

本要求水準書添付資料-9「場外雨水排水検討資料（参考）」

第5章 雨水排水計画（案）

5.1 流出量

流出量は、合理式により算定するものとし、確率規模は「江南市雨水流出抑制基準」に従い、10年確率（1,000 m²以上の開発）とする。降雨強度は、到達時間が10分の時の120.8mm/hrの値を用いるものとする。流出係数は、同基準の雨水流出抑制対策の必要対策量（表5.2.1）に示される0.2→0.95（条件；農地→舗装等、開発前；原野）に設定する。

愛知県の降雨強度は、表5.1.1に示すとおりである。

○排水区域からの流出量

$$Q = 1/360 \times C \times I \times A$$

- ・流出量Q：m³/s
- ・流出係数C：開発前0.2→開発後0.95
- ・降雨強度I：120.8mm/hr
- ・集水面積A：3.0ha→敷地面積とする。

表5.1.1 愛知県の降雨強度

〔降雨強度式による降雨強度〕

T W	10分間 10	30分間 30	60分間 60	120分間 120	180分間 180	6時間 360	12時間 720	24時間 1440
1/1.1	60.8	33.0	22.1	14.7	11.6	7.6	5.0	3.3
1/2	87.7	53.9	37.2	24.8	19.3	12.3	7.8	4.9
1/3	98.2	63.0	44.3	29.7	23.1	14.8	9.3	5.7
1/4	104.3	68.8	48.9	33.0	25.8	16.5	10.3	6.4
1/5	108.2	73.0	52.4	35.7	27.9	17.8	11.1	6.8
1/6	112.0	76.3	55.2	37.7	29.5	18.9	11.8	7.3
1/7	115.2	79.1	57.4	39.4	31.0	19.9	12.5	7.7
1/8	116.9	81.6	59.7	41.1	32.3	20.8	13.0	7.9
1/9	118.9	83.6	61.4	42.5	33.4	21.5	13.5	8.3
1/10	120.8	85.4	63.0	43.7	34.4	22.2	13.9	8.5
1/20	130.2	97.0	73.7	52.3	41.6	27.1	16.9	10.3
1/30	135.4	103.5	80.0	57.6	46.0	30.1	18.9	11.5
1/50	141.8	111.5	87.9	64.3	51.9	34.2	21.6	13.2
1/70	146.0	116.4	92.8	68.7	55.7	37.1	23.5	14.4
1/80	146.8	118.3	95.0	70.7	57.5	38.3	24.2	14.8
1/100	148.8	121.6	98.6	74.0	60.4	40.4	25.6	15.5
1/150	153.1	127.5	104.8	79.8	65.6	44.2	28.1	17.1
1/200	155.7	131.4	109.3	84.1	69.4	47.1	30.0	18.2

排水区域からの流出量は、下式の算定結果のとおり、雨水抑制施設（雨水調整池）で開発前の流出量に抑制後の0.201 m³/sとなる。

$$Q = 1/360 \times 0.2 \times 120.8 \times 3.0 = 0.201 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.2 雨水流出抑制施設

雨水流出抑制施設（雨水調整池）規模（V）は、「江南市雨水流出抑制基準」で規定されている。

同基準に従い、公共施設及び公益施設の新設、増設及び改良の際に適用される 600A とする。必要対策量は、 $V = 600A = 600 \times 3.0 = 1,800 \text{ m}^3$ となる。

同基準に示される条件別の雨水流出対策の必要対策量を表 5.2.1 に示す。

表 5.2.1 雨水流出抑制対策の必要対策量

条 件	開発前	流出係数	開発行為等面積	必要対策量
農地→宅地	・ 田畑 ・ 耕地 ・ 原野	0.2→0.9	$a < 1,000 \text{ m}^2$	$V = 330A$
			$1,000 \text{ m}^2 \leq a < 5,000 \text{ m}^2$	$V = 560A$
			$5,000 \text{ m}^2 \leq a < 10,000 \text{ m}^2$	$V = 590A$
			$10,000 \text{ m}^2 \leq a$	別途計算
締固→宅地	・ 宅地 ・ 締固められた土地	0.5→0.9	$a < 1,000 \text{ m}^2$	$V = 130A$
			$1,000 \text{ m}^2 \leq a < 5,000 \text{ m}^2$	$V = 210A$
			$5,000 \text{ m}^2 \leq a < 10,000 \text{ m}^2$	$V = 230A$
			$10,000 \text{ m}^2 \leq a$	別途計算
農地→締固	・ 田畑 ・ 耕地 ・ 原野	0.2→0.5	$a < 1,000 \text{ m}^2$	$V = 110A$
			$1,000 \text{ m}^2 \leq a < 5,000 \text{ m}^2$	$V = 190A$
			$5,000 \text{ m}^2 \leq a < 10,000 \text{ m}^2$	$V = 190A$
			$10,000 \text{ m}^2 \leq a$	別途計算
農地→舗装等	・ 田畑 ・ 耕地 ・ 原野	0.2→0.95	$a < 1,000 \text{ m}^2$	$V = 360A$
			$1,000 \text{ m}^2 \leq a < 5,000 \text{ m}^2$	$V = 620A$
			$5,000 \text{ m}^2 \leq a < 10,000 \text{ m}^2$	$V = 640A$
			$10,000 \text{ m}^2 \leq a$	別途計算
締固→舗装等	・ 宅地 ・ 締固められた土地	0.5→0.95	$a < 1,000 \text{ m}^2$	$V = 150A$
			$1,000 \text{ m}^2 \leq a < 5,000 \text{ m}^2$	$V = 250A$
			$5,000 \text{ m}^2 \leq a < 10,000 \text{ m}^2$	$V = 270A$
			$10,000 \text{ m}^2 \leq a$	別途計算

