

# 特集：固定堰設計計算システムVer3.0

・直壁タイプ  
・傾斜タイプ

令和元年10月記事更新  
(株)SIPシステム

## 固定堰の水理計算 から安定計算まで

—はじめに—

本プログラムは、固定堰（または床止め）の設計を行うシステムです。  
適用基準の「床止め構造設計手引き（国土技術研究センター）」では、河道を横断して設けられる構造物（落差工/床土め）とし、「頭首工（土地改良基準）」では、農業用水の取水に設けられる河川部に設置される堰（固定堰）として、また「建設省河川砂防技術基準（建設省河川局）」も参考基準として固定堰の水理計算や水叩き長、護床工長の計算、堰の安定計算等が可能なシステムです。

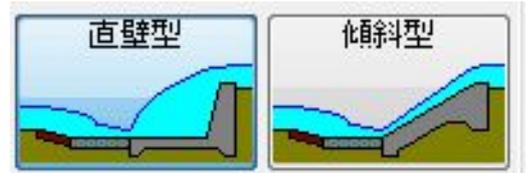
## 弊社「固定堰設計計算システム」のここがポイント！！

### 適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「頭首工（H20/3）」
- (財) 国土技術研究センター「床止めの構造設計手引き(H12/5)」
- (社) 日本河川協会「建設省河川砂防技術基準(H16/1)」

### 構造形式

- 直壁型（落差部が直壁タイプ+分離式に対応）
- 傾斜型（落差部が傾斜タイプ）



### 主な計算項目と計算手法

- 水叩き長：ブライ式 または Rand 式
- パイピング（遮水工長）：ブライ式 または レーンの式 あるいは両方を比較検討
- 水叩き厚：水叩き部の断面変化毎に必要な厚を検討
- 水理計算結果：水理条件（限界水深、下流等流水深）は、手入力指定も可能
- 下流側護床工長：ブライ式（頭首工）、流況別（頭首工）、跳水型（河川・床土め）
- 護床工長の重量計算：A・B区間のブロック重量計算、頭首工基準重量計算
- 安定計算：荷重ケース毎に常時・地震時の安定計算（転倒・滑動・地盤支持）

### 護床工の計算機能

- 流況別：護床工の突起の配列は、「並列」および「千鳥」が可能
- 跳水型：A区間について「段上がり」や「エンドシル」の設置が可能

### 下流側護床工ブロックの重量計算

- ブライおよび跳水型：上流側護床工、下流側護床工A・B区間の重量計算
- 流況別：限界摩擦速度より「露出射流区間」および「跳水あるいは常流区間」の重量計算が可能。

### 安定計算時の機能

- 躯体上面水重の有無 ○ 揚圧力の考慮の有無 ○ 上流側静水圧に速度水頭の有無
- 下流側静水圧の作用範囲の指定（水叩き厚または水深高）

# プログラム操作画面の概要

起動画面

基本条件の入力

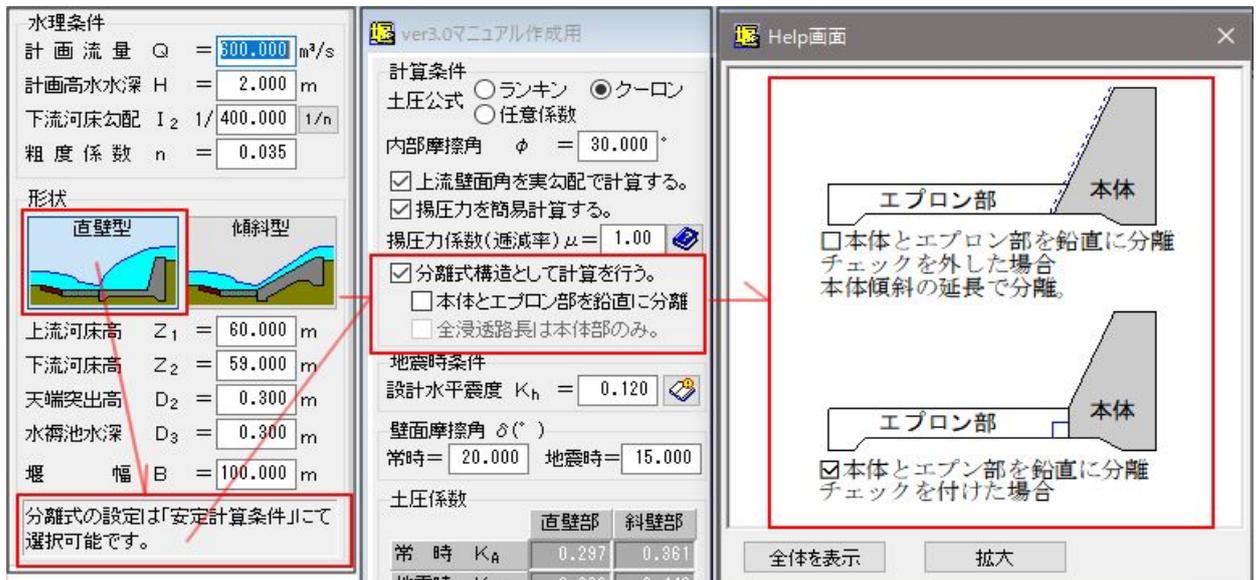
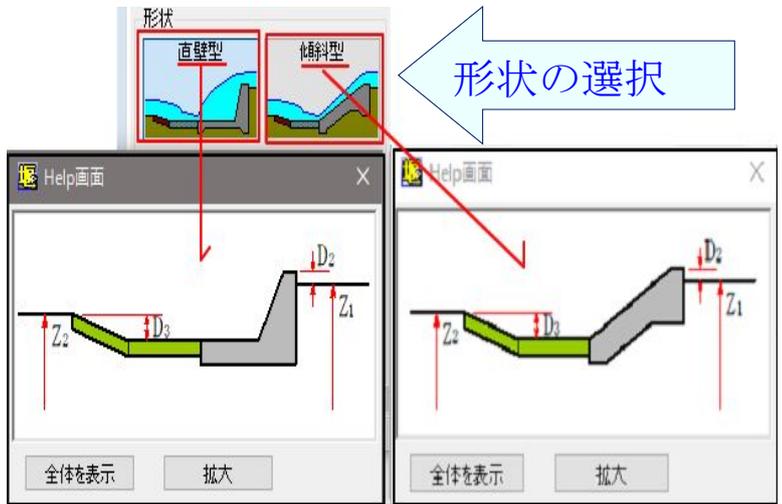


本システムは、頭首工/取水堰/固定堰に分類される固定堰の直壁タイプ（含む分離式）および傾斜タイプの水理計算や安定計算が可能。

また、護床工の検討も可能です。

尚、「直壁タイプ」の場合は「分離式（本体部が重力式）」が可能です。この場合「傾斜タイプ」と「垂直タイプ」の指定も可能です。下図参照。

形状の選択



水叩き長の算出式は「ブライ式」または「Rand式」からパイピング(しゃ水長)の検討については、「ブライ」または「レーン」の式、または両方式により比較検討を行い必要浸透路長の計算を行います。

水理条件により「完全越流状態」か「もぐり越流」の判定を行い水理計算を行います。また、水理計算過程の値(水深等)は手入力も可能。

計算条件  
水叩き長の計算式  
○ブライ ●Rand(1955)

浸透路係数  $C_0 = 8.000$   
仮定流量係数  $Q_s = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$   
重力加速度  $g = 9.800 \text{ m/s}^2$   
躯体粗度係数  $n_b = 0.035$

パイピングの検討方法(しゃ水工)  
○ブライ ○レーン ●両方  
「頭首工」基準

水叩き長  
必要水叩き長  $W' = 6.681 \text{ m}$   
確定水叩き長  $W = 7.000 \text{ m}$

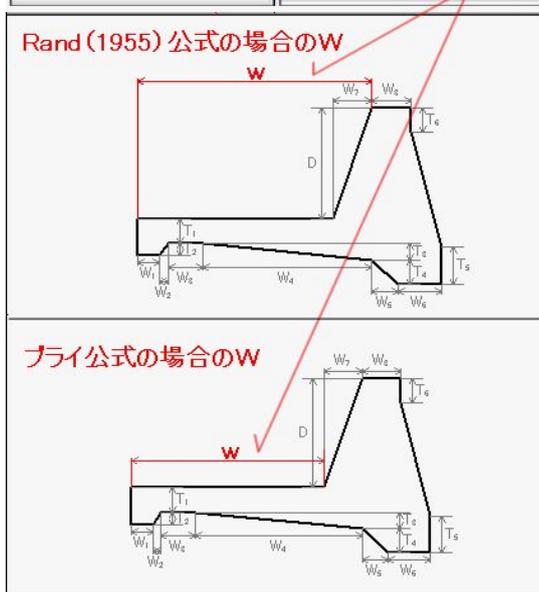
SIP(株)SIPシステム

池水深  $D_3 = 0.300 \text{ m}$   
頭首工基準

共益水深と跳水長

跳水前水深(落ち口水深)  $h_{1a} = 0.847 \text{ (m)}$   
跳水前のフルード数  $F_{1a} = 3.278$  (射流(動揺跳水))  
跳水後水深( $h_{1a}$ に対する共益水深)  $h_2 = 3.526 \text{ (m)}$   
跳水渦領域  $L_r = 11.852 \text{ (m)}$   
跳水長  $L_j = 19.227 \text{ (m)}$

OK



形状入力は、「□入力値で表示」にチェックマークする事でイメージ図を確認しながら表示記号と入力項目の入力が可能です。

<直壁型の場合の入力項目>

- 総落差高  $D$  (m) : 水理条件の入力により自動計算表示。  
 $D = Z_1 - Z_2 + (D_2 + D_3) = \Delta H$  (頭首工)
- 上下流水位差  $\Delta H$  : 適用基準により自動計算表示。  
頭首工以外の場合 :  $\Delta H = D + hc - h_{1a}$

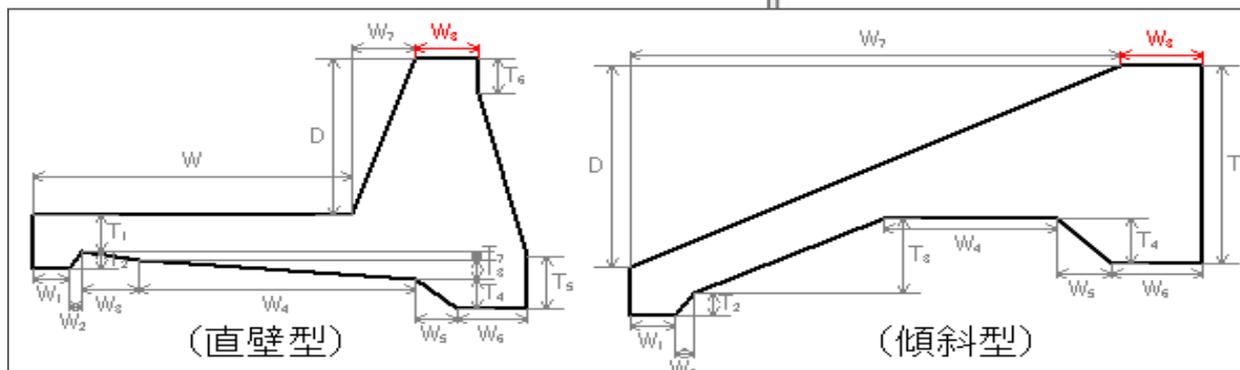
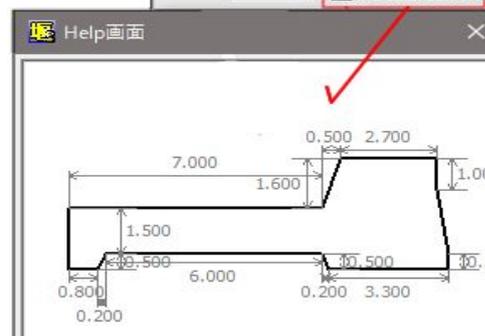
本体形状 (m)

総落差高  $D = 1.600 \text{ m}$   
上下流水位差  $\Delta H = 2.379 \text{ m}$

$W_1 = 0.800$	$T_1 = 1.500$
$W_2 = 0.200$	$T_2 = 0.500$
$W_3 = 6.000$	$T_3 = 0.000$
$W_4 = 0.000$	$T_4 = 0.500$
$W_5 = 0.200$	$T_5 = 0.500$
$W_6 = 3.300$	$T_6 = 1.000$
$W_7 = 0.500$	$T_7 = 0.000$
$W_8 = 2.700$	<input checked="" type="checkbox"/> 入力値で表示

<形状入力>

固定堰の形状寸法 ( $W_1 \sim T_7$ ) を入力します。寸法入力後「□入力値で表示」ボタンをクリックすると「Help画面」に入力値に準じたイメージ図が表示されます。また、形状入力の記号位置図は「Help画面」にも表示。



