

目 次

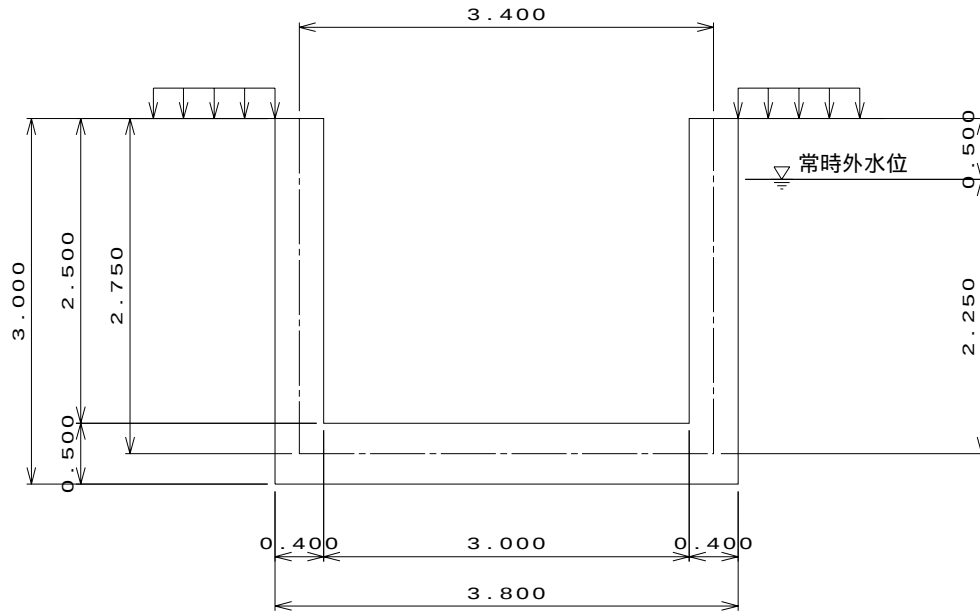
1 設計条件	1
1-1 構造形式	1
1-2 単位体積重量	1
1-3 諸元	1
1-4 許容応力度	1
1-5 載荷重	1
1-6 躯体形状	2
2 ラーメン解析モデル	3
2-1 ラーメン寸法	3
2-2 座標データ	3
2-2-1 座標データ	3
2-3 部材データ	3
3 主働土圧係数	4
4 荷重計算モデル	5
4-1 側壁に作用する荷重	5
4-2 底版に作用する荷重	6
4-3 断面力図	7
5 応力度計算	9
5-1 常時	9
5-2 地震時	12
5-3 応力度計算結果一覧表	14
6 浮き上がりの検討	15
6-1 常時	15
6-2 地震時	15

1 設計条件

U型翼壁 $H = 3.000 \text{ m}$

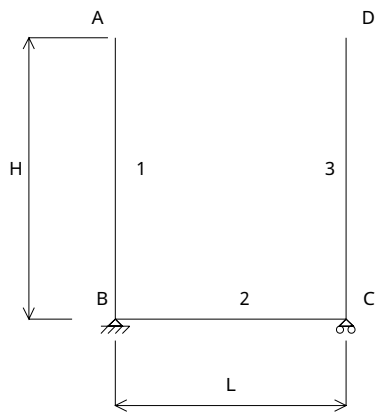
常時	q	=	3.43 kN/m ²
地震時	q	=	3.43 kN/m ²
土被り	H _s	=	0.000 m

1-6 躯体形状



2 ラーメン解析モデル

2-1 ラーメン寸法



2-2 座標データ

2-2-1 座標データ

節点符号	x 座標 (m)	y 座標 (m)
A	0.000	2.750
B	0.000	0.000
C	3.400	0.000
D	3.400	2.750

2-3 部材データ

部材番号	節点符号		断面積 (m^2)	断面2次 モーメント(m^4)
	開始	終了		
1	B	A	0.400	0.00533
2	B	C	0.500	0.01042
3	C	D	0.400	0.00533

3 主働土圧係数

背面が鉛直面となす角度	α	=	0.0 °
背面土砂の単位体積重量	γ_s	=	18.60 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	φ	=	30.0 °
地表面が水平面となす角度	β	=	0.0 °
壁面摩擦角	常時 δ	=	10.0 °
壁面摩擦角	地震時 δ	=	0.0 °
水位以上の地震時合成角	θ	=	$\tan^{-1} \cdot K_h = 11.310$ °
水位以下の地震時合成角	θ'	=	$\tan^{-1} \cdot K_h' = 0.000$ °

