、施設の破損や地表面の陥没、沈下が発生した場合には補修を行う。補修で対応できないものは交換や新規に設置しなおす。特に放流施設の破損は雨水流出抑制機能に影響を与えるため、早急な対応が必要である。また、貯留部の周囲堤に亀裂がみられる場合には決壊の恐れも考えられるので早急に補修を行うなどの対応が必要である。

#### (2) 浸透施設の機能回復

浸透施設は、目詰まり等により浸透機能が低下し、水が溜まったり地区外へ溢水することが考えられる。浸透施設は、外見だけでは機能の低下を判断しにくいいため、施設の構造形式や土地利用、浸透施設への流入水の性状を十分把握して清掃、洗浄等により機能維持、回復を図ることが必要である。施設の破損や地表面の陥没、沈下が発生した場合には補修を行い、補修で対応できないものは交換や新規に設置しなおす等の対応が必要となってくる。

## 第7章 計算事例

### 1) 10,000m<sup>2</sup>以上の開発

必要貯留量貯留量の算定手順を以下に示す。開発面積は10haを想定する。

なお、計算事例は「調整池等流出抑制施設技術基準（案）平成7年10月 大阪府」における調整水理計算例をもとに示すものである。

#### (1) 必要貯留量の算定

「第2章2) 必要貯留量」に記載の式より、必要貯留量を算出する。

$$\begin{aligned} V &= 10 \times R \times A \times (f_2 - f_1) \times 1.2 \\ &= 10 \times 175 \times 10 \times (0.9 - 0.7) \times 1.2 \\ &= 4,200\text{m}^3 \end{aligned}$$

水位容量曲線を作成しH.W.Lを求める。

本事例では調整池を底面積1,400m<sup>2</sup>の直断面とする。図7-1よりH.W.Lは3.0mとなる。

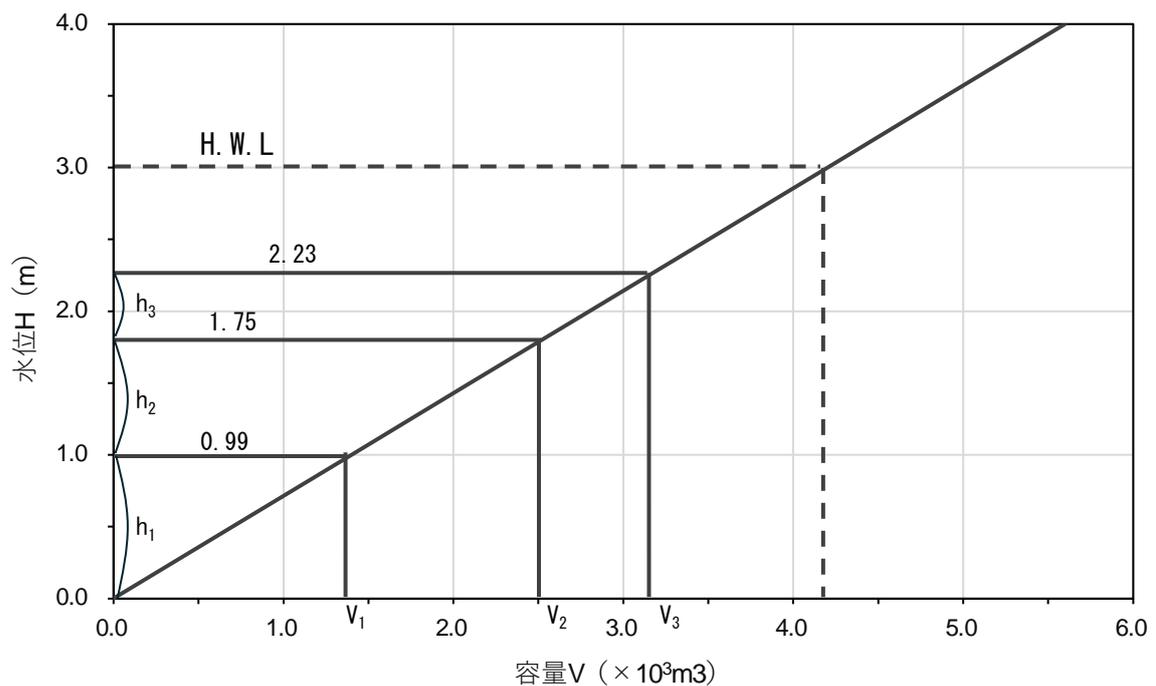


図 7-1 水位容量曲線



- ア 流出孔中心からの水深 ( $h_1$ ) の仮定  
調整量 ( $V_1$ ) は

$$\begin{aligned}V_1 &= 10 \times R \times A \times (f_2 - f_1) \times 1.2 \\ &= 10 \times 58 \times 10 \times (0.9 - 0.7) \times 1.2 \\ &= 1,392(m^3)\end{aligned}$$

図 7-1 より、 $h_1 = 0.99 \approx 1.05$  (計算上の余裕を見込む。)

- イ 流出孔からの流出量 ( $Q_1$ )  
オリフィス式による。

$$Q = c \times a \times \sqrt{2gh}$$

$c$  : 縮流係数 (0.6)  
 $a$  : 流出孔の断面 ( $m^2$ )  
 $g$  : 重力加速度 ( $9.8m/s^2$ )  
 $h$  : 水深 (m)・・・流出孔中心まで

$$\begin{aligned}\therefore Q_1 &= c \times a_1 \times \sqrt{2gh_1} \\ &= 0.6 \times a_1 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 1.05} \\ &= 2.722a_1\end{aligned}$$

- ウ 流出孔の断面

$Q_1 \leq Q_0$  より

$$a_1 \leq \frac{0.583}{2.722} = 0.214(m^2)$$

ゆえに流出孔の断面を

$a = 0.195 (m^2) = 0.65m$  (幅)  $\times 0.30m$  (高さ) と仮定する。

- エ 時間水位曲線の作成 (表 7-1、図 7-4)

物部式 (図式解法) を用いる。

流出孔からの流出量は、流出孔の下端から上端までの水位には越流式を用い、それ以上の水位にはオリフィス式を用いて計算する。

越流式

$$Q = \frac{2}{3} \times a \times b \times h'^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2g}$$

$a$  : 縮流係数 (0.6)

$b$  : 越流幅 (m)

$h'$  : 越流水深 (m)

オリフィス式

$$Q = c \times a \times \sqrt{2gh}$$

$c$  : 縮流係数 (0.6)

$a$  : オリフィスの断面積 ( $m^2$ )

$h$  : 水深 (オリフィス中心より)

### 流出孔からの流出量の計算

・ 水位 0~0.3m 間

$$Q = \frac{2}{3} \times 0.6 \times 0.65 \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times 9.8}$$
$$= 1.151h^{\frac{3}{2}}$$

・ 水位 0.3m 以上

$$Q = 0.6 \times 0.195 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times h}$$
$$= 0.518\sqrt{h}$$

### 開発後の調整池流入量

$$Q = \frac{1}{360} \times f_2 \times r \times A$$

1 時間目雨量 6mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 6 \times 10 = 0.150(m^3/s)$$

2 時間目雨量 10mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 10 \times 10 = 0.250(m^3/s)$$

3 時間目雨量 30mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 30 \times 10 = 0.750(m^3/s)$$

4 時間目雨量 8mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 8 \times 10 = 0.200(m^3/s)$$

5 時間目雨量 4mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 4 \times 10 = 0.100(m^3/s)$$

以上より時間水位曲線を描く。

オ 流出孔からの流出量の確認

時間水位曲線より求められた水位を用い、流出孔からの流出量をチェックする（ただし、アで仮定した水位より低い場合は不要）。この場合は不要であるが、例えば、

$$Q = c \times a \times \sqrt{2gh}$$

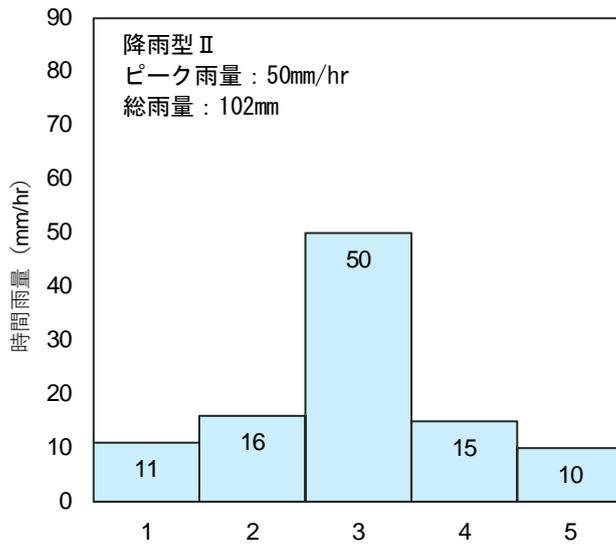
$$= 0.6 \times 0.195 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 1.05} = 0.531(m^3/s) < Q_0 = 0.583(m^3/s)$$

