

護岸設計システム for Windows

Ver 4.00

————— D a t a —————

[物件名称] 自立サンプル3

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] PC-壁体・Chang多層地盤

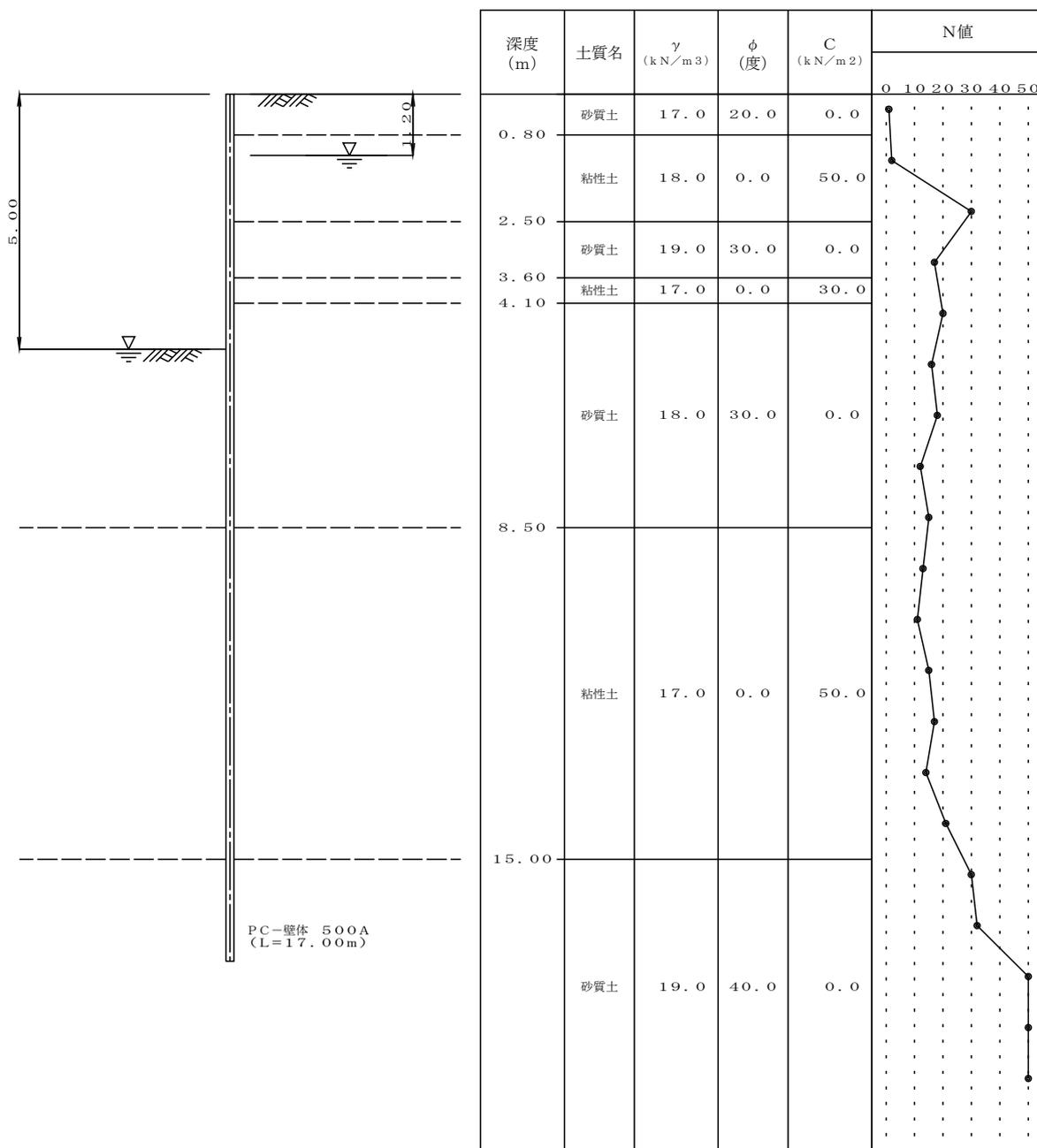
————— Copyright (c) K T S —————

目次

1	設計条件	2
1-1	構造図	2
1-2	構造寸法	2
1-3	計算方法	3
1-4	設計定数	3
1-5	横方向地盤反力係数	3
1-6	上載荷重	4
1-7	土質定数	4
1-8	割石	4
1-9	矢板材料	4
1-10	施工時の検討	5
2	側圧の計算	6
2-1	常時	6
2-1-1	主働側の土質定数	6
2-1-2	受働側の土質定数	7
2-1-3	側圧強度	7
2-2	地震時	9
2-2-1	主働側の土質定数	9
2-2-2	受働側の土質定数	10
2-2-3	側圧強度	10
3	仮想地盤面の計算	12
3-1	常時	12
3-2	地震時	13
4	根入れ長の計算	14
4-1	矢板の根入れ長と全長 (Chang)	14
4-1-1	常時	14
4-1-2	地震時	15
5	断面力・変位の計算	16
5-1	フレーム計算の結果	16
5-1-1	常時	16
5-1-2	地震時	18
5-2	応力度の計算	20
5-2-1	常時	20
5-2-2	地震時	20
6	計算結果一覧表	21

1 設計条件

1-1 構造図



1-2 構造寸法

設計面 H = 5.00 m
 突出長 H₀ = 0.00 m
 矢板天端位置 H_{1t} = 0.00 m
 内水位 L_{wa} = 1.20 m (常時)
 L_{wa'} = 1.20 m (地震時)
 外水位 L_{wp} = 5.00 m (常時)
 L_{wp'} = 5.00 m (地震時)

仮想地盤面 自動計算する

1-3 計算方法

計算方法 Changの式 (多層地盤)
有限長の杭として長さを指定しない
矢板下端の支点条件：ピン

根入れ長
$$L = \frac{3}{\beta}$$

地盤改良がある場合は、改良地盤のKhで根入れ長計算する

1-4 設計定数

水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

水圧タイプ 台形水圧

側圧強度 自動計算する

側圧計算式 道示 (平成8年)

道示の最小土圧 $P_a \geq 0.30 \times \gamma \cdot h$ (上載荷重を含まない)

常時のみ最小土圧を考慮し、地震時は考慮しない

粘性土のみ最小土圧を適用する

検討ケース ■ 常時
■ 地震時

設計震度 (空気中) $k = 0.100$
(水中) 荒井・横井の提案式により算出する

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t \cdot h_i + \sum \gamma \cdot h_j + Q) + \gamma \cdot h}{2(\sum \gamma_t \cdot h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) \cdot h_j + Q) + (\gamma - \gamma_w) \cdot h} \cdot k$$

地震時の動水圧 考慮しない

任意荷重 $P_t = 0.0 \text{ kN}$ (常時)
 $P_t' = 0.0 \text{ kN}$ (地震時)
 $H_t = 0.00 \text{ m}$ (常時)
 $H_t' = 0.00 \text{ m}$ (地震時)

