

# 擁壁設計計算書

摂津新在家  
L型擁壁(2.300 mタイプ)

2001年3月31日

# 1. 設計条件

設置場所 : 大阪府 摂津市  
 新在家2丁目1133-5、1140-1

擁壁形状 : L型擁壁

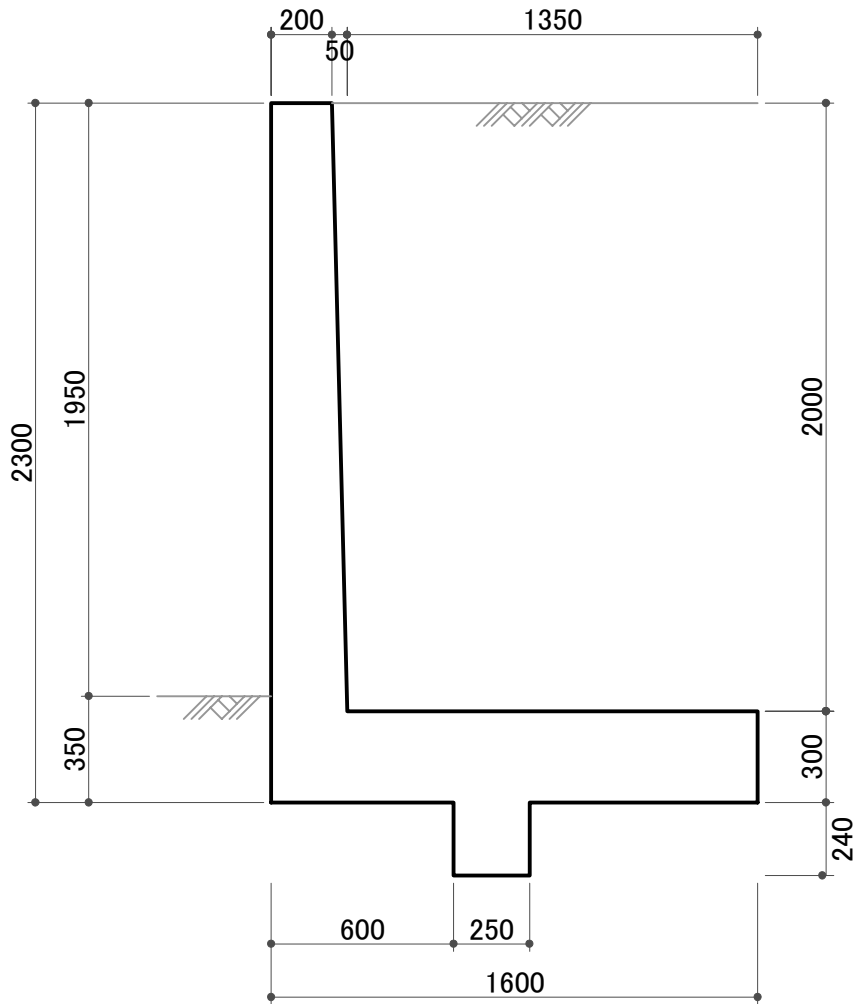
擁壁タイプ : 2.300 m TYPE

土の種別 : シルトまたは粘土

土の単位重量	$\gamma_s$	=	16.0	kN/m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリートの単位重量	$\gamma_c$	=	24.0	kN/m <sup>3</sup>
表面載荷重	q	=	5.0	kN/m <sup>2</sup>
許容地盤反力度	$q_a$	=	100.0	kN/m <sup>2</sup>
土圧係数				
安定計算時	$K_A$	=	0.50	
応力計算時	$K_A$	=	0.50	
背面土の内部摩擦角	$\phi$	=	16.0	°
土の粘着力	C	=	0.0	
基礎底面と土の摩擦角 (= $\phi$ )	$\phi_B$	=	16.0	°
基礎底面と土の粘着力 (= $2/3C$ )	$C_B$	=	0.0	
基礎底面と土の摩擦係数	$\mu$	=	0.3	
壁背面と鉛直面とのなす角				
安定計算時	$\theta$	=	0.000	°
応力計算時	$\theta$	=	1.432	°
地表面と水平面とのなす角	$\beta$	=	0.000	°
壁面摩擦角				
安定計算時 (= $\beta$ )	$\delta$	=	0.0	°
応力計算時 (= $2/3\phi$ )	$\delta$	=	10.7	°
土圧の作用角度				
安定計算時 (= $\delta$ )	$\delta_S$	=	0.0	°
応力計算時 (= $\theta + \delta$ )	$\delta_S$	=	12.1	°
転倒安全率 常時	$F_s$	=	1.5	
滑動安全率 常時	$F_s$	=	1.5	
突起の安全率 常時	$F_s$	=	1.5	
使用材料				
コンクリートの設計基準強度	$F_c$	=	21	N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	7	N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_a$	=	0.70	N/mm <sup>2</sup>
鉄筋の種類 :				
鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	=	196	N/mm <sup>2</sup>

## 2. 形状寸法

縮尺 1:25

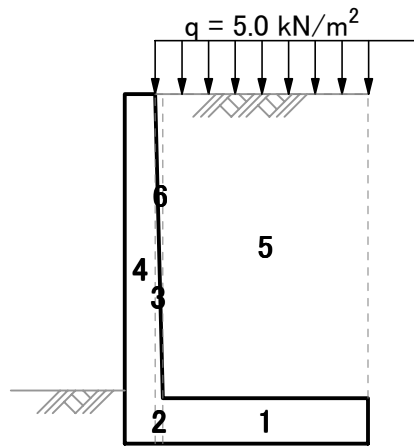


### 3. 荷重条件

#### 1. 自重

要素分割図

縮尺 1:50



区 分	要素番号	断面積	単位重量	鉛直力	ア-ムX	ア-ムY	モーメントX	モーメントY
		m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m	m	m	kNm/m	kNm/m
