

洪水調節池の設置に係る留意事項

◎ 洪水調節池設置の考え方

I 洪水調節池の設置等が必要か否かの検討

・河川等の改修又は洪水調節池の設置が必要であるか否かの検討は、次の順序により検討する。

- 1 検討地点の選定
- 2 各検討地点の平均流出係数等の算出
- 3 各検討地点における河川等の断面の調査及び流速・流量の算出
- 4 開発中及び開発後の30年確率雨量降雨時ピーク流量と検討地点の流下能力との比較
(河川等の改修又は洪水調節池の設置が必要か否かの判定)

なお、排水を導く河川等の管理者との打合せにおいて必要と認められる場合には、50年確率で想定される雨量強度における開発中及び開発後のピーク流量を開発前のピーク流量以下にまで調節できるものとする。以下同じ。

II 洪水調節池の設置の場合における必要洪水調節容量の算出

・洪水調節池の必要洪水調節容量等を次により算定する。

- 1 現況河川等の流下能力に相当する雨量強度の確率年(n年)の算出
- 2 n年確率降雨時ピーク流量等の算出
- 3 開発中及び開発後の5年確率降雨時ピーク流量等の算出
- 4 許容放流量の算出
別記 やむを得ず洪水調節池を経由しないで直接放流する転用区域(直接放流域)が生じる場合の許容放流量の考え方
- 5 洪水調節池の必要調節容量の算出

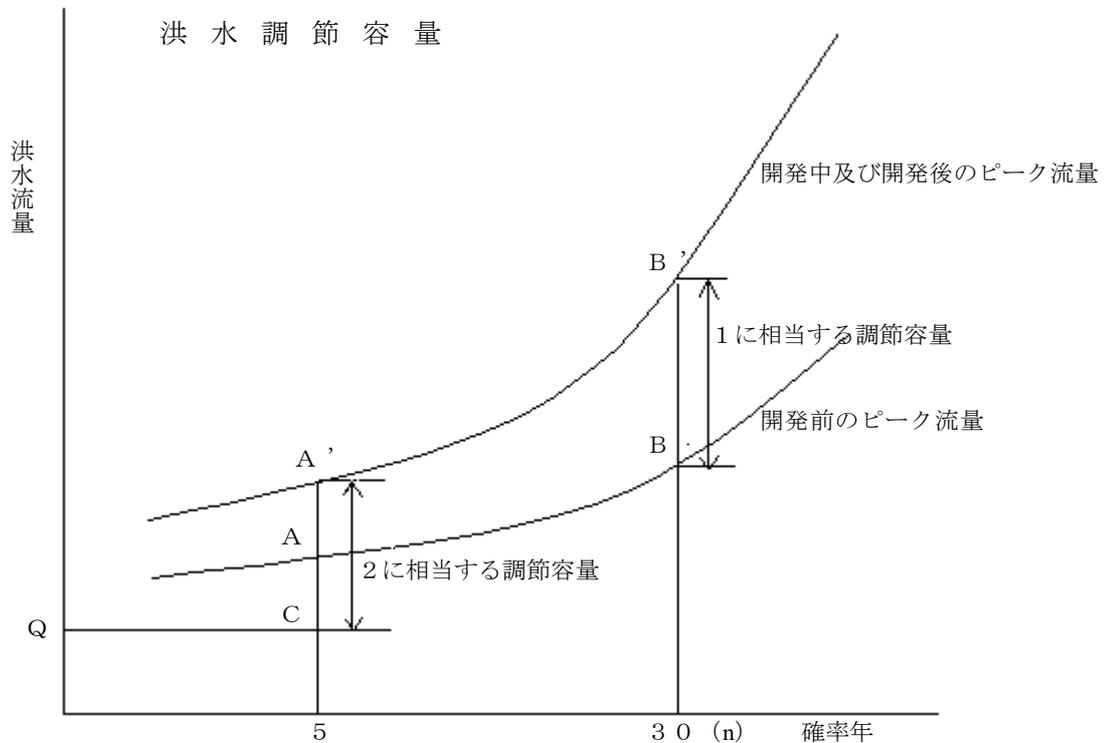
III 洪水調節池の構造

- 1 排水孔の断面積、調節有効水深等
- 2 余水吐の設計
- 3 堤体の安全性の確認(構造計算等)

なお、洪水調節容量及び余水吐の能力の設計に適用する雨量強度については、開発行為を行う流域の河川整備基本方針において、降雨量の設定に当たって気候変動を踏まえた降雨量変化倍率を採用している場合には、河川管理者と協議のうえ必要に応じて適用する雨量強度に当該降雨量変化倍率を用いるものとする。

