

資料 - 4 計算例

計算例 - 1 貯留浸透施設の計画に関する計算例

1. 計算対象開発地区の計画概要

A 開発地区は、千葉県 B 市西部の台地部に位置する開発面積 9.45ha の地区であり、A 開発地区からの雨水排水は取り付け水路を経由して一級河川 E 川に放流される計画となっている(図 - 1 参照)。

当該地区の土地利用計画は、図 - 2 及び表 - 1 に示すとおりである。また、当該地区の地質構成は、常総層を基盤として、その上に関東ローム層によって形成されており、浸透施設の導入により調整池容量の低減が期待される地区であるので「手引書」第 5 条雨水排水計画その 2 の方法により流出抑制施設として浸透施設と調整池を計画する。

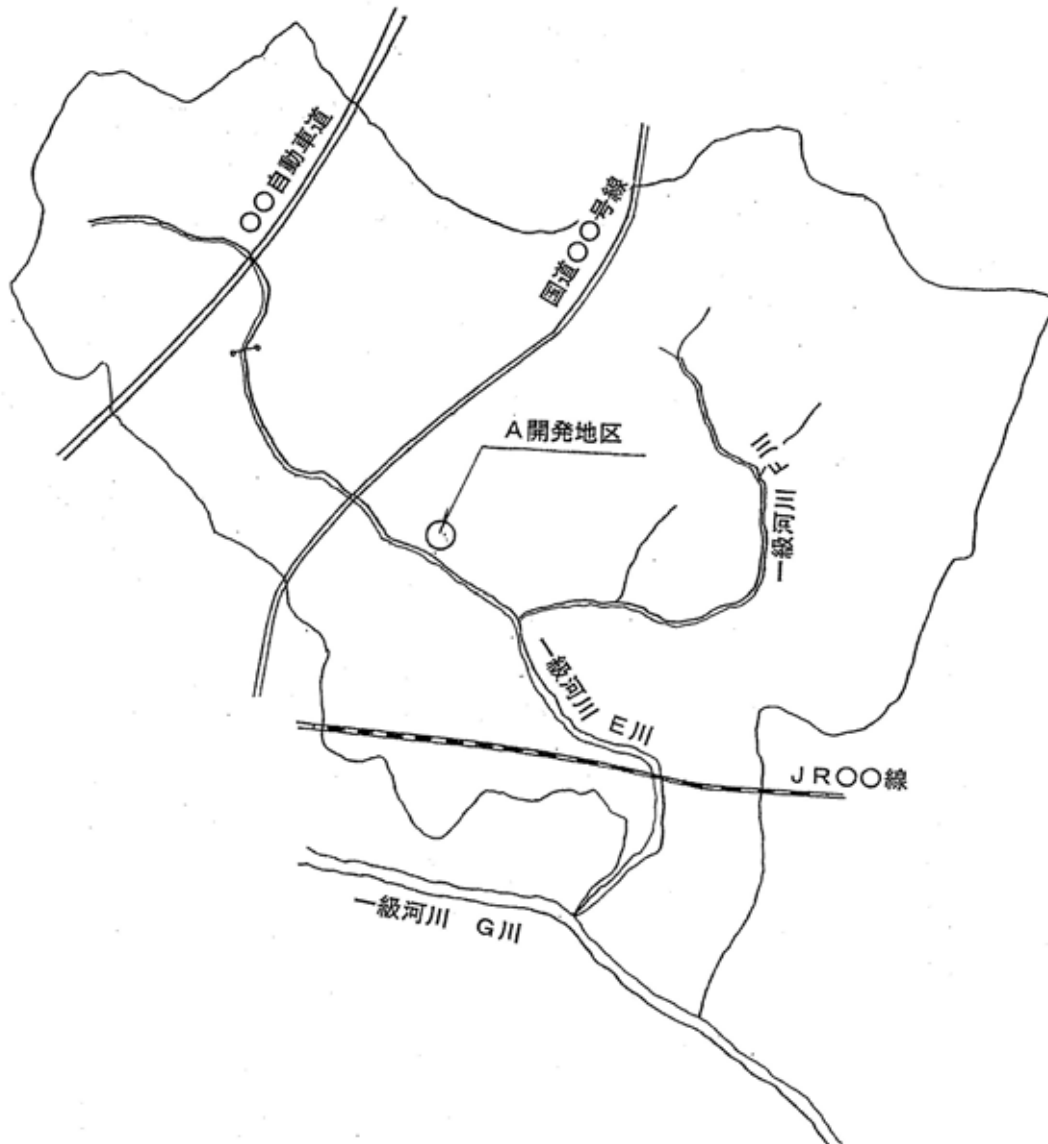


図 - 1 放流先河川の流域と開発地区位置図

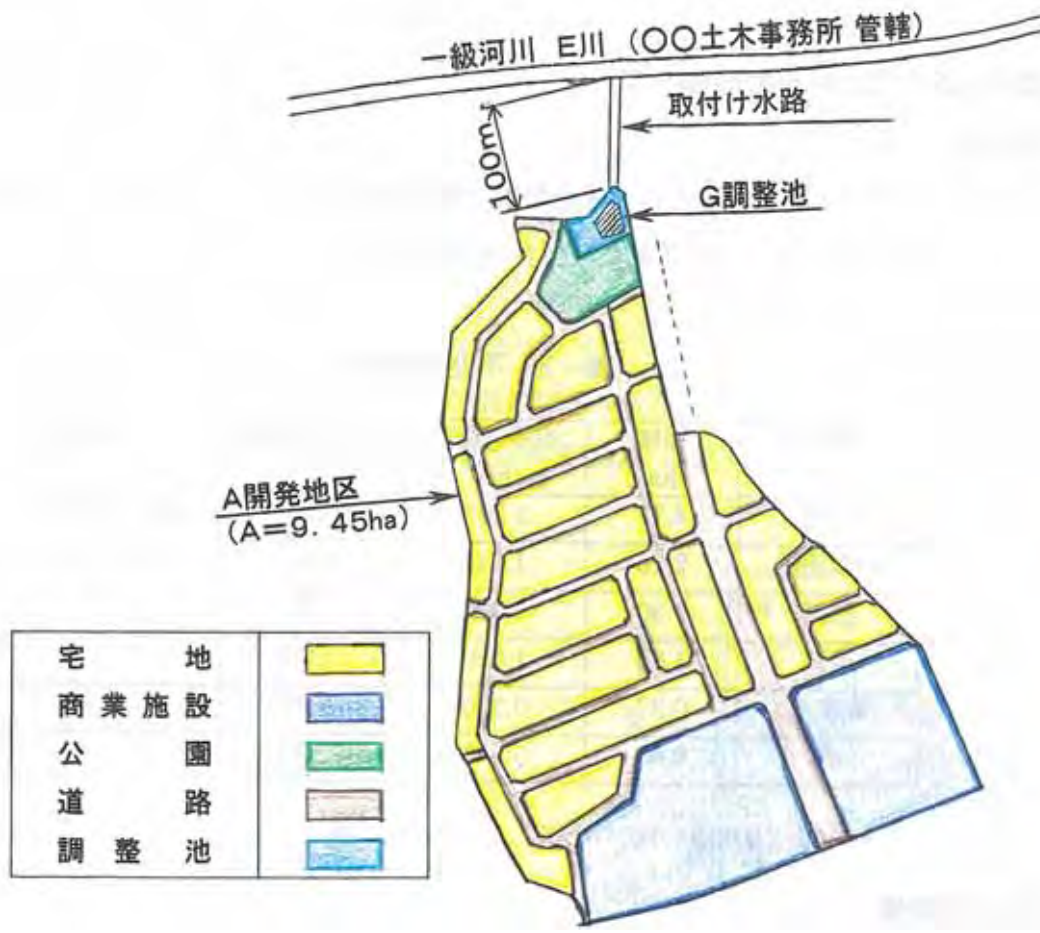


図 - 2 土地利用計画と放流先河川

表 - 1 A開発地区の土地利用と面積

土地利用	面積(ha)	割合(%)	備考
住宅地	4.77	50.4	
商業施設	2.16	22.9	
公園	0.30	3.2	
道路	1.85	19.6	
調整池	0.38	3.9	
計	9.45	100.0	

2. 雨水排水計画の基本条件

(1) 計画降雨と許容放流量

流出抑制対策として対象とする計画降雨と下流許容放流量は以下のとおりである。

計画降雨と降雨強度式

年超過確率 1/50 降雨強度式 $r=2439/(t^{3/4}+11.9)$ (千葉の雨)

計画降雨波形 後方集中型(降雨継続時間 24 時間)

許容放流比流量

許容放流比流量の下限值 $q_c = 0.025\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$ を用いる。

許容放流量 $Q_c = 0.025 \times 9.45\text{ha} = 0.236\text{m}^3/\text{s}$

(2)開発地区の流出率と洪水到達時間

流出率

表 - 1 に示す土地利用による不浸透面積と面積率を表 - 2 のように想定し、流出率を不浸透域 1.0、浸透域 0.6 として算定すると $f = 0.88$ となる。

表 - 2 不浸透面積率計算表

土地利用	面積 (ha)	不浸透面積 (ha)	不浸透面積率	備考
宅地	4.77	2.385	0.50	建ぺい率 50%
商業施設	2.16	1.944	0.90	緑地 10%
公園	0.30	0.000	0.00	
道路	1.85	1.850	1.00	
調整池	0.37	0.370	1.00	
計	9.45	6.549	0.693	

$$\text{流出率 } f = (1.0 \times 0.693 + 0.6 \times 0.307) = 0.877 \approx 0.88$$

洪水到達時間

開発区域の雨水幹線計画が未定であるので、ここでは Kraven 式による流下速度 v を用いて洪水到達時間を求める。

・流入時間

流入時間は、都市流域において下水道計画で用いられる 5 ~ 10 分より $t_1 = 10$ 分を採用した。

・流下時間

流路延長 $L=350\text{m}$ 、地形平均勾配 $i = 1/330$ 流下速度 $v = 2.1\text{m/s}$

$$t_2 = 350 / (60 \times 2.1) = 2.8 \text{ 分}$$

・洪水到達時間

$$t_c = 10 + 2.8 = 12.8 \text{ 分 (10 分)}$$

洪水到達時間は安全側をみて $t_c = 10$ 分を採用する。

3. 地盤の浸透能力調査

(1) 現地浸透試験装置と地質

当該地区のボ - リング調査の結果では全体的にロ - ム層が分布しており、その厚さは3 ~ 5 m 程度である。

浸透能力を評価するための現地浸透試験を、浸透ますタイプの実物試験法によって実施した。試験箇所地質と試験装置の構造と設置場所地質は図 - 4 及び図 - 5 のとおりである。なお、浸透ますとして設置した塩化ビニール管の碎石埋設部は孔開き状態となっている。

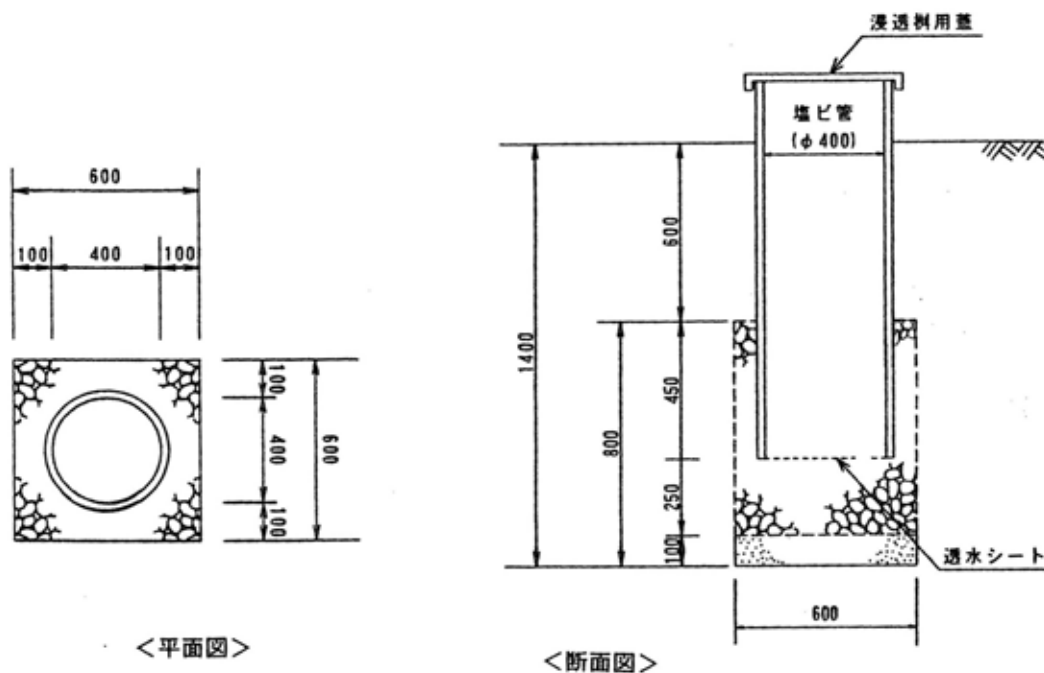


図 - 4 浸透施設の構造（浸透ますタイプ）

標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	柱状図	土質名	色調	実験施設
							浸透ます(実物)
0.5	15.86	0.30	0.30	[Cross-hatched pattern]	表土	暗黒	[Diagram of infiltration facility]
	15.66	0.50	0.20			暗茶褐	
1.0				[Wavy pattern]	ローム	茶褐	[Diagram of infiltration facility]
1.5							
2.0	14.16	2.00	1.50				

図 - 5 浸透試験箇所地質と浸透施設設置状況図

(2) 浸透試験結果による飽和透水係数と単位設計浸透量

飽和透水係数

現地浸透試験は、定水位法で行った。なお、浸透試験は同一施設で湛水深を 80、40 c m の 2 ケースで行った。

浸透試験は 4 時間行い、その終期浸透量を用い飽和透水係数を表 - 3 のように算定した。

なお、飽和透水係数算定に用いた比浸透量は、「手引の解説書」表 3 - 6 (2) の正方形ますの次式を用いた。

$$K = aH^2 + bH + c$$

$$a = 0.12W + 0.985 \quad b = 7.837W + 0.82 \quad c = 2.858W - 0.283$$

ここに、K : 比浸透量 (m²)、W : 浸透施設の規模 (= 0.6m)、H : 試験湛水深 (m) である。

表 - 3 終期浸透量と飽和透水係数

湛水深 H (m)	比浸透量 K (m ²)	終期浸透量 Q (m ³ /h)	飽和透水係数 k _o (m/h)
0.4	3.81	0.452	0.119
0.8	6.53	0.798	0.122

注) k_o = Q/K

以上より、当該地区の飽和透水係数は、設計水頭を想定した湛水位に対応する値として k_o = 0.122m/h を用い、浸透施設の浸透能力を評価する。

単位設計浸透量

当該地区には、下記のように浸透施設として浸透ます、浸透トレンチ及び透水性舗装を導入する。

戸建住宅 - 浸透ます、浸透トレンチ

商業施設 - 建物の周囲 (浸透ます、浸透トレンチ)、透水性舗装 (駐車場)

その標準構造は、図 - 6 のとおりである。

また、これら浸透施設の単位設計浸透量は、表 - 4 に示すとおりである。

表 - 4 単位設計浸透量計算表

浸透施設	設計水頭 (m)	比浸透量 k _f (m ²)	飽和透水係 数 k _o (m/h)	基準浸透量 Q _f (m ³ /h)	影響係数	安全率	単位浸透量 Q (m ³ /s)
浸透ます	0.80	6.986	0.122	0.852	0.81	0.800	0.552
浸透トレンチ	0.60	3.337	0.122	0.407	0.81	1.000	0.330
透水性舗装	0.25	1.291	0.122	0.157	0.81	0.100	0.013

