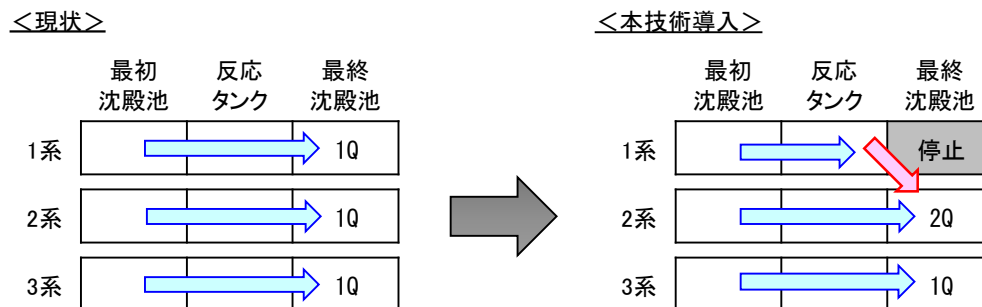


2. ケーススタディー

2.1 シナリオ

本ケーススタディーでは、最終沈殿池の処理能力を増強することを想定し、導入イメージを図資 2-1 に示す。既存の最終沈殿池のうち第 1 系列は老朽化が進んでおり、土木躯体を含む更新が必要な状況である。ここで、図資 2-1 に示すとおり、既存の最終沈殿池の一部に本技術を導入することによって処理能力を増強するものとした。なお、現状の第 1 系列と第 2 系列においては、系列ごとの流入汚水量、反応タンクおよび最終沈殿池の池数ならびに構造などは同一であり、同じ条件で運転されているとした。また、反応タンクと最終沈殿池の池数は同一であるとして試算した。



図資 2-1 本ケーススタディーにおける本技術導入イメージ

2.2 水理計算書（例）

本ケーススタディーでは、本編の § 19 の設計計算例（71 ページ）に示した基本的な計算を終えた段階を想定し、続いて実施する § 20 における水理計算の計算例を示す。次頁以降に、既存の最終沈殿池を含む設計条件および計算結果を示す。ただし、いずれの計算においても、本技術の導入に係る最終沈殿池および反応タンクの一部についてのみ検討を行った。

水理計算書（例）

(1) 既存施設の情報 （すべて1池あたり）

1) 計画汚水量

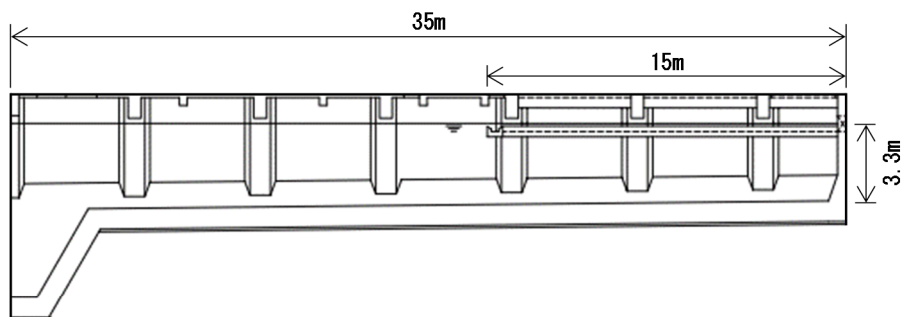
既存の下水処理場における計画汚水量（ただし、1池あたりとして計算）を以下のとおり設定する。なお、時間最大は日最大の1.5倍として試算する。

計画汚水量	日最大	3,500 m ³ /日	=	0.041 m ³ /秒
	時間最大	5,250 m ³ /日	=	0.061 m ³ /秒

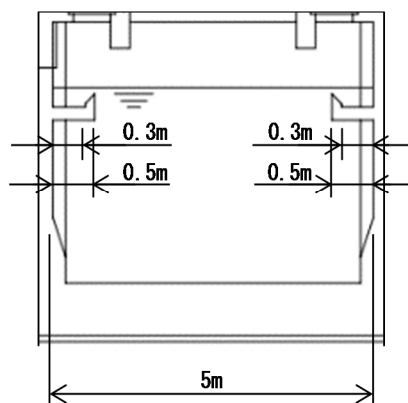
2) 最終沈殿池仕様

本技術の適用を検討している最終沈殿池の仕様を以下のとおり設定する。また、最終沈殿池の流下方向および横手方向の断面図をそれぞれ図計-1および図計-2に示す。

池幅	5 m	（ただし、流出部は 4 m）
池長	35 m	
水深	3.3 m	
流出トラフ長さ	15 m	（ただし、2水路/池とする）
水面積	5 m × 35 m	= 175 m ²
水面積負荷	3,500 m ³ /日 ÷ 175 m ²	= 20 m ³ /(m ² ・日)
池容積	5 m × 35 m × 3.3 m	= 578 m ³
池滞留時間	578 m ³ ÷ 3,500 m ³ /日 × 24	= 4.0 m ³ /(m ² ・日)
越流堰負荷	3,500 m ³ /日 ÷ 15 m × 2	= 117 m ³ /(m・日)



