

矢板式係船岸の設計計算 サンプルデータ

出力例

Sample-PortVerticalPile

漁港基準(H19)準拠 自立矢板式係船岸の
サンプルデータ

目次

1章 前面矢板壁の設計	1
1.1 検討断面	1
1.2 永続状態	3
1.2.1 外力の計算（根入れ長計算用）	3
1.2.2 外力の計算（応力計算用）	6
1.2.3 仮想海底面並びに作用力の計算	9
1.2.4 根入れ長の計算	11
1.2.5 断面力の計算	13
1.2.6 壁体天端変位の計算	15
1.3 変動状態(レベル1地震動)	16
1.3.1 外力の計算（根入れ長計算用）	16
1.3.2 外力の計算（応力計算用）	20
1.3.3 仮想海底面並びに作用力の計算	23
1.3.4 根入れ長の計算	26
1.3.5 断面力の計算	27
1.3.6 壁体天端変位の計算	29
1.4 変動状態(牽引時)	31
1.4.1 外力の計算（根入れ長計算用）	31
1.4.2 外力の計算（応力計算用）	31
1.4.3 仮想海底面並びに作用力の計算	31
1.4.4 根入れ長の計算	33
1.4.5 断面力の計算	35
1.4.6 壁体天端変位の計算	36
1.5 壁体応力度	39
(1)使用断面	39
(2)設計断面力	39
(3)曲げ照査	39

1章 前面矢板壁の設計

1.1 検討断面

(1)断面種類 : 鋼管矢板

(2)使用材質 : SKY490

(3)ヤング係数: $E = 2.000 \times 10^8$ (kN/m²)

(4)杭断面諸元

断面諸元		単位	前面矢板壁
使用鋼材		-----	D1100 t14
上部工天端高		m	G.L. 3.000
前面矢板天端高		m	G.L. 1.500
構造水深		m	G.L. -5.500
前面矢板先端高		m	G.L. -15.000
前面矢板全長		m	16.500
腐食前	断面積 A_0	cm ² /m	398.00
	断面二次モーメント I_0	cm ⁴ /m	586667
	断面係数 Z_0	cm ³ /m	10667
腐食後	断面積 A	cm ² /m	374.12
	断面二次モーメント I	cm ⁴ /m	586667
	断面係数 Z	cm ³ /m	10027

(5)腐食後の断面諸元

耐用年数: 50 年

腐食速度: 海側 0.010 mm/年

陸側 0.020 mm/年

腐食代: 海側 $0.010 \times 50 = 0.500$ mm

陸側 $0.020 \times 50 = 1.000$ mm

腐食低減係数(Iに関して): $i = 1.00$

腐食低減係数(Zに関して): $z = 0.94$

腐食後断面積: $A = zA_0 = 0.94 \times 477.60 = 448.94$ cm²/本

腐食後断面二次モーメント: $I = iI_0 = 1.00 \times 704000 = 704000$ cm⁴/本

腐食後断面係数: $Z = zZ_0 = 0.94 \times 12800 = 12032$ cm³/本

腐食前の1本当たり断面諸元を単位幅当たり断面諸元に換算する

換算係数:

$$\delta = \frac{100.0}{D + a} = \frac{100.0}{110.00 + 10.00} = 0.83$$

ここに、

D: 鋼管の外径(cm)

a: 継ぎ手間隔(cm)

断面積:

$$A_0 = \delta A_0 = 0.83 \times 477.60 = 398.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

断面2次モーメント:

$$I_0 = \delta I_0 = 0.83 \times 704000 = 586667 \text{ cm}^4/\text{m}$$

断面係数:

$$Z_0 = \delta Z_0 = 0.83 \times 12800 = 10667 \text{ cm}^3/\text{m}$$

腐食後の1本当たり断面諸元を単位幅当たり断面諸元に換算する

断面積:

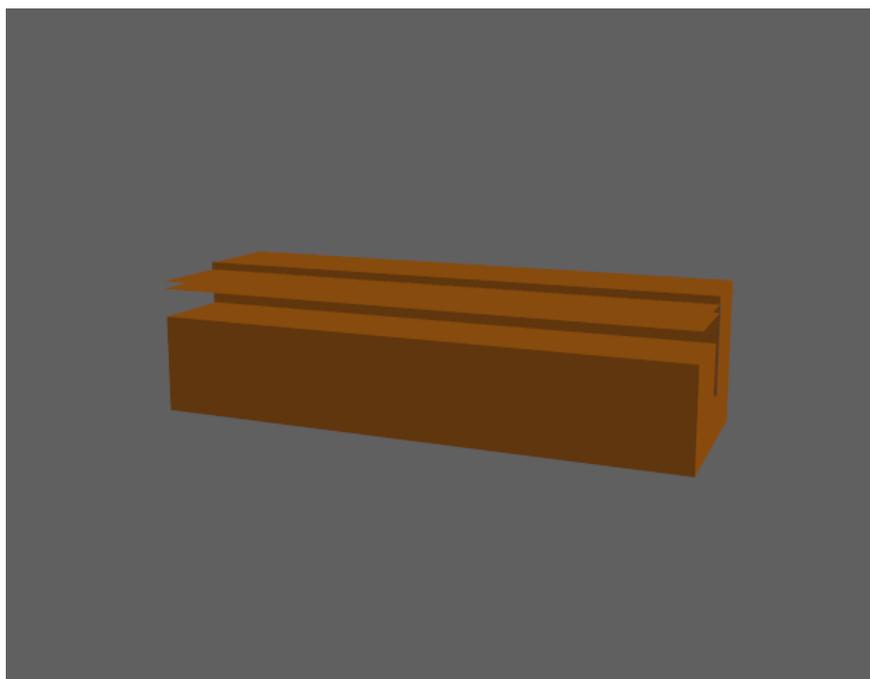
$$A = \delta A = 0.83 \times 448.94 = 374.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

断面2次モーメント:

$$I = \delta I = 0.83 \times 704000 = 586667 \text{ cm}^4/\text{m}$$

断面係数:

$$Z = \delta Z = 0.83 \times 12032 = 10027 \text{ cm}^3/\text{m}$$

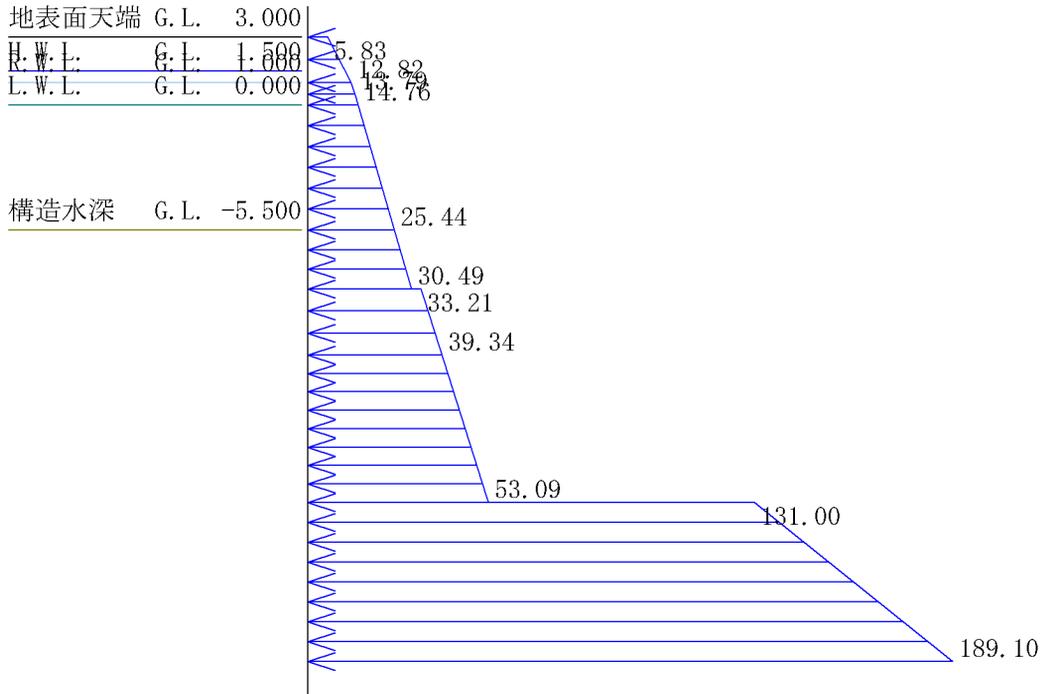


1.2 永続状態

1.2.1 外力の計算 (根入れ長計算用)

(1)土圧

1)主働土圧



砂質土

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

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

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

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

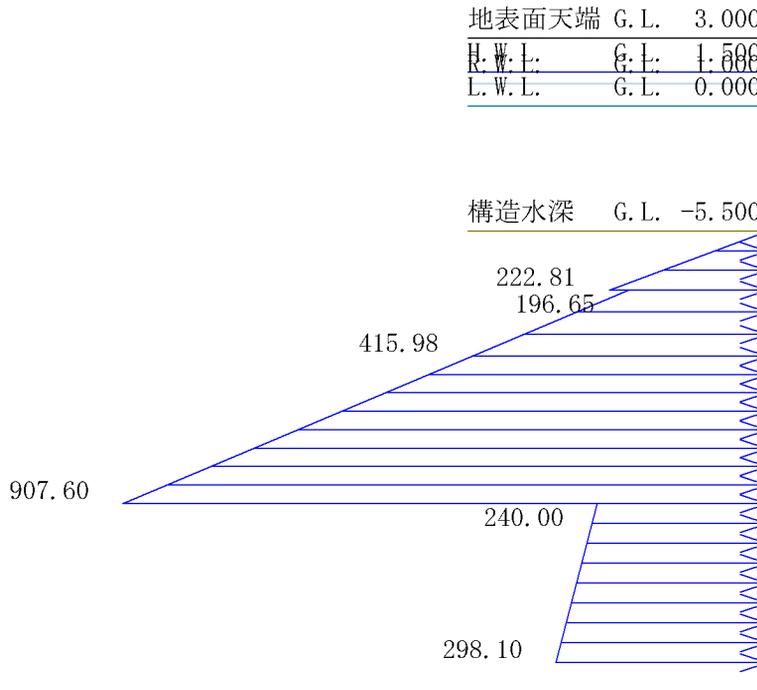
粘性土

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

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	土圧 係数 Ka	主働 土圧強度 Pa1 kN/m ²	主働 土圧強度 Pa2 kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
1	3.000	2.000	18.0	40.00	0.0	30.00	0.194	5.83	----	63.153
	1.000			15.00	0.0	66.00	0.194	12.82	----	63.153
2	1.000	0.500	10.0	40.00	0.0	66.00	0.194	12.82	----	63.153
	0.500			15.00	0.0	71.00	0.194	13.79	----	63.153
3	0.500	0.500	10.0	40.00	0.0	71.00	0.194	13.79	----	63.153
	0.000			15.00	0.0	76.00	0.194	14.76	----	63.153
4	0.000	5.500	10.0	40.00	0.0	76.00	0.194	14.76	----	63.153
	-5.500			15.00	0.0	131.00	0.194	25.44	----	63.153
5	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	131.00	0.194	25.44	----	63.153
	-8.100			15.00	0.0	157.00	0.194	30.49	----	63.153
6	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	157.00	0.212	33.21	----	61.945
	-11.000			15.00	0.0	186.00	0.212	39.34	----	61.945

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有 効 圧 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 Pa1 kN/m ²	主 働 土 圧 強 度 Pa2 kN/m ²	崩 壊 面 角 度 (度)
7	-11.000	6.500	10.0	38.00	0.0	186.00	0.212	39.34	----	61.945
	-17.500			15.00	0.0	251.00	0.212	53.09	----	61.945
8	-17.500	7.000	8.3	0.00	60.0	251.00	1.000	131.00	----	45.000
	-24.500			0.00	60.0	309.10	1.000	189.10	----	45.000

