

京都市雨水流出抑制施設設置技術基準

平成 17 年 10 月 1 日施行

平成 17 年 8 月

京 都 市

【目 次】

1	総 則	1
1.1	目 的	1
1.2	適用の範囲	2
1.3	適用施設	3
1.4	用語の説明	4
2	対策規模	6
2.1	基本方針	6
2.2	計画規模	7
2.3	対策量	7
3	浸透施設の計画・設計	8
3.1	対象区域	8
3.2	浸透施設の一般事項	10
3.3	浸透施設規模の決定	11
3.4	浸透施設の構造設計	21
4	貯留施設の計画・設計	33
4.1	貯留施設の一般事項	33
4.2	貯留施設規模の決定	34
4.3	貯留雨水の利用	43
5	施工	44
5.1	施工の一般事項	44
6	維持管理	45
6.1	維持管理の一般事項	45
7	貯留・浸透対策量の算定事例	46
7.1	ケース 1 の算定事例	47
7.2	ケース 2 の算定事例	58
7.3	ケース 3 の算定事例	63
7.4	ケース 4 の算定事例	65

1 総 則

1.1 目 的

本技術基準は、「京都市雨水流出抑制対策実施要綱」に基づき、京都市域の雨水流出抑制のために設置される貯留・浸透施設について、計画・設計に係る技術的事項についての一般原則を示すことによりその整備を推進し、浸水被害の防止及び健全な水循環の保全を図ることを目的とする。

平成 15 年 3 月に、京都を中心に「第 3 回世界水フォーラム」が開催され、世界 183 の国から 24,000 人以上の方が参加し、世界が抱える水不足、水質汚濁及び洪水被害の拡大などの水問題について活発な議論が交わされた。

そこで、京都市では同フォーラムの成果を踏まえ、市内においても都市型水害の低減や自然な水循環系の回復など、京都の水問題解決に向けて継続的な取組を進めるため、「京都市水共生プラン」を策定した。

本プランでは、「流域全体を見据えた治水対策」、「良好な水環境の実現」、「健全な水循環系の回復」、「ゆたかな水文化の創造」、「雨水の利用」の 5 つの基本方針を柱としている。このうち、「流域全体を見据えた治水対策」においては、頻発する浸水被害を低減させるために、河川や下水道の整備だけでなく、流域からの雨水の流出を抑制し、総合的な治水対策を推進することにより、京都市域全体の治水安全度を向上させていくことを基本方針とし、「健全な水循環系の回復」においては、都市化によって変化した水循環系をできるだけ自然本来の姿に近づける取組を推進し、普段の河川流量を豊かにするとともに、地下水の保全、ひいてはヒートアイランド現象の緩和につながることを謳っている。また、「雨水の利用」においては、災害時の防災水利、水に関するエネルギー消費の抑制及び子供たちの環境教育などに有効な雨水利用を積極的に推進していくこととしている。

その後これらの理念を踏まえ、平成 17 年 4 月には浸水被害の防止及び健全な水循環の保全を図ることを目的として、「京都市雨水流出抑制対策実施要綱」を策定し、京都市の設置又は所管する施設においては雨水流出抑制対策の実施、民間施設等に対しては雨水流出抑制対策の普及、啓発及び適切な指導を図っていくこととした。

本技術基準は、以上を踏まえ、京都市域における貯留・浸透施設の整備を推進するために、計画・設計に係る技術的事項についての基本的な考え方を示すものである。

1.2 適用の範囲

本技術基準は、京都市域に雨水流出抑制を目的として設置する施設の、調査、計画、設計及び施工等について適用する。

京都市では、都市計画法や宅地造成等規制法に基づいて施行される宅地造成に関する工事（以下「開発行為等」という。）については、「京都市開発技術基準」により、放流先の排水能力に見合う雨水流出抑制施設の設置を指導している。

本技術基準では、表 1 に示すとおり開発行為等はもとより、従来雨水流出抑制指導対象外であった公共施設（本市所管施設）での工事や、開発行為等に該当しない民間施設等（国・府等を含む本市以外の者が設置する施設）での工事も対象とするものである。

表 1 本技術基準の適用範囲

	本適用範囲
開発行為等	○
公共施設（本市所管施設）での工事	○
開発行為等に該当しない民間施設等 （国・府等を含む本市以外の者が 設置する施設）での工事	○

1.3 適用施設

本技術基準は、雨水流出抑制施設のうち、貯留施設と浸透施設を対象とする。

雨水流出抑制施設のうち、開発地区や既存市街地等によく用いられる下図に示す施設を対象とする。

表 2 雨水流出抑制施設の種類

	主な対象施設
貯留施設	校庭貯留(表面), 空隙貯留(砕石等), 駐車場貯留, 調整池, 各戸貯留, 屋上貯留, 棟間貯留, 公園貯留(表面), 地下貯留 など
浸透施設	透水性舗装, 透水性U型側溝, 透水性植栽ます, 浸透トレンチ, 浸透ます など



出典 流域貯留浸透施設パンフレット (社)雨水貯留浸透技術協会

図 1 貯留・浸透施設のイメージ図

1.4 用語の説明

本技術基準で用いている用語は、それぞれ以下のように定義する。

雨水流出抑制

雨水が河川や下水道に直接的に流出しないようにすること。これにより、下流河川等の負担が軽減される。

浸透施設

雨水を地中に浸透させ、雨水の総流出量を減少させるために設置する、浸透ます、浸透トレンチ、透水性舗装及びその他これらに類する施設をいう。

貯留施設

雨水を一時的に貯留し、集中的な流出を防ぐために、公園、校庭、集合住宅の棟間等の空地及び地下又は建築物の一部に設置する施設をいう。

民間施設等

国・府等を含む本市以外の者が設置する施設をいう。

浸透ます

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

浸透トレンチ

掘削した溝に砕石等を充填し、更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、砕石等の側面及び底面から地中へ浸透させる施設をいう。

浸透側溝

側溝の周辺を砕石で充填し、雨水を側面及び底面から地中へ浸透させる側溝類をいう。

透水性舗装

雨水を直接透水性の舗装体に浸透させ、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。舗装体の貯留による雨水流出抑制機能を期待する場合もある。

浸透池

貯留施設の底面から貯留水を地中へ浸透させるもので、貯留による洪水調節機能と浸透による雨水流出抑制機能の両機能を併せ持った施設をいう。

空隙貯留浸透施設

地下の砕石等を使用した空隙槽へ雨水を導き貯留するとともに、側面及び底面から地中へ浸透させる施設をいう。

雨水流出抑制施設

雨水流出抑制を目的として設置される施設で貯留施設と浸透施設に大別される。貯留施設は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、下水道及び水路等によって雨水を集水した後でこれを貯留し、流出を抑制するもの。遊水池及び防災調整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で現地貯留とも呼ぶ。公園、運動場、駐車場及び集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留施設等がこれに当たる。

浸透適地

表層地盤の浸透能力が大きく、浸透施設の設置に適している地域をいう。また、その逆を浸透不適地という。浸透能力マップの大中小がこれに該当する。

浸透能力マップ

表層地盤を透水係数などの浸透能力で区分・表示した地図。必要に応じ、浸透施設の設置不適地や要請調査区域の区分も行う。

ボアホール法

簡便な現地浸透試験方法。径 20 c m , 深さ 1 m 程度のオーガー孔を利用して行う。

急傾斜地崩壊危険区域

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第 3 条に基づき, 崩壊するおそれのある急傾斜地での一定の要件を満たすものについて, 関係市町村長の意見を聞いて都道府県知事が指定したもの。

地すべり防止区域

地すべり等防止法第 3 条に基づき, 地すべり地域の面積が一定以上あり, その崩壊により一定基準以上の河川, 鉄道・道路, 公共建物・家屋, 貯水池など用排水施設及び農地等などに被害を及ぼすおそれがある場合に, 都道府県知事の意見に基づき主務大臣が認定したもの。

設計浸透量

当該地区に設置されたすべての浸透施設の浸透量の合計値で, 単位設計浸透量に施設数量を乗じて算定できる。

単位設計浸透量

終期浸透量から求まる基準浸透量に目詰まり等による浸透能力低下を考慮した単位施設の浸透量をいう。

終期浸透量

定水位法による現場浸透試験において注水を継続したのち浸透量がほぼ一定となった時の浸透量をいう。

定水位法

現場浸透試験での注水方法の 1 つで, 試験施設内の湛水深 (水位) を一定に保ちつつ注水する方法。

透水係数

多孔質体中の水の流速の大きさを示す指標で, 飽和時の透水係数を飽和透水係数, 不飽和時は不飽和透水係数という。一般に, 不飽和透水係数は飽和透水係数に比べかなり小さい。

比浸透量

浸透施設からの浸透量を飽和透水係数で除した値。

基準浸透量

浸透ます 1 個, 浸透トレンチ 1 m 当たりなど, 単位施設当たりの浸透量。現地浸透試験や飽和透水係数から推定する。

影響係数

目詰まりや地下水位などの要因による浸透量の低下を考慮する際の安全係数。

設計水頭

単位設計浸透量の算定に使用する浸透施設内の水深をいう。

設計浸透強度

設計浸透量をその集水面積で割ったもので mm/hr で表す。

集水面積

浸透施設に雨水を集めることのできる地域の面積をいう。

空隙率

砕石等の充填材の見かけの体積と, 見かけの体積から充填材の真の体積を減じて残った体積 (空隙) との割合をいう。

ベルマウス

釣鐘状の管路入口形状であり, 入口を滑らかにすることにより, 大きな負圧や, エネルギー損失の発生を防止するために用いられる。

2 対策規模

2.1 基本方針

京都市域において所定の雨水流出抑制効果が発揮されるように、貯留型及び浸透型の雨水流出抑制施設の規模を決定する。ただし、浸透適地については浸透施設を優先して設置することを基本とする。

京都市では、開発行為等については、「京都市開発技術基準」に基づき、放流先の排水能力に見合う対策量を設定し、雨水流出抑制施設の設置を指導している。

開発行為等及び公共施設（本市所管施設）での工事については、この対策量と同等な雨水流出抑制効果となる貯留型及び浸透型の雨水流出抑制施設の規模を決定する。

浸透適地については浸透型の雨水流出抑制施設を優先して設置し、浸透施設のみで対策量が満足できない場合は、貯留型の雨水流出抑制施設との併用により雨水流出抑制を行うことを基本とする。

民間施設等での工事については、浸透適地では浸透施設の設置を、浸透不適地では雨水貯留タンク等の設置を行うことを基本とする。

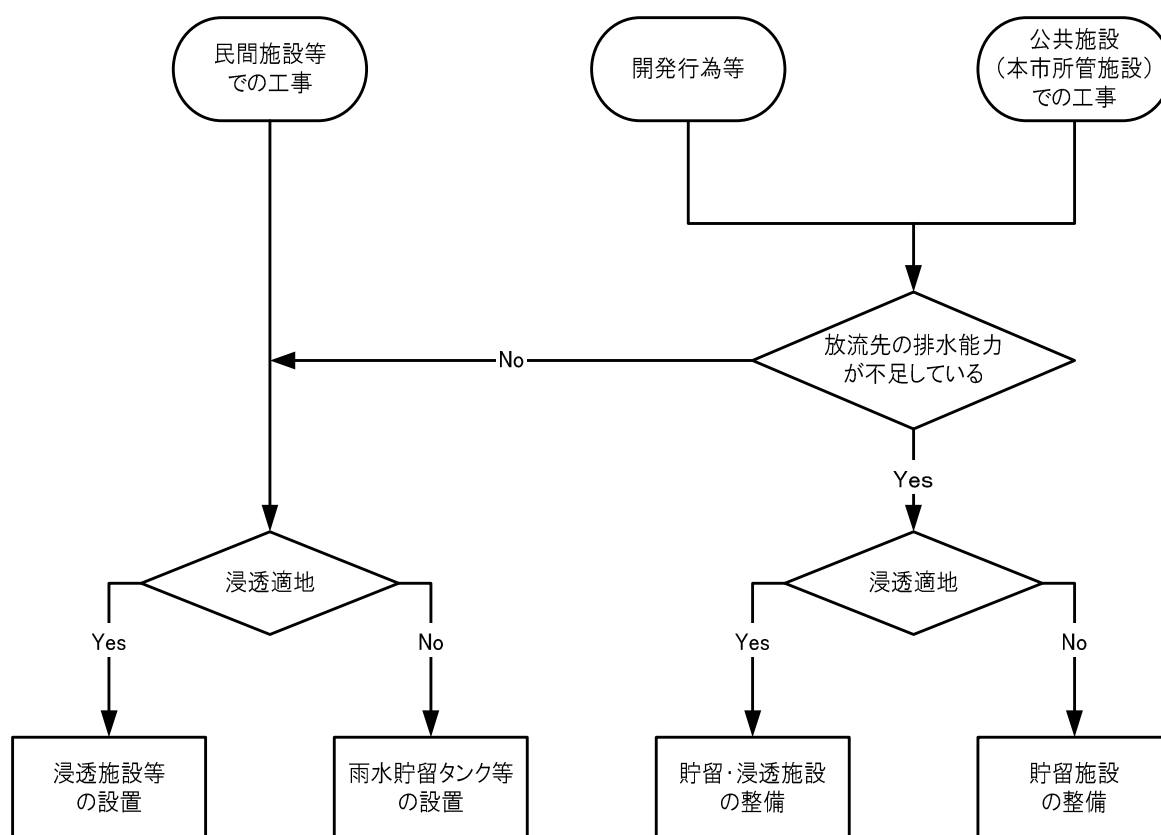


図 2 雨水流出抑制施設の整備内容

2.2 計画規模

本技術基準の対策量の算定に用いる計画規模及び諸元は、「京都市開発技術基準」に準じるものとする。

「京都市開発技術基準」では、開発行為等に対して計画規模を定めており、これに準じるものとする。

ただし、西羽束師川・七瀬川流域等については、別途建設局水と緑環境部河川課との協議により計画規模を定めるものとする。

2.3 対策量

開発行為等及び公共施設（本市所管施設）での工事に対しては、区域及び規模に応じて「京都市開発技術基準」に従った対策量を設定する。

また、「京都市開発技術基準」の対象とならない民間施設等の工事については、浸透対策は 3 mm/hr、貯留対策は 200ℓ/戸の対策量を目安とする。

京都市では、開発行為等については、「京都市開発技術基準」に基づき、放流先の排水能力に見合う雨水流出抑制量を設定している。開発行為等及び公共施設（本市所管施設）で放流先の排水能力が不足している場合には、同技術基準で定められる対策量を確保するものとするが、浸透適地については浸透対策量(3mm/h r 以上)を優先的に確保し、浸透施設のみで対策量が満足できない場合は、貯留対策を併用して対処するものとする。

また、開発行為等及び公共施設（本市所管施設）で放流先の排水能力が十分にある場合や、開発行為等に該当しない民間施設等に対しては、浸透適地については 3mm/hr の浸透対策を、浸透不適地については 200ℓ/戸の貯留対策を実施することを目標とする。

3 浸透施設の計画・設計

3.1 対象区域

本技術基準の対象区域は、京都市全域とするが、浸透対策は地盤の浸透能力が高く雨水流出抑制効果が期待できる区域とする。

- 1) 開発行為等及び公共施設（本市所管施設）等に浸透施設を設置する場合は、浸透能力マップにおける浸透適地(浸透能力 大・中・小)を対象区域の目安とする。ただし、現地浸透試験を実施し、地盤の浸透能力が確認された場合はこの限りではない。
- 2) 民間施設等に浸透施設を設置する場合は、浸透能力マップにおける浸透適地(浸透能力 大・中・小)を対象区域とする。
- 3) 浸透能力マップにおいて「高地下水位に伴う浸透能力低下の要注意域」と明示された区域は、地下水位の高いことが予想されることから、この地区において浸透施設を計画する場合は、深さ 2 m 程度の試掘を行い、地下水位の有無を確認することとする。なお、施設底面から 0.5m 以内に地下水の存在が確認された場合は貯留施設に変更するものとする。
- 4) 人工改変地、切土斜面及びその周辺、盛土斜面及びその周辺については、雨水浸透が斜面安定性の低下を招くことがないかどうか事前に十分な検討を行うものとする。特に斜面近傍は、基本的には設置禁止区域と見なす。
- 5) 急傾斜地崩壊危険区域や地すべり防止区域等の法令指定地では、法令上浸透施設の設置ができないため、事前調査により法令指定の有無を確認する。
- 6) 現地浸透試験は、ボアホール法を基本とし、試験方法などの詳細は「雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編」を参考にすること。

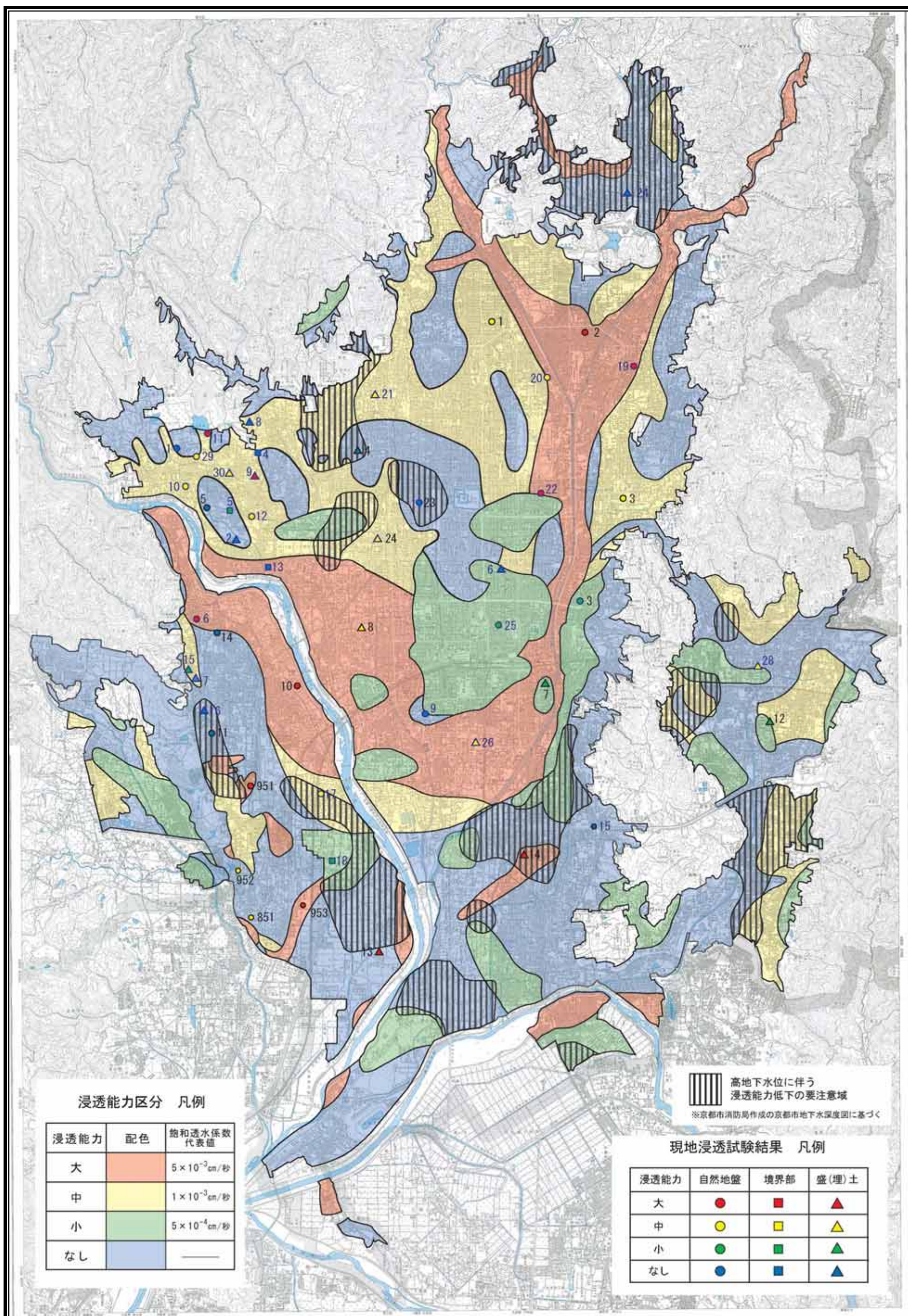


図 3 浸透能力マップ

3.2 浸透施設の一般事項

浸透施設は、雨水流出抑制機能の確実性と継続性が確保できるとともに、良好な維持管理が可能な構造と場所を考慮して計画するものとする。

また、斜面や建築物に与える影響を十分に検討するとともに、地下水の水質に与える影響に対しても十分に配慮するものとする。

浸透施設は地形、地質及び土地利用等の諸条件により判断して適地に設置するものとする。浸透施設による雨水流出抑制を効果的に行うには、適地の選定が重要であり、以下の項目について検討を行うものとする。

- 1) 浸透適地においては、貯留施設、浸透施設の併用を、浸透不適地においては貯留施設の設置を原則とする。
- 2) 浸透施設は、対象区域内の浸透性の良い地盤に設置する。ただし、地下水汚染が懸念される場合には、貯留施設とし、浸透施設の設置は行わない。
- 3) 浸透施設の設置間隔は 1.5m 以上とすること。
- 4) 以下の箇所に浸透施設を計画する場合は、事前に浸透施設設置に伴う雨水浸透を考慮した斜面の安全性について十分に検討を実施することで、浸透施設設置の可否を判断することとする。