図計-1 本試算における既存の最終沈殿池概要（流下方向断面）



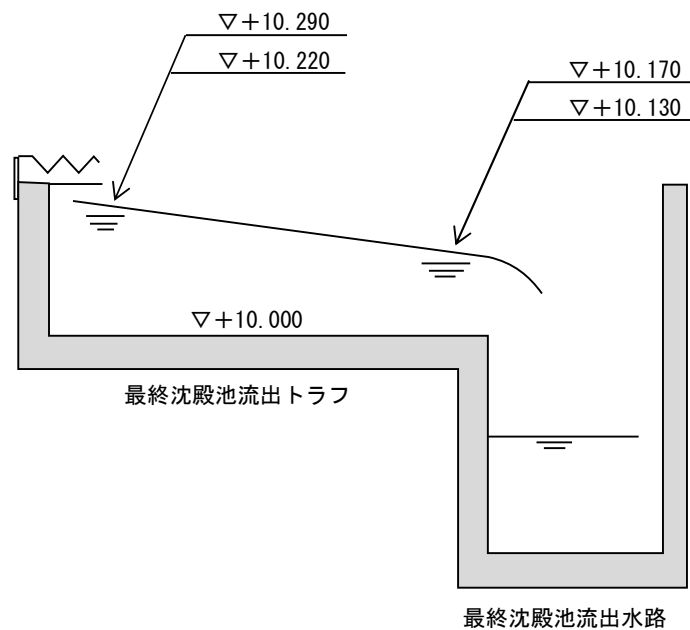
図計-2 本試算における既存の最終沈殿池概要（横手方向断面）

3) 既存の水利計算

①最終沈殿池流出トラフ水位

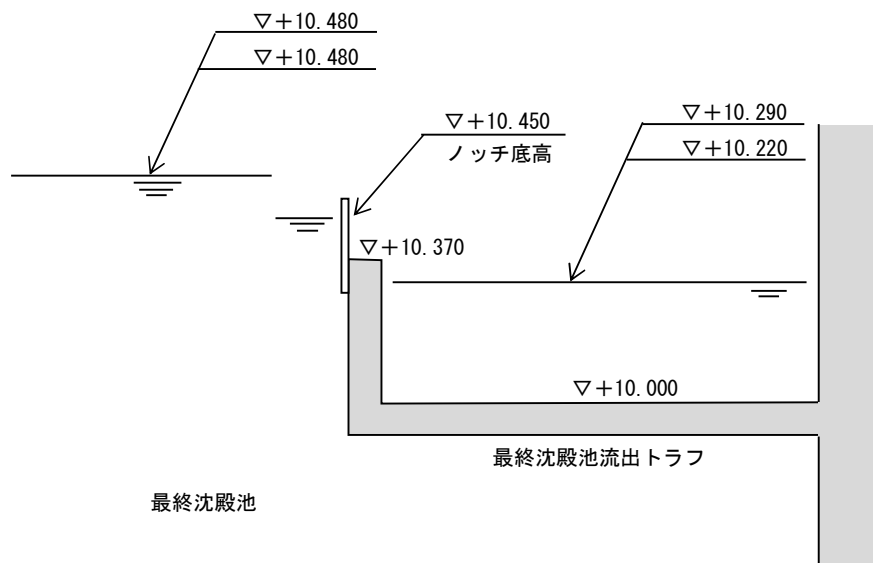
項目	単位	日最大	時間最大
流量 (Q_1)	$\text{m}^3/\text{日}$	3,500	5,250
	$\text{m}^3/\text{秒}$	0.041	0.061
トラフ流出部幅 (B_1)	m	0.3	
トラフ底高	m	+ 10.000	
限界水深 (h_c)		$h_c = [r \times Q_1^2 / (g \times B_1^2)]^{1/3}$ r (速度エネルギー補正係数) = 1.10	
	m	0.127	0.166
トラフ終点水位 (水路底高+限界水深)	m	10.127	10.166
		↓ 10.130	↓ 10.170
上流端水深 (h_o)		$h_o = \sqrt{2 \times h_c^2 + (h_c - i \times L_1 / 3)^2} - 2/3 \times i \times L_1$ i (トラフ勾配) L_1 (トラフ長) $i = 0$ として、 $h_o = \sqrt{3} \times h_c$	
	m	0.220	0.288
トラフ始点水位 (水路底高+上流端水深)	m	10.220	10.288
		↓ 10.220	↓ 10.290

(注記) 図中の水位は、上から時間最大、日最大を表す。



②最終沈殿池水位

項目	単位	日最大	時間最大
流量 (Q ₁)	m ³ /日	3,500	5,250
	m ³ /秒	0.041	0.061
流出トラフ形状		直角三角堰	
流出トラフ長	m	30	
ノッチ度		8	
ノッチ数 (流出トラフ長×ノッチ度)	個	240	
1ノッチ当たりの流量 (q ₁)	m ³ /秒	0.00017	0.00025
ノッチ底高	m	+ 10.450	
越流水深 (h)		$q_1 = C \times h^{5/2} \rightarrow h = (q_1/C)^{2/5}$ C (流量係数) = 1.42	
	m	0.027	0.032
最終沈殿池水位 (ノッチ底高+越流水深)	m	10.477	10.482
		↓ 10.480	↓ 10.480



