

表紙

目次

1章 結果一覧	1
1.1 水理計算	1
1.1.1 各位置における水深と流速	1
1.1.2 しゃ水工の根入長	1
1.1.3 護床工の検討	1
1.1.4 護床工のブロック重量	1
1.2 安定計算	2
1.2.1 転倒に対する照査	2
1.2.2 滑動に対する照査	2
1.2.3 地盤支持力に対する照査	2
2章 検討条件	3
2.1 落差工形状	3
2.1.1 形状図	3
2.1.2 落差工の形式	3
2.1.3 河道条件	3
2.1.4 落差高	3
2.1.5 検討方法	3
2.1.6 本体形状	4
2.2 河床断面	4
2.2.1 上流部	4
2.2.2 中流部	4
2.2.3 下流部	4
2.2.4 本体内下流端	5
3章 水理計算	6
3.1 流量条件	6
3.2 本体内下流端水位の計算	6
3.2.1 本体内下流端での水位	6
3.2.2 上下流最大水位差	6
3.3 しゃ水工の根入長の計算	6
3.3.1 鉛直方向の浸透路長	6
3.3.2 必要しゃ水工長	7
4章 安定計算	8
4.1 設計条件	8
4.2 作用力の集計	10
4.2.1 自重, 慣性力	10
4.2.2 土圧力	12
4.2.3 水圧力	18
4.2.4 地震時動水圧	22
4.2.5 揚圧力	23
4.2.6 各ケースの作用力	27
4.3 安定計算結果	29
4.3.1 転倒に対する照査	29
4.3.2 滑動に対する照査	29
4.3.3 地盤支持力に対する照査	30
5章 護床工の検討	30
5.1 上流側護床工長	30
5.2 下流側護床工A区間長	30
5.2.1 本体内下流端水位(h1a)の計算	30

5.2.2 跳水開始水深 (h1b) の計算	30
5.2.3 本体下流端水位 (h1a) と跳水開始水深 (h1b) との比較	30
5.3 下流側護床工B区間長	32
6章 護床工のブロック重量	33

1章 結果一覧

1.1 水理計算

1.1.1 各位置における水深と流速

上流部	等流水深 h_0	0.843 (m)
	流速 V_0	1.424 (m/s)
落差工天端	限界水深 h_c	0.528 (m)
	限界流速 V_c	2.274 (m/s)
本体下流端	下流端水深 h_{1a}	0.260 (m)
	流速 V_{1a}	4.613 (m/s)
跳水開始水深 h_{1b}		0.304 (m)
下流部	等流水深 h_2	0.843 (m)
	流速 V_2	1.424 (m/s)

1.1.2 しゃ水工の根入長

必要しゃ水工長	計算値	0.609 (m)	OK
	決定値	2.500 (m)	

1.1.3 護床工の検討

上流側護床工長	2.000 (m)
護床工A区間長	$h_{1a} < h_{1b}$ より、 $L_1 = 2.081$ (m) $L_2 = 3.793 \sim 5.057$ (m) $L = L_1 + L_2 = 5.873 \sim 7.138 \rightarrow 7.000$ (m)
護床工B区間長	$LB = 2.528 \sim 4.214 \rightarrow 4.000$ (m)

1.1.4 護床工のブロック重量

上流側護床工		0.004 (kN)
護床工A区間	本体直下流～ 跳水発生区間前半	0.265 (kN)
	跳水発生区間後半	0.021 (kN)
護床工B区間		0.000 (kN)

1.2 安定計算

1.2.1 転倒に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	作用位置 X (m)	偏心量 (m)		判定
					e	ea	
常時	計画水位	185.567	1601.790	8.632	0.368	3.000	OK
常時	揚圧力無し	480.492	4577.658	9.527	-0.527	3.000	OK
洪水時	計画水位	119.517	940.072	7.866	1.134	3.000	OK
洪水時	揚圧力無し	480.492	4564.914	9.501	-0.501	3.000	OK
地震時	計画水位	185.275	1500.933	8.101	0.899	6.000	OK
地震時	揚圧力無し	480.200	4476.802	9.323	-0.323	6.000	OK

1.2.2 滑動に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	安全率		判定
				Fs	Fsa	
常時	計画水位	185.567	23.819	5.454	1.500	OK
常時	揚圧力無し	480.492	6.454	52.113	1.500	OK
洪水時	計画水位	119.517	32.629	2.564	1.500	OK
洪水時	揚圧力無し	480.492	11.246	29.908	1.500	OK
地震時	計画水位	185.275	92.511	1.402	1.200	OK
地震時	揚圧力無し	480.200	75.146	4.473	1.200	OK

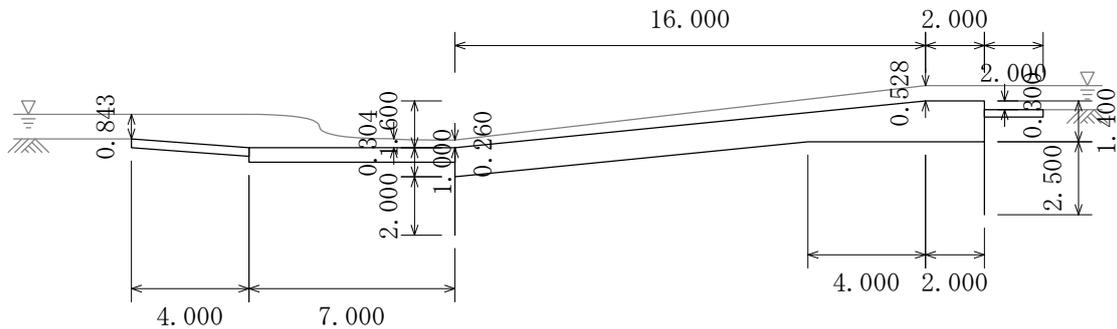
1.2.3 地盤支持力に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	偏心量 e (m)	作用幅 x (m)	地盤支持力 (kN/m ²)		判定
						P	Pa	
常時	計画水位	185.567	1601.790	0.368	25.896	11.574	300.000	OK
常時	揚圧力無し	480.492	4577.658	0.527	25.419	31.383	300.000	OK
洪水時	計画水位	119.517	940.072	1.134	23.597	9.151	300.000	OK
洪水時	揚圧力無し	480.492	4564.914	0.501	25.498	31.147	300.000	OK
地震時	計画水位	185.275	1500.933	0.899	24.303	13.377	450.000	OK
地震時	揚圧力無し	480.200	4476.802	0.323	26.032	29.548	450.000	OK

