

# 5 資料編

---



## 第18章 擁壁の標準断面図

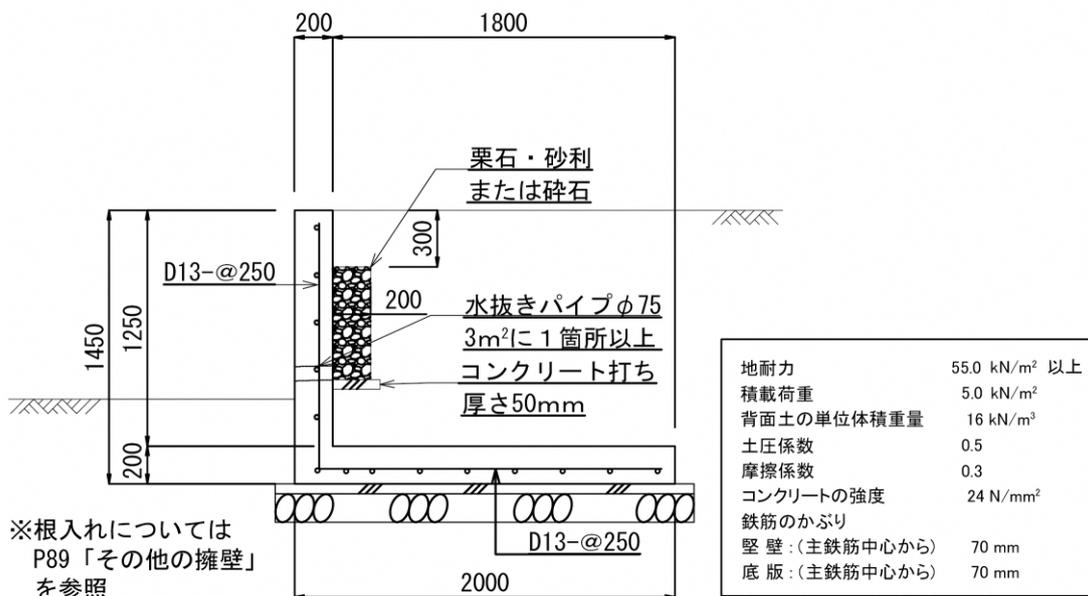
### 18.1 鉄筋コンクリート造擁壁の標準断面図

以下の標準断面図を使用する場合は、構造計算を不要とする。

L型 H=1.45m

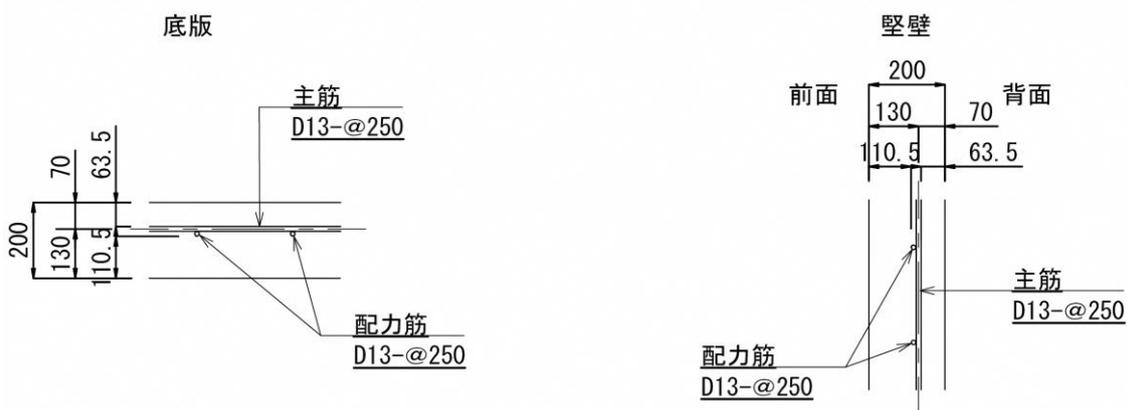
#### 標準断面図

S=1:40



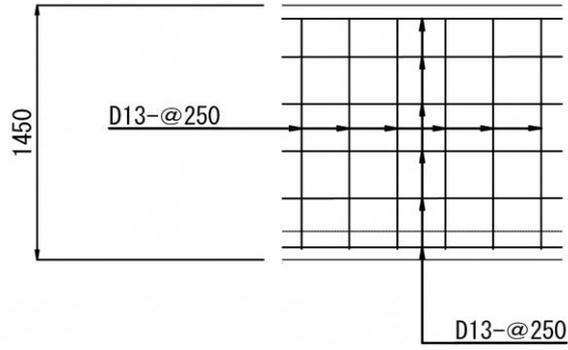
#### かぶり詳細図

S=1:20



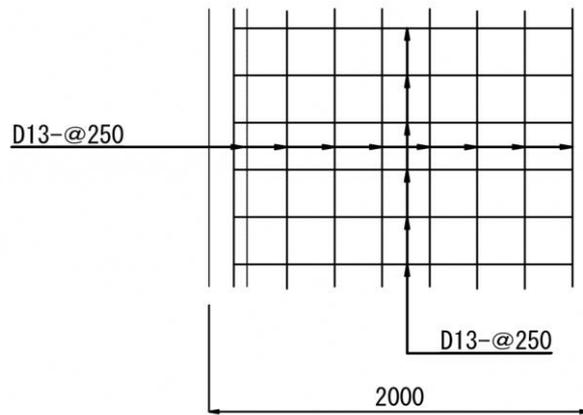
### 堅壁配筋図

S=1:40



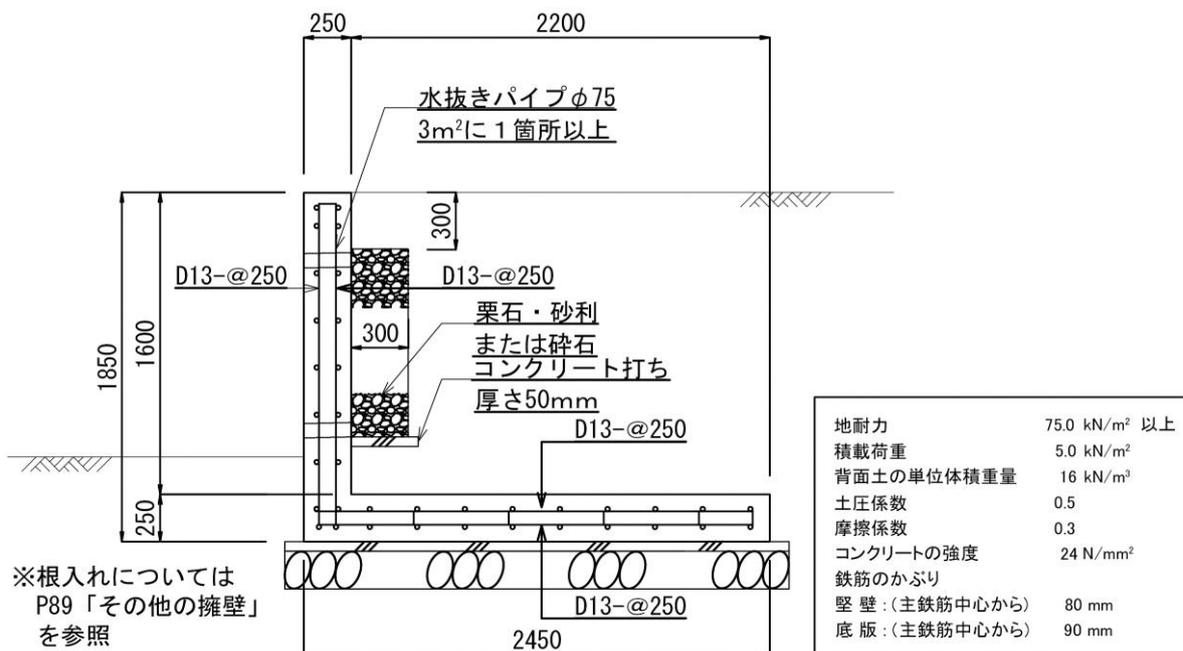
### 底板配筋図

S=1:40



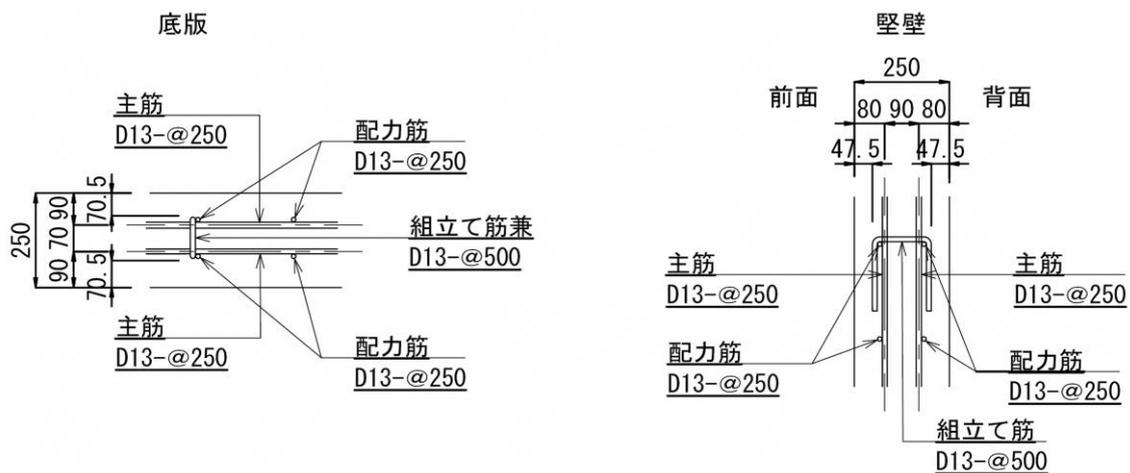
### 標準断面図

S=1:40



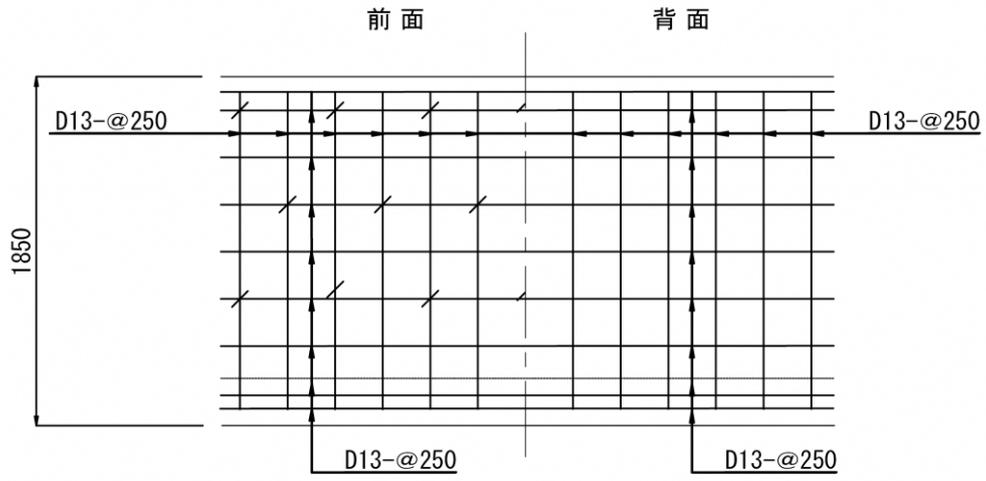
### かぶり詳細図

S=1:20



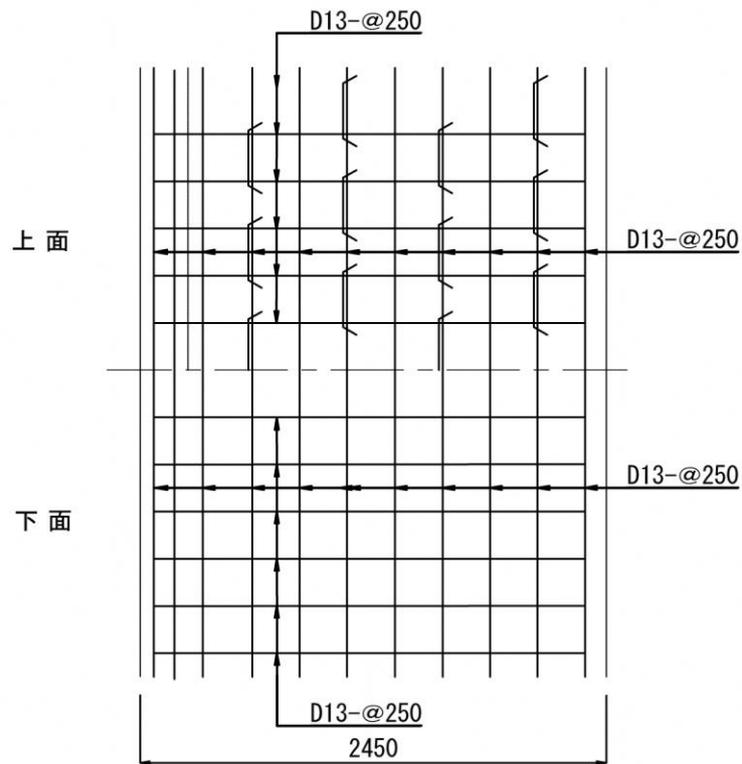
### 堅壁配筋図

S=1:40



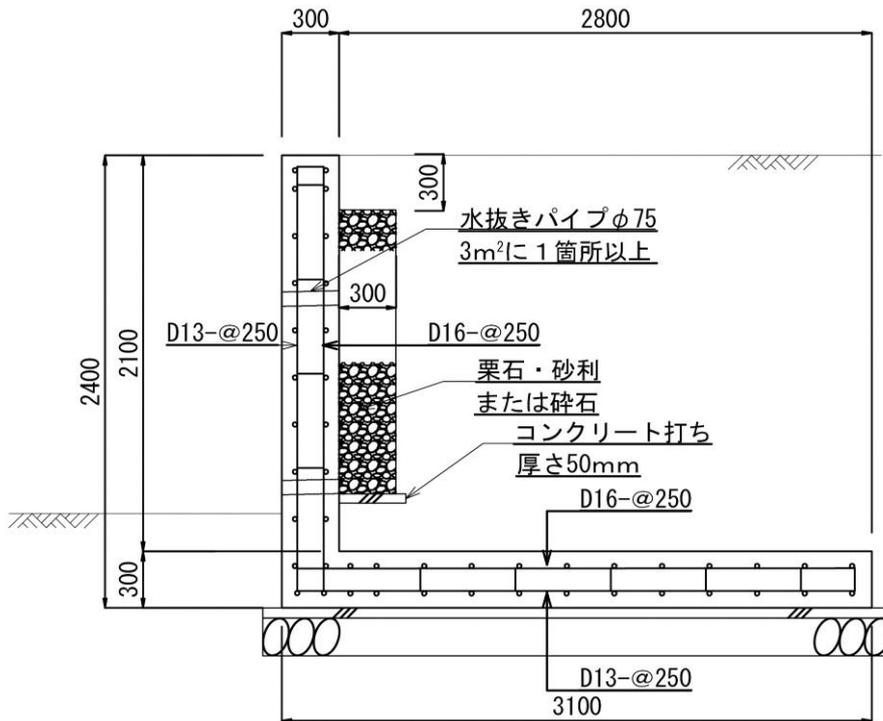
### 底版配筋図

S=1:40



### 標準断面図

S=1:40

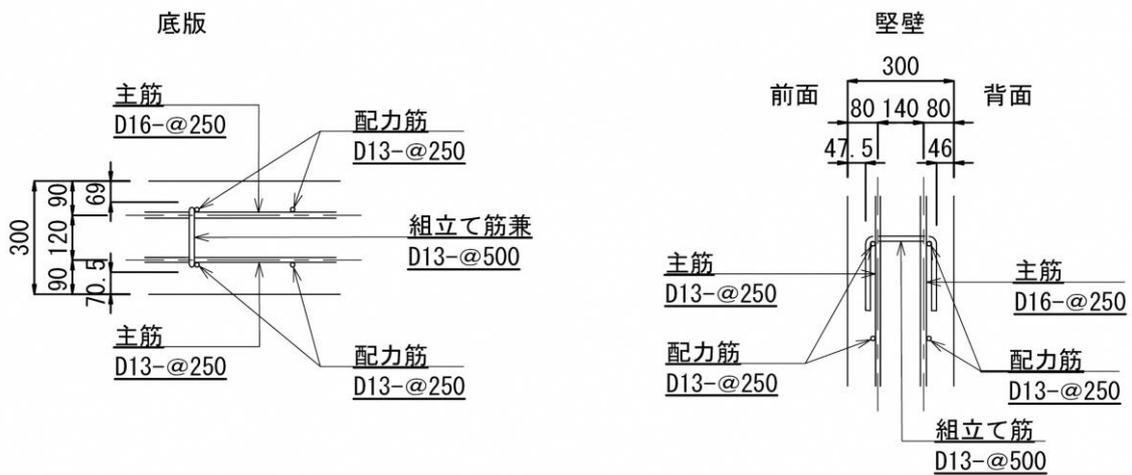


地耐力	90.0 kN/m <sup>2</sup> 以上
積載荷重	5.0 kN/m <sup>2</sup>
背面土の単位体積重量	16 kN/m <sup>3</sup>
土圧係数	0.5
摩擦係数	0.3
コンクリートの強度	24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋のかぶり	
壁：(主鉄筋中心から)	80 mm
底板：(主鉄筋中心から)	90 mm

※根入れについては  
P89「その他の擁壁」  
を参照

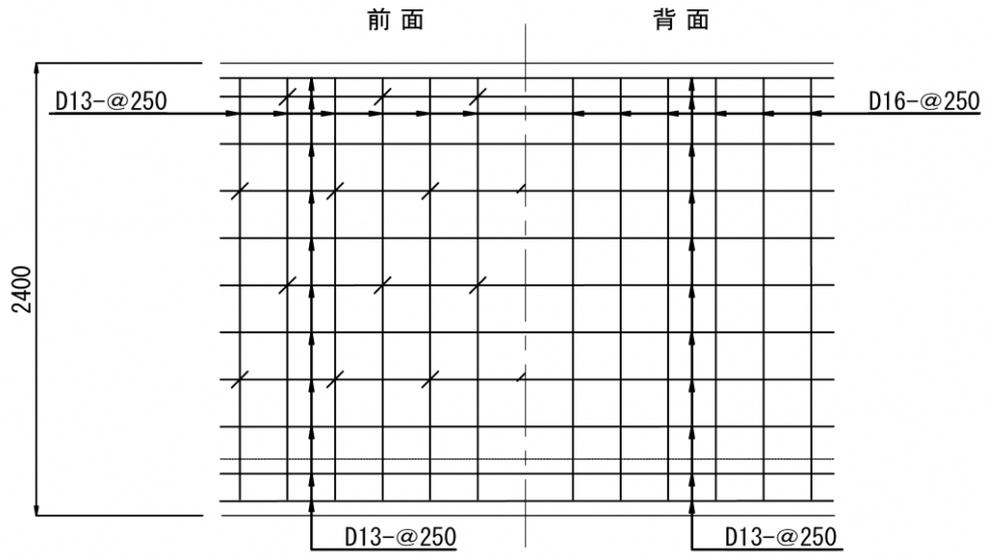
### かぶり詳細図

S=1:20



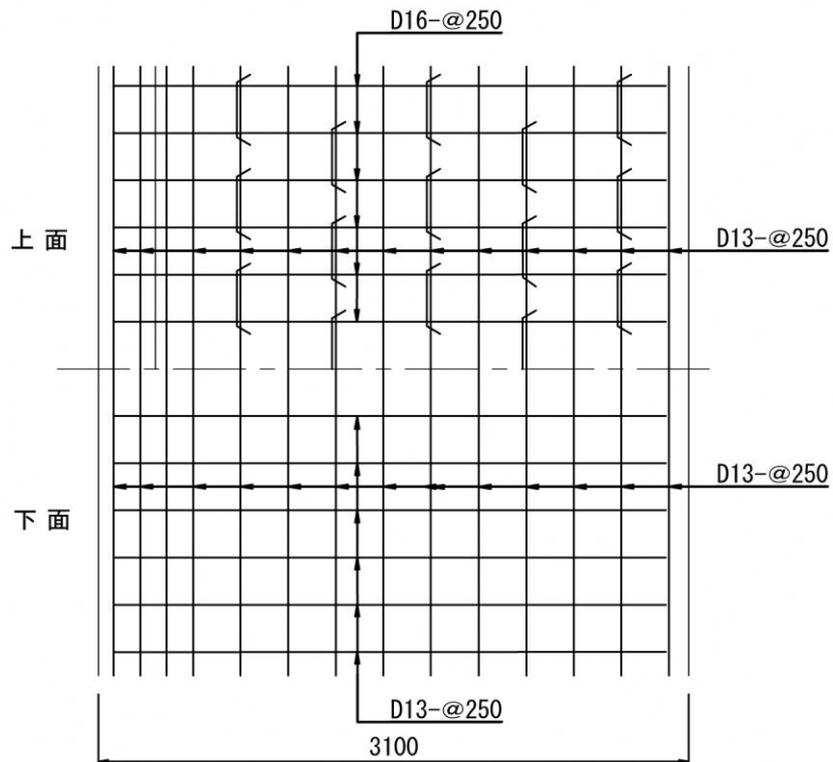
### 堅壁配筋図

S=1:40



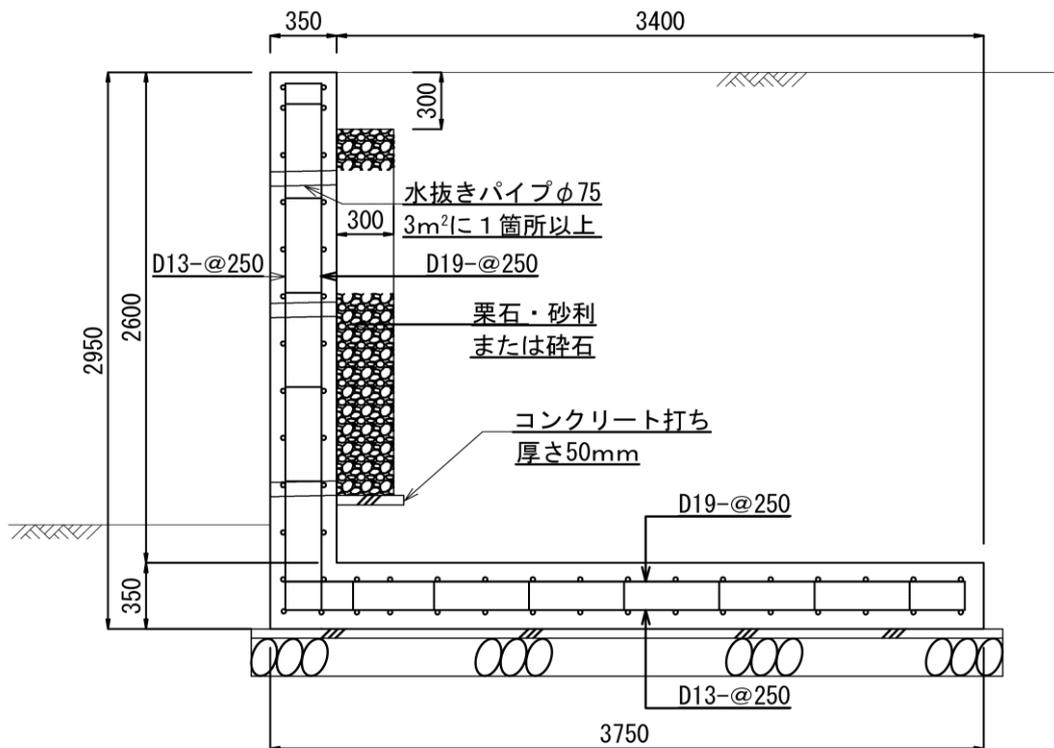
### 底版配筋図

S=1:40



### 標準断面図

S=1:40

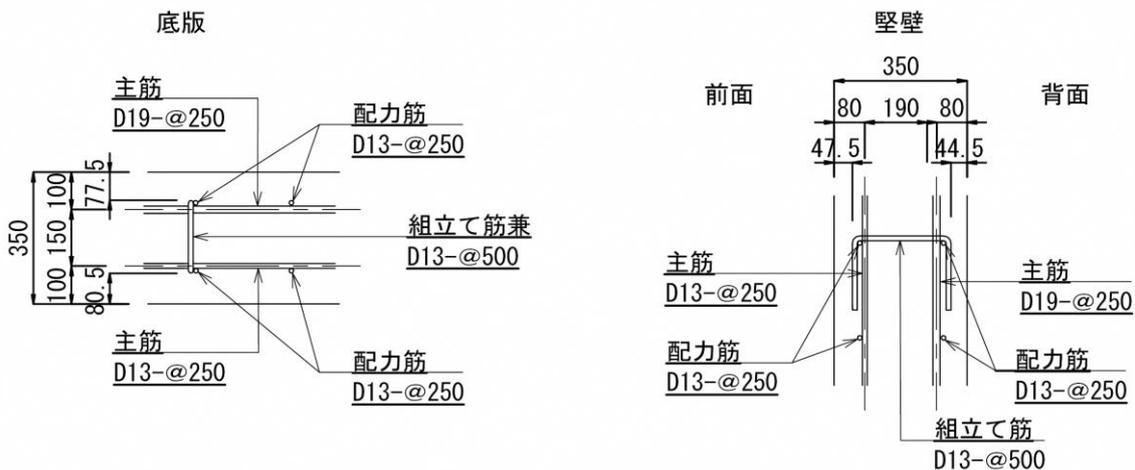


地耐力	110.0 kN/m <sup>2</sup> 以上
積載荷重	5.0 kN/m <sup>2</sup>
背面土の単位体積重量	16 kN/m <sup>3</sup>
土圧係数	0.5
摩擦係数	0.3
コンクリートの強度	24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋のかぶり	
堅壁:(主鉄筋中心から)	80 mm
底板:(主鉄筋中心から)	100 mm

※根入れについては  
P89「その他の擁壁」  
を参照

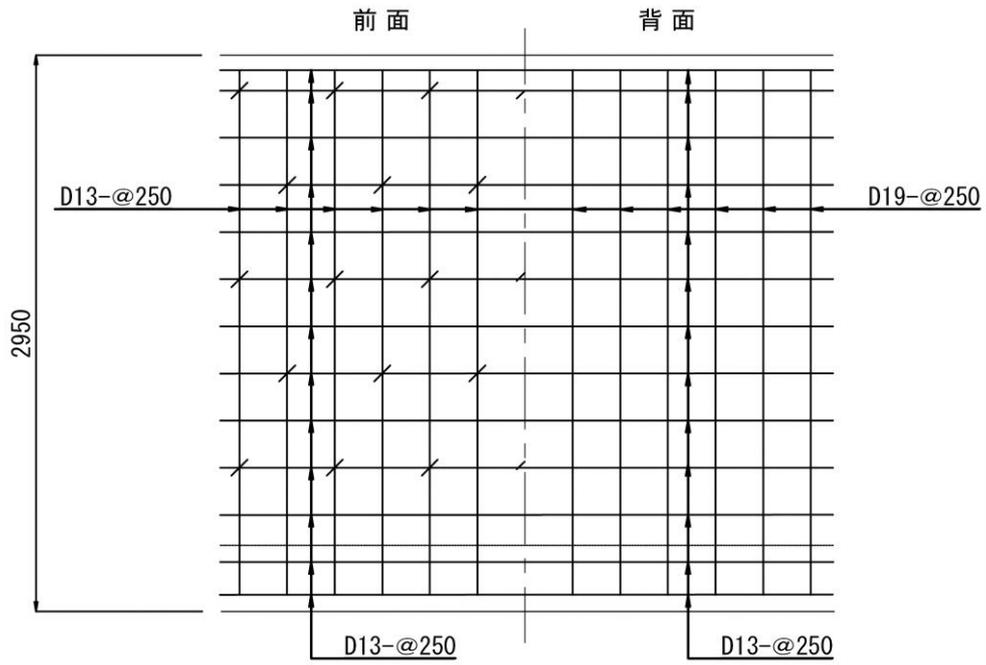
### かぶり詳細図

S=1:20



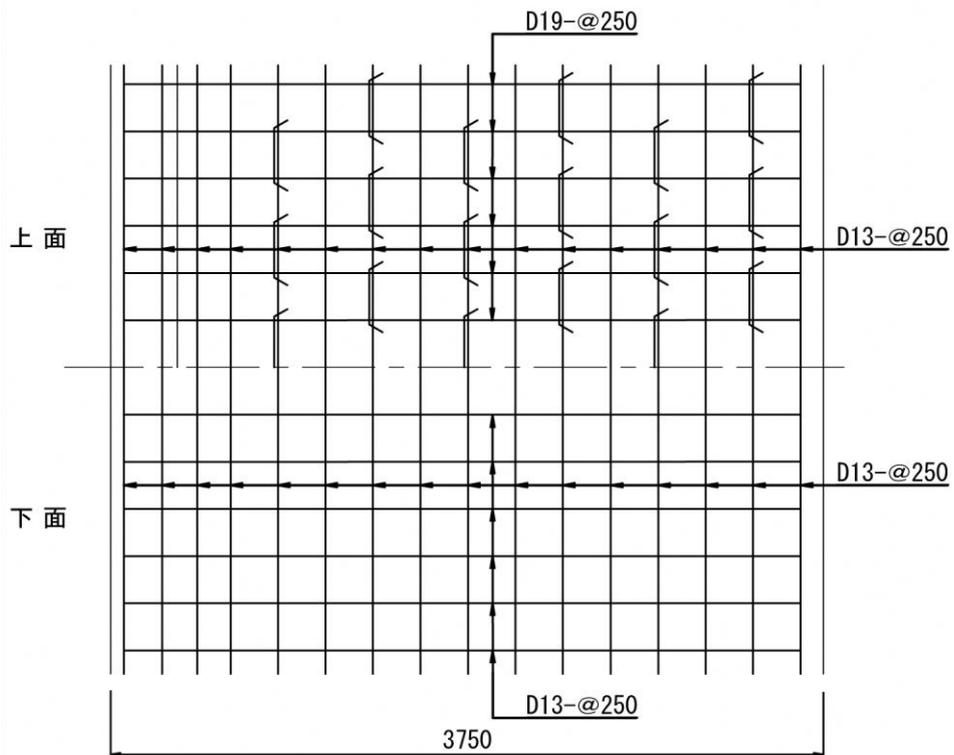
### 堅壁配筋図

S=1:40



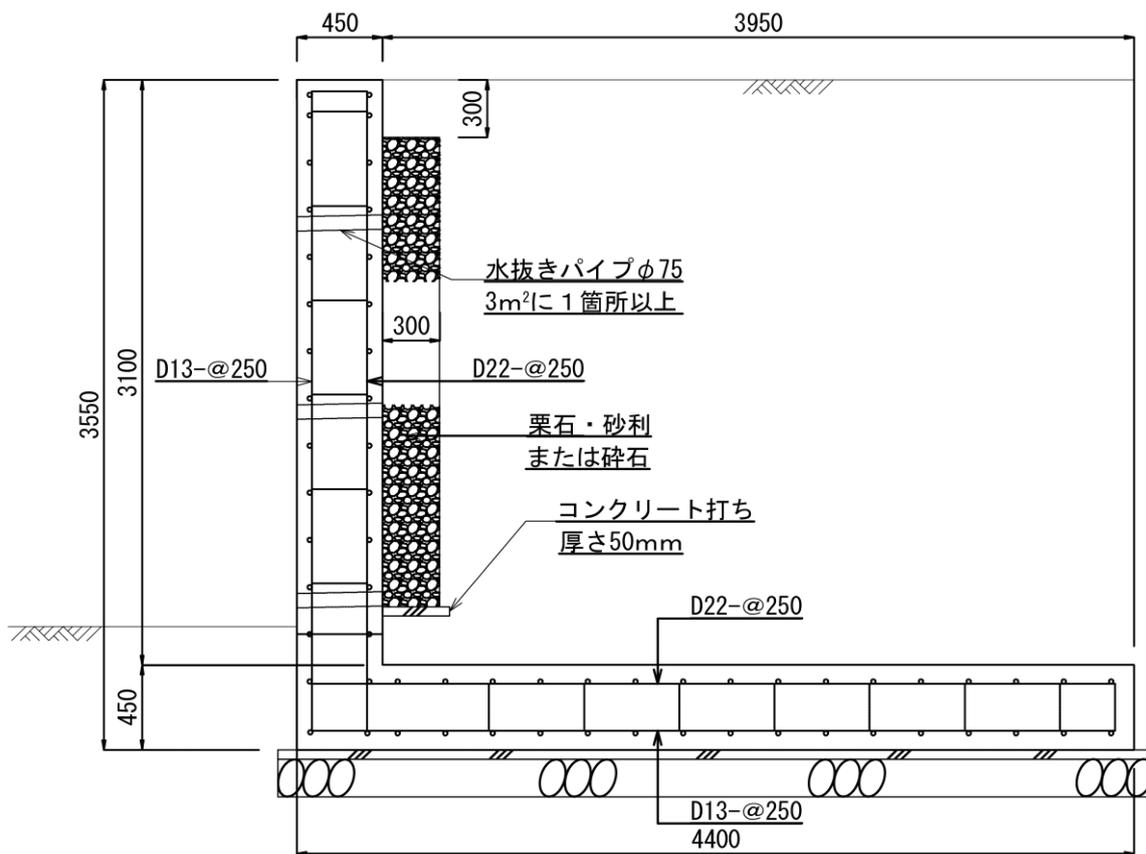
### 底板配筋図

S=1:40



### 標準断面図

S=1:40



地耐力	125.0 kN/m <sup>2</sup> 以上
積載荷重	5.0 kN/m <sup>2</sup>
背面土の単位体積重量	16 kN/m <sup>3</sup>
土圧係数	0.5
摩擦係数	0.3
コンクリートの強度	24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋のかぶり	
堅壁:(主鉄筋中心から)	80 mm
底板:(主鉄筋中心から)	100 mm