③最終沈殿池整流壁

項目	単位	日最大	時間最大
最終沈殿池流入流量 (Q_2)		返送汚泥流量は返送率25%で固定とする $Q_2 = Q_1 \times 1.25$	
	m ³ /日	4,375	6,563
	m ³ /秒	0.051	0.076
整流壁孔径 (D)	m	0.15	
孔数	個	136 (8個×17列)	
通過流速 (V_1)	m/秒	$V_1 = Q_2 / (D^2 / 4 \times \pi \times \text{孔数})$	
		0.021	0.032
最終沈殿池水位	m	10.480	10.480
損失 (h)	m	$h = 1.5 \times V_1^2 / (2 \times g)$	
		0.00003	0.00008
		損失は極めて小さいため無視する	
整流壁上流水位	m	10.480	10.480

▽+10.480
▽+10.480

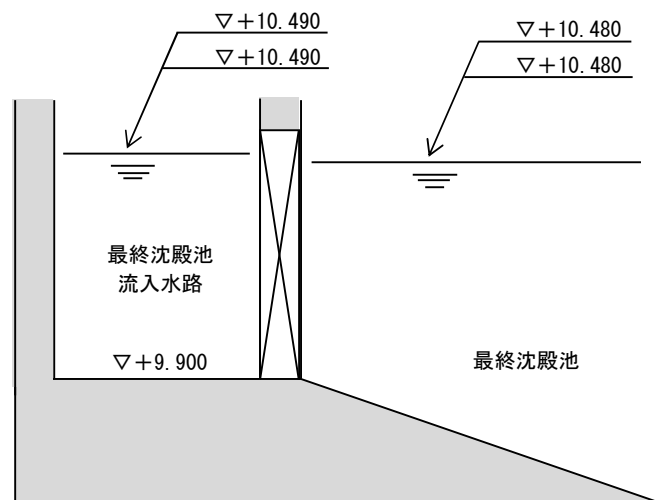
▽+10.480
▽+10.480

整流壁上流 整流壁下流

整流壁

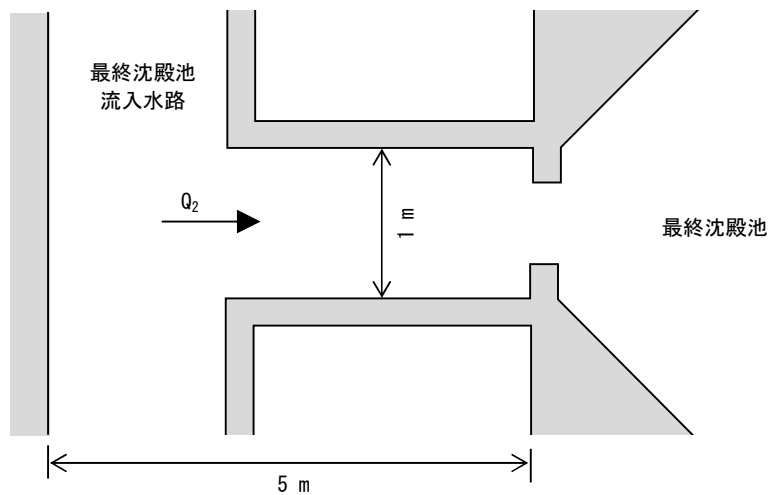
④最終沈殿池流入ゲート

項目	単位	日最大	時間最大
最終沈殿池流入流量 (Q_2)	$\text{m}^3/\text{日}$	4,375	6,563
	$\text{m}^3/\text{秒}$	0.051	0.076
流入ゲート幅 (B_2)	m	0.4	
流入ゲート高さ (H_1)	m	0.6	
流入ゲート下流水位	m	10.480	10.480
最終沈殿池流入水路底高	m	+ 9.900	
流入ゲート通過水深 (H_2)	m	0.580	0.580
		いずれも流入ゲート上端に達しない	
通過流速 (V_2)	m/秒	$V_2 = Q_2 / (B_2 \times H_2)$	
		0.218	0.327
損失 (h)	m	$h = 1.5 \times V_2^2 / (2 \times g)$	
		0.004	0.008
流入ゲート上流水位 (下流水位 + 損失)	m	10.484	10.488
		↓ 10.490	↓ 10.490