「しゃ水工」は、前画面の「パイピングの検討方法」の指定に従い「レーン」、「ブライ」または「両方」の何れか指定された手法で計算。

しゃ水工の検討

水叩き厚の検討

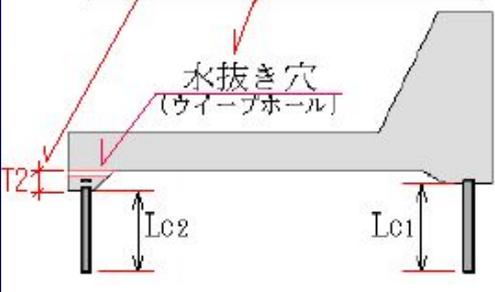
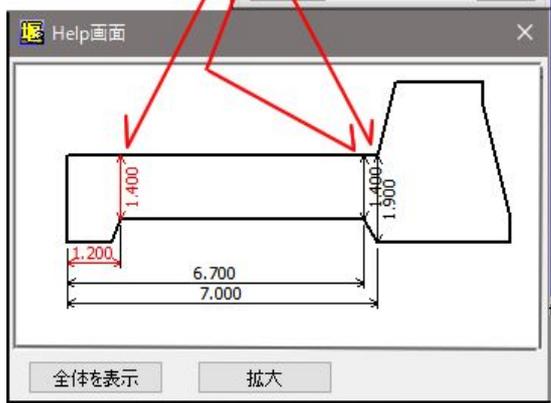
計算過程【参考値】  
 落下点の水深  $h_{1a} = 0.784$  m  
 しゃ水工  
 グレーブ比(ブライ)  $C = 15.000$   
 グレーブ比(レーン)  $C' = 5.000$   
 長さ  $L_c$       位置  $X_c$   
 上流側      2.500 m      1.250 m  
 下流側      2.000 m      0.250 m  
 下流側に水抜き穴を設置  
 つま先部の突起T2を無視する。  
 必要合計長さ  $L_{c'} = 2.281$  m  
 確定合計長さ  $L_c = 2.500$  m

水叩き厚が「必要厚以上」を確保しているかを判定します。

水叩き厚の検討  
 安全率  $F_s = 1.333$   
 浸透路長でエプロン厚を無視

位置	実厚	必要厚	判定
1.200	1.400	0.506	OK
6.700	1.400	1.003	OK
7.000	1.900	1.075	OK

本体および水叩きの形状が変化した点を自動で判別しその位置の部材厚検討を行います。



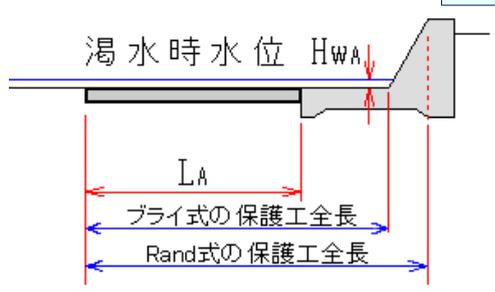
下流側護床工長の検

下流側護床工長の算出方法  
 ブライ     流況別     跳水型  
 護床工粗度係数  $n_c = 0.035$

下流側護床工長の計算は、「ブライ (頭首工)」「流況別 (頭首工)」または「跳水型 (河川砂防・床土め手引き)」の3タイプより検討が可能です

「ブライ」: 「頭首工H20/3」 P.400  
 「流況別」: 「頭首工H20/3」 P.394~P.399

ブライの式 (頭首工)



下流側護床工  
 湧水時水位  $H_{WA} = 0.000$  m  
 ※湧水時の水位は一般的には、0  
 浸透路係数  $C_0 = 9.000$   
**護床工長【参考値】**  
 保護工全長  $L_{AL} = 18.683$  m  
 必要護床工長  $L_a = 11.883$  m  
 護床工確定値  $L_A = 12.000$  m

下流側護床工長の算出方法  
 ブライ     流況別     跳水型

護床工の計算は、「頭首工 (20/3)」 p 393～の「護床工の設計」および p 403 の「護床工の設計計算例」に記載の「流れの領域」を判定し「下流側護床工長」の計算を行います。

流況別 (頭首工)

下流側護床工長の算出方法

プライ  流況別  跳水型

各種定数

限界摩擦速度算出方法の変更

流速分布補正係数  $\alpha = 1.10$

突起 高 $k = 0.50$  幅 $w = 0.60$  m

護床工配列  様式1  様式2

突起スパンの設定  $S1 \times S2$

区間A 26.30  $\geq$  5.129  $\times$  5.129

区間B 117.38  $\geq$  10.834  $\times$  10.834

護床工長の算出

必要長  $L = 18.406 < 20.000$  m

各種定数

限界摩擦速度算出方法の変更

流速分布補正係数  $\alpha = 1.10$

限界摩擦速度の算出

平均粒径の算出方法

自動計算  手入力

平均粒径  $d_m = 2.276$  cm

限界摩擦速度の算出方法

岩垣公式

密度比  $\sigma/\rho = 2.65$

動粘性係数  $\nu = 0.01$  cm<sup>2</sup>/s

岩垣の簡易公式

限界摩擦速度  $\mu_{*c} = 13.565$  cm/sec

OK

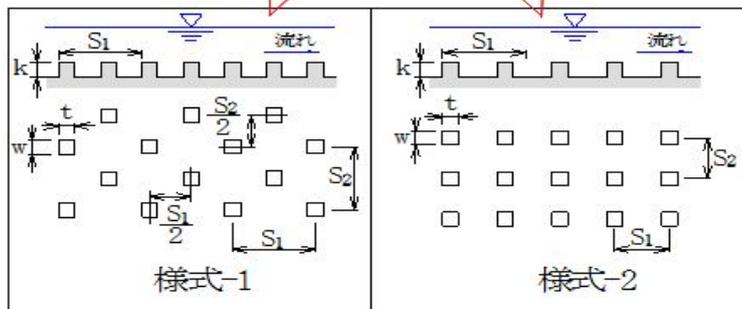
各種定数

限界摩擦速度算出方法の変更

流速分布補正係数  $\alpha = 1.10$

突起 高 $k = 0.50$  幅 $w = 0.80$  m

護床工配列  様式1  様式2



### < 突起スパンの設定 >

護床工ブロック (イボ型) の配置を指定します (S1: 流下方向、S2: 横断方向)。

入力値は、「突起配置計算」機能ボタンをクリックして「流下方向」および「横断方向」のスパン比を入力すると自動的にスパン間隔を計算表示します。

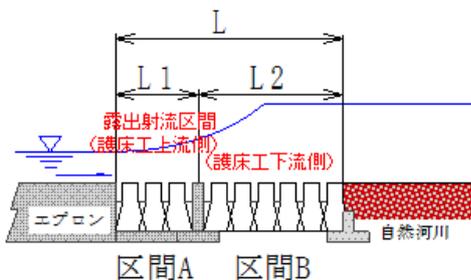
突起スパンの設定

$S1 \times S2$

区間A 52.61  $\geq$  5.129  $\times$  5.129

区間B 234.97  $\geq$  10.834  $\times$  10.834

護床工長の算出



突起配置計算

突起1個当たりの支配面積から、流下方向と横断方向の寸法を計算します。流下方向と横断方向の配置比率を入力して下さい。

	支配面積 (m <sup>2</sup> )	流下・横断比		スパン間隔(m)	
		流下	横断	流下	横断
露出射流区間	52.618	1.000	1.000	7.253	7.253
跳水常流区間	234.972	1.000	1.000	15.328	15.328

計算実行

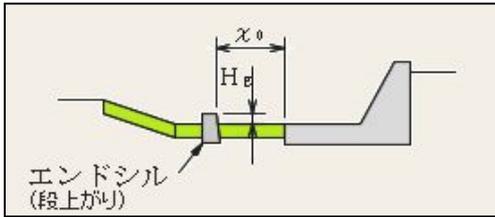
OK キャンセル

- 必要護床工長の入力と計算過程の表示

上記迄の入力が完了した時点で、護床工の「必要長L」が画面表示されますので

跳水型は、「河川砂防基準」および「床止めの構造設計手引き」に準拠した護床工長を計算。本形式では、「段上がり」または「エンドシル」を設置したA護床工長の計算が可能です。

跳水別（河川砂防基準・床止め構造設計）



**§ 補助構造物の設置位置について**

エンドシルや段上りの設置位置は、本体下端(跳水始点)を基準点とした距離を指定します。

「床止めの構造設計手引き」では、エンドシル等の補助構造物設置位置は、自然跳水長の0.4倍以上としたほうが良いと記載されています。

ただし、エンドシルの場合には、設置位置が自然跳水長の0.8倍前後では、抗力係数Cdの値が0.01に近づくため、エンドシル高の算出公式での分母も0.01に近づき、結果エンドシル高は非常に大きな値になってしまいます。(開発者注)

従いまして、エンドシルの設置位置は、自然跳水長の**0.4倍～0.6倍程度**の位置が、望ましいと思います。

自然跳水長は、「補助構造物の高さ算出過程」ボタンをクリックして表示される画面内で確認することができます。

下流側護床工長の算出方法

ブライ  流況別  跳水型

護床工粗度係数  $n_c = 0.035$

下流側護床工 (m)

段上りを設置

エンドシル設置  $x_0 = 5000$

【参考値】

A区間	$L_1 = 0.000$	
	$L_2 = 13.419$	~ 17.892
A合計	$L' = 13.419$	~ 17.892
B区間	$L' = 6.510$	~ 10.850
構造物高	$H_E = 0.833$	~ 0.996
A区間長確定値	$L_A = 15.000$	
B区間長確定値	$L_B = 8.000$	
構造物高確定値	$H_E = 0.800$	

タブ「護床エブロック」をクリックして表示される入力項目です。

[S1]画面の「下流側護床工長の算出方法（ブライ・流況別・跳水型）」で指定している算出方法により入力可能な項目が表示されます。

ver3.0サンプルデータ

護床エブロック重量を計算する。

床止め構造設計

設計「頭首工」

床止めの構造設計

上流側護床工

流速を指定する。

平均流速  $V_{d1} = 1.788$  m/s

ブロックを鉄筋で連結

連結する  連結しない

護床ブロックの種別

対称突起型  三点支持型

平面型  長方形

三角錐型

ブロック重量  $W_1 = 0.098$  kN

護床工A区間

流速を指定する。

平均流速  $V_{d2} = 7.104$  m/s

平均流速  $V_{d3} = 4.461$  m/s

ブロックを鉄筋で連結

連結する  連結しない

護床ブロックの種別

対称突起型  三点支持型

平面型  長方形

三角錐型

ブロック重量  $W_2 = 172.374$  kN

ブロック重量  $W_3 = 10.589$  kN

護床工B区間

流速を指定する。

平均流速  $V_{d4} = 1.818$  m/s

ブロックを鉄筋で連結

連結する  連結しない

護床ブロックの種別

対称突起型  三点支持型

平面型  長方形

三角錐型

ブロック重量  $W_4 = 0.048$  kN

設計「頭首工」

基準書記載の定数を採用

任意の定数値を採用

定数値の算出基準値を変更

算出基準値編集... 37.6

基本データ/躯体形状 / シャ水工/エプロン/護床工 / 護床エブロック / 安定計算条件 / 安定計算

下流側護床工長の算出方法

ブライ  流況別  跳水型

護床工粗度係数  $n_c = 0.035$

設計「頭首工」

流速を指定する。

平均流速  $V_{d1} = 7.104$  m/s

流水衝突面積  $A_{d1} = 0.700$  m<sup>2</sup>

ブロック重量  $W_1 = 67.770$  kN

設計「頭首工」ブロック重量算出定数設定

抵抗係数  $\alpha = 1.10$

摩擦係数  $\mu = 0.50$

遮蔽係数  $\epsilon = 1.00$

単位体積重量  $W_s = 23.00$  (kN/m<sup>3</sup>)

「改訂版砂防設計公式集」P.136

遮蔽係数

単体として 1.0

群体として 0.35~0.40

定数: 37.6

OK キャンセル

固定堰の安定計算を行うための条件設定を行う画面です。

本項目では、左フレーム内で「土圧公式」や固定堰本体について「分離式構造」とするかの指定を行い中央フレーム内では「荷重条件の組合せ」の指定、右フレーム内では、「泥圧」や安定計算時の「安全率」等の指定が可能です。

**計算条件**  
 土圧公式  ランキン  クーロン  
 任意係数  
 内部摩擦角  $\phi = 30.000$   
 上流壁面角を業勾配で計算する。  
 揚圧力を簡易計算する。  
 揚圧力係数(透減率)  $\mu = 0.50$   
 分離式構造として計算を行う。  
 本体とエプロン部を鉛直に分離  
 全浸透路長は本体部のみ。  
**地震時条件**  
 設計水平震度  $K_h = 0.120$   
 壁面摩擦角  $\delta(^{\circ})$   
 常時 = 20.000 地震時 = 15.000  
**土圧係数**  