注) 比浸透量は、「手引の解説書」表 3 - 6 による

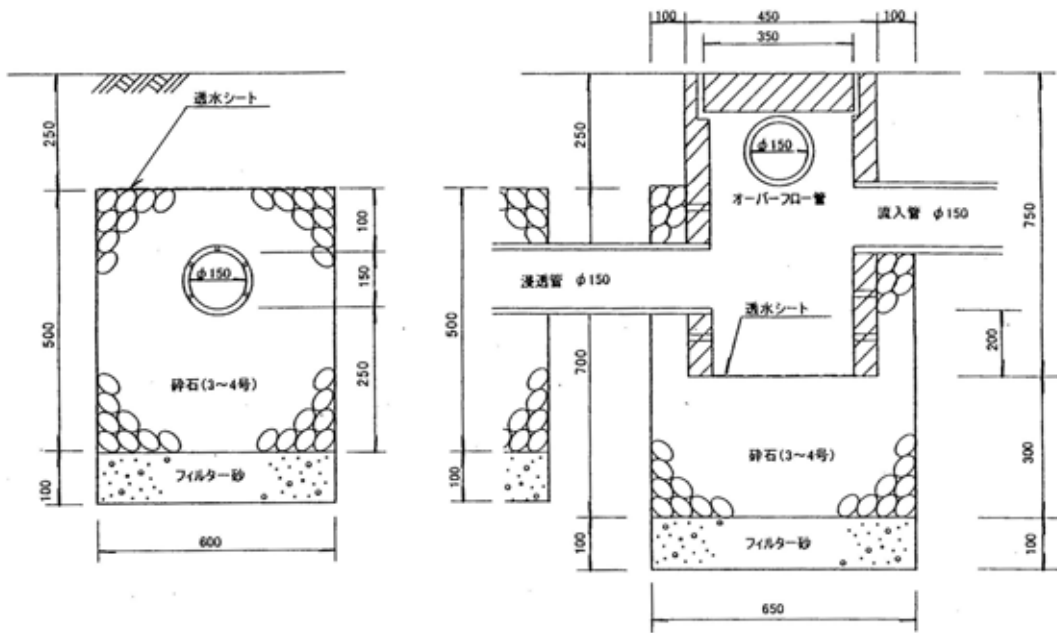


図 - 6 (1) 浸透施設構造図

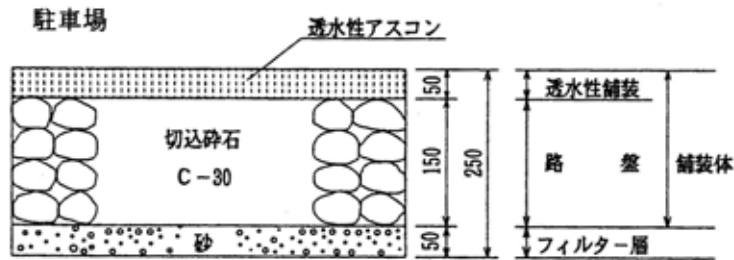


図 - 6 (2) 透水性舗装の構造

4. 浸透施設の配置計画と設計浸透量

(1) 土地利用別浸透施設の配置計画

戸建て住宅への配置

戸建住宅の1戸あたり面積は、220m²とし、建物の建築面積は50%として、屋根を浸透処理区域とする。庭の雨水は無処理区域として扱う。浸透施設は、1戸あたり浸透ます1個、浸透トレンチ2mを設置するものとする。

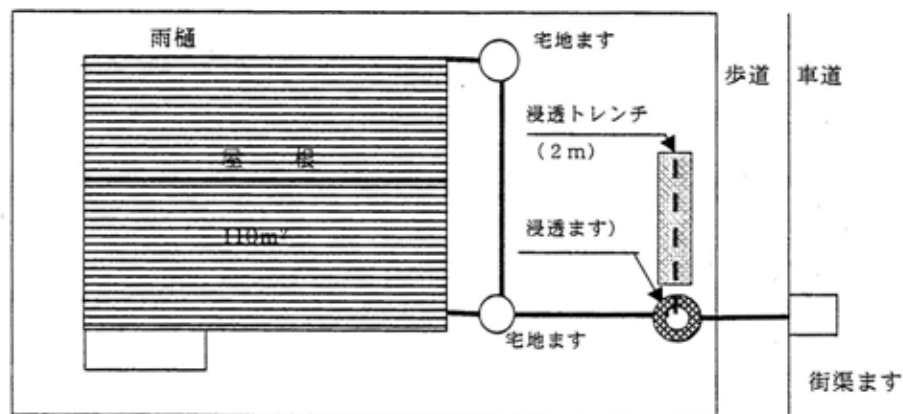


図 7 戸建住宅への浸透施設設置イメージ

浸透トレンチ 単位設計浸透量 $0.330 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m} \times \text{設置数量 } 2\text{m} = 0.660 \text{ m}^3/\text{h}$

浸透ます 単位設計浸透量 $0.552 \text{ m}^3/\text{h}/\text{個} \times \text{設置数量 } 1 \text{個} = 0.552 \text{ m}^3/\text{h}$

設計浸透量 $Q_i = 0.66 + 0.552 = 1.212 \text{ m}^3/\text{h}$

設計浸透強度 $I_r = \text{設計浸透量 } Q_i / \text{集水面積 } A_i$

$= 1.212 \text{ m}^3/\text{h} / 110 \text{ m}^2 = 11.02 \text{ mm}/\text{h}$

商業施設用地への配置

商業施設用地の土地利用計画から浸透施設の配置計画は表 - 5 のように想定した。

表 - 5 商業施設用地の土地利用と浸透施設配置の考え方

土地利用	面積 (ha)	面積率 (%)	導入する浸透施設
建物	0.864	40	建物周囲に浸透トレンチを設置 浸透ますを 20m 間隔に設置
駐車場・通路	1.08	50	全面透水性舗装
その他	0.216	10	無処理区域 (緑地)
計	2.16	100	

浸透施設の設置数量と設計浸透量

以上の配置の考え方に基づき浸透施設の設置数量をまとめると表 - 6 のとおりであり、この数量に対する設計浸透量は、表 - 7 のようになる。

これらの結果から浸透施設に関する設計諸元は、下記のように設定される。

- ・ 浸透処理面積 : 4.329 ha (浸透処理面積率 45.81% ($= (4.329/9.45) \times 100$))
- ・ 設計浸透量 : $565.1 \text{ m}^3/\text{h}$ (表 - 7 より)
- ・ 設計浸透強度 : $13.05 \text{ mm}/\text{h}$ ($= 565.1 / (4.329\text{ha} \times 10)$)

表 - 6 浸透処理面積と浸透施設設置数量

土地利用	面積 (ha)	浸透処理面積 (ha)	浸透施設設置数量		
			浸透ます (個)	浸透トレンチ (m)	透水性舗装 (m^2)
宅地	4.77	2.385	217	434	-
商業施設	2.16	1.944	24	450	10800
公園	0.3	-	-	-	-
道路	1.85	-	-	-	-
調整池	0.37	-	-	-	-
計	9.45	4.329	241	884	10800

表 - 7 設計浸透量計算表 (単位 m^3/h)

土地利用	浸透ます (0.552)	浸透トレンチ (0.330)	透水性舗装 (0.013)	計
宅地	119.784	143.22	-	263.004
商業施設	13.248	148.5	140.4	302.148
計	133.032	291.72	140.4	565.152

注)(): 単位設計浸透量

5 . 流出抑制効果の算定と調整池の計画

(1) 流出抑制効果

計画降雨による流出ハイドログラフを浸透処理区域と無処理区域において算定し、調整池への流入量とする。図 - 8 は、流出ハイドログラフの算定に用いる当該開発地区の流出系統図である。

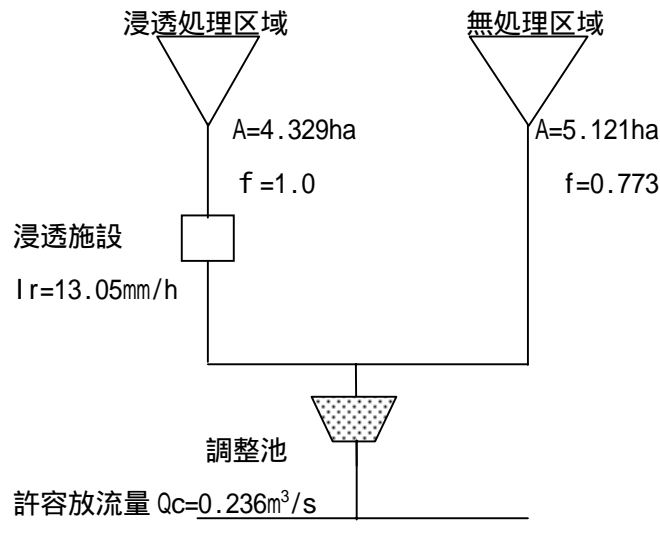


図 - 8 流出抑制効果算定のための流出系統図

同図において浸透処理区域と無処理区域の流出率は、各々の土地利用により表 - 8 のように設定したものである。なお、浸透施設による流出抑制効果は、「手引の解説書」による有効降雨モデルにより評価する。

この系統図に従い、計画降雨による合理式連続モデルによる流出計算の結果を示すと図 - 9 のとおりである。

(参考) 2.(1)に示した開発地区全体の平均流出率が、0.9 を上回る場合は、全体の平均流出率を 0.9 に補正することができる。補正の方法は、ケースバイケースとなるがひとつの補正方法としては 0.9 を土地利用から算定された流出率で除した値を表 - 8 に示す浸透処理区域と無処理区域の流出率に乗じて設定する方法が考えられる。

表 - 8 浸透処理区域及び無処理区域の流出率

土地利用	面積 (ha)	浸透処理区域		無処理区域	
		面積 (ha)	流出率	面積 (ha)	流出率
宅地	4.77	2.385	1.000	2.385	0.600
商業施設	2.16	1.944	1.000	0.216	0.600
公園	0.30	-	-	0.300	0.600
道路	1.85	-	-	1.850	1.000
調整池	0.37	-	-	0.370	1.000
計	9.45	4.329	1.000	5.121	0.773

注) 計欄の流出率は、面積の荷重平均による値

なお、計画降雨は千葉の降雨強度式（確率年 1/50）を用い洪水到達時間 10 分間隔での後方集中型降雨波形の計算結果（手引書図 5 - 1 の方法による）は、表 - 9 の計画降雨の欄に示すとおりである。また、合理式連続モデルによる浸透施設なしの場合と浸透処理区域及び無処理区域からの洪水流量の計算結果（手引書図 5 - 3 の方法による）は表 - 9 に示すとおりであり、浸透処理区域と無処理区域からの合計流量が計画する調整池への流入量となる。

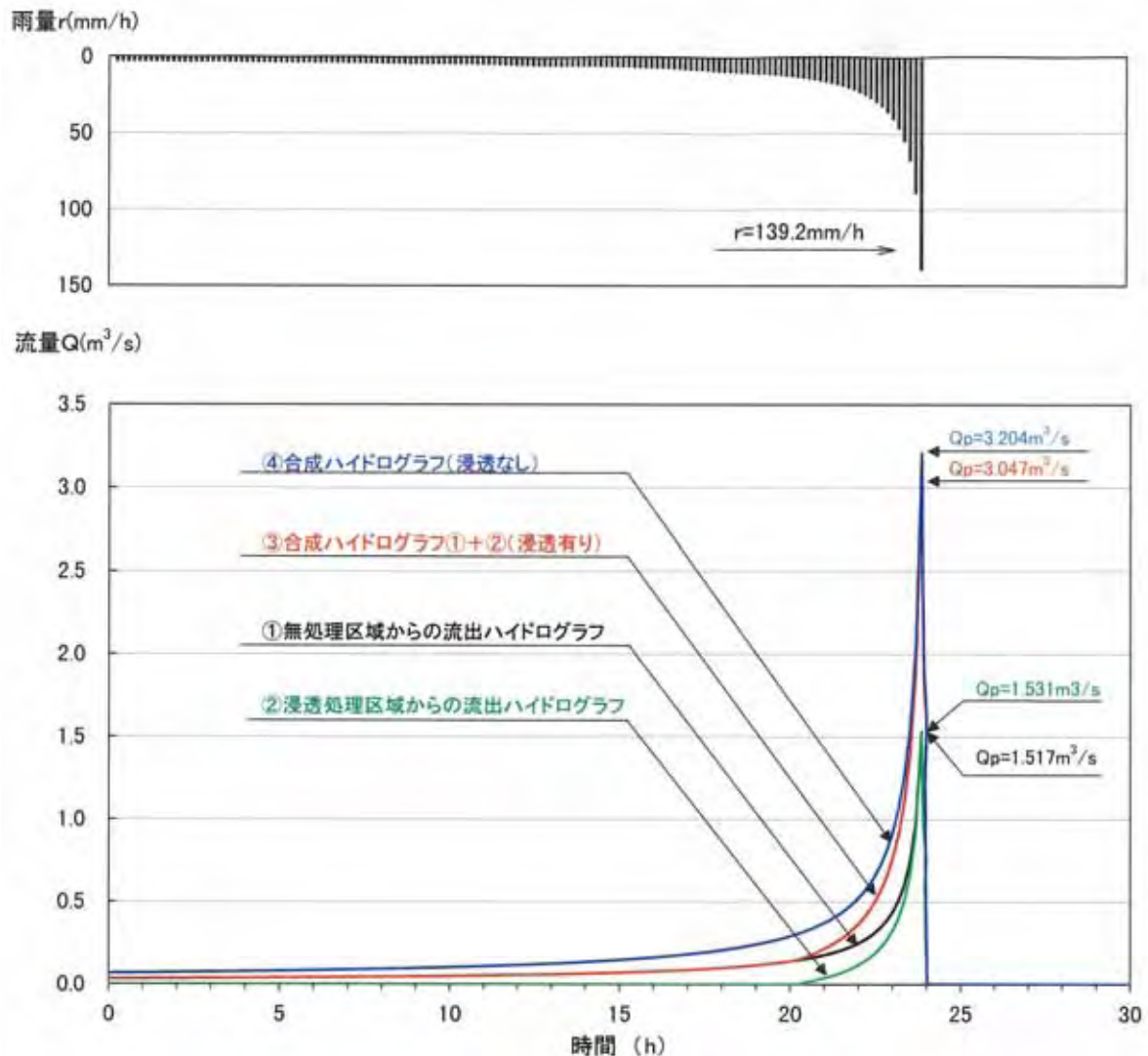


図 - 9 開発地区からの計画降雨による流出ハイドログラフ

表 - 9 と図 - 9 に示すように開発地区からの流出量のピーク流量は、浸透施設なしの場合 $3.204\text{m}^3/\text{s}$ に対し浸透施設ありの場合 $3.047\text{m}^3/\text{s}$ に低減しているが、その低減率は 5 % 程度である。

一方、計画降雨による全体の流出量を流出率で評価すると浸透施設なしの場合は 0.88 に対し浸透施設ありの場合は、0.58 に逡減し、開発地区からの流出量は 35% 減少することになる。これが調整池の必要調節容量の削減効果として評価されることになる。

表 - 9 (1) 計画降雨及び流出量計算結果

時刻 t(分)	計画雨量 r(mm/h)	流量Q (m ³ /s)			
		浸透なし A=9.450ha	浸透あり		計 A=9.450ha
			浸透処理区域 A=4.329ha	無処理区域 A=5.121ha	
10	2.85	0.066	0.000	0.031	0.031
20	2.87	0.066	0.000	0.032	0.032
30	2.88	0.066	0.000	0.032	0.032
40	2.90	0.067	0.000	0.032	0.032
50	2.92	0.067	0.000	0.032	0.032
60	2.93	0.068	0.000	0.032	0.032
70	2.95	0.068	0.000	0.032	0.032
80	2.97	0.068	0.000	0.033	0.033
90	2.99	0.069	0.000	0.033	0.033
100	3.00	0.069	0.000	0.033	0.033
110	3.02	0.070	0.000	0.033	0.033
120	3.04	0.070	0.000	0.033	0.033
130	3.06	0.070	0.000	0.034	0.034
140	3.08	0.071	0.000	0.034	0.034
150	3.10	0.071	0.000	0.034	0.034
160	3.12	0.072	0.000	0.034	0.034
170	3.14	0.072	0.000	0.035	0.035
180	3.16	0.073	0.000	0.035	0.035
190	3.18	0.073	0.000	0.035	0.035
200	3.20	0.074	0.000	0.035	0.035
210	3.22	0.074	0.000	0.035	0.035
220	3.24	0.075	0.000	0.036	0.036
230	3.26	0.075	0.000	0.036	0.036
240	3.28	0.076	0.000	0.036	0.036
250	3.30	0.076	0.000	0.036	0.036
260	3.33	0.077	0.000	0.037	0.037
270	3.35	0.077	0.000	0.037	0.037
280	3.37	0.078	0.000	0.037	0.037
290	3.40	0.078	0.000	0.037	0.037
300	3.42	0.079	0.000	0.038	0.038
310	3.45	0.079	0.000	0.038	0.038
320	3.47	0.080	0.000	0.038	0.038
330	3.50	0.081	0.000	0.038	0.038
340	3.52	0.081	0.000	0.039	0.039
350	3.55	0.082	0.000	0.039	0.039
360	3.57	0.082	0.000	0.039	0.039
370	3.60	0.083	0.000	0.040	0.040
380	3.63	0.084	0.000	0.040	0.040
390	3.66	0.084	0.000	0.040	0.040
400	3.68	0.085	0.000	0.041	0.041
410	3.71	0.086	0.000	0.041	0.041
420	3.74	0.086	0.000	0.041	0.041
430	3.77	0.087	0.000	0.042	0.042
440	3.80	0.088	0.000	0.042	0.042
450	3.83	0.088	0.000	0.042	0.042
460	3.87	0.089	0.000	0.043	0.043
470	3.90	0.090	0.000	0.043	0.043
480	3.93	0.091	0.000	0.043	0.043
490	3.96	0.091	0.000	0.044	0.044
500	4.00	0.092	0.000	0.044	0.044
510	4.03	0.093	0.000	0.044	0.044
520	4.07	0.094	0.000	0.045	0.045
530	4.11	0.095	0.000	0.045	0.045
540	4.14	0.095	0.000	0.046	0.046
550	4.18	0.096	0.000	0.046	0.046
560	4.22	0.097	0.000	0.046	0.046
570	4.26	0.098	0.000	0.047	0.047
580	4.30	0.099	0.000	0.047	0.047
590	4.34	0.100	0.000	0.048	0.048
600	4.38	0.101	0.000	0.048	0.048

