第 6 章　水象

第 6 章 水象

6.1 雨水流出抑制施設の計画

本事業の土地区画整理事業の実施区域（計画地から区画道路 9.5-2 号の車道部分を除く範囲）について、「埼玉県雨水流出抑制施設の設置等に関する条例」に基づき雨水流出増加行為の許可申請を行い許可を得た（令和 7 年 3 月 27 日許可、令和 8 年 4 月 24 日変更許可）。

その「雨水流出増加行為許可申請書」注) に示す雨水流出増加行為に関する工事の計画及び対策工事の計画の内容は以下に示すとおりである。

注)「雨水流出増加行為許可申請書」では、複合工業用地を複合工業街区、区画道路 9.5-1 号線と企業用地を事業用街区、1-1 区画を C 敷地、2-1 区画を A 敷地、2-2 区画を B 敷地としている。

1. 計画の主旨

本計画は、「埼玉県雨水流出抑制施設の設置等に関する条例　許可申請・届出手引き」　埼玉県県土整備部河川砂防課　（平成１９年４月）によりとり行うものである。

2. 雨水流出抑制施設の規模の算定

雨水流出増加行為をする土地の面積（A）の考え方

雨水流出増加行為とは、雨水流出抑制施設を設置しないと、雨水流出量が増加する恐れのある行為をいいます。雨水流出増加行為となる行為は行為前・行為後の土地利用によって判断します。なお、**行為前の土地利用状況は、課税証明書・登記簿（全部事項証明書）ならびに現況写真等により確認いたします。**

表-2-1　雨水流出増加行為となる土地利用の変更行為

		行為後の土地利用					
		宅地等	都市公園	道路管理者が設置する自動車駐車場	ゴルフ場、運動場学校、境内地等	生産緑地法に基づく緑地	森林法に基づく残置森林
行為前の土地利用	宅地等　注）						
	ゴルフ場、運動場学校、境内地等	○	○	○	○		
	田畑	○	○	○	○		
	山林	○	○	○	○		
	雑種地等	○	○	○	○		

○印：雨水流出増加行為となる行為

注）　宅地等とは、宅地・池沼・水路・ため池・舗装された土地・鉄道線路（操車場は除く）をいいます。

地域別調整容量　（Va，Vb）

地域別調整容量とは、流域の保水・遊水機能を確保するため、雨水流出量の増加に対し、必要となる調整量をいいます。図-2-1 のとおり貯留量に対しては単位面積あたりの容量 Va（m^3／ha）、浸透量に対しては単位面積あたりの流量 Vb（$m^3/s/ha$）で示しており、県内を 3 ブロック（県南ブロック、県北ブロック、秩父ブロック）に分け、ブロックごとに調整容量を定めています。

