

# 矢板式係船岸の設計計算 サンプルデータ

出力例

Sample-SaigaiP939

災害復旧(H20)準拠 自立矢板式係船岸の  
サンプルデータ

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 基本データ	1
1.2 水位条件	1
1.3 形状	1
1.4 考え方	2
1.5 地層	3
1.6 盛土	3
1.7 部材	3
1.8 検討ケース	4
1.9 基準値	4
1.9.1 設計用設定値	4
1.9.2 鋼材	4
2章 結果一覧表	5
2.1 前面矢板計算結果一覧表	5
3章 前面矢板壁の設計	6
3.1 検討断面	6
3.2 常時	7
3.2.1 外力の計算	7
3.2.2 仮想地盤面並びに作用力の計算	10
3.2.3 根入れ長の計算	12
3.2.4 断面力の計算	12
3.2.5 壁体天端変位の計算	14
3.3 地震時	15
3.3.1 外力の計算	15
3.3.2 仮想地盤面並びに作用力の計算	19
3.3.3 根入れ長の計算	21
3.3.4 断面力の計算	22
3.3.5 壁体天端変位の計算	23
3.4 壁体応力度	24
(1)使用断面	24
(2)設計断面力	24
(3)曲げ照査	24

# 1章 設計条件

## 1.1 基本データ

### (1)一般事項

ファイル:Sample-SaigaiP939.F7B

タイトル:災害復旧工事-p.939～p.945

コメント:盛土がある場合

### (2)構造形式

構造 :自立矢板式

耐用年数 : 30年

施工延長 :120.000(m)

前面壁体種類:鋼矢板(裏込め材なし、上部コンクリートあり)

### (3)適用基準

災害復旧工事の設計要領(平成20年度) 社団法人 全国防災協会

## 1.2 水位条件

### (1)検討水位

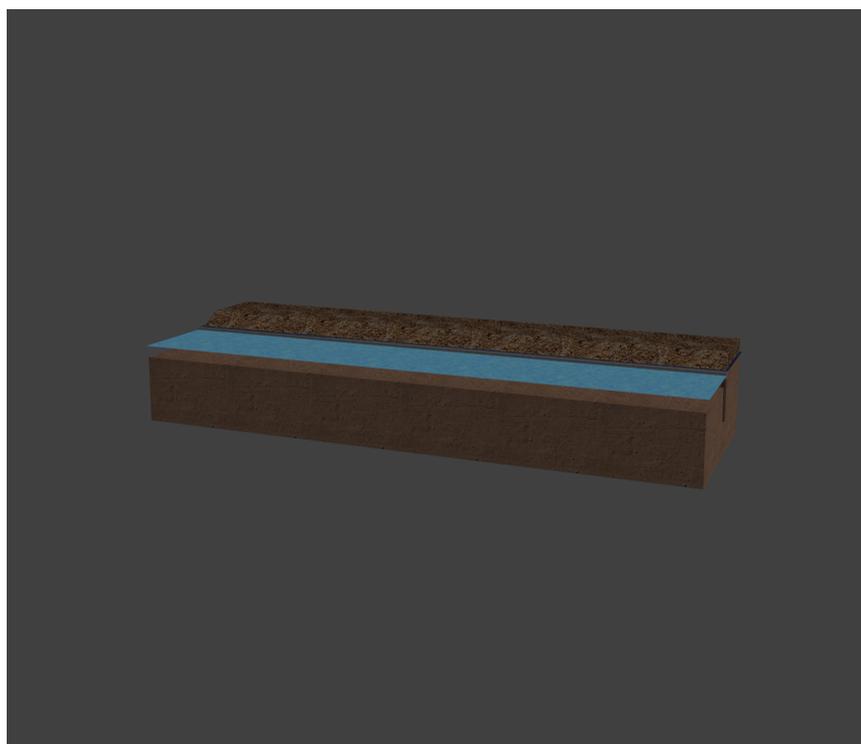
		数値
高水位	H.W.L.(m)	0.000
低水位	L.W.L.(m)	0.000
残留水位	R.W.L.(m)	0.500

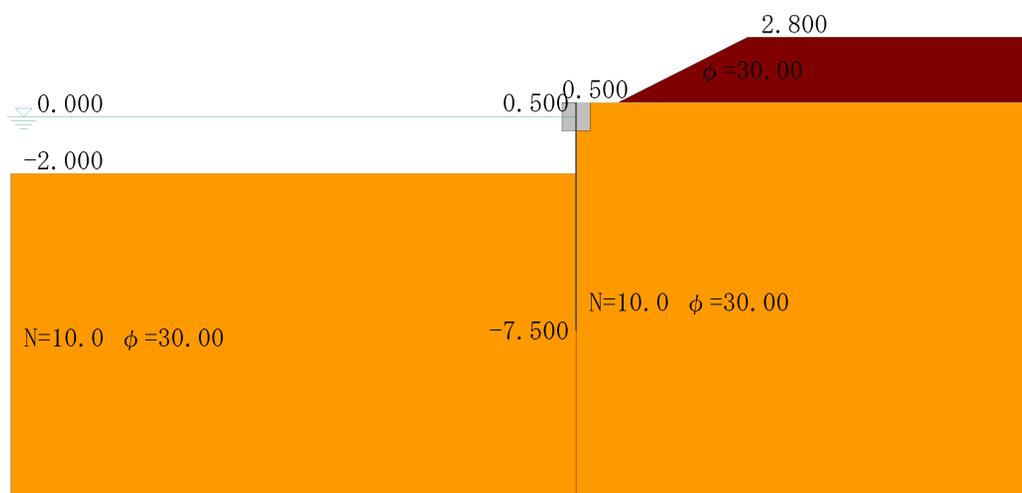
(2)水の単位体積重量  $w = 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

## 1.3 形状

### (1)側面形状

前面矢板壁	数値
上部工天端高	G.L. 0.500(m)
前面矢板天端高	G.L. 0.500(m)
計画水深	G.L. -2.000(m)
構造水深	G.L. -2.000(m)





(2) 上部工形状

前面矢板		数値
前面高さ	h1	1.000(m)
背面高さ	h2	1.000(m)
全幅	b1	1.000(m)
上部コンクリート幅	b2	1.000(m)
背面幅	b3	0.000(m)
前面から矢板中心距離	b4	0.500(m)

1.4 考え方

(1) 前面矢板壁

1) 計算方法

考え方: チャンの式

2) 矢板の計算に用いる横方向地盤反力係数

直接入力

平均N値[ 10.0] kh[ 17600.00]kN/m<sup>3</sup>

3) 壁体天端許容変位量

	常時	地震時
杭頭許容変位(mm)	50.0	75.0

(2) 土圧の考え方

1) 災害復旧工事における粘性土の最小主動土圧の扱い

常時 K h K( h+w) K=0.500

地震時 K h K( h+w) K=0.500

2) 河床面から-10.0m区間の地震時粘性層の扱い

無補正 直線補正

(3) 腐食の扱い

設計対象	計算項目	腐食の有無
前面矢板壁	根入れ長 変位、断面力 応力度	考慮しない 考慮する 考慮する

1.5 地層

(1) 主働側

No	標 高		層厚	地 盤 種 類	平均 N値	湿潤 重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 重量, kN/m <sup>3</sup>	飽和 重量 sa kN/m <sup>3</sup>	内 部 摩擦角 (度)	壁 面 摩擦角 (度)	粘 着 力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>3</sup>
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)										
1	0.500	-13.500	14.000	砂質土	10.0	18.0	10.0	20.0	30.00	15.00	0.00	0.0

(2) 受働側

No	標 高		層厚	地 盤 種 類	平均 N値	湿潤 重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 重量, kN/m <sup>3</sup>	飽和 重量 sa kN/m <sup>3</sup>	内 部 摩擦角 (度)	壁 面 摩擦角 (度)	粘 着 力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>3</sup>
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)										
1	-2.000	-13.500	11.500	砂質土	10.0	18.0	10.0	20.0	30.00	15.00	0.00	0.0

