

集水枿構造計算システム

Ver4.4

<解析方法>

- | | |
|--|---|
| ○ 三辺固定スラブ法
日本建築学会基準
・鉄筋コンクリート構造計算
基準・同解説に準拠 | ○ 水平応力解析
土地改良事業計画設計基準
・「水路工」のBOXに準拠 |
|--|---|

出力例

鉄筋コンクリート集水枿の構造計算
(三辺固定スラブ法&水平応力解析法)

開発・販売元

(株)SIP システム お問合せ先 : 大阪事務所 (技術サービス)
〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501
TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233
<http://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

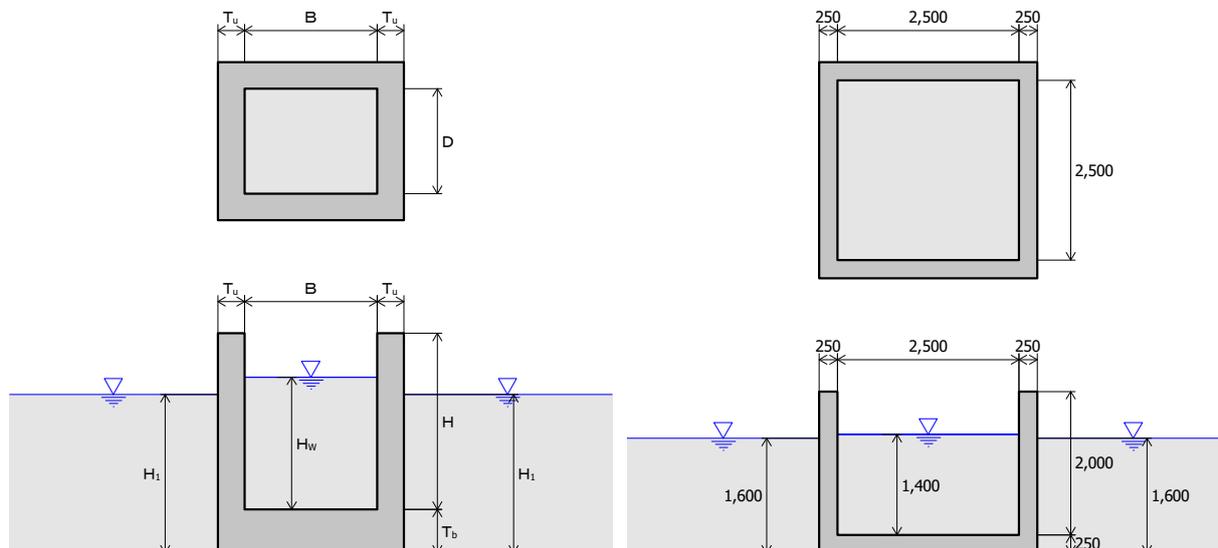
1. 設計条件

水平応力解析

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	γ_{rc}	24.500	kN/m ³	
無筋コンクリート	γ_{ck}	23.000	kN/m ³	
湿潤土	γ_t	18.000	kN/m ³	
水中土	γ_{ws}	10.000	kN/m ³	
水	γ_w	9.800	kN/m ³	