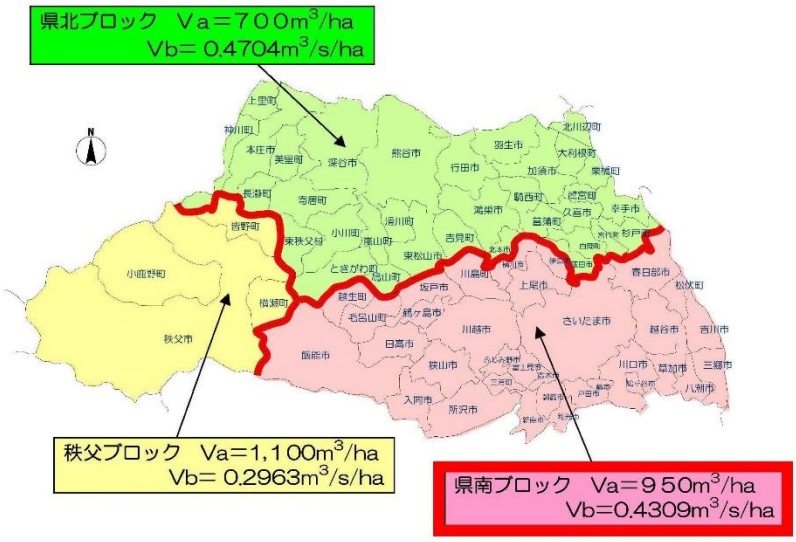


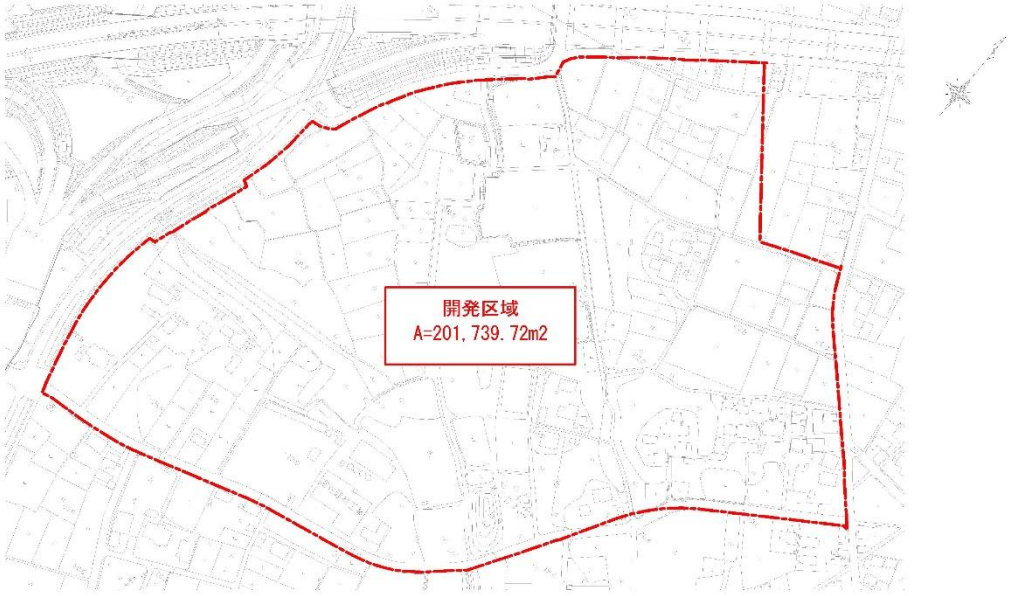
図-2-1　地域別調整容量図（平成 19 年 4 月現在）

雨水流出増加行為に対する必要対策量（雨水流出抑制施設の容量）は、次式により算定する。

$$V \geqq A \times Va - (Q \div Vb) \times Va$$

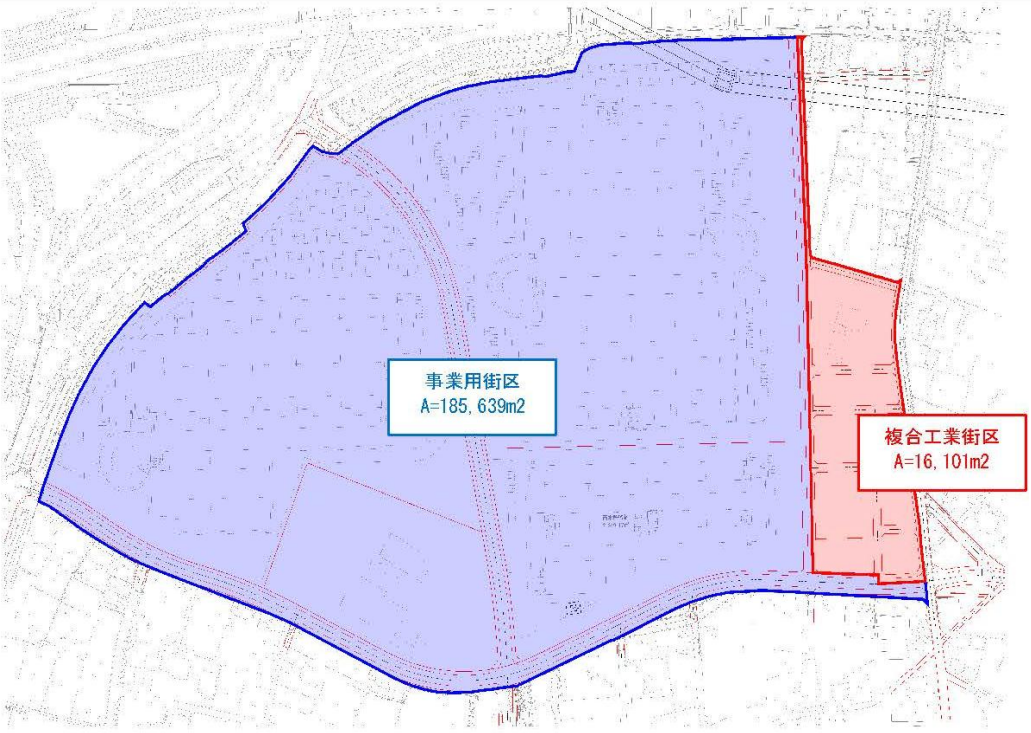
ここで、　A　：宅地等以外の土地で行う雨水流出増加行為をする土地の面積　(ha)
Q　：雨水流出抑制施設に浸透効果量（㎥/sec）
Va　：図-2-1の地域別調整容量（㎥/ha）　＝　950 ㎥/ha
Vb　：図-2-1の地域別調整容量（㎥/sec/ha）　＝　0.4309 ㎥/sec/ha

① 雨水流出増加行為をする土地の面積



$$A = \overset{\text{開発区域面積}}{201,739.72} - \overset{\text{行為前宅地等面積}}{43,906} = 157,833.72 \text{ ㎡} = \underline{15.78 \text{ ha}}$$

この　15.78 ha を【事業用街区】　と　【複合工業街区】に面積比で配分する。



複合工業街区	:	A ＝	16,101	㎡
事業用街区	:	A ＝	185,639	㎡
合計		A ＝	201,740	㎡

【複合工業街区】

157,834 × 16,101 ／ 201,740 ＝ **1.26 ha**

【事業用街区】

157,834 × 185,639 ／ 201,740 ＝ **14.52 ha**

上記で区分した【複合工業街区】と【事業用街区】のうち、【複合工業街区】については、「埼玉県浸透能力マップ」において「浸透対策に適した地域」となっており、浸透施設を整備する。

【事業用街区】については、宅地内は貯留施設を整備する方針であるが、新設する道路については、可能な限り浸透施設で対応するものの、浸透施設の設置が難しい道路については、貯留施設の設置が必要となる。ただし、貯留施設を設置した場合、放流先である石川川への自然流下での排水が難しい状況であるため、道路および河川管理者である桶川市との協議の結果、排水ポンプの維持管理が困難であることから、直接放流として計画する。

現況をそのまま活用する土地とあわせた 3.50ha※ については、雨水抑制を行わず直接放流として計画するが、この3.50haの面積にあたる雨水抑制は、事業用街区内に設置する貯留施設で対応するものとして計算する。

これを踏まえて、雨水抑制の対象となる面積は以下のとおりとなる。

※直接放流面積の詳細は資料編 p.141～142 に記載

【複合工業街区】 (直接放流分)

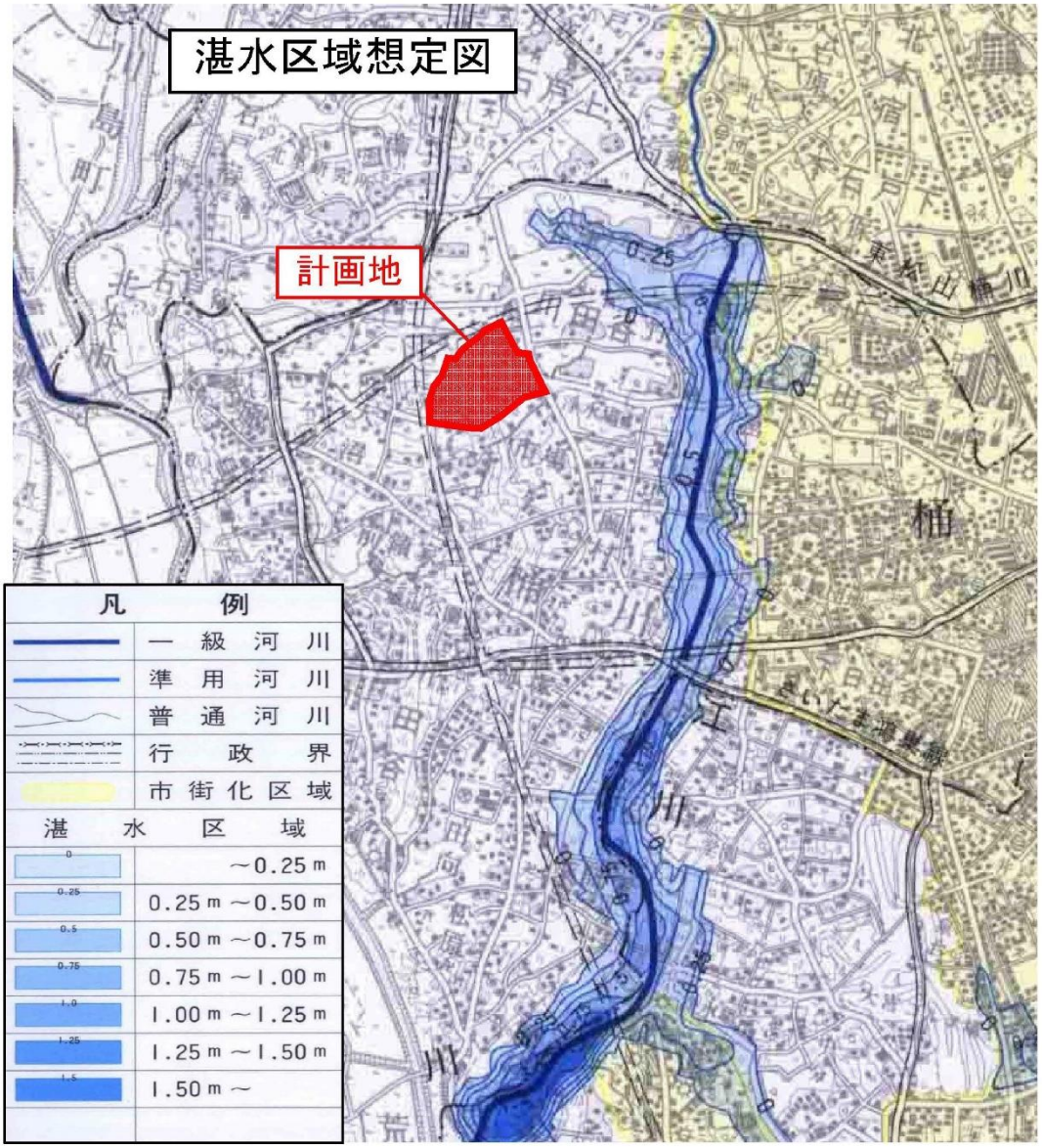
1.26 ＋ 0.00 ＝ **1.26 ha**

【事業用街区】 (直接放流分)