2) 受働土圧



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

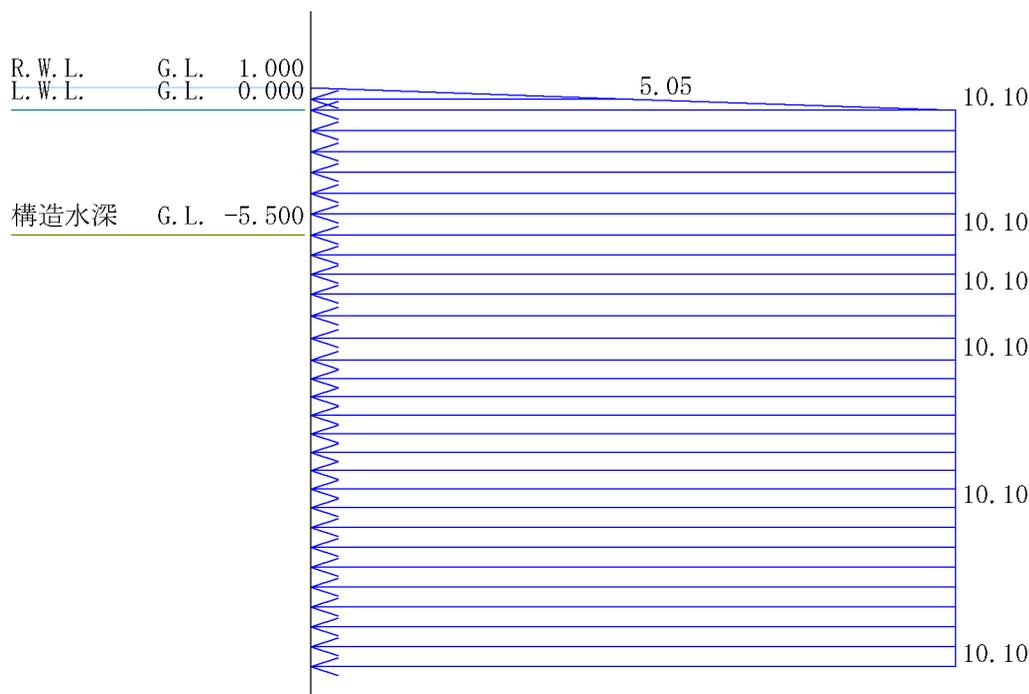
$$p_{pi} = \sum \gamma_i h_i + q + 2c_i$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有 効 圧 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 係 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 Pp kN/m ²	崩 壊 面 角 度 (度)
1	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	0.00	8.570	0.00	16.562
	-8.100			-15.00	0.0	26.00	8.570	222.81	16.562
2	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	26.00	7.563	196.65	17.420
	-11.000			-15.00	0.0	55.00	7.563	415.98	17.420
3	-11.000	6.500	10.0	38.00	0.0	55.00	7.563	415.98	17.420
	-17.500			-15.00	0.0	120.00	7.563	907.60	17.420

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 係 圧 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 Pp kN/m ²	崩 壊 面 角 度 (度)
4	-17.500 -24.500	7.000	8.3	0.00 0.00	60.0 60.0	120.00 178.10	1.000 1.000	240.00 298.10	45.000 45.000

(2)水圧

1)残留水圧



No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m ²
1	1.000 0.500	0.500	0.00 5.05
2	0.500 0.000	0.500	5.05 10.10
3	0.000 -5.500	5.500	10.10 10.10
4	-5.500 -8.100	2.600	10.10 10.10
5	-8.100 -11.000	2.900	10.10 10.10
6	-11.000 -17.500	6.500	10.10 10.10
7	-17.500 -24.500	7.000	10.10 10.10

(3)側圧合計

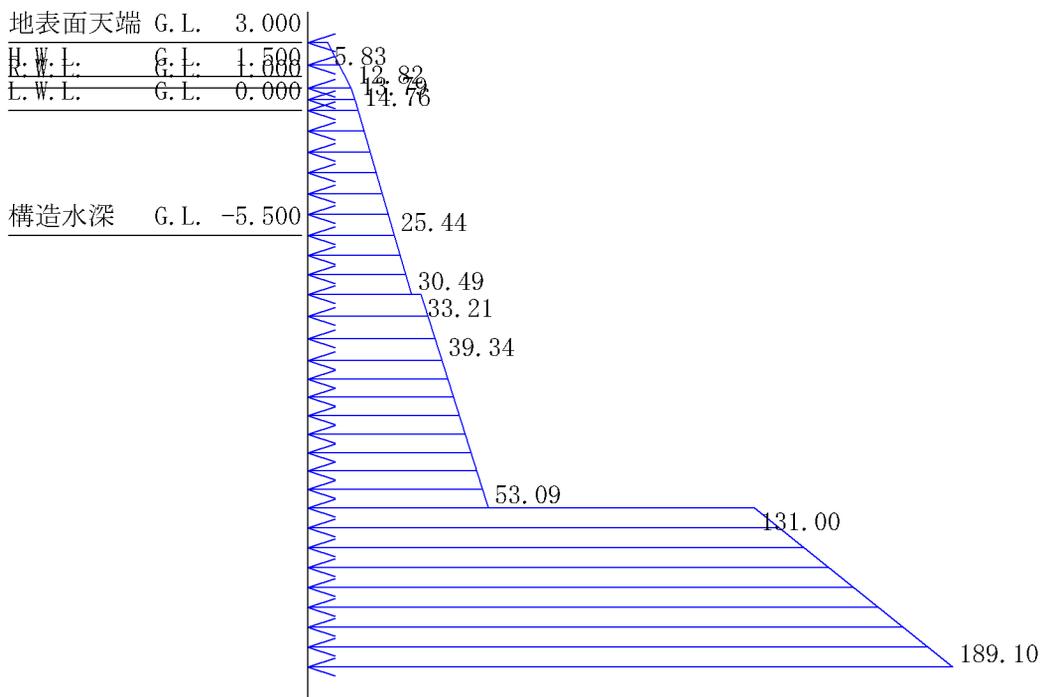
No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側 圧 (kN/m ²)			
			受働側 (kN/m ²)	主働側 (kN/m ²)		
			受働土圧	主働土圧	残留水圧	合計
1	3.000	2.000	----	5.83	0.00	5.83
	1.000		----	12.82	0.00	12.82
2	1.000	0.500	----	12.82	0.00	12.82
	0.500		----	13.79	5.05	18.84

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受働側(kN/m ²)	主働側(kN/m ²)		
			受働土圧	主働土圧	残留水圧	合計
3	0.500	0.500	----	13.79	5.05	18.84
	0.000		----	14.76	10.10	24.86
4	0.000	5.500	----	14.76	10.10	24.86
	-5.500		----	25.44	10.10	35.54
5	-5.500	2.600	0.00	25.44	10.10	35.54
	-8.100		222.81	30.49	10.10	40.59
6	-8.100	2.900	196.65	33.21	10.10	43.31
	-11.000		415.98	39.34	10.10	49.44
7	-11.000	6.500	415.98	39.34	10.10	49.44
	-17.500		907.60	53.09	10.10	63.19
8	-17.500	7.000	240.00	131.00	10.10	141.10
	-24.500		298.10	189.10	10.10	199.20

1.2.2 外力の計算 (応力計算用)

(1)土圧

1)主働土圧



砂質土

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

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

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

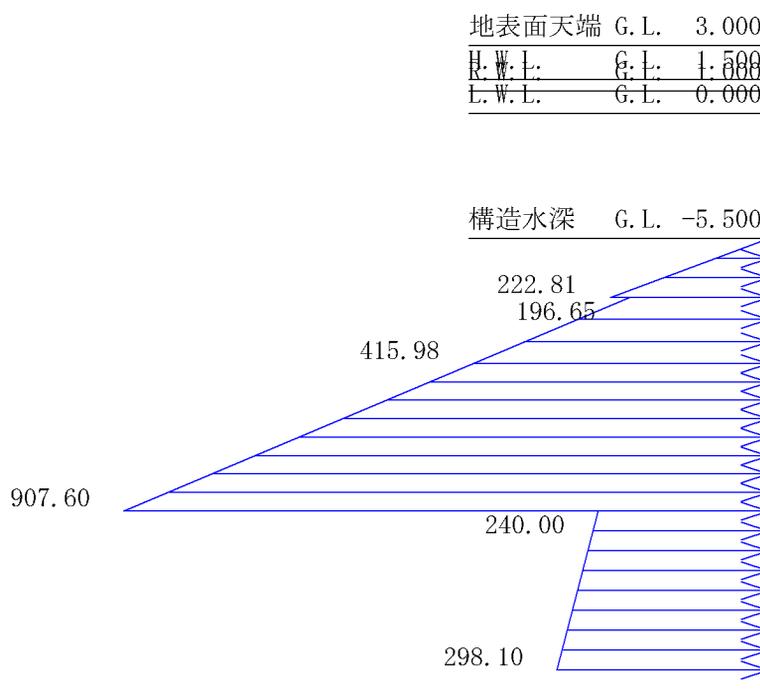
$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta_i - \beta) + \sec(\phi_i + \delta_i - \beta) \sqrt{\frac{\cos \delta_i \sin(\phi_i + \delta_i)}{\cos \beta \sin(\phi_i - \beta)}}$$

粘性土

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

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有上 載圧 rh+q kN/m ²	土係 圧数 Ka	主土 圧強度 Pa1 kN/m ²	主働 土圧強度 Pa2 kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
1	3.000	2.000	18.0	40.00	0.0	30.00	0.194	5.83	----	63.153
	1.000			15.00	0.0	66.00	0.194	12.82	----	63.153
2	1.000	0.500	10.0	40.00	0.0	66.00	0.194	12.82	----	63.153
	0.500			15.00	0.0	71.00	0.194	13.79	----	63.153
3	0.500	0.500	10.0	40.00	0.0	71.00	0.194	13.79	----	63.153
	0.000			15.00	0.0	76.00	0.194	14.76	----	63.153
4	0.000	5.500	10.0	40.00	0.0	76.00	0.194	14.76	----	63.153
	-5.500			15.00	0.0	131.00	0.194	25.44	----	63.153
5	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	131.00	0.194	25.44	----	63.153
	-8.100			15.00	0.0	157.00	0.194	30.49	----	63.153
6	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	157.00	0.212	33.21	----	61.945
	-11.000			15.00	0.0	186.00	0.212	39.34	----	61.945
7	-11.000	6.500	10.0	38.00	0.0	186.00	0.212	39.34	----	61.945
	-17.500			15.00	0.0	251.00	0.212	53.09	----	61.945
8	-17.500	7.000	8.3	0.00	60.0	251.00	1.000	131.00	----	45.000
	-24.500			0.00	60.0	309.10	1.000	189.10	----	45.000

2) 受働土圧



砂質土

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

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

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

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

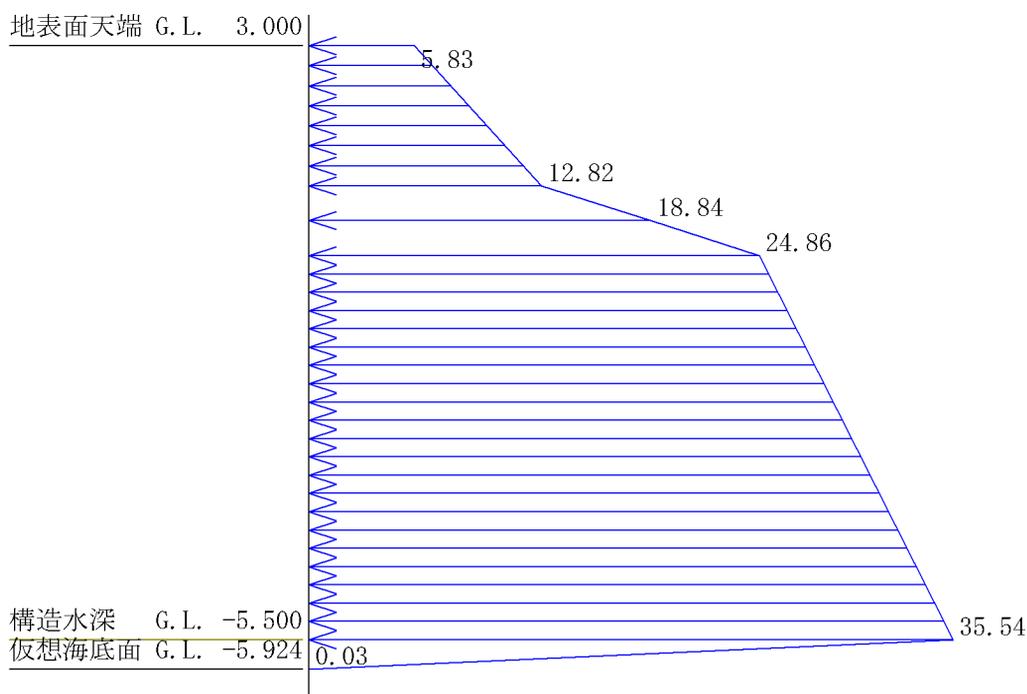
(3)側圧合計

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受働側(kN/m ²)			
			受働側土圧	主働側土圧	残留水圧	合計
1	3.000	2.000	----	5.83	0.00	5.83
	1.000		----	12.82	0.00	12.82
2	1.000	0.500	----	12.82	0.00	12.82
	0.500		----	13.79	5.05	18.84
3	0.500	0.500	----	13.79	5.05	18.84
	0.000		----	14.76	10.10	24.86
4	0.000	5.500	----	14.76	10.10	24.86
	-5.500		----	25.44	10.10	35.54
5	-5.500	2.600	0.00	25.44	10.10	35.54
	-8.100		222.81	30.49	10.10	40.59
6	-8.100	2.900	196.65	33.21	10.10	43.31
	-11.000		415.98	39.34	10.10	49.44
7	-11.000	6.500	415.98	39.34	10.10	49.44
	-17.500		907.60	53.09	10.10	63.19
8	-17.500	7.000	240.00	131.00	10.10	141.10
	-24.500		298.10	189.10	10.10	199.20

