

# 洪水吐水理計算システム

## Ver4.0

### 適用基準

土地改良事業設計指針「ため池整備」  
(平成 27 年 5 月 / 農林水産省構造改善局)

### 出力例

#### 標準越流式タイプ

- 貯留効果を考慮した出力例 (200 年確立雨量)
- 減勢工の出力例 (100 年確立雨量)

#### 開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 設計洪水流量の算定

## 200年確率雨量計算書

### 基準

設計洪水流量は、次の(A)～(C)項のうちいずれか大きい流量の1.2倍とする。

(A) 確率的に200年に1回起こると推定される200年確率流量(A項流量)

(B) 観測あるいは洪水痕跡等から推定される既往最大洪水流量(B項流量)

(C) 気象水象条件の類似する近傍流域における水象、もしくは気象の観測結果から推定される最大洪水流量(C項流量)

また、ため池は洪水流入から流出までの時間的経過の中で、水位上昇(越流水深相当)の貯留がある。その効果として洪水調節機能が働いていることから洪水吐にゲートがなく、満水面積が流域面積の1/30より大きいため池については、この貯留効果を考慮して設計洪水流量を算定してもよい。

### 貯留効果

本池の満水面積は流域面積の1/30より小さいため、貯留効果を期待できない。

しかし、この計算書においては、貯留効果を考慮し計算をする。

$$\text{流域面積 } 50.850 \text{ (ha)} \times 1/30 = 1.695 \text{ (ha)} > \text{満水面積 } 1.670 \text{ (ha)}$$

### 気象データ

#### 降雨データ

観測所	ため池整備 (長期式)
200年確率1時間降雨量 $R_t$	77.000 (mm/hr)
既往最大1時間降雨量 $R_c$	88.000 (mm/hr)

#### 確率降雨強度式(タルボット式)

$$\begin{aligned} R_t &= a / (T + b) \\ &= 377.921 / (T + 3.908) \end{aligned}$$

記号	項目名	値	単位	備考
$R_t$	洪水到達時間内の平均降雨強度	——	(mm/hr)	
T	洪水到達時間	——	(hr)	角屋・福島公式の $t_p$
a	地域特性による係数	377.921		
b	地域特性による係数	3.908		

#### 降雨波形

降雨波形は後方集中型、降雨継続時間は24時間とする。

## 基本データ

### 流域面積

流域面積  $A = 0.50850$  (km<sup>2</sup>)

### 洪水到達時間の算定方法

洪水到達時間は、角屋・福島公式とタルボット式を満足する時間とする。

$$T_p = C \times A^{0.22} \times R_e^{-0.35} / 60$$

記号	項目名	単位	備考
$T_p$	洪水到達時間	(hr)	
$C$	流域係数		
$A$	流域面積	(km <sup>2</sup> )	
$R_e$	洪水到達時間内の平均降雨強度	(mm/hr)	$f_p \times R_t$
$f_p$	流出係数		

### C (流域係数) の算定

流域の地形	C (流域係数)	A (流域面積)	C × A
耕地	290	0.00240	0.70
林地	290	0.48940	141.93
池面	70	0.01670	1.17
計		0.50850	143.79

$$\begin{aligned} \text{流域係数 } C &= 143.79 / 0.50850 = 282.77483 \\ &= 283 \quad \text{※ 1単位で四捨五入とする。} \end{aligned}$$

### $f_p$ (流出係数) の算定

流域の地形	$f_p$ (流出係数)	A (流域面積)	$f_p \times A$
耕地	0.700	0.00240	0.00168000
林地	0.800	0.48940	0.39152000
池面	1.000	0.01670	0.01670000
計		0.50850	0.40990000

$$\begin{aligned} \text{流出係数 } f_p &= 0.40990000 / 0.50850 = 0.80610 \\ &= 0.806 \quad \text{※ 0.001単位で四捨五入とする。} \end{aligned}$$

# 設計洪水流量

## 洪水到達時間算定

- ・降雨強度式(タルボット式)

$$R_t = 377.921 / (T + 3.908)$$

記号	項目名	値	単位	備考
$R_t$	洪水到達時間内の平均降雨強度	——	(mm/hr)	
T	経過時間	——	(hr)	

- ・洪水到達時間

$$T_p = C \times A^{0.22} \times R_e^{-0.35} / 60$$

記号	項目名	値	単位	備考
$T_p$	洪水到達時間	——	(hr)	降雨強度式のT
C	流域係数	283		
A	流域面積	0.50850	(km <sup>2</sup> )	
$R_e$	洪水到達時間内の平均有効降雨強度	——	(mm/hr)	

- ・洪水到達時間内の平均有効降雨強度

$$R_e = f_p \times R_t$$

記号	項目名	値	単位	備考
$f_p$	流出係数	0.806		
$R_t$	洪水到達時間内の平均降雨強度	——	(mm/hr)	

洪水到達時間 $T_p$ は、別紙の洪水到達時間算出一覧表の結果を小数点5桁で四捨五入した値とする。

$$T_p = 0.95530 \text{ (hr)}$$

よって、

$$R_t = 377.921 / (0.95530 + 3.908) = 77.71 \text{ mm/hr}$$

$$R_e = 0.806 \times 77.71 = 62.63 \text{ mm/hr}$$

## A項流量( $Q_{pa}$ )の算出

$$\begin{aligned} Q_{pa} &= 1/3.6 \times R_e \times A \\ &= 1/3.6 \times 62.63 \times 0.50850 \\ &= 8.847 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

## C項流量( $Q_{pc}$ )を特性係数法にて算出

洪水到達時間 $T_{pc}$ は、別紙のC項流量の洪水到達時間算出一覧表の結果を小数点5桁で四捨五入した値とする。

$$T_{pc} = 0.90730 \text{ (hr)}$$

別紙、C項流量の確率降雨強度式算出より、

$$R_{tc} = 360.098 / (0.90730 + 3.092) = 90.04 \text{ mm/hr}$$

$$R_{ec} = 0.806 \times 90.04 = 72.57 \text{ mm/hr}$$

よって、C項流量( $Q_{pc}$ )は、

$$\begin{aligned} Q_{pc} &= 1/3.6 \times R_{ec} \times A \\ &= 1/3.6 \times 72.57 \times 0.50850 \\ &= 10.251 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

A項流量よりC項流量が大きいため洪水ピーク流量 $Q_p$ は、

$$Q_p = C \text{項流量} = 10.251 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

## 設計洪水流量(Q)の算出

貯留効果を考慮しない場合の設計洪水流量は下記式により算定する。

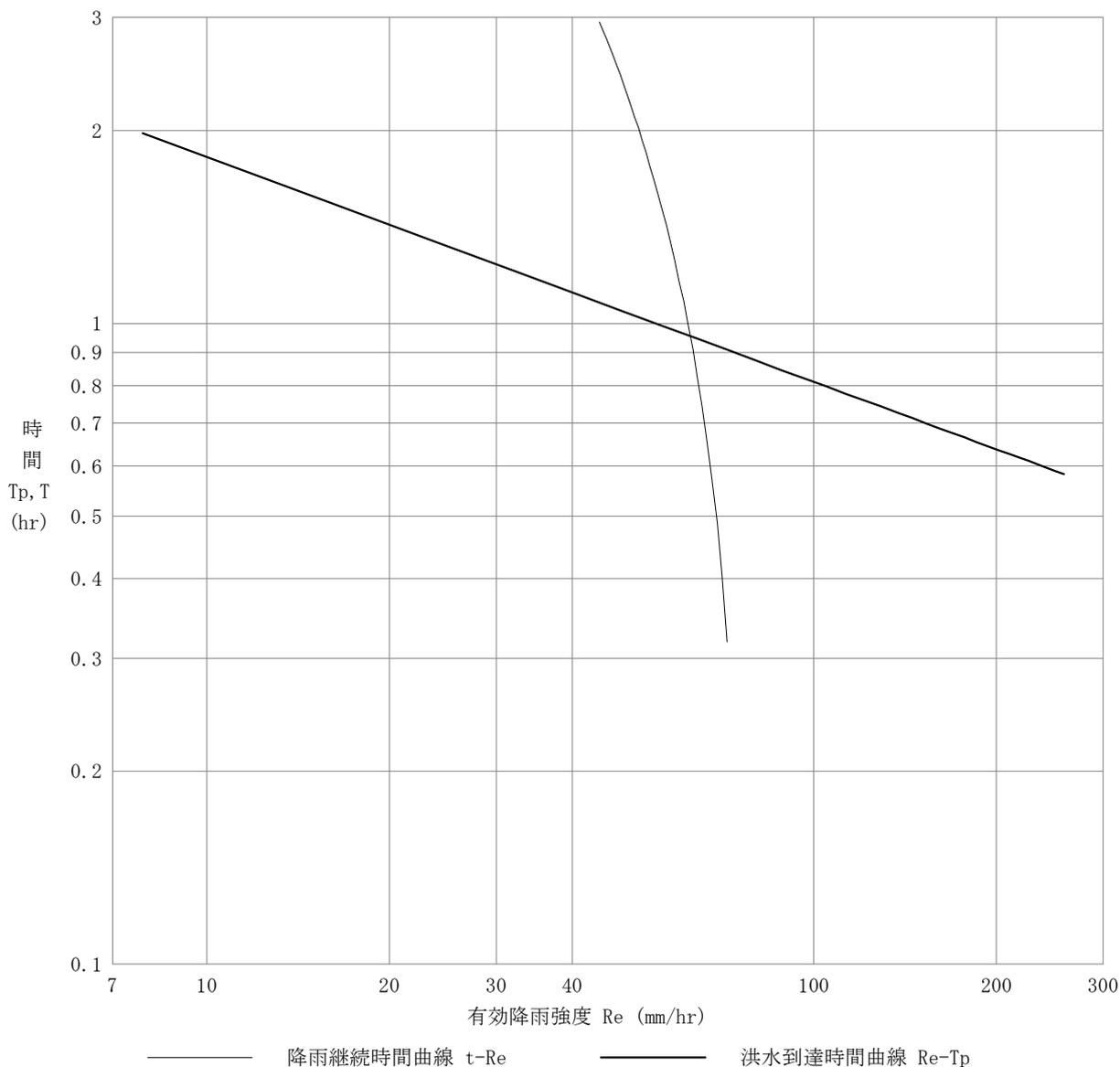
$$\begin{aligned} Q &= 1.200 \times Q_p = 1.200 \times 10.251 \\ &= 12.301 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

# 洪水到達時間算出一覧表(1/200年確率)

記号	項目名	単位	備考
n	計算ステップ		
T	仮定の洪水到達時間	(hr)	
Re	有効降雨強度	(mm/hr)	
Tp	角屋・福島公式による洪水到達時間	(hr)	

仮定の洪水到達時間をT=1.0とし、 $|T - T_p| < 0.0001$ となるまで繰り返す。

n	t	Re	Tp	誤差
1	1.00000	62.0628	0.95836	0.04164
2	0.95836	62.5939	0.95551	0.00285
3	0.95551	62.6306	0.95531	0.00020
4	0.95531	62.6331	0.95530	0.00001



## C項流量の確率降雨強度式算出

### タルボット型

N年確率における特性係数式は、以下のように表すことができる。

$$I_N = \beta_N \cdot R_N = \{ a' / (T + b) \} \cdot R_N$$

各係数  $a'$ 、 $b$  は、 $\beta_N^T = I_N^T / I_N^{24}$  という条件によって、次式から算出される。

$$I_N^T = R_N^T \cdot (24 / T)$$

$$a' = b + 24$$

$$b = (24 - \beta_N^T \cdot T) / (\beta_N^T - 1)$$

ここで、 $\beta_N^T$  は特性係数値とよび、同一確率年のT時間雨量強度と24時間雨量強度の比である。

N年確率の1時間強度比の場合は、 $\beta_N^1$  と表す事が出来る。

また、T は  $\beta_N^T$  の1時間と同じ数値をとる。

$\beta_N^T$  は、確率N年における24時間と1時間との降雨強度比であるから、24時間雨量強度と1時間雨量強度の同一確率年値で  $\beta_N^T$  を求めればよい。すなわち、

$$\beta_N^T = I_N^T / I_N^{24}$$

ここで  $\beta_N^T$  はN年確率T時間特性係数値、 $I_N^T$  はN年確率T時間降雨強度 (mm/24h)、 $I_N^{24}$  はN年確率24時間降雨強度 (mm/24h) である。

降雨強度 I (mm/24h) は次の式により降雨量 R (mm) から求めることができる。

$$I = R \times 24 / T$$

上記、特性係数法に以下の値を用いて確率降雨強度式を算定する。

$$\text{1時間降雨量} \quad R_N^1 = 88.000 \text{ (mm/24h)}$$

$$\text{日降雨量} \quad R_N^{24} = 319.000 \text{ (mm/24h)}$$

$$\text{1時間降雨強度} \quad I_N^1 = R_N^1 \times 24 / 1 = 88.000 \times 24 / 1 = 2112.000 \text{ (mm/24h)}$$

$$\text{日降雨強度} \quad I_N^{24} = R_N^{24} = 319.000 \text{ (mm/24hr)}$$

$$\beta_N^1 = I_N^1 / I_N^{24} = 2112.000 / 319.000 = 6.621$$

$$b = (24 - \beta_N^1 \cdot 1) / (\beta_N^1 - 1) = (24 - 6.621 \times 1) / (6.621 - 1) \\ \approx 3.092$$

$$a' = b + 24 = 3.092 + 24 \\ = 27.092$$

上記結果より、確率強度式は、以下のようになる。

$$\beta_N = 27.092 / (T + 3.092)$$

$$I_N = 319.000 \times 27.092 / (T + 3.092) = 8642.348 / (T + 3.092) \text{ (mm/24h)}$$

