

d) 埋立地内道路

埋立地内道路は、最終処分場に埋立物を運搬するための作業用道路で、埋立作業進行に伴い埋立層内に埋没させる道路である。ルートについては、下流側から埋立てることから、支障なく埋立地に降りられるようにする。幅員は4.0mとする。

e) 覆土置場通路

覆土置場には、仮設道路を配置する。覆土利用の都度、形状が変形し、その状況に応じた利用となるため、舗装等の構築物は設けないが、碎石、鋼板を活用した運用を図る。

幅員は3.0mとする。

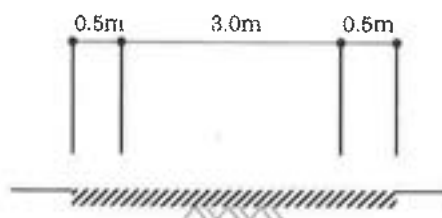


図4-6 覆土置場通路 (W=3.0m)

2) 配置計画

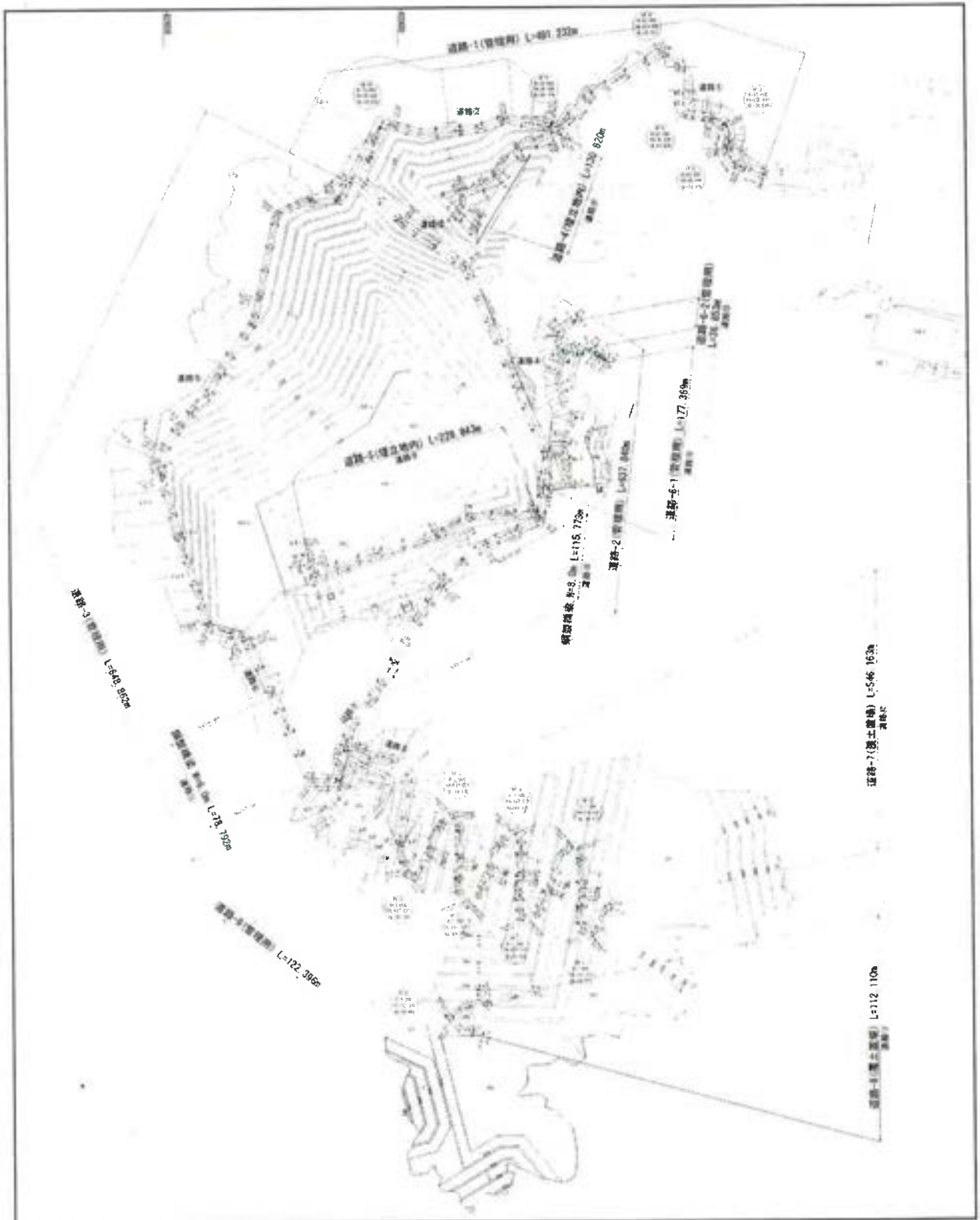


図4-7 道路配置計画

3) 幾何構造基準

搬入道路・管理道路の計画（ルート、線形、幅員、道路構造）は埋立作業や跡地利用等を考慮し、計画搬入車両の通行に支障のない必要十分な規格としている。本計画では廃棄物搬入の専用道路として位置付けし、設計基準は、（社）日本道路協会編『道路構造令の解説と運用』（（社）日本道路協会）、『林道規程－運用と解説－』（日本林道協会）を適用または準用する。

ただし、地形上の制約から縦断勾配が20%近くなる道路が生ずることから、すべり止め（ニート工法等の表面処理※）や速度規制等、安全管理を徹底する。

管理道路・埋立地内道路は構造基準値を下表の採用値以下とする。

表4-1 搬入道路の幾何構造基準値（「道路構造令、規程解説と運用」－抜粋）

項目	道路構造令基準値		林道規程基準値		採用値
	標準	特例値	標準	特例値	
道路規格	3種5級		2級		—
設計車両	普通自動車		普通自動車		普通自動車
設計速度	40、30または20km/hr		30または20km/hr		20km/hr
最大縦断勾配	7~9%	10~12%	9%	12~14%	20%
横断勾配	1.5%		1.5以上2%以下		1.5%

※ニート工法とは、既設または新設のアスファルト舗装、コンクリート舗装面上に、バインダーとして可撓性エポキシ樹脂を薄く均一に塗布し、その上に耐摩耗性の硬質骨材を散布して路面に固着させる工法

4) 道路の舗装構成

舗装はアスファルト舗装とする。舗装厚（『アスファルト舗装要綱』（社）日本道路協会）は設計交通量の区分をN3とし、設計CBRを3.0%として最少舗装厚を決定する。

・管理用道路及び場内道路

設計CBR3.0%での目標とする等値換算係数（TA）は15である。

表層	再生密粒度アスファルトコンクリート	$1.0 \times 5.0\text{cm} = 5.00\text{cm}$
基層	再生粗粒度アスファルトコンクリート	$1.0 \times 5.0\text{cm} = 5.00\text{cm}$
路盤	再生粒度調整砕石MRC-30（修正CBR80以上）	$0.35 \times 20\text{cm} = 7.00\text{cm}$
TA計		$17.00\text{cm} > 15.0\text{cm}$
		舗装厚 30cm

5 雨水排水計画

5-1 計画降雨

1) 雨水排水の確率降雨強度

館山地区10年確率降雨強度を用いることとする。

$$r = \frac{1,303}{t^{2/3} + 6.6} = 115.9 \text{ mm/hr} \quad (\text{ここで、洪水到達時間 } t = 10 \text{ 分})$$

本計画は、森林法の開発許可が必要な計画であるため、雨水排水路の設計は、千葉県「林地開発申請の手引き」に基づいて行うものとする。手引きでは千葉県内を7地区（我孫子地区、横利根地区、銚子地区、松戸地区、千葉地区、勝浦地区、館山地区）に区分し、各地域に適用する降雨強度式が示されている。計画地域は、館山地区に区分されている。

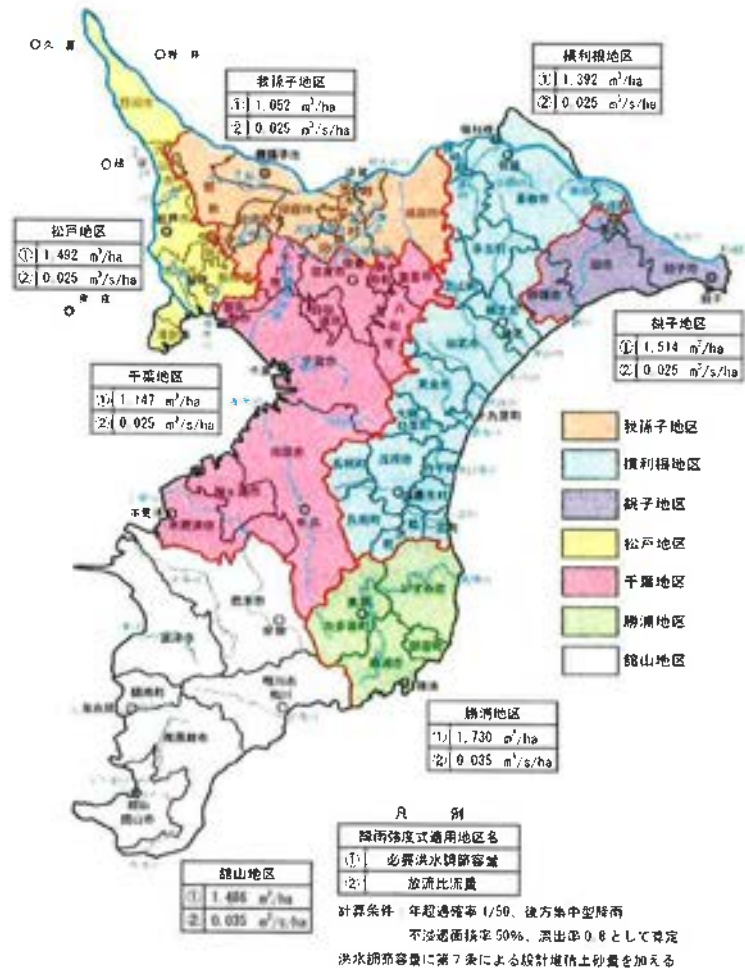


図5-1 降雨強度式の地区区分と適用範囲

「千葉県における宅地開発等に伴う雨水排水・貯留浸透計画策定の手引（千葉県県土整備部；平成18年9月）」、p11（林地開発基準でも適用される）

洪水到達時間10分の時の各地区の確率別降雨強度は下表のとおりである。坂畑観測所の観測記録によれば日最大1時間降水量は75mm（2006/4/12）となっている。

表5-1 確率別降雨強度（mm/hr）

地区	10年確率降雨強度 (t=10分)	30年確率降雨強度 (t=10分)	摘要
我孫子地区	125.2	145.8	
横利根地区	106.8	147.7	
銚子地区	128.0	164.5	
松戸地区	92.6	112.1	
千葉地区	108.5	130.1	
勝浦地区	136.6	162.2	
館山地区	115.9	125.0	

「千葉県における宅地開発等に伴う雨水排水・貯留浸透計画策定の手引き
（千葉県県土整備部；平成18年9月）」資料による。

5-2 雨水集排水施設の機能および経路

最終処分場の雨水集排水施設の目的としては、埋立地内の廃棄物と雨水との隔離が重要である。雨水集排水施設は、埋立地内への雨水の流入を防止することにより浸出水の削減を図り、浸出水処理施設およびしゃ水工の負担を軽減する役割を有するものである。

また本計画では第2期増設埋立地と同様、外周管理用道路との分離を図るため高さ50cmのシート固定工の高上げを行う。

雨水集排水施設には、埋立地外周集排水路と埋立地内集排水路がある。埋立地外周集排水路は、埋立地周辺の雨水および埋立地内の未埋立区画の雨水を併せて流下させる。

覆土置場については平坦面や小段部に雨水集排水施設を適宜配置し、雨水による浸食防止を図るものとする。

保存緑地を残置するために生ずる窪地では暗渠排水管を設置して排水する。

以下に、埋立地の排水施設の目的と機能を示す。

1) 埋立地外周水路

埋立地の周辺部に設ける集排水溝は埋立地周辺からの雨水を集水し、埋立地内への流入を防止することを目的とする。

排水設備は埋立地外周に管理用道路の側溝として配置し、最上流部は通常のU型側溝、道路の縦断勾配が急な管理用道路は流速を制御するため階段状の排水溝（自由勾配側溝）とする。