	直壁部	斜壁部
常時 $K_A$	0.297	0.382
地震時 $K_{AE}$	0.388	0.472

**荷重条件(荷重組み合わせ)**

ケース番号	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
ケース名称	常時・浮力	常浮力無	地震時			
転倒の検討	検討	検討	検討	無視	無視	無視
滑動の検討	検討	検討	検討	無視	無視	無視
支持力の検討	検討	検討	検討	無視	無視	無視
常時/地震時	常時	常時	地震時	常時	常時	常時
水圧の仕様	頭首工	任意	頭首工	頭首工	任意	任意
水圧の詳細	詳細..	詳細..	詳細..	詳細..	詳細..	詳細..
上流	設定	限界水深	限界水深	任意	任意	任意
水深(m)		0.884	0.884	0.000	0.000	1.274
下流	設定	落下水深	落下水深	任意	任意	落下水深
水深(m)		0.366	0.366	0.000	0.000	0.366
上流流速(m/s)	2.300	2.300	2.300	0.000	0.000	0.000
泥圧の有無	検討	無視	検討	無視	無視	無視

「上流側水深」は、本体天端からの水深を入力してください。  
 「下流側水深」は、本体水叩きからの水深を入力してください。

**堆砌による泥圧**  
 頭首工基準  河川砂防基準  
 堆砂単位体積重量  $\gamma_{w1} = 17.000$   
 土圧(泥圧)係数  $C_e = 0.400$   
 堆泥の空隙率  $\nu = 0.000$   
**滑動に対する検討**  
 摩擦係数   $\tan \phi$   指定値  $f = 0.577$   
 地盤が岩盤  地盤が岩盤以外  
 底面剪断抵抗  $\tau_0 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 必要安全率  $n_0 = 0.000$   
 常時安全率  $F_s = 1.500$   
 地震時安全率  $F_{se} = 1.200$   
**地盤支持力に対する検討**  
 常時支持力  $Q_u = 300.0$  kN/m<sup>2</sup>  
 地震時支持力  $Q_{ue} = 450.0$  kN/m<sup>2</sup>

基本データ/躯体形状 シャ水工/エプロン/護床工 護床エプロン **安定計算条件** 安定計算

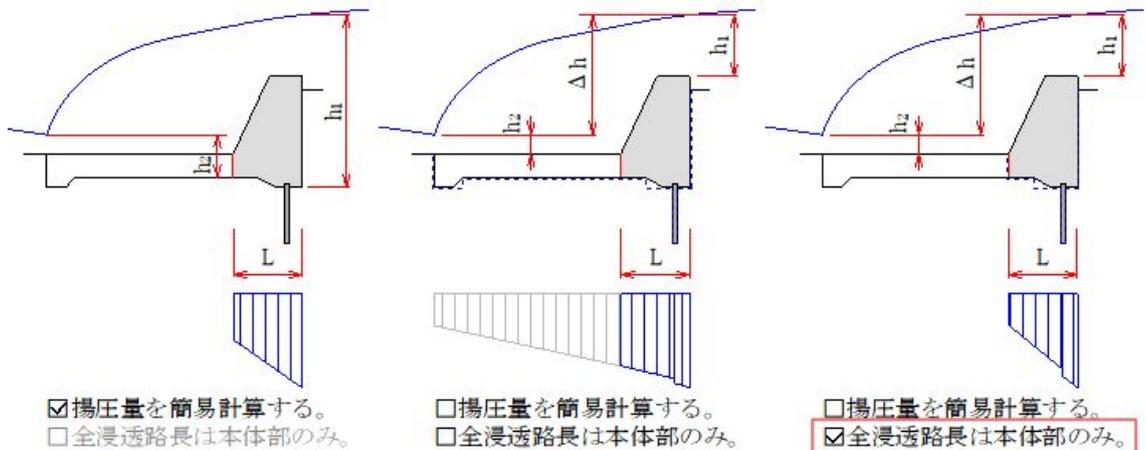
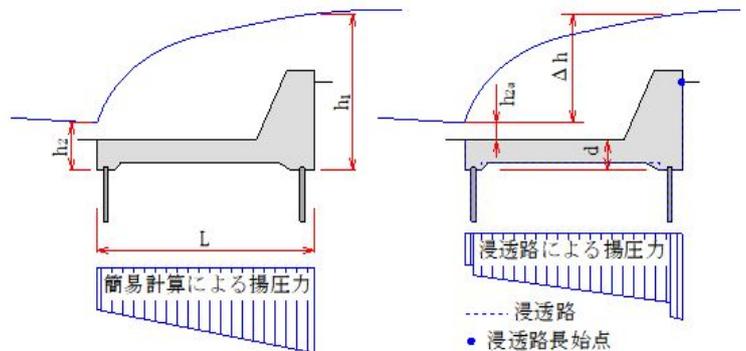
簡易計算とは、底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが作用するものとした台形荷重で考える。揚圧力係数は岩着又は不透水層まで達する矢板で囲まれている場合は、 $\mu = 0.4$ 、それ以外の場合は $\mu = 1.0$ とする。

$$\text{全揚圧力 } U = 0.5W_0 \cdot L \cdot \mu (h_1 + h_2)$$

簡易計算を選択していない場合の揚圧力は、水叩き長と上下流水位差から、次式により計算するものとする。

$$u_{ox} = \left( h_{2a} + \Delta h \frac{\Sigma L - L_x}{\Sigma L} + d \right) \cdot W_0$$

- ここに、 $u_{ox}$  : 任意の点xでの揚圧力  
 $w_0$  : 水の単位体積重量  
 $h_1, h_2$  : 上流および下流の水深  
 $h_{2a}$  : 下流側水深(水叩き上面基準)  
 $L$  : 本体幅  
 $\mu$  : 揚圧力係数  
 $\Delta h$  : 上流側水位と下流側水位との水位差  
 $\Sigma L$  : 全浸透路長  
 $L_x$  : 任意の点までの浸透路長  
 $d$  : 水叩き天端高と本体底面高の差



安定計算結果を表示している画面です。

画面上では、左上に検討ケース毎の断面力「荷重 (Σ N、Σ H)、モーメント (Σ N・X、Σ H・Y)」の一覧表を表示。また、それらの断面力に対する安定計算「転倒」「滑動」「地盤支持力に対する検討」の判定結果を検討ケース毎に「OK」または「OUT」と表示します。

#### 荷重・モーメント一覧

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
Σ N	230.810	226.424	230.177	0.000	0.000	0.000
Σ H	91.295	49.743	127.908	0.000	0.000	0.000
Σ N・X	454.384	446.297	451.868	0.000	0.000	0.000
Σ H・Y	126.678	60.236	180.477	0.000	0.000	0.000

#### 滑動に対する検討

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
許容値	1.500	1.500	1.200	0.000	0.000	0.000
安全率	1.460	2.628	1.039	0.000	0.000	0.000
判定	OUT	OK	OUT			

#### 転倒に対する検討

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
許容値	0.662	0.662	1.325	0.000	0.000	0.000
重心位置	1.420	1.705	1.179	0.000	0.000	0.000
偏心距離	0.568	0.283	0.809	0.000	0.000	0.000
判定	OK	OK	OK			

#### 地盤支持力に対する検討

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
支持力	300.000	300.000	450.000	0.000	0.000	0.000
鉛直力	230.810	226.424	230.177	0.000	0.000	0.000
偏心距離	0.568	0.283	0.809	0.000	0.000	0.000
鉛直反力	107.848	81.294	128.617	0.000	0.000	0.000
判定	OK	OK	OK			

#### 計算詳細確認

$$x = (\Sigma N \cdot x - \Sigma H \cdot y) / \Sigma N$$

$$= (446.297 - 60.236) / 226.424$$

$$= 1.705 \text{ (m)}$$

$$e = |L/2 - x| \text{ (絶対値)}$$

$$= |3.975 / 2 - 1.705|$$

$$= 0.283 \text{ (m)}$$

$$e = 0.283 \leq B/\theta = 0.662$$

OK

	N(kN)	H(kN)	x(m)	y(m)	N・x	H・y
躯体	270.051		1.954		527.880	
下流側土圧						
上流側土圧1	0.079	0.218	3.975	2.791	0.314	0.608
上流側土圧2	4.631	12.729	3.975	1.320	18.408	16.802
上流側土圧3	1.983	5.449	3.975	0.245	7.882	1.335
下流側水圧		-18.959		1.656		-12.437
上流側水圧		50.176	3.975	1.067		53.538
揚圧力	-50.320		2.148		-107.987	
水重						
泥圧		0.180	3.975	3.000		0.890
合計	226.424	49.743			446.297	60.236

#### 【参考】転倒に対する検討

構造物の転倒に対する安定条件は、次の値を満足するものでなければならない。

①  $\frac{L}{2} < e < \frac{L}{3}$  ならば、構造物は転倒する。

②  $\frac{L}{2} < e \leq \frac{L}{3}$  ならば、転倒しないが構造物後面に引張応力が生ずる。

したがって、転倒に対する安定条件は、式(1)及び式(2)とする。

常時  $e \leq \frac{L}{6}$  ..... (1)

地震時  $e \leq \frac{L}{3}$  ..... (2)

$e = \frac{L}{2} \frac{\Sigma M_L - \Sigma M_R}{\Sigma V}$

eの単位は、絶対値にする。

#### 【参考】滑動に対する検討

⑤ 滑動に対する検討

直線、平面断面に作用する全水平面力に対する、底面摩擦における滑動係数を、所定の安全率を有するものとすればならない。

滑動に対する検算は、式(1)によっておこなう。

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \geq F_0 \quad \text{--- (1)}$$

ΣV: 全鉛直面力(N)  
ΣH: 全水平面力(N)  
F<sub>0</sub>: 摩擦係数(通常は、tanφ)

ただし、岩盤上に設置する場合は、底面せん断摩擦係数を取り、その安全率(n)を4以上とする。この場合、F<sub>0</sub>はφ<sub>0</sub>で計算する。

(河川砂防技術基準「床止め」の構造設計手引きには、この判定基準の記載はない。)

$n = \frac{\tau \cdot d_0 + \Sigma V}{\Sigma H} > 4.0 \quad \text{--- (2)}$

区分	前照強度	摩擦係数	前照強度	摩擦係数
硬 岩(A)	2940	1.2	3000	1.2
中硬 岩(B)	1960	1.0	2000	1.0
軟 岩 II (C)	981	0.8	1000	0.8
軟 岩 I (D)	588	0.7	600	0.7

表中の前照強度の単位は N/m<sup>2</sup>

#### 【参考】地盤支持力に対する検討

偏心距離を考慮して、底面摩擦の地盤反力を求めた方を最大地盤反力とする。

なお、接圧力の作用が不均質にもあるため、基礎地盤によっては異圧力が作用しない場合についても検討しておく必要がある。

本アプリケーションでは、偏心距離 e を絶対値で算出しているため、最大地盤反力 q<sub>1</sub> となるため、q<sub>2</sub> の計算は行っていない。

最大地盤反力 (q<sub>max</sub>) は、許容地盤支持力 (q<sub>0</sub>) を越えてはならない。

合力の作用点が中央1/3内にあるとき (e ≤ L/6)

$q_1 = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$

$q_2 = q_1$  を比較して大なる方を q<sub>max</sub> とする。

合力の作用点が中央1/3外にあるとき (e > L/6)

$q = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{\Sigma V}{L - 2e}\right)$

印刷「プレビュー」を実行すると下画面が表示されます。

印刷プレビュー画面では、左フレームにサムネイル画像、右フレームに印刷イメージが表示されます。



# 固定堰設計計算システム

床止め工の水理計算や必要長および本体部の常時・地震時の安定計算が可能なシステム 価格 ¥176,000- (税+HASP 込)

本商品を別保有 HASP に追加登録する場合、価格は¥165,000- (税込) となります。

## 適用基準

- 土地改良事業計画設計基準
  - ・設計「頭首工」(H20/3)
- (財)国土技術研究センター
  - ・床止めの構造設計手引き (H12/5)
- (社)日本河川協会
  - ・建設省河川砂防技術基準 (H16/1)

## 構造型式

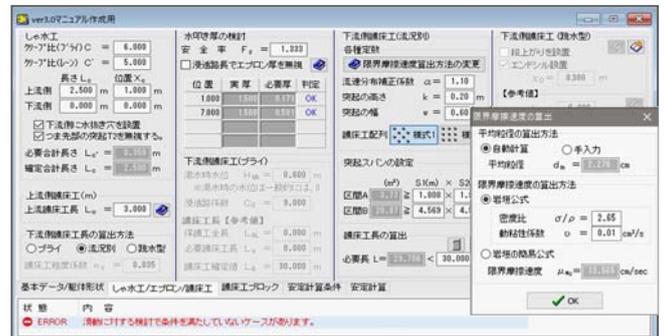
- 直壁型 (分離式に対応)
- 傾斜型 (落差部傾斜タイプ)