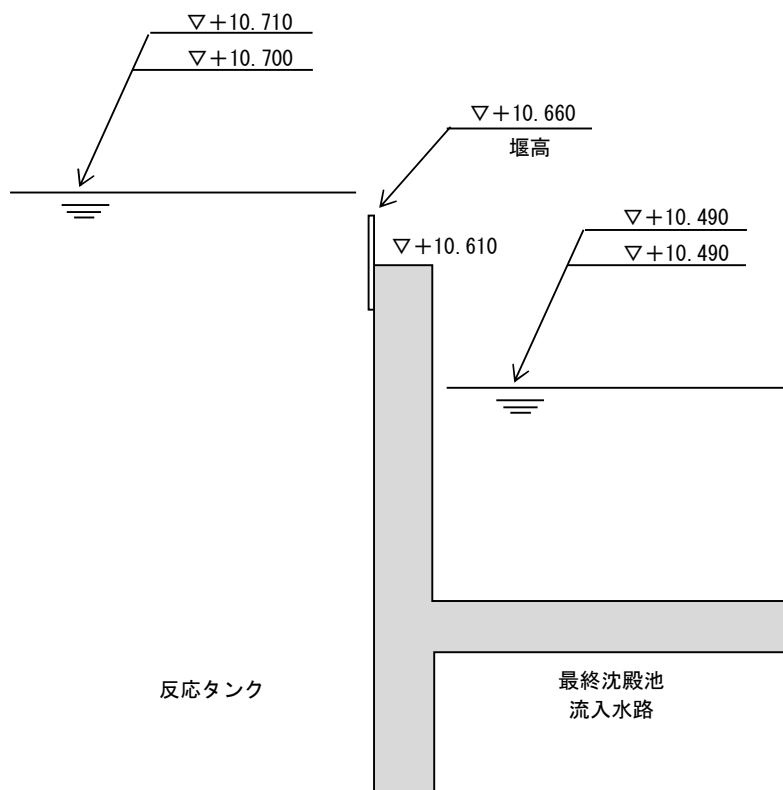
⑤最終沈殿池流入水路

項目	単位	日最大	時間最大
最終沈殿池流入流量 (Q_2)	$\text{m}^3/\text{日}$	4,375	6,563
	$\text{m}^3/\text{秒}$	0.051	0.076
流入水路下流水位	m	10.490	10.490
流入水路底高	m	+ 9.900	
流入水路水深 (H_3)	m	0.590	0.590
流入水路幅 (B_3)	m	1.0	
流入水路長 (L_2)	m	5	
粗度係数 (n)		0.013	
水路断面積 (A)	m^2	$A = B_2 \times H_3$	
		0.590	0.590
径深 (R)	m	$R = B_2 \times H_3 / (B_2 + 2 \times H_3)$	
		0.271	0.271
流速 (V_3)	m/秒	$V_3 = Q_2 / A$	
		0.086	0.129
動水勾配 (I)		$I = \{(n \times V_3) / R^{2/3}\}^2$	
		0.000007	0.000016
摩擦損失 (h_a)	m	$h_a = I \times L_2$	
		0.00004	0.00008
入口損失 (h_b)	m	$h_b = 0.5 \times V_3^2 / (2 \times g)$	
		0.00019	0.00042
流入水路上流水位 (下流水位 + 損失)	m	10.49004	10.49010
		↓ 10.490	↓ 10.490



⑥ 反応タンク水位

項目	単位	日最大	時間最大
反応タンク流出水量 (Q_2)		最終沈殿池流入水量と同じ	
	m ³ /日	4,375	6,563
	m ³ /秒	0.051	0.076
流出堰 堰幅 (B_4)	m	4.0	
堰高	m	+ 10.660	
越流水深 (h)		$Q_2 = C \times B_4 \times h^{3/2} \rightarrow h = (Q_2 / (C \times B_4))^{2/3}$ C (流量係数) = 1.84	
	m	0.036	0.047
反応タンク水位 (堰高 + 越流水位)	m	10.696	10.707
		↓ 10.700	↓ 10.710



(2) 本技術の導入に向けた設備計画

1) 導入後設計処理水量

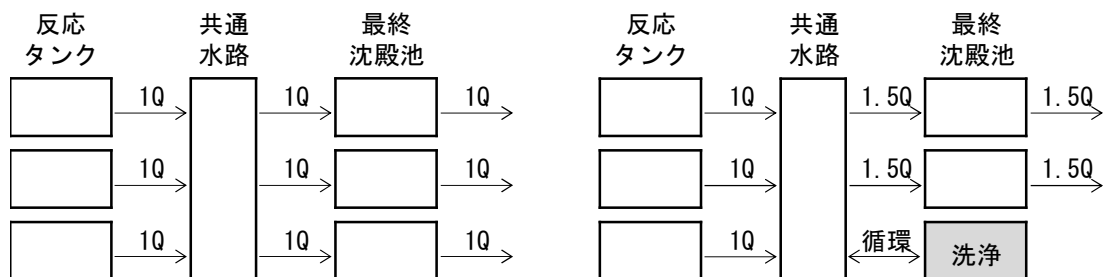
本技術を導入することにより、既存の最終沈殿池1池当たりの計画汚水量に対し2倍の水量を処理するものとして設計する。

- ・ 導入後設計日最大処理水量は、計画日最大汚水量の2倍
- ・ 導入後設計時間最大処理水量は、設計日最大処理水量の1.5倍

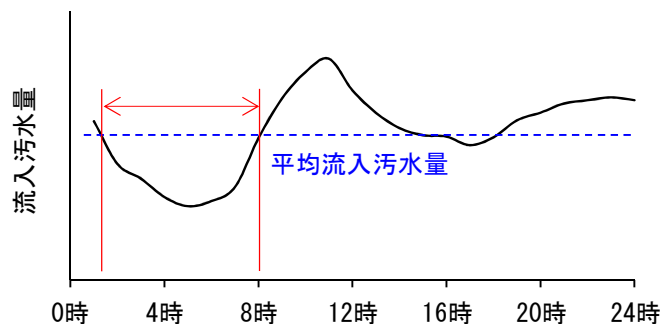
導入後設計処理水量	日最大	7,000 m ³ /日	=	0.081 m ³ /秒
	時間最大	10,500 m ³ /日	=	0.122 m ³ /秒