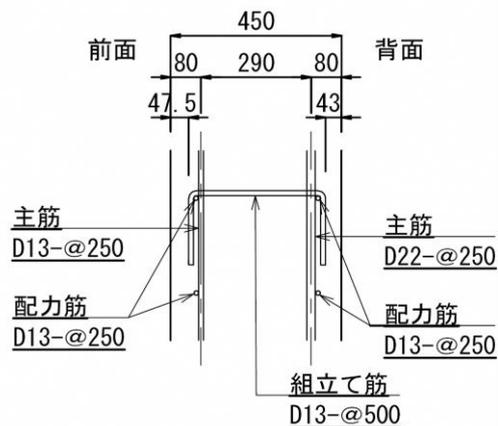
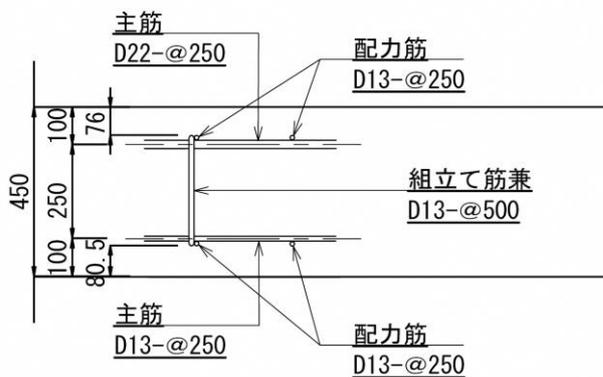
※根入れについては  
P89「その他の擁壁」  
を参照

### かぶり詳細図

S=1:20

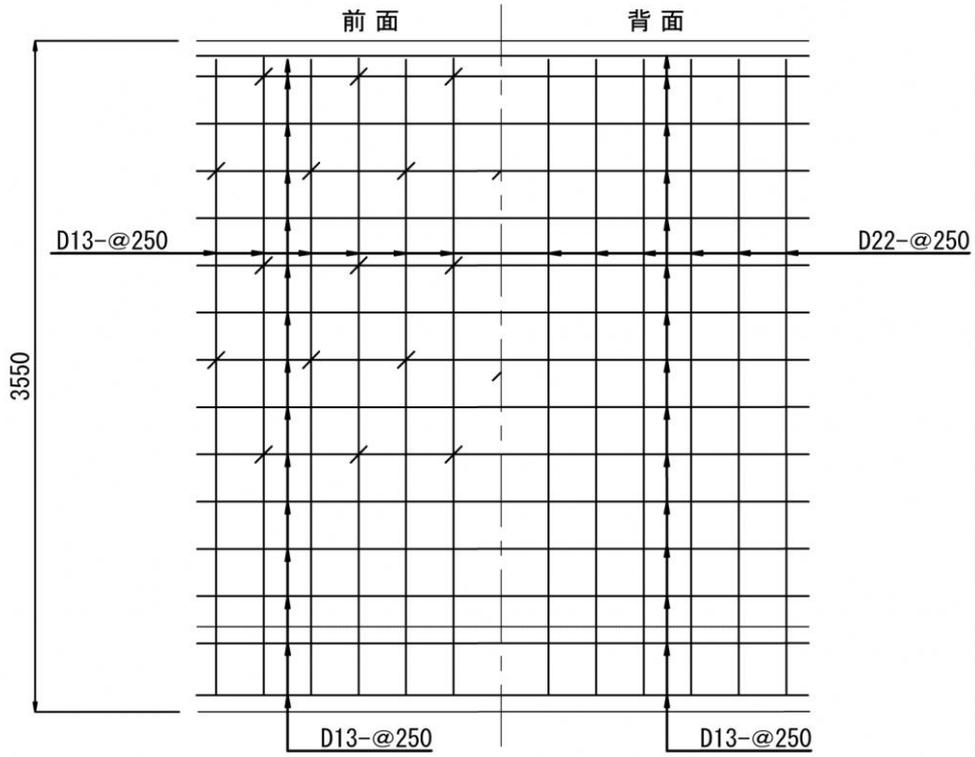
底板

堅壁



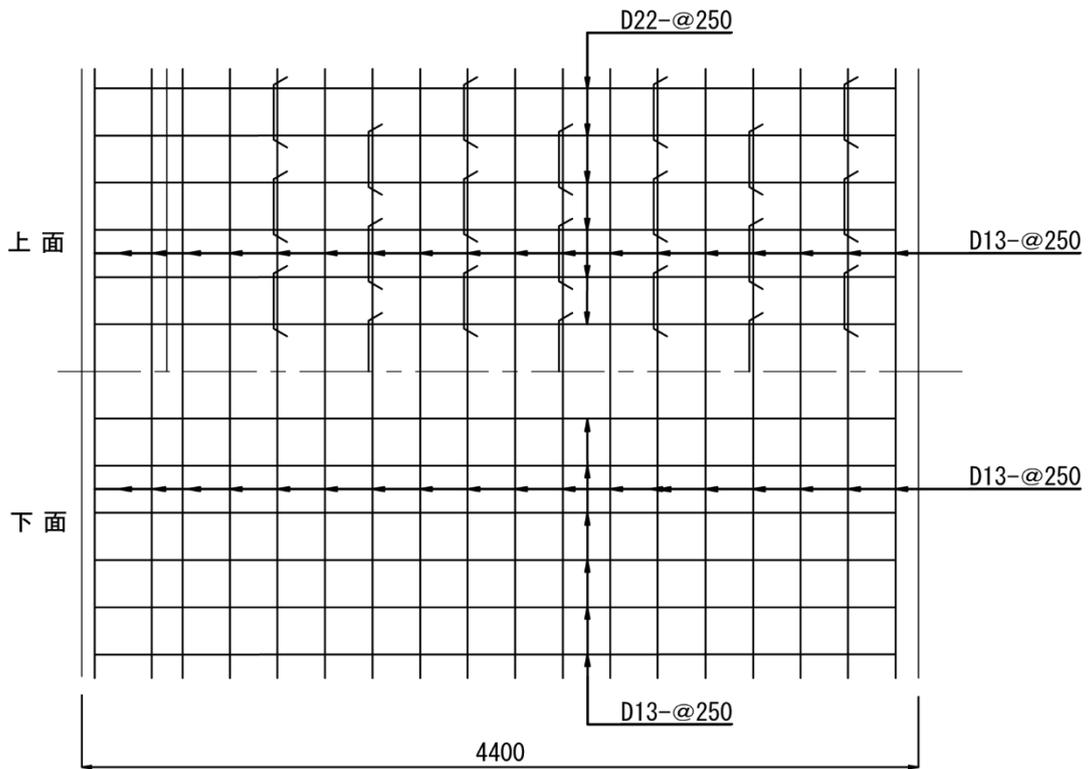
# 堅壁配筋図

S=1:40



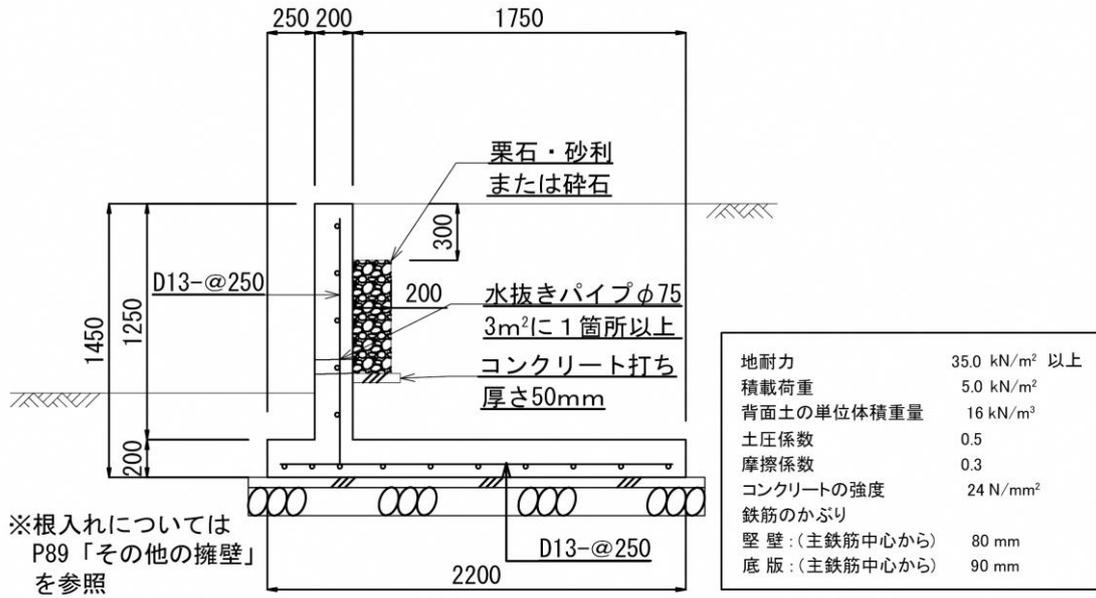
# 底版配筋図

S=1:40



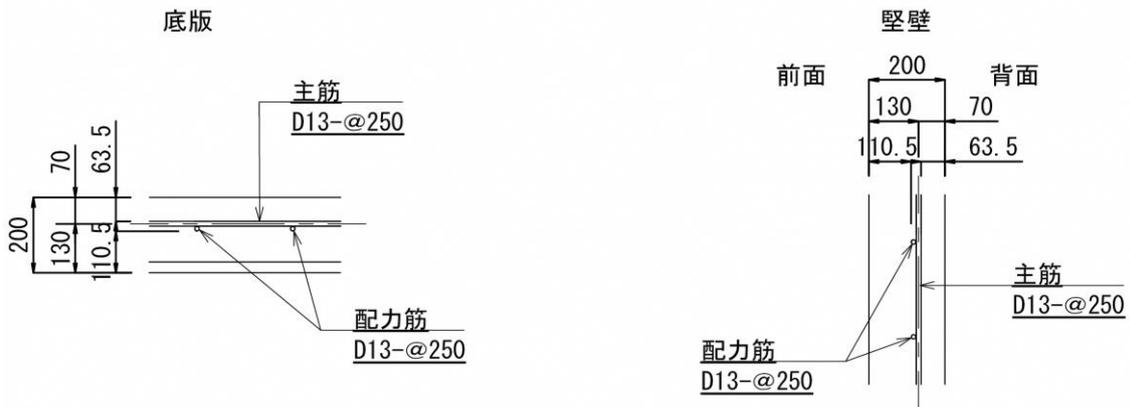
### 標準断面図

S=1:40



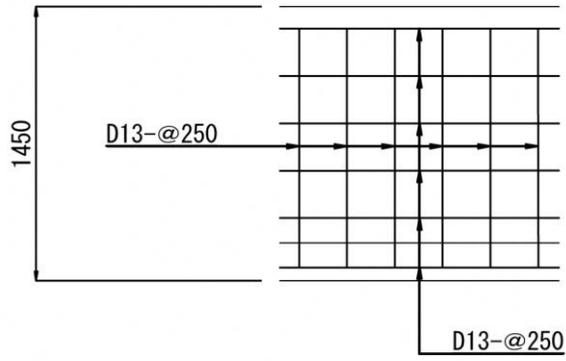
### かぶり詳細図

S=1:20



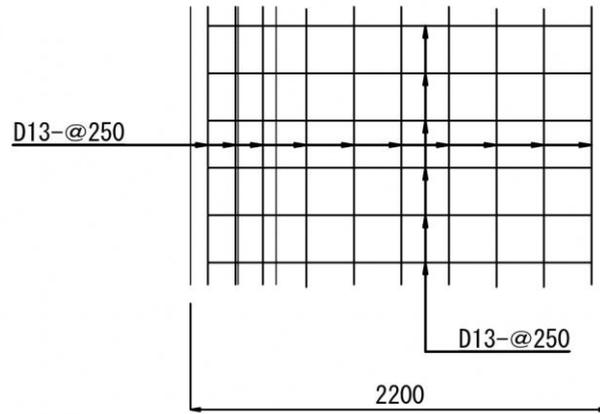
### 竖壁配筋图

S=1:40



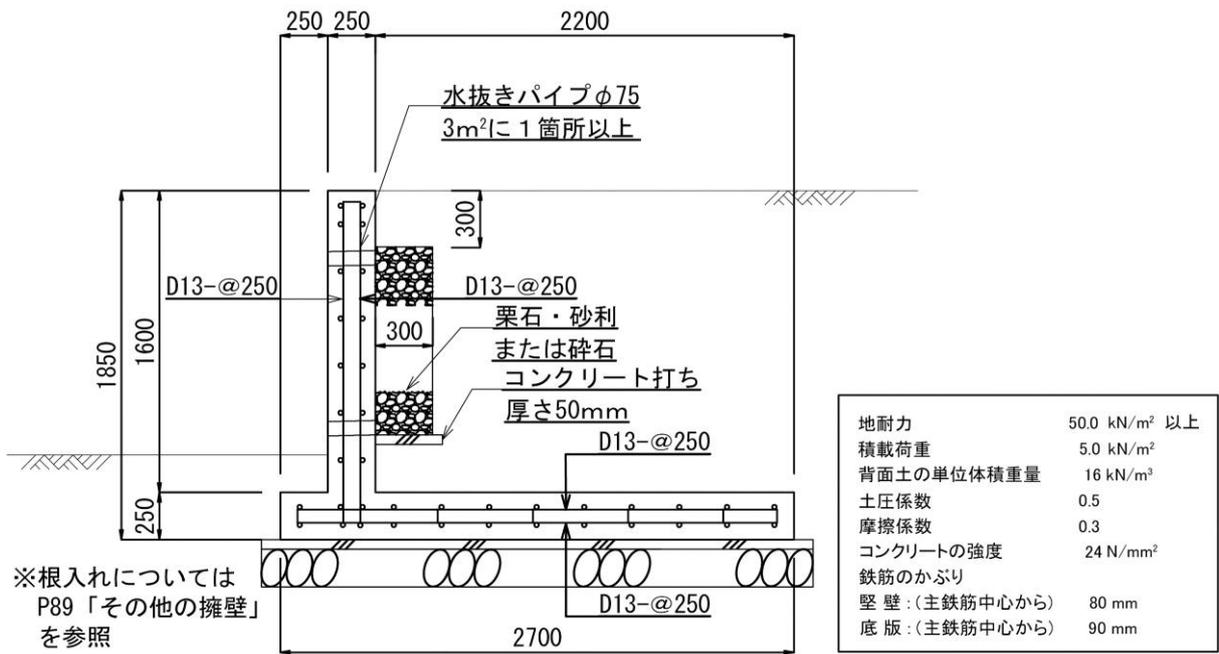
### 底板配筋图

S=1:40



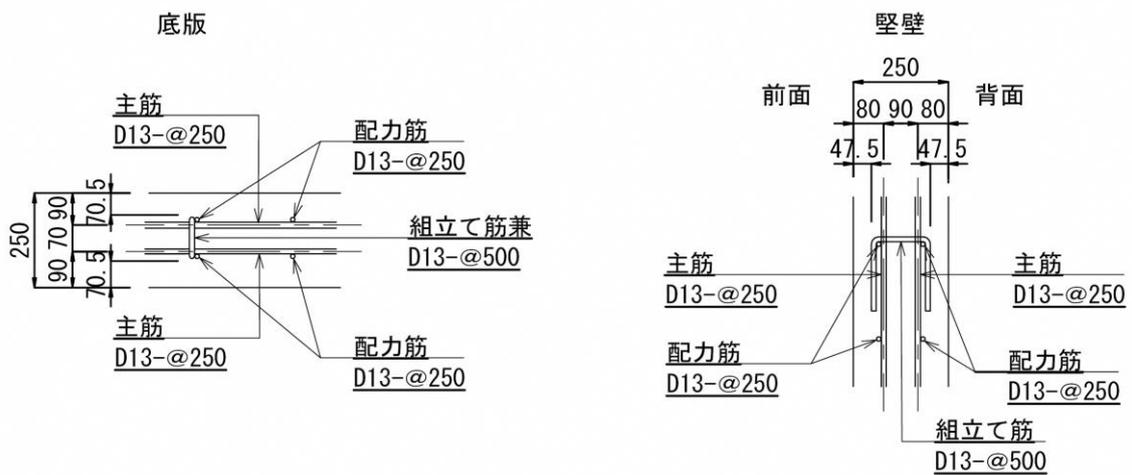
### 標準断面図

S=1:40



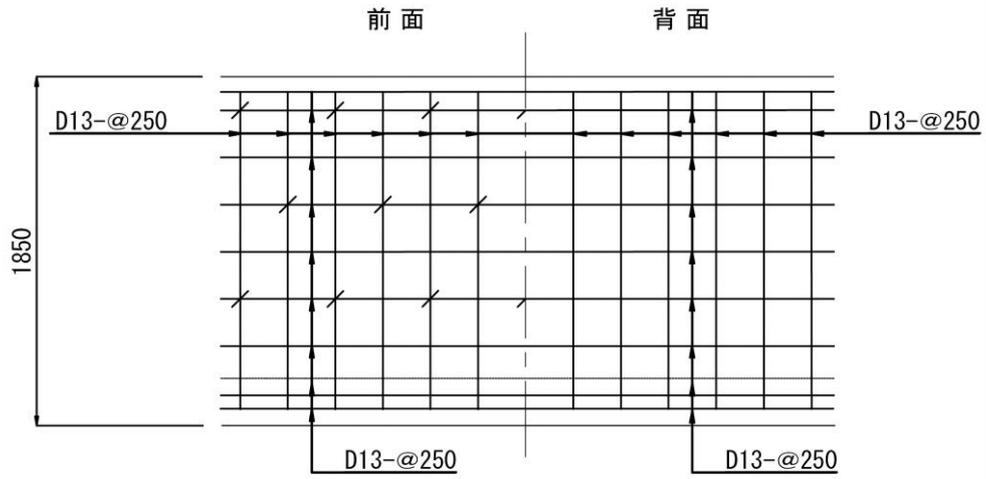
### かぶり詳細図

S=1:20



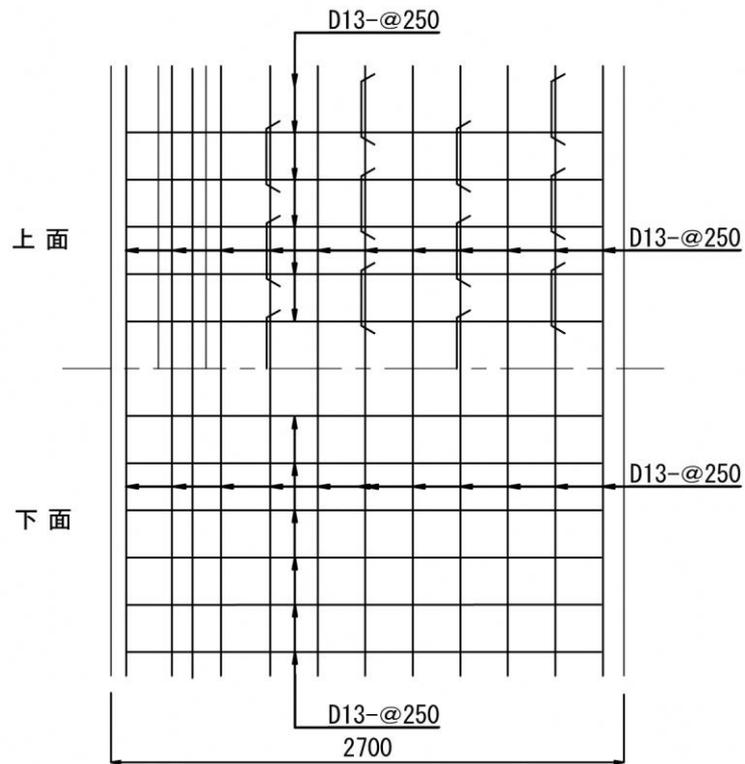
### 堅壁配筋図

S=1:40



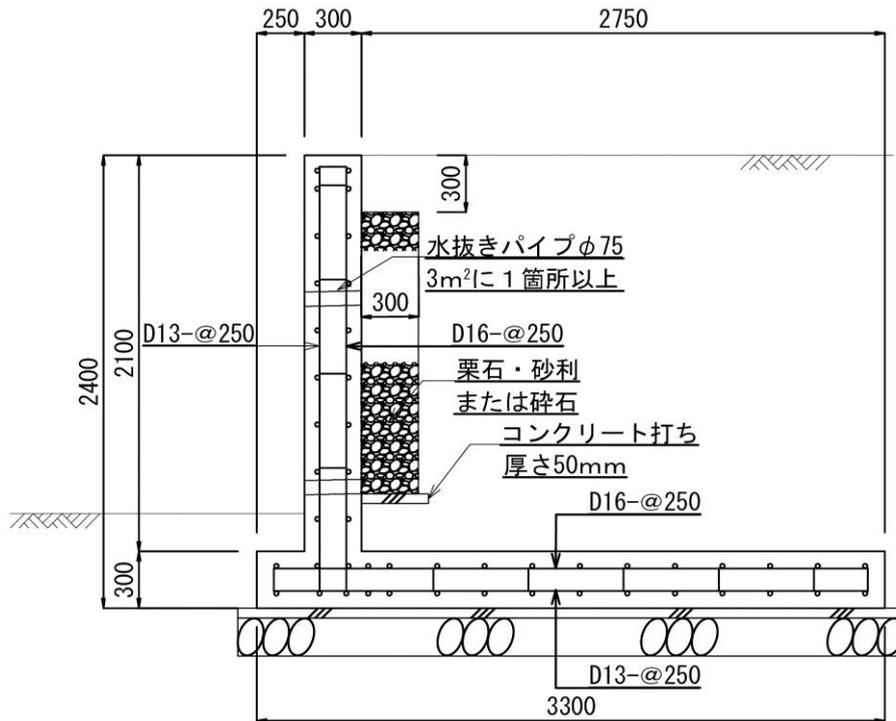
### 底版配筋図

S=1:40



### 標準断面図

S=1:40

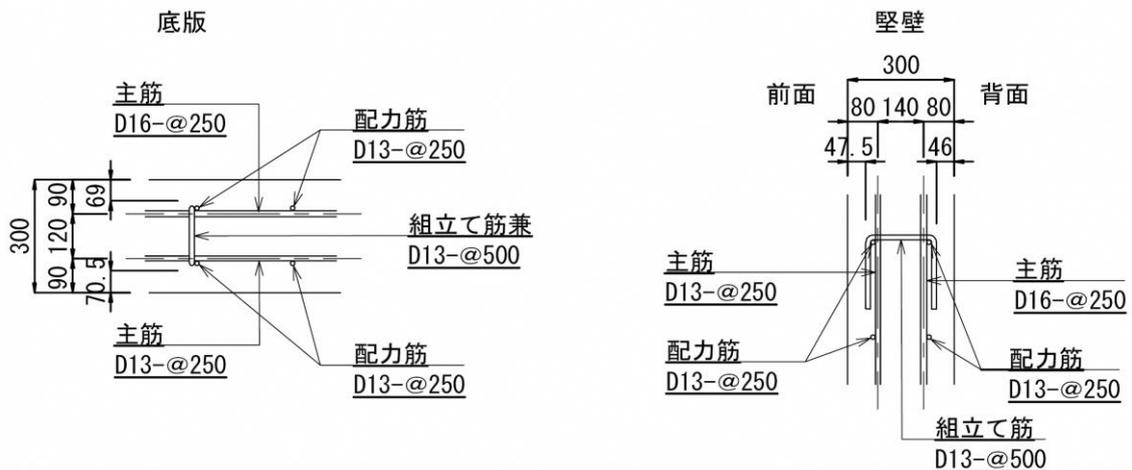


地耐力	65.0 kN/m <sup>2</sup> 以上
積載荷重	5.0 kN/m <sup>2</sup>
背面土の単位体積重量	16 kN/m <sup>3</sup>
土圧係数	0.5
摩擦係数	0.3
コンクリートの強度	24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋のかぶり	
壁 壁 : (主鉄筋中心から)	80 mm
底 版 : (主鉄筋中心から)	90 mm

※根入れについては  
P89「その他の擁壁」  
を参照

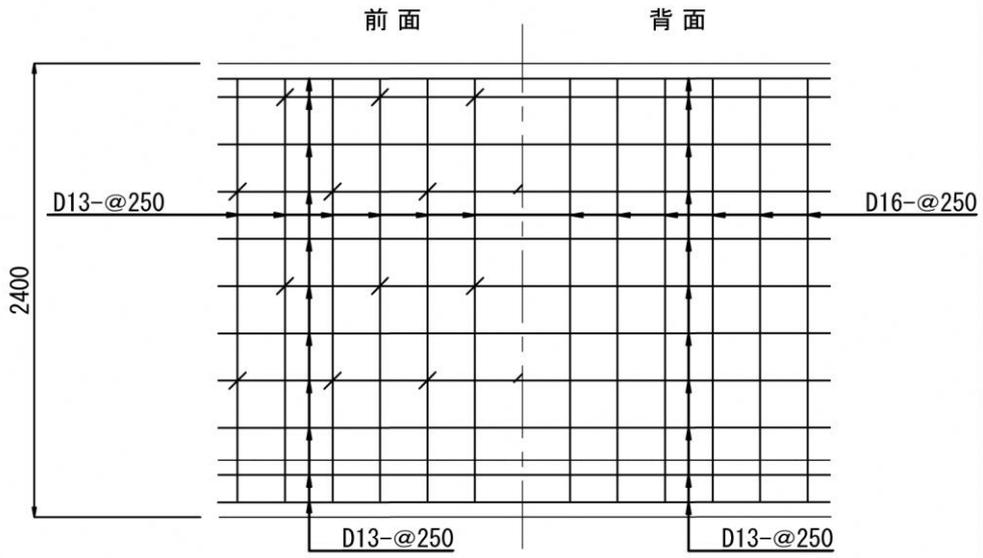
### かぶり詳細図

S=1:20



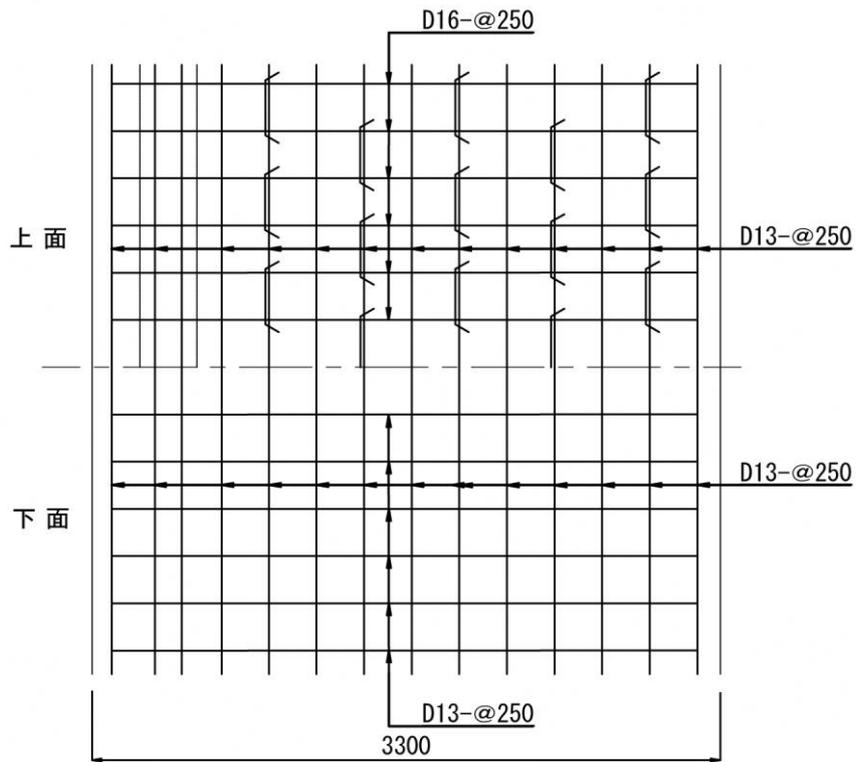
### 堅壁配筋図

S=1:40



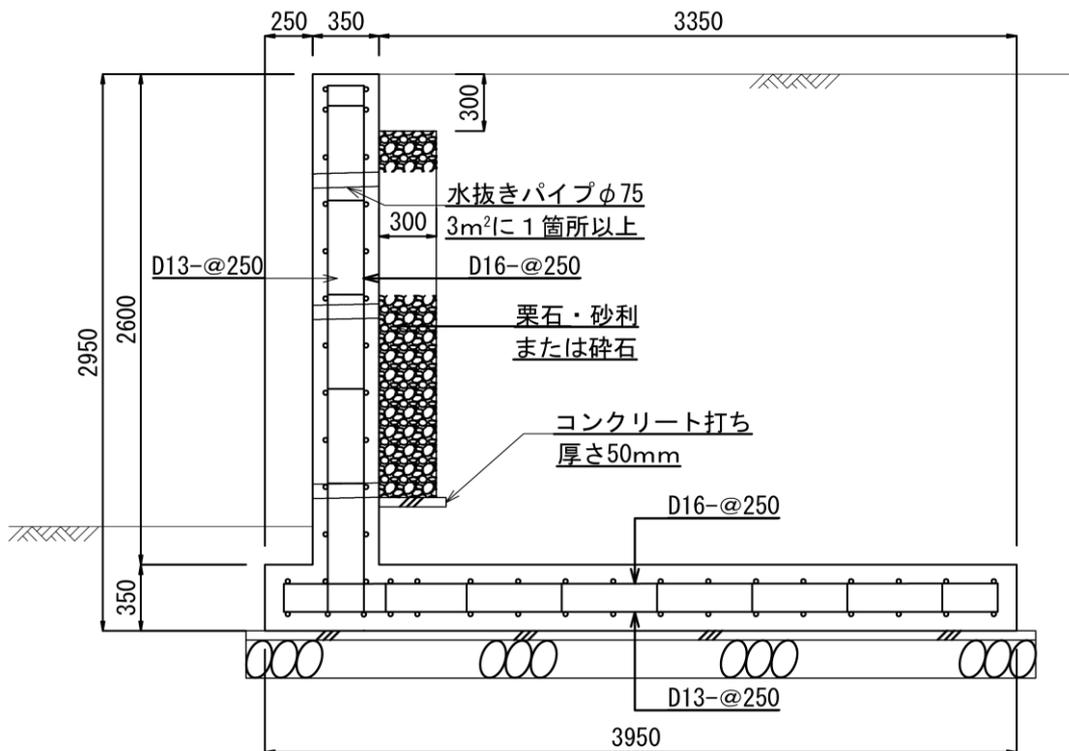
### 底版配筋図

S=1:40



### 標準断面図

S=1:40

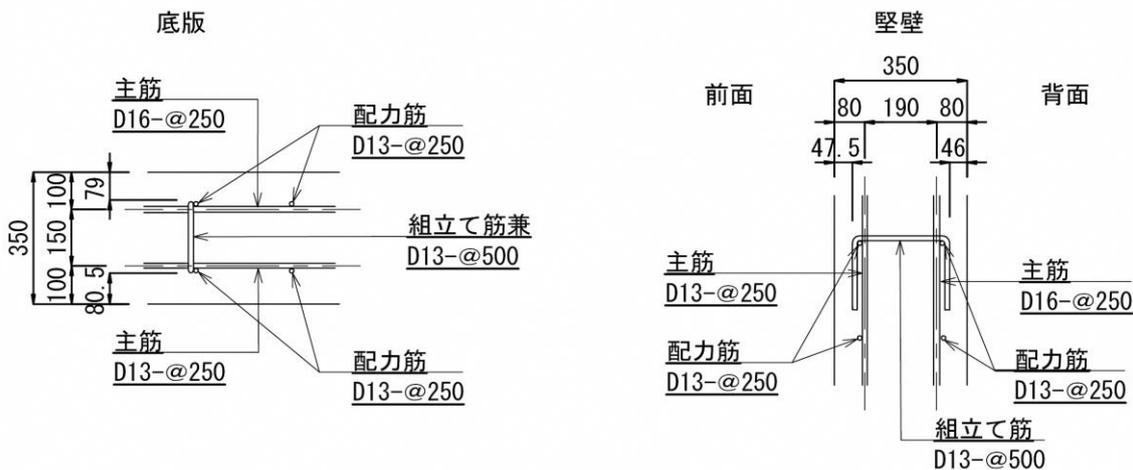


地耐力	85.0 kN/m <sup>2</sup> 以上
積載荷重	5.0 kN/m <sup>2</sup>
背面土の単位体積重量	16 kN/m <sup>3</sup>
土圧係数	0.5
摩擦係数	0.3
コンクリートの強度	24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋のかぶり	
壁：(主鉄筋中心から)	80 mm
底板：(主鉄筋中心から)	100 mm