$$I_N = 360.098 / (T + 3.092) \text{ (mm/hr)}$$

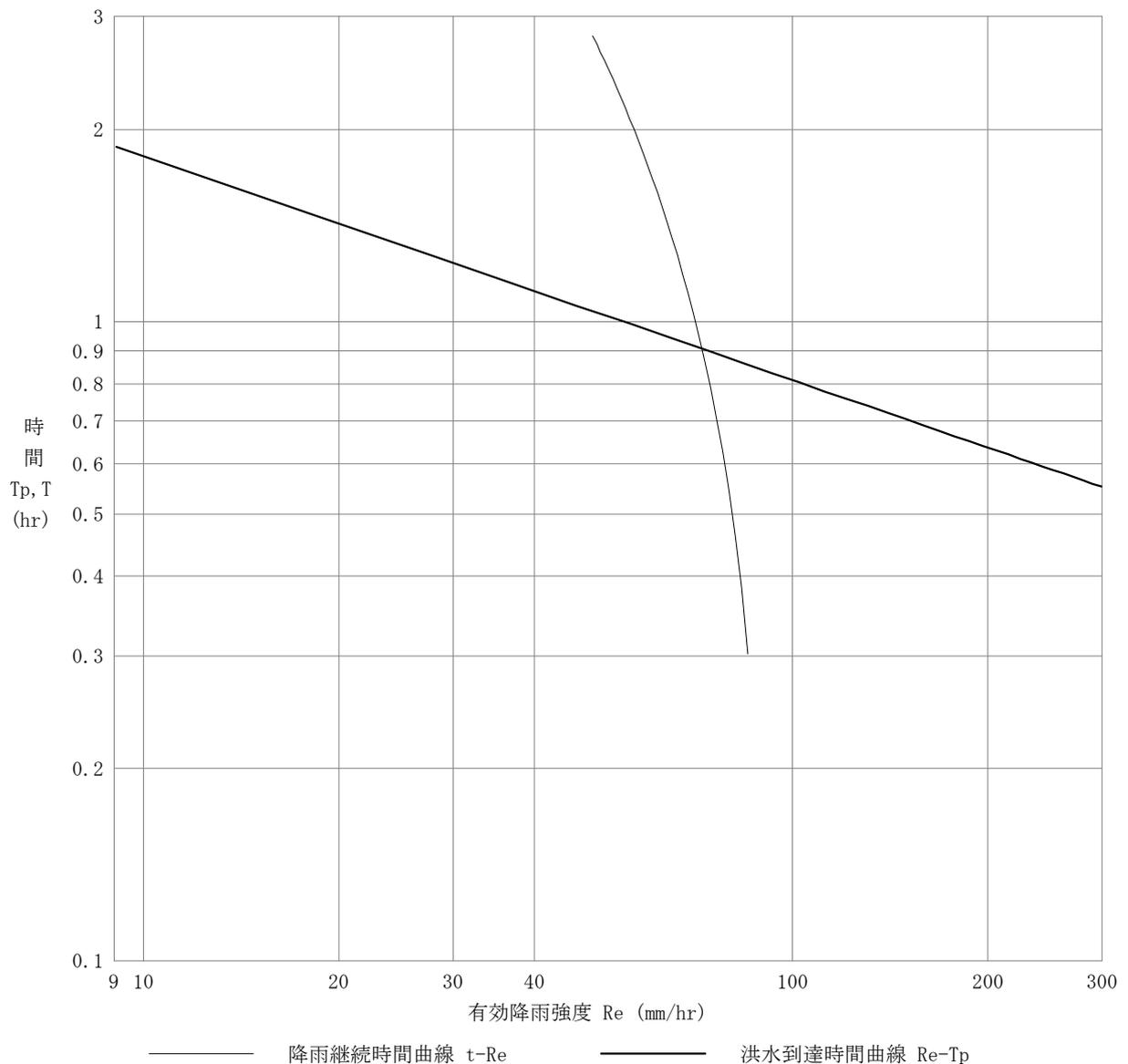
$$a' = 360.098 / 88.000 = 4.092$$

## C項流量の洪水到達時間算出一覧表

記号	項目名	単位	備考
n	計算ステップ		
T	仮定の洪水到達時間	(hr)	
$\beta$	特性係数		
Re	有効降雨強度	(mm/hr)	
Tp	角屋・福島公式による洪水到達時間	(hr)	

仮定の洪水到達時間を  $T=1.0$  とし、 $|T - T_p| < 0.0001$  となるまで繰り返す。

n	t	$\beta$	Re	Tp	誤差
1	1.00000	88.000	70.9284	0.91460	0.08540
2	0.91460	89.876	72.4402	0.90788	0.00673
3	0.90788	90.027	72.5620	0.90734	0.00053
4	0.90734	90.039	72.5717	0.90730	0.00004



## 貯留効果の検討

### 洪水調整に用いる降雨強度式の算出

降雨強度式(タルボット式)

$$R = 360.098 / (T + 3.092) \text{ (mm/hr)}$$

### 洪水調整に用いる単位計算時間

洪水調整に用いる降雨強度式を基に、区間時間内降雨強度、及び区間時間内流出量を算出する。

記号	項目名	値	単位	備考
A	流域面積	0.50850	(km <sup>2</sup> )	
f <sub>p</sub>	平均流出係数	0.806		
C	流域係数	283		

### 単位計算時間

既往最大降雨量 0.907 (hr) → 1.000 (hr)

時間遅れを考慮するため洪水到達時間を 10 (min) × 6 = 60 (min) = 1.000 (hr) とした。

### 流入公式

$$Q = R_n \times f_p \times A / 3.6$$

記号	項目名	単位	備考
Q	単位流入量年確率降雨強度	(m <sup>3</sup> /s)	
R <sub>n</sub>	降雨強度	(mm/hr)	
f <sub>p</sub>	平均流出係数		
A	流域面積	(km <sup>2</sup> )	

# ハイエト・ハイドログラフの算出(1/200年確率)

## 諸条件

記号	項目名	式・値	単位
n	計算ステップ	$n = 24 / \Delta T$	
$\Delta T$	指定単位計算時間	$\Delta T = 1.000$	(hr)
R	降雨強度(タルボット式)	$R = 360.098 / (T + 3.092)$	(mm/hr)
$R_n$		$R_n = n \times R$	
$I_n$	降雨強度	$I_n = R_{n-1} - R_n$	(mm/hr)
I	単位時間内降雨強度	$I = I_n \times \Delta T$	(mm/1.00hr)

## 計算一覧表

n	$T = n \times \Delta T$	R	$R_n$	$I_n$	I
1	1.00	88.000	88.000	88.000	88.000
2	2.00	70.718	141.437	53.436	53.436
3	3.00	59.110	177.330	35.893	35.893
4	4.00	50.775	203.101	25.771	25.771
5	5.00	44.500	222.502	19.402	19.402
6	6.00	39.606	237.636	15.134	15.134
7	7.00	35.682	249.771	12.135	12.135
8	8.00	32.465	259.717	9.947	9.947
9	9.00	29.780	268.019	8.301	8.301
10	10.00	27.505	275.052	7.033	7.033
11	11.00	25.553	281.087	6.035	6.035
12	12.00	23.860	286.322	5.235	5.235
13	13.00	22.377	290.907	4.585	4.585
14	14.00	21.068	294.955	4.048	4.048
15	15.00	19.904	298.556	3.601	3.601
16	16.00	18.861	301.779	3.223	3.223
17	17.00	17.922	304.682	2.903	2.903
18	18.00	17.073	307.309	2.627	2.627
19	19.00	16.300	309.699	2.390	2.390
20	20.00	15.594	311.881	2.183	2.183
21	21.00	14.947	313.883	2.001	2.001
22	22.00	14.351	315.724	1.842	1.842
23	23.00	13.801	317.425	1.701	1.701
24	24.00	13.292	319.000	1.575	1.575

# 時間遅れの影響による流入量の算出(時間平均)

## 諸条件

記号	項目名	式・値	単位
n	計算ステップ	$n = 24 / \Delta T$	
$\Delta T$	指定単位計算時間	$\Delta T = 1.000$	(hr)
$I_n$	n 番目降雨強度	ハイドログラフ一覧表 I より	(mm/hr)
$Q_n$	n 番目単位流入量	$Q_n = I_n \times f_p \times A / 3.6$	( $m^3/s$ )
$\Delta Q_n$	n 番目流入量差	$\Delta Q = Q_n - Q_{(n-1)}$	( $m^3/s$ )
$\Delta t'$	単位時間内細分割時間		(分)
$\alpha$	単位時間分割係数	$\Delta t' / T_p$ [但し最後は1.0]	
$f_p$	流出係数	0.806	
A	流域面積	0.50850 ( $km^2$ )	
$T_p$	洪水到達時間(Re- $T_p$ 曲線)	$0.90730 \times 60 \approx 54$	(分)

## 計算一覧表

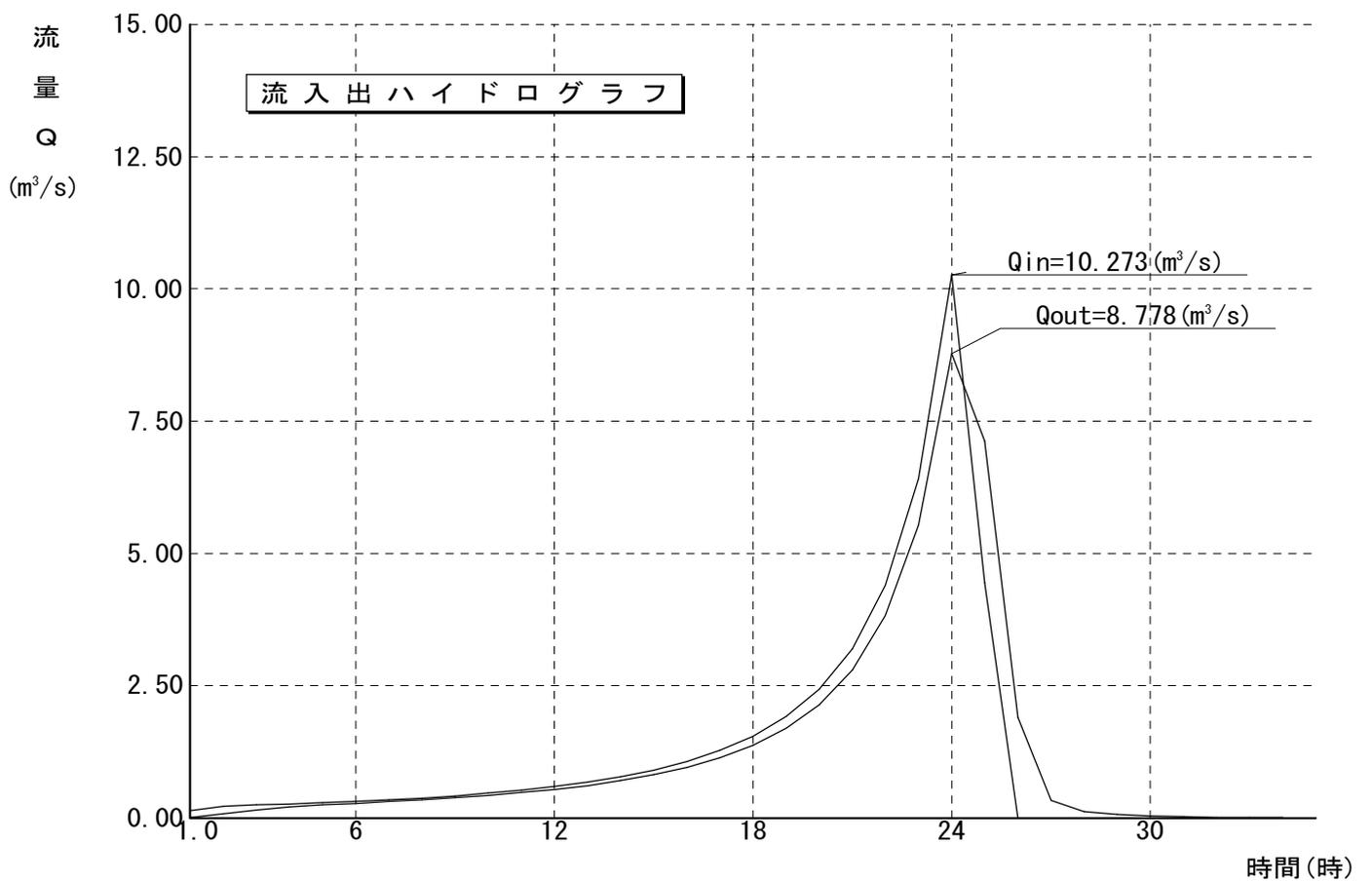
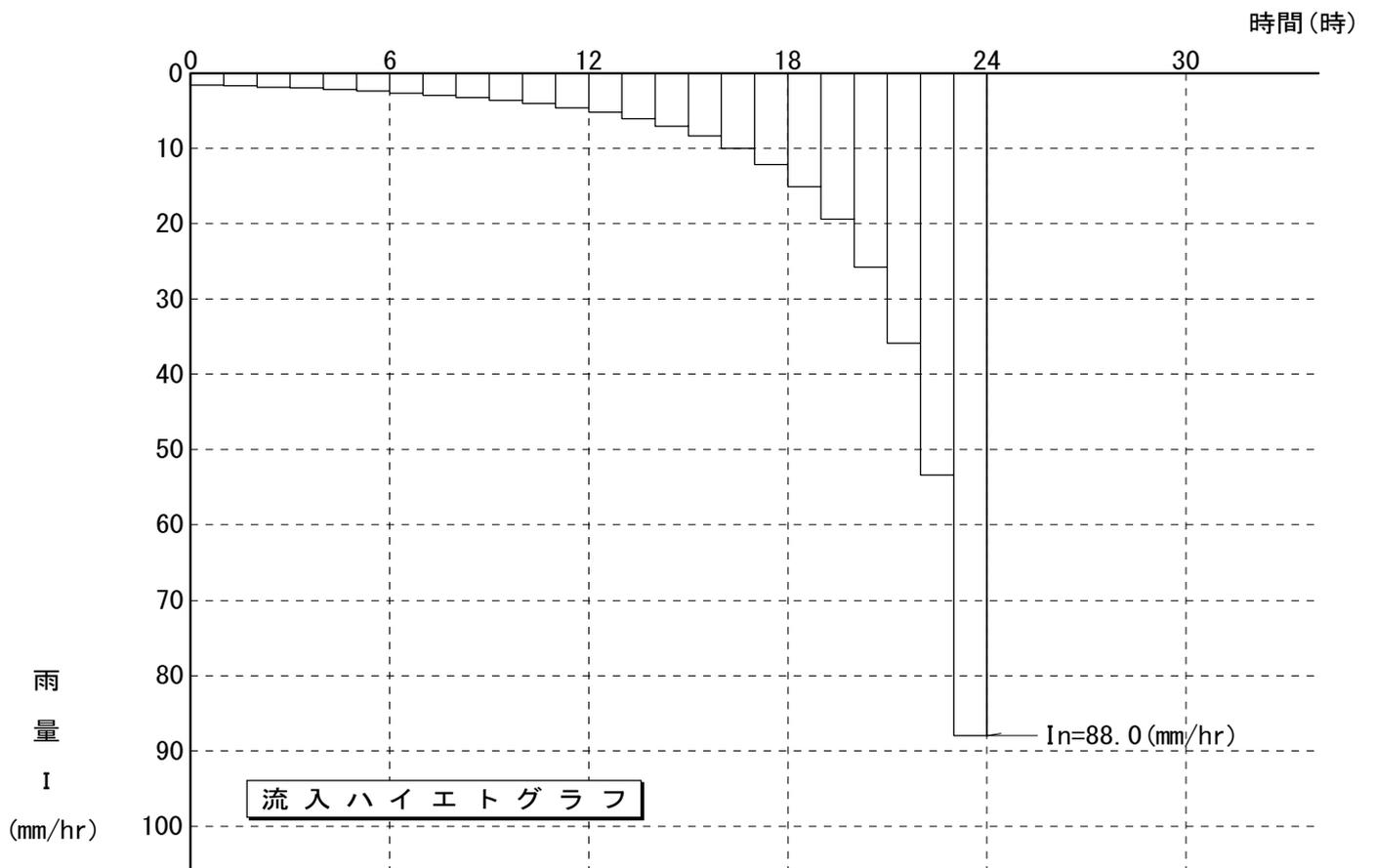
n	$n \times \Delta T$	$\frac{I_n}{Q}$ $\Delta Q$	$\Delta t'$	$\alpha$	$Q_s$ $\alpha \cdot \Delta Q_n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 $Q_{Av}$
1	1.00	1.5751 0.1793 0.1793	10	0.1852	0.0332	0.0332	0.1129
			20	0.3704	0.0664	0.0664	
			30	0.5556	0.0996	0.0996	
			40	0.7407	0.1328	0.1328	
			50	0.9259	0.1660	0.1660	
			60	1.0000	0.1793	0.1793	
2	2.00	1.7007 0.1936 0.0143	10	0.1852	0.0026	0.1819	0.1883
			20	0.3704	0.0053	0.1846	
			30	0.5556	0.0079	0.1872	
			40	0.7407	0.0106	0.1899	
			50	0.9259	0.0132	0.1925	
			60	1.0000	0.0143	0.1936	
3	3.00	1.8418 0.2097 0.0161	10	0.1852	0.0030	0.1966	0.2037
			20	0.3704	0.0060	0.1996	
			30	0.5556	0.0089	0.2025	
			40	0.7407	0.0119	0.2055	
			50	0.9259	0.0149	0.2085	
			60	1.0000	0.0161	0.2097	
4	4.00	2.0014 0.2279 0.0182	10	0.1852	0.0034	0.2131	0.2211
			20	0.3704	0.0067	0.2164	
			30	0.5556	0.0101	0.2198	
			40	0.7407	0.0135	0.2232	
			50	0.9259	0.0168	0.2265	
			60	1.0000	0.0182	0.2279	
5	5.00	2.1825 0.2485 0.0206	10	0.1852	0.0038	0.2317	0.2409
			20	0.3704	0.0076	0.2355	
			30	0.5556	0.0115	0.2394	
			40	0.7407	0.0153	0.2432	
			50	0.9259	0.0191	0.2470	
			60	1.0000	0.0206	0.2485	
6	6.00	2.3895 0.2720 0.0236	10	0.1852	0.0044	0.2529	0.2633
			20	0.3704	0.0087	0.2572	
			30	0.5556	0.0131	0.2616	
			40	0.7407	0.0175	0.2660	
			50	0.9259	0.0218	0.2703	
			60	1.0000	0.0236	0.2720	
7	7.00	2.6274 0.2991 0.0271	10	0.1852	0.0050	0.2770	0.2891
			20	0.3704	0.0100	0.2820	
			30	0.5556	0.0150	0.2870	
			40	0.7407	0.0201	0.2921	
			50	0.9259	0.0251	0.2971	
			60	1.0000	0.0271	0.2991	
8	8.00	2.9026 0.3305 0.0313	10	0.1852	0.0058	0.3049	0.3188
			20	0.3704	0.0116	0.3107	
			30	0.5556	0.0174	0.3165	
			40	0.7407	0.0232	0.3223	
			50	0.9259	0.0290	0.3281	
			60	1.0000	0.0313	0.3305	