## システム概要

本システムは、固定堰の水理計算及び安定計算を行い準拠指針に準じた護床工長の計算が可能。

## 主な機能

- 1.水叩き長の計算は「ブライ式」「Rand 式」から選択可能。
- 2.パイピング (しゃ水工長) 検討は「ブライ」または「レーン」あるいは「両方 (比較検討)」から指定した検討が可能。
- 3.本体形状は「Help 画面」にて入力イメージ形状を確認可能。
- 4.水叩き厚さについて断面変化毎に「必要厚」を計算判定。
- 5.下流側護床工長について「ブライ」&「流況別」(頭首工)および「跳水型」(河川砂防・床止め)より指定が可能。
- 6.「流況別」の場合、護床工 (突起) の配列は「並列」「千鳥」の指定が可能で「跳水型」の場合は「A 区間」に段上がりやエンドシルを考慮した護床工長の計算が可能。
- 7.護床工長のブロック重量計算は、「A.B 区間 (ブライ・跳水型)」および「露出射流区間・跳水・常流区間 (流況別)」の計算が可能。
- 8.設計ケースは、最大 6 ケース、常時/地震時、揚圧力 (水圧) の有無上流/下流の水深の指定および「泥圧」を考慮した安定計算が可能。
- 9.躯体形状が直壁型式の場合「分離式構造」の安定計算が可能。
- 10.安定計算時「堆砂による泥圧 (頭首工・河川砂防)」を考慮可能。
- 11.計算書はプレビュー画面にて内容確認後、印刷や Word 変換が可能。



## システム環境

CONTACT (TEL):06-6125-2232 (FAX):06-6125-2233

- 基本 OS : Windows8 (32bit&64bit)、Windows10&11 (64bit)
- ハード環境 : HD 容量 500MB 以上、メモリ容量 4GB 以上
- プロテクト方式 : HASP (USB) 方式、オンライン (IN) 方式、ネット認証システム (Lan 対応版)

## お問合せ

ACCESS (URL):http://www.sipc.co.jp (Mail):mail@sipc.co.jp

株式会社 SIP システム

〒542-0081

大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501 (大阪事務所)  
TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

## ご案内

- ・本商品に関するご質問、資料請求、見積依頼等につきましては、お電話、メール等にて弊社「大阪事務所」迄お問い合わせ下さい。
- ・弊社ホームページより各商品概要のリーフレット、出力例等のダウンロードや体験版プログラムのお申込み等が可能です。

# 固定堰設計計算システム

Ver3.0

## 適用基準

- 土地改良事業計画設計基準      ・ 設計「頭首工」(H20/3)
- (財) 国土技術研究センター      ・ 「床止めの構造設定手引き」(H12/5)
- (社) 日本河川協会                  ・ 「建設省河川砂防技術基準」(H16/1)

## 出力例

### 直壁型タイプの計算書

(頭首工の流れの流域を判断した護床工長の計算)

参考資料 (分割式=重力式型式の安定計算)

#### 開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 1. 設計条件

## 直壁型(一体型) の場合の計算例

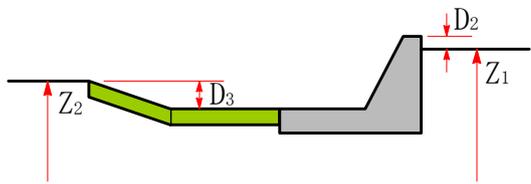
### 1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
躯体	$\gamma_{sc}$	24.500	kN/m <sup>3</sup>	
湿潤土	$\gamma_t$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
水中土	$\gamma_{ws}$	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
水	$\gamma_w$	9.800	kN/m <sup>3</sup>	

### 1.2 水理計算条件

項目	記号	値	単位	備考
計画流量	Q	260.000	m <sup>3</sup> /s	
計画高水水深	H	1.200	m	
下流河床勾配	$I_2$	400.000	1/n	
粗度係数	n	0.035		

### 1.3 河床形状



項目	記号	値	単位	備考
上流河床高	$Z_1$	60.000	m	
下流河床高	$Z_2$	59.000	m	
天端突出高	$D_2$	0.300	m	
水褥池水深	$D_3$	0.300	m	
堰幅	B	100.000	m	
護床工粗度係数	$n_c$	0.035		

### 1.4 水理計算条件

水叩長の計算式	○	ブライ		Rand (1955)
浸透路係数	$C_0$	9.000		
重力加速度	g	9.800	m/s <sup>2</sup>	

## 2. 水叩き長の計算

### 2.1 越流落下範囲の計算

項目	記号	値	単位	備考
河床落差	$D_1$	1.000	m	$Z_1 - Z_2$
総落差	$D$	1.600	m	$D_1 + D_2 + D_3$
単位幅流量	$q$	2.600	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	$Q/B$
限界水深	$h_c$	0.884	m	$(q/g^{1/2})^{2/3}$
下流側等流水深	$h_2$	1.432	m	$(q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5}$

上記内容の詳細を下記に記す。

- ・河床落差： $D_1 = Z_1 - Z_2 = 60.000 - 59.000 = 1.000$  (m)
- ・総落差： $D = D_1 + D_2 + D_3 = 1.000 + 0.300 + 0.300 = 1.600$  (m)
- ・単位幅流量： $q = Q/B = 260.000 \div 100.000 = 2.600$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
- ・限界水深： $h_c = (q/g^{0.5})^{2/3} = (2.600 \div 9.800^{1/2})^{2/3} = 0.884$  (m)
- ・下流側等流水深： $h_2 = (q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5} = (2.600 \div ((1/400.000)^{1/2} \div 0.035))^{3/5} = 1.432$  (m)

### 2.2 越流落下範囲の計算

越流水による堰体下流の洗掘を防ぐために必要な長さを、ブライの公式を用いて計算を行う。

$$W = 0.6C_0 \cdot D^{0.5}$$

上記式に各値を代入することで、必要な水叩き長 $W$ を求める。

$$W = 0.6C_0 \cdot D^{0.5} = 0.6 \times 9.000 \times 1.600^{0.5} = 6.831$$

上記必要水叩き長を参考に、水叩き長=7.000(m)とする。

項目	記号	値	単位	備考
必要水叩き長	$W$	6.831	m	$0.6C_0 \cdot D^{0.5}$
確定水叩き長	$W$	7.000	m	

### 3. 水位条件

#### 3.1 落下点での水深

落下点の水深は、本体天端と落下点区間でのエネルギー保存の式により次式で表すことができる。

$$\cdot V_c^2 / (2g) + \Delta Z + h_c = V_{1a}^2 / (2g) + h_{1a}$$

ここで、 $V_c$  : 限界水深時の流速 [落ち口での流速] ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m}/\text{s}^2$ )

$h_{1a}$  : 越流落水水深 [落下地点の水深] (m)

$V_{1a}$  : 本体直下流部の流速 [落下地点の流速] ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$\Delta Z$  : 水叩きから落差工天端までの高さ [D] (m)

上記式に  $V_{1a} = q / h_{1a}$  を代入して  $h_{1a}$  の三次元方程式を作成する。

$$\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{V_{1a}^2}{2g} + h_{1a}$$

$$\therefore \frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{1}{2g} \cdot \frac{q^2}{h_{1a}^2} + h_{1a}$$

$$\left( \frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right) h_{1a}^2 = \frac{q^2}{2g} + h_{1a}^3$$

$$h_{1a}^3 - \left( \frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right) h_{1a}^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

$$h_{1a}^3 - E_0 \cdot h_{1a}^2 + \frac{q^2}{2g} = 0, \quad E_0 = \left( \frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c \right)$$

$$V_c = \sqrt{g h_c}, \quad \therefore E_0 = (\Delta Z + 1.5 h_c)$$

ニュートン法を用いて  $h_{1a}$  を求める事で3つの値が導き出される。

エネルギー保存式より考えられる3つの値は、速度エネルギー ( $v_{1a}^2 / (2g)$ ) が0に近く水深の深い値 ( $h_{1a} > \Delta Z + h_c$ )、速度エネルギーが大きく水深が浅くなる値 ( $\Delta Z + h_c > h_{1a} > 0$ )、水深が負となり速度水頭が2乗によって正となる場合が考えられる。よって、落水水深は正で値の低い解を採用する。

解1  $h_{1a} = -0.32550$

解2  $h_{1a} = 0.36662$

解3  $h_{1a} = 2.88324$

結果、 $h_{1a} = 0.367$  (m) となる。

本体上下流での最大水位差は、次式にて求めることができる。

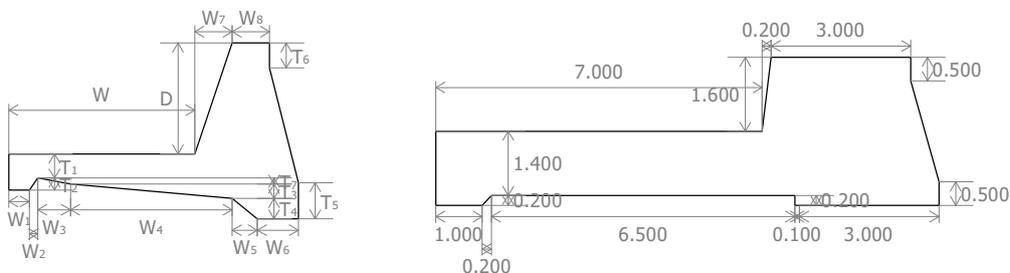
$$\cdot \Delta H = h_c + D - h_{1a} = 0.884 + 1.600 - 0.367 = 2.117 \text{ (m)}$$

項目	記号	値	単位	備考
総落差高	$\Delta Z$	1.600	m	Dと同値
落ち口限界水深	$h_c$	0.884	m	
落ち口限界流速	$V_c$	2.941	$\text{m}^3/\text{sec}$	$q / h_c$
越流落水水深	$h_{1a}$	0.367	m	エネルギー保存式
上下流最大水位差	$\Delta H$	2.117	m	$h_c + D - h_{1a}$

## 4. 躯体

### 4.1 躯体形状

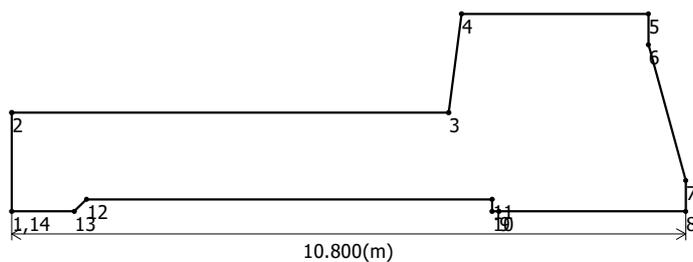
躯体の形状		○	直壁型			緩傾斜型		
W	7.000	W <sub>1</sub>	1.000	W <sub>2</sub>	0.200	W <sub>3</sub>	6.500	
W <sub>4</sub>	0.000	W <sub>5</sub>	0.100	W <sub>6</sub>	3.000	W <sub>7</sub>	0.200	
W <sub>8</sub>	3.000							
D	1.600	T <sub>1</sub>	1.400	T <sub>2</sub>	0.200	T <sub>3</sub>	0.200	
T <sub>4</sub>	0.000	T <sub>5</sub>	0.500	T <sub>6</sub>	0.500	T <sub>7</sub>	0.000	



### 4.2 躯体断面積と重心計算(座標法)

躯体の形状		○	一体型	分離型
-------	--	---	-----	-----

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	0.000	0.000						
2	0.000	1.600	0.000	1.600	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3	7.000	1.600	7.000	0.000	11.200000	0.000000	39.200000	0.000000
4	7.200	3.200	0.200	1.600	0.480000	11.360000	3.413333	27.306667
5	10.200	3.200	3.000	0.000	9.600000	0.000000	83.520000	0.000000
6	10.200	2.700	0.000	-0.500	0.000000	-5.100000	0.000000	-15.045000
7	10.800	0.500	0.600	-2.200	0.960000	-23.100000	10.014000	-36.718000
8	10.800	0.000	0.000	-0.500	0.000000	-5.400000	0.000000	-1.350000
9	7.800	0.000	-3.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	7.700	0.000	-0.100	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
11	7.700	0.200	0.000	0.200	0.000000	1.540000	0.000000	0.154000
12	1.200	0.200	-6.500	0.000	-1.300000	0.000000	-5.785000	0.000000
13	1.000	0.000	-0.200	-0.200	-0.020000	-0.220000	-0.022667	-0.022667
14	0.000	0.000	-1.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
合 計					20.920000	-20.920000	130.339667	-25.675000



- $\Delta X = X_n - X_{n-1}$
- $\Delta Y = Y_n - Y_{n-1}$
- $A_x = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1}$
- $A_y = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1}$
- $M_x = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (X_n - \Delta X / 3) / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1} \cdot (X_n - \Delta X / 2)$
- $M_y = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (Y_n - \Delta Y / 3) / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1} \cdot (Y_n - \Delta Y / 2)$
- $G_x = \Sigma M_x / \Sigma A_x$
- $G_y = \Sigma M_y / \Sigma A_y$

$A_x$ 、 $A_y$ 共に、絶対値が断面積となり、 $G_x$ 、 $G_y$ が重心位置となる。重心位置は $X_1$ 、 $Y_1$ を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 130.339667 / 20.920000 = 6.230$$

$$G_y = -25.675000 / -20.920000 = 1.227$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	20.920	m <sup>2</sup>	A <sub>x</sub>   or  A <sub>y</sub>
重心位置(横)	G <sub>x</sub>	6.230	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G <sub>y</sub>	1.227	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

