

6 排水施設に関する基準

6 排水施設に関する基準

6-1 都市計画法第33条第1項第3号、都市計画法施行令第26条

法第33条

三 排水路その他の排水施設が、次に掲げる事項を勘案して、開発区域内の下水道法（昭和33年法律第79号）第2条第一号に規定する下水を有効に排出するとともに、その排出によって開発区域及びその周辺の地域に溢水等による被害が生じないような構造及び能力で適当に配置されるように設計が定められていること。この場合において、当該排水施設に関する都市計画が定められているときは、設計がこれに適合していること。

イ 当該地域における降水量

ロ 前号イからニまでに掲げる事項及び放流先の状況

令第26条

二 開発区域内の排水施設は、放流先の排水能力、利水の状況その他の状況を勘案して、開発区域内の下水を有効かつ適切に排出することができるように、下水道、排水路その他の排水施設又は河川その他の公共の水域若しくは海域に接続していること。この場合において、放流先の排水能力によりやむを得ないと認められるときは、開発区域内において一時雨水を貯留する遊水池その他の適当な施設を設けることを妨げない。

(1) 雨水流出抑制施設の設置基準

雨水流出抑制施設の設置については、開発部局が作成した「開発行為における雨水流出抑制施設の設置基準」に基づき、開発区域の位置及び規模に応じて適切な雨水流出抑制施設の設置を検討し、担当部局と協議の上、雨水流出抑制施設を計画すること。

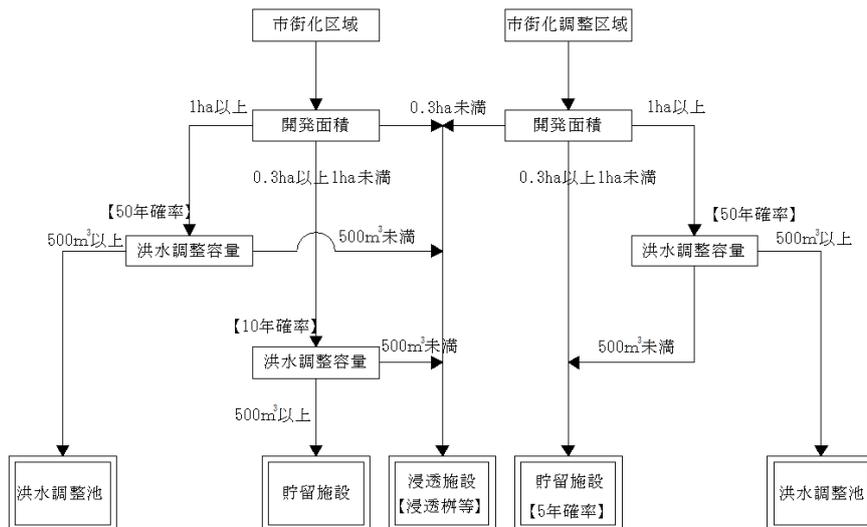


図6-1-1 雨水流出抑制施設の設置フロー

6 排水施設に関する基準

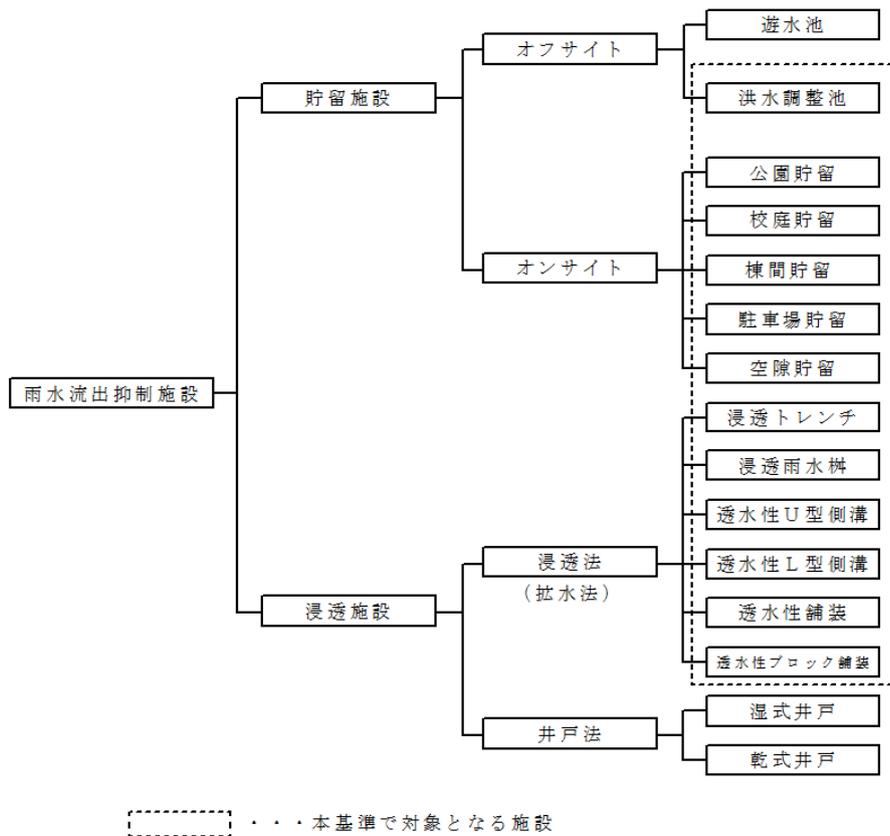


図6-1-2 雨水流出抑制施設の種類

(2) 洪水調整池の構造及び設置基準

雨水流出抑制施設の設置基準に基づき、設置される洪水調整池は次のとおりとすること。

ア 対象

開発面積が1 ha 以上かつ洪水調整容量が500 m³以上の場合において、開発区域内に洪水調整池を設置すること。

イ 調整池の洪水調整方式

開発行為により設置される調整池は、流域面積が小さい(1 k m²未満)ものがほとんどであり、降雨開始から流出発生までの時間が極めて短いため、調整池の洪水調整方式は原則として人工操作によらない自然放流方式とすること。ただし、放流先となる河川、水路等が開発地より高い場合等により、自然放流が困難である場合はポンプ排水方式を認める場合もある。ただし、河川管理者がポンプ排水方式をやむを得ない理由があると認めた場合のみとし、ポンプ排水方式として市に帰属する場合は、事前に河川管理者と次の事項を検討し、今後のポンプ施設の維持管理、規格・構造・放流方式について協議すること。

- a 周辺地盤との関係上、開発地の地盤高を上げることが好ましくない場合。
- b 危険分散を考慮して、排水に必要な能力を有するポンプ施設を2台以上設置する場合。
- c 停電時においても必要な電力を確実に供給できる自家発電電源設備を設置する場合。
- d 不測の事態によりポンプが正常に作動しなくなった場合にも、周辺に甚大な被害を及ぼさない構造である場合。
- e 調整池の維持管理に関する協定書を河川部局と締結すること。

6 排水施設に関する基準

ウ 調整池の設計手順

調整池の放流量、洪水調整容量及びオリフィス等の設計にあたっては、図6-1-3を参考に河川管理者と協議し、設計を行うこと。

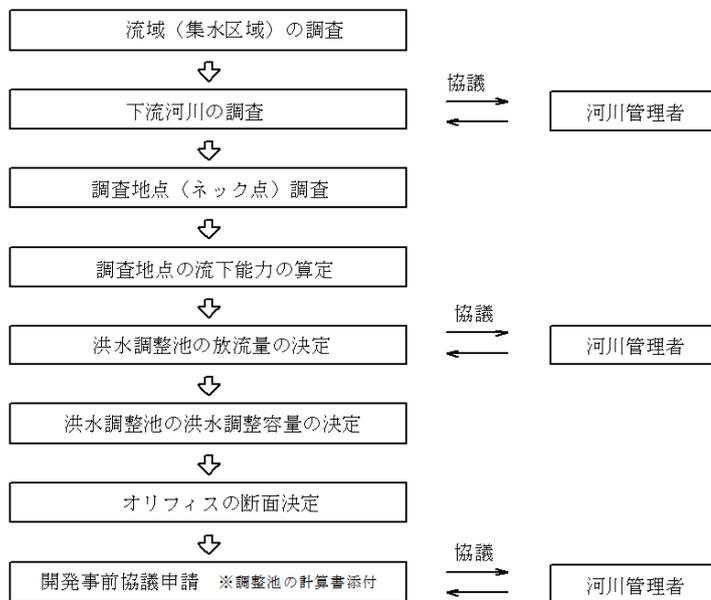


図6-1-3 調整池の設計フロー図

エ 調整池の設計

① 流域

開発前後の流域は、原則として変更しないこと。

② 河川等の流下能力

a 河川ネック点調査の範囲

流下能力の調査範囲は、原則として開発区域の面積が調査地点の流域面積に占める割合の1%以下になるまでの範囲とすること。また、過去の調査記録がある場合は、河川管理者と協議の上、河川ネック点調査を省略することができる。

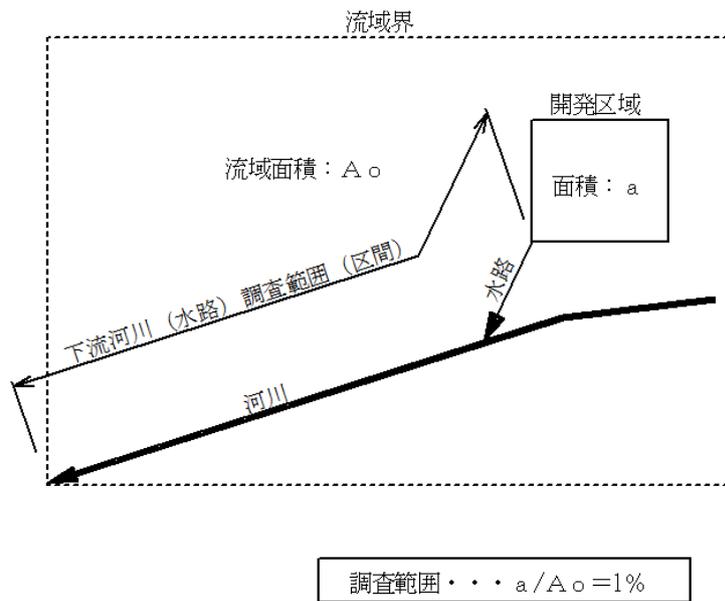


図6-1-4 下流河川（水路）調査範囲

b 河川ネック点の選定

河川等の断面が狭くしている箇所を河川ネック点とし、調査範囲内の数箇所を抽出すること。また、各河川ネック点では縦横断測量を行い、流下能力計算により比流量を求めるものとする。

c 最小比流量の決定

調査結果に基づき、流下能力計算書等を作成し、最小比流量を求めること。そして、この最小比流量と流末放流河川の比流量を比較し、小さい比流量を許容放流量計算に用いるものとする。

d 流下能力計算

流下能力の計算は、河川の縦横断面図を用いてマンニングの平均流速公式または不等流計算によるものとする。

(マンニングの平均流速公式による流下能力算定)

$$Q_a = A \cdot V \quad \text{※少数第五位を切り捨て}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

V : 流速 (m/s)

A : 流水断面積 (m²)

n : 粗度係数

6 排水施設に関する基準

P : 潤辺長 (m)

R : 径深 (m) = A/P

Q a : 流量 (m^3/s)

I : 河床勾配

e 粗度係数 (n)

粗度係数は、表 6-1-1 の値を標準とする。

表 6-1-1 粗度係数

一般河道	0.030~0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
素掘河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023
小規模コンクリート水路	0.015

※ 小規模コンクリート水路とは、水路幅が概ね 2 m 以下で勾配が 1/100 より緩やかなコンクリート水路をいう。また、農業用プレハブ水路の類については、底張りの有無により一般河道または三面水路を準用するものとする。

f 堤防の余裕高

流下可能な水位は、河川の堤防天端高より余裕高を差し引いた高さとし、余裕高は表6-1-2を標準値とする。また、周辺地盤高が計算水位より高く、かつ地形の状況で治水上支障がないと認められる場合は、この限りではないとする。

なお、小河川特例として、計算水位が周辺地盤より高い場合であっても、その差が0.6m未満で計算流量が50 m³/s未満であり、かつ、堤防の天端幅が2.5m以上ある場合は、余裕高を0.3mとすることができるものとする。

表6-1-2 堤防の余裕高

流下能力 (m ³ /s)	余裕高 (m)
2,000 以上 5,000 未満	1.2
500 以上 2,000 未満	1.0
200 以上 500 未満	0.8
50 以上 200 未満	0.6
50 未満 (小河川特例)	0.3

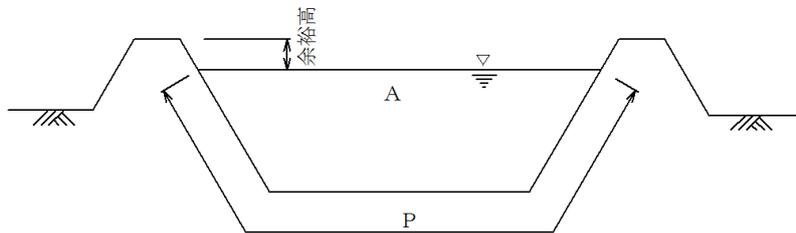


図6-1-5 余裕高 (河川等)

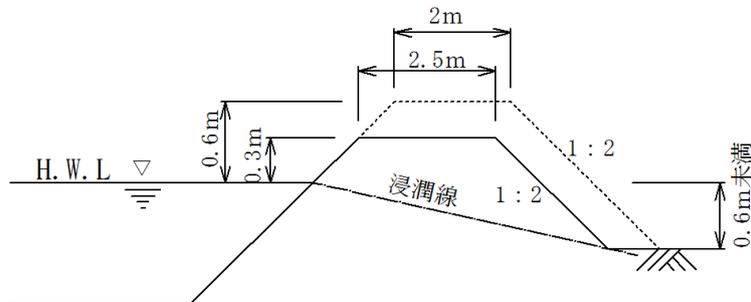
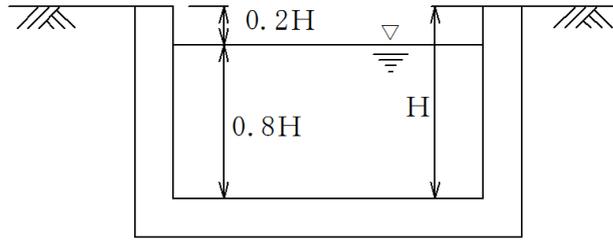


図6-1-6 余裕高 (小河川特例)

6 排水施設に関する基準



※ 小規模コンクリート水路は、水路内のり高の2割を余裕高とする。

図6-1-7 余裕高（小規模コンクリート水路）

③ 許容放流量（ Q_n 、 Q ）

a 許容放流量（ Q_n ）の算出

許容放流量（ Q_n ）は、下流河川の流下可能流量（河川ネック点流下能力）より求めた比流量と調整池流域面積（ a ）の積によって求めるものとする。

$$Q_n = q \cdot a$$

$$q = \frac{Q_a \text{ (河川ネック点流下能力)}}{A_o}$$

Q_n : 許容放流量 (m^3/s)

q : 比流量

a : 調整池流域面積 (ha)

