

浸水対策用分水施設に関する設計事例

日本水工設計(株) 細洞 克己  
河内 隆秀  
○阿部 善成

1. はじめに

A市の対象流域は、合流式下水道を採用し、流域下水道として昭和 41 年に事業着手、昭和 47 年に供用開始した。本流域の雨水整備は、3年確率降雨（合理式）で整備されたが、都市化の進行に伴って不浸透域が増大し、雨水流出量が増加した結果、管渠の流下能力不足が生じてきている。そのため、図 1-1 に示す流域の上・下流の 2 箇所の区域で浸水被害が多発している。

A市では対象流域の浸水安全度の向上を目的として、5年確率降雨に対応できるよう雨水整備目標を掲げ、平成 19 年度に計画の見直しを行った。

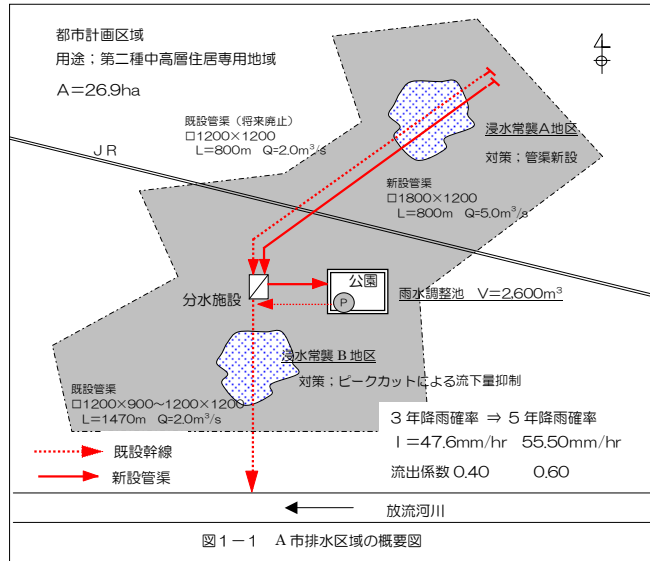


図 1-1 A 市排水区域の概要図

その対応策として、抽出された複数案の中から、経済性や施工性などを勘案して次のような案が選定されている。

A地区対策案；管渠能力増強による計画降雨の流下能力確保（管渠の新設）。

B地区対策案；雨水調整池（ $V=2,600\text{m}^3$ ）建設によるピークカット方式で下流管渠流下能力の確保。  
（オフサイト貯留）

本業務は、上記 B 地区対策案の雨水調整池の基本・実施設計を行ったものである。本報告においては、特に分水施設について様々な制約条件がある中で、形状を決定するのに苦労したので、今後の分水施設設計への一助を目的として、ここに報告を行うものである。

2. 本業務の概要

本業務の対象施設の雨水調整池、分水施設、およびその運用に必要な施設の概要図を図 2-1 に示す。雨水調整池の建設予定地は、住居地域の住宅街に位置し、公園下に建設される予定