- ・ 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

なお、参考として斜面の近傍における浸透施設設置禁止場所の目安を下図に示す。

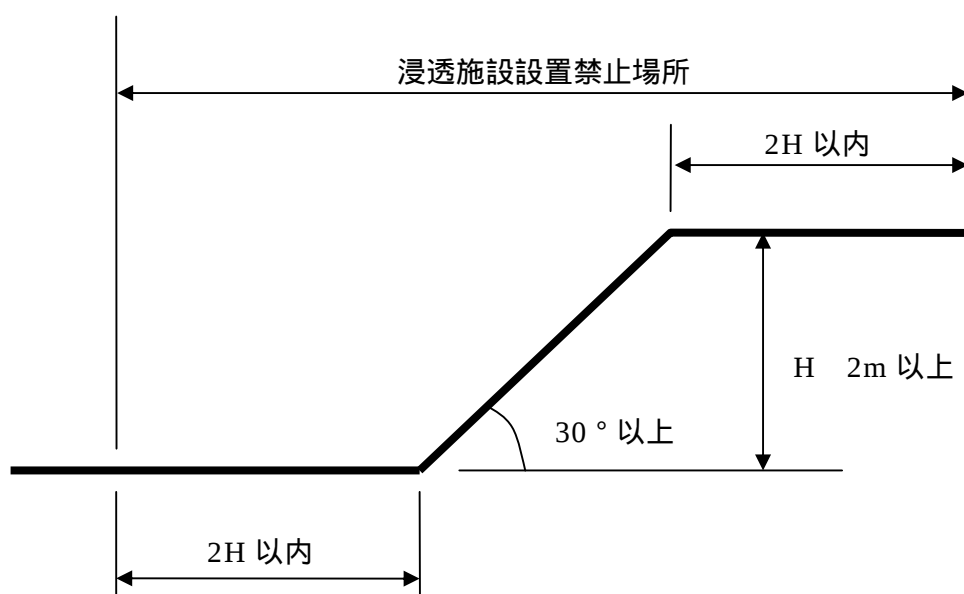


図 4 斜面近傍の設置禁止場所の目安

3.3 浸透施設規模の決定

浸透施設の設計は、対象区域の土地利用計画及び雨水排水計画を考慮するとともに、地形、土質、地下水位及び放流先の施設の現況と将来計画等を調査し、所定の対策量を満足する確実な雨水流出抑制効果が得られるものとする。

浸透施設の規模は、貯留施設の貯留量に浸透施設の浸透量を貯留量に換算した量を加えた量が、対策量を上回るものとする。

3.3.1 計画手順

浸透施設の計画手順は、許容放流量等に応じた対策量の設定、単位設計浸透量の算定、配置計画及び対策量の確認により実施するものとする。

浸透施設の計画手順については、下図の貯留・浸透施設の設計・計画フローに従い実施するものとする。

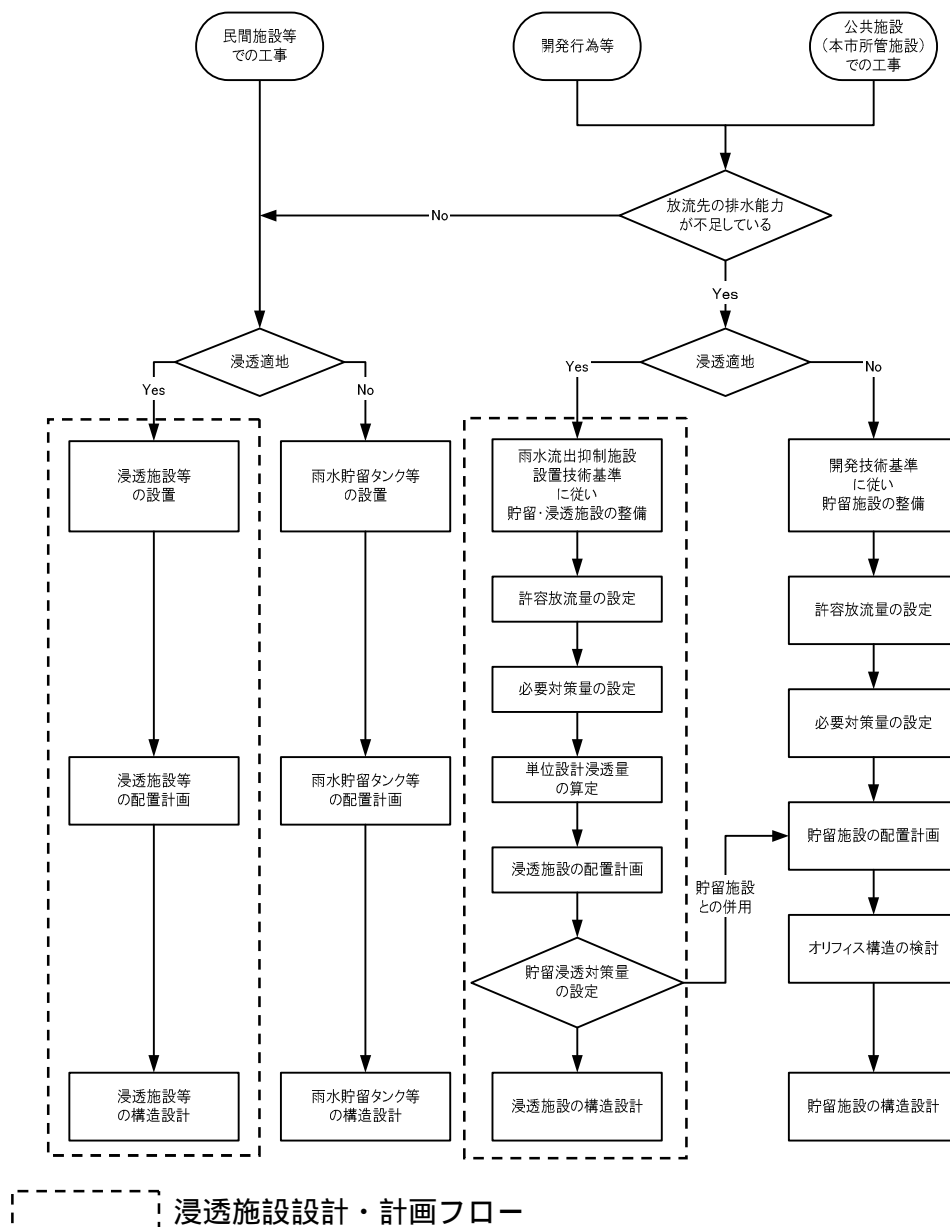


図 5 貯留・浸透施設の設計計画フロー

3.3.2 許容放流量の設定

許容放流量の設定は、「京都市開発技術基準」に準じるものとする。

「京都市開発技術基準」では、下流のネック地点における流下能力に見合う許容放流量を、原則として次のとおり設定しており、この許容放流量を考慮して対策量を設定する必要がある。

市街化区域では C a s e - 1 及び C a s e - 2 を適用し、市街化調整区域では C a s e - 3 を適用する。

表 3 「京都市開発技術基準」での許容放流量の考え方

	C a s e - 1	C a s e - 2	C a s e - 3
計画対象降雨	$I_3 = \frac{773.523}{t^{2/3} + 2.630}$	$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$	$I_{50} = \frac{1454.391}{t^{2/3} + 4.416}$
許容放流量	$Q_{oa} = Q_{ia} - Q_{il}$	$Q_{oa} = \frac{Q_{ia}}{Q_{io}} \times Q_{ol}$	$Q_{oa} = \frac{Q_{ia}}{Q_{il}} \times Q_{ol}$
備 考	Q_{oa} 調整池からの許容放流量 Q_{ia} 調整池下流のネック地点における流下能力		
	Q_{il} 調整池下流のネック地点における宅地開発後の 1/3 の計画対象降雨による洪水のピーク流出量	Q_{io} 調整池下流のネック地点における宅地開発前の 1/30 の計画対象降雨による洪水のピーク流出量 Q_{ol} 調整池地点における宅地開発後の 1/30 の計画対象降雨による洪水のピーク流出量	Q_{il} 調整池下流のネック地点における宅地開発後の 1/50 の計画対象降雨による洪水のピーク流出量 Q_{ol} 調整池地点における宅地開発後の 1/50 の計画対象降雨による洪水のピーク流出量

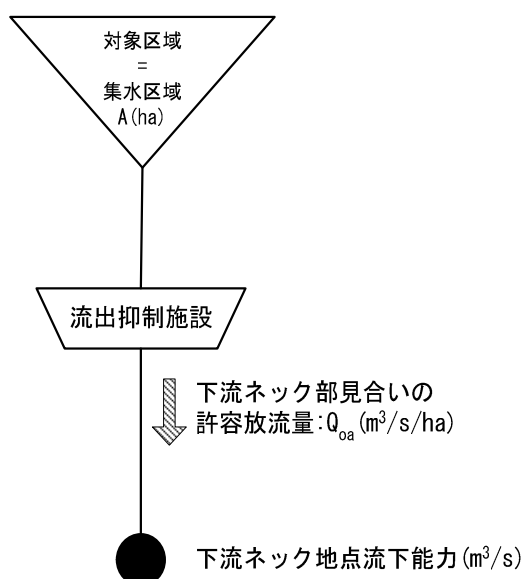


図 6 許容放流量の考え方

3.3.3 必要対策量の設定

必要対策量の設定は、「京都市開発技術基準」に準じるものとする。

必要対策量は、「京都市開発技術基準」に準じて簡便法にて算定するものとし、許容放流量に対して式(1)の対策量の値を最大とする容量、及び式(2)により求まる容量を満足するものとする。

- 必要対策量算定式

$$V_d = 60 \times t \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I \times A - \frac{1}{2} \times Q_{oa} \right) \quad \text{式(1)}$$

ここに、
 V_d : 必要対策量
 C_{ol} : 開発後の流出係数
 I : 任意の継続時間 t に対する降雨強度(mm/hr)
 A : 流域面積(ha)
 t : 任意の継続時間(min)
 Q_{oa} : 調整池からの許容放流量(m^3/s)

- 単位必要対策量算定式

$$v_d = 60 \times t_d \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I - \frac{1}{2} \times q_{oa} \right) \quad \text{式(2)}$$

$$t_d^n = \frac{\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 720q_{oa} \times (180q_{oa}b^2 - abC_{ol})}}{360q_{oa}}$$

ここに、
 v_d : 単位必要対策量
 C_{ol} : 開発後の流出係数
 I : 任意の継続時間 t に対する降雨強度(mm/hr)
 t_d : 任意の継続時間(min)
 q_{oa} : 調整池からの単位許容放流量($m^3/s/ha$)
 $\alpha = aC_{ol} - aC_{ol}n - 360bq_{oa}$
 $a \cdot b \cdot n$ は降雨強度式の係数

3.3.4 単位設計浸透量の算定

浸透施設の単位設計浸透量は、現地浸透試験結果を参考として、浸透施設の形状と設計水頭をパラメータとする簡便式を用いて基準浸透量を求め、これに各種影響係数を乗じて算定するものとする。

ただし、浸透施設設置予定箇所の地盤の浸透能力を的確に評価する必要から、現地透水試験については実施することを原則とするが、踏査及び試掘等の現地調査によって、当該箇所の地質が浸透能力マップの地質と概ね合致した場合は、現地浸透試験に替えて浸透能力マップに示した飽和透水係数を使用できるものとする。

単位設計浸透量とは施設 1 個当たり又は 1m 当たりの浸透可能量を示すこととする。

浸透施設の単位設計浸透量は、現地浸透試験結果を参考に浸透施設の形状と設計水頭をパラメータとする簡便式を用いて施設の比浸透量(m^2)を求め、これに土壌の飽和透水係数を乗じて基準浸透量を求め、これに目詰まり補正係数(0.9)、地下水位の影響係数(0.9)を乗じて単位設計浸透量を算定するものとする。

京都市浸透能力マップは、過去の地質調査のデータと現地浸透試験に基づいて策定したものであり、各地点地質は盛土等の人工的に改変された表土を除いた状態を示している。

このことから、マップの飽和透水係数を使用する場合は、浸透施設を該当する地質の地盤内に設置するか、又は表土を取り除き砂・礫等の透水性の良い土砂で置き換える必要がある。また、対象区域内で盛土を行う場合も同様の取り扱いとなる。

また、現地調査において、現地の地質がマップに示す地質に比して明らかに浸透能力が優れていると判断される場合は、当該箇所のマップに示した飽和透水係数以外を使用することができるものとする。

なお、京都市浸透能力マップの飽和透水係数は、ボアホール法による現地透水試験結果を評価して算定したものである。現地透水試験方法及びその結果の評価方法については、「雨水浸透施設技術指針（案）調査・設計編」等の雨水流出抑制に関する他の基準等を参照されたい。

以下に単位設計浸透量の算定の手順を示す。

(1) 単位設計浸透量の算定

単位設計浸透量とは、単位施設規模当たりの設計浸透量であり、次式で算定する。
算定した単位設計浸透量の一覧を各種浸透施設別に表 4、表 5 に示す。

$$Q = C \times Q_f$$

ここに、

Q ：浸透施設の単位設計浸透量

Q_f ：設置施設の基準浸透量

C ：各種影響係数（＝0.81）

(2) 基準浸透量の算定

$$Q_f = \frac{Q_t}{K_t} \times K_f = k_0 \times K_f$$

Q_f : 設置施設の基準浸透量(m^3/hr)

Q_t : 試験施設の終期浸透量(m^3/hr)

ここに、

K_f : 設置施設の比浸透量(m^2)

K_t : 試験施設の比浸透量(m^2)

k_0 : 土壌の飽和透水係数(m/hr)

1) 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。ただし、前期降雨及び注入水温は浸透量との明確な関係が確認されないことから、これらに関する補正は行わないこととし、地下水位及び目詰まりによる浸透量の低下をそれぞれ 10% 見込み、影響係数を 0.81 とする。

地下水位の影響による低減係数 $C_1 = 0.90$

目詰まりの影響による低減係数 $C_2 = 0.90$

影響係数 $= C_1 \times C_2 = 0.90 \times 0.90 = 0.81$

2) 飽和透水係数

前述の地形分類別の飽和透水係数を単位換算 ($cm/sec \rightarrow m/hr \times 36$ 倍) したものに準ずる。

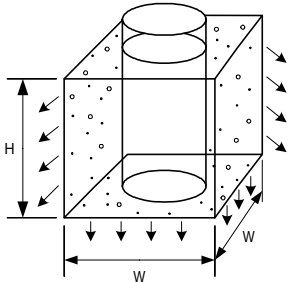
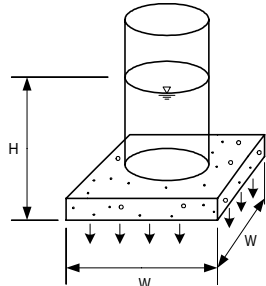
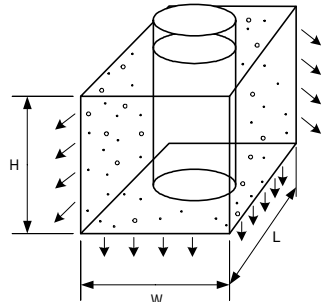
3) 比浸透量

比浸透量とは、浸透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。本基準では浸透適地の平均的な比浸透量算定式を用いることとする。次項に、比浸透量算定式を示す。

表 4 各種浸透施設の比浸透量 (Kt 及び Kf 値 (m²)) 算定式

施 設		透水性舗装 (浸透池)	浸透側溝及び浸透トレンチ	円筒ます			
浸 透 面		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	浸透池は底面積が 約 400m ² 以上	幅約 1.5m	0.2m 直径 1m	1m < 直径 < 約 10m	0.3m 直径 1m	1m < 直径 < 約 10m
比浸透量 基 本 式		$K=aH+b$ H: 設計水頭 (m)	$K=aH+b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K=aH^2+bH+c$ H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)	$K=aH+b$ H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)		
係数	a	0.014	3.093	$0.475D+0.945$	$6.244D+2.853$	$1.497D-0.100$	$2.556D-2.052$
	b	1.287	$1.34W+0.677$	$6.07D+1.01$	$0.93D^2+1.606D-0.773$	$1.13D^2+0.638D-0.011$	$0.924D^2+0.993D-0.087$
	c	-	-	$2.570D-0.188$	-	-	-
備 考		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	比浸透量は単位長当たりの値	-	-	-	-

表 5 各種浸透施設の比浸透量 (Kt 及び Kf 値 (m²)) 算定式

施 設		正方形ます						矩形のます
浸 透 面		側面及び底面			底面			側面及び底面
模 式 図								
算定式の 適用範囲 の目安	設計水頭	約 1.5m						約 1.5m
	施設規模	幅 1m	1m < 幅 10m	10m < 幅 < 80m	幅 1m	1m < 幅 10m	10m < 幅 < 80m	延長約 200m，幅約 4m
比浸透量 基 本 式		K=aH ² +bH+c H：設計水頭（m） W：施設幅（m）	K=aH+b H：設計水頭（m） W：施設幅（m）					K=aH+b H：設計水頭（m） L：施設延長（m） W：施設幅（m）
係数	a	0.120W+0.985	-0.453W ² +8.289W+0.753	0.747W+21.355	1.676W-0.137	-0.204W ² +3.166W-1.936	1.265W-15.670	3.297L+(1.971W+4.663)
	b	7.837W+0.82	1.458W ² +1.27W+0.362	1.263W ² +4.295W-7.649	1.496W ² +0.671W-0.015	1.345W ² +0.736W+0.251	1.259W ² +2.336W-8.13	(1.401W+0.684)L+(1.214W-0.834)
	c	2.858W-0.283	-	-	-	-	-	-
備 考		砕石空隙貯留浸透施設に適用可能	砕石空隙貯留浸透施設に適用可能	砕石空隙貯留浸透施設に適用可能	-	-	-	砕石空隙貯留浸透施設に適用可能

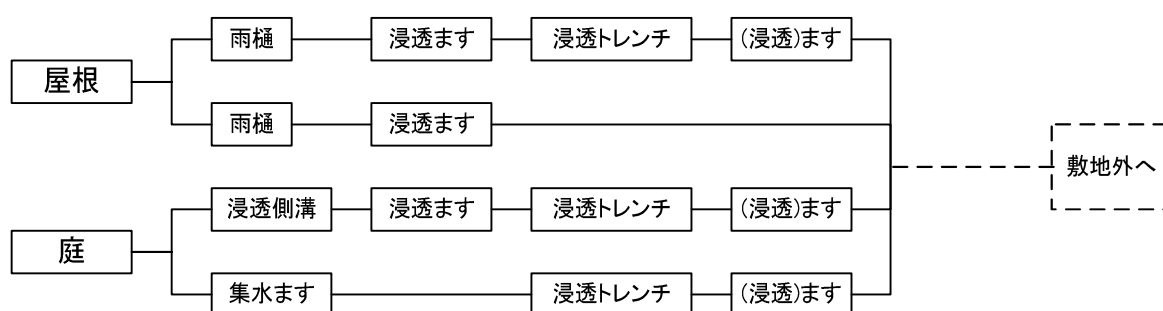
3.3.5 浸透施設の配置計画

浸透施設は，対象区域の土地利用計画及び雨水排水計画を考慮して，確実な雨水流出抑制効果が得られるように合理的な配置計画を策定するものとする。

貯留施設及び浸透施設は，対象地区内の設置場所によっては，雨水流出抑制の効果が大きく異なることから，最大の効果が得られるよう適切かつ合理的に配置する必要がある。

浸透施設は各施設が単独で設置されることは少なく，様々な種類の施設を組み合わせで設置される。そのほとんどが雨水の集水，排水施設として兼用されるため，集排水機能を損なわないように配慮する必要がある。また，浸透トレンチ等の流下施設の両端には浸透ますを配置し，流下施設内の水位を安定させたり，流下施設内へのゴミや土砂の流入を防止させたりする事が望ましい。

【一般住宅】



【集合住宅，学校，公園，駐車場】

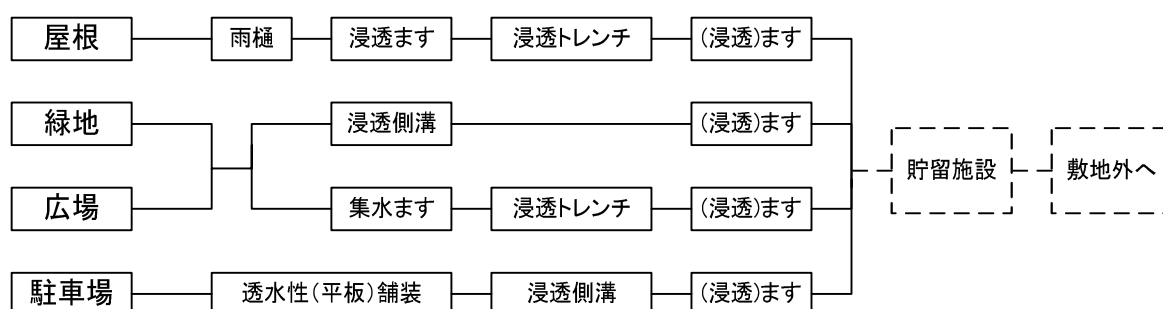


図 7 土地利用別浸透施設の組合せ（例）

3.3.6 貯留浸透対策量の設定

単位設計浸透量と配置計画から想定される浸透施設数量を乗じて設計浸透量を算定する。更に、必要に応じて浸透対策を実施した場合の貯留対策量を設定する。

設計浸透量は、当該地区に設置されたすべての浸透施設の浸透量の合計値であり各施設の単位設計浸透量と施設の設置数量を掛け合わせて算定することができ、次式で計算される。また、設計浸透強度は設計浸透量を集水面積で割ることにより算定できる。

更に、浸透対策を実施した場合に必要な貯留対策量を算定する。

$$\begin{aligned} \text{設計浸透量}(\text{m}^3/\text{hr}) &= \text{浸透ますの単位設計浸透量}(\text{m}^3/\text{hr}/\text{個}) \times \text{浸透ますの個数}(\text{個}) \\ &\quad + \text{浸透トレンチの単位設計浸透量}(\text{m}^3/\text{hr}/\text{m}) \times \text{浸透トレンチの長さ}(\text{m}) \\ &\quad \vdots \\ &\quad \vdots \end{aligned}$$

$$\text{設計浸透強度}(\text{mm}/\text{hr}) = \text{設計浸透量}(\text{m}^3/\text{hr}) / (\text{集水面積}(\text{ha}) \times 10)$$

