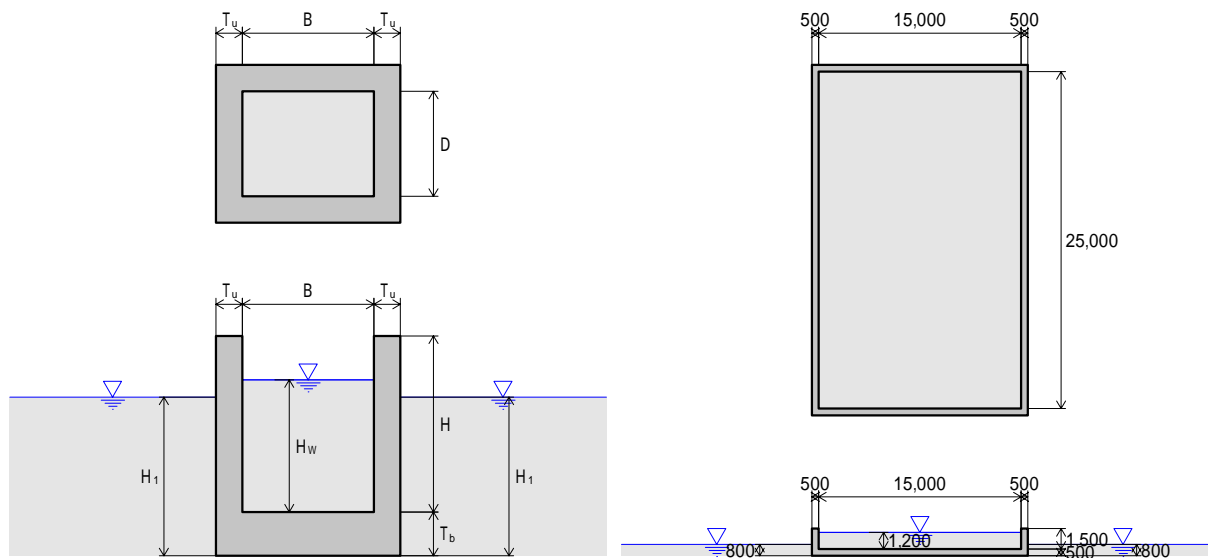


1. 設計条件

1.1 単位体積重量

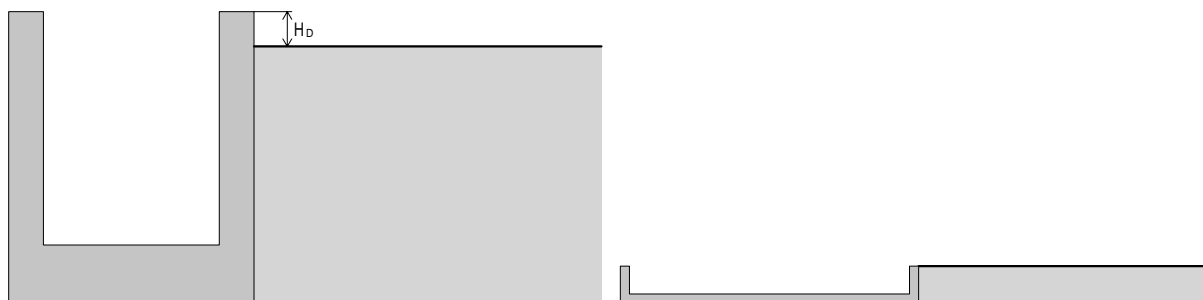
項目	記号	値	単位	備考
鉄筋コンクリート	rc	24.500	kN/m ³	
無筋コンクリート	ck	23.000	kN/m ³	
湿潤土	t	19.000	kN/m ³	
水中土	ws	10.000	kN/m ³	
水	w	9.800	kN/m ³	

1.2 躯体形状



項目	記号	値	単位	備考
集水桝の内空幅	B	15,000	mm	
集水桝の内空奥行き	D	25,000	mm	
集水桝の高さ(深さ)	H	1,500	mm	
側壁の上部壁厚	T _u	500	mm	
底盤の厚さ	T _b	500	mm	
内水位(水深)	H _w	1,200	mm	
地下水位	H ₁	800	mm	

1.3 背面土形状



・背面土砂形状は、「フラット」に設定

1.4 土質条件

土圧係数は、「静止土圧」とし、土圧係数は入力とする。

項 目	記号	値	単位	備 考
静止土圧係数	K_A	0.500		

【静止土圧】

・主働土圧強度

$$P_a = K_A(\gamma \cdot h + q)$$

ここに、

K_A : 静止土圧係数

P_a : 静止土圧強度 (kN/m²)

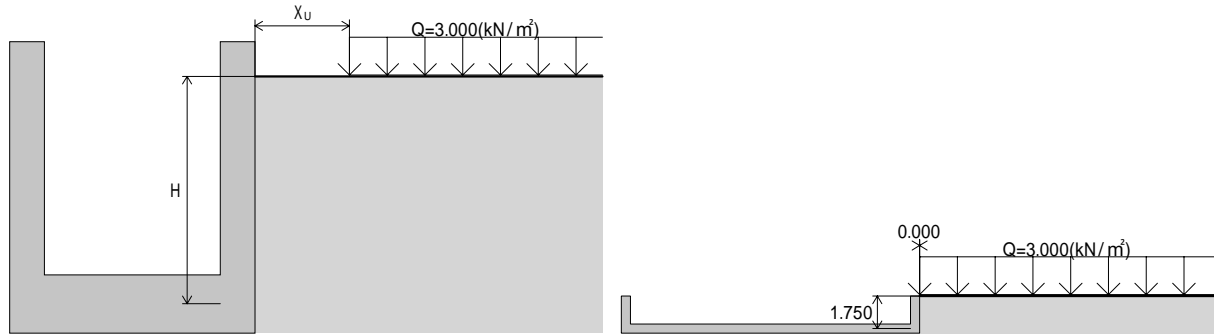
q : 載荷重強度 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 地表面より任意位置の深さ (m)

2 荷重データ

2.1 群集荷重



・群集荷重を考慮する。

項目	記号	値	単位	備考
側壁外側からの距離	X_u	0.000	m	
等分布荷重	Q	3.000	kN/m^2	
荷重作用位置	X	0.000	m	X_u
荷重作用範囲	H	1.750	m	壁高 + 底版厚 / 2
等分布荷重換算係数	I_w	1.000		フリューリッヒの地盤応力理論を 応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	q_u	3.000	kN/m^2	$Q \cdot I_w$

$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.500 + 0.500 / 2 \\ &= 1.750 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_0 &= Q \cdot I_w = 3.000 \times 1.000 \\ &= 3.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\left\{ 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 \right\}} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\left(\frac{X}{H} \right)} \\ &= 1 + (0.000/1.750)^2 - 2 / \left\{ 1 + (0.000/1.750)^2 \right\} \cdot \tan^{-1} (0.000/1.750) - 2 / (0.000/1.750) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

\tan^{-1} の計算は、ラジアン単位で計算。

3 部材断面の検討

3.1 荷重の組み合わせ（荷重ケース）

荷重	項目	部材断面の検討			備考
		標準設定	外側最大応力	内側最大	
側壁	土 圧				
	盛土荷重				
	自動車荷重				
	群集荷重				
	雪荷重				
	凍上圧				
	側壁に作用する水圧				
	集水柵内の水圧				
	その他荷重(kN/m ²)				
底板	自重				
	上面荷重				
	その他荷重(kN)				

3.2 側壁解析方法

側壁解析方法			備考
水平応力解析			
三辺固定スラブ法			
両端固定梁 + 三辺固定版			
ケース名	等変分布荷重	等分布荷重	備考
標準設定	側壁高	側壁高	
外側最大応力	側壁高	側壁高	
内側最大	内水位	側壁高	

4 主働土圧強度計算（側壁）

4.1 側壁に作用する上載荷重

項目	値 (kN/m ²)	標準設定		外側最大応力		内側最大	
		要否	採用値 (kN/m ²)	要否	採用値 (kN/m ²)	要否	採用値 (kN/m ²)
盛土荷重							
自動車荷重							
群集荷重	3.000		3.000		3.000		
雪荷重							
その他荷重							
合計			3.000		3.000		0.000