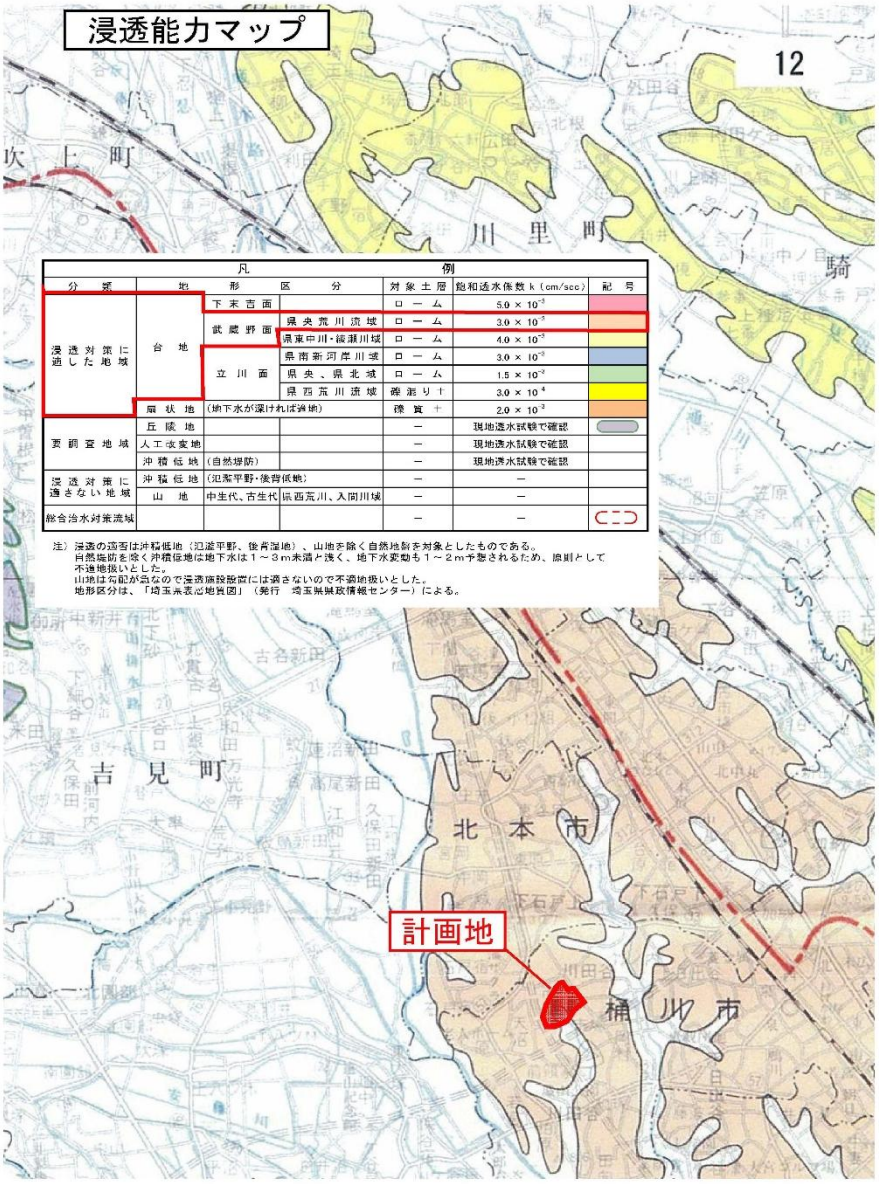
14.52 ＋ 3.50 ＝ **18.02 ha**

② 湛水区域内の土地に盛土をする行為をする土地の面積

「湛水区域想定図」より、本計画地は湛水区域ではないため、対象外とする。



③ 雨水抑制施設の対策方針



【複合工業街区】

「浸透能力マップ」から、「浸透対策に適した地域」となっており、浸透施設による対策を行う。

【事業用街区】

貯留施設による対策を行う。

一部、「浸透能力マップ」から、「浸透対策に適した地域」となっている道路については、浸透側溝を整備する。

浸透施設を設置予定の複合工業街区の浸透施設について、地下水位の確認を行う。

ボーリング調査結果を以下に示す。浸透施設設置予定箇所に最も近いポイントとなるNO.2の地下水位の標高は17.72mとなっている。

調査は雨量が多い9月に行っており、この数字を地下水位として使用する。



孔番	地盤高	測定条件	地下水位	水位標高
NO.1	19.16	孔内水位	0.72	18.44
NO.2	**21.88**	**孔内水位**	**4.16**	**17.72**
NO.3	20.75	孔内水位	3.05	17.70
NO.4	19.66	自然水位	2.00	17.66
NO.5	18.34	自然水位	0.80	17.54
NO.6	17.69	孔内水位	2.95	14.74
NO.7	18.64	自然水位	1.00	17.64
NO.8	19.10	自然水位	1.95	17.15
NO.9	21.76	自然水位	2.90	18.86

浸透施設を設置する場合、地下水位との離隔を50cm以上確保することとなっており、地下水位の標高17.72mから50cm離隔を確保できる **標高18.22mより高い位置に浸透施設の底面が来るよう設定する。**

④ 複合工業街区の必要対策量（浸透施設による対策）

a. 浸透施設の効果量の算定

浸透施設として、大型貯留浸透槽を公園内に設置する。

＜大型貯留浸透槽＞

・浸透施設の比浸透量(K)の算定

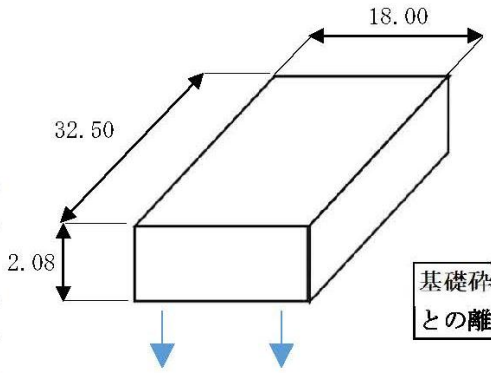
浸透桝の箇所数　　N=　1　箇所

貯留部の空隙率　　95　%　（プラスチック製貯留施設）

断面形状（以下のとおり）

（標高）

造成面	▽21.00
構造物天端	▽20.50
浸透施設底面	▽18.42
基礎砕石底面	▽18.22
地下水位	▽17.72



基礎砕石底面と地下水との離隔：　0.50 m

・浸透施設の比浸透量(K)の算定

手引P.6より

K ＝（ a ×H ＋b ）×L

浸透面は下面のみとする。

施設の幅が　18.00　mであるため、手引きに従い、W1=10mとW2=20mの両方の計算式により計算を行い、施設幅に合わせて比例案分して求める。

＜W1=10mの計算式による計算＞

a: $2.29X^{-0.397}$

H: 2.08　m　（設計水頭）

b: 13.84

X: L/W　（1～5の範囲）

K1 ＝（ 2.29 ×（ 32.50 ÷ 18.00 ）$^{-0.397}$ × 2.08 ＋ 13.84 ）× 32.50

＝ 572.24 m2

＜W2=20mの計算式による計算＞

a: $2.37X^{-0.488}$

H: 2.08　m　（設計水頭）

b: 26.36

X: L/W　（1～5の範囲）

K2 ＝（ 2.37 ×（ 32.50 ÷ 18.00 ）$^{-0.488}$ × 2.08 ＋ 26.36 ）× 32.50

＝ 976.78 m2

本施設の比浸透量

K ＝ (K2 － K1) ÷ (W1 ＋ W2) × W

＝ (976.78 － 572.24) ÷ (20.00 － 10.00)