n	$n \times \Delta T$	$\frac{I_n}{Q \Delta Q}$	$\Delta t'$	$\alpha$	$\frac{Q_s}{\alpha \cdot \Delta Q n}$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 $Q_{Av}$
9	9.00	3.2235 0.3670 0.0365	10	0.1852	0.0068	0.3373	0.3535
			20	0.3704	0.0135	0.3440	
			30	0.5556	0.0203	0.3508	
			40	0.7407	0.0271	0.3576	
			50	0.9259	0.0338	0.3643	
			60	1.0000	0.0365	0.3670	
10	10.00	3.6006 0.4099 0.0429	10	0.1852	0.0080	0.3750	0.3941
			20	0.3704	0.0159	0.3829	
			30	0.5556	0.0239	0.3909	
			40	0.7407	0.0318	0.3988	
			50	0.9259	0.0398	0.4068	
			60	1.0000	0.0429	0.4099	
11	11.00	4.0482 0.4609 0.0509	10	0.1852	0.0094	0.4193	0.4420
			20	0.3704	0.0189	0.4288	
			30	0.5556	0.0283	0.4382	
			40	0.7407	0.0377	0.4476	
			50	0.9259	0.0472	0.4571	
			60	1.0000	0.0509	0.4609	
12	12.00	4.5846 0.5219 0.0611	10	0.1852	0.0113	0.4722	0.4993
			20	0.3704	0.0226	0.4835	
			30	0.5556	0.0339	0.4948	
			40	0.7407	0.0452	0.5061	
			50	0.9259	0.0565	0.5174	
			60	1.0000	0.0611	0.5219	
13	13.00	5.2353 0.5960 0.0741	10	0.1852	0.0137	0.5356	0.5686
			20	0.3704	0.0274	0.5493	
			30	0.5556	0.0412	0.5631	
			40	0.7407	0.0549	0.5768	
			50	0.9259	0.0686	0.5905	
			60	1.0000	0.0741	0.5960	
14	14.00	6.0351 0.6871 0.0911	10	0.1852	0.0169	0.6129	0.6533
			20	0.3704	0.0337	0.6297	
			30	0.5556	0.0506	0.6466	
			40	0.7407	0.0674	0.6634	
			50	0.9259	0.0843	0.6803	
			60	1.0000	0.0911	0.6871	
15	15.00	7.0333 0.8007 0.1136	10	0.1852	0.0210	0.7081	0.7586
			20	0.3704	0.0421	0.7292	
			30	0.5556	0.0631	0.7502	
			40	0.7407	0.0842	0.7713	
			50	0.9259	0.1052	0.7923	
			60	1.0000	0.1136	0.8007	
16	16.00	8.3014 0.9451 0.1444	10	0.1852	0.0267	0.8274	0.8916
			20	0.3704	0.0535	0.8542	
			30	0.5556	0.0802	0.8809	
			40	0.7407	0.1069	0.9076	
			50	0.9259	0.1337	0.9344	
			60	1.0000	0.1444	0.9451	
17	17.00	9.9466 1.1324 0.1873	10	0.1852	0.0347	0.9798	1.0630
			20	0.3704	0.0694	1.0145	
			30	0.5556	0.1041	1.0492	
			40	0.7407	0.1387	1.0838	
			50	0.9259	0.1734	1.1185	
			60	1.0000	0.1873	1.1324	
18	18.00	12.1345 1.3815 0.2491	10	0.1852	0.0461	1.1785	1.2892
			20	0.3704	0.0923	1.2247	
			30	0.5556	0.1384	1.2708	
			40	0.7407	0.1845	1.3169	
			50	0.9259	0.2306	1.3630	
			60	1.0000	0.2491	1.3815	
19	19.00	15.1337 1.7229 0.3414	10	0.1852	0.0632	1.4447	1.5965
			20	0.3704	0.1265	1.5080	
			30	0.5556	0.1897	1.5712	
			40	0.7407	0.2529	1.6344	
			50	0.9259	0.3161	1.6976	
			60	1.0000	0.3414	1.7229	

n	$n \times \Delta T$	$\frac{I_n}{Q} \Delta Q$	$\Delta t'$	$\alpha$	$\frac{Q_s}{\alpha} \cdot \Delta Q n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 $Q_{Av}$
20	20.00	19.4015 2.2088 0.4859	10	0.1852	0.0900	1.8129	2.0289
			20	0.3704	0.1800	1.9029	
			30	0.5556	0.2700	1.9929	
			40	0.7407	0.3599	2.0828	
			50	0.9259	0.4499	2.1728	
			60	1.0000	0.4859	2.2088	
21	21.00	25.7710 2.9340 0.7252	10	0.1852	0.1343	2.3431	2.6654
			20	0.3704	0.2686	2.4774	
			30	0.5556	0.4029	2.6117	
			40	0.7407	0.5371	2.7459	
			50	0.9259	0.6714	2.8802	
			60	1.0000	0.7252	2.9340	
22	22.00	35.8932 4.0863 1.1524	10	0.1852	0.2134	3.1474	3.6596
			20	0.3704	0.4268	3.3608	
			30	0.5556	0.6403	3.5743	
			40	0.7407	0.8536	3.7876	
			50	0.9259	1.0670	4.0010	
			60	1.0000	1.1524	4.0863	
23	23.00	53.4363 6.0836 1.9972	10	0.1852	0.3699	4.4562	5.3438
			20	0.3704	0.7398	4.8261	
			30	0.5556	1.1097	5.1960	
			40	0.7407	1.4794	5.5657	
			50	0.9259	1.8492	5.9355	
			60	1.0000	1.9972	6.0836	
24	24.00	88.0005 10.0186 3.9350	10	0.1852	0.7288	6.8124	8.5612
			20	0.3704	1.4575	7.5411	
			30	0.5556	2.1863	8.2699	
			40	0.7407	2.9147	8.9983	
			50	0.9259	3.6435	9.7271	
			60	1.0000	3.9350	10.0186	
25	25.00	0.0000 0.0000 -10.0186	10	0.1852	-1.8555	8.1631	3.7105
			20	0.3704	-3.7109	6.3077	
			30	0.5556	-5.5664	4.4522	
			40	0.7407	-7.4208	2.5978	
			50	0.9259	-9.2763	0.7423	
			60	1.0000	-10.0186	0.0000	

流入洪水量 $Q=10.0186$ を合成合理式を用いて算出したピーク流量 $Q_{AV}$ は8.5612となる。

この時の設計洪水流量は、 $Q_p=1.200 \times 8.5612=10.273$ となる。



# 洪水調節計算(1/200年確率)

## 諸条件

記号	項目名	式・値	単位
n	計算ステップ	$n = 24 / \Delta T$	
$\Delta T$	指定単位計算時間	$\Delta T = 1.000$ (hr)	
$I_n$	降雨強度	前項(ハイト・ハイト <sup>2</sup> 計算)の降雨強度値	(mm/hr)
Q	流量	前項(ハイト・ハイト <sup>2</sup> 計算)の単位流入量値	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{in}$	流入量	前項(ハイト・ハイト <sup>2</sup> 計算)の「単位流入量×1.200」値	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{out}$	放流量	$Q_{out} = C_f \times B \times WL^{3/2}$	(m <sup>3</sup> /s)
$C_f$	越流係数	2.100	
B	堰の有効幅	4.400	(m)
WL	水深(越流総水頭)	$WL = V / A_2$	(m)
$A_2$	満水面積	16700.0	(m <sup>2</sup> )
V	貯留量	$V_{(n-1)} + \{Q_{in(n)} + Q_{in(n-1)} - Q_{out(n)} - Q_{out(n-1)}\} \times \Delta T \times 3600 / 2$	(m <sup>3</sup> )

## 計算一覧表

n	T = n × ΔT	$I_n$	Q	$Q_{in}$	$Q_{out}$	V	WL
1	1.00	1.575	0.1129	0.1355	0.0139	218.9	0.013103
2	2.00	1.701	0.1883	0.2259	0.0795	701.3	0.041998
3	3.00	1.842	0.2037	0.2445	0.1599	1117.2	0.066893
4	4.00	2.001	0.2211	0.2654	0.2148	1360.5	0.081460
5	5.00	2.183	0.2409	0.2891	0.2528	1516.6	0.090808
6	6.00	2.390	0.2633	0.3160	0.2842	1639.1	0.098157
7	7.00	2.627	0.2891	0.3469	0.3146	1754.5	0.105058
8	8.00	2.903	0.3188	0.3826	0.3477	1875.3	0.112292
9	9.00	3.223	0.3535	0.4242	0.3853	2008.2	0.120242
10	10.00	3.601	0.3941	0.4729	0.4290	2157.2	0.129181
11	11.00	4.048	0.4420	0.5304	0.4803	2326.2	0.139289
12	12.00	4.585	0.4993	0.5992	0.5416	2520.0	0.150893
13	13.00	5.235	0.5686	0.6823	0.6154	2743.9	0.164312
14	14.00	6.035	0.6533	0.7840	0.7055	3005.5	0.179977
15	15.00	7.033	0.7586	0.9104	0.8171	3314.7	0.198487
16	16.00	8.301	0.8916	1.0699	0.9577	3684.7	0.220644
17	17.00	9.947	1.0630	1.2756	1.1382	4134.2	0.247565
18	18.00	12.135	1.2892	1.5471	1.3754	4690.6	0.280875
19	19.00	15.134	1.5965	1.9158	1.6964	5394.5	0.323022
20	20.00	19.402	2.0289	2.4346	2.1458	6309.3	0.377812
21	21.00	25.771	2.6654	3.1985	2.8034	7540.3	0.451517
22	22.00	35.893	3.6596	4.3915	3.8236	9273.6	0.555309
23	23.00	53.436	5.3438	6.4126	5.5376	11870.9	0.710828
24	24.00	88.000	8.5612	10.2735	8.7778	16138.2	0.966369
25	25.00	0.000	3.7105	4.4526	7.1176	14033.4	0.840316
26	26.00	0.000	0.0000	0.0000	1.8996	5817.1	0.348328
27	27.00	0.000	0.0000	0.0000	0.3287	1806.3	0.108162
28	28.00	0.000	0.0000	0.0000	0.1311	978.7	0.058610
29	29.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0666	622.8	0.037303
30	30.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0386	433.5	0.025956
31	31.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0245	319.8	0.019150
32	32.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0165	246.0	0.014737
33	33.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0117	195.2	0.011686
34	34.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0086	158.8	0.009517

### ・最高水深の決定

最高水深 = 0.966369 (m) を0.001(m)単位に四捨五入すると  
= 0.966 (m) となる。

### ・貯留効果の判定において

設計洪水量、設計洪水水位決定の手順(基準書P36 図-3.2.2)によると「貯留計算 $Q_2$ の算出と洪水吐規模および最大水位(設計洪水水位)の決定」は、 $Q_2 < 1.200 \times Q_1$ の式が「YES」の場合 $Q_2$ 値を採用し、「NO」の場合は貯留効果の $Q_2$ 値は採用しないとしている。

前計算一覧表より貯留効果検討時の最大洪水流量 $Q_2$ は8.778 (m<sup>3</sup>/s)となり、 $1.200 \times$ ピーク流量 $Q_1$ の12.301 (m<sup>3</sup>/s)及び時間遅れでの合成合理式によるピーク流量 $Q_p$ の10.273 (m<sup>3</sup>/s)より小さいため、貯留効果を期待できる。

したがって、以降の計算では設計洪水流量 $Q$ に8.778 (m<sup>3</sup>/s)を採用する。

## 水理設計 接近水路部(標準堰)

洪水吐接近水路内の流速は、おおむね4.0m/s以下とし、緩やかに漸縮させ、流れに乱れの起きない平面形とする。

越流堰と接近水路敷との高低差(堰高)は、少なくとも越流堰頂における越流総水頭(速度水頭を含む総水頭)の1/5以上としなければならない。

流入水路入口周辺部は、洪水流下時に先掘や法面崩壊を起こさぬよう保護する。

- $d = (P + H_d) - H_v$
- $A = d \times B$
- $V = Q_d / A$
- $H_v = V^2 / (2 \times g)$

記号	項目名	値	単位	備考
d	接近水路内の水深	———	(m)	
A	接近水路内の流積	———	(m <sup>2</sup> )	
V	接近水路内の流速	———	(m/s)	
H <sub>v</sub>	接近水路内の速度水頭	———	(m)	
P	堰の高さ	2.000	(m)	越流堰頂標高 = 22.000 (m)
H <sub>d</sub>	貯留量計算による最高水深 設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭)	0.966	(m)	
B	接近水路内の幅	4.400	(m)	
Q <sub>d</sub>	設計洪水流量	8.778	(m <sup>3</sup> /s)	
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