1.2 躯体形状

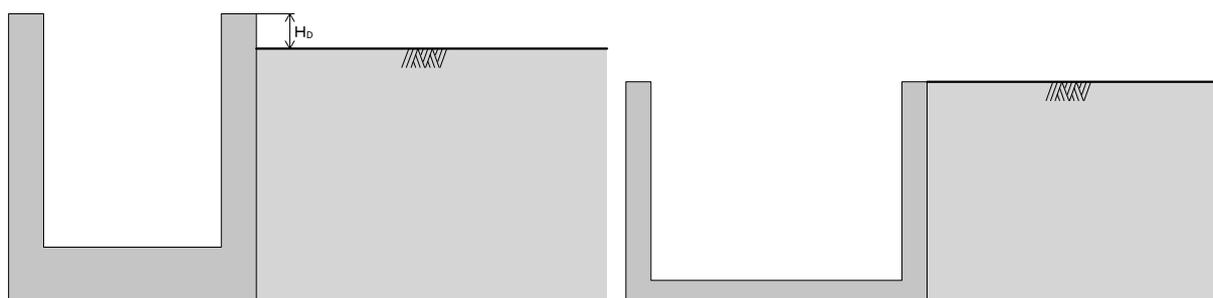


上段：平面図／下段：断面図

構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水桝の内空幅	B	2,500	mm	
集水桝の内空奥行き	D	2,500	mm	
集水桝の高さ(深さ)	H	2,000	mm	
側壁の上部壁厚	T _u	250	mm	
底盤の厚さ	T _b	250	mm	
内水位(水深)	H _w	1,400	mm	
地下水位	H ₁	1,600	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、「クーロン土圧公式」にて算出する。

土質条件一覧表

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角度	ϕ	30.000	°	
壁背面の傾斜角	θ	90.000	°	計算値
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角	δ	20.000	°	計算値
壁背面土の傾斜角	i	—	°	法角度 β
主働土圧係数	K_A	0.297		計算値
設計水平震度	K_h	0.160		
設計鉛直震度	K_v	0.000		
地震時合成角度	θ_0	9.090	°	$\tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\}$
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角(地震時)	δ_E	15.000	°	
主働土圧係数(地震時)	K_{AE}	0.416		

【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

部材計算時の壁面摩擦角 δ の値は(2/3) ϕ とする。

また、地震時における部材計算時の壁面摩擦角 δ_E の値は(1/2) ϕ とする。

$$\delta = 2/3 \phi = 20.000$$

また、 $\delta_E = 15.000$ となる。

【壁背面の傾斜角】

$$\theta = 90.000^\circ \quad (\text{側壁背面が直のため})$$

【地震時合成角】

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\} \\ &= \tan^{-1}\{0.160/(1.0 - 0.000)\} \\ &= 9.090 \end{aligned}$$

【クーロン土圧公式】

・主働土圧強度

$$\left. \begin{aligned} K_A \\ K_{AE} \end{aligned} \right\} = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$\left. \begin{aligned} P_a \\ P_{ae} \end{aligned} \right\} = (1-K_v) \left\{ \gamma \cdot h + q \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} \right\} \left. \begin{aligned} K_A \\ K_{AE} \end{aligned} \right\}$$

ただし、 $\phi - i - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - i - \theta_0) = 0$ とする。

常時の計算においては、地震時合成角度 $\theta_0 = 0$ とする。

ここに、

K_A : 常時($K_v=0$ 、 $K_h=0$)主働土圧係数

K_{AE} : 地震時主働土圧係数

P_a : 常時主働土圧強度($K_v=0$ 、 $K_h=0$) (kN/m^2)

P_{ae} : 地震時主働土圧強度 (kN/m^2)

θ_0 : 地震合成角 $\tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\}$ (°)

K_h : 水平震度

K_v : 鉛直震度

θ : 壁背面の傾斜角 (°)

i : 壁背面土の傾斜角 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

δ : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 (°)

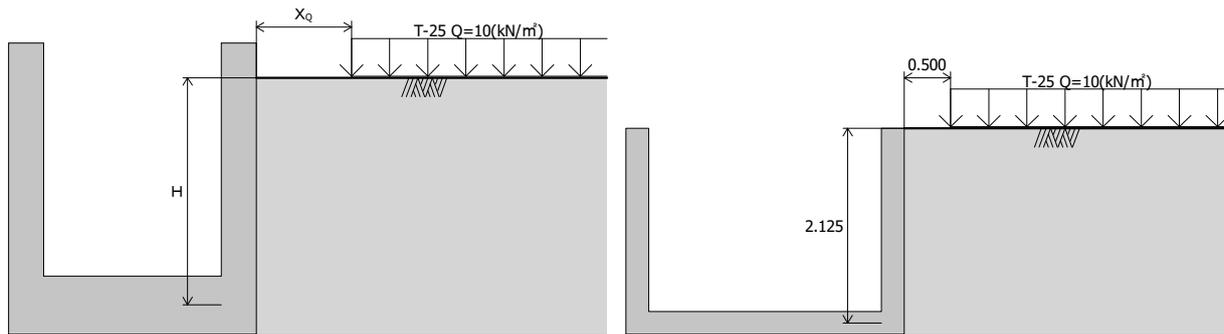
q : 載荷重強度 (kN/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 地表面より任意位置の深さ (m)