また、浸透対策を考慮した貯留対策量は、「京都市開発技術基準」に準じて簡便法にて算定する。

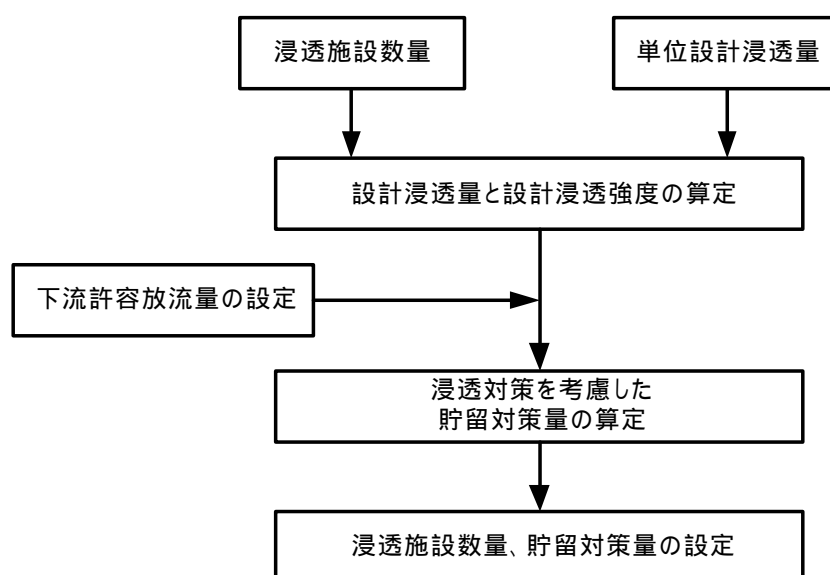


図 8 貯留浸透対策量の設定手順

浸透対策を考慮した貯留対策量は、許容放流量に対して式(3)の対策量の値を最大とする容量、及び式(4)により求まる容量を満足するものとする。

● 貯留対策量算定式

$$V_s = 60 \times t \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times (I - Fc) \times A - \frac{1}{2} \times Q_{oa} \right) \quad \text{式(3)}$$

V_s : 貯留対策量

C_{ol} : 開発後の流出係数

I : 任意の継続時間 t に対する降雨強度(mm/hr)

ここに、

Fc : 設計浸透強度(mm/hr)

A : 流域面積(ha)

t : 任意の継続時間(min)

Q_{oa} : 調整池からの許容放流量(m^3/s)

● 単位貯留対策量算定式

$$v_s = 60 \times t_s \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times (I - Fc) - \frac{1}{2} \times q_{oa} \right) \quad \text{式(4)}$$

$$t_s^n = \frac{\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 720q_{oa} \times (180q_{oa}b^2 - abC_{ol})}}{360q_{oa}}$$

v_s : 単位貯留対策量

C_{ol} : 開発後の流出係数

I : 任意の継続時間 t に対する降雨強度(mm/hr)

ここに、

Fc : 設計浸透強度(mm/hr)

t_s : 任意の継続時間(min)

q_{oa} : 調整池からの単位許容放流量($m^3/s/ha$)

$\alpha = aC_{ol} - aC_{ol}n - 360bq_{oa}$

$a \cdot b \cdot n$ は降雨強度式の係数

3.4 浸透施設の構造設計

浸透施設の設計に際しては、対象地区の地形、地質、地下水位及び土地の利用計画等を勘案するとともに、浸透機能が効果的に発揮できる構造とする。

また、浸透機能を長期的に維持するため、土砂等の流入による目詰まり及び堆積に対して十分考慮することとする。

浸透施設の設計については以下の事項を検討するものとする。

- 1) 浸透施設内に有効な水頭が得られる構造とする。
- 2) 施設に用いる主要な共通材料の規格・品質等は、以下のとおりとする。
 - 敷 砂： 浸透底面にはフィルター層として遮断用砂を敷きならす。砂は、粗めの洗い砂等を用いることが望ましく、設計空隙率は通常 25%程度とする。
 - 充 填 砕 石： 浸透施設内には浸透面の保護と貯留量をできるだけ多く確保するため充填材として単粒度砕石等を使用する。ただし、単粒度砕石の入手が困難な場合は、割栗石等や資源のリサイクルを目的として現地発生コンクリート破砕ガラ（細粒分を取り除いたもの）を単粒度砕石に替えて使用することができるものとし、この場合の空隙率は、標準値（単粒度砕石の場合通常 40%程度）を用いず、別途その空隙率を調査するものとする。
なお、細粒分を含むクラッシャーラン及び粒調砕石は、原則として使用しないこととする。
 - 透水シート： 現地盤からの細粒分の流入と現地盤への砕石のくい込みを防ぐことを目的として透水性シートを設置することとする。
透水シートの材質は、ポリエステル等とし、シートは十分な引張りの強度を有し、腐食等の面で長期間使用に耐えるとともに、敷砂と同等以上の透水係数(0.01cm/sec 以上)を有するものとする。
- 3) 浸透施設に設ける泥だめの深さは 15cm 以上とする。
- 4) 浸透ますの底面は土砂の堆積により浸透機能が低下することで雨水が滞留し、その結果悪臭やボウフラの発生につながるため、浸透ますには必ず側壁に穴のあいたものを使用することとする。
- 5) 浸透施設に土砂等の流入を防ぐため充填材の回りに透水シートを設けることとする。
- 6) 目詰まり防止のゴミ除去フィルター等を使用することとし、フィルターは容易に取り外しができ、良好な維持管理が可能なものとする。
- 7) 汚水排水管とのクロスコネクションを防ぐため、雨水汚水の各排水系統を確実に分離し、雨水と汚水の混入を防止するものとする。

3.4.1 浸透トレンチ

浸透トレンチは、掘削した溝に碎石を充填し、この中に浸透ますに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へ浸透させる構造とする。

浸透トレンチは浸透管、充填碎石、敷砂、透水シート、管口フィルターから構成される。

浸透トレンチは浸透機能と通水機能を有し、流入した雨水を透水管より碎石を通して地中へ分散浸透させるものである。

浸透トレンチは地下埋設型であるため、上部を緑地や道路等に利用できる。

浸透トレンチは流入した土砂等の清掃が困難なため、前後に浸透ますを設け、土砂等の流入を防ぐ必要がある。

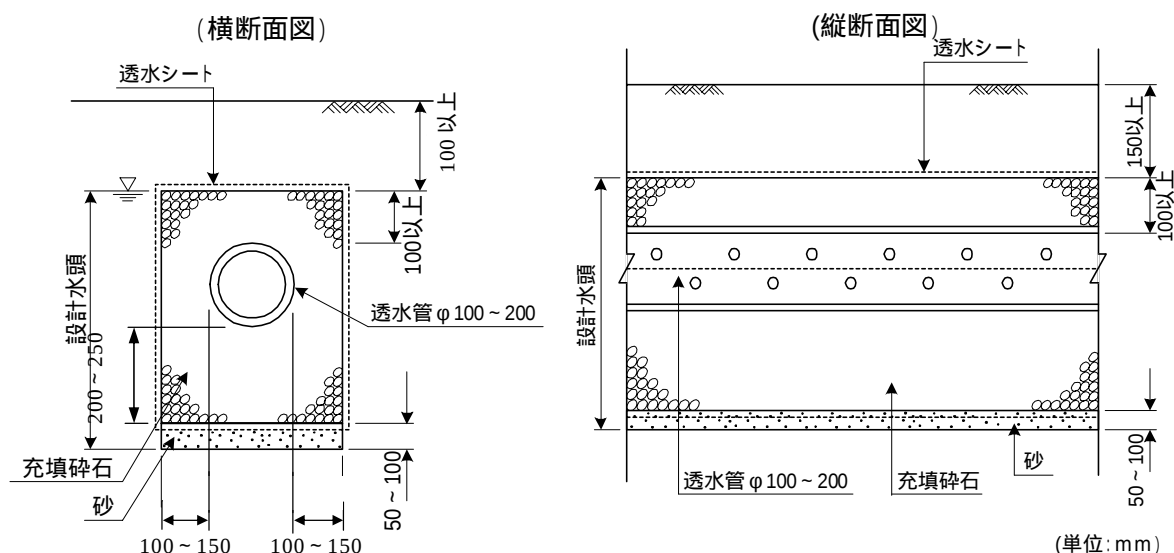


図 9 浸透トレンチの標準構造

(1) 浸透トレンチの構成材料

1) 透水管

- ・ 断面形状は円形や卵形が多く、材質はコンクリート又は塩化ビニルを標準とする。
- ・ 管径は宅地内などの狭い場所ではφ100～φ150mmとし、大型施設や公共施設等ではφ200mmを標準とする。
- ・ 透水構造は有孔管又はポーラス(多孔)管を標準とする。有孔管の場合、有孔径は充填碎石の粒径を考慮して20mm以下とし、開孔率は長期にわたって透水を阻害しにくいものとするため0.5%以上を標準とする。ポーラス管の場合、透水係数は $3 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上とし、空隙率15～30%程度である。なお、管底部は懸濁物質の碎石中への流入を防止するため、透水構造としないことを原則とする。

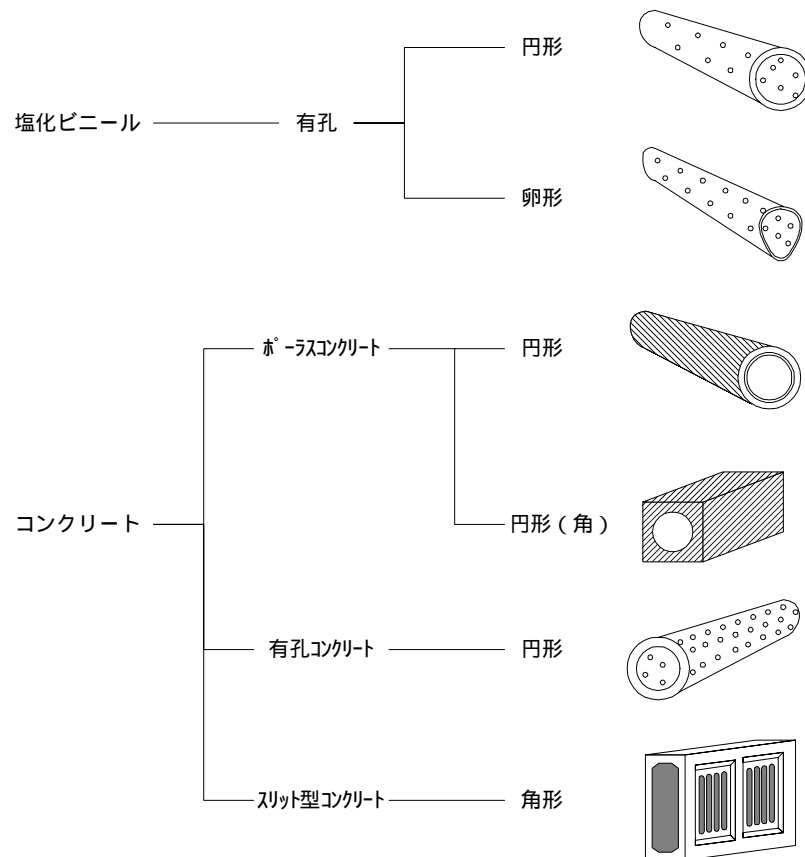


図 10 透水管（函渠）の種類

2) 充填碎石

- ・ 充填碎石の幅は小型掘削機のバケット幅を考慮して600mm程度を標準とするが、用地が狭い等の制約がある場合には300mm程度を最小寸法とする。
- ・ 充填高は設計水頭により決定するものとし、500mm～1000mmを標準とする。
- ・ 碎石の土かぶり（土被り）は上部利用により決めることとし、緑地等では地盤より150mm程度以上確保することが望ましい。

3) 敷砂

- ・ 敷砂の厚さは50～100mmを標準とする。
- ・ 敷砂は地盤が砂礫又は砂の場合は省略してもよい。

4) 透水シート

- ・ 透水シートは碎石の全面をくるむように敷設する。

5) 管口フィルター

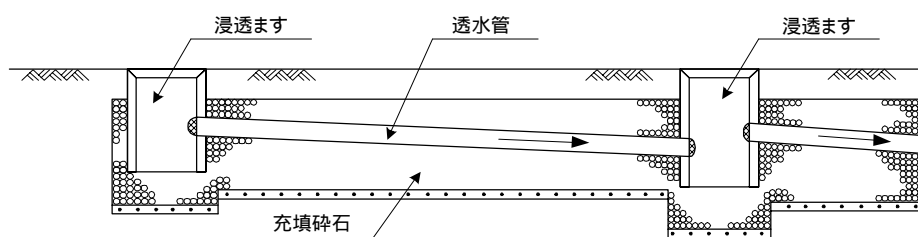
- ・ 管口フィルターは透水管内へのゴミ等の流入を防止するために設け、メッシュ数(メッシュは1インチ=2.54cmの間にある網の目の数をもって表す)は4~5メッシュを標準とするが、清掃頻度やゴミ等の透過率を考慮して決定する。
- ・ 管口フィルターの構造は着脱が容易で目詰まり時の水圧による変形が生じない構造とする。

(2) 浸透トレンチの延長

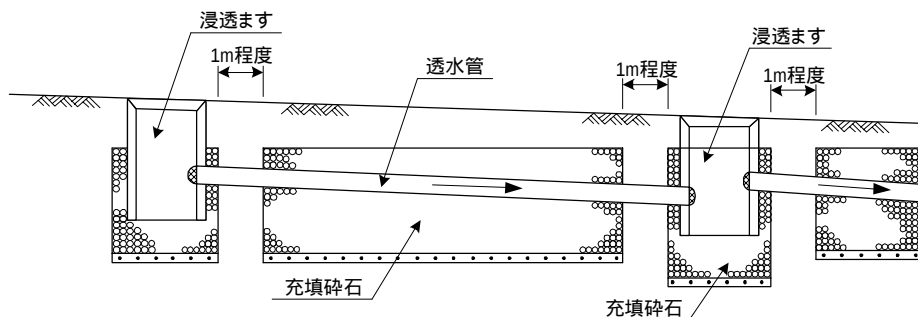
- ・ 浸透トレンチの最大延長は、清掃等の維持管理を考慮して管径の120倍以下を標準とする。

(3) 浸透トレンチの縦断計画

- ・ 縦断こう配は、透水管内に堆積した土砂等を流水により掃流するためと、目詰まりにより浸透能力が低下した場合の通水機能を確保するために必要である。
- ・ 透水管の縦断こう配はおおむね1~2%程度の順こう配を標準とするが、地形や規模等に応じて決定する場合もある。
- ・ 浸透トレンチ内の有効水頭を確保できるように、浸透ます内において、接続する透水管の敷高は上流側より下流側を高く接続することを原則とする。
- ・ 充填碎石の縦断こう配は、設計水頭を均等にするという意味で水平にすることが望ましいが、地形にこう配がある場合はある程度地形に合わせてもよい。
- ・ 浸透トレンチと浸透ますの充填碎石は連続させることを原則とする。ただし、地形にこう配がある場合には、碎石中に生ずる水の流れて周辺の土砂の引き込み、地表面の陥没と懸濁物質のトレンチ内への流入が懸念されるので、充填碎石部分を連続させないものとする。その間隔は1m程度を標準とする。また、これにより浸透トレンチ内の有効水頭を極力高く保つことができる。



浸透トレンチと浸透ますの充填碎石を連続させる場合



地形にこう配があり、土砂等で充填碎石を分断する場合

図 11 浸透トレンチの縦断計画

3.4.2 浸透ます

浸透ますは、透水性のますの周辺を砕石で充填し、集水した雨水を側面及び底面から地中へ浸透させる構造とする。

浸透ますは、ます本体、充填碎石、敷砂、透水シート、連結管（集水管、排水管、透水管等）、付帯設備（目詰まり防止装置等）等から構成される。

浸透ますの設置は、浸透ますを単独で設置する場合と浸透トレンチや浸透側溝と組み合わせる場合がある。

浸透ますは浸透機能と集水機能を有する。この他、浸透トレンチや浸透側溝の流入部・中間部・流出部に設けることにより、これらの施設への土砂等の流入を防止する機能も持たせることが可能である。

ます本体は、清掃やゴミ除去用フィルターの着脱等の維持管理のためと接続管の取り付け等の施工のために必要である。ただし、浸透量は充填碎石と地山の接する面の大きさで決まるため、ます本体を大きくしても浸透量の増加にはつながらない。

浸透ますで浸透しきれない雨水は、オーバーフロー管を通して敷地外に排水するものとするが、オーバーフロー管は設計水頭を確保するためにできるだけ高い位置に取り付けるものとする。

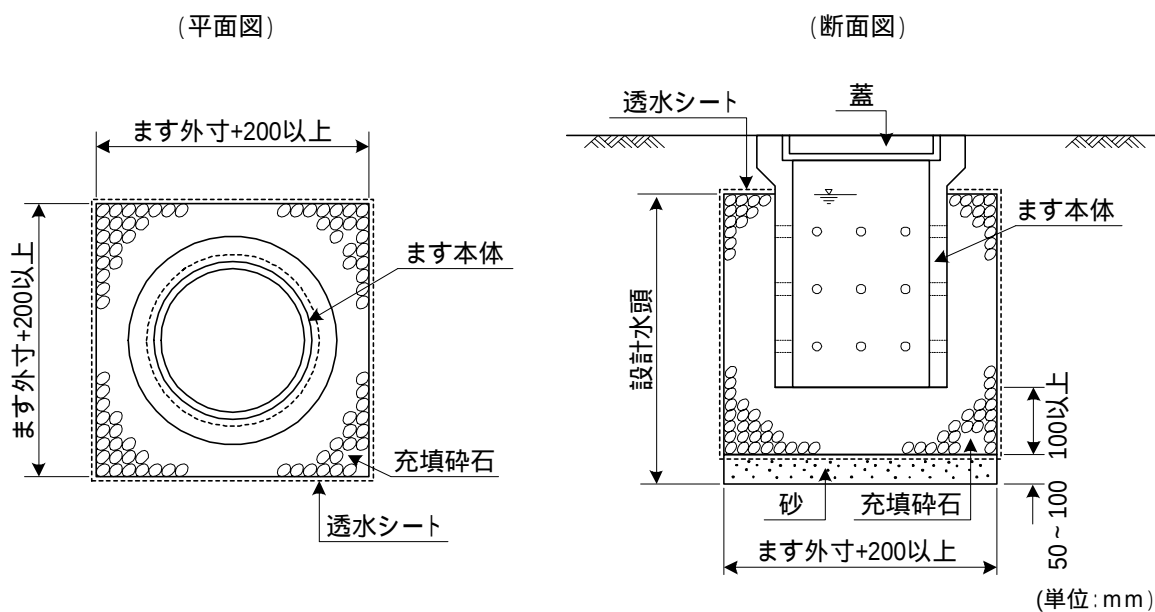


図 12 浸透ますの標準構造図

(1) 浸透ますの種類

1) 単独で設置する場合

集水規模が小さく目標とする浸透量が少ない場合は、浸透ますを単独で設置する。一般に、戸建住宅に設置することが多い。

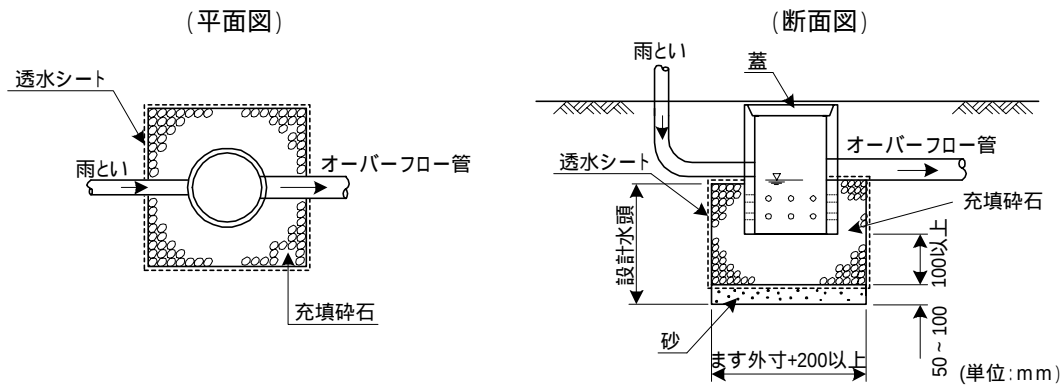


図 13 単独で設置する場合の標準構造

2) 浸透トレンチと組み合わせて設置する場合

浸透ます単独で浸透処理できない場合は、浸透トレンチと組み合わせて設置する。この組み合わせは、戸建住宅から大規模な団地等まで広範に設置されている。

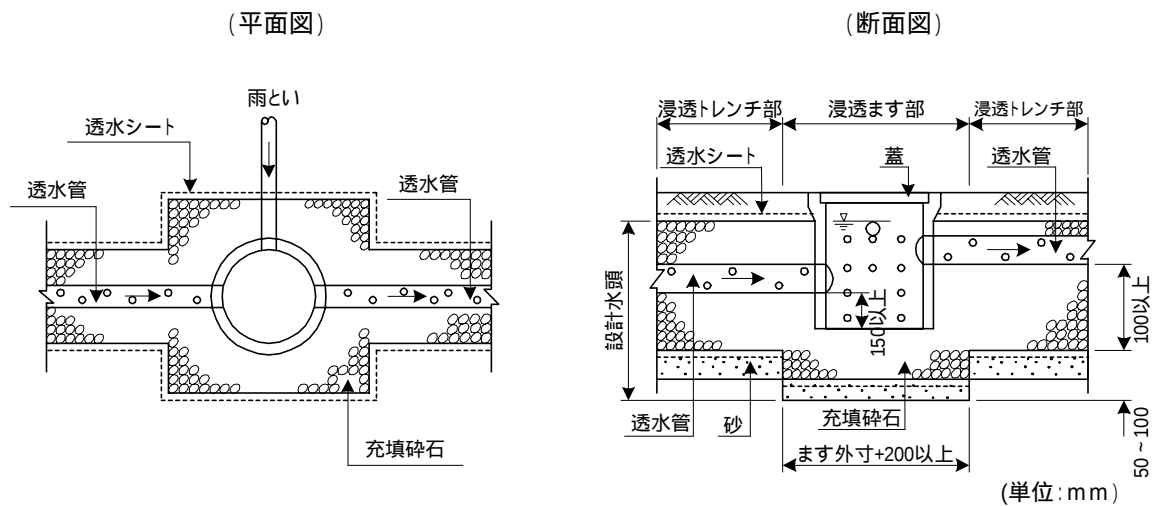


図 14 組み合わせて設置する場合の標準構造

(2) 浸透ますの構造材料

1) ます本体

- ・ ますの寸法は連結管との接続，維持管理及び水頭の確保を考慮し決定することとし，内径又は内のりは300～500mmを標準とするが，狭隘な場所では150mm程度を最小寸法とする。ます高は，連結管の接続位置と泥ため深さ(150mm以上)を考慮して決定する。
- ・ 形状は円形又は角形とし，材質はコンクリート又は合成樹脂(塩化ビニール，ポリプロピレン等)を標準とする。
- ・ ますの底面部は，ゴミ・土砂等の堆積により目詰まりをおこしやすいため，側面を透水構造(有孔又はポーラス)とすることが望ましいが，浸透ますと浸透トレンチを組み合わせた施設では，ますの側面を透水構造としないで底面のみから透水させる構造も可能である。
- ・ 透水構造は有孔又はポーラス(多孔)を標準とする。有孔の場合は，有孔径は充填碎石の粒径を考慮して20mm以下とし，開孔率は長期にわたって透水を阻害しにくいものとするため0.5%以上を標準とする。ポーラスの場合は，透水係数を $3 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上を標準とする。