最小崩壊角 $\zeta_0 = 10$ 度

背面傾斜角 考慮しない

粘性土の崩壊角 粘性土の式で求める

1-5 横方向地盤反力係数

算出式

$$K_h = K_{h0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (\alpha : \text{常時} = 1, \text{地震時} = 2)$$

$$B_H = 10.00 \text{ m}$$

$$E_0 = 2800 \text{ N}$$

1-6 上載荷重

換算荷重 計算せずに上載荷重を入力する

主働側の上載荷重

$$Q_a = 10.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_a' = 5.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

受働側の上載荷重

$$Q_p = 0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_p' = 0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

1-7 土質定数

土質定数

No	深度 m	土質	N値	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	a	k'	ζ (度)		Kh (kN/m ³)	
										常時	地震時	常時	地震時
1	0.80	S	1.0	17.00	8.00	20.0	0.0	0.0	自動	自動	自動	自動	
2	2.50	C	30.0	18.00	9.00	0.0	50.0	0.0	自動	自動	自動	自動	
3	3.60	S	17.0	19.00	10.00	30.0	0.0	0.0	自動	自動	自動	自動	
4	4.10	C	19.0	17.00	8.00	0.0	30.0	0.0	自動	自動	自動	自動	
5	8.50	S	14.0	18.00	9.00	30.0	0.0	0.0	自動	自動	自動	自動	
6	15.00	C	16.0	17.00	8.00	0.0	50.0	0.0	自動	自動	自動	自動	
7	20.00	S	40.0	19.00	10.00	40.0	0.0	0.0	自動	自動	自動	自動	

深度：矢板天端から土層下面までの深さ
 土質：砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)
 N値：層の平均N値
 γ ：土の湿潤単位体積重量
 γ' ：土の水中単位体積重量
 ϕ ：土の内部摩擦角

C。：土の粘着力
 a：土の粘着力の傾き
 k'：設計震度（水中）
 ζ ：主働崩壊角
 Kh：地盤反力係数

土圧係数算出用の壁面摩擦角は、各層の ϕ から自動計算する(常時： $\delta = \pm \phi/3$ 、地震時：主働 $\delta = 0$ 、受働 $\delta = -\phi/6$)

すべり崩壊角算出用の壁面摩擦角

壁面摩擦角	常時	地震時
主働側	15.00°	15.00°
受働側	-15.00°	-15.00°

1-8 割石

前面矢板の割石 設置しない

1-9 矢板材料

材料名 PC-壁体 500A
 ヤング率 $E = 40000 \text{ N/mm}^2$
 断面二次モーメント $I = 846000 \text{ cm}^4$
 断面係数 $Z = 35040 \text{ cm}^3$

有効プレストレス $\sigma_{ce} = 4.0 \text{ N/mm}^2$
 軸応力 $\sigma_{cn} = 0.0 \text{ N/mm}^2$ (常時)
 $\sigma_{cn}' = 0.0 \text{ N/mm}^2$ (地震時)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 20.0 \text{ N/mm}^2$ (常時)
 $\sigma_{ca}' = 30.0 \text{ N/mm}^2$ (地震時)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ba} = 0.0 \text{ N/mm}^2$ (常時)
 $\sigma_{ba}' = -2.0 \text{ N/mm}^2$ (地震時)

長さの丸め値 1.00 m

許容変位 $\delta_a = 27.5 \text{ mm}$ (常時)
 $\delta_a' = 27.5 \text{ mm}$ (地震時)

片持ち梁のたわみ 各層ごとの分布荷重として求める

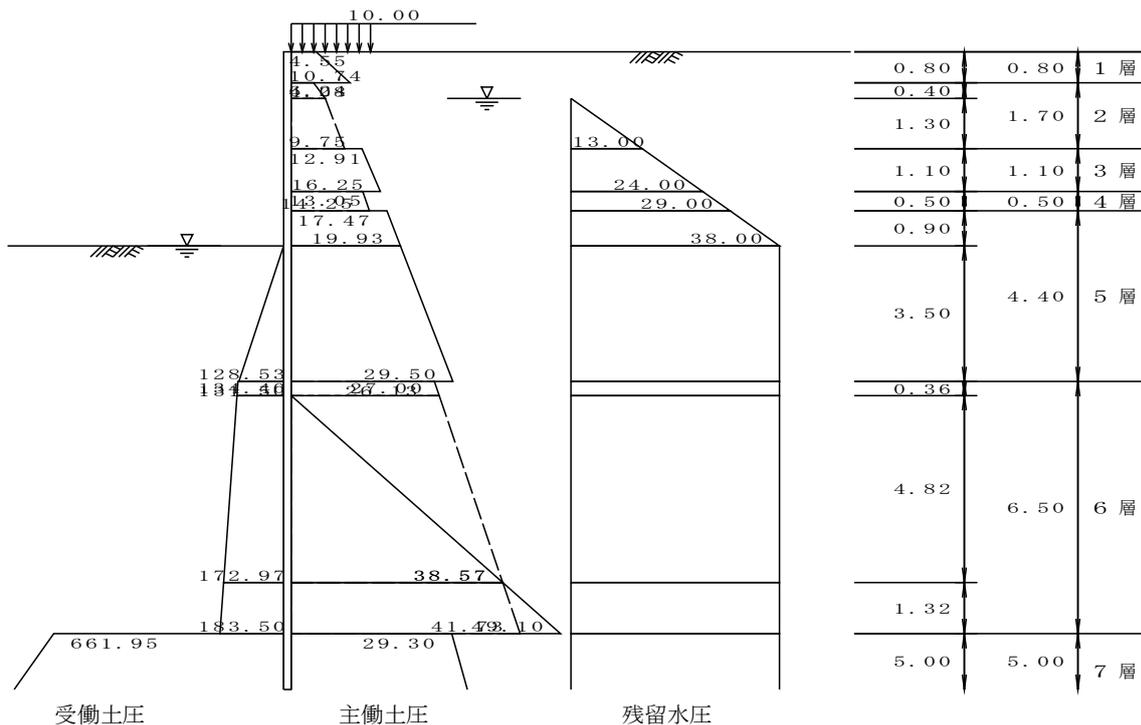
仮想地盤面での変位 照査しない

1-10 施工時の検討

施工時の検討 行わない

2 側圧の計算

2-1 常時



図中の点線は最小土圧による主働土圧強度 P_{a2} を示す。

2-1-1 主働側の土質定数

深さ (m)	土質名	γ (kN/m ³)	ϕ (度)	C (kN/m ²)	$\Sigma \gamma h + Qa$ (kN/m ²)	Ka	$Ka \times \cos \delta$
0.00~0.80	砂質土	17.0	20.0	0.0	10.000 23.600	0.45808 0.45808	0.45498 0.45498
0.80~1.20	粘性土	18.0	0.0	50.0	23.600 30.800	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
1.20~2.50	粘性土	9.0	0.0	50.0	30.800 42.500	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
2.50~3.60	砂質土	10.0	30.0	0.0	42.500 53.500	0.30847 0.30847	0.30378 0.30378
3.60~4.10	粘性土	8.0	0.0	30.0	53.500 57.500	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
4.10~5.00	砂質土	9.0	30.0	0.0	57.500 65.600	0.30847 0.30847	0.30378 0.30378
5.00~8.50	砂質土	9.0	30.0	0.0	65.600 97.100	0.30847 0.30847	0.30378 0.30378
8.50~8.86	粘性土	8.0	0.0	50.0	97.100 100.000	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
8.86~13.68	粘性土	8.0	0.0	50.0	100.000 138.571	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
13.68~15.00	粘性土	8.0	0.0	50.0	138.571 149.100	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000