2 荷重データ

2.1 自動車荷重



自動車荷重載荷図

自動車荷重算定表

・自動車荷重を考慮する。

項目	記号	値	単位	備考
法肩からの距離	X_q	0.500	m	
等分布荷重	Q	10.000	kN/m ²	T-25
荷重作用位置	X	0.500	m	X_q
荷重作用範囲	H	2.125	m	壁高+底版厚/2
等分布荷重換算係数	I_w	0.750		フリーリッジ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_q	7.500	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

$$\text{荷重作用位置 } X = 0.500$$

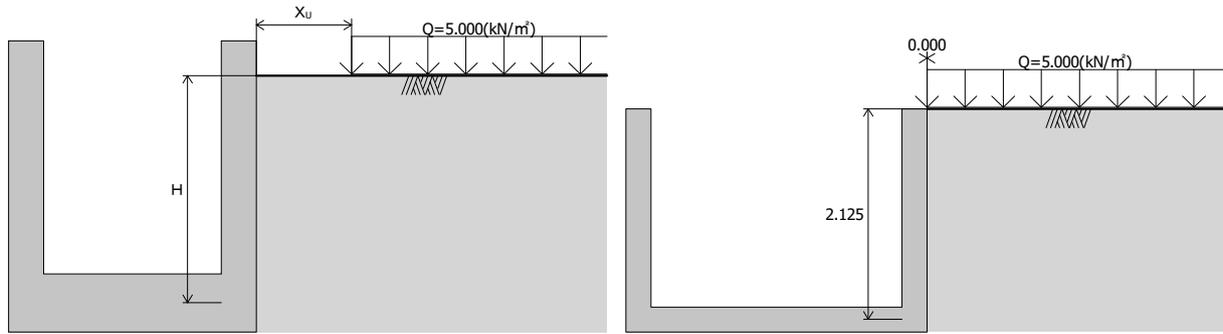
$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.000 + 0.250 / 2 \\ &= 2.125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_q &= Q \cdot I_w = 10.000 \times 0.750 \\ &= 7.500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right) \\ &= 1 + (0.500/2.125)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.500/2.125)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.500/2.125) - 2/\pi \cdot (0.500/2.125) \\ &= 0.750 \end{aligned}$$

※ \tan^{-1} の計算は、ラジアン単位で計算。

2.2 群集荷重



群集荷重載荷図

群集荷重算定表

・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	5.000	kN/m ²	
荷重作用位置	X	0.000	m	X_u
荷重作用範囲	H	2.125	m	壁高+底版厚/2
等分布荷重換算係数	I_w	1.000		フリーリッジ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	5.000	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