◎ 洪水調節池設置の考え方

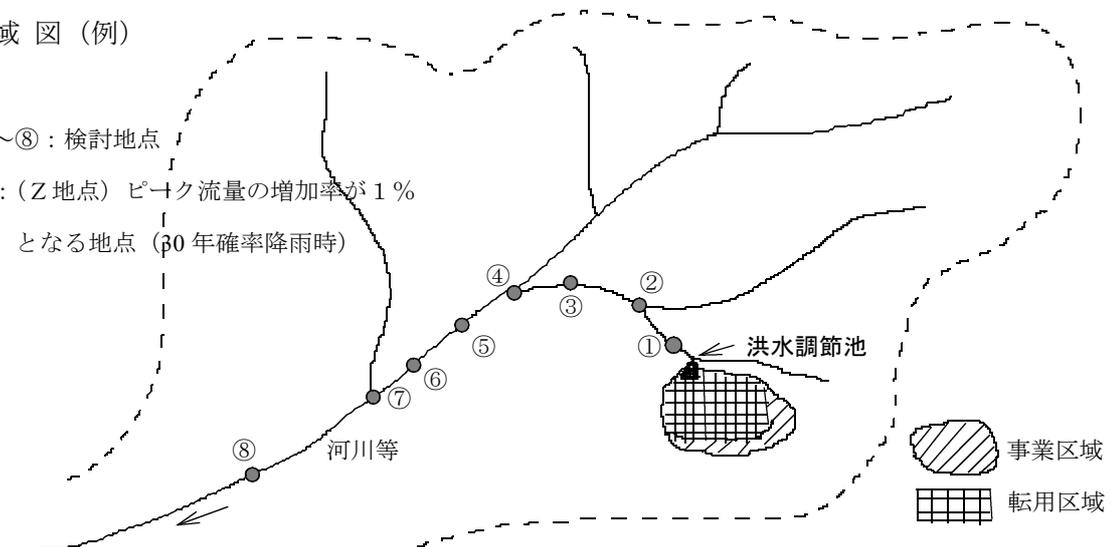
- 1 30年確率及びn年確率で想定される降雨強度における開発中及び開発後（以下「開発後」という。）のピーク流量(B')を開発前のピーク流量(B)以下まで調節できるもの(下図のBB'部分に相当)
 - 2 開発行為の施工前において、すでに5年確率で想定される降雨強度におけるピーク流量(A)が下流における流下能力(C)を越える場合は、その越える流量(AC部分に相当)も調節できるもの(下図のA'C部分に相当)
- ∴ 洪水調節池の必要調節容量は、Ⅲ洪水調節池の構造1の(1)～(3)により検討すること。



流域図(例)

①～⑧：検討地点

⑧：(Z地点) ピーク流量の増加率が1%となる地点(30年確率降雨時)



I 洪水調節池の設置等が必要か否かの検討

- ・河川等の改修又は洪水調節池の設置が必要であるか否かの検討は、次の順序により検討する。

1 検討地点の選定

- ・検討地点は、洪水調節池の放流口から、河川等において開発により30年確率降雨で想定されるピーク流量の増加率が1%となる地点（以下「Z地点」という。）までの区間で、狭窄部及び当該河川等の管理者の指定する地点等とする。

なお、Z地点は、開発行為に係る区域（以下「転用区域」という。）面積の100倍以上の流域を持つ地点としても差し支えない。

(1) 開発前・中・後の30年確率降雨時のピーク流量の算出

開発前・中・後の30年確率で想定されるピーク流量は、次式により算出し、様式1「洪水調節池の必要性に係る各検討地点の計算結果とりまとめ表」にそれぞれの計算結果等を記入し整理すること。

[開発前]

$$R_{30} = \frac{b}{T_{30}^n + a} \quad (\text{君島式})$$

$$T_{30} = C \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^{0.22} (R_{30} \cdot F)^{-0.35} \quad (\text{角屋式})$$

$$Q_{30} = \frac{1}{360} \cdot F \cdot R_{30} \cdot A \quad (\text{合理式})$$

R_{30} : 君島式による開発前の30年確率降雨強度 (mm/hr)

※ R'_{30} : 開発中及び開発後

T_{30} : 開発前の30年確率降雨継続時間 (min)

※ T'_{30} : 開発中及び開発後

Q_{30} : 開発前の30年確率降雨時のピーク流量 (m^3/sec)

※ Q'_{30} : 開発中及び開発後

$a \cdot b \cdot n$: 君島式の定数（この場合は、30年確率での定数）

(注)①排出先の河川は、表1「河川の地区別区分」によること。

②君島式の定数は、表2「各地区における君島式の定数」を適用すること。

A : 流域の集水区域面積 (ha)

F : 開発前の平均流出係数

※ F' : 開発中及び開発後

C : 角屋式の定数（表3を参照）

- ※ R_{30} 、 T_{30} については、最初に T_{30} を仮定し、君島式に代入し、それにより算出された R_{30} を角屋式に代入し、さらに算出された T_{30} を君島式に代入するということを繰り返す。この結果により R_{30} 、 T_{30} はある値に収束する。この値を R_{30} 、 T_{30} の値とする。

[開発中及び開発後]