積雪荷重と自動車荷重を組み合わせる場合には、雪荷重として1.0kN/m²を見込む。
また、群集荷重と雪荷重は比較して大きい値を採用し、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

4.2 土圧・水圧による等変分布荷重(標準設定)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	1.750	天端からの距離
土砂高	水中外	H _s	m	1.200
	水中	H _{ws}	m	0.550
外水位	H _{wo}	m	0.550	
内水位	H _{wi}	m	1.200	
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	11.400
	水中	P _{ws}	kN/m ²	2.750
	土圧計	P _{ah}	kN/m ²	14.150
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	5.390	
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	-11.760	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。

a) 土圧の計算

$$P_s = t \cdot H_s \cdot K_A \dots\dots\dots (\text{式 4.2.1})$$

$$P_{ws} = w_s \cdot H_{ws} \cdot K_A \dots\dots\dots (\text{式 4.2.2})$$

$$P_{ah} = P_s + P_{ws} \dots\dots\dots (\text{式 4.2.3})$$

・底版厚中央

$$P_s = t \cdot H_s \cdot K_A = 19.000 \times 1.200 \times 0.500 = 11.400$$

$$P_{ws} = w_s \cdot H_{ws} \cdot K_A = 10.000 \times 0.550 \times 0.500 = 2.750$$

$$P_{ah} = P_s + P_{ws} = 11.400 + 2.750 = 14.150$$

b) 水圧の計算

$$P_{wo} = w \cdot H_{wo} \dots\dots\dots (\text{式 4.2.4})$$

$$P_{wi} = w \cdot H_{wi} \dots\dots\dots (\text{式 4.2.5})$$

・底版厚中央

$$P_{wo} = w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 0.550 = 5.390$$

$$P_{wi} = w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 1.200 = 11.760$$

4.3 上載荷重による等分布荷重(標準設定)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	1.750	
上載荷重合計	q	kN/m ²	3.000	
土圧係数	K _A		0.500	
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	1.500	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_A \dots\dots\dots (式 4.3.1)$$

・底版厚中央

$$P_q = 3.000 \times 0.500 = 1.500$$

4.4 土圧・水圧による等変分布荷重(外側最大応力)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	1.750	天端からの距離
土砂高	水中外	H _s	m	1.750
	水中	H _{ws}	m	0.000
外水位	H _{wo}	m	0.000	地下水を考慮しない
内水位	H _{wi}	m	0.000	内水位を考慮しない
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	16.625
	水中	P _{ws}	kN/m ²	0.000
	土圧計	P _{ah}	kN/m ²	16.625
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	0.000	
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	0.000	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。

a) 土圧の計算

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A \dots\dots\dots (式 4.4.1)$$

$$P_{ah} = P_s \dots\dots\dots (式 4.4.2)$$

・底版厚中央

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 19.000 \times 1.750 \times 0.500 = 16.625$$

$$P_{ah} = P_s = 16.625$$

4.5 上載荷重による等分布荷重(外側最大応力)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	1.750	
上載荷重合計	q	kN/m ²	3.000	
土圧係数	K _A		0.500	
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	1.500	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_A \dots\dots\dots (式 4.5.1)$$

・底版厚中央

$$P_q = 3.000 \times 0.500 = 1.500$$

4.6 土圧・水圧による等変分布荷重(内側最大)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考	
照査位置	h	m	1.750	天端からの距離	
土砂高	水中外	H _s	m	0.000	土圧を考慮しない
	水中	H _{ws}	m	0.000	土圧を考慮しない
外水位	H _{wo}	m	0.000	地下水を考慮しない	
内水位	H _{wi}	m	1.200		
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	0.000	
	水中	P _{ws}	kN/m ²	0.000	
	土圧計	P _{ah}	kN/m ²	0.000	
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	0.000		
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	-11.760	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。	

a) 水圧の計算

$$P_{wi} = w \cdot H_{wi} \dots\dots\dots (式 4.6.1)$$

・底版厚中央

$$P_{wi} = w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 1.200 = 11.760$$

4.7 上載荷重による等分布荷重(内側最大)

項 目	記号	単位	底版厚中央	備 考
照 査 位 置	h	m	1.750	
上載荷重合計	q	kN/m ²	0.000	
土 圧 係 数	K _A		0.500	
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	0.000	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_A \dots\dots\dots (式 4.7.1)$$

・底版厚中央

$$P_q = 0.000 \times 0.500 = 0.000$$

4.8 主働土圧集計表

項 目	記号	単位	標準設定	外側最大 応力	内側最大	備 考	
底 版 厚 中 央	土 圧	P _{ah}	kN/m ²	14.150	16.625	0.000	
	外水圧	P _{wo}	kN/m ²	5.390	0.000	0.000	
	内水圧	P _{wi}	kN/m ²	-11.760	0.000	-11.760	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。
	載荷重	P _q	kN/m ²	1.500	1.500	0.000	
	等変分布計		kN/m ²	7.780	16.625	-11.760	
	等分布計		kN/m ²	1.500	1.500	0.000	
	合 計		kN/m ²	9.280	18.125	-11.760	

5 底版反力の計算

5.1 側壁自重の計算

側壁部に関する自重の計算式を以下に示します。

$$W_w = (V_{out} - V_{in}) \cdot \gamma_c$$

$$V_{out} = B_{ot} \cdot D_{ot} \cdot H$$

$$V_{in} = B \cdot D \cdot H$$

ここに、

W_w : 側壁自重 (kN)

V_{out} : 躯体外側容積 (m³)

V_{in} : 集水柵内空積 (m³)

B_{ot} : 集水柵天端幅 (m)

D_{ot} : 集水柵天端奥行き (m)

上記式にて自重の計算を行う。

$$B_{ot} = B + 2T_u = 15.000 + 2 \times 0.500 = 16.000$$

$$D_{ot} = D + 2T_u = 25.000 + 2 \times 0.500 = 26.000$$

$$V_{out} = B_{ot} \cdot D_{ot} \cdot H = 16.000 \times 26.000 \times 1.500 = 624.000$$

$$V_{in} = B \cdot D \cdot H = 15.000 \times 25.000 \times 1.500 = 562.500$$

$$W_w = (V_{out} - V_{in}) \cdot \gamma_c = (624.000 - 562.500) \times 24.500 = 1506.750 \text{ (kN)}$$

5.2 鉛直荷重集計表

項 目	値 (kN)	標準設定		外側最大応力		内側最大	
		要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)
自 重	1506.750		1506.750		1506.750		1506.750
上面荷重							
その他の荷重							
重 量 合 計 (Q _A)			1506.750		1506.750		1506.750

5.3 地盤反力の計算

地盤反力は、鉛直方向の荷重を作用面積で除したもので表すことができる。

作用面積は、側壁軸位置(中心)で囲まれた範囲とする。

$$\text{作用面積 } A = (B + T_u)(D + T_u) \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

各検討ケースの計算を次に示す。

$$\begin{aligned} \text{作用面積 } A &= (B + T_u)(D + T_u) = (15.000 + 0.500) \times (25.000 + 0.500) \\ &= 395.250 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・標準設定

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 1506.750 / 395.250 = 3.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・外側最大応力

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 1506.750 / 395.250 = 3.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・内側最大

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 1506.750 / 395.250 = 3.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

5.4 地盤反力集計表

項 目	記号	単位	標準設定	外側最大 応力	内側最大	備考
重量合計	Q _A	kN	1506.750	1506.750	1506.750	
地盤反力	W _R	kN/m ²	3.812	3.812	3.812	