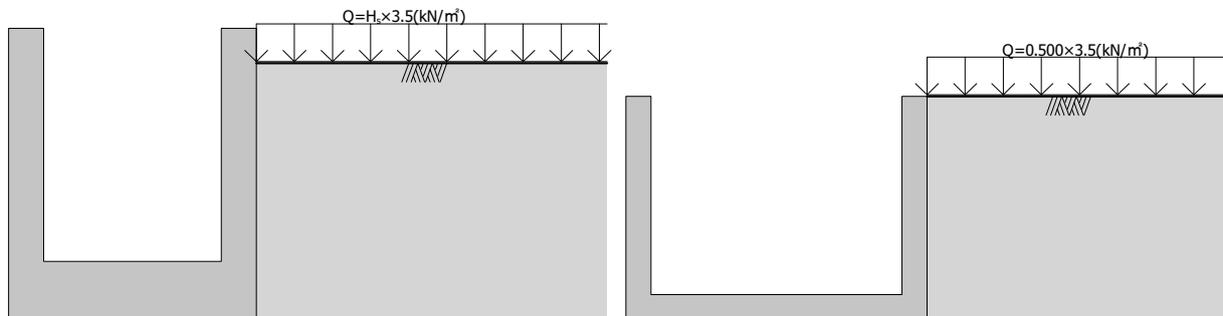
$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.000 + 0.250 / 2 \\ &= 2.125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_u &= Q \cdot I_w = 5.000 \times 1.000 \\ &= 5.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + (0.000/2.125)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.000/2.125)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.000/2.125) - 2/\pi \cdot (0.000/2.125) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

※ \tan^{-1} の計算は、ラジアン単位で計算。

2.3 雪荷重



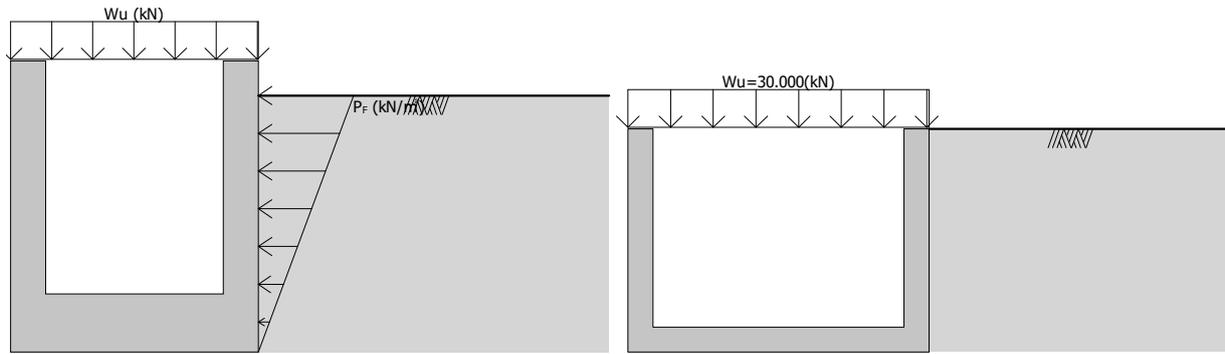
雪荷重載荷図

雪荷重算定表

・雪荷重を考慮する。

項目	記号	値	単位	備考
積雪深	H_s	0.500	m	
雪荷重	q_s	1.750	kN/m ²	積雪深×3.5(kN/m ³)

2.4 その他の荷重



その他荷重載荷図

その他の荷重算定表

- ・上面荷重を考慮する。
- ・凍上力を考慮しない。

項目	記号	値	単位	備考
上面荷重	W_u	30.000	kN	
上面荷重分布	Q_c	3.333	kN/m ²	
凍上力	P_f	0.000	kN/m ²	

$$\begin{aligned} \text{上面荷重分布 } Q_c &= W_u / A_c = 30.000 / 9.000 \\ &= 3.333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上面断面積 } A_c &= (2T_u + B) \cdot (2T_u + D) = (2 \times 0.250 + 2.500) \times (2 \times 0.250 + 2.500) \\ &= 9.000 \end{aligned}$$

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
		Case①	Case②	地震時	
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	○		○	
	集水桝内の水圧		○		
	その他荷重(kN/m ²)	——	——	——	
底板	自重	○	○	○	
	上面荷重	○	○		
	土圧の鉛直成分	○			
	その他荷重(kN)	——	——	——	
計算タイプ		常時	常時	地震時	

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		
項目名	照査位置 (mm)		備考
	天端から	底版下から	
底版中心	2,125	125	
側壁付根	2,000	250	
	部材節点から2dの位置を照査断面とする。		
	部材内側からh/2の位置を照査断面とする。		