1.6 盛土

No	Bi (m)	Wbi (m)	Hbi (m)	単位体 積重量 kN/m <sup>3</sup>	内 部 摩擦角 (度)	常 時 壁 面 摩擦角 (度)	地震時 壁 面 摩擦角 (度)
1	1.50	4.60	2.30	18.0	30.00	15.00	15.00

1.7 部材

(1) 前面矢板壁 (鋼矢板)

1) 使用鋼材

使用鋼材名 IIw型  
鉛直荷重 0.00(kN/m)

2) 材質

使用材質 SY295  
許容曲げ応力度 a (常時) 180(N/mm<sup>2</sup>)  
許容曲げ応力度 a (地震時) 270(N/mm<sup>2</sup>)  
ヤング係数 2.00 × 10<sup>5</sup>(N/mm<sup>2</sup>)

3) 腐食

腐食速度	河側 陸側	0.300 mm/年 0.020 mm/年
腐食低減係数	I に対して Z に対して	0.810 0.810

4) 鋼矢板の有効率

根入れ計算に用いる 算出用	1.00
断面力、変位計算に用いる 算出用	0.60
断面二次モーメント用(変位、断面力)	0.60
断面係数用(応力度)	1.00

## 1.8 検討ケース

### (1) 常時

#### 1) 上載荷重

上載荷重 kN/m <sup>2</sup>		
主働側	盛土部	受働側
0.00	10.00	0.00

#### 2) 前面矢板の扱い

仮想地盤面を内部計算する

### (2) 地震時

#### 1) 上載荷重

上載荷重 kN/m <sup>2</sup>		
主働側	盛土部	受働側
0.00	5.00	0.00

#### 2) 前面矢板の扱い

仮想地盤面をG.L. -2.780(m)とする

#### 3) 震度の扱い

照査用震度 [0.10]

R.W.L. 下面の震度の扱い 水中震度

#### 4) その他の荷重

動水圧を考慮しない

## 1.9 基準値

### 1.9.1 設計用設定値

#### (1) 材質テーブル

##### 1) 鋼矢板

ヤング係数 :  $2.00 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>

許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	常時		地震時	
	SY295	SY390	SY295	SY390
許容曲げ応力度 a	180	235	270	353

#### (2) 安全率

必要根入れ長算定係数 [3.00]/

### 1.9.2 鋼材

#### (1) 前面矢板壁(鋼矢板)

No	鋼材名称	w (mm/枚)	h (mm)	W (kg/m)	A (cm <sup>2</sup> /m)	I (cm <sup>4</sup> /m)	Z (cm <sup>3</sup> /m)
1	II型	400	100	48.0	153.00	8740	874
2	III型	400	125	60.0	191.00	16800	1340
3	III型	400	130	60.0	191.00	17400	1340
4	IV型	400	170	76.1	242.50	38600	2270
5	VL型	500	200	105.0	267.60	63000	3150
6	IIw型	600	130	61.8	131.20	13000	1000
7	IIIw型	600	180	81.6	173.20	32400	1800
8	IVw型	600	210	106.2	225.50	56700	2700

## 2章 結果一覧表

### 2.1 前面矢板計算結果一覧表

#### (1) 断面諸元

項 目	数 値
使用鋼材 使用材質	IIw型 SY295
上部工天端高 前面矢板天端高 構造水深	(G.L. 0.500)m (G.L. 0.500)m (G.L. -2.000)m
決定根入れ先端高 決定全壁長 (上部工天端高-根入れ先端高) 決定全矢板長(前面矢板天端-根入れ先端高) 決定根入れ長 (構造水深-根入れ先端高)	(G.L. -7.500)m 8.000 m 8.000 m 5.500 m

#### (2) 根入れ長に対する照査結果

検討ケース	仮 想 地 盤 面 G.L.(m)	必 要 根 入 れ 長 (m)	決 定 根 入 れ 長 (m)	判 定
常時 地震時	-2.270 -2.780	4.677 4.677	5.230 4.720	OK OK

決定根入れ長は、仮想地盤面 - 決定根入れ先端高

#### (3) 断面力・変位結果

##### 1) 断面力

検討ケース	モーメント	
	地中部最大 $M_{max} \times 10^6 (N \cdot mm/m)$	仮想地盤面 $M_b \times 10^6 (N \cdot mm/m)$
常時 地震時	30.22 57.23	25.85 51.92

##### 2) 変位

検討ケース	変 位 量 (m)	許容変位量 a(m)	判 定
常時 地震時	0.018 0.041	0.050 0.075	OK OK

#### (4) 応力照査結果

検討ケース	モーメント $M \times 10^6 (N \cdot mm/m)$	軸 力 $N \times 10^3 (N/m)$
常時 地震時	30.22 57.23	0.00 0.00

検討ケース	応力度 $N/mm^2$	許容応力度 a $N/mm^2$	判 定
常時 地震時	37.3 70.7	180.0 270.0	OK OK

### 3章 前面矢板壁の設計

#### 3.1 検討断面

- (1)断面種類 :鋼矢板
- (2)使用材質 :SY295
- (3)ヤング係数:  $E = 2.000 \times 10^8$  (kN/m<sup>2</sup>)
- (4)杭断面諸元

断面諸元		単位	前面矢板壁
使用鋼材		-----	IIw型
上部工天端高		m	G.L. 0.500
前面矢板天端高		m	G.L. 0.500
地表面天端高		m	G.L. 0.500
構造水深		m	G.L. -2.000
前面矢板先端高		m	G.L. -7.500
前面矢板全長		m	8.000
腐食前	断面積 $A_0$	cm <sup>2</sup> /m	131.20
	断面二次モーメント $I_0$	cm <sup>4</sup> /m	13000
	断面係数 $Z_0$	cm <sup>3</sup> /m	1000
腐食後	断面積 $A$	cm <sup>2</sup> /m	106.27
	断面二次モーメント $I$	cm <sup>4</sup> /m	10530
	断面係数 $Z$	cm <sup>3</sup> /m	810

#### (5)腐食後の断面諸元

耐用年数:30 年

腐食速度:河側 0.300 mm/年

陸側 0.020 mm/年

腐食代: 河側  $0.300 \times 30=9.000$  mm

陸側  $0.020 \times 30=0.600$  mm

腐食低減係数(Iに関して):  $i = 0.81$

腐食低減係数(Zに関して):  $z = 0.81$

腐食後断面積:  $A = zA_0 = 0.81 \times 131.20 = 106.27$  cm<sup>2</sup>/m

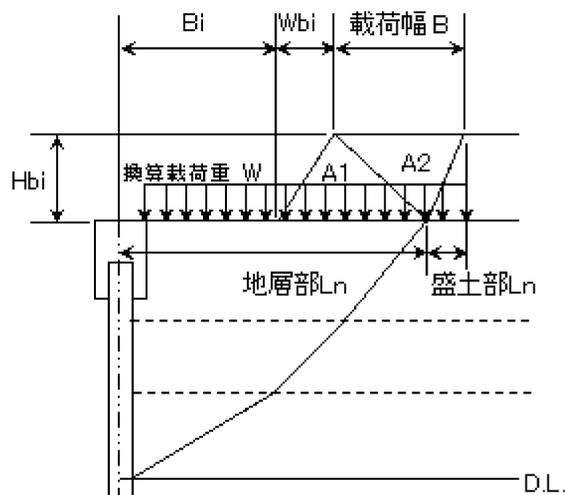
腐食後断面二次モーメント: $I = iI_0 = 0.81 \times 13000 = 10530$  cm<sup>4</sup>/m

腐食後断面係数:  $Z = zZ_0 = 0.81 \times 1000 = 810$  cm<sup>3</sup>/m

### 3.2 常時

#### 3.2.1 外力の計算

##### (1) 換算載荷重の計算



- ・盛土部、砂質土

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta_i - \beta) + \sec(\phi_i + \delta_i - \beta) \sqrt{\frac{\cos \delta_i \sin(\phi_i + \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i - \beta)}}$$