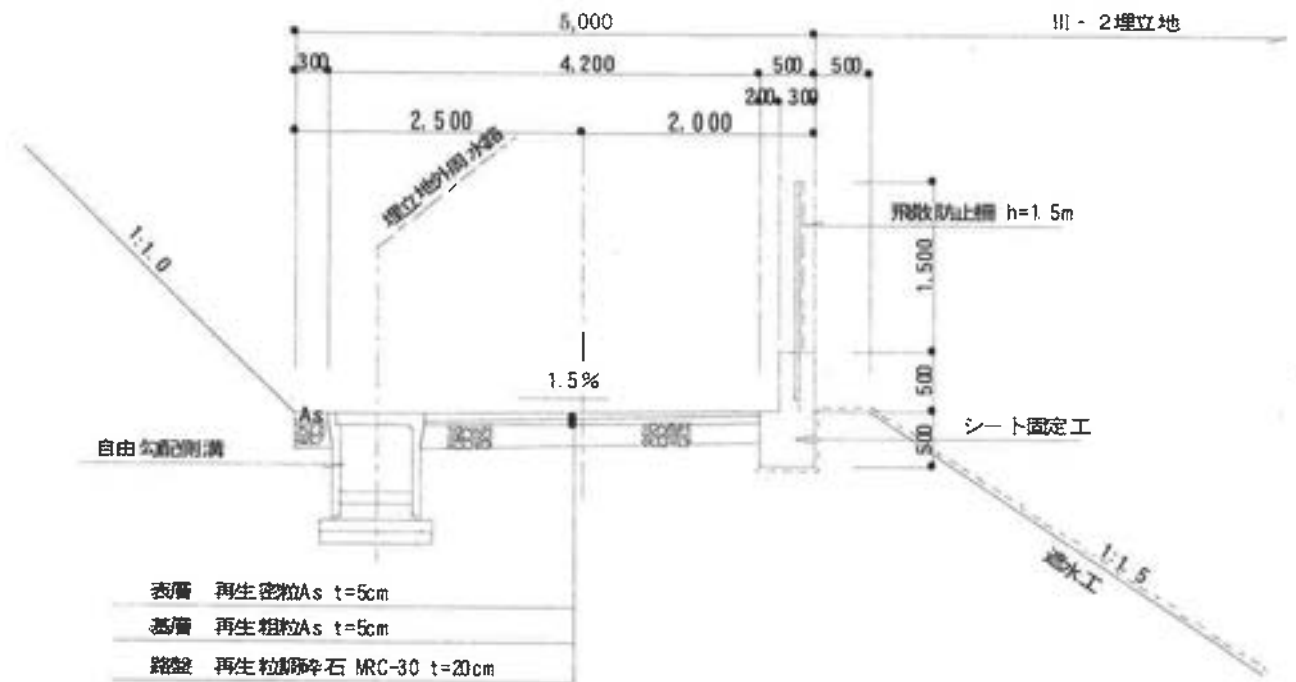


図5-2 埋立地外周水路

2) 埋立地内集排水路

埋立地に降った雨水を廃棄物と接触させずに埋立地外へ排除するもので、本計画では、埋立地法面の小段にシート固定工を兼用した集排水溝を設置する。

具体的には、貯留堰堤天端以上の未埋立区画の埋立地法面にコンクリート溝を構築し、排水する。

これらの小段排水溝は、廃棄物の埋立高さに応じて順次、撤去等の処置を施すものとする。



図5-3 埋立地内集排水路

小段排水溝と外周排水路の接続は、下図のようにパイプあるいは、さらに横断暗渠を用いて行う。

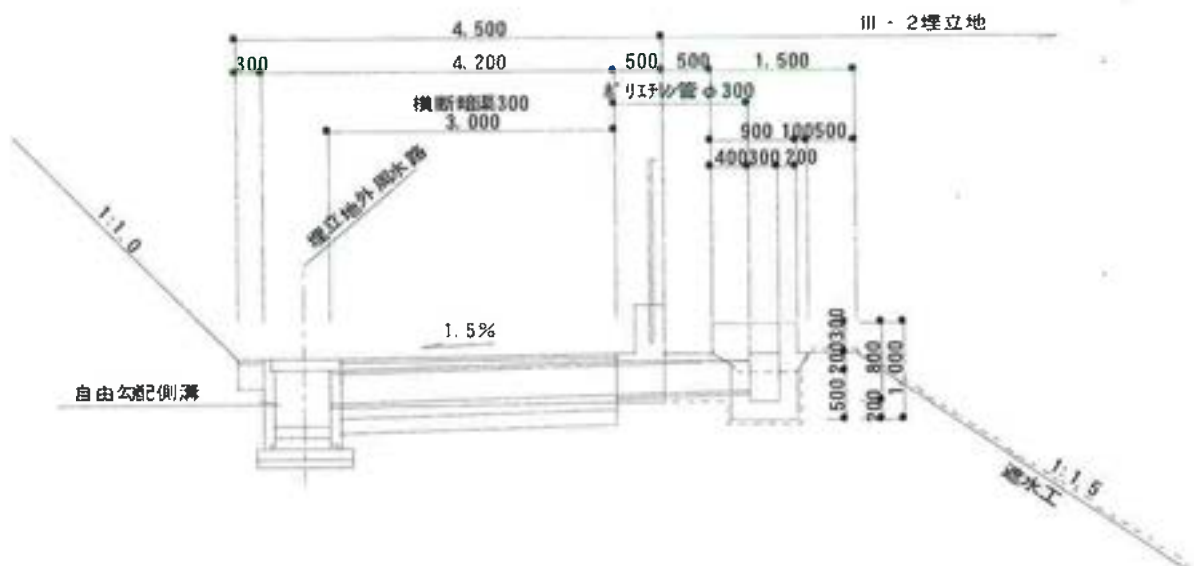


図5-4 埋立地内集排水路と埋立地外周水路の接続

3) 雨水集排水経路

増設事業の雨水、地下水、および放流水を含めた集排水施設の流れを以下に示す。

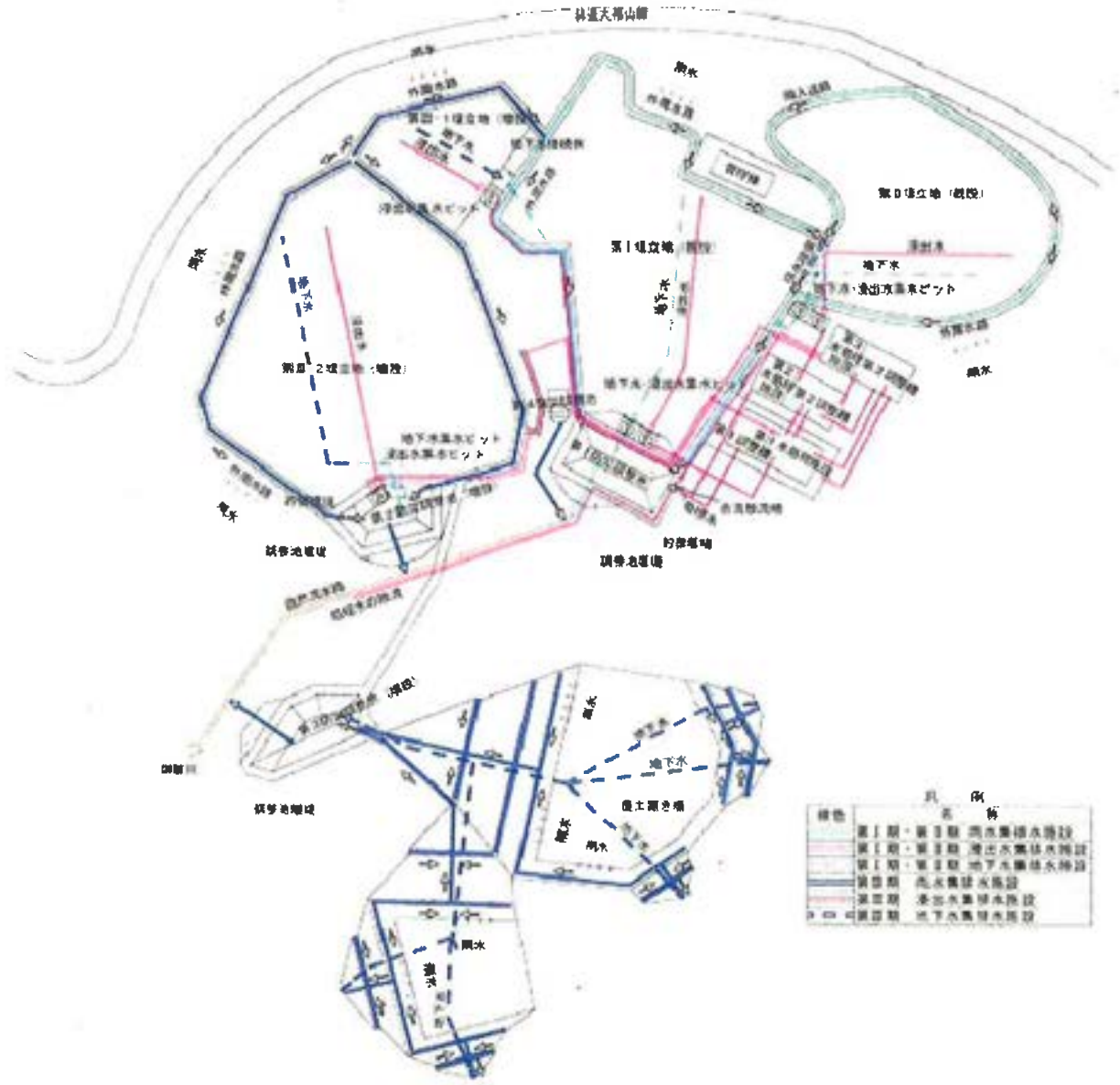


図5-5 雨水排水経路図

5-3 第Ⅲ-1埋立地流域 集排水路の流量計算

1) 計算条件

第Ⅲ-1埋立地流域に設置する集排水路の断面算定と、排水先になる既設排水路の流下能力を確認する。

1) 流域

雨水排水施設の流量計算は、流域面積が最大となる埋立完了後の流域面積を使用する。

以下に埋立完了後の流域面積を示す。

第1調整池流域

Ⅲ-1埋立地

4.26ha (Ⅲ-1埋立地分 2.58ha)

