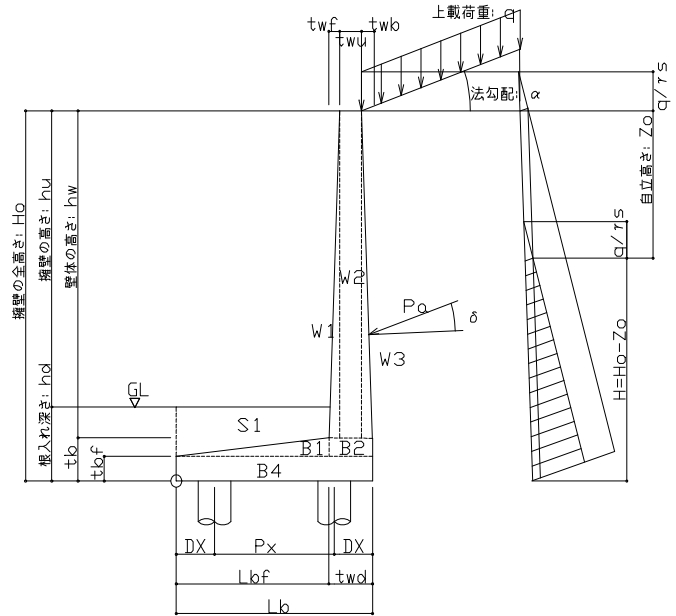


L p型擁壁の設計 (杭基礎)

1 躯体寸法

背面土		
tan α : 背面土勾配	0.0	
q : 上載荷重	7.0	[kN/m ²]
壁面		
Hu : 擁壁の高さ	3.00	[m]
Hd : 根入れ深さ	0.60	[m]
Ho : 擁壁の全高さ	3.60	[m]
hw : 壁部の高さ	3.30	[m]
twf : 擁壁前部の厚さ	0.15	[m]
twu : 擁壁頂部の厚さ	0.20	[m]
twb : 擁壁後部の厚さ	0.10	[m]
twd : 擁壁底部の厚さ	0.45	[m]
礎盤		
Lbf : 礎盤前部の長さ	2.00	[m]
Lb : 礎盤全部の長さ	2.45	[m]
tbf : 礎盤先端の厚さ	0.20	[m]
tb : 礎盤元端の厚さ	0.30	[m]
構造躯体巾		
B : 考慮する擁壁の巾	10.00	[m]
: コンクリートの		
γc : 単位重量	24.0	[kN/m ³]
γs : 土の単位重量	18.0	[kN/m ³]
Ra : 杭の長期許容耐力	200.0	[kN]



2 常時鉛直荷重 (固定荷重と積載荷重)

No	記号	名称		Wi [kN]	x [m]	wx [kN・m]
1	W1	擁壁前面	0.150 ÷ 2 × 3.300 × 24.0 × 1 × 10.000	59.4	2.100	124.7
2	W2	擁壁中央	0.200 × 3.300 × 1 × 24.0 × 1 × 10.000	158.4	2.250	356.4
3	W3	擁壁後部	0.100 ÷ 2 × 3.300 × 24.0 × 1 × 10.000	39.6	2.383	94.4
4	B1	礎版斜部	0.100 ÷ 2 × 2.000 × 24.0 × 1 × 10.000	24.0	1.333	32.0
5	B2	礎版中央部	0.100 × 0.450 × 1 × 24.0 × 1 × 10.000	10.8	2.225	24.0
6			× × × × ×			
7	B4	礎版下部	0.200 × 2.450 × 24.0 × 1 × 1 × 10.000	117.6	1.225	144.1
8	S1	埋め戻し土	(0.400 + 0.300) ÷ 2 × 2.000 × 18.0 × 10.000	126.0	0.952	120.0
合計				535.8		895.6

重心位置 895.6 ÷ 535.8 = 1.672 [m]