- ・粘性土

$$\zeta_i = 45^\circ$$

##### すべり面上の水平距離

No	土区分	深 さ		層厚 h (m)	土の単重	内部摩擦角 (度)	壁面摩擦角 (度)	主働崩壊角 (度)	水距平離 Ln=h/tan (m)
		上 GL(m)	下 GL(m)						
盛土	1	---	---	2.300	18.0	30.00	15.00	56.860	1.502
	計								1.502
地層	1 砂質土	0.500	0.000	0.500	10.0	30.00	15.00	56.860	0.326
	2 砂質土	0.000	-2.000	2.000	10.0	30.00	15.00	56.860	1.306
	計								1.632

##### 盛土部崩壊角上の土量

###### 断面積

$$A1 = 1/2 \times 0.132 \times 0.098 = 0.006$$

$$A2 = 1/2 \times 0.000 \times 2.300 = 0.000$$

$$\text{計} \quad A = 0.006 \text{ (m}^2\text{)}$$

###### 土荷重

$$Ws = A \times \gamma = 0.006 \times 18.0 = 0.11 \text{ (kN/m)}$$

##### すべり面上の上載荷重

###### 載荷幅

$$B = 0.000 \text{ (m)}$$

###### 上載荷重合計

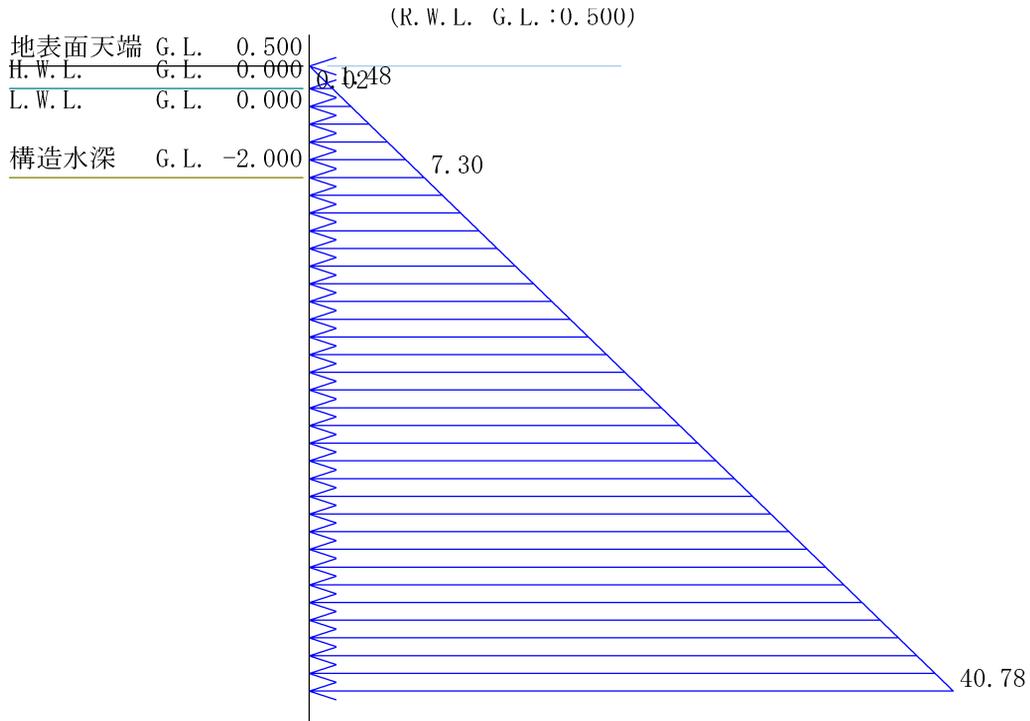
$$Wq = B \times q = 0.000 \times 10.0 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

換算載荷重

$$W = \frac{W_s + W_q}{L} = \frac{0.11 + 0.00}{1.632} = 0.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2)土圧

1)主働土圧



砂質土

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{q}{\cos \beta} \right]$$

$$K'_{ai} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta_i \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos \delta_i \cos \beta}} \right]^2}$$

$$K_{ai} = K'_{ai} \cos \delta_i$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta_i - \beta) + \sec(\phi_i + \delta_i - \beta) \sqrt{\frac{\cos \delta_i \sin(\phi_i + \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i - \beta)}}$$

粘性土

$$p_{ai1} = \sum \gamma_i h_i + q - 2c_i$$

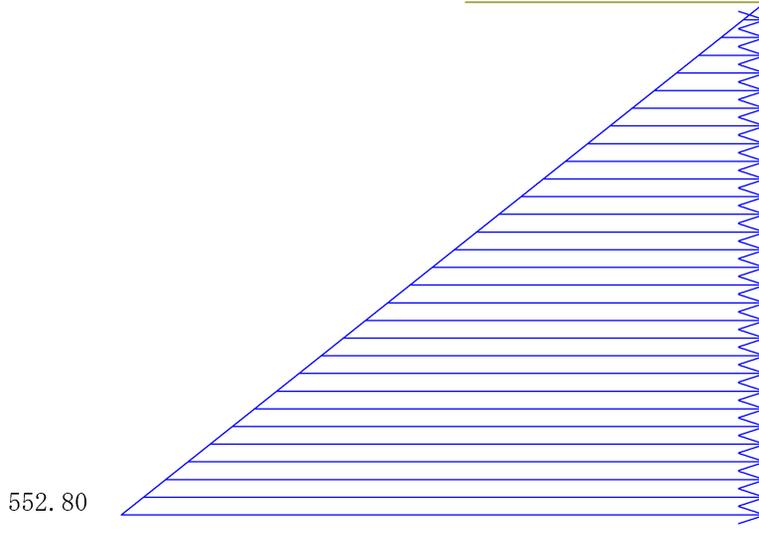
$$p_{ai2} = 0.500 \sum \gamma_i h_i$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 圧 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 Pa1 kN/m <sup>2</sup>	主 働 土 圧 強 度 Pa2 kN/m <sup>2</sup>	崩 壊 面 角 度 (度)
1	0.500	0.500	10.0	30.00	0.0	0.07	0.291	0.02	----	56.860
	0.000			15.00	0.0	5.07	0.291	1.48	----	56.860
2	0.000	2.000	10.0	30.00	0.0	5.07	0.291	1.48	----	56.860
	-2.000			15.00	0.0	25.07	0.291	7.30	----	56.860
3	-2.000	11.500	10.0	30.00	0.0	25.07	0.291	7.30	----	56.860
	-13.500			15.00	0.0	140.07	0.291	40.78	----	56.860

2) 受働土圧

(R. W. L. G. L. : 0.500)

地表面天端	G. L.	0.500
H. W. L.	G. L.	0.000
L. W. L.	G. L.	0.000
構造水深	G. L.	-2.000



砂質土

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{q}{\cos \beta} \right]$$

$$K'_{pi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta_i \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta_i) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos \delta_i \cos \beta}} \right]^2}$$

$$K_{pi} = K'_{pi} \cos \delta_i$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta_i + \beta) + \sec(\phi_i - \delta_i + \beta) \sqrt{\frac{\cos \delta_i \sin(\phi_i - \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i + \beta)}}$$