※根入れについては  
P89「その他の擁壁」  
を参照

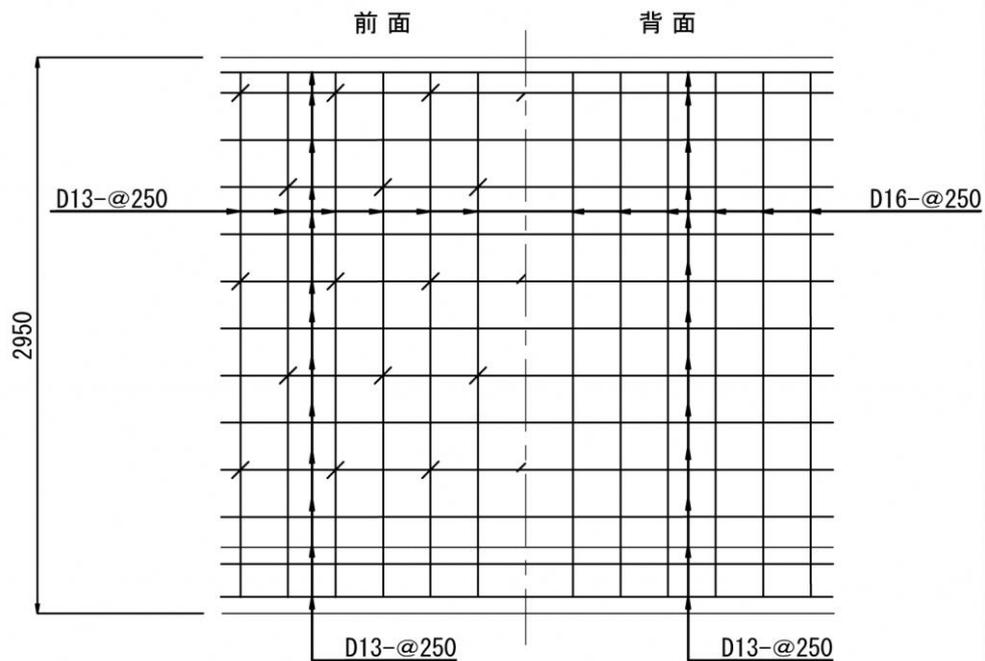
### かぶり詳細図

S=1:20



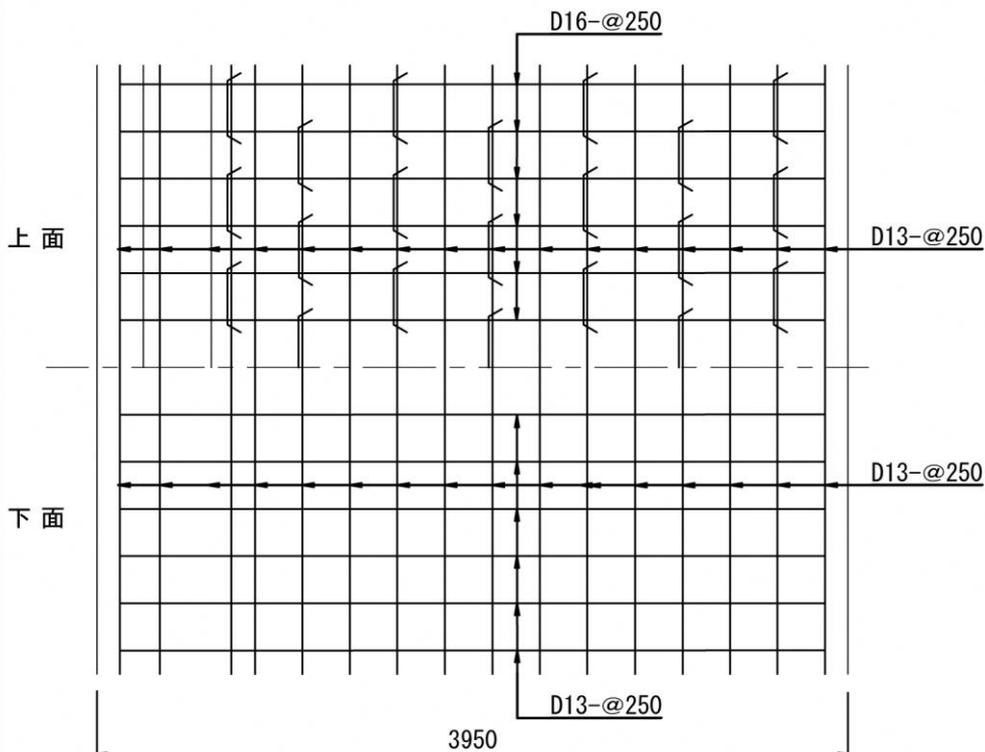
### 豎壁配筋圖

S=1:40



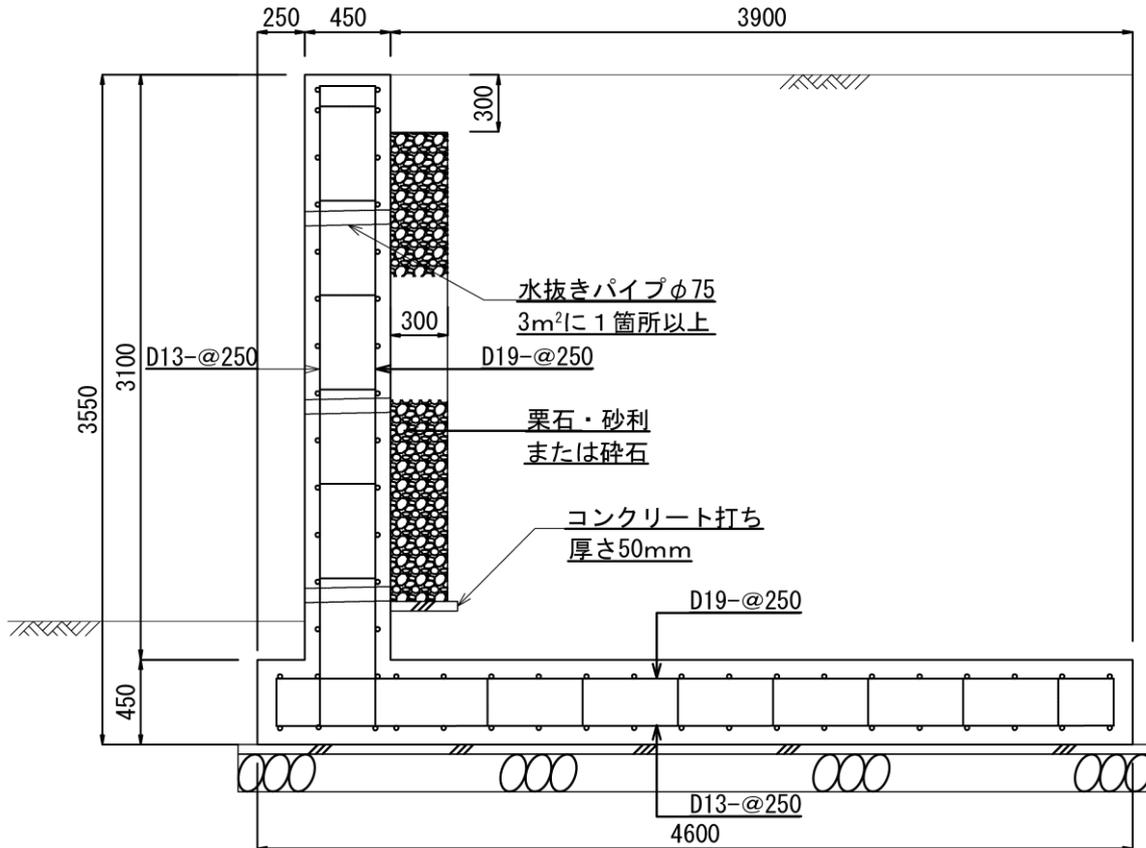
### 底板配筋圖

S=1:40



### 標準断面図

S=1:40

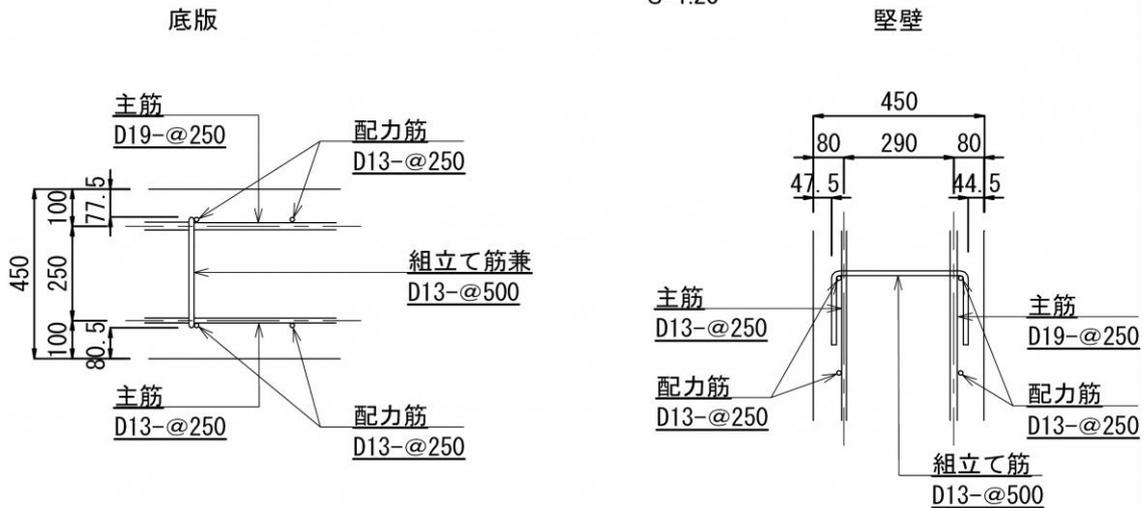


地耐力	100.0 kN/m <sup>2</sup> 以上
積載荷重	5.0 kN/m <sup>2</sup>
背面土の単位体積重量	16 kN/m <sup>3</sup>
土圧係数	0.5
摩擦係数	0.3
コンクリートの強度	24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋のかぶり	
堅壁：(主鉄筋中心から)	80 mm
底板：(主鉄筋中心から)	100 mm

※根入れについては  
P89「その他の擁壁」  
を参照

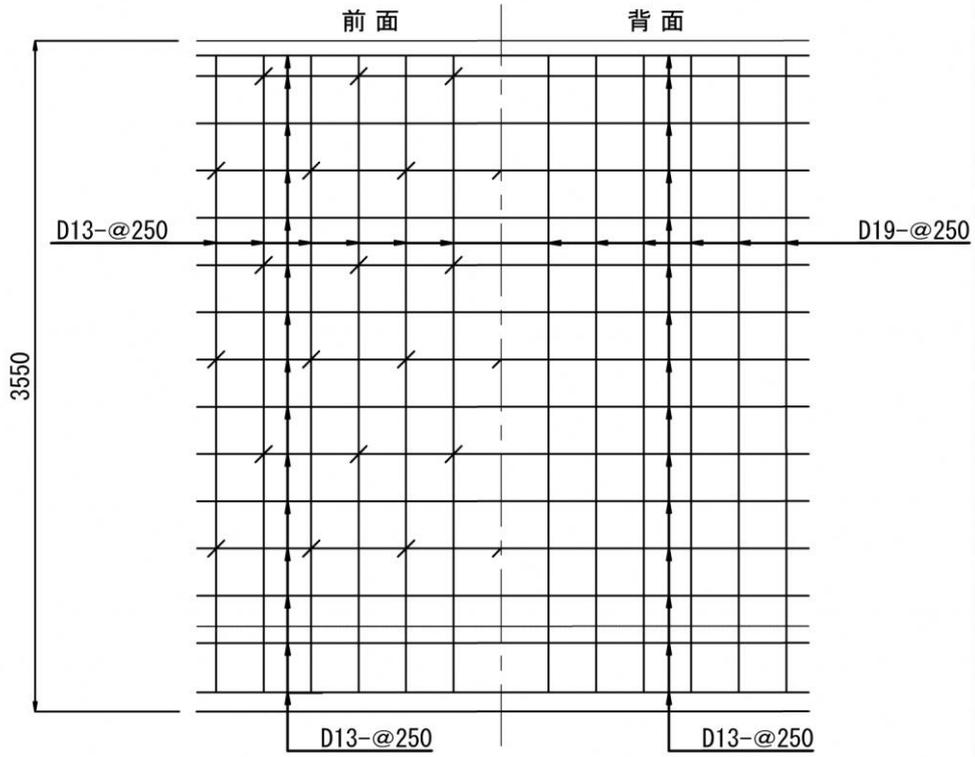
### かぶり詳細図

S=1:20



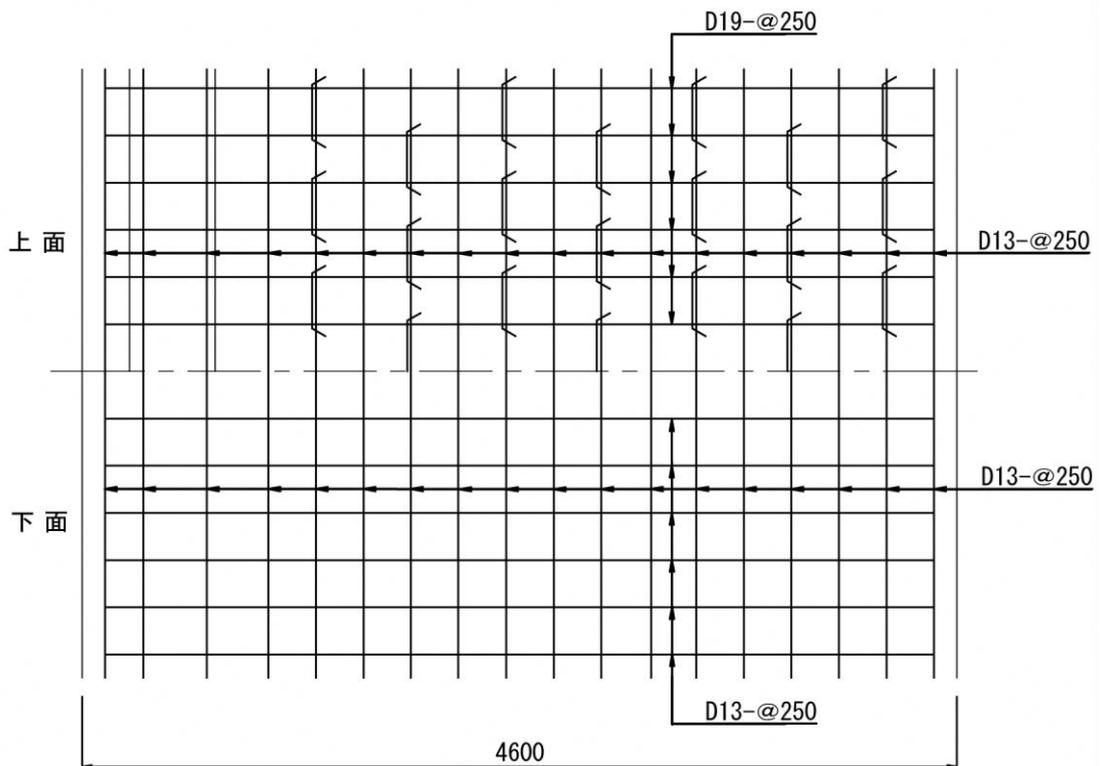
### 堅壁配筋図

S=1:40



### 底板配筋図

S=1:40



## 18.2 参考 鉄筋コンクリート造擁壁の標準断面図の構造計算書

L型 H=1.45m

### 1. 設計条件

#### (1) 擁壁の形式および高さ

形式 : L型擁壁  
全高さ : H=1.45 m

#### (2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

#### (3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
 単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
 壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
 壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
 地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

#### (4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

#### (5) 基礎地盤

土の種類 : 関東ローム  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 許容地耐力 :  $55.0 \text{ kN/m}^2$   
 底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3$  土の種類に準ずる

#### (6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

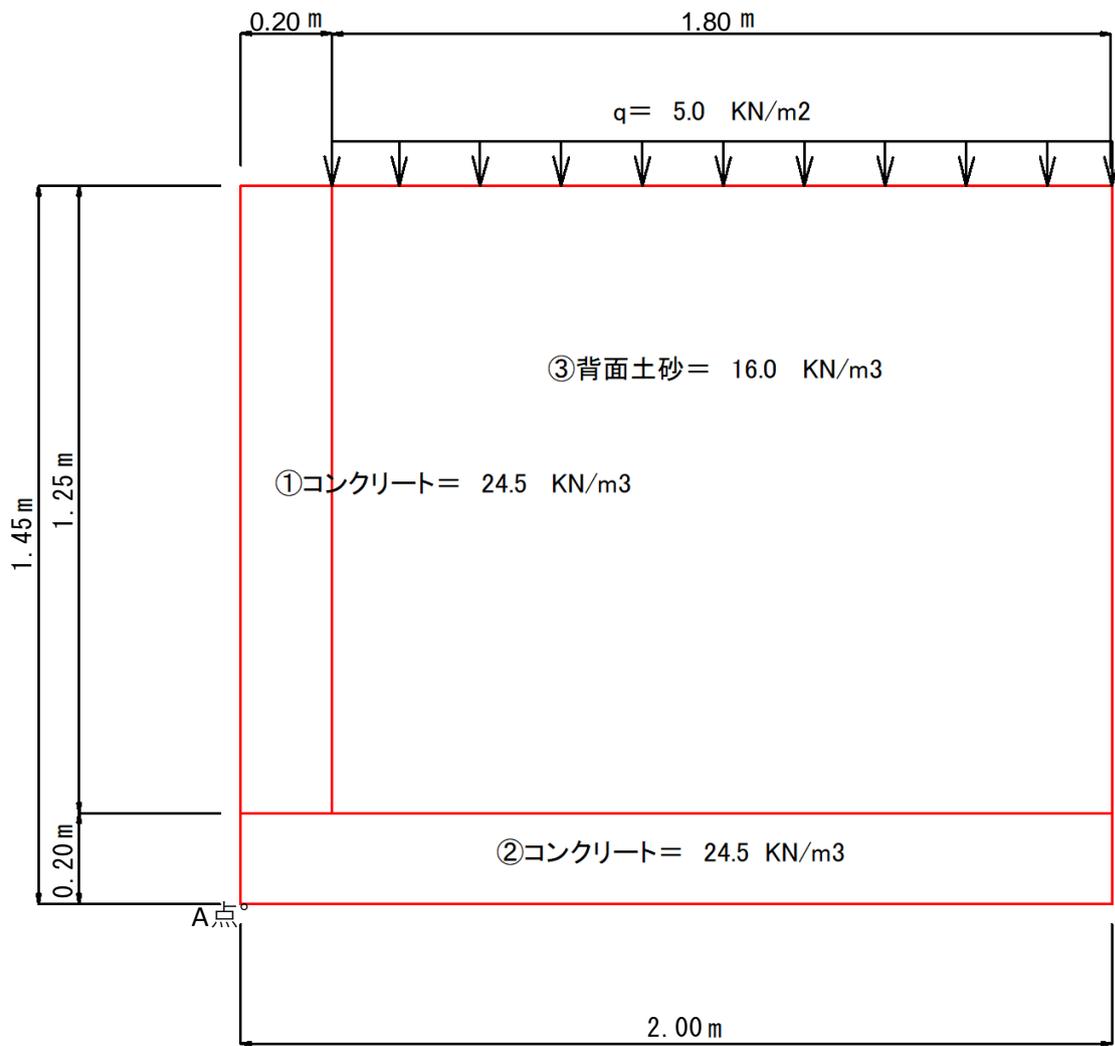
#### (7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

#### (8) 擁壁形状

全高	: 1.45 m		
堅壁高	: 1.25 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.20 m	堅壁 $z = 6667 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 6667 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.20 m	底版 $z = 6667 \text{ cm}^3$	底版 $I = 6667 \text{ cm}^4$
底版幅	: 2.00 m		
かかと幅	: 1.80 m		

2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当りで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 1.45 = 3.625 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 1.45^2 = 8.410 \text{ kN}$$

$$P_A = 8.410 + 3.625 = 12.035 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.625 \times \cos(0 + 0) = 3.625$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 8.410 \times \cos(0 + 0) = 8.410$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 堅壁重量 $0.2 \times 1.25 \times 24.5 = 6.125$	$0.2 \div 2 = 0.100$	0.612
	② 底版重量 $2.0 \times 0.2 \times 24.5 = 9.800$	$2.0 \div 2 = 1.000$	9.800
	③ 背面土重量 $1.8 \times 1.25 \times 16.0 = 36.000$	$1.8 \div 2 + 0.2 = 1.100$	39.600
	q 上載荷重 $1.8 \times 5.0 = 9.000$	$1.8 \div 2 + 0.2 = 1.100$	9.900
	計 $\Sigma V = 60.925$	計 $\Sigma M_r = 59.912$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} \quad 3.625$	$1.45 \div 2 = 0.725$	2.628
	$P_{A2H} \quad 8.410$	$1.45 \div 3 = 0.483$	4.062
	計 $\Sigma P_{AH} = 12.035$	計 $\Sigma M_o = 6.690$	
$\Sigma M$	合計		53.222

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{53.22}{60.93} = 0.874 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.00}{2} - 0.874 = 0.126 < \frac{B}{6} = 0.333 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{59.912}{6.690} = 8.96 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 60.9 \times 0.300 + 0.0 \times 2.00 = 18.2775$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 12.035$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{18.2775}{12.035} = 1.52 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

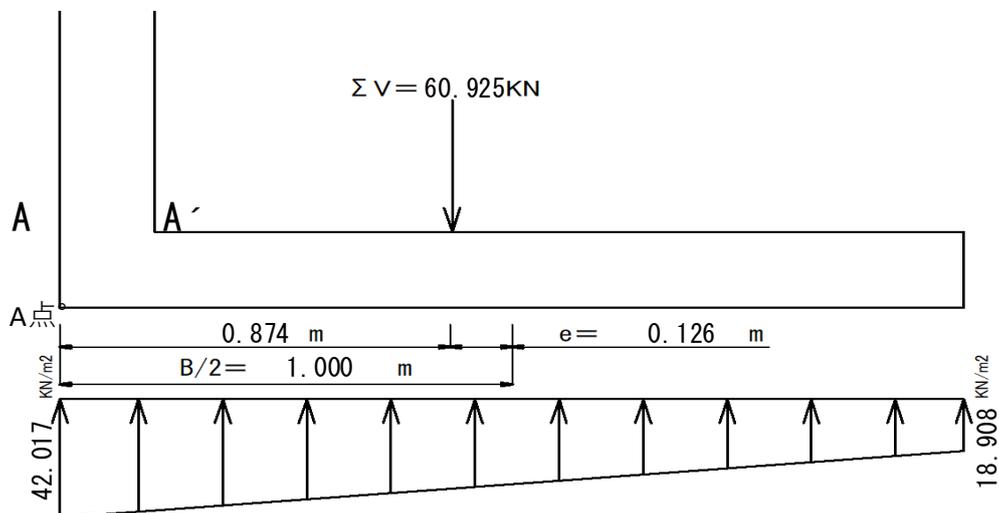
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{60.93}{2.00} \left[ 1 \pm \frac{0.759}{2.00} \right]$$

$$= 42.017 (q_{max}) < 55 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 18.908 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 1.25 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 1.25^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (3.13 + 6.25) \times 0.973 = 9.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 3.13 \times 0.973 \times \frac{1.25}{2} + 1.953 \times 0.973 \times \frac{1.25}{3} \\
 &= 2.693 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 200 - 70 = 130$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 130} = 0.0039$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0039 \times 15 + (0.0039 \times 15)^2} - 0.0039 \times 15 = 0.288
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.288}{3} = 0.904$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{2.693 \times 10^6}{507 \times 0.904 \times 130} = 45.22 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

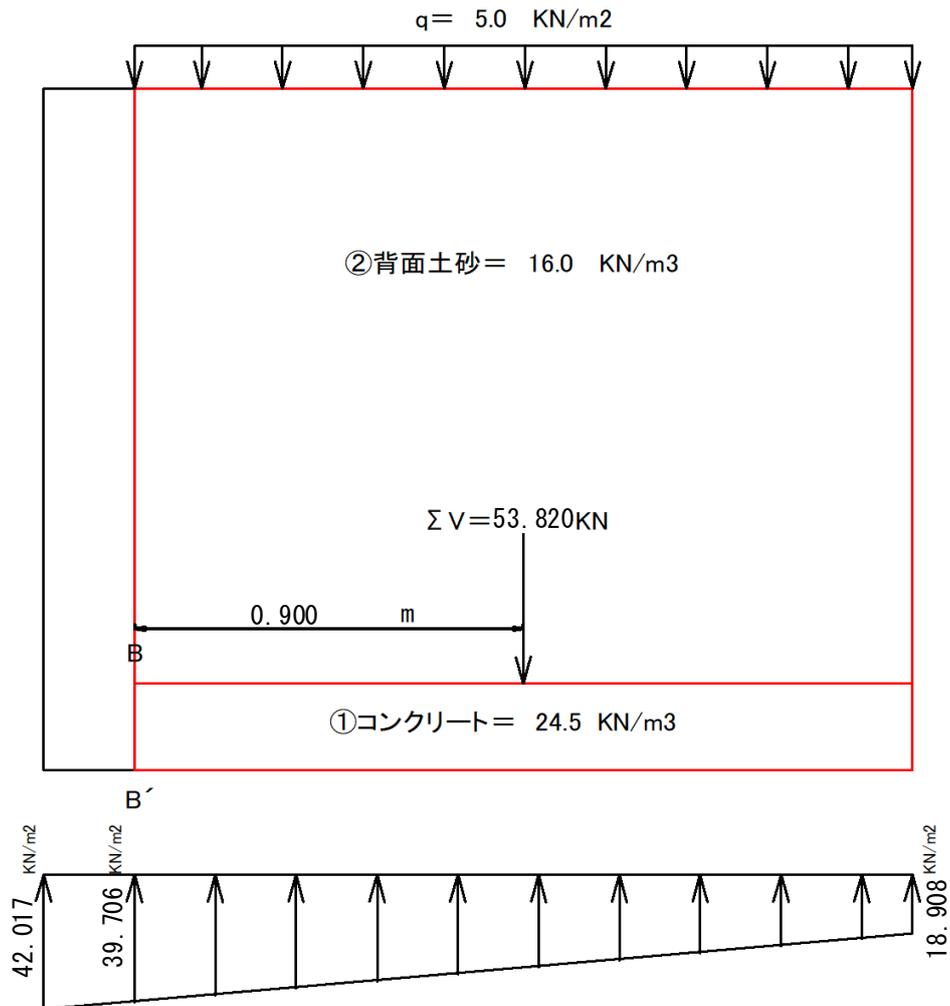
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 2.693 \times 10^6}{0.288 \times 0.904 \times 1000 \times 130^2} = 1.22 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{9.124 \times 10^3}{1000 \times 0.904 \times 130} = 0.078 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.20 \times 1.80 \times 24.5 = 8.820$	$1.80 \div 2 = 0.900$	7.938
	②背面土重量 $1.25 \times 1.80 \times 16.0 = 36.000$	$1.80 \div 2 = 0.900$	32.400
	q 上載荷重 $5.00 \times 1.80 = 9.000$	$1.80 \div 2 = 0.900$	8.100
	計 $\Sigma V = 53.820$	計	$\Sigma M_v = 48.438$
反力	等分布 34.034	$1.80 \div 2 = 0.900$	30.630
	不等分布 18.718	$1.80 \div 3 = 0.600$	11.230
	計 $\Sigma Q = 52.753$	計	$\Sigma M_q = 41.860$
$\Sigma M$	合計		6.578

42.017 kN( $q_{\max}$ )

18.908 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (42.017 - 18.908) \times 1.80 / 2.00 + 18.908 = 39.706 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 18.908 \times 1.800 = 34.034 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (39.706 - 18.908) \times 1.80 \times 0.5 = 18.718 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 53.820 - 52.753 = 1.067 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 48.438 - 41.860 = 6.578 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 200 - 70 = 130 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{506.8}{1000 \times 130} = 0.0039$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0039 \times 15 + (0.0039 \times 15)^2} - 0.0039 \times 15 = 0.288$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.288}{3} = 0.904$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{6.578 \times 10^6}{506.8 \times 0.904 \times 130} = 110.5 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 6.578 \times 10^6}{0.288 \times 0.904 \times 1000 \times 130^2} = 2.99 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{1.067 \times 10^3}{1000 \times 0.904 \times 130} = 0.009 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