- ・ R'_{30} 、 T'_{30} は、開発前と同様に算出する。

$$Q'_{30} = \frac{1}{360} \cdot F' \cdot R'_{30} \cdot A$$

(2) ピーク流量の増加率は、次式により求める。

$$\text{ピーク流量の増加率(\%)} = (Q'_{30} - Q_{30}) / Q_{30} \times 100$$

表1 河川の地区別区分

排出先の河川が、愛知県のどの地区に属しているかを下記により調査し、それぞれの該当する地区の「君島式の定数」を使用すること。

地区名	適用河川	代表観測所
名古屋地区	<ul style="list-style-type: none"> ・ 矢作川本川以西の各河川 ・ 矢作川支川のうち、河口から籠川合流点までの間に合流する右(岸)支川。ただし、籠川及びその支川は、適用する。 	名古屋 (気象庁)
小原地区	<ul style="list-style-type: none"> ・ 矢作川右(岸)支川のうち、籠川合流点より上流で合流する各河川 ・ 矢作川左(岸)支川のうち、巴川合流点より介木川合流点までの間に合流する各河川。ただし、介木川及びその支川は、適用する。 なお、籠川・巴川及びその支川は、適用しない。 	大草 (国土交通省)
岡崎地区	<ul style="list-style-type: none"> ・ 矢作川左(岸)支川のうち、河口より巴川合流点までの間に合流する各河川。ただし、巴川及びその支川は、適用する。 ・ 二級河川のうち、北浜川、矢崎川、鳥羽川、八幡川は、適用する。 	岡崎 (気象庁)
豊橋地区	<ul style="list-style-type: none"> ・ 豊川水系の各河川のうち、河口より大入川合流点までの間に合流する各支川。ただし、大入川は、適用する。 ・ 二級河川のうち、拾石川以東及び渥美半島の各河川 	豊橋市野田 下水処理場 (豊橋市)
設楽地区	<ul style="list-style-type: none"> ・ 矢作川水系左(岸)支川のうち、介木川合流点より上流で合流する各河川。ただし、介木川は、適用しない。 ・ 豊川水系の各河川のうち、大入川合流点から上流で合流する各河川 ただし、大入川は、適用しない。 ・ 天竜川水系の各河川 	田口 (国土交通省)

※ 愛知県河川課資料（詳細は、建設事務所にお問い合わせください。）

表2 各地区における君島式の定数

名古屋地区

確率年	n	a	b
1.1	0.61	0.551	281.2
2	0.70	4.245	811.6
3	0.72	6.079	1112.7
4	0.73	7.412	1332.9
5	0.74	8.805	1547.1
6	0.74	9.251	1651.6
7	0.74	9.635	1742.3
8	0.75	11.006	1944.6
9	0.75	11.398	2023.5
10	0.75	11.717	2095.0
20	0.77	16.946	2973.5
30	0.78	20.475	3587.2
50	0.79	25.181	4444.3
100	0.81	34.974	6165.2

小原地区

確率年	n	a	b
1.1	0.74	7.419	713.5
2	0.77	7.952	1317.5
3	0.76	7.620	1464.3
4	0.76	8.138	1624.5
5	0.75	7.750	1642.3
6	0.75	8.111	1740.5
7	0.74	7.593	1711.3
8	0.74	7.897	1781.9
9	0.74	8.150	1844.6
10	0.74	8.408	1902.3
20	0.72	8.345	2022.3
30	0.72	9.370	2246.3
50	0.71	9.736	2386.4
100	0.71	11.669	2807.9

岡崎地区

確率年	n	a	b
1.1	0.62	2.192	274.5
2	0.67	4.765	674.6
3	0.69	6.220	912.8
4	0.70	7.002	1070.6
5	0.70	7.097	1142.6
6	0.71	7.984	1280.6
7	0.71	8.054	1331.6
8	0.72	9.000	1467.1
9	0.72	9.102	1508.0
10	0.72	9.097	1542.2
20	0.74	11.468	2014.6
30	0.76	14.092	2461.6
50	0.77	15.786	2845.4
100	0.79	19.355	3566.4

豊橋地区

確率年	n	a	b
1.1	0.65	3.849	434.0
2	0.68	5.769	804.2
3	0.69	6.736	1004.0
4	0.70	7.784	1179.4
5	0.70	7.986	1262.2
6	0.70	8.177	1330.6
7	0.70	8.345	1389.4
8	0.70	8.431	1438.7
9	0.71	9.508	1586.0
10	0.71	9.644	1630.4
20	0.72	11.570	2063.3
30	0.72	12.237	2267.5
50	0.73	14.318	2711.1
100	0.74	17.124	3352.9

設楽地区

確率年	n	a	b
1.1	0.64	5.600	552.5
2	0.58	4.492	615.8
3	0.57	4.269	664.1
4	0.56	3.813	668.4
5	0.55	3.369	656.5
6	0.55	3.375	681.4
7	0.54	2.925	654.5
8	0.54	2.931	670.5
9	0.54	2.879	682.7
10	0.54	2.845	693.8
20	0.53	2.263	710.5
30	0.53	2.130	743.0
50	0.52	1.613	727.7
100	0.51	1.073	717.2