表 - 9 (2) 計画降雨及び流出量計算結果

時刻 t(分)	計画雨量 r(mm/h)	流量Q (m ³ /s)			
		浸透なし A=9.450ha	浸透あり		計 A=9.450ha
			浸透処理区域 A=4.329ha	無処理区域 A=5.121ha	
610	4.42	0.102	0.000	0.049	0.049
620	4.47	0.103	0.000	0.049	0.049
630	4.51	0.104	0.000	0.050	0.050
640	4.56	0.105	0.000	0.050	0.050
650	4.61	0.106	0.000	0.051	0.051
660	4.65	0.107	0.000	0.051	0.051
670	4.70	0.108	0.000	0.052	0.052
680	4.75	0.109	0.000	0.052	0.052
690	4.81	0.111	0.000	0.053	0.053
700	4.86	0.112	0.000	0.053	0.053
710	4.91	0.113	0.000	0.054	0.054
720	4.97	0.114	0.000	0.055	0.055
730	5.03	0.116	0.000	0.055	0.055
740	5.08	0.117	0.000	0.056	0.056
750	5.14	0.118	0.000	0.057	0.057
760	5.21	0.120	0.000	0.057	0.057
770	5.27	0.121	0.000	0.058	0.058
780	5.34	0.123	0.000	0.059	0.059
790	5.40	0.124	0.000	0.059	0.059
800	5.47	0.126	0.000	0.060	0.060
810	5.54	0.128	0.000	0.061	0.061
820	5.62	0.129	0.000	0.062	0.062
830	5.69	0.131	0.000	0.063	0.063
840	5.77	0.133	0.000	0.063	0.063
850	5.85	0.135	0.000	0.064	0.064
860	5.93	0.137	0.000	0.065	0.065
870	6.02	0.139	0.000	0.066	0.066
880	6.10	0.141	0.000	0.067	0.067
890	6.20	0.143	0.000	0.068	0.068
900	6.29	0.145	0.000	0.069	0.069
910	6.39	0.147	0.000	0.070	0.070
920	6.49	0.149	0.000	0.071	0.071
930	6.59	0.152	0.000	0.073	0.073
940	6.70	0.154	0.000	0.074	0.074
950	6.81	0.157	0.000	0.075	0.075
960	6.93	0.160	0.000	0.076	0.076
970	7.05	0.162	0.000	0.078	0.078
980	7.18	0.165	0.000	0.079	0.079
990	7.31	0.168	0.000	0.080	0.080
1000	7.44	0.171	0.000	0.082	0.082
1010	7.59	0.175	0.000	0.083	0.083
1020	7.74	0.178	0.000	0.085	0.085
1030	7.89	0.182	0.000	0.087	0.087
1040	8.05	0.185	0.000	0.089	0.089
1050	8.22	0.189	0.000	0.090	0.090
1060	8.40	0.193	0.000	0.092	0.092
1070	8.59	0.198	0.000	0.094	0.094
1080	8.78	0.202	0.000	0.097	0.097
1090	8.99	0.207	0.000	0.099	0.099
1100	9.21	0.212	0.000	0.101	0.101
1110	9.44	0.217	0.000	0.104	0.104
1120	9.68	0.223	0.000	0.106	0.106
1130	9.93	0.229	0.000	0.109	0.109
1140	10.21	0.235	0.000	0.112	0.112
1150	10.49	0.242	0.000	0.115	0.115
1160	10.80	0.249	0.000	0.119	0.119
1170	11.13	0.256	0.000	0.122	0.122
1180	11.48	0.264	0.000	0.126	0.126
1190	11.85	0.273	0.000	0.130	0.130
1200	12.25	0.282	0.000	0.135	0.135

表 - 9 (3) 計画降雨及び流出量計算結果

時刻 t(分)	計画雨量 r(mm/h)	流量Q (m ³ /s)			
		浸透なし A=9.450ha	浸透あり		計 A=9.450ha
			浸透処理区域 A=4.329ha	無処理区域 A=5.121ha	
1210	12.69	0.292	0.000	0.140	0.140
1220	13.16	0.303	0.001	0.145	0.146
1230	13.66	0.315	0.007	0.150	0.158
1240	14.22	0.327	0.014	0.156	0.170
1250	14.82	0.341	0.021	0.163	0.184
1260	15.48	0.356	0.029	0.170	0.199
1270	16.21	0.373	0.038	0.178	0.216
1280	17.01	0.392	0.048	0.187	0.235
1290	17.91	0.412	0.058	0.197	0.255
1300	18.92	0.436	0.071	0.208	0.279
1310	20.05	0.462	0.084	0.221	0.305
1320	21.34	0.491	0.100	0.235	0.334
1330	22.83	0.526	0.118	0.251	0.369
1340	24.55	0.565	0.138	0.270	0.408
1350	26.57	0.612	0.163	0.292	0.455
1360	28.98	0.667	0.192	0.319	0.510
1370	31.91	0.735	0.227	0.351	0.578
1380	35.55	0.818	0.271	0.391	0.662
1390	40.19	0.925	0.326	0.442	0.768
1400	46.33	1.067	0.400	0.509	0.910
1410	54.86	1.263	0.503	0.603	1.106
1420	67.61	1.557	0.656	0.744	1.400
1430	89.21	2.054	0.916	0.981	1.897
1440	139.19	3.204	1.517	1.531	3.047
合計	1429.73	32.913	5.897	15.720	21.617
24時間雨量R(mm)	238.29				
流出量 V (m ³)	-	19747.74	3538.14	9432.12	12970.14
面積A(ha)	-	9.45	4.33	5.12	9.45
有効雨量Re(mm)	-	208.97	81.73	184.19	137.25
流出係数 f	-	0.88	0.34	0.77	0.58

注) $R(\text{mm}) = r(\text{mm/h}) \times (t_c / 60)$ ($t_c = 10\text{min}$)
 $V(\text{m}^3) = Q(\text{m}^3/\text{s}) \times 600(\text{s})$
 $Re(\text{mm}) = V(\text{m}^3) / (A(\text{ha}) \times 10)$
 $f = Re(\text{mm}) / R(\text{mm})$

(2) 必要調節容量の算定

図 - 8 に示した浸透処理区域と無処理区域からの合成ハイドログラフが調整池への流入ハイドログラフとなる。このハイドログラフの最大流出量は、許容放流量 $0.236\text{m}^3/\text{s}$ を上回るので調整池を計画する。

水位容量曲線

調整池の水位容量曲線は、図 - 10 のとおりであり、放流先河川の敷き高と造成高との関係から設定したものである。

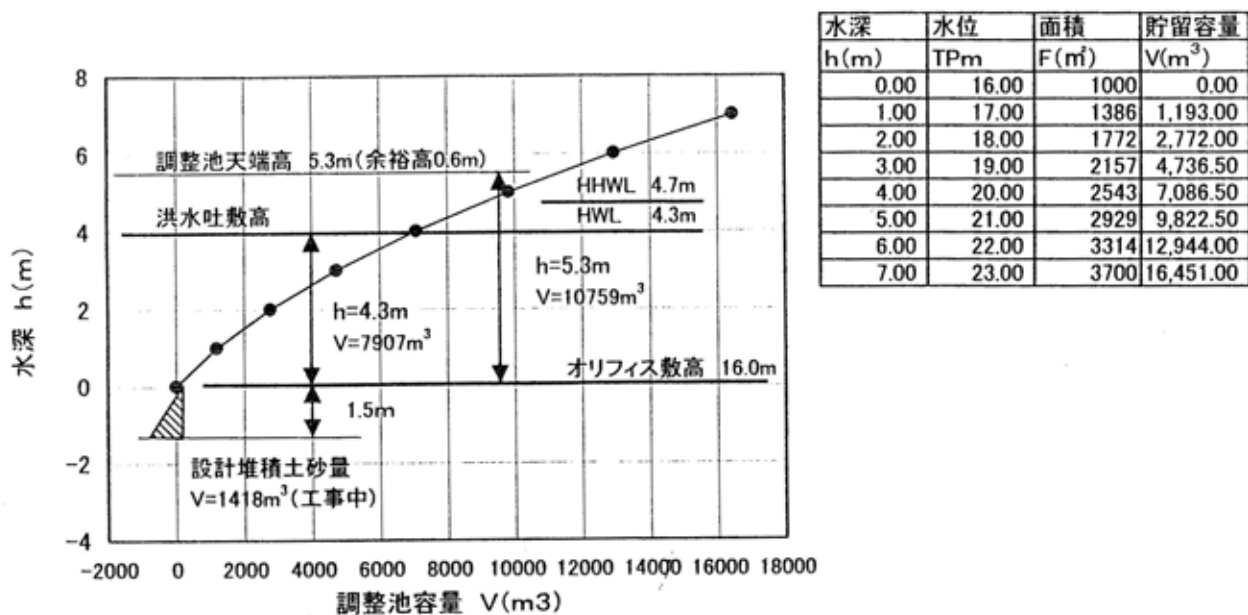


図 - 10 調整地水位容量曲線図

貯留追跡計算による必要調節容量

・必要洪水調節容量

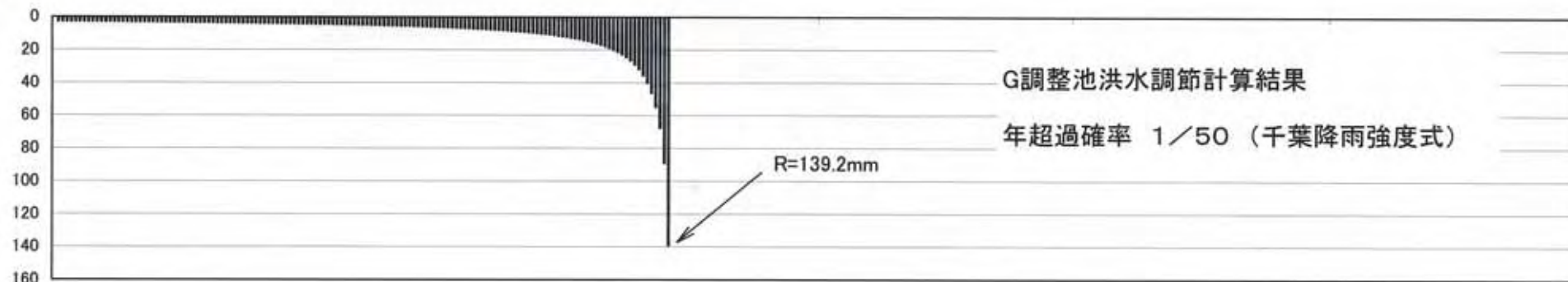
当該地区からの流出量を許容放流量の値に低減するためのオリフィスの口径を数回仮定し貯留追跡計算を行った。許容放流量が満足されるオリフィスの口径に対応する貯留追跡計算の結果は表 - 11 及び図 - 11 に示すとおりである。

以上計算の結果より調整地の流入量、放流量、必要洪水調節容量、オリフィスの口径等を整理すると表 - 10 のようになる。なお、同表には、参考として、浸透施設を導入しなかった場合の調整池水理諸元を示した。この結果より浸透施設による貯留容量の縮小効果は、約 30% と推定される。

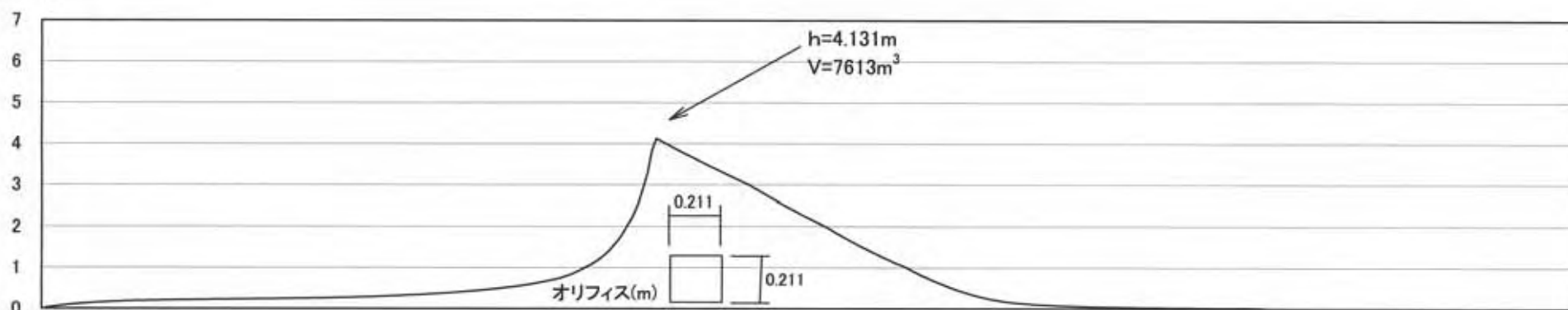
表 - 10 貯留施設の貯留追跡計算結果による調整池の水理諸元

項目	浸透施設併用	調整池単独
流入量(m³/s)	3.047	3.204
放流量(m³/s)	0.236	0.236
洪水調節容量(m³)	7,613	11,344
貯留水深(m)	4.131	5.459
オリフィス口径 (m)	0.211 × 0.211	0.195 × 0.195

雨量R(mm)



水深h(m)



流量Q(m³/s)

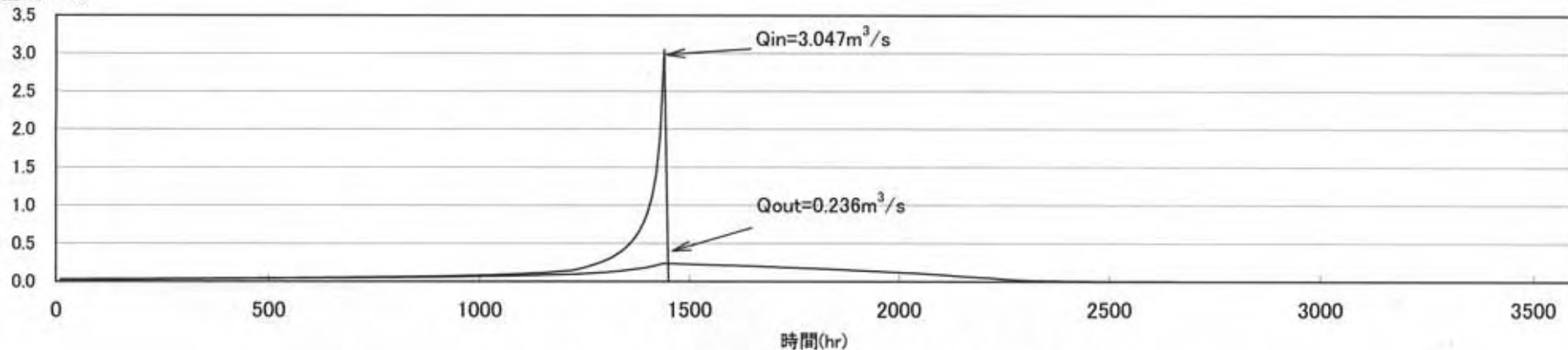


図-11 貯留追跡計算結果(浸透施設導入の場合)