軀 体	1	0.405	24.000	9.720	0.925	0.150	8.991	1.458
	2	0.015	24.000	0.360	0.225	0.150	0.081	0.054
	3	0.050	24.000	1.200	0.217	0.967	0.260	1.160
	4	0.460	24.000	11.040	0.100	1.150	1.104	12.696
躯体合計				22.320	0.468	0.689	10.436	15.368
背 面 土	5	2.700	16.000	43.200	0.925	1.300	39.960	56.160
	6	0.050	16.000	0.800	0.233	1.633	0.186	1.306
背面土合計				44.000	0.912	1.306	40.146	57.466
載 荷 重				7.000	0.900	2.300	6.300	16.100
総 合 計				73.320	0.776	1.213	56.882	88.934

## 2. 背面土による土圧

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma_S \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.500 \times 16.000 \times 2.300^2 = 21.160 \text{ kN/m}$$

$$P_{1H} = P_1 \cdot \cos \delta_S = 21.160 \times 1.000 = 21.160 \text{ kN/m}$$

$$P_{1V} = P_1 \cdot \sin \delta_S = 21.160 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

## 3. 表面載荷重による土圧

$$P_2 = K_A \cdot q \cdot H = 0.500 \times (5.000 - 5.000) \times 2.300 = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$P_{2H} = P_2 \cdot \cos \delta_S = 0.000 \times 1.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$P_{2V} = P_2 \cdot \sin \delta_S = 0.000 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

## 4. 土圧

荷 重	土 圧	鉛直力	水平力	ア-ムX	ア-ムY	安定モーメント	転倒モーメント
	kN/m	kN/m	kN/m	m	m	kNm/m	kNm/m
背面土土圧	21.160	0.000	21.160	1.600	0.767	0.000	16.223
荷載荷重土圧	0.000	0.000	0.000	1.600	1.150	0.000	0.000
合 計		0.000	21.160			0.000	16.223