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

r : 降雨強度 (mm/hr)

t : 洪水到達(降雨継続)時間 (min)

a・b・n : 君島式の定数

2 各検討地点の平均流出係数等の算出

- (1) 各検討地点の「集水区域面積」及び「地況(土地の利用状態)」を調査し、様式2「各検討地点の流出係数及び角屋式の定数等とりまとめ表」に整理する。(以下同様。)
- (2) 各検討地点における「平均流出係数」を面積加重平均により求める。
- (3) 各検討地点における「平均の角屋式の定数」を面積加重平均により求める。

○ 流出係数(F)及び角屋式の定数(C)は、次の表を参考にすること。

表3 角屋式の定数(C)

地況(土地の利用状態)	定数(C)
水田	660
山林、森林	350
畑	210
丘陵地、放牧地、公園、緑地	210
市街地、造成地	53
水面	53
既設のゴルフ場	210
ゴルフ場の開発(コース等)	53
ゴルフ場の開発(残置・造成森林)	350
太陽光発電施設	53

表4 流出係数(F)

地況(土地の利用状態)	流出係数(F)
水田	0.7
山地、森林	0.7
造成森林(土石採取を除く)	0.7
土石採取における転用部分	0.9
法面(土石採取を除く)	0.8
畑、原野	0.6
一般市街地、緑地	0.8
密集市街地、造成地	0.9
水面	1.0
既設のゴルフ場	0.9
ゴルフ場の開発(コース等)	1.0
ゴルフ場の開発(残置・造成森林)	0.7
太陽光発電施設	0.9 ~ 1.0

3 各検討地点における河川等の断面の調査及び流速・流量の算出

- (1) 各検討地点における河川又は排水施設の断面を調査する。
- (2) 調査項目は、(河川)勾配、(排水)断面積、径深を求める。
- (3) 流速(v)は、次式により算出し、様式3「各検討地点における流速等とりまとめ表」に整理する。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{マンニング式})$$

v : 平均流速 (m/sec)

n : 粗度係数

R : 径 深 (m)

I : 勾 配

- (4) 流下可能流量(Q_{pc})は、次式により算出し、様式1に整理する。

$$Q_{pc} = a \cdot v \quad (\text{流速式})$$

Q_{pc} : 流下可能流量 (m³/sec)

a : 断面積 (m²)

v : 流 速 (m/sec)

4 開発中及び開発後の30年確率降雨時ピーク流量と検討地点の流下能力との比較

3で算出した各検討地点の流下可能流量(Q_{pc})と1で算出した開発中及び開発後の30年確率降雨時ピーク流量(Q'_{30})とを比較する。

このとき、 $Q_{pc} < Q'_{30}$ となる検討地点があれば、河川等の改修又は洪水調節池の設置をしなければならない。

なお、すべての検討地点において、 $Q_{pc} \geq Q'_{30}$ であれば、洪水調節池の設置等は不要である。

II 洪水調節池の設置の場合における必要洪水調節容量の算出

1 現況河川等の流下能力に相当する雨量強度の確率年(n年)の算出

(1) Iの3で求めた現況河川等の流下可能流量(Q_{pc})をもとに、流下能力見合降雨強度(R_{pc})及び洪水到達時間(T_{pc})を次式により求める。

$$R_{pc} = \frac{Q_{pc}}{A \cdot F} \cdot 360 \quad (\text{合理式})$$

$$T_{pc} = C \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^{0.22} \cdot (R_{pc} \cdot F)^{-0.35} \quad (\text{角屋式})$$

R_{pc} : 流下能力見合降雨強度 (mm/hr)

Q_{pc} : 現況河川の流下可能流量 (m^3/sec)

T_{pc} : 洪水到達時間 (min)

C : 角屋式の定数 (流域の地況(土地の利用状態)で決まる定数)

A : 流域の集水区域面積 (ha)

F : 流域の平均流出係数

(2) 上記の計算式により算出された T_{pc} と表2の定数を、君島式に代入することにより算出される降雨強度と上記の計算式で算出された R_{pc} を比較して(又は確率降雨強度曲線を利用して)、その地点の流下能力に相当する降雨強度の確率年(n年)を調べる。(注: 確率降雨強度曲線は、「愛知県の確率降雨(発行: 平成18年1月、編集: 愛知県河川課)」のものを使用すること。)

2 n年確率降雨時ピーク流量等の算出

1で求めたnの値が $5 \leq n < 30$ の検討地点においてはIの1の式を使い、1で求めたn年確率降雨時の開発前後におけるピーク流量・雨量強度・洪水到達(降雨継続)時間を求め、様式1「洪水調節池の必要性に係る各検討地点の計算結果とりまとめ表」に整理する。

3 開発中及び開発後の5年確率降雨時ピーク流量等の算出

1で求めたnの値が $n < 5$ の検討地点においてはIの1の式を使い、開発中及び開発後の5年確率降雨時ピーク流量・確率降雨強度・洪水到達時間を求め、様式1に整理する。