	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_a$ kN/m ²	Ka	Ka $\times \cos \delta$
11	15.00~ 20.00	砂質土	10.0	40.0	0.0 0.0	149.100 199.100	0.20199 0.20199	0.19654 0.19654

- 主働土圧係数 (K_a) は以下の式で求める。

$$\delta = \phi / 3, \beta = 0.00 \text{度}, \theta = 0.00 \text{度}$$

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

2-1-2 受働側の土質定数

No	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m ²	Kp	Kp $\times \cos \delta$
7	5.00~ 8.50	砂質土	9.0	30.0	0.0 0.0	0.000 31.500	4.14330 4.14330	4.08035 4.08035
8	8.50~ 8.86	粘性土	8.0	0.0	50.0 50.0	31.500 34.400	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
9	8.86~ 13.68	粘性土	8.0	0.0	50.0 50.0	34.400 72.971	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
10	13.68~ 15.00	粘性土	8.0	0.0	50.0 50.0	72.971 83.500	1.00000 1.00000	1.00000 1.00000
11	15.00~ 20.00	砂質土	10.0	40.0	0.0 0.0	83.500 133.500	8.14713 8.14713	7.92752 7.92752

- 受働土圧係数 (K_p) は以下の式で求める。

$$\delta = -\phi / 3, \beta = 0.00 \text{度}, \theta = 0.00 \text{度}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

2-1-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側			残留水圧 Pw kN/m ²	受働側 Pp kN/m ²
		Pa1 kN/m ²	Pa2 kN/m ²	Pa kN/m ²		
1	0.00~ 0.80	4.55 10.74	———— ————	4.55 10.74	———— ————	———— ————
2	0.80~ 1.20	-76.40 -69.20	4.08 6.24	4.08 6.24	———— ————	———— ————
3	1.20~ 2.50	-69.20 -57.50	6.24 9.75	6.24 9.75	0.00 13.00	———— ————
4	2.50~ 3.60	12.91 16.25	———— ————	12.91 16.25	13.00 24.00	———— ————
5	3.60~ 4.10	-6.50 -2.50	13.05 14.25	13.05 14.25	24.00 29.00	———— ————

No	深 さ m	主働側			残留水圧	受働側
		Pa1 kN/m ²	Pa2 kN/m ²	Pa kN/m ²	Pw kN/m ²	Pp kN/m ²
6	4.10~ 5.00	17.47 19.93	———— ————	17.47 19.93	29.00 38.00	———— ————
7	5.00~ 8.50	19.93 29.50	———— ————	19.93 29.50	38.00 38.00	0.00 128.53
8	8.50~ 8.86	-2.90 0.00	26.13 27.00	26.13 27.00	38.00 38.00	131.50 134.40
9	8.86~ 13.68	0.00 38.57	27.00 38.57	27.00 38.57	38.00 38.00	134.40 172.97
10	13.68~ 15.00	38.57 49.10	38.57 41.73	38.57 49.10	38.00 38.00	172.97 183.50
11	15.00~ 20.00	29.30 39.13	———— ————	29.30 39.13	38.00 38.00	661.95 1058.32