A_o : 河川ネック点より上流の流域面積 (ha)

b 直接放流がある場合における許容放流量（ Q ）の算出

直接放流域（調整池に直接入らない区域）がある場合の許容放流量は、次式のとおり算定すること。

$$Q = q \cdot a - \text{(直接放流域からの流出量)}$$

Q : 許容放流量 (m^3/s)

q : 比流量

a : 開発区域 (ha)

$$\text{(直接放流域からの流出量)} = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

C : 流出係数

I : 流達時間 (t) 内の平均降雨強度 (mm/h)

A : 直接放流域の面積 (ha)

④ 洪水到達時間 (t)

合理式に用いる洪水到達時間 (t) は、表 6-1-3 の値を標準とすること。

表 6-1-3 洪水到達時間

調整池流域面積	洪水到達時間 (t)
50ha 未満	10 分
50ha 以上 100ha 未満	20 分
100ha 以上 500ha	30 分

⑤ 流出係数 (f)

調整池の流入量算定に用いる流出係数 (f) は、表 6-1-4、表 6-1-5 の値を標準とすること。

a 開発後の流出係数

表 6-1-4

調整池流域の状態	標準値
不浸透面積率がほぼ 40% 未満	0.8
不浸透面積率がほぼ 40% 以上	0.9

※ 開発後の流出係数の標準値は、土地利用計画及びその地域の建ぺい率等に基づいて、開発後の不浸透面積率を算定し、不浸透面積率が 40% 以下であれば 0.8、40% 以上であれば 0.9 を標準値とする。

b 開発前または開発区域外の流出係数

表 6-1-5

地表の状態	標準値
砂利道・舗装道	0.95
屋根	1.00
宅地	0.80
田畑	0.75
公園	0.70
緑地 (平地で立木の多いもの)	0.60
緑地 (斜面のある芝生)	0.80
林地 (原野を含む)	0.70
水面	1.00

6 排水施設に関する基準

⑥ 計画降雨

調整池の洪水調整容量を算出するために用いる計画降雨は、50年確率とする。

表6-1-6 降雨パターン（鈴鹿市）50年確率（後方集中型）

時	分	10分間雨量	累加雨量	時	分	10分間雨量	累加雨量
0	0-10	0.61	0.61	6	0-10	0.76	25.11
	10-20	0.61	1.22		10-20	0.76	25.87
	20-30	0.62	1.84		20-30	0.77	26.64
	30-40	0.62	2.46		30-40	0.77	27.41
	40-50	0.62	3.08		40-50	0.77	28.18
	50-60	0.63	3.71		50-60	0.78	28.96
1	0-10	0.63	4.34	7	0-10	0.78	29.74
	10-20	0.64	4.98		10-20	0.79	30.53
	20-30	0.64	5.62		20-30	0.80	31.33
	30-40	0.64	6.26		30-40	0.80	32.13
	40-50	0.65	6.91		40-50	0.81	32.94
	50-60	0.65	7.56		50-60	0.82	33.76
2	0-10	0.65	8.21	8	0-10	0.82	34.58
	10-20	0.66	8.87		10-20	0.83	35.41
	20-30	0.66	9.53		20-30	0.84	36.25
	30-40	0.67	10.20		30-40	0.84	37.09
	40-50	0.67	10.87		40-50	0.85	37.94
	50-60	0.68	11.55		50-60	0.86	38.80
3	0-10	0.68	12.23	9	0-10	0.86	39.66
	10-20	0.68	12.91		10-20	0.87	40.53
	20-30	0.68	13.59		20-30	0.87	41.40
	30-40	0.68	14.27		30-40	0.88	42.28
	40-50	0.69	14.96		40-50	0.89	43.17
	50-60	0.69	15.65		50-60	0.90	44.07
4	0-10	0.70	16.35	10	0-10	0.91	44.98
	10-20	0.70	17.05		10-20	0.92	45.90
	20-30	0.71	17.76		20-30	0.93	46.83
	30-40	0.71	18.47		30-40	0.93	47.76
	40-50	0.72	19.19		40-50	0.94	48.70
	50-60	0.72	19.91		50-60	0.95	49.65
5	0-10	0.73	20.64	11	0-10	0.95	50.60
	10-20	0.73	21.37		10-20	0.96	51.56
	20-30	0.74	22.11		20-30	0.97	52.53
	30-40	0.74	22.85		30-40	0.98	53.51
	40-50	0.75	23.60		40-50	1.00	54.51
	50-60	0.75	24.35		50-60	1.01	55.52

6 排水施設に関する基準

時	分	10分間雨量	累加雨量	時	分	10分間雨量	累加雨量
12	0-10	1.02	56.54	18	0-10	1.70	103.28
	10-20	1.03	57.57		10-20	1.74	105.02
	20-30	1.04	58.61		20-30	1.77	106.79
	30-40	1.04	59.65		30-40	1.82	108.61
	40-50	1.06	60.71		40-50	1.85	110.46
	50-60	1.07	61.78		50-60	1.9	112.36
13	0-10	1.08	62.86	19	0-10	1.95	114.31
	10-20	1.10	63.96		10-20	2.00	116.31
	20-30	1.11	65.07		20-30	2.05	118.36
	30-40	1.12	66.19		30-40	2.12	120.48
	40-50	1.13	67.32		40-50	2.18	122.66
	50-60	1.14	68.46		50-60	2.19	124.85
14	0-10	1.16	69.62	20	0-10	2.23	127.08
	10-20	1.18	70.80		10-20	2.27	129.35
	20-30	1.19	71.99		20-30	2.30	131.65
	30-40	1.21	73.20		30-40	2.34	133.99
	40-50	1.22	74.42		40-50	2.39	136.38
	50-60	1.24	75.66		50-60	2.45	138.83
15	0-10	1.26	76.92	21	0-10	2.61	141.44
	10-20	1.27	78.19		10-20	2.78	144.22
	20-30	1.29	79.48		20-30	2.98	147.20
	30-40	1.31	80.79		30-40	3.20	150.40
	40-50	1.33	82.12		40-50	3.46	153.86
	50-60	1.35	83.47		50-60	3.75	157.61
16	0-10	1.37	84.84	22	0-10	4.09	161.70
	10-20	1.40	86.24		10-20	4.47	166.17
	20-30	1.41	87.65		20-30	4.93	171.10
	30-40	1.44	89.09		30-40	5.48	176.58
	40-50	1.47	90.56		40-50	6.15	182.73
	50-60	1.49	92.05		50-60	6.96	189.69
17	0-10	1.51	93.56	23	0-10	7.97	197.66
	10-20	1.54	95.10		10-20	9.27	206.93
	20-30	1.58	96.68		20-30	10.98	217.91
	30-40	1.60	98.28		30-40	13.33	231.24
	40-50	1.63	99.91		40-50	16.76	248.00
	50-60	1.67	101.58		50-60	22.34	270.34

6 排水施設に関する基準

⑦ 調整池への計画流入量 (Q_i)

調整池への計画流入量 (Q_i) は、計画降雨によって洪水到達時間毎に合理式で計算した流量をピークとする単位図を合成して求めた値とすること。

【合理式 (ラショナル式)】

$$Q_i = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q_i : 計画流入量 (m³/s)

f : 流出係数

r : 到達時間 t 内の降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (ha)

この合理式 (ラショナル式) による流出を三角波形とすると、図 6-1-8 のようになる。

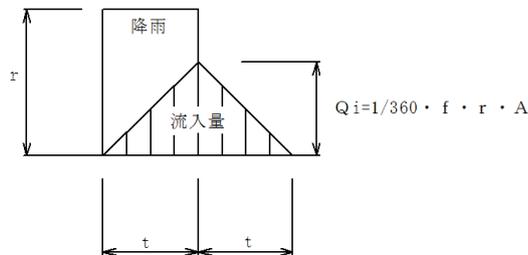


図 6-1-8 三角波形

すなわち、到達時間 t の間に r (mm/h) の雨量強度で降った雨が 2 t の時間にあたって、2 等辺三角形の形で流出することになる。したがって、図 6-1-9 の降雨波形の場合は、到達時間毎の三角形を合成したものとなり、これは合理式 (ラショナル式) で求められたピーク流量を連ねたものである。

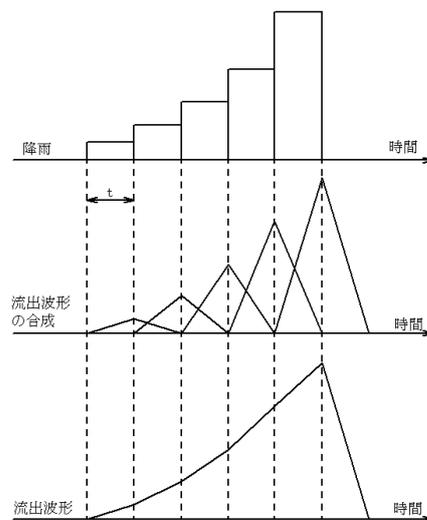


図 6-1-9 降雨波形の合成

⑧ 調整池の洪水調整容量

調整池の洪水調整容量 (V_w) は、調整池への計画流入量 (Q_i) を調整池の許容放流 (Q_n) まで調整するのに必要な値以上とすること。

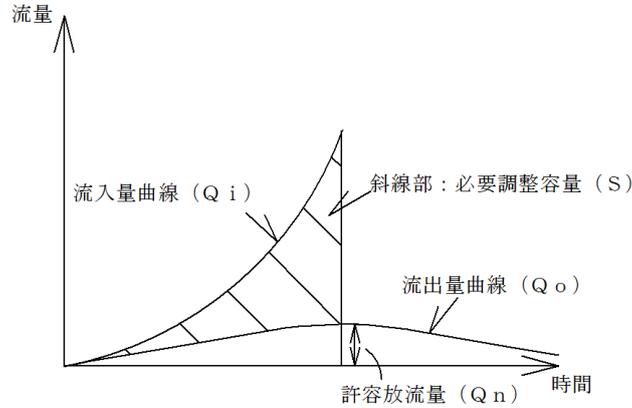


図6-1-10 洪水ハイドログラフ

$$V_w \geq S = \frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o$$

V_w : 洪水調整容量 (m^3)

S : 必要調整容量 (m^3)

Q_i : 計画流入量 (m^3/s)

Q_o : 設計放流量 (m^3/s) ($Q_n \geq Q_o$)

Q_n : 許容放流量 (m^3/s)

⑨ オリフィス放流口の設計放流量 (Q_o)

設計放流量 (Q_o) の計算は、以下の計算式によって行うこと。

a 放流口が開水路状態のとき ($0 \leq H_1 \leq H$)

$$Q_o = 0.6 \cdot \sqrt{g} \cdot B \cdot H_1^{3/2}$$

b 放流口が圧力水状態のとき ($H/2 \leq H_2$)

$$Q_o = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_2}$$

C : 流量係数

B : 放流口の幅 (m)

H_1 : 放流口敷高から水面までの高さ (m)

H_2 : 放流口中心から水面までの高さ (m)

g : 重力加速度 $= 9.8 m/s^2$

A : 放流口断面積 (m^2)

Q : 放流量 (m^3/s)

6 排水施設に関する基準

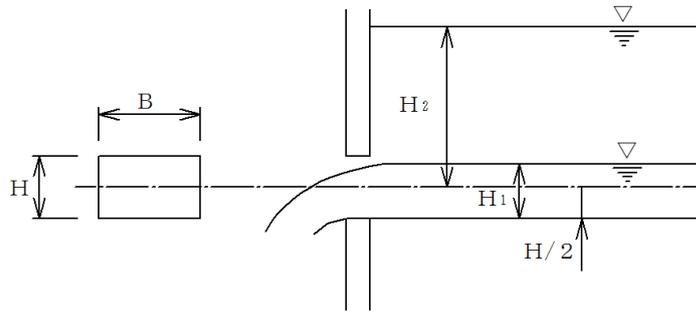


図6-1-11 オリフィス

【流量係数】

放流口が圧力水状態（ベルマウスの付かない呑口）のときの流量係数（C）は、下記の表を標準とする。また、ベルマウスを付ける場合は、流量係数（C）を0.85とする。

表6-1-7

h i / a	C	h i / a	C
1.4以下	0.60	5.0	0.77
1.5	0.61	5.5	0.775
2.0	0.65	6.0	0.78
2.5	0.68	6.5	0.79
3.0	0.71	7.0	0.793
3.5	0.73	7.5	0.796
4.0	0.74	8.0以上	0.8
4.5	0.75		

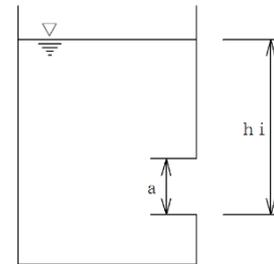


図6-1-12 流量係数

⑩ 調整池の計画堆砂量（V_s）

調整池の計画堆砂量（V_s）は、造成中と造成完了後について算出すること。

a 造成工事後の計画堆砂量

※ 砂防指定地域・保安林・保安施設地区

造成後の計画堆砂量の算定において、各指定区域に開発区域の一部がかかる場合であっても、原則として開発区域全域に適用すること。また、下流に流出する土砂の量が推定できる場合には、約10ヵ年分の貯砂量を有する沈砂池を設けるものとする。なお、流出する土砂の量が想定できない場合には、次式によって堆砂量を算出すること。

$$V_s = V_{s1} + V_{s2}$$

$$V_{s1} = A_1 \cdot \left(3 \cdot x + \frac{7}{5} \cdot x \right) = 4.4 \cdot x \cdot A_1 \quad (\text{盛土の場合})$$

$$V_{s2} = A_2 \cdot \left(3 \cdot \frac{x}{3} + \frac{7}{15} \cdot x \right) = 1.47 \cdot x \cdot A_2 \quad (\text{切土の場合})$$

V_s : 計画堆砂量 (m³)

V_{s1} : 盛土部分における計画堆砂量 (m^3)

V_{s2} : 切土部分における計画堆砂量 (m^3)

A_1 : 盛土の面積 (ha)

A_2 : 切土の面積 (ha)

x : 1 ha 当たりの 1 年間流出土砂量 ($m^3/ha/年$)

(70~240 $m^3/ha/年$ の範囲とし、150 $m^3/ha/年$ を標準とする。)

※ その他の地域

- 土砂流出が想定される場合

その他の地域で土砂流出が想定される場合の計画堆砂量は、70~240 $m^3/ha/年$ の範囲とし、150 $m^3/ha/年$ を標準とすること。また、設計に用いる堆積年数は、維持管理の方法により決定するものとし、設計堆積土砂量は、次式によって算出するものとする。

$$\text{設計堆積土砂量 (} V_s \text{)} = \text{計画堆砂量} \times \sum_{i=0}^{N-1} \left(\frac{1}{2}\right)^i \times A$$

N : 設計堆積年数

A : 集水区域内面積 (ha)