## 4. 安定計算

### 1. 転倒に対する検討

$$M_r = 56.882 + 0.000 = 56.882 \text{ kNm/m}$$

$$M_o = P_{1H} \cdot \frac{H}{3} + P_{2H} \cdot \frac{H}{2} = 21.160 \times \frac{2.300}{3} + 0.000 \times \frac{2.300}{2} = 16.223 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M = M_r - M_o = 56.882 - 16.223 = 40.659 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V = 73.320 + 0.000 = 73.320 \text{ kN/m}$$

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{40.659}{73.320} = 0.5545 \text{ m}$$

$$d (=0.5545) > \frac{B}{3} (= \frac{1.600}{3} = 0.5333) \quad \mathbf{OK}$$

**$d \geq B/3$ を満足するので、転倒に対する安定性はOK。**

### 2. 滑動に対する検討

$$\Sigma V = 73.320 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma H = 21.160 + 0.000 = 21.160 \text{ kN/m}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu}{\Sigma H} = \frac{73.320 \times 0.300}{21.160} = 1.0395 < 1.5 \quad \mathbf{NG}$$

**滑動安全率が、1.0以上1.5未満なので突起を設ける。**

#### ・突起の計算

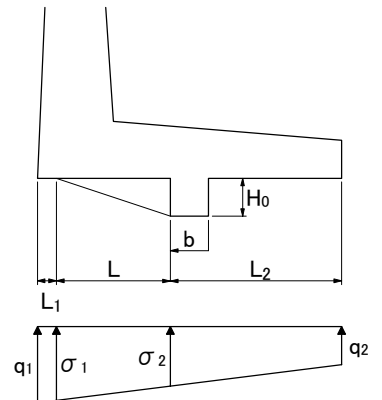
$$L = H_0 \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_B}{2}\right) = 0.240 \times \tan 53.000^\circ = 0.318 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{1}{2} \times (73.086 + 56.351) \\ &= 64.719 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \sigma_0 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi_B}{2}\right) = 64.719 \times \tan^2 53.000^\circ \\ &= 113.966 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{2} \cdot (q_1 + \sigma_1) \cdot L_1 + \frac{1}{2} \cdot (q_2 + \sigma_2) \cdot L_2 \\ &= \frac{1}{2} \times (87.927 + 73.086) \times 0.282 + \frac{1}{2} \times (3.723 + 56.351) \times 1.000 = 52.740 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

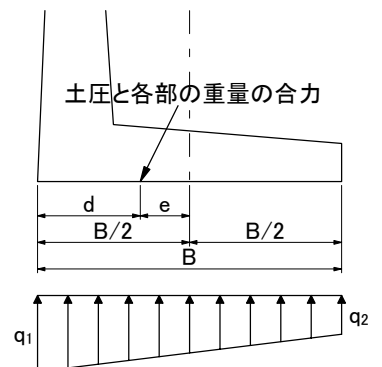
$$\begin{aligned} F_s &= \frac{W_1 \cdot \mu + P \cdot H_0}{\Sigma H} = \frac{52.740 \times 0.300 + 113.966 \times 0.240}{21.160} \\ &= 2.0403 > 1.5 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$



### 3. 地盤反力に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.555 = 0.245 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = \frac{73.320}{1.600} \times \left(1 \pm 6 \times \frac{0.245}{1.600}\right) \\ &= \begin{cases} q_1 = 87.9267 \text{ kN/m}^2 \\ q_2 = 3.7232 \text{ kN/m}^2 \end{cases} < 100.0 \text{ kN/m}^2 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$



## 5. 断面の計算

### 1. たて壁の計算

#### (1) たて壁下端

##### (a) 土圧の計算

・主働土圧

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 0.500 \times 16.000 \times 2.000^2 = 16.000 \text{ kN/m}$$