・主働土圧の算定式

$$P_{a1} = [K_a (\sum \gamma h + Q) - 2 C \sqrt{K_a}] \cdot \cos \delta$$

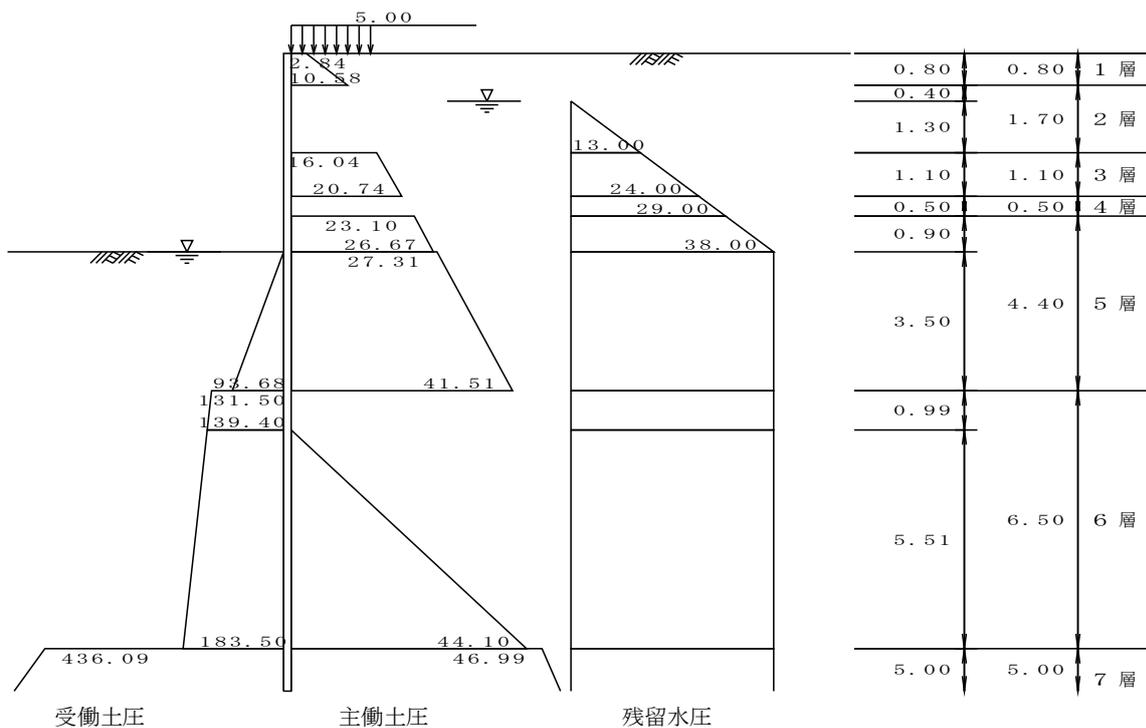
$$P_{a2} = 0.30 \times \gamma h$$

P_{a1} 、 P_{a2} のいずれか大きい値をとり、主働土圧 (P_a) とする。
ただし、 P_{a2} は常時の粘性土のみ考慮する。

・受働土圧の算定式

$$P_p = [K_p (\sum \gamma h + Q) + 2 C \sqrt{K_p}] \cdot \cos \delta$$

2-2 地震時



2-2-1 主働側の土質定数

No	深さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q$ kN/m ²	γwhw kN/m ²	k (k')	θ 度	Ka	$Ka \times \cos \delta$	ζ 度
1	0.00 ~ 0.80	砂質土	17.0	20.0	0.0	5.00 / 18.60	0.00 / 0.00	0.100 / 0.100	5.71 / 5.71	0.56884 / 0.56884	0.56884 / 0.56884	— / —
2	0.80 ~ 1.20	粘性土	18.0	0.0	50.0	18.60 / 25.80	0.00 / 0.00	0.100 / 0.100	5.71 / 5.71	1.00000 / 1.00000	1.00000 / 1.00000	— / —
3	1.20 ~ 2.50	粘性土	9.0	0.0	50.0	25.80 / 37.50	0.00 / 13.00	0.121 / 0.121	6.87 / 6.87	1.00000 / 1.00000	1.00000 / 1.00000	— / —
4	2.50 ~ 3.60	砂質土	10.0	30.0	0.0	37.50 / 48.50	13.00 / 24.00	0.143 / 0.143	8.14 / 8.14	0.42764 / 0.42764	0.42764 / 0.42764	— / —
5	3.60 ~ 4.10	粘性土	8.0	0.0	30.0	48.50 / 52.50	24.00 / 29.00	0.152 / 0.152	8.67 / 8.67	1.00000 / 1.00000	1.00000 / 1.00000	— / —
6	4.10 ~ 5.00	砂質土	9.0	30.0	0.0	52.50 / 60.60	29.00 / 38.00	0.159 / 0.159	9.05 / 9.05	0.44007 / 0.44007	0.44007 / 0.44007	— / —
7	5.00 ~ 8.50	砂質土	9.0	30.0	0.0	60.60 / 92.10	38.00 / 73.00	0.173 / 0.173	9.80 / 9.80	0.45071 / 0.45071	0.45071 / 0.45071	— / —
8	8.50 ~ 9.49	粘性土	8.0	0.0	50.0	92.10 / 100.00	73.00 / —	0.189 / —	10.72 / —	1.00000 / —	1.00000 / —	— / —
9	9.49 ~ 15.00	粘性土	8.0	0.0	50.0	100.00 / 144.10	— / 138.00	0.189 / —	10.72 / —	1.00000 / —	1.00000 / —	— / —
10	15.00 ~ 20.00	砂質土	10.0	40.0	0.0	144.10 / 194.10	138.00 / 188.00	0.196 / 0.196	11.11 / 11.11	0.32609 / 0.32609	0.32609 / 0.32609	— / —

- ・主働土圧係数 (K_a) は以下の式で求める。

$$\delta = 0.00 \text{度}, \beta = 0.00 \text{度}$$

$$\text{地震合成角 } \theta = \tan^{-1}k$$

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

2-2-2 受働側の土質定数

No	深さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m ²	$\gamma_w h_w$ kN/m ²	k (k')	θ 度	K_p	K_p $\times \cos \delta$
7	5.00~ 8.50	砂質土	9.00	30.0	0.0 0.0	0.000 31.500	0.00 35.00	0.211 0.211	11.92 11.92	2.98541 2.98541	2.97405 2.97405
8	8.50~ 9.49	粘性土	8.00	0.0	50.0 50.0	31.500 39.400	35.00	0.217	12.26	1.00000	1.00000
9	9.49~ 15.00	粘性土	8.00	0.0	50.0 50.0	39.400 83.500	100.00	0.217	12.26	1.00000	1.00000
10	15.00~ 20.00	砂質土	10.00	40.0	0.0 0.0	83.500 133.500	100.00 150.00	0.215 0.215	12.15 12.15	5.25819 5.25819	5.22264 5.22264

- ・受働土圧係数 (K_p) は以下の式で求める。

$$\delta = -\phi/6, \beta = 0.00 \text{度}$$

$$\text{地震合成角 } \theta = \tan^{-1}k$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

2-2-3 側圧強度

No	深さ m	主働側			残留水圧	受働側
		Pa1 kN/m ²	Pa2 kN/m ²	Pa kN/m ²	Pw kN/m ²	Pp kN/m ²
1	0.00~ 0.80	2.84 10.58	———— ————	2.84 10.58	———— ————	———— ————
2	0.80~ 1.20	-81.40 -74.20	———— ————	0.00 0.00	———— ————	———— ————
3	1.20~ 2.50	-74.20 -62.50	———— ————	0.00 0.00	0.00 13.00	———— ————
4	2.50~ 3.60	16.04 20.74	———— ————	16.04 20.74	13.00 24.00	———— ————
5	3.60~ 4.10	-11.50 -7.50	———— ————	0.00 0.00	24.00 29.00	———— ————
6	4.10~ 5.00	23.10 26.67	———— ————	23.10 26.67	29.00 38.00	———— ————
7	5.00~ 8.50	27.31 41.51	———— ————	27.31 41.51	38.00 38.00	0.00 93.68

No	深 さ m	主働側			残留水圧	受働側
		Pa1 kN/m ²	Pa2 kN/m ²	Pa kN/m ²	Pw kN/m ²	Pp kN/m ²
8	8.50～ 9.49	-7.90	————	0.00	38.00	131.50
		0.00	————	0.00	38.00	139.40
9	9.49～ 15.00	0.00	————	0.00	38.00	139.40
		44.10	————	44.10	38.00	183.50
10	15.00～ 20.00	46.99	————	46.99	38.00	436.09
		63.29	————	63.29	38.00	697.22