6. 応力解析（側壁）

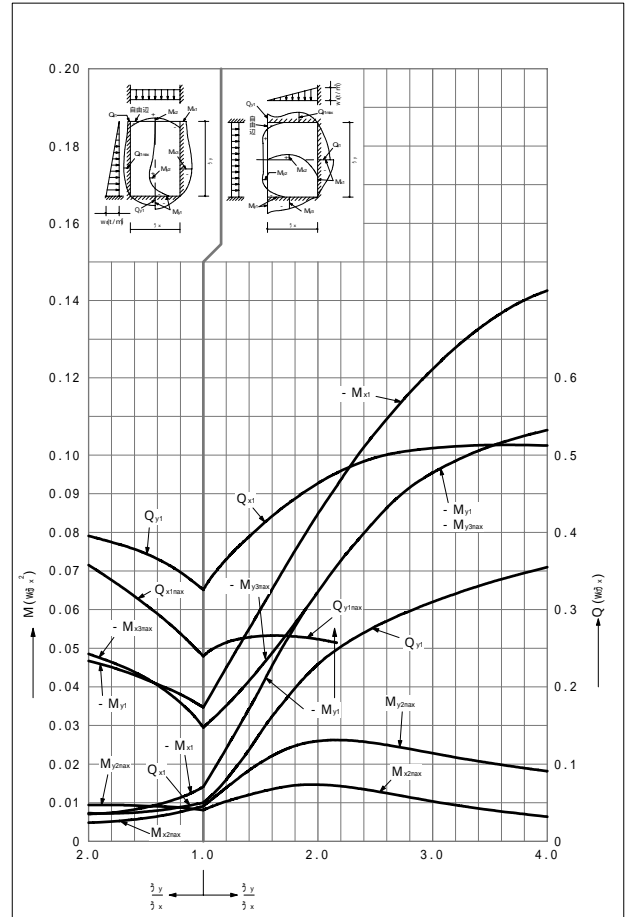
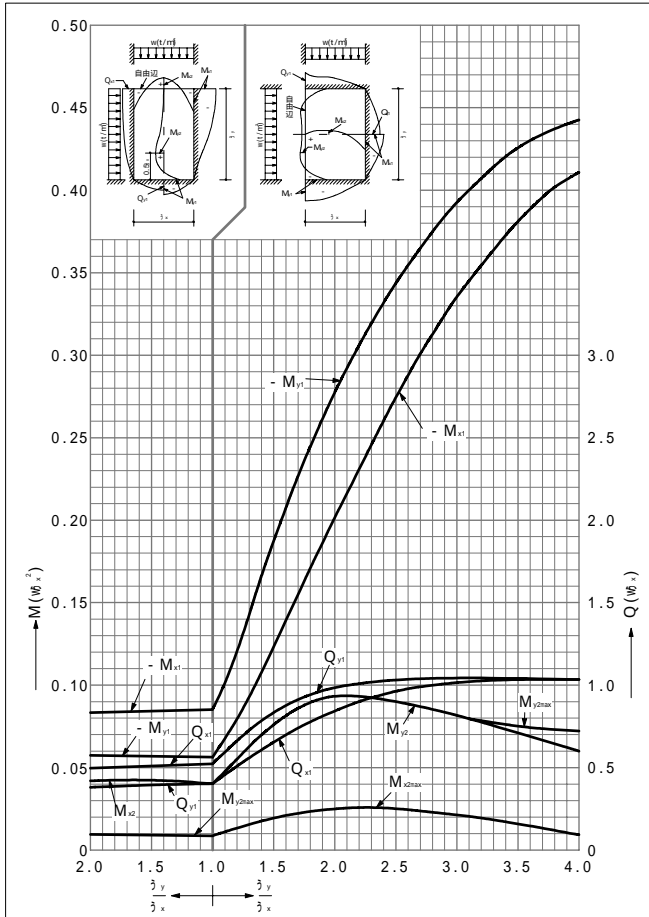
6.1 三辺固定スラブについて

集水桝の構造上、側壁に関しては「三辺固定1辺自由スラブ」と考えることができる。

その際、土圧・水圧に関しては等変分布荷重¹として検討し、上載荷重に関しては等分布荷重として検討する。

側壁の縦と幅を比べて、短辺を β_x 長辺を β_y として、その辺長比を用いて、グラフより各係数を読み取り計算を行う。

その際、等分布荷重と等変分布荷重とは、各モーメントやせん断力の最大位置が、上下方向にずれが生じているが、無視して合算し計算を行う。



各曲げモーメント $M = k \cdot P \cdot \beta_x^2$

各せん断力 $Q = k \cdot P \cdot \beta_x$

ここに k : 各種係数 (グラフからの読取り値)

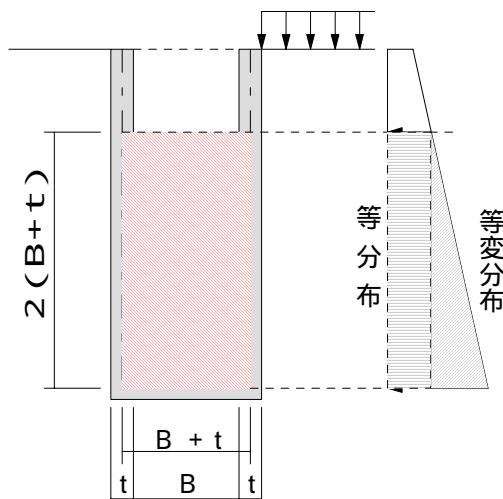
P : 土圧、荷重強度 (t/m^2)

β_x : 短辺長 (m)

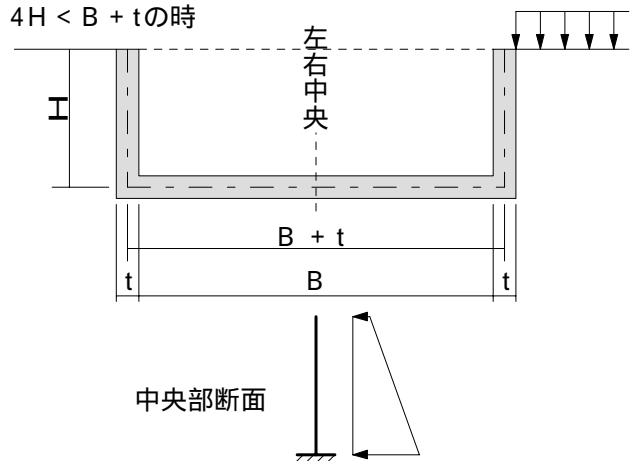
また、辺長比が縦長で2.0を超える場合には、底版より底版幅の2倍の位置までを検討する。

その際、その範囲より上部に生じている土圧や水圧を等分布荷重が生じているものとして等分布と等変分布に分けて検討する。

逆に、辺長比が横長で4.0を超える場合には、側壁の左右中央部を片持ち梁として計算する。



$4H < B + t$ の時



6.2 側壁の応力計算（標準設定）

a) 片持ち梁計算

・土圧・載荷重による応力

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 15,000 + 500 \\ &= 15,500 \text{ (mm)} \\ \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 1,500 + 500 / 2 \\ &= 1,750 \text{ (mm)} \\ \gamma_y &= 15,500 \quad \gamma_x = 1,750 \quad \gamma_y / \gamma_x = 8.86 \\ \text{照査幅 } LD &= D + T_u = 25,000 + 500 \\ &= 25,500 \text{ (mm)} \\ \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 1,500 + 500 / 2 \\ &= 1,750 \text{ (mm)} \\ \gamma_y &= 25,500 \quad \gamma_x = 1,750 \quad \gamma_y / \gamma_x = 14.57 \end{aligned}$$

B面・D面の横縦比が4.0を超えているため、側壁の中央部に対し隣接する側壁の影響があるとは考え難い。したがって、側壁中央部を片持ち梁として計算し側壁付根部分の応力を計算する。

土圧算出の公式は、「静止土圧」にて算出する。

・せん断力

$$\begin{aligned} S_0 &= -q \cdot H_s \cdot K_a \\ &= -3.000 \times 1.750 \times 0.500 \\ &= -2.625 \\ S_1 &= -\gamma_t \cdot H_s^2 \cdot K_a / 2 \\ &= -19.000 \times 1.750^2 \times 0.500 / 2 \\ &= -14.547 \\ S_2 &= -(\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot H_w^2 \cdot K_a / 2 \\ &= -(10.000 - 19.000) \times 0.550^2 \times 0.500 / 2 \\ &= 0.681 \end{aligned}$$

・曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_0 &= -q \cdot H_s^2 \cdot K_a / 2 \\ &= -3.000 \times 1.750^2 \times 0.500 / 2 \\ &= -2.297 \\ M_1 &= -\gamma_t \cdot H_s^3 \cdot K_a / 6 \\ &= -19.000 \times 1.750^3 \times 0.500 / 6 \\ &= -8.486 \\ M_2 &= -(\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot H_w^3 \cdot K_a / 6 \\ &= -(10.000 - 19.000) \times 0.550^3 \times 0.500 / 6 \\ &= 0.125 \end{aligned}$$