前記式を満足するように速度水頭H<sub>v</sub>を変化させ求めると、H<sub>v</sub> = 0.023(m)となる。

- $d = (2.000 + 0.966) - 0.023$   
= 2.943
- $A = 2.943 \times 4.400$   
= 12.949
- $V = 8.778 / 12.949$   
= 0.678
- $H_v = 0.678^2 / (2 \times 9.800)$   
= 0.023

### 流速V及び堰高P・設計水頭H<sub>d</sub>比率の判定

- $V = 0.678 \text{ (m/s)} \leq 4.0 \text{ (m/s)}$  [OK]
- $P \geq H_d / 5 = 2.000 \geq 0.966 / 5$   
= 2.000  $\geq$  0.193 [OK]

## 水理設計 接近水路部(標準堰)

### 水路傾斜角 $\alpha$ と垂直水深 $d'$ の算出

接近水路部のため傾斜角度 $\alpha=0.000(^{\circ})$ とする。

$$\begin{aligned}\cdot d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 2.943 \times \cos(0.000) \\ &= 2.943 \text{ (m)}\end{aligned}$$

### 洪水吐接近水路内のフルード数 $F_r$ の算出

$$\begin{aligned}\cdot F_r &= V / (g \times d)^{0.5} \\ &= 0.678 / (9.800 \times 2.943)^{0.5} \\ &= 0.126\end{aligned}$$

### 垂直余裕高 $F_b$ 、鉛直余裕高 $F_b'$ と垂直側壁高 $WH$ 、鉛直側壁高 $WH'$ の算出

フルード数が1.0以下のため常流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned}\cdot F_b &= 0.07 \times d' + H_v + 0.10 \\ &= 0.07 \times 2.943 + 0.023 + 0.10 \\ &= 0.329 \text{ (m)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\cdot F_b' &= 0.07 \times d + H_v + 0.10 \\ &= 0.07 \times 2.943 + 0.023 + 0.10 \\ &= 0.329 \text{ (m)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\cdot WH &= d' + F_b \\ &= 2.943 + 0.329 \\ &= 3.272 \text{ (m)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\cdot WH' &= d + F_b' \\ &= 2.943 + 0.329 \\ &= 3.272 \text{ (m)}\end{aligned}$$

記号	項目名	値	単位	備考
d	接近水路末端の水深	2.943	(m)	
V	接近水路末端の流速	0.678	(m/s)	
$H_v$	接近水路末端の速度水頭	0.023	(m)	
g	重力加速度	9.800	( $m/s^2$ )	

## 水理設計 堰直下部(標準堰)

- $d = \{Q_d^2 / (g \times B^2)\}^{1/3}$
- $V = Q_d / (d \times B)$
- $H_v = V^2 / (2 \times g)$
- $h_d = P + H_d - d + (A_H - B_H)$

記号	項目名	値	単位	備考
d	堰直下部の水深	———	(m)	
V	堰直下部の流速	———	(m/s)	
H <sub>v</sub>	堰直下部の速度水頭	———	(m)	
h <sub>d</sub>	堰直下部の水頭差	———	(m)	
A <sub>H</sub>	堰上流側の敷高	20.000	(m)	
B <sub>H</sub>	堰下流側の敷高	20.000	(m)	
Q <sub>d</sub>	設計洪水流量	8.778	(m <sup>3</sup> /s)	
B	水路幅	4.400	(m)	入力値
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	
P	堰の高さ	2.000	(m)	越流堰頂標高 = 22.000 (m)
H <sub>d</sub>	設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭)	0.966	(m)	

各数値を式に代入すると、

- $d = \{8.778^2 / (9.800 \times 4.400^2)\}^{1/3}$   
= 0.741 (m)
- $V = 8.778 / (0.741 \times 4.400)$   
= 2.692 (m/s)
- $H_v = 2.692^2 / (2 \times 9.800)$   
= 0.370 (m)
- $h_d = 2.000 + 0.966 - 0.741 + (20.000 - 20.000)$   
= 2.225 (m)

### 堰直下部の限界勾配 I の算出

- $I = (V \times N / R^{2/3})^2 \times 1000$
- $R = (B \times d) / (B + 2 \times d)$

記号	項目名	値	単位	備考
I	堰直下部の限界勾配	———	(%)	
R	堰直下部の径深	———		
N	粗度係数	0.013		

各数値を式に代入すると、

- $R = (4.400 \times 0.741) / (4.400 + 2 \times 0.741)$   
= 0.554 (m)
- $I = (2.692 \times 0.013 / 0.554^{2/3})^2 \times 1000$   
= 2.692 (%)

## 水理設計 堰直下部(標準堰)

### 水路傾斜角 $\alpha$ と垂直水深 $d'$ の算出

堰直下部のため傾斜角度 $\alpha = 0.000(^{\circ})$ とする。

$$\begin{aligned} \cdot d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 0.741 \times \cos(0.000) \\ &= 0.741 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 堰直下部のフルード数 $F_r$ の算出

限界流となるため、フルード数 $F_r = 1.000$ とする。

### 垂直余裕高 $F_b$ 、鉛直余裕高 $F_b'$ と垂直側壁高 $WH$ 、鉛直側壁高 $WH'$ の算出

フルード数が1.0以下のため常流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned} \cdot F_b &= 0.07 \times d' + H_v + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.741 + 0.370 + 0.10 \\ &= 0.522 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot F_b' &= 0.07 \times d + H_v + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.741 + 0.370 + 0.10 \\ &= 0.522 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH &= d' + F_b \\ &= 0.741 + 0.522 \\ &= 1.263 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH' &= d + F_b' \\ &= 0.741 + 0.522 \\ &= 1.263 \text{ (m)} \end{aligned}$$

記号	項目名	値	単位	備考
d	堰直下部の水深	0.741	(m)	
$H_v$	堰直下部の速度水頭	0.370	(m)	
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

### おぼれの影響

下記の条件が満たされたとき、おぼれの影響を無視できる。

$$\begin{aligned} \cdot (h_d + d) / H_d &> 1.7 \\ \cdot h_d / H_d &> 0.6 \end{aligned}$$

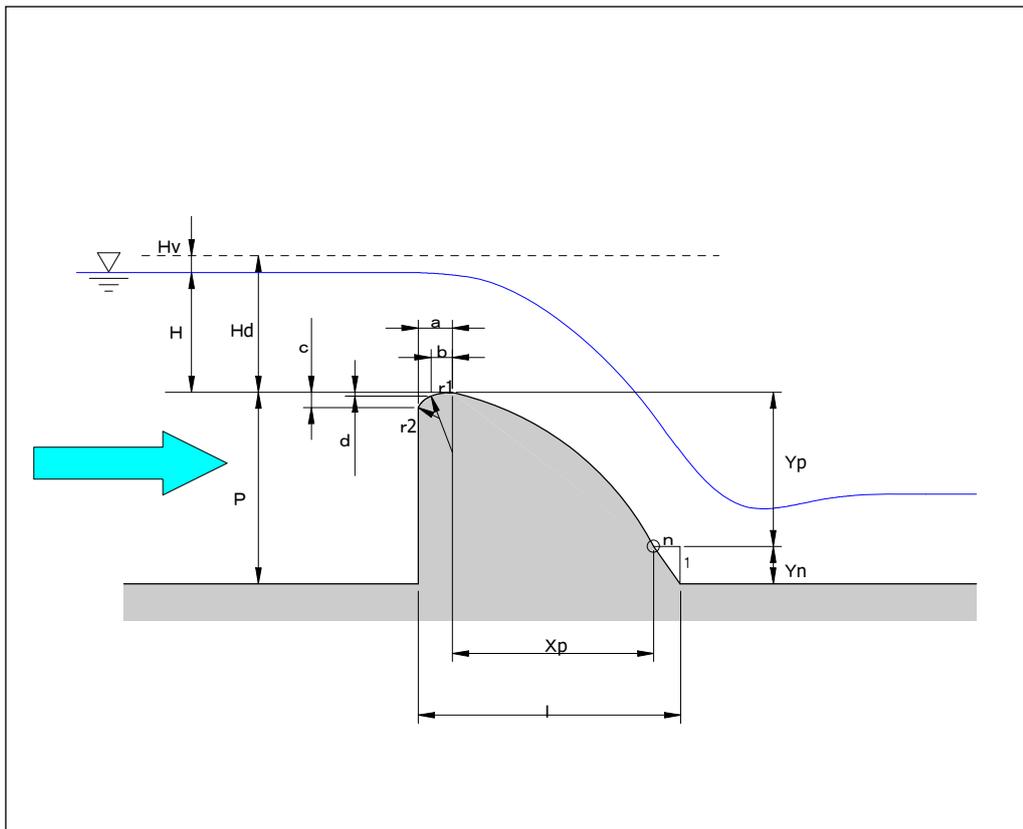
記号	項目名	値	単位	備考
$h_d$	堰直下部の水頭差	2.225	(m)	
d	堰直下部の水深	0.741	(m)	
$H_d$	設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭)	0.966	(m)	

$$\cdot (2.225 + 0.741) / 0.966 = 3.070 > 1.7 \quad [\text{OK}]$$

$$\cdot 2.225 / 0.966 = 2.303 > 0.6 \quad [\text{OK}]$$

よって、おぼれの影響を無視できる。

## 標準堰の形状



記号	値	単位	記号	値	単位	記号	値	単位	記号	値	単位
a	0.272	(m)	r 1	0.483	(m)	n	0.700		P	2.000	(m)
b	0.169	(m)	r 2	0.193	(m)	H <sub>d</sub>	0.966	(m)	l	2.413	(m)
c	0.122	(m)	X <sub>p</sub>	1.610	(m)	H	0.943	(m)	Y <sub>n</sub>	0.757	(m)
d	0.031	(m)	Y <sub>p</sub>	1.243	(m)	H <sub>v</sub>	0.023	(m)			

## ハロルド曲線一覧表

No	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	No	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	No	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>
1	0.100	0.007	7	0.700	0.266	13	1.300	0.837
2	0.200	0.026	8	0.800	0.341	14	1.400	0.960
3	0.300	0.056	9	0.900	0.424	15	1.500	1.090
4	0.400	0.095	10	1.000	0.515	16	1.600	1.228
5	0.500	0.143	11	1.100	0.614	17	1.610	1.243
6	0.600	0.200	12	1.200	0.721			

- $Y = X^{1.85} / (2 \times H_d^{0.85})$
- $X_p = 1.096 \times H_d \times (1/n)^{1.176}$      $n = 0.7$
- $a = 0.282 \times H_d$
- $b = 0.175 \times H_d$
- $c = 0.126 \times H_d$
- $d = 0.032 \times H_d$
- $r_1 = 0.5 \times H_d$
- $r_2 = 0.2 \times H_d$
- $Y_n = (F H_1 + P - F H_2) - Y_p$
- $l = a + X_p + Y_n \times n$

記号	項目名	値	単位	備考
F H <sub>1</sub>	堰上流側の敷高	20.000	(m)	
F H <sub>2</sub>	堰下流側の敷高	20.000	(m)	

## 水理設計 移行部

移行部出入口で限界流となる場合

- $d = \{Q_d^2 / (g \times B^2)\}^{1/3}$
- $V = Q_d / (d \times B)$
- $H_v = V^2 / (2 \times g)$
- $I = (V \times N / R^{2/3})^2 \times 1000$
- $R = (B \times d) / (B + 2 \times d)$

記号	項目名	値	単位	備考
d	移行部末端の水深	———	(m)	
V	移行部末端の流速	———	(m/s)	
H <sub>v</sub>	移行部末端の速度水頭	———	(m)	
I	移行部末端の限界勾配	———	(‰)	
R	移行部末端の径深	———		
Q <sub>d</sub>	設計洪水流量	8.778	(m <sup>3</sup> /s)	
B	放水路の幅	4.400	(m)	
N	粗度係数	0.013		
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

各数値を式に代入すると、

- $d = \{8.778^2 / (9.800 \times 4.400^2)\}^{1/3}$   
= 0.741 (m)
- $V = 8.778 / (0.741 \times 4.400)$   
= 2.692 (m/s)
- $H_v = 2.692^2 / (2 \times 9.800)$   
= 0.370 (m)
- $R = (4.400 \times 0.741) / (4.400 + 2 \times 0.741)$   
= 0.554 (m)
- $I = (2.692 \times 0.013 / 0.554^{2/3})^2 \times 1000$   
= 2.692 (‰)

移行部始点の水路敷高B<sub>H</sub>を基準とし、下記式より移行部末端の水路敷高C<sub>H</sub>を求める。

- $C_H = B_H + d_2 + H_{v2} - d - H_v - h_m - K \times (H_v - H_{v2})$
- $h_m = (I_2 + I) / 1000 \times L / 2$

記号	項目名	値	単位	備考
h <sub>m</sub>	摩擦損失水頭	———	(m)	
C <sub>H</sub>	移行部末端の水路敷高	———	(m)	
B <sub>H</sub>	移行部始点(堰直下)の水路敷高	20.000	(m)	
d <sub>2</sub>	移行部始点(堰直下)の水深	0.741	(m)	
H <sub>v2</sub>	移行部始点(堰直下)の速度水頭	0.370	(m)	
K	漸縮係数	0.200		
I <sub>2</sub>	移行部始点(堰直下)の限界勾配	2.692	(‰)	
L	移行部の長さ	10.000	(m)	

- $h_m = (2.692 + 2.692) / 1000 \times 10.000 / 2$   
= 0.027 (m)
- $C_H = 20.000 + 0.741 + 0.370 - 0.741 - 0.370 - 0.027 - 0.200 \times (0.370 - 0.370)$   
= 19.973 (m)

## 水理設計 移行部

移行角度  $\theta$  の算出 ( $\theta \leq 12.5(^{\circ})$  とする)

$$\begin{aligned} \cdot \theta &= \tan^{-1}\{(B_2 - B) / (2 \times L)\} \\ &= \tan^{-1}\{(4.400 - 4.400) / (2 \times 10.000)\} \\ &= 0.000 (^{\circ}) \leq 12.5 (^{\circ}) \text{ [OK]} \end{aligned}$$

水路傾斜角  $\alpha$  と垂直水深  $d'$  の算出

$$\begin{aligned} \cdot \alpha &= \tan^{-1}\{(B_H - C_H) / L\} \\ &= \tan^{-1}\{(20.000 - 19.973) / 10.000\} \\ &= 0.155 (^{\circ}) \\ \cdot d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 0.741 \times \cos(0.155) \\ &= 0.741 \text{ (m)} \end{aligned}$$

移行部末端のフルード数  $F_r$  の算出

限界流となるため、フルード数  $F_r = 1.000$  とする。

垂直余裕高  $F_b$ 、鉛直余裕高  $F_b'$  と垂直側壁高  $WH$ 、鉛直側壁高  $WH'$  の算出

フルード数が1.0以下のため常流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned} \cdot F_b &= 0.07 \times d' + H_v + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.741 + 0.370 + 0.10 \\ &= 0.522 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot F_b' &= 0.07 \times d + H_v + 0.10 \\ &= 0.07 \times 0.741 + 0.370 + 0.10 \\ &= 0.522 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH &= d' + F_b \\ &= 0.741 + 0.522 \\ &= 1.263 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH' &= d + F_b' \\ &= 0.741 + 0.522 \\ &= 1.263 \text{ (m)} \end{aligned}$$