以下、対象降雨を変えて 2 段目、3 段目の流出孔の断面を決める。

(3) 2 段目の流出孔

(2) で求められた水位以上に設置すること。

【対象降雨】



【開発前の最大流出量】

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.7 \times 50 \times 10$$

$$= 0.972(m^3/s)$$

ア 流出孔中心からの水深 ( $h_2$ )

調整量 ( $V_2$ ) は

$$V_1 = 10 \times 102 \times 10 \times (0.9 - 0.7) \times 1.2$$

$$= 2,448(m^3)$$

図 7-1 より、 $h_2 = 1.75 - 0.99 = 0.76 \approx 0.8(m)$  と仮定する。

イ 流出孔からの流出量 ( $Q_2$ )

$$Q_2 = 0.6 \times 0.195 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (1.05 + \underline{0.125} + 0.80)} + 0.6 \times a_2 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.80}$$

$$= 0.728 + 2.376a_2$$

流出孔の高さを仮定し、その 1/2 を計上する。

ウ 流出孔の断面

$Q_2 \leq Q_0$  より

$$a_2 \leq \frac{0.972 - 0.728}{2.376} = 0.102(m^2)$$

ゆえに流出孔の断面を

$a_2 = 0.100(m^2) = 0.40m$  (幅)  $\times 0.25m$  (高さ) と仮定する。

エ 時間水位曲線の作成 (表 7-1、図 7-4)

流出孔からの流出量

・ 水位 1.2~1.45m 間

$$Q = \frac{2}{3} \times 0.6 \times 0.4 \times h^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9.8}$$

$$= 0.708h^{\frac{3}{2}}$$

・ 水位 1.45m 以上

$$Q = 0.6 \times 0.100 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times h}$$
$$= 0.266\sqrt{h}$$

開発後の調整池流入量

1 時間目雨量 11mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 11 \times 10 = 0.275(m^3/s)$$

2 時間目雨量 16mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 16 \times 10 = 0.400(m^3/s)$$

3 時間目雨量 50mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 50 \times 10 = 1.250(m^3/s)$$

4 時間目雨量 15mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 15 \times 10 = 0.375(m^3/s)$$

5 時間目雨量 10mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 10 \times 10 = 0.250(m^3/s)$$

以上より時間水位曲線を描く。

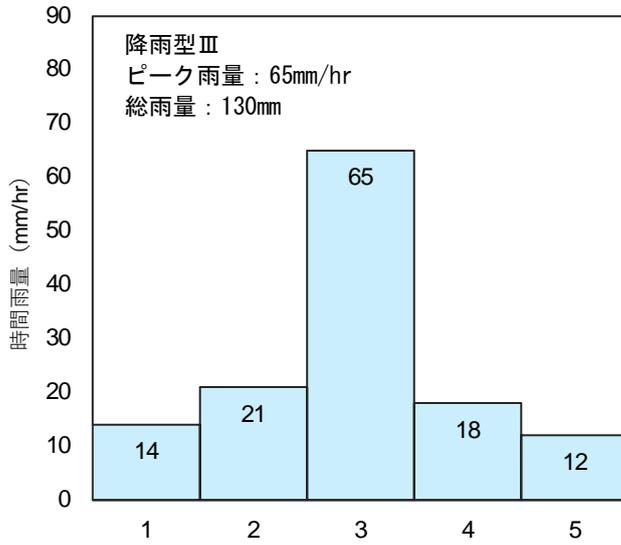
オ 流出孔からの流出量の確認

この場合は、仮定した水位より低いので不要。

(4) 3段目の流出孔

(3) で求められた水位以上に設置すること。

【対象降雨】



【開発前の最大流出量】

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.7 \times 65 \times 10$$
$$= 1.264(m^3/s)$$

ア 流出孔中心からの水深 ( $h_3$ )

調整量 ( $V_3$ ) は

$$V_1 = 10 \times 130 \times 10 \times (0.9 - 0.7) \times 1.2$$
$$= 3,120(m^3)$$

図 7-1 より、 $h_2 = 2.23 - 1.75 = 0.48 \approx 0.5(m)$  と仮定する。

イ 流出孔からの流出量 ( $Q_3$ )

$$Q_3 = 0.6 \times 0.195 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (2.10 - 0.15 + 0.10 + 0.5)}$$
$$+ 0.6 \times 0.100 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.90 - 0.125 + 0.10 + 0.50)}$$
$$+ 0.6 \times a_3 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.50}$$
$$= 0.827 + 0.311 + 1.878a_3$$

流出孔の高さを仮定し、  
その 1/2 を計上する。

ウ 流出孔の断面

$Q_3 \leq Q_0$  より

$$a_3 \leq \frac{1.264 - 0.827 - 0.311}{1.878} = 0.067(m^2)$$

ゆえに流出孔の断面を

$a_3 = 0.06(m^2) = 0.30m$  (幅)  $\times 0.20m$  (高さ) と仮定する。

エ 時間水位曲線の作成 (表 7-1、図 7-4)

流出孔からの流出量

・水位 2.10~2.30m の間

$$Q = \frac{2}{3} \times 0.6 \times 0.30 \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times 9.8}$$

$$= 0.531h^{\frac{3}{2}}$$

・水位 2.30m 以上

$$Q = 0.6 \times 0.060 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times h}$$

$$= 0.159\sqrt{h}$$

開発後の調整池流入量

1 時間目雨量 14mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 14 \times 10 = 0.350(m^3/s)$$

2 時間目雨量 21mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 21 \times 10 = 0.525(m^3/s)$$

3 時間目雨量 65mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 65 \times 10 = 1.625(m^3/s)$$

4 時間目雨量 18mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 18 \times 10 = 0.450(m^3/s)$$

5 時間目雨量 12mm

$$\frac{1}{360} \times 0.9 \times 12 \times 10 = 0.300(m^3/s)$$

以上より時間水位曲線を描く。

オ 流出孔からの流出量の確認

$$Q_3 = 0.6 \times 0.195 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (2.71 - 0.15)}$$

$$+ 0.6 \times 0.100 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (2.71 - 1.2 - 0.125)}$$

$$+ 0.6 \times a_3 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (2.71 - 2.1 - 0.1)}$$

$$= 0.829 + 0.313 + 0.114 = 1.256 < 1.264(m^3/s) \quad OK$$

(5) 越流余水吐きの断面決定

異常洪水流量  $Q_{max} = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \times 1.44$

$$Q_{max} = \frac{1}{360} \times 1.0 \times 90 \times 10 \times 1.44 = 3,600(m^3/s)$$

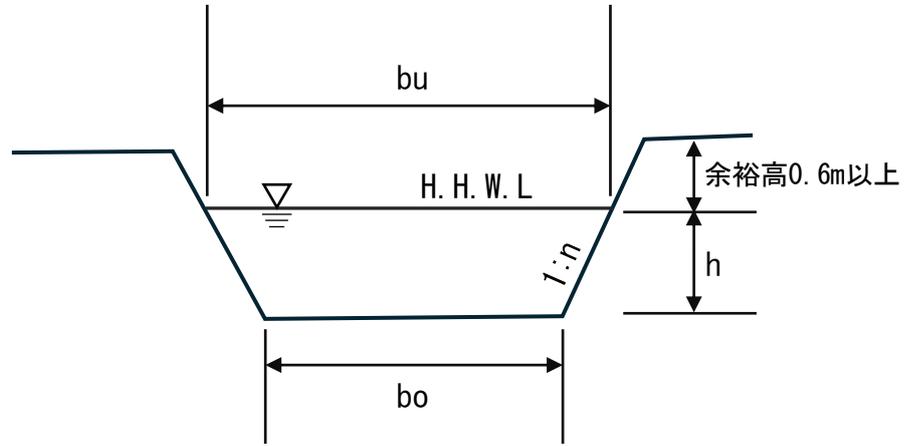


図 7-3 越流余水吐きの断面

断面仮定  $b_0=4.0m$ 、 $n=0.5$ 、 $h=0.7m$  とすると

越流量  $Q = \frac{2}{15} \times a \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2g} \times (3b_0 + 2b_u)$

$$Q = \frac{2}{15} \times 0.6 \times 0.7^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times 9.8} \times (3 \times 4.0 + 2 \times 4.7) = 4,438$$