例) 5 年間の堆砂量を計算すると

$$\begin{aligned} V_s &= \left[150 + 150 \times \frac{1}{2} + 150 \times \left(\frac{1}{2}\right)^2 + 150 \times \left(\frac{1}{2}\right)^3 + 150 \times \left(\frac{1}{2}\right)^4 \right] \times A \\ &= (150 + 75 + 37.5 + 18.75 + 9.375) \times A \\ &= 290.625 \text{ (} m^3/ha \text{)} \times A \text{ (ha)} \end{aligned}$$

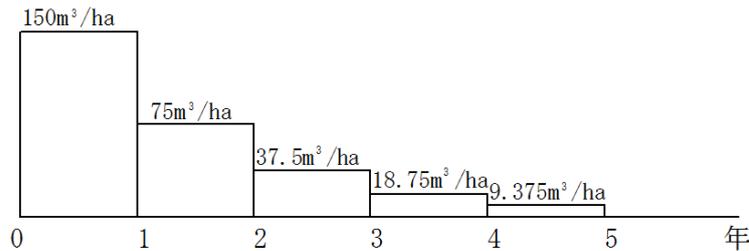


図 6-1-13 堆砂量

- 土砂流出が想定されない場合

平地部における開発で、開発による切土がほとんどなく、将来的に土砂流出が想定されない場合は、造成完了後の計画堆砂量を 1.5 $m^3/ha/年$ とすることができるものとする。ただし、5 年分の堆砂量を確保すること。

6 排水施設に関する基準

b 工事施工期間中の計画堆砂量

工事施工期間中は、仮設防災工等を設置し、土砂流出防止に努めるものとする。施工期間中の設計堆砂量等は、土地造成単位面積当たり 70~240 m³/ha/年の範囲とし、150 m³/ha/年を標準とする。特に計画堆砂量を 1.5 m³/ha/年とする場合は、施工期間中の沈砂施設等の設置について検討するものとする。なお、工事施工期間が 1 年未満となる場合は、月換算で算出するものとする。

オ 調整池の構造基準

調整池の構造は、原則として掘込み式あるいはダム形式とすること。なお、施設の維持管理が確実にされる場合や事業者による施設管理に限り、地下貯留方式や現地貯留方式にすることができる。

① 掘込み式

a 調整池の高さ

調整池の高さは、基礎地盤から堤頂までとし、余裕高を含めて 15m 未満とすること。

b 調整池の余裕高

調整池の余裕高は、0.6m とすること。また、調整池の非越流部天端高は、異常高水位 (H. H. W. L) に余裕高を加えた高さ以上とする。

c 基礎地盤の調査

基礎地盤の調査は、基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため、堤体もしくは躯体構造の付近で 3 箇所以上のボーリングを行うこと。また、ボーリングの深度は信頼できる基礎の深さまで、または堤高もしくは躯体高の 3 倍程度とする。なお、信頼できる基礎とは、標準貫入試験の N 値が約 20 以上の地層で、止水性が得られる地層を指す。

d のり面勾配

のり面の勾配は、のり高、のり面の土質等に応じて適切に設定するものとし、堤体の安定に必要な強度並びに安定計算書を添付すること。

e 余水吐

調整池には異常洪水を処理するため、余水吐を設けること。また、余水吐は、100 年に 1 回起こると計算される流量の 1.44 倍以上の流量を放流できるものとする。なお、余水吐の越流頂の天端高は、計画高水位とする。

$$I_{100} = \frac{8027}{t^{0.9} + 41.13} = 163.57 \text{ (mm/h)}$$

I_{100} : 100 年確率の平均降雨強度 (mm/h)

t : 洪水到達時間 (min)

安全率 : 1.44

f 余水吐の構造設計

余水吐は、原則として次の事項に定める機能及び構造を有すること。

※ 流入水路は、平均的に流れが一樣で、かつ流水に乱れが生じないこと。また、流木、塵芥等によって閉塞しないような構造とし、土砂の流入あるいは

6 排水施設に関する基準

洗掘を防止するために、水路流入部周辺を保護するものとする。

- ※ 越流は自由越流方式とし、ゲートその他の放流量を人為的に調節する装置を設けないこと。

【越流幅の断面の算定】

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

$$H = [Q / (C \times L)]^{2/3}$$

Q : 余水吐の設計流量 (m³/s)

C : 流量係数 (1.8)

L : 越流幅 (m)

H : 堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭 (m)

- ※ 導流部の幅は2 m以上の長方形断面水路とし、流れが乱れないように線形を直線とし、水路幅の変化、あるいは水路縦断勾配の急変は避ける構造とすること。
- ※ 余水吐未満の下流水路との接続部には減勢工を設けて、余水吐から放流される流水のエネルギーについて減勢処理をすること。
- ※ 余水吐は良質な地山地盤上に設置するものとし、さらに不等沈下や浸透流が生じないように施工上十分な処理をすること。

g 放流施設

放流施設は、放流管設計流量を安全に処理できるものとし、次の条件を満たす構造とすること。

- ※ 流入部は土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥等によって閉塞しないように考慮すること。
- ※ 放流施設にはゲート、バルブ等の水位、流量を人為的に調節する装置を設けないこと。
- ※ 放流管は、放流管設計流量に対して、のみ口を除き、自由水面を有する流れとなる構造とすること。
- ※ 放流管は、地山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に対して十分に耐え、管内からの漏水や管外の浸透性の発生を防止できる構造とし、施工上においても十分な処理をすること。

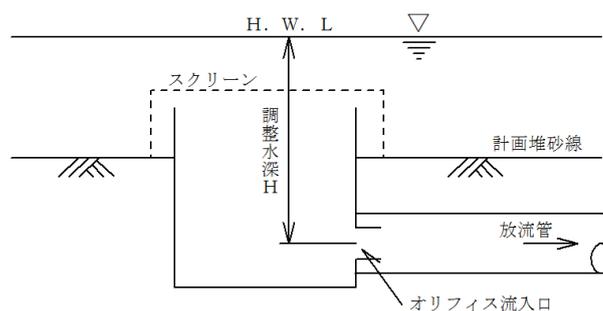


図 6 - 1 - 14 放流施設

h その他の附属物

- ※ 調整池には堆積土砂の標高、洪水流入水位を監視するための水位標識を池内の可視範囲に設けること。また、重要な調整池には自己水位計を設置すること。
- ※ 調整池を設置した場合は施設があることを示す看板を設置し、詳細については河川管理者と協議すること。
- ※ 調整池及び沈砂池には、堆積土砂浚渫等のための搬出路を設けることを原則とし、湛水やヘドロの堆積等による悪臭や病害虫の繁殖等、周辺への悪影響を与えないように配慮すること。
- ※ 管理者が必要であると判断する場合には、調整池の流域内に雨量計を設置すること。
- ※ 調整池は、危険防止のための防護柵等で囲うこと。なお、防護柵の高さは1.8m以上とし、上部には侵入防止用の忍び返しを設置すること。ただし、外部からの侵入が不可能と認められる場合はこの限りでない。
- ※ 調整池に合併浄化槽等の処理水を放流する場合は、河川管理者と協議すること。

6 排水施設に関する基準

② ダム形式（コンクリートダム、フィルダム）

a 調整池の高さ

調整池の高さは、基礎地盤から堤頂までとし、余裕高を含めて 15m未滿とすること。

b 調整池の余裕高

コンクリートダムの余裕高は 0.6m、フィルダムの余裕高は 1.0mとすること。また、調整池の非越流部天端高は、H. H. W. L 水位に余裕高を加えた高さ以上とする。

c フィルダムの堤頂幅

フィルダムにおけるダム堤頂幅は、次式によって算定すること。

$$\text{堤頂幅} = 0.2 \cdot H + 2.0 \text{ (m)} \geq 4.0 \text{ (m)} \quad H = \text{フィルダムの高さ}$$

d ダムの安定

ダム形式とする場合は、堤体の安定に必要な強度並びに安定計算書を添付すること。

e 基礎地盤の調査

ダム形式とする場合は、基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため、ダムサイト付近で 3 箇所以上のボーリングを行うこと。また、ボーリングの深度は信頼できる基礎の深さまで、または堤高の 3 倍程度とする。なお、信頼できる基礎とは、標準貫入試験の N 値が約 20 以上の地層で、止水性が得られる地層を指す。

f フィルダムの斜面勾配

フィルダムの斜面勾配は、すべりに対する安定計算により決定すること。ただし、表 6-1-8 に示すダムの標準斜面勾配の値より緩いものとする。

表 6-1-8 フィルダムの標準勾配

主要区分			上流のり 面 勾配	下流のり面 勾配	備考
区分	名称	記号			
粗粒土	礫	(G-W) (GP)	3.0 割	2.5 割	ゾーン型の透水部 のみ
	礫質土	(G-M) (G-C) (G-O) (G-V) (GM) (GC) (GO) (GV)	3.0 割	2.5 割	
	砂質土	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V) (SM) (SC) (SO) (SV)	3.5 割	3.0 割	
細粒土	シルト・粘性土	(ML) (CL)	3.0 割	2.5 割	
	シルト・粘性土	(MH) (CH)	3.5 割	3.0 割	
	火山灰質粘性土	(OV) (VH1) (VH2)			

g 余盛

フィルダムの場合は、堤体及び基礎地盤の沈下を見込んで堤高に応じた余盛を行うこと。

表 6-1-9 標準余盛高

堰堤高	余盛高
5 m以下	40 c m
5 m～10m	50 c m
10m以上	60 c m

6 排水施設に関する基準

h コンクリートダム設計

コンクリートダムの安定設計は、河川砂防技術基準（案）（設計編）によるものとする。

表 6-1-10 荷重の組み合わせ

調整池の水位の状態	常時	地震時
L.W.L時	自重 静水圧 泥圧 揚圧力	自重 静水圧 泥圧 揚圧力 動水力 地震時慣性力
H.W.L時	自重 静水圧 泥圧 揚圧力	

i その他

余水吐、余水吐の構造、放流施設、その他の附属物の構造については、「6-1(2)洪水調整池の構造及び設置基準」における掘込み式を参照すること。

③ 地下貯留方式

地下に貯留槽を設け、これに雨水を導入するもので、貯留施設の上部を有効に土地利用することができる貯留方式である。

a 設置場所

- ※ 学校の屋外運動場（校庭）、広場
- ※ 駐車場
- ※ その他（レジャー用地、運動公園、行政管理施設用地等）

b 構造形式

- ※ 地下空間貯留施設

地下空間貯留施設とは、場所打ちコンクリート製やプレキャスト製等で建物等の地下に設置する比較的大規模な貯留施設をいう。

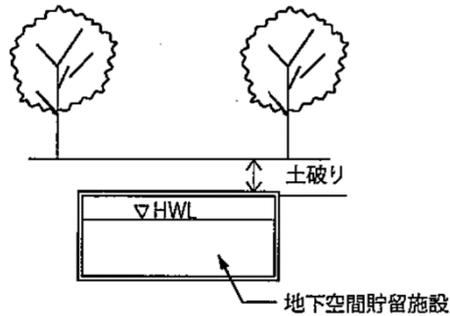


図 6-1-15 地下空間貯留施設

- ※ 地下空隙貯留施設

地下空隙貯留施設とは、砕石等空隙貯留施設やプラスチック・樹脂性や鋼製を主材料とする地下貯留施設をいう。なお、地下空隙貯留施設の底面及び側面を透水性の構造とし、貯留と浸透機能を併せもつものもある。

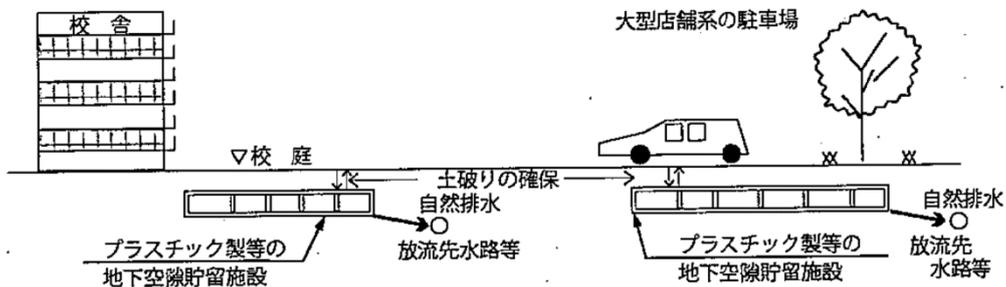


図 6-1-16 地下空隙貯留施設

6 排水施設に関する基準

c 放流施設

放流施設は、自然放流方式あるいはポンプ排水方式とすること。また、計画放流量を安全に処理するため、放流管の法線はできるだけ直線とし、水路延長を短くする。また、屈曲させる必要がある場合は、角度をできるだけ小さくし、屈曲部には人孔等を設ける。

d 余裕高

地下貯留施設の施設容量は、計画規模相当の降雨に対しても満水状態とならないように、次の事項を考慮して1～2割程度の余裕を見込んで計画することが望ましい。

- ※ 対象降雨の違いによる貯留量の変更に対して、カバー率を高く確保できること。
- ※ 流入土砂等の堆積による貯留量減分にある程度対応が可能となること。
- ※ 当初計画の変更等にある程度対応可能となること。

e 排水施設

排水方式をポンプ排水とする場合は、次の事項を考慮して検討すること。

※ ポンプ規模

ポンプ規模は、敷地内を対象とした地下貯留施設では許容放流量より設定すること。

※ ポンプの種類と台数

ポンプの種類は水中ポンプを基本とし、ポンプの台数を2台以上とする。

f 余水吐

地下貯留方式では、背後流域の地形、流入部の構造、集水系統等により地下貯留施設への超過洪水の流入が懸念される場合については、必要に応じて余水吐を設置すること。なお、余水吐を設置する場合には、掘り込み式を参考に計画すること。

g 基礎地盤の調査

基礎地盤の調査は、基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため、必要に応じてボーリング等を行うこと。また、基礎地盤は必要支持力を確保したものとす。なお、浸透機能を併せ持つ地下貯留施設は、地下水より高い位置とすること。

h 留意事項

※ 空隙率

地下貯留施設の空隙率は、各製品、材料に応じた部材容積により求めること。また、空隙率は、表6-1-11を参考にすものとする。

表6-1-11 空隙率

充填材	空隙率
単粒度砕石（3・4・5号）	40%
クラッシャーラン	10%
粒度調整砕石	
透水性アスファルト混合物	
透水性瀝青安定処理路盤	
透水性コンクリート	20%
プラスチック貯留材	製品カタログによる

※ 土被り

地下貯留施設の土被りは、対象とする貯留施設の荷重制限、浮力による安定性等を考慮し、上部の利用形態、周辺地形に応じて適切に定めること。

※ 土砂の浸入防止

地下貯留施設では流入土砂の排除が困難となるため、雨水流入部に泥溜め柵を設け、土砂流入防止策を努めること。また、必要に応じて流入部にゴミ等が流入しないように対策を講じるものとする。