2章 検討条件

2.1 落差工形状

2.1.1 形状図



2.1.2 落差工の形式

検討ケース名称	Sample2
形式	緩傾斜型
強制跳水(補助構造物)	導入しない
コンクリート材質	鉄筋コンクリート

2.1.3 河道条件

計画流量 Q : 30.000 (m³/s)

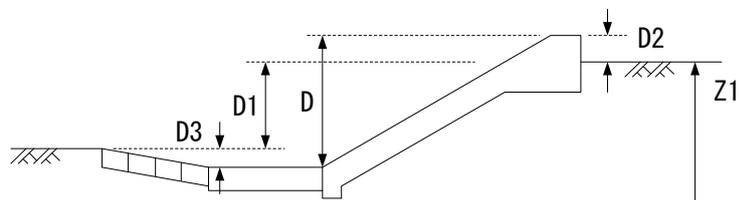
川幅 B : 25.000 (m)

	河床勾配 I (1/#)	粗度係数 n
上流部	400.00	0.0300
中流部	400.00	0.0300
下流部	400.00	0.0300

緩傾斜上の粗度係数 n_{1a} : 0.0300

2.1.4 落差高

総落差高 D	1.600 (m)
天端突出高 D_2	0.300 (m)
水褥池水深 D_3	0.300 (m)
上流河床標高 Z_1	1.300 (m)
下流河床標高	0.300 (m)
上下流河床差 D_1	1.000 (m)



2.1.5 検討方法

- 河床勾配設定 : 分数表記(1/#)
- 水理計算 : 実流量(Q)
- 下流部水深 h_2 : 直接指定しない
- 護床工の検討方法 : 床止めの構造設計手引き

2.1.6 本体形状

■形状寸法

天端幅Wu	2.000 (m)
のり勾配I1(1:＃)	0.0000
のり勾配I2(1:＃)	10.0000
H1	1.400 (m)
H2	0.000 (m)
H3	0.000 (m)
W1	0.000 (m)
W2	16.000 (m)
傾斜部厚さd	1.000 (m)

■しゃ水工

しゃ水工を設置する

下流側に水抜き穴を設置する

クリーブ比C : 5.000

	しゃ水工長lc(m)	端部からの設置距離X(m)
上流側	2.500	0.000
下流側	2.000	0.000

2.2 河床断面

2.2.1 上流部

平均流速公式 : レベル1(単断面)

■断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	4.600
2	0.000	1.600
3	25.000	1.600
4	25.000	4.600

2.2.2 中流部

平均流速公式 : レベル1(単断面)

■断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	3.000
2	0.000	0.000
3	25.000	0.000
4	25.000	3.000

2.2.3 下流部

平均流速公式 : レベル1(単断面)

■断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	3.300
2	0.000	0.300
3	25.000	0.300
4	25.000	3.300

2.2.4 本体内下流端

平均流速公式：レベル1(単断面)

■断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	3.000
2	0.000	0.000
3	25.000	0.000
4	25.000	3.000

3章 水理計算

3.1 流量条件

計画流量: $Q = 30.000 \text{ (m}^3/\text{s)}$

上流部限界水深 h_c は、フルード数が1になるように水深を仮定して求める。

$$F = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}} = \sqrt{\frac{30.000^2 \cdot 25.000}{9.800 \cdot 13.192^3}} = 1.000$$

$$\text{限界水深} h_c = 0.528 \text{ (m)}$$

$$\text{限界流速} V_c = 2.274 \text{ (m/s)}$$

$$\text{流水断面積} A = 13.192 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{水面幅} B = 25.000 \text{ (m)}$$

下流部水深 h_2 は、等流計算により求める。

$$\text{等流水深} h_2 = 0.843 \text{ (m)}$$

$$\text{流速} V_2 = 1.424 \text{ (m/s)}$$

$$\text{流水断面積} A = 21.070 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{水面幅} B = 25.000 \text{ (m)}$$

3.2 本体下流端水位の計算

3.2.1 本体下流端での水位

本体下流端水位の計算方法は、ベルヌーイの式に摩擦損失項を付加することで考える。

計算は以下の2式が $\phi = \Psi$ となるように、本体天端上で発生する限界水深から本体下流端水位を算出してよいと考えられる。

$$\phi = Z_1 + h_1 + \frac{aQ^2}{2g \cdot A_1^2} - \frac{n_1^2 l Q^2}{2R_1^{4/3} A_1^2}$$

$$\Psi = h_{1a} + \frac{aQ^2}{2g \cdot A_{1a}^2} + \frac{n_{1a}^2 l Q^2}{2R_{1a}^{4/3} A_{1a}^2}$$

$$h_{1a} = 0.260 \text{ (m)}$$

$$V_{1a} = 4.613 \text{ (m/s)}$$

ここに、

- Z_1 : 総落差高 (m)
- h_1, h_{1a} : 落差工天端での限界水深および本体下流端水深 (m)
- V_{1a} : 本体下流端での流速 (m/s)
- A_1, A_{1a} : 上流部断面および本体下流端の流水断面積 (m²)
- n_1, n_{1a} : 上流部断面および緩傾斜上の粗度係数
- l : 本体工の斜面長 (m)
- R_1, R_{1a} : 上流部断面および本体下流端の径深 (m)
- Q : 計画流量 (m³/s)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- a : 定数 (=1)

