

ため池の設計洪水位の計算

件名：サンプルデータ

1 計算条件

(1) ため池諸元

貯水量	60000 (m ³)
常時満水位 F W L	+0.000 (m)
常時満水時貯水面積	16700 (m ²)
洪水の堤体越流に対する余裕率	20 (%)
用水路等からの流入量 Q fix	0.000 (m ³ /s)

h - V 曲線

h - V 曲線は、満水面積に F W L 以上の水深を掛けたものを貯留量とする。
また、出発水深は F W L とし、便宜上その水深を 0 とする。

	水深	貯留量
	h (m)	V (m ³)
1	0.000	0
2	1.000	16700

(2) 確率降雨強度式

降雨強度の算定に用いる200年確率降雨強度式は次式とする。

$$r = \frac{a}{t + b} \quad (\text{タルボット式})$$

ここに、

r ; 降雨強度 (mm/h)

t ; 降雨継続時間 (h)

a ; 地方定数 (= 377.921)

b ; 地方定数 (= 3.908)

(3) 流域面積，流域平均流出係数および流域平均洪水到達時間係数

流域平均流出係数および流域平均洪水到達時間係数は加重平均により，流域全体の流出係数および洪水到達時間係数を算定する。

流域名称	流域面積	ピーク流出係数		洪水到達時間係数	
	A (km ²)	f _p	f _p ・A	C	C・A
林地	0.1194	0.80	0.0955	280	33.432
耕地	0.0024	0.70	0.0017	280	0.672
造成地	0.0005	0.90	0.0005	280	0.140
池面	0.0167	1.00	0.0167	280	4.676
	0.1390		0.1144		38.920

流域平均流出係数

$$f_p = \frac{(f_p \cdot A)}{A} = \frac{0.1144}{0.1390} = 0.823$$

流域平均洪水到達時間係数

$$C = \frac{(C \cdot A)}{A} = \frac{38.920}{0.1390} = 280$$

(4) 洪水吐調整部断面形状

洪水吐調整部断面形状は，標準型越流堰式とし次の通りとする。

堰の有効幅 B 4.400 (m)

設計洪水時の流量係数 C_d 2.100 (m^{1/2}/s)

放流量は次式により算定する。

$$Q_d = C_d \cdot B \cdot h_d^{3/2}$$

ここに，

Q_d；放流量(m³/s)

h_d；設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭)(m)

2 設計洪水流量の計算

設計洪水流量は確率的に200年に1回起こると推定される200年確率洪水流量に 20% の余裕を見込むものとする。

200年確率洪水流量は、次に示す合理式によって推定する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A$$

ここに、

Q_p ; 洪水ピーク流量(m^3/s)

r_e ; 洪水到達時間内の平均有効降雨強度(mm/h)

A ; 流域面積(km^2)

(1) 洪水到達時間

洪水到達時間 t_p は、次の2式を同時に満足する値とする。

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

$$r_e = f_p \cdot r$$

ここに、

t_p ; 洪水到達時間(min)

C ; 洪水到達時間係数(土地利用条件に応じて異なる値)

A ; 流域面積(km^2)

f_p ; ピーク流出係数

r ; 200年降雨確率強度(mm/h)

$$r = \frac{a}{t + b} = \frac{377.921}{t + 3.908}$$

洪水到達時間計算表

計算回数	t の仮定値	確率降雨強度	有効降雨強度	洪水到達時間
n (回)	(min)	r (mm/h)	r_e (mm/h)	t_p (min)
1	10.0	92.749	76.332	39.8
2	39.8	82.672	68.039	41.4
3	41.4	82.192	67.644	41.5
4	41.5	82.163	67.620	41.5

