

洪水調節池の施設諸元検討 (By 株式会社 ビーアイティ)

このプログラムは洪水調節計算を行うに当たり、計算時間間隔 t や余水吐断面、放水口数高などを検討するものです。また簡便法により貯留量を計算することができます。青文字部を入力し[検討ボタン]で出力します。

流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

[計算時間間隔 t の検討] 式を選択してください。

角屋式

係数 C = 60
 初期仮定到達時間 t = 60 (分)
 降雨強度 1/ 30 年確率

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{1011.444}{t^{0.644} + 3.840}$$

等流速法

流入時間は t_f = 7 (分)

流路延長 L と標高差 H

区間	L (m)	H (m)
1	500	2.3
2	300	5.5
3	800	17.2
4		
5		

土研式

流路延長 L = 1600 (m)
 標高差 H = 25.0 (m)
 L / S = 1.28 × 10⁴

土研式の適用範囲内です

計算時間間隔 t の検討

[余水吐の検討]

降雨強度は 1/ 200 年確率雨量により決定する。

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{134.8}{t^{0.3} - 1.140}$$

余水吐幅 B = 20.000 (m)
 流量係数 C_e = 1.8
 越流水深 h = 0.189 (m)
 余水吐高さ H = 0.300 (m)
 計画断面は最大流量の 1.2 倍以上の流量を放流

余水吐の検討

流域の開発状況から堆砂量及び池底面からの堆砂高さを求め、放水口の数高を検討する。

[設計堆砂量の検討]

計算式1 V_j = I × A_j

計算式2 V_j = I × [A_i + {(1/2)ⁱ × A_(j-i) }]

工事終了までの年数 N = 2 年

開発区域体積土砂量 設計値 I = 120 (m³/ha・年)

非開発区域体積土砂量 設計値 I = 5 (m³/ha・年)

j	開発区域面積 a _i (ha)	非開発区域面積 a _i (ha)
1 年目	5.090	1.480
2 年目	5.090	1.480

計算結果 計画堆砂量 1236.400 (m³)

設計堆砂量の検討

[放水口数高の検討]

計画堆砂量の池底からの堆砂高を求め、放水口数高を決定する。

調節池諸元

NO	水深(m)	標高EL(m)	面積(m ²)	貯留量(m ³)
1	0.000	86.000	1400	0
2	0.500	86.500	1600	750
3	1.000	87.000	2200	1700
4	1.500	87.500	2400	2850
5	2.000	88.000	2450	4063
6	2.740	88.740	2570	5920
7				
8				
9				

計算結果 堆砂高 EL = 86.756 (m)

放水口数高 EL = 86.800 (m) で計画する。

放水口数高の検討

[洪水調節計算(簡便法)]

流域諸元、降雨強度式、調整池諸元より簡便法で調節容量を算出する。

計画堆砂量 V_s = 1236.4 (m³) 堆砂量を考慮

計画貯水量 V_w = 3154 (m³)

計画貯留量 V = 4390.4 (m³)

HWL = 88.131 (m)

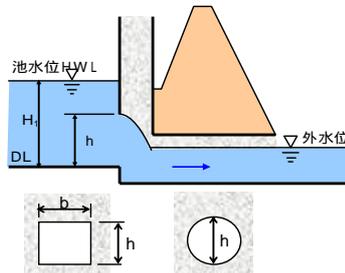
放水口名称	放水口	放水口
数高 DL =	86.800	m
許容放流量 Q =	0.400	m ³ /s
流量係数 C1 =	0.600	
流量係数 C2 =	1.750	
矩形 b =	0.350	m
矩形 h =	0.400	m
円形 h =		m

放水口は矩形 で計算します。

放水口放流量

放水口	0.395	m ³ /s
放水口	0.000	m ³ /s
放流量計	0.395	m ³ /s

許容放流量 < 0.400 m³/s ...OK



洪水調節容量の検討

洪水調節計算の計算時間間隔 t の検討

計算時間間隔 t は池への到達時間により決定する。

また洪水到達時間は角屋式 (Kinematic wave理論計算式) により求める。

$$t_c = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここに、 t_c : 洪水到達時間 (min)