1.2.3 仮想海底面並びに作用力の計算

(1)仮想海底面

仮想海底面位置 G.L. -5.924m



(2)作用力の計算(根入れ長計算用)

仮想海底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 側圧強度 (kN/m ²)	主働側 側圧強度 (kN/m ²)	作用 荷重強度 (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00	5.83	5.83
	1.000		0.00	12.82	12.82

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受 働 側圧強度 (kN/m ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
2	1.000	0.500	0.00	12.82	12.82
	0.500		0.00	18.84	18.84
3	0.500	0.500	0.00	18.84	18.84
	0.000		0.00	24.86	24.86
4	0.000	5.500	0.00	24.86	24.86
	-5.500		0.00	35.54	35.54
5	-5.500	0.424	0.00	35.54	35.54
	-5.924		36.34	36.36	0.03

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 = (仮想海底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 ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	3.000	2.000	5.83	18.64	7.799	145.40
	1.000		12.82			
2	1.000	0.500	12.82	7.91	6.658	52.69
	0.500		18.84			
3	0.500	0.500	18.84	10.92	6.163	67.32
	0.000		24.86			
4	0.000	5.500	24.86	166.10	3.012	500.27
	-5.500		35.54			
5	-5.500	0.424	35.54	7.54	0.283	2.13
	-5.924		0.03			
				211.12		767.81

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{767.81}{211.12} = 3.637 \text{ (m)}$ (G. L. -2.287m)

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	211.12	3.637	767.81
	211.12		767.81

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{767.81}{211.12} = 3.637 \text{ (m)}$ (G. L. -2.287m)

(3) 作用力の計算(応力計算用)

仮想海底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 ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00	5.83	5.83
	1.000		0.00	12.82	12.82
2	1.000	0.500	0.00	12.82	12.82
	0.500		0.00	18.84	18.84

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受 働 側圧強度 (kN/m ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
3	0.500	0.500	0.00	18.84	18.84
	0.000		0.00	24.86	24.86
4	0.000	5.500	0.00	24.86	24.86
	-5.500		0.00	35.54	35.54
5	-5.500	0.424	0.00	35.54	35.54
	-5.924		36.34	36.36	0.03

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 = (仮想海底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 ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	3.000	2.000	5.83	18.64	7.799	145.40
	1.000		12.82			
2	1.000	0.500	12.82	7.91	6.658	52.69
	0.500		18.84			
3	0.500	0.500	18.84	10.92	6.163	67.32
	0.000		24.86			
4	0.000	5.500	24.86	166.10	3.012	500.27
	-5.500		35.54			
5	-5.500	0.424	35.54	7.54	0.283	2.13
	-5.924		0.03			
				211.12		767.81

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{767.81}{211.12} = 3.637 \text{ (m)} \text{ (G. L. -2.287m)}$

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	211.12	3.637	767.81
	211.12		767.81

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{767.81}{211.12} = 3.637 \text{ (m)} \text{ (G. L. -2.287m)}$

1.2.4 根入れ長の計算

(1) 矢板壁の長さ

矢板壁長は、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて求まる必要根入れ長を仮想海底面より下方に確保する。

$D = 1.50 \times l_{m1} = 1.50 \times 5.461 = 8.191 \text{ (m)} \leq \text{実根入れ長} = 9.076 \text{ (m)} \dots \text{ OK}$

上部工天端高	(G.L. 3.000)m
矢板壁天端高	(G.L. 1.500)m
構造水深	(G.L. -5.500)m
仮想海底面	(G.L. -5.924)m
必要根入れ長 (仮想海底面-必要根入れ先端高)	l_{n1} $D = 1.50 \times l_{n1}$ 5.461m 8.191(G.L. -14.115)m
決定根入れ長 (仮想海底面-決定根入れ先端高)	実根入れ長 (m) 9.076(G.L. -15.000)m
	判 定 OK
決定全壁長 (上部工天端高-根入れ先端高)	18.000
決定全矢板長 (矢板天端-根入れ先端高)	16.500
決定根入れ長 (構造水深-根入れ先端高)	9.500

(2)港研方式による解析結果

1)原形杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比

項目		諸元	諸元比	
杭頭条件		自由	R = 原形杭/基準杭	logR
作用高 (m)	基準杭	$h_s = 1.000$	$R_h = 3.6369$	0.5607
	原形杭	$h_p = 3.637$		
曲げ剛性 (kN・m ²)	基準杭	$EI_s = 1.0000E+004$	$R_{EI} = 117.3333$	2.0694
	原形杭	$EI_p = 1.1733E+006$		
横抵抗定数 (kN/m ^{1/3})	基準杭	$Bk_s = 1000$	$R_{Bk} = 3.5000$	0.5441
	原形杭	$Bk_p = 3500$		

2)換算係数

$$\begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 7 \times (0.5607) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.9438 \\ \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 8 \times (0.5607) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.5045 \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 9 \times (0.5607) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 1.9958 \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 10 \times (0.5607) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.5565 \end{aligned}$$

ここに、

- R_s : 換算係数(せん断力)
- R_M : 換算係数(曲げモーメント)
- R_i : 換算係数(たわみ角)
- R_y : 換算係数(変位)

3)基準杭の頭部にかかる荷重

$$\begin{aligned} \log T_s &= \log T_p - \log R_s \\ &= 2.3245 - (2.9438) = -0.6193 \end{aligned}$$

ここに、原形杭の頭部にかかる荷重 $T_p = 211.120$ (kN)

4)基準曲線の読み取り値

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logl _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881

内挿して，基準杭の諸元は以下になる。

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logl _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-0.619	-4.2871	-0.5176	0.1765	-4.8291	-4.3896	-4.5416

5)原形杭の結果

・最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} \log(M_{max}) &= \log(M_{max})_s + \log R_M \\ &= -0.5176 + (3.5045) = 2.9869 \end{aligned}$$

$$M_{max} = 970.2975 \text{ (kN.m)}$$

・仮想地盤面での変位

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -4.8291 + (2.5565) = -2.2726 \end{aligned}$$

$$y_0 = 0.0053 \text{ (m)}$$

・仮想地盤面でのたわみ角

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_i \\ &= -4.5416 + (1.9958) = -2.5458 \end{aligned}$$

$$i_0 = 0.0028 \text{ (rad)}$$

・曲げモーメント第一ゼロ点の深さ

$$\begin{aligned} \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_l \\ &= 0.1765 + (0.5607) = 0.7372 \end{aligned}$$

$$l_{m1} = 5.4605 \text{ (m)}$$

1.2.5 断面力の計算

(1)断面力の計算

矢板壁に生じる最大曲げモーメントは、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて算定する。

仮想海底面曲げモーメントの計算は仮想海底面並びに作用力の計算の(3)作用力の計算(応力計算用)を参照してください。

		単 位	数 値
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	970.30
仮想海底面の曲げモーメント	モーメント Mgs 発生位置(仮想海底面から)	kN.m/m m	767.81 0.000(G.L. -5.924)m

(2)港研方式による解析結果

1)原形杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比

項目		諸元	諸元比	
杭頭条件		自由	R = 原形杭/基準杭	logR
作用高 (m)	基準杭	h _s = 1.000	R _h = 3.6369	0.5607
	原形杭	h _p = 3.637		
曲げ剛性 (kN・m ²)	基準杭	EI _s = 1.0000E+004	R _{EI} = 117.3333	2.0694
	原形杭	EI _p = 1.1733E+006		
横抵抗定数 (kN/m ^{1.5})	基準杭	Bk _s = 1000	R _{Bk} = 3.5000	0.5441
	原形杭	Bk _p = 3500		

2) 換算係数

$$\begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 7 \times (0.5607) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.9438 \\ \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 8 \times (0.5607) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.5045 \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 9 \times (0.5607) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 1.9958 \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 10 \times (0.5607) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.5565 \end{aligned}$$

ここに、

- R_s : 換算係数(せん断力)
- R_M : 換算係数(曲げモーメント)
- R_i : 換算係数(たわみ角)
- R_y : 換算係数(変位)

3) 基準杭の頭部にかかる荷重

$$\begin{aligned} \log T_s &= \log T_p - \log R_s \\ &= 2.3245 - (2.9438) = -0.6193 \end{aligned}$$

ここに、原形杭の頭部にかかる荷重 T_p = 211.120 (kN)

4) 基準曲線の読み取り値

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logI _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881

内挿して、基準杭の諸元は以下になる。

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logI _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-0.619	-4.2871	-0.5176	0.1765	-4.8291	-4.3896	-4.5416

5) 原形杭の結果

・最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} \log(M_{max}) &= \log(M_{max})_s + \log R_M \\ &= -0.5176 + (3.5045) = 2.9869 \end{aligned}$$

$$M_{max} = 970.2975 \text{ (kN・m)}$$

・仮想地盤面での変位

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -4.8291 + (2.5565) = -2.2726 \\ y_0 &= 0.0053 \text{ (m)} \end{aligned}$$

・ 仮想地盤面でのたわみ角

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_y \\ &= -4.5416 + (1.9958) = -2.5458 \\ i_0 &= 0.0028 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・ 曲げモーメント第一ゼロ点の深さ

$$\begin{aligned} \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_h \\ &= 0.1765 + (0.5607) = 0.7372 \\ l_{m1} &= 5.4605 \text{ (m)} \end{aligned}$$

1.2.6 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、仮想海底面での変位量 1、仮想海底面でのたわみ角による変位量 2、仮想海底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。

$$\begin{aligned} &= 1 + 2 + 3 \quad a \\ &= 0.0053 + 0.0254 + 0.0089 = 0.0397 \text{ (m)} \quad a=0.050 \text{ (m)} \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

1は断面力の計算の(2)港研方式による解析結果を参照してください。

$$2 = \tan \alpha \times R_h = \tan 0.16 \times 8.924 = 0.0254 \text{ (m)}$$

ここに、

α : 仮想海底面での矢板のたわみ角(度)(断面力の計算の(2)港研方式による解析結果を参照)

R_h : 全壁高(仮想海底面から壁天端までの高さ)(m)

$$3 = \delta 31 = 0.0089 \text{ (m)}$$

ここに、

31: 土圧と残留水圧によるたわみ量、土圧分布を土圧合力が等しい三角形荷重と仮定して算定する

$$\begin{aligned} \delta 31 &= \frac{p_0}{120EI \alpha} (4a^4 + 20a^3b + 40a^2b^2 + 35ab^3 + 11b^4) \\ &= \frac{47.32}{120 \times 2.000 \times 10^8 \times 586667 \times 10^{-8} \times 1.00} \times \\ &\quad (4 \times 8.500^4 + 20 \times 8.500^3 \times 0.424 + 40 \times 8.500^2 \times 0.424^2 + 35 \times 8.500 \times 0.424^3 \\ &\quad + 11 \times 0.424^4) \\ &= 0.0089 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

p_0 : 仮定した三角形荷重のピーク値(kN/m²)

$$p_0 = \frac{\sum pa}{R_h} \times 2 = \frac{211.12}{8.924} \times 2 = 47.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

pa : 仮想海底面の上に作用する土圧と残留水圧の合力(kN/m)(仮想海底面並びに作用力の計算の(3)作用力の計算(応力計算用)を参照してください)