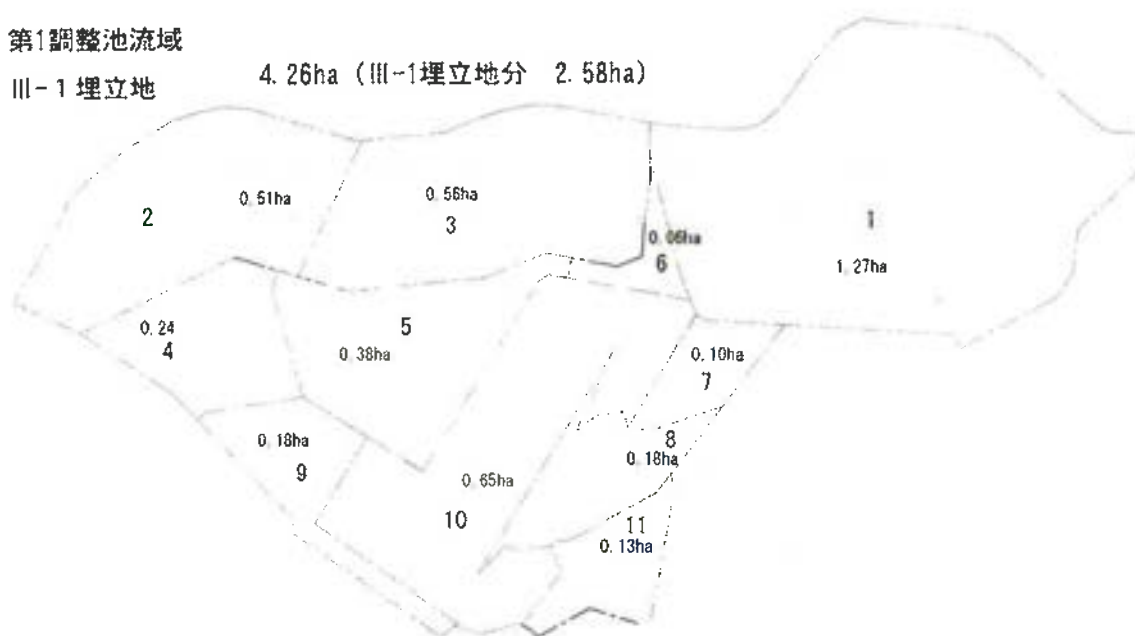


図5-6 第Ⅲ-1埋立地流域区分図

2) 流出量の算出式

流出量は合理式により算出する。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

ここでQ：計画流出量 (m³/sec)

f：流出係数 (-)

r：設計降雨強度 (mm/hr)

A：集水区域面積 (ha)

ハ) 流出係数

開発後の平均流出係数は、調整池の計算で用いた値を用いる。

・平均流出係数

$$f = \frac{f \cdot A}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

f_c : 林地復元部流出係数 (=0.75)

A_a : 現況部流域面積 (=4.61ha)

A_b : 造成部流域面積 (=14.54ha)

A_c : 林地復元部流域面積 (=2.0ha)

A : 全流域面積 (=21.15ha)

よって、

$$f = \frac{4.61 \times 0.60 + 14.54 \times 0.90 + 2.0 \times 0.75}{21.15}$$
$$= 0.820$$

ニ) 流下量の算出式

流下量はマンニングの公式を使用する。

$$Q = A \cdot V \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

A : 流水の断面積 (m²)

V : 流速 (m/sec)

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

n : 粗度係数

R : 径深 (=A/P) (m)

P : 流水の潤辺長 (m)

I : 勾配

2) 排水路の設計

排水路の設計は、千葉県「林地開発申請の手引き」に基づいて行うものとする。

1) 確率降雨強度

館山地区10年確率降雨強度を用いることとする。

$$r = \frac{1,303}{t^{2/3} + 6.6} = 115.9 \text{ mm/hr}$$

ここで $t = 10$ 分

2) 粗度係数 (n)

表5-2 粗度係数

種 別	粗度係数
現場打側溝	0.015
自由勾配側溝	0.014
落蓋式U字側溝	0.013
高密度ポリエチレン管	0.010

3) 計算断面

開 渠………8割水深

管 渠………満流

二) 埋立地外周集排水路

流量計算表を次に示す。

表5-3 第Ⅲ - 1 埋立地流量計算表 (埋立後)

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m ³ /s)			計画断面				摘要
		各線	追加		雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	
					流出係数	流出量						
1		1.27	1.27	10	0.82	0.335	0.335	可変U-500×600	5.0	1.516	0.364	
2		0.51	0.51	10	0.82	0.135	0.135	PU-300×300	56.0	3.684	0.239	
3		0.56	1.07	10	0.82	0.282	0.282	PU-360×360	56.0	3.850	0.304	
			1.07	10	0.82	0.282	0.282	GU-400×400	20.0	2.714	0.328	
4		0.24	0.24	10	0.82	0.063	0.063	可変U-300×400	3.0	0.855	0.082	
5		0.38	0.62	10	0.82	0.164	0.164	可変U-300×400	15.0	1.910	0.183	階段水路
6		0.06	1.75	10	0.82	0.462	0.462	可変U-400×500	25.0	2.947	0.472	階段水路
			1.75	10	0.82	0.462	0.462	可変U-400×600	20.0	2.739	0.526	横断用
7		0.10	3.12	10	0.82	0.824	0.824	既設可変U-600×700	420.0	15.582	5.236	
8		0.18	3.30	10	0.82	0.871	0.871	既設可変U-800×700	10.0	2.707	1.213	
9		0.18	0.18	10	0.82	0.048	0.048	可変U-300×400	3.0	0.855	0.082	
			0.18	10	0.82	0.048	0.048	可変U-300×400	20.0	2.207	0.149	階段水路
10		0.65	0.83	10	0.82	0.219	0.219	BF-300×200	1000.0	14.917	0.776	
			0.83	10	0.82	0.219	0.219	φ300	50.0	3.977	0.281	
11		0.13	4.26	10	0.82	1.125	1.125	既設可変U-800×700	12.0	2.965	1.328	階段水路

5-4 第Ⅲ-2埋立地流域 集排水路の流量計算

1) 計算条件

イ) 流域

雨水排水施設の流量計算は、流域面積が最大となる埋立完了後の流域面積を使用する。
以下に埋立完了後の流域面積を示す。



図5-7 第Ⅲ-2埋立地流域区分図

ロ) 流出係数

開発後の平均流出係数は、調整池の計算で用いた値を用いる。

・平均流出係数

$$f = \frac{f \cdot A}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

A_a : 現況部流域面積 (=0.78ha)

A_b : 造成部流域面積 (=10.40ha)

A : 全流域面積 (=11.18ha)

よって、

$$f = \frac{0.78 \times 0.60 + 10.40 \times 0.90}{11.18}$$
$$= 0.88$$

ハ) 埋立地外周集排水路

各流域の流量計算表を次に示す。

表5-4 第Ⅲ-2 A流域流量計算表(埋立後)

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m³/s)			計画断面				摘要
					雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m³/s)	
		各線	追加		流出係数	流出量						
1		0.75	0.75	10	0.88	0.212	0.212	可変U-500×500	3.0	1.123	0.225	
2		0.11	0.86	10	0.88	0.244	0.244	可変U-500×400	20.0	2.729	0.437	階段水路
3		1.17	2.03	10	0.88	0.575	0.575	可変U-500×500	20.0	2.900	0.580	階段水路
4		0.54	2.57	10	0.88	0.728	0.728	可変U-500×700	15.0	2.714	0.760	階段水路
5		0.76	3.33	10	0.88	0.943	0.943	可変U-600×700	15.0	2.945	0.990	階段水路
6		0.65	3.98	10	0.88	1.128	1.128	可変U-700×700	15.0	3.144	1.232	階段水路
7		0.61	4.59	10	0.88	1.300	1.300	可変U-800×700	15.0	3.315	1.485	階段水路
8		0.86	5.45	10	0.88	1.544	1.544	可変U-800×800	15.0	3.436	1.759	階段水路
調整池へ流出						1.544	1.544	BF-800×490	641.0	22.850	6.601	

表5-5 第Ⅲ-2 B流域流量計算表(埋立後)

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m³/s)			計画断面				摘要
					雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m³/s)	
		各線	追加		流出係数	流出量						
1		0.59	0.59	10	0.88	0.167	0.167	U-300×300	93.0	4.860	0.330	
2		0.26	0.85	10	0.88	0.241	0.241	可変U-500×500	4.0	1.297	0.259	500~700
3		1.05	1.90	10	0.88	0.538	0.538	可変U-500×700	15.0	2.714	0.760	階段水路
4		0.59	2.49	10	0.88	0.705	0.705	可変U-500×700	15.0	2.714	0.760	階段水路
5		0.53	3.02	10	0.88	0.856	0.856	可変U-600×700	15.0	2.945	0.990	階段水路
6		0.52	3.54	10	0.88	1.003	1.003	可変U-700×600	15.0	3.016	1.013	階段水路
7		0.52	4.06	10	0.88	1.150	1.150	可変U-800×600	15.0	3.171	1.218	階段水路
8		0.90	4.96	10	0.88	1.405	1.405	可変U-800×700	15.0	3.315	1.485	階段水路
調整池へ流出						1.405	1.405	BF-800×490	250.0	14.270	4.123	

5-5 第3調整槽敷地流域 集排水路の流量計算

1) 計算条件

水処理施設流域に設置する集排水路の断面算定と流下能力を確認する。

4) 流域



第3調整槽敷地流域
1.10ha

図5-8 第3調整槽敷地流域区分図

2) 流出係数

開発後の平均流出係数は、調整池の計算で用いた値を用いる。

・平均流出係数

$$f = \frac{f \cdot A}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

A_a : 現況部流域面積 (=0.57ha)

A_b : 造成部流域面積 (=0.53ha)

A : 全流域面積 (=1.10ha)

よって、

$$f = \frac{0.57 \times 0.60 + 0.53 \times 0.90}{1.10} \\ = 0.75$$

ハ) 集排水路

流量計算表を次に示す。

表5-6 水処理施設流域流量計算表

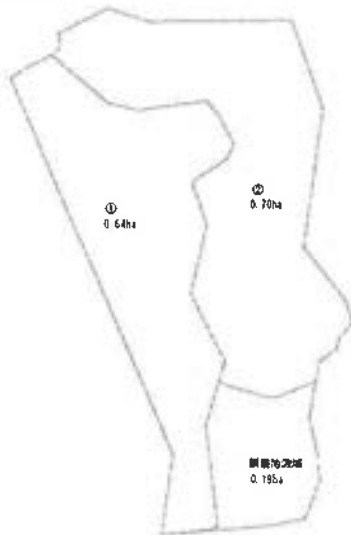
管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m ³ /s)			計画断面				摘要
					雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	
		各線	追加		流出係数	流出量						
1		0.69	0.69	10	0.75	0.167	0.167	可変U-300×800	3.0	1.034	0.199	
1			0.69	10	0.75	0.167	0.167	U-300×300	164.0	6.362	0.414	
			0.69	10	0.75	0.167	0.167	可変U-400×500	4.0	1.179	0.189	
既設階段水路U600×700に流出								可変U-600×700	10.0	2.404	0.808	
2		0.20	0.20	10	0.75	0.048	0.048	U-300×300	3.0	0.873	0.059	
2			0.20	10	0.75	0.048	0.048	U-300×300	3.0	0.873	0.059	
			0.40	10	0.75	0.097	0.097	GU400×300	4.0	0.111	0.107	
既設階段水路U700×700に流出								可変U-700×700	13.0	2.926	1.147	

5-6 第4調整池流域 集排水路の流量計算

1) 計算条件

第4調整池流域に設置する集排水路の断面算定と流下能力を確認する。

イ) 流域



第4防災調整池流域

1.53ha

図5-9 第4調整池流域区分図

ロ) 流出係数

開発後の平均流出係数は、調整池の計算で用いた値を用いる。

・平均流出係数

$$f = \frac{f \cdot A}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

A_a : 現況部流域面積 (=0.81ha)

A_b : 造成部流域面積 (=0.72ha)

A : 全流域面積 (=1.53ha)

よって、

$$f = \frac{0.81 \times 0.60 + 0.72 \times 0.90}{1.53}$$

=0.74

A) 集排水路

流量計算表を次に示す。

表5-7 第4防災調整池流域流量計算表

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m ³ /s)			計画断面				摘要
		各線	追加		雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	
					流出係数	流出量						
1		0.64	0.64	10	0.74	0.152	0.152	U-300×800	140.0	5.963	0.405	
2		0.70	1.34	10	0.74	0.319	0.319	PU-300×300	150.0	6.085	0.396	