## 5. しゃ水工

しゃ水工の根入れ長は、つぎの二つの方法で求めた値のうち大きい値をとることにより求めることができる。

・ブライの式

$$C \leq (L + \Sigma l_y) / \Delta H$$

・レーンの式

$$C' \leq (L / 3 + \Sigma l_y) / \Delta H$$

ここで、C : クリープ比 (今回は、C = 15.000)

C' : 重みつきクリープ比 (今回は、C' = 5.000)

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

$\Sigma l_y$  : 鉛直方向の浸透路長 (m)

$\Delta H$  : 上下流最大水位差 (m)

基礎地盤	ブライのC	レーンのC'
微細砂又は沈泥	18	8.5
細砂	15	7.0
中砂	—	6.0
粗砂	12	5.0
微粒礫	—	4.0
中粒礫	—	3.5
礫及び砂の混合	9	—
玉石を含んだ粗粒礫	—	3.0
玉石と礫を含んだ転石	—	2.5
転石、礫と砂	4~6	—
軟粘土	—	3.0
中粘土	—	2.0
重粘土	—	1.8
硬粘土	—	1.6

技術書「頭首工」H20/3版 P. 211 表-11.1

区分	C'	区分	C'
極めて細かい砂またはシルト	8.5	細砂利	4.0
細砂	7.0	中砂利	3.5
中砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

「床止めの構造設計手引き」P. 57 表2-4 (レーンの方式)

「建設省河川砂防技術基準 設計編I」P. 28 表1-5

区分	C'	区分	C'
極めて細かい砂またはシルト	8.5	栗石を含む粗砂利	3.0
細砂	7.0	栗石と礫を含む砂利	2.5
中砂	6.0	軟らかい粘土	3.0
粗砂	5.0	中くらいの粘土	2.0
細砂利	4.0	硬い粘土	1.8
中砂利	3.5		

「柔構造樋門設計の手引き」P. 189

上記2式の結果を比較して大きな値を用いて必要しゃ水工長を計算する。

鉛直方向の浸透路長を算出し、躯体形状によって確定している鉛直方向の浸透路長を控除し、1/2することで必要しゃ水工長を求める。

・ブライの式

$$\Sigma l_y \geq \Delta H \cdot C - L$$

$$\Sigma l_y \geq 2.117 \times 15.000 - 10.800 = 20.955 \text{ (m)}$$

・レーンの式

$$\Sigma l_y \geq \Delta H \cdot C' - L / 3$$

$$\Sigma l_y \geq 2.117 \times 5.000 - 10.800 / 3 = 6.985 \text{ (m)}$$

上記結果より、ブライ式の値  $\Sigma l_y = 20.955$  (m) を採用する

$$\cdot \text{必要しゃ水工長 } l_{c'} = \{20.955 - (2.900 + 0.200 + 0.200 + 1.600)\} / 2 = 8.028 \text{ (m)}$$

以上の結果から、しゃ水工は本体直下に4.200(m)、水叩き下流端では4.200(m)の長さで設ける。

項目	記号	値	単位	備考
クリープ比	C	15.000		ブライの方式
重みつきクリープ比	C'	5.000		レーンの方式
必要しゃ水工長	$l_{c'}$	8.028	m	ブライの式より
上流しゃ水工長	$l_{c1}$	4.200	m	
下流しゃ水工長	$l_{c2}$	4.200	m	
合計しゃ水工長	$l_c$	8.400	m	

## 6. 水叩き厚の検討

現在の形状において、水叩き厚が必要厚以上有しているかを次式により検討する。

但し、最小厚は河川の状況や頭首工の規模にもよるが、最小厚さは一般河川の場合50cm、流下転石の多い場合には60cmとするのが一般的である。

$$t \geq F_s \cdot \gamma_w (\Delta H - H_f) / (\gamma_{sc} - \gamma_w)$$

$$H_f = (\Delta H / S) S'$$

ここで、 $t$  : 照査する位置での厚さ (m)

$\Delta H$  : 上下流最大水位差 (m)

$H_f$  : 照査位置までの浸透水の損失水頭 (m)

$\gamma_{sc}$  : 本体及び水叩きの材料の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$F_s$  : 安全率 (1.333を使用)

$S$  : 全浸透路長 (m)

$S'$  : 照査位置までの浸透路長 (m)

照査する位置は、本体及び水叩きの形状変化点とした。

以下に照査位置と計算結果を表にて記す。また計算内容も記載する。

照査位置 X (m)	実厚さ $t_r$ (m)	浸透路長 $S'$ (m)	損失水頭 $H_f$ (m)	必要厚さ $t$ (m)	判定	備考
1.200	1.400	21.100	1.374	0.660	OK	
7.000	1.400	15.300	0.997	0.995	OK	

・全浸透路長の算出

$$S = 10.800 + 3.200 - 0.300 + 0.200 + 0.200 + 1.600 + 2 \times 4.200 + 2 \times 4.200$$

$$= 32.500 \text{ (m)}$$

・ $X=1.200$  (m)

$$S' = 10.800 - 1.200 + 3.200 - 0.300 + 2 \times 4.200 + 0.200 = 21.100 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.117 / 32.500) \times 21.100 = 1.374 \text{ (m)}$$

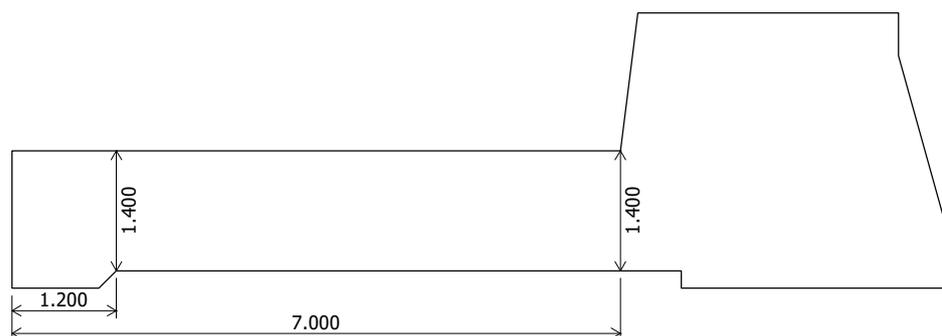
$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.117 - 1.374) / (24.500 - 9.800) = 0.660 \text{ (m)}$$

・ $X=7.000$  (m)

$$S' = 10.800 - 7.000 + 3.200 - 0.300 + 2 \times 4.200 + 0.200 = 15.300 \text{ (m)}$$

$$H_f = (2.117 / 32.500) \times 15.300 = 0.997 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times 9.800 \times (2.117 - 0.997) / (24.500 - 9.800) = 0.995 \text{ (m)}$$



## 7. 護床工長の検討

### 7.1 上流側護床工

上流側の護床工は、堰の直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体および河岸部の取付擁壁を保護するために設けるもので、水理実験や既設事例によれば、最低でも計画高水位時の水深程度以上の長さは必要である。

項目	記号	値	単位	備考
計画高水位	H	1.200	m	
上流側護床工長	$l_u$	2.000	m	

### 7.2 下流側護床工

下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間(護床工A)と、その下流の整流区間(護床工B)とに分けて求めることができる。

護床工Aの区間長Lは、 $L = L_1 + L_2$ で表すことができる。射流区間長 $L_1$ と跳水発生区間長 $L_2$ の計算式を下記に記す。

$$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^2)^{1/2} - 1) \cdot h_2$$

$$F_2 = q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$$

・  $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2$$

・  $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

L=0でも良い。ただし、護床工B区間長を長めにした方がよい。

・  $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$$-q^2 \cdot \chi / C^2 + a = 1/4 \cdot h^4 - h_c^3 \cdot h$$

$$C = h^{1/6} / n_c$$

この式のhに初期水深 $h_{1a}$  ( $\chi = 0$ )を代入して定数aを求めた後、hに $h_{1b}$ を代入することで、区間長 $L_1 = \chi$ が求まる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \times h_2$$

ここに、 $h_{1a}$  : 越流落水水深 (m)

$h_{1b}$  : 跳水開始水深 (m)

$h_2$  : 床止め下流部の水深 (m)

$F_2$  : 床止め下流部のフルード数

q : 単位幅流量 ( $m^3/s/m$ )

C : シェジの定数

$n_c$  : 護床工の粗度係数

上記で護床工長が長くなる場合、段上がりやエンドシルなどを設置することにより強制的に跳水を発生させ、エネルギーを減勢させることができる。この方法により、護床工A区間長は $L_2$ 区間のみとなる。

このときの跳水終了水深は、自然流下水深と一致するとは限らない。したがって、跳水終了水深は跳水開始水深( $h_{1a}$ )より共役水深( $h_{2a}$ )を求めることで算出する。

$$h_{2a} = 1/2((1+8 \cdot F_{r1}^2)^{1/2} - 1) \cdot h_{1a}$$

$$F_{r1} = q / (h_{1a} \cdot (g \cdot h_{1a})^{1/2})$$

$$L = (4.5 \sim 6) \times h_{2a}$$

$$H_s = h_2 / h_{1a}$$

$$H_E / h_{1a} = (H_s - 1) (2 F_{r1a}^2 - H_s (1 + H_s)) / (F_{r1a}^2 \cdot H_s \cdot C_d \eta)$$

ここに、 $h_{2a}$  : 跳水共役水深 (m)

$F_{r1}$  : 跳水開始水深でのフルード数

W : 補助構造物の高さ (m)

$h_2$  : 跳水後の水深 [自然下流水深] (m)

$h_{1a}$  : 跳水前の水深 [越流落水水深] (m)

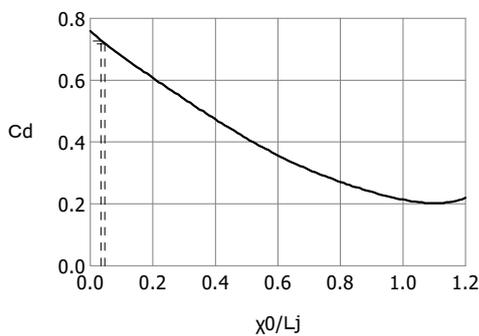
$H_s$  : 跳水前後の水深比

$C_d$  : 抗力係数

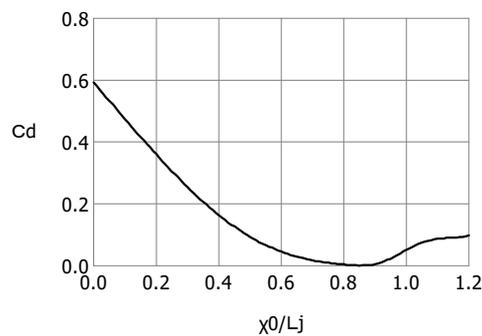
$\eta$  : 補正係数 ( $\eta = 1$ )

護床工Bの区間長Lは、現在のところ護床工上の流下に伴うせん断力の低減量の値が明確でないため、既設事例から判断し計画水深の3~5倍程度の長さにするのが妥当であろうと思われる。

項目	記号	値	単位	備考
単位幅流量	q	2.600	m <sup>3</sup> /s/m	
越流落水水深	h <sub>1a</sub>	0.367	m	
落下位置での流速	V <sub>1a</sub>	7.084	m/s	q / h <sub>1a</sub>
落下位置でのフルード数	F <sub>r1</sub>	3.736		q / (h <sub>1a</sub> · (g · h <sub>1a</sub> ) <sup>1/2</sup> )
跳水共役水深	h <sub>2a</sub>	1.764	m	1/2((1+8·F <sub>r1</sub> <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> -1) · h <sub>1a</sub>
護床工A区間	L <sub>A</sub>	7.938 ~10.584	m	(4.5~6) × h <sub>2a</sub>
自然跳水長	L <sub>J</sub>	6.444 ~8.592	m	(4.5~6) × h <sub>2</sub>
エンドシル設置位置	χ <sub>0</sub>	0.300	m	跳水開始端からの距離
抗力係数	C <sub>d</sub>	0.718 ~0.728	m	グラフより
補助構造物の高さ	H <sub>E</sub>	0.236 ~0.239	m	
護床工B区間	L <sub>B</sub>	4.296 ~7.160	m	(3~5) × h <sub>2</sub>