E : ヤング係数(kN/m²)

I : 断面二次モーメント(m⁴/m)

: 有効率(断面二次モーメント用)

a : 構造水深から矢板壁天端までの高さ(m)

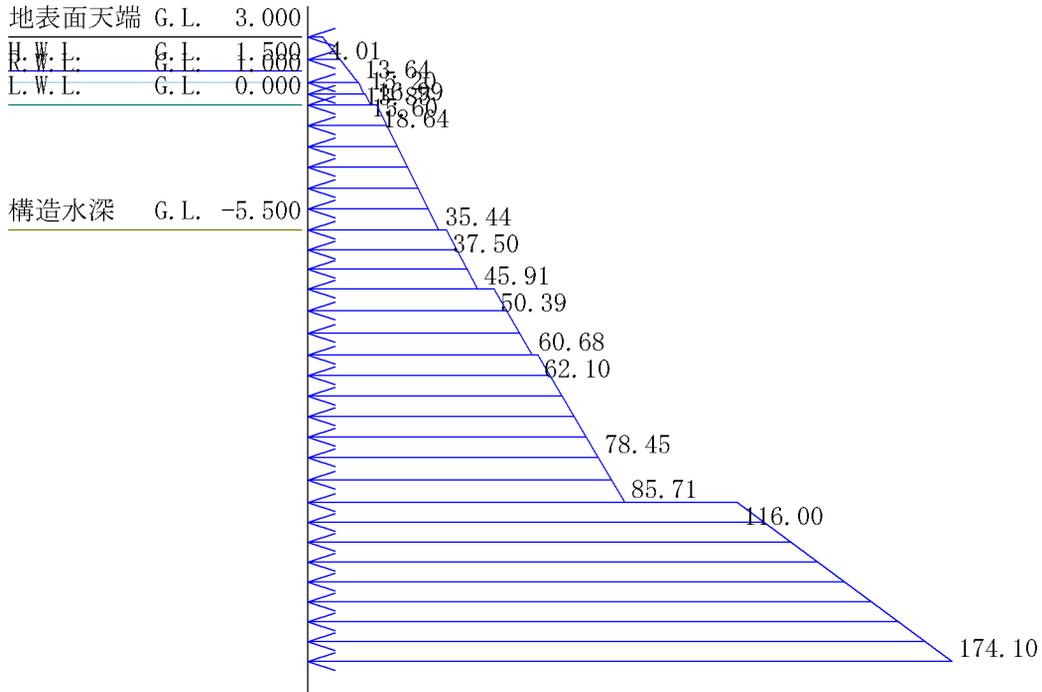
b : 仮想海底面から構造水深までの高さ(m)

1.3 変動状態(レベル1地震動)

1.3.1 外力の計算(根入れ長計算用)

(1)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

海底面下10m以浅:

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

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

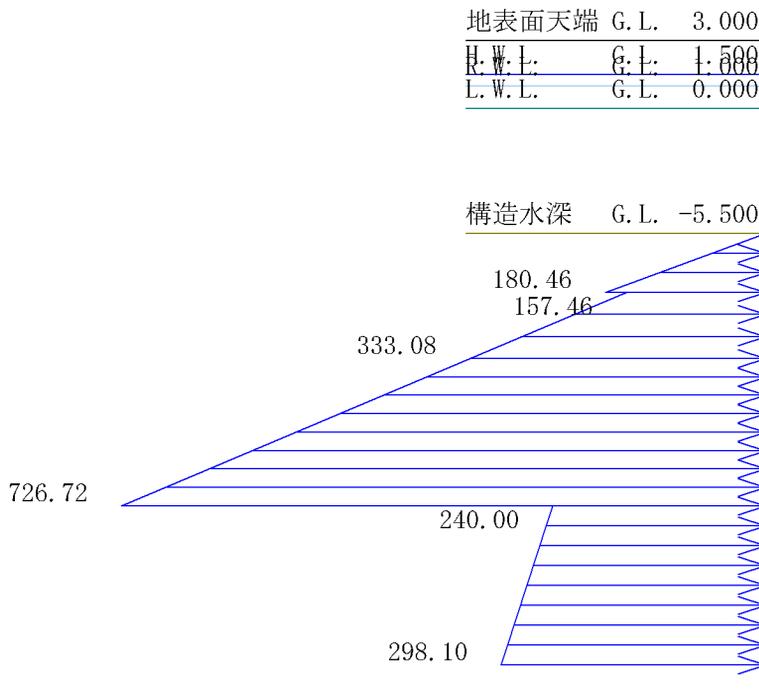
海底面下10m以深:

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

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 数 Ka	主働 土圧強度 Pa1 kN/m ²	主働 土圧強度 Pa2 kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
1	3.000	2.000	18.0	40.00	0.0	15.00	0.14	7.970	0.268	4.01	----	56.940
	1.000			15.00	0.0	51.00	0.14	7.970	0.268	13.64	----	56.940
2	1.000	0.500	10.0	40.00	0.0	51.00	0.15	8.337	0.272	13.85	----	56.624
	0.500			15.00	0.0	56.00	0.15	8.337	0.272	15.20	----	56.624

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 圧数 Ka	主 土圧強度 Pa1 kN/m ²	主 土圧強度 Pa2 kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
3	0.500	0.500	10.0	40.00	0.0	56.00	0.16	8.976	0.279	15.60	----	56.066
	0.000			15.00	0.0	61.00	0.16	8.976	0.279	16.99	----	56.066
4	0.000	5.500	10.0	40.00	0.0	61.00	0.20	11.273	0.306	18.64	----	53.978
	-5.500			15.00	0.0	116.00	0.20	11.273	0.306	35.44	----	53.978
5	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	116.00	0.22	12.661	0.323	37.50	----	52.649
	-8.100			15.00	0.0	142.00	0.22	12.661	0.323	45.91	----	52.649
6	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	142.00	0.23	13.191	0.355	50.39	----	50.473
	-11.000			15.00	0.0	171.00	0.23	13.191	0.355	60.68	----	50.473
7	-11.000	4.500	10.0	38.00	0.0	171.00	0.24	13.762	0.363	62.10	----	49.873
	-15.500			15.00	0.0	216.00	0.24	13.762	0.363	78.45	----	49.873
8	-15.500	2.000	10.0	38.00	0.0	216.00	0.24	13.762	0.363	78.45	----	49.873
	-17.500			15.00	0.0	236.00	0.24	13.762	0.363	85.71	----	49.873
9	-17.500	7.000	8.3	0.00	60.0	236.00	0.00	0.000	1.000	116.00	----	45.000
	-24.500			0.00	60.0	294.10	0.00	0.000	1.000	174.10	----	45.000

2) 受働土圧



砂質土

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

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

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

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

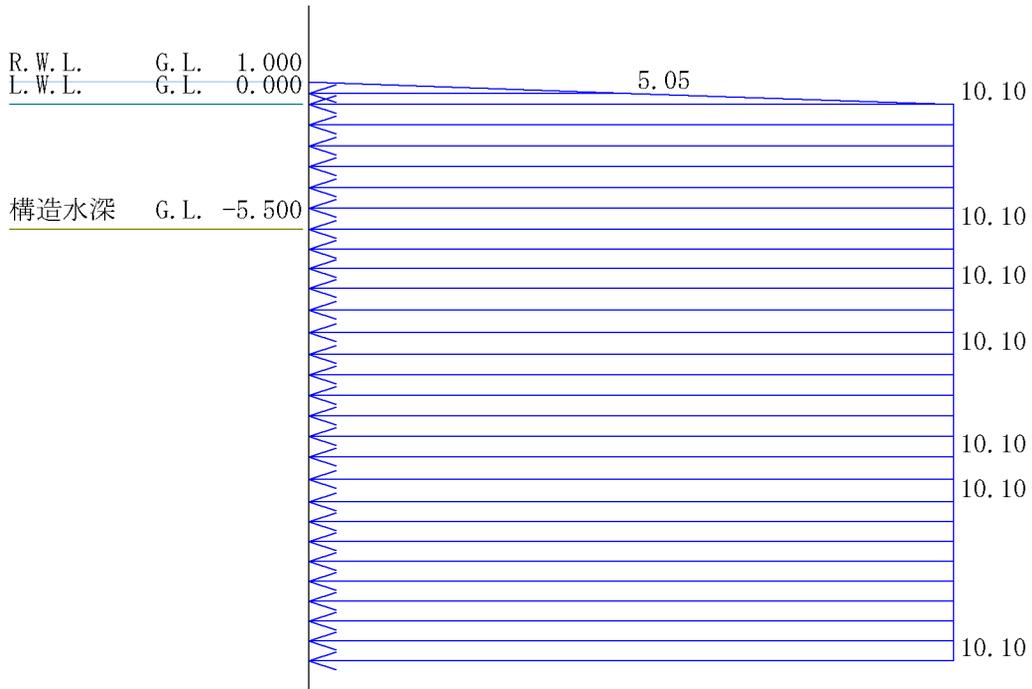
粘性土

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

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 圧数 Kp	受働 土圧強度 Pp kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
1	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	0.00	0.28	15.642	6.941	0.00	15.096
	-8.100			-15.00	0.0	26.00	0.28	15.642	6.941	180.46	15.096
2	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	26.00	0.28	15.642	6.056	157.46	15.689
	-11.000			-15.00	0.0	55.00	0.28	15.642	6.056	333.08	15.689
3	-11.000	6.500	10.0	38.00	0.0	55.00	0.28	15.642	6.056	333.08	15.689
	-17.500			-15.00	0.0	120.00	0.28	15.642	6.056	726.72	15.689
4	-17.500	7.000	8.3	0.00	60.0	120.00	0.29	15.939	1.000	240.00	45.000
	-24.500			0.00	60.0	178.10	0.29	15.939	1.000	298.10	45.000

(2)水圧

1)残留水圧



No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m ²
1	1.000	0.500	0.00
	0.500		5.05
2	0.500	0.500	5.05
	0.000		10.10
3	0.000	5.500	10.10
	-5.500		10.10
4	-5.500	2.600	10.10
	-8.100		10.10
5	-8.100	2.900	10.10
	-11.000		10.10
6	-11.000	4.500	10.10
	-15.500		10.10
7	-15.500	2.000	10.10
	-17.500		10.10
8	-17.500	7.000	10.10
	-24.500		10.10

2) 動水圧

動水圧の合力及び作用点の位置は次式によって算定する。

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_n \gamma_w H^2$$

$$= \frac{7}{12} \times 0.14 \times 10.10 \times 5.500^2$$

$$= 24.95 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{dw} = \frac{2}{5} H = \frac{2}{5} \times 5.500 = 2.200 \text{ (m) (G.L. -3.300m)}$$

ここに

P_{dw} : 動水圧の合力 (kN/m)

h_{dw} : 動水圧の合力の作用点から構造水深までの距離 (m)

k_n : 震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H: 水深 (m)

