4-2.洪 水 調 整 池 計 画

4－2. 洪水調整池計画

1. 調整池計画の基本

調整池は、開発事業に伴い河川等の流域の流出機構が変化して、当該河川等の流量を著しく増加させる場合に、洪水調節のための施設として設置される。

・設置基準

洪水調整池は、施行令第 26 条第 2 号により、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設置されるものであるが、出雲市では原則として「開発行為に伴う流出増対策に係る防災調整池設置のためのアウトライン」（島根県土木部河川課）により検討し、放流先の河川管理者との協議により決定する。

・技術基準

洪水調整池の設計にあたっては、「防災調節池等技術基準（案）解説と設計実例（増補改訂版）」（日本河川協会編）、「河川砂防技術基準（案）」「開発行為に伴う流出増対策に係る洪水調節池設置に関する技術基準」（島根県土木部河川課）等によること。

・その他

① 多目的利用

洪水調整池を公園等として整備する場合は、出雲市に公園等を帰属させ、都市公園として利用、管理することに支障のない範囲で、洪水調整池を公園等として取り扱って差し得ない。なお、この場合、公園等としての安全な利用を確保する上で支障の生じない設計を行うこと、洪水調整池と公園等の管理上の調整を図ること等に留意する必要がある。

② 安全管理

洪水調整池の周囲については、必要に応じて安全管理対策として、高さ 1.8m 以上で幼児等がくぐりぬけられない構造の柵またはフェンスを設置する。

2. 洪水調整池計算

（1）流域面積

流域面積については、下記の事項を考慮に入れ決定した。

イ）流域界及び排水系統等を十分調査した。

ロ）流域面積は、縮尺 1/1000～1/10000 程度の図面（森林基本図、実測平面図等）で計測。

（2）洪水ピーク流量の算定方法

洪水ピーク流量は、合理式によるものとし、次式により算定する。

$$Q = 1／360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q：洪水ピーク流量　（ m2 / s ）
f：流　出　係　数
r：洪水到達時間内の
　　平均降雨強度（ mm / hr ）
A：流　域　面　積　（ ha ）

（3）流出係数 f　の決定

（平成 14 年 6 月 5 日付け　河発第 72 号　P20 より）

表－1　流出係数

土地利用	流出係数	土地利用	流出係数
市 街地	0.8	開発後（不浸透面積率がほぼ 40%以下の流域）	0.8
畑、原野	0.6		
水　田	0.7	開発後（不浸透面積率がほぼ 40%以上の流域）	0.9
山　地	0.7		