段上りの抗力係数



エンドシルの抗力係数

下記に上記の計算内容を記す。

・段上りを設置するため

$$F_{r1} = q / (h_{1a} \cdot (g \cdot h_{1a})^{1/2})$$

$$= 2.600 / (0.367 \times (9.800 \times 0.367)^{1/2}) = 3.736$$

$$h_{2a} = 1/2((1+8 \cdot F_{r1}^2)^{1/2} - 1) \cdot h_{1a}$$

$$= 1/2 \times ((1+8 \times 3.736^2)^{1/2} - 1) \times 0.367 = 1.764 \text{ (m)}$$

$$L_A = (4.5 \sim 6) \cdot h_{2a} = (4.5 \sim 6) \times 1.764 = 7.938 \sim 10.584 \text{ (m)}$$

$$L_J = (4.5 \sim 6) \cdot h_2 = (4.5 \sim 6) \times 1.432 = 6.444 \sim 8.592 \text{ (m)}$$

$$\text{跳水開始点から段上りまでの距離 } \chi_0 = 0.300 \text{ (m)}$$

$$\chi_0 / L_J = 0.300 / (6.444 \sim 8.592) = 0.047 \sim 0.035$$

$$\text{上記グラフより } C_d = 0.718 \sim 0.728$$

$$H_S = h_2 / h_{1a} = 1.432 / 0.367 = 3.90191$$

$$H_{E1} = h_{1a} (H_S - 1) (2F_{r1}^2 - H_S \times (1 + H_S)) / (F_{r1}^2 \cdot H_S \cdot C_d \cdot \eta)$$

$$= 0.367 \times (3.90191 - 1) \times (2 \times 3.736^2 - 3.90191 \times (1 + 3.90191)) / (3.736^2 \times 3.90191 \times 0.718 \times 1)$$

$$= 0.239 \text{ (m)}$$

$$H_{E2} = 0.367 \times (3.90191 - 1) \times (2 \times 3.736^2 - 3.90191 \times (1 + 3.90191)) / (3.736^2 \times 3.90191 \times 0.728 \times 1)$$

$$= 0.236 \text{ (m)}$$

$$L_B = (3 \sim 5) \times h_2 = (3 \sim 5) \times 1.432 = 4.296 \sim 7.160 \text{ (m)}$$

上記結果を参考に、護床工の長さや段上りの高さを次のように確定した。

項目	記号	値	単位	備考
護床工A区間長	L <sub>A</sub>	10.000	m	7.938~10.584
護床工B区間長	L <sub>B</sub>	7.000	m	4.296~7.160
段上りの高さ	H <sub>E</sub>	0.300	m	0.236~0.239

段上がり高さより、抗力係数 $C_d$ の逆算

$$H_s = h_2 / h_{1a} = 1.432 / 0.367 = 3.90191$$

$$\begin{aligned} C_d &= h_{1a} (H_s - 1) (2F_{r1}^2 - H_s \times (1 + H_s)) / (F_{r1}^2 \cdot H_s \cdot H_E \cdot \eta) \\ &= 0.367 \times (3.90191 - 1) \times (2 \times 3.736^2 - 3.90191 \times (1 + 3.90191)) / (3.736^2 \times 3.90191 \times 0.300 \times 1) \\ &= 0.573 \end{aligned}$$

段上がりに加わる抗力 $P$ の計算(単位m当たり)

$$\begin{aligned} P &= C_d \cdot \gamma_w \cdot V_{1a}^2 / (2g) \cdot H_E \cdot \eta \\ &= C_d \cdot \gamma_w \cdot q^2 / (2g \cdot h_{1a}^2) \cdot H_E \cdot \eta \\ &= 0.573 \times 9.800 \times 2.600^2 / (2 \times 9.800 \times 0.367^2) \times 0.300 \times 1 \\ &= 4.314 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、 $P$  : 段上がりに加わる抗力 (kN)

$C_d$  : 抗力係数

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_{1a}$  : 跳水前の流速 (m/s)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$H_E$  : 段上がりの高さ (m)

$\eta$  : 補正係数 ( $\eta = 1$ )

$q$  : 単位幅当たりの流量 (m<sup>3</sup>/s)

$h_{1a}$  : 跳水前水深 (m)

項 目	記号	値	単位	備 考
逆算した抗力係数	$C_d$	0.573		段上がり高からの逆算
段上がりに加わる抗力	$P$	4.314	kN	単位m当たり

## 8. 護床工のブロック重量

護床工ブロックの重量は、次式により算出した値を超える必要がある。

$$W = \alpha (\rho_w / (\rho_b - \rho_w))^3 \cdot \rho_b / g^2 (V_d / \beta)^6$$

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)

$\alpha$  : ブロック形状によって定まる係数

$\rho_b$  : ブロックの密度

$\rho_w$  : 水の密度 1 (t/m<sup>3</sup>)

$\beta$  : ブロックを層積みした場合の割引係数

ブロック種別	模型ブロックの比重	$\beta$	係数 $\alpha \times 10^{-3}$
A : 対称突起型	$\rho_b / \rho_w = 2.22$	1.5	1.20
B : 平面型	$\rho_b / \rho_w = 2.03$	2.0	0.54
C : 三角錐型	$\rho_b / \rho_w = 2.35$	1.4	0.83
D : 三点支持型	$\rho_b / \rho_w = 2.25$	2.3	0.45
E : 長方形	$\rho_b / \rho_w = 2.09$	2.8	0.79

### 8.1 上流側護床工

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d1} = Q / (B \cdot H) = 260.000 / (100.000 \times 1.200) = 2.167 \text{ (m/s)}$$

$$W_1 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (2.167 / 1.5)^6 \\ = 0.139 \text{ (kN)}$$

### 8.2 護床工 A 前半「本体直下流～跳水発生区間前半」

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d2} = q / h_{1a} = 2.600 / 0.367 = 7.084 \text{ (m/s)}$$

$$W_2 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (7.084 / 1.5)^6 \\ = 169.483 \text{ (kN)}$$

### 8.3 護床工 A 後半「跳水発生区間後半」

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d3} = (q / h_{1a} + q / h_2) / 2 = (2.600 / 0.367 + 2.600 / 1.432) / 2 = 4.450 \text{ (m/s)}$$

$$W_3 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (4.450 / 1.5)^6 \\ = 10.414 \text{ (kN)}$$

### 8.4 護床工 B

ブロック種別 : 対称突起型 ・ 鉄筋による連結を行う。

$$\alpha = 1.20, \beta = 1.5, \rho_b / \rho_w = 2.22$$

$$V_{d4} = q / h_2 = 2.600 / 1.432 = 1.816 \text{ (m/s)}$$

$$W_4 = 1.20 \times (1 / (2.22 - 1))^3 \times 2.22 / 9.800^2 \times (1.816 / 1.5)^6 \\ = 0.048 \text{ (kN)}$$

## 8.5 ブロック重量集計

項 目	記号	値	単位	備 考
ブロック近傍流速	$V_{d1}$	2.167	m/s	$Q / (B \cdot H)$
ブロック近傍流速	$V_{d2}$	7.084	m/s	$q / h_{1a}$
ブロック近傍流速	$V_{d3}$	4.450	m/s	$(q / h_{1a} + q / h_2) / 2$
ブロック近傍流速	$V_{d4}$	1.816	m/s	$q / h_2$
最小ブロック重量	$W_1$	0.139	kN	上流側護床工
最小ブロック重量	$W_2$	169.483	kN	護床工A前半「本体直下流～跳水発生区間前半」
最小ブロック重量	$W_3$	10.414	kN	護床工A後半「跳水発生区間後半」
最小ブロック重量	$W_4$	0.048	kN	護床工B

## 9. 設計条件(安定計算)

### 9.1 土圧計算条件

土圧公式		ランキン	○	クーロン		任意係数
項目	記号	値	単位	備考		
内部摩擦角	$\phi$	30.000	°			
常時壁面摩擦角	$\delta$	20.000	°			
地震時壁面摩擦角	$\delta_E$	15.000	°			
設計水平震度	$K_h$	0.120				

### 9.2 荷重条件

ケース名称	常時/ 地震時	水重	揚圧 力	速度 水頭	作用 範囲	落ち 口0	泥圧	上流水深 (m)	下流水深 (m)
常時・浮力有り	常時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367
地震時・浮力有り	地震時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367

### 9.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	$f$	$\tan 30.000$		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	$F_s$	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	$F_{se}$	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	$Q_u$	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	$Q_{ue}$	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 9.4 土圧係数

土圧公式は「クーロン土圧公式」を採用する。

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2$$

上記式に、各値を代入して土圧係数を求める。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((2.700 - 0.500) / (10.800 - 10.200)) = 74.745 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.120 = 6.843 (^\circ)$$

但し常時の時は、 $\theta_0 = 0.000 (^\circ)$ とする。

項目	記号	値	単位	備考
常時土圧係数 1	$K_{A0}$	0.297		垂直部の土圧係数
常時土圧係数 2	$K_{A1}$	0.427		傾斜部の土圧係数
地震合成角	$\theta_0$	6.843	°	
地震時土圧係数 1	$K_{AE0}$	0.383		垂直部の土圧係数
地震時土圧係数 2	$K_{AE1}$	0.519		傾斜部の土圧係数

## 10. 荷重の算出

### 10.1 自重

本体と水叩きは、一体式構造として計算を行う。自重は、既に座標法にて算出された断面積に単位体積重量を乗じて求める。また躯体の水平力は、自重に地震時水平震度を乗じて求める。但し、常時の際には水平力は考慮しない。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 20.92000 \times 24.500 = 512.540 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 512.540 \times 0.120 = 61.505 \text{ (kN)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	座標法	512.540	512.540	61.505	6.230	1.227	3193.124	75.467
	合計	512.540	512.540	61.505			3193.124	75.467

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

### 10.2 堆砂による土圧(泥圧)

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものとする。  
また堆砂による河床部の土圧強度は次式により算出する。

$$p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) \cdot D_2$$

ここに、  
 $p_e$  : 堆砂による土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $C_e$  : 土圧係数 (泥圧係数)  
 $\gamma_{w1}$  : 堆砂の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $D_2$  : 堆砂の高さ (天端突出高) (m)

項 目	記号	値	単位	備 考
土圧係数(泥圧係数)	$C_e$	0.400		
水の単位体積重量	$\gamma_w$	9.800	(kN/m <sup>3</sup> )	
堆砂の単位体積重量	$\gamma_{w1}$	17.000	(kN/m <sup>3</sup> )	
堆砂の高さ	$D_2$	0.300	(m)	
堆砂による土圧強度	$p_e$	0.864	(kN/m <sup>2</sup> )	

$$\text{土圧強度 } p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) D_2 = 0.400 \times (17.000 - 9.800) \times 0.300 = 0.864$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	10.800	3.000		0.390
	合計	0.130	0.000	0.130			0.000	0.390

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 10.3 土圧

土圧の算出において、土砂は常に水中にあるものとして単位体積重量は、水中土重量を用いる。  
また、土圧は壁面摩擦角に応じて水平力と鉛直力とに分けて計上する。

・土圧作用高さ

$$h_1 = T_6 - D_2 = 0.500 - 0.300 = 0.200 \text{ (m)}$$

$$h_2 = D + T_1 + T_3 - T_5 - T_6 = 1.600 + 1.400 + 0.200 - 0.500 - 0.500 = 2.200 \text{ (m)}$$

$$h_3 = T_5 = 0.500 \text{ (m)}$$

・常時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 20.000 = 0.342$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 20.000 = 0.940$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_2 = K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.297 \times 10.000 \times 0.200 = 0.594$$

$$\text{土圧強度 } p_3 = p_2 + K_{A1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.594 + 0.427 \times 10.000 \times 2.200 = 9.988$$

$$\text{土圧強度 } p_4 = p_3 + K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 9.988 + 0.297 \times 10.000 \times 0.500 = 11.473$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	10.800	2.791	0.853	0.608
2	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	10.800	1.320	50.015	16.802
3	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	10.800	0.245	21.416	1.335
合計		19.570	6.693	18.396			72.284	18.745

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

・地震時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 15.000 = 0.259$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 15.000 = 0.966$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_{E2} = K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.383 \times 10.000 \times 0.200 = 0.766$$

$$\text{土圧強度 } p_{E3} = p_{E2} + K_{AE1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.766 + 0.519 \times 10.000 \times 2.200 = 12.184$$

$$\text{土圧強度 } p_{E4} = p_{E3} + K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 12.184 + 0.383 \times 10.000 \times 0.500 = 14.099$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	10.800	2.790	0.691	0.672
2	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	10.800	1.315	45.166	20.510
3	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	10.800	0.244	19.591	1.651
合計		23.398	6.060	22.603			65.448	22.833

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 10.4 水圧

・上流側(背面側)

・  $H_{b1} = 0.884 \text{ (m)}$  ,  $V_{c1} = 2.941 \text{ (m/s)}$  [速度水頭を考慮]

$$H_{c1} = V_{c1}^2 / 2g = 2.941^2 / (2 \times 9.800) = 0.441 \text{ (m)}$$

$$p_{wb1} = \gamma_w (H_{c1} + H_{b1}) = 9.800 \times (0.441 + 0.884) = 12.985 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{wb2} = \gamma_w \cdot (H_{b1} + H_{c1} + D + T_1 + T_3) = 9.800 \times (0.884 + 0.441 + 1.600 + 1.400 + 0.200) = 44.345 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	10.800	1.308		119.980
合計		91.728	0.000	91.728			0.000	119.980