3 地震時水平荷重

水平震度: kh = 0.2 ただし地盤面以下は kh = 0.10 とする

No	記号	名称		Hi [kN]	y [m]	Hy [kN・m]
1	W1	擁壁前面	kh・W1	11.88	1.400	16.63
2	W2	擁壁中央	kh・W2	31.68	1.950	61.78
3	W3	擁壁後部	kh・W3	7.92	1.400	11.09
4	B1	礎版斜部	0.1・B1	2.40	0.233	0.56
5	B2	礎版中央部	0.1・B2	1.08	0.250	0.27
6						
7	B4	礎版下部	0.1・B4	11.76	0.100	1.18
8	S1	埋め戻し土	0.1・S1	12.60	0.550	6.93
合計				79.32		98.43

重心位置 98.43 ÷ 79.32 = 1.241 [m]

4 土圧係数

4-1 常時主働土圧係数

常時主働土圧係数は次式により算定する

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

φ : 裏込め土の内部摩擦角	30.00	[°]
δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角	20.00	[°]
θ : 壁背面と鉛直面とのなす角	1.74	[°]
α : 地表面と水平面とのなす角	0.00	[°]
γs : 背面土の単位体積重量	18.0	[kN/m ³]
c : 土の粘着力	0.00	[ken/m ²]

(土とコンクリート)
壁面摩擦角: δ の算定

Cの範囲	φの範囲	δ
c>0		0
c=0	φ ≤ 10°	0
	10 < φ < 30	φ - 10
	φ ≥ 30	20

	cos θ =	0.9995
φ - θ =	28.26	cos(φ - θ) = 0.8808
θ + δ =	21.74	cos(θ + δ) = 0.9289
φ + δ =	50.00	sin(φ + δ) = 0.7660
φ - α =	30.00	sin(φ - α) = 0.5000 (φ - α) ≤ 0の時 () 内は0とする
θ - α =	1.74	cos(θ - α) = 0.9995

$$K_a = \frac{0.7758}{0.9280 \times (1 + 0.4125)^2} = 0.310$$

背面に接する地表面から深さHにおける土圧: Piは次式で算定する

$$P_i = K_a(\gamma \cdot H_i + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$z_0 = 2c / \gamma s \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2) = 0.000 \text{ [m]}$$

$$H = H_0 - z_0 + q / \gamma s = 3.989 \text{ [m]}$$

	Hi	γ · Hi	q	-2c√Ka	Pi [kN/m ²]
最上部	0.000	0.000	7.000	0.000	2.17
最下部	3.600	64.800	7.000	0.000	22.25

$$P = 44.0 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の水平成分は } P_x = P \cos(\theta + \delta) = 40.84 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の鉛直成分は } P_y = P \sin(\theta + \delta) = 33.68 \text{ [kN/m]}$$

ただし鉛直成分は無視する

$$1.31 \text{ [m]}$$

$$M_o = P_x \cdot y = 57.4 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]}$$

4-2 地震時主働土圧係数

$$k_v = 0.1$$

$$k_h = 0.2$$

以上より、地震合成角： θ_0 は

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} = 12.53 \text{ [度]}$$

地震時土圧係数は次式により算定する。ただし粘着力は考慮しない。

$$K_{Ae} = \frac{(1 - k_v) \cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta_0 + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta_0 + \theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

(土とコンクリート)
地震時壁面摩擦角： δ の算定

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角	30.00	[°]
δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角	15.00	[°]
θ : 壁背面と鉛直面とのなす角	1.74	[°]
α : 地表面と水平面とのなす角	0.00	[°]

Cの範囲	ϕ の範囲	δ
c=0	$\phi \leq 10^\circ$	0
	$10 < \phi < 30$	$\phi - 15$
	$\phi \geq 30$	15

$$\begin{aligned} \cos \theta_0 &= 0.9762 \\ \cos \theta &= 0.9995 \\ \phi - \theta - \theta_0 &= 15.73 & \cos(\phi - \theta - \theta_0) &= 0.9625 \\ \theta_0 + \theta + \delta &= 29.27 & \cos(\theta_0 + \theta + \delta) &= 0.8724 \\ \phi + \delta &= 45.00 & \sin(\phi + \delta) &= 0.7071 \\ \phi - \alpha - \theta_0 &= 17.47 & \sin(\phi - \alpha - \theta_0) &= 0.3002 \quad (\phi - \alpha - \theta_0) \leq 0 \text{ の時 } () \text{ 内は } 0 \text{ とする} \\ \theta - \alpha &= 1.74 & \cos(\theta - \alpha) &= 0.9995 \end{aligned}$$