※ 地下水位

浸透機能を併せ持つ地下貯留施設は、地下水位の影響を考慮すること。

6 排水施設に関する基準

④ 現地貯留方式

現地貯留方式とする場合には、一次調整池の設置を検討すること。なお、一次調整池が設置できない場合でも透水性舗装、浸透ます等を用いて、初期浸透を促すものとする。また、この一次調整池に区域内の降雨による雨水を流入させ、満水になった時刻以降の降雨は、駐車場等の適切な土地に現地貯留するものとする。

a 設置場所

現地貯留施設は、流出抑制機能の継続性が確保でき、良好な維持管理が可能な場所に設置すること。なお、設置場所の選定にあたっては、地形条件を十分に把握する必要がある。

- ※ 学校の屋外運動場（校庭）、広場
- ※ 公園緑地
- ※ 駐車場
- ※ 集合住宅の棟間
- ※ その他（レジャー用地、運動公園、行政管理施設用地等）

b 構造形式

貯留施設は、設置場所の本来の土地利用目的、安全性、維持管理等を総合的に勘案し、流出抑制機能が効果的に発揮できる構造とすること。

※ 一段型

貯留施設として、最も単純な型式である。

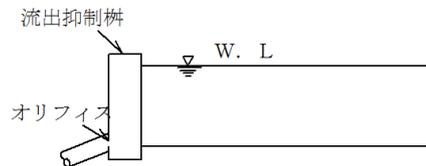


図6-1-17 貯留施設の構造形式（一段型）

※ 側溝型

排水を速やかにし、底面への冠水頻度を少なくして、底面の保護を図ったものである。

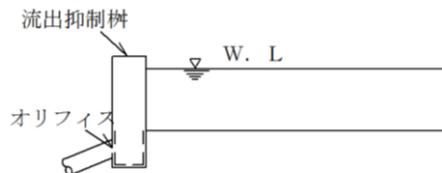


図6-1-18 貯留施設の構造形式（側溝型）

※ 二段型

公園貯留等の貯留可能面積の広いところに用い、高水敷の高度利用を図るものである。

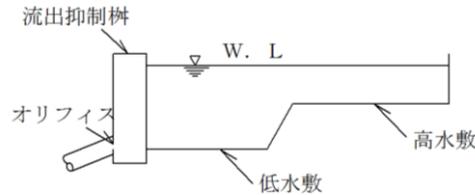


図6-1-19 貯留施設の構造形式（二段型）

c 放流施設

放流施設は、自然放流方式を原則とすること。また、計画放流量を安全に処理するため、次に掲げる条件を留意し設計すること。

※ 集水施設と貯留施設の接続部には柵を設ける。

※ 貯留部には側溝等の排水施設を設ける。

※ 放流管の法線はできるだけ直線とし、水路延長を短くする。また、屈曲させる必要がある場合は、角度をできるだけ小さくし、屈曲部には人孔等を設ける。

d 周囲小堤

貯留施設の周囲小堤は、のり面の安定、構造物の安全性、設置場所の状況等を勘案し、適切な構造とすること。

※ 小堤等の型式

貯留施設の周囲小堤等は、平常時の利用に支障のない構造とする。貯留可能水深は一般的に 0.2m以下とすること。また、周囲小堤等の構造は盛土、コンクリート構造とする。

※ 小堤等の形状

周囲小堤の構造が土構造となる場合は、小堤及び掘込式ののり面勾配は 1:2 を標準とし、天端には 1.0m以上の平場を確保すること。また、のり面が浸食されるおそれがある場合は、芝張り等ののり面処理を行うこと。なお、平場に植栽を行う場合は、1.5m以上確保するものとする。

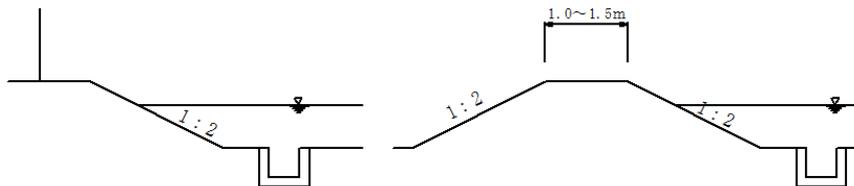


図6-1-20 周囲小堤（掘込式）

図6-1-21 周囲小堤（盛土小堤）

6 排水施設に関する基準

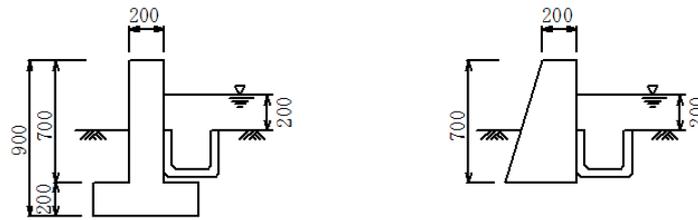


図 6-1-22 周囲小堤のコンクリート壁の構造例

e 余水吐と天端高

周囲小堤が盛土等による貯留構造となる場合は、設計降雨以上の降雨時の安全性を配慮し、余水吐を設けること。

※ 余水吐の計画降雨

調整池には異常洪水を処理するため、余水吐を設けること。また、余水吐は、100年に1回起こると計算される流量の1.44倍以上の流量を放流できるものとする。なお、余水吐の越流頂の標高（天端高）は、計画高水位とする。

$$I_{100} = \frac{8027}{t^{0.9} + 41.13} = 163.57 \text{ (mm/h)}$$

I_{100} : 100年確率の平均降雨強度 (mm/h)

t : 洪水到達時間 (min)

安全率 : 1.44

※ 余水吐の越流水深及び越流幅

余水吐の越流水深は、0.1m以下を標準とすること。また、余水吐の越流幅は、合理式によって求めた流出量と越流公式によって、求めるものとする。

$$B = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}} \quad \dots \text{(越流公式)}$$

Q : 余水吐設計流量 (m^3/s)

B : 余水吐越流幅 (m)

H : 越流水深 (m)

C : 流量係数 (=1.8)

f 小堤の天端高

周囲小堤等の天端高は、計画降雨による計画貯留水深に余水吐の越流水深を加えた高さ以上とすること。ただし、この値が貯留限界水深以下となる場合は、貯留限界水深に相当する水位を天端高とするものとする。

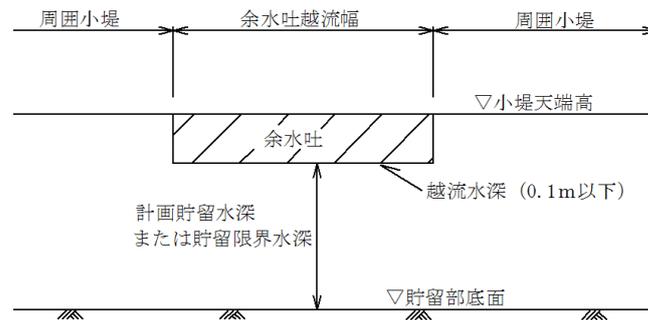


図6-1-23 余水吐と小堤天端高

g 底面処理

底面は、降雨終了後の排水を速やかにするために必要に応じ、その土地利用機能を配慮し、適切な底面処理を施すこと。

表6-1-12 各種地表面の種類と排水標準勾配

種類	標準勾配 (%)
アスファルト舗装	2
アスファルト・コンクリート舗装	1.5
ソイルセメント面	2～3
砂利敷面	3～5
芝生（観賞用で立入らないところ）	3
芝生（立入って使用するところ）	1
張芝排水路	3～5

h 安全対策及び維持管理設備

- ※ 現地貯留施設は生活空間と密着した位置に設置されるため、安全対策はもとより衛生、景観にも配慮し、必要に応じて適切な設備を設けること。
- ※ 現地貯留方式による貯留施設の場合には、洪水調整を有した施設である旨を示す注意喚起看板を設置すること。

6 排水施設に関する基準

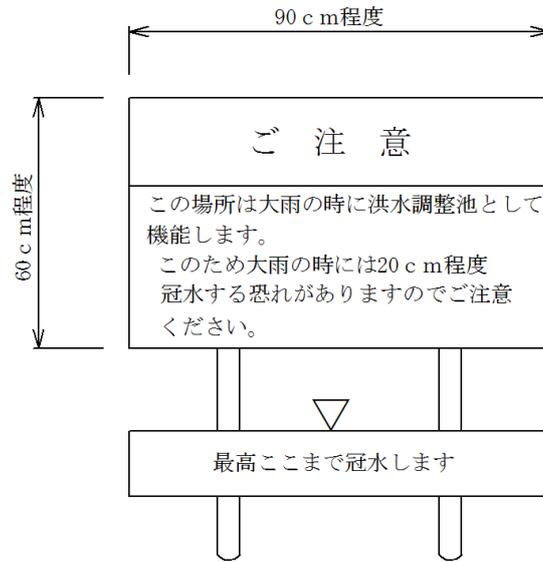


図 6 - 1 - 24 注意喚起看板 (例)

(3) 貯留施設の構造及び設置基準

雨水流出抑制施設の設置基準に基づき、設置される貯留施設は次のとおりとすること。

ア 対象

① 市街化区域の場合

開発面積が 0.3ha 以上 1.0ha 未満かつ洪水調整容量 500 m³以上となる場合は、貯留施設を設置すること。

② 市街化調整区域の場合

開発面積が 0.3ha 以上 1.0ha 未満、開発面積が 1.0ha 以上かつ洪水調整容量が 500 m³未満（50 年確率降雨）の場合は、洪水調整容量（5 年確率降雨）の値以上となる規模の貯留施設を設置すること。

イ 貯留施設の構造

貯留施設の構造については、「6-1(2)洪水調整池の構造及び設置基準オ 調整池の設置基準③ 地下貯留方式または④ 現地貯留方式」を参照すること。ただし、余水吐における計画降雨は、30 年とする。

① 余水吐

余水吐の計画降雨は、30 年とすること。

② 余水吐の越流水深及び越流幅

余水吐の越流水深は、0.1m 以下を標準とすること。また、余水吐の越流幅は、合理式によって求めた流出量と越流公式によって、求めるものとする。

$$B = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}} \quad \dots \text{(越流公式)}$$

Q : 30 年確率流出量 (m³/s)

B : 余水吐越流幅 (m)

H : 越流水深 (m)

C : 流量係数 (=1.8)

ここで、Q (30 年確率流出量) を合理式で求める。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \cdot 10^{-4}$$

f : 流出係数 (=0.9)

$$r = \frac{6546}{t^{0.9} + 39.47}$$

A : 集水面積 (m²)

t : 流達時間 (min) (=10 分)

6 排水施設に関する基準

※ 到達時間は、流入時間と流下時間の和で求めることができるが、10分を標準とする。

ウ 貯留施設の水利計算

貯留施設の水利計算は、厳密法もしくは簡易法によって行うこと。

① 厳密法

a 許容放流量

※ 河川ネック点調査の範囲

河川ネック点調査の範囲は、開発の影響が小さくなる河川及び主要な排水路に接続するまでとする。

※ 許容放流量の算定

許容放流量（ Q_n ）は、放流先の下流河川、下水道等の排水路や雨水ポンプ場の流下可能能力（ネック点流下能力）より求めた比流量（ q ）と開発区域の集水面積（ a ）の積により求めること。ただし、開発区域内に直接放流する区域がある場合には、直接放流分を差し引いた流量を許容放流量とする。なお、開発区域の集水面積（ a ）は、開発区域から緑地を除くことができるものとする。

$$Q_n = a \times q$$

Q_n ：許容放流量（ m^3/s ）

a ：開発区域の集水面積（ha）

q ：比流量

※ 流下能力計算

流下能力計算は、「6-1（2）洪水調整池の構造及び設置基準における流下能力計算」を参照すること。

b 計画流出量

開発区域からの計画流出量は、合理式によって算定すること。なお、集水面積は緑地を除くことができるが、緑地を除かないで許容放流量を算定した場合は、緑地を除くことができないものとする。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \cdot 10^{-4}$$

Q ：計画流出量（ピーク流量）（ m^3/s ）

f ：流出係数

r ：洪水到達時間内の平均降雨強度（ mm/h ）

A ：集水面積（ m^2 ）

c 流出係数

流出係数は、計画上の安全性を考慮して 0.90 を標準値とすること。

d 洪水到達時間

開発面積が 1.0ha 未満であるため、洪水到達時間は 10 分を標準とすること。

e 計画降雨

※ 市街化区域

市街化区域の降雨強度式は、10 年確率降雨とすること。

$$r = \frac{6946}{t + 43} \quad (\text{降雨継続時間 } 60 \text{ 分未満})$$

$$r = \frac{989.2}{0.655t} \quad (\text{降雨継続時間 } 60 \text{ 分以上})$$

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

t : 洪水到達時間 (min)

6 排水施設に関する基準

表6-1-13 降雨パターン（鈴鹿市）10年確率（中央集中型）

時	分	10分間雨量	累加雨量	時	分	10分間雨量	累加雨量
0	0-10	0.48	0.48	6	0-10	0.76	22.11
	10-20	0.49	0.97		10-20	0.78	22.88
	20-30	0.49	1.47		20-30	0.79	23.67
	30-40	0.50	1.96		30-40	0.81	24.48
	40-50	0.50	2.47		40-50	0.82	25.30
	50-60	0.51	2.98		50-60	0.84	26.14
1	0-10	0.51	3.49	7	0-10	0.86	26.99
	10-20	0.52	4.01		10-20	0.88	27.87
	20-30	0.52	4.53		20-30	0.90	28.77
	30-40	0.53	5.06		30-40	0.92	29.68
	40-50	0.53	5.59		40-50	0.94	30.62
	50-60	0.54	6.13		50-60	0.96	31.59
2	0-10	0.55	6.68	8	0-10	0.99	32.58
	10-20	0.55	7.23		10-20	1.02	33.60
	20-30	0.56	7.79		20-30	1.05	34.64
	30-40	0.56	8.35		30-40	1.08	35.72
	40-50	0.57	8.92		40-50	1.11	36.84
	50-60	0.58	9.50		50-60	1.15	37.99
3	0-10	0.58	10.08	9	0-10	1.19	39.18
	10-20	0.59	10.68		10-20	1.24	40.42
	20-30	0.60	11.27		20-30	1.29	41.71
	30-40	0.61	11.88		30-40	1.34	43.05
	40-50	0.61	12.50		40-50	1.40	44.45
	50-60	0.62	13.12		50-60	1.47	45.93
4	0-10	0.63	13.75	10	0-10	1.55	47.47
	10-20	0.64	14.39		10-20	1.64	49.11
	20-30	0.65	15.04		20-30	1.74	50.85
	30-40	0.66	15.70		30-40	1.86	52.72
	40-50	0.67	16.36		40-50	2.01	54.72
	50-60	0.68	17.04		50-60	2.18	56.91
5	0-10	0.69	17.73	11	0-10	2.41	59.31
	10-20	0.70	18.43		10-20	2.70	62.01
	20-30	0.71	19.14		20-30	3.10	65.11
	30-40	0.72	19.86		30-40	3.96	69.08
	40-50	0.73	20.60		40-50	6.45	75.52
	50-60	0.75	21.34		50-60	10.82	86.35