（4）現況流下能力の検討

流下能力の計算は、等流計算を行い平均流速公式マニング公式を用いるものとする。

$$V＝1／n×R^{2／3}×I^{1／2}$$

V：　平均流速　（m/ s）
n：　粗度係数
I：　河床勾配
R：　径　　深
　　（A：流入断面／P：潤辺長）

$$Q＝V×A$$

Q：　流　　量　（m^3/ s）
A：　流水断面　（m）

（５）洪水到達時間の算定

（平成 14 年 6 月 5 日付け　河発第 72 号　P19 より）

合理式に用いる洪水到達時間は、流入時間と流下時間の和とし、原則 として次の各項により算出する。

ただし、流域面積が 2.0km2 以下の場合及び水路等のない場合については、流入時間を洪水到達時間とすることができる。

２　流入時間

流入域面積から（式－２）を用いて算出する。この場合、流入時間を 洪水到達時間とする場合は流入域面積に代えて流域面積を用いる。

流入時間が 10 分に達しない場合は 10 分とする。

Ｔ＝√Ａ／√２・３０　・・・式－２

Ｔ：流入時間（分）

Ａ：流入域面積（km2）

３　流下時間

流下時間は、Kraven 式（式－３）により算定する。

Ｔ＝　１／６０・Ｌ／Ｗ・・・式－３

Ｔ：流入時間（分）

Ｌ：流路長（ｍ）

Ｗ：平均流下速度（ｍ/ｓ）

W=3.5ｍ/ｓ（Ｉ≧1/100 の場合）

3.0ｍ/ｓ（1/100＞Ｉ≧1/200 の場合）

2.1ｍ/ｓ（1/200＞Ｉの場合）

Ｉ：平均河床勾配

（６）粗度係数

（平成 14 年 6 月 5 日付け　河発第 72 号　P20 より）

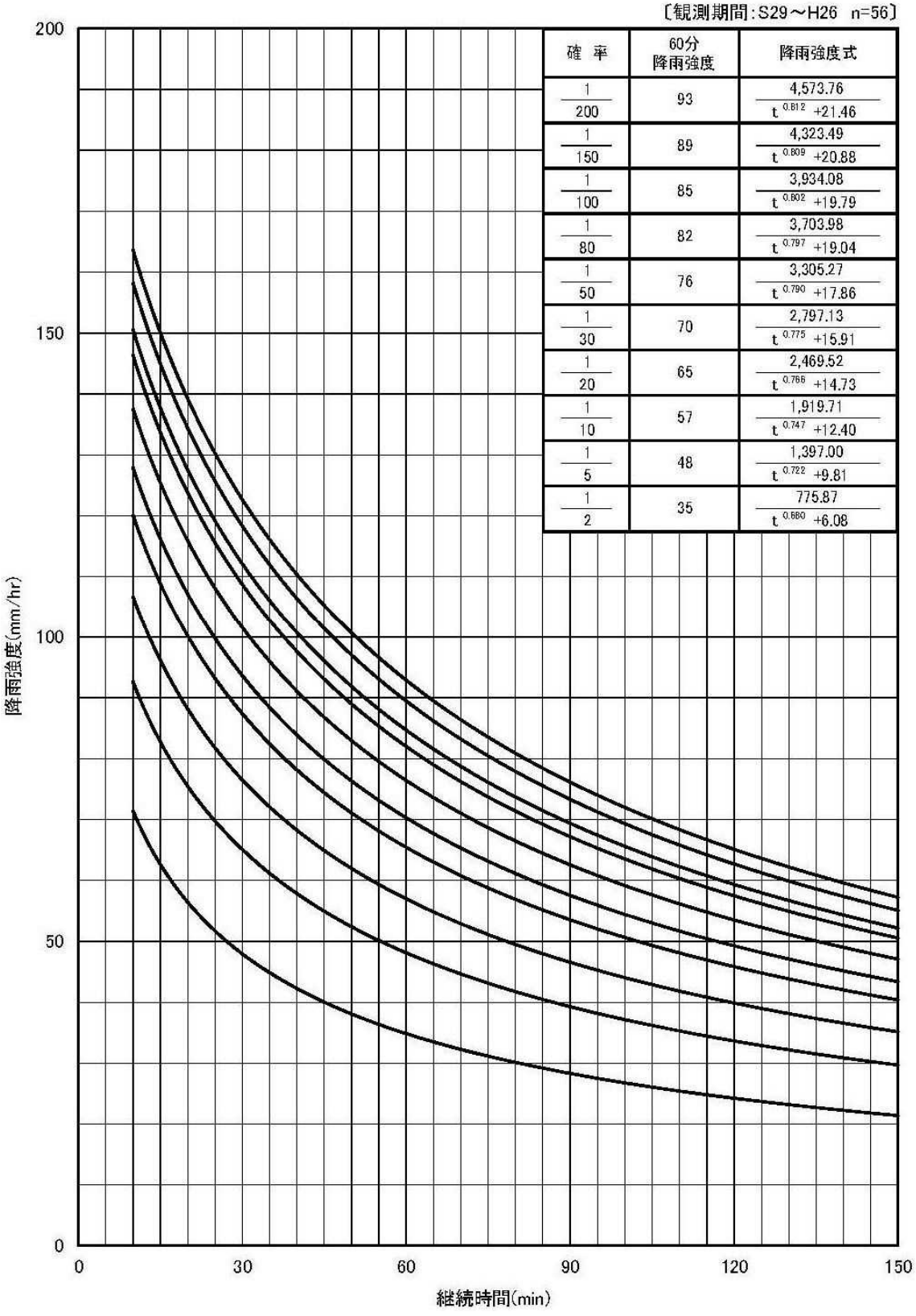
一　般　河　道	0.030 ～ 0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040 ～ 0.050
暫　定　素　堀　河　道	0.035
三面張水路・現場打ボックスカルバート水路	0.025
ヒューム管・U字フリューム等２次製品水路	0.015