5-7 覆土置場流域集排水路の流量計算

1) 計算条件

覆土置場流域に設置する集排水路の断面算定と流下能力を確認する。

1) 流域

以下に流域面積を示す。

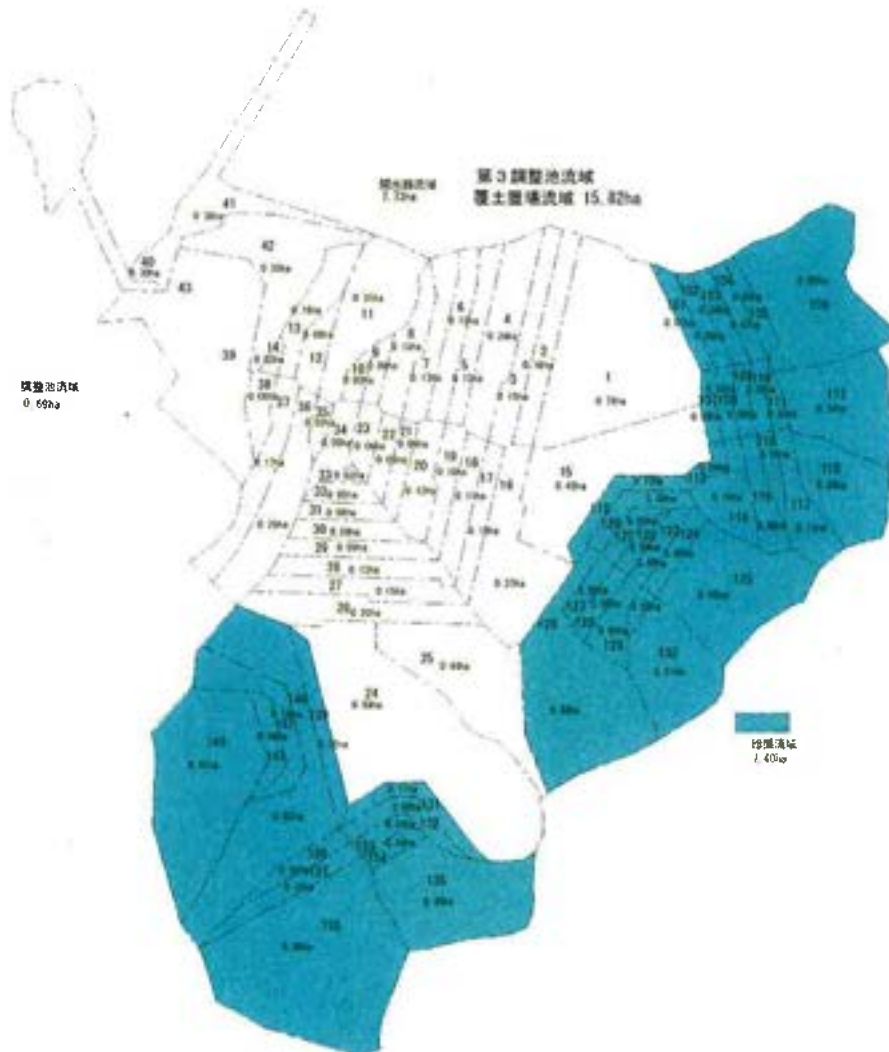


図5-10 覆土置場流域区分図

ロ) 流出係数

開発後の平均流出係数は、調整池の計算で用いた値を用いる。

・平均流出係数

$$f = \frac{f_a \cdot A_a + f_b \cdot A_b}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

A_a : 現況部流域面積 (=7.24ha)

A_b : 造成部流域面積 (=8.58ha)

A : 全流域面積 (=15.82ha)

よって、

$$f = \frac{7.24 \times 0.60 + 8.58 \times 0.90}{15.82}$$

=0.76

ハ) 集排水路

流量計算表を次に示す。

表5-8 覆土置場流域流量計算表

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m ³ /s)			計画断面				摘要
		各線	追加		雨量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	
					流出係数	流出量						
1		0.79	0.79	10	0.76	0.193	0.193	PU-450×450	4.0	1.309	0.195	
			0.79	10	0.76	0.193	0.193	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
2		0.16	0.16	10	0.76	0.039	0.039	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.95	10	0.76	0.232	0.232	GU-300×500	20.0	2.306	0.277	横断用
			0.95	10	0.76	0.232	0.232	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
3		0.15	0.15	10	0.76	0.037	0.037	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.10	10	0.76	0.269	0.269	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
			1.10	10	0.76	0.269	0.269	GU-400×400	20.0	2.500	0.320	横断用
4		0.24	0.24	10	0.76	0.059	0.059	PU-300×300	4.0	0.994	0.065	
			1.34	10	0.76	0.328	0.328	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
5		0.12	0.12	10	0.76	0.029	0.029	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.46	10	0.76	0.357	0.357	シングル管φ300	550.0	8.243	0.583	
6		0.13	0.13	10	0.76	0.032	0.032	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.59	10	0.76	0.389	0.389	GU-400×500	20.0	2.636	0.422	横断用
			1.59	10	0.76	0.389	0.389	シングル管φ300	550.0	8.243	0.583	
7		0.13	0.13	10	0.76	0.032	0.032	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.72	10	0.76	0.421	0.421	シングル管φ300	550.0	8.243	0.583	
			1.72	10	0.76	0.421	0.421	GU-500×500	20.0	2.900	0.580	横断用
8		0.13	0.13	10	0.76	0.032	0.032	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.85	10	0.76	0.453	0.453	シングル管φ300	550.0	8.243	0.583	
9		0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.89	10	0.76	0.462	0.462	シングル管φ300	550.0	8.243	0.583	

10	0.03	0.03	10	0.76	0.007	0.007	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		1.92	10	0.76	0.470	0.470	GU-500×500	20.0	2.900	0.580	横断用
		1.92	10	0.76	0.470	0.470	ｼﾝｸﾞﾙ管φ300	550.0	8.243	0.583	
11	0.31	0.31	10	0.76	0.076	0.076	PU-300×360	4.0	1.038	0.082	
		2.23	10	0.76	0.546	0.546	ｼﾝｸﾞﾙ管φ300	550.0	8.243	0.583	
		2.23	10	0.76	0.546	0.546	GU-500×500	20.0	2.900	0.580	横断用
12	0.08	0.08	10	0.76	0.020	0.020	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		2.31	10	0.76	0.565	0.565	ｼﾝｸﾞﾙ管φ350	550.0	9.136	0.879	
13	0.16	0.16	10	0.76	0.039	0.039	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		2.47	10	0.76	0.604	0.604	ｼﾝｸﾞﾙ管φ350	550.0	9.136	0.879	
14	0.02	2.49	10	0.76	0.609	0.609	GU-500×600	20.0	3.031	0.727	横断用41 ^

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m³/s)			計画断面				摘要
		各線	追加		雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m³/s)	
					流出係数	流出量						
15		0.48	0.48	10	0.76	0.117	0.117	PU-360×360	5.0	1.253	0.118	
			0.48	10	0.76	0.117	0.117	シングル管φ200	275.0	4.448	0.140	
16		0.37	0.37	10	0.76	0.091	0.091	PU-300×360	5.0	1.161	0.092	
			0.85	10	0.76	0.208	0.208	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
17		0.10	0.10	10	0.76	0.024	0.024	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.95	10	0.76	0.232	0.232	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
18		0.11	0.11	10	0.76	0.027	0.027	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.06	10	0.76	0.259	0.259	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
19		0.10	0.10	10	0.76	0.024	0.024	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.16	10	0.76	0.284	0.284	シングル管φ300	275.0	5.829	0.412	
20		0.12	0.12	10	0.76	0.029	0.029	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.28	10	0.76	0.313	0.313	シングル管φ250	555.0	7.300	0.358	
21		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.34	10	0.76	0.328	0.328	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
22		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			1.40	10	0.76	0.343	0.343	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	33へ
23		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	33へ
24		0.99	0.99	10	0.76	0.242	0.242	PU-450×450	7.0	1.731	0.258	
25		0.44	0.44	10	0.76	0.108	0.108	PU-450×450	3.0	1.133	0.169	
			1.43	10	0.76	0.350	0.350	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	

26	0.20	0.20	10	0.76	0.049	0.049	PU-300×240	4.0	0.943	0.049	
		1.63	10	0.76	0.399	0.399	GU-400×500	20.0	2.636	0.422	横断用
		1.63	10	0.76	0.399	0.399	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
27	0.15	0.15	10	0.76	0.037	0.037	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		1.78	10	0.76	0.436	0.436	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
28	0.13	0.13	10	0.76	0.032	0.032	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		1.91	10	0.76	0.467	0.467	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
29	0.09	0.09	10	0.76	0.022	0.022	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		2.00	10	0.76	0.489	0.489	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
30	0.08	0.08	10	0.76	0.020	0.020	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		2.08	10	0.76	0.509	0.509	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
31	0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		2.14	10	0.76	0.524	0.524	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
32	0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		2.19	10	0.76	0.536	0.536	シングル管φ300	550.0	8.249	0.583	
33	0.02	3.67	10	0.76	0.898	0.898	シングル管φ450	275.0	7.638	1.214	22+23+32+33
34	0.09	0.09	10	0.76	0.022	0.022	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		3.76	10	0.76	0.920	0.920	シングル管φ450	275.0	7.638	1.214	
35	0.03	0.03	10	0.76	0.007	0.007	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		3.79	10	0.76	0.927	0.927	シングル管φ400	550.0	9.986	1.255	
36	0.26	0.26	10	0.76	0.064	0.064	PU-300×300	5.0	1.111	0.072	
		4.05	10	0.76	0.991	0.991	シングル管φ400	550.0	9.986	1.255	

37		0.17	0.17	10	0.76	0.042	0.042	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			4.22	10	0.76	1.033	1.033	シingle管φ450	275.0	7.638	1.214	
38		0.06	4.28	10	0.76	1.047	1.047	可変U-600×600	25.0	3.662	1.055	横断用37+38
39			6.77	10	0.76	1.656	1.656	BF600×380	556	17.554	2.946	14+38 階段水路
40	-1	0.31	0.31	10	0.76	0.076	0.076	U-300×300	153.0	6.234	0.424	
40	-2	0.06	0.66	10	0.76	0.161	0.161	U-300×500	10.9	1.807	0.197	
41		0.24	0.24	10	0.76	0.059	0.059	U-300×300	97.0	4.893	0.318	
42		0.36	0.36	10	0.76	0.088	0.088	U-300×400	4.9	1.177	0.105	
43			0.97	10	0.76	0.237	0.237	BF300×200	1000	14.917	0.776	40+41+42 階段水路

管渠記号	流入記号	排水面積 (ha)		到達時間	流出量 (m ³ /s)			計画断面				摘要
		各線	追加		雨水量		総水量	断面 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	
					流出係数	流出量						
101		0.07	0.07	10	0.76	0.017	0.017	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.07	10	0.76	0.017	0.017	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
102		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.13	10	0.76	0.032	0.032	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
103		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.19	10	0.76	0.046	0.046	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
104		0.07	0.07	10	0.76	0.017	0.017	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.26	10	0.76	0.064	0.064	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
105		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.32	10	0.76	0.078	0.078	シングル管φ200	2500	13.412	0.421	露出堅配管
106		0.55	0.87	10	0.76	0.213	0.213	ダブル管φ300	225.0	8.436	0.596	暗渠管流域1
107		0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.05	10	0.76	0.012	0.012	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
108		0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.10	10	0.76	0.024	0.024	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
109		0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.14	10	0.76	0.034	0.034	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
110		0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.19		0.76	0.046	0.046	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
111		0.03	0.03	10	0.76	0.007	0.007	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.22	10	0.76	0.054	0.054	シングル管φ200	2500	13.412	0.421	露出堅配管
112		0.34	0.56	10	0.76	0.137	0.137	ダブル管φ300	267.0	9.190	0.650	暗渠管流域2

113	0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.04	10	0.76	0.010	0.010	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
114	0.14	0.14	10	0.76	0.034	0.034	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.18	10	0.76	0.044	0.044	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
115	0.09	0.09	10	0.76	0.022	0.022	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.27	10	0.76	0.066	0.066	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
116	0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.32	10	0.76	0.078	0.078	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
117	0.14	0.14	10	0.76	0.034	0.034	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.46	10	0.76	0.113	0.113	シングル管φ200	2500	13.412	0.421	露出配管
118	0.26	0.72	10	0.76	0.176	0.176	ダブル管φ300	350.0	10.521	0.744	暗渠管流域3
119	0.10	0.10	10	0.76	0.024	0.024	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.10	10	0.76	0.024	0.024	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
120	0.08	0.08	10	0.76	0.020	0.020	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.18	10	0.76	0.044	0.044	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
121	0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.22	10	0.76	0.054	0.054	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
122	0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.26	10	0.76	0.064	0.064	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	