2) 洗浄時水量の考え方

本ケーススタディーにおける系列の構成は、図計-3に示すとおり、一つの共通水路に3池の最終沈殿池が接続しているとする。このため、最終沈殿池の1池が洗浄運転に移行した場合、残る2池の処理水量はそれぞれ1.5倍となる。洗浄のタイミングは任意に決めることができるが、本試算では流入汚水量が1日の平均流入汚水量よりも少ない時間、すなわち、図計-4における深夜から早朝の間で行うものとする。これにより、導入後設計日最大処理水量を処理する日においても、洗浄時にろ過を継続する池における処理水量は設計日最大汚水量の1.5倍以下となる。したがって、水理計算としては、本試算における設計時間最大処理水量の結果を参考にすることができる。



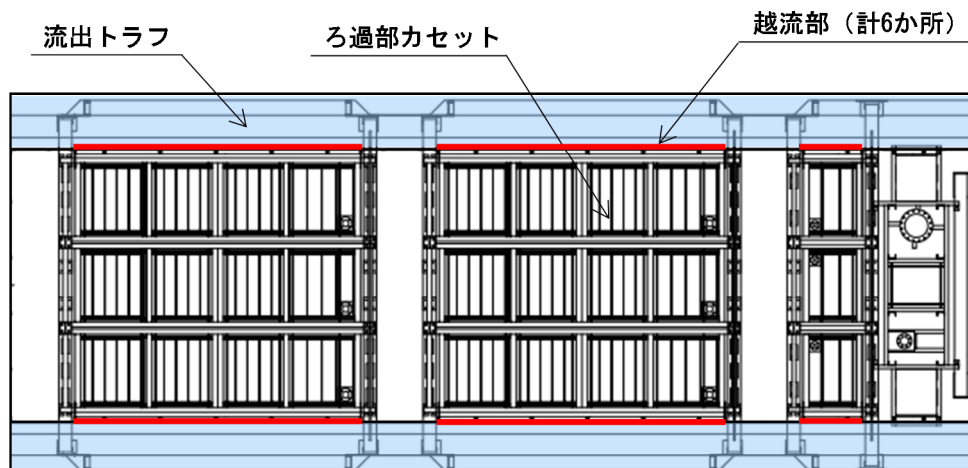
図計-3 本試算における流量条件（左：全池がろ過運転時 右：1池が洗浄運転時）



図計-4 下水処理場流入パターン例

3) ろ過部から流出トラフへの越流

ろ過部から流出トラフへの越流は、図計-5の赤線で示した越流部で行われ、その越流長さは流出トラフの75%であると仮定して試算する。

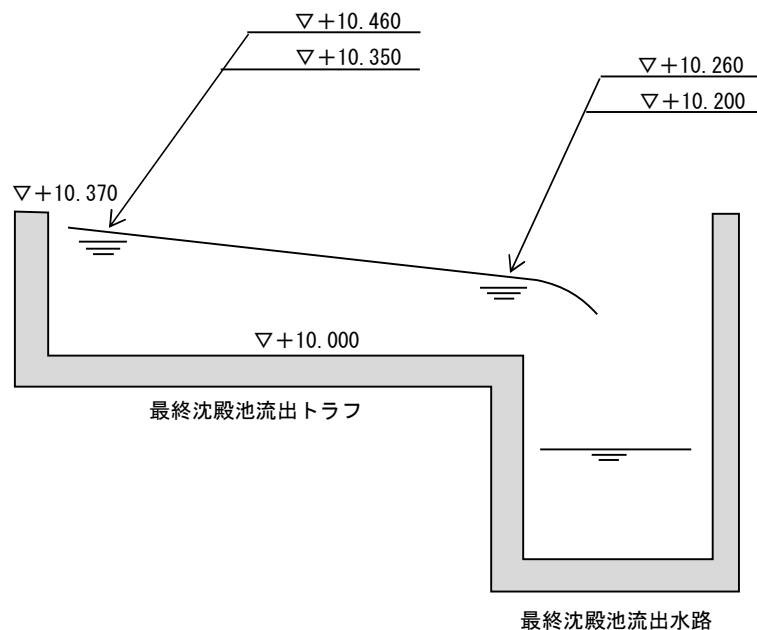


図計-5 ろ過部から流出トラフへの越流 (例)