× (18.00 － 10.00) ＋ 572.24

＝ 895.87 m2

・浸透効果量(Q)の算定

Q ＝ 1 / 3,600 × K × f × L

ここで

f: 0.003 cm/s （浸透能力マップより）

0.003 × 3,600 ／ 100 ＝ 0.108 m/hr

Q ＝ 1 / 3,600 × 895.87 × 0.108 × 1

＝ **0.027 m3/s**

b. 貯留施設の貯留量の算定

V ≧ A × Va － (Q ÷ Vb) × Va の式より

V ≧ 1.26 × 950 － (0.027 ÷ 0.4309) × 950 ＝ 1,137.5 m^3

よって、 1,137.5 ㎥以上の貯留施設を計画する。

・浸透施設の空隙貯留(v)の算定

(空隙率)

v ＝ 18.00 × 32.50 × 2.08 × 0.95

(必要対策量)

＝ **1,156.0 m3** ＞ **1,137.5 m3 ・・・OK**

上記 a、bの対策工事の計画で必要対策量を満足する。

⑤ 事業用街区の必要対策量（浸透施設と貯留施設による対策）

a. 浸透施設の効果量の算定

・浸透施設の比浸透量(K)の算定

車両荷重がかからない歩道付き道路の内、「浸透能力マップ」の「浸透対策に適した地域」となっている、区9.5-1号線には浸透側溝を設ける。

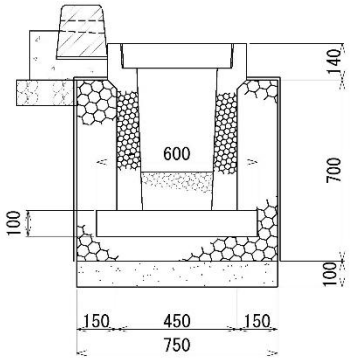
＜浸透側溝U-300＞

浸透側溝の延長　　L=　363　m

A敷地：　273.5　　B敷地：　89.5

充填剤の空隙率　　40　%　（単粒度砕石4号）

断面形状（以下のとおり）



充填材の面積
0.238 m2

・浸透施設の比浸透量(K)の算定

手引P.5より

K　＝ a　× H　＋ b

ここで

a:　3.093

H:　0.8　m　（設計水頭）

b: 1.34W+0.677

＝　3.093　×　0.8　＋　（ 1.34 ×　0.75 ＋　0.677　）

＝　4.156　m2

・浸透効果量(Q)の算定

Q　＝　1 /　3,600 × f　× L

ここで

f:　0.003　cm/s　（浸透能力マップより）

0.003　×　3,600　／　100　＝　0.108　m/hr

A敷地

＝　1 /　3,600 ×　4.156　×　0.108　×　273.5

＝　**0.034　m3/s**

B敷地

＝　1 /　3,600 ×　4.156　×　0.108　×　89.5

＝　**0.011　m3/s**

b. 貯留施設の貯留量の算定

V ≧ A × Va － （ Q ÷ Vb ） × Va の式より

	A		Va		Q A敷地		Q B敷地		Vb
V ≧	18.02	×	950	－	（ （ 0.0340	+	0.0110 ）	÷	0.4309 ）

Va

× 950 ＝ 17,019.8 ㎥

よって、 17,019.8 ㎥以上の貯留施設を計画する。

・浸透施設の空隙貯留(v)の算定

v=充填材の空隙

A敷地

v ＝ 0.238 × 273.5 × 0.4

＝ **26.04 m3**

B敷地

v ＝ 0.238 × 89.5 × 0.4

＝ **8.52 m3**

・貯留施設の容量の算定

必要とする貯留施設の容量

V － v ＝ 17,019.8 － 26.04 － 8.52 ＝ **16,985.2 m3**

また、事業用街区における、A・B・C敷地それぞれの必要容量を面積案分で算出する。

	敷地面積		必要対策量
A	7.2 ha	・・・	**8,207.6 m3**
B	2.5 ha	・・・	**2,849.9 m3**
C	5.2 ha	・・・	**5,927.7 m3**
合計			**16,985.2 m3**

貯留施設面積

A	74.0	×	74.0	＝	**5,476.00 m2**
B	38.0	×	37.5	＝	**1,425.00 m2**
C	63.0	×	63.0	＝	**3,969.00 m2**
合計					**10,870.00 m2**

貯留施設容量

			(高さ)		(計画対策量)		(必要対策量)	
A	5,476.00	×	1.5	＝	**8,214.00 m3**	＞	**8,207.6 m3**	・・・OK
B	1,425.00	×	2.0	＝	**2,850.00 m3**	＞	**2,849.9 m3**	・・・OK
C	3,969.00	×	1.5	＝	**5,953.50 m3**	＞	**5,927.7 m3**	・・・OK
合計					**17,017.50 m3**	＞	**16,985.2 m3**	・・・OK

上記 a 、bの対策工事の計画で必要対策量を満足する。

3. 放流量計算書

①許容比流量の算出

石川川改修検討書「§2.排水路断面・縦断計画の検討」より区域内許容放流量を決定する。

a. 区域内許容放流量（QC）

区域内許容放流量は石川改修全体計画（確率年　1/10）により決定する。

QC＝A×ｑ　　QC:区域内許容放流量(m3/s)
A:区画整理区域面積(20.17)
ｑ：計画単位排水量(0.02793m3/s/ha)
石川改修全体計画より

QC=20.17×0.02793=0.563

b. 許容放流量(QO)

許容放流量は直接放流量を考慮した値とする。

QO＝QC－Q　　QO:許容放流量(m3/S)
QC：区域内許容放流量（m3/s)
Q：直接放流量(m3/s)

ｱ.直接放流量(Q)

雨水抑制施設を設けず、直接放流とする区域は以下のとおり。

・水路
・既存敷地の改良を行わない工場敷地
・現況をそのまま生かす形で整備する公開緑地
・抑制施設の設置が難しい道路

次頁以降に、直接放流する区域の平面図を示す。

【複合工業街区】と【事業用街区】のうち、【複合工業街区】については、「埼玉県浸透能力マップ」において「浸透対策に適した地域」となっており、道路排水についても浸透処理する。【事業用街区】については、新設する道路については、可能な限り浸透施設で対応するものの、浸透施設の設置が難しい道路については、貯留施設の設置が必要となる。ただし、貯留施設を設置した場合、放流先である石川川への自然流下での排水が難しい状況であるため、道路および河川管理者である桶川市との協議の結果、排水ポンプの維持管理が困難であることから、直接放流として計画する。