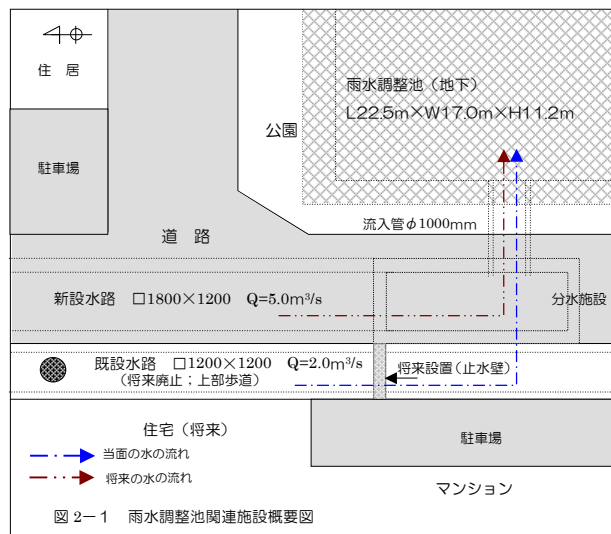


図 2-1 雨水調整池関連施設概要図

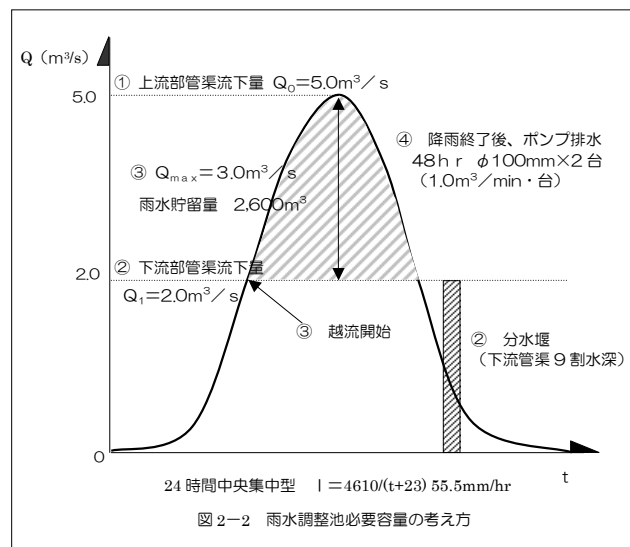
である。北・西側は道路を挟み住居が隣接し、東側は空地、南側は畑となっている。特に、北・西側は住宅が隣接しているため、雨水流入時の騒音や空気の排出に伴う臭気に対して留意する。また、分水施設は住宅側の道路下に建設されるため、マンホールから溢水しないよう雨水越流時の水位上昇の高さ確認や空気流動における蓋の飛散防止に留意し、さらに、施工時には住居への人の出入り、車両を含めた動線、周辺住民の通行人の安全確保に努めるよう設計で配慮する。

雨水調整池の貯留能力は、下流管渠の流下能力を超過しないように容量を決定し、5 年確率降雨のハイドログラフより算出される調整量は  $2,600\text{m}^3$  が必要となる。なお、雨水調整池建設後の公園は現況復旧することが住民協議で約束されている。

### (1) 水の流れについて

雨水調整池施設への機能として求められる水の流れを下記に示す。(図 2-2 参照)

- ① 新設管渠より最大  $5.0\text{m}^3/\text{s}$  が分水施設に流入。
- ② 分水堰の高さ(下流 9 割水深)までは、下流管渠へ流下。(  $2.0\text{m}^3/\text{s}$  )
- ③ 分水堰高まで水位上昇後、雨水調整池へ越流開始。(最大  $3.0\text{m}^3/\text{s}$ 、 $V=2,600\text{m}^3$  の貯留)
- ④ 降雨終了後、晴天時に遠方監視制御でポンプにて 48 時間 ( $V=2,600\text{m}^3$ ) で既設水路へ返水。



### (2) 設計時の留意点

本設計では、計画担当者から以下の 2 点の留意点が引継ぎ事項として示された。

#### 1) 段階的建設に配慮

事業スケジュールは、雨水調整池建設後、上流部新設管渠の建設に着手するため、A 地区の浸水対策は数年後の対応となる。B 地区対策案の雨水調整池が先行して供用開始するが、A・B 両地区の浸水被害が低減できる分水施設の計画が併せて対応できないかを客先より要望されている。

#### 2) B 地区の動水位

下流既設水路能力は、流下能力が最少となる箇所の動水位が地表面以下となる能力で設定され、その水位は、分水施設との接合部箇所の約 9 割水深となる。このため、越流水位はその水位以下で設定する必要がある。