L型 H=1.85m

## 1. 設計条件

### (1) 擁壁の形式および高さ

形式 : L型擁壁  
全高さ : H=1.85 m

### (2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

### (3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
単位体積重量 :  $\gamma=16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
内部摩擦角 :  $\phi=0^\circ$   
粘着力 :  $c=0.0 \text{ kN/m}^2$   
壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta=0^\circ$   
壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta=2\phi/3=13.3^\circ$  として設定  
壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha=0^\circ$   
地表面と水平面とのなす角 :  $\beta=0^\circ$

### (4) 土圧

土圧係数 :  $K_A=0.5$  土の種類に準ずる

### (5) 基礎地盤

土の種類 : 関東ローム  
内部摩擦角 :  $\phi=0^\circ$   
粘着力 :  $c=0.0 \text{ kN/m}^2$   
許容地耐力 :  $75.0 \text{ kN/m}^2$   
底面の摩擦係数 :  $\mu=0.3$  土の種類に準ずる

### (6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28}=24.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca}=8.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a=0.7 \text{ N/mm}^2$   
鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa}=196 \text{ N/mm}^2$

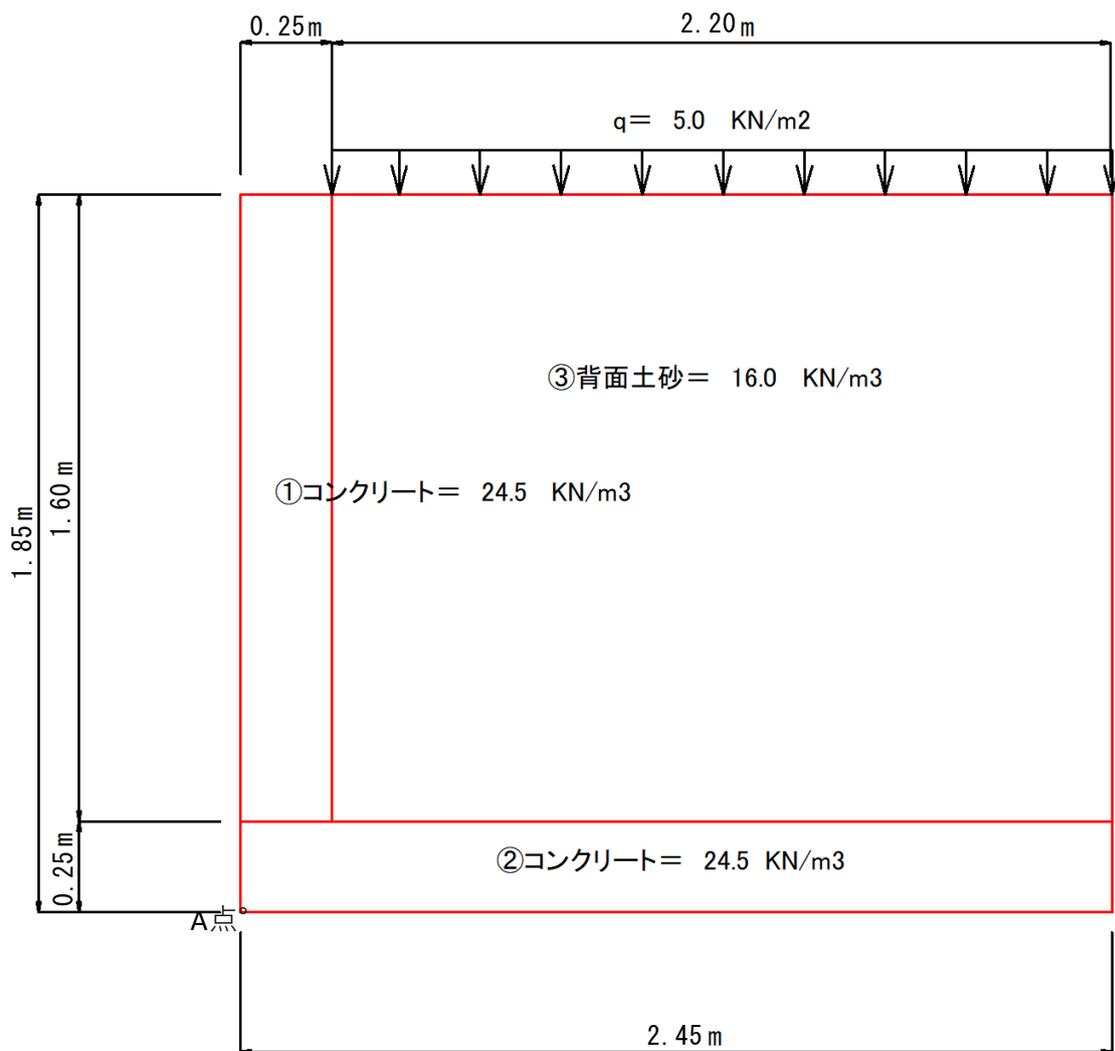
### (7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c=24.5 \text{ kN/m}^3$

### (8) 擁壁形状

全高	: 1.85 m		
堅壁高	: 1.60 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.25 m	堅壁 $z = 10417 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 130208 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.25 m	底版 $z = 10417 \text{ cm}^3$	底版 $I = 130208 \text{ cm}^4$
底版幅	: 2.45 m		
かかと幅	: 2.20 m		

2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数 ( $K_A=0.5$ ) とする。

○主働土圧 ( $P_A$ )

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 1.85 = 4.625 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 1.85^2 = 13.690 \text{ kN}$$

$$P_A = 13.690 + 4.625 = 18.315 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.625 \times \cos(0 + 0) = 4.625$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.690 \times \cos(0 + 0) = 13.690$$

	重量 (kN)	アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① $0.25 \times 1.6 \times 24.5 = 9.800$	$0.25 \div 2 = 0.125$	1.225
	② $2.45 \times 0.25 \times 24.5 = 15.006$	$2.45 \div 2 = 1.225$	18.382
	③ $2.2 \times 1.6 \times 16.0 = 56.320$	$2.2 \div 2 + 0.25 = 1.350$	76.032
	q $2.2 \times 5.0 = 11.000$	$2.2 \div 2 + 0.25 = 1.350$	14.850
	計 $\Sigma V = 92.126$	計 $\Sigma M_r = 110.489$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H}$ 4.625	$1.85 \div 2 = 0.925$	4.278
	$P_{A2H}$ 13.690	$1.85 \div 3 = 0.616$	8.433
	計 $\Sigma P_{AH} = 18.315$	計 $\Sigma M_o = 12.711$	
$\Sigma M$	合計		97.778

4. 安定に対する検討

(1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{97.78}{92.13} = 1.061 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.45}{2} - 1.061 = 0.164 < \frac{B}{6} = 0.408 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{110.489}{12.711} = 8.69 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

(2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 92.1 \times 0.300 + 0.0 \times 2.45 = 27.6378$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 18.315$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{27.6378}{18.315} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

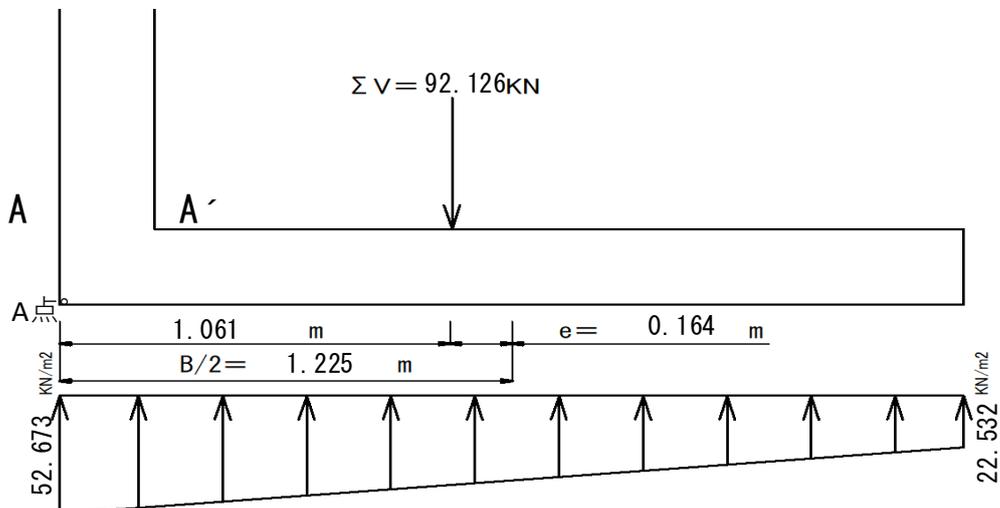
(3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{92.13}{2.45} \left[ 1 \pm \frac{0.982}{2.45} \right]$$

$$= 52.673 (q_{max}) < 75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 22.532 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 1.60 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 1.60^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (4.00 + 10.24) \times 0.973 = 13.86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 4.00 \times 0.973 \times \frac{1.60}{2} + 3.200 \times 0.973 \times \frac{1.60}{3} \\
 &= 4.775 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 250 - 80 = 170$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 170} = 0.0030$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0030 \times 15 + (0.0030 \times 15)^2} - 0.0030 \times 15 = 0.258
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.258}{3} = 0.914$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{4.775 \times 10^6}{507 \times 0.914 \times 170} = 60.63 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

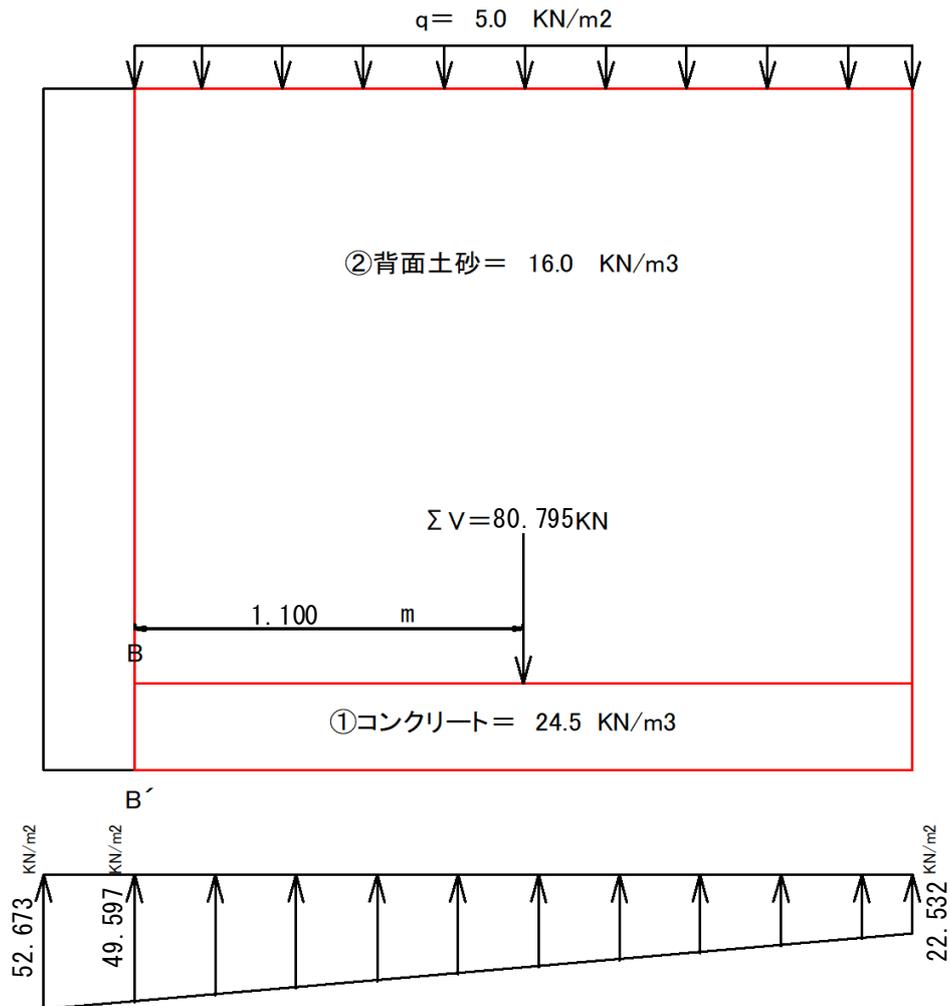
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 4.775 \times 10^6}{0.258 \times 0.914 \times 1000 \times 170^2} = 1.40 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{13.858 \times 10^3}{1000 \times 0.914 \times 170} = 0.089 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.25 \times 2.20 \times 24.5 = 13.475$	$2.20 \div 2 = 1.100$	14.822
	②背面土重量 $1.60 \times 2.20 \times 16.0 = 56.320$	$2.20 \div 2 = 1.100$	61.952
	q 上載荷重 $5.00 \times 2.20 = 9.000$	$2.20 \div 2 = 1.100$	12.100
	計 $\Sigma V = 80.795$	計	$\Sigma M_v = 88.874$
反力	等分布 49.571	$2.20 \div 2 = 1.100$	54.528
	不等分布 29.771	$2.20 \div 3 = 0.733$	21.822
	計 $\Sigma Q = 79.342$	計	$\Sigma M_q = 76.350$
$\Sigma M$	合計		12.524

52.673 kN( $q_{\max}$ )

22.532 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (52.673 - 22.532) \times 2.20 / 2.45 + 22.532 = 49.597 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 22.532 \times 2.200 = 49.571 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (49.597 - 22.532) \times 2.20 \times 0.5 = 29.771 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 80.795 - 79.342 = 1.453 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 88.874 - 76.350 = 12.524 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 250 - 90 = 160 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{506.8}{1000 \times 160} = 0.0032$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0032 \times 15 + (0.0032 \times 15)^2} - 0.0032 \times 15 = 0.264$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.264}{3} = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{12.524 \times 10^6}{506.8 \times 0.912 \times 160} = 169.4 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 12.524 \times 10^6}{0.264 \times 0.912 \times 1000 \times 160^2} = 4.06 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{1.453 \times 10^3}{1000 \times 0.912 \times 160} = 0.01 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

L型 H=2.40m

## 1. 設計条件

### (1) 擁壁の形式および高さ

形式 : L型擁壁  
全高さ : H=2.40 m

### (2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

### (3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

### (4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

### (5) 基礎地盤

土の種類 : 関東ローム  
内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
許容地耐力 :  $90.0 \text{ kN/m}^2$   
底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる

### (6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

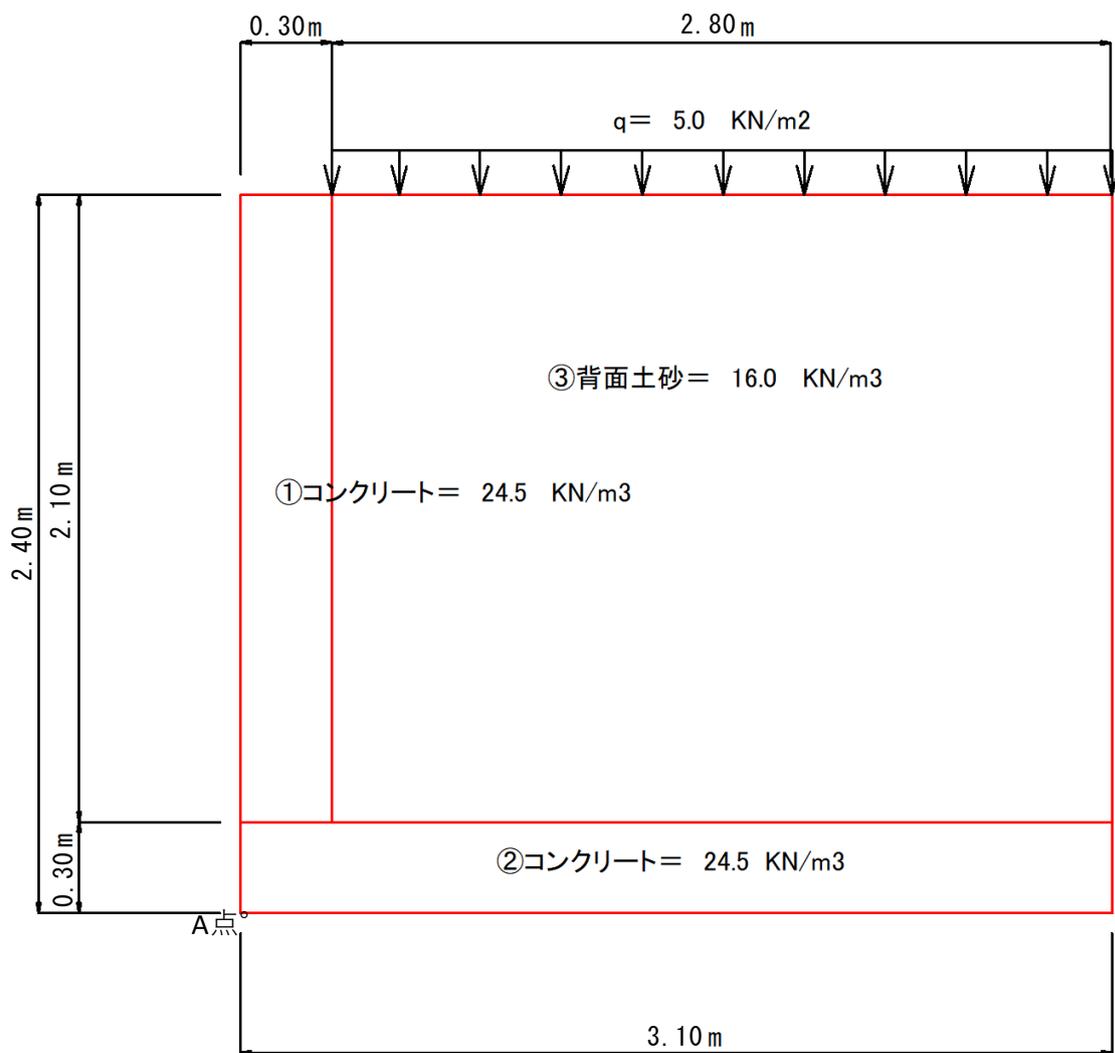
### (7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

### (8) 擁壁形状

全高	: 2.40 m		
堅壁高	: 2.10 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.30 m	堅壁 $z = 15000 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 225000 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.30 m	底版 $z = 15000 \text{ cm}^3$	底版 $I = 225000 \text{ cm}^4$
底版幅	: 3.10 m		
かかと幅	: 2.80 m		

2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 2.40 = 6.000 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 2.40^2 = 23.040 \text{ kN}$$

$$P_A = 23.040 + 6.000 = 29.040 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.000 \times \cos(0 + 0) = 6.000$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.040 \times \cos(0 + 0) = 23.040$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 堅壁重量 $0.30 \times 2.1 \times 24.5 = 15.435$	$0.30 \div 2 = 0.150$	2.315
	② 底版重量 $3.10 \times 0.3 \times 24.5 = 22.785$	$3.10 \div 2 = 1.550$	35.316
	③ 背面土重量 $2.8 \times 2.1 \times 16.0 = 94.080$	$2.8 \div 2 + 0.30 = 1.700$	159.936
	q 上載荷重 $2.8 \times 5.0 = 14.000$	$2.8 \div 2 + 0.30 = 1.700$	23.800
	計 $\Sigma V = 146.300$	計 $\Sigma M_r = 221.367$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} = 6.000$	$2.4 \div 2 = 1.200$	7.200
	$P_{A2H} = 23.040$	$2.4 \div 3 = 0.800$	18.432
	計 $\Sigma P_{AH} = 29.040$	計 $\Sigma M_o = 25.632$	
$\Sigma M$	合計		195.735

4. 安定に対する検討

(1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{195.74}{146.30} = 1.338 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.10}{2} - 1.338 = 0.212 < \frac{B}{6} = 0.517 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{221.367}{25.632} = 8.64 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

(2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 146.3 \times 0.300 + 0.0 \times 3.10 = 43.89$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 29.040$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{43.89}{29.040} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

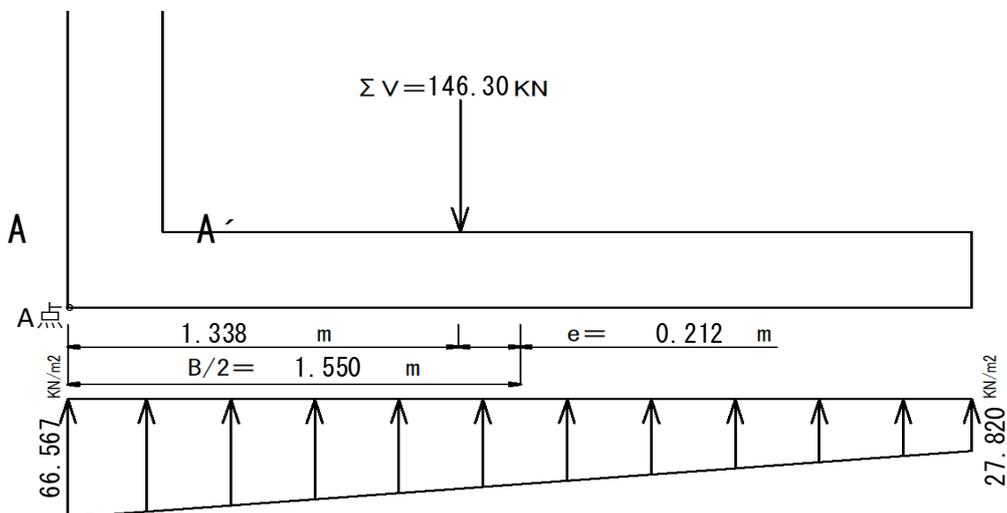
(3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{146.30}{3.10} \left[ 1 \pm \frac{1.273}{3.10} \right]$$

$$= 66.567 (q_{max}) < 90 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 27.820 (q_{min})$$



## 5. 部材応力度の検討

### (1) 堅壁の検討

#### 1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 2.10 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 2.10^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (5.25 + 17.64) \times 0.973 = 22.28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 5.25 \times 0.973 \times \frac{2.10}{2} + 5.513 \times 0.973 \times \frac{2.10}{3} \\
 &= 9.120 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 198.6 \times 1000 / 250 = 794 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 300 - 80 = 220$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{794}{1000 \times 220} = 0.0036$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn & n &= \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0036 \times 15 + (0.0036 \times 15)^2} - 0.0036 \times 15 & &= 0.279
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.279}{3} = 0.907$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{9.120 \times 10^6}{794 \times 0.907 \times 220} = 57.54 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

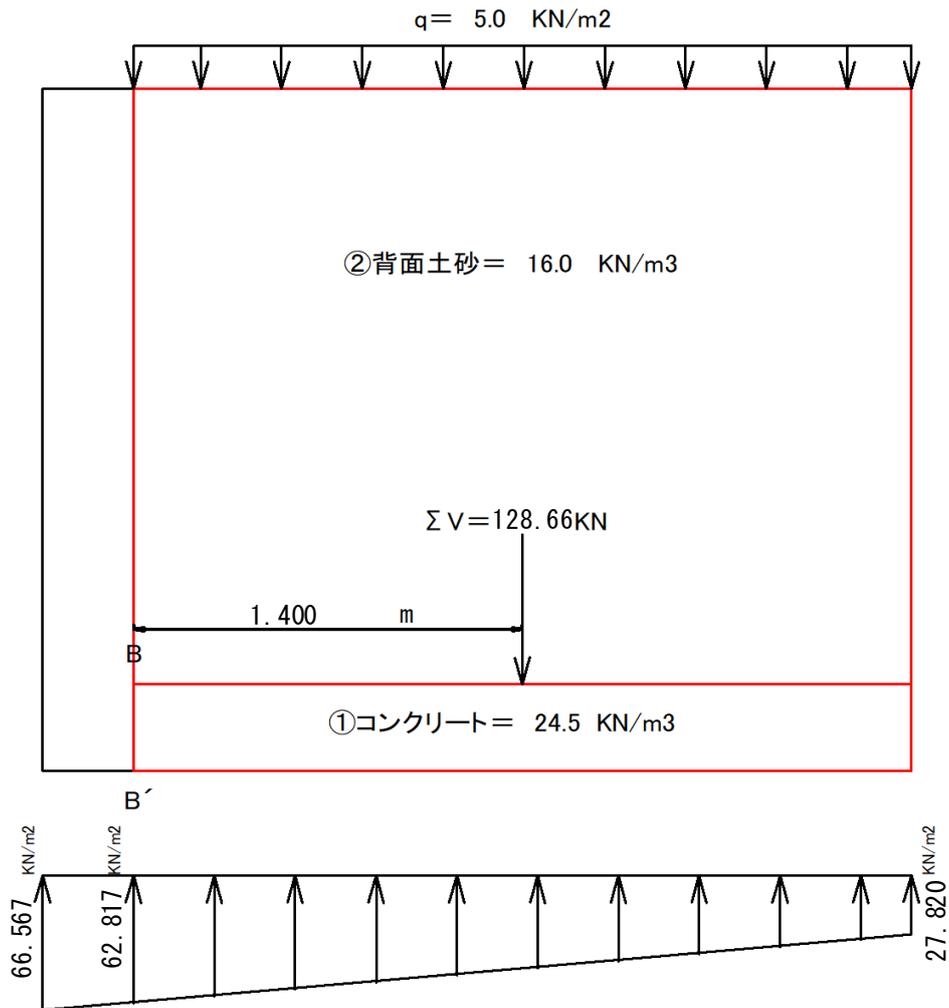
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 9.120 \times 10^6}{0.279 \times 0.907 \times 1000 \times 220^2} = 1.49 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{22.276 \times 10^3}{1000 \times 0.907 \times 220} = 0.112 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.30 \times 2.80 \times 24.5 = 20.580$	$2.80 \div 2 = 1.400$	28.812
	②背面土重量 $2.10 \times 2.80 \times 16.0 = 94.080$	$2.80 \div 2 = 1.400$	131.712
	q 上載荷重 $5.00 \times 2.80 = 14.000$	$2.80 \div 2 = 1.400$	19.600
	計 $\Sigma V = 128.660$	計 $\Sigma M_v = 180.124$	
反力	等分布 77.896	$2.80 \div 2 = 1.400$	109.054
	不等分布 48.996	$2.80 \div 3 = 0.933$	45.713
	計 $\Sigma Q = 126.892$	計 $\Sigma M_q = 154.767$	
$\Sigma M$	合計		25.357

66.567 kN( $q_{\max}$ )

27.820 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (66.567 - 27.820) \times 2.80 / 3.10 + 27.820 = 62.817 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 27.820 \times 2.800 = 77.896 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (62.817 - 27.820) \times 2.80 \times 0.5 = 48.996 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 128.660 - 126.892 = 1.768 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 180.124 - 154.767 = 25.357 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 198.6 \times 1000 / 250 = 794 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 300 - 90 = 210 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{794.4}{1000 \times 210} = 0.0038$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0038 \times 15 + (0.0038 \times 15)^2} - 0.0038 \times 15 = 0.285$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.285}{3} = 0.905$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{25.357 \times 10^6}{794.4 \times 0.905 \times 210} = 167.9 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 25.357 \times 10^6}{0.285 \times 0.905 \times 1000 \times 210^2} = 4.46 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{1.768 \times 10^3}{1000 \times 0.905 \times 210} = 0.009 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

L型 H=2.95m

## 1. 設計条件

### (1) 擁壁の形式および高さ

形式 : L型擁壁  
全高さ : H=2.95 m

### (2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

### (3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

### (4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

### (5) 基礎地盤

土の種類 : 関東ローム  
内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
許容地耐力 :  $110.0 \text{ kN/m}^2$   
底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3$  土の種類に準ずる

### (6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

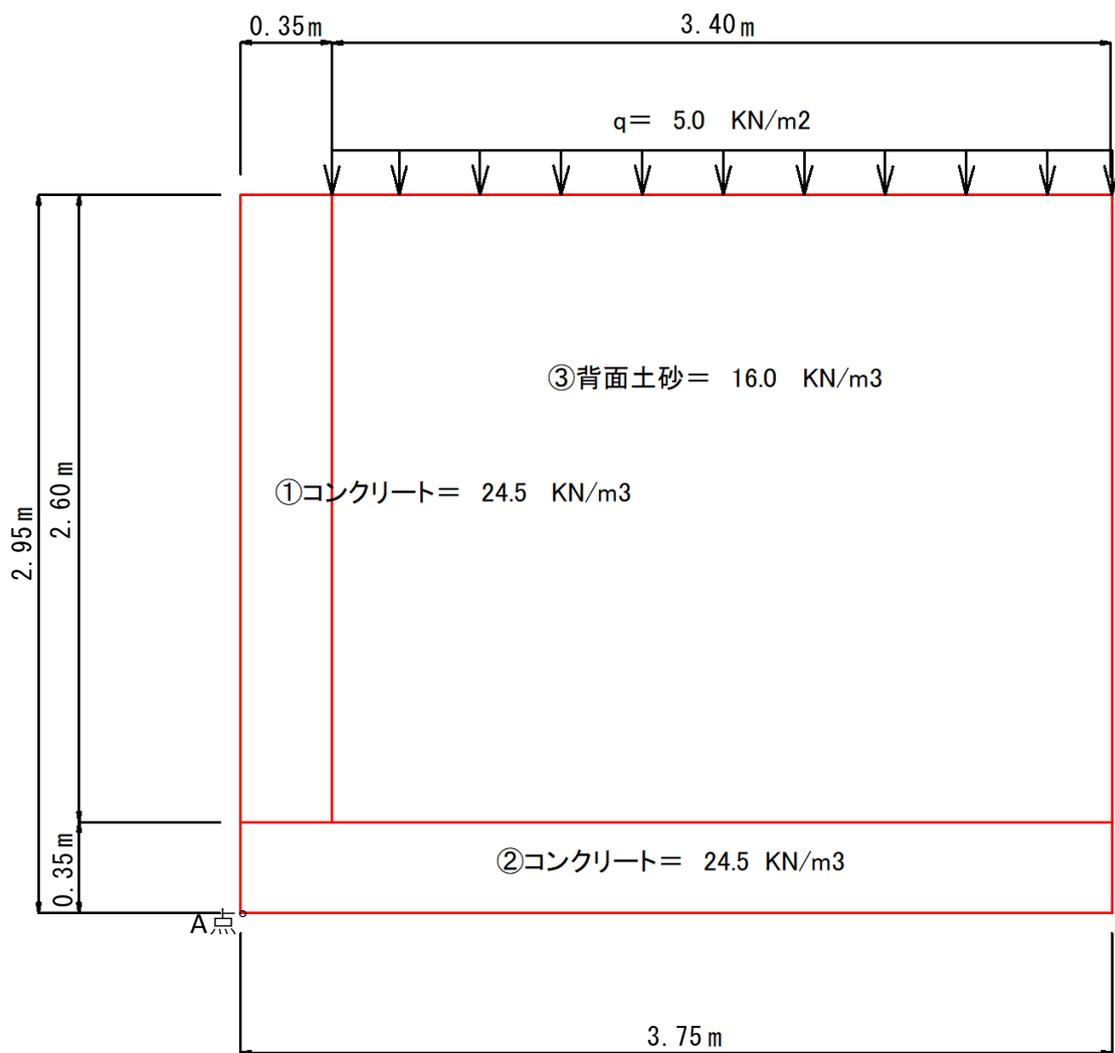
### (7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

### (8) 擁壁形状

全高	: 2.95 m		
堅壁高	: 2.60 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.35 m	堅壁 $z = 20147 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 357292 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.35 m	底版 $z = 20147 \text{ cm}^3$	底版 $I = 357292 \text{ cm}^4$
底版幅	: 3.75 m		
かかと幅	: 3.40 m		