・主働土圧の算定式

$$P_{a1} = [K_a (\sum \gamma h + Q) - 2 C \sqrt{K_a}] \cdot \cos \delta$$

$$P_{a2} = 0.30 \times \gamma h$$

P_{a1} 、 P_{a2} のいずれか大きい値をとり、主働土圧 (P_a) とする。
ただし、 P_{a2} は常時の粘性土のみ考慮する。

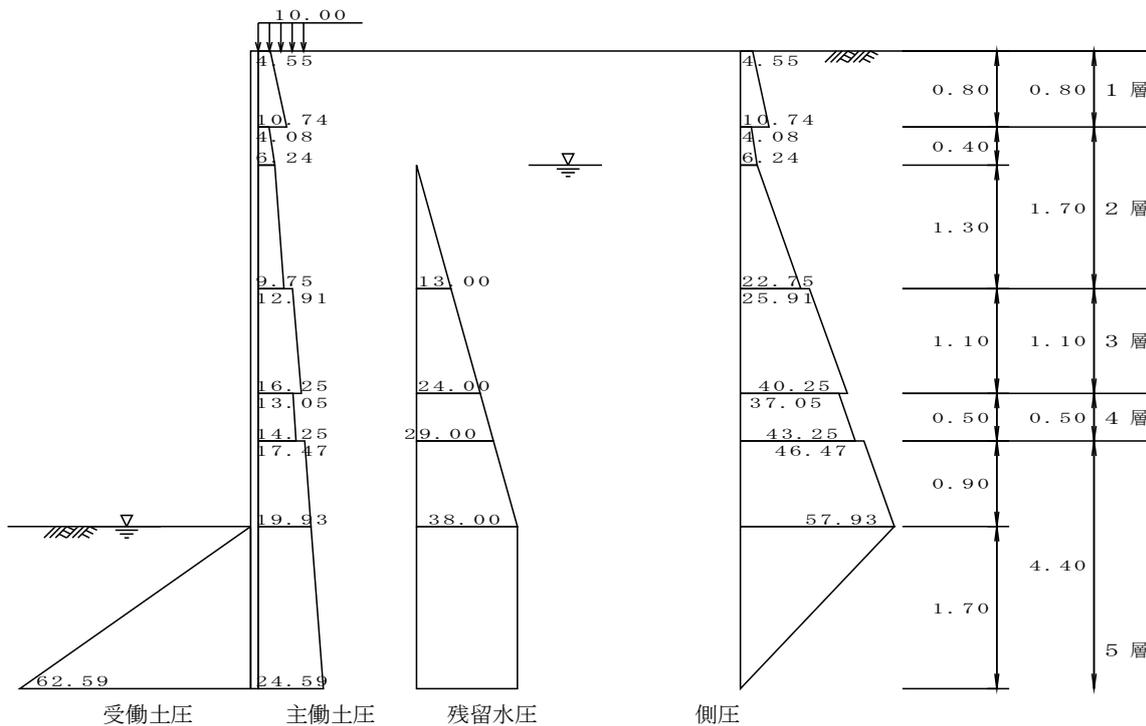
・受働土圧の算定式

$$P_p = [K_p (\sum \gamma h + Q) + 2 C \sqrt{K_p}] \cdot \cos \delta$$

3 仮想地盤面の計算

仮想地盤面 L_k は、設計面以下において主働土圧強度と残留水圧強度の合計が、受働土圧強度とつり合う深さとする。

3-1 常時



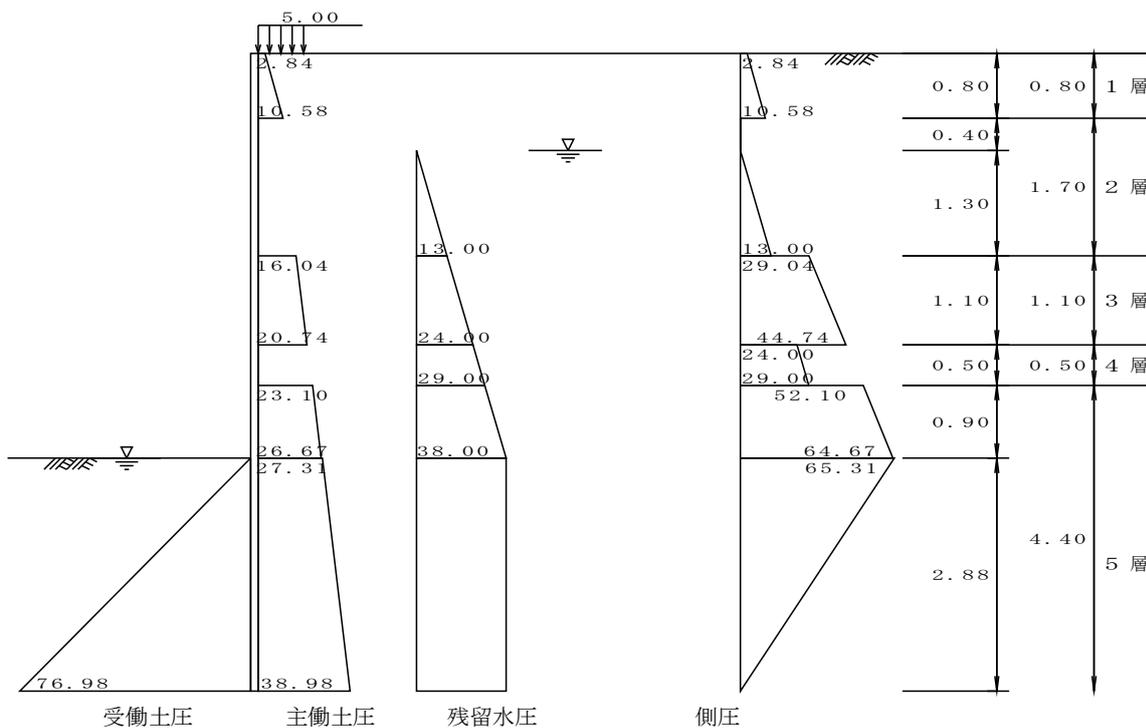
No	深さ m	P_a kN/m ²	P_w kN/m ²	P_p kN/m ²	P_s kN/m ²
1	0.00~	4.55	——	——	4.55
	0.80	10.74	——	——	10.74
2	0.80~	4.08	——	——	4.08
	1.20	6.24	——	——	6.24
3	1.20~	6.24	0.00	——	6.24
	2.50	9.75	13.00	——	22.75
4	2.50~	12.91	13.00	——	25.91
	3.60	16.25	24.00	——	40.25
5	3.60~	13.05	24.00	——	37.05
	4.10	14.25	29.00	——	43.25
6	4.10~	17.47	29.00	——	46.47
	5.00	19.93	38.00	——	57.93
7	5.00~	19.93	38.00	0.00	57.93
	6.70	24.59	38.00	62.59	0.00
8	6.70~	24.59	38.00	62.59	0.00
	8.50	29.50	38.00	128.53	-61.03

P_a : 主働土圧強度
 P_w : 残留水圧強度
 P_p : 受働土圧強度
 P_s : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面 $L_k = 1.70$ m (GL - 6.70 m) とする

3-2 地震時



No	深 さ m	P _a kN/m ²	P _w kN/m ²	P _p kN/m ²	P _s kN/m ²
1	0.00~	2.84	———	———	2.84
	0.80	10.58	———	———	10.58
2	0.80~	0.00	———	———	0.00
	1.20	0.00	———	———	0.00
3	1.20~	0.00	0.00	———	0.00
	2.50	0.00	13.00	———	13.00
4	2.50~	16.04	13.00	———	29.04
	3.60	20.74	24.00	———	44.74
5	3.60~	0.00	24.00	———	24.00
	4.10	0.00	29.00	———	29.00
6	4.10~	23.10	29.00	———	52.10
	5.00	26.67	38.00	———	64.67
7	5.00~	27.31	38.00	0.00	65.31
	7.88	38.98	38.00	76.98	0.00
8	7.88~	38.98	38.00	76.98	0.00
	8.50	41.51	38.00	93.68	-14.17