6 排水施設に関する基準

時	分	10分間雨量	累加雨量	時	分	10分間雨量	累加雨量
12	0-10	21.84	108.19	18	0-10	0.77	181.66
	10-20	14.91	123.10		10-20	0.75	182.41
	20-30	8.22	131.32		20-30	0.74	183.15
	30-40	5.2	136.51		30-40	0.73	183.88
	40-50	3.37	139.88		40-50	0.72	184.60
	50-60	2.88	142.76		50-60	0.70	185.30
13	0-10	2.54	145.30	19	0-10	0.69	186.00
	10-20	2.29	147.59		10-20	0.68	186.68
	20-30	2.09	149.68		20-30	0.67	187.35
	30-40	1.93	151.62		30-40	0.66	188.02
	40-50	1.80	153.41		40-50	0.65	188.67
	50-60	1.69	155.10		50-60	0.64	189.32
14	0-10	1.59	156.69	20	0-10	0.64	189.95
	10-20	1.51	158.20		10-20	0.63	190.58
	20-30	1.44	159.64		20-30	0.62	191.20
	30-40	1.37	161.01		30-40	0.61	191.81
	40-50	1.31	162.32		40-50	0.60	192.41
	50-60	1.26	163.59		50-60	0.60	193.00
15	0-10	1.21	164.80	21	0-10	0.59	193.59
	10-20	1.17	165.97		10-20	0.58	194.17
	20-30	1.13	167.11		20-30	0.57	194.75
	30-40	1.10	168.20		30-40	0.57	195.32
	40-50	1.06	169.27		40-50	0.56	195.88
	50-60	1.03	170.30		50-60	0.55	196.43
16	0-10	1.00	171.30	22	0-10	0.55	196.98
	10-20	0.98	172.28		10-20	0.54	197.52
	20-30	0.95	173.23		20-30	0.54	198.06
	30-40	0.93	174.16		30-40	0.53	198.59
	40-50	0.91	175.07		40-50	0.53	199.12
	50-60	0.89	175.95		50-60	0.52	199.64
17	0-10	0.87	176.82	23	0-10	0.52	200.15
	10-20	0.85	177.67		10-20	0.51	200.66
	20-30	0.83	178.50		20-30	0.51	201.17
	30-40	0.81	179.31		30-40	0.50	201.67
	40-50	0.80	180.11		40-50	0.50	202.16
	50-60	0.78	180.89		50-60	0.49	202.65

6 排水施設に関する基準

※ 市街化調整区域

市街化調整区域の降雨強度式は、5年確率降雨とすること。

$$r = \frac{4260}{t^{0.9} + 35.2} \quad (\text{降雨継続時間 } 210 \text{ 分未満})$$

$$r = \frac{1317}{t^{0.7} + 3.93} \quad (\text{降雨継続時間 } 210 \text{ 分以上})$$

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

t : 洪水到達時間 (min)

表6-1-14 降雨パターン（鈴鹿市）5年確率（中央集中型）

時	分	10分間雨量	累加雨量	時	分	10分間雨量	累加雨量
0	0-10	0.42	0.42	6	0-10	0.69	19.43
	10-20	0.42	0.84		10-20	0.70	20.13
	20-30	0.42	1.26		20-30	0.71	20.85
	30-40	0.43	1.69		30-40	0.73	21.58
	40-50	0.43	2.13		40-50	0.75	22.33
	50-60	0.44	2.56		50-60	0.76	23.09
1	0-10	0.44	3.01	7	0-10	0.78	23.87
	10-20	0.45	3.45		10-20	0.80	24.67
	20-30	0.45	3.91		20-30	0.82	25.50
	30-40	0.46	4.37		30-40	0.84	26.34
	40-50	0.46	4.83		40-50	0.87	27.21
	50-60	0.47	5.30		50-60	0.89	28.10
2	0-10	0.47	5.77	8	0-10	0.92	29.02
	10-20	0.48	6.25		10-20	0.95	29.97
	20-30	0.49	6.74		20-30	0.98	30.95
	30-40	0.49	7.23		30-40	1.01	31.97
	40-50	0.50	7.73		40-50	1.05	33.02
	50-60	0.51	8.24		50-60	1.09	34.11
3	0-10	0.51	8.75	9	0-10	1.13	35.24
	10-20	0.52	9.27		10-20	1.18	36.42
	20-30	0.53	9.79		20-30	1.24	37.66
	30-40	0.53	10.33		30-40	1.30	38.96
	40-50	0.54	10.87		40-50	1.36	40.32
	50-60	0.55	11.42		50-60	1.44	41.76
4	0-10	0.56	11.97	10	0-10	1.49	43.25
	10-20	0.57	12.54		10-20	1.51	44.76
	20-30	0.57	13.11		20-30	1.53	46.29
	30-40	0.58	13.70		30-40	1.56	47.85
	40-50	0.59	14.29		40-50	1.78	49.63
	50-60	0.60	14.90		50-60	2.05	51.68
5	0-10	0.61	15.51	11	0-10	2.42	54.10
	10-20	0.62	16.13		10-20	2.90	57.00
	20-30	0.64	16.77		20-30	3.59	60.59
	30-40	0.65	17.42		30-40	4.61	65.20
	40-50	0.66	18.08		40-50	6.26	71.46
	50-60	0.67	18.75		50-60	9.28	80.74

6 排水施設に関する基準

時	分	10分間雨量	累加雨量	時	分	10分間雨量	累加雨量
12	0-10	16.46	97.20	18	0-10	0.69	165.64
	10-20	11.93	109.13		10-20	0.68	166.32
	20-30	7.51	116.64		20-30	0.67	166.99
	30-40	5.33	121.97		30-40	0.65	167.64
	40-50	4.05	126.02		40-50	0.64	168.28
	50-60	3.22	129.23		50-60	0.63	168.91
13	0-10	2.64	131.87	19	0-10	0.62	169.53
	10-20	2.22	134.09		10-20	0.61	170.14
	20-30	1.91	136.00		20-30	0.60	170.74
	30-40	1.66	137.67		30-40	0.59	171.33
	40-50	1.54	139.21		40-50	0.58	171.91
	50-60	1.52	140.73		50-60	0.57	172.48
14	0-10	1.50	142.23	20	0-10	0.56	173.04
	10-20	1.48	143.71		10-20	0.55	173.59
	20-30	1.40	145.10		20-30	0.55	174.14
	30-40	1.33	146.43		30-40	0.54	174.67
	40-50	1.27	147.70		40-50	0.53	175.20
	50-60	1.21	148.91		50-60	0.52	175.73
15	0-10	1.16	150.06	21	0-10	0.52	176.24
	10-20	1.11	151.18		10-20	0.51	176.75
	20-30	1.07	152.25		20-30	0.50	177.25
	30-40	1.03	153.28		30-40	0.50	177.75
	40-50	1.00	154.27		40-50	0.49	178.24
	50-60	0.96	155.24		50-60	0.48	178.72
16	0-10	0.93	156.17	22	0-10	0.48	179.20
	10-20	0.91	157.08		10-20	0.47	179.67
	20-30	0.88	157.96		20-30	0.47	180.14
	30-40	0.86	158.82		30-40	0.46	180.60
	40-50	0.83	159.65		40-50	0.46	181.05
	50-60	0.81	160.46		50-60	0.45	181.50
17	0-10	0.79	161.25	23	0-10	0.45	181.95
	10-20	0.77	162.03		10-20	0.44	182.39
	20-30	0.76	162.78		20-30	0.44	182.83
	30-40	0.74	163.52		30-40	0.43	183.26
	40-50	0.72	164.24		40-50	0.43	183.68
	50-60	0.71	164.95		50-60	0.42	184.11

f 必要貯留量

必要貯留量の算定は原則として洪水調整計算によるものとし、開発区域からの計画ハイドログラフのピーク流量を放流先の許容放流まで調整するために必要とする容量を必要貯留量とする。

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

V : 貯留量 (m³)

I : 貯留施設への流入量 (m³/s)

Q : 貯留施設からの放流量 (m³/s)

t : 計算時刻を示す添字

g オリフィス

オリフィスの形状は、次式によって決定すること。ただし、オリフィスの閉塞を防止するため、最小口径を5cmとする。

$$Q = 1.8 \cdot B \cdot H^{3/2} \quad (H \leq 1.2D)$$

$$Q = 0.6 \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - \frac{D}{2})} \quad (H \geq 1.8D)$$

$$H = 1.2D \text{ と } H = 1.8D \text{ の } Q \text{ を直線近似} \quad (1.2D < H < 1.8D)$$

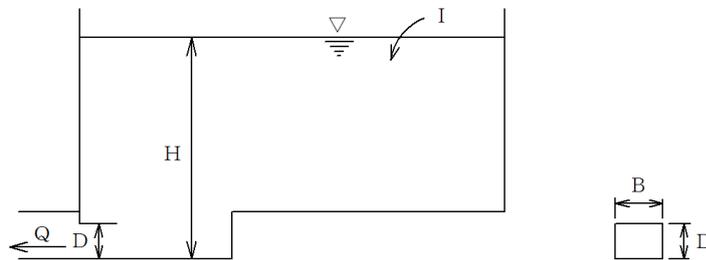


図6-1-25 オリフィスと水位の関係

h オリフィスの構造

- ※ オリフィス板、スクリーンは、ステンレス製とすること。また、コンクリート製の柵本体にネジ止めを行うものとする。
- ※ オリフィス柵は土砂や落葉等が流入することによって、放流能力の低下、オリフィスの閉塞、あるいは損傷が生じないように構造とすること。スクリーンを設置すること。なお、スクリーンの間隔は、オリフィスの口径の1/3を最大間隔とし、オリフィスの口径が小さい場合には、目の粗いスクリーンと細かいスクリーンを2重に取り付ける等の対策を検討するものとする。

6 排水施設に関する基準

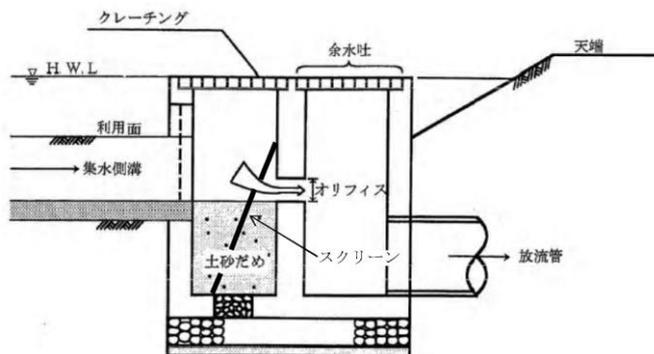


図 6-1-26 オリフィス柵

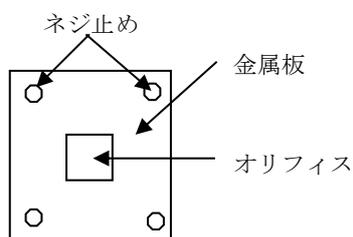


図 6-1-27 オリフィス正面図

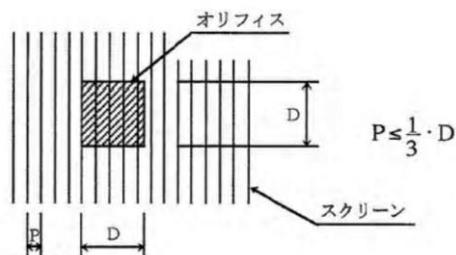


図 6-1-28 スクリーンの設置間隔

i 堆砂量

貯留施設での堆砂量は、計画上では考慮しないものとする。ただし、造成後の土砂の流出が想定される場合には、堆砂を考慮すること。

② 簡易法

(鈴鹿市が定めた許容放流量を用いて、必要貯留量等を算出する方法)

河川部局が策定した「鈴鹿市雨水流出抑制技術基準」に基づき、必要貯留量を算定し、貯留施設の規模を決定すること。

エ 貯留浸透併用施設

貯留施設と浸透施設を併用して設置する場合には、貯留施設を優先的に検討、計画し、不足する流出抑制量を浸透施設で対応することを基本とすること。

オ 貯留施設の維持管理

- ① 貯留施設は適正に維持管理が行われることによって、その機能が長期にわたって発揮できるよう管理協定を策定し、施設の維持管理を努めること。
- ② 施設の巡視は適宜行うこと。また、豪雨等の直後には必ず行うものとする。なお、巡視時には次の事項を確認すること。
 - a 小堤やのり面の破損・崩壊
 - b 放流施設の堆砂
 - c スクリーンのごみ
 - d 貯留部内の異常堆砂
 - e 安全施設の破損
- ③ 異常が認められた時には、速やかに処置すること。

6 排水施設に関する基準

(4) 浸透施設の構造及び設置基準

雨水流出抑制施設の設置基準に基づき、設置される浸透施設は次のとおりとすること。

ア 浸透施設の構造

① 設置場所

浸透施設は、浸透機能が効果的に発揮できる構造とすること。また、浸透施設の計画にあたっては、設置場所の地形、土地利用、地質及び集水・排水系統を十分に考慮すること。

a 浸透施設の設置が適している場所

地形からの判断

- ※ 台地・段丘
- ※ 扇状地
- ※ 自然堤防（構成堆積物による）
- ※ 山麓堆積地
- ※ 丘陵地（構成地質による、急斜面は適さない。）

b 土質・地下水からの判断

- ※ 砂分や礫の占める割合が高い。
- ※ 地表から 1.0m～1.5mまでに不透水層や難透水層（岩、粘土、シルト層等）が分布していない。
- ※ 透水係数が高い。
- ※ 地下水位が地表から 1.0～1.5m以下にある。

c 浸透施設の設置が適していない場所

※ 設置禁止区域

急傾斜地崩壊危険区域、がけ崩れ注意箇所、地すべり防止区域、河川やため池の堤防等、地下へ雨水を浸透させることによってのり面の安全性が損なわれる恐れのある地域

※ 斜面（人工改変地、切土斜面、盛土地盤の端部斜面）

斜面付近に浸透施設を設置する場合は、斜面の安定性を十分に検討し、浸透施設の可否を判断すること。なお、斜面部付近における浸透施設の設置の目安を図6-1-29に示す。

6 排水施設に関する基準

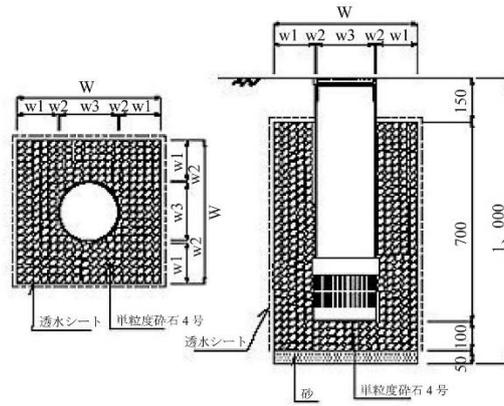


図 6-1-31 浸透ます (塩化ビニル製)