※V：必要対策量（ m^3 ）

A：開発行為等面積（ha）

5.3 放流施設

(1) 放流孔（オリフィス）

放流施設は、計画放流量を安全に処理できるものとし、開発行為前流出量 Q_0 、水深 H に対して下式を満たすようなオリフィス口径 ϕ あるいは D を求める。本事業は、矩形で計画する。

開発行為前流出量 $Q_0=0.201 \text{ m}^3/\text{s}$

○オリフィス口径の算定

$$Q_0 = C_1 \times D^2 \times (2gH)^{1/2} \quad \leftarrow H \geq 1.8D ; \text{矩形の時}$$

- ・ 開発前流出量 $Q_0 : 0.201 \text{ m}^3/\text{s}$
- ・ 流量係数 $C_1 : 0.6$
- ・ 放流孔の幅と高さ : 0.252m
- ・ 重力加速度 $g : 9.8\text{m/s}^2$
- ・ HWLから放流孔中心までの水深 : 1.419m

$$\begin{aligned} D &= (Q_0 / C_1 \times (2gH)^{1/2})^{1/2} \\ &= (0.201 / 0.6 \times (2 \times 9.8 \times 1.419)^{1/2})^{1/2} \\ &= 0.252\text{m} \end{aligned}$$

(2) 放流管の規模

放流管は、高強度で撓み性のある高密度ポリエチレン管を用いるものとし、維持管理の必要から最小断面は $\phi 600 \text{ mm}$ とする。また、断面設定は下記のマニング式によるものとし、土砂や落ち葉の堆積を抑えるために最小流速として 0.6m/s （道路土工要綱による）を確保するものとする。

マニングの粗度係数を表5.4.1に、許容される平均流速の範囲を表5.4.2に示す。

○放流管断面の設定

$$Q = A \times V$$

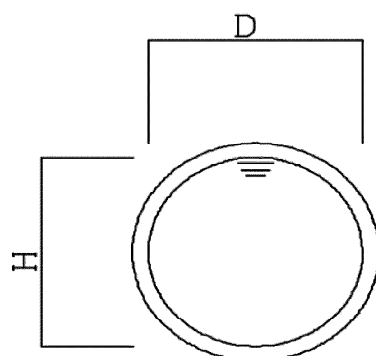
$$V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

- ・ 流量 $Q : (\text{m}^3/\text{s})$
- ・ 流速 $V : (\text{m/s})$
- ・ 河積 $A : (\text{m}^2)$
- ・ 径深 $R : (\text{m}) \rightarrow$ 満流を想定する。
- ・ 管路勾配 $I : (\%)$
- ・ 粗度係数 $n : 0.010$ （表5.4.1 塩化ビニル管）

雨水流出抑制施設からの放流管断面は、高密度ポリエチレン管の場合は $\phi 300 \sim \phi 600$ の断面が必要と考えられる。地形条件から見て水路勾配を抑制する必要があるため、口径の大きな断面が有利である。放流管流量表を表5.3.1に示す。

表 5.3.1 放流管流量表

管渠 満流



流量(マンニング)

$$Q = A \times V$$

$$V = 1/n \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

粗度係数(n)

0.010

開発行為前の1/10確率の流出量を対象とした場合

管 径 D mm	300	400	500	600
余裕高 F mm	0	0	0	0
水 深 d mm	300	400	500	600
通水断面積 A m ²	0.0707	0.1257	0.1963	0.2827
潤辺長 P m	0.9425	1.2566	1.5708	1.8850
径 深 R m	0.0750	0.1000	0.1250	0.1500
勾 配 I ‰	26.0	6.0	2.0	1.0
流 速 V m/sec	2.868	1.669	1.118	0.893
流 量 Q m ³ /sec	0.203	0.210	0.219	0.252

5.4 排水路断面

(1) 排水系統

排水路は、主要地方道江南関線の西側で鴨川排水路に接続されている江南市所管の道路側溝を改修して利用する。

(2) 排水路の排水条件

平成 22 年度新濃尾（二期）地区宮田導水路付帯施設設計他実施設計業務報告書（東海農政局新濃尾農地防災事務所）によると、排水整備の計画規模は、事業の性格から NN 事業の「かんがい排水計画基準」に基づき 10 年確率の規模とすることが妥当と考えられるとされ、宮田導水路沿線流域の単位排水量は、以下のとおり設定されている。降雨強度とピーク洪水比流量の関係を図 5.4.1 に示す。本計画の単位排水量は、鴨川排水路に接続することを勘案し、ピーク洪水比流量 $9.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を採用する。