P_a : 主働土圧強度
 P_w : 残留水圧強度
 P_p : 受働土圧強度
 P_s : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面 L_k = 2.88 m (G L - 7.88 m) とする

4 根入れ長の計算

材料諸元は、以下の値として検討を行う。

材料名 PC-壁体 500A
 単位幅 $B = 1.0000 \text{ m}$
 ヤング率 $E = 40000 \text{ N/mm}^2$
 断面二次モーメント $I = 846000 \text{ cm}^4$
 $E I = 40000 \times 10^3 \times 846000 \times 10^{-8} = 3.384 \times 10^5$

4-1 矢板の根入れ長と全長 (Chang)

仮想地盤面の深さを L_k とすると、設計面以下の根入れ長 (D) と矢板全長 (L) は以下となる。

$$D = L_k + \frac{3}{\beta}$$

$$L = H - H_{1t} + D$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4 E I}}$$

$$K_h = K_{h0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (\alpha : \text{常時}=1、\text{地震時}=2)$$

$$B_H = 10.00 \text{ m}$$

$$E_0 = 2800 \text{ N}$$

多層地盤においては、仮想地盤面以深の i 層目の横方向地盤反力係数 (K_{hi}) から、各層の特性値 (β_i) を計算し、 i 層目の厚さを h_i として、下式を満足する深さを必要根入れ長とする。

$$x = (h_i \times \beta_i) + (h_{i+1} \times \beta_{i+1}) + (h_{i+2} \times \beta_{i+2}) + \dots + (h_n \times \beta_n)$$

ここで、

$$x : L = x / \beta \text{ で根入れ長を計算する際の分子で、 } x = 3$$

4-1-1 常時

No	深さ Z m	層厚 h m	N値	αE_0 kN/m ²	K_h kN/m ³	β m ⁻¹	$h \times \beta$ (-)
1	6.70~8.50	1.80	14.0	39200	9419	0.28882	0.51863
2	8.50~15.00	6.50	16.0	44800	10765	0.29863	1.94107
3	15.00~16.44	1.44	40.0	112000	26911	0.37550	0.54030
$\Sigma(h \times \beta) =$							3.00000

$$\text{根入れ長} \quad D = 1.70 + \frac{3}{\beta} = 11.44 \text{ m}$$

$$\text{矢板全長} \quad L = 5.00 - 0.00 + 11.44 = 16.44 \text{ m}$$

4-1-2 地震時

No	深 さ Z m	層厚 h m	N値	αE_0 kN/m ²	Kh kN/m ³	β m ⁻¹	$h \times \beta$ (-)
1	7.88~8.50	0.62	14.0	78400	18838	0.34347	0.21434
2	8.50~15.00	6.50	16.0	89600	21529	0.35513	2.30833
3	15.00~16.07	1.07	40.0	224000	53823	0.44655	0.47733
$\Sigma (h \times \beta) =$							3.00000

$$\text{根入れ長} \quad D = 2.88 + \frac{3}{\beta} = 11.07 \text{ m}$$

$$\text{矢板全長} \quad L = 5.00 - 0.00 + 11.07 = 16.07 \text{ m}$$

よって、長さの丸め値 1.00 mより、矢板全長は、17.00 mとする。

5 断面力・変位の計算

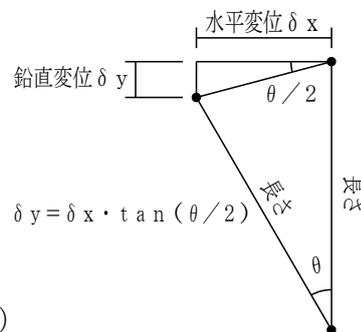
矢板に生じる断面力・変位は、フレーム計算により算出する。
 仮想地盤面以深は、分布バネモデルで評価し、各層の地盤バネを設定する。
 地盤反力状態は、変位量に対して線形で、地盤の塑性は考慮しない。
 仮想地盤面以浅には、主働土圧+残留水圧-受働土圧から求まる台形状の分布荷重と任意荷重を載荷する。

矢板天端と下端の支点条件は次のように設定する。

天端：自由（水平・鉛直・回転の全てをフリー）

下端：ピン（鉛直・水平=固定、回転=フリー）

鉛直変位は、水平変位とたわみ角から簡便的に計算し、矢板下端から累加した値とする。



5-1 フレーム計算の結果

5-1-1 常時

最大曲げモーメント M_{max}

$M_{max}(+) = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (発生深さ = 0.00 m)

$M_{max}(-) = -591.10 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (発生深さ = 8.04 m)

地表面における水平変位 = 86.57 > 27.50 mm *** OUT ***

深さ (m)	壁体天端から (m)	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)	水平変位 (mm)	たわみ角 (rad/10 ³)	鉛直変位 (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	86.57	-10.5348	0.4044
0.80	0.80	-2.12	-6.11	78.14	-10.5333	0.3600
1.00	1.00	-3.43	-7.04	76.04	-10.5316	0.3489
1.20	1.20	-4.95	-8.18	73.93	-10.5292	0.3378
2.00	2.00	-14.57	-17.23	65.51	-10.5075	0.2935
2.50	2.50	-25.50	-27.02	60.27	-10.4785	0.2659
3.00	3.00	-42.52	-41.61	55.04	-10.4292	0.2385
3.60	3.60	-73.79	-63.41	48.81	-10.3280	0.2060
4.00	4.00	-102.26	-79.22	44.70	-10.2245	0.1848
4.10	4.10	-110.39	-83.49	43.68	-10.1931	0.1796
5.00	5.00	-205.89	-130.46	34.67	-9.7819	0.1337
6.00	6.00	-359.66	-171.40	25.26	-8.9564	0.0877
6.70	6.70	-484.33	-179.83	19.25	-8.0791	0.0607
7.00	7.00	-529.91	-129.49	16.92	-7.6349	0.0513
8.00	8.00	-591.04	-3.47	10.12	-5.9477	0.0254
8.04	8.04	-591.10	0.04	9.90	-5.8826	0.0247
8.50	8.50	-581.99	37.52	7.36	-5.0786	0.0172
8.86	8.86	-563.60	62.80	5.63	-4.4642	0.0129
9.00	9.00	-554.41	70.69	5.03	-4.2370	0.0115
10.00	10.00	-463.52	104.91	1.58	-2.7246	0.0042
11.00	11.00	-354.43	109.52	-0.52	-1.5150	0.0013
12.00	12.00	-249.96	97.54	-1.56	-0.6250	0.0005
13.00	13.00	-161.64	78.57	-1.86	-0.0215	0.0005
13.68	13.68	-112.56	65.06	-1.78	0.2540	0.0005
14.00	14.00	-92.94	59.17	-1.68	0.3499	0.0004
15.00	15.00	-42.09	43.37	-1.22	0.5455	0.0004
16.00	16.00	-12.59	18.27	-0.63	0.6201	0.0002
17.00	17.00	0.00	9.74	0.00	0.6366	0.0000