2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 2.95 = 7.375 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 2.95^2 = 34.810 \text{ kN}$$

$$P_A = 34.810 + 7.375 = 42.185 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.375 \times \cos(0 + 0) = 7.375$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 34.810 \times \cos(0 + 0) = 34.810$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 堅壁重量 $0.35 \times 2.60 \times 24.5 = 22.295$	$0.35 \div 2 = 0.175$	3.901
	② 底版重量 $3.75 \times 0.35 \times 24.5 = 32.156$	$3.75 \div 2 = 1.875$	60.292
	③ 背面土重量 $3.40 \times 2.60 \times 16.0 = 141.440$	$3.4 \div 2 + 0.35 = 2.050$	289.952
	q 上載荷重 $3.40 \times 5.0 = 17.000$	$3.4 \div 2 + 0.35 = 2.050$	34.850
	計 $\Sigma V = 212.891$	計 $\Sigma M_r = 388.995$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} \quad 7.375$	$2.95 \div 2 = 1.475$	10.878
	$P_{A2H} \quad 34.810$	$2.95 \div 3 = 0.983$	34.218
	計 $\Sigma P_{AH} = 42.185$	計 $\Sigma M_o = 45.096$	
$\Sigma M$	合計		343.899

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{343.90}{212.89} = 1.615 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.75}{2} - 1.615 = 0.260 < \frac{B}{6} = 0.625 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{388.995}{45.096} = 8.63 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 212.9 \times 0.300 + 0.0 \times 3.75 = 63.8673$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 42.185$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{63.8673}{42.185} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

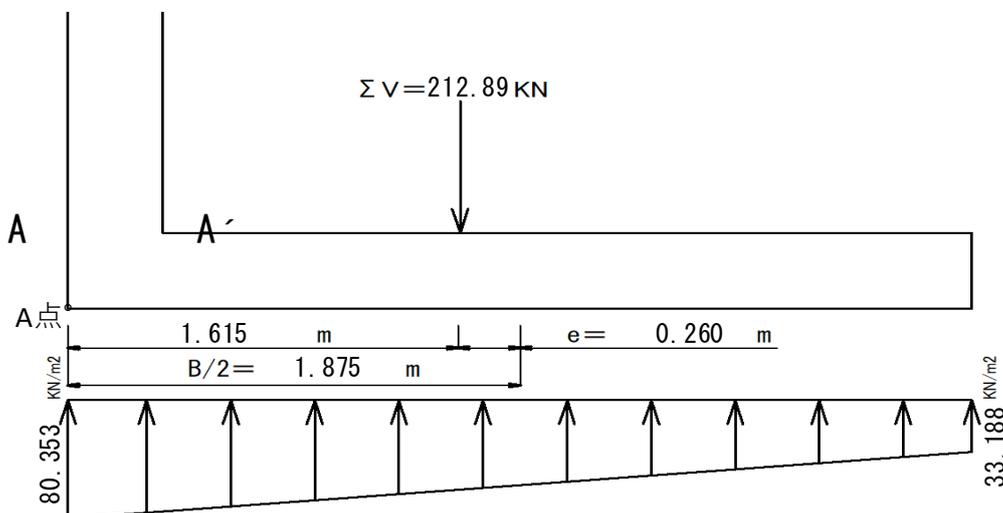
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{212.89}{3.75} \left[ 1 \pm \frac{1.558}{3.75} \right]$$

$$= 80.353 (q_{max}) < 110 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 33.188 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 2.60 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 2.60^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (6.50 + 27.04) \times 0.973 = 32.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 6.50 \times 0.973 \times \frac{2.60}{2} + 8.450 \times 0.973 \times \frac{2.60}{3} \\
 &= 15.350 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 286.5 \times 1000 / 250 = 1146 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 350 - 80 = 270$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1146}{1000 \times 270} = 0.0042$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn & n &= \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0042 \times 15 + (0.0042 \times 15)^2} - 0.0042 \times 15 & &= 0.299
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.299}{3} = 0.900$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{15.350 \times 10^6}{1146 \times 0.900 \times 270} = 55.10 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

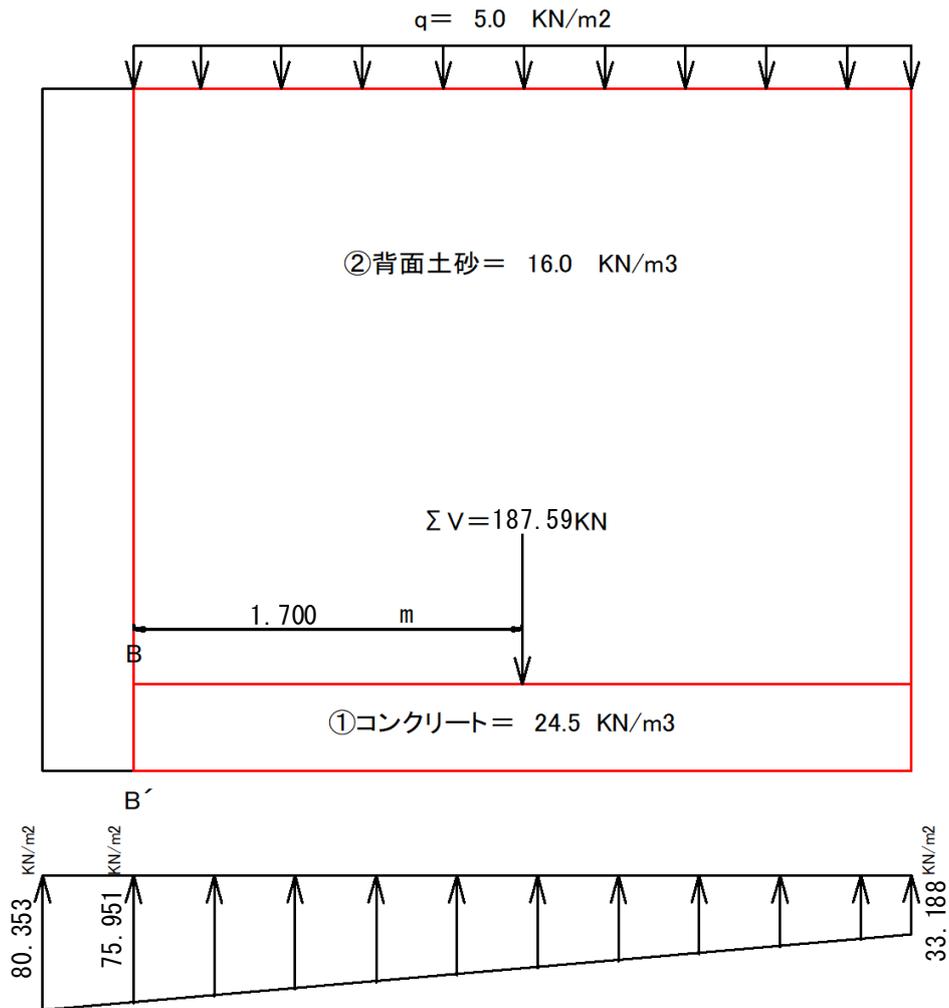
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 15.350 \times 10^6}{0.299 \times 0.900 \times 1000 \times 270^2} = 1.57 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{32.640 \times 10^3}{1000 \times 0.900 \times 270} = 0.134 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.35 \times 3.40 \times 24.5 = 29.155$	$3.40 \div 2 = 1.700$	49.563
	②背面土重量 $2.60 \times 3.40 \times 16.0 = 141.440$	$3.40 \div 2 = 1.700$	240.448
	q 上載荷重 $5.00 \times 3.40 = 17.000$	$3.40 \div 2 = 1.700$	28.900
	計 $\Sigma V = 187.595$	計 $\Sigma M_v = 318.911$	
反力	等分布 112.840	$3.40 \div 2 = 1.700$	191.828
	不等分布 72.697	$3.40 \div 3 = 1.333$	82.365
	計 $\Sigma Q = 185.538$	計 $\Sigma M_q = 274.193$	
$\Sigma M$	合計		44.718

80.353 kN( $q_{\max}$ )

33.188 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (80.353 - 33.188) \times 3.40 / 3.75 + 33.188 = 75.951 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 33.188 \times 3.400 = 112.840 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (75.951 - 33.188) \times 3.40 \times 0.5 = 72.697 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 187.595 - 185.538 = 2.057 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 318.911 - 274.193 = 44.718 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 286.5 \times 1000 / 250 = 1146 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 350 - 100 = 250 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1146}{1000 \times 250} = 0.0046$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0046 \times 15 + (0.0046 \times 15)^2} - 0.0046 \times 15 = 0.308$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.308}{3} = 0.897$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{44.718 \times 10^6}{1146 \times 0.897 \times 250} = 174.0 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 44.718 \times 10^6}{0.308 \times 0.897 \times 1000 \times 250^2} = 5.17 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{2.057 \times 10^3}{1000 \times 0.897 \times 250} = 0.009 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

L型 H=3.55m

## 1. 設計条件

### (1) 擁壁の形式および高さ

形式 : L型擁壁  
全高さ : H=3.55 m

### (2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

### (3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

### (4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

### (5) 基礎地盤

土の種類 : 関東ローム  
内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
許容地耐力 :  $125.0 \text{ kN/m}^2$   
底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3$  土の種類に準ずる

### (6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

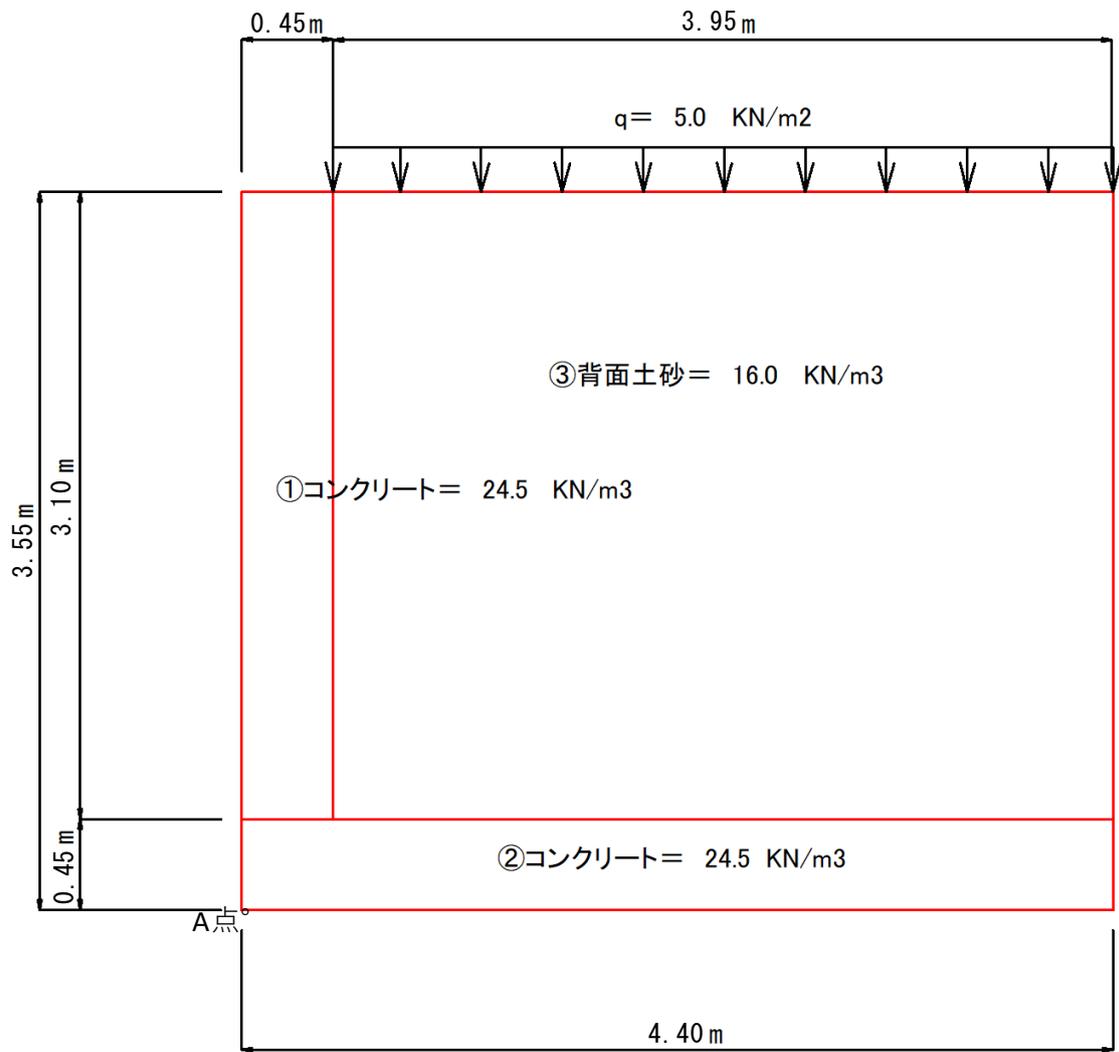
### (7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

### (8) 擁壁形状

全高	: 3.55 m		
堅壁高	: 3.10 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.45 m	堅壁 $z = 33750 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 759375 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.45 m	底版 $z = 33750 \text{ cm}^3$	底版 $I = 759375 \text{ cm}^4$
底版幅	: 4.40 m		
かかと幅	: 3.95 m		

2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 3.55 = 8.875 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 3.55^2 = 50.410 \text{ kN}$$

$$P_A = 50.410 + 8.875 = 59.285 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 8.875 \times \cos(0 + 0) = 8.875$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 50.410 \times \cos(0 + 0) = 50.410$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 堅壁重量 $0.45 \times 3.10 \times 24.5 = 34.177$	$0.45 \div 2 = 0.225$	7.689
	② 底版重量 $4.40 \times 0.45 \times 24.5 = 48.510$	$4.40 \div 2 = 2.200$	106.722
	③ 背面土重量 $3.95 \times 3.10 \times 16.0 = 195.920$	$3.95 \div 2 + 0.45 = 2.425$	475.106
	q 上載荷重 $3.95 \times 5.0 = 19.750$	$3.95 \div 2 + 0.45 = 2.425$	47.893
	計 $\Sigma V = 298.357$	計 $\Sigma M_r = 637.410$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} \quad 8.875$	$3.55 \div 2 = 1.775$	15.753
	$P_{A2H} \quad 50.410$	$3.55 \div 3 = 1.183$	59.635
	計 $\Sigma P_{AH} = 59.285$	計 $\Sigma M_o = 75.388$	
$\Sigma M$	合計		562.022

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{562.02}{298.36} = 1.884 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{4.40}{2} - 1.884 = 0.316 < \frac{B}{6} = 0.733 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{637.41}{75.388} = 8.46 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 298.4 \times 0.300 + 0.0 \times 4.40 = 89.5071$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 59.285$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{89.5071}{59.285} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

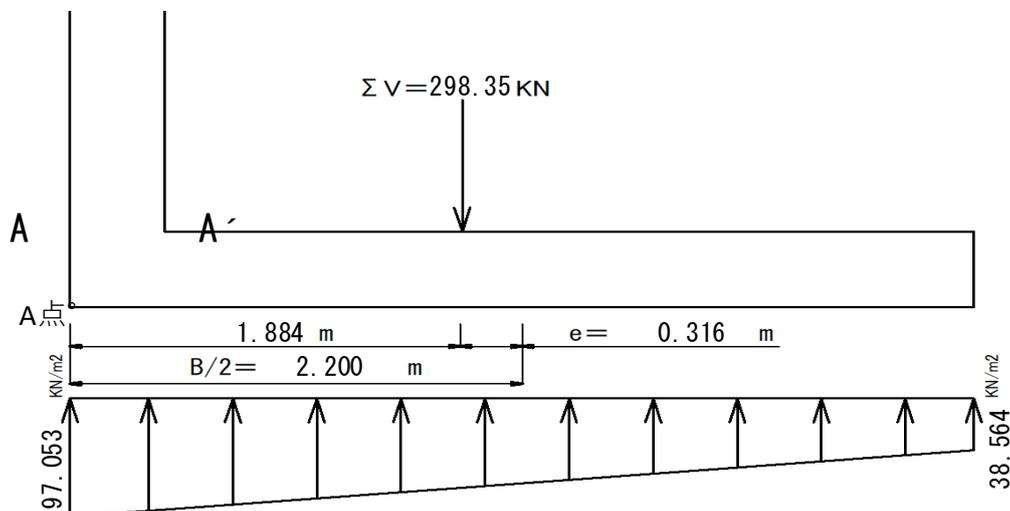
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{298.36}{4.40} \left[ 1 \pm \frac{1.898}{4.40} \right]$$

$$= 97.053 (q_{max}) < 125 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 38.564 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 3.10 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 3.10^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (7.75 + 38.4) \times 0.973 = 44.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 7.75 \times 0.973 \times \frac{3.10}{2} + 12.013 \times 0.973 \times \frac{3.10}{3} \\
 &= 23.770 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 387.1 \times 1000 / 250 = 1548 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 450 - 80 = 370$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1548}{1000 \times 370} = 0.0042$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0042 \times 15 + (0.0042 \times 15)^2} - 0.0042 \times 15 = 0.297$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.297}{3} = 0.901$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{23.770 \times 10^6}{1548 \times 0.901 \times 370} = 46.051 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

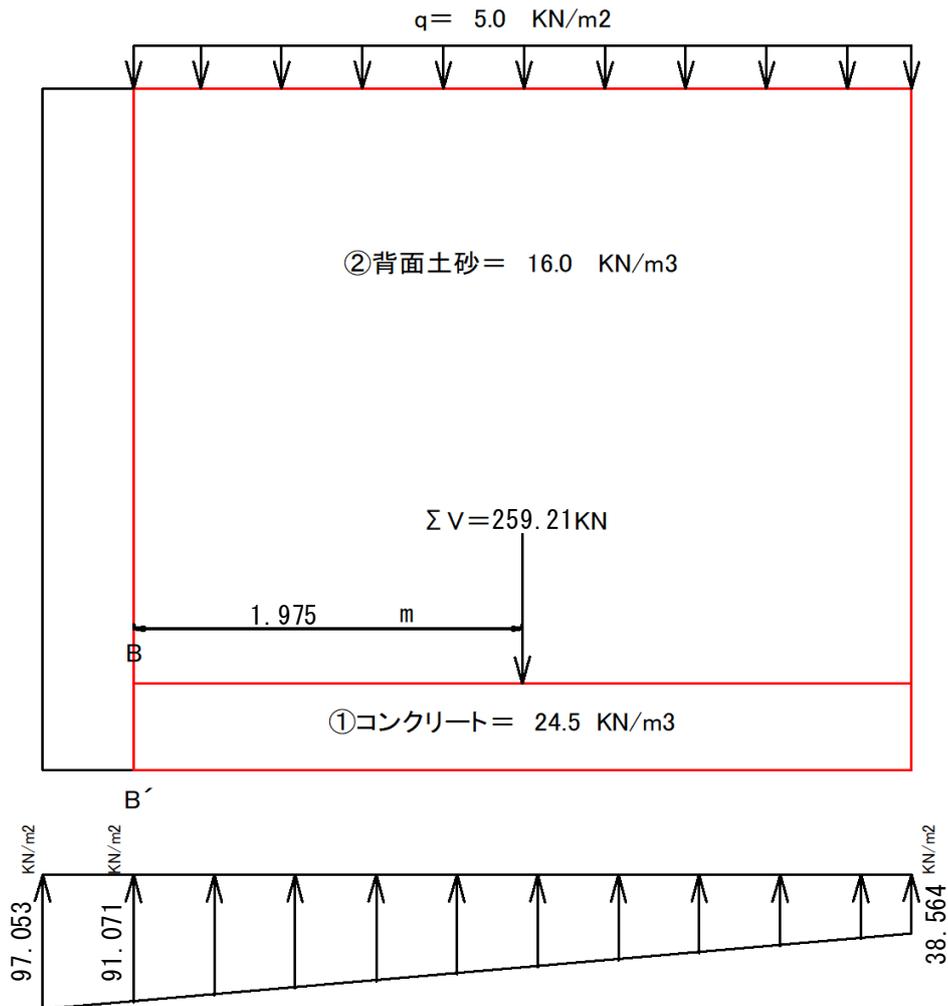
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 23.770 \times 10^6}{0.297 \times 0.901 \times 1000 \times 370^2} = 1.30 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{44.951 \times 10^3}{1000 \times 0.901 \times 370} = 0.135 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.45 \times 3.95 \times 24.5 = 43.548$	$3.95 \div 2 = 1.975$	86.007
	②背面土重量 $3.10 \times 3.95 \times 16.0 = 195.920$	$3.95 \div 2 = 1.975$	386.942
	q 上載荷重 $5.00 \times 3.95 = 19.750$	$3.95 \div 2 = 1.975$	39.006
	計 $\Sigma V = 259.218$	計 $\Sigma M_v = 511.955$	
反力	等分布 152.326	$3.95 \div 2 = 1.975$	300.843
	不等分布 103.703	$3.95 \div 3 = 1.316$	136.473
	計 $\Sigma Q = 256.029$	計 $\Sigma M_q = 437.316$	
$\Sigma M$	合計		74.639

97.053 kN( $q_{\max}$ )

38.564 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (97.053 - 38.564) \times 3.95 / 4.40 + 38.564 = 91.071 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 38.564 \times 3.950 = 152.326 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (91.071 - 38.564) \times 3.95 \times 0.5 = 103.703 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 259.218 - 256.029 = 3.189 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 511.955 - 437.316 = 74.639 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 387.1 \times 1000 / 250 = 1548 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 450 - 100 = 350 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1548}{1000 \times 350} = 0.0044$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0044 \times 15 + (0.0044 \times 15)^2} - 0.0044 \times 15 = 0.304$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.304}{3} = 0.899$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{74.639 \times 10^6}{1548 \times 0.899 \times 350} = 153.3 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 74.639 \times 10^6}{0.304 \times 0.899 \times 1000 \times 350^2} = 4.46 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{3.189 \times 10^3}{1000 \times 0.899 \times 350} = 0.010 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

1. 設計条件

(1) 擁壁の形式および高さ

形式 : 逆 T 型擁壁  
 全高さ : H=1.45m

(2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

(3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
 単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
 壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
 壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
 地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

(4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

(5) 支持地盤

土の種類 : 関東ローム  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 許容地耐力 :  $35.0 \text{ kN/m}^2$   
 底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3$  土の種類に準ずる

(6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

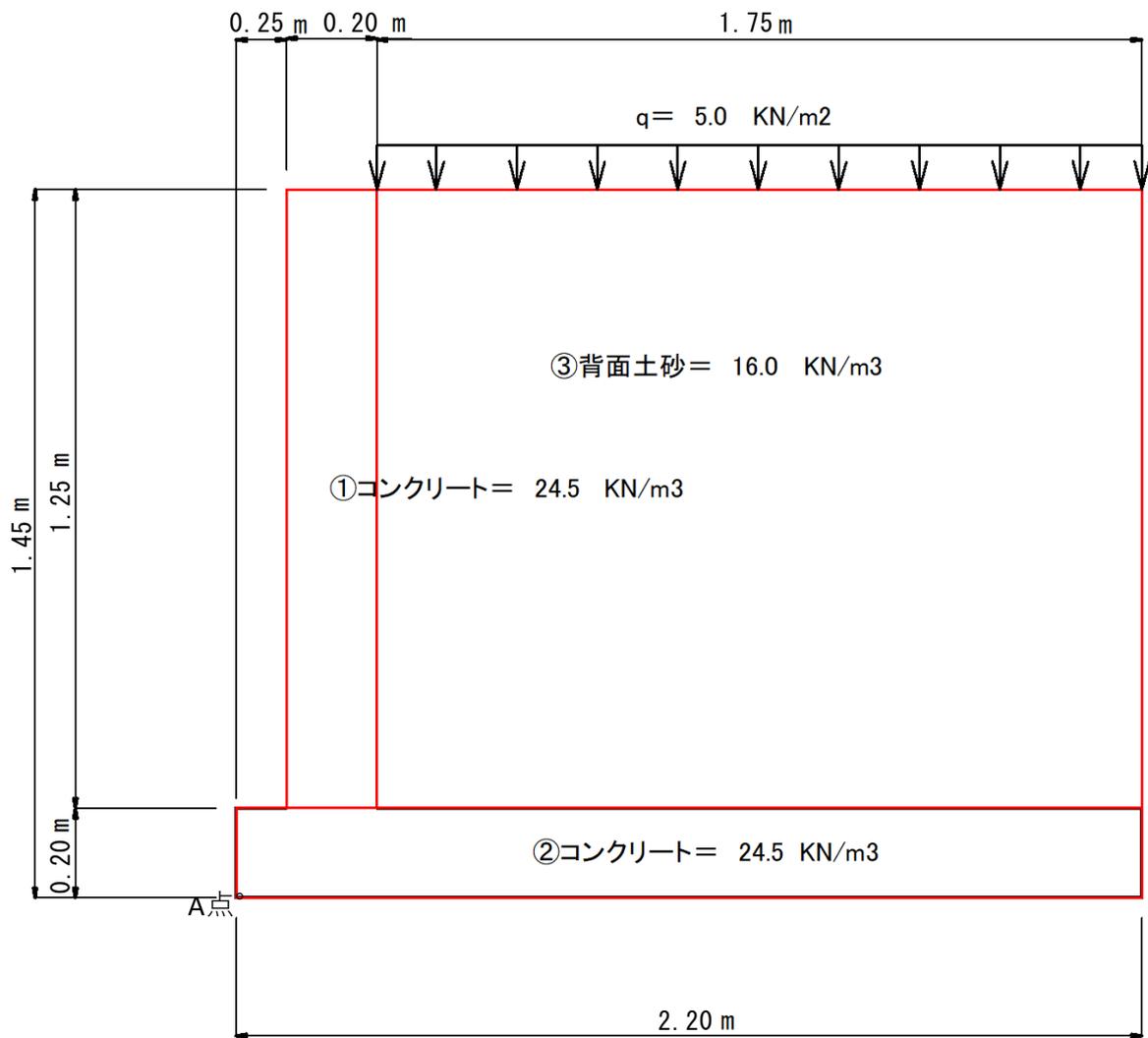
(7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(8) 擁壁形状

全高	: 1.45 m		
堅壁高	: 1.25 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.20 m	堅壁 $z = 6667 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 66667 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.20 m	底版 $z = 6667 \text{ cm}^3$	底版 $I = 66667 \text{ cm}^4$
底版幅	: 2.20 m		
かかと幅	: 1.75 m		
つま先幅	: 0.25 m		

## 2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 1.45 = 3.625 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 1.45^2 = 8.410 \text{ kN}$$

$$P_A = 8.410 + 3.625 = 12.035 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.625 \times \cos(0 + 0) = 3.625$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 8.410 \times \cos(0 + 0) = 8.410$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 壁重量 $0.20 \times 1.25 \times 24.5 = 6.131$	$0.20 \div 2 + 0.25 = 0.350$	2.145
	② 底版重量 $2.20 \times 0.20 \times 24.5 = 10.79$	$2.20 \div 2 = 1.100$	11.869
	③ 背面土重量 $1.75 \times 1.25 \times 16.0 = 35.000$	$1.75 \div 2 + 0.45 = 1.325$	46.375
	q 上載荷重 $1.75 \times 5.0 = 8.750$	$1.75 \div 2 + 0.45 = 1.325$	11.593
	計 $\Sigma V = 60.671$	計 $\Sigma M_r = 71.982$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} = 3.625$	$1.45 \div 2 = 0.725$	2.628
	$P_{A2H} = 8.410$	$1.45 \div 3 = 0.483$	4.062
	計 $\Sigma P_{AH} = 12.035$	計 $\Sigma M_o = 6.69$	
$\Sigma M$	合計		65.292

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{65.29}{60.67} = 1.076 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.20}{2} - 1.076 = 0.024 < \frac{B}{6} = 0.367 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{71.982}{6.690} = 10.76 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 60.7 \times 0.300 + 0.0 \times 2.20 = 18.2013$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 12.035$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{18.2013}{12.035} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

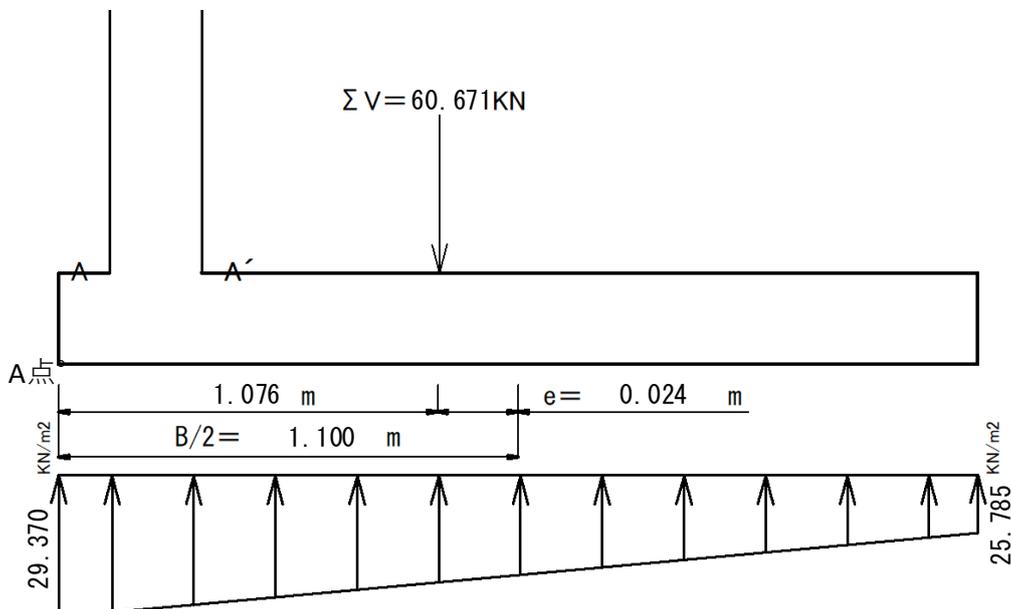
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{60.67}{2.20} \left[ 1 \pm \frac{0.143}{2.20} \right]$$

$$= 29.370 (q_{max}) < 35 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 25.785 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0.0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 1.25 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 1.25^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (3.13 + 6.25) \times 0.973 = 9.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 3.13 \times 0.973 \times \frac{1.25}{2} + 1.953 \times 0.973 \times \frac{1.25}{3} \\
 &= 2.693 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 200 - 70 = 130$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 130} = 0.0039$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0039 \times 15 + (0.0039 \times 15)^2} - 0.0039 \times 15 = 0.288
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.288}{3} = 0.904$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{2.693 \times 10^6}{507 \times 0.904 \times 130} = 45.22 < \sigma_{sa} \ 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