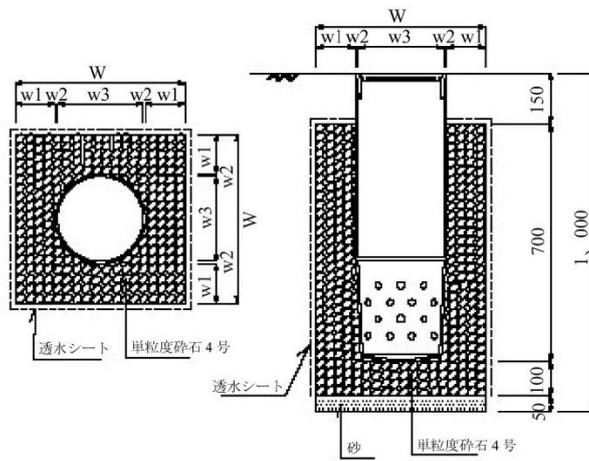


図 6-1-32 浸透ます (ポリプロピレン製)

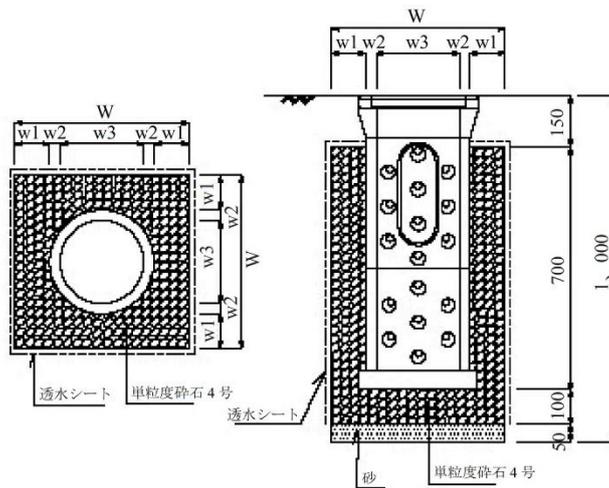


図 6-1-33 浸透ます (コンクリート製-丸型)

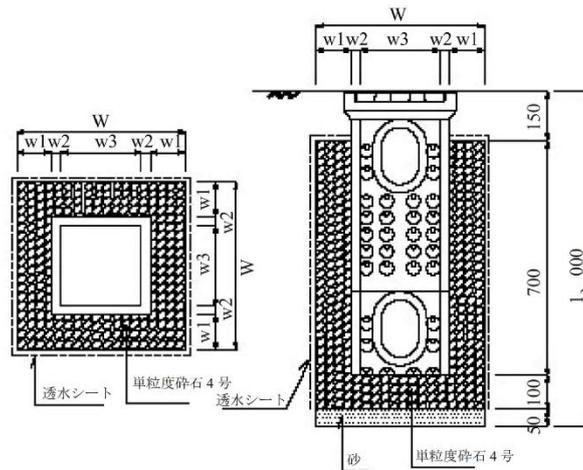


図6-1-34 浸透ます（コンクリート製-角型）

表6-1-15 浸透ます

材質	マス径 (mm)	幅W (mm)	w1 (mm)	w2 (mm)	w3 (mm)	標準浸透能力 ($\text{m}^3/\text{個}$)
塩化ビニル	ϕ 200	500	142.7	6.3	202	0.30
ポリプロ ピレン	ϕ 250	500	118.5	6.5	250	0.30
	ϕ 300	600	143.5	6.5	300	0.35
コンクリー ト（丸型）	ϕ 240	500	100	30	240	0.30
	ϕ 300	600	120	30	300	0.35
コンクリー ト（角型）	240	500	103	27	240	0.30
	300	600	114	36	300	0.35

b 浸透トレンチ

※ 浸透トレンチは、接続する柵からの流入水を均一に分散させるため、充填した碎石中に透水管を設置する構造とする。また、充填する碎石は単粒度碎石4号（粒径20～30mm）を標準とする。

※ 透水層の上面、側面には透水シートを設置すること。

※ 透水管の構造は、下記に示すものとする。

- ・ 透水管の土被りは、30cm以上とすること。
- ・ 透水管の材質は、原則として塩化ビニル管とすること。
- ・ 透水管の管径は、 ϕ 100～200mmを標準とし、一般の管設計と同様の通水機能を保持するよう計画する。

※ 浸透トレンチの標準幅（掘削幅）は、表6-1-16に示すとおりとする。

6 排水施設に関する基準

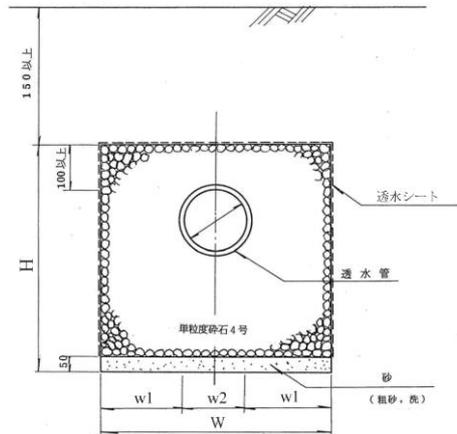


図6-1-35 浸透トレンチ

表6-1-16 浸透トレンチ

管径D (mm)	有効高H (mm)	幅W (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)	標準浸透能力 (m^3/m)
$\phi 100$	650	500	200	100	0.28
$\phi 125$	650	500	188	125	0.28
$\phi 150$	650	500	175	150	0.28
	650	600	225	150	0.30
$\phi 200$	650	600	200	200	0.30
	750	750	275	200	0.36

※ 浸透トレンチの間隔及び勾配は、以下に示すものとする。

- ・ 柵の間隔は20mを標準とすること。
- ・ 管の勾配は管内の堆砂を考慮して2‰を標準とすること。
- ・ 浸透トレンチの接続は、浸透ますの流出側の管底が流入側の管底より高い位置とすること。

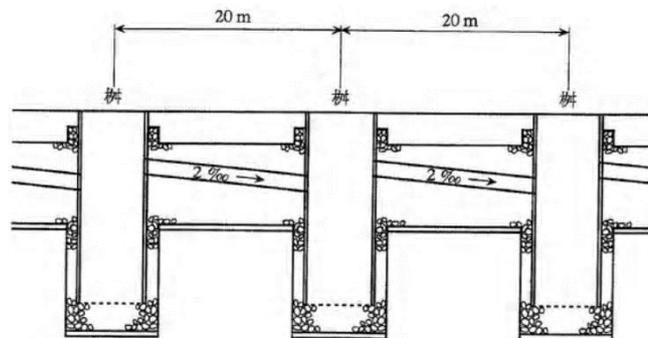


図6-1-36 浸透トレンチの接続

c 透水性舗装

- ※ 透水性舗装は、駐車場、歩道及び自動車交通の少ない道路に用いること。
- ※ 舗装構成は、路床から砂、碎石、透水性アスコンの順とすること。

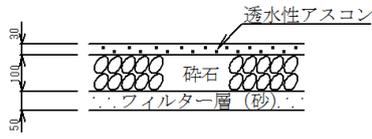


図6-1-37 透水性舗装 (歩道)

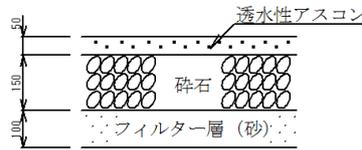


図6-1-38 透水性舗装
(駐車場、交通量の少ない道路)

イ 浸透能力と施設貯留量

浸透施設の浸透能力は、原則として現地浸透試験を行い決定すること。ただし、現地浸透試験が困難な場合は、浸透能力標準値を採用することができる。

① 浸透能力 (現地浸透試験による)

a 現地浸透試験

現地浸透試験はボアホール法を標準とするが、地盤状況等に応じて土研法あるいは実物試験等を選択し、原則として定水位法で実施すること。

b 単位基準浸透量

※ 現地浸透試験による算定方法

- ・ 現地浸透試験を行った施設の比浸透量 (K t) を浸透施設の形状と設計水頭をパラメータとする簡便式または関係図より求める。
- ・ 現地浸透試験の定水位法で得られた終期浸透量 (Q t) を、上記で求めた比浸透量 (K t) で除し、土壌の飽和透水係数 (k o) を求める。
- ・ 設置施設の比浸透量 (K f) を上記と同様に、浸透施設の形状と設計水頭をパラメータとする簡便式または関係図より求める。
- ・ 設置施設の単位基準浸透量 (Q f) は、現地浸透試験から求めた飽和透水係数 (k o) に設置施設の比浸透量 (K f) を乗じて算定する。

$$Q f = \frac{Q t}{K t} \times K f$$

$$= k o \times K f$$

Q f : 設置施設の単位基準浸透量 (m³/hr)

Q t : 試験施設の終期浸透量 (m³/hr)

K f : 設置施設の比浸透量 (m²)

K t : 試験施設の比浸透量 (m²)

k o : 土壌の飽和透水係数 (m/hr)

6 排水施設に関する基準

- 施設別の単位設計浸透量は、単位基準浸透量(Q f)に各種影響係数(C)を乗じて求める。また、各種影響係数は、地下水位等の浸透量を左右する要因毎の影響係数から構成されるが、本計算方法では影響係数を0.81とする。

$$Q = C \times Q f$$

Q : 設置施設の単位設計浸透量 (m³/hr)

Q f : 設置施設の単位基準浸透量 (m³/hr)

C : 各種影響係数 (=0.81)

※ 現地浸透試験を行わない算定方法

現地浸透試験が困難な場合は、表6-1-17に示す浸透施設別の浸透能力の標準値を用いることができるものとする。

表6-1-17 浸透施設別の1時間あたりの浸透能力標準値

浸透タイプ	浸透能力
浸透トレンチ	0.28~0.36 m ³ /m/hr
浸透雨水ます	0.30~0.35 m ³ /カ所/hr
透水性U形側溝	0.11~0.15 m ³ /m/hr
透水性L型側溝	0.04 m ³ /m/hr
透水性舗装	0.03 m ³ /m ² /hr
透水性ブロック	0.03 m ³ /m ² /hr

- ウ 空隙貯留量（浸透施設本体の空間や充填材で使用する砕石等の空隙）
浸透施設の空隙貯留量は、次式によって算定すること。

空隙貯留量（ m^3 ）＝浸透雨水ます等の空間体積＋充填材の体積×空隙率

表 6-1-18 充填材の標準空隙率

充填材	空隙率
単粒度砕石（3・4・5号）	40%
クラッシャーラン	10%
粒度調整砕石	
透水性アスファルト混合物	
透水性瀝青安定処理路盤	
透水性コンクリート	20%
プラスチック貯留材	製品カタログによる

エ 浸透施設の設置規模

設置する浸透施設全体の総貯留浸透量（浸透能力と空隙貯留量の合計）は、次式によって算定すること。

$$Q_c = \sum_i \{ (q_c)_i \times (N)_i \} + \sum_i \{ (V_c)_i \times (N)_i \}$$

Q_c ：総貯留浸透量（ m^3 ）

q_c ：タイプ別の浸透能力（ $\text{m}^3/\text{単位施設}$ ）

V_c ：タイプ別の空隙貯留量（ $\text{m}^3/\text{単位施設}$ ）

N ：タイプ別の施設数量

i ：タイプを表す添字

(5) その他の治水対策（下流河道改修方式）

下流河道改修方式とは、下流河川等における洪水の流下能力を増大させるため、あるいは流水をスムーズに流下させるため、河道の掘削、築堤等により河道断面を拡げたり、急激に屈曲している部分の線形を修正したりする方法である。なお、下流河道改修方式による治水対策を講じる場合は、次の各事項を十分に留意して設計すること。

ア 当該水系の下流において、現に実施されている河川改修計画と整合のとれた規模及び形態とすること。

イ 開発事業による影響が下流に及んで、洪水被害が増大させることのないように必要な改修区間を設定すること。

ウ 河川管理者と十分に協議すること。

6-2 都市計画法施行規則第22条、第26条

(排水施設の管渠の勾配及び断面積)

規則第22条 令第26条第一号の排水施設の管渠の勾配及び断面積は、5年に1回の確率で想定される降雨強度値以上の降雨強度値を用いて算定した計画雨水量並びに生活又は事業に起因し、又は付随する廃水量及び地下水量から算定した計画汚水量を有効に排出することができるように定めなければならない。

(排水施設に関する技術的細目)

規則第26条 令第29条の規定により定める技術的細目のうち、排水施設に関するものは、次に掲げるものとする。

- 一 排水施設は、堅固で耐久力を有する構造であること。
- 二 排水施設は、陶器、コンクリート、れんがその他の耐水性の材料で造り、かつ、漏水を最少限度のものとする措置が講ぜられていること。ただし、崖崩れ又は土砂の流出の防止上支障がない場合においては、専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は、多孔管その他雨水を地下に浸透させる機能を有するものとすることができる。
- 三 公共の用に供する排水施設は、道路その他排水施設の維持管理上支障がない場所に設置されていること。
- 四 管渠の勾配及び断面積が、その排除すべき下水又は地下水を支障なく流下させることができるもの（公共の用に供する排水施設のうち暗渠である構造の部分にあっては、その内径又は内法幅が、20cm以上のもの）であること。
- 五 専ら下水を排除すべき排水施設のうち暗渠である構造の部分の次に掲げる箇所には、ます又はマンホールが設けられていること。
 - イ 管渠の始まる箇所
 - ロ 下水の流路の方向、勾配又は横断面が著しく変化する箇所（管渠の清掃上支障がない箇所を除く）。
 - ハ 管渠の長さとその内径又は内法幅の120倍を超えない範囲内の長さごとの管渠の部分のその清掃上適当な場所
- 六 ます又はマンホールには、ふた（汚水を排除すべきます又はマンホールにあっては、密閉することができるふたに限る。）が設けられていること。
- 七 ます又はマンホールの底には、専ら雨水その他の地表水を排除すべきますにあっては深さが15cm以上の泥溜めが、その他のます又はマンホールにあってはその接続する管渠の内径又は内法幅に応じ相当の幅のインバートが設けられていること。

(1) 排水施設の構造基準

ア 排水施設の構造

① 管渠

a 管渠の構造

管渠は、用途に応じて内圧及び外圧に対して十分に耐える構造、材質のものを使用すること。なお、管種の選定には、流量、水質、布設場所の状況、外圧、継手方法、強度、形状、将来の維持管理を十分考慮し、それぞれの特徴を生かして合理的に選定するものとする。

- ※ 鉄筋コンクリート管
- ※ 現場打ち鉄筋コンクリート管
- ※ 既製矩形渠
- ※ 硬質塩化ビニル管
- ※ 強化プラスチック複合管
- ※ ダクタイル鋳鉄管
- ※ 鋼管
- ※ レジンコンクリート管
- ※ その他

b 管渠の断面

管渠の断面は、円形または矩形を標準とし、小規模下水道では円形もしくは卵形を標準とすること。また、流下断面の決定には、土砂の堆積等を考慮するものとし、開水路の場合は2割の余裕高（8割水深）、管路の場合は余裕高なしの満流とすること。

c 管渠（本管）の最小管径

管渠（本管）の最小管径は、汚水管がφ150 mm、雨水管はφ250 mmとする。

d 管渠の接合

管渠の接合は、次の事項を考慮すること。

- ※ 管渠の管径が変化する場合または2本の管渠が合流する場合の接合方法は、原則として水面接合または管頂接合とすること。
- ※ 地表勾配が急な場合には、管径の変化の有無に係らず、原則として地表勾配に応じて段差接合または階段接合とすること。
- ※ 管渠が合流する場合は、流水について十分検討し、マンホール形状及び設置箇所、マンホール内のインバート等で対処すること。