断面力図・変位図

常時

深度 (m)

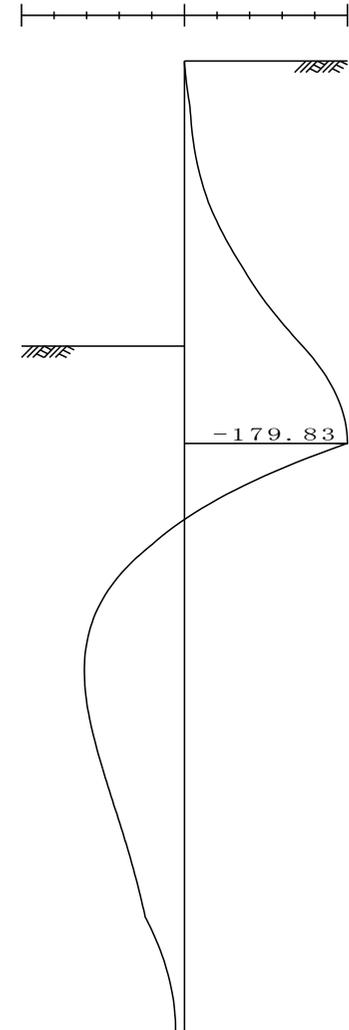
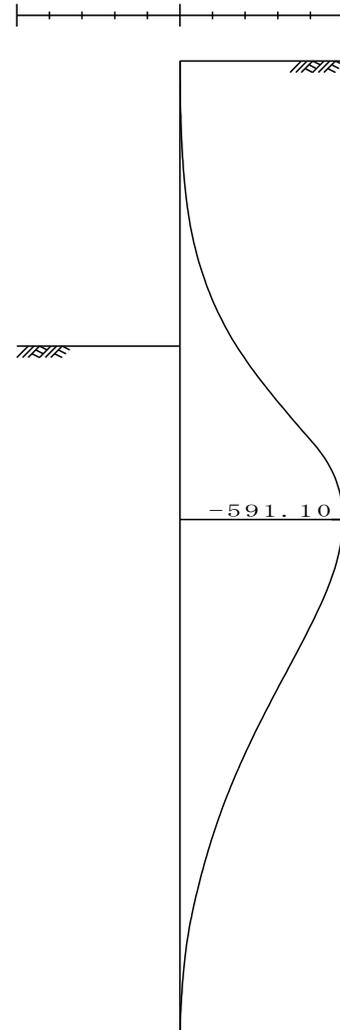
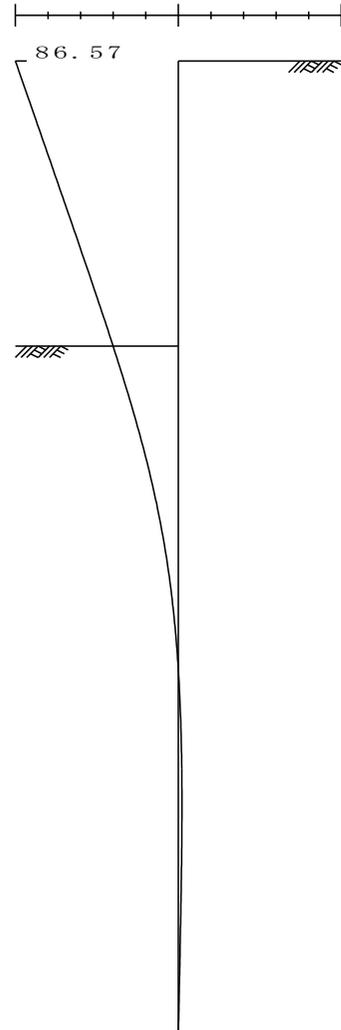
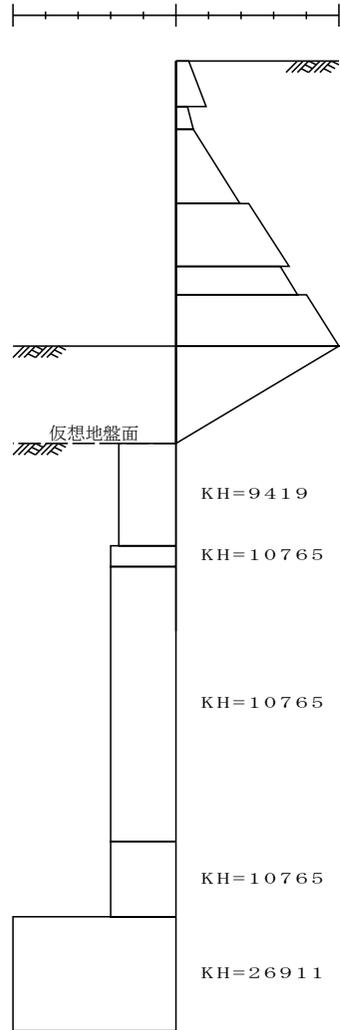
側圧 (kN/m²)
地盤バネ (kN/m³)

変位 (mm)

モーメント (kN・m/m)

せん断力 (kN/m)

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
17.00



5-1-2 地震時

最大曲げモーメント M_{\max}

$$M_{\max}(+) = 3.73 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (\text{発生深さ} = 16.28 \text{ m})$$

$$M_{\max}(-) = -779.99 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (\text{発生深さ} = 8.77 \text{ m})$$

地表面における水平変位 = 107.78 > 27.50 mm *** OUT ***

深さ (m)	壁体天端 から(m)	曲げモーメント (kN·m/m)	せん断力 (kN/m)	水平変位 (mm)	たわみ角 (rad/10 ³)	鉛直変位 (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	107.78	-12.4380	0.6023
0.80	0.80	-1.74	-5.37	97.83	-12.4368	0.5404
1.00	1.00	-2.81	-5.37	95.34	-12.4355	0.5249
1.20	1.20	-3.88	-5.37	92.85	-12.4335	0.5095
2.00	2.00	-9.03	-8.57	82.91	-12.4187	0.4477
2.50	2.50	-14.53	-13.82	76.71	-12.4016	0.4091
3.00	3.00	-25.36	-30.12	70.51	-12.3732	0.3707
3.60	3.60	-50.46	-54.40	63.11	-12.3081	0.3249
4.00	4.00	-74.25	-64.80	58.20	-12.2348	0.2947
4.10	4.10	-80.87	-67.65	56.97	-12.2119	0.2872
5.00	5.00	-164.55	-120.19	46.11	-11.8960	0.2209
6.00	6.00	-313.62	-174.15	34.52	-11.2028	0.1519
7.00	7.00	-505.28	-205.40	23.87	-10.0005	0.0923
7.88	7.88	-690.29	-214.11	15.76	-8.4548	0.0517
8.00	8.00	-714.62	-178.51	14.72	-8.1972	0.0473
8.50	8.50	-772.32	-58.28	10.90	-7.0913	0.0317
8.77	8.77	-779.99	0.10	9.05	-6.4657	0.0251
9.00	9.00	-775.18	40.96	7.64	-5.9419	0.0205
9.49	9.49	-738.03	106.87	5.01	-4.8481	0.0127
10.00	10.00	-671.30	149.48	2.80	-3.7781	0.0074
11.00	11.00	-503.49	175.89	-0.06	-2.0360	0.0020
12.00	12.00	-334.32	157.53	-1.44	-0.8027	0.0006
13.00	13.00	-194.35	121.06	-1.82	-0.0306	0.0004
14.00	14.00	-92.55	83.29	-1.62	0.3839	0.0004
15.00	15.00	-25.10	53.34	-1.14	0.5504	0.0003
16.00	16.00	2.73	7.43	-0.57	0.5721	0.0002
16.29	16.29	3.73	-0.02	-0.40	0.5693	0.0001
17.00	17.00	0.00	-7.80	0.00	0.5643	0.0000