表 - 1 1 (1) 貯留追跡計算結果数值表

時刻 t(分)	計画降雨 r(mm/h)	流入量 Qin(m ³ /s)	放流量 Qout(m ³ /s)	池水深 h(m)	池容量 V(m ³)
10	2.85	0.031	0.001	0.023	27.8
20	2.87	0.032	0.003	0.038	45.6
30	2.88	0.032	0.004	0.052	62.6
40	2.90	0.032	0.006	0.066	78.6
50	2.92	0.032	0.008	0.079	93.7
60	2.93	0.032	0.010	0.090	107.7
70	2.95	0.032	0.012	0.101	120.7
80	2.97	0.033	0.014	0.111	132.8
90	2.99	0.033	0.015	0.121	143.9
100	3.00	0.033	0.017	0.129	154.1
110	3.02	0.033	0.019	0.137	163.4
120	3.04	0.033	0.020	0.144	172.0
130	3.06	0.034	0.021	0.151	179.8
140	3.08	0.034	0.023	0.157	187.0
150	3.10	0.034	0.024	0.162	193.5
160	3.12	0.034	0.025	0.167	199.4
170	3.14	0.034	0.026	0.172	204.8
180	3.16	0.035	0.027	0.176	209.8
190	3.18	0.035	0.028	0.180	214.4
200	3.20	0.035	0.029	0.183	218.6
210	3.22	0.035	0.029	0.186	222.4
220	3.24	0.036	0.030	0.189	225.9
230	3.26	0.036	0.031	0.192	229.2
240	3.28	0.036	0.032	0.195	232.2
250	3.30	0.036	0.032	0.197	235.0
260	3.33	0.037	0.033	0.199	237.6
270	3.35	0.037	0.033	0.201	240.1
280	3.37	0.037	0.034	0.203	242.4
290	3.40	0.037	0.034	0.205	244.7
300	3.42	0.038	0.034	0.207	246.8
310	3.45	0.038	0.035	0.209	248.8
320	3.47	0.038	0.035	0.210	250.7
330	3.50	0.038	0.036	0.212	252.6
340	3.52	0.039	0.036	0.213	254.3
350	3.55	0.039	0.036	0.215	256.1
360	3.57	0.039	0.037	0.216	257.8
370	3.60	0.040	0.037	0.217	259.4
380	3.63	0.040	0.038	0.219	261.0
390	3.66	0.040	0.038	0.220	262.6
400	3.68	0.041	0.038	0.221	264.2
410	3.71	0.041	0.039	0.223	265.7
420	3.74	0.041	0.039	0.224	267.3
430	3.77	0.041	0.039	0.225	268.8
440	3.80	0.042	0.040	0.227	270.4
450	3.83	0.042	0.040	0.228	271.9
460	3.87	0.043	0.040	0.229	273.5
470	3.90	0.043	0.041	0.231	275.0
480	3.93	0.043	0.041	0.232	276.6
490	3.96	0.044	0.041	0.233	278.2
500	4.00	0.044	0.042	0.235	279.8
510	4.03	0.044	0.042	0.236	281.4
520	4.07	0.045	0.042	0.237	283.1
530	4.11	0.045	0.043	0.239	284.7
540	4.14	0.046	0.043	0.240	286.4
550	4.18	0.046	0.044	0.241	288.1
560	4.22	0.046	0.044	0.243	289.8
570	4.26	0.047	0.044	0.244	291.6
580	4.30	0.047	0.045	0.246	293.4
590	4.34	0.048	0.045	0.247	295.2
600	4.38	0.048	0.046	0.249	297.0
610	4.42	0.049	0.046	0.251	298.9
620	4.47	0.049	0.046	0.252	300.8

表 - 1 1 (2) 貯留追跡計算結果数值表

時刻 t(分)	計画降雨 r(mm/h)	流入量 Qin(m ³ /s)	放流量 Qout(m ³ /s)	池水深 h(m)	池容量 V(m ³)
630	4.51	0.050	0.047	0.254	302.7
640	4.56	0.050	0.047	0.256	304.8
650	4.61	0.051	0.047	0.257	307.1
660	4.65	0.051	0.048	0.259	309.5
670	4.70	0.052	0.048	0.262	312.2
680	4.75	0.052	0.048	0.264	314.9
690	4.81	0.053	0.048	0.266	317.9
700	4.86	0.053	0.049	0.269	321.1
710	4.91	0.054	0.049	0.272	324.4
720	4.97	0.055	0.049	0.275	327.9
730	5.03	0.055	0.050	0.278	331.5
740	5.08	0.056	0.050	0.281	335.4
750	5.14	0.057	0.050	0.284	339.4
760	5.21	0.057	0.051	0.288	343.6
770	5.27	0.058	0.051	0.292	347.9
780	5.34	0.059	0.052	0.295	352.5
790	5.40	0.059	0.052	0.299	357.2
800	5.47	0.060	0.053	0.304	362.1
810	5.54	0.061	0.053	0.308	367.1
820	5.62	0.062	0.054	0.312	372.4
830	5.69	0.063	0.054	0.317	377.8
840	5.77	0.063	0.055	0.321	383.4
850	5.85	0.064	0.055	0.326	389.3
860	5.93	0.065	0.056	0.331	395.3
870	6.02	0.066	0.057	0.337	401.5
880	6.10	0.067	0.057	0.342	408.0
890	6.20	0.068	0.058	0.348	414.7
900	6.29	0.069	0.059	0.353	421.6
910	6.39	0.070	0.059	0.359	428.7
920	6.49	0.071	0.060	0.366	436.2
930	6.59	0.072	0.061	0.372	443.8
940	6.70	0.074	0.061	0.379	451.8
950	6.81	0.075	0.062	0.386	460.0
960	6.93	0.076	0.063	0.393	468.5
970	7.05	0.078	0.064	0.400	477.4
980	7.18	0.079	0.065	0.408	486.6
990	7.31	0.080	0.066	0.416	496.2
1000	7.44	0.082	0.066	0.424	506.2
1010	7.59	0.083	0.067	0.433	516.7
1020	7.74	0.085	0.068	0.442	527.5
1030	7.89	0.087	0.069	0.452	538.9
1040	8.05	0.089	0.070	0.462	550.7
1050	8.22	0.090	0.071	0.472	563.1
1060	8.40	0.092	0.072	0.483	576.1
1070	8.59	0.094	0.073	0.494	589.7
1080	8.78	0.097	0.074	0.506	604.0
1090	8.99	0.099	0.076	0.519	619.0
1100	9.21	0.101	0.077	0.532	634.7
1110	9.44	0.104	0.078	0.546	651.3
1120	9.68	0.106	0.079	0.561	668.8
1130	9.93	0.109	0.081	0.576	687.2
1140	10.21	0.112	0.082	0.592	706.6
1150	10.49	0.115	0.084	0.610	727.2
1160	10.80	0.119	0.085	0.628	748.9
1170	11.13	0.122	0.087	0.647	772.0
1180	11.48	0.126	0.088	0.668	796.5
1190	11.85	0.130	0.090	0.690	822.6
1200	12.25	0.135	0.092	0.713	850.4
1210	12.69	0.140	0.094	0.738	880.4
1220	13.16	0.146	0.096	0.767	914.7
1230	13.66	0.158	0.098	0.800	955.0
1240	14.22	0.170	0.101	0.840	1001.6

表 - 1 1 (3) 貯留追跡計算結果数值表

時刻 t(分)	計画降雨 r(mm/h)	流入量 Qin(m ³ /s)	放流量 Qout(m ³ /s)	池水深 h(m)	池容量 V(m ³)
1250	14.82	0.184	0.104	0.885	1055.3
1260	15.48	0.199	0.107	0.936	1116.6
1270	16.21	0.216	0.111	0.995	1186.4
1280	17.01	0.235	0.114	1.046	1265.9
1290	17.91	0.255	0.118	1.104	1356.6
1300	18.92	0.279	0.121	1.169	1459.9
1310	20.05	0.305	0.126	1.244	1577.5
1320	21.34	0.334	0.130	1.328	1711.7
1330	22.83	0.369	0.135	1.426	1865.1
1340	24.55	0.408	0.141	1.537	2041.1
1350	26.57	0.455	0.147	1.666	2244.3
1360	28.98	0.510	0.154	1.815	2480.4
1370	31.91	0.578	0.162	1.991	2757.5
1380	35.55	0.661	0.169	2.161	3087.3
1390	40.19	0.768	0.177	2.364	3486.9
1400	46.33	0.910	0.187	2.616	3982.6
1410	54.86	1.106	0.198	2.940	4618.8
1420	67.61	1.400	0.210	3.294	5485.2
1430	89.21	1.897	0.227	3.826	6837.3
1440	139.19	3.047	0.236	4.131	7612.5
1450		0.000	0.235	4.075	7471.2
1460		0.000	0.233	4.020	7331.0
1470		0.000	0.231	3.965	7191.7
1480		0.000	0.230	3.911	7053.4
1490		0.000	0.228	3.857	6916.1
1500		0.000	0.226	3.803	6779.7
1510		0.000	0.225	3.750	6644.4
1520		0.000	0.223	3.697	6510.0
1530		0.000	0.222	3.645	6376.6
1540		0.000	0.220	3.593	6244.2
1550		0.000	0.218	3.541	6112.7
1560		0.000	0.217	3.490	5982.3
1570		0.000	0.215	3.439	5852.8
1580		0.000	0.213	3.388	5724.3
1590		0.000	0.212	3.338	5596.8
1600		0.000	0.210	3.289	5470.3
1610		0.000	0.208	3.239	5344.7
1620		0.000	0.207	3.190	5220.2
1630		0.000	0.205	3.142	5096.6
1640		0.000	0.204	3.093	4974.0
1650		0.000	0.202	3.046	4852.4
1660		0.000	0.200	2.998	4731.7
1670		0.000	0.198	2.937	4612.2
1680		0.000	0.196	2.877	4494.0
1690		0.000	0.194	2.817	4377.0
1700		0.000	0.192	2.758	4261.3
1710		0.000	0.190	2.700	4146.9
1720		0.000	0.188	2.642	4033.7
1730		0.000	0.185	2.585	3921.8
1740		0.000	0.183	2.529	3811.2
1750		0.000	0.181	2.473	3701.9
1760		0.000	0.179	2.418	3593.8
1770		0.000	0.177	2.364	3487.0
1780		0.000	0.175	2.310	3381.4
1790		0.000	0.173	2.257	3277.2
1800		0.000	0.171	2.205	3174.2
1810		0.000	0.168	2.153	3072.4
1820		0.000	0.166	2.102	2972.0
1830		0.000	0.164	2.051	2872.8
1840		0.000	0.162	2.001	2774.9
1850		0.000	0.160	1.941	2678.4
1860		0.000	0.157	1.881	2583.5

表 - 1 1 (4) 貯留追跡計算結果数值表

時刻 t(分)	計画降雨 r(mm/h)	流入量 Qin(m ³ /s)	放流量 Qout(m ³ /s)	池水深 h(m)	池容量 V(m ³)
1870		0.000	0.154	1.821	2490.1
1880		0.000	0.152	1.763	2398.3
1890		0.000	0.149	1.706	2308.2
1900		0.000	0.146	1.650	2219.5
1910		0.000	0.144	1.595	2132.5
1920		0.000	0.141	1.541	2047.1
1930		0.000	0.138	1.488	1963.2
1940		0.000	0.136	1.436	1880.9
1950		0.000	0.133	1.385	1800.2
1960		0.000	0.131	1.334	1721.1
1970		0.000	0.128	1.285	1643.6
1980		0.000	0.125	1.237	1567.6
1990		0.000	0.123	1.190	1493.2
2000		0.000	0.120	1.144	1420.4
2010		0.000	0.117	1.099	1349.2
2020		0.000	0.115	1.055	1279.5
2030		0.000	0.112	1.012	1211.5
2040		0.000	0.109	0.960	1145.2
2050		0.000	0.105	0.906	1080.9
2060		0.000	0.102	0.854	1018.7
2070		0.000	0.098	0.804	958.6
2080		0.000	0.095	0.755	900.6
2090		0.000	0.091	0.708	844.7
2100		0.000	0.088	0.663	790.9
2110		0.000	0.084	0.620	739.1
2120		0.000	0.081	0.578	689.5
2130		0.000	0.078	0.538	641.9
2140		0.000	0.074	0.500	596.5
2150		0.000	0.071	0.464	553.1
2160		0.000	0.067	0.429	511.8
2170		0.000	0.064	0.396	472.6
2180		0.000	0.060	0.365	435.5
2190		0.000	0.057	0.336	400.5
2200		0.000	0.053	0.308	367.5
2210		0.000	0.050	0.282	336.4
2220		0.000	0.047	0.257	307.1
2230		0.000	0.042	0.235	280.3
2240		0.000	0.037	0.215	256.6
2250		0.000	0.033	0.198	235.7
2260		0.000	0.029	0.182	217.3
2270		0.000	0.026	0.168	201.0
2280		0.000	0.023	0.156	186.4
2290		0.000	0.021	0.145	173.4
2300		0.000	0.018	0.136	161.7
2310		0.000	0.017	0.127	151.1
2320		0.000	0.015	0.119	141.5
2330		0.000	0.014	0.111	132.8
2340		0.000	0.013	0.105	124.8
2350		0.000	0.012	0.099	117.6
2360		0.000	0.011	0.093	111.0
2370		0.000	0.010	0.088	104.9
2380		0.000	0.009	0.083	99.3
2390		0.000	0.008	0.079	94.2
2400		0.000	0.008	0.075	89.4
2410		0.000	0.007	0.071	84.9
2420		0.000	0.007	0.068	80.8
2430		0.000	0.006	0.065	77.0
2440		0.000	0.006	0.062	73.4
2450		0.000	0.005	0.059	70.1
2460		0.000	0.005	0.056	67.0
2470		0.000	0.005	0.054	64.1
2480		0.000	0.004	0.051	61.4

早見表による必要洪水調節容量

参考までに、早見表による必要調節容量を求める。この計算例における早見表を用いる場合の条件を整理すると下記ようになる。

許容放流比流量 $q_c=0.025\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$

浸透処理面積率 =45.81%

流出率 $f=0.88$

設計浸透強度 $I_r=13.05\text{mm}/\text{h}$

「手引書」千葉地区の早見表 - 2 (5) <千葉地区> から許容放流量 $q=0.025\text{m}^3/\text{s}$ 、浸透強度 10 と 15mm/h、浸透処理面積率 40 と 60%、流出率 0.85 と 0.9 に対応する必要洪水調節容量を用いて、以上の条件を満足する必要洪水調節容量を算定する。計算方法は、本「手引の解説」P59～62 に示す計算例に基く一次式による内挿近似による。この場合は、表 - 1 2 に示すように○の番号の順に 3 段階の内挿計算が必要となる。

表 - 1 2 早見表による必要調節容量の計算表 (単位: $\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$)

浸透強度 $I_r(\text{mm}/\text{h})$	浸透処理面積率 (%)	流出率 f	放流比流量 $q_c (=0.025)$	備考	
10	40	0.85	927		
		0.88	(977)		
		0.90	1011		
	45.81	0.88	(939)		
	60	0.85	801		
		0.88	(846)		
		0.90	876		
	13.05	45.81	0.88	(890)	
	15	40	0.85	858	
0.88			(905)		
0.90			937		
45.81		0.88	(859)		
60		0.85	705		
		0.88	(746)		
		0.90	773		

注) ゴシック文字は、早見表による洪水調節容量

(): 内挿近似による計算値、 : 内挿計算に用いた計算式の番号

流出率 $f=0.85$ と 0.90 に対応する早見表による洪水調節容量を用い、流出率 $f = 0.88$ に対応する必要洪水調節容量を流出率 f の関数として下記の式により算定する。

$$V=a \cdot f + b \dots\dots\dots$$

ここに V:洪水調節容量、f:流出率、a、b:早見表の洪水調節容量 V から算定される定数である。
 降雨強度 10mm/h、浸透処理面積率 40%の場合 浸透強度 10mm/h、浸透処理面積率 60%の場合
 $a=(1011-927)/(0.90-0.85)=1680$ $a=(876-801)/(0.90-0.85)=1500$
 $b=1011-0.90 \times 1680=-501$ $b=876-0.90 \times 1500=-474$
 $V=1680 \times 0.88 - 501 = 977$ $V=1500 \times 0.88 - 474 = 846$