4 許容放流量の算出

洪水調節池の設置後における転用区域の排水は、原則として洪水調節池を経由して河川等に放流すること。ただし、転用区域の一部(進入路部分等)の排水を、やむを得ず、直接放流しなければならない場合は、別記「やむを得ず洪水調節池を経由しないで直接放流する転用区域が生じる場合の許容放流量の考え方」を参照すること。

各検討地点における30年、n年、5年確率降雨時の許容放流量等を次式により求め、様式1に整理する。この結果をもとに各確率降雨時の許容放流量が最小になる地点を求める。

(1) 30年確率降雨時の許容放流量 (q_{30})

次式により算出する。

$$q_{30} = Q_{30} \cdot \frac{a \cdot f}{A \cdot F}$$

q_{30} : 開発前の30年確率降雨時の許容放流量 (m^3 / sec)

Q_{30} : 開発前の30年確率降雨時ピーク流量 (m^3 / sec)

a : 洪水調節池の集水区域面積 (ha)

A : 検討地点の集水区域面積 (ha)

f : 開発前の洪水調節池集水区域の平均流出係数

F : 開発前の検討地点集水区域の平均流出係数

(2) n年確率降雨時の許容放流量 (q_n)

次式により算出する。

$$q_n = Q_n \cdot \frac{a \cdot f}{A \cdot F}$$

q_n : 開発前のn年確率降雨時の許容放流量 (m^3 / sec)

Q_n : 開発前のn年確率降雨時ピーク流量 (m^3 / sec)

(3) 5年確率降雨時の許容放流量 (q_{pc}) [$n < 5$ のとき]

次式により算出する。

$$q_{pc} = Q_{pc} \cdot \frac{a \cdot f}{A \cdot F}$$

q_{pc} : 開発前の現況流下能力対応の許容放流量 (m^3 / sec)

Q_{pc} : 開発前の現況流下可能流量 (m^3 / sec)

別記

やむを得ず洪水調節池を経由しないで直接放流する転用区域（以下「直接放流域」という。）が生じる場合の許容放流量の考え方

- 1 直接放流域も洪水調節池を経由すると仮定し、その集水区域に対応する開発前の各条件(30年、n年、5年)での許容放流量を算出する。

IIの4の各式によりそれぞれ次の許容放流量を算出する。

$q(a+y)_{30}$: 開発前における30年確率降雨時の許容放流量 (m^3/sec)

$q(a+y)_n$: " n年 " " " (m^3/sec)

$q(a+y)_{pc}$: " 現況流下能力対応の " " " (m^3/sec)

a : 洪水調節池の集水区域面積 (ha)

y : 直接放流域(転用区域)の面積 (ha)

- 2 1により算出された許容放流量に対応する直接放流域からの開発中及び開発後の放流量(直接放流量)を次式により算出する。

$$q'_{y30} = \frac{1}{360} \cdot f'_y \cdot R'_{30} \cdot y \quad (\text{合理式})$$

$$q'_{yn} = \frac{1}{360} \cdot f'_y \cdot R'_n \cdot y$$

$$q'_{y5} = \frac{1}{360} \cdot f'_y \cdot R'_5 \cdot y$$

q'_{y30} : 直接放流域からの30年確率降雨時の流出量 (m^3/sec)

q'_{yn} : " n年確率降雨時の流出量 (m^3/sec)

q'_{y5} : " 5年確率降雨時の流出量 (m^3/sec)

R'_{30} : $q'(a+y)_{30}$ 対応の降雨強度 (mm/hr)

R'_n : $q'(a+y)_n$ 対応の降雨強度 (mm/hr)

R'_5 : $q'(a+y)_5$ 対応の降雨強度 (mm/hr)

y : 直接放流域(転用区域)の区域 (ha)

f'_y : 直接放流域(転用区域)の開発中及び開発後の平均流出係数

- 3 洪水調節池からの許容放流量の算出

許容放流量の算出は、次式により算出する。

$$q_{30} = q(a+y)_{30} - q'_{y30}$$

$$q_n = q(a+y)_n - q'_{yn}$$

$$q_{pc} = q(a+y)_{pc} - q'_{y5}$$

5 洪水調節池の必要調節容量(V)の算出

洪水調節池の必要調節容量は、原則として簡便法(一般式)により算出する。

ただし、1つの洪水調節池に排水孔が2か所以上ある場合及び複数の洪水調節池を管で接続するような場合は、厳密計算法により算出すること。

(1) 簡便法(一般式)

次の「一般式」を用い、洪水調節池の集水区域における30年、n年及び5年のそれぞれの確率降雨により想定されるピーク流量を30年、n年及び5年のそれぞれの確率降雨に対する洪水調節池からの最小の許容放流量に調整できる容量を算出し、様式4に整理する。