3.2.2 上下流最大水位差

$$\Delta H = h_c + D - h_{1a} = 0.528 + 1.600 - 0.260 = 1.868 \text{ (m)}$$

3.3 しゃ水工の根入長の計算

3.3.1 鉛直方向の浸透路長

しゃ水工の根入長は従来より使用されているレインの式により算出する。

$$C \cong \frac{\frac{L}{3} + \Sigma ly}{\Delta H}$$

$$C \times \Delta H \cong \frac{L}{3} + \Sigma ly$$

$$5.000 \times 1.868 \cong \frac{18.060}{3} + \Sigma ly$$

$$\therefore \Sigma ly \cong 3.318 \text{ (m)}$$

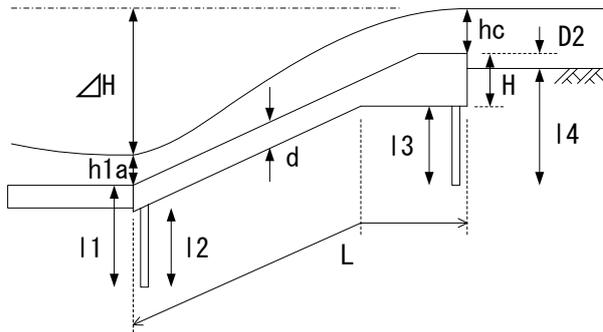
ここに、

C : クリープ比

L : 本体下面の浸透路長 (m)

Σly : 鉛直方向の浸透路長 (m) (=l1+l2+l3+l4)

ΔH : 上下流最大水位差 (m)



3.3.2 必要しゃ水工長

$$l = \frac{\Sigma ly - (H - D2 + d)}{2}$$

$$= \frac{3.318 - (1.400 - 0.300 + 1.000)}{2}$$

$$= 0.609 \text{ (m)}$$

以上から、しゃ水工は以下のように設けるものとした。

上流側しゃ水工長 $lc1 = 2.500 \text{ (m)}$

下流側しゃ水工長 $lc2 = 2.000 \text{ (m)}$

なお、下流側のしゃ水工は水抜き穴を設けることで浸透路長としてはみなさないこととした。

\therefore 必要しゃ水工長 = 0.609 → 2.500 (m)・・・(OK)

ここに、

H : 上流側本体内高 (m)

D2 : 天端突出高 (m)

d : 本体内斜面部厚さ (m)

4章 安定計算

4.1 設計条件

(1) 単位重量

鉄筋コンクリート (kN/m ³)	24.500
水 (kN/m ³)	10.000
土(湿潤) (kN/m ³)	18.000
土(飽和) (kN/m ³)	19.000
土(水中) (kN/m ³)	9.000

(2) 基礎地盤

基礎地盤の種類	岩盤(軟岩, 土丹)
摩擦係数	0.70

(3) 荷重条件

- ・ 設計水平震度 K_h = 0.14
- ・ 地盤面の水平震度 k_{hg} = 0.14
- ・ 揚圧力の算定方法は、簡易モデルとする。
- ・ 土圧式は、クーロン/修正物部・岡部とする。
- ・ 土質タイプは、砂質土とする。
- ・ 壁面摩擦角は内部計算とする。
- ・ 水位以下に見かけの震度を適用する。

荷重状態	常時、洪水時	地震時
合力作用点の範囲	1/3以内	2/3以内
滑動安全率	1.50	1.20
許容支持力度 (kN/m ²)	300.0	450.0

(4) 荷重ケース

以下のケースについて、底面下流側先端における作用力を求め、安定計算を行う。

[常時ケース(常時)]

- ・ 水の重量は考慮しない。

[計画水位]

- ・ 上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・ 計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位 h_{wb} (m)	0.000
中流部水位 h_{wm} (m)	0.000
下流部水位 h_{wf} (m)	0.000

[揚圧力無し]

- ・ 揚圧力無しケースとして検討する。
- ・ 上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・ 計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位 h_{wb} (m)	0.000
中流部水位 h_{wm} (m)	0.000
下流部水位 h_{wf} (m)	0.000

[洪水時ケース(洪水時)]

- ・水の重量は考慮しない。

[計画水位]

- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は水理計算の結果を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.528
中流部水位hwm (m)	0.461
下流部水位hwf (m)	0.260

[揚圧力無し]

- ・揚圧力無しケースとして検討する。
- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は水理計算の結果を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.528
中流部水位hwm (m)	0.461
下流部水位hwf (m)	0.260

[地震時ケース(地震時)]

- ・水の重量は考慮しない。
- ・地震時動水圧を考慮する。

[計画水位]

- ・計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.000
中流部水位hwm (m)	0.000
下流部水位hwf (m)	0.000

[揚圧力無し]

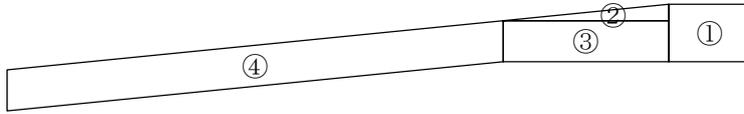
- ・揚圧力無しケースとして検討する。
- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.000
中流部水位hwm (m)	0.000
下流部水位hwf (m)	0.000

4.2 作用力の集計

4.2.1 自重, 慣性力

(1) 躯体ブロックデータ

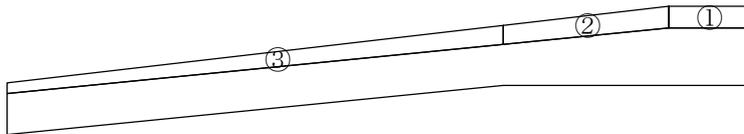


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	1.400	1.400	1.000	2.800	17.000	1.900	47.600	5.320
2	4.000	0.000	0.400	1.000	0.800	14.667	2.333	11.733	1.867
3	4.000	1.000	1.000	1.000	4.000	14.000	1.700	56.000	6.800
4	12.000	1.000	1.000	1.000	12.000	6.000	1.100	72.000	13.200
Σ	—	—	—	—	19.600	—	—	187.333	27.187