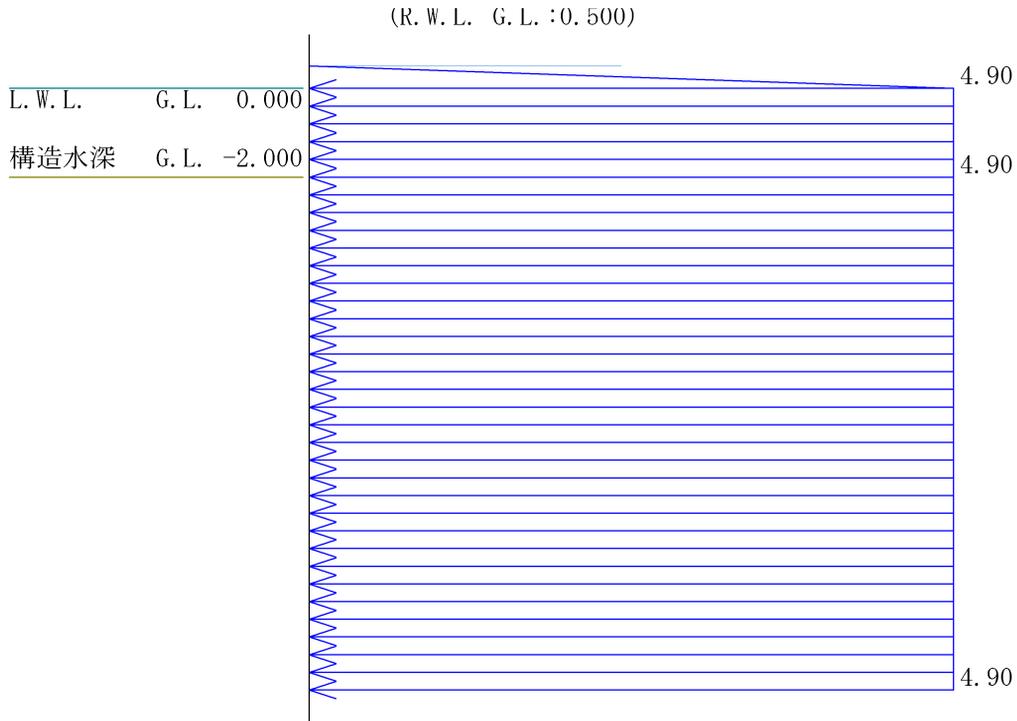
粘性土

$$p_{pi} = \sum \gamma_i h_i + q + 2c_i$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有上載圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土係 圧数 Kp	受働土圧強度 Pp kN/m <sup>2</sup>	崩壊面 角度 (度)
1	-2.000 -13.500	11.500	10.0	30.00 -15.00	0.0 0.0	0.00 115.00	4.807 4.807	0.00 552.80	20.654 20.654

(3)水圧

1)残留水圧



No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	0.500 0.000	0.500	0.00 4.90
2	0.000 -2.000	2.000	4.90 4.90
3	-2.000 -13.500	11.500	4.90 4.90

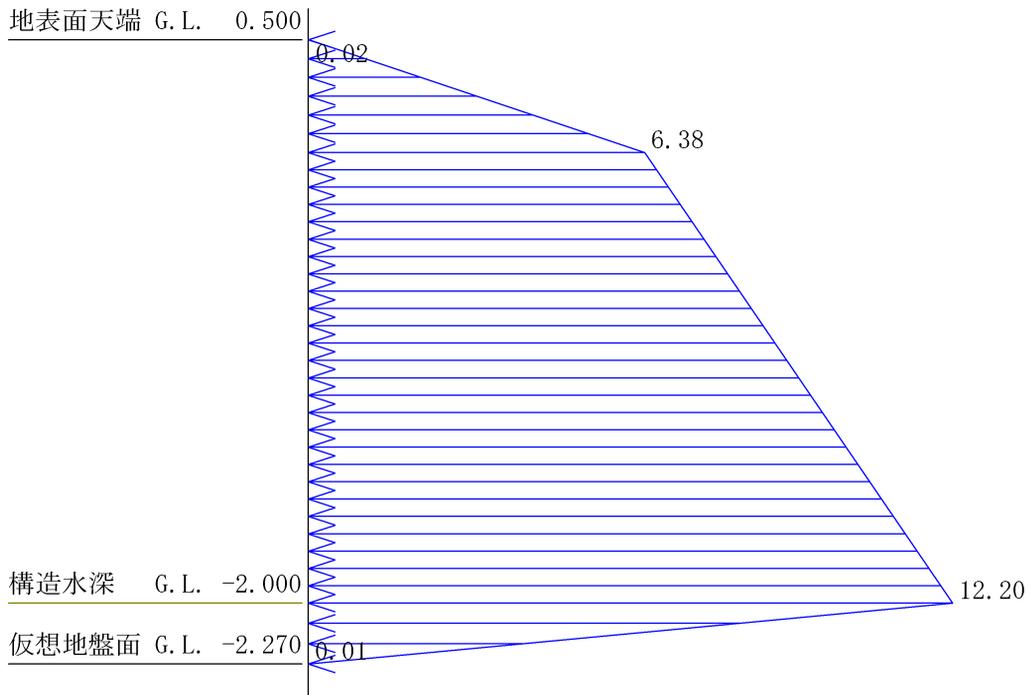
(4)側圧合計

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受働側(kN/m <sup>2</sup> )	主働側(kN/m <sup>2</sup> )		
			受働土圧	主働土圧	残留水圧	合計
1	0.500 0.000	0.500	----	0.02	0.00	0.02
			----	1.48	4.90	6.38
2	0.000 -2.000	2.000	----	1.48	4.90	6.38
			----	7.30	4.90	12.20
3	-2.000 -13.500	11.500	0.00	7.30	4.90	12.20
			552.80	40.78	4.90	45.68

3.2.2 仮想地盤面並びに作用力の計算

(1)仮想地盤面

仮想地盤面位置 G.L. -2.270m



(2)作用力の計算

仮想地盤面より上の矢板壁に作用する分布荷重と集中荷重の合力とその作用位置を求める。

1)土圧、残留水圧強度表

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受 働 側圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	主 働 側圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	作 用 荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500 0.000	0.500	0.00 0.00	0.02 6.38	0.02 6.38
2	0.000 -2.000	2.000	0.00 0.00	6.38 12.20	6.38 12.20
3	-2.000 -2.270	0.270	0.00 12.98	12.20 12.99	12.20 0.01

2)水平力及び作用高集計表

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

上面強度p1、下面強度p2、層厚hとすると、水平力 = (p1 + p2) × h/2

アーム長 = (仮想地盤面から層下面までの距離) + (h/3) × (2 × p1 + p2) / (p1 + p2)

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	0.500 0.000	0.500	0.02 6.38	1.60	2.437	3.90
2	0.000 -2.000	2.000	6.38 12.20	18.58	1.166	21.65
3	-2.000 -2.270	0.270	12.20 0.01	1.65	0.180	0.30
				21.82		25.85

仮想地盤面から合力作用位置までの高さ：
$$h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{25.85}{21.82} = 1.184 \text{ (m)} \text{ (G.L. -1.086m)}$$

3)作用力

	水 平 力 P kN/m	アーム長 h m	モーメント M kN.m/m
土圧と残留水圧	21.82	1.184	25.85
	21.82		25.85

仮想地盤面から合力作用位置までの高さ:  $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{25.85}{21.82} = 1.184(m)$  (G.L. -1.086m)

3.2.3 根入れ長の計算

(1)矢板壁の長さ

矢板壁長は、弾性床上の半無限長の杭として下式から求まる必要根入れ長を仮想地盤面より下方に確保する。

$$D = \frac{3.00}{\beta} = \frac{3.00}{0.641387} = 4.677(m) \leq \text{実根入れ長} = 5.230(m) \dots \text{OK}$$

上部工天端高	(G.L. 0.500)m
矢板壁天端高	(G.L. 0.500)m
構造水深	(G.L. -2.000)m
仮想地盤面	(G.L. -2.270)m
必要根入れ長 (仮想地盤面-必要根入れ先端高)	特性値 (m <sup>-1</sup> ) D = 3.00/ 0.641387 4.677(G.L. -6.948)m
決定根入れ長 (仮想地盤面-決定根入れ先端高)	実根入れ長 (m) 5.230(G.L. -7.500)m
	判 定 OK
決定全壁長 (上部工天端高-根入れ先端高)	8.000 m
決定全矢板長 (矢板天端-根入れ先端高)	8.000 m
決定根入れ長 (構造水深-根入れ先端高)	5.500 m