123		0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.31	10	0.76	0.076	0.076	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
124		0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.37	10	0.76	0.091	0.091	シングル管φ200	2500	13.412	0.421	露出整配管
125		0.45	0.82	10	0.76	0.201	0.201	ダブル管φ300	189.0	7.732	0.547	暗渠管流域4
126		0.59	0.59	10	0.76	0.144	0.144	PU-450×450	3.0	1.309	0.165	
			0.59	10	0.76	0.144	0.144	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
127		0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.65	10	0.76	0.157	0.157	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
128		0.05	0.05	10	0.76	0.012	0.012	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.69	10	0.76	0.169	0.169	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
129 -1		0.09	0.09	10	0.76	0.022	0.022	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.78	10	0.76	0.191	0.191	シングル管φ200	550	6.291	0.198	
129 -2		0.02	0.02	10	0.76	0.006	0.006	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.80	10	0.76	0.196	0.196	シングル管φ200	2500	13.412	0.421	露出整配管
130		0.31	1.11	10	0.76	0.272	0.272	ダブル管φ300	310.0	9.902	0.700	暗渠管流域5
131		0.11	0.11	10	0.76	0.027	0.027	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.11	10	0.76	0.027	0.027	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
132		0.08	0.08	10	0.76	0.020	0.020	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
			0.19	10	0.76	0.046	0.046	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	

133	0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.23	10	0.76	0.056	0.056	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
134	0.04	0.04	10	0.76	0.010	0.010	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.27	10	0.76	0.066	0.066	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
135	0.46	0.73	10	0.76	0.179	0.179	ダブル管φ300	237.0	8.658	0.612	暗渠管流域6
136	0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.06	10	0.76	0.015	0.015	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
137	0.10	0.10	10	0.76	0.024	0.024	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.16	10	0.76	0.039	0.039	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
138	0.90	1.06	10	0.76	0.259	0.259	ダブル管φ300	313.0	9.950	0.703	暗渠管流域7
139	0.12	0.12	10	0.76	0.029	0.029	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.12	10	0.76	0.029	0.029	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
140	0.60	0.60	10	0.76	0.147	0.147	PU-450×450	3.0	1.309	0.165	
		0.72	10	0.76	0.176	0.176	シングル管φ200	550.0	6.291	0.198	
141	0.16	0.16	10	0.76	0.039	0.039	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.88	10	0.76	0.215	0.215	シングル管φ250	550.0	7.300	0.358	
142	0.06	0.06	10	0.76	0.015	0.015	PU-300×240	3.0	0.817	0.042	
		0.94	10	0.76	0.230	0.230	シングル管φ200	2500	13.412	0.421	露出堅配管
143	0.61	1.55	10	0.76	0.379	0.379	ダブル管φ300	454.0	11.983	0.847	暗渠管流域8

5-8 埋立地内排水路の機能の検証

埋立地内排水路は、降雨強度 115.9mm/hr (林地開発基準 10 年：降雨継続時間 10 分) に対応するものとして計画しているが、小段をフラットに整備するため、水路が許容する降雨強度を検証する。

表 5-9 埋立地内水路の貯留可能量

小段レベル (m)	延長 (m)	水路天端レベル (m)	比高	水路幅 (m)	水路高 (m)	貯留可能量 (m ³)	摘要
170	540	170	0	0.4	0.3	32.4	
175	560	175	0	0.4	0.3	33.6	
180	550	180	0	0.4	0.3	33.0	
185	530	185	0	0.4	0.3	31.8	
190	510	190	0	0.4	0.3	30.6	
195	480	195	0	0.4	0.3	28.8	
200	450	200	0	0.4	0.3	27.0	
205	420	205	0	0.3	0.3	18.9	
210	380	210	0	0.3	0.3	17.1	
215	340	215	0	0.3	0.3	15.3	
220	310	220	0	0.3	0.3	14.0	
225	270	225	0	0.3	0.3	12.2	

※水路内貯留量の 50% を見込む。なお、水路高は有効高さ、

表 5-10 常流と想定した時の許容放流量

小段レベル (m)	流域面積 (ha)	水面勾配 (%)	流積 (m ³)	潤辺長 (m)	流速 (m/s)	許容流下量 (m ³ /s)		摘要
						1 方向当	全体	
170	0.45	1.11	0.12	1	0.541	0.065	0.130	
175	0.46	1.07	0.12	1	0.531	0.064	0.127	
180	0.49	1.09	0.12	1	0.536	0.064	0.129	
185	0.45	1.13	0.12	1	0.546	0.065	0.131	
190	0.45	1.08	0.12	1	0.556	0.067	0.134	
195	0.40	1.25	0.12	1	0.573	0.069	0.138	
200	0.40	1.33	0.12	1	0.524	0.071	0.142	
205	0.34	1.43	0.09	0.9	0.543	0.049	0.098	
210	0.33	1.58	0.09	0.9	0.571	0.051	0.103	
215	0.27	1.76	0.09	0.9	0.603	0.054	0.109	
220	0.26	1.94	0.09	0.9	0.447	0.057	0.114	
225	0.21	2.22	0.09	0.9	0.677	0.061	0.122	

表 5-11 排水路が許容する降雨強度

小段レベル (m)	①貯留可能量に対応する降雨強度	②許容流下量に対応する降雨強度	合計 (mm/hr)	摘要
170	43.2	104.0	147.2	>115.9
175	43.8	99.7	143.5	>115.9
180	40.4	94.8	135.2	>115.9
185	42.4	104.8	147.2	>115.9
190	40.8	107.2	148.0	>115.9
195	43.2	123.9	167.1	>115.9
200	40.5	127.8	168.3	>115.9
205	33.4	103.5	136.8	>115.9
210	31.1	112.4	143.5	>115.9
215	34.0	144.8	178.8	>115.9
220	32.2	157.5	189.7	>115.9
225	34.7	208.9	243.6	>115.9

① 継続時間10分として算出 (mm/hr)

② 10分間雨量として算出 (mm/hr)

また現有水路で、当初設計流量を流下した場合の限界水深を求めると表 5-12 のとおりであり、全ての水路において水路の有効深さを下回る結果となっている。

表 5-12 設計流量を流下した時の限界水深と限界流速

小段レベル (m)	流域面積 (ha)	設計降雨強度 (mm/hr)	設計流量 (m ³ /s)	水路幅 (m)	水路高 (m)	限界水深 (m)	限界流速 (m/s)	摘要
170	0.45	115.9	0.072	0.4	0.3	0.149	1.208	振分け排水
175	0.46	115.9	0.074	0.4	0.3	0.152	1.220	"
180	0.49	115.9	0.079	0.4	0.3	0.158	1.244	"
185	0.45	115.9	0.072	0.4	0.3	0.149	1.208	"
190	0.45	115.9	0.072	0.4	0.3	0.149	1.208	"
195	0.40	115.9	0.064	0.4	0.3	0.138	1.163	"
200	0.40	115.9	0.064	0.4	0.3	0.138	1.163	"
205	0.34	115.9	0.055	0.3	0.3	0.151	1.216	"
210	0.33	115.9	0.053	0.3	0.3	0.147	1.200	"
215	0.27	115.9	0.043	0.3	0.3	0.128	1.120	"
220	0.26	115.9	0.042	0.3	0.3	0.126	1.111	"
225	0.21	115.9	0.034	0.3	0.3	0.109	1.034	"

6. 第Ⅲ期増設に係る防災調整池計画

第Ⅲ期増設では既存の防災調整池（以下、「調整池」という。）に加えて3箇所の調整池を新設する。

第Ⅲ-1埋立地を設置する流域は、既設の第1調整池流域があるため、これをそのまま継続利用する。

第Ⅲ-2埋立地の流域には第2防災調整池、覆上置場の流域には第3防災調整池、第Ⅰ埋立地及び第Ⅲ-2埋立地の間の小流域には第4防災調整池を新たに設置する。

第3調整池からの放流量は、既設の第1調整池を改造せずに活用するためこの流域からの放流増分を控除した放流量とする。

第2調整池、第3調整池、第4調整池の調整池容量の計算は、『林地開発許可申請の手引き』（千葉県）および『防災調節池等技術基準（案）解説と設計実例』（日本河川協会）にもとづいて行う。洪水吐および調整池堰堤の設計は、「防災調節池等技術基準（案）」に明記されているように、コンクリートダムの場合の構造が規定されている「河川砂防技術基準（案）」に準じて計画するものとする。

6-1 第1調整池（既設、第Ⅲ-1埋立地）

処分場の増設に伴い第1調整池現況流域面積が0.69ha減少し、造成面積は0.34ha増加する（図6-1）。ただし、既埋立部の緑化も進めることができることから、現況と増設の流出係数を変化させないか減少させる方向で、既存の調整池で対応が可能にする。

1) 増設後の平均流出係数

増設後の平均流出係数を現況部流出係数と造成部流出係数の面積による加重平均で求める。

流出係数は、「林地開発許可申請の手引き」（千葉県）の設計基準より、下表のとおりとする。ただし既設の緑化部を林地復元部として、設定流出係数を現況部と造成部の中間値である0.75とする。

表6-1 流出係数表

区分	地表状態	浸透能中 (丘陵地)	設定流出係数
現況部	林地	0.5~0.6	0.60
造成部	裸地	0.9~1.0	0.90
林地復元部	造成森林		0.75

・平均流出係数

$$f = \frac{f \cdot A}{A}$$

ここで f : 平均流出係数、 A : 流域面積

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

f_c : 林地復元部流出係数 (=0.75)

A_a : 現況部流域面積 (=4.61ha)

A_b : 造成部流域面積 (=14.54ha)

A_c : 林地復元部流域面積 (=2.0ha)

A : 全流域面積 (=21.15ha)

よって、

$$f = \frac{4.61 \times 0.60 + 14.54 \times 0.90 + 2.0 \times 0.75}{21.15}$$

$$= 0.82$$

計算のように既埋立部の緑化を2.0ha以上（第Ⅲ期計画完成時で緑化後10年以上4.60ha）行うことから、造成面積が増加しても流域全体の流出係数は変化しないか減少するため、既存の第1調整池の調整容量や放流量を変えずに使用する。

下表に示すように、第Ⅲ-1埋立地の供用時においても第Ⅱ期の増設時と調整容量や放流量を変えずに利用する計画となっている。

表6-2 第1調整池流出係数比較表

		現状	第1調整池 (第Ⅲ-1埋立地 増設時(供用時))
現況流域(ha)		21.50	21.15
流域面積Λ(ha)	現況部	5.30	4.61
	造成部	16.20	16.54
	林地復元部		(2.0)
	合計	21.50	21.15
流出係数		0.826	0.820
許容放流量(m ³ /s)		0.538	0.538
容量(m ³)	洪水調節容量	22,483	22,483
	堆砂量	4,400	4,400
	合計	26,883	26,883