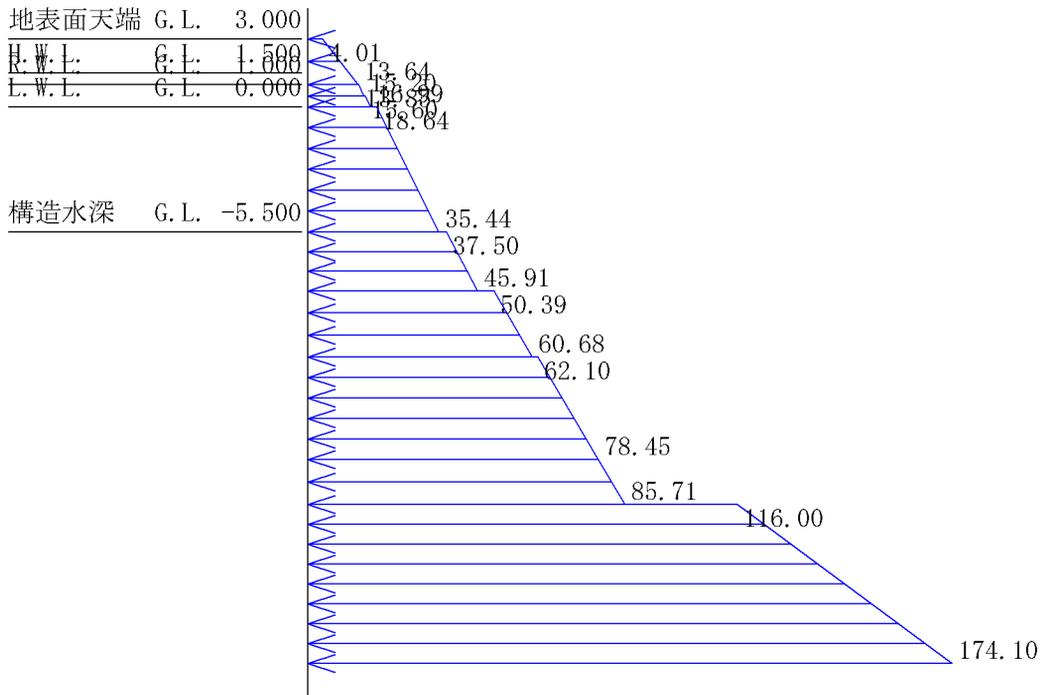
(3) 側圧合計

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受働側 (kN/m ²)		主働側 (kN/m ²)		
			受働土圧	主働土圧	残留水圧	動水圧	合計
1	3.000	2.000	----	4.01	0.00	----	4.01
	1.000		----	13.64	0.00	----	13.64
2	1.000	0.500	----	13.85	0.00	----	13.85
	0.500		----	15.20	5.05	----	20.25
3	0.500	0.500	----	15.60	5.05	----	20.65
	0.000		----	16.99	10.10	----	27.09
4	0.000	5.500	----	18.64	10.10	----	28.74
	-5.500		----	35.44	10.10	----	45.54
5	-5.500	2.600	0.00	37.50	10.10	----	47.60
	-8.100		180.46	45.91	10.10	----	56.01
6	-8.100	2.900	157.46	50.39	10.10	----	60.49
	-11.000		333.08	60.68	10.10	----	70.78
7	-11.000	4.500	333.08	62.10	10.10	----	72.20
	-15.500		605.60	78.45	10.10	----	88.55
8	-15.500	2.000	605.60	78.45	10.10	----	88.55
	-17.500		726.72	85.71	10.10	----	95.81
9	-17.500	7.000	240.00	116.00	10.10	----	126.10
	-24.500		298.10	174.10	10.10	----	184.20

1.3.2 外力の計算 (応力計算用)

(1)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

海底面下10m以浅:

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

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

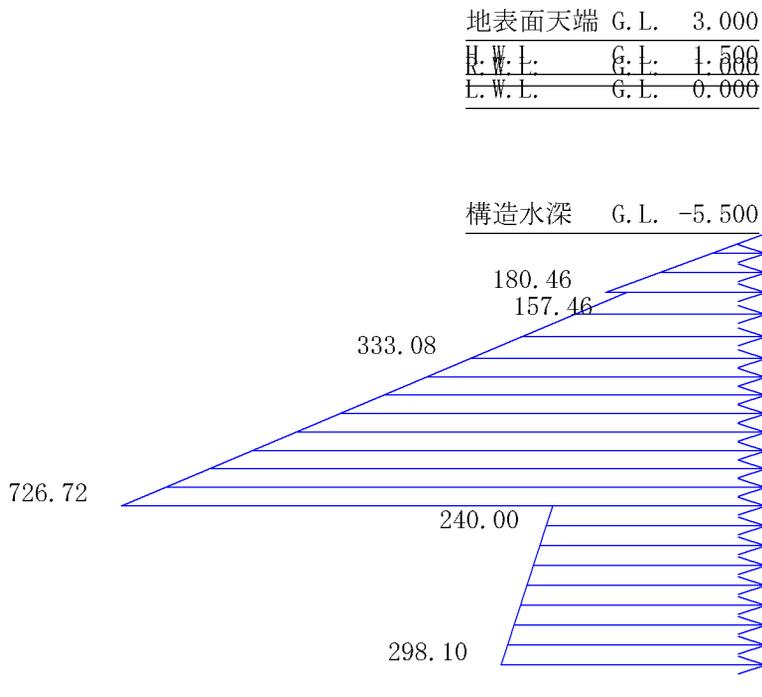
海底面下10m以深:

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

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 数 Ka	主働 土圧強度 Pa1 kN/m ²	主働 土圧強度 Pa2 kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
1	3.000	2.000	18.0	40.00	0.0	15.00	0.14	7.970	0.268	4.01	----	56.940
	1.000			15.00	0.0	51.00	0.14	7.970	0.268	13.64	----	56.940
2	1.000	0.500	10.0	40.00	0.0	51.00	0.15	8.337	0.272	13.85	----	56.624
	0.500			15.00	0.0	56.00	0.15	8.337	0.272	15.20	----	56.624

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 圧数 Ka	主 土圧強度 Pa1 kN/m ²	主 土圧強度 Pa2 kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
3	0.500	0.500	10.0	40.00	0.0	56.00	0.16	8.976	0.279	15.60	----	56.066
	0.000			15.00	0.0	61.00	0.16	8.976	0.279	16.99	----	56.066
4	0.000	5.500	10.0	40.00	0.0	61.00	0.20	11.273	0.306	18.64	----	53.978
	-5.500			15.00	0.0	116.00	0.20	11.273	0.306	35.44	----	53.978
5	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	116.00	0.22	12.661	0.323	37.50	----	52.649
	-8.100			15.00	0.0	142.00	0.22	12.661	0.323	45.91	----	52.649
6	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	142.00	0.23	13.191	0.355	50.39	----	50.473
	-11.000			15.00	0.0	171.00	0.23	13.191	0.355	60.68	----	50.473
7	-11.000	4.500	10.0	38.00	0.0	171.00	0.24	13.762	0.363	62.10	----	49.873
	-15.500			15.00	0.0	216.00	0.24	13.762	0.363	78.45	----	49.873
8	-15.500	2.000	10.0	38.00	0.0	216.00	0.24	13.762	0.363	78.45	----	49.873
	-17.500			15.00	0.0	236.00	0.24	13.762	0.363	85.71	----	49.873
9	-17.500	7.000	8.3	0.00	60.0	236.00	0.00	0.000	1.000	116.00	----	45.000
	-24.500			0.00	60.0	294.10	0.00	0.000	1.000	174.10	----	45.000

2) 受働土圧



砂質土

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

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

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

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

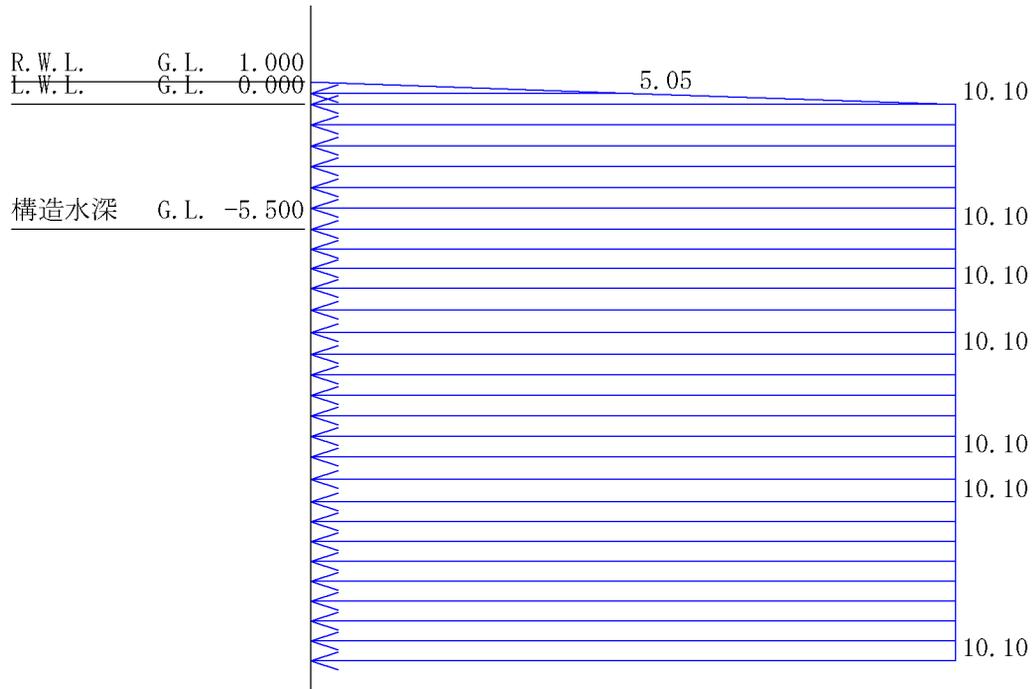
粘性土

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

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有効 上載圧 rh+q kN/m ²	震度 k'	地震時 合成角 (度)	土係 圧数 Kp	受働 土圧強度 Pp kN/m ²	崩壊面 角度 (度)
1	-5.500	2.600	10.0	40.00	0.0	0.00	0.28	15.642	6.941	0.00	15.096
	-8.100			-15.00	0.0	26.00	0.28	15.642	6.941	180.46	15.096
2	-8.100	2.900	10.0	38.00	0.0	26.00	0.28	15.642	6.056	157.46	15.689
	-11.000			-15.00	0.0	55.00	0.28	15.642	6.056	333.08	15.689
3	-11.000	6.500	10.0	38.00	0.0	55.00	0.28	15.642	6.056	333.08	15.689
	-17.500			-15.00	0.0	120.00	0.28	15.642	6.056	726.72	15.689
4	-17.500	7.000	8.3	0.00	60.0	120.00	0.29	15.939	1.000	240.00	45.000
	-24.500			0.00	60.0	178.10	0.29	15.939	1.000	298.10	45.000

(2)水圧

1)残留水圧



No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m ²
1	1.000	0.500	0.00
	0.500		5.05
2	0.500	0.500	5.05
	0.000		10.10
3	0.000	5.500	10.10
	-5.500		10.10
4	-5.500	2.600	10.10
	-8.100		10.10
5	-8.100	2.900	10.10
	-11.000		10.10
6	-11.000	4.500	10.10
	-15.500		10.10
7	-15.500	2.000	10.10
	-17.500		10.10
8	-17.500	7.000	10.10
	-24.500		10.10

2) 動水圧

動水圧の合力及び作用点の位置は次式によって算定する。

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_n \gamma_w H^2$$

$$= \frac{7}{12} \times 0.14 \times 10.10 \times 5.500^2$$

$$= 24.95 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{dw} = \frac{2}{5} H = \frac{2}{5} \times 5.500 = 2.200 \text{ (m) (G.L. -3.300m)}$$

ここに

P_{dw} : 動水圧の合力 (kN/m)

h_{dw} : 動水圧の合力の作用点から構造水深までの距離 (m)

k_n : 震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H: 水深 (m)