4) 本技術導入時の水理計算

①最終沈殿池流出トラフ水位

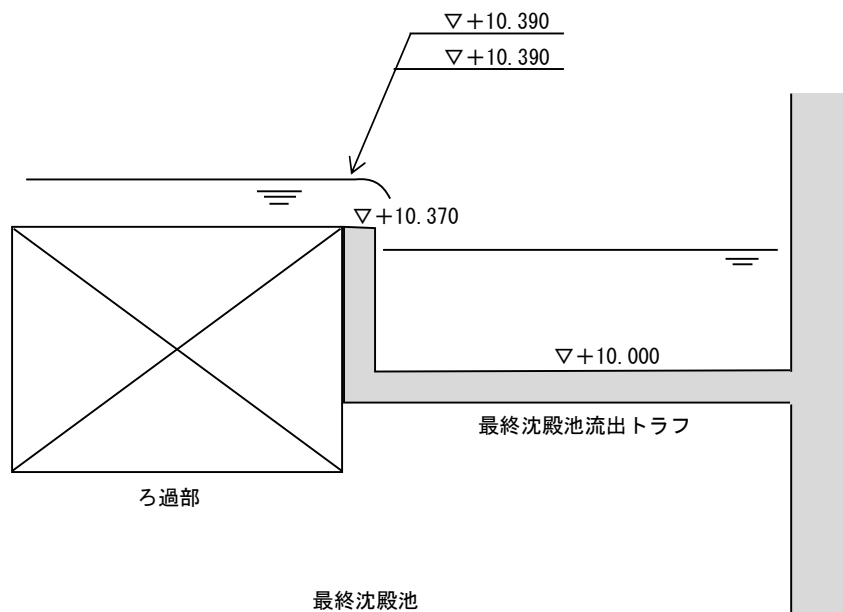
項目	単位	日最大	時間最大
流量 (Q ₁)	m ³ /日	7,000	10,500
	m ³ /秒	0.081	0.122
トラフ流出部幅 (B ₁)	m	0.3	
トラフ底高	m	+ 10.000	
限界水深 (hc)		$hc = [r \times Q_1^2 / (g \times B_1^2)]^{1/3}$ r (速度エネルギー補正係数) = 1.10	
	m	0.202	0.264
トラフ終点水位 (水路底高+限界水深)	m	10.202	10.264
		↓ 10.200	↓ 10.260
上流端水深 (h ₀)		$h_0 = \sqrt{[2 \times hc^2 + (hc - i \times L_1 / 3)^2]} - 2/3 \times i \times L_1$ i (トラフ勾配) L ₁ (トラフ長) i=0として、h ₀ =√3×hc	
	m	0.349	0.457
トラフ始点水位 (水路底高+上流端水深)	m	10.349	10.457
		↓ 10.350	↓ 10.460



②ろ過部からの越流水位

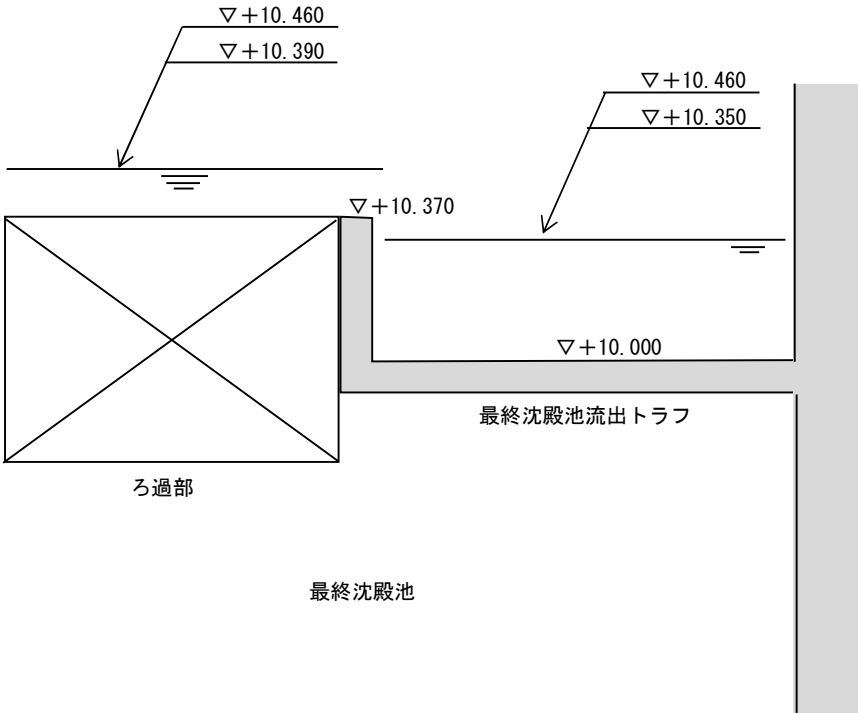
項目	単位	日最大	時間最大
流量 (Q ₁)	m ³ /日	7,000	10,500
	m ³ /秒	0.081	0.122
越流部長 (B ₅)	m	22.5	
越流水深 (h)		$Q_1 = C \times B_5 \times h^{3/2} \rightarrow h = (Q_1 / (C \times B_5))^{2/3}$ C (流量係数) = 1.84	
	m	0.016	0.021
流出トラフ高	m	+ 10.370	
ろ過部越流水位 (トラフ堰高 + 越流水位)	m	10.386	10.391
		↓ 10.390	↓ 10.390

(注記) 本項の計算においては、ろ過部からの越流は流出トラフ水位の影響を受けないとしてろ過部越流水位を試算する。
したがって、本項で計算するろ過部越流水位は、必ずしも実際の水位を意味しないことに注意する。