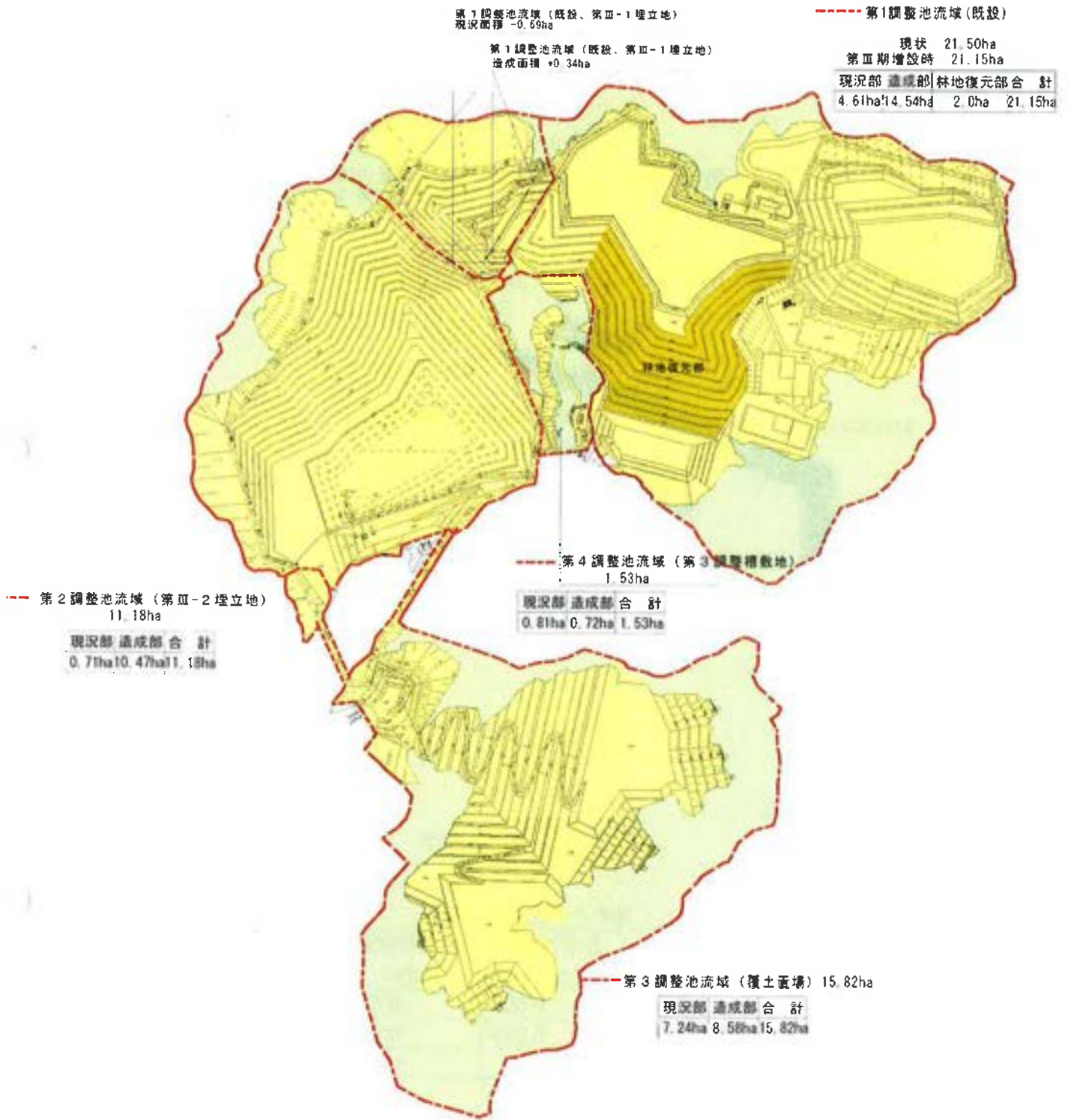


図6-1 流域図

第4調整池流域

第Ⅲ期増設時流域面積 1.53ha
 許容放流量 0.038m³/s
 目標放流量 0.038m³/s
 計画放流量 0.027m³/s

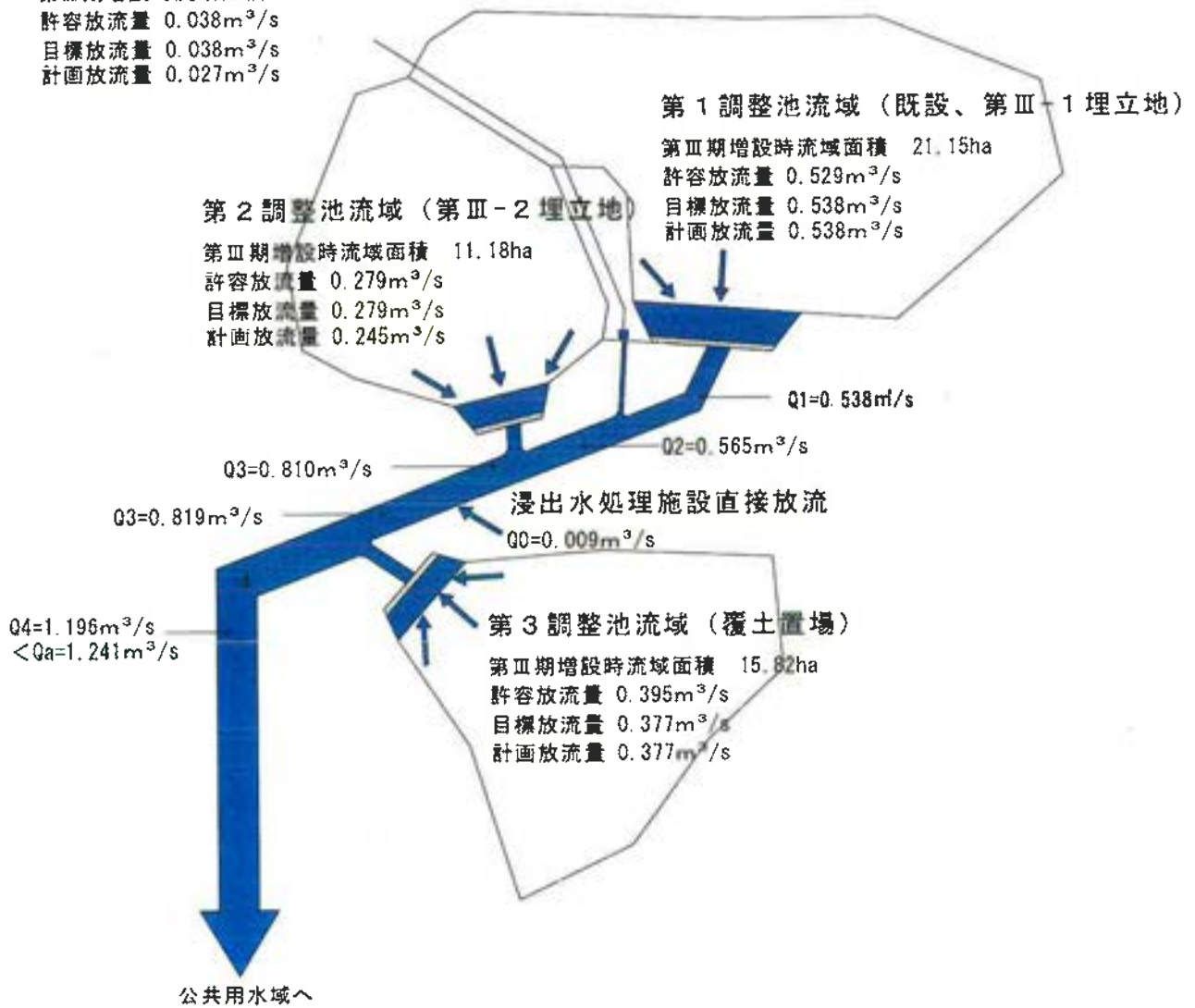


図6-2 放流量模式図

表6-3 放流量一覽表

	流域面積 (ha)	比流量 (m ³ /s/ha)	許容放流量 (m ³ /s)	計画放流量 (m ³ /s)	備考
第1調整池流域	21.15	0.025	0.529	0.538	既設放流量をそのまま継続
第2調整池流域	11.18	0.025	0.279	0.245	
				0.009	浸出水処理施設直接放流
第3調整池流域	15.82	0.025	0.395	0.377	既設流域増分 0.009 を控除 浸出水処理施設分 0.009 を控除
第4調整池流域	1.53	0.025	0.038	0.027	
合計	49.68		1.241	1.196	

6-2 第2調整池（第Ⅲ-2埋立地）

1) 調整池容量の計算

① 調整池流域

調整池流域は、次表のとおりである。

表6-4 第2調整池の流域面積

現況部	造成部	合計
0.71	10.47	11.18

② 平均流出係数

・平均流出係数

$$f = \frac{f_a \cdot A_a + f_b \cdot A_b}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

A_a : 現況部流域面積 (=0.78ha)

A_b : 造成部流域面積 (=10.40ha)

A : 全流域面積 (=11.18ha)

よって、

$$f = \frac{0.71 \times 0.60 + 10.47 \times 0.90}{11.18}$$

$$= 0.88$$

③ 調整池からの許容放流量

調整池からの許容放流量は、次の式により算出される。

$$Q_p = q \cdot A$$

ここで Q_p : 許容放流量 (m³/s)

q : 比流量 (=2.50m³/s/km²)

A : 流域面積 (=11.18ha)

よって、

$$Q_p = 2.500/100 \times 11.18$$

$$= 0.279 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

※平成10年の「流下能力の検討」（新井総合施設株式会社）では、怒田橋までの現況河川の断面を実測し、比流量を算定している。その結果、最少比流量は、トンネル狭窄箇所にて4.132m³/s/km²となっている。防災調整池の規模設定においては、Ⅰ期、Ⅱ期ともに下流水路の比流量は2.5m³/s/km²に設定している。本計画では、林地開発基準により、

「千葉県における宅地開発等に伴う雨水排水・貯留浸透計画策定の手引き（千葉県県土整備部；平成18年9月）」における排水基準の降雨強度式を採用するため、館山地区の比流量は $3.5\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ となるが、下流への影響を勘案し、Ⅰ期、Ⅱ期同様比流量は $2.5\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ とより安全な設定とする。

④ 調整池の水位・水面積・容量

調整池の水位・水面積・容量は、次のとおりである。

表6-5 第2調整池の水位・水面積・容量

標高	高さ	面積	平均面積	容量	累加容量	備考
150.0		1,068.0				堆砂容量
152.5	2.5	1,492.0	1,280	3,200	3,200	$V_s = 3,200\text{m}^3$ $> 3,141\text{m}^3$
155.0	2.5	2,065.0	1,778.5	4,446	7,646	調整容量
155.0		2,157.5				$V_w = 16,235\text{m}^3$ $> 16,216\text{m}^3$
159.4	4.4	3,201.2	2,679.35	11,789	19,435	
160.0	0.6	3,350.0	3,275.6	1,965	21,401	

⑤ 調整池の堆砂量

造成面積当たり堆砂量を $300\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}$ とする。

$$V_s = v \cdot A$$

ここで V_s ：堆砂量(m^3)

v ：造成面積当りの堆砂量(= $300\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}$)

A ：造成面積(= 10.40ha)

$$\begin{aligned} V_s &= 300 \times 10.47 \\ &= 3,141 < 3,200 (\text{m}^3) \end{aligned}$$

⑥ 設計降雨強度

設計降雨強度は、年超過確率1/30の降雨強度式より求める。

・降雨強度式：観測地域 館山

$$I = \frac{3,066}{t^{3/4} + 18.9}$$

単位時間 Δt ：10min

ただし、単位時間は洪水到達時間と同一とする。

降雨継続時間：24時間

※坂畑観測所の降雨データによる確率計算を行い、降雨強度を算出、降雨強度式（30年）を推定し、巻末資料に示した。館山地区の降雨強度式との比較の結果、調整池の規模設定には、館山地区の降雨強度式による方が安全であることが確認された。