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 187.333 / 19.600 = 9.558$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 27.187 / 19.600 = 1.387$ (m)

洪水時(計画水位)

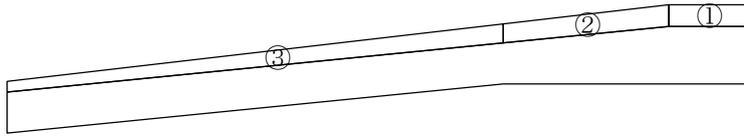


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	0.528	0.528	1.000	1.056	17.000	2.864	17.952	3.024
2	4.000	0.461	0.528	1.000	1.978	14.045	2.652	27.781	5.246
3	12.000	0.260	0.461	1.000	4.326	6.558	1.841	28.368	7.963
Σ	—	—	—	—	7.360	—	—	74.101	16.233

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 74.101 / 7.360 = 10.068$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 16.233 / 7.360 = 2.206$ (m)

洪水時(揚圧力無し)



区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	0.528	0.528	1.000	1.056	17.000	2.864	17.952	3.024
2	4.000	0.461	0.528	1.000	1.978	14.045	2.652	27.781	5.246
3	12.000	0.260	0.461	1.000	4.326	6.558	1.841	28.368	7.963
Σ	—	—	—	—	7.360	—	—	74.101	16.233

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 74.101 / 7.360 = 10.068$ (m)
 $YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 16.233 / 7.360 = 2.206$ (m)

(2) 自重, 慣性力

常時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.500	480.200	9.558	4589.667
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

常時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.500	480.200	9.558	4589.667
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.500	480.200	9.558	4589.667
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	7.360	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.500	480.200	9.558	4589.667
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	7.360	0.000	0.000	0.000	0.000

地震時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	19.600	24.500	480.200	9.558	4589.667
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

区分	自重 (kN)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	480.200	0.14	67.228	1.387	93.250
土砂	0.000	0.14	0.000	0.000	0.000

地震時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	19.600	24.500	480.200	9.558	4589.667
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

区分	自重 (kN)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	480.200	0.14	67.228	1.387	93.250
土砂	0.000	0.14	0.000	0.000	0.000

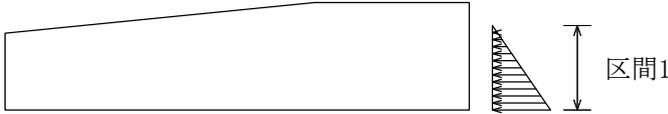
4.2.2 土圧力

(1) 土圧データ(共通)

土の湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18.000
土の飽和単位体積重量 γ_b (kN/m ³)	19.000
土の水中単位体積重量 γ_{bw} (kN/m ³)	9.000
水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.000
地表面と水平面とのなす角 α (度)	0.000
土のせん断抵抗角 ϕ (度)	30.000
常時の壁面摩擦角 δ (度)	10.000
洪水時の壁面摩擦角 δ (度)	10.000
地震時の壁面摩擦角 δ (度)	0.000
地盤面の水平震度 $k_h g$	0.14

(2) 土圧データ (算出区間)

常時 (計画水位)

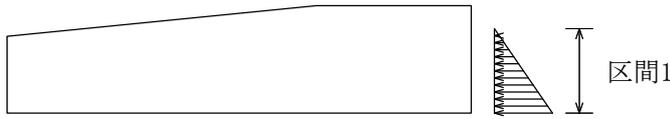


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.100	—	—	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.100	—	—	—
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	—	—	—
土圧係数 K_a	0.3085	—	—	—
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	—	—	—
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	3.054	—	—	—
土圧力 P (kN)	1.680	—	—	—
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.292	—	—	0.292
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	1.654	—	—	1.654
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.367	—	—	0.367

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

常時(揚圧力無し)

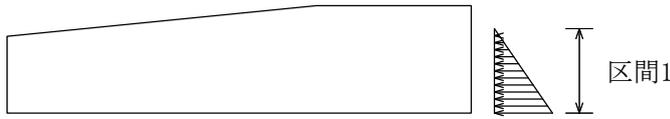


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.100	——	——	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.100	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角θ(度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量γ(kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1(kN/m ²)	3.054	——	——	——
土圧力P(kN)	1.680	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	0.292	——	——	0.292
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	1.654	——	——	1.654
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.367	——	——	0.367

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

洪水時(計画水位)

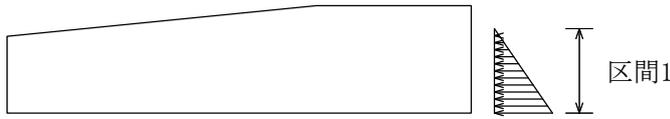


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.100	——	——	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.100	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
土圧係数 K_a	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	3.054	——	——	——
土圧力 P (kN)	1.680	——	——	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.292	——	——	0.292
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	1.654	——	——	1.654
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.367	——	——	0.367

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

洪水時(揚圧力無し)

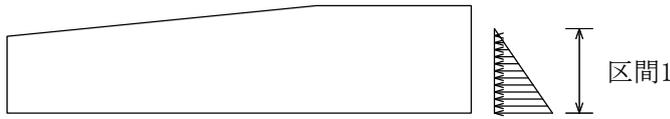


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.100	——	——	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.100	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角θ(度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量γ(kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1(kN/m ²)	3.054	——	——	——
土圧力P(kN)	1.680	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	0.292	——	——	0.292
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	1.654	——	——	1.654
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.367	——	——	0.367

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

地震時(計画水位)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.100	——	——	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.100	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
見かけの震度 khg'	0.2956	——	——	——
土圧係数 Kea	0.5592	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	5.536	——	——	——
土圧力 P (kN)	3.045	——	——	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	3.045	——	——	3.045
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.367	——	——	0.367