ただし、許容放流量の比流量が $0.05 \text{ m}^3 / \text{sec} / \text{ha}$ 以上となる場合には、必要洪水調節容量は、簡便法の誤差を見込んで計算結果の必要洪水調節容量を1.1倍に調整した容量とすること。

$$r_c = \frac{q}{A \cdot f'} \cdot 360 \quad (\text{合理式})$$

$$t_{\max} = \left(\frac{-\{r_c \cdot a + b(n-1)\} + \sqrt{\{r_c \cdot a + b(n-1)\}^2 - 2r_c \cdot a \left(\frac{r_c}{2} \cdot a - b\right)}}{r_c} \right)^{1/n}$$

$$V = \left(\frac{b}{t_{\max}^n + a} - \frac{r_c}{2} \right) \cdot t_{\max} \cdot f' \cdot A \cdot \frac{1}{6}$$

r_c : (各条件での) 許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr)

q : (各条件での) 許容放流量 (m^3 / sec)

t_{\max} : 必要洪水調節容量が最大となる降雨継続時間 (min)

V : 必要洪水調節容量 (m^3)

A : 洪水調節池の集水区域面積 (ha)

f' : 洪水調節池集水区域面積の開発中及び開発後の平均流出係数

a, b, n : 君島式の定数 (表2「各地区における君島式の定数」を参照)

・許容放流量の比流量は、(q / A) で求める。

(2) 厳密計算法

① 各条件での降雨強度は、(1)と同様に求める。

ただし、降雨波形は中央集中型、又は後方集中型とする。

② 各条件での許容放流量は、(1)と同様に求める。

③ 時間のピッチについては30分以下で、降雨継続時間は24時間分とする。

Ⅲ 洪水調節池の構造

1 排水孔の断面積、調節有効水深等

(1) 次式により、30年、n年及び5年のそれぞれの確率降雨に対する洪水調節池からの最小の許容放流量を超えず、かつⅡ-5で算出した必要洪水調節容量が確保できる排水孔の断面積(S)及び調節有効水深(H)となる洪水調節池を設計すること。

※n年確率降雨時の許容放流量を超えず、かつ、30年確率降雨時の必要洪水調節容量を確保できる排水孔の断面積及び調節有効水深を算出する際に、n年確率降雨時の許容放流量に代えて現況流下能力対応の許容放流量を使用しても差し支えない。

$$S = \frac{q}{C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$$

S : 排水孔の断面積 (m²)

q : 許容放流量 (m³/sec)

C : 流量係数 (ベルマウス※を有するとき : C = 0.85 ~ 0.9、有しないとき : C = 0.6)

g : 重力加速度 (9.8 m/sec²)

H : 調節有効水深 (m)

※ベルマウス=釣鐘状の管路流入形状

(2) なお、実際に設置する排水孔の断面寸法及び有効水深(実施設計値)から放流量(q)を逆算し、その放流量においてⅡ-5の必要洪水調節容量を満足するかどうか再チェックすること。

(3) また、当該洪水調節池に流入する土砂の堆砂量(必要堆砂量)を見込んだ容量を、排水孔より下に確保すること。

2 余水吐の設計

(1) 余水吐の設計上の洪水流量(Q'200)は、次式により算出すること。

$$Q'_{200} = C' \cdot Q_{200}$$

Q'200 : 余水吐の設計上の洪水流量 (m³/sec)

C' : 安全率 (コンクリートダム : C' = 1.2、フィルダム : C' = 1.44)

Q200 : 200年確率の洪水流量 (m³/sec)

なお、「200年確率の洪水流量」は、次式により算出すること。

$$Q_{200} = \frac{1}{360} \cdot f' \cdot r_{200} \cdot a$$

Q200 : 200年確率の洪水流量 (m³/sec)

f' : 開発後の集水区域面積(A)の平均流出係数

r_{200} : 200年確率の設計雨量(降雨)強度 (mm/hr) ※

a : 集水区域面積 (ha)

※ r_{200} は、次表の値を使用すること。

集水区域面積	単位時間 (雨水到達時間)	本県の200年確率で想定される設計雨量強度 (mm/hr)				
		名古屋	小原	岡崎	豊橋	設楽
50 ha 以下	10分	156	172	148	159	185
50 ~ 100 ha 以下	20分	142	148	127	138	138
100 ~ 500 ha 以下	30分	131	131	112	124	116

(参考)
$$r_{200} = \frac{b}{t^n + a} \quad (\text{君島式により降雨強度を求める。})$$

(2) [余水吐の流量(越流量)(Q'_{200})]は、次式により算出すること。

$$Q'_{200} = \frac{2}{15} \cdot C \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot (2bu + 3B)$$

Q'_{200} : 余水吐の流量(越流量) (m^3/sec)

C : 流量係数

(ベルマウスを有するとき $C = 0.85 \sim 0.9$ 、ベルマウスを有しないとき $C = 0.6$)

g : 重力加速度 ($9.8 m/sec^2$)

h : 越流水深 (m)

bu : 余水吐の上長 (m)

B : 余水吐の下長 (m)