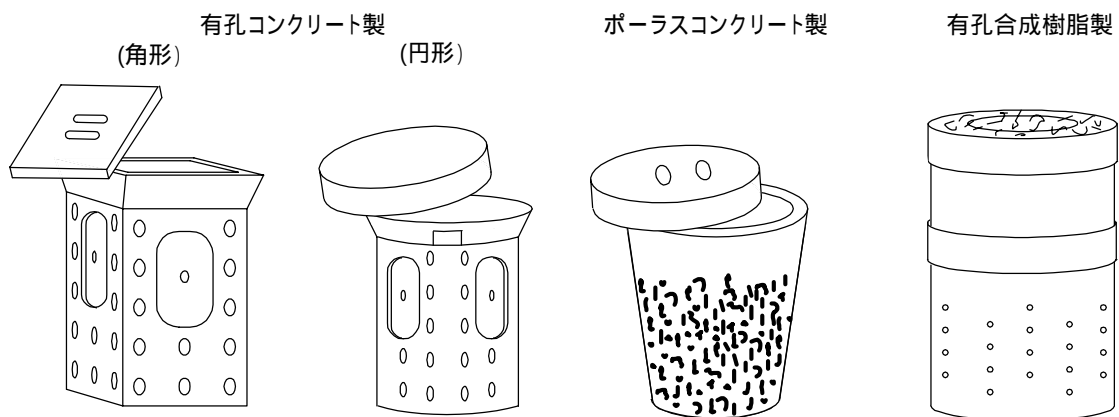


図 15 ます本体の種類

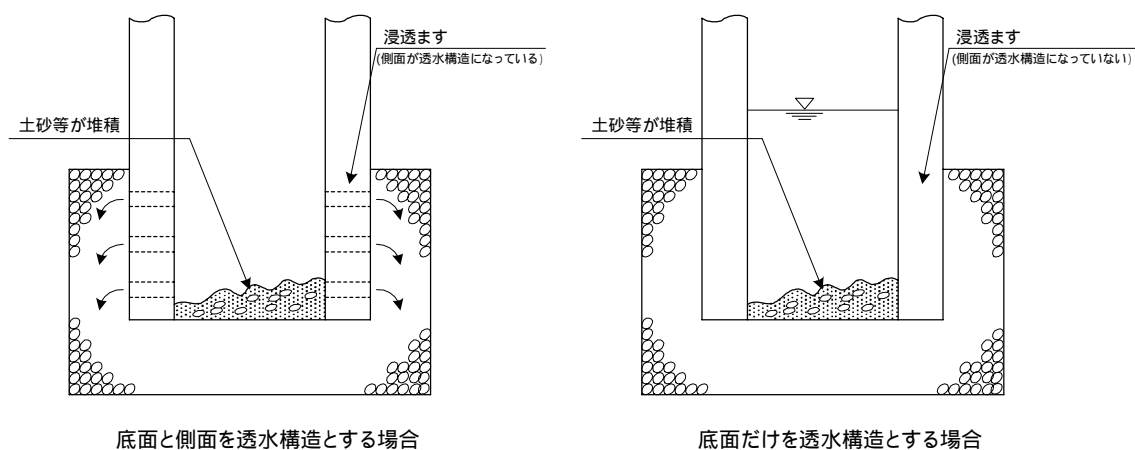


図 16 側面を透水構造有無による浸透能力の比較

2) 目詰まり防止装置

- ・ 浸透能力を長期的に安定して維持させるためには、ゴミ・土砂等の施設内部へ流入を防止することと、これらの排出を容易に進めるための目詰まり防止装置が必要である。
- ・ 目詰まり防止装置には、上部フィルター、底部フィルター、管口フィルター等があり、設置目的に応じた適切な選択が必要である。
- ・ 底板の無います本体を用いた透水ますには、透水シートを用いた底部ネットを設置することとする。
- ・ 目詰まり防止装置は、着脱が容易で材料が腐食せず、所定の強度に耐えるものとする。
- ・ 目詰まり防止装置の取付けに当たっては対象雨水を考慮し、表6を参考に適用すること。

表 6 対象雨水と適用する目詰まり防止装置

対象雨水		目詰まり防止装置		
		上部 フィルタ ー	底部 フィルタ ー	管口 フィルタ ー
屋根雨水		-		○
地表水	比較的清浄			○
	土砂・ゴミ等の流入がある	○	○	○

○：必要，○：状況に応じて必要，-：不要



3) 充填碎石

- ・ 充填碎石は浸透面の保護と貯留量の確保のために、ますの底面と側面に充填する。
- ・ 充填碎石は空隙率の高いものを使用する。
- ・ 充填幅はます外寸 + 200mm 以上を標準とし、充填高は必要な設計水頭により決定する。
- ・ 碎石の充填形状は充填量が同じであれば、円形より角形のほうが浸透面積が大きくなるため角形を標準とする。

4) 敷砂

- ・ 敷砂の厚さは 50 ~ 100mm を標準とする。
- ・ 敷砂は地盤が砂礫又は砂の場合は省略してもよい。

5) 透水シート

- ・ 透水シートは碎石の全面をくるむように敷設する。

6) 蓋

- ・ 浸透ますの蓋には集水型と遮水型があり、集水型は地表水を対象とする場合に用い、遮水型は屋根雨水だけを対象とする場合や汚濁水の流入が考えられる場合に用いる。
- ・ 集水型は格子型、グレーチング型、穴あき型等がある。
- ・ 蓋は上部利用を考慮した荷重に耐える構造とし、コンクリート製や鋳鉄製が多く使用されているが、戸建住宅の敷地内等では軽量で開閉が容易なものをを用いることが望ましい。

3.4.3 透水性舗装

透水性舗装は、雨水を直接舗装体に透水させ、路床の浸透能力により雨水を地中へ浸透させる構造とする。透水性舗装は透水機能ばかりでなく、道路としての所定の強度を有しなければならない。

なお、適用については原則、歩道（乗入部を除く）のみとし、設計等は「排水性・透水性舗装の手引き」（京都市）に準拠するものとする。

透水性舗装は表層、路盤（砕石）、フィルター層（砂）から構成される。なお、プライムコート、タックコート等の接着層は設けない。

透水性舗装は路盤を支持する路床の締め固めを行うため、その団粒構造の破壊により、他の浸透施設に比べて浸透能力は比較的小さい。しかし、舗装体の空隙の貯留効果や蒸発散量の促進効果が期待できる。

透水性舗装は表層材の違いによりアスファルトコンクリート、セメントコンクリート、平板ブロック（インターロッキングブロック）等に分類される。

なお、京都市では、「排水性・透水性舗装の手引き」を策定し、人口集中地区の歩道は原則として透水性舗装としている。

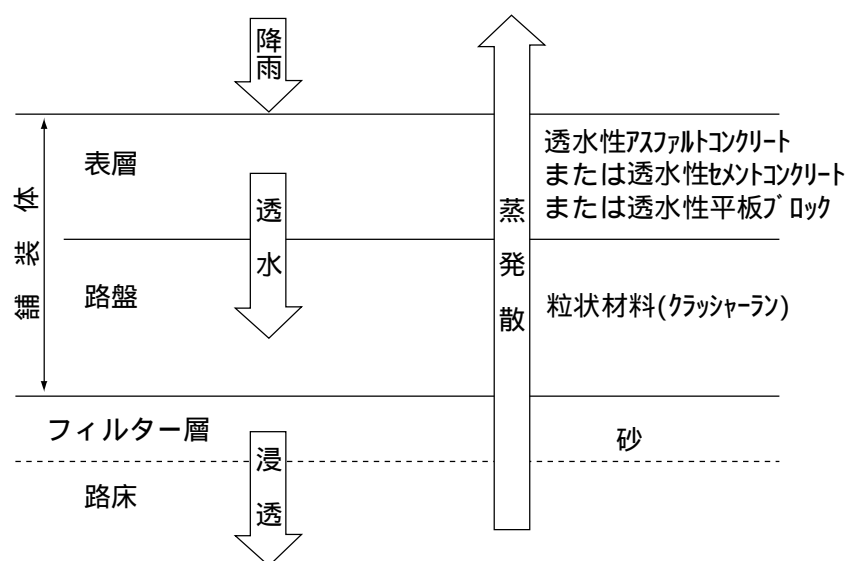


図 18 透水性舗装の概念図

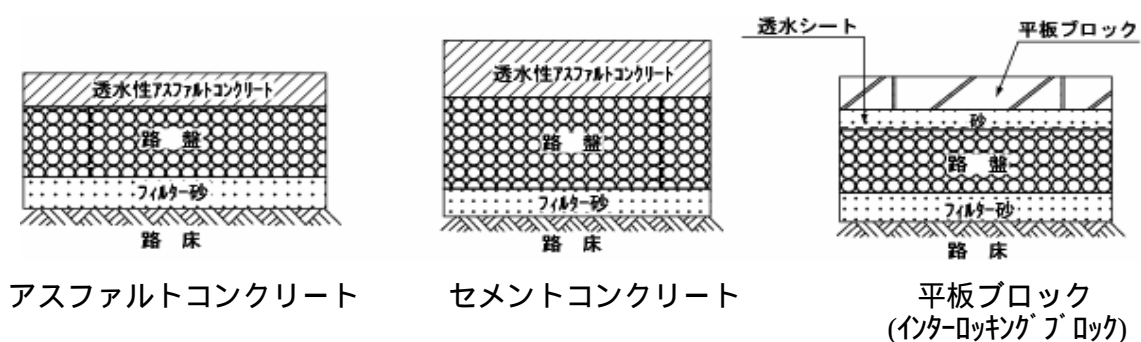


図 19 透水性舗装の標準構造図

3.4.4 浸透側溝

浸透側溝は、側溝の周辺を碎石で充填し、雨水を側面及び底面から地中へ浸透させる構造とする。

浸透側溝は側溝、充填碎石、敷砂、透水シートから構成される。

浸透側溝は浸透機能の他、集水機能と通水機能を有し、水理的に浸透トレンチと類似している。

浸透側溝は道路、公園、グラウンド、駐車場等で浸透（集水）ますと合わせて用いられるが、土砂、ゴミ等の流入による機能低下を起こす場合が多いので、設置場所に応じて適切な維持管理が必要である。

浸透側溝は地表面のこう配に合わせて設置するため、急こう配の場合は浸透機能を確保することが難しい。

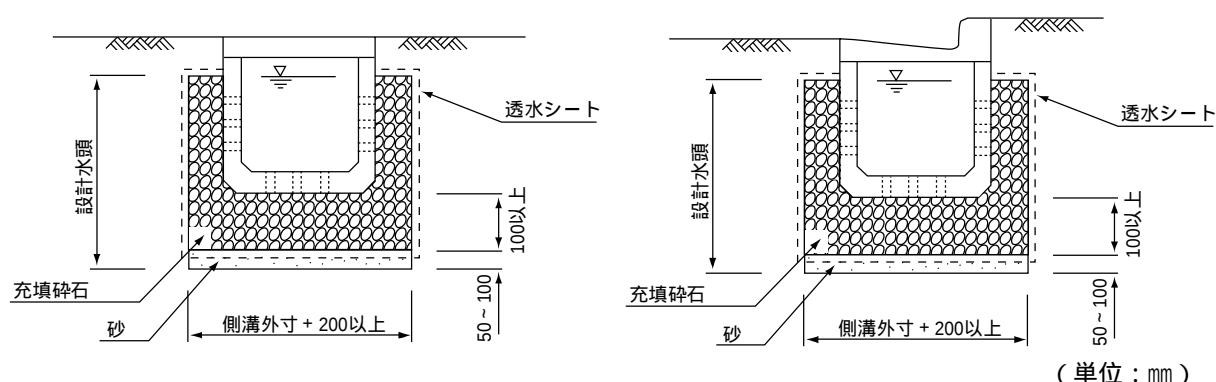


図 20 浸透側溝の標準構造図

(1) 浸透側溝の構成材料

1) 側溝本体

- ・ 側溝本体の形状は通常の側溝（U型側溝等）と同様で、材質はコンクリートを標準とする。
- ・ 側溝本体の内幅は疎通能力と清掃等の維持管理を考慮して幅 150～450mm を標準とする。
- ・ 透水構造は側面や底面を有孔又はポーラス（多孔）を標準とする。底面は目詰まりし易いので、側面を透水構造とすることが重要である。有孔の場合、有孔径は充填碎石の粒径を考慮して 20mm 以下とし、開孔率は長期にわたって透水を阻害しにくいものとするため 0.5%以上を標準とする。ポーラスの場合、透水係数は $3 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上とし、空隙率は一般に 15～30%程度である。

2) 充填碎石

- ・ 充填碎石の幅は側溝外幅 + 200mm 以上とし、底部の厚さは 100mm 以上を標準とする。
- ・ 充填高は設計水頭と上部の土地利用を考慮して決める。

3) 敷砂

- ・ 敷砂の厚さは 50～100mm を標準とする。
- ・ 敷砂は地盤が砂礫又は砂の場合は省略してもよい。

4) 透水シート

- ・ 透水シートは碎石の全面をくるむように敷設する。

5) 蓋

- ・ 蓋は原則として設けるものとし、集水蓋あるいは遮水蓋を目的に応じて使い分ける。

(2) 越流堰

- ・ 越流堰は有効水頭を確保し浸透効果を高めるため側溝の流末に設ける場合があり、降雨時に雨水が溢水しないような越流高とする。なお、堰高は 100mm 程度を標準とする。

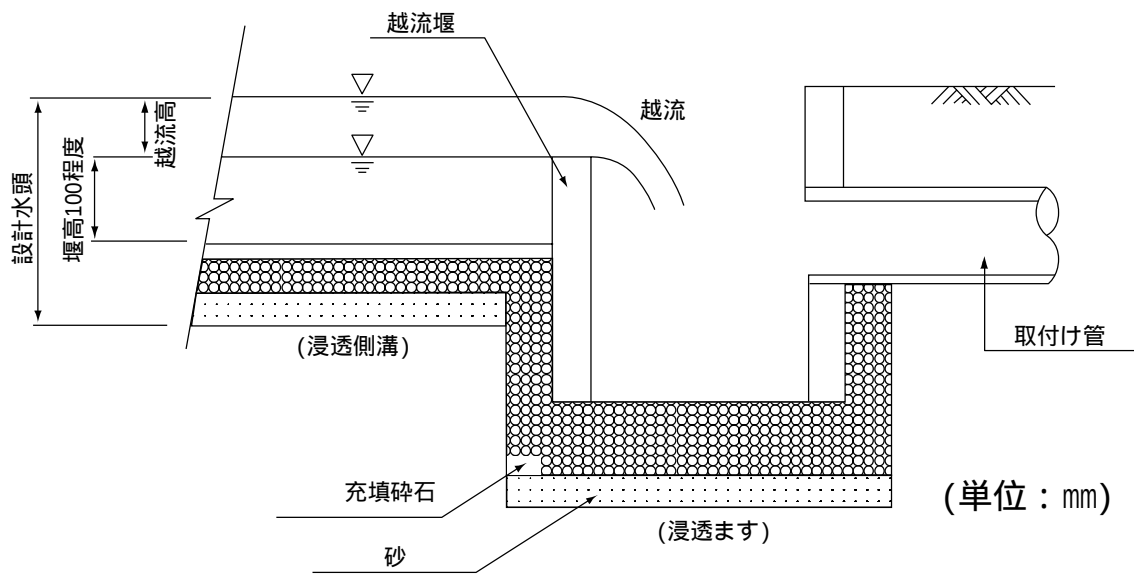


図 21 越流堰の標準図

4 貯留施設の計画・設計

4.1 貯留施設の一般事項

貯留施設は，雨水流出抑制機能の確実性と継続性が確保できるとともに，良好な維持管理が可能な構造と場所を考慮して計画するものとする。

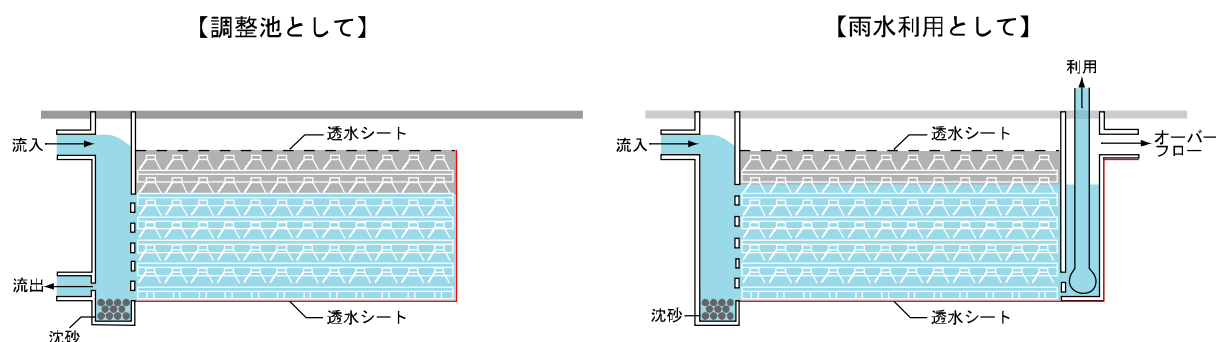
貯留施設は，雨水の貯留と排水が円滑で，維持管理が容易であるとともに，土圧，上裁荷重等の外圧，貯留時の水圧，自重及び基礎地盤の耐力等に耐えられる堅固な構造とする。

貯留施設については，対象区域の面積，貯留施設の構造及び規模により防災調整池技術基準（案）等の他の技術基準等の適用となる場合は，これらの技術基準等の規定により設計を行うこととする。

主な貯留施設と，適用する基準を以下に示す。

表 7 貯留施設の適用基準

施設	基準名	発行元	発行年
調整池	大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）	社団法人 日本河川協会	S52.11
地下貯留施設	下水道雨水調整池技術基準（案）	社団法人 日本下水道協会	S59.11
流域貯留施設	流域貯留施設等技術基準（案）	社団法人 日本河川協会	S61.10
空隙 貯留施設	宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説	社団法人 日本宅地開発協会	H10.2



出典：「雨水貯留浸透施設要覧」（財）経済調査会）

図 22 地下貯留施設の例（OE式地下貯水工法）

4.2 貯留施設規模の決定

貯留施設の設計は、対象区域の土地利用計画及び雨水排水計画を考慮するとともに、地形、土質、地下水位、放流先の施設の現況と将来計画等を調査し、所定の対策量を満足する確実な雨水流出抑制効果が得られるものとする。

貯留施設の規模は、貯留施設の貯留量に浸透施設の浸透量を貯留量に換算した量を加えた量が対策量を上回るものとする。

4.2.1 計画手順

貯留施設の計画手順は、許容放流量等に応じた対策量の設定、貯留施設の配置計画及びオリフィス構造の検討より実施するものとする。

貯留施設の計画手順については、下図の貯留・浸透施設の設計・計画フローに従い実施するものとする。

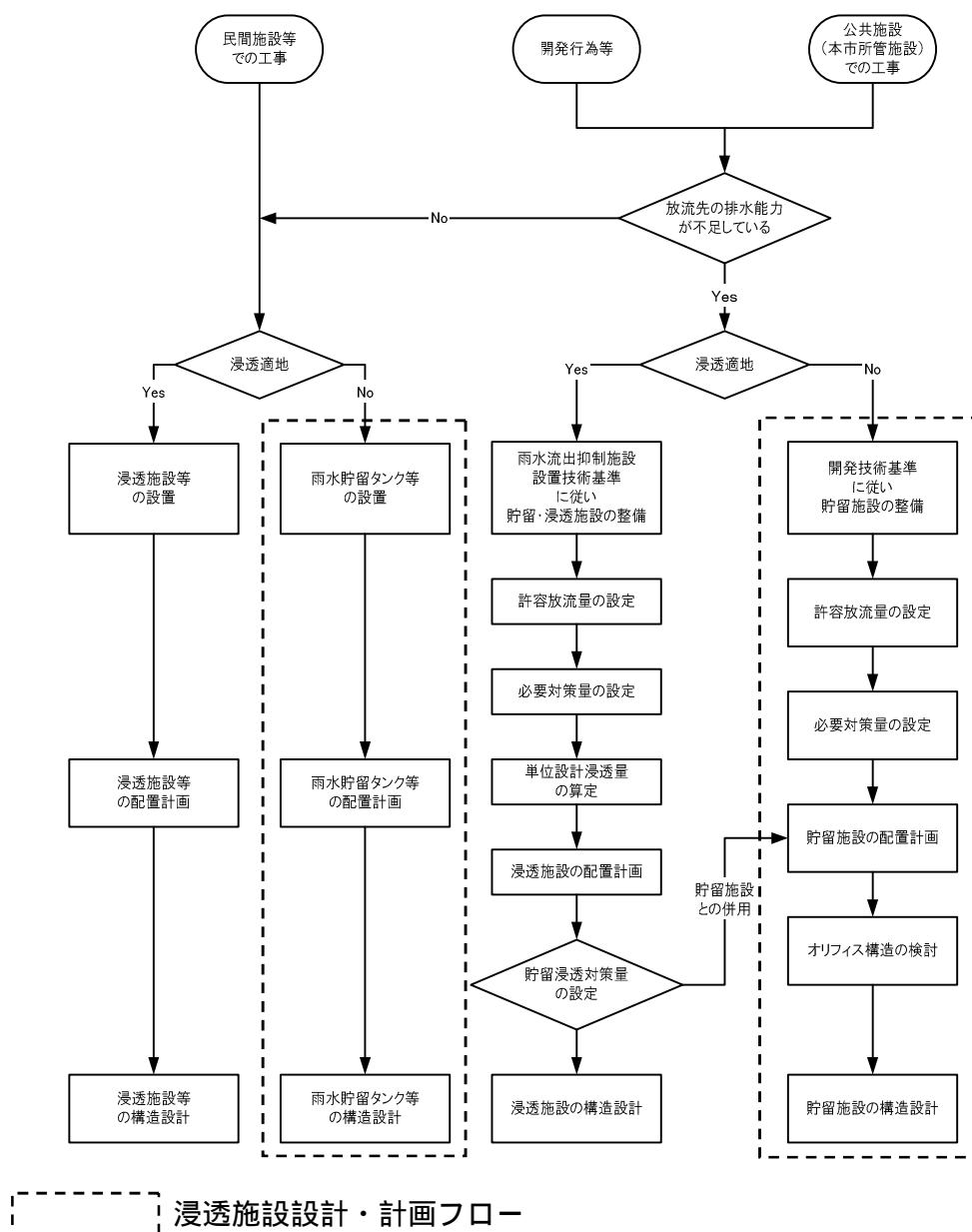


図 23 貯留・浸透施設の設計計画フロー

4.2.2 許容放流量の設定

許容放流量の設定は、「京都市開発技術基準」に準じるものとする。

「3.3.2 許容放流量の設定」を参照すること。

4.2.3 必要対策量の算定

必要対策量の設定は、「京都市開発技術基準」に準じるものとする。

必要対策量は、許容放流量が与えられると「3.3.3 必要対策量の設定」に示している簡便法により算定できる。

また、式(2)に基づいた許容放流量別と単位調節容量の関係を、参考までに図 28 に示す。必要対策量は、単位調節容量に集水面積を乗じることで算定できる。

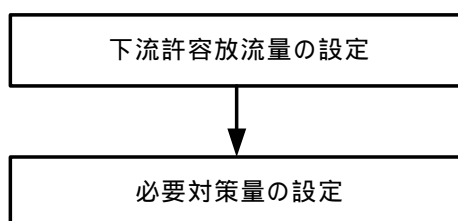


図 24 貯留対策量の設定手順

浸透施設を併用した場合の雨水流出抑制評価モデルを以下に示す。次図は開発区域の中で、浸透施設に降雨が流入する区域と、直接貯留施設に降雨が流入する区域があることを示している。