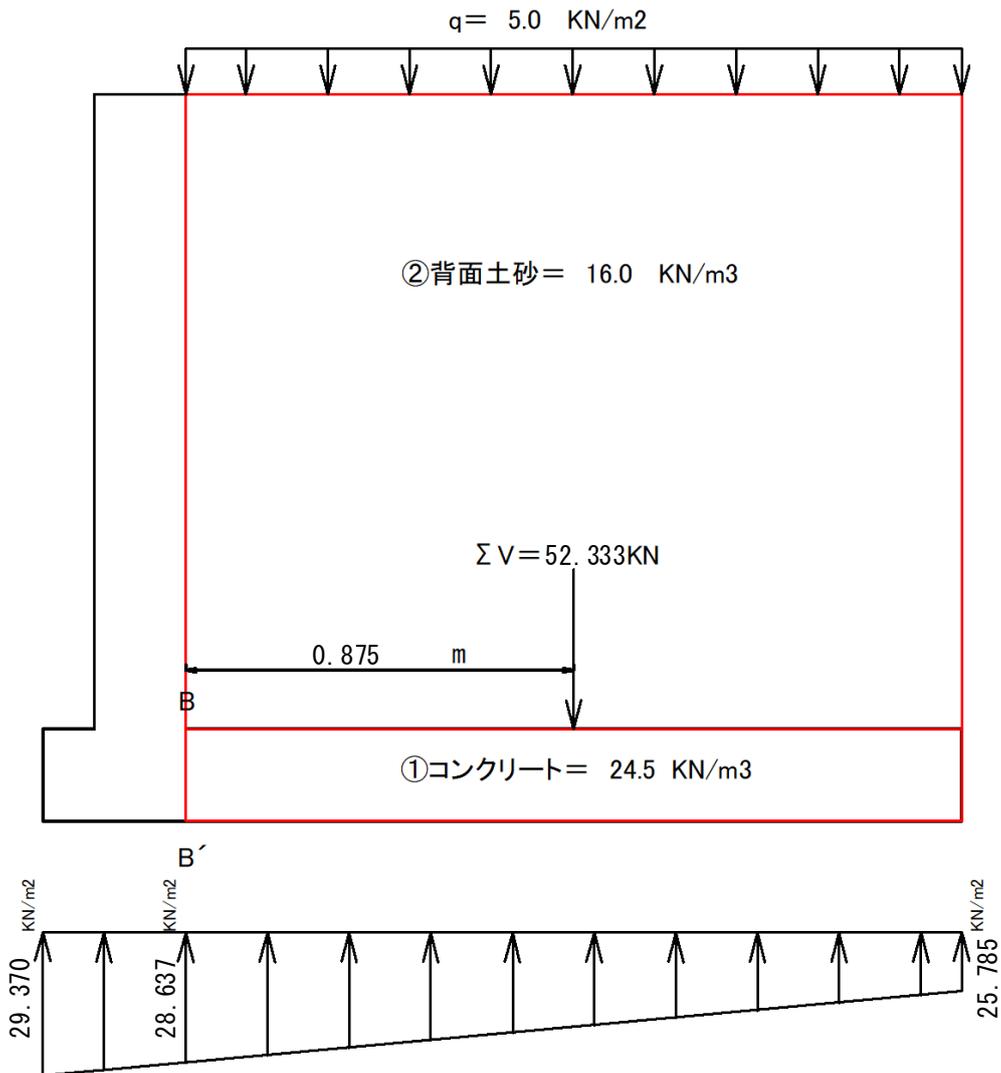
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 2.693 \times 10^6}{0.288 \times 0.904 \times 1000 \times 130^2} = 1.22 < \sigma_{ca} \ 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{9.124 \times 10^3}{1000 \times 0.904 \times 130} = 0.078 < \tau_a \ 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.20 \times 1.75 \times 24.5 = 8.583$	$1.75 \div 2 = 0.875$	7.510
	②背面土重量 $1.25 \times 1.75 \times 16.0 = 35.000$	$1.75 \div 2 = 0.875$	30.625
	q 上載荷重 $5.00 \times 1.75 = 8.75$	$1.75 \div 2 = 0.875$	7.656
	計 $\Sigma V = 52.333$	計	$\Sigma M_v = 45.791$
反力	等分布 182.586	$1.75 \div 2 = 0.875$	39.483
	不等分布 59.342	$1.75 \div 3 = 0.583$	1.454
	計 $\Sigma Q = 241.928$	計	$\Sigma M_q = 40.937$
$\Sigma M$	合計		4.854

29.370 kN( $q_{\max}$ )

25.785 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (29.370 - 25.785) \times 1.75 / 2.20 + 25.785 = 28.637 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 25.785 \times 1.750 = 45.124 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (28.637 - 25.785) \times 1.75 \times 0.5 = 2.496 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 52.333 - 47.619 = 4.714 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 45.791 - 40.937 = 4.854 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 200 - 70 = 130 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 130} = 0.0039$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0039 \times 15 + (0.0039 \times 15)^2} - 0.0039 \times 15 = 0.288$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.000}{3} = 1.000$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{4.854 \times 10^6}{507 \times 1.000 \times 130} = 73.67 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

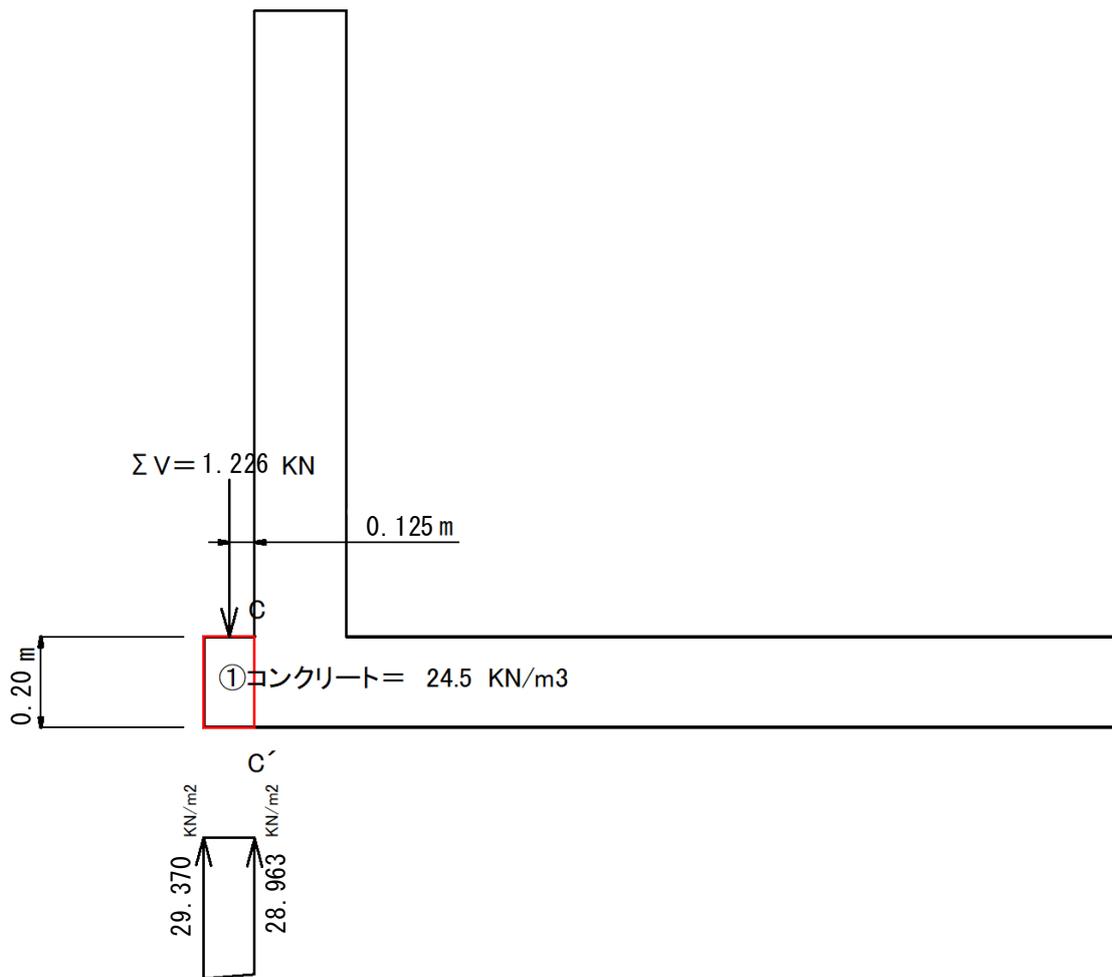
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 4.854 \times 10^6}{0.288 \times 1.000 \times 1000 \times 130^2} = 2.00 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{4.714 \times 10^3}{1000 \times 1.000 \times 130} = 0.036 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(3) 底版つま先の検討

1) C-C'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.20 \times 0.25 \times 24.5 = 1.226$	$0.25 \div 2 = 0.125$	0.153
	計 $\Sigma V = 1.226$	計	$\Sigma M_v = 0.153$
反力	等分布 6.446	$0.25 \div 2 = 0.13$	0.805
	不等分布 0.051	$0.25 \div 3 = 0.08$	0.004
	計 $\Sigma Q = 6.497$	計	$\Sigma M_q = 0.809$
$\Sigma M$	合計		-0.656

29.370 kN( $q_{\max}$ )

25.785 kN ( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (29.370 - 25.785) \times 1.95 / 2.20 + 25.785 = 28.963 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 25.785 \times 0.250 = 6.446 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (29.370 - 28.963) \times 0.25 \times 0.5 = 0.051 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 1.226 - 6.497 = -5.271 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 0.153 - 0.809 = -0.66 \text{ kN}$$

※ せん断力および曲げモーメントに負号があり、引張鉄筋はつま先下端筋を示す。

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 200 - 100 = 130 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 130} = 0.0039$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0039 \times 15 + (0.0039 \times 15)^2} - 0.0039 \times 15 = 0.288$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.288}{3} = 0.904$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{0.66 \times 10^6}{507 \times 0.904 \times 130} = 11.02 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 0.656 \times 10^6}{0.288 \times 0.904 \times 1000 \times 130^2} = 0.30 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{5.271 \times 10^3}{1000 \times 0.904 \times 130} = 0.045 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

1. 設計条件

(1) 擁壁の形式および高さ

形式 : 逆 T 型擁壁  
 全高さ : H=1.85m

(2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

(3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
 単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
 壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
 壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
 地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

(4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

(5) 支持地盤

土の種類 : 関東ローム  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 許容地耐力 :  $50.0 \text{ kN/m}^2$   
 底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3$  土の種類に準ずる

(6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

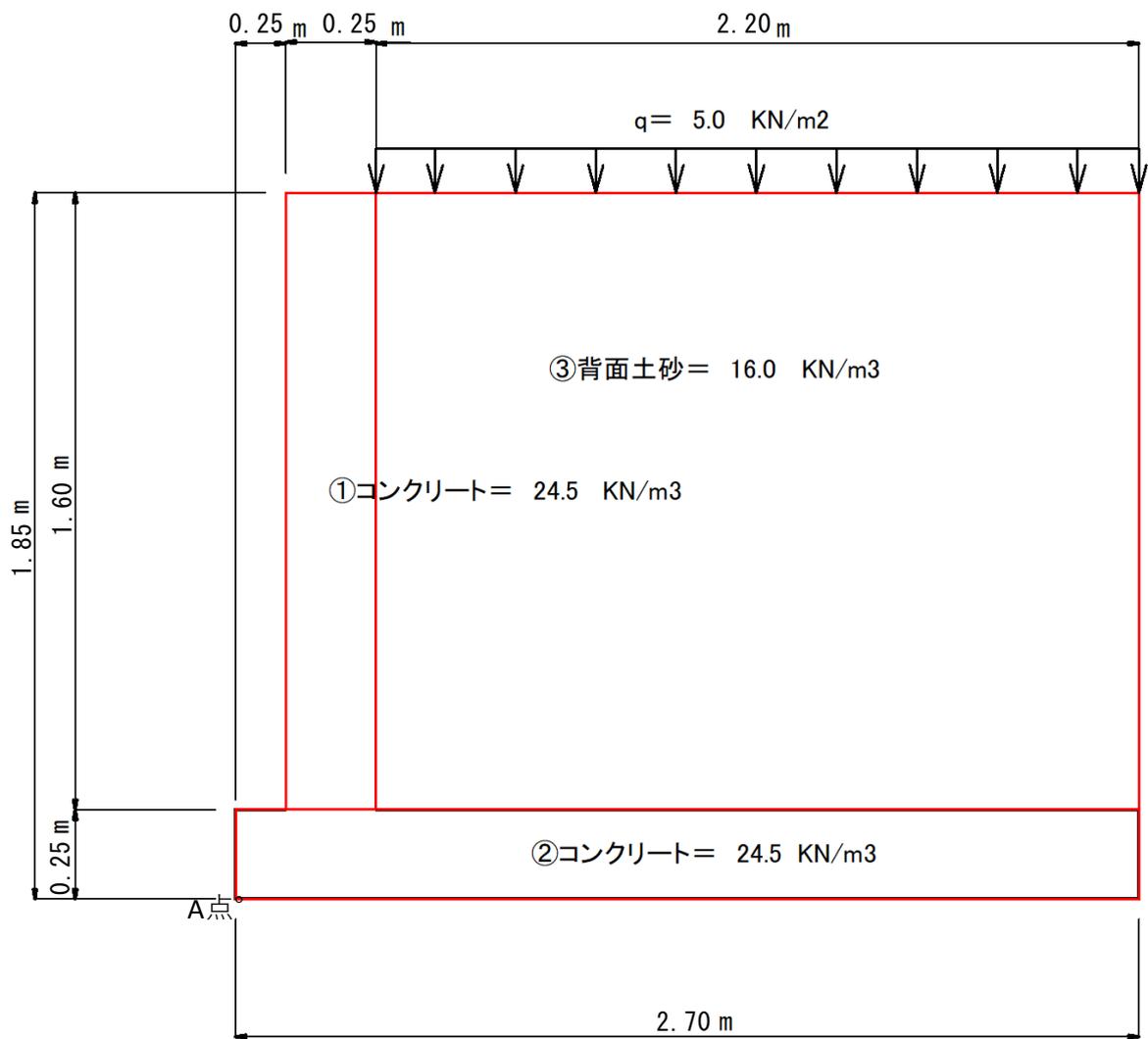
(7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(8) 擁壁形状

全高	: 1.85 m		
堅壁高	: 1.60 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.25 m	堅壁 $z = 10417 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 130208 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.25 m	底版 $z = 10417 \text{ cm}^3$	底版 $I = 130208 \text{ cm}^4$
底版幅	: 2.70 m		
かかと幅	: 2.20 m		
つま先幅	: 0.25 m		

## 2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 1.85 = 4.625 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 1.85^2 = 13.690 \text{ kN}$$

$$P_A = 13.690 + 4.625 = 18.315 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.625 \times \cos(0 + 0) = 4.625$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.690 \times \cos(0 + 0) = 13.690$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 堅壁重量 $0.25 \times 1.60 \times 24.5 = 9.809$	$0.25 \div 2 + 0.25 = 0.375$	3.678
	② 底版重量 $2.70 \times 0.25 \times 24.5 = 16.553$	$2.70 \div 2 = 1.350$	22.346
	③ 背面土重量 $2.20 \times 1.60 \times 16.0 = 56.320$	$2.20 \div 2 + 0.50 = 1.600$	90.112
	q 上載荷重 $2.20 \times 5.0 = 11.000$	$2.20 \div 2 + 0.50 = 1.600$	17.6
	計 $\Sigma V = 93.682$	計 $\Sigma M_r = 133.736$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} = 4.625$	$1.85 \div 2 = 0.925$	4.278
	$P_{A2H} = 13.690$	$1.85 \div 3 = 0.616$	8.433
	計 $\Sigma P_{AH} = 18.315$	計 $\Sigma M_o = 12.711$	
$\Sigma M$	合計		121.025

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{121.03}{93.68} = 1.292 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.70}{2} - 1.292 = 0.058 < \frac{B}{6} = 0.45 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{133.736}{12.711} = 10.52 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 93.7 \times 0.300 + 0.0 \times 2.70 = 28.1046$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 18.315$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{28.1046}{18.315} = 1.53 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

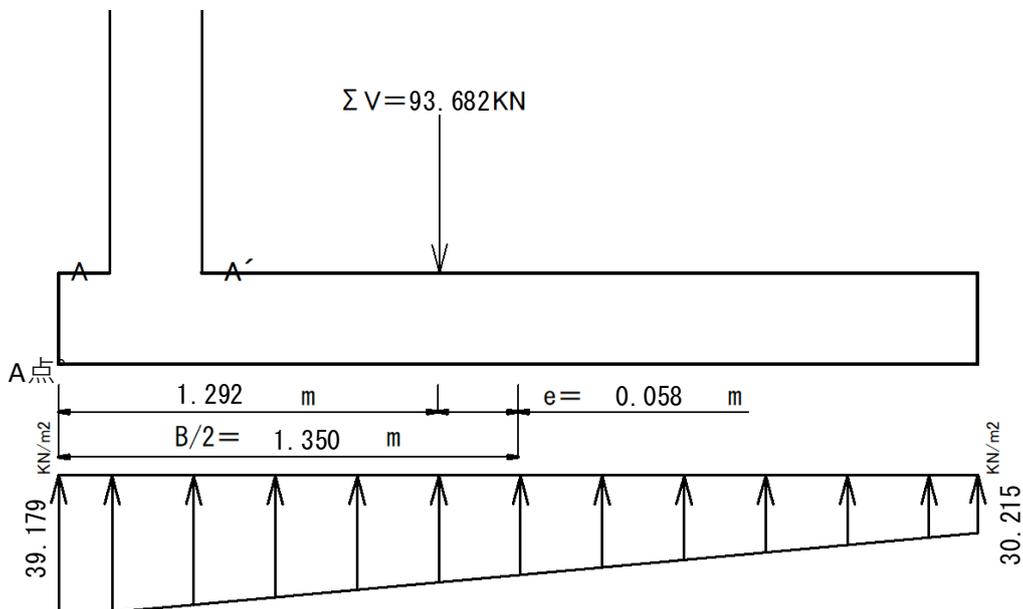
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{93.68}{2.70} \left[ 1 \pm \frac{0.349}{2.70} \right]$$

$$= 39.179 (q_{max}) < 50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 30.215 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0.0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 1.60 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 1.60^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (4.00 + 10.24) \times 0.973 = 13.86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 4.00 \times 0.973 \times \frac{1.60}{2} + 3.200 \times 0.973 \times \frac{1.60}{3} \\
 &= 4.775 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 250 - 80 = 170$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 170} = 0.0030$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0030 \times 15 + (0.0030 \times 15)^2} - 0.0030 \times 15 = 0.258
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.258}{3} = 0.914$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{4.775 \times 10^6}{507 \times 0.914 \times 170} = 60.63 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

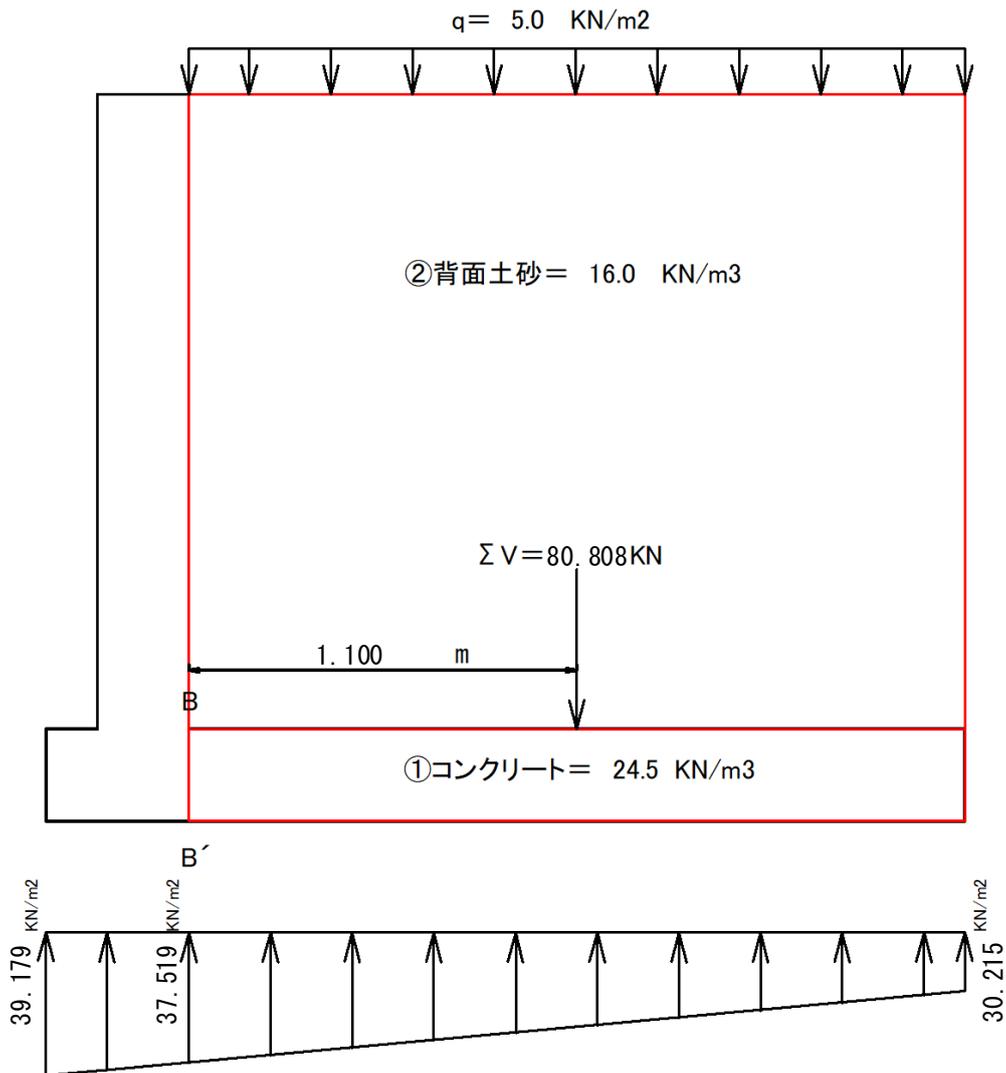
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 4.775 \times 10^6}{0.258 \times 0.914 \times 1000 \times 170^2} = 1.40 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{13.858 \times 10^3}{1000 \times 0.914 \times 170} = 0.089 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.25 \times 2.20 \times 24.5 = 13.488$	$2.20 \div 2 = 1.100$	14.836
	②背面土重量 $1.60 \times 2.20 \times 16.0 = 56.320$	$2.20 \div 2 = 1.100$	61.952
	q 上載荷重 $5.00 \times 2.200 = 11.000$	$2.20 \div 2 = 1.100$	12.100
	計 $\Sigma V = 80.808$	計 $\Sigma M_v = 88.888$	
反力	等分布 66.473	$2.20 \div 2 = 1.100$	73.120
	不等分布 8.035	$2.20 \div 3 = 0.733$	5.889
	計 $\Sigma Q = 74.507$	計 $\Sigma M_q = 79.009$	
$\Sigma M$	合計		9.879

39.179 kN( $q_{\max}$ )

30.215 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (39.179 - 30.215) \times 2.20 / 2.70 + 30.215 = 37.519 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 30.215 \times 2.200 = 66.473 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (37.519 - 30.215) \times 2.20 \times 0.5 = 8.035 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 80.808 - 74.507 = 6.301 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 88.888 - 79.009 = 9.879 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 250 - 90 = 160 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 160} = 0.0032$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0032 \times 15 + (0.0032 \times 15)^2} - 0.0032 \times 15 = 0.264$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.000}{3} = 1.000$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{9.879 \times 10^6}{507 \times 1.000 \times 160} = 121.8 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

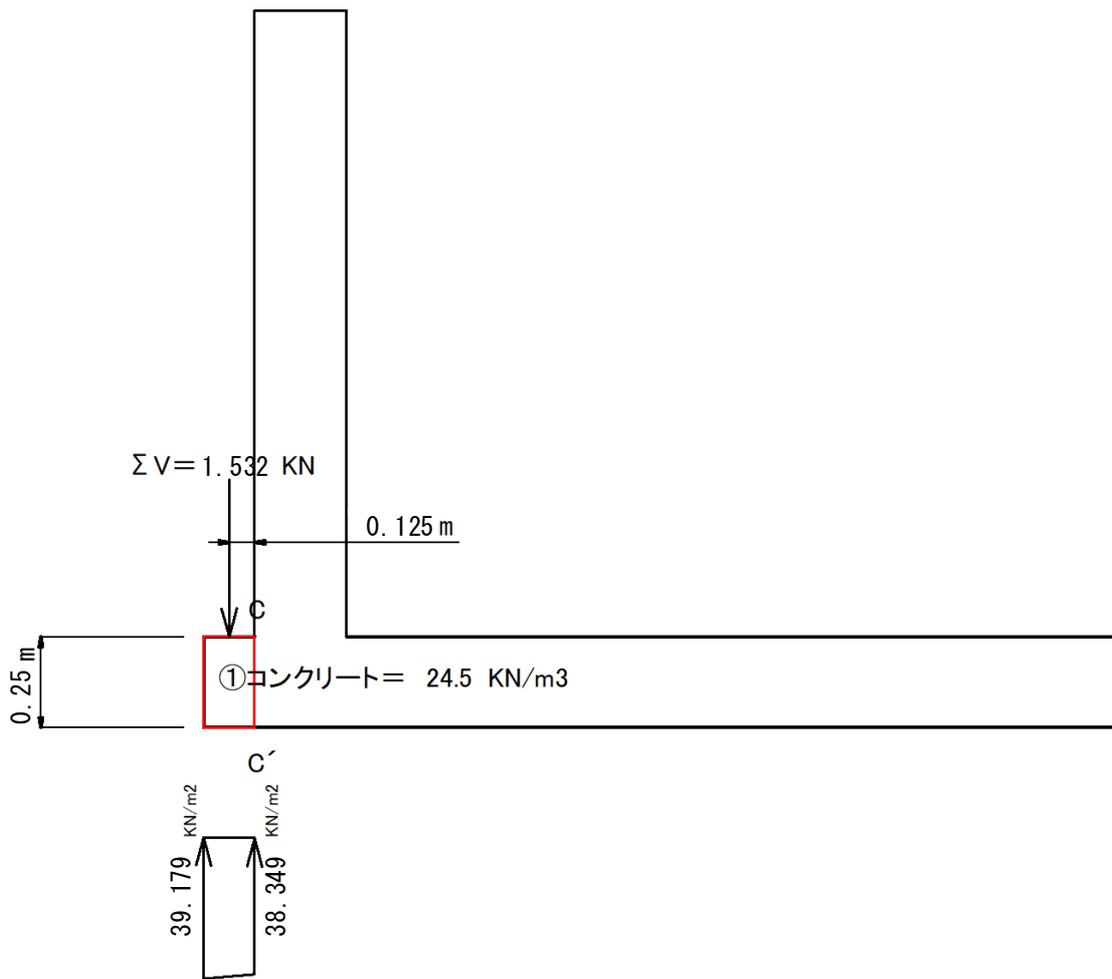
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 9.879 \times 10^6}{0.264 \times 1.000 \times 1000 \times 160^2} = 2.90 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{6.301 \times 10^3}{1000 \times 1.000 \times 160} = 0.039 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(3) 底版つま先の検討

1) C-C'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.25 \times 0.25 \times 24.5 = 1.532$	$0.25 \div 2 = 0.125$	0.191
	計 $\Sigma V = 1.532$	計	$\Sigma M_v = 0.191$
反力	等分布 7.554	$0.25 \div 2 = 0.13$	0.944
	不等分布 0.104	$0.25 \div 3 = 0.08$	0.008
	計 $\Sigma Q = 7.657$	計	$\Sigma M_q = 0.952$
$\Sigma M$	合計		-0.761

39.179 kN ( $q_{\max}$ )

30.215 kN ( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (39.179 - 30.215) \times 2.45 / 2.70 + 30.215 = 38.349 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 30.215 \times 0.250 = 7.554 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (39.179 - 38.349) \times 0.25 \times 0.5 = 0.104 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 1.532 - 7.657 = -6.125 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 0.191 - 0.952 = -0.76 \text{ kN}$$

※ せん断力および曲げモーメントに負号があり、引張鉄筋はつま先下端筋を示す。

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 250 - 90 = 160 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 160} = 0.0032$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0032 \times 15 + (0.0032 \times 15)^2} - 0.0032 \times 15 = 0.264$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.264}{3} = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{0.76 \times 10^6}{507 \times 0.912 \times 160} = 10.29 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 0.761 \times 10^6}{0.264 \times 0.912 \times 1000 \times 160^2} = 0.25 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{6.125 \times 10^3}{1000 \times 0.912 \times 160} = 0.042 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

1. 設計条件

(1) 擁壁の形式および高さ

形式 : 逆 T 型擁壁  
 全高さ : H=2.40m

(2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

(3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
 単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
 壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
 壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
 地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

(4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

(5) 支持地盤

土の種類 : 関東ローム  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 許容地耐力 :  $65.0 \text{ kN/m}^2$   
 底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる

(6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

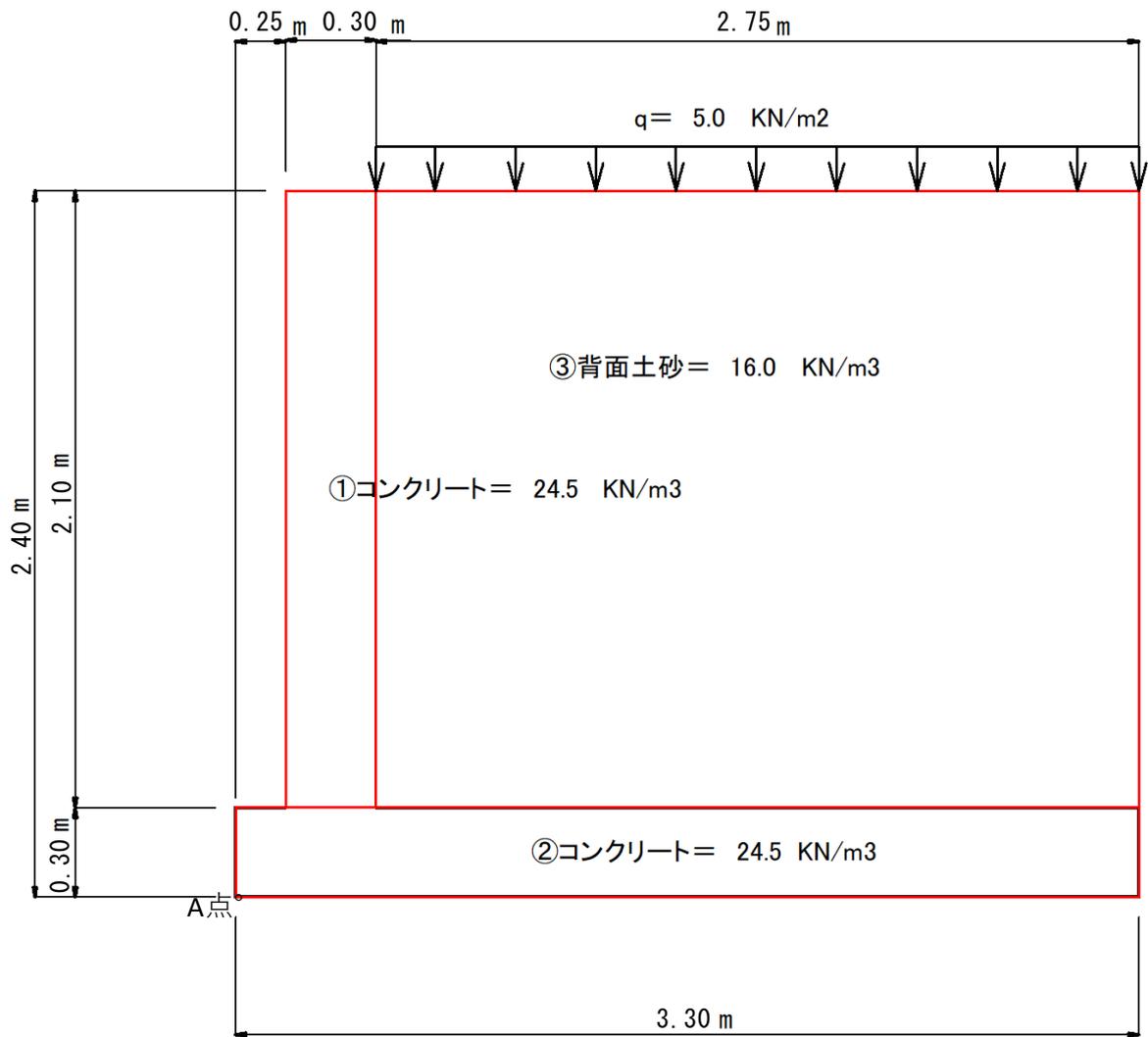
(7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(8) 擁壁形状

全高	: 2.40 m		
堅壁高	: 2.10 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.30 m	堅壁 $z = 15000 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 225000 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.30 m	底版 $z = 15000 \text{ cm}^3$	底版 $I = 225000 \text{ cm}^4$
底版幅	: 3.30 m		
かかと幅	: 2.75 m		
つま先幅	: 0.25 m		