※ 上の式において、 $C = 0.6$ とすれば

ア 余水吐の断面が長方形の場合は

$$Q'_{200} = 1.77B \cdot h^{3/2}$$

イ 余水吐の断面が台形の場合は

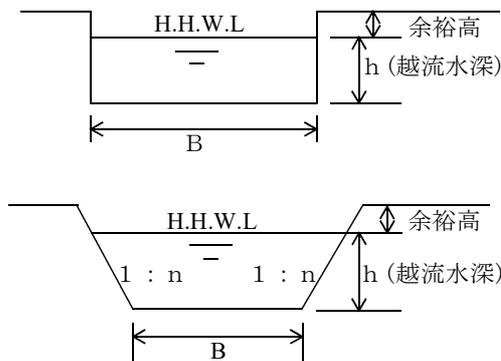
(ア) 側壁勾配が 1 : 1 のとき

$$Q'_{200} = (1.77B + 1.42h) \cdot h^{3/2}$$

(イ) 側壁勾配が 1 : 0.5 のとき

$$Q'_{200} = (1.77B + 0.71h) \cdot h^{3/2}$$

となる。



なお、設計に当たっては、更に余裕高を見込んで設計すること。

3 堤体の安全性の確認(構造計算等)

堤体の構造は治山技術基準解説等により、その安全性を確保して設計すること。

(地盤支持力があること、土圧及び水圧等に耐えうる施設であることを示す根拠や計算書等を適宜添付すること。)

(参考図書)

洪水調節池の設計等に関する技術基準については、次の図書を参照すること。

- ① 大規模宅地開発に伴う調節池技術基準(案)(大規模宅地開発に伴う調節池技術基準(案)策定委員会の発表)
- ② 防災調節池技術基準(案)(日本住宅公団及び社団法人日本河川協会の発表)
- ③ 防災調節池設計計算例(日本住宅公団及び社団法人日本河川協会の発表)
- ④ 治山技術基準解説(総則・山地治山編)(社団法人日本治山治水協会 H21.10 発行)

【参考】

1 マニング式における粗度係数

区 分	溪 床 の 状 況	粗 度 係 数 (n)	
		範 囲	基 準
自然河川	山地流路、砂利、玉石	0.03 ~ 0.050	
	山地流路、玉石、大玉石	0.04 以上	
	大水路、粘土、砂質土	0.018 ~ 0.035	
	大水路、礫河床	0.025 ~ 0.040	
人工水路等	コンクリート人工水路	0.014 ~ 0.020	
	両岸石礫、小水路(泥土床)		0.025
山地流路	底面は砂利、玉石及び若干の大玉石	0.03 ~ 0.05	0.04
	底面は大玉石、礫まじりの玉石	0.04 ~ 0.07	0.05
溪 流			0.07
山岳地 溪床	径 0.5m 以上の石礫が点在		0.08
	径 0.3 ~ 0.5m の石礫が点在		0.07
	河床が割合整備された状況の溪床		0.06
	流水流砂で損摩された凹凸の甚だしい母岩の露出溪床		0.05

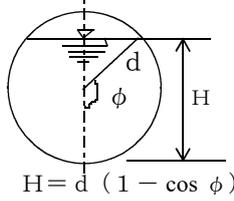
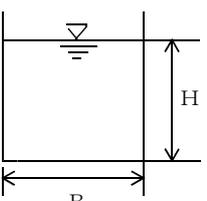
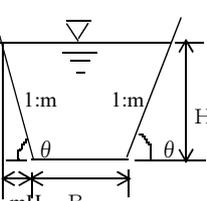
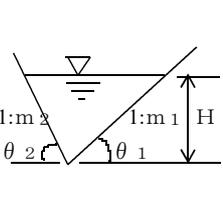
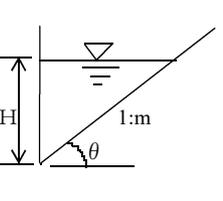
(出典) 治山技術基準解説(総則・山地治山編)
発行：H21.10(社)日本治山治水協会
監修：林野庁

2 マニング式における粗度係数

排 水 施 設 の 種 類		粗 度 係 数 (n)	
素 堀 り	土	0.02 ~ 0.025	
	砂レキ	0.025 ~ 0.04	
	岩 盤	0.025 ~ 0.035	
現 場 施 工	セメントモルタル	0.01 ~ 0.013	
	コンクリート	0.013 ~ 0.018	
	粗 石	練 積	0.015 ~ 0.03
		空 積	0.013 ~ 0.035
	遠心力鉄筋コンクリート管	0.011 ~ 0.014	
	コンクリート管	0.012 ~ 0.016	
	コルゲートパイプ	0.016 ~ 0.025	