$$K_{Ae} = \frac{0.834}{0.851 \times (1 + 0.493)^2} = 0.439$$

背面に接する地表面から深さ H_i における地震時土圧： P_{ei} は次式で算定する

$$P_{ei} = \left\{ \gamma \cdot H_i + \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \cdot (q) \right\} (1 - k_v) K_{Ae}$$

	H_i	$\gamma \cdot H_i$	q	$P_{ei} \text{ [kN/m}^2\text{]}$
最上部	0.00	0.000	7.0	2.77
最下部	3.60	64.800	7.0	28.39

$$P_e = 56.1 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の水平成分は } P_{ex} = P_e \cos(\theta + \delta + \theta_0) = 48.93 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の鉛直成分は } P_{ey} = P_e \sin(\theta + \delta + \theta_0) = 15.21 \text{ [kN/m]}$$

ただし鉛直成分は無視する

$$1.31 \text{ [m]}$$

$$M_o = P_x \cdot y = 73.3 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]}$$

5 安定計算

5-1 支持応力度の検討

Dx	: 杭の端あき	0.450 [m]
Px	: 杭の間隔	1.550 [m]
Rap	: 前面の直交杭間隔	3.033 [m]
Rab	: 背面の直交杭間隔	3.033 [m]
Rn	: 杭総本数	8 [本]
Ral	: 長期杭耐力	250 [kN/本]
Ras	: 短期杭耐力	500 [kN/本]

・常時

$$\begin{aligned} \Sigma w &= 535.8 \text{ [kN]} \\ \Sigma P &= 40.84 \times 10.000 = 408.4 \text{ [kN]} \\ M_o &= 408.4 \times 1.307 = 533.6 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ \bar{G}_x &= 1.672 \text{ [m]} \\ MR &= 535.8 \times 1.672 = 895.6 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ L_b &= 2.45 \text{ [m]} \end{aligned}$$

杭が底盤の中心に配置される時

$$e = \frac{L_b}{2} - \frac{M_r - M_o}{\Sigma W} = 0.549 \text{ [m]}$$

$$R_{1,2} = \frac{\Sigma W}{R_n} \left(1 \pm \frac{e}{P_x} \right) = \begin{aligned} &90.7 \text{ [kN/本]} < R_{al} \text{ OK!} \\ &43.2 \text{ [kN/本]} < R_{al} \text{ OK!} \end{aligned}$$

・地震時

$$\begin{aligned} \Sigma w_e &= 0.9 \Sigma w = 482.2 \\ P_e &= 48.93 \times 10.000 = 489.3 \text{ [kN]} && \text{地震時土圧} \\ P_h &= 79.3 \text{ [kN]} && \text{地震力} \\ M_{oe} &= 489.3 \times 1.307 + 79.3 \times 1.241 = 737.8 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ M_{Re} &= 0.90 \times MR = 806.0 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \end{aligned}$$

杭が底盤の中心に配置される時

$$e = \frac{L_b}{2} - \frac{M_r - M_o}{\Sigma W} = 1.083 \text{ [m]}$$

$$R_{1,2} = \frac{\Sigma W}{R_n} \left(1 \pm \frac{e}{P_x} \right) = \begin{aligned} &102.4 \text{ [kN/本]} < R_{as} \text{ OK!} \\ &18.1 \text{ [kN/本]} < R_{as} \text{ OK!} \end{aligned}$$

6 断面設計

1. 使用材料

		長期			短期		
		fc	fs	fa	fc	fs	fa
コンクリート Fc [N/mm ²]	21	7	7	14	14	10.5	21
鉄筋		ft			ft		
	D16以下	SD295	195		293		
	D19以上	SD345	225		345		

2. 擁壁壁体 (単位長さ1.0mについて)