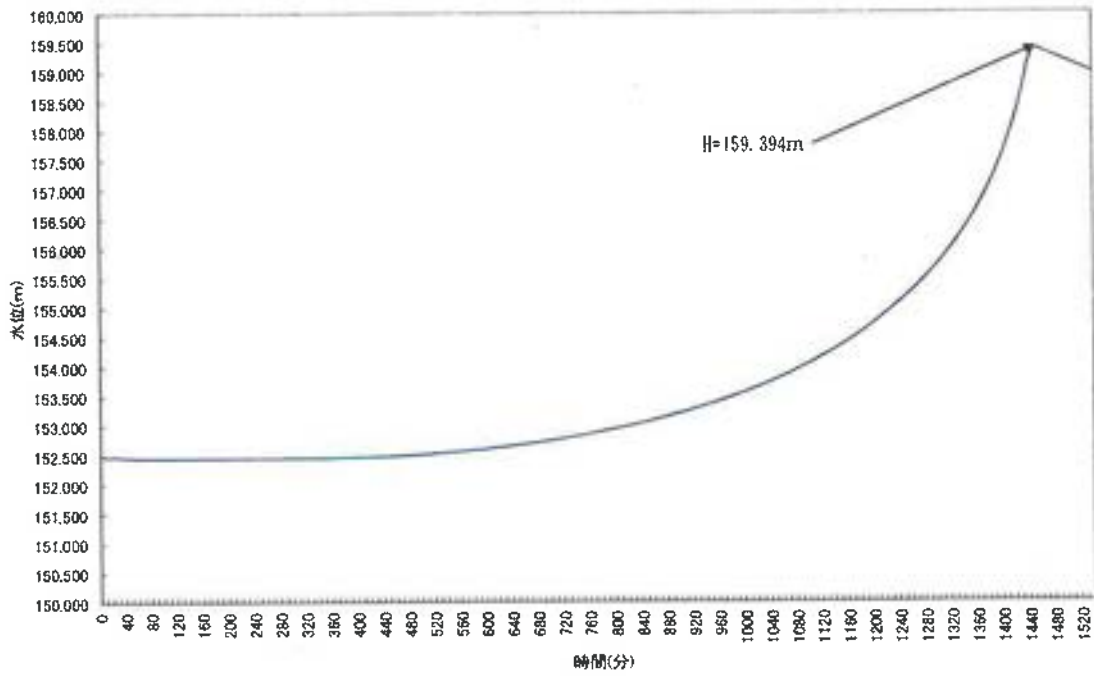
⑦ 計算結果

以上の条件のもとに、流入量と放流量の出し入れ計算を行い、最大容量を求める。計算結果と第2調整池の仕様を下に示す。

表6-6 第2調整池仕様総括表

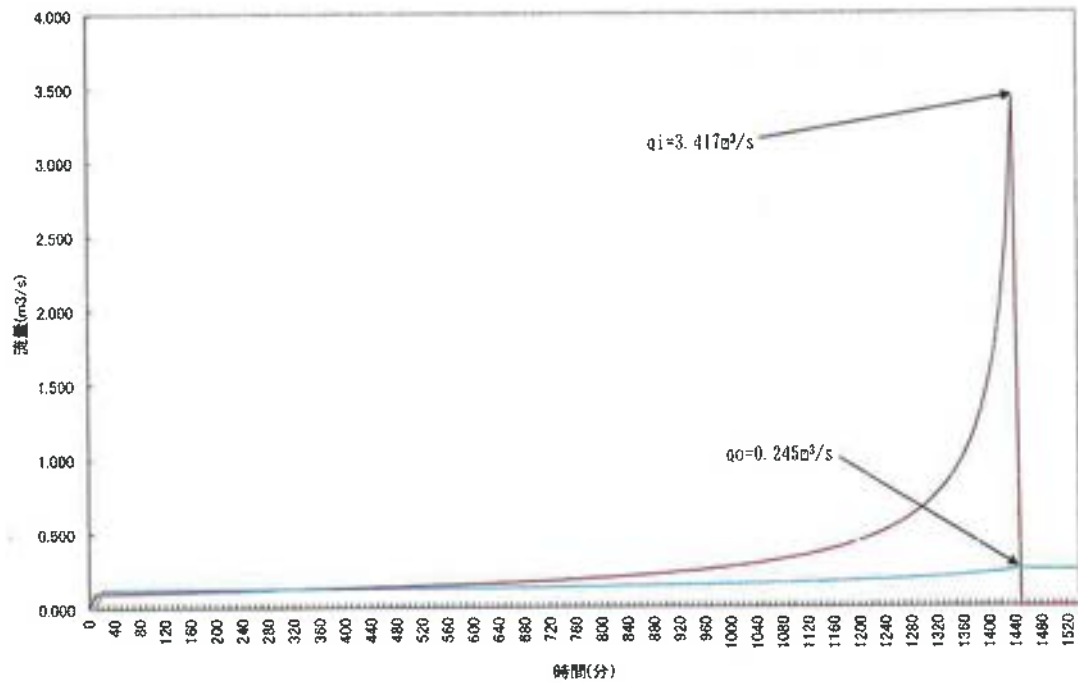
		第2調整池 (第Ⅲ-2埋立地)
流域面積A(ha)	現況部	0.71
	造成部	10.47
	合計	11.18
流出係数		0.88
降雨強度式		30年確率
許容放流量(m ³ /s)		0.279
容量(m ³)	洪水調節容量	16,216
	堆砂量	3,200
	合計	19,416
調整池水位(m)	堆砂位	152.5
	HWL	159.394
堤体天端高(m)		160.0
調整孔(m)	形状寸法	0.174×0.174
	敷高	150.0
最大放流量(m ³ /s)		0.245

時間-水位曲線



$H_{\max}=159.394\text{m}$

流入・流出ハイドログラフ



$q_{i\max}=3.417\text{m}^3/\text{s}$

$q_{o\max}=0.245\text{m}^3/\text{s}$

図6-3 時間-水位曲線 (上) 及び流入・流出ハイドログラフ (下)

2) 放流管の計算

放流管の断面を『防災調節池等技術基準(案)解説と設計実例』(日本河川協会)にもとづき決定する。放流管の流下量はマンニング式で求めるものとし、放流管の流水断面積は最大値が管路断面積の3/4以下になるように設計する。

・放流管の流下量 Q_H (m^3/s)

$$Q_H = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここで、 A : 流水断面積 (m^2)

R : 径深 (m)

$$R = \frac{A}{P}$$

P : 潤辺 (m)

I : 勾配

n : 粗度係数 (ヒューム管の場合=0.015)

上式を、円形断面とした場合、流水断面積を管路断面積の3/4として変形すると、

$$Q_H = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2} \geq Q_0$$

D : 管径 (m)

となり、これを満たす管径とする。

放流管の管径を決定するにあたっては、完成後の維持管理を考えて、最小 $D=1m$ とする。

よって、 $D=1.0m$ とすると、

$$\begin{aligned} Q_H &= \frac{0.262}{0.015} \times 1.000^{8/3} \times 0.005^{1/2} \\ &= 1.235 \text{ (} m^3/s \text{)} \geq \text{最大放流量} = 0.245 \end{aligned}$$

となり、最大放流量を流下可能なので、放流管の管径は $\phi 1000$ とする。

また、後述する第3調整池の最大放流量が $0.394 (m^3/s)$ であることから、本施設すべての調整池放流管を $\phi 1000$ とする。

表6-7 放流管の計算

管種	—	ヒューム管
管径	mm	1000
粗度係数(n)	—	0.015
余裕高	mm	298
水深	mm	702
通水断面積(Λ)	m^2	0.5890
潤辺長(P)	m	1.9866
径深(R)	m	0.2965
勾配(I)	%	5.0
流速(V)	m/sec	2.096
流量(Q)	m^3/sec	1.235

3) 洪水吐きの設計

① 洪水吐きの設計流量

洪水吐きの設計流量は、年超過確率1/100年の降雨強度式より求めたピーク流出量の1.2倍(コンクリートダム)とする。

・降雨強度式：観測地域 館山

$$\gamma_{100} = \frac{4,151}{t^{3/4} + 23.7} \quad (\text{mm/hr})$$

洪水到達時間(t)は、10分(50ha以下)とする。

よって、

$$\begin{aligned}\gamma_{100} &= \frac{4,151}{10^{3/4} + 23.7} \\ &= 141.6 \quad (\text{mm/hr})\end{aligned}$$

・100年超過確率降雨式より求めた流出量

$$Q_{100} = \frac{1}{360} \cdot f \cdot \gamma_{100} \cdot A \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

γ_{100} : 100年超過確率降雨強度 (=141.6mm/hr)

f : 開発後の平均流出係数 (=0.88)

A : 開発後の調整池流域面積 (=11.18ha)

よって、

$$\begin{aligned}Q_{100} &= \frac{1}{360} \times 0.88 \times 141.6 \times 11.18 \\ &= 3.870 \quad (\text{m}^3/\text{s})\end{aligned}$$

・洪水吐きの設計流量

$$\begin{aligned}Q_s &= 1.2 \times Q_{100} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \\ &= 1.2 \times 3.870 \\ &= 4.644 \quad (\text{m}^3/\text{s})\end{aligned}$$

② 洪水吐きの形状と越流水深

重方式ダムの水通し形状は台形断面とし、求めた設計流量(Q_s)を流し得る断面とする。ここで、水通しは自由越流方式としてその越流水深は次式により求める。(『建設省河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ』8頁)

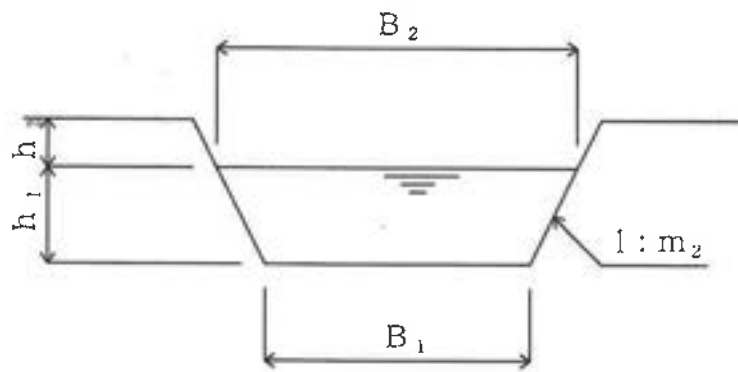


図3-4 水通しの断面

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_1^{3/2}$$

ここで、 Q : 対象流量 (m^3/s)

g : 重力加速度 (m/s^2)

B_1 : 水通し底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

h_1 : 越流水深 (0.50m)

m_2 : 袖小口勾配 (0.50)

C : 流量係数 (0.60)

$h_1 = 0.50\text{m}$ (=HHWL - HWL = 159.90 - 159.4) で、 $B_1 = 7.5\text{m}$ と設定する。

$$Q = \frac{2}{15} \times 0.6 \times \sqrt{19.6} \times (3 \times 7.50 + 2 \times 8.00) \times 0.50^{3/2}$$

$$= 4.821 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

となり、設計流量の $4.644 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下可能となる。

4) 調整池堰堤の設計

① 本体の安定計算

a) 設計条件

i) 計算諸元

計算の諸元は次表のとおりである。

表6-8 計算の諸元

ダム高	H	14.50m
洪水吐高さ	H'	13.90m
水通し天端幅	B2	2.0m
堰底版幅	B	18.68m
上流法勾配	m	0.80
下流法勾配	n	0.40
越流水深	H3	0.50m
コンクリートの 単位体積重量	Wc	23.00kN/m ³
泥水の 単位体積重量	W0	11.80kN/m ³
基礎地盤の 摩擦係数	μ	0.60
基礎地盤の 許容支持力	q	400kN/m ²
全鉛直荷重	ΣV	4,295.06kN/m ²
%全抵抗 モーメント	ΣMr	42,114.66kN·m/m
全転倒 モーメント	$\Sigma m0$	5,847.89kN·m/m