浸透処理面積 40%と 60%での式による必要洪水調節容量 V を用い、浸透処理面積率 = 45.81%、に対応する必要洪水調節容量を浸透処理面積率 の関数として下記の式により算定する。

$$V=a \cdot \quad + b \quad \underline{\hspace{10em}}$$

$a=(977-846)/(40.0-60.0)=-6.55$
 $b=846-60.0 \times (-6.55)=1239$
 $V=-6.55 \times 45.81 + 1239=939$
 以上 ~ までの計算を浸透強度 $I_r=15\text{mm/h}$ について同様に行う。

設計浸透強度 10.0 mm/h と 15.0 mm/h での式による必要洪水調節容量 V を用い、設計浸透強度 $I_r=13.05\text{mm/h}$ に対応する必要洪水調節容量を設計浸透強度 I_r の関数として下記の式により算定する。

$$V=a \cdot I_r + b \quad \underline{\hspace{10em}}$$

$a=(939-859)/(10.0-15.0)=-16.0$
 $b=939-10.0 \times (-16.0)=1099$
 $V=-16.0 \times 13.05 + 1099=890$

以上より当該地区の全ての水理条件を満足する必要洪水調節容量は $V=890\text{m}^3/\text{ha} \times 9.45\text{ha} = 8410\text{m}^3$ となる。

この値は、貯留追跡計算による容量 7791m^3 に比べ約 7%大きな値となった。これは、調整池の水位容量曲線の違いによる差であるので、調整池貯留部の形状が多段式等となる場合は、貯留追跡計算によることが望ましい。

(3) 設計堆積土砂量

工事中の設計堆積土砂量（造成期間は 1 年間とする）

$$\text{設計堆積土砂量} = 150\text{m}^3/\text{ha} \cdot \text{年} \times 9.45\text{ha} \times 1 \text{年} = 1418\text{m}^3$$

完成後の設計堆積土砂量

多目的利用は行なわない、完成後は適切な維持管理を行うものとする。

$$\text{設計堆積土砂量} = 15\text{m}^3/\text{ha} \times 9.45\text{ha} \times 1 \text{年} = 142\text{m}^3$$

(4) 放流管の口径

放流管の口径は、許容放流量を設計流量として、流水断面積が全断面の 3/4 となる口径を「手引の解説」P. 75 (6-2) 式を用い算定し 600 と設定した。

計算条件を整理すると下記のとおりである。

$$\text{粗度係数 } n = 0.015$$

$$\text{設計流量 } Q = 0.236\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{水路勾配 } I = 1/330$$

$$D = (n \cdot Q / (0.262 \cdot I^{1/2}))^{3/8}$$

$$= (0.015 \times 0.236 / (0.262 \times (1/330)^{1/2})^{3/8}$$

$$= 0.590 \quad 0.6 \text{ m}$$

(5)洪水吐きの検討

本調整池はフィルダムであるので洪水吐きを設けるものとする。設計流量及び越流堤の規模は以下のとおりである。

設計降雨

年超過確率 1/200 降雨強度式

$$r = 1837 / (t^{2/3} + 5.8) \quad (\text{千葉地区})$$

設計洪水流量

$$Q = 1.2 \times (f \cdot r \cdot A / 360)$$

流出率 $f = 0.88$ 、洪水到達時間 $t_c = 10$ 分

$r = 175.9 \text{ mm/h}$ (洪水到達時間 10 分の降雨強度)

$A = 9.45 \text{ ha}$

$$Q = 1.2 \times 0.88 \times 175.9 \times 9.45 / 360 = 4.875 \quad 4.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

洪水吐形状

越流堤型とする。越流水深は、造成高との関係から 0.4m とする。

$$\text{越流堤型の越流長 } L = Q / (1.8 \times H^{3/2})$$

$$= 4.9 / (1.8 \times 0.4^{3/2}) = 10.76 \quad 10.8 \text{ m}$$

当該地区では、堤高を造成高以下にするため、越流水深を 0.4m に設定すると越流堤長 10.8 となる。

6. オンサイト貯留を併用した場合の計算例

(1) 計算条件

ここでは、以上の計算例に商業施設用地における駐車場の透水性舗装に加え、オンサイト貯留を併用した場合の流出抑制効果についての計算例を示す。

この場合の流出系統図を整理すると図 - 1 2 のようになる。また、各分割区域における流出率の計算及び浸透施設の浸透強度の計算は、表 - 1 3 及び表 - 1 4 のとおりである。

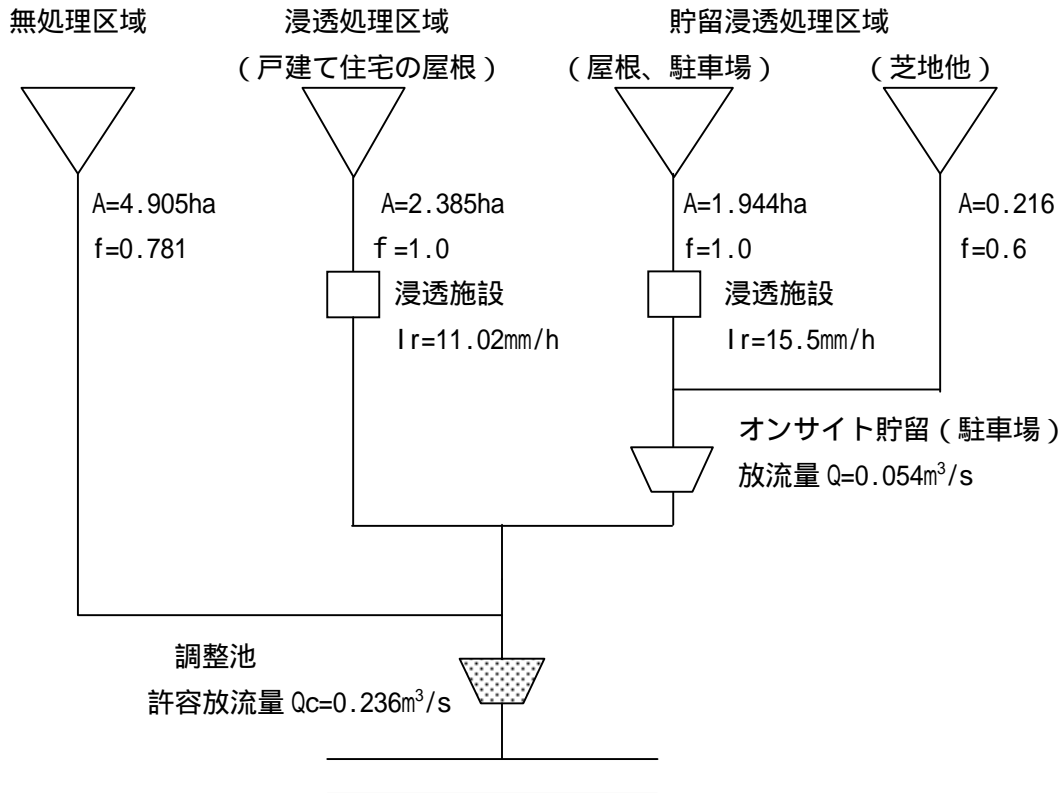


図 - 1 2 オンサイト貯留を考慮した流出系統図

表 - 1 3 貯留浸透処理区域及び無処理区域の流出率

土地利用	面積 (ha)	貯留浸透処理区域 (商業施設)				浸透処理区域		無処理区域	
		浸透処理 (屋根駐車場)		無処理 (芝地他)		面積 (ha)	流出率	面積 (ha)	流出率
		面積 (ha)	流出率	面積 (ha)	流出率				
宅地	4.77	-	-	-	-	2.385	1.000	2.385	0.600
商業施設	2.16	1.944	1.000	0.216	0.600	-	-	-	-
公園	0.3	-	-	-	-	-	-	0.300	0.600
道路	1.85	-	-	-	-	-	-	1.850	1.000
調整池	0.37	-	-	-	-	-	-	0.370	1.000
計	9.45	1.944	1.000	0.216	0.600	2.385	1.000	4.905	0.781

注) 計の欄に示す流出率は面積の荷重平均による値である。

表 - 1 4 土地利用別浸透施設の設計浸透量と浸透強度

土地利用	浸透処理面積 (ha)	設計浸透量 (m ³ /h)	浸透強度 (mm/h)
宅地	2.385	263.004	11.02
商業施設	1.944	302.148	15.54

注) 土地利用別設計浸透量は表 - 7 による

オンサイト貯留施設として整備する貯留可能面積を駐車場全面積である 10800m² とし、放流量は、調整池と同様、許容放流比流量 $q = 0.025\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$ 相当流量 $Q_c = 0.054\text{m}^3/\text{s}$ とした。

また、放流孔オリフィスは、駐車場の周囲に 30cm の側溝を整備し側溝の底面に設けるものとした。

(2) 貯留追跡計算による必要調節容量の計算

図 - 1 0 に示す各集水区域区域からの計画降雨による流出量を算定し、これがオンサイト貯留施設及び調整池に流入するものとしてその必要調節容量を貯留追跡計算により算定した。

オンサイト貯留施設及び調整池における貯留追跡計算の結果は、図 - 1 3 のとおりである。この結果より、ピーク流入量及び放流量、洪水調節容量、貯留水深等を整理すると表 - 1 5 のようになる。同表中オンサイト貯留施設の貯留水深は、側溝の水深 0.3m を引いた駐車場の貯留水深を示したものである。

表 - 1 5 貯留施設の貯留追跡計算結果による諸元

項目	オンサイト貯留施設	調整池
流入量(m ³ /s)	0.718	2.383
放流量(m ³ /s)	0.054	0.236
洪水調節容量(m ³)	1153	6384
貯留水深(m)	0.107	3.648
オリフィス口径(m)	0.190 × 0.190	0.217 × 0.217

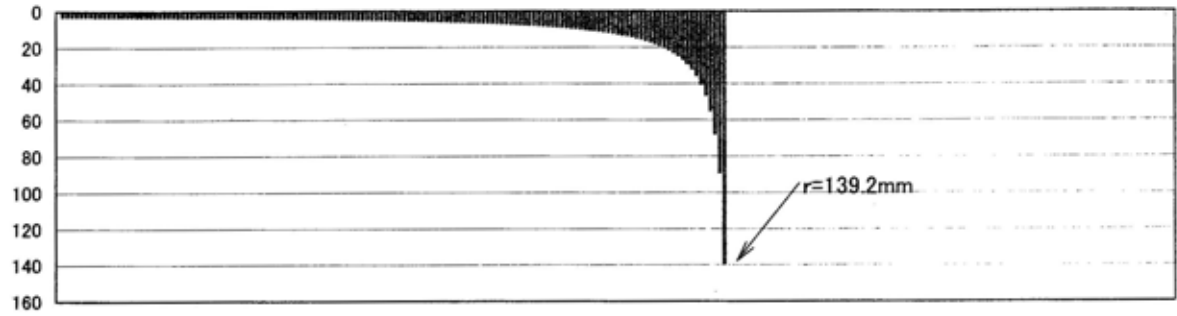
また、調整池の必要洪水調節容量は、6384m³ となり、オンサイト貯留施設なしの場合の容量 7791m³ と比べ約 1400 m³ 小さくなる。この値は、オンサイト貯留施設での必要貯留量 1153m³ と比べ 2 割程度大きい概ね同等の値と見なされる。

以上の計算結果より、オンサイト貯留施設を併用する場合は、その洪水調節容量をオンサイト貯留なしの場合の洪水調節容量から差し引くことにより算定しても計画上の安全サイドでの評価となる。

参考までに、早見表を用いてオンサイト貯留施設の洪水調節容量を求める。条件として浸透強度 15.0mm/h、浸透処理面積率 90%、流出率 $f = 0.9$ (流出率の上限) とすると 1 ha 当たりの必要洪水調節容量は、596m³/ha となり、貯留追跡計算による容量 534 m³/ha (= 1153m³/2.16ha) に比べ概ね 10% 大きな値となる。これは計算に用いた浸透量、流出率等の水理条件 (側溝を評価した水位容量曲線) 等の差に起因する差であり、計画上早見表を用いることも可能であるが、貯留追跡計算により計画することが望ましい。

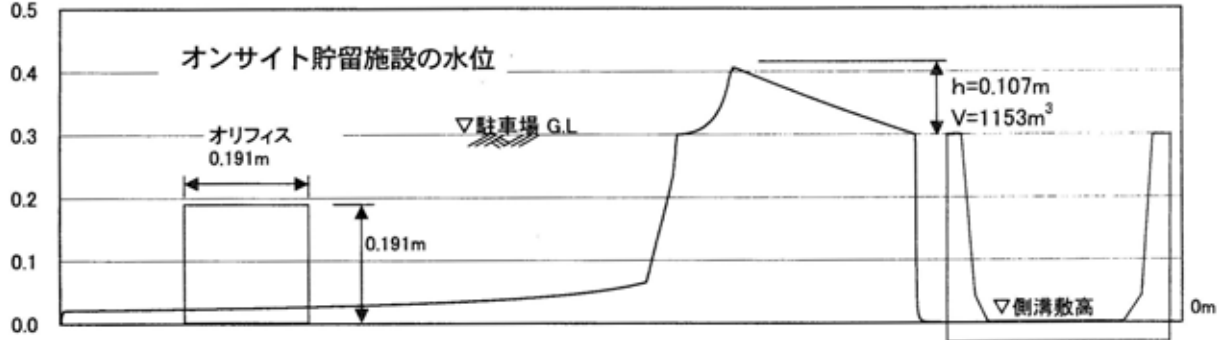
雨量r(mm)

< 計画降雨 >



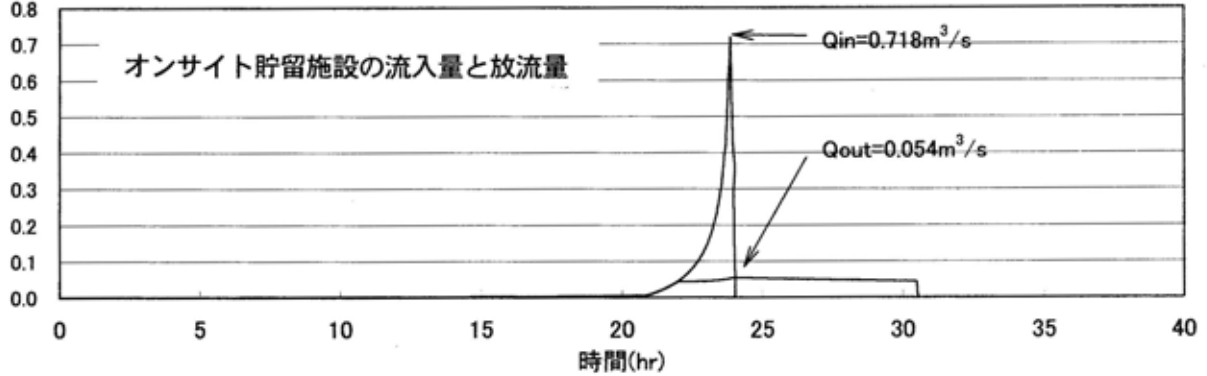
水深h(m)

< オンサイト貯留施設の水位追跡結果 >



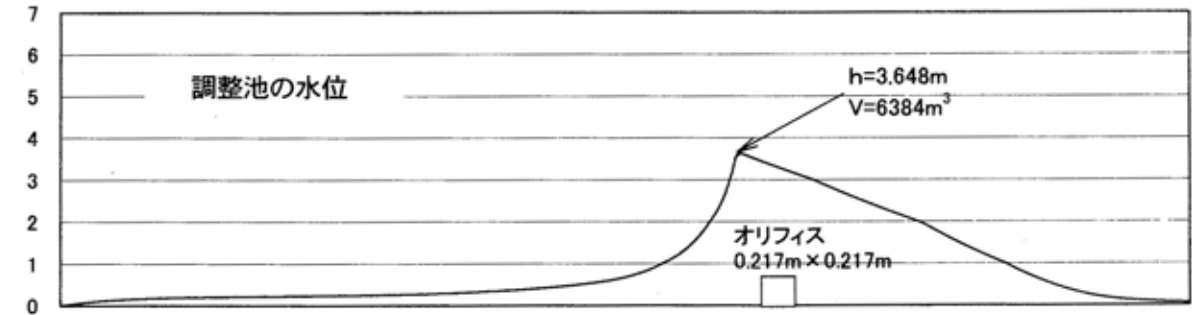
流量Q(m³/s)