■10 年確率降雨強度 53.0 mm/hr

■ピーク洪水比流量 $9.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

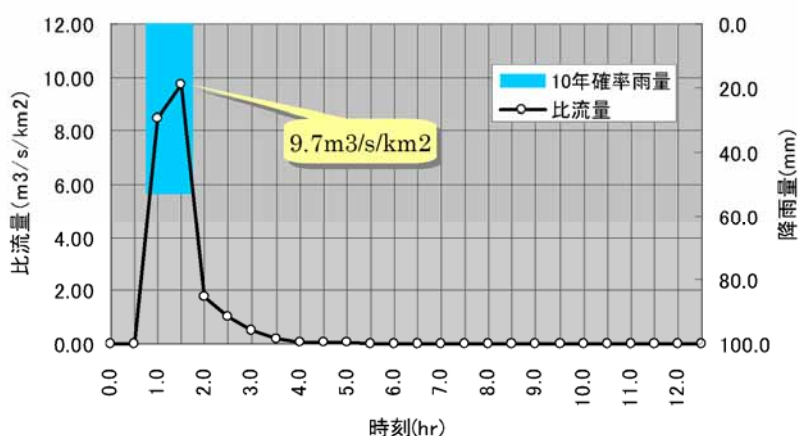


図 5.4.1 10 年確率相当の単位ハイドログラフ

(3) 排水路

排水路は、コンクリート二次製品を用いるものとし、ここでは、地形条件から見て地形勾配によらず水路勾配を柔軟に設定できる自由勾配側溝で計画した。維持管理の容易さから最小断面は幅 300×高さ 300 とする。また、断面設定は下記のマンニング式によるものとし、土砂や落ち葉の堆積を抑えるために最小流速として 0.6 m/s （道路土工要綱による）を確保するものとする。マンニングの粗度係数を表 5.4.1 に、許容される平均流速の範囲を表 5.4.2 に示す。

○排水路断面の設定

$$Q = A \times V$$

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

- ・流量 Q : (m³/s)
- ・流速 V : (m/s)
- ・河積 A : (m²)
- ・径深 R : (m) → 8割水深として水位を想定する。
- ・水路勾配 I : (%)
- ・粗度係数 n : 0.015 (表 5.4.1 現場打ちコンクリート)

表 5.4.1 マニングの粗度係数

水路の形式	水路の状況	n の範囲	n の標準値
カルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管 (1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ペーピングあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
	コンクリート2次製品		0.013
ライニングした水路	鋼, 塗装なし, 平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木, かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート, コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート, 底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み, モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
	アスファルト, 平滑	0.013	0.013
ライニングなし水路	土, 直線, 等断面水路	0.016~0.025	0.022
	土, 直線水路, 雑草あり	0.022~0.033	0.027
	砂利, 直線水路	0.022~0.030	0.025
	岩盤直線水路	0.025~0.040	0.035
自然水路	整正断面水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整正な断面, 雑草, 立木多し	0.075~0.150	0.100