直接放流区域面積図

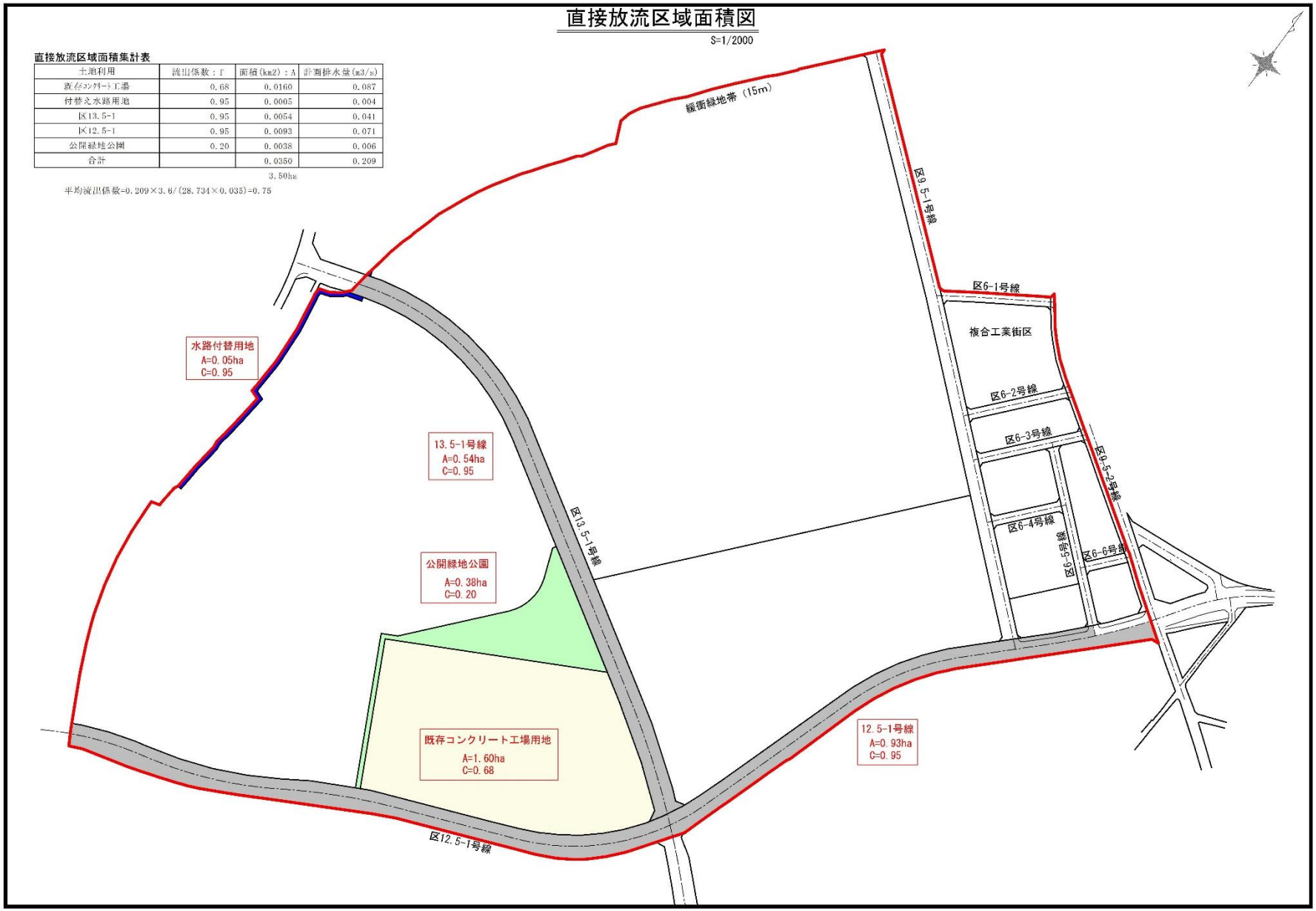
S=1/2000

直接放流区域面積集計表

土地利用	流出係数：f	面積(km2)：A	計画排水量(m3/s)
既存ｺﾝｸﾘｰﾄ工場	0.68	0.0160	0.087
付替え水路用地	0.95	0.0005	0.004
区13.5-1	0.95	0.0054	0.041
区12.5-1	0.95	0.0093	0.071
公開緑地公園	0.20	0.0038	0.006
合計		0.0350	0.209

3.50ha

平均流出係数=0.209×3.6/(28.734×0.035)=0.75



合理式により算出する。

Q=1/3.6×f×r×A　　Q：計画排水量(m3/s)
f：流出係数(石川改修全体計画より)
r：洪水到達時間内の平均降雨強度(28.734mm/hr)
A：集水面積(km2)　　(確率1/10規模)

直接放流区域は排水計画流域図より以下の通りである。

土地利用	流出係数：f	面積(km2)：A	計画排水量(m3/s)
既存ｺﾝｸﾘｰﾄ工場	0.68	0.0160	0.087
付替え水路用地	0.95	0.0005	0.004
区13.5-1	0.95	0.0054	0.041
区12.5-1	0.95	0.0093	0.071
公開緑地公園	0.20	0.0038	0.006
合計		0.0350	0.209

3.50ha

平均流出係数=0.209×3.6/(28.734×0.035)=0.75

ｲ. 許容放流量(Q0)

Q0＝QC－Q
＝0.563－0.209＝0.354

QC:区域内許容放流量(m3/s)
Q:直接放流量(m3/s)

ｳ. 計画単位許容比流量(Q0’)

Q0’＝Q0/A
＝0.354/15.07
＝0.0234(m3/s/ha)

Q0:許容放流量(m3/s)
A: 雨水抑制面積＝15.07ha
- A敷地　：　7.32ha
  (7.16+0.16(区9.5-1))
- B敷地　：　2.55ha
  (2.47+0.08(区9.5-1))
- C敷地　：　5.20ha
- 合計　：　15.07ha

※区9.5-1号線は浸透施設を設置するが、浸透施設のみでは、区9.5-1号線全ての面積に対し、満足できないため、安全側となるよう、区9.5-1号線面積0.24haについて、浸透施設を設置しないと仮定して、放流量を計算する。

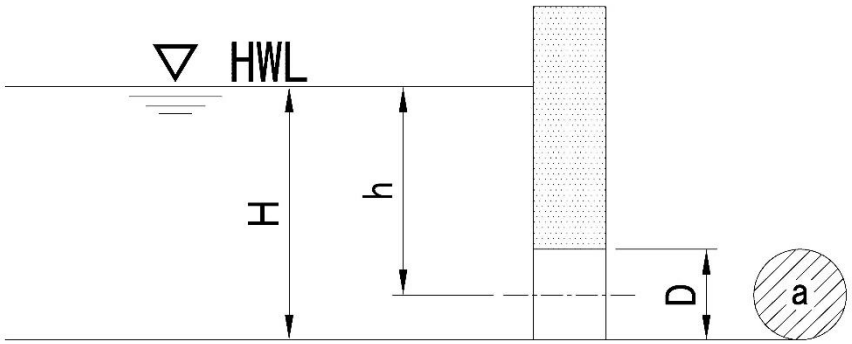
よって、雨水抑制を行う街区の許容比流量は、0.0234(m3/s/ha)となる。

②放流断面（オリフィス断面）の算定

$$a = Q' \div \left(C \sqrt{2 g h} \right.$$

ここに

a ： 放流断面積 ㎡
C ： 流量係数 0.6
g ： 重力加速度 9.8 m/sec^2
h ： HWLからオリフィス中心までの水深 m



a. A敷地貯留施設

H ＝ 2.60 m （貯留池の平均水深 ＝ 1.500 m）
Q'＝ 7.2 × 0.0234 ＝ 0.1685 m3/sec

$$a = 0.1685 \div \left(0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 2.490} \right.$$ D ＝ 22.0 cmと仮定
＝ 0.0402 ㎡

・ 円形オリフィスとした場合
$a = 1/4 \times \pi \times D'^{2}$

$D' = \sqrt{4 \times 0.0402 / \pi} = 0.22624$ m ⇒ 22.0 cm とする

D ＜ D’ であるのでオリフィスの直径Dを 22.0 cm と決定する。

決定したオリフィス径を基に実際の放流量Q’を計算する。

$Q' = a \times C \times \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$

$= 1/4 \times \pi \times 0.22^{2} \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 2.490}$
許容放流量
＝ 0.159 ㎥/sec ＜ 0.169 ㎥/sec ・・・OK

b. B敷地貯留施設

H ＝　3.10 m　（貯留池の平均水深　＝　2.000 m）
Q'＝　2.5　×　0.0234　＝　0.0585 m3/sec

a ＝　0.0585 ÷ （　0.6 × $\sqrt{2 \times 9.8 \times 3.040}$　D ＝ 12.0 cmと仮定
＝ 0.01263 ㎡