・主働土圧の水平成分

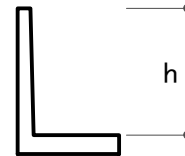
$$P_{h1} = P_{A1} \cdot \cos \delta_s = 16.000 \times 0.978 = 15.648 \text{ kN/m}$$

・表面載荷荷重

$$P_{A2} = K_A \cdot q \cdot h \\ = 0.500 \times (5.000 - 5.000) \times 2.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

・表面載荷荷重による土圧の水平成分

$$P_{h2} = P_{A2} \cdot \cos \delta_s = 0.000 \times 0.978 = 0.000 \text{ kN/m}$$



##### (b) 断面力の計算

・曲げモーメント

$$M = P_{h1} \cdot \frac{1}{3} \cdot h + P_{h2} \cdot \frac{1}{2} \cdot h = 15.648 \times \frac{1}{3} \times 2.000 + 0.000 \times \frac{1}{2} \times 2.000 = 10.432 \text{ kNm/m}$$

・せん断力

$$S = P_{h1} + P_{h2} = 15.648 + 0.000 = 15.648 \text{ kN/m}$$

##### (c) 応力度の計算

・使用鉄筋

鉄筋径 D13    鉄筋間隔 @300    鉄筋断面積( $A_s$ ) 4.223 cm<sup>2</sup>

・中立軸

$$x = \frac{15 \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{15 \cdot A_s}} \right) \\ = \frac{15 \times 4.223}{100} \times \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18.300}{15 \times 4.223}} \right) = 4.223 \text{ cm}$$

・断面の応力度

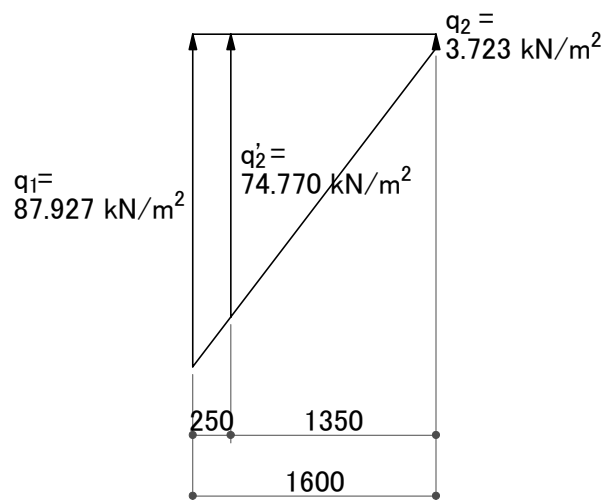
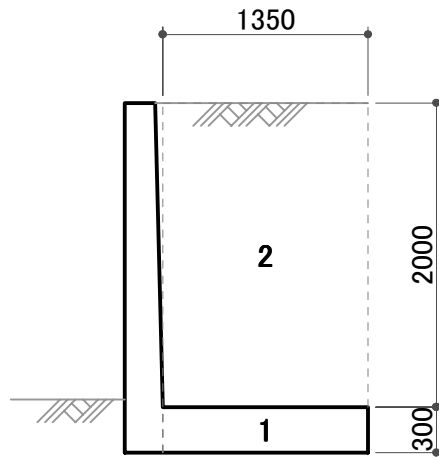
$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \times 10.432 \times 10^3}{100 \times 4.223 \times \left( 18.300 - \frac{4.223}{3} \right)} \\ = 2.9247 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7 \text{ N/mm}^2 \text{ **OK**}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} = 15 \times 2.925 \times \frac{18.300 - 4.223}{4.223} \\ = 146.2534 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2 \text{ **OK**}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{15.648 \times 10}{100 \times \left( 18.300 - \frac{4.223}{3} \right)} \\ = 0.0926 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.70 \text{ N/mm}^2 \text{ **OK**}$$