記号	項目名	値	単位	備考
B	移行部末端の水路幅	4.400	(m)	
B <sub>2</sub>	移行部始点の水路幅	4.400	(m)	入力値
B <sub>H</sub>	移行部始点の敷高	20.000	(m)	
C <sub>H</sub>	移行部末端の敷高	19.973	(m)	
L	移行部の長さ	10.000	(m)	
d	移行部末端の水深	0.741	(m)	
H <sub>v</sub>	移行部末端の速度水頭	0.370	(m)	
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

## 水理設計 放水路部

放水路上端の支配断面(限界水深が生じる断面)を起点として、下流に向かって水面形を追跡計算する。これを基に余裕高を考慮して壁高を設定する。水面追跡計算は下記の式により行う。

$$d_1 + V_1^2 / (2 \times g) + h_s = d_2 + V_2^2 / (2 \times g) + h_m$$

記号	項目名	単位	備考
$d_1$	上流断面の水深	(m)	
$V_1$	上流断面の流速	(m/s)	
$d_2$	下流断面の水深	(m)	
$V_2$	下流断面の流速	(m/s)	
$g$	重力加速度	(m/s <sup>2</sup> )	
$h_s$	上下流断面の水路底の高低差	(m)	
$h_m$	上下流断面間の摩擦損失水頭	(m)	$(n^2 \times V_m^2 \times \Delta L) / R_m^{4/3}$
$V_m$	平均流速	(m/s)	$(V_1 + V_2) / 2$
$R_m$	平均径深	(m)	$(R_1 + R_2) / 2$
$n$	粗度係数		
$R_1$	上流断面の径深	(m)	
$R_2$	下流断面の径深	(m)	
$\Delta L$	上下流断面間の距離	(m)	

## 水理設計 放水路部

### 水路傾斜角 $\alpha$ と垂直水深 $d'$ の算出

$$\begin{aligned} \cdot \alpha &= \tan^{-1}\{(HH_1 - HH_2) / L\} \\ &= \tan^{-1}\{(19.973 - 19.000) / 10.000\} \\ &= 5.557 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \cdot d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 0.358 \times \cos(5.557) \\ &= 0.356 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 放水路末端のフルード数 $F_r$ の算出

$$\begin{aligned} \cdot F_r &= V / (g \times d)^{0.5} \\ &= 5.573 / (9.800 \times 0.358)^{0.5} \\ &= 2.975 \end{aligned}$$

### 垂直余裕高 $F_b$ 、鉛直余裕高 $F_b'$ と垂直側壁高 $WH$ 、鉛直側壁高 $WH'$ の算出

フルード数が1.0より大きいため射流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned} \cdot F_b &= C \times V \times d'^{0.5} \\ &= 0.10 \times 5.573 \times 0.356^{0.5} \\ &= 0.333 \text{ (m)} \end{aligned}$$

射流域での最小余裕高は0.6(m)とされているのに対し、本計算では0.6(m)を下回っているため、余裕高は最小余裕高の0.6(m)とする。

$$\cdot F_b = 0.600 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \cdot F_b' &= C \times V \times d^{0.5} \\ &= 0.10 \times 5.573 \times 0.358^{0.5} \\ &= 0.333 \text{ (m)} \end{aligned}$$

射流域での最小余裕高は0.6(m)とされているのに対し、本計算では0.6(m)を下回っているため、余裕高は最小余裕高の0.6(m)とする。

$$\cdot F_b' = 0.600 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH &= d' + F_b \\ &= 0.356 + 0.600 \\ &= 0.956 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH' &= d + F_b' \\ &= 0.358 + 0.600 \\ &= 0.958 \text{ (m)} \end{aligned}$$

記号	項目名	値	単位	備考
HH <sub>1</sub>	放水路始点の敷高	19.973	(m)	
HH <sub>2</sub>	放水路末端の敷高	19.000	(m)	
L	放水路の長さ	10.000	(m)	
d	放水路末端の水深	0.358	(m)	
V	放水路末端の流速	5.573	(m/s)	
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

# 放水路部水面追跡計算表 1/200年確率

移行部末端の水利諸数値を放水路始点の水利条件とし下流に向かって水面追跡を行う。

距離 L	水路幅 B	鉛直水深 d	垂直水深 d'	径深 R	平均径深 Rm	流速 V	平均流速 Vm	速度水頭 Hv	摩擦損失 水頭 hm	水路敷高 FH	式 L	式 R	誤差	鉛直 余裕高 Fb'	鉛直 高 WH'	垂直 余裕高 Fb	垂直 高 WH
0.000	4.400	0.741	0.738	0.554	0.000	2.692	0.000	0.370	0.000	19.973	0.000	0.000	0.000	0.522	1.263	0.522	1.260
2.000	4.400	0.507	0.505	0.412	0.483	3.935	3.314	0.790	0.010	19.778	1.306	1.307	0.001	0.600	1.107	0.600	1.105
4.000	4.400	0.445	0.443	0.370	0.391	4.483	4.209	1.025	0.021	19.584	1.491	1.491	0.000	0.600	1.045	0.600	1.043
6.000	4.400	0.406	0.404	0.343	0.357	4.914	4.699	1.232	0.029	19.389	1.665	1.667	0.002	0.600	1.006	0.600	1.004
8.000	4.400	0.379	0.377	0.323	0.333	5.264	5.089	1.414	0.038	19.195	1.832	1.831	0.001	0.600	0.979	0.600	0.977
10.000	4.400	0.358	0.356	0.308	0.316	5.573	5.419	1.585	0.046	19.000	1.988	1.989	0.001	0.600	0.958	0.600	0.956

$$R = (d_2 \times B) \div (2 \times d_2 + B)$$

$$V = Q \div (d_2 \times B)$$

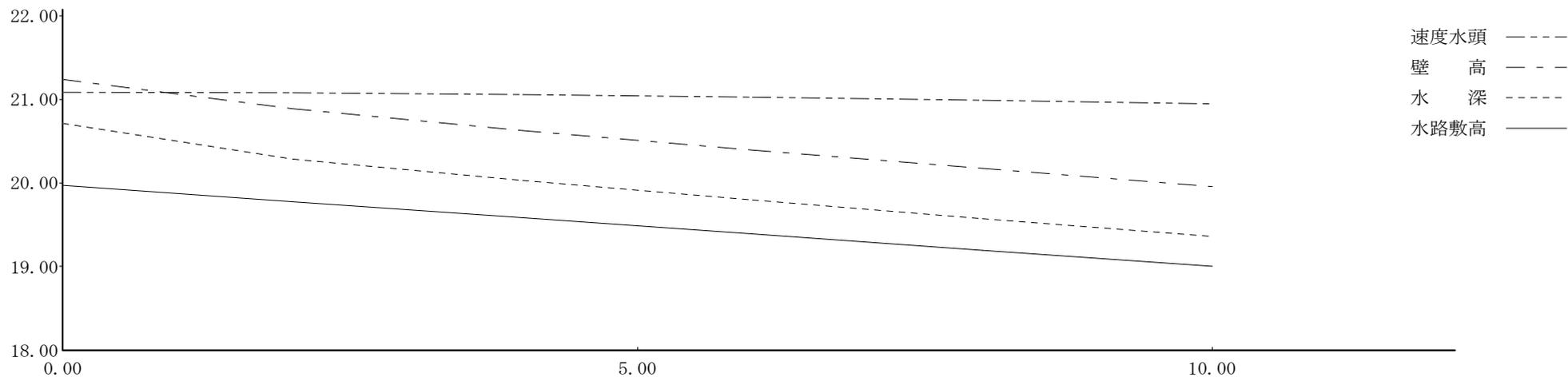
$$\text{式L} = d_1 + v_1^2 \div (2 \times g) + h_s$$

$$\text{式R} = d_2 + v_2^2 \div (2 \times g) + h_m$$

$h_s$  : 測点間の水路敷高差  $d_1$  : 前測点の水深(m)  $d_2$  : 現測点の水深(m)  $v_1$  : 前測点の流速(m/s)  $v_2$  : 現測点の流速(m/s)

$Q$  : 流量 8.778(m<sup>3</sup>/s)

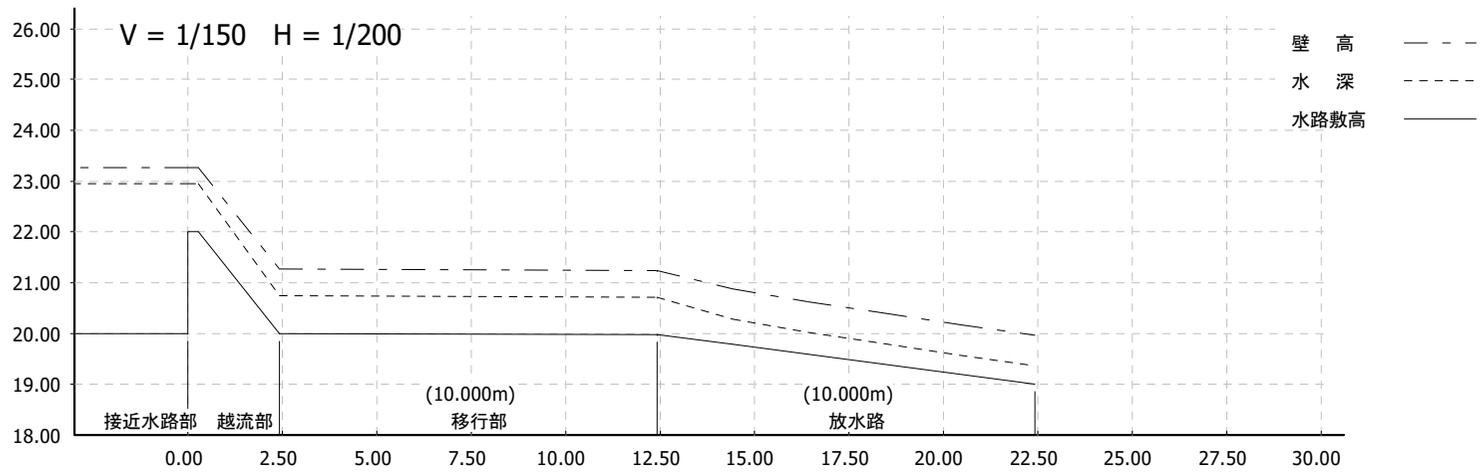
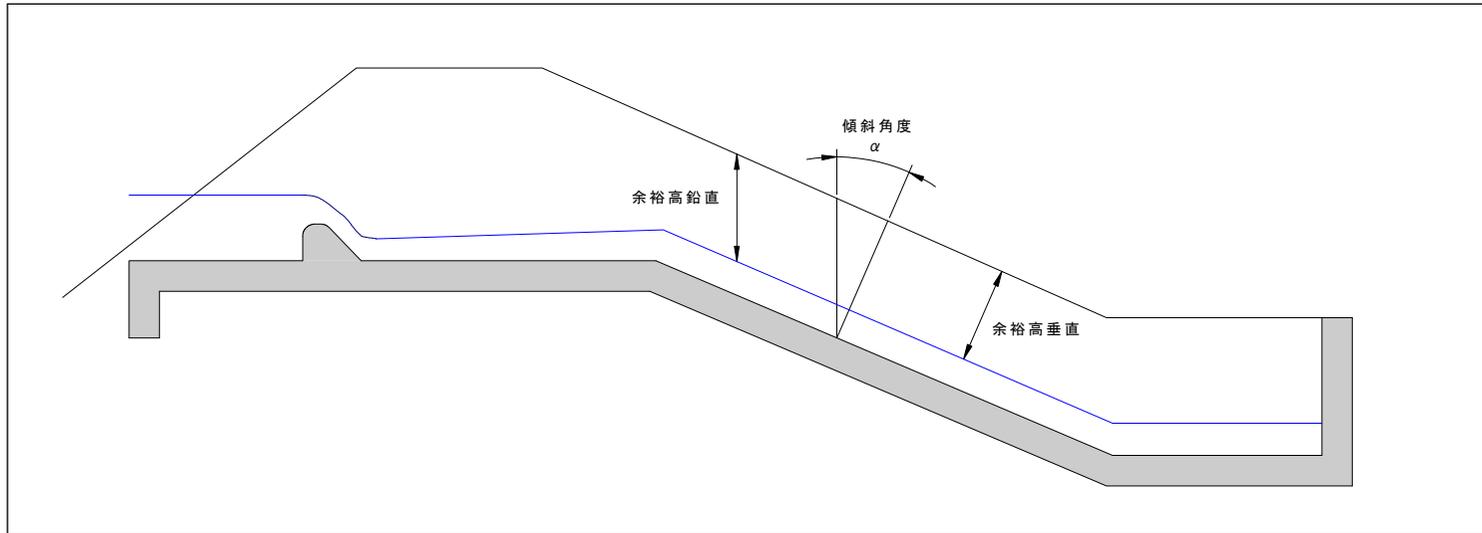
## 放水路部水面追跡の簡易グラフ



## 変化点リスト 1/200年確率

変化点位置	水路幅 B (m)	敷 高 FH (m)	流 速 V (m)	フルード数 Fr	傾斜角度 $\alpha$ (°)	鉛 直			垂 直		
						水 深 d (m)	余裕高 Fb' (m)	壁 高 WH' (m)	水 深 d' (m)	余裕高 Fb (m)	壁 高 WH (m)
接近水路末端	4.400	20.000	0.678	0.126	0.000	2.943	0.329	3.272	2.943	0.329	3.272
堰直下	4.400	20.000	2.692	1.000	0.000	0.741	0.522	1.263	0.741	0.522	1.263
移行部末端 + 10.000	4.400	19.973	2.692	1.000	0.155	0.741	0.522	1.263	0.741	0.522	1.263
放水路 + 0.000	4.400	19.973	2.692	0.999	5.557	0.741	0.522	1.263	0.738	0.522	1.260
+ 2.000	4.400	19.778	3.935	1.765	5.557	0.507	0.600	1.107	0.505	0.600	1.105
+ 4.000	4.400	19.584	4.483	2.147	5.557	0.445	0.600	1.045	0.443	0.600	1.043
+ 6.000	4.400	19.389	4.914	2.464	5.557	0.406	0.600	1.006	0.404	0.600	1.004
+ 8.000	4.400	19.195	5.264	2.731	5.557	0.379	0.600	0.979	0.377	0.600	0.977
放水路末端 + 10.000	4.400	19.000	5.573	2.975	5.557	0.358	0.600	0.958	0.356	0.600	0.956

# 変化点の簡易グラフ



## 基準

減勢工の設計対象流量は、100年に1回の割合で発生すると予想される洪水流量とする。また、設計洪水流量においても堤体に危険が及ばぬように設計する。したがって、側壁高、余裕高は設計洪水流量に基づき設定することが望ましい。設計にあたっては、堤体と減勢工の位置関係、下流河川・耕地・宅地・諸工作物の配置と重要度に配慮する。