（７）降雨強度式

出 雲 地 区

〔観測期間：S29～H26　n=56〕

確　率	60分 降雨強度	降雨強度式
1/200	93	$\frac{4,573.76}{t^{0.812}+21.46}$
1/150	89	$\frac{4,323.49}{t^{0.809}+20.88}$
1/100	85	$\frac{3,934.08}{t^{0.802}+19.79}$
1/80	82	$\frac{3,703.98}{t^{0.797}+19.04}$
1/50	76	$\frac{3,305.27}{t^{0.790}+17.86}$
1/30	70	$\frac{2,797.13}{t^{0.775}+15.91}$
1/20	65	$\frac{2,469.52}{t^{0.766}+14.73}$
1/10	57	$\frac{1,919.71}{t^{0.747}+12.40}$
1/5	48	$\frac{1,397.00}{t^{0.722}+9.81}$
1/2	35	$\frac{775.87}{t^{0.680}+6.08}$



島根県短時間降雨強度曲線式（平成 27 年 4 月）より

（９）洪水調整池の設計

（平成 14 年 6 月 5 日付け　河発第 72 号　P20～P21 より）

第 13 条　　洪水調節池の洪水調節容量は、開発の行われた後（以下「開発後」とする。）における洪水ピーク流量の値を、開発の行われる前（以下「開発前」とする。）におけるピーク流量の値まで調節するために必要な容量をもつことを基本とし、次の各号を満たさなければならない。

一　洪水の規模が、年超過確率で 1/5 洪水までは、開発後における洪水のピーク流量の値を、洪水調節池下流の現状における最小流下能力の値まで調節する。

二　洪水の規模が、必要とする年超過確率の洪水に対し、開発後における洪水ピーク流量の値を、開発前のピーク流量の値まで調節する。ただし、下流河川が年超過確率（合理式評価）が 1/30 以上で改修済又は改修中である場合は、改修規模見合いの確率規模とする。

三　洪水調節池下流の流過能力が、開発前の年超過確率で 1/5 洪水のピーク流量より大きい場合は、その流過能力に相当する開発前の洪水の年超過率をもって第一号の年超過確率 1/5 に代えるものとする。

四　洪水調節池の洪水調節容量は、厳密法により算定することを原則とする。「防災調整池等技術基準（案）」（日本河川協会）の第２編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」の第 11 条は、適用しないものとする。

（１０）洪水吐の能力

洪水吐き・・・1/200 確率の 1.2 倍（1/100 確率の流量の 1.44 倍）の流量を放流しうる構造とする。

（ 平成 14 年 6 月 5 日付け、河発第 72 号：P31 より）

洪水吐堤体の高さ・・・防災調整池等技術基準（案）社団法人日本河川協会より
堤体の高さは設計洪水位に余裕高 0.6m を加えた高さ以上の堤体高さが必要である。

次期可燃ごみ処理施設建設予定地調節池計算使用プログラム

株式会社ソフトウエア研究会　　BOCHO 1 For Windows32 Ver7.0

河川編　流出抑制施設の総合設計

流域現況図

（河川流域）

S=1:10,000

凡　例		
検討地点に係る流域面積	No.１地点	
		106.310 ha
	内 林　地	117.313 ha
	内 開発地	4.050 ha
検討地点に係る流域面積	No.２地点	
		121.626 ha
	内 林　地	117.313 ha
	内 開発地	4.050 ha
検討地点に係る流域面積	No.３地点	
		211.422 ha
	内 林　地	207.109 ha
	内 開発地	4.050 ha
河道に至までの流域面積		3.839 ha