・水圧による応力

項目	記号	値	単位	備考
外水圧作用高さ	H_{wo}	0.550	m	
内水圧作用高さ	H_{wi}	1.200	m	

・せん断力

$$\begin{aligned} S_3 &= -\gamma_w \cdot H_{wo}^2 / 2 = -9.800 \times 0.550^2 / 2 \\ &= -1.482 \\ S_4 &= \gamma_w \cdot H_{wi}^2 / 2 = 9.800 \times 1.200^2 / 2 \\ &= 7.056 \end{aligned}$$

・曲げモーメント（内水圧のアーム長は軸線の交点から、内水高さの1/3の位置までの距離）

$$\begin{aligned} M_3 &= -\gamma_w \cdot H_{wo}^3 / 6 = -9.800 \times 0.550^3 / 6 \\ &= -0.272 \\ M_4 &= \gamma_w \cdot H_{wi}^2 (H_{wi} / 6 + T_B / 4) = 9.800 \times 1.200^2 \times (1.200 / 6 + 0.500 / 4) \\ &= 4.586 \end{aligned}$$

6.3 応力集計（標準設定）

項 目	記号	値	単位	備 考
せん断力 载荷重	S_0	-2.625	kN	
湿潤土砂	S_1	-14.547	kN	全ての土砂が湿潤重量の時
水中土砂	S_2	0.681	kN	単位体積重量差による変化分
外水圧	S_3	-1.482	kN	
内水圧	S_4	7.056	kN	
せん断力 計	S	10.917	kN	集計後絶対値にて表記
曲げモーメント 载荷重	M_0	-2.297	kN・m	
湿潤土砂	M_1	-8.486	kN・m	全ての土砂が湿潤重量の時
水中土砂	M_2	0.125	kN・m	単位体積重量差による変化分
外水圧	M_3	-0.272	kN・m	
内水圧	M_4	4.586	kN・m	
曲げモーメント 計	M	-6.343	kN・m	

6.4 側壁の応力計算（外側最大応力）

a) 片持ち梁計算

・土圧・載荷重による応力

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } L B &= B + T_u = 15,000 + 500 \\ &= 15,500 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } L H &= H + T_B / 2 = 1,500 + 500 / 2 \\ &= 1,750 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\bar{y}_y = 15,500 \quad \bar{y}_x = 1,750 \quad \bar{y}_y / \bar{y}_x = 8.86$$

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } L D &= D + T_u = 25,000 + 500 \\ &= 25,500 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } L H &= H + T_B / 2 = 1,500 + 500 / 2 \\ &= 1,750 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\bar{y}_y = 25,500 \quad \bar{y}_x = 1,750 \quad \bar{y}_y / \bar{y}_x = 14.57$$

B面・D面の横縦比が4.0を超えているため、片持ち梁として計算する。

・せん断力

$$\begin{aligned} S_0 &= -q \cdot H_s \cdot K_a \\ &= -3.000 \times 1.750 \times 0.500 \\ &= -2.625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= -t \cdot H_s^2 \cdot K_a / 2 \\ &= -19.000 \times 1.750^2 \times 0.500 / 2 \\ &= -14.547 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= - (w_s - t) \cdot H_w^2 \cdot K_a / 2 \\ &= -(10.000 - 19.000) \times 0.000^2 \times 0.500 / 2 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

・曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_0 &= -q \cdot H_s^2 \cdot K_a / 2 \\ &= -3.000 \times 1.750^2 \times 0.500 / 2 \\ &= -2.297 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= -t \cdot H_s^3 \cdot K_a / 6 \\ &= -19.000 \times 1.750^3 \times 0.500 / 6 \\ &= -8.486 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= - (w_s - t) \cdot H_w^3 \cdot K_a / 6 \\ &= -(10.000 - 19.000) \times 0.000^3 \times 0.500 / 6 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

・水圧による応力

項目	記号	値	単位	備考
外水圧作用高さ	H_{wo}	0.000	m	
内水圧作用高さ	H_{wi}	0.000	m	

・せん断力

$$\begin{aligned} S_3 &= -w \cdot H_{wo}^2 / 2 = -9.800 \times 0.000^2 / 2 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_4 &= w \cdot H_{wi}^2 / 2 = 9.800 \times 0.000^2 / 2 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

・曲げモーメント（内水圧のアーム長は軸線の交点から、内水高さの1/3の位置までの距離）

$$\begin{aligned} M_3 &= -w \cdot H_{wo}^3 / 6 = -9.800 \times 0.000^3 / 6 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_4 &= w \cdot H_{wi}^2 (H_{wi} / 6 + T_B / 4) = 9.800 \times 0.000^2 \times (0.000 / 6 + 0.500 / 4) \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

6.5 応力集計（外側最大応力）

項 目	記号	値	単位	備 考
せん断力 载荷重	S_0	-2.625	kN	
湿潤土砂	S_1	-14.547	kN	全ての土砂が湿潤重量の時
水中土砂	S_2	0.000	kN	単位体積重量差による変化分
外水圧	S_3	0.000	kN	
内水圧	S_4	0.000	kN	
せん断力 計	S	17.172	kN	集計後絶対値にて表記
曲げモーメント 载荷重	M_0	-2.297	kN・m	
湿潤土砂	M_1	-8.486	kN・m	全ての土砂が湿潤重量の時
水中土砂	M_2	0.000	kN・m	単位体積重量差による変化分
外水圧	M_3	0.000	kN・m	
内水圧	M_4	0.000	kN・m	
曲げモーメント 計	M	-10.783	kN・m	

6.6 側壁の応力計算（内側最大）

a) 片持ち梁計算

・土圧・載荷重による応力

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 15,000 + 500 \\ &= 15,500 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H_w + T_B / 2 = 800 + 500 / 2 \\ &= 1,450 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\gamma_y = 15,500 \quad \gamma_x = 1,450 \quad \gamma_y / \gamma_x = 10.69$$

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LD &= D + T_u = 25,000 + 500 \\ &= 25,500 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H_w + T_B / 2 = 800 + 500 / 2 \\ &= 1,450 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\gamma_y = 25,500 \quad \gamma_x = 1,450 \quad \gamma_y / \gamma_x = 17.59$$

B面・D面の横縦比が4.0を超えているため、片持ち梁として計算する。

・せん断力

$$\begin{aligned} S_1 &= - t \cdot H_s^2 \cdot K_a / 2 \\ &= - 19.000 \times 0.000^2 \times 0.500 / 2 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= - (w_s - t) \cdot H_w^2 \cdot K_a / 2 \\ &= - (10.000 - 19.000) \times 0.000^2 \times 0.500 / 2 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

・曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_1 &= - t \cdot H_s^3 \cdot K_a / 6 \\ &= - 19.000 \times 0.000^3 \times 0.500 / 6 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= - (w_s - t) \cdot H_w^3 \cdot K_a / 6 \\ &= - (10.000 - 19.000) \times 0.000^3 \times 0.500 / 6 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

・水圧による応力

項目	記号	値	単位	備考
外水圧作用高さ	H_{wo}	0.000	m	
内水圧作用高さ	H_{wi}	1.200	m	

・せん断力

$$\begin{aligned} S_3 &= - w \cdot H_{wo}^2 / 2 = - 9.800 \times 0.000^2 / 2 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_4 &= w \cdot H_{wi}^2 / 2 = 9.800 \times 1.200^2 / 2 \\ &= 7.056 \end{aligned}$$

・曲げモーメント（内水圧のアーム長は軸線の交点から、内水高さの1/3の位置までの距離）

$$\begin{aligned} M_3 &= - w \cdot H_{wo}^3 / 6 = - 9.800 \times 0.000^3 / 6 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_4 &= w \cdot H_{wi}^2 (H_{wi} / 6 + T_B / 4) = 9.800 \times 1.200^2 \times (1.200 / 6 + 0.500 / 4) \\ &= 4.586 \end{aligned}$$