また、ため池は洪水流入から流出までの時間的経過の中で、水位上昇(越流水深相当)の貯留がある。その効果として洪水調節機能が働いていることから洪水吐にゲートがなく、満水面積が流域面積の1/30より大きいため池については、この貯留効果を考慮して設計洪水流量を算定してもよい。

## 貯留効果

本池の満水面積は流域面積の1/30より小さいため、貯留効果を期待できない。  
しかし、この計算書においては、貯留効果を考慮し計算をする。

$$\text{流域面積 } 50.850 \text{ (ha)} \times 1/30 = 1.695 \text{ (ha)} > \text{満水面積 } 1.670 \text{ (ha)}$$

## 気象データ

降雨データ

観測所	ため池整備 (長期式)
100年確率1時間降雨量 $R_t$	71.000 (mm/hr)

確率降雨強度式(タルボット式)

$$R_t = a / (T + b)$$

$$= 325.226 / (T + 3.581)$$

記号	項目名	値	単位	備考
$R_t$	洪水到達時間内の平均降雨強度	———	(mm/hr)	
T	洪水到達時間	———	(hr)	角屋・福島公式の $t_p$
a	地域特性による係数	325.226		
b	地域特性による係数	3.581		

降雨波形

降雨波形は後方集中型、降雨継続時間は24時間とする。

# 基本データ

## 流域面積

流域面積  $A = 0.50850 \text{ (km}^2\text{)}$

## 洪水到達時間の算定方法

洪水到達時間は、角屋・福島公式とタルボット式を満足する時間とする。

$$T_p = C \times A^{0.22} \times R_e^{-0.35} / 60$$

記号	項目名	単位	備考
$T_p$	洪水到達時間	(hr)	
$C$	流域係数		
$A$	流域面積	( $\text{km}^2$ )	
$R_e$	洪水到達時間内の平均降雨強度	(mm/hr)	$f_p \times R_t$
$f_p$	流出係数		

## C (流域係数) の算定

流域の地形	C (流域係数)	A (流域面積)	$C \times A$
耕地	290	0.00240	0.70
林地	290	0.48940	141.93
池面	70	0.01670	1.17
計		0.50850	143.79

$$\begin{aligned} \text{流域係数 } C &= 143.79 / 0.50850 = 282.77483 \\ &= 283 \quad \text{※ 1単位で四捨五入とする。} \end{aligned}$$

## $f_p$ (流出係数) の算定

流域の地形	$f_p$ (流出係数)	A (流域面積)	$f_p \times A$
耕地	0.700	0.00240	0.00168000
林地	0.800	0.48940	0.39152000
池面	1.000	0.01670	0.01670000
計		0.50850	0.40990000

$$\begin{aligned} \text{流出係数 } f_p &= 0.40990000 / 0.50850 = 0.80610 \\ &= 0.806 \quad \text{※ 0.001単位で四捨五入とする。} \end{aligned}$$

# 設計洪水流量

## 洪水到達時間算定

- ・降雨強度式(タルボット式)

$$R_t = 325.226 / (T + 3.581)$$

記号	項目名	値	単位	備考
$R_t$	洪水到達時間内の平均降雨強度	——	(mm/hr)	
T	経過時間	——	(hr)	

- ・洪水到達時間

$$T_p = C \times A^{0.22} \times R_e^{-0.35} / 60$$

記号	項目名	値	単位	備考
$T_p$	洪水到達時間	——	(hr)	降雨強度式のT
C	流域係数	283		
A	流域面積	0.50850	(km <sup>2</sup> )	
$R_e$	洪水到達時間内の平均有効降雨強度	——	(mm/hr)	

- ・洪水到達時間内の平均有効降雨強度

$$R_e = f_p \times R_t$$

記号	項目名	値	単位	備考
$f_p$	流出係数	0.806		
$R_t$	洪水到達時間内の平均降雨強度	——	(mm/hr)	

洪水到達時間 $T_p$ は、別紙の洪水到達時間算出一覧表の結果を小数点5桁で四捨五入した値とする。

$$T_p = 0.98486 \text{ (hr)}$$

よって、

$$R_t = 325.226 / (0.98486 + 3.581) = 71.23 \text{ mm/hr}$$

$$R_e = 0.806 \times 71.23 = 57.41 \text{ mm/hr}$$

## 洪水ピーク流量( $Q_p$ )の算出

$$Q_p = 1 / 3.6 \times R_e \times A$$

$$= 1 / 3.6 \times 57.41 \times 0.50850$$

$$= 8.109 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

## 設計洪水流量(Q)の算出

貯留効果を考慮しない場合の設計洪水流量は下記式により算定する。

$$Q = 1.000 \times Q_p = 1.000 \times 8.109$$

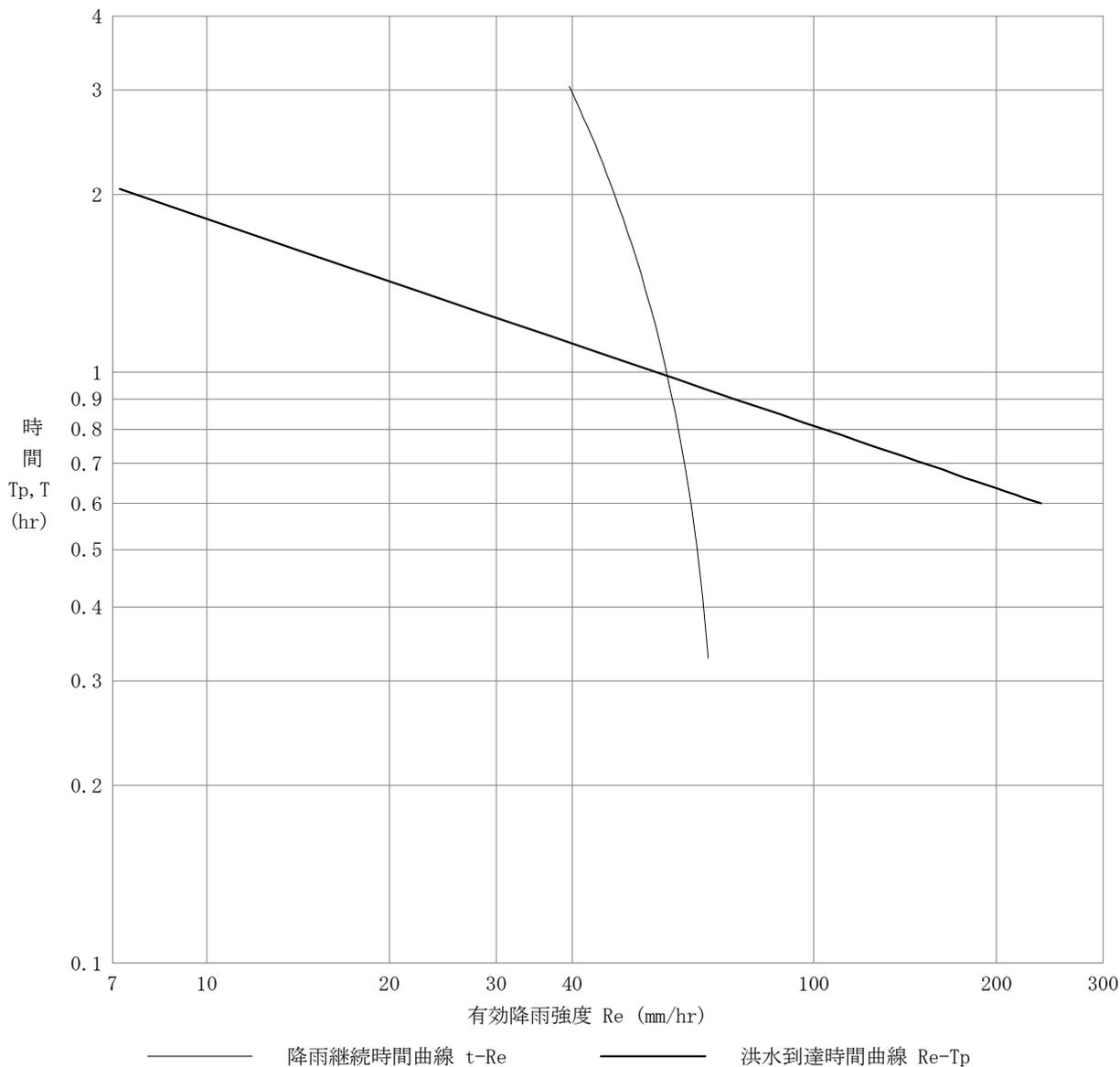
$$= 8.109 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

# 洪水到達時間算出一覧表(1/100年確率)

記号	項目名	単位	備考
n	計算ステップ		
T	仮定の洪水到達時間	(hr)	
Re	有効降雨強度	(mm/hr)	
Tp	角屋・福島公式による洪水到達時間	(hr)	

仮定の洪水到達時間を  $T=1.0$  とし、 $|T - T_p| < 0.0001$  となるまで繰り返す。

n	t	Re	Tp	誤差
1	1.00000	57.2216	0.98599	0.01401
2	0.98599	57.3971	0.98494	0.00106
3	0.98494	57.4104	0.98486	0.00008



## 貯留効果の検討

### 洪水調整に用いる降雨強度式の算出

降雨強度式(タルボット式)

$$R = 325.226 / (T + 3.581) \text{ (mm/hr)}$$

### 洪水調整に用いる単位計算時間

洪水調整に用いる降雨強度式を基に、区間時間内降雨強度、及び区間時間内流出量を算出する。

記号	項目名	値	単位	備考
A	流域面積	0.50850	(km <sup>2</sup> )	
f <sub>p</sub>	平均流出係数	0.806		
C	流域係数	283		

### 単位計算時間

$$1/100\text{年確率 } 0.985 \text{ (hr)} \rightarrow 1.000 \text{ (hr)}$$

時間遅れを考慮するため洪水到達時間を 10 (min) × 6 = 60 (min) = 1.000 (hr) とした。

### 流入公式

$$Q = R_n \times f_p \times A / 3.6$$

記号	項目名	単位	備考
Q	単位流入量年確率降雨強度	(m <sup>3</sup> /s)	
R <sub>n</sub>	降雨強度	(mm/hr)	
f <sub>p</sub>	平均流出係数		
A	流域面積	(km <sup>2</sup> )	

# ハイエト・ハイドログラフの算出(1/100年確率)

## 諸条件

記号	項目名	式・値	単位
n	計算ステップ	$n = 24 / \Delta T$	
$\Delta T$	指定単位計算時間	$\Delta T = 1.000$	(hr)
R	降雨強度(タルボット式)	$R = 325.226 / (T + 3.581)$	(mm/hr)
$R_n$		$R_n = n \times R$	
$I_n$	降雨強度	$I_n = R_{n-1} - R_n$	(mm/hr)
I	単位時間内降雨強度	$I = I_n \times \Delta T$	(mm/1.00hr)

## 計算一覧表

n	$T = n \times \Delta T$	R	$R_n$	$I_n$	I
1	1.00	70.995	70.995	70.995	70.995
2	2.00	58.274	116.548	45.553	45.553
3	3.00	49.419	148.257	31.709	31.709
4	4.00	42.900	171.601	23.344	23.344
5	5.00	37.901	189.504	17.903	17.903
6	6.00	33.945	203.669	14.166	14.166
7	7.00	30.737	215.158	11.488	11.488
8	8.00	28.083	224.662	9.504	9.504
9	9.00	25.851	232.655	7.993	7.993
10	10.00	23.947	239.471	6.816	6.816
11	11.00	22.305	245.353	5.881	5.881
12	12.00	20.873	250.479	5.126	5.126
13	13.00	19.614	254.987	4.508	4.508
14	14.00	18.499	258.982	3.995	3.995
15	15.00	17.503	262.547	3.565	3.565
16	16.00	16.609	265.748	3.201	3.201
17	17.00	15.802	268.638	2.890	2.890
18	18.00	15.070	271.260	2.622	2.622
19	19.00	14.403	273.650	2.390	2.390
20	20.00	13.792	275.837	2.187	2.187
21	21.00	13.231	277.847	2.009	2.009
22	22.00	12.714	279.699	1.852	1.852
23	23.00	12.235	281.411	1.713	1.713
24	24.00	11.792	283.000	1.589	1.589

# 時間遅れの影響による流入量の算出(時間平均)

## 諸条件

記号	項目名	式・値	単位
n	計算ステップ	$n = 24 / \Delta T$	
$\Delta T$	指定単位計算時間	$\Delta T = 1.000$	(hr)
$I_n$	n 番目降雨強度	ハイドログラフ一覧表 I より	(mm/hr)
$Q_n$	n 番目単位流入量	$Q_n = I_n \times f_p \times A / 3.6$	( $m^3/s$ )
$\Delta Q_n$	n 番目流入量差	$\Delta Q = Q_n - Q_{(n-1)}$	( $m^3/s$ )
$\Delta t'$	単位時間内細分割時間		(分)
$\alpha$	単位時間分割係数	$\Delta t' / T_p$ [但し最後は1.0]	
$f_p$	流出係数	0.806	
A	流域面積	0.50850 ( $km^2$ )	
$T_p$	洪水到達時間(Re- $T_p$ 曲線)	$0.98486 \times 60 \approx 59$	(分)