なお、土圧係数は修正物部・岡部の近似式(砂質土)により求めた。

$$Kea = 0.24 + 1.08khg'$$

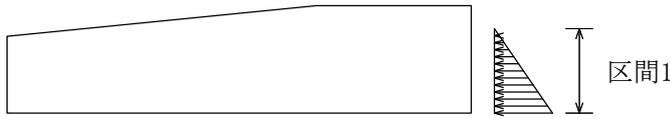
また、土圧算定に用いる khg' は、見かけの水平震度を用いた。

$$khg' = \frac{\gamma \cdot h1 + \gamma' \cdot h2 + \gamma_w \cdot h2 + q'}{\gamma \cdot h1 + \gamma' \cdot h2 + q'} \times khg$$

ここに、

- khg' : 水中の見かけの水平震度
- γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量 (kN/m³) = 18.000
- γ' : 地下水位以深の土の見かけの単位体積重量 (kN/m³) = 9.000
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 10.000
- $h1$: 地下水位以浅の土層厚 (m) = 0.000
- $h2$: 地下水位以深の土層厚 (m) = 1.100
- q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m²) = 0.000
- khg : レベル1地震動の地盤面における水平震度 = 0.140

地震時(揚圧力無し)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.100	—	—	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.100	—	—	—
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	—	—	—
見かけの震度 khg'	0.2956	—	—	—
土圧係数 Kea	0.5592	—	—	—
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	—	—	—
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	5.536	—	—	—
土圧力 P (kN)	3.045	—	—	—
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	3.045	—	—	3.045
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.367	—	—	0.367

なお、土圧係数は修正物部・岡部の近似式(砂質土)により求めた。

$$Kea = 0.24 + 1.08khg'$$

また、土圧算定に用いる khg' は、見かけの水平震度を用いた。

$$khg' = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + q'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'} \times khg$$

ここに、

- khg' : 水中の見かけの水平震度
- γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量 (kN/m³) = 18.000
- γ' : 地下水位以深の土の見かけの単位体積重量 (kN/m³) = 9.000
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 10.000
- h_1 : 地下水位以浅の土層厚 (m) = 0.000
- h_2 : 地下水位以深の土層厚 (m) = 1.100
- q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m²) = 0.000
- khg : レベル1地震動の地盤面における水平震度 = 0.140

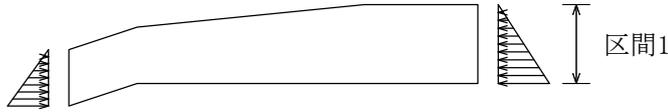
4.2.3 水圧力

(1) 水圧データ(共通)

水の単位体積重量 W_0 (kN/m ³)	10.000
-------------------------------------	--------

(2) 水圧データ (算出区間)

常時 (計画水位)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ (m)	1.400	—	—	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.400	—	—	—	1.000
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	14.000	—	—	—	10.000
水圧力 P (kN)	9.800	—	—	—	5.000
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分 P_H (kN)	9.800	—	—	9.800	5.000
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.467	—	—	0.467	0.333

常時 (揚圧力無し)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ (m)	1.400	—	—	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.400	—	—	—	1.000
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	14.000	—	—	—	10.000
水圧力 P (kN)	9.800	—	—	—	5.000
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分 P_H (kN)	9.800	—	—	9.800	5.000
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.467	—	—	0.467	0.333

洪水時(計画水位)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	—	—	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.528	—	—	—	0.260
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.928	—	—	—	1.260
上側水圧強度Pu (kN/m ²)	5.280	—	—	—	2.600
下側水圧強度P1 (kN/m ²)	19.280	—	—	—	12.600
水圧力P (kN)	17.192	—	—	—	7.600
水圧力の鉛直成分PV (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分PH (kN)	17.192	—	—	17.192	7.600
水圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.567	—	—	0.567	0.390

洪水時(揚圧力無し)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	—	—	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.528	—	—	—	0.260
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.928	—	—	—	1.260
上側水圧強度Pu (kN/m ²)	5.280	—	—	—	2.600
下側水圧強度P1 (kN/m ²)	19.280	—	—	—	12.600
水圧力P (kN)	17.192	—	—	—	7.600
水圧力の鉛直成分PV (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分PH (kN)	17.192	—	—	17.192	7.600
水圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.567	—	—	0.567	0.390

地震時(計画水位)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	—	—	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.400	—	—	—	1.000
上側水圧強度Pu (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度P1 (kN/m ²)	14.000	—	—	—	10.000
水圧力P (kN)	9.800	—	—	—	5.000
水圧力の鉛直成分PV (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分PH (kN)	9.800	—	—	9.800	5.000
水圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.467	—	—	0.467	0.333

地震時(揚圧力無し)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	—	—	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.400	—	—	—	1.000
上側水圧強度Pu (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度P1 (kN/m ²)	14.000	—	—	—	10.000
水圧力P (kN)	9.800	—	—	—	5.000
水圧力の鉛直成分PV (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分PH (kN)	9.800	—	—	9.800	5.000
水圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.467	—	—	0.467	0.333

4.2.4 地震時動水圧

(1) 地震時動水圧

水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.000
地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度khs	0.14

地震時動水圧は作用区間の下記Pdを積分することにより求めた。

$$Pd = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、

Pd : 地震時動水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

khs : 地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度khs

H : 水深 (m)

h : 水面から地震時動水圧が作用する点までの水深 (m)

地震時動水圧による水平力Hew (kN)

$$Hew = \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h} \, dh$$

$$= \frac{7}{12} \gamma_w \cdot khs \cdot (\sqrt{H \cdot h_2^3} - \sqrt{H \cdot h_1^3})$$

河床からの作用位置yg (m)

$$yg = H - \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h} \, dh / Hew$$