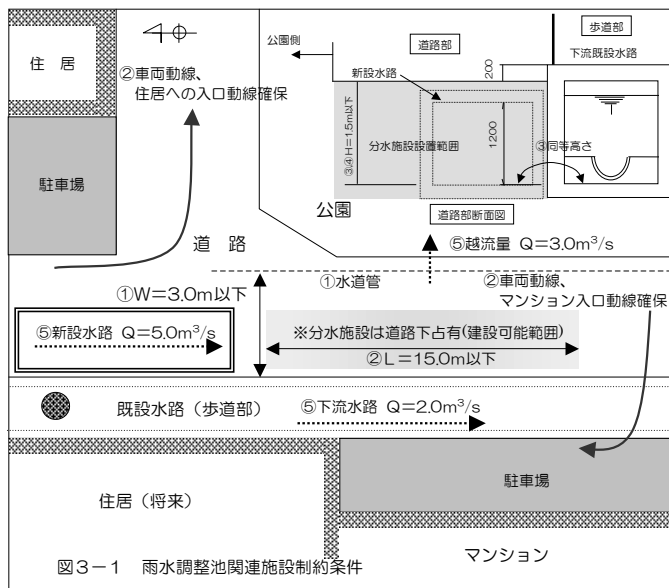
## 3. 分水施設設計時の課題と検討

### (1) 制約条件

分水施設の計画を行う上で、種々の制約条件があり、作業を進める上では、いくつかの課題点が生じた。分水施設の制約条件(図 3-1 参照)を以下に示す。

【平面の制約事項】

- ① 既設管渠は、歩道下を占有し、雨水調整池施設の完成後も新設水路設置後まで使用するので分水施設は道路部に建設することになる。道路には、地下埋設物(水道管)が占有し、公園への切り廻しは可能であるが、分水施設設置後、道路側に埋設しなければならない。(道路幅員、地下埋設部物より、分水施設幅は $W \approx 3.0\text{m}$ 以下)
- ② 周辺に住居が隣接し、住居者、車両の動線確保が必要である。(分水施設長は $L \approx 15.0\text{m}$ 以下)



【高さの制約事項】

- ③ 分水施設の底版高さは、汚水が滞留しないように下流側の管底高と同等の高さとする。(分水施設の長さ  $H \approx 1.5\text{m}$ 以下)
- ④ 分水施設は、道路下を占有し、道路管理者との協議により、道路面より高くすることはできない。(分水施設天端高は、道路面より下に設置、 $H \approx 1.5\text{m}$ 以下)

【流量の制約事項】

- ⑤ 分水施設へはピーク時に上流から時間最大流入水量  $5.0\text{m}^3/\text{s}$  が流入し、下流へは  $2.0\text{m}^3/\text{s}$  の流下越流量は最大で  $3.0\text{m}^3/\text{s}$  の構造で計画する必要がある。