6.7 応力集計（内側最大）

項 目	記号	値	単位	備 考
せん断力 载荷重	S_0	0.000	kN	
湿潤土砂	S_1	0.000	kN	全ての土砂が湿潤重量の時
水中土砂	S_2	0.000	kN	単位体積重量差による変化分
外水圧	S_3	0.000	kN	
内水圧	S_4	7.056	kN	
せん断力 計	S	7.056	kN	集計後絶対値にて表記
曲げモーメント 载荷重	M_0	0.000	kN・m	
湿潤土砂	M_1	0.000	kN・m	全ての土砂が湿潤重量の時
水中土砂	M_2	0.000	kN・m	単位体積重量差による変化分
外水圧	M_3	0.000	kN・m	
内水圧	M_4	4.586	kN・m	
曲げモーメント 計	M	4.586	kN・m	

6.8 応力一覧表

項 目		標準設定	外側最大応力	内側最大	備 考	
曲げモーメント	Side	B 面				
		D 面				
	Center-Bottom	B 面	-6.343	-10.783	4.586	
		D 面	-6.343	-10.783	4.586	
	Center-Top	B 面				
		D 面				
	Center-Mid	B 面				
		D 面				
せん断力	Side	B 面				
		D 面				
	Center-Bottom	B 面	10.917	17.172	7.056	
		D 面	10.917	17.172	7.056	

7. 応力解析（底版）

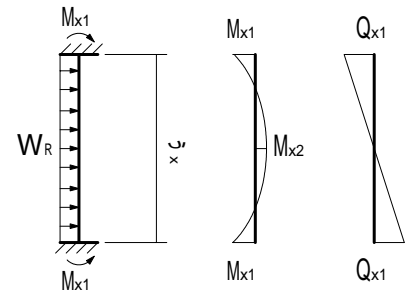
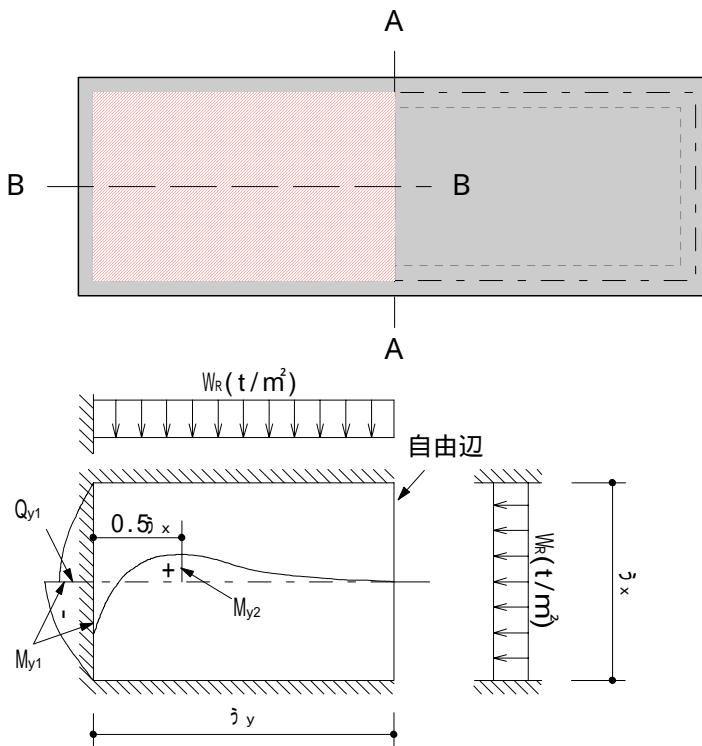
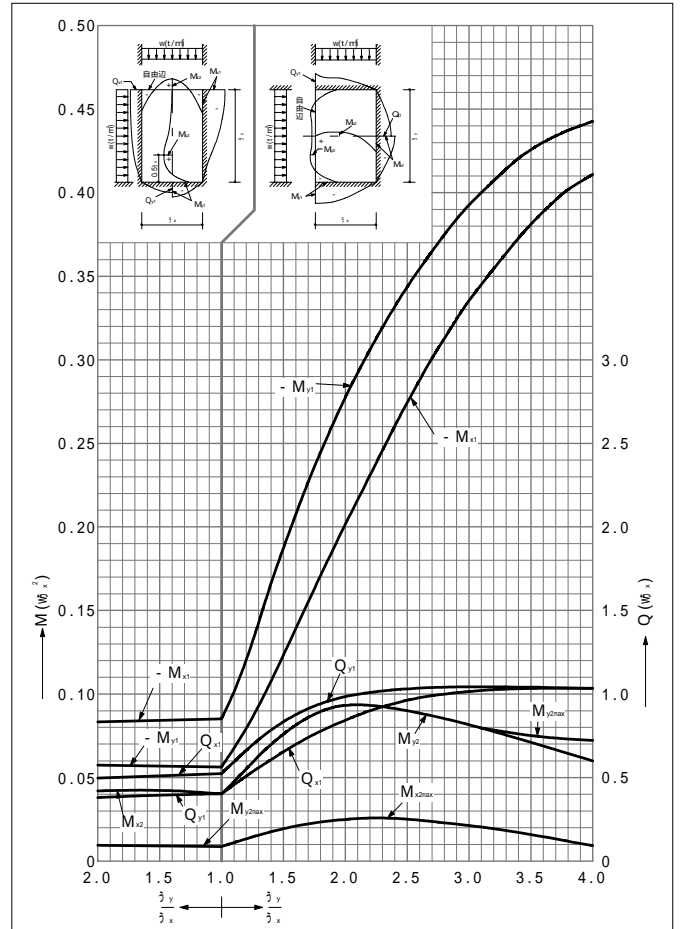
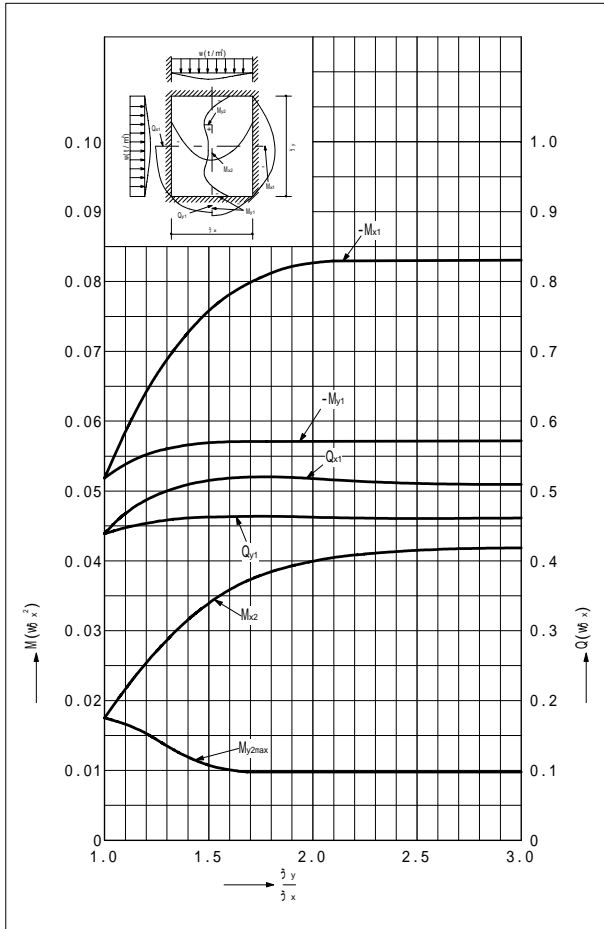
7.1 四辺固定スラブについて

集水桝の構造上、底版に関しては「四辺固定等分布スラブ」と考えることができる。

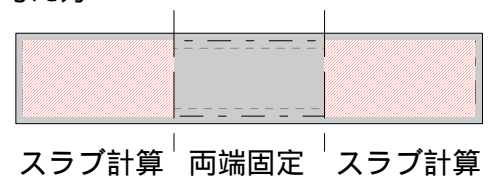
底版の短辺を β_x 長辺を β_y として、その辺長比を用いて、グラフより各係数を読み取り計算を行う。

また、辺長比が3.0を超える場合には、長辺方向の中央部を短辺方向の両端固定梁として計算し、短辺方向の中央部は、長辺中央の距離を長辺 β_y とした「三辺固定等分布スラブ」のグラフより係数を取得して計算する。