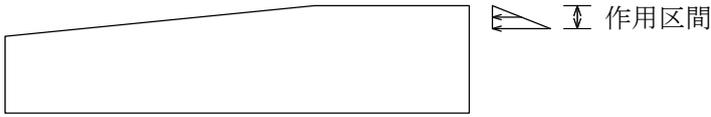
$$= H - \frac{7}{20} \gamma_w \cdot khs \cdot (\sqrt{H \cdot h_2^5} - \sqrt{H \cdot h_1^5}) / Hew$$

地震時(計画水位)



水深H (m)	0.300
水面から地震時動水圧が作用する上端までの水深h1 (m)	0.000
水面から地震時動水圧が作用する下端までの水深h2 (m)	0.300
地震時動水圧による水平力Hew (kN)	0.074
河床からの作用位置yg (m)	0.120

地震時(揚圧力無し)



水深H(m)	0.300
水面から地震時動水圧が作用する上端までの水深h1(m)	0.000
水面から地震時動水圧が作用する下端までの水深h2(m)	0.300
地震時動水圧による水平力Hew(kN)	0.074
河床からの作用位置yg(m)	0.120

4.2.5 揚圧力

(1) 揚圧力(共通)

水の単位体積重量Wo(kN/m ³)	10.000
水叩き天端高と本体底面高の差d(m)	1.000
全浸透路長Σl(m)	25.160

各算定区間の揚圧力は、次式により求める。

$$U_{px} = \left(h1a + \Delta h \cdot \frac{\Sigma l - l_x}{\Sigma l} + d \right) \cdot W_o$$

ここに、

U_{px} : 任意の点xでの揚圧力(kN/m²)

Δh : 上流側水位と下流側越流落水位との水位差(m)

l_x : 任意の点までの浸透路長(m)

Σl : 全浸透路長(m)

※下流側のしゃ水工は水抜き穴を設けることで浸透路長としてはみなさない。

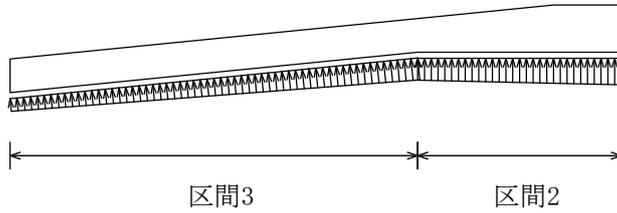
h1a : 越流落水深(m)

W_o : 水の単位体積重量(kN/m³)

d : 水叩き天端高と本体底面高の差(m)

(2) 揚圧力(算出区間)

常時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $\Delta h(m) = 1.600(m)$

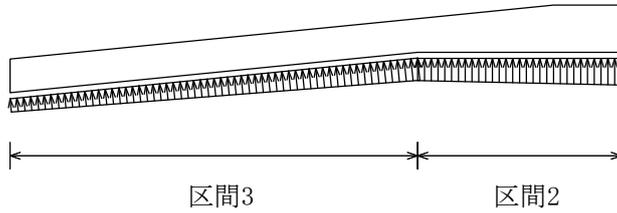
越流落水深 $h1a(m) = 0.000(m)$

区間データ	区間1 背面しや 水工より 上流側	区間2 背面しや 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しや水工	区間4 前面しや 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	——	6.000	12.060	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	——	6.100	12.100	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	——	12.100	24.160	——	——
底面と水平面とのなす角 θ (度)	——	0.000	5.711	——	——
背面側揚圧力Pb (kN/m ²)	——	22.121	18.305	——	——
前面側揚圧力Pf (kN/m ²)	——	18.305	10.636	——	——
揚圧力P (kN)	——	121.278	174.513	——	——
揚圧力の鉛直成分PV (kN)	——	121.278	173.647	——	294.925
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	——	15.094	6.530	——	10.052
揚圧力の水平成分PH (kN)	——	0.000	17.365	——	17.365
揚圧力の水平成分の作用位置YG (m)	——	1.200	0.653	——	0.653

常時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

洪水時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $\Delta h(m) = 1.868(m)$

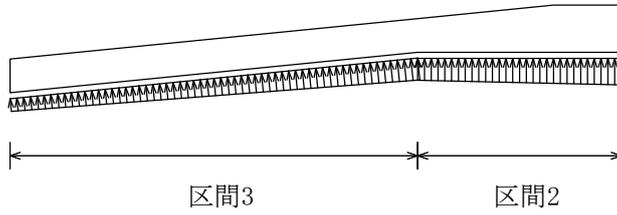
越流落水深 $h1a(m) = 0.260(m)$

区間データ	区間1 背面しゃ 水工より 上流側	区間2 背面しゃ 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しゃ水工	区間4 前面しゃ 水工より 下流側	合 計
揚圧力の作用幅L(m)	—	6.000	12.060	—	—
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	—	6.100	12.100	—	—
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	—	12.100	24.160	—	—
底面と水平面とのなす角 θ (度)	—	0.000	5.711	—	—
背面側揚圧力Pb (kN/m ²)	—	26.751	22.296	—	—
前面側揚圧力Pf (kN/m ²)	—	22.296	13.342	—	—
揚圧力P(kN)	—	147.142	214.899	—	—
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	—	147.142	213.833	—	360.975
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	—	15.091	6.502	—	10.003
揚圧力の水平成分PH(kN)	—	0.000	21.383	—	21.383
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	—	1.200	0.650	—	0.650

洪水時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

地震時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $\Delta h(m) = 1.600(m)$

越流落水深

$h1a(m) = 0.000(m)$

区間データ	区間1 背面しゃ 水工より 上流側	区間2 背面しゃ 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しゃ水工	区間4 前面しゃ 水工より 下流側	合 計
揚圧力の作用幅L(m)	—	6.000	12.060	—	—
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	—	6.100	12.100	—	—
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	—	12.100	24.160	—	—
底面と水平面とのなす角 θ (度)	—	0.000	5.711	—	—
背面側揚圧力Pb (kN/m ²)	—	22.121	18.305	—	—
前面側揚圧力Pf (kN/m ²)	—	18.305	10.636	—	—
揚圧力P(kN)	—	121.278	174.513	—	—
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	—	121.278	173.647	—	294.925
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	—	15.094	6.530	—	10.052
揚圧力の水平成分PH(kN)	—	0.000	17.365	—	17.365
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	—	1.200	0.653	—	0.653