・常時 常時における作用力は土圧のみであるから

$$Q = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot Ka \cdot y^2 - 2c \sqrt{Ka} y + q \cdot Ka \cdot y \right) \cos(\delta + \theta)$$

$$M = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot Ka \cdot y^3 - c \sqrt{Ka} y^2 + \frac{1}{2} q \cdot Ka \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta)$$

断面算定表

(SD295として算定している)

位置	y	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ[cm]	τ[N/mm ²]
頂部	0.00	#VALUE!	0.0	20.0	13.0	11.4	0.00	#VALUE!	#VALUE!
	0.50	1.7	0.4	23.8	16.8	14.7	0.13	0.80	0.011
	1.15	5.7	2.6	28.7	21.7	19.0	0.71	2.16	0.030
	2.15	16.3	13.2	36.3	29.3	25.6	2.65	4.55	0.064
壁下部	3.30	34.9	42.0	45.0	38.0	33.3	6.48	7.49	0.105

・地震時 地震時における作用力は地震時土圧、躯体の地震力であるから

$$Q_e = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^2 + q \cdot K_{ae} \cdot y \right) \cos(\delta + \theta + \theta_o) + kh(\sum W_i)$$

$$M_e = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^3 + \frac{1}{2} q \cdot K_{ae} \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta + \theta_o) + kh(\sum W_i \cdot y_i)$$

$$\sum W_i = Q_{e1} + Q_{e2}$$

$$Q_{e1} = \gamma c \cdot t_w \cdot y_i$$

$$Q_{e2} = \gamma c \cdot (t_w f + t_w b) / 2 h_w \cdot y_i^2 / 2$$

$$\sum W_i \cdot y_i = M_{e1} + M_{e2}$$

$$M_{e1} = \gamma c \cdot t_w \cdot y_i^2 / 2$$

$$M_{e2} = \gamma c \cdot (t_w f + t_w b) / H_w \cdot y_i^3 / 6$$

応力表

位置	y	Q _{e0}	Q _{e1}	Q _{e2}	M	M _{e1}	M _{e2}
頂部	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.50	2.2	2.4	0.1	0.5	0.6	0.0
	1.15	7.6	5.5	0.6	3.5	3.2	0.5
	2.15	21.7	10.3	2.1	17.6	11.1	3.0
壁脚部	3.30	46.4	15.8	5.0	55.9	26.1	10.9

断面算定表

(SD30として算定している)

位置	y	Q _e [kN]	M _e [kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ[cm]	τ[N/mm ²]
頂部	0.00	0.0	0.0	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.00
	0.50	4.7	1.1	23.8	16.8	14.7	0.26	1.53	0.32
	1.15	13.8	7.2	28.7	21.7	19.0	1.29	3.45	0.72
	2.15	34.1	31.7	36.3	29.3	25.6	4.23	6.34	1.33
壁脚部	3.30	67.2	93.0	45.0	38.0	33.3	9.56	9.63	2.02

壁脚部の位置で

D16@ 200 とすると a1= 1.99 [cm²]

φ1= 5.00 [cm]

at= 9.95 > nat= 9.56 OK!

φ= 25.00 > nφ= 9.63 OK!

上部から2.15[m]の位置で

D16@ 300 とすると a1= 1.99 [cm²]

φ1= 5.00 [cm]

at= 6.63 > nat= 4.23 OK!

φ= 16.67 > nφ= 6.34 OK!

3. 趾版の検討 (爪先)

・常時 杭の直交間隔について算定する ($W=W_i \cdot R_{ap}/B$)

応力表

部位	S1	B1	B4	R1(杭)	R2(杭)	計	備考
W[kN]	38.22	7.28	2.91	-90.71	-43.24	-85.54	
xi[m]	-1.048	-0.667	-1.000	-1.550	壁内		
M[kN・m]	-40.04	-4.85	-2.91	140.60	0.00	92.79	正は下端引張

断面算定表

位置	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ[cm]	τ[N/mm ²]
壁元端	85.5	92.8	30.0	23.0	20.1	23.6	30.4	0.14