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)	Case①		Case②		地震時	
		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	7.500	○	7.500		—		—
群集荷重	5.000	○	0.000		—	○	5.000
雪荷重	1.750	○	1.000		—		—
その他荷重			—		—		—
合計			8.500		0.000		5.000

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 (Case①)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考	
照査位置	h	m	2.125	2.000	天端からの距離	
土砂高	水中外	H _s	0.650	0.650		
	水中	H _{ws}	1.475	1.350		
	外水位	H _{wo}	1.475	1.350		
内水位	H _{wi}	m	0.000	0.000	内水位を考慮しない	
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	3.475	3.475	
	水中	P _{ws}	kN/m ²	4.381	4.010	
	土圧(水平)計	P _{ah}	kN/m ²	7.382	7.034	
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	14.455	13.230		
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	0.000	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

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

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

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

・底版中心

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 0.650 \times 0.297 = 3.475$$

$$P_{ws} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A = 10.000 \times 1.475 \times 0.297 = 4.381$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos(\delta) = (3.475 + 4.381) \times \cos(20.000) = 7.382$$

・側壁付根

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 0.650 \times 0.297 = 3.475$$

$$P_{ws} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A = 10.000 \times 1.350 \times 0.297 = 4.010$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos(\delta) = (3.475 + 4.010) \times \cos(20.000) = 7.034$$

b) 水圧の計算

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

・底版中心

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.475 = 14.455$$

・側壁付根

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.350 = 13.230$$

4.3 上載荷重による等分布荷重 (Case①)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.125	2.000	
上載荷重合計	q	kN/m ²	8.500		
土圧係数	K _A		0.297		
凍上力	地表面	Q _F	kN/m ² 0.000		
	照査位置	q _F	0.000	0.000	
背面土の傾斜角	i	°	—		
壁背面の傾斜角	θ	°	90.000		
壁背面と土との摩擦角	δ	°	20.000		
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	2.373	2.373	

荷重の計算

$$q_F = Q_F \cdot (H - h) / H \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.3.1)}$$

$$P_q = q \cdot K_A \cdot \cos(\delta) + q_F \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.3.2)}$$

・底版中心

$$q_F = 0.000 \times (2.250 - 2.125) / 2.250 = 0.000$$

$$P_q = 8.500 \times 0.297 \times \cos(20.000) + 0.000 = 2.373$$

・側壁付根

$$q_F = 0.000 \times (2.250 - 2.000) / 2.250 = 0.000$$

$$P_q = 8.500 \times 0.297 \times \cos(20.000) + 0.000 = 2.373$$

4.4 土圧・水圧による等変分布荷重 (Case②)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.125	2.000	天端からの距離
土砂高	水中外	H _s	0.000	0.000	土圧を考慮しない
	水中	H _{ws}	0.000	0.000	土圧を考慮しない
外水位	H _{wo}	m	0.000	0.000	地下水を考慮しない
内水位	H _{wi}	m	1.400	1.400	
土圧	水中外	P _s	kN/m ² 0.000	0.000	
	水中	P _{ws}	kN/m ² 0.000	0.000	
	土圧(水平)計	P _{ah}	kN/m ² 0.000	0.000	
外水圧	P _{wo}	kN/m ² 0.000	0.000	0.000	
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	-13.720	-13.720	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

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.4.1)}$$

・底版中心

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 1.400 = 13.720$$

・側壁付根

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 1.400 = 13.720$$

4.5 上載荷重による等分布荷重 (Case②)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.125	2.000	
上載荷重合計	q	kN/m ²	0.000		
土圧係数	K _A		0.297		
背面土の傾斜角	i	°	—		
壁背面の傾斜角	θ	°	90.000		
壁背面と土との摩擦角	δ	°	20.000		
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	0.000	0.000	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_A \cdot \cos(\delta) \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.5.1)}$$