(2) 値の計算

1)特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{17600.00 \times 1000.0 \times 10^{-3}}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 13000 \times 10^{-8} \times 1.000}} = 0.641387(m^{-1})$$

ここに、

水平方向地盤反力係数  $kH = 17600.00(kN/m^3)$   
 矢板壁の幅  $B = 1000.0 \times 10^{-3}(m)$   
 ヤング係数  $E = 2.000 \times 10^8(kN/m^2)$   
 断面二次モーメント  $I = 13000 \times 10^{-8}(m^4)$   
 有効率(根入れ計算用)  $= 1.000$

2)水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、平均N値10.0より、 $kH = 17600.00(kN/m^3)$ とする。

3.2.4 断面力の計算

(1)断面力の計算

1)仮想地盤面下における最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{H}{2\beta} \cdot \sqrt{(1 + 2\beta ho)^2 + 1} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta ho}\right\} \\ &= \frac{21.82}{2 \times 0.768176} \cdot \sqrt{(1 + 2 \times 0.768176 \times 1.184)^2 + 1} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.768176 \times 1.184}\right\} \\ &= 30.22 (kN.m/m) \end{aligned}$$

ここに、

ho:仮想地盤面から主働力作用位置までの高さ(m)

H : 仮想地盤面より上の全主働力(kN/m)

2) 仮想地盤面下における最大曲げモーメントの生ずる位置

$$L_m = \frac{1}{\beta} \cdot -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$$

$$= \frac{1}{0.768176} \cdot -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.768176 \times 1.184}$$

$$= 0.444 \text{ (m)}$$

3) 仮想地盤面における曲げモーメント

$M_b = 25.85 \text{ (kN.m/m)}$  (作用力の計算より)

4) 断面力の計算結果一覧

特性値		$m^{-1}$	0.768176
作用力	水平力 作用高さ(仮想地盤面から)	H h	kN/m m 21.82 1.184
仮想地盤面下 曲げモーメント	モーメント $M_{max}$ 発生位置(仮想地盤面から)	kN.m/m m	30.22 0.444(G.L. -2.714)m
仮想地盤面の 曲げモーメント	モーメント $M_b$ 発生位置(仮想地盤面から)	kN.m/m m	25.85 0.000(G.L. -2.270)m

(2) 値の計算

1) 特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI\alpha}} = \sqrt[4]{\frac{17600.00 \times 1000.0 \times 10^{-3}}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600}} = 0.768176 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

水平方向地盤反力係数  $kH = 17600.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

矢板壁の幅  $B = 1000.0 \times 10^{-3} \text{ (m)}$

ヤング係数  $E = 2.000 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

断面二次モーメント  $I = 10530 \times 10^{-8} \text{ (m}^4\text{)}$

有効率(断面力変位計算用)  $= 0.600$

2) 水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、平均N値10.0より、 $kH = 17600.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ とする。

### 3.2.5 壁体天端変位の計算

#### (1)変位量の計算

自立矢板頭部の水平変位量 は、仮想地盤面での変位量 1、仮想地盤面でのたわみ角による変位量 2、仮想地盤面より上の片持ちばりとしての変位量 3の和として、下式を満足するものとする。

$$= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad a$$

$$= 0.0036 + 0.0114 + 0.0031 = 0.0182(\text{m}) \quad a=0.050(\text{m}) \dots \text{OK}$$

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0) \cdot H}{2EI \alpha \beta^3}$$

$$= \frac{(1 + 0.768176 \times 1.184) \times 21.82}{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600 \times (0.768176)^3}$$

$$= 0.0036 \text{ (m)}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0) \cdot H \cdot R_h}{2EI \alpha \beta^2}$$

$$= \frac{(1 + 2 \times 0.768176 \times 1.184) \times 21.82 \times 2.770}{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600 \times (0.768176)^2}$$

$$= 0.0114 \text{ (m)}$$

$$\delta_3 = \frac{R_h^3}{EI \alpha} \cdot \sum Q_i$$

$$= \frac{2.770^3}{2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600} \times 1.8547$$

$$= 0.0031 \text{ (m)}$$

ここに、

- 特性値  $\alpha = 0.768176(\text{m}^{-1})$
- ヤング係数  $E = 2.000 \times 10^8(\text{kN/m}^2)$
- 断面二次モーメント  $I = 10530 \times 10^{-8}(\text{m}^4)$
- 有効率(断面二次モーメント用)  $= 0.600$
- 水平力  $H = 21.82(\text{kN/m})$
- 壁高(仮想地盤面から)  $R_h = 2.770\text{m}(\text{G.L.}0.500\text{m})$

#### (2) Qiの計算

変形係数Qiは下式にて求める。

$$Q_i = \frac{P_i}{6} \cdot \{(3-d) \cdot d^2\}$$

ここに、

d : 集中荷重の載荷位置と全壁高との比率

$$d = h_i / R_h$$

h<sub>i</sub> : 集中荷重の載荷位置(仮想地盤面からの高さ)(m)

P<sub>i</sub> : 集中荷重(kN/m)

#### 1)土圧並びに残留水圧

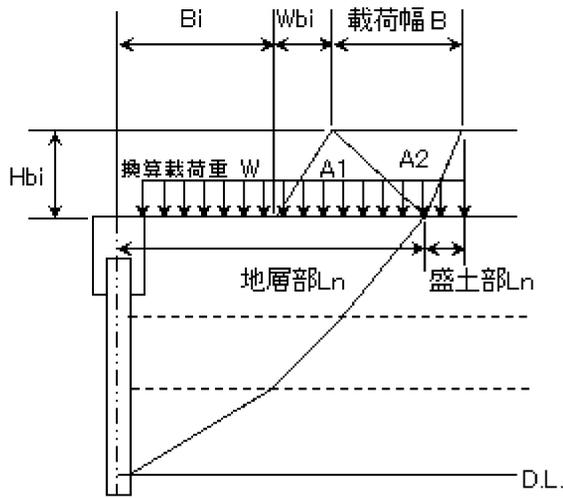
No	集中荷重 P <sub>i</sub> (kN/m)	集中荷重 作用高 h <sub>i</sub> (m)	d =h <sub>i</sub> /R <sub>h</sub>	変形係数 Q <sub>i</sub> (kN/m)
1	1.60	2.437	0.880	0.4374
2	18.58	1.166	0.421	1.4138
3	1.65	0.180	0.065	0.0034
				1.8547

Qi = 1.85 となる。

### 3.3 地震時

#### 3.3.1 外力の計算

##### (1) 換算載荷重の計算



・盛土部、砂質土

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta_i - \beta) + \sec(\phi_i + \delta_i - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta_i + \theta_i) \sin(\phi_i + \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i - \beta - \theta_i)}}$$

・粘性土

$$\zeta_i = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left( \frac{\sum \gamma \cdot h + 2q}{2 \cdot C} \right) \cdot \tan \theta}$$

ここに、 $\theta$  : 地震合成角 =  $\tan^{-1} k'$

$k'$  : 見掛けの設計震度

・見掛けの震度

$$k' = \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma'} \right) \cdot k$$

ここに、 $k$  : 空中の設計震度

$\gamma_{sat}$  : 飽和単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

すべり面上の水平距離 盛土部

No	土質区分	深 さ		層厚 h (m)	土の単重	内部摩擦角 (度)	壁面摩擦角 (度)	震度 k'	地震時合成角 (度)	主働崩壊角 (度)	水平距離 Ln=h/tan (m)
		上 GL(m)	下 GL(m)								
1	---	---	---	2.300	18.0	30.00	15.00	0.10	5.71	51.576	1.825
計											1.825