$$Q_{max} = 3,600 m^2/s < Q = 4,438 m^3/s \cdot \cdot \cdot OK$$

表 7-1 水位計算表

1段目		2段目		3段目		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	ΣQ	v	$\frac{\Sigma Q}{2}$	$\frac{V}{\Delta t}$	$\frac{V}{\Delta t} - \frac{\Sigma Q}{2}$	$\frac{V}{\Delta t} + \frac{\Sigma Q}{2}$
h'	h	h'	h	h'	h									
オリフィス 下流端より	オリフィス 中心より	オリフィス 下流端より	オリフィス 中心より	オリフィス 下流端より	オリフィス 中心より									
0.2	—	—	—	—	—	0.103	—	—	0.103	280.0	0.052	0.233	0.181	0.285
0.4	0.25	—	—	—	—	0.259	—	—	0.259	560.0	0.13	0.467	0.337	0.597
0.6	0.45	—	—	—	—	0.347	—	—	0.347	840.0	0.174	0.700	0.526	0.874
0.8	0.65	—	—	—	—	0.418	—	—	0.418	1120.0	0.209	0.933	0.724	1.142
1.0	0.85	—	—	—	—	0.478	—	—	0.478	1400.0	0.239	1.167	0.928	1.406
1.2	1.05	—	—	—	—	0.531	—	—	0.531	1680.0	0.266	1.400	1.134	1.666
1.4	1.25	0.20	—	—	—	0.579	0.063	—	(0.579) 0.642	1960.0	(0.290) 0.321	1.633	(1.343) 1.312	(1.923) 1.954
1.6	1.45	0.40	0.275	—	—	0.624	0.139	—	0.763	2240.0	0.382	1.867	1.485	2.249
1.8	1.65	0.60	0.475	—	—	0.665	0.183	—	0.848	2520.0	0.424	2.100	1.676	2.524
2.0	1.85	0.80	0.675	—	—	0.705	0.219	—	0.924	2800.0	0.462	2.333	1.871	2.795
2.2	2.05	1.00	0.875	0.1	—	0.742	0.249	0.017	(0.991) 1.008	3080.0	(0.496) 0.504	2.567	(2.071) 2.063	(3.063) 3.071
2.4	2.25	1.20	1.075	0.3	0.2	0.777	0.276	0.071	1.124	3360.0	0.562	2.800	2.238	3.362
2.6	2.45	1.40	1.275	0.5	0.4	0.811	0.300	0.101	1.212	3640.0	0.606	3.033	2.427	3.639
2.8	2.65	1.60	1.475	0.7	0.6	0.843	0.323	0.123	1.289	3920.0	0.645	3.267	2.622	3.912
3.0	2.85	1.80	1.675	0.9	0.8	0.874	0.344	0.142	1.360	4200.0	0.68	3.500	2.820	4.180
3.2	3.05	2.00	1.875	1.1	1.0	0.905	0.364	0.159	1.428	4480.0	0.714	3.733	3.019	4.447
3.4	3.25	2.20	2.075	1.3	1.2	0.934	0.383	0.174	1.491	4760.0	0.746	3.967	3.221	4.713
3.6	3.45	2.40	2.275	1.5	1.4	0.962	0.401	0.188	1.551	5040.0	0.776	4.200	3.424	4.976

(6) 水位曲線の作図方法 (65mm/hr の場合)

ア 20 分後の水位

$O_1$  点より開発後の流量 (1 時間目)  $0.350\text{m}^3/\text{s}$  を横に取り、縦に上げて $\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$ 曲線との交点より水平に引き $\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right)$ 曲線及び 20 分の縦線との交点をおのおの  $O_1$ 、 $P_1$  とすると、 $P_1$  は 20 分後の求める水位である。

イ 40 分後の水位

$O_1$  点より開発後の流量 (1 時間目)  $0.350\text{m}^3/\text{s}$  を横に取り、縦に上げて $\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$ 曲線との交点より水平に引き $\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right)$ 曲線及び 40 分の縦線との交点をおのおの  $O_2$ 、 $P_2$  とすると、 $P_2$  は 40 分後の求める水位である。

同様に 1 時間後の水位  $P_3$  を求める。

ウ 1 時間 20 分後の水位

$O_3$  点より開発後の流量 (2 時間目)  $0.525\text{m}^3/\text{s}$  を横に取り、縦に上げて $\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$ 曲線との交点より水平に引き $\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right)$ 曲線及び 1 時間 20 分の縦線との交点をおのおの  $O_4$ 、 $P_4$  とすると、 $P_4$  は 1 時間 20 分後の求める水位である。

同様に 1 時間 40 分、2 時間後の水位  $P_5$ 、 $P_6$  を求める。

エ 2 時間 20 分後の水位

$O_6$  点より開発後の流量 (3 時間目)  $1.625\text{m}^3/\text{s}$  を横に取り、縦に上げて $\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$ 曲線との交点より水平に引き $\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right)$ 曲線及び 2 時間 20 分の縦線との交点をおのおの  $O_7$ 、 $P_7$  とすると、 $P_7$  は 2 時間 20 分後の求める水位である。

同様に 2 時間 40 分、3 時間後の水位  $P_8$ 、 $P_9$  を求める。

オ 3 時間 20 分後の水位

$O_9$  点より開発後の流量 (4 時間目)  $0.450\text{m}^3/\text{s}$  を横に取り、縦に上げて $\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$ 曲線との交点より水平に引き $\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right)$ 曲線及び 3 時間 20 分の縦線との交点をおのおの  $O_{10}$ 、 $P_{10}$  とすると、 $P_{10}$  は 3 時間 20 分後の求める水位である。

同様に 3 時間 40 分、4 時間後の水位  $P_{11}$ 、 $P_{12}$  を求める。

カ 4 時間 20 分後の水位

$O_{12}$  点より開発後の流量 (5 時間目)  $0.300\text{m}^3/\text{s}$  を横に取り、縦に上げて  $\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{Q}{2}\right)$  曲線との交点より水平に引き  $\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{Q}{2}\right)$  曲線及び 4 時間 20 分の縦線との交点をおのおの  $O_{13}$ 、 $P_{13}$  とすると、 $P_{13}$  は 4 時間 20 分後の求める水位である。