・ 円形オリフィスとした場合
a ＝ 1/4 × π × D' ²

D' ＝ $\sqrt{4 \times 0.01263 / \pi}$ ＝ 0.12681 m　⇒　13.0 cm とする

D ＜ D'　であるのでオリフィスの直径Dを　12.0 cm と決定する。

決定したオリフィス径を基に実際の放流量Q'を計算する。

Q' ＝ a × C × $\sqrt{2 \cdot g \cdot h}$

＝ 1/4 × π ×　0.12^2　×　0.6 × $\sqrt{2 \times 9.8 \times 3.040}$
許容放流量
＝ 0.052 ㎥/sec　＜　0.059 ㎥/sec　・・・OK

c. C敷地貯留施設

H ＝　2.60 m　（貯留池の平均水深　＝　1.500 m）
Q'＝　5.2　×　0.0234　＝　0.1217 m3/sec

a ＝　0.1217 ÷ （　0.6 × $\sqrt{2 \times 9.8 \times 2.505}$　D ＝ 19.0 cmと仮定
＝ 0.02895 ㎡

・ 円形オリフィスとした場合
a ＝ 1/4 × π × D' ²

D' ＝ $\sqrt{4 \times 0.02895 / \pi}$ ＝ 0.19199 m　⇒　19.0 cm とする

D ＜ D'　であるのでオリフィスの直径Dを　19.0 cm と決定する。

決定したオリフィス径を基に実際の放流量Q'を計算する。

Q' ＝ a × C × $\sqrt{2 \cdot g \cdot h}$

＝ 1/4 × π ×　0.19^2　×　0.6 × $\sqrt{2 \times 9.8 \times 2.505}$
許容放流量
＝ 0.119 ㎥/sec　＜　0.122 ㎥/sec　・・・OK

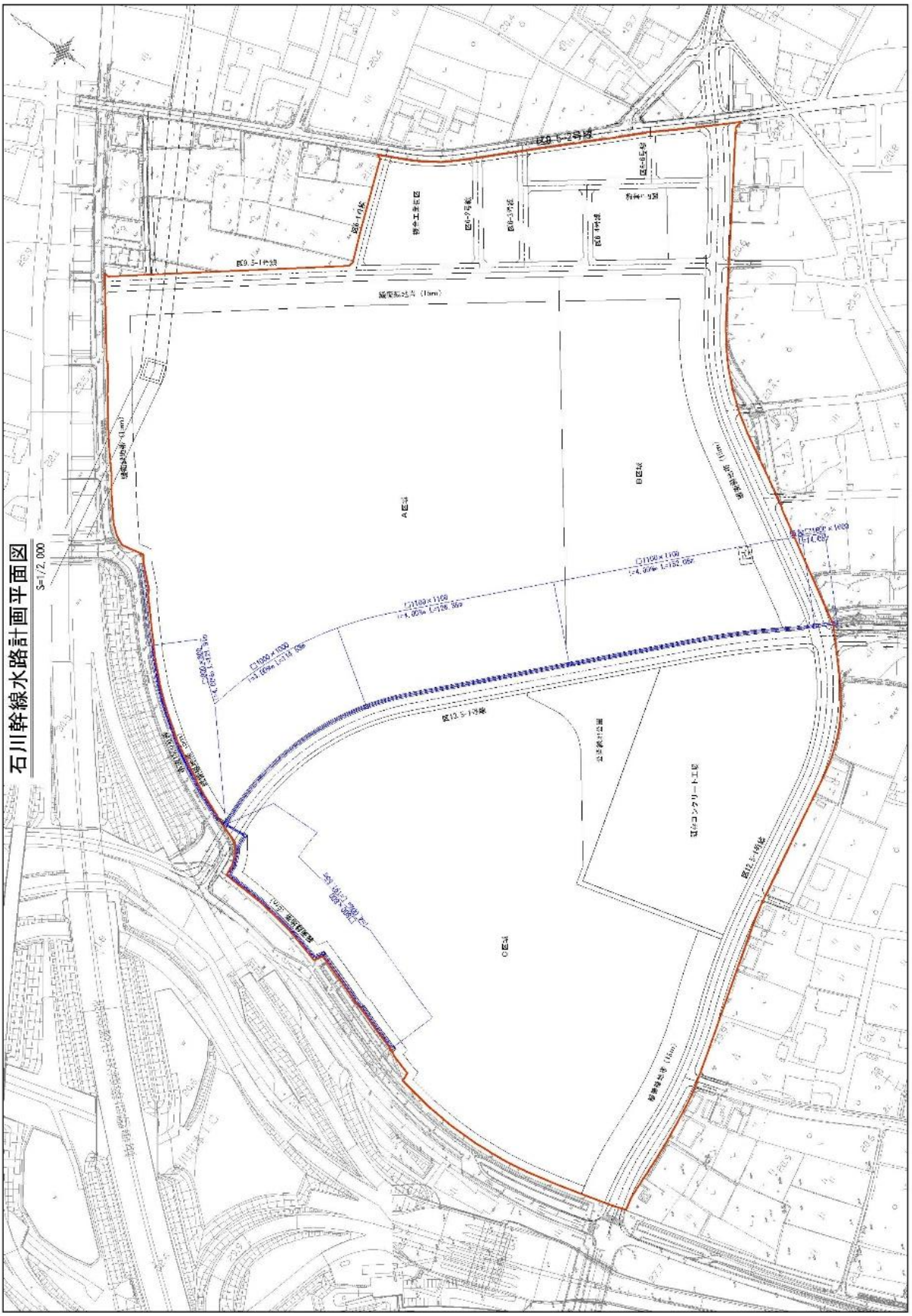
d.各敷地の計算結果

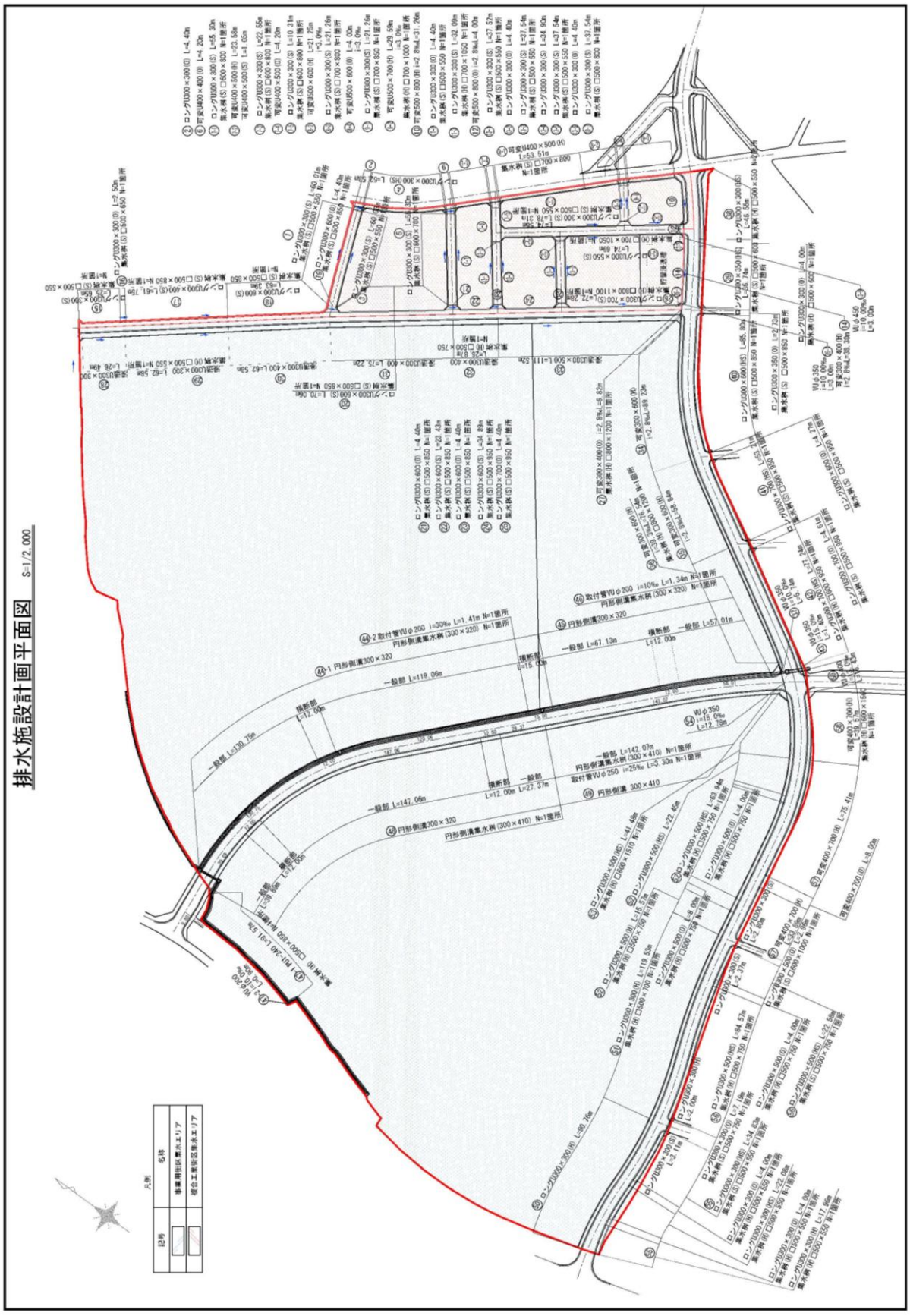
A敷地貯留施設からの放流量	Q ＝	0.159	m^3/sec
B敷地貯留施設からの放流量	Q ＝	0.052	m^3/sec
C敷地貯留施設からの放流量	Q ＝	0.119	m^3/sec
合計	Q ＝	0.330	m^3/sec