## 2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 2.40 = 6.000 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 2.40^2 = 23.040 \text{ kN}$$

$$P_A = 23.040 + 6.000 = 29.040 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.000 \times \cos(0 + 0) = 6.000$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.040 \times \cos(0 + 0) = 23.040$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 壁重量 $0.30 \times 2.10 \times 24.5 = 15.45$	$0.30 \div 2 + 0.25 = 0.400$	6.18
	② 底版重量 $3.30 \times 0.30 \times 24.5 = 24.278$	$3.30 \div 2 = 1.650$	40.058
	③ 背面土重量 $2.75 \times 2.10 \times 16.0 = 92.400$	$2.75 \div 2 + 0.55 = 1.925$	177.87
	q 上載荷重 $2.75 \times 5.0 = 13.750$	$2.75 \div 2 + 0.55 = 1.925$	26.468
	計 $\Sigma V = 145.878$	計 $\Sigma M_r = 250.576$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} = 6.000$	$2.40 \div 2 = 1.200$	7.2
	$P_{A2H} = 23.040$	$2.40 \div 3 = 0.800$	18.432
	計 $\Sigma P_{AH} = 29.04$	計 $\Sigma M_o = 25.632$	
$\Sigma M$	合計		224.944

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{224.94}{145.88} = 1.542 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.30}{2} - 1.542 = 0.108 < \frac{B}{6} = 0.55 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{250.576}{25.632} = 9.78 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 145.9 \times 0.300 + 0.0 \times 3.30 = 43.7634$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 29.04$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{43.7634}{29.040} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

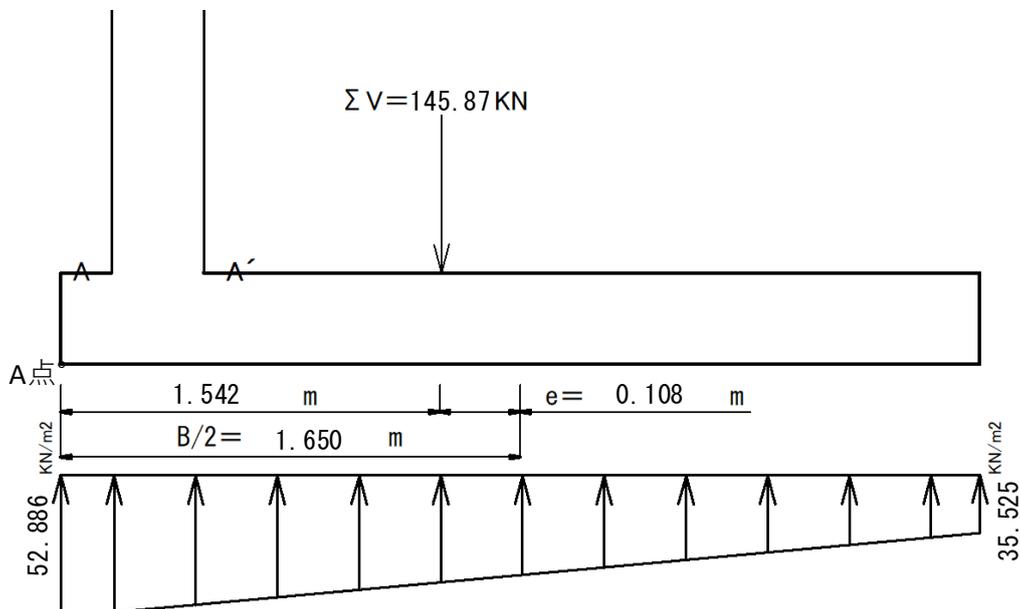
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{145.88}{3.30} \left[ 1 \pm \frac{0.648}{3.30} \right]$$

$$= 52.886 (q_{max}) < 65 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 35.525 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0.0 + 13.3) \\
 &= \left( 0.5 \times 5.0 \times 2.10 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 2.10^2 \right) \times 0.973 \\
 &= (5.25 + 17.64) \times 0.973 = 22.28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 5.25 \times 0.973 \times \frac{2.10}{2} + 5.513 \times 0.973 \times \frac{2.10}{3} \\
 &= 9.120 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 198.6 \times 1000 / 250 = 794 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 300 - 80 = 220$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{794}{1000 \times 220} = 0.0036$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn & n &= \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0036 \times 15 + (0.0036 \times 15)^2} - 0.0036 \times 15 & &= 0.279
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.279}{3} = 0.907$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{9.120 \times 10^6}{794 \times 0.907 \times 220} = 57.54 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

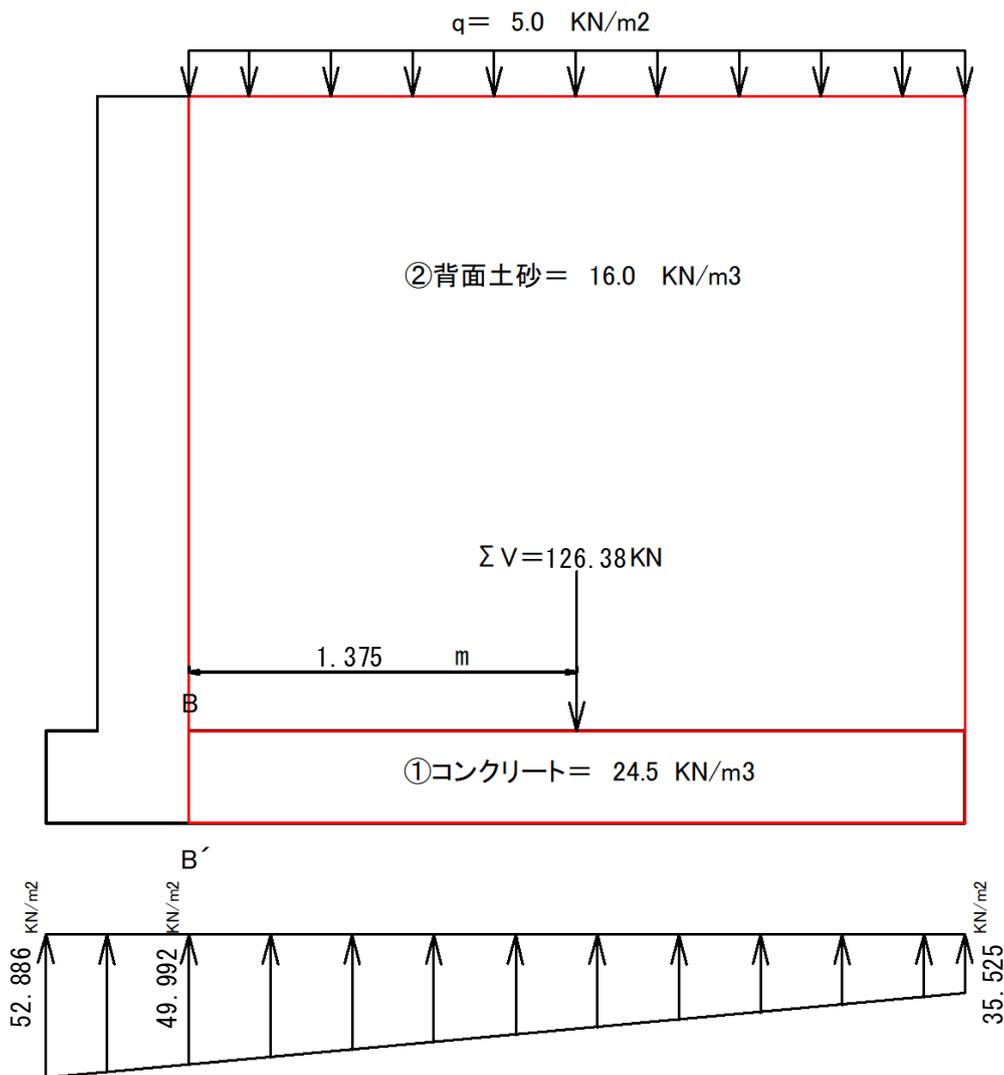
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 9.120 \times 10^6}{0.279 \times 0.907 \times 1000 \times 220^2} = 1.49 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{22.276 \times 10^3}{1000 \times 0.907 \times 220} = 0.112 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.30 \times 2.75 \times 24.5 = 20.232$	$2.75 \div 2 = 1.375$	27.819
	②背面土重量 $2.10 \times 2.75 \times 16.0 = 92.400$	$2.75 \div 2 = 1.375$	127.050
	q 上載荷重 $5.00 \times 2.75 = 13.750$	$2.75 \div 2 = 1.375$	18.906
	計 $\Sigma V = 126.382$	計	$\Sigma M_v = 173.775$
反力	等分布 97.694	$2.75 \div 2 = 1.375$	134.329
	不等分布 19.892	$2.75 \div 3 = 0.916$	18.221
	計 $\Sigma Q = 117.587$	計	$\Sigma M_q = 152.550$
ΣM	合計		21.225

52.886 kN( $q_{\max}$ )

35.525 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (52.886 - 35.525) \times 2.75 / 3.30 + 35.525 = 49.992 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 35.525 \times 2.750 = 97.694 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (49.992 - 35.525) \times 2.75 \times 0.5 = 19.892 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 126.382 - 117.587 = 8.795 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 173.775 - 152.550 = 21.225 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 198.6 \times 1000 / 250 = 794 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 300 - 90 = 210 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{794}{1000 \times 210} = 0.0038$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0038 \times 15 + (0.0038 \times 15)^2} - 0.0038 \times 15 = 0.285$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.000}{3} = 1.000$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{21.225 \times 10^6}{794 \times 1.000 \times 210} = 127.2 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

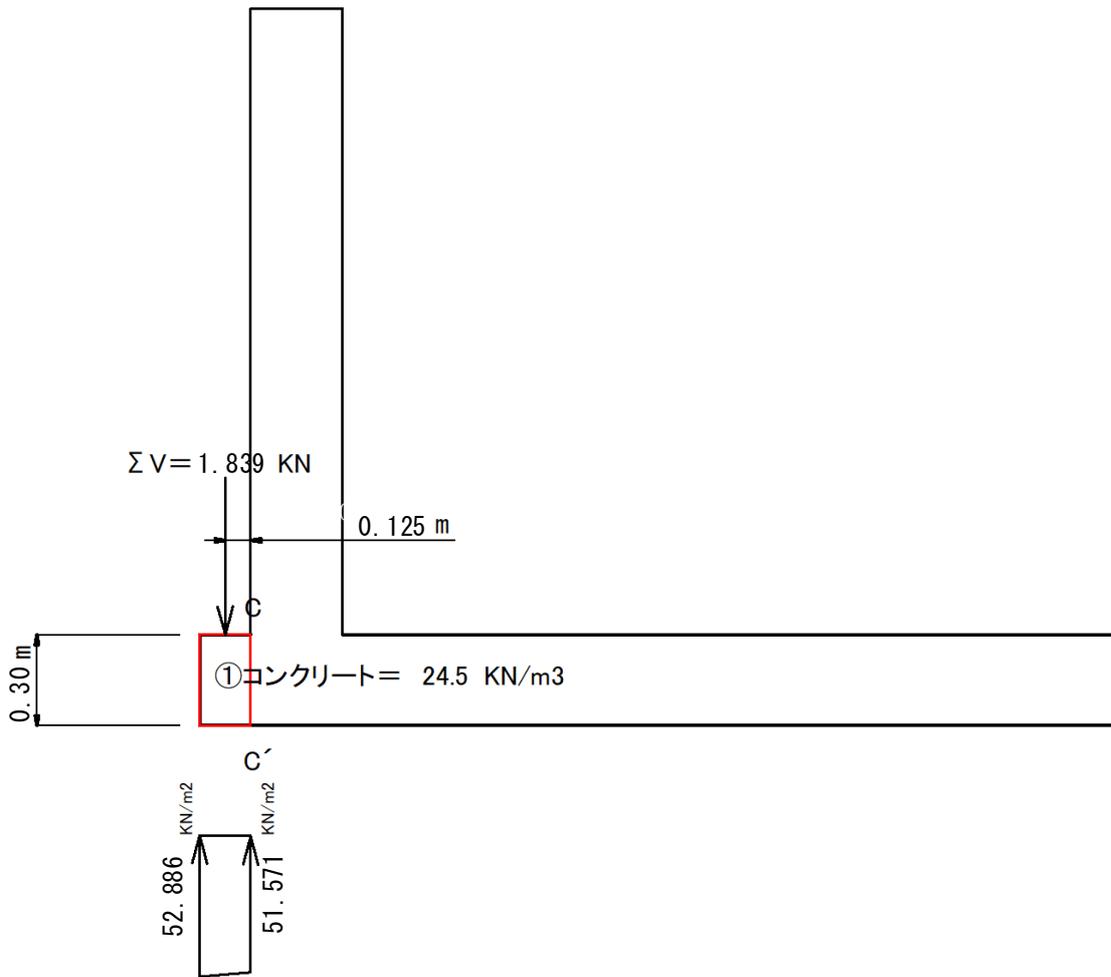
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 21.225 \times 10^6}{0.285 \times 1.000 \times 1000 \times 210^2} = 3.40 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{8.795 \times 10^3}{1000 \times 1.000 \times 210} = 0.042 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(3) 底版つま先の検討

1) C-C'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.30 \times 0.25 \times 24.5 = 1.839$	$0.25 \div 2 = 0.125$	0.229
	計 ΣV = 1.839	計	ΣM <sub>v</sub> = 0.229
反力	等分布 8.881	$0.25 \div 2 = 0.13$	1.110
	不等分布 0.164	$0.25 \div 3 = 0.08$	0.013
	計 ΣQ = 9.046	計	ΣM <sub>q</sub> = 1.123
ΣM	合計		-0.894

52.886 kN (q<sub>max</sub>)

35.525 kN (q<sub>min</sub>)

$$\text{支点最大反力} = (52.886 - 35.525) \times 3.05 / 3.30 + 35.525 = 51.571 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 35.525 \times 0.250 = 8.881 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (52.886 - 51.571) \times 0.25 \times 0.5 = 0.164 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 1.839 - 9.046 = -7.207 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 0.229 - 1.123 = -0.89 \text{ kN}$$

※ せん断力および曲げモーメントに負号があり、引張鉄筋はつま先下端筋を示す。

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 300 - 90 = 210 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 210} = 0.0024$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0024 \times 15 + (0.0024 \times 15)^2} - 0.0024 \times 15 = 0.235$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.235}{3} = 0.922$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{0.89 \times 10^6}{507 \times 0.922 \times 210} = 9.115 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 0.894 \times 10^6}{0.235 \times 0.922 \times 1000 \times 210^2} = 0.19 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{7.207 \times 10^3}{1000 \times 0.922 \times 210} = 0.037 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

1. 設計条件

(1) 擁壁の形式および高さ

形式 : 逆 T 型擁壁  
 全高さ : H=2.95m

(2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

(3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
 単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
 壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
 壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
 地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

(4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

(5) 支持地盤

土の種類 : 関東ローム  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 許容地耐力 :  $85.0 \text{ kN/m}^2$   
 底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる

(6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

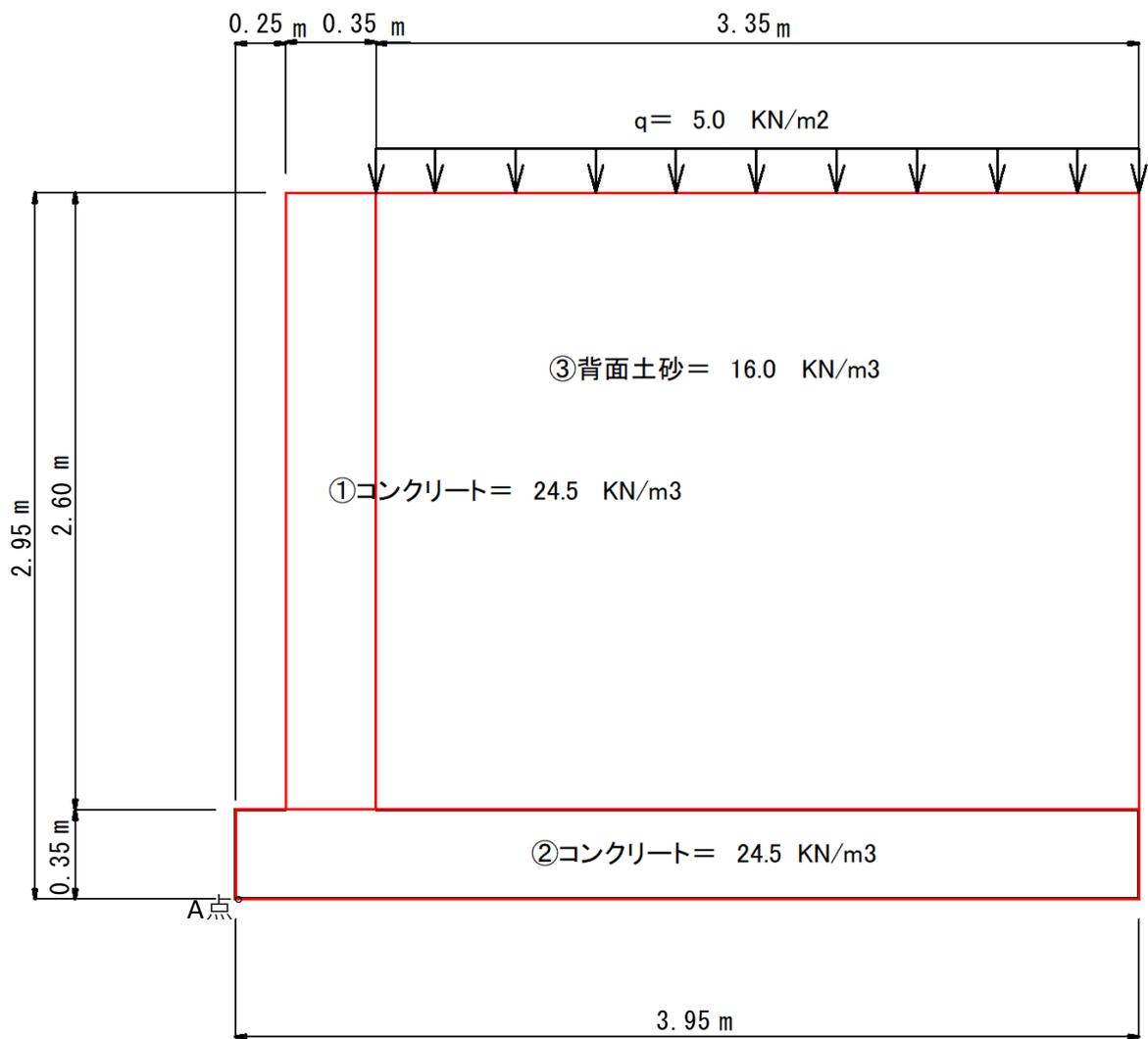
(7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(8) 擁壁形状

全高	: 2.95 m		
堅壁高	: 2.60 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.35 m	堅壁 $z = 20417 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 357292 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.35 m	底版 $z = 20417 \text{ cm}^3$	底版 $I = 357292 \text{ cm}^4$
底版幅	: 3.95 m		
かかと幅	: 3.35 m		
つま先幅	: 0.25 m		

## 2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 2.95 = 7.375 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 2.95^2 = 34.810 \text{ kN}$$

$$P_A = 34.810 + 7.375 = 42.185 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.375 \times \cos(0 + 0) = 7.375$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 34.810 \times \cos(0 + 0) = 34.810$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 壁重量 $0.35 \times 2.60 \times 24.5 = 22.316$	$0.35 \div 2 + 0.25 = 0.425$	9.484
	② 底版重量 $3.95 \times 0.35 \times 24.5 = 33.904$	$3.95 \div 2 = 1.975$	66.96
	③ 背面土重量 $3.35 \times 2.60 \times 16.0 = 139.360$	$3.35 \div 2 + 0.60 = 2.275$	317.044
	q 上載荷重 $3.35 \times 5.0 = 16.750$	$3.35 \div 2 + 0.60 = 2.275$	38.106
	計 $\Sigma V = 212.33$	計 $\Sigma M_r = 431.594$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} = 7.375$	$2.95 \div 2 = 1.475$	10.878
	$P_{A2H} = 34.810$	$2.95 \div 3 = 0.983$	34.218
	計 $\Sigma P_{AH} = 42.185$	計 $\Sigma M_o = 45.096$	
$\Sigma M$	合計		386.498

#### 4. 安定に対する検討

##### (1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{386.50}{212.33} = 1.820 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.95}{2} - 1.820 = 0.155 < \frac{B}{6} = 0.658 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{431.594}{45.096} = 9.57 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

##### (2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 212.3 \times 0.300 + 0.0 \times 3.95 = 63.699$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 42.185$$

安全率 (Fs)

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{63.699}{42.185} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

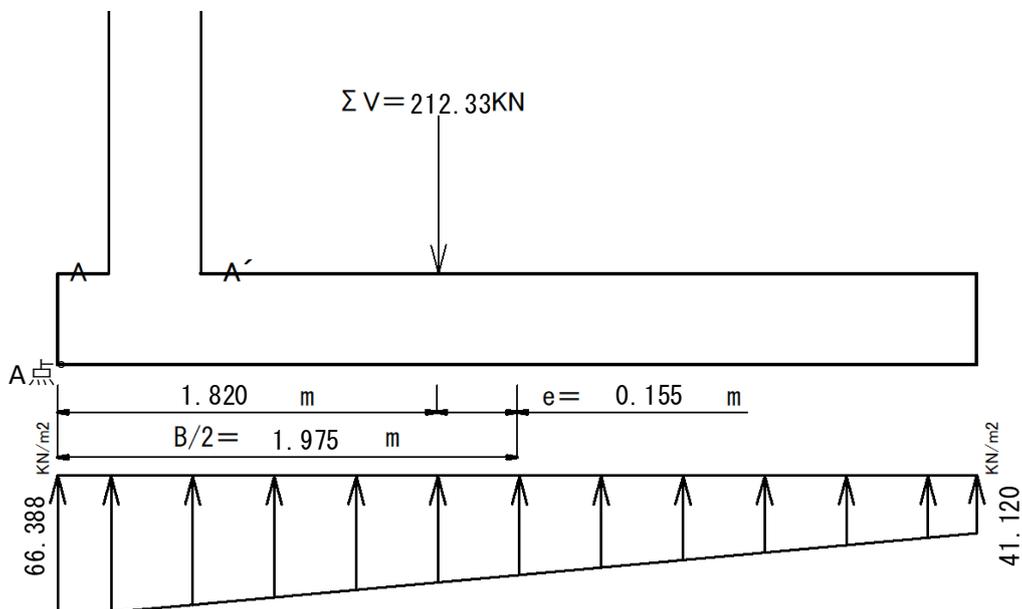
##### (3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{212.33}{3.95} \left[ 1 \pm \frac{0.928}{3.95} \right]$$

$$= 66.388 (q_{q_{max}}) < 85 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 41.120 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0.0 + 13.3) \\
 &= (0.5 \times 5.0 \times 2.60 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 2.60^2) \times 0.973 \\
 &= (6.50 + 27.04) \times 0.973 = 32.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 6.50 \times 0.973 \times \frac{2.60}{2} + 8.450 \times 0.973 \times \frac{2.60}{3} \\
 &= 15.350 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 198.6 \times 1000 / 250 = 794 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 350 - 80 = 270$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{794}{1000 \times 270} = 0.0029$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0029 \times 15 + (0.0029 \times 15)^2} - 0.0029 \times 15 = 0.256
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.256}{3} = 0.915$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{15.350 \times 10^6}{794 \times 0.915 \times 270} = 78.25 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

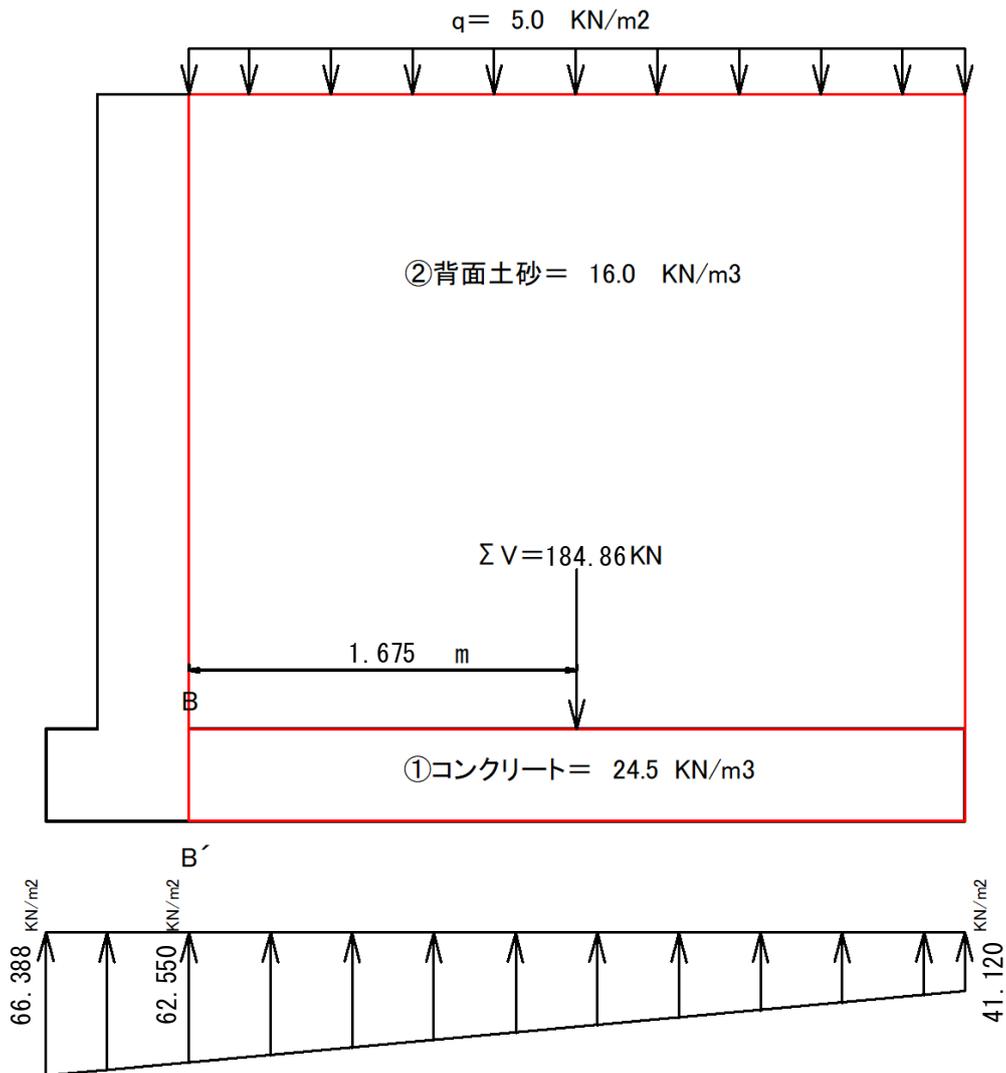
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 15.350 \times 10^6}{0.256 \times 0.915 \times 1000 \times 270^2} = 1.80 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{32.640 \times 10^3}{1000 \times 0.915 \times 270} = 0.132 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.35 \times 3.35 \times 24.5 = 28.754$	$3.35 \div 2 = 1.675$	48.162
	②背面土重量 $2.60 \times 3.35 \times 16.0 = 139.360$	$3.35 \div 2 = 1.675$	233.428
	q 上載荷重 $5.00 \times 3.35 = 16.750$	$3.35 \div 2 = 1.675$	28.056
	計 $\Sigma V = 184.864$	計 $\Sigma M_v = 309.646$	
反力	等分布 137.753	$3.35 \div 2 = 1.675$	230.736
	不等分布 35.895	$3.35 \div 3 = 1.116$	40.058
	計 $\Sigma Q = 173.648$	計 $\Sigma M_q = 270.794$	
$\Sigma M$	合計		38.852

66.388 kN( $q_{\max}$ )

41.120 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (66.388 - 41.120) \times 3.35 / 3.95 + 41.120 = 62.550 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 41.120 \times 3.350 = 137.753 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (62.550 - 41.120) \times 3.35 \times 0.5 = 35.895 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 184.864 - 173.648 = 11.216 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 309.646 - 270.794 = 38.852 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 198.6 \times 1000 / 250 = 794 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 350 - 100 = 250 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{794}{1000 \times 250} = 0.0032$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0032 \times 15 + (0.0032 \times 15)^2} - 0.0032 \times 15 = 0.265$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.000}{3} = 1.000$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{38.852 \times 10^6}{794 \times 1.000 \times 250} = 195.6 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

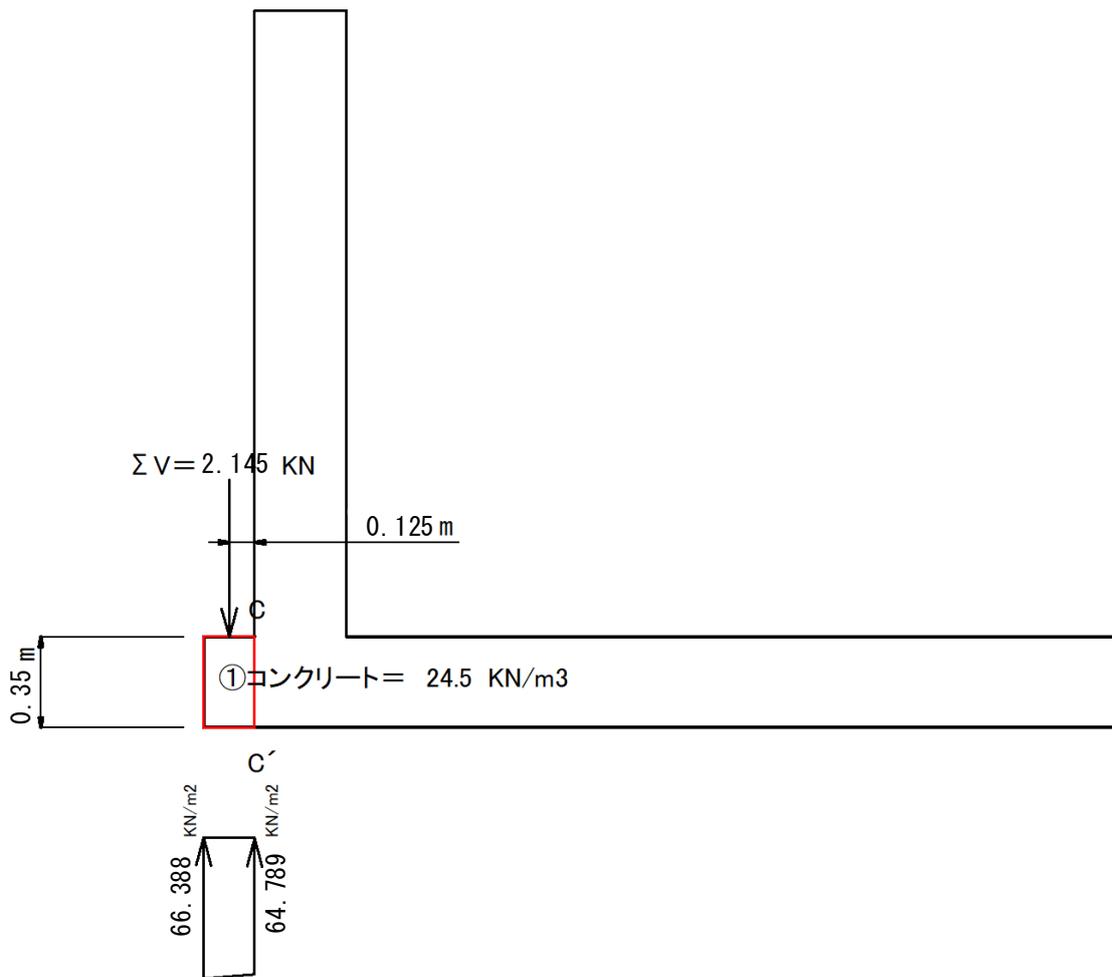
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 38.852 \times 10^6}{0.265 \times 1.000 \times 1000 \times 250^2} = 4.70 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{11.216 \times 10^3}{1000 \times 1.000 \times 250} = 0.045 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(3) 底版つま先の検討