・底版中心

$$P_q = 0.000 \times 0.297 \times \cos(20.000) = 0.000$$

・側壁付根

$$P_q = 0.000 \times 0.297 \times \cos(20.000) = 0.000$$

4.6 土圧・水圧による等変分布荷重 (地震時)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.125	2.000	天端からの距離
土砂高	水中外	H _s	0.650	0.650	
	水中	H _{ws}	1.475	1.350	
外水位	H _{wo}	m	1.475	1.350	
内水位	H _{wi}	m	0.000	0.000	内水位を考慮しない
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	4.867	4.867
	水中	P _{ws}	kN/m ²	6.136	5.616
	土圧(水平)計	P _{ah}	kN/m ²	10.628	10.126
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	14.455	13.230	
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	0.000	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 (地震時)

$$P_s = (1 - K_v) \cdot \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE} \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.6.1)}$$

$$P_{ws} = (1 - K_v) \cdot \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_{AE} \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.6.2)}$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos(\delta_E) \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.6.3)}$$

・底版中心

$$P_s = (1 - K_v) \cdot \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE} = 18.000 \times 0.650 \times 0.416 = 4.867$$

$$P_{ws} = (1 - K_v) \cdot \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_{AE} = 10.000 \times 1.475 \times 0.416 = 6.136$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos(\delta_E) = (4.867 + 6.136) \times \cos(15.000) = 10.628$$

・側壁付根

$$P_s = (1 - K_v) \cdot \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE} = 18.000 \times 0.650 \times 0.416 = 4.867$$

$$P_{ws} = (1 - K_v) \cdot \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_{AE} = 10.000 \times 1.350 \times 0.416 = 5.616$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos(\delta_E) = (4.867 + 5.616) \times \cos(15.000) = 10.126$$

b) 水圧の計算

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.6.4)}$$

・底版中心

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.475 = 14.455$$

・側壁付根

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.350 = 13.230$$

4.7 上載荷重による等分布荷重(地震時)

項 目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備 考
照 査 位 置	h	m	2.125	2.000	
上載荷重合計	q	kN/m ²	5.000		
土 圧 係 数	K _{AE}		0.416		地震時係数
背面土の傾斜角	i	°	—		
壁背面の傾斜角	θ	°	90.000		
壁背面と土との摩擦角	δ	°	15.000		
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	2.009	2.009	

荷重の計算

$$P_q = (1 - K_v) \cdot q \cdot K_{AE} \cdot \cos(\delta_E) \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.7.1)}$$

・底版中心

$$P_q = (1 - 0.000) \times 5.000 \times 0.416 \times \cos(15.000) = 2.009$$

・側壁付根

$$P_q = (1 - 0.000) \times 5.000 \times 0.416 \times \cos(15.000) = 2.009$$

4.8 主働土圧集計表

項 目	記号	単位	Case①	Case②	地震時	備 考	
底版中心	土 圧	P _{ah}	kN/m ²	7.382	0.000	10.628	
	外水圧	P _{wo}	kN/m ²	14.455	0.000	14.455	
	内水圧	P _{wi}	kN/m ²	0.000	-13.720	0.000	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	2.373	0.000	2.009	
	等変分布計		kN/m ²	21.837	-13.720	25.083	
	等分布計		kN/m ²	2.373	0.000	2.009	
	合 計		kN/m ²	24.210	-13.720	27.092	
側壁付根	土 圧	P _{ah}	kN/m ²	7.034	0.000	10.126	
	外水圧	P _{wo}	kN/m ²	13.230	0.000	13.230	
	内水圧	P _{wi}	kN/m ²	0.000	-13.720	0.000	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	2.373	0.000	2.009	
	等変分布計		kN/m ²	20.264	-13.720	23.356	
	等分布計		kN/m ²	2.373	0.000	2.009	
	合 計		kN/m ²	22.637	-13.720	25.365	