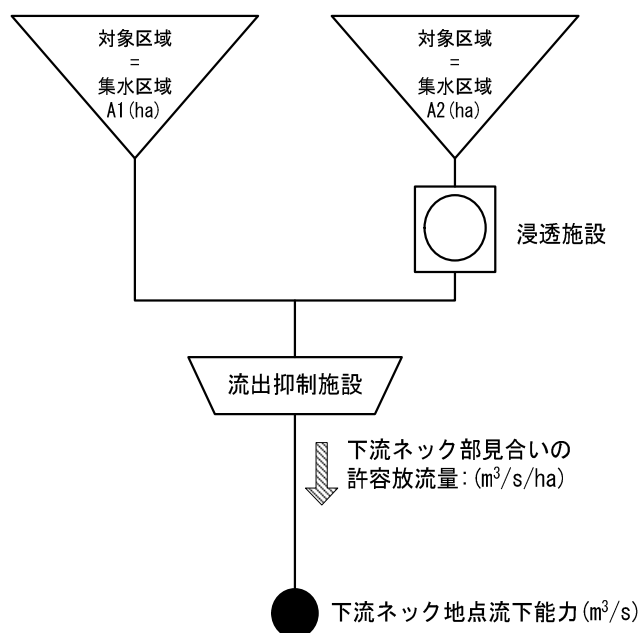


図 25 雨水流出抑制施設評価モデル

貯留施設単独の場合の許容放流量と単位調節容量の関係を以下に示す。

【計算条件】

- 流出係数 0.8
- 計画規模 1/30 年 , 1/50 年
- 対象面積 1ha 当たり

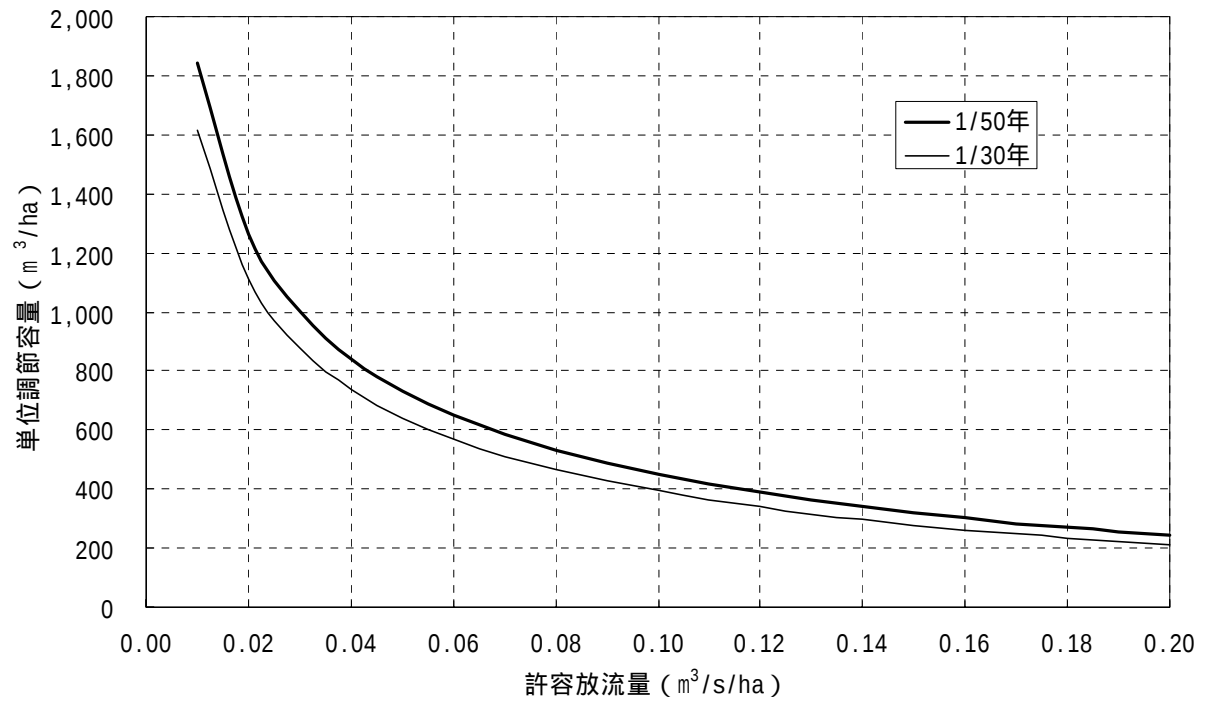


図 26 許容放流量と単位調節容量の関係（貯留施設単独の場合）

4.2.4 貯留施設の配置計画

貯留施設は，対象区域の土地利用計画及び雨水排水計画を考慮して，確実な雨水流出抑制効果が得られるように合理的な配置計画を策定するものとする。

貯留施設及び浸透施設は，対象地区内の設置場所によっては，雨水流出抑制の効果が大きく異なることから，最大の効果が得られるよう適切かつ合理的に配置する必要がある。

貯留施設を単独で設置する場合は，対象地区の雨水排水系統の最流末に設けることが最も効果が大きいことから，可能な限り流末に設置する必要がある。

また，貯留施設と浸透施設を併用する場合には，対象地区における排水系統の末端に貯留施設を設けることを原則とする。

4.2.5 オリフィス構造の検討

放流孔の口径は，計画放流量 Q 及び設計水深 H に対し次式によって算定するものとする。

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

ここに， C ：流量係数でベルマウスを有するとき $C = 0.85 \sim 0.95$ ，ベルマウスのつかない放流孔では $C = 0.6 \sim 0.8$ となる。 H は HWL （計画高水位）から放流孔敷高までの水深（ m ）， g は重力加速度（ $= 9.8m/s^2$ ）。 B 及び D は放流孔の幅と高さを示す。

また，放流孔の最小径は $5cm$ とする。

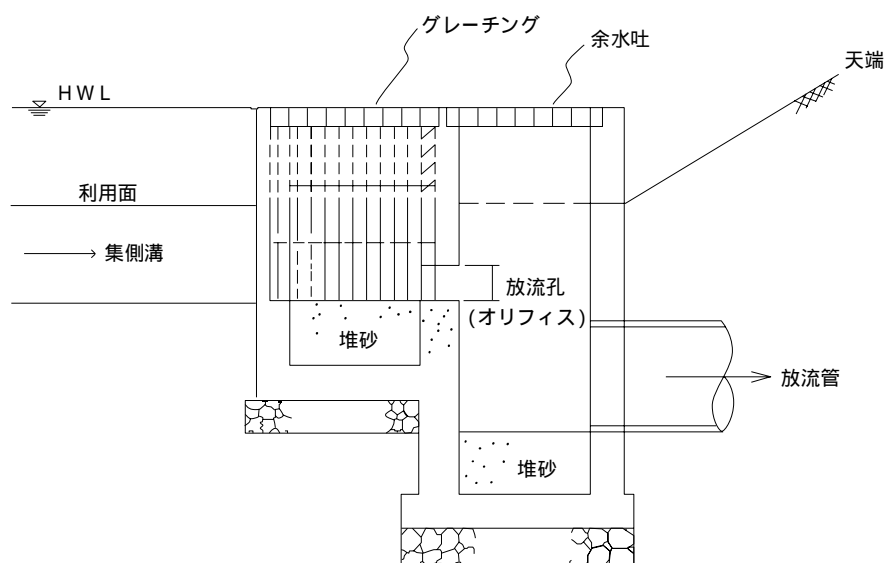
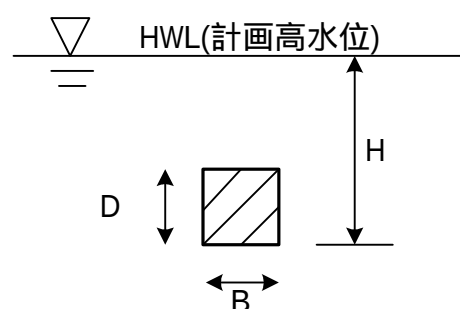


図 27 放流施設構造図

4.2.6 余水吐構造の検討

余水吐は、自由越流式とし、土地利用、周辺の地形を考慮し、安全な構造とし、日々の利用に支障がない位置と構造を選定する。

余水吐の形式には、マウンドアップによる方法、余水吐柵による方法があるため、土地利用等を考慮して選定する。

余水吐の規模は200年確率を標準とする。

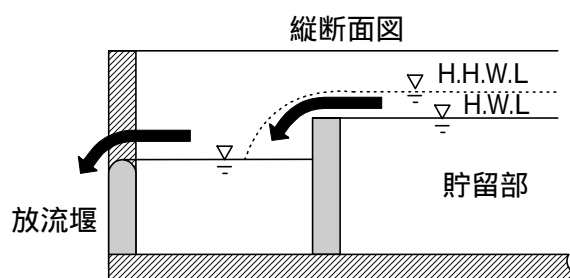
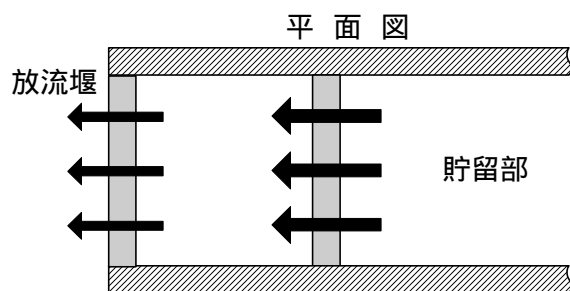
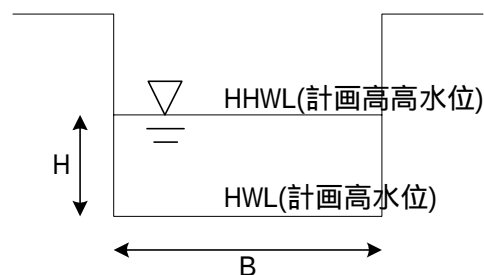
$$I_{200} = \frac{2410.845}{t^{2/3} + 9.658}$$

設計流量については、合理式によって求める。

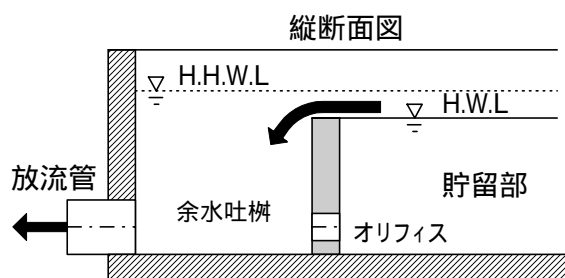
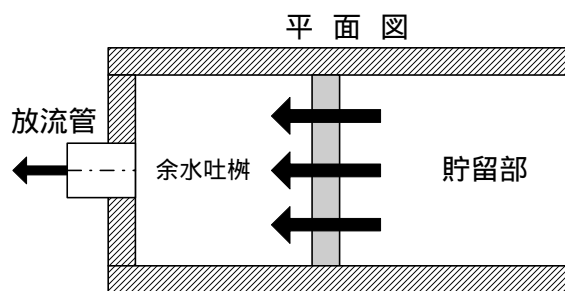
また、余水吐の越流水深は0.1mを標準とし、越流幅は次式によって求める。

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

ここに、 B ：余水吐越流幅(m)、 Q_H ：流量(200年確率)(m^3/s)、 H ：越流水深(m)、 C ：流量係数(=1.8)



マウンドアップによる方法



余水吐柵による方法

図 28 余水吐の形式

4.2.7 貯留施設の構造設計

貯留施設は、設置箇所の地形、地質、土地利用、安全性、維持管理等を総合的に勘案し、雨水流出抑制効果が効果的に発揮できる構造形式とする。

貯留施設の構造は、以下の事項を考慮して検討する。

- 1) 貯留施設は、地下水の浸透がないような水密な構造とし、浮力等に対して安全な構造とする。
- 2) 底部こう配は、放流後の清掃等を考慮して定める。また、沈砂池を設けて沈殿物の軽減を図る。
- 3) 有効水深は表 9 を標準とし、建設費や維持管理費(清掃方法等)を考慮して定める。

表 8 貯留施設の構造形式による分類

型 式	構 造 の 概 念	備 考
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あるいはコンクリートダムによりせき止め雨水を貯留するもので防災調節池や調整池はこの型式が多い。
堀込式		主として平坦地を掘込んで、雨水を貯留する型式で、計画高水位 (HWL) は周辺地盤高以下である。
地下式		地下貯留槽、埋設管等に雨水を貯留するもので、集合住宅の地下の他、雨水貯留事業あるいは下水道事業(下水道雨水調整池)による事例がある。
小堤または浅い堀込式		集合住宅の棟間、公園、校庭、独立住宅の庭など、平常時の利用機能を有する空間地に、その敷地に降った雨を貯留する。 透水性の高い地盤では浸透型との併用が有効である。

表 9 貯留施設の構造形式による分類

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	屋外運動場	0.3
高等学校	屋外運動場	0.3 0.5
街区公園	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

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

出典：「流域貯留施設等技術指針(案)」

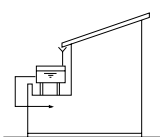
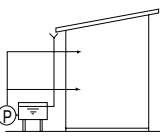
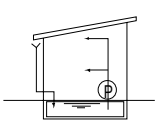
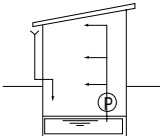
4.2.8 雨水貯留タンク等の構造設計

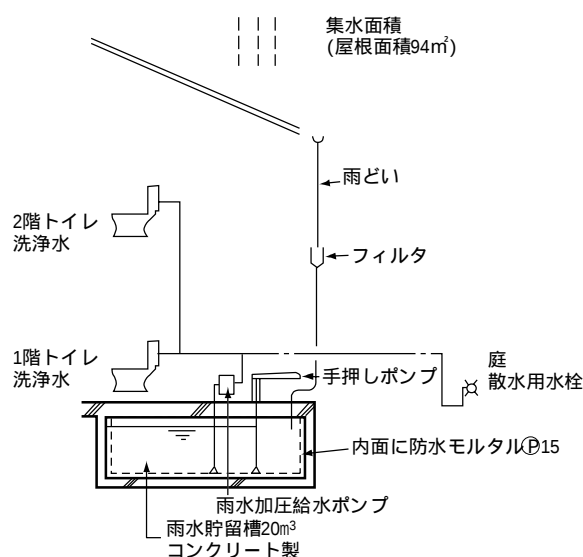
雨水貯留タンク等は，設置箇所の状況や，安全性，維持管理性等を総合的に勘案した構造とする。また，貯留雨水の利用も考慮した構造とする。

雨水貯留タンクの材質は，コンクリート製，鋼板製，ステンレス製，プラスチック製，合成樹脂(FRP など)製などとし，外部から，ゴミ，ほこり，排水，光等の進入を防止し，また，保守点検が容易に行える構造とする。

雨水貯留タンク等の設置場所は，地上型と地下型に大別される。

表 10 雨水貯留タンク等の設置場所

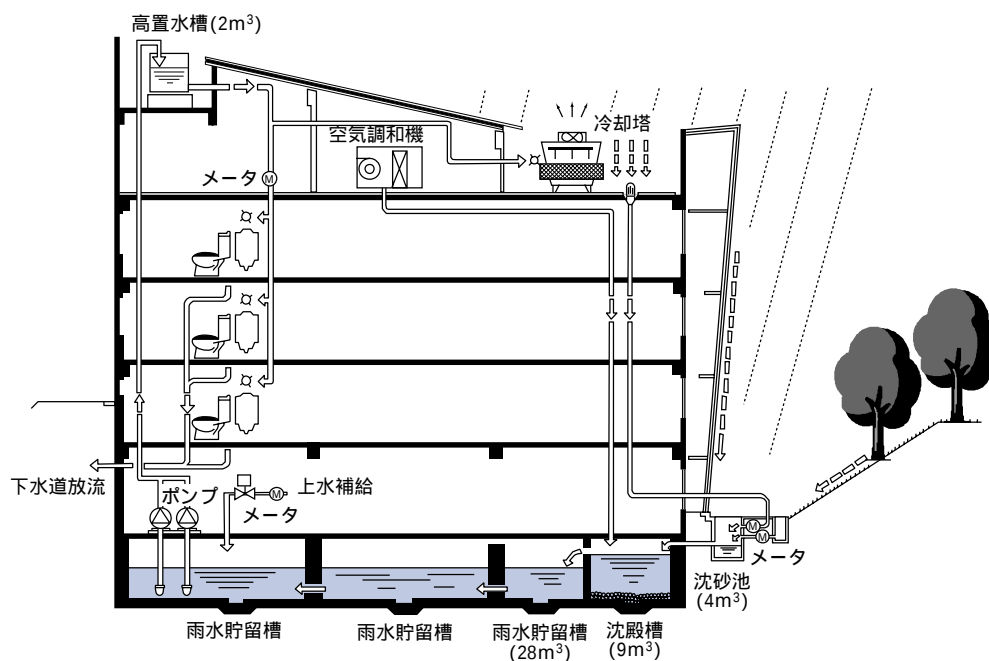
設置場所による分類	モデル	適用建物	備 考
屋上設置型		住宅 小規模事務所	1) 省エネルギー、給水するのに動力が不要 2) 維持管理が容易 3) 荷重を計算に入れる
地上設置型		住宅 事務所	1) 維持管理が容易 2) 給水するのに動力が必要
地下設置型 (オーバーフローが自然排水できる。)		住宅 学校 事務所	1) 規模の大きい建物に向いている 2) 基礎・地中ばりが利用できる
地下設置型 (オーバーフローが自然排水できない。)		事務所 地下駐車場	地下にある雨水貯留槽に、一定以上の雨水を入れないための安全装置が必要



【戸建住宅における雨水利用例（地下設置型）】

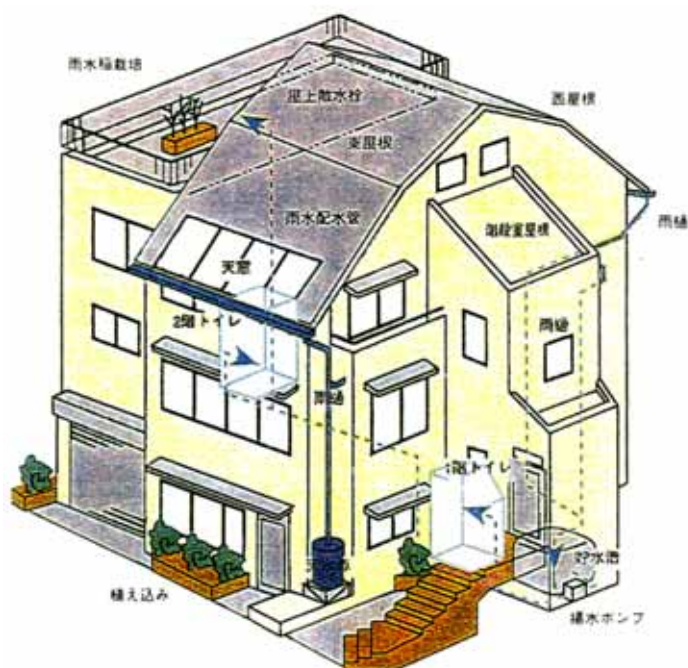
出典：雨水利用システム設計と実務，社団法人 空気調和・衛生工学会

図 31 雨水貯留タンク施設等の設置例 1



【集合住宅や業務ビルにおける雨水利用例（地下設置型）】

出典：雨水利用システム設計と実務，社団法人 空気調和・衛生工学会



【戸建住宅における雨水利用例（地上設置型）】

出典：宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説
社団法人 日本宅地開発協会

図 32 雨水貯留タンク施設等の設置例 2

4.3 貯留雨水の利用

貯留施設に貯えた雨水を有効利用することにより，災害時の防災水利，水に関するエネルギー消費の抑制，子供たちの環境教育などを積極的に推進していく。

貯留施設に貯えた雨水を直ちに排水することなく，一時的に貯えることにより，雨水の有効利用を図る。

雨水流出抑制を主目的として貯留施設を設置する場合は，貯留雨水の有効利用も勘案した施設とし，雨水利用を主目的として貯留施設を設置する場合は，雨水流出抑制に必要な容量に加え，別途雨水利用に必要な容量を確保した施設とする。