## 2. 底版の計算

### (a) 自重及び応力度



区 分	要素番号	断面積	単位重量	せん断	アームX	モーメント
		m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m	m	kNm/m
軀 体	1	0.405	24.000	9.720	0.675	6.561
背 面 土	2	2.700	16.000	43.200	0.675	29.160
表面載荷重				6.750	0.675	4.556
合 計				59.670		40.277



(b) 接地圧による断面力

・接地圧によるモーメント

$$M_q = \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot q_2 + q_2') \cdot L^2 = \frac{1}{6} \times (2 \times 3.723 + 74.770) \times 1.350^2 = 24.973 \text{ kNm/m}$$

・接地圧によるせん断

$$S_q = \frac{1}{2} \cdot (q_2' + q_2) \cdot L = \frac{1}{2} \times (74.770 + 3.723) \times 1.350 = 52.983 \text{ kN/m}$$

(c) 断面力合計

・曲げモーメント

$$M = \sum M_w - M_q = 40.277 - 24.973 = 15.304 \text{ kNm/m}$$

・せん断力

$$S = \sum S_w - S_q = 59.670 - 52.983 = 6.687 \text{ kN/m}$$

(d) 応力度の計算

・使用鉄筋

鉄筋径 D13 鉄筋間隔 @300 鉄筋断面積( $A_s$ ) 4.223 cm<sup>2</sup>

・中立軸

$$x = \frac{15 \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{15 \cdot A_s}} \right)$$
$$= \frac{15 \times 4.223}{100} \times \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 23.300}{15 \times 4.223}} \right) = 4.836 \text{ cm}$$

・断面の応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \times 15.304 \times 10^3}{100 \times 4.836 \times \left( 23.300 - \frac{4.836}{3} \right)}$$
$$= 2.9182 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} = 15 \times 2.918 \times \frac{23.300 - 4.836}{4.836}$$
$$= 167.1152 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{6.687 \times 10}{100 \times \left( 23.300 - \frac{4.836}{3} \right)}$$
$$= 0.0308 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.70 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

### 3. 突起の計算

#### (a) 断面力の計算

・せん断力

$$S = W_1 \cdot \mu + P \cdot H_0 = 52.740 \times 0.300 + 113.966 \times 0.240 \\ = 43.174 \text{ kN/m}$$

・曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{1}{3} \cdot H_0 = 43.174 \times \frac{1}{3} \times 0.240 = 3.454 \text{ kNm/m}$$

#### (d) 応力度の計算

・使用鉄筋

鉄筋径 D13    鉄筋間隔 @300    鉄筋断面積( $A_s$ ) 4.223 cm<sup>2</sup>

・中立軸

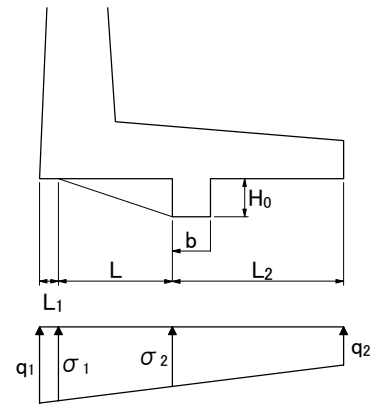
$$x = \frac{15 \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{15 \cdot A_s}} \right) \\ = \frac{15 \times 4.223}{100} \times \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18.300}{15 \times 4.223}} \right) = 4.223 \text{ cm}$$

・断面の応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \times 3.454 \times 10^3}{100 \times 4.223 \times \left( 18.300 - \frac{4.223}{3} \right)} \\ = 0.9683 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} = 15 \times 0.968 \times \frac{18.300 - 4.223}{4.223} \\ = 48.4011 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{43.174 \times 10}{100 \times \left( 18.300 - \frac{4.223}{3} \right)} \\ = 0.2555 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.70 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$



## 6. 配筋断面形状(参考图)

縮尺 1:25