すべり面上の水平距離 地層部

No	土 質 区 分	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	震度 k'	地震時 合成角 (度)	有 効 上 載 圧 h+2q kN/m <sup>2</sup>	主 働 崩 壊 角 (度)	平均主働 崩 壊 角 (度)	水 距 平 離 Ln=h/tan (m)
1	砂質土	0.500 0.000	0.500	10.0	30.00 15.00	0.0	0.20 0.20	11.31 11.31	10.000 15.000	45.317 45.317	45.317	0.494
2	砂質土	0.000 -2.000	2.000	10.0	30.00 15.00	0.0	0.20 0.20	11.31 11.31	15.000 35.000	45.317 45.317	45.317	1.978
計												2.472

盛土部崩壊角上の土量

断面積

A1  $1/2 \times 0.972 \times 0.805 = 0.391$

A2  $1/2 \times 0.000 \times 2.300 = 0.000$

計  $A = 0.391 \text{ (m}^2\text{)}$

土荷重

$W_s = A \times 18.0 = 0.391 \times 18.0 = 7.04 \text{ (kN/m)}$

すべり面上の上載荷重

載荷幅

$B = 0.000 \text{ (m)}$

上載荷重合計

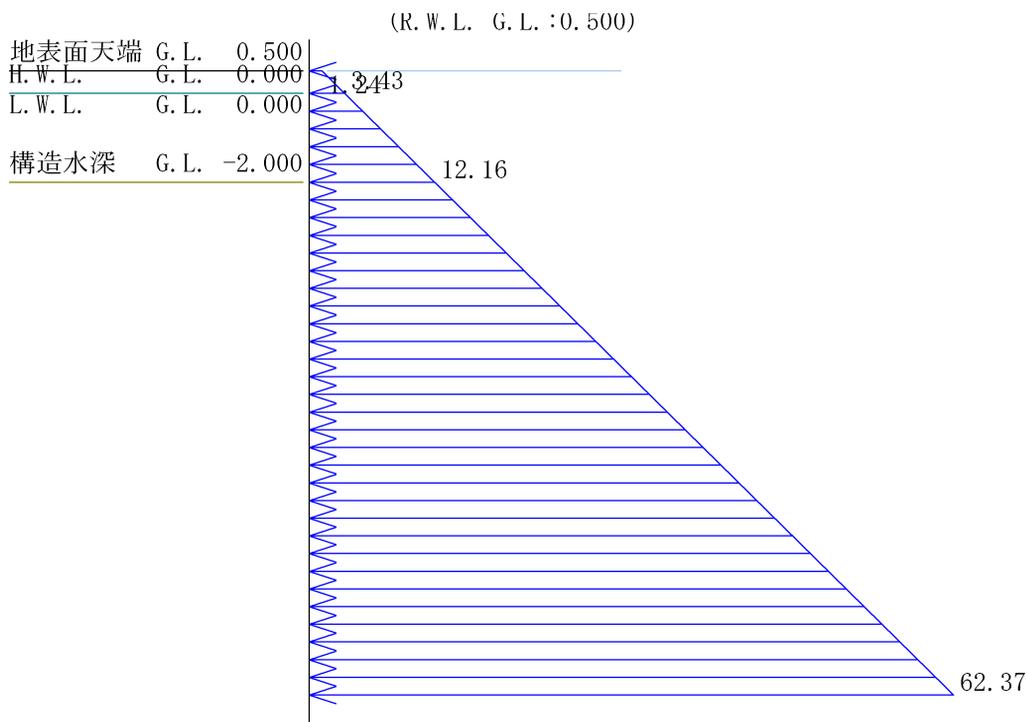
$W_q = B \times q = 0.000 \times 5.0 = 0.00 \text{ (kN/m)}$

換算載荷重

$W = \frac{W_s + W_q}{L} = \frac{7.04 + 0.00}{2.472} = 2.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(2)土圧

1)主働土圧



砂質土

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{q}{\cos \beta} \right]$$

$$K'_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta_i)}{\cos \theta_i \cos(\delta + \theta_i) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i) \sin(\phi_i - \beta - \theta_i)}{\cos(\delta_i + \theta_i) \cos \beta}} \right]^2}$$

$$K_{ai} = K'_{ai} \cos \delta_i$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta_i - \beta) + \sec(\phi_i + \delta_i - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta_i + \theta_i) \sin(\phi_i + \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i - \beta - \theta_i)}}$$

粘性土

河床面下10m以浅:

$$p_{ai1} = \frac{(\sum \gamma_i h_i + q) \sin(\zeta_{ai} + \theta_i)}{\cos \theta \sin \zeta_{ai}} - \frac{c_i}{\cos \zeta_{ai} \sin \zeta_{ai}}$$

$$\zeta_{ai} = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left( \frac{\sum \gamma_i h_i + 2q}{2c_i} \right)^2} \tan \theta_i$$

$$p_{ai2} = 0.500 (\sum \gamma_i h_i + q)$$

河床面下10m以深:

$$p_{ai1} = \sum \gamma_i h_i + q - 2c_i$$

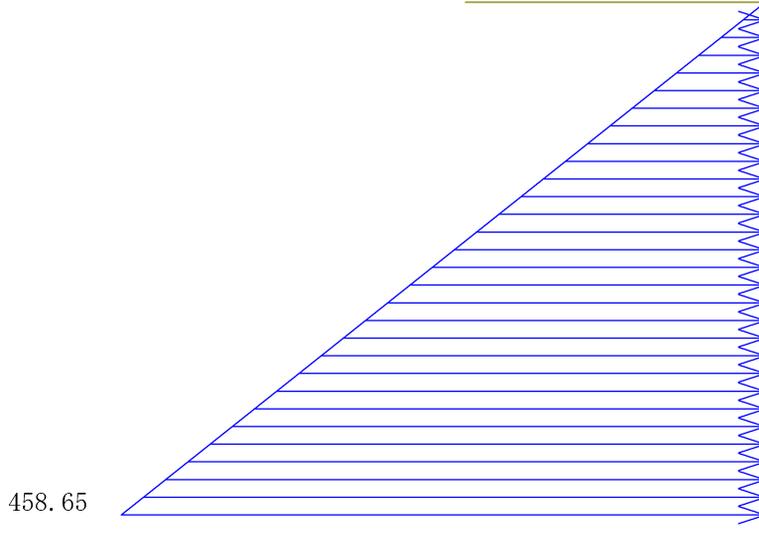
$$p_{ai2} = 0.500 (\sum \gamma_i h_i + q)$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有効 上載圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 圧数 Ka	主働 土圧強度 Pa1 kN/m <sup>2</sup>	主働 土圧強度 Pa2 kN/m <sup>2</sup>	崩壊面 角 度 (度)
1	0.500	0.500	10.0	30.00	0.0	2.85	0.20	11.310	0.437	1.24	----	45.317
	0.000			15.00	0.0	7.85	0.20	11.310	0.437	3.43	----	45.317
2	0.000	2.000	10.0	30.00	0.0	7.85	0.20	11.310	0.437	3.43	----	45.317
	-2.000			15.00	0.0	27.85	0.20	11.310	0.437	12.16	----	45.317
3	-2.000	11.500	10.0	30.00	0.0	27.85	0.20	11.310	0.437	12.16	----	45.317
	-13.500			15.00	0.0	142.85	0.20	11.310	0.437	62.37	----	45.317

2) 受働土圧

(R. W. L. G. L. : 0.500)

地表面天端	G. L.	0.500
H. W. L.	G. L.	0.000
L. W. L.	G. L.	0.000
構造水深	G. L.	-2.000



砂質土

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{q}{\cos \beta} \right]$$

$$K'_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta_i)}{\cos \theta_i \cos(\delta_i - \theta_i) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta_i) \sin(\phi_i + \beta - \theta_i)}{\cos(\delta_i - \theta_i) \cos \beta}} \right]^2}$$

$$K_{pi} = K'_{pi} \cos \delta_i$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta_i + \beta) + \sec(\phi_i - \delta_i + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta_i - \theta_i) \sin(\phi_i - \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i + \beta - \theta_i)}}$$