A : 流域面積 (km^2)

r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

C : 流域形状、等価徐度、流域勾配及び斜面と河道との流下時間の比率の関数

防災調整池等技術基準(案)解説と
設計実例 P111

・丘陵山林地流域 $C=290$
・放牧地、ゴルフ場 $C=190 \sim 210$
・市街化区域 $C=60 \sim 90$

防災調整池等の計画と設計
P71

・水田 $C=550$
・山地 $C=350$
・市街地 $C=53$

流域状況より $C = 60$ とする。

流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

$$A = 0.066 \text{ km}^2$$

降雨強度 1/30 年確率

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{1011.444}{t^{0.644} + 3.840}$$

初期仮定到達時間を 60 (分) とし繰り返し計算を行う。

計算回数	t	r	r_e	t_c
1	60.000	56.798	48.562	8.469
2	8.469	129.700	110.894	6.343
3	6.343	141.935	121.354	6.146
4	6.146	143.264	122.490	6.126
5	6.126	143.402	122.608	6.124
6	6.124	143.415	122.620	6.124
7	6.124	143.417	122.621	6.124
8	6.124	143.417	122.621	6.124
9	6.124	143.417	122.621	6.124
10	6.124	143.417	122.621	6.124

到達時間は 6.124 (分)

従って洪水調節計算の計算時間間隔 $t = 10$ (分) とする。

洪水調節計算の計算時間間隔 t の検討

計算時間間隔 t は池への到達時間により決定する。

洪水到達時間を等流流速法により求める。

$$t_c = t_1 + t_2$$

ここに、 t_c : 洪水到達時間 (min)

t_1 : 流入時間 (min)

t_2 : 流下時間 (min)

流入時間は $t_1 = 7$ (分) とする。

流下時間は Kraven 式により流速を想定して求める。

$$t_2 = L/V \times 1/60$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (min)

L : 流路延長 (m)

V : 流速 (m/s)

	H/L 1/100	1/100 > H/L 1/200	1/200 > H/L
V(m/s)	3.5	3.0	2.1

流下時間は次のようになる。

区間	L (m)	H (m)	H/L	V (m/s)	t_2 (min)
1	500	2.3	0.00460	2.10	3.97
2	300	5.5	0.01833	3.50	1.43
3	800	17.2	0.02150	3.50	3.81
4					
5					
計					9.21

したがって、洪水到達時間は以下のようになる。

$$\begin{aligned} t_c &= t_1 + t_2 \\ &= 7.00 + 9.21 \\ &= 16.21 \text{ (分)} \end{aligned}$$

従って洪水調節計算の計算時間間隔 $t = 20$ (分) とする。

洪水調節計算の計算時間間隔 t の検討

計算時間間隔 t は池への到達時間により決定する。

洪水到達時間を土研式により求める。

$$t_c = 2.40 \times 10^{-4} \times \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.7}$$

ここに、 t_c : 洪水到達時間 (min)

L : 河道延長 (m)

S : 河道勾配

区間	L (m)	H (m)
1	500	2.3
2	300	5.5
3	800	17.2
4		
5		
計	1600	25.0

ここで、

$$\frac{L}{\sqrt{S}} = \frac{1600.0}{\sqrt{0.015625}} = 1.28 \times 10^4$$

この式の適用範囲は $4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^4$ であるため…… OK

したがって、洪水到達時間は以下のようになる。

$$t_c = 2.40 \times 10^{-4} \times \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.7}$$

$$= 0.18 \text{ (hr)}$$

$$= 10.8 \text{ (分)}$$

従って洪水調節計算の計算時間間隔 $t = 12$ (分) とする。

余水吐断面の検討

1)洪水到達時間の算定

角屋式 (Kinematic wave理論計算式) により洪水到達時間を算定する。

$$t_c = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここに、 t_c : 洪水到達時間 (min)

A : 流域面積 (km²)

r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

C : 流域形状、等価徐度、流域勾配及び斜面と河道との流下時間の比率の関数

防災調整池等技術基準(案)解説と設計実
例 P111

- ・丘陵山林地流域 C=290
- ・放牧地、ゴルフ場 C=190 ~ 210
- ・市街化区域 C=60 ~ 90

防災調整池等の計画と設計 P71

- ・水田 C=550
- ・山地 C=350
- ・市街地 C=53

$$C = 60$$

流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

降雨強度

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{134.8}{t^{0.3} - 1.140}$$

$$A = 0.066 \text{ km}^2$$

初期仮定到達時間 60 (分)とし繰り返し計算を行う。

計算回数	t	r	r_e	t_c
1	60.000	59.242	50.652	8.345
2	8.345	179.774	153.706	5.658
3	5.658	248.753	212.683	5.050
4	5.050	277.640	237.382	4.860
5	4.860	288.727	246.861	4.794
6	4.794	292.866	250.400	4.770
7	4.770	294.393	251.706	4.761
8	4.761	294.950	252.182	4.758
9	4.758	295.158	252.360	4.757
10	4.757	295.236	252.427	4.756