出典；道路土工要綱(H21.6) P137

表 5.4.2 許容される平均流速の範囲

側溝の材質	平均流速の範囲 (m/sec)
コンクリート	0.6 ~ 3.0
アスファルト	0.6 ~ 1.5
石張りまたはブロック	0.6 ~ 1.8

出典；道路土工要綱(H21.6) P141

(4) 下流排水路の流量計算

排水区域の流出量及び排水路の改修計画断面は、表 5.4.3 のとおりである。

また、鴨川排水路接続箇所の流出量は、接続箇所上流の宅地流域も含めて算出すると、下式のとおりである。

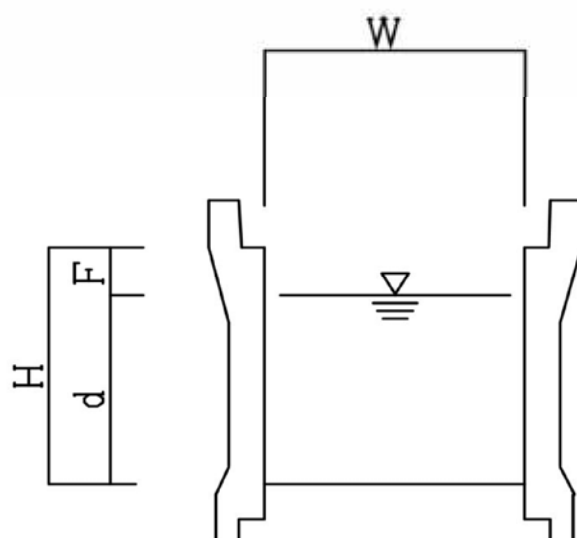
表5.4.3 排水区域の流出量及び排水路の改修計画断面

排水 路 番 号	流 入 域	排水面積(ha)		降 雨 強 度	流出量(m ³ /s)			断面(mm)	計画断面			摘 要
					雨水量		総水量		勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m3/s)	
					単位流出量 (m ³ /km ²)	流出量						
		各線	通加									
	調整池	3.00	3.00	120.8	6.7	0.201	0.201	φ 400	6.0	1.669	0.210	現況流量(流出係数0.2)に調整
1		0.49	3.49	53.0	9.7	0.048	0.249	可変U-400×500	10.0	1.864	0.298	
2		1.61	5.10	53.0	9.7	0.156	0.405	可変U-500×500	10.0	2.050	0.410	
	防災拠点	4.05	4.05	53.0	9.7	0.393	0.393					
	北側宅地	1.52	1.52	53.0	9.7	0.147	0.147					
3		0.33	5.90	53.0	9.7	0.032	0.977	可変U-800×800	5.0	1.984	1.016	既設U-240流入
4		1.96	7.86	53.0	9.7	0.190	1.167	可変U-800×900	5.0	2.042	1.176	既設U-240流入
5		0.38	8.24	53.0	9.7	0.037	1.204	可変U-800×900	6.0	2.237	1.289	既設U-180、U-240流入
6		0.33	8.57	53.0	9.7	0.032	1.236	可変U-800×900	6.0	2.237	1.289	
7		0.55	9.12	53.0	9.7	0.053	1.289	可変U-800×900	6.0	2.237	1.289	
		1.54	1.54	53.0	9.7	0.149	0.149					φ 450流入
8		0.84	11.50	53.0	9.7	0.081	1.519	可変U-900×1000	5.0	2.203	1.586	
9		0.80	12.30	53.0	9.7	0.078	1.597	可変U-1000×1000	5.0	2.302	1.842	既設U-300、U-300流入
10		0.98	13.28	53.0	9.7	0.095	1.692	可変U-1000×1000	5.0	2.302	1.842	既設U-240流入
11		1.54	14.82	53.0	9.7	0.149	1.841	可変U-1000×1000	5.0	2.302	1.842	既設U-300、U-300流入
12		0.70	15.52	53.0	9.7	0.068	1.909	可変U-1100×1100	4.5	2.327	2.253	既設 φ 400、U-240、U-240流入
13		0.52	16.04	53.0	9.7	0.05	1.959	可変U-1100×1100	4.5	2.327	2.253	
14		0.19	16.23	53.0	9.7	0.018	1.977	可変U-1100×1100	4.5	2.327	2.253	既設U-240流入
15		0.54	16.77	53.0	9.7	0.052	2.029	可変U-1100×1100	4.5	2.327	2.253	既設U-180、U-240、U-180流入
		0.37	0.37	53.0	9.7	0.036	0.036					既設U-300流入
16	用水横断		17.14	53.0	9.7		2.065	可変U-1100×1100	4.5	2.327	2.253	
17		0.49	0.49	53.0	9.7	0.048	0.048					既設U-300流入
			17.63				2.113	可変U-1100×1100	4.5	2.327	2.253	
18		0.07	0.56	53.0	9.7	0.007	2.120	φ 700	35	5.853	2.252	鴨川排水路へ流入

自由勾配側溝流量表を表 5.4.4 に示す。

表 5.4.4 自由勾配側溝側溝流量表

自由勾配側溝



流量(マニング)

$$Q = A \times V$$

$$V = 1/n \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

計画水深(割) 8

壁部粗度係数(n1) 0.013

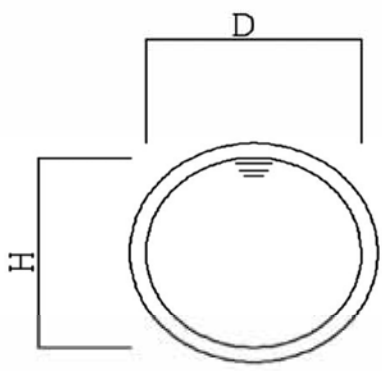
底部粗度係数(n2) 0.015

幅	W	mm	400	500	800	800
深 さ	H	mm	500	500	800	900
余裕高	F	mm	100	100	160	180
水 深	d	mm	400	400	640	720
通水断面積	A	m ²	0.1600	0.2000	0.5120	0.5760
潤辺長	P	m	1.2000	1.3000	2.0800	2.2400
径 深	R	m	0.1333	0.1538	0.2462	0.2571
合成粗度係数	n	—	0.014	0.014	0.014	0.014
勾 配	I	‰	10.0	10.0	5.0	5.0
流 速	V	m/sec	1.864	2.050	1.984	2.042
流 量	Q	m ³ /sec	0.298	0.410	1.016	1.176

幅	W	mm	800	900	1000	1100
深 さ	H	mm	900	1000	1000	1100
余裕高	F	mm	180	200	200	220
水 深	d	mm	720	800	800	880
通水断面積	A	m ²	0.5760	0.7200	0.8000	0.9680
潤辺長	P	m	2.2400	2.5000	2.6000	2.8600
径 深	R	m	0.2571	0.2880	0.3077	0.3385
合成粗度係数	n	—	0.014	0.014	0.014	0.014
勾 配	I	‰	6.0	5.0	5.0	4.5
流 速	V	m/sec	2.237	2.203	2.302	2.327
流 量	Q	m ³ /sec	1.289	1.586	1.842	2.253

鴨川排水路への取付管流量表を表 5.4.5 に示す。

表 5.4.5 鴨川排水路への取付管流量表

管渠		満流				
						
流量(マンニング)						
$Q=A \times V$						
$V=1/n \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$						
		粗度係数(n)		0.010		
管 径	D mm	700				
余裕高	F mm	0				
水 深	d mm	700				
通水断面積	A m ²	0.3848				
潤辺長	P m	2.1991				
径 深	R m	0.1750				
勾 配	I ‰	35.0				
流 速	V m/sec	5.853				
流 量	Q m ³ /sec	2.252				