同様に 4 時間 40 分、5 時間後の水位  $P_{14}$ 、 $P_{15}$  を求める。

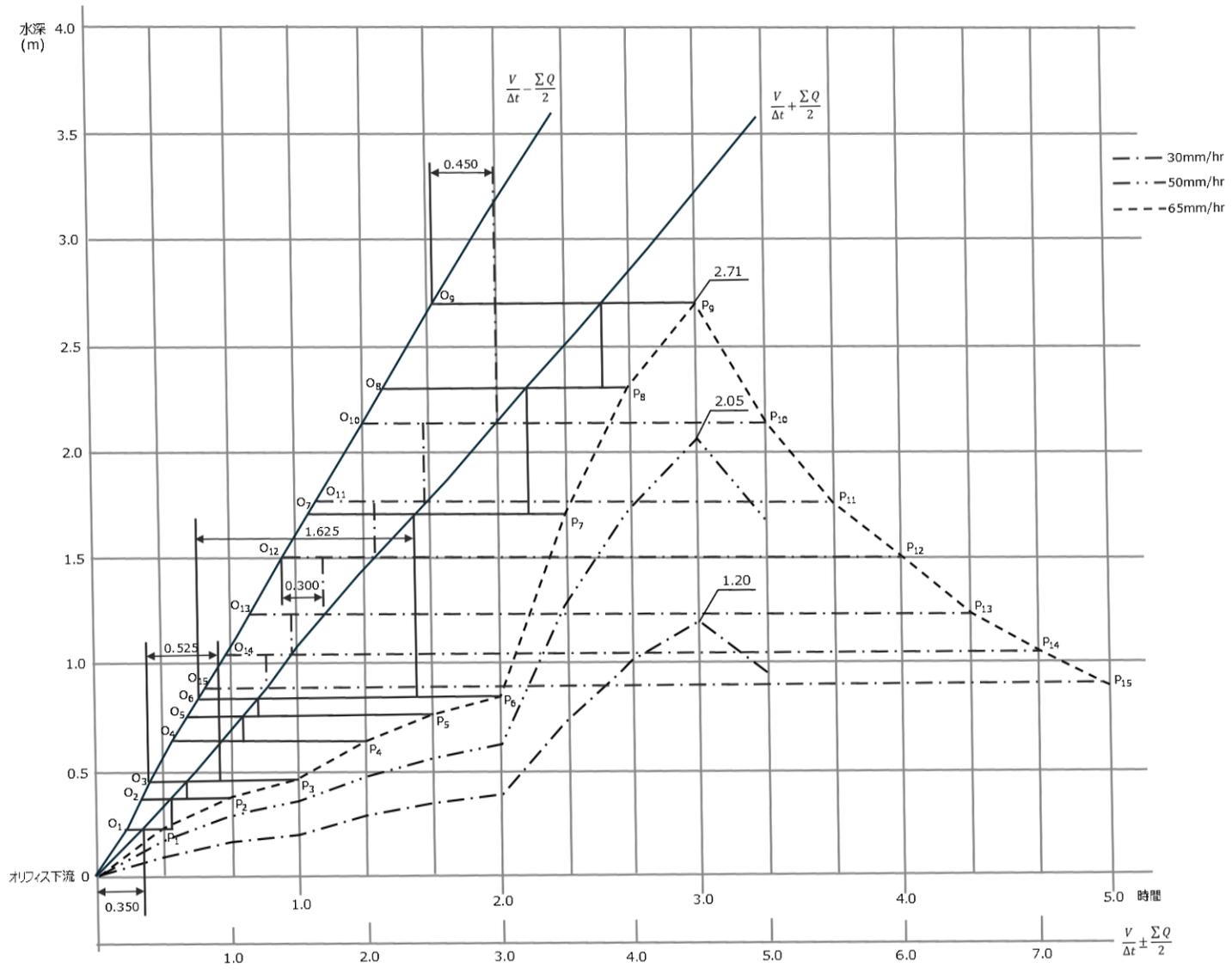


図 7-4 時間水位曲線

## 2) 10,000m<sup>2</sup>未満の開発

必要貯留量は調整池容量計算システム（以下 URL よりダウンロード）により算定する。  
[https://www.mlit.go.jp/river/shishin\\_guideline/kasen/chouseichi/index.html](https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/kasen/chouseichi/index.html)

### 【解説】

必要貯留量の算定手順を以下に示す。開発面積は 5,000m<sup>2</sup> (0.5ha) を想定する。

#### (1) 自然調節方式（浸透施設なし）

- ア 流出係数を開発前 0.7、開発後 0.9 とし、行為前後面積は開発面積で設定する（図 7-5）。
- イ 貝塚市下水道計画降雨の降雨強度式（シャーマン式、 $I = 374/t^{0.47}$ ）より降雨強度を設定する（図 7-6）。
- ウ 対象降雨における行為前後の流出量を算出する（図 7-7）。
- エ 浸透施設考慮後の流出量について、「浸透施設なし」として計算を行う（図 7-8）。
- オ 自然調節方式による調節計算を行う。設計水深、調整池容量、放流口形状は事業者が定めるものとし、総合評価が「OK」となる諸元を設定する\*。ただし、設計水深および調整池容量は H. W. L までの水深・容量とする。放流口（オリフィス）の大きさは 50mm 以上で設定する。本事例では、設計水深を 0.5m、放流口（オリフィス）の口径を 0.25m（円形）とした。この時、必要となる調整池容量は 100m<sup>3</sup>であった（図 7-9）。

※計算結果の「上乗せ分評価」は特定都市河川流域における雨水貯留浸透施設整備計画の認定制度の適用に関する評価であり、現状本市では適用しない項目である。

#### (2) ポンプ方式（浸透施設なし）

- ア 流出係数を開発前 0.7、開発後 0.9 とし、行為前後面積は開発面積で設定する（図 7-5）。
- イ 貝塚市下水道計画降雨の降雨強度式（シャーマン式、 $I = 374/t^{0.47}$ ）より降雨強度を設定する（図 7-6）。
- ウ 対象降雨における行為前後の流出量を算出する（図 7-7）。
- エ 浸透施設考慮後の流出量について、「浸透施設なし」として計算を行う（図 7-8）。
- オ ポンプ方式による調節計算を行う。設計水深、調整池容量、ポンプ諸元は事業者が定めるものとし、総合評価が「OK」となる諸元を設定する\*。ただし、設計水深および調整池容量は H. W. L までの水深・容量とする。

本事例では、設計水深を 1.2m、ポンプ規模を 0.025m<sup>3</sup>/s（5 割水深以上は 2 台同時稼働）で設定した。この時、必要となる調整池容量は約 120m<sup>3</sup>であった（図 7-10）。

※計算結果の「上乗せ分評価」は特定都市河川流域における雨水貯留浸透施設整備計画の認定制度の適用に関する評価であり、現状本市では適用しない項目である。

### (3) 調整池と浸透施設を併用する場合

設置する浸透施設は、浸透柵 3 個、浸透トレンチ 30m を想定する。調整池は自然調節方式を想定する。

- ア 流出係数を開発前 0.7、開発後 0.9 とし、行為前後面積は開発面積で設定する（図 7-5）。
  - イ 貝塚市下水道計画降雨の降雨強度式（シャーマン式、 $I = 374/t^{0.47}$ ）より降雨強度を設定する（図 7-6）。
  - ウ 対象降雨における行為前後の流出量を算出する（図 7-7）。
  - エ 浸透施設の比浸透量を算出する。浸透施設の種類は実際に設置する施設に合わせて選択する。本事例では浸透柵および浸透トレンチの設置を想定しているため、「円筒ます（側面および底面）」「浸透側溝および浸透トレンチ」を選択している。係数  $a \cdot b \cdot c$ 、設計水頭および施設直径（浸透トレンチでは施設幅）を入力し比浸透量を算出する（図 7-11）。
  - オ 浸透能力の設定を行う。算出した比浸透量、飽和透水係数、設置数量を入力する（図 7-12）。飽和透水係数について、本事例では標準値  $1.0 \times 10^{-5}$  を採用しているが、原則現地浸透試験で求めた値を設定する。
  - カ 浸透施設考慮後の流出量について、「浸透施設あり」として計算を行う（図 7-13）。
  - キ 自然調節方式による調節計算を行う。設計水深、調整池容量、放流口形状は事業者が定めるものとし、総合評価が「OK」となる諸元を設定する<sup>※</sup>。ただし、設計水深および調整池容量は H.W.L までの水深・容量とする。放流口（オリフィス）の大きさは 50mm 以上で設定する。本事例では、設計水深を 0.5m、放流口（オリフィス）の口径を 0.25m とした。この時、必要となる調整池容量は  $95\text{m}^3$  であった（図 7-14）。
- ※計算結果の「上乘せ分評価」は特定都市河川流域における雨水貯留浸透施設整備計画の認定制度の適用に関する評価であり、現状本市では適用しない項目である。

<b>流出係数算定結果</b>	行為前	行為後
	0.700	0.900

雨水浸透阻害行為の技術基準として設定する流出係数

区分	土地利用の形態の細区分	流出係数	行為前面積 (ha)	行為後面積 (ha)
計		—	0.5000	0.5000
宅地等に該当する土地	第1号関連	宅地	0.90	
		池沼	1.00	
		水路	1.00	
		ため池	1.00	
		道路（法面を有しないもの）	0.90	
		道路（法面を有するもの）		
		鉄道線路（法面を有しないもの）	0.90	
		鉄道線路（法面を有するもの）		
		飛行場（法面を有しないもの）	0.90	
		飛行場（法面を有するもの）		
		太陽光パネル	0.90	
		宅地等以外の土地	関第2号	不浸透性材料により舗装された土地（法面を除く）
不浸透性材料により覆われた法面	1.00			
関第3号	ゴルフ場（雨水を排除するための排水施設を伴うものに限る）		0.50	
	運動場その他これに類する施設（雨水を排除するための排水施設を伴うものに限る）		0.80	
	ローラーその他これに類する建設機械を用いて締め固められた土地		0.50	
上記第1号から第3号に掲げる土地以外の土地	山地		0.30	
	人工的に造成され植生に覆われた法面		0.40	
	林地、耕地、原野その他ローラーその他これに類する建設機械を用いて締め固められていない土地	0.20		
その他	開発前	0.70	0.5000	
	開発後	0.90		0.5000