(1)常時

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.308$$

(2)地震時

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.473$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\varphi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.333$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta') < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta') = 0$ とする

4 荷重計算モデル

4-1 側壁に作用する荷重

(1) 常時

土圧作用位置 (地表面から)

側壁下端 $H_2 = 2.750$ (m)

外水位面 $H_3 = 0.500$ (m)

土圧強度

上載荷重分 $q_1 = K_0 \cdot q = 0.50 \times 3.43$
 $= 1.72 \text{ kN/m}^2$

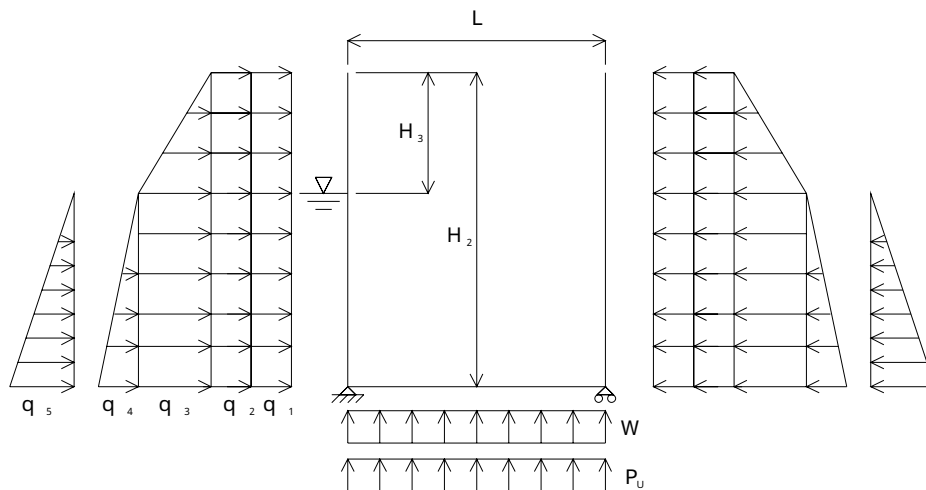
側壁上端 $q_2 = K_0 \cdot H_s \cdot \gamma_s = 0.50 \times 0.000 \times 18.60$
 $= 0.00 \text{ kN/m}^2$

地下水位 $q_3 = K_0 \cdot H_3 \cdot \gamma_s = 0.50 \times 0.500 \times 18.60$
 $= 4.65 \text{ kN/m}^2$

側壁下端水中 $q_4 = K_0 \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (H_2 - H_3)$
 $= 0.50 \times (19.60 - 9.80) \times (2.750 - 0.500)$
 $= 11.03 \text{ kN/m}^2$

外水位強度

側壁下端水压 $q_5 = \gamma_w \cdot (H_2 - H_3) = 9.80 \times (2.750 - 0.500)$
 $= 22.05 \text{ kN/m}^2$



(2)地震時

主働土圧強度

$$\begin{aligned} \text{上載荷重分} \quad q_{1E} &= K \cdot q \cdot \cos \delta \\ \text{側壁上端} \quad q_{2E} &= K \cdot H_2 \cdot \gamma_s \cdot \cos \delta \\ \text{地下水位} \quad q_{3E} &= K \cdot H_3 \cdot \gamma_s \cdot \cos \delta \\ \text{側壁下端水中} \quad q_{4E} &= K \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (H_2 - H_3) \cdot \cos \delta \end{aligned}$$

地震時静止土圧強度は次式により求める。

$$q_{dE} = q_0 + (q_{1E} - q_H)$$

ここに、

$$\begin{aligned} K &: \text{主働土圧係数} \\ q_{1E} &: \text{各深さでの土圧強度 (kN/m}^2\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \\ q_{dE} &: \text{地震時静止土圧強度 (kN/m}^2\text{)} \\ q_0 &: \text{常時静止土圧強度 (kN/m}^2\text{)} \\ q_{1E} &: \text{主働土圧を仮定した場合の地震時の土圧強度 (kN/m}^2\text{)} \\ q_H &: \text{主働土圧を仮定した場合の常時の土圧強度 (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧作用位置(地表面から)

$$\text{側壁下端} \quad H_2 = 2.750 \text{ (m)}$$

$$\text{外水位面} \quad H_3 = 3.000 \text{ (m)}$$

土圧強度

	常時静止土圧分 (kN/m ²)	地震時主働土圧分 (kN/m ²)	常時主働土圧分 (kN/m ²)	地震時静止土圧 (kN/m ²)
上載荷重分 q_{1E}	1.72	1.62	1.04	2.30
側壁上端 q_{2E}	0.00	0.00	0.00	0.00
地下水位 q_{3E}	27.90	26.39	16.93	37.36
側壁下端水中 q_{4E}	0.00	0.00	0.00	0.00