ただし、その際の長辺短辺比が2.0を超える場合は、2.0の係数を用いる。



長辺と短辺の比率が3.0を超えた時の考え方



・スラブ計算

各曲げモーメント $M = k \cdot W_R \cdot \lambda_x^2$

各せん断力 $Q = k \cdot W_R \cdot \lambda_x$

・両端固定梁

部材端モーメント $M_{x1} = -W_R \cdot \lambda_x^2 / 12$

最大曲げモーメント $M_{x2} = W_R \cdot \lambda_x^2 / 24$

せん断力 $Q_{x1} = W_R \cdot \lambda_x / 2$

ここに k : 各種係数 (グラフからの読取り値)

W_R : 土圧、荷重強度 (t/m^2)

λ_x : 短辺長 (m)

7.2 スラブ条件

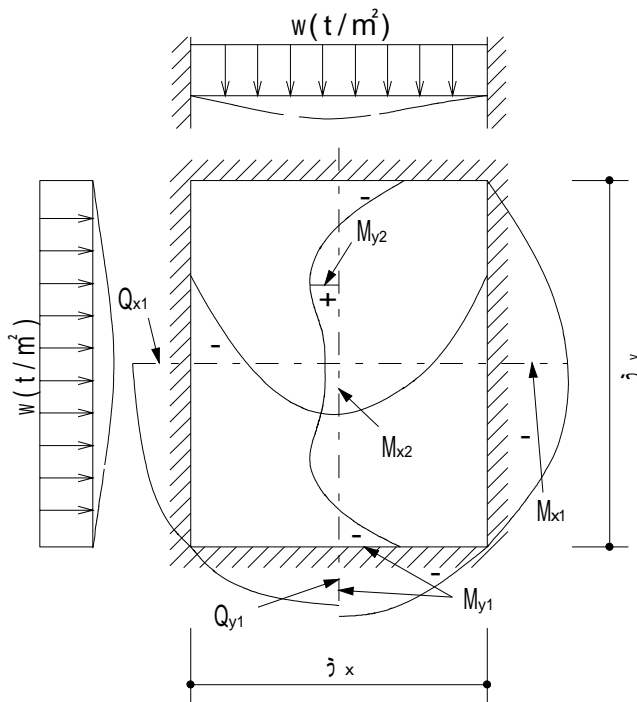
$$\begin{aligned}
 L B &= (B + T_u)(15,000 + 500) \\
 &= 15,500 \text{ (mm)} \\
 L D &= (D + T_u)(25,000 + 500) \\
 &= 25,500 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

$$\text{したがって、} \bar{\lambda}_x = 15.500 \text{ (m)} \quad \bar{\lambda}_y = 25.500 \text{ (m)} \quad \bar{\lambda}_y / \bar{\lambda}_x = 1.65$$

上記結果より、4辺固定等分布スラブとして各係数値を求め各応力を計算する。

各係数値は、

$$\begin{aligned}
 k_{Mx1} &= -0.07885 \\
 k_{My1} &= -0.05705 \\
 k_{Mx2} &= 0.03655 \\
 k_{My2} &= 0.00990 \\
 k_{Qx1} &= 0.51880 \\
 k_{Qy1} &= 0.46320
 \end{aligned}$$



7.3 底版の応力計算（標準設定）

$$\begin{aligned}
 \text{底版反力 } W_R &= 3.812 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 M_{x1} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= -0.07885 \times 3.812 \times 15.500^2 = -72.216 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{y1} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= -0.05705 \times 3.812 \times 15.500^2 = -52.250 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{x2} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= 0.03655 \times 3.812 \times 15.500^2 = 33.475 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{y2\max} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= 0.00990 \times 3.812 \times 15.500^2 = 9.067 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 Q_{x1} (W \cdot \bar{\lambda}_x) &= 0.51880 \times 3.812 \times 15.500 = 30.655 \text{ (kN)} \\
 Q_{y1} (W \cdot \bar{\lambda}_x) &= 0.46320 \times 3.812 \times 15.500 = 27.370 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

7.4 底版の応力計算（外側最大応力）

$$\begin{aligned}
 \text{底版反力 } W_R &= 3.812 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 M_{x1} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= -0.07885 \times 3.812 \times 15.500^2 = -72.216 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{y1} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= -0.05705 \times 3.812 \times 15.500^2 = -52.250 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{x2} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= 0.03655 \times 3.812 \times 15.500^2 = 33.475 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{y2\max} (W \cdot \bar{\lambda}_x^2) &= 0.00990 \times 3.812 \times 15.500^2 = 9.067 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 Q_{x1} (W \cdot \bar{\lambda}_x) &= 0.51880 \times 3.812 \times 15.500 = 30.655 \text{ (kN)} \\
 Q_{y1} (W \cdot \bar{\lambda}_x) &= 0.46320 \times 3.812 \times 15.500 = 27.370 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

7.5 底版の応力計算（内側最大）

$$\text{底版反力 } W_R = 3.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} (W \cdot \bar{\gamma}_x^2) = -0.07885 \times 3.812 \times 15.500^2 = -72.216 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} (W \cdot \bar{\gamma}_x^2) = -0.05705 \times 3.812 \times 15.500^2 = -52.250 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} (W \cdot \bar{\gamma}_x^2) = 0.03655 \times 3.812 \times 15.500^2 = 33.475 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2\max} (W \cdot \bar{\gamma}_x^2) = 0.00990 \times 3.812 \times 15.500^2 = 9.067 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} (W \cdot \bar{\gamma}_x) = 0.51880 \times 3.812 \times 15.500 = 30.655 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} (W \cdot \bar{\gamma}_x) = 0.46320 \times 3.812 \times 15.500 = 27.370 \text{ (kN)}$$

7.6 底版応力一覧表

項	目	標準設定	外側最大応力	内側最大	備考
曲げモーメント	M_{x1}	-72.216	-72.216	-72.216	
	M_{y1}	-52.250	-52.250	-52.250	
	M_{x2}	33.475	33.475	33.475	
	$M_{y2\max}$	9.067	9.067	9.067	
せん断力	Q_{x1}	30.655	30.655	30.655	
	Q_{y1}	27.370	27.370	27.370	

8. 最大応力集計

8.1 側 壁

項 目	単 位	標準設定	外側最大応力	内側最大	備 考
内側引張 M	kN・m	0.000	0.000	4.586	
外側引張 M	kN・m	-6.343	-10.783	0.000	
せん断力	kN	10.917	17.172	7.056	

8.2 底 版

項 目	単 位	標準設定	外側最大応力	内側最大	備 考
内側引張 M	kN・m	33.475	33.475	33.475	
外側引張 M	kN・m	-72.216	-72.216	-72.216	
せん断力	kN	30.655	30.655	30.655	

9 部材計算

9.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
常時許容曲げ圧縮応力度	ca	9.00	N/mm ²	
常時許容せん断応力度	a	0.45	N/mm ²	
常時許容付着応力度	0a	1.60	N/mm ²	
地震時許容せん断応力度	Ea	0.68	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
常時許容引張応力度	sa	176.0	N/mm ²	
常時許容圧縮応力度	sa'	176.0	N/mm ²	
ヤング係数比	N	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		最大せん断力

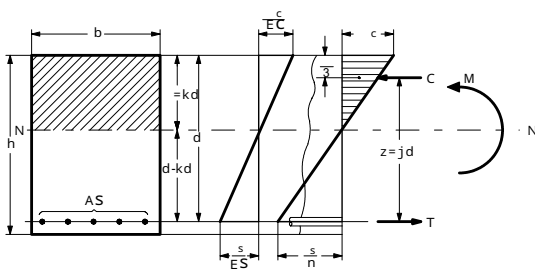
9.2 配筋条件

側 壁	配筋方法		単鉄筋	複鉄筋
	計算方法		単鉄筋	複鉄筋
		かぶり(mm)	径	ピッチ(mm)
	内側			
	外側	100	D13	250
底 版	配筋方法		単鉄筋	複鉄筋
	計算方法		単鉄筋	複鉄筋
		かぶり(mm)	径	ピッチ(mm)
	内側			
	外側	150	D22	250