6 排水施設に関する基準

② 開渠

開渠は、一般に無筋コンクリート、コンクリートブロック積み、鉄筋コンクリート、鉄筋コンクリート組立て水路、コンクリート矢板、鋼矢板などを用いること。また、開渠の断面は台形又は長方形を標準とし、流量、流速、用地、護岸の種類等を十分に考慮し、開渠の種類を選定すること。

- a 水理学上有利である。
- b 土圧等に対して十分に耐える構造である。
- c 底部の変動が起こらない。
- d 維持管理が容易である。
- e 施工場所の環境に適応している。

③ マンホール（人孔）

雨水管に使用するマンホールは、次の事項を考慮して定めること。

a 設置箇所

マンホールは、維持管理の上で必要な箇所、管渠の起点及び方向または勾配が変化する箇所、管渠の管径の変化する箇所、段差の生ずる箇所、管渠の会合する箇所に必要に応じて設けること。

b 設置間隔

管渠のマンホールの最大間隔は、管渠の管径によって定めること。また、管渠の維持管理者と協議の上で最大間隔を延伸することができる。

表 6-2-1 マンホールの最大設置間隔

管径 (mm)	600以下	1,000以下	1,500以下	1,650以上
最大間隔 (m)	75	100	150	200

c マンホールの種類、形状、その他の構造（蓋、足掛け金物等）

マンホールの種類、形状、その他の構造については、上下水道部局が定める「下水道設計基準書のマンホールの設置基準」に準じるものとする。

イ 管渠等の排水施設の位置

① 管渠の最小土被り

管渠の最小土被りは、道路管理者及び施設管理者と協議の上、決定すること。

② 管渠と構造物の離れ

a 地下埋設物

※ 水道管

水道管との離隔は、上越し・下越しとも原則として 30 cm以上確保すること。

※ 電話線、ガス管、電気・通信ケーブル等

各施設との離隔は、各管理者と協議の上、決定すること。

b 雨水管・水路

雨水管、水路を下越しする場合は、基礎材から 20 cm の離隔を確保すること。

また、将来において、雨水管、水路の改修計画がある場合は、支障が生じないように配慮すること。

ウ 宅地用雨水最終ます

① 位置及び配置

宅地用雨水最終ますは、道路と民有地との境界付近に設置すること。また、境界付近とは官民境界から 1 ～ 2 m 程度の位置とする。

② 形状及び構造

円形または角形のコンクリート製、鉄筋コンクリート製、プラスチック製とし、ますの内径を 15 cm から 70 cm 程度とすること。

③ 蓋

ますの蓋は、鋳鉄製、鉄筋コンクリート製、プラスチック製及びその他の堅固で耐久性のある材料とすること。

④ 底部

ますの底部には、深さ 15 cm 以上の泥溜めを設けること。

エ 雨水取付管

① 管種

管種は、鉄筋コンクリート管、硬質塩化ビニル管またはこれと同等以上の強度及び耐久性のあるものを使用すること。

② 配置

a 布設方向は、本管（側溝）に対して直角かつ直線的に布設すること。

b 本管への取付け角度は、本管に対して 60 度または 90 度とすること。

c 取付管の間隔は 1 m 以上離れた位置とすること。

③ 勾配

雨水取付管の勾配は、10% 以上とすること。

④ 管径

取付管の最小管径は、また、取付管の最小管径は 125 mm とする。ただし、L 型集水桝からの放流管は 200 mm とする。なお、所定の土被りが確保できない場合は、防護等の措置を行うこと。

6 排水施設に関する基準

(2) 雨水施設の設計

雨水施設の規模は、降雨強度、排水面積、地形、地質、土地利用計画等に基づいて算定した雨水等の計画雨水量を安全に排水できるように決定すること。

ア 計画雨水流出量

① 最大計画雨水流出量

最大計画雨水流出量の算定は、原則として合理式によるものとする。

【合理式（ラショナル式）】

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

Q：計画雨水流出量（m³/s）

C：流出係数

I：降雨強度（流達時間内の平均降雨強度）（mm/h）

A：流域面積（ha）

② 流出係数

流出係数は、原則として工種別基礎流出係数及び工種構成から総括流出係数を用いること。また、流出係数は、土地利用形態により異なるため、一般に排水区域全体を加重平均して求めるものとする。

$$C = \frac{\sum_{i=1}^m C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^m C_i}$$

C：総括流出係数

C_i：土地利用形態毎の流出係数（i = 1、2、3・・・n）

A_i：土地利用形態毎の面積（i = 1、2、3・・・n）

表 6-2-2 工種別基礎流出係数標準値

工種別	流出係数	工種別	流出係数
屋根	0.85～0.95	間地	0.10～0.30
道路	0.80～0.90	芝、樹木の多い公園	0.05～0.25
その他の不透面	0.75～0.85	勾配の緩い山地	0.20～0.40
水面	1.00	勾配の急な山地	0.40～0.60

③ 計画確率降雨

流達時間内の平均降雨強度 I (mm/h) は、クリーブランド公式により求めること。また、計画確率降雨は、原則として10年とすること。

$$I = \frac{a}{t^n + b} \quad (\text{クリーブランド公式})$$

I : 平均降雨強度 (mm/h)

a : 5164 (定数)

b : 37.18 (定数)

n : 0.90 (定数)

t : 降雨継続時間 (min)

④ 流達時間

流達時間は、流入時間と流下時間の和とすること。

$$t = t_1 + t_2$$

t : 流達時間 (min)

t_1 : 流入時間 (min)

t_2 : 流下時間 (min)

a 流入時間

表 6-2-3 流入時間の標準値 (t_1)

区分	流入時間	区分	流入時間
人口密度が大きい地区	5分	幹線	5分
人口密度が小さい地区	10分	枝線	7~10分
平均	7分		

(参考)

$$\text{流入時間} (t_1) = \left(\frac{2}{3} \times 3.28 \cdot \frac{\ell \cdot n}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

t_1 : 流入時間 (min)

ℓ : 斜面距離 (m)

S : 斜面勾配

n : 粗度係数に類似の遅滞係数

b 流下時間

$$t_2 = \frac{L}{\alpha \cdot v \times 60}$$

t_2 : 流下時間 (min)

V : マニング式による平均流速 (m/s)

α : 洪水移動速度の補正係数

6 排水施設に関する基準

表 6-2-4 洪水移動速度の補正係数

断面形状	水深	補正係数	備考
正方形	8割	1.25	マニング式を用いて、 クライツ・セドンの理 論式より横流入がない
	5割	1.33	
	2割	1.48	
円形	8割	1.03	ものとして数値計算し たもの (n = 一定)
	5割	1.33	
	2割	1.42	

⑤ 排水面積

排水面積は、地形図を基にして道路、河川、水路の配置等を踏査によって十分に調査し、将来の開発計画も考慮して正確に求めること。

イ 流速及び勾配（雨水）

流速は一般的に下流に行くに従い漸増させ、勾配は下流に行くに従い次第に緩くなるように勾配、流速を定めること。また、流速の最小値を0.8m/s、最大値を3.0m/sとする。

(3) 汚水施設の設計及び施工管理

汚水施設について、鈴鹿市上下水道局が定める最新の「下水道設計基準書」、「鈴鹿市上下水道局下水道工事共通仕様書」、「鈴鹿市型マンホール蓋性能規程書」、「鈴鹿市上下水道局下水道工事（汚水）標準工法図」に基づき設計を行うこと。また、最新の「三重県公共工事共通仕様書」「鈴鹿市上下水道局下水道土木工事施行管理基準並びに写真撮影要領」に基づき施工管理を行うものとする。なお、開発区域内外で汚水管等の公共施設を整備する場合は、制限行為許可申請を行うこと。

(4) 宅内排水設備に関する基準

公共下水道における排水設備は、「鈴鹿市公共下水道条例」、「鈴鹿市公共下水道条例施行規程」、「鈴鹿市公共下水道排水設備基準」、「鈴鹿市公共下水道排水設備基準取り扱い事項」に基づき設計を行うこと。また、農業集落排水における排水設備は、「鈴鹿市農業集落排水処理施設条例」、「鈴鹿市農業集落排水処理施設条例施行規程」に基づき設計を行うこと。

ア 排水管（公共下水道、農業集落排水以外の排水設備）

① 種類

排水管は、鉄筋コンクリート管もしくは硬質塩化ビニル管等の管渠を用いる

こと。また、雨水のみ流下させる場合は開渠を用いることができるものとする。

② 管径、勾配及び流速

a 管径及び勾配

原則、屋外排水施設の設計では、個々に流量計算を行って排水管の管径及び勾配を決めることとする。ただし、以下に示す基準により定めることも可能とする。

※ 汚水のみを排出する排水管の管径及び勾配は、表6-2-5を参考とする。(個々に流量計算を行う場合はこの限りではない。)

表6-2-5 汚水管の管径及び勾配 (例)

排水人口 (人)	管径 (mm)	こう配
150未満	100以上	100分の2 以上
150以上 300未満	125以上	100分の1.7以上
300以上 500未満	150以上	100分の1.5以上
500以上	200以上	100分の1.2以上

- ・ 管路延長が3 m以下の場合、管径を75mmとすることができる(勾配は3%以上)。

雨水管等の種類、管径(側溝の場合は断面寸法)及び勾配は以下の通りとする。

(個々に流量計算を行う場合はこの限りではない。)

※ 雨水排水施設の種類、形状

管の場合は硬質塩化ビニル製、側溝の場合は鉄筋コンクリート製とする。

※ 管径(側溝の場合は断面寸法)及び勾配

雨水排水施設の管径(側溝の場合は断面寸法)及び勾配は以下の表6-2-6の通りとする。

表6-2-6 雨水管等の管径及び勾配

排水面積 (※1) (㎡)	寸法 (※2) (mm)	勾配 (%)		排水面積 (※1) (㎡)	寸法 (※2) (mm)	勾配 (%)	
		管渠	側溝			管渠	側溝
~100 未満	150	1.0~7.0	1.0~12	500 以上 600 未満	150	4.6~7.0	7.5~12
	180	1.0~5.7	1.0~9.0		180	1.8~5.7	2.9~9.0
	200	1.0~4.5	1.0~8.0		200	1.0~4.5	1.7~8.0
	240	1.0~3.8	1.0~6.5		240	1.0~3.8	1.0~6.5

6 排水施設に関する基準

	250	1.0~3.6	1.0~6.0		250	1.0~3.6	1.0~6.0
	300	1.0~2.8	1.0~4.8		300	1.0~2.8	1.0~4.8
100 以上 200 未満	150	1.0~7.0	1.0~12	600 以上 700 未満	150	6.2~7.0	11~12
	180	1.0~5.7	1.0~9.0		180	2.4~5.7	3.9~9.0
	200	1.0~4.5	1.0~8.0		200	1.5~4.5	2.2~8.0
	240	1.0~3.8	1.0~6.5		240	1.0~3.8	1.0~6.5
	250	1.0~3.6	1.0~6.0		250	1.0~3.6	1.0~6.0
	300	1.0~2.8	1.0~4.8		300	1.0~2.8	1.0~4.8
200 以上 300 未満	150	1.2~7.0	2.0~12	700 以上 800 未満	150	-	-
	180	1.0~5.7	1.0~9.0		180	3.1~5.7	5.1~9.0
	200	1.0~4.5	1.0~8.0		200	1.8~4.5	2.9~8.0
	240	1.0~3.8	1.0~6.5		240	1.0~3.8	1.1~6.5
	250	1.0~3.6	1.0~6.0		250	1.0~3.6	1.0~6.0
	300	1.0~2.8	1.0~4.8		300	1.0~2.8	1.0~4.8
300 以上 400 未満	150	2.1~7.0	3.4~12	800 以上 900 未満	150	-	-
	180	1.0~5.7	1.3~9.0		180	3.9~5.7	6.4~9.0
	200	1.0~4.5	1.0~8.0		200	2.3~4.5	3.7~8.0
	240	1.0~3.8	1.0~6.5		240	1.0~3.8	1.4~6.5
	250	1.0~3.6	1.0~6.0		250	1.0~3.6	1.2~6.0
	300	1.0~2.8	1.0~4.8		300	1.0~2.8	1.0~4.8
400 以上 500 未満	150	3.2~7.0	5.2~12	900 以上 1,000 未満	150	-	-
	180	1.2~5.7	2.0~9.0		180	4.8~5.7	7.9~9.0
	200	1.0~4.5	1.2~8.0		200	2.7~4.5	4.5~8.0
	240	1.0~3.8	1.0~6.5		240	1.1~3.8	1.7~6.5
	250	1.0~3.6	1.0~6.0		250	1.0~3.6	1.4~6.0
	300	1.0~2.8	1.0~4.8		300	1.0~2.8	1.0~4.8

※1 開発区域外から流入する範囲も面積に含む。

※2 管径の場合は直径を示し、側溝の場合は正方形断面としてその辺長を示す。

- ・ 管路延長が3 m以下の場合、管径を75mmとすることができる(勾配は3%以上)。

b 流速

管内流速は、掃除力を考慮して、0.6~1.5m/sとすること。ただし、やむを得ない場合は、最大流速を3.0m/sとすることができる。

③ 土被り

排水管の土被りは、原則として20cm以上とすること。また、公道に準じる道路、車両が出入りする場所等については、公共下水道に準じた深さを確保するものとする。なお、土被りが不足する場合は、外圧から防護するか、荷重条件に適した管種を選定するものとする。

④ 半地下家屋等への浸水対策

半地下家屋等の周辺の地盤より低い建築物は、豪雨時に排水設備から下水が逆流することにより、室内が浸水することがあるので、排水ポンプの設置等の必要な対策を行うこと。

イ 宅地ます

ますの設置場所、構造、大きさ等は、次の事項を考慮して定めること。

① ますの設置場所

- a 排水管の起点及び終点
- b 排水の会合点及び屈曲点
- c 排水管の管種、管径の変化する箇所。ただし、排水管の維持管理に支障がない場合は、この限りではない。
- d 排水管の延長がその管径の120倍を超えない範囲内において、排水管の維持管理上適切な箇所。

② ますの大きさ、構造及び形状

内径または内のりが15cm以上の円形または角型とし、堅固で耐久性のある構造とすること。また、材質は鉄筋コンクリート、プラスチック等とする。なお、ますの深さと内径または内のりとの関係は、下記の表を参考とする。