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

・下流側(前面側)

$$\cdot H_{f1} = 0.367 \text{ (m)}$$

水叩き底部の静水圧を算出し三角形の水圧を計算する。

$$p_{wf1} = \gamma_w \cdot (H_{f1} + T_1 + T_2) = 9.800 \times (0.367 + 1.400 + 0.200) = 19.277$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
合計		18.959	0.000	-18.959			0.000	-12.437

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 10.5 揚圧力

底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが、作用するものとした台形荷重を考える。

$$u_u = \gamma_w \cdot \mu (h_u + d_u)$$

$$u_b = \gamma_w \cdot \mu (h_b + d_b)$$

ここに、 $u_u$  : 上流側揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$u_b$  : 下流側揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_u$  : 上流側水深 (m)

$h_b$  : 下流側水深 (m)

$d_u$  : 本体天端高と本体底面高との差 (m)

$d_b$  : 水叩き下流側の厚さ (m)

$\mu$  : 揚圧力係数

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\mu = 0.50$$

$$d_u = 3.200 \text{ (m)}$$

$$d_b = 1.600 \text{ (m)}$$

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

$$h_{u1} = 0.884 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.367 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$u_{u1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{u1} + d_u) = 9.800 \times 0.5 \times (0.884 + 3.200) = 20.012 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$u_{b1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{bb1} + d_b) = 9.800 \times 0.5 \times (0.367 + 1.600) = 9.638 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$10.800 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	160.110	-160.110		6.030		-965.463	
合計		160.110	-160.110	0.000			-965.463	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 10.6 水重

天端上の水重は、上流側の水位により算出する。また、水叩き上の水重は、下流側の水位により算出する。

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		9.200		119.554	
2	$9.800 \times 7.000 \times 0.367$	25.176	25.176		3.500		88.116	
3	$9.800 \times 0.046 \times 0.367 \div 2$	0.083	0.083		7.015		0.582	
合計		38.254	38.254	0.000			208.252	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 11. 安定計算

転倒に対する検討は、本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを集計し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、常時においては合力の作用位置が中央1/3以内、地震時には合力の作用位置が中央2/3以内にあることを確認する。

滑動に対する検討は、後述する式により安全率を算出し、必要安全率以上であることを確認する。

地盤支持力に対する検討は、地盤の許容支持力度が後述する式より得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。

$$e = |B/2 - M/V|$$

$$M = M_x - M_y$$

$$F = V \cdot f / H$$

$$F = (\tau_0 B + V \cdot f) / H \quad \dots \text{岩盤上に築造する場合}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B$$

ここに、e：偏心距離(m) [絶対値で算出]

B：底面幅(m)

M：底面下流端におけるモーメントの和(kN・m)

V：底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

F：滑動に対する安全率

f：コンクリートと地盤の摩擦係数

$\tau_0$ ：底面のせん断抵抗(kN/m<sup>2</sup>)

H：底面に作用する水平荷重の和(kN)

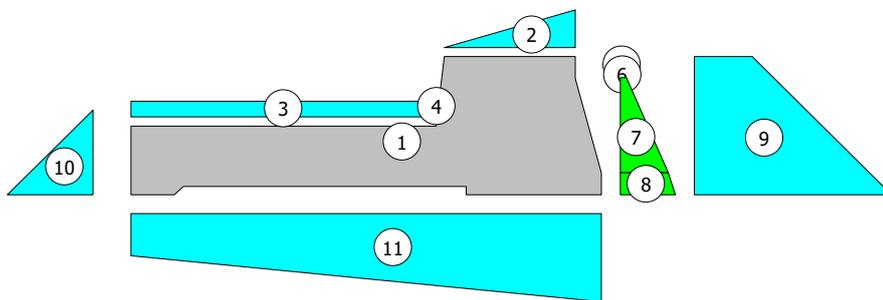
P：鉛直最大反力(kN/m<sup>2</sup>)

項 目	記号	値	単位	備 考
底面の摩擦係数	f	tan 30.000		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F <sub>s</sub>	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F <sub>se</sub>	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q <sub>u</sub>	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q <sub>ue</sub>	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 11.1 常時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	座標法	512.540	512.540		6.230	1.227	3193.124	
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		9.200		119.554	
3	$9.800 \times 7.000 \times 0.367$	25.176	25.176		3.500		88.116	
4	$9.800 \times 0.046 \times 0.367 \div 2$	0.083	0.083		7.015		0.582	
5	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	10.800	3.000		0.390
6	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	10.800	2.791	0.853	0.608
7	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	10.800	1.320	50.015	16.802
8	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	10.800	0.245	21.416	1.335
9	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	10.800	1.308		119.980
10	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
11	$10.800 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	160.110	-160.110		6.030		-965.463	
合計		841.291	397.377	91.295			2508.197	126.678

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。  
 また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



#### ・ 転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |10.800 / 2 - (2508.197 - 126.678) / 397.377| = 0.593 \text{ (m)}$$

常時の為  $e_s = B/6 = 10.800 / 6 = 1.800 \text{ (m)}$   
 $e = 0.593 \leq e_s = 1.800 \dots\dots \text{OK}$

#### ・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 397.377 \times \tan 30.000 / 91.295 = 2.513$$

常時の為  $F_s = 1.500$   
 $F = 2.513 \geq F_s = 1.500 \dots\dots \text{OK}$

#### ・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \dots\dots \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき} (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \dots\dots \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき} (e > B/6)$$

$e = 0.593 \leq B/6 = 1.800$  の為

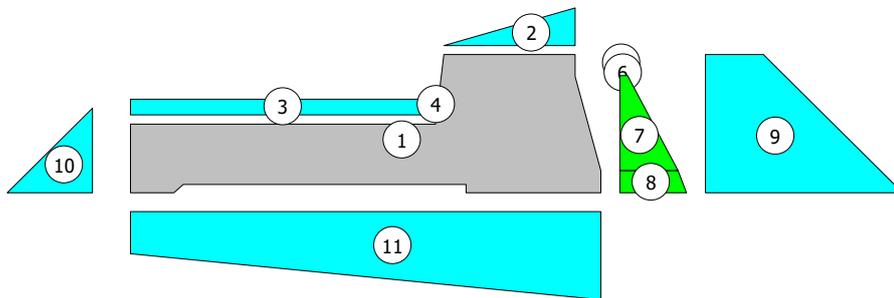
$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 397.377 \times (1 + 6 \times 0.593 / 10.800) / 10.800 = 48.916 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

常時の為  $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $P = 48.916 \leq Q_u = 300.000 \dots\dots \text{OK}$

## 11.2 地震時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	座標法	512.540	512.540	61.505	6.230	1.227	3193.124	75.467
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		9.200		119.554	
3	$9.800 \times 7.000 \times 0.367$	25.176	25.176		3.500		88.116	
4	$9.800 \times 0.046 \times 0.367 \div 2$	0.083	0.083		7.015		0.582	
5	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	10.800	3.000		0.390
6	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	10.800	2.790	0.691	0.672
7	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	10.800	1.315	45.166	20.510
8	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	10.800	0.244	19.591	1.651
9	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	10.800	1.308		119.980
10	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
11	$10.800 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	160.110	-160.110		6.030		-965.463	
合計		845.119	396.744	157.007			2501.361	206.233

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。  
但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



### ・ 転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |10.800 / 2 - (2501.361 - 206.233) / 396.744| = 0.385 \text{ (m)}$$

$$\text{地震時の為 } e_{se} = 2B/6 = 2 \times 10.800 / 6 = 3.600 \text{ (m)}$$

$$e = 0.385 \leq e_{se} = 3.600 \quad \dots \quad \text{OK}$$

### ・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 396.744 \times \tan 30.000 / 157.007 = 1.459$$

$$\text{地震時の為 } F_{se} = 1.200$$

$$F = 1.459 \geq F_{se} = 1.200 \quad \dots \quad \text{OK}$$

### ・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき } (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき } (e > B/6)$$

$$e = 0.385 \leq B/6 = 1.800 \text{ の為}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 396.744 \times (1 + 6 \times 0.385 / 10.800) / 10.800 = 44.593 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地震時の為 } Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

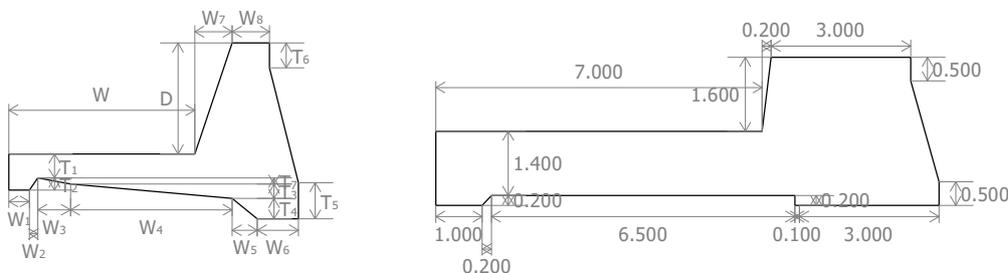
$$P = 44.593 \leq Q_{ue} = 450.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

## 4. 躯体

### 直壁型（分離式）の場合（参考資料）

#### 4.1 躯体形状

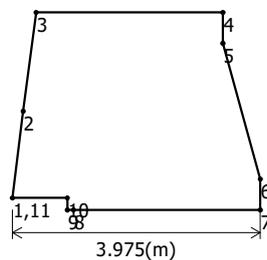
躯体の形状		○	直壁型			緩傾斜型		
W	7.000	W <sub>1</sub>	1.000	W <sub>2</sub>	0.200	W <sub>3</sub>	6.500	
W <sub>4</sub>	0.000	W <sub>5</sub>	0.100	W <sub>6</sub>	3.000	W <sub>7</sub>	0.200	
W <sub>8</sub>	3.000							
D	1.600	T <sub>1</sub>	1.400	T <sub>2</sub>	0.200	T <sub>3</sub>	0.200	
T <sub>4</sub>	0.000	T <sub>5</sub>	0.500	T <sub>6</sub>	0.500	T <sub>7</sub>	0.000	



#### 4.2 躯体断面積と重心計算（座標法）

躯体の形状		○	一体型	○	分離型
-------	--	---	-----	---	-----

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	0.000	0.200						
2	0.175	1.600	0.175	1.400	0.157500	0.122500	0.017354	0.138833
3	0.375	3.200	0.200	1.600	0.480000	0.440000	0.137333	1.098667
4	3.375	3.200	3.000	0.000	9.600000	0.000000	18.000000	0.000000
5	3.375	2.700	0.000	-0.500	0.000000	-1.687500	0.000000	-4.978125
6	3.975	0.500	0.600	-2.200	0.960000	-8.085000	3.462000	-12.694000
7	3.975	0.000	0.000	-0.500	0.000000	-1.987500	0.000000	-0.496875
8	0.975	0.000	-3.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
9	0.875	0.000	-0.100	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	0.875	0.200	0.000	0.200	0.000000	0.175000	0.000000	0.017500
11	0.000	0.200	-0.875	0.000	-0.175000	0.000000	-0.076563	0.000000
合 計					11.022500	-11.022500	21.540125	-16.914000



- $\Delta X = X_n - X_{n-1}$
- $\Delta Y = Y_n - Y_{n-1}$
- $A_x = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1}$
- $A_y = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1}$
- $M_x = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (X_n - \Delta X / 3) / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1} \cdot (X_n - \Delta X / 2)$
- $M_y = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (Y_n - \Delta Y / 3) / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1} \cdot (Y_n - \Delta Y / 2)$
- $G_x = \Sigma M_x / \Sigma A_x$
- $G_y = \Sigma M_y / \Sigma A_y$

$A_x$ 、 $A_y$ 共に、絶対値が断面積となり、 $G_x$ 、 $G_y$ が重心位置となる。重心位置は $X_1$ 、 $Y_1$ を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 21.540125 / 11.022500 = 1.954$$

$$G_y = -16.914000 / -11.022500 = 1.534$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	11.023	m <sup>2</sup>	$A_x$   or   $A_y$
重心位置(横)	$G_x$	1.954	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	$G_y$	1.534	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

## 9. 設計条件(安定計算)

### 9.1 土圧計算条件

土圧公式		ランキン	○	クーロン		任意係数
項目	記号	値	単位	備考		
内部摩擦角	$\phi$	30.000	°			
常時壁面摩擦角	$\delta$	20.000	°			
地震時壁面摩擦角	$\delta_E$	15.000	°			
設計水平震度	$K_h$	0.120				

### 9.2 荷重条件

ケース名称	常時/ 地震時	水重	揚圧 力	速度 水頭	作用 範囲	落ち 口0	泥圧	上流水深 (m)	下流水深 (m)
常時・浮力有り	常時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367
地震時・浮力有り	地震時	○	○	○	本体	○	○	0.884	0.367

### 9.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	$f$	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	$F_s$	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	$F_{se}$	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	$Q_u$	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	$Q_{ue}$	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 9.4 土圧係数

土圧公式は「クーロン土圧公式」を採用する。

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \cos\theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2$$

上記式に、各値を代入して土圧係数を求める。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((2.700 - 0.500) / (10.800 - 10.200)) = 74.745 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1}K_h = \tan^{-1}0.120 = 6.843 (^\circ)$$