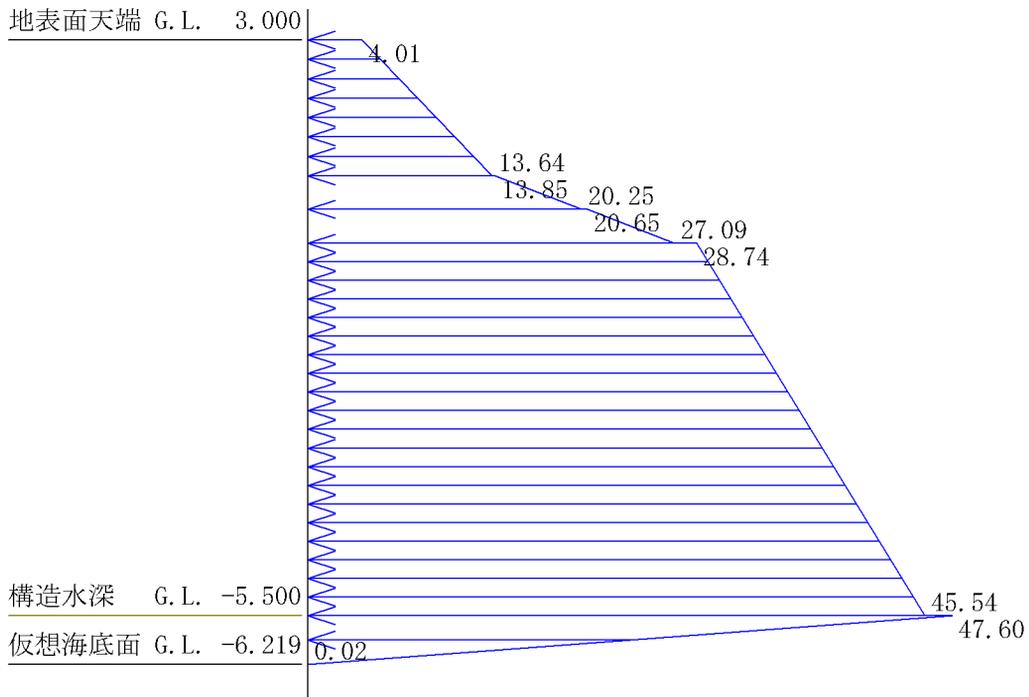
(3) 側圧合計

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	主働側 (kN/m ²)				
			受働側 (kN/m ²) 受働土圧	主働土圧	残留水圧	動水圧	合計
1	3.000	2.000	----	4.01	0.00	----	4.01
	1.000		----	13.64	0.00	----	13.64
2	1.000	0.500	----	13.85	0.00	----	13.85
	0.500		----	15.20	5.05	----	20.25
3	0.500	0.500	----	15.60	5.05	----	20.65
	0.000		----	16.99	10.10	----	27.09
4	0.000	5.500	----	18.64	10.10	----	28.74
	-5.500		----	35.44	10.10	----	45.54
5	-5.500	2.600	0.00	37.50	10.10	----	47.60
	-8.100		180.46	45.91	10.10	----	56.01
6	-8.100	2.900	157.46	50.39	10.10	----	60.49
	-11.000		333.08	60.68	10.10	----	70.78
7	-11.000	4.500	333.08	62.10	10.10	----	72.20
	-15.500		605.60	78.45	10.10	----	88.55
8	-15.500	2.000	605.60	78.45	10.10	----	88.55
	-17.500		726.72	85.71	10.10	----	95.81
9	-17.500	7.000	240.00	116.00	10.10	----	126.10
	-24.500		298.10	174.10	10.10	----	184.20

1.3.3 仮想海底面並びに作用力の計算

(1) 仮想海底面

仮想海底面位置 G.L. -6.219m



(2)作用力の計算(根入れ長計算用)

仮想海底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 ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00	4.01	4.01
	1.000		0.00	13.64	13.64
2	1.000	0.500	0.00	13.85	13.85
	0.500		0.00	20.25	20.25
3	0.500	0.500	0.00	20.65	20.65
	0.000		0.00	27.09	27.09
4	0.000	5.500	0.00	28.74	28.74
	-5.500		0.00	45.54	45.54
5	-5.500	0.719	0.00	47.60	47.60
	-6.219		49.91	49.93	0.02

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 = (仮想海底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 ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	3.000	2.000	4.01	17.66	8.037	141.92
	1.000		13.64			
2	1.000	0.500	13.85	8.53	6.953	59.28
	0.500		20.25			
3	0.500	0.500	20.65	11.94	6.458	77.07
	0.000		27.09			
4	0.000	5.500	28.74	204.28	3.262	666.27
	-5.500		45.54			

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
5	-5.500 -6.219	0.719	47.60 0.02	17.12	0.479	8.20
				259.52		952.75

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{952.75}{259.52} = 3.671 \text{ (m)}$ (G. L. -2.548m)

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	259.52	3.671	952.75
動水圧	24.95	2.919	72.83
	284.47		1025.58

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{1025.58}{284.47} = 3.605 \text{ (m)}$ (G. L. -2.614m)

(3)作用力の計算(応力計算用)

仮想海底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 ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
1	3.000 1.000	2.000	0.00 0.00	4.01 13.64	4.01 13.64
2	1.000 0.500	0.500	0.00 0.00	13.85 20.25	13.85 20.25
3	0.500 0.000	0.500	0.00 0.00	20.65 27.09	20.65 27.09
4	0.000 -5.500	5.500	0.00 0.00	28.74 45.54	28.74 45.54
5	-5.500 -6.219	0.719	0.00 49.91	47.60 49.93	47.60 0.02

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 = (仮想海底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 ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	3.000 1.000	2.000	4.01 13.64	17.66	8.037	141.92
2	1.000 0.500	0.500	13.85 20.25	8.53	6.953	59.28
3	0.500 0.000	0.500	20.65 27.09	11.94	6.458	77.07
4	0.000 -5.500	5.500	28.74 45.54	204.28	3.262	666.27
5	-5.500 -6.219	0.719	47.60 0.02	17.12	0.479	8.20

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
				259.52		952.75

仮想海底面から合力作用位置までの高さ： $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{952.75}{259.52} = 3.671 \text{ (m)}$ (G. L. -2.548m)

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	259.52	3.671	952.75
動水圧	24.95	2.919	72.83
	284.47		1025.58

仮想海底面から合力作用位置までの高さ： $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{1025.58}{284.47} = 3.605 \text{ (m)}$ (G. L. -2.614m)

1.3.4 根入れ長の計算

(1)矢板壁の長さ

矢板壁長は、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて求まる必要根入れ長を仮想海底面より下方に確保する。

$$D = 1.50 \times l_{m1} = 1.50 \times 5.686 = 8.529 \text{ (m)} \leq \text{実根入れ長} = 8.781 \text{ (m)} \dots \text{ OK}$$

上部工天端高		(G. L. 3.000)m
矢板壁天端高		(G. L. 1.500)m
構造水深		(G. L. -5.500)m
仮想海底面		(G. L. -6.219)m
必要根入れ長 (仮想海底面-必要根入れ先端高)	l_{m1} $D = 1.50 \times l_{m1}$	5.686m 8.529(G. L. -14.748)m
決定根入れ長 (仮想海底面-決定根入れ先端高)	実根入れ長 (m)	8.781(G. L. -15.000)m
	判 定	OK
決定全壁長 (上部工天端高-根入れ先端高)		18.000
決定全矢板長 (矢板天端-根入れ先端高)		16.500
決定根入れ長 (構造水深-根入れ先端高)		9.500

(2)港研方式による解析結果

1)原形杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比

項目		諸 元	諸 元 比	
杭頭条件		自由	R = 原形杭/基準杭	logR
作用高 (m)	基準杭	$h_s = 1.000$	$R_h = 3.6053$	0.5569
	原形杭	$h_p = 3.605$		
曲げ剛性 (kN・m ²)	基準杭	$EI_s = 1.0000E+004$	$R_{EI} = 117.3333$	2.0694
	原形杭	$EI_p = 1.1733E+006$		
横抵抗定数 (kN/m ^{1.5})	基準杭	$Bk_s = 1000$	$R_{Bk} = 3.5000$	0.5441
	原形杭	$Bk_p = 3500$		

2)換算係数

$$\begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ &= 7 \times (0.5569) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.9173 \end{aligned}$$

$$\log R_M = 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk})$$

$$= 8 \times (0.5569) - (2.0694) + 2 \times (0.5441)$$

$$= 3.4742$$

$$\log R_i = 9(\log R_x) - 2(\log R_{Ei}) + 2(\log R_{Bk})$$

$$= 9 \times (0.5569) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441)$$

$$= 1.9617$$

$$\log R_y = 10(\log R_x) - 2(\log R_{Ei}) + 2(\log R_{Bk})$$

$$= 10 \times (0.5569) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441)$$

$$= 2.5187$$

ここに、

R_s : 換算係数(せん断力)

R_M : 換算係数(曲げモーメント)

R_i : 換算係数(たわみ角)

R_y : 換算係数(変位)

3) 基準杭の頭部にかかる荷重

$$\log T_s = \log T_p - \log R_s$$

$$= 2.4540 - (2.9173) = -0.4633$$

ここに、原形杭の頭部にかかる荷重 $T_p = 284.467$ (kN)

4) 基準曲線の読み取り値

$\log T_s$	$\log y_{top}$	$\log M_{max}$	$\log l_{m1}$	$\log y_0$	$\log i_{top}$	$\log i_0$
0.0	-3.5450	0.1259	0.2616	-4.0094	-3.6907	-3.8129
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018

内挿して、基準杭の諸元は以下になる。

$\log T_s$	$\log y_{top}$	$\log M_{max}$	$\log l_{m1}$	$\log y_0$	$\log i_{top}$	$\log i_0$
-0.463	-4.1016	-0.3560	0.1979	-4.6232	-4.2145	-4.3585

5) 原形杭の結果

・最大曲げモーメント

$$\log(M_{max}) = \log(M_{max})_s + \log R_M$$

$$= -0.3560 + (3.4742) = 3.1182$$

$$M_{max} = 1312.9496 \text{ (kN.m)}$$

・仮想地盤面での変位

$$\log(y_0) = \log(y_0)_s + \log R_y$$

$$= -4.6232 + (2.5187) = -2.1045$$

$$y_0 = 0.0079 \text{ (m)}$$

・仮想地盤面でのたわみ角

$$\log(i_0) = \log(i_0)_s + \log R_i$$

$$= -4.3585 + (1.9617) = -2.3968$$

$$i_0 = 0.0040 \text{ (rad)}$$

・曲げモーメント第一ゼロ点の深さ

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_s + \log R_l$$

$$= 0.1979 + (0.5569) = 0.7548$$

$$l_{m1} = 5.6858 \text{ (m)}$$

1.3.5 断面力の計算

(1) 断面力の計算

矢板壁に生じる最大曲げモーメントは、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて算定する。

仮想海底面曲げモーメントの計算は仮想海底面並びに作用力の計算の(3)作用力の計算(応力計算用)を参照してください。

		単 位	数 値
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	1312.95
仮想海底面の曲げモーメント	モーメント Mgs 発生位置(仮想海底面から)	kN.m/m m	1025.58 0.000(G.L. -6.219)m

(2)港研方式による解析結果

1)原形杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比

項目		諸 元	諸 元 比	
杭頭条件		自由	R = 原形杭/基準杭	logR
作用高 (m)	基準杭	h _s = 1.000	R _h = 3.6053	0.5569
	原形杭	h _p = 3.605		
曲げ剛性 (kN・m ²)	基準杭	EI _s = 1.0000E+004	R _{EI} = 117.3333	2.0694
	原形杭	EI _p = 1.1733E+006		
横抵抗定数 (kN/m ^{1.5})	基準杭	Bk _s = 1000	R _{Bk} = 3.5000	0.5441
	原形杭	Bk _p = 3500		

2)換算係数

$$\begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 7 \times (0.5569) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.9173 \\ \log R_{M_i} &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 8 \times (0.5569) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.4742 \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 9 \times (0.5569) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 1.9617 \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 10 \times (0.5569) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 2.5187 \end{aligned}$$

ここに、

- R_s : 換算係数(せん断力)
- R_{M_i} : 換算係数(曲げモーメント)
- R_i : 換算係数(たわみ角)
- R_y : 換算係数(変位)

3)基準杭の頭部にかかる荷重

$$\begin{aligned} \log T_s &= \log T_p - \log R_s \\ &= 2.4540 - (2.9173) = -0.4633 \end{aligned}$$

ここに、原形杭の頭部にかかる荷重 T_p = 284.467 (kN)

4)基準曲線の読み取り値

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logl _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
0.0	-3.5450	0.1259	0.2616	-4.0094	-3.6907	-3.8129
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018

内挿して、基準杭の諸元は以下になる。

$\log T_s$	$\log y_{top}$	$\log M_{max}$	$\log l_{m1}$	$\log y_0$	$\log i_{top}$	$\log i_0$
-0.463	-4.1016	-0.3560	0.1979	-4.6232	-4.2145	-4.3585