※面積はＣＡＤ計測により算出。

河道長 L=2,300m・高低差 H=126.00m

河道長 L=1,380m・高低差 H=84.66m

河道長 L=1,085m・高低差 H=77.11m

湯舟川

既設調整池流域
A=1.135 ha(f=0.8)

新設調整池流域
A=2.915 ha(f=0.8)

新宮川

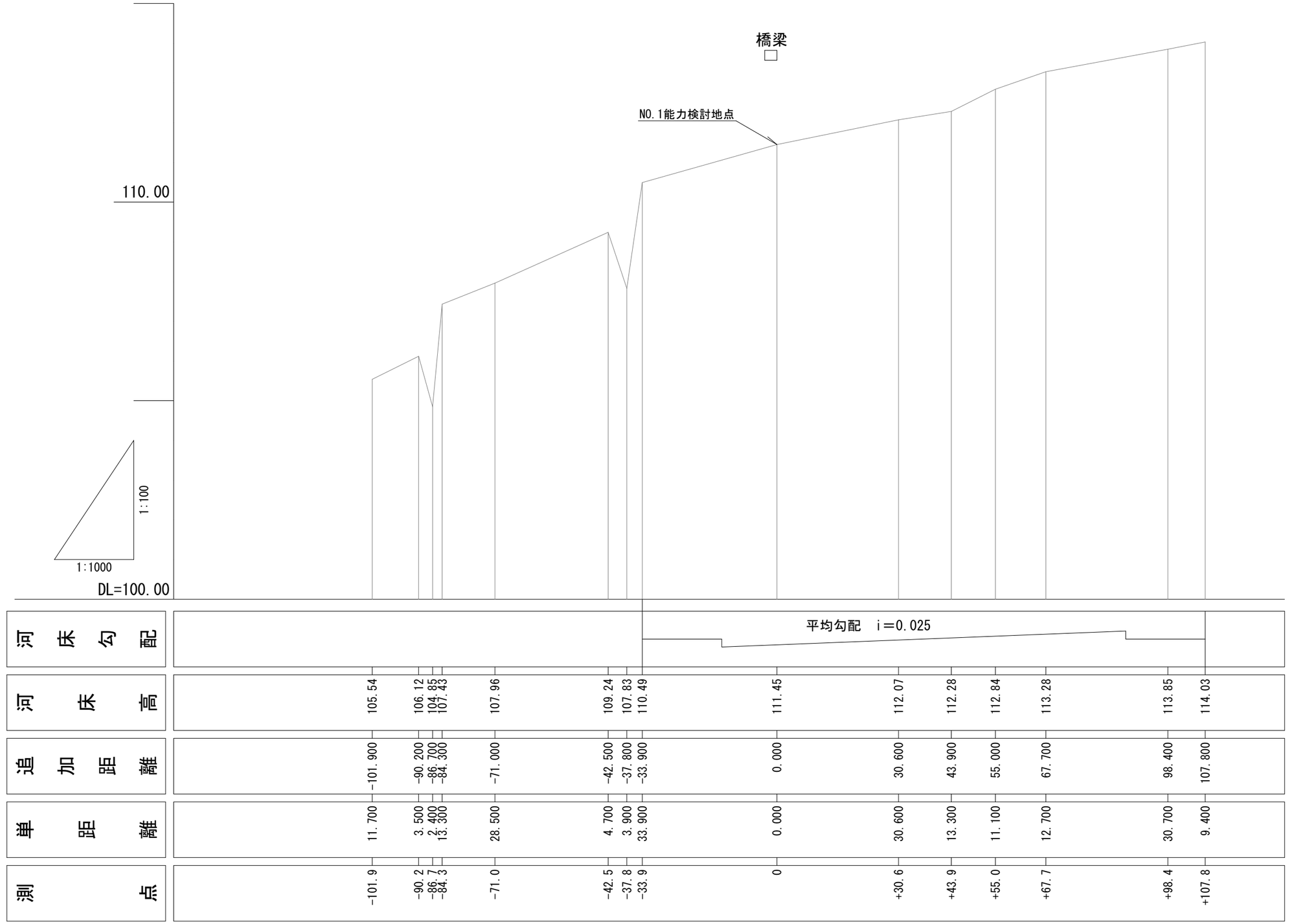
No.2検討地点

No.1検討地点

新宮川

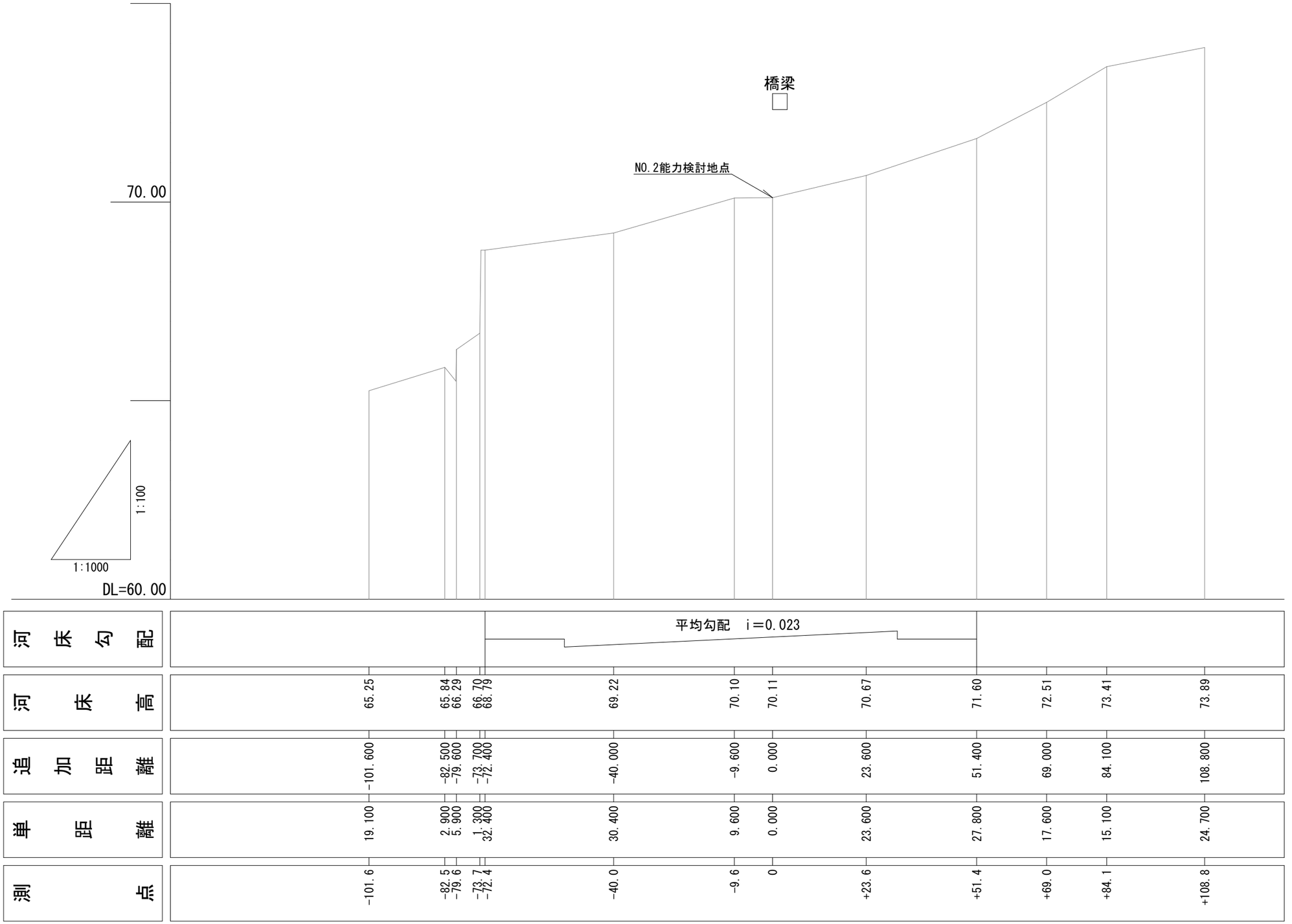
No.3検討地点

NO.1縦断面図



測点	単距離	追加距離	河床高	河床勾配
-101.9	11.700	-101.900	105.54	
-90.2	3.500	-90.200	106.12	
-86.7	2.400	-86.700	104.85	
-84.3	13.300	-84.300	107.43	
-71.0	28.500	-71.000	107.96	
-42.5	4.700	-42.500	109.24	
-37.8	3.900	-37.800	107.83	
-33.9	33.900	-33.900	110.49	
0	0.000	0.000	111.45	
+30.6	30.600	30.600	112.07	
+43.9	13.300	43.900	112.28	
+55.0	11.100	55.000	112.84	
+67.7	12.700	67.700	113.28	
+98.4	30.700	98.400	113.85	
+107.8	9.400	107.800	114.03	