なお，雨水利用の具体的な内容については，次の技術基準等を参照すること。

- ・ 雨水利用ハンドブック 平成 10 年 8 月 (社)雨水貯留浸透技術協会
- ・ 排水再利用・雨水利用システム設計基準・同解説 平成 10 年 1 月 (社)公共建築協会
- ・ 雨水利用システム 設計と実務 平成 8 年 11 月 (社)空気調和・衛生工学会

【公共施設での雨水利用施設】



上下水道局みなみ管路管理センター山科支所

【戸建て住宅での雨水利用施設】



【その他】



打ち水に利用

散水，トイレ洗浄水，消防用水として利用

【小学校の雨水タンク】



花壇の散水に利用（梅津北小学校）

図 33 貯留雨水の利用例

5 施工

5.1 施工の一般事項

雨水流出抑制施設の施工に際しては、事前調査、工法選定、工程計画、仮設計画、安全計画等の施工計画を立案し、他の工作物や建築物の工事進捗に併せて適切に工事実施を図るとともに、安全管理及び環境保全に関する法規を順守し必要な対策を講じるものとする。

また、設計どおりの出来型・品質を確保し、安全かつ円滑に施工が行われるよう施工管理を行うものとする。

工事工程を立案する際には、雨水流出抑制施設の設置に必要な日数を含めるとともに、計画した施設が設置できるよう他の施設計画と調整を図る必要がある。

また、工事中の雨水流出対策についても十分に配慮する必要がある、特に貯留施設を設置する場合は、可能な限り早期に築造することが望ましい。

なお、施工計画、施工方法及び手順など、具体的な内容については、次の技術基準等を参照すること。

【浸透施設】

- ・ 雨水浸透施設技術基準(案)構造・施工・維持管理編 平成 9 年 4 月
(社)雨水貯留浸透技術協会

【貯留施設】

- ・ 大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案) 昭和 52 年 11 月 (社)日本河川協会
- ・ 下水道雨水調整池技術基準(案) 昭和 59 年 11 月 (社)日本下水道協会
- ・ 流域貯留施設等技術基準(案) 昭和 61 年 10 月 (社)日本河川協会
- ・ 宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説 平成 10 年 2 月
(社)日本宅地開発協会

6 維持管理

6.1 維持管理の一般事項

雨水流出抑制施設の所有者又は使用者は、当該施設の雨水流出抑制効果が継続的に確保されるよう適切な施設の維持管理を行うこととする。

また、事業者は当該施設の所有者又は使用者に対して、当該施設の位置、規模、目的、機能、及び維持管理等について周知徹底を図るとともに、所有者又は使用者に異動のあった場合についても同様の措置を講じ、適切に当該施設を引き継ぐものとする。

雨水流出抑制施設の継続的な機能を確保するためには、適切な維持管理が不可欠である。

なお、維持管理の具体的な内容については、次の技術基準等を参照すること。

【浸透施設】

- ・雨水浸透施設技術基準(案)構造・施工・維持管理編 平成9年4月
(社)雨水貯留浸透技術協会

【貯留施設】

- ・大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案) 昭和52年11月 (社)日本河川協会
- ・下水道雨水調整池技術基準(案) 昭和59年11月 (社)日本下水道協会
- ・流域貯留施設等技術基準(案) 昭和61年10月 (社)日本河川協会
- ・宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説 平成10年2月
(社)日本宅地開発協会

また、本技術基準に示す内容以外については下表に示す関連基準類を参照されたい。

表 11 雨水流出抑制施設に関する主な技術基準等

分類	施設	基準名	発行元	発行年
貯留施設	調整池	大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案)	社団法人 日本河川協会	S52.11
	地下貯留施設	下水道雨水調整池技術基準(案)	社団法人 日本下水道協会	S59.11
	流域貯留施設	流域貯留施設等技術基準(案)	社団法人 日本河川協会	S61.10
	碎石空隙貯留施設	宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説	社団法人 日本宅地開発協会	H10.2
浸透施設	浸透ます 浸透トレンチ	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	H7.9
		雨水浸透施設技術指針(案)構造・施工・維持管理編	社団法人 雨水貯留浸透技術協会	H9.4
		雨水浸透施設技術指針(案)製品編	社団法人 雨水貯留浸透技術協会	H10.4
		下水道雨水浸透施設技術マニュアル(本編)	財団法人 下水道新技術推進機構	H9.2

7 貯留・浸透対策量の算定事例

以下のフローに従い，貯留・浸透対策量を算定する。

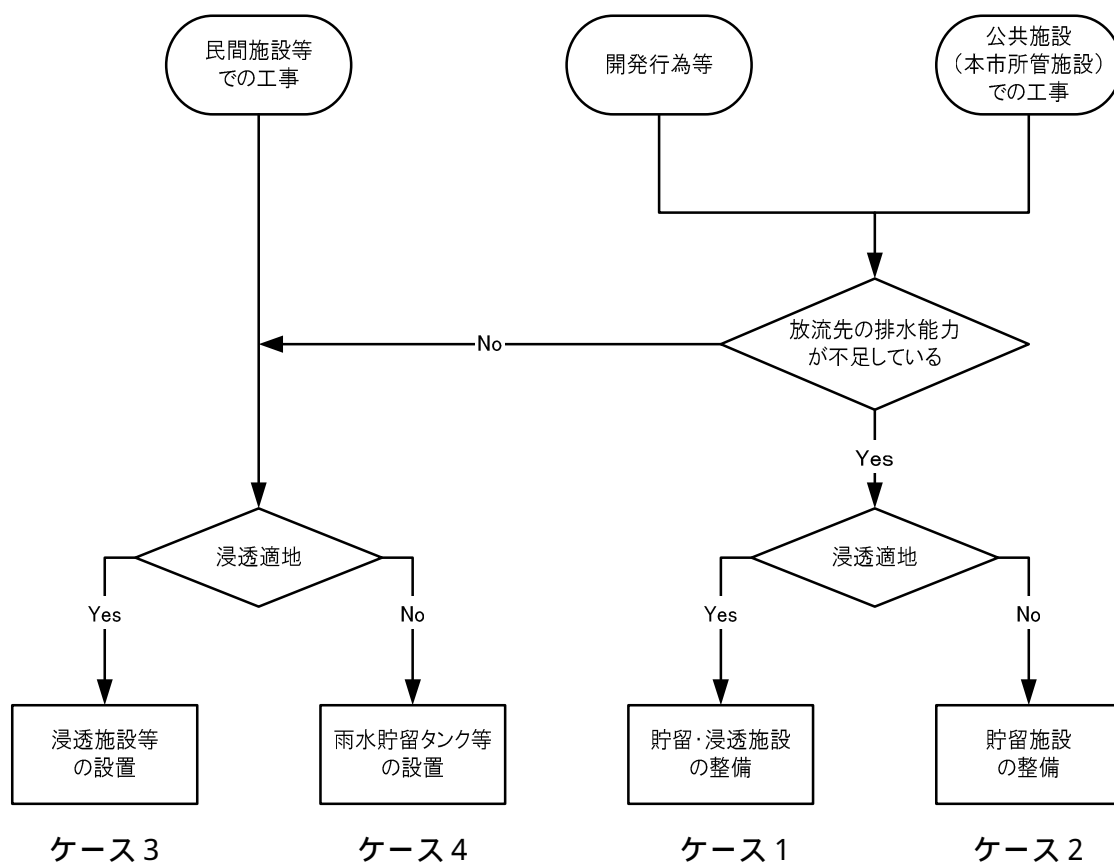


図 34 貯留・浸透施設の設計計画フロー

7.1 ケース1の算定事例

開発行為等及び公共施設での工事について、放流先の排水能力が不足している浸透適地の場合を想定し、以下のフローに従い貯留・浸透対策量を算定する。

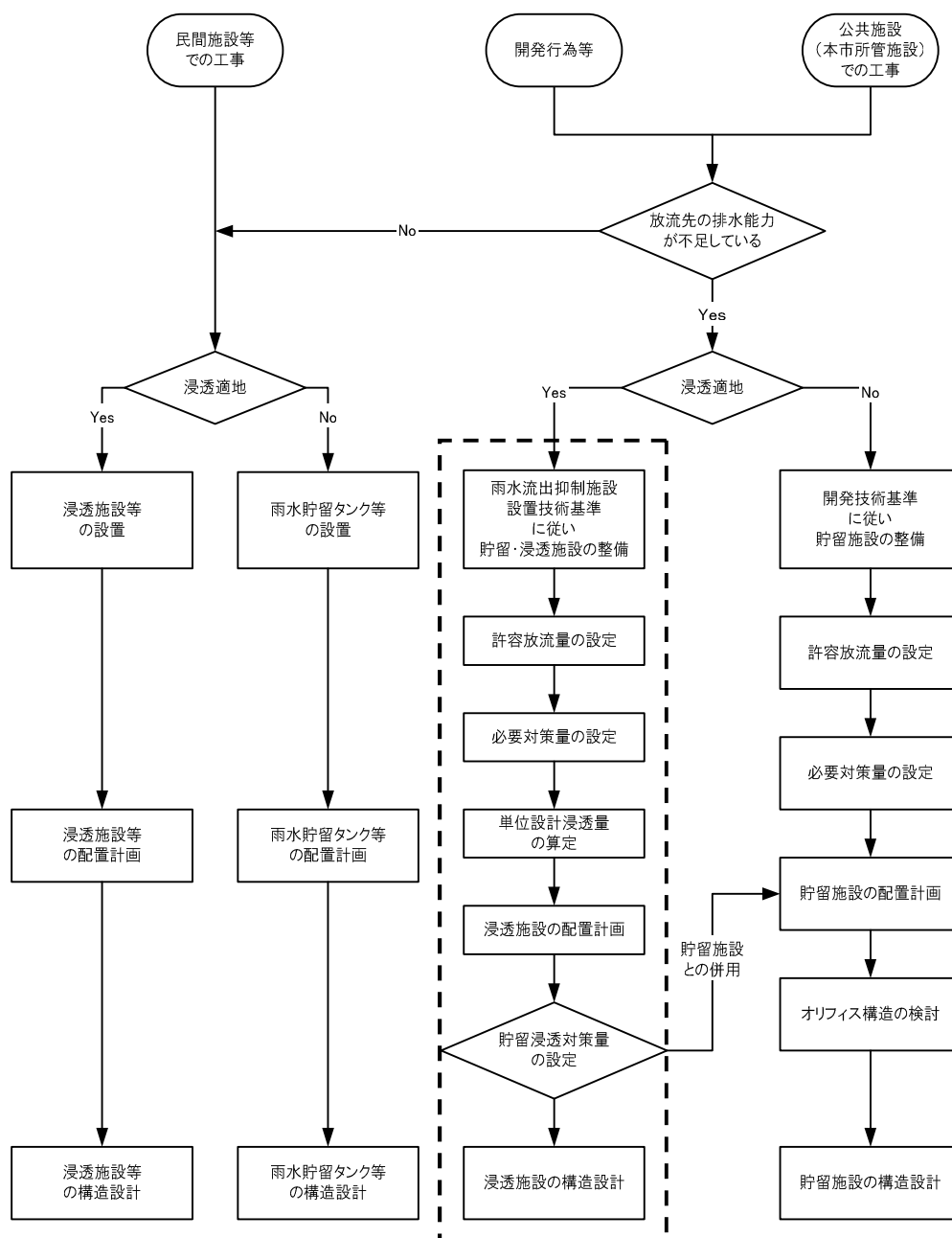


図 35 貯留・浸透施設の設計計画フロー

(1) 計画規模

「京都市開発技術基準」に準じて設定する。

【前提条件】

対象区域 (A)	: <u>3ha (30,000m²)</u>
浸透適地	: <u>2ha (20,000m²)</u>
浸透不適地	: <u>1ha (10,000m²)</u>

【計画規模】

計画規模：30 年確率規模

(2) 許容放流量の設定

「京都市開発技術基準」に準じて設定する。

【前提条件】

対象区域 (A)	: <u>3ha (30,000m²)</u>
調整池下流ネック地点の流域面積 (A _N)	: <u>300ha (3km²)</u>
開発前の流出係数 (C _{io})	: <u>0.60</u>
開発後の流出係数 (C _{ol})	: <u>0.80</u>
調整池下流のネック地点における洪水到達時間	: <u>45 分</u>
調整池地点における洪水到達時間	: <u>10 分</u>
調整池下流のネック地点における流下能力 (Q _{ia})	: <u>10m³/s</u>

【ピーク流出量】

下流ネック地点における開発前のピーク流量

$$I_{io30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133} = \frac{1334.846}{45^{2/3} + 4.133} = 79.529 \quad 79.5 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{io} = \frac{1}{360} \times A_N \times C_{io} \times I_{io30} = \frac{1}{360} \times 300 \times 0.6 \times 79.5 = \underline{39.750 \text{ m}^3/\text{s}}$$

調整池地点における開発後のピーク流量

$$I_{ol30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133} = \frac{1334.846}{10^{2/3} + 4.133} = 152.126 \quad 152.1 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{ol} = \frac{1}{360} \times A \times C_{ol} \times I_{ol30} = \frac{1}{360} \times 3 \times 0.80 \times 152.1 = \underline{1.014 \text{ m}^3/\text{s}}$$

【調整池からの許容放流量】

$$Q_{oa} = \frac{Q_{ia}}{Q_{io}} \times Q_{ol} = \frac{10}{39.750} \times 1.014 = 0.255 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{許容放流量 (} q_{oa} \text{)} \quad : \underline{0.255 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$q_{oa} = Q_{oa} \div a = 0.255 \div 3 = 0.085$$

$$\text{単位許容放流量 (} q_{oa} \text{)} \quad : \underline{0.085 \text{ m}^3/\text{s/ha}}$$

(3) 必要対策量の設定

「京都市開発技術基準」に準じて設定する。

必要対策量の算定式より，式①の対策量の値を最大とする容量，及び式②により求める容量を満足するものとする。

以下の算定結果より，必要対策量(V_d)は 1,335 (m³) となる。

◆式①

$$V_d = 60t \times \left(\frac{1}{360} \times A \times C_{ol} \times I_{ol30} - \frac{1}{2} Q_{oa} \right)$$

V_d : 必要対策量 (m³)

A : 対象区域 3 (ha)

C_{ol} : 開発後の流出係数 0.80

I_{ol30} : 任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$$

t : 任意の継続時間 (min)

Q_{oa} : 開発地からの許容放流量 0.255 (m³/s)

※ V_d : 1,335 (m³)

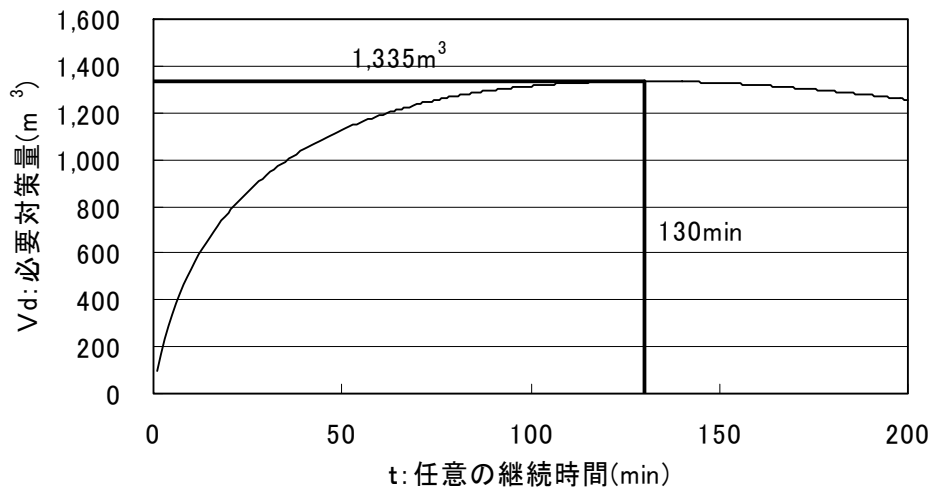


図 36 任意の継続時間と必要対策量の関係

◆式②

$$v_d = 60t_d \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I_{ol30} - \frac{1}{2} q_{oa} \right)$$

$$t_d^n = \frac{\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 720q_{oa} \times (180q_{oa}b^2 - abC_{ol})}}{360q_{oa}}$$

$$V_d = v_d \times A$$

$$\alpha = a C_{ol} - a C_{ol}n - 360b q_{oa}$$

V_d : 必要対策量 (m^3)
 v_d : 単位必要対策量 (m^3/ha)
 A : 対象区域 3 (ha)
 C_{o1} : 開発後の流出係数 0.80
 I_{o130} : 任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$$

t_d : 任意の継続時間 (min)
 q_{oa} : 開発地からの単位許容放流量 $0.085 (m^3/s/ha)$
 a : 1334.846
 b : 4.133
 n : $2/3$

※ v_d : $445.0 (m^3/ha)$

$$V_d = v_d \times A = 445.0 \times 3 = \underline{1,335 (m^3)}$$

表 12 単位許容放流量と単位必要対策量の関係

単位許容放流量	流出係数 C_{o1}	α	t_d^n	任意の継続時間 t_d (min)	降雨強度 I_{o130} (mm/hr)	単位必要対策量 v_d (m^3/ha)
0.080	0.80	236.93	27.12	141	42.7	465.3
0.081	0.80	235.44	26.80	139	43.1	461.1
0.082	0.80	233.95	26.49	136	43.6	457.0
0.083	0.80	232.46	26.19	134	44.0	452.9
0.084	0.80	230.98	25.89	132	44.5	449.0
0.085	0.80	229.49	25.60	130	44.9	445.0
0.086	0.80	228.00	25.32	127	45.3	441.2
0.087	0.80	226.51	25.04	125	45.8	437.4
0.088	0.80	225.03	24.77	123	46.2	433.7
0.089	0.80	223.54	24.50	121	46.6	430.0
0.090	0.80	222.05	24.24	119	47.0	426.4
0.091	0.80	220.56	23.99	117	47.5	422.8
0.092	0.80	219.07	23.74	116	47.9	419.3
0.093	0.80	217.59	23.49	114	48.3	415.9
0.094	0.80	216.10	23.25	112	48.7	412.5
0.095	0.80	214.61	23.02	110	49.2	409.2
0.096	0.80	213.12	22.79	109	49.6	405.9
0.097	0.80	211.63	22.57	107	50.0	402.6
0.098	0.80	210.15	22.35	106	50.4	399.5
0.099	0.80	208.66	22.13	104	50.8	396.3

(4) 単位設計浸透量の算定

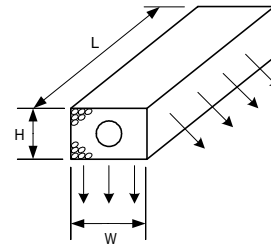
1) 浸透側溝(トレンチ)

【前提条件】

設計水頭 (H) : 1.5m

施設幅 (W) : 1.5m

影響係数 (C) : 0.81



土壌の飽和透水係数 (k_o) : $1 \times 10^{-3} \text{cm/s} = 0.036 \text{m/hr}$ (浸透能力 中)

【比浸透量】

$$\begin{aligned} K_f &= a H + b \\ &= 3.093 \times H + 1.34W + 0.677 \\ &= 7.326 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

【基準浸透量】

$$Q_f = k_o \times K_f = 0.036 \times 7.326 = 0.264 \text{ m}^3/\text{hr}$$

【単位設計浸透量】

$$Q = C \times Q_f = 0.81 \times 0.264 = \underline{0.214 \text{ m}^3/\text{hr}}$$

2) 浸透ます

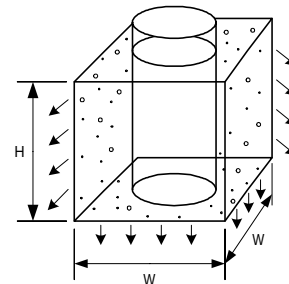
【前提条件】

施設 : 正方形ます (1 m < 幅 10m)

設計水頭 (H) : 1.5m

施設幅 (W) : 5.0m

影響係数 (C) : 0.81



土壌の飽和透水係数 (k_o) : $1 \times 10^{-3} \text{cm/s} = 0.036 \text{m/hr}$ (浸透能力 中)

【比浸透量】

$$\begin{aligned} K_f &= a H + b \\ &= (-0.453W^2 + 8.289W + 0.753)H + 1.458W^2 + 1.27W + 0.362 \\ &= 89.472 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

【基準浸透量】

$$Q_f = k_o \times K_f = 0.036 \times 89.472 = 3.221 \text{ m}^3/\text{hr}$$

【単位設計浸透量】

$$Q = C \times Q_f = 0.81 \times 3.221 = \underline{2.609 \text{ m}^3/\text{hr}}$$

(5) 浸透施設の配置計画

【前提条件】



浸透側溝(トレンチ) : 30m

正方形ます : 5 個

(6) 貯留浸透対策量の設定

浸透対策を実施した場合に必要な貯留対策量を算定する。

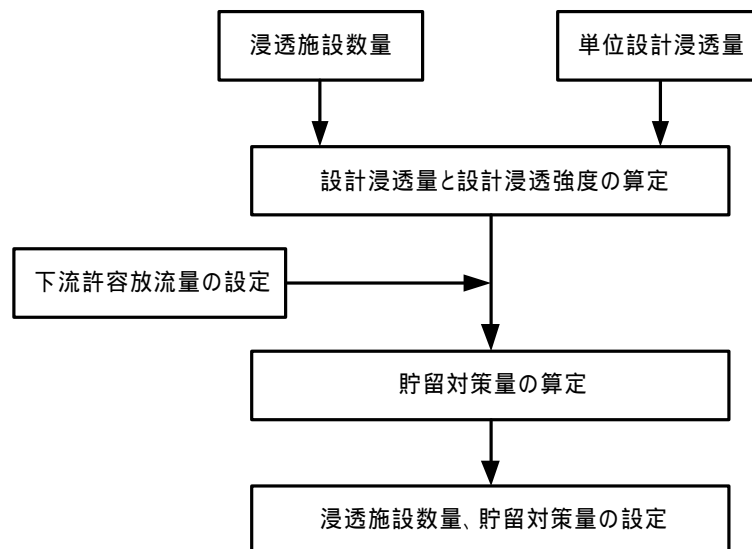


図 37 貯留浸透対策量の設定手順

【設計浸透量の算定】

浸透トレンチの単位設計浸透量($\text{m}^3/\text{hr}/\text{m}$) $\times$ 浸透トレンチの長さ(m)

$$= 0.214 \text{m}^3/\text{hr}/\text{m} \times 30\text{m}$$

$$= 6.420 \text{m}^3/\text{hr}$$

浸透ますの単位設計浸透量($\text{m}^3/\text{hr}/\text{個}$) $\times$ 浸透ますの個数(個)

$$= 2.609 \text{m}^3/\text{hr}/\text{個} \times 5 \text{個}$$

$$= 13.045 \text{m}^3/\text{hr}$$

$$\text{設計浸透量} = 6.420 \text{m}^3/\text{hr} + 13.045 \text{m}^3/\text{hr} = 19.465 \text{m}^3/\text{hr}$$