地震時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

4.2.6 各ケースの作用力

常時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.200	0.000	9.558	0.000	4589.667	0.000	4589.667
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	0.292	-1.654	18.000	1.567	5.250	-2.591	2.658
背面水圧	0.000	-9.800	18.000	1.667	0.000	-16.333	-16.333
前面水圧	—————	5.000	0.000	0.333	—————	1.667	1.667
揚圧力	-294.925	-17.365	10.052	0.653	-2964.529	-11.339	-2975.868
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	185.567	-23.819	8.786	1.201	1630.387	-28.597	1601.790

常時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.200	0.000	9.558	0.000	4589.667	0.000	4589.667
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	0.292	-1.654	18.000	1.567	5.250	-2.591	2.658
背面水圧	0.000	-9.800	18.000	1.667	0.000	-16.333	-16.333
前面水圧	—————	5.000	0.000	0.333	—————	1.667	1.667
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	480.492	-6.454	9.563	2.674	4594.917	-17.258	4577.658

洪水時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.200	0.000	9.558	0.000	4589.667	0.000	4589.667
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	0.292	-1.654	18.000	1.567	5.250	-2.591	2.658
背面水圧	0.000	-17.192	18.000	1.767	0.000	-30.378	-30.378
前面水圧	—————	7.600	0.000	0.390	—————	2.967	2.967
揚圧力	-360.975	-21.383	10.003	0.650	-3610.938	-13.904	-3624.842
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	119.517	-32.629	8.233	1.346	983.979	-43.907	940.072

洪水時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X (m)	Y (m)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	M (kN. m)
躯体	480.200	0.000	9.558	0.000	4589.667	0.000	4589.667
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	0.292	-1.654	18.000	1.567	5.250	-2.591	2.658
背面水圧	0.000	-17.192	18.000	1.767	0.000	-30.378	-30.378
前面水圧	—————	7.600	0.000	0.390	—————	2.967	2.967
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	480.492	-11.246	9.563	2.668	4594.917	-30.003	4564.914

地震時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X (m)	Y (m)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	M (kN. m)
躯体	480.200	-67.228	9.558	1.387	4589.667	-93.250	4496.416
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	0.000	-3.045	18.000	1.567	0.000	-4.770	-4.770
背面水圧	0.000	-9.800	18.000	1.667	0.000	-16.333	-16.333
前面水圧	—————	5.000	0.000	0.333	—————	1.667	1.667
動水圧	—————	-0.074	0.000	2.420	—————	-0.178	-0.178
揚圧力	-294.925	-17.365	10.052	0.653	-2964.529	-11.339	-2975.868
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	185.275	-92.511	8.771	1.343	1625.138	-124.204	1500.933

地震時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X (m)	Y (m)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	M (kN. m)
躯体	480.200	-67.228	9.558	1.387	4589.667	-93.250	4496.416
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	0.000	-3.045	18.000	1.567	0.000	-4.770	-4.770
背面水圧	0.000	-9.800	18.000	1.667	0.000	-16.333	-16.333
前面水圧	—————	5.000	0.000	0.333	—————	1.667	1.667
動水圧	—————	-0.074	0.000	2.420	—————	-0.178	-0.178
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	480.200	-75.146	9.558	1.502	4589.667	-112.865	4476.802

4.3 安定計算結果

4.3.1 転倒に対する照査

$$X = \frac{M}{N}$$

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

ここに、

- X : 底面下流端から合力作用点までの距離(m)
- M : 底面下流端におけるモーメントの和(kN. m)
- N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)
- e : 偏心距離(m)
- B : 底面幅 = 18.000(m)

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN. m)	作用位置 X(m)	偏心量(m)		判定
					e	ea	
常時	計画水位	185.567	1601.790	8.632	0.368	3.000	OK
常時	揚圧力無し	480.492	4577.658	9.527	-0.527	3.000	OK
洪水時	計画水位	119.517	940.072	7.866	1.134	3.000	OK
洪水時	揚圧力無し	480.492	4564.914	9.501	-0.501	3.000	OK
地震時	計画水位	185.275	1500.933	8.101	0.899	6.000	OK
地震時	揚圧力無し	480.200	4476.802	9.323	-0.323	6.000	OK

4.3.2 滑動に対する照査

$$F_s = \frac{N \cdot f}{H}$$

ここに、

- F_s : 滑動に対する安全率
- N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)
- f : コンクリートと地盤の摩擦係数 = 0.70
- H : 底面に作用する水平荷重の和(kN)

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	水平力 H(kN)	安全率		判定
				F _s	F _{sa}	
常時	計画水位	185.567	23.819	5.454	1.500	OK
常時	揚圧力無し	480.492	6.454	52.113	1.500	OK
洪水時	計画水位	119.517	32.629	2.564	1.500	OK
洪水時	揚圧力無し	480.492	11.246	29.908	1.500	OK
地震時	計画水位	185.275	92.511	1.402	1.200	OK
地震時	揚圧力無し	480.200	75.146	4.473	1.200	OK

4.3.3 地盤支持力に対する照査

荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布 $e < B/6$)

$$P = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布 $e \geq B/6$)

$$P = \frac{2 \cdot N}{x}, \quad x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

ここに、

P : 鉛直最大反力(kN/m²)

B : 底面幅 = 18.000 (m)

x : 底面に作用する鉛直反力の作用幅 (m)

N : 底面に作用する鉛直荷重の和 (kN)

e : 偏心距離 (m)