図 7-5 流出係数の入力例

時	分	降雨量 (mm/h)	時	分	降雨量 (mm/h)	時	分	降雨量 (mm/h)	時	分	降雨量 (mm/h)
0	0-10	6.5291	6	0-10	9.0887	12	0-10	56.2581	18	0-10	8.9124
	10-20	6.5726		10-20	9.2125		10-20	37.3649		10-20	8.8006
	20-30	6.6171		20-30	9.3417		20-30	30.1711		20-30	8.6932
	30-40	6.6625		30-40	9.4767		30-40	26.0670		30-40	8.5897
	40-50	6.7089		40-50	9.6181		40-50	23.3215		40-50	8.4900
	50-60	6.7563		50-60	9.7662		50-60	21.3164		50-60	8.3938
1	0-10	6.8047	7	0-10	9.9217	13	0-10	19.7678	19	0-10	8.3009
	10-20	6.8543		10-20	10.0853		10-20	18.5244		10-20	8.2112
	20-30	6.9050		20-30	10.2576		20-30	17.4969		20-30	8.1244
	30-40	6.9569		30-40	10.4394		30-40	16.6289		30-40	8.0405
	40-50	7.0101		40-50	10.6318		40-50	15.8829		40-50	7.9592
	50-60	7.0645		50-60	10.8356		50-60	15.2324		50-60	7.8804
2	0-10	7.1203	8	0-10	11.0522	14	0-10	14.6586	20	0-10	7.8040
	10-20	7.1775		10-20	11.2830		10-20	14.1474		10-20	7.7299
	20-30	7.2362		20-30	11.5295		20-30	13.6882		20-30	7.6579
	30-40	7.2964		30-40	11.7937		30-40	13.2725		30-40	7.5880
	40-50	7.3581		40-50	12.0778		40-50	12.8940		40-50	7.5200
	50-60	7.4216		50-60	12.3845		50-60	12.5473		50-60	7.4540
3	0-10	7.4868	9	0-10	12.7170	15	0-10	12.2282	21	0-10	7.3897
	10-20	7.5538		10-20	13.0790		10-20	11.9331		10-20	7.3271
	20-30	7.6227		20-30	13.4753		20-30	11.6593		20-30	7.2661
	30-40	7.6936		30-40	13.9119		30-40	11.4042		30-40	7.2067
	40-50	7.7666		40-50	14.3959		40-50	11.1658		40-50	7.1488
	50-60	7.8419		50-60	14.9369		50-60	10.9423		50-60	7.0923
4	0-10	7.9195	10	0-10	15.5470	16	0-10	10.7322	22	0-10	7.0372
	10-20	7.9995		10-20	16.2425		10-20	10.5342		10-20	6.9834
	20-30	8.0821		20-30	17.0456		20-30	10.3473		20-30	6.9308
	30-40	8.1674		30-40	17.9877		30-40	10.1703		30-40	6.8795
	40-50	8.2557		40-50	19.1145		40-50	10.0025		40-50	6.8294
	50-60	8.3469		50-60	20.4965		50-60	9.8430		50-60	6.7804
5	0-10	8.4414	11	0-10	22.2486	17	0-10	9.6912	23	0-10	6.7324
	10-20	8.5394		10-20	24.5750		10-20	9.5466		10-20	6.6855
	20-30	8.6409		20-30	27.8853		20-30	9.4084		20-30	6.6397
	30-40	8.7464		30-40	33.1709		30-40	9.2764		30-40	6.5947
	40-50	8.8560		40-50	43.8679		40-50	9.1499		40-50	6.5508
	50-60	8.9700		50-60	126.7277		50-60	9.0287		50-60	6.5077

**降雨強度式**

降雨強度式の選択

- タルボット式  $I = a / (t + b)$
- シヤーマン式  $I = a / t^n$
- 久野・石黒  $I = a / (t^{0.5} + b)$
- クリーブランド  $I = a / (t^n + b)$
- 久野・石黒変形 任意のn

降雨強度式

a

b

n

波形の選択

- 中央集中型
- 後方集中型

**計算実行**

図 7-6 降雨強度の入力例

**流出計算条件**

流出計算の実行

行為面積  ha

降雨量  
※「降雨強度」シートに基準降雨を入力してください。(都道府県知事等により公示されている「基準降雨」の値に変更してください。)

流出係数  
行為前  流出係数  
行為後

※「流出係数算出」シートで算出した値が入力されていますが、必要に応じて申請図書記載値に書き換えることができます。

流出計算結果の指定

※「流入量定義」シートに計算された流出計算結果(行為後)を入力してください。

許容放流量  m<sup>3</sup>/s

**計算実行**

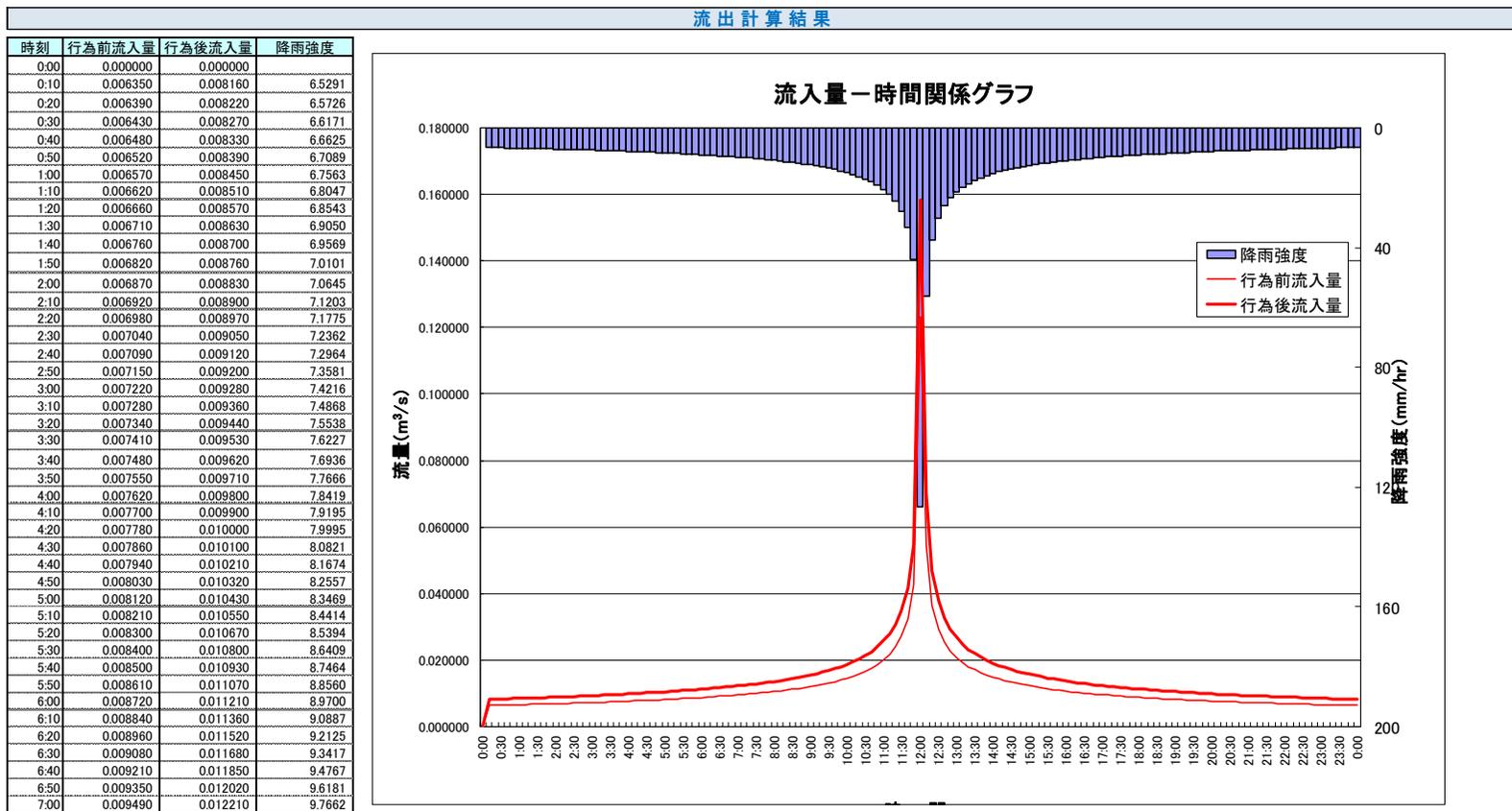


図 7-7 流出計算の実施例 (開発面積 0.5ha)

流出計算条件

- 浸透施設なし
- 浸透施設あり  
※「浸透施設能力」シートに浸透施設諸元を入力してください。
- 浸透施設あり  
(貯留浸透モデル\_道路管理者用)  
※「浸透施設能力(貯留浸透モデル\_道路管理者用)」シートに浸透施設諸元を入力してください。