到達時間は 4.756 (分)

従って洪水到達時間は $t = 10$ (分)とする。

2) 降雨強度

降雨強度は1/200年確率雨量により決定する。

$$r = \frac{a}{t^n + b} = \frac{134.8}{10^{0.3} - 1.140}$$
$$= 157.612 \text{ (mm/hr)}$$

3) 計画流量

計画断面は最大流量の1.2倍以上の流量を放流できるものとする。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \times 1.20$$
$$= \frac{1}{360} \times 0.855 \times 157.612 \times 6.57 \times 1.20$$
$$= 2.951 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ただし、
 f : 流出係数
 r : 降雨強度(mm/hr)
 A : 流域面積(ha)

4) 余水吐断面

$$\text{余水吐幅 } B = 20.000 \text{ (m)}$$

$$\text{流量係数 } C_e = 1.8$$

とすると越流式 $Q = C_e \cdot B \cdot H^{3/2}$ より

$$\text{越流水深 } h = 1.5 \sqrt{\frac{2.951}{1.8 \times 20.000}} = 0.189 \text{ (m)}$$

$$\text{余水吐高さ } H = 0.300 \text{ (m)} > h \cdots \cdots \text{ OK}$$

従って余水吐は幅 $B = 20.000\text{(m)}$ 高さ $H = 0.300$ で計画する。

設計堆砂量の検討

設計堆砂量は各年毎に次式により求め、その最大値を累計する。

$$V_j = I \times A_j$$

ここに、

- V_j : j年目の体積土砂量(m³)
- I : 計画堆砂量(m³/ha・年)
- N : 工事終了までの年数
- A_j : j年目の工事工区面積(ha)

	工事終了までの年数 N =	2 年
開発区域	計画堆砂量 I =	120 (m ³ /ha・年)
非開発区域	計画堆砂量 I =	5 (m ³ /ha・年)

j	開発区域 A _j (ha)	非開発区域 A _j (ha)	V _j (m ³)	設計堆砂量 砂量 V _j (m ³)
1 年目	5.090	1.480	618.200	618.200
2 年目	5.090	1.480	618.200	1236.400

したがって堆砂量は 1236.400 (m³)として計画する。

放水口敷高の検討

計画堆砂量の堆砂高を求め、放水口敷高を決定する。

調節池諸元

水深Hi(m)	標高EL(m)	面積(m ²)	区間Voi	貯留量Vi(m ³)	位置
2.740	88.740	2570.000	1857.400	5919.900	
2.000	88.000	2450.000	1212.500	4062.500	
1.500	87.500	2400.000	1150.000	2850.000	
1.000	87.000	2200.000	950.000	1700.000	□
0.500	86.500	1600.000	750.000	750.000	
0.000	86.000	1400.000	0	0.000	

計画堆砂量V= 1236.4 (m³)

$$\begin{aligned} \text{堆積高 } h &= 0.500 + \frac{0.500 \times (1236.400 - 750.000)}{950} \\ &= 0.756 \text{ (m)} \quad \text{EL} = 86.756 \text{ (m)} \end{aligned}$$

したがって放水口敷高はEL=86.800(m)で計画する。

洪水調節容量の算定(簡便法)

1.流域諸元

区域	面積(ha)	流出係数
1	5.090	0.900
2	1.480	0.700
3		
4		
計	6.570	0.855

2.洪水調整容量の算定

$$V_i = \left[r_i - \frac{rc}{2} \right] \cdot 60 \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \dots \textcircled{1}$$

$$r_i = \frac{a}{t^n + b} \dots \textcircled{2}$$

ここに、 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度(mm/hr)
 r_e : 下流許容放流量に相当する降雨強度(mm/hr)
 t_l : 任意の降雨継続時間(min)
 f : 流出率(流出係数)
 A : 流域面積(km²)
 a, b, n : 降雨強度曲線式の定数

①、②より

$$V_i = \left[\frac{a}{t_i^n + b} - \frac{rc}{2} \right] \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \dots \textcircled{3}$$