(2) 分水施設の形状検討

1) 課題の抽出とその検討方針

分水施設の設計を進める際、平面形状、および断面形状を考える上で、図3-2に示すように3つの課題が生じてしまった。

ここで、3つの課題とは、1. 分水施設の平面形状の大きさ、2. 横越流方式の流量算定、3. 堰高の設定が課題である。

特に、3. 堰高の設定については、方針決定するのに客先と十分な調整を要した。

この課題の問題点として、下流水路の動水位制限から、越流水深を考慮すると図3-3

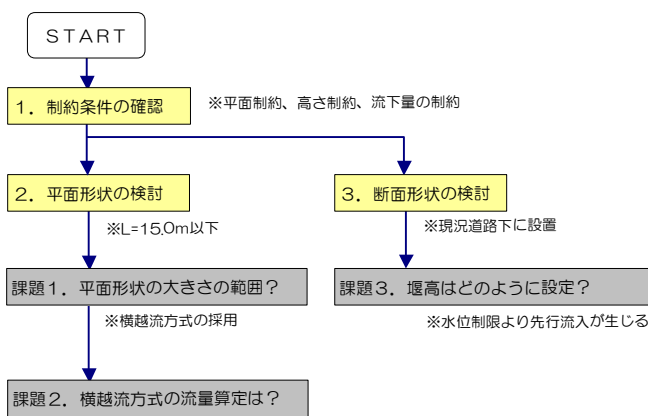
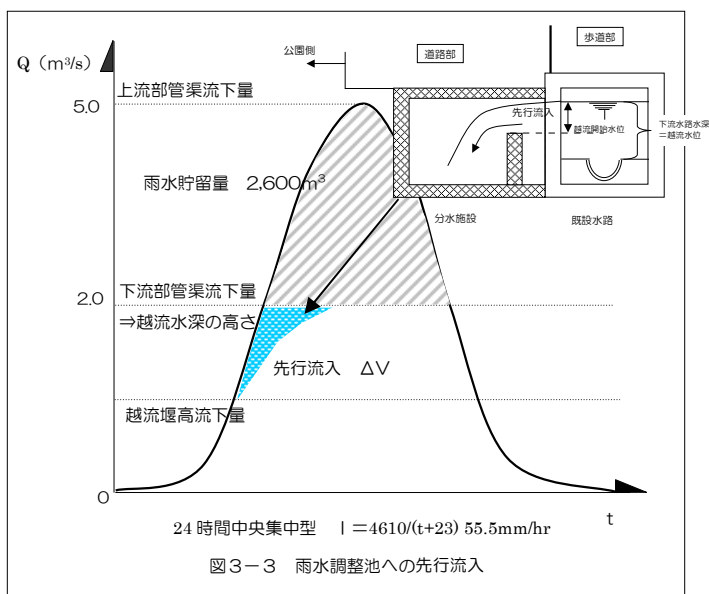


図3-2 分水施設設計の課題

に示すように、下流水路の流下能力を發揮する前に雨水調整池へ先行して流入してしまう。必要な雨水調整池能力の確保ができなくなり、その量を考慮した雨水調整池を計画することが必要となる。しかし、次のような問題がある。

- ① 先行流入量を考慮した場合、雨水調整池の平面形状の拡大は公園の制約条件 (公園面積の 1/2 以上必要) から対応はできない。そのため、調整容量の確保は、深度方向に深くして対応することになる。コンクリートなどの躯体数量は、仮設材の仕様のアップ、掘削土量など、試算では、深度方向へm当り本工事費で約 15,000 千円の建設費が必要となる。
- ② 先行流入量を考慮することは、上位計画の諸元の変更や、事業認可計画などの法手続きの変更までも必要となる。その期間を考慮すると事業着手が遅れてしまう。さらに、既存分水施設の設計内容にも影響を及ぼす可能性がある。



このように問題に対処することは不経済となり、事業の着手も遅れることから先行流入量を設計過程における設計躯体の余裕で対応できる範囲内で調整する方針とした。表 3-1 にそれらの課題に対する方針を示す。また、その課題解決のための作業フローも併せて示す。

表3-1 分水施設形状決定に対する課題の基本方針

課題	説明	各課題の対応方針	決定方針、検討フロー
1. 分水施設の平面形状の大きさの考え方	建設費を考慮すると、平面形状を小さくすることが望ましい。施工からの制約条件により、建設範囲は限定される。(L=15.0m以下)	平面形状は、施工条件から決まる制約条件が最大の大きさとなり、雨水調整池への先行流入量の制限で最小の大きさが決まる。これらの範囲内で選定をする。	分水施設は、施工範囲と先行流入量の制約条件から平面の大きさの範囲を限定し、堰高による先行流入回数と流入量の雨水調整池運転費などのランニングコスト、分水施設のインシヤルコストのトータル費用などで比較検討を行い、採用形状を決定する。
2. 横越流方式の流量の把握	横越流方式による標準的な分水計算方法が確立されていない。本設計においては下水道雨水調整池技術基準(案)の“本間の式”を参考として算出する。	下水道雨水調整池技術基準(案)では、横越流量は正面越流係数の1~2割減であると明記されている。このため、その妥当性を水理公式集掲載の正面越流量を基本とする横越流量の補正式で検証する。	1. 横越流算定式の選定 ↓ 2. 許容先行流入量の設定
3. 堰高の設定	下流既設水路の地表面以下となる動水位から越流水位高が決定されている。その水位制限から、越流水深を考慮すると、堰高は許容流下量に達する前から先行して流入する。	越流水位高は、下流既設水路の水位を遵守する。越流水深は、先行流入量(ΔV)が雨水調整池の容量に影響を与えないよう設定する。(ΔV=300m³以下)	3. 堰長・堰高別流入回数・流入量の算定 ↓ 4. 堰形状範囲の設定 ↓ 5. 選定平面形状の比較検討