オンサイト貯留施設の流入量と放流量



水深h(m)

< 調整池の水位追跡結果 >



流量Q(m³/s)

調整池の流入量と放流量

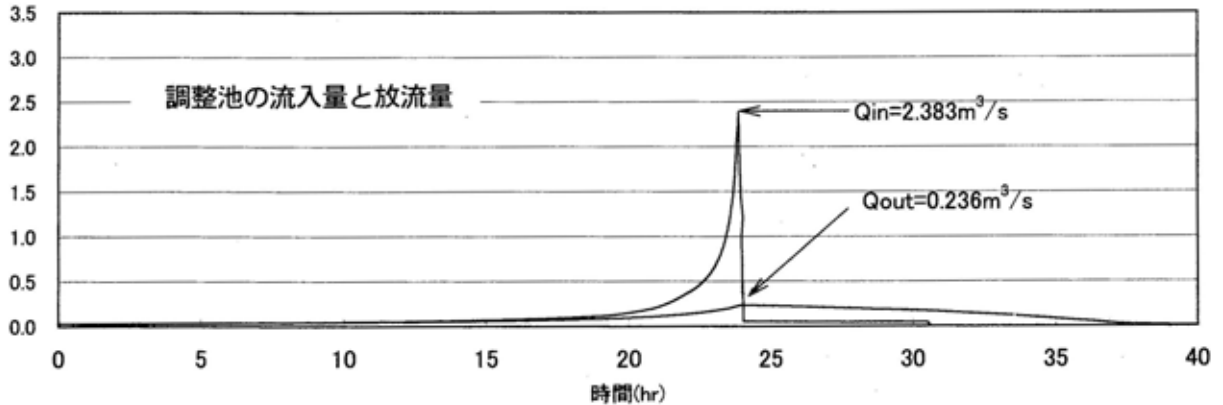


図 - 1 3 貯留追跡計算結果 (浸透施設とオンサイト貯留施設併用の場合)

また、設計堆積土砂量は、工事中の値は、先に示した値と同様であるが、完成後の設計堆積土砂量は、商業施設に設けるオンサイト貯留施設により処理されることとして、商業施設用地の面積を除いて下記のように設定することができる。

$$\text{完成後の土砂量} = 15\text{m}^3/\text{ha} \times (9.45 - 2.16) \text{ ha} \times 1 \text{ 年} = 109.35 \quad 110\text{m}^3$$

但し、調整池放流管及び洪水吐き等の規模は、先に示したものと同様の扱いとなる。

計算例 - 2 放流先河川が近傍にない場合の貯留浸透施設の計算例

開発地区の近傍に放流先となる河川や水路がない場合には、地域排水路の管理者と協議の上、調整池等からの放流を地域排水路（道路側溝等）に接続する場合がある。

通常の道路側溝は路面排水を対象としているが路面以外の地域をも対象とする場合は、その地域を含む排水面積に対応する排水能力を有することが必要となる。

本計算例は計画降雨（年超過確率 1 / 50 降雨）時開発地区からの流出がゼロとなるよう流出抑制施設を整備するものとして計画した例であり、計算例に用いた貯留浸透施設は、戸建て住宅には貯留ブロックによる浸透貯留槽を、流末の調整池にはトラフ&トレンチのシステムを応用した浸透式地下調整池を導入し、放流量を浸透によって代替した場合の計算例を示した。

(1) 対象地区の計画と計算条件

土地利用計画

本計算例に適用する土地利用計画は表 16 及び図 14 のとおりとする。

表 16 土地利用計画と流出抑制施設

土地利用	面積 (ha)	割合 (%)	備考
住宅地	1.302	75.70	浸透貯留槽
道路	0.307	17.85	
公園	0.086	5.00	トラフ&トレンチ+浸透ます
調整池	0.025	1.45	浸透型地下調整池
計	1.720	100.0	

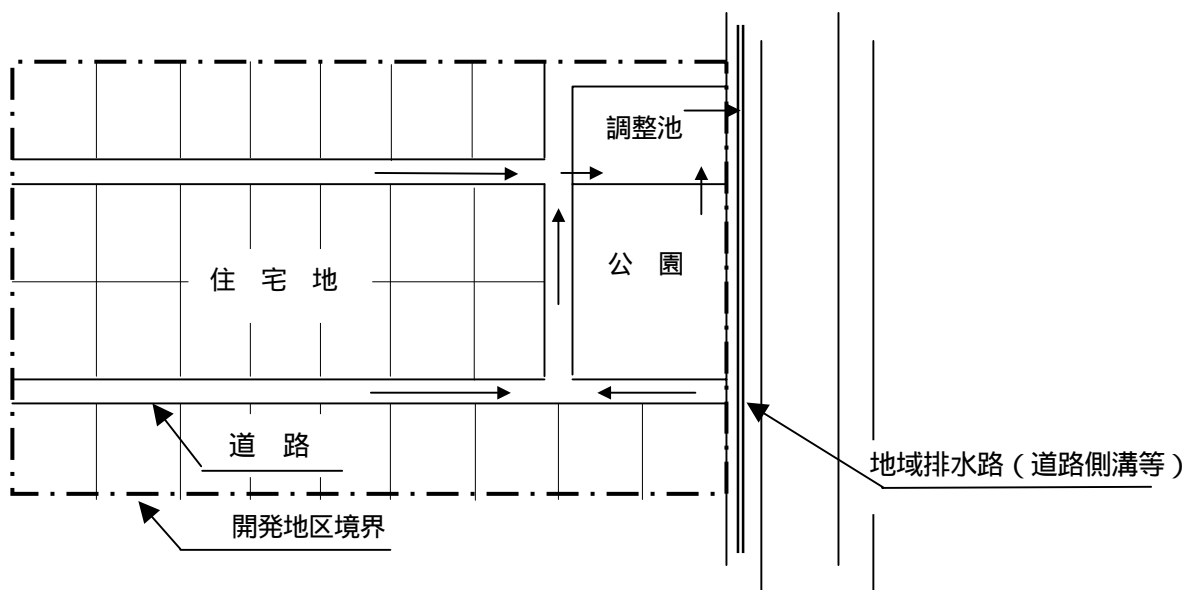


図 14 開発地区の土地利用計画

雨水排水計画の基本方針

当該開発地区からの雨水排水は、放流先河川が近傍にないため放流先は地区界を接する地域排

水路（道路側溝等）となる。よって当該開発地区の雨水排水計画は、土地利用別に貯留浸透施設を整備し計画降雨時の地区外流出をゼロとなるよう計画するものとする。

イ．住宅地

土地利用上最も大きな面積を占める住宅地には、各戸に浸透貯留槽（図 15）を設置し敷地内からの流出をゼロとする。

浸透貯留槽へは前処理装置として目詰まり防止フィルター付浸透ますを設置する。また、超過降雨に対応するため逆止弁付放流ますを設置し地域排水路（道路側溝等）と接続する。

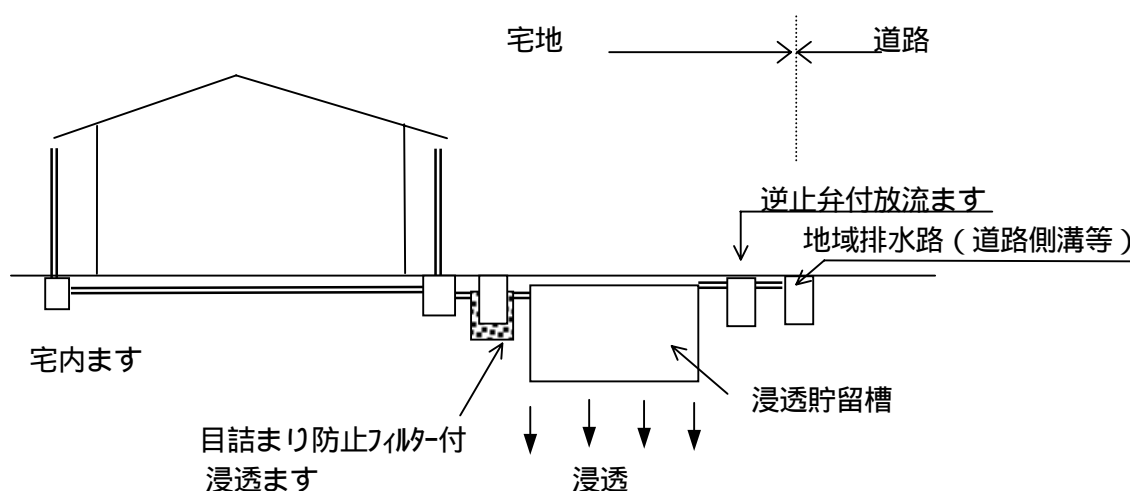


図 15 宅地内浸透貯留槽の概念

図 - 15 に示す浸透貯留槽は、その材質により空隙率は異なり、単粒度砕石の場合 40%、貯留浸透ブロック等の製品の場合は 90%程度となる。

貯留浸透ブロックを用いる場合は、導入場所により予想される荷重条件に対し、十分な強度と耐久性が確保されていないといけない。

ロ．地区内道路

地区内の道路には、排水側溝を整備し、道路、宅地及び公園の雨水を調整池に導くものとする。道路には、浸透ますや浸透トレンチの設置事例もあるが本計算例では道路への流出抑制施設を設けないものとする。

ハ．公園

公園内には、敷地周囲にトラフ&トレンチ（図 18 参照）と浸透ますを設置して流出抑制を図るものとする。

二．調整池

地区流末にはトラフ&トレンチのシステムを応用した浸透式地下調整池を設置する。その構造の概念は図 16 のようであり、地下調整池（貯留浸透ブロック）の上部に透水性の高い砕石等の埋土材を用い、その上部に公園と一体的に修景池を整備する。

調整池は地下式となり自然放流は困難となるため、放流を調整池底面からの地盤への浸透によって代替するものとし、計画降雨による地区外への流出はないものとして計画する。

但し、超過洪水時の対応として逆止弁付放流ますを設置し地区界の地域排水路（道路側溝等）へ接続するものとする。

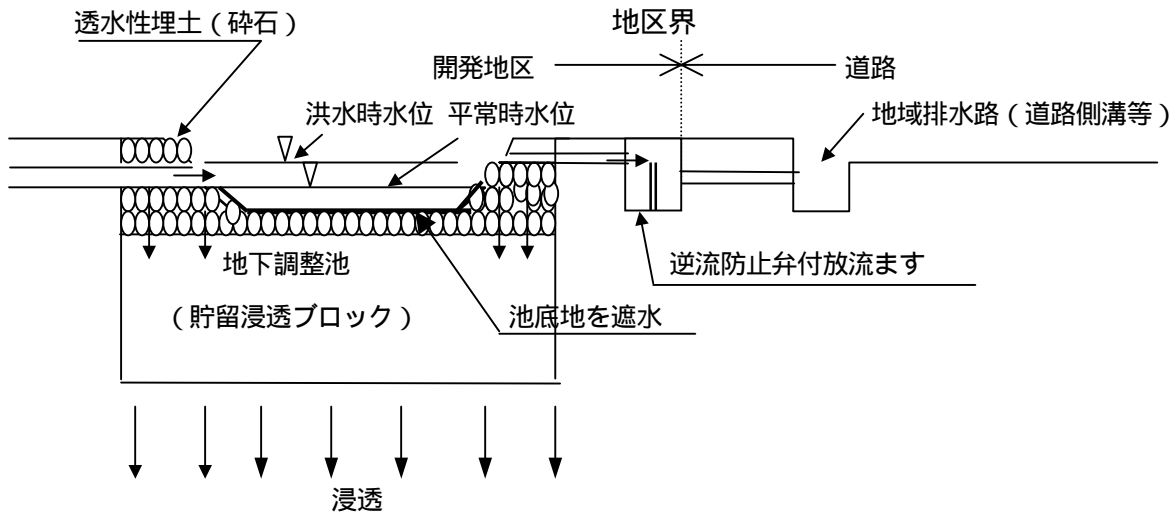


図 16 浸透式地下調整池の概念図

計画降雨と降雨強度式

年超過確率 1/50 降雨強度式 $r = 2439 / (t^{3/4} + 11.9)$ (千葉地区の雨)

計画降雨波形 後方集中型（降雨継続時間 24 時間）

流出率 f と洪水到達時間 tc

流出率は不浸透域 $f = 1.0$ 、浸透域 $f = 0.6$ として土地利用別不浸透面積率との関係から表 17 に示すように地区全体で $f = 0.863$ となる。

表 17 流出率計算表

土地利用	面積 (ha)	不浸透面積率	流出率	備考
住宅地	1.302	0.6	0.84	建ぺい率 60%
道路	0.302	1.0	1.00	
公園	0.086	0.20	0.68	
調整池	0.030	1.0	1.00	
計	1.720	0.657	0.863	

洪水到達時間は $t_c = 10$ 分とする。

地盤の浸透能力

地質調査と現地浸透試験の結果から飽和透水係数 $k_0 = 0.1 \text{ m/h}$ ($= 2.78 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$) とする。

貯留浸透施設の計画と設計浸透量

住宅地 (A=155m²/戸) に設置する浸透貯留槽

イ．浸透貯留槽の規模

住宅地に設置する浸透貯留槽の規模は、図 15 において下記のとおりとする。

高さ H = 2.0m , 幅 W = 2.0m , 長さ L = 3.0m、空隙率 = 90%

浸透貯留槽 1 箇所当たりの貯留量と浸透量は下記ようになる。

$$\text{貯留容量} \quad V = W \cdot L \cdot H \cdot \text{空隙率} = 2.0 \times 3.0 \times 2.0 \times 0.9 = 10.8 \text{m}^3$$

$$\text{設計浸透量} \quad Q = C \cdot k_o \cdot K = 0.81 \times 0.1 \times 49.044 = 3.973 \text{m}^3/\text{h} = 0.001103 \text{m}^3/\text{s}$$

ここに C : 影響係数 (当該地区の地下水位は地表下 4m 程度であるが季節的な変動が把握されていないのでその影響係数 0.9 と目詰まりによる影響係数 0.9 を考慮し C=0.81 とする)

k_o : 飽和透水係数 (= 0.1m/h) , K : 比浸透量 (m²) である。

比浸透量 K は、手引の解説表 3-6(2) に示す矩形ますの係数を用い下記のように算定する。

$$K = a H + b = 18.496 \times 2.0 + 12.052 = 49.044 \text{m}^2$$

$$a = 3.297 L + (1.971 W + 4.663)$$

$$= 3.297 \times 3.0 + (1.971 \times 2.0 + 4.663)$$

$$= 18.496$$

$$b = (1.401 W + 0.684) L + (1.214 W - 0.834)$$

$$= (1.401 \times 2.0 + 0.684) \times 3.0 + (1.214 \times 2.0 - 0.834)$$

$$= 12.052$$

浸透貯留槽への目詰まり物質の流入を防止するため前面に目詰まり防止フィルター付浸透ますを設置する。この浸透ますの設計浸透能力は、本手引の解説 3 章に示す表 3 - 7 の値を用い 0.432m³/h/個 (= 0.00012m³/s/個) とする。

ロ．簡易式による浸透施設規模妥当性の確認

小規模な貯留浸透機能を有する流出抑制施設を多数設置する場合の単体の計画降雨に対する機能評価は、簡易式により検証することができるものとする。

簡易式は「防災調節池等技術基準(案)解説と設計実例」((社) 日本河川協会) に示される次式を用いるものとする。

$$V = (r_i - r_c / 2) 60 \cdot t \cdot f \cdot A / 360 \quad (1)$$

ここに、r_i : 継続時間 t に対応する降雨強度 (mm/h)、(降雨強度式 (r = a / (tⁿ + b)) を用いる。)
r_c : 許容放流量に対応する降雨強度 (mm/h) (r_c = 360 · Q_c / f · A、ここでは Q_c として設計浸透量を用いる。) t : 最大貯留量を与える降雨継続時間 (分)、 f : 流出率、 A : 集水面積 (ha) である。