・地震時 杭の直交間隔について算定する ($W=0.9W_i \cdot R_{ap}/B$)

応力表

部位	S1	B1	B4	R1(杭)	R2(杭)	計	備考
W[kN]	34.40	6.55	2.62	-102.41	-18.14	-76.98	
xi[m]	-1.048	-0.667	-1.000	-1.550	壁内		
M[kN・m]	-36.04	-4.37	-2.62	158.74	0.00	115.71	正は下端引張

断面算定表

位置	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ[cm]	τ[N/mm ²]
壁元端	76.984	115.715	30.0	23.0	20.1	29.49	27.32	0.13

壁元端で

D22@ 100 とすると

a1= 3.87 [cm²]
φ 1= 7.00 [cm]

at= 38.7 > nat= 29.49 OK!
φ = 70.0 > n φ = 30.36 OK!

7 杭の検討

7-1 杭工法
 プレボーリング工法

7-2 杭の諸元
 杭種 B 種 異形摩擦杭

Ep	: 杭のヤング係数	4000	[kN/mm ²]
Dp	: 杭径	30.0	[cm]
tp	: 肉厚	6.0	[cm]
Lp	: 杭長	7.0	[m]
Ae	: 換算杭断面積	474	[cm ²]
So	: 杭断面一次モーメント	1764	[cm ³]
Ip	: 杭断面二次モーメント	34608	[cm ⁴]
Ipe	: 換算杭断面二次モーメント	36300	[cm ⁴]
σe	: 有効プレストレス	800	[N/mm ²]
σdL	: 長期斜張応力度	120	[N/mm ²]
σdE	: 長期斜張応力度	180	[N/mm ²]
αr	: 杭頭の固定度 (ピン=0, 固定=1)	0	
Ryo	: 杭の水平変位係数	2	
Rmo	: 杭頭の曲げ係数	0	
Rmax	: 地中部の曲げ係数	0.6448	
Rlm	: 地中部の曲げ深さ係数	0.7854	

D [cm]	t [mm]
30	60
35	60
40	65
45	70
50	80
60	90
70	100
80	110
90	120
100	130

7-3 地盤条件 No.1 ボーリングデータによる

N	: 平均N値	5	
Eo	: 変形係数	350	[N/mm ²]
kh	: 横方向地盤反力係数	21.8	[N/mm ²]
β = 0.587 [m ⁻¹]		β · L = 4.106	

; 0.8 * Eo / Dp^{0.75}

7-4 杭の設計

直交杭間隔当りの杭本数 : 2 [本]

	長期		短期			
	Ra	Rb	Ra	Rb		
fc, ft	: 杭の許容応力度	2400	-200	4250	-400	[N/mm ²]
Ri	: 杭軸力	90.7	43.2	102.4	18.1	[kN]
Ph	: 全水平力	123.9	123.9	172.5	172.5	[kN]
Q	: 杭の剪断力=Ph/n	61.9	61.9	86.2	86.2	[kN]
yo	: 杭頭変位=Q · Ryo / (4EI β ³)	1.109	1.109	1.544	1.544	[cm]
Mo	: 杭頭M=Q · Rmo / (2 β)	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN · m]
Mmax	: 地中部Mmax=Q · Rmax / (2 β)	34.04	34.04	47.41	47.41	[kN · m]
Lm	: Mmaxの深さ=Rlm / β	1.339	1.339	1.339	1.339	[m]
① σg	: 軸方向応力度 N/Ae + σe	991	891	1016	838	[N/mm ²]
② σb	: 曲げ応力度 M · Dp / 2 · Ipe	141	141	196	196	[N/mm ²]
①+②	: 圧縮応力度 < fc	1132	1032	1212	1034	[N/mm ²]
①-②	: 引張応力度 > ft	851	751	820	642	[N/mm ²]
判定		OK	OK	OK	OK	
τ max	: 剪断応力度 Q · So / 2tp · Ip	263	263	366	366	[N/mm ²]
	: {(①+2σd) ² - ① ² } ^{0.5/2} > τ max	365	348	464	428	[N/mm ²]
判定		OK	OK	OK	OK	