外水位強度

$$\begin{aligned} \text{側壁下端水圧} \quad q_5 &= \gamma_w \cdot (H_2 - H_3) = 9.80 \times (2.750 - 3.000) \\ &= 0.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4-2 底版に作用する荷重

$$\begin{aligned} \text{側壁自重} \quad P_w &= t_3 \cdot H_2 \cdot \gamma_c = 0.400 \times 2.750 \times 24.50 \\ &= 26.95 \text{ kN/(一箇所)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{自重底版反力} \quad W &= 2 \cdot P_w / L = 2 \times 26.95 / 3.400 \\ &= 15.85 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

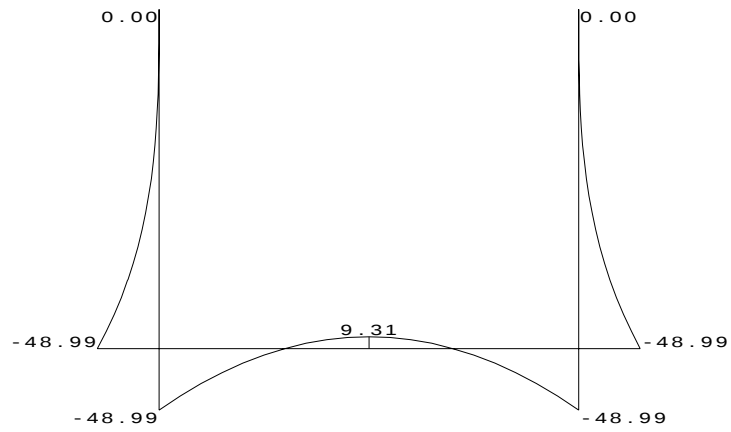
$$\begin{aligned} \text{揚圧力 常時} \quad P_u &= \gamma_w \cdot H_w = 9.80 \times 2.500 \\ &= 24.50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{地震時} \quad P_u' &= \gamma_w \cdot H_w = 9.80 \times 0.000 \\ &= 0.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