ケース	水 位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN・m)	偏心量 e(m)	作用幅 x(m)	地盤支持力(kN/m ²)		判定
						P	Pa	
常時	計画水位	185.567	1601.790	0.368	25.896	11.574	300.000	OK
常時	揚圧力無し	480.492	4577.658	0.527	25.419	31.383	300.000	OK
洪水時	計画水位	119.517	940.072	1.134	23.597	9.151	300.000	OK
洪水時	揚圧力無し	480.492	4564.914	0.501	25.498	31.147	300.000	OK
地震時	計画水位	185.275	1500.933	0.899	24.303	13.377	450.000	OK
地震時	揚圧力無し	480.200	4476.802	0.323	26.032	29.548	450.000	OK

5章 護床工の検討

5.1 上流側護床工長

上流側護床工は2.000 (m)設けるものとする。

5.2 下流側護床工A区間長

5.2.1 本体下流端水位(h1a)の計算

本体下流端水位h1a = 0.260 (m)

5.2.2 跳水開始水深(h1b)の計算

$$\frac{h1b}{h2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot F2^2} - 1)$$

$$h1b = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 0.495^2} - 1) \cdot 0.843 = 0.304 \text{ (m)}$$

ここに、

h1b : 跳水開始水深 (m)

h2 : 床止め下流部の水深 (m)

F2 : 床止め下流部のフルード数

5.2.3 本体下流端水位(h1a)と跳水開始水深(h1b)との比較

h1a(=0.260) < h1b(=0.304)より、護床工A区間長は次式により算出される。

$$L = L1 + L2$$

ここに、

L1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間 (m)

L2 : 跳水発生区間 (m)

・L1の計算

L1は、h1aがh1bの水位まで上昇する間の長さであるから、下記の水面形を求める式により求められる。

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h$$

ここに、

q : 単位幅流量 (m³/s)

C : シェジの定数(=h^{1/6}/n)

n : 護床工Aの粗度係数

x : 区間長 (m)

a : 定数

hc : 中流部断面での限界水深 (m)

この式に初期水深h1a(x=0)を代入して定数aを求めた後、hにh1bを代入すると区間長x=L1が求まる。
x=0のとき、

$$a = \frac{1}{4} \cdot h1a^4 - hc^3 \cdot h1a = \frac{1}{4} \cdot 0.260^4 - 0.528^3 \cdot 0.260 = -0.037$$

跳水発生前の水深(h1b)は、0.304 (m)であるから、L1となるxは、

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h1b^4 - hc^3 \cdot h1b$$

で求められる。

h1bとなる水深でのシェジの定数は、

$$C = h1b^{1/6}/n = 0.304^{1/6} / 0.0350 = 23.429$$

ゆえに、

$$L1 = x = - \left(\frac{1}{4} \cdot h1b^4 - hc^3 \cdot h1b - a \right) \cdot \frac{C^2}{q^2}$$

$$= - \left(\frac{1}{4} \cdot 0.304035^4 - 0.527690^3 \cdot 0.304035 - (-0.03708) \right) \cdot \frac{23.42894^2}{1.20000^2} = 2.081 \text{ (m)}$$

■ 中流部断面の限界水深hcと単位幅流量q

・限界水深hc

計画流量: Q = 30.000 (m³/s)

限界水深hcはフルード数が1になるように水深を仮定して求める。

$$F = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}} = \sqrt{\frac{30.000^2 \cdot 25.000}{9.800 \cdot 13.192^3}} = 1.000$$

限界水深hc = 0.528 (m)

限界流速Vc = 2.274 (m)

流水断面積A = 13.192 (m²)

水面幅B = 25.000 (m)

・単位幅流量q

水深h1b(=0.304)となるときの流水断面積A = 7.601 (m²)

流速V = 3.947 (m/s)

∴ 単位幅流量q = V · h1b = 1.200 (m³/s)

・跳水発生長(L2)の計算

$$L = L2 = (4.5 \sim 6) \times h2 = (4.5 \sim 6) \times 0.843 = 3.793 \sim 5.057 \text{ (m)}$$

・護床工A区間長

$$L = L1 + L2 = 2.081 + 3.793 \sim 5.057 = 5.873 \sim 7.138 \rightarrow 7.000 \text{ (m)}$$

5.3 下流側護床工B区間長

$$LB = (3\sim 5) \times h_2 = (3\sim 5) \times 0.843 = 2.528 \sim 4.214 \rightarrow 4.000 \text{ (m)}$$

6章 護床工のブロック重量

水の密度 $\rho_w = 1000.000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$

	護床工B	跳水発生区間 後半	本体直下流～跳水 発生区間前半	上流側護床工
ブロック種別	E: 長方形	E: 長方形	E: 長方形	E: 長方形
ブロックの比重 ρ_b / ρ_w	2.090	2.090	2.090	2.090
係数 $a (\times 10^{-3})$	0.790	0.790	0.790	0.790
割り引き係数 β	2.800	2.800	2.800	2.800
近傍流速 $V_d \text{ (m/s)}$	1.424	3.018	4.613	2.274
ブロック重量 $W \text{ (kN)}$	0.000	0.021	0.265	0.004
ブロック質量 $m \text{ (t)}$	0.0	0.0	0.0	0.0

・護床工ブロック重量算定式

$$W = a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

$$= a \left(\frac{1}{\rho_b / \rho_w - 1} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b / \rho_w \times \rho_w}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

ここに、

- W : 移動しないための最小ブロック重量 (kN)
- V_d : ブロック近傍流速 (m/s)
- a : ブロック形状によって定まる係数
- ρ_w : 水の密度 (kg/m³)
- ρ_b : ブロックの密度 (kg/m³)
- β : ブロックを層積みした場合の割り引き係数

・上流側護床工

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{2.274}{2.800} \right)^6 = 0.004 \text{ (kN)}$$

・本体直下流～跳水発生区間前半(護床工A区間)

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{4.613}{2.800} \right)^6 = 0.265 \text{ (kN)}$$

・跳水発生区間後半(護床工A区間)

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{3.018}{2.800} \right)^6 = 0.021 \text{ (kN)}$$

・護床工B区間

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{1.424}{2.800} \right)^6 = 0.000 \text{ (kN)}$$