NO.2縦断面図

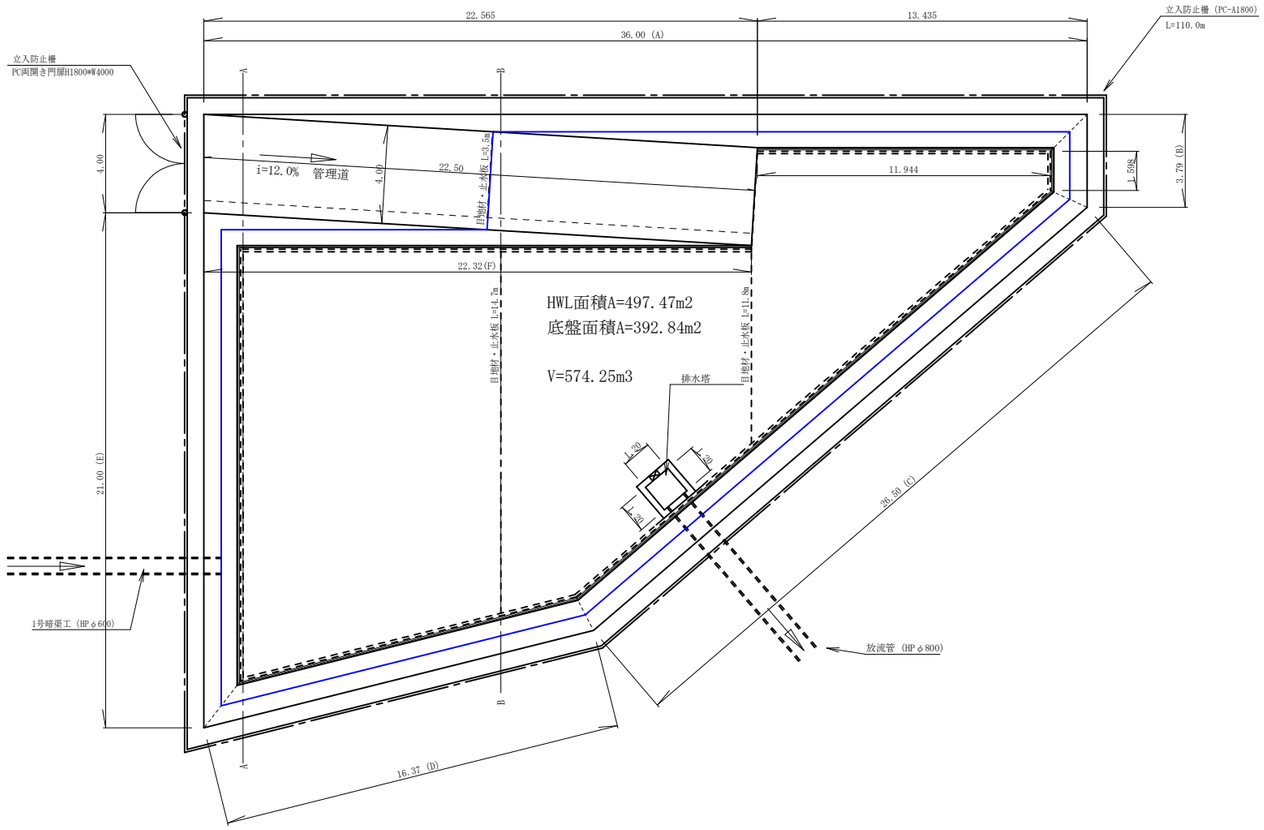


測点	単距離	追加距離	河床高	河床勾配
-101.6	19.100	-101.600	65.25	
-82.5	2.900	-82.500	65.84	
-79.6	5.900	-79.600	66.29	
-73.7	1.300	-73.700	66.70	
-72.4	32.400	-72.400	68.79	
-40.0	30.400	-40.000	69.22	
-9.6	9.600	-9.600	70.10	
0	0.000	0.000	70.11	
+23.6	23.600	23.600	70.67	
+51.4	27.800	51.400	71.60	
+69.0	17.600	69.000	72.51	
+84.1	15.100	84.100	73.41	
+108.8	24.700	108.800	73.89	

新設調整池構造図

調整池平面図

S=1:250

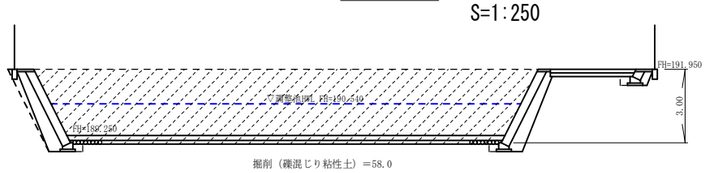


設計調整池容量	
FH=190.540m(HWL)	497.47 m2
FH=189.250m(LWL)	392.84 m2
水　　深 (H)	1.290 m
湛水容量(m3)	574.250 m3