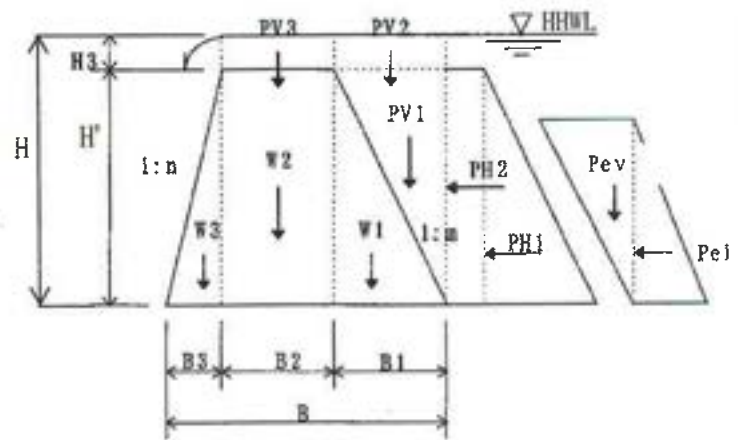


図3-5 計算の諸元

表6-9 作用荷重計算表

設計荷重	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堰堤の下流端から 作用線までの距離 (L)	抵抗 モーメント (Mr)	転倒 モーメント (Mo)
堰堤の自重						
W1	$1/2 \times Wc \times H' \times B1$	1777.53		$1/3 \times B1 + B2 + B3$	11.27	20032.76
W2	$Wc \times H' \times B2$	639.40		$1/2 \times B2 + B3$	6.56	4194.46
W3	$1/2 \times Wc \times H' \times B3$	888.77		$2/3 \times B1$	3.71	3297.34
静水圧						
PV1	$1/2 \times W0 \times H' \times B1$	911.95		$2/3 \times B1 + B2 + B3$	14.97	13651.89
PV2	$W0 \times H3 \times B1$	65.61		$1/2 \times B1 + B2 + B3$	13.12	860.80
PV3	$W0 \times H3 \times B2$	11.80		$1/2 \times B2 + B3$	6.56	77.41
PH1	$1/2 \times W0 \times H'^2$		1139.94	$1/3 \times H'$	4.63	5277.92
PH2	$W0 \times H3 \times H'$		82.01	$1/2 \times H'$	6.95	569.97
合計		4295.06	1221.95			
					42114.66	5847.89

2) 設計外力

設計外力は下表より、ダム高15m未満・洪水時の条件から静水圧のみを考慮する。

表6-10 設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
ダム高15m未満	—	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
ダム高15m以上	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

1) 基礎地盤

基礎地盤のデータは、それぞれ、

- ・支持地盤の許容支持力 q : 400 (kN/m²)
- ・堰底版と支持地盤の間の摩擦係数 μ : 0.60 (-)

とする。

b) 安定計算

1) 転倒に対する安定

転倒に対する安定は、以下の式で求めた堰底版つま先から荷重の合力の作用点までの距離 d が、次の安定条件を満たしていることを確認する。

安定条件

$$\frac{B}{3} < d < \frac{2}{3}B$$

計算式

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V}$$

ここで d : 堰底版つま先から荷重の合力の作用点までの距離 (m)

B : 堰底幅 (m)

$\sum Mr$: 堰底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)

$\sum Mo$: 堰底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)

$\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)

よって、堰底版つま先から荷重の合力の作用点までの距離 d は以下のとおりとなる。

$$(d = \frac{42,114.06 - 5,847.89}{4,295.06} = 8.44 \text{ m})$$

よって、安定条件は、

$$\frac{18.68}{3} < 8.44 < \frac{2}{3} \times 18.68 \rightarrow 6.23 < 8.44 < 12.45 \rightarrow \text{OK}$$

となる。

ロ) 滑動に対する安定

滑動に対する安定は、以下の式で求めた安全率が、必要最小安全率 $F_s = 1.2$ 以上であることを確認する。

計算式

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + \tau_0 \cdot B}{\Sigma H}$$

ここで F_s : 安全率 (-)

μ : 堰底版と支持地盤の間の摩擦係数 (-)

τ_0 : 堰底版と支持地盤の間の粘着力 (kN/m^2)

B : 堰底版の幅 (m)

よって、安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{4,295.06 \times 0.60 + 0.0 \times 18.68}{1221.95} = 2.11 \quad (-) \geq 1.20 \rightarrow \text{OK}$$

となる。

ハ) 支持地盤の支持力に対する安定

支持地盤の支持力に対する安定は、以下の式で求めた地盤反力度 q が支持地盤許容支持力 (400 kN/m^2) 以下であることを確認する。

計算式

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここで q : 地盤反力度 (kN/m^2)

e : 偏心距離 (m)

よって、偏心距離 e は、

$$e = \frac{18.68}{2} - 8.44 = 0.90 \text{ (m)}$$

となるので、地盤反力度 q は

$$q = \frac{4,295.06}{18.68} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.90}{18.68} \right) = 296.40 \text{ (kN/m}^2) \leq 400 \text{ (kN/m}^2) \rightarrow \text{OK}$$

$$q = \frac{4,295.06}{18.68} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.90}{18.68} \right) = 163.46 \text{ (kN/m}^2) \leq 400 \text{ (kN/m}^2) \rightarrow \text{OK}$$

となる。

② 前庭保護工の設計

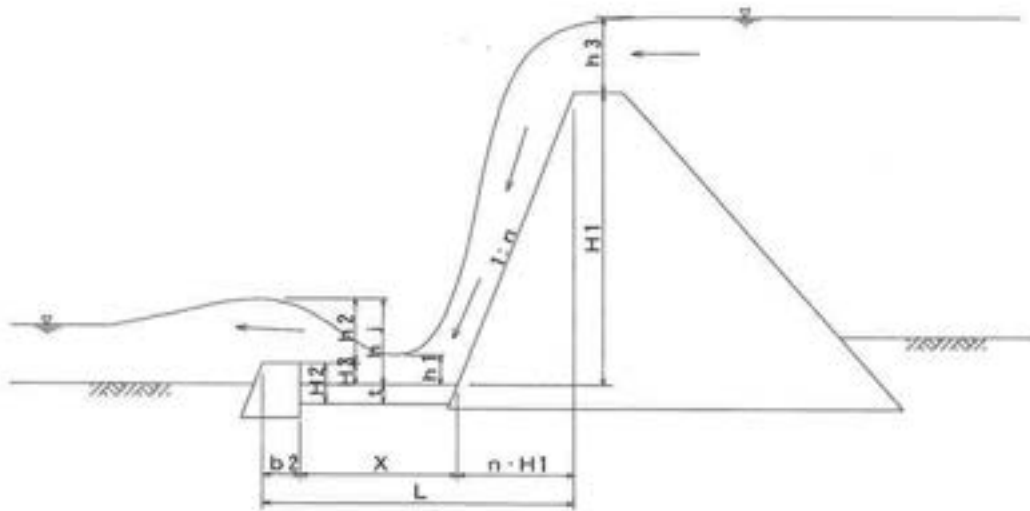


図6-6 前庭保護工

a) 水叩き工の厚さ

水叩き厚の決定には次式を用いる(建設省砂防技術基準(案):水褥池がある場合)。

$$t = 0.1 \cdot (0.6 \cdot H1 + 3 \cdot h3 - 1.0)$$

ここで t : 水叩きの厚さ (m)

$H1$: 水叩き天端から本ダム水通し天端までの高さ (m) = 13.10m

$h3$: 本ダムの越流水深 (m) = 0.50m

よって、

$$t = 0.1 \times (0.6 \times 13.10 + 3 \times 0.50 - 1.0)$$

$$= 0.84 \text{ (m)}$$

≈ 0.90 以上とする。

b) 副ダムの位置

流水は越流の後、本ダム下流側法に沿って下るものとし、副ダムの位置決定には次の式を用いる。

$$L \geq n \cdot H1 + X + b2$$

ここで L : 本ダム天端下流側から副ダム天端下流端までの長さ (m)

n : 本ダム下流側法勾配 (—) = 0.4

$H1$: 水叩き天端から本ダム水通し天端までの高さ (m) = 13.10m

$b2$: 副ダムの天端幅 (m) = 1.50m

X : 跳水距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

β : 係数 (—) = 4.5

h_j : 水脈落下地点の跳水深 (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot F^2} - 1)$$

F : 水脈落下地点の跳水前のフルード数 (—)

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

h₁およびVは次の2式を満たす解を求める。

$$h_1 = \frac{q}{V} \dots \dots \dots 1 \text{ 式}$$

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + h_3 - h_1 - h_f)} \dots \dots \dots 2 \text{ 式}$$

ここでq : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)

$$q = \frac{Q}{B}$$

Q : 設計流量 (m³/s) = 4.644m³/s

B : 本ダム越流幅 (m) = 7.5m

V : 水脈落下地点の流速 (m/s)

h₃ : 本ダム越流水深 (m) = 0.50m

h_f : 本ダム下流側法面における摩擦損失水頭 (m)

$$h_f = 0.02 \cdot H_1 \cdot \left(\frac{H_1}{h_3} + 1 \right)$$

以上より、

$$\begin{aligned} h_f &= 0.02 \times 13.10 \times \left(\frac{13.10}{0.50} + 1 \right) \\ &= 7.126 \text{ (m)} \end{aligned}$$

また1式を2式に代入して整理すると以下のとおりとなり、これを解くと、

$$V^3 - 2 \cdot g \cdot (H_1 + h_3 - h_f) \cdot V + 2 \cdot g \cdot q = 0$$

$$V = 11.863 \text{ (m/s)}$$

となる。

また、

$$\begin{aligned} q &= \frac{4.644}{7.5} \\ &= 0.619 \text{ (m}^3\text{/s)} \end{aligned}$$

であるので、

$$\begin{aligned} h_1 &= \frac{0.619}{11.863} \\ &= 0.052 \text{ (m)} \end{aligned}$$

以下、

$$\begin{aligned} F &= \frac{11.863}{\sqrt{9.8 \times 0.052}} \\ &= 16.618 \text{ (—)} \end{aligned}$$

$$h_j = \frac{0.052}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 16.618^2} - 1)$$

$$= 1.196 \text{ (m)}$$

$$X = 4.5 \times 1.196$$

$$= 5.40 \text{ (m)}$$

となるので、Lは、

$$L \geq 0.4 \times 13.10 + 5.40 + 1.50$$

$$\geq 12.14 \text{ (m)}$$

となる。

よって、本計画では、

$$L = 13.00 \text{ m}$$

とする。

c) 副ダムの天端高

副ダムの天端高の決定に次の半理論式を用いる。

$$H_3 = h_j - h_2$$

ここでH₃：水叩き天端から副ダム天端までの高さ (m)

h_j：水叩き天端から副ダム越流水面までの高さ (m) = 1.196m

h₂：副ダムの越流水深 (一般に本ダムの越流水深と同じ) (m) = 0.50m

よって、

$$H_3 = 1.196 - 0.50$$

$$= 0.696 \text{ (m)}$$

$$\approx 0.70 \text{ (m)}$$

とする。

6-3 第3調整池（覆土置場）

1) 調整池容量の計算

① 調整池流域

調整池流域は、次表のとおりである。

表6-11 第3調整池の流域面積(ha)

現況部	造成部	合計
7.24	8.58	15.82

覆土置場調整池からの放流量は、既設（増設東側処分場）流域面積が減少しているが放流量を変えないことから、この差分に相当する許容放流量（0.009 m³/s）及び浸出水処理施設の最大放流量（0.009 m³/s）を控除した量を放流する。

② 平均流出係数

・平均流出係数

$$f = \frac{f_a \cdot A_a + f_b \cdot A_b}{A}$$

ここで f : 平均流出係数

f_a : 現況部流出係数 (=0.60)

f_b : 造成部流出係数 (=0.90)

A_a : 現況部流域面積 (=7.24ha)

A_b : 造成部流域面積 (=8.58ha)

A : 全流域面積 (=15.82ha)

よって、

$$f = \frac{7.24 \times 0.60 + 8.58 \times 0.90}{15.82}$$

$$= 0.76$$

③ 調整池からの許容放流量

調整池からの許容放流量は、次の式により算出される。

$$Q_p = q \cdot A$$

ここで Q_p : 許容放流量 (m³/s)

q : 比流量 (=2.50m³/s/km²)

A : 流域面積 (=15.82ha)

$$Q_p = 2.50/100 \times 15.82 \text{ (覆土置場流域相当分)}$$

$$= 0.395 \text{ (m}^3\text{/s)}$$