計算実行 / 再設定

流出計算結果

時刻	浸透考慮前	浸透考慮後
0:00	0.000000	0.000000
0:10	0.008160	0.008160
0:20	0.008220	0.008220
0:30	0.008270	0.008270
0:40	0.008330	0.008330
0:50	0.008390	0.008390
1:00	0.008450	0.008450
1:10	0.008510	0.008510
1:20	0.008570	0.008570
1:30	0.008630	0.008630
1:40	0.008700	0.008700
1:50	0.008760	0.008760
2:00	0.008830	0.008830
2:10	0.008900	0.008900
2:20	0.008970	0.008970
2:30	0.009050	0.009050
2:40	0.009120	0.009120
2:50	0.009200	0.009200
3:00	0.009280	0.009280
3:10	0.009360	0.009360
3:20	0.009440	0.009440
3:30	0.009530	0.009530
3:40	0.009620	0.009620
3:50	0.009710	0.009710
4:00	0.009800	0.009800
4:10	0.009900	0.009900
4:20	0.010000	0.010000
4:30	0.010100	0.010100
4:40	0.010210	0.010210
4:50	0.010320	0.010320
5:00	0.010430	0.010430
5:10	0.010550	0.010550
5:20	0.010670	0.010670
5:30	0.010800	0.010800
5:40	0.010930	0.010930
5:50	0.011070	0.011070
6:00	0.011210	0.011210
6:10	0.011360	0.011360
6:20	0.011520	0.011520
6:30	0.011680	0.011680
6:40	0.011850	0.011850

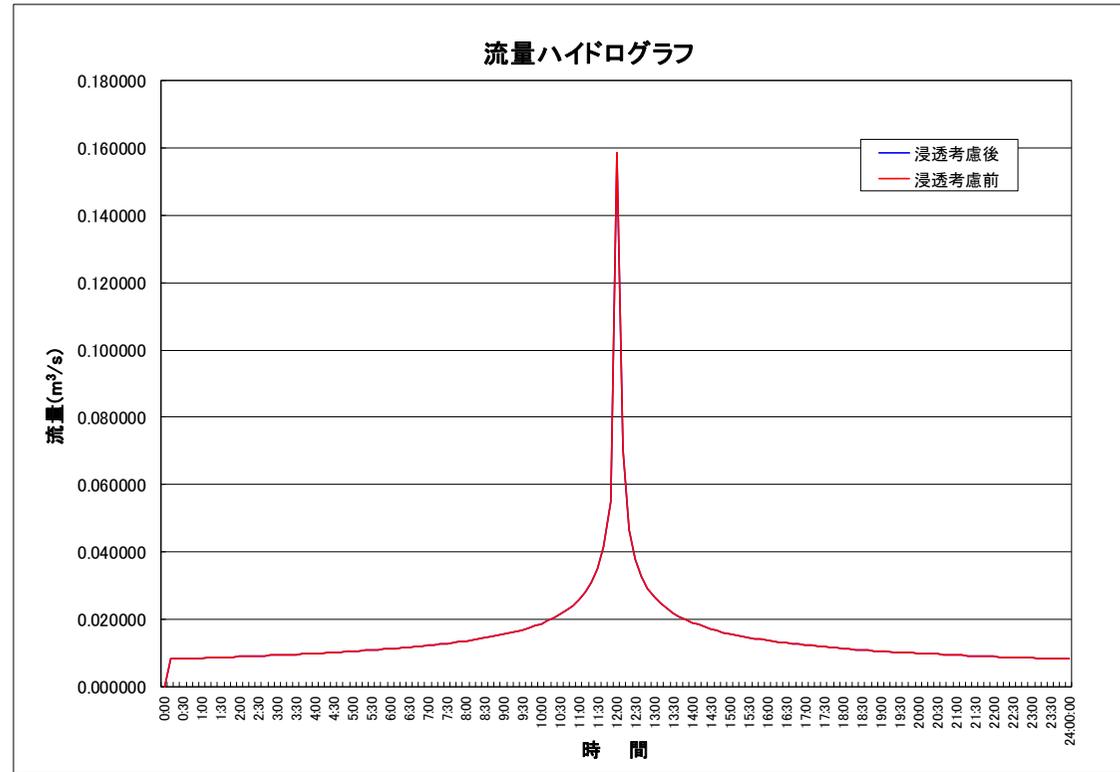


図 7-8 浸透施設考慮後の流出量計算 (浸透施設なしの場合)

入力条件		
設定調整池諸元		行為後流入量
水深-容量		
No	水深H(m)	容量V(m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.00
2	0.500	100.00
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		

放流口形状 (口径)	行為後ピーク流入量 (浸透考慮後)	0.158410 m <sup>3</sup> /s
● 円 直径	許容放流量 (行為前ピーク流入量)	0.123210 m <sup>3</sup> /s
○ 矩形 高さ		
幅		
(管底位置) 池底高から		

計算結果	
総合評価	O.K
放流量評価	O.K
許容放流量	0.123210 m <sup>3</sup> /s
最大放流量	0.079327 m <sup>3</sup> /s
池容量評価	O.K
池内最大ボリューム	99.02 m <sup>3</sup>
池内最大水深	0.495 m
上乗せ分評価	30m3増分 N.G
上乗せ分の貯留量	0.98 m <sup>3</sup>
および貯留率	1.0 %

使用しない

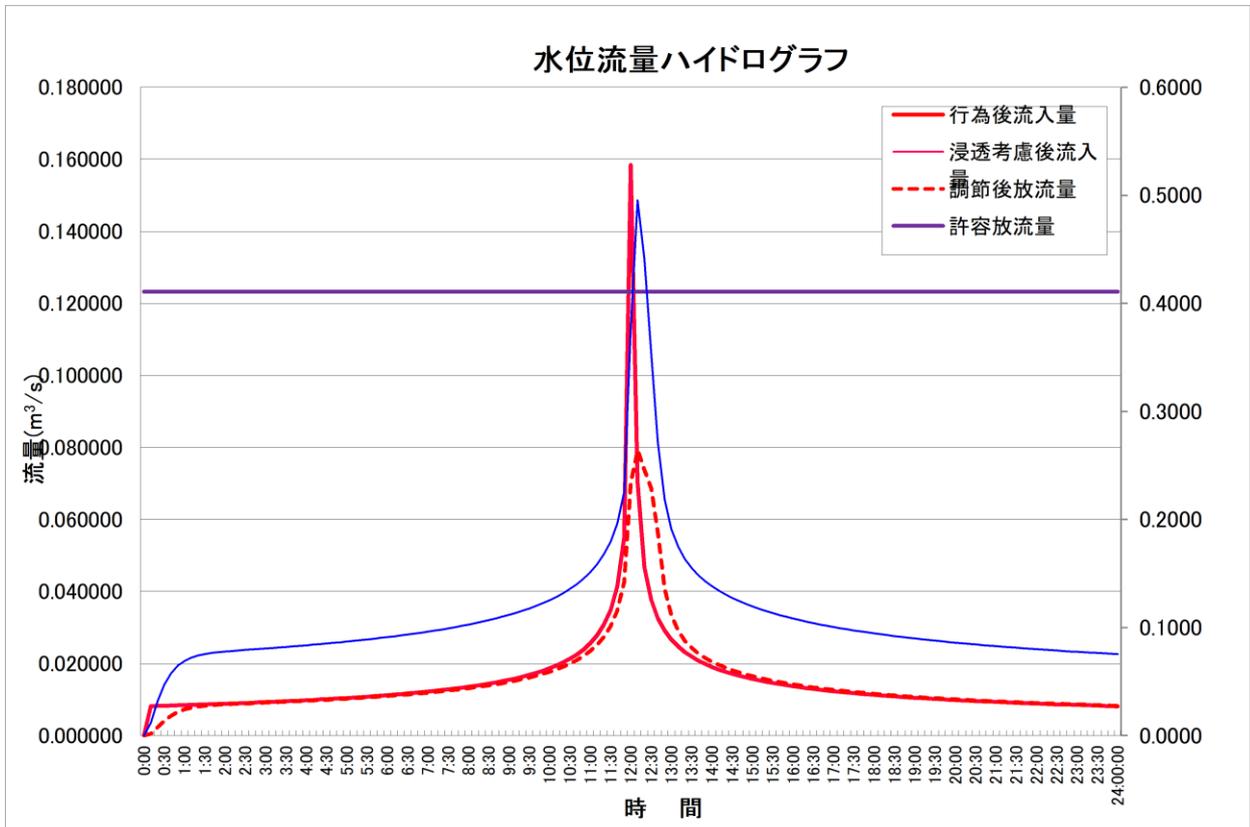


図 7-9 自然調節方式の調節計算結果 (浸透施設なしの場合)