表6-2-7 宅地ますの深さ

内径または内のり (cm)	ますの深さ (cm)
15	80 以下
20	80 以下
30～35	90 以下
40～45	120 以下
50～60	150 以下

注1) 汚水ますは地表から下流の管底まで、雨水ますは
地表面からます底部までをますの深さとする。

6 排水施設に関する基準

注2) 内径または内のり 20cm のますで、管路とます立上り部の会合部が維持管理機具の使用が容易な曲線構造を有している場合は、ますの深さを 120cm 以下とすることができる。

ウ ますの蓋及び底部

- ① ますの蓋は堅固で耐久性のある材質とし、汚水ますの蓋は密閉式とすること。
- ② 汚水ますの底部はインバートを設け、雨水ますの底部は泥溜めを設けること。
また、泥溜めの深さは 15cm 以上とする。

エ 特殊ます

- ① トラップます
排水設備用の器具に防臭トラップが設置できないような場所に、防臭等を目的として設置すること。
- ② ドロップます
管の会合点において、管底高に極端な段差が生じる箇所に設置すること。
- ③ 掃除口
ますの設置が困難な箇所に、排水管の保守点検を容易にするために設置すること。
- ④ 分離ます
下水道施設への負荷軽減のため、固形物、油脂、土砂等を分離するために設置する。

6-3 その他

(1) 地区計画内における雨水流出抑制について（三日市・算所地区）

ア 雨水流出抑制

三日市・算所地区計画内で開発行為を行う場合は、河川管理部局が作成した「三日市・算所地区計画区域内における雨水流出抑制施設の設置基準(案)」に基づき、雨水流出抑制施設の設置を行うこと。ただし、「開発行為における雨水流出抑制施設の設置基準」によって、任意の浸透施設以外の雨水流出抑制施設の設置が必要となる場合には、その基準に基づき、雨水流出抑制施設の設置を行うものとする。

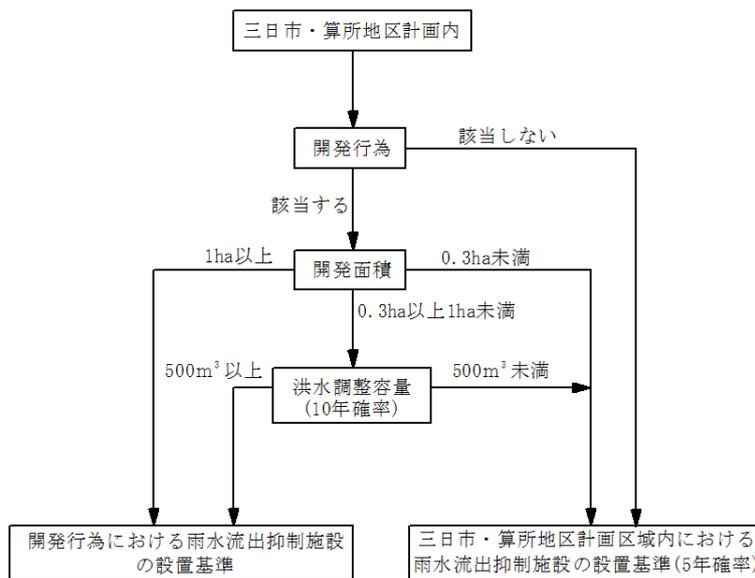


図6-3-1 雨水流出抑制の設置フロー（三日市・算所地区計画内）

6 排水施設に関する基準

(2) 市街化調整区域内における雨水浸透施設の設置基準

市街化調整区域内における分家住宅等の許可申請において、申請地は公共施設（排水路）の利用が可能な場所であることが条件であるが、放流先がない場合には雨水浸透施設を設置することによって、代替することができる。ただし、排水先が整備されれば、排水先の施設に接続するものとする。

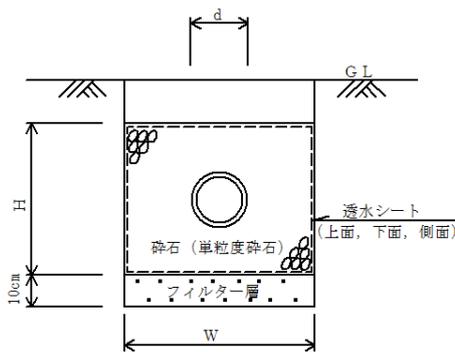
ア 雨水浸透施設

① 浸透トレンチ

掘削した溝に碎石（単粒度碎石）で充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより、雨水を地中に浸透させるものをいう。

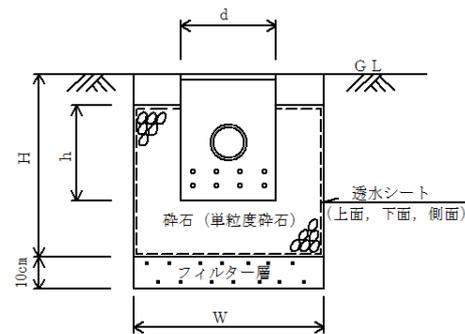
② 浸透ます

透水性のあるますの周辺を碎石（単粒度碎石）で充填し、集水した雨水を地中へ浸透させるものをいう。



※地盤面が砂礫や砂の場合は、フィルター層を省力することができる。

図6-3-2 浸透トレンチ

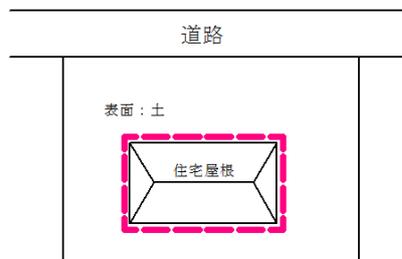


※地盤面が砂礫や砂の場合は、フィルター層を省力することができる。

図6-3-3 浸透ます

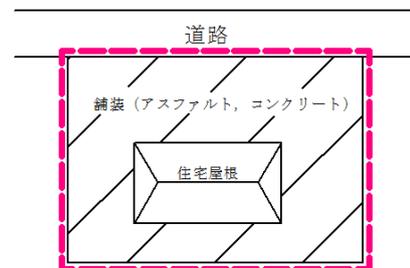
イ 対策面積

土地利用が変更される部分（流出係数の変更が生じる部分）を対策面積とする。



※対策面積・・・住宅屋根

図6-3-4



※対策面積・・・住宅屋根＋舗装

図6-3-5

ウ 対策雨水量

対策雨水量の算出は、原則として合理式によるものとする。

$$Q_1 = C \cdot I \cdot A \cdot 10^{-3}$$

Q_1 : 対策雨水量 (m³/h)

C : 流出係数

I : 流達時間 (t) 内の平均降雨強度 (mm/h)

A : 排水面積 (m²)

エ 計画降雨

計画降雨は、原則として10年とする。また、流達時間内の平均降雨強度 I (mm/h) は、クリーブランド公式により求める。

$$I = 5164 / (t^{0.90} + 37.18)$$

a、b、n : 定数

t : 降雨継続時間

t=10分の場合・・・114.4mm/h

オ 飽和透水係数

原地盤の浸透能力を把握するため、必要に応じて土質試験等を実施しなければならないが、小規模な施設設計の場合は、土質試験等を省略することできる。また、その場合の想定する土質は、微細砂として計算するものとする。

表6-3-1 飽和透水係数

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	0~0.01	0.01~ 0.05	0.05~ 0.10	0.10~ 0.25	0.25~ 0.50	0.50~ 1.0	1.0~5.0
Ko (cm/s)	3×10^{-6}	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-3}	0.015	0.085	0.35	3.0

カ 比浸透量

比浸透量とは、浸透施設からの浸透量を飽和透水係数で除した値をいう。また、比浸透量の算出方法は、表6-3-2~表6-3-5もしくは「雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編 図3-3、図3-4」を参考に算出するものとする。

6 排水施設に関する基準

表 6-3-2 比浸透量 (浸透側溝及び浸透トレンチ)

施設		浸透側溝及び浸透トレンチ
浸透面		側面および底面
模式図		
算定式の 適用範囲	設計水頭	約 1.5m
	施設規模	幅 1.5m
基本式		$K = aH + b$ H : 設計水頭 (m) W : 施設幅 (m)
係数	a	3.093
	b	$1.34W + 0.677$
	c	—
備考		比浸透量は単位長当たりの値

表 6-3-3 比浸透量 (円筒ます)

施設		円筒ます			
浸透面		側面および底面		底面	
模式図					
算定式の 適用範囲	設計水頭	約 1.5m		約 1.5m	
	施設規模	0.2m ≤ 直径 ≤ 1.0m	1 m < 直径 < 約 10m	0.3m ≤ 直径 ≤ 1.0m	1 m < 直径 < 約 10m
基本式		$K = a H^2 + b H + c$ H : 設計水頭 (m) D : 施設直径 (m)		$K = a H + b$ H : 設計水頭 (m) D : 施設直径 (m)	
係数	a	0.475D+0.945	6.244D+2.853	1.497D-0.100	2.556D-2.052
	b	6.07D+1.01	0.93D ² +1.606D-0.773	1.13D ² +0.638-0.011	0.924D ² +0.993D-0.087
	c	2.570D-0.188	—	—	—
備考		—	—	—	—

6 排水施設に関する基準

表 6-3-4 比浸透量 (正方形ます)

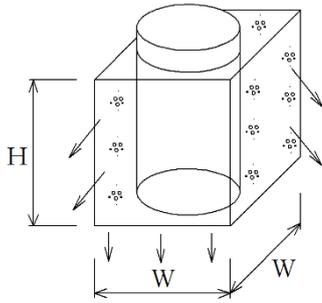
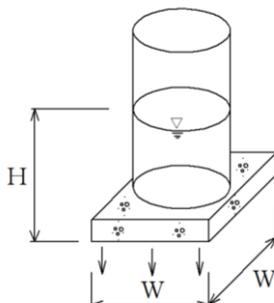
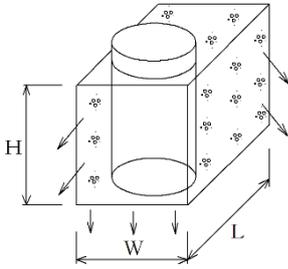
施設		正方形ます			
浸透面		側面および底面		底面	
模式図					
算定式の 適用範囲	設計水頭	約 1.5m		約 1.5m	
	施設規模	0.2m ≤ 直径 ≤ 1.0m	1 m < 直径 < 約 10m	0.3m ≤ 直径 ≤ 1.0m	1 m < 直径 < 約 10m
基本式		$K = aH^2 + bH + c$ H : 設計水頭 (m) D : 施設幅 (m)		$K = aH + b$ H : 設計水頭 (m) D : 施設幅 (m)	
係数	a	0.120W+0.985	-0.453W ² +8.289W +0.753	1.676W-0.137	-0.204W ² +3.166W- 1.936
	b	7.837W+0.82	1.458W ² +1.27W +0.362	1.496W ² +0.671W- 0.015	1.345W ² +0.736W +0.251
	c	2.858W-0.283	—	—	—
備考		碎石空隙貯留浸透 施設に適用可能	碎石空隙貯留浸透 施設に適用可能	—	—

表 6-3-5 比浸透量 (矩形ます)

施設		矩形のます
浸透面		側面および底面
模式図		
算定式の適用範囲	設計水頭	約 1.5m
	施設規模	延長約 200m、幅 4 m
基本式		$K = a H + b$ H : 設計水頭 (m) W : 施設幅 (m) L : 施設延長 (m)
係数	a	$3.297 L + (1.971 W + 4.663)$
	b	$(1.401 W + 0.684) L + (1.214 W - 0.834)$
	c	—
備考		砕石空隙貯留浸透施設に適用可能

キ 流出係数

流出係数とは、降雨量に対して地表を流下する雨水の割合を表す数値であり、表 6-3-6 の値を標準とする。

表 6-3-6 流出係数

工種別	流出係数	工種別	流出係数
屋根	0.85~0.95	間地	0.10~0.30
道路	0.80~0.90	芝、樹木の多い公園	0.05~0.25
その他の不透面	0.75~0.85	勾配の緩い山地	0.20~0.40
水面	1.00	勾配の急な山地	0.40~0.60

6 排水施設に関する基準

ク 設計フロー

浸透施設を設置する場合は、図6-3-6の設計フローに基づき設計を行うものとする。

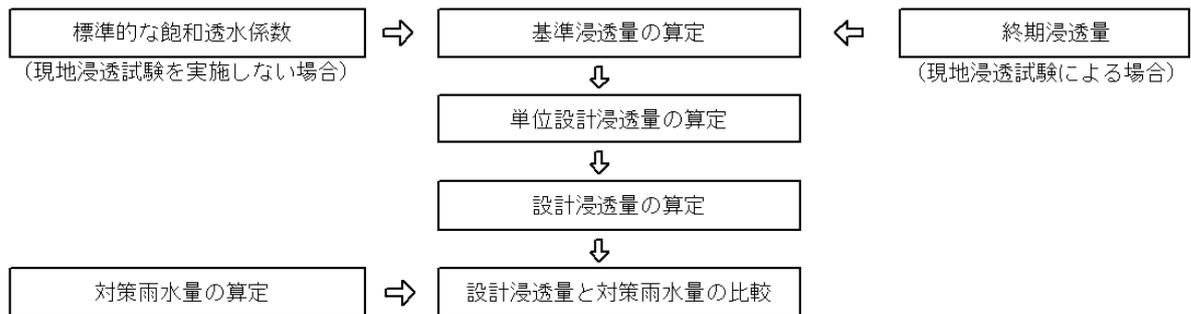


図6-3-6 設計フロー

① 基準浸透量

浸透施設の形状と設計水頭より比浸透量を算出し、これらに飽和透水係数を乗じて、各浸透施設の基準浸透量を求める。

$$Q_f = K_0 \times K_f$$

Q_f : 浸透施設の基準浸透量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{個}$ 、 $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$)

K_f : 浸透施設の比浸透量 (m^2)

K_0 : 土壌の飽和透水係数

② 単位設計浸透量

基準浸透量 (Q_f) に各種影響係数を乗じて、各浸透施設の設計浸透量を求める。

$$Q = \alpha \times Q_f$$

Q : 浸透施設の単位設計浸透量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{個}$ 、 $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$)

α : 各種影響係数 ($\alpha = \alpha_1 \times \alpha_2$)

α_1 : 地下水位の影響による低減係数 (0.90)

α_2 : 目づまりの影響による低減係数 (0.90)

Q_f : 浸透施設の基準浸透量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{個}$ 、 $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$)

③ 設計浸透量

単位設計浸透量に各浸透施設の設置数を乗じて、宅地内に設置された全ての浸透施設の設計浸透量 (Q_2) を求める。

$$Q_2 = Q \times n$$

Q_2 : 浸透施設の設計浸透量 (m^3/h)

Q : 浸透施設の探知設計浸透量 ($\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{個}$ 、 $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$)

n : 浸透施設の設置数 (個、m)

④ 設計浸透量と対策雨水量の比較

対策雨水量に対して、設計浸透量が上回っていることを確認する。その結果、上回っていれば、浸透施設の設置数が適正であることが判断される。

$$Q_1 < Q_2$$

Q_1 : 対策雨水量 (m^3/h)

Q_2 : 浸透施設の設計浸透量 (m^3/h)