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。

$$W_w = (V_{out} - V_{in}) \gamma_{rc}$$

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

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

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。

$$B_{ot} = B + 2T_u = 2.500 + 2 \times 0.250 = 3.000$$

$$D_{ot} = D + 2T_u = 2.500 + 2 \times 0.250 = 3.000$$

$$V_{out} = B_{ot} \cdot D_{ot} \cdot H = 3.000 \times 3.000 \times 2.000 = 18.000$$

$$V_{in} = B \cdot D \cdot H = 2.500 \times 2.500 \times 2.000 = 12.500$$

$$W_w = (V_{out} - V_{in}) \gamma_{rc} = (18.000 - 12.500) \times 24.500 = 134.750 \text{ (kN)}$$

5.2 土圧鉛直成分の計算

項目		記号	単位	Case①	備考
土砂高	水中外	H_s	m	0.650	
	水中	H_{ws}	m	1.475	
上載荷重		Q	kN/m ²	8.500	
強度	水中外	P_{a1}	kN/m ²	3.475	
	水中	P_{a2}	kN/m ²	4.381	
主働土圧	水中外	P_{A1}	kN/m	1.129	
	水中	P_{A2}	kN/m	8.357	
	上載荷重	P_q	kN/m	5.365	
	土圧合計	P_A	kN/m	14.851	
	鉛直成分	P_{AV}	kN/m	5.079	
鉛直成分による重量		P_V	kN	55.869	

・常時

$$P_{a1} = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A$$

$$P_{a2} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A$$

$$P_q = (H_s + H_{ws}) Q \cdot K_A$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta)$$

・地震時

$$P_{a1} = (1 - K_v) \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE}$$

$$P_{a2} = (1 - K_v) \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_{AE}$$

$$P_q = (1 - K_v) (H_s + H_{ws}) Q \cdot K_{AE}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta_E + 90 - \theta)$$

・共通

$$P_{A1} = 0.5 P_{a1} \cdot H_s$$

$$P_{A2} = (P_{a1} + 0.5 P_{a2}) H_{ws}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} + P_q$$

$$P_V = P_{AV} \cdot (2B + 2D + 4T_u)$$

・Case① (常時)

$$P_{a1} = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 0.650 \times 0.297 = 3.475$$

$$P_{a2} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A = 10.000 \times 1.475 \times 0.297 = 4.381$$

$$P_q = (H_s + H_{ws}) Q \cdot K_A = (0.650 + 1.475) \times 8.500 \times 0.297 = 5.365$$

$$P_{A1} = 0.5 P_{a1} \cdot H_s = 0.5 \times 3.475 \times 0.650 = 1.129$$

$$P_{A2} = (P_{a1} + 0.5 P_{a2}) H_{ws} = (3.475 + 0.5 \times 4.381) \times 1.475 = 8.357$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} + P_q = 1.129 + 8.357 + 5.365 = 14.851$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 14.851 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) = 5.079$$

$$P_V = P_{AV} (2B + 2D + 4T_w) = 5.079 \times (2 \times 2.500 + 2 \times 2.500 + 4 \times 0.250) = 55.869$$

5.3 鉛直荷重集計表

項目	値 (kN)	Case①		Case②		地震時	
		要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)
自重	134.750	○	134.750	○	134.750	○	134.750
上面荷重	30.000	○	30.000	○	30.000		——
土圧鉛直成分			55.869		——		——
その他の荷重			——		——		——
重量合計(Q _A)			220.619		164.750		134.750

5.4 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。

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

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

各検討ケースの計算を次に示す。

$$\text{作用面積 } A = (B + T_w)(D + T_w) = (2.500 + 0.250) \times (2.500 + 0.250)$$

$$= 7.563 \quad (\text{m}^2)$$

・Case①

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 220.619 / 7.563 = 29.171 \quad (\text{kN/m}^2)$$

・Case②

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 164.750 / 7.563 = 21.784 \quad (\text{kN/m}^2)$$

・地震時

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 134.750 / 7.563 = 17.817 \quad (\text{kN/m}^2)$$

5.5 地盤反力集計表

項目	記号	単位	Case①	Case②	地震時	備考
重量合計	Q _A	kN	220.619	164.750	134.750	
地盤反力	W _R	kN/m ²	29.171	21.784	17.817	