洪水到達時間は、角屋・福島式および確率降雨強度式との同時満足解として

$$t_p = 41.5 \text{ (min)}$$

を得る。

(2) 設計洪水流量

洪水到達時間 $t_p = 41.5(\text{min})$ より, 計算時間のピッチを $60(\text{min})$ とする。

1) 降雨波形

確率降雨強度式より後方集中型の降雨波形を算定する。

$$r = \frac{a}{t + b} = \frac{377.921}{t + 3.908}$$

n	t = n · t (min)	r (mm/h)	n · r n	I _n = n · r n - (n-1) · r (n-1) (mm/h)
1	60	77.001	77.001	77.001
2	120	63.968	127.936	50.935
3	180	54.708	164.124	36.188
4	240	47.790	191.160	27.036
5	300	42.425	212.125	20.965
6	360	38.143	228.858	16.733
7	420	34.646	242.522	13.664
8	480	31.737	253.896	11.374
9	540	29.278	263.502	9.606
10	600	27.173	271.730	8.228
11	660	25.350	278.850	7.120
12	720	23.757	285.084	6.234
13	780	22.352	290.576	5.492
14	840	21.103	295.442	4.866
15	900	19.987	299.805	4.363
16	960	18.983	303.728	3.923
17	1020	18.075	307.275	3.547
18	1080	17.250	310.500	3.225
19	1140	16.497	313.443	2.943
20	1200	15.807	316.140	2.697
21	1260	15.173	318.633	2.493
22	1320	14.587	320.914	2.281
23	1380	14.045	323.035	2.121
24	1440	13.542	325.008	1.973

以上の計算結果を後方集中波形に並べて次表を得る。

n	時 間 (h:m)	降雨強度 r (mm/h)
1	000 : 00 ~ 001 : 00	1.973
2	001 : 00 ~ 002 : 00	2.121
3	002 : 00 ~ 003 : 00	2.281
4	003 : 00 ~ 004 : 00	2.493
5	004 : 00 ~ 005 : 00	2.697
6	005 : 00 ~ 006 : 00	2.943
7	006 : 00 ~ 007 : 00	3.225
8	007 : 00 ~ 008 : 00	3.547
9	008 : 00 ~ 009 : 00	3.923
10	009 : 00 ~ 010 : 00	4.363
11	010 : 00 ~ 011 : 00	4.866
12	011 : 00 ~ 012 : 00	5.492
13	012 : 00 ~ 013 : 00	6.234
14	013 : 00 ~ 014 : 00	7.120
15	014 : 00 ~ 015 : 00	8.228
16	015 : 00 ~ 016 : 00	9.606
17	016 : 00 ~ 017 : 00	11.374
18	017 : 00 ~ 018 : 00	13.664
19	018 : 00 ~ 019 : 00	16.733
20	019 : 00 ~ 020 : 00	20.965
21	020 : 00 ~ 021 : 00	27.036
22	021 : 00 ~ 022 : 00	36.188
23	022 : 00 ~ 023 : 00	50.935
24	023 : 00 ~ 024 : 00	77.001

2) 流入ハイドログラフ

合理式より，降雨強度からため池流入洪水のハイドログラフを算出する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f_p \cdot r \cdot A$$

$$\text{流入量} = 1.2 \times Q + Q_{\text{fix}}$$

n	継続時間 t (min)	降雨強度 r (mm/h)	Q (m ³ /s)	流入量 (m ³ /s)
1	60	1.973	0.0627	0.075
2	120	2.121	0.0674	0.081
3	180	2.281	0.0725	0.087
4	240	2.493	0.0792	0.095
5	300	2.697	0.0857	0.103
6	360	2.943	0.0935	0.112
7	420	3.225	0.1025	0.123
8	480	3.547	0.1127	0.135
9	540	3.923	0.1247	0.150
10	600	4.363	0.1386	0.166
11	660	4.866	0.1546	0.186
12	720	5.492	0.1745	0.209
13	780	6.234	0.1981	0.238
14	840	7.120	0.2263	0.272
15	900	8.228	0.2615	0.314
16	960	9.606	0.3052	0.366
17	1020	11.374	0.3614	0.434
18	1080	13.664	0.4342	0.521
19	1140	16.733	0.5317	0.638
20	1200	20.965	0.6662	0.799
21	1260	27.036	0.8591	1.031
22	1320	36.188	1.1499	1.380
23	1380	50.935	1.6186	1.942
24	1440	77.001	2.4469	2.936