10. 応力検討

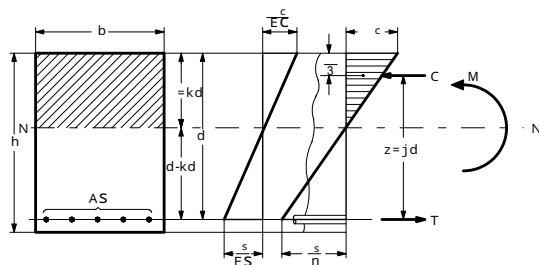
10.1 側 壁

			許容値	標準設定		外側最大応力		内側最大	
				内側	外側	内側	外側	内側	外側
断面力	曲げモーメント	M kN・m		0.000	-6.343	0.000	-10.783	4.586	0.000
	せん断力	S kN		10.917	10.917	17.172	17.172	7.056	7.056
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h mm		500	500	500	500	500	500
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		400	100	400	100	400	100
	圧縮側 かぶり	c' mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ			D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s mm ²		507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s ' mm ²							
	鉄筋 周長	U mm		160	160	160	160	160	160
	有効部材厚	d mm		100	400	100	400	100	400
	圧縮側 かぶり	d' mm							
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00507	0.00127	0.00507	0.00127	0.00507	0.00127
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.32130	0.17707	0.32130	0.17707	0.32130	0.17707
	応力軸比	j		0.89290	0.94098	0.89290	0.94098	0.89290	0.94098
		L _c							
	中立軸の位置	mm		32.130	70.828	32.130	70.828	32.130	70.828
計算結果	曲げ圧縮応力度	c N/mm ²	9.00	0.000	0.476	0.000	0.809	3.197	0.000
	引張応力度	s N/mm ²	176.00	0.000	33.239	0.000	56.503	101.312	0.000
	圧縮応力度	s' N/mm ²	176.00						
	せん断応力度	N/mm ²	0.45	0.109	0.027	0.172	0.043	0.071	0.018
	付着応力度	o N/mm ²	1.60	0.764	0.181	1.202	0.285	0.494	0.117
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算					



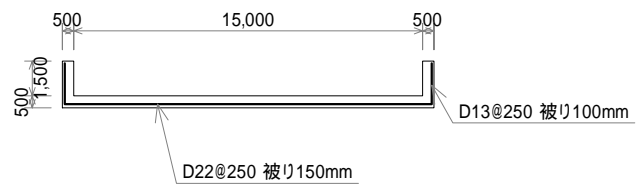
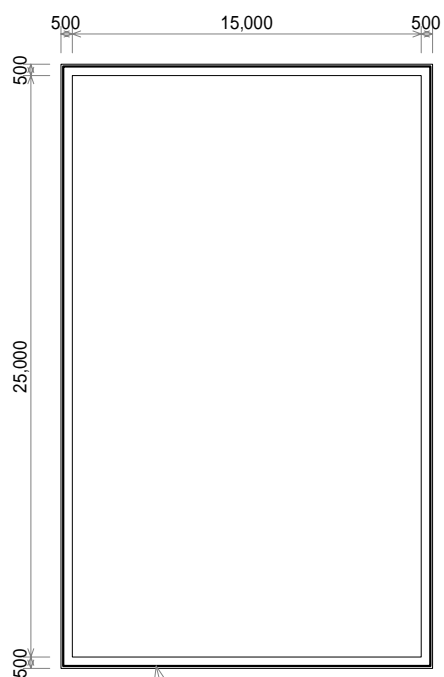
$$\begin{aligned}
 p &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\
 k &= \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \\
 j &= 1 - \frac{k}{3} = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力}) \\
 c &= \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力}) \\
 s &= \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad o = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}
 \end{aligned}$$

				許容値		標準設定		外側最大応力		内側最大	
						内側	外側	内側	外側	内側	外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	33.475	-72.216	33.475	-72.216	33.475	-72.216	33.475	-72.216
	せん断力	S	kN	30.655	30.655	30.655	30.655	30.655	30.655	30.655	30.655
部材	単位部材幅	b	mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm	500	500	500	500	500	500	500	500
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm	350	150	350	150	350	150	350	150
	圧縮側 かぶり	c'	mm								
	引張側 鉄筋・ピッチ			D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ										
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s	mm ²	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²								
	鉄筋周長	U	mm	280	280	280	280	280	280	280	280
	有効部材厚	d	mm	150	350	150	350	150	350	150	350
	圧縮側 かぶり	d'	mm								
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.01032	0.00442	0.01032	0.00442	0.01032	0.00442	0.01032	0.00442
	圧縮鉄筋比	p'									
	中立軸比	k		0.42275	0.30383	0.42275	0.30383	0.42275	0.30383	0.42275	0.30383
	応力軸比	j		0.85908	0.89872	0.85908	0.89872	0.85908	0.89872	0.85908	0.89872
		L _c									
	中立軸の位置	mm		63.413	106.341	63.413	106.341	63.413	106.341	63.413	106.341
計算結果	曲げ圧縮応力度	c	N/mm ²	9.00	8.193	4.318	8.193	4.318	8.193	4.318	4.318
	引張応力度	s	N/mm ²	176.00	167.813	148.310	167.813	148.310	167.813	148.310	148.310
	圧縮応力度	s'	N/mm ²	176.00							
	せん断応力度		N/mm ²	0.45	0.204	0.088	0.204	0.088	0.204	0.088	0.088
	付着応力度	o	N/mm ²	1.60	0.850	0.348	0.850	0.348	0.850	0.348	0.348
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算							



$$\begin{aligned}
 p &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\
 k &= \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \\
 j &= 1 - \frac{k}{3} \\
 c &= \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \\
 s &= \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \\
 \bar{s} &= \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力}) \\
 s &= \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力}) \\
 o &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d}
 \end{aligned}$$

11. 配筋状態図



$D13@250$ 被り100mm

底版の鉄筋は、長辺方向、短辺方向とも同一鉄筋、同一ピッチとする。

同様に側壁の鉄筋も、長辺方向、短辺方向とも同一鉄筋、同一ピッチとする。

12 安定計算

12.1 計算条件

浮上に対する検討			行う		行わない
計算基準			断面(危険側)		躯体全体
項 目	記号	値	単位	備 考	
安 全 率	F_s	1.200			
検討項目		内水重		上面荷重	
		自動車荷重		鉛直土圧	
		群集荷重			
		雪荷重			

常時支持力に対する検討			行う		行わない
計算基準			断面(危険側)		躯体全体
項 目	記号	値	単位	備 考	
許容支持力	q_a	100.000	kN/mm ²		
検討項目		内水重		上面荷重	
		自動車荷重		鉛直土圧	
		群集荷重		水中土	
		雪荷重			

地震時支持力に対する検討			行う		行わない
--------------	--	--	----	--	------

12.2 躯体計算

・ 躯体自重

$$A_{OT} = (B + 2T_u)(D + 2T_u) = (15.000 + 2 \times 0.500) \times (25.000 + 2 \times 0.500) \\ = 416.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_{IT} = B \cdot D = 15.000 \times 25.000 \\ = 375.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{WO} = H \cdot A_{OT} = 1.500 \times 416.000 \\ = 624.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_{WI} = H \cdot A_{IT} = 1.500 \times 375.000 \\ = 562.500 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_{body} = V_{WO} - V_{WI} + T_B \cdot A_{OT} = 624.000 - 562.500 + 0.500 \times 416.000 \\ = 269.500 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{body} = V_{body} \cdot \gamma_c = 269.500 \times 24.500 \\ = 6602.750 \text{ (kN)}$$

・ 内水重

$$V_{water} = H_w \cdot A_{IT} = 1.200 \times 375.000 \\ = 450.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{water} = V_{water} \cdot \gamma_w = 450.000 \times 9.800 \\ = 4410.000 \text{ (kN)}$$

・ 作用面積 (底版面積)

$$A_{Base} = A_{OT} = 416.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

12.3 浮上に対する検討

浮上に対する検討では、重量/浮力の値が安全率以上になるかを検証する。

浮力の計算は、次式により算出する。

$$P_F = \rho_w \cdot H_1 \cdot A_{Base} = 9.800 \times 0.800 \times 416.000 \\ = 3261.440 \text{ (kN)}$$