## 2) 各課題に対する検討

### ① 横越流方式の流量把握

横越流方式の越流量については、「下水道雨水調整池技術基準(案) 昭和 59 年 10 月 (社) 日本下水道協会」(以下、調整池技術基準という。)を基に算出した。

調整池技術基準では、“本間の式”を採用しているが、この公式は正面越流の台形せき公式であり、流量係数の値は、横越流せきの値に比べ 1~2 割程度大きいと述べている。このため、分水施設の設計では、浸水のリスクを考慮して流量係数を 2 割減じて、堰長の決定を行った。ただし、調整池技術基準の図書は発刊年度が古いとため、算出した越流量の妥当性の評価を「水理公式集 平成 11 年版 土木学会」に掲載されて

いる横越流せきの越流量の“正面越流量を基本とする横越流量の補正の式”で確認した。

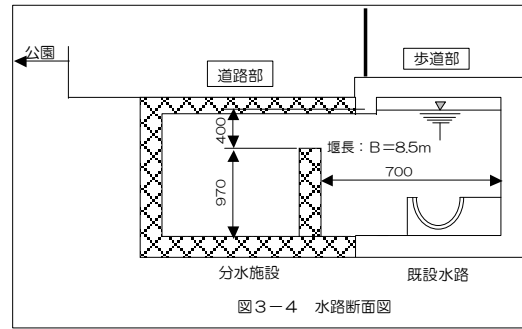
以下に採用した算出結果を例として示す。水路断面図を図 3-4 に示す。

【下水道雨水調整池技術基準 (案) 本間の公式】

$$Q = \mu B h_1 \sqrt{2g h_1} \quad (\text{完全越流}) = 3.0 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Q : 越流量 (m<sup>3</sup>/s)、μ : 流量係数 (0.32=0.4

× 0.8 ; 2 割余裕)、B : せき長 8.5 (m)、h<sub>1</sub> : せき頂を基準とする水深 0.40 (m)



【水理公式集 正面越流量を基本とする横越流量の補正式】

$$q = -n^* q_a \omega = -0.31 \text{ m}^3 / \text{s} \quad Q = q B = 0.31 \times 9.5 = 2.98 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\omega = \frac{h' - w'}{1 - w'} \omega_{\theta 0} \{ 1 - (\phi + i_0) (1 / \omega_{\theta 0}^2 - 1)^{1/2} \} = 0.795$$

$$\omega_{\theta 0} = \left\{ \frac{(h' - w') (1 - \rho)}{1 - \rho h' - (1 - \rho) w'} \right\} = 0.875$$

q : 横越流せきの単位幅当り越流量 (m<sup>3</sup>/s)、n\* : 越流方向の数 1、q<sub>a</sub> : 正面越流せきの単位幅当り越流量 (m<sup>3</sup>/s)、ω : 補正係数、h' : h/H、w' : w/H、h : 水深 1.37 (m)、w : せき高 0.97 (m)、H : エネルギー水頭 1.41 (m)、φ : 0°、i<sub>0</sub> : 下がり勾配は 0、ρ : 越流水脈の圧力係数 2/3

調整池技術基準から算出される越流量は、3.0m<sup>3</sup>/s であり、正面越流量を基本とする横越流量の補正の式で算出される流量は 2.98m<sup>3</sup>/s であった。このため、両式から算出された越流量の結果はほぼ同量であったことから、“本間の式”を採用し、堰形状の設定根拠とした。