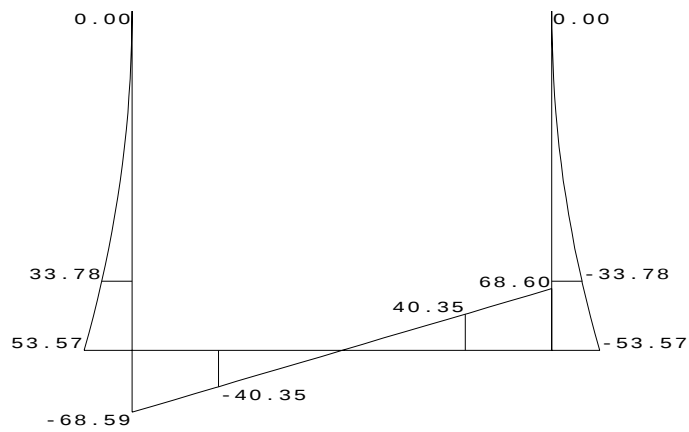
4-3 断面力図

(1)常時

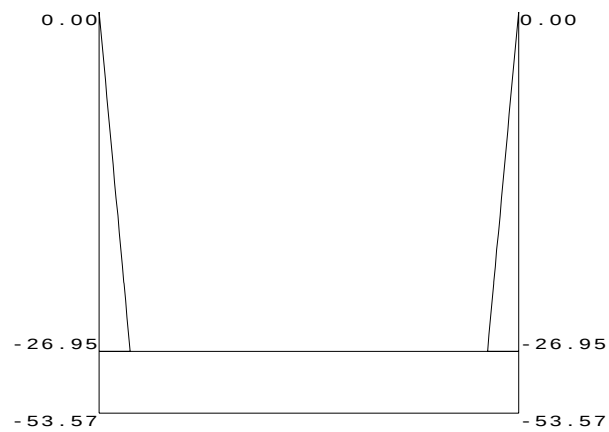
a. 曲げモーメント



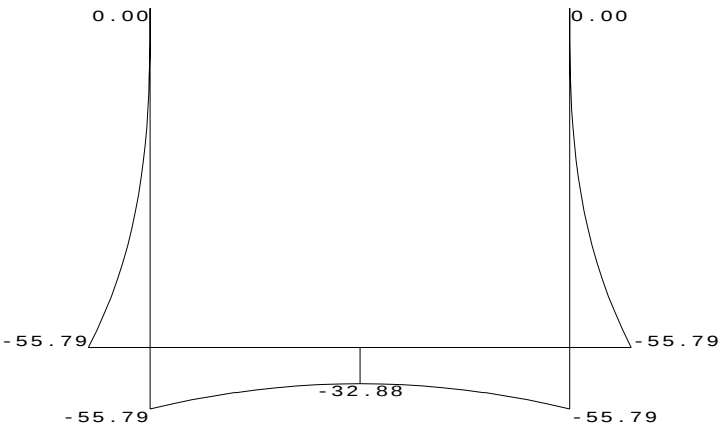
b. せん断力



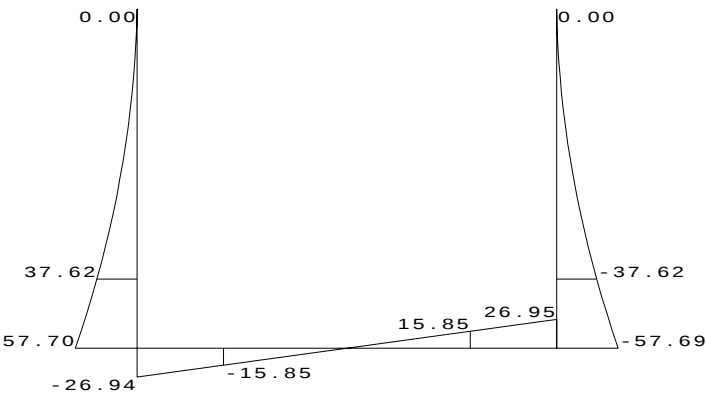
c. 軸力



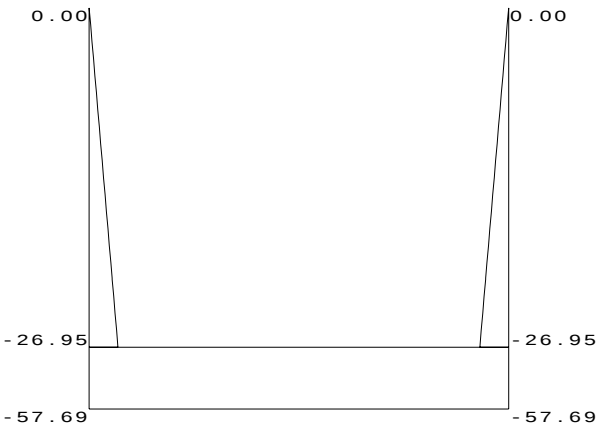
(1)地震時
a.曲げモーメント



b.せん断力



c.軸力



5 応力度計算

5-1 常時

5-1-1 たて壁

(1)たて壁 下端部

鉄筋は D22 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	48990000 N・mm
せん断力	S =	53570 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	280 mm
使用鉄筋量	A _s =	1548.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 93 mm

$$\sigma_s = 127.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 4.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 53570 / (1000 \times 280) = 0.19 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	127.1	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	4.2	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.19	<	0.39	OK

(2)たて壁 せん断照査位置

照査位置：付根から 0.310 m

鉄筋は D22 ctc 250 の配置とする

せん断力	S =	33780 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	280 mm

$$\tau = S / (b \cdot d) = 33780 / (1000 \times 280) = 0.12 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.12	<	0.39	OK

5-1-2 底版

(1)底版 左(右)端部

鉄筋は D25 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	48990000 N・mm
せん断力	S =	68600 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	350 mm
使用鉄筋量	A _s =	2026.8 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 119 mm

$$\sigma_s = 77.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 68600 / (1000 \times 350) = 0.20 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	77.9	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.7	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.20	<	0.39	OK