この式による最大貯留量を与える降雨継続時間 t は次式によって計算される。

$$t = \left[\frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \right]^{1/n} \quad (2)$$

ここに、(2) 式の A B C は、下記のように設定するものとする。

$$A = r_c / 2$$

$$B = 2 (rc / 2) b + a (n - 1)$$

$$C = b ((rc / 2) b - a)$$

当該地下浸透貯留槽の与条件によりABCの値は下記のようになる。これを(2)式に代入してtを求める。

$$A = (360 \times (0.001103 + 0.00012) / (0.84 \times 0.0155)) / 2 = 16.908$$

$$B = 2 \times 16.908 \times 11.9 + 2439 \times (3/4 - 1) = -207.340$$

$$C = 11.9 \times (16.908 \times 11.9 - 2439) = -26629.758$$

$$t = \left(\frac{-(-207.340) + \sqrt{(-207.340)^2 - 4 \times 16.908 \times (-26629.758)}}{2 \times 16.908} \right)^{4/3}$$

$$= 166.199(\text{分})$$

このtを(1)式に代入すると必要貯留量Vが与えられる。

$$V = (2439 / (166.199^{3/4} + 11.9) - 16.908) \times 60 \times 166.199 \times 0.84 \times 0.0155 / 360$$

$$= 9.019\text{m}^3$$

以上より必要容量は9.019m³となる。想定した地下浸透貯留槽の容量は10.8m³で必要容量より若干大きめであることが確認される。

公園のトラフ&トレンチと浸透ます

公園には、周囲に図 17のようにトラフ&トレンチと浸透ますを設置する。

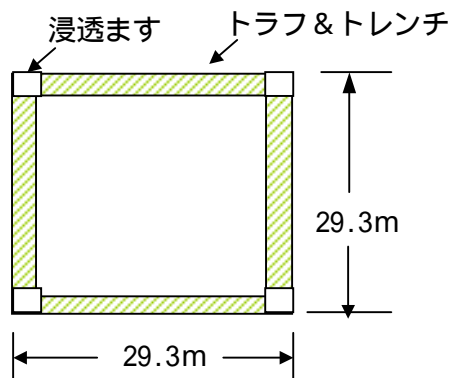


図 17 公園への浸透施設設置の概念

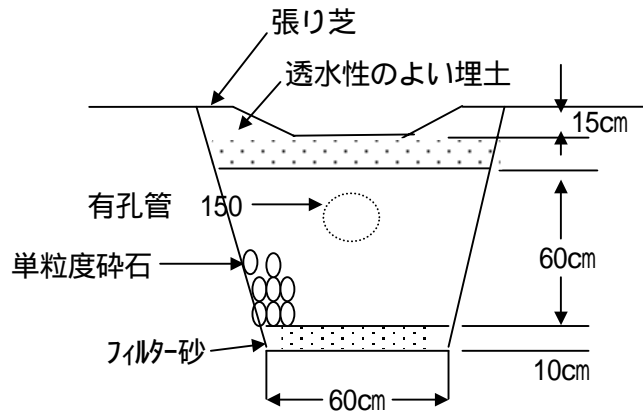


図 18 トラフ&トレンチの概念

浸透トレンチの整備延長は公園(面積0.086ha)の形状を正方形とすると1辺の長さは29.3mとなる。トラフ&トレンチ及び浸透ますの設置数量は下記のとおりとなる。

$$\text{浸透トレンチ延長} = 4 \times (29.3 - 2 \times 0.4) = 114.0\text{m}$$

$$\text{浸透ます} = 4 \text{ 個}$$

トラフ&トレンチの設計浸透量及び浸透ますの形状寸法と単位設計浸透量は、本手引の解説3章に示す表3-7の値を用いるものとし、公園における設計浸透量を算定すると表18のようになる。

表 18 公園に設置する浸透施設の設計浸透量

項目	単位設計浸透量	設置数量	設計浸透量
浸透ます	0.432 (m ³ /h/個)	4 (個)	1.728 (m ³ /h)
浸透トレンチ	0.296 (m ³ /h/m)	114 (m)	33.744
計			35.472(=0.0099m ³ /s)

調整池の貯留量と浸透量

地下調整池は浸透と貯留により地区外への流出をゼロとなる規模を目途として計画する。構造は図 16 に示した地下調整池とし、その面積 A=250m²、深さ H=2.0m、浸透貯留槽の空隙率は $\alpha = 0.9$ として貯留容量と浸透量を算定する。

$$\text{貯留容量 } V = H \cdot A \cdot \alpha = 2.0 \times 250 \times 0.9 = 450\text{m}^3$$

$$\text{設計浸透量 } Q = \text{単位設計浸透量} \times \text{面積} = 0.0852 \times 250 = 21.3\text{m}^3/\text{h} = 0.00592\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{単位設計浸透量 } Q = C \cdot k_o \cdot K = 0.648 \times 0.1 \times 1.315 = 0.0852\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$$

ここに、C：影響係数（住宅地の浸透貯留槽と同様地下水による影響と目詰まりによる影響の他重要施設であるので安全率 0.8 を考慮し、 $C = 0.9 \times 0.9 \times 0.8 = 0.648$ とする） k_o ：飽和透水係数（ $= 0.1\text{m}/\text{h}$ ） K ：比浸透量（ m^2 ）である。比浸透量は手引の解説表 3 - 6 (1) に示す透水性舗装（浸透池）の式を用い下記のように算定する。

$$\text{比浸透量 } K = aH + b = 0.014 \times 2.0 + 1.287 = 1.315 \quad (\text{単位面積あたりの値})$$

$$a = 0.014, \quad b = 1.287$$

(2) 流出抑制効果の算定

流出抑制効果評価モデルと条件

計画降雨による流出ハイドログラフを浸透処理区域（住宅地、公園）と無処理区域（道路、調整池）について算定し、これらの区域からの流出量を合成し調整池への流入量を算定する。土地利用別に導入する貯留浸透施設の特性について整理すると表 19 のようになる。

図 19 は、当該地区の貯留浸透施設集水域の特性と雨水排水計画における流出抑制施設との関係を示す流出モデル図である。このモデルにおいて、道路と調整池は流出率が同一であることから統合した流域として扱うものとした。

表 19 開発地区の流出特性と貯留浸透施設の特性一覧表

土地利用	面積	流出係数	浸透量(m ³ /s)	貯留容量(m ³)
住宅地	1.302	0.84	浸透ます 84戸 × 0.00012 = 0.01008 浸透貯留槽 84戸 × 0.001103 = 0.0927	84戸 × 10.8 = 907.2
公園	0.086	0.68	0.0099	0
道路	0.307	1.00	0	0
調整池	0.025	1.00	0.00592	450.0
計	1.730	0.863	0.1186	1357.2

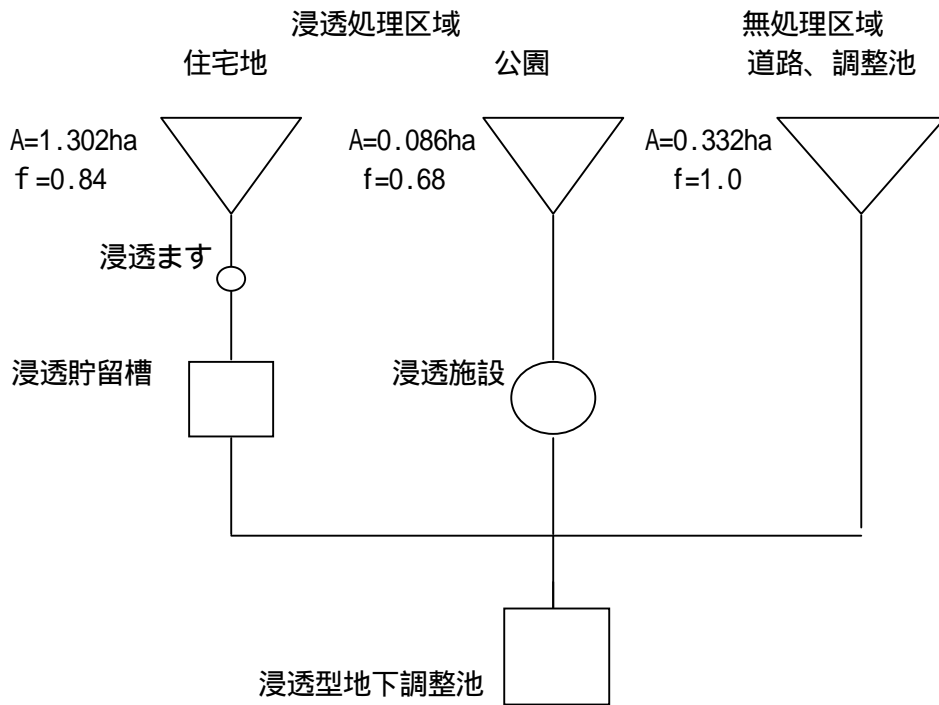


図 19 雨水排水計画流出モデル図

貯留追跡計算に用いる住宅地の浸透貯留槽及び地下調整池の湛水深 H と浸透量 Q 及び貯留容量 V の関係を示すと表 20 及び 21 に示すとおりである。

なお、表 21 に示す住宅地の浸透貯留槽の値は、1 戸当たりの浸透及び貯留量を戸数(84 戸) 倍したものである。

表 20 住宅地の浸透貯留槽の H-Q-V 関係表

水深 $H(m)$	浸透量 $Q(m^3/s)$	貯留容量 $V(m^3)$
0	0.0228	0
0.50	0.0403	226.8
1.00	0.0577	453.6
1.50	0.0752	680.4
2.00	0.0927	907.2

表 21 調整池の H-Q-V 関係表

水深 $H(m)$	浸透量 $Q(m^3/s)$	貯留容量 $V(m^3)$
0	0.00579	0
0.50	0.00582	112.5
1.00	0.00585	225.0
1.50	0.00588	337.5
2.00	0.00592	450.0

貯留追跡計算結果

計画降雨発生時の流出量と貯留追跡計算結果による各土地利用別最大流量 浸透量 貯留量は、表 22 及び図 20 に示すとおりである。

表 2 2 貯留追跡計算結果による貯留浸透施設の流出抑制効果

土地利用	住宅地	公園	道路調整池	調整池
計画降雨による最大流量 Q_i (m^3/s)	0.4228	0.0226	0.1284	
浸透量 Q_s (m^3/s)	0.0101	0.0099		
貯留浸透施設への最大流入量 Q_o (m^3/s)	0.4127	-		0.1411
貯留浸透施設からの最大流出量 Q_o (m^3/s)	0	0.0128	0.1284	0
貯留浸透施設からの最大浸透量 Q_o (m^3/s)	0.0829			0.0059
最大貯留容量 V (m^3)	781			409
最大湛水深 h (m)	1.721			1.819

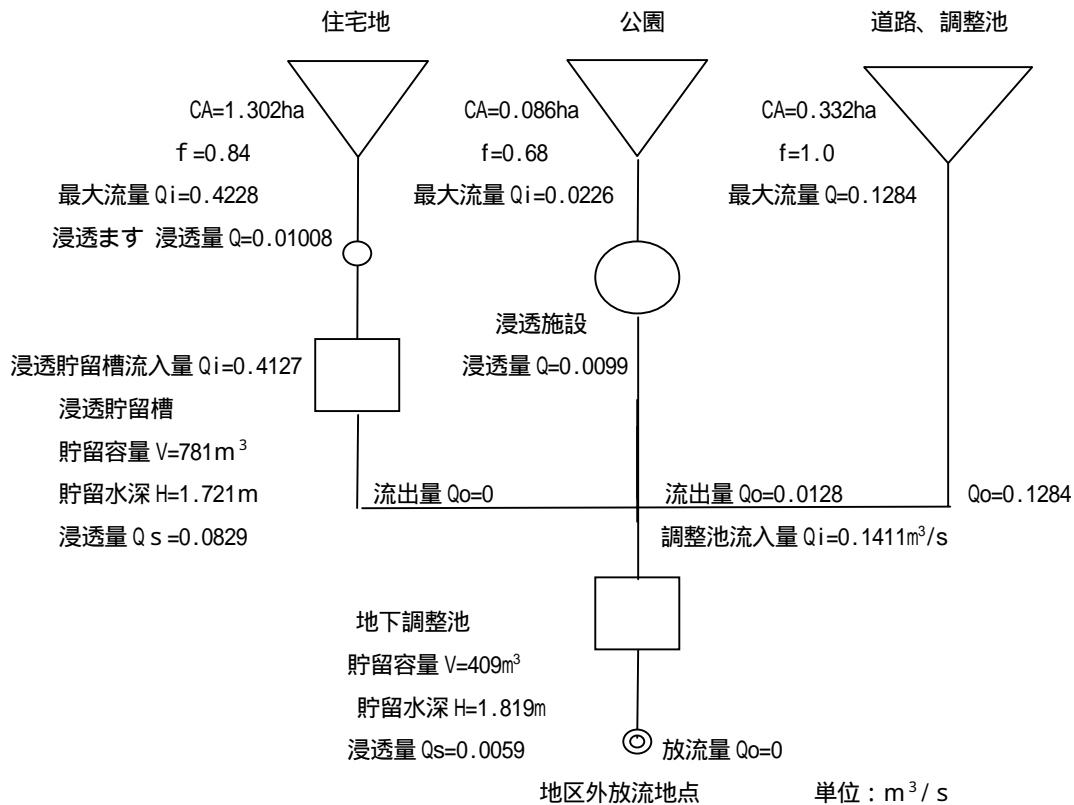


図 2 0 貯留追跡計算による貯留浸透施設の流出抑制効果

計算に用いた計画降雨波形 (図 2 1) 及び住宅地と調整池における貯留追跡計算結果による住宅地及び調整池における流入量と浸透量の時間変化を示すハイドログラフは図 2 2 及び図- 2 3 のようになる。

以上より計画した貯留浸透施設は、計画降雨時の流出に対する流出抑制効果は十分期待され、計画した施設規模は、貯留追跡計算による必要容量に対し若干大きめであるが概ね適正であることが確認された。

降雨強度 r (mm/hr)

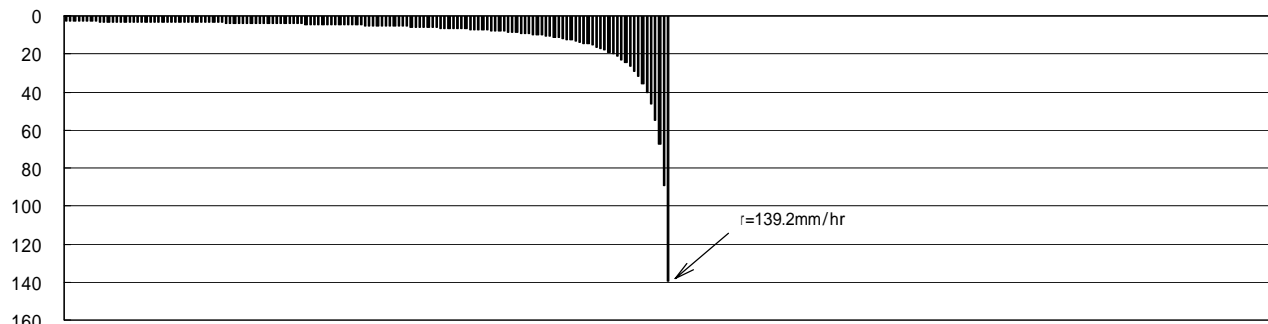
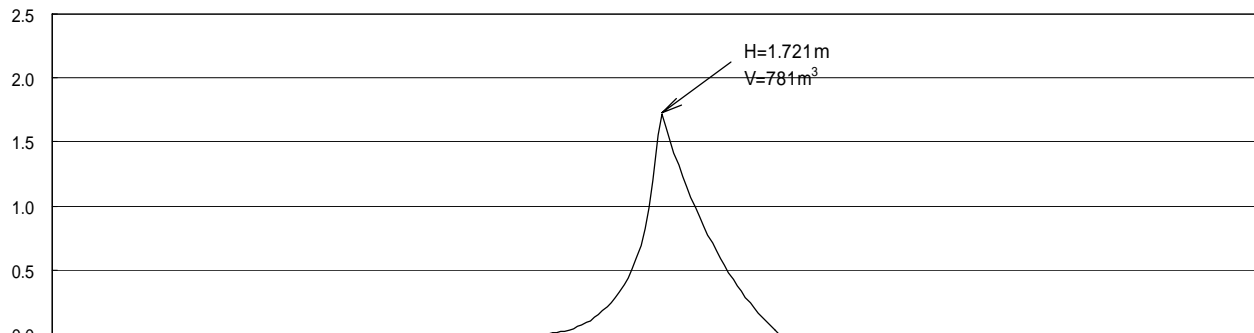
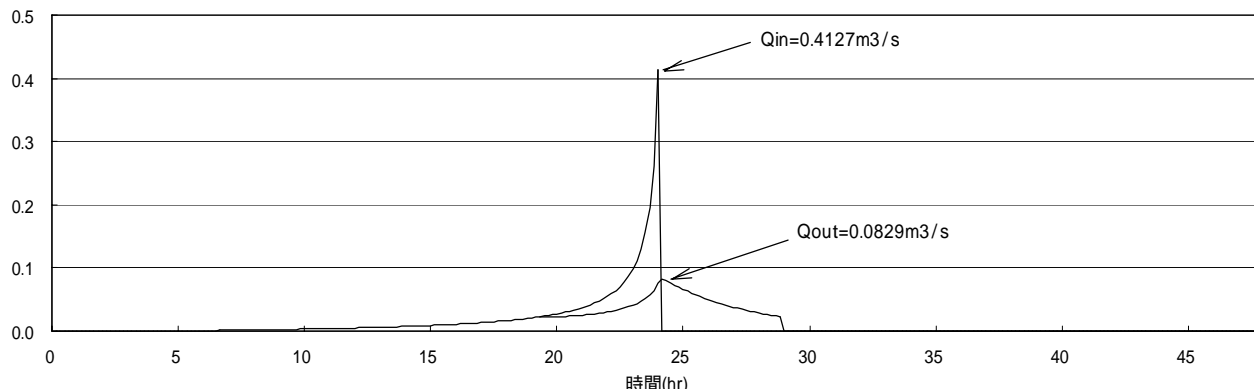