③式をdtで微分し整理して2次方程式の根tより

$$t_i = \left\{ \frac{a(1-n)-b \cdot rc + \sqrt{(b \cdot rc + a(n-1))^2 - 4 \cdot rc/2 \cdot b(rc/2 \cdot b - a)}}{2 \cdot rc/2} \right\}^{1/n}$$

$$= \left\{ \frac{a(1-n)-b \cdot rc + \sqrt{a^2 \cdot (n-1)^2 + 2 \cdot n \cdot a \cdot b \cdot rc}}{rc} \right\}^{1/n} \dots \textcircled{4}$$

ここで、 下流許容放流量 $Q_c = 0.400$ (m³/s)
 放流量相当降雨強度

$$rc = \frac{360 \times Q_c}{f \times A} = \frac{360 \times 0.400}{0.855 \times 6.570} = 25.6$$
 (mm/hr)

降雨強度 1/30 年確率

$$r_i = \frac{1011.444}{t^{0.644} + 3.840}$$

必要調節容量が最大となる降雨の継続時間 t_i は④式より

$$t_i = 197$$
 (min)

降雨の継続時間 t_i に対応する 降雨強度

$$r_i = \frac{1011.444}{197^{0.644} + 3.840} = 29.9$$
 (mm/hr)

必要調節容量

$$V_i = \left[r_i - \frac{rc}{2} \right] \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

$$V_i = \left[29.9 - \frac{25.6}{2} \right] \times 60 \times 197 \times 0.855 \times 6.57 / 360 = 3154$$
 (m³)

3.調節池計画水位の算定

調節池諸元

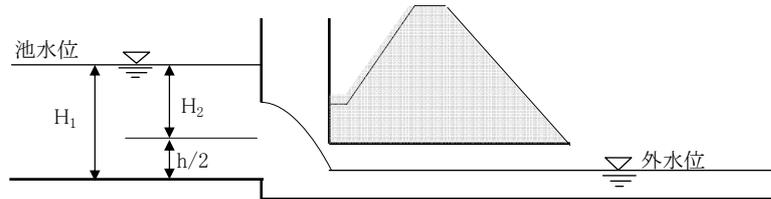
水深Hi(m)	標高EL(m)	面積(m ²)	区間Voi	貯留量Vi(m ³)	位置
					—————
2.740	88.740	2570	1857.400	5919.900	
2.000	88.000	2450	1212.500	4062.500	
1.500	87.500	2400	1150.000	2850.000	
1.000	87.000	2200	950.000	1700.000	
0.500	86.500	1600	750.000	750.000	
0.000	86.000	1400	0	0.000	

計画堆砂量 $V_s = 1236.4 \text{ (m}^3\text{)}$
 計画貯水量 $V_w = 3154.0 \text{ (m}^3\text{)}$
 計画貯留量 $V = 4390.4 \text{ (m}^3\text{)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 2.000 + \frac{0.740 \times (4390.400 - 4062.500)}{1857.4} \\
 &= 2.131 \text{ (m)} \\
 \text{HWL} &= 88.131 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.放水口の算定

放水口敷高を $EL = 86.800$ (m) とすると水深 $H_1 = 1.331$ (m)となる。

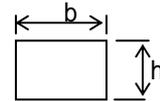


放流量は水深 H_1 と放水口高 h によって以下のように計算する。

① $0 \leq H_1 \leq 1.2 \cdot h$ のとき

(矩形) $Q = C_2 \cdot b \cdot H_1^{1.5}$

(円形) $Q = C_1 \cdot A_o \cdot (2 \cdot g \cdot H_1 / 2)^{0.5}$



② $1.2 \cdot h < H_1 < 1.8 \cdot h$ のとき

この区間は $1.2 \cdot h$ での Q と $1.8 \cdot h$ での Q を用いて直線近似として計算する。

③ $1.8 \cdot h < H_1$ のとき

$$Q = C_1 \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - h/2)}$$

ここで、
 Q : 放流量 (m^3/s)
 A_o : オリフィスの呑口流積 (m^2)
 g : 重力の加速度 = 9.8 (m/s)
 H : 池水位
 H_1 : 放水口敷高から水面までの高さ (m)

	放水口	放水口	
敷高 DL=	86.800		(m)
許容放流量 Q=	0.400		(m^3/s)
流量係数 C1=	0.600		
流量係数 C2=	1.750		
矩形 b=	0.350		(m)
矩形 h=	0.400		(m)

放水口は矩形で計算する。

計画貯留量水位での放水口からの放流量をチェックする。

放水口	0.395	(m^3/s)		
放水口	0.000	(m^3/s)		
放流量計	0.395	(m^3/s)	<	許容放流量
				0.400 (m ³ /s) ……OK