※面積内訳はＣＡＤ求積により算出。

A-A断面

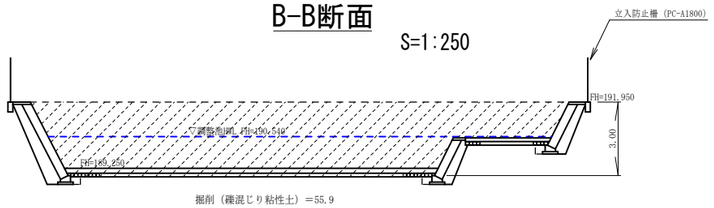
S=1:250



掘削（礫混じり粘性土）＝58.0

B-B断面

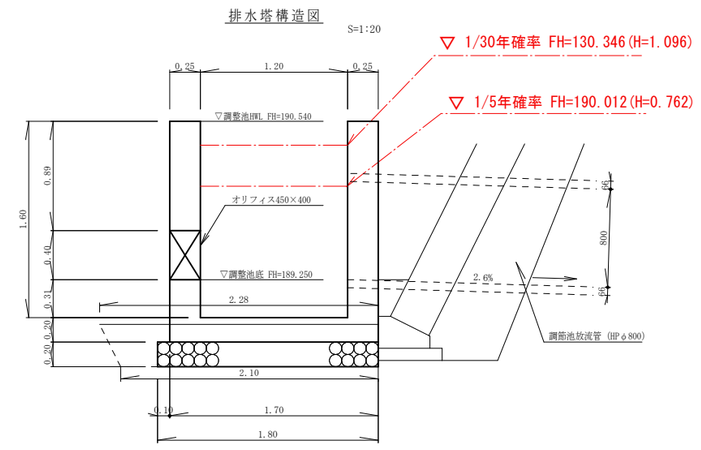
S=1:250



掘削（礫混じり粘性土）＝55.9

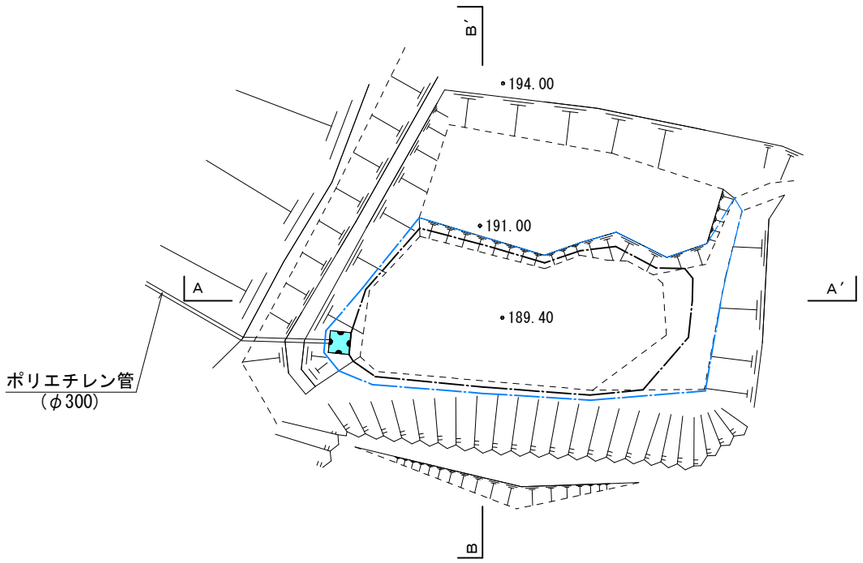
排水塔構造図

S=1:50

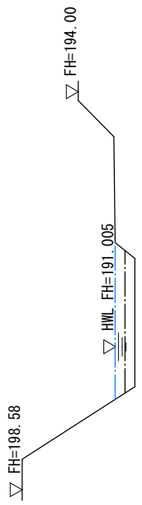


既設調整池構造図

A－A’断面 S=1:500