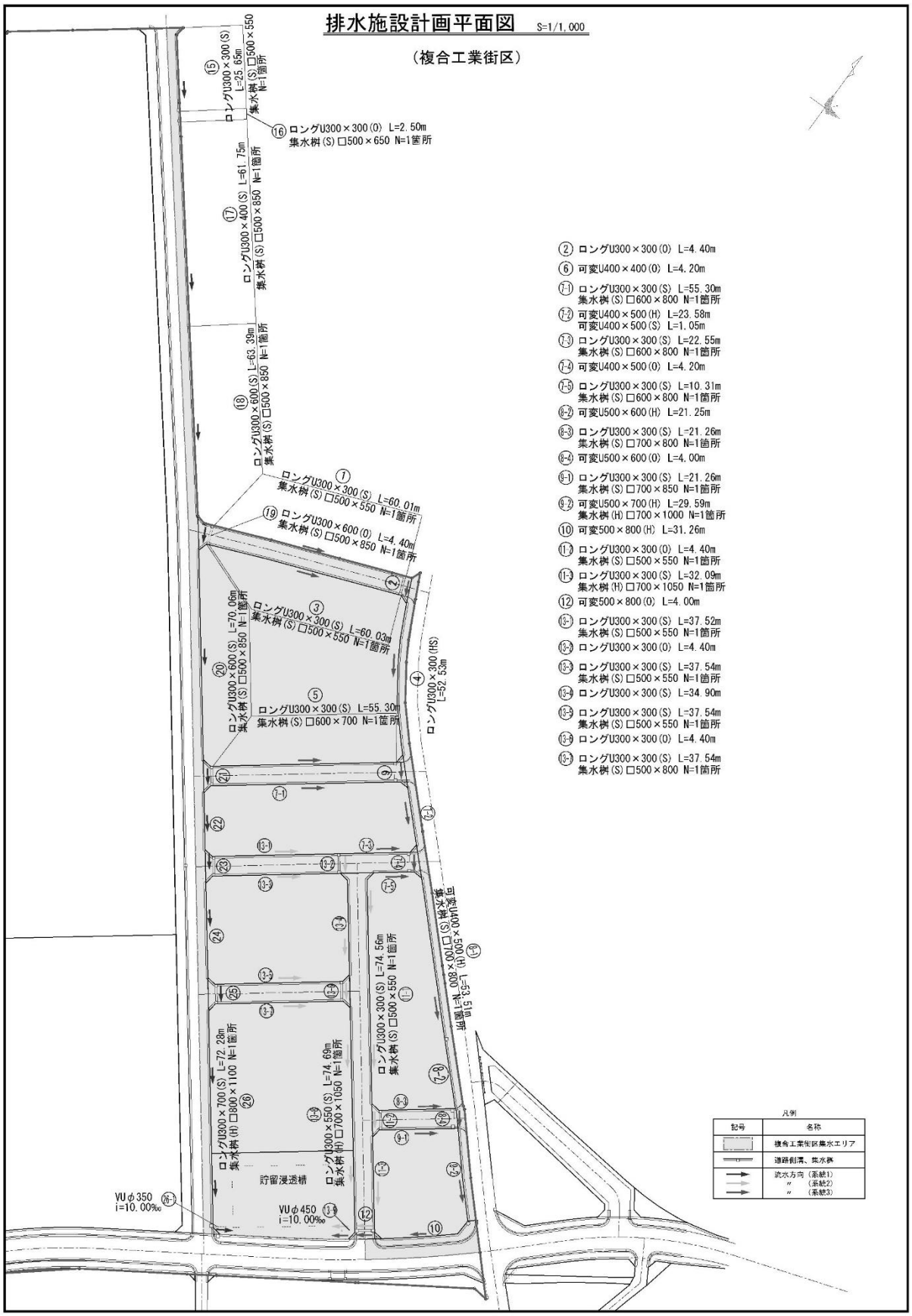
e.放流施設の構造

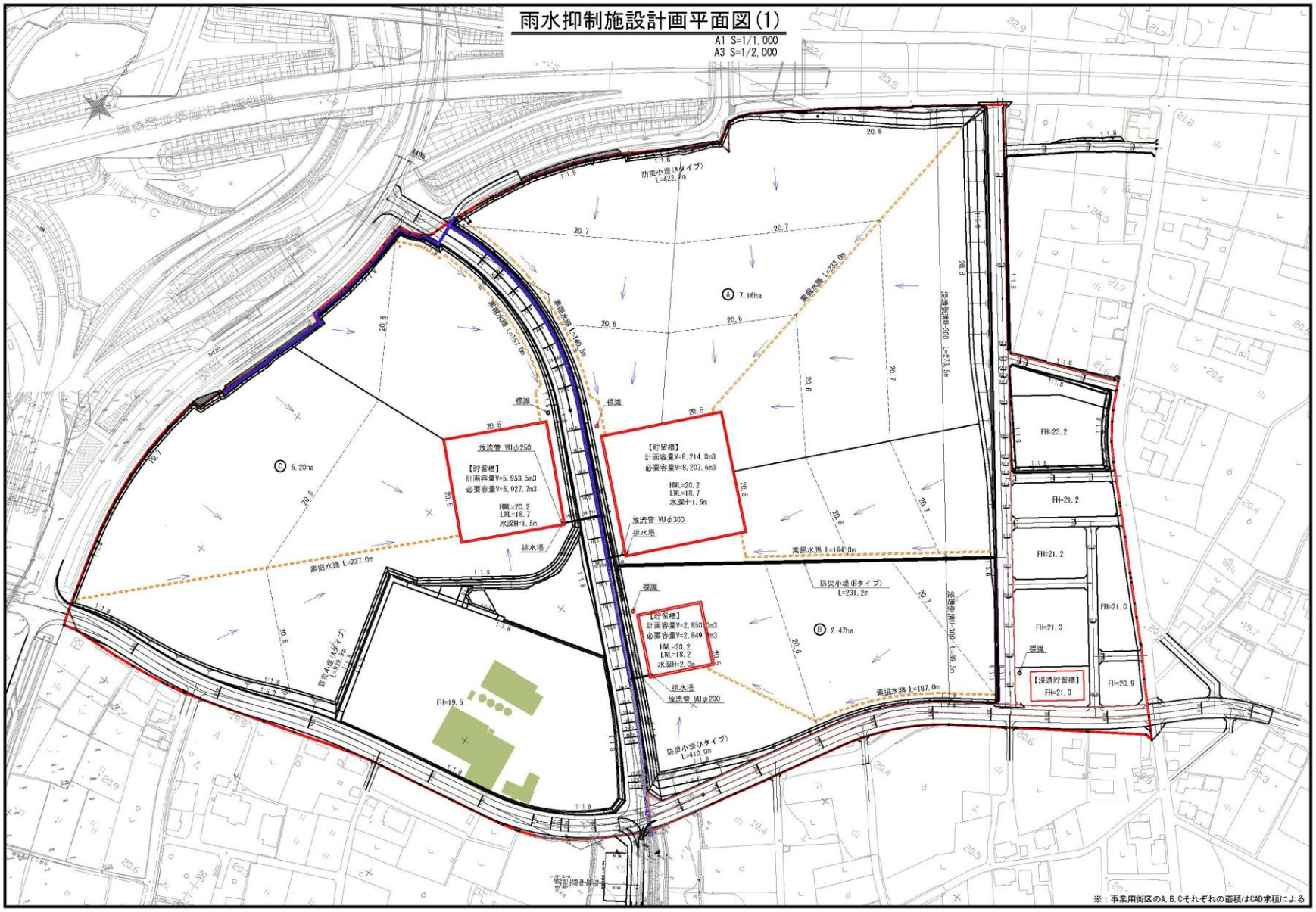
放流施設の構造は、許容放流量を安全に放流できる断面を持ち、土砂、塵芥等が流出せず、放流管が閉塞しないものとします。そのため、放流施設には土砂だめ、塵除けスクリーン等を設置し、オリフィス径は５㎝以上とします。また、出水時に操作を必要とするゲート、バルブ等の装置は、原則設けないこととします。

※ *放流施設の構造については、「手引き」からの抜粋を示す。*


石川幹線水路計画平面図
S=1/2,000


排水施設計画平面図
S=1/2,000
凡例
記号
名称
事業用地排水エリア
道路工事区排水エリア


排水施設計画平面図 S=1/1,000
（複合工業街区）
⑮ ロングU300×300(S) L=25.65m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
⑯ ロングU300×300(O) L=2.50m 集水桝(S)□500×650 N=1箇所
⑰ ロングU300×400(S) L=61.75m 集水桝(S)□500×850 N=1箇所
⑱ ロングU300×600(S) L=63.39m 集水桝(S)□500×850 N=1箇所
① ロングU300×300(S) L=60.01m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
⑲ ロングU300×600(O) L=4.40m 集水桝(S)□500×850 N=1箇所
② ロングU300×300(O) L=4.40m
⑥ 可変U400×400(O) L=4.20m
⑦-1 ロングU300×300(S) L=55.30m 集水桝(S)□600×800 N=1箇所
⑦-2 可変U400×500(H) L=23.58m 可変U400×500(S) L=1.05m
⑦-3 ロングU300×300(S) L=22.55m 集水桝(S)□600×800 N=1箇所
⑦-4 可変U400×500(O) L=4.20m
⑦-5 ロングU300×300(S) L=10.31m 集水桝(S)□600×800 N=1箇所
⑧-2 可変U500×600(H) L=21.25m
⑧-3 ロングU300×300(S) L=21.26m 集水桝(S)□700×800 N=1箇所
⑧-4 可変U500×600(O) L=4.00m
⑨-1 ロングU300×300(S) L=21.26m 集水桝(S)□700×850 N=1箇所
⑨-2 可変U500×700(H) L=29.59m 集水桝(H)□700×1000 N=1箇所
⑩ 可変500×800(H) L=31.26m
⑪-2 ロングU300×300(O) L=4.40m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
⑪-3 ロングU300×300(S) L=32.09m 集水桝(H)□700×1050 N=1箇所
⑫ 可変500×800(O) L=4.00m
⑬-1 ロングU300×300(S) L=37.52m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