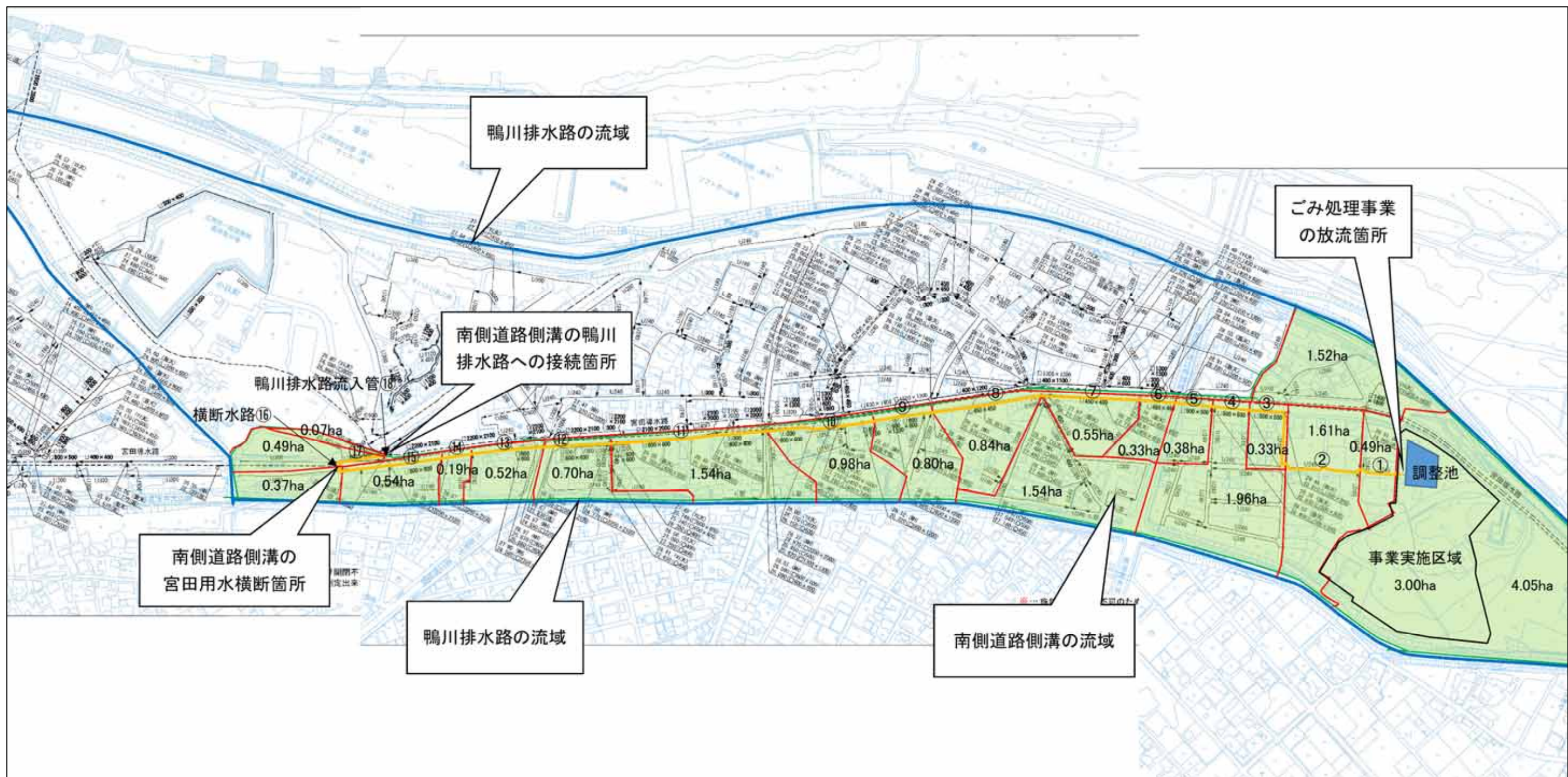


図 5.4.1 排水路の流域図及び排水路ルート

5.5 雨水流出抑制施設（雨水調整池）の計画図