6. 応力解析（側壁）

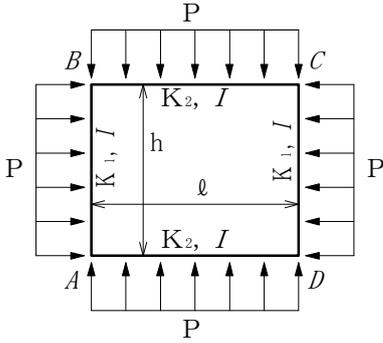
6.1 水平応力解析式について

各部材の端モーメントを求め、分布荷重を載荷した単純梁にそれら端モーメントが作用したものととして、始点反力を求めることでせん断力を求めることが出来、部材中央に生じるモーメントを最大曲げモーメントとする事が出来る。

$$K_i = I_i / \ell \quad (\text{又は } h)$$

I_i : 断面二次モーメント (m⁴)
 ℓ, h : 部材寸法 (m)
 K_i : 剛度

ただし、集水桝の場合側壁の部材厚は全て同じであるため、断面二次モーメント I も4辺同じである。さらに、4辺に生じる分布荷重 P も同じ深さでの水平力であるため同値となる。



一般式 $M_{ij} = 2EK(2\theta_i + \theta_j - 3R) - C_{ji}$
 $M_{ji} = 2EK(2\theta_j + \theta_i - 3R) + C_{ji}$

左右・上下対象な荷重を受ける場合 $k = h/\ell$ となり一般式は以下ようになる。

$$M_{AB} = (2\theta_A + \theta_B) - C_{AB}$$

$$M_{AD} = k(\theta_A) + C_{AD}$$

このとき、 θ_A と θ_B の関係は、等分布荷重が生じることから同じ値で向きが逆になる。したがって、次のように書き換えることが出来る。

$$M_{AB} = \theta_A - C_{AB}$$

$$M_{AD} = k(\theta_A) + C_{AD}$$

A_A, B_B 部材のたわみ角は以下ようになる。

荷重項 $C_{AB} = P \cdot h^2 / 12 = P \cdot k^2 \cdot \ell^2 / 12$
 $C_{AD} = P \cdot \ell^2 / 12$

なお、 $M_{AB} = -M_{AD}, M_{DA} = -M_{DC}, M_{BA} = -M_{BC}, M_{CB} = -M_{CD}$ 、である。

節点方程式

$$M_{AB} + M_{AD} = 0$$

平衡方程式

$$(1+k)\theta_A = C_{AB} - C_{AD} \quad \dots\dots (M_{AB} + M_{AD} = 0 \text{より})$$

上記式から θ_A 値を求め、一般式に代入することによって $i-j$ 部材の端モーメント M_{ij} が求まる。

θ_A の値は、

$$\theta_A = \frac{C_{AB} - C_{AD}}{1+k} = \frac{P \cdot \ell^2 (k^2 - 1)}{12(1+k)}$$

分布荷重と端モーメントを単純梁に載荷し、各部材に作用するせん断力を求める。

このとき、両端のモーメントが同値で向きが反対であるためせん断力の計算では無視出来る。

また、荷重は4辺共に等分布荷重であるため以下ようになる。

$$S_\ell = P \cdot \ell / 2$$

$$S_h = P \cdot h / 2 = P \cdot k \cdot \ell / 2$$

4辺とも等分布荷重であり両端のモーメントが、同値で向きが反対であるため最大曲げモーメントは、部材中央部に生じる。

$$M_i = P \cdot \ell^2 / 8 + M_{AB}$$

$$M_h = P \cdot h^2 / 8 + M_{AB} = P \cdot k^2 \cdot \ell^2 / 8 + M_{AB}$$

ここで、 M_{AB} は θ_A の式より次のように求めることが出来る。

$$\begin{aligned}
 M_{AB} &= \frac{P \cdot \ell^2(k^2+1)}{12(k+