以上により，設計洪水流量Q1を得る。

$$Q1 = 2.936 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

3 設計洪水位の計算

ため池への流入および放流による水位変動は、流入量 I と流出量 O との差がため池に水平に貯留するものとして連続の式を用いて求める。

$$I - O = \frac{dV}{dt}$$

$$V(t + \Delta t) = V(t) + \{I(t + \Delta t/2) - O(t + \Delta t/2)\} \cdot \Delta t$$

$$I(t + \Delta t/2) = \frac{I(t + \Delta t) + I(t)}{2}$$

$$O(t + \Delta t/2) = \frac{O(t + \Delta t) + O(t)}{2}$$

ここに、

V ; 貯留量(m³) V = f(H)

H ; 水位(m)

I ; 流入量(m³/s)

O ; 放流量(m³/s) O = f(H)

t ; 計算時間のピッチ

(1) 洪水調節計算

計算時刻	継続時間	流入量	放流量	水位	貯留量	備考
(h:m)	t (min)	Qi(m ³ /s)	Qo(m ³ /s)	H(m)	V(m ³)	
001:00	60	0.075	0.006	0.007	124	
002:00	120	0.081	0.027	0.021	345	
003:00	180	0.087	0.049	0.031	509	
004:00	240	0.095	0.067	0.038	627	
005:00	300	0.103	0.082	0.043	715	
006:00	360	0.112	0.094	0.047	785	
007:00	420	0.123	0.106	0.051	848	
008:00	480	0.135	0.118	0.055	910	
009:00	540	0.150	0.131	0.058	976	
010:00	600	0.166	0.145	0.063	1048	
011:00	660	0.186	0.162	0.068	1128	
012:00	720	0.209	0.182	0.073	1219	
013:00	780	0.238	0.206	0.079	1324	
014:00	840	0.272	0.236	0.087	1447	
015:00	900	0.314	0.271	0.095	1589	
016:00	960	0.366	0.315	0.105	1757	
017:00	1020	0.434	0.372	0.117	1961	
018:00	1080	0.521	0.445	0.132	2210	
019:00	1140	0.638	0.542	0.151	2520	
020:00	1200	0.799	0.675	0.175	2918	
021:00	1260	1.031	0.864	0.206	3441	
022:00	1320	1.380	1.148	0.249	4159	
023:00	1380	1.942	1.601	0.311	5190	
024:00	1440	2.936	2.392	0.406	6783	最大
025:00	1500	0.000	1.523	0.301	5021	
026:00	1560	0.000	0.307	0.103	1726	
027:00	1620	0.000	0.125	0.057	948	
028:00	1680	0.000	0.064	0.036	608	
029:00	1740	0.000	0.037	0.025	425	
030:00	1800	0.000	0.024	0.019	314	
031:00	1860	0.000	0.016	0.015	242	
032:00	1920	0.000	0.011	0.012	193	
033:00	1980	0.000	0.008	0.009	157	

計算時刻	継続時間	流入量	放流量	水位	貯留量	備考
(h:m)	t (min)	Qi(m ³ /s)	Qo(m ³ /s)	H(m)	V(m ³)	
034:00	2040	0.000	0.006	0.008	130	
035:00	2100	0.000	0.005	0.007	110	
036:00	2160	0.000	0.004	0.006	94	

以上により，最大放流量Q2を得る。

$$Q2 = 2.392 \text{ (m}^3\text{/s)} \quad Q1$$

(2) 設計洪水位

洪水調節計算結果より，最大の水深(越流総水頭)は 0.406(m) となる。

よって，設計洪水位HWLは次の通り求められる。

$$\begin{aligned}
 \text{設計洪水位HWL} &= \text{FWL} + h1 \\
 &= (+0.000) + 0.406 \\
 &= +0.406 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに，

FWL ; 常時満水位(m)

h1 ; 越流総水頭(m)