5)原形杭の結果

・最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} \log(M_{max}) &= \log(M_{max})_s + \log R_M \\ &= -0.3560 + (3.4742) = 3.1182 \end{aligned}$$

$$M_{max} = 1312.9496 \text{ (kN.m)}$$

・仮想地盤面での変位

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -4.6232 + (2.5187) = -2.1045 \end{aligned}$$

$$y_0 = 0.0079 \text{ (m)}$$

・仮想地盤面でのたわみ角

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_i \\ &= -4.3585 + (1.9617) = -2.3968 \end{aligned}$$

$$i_0 = 0.0040 \text{ (rad)}$$

・曲げモーメント第一ゼロ点の深さ

$$\begin{aligned} \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_l \\ &= 0.1979 + (0.5569) = 0.7548 \end{aligned}$$

$$l_{m1} = 5.6858 \text{ (m)}$$

1.3.6 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、仮想海底面での変位量 1、仮想海底面でのたわみ角による変位量 2、仮想海底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。

$$\begin{aligned} &= 1 + 2 + 3 \quad a \\ &= 0.0079 + 0.0370 + 0.0133 = 0.0581(m) \quad a=0.080(m) \dots \text{OK} \end{aligned}$$

1は断面力の計算の(2)港研方式による解析結果を参照してください。

$$2 = \tan \alpha \times R_h = \tan 0.23 \times 9.219 = 0.0370(m)$$

ここに、

α : 仮想海底面での矢板のたわみ角(度)(断面力の計算の(2)港研方式による解析結果を参照)

R_h : 全壁高(仮想海底面から壁天端までの高さ)(m)

$$\delta 3 = \delta 31 + \delta 32 = 0.0125 + 0.0007 = 0.0133(\text{m})$$

ここに、

31:土圧と残留水圧によるたわみ量、土圧分布を土圧合力が等しい三角形荷重と仮定して算定する

$$\begin{aligned} \delta 31 &= \frac{p_0}{120EI \alpha} (4a^4 + 20a^3b + 40a^2b^2 + 35ab^3 + 11b^4) \\ &= \frac{56.30}{120 \times 2.000 \times 10^8 \times 586667 \times 10^{-8} \times 1.00} \times \\ &\quad (4 \times 8.500^4 + 20 \times 8.500^3 \times 0.719 + 40 \times 8.500^2 \times 0.719^2 + 35 \times 8.500 \times 0.719^3 \\ &\quad + 11 \times 0.719^4) \\ &= 0.0125(\text{m}) \end{aligned}$$

ここに、

p_0 :仮定した三角形荷重のピーク値(kN/m²)

$$p_0 = \frac{\sum pa}{R_n} \times 2 = \frac{259.52}{9.219} \times 2 = 56.30 (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

pa :仮想海底面の上に作用する土圧と残留水圧の合力(kN/m) (仮想海底面並びに作用力の計算の(3)作用力の計算(応力計算用)を参照してください)

E :ヤング係数(kN/m²)

I :断面二次モーメント(m⁴/m)

α :有効率(断面二次モーメント用)

a :構造水深から矢板壁天端までの高さ(m)

b :仮想海底面から構造水深までの高さ(m)

(2) 32の計算

32(動水圧合力によるたわみ量)は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \delta 32 &= \frac{R_h^3}{EI \alpha} \cdot \sum Qi \\ &= \frac{9.219^3}{2.000 \times 10^8 \times 586667 \times 10^{-8} \times 1.000} \times 1.1187 \\ &= 0.0007 (\text{m}) \end{aligned}$$

変形係数 Qi は下式にて求める。

$$Qi = \frac{Pi}{6} \cdot \{(3-d) \cdot d^2\}$$

ここに、

d :集中荷重の載荷位置と全壁高との比率

$$d = hi / R_n$$

hi :集中荷重の載荷位置(仮想海底面からの高さ)(m)

Pi :集中荷重(kN/m)

No	集中荷重 P_i (kN/m)	集中荷重 作用高 h_i (m)	d $=h_i/R_n$	変形係数 Q_i (kN/m)
1	24.95	2.919	0.317	1.1187

1.4 変動状態(牽引時)

1.4.1 外力の計算(根入れ長計算用)

土圧、残留水圧は永続状態に参照してください。

牽引力は下式によって算定する。

$$P_d' = \frac{P_d}{pitch} = \frac{300.00}{5.000} = 60.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに

P_d : 1箇所の係船柱に作用する牽引力(kN)

pitch: 係船柱の配置間隔(m)

1.4.2 外力の計算(応力計算用)

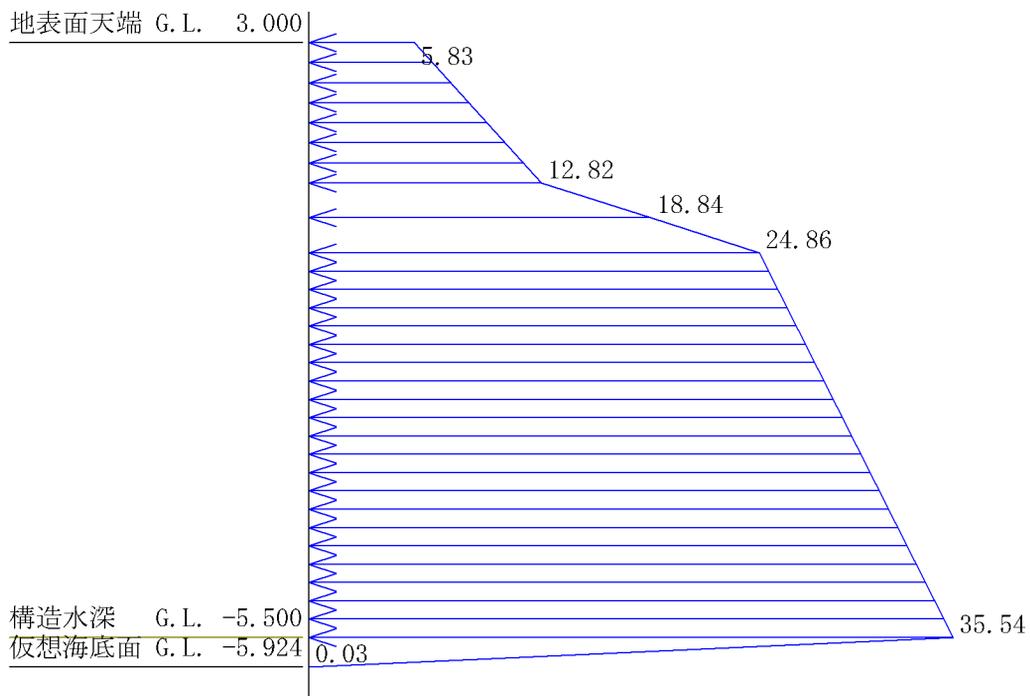
土圧、残留水圧は永続状態に参照してください。

牽引力は前述と同じ。

1.4.3 仮想海底面並びに作用力の計算

(1) 仮想海底面

仮想海底面位置 G.L. -5.924m



(2) 作用力の計算(根入れ長計算用)

仮想海底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 ²)	主働側圧強度 (kN/m ²)	作用荷重強度 (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00	5.83	5.83
	1.000		0.00	12.82	12.82
2	1.000	0.500	0.00	12.82	12.82
	0.500		0.00	18.84	18.84
3	0.500	0.500	0.00	18.84	18.84
	0.000		0.00	24.86	24.86
4	0.000	5.500	0.00	24.86	24.86
	-5.500		0.00	35.54	35.54

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受 働 側圧強度 (kN/m ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
5	-5.500 -5.924	0.424	0.00 36.34	35.54 36.36	35.54 0.03

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 = (仮想海底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 ²	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	3.000 1.000	2.000	5.83 12.82	18.64	7.799	145.40
2	1.000 0.500	0.500	12.82 18.84	7.91	6.658	52.69
3	0.500 0.000	0.500	18.84 24.86	10.92	6.163	67.32
4	0.000 -5.500	5.500	24.86 35.54	166.10	3.012	500.27
5	-5.500 -5.924	0.424	35.54 0.03	7.54	0.283	2.13
				211.12		767.81

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{767.81}{211.12} = 3.637 \text{ (m)}$ (G. L. -2.287m)

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	211.12	3.637	767.81
牽引力	60.00	9.124	547.44
	271.12		1315.25

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{1315.25}{271.12} = 4.851 \text{ (m)}$ (G. L. -1.073m)

(3) 作用力の計算(応力計算用)

仮想海底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 ²)	主 働 側圧強度 (kN/m ²)	作 用 荷重強度 (kN/m ²)
1	3.000 1.000	2.000	0.00 0.00	5.83 12.82	5.83 12.82
2	1.000 0.500	0.500	0.00 0.00	12.82 18.84	12.82 18.84
3	0.500 0.000	0.500	0.00 0.00	18.84 24.86	18.84 24.86
4	0.000 -5.500	5.500	0.00 0.00	24.86 35.54	24.86 35.54
5	-5.500 -5.924	0.424	0.00 36.34	35.54 36.36	35.54 0.03

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 p_1 、下面強度 p_2 、層厚 h とすると、水平力 = $(p_1 + p_2) \times h/2$

アーム長 = (仮想海底面から層下面までの距離) + $(h/3) \times (2 \times p_1 + p_2) / (p_1 + p_2)$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m ²	水平力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	3.000 1.000	2.000	5.83 12.82	18.64	7.799	145.40
2	1.000 0.500	0.500	12.82 18.84	7.91	6.658	52.69
3	0.500 0.000	0.500	18.84 24.86	10.92	6.163	67.32
4	0.000 -5.500	5.500	24.86 35.54	166.10	3.012	500.27
5	-5.500 -5.924	0.424	35.54 0.03	7.54	0.283	2.13
				211.12		767.81

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h_a = \frac{\sum M_a}{\sum P_a} = \frac{767.81}{211.12} = 3.637 \text{ (m)} \text{ (G.L. -2.287m)}$

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	211.12	3.637	767.81
牽引力	60.00	9.124	547.44
	271.12		1315.25

仮想海底面から合力作用位置までの高さ: $h = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{1315.25}{271.12} = 4.851 \text{ (m)} \text{ (G.L. -1.073m)}$

1.4.4 根入れ長の計算

(1) 矢板壁の長さ

矢板壁長は、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて求まる必要根入れ長を仮想海底面より下方に確保する。

$D = 1.50 \times l_{m1} = 1.50 \times 5.725 = 8.588 \text{ (m)} \leq \text{実根入れ長} = 9.076 \text{ (m)} \dots \text{ OK}$

上部工天端高	(G.L. 3.000)m
矢板壁天端高	(G.L. 1.500)m
構造水深	(G.L. -5.500)m
仮想海底面	(G.L. -5.924)m
必要根入れ長 (仮想海底面-必要根入れ先端高)	l_{m1} $D = 1.50 \times l_{m1}$ 5.725m 8.588(G.L.-14.512)m
決定根入れ長 (仮想海底面-決定根入れ先端高)	実根入れ長 (m) 9.076(G.L.-15.000)m
	判定 OK
決定全壁長 (上部工天端高-根入れ先端高)	18.000
決定全矢板長 (矢板天端-根入れ先端高)	16.500
決定根入れ長 (構造水深-根入れ先端高)	9.500

(2) 港研方式による解析結果

1) 原形杭 (P 杭) と基準杭 (S 杭) の諸元比

項目		諸元	諸元比	
杭頭条件		自由	R = 原形杭/基準杭	logR
作用高 (m)	基準杭	h _s = 1.000	R _h = 4.8512	0.6858
	原形杭	h _p = 4.851		
曲げ剛性 (kN・m ²)	基準杭	EI _s = 1.0000E+004	R _{EI} = 117.3333	2.0694
	原形杭	EI _p = 1.1733E+006		
横抵抗定数 (kN/m ^{1.5})	基準杭	Bk _s = 1000	R _{Bk} = 3.5000	0.5441
	原形杭	Bk _p = 3500		

2)換算係数

$$\begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 7 \times (0.6858) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.8196 \\ \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 8 \times (0.6858) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 4.5055 \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 9 \times (0.6858) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.1219 \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 10 \times (0.6858) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.8078 \end{aligned}$$

ここに、

- R_s : 換算係数(せん断力)
- R_M : 換算係数(曲げモーメント)
- R_i : 換算係数(たわみ角)
- R_y : 換算係数(変位)

3)基準杭の頭部にかかる荷重

$$\begin{aligned} \log T_s &= \log T_p - \log R_s \\ &= 2.4332 - (3.8196) = -1.3865 \end{aligned}$$

ここに、原形杭の頭部にかかる荷重 T_p = 271.120 (kN)

4)基準曲線の読み取り値

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logI _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881
-1.5	-5.3221	-1.4265	0.0565	-5.9871	-5.3705	-5.5720