## 計算一覧表

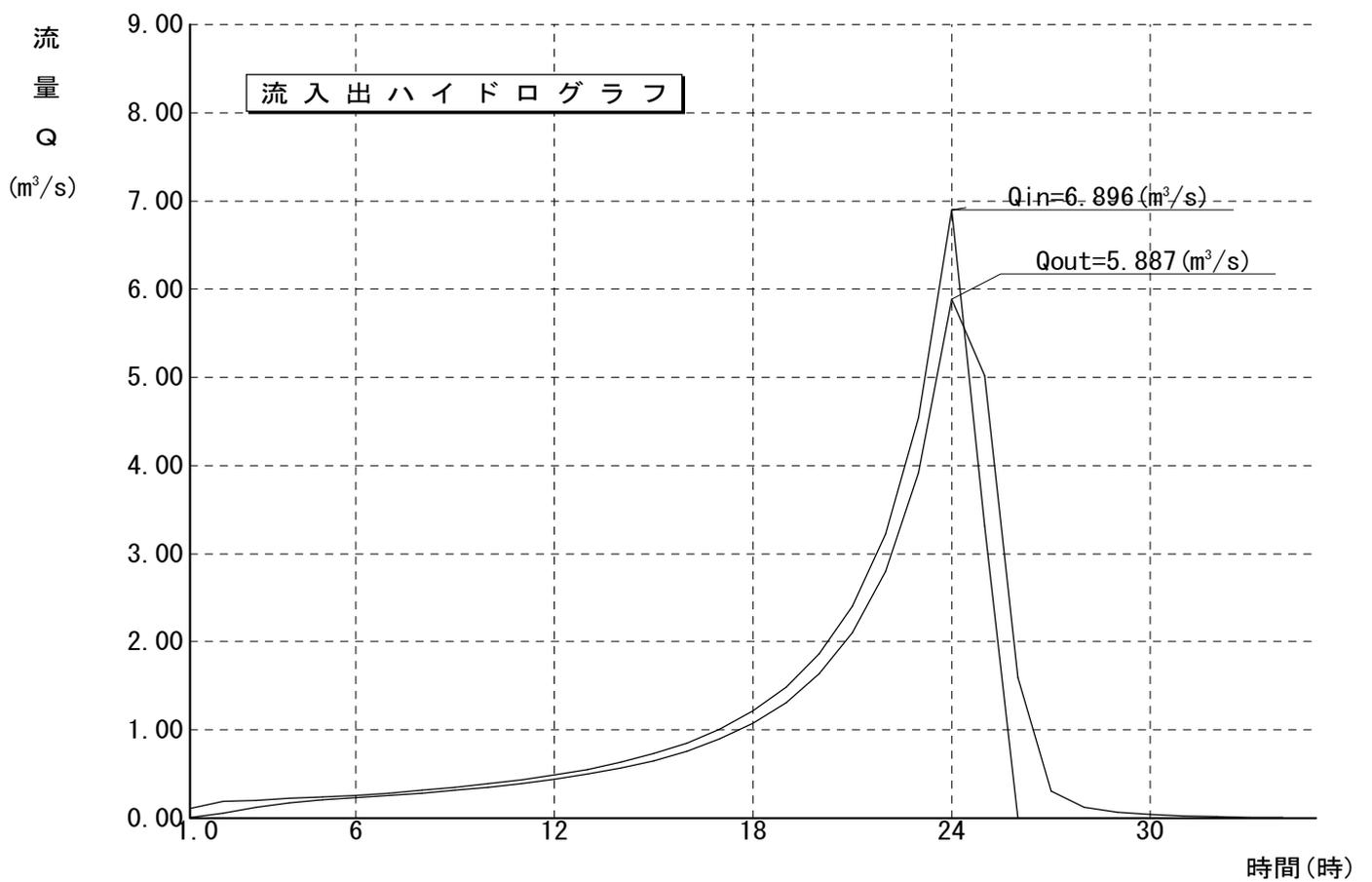
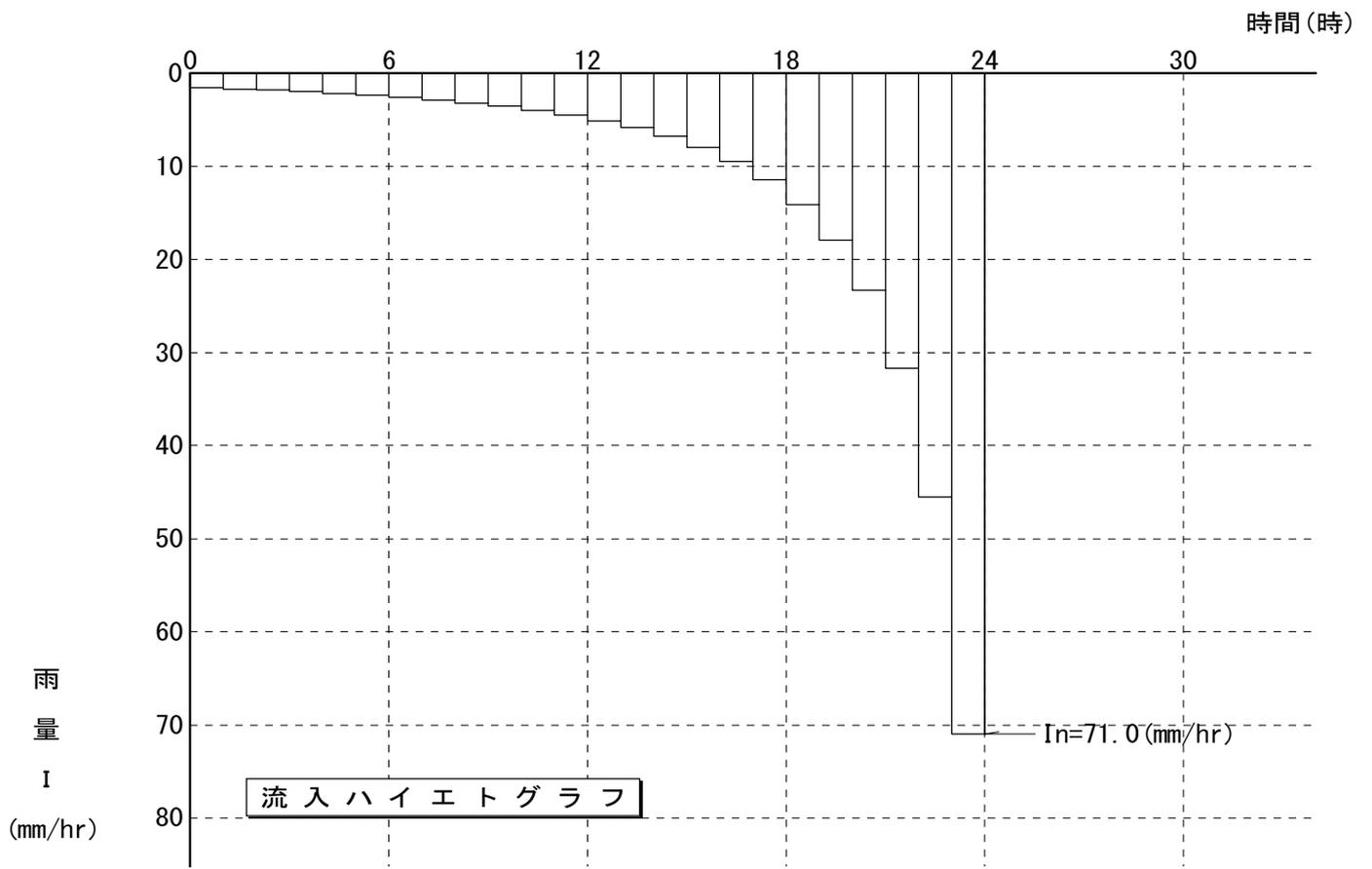
n	$n \times \Delta T$	$\frac{I_n}{Q}$ $\Delta Q$	$\Delta t'$	$\alpha$	$\frac{Q_s}{\alpha \cdot \Delta Q_n}$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 $Q_{Av}$
1	1.00	1.5886 0.1809 0.1809	10	0.1695	0.0307	0.0307	0.1068
			20	0.3390	0.0613	0.0613	
			30	0.5085	0.0920	0.0920	
			40	0.6780	0.1226	0.1226	
			50	0.8475	0.1533	0.1533	
			60	1.0000	0.1809	0.1809	
2	2.00	1.7128 0.1950 0.0141	10	0.1695	0.0024	0.1833	0.1892
			20	0.3390	0.0048	0.1857	
			30	0.5085	0.0072	0.1881	
			40	0.6780	0.0096	0.1905	
			50	0.8475	0.0120	0.1929	
			60	1.0000	0.0141	0.1950	
3	3.00	1.8521 0.2109 0.0159	10	0.1695	0.0027	0.1977	0.2044
			20	0.3390	0.0054	0.2004	
			30	0.5085	0.0081	0.2031	
			40	0.6780	0.0108	0.2058	
			50	0.8475	0.0134	0.2084	
			60	1.0000	0.0159	0.2109	
4	4.00	2.0092 0.2287 0.0179	10	0.1695	0.0030	0.2139	0.2215
			20	0.3390	0.0061	0.2170	
			30	0.5085	0.0091	0.2200	
			40	0.6780	0.0121	0.2230	
			50	0.8475	0.0152	0.2261	
			60	1.0000	0.0179	0.2287	
5	5.00	2.1872 0.2490 0.0203	10	0.1695	0.0034	0.2321	0.2407
			20	0.3390	0.0069	0.2356	
			30	0.5085	0.0103	0.2390	
			40	0.6780	0.0137	0.2424	
			50	0.8475	0.0172	0.2459	
			60	1.0000	0.0203	0.2490	
6	6.00	2.3899 0.2721 0.0231	10	0.1695	0.0039	0.2529	0.2626
			20	0.3390	0.0078	0.2568	
			30	0.5085	0.0117	0.2607	
			40	0.6780	0.0156	0.2646	
			50	0.8475	0.0196	0.2686	
			60	1.0000	0.0231	0.2721	
7	7.00	2.6221 0.2985 0.0264	10	0.1695	0.0045	0.2766	0.2877
			20	0.3390	0.0090	0.2811	
			30	0.5085	0.0134	0.2855	
			40	0.6780	0.0179	0.2900	
			50	0.8475	0.0224	0.2945	
			60	1.0000	0.0264	0.2985	
8	8.00	2.8899 0.3290 0.0305	10	0.1695	0.0052	0.3037	0.3165
			20	0.3390	0.0103	0.3088	
			30	0.5085	0.0155	0.3140	
			40	0.6780	0.0207	0.3192	
			50	0.8475	0.0258	0.3243	
			60	1.0000	0.0305	0.3290	

n	$n \times \Delta T$	$\frac{I_n}{Q \Delta Q}$	$\Delta t'$	$\alpha$	$\frac{Q_s}{\alpha \cdot \Delta Q n}$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 $Q_{Av}$
9	9.00	3.2010 0.3644 0.0354	10	0.1695	0.0060	0.3350	0.3499
			20	0.3390	0.0120	0.3410	
			30	0.5085	0.0180	0.3470	
			40	0.6780	0.0240	0.3530	
			50	0.8475	0.0300	0.3590	
			60	1.0000	0.0354	0.3644	
10	10.00	3.5651 0.4059 0.0415	10	0.1695	0.0070	0.3714	0.3889
			20	0.3390	0.0141	0.3785	
			30	0.5085	0.0211	0.3855	
			40	0.6780	0.0281	0.3925	
			50	0.8475	0.0351	0.3995	
			60	1.0000	0.0415	0.4059	
11	11.00	3.9952 0.4548 0.0490	10	0.1695	0.0083	0.4142	0.4348
			20	0.3390	0.0166	0.4225	
			30	0.5085	0.0249	0.4308	
			40	0.6780	0.0332	0.4391	
			50	0.8475	0.0415	0.4474	
			60	1.0000	0.0490	0.4548	
12	12.00	4.5080 0.5132 0.0584	10	0.1695	0.0099	0.4647	0.4893
			20	0.3390	0.0198	0.4746	
			30	0.5085	0.0297	0.4845	
			40	0.6780	0.0396	0.4944	
			50	0.8475	0.0495	0.5043	
			60	1.0000	0.0584	0.5132	
13	13.00	5.1263 0.5836 0.0704	10	0.1695	0.0119	0.5251	0.5548
			20	0.3390	0.0239	0.5371	
			30	0.5085	0.0358	0.5490	
			40	0.6780	0.0477	0.5609	
			50	0.8475	0.0597	0.5729	
			60	1.0000	0.0704	0.5836	
14	14.00	5.8813 0.6696 0.0859	10	0.1695	0.0146	0.5982	0.6343
			20	0.3390	0.0291	0.6127	
			30	0.5085	0.0437	0.6273	
			40	0.6780	0.0583	0.6419	
			50	0.8475	0.0728	0.6564	
			60	1.0000	0.0859	0.6696	
15	15.00	6.8162 0.7760 0.1064	10	0.1695	0.0180	0.6876	0.7324
			20	0.3390	0.0361	0.7057	
			30	0.5085	0.0541	0.7237	
			40	0.6780	0.0722	0.7418	
			50	0.8475	0.0902	0.7598	
			60	1.0000	0.1064	0.7760	
16	16.00	7.9933 0.9100 0.1340	10	0.1695	0.0227	0.7987	0.8551
			20	0.3390	0.0454	0.8214	
			30	0.5085	0.0681	0.8441	
			40	0.6780	0.0909	0.8669	
			50	0.8475	0.1136	0.8896	
			60	1.0000	0.1340	0.9100	
17	17.00	9.5042 1.0820 0.1720	10	0.1695	0.0292	0.9392	1.0116
			20	0.3390	0.0583	0.9683	
			30	0.5085	0.0875	0.9975	
			40	0.6780	0.1166	1.0266	
			50	0.8475	0.1458	1.0558	
			60	1.0000	0.1720	1.0820	
18	18.00	11.4882 1.3079 0.2259	10	0.1695	0.0383	1.1203	1.2154
			20	0.3390	0.0766	1.1586	
			30	0.5085	0.1149	1.1969	
			40	0.6780	0.1531	1.2351	
			50	0.8475	0.1914	1.2734	
			60	1.0000	0.2259	1.3079	
19	19.00	14.1658 1.6127 0.3048	10	0.1695	0.0517	1.3596	1.4879
			20	0.3390	0.1033	1.4112	
			30	0.5085	0.1550	1.4629	
			40	0.6780	0.2067	1.5146	
			50	0.8475	0.2583	1.5662	
			60	1.0000	0.3048	1.6127	

n	$n \times \Delta T$	$\frac{I_n}{Q} \Delta Q$	$\Delta t'$	$\alpha$	$\frac{Q_s}{\alpha} \cdot \Delta Q_n$	計 $Q_s + Q_{(n-1)}$	時間平均流量 $Q_{Av}$
20	20.00	17.9030 2.0382 0.4255	10	0.1695	0.0721	1.6848	1.8639
			20	0.3390	0.1442	1.7569	
			30	0.5085	0.2164	1.8291	
			40	0.6780	0.2885	1.9012	
			50	0.8475	0.3606	1.9733	
			60	1.0000	0.4255	2.0382	
21	21.00	23.3438 2.6576 0.6194	10	0.1695	0.1050	2.1432	2.4039
			20	0.3390	0.2100	2.2482	
			30	0.5085	0.3150	2.3532	
			40	0.6780	0.4200	2.4582	
			50	0.8475	0.5250	2.5632	
			60	1.0000	0.6194	2.6576	
22	22.00	31.7092 3.6100 0.9524	10	0.1695	0.1614	2.8190	3.2199
			20	0.3390	0.3229	2.9805	
			30	0.5085	0.4843	3.1419	
			40	0.6780	0.6457	3.3033	
			50	0.8475	0.8071	3.4647	
			60	1.0000	0.9524	3.6100	
23	23.00	45.5530 5.1861 1.5761	10	0.1695	0.2671	3.8771	4.5405
			20	0.3390	0.5343	4.1443	
			30	0.5085	0.8014	4.4114	
			40	0.6780	1.0686	4.6786	
			50	0.8475	1.3357	4.9457	
			60	1.0000	1.5761	5.1861	
24	24.00	70.9945 8.0826 2.8965	10	0.1695	0.4909	5.6770	6.8962
			20	0.3390	0.9819	6.1680	
			30	0.5085	1.4728	6.6589	
			40	0.6780	1.9638	7.1499	
			50	0.8475	2.4547	7.6408	
			60	1.0000	2.8965	8.0826	
25	25.00	0.0000 0.0000 -8.0826	10	0.1695	-1.3700	6.7126	3.3105
			20	0.3390	-2.7400	5.3426	
			30	0.5085	-4.1100	3.9726	
			40	0.6780	-5.4800	2.6026	
			50	0.8475	-6.8500	1.2326	
			60	1.0000	-8.0826	0.0000	