図 21 降雨量の時間的变化

水深 h (m)

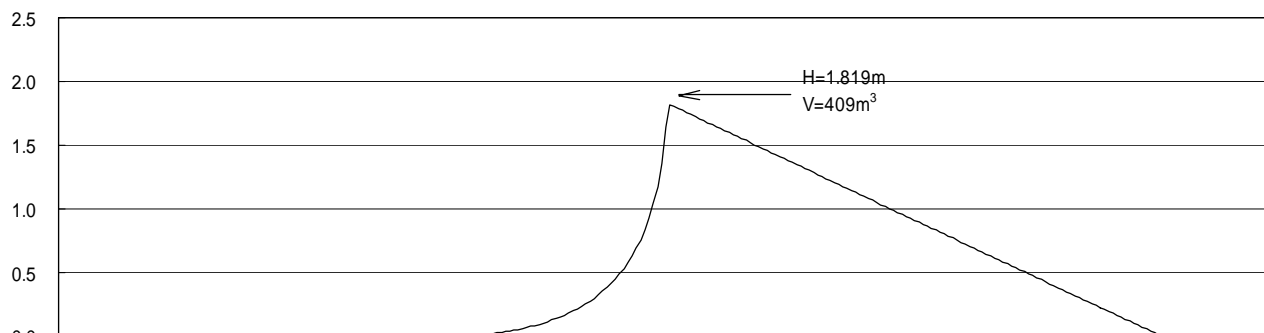


流量 Q (m³/s)



水深 h (m)

図 22 住宅地の水位追跡結果



流量 Q (m³/s)

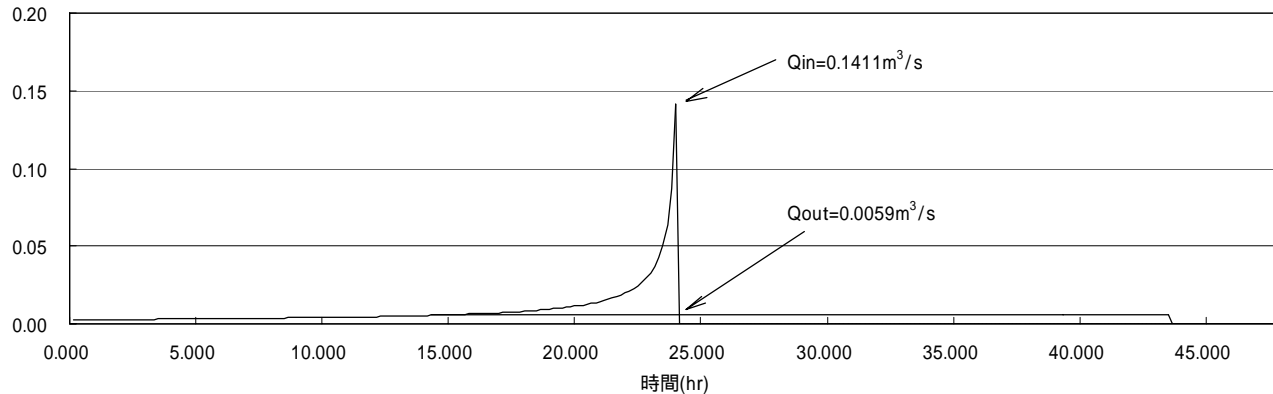


図 23 調整池の水位追跡結果

(4) 貯留浸透施設の維持管理

住宅地の浸透貯留槽

住宅地の敷地内に設置する浸透貯留槽は、前面に目詰まり防止フィルター付泥ため機能を有する浸透ますが設置されているのでこのますの清掃、土砂搬出等で機能維持が図られる。

よって浸透ますは定期的に点検するとともに年1回の清掃を行うものとする。

公園のトラフ&トレンチと浸透ます

トラフ&トレンチの浸透は、芝張りした溝部における通常行う枯葉等の清掃程度で浸透機能は容易に維持が図られる。また、浸透ますは、トラフ&トレンチによる前処理効果もあり、年1回程度の土砂清掃等を行うものとする。

調整池（浸透池）

調整池の機能は、上部の修景池に土砂等の目詰まり物質が堆積することとなるので、地下貯留部への土砂等の流入は防止される。

調整池の貯留浸透機能の維持にあたっては、定期的点検により上池での土砂等の堆積状況を把握し必要に応じ土砂搬出や清掃を行うものとする。

計算例 - 3 戸建住宅早見表による貯留施設規模の計算例

放流先河川等がない場合に、「放流先がない場合の宅地浸透施設規模算定早見表」を使って、必要となる施設規模を求める為の計算例を示した。

計算例は、戸建住宅に貯留施設を設置する場合を想定した。

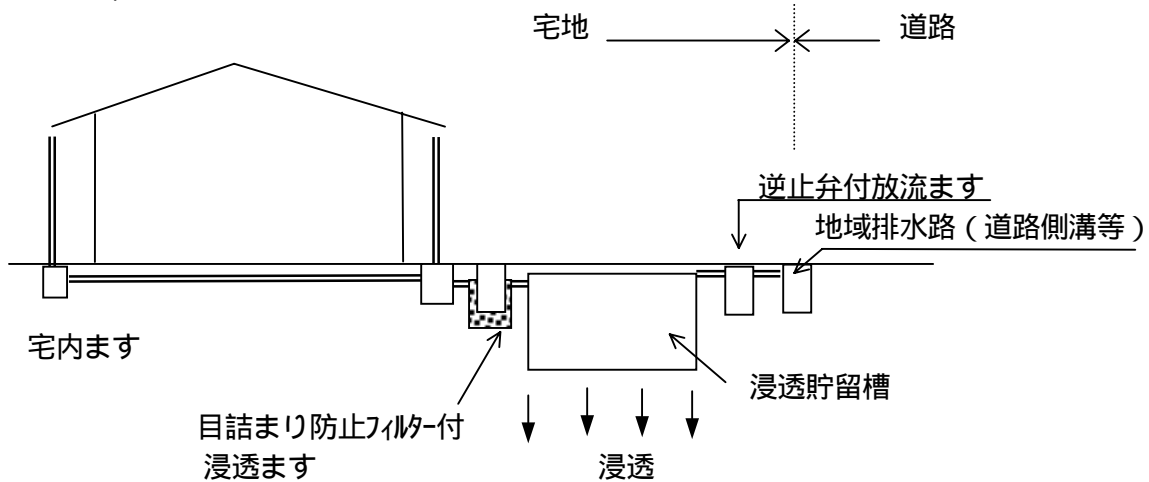


図 -25 宅地内浸透貯留槽の概念

(1) 計算方法

小規模な貯留浸透施設の計画降雨に対する計算は、浸透施設の設計浸透量を放流量として与え、簡易式による貯留容量と等しくなるように貯留浸透施設の延長を求めるものとした。

計算方法は以下の手順によって行うものとする。

1) 設計浸透量の算定式

設計浸透量の計算は「雨水浸透施設技術指針【案】調査・計画編」(社団法人雨水貯留浸透技術協会) より算出する。

比浸透量 K_f (m^2)

$$K_f = aH + b \text{------(1)}$$

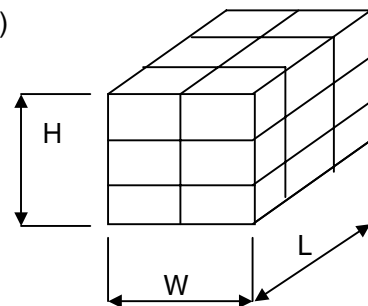
$$a = 3.297L + (1.971W + 4.663)$$

$$b = (1.401W + 0.684)L + (1.214W - 0.834)$$

W: 貯留施設の幅 (m)

L: 貯留施設の延長 (m)

H: 貯留施設の高さ (m)



設計浸透量

$$Q \text{ (} m^3/h \text{)} = C \times K_0 \text{ (} m/hr \text{)} \times K_f \text{ (} m^2 \text{)} \text{------(2)}$$

Q: 単位設計浸透量

C: 影響係数 (= 0.81)

(地下水の影響 0.9 × 目詰まりの影響 0.9)

K_0 : 飽和透水係数 (m/hr)

K_f : 比浸透量 (m^2)

浸透量

$$Q_s \text{ (} m^3/s \text{)} = \text{単位設計浸透量 } Q \text{ (} m^3/h/m^2 \text{)} / 3600 \text{ 秒------(3)}$$

浸透強度

$$r_c(\text{mm/h})=360 \cdot Q_s(\text{m}^3/\text{s}) / f \cdot A(\text{m}^2) \text{ ----- (4)}$$

空隙貯留量

$$V_s=H \cdot W \cdot L \cdot \text{----- (5)}$$

: 空隙率 (ここでは 90%)

2)簡易式

簡易式は「防災調節池等技術基準(案)」に示される次式を用いるものとする。

$$V=(r_i-\frac{r_c}{2}) \cdot 60 \cdot t \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \text{ ----- (6)}$$

$$r_i=\frac{a}{t_1^n+b} \text{ ----- (7)}$$

- ここに V_c : 容量 (m^3)
 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度 (mm/h)
 r_c : 下流許容放流量に対応する降雨強度 (mm/h)
(貯留浸透施設の設計浸透量に置き換える)
 t : 任意の降雨継続時間 (min)
 f : 流出率
 a, b, n : 降雨強度曲線の定数

この式による最大貯留量を与える降雨継続時間 t は次式によって計算される。

$$t=\left(\frac{-B+\sqrt{B^2-4AC}}{2A}\right)^{\frac{1}{n}} \text{ ----- (8)}$$

ここに、(8)式の $A B C$ は、下記のように設定するものとする。

$$A=r_c/2$$
$$B=2(r_c/2)b+a(n-1)$$
$$C=b((r_c/2)b-a)$$

この t を (6) 式に代入すると必要貯留量 V が与えられる。

3)浸透施設規模の確認

(5)式の空隙貯留量 $V_s (=H \cdot W \cdot L \cdot \text{-----})$ と(6)式の必要貯留量 V が等しくなるように浸透施設の延長 L を計算する

(2)計算例の条件

計算条件を整理すると以下ようになる。

<計算条件>

- ・ 千葉地区 (1/50)
- ・ 宅地面積 155 m^2
- ・ 流出率 0.84
- ・ 飽和透水係数 0.10 m/h
- ・ 貯留施設 高さ $H=2.0 \text{ m}$, 幅 $W=2.0$

資料 - 6 の早見表(「放流先がない場合の宅地浸透施設規模算定早見表」) < 千葉地区 1/50 > より、流出率 0.84、飽和透水係数 0.15m/h、貯留施設の高さ H=1.5m、幅 W=2.0m において、宅地面積 180 m² に対応する貯留施設の延長を、宅地面積 150 m² と 200 m² の貯留施設の延長を使って内挿計算により算定する。

表-23 早見表による宅内浸透施設規模の計算表 (単位: 延長 (m))

宅地面積	貯留施設		流出率 f		
			0.8	0.84	0.85
A (m ²)	高さ H(m)	幅 W(m)	飽和透水係数 Ko (m/h)		
			0.10	0.10	0.10
150	2.0	2.0	2.51	2.66	2.70
155	2.0	2.0	-	2.77	-
200	2.0	2.0	3.52	3.72	3.77

流出率 f=0.84 における貯留施設延長を f=0.80 と f=0.85 に対する貯留施設延長の関係から (7) 式を用いて内挿計算を行う。

$$L = a \cdot f + b \quad \text{----- (7)}$$

ここに L: 貯留施設延長 (m)、f: 流出率、a, b: 早見表から算定される定数

A = 150 m² の場合

$$a = (2.70 - 2.51) / (0.85 - 0.80) = 3.8$$

$$b = 2.70 - 0.85 \times 3.8 = -0.53$$

$$L = 3.8 \times 0.84 - 0.53 = 2.66 \text{ (m)}$$

A = 200 m² の場合

$$a = (3.77 - 3.52) / (0.85 - 0.80) = 5.0$$

$$b = 3.77 - 0.85 \times 5.0 = -0.48$$

$$L = 5.0 \times 0.84 - 0.48 = 3.72 \text{ (m)}$$

流出率 f=0.84 における宅地面積 150 m² と 200 m² の関係から 155 m² に対する貯留施設延長を (1) 式を用いて内挿計算を行う。

$$L = a \cdot A + b \quad \text{----- (1)}$$

ここに L: 貯留施設延長 (m)、A: 宅地面積 (m²)、a, b: 早見表から算定される定数

$$a = (3.72 - 2.66) / (200 - 150) = 0.0212$$

$$b = 3.72 - 200 \times 0.0212 = -0.52$$

$$L = 0.0212 \times 155 - 0.52 = 2.77 \text{ (m)}$$

これらの結果より、流出率 f=0.84、宅地面積 155 m²、貯留施設高さ H=2.0m、幅 W=2.0m の時の貯留施設延長 L=2.77m となり、P32 に示した貯留施設延長 L=3.0m とほぼ等しい結果であった。

また、内挿計算で算定した貯留施設延長 L=2.77m から貯留容量及び浸透量を算定すると、次のようになる。

$$\text{貯留容量 } V = W \cdot L \cdot H \cdot \quad = 2.0 \times 2.77 \times 2.0 \times 0.9 = 9.97 \text{ m}^3$$

$$\text{浸透量 } Q = C \cdot k_o \cdot K = 0.81 \times 0.1 \times 46.726 = 3.785 \text{ m}^3/\text{h} = 0.001051 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{比浸透量 } K = aH + b = 17.738 \times 2.0 + 11.250 = 46.726 \text{ m}^2$$

$$a = 3.297 \text{ L} + (1.971W + 4.663)$$

$$= 3.297 \times 2.77 + (1.971 \times 2.0 + 4.663)$$

$$= 17.738$$

$$b = (1.401W + 0.684) L + (1.214W - 0.834)$$

$$= (1.401 \times 2.0 + 0.684) \times 2.77 + (1.214 \times 2.0 - 0.834)$$

$$= 11.250$$

この結果から貯留容量及び浸透量を貯留施設延長 L=3.0m の場合とで比較すると、下表のように貯

留容量で98%、浸透量で95%小さくなった。

表 - 23(2) 貯留施設延長と貯留容量及び浸透量の比較

諸元	貯留施設延長 3.0m	2.77m
貯留容量 (m3)	10.8	9.97 (98.3%)
浸透量 (m3/h)	3.973	3.785(95.3%)