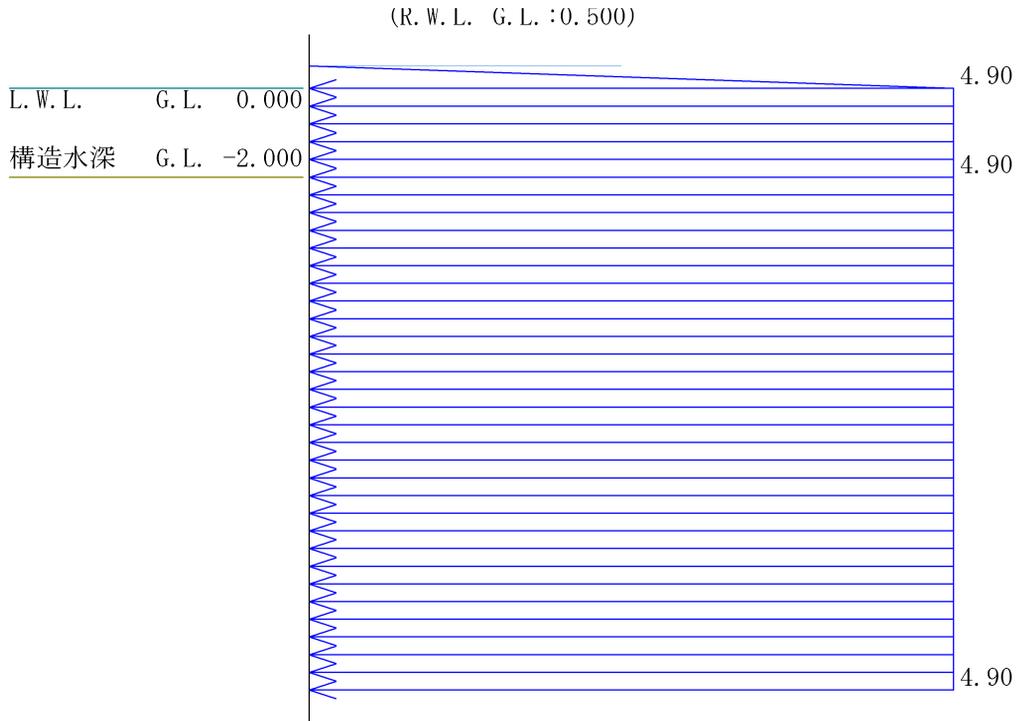
粘性土

$$p_{pi} = \sum \gamma_i h_i + q + 2c_i$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有効 上載圧 r <sub>h</sub> +q kN/m <sup>2</sup>	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 数 Kp	受働 土圧強度 Pp kN/m <sup>2</sup>	崩壊面 角度 (度)
1	-2.000 -13.500	11.500	10.0	30.00 -15.00	0.0 0.0	0.00 115.00	0.20 0.20	11.310 11.310	3.988 3.988	0.00 458.65	18.498 18.498

(3)水圧

1)残留水圧



No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	0.500 0.000	0.500	0.00 4.90
2	0.000 -2.000	2.000	4.90 4.90
3	-2.000 -13.500	11.500	4.90 4.90

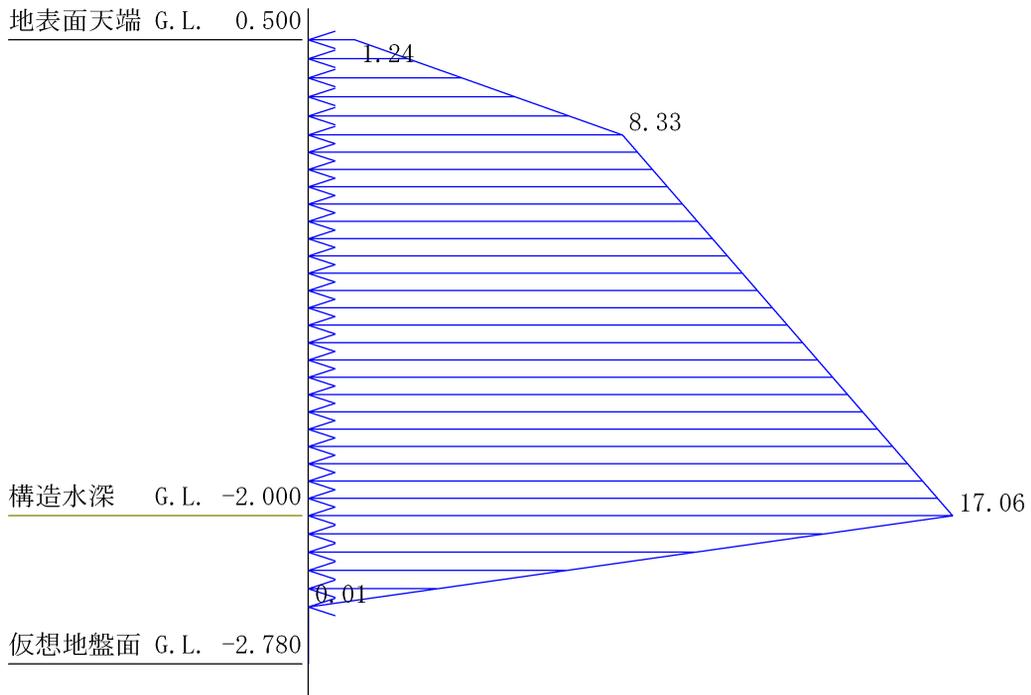
(4)側圧合計

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受働側(kN/m <sup>2</sup> )	主働側(kN/m <sup>2</sup> )			
			受働土圧	主働土圧	残留水圧	動水圧	合計
1	0.500 0.000	0.500	----	1.24	0.00	----	1.24
			----	3.43	4.90	----	8.33
2	0.000 -2.000	2.000	----	3.43	4.90	----	8.33
			----	12.16	4.90	----	17.06
3	-2.000 -13.500	11.500	0.00	12.16	4.90	----	17.06
			458.65	62.37	4.90	----	67.27

3.3.2 仮想地盤面並びに作用力の計算

(1)仮想地盤面

仮想地盤面位置 G.L. -2.780m



(2)作用力の計算

仮想地盤面より上の矢板壁に作用する分布荷重と集中荷重の合力とその作用位置を求める。

1)土圧、残留水圧強度表

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受 働 側圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	主 働 側圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	作 用 荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500 0.000	0.500	0.00 0.00	1.24 8.33	1.24 8.33
2	0.000 -2.000	2.000	0.00 0.00	8.33 17.06	8.33 17.06
3	-2.000 -2.480	0.480	0.00 19.14	17.06 19.16	17.06 0.01
4	-2.480 -2.780	0.300	19.14 31.11	19.16 20.47	0.01 0.00

2)水平力及び作用高集計表

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

上面強度p1、下面強度p2、層厚hとすると、水平力 = (p1 + p2) × h/2

アーム長 = (仮想地盤面から層下面までの距離) + (h/3) × (2 × p1 + p2) / (p1 + p2)

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	0.500 0.000	0.500	1.24 8.33	2.39	2.968	7.10
2	0.000 -2.000	2.000	8.33 17.06	25.39	1.665	42.28
3	-2.000 -2.480	0.480	17.06 0.01	4.10	0.620	2.54
4	-2.480 -2.780	0.300	0.01 0.00	0.00	0.200	0.00
				31.88		51.92

仮想地盤面から合力作用位置までの高さ： $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{51.92}{31.88} = 1.629(m)$  (G. L. -1.151m)

3)作用力

	水 平 力 P kN/m	アーム長 h m	モーメント M kN.m/m
土圧と残留水圧	31.88	1.629	51.92
	31.88		51.92

仮想地盤面から合力作用位置までの高さ： $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{51.92}{31.88} = 1.629(m)$  (G. L. -1.151m)