③ろ過部水位

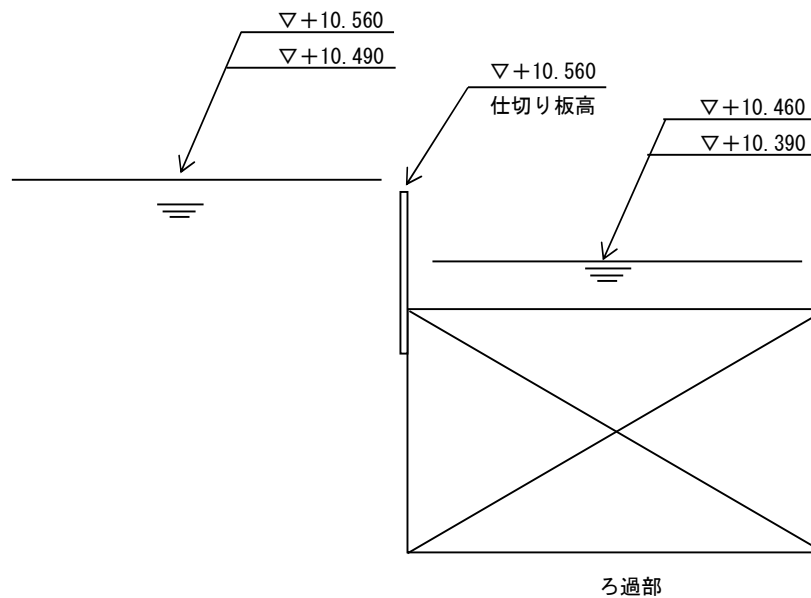
項目	単位	日最大	時間最大
流量 (Q _i)	m ³ /日	7,000	10,500
	m ³ /秒	0.081	0.122
トラフ始点水位	m	①項での試算結果	
		10.350	10.460
ろ過部越流水位	m	②項での試算結果	
		10.390	10.390
ろ過部水位	m	トラフ始点水位とろ過部越流水位の高い方	
		10.390	10.460



④最終沈殿池上流側水位

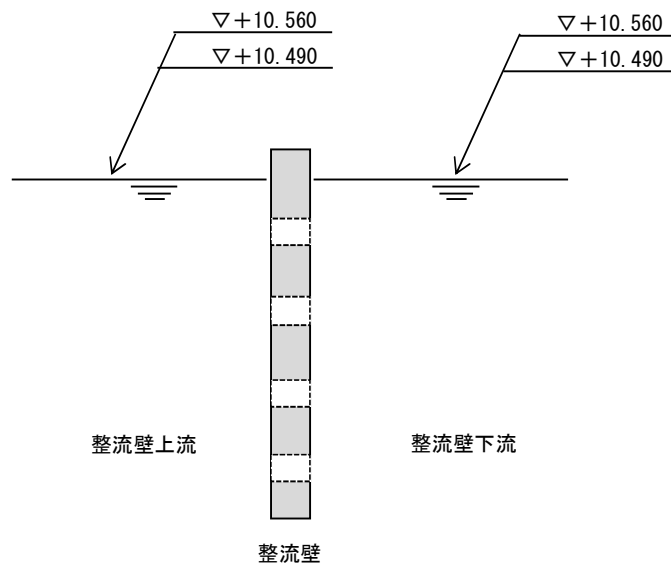
項目	単位	日最大	時間最大
流量 (Q ₁)	m ³ /日	7,000	10,500
	m ³ /秒	0.081	0.122
許容最大ろ抗 (仮)	m	0.100	
ろ過部水位	m	10.390	10.460
仕切り板高	m	10.560	
仕切り板幅 (B ₆)	m	5.0	
仕切り板越流流量 (Q ₃)	m ³ /秒	—	—
越流水深 (h)		$Q_3 = C \times B_6 \times h^{3/2} \rightarrow h = (Q_3 / (C \times B_6))^{2/3}$ C (流量係数) = 1.84	
	m	—	—
ろ過部越流水位 (ろ過部水位 + 許容最大ろ抗 + 越流水深)	m	10.490	10.560
		↓ 10.490	↓ 10.560

(注記) 仕切り板の高さは、導入後設計時間最大処理水量において処理水の全量がろ過部を通過するとし、ろ過部水位に許容最大ろ抗を加えて求める。
また、導入後設計時間最大処理水量を超える水量については、仕切り板を越流することにより、沈殿池上流側水位の過度な上昇を抑止する。