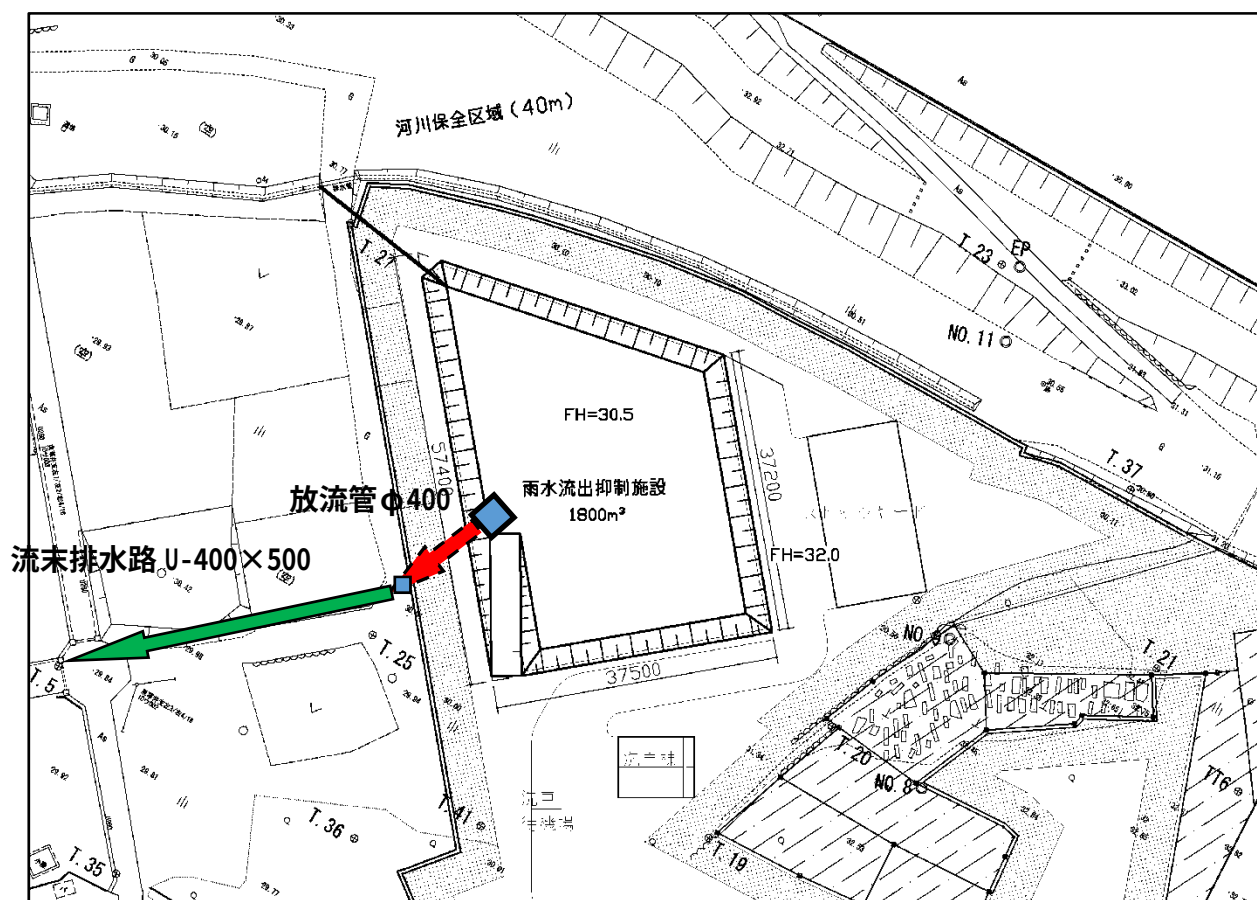


図 5.5.1 雨水流出抑制施設計画平面図