内挿して、基準杭の諸元は以下になる。

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logI _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-1.386	-5.1895	-1.3096	0.0719	-5.8382	-5.2446	-5.4394

5)原形杭の結果

・最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} \log(M_{max}) &= \log(M_{max})_s + \log R_M \\ &= -1.3096 + (4.5055) = 3.1959 \end{aligned}$$

$$M_{max} = 1569.9722 \text{ (kN・m)}$$

・仮想地盤面での変位

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -5.8382 + (3.8078) = -2.0304 \\ y_0 &= 0.0093 \text{ (m)} \end{aligned}$$

・ 仮想地盤面でのたわみ角

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_y \\ &= -5.4394 + (3.1219) = -2.3175 \\ i_0 &= 0.0048 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・ 曲げモーメント第一ゼロ点の深さ

$$\begin{aligned} \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_{l1} \\ &= 0.0719 + (0.6858) = 0.7578 \\ l_{m1} &= 5.7251 \text{ (m)} \end{aligned}$$

1.4.5 断面力の計算

(1) 断面力の計算

矢板壁に生じる最大曲げモーメントは、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて算定する。
 仮想海底面曲げモーメントの計算は仮想海底面並びに作用力の計算の(3)作用力の計算(応力計算用)を参照してください。

		単 位	数 値
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	1569.97
仮想海底面の曲げモーメント	モーメント Mgs 発生位置(仮想海底面から)	kN.m/m m	1315.25 0.000(G.L. -5.924)m

(2) 港研方式による解析結果

1) 原形杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比

項目		諸 元	諸 元 比	
杭頭条件		自由	R = 原形杭/基準杭	logR
作用高 (m)	基準杭	h _s = 1.000	R _h = 4.8512	0.6858
	原形杭	h _p = 4.851		
曲げ剛性 (kN・m ²)	基準杭	EI _s = 1.0000E+004	R _{EI} = 117.3333	2.0694
	原形杭	EI _p = 1.1733E+006		
横抵抗定数 (kN/m ^{1.5})	基準杭	Bk _s = 1000	R _{Bk} = 3.5000	0.5441
	原形杭	Bk _p = 3500		

2) 換算係数

$$\begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 7 \times (0.6858) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.8196 \\ \log R_{M1} &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 8 \times (0.6858) - (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 4.5055 \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 9 \times (0.6858) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.1219 \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 10 \times (0.6858) - 2 \times (2.0694) + 2 \times (0.5441) \\ &= 3.8078 \end{aligned}$$

ここに ,

- R_s : 換算係数(せん断力)
- R_M : 換算係数(曲げモーメント)
- R_i : 換算係数(たわみ角)
- R_y : 換算係数(変位)

3) 基準杭の頭部にかかる荷重

$$\begin{aligned} \log T_p &= \log T_p - \log R_s \\ &= 2.4332 - (3.8196) = -1.3865 \end{aligned}$$

ここに、原形杭の頭部にかかる荷重 $T_p = 271.120$ (kN)

4) 基準曲線の読み取り値

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logl _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881
-1.5	-5.3221	-1.4265	0.0565	-5.9871	-5.3705	-5.5720

内挿して、基準杭の諸元は以下になる。

logT _s	logy _{top}	logM _{max}	logl _{m1}	logy ₀	logi _{top}	logi ₀
-1.386	-5.1895	-1.3096	0.0719	-5.8382	-5.2446	-5.4394

5) 原形杭の結果

・最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} \log(M_{max}) &= \log(M_{max})_s + \log R_M \\ &= -1.3096 + (4.5055) = 3.1959 \end{aligned}$$

$$M_{max} = 1569.9722 \text{ (kN.m)}$$

・仮想地盤面での変位

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -5.8382 + (3.8078) = -2.0304 \end{aligned}$$

$$y_0 = 0.0093 \text{ (m)}$$

・仮想地盤面でのたわみ角

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_i \\ &= -5.4394 + (3.1219) = -2.3175 \end{aligned}$$

$$i_0 = 0.0048 \text{ (rad)}$$

・曲げモーメント第一ゼロ点の深さ

$$\begin{aligned} \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_l \\ &= 0.0719 + (0.6858) = 0.7578 \end{aligned}$$

$$l_{m1} = 5.7251 \text{ (m)}$$

1.4.6 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、仮想海底面での変位量 1、仮想海底面でのたわみ角による変位量 2、仮想海底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。

なお、牽引力の作用位置が矢板天端より上にある場合は、その影響による変位 4を加算する。

$$\begin{aligned} &= 1 + 2 + 3 + 4 \quad a \\ &= 0.0093 + 0.0430 + 0.0211 + 0.0004 = 0.0738 \text{ (m)} \quad a=0.080 \text{ (m)} \dots \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1は断面力の計算の(2)港研方式による解析結果を参照してください。

$$2 = \tan \alpha \times R_h = \tan 0.28 \times 8.924 = 0.0430 \text{ (m)}$$

ここに、

α: 仮想海底面での矢板のたわみ角(度)(断面力の計算の(2)港研方式による解析結果を参照)

R_h: 全壁高(仮想海底面から壁天端までの高さ)(m)

$$\delta 3 = \delta 31 + \delta 32 = 0.0089 + 0.0121 = 0.0211 \text{ (m)}$$

ここに、

31:土圧と残留水圧によるたわみ量、土圧分布を土圧合力が等しい三角形荷重と仮定して算定する

$$\begin{aligned} \delta 31 &= \frac{p_0}{120EI \alpha} (4a^4 + 20a^3b + 40a^2b^2 + 35ab^3 + 11b^4) \\ &= \frac{47.32}{120 \times 2.000 \times 10^8 \times 586667 \times 10^{-8} \times 1.00} \times \\ &\quad (4 \times 8.500^4 + 20 \times 8.500^3 \times 0.424 + 40 \times 8.500^2 \times 0.424^2 + 35 \times 8.500 \times 0.424^3 \\ &\quad + 11 \times 0.424^4) \\ &= 0.0089 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

p_0 :仮定した三角形荷重のピーク値(kN/m²)

$$p_0 = \frac{\sum pa}{R_n} \times 2 = \frac{211.12}{8.924} \times 2 = 47.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

pa :仮想海底面の上に作用する土圧と残留水圧の合力(kN/m)(仮想海底面並びに作用力の計算の(3)作用力の計算(応力計算用)を参照してください)

E :ヤング係数(kN/m²)

I :断面二次モーメント(m⁴/m)

α :有効率(断面二次モーメント用)

a :構造水深から矢板壁天端までの高さ(m)

b :仮想海底面から構造水深までの高さ(m)

(2) 32の計算

32(牽引力によるたわみ量)は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \delta 32 &= \frac{R_h^3}{EI \alpha} \cdot \sum Qi \\ &= \frac{8.924^3}{2.000 \times 10^8 \times 586667 \times 10^{-8} \times 1.000} \times 20.0000 \\ &= 0.0121 \text{ (m)} \end{aligned}$$

変形係数 Qi は下式にて求める。

$$Qi = \frac{Pi}{6} \cdot \{(3-d) \cdot d^2\}$$

ここに、

d :集中荷重の載荷位置と全壁高との比率

$$d = hi / R_n$$

hi :集中荷重の載荷位置(仮想海底面からの高さ)(m)

Pi :集中荷重(kN/m)

No	集中荷重 P_i (kN/m)	集中荷重 作用高 h_i (m)	d $=h_i/R_n$	変形係数 Q_i (kN/m)
1	60.00	8.924	1.000	20.0000

(3) 4の計算

牽引力が矢板天端より上に作用している場合は、そのモーメント荷重による変位を考慮する。

1) 矢板天端に作用するモーメント荷重

$$M_d = P_d' \times h_d \\ = 60.00 \times 0.200 = 12.00$$

ここに、

M_d : 矢板天端との離れによって生じる単位幅あたりのモーメント荷重 (kN.m/m)

P_d' : 牽引力 (kN/m)

h_d : 矢板天端から牽引力作用位置までの高さ (m)

2) 矢板天端に作用するモーメント荷重による変位

片持ち梁先端にモーメント荷重が載荷しているものとして下式にて計算する。

$$\delta_4 = \frac{M_d \cdot H^2}{2EI \alpha} \\ = \frac{12.00 \times (8.924)^2}{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 586667 \times 10^{-8} \times 1.000} \\ = 0.0004 \text{ (m)}$$

1.5 壁体応力度

(1)使用断面

断面種類：

使用鋼材：D1100 t14

使用材質：SKY490

断面諸元	単位	数値
杭径 D	(mm)	1100
肉厚 t	(mm)	14.0
腐食代 t	(mm)	0.0
継手幅 a	(mm)	100.0
断面係数 Z	$\times 10^3$ (mm ³ /本)	12032
断面積 A	$\times 10^2$ (mm ² /本)	448.94

(2)設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

ただし、モーメント M_d に関しては、下式にて1本当たりの断面力にする。軸力 N_d は入力値の通りとする。

$$1\text{本当たりの断面力}(M_d) = (1.0\text{m当たりの断面力}) \times \frac{D+a}{1000}$$

検討ケース	モーメント		軸力 $N \times 10^3$ (N/本)
	地中部最大 $M_{max} \times 10^6$ (N.mm/本)	仮想海底面 $M_b \times 10^6$ (N.mm/本)	
永続状態	1164.36	921.38	5.00
変動状態(レベル1地震動)	1575.54	1230.70	5.00
変動状態(牽引時)	1883.97	1578.30	5.00

(3)曲げ照査

1)二次応力

一般に鋼管矢板を使用する場合、土圧および残留水圧による鋼管断面の変形（円形が長円形になる）により二次応力が発生する。自立矢板壁は変位の大きい構造であり、最大曲げモーメントの生じる位置の近傍で二次応力が比較的大きくなることがある。二次応力(σ_i)は下式で算出する。

$$\sigma_i = \alpha P \left(\frac{D-2 \times \Delta t}{t-\Delta t} \right)^2 \times 10^{-3}$$

ここに、

p : 矢板壁に作用する土圧および残留水圧の最大値(kN/m²)

: 二次応力係数(港湾基準 図-2.4.4より = 0.200)

検討ケース	側圧の最大値 p (kN/m ²)	発生位置 (m)	二次応力 σ_i (N/mm ²)
永続状態	35.54	G.L. -5.500	43.9
変動状態(レベル1地震動)	47.60	G.L. -5.500	58.8
変動状態(牽引時)	35.54	G.L. -5.500	43.9

2) 曲げ照査

応力照査は下式より行う

$$\sigma = \gamma_a \times \gamma_b \times \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_t^2 - \sigma_L \times \sigma_t} \leq f_{yd}$$

ここに、

σ_L : 矢板壁杭の応力度(N/mm²)

$$\sigma_L = \frac{M_d \times 10^6}{Z \times 10^3} + \frac{N_d \times 10^3}{A \times 10^2}$$

ここに、

Z : 使用断面係数(cm³/本)

A : 使用断面積(cm²/本)

f_{yd} : 鋼材の曲げ降伏応力度の設計値(N/mm²)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

ここに、

γ_m : 材料係数

f_{yk} : 鋼材の降伏応力度の特性値(N/mm²)

γ_a : 構造解析係数

γ_b : 部材係数

i) 二次応力を考慮した応力度()の計算

$$L_d = L \times L_k = L \times L$$

$$t_d = t \times t_k = t \times t$$

検討ケース	a	b	矢板壁杭の応力度			二次応力			合成応力度 (N/mm ²)
			L	L	L _d	t	t	t _d	
永続状態	1.35	1.10	1.00	96.9	96.9	1.00	43.9	43.9	124.8
変動状態(レベル1地震動)	1.12	1.10	1.00	131.1	131.1	1.00	58.8	58.8	140.1
変動状態(牽引時)	1.12	1.10	1.00	156.7	156.7	1.00	43.9	43.9	172.5

ii) 断面照査結果

検討ケース	降伏応力度 f_{yd} (N/mm ²)			合成応力度 (N/mm ²)	判定
	γ_m	f_{yk}	f_{yd}		
永続状態	1.05	315.0	300.0	124.8	OK
変動状態(レベル1地震動)	1.05	315.0	300.0	140.1	OK
変動状態(牽引時)	1.05	315.0	300.0	172.5	OK