入力条件					
設定調整池諸元			放流ポンプ諸元		行為後流入量
水深-容量			水深-ポンプ		行為後ピーク流入量 (浸透考慮後)
No	水深H(m)	容量V(m <sup>3</sup> )	No	水深H(m)	ポンプ規模
1	0.000	0.00	1	0.000	0.02500
2	1.200	120.00	2	0.590	0.02500
3			3	0.600	0.05
4			4	1.200	0.05000
5			5		
6			6		
7			7		
8			8		
9			9		
10			10		
11			11		
12			12		
13			13		
14			14		
15			15		
16			16		
17			17		
18			18		
19			19		
20			20		

許容放流量 (行為前ピーク流入量)	0.123210 m <sup>3</sup> /s
----------------------	----------------------------

計算結果	
総合評価	O.K
放流量評価	O.K
許容放流量	0.123210 m <sup>3</sup> /s
最大放流量	0.050000 m <sup>3</sup> /s
池容量評価	O.K
池内最大ボリューム	115.25 m <sup>3</sup>
池内最大水深	1.152 m
上乗せ分評価	30m <sup>3</sup> 増分 N.G
上乗せ分の貯留量	4.76 m <sup>3</sup>
および貯留率	4.0 %

使用しない

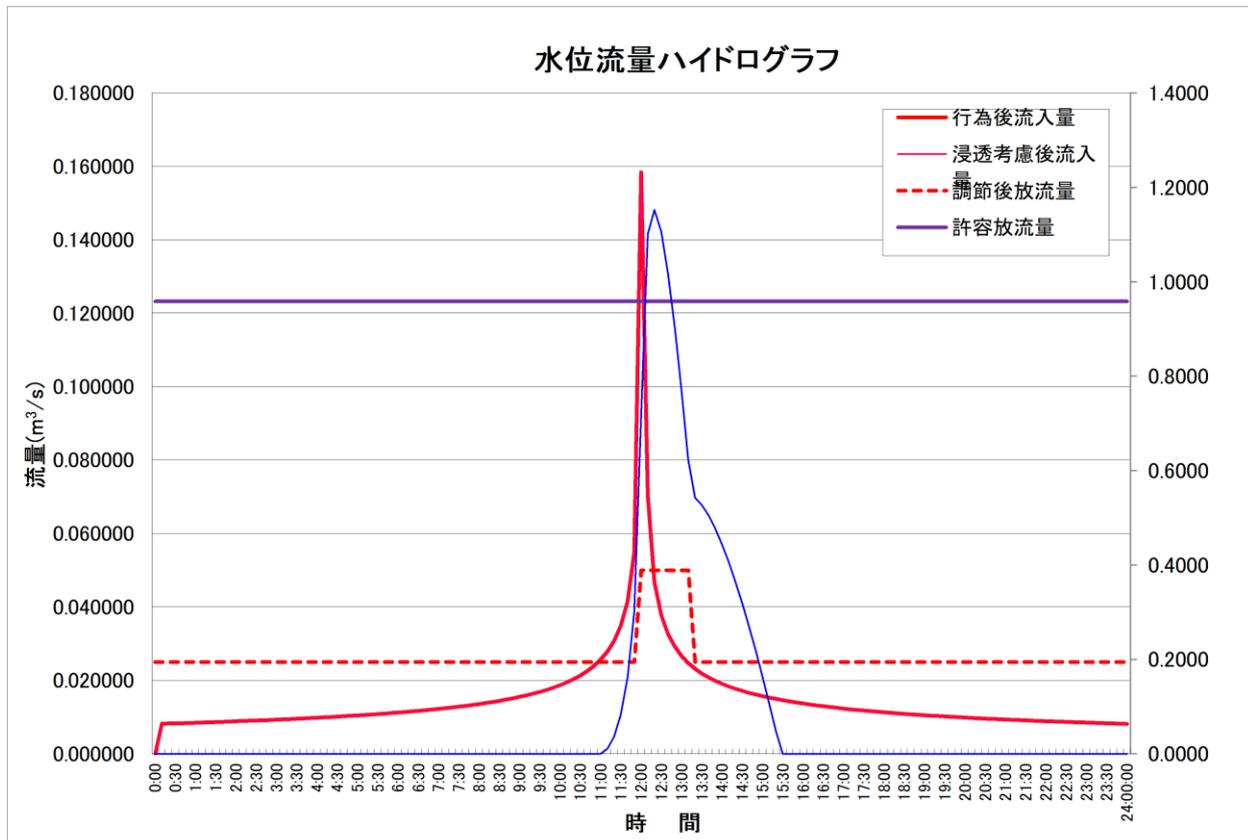
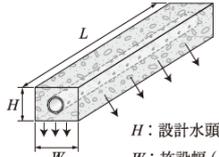


図 7-10 ポンプ方式の調節計算結果（浸透施設なしの場合）

## 比浸透量の算出

### 2. 浸透側溝および浸透トレンチ

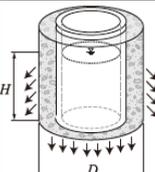
施設形態・形状	浸透側溝および浸透トレンチ
浸透面	側面および底面
模式図	 <p style="text-align: right;">H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)</p>

	入力セル	適用範囲
H: 設計水頭 (m)	1.00	$H \leq 1.5m$
W: 施設幅 (m)	0.80	$W \leq 1.5m$
D: 施設直径 (m)	-	-
L: 施設延長 (m)	-	-
係数 a	3.09	
係数 b	1.75	
係数 c	-	
K: 比浸透量	4.84	

**比浸透量の算出**

## 比浸透量の算出

### 3. 円筒ます（側面および底面）

施設形態・形状	円筒ます* および 縦型浸透管
浸透面	側面および底面
模式図	 <p style="text-align: right;">H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)</p>

	入力セル	適用範囲
H: 設計水頭 (m)	1.50	$H \leq 5.0m$ 1.5mを超える場合は静水圧指標の比例配分で算出
W: 施設幅 (m)	-	-
D: 施設直径 (m)	2.00	$0.2m \leq D \leq 10.0m$
L: 施設延長 (m)	-	-
係数 a	15.34	
係数 b	6.16	
係数 c	-	
K: 比浸透量	29.17	

**比浸透量の算出**

図 7-11 比浸透量の算出（上段：浸透トレンチ、下段：浸透ます（円筒ます））

### 浸透施設能力算定結果

浸透マス		浸透トレンチ		透水性舗装		その他		浸透施設能力算定結果
2.55	+	4.52	+	0.00	+	0.00	=	7.07 m <sup>3</sup> /hr
							=	0.00196 m <sup>3</sup> /s
(開発エリア全体に対する全浸透施設の浸透強度: 1.4140005 mm/hr)								

### 条件設定

【浸透マス】	単位設計浸透能(m <sup>3</sup> /hr/個)			設置数量 (個)	影響係数			
	比浸透量(m <sup>2</sup> )	飽和透水係数	飽和透水係数 (m/hr)		(1) 内容(1)	(2) 内容(2)	(3) 内容(3)	
1	29.17	0.000	m/s	0.04	3	0.90	0.90	1.00
2			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
3			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
4			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
5			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
6			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
7			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
8			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
9			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
10			単位	0.00		0.90	0.90	1.00

【浸透トレンチ】	単位設計浸透能(m <sup>3</sup> /hr/m)			設置数量 (m)	影響係数			
	比浸透量(m <sup>2</sup> )	飽和透水係数	飽和透水係数 (m/hr)		(1) 内容(1)	(2) 内容(2)	(3) 内容(3)	
1	4.84	0.00	m/s	0.04	32	0.90	0.90	1.00
2			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
3			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
4			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
5			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
6			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
7			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
8			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
9			単位	0.00		0.90	0.90	1.00
10			単位	0.00		0.90	0.90	1.00

図 7-12 浸透能力の算定結果

流出計算条件

- 浸透施設なし
- 浸透施設あり  
※「浸透施設能力」シートに浸透施設諸元を入力してください。
- 浸透施設あり  
(貯留浸透モデル\_道路管理者用)  
※「浸透施設能力(貯留浸透モデル\_道路管理者用)」シートに浸透施設諸元を入力してください。