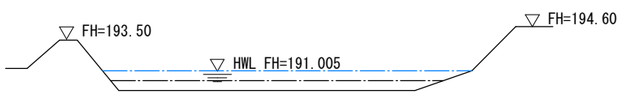
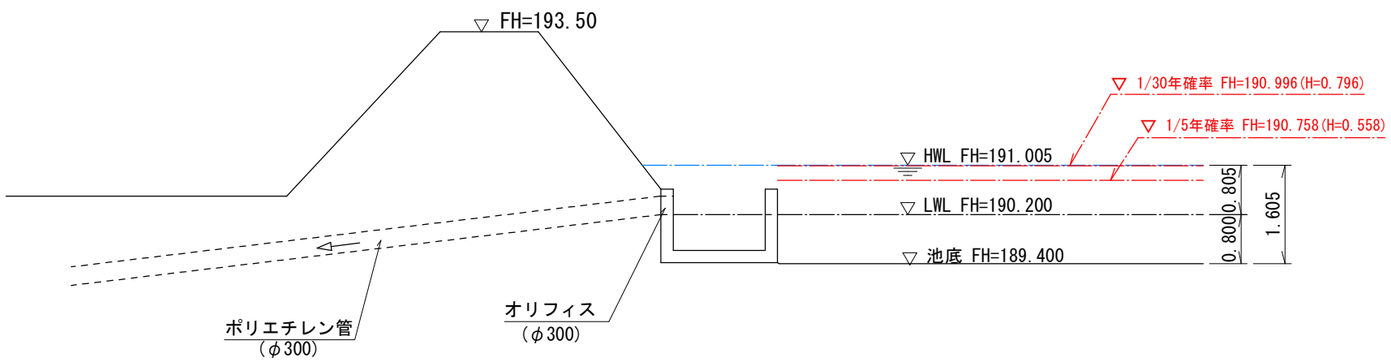
B－B’断面 S=1:500



設計調整池容量		貯砂量	
FH=191.005m(HWL)	375.00 m2	FH=190.200m(上面)	287.00 m2
FH=190.200m(LWL)	287.00 m2	FH=189.400m(池底)	232.00 m2
水深(H)	0.805 m	高さ(H)	0.800 m
湛水容量(m3)	266.455 m3	容量(m3)	207.60 m3

※面積内訳はＣＡＤ求積により算出。

A－A’断面 S=1:500



放流呑口箇所詳細図 S=1:100