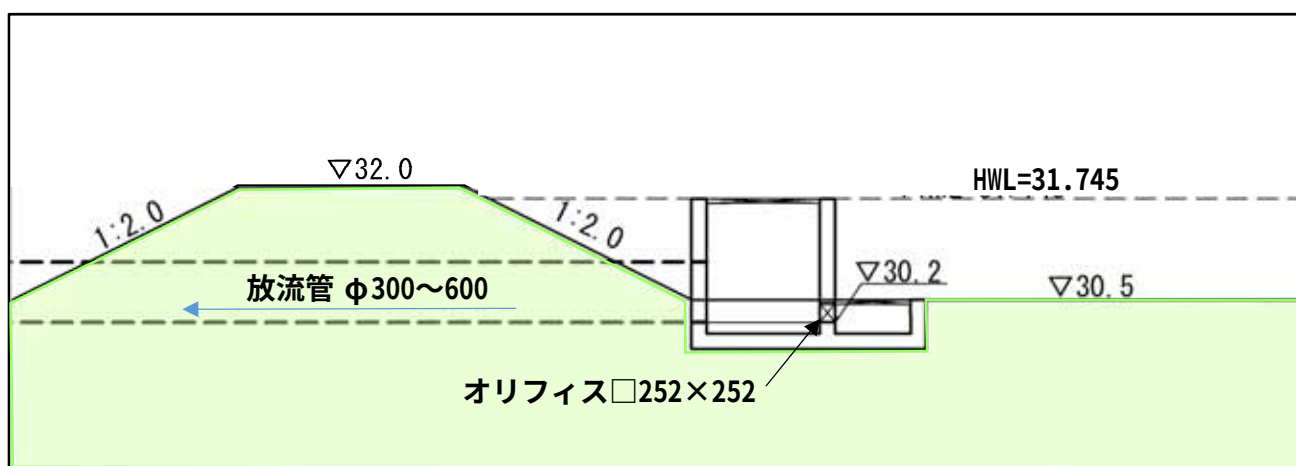
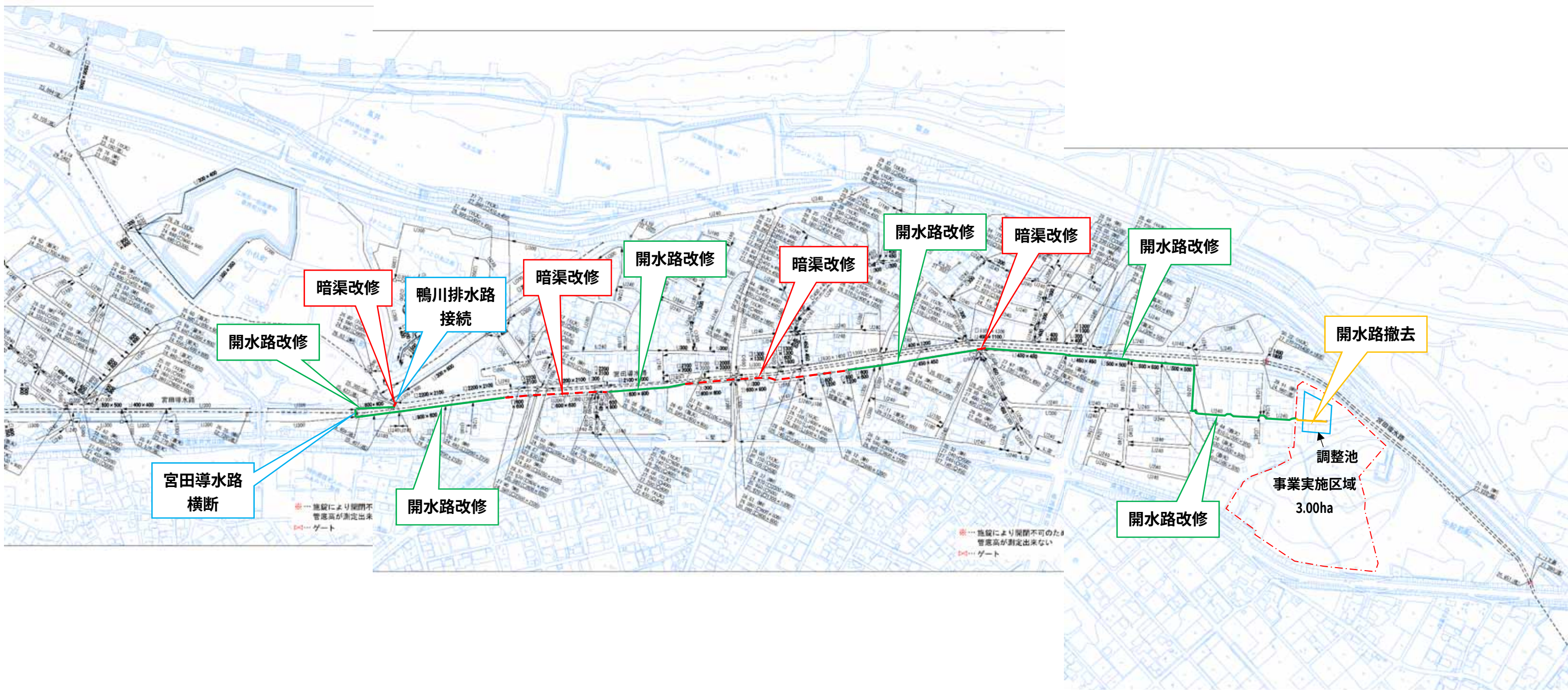