② 越流水深の設定

先行流入量は、設計過程での寸法の余裕量に加え、図 3-5 に示すように、通常、梁下に設定している HWL を梁の上部に空気連通管を設置し、スラブまで水位上昇が可能なように配慮し、先行流入量は以下の容量が確保できた。

a. 雨水調整池の設計過程における余裕量

$$2,750 \text{ m}^3 - \text{必要容量 } 2,600 \text{ m}^3 \doteq \Delta V_1 150 \text{ m}^3$$

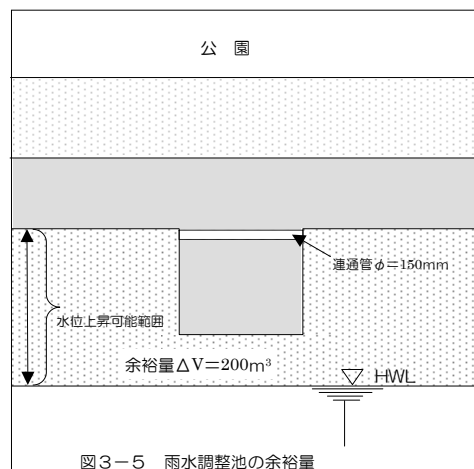
b. HWL からスラブまでの余裕量

$$\Delta V_2 \doteq 200 \text{ m}^3$$

c. 先行流入許容量 合計

$$\Delta V_1 150 \text{ m}^3 + \Delta V_2 200 \text{ m}^3 = \Delta V 350 \text{ m}^3$$

先行流入許容値の合計は、ΔV = 350m<sup>3</sup> が確保可能である。



この結果を基に、5 年確率計画降雨のハイドログラフより算出される先行流入量と堰高、堰長の関係を整理し、対応範囲 (図 3-6 参照) を設定した。許容量 ΔV に対し、対応できる堰高は 0.95m 以上 (越流水深は

1.37m - 0.95m = 0.42m 以下)、堰長は 8.0m 以上が必要となることがわかった。

### ③ 分水施設の平面形状

分水施設の大きさは、先行流入量  $\Delta V$  から決まる必要堰長  $L = 8.0\text{m}$  以上と分水施設の施工条件から決まる最大  $L = 15.0\text{m}$  が建設範囲 (堰長  $L = 8.0\text{m} \sim 15.0\text{m}$ ) で分水施設を設計する。

### ④ 分水施設形状の検討

堰形状の決定は、制約される堰長  $L = 8.0\text{m} \sim 15.0\text{m}$ 、堰高  $w = 0.95\text{m} \sim 1.10\text{m}$  の範囲に対して、過去 5 ヶ年の降雨実績 (独立降雨) より、堰形状別に雨水調整池への流入回数、流入量を

算定し、イニシャルコスト、ランニングコストの最も経済的な形状で設定する。その算出結果を表 3-2 に示す。なお、ポンプ運転費算定に係る雨水調整池の流入量は、越流する降雨実績の平均降雨強度からハイドログラフを作成し、雨水調整池の流入量を算定した。

表 3-2 の結果より、最も経済的に最適形状は、①堰頂  $L = 8.0\text{m}$ 、堰高  $w = 0.96\text{m}$  であるが、②堰頂  $L = 8.5\text{m}$ 、堰高  $w = 0.97\text{m}$  の堰形状を本業務では採用している。

その理由として、雨水調整池への流入回数が①の形状よりも②の

形状の方が 10 回程度少なく、雨水調整池の周辺の状況を考慮すると、臭気の排出や騒音の低減が期待され、また、清掃頻度の回数が減少する可能性などのメリットが考えられ、さらに、②の形状は①の形状とほぼ差が生じていないことから②の堰形状を採用した。

## 4. その他考慮すべき課題点

### (1) 段階的建設に対する堰形状

雨水調整池の A 地区を含めた浸水の効果的な活用については、A 地区浸水原因が管渠の流下能力不足によるものなので、雨水調整池の活用は根本的な対応にならないことを説明した。

ただし、分水施設の堰高について、以下に示す

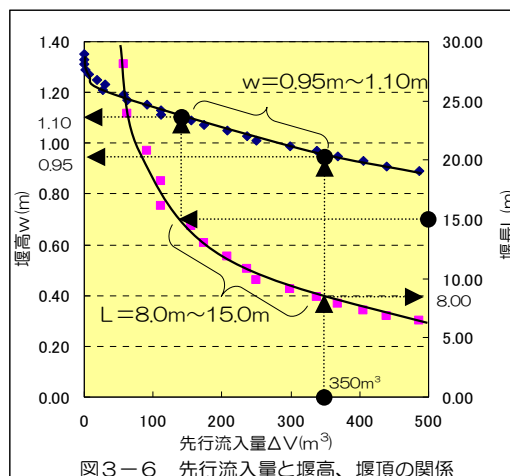


図 3-6 先行流入量と堰高、堰頂の関係

表 3-2 分水施設形状別の費用比較

堰高 w(m)	堰長 L(m)	先行流入量 $\Delta V(\text{m}^3)$	降雨強度 I(mm/hr)	累積降雨回数 (回/年)	累積貯留量 ( $\text{m}^3/50\text{年}$ )	維持管理費用 (千円/50年)	分水施設建設費用 (千円)	費用計 (千円/50年)
1.20	30.6	27	45	3.8	485,730	5,400	17,910	23,310
1.19	28.1	57	42	4.8	564,880	5,499	16,520	22,019
1.18	25.9	65	41	4.8	564,880	5,499	15,320	20,819
1.17	24.0	73	39	5.6	619,180	5,567	14,270	19,837
1.16	22.3	82	37	5.6	619,180	5,567	13,340	18,907
1.15	20.8	91	36	5.8	630,550	5,581	12,510	18,091
1.14	19.4	101	35	5.8	630,550	5,581	11,780	17,361
1.13	18.2	111	33	6.2	649,060	5,604	11,120	16,724
1.12	17.1	121	32	6.2	649,060	5,604	10,520	16,124
1.11	16.2	132	30	7.4	693,130	5,659	9,980	15,639
1.10	15.3	144	28	7.4	693,130	5,659	9,490	15,149
1.09	14.5	156	27	8.8	732,050	5,707	9,050	14,757
1.08	13.7	168	27	8.8	732,050	5,707	8,640	14,347
1.07	13.0	181	27	8.8	732,050	5,707	8,260	13,967
1.06	12.4	194	25	8.8	732,050	5,707	7,920	13,627
1.05	11.8	208	24	10.0	754,760	5,736	7,600	13,336
1.04	11.3	222	22	10.0	754,760	5,736	7,310	13,046
1.03	10.8	236	21	12.2	781,160	5,769	7,040	12,809
1.02	10.3	251	21	12.2	781,160	5,769	6,780	12,549
1.01	9.9	266	21	12.2	781,160	5,769	6,550	12,319
1.00	9.5	282	19	12.2	781,160	5,769	6,330	12,099
0.99	9.1	299	18	13.4	788,590	5,778	6,120	11,898
0.98	8.8	315	16	13.4	788,590	5,778	5,930	11,708
0.97	8.5	332	15	14.6	791,130	5,781	5,650	11,431
0.96	8.0	348	12	24.4	792,210	5,782	5,570	11,352
0.93	7.3	406	12	24.4	792,210	5,782	5,130	10,912
0.90	6.9	439	12	32.0	793,050	5,783	4,870	10,653

注1 年間降雨回数は88回である。

注2 維持管理費用はポンプの運転費用のみを計上した。

注3 費用比較は躯体の耐用年数50年に換算した。

注4 青色部は建設可能範囲を示す。

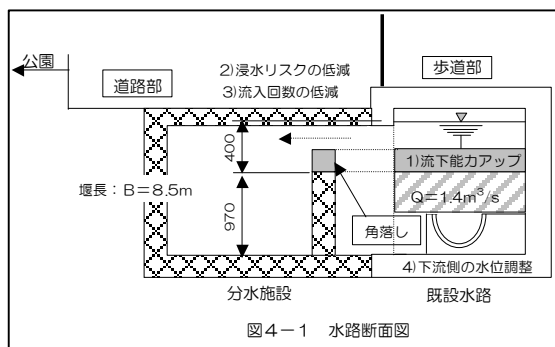


図 4-1 水路断面図

メリットがあるので、堰高が自由に調整できる角落しを採用（図 4-1 参照）している。

- 1) 下流側水路の流下能力（ $2.0\text{m}^3/\text{s}$ ）の向上（堰高からの流下量  $1.4\text{m}^3/\text{s}$  以上の確保）
- 2) 長時間にわたり高強度降雨が継続した場合の B 地区浸水リスク低減
- 3) 雨水調整池への流入回数低減によるポンプ運転費の抑制
- 4) 最小下流側水路能力  $1.3\text{m}^3/\text{s}$  以上の流下量は、圧力状態となるため角落しで水位調整を可能とする。

## 5. まとめと今後の課題

### (1) 横越流式堰の越流量の算出について

分水施設を計画する場合、たいていは横越流方式による分水方法を採用しているが、越流量の算定は、正面越流式で算定していることが多く見られる。しかし、正面越流式は、越流量を過大に評価する傾向があることを考慮すると貯留施設への能力が最大限発揮されていないことになる。

本設計では、水理公式集の式から、堰形状の妥当性を判断している。水理公式集の式は、実験結果の誤差 5～10%でその式の妥当性を評価している。ただし、実験水路はフルード数や水路幅と堰長の比の範囲が明記され、本業務の水路幅では、実状はその範囲外となっている。このため、正確な妥当性は評価できていないのが現状である。また、過去の東京都の実験報告によれば、横越流方式の場合、分水比率が 50%を条件として正面越流の流量係数が 1～2 割大きいと報告されているが、それ以上の分水比率については報告された例は不明である。

このため、本業務での分水施設形状の流量は明確とはならないが、水理特性から大きくは逸脱していないと考えている。しかし、今後は、設計の思想を統一を図るためにも下水道設計指針などで採用の考え方を統一することが望ましいと考える。

### (2) 臭気の排出、雨水落下に対する騒音について

本流域は、合流区域であり雨水調整池の下流側に遮集用分水人孔が位置しているため、希釈された雨天時の汚水が流入する。このような流入雨水が、調整池に長時間にわたり滞留すると雨水の腐食、臭気などの原因となる可能性がある。このため、本設計では、雨水調整池の空気抜け口に簡易脱臭を取り付けられる構造としている。

一方、雨水調整池への雨水は高落差で流入する。時折、流入時の騒音苦情の問合せが自治体に寄せられる例がある。本設計では、高落差処理は階段式で対処したが、落下時の音は気になるところである。

このような課題は、雨水調整池を設計する場合、大抵は遭遇するが、対応すべきかどうか判断し兼ねる場合が多い。この課題に対して、実績を考慮して必要性について公的な図書で対応方針を確認したいと感じた。

## 6. おわりに

浸水対策用貯留施設の設計において、基本計画、事業認可計画時から実施（基本・詳細）設計へ引き継ぐ場合、適正な分水量の配分手法やその運用方法など、頻繁に問題となるケースが見られる。程度によっては、計画に遡って、計画の変更をする必要も生じてきていることが見られ、このような問題を事前に解消するために、計画段階で分水施設の分水方法や、越流水位などについて事前に検討することで、実施設計で発生する問題の軽減など行うこともできる。今後はそれを意識して業務に取り込むことも必要と考えている。