【設計浸透強度の算定】

集水面積 : 3ha

$$\text{設計浸透強度}(\text{mm}/\text{hr}) = \text{設計浸透量}(\text{m}^3/\text{hr}) / (\text{集水面積}(\text{ha}) \times 10)$$

$$= 19.465 \text{m}^3/\text{hr} / (3(\text{ha}) \times 10)$$

$$= 0.649 \text{mm}/\text{hr}$$

【貯留対策量の算定】

貯留対策量の算定式より，式③の対策量の値を最大とする容量，及び式④により求まる容量を満足するものとする。

以下の算定結果より，貯留対策量(V_s)は 1,302 (m³) となる。

◆式③

$$V_s = 60t \times \left(\frac{1}{360} \times A \times C_{ol} \times (I_{ol30} - F_c) - \frac{1}{2} Q_{oa} \right)$$

V_s : 貯留対策量 (m³)

A : 対象区域 3 (ha)

C_{ol} : 開発後の流出係数 0.8

I_{ol30} : 任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$$

F_c : 設計浸透強度 0.649 (mm/hr)

t : 任意の継続時間 (min)

Q_{oa} : 開発地からの許容放流量 0.255 (m³/s)

※ V_s : 1,302 (m³)

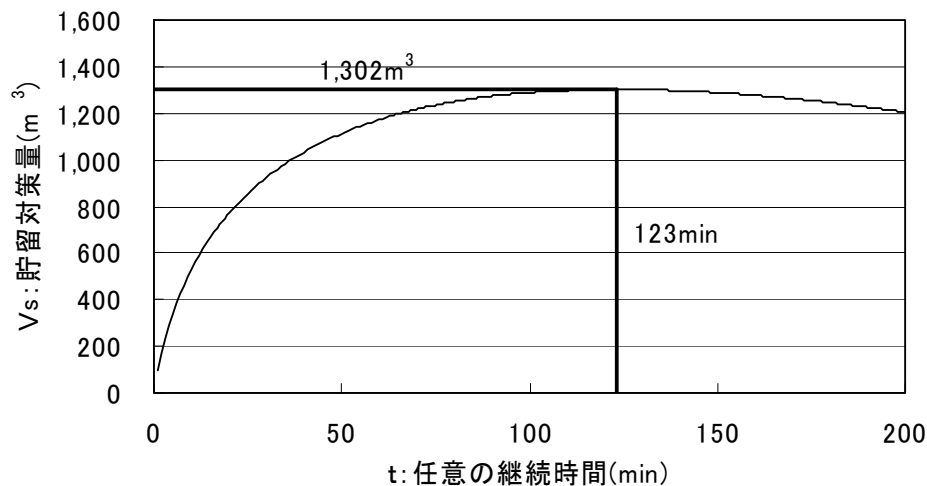


図 38 任意の継続時間と貯留対策量の関係

◆式④

$$v_s = 60t_s \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times (I_{ol30} - F_c) - \frac{1}{2} q_{oa} \right)$$

$$t_s^n = \frac{\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 720q_{oa} \times (180q_{oa}b^2 - a b C_{ol})}}{360q_{oa}}$$

$$V_s = v_s \times A$$

$$\alpha = a C_{ol} - a C_{ol}n - 360b q_{oa}$$

V_s : 貯留対策量 (m^3)
 v_s : 単位貯留対策量 (m^3/ha)
 A : 対象区域 3 (ha)
 C_{o1} : 開発後の流出係数 0.8
 I_{o130} : 任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$$

F_c : 設計浸透強度 0.649 (mm/hr)
 t_s : 任意の継続時間 (min)
 q_{oa} : 開発地からの単位許容放流量 0.085 ($m^3/s/ha$)
 a : 1334.846
 b : 4.133
 n : 2/3

※ v_s : 433.8 (m^3/ha)

$$V_s = v_s \times A = 433.8 \times 3 = \underline{1,301 (m^3)}$$

表 13 単位許容放流量と単位貯留対策量の関係

単位許容放流量	流出係数 C_{o1}	α	t_s^n	任意の 継続時間 t_s (min)	降雨強度 I_{o130} (mm/hr)	単位必要対策量 v_s (m^3/ha)
0.080	0.80	236.93	27.12	141	42.7	453.1
0.081	0.80	235.44	26.80	139	43.1	449.1
0.082	0.80	233.95	26.49	136	43.6	445.2
0.083	0.80	232.46	26.19	134	44.0	441.4
0.084	0.80	230.98	25.89	132	44.5	437.6
0.085	0.80	229.49	25.60	130	44.9	433.8
0.086	0.80	228.00	25.32	127	45.3	430.2
0.087	0.80	226.51	25.04	125	45.8	426.6
0.088	0.80	225.03	24.77	123	46.2	423.0
0.089	0.80	223.54	24.50	121	46.6	419.5
0.090	0.80	222.05	24.24	119	47.0	416.1
0.091	0.80	220.56	23.99	117	47.5	412.7
0.092	0.80	219.07	23.74	116	47.9	409.3
0.093	0.80	217.59	23.49	114	48.3	406.1
0.094	0.80	216.10	23.25	112	48.7	402.8
0.095	0.80	214.61	23.02	110	49.2	399.6
0.096	0.80	213.12	22.79	109	49.6	396.5
0.097	0.80	211.63	22.57	107	50.0	393.4
0.098	0.80	210.15	22.35	106	50.4	390.3
0.099	0.80	208.66	22.13	104	50.8	387.3

【浸透施設数量，貯留対策量の設定】

貯留対策量(V_s) : 1,302 m^3

なお，浸透対策実施による貯留対策量の軽減効果は 33 m^3 である。

$$\text{必要対策量}(V_d) - \text{貯留対策量}(V_s) = 1,335 - 1,302 = \underline{33 m^3}$$

(7) 貯留施設の設定

貯留対策量に対応した貯留施設を検討する。

【貯留部】

・前提条件

天端面積 (A_t)	: <u>330 (m^2)</u>
底面面積 (A_b)	: <u>330 (m^2)</u>
貯留部天端高 (H_t)	: <u>TP+45.0 (m)</u>
計画高水位 (HWL)	: <u>TP+44.0 (m)</u>
貯留部底面高 (H_b)	: <u>TP+40.0 (m)</u>
貯留水深 (h)	: <u>4.0 (m)</u>

・貯留可能容量

$$V = (330 + 330) \times 4.0 / 2 = \underline{1,320} \quad 1,302 \text{ m}^3 (V_s) \quad \underline{0.K}$$

【オリフィス】

・前提条件

水深 (H)	: <u>4.0 (m)</u>
流量係数 (C)	: <u>0.7 (ベルマウス無)</u>
放流孔 幅 (B)	: <u>0.2 (m)</u>
放流孔 高さ (D)	: <u>0.2 (m)</u>

・設計流量

$$Q_a = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)} = 0.7 \times 0.2 \times 0.2 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot (4.0 - 0.2/2)} = \underline{0.245 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$0.255 \text{ m}^3/\text{s} (Q_0) \quad \underline{0.K}$$

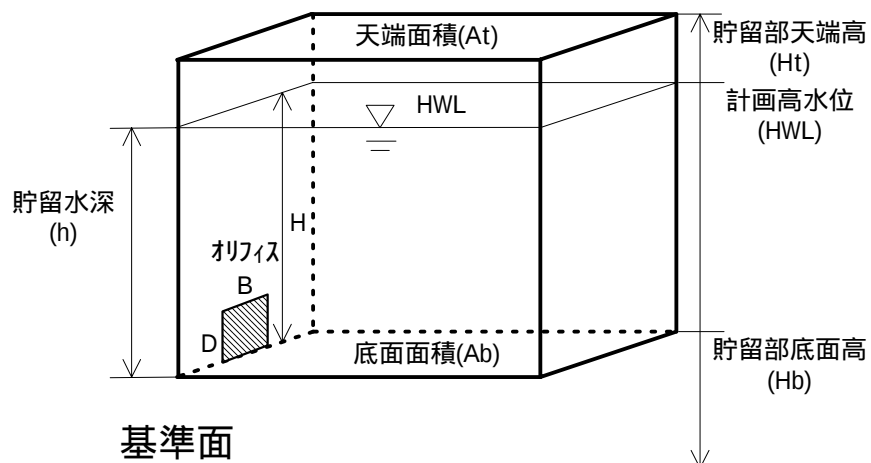


図 39 貯留施設概要図

【余水吐】

・前提条件

洪水到達時間 (t) : 10.0 (分)

超過降雨強度式 (r) : 168.6 (mm/hr)

$$I_{1030} = \frac{2410.845}{t^{2/3} + 9.658} = \frac{2410.845}{10^{2/3} + 9.658} = 168.595 \quad 168.6 \text{ mm/hr}$$

流出係数 (f) : 0.8

流量係数 (C) : 1.8

越流水深 (hc) : 0.1 (m)

・設計流量

$$Q_b = 1 / 360 \cdot f \cdot I \cdot A = 1 / 360 \times 0.8 \times 168.6 \times 3 = \underline{1.100 \text{ m}^3/\text{s}}$$

・越流幅

$$B = Q_b / (C \cdot h_c^{3/2}) = 1.1 / (1.8 \times 0.1^{3/2}) = \underline{19.3 \text{ m}}$$

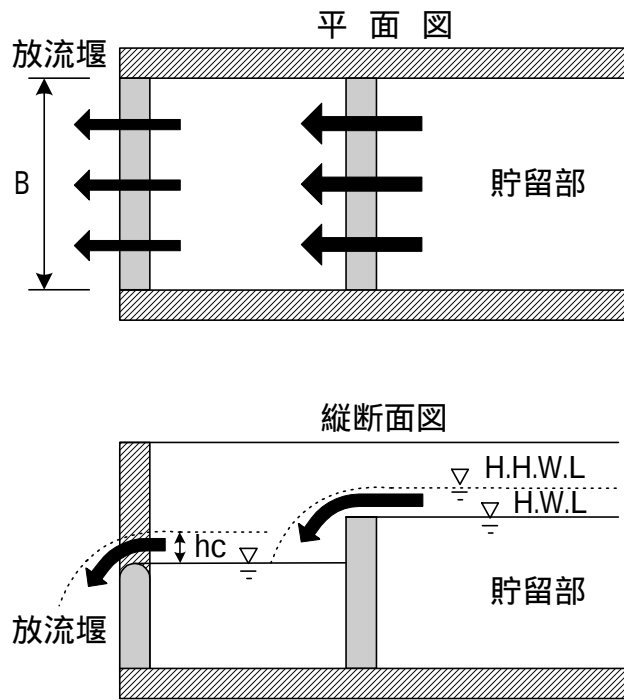


図 40 余水吐概要図

貯留・浸透施設設計表

① 基本条件						
集水面積	市街化区域	A ₁ =	30,000	m ²	都市計画区域の区分	
	市街化調整区域	A ₂ =	0	m ²		
	浸透適地	A ₃ =	20,000	m ²		浸透適地の区分
	浸透不適地	A ₄ =	10,000	m ²		
	計	A=	30,000	m ²	=A ₃ +A ₄ (A ₁ +A ₂)	
計画規模	開発行為 (A≧500m ²)	1/	30	年確率	※1 市街化区域 1/30 市街化調整区域 1/50	
	公共施設					
許容放流量	開発行為 (A≧500m ²)	Q _{oa} =		m ³ /s	協議により決定する場合に入力して下さい	
	公共施設	Q _{oa} =	0.255	m ³ /s		
		q _{oa} =	0.085	m ³ /s/ha		
必要対策量	開発行為 (A≧500m ²)	V _d =	1,335	m ³	※3 「京都市開発技術基準」に準じる	
	公共施設	計算ボタン①				
	小規模開発 (A<500m ²)	浸透適地:3mm/hr(浸透対策)				
	民間施設、戸建住宅	浸透不適地:200ℓ/戸(貯留対策)				
※ 小規模開発、民間施設、戸建住宅の場合、計画規模及び許容放流量は対象外である						
前 提 条 件						
調整池下流ネック地点の流域面積	A _N =	300.0	ha			
調整池下流ネック地点における開発前の流出係数	C _{io} =	0.60			計画規模1/30の場合	
調整池下流ネック地点における開発後の流出係数	C _{il} =	0.80			計画規模1/50の場合	
調整池における開発後の流出係数	C _{ol} =	0.80				
調整池下流のネック地点における洪水到達時間	T=	45.0	min			
調整池地点における洪水到達時間	t=	10.0	min			
調整池下流のネック地点における流下能力	Q _{ia} =	10.0	m ³ /s			

② 浸透施設									
施設名称	影響係数	基準浸透量(Qf)				単位設計浸透量	浸透施設数量		設計浸透量
		設計水頭(H)m	透水係数※2(k ₀)m/hr	比浸透量(K)m ²	Qf				
雨水ます 1	0.81	1.50	0.036	89.472	3.221	2.609 m ³ /hr/個	5	個	13.045 m ³ /hr
雨水ます 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
雨水ます 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
道路浸透ます 1	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
道路浸透ます 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
道路浸透ます 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
透水性植栽ます	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
浸透トレンチ 1	0.81	1.50	0.036	7.326	0.264	0.214 m ³ /hr/m	30.0	m	6.420 m ³ /hr
浸透トレンチ 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
浸透トレンチ 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
透水性 U 字側溝 1	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
透水性 U 字側溝 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
透水性 U 字側溝 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
浸透性舗装	(歩道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
	(車道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
透水性平板舗装	(歩道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
インターロッキングブロック舗装	(歩道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
計							Q _p =	19.465	m ³ /hr
設計浸透強度	F _c =	0.649	mm/hr			=Q _p /A			
貯留対策量	V _s =	1,302	m ³	計算ボタン②	※4	〔 浸透不適地の場合、貯留対策量(V _s)と必要対策量(V _d)は同一である。 〕			
浸透対策量	V _i =	33	m ³			=V _d －V _s			

③ 貯留施設					
貯留対策量	V _s =	1,302	m ³		
貯留部	天端面積	A _t =	330.0	m ²	貯留部天端部での面積
	底面面積	A _b =	330.0	m ²	
	貯留部天端高	H _t =	45.0	m	TP.+m表示等
	計画高水位	HWL=	44.0	m	TP.+m表示等
	貯留部底面高	H _b =	40.0	m	TP.+m表示等
	貯留水深	h=	4.0	m	=HWL－H _b
	貯留可能容量	V=	1,320	m ³	貯留部の形状により決まる(>V _s) O.K
オリフェイス	水深	H=	4.0	m	
	流量係数	C=	0.70		0.85～0.95(ベルマウス有) 0.60～0.80(ベルマウス無)
	放流孔幅	B=	0.2	m	
	放流孔高さ	D=	0.2	m	
	設計流量	Q _a =	0.245	m ³ /s	=C・B・D・√[2g(H-D/2)] (<Q _{oa}) O.K

余水吐

入力箇所(初期値:計算事例ケース1)

計算手順: 手順1: ①基本条件の入力箇所に必要な項目を入力した後、計算ボタン①を押す。
手順2: ②浸透施設の入力箇所に必要な項目を入力した後、計算ボタン②を押す。
手順3: ③貯留施設の入力箇所に必要な項目を入力する。

【注釈】 ※1 降雨強度式(I)

1/30降雨強度式 $I_{30} = \frac{1,334.846}{t^{2/3} + 4.133}$

1/50降雨強度式 $I_{50} = \frac{1,454.391}{t^{2/3} + 4.116}$

※2 透水係数(k₀)

大 5×10⁻³cm/s=0.180m/hr

中 1×10⁻³cm/s=0.036m/hr

小 5×10⁻⁴cm/s=0.018m/hr

※3 必要対策量(V_d)

対策量算定式 $V_d = 60 \times t \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I \times A - \frac{1}{2} \times Q_{oa} \right)$

単位対策量算定式 $v_d = 60 \times t_d \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I - \frac{1}{2} \times q_{oa} \right)$

※4 貯留対策量(V_s)

対策量算定式 $V_s = 60 \times t \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times \left(I - F_c \right) \times A - \frac{1}{2} \times Q_{oa} \right)$

単位対策量算定式 $v_s = 60 \times t_s \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times \left(I - F_c \right) - \frac{1}{2} \times q_{oa} \right)$

図 41 貯留・浸透施設設計表（ケース1）

7.2 ケース2の算定事例

開発行為等及び公共施設での工事について、放流先の排水能力が不足している浸透不適地の場合を想定し、以下のフローに従い貯留・浸透対策量を算定する。

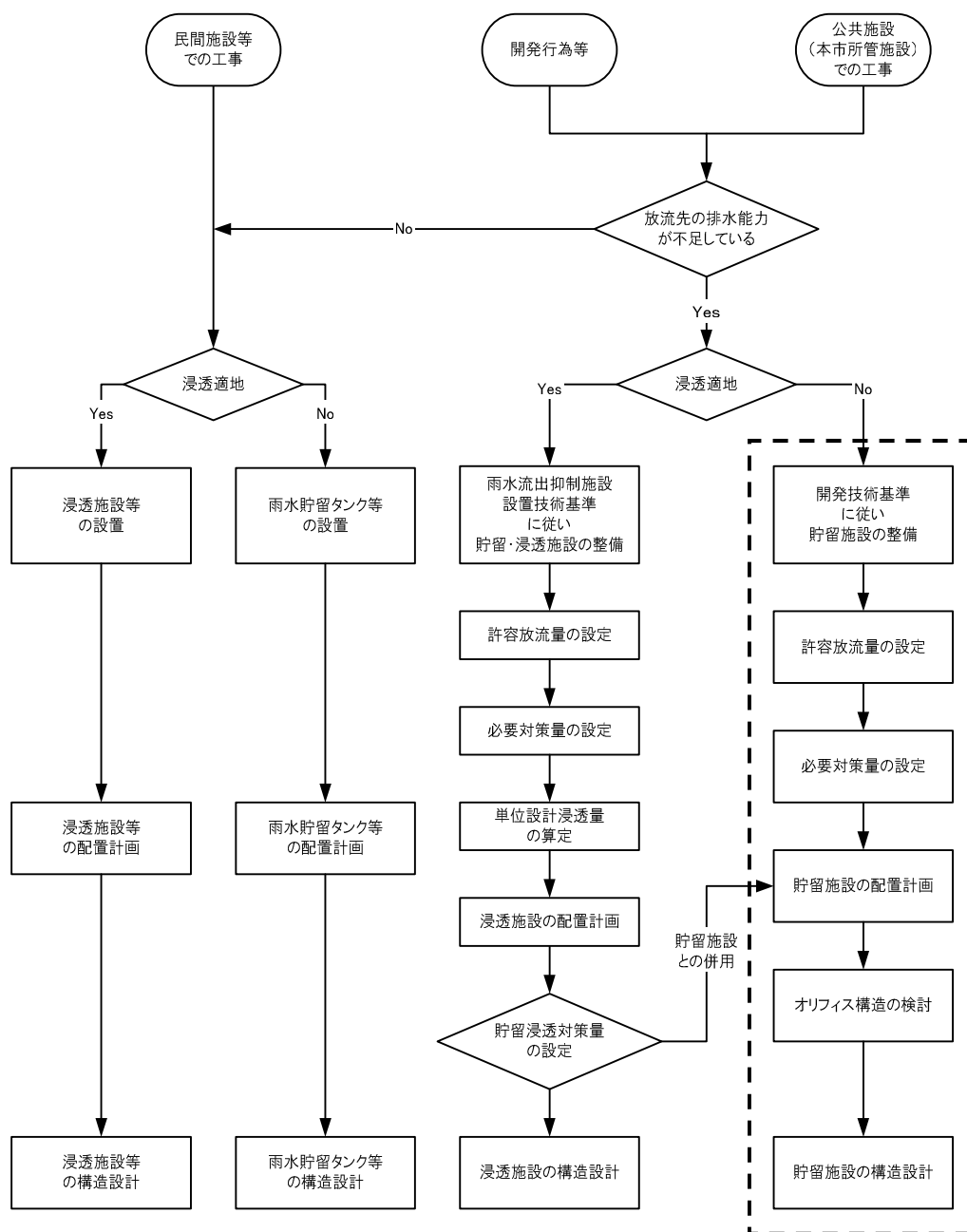


図 42 貯留・浸透施設の設計計画フロー

(1) 計画規模

「京都市開発技術基準」に準じて設定する。

【前提条件】

$$\begin{array}{ll} \text{対象区域 (A)} & : 3\text{ha (30,000m}^2\text{)} \\ \left[\begin{array}{ll} \text{浸透適地} & : 0\text{ha (0m}^2\text{)} \\ \text{浸透不適地} & : 3\text{ha (30,000m}^2\text{)} \end{array} \right] \end{array}$$

【計画規模】

計画規模：30年確率規模

(2) 許容放流量の設定

「京都市開発技術基準」に準じて設定する。

【前提条件】

$$\begin{array}{ll} \text{対象区域 (A)} & : 3\text{ha (30,000m}^2\text{)} \\ \text{調整池下流ネック地点の流域面積 (A}_N\text{)} & : 300\text{ha (3km}^2\text{)} \\ \text{開発前の流出係数 (C}_{io}\text{)} & : 0.60 \\ \text{開発後の流出係数 (C}_{ol}\text{)} & : 0.80 \\ \text{調整池下流のネック地点における洪水到達時間} & : 45 \text{ 分} \\ \text{調整池地点における洪水到達時間} & : 10 \text{ 分} \\ \text{調整池下流のネック地点における流下能力 (Q}_{ia}\text{)} & : 10\text{m}^3/\text{s} \end{array}$$