図 5.5.2 雨水流出抑制施設計画断面

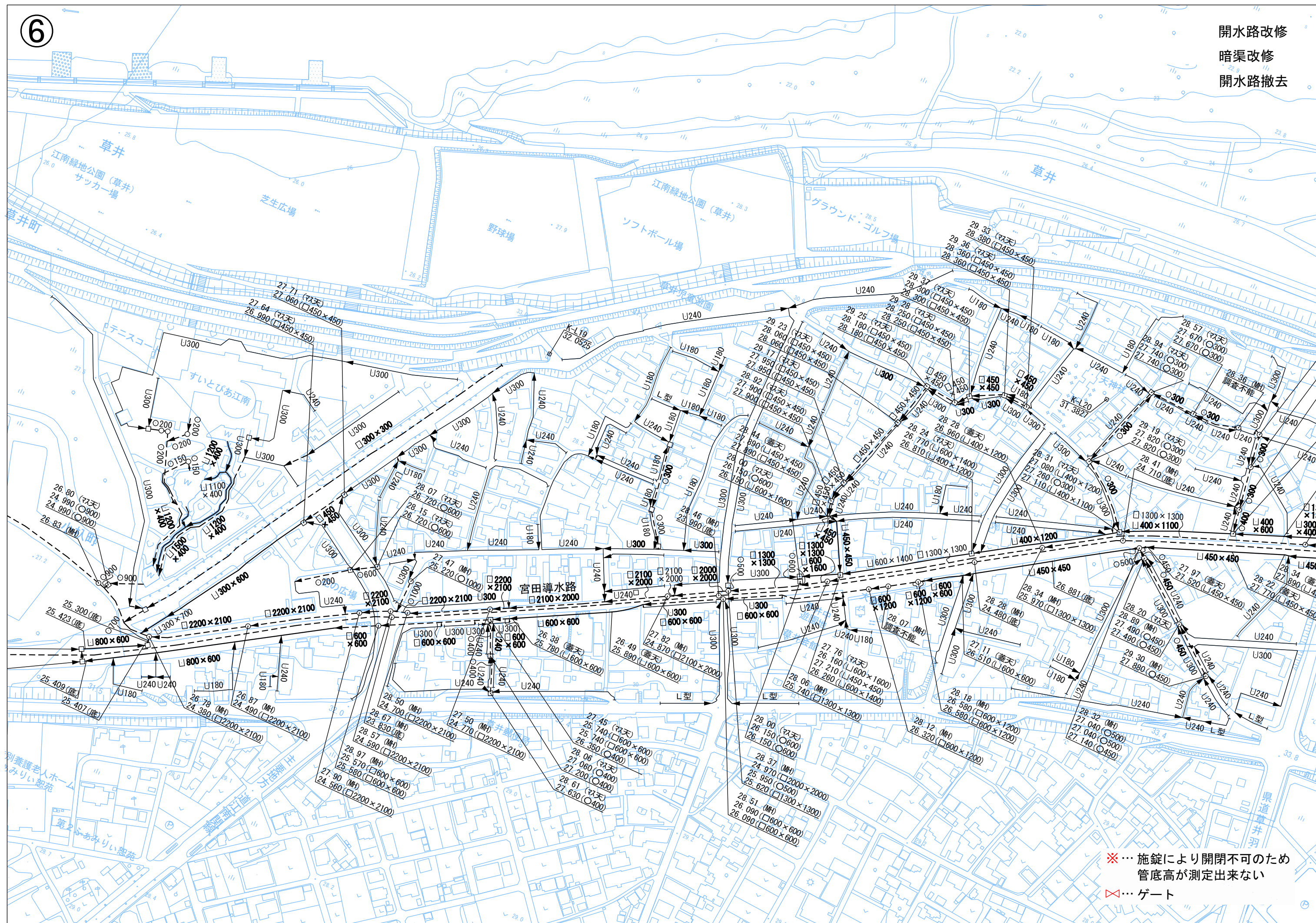


⑥

開水路改修

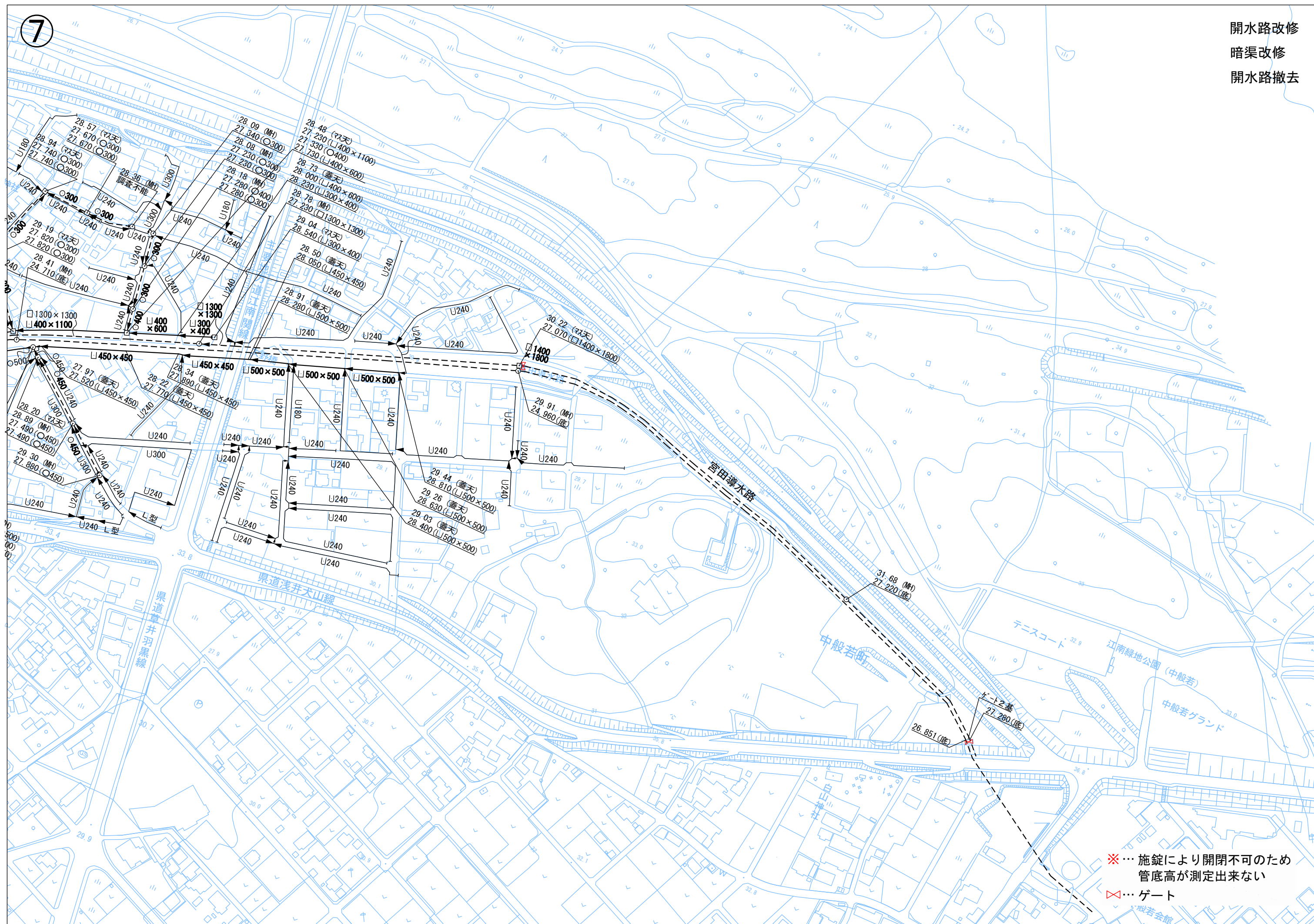
暗渠改修

開水路撤去



7

開水路改修
暗渠改修
開水路撤去



※…施設により開閉不可のため
管底高が測定出来ない
ゲート