⑬-2 ロングU300×300(O) L=4.40m
⑬-3 ロングU300×300(S) L=37.54m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
⑬-4 ロングU300×300(S) L=34.90m
⑬-5 ロングU300×300(S) L=37.54m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
⑬-6 ロングU300×300(O) L=4.40m
⑬-7 ロングU300×300(S) L=37.54m 集水桝(S)□500×800 N=1箇所
④ ロングU300×300(HS) L=52.53m
⑤ ロングU300×300(S) L=55.30m 集水桝(S)□600×700 N=1箇所
⑳ ロングU300×600(S) L=70.06m 集水桝(S)□500×850 N=1箇所
㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖
⑦-1 ⑦-2 ⑦-3 ⑦-4 ⑦-5
⑧-2 ⑧-3 ⑧-4
⑨-1 ⑨-2
⑩
⑪-2 ⑪-3
⑫
⑬-1 ⑬-2 ⑬-3 ⑬-4 ⑬-5 ⑬-6 ⑬-7
可変U400×500(H) L=63.51m 1箇所
ロングU300×300(S) L=74.56m 集水桝(S)□500×550 N=1箇所
ロングU300×550(S) L=74.69m 集水桝(H)□700×1050 N=1箇所
ロングU300×700(S) L=72.28m 集水桝(H)□800×1100 N=1箇所
貯留浸透槽
VUφ350 i=10.00‰
VUφ450 i=10.00‰
凡例
記号
名称
複合工業街区集水エリア
道路側溝、集水桝
流水方向（系統1）
〃（系統2）
〃（系統3）


雨水抑制施設計画平面図(1)
A1 S=1/1,000
A3 S=1/2,000
A 7.16ha
B 2.47ha
C 5.20ha
【貯留槽】
計画容量V=8,214.0m3
必要容量V=8,207.6m3
HWL=20.2
LWL=18.7
水深H=1.5m
【貯留槽】
計画容量V=5,953.5m3
必要容量V=5,927.7m3
HWL=20.2
LWL=18.7
水深H=1.5m
【貯留槽】
計画容量V=2,850.0m3
必要容量V=2,849.1m3
HWL=20.2
LWL=18.2
水深H=2.0m
【浸透貯留槽】
FH=21.0
放流管 VUφ250
放流管 VUφ300
放流管 VUφ200
排水塔
防災小堤(Aタイプ) L=422.8m
防災小堤(Bタイプ) L=231.2m
防災小堤(Aタイプ) L=410.0m
防災小堤(Aタイプ) L=358.9m
素掘水路 L=233.0m
素掘水路 L=140.5m
素掘水路 L=157.0m
素掘水路 L=164.0m
素掘水路 L=237.0m
素掘水路 L=187.0m
浸透側溝U-300 L=273.5m
浸透側溝U-300 L=69.5m
FH=23.2
FH=21.2
FH=21.2
FH=21.0
FH=21.0
FH=20.9
FH=19.5
標識
※：事業用街区のA,B,Cそれぞれの面積はCAD求積による

雨水抑制施設計画平面図(2)

A1 S=1/100
A3 S=1/200