1) C-C'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.35 \times 0.25 \times 24.5 = 2.145$	$0.25 \div 2 = 0.125$	0.268
	計 $\Sigma V = 2.145$	計	$\Sigma M_v = 0.268$
反力	等分布 10.280	$0.25 \div 2 = 0.13$	1.285
	不等分布 0.200	$0.25 \div 3 = 0.08$	0.016
	計 $\Sigma Q = 10.480$	計	$\Sigma M_q = 1.301$
$\Sigma M$	合計		-1.033

66.388 kN ( $q_{\max}$ )

41.120 kN ( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (66.388 - 41.120) \times 3.70 / 3.95 + 41.120 = 64.789 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 41.120 \times 0.250 = 10.280 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (66.388 - 64.789) \times 0.25 \times 0.5 = 0.200 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 2.145 - 10.480 = -8.335 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 0.268 - 1.301 = -1.03 \text{ kN}$$

※ せん断力および曲げモーメントに負号があり、引張鉄筋はつま先下端筋を示す。

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 350 - 100 = 250 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 250} = 0.0020$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0020 \times 15 + (0.0020 \times 15)^2} - 0.0020 \times 15 = 0.218$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.218}{3} = 0.927$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{1.03 \times 10^6}{507 \times 0.927 \times 250} = 8.792 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 1.033 \times 10^6}{0.218 \times 0.927 \times 1000 \times 250^2} = 0.16 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{8.335 \times 10^3}{1000 \times 0.927 \times 250} = 0.036 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

1. 設計条件

(1) 擁壁の形式および高さ

形式 : 逆 T 型擁壁  
 全高さ : H=3.55m

(2) 表面載荷重

上載荷重 :  $q=5.0 \text{ kN/m}^2$

(3) 背面土

土の種類 : シルト、粘土、またはそれらを多く含む土 (政令別表第二に準拠)  
 単位体積重量 :  $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$  土の種類に準ずる  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 壁面摩擦角 (安定性) :  $\delta = 0^\circ$   
 壁面摩擦角 (部材応力) :  $\delta = 2\phi / 3 = 13.3^\circ$  として設定  
 壁背面と鉛直面とのなす角 :  $\alpha = 0^\circ$   
 地表面と水平面とのなす角 :  $\beta = 0^\circ$

(4) 土圧

土圧係数 :  $K_A = 0.5$  土の種類に準ずる

(5) 支持地盤

土の種類 : 関東ローム  
 内部摩擦角 :  $\phi = 0^\circ$   
 粘着力 :  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
 許容地耐力 :  $100.0 \text{ kN/m}^2$   
 底面の摩擦係数 :  $\mu = 0.3$  土の種類に準ずる

(6) 材料の許容応力度(常時)

コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋(SD295)の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

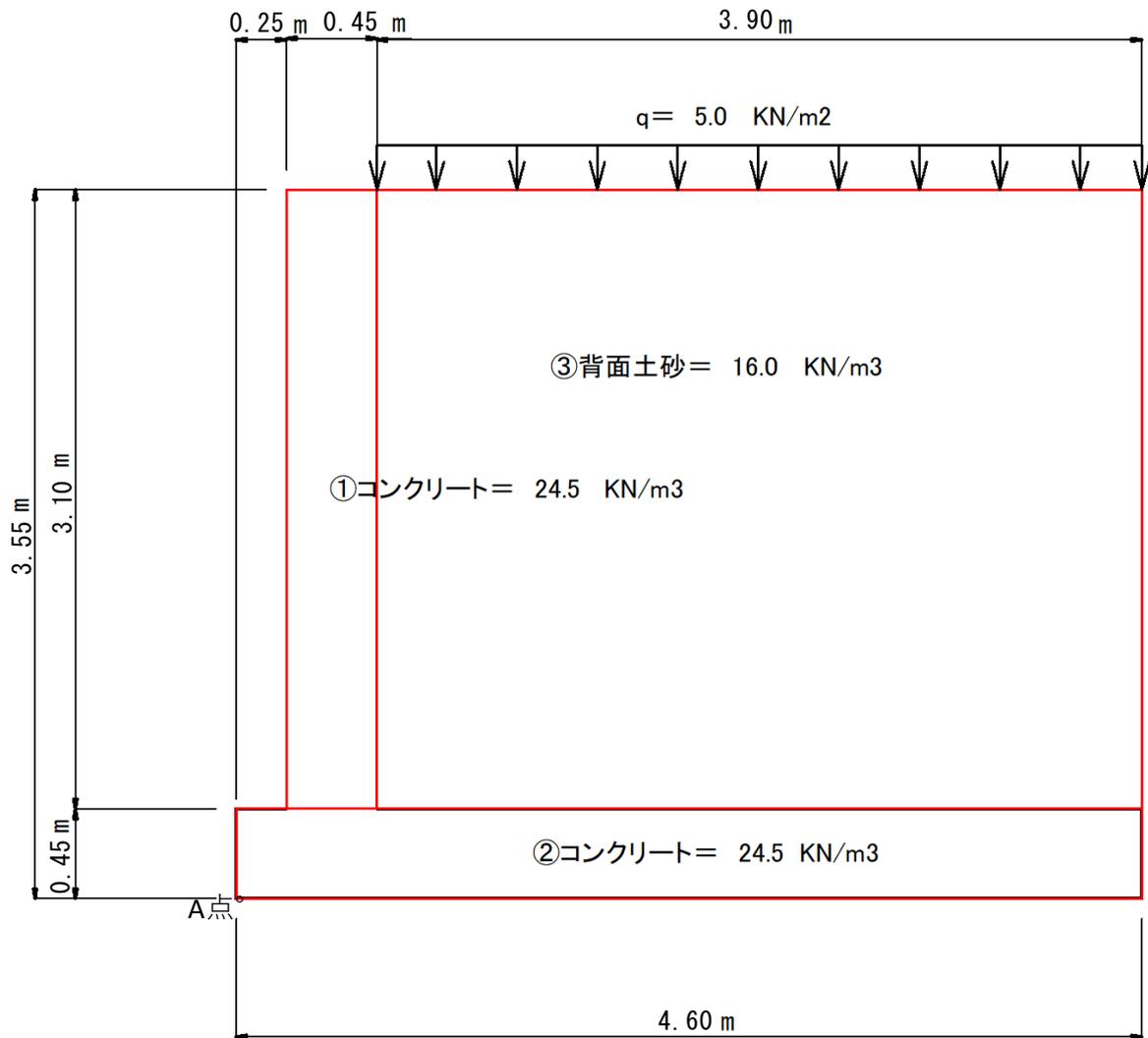
(7) 単位重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(8) 擁壁形状

全高	: 3.55 m		
堅壁高	: 3.10 m	断面係数	断面二次モーメント
堅壁厚	: 0.45 m	堅壁 $z = 33750 \text{ cm}^3$	堅壁 $I = 759375 \text{ cm}^4$
底版厚	: 0.45 m	底版 $z = 33750 \text{ cm}^3$	底版 $I = 759375 \text{ cm}^4$
底版幅	: 4.60 m		
かかと幅	: 3.90 m		
つま先幅	: 0.25 m		

## 2. 擁壁断面の形状および寸法



3. 荷重およびモーメント（以下単位幅（1m）当たりで計算を行う）

(1) 土圧

○主働土圧係数（ $K_A=0.5$ ）とする。

○主働土圧（ $P_A$ ）

$$P_A = \text{表面載荷重による土圧 } (P_{A1}) + \text{背面土による土圧 } (P_{A2})$$

$$P_{A1} = K_A \cdot q \cdot H = 0.5 \times 5.0 \times 3.55 = 8.875 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.0 \times 3.55^2 = 50.410 \text{ kN}$$

$$P_A = 50.410 + 8.875 = 59.285 \text{ kN}$$

○表面載荷重および背面土による土圧の水平分力

$$P_{A1H} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 8.875 \times \cos(0 + 0) = 8.875$$

$$P_{A2H} = P_{A2} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 50.410 \times \cos(0 + 0) = 50.410$$

重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
鉛直力 安定 モーメント	① 壁重量 $0.45 \times 3.10 \times 24.5 = 34.21$	$0.45 \div 2 + 0.25 = 0.475$	16.249
	② 底版重量 $4.60 \times 0.45 \times 24.5 = 50.764$	$4.60 \div 2 = 2.300$	116.757
	③ 背面土重量 $3.90 \times 3.10 \times 16.0 = 193.440$	$3.90 \div 2 + 0.70 = 2.650$	512.616
	q 上載荷重 $3.90 \times 5.0 = 19.500$	$3.90 \div 2 + 0.70 = 2.650$	51.675
	計 $\Sigma V = 297.914$	計 $\Sigma M_r = 697.297$	
水平力 転倒 モーメント	$P_{A1H} = 8.875$	$3.55 \div 2 = 1.775$	15.753
	$P_{A2H} = 50.410$	$3.55 \div 3 = 1.183$	59.635
	計 $\Sigma P_{AH} = 59.285$	計 $\Sigma M_o = 75.388$	
$\Sigma M$	合計		621.909

4. 安定に対する検討

(1) 転倒に対する検討

A点より合力作用位置までの距離 (d)

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{621.91}{297.91} = 2.088 \text{ m}$$

偏心距離 (e)

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{4.60}{2} - 2.088 = 0.212 < \frac{B}{6} = 0.767 \quad \text{OK}$$

安全率 (F)

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{697.297}{75.388} = 9.25 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

(2) 滑動に対する検討

滑動に対する抵抗力 =  $R_v \times \mu + C_B \times B$

$$= 297.9 \times 0.300 + 0.0 \times 4.60 = 89.3742$$

$$\text{滑動力} = \sum P_{AH} = 59.285$$

安全率 ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{\text{活動に対する抵抗力}}{\text{活動力}} = \frac{89.3742}{59.285} = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

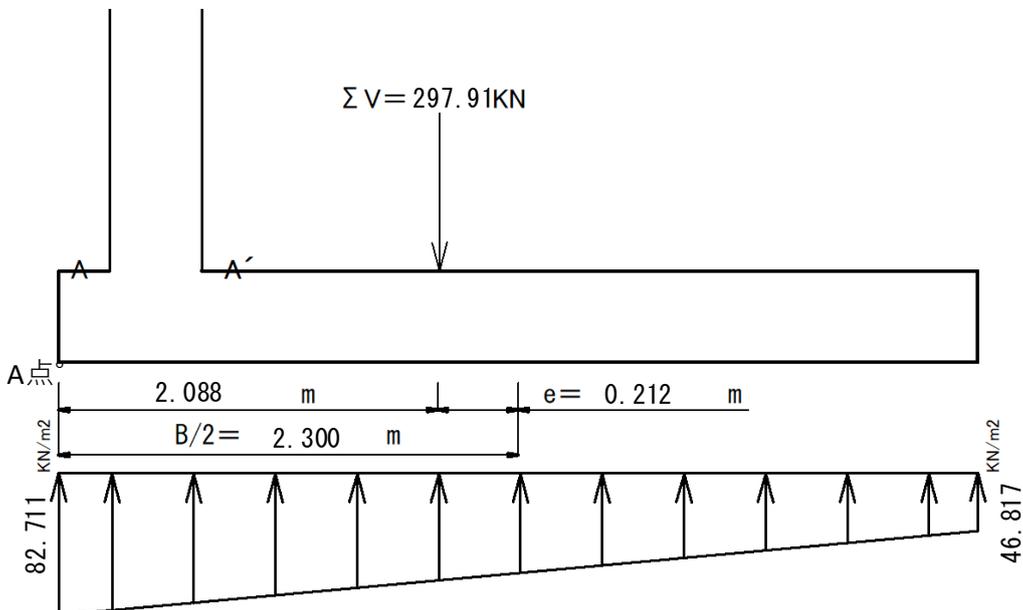
(3) 地盤反力に対する検討

地盤反力 ( $\sigma$ )

$$q = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{297.91}{4.60} \left[ 1 \pm \frac{1.275}{4.60} \right]$$

$$= 82.711 (q_{max}) < 100 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$= 46.817 (q_{min})$$



5. 部材応力度の検討

(1) 堅壁の検討

1) A-A'断面の検討

○土圧

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= \left( K_A \cdot q \cdot H + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \times \cos(0.0 + 13.3) \\
 &= (0.5 \times 5.0 \times 3.10 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16 \times 3.10^2) \times 0.973 \\
 &= (7.75 + 38.44) \times 0.973 = 44.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

○曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(0.0 + 13.3) \frac{H}{2} + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos(0.0 + 13.3) \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 7.75 \times 0.973 \times \frac{3.10}{2} + 12.013 \times 0.973 \times \frac{3.1}{3} \\
 &= 23.770 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 286.5 \times 1000 / 250 = 1146 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{壁厚} - \text{かぶり厚} = 450 - 80 = 370$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1146}{1000 \times 370} = 0.0031$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15 \\
 &= \sqrt{2 \times 0.0031 \times 15 + (0.0031 \times 15)^2} - 0.0031 \times 15 = 0.262
 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.262}{3} = 0.913$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{23.770 \times 10^6}{1146 \times 0.913 \times 370} = 61.42 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

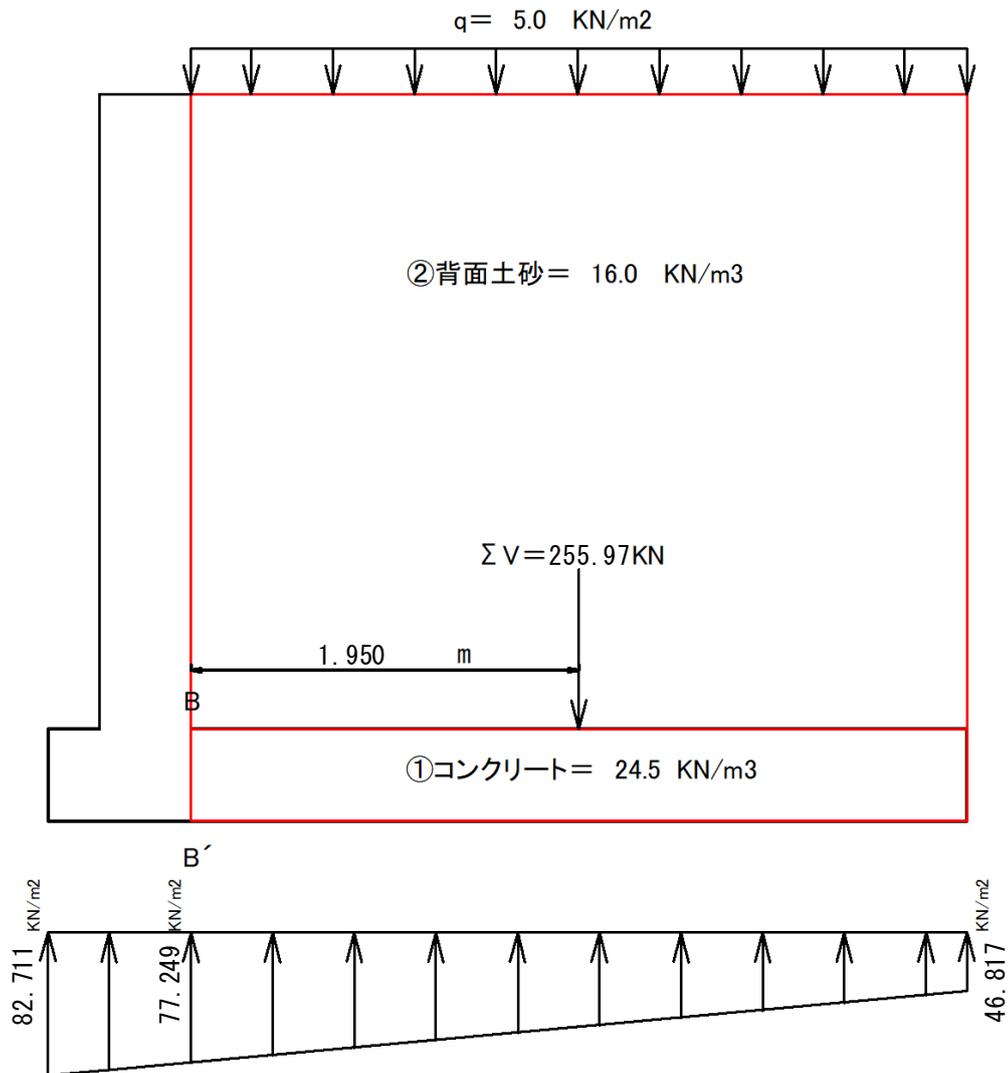
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 23.770 \times 10^6}{0.262 \times 0.913 \times 1000 \times 370^2} = 1.45 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{44.951 \times 10^3}{1000 \times 0.913 \times 370} = 0.133 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(2) 底版かかとの検討

1) B-B'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.45 \times 3.90 \times 24.5 = 43.039$	$3.90 \div 2 = 1.950$	83.926
	②背面土重量 $3.10 \times 3.90 \times 16.0 = 193.440$	$3.90 \div 2 = 1.950$	377.208
	q 上載荷重 $5.00 \times 3.900 = 19.500$	$3.90 \div 2 = 1.950$	38.025
	計 $\Sigma V = 255.979$	計 $\Sigma M_v = 499.159$	
反力	等分布 182.586	$3.90 \div 2 = 1.950$	356.042
	不等分布 59.342	$3.90 \div 3 = 1.300$	77.144
	計 $\Sigma Q = 241.928$	計 $\Sigma M_q = 433.186$	
$\Sigma M$	合計		65.973

82.711 kN( $q_{\max}$ )

46.817 kN( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (82.711 - 46.817) \times 3.90 / 4.60 + 46.817 = 77.249 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 46.817 \times 3.900 = 182.586 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (77.249 - 46.817) \times 3.90 \times 0.5 = 59.342 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 255.979 - 241.928 = 14.051 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 499.159 - 433.186 = 65.973 \text{ kN}$$

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 286.5 \times 1000 / 250 = 1146 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 450 - 100 = 350 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1146}{1000 \times 350} = 0.0033$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0033 \times 15 + (0.0033 \times 15)^2} - 0.0033 \times 15 = 0.268$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.000}{3} = 1.000$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{65.973 \times 10^6}{1146 \times 1.000 \times 350} = 164.5 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

○コンクリートの圧縮応力の検討

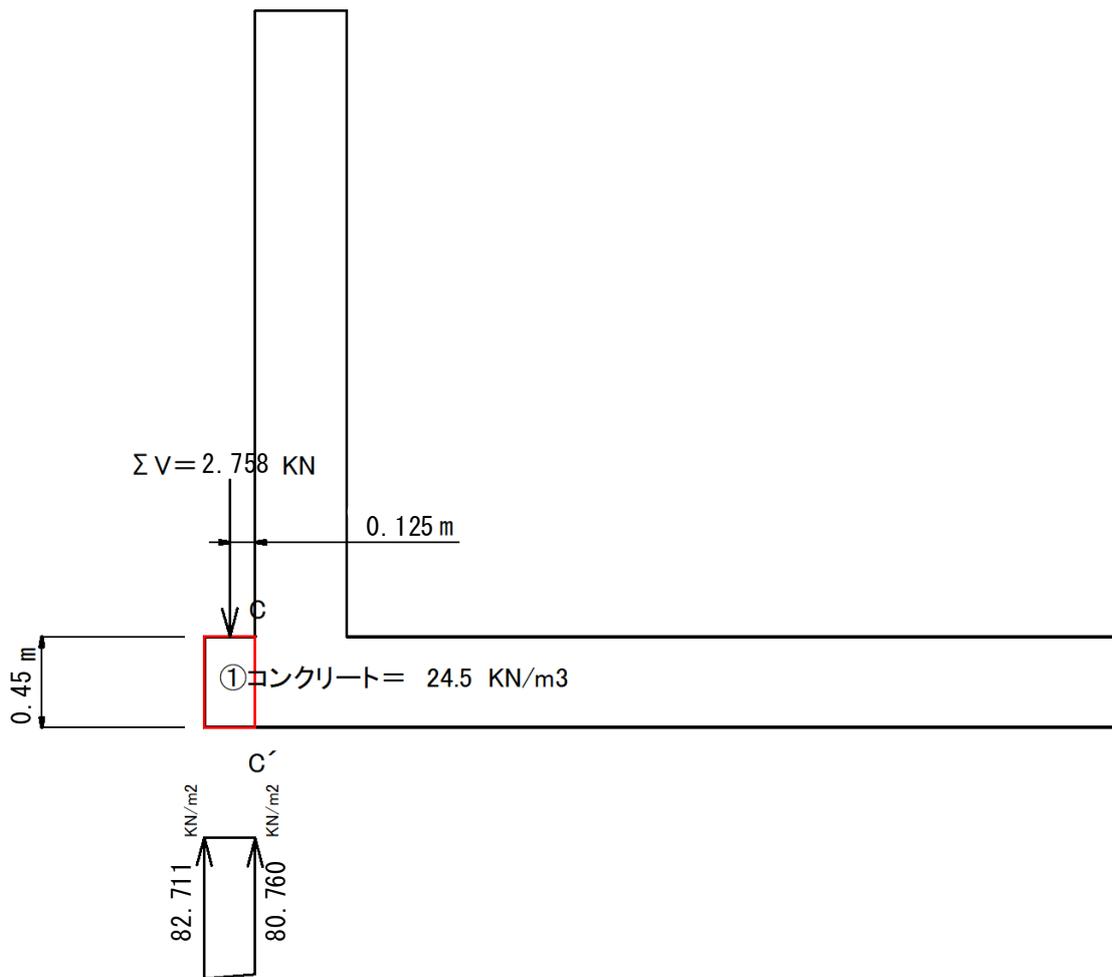
$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 65.973 \times 10^6}{0.268 \times 1.000 \times 1000 \times 350^2} = 4.00 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{14.051 \times 10^3}{1000 \times 1.000 \times 350} = 0.04 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

(3) 底版つま先の検討

1) C-C'断面の検討



重量 (kN)		アーム長 (m)	モーメント (kN/m)
自重	①底版重量 $0.45 \times 0.25 \times 24.5 = 2.758$	$0.25 \div 2 = 0.125$	0.344
	計 $\Sigma V = 2.578$	計	$\Sigma M_v = 0.344$
反力	等分布 11.704	$0.25 \div 2 = 0.13$	1.463
	不等分布 0.244	$0.25 \div 3 = 0.08$	0.020
	計 $\Sigma Q = 11.948$	計	$\Sigma M_q = 1.483$
$\Sigma M$	合計		-1.139

82.711 kN ( $q_{\max}$ )

46.817 kN ( $q_{\min}$ )

$$\text{支点最大反力} = (82.711 - 46.817) \times 4.35 / 4.60 + 46.817 = 80.760 \text{ kN}$$

$$\text{等分布荷重} = 46.817 \times 0.250 = 11.704 \text{ kN}$$

$$\text{不等分布荷重} = (82.711 - 80.760) \times 0.25 \times 0.5 = 0.244 \text{ kN}$$

$$S = \sum V - \sum Q = 2.758 - 11.948 = -9.190 \text{ kN}$$

$$M = \sum M_V - \sum M_q = 0.344 - 1.483 = -1.14 \text{ kN}$$

※ せん断力および曲げモーメントに負号があり、引張鉄筋はつま先下端筋を示す。

○鉄筋応力の計算

$$A_s = \text{使用鉄筋公称断面積} \times b / \text{鉄筋間隔} = 126.7 \times 1000 / 250 = 507 \text{ mm}^2$$

$$d = \text{底版厚} - \text{かぶり厚} = 450 - 100 = 350 \text{ mm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{507}{1000 \times 350} = 0.0014$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad n = \frac{ES}{EC} = 15$$

$$= \sqrt{2 \times 0.0014 \times 15 + (0.0014 \times 15)^2} - 0.0014 \times 15 = 0.188$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.188}{3} = 0.937$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{1.14 \times 10^6}{507 \times 0.937 \times 350} = 6.85 < \sigma_{sa} \quad 196 \quad \text{OK}$$

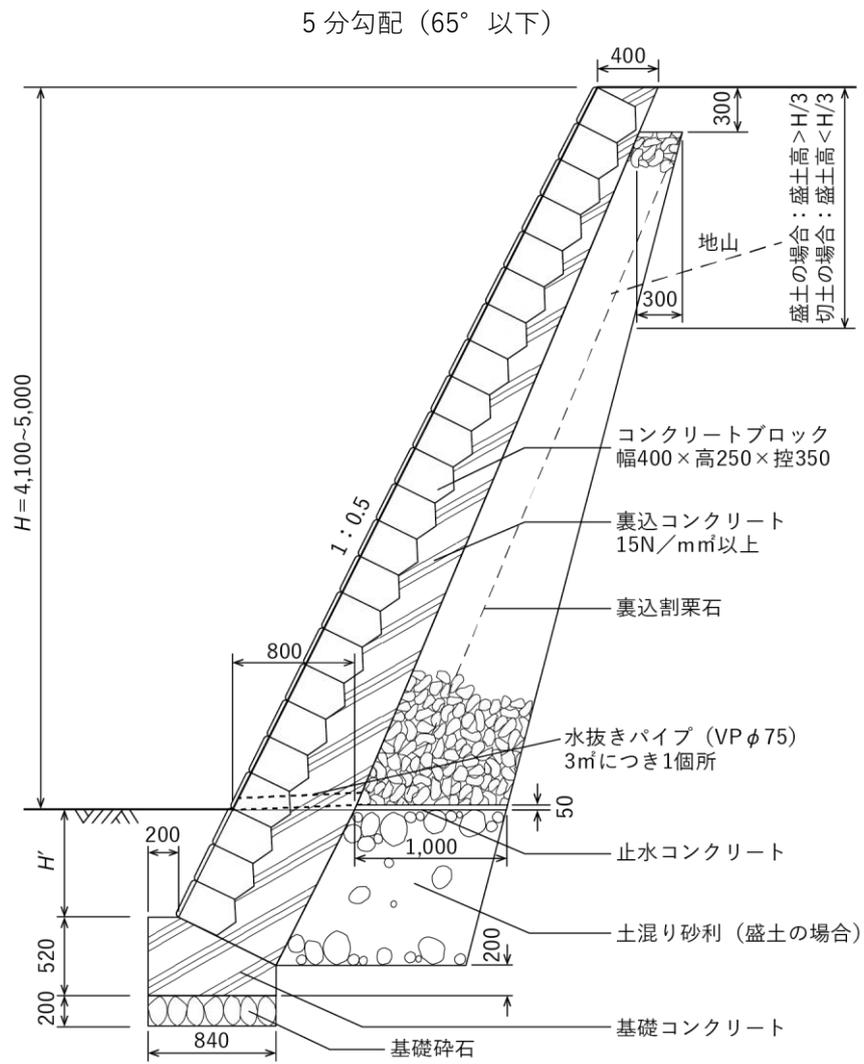
○コンクリートの圧縮応力の検討

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 1.139 \times 10^6}{0.188 \times 0.937 \times 1000 \times 350^2} = 0.11 < \sigma_{ca} \quad 8.0 \quad \text{OK}$$

○コンクリートのせん断応力の検討

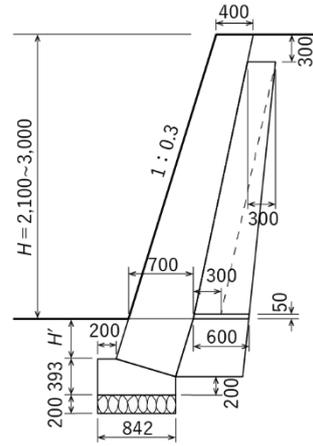
$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{9.190 \times 10^3}{1000 \times 0.937 \times 350} = 0.028 < \tau_a \quad 0.7 \quad \text{OK}$$

### 18.3 練積み擁壁の標準断面図（第2種）

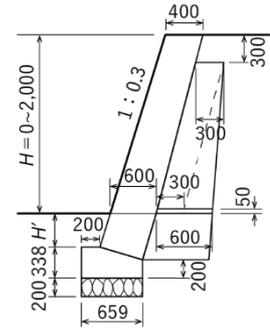


H' = 0.15H 以上かつ 0.35m 以上  
 必要地耐力 125kN/m<sup>2</sup>  
 ※破線は切土の場合

3分勾配 (70° を超え 75° 以下)

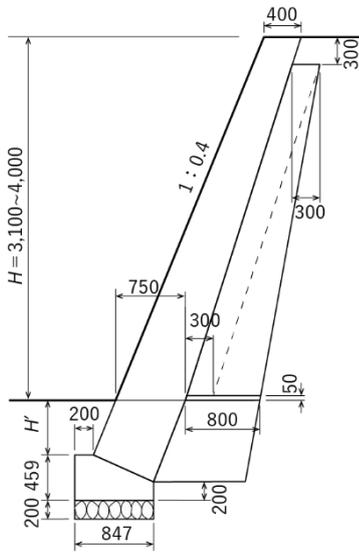


必要地耐力 75kN/m<sup>2</sup>

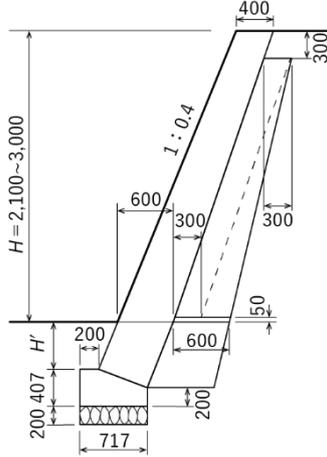


必要地耐力 75kN/m<sup>2</sup>

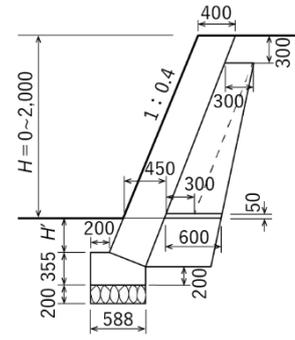
4分勾配 (65° を超え 70° 以下)



必要地耐力 100kN/m<sup>2</sup>

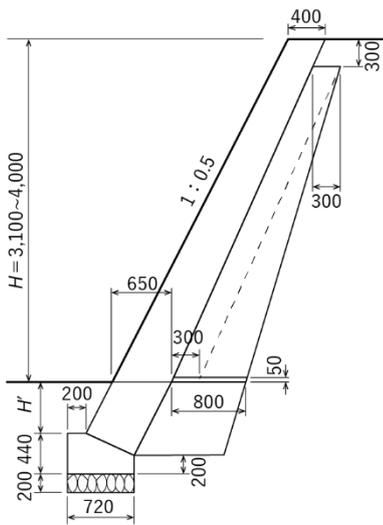


必要地耐力 75kN/m<sup>2</sup>

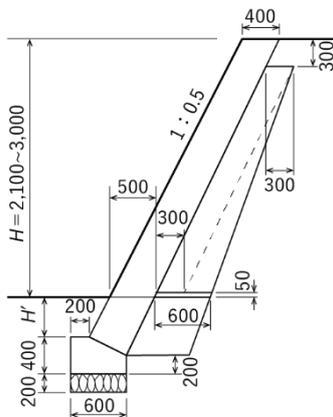


必要地耐力 75kN/m<sup>2</sup>

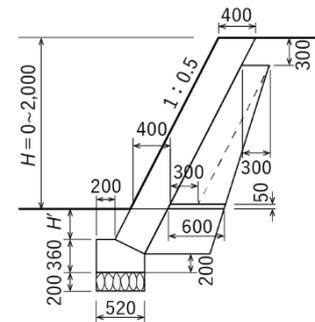
5分勾配 (65° 以下)



必要地耐力 100kN/m<sup>2</sup>



必要地耐力 75kN/m<sup>2</sup>



必要地耐力 75kN/m<sup>2</sup>

H'=0.15H 以上かつ 0.35m 以上  
破線は切土の場合