断面力図・変位図

地震時

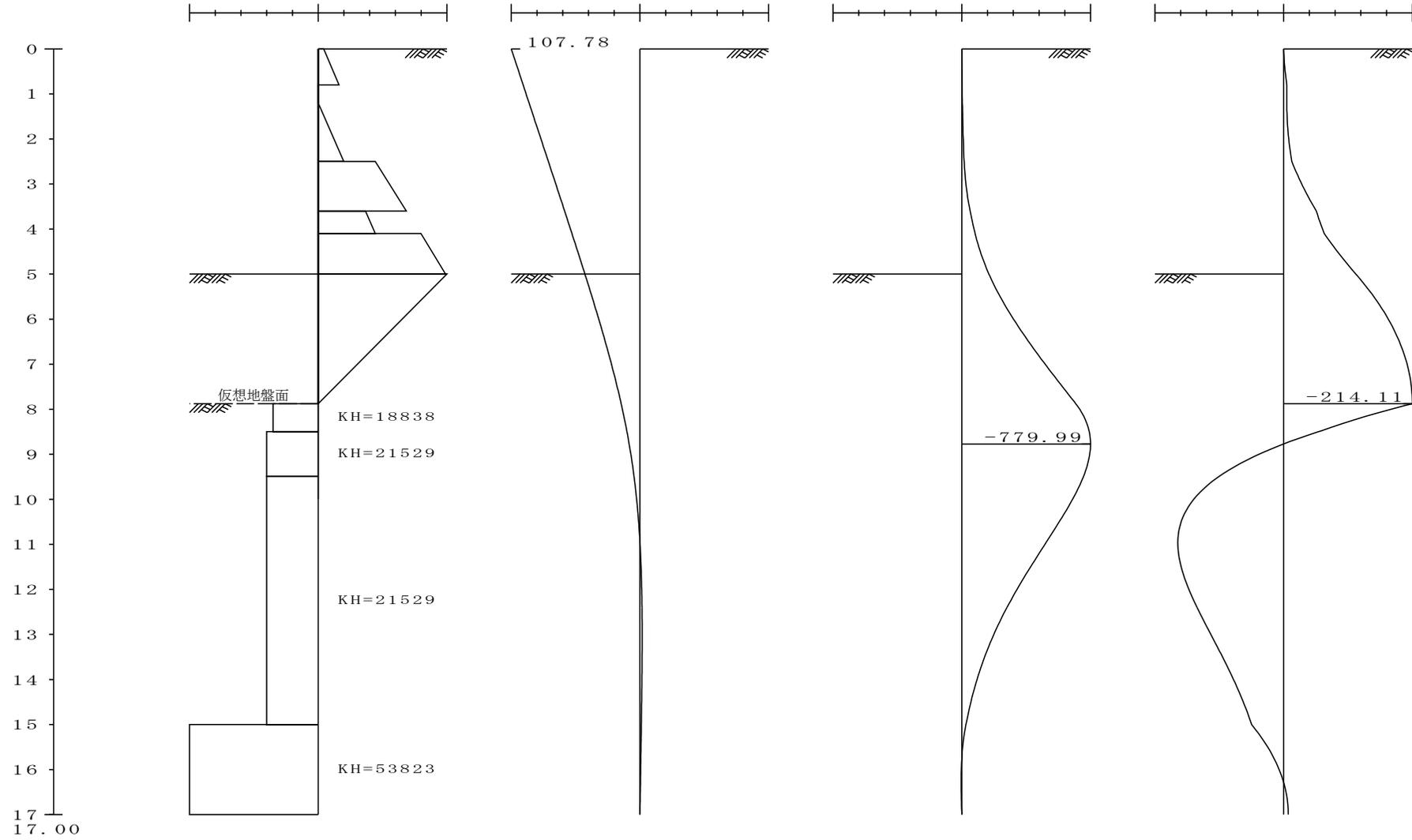
深度 (m)

側圧 (kN/m²)
地盤バネ (kN/m³)

変位 (mm)

モーメント (kN・m/m)

せん断力 (kN/m)



5-2 応力度の計算

材料諸元は、以下の値として検討を行う。

材料名 P C - 壁体 500A
断面係数 $Z_0 = 35040 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \sigma_{ce} \pm \frac{M_{\max}}{Z} + \sigma_{cn}$$

5-2-1 常時

$$\sigma_c = 4.0 + \frac{591.10 \times 10^6}{35040 \times 10^3} + 0.0 = 20.9 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ca} = 20.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

$$\sigma_b = 4.0 - \frac{591.10 \times 10^6}{35040 \times 10^3} + 0.0 = -12.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 0.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

5-2-2 地震時

$$\sigma_c = 4.0 + \frac{779.99 \times 10^6}{35040 \times 10^3} + 0.0 = 26.3 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 4.0 - \frac{779.99 \times 10^6}{35040 \times 10^3} + 0.0 = -18.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = -2.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

ここで、

- σ_{ce} : 有効プレストレス
- σ_{cn} : 軸応力 $\sigma_{cn} = N/A$
- N : 軸力
- A : 断面積
- σ_c : 曲げ圧縮応力度
- σ_b : 曲げ引張応力度
- σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度
- σ_{ba} : 許容曲げ引張応力度

6 計算結果一覧表

前面矢板

P C - 壁体 500A

			常時	地震時	
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	846000			
断面係数	Z (cm ³)	35040			
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m/m)		591.10	779.99	
曲げ圧縮応力度	σ_c (N/mm ²)		20.9 (20.0)	26.3 (30.0)	*OUT
曲げ引張応力度	σ_b (N/mm ²)		-12.9 (0.0)	-18.3 (-2.0)	*OUT
水平変位	δ (mm)		86.57 (27.5)	107.78 (27.5)	*OUT
根入れ長	D (m)		11.44	11.07	
矢板全長	L (m)	17.00			