但し常時の時は、 $\theta_0 = 0.000 (^\circ)$ とする。

項目	記号	値	単位	備考
常時土圧係数 1	$K_{A0}$	0.297		垂直部の土圧係数
常時土圧係数 2	$K_{A1}$	0.427		傾斜部の土圧係数
地震合成角	$\theta_0$	6.843	°	
地震時土圧係数 1	$K_{AE0}$	0.383		垂直部の土圧係数
地震時土圧係数 2	$K_{AE1}$	0.519		傾斜部の土圧係数

## 10. 荷重の算出

### 10.1 自重

本体と水叩きは、一体式構造として計算を行う。自重は、既に座標法にて算出された断面積に単位体積重量を乗じて求める。また躯体の水平力は、自重に地震時水平震度を乗じて求める。但し、常時の際には水平力は考慮しない。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 11.02250 \times 24.500 = 270.051 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 270.051 \times 0.120 = 32.406 \text{ (kN)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	座標法	270.051	270.051	32.406	1.954	1.534	527.680	49.711
	合計	270.051	270.051	32.406			527.680	49.711

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

### 10.2 堆砂による土圧(泥圧)

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものとする。  
また堆砂による河床部の土圧強度は次式により算出する。

$$p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) \cdot D_2$$

ここに、  
 $p_e$  : 堆砂による土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $C_e$  : 土圧係数 (泥圧係数)  
 $\gamma_{w1}$  : 堆砂の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $D_2$  : 堆砂の高さ (天端突出高) (m)

項 目	記号	値	単位	備 考
土圧係数(泥圧係数)	$C_e$	0.400		
水の単位体積重量	$\gamma_w$	9.800	(kN/m <sup>3</sup> )	
堆砂の単位体積重量	$\gamma_{w1}$	17.000	(kN/m <sup>3</sup> )	
堆砂の高さ	$D_2$	0.300	(m)	
堆砂による土圧強度	$p_e$	0.864	(kN/m <sup>2</sup> )	

$$\text{土圧強度 } p_e = C_e \cdot (\gamma_{w1} - \gamma_w) D_2 = 0.400 \times (17.000 - 9.800) \times 0.300 = 0.864$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	3.975	3.000		0.390
	合計	0.130	0.000	0.130			0.000	0.390

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 10.3 土圧

土圧の算出において、土砂は常に水中にあるものとして単位体積重量は、水中土重量を用いる。  
また、土圧は壁面摩擦角に応じて水平力と鉛直力とに分けて計上する。

・土圧作用高さ

$$h_1 = T_6 - D_2 = 0.500 - 0.300 = 0.200 \text{ (m)}$$

$$h_2 = D + T_1 + T_3 - T_5 - T_6 = 1.600 + 1.400 + 0.200 - 0.500 - 0.500 = 2.200 \text{ (m)}$$

$$h_3 = T_5 = 0.500 \text{ (m)}$$

・常時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 20.000 = 0.342$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 20.000 = 0.940$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_2 = K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.297 \times 10.000 \times 0.200 = 0.594$$

$$\text{土圧強度 } p_3 = p_2 + K_{A1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.594 + 0.427 \times 10.000 \times 2.200 = 9.988$$

$$\text{土圧強度 } p_4 = p_3 + K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 9.988 + 0.297 \times 10.000 \times 0.500 = 11.473$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	3.975	2.791	0.314	0.608
2	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	3.975	1.320	18.408	16.802
3	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	3.975	0.245	7.882	1.335
合計		19.570	6.693	18.396			26.604	18.745

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

・地震時(泥圧考慮時)

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 15.000 = 0.259$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 15.000 = 0.966$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = p_e = 0.864$$

$$\text{土圧強度 } p_{E2} = K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.383 \times 10.000 \times 0.200 = 0.766$$

$$\text{土圧強度 } p_{E3} = p_{E2} + K_{AE1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 0.766 + 0.519 \times 10.000 \times 2.200 = 12.184$$

$$\text{土圧強度 } p_{E4} = p_{E3} + K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 12.184 + 0.383 \times 10.000 \times 0.500 = 14.099$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	3.975	2.790	0.254	0.672
2	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	3.975	1.315	16.623	20.510
3	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	3.975	0.244	7.211	1.651
合計		23.398	6.060	22.603			24.088	22.833

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 10.4 水圧

・上流側(背面側)

・  $H_{b1} = 0.884 \text{ (m)}$  ,  $V_{c1} = 2.941 \text{ (m/s)}$  [速度水頭を考慮]

$$H_{c1} = V_{c1}^2 / 2g = 2.941^2 / (2 \times 9.800) = 0.441 \text{ (m)}$$

$$p_{wb1} = \gamma_w (H_{c1} + H_{b1}) = 9.800 \times (0.441 + 0.884) = 12.985 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{wb2} = \gamma_w \cdot (H_{b1} + H_{c1} + D + T_1 + T_3) = 9.800 \times (0.884 + 0.441 + 1.600 + 1.400 + 0.200) = 44.345 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	3.975	1.308		119.980
合計		91.728	0.000	91.728			0.000	119.980

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

・下流側(前面側)

$$\cdot H_{f1} = 0.367 \text{ (m)}$$

水叩き底部の静水圧を算出し三角形の水圧を計算する。

$$p_{wf1} = \gamma_w \cdot (H_{f1} + T_1 + T_2) = 9.800 \times (0.367 + 1.400 + 0.200) = 19.277$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
合計		18.959	0.000	-18.959			0.000	-12.437

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 10.5 揚圧力

底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが、作用するものとした台形荷重を考える。

$$u_u = \gamma_w \cdot \mu (h_u + d_u)$$

$$u_b = \gamma_w \cdot \mu (h_b + d_b)$$

ここに、 $u_u$  : 上流側揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$u_b$  : 下流側揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_u$  : 上流側水深 (m)

$h_b$  : 下流側水深 (m)

$d_u$  : 本体天端高と本体底面高との差 (m)

$d_b$  : 水叩き下流側の厚さ (m)

$\mu$  : 揚圧力係数

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\mu = 0.50$$

$$d_u = 3.200 \text{ (m)}$$

$$d_b = 1.600 \text{ (m)}$$

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

$$h_{u1} = 0.884 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.367 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$u_{u1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{u1} + d_u) = 9.800 \times 0.5 \times (0.884 + 3.200) = 20.012 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$u_{b1} = \gamma_w \cdot \mu (h_{bb1} + d_b) = 9.800 \times 0.5 \times (0.367 + 1.600) = 9.638 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$3.975 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	58.929	-58.929		2.219		-130.763	
合計		58.929	-58.929	0.000			-130.763	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 10.6 水重

天端上の水重は、上流側の水位により算出する。また、水叩き上の水重は、下流側の水位により算出する。

・上流=0.884 (m) / 下流=0.367 (m)

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		2.375		30.863	
	合計	12.995	12.995	0.000			30.863	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 11. 安定計算

転倒に対する検討は、本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを集計し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、常時においては合力の作用位置が中央1/3以内、地震時においては合力の作用位置が中央2/3以内にあることを確認する。

滑動に対する検討は、後述する式により安全率を算出し、必要安全率以上であることを確認する。

地盤支持力に対する検討は、地盤の許容支持力度が後述する式より得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。

$$e = |B/2 - M/V|$$

$$M = M_x - M_y$$

$$F = V \cdot f / H$$

$$F = (\tau_0 B + V \cdot f) / H \quad \dots \text{岩盤上に築造する場合}$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B$$

ここに、e：偏心距離(m) [絶対値で算出]

B：底面幅(m)

M：底面下流端におけるモーメントの和(kN・m)

V：底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

F：滑動に対する安全率

f：コンクリートと地盤の摩擦係数

$\tau_0$ ：底面のせん断抵抗(kN/m<sup>2</sup>)

H：底面に作用する水平荷重の和(kN)

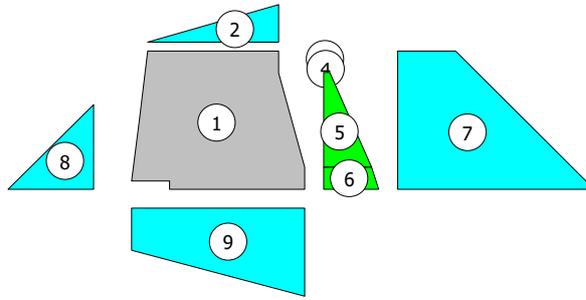
P：鉛直最大反力(kN/m<sup>2</sup>)

項 目	記号	値	単位	備 考
底面の摩擦係数	f	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F <sub>s</sub>	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F <sub>se</sub>	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q <sub>u</sub>	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q <sub>ue</sub>	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 11.1 常時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	座標法	270.051	270.051		1.954	1.534	527.680	
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		2.375		30.863	
3	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	3.975	3.000		0.390
4	$0.200 \times (0.864 + 1.458) \div 2$	0.232	0.079	0.218	3.975	2.791	0.314	0.608
5	$2.200 \times (1.458 + 10.852) \div 2$	13.541	4.631	12.729	3.975	1.320	18.408	16.802
6	$0.500 \times (10.852 + 12.337) \div 2$	5.797	1.983	5.449	3.975	0.245	7.882	1.335
7	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	3.975	1.308		119.980
8	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
9	$3.975 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	58.929	-58.929		2.219		-130.763	
	合計	472.362	230.810	91.295			454.384	126.678

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



・転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y) / V| = |3.975 / 2 - (454.384 - 126.678) / 230.810| = 0.568 \text{ (m)}$$

常時の為  $e_s = B/6 = 3.975 / 6 = 0.662 \text{ (m)}$   
 $e = 0.568 \leq e_s = 0.662 \dots\dots \text{OK}$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 230.810 \times 0.700 / 91.295 = 1.770$$

常時の為  $F_s = 1.500$   
 $F = 1.770 \geq F_s = 1.500 \dots\dots \text{OK}$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e / B) / B \dots\dots \text{合力の作用位置が中央}1/3\text{内にあるとき} (e \leq B/6)$$

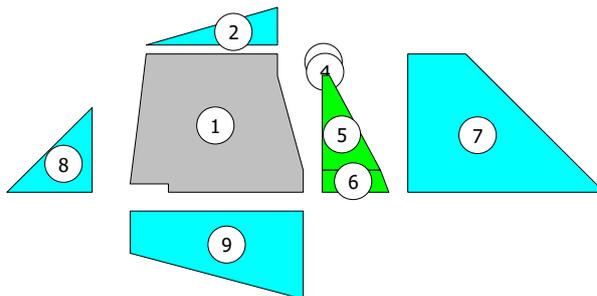
$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \dots\dots \text{合力の作用位置が中央}1/3\text{外にあるとき} (e > B/6)$$

$e = 0.568 \leq B/6 = 0.663$  の為  
 $P = V \cdot (1 + 6e / B) / B = 230.810 \times (1 + 6 \times 0.568 / 3.975) / 3.975 = 107.848 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 常時の為  $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $P = 107.848 \leq Q_u = 300.000 \dots\dots \text{OK}$

11.2 地震時・浮力有り

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	座標法	270.051	270.051	32.406	1.954	1.534	527.680	49.711
2	$9.800 \times 3.000 \times 0.884 \div 2$	12.995	12.995		2.375		30.863	
3	$0.864 \times 0.300 \div 2$	0.130		0.130	3.975	3.000		0.390
4	$0.200 \times (0.864 + 1.630) \div 2$	0.249	0.064	0.241	3.975	2.790	0.254	0.672
5	$2.200 \times (1.630 + 13.048) \div 2$	16.146	4.182	15.597	3.975	1.315	16.623	20.510
6	$0.500 \times (13.048 + 14.963) \div 2$	7.003	1.814	6.765	3.975	0.244	7.211	1.651
7	$3.200 \times (12.985 + 44.345) \div 2$	91.728		91.728	3.975	1.308		119.980
8	$19.277 \times 1.967 \div 2$	18.959		-18.959		0.656		-12.437
9	$3.975 \times (9.638 + 20.012) \div 2$	58.929	-58.929		2.219		-130.763	
合計		476.190	230.177	127.908			451.868	180.477

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。



・転倒に対する検討

$$e = |B/2 - (M_x - M_y)/V| = |3.975 / 2 - (451.868 - 180.477) / 230.177| = 0.809 \text{ (m)}$$

地震時の為  $e_{se} = 2B/6 = 2 \times 3.975 / 6 = 1.325 \text{ (m)}$

$$e = 0.809 \leq e_{se} = 1.325 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 230.177 \times 0.700 / 127.908 = 1.260$$

地震時の為  $F_{se} = 1.200$

$$F = 1.260 \geq F_{se} = 1.200 \quad \dots \quad \text{OK}$$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき (} e \leq B/6 \text{)}$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \quad \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき (} e > B/6 \text{)}$$

$e = 0.809 > B/6 = 0.663$  の為

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) = 4 / 3 \times (230.177 / (3.975 - 2 \times 0.809)) = 128.617 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地震時の為  $Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P = 128.617 \leq Q_{ue} = 450.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$