3.3.3 根入れ長の計算

(1)矢板壁の長さ

矢板壁長は、弾性床上の半無限長の杭として下式から求まる必要根入れ長を仮想地盤面より下方に確保する。

$$D = \frac{3.00}{\beta} = \frac{3.00}{0.641387} = 4.677(m) \leq \text{実根入れ長} = 4.720(m) \dots \text{OK}$$

上部工天端高	(G.L. 0.500)m
矢板壁天端高	(G.L. 0.500)m
構造水深	(G.L. -2.000)m
仮想地盤面	(G.L. -2.780)m
必要根入れ長 (仮想地盤面-必要根入れ先端高)	特性値 (m <sup>-1</sup> ) D = 3.00/ 4.677(G.L. -7.457)m
決定根入れ長 (仮想地盤面-決定根入れ先端高)	実根入れ長 (m)
	判 定
決定全壁長 (上部工天端高-根入れ先端高)	8.000 m
決定全矢板長 (矢板天端-根入れ先端高)	8.000 m
決定根入れ長 (構造水深-根入れ先端高)	5.500 m

(2) 値の計算

1)特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{17600.00 \times 1000.0 \times 10^{-3}}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 13000 \times 10^{-8} \times 1.000}} = 0.641387(m^{-1})$$

ここに、

- 水平方向地盤反力係数  $kH = 17600.00(kN/m^3)$
- 矢板壁の幅  $B = 1000.0 \times 10^{-3}(m)$
- ヤング係数  $E = 2.000 \times 10^8(kN/m^2)$
- 断面二次モーメント  $I = 13000 \times 10^{-8}(m^4)$
- 有効率(根入れ計算用)  $= 1.000$

2)水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、平均N値10.0より、 $kH = 17600.00(kN/m^3)$ とする。

### 3.3.4 断面力の計算

#### (1) 断面力の計算

##### 1) 仮想地盤面下における最大曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{H}{2\beta} \cdot \sqrt{(1 + 2\beta ho)^2 + 1} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta ho}\right\} \\
 &= \frac{31.88}{2 \times 0.768176} \cdot \sqrt{(1 + 2 \times 0.768176 \times 1.629)^2 + 1} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.768176 \times 1.629}\right\} \\
 &= 57.23 \text{ (kN.m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

ho: 仮想地盤面から主働力作用位置までの高さ (m)

H : 仮想地盤面より上の全主働力 (kN/m)

##### 2) 仮想地盤面下における最大曲げモーメントの生ずる位置

$$\begin{aligned}
 L_m &= \frac{1}{\beta} \cdot -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta ho} \\
 &= \frac{1}{0.768176} \cdot -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.768176 \times 1.629} \\
 &= 0.362 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

##### 3) 仮想地盤面における曲げモーメント

$M_b = 51.92$  (kN.m/m) (作用力の計算より)

##### 4) 断面力の計算結果一覧

特性値		$m^{-1}$	0.768176
作用力	水平力 作用高さ(仮想地盤面から) H h	kN/m m	31.88 1.629
仮想地盤面下 曲げモーメント	モーメント $M_{\max}$ 発生位置(仮想地盤面から)	kN.m/m m	57.23 0.362(G.L. -3.142)m
仮想地盤面の 曲げモーメント	モーメント $M_b$ 発生位置(仮想地盤面から)	kN.m/m m	51.92 0.000(G.L. -2.780)m

#### (2) 値の計算

##### 1) 特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{17600.00 \times 1000.0 \times 10^{-3}}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600}} = 0.768176 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

水平方向地盤反力係数  $kH = 17600.00$  (kN/m<sup>3</sup>)

矢板壁の幅  $B = 1000.0 \times 10^{-3}$  (m)

ヤング係数  $E = 2.000 \times 10^8$  (kN/m<sup>2</sup>)

断面二次モーメント  $I = 10530 \times 10^{-8}$  (m<sup>4</sup>)

有効率(断面力変位計算用) = 0.600

##### 2) 水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、平均N値10.0より、 $kH = 17600.00$  (kN/m<sup>3</sup>)とする。

### 3.3.5 壁体天端変位の計算

#### (1)変位量の計算

自立矢板頭部の水平変位量 は、仮想地盤面での変位量 1、仮想地盤面でのたわみ角による変位量 2、仮想地盤面より上の片持ちばりとしての変位量 3の和として、下式を満足するものとする。

$$= \delta 1 + \delta 2 + \delta 3 \quad a$$

$$= 0.0063 + 0.0246 + 0.0097 = 0.0405(m) \quad a=0.075(m) \dots \quad OK$$

$$\delta 1 = \frac{(1 + \beta h_0) \cdot H}{2EI \alpha \beta^3}$$

$$= \frac{(1 + 0.768176 \times 1.629) \times 31.88}{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600 \times (0.768176)^3}$$

$$= 0.0063 \quad (m)$$

$$\delta 2 = \frac{(1 + 2 \beta h_0) \cdot H \cdot R_h}{2EI \alpha \beta^2}$$

$$= \frac{(1 + 2 \times 0.768176 \times 1.629) \times 31.88 \times 3.280}{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600 \times (0.768176)^2}$$

$$= 0.0246 \quad (m)$$

$$\delta 3 = \frac{R_h^3}{EI \alpha} \cdot \sum Q_i$$

$$= \frac{3.280^3}{2.000 \times 10^8 \times 10530 \times 10^{-8} \times 0.600} \times 3.4714$$

$$= 0.0097 \quad (m)$$

ここに、

- 特性値  $\alpha = 0.768176(m^{-1})$
- ヤング係数  $E = 2.000 \times 10^8 (kN/m^2)$
- 断面二次モーメント  $I = 10530 \times 10^{-8} (m^4)$
- 有効率(断面二次モーメント用)  $= 0.600$
- 水平力  $H = 31.88 (kN/m)$
- 壁高(仮想地盤面から)  $R_h = 3.280m (G.L.O.500m)$

#### (2) Qiの計算

変形係数Qiは下式にて求める。

$$Q_i = \frac{P_i}{6} \cdot \{(3-d) \cdot d^2\}$$

ここに、

d : 集中荷重の載荷位置と全壁高との比率

$$d = h_i / R_h$$

h<sub>i</sub> : 集中荷重の載荷位置(仮想地盤面からの高さ)(m)

P<sub>i</sub> : 集中荷重(kN/m)

#### 1)土圧並びに残留水圧

No	集中荷重 P <sub>i</sub> (kN/m)	集中荷重 作用高 h <sub>i</sub> (m)	d =h <sub>i</sub> /R <sub>h</sub>	変形係数 Q <sub>i</sub> (kN/m)
1	2.39	2.968	0.905	0.6843
2	25.39	1.665	0.508	2.7185
3	4.10	0.620	0.189	0.0686
4	0.00	0.200	0.061	0.0000
				3.4714

Qi = 3.47 となる。

### 3.4 壁体応力度

(1)使用断面

断面種類：

使用鋼材：I1w型

使用材質：SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{m})$	810
同上 有効率	-----	1.000
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{m})$	106.27

(2)設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

検討ケース	モーメント		軸力 $\text{N} \times 10^3 (\text{N/m})$
	地中部最大 $M_{\text{max}} \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}/\text{m})$	仮想地盤面 $M_0 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}/\text{m})$	
常時	30.22	25.85	0.00
地震時	57.23	51.92	0.00

(3)曲げ照査

$$\sigma = \frac{M \times 10^6}{\alpha \cdot Z \times 10^3} + \frac{N \times 10^3}{A \times 10^2} \leq \sigma a$$

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

a : 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

Z : 使用断面係数(cm<sup>3</sup>/m)

A : 使用断面積(cm<sup>2</sup>/m)

検討ケース	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 <sup>a</sup> N/mm <sup>2</sup>	判定
常時	37.3	180.0	OK
地震時	70.7	270.0	OK