【ピーク流出量】

◆下流ネック地点における開発前のピーク流量

$$\begin{aligned} I_{io30} &= \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133} = \frac{1334.846}{45^{2/3} + 4.133} = 79.529 \div 79.5 \text{ mm/hr} \\ Q_{io} &= \frac{1}{360} \times A_N \times C_{io} \times I_{io30} = \frac{1}{360} \times 300 \times 0.6 \times 79.5 = 39.750 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

◆調整池地点における開発後のピーク流量

$$\begin{aligned} I_{ol30} &= \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133} = \frac{1334.846}{10^{2/3} + 4.133} = 152.126 \div 152.1 \text{ mm/hr} \\ Q_{ol} &= \frac{1}{360} \times A \times C_{ol} \times I_{ol30} = \frac{1}{360} \times 3 \times 0.80 \times 152.1 = 1.014 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

【調整池からの許容放流量】

$$\begin{aligned} Q_{oa} &= \frac{Q_{ia}}{Q_{io}} \times Q_{ol} = \frac{10}{39.8} \times 1.014 = 0.255 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{許容放流量 (q}_{oa}\text{)} & : 0.255\text{m}^3/\text{s} \\ q_{oa} &= Q_{oa} \div a = 0.255 \div 3 = 0.085 \\ \text{単位許容放流量 (q}_{oa}\text{)} & : 0.085\text{m}^3/\text{s/ha} \end{aligned}$$

(3) 必要対策量の設定

「京都市開発技術基準」に準じて設定する。

必要対策量の算定式より，式①の対策量の値を最大とする容量，及び式②により求める容量を満足するものとする。

以下の算定結果より，必要対策量(V_d)は 1,335 (m³) となる。

◆式①

$$V_d = 60t \times \left(\frac{1}{360} \times A \times C_{ol} \times I_{ol30} - \frac{1}{2} Q_{oa} \right)$$

V_d : 必要対策量 (m³)

A : 対象区域 3 (ha)

C_{ol} : 開発後の流出係数 0.8

I_{ol30} : 任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$$

t : 任意の継続時間 (min)

Q_{oa} : 開発地からの許容放流量 0.255 (m³/s)

※ V_d : 1,335 (m³)

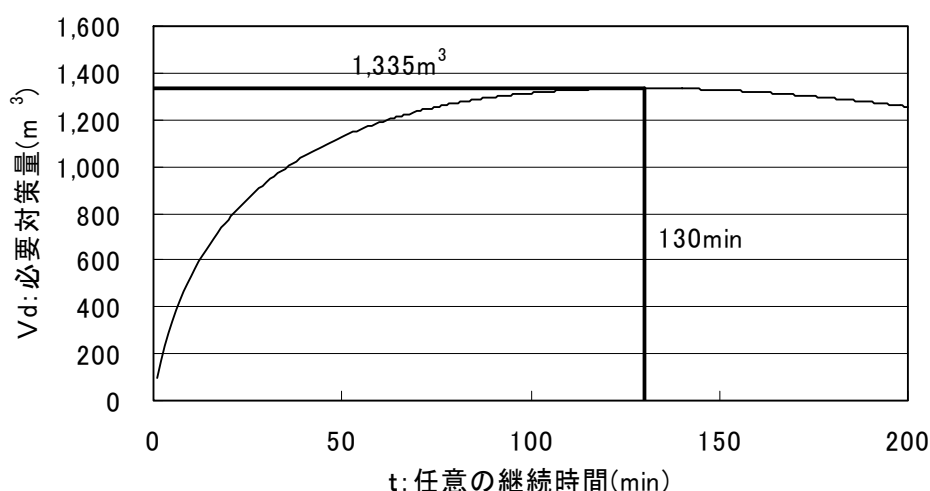


図 43 任意の継続時間と必要対策量の関係

◆式②

$$v_d = 60t_d \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I_{ol30} - \frac{1}{2} q_{oa} \right)$$

$$t_d^n = \frac{\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 720q_{oa} \times (180q_{oa}b^2 - abC_{ol})}}{360q_{oa}}$$

$$V_d = v_d \times A$$

$$\alpha = a C_{ol} - a C_{ol}n - 360b q_{oa}$$

V_d : 必要対策量 (m^3)
 v_d : 単位必要対策量 (m^3/ha)
 A : 対象区域 3 (ha)
 C_{o1} : 開発後の流出係数 0.8
 I_{o130} : 任意の継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$I_{30} = \frac{1334.846}{t^{2/3} + 4.133}$$

t_d : 任意の継続時間 (min)
 q_{oa} : 開発地からの単位許容放流量 $0.085 (m^3/s/ha)$
 a : 1334.846
 b : 4.133
 n : $2/3$

※ v_d : $445.0 (m^3/ha)$

$$V_d = v_d \times A = 445.0 \times 3 = \underline{1,335 (m^3)}$$

表 14 単位許容放流量と単位必要対策量の関係

単位許容放流量	流出係数 C_{o1}	α	t_d^n	任意の継続時間 t_d (min)	降雨強度 I_{o130} (mm/hr)	単位必要対策量 v_d (m^3/ha)
0.080	0.80	236.93	27.12	141	42.7	465.3
0.081	0.80	235.44	26.80	139	43.1	461.1
0.082	0.80	233.95	26.49	136	43.6	457.0
0.083	0.80	232.46	26.19	134	44.0	452.9
0.084	0.80	230.98	25.89	132	44.5	449.0
0.085	0.80	229.49	25.60	130	44.9	445.0
0.086	0.80	228.00	25.32	127	45.3	441.2
0.087	0.80	226.51	25.04	125	45.8	437.4
0.088	0.80	225.03	24.77	123	46.2	433.7
0.089	0.80	223.54	24.50	121	46.6	430.0
0.090	0.80	222.05	24.24	119	47.0	426.4
0.091	0.80	220.56	23.99	117	47.5	422.8
0.092	0.80	219.07	23.74	116	47.9	419.3
0.093	0.80	217.59	23.49	114	48.3	415.9
0.094	0.80	216.10	23.25	112	48.7	412.5
0.095	0.80	214.61	23.02	110	49.2	409.2
0.096	0.80	213.12	22.79	109	49.6	405.9
0.097	0.80	211.63	22.57	107	50.0	402.6
0.098	0.80	210.15	22.35	106	50.4	399.5
0.099	0.80	208.66	22.13	104	50.8	396.3

貯留・浸透施設設計表

① 基本条件

集水面積	市街化区域	A ₁ =	30,000	m ²	都市計画区域の区分	
	市街化調整区域	A ₂ =	0	m ²		
	浸透適地	A ₃ =	0	m ²		浸透適地の区分
	浸透不適地	A ₄ =	30,000	m ²		
	計		A=	30,000	m ²	=A ₃ +A ₄ (A ₁ +A ₂)
計画規模	開発行為 (A≧500m ²)	1/	30	年確率	※1 市街化区域 1/30 市街化調整区域 1/50	
	公共施設					
許容放流量	開発行為 (A≧500m ²)	Q _{oa} =		m ³ /s	協議により決定する場合に入力して下さい	
	公共施設	Q _{oa} =	0.255	m ³ /s		
		q _{oa} =	0.085	m ³ /s/ha		
必要対策量	開発行為 (A≧500m ²)	V _d =	1,335	m ³	※3 「京都市開発技術基準」に準じる	
	公共施設	計算ボタン①				
	小規模開発 (A<500m ²)	浸透適地:3mm/hr(浸透対策)				
	民間施設、戸建住宅	浸透不適地:200ℓ/戸(貯留対策)				
※ 小規模開発、民間施設、戸建住宅の場合、計画規模及び許容放流量は対象外である						
前提条件						
調整池下流ネック地点の流域面積		A _N =	300.0	ha		
調整池下流ネック地点における開発前の流出係数		C _{io} =	0.60		計画規模1/30の場合	
調整池下流ネック地点における開発後の流出係数		C _{il} =	0.80		計画規模1/50の場合	
調整池における開発後の流出係数		C _{ol} =	0.80			
調整池下流のネック地点における洪水到達時間		T=	45.0	min		
調整池地点における洪水到達時間		t=	10.0	min		
調整池下流のネック地点における流下能力		Q _{ia} =	10.0	m ³ /s		

② 浸透施設

施設名称	影響係数	基準浸透量(Qf)				単位設計浸透量	浸透施設数量		設計浸透量
		設計水頭(H)m	透水係数※2(k ₀)m/hr	比浸透量(K)m ²	Qf				
雨水ます 1	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
雨水ます 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
雨水ます 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
道路浸透ます 1	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
道路浸透ます 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
道路浸透ます 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
透水性植栽ます	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/個	0	個	0.000 m ³ /hr
浸透トレンチ 1	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
浸透トレンチ 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
浸透トレンチ 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
透水性U字側溝 1	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
透水性U字側溝 2	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
透水性U字側溝 3	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m	0.0	m	0.000 m ³ /hr
浸透性舗装	(歩道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
	(車道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
透水性平板舗装	(歩道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
インターロッキングブロック舗装	(歩道)	0.81	0.00	0.000	0.000	0.000 m ³ /hr/m ²	0.0	m ²	0.000 m ³ /hr
計		Q _p = 0.000 m ³ /hr							
設計浸透強度		F _c =	0.000	mm/hr	=Q _p /A				
貯留対策量		V _s =	1,335	m ³	※4 〔 浸透不適地の場合、貯留対策量(V _s)と必要対策量(V _d)は同一である。 〕				
浸透対策量		V _i =	0	m ³	=V _d －V _s				

③ 貯留施設

貯留対策量	V _s =	1,335	m ³		
貯留部	天端面積	A _t =	340.0	m ²	貯留部天端部での面積
	底面面積	A _b =	340.0	m ²	
	貯留部天端高	H _t =	45.0	m	TP.+m表示等
	計画高水位	HWL=	44.0	m	TP.+m表示等
	貯留部底面高	H _b =	40.0	m	TP.+m表示等
	貯留水深	h=	4.0	m	=HWL-H _b
	貯留可能容量	V=	1,360	m ³	貯留部の形状により決まる(>V _s) O.K
オリフェイス	水深	H=	4.0	m	
	流量係数	C=	0.70		0.85～0.95(ベルマウス有) 0.60～0.80(ベルマウス無)
	放流孔幅	B=	0.2	m	
	放流孔高さ	D=	0.2	m	
設計流量	Q _a =	0.245	m ³ /s	=C・B・D・√[2g(H-D/2)] (<Q _{oa}) O.K	

余水吐

超過降雨強度式	r=	168.6	mm/hr	I = $\frac{2,410.845}{t^{2/3} + 9.658}$ (京都降雨強度式)
洪水到達時間	t=	10.0	分	A≦30ha の場合10分 A>30ha の場合流域貯留施設等技術指針等から算定
流出係数	f=	0.80		
設計流量	Q _b =	1.100	m ³ /s	=1/360・f・I・A
流量係数	C=	1.8		
越流水深	H=	0.1	m	0.1m(標準)
越流幅	B=	19.3	m	=Q _b ／(C・H ^{3/2})

入力箇所(初期値:計算事例ケース1)

計算手順: 手順1: ①基本条件の入力箇所に必要な項目を入力した後、計算ボタン①を押す。
手順2: ②浸透施設の入力箇所に必要な項目を入力した後、計算ボタン②を押す。
手順3: ③貯留施設の入力箇所に必要な項目を入力する。

【注釈】 ※1 降雨強度式(I)

1/30降雨強度式 $I_{30} = \frac{1,334.846}{t^{2/3} + 4.133}$

1/50降雨強度式 $I_{50} = \frac{1,454.391}{t^{2/3} + 4.116}$

※2 透水係数(k₀)

大 5×10⁻³cm/s=0.180m/hr

中 1×10⁻³cm/s=0.036m/hr

小 5×10⁻⁴cm/s=0.018m/hr

※3 必要対策量(V_d)

対策量算定式 $V_d = 60 \times t \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I \times A - \frac{1}{2} \times Q_{oa} \right)$

単位対策量算定式 $v_d = 60 \times t_d \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times I - \frac{1}{2} \times q_{oa} \right)$

※4 貯留対策量(V_s)

対策量算定式 $V_s = 60 \times t \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times (I - F_c) \times A - \frac{1}{2} \times Q_{oa} \right)$

単位対策量算定式 $v_s = 60 \times t_s \times \left(\frac{1}{360} \times C_{ol} \times (I - F_c) - \frac{1}{2} \times q_{oa} \right)$

図 44 貯留・浸透施設設計表（ケース2）

7.3 ケース3の算定事例

民間施設等での工事について、浸透適地の場合を想定し、以下のフローに従い貯留・浸透対策量を算定する。

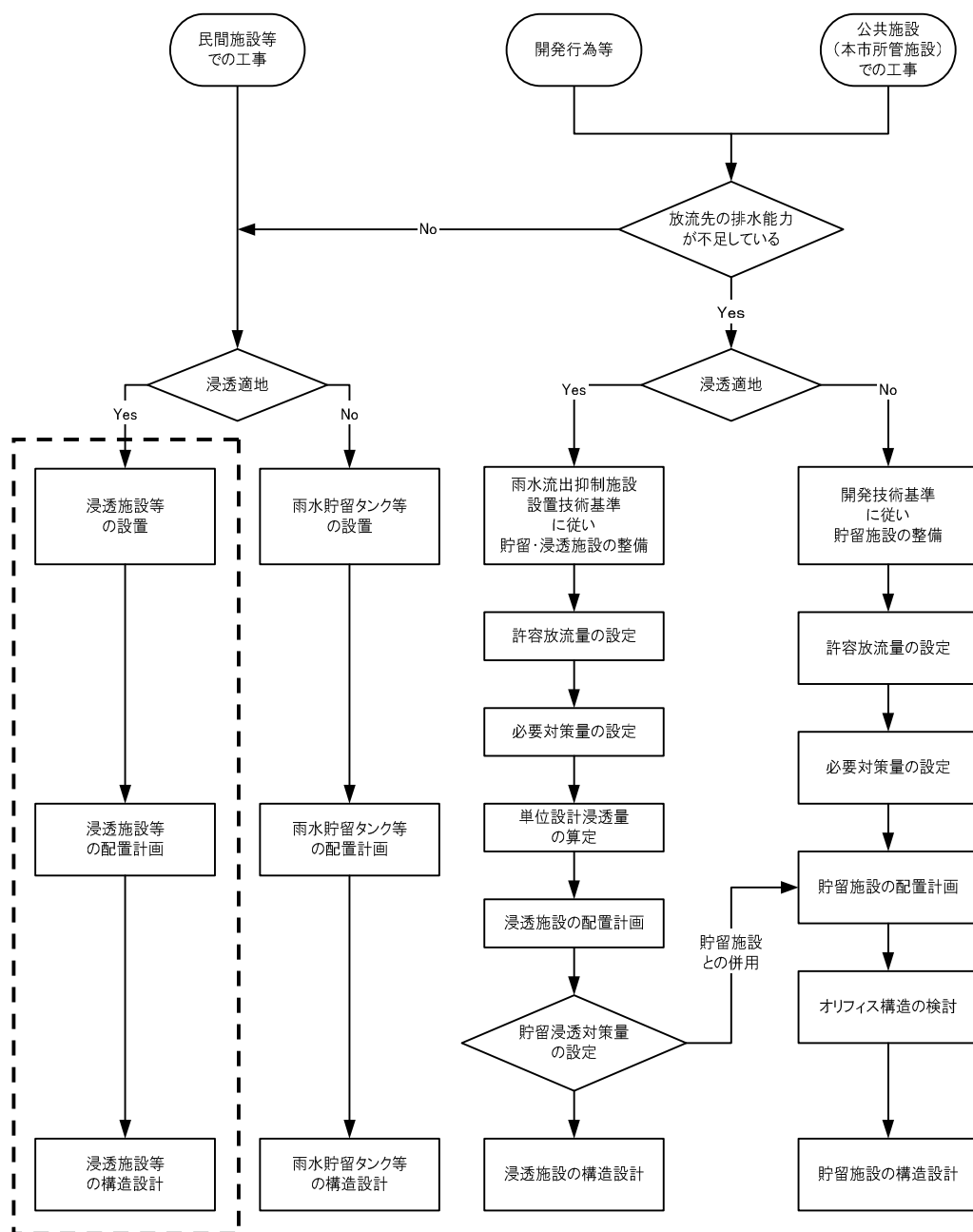


図 45 貯留・浸透施設の設計計画フロー

(1) 対策量

【前提条件】

敷地面積 (A) : 150m²

屋根面積 (a) : 100m²

【対策量】

浸透適地 V_d : 3 mm/hr

(2) 浸透施設の配置計画

【配置計画】



正方形ます : 1 個

【必要浸透量の算定】

設計浸透量 = 設計浸透強度 (mm/hr) × 敷地面積 (m²)

$$= 3 \text{ mm/hr} \times 150 \text{ m}^2$$

$$= \underline{0.45(\text{m}^3/\text{hr})}$$

【設計浸透量の算定】

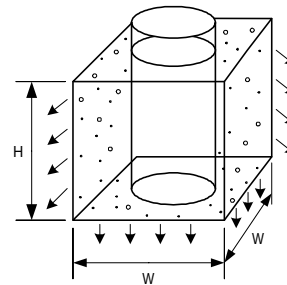
・ 前提条件

施設 : 正方形ます (幅 1m)

設計水頭 (H) : 0.5m

施設幅 (W) : 0.5m

影響係数 (C) : 0.81



土壌の飽和透水係数 (k_o) : $5 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 0.18 \text{ m/hr}$ (浸透能力 大)

・ 比浸透量

$$K_f = a H^2 + b H + c$$

$$= (0.120W + 0.985)H^2 + (7.837W + 0.82)H + (2.858W + 0.283)$$

$$= 3.777 \text{ m}^2$$

・ 基準浸透量

$$Q_f = k_o \times K_f = 0.18 \times 3.777 = 0.68 \text{ m}^3/\text{hr}$$

・ 設計浸透量

$$Q = C \times Q_f = 0.81 \times 0.68 = \underline{0.551 \text{ m}^3/\text{hr}} \quad 0.45 \text{ m}^3/\text{hr} \quad \underline{\text{O.K}}$$

7.4 ケース4の算定事例

民間施設等での工事について、浸透不適地の場合を想定し、以下のフローに従い貯留・浸透対策量を算定する。

なお、貯留対策は 200ℓ/戸の対策量を目安とする。

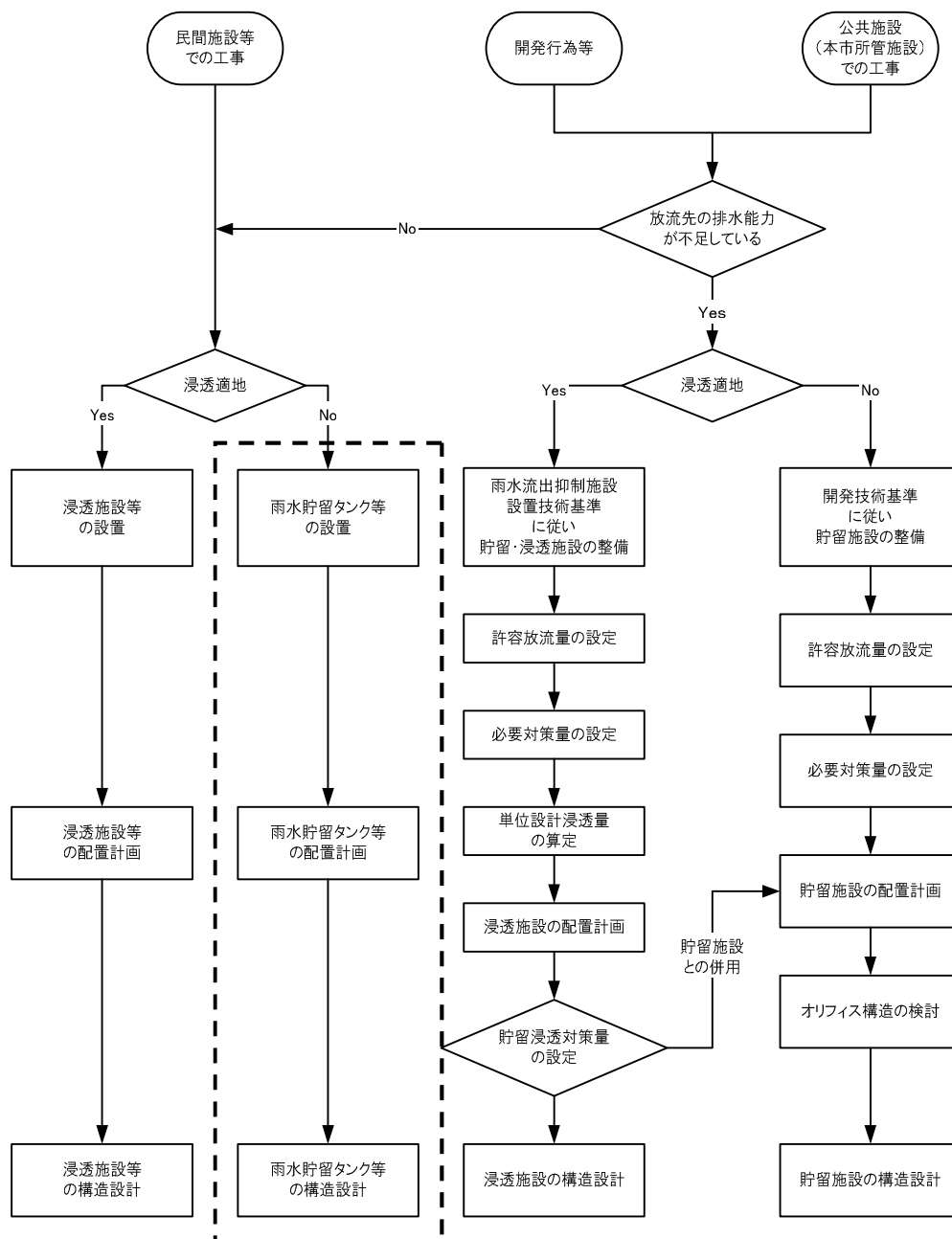


図 46 貯留・浸透施設の設計計画フロー