(2) 底版 左(右) せん断照査位置

照査位置：付根から 0.500 m

鉄筋は D25 ctc 250 の配置とする

せん断力	S =	40350 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	350 mm

$$\tau = S / (b \cdot d) = 40350 / (1000 \times 350) = 0.12 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.12	<	0.39	OK

(3) 底版 中央

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント $M = 9310000 \text{ N}\cdot\text{mm}$
部材幅 $b = 1000 \text{ mm}$
部材高 $D = 500 \text{ mm}$
かぶり $d' = 120 \text{ mm}$
有効高 $d = 380 \text{ mm}$
使用鉄筋量 $A_s = 794.4 \text{ mm}^2$

圧縮縁から中立軸までの距離 $X = 84 \text{ mm}$

$$\sigma_s = 33.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	33.3	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.6	<	8.0	OK

5-2 地震時

5-2-1 たて壁

(1)たて壁 下端部

鉄筋は D22 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	55790000 N・mm
せん断力	S =	57700 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	280 mm
使用鉄筋量	A _s =	1548.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 93 mm

$$\sigma_s = 144.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 4.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 57700 / (1000 \times 280) = 0.21 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	144.7	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	4.8	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.21	<	0.58	OK

(2)たて壁 せん断照査位置

照査位置：付根から 0.310 m

鉄筋は D22 ctc 250 の配置とする

せん断力	S =	37620 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	280 mm

$$\tau = S / (b \cdot d) = 37620 / (1000 \times 280) = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.13	<	0.58	OK

5-2-2 底版

(1) 底版 左(右)端部

鉄筋は D25 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	55790000 N・mm
せん断力	S =	26950 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	350 mm
使用鉄筋量	A _s =	2026.8 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 119 mm

$$\sigma_s = 88.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 3.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 26950 / (1000 \times 350) = 0.08 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	88.7	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	3.0	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.08	<	0.58	OK

(2) 底版 左(右) せん断照査位置

照査位置：付根から 0.500 m

鉄筋は D25 ctc 250 の配置とする

せん断力	S =	15850 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	350 mm

$$\tau = S / (b \cdot d) = 15850 / (1000 \times 350) = 0.05 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.05	<	0.58	OK

(3) 底版 中央

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	32880000 N・mm
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	380 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 84 mm

$$\sigma_s = 117.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 2.2 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	117.6	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.2	<	12.0	OK

5-3 応力度計算結果一覧表

曲げ応力度

荷重ケース	部位	曲げモーメント M(kN・m)	コンクリートの圧縮応力度 (N/mm ²)		鉄筋の引張応力度 (N/mm ²)		判定
			σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
常時	たて壁	48.99	4.2	< 8.0	127.1	< 160.0	OK
	底版端部	48.99	2.7	< 8.0	77.9	< 160.0	OK
	底版中央	9.31	0.6	< 8.0	33.3	< 160.0	OK
地震時	たて壁	55.79	4.8	< 12.0	144.7	< 300.0	OK
	底版端部	55.79	3.0	< 12.0	88.7	< 300.0	OK
	底版中央	32.88	2.2	< 12.0	117.6	< 300.0	OK

せん断応力度

荷重ケース	部位	せん断力 S(kN)	コンクリートのせん断応力度 (N/mm ²)		判定
			τ	τ_a	
常時	たて壁	33.78	0.12	< 0.39	OK
	底版端部	40.35	0.12	< 0.39	OK
地震時	たて壁	37.62	0.13	< 0.58	OK
	底版端部	15.85	0.05	< 0.58	OK

6 浮き上がりの検討

6-1 常時

翼壁自重

$$\begin{aligned} P &= (2.500 \times 0.400 \times 2 + 0.500 \times 3.800) \times 24.50 \\ &= 95.55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

揚圧力

$$U = 2.500 \times 3.800 \times 9.80 = 93.10 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{P}{U} = \frac{95.55}{93.10} = 1.026 < \frac{4}{3} \quad \text{OUT}$$

6-2 地震時

翼壁自重

$$\begin{aligned} P &= (2.500 \times 0.400 \times 2 + 0.500 \times 3.800) \times 24.50 \\ &= 95.55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

揚圧力

$$U = 0.000 \times 3.800 \times 9.80 = 0.00 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{P}{U} = \frac{95.55}{0.00} > \frac{4}{3} \quad \text{OK}$$