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{body}	6602.750	kN	
合計	P_{all}	6602.750	kN	
浮力	P_F	3261.440	kN	

$$P_{All} / P_F = F_s$$

$$6602.750 / 3261.440 = 1.200$$

$$2.024 > 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

12.4 地盤支持力に対する検討（常時）

地盤支持力に対する検討では、最大地盤反力度が許容支持力以下であることを検証する。

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{body}	6602.750	kN	
内水重	W_{water}	4410.000	kN	
合計	P_{all}	11012.750	kN	

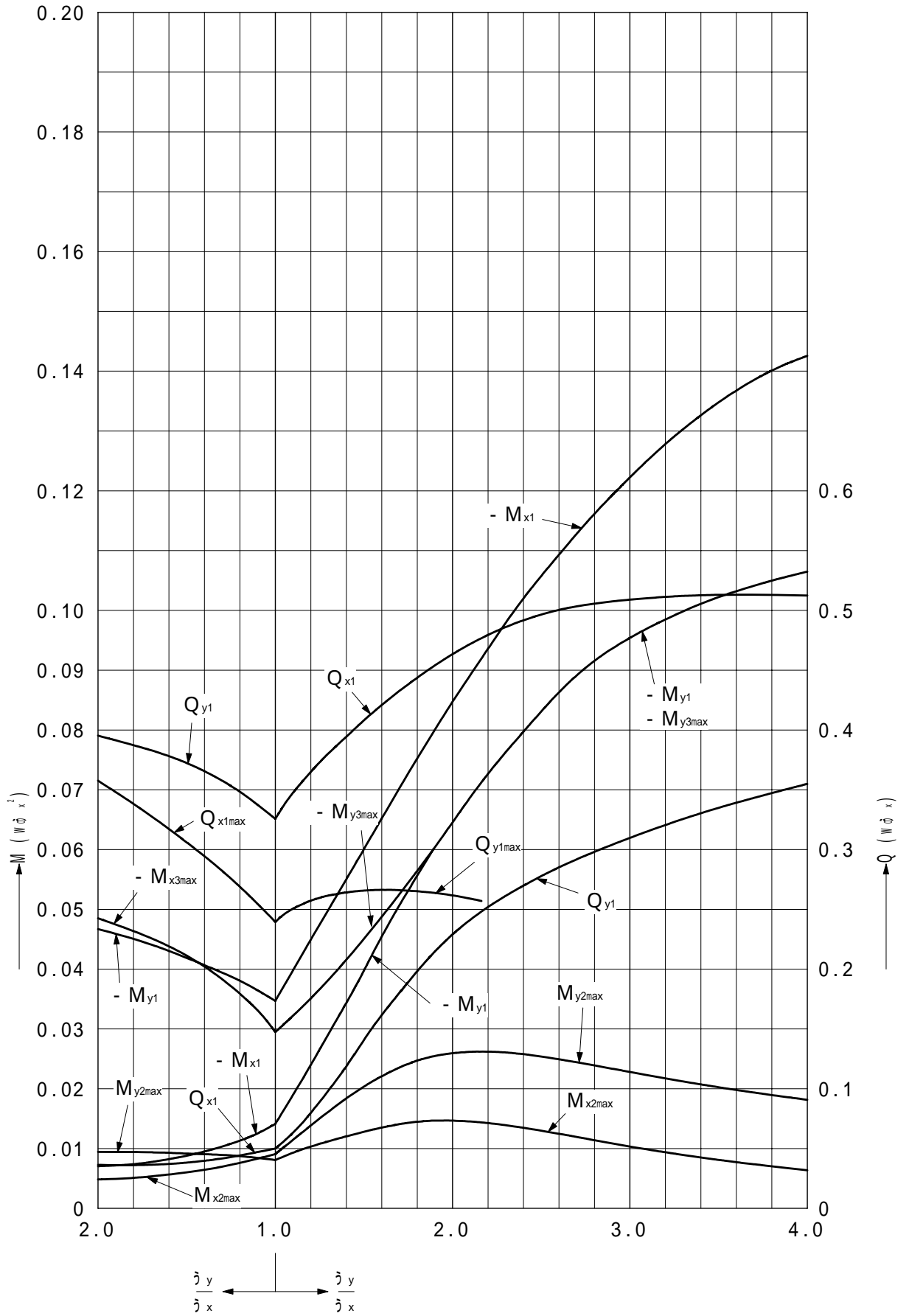
$$q_{max} = P_{all} / A_{Base} = q_a$$

$$11012.750 / 416.000 = 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

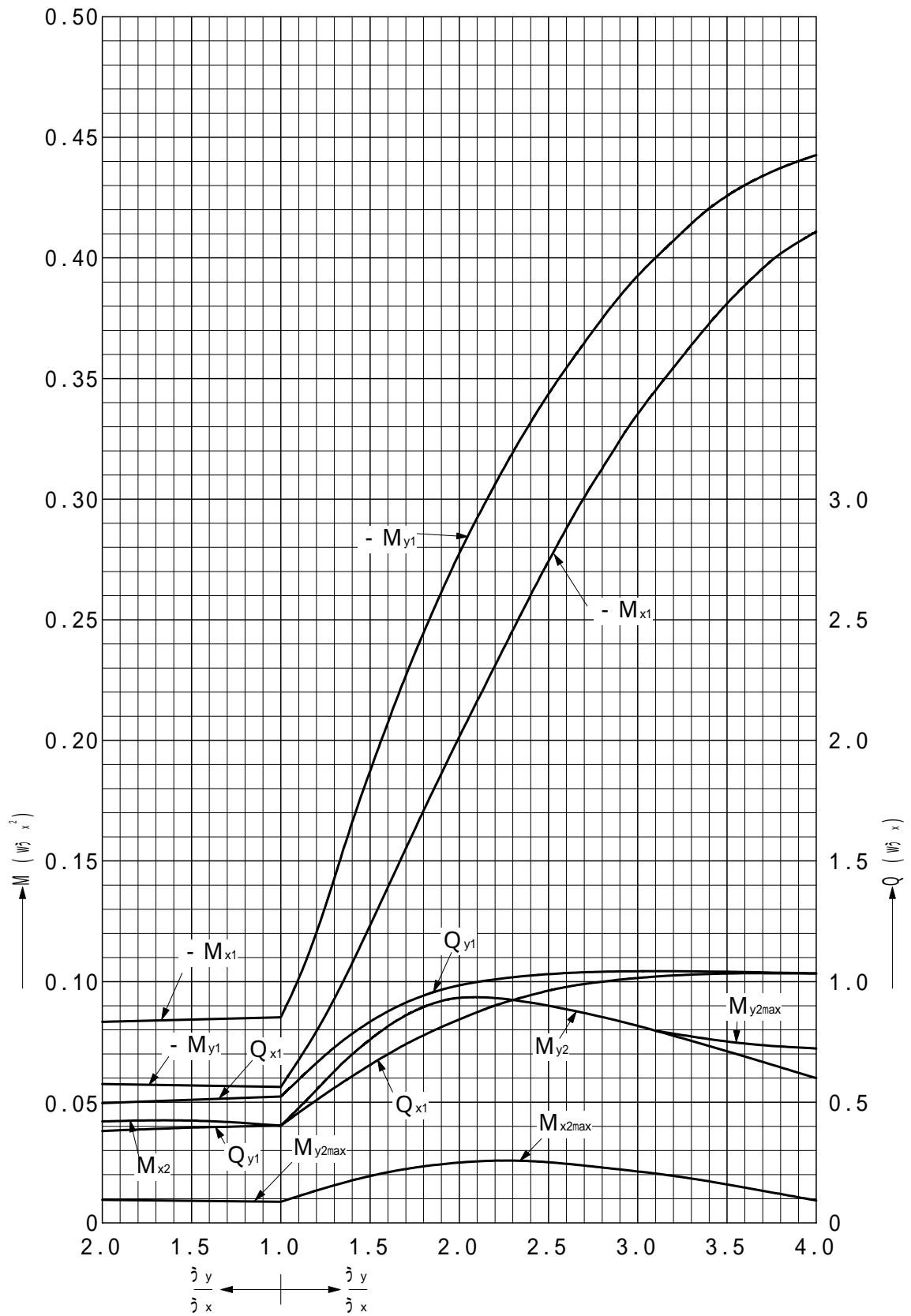
$$26.473 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

13 参考資料

13.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



13.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



13.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図