(出典) 保安林制度の解説(一問一答)
発行：H13.4(社)日本治山治水協会

3 各種断面の排水断面積及び径深

断 面 積	排水断面積 (A)	径 深 (R)
<p>円形</p>  <p>$H = d (1 - \cos \phi)$</p>	$d^2 \cdot \left(\phi - \frac{1}{2} \sin 2\phi \right)$ <p>(ϕ : ラジアン)</p>	$\frac{d}{2} \left(1 - \frac{\sin 2\phi}{2\phi} \right)$ <p>(ϕ : ラジアン)</p>
<p>長方形</p> 	$B \cdot H$	$\frac{B \cdot H}{2H + B}$
<p>台形</p> 	$H (B + mH)$ <p>又は</p> $H (B + H \cot \theta)$	$\frac{H(B+mH)}{B+2H\sqrt{1+m^2}}$ <p>又は</p> $\frac{H(B+H\cot\theta)}{B+2H\operatorname{cosec}\theta}$
<p>三角</p> 	$\frac{H^2}{2} (m_1 + m_2)$ <p>又は</p> $\frac{H^2}{2} (\cot \theta_1 + \cot \theta_2)$	$\frac{H}{2} \cdot \frac{m_1 + m_2}{\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}}$ <p>又は</p> $\frac{H}{2} \cdot \frac{\sin (\theta_1 + \theta_2)}{\sin \theta_1 + \sin \theta_2}$
<p>形</p> 	$\frac{m \cdot H^2}{2}$ <p>又は</p> $\frac{H^2 \cdot \cot \theta}{2}$	$\frac{H}{2} \cdot \frac{m}{1 + \sqrt{1+m^2}}$ <p>又は</p> $\frac{H}{2} \cdot \frac{\cos \theta}{1 + \sin \theta}$

各検討地点の流出係数及び角屋式の定数等とりまとめ表

様式2 検討地点\地点 流出係数 (F) 角屋式の定数 (C)	第 [] 号調節池			[] 地区			開発中・後			上段：開発中及び開発後、下段：開発前		
	森林	水田	畑・原野	一般市街地	密集市街地	緑地等	水面	造成地	造成森林	面積合計 (ha)	平均流出係数	平均角屋式定数
	0.7	0.7	0.6	0.8	0.9	0.8	1.0	0.9	0.7			
	350	660	210	53	53	210	53	53	350			
洪水調節池流域												
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
直接放流域												
調節池流域 + 直接放流域												

(注) 1 地況（土地の利用状態）、流出係数、角屋式の定数の蘭は、開発地の現況又は開発中及び開発後の土地利用計画に合わせて記入すること。
 2 当該様式は開発中及び開発後でそれぞれ作成すること。

様式 4

洪水調節池の必要洪水調節容量等とりまとめ表

(○号調節池 開発中・後)

1 調節量を算出するための諸元

区 分	区分ごとの必要因子	単 位	計算結果
洪 水 調 節 池	開発中又は開発後の集水面積 a	ha	
	集水面積の開発中又は開発後の流出係数 f'	-	
	必要堆砂容量 V ₂	m ³	
直 接 放 流 域	直接放流域（転用区域）の面積 y ※	ha	
	直接放流域の開発後の平均流出係数 f' y ※	-	
30年 確 率 降 雨 時	q ₃₀ が最小となる検討地点の番号	-	
	許容放流量 q (a + y) ₃₀	m ³ /sec	
	30年確率降雨時の直接放流量 q' y ₃₀ ※	m ³ /sec	
	許容放流量 q ₃₀ = q (a + y) ₃₀ - q' y ₃₀ ※	m ³ /sec	
n 年 確 率 降 雨 時	q _n が最小となる検討地点の番号	-	
	流下能力に相当する降雨強度の確率年 n	年	
	許容放流量 q (a + y) _n	m ³ /sec	
	n年確率降雨時の直接放流量 q' y _n ※	m ³ /sec	
	許容放流量 q _n = q (a + y) _n - q' y _n ※	m ³ /sec	
5年 確 率 降 雨 時	q _{p c} が最小となる検討地点の番号	-	
	許容放流量 q (a + y) _{p c}	m ³ /sec	
	5年確率降雨時の直接放流量 q' y ₅ ※	m ³ /sec	
	許容放流量 q _{p c} = q (a + y) _{p c} - q' y ₅ ※	m ³ /sec	

- (注) 1 当該様式は調節池毎に開発中及び開発後それぞれで作成し、表題等でそのいずれかを明記すること。
 2 必要堆砂量 (V₂) は、洪水調節池に流入する土砂の堆砂量を計算により算出すること。
 3 ※は、直接放流域がない場合は記入不要。

2 必要洪水調節容量の算出

30年 確 率 降 雨 時	各条件のうち最小許容放流量	m ³ /sec	
	q ₃₀ 対応降雨強度 r c	mm/hr	
	最大容量対応降雨継続時間 t _{max30}	min	
	必要洪水調節容量 V _{a 1}	m ³	
	許容放流量の比流量 q ₃₀ /a	m ³ /sec/ha	
	必要洪水調節容量(調整後) V ₁	m ³	

- (注) 1 1つの洪水調節池に排水孔が2か所以上ある場合及び複数の洪水調節池を管で接続するような場合は、厳密計算法により算出すること。

洪水調節容量は、次式により算出する。

$$V = V_1 + V_2 \quad (m^3)$$