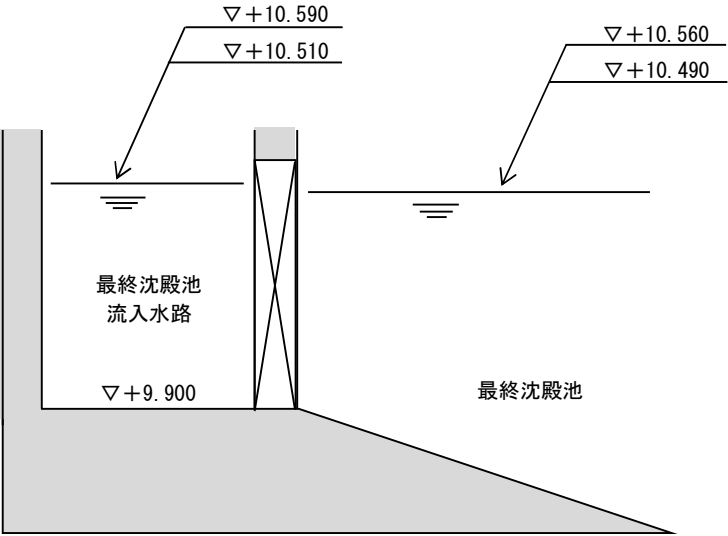
⑤最終沈殿池整流壁

項目	単位	日最大	時間最大
最終沈殿池流入流量 (Q_2)		返送汚泥流量は返送率25%で固定とする $Q_2 = Q_1 \times 1.25$	
	m ³ /日	8,750	13,125
	m ³ /秒	0.101	0.152
整流壁孔径 (D)	m	0.15	
孔数	個	136 (8個×17列)	
通過流速 (V_1)	m/秒	$V_1 = Q_2 / (D^2 / 4 \times \pi \times \text{孔数})$	
		0.042	0.063
沈殿池上流側水位	m	10.490	10.560
損失 (h)	m	$h = 1.5 \times V_2^2 / (2 \times g)$	
		0.00014	0.00031
		損失は極めて小さいため無視する	
整流壁上流水位	m	10.490	10.560



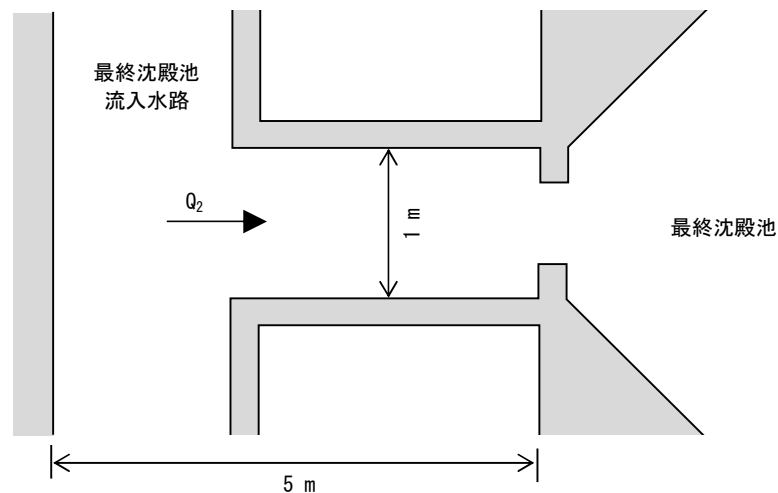
⑥最終沈殿池流入ゲート

項目	単位	日最大	時間最大
最終沈殿池流入流量 (Q_2)	$\text{m}^3/\text{日}$	8,750	13,125
	$\text{m}^3/\text{秒}$	0.101	0.152
流入ゲート幅 (B_2)	m	0.4	
流入ゲート高さ (H_1)	m	0.6	
流入ゲート下流水位	m	10.490	10.560
最終沈殿池流入水路底高	m	+ 9.900	
流入ゲート通過水深 (H_2)	m	0.590	0.660
		日最大のみ流入ゲート上端に達しない	
通過流速 (V_2)	m/秒	$V_2 = Q_2 / (B_2 \times H_2)$	
		0.429	0.633
損失 (h)	m	$h = 1.5 \times V_2^2 / (2 \times g)$	
		0.014	0.031
流入ゲート上流水位 (下流水位 + 損失)	m	10.504	10.591
		↓ 10.510	↓ 10.590



⑦最終沈殿池流入水路

項目	単位	日最大	時間最大
最終沈殿池流入流量 (Q_2)	$\text{m}^3/\text{日}$	8,750	13,125
	$\text{m}^3/\text{秒}$	0.101	0.152
流入水路下流水位	m	10.510	10.590
流入水路底高	m	+ 9.900	
流入水路水深 (H_3)	m	0.610	0.690
流入水路幅 (B_3)	m	1.0	
流入水路長 (L_2)	m	5	
粗度係数 (n)		0.013	
水路断面積 (A)	m^2	$A = B_2 \times H_3$	
		0.610	0.690
径深 (R)	m	$R = B_2 \times H_3 / (B_2 + 2 \times H_3)$	
		0.275	0.290
流速 (V_3)	m/秒	$V_3 = Q_2 / A$	
		0.166	0.220
動水勾配 (I)		$I = \{ (n \times V_3) / R^{2/3} \}^2$	
		0.000026	0.000043
摩擦損失 (h_a)	m	$h_a = I \times L_2$	
		0.00013	0.00021
入口損失 (h_b)	m	$h_b = 0.5 \times V_3^2 / (2 \times g)$	
		0.00070	0.00124
流入水路上流水位 (下流水位 + 損失)	m	10.51016	10.59026
		↓ 10.510	↓ 10.590



⑧反応タンク水位

項目	単位	日最大	時間最大
反応タンク水位	m	既存と同じ	
		10.700	10.710
堰高	m	+ 10.660	
流入水路上流水位	m	10.510	10.590
判定		OK	OK

(注記) 本項において導入後設計時間最大処理水量において、最終沈殿池流入水路上流水位が反応タンク堰高よりも低いことを確認。
④項で仮に設定した最大許容ろ抗が妥当であると判断する。