計算実行 / 再設定

流出計算結果

時刻	浸透考慮前	浸透考慮後
0:00	0.000000	0.000000
0:10	0.008160	0.006196
0:20	0.008220	0.006256
0:30	0.008270	0.006306
0:40	0.008330	0.006366
0:50	0.008390	0.006426
1:00	0.008450	0.006486
1:10	0.008510	0.006546
1:20	0.008570	0.006606
1:30	0.008630	0.006666
1:40	0.008700	0.006736
1:50	0.008760	0.006796
2:00	0.008830	0.006866
2:10	0.008900	0.006936
2:20	0.008970	0.007006
2:30	0.009050	0.007086
2:40	0.009120	0.007156
2:50	0.009200	0.007236
3:00	0.009280	0.007316
3:10	0.009360	0.007396
3:20	0.009440	0.007476
3:30	0.009530	0.007566
3:40	0.009620	0.007656
3:50	0.009710	0.007746
4:00	0.009800	0.007836
4:10	0.009900	0.007936
4:20	0.010000	0.008036
4:30	0.010100	0.008136
4:40	0.010210	0.008246
4:50	0.010320	0.008356
5:00	0.010430	0.008466
5:10	0.010550	0.008586
5:20	0.010670	0.008706
5:30	0.010800	0.008836
5:40	0.010930	0.008966
5:50	0.011070	0.009106
6:00	0.011210	0.009246
6:10	0.011360	0.009396
6:20	0.011520	0.009556
6:30	0.011680	0.009716
6:40	0.011850	0.009886

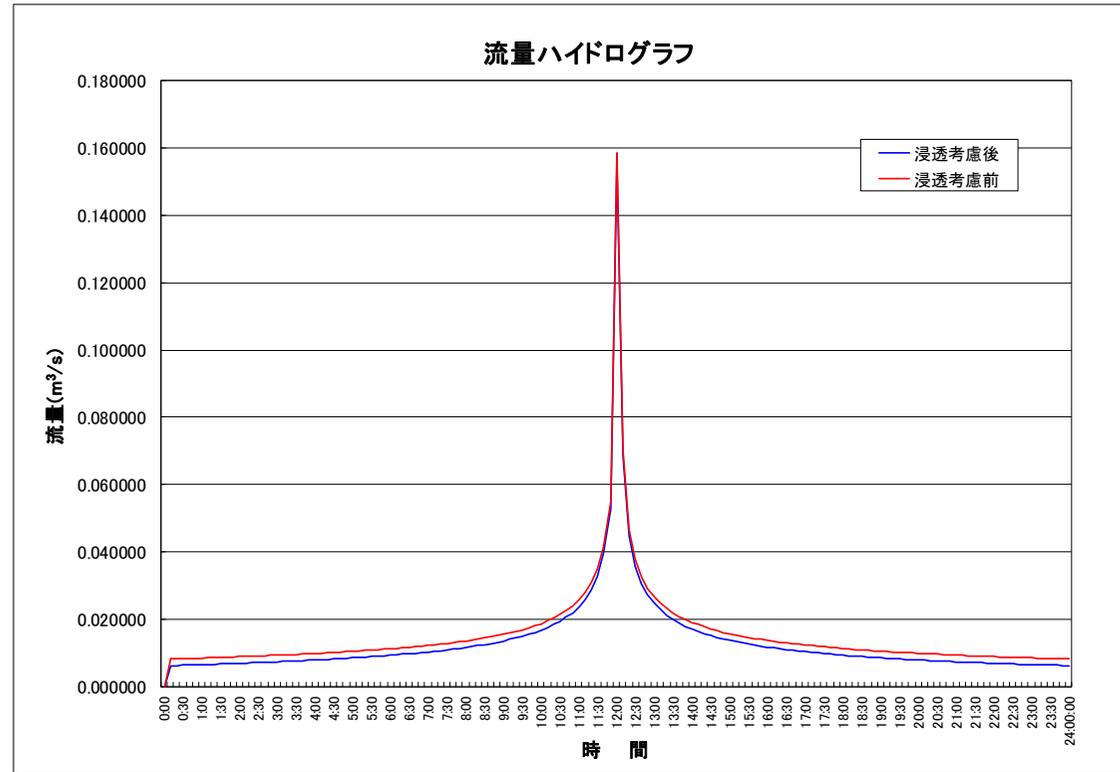


図 7-13 浸透施設考慮後の流出量計算 (浸透施設ありの場合)

入力条件		
設定調整池諸元		
水深-容量		
No	水深H(m)	容量V(m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.00
2	0.500	95.00
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		

行為後流入量	
行為後ピーク流入量 (浸透考慮後)	0.156446 m <sup>3</sup> /s
許容放流量 (行為前ピーク流入量)	0.123210 m <sup>3</sup> /s

放流口形状 (口径)	
<input checked="" type="radio"/> 円	直径 0.25 m
<input type="radio"/> 矩形	高さ _____ m 幅 _____ m
(管底位置)	池底高から 0 m

計算実行

計算結果	
総合評価	O.K
放流量評価	O.K
許容放流量	0.123210 m <sup>3</sup> /s
最大放流量	0.079209 m <sup>3</sup> /s
池容量評価	O.K
池内最大ボリューム	93.86 m <sup>3</sup>
池内最大水深	0.494 m
上乗せ分評価	30m3増分 N.G
上乗せ分の貯留量	1.14 m <sup>3</sup>
および貯留率	1.2 %

使用しない

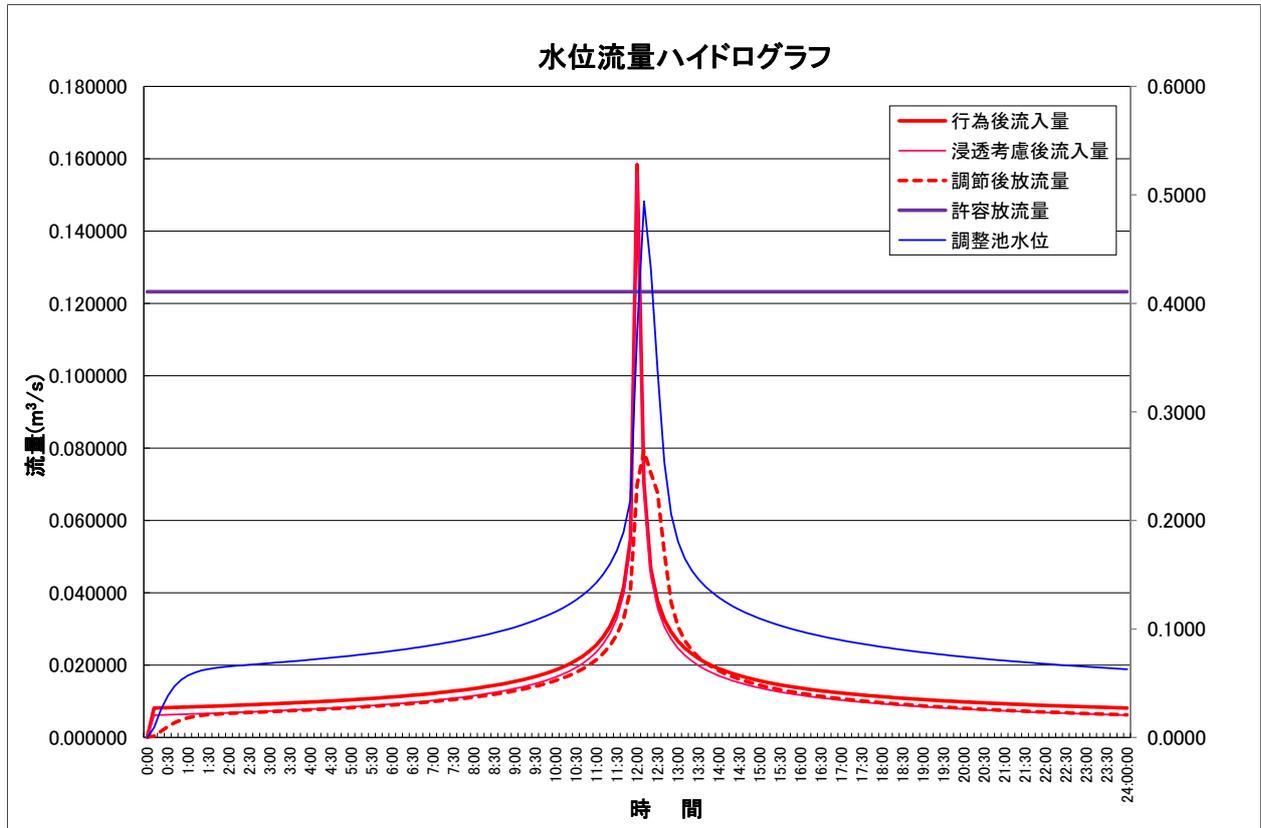


図 7-14 自然調節方式の調節計算結果 (浸透施設ありの場合)

## 第8章 様式集

- 様式第 1 号 (第 6 条関係) 事前協議書
- 様式第 2 号 (第 6 条関係) 雨水流出抑制計画書
- 様式第 3 号 (第 6 条関係) 放流協議報告書
- 様式第 4 号 (第 7 条関係) 工事完了届出書