流入洪水量 $Q=8.0826$ を合成合理式を用いて算出したピーク流量 $Q_{Av}$ は6.8962となる。

この時の設計洪水流量は、 $Q_p=1.000 \times 6.8962=6.896$ となる。



# 洪水調節計算(1/100年確率)

## 諸条件

記号	項目名	式・値	単位
n	計算ステップ	$n = 24 / \Delta T$	
$\Delta T$	指定単位計算時間	$\Delta T = 1.000$ (hr)	
$I_n$	降雨強度	前項(ハイト・ハイト <sup>2</sup> 計算)の降雨強度値	(mm/hr)
Q	流量	前項(ハイト・ハイト <sup>2</sup> 計算)の単位流入量値	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{in}$	流入量	前項(ハイト・ハイト <sup>2</sup> 計算)の「単位流入量×1.000」値	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{out}$	放流量	$Q_{out} = C_f \times B \times WL^{3/2}$	(m <sup>3</sup> /s)
$C_f$	越流係数	2.100	
B	堰の有効幅	4.400	(m)
WL	水深(越流総水頭)	$WL = V / A_2$	(m)
$A_2$	満水面積	16700.0	(m <sup>2</sup> )
V	貯留量	$V_{(n-1)} + \{Q_{in(n)} + Q_{in(n-1)} - Q_{out(n)} - Q_{out(n-1)}\} \times \Delta T \times 3600 / 2$	(m <sup>3</sup> )

## 計算一覧表

n	T = n × ΔT	$I_n$	Q	$Q_{in}$	$Q_{out}$	V	WL
1	1.00	1.589	0.1068	0.1068	0.0099	174.5	0.010452
2	2.00	1.713	0.1892	0.1892	0.0601	581.5	0.034827
3	3.00	1.852	0.2044	0.2044	0.1263	954.6	0.057156
4	4.00	2.009	0.2215	0.2215	0.1738	1181.1	0.070719
5	5.00	2.187	0.2407	0.2407	0.2071	1327.4	0.079490
6	6.00	2.390	0.2626	0.2626	0.2339	1439.6	0.086204
7	7.00	2.622	0.2877	0.2877	0.2594	1542.3	0.092360
8	8.00	2.890	0.3165	0.3165	0.2864	1647.6	0.098663
9	9.00	3.201	0.3499	0.3499	0.3166	1761.8	0.105504
10	10.00	3.565	0.3889	0.3889	0.3515	1888.9	0.113115
11	11.00	3.995	0.4348	0.4348	0.3923	2032.6	0.121710
12	12.00	4.508	0.4893	0.4893	0.4407	2196.5	0.131516
13	13.00	5.126	0.5548	0.5548	0.4987	2384.9	0.142810
14	14.00	5.881	0.6343	0.6343	0.5689	2603.7	0.155920
15	15.00	6.816	0.7324	0.7324	0.6551	2860.8	0.171299
16	16.00	7.993	0.8551	0.8551	0.7628	3166.2	0.189595
17	17.00	9.504	1.0116	1.0116	0.8995	3534.1	0.211617
18	18.00	11.488	1.2154	1.2154	1.0770	3984.9	0.238611
19	19.00	14.166	1.4879	1.4879	1.3133	4548.3	0.272348
20	20.00	17.903	1.8639	1.8639	1.6378	5269.5	0.315543
21	21.00	23.344	2.4039	2.4039	2.1011	6221.7	0.372550
22	22.00	31.709	3.2199	3.2199	2.7968	7528.4	0.450805
23	23.00	45.553	4.5405	4.5405	3.9136	9418.6	0.563987
24	24.00	70.995	6.8962	6.8962	5.8866	12364.4	0.740388
25	25.00	0.000	3.3105	3.3105	5.0156	11112.5	0.665430
26	26.00	0.000	0.0000	0.0000	1.5937	5174.5	0.309859
27	27.00	0.000	0.0000	0.0000	0.3119	1744.3	0.104453
28	28.00	0.000	0.0000	0.0000	0.1264	955.4	0.057199
29	29.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0647	611.4	0.036601
30	30.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0378	426.9	0.025557
31	31.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0240	315.8	0.018905
32	32.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0162	243.3	0.014567
33	33.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0115	193.3	0.011579
34	34.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0085	157.4	0.009431

### ・ 最高水深の決定

最高水深 = 0.740388 (m) を0.001(m)単位に四捨五入すると  
= 0.740 (m) となる。

### ・ 貯留効果の判定において

設計洪水量、設計洪水水位決定の手順(基準書P36 図-3.2.2)によると「貯留計算 $Q_2$ の算出と洪水吐規模および最大水位(設計洪水水位)の決定」は、 $Q_2 < 1.000 \times Q_1$ の式が「YES」の場合 $Q_2$ 値を採用し、「NO」の場合は貯留効果の $Q_2$ 値は採用しないとしている。

前計算一覧表より貯留効果検討時の最大洪水流量 $Q_2$ は5.887 (m<sup>3</sup>/s)となり、 $1.000 \times$ ピーク流量 $Q_1$ の8.109 (m<sup>3</sup>/s)及び時間遅れでの合成合理式によるピーク流量 $Q_p$ の6.896 (m<sup>3</sup>/s)より小さいため、貯留効果を期待できる。

したがって、以降の計算では設計洪水流量 $Q$ に5.887 (m<sup>3</sup>/s)を採用する。

## 水理設計 放水路部

### 放水路始点の水利計算

- $d = \{Q_d^2 / (g \times B^2)\}^{1/3}$
- $V = Q_d / (d \times B)$
- $H_v = V^2 / (2 \times g)$

記号	項目名	値	単位	備考
d	放水路始点の水深	———	(m)	
V	放水路始点の流速	———	(m/s)	
H <sub>v</sub>	放水路始点の速度水頭	———	(m)	
Q <sub>d</sub>	設計洪水流量	5.887	(m <sup>3</sup> /s)	
B	放水路の幅	4.400	(m)	
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

各数値を式に代入すると、

- $d = \{5.887^2 / (9.800 \times 4.400^2)\}^{1/3}$   
= 0.567 (m)
- $V = 5.887 / (0.567 \times 4.400)$   
= 2.360 (m/s)
- $H_v = 2.360^2 / (2 \times 9.800)$   
= 0.284 (m)

下記の値を放水路始点の水路敷高HH<sub>1</sub>とし、放水路の計算を行う。

- HH<sub>1</sub> = 19.973 (m)

放水路上端の支配断面(限界水深が生じる断面)を起点として、下流に向かって水面形を追跡計算する。これを基に余裕高を考慮して壁高を設定する。水面追跡計算は下記の式により行う。

- $d_1 + V_1^2 / (2 \times g) + h_s = d_2 + V_2^2 / (2 \times g) + h_m$

記号	項目名	単位	備考
d <sub>1</sub>	上流断面の水深	(m)	
V <sub>1</sub>	上流断面の流速	(m/s)	
d <sub>2</sub>	下流断面の水深	(m)	
V <sub>2</sub>	下流断面の流速	(m/s)	
g	重力加速度	(m/s <sup>2</sup> )	
h <sub>s</sub>	上下流断面の水路底の高低差	(m)	
h <sub>m</sub>	上下流断面間の摩擦損失水頭	(m)	$(n^2 \times V_m^2 \times \Delta L) / R_m^{4/3}$
V <sub>m</sub>	平均流速	(m/s)	$(V_1 + V_2) / 2$
R <sub>m</sub>	平均径深	(m)	$(R_1 + R_2) / 2$
n	粗度係数		
R <sub>1</sub>	上流断面の径深	(m)	
R <sub>2</sub>	下流断面の径深	(m)	
ΔL	上下流断面間の距離	(m)	

## 水理設計 放水路部

### 水路傾斜角 $\alpha$ と垂直水深 $d'$ の算出

$$\begin{aligned} \cdot \alpha &= \tan^{-1}\{(HH_1 - HH_2) / L\} \\ &= \tan^{-1}\{(19.973 - 19.000) / 10.000\} \\ &= 5.557 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \cdot d' &= d \times \cos \alpha \\ &= 0.257 \times \cos(5.557) \\ &= 0.256 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 放水路末端のフルード数 $F_r$ の算出

$$\begin{aligned} \cdot F_r &= V / (g \times d)^{0.5} \\ &= 5.206 / (9.800 \times 0.257)^{0.5} \\ &= 3.280 \end{aligned}$$

### 垂直余裕高 $F_b$ 、鉛直余裕高 $F_b'$ と垂直側壁高 $WH$ 、鉛直側壁高 $WH'$ の算出

フルード数が1.0より大きいため射流域となる。したがって下記の式を用いて余裕高、壁高を算出する。

$$\begin{aligned} \cdot F_b &= C \times V \times d'^{0.5} \\ &= 0.10 \times 5.206 \times 0.256^{0.5} \\ &= 0.263 \text{ (m)} \end{aligned}$$

射流域での最小余裕高は0.6(m)とされているのに対し、本計算では0.6(m)を下回っているため、余裕高は最小余裕高の0.6(m)とする。

$$\cdot F_b = 0.600 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \cdot F_b' &= C \times V \times d^{0.5} \\ &= 0.10 \times 5.206 \times 0.257^{0.5} \\ &= 0.264 \text{ (m)} \end{aligned}$$

射流域での最小余裕高は0.6(m)とされているのに対し、本計算では0.6(m)を下回っているため、余裕高は最小余裕高の0.6(m)とする。

$$\cdot F_b' = 0.600 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH &= d' + F_b \\ &= 0.256 + 0.600 \\ &= 0.856 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot WH' &= d + F_b' \\ &= 0.257 + 0.600 \\ &= 0.857 \text{ (m)} \end{aligned}$$

記号	項目名	値	単位	備考
HH <sub>1</sub>	放水路始点の敷高	19.973	(m)	
HH <sub>2</sub>	放水路末端の敷高	19.000	(m)	
L	放水路の長さ	10.000	(m)	
d	放水路末端の水深	0.257	(m)	
V	放水路末端の流速	5.206	(m/s)	
g	重力加速度	9.800	(m/s <sup>2</sup> )	

## 水理設計 減勢工部(跳水部)

- ・  $F_r = V / (g \times d_2)^{0.5}$
- ・  $d = d_2 / 2 \times \{(1 + 8 \times F_r^2)^{0.5} - 1\}$
- ・  $Q = Q_d / B$
- ・  $F_b = 0.1 \times (V + d)$
- ・  $WH = d + F_b$

記号	項目名	値	単位	備考
$F_r$	跳水始点のフルード数	———		
$d$	跳水後の水深	———	(m)	
$Q$	単位幅当たり流量	———	( $m^3/s/m$ )	
$F_b$	余裕高	———	(m)	
WH	側壁高	———	(m)	
$V$	放水路部末端の流速	5.206	(m/s)	
$d_2$	放水路部末端の水深	0.257	(m)	
$Q_d$	設計洪水流量	5.887	( $m^3/s$ )	
$B$	放水路幅	4.400	(m)	
$g$	重力加速度	9.800	( $m/s^2$ )	

各数値を式に代入すると、

- ・  $F_r = 5.206 / (9.800 \times 0.257)^{0.5}$   
= 3.280
- ・  $d = 0.257 / 2 \times \{(1 + 8 \times 3.280^2)^{0.5} - 1\}$   
= 1.071 (m)
- ・  $Q = 5.887 / 4.400$   
= 1.338 ( $m^3/s/m$ )
- ・  $F_b = 0.1 \times (5.206 + 1.071)$   
= 0.628 (m)
- ・  $WH = 1.071 + 0.628$   
= 1.699 (m)

### 静水池比較表

タイプ	構造と特長	選定の基準
副ダム型	跳水の共役水深を副ダムにより人工的に保たせる型式。構造が簡単である。	減勢工設計対象流量の1.3倍程度の流量で減勢工としての機能を失う。
I型静水池	自然跳水による減勢を行う形式で小規模の場合に採用する。	長い静水池を必要とし、付属物の設置が工作の都合上不可能のような、極めて小規模な減勢工以外には使わない。
II型静水池	シュートブロック、歯型シルを設けて必要な静水池長を減じ、跳水を安定させる型式。	高水頭、大流量に適合する。 ・単位幅当り流量 45 ( $m^3/s/m$ ) 以上 ・水頭高 60 (m) 以上 ・フルード数 4.5 以上
III型静水池	シュートブロック、バフフルピア、エンドシルを設けて跳水を強制し、必要な静水池の長さを減ずるとともに跳水を安定させる型式。	低水頭、小流量に適合する。 ・単位幅当り流量 18.5 ( $m^3/s/m$ ) 以下 ・流速 18 (m/s) 以下 ・フルード数 4.5 以上
IV型静水池	シュートブロック、エンドシルを設けて減勢をはかる型式。	動揺跳水となりやすい低いフルード数(2.5~4.5)の場合に用いる。

注1)フルード数が2.5~4.5の範囲にあるときは、減勢処理がきわめて困難であるため、フルード数がこの範囲をはずれるように水路幅などを調整し、IV型静水池の使用はできるだけ避けたほうがよい。

上記一覧表を基準とし減勢工型式を選定すると、

- ・フルード数が2.5以上、4.5未満のため、IV型静水池を推奨する。

しかし、本計算では跳水式減勢工の型式は「副ダム型減勢工」を用いる。

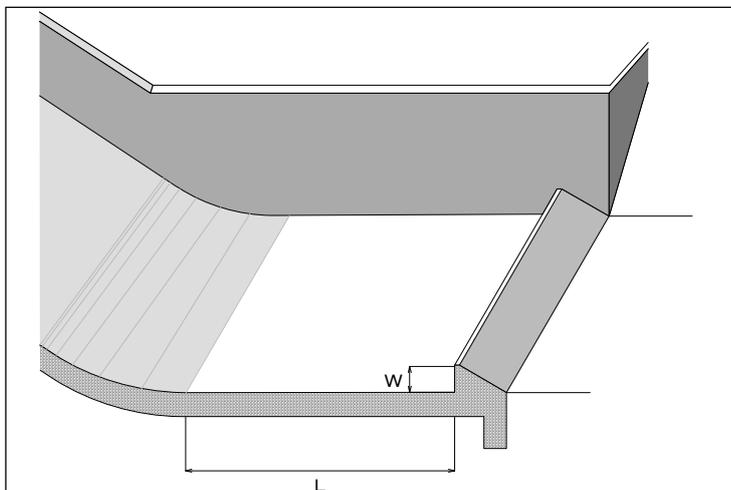
## 水理設計 減勢工部(跳水部)

### 静水池長の算出

「副ダム型減勢工」の長さLは、下記式により求めることができる。

$$\begin{aligned} \cdot L &= 6 \times d \\ &= 6 \times 1.071 \\ &= 6.426 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 副ダム型減勢工の形状



記号	計算値(m)	修正値(m)	備考
W	0.385	0.000	副ダムの高さ
L	6.426	0.000	静水池長

### 付属構造物の計算式

$$X = \{(1+2 \times F_r^2) \times (1+8 \times F_r^2)^{0.5} - 1 - 5 \times F_r^2\} / \{1+4 \times F_r^2 - (1+8 \times F_r^2)^{0.5}\} - (g^{0.5} / C \times F_r)^{2/3}$$

$$W = X \times d_2$$

記号	項目名	値	単位	備考
$F_r$	放水路末端のフルード数	3.280		
$d_2$	放水路末端の水深	0.257	(m)	
C	副ダム流量係数	2.000	( $m^{1/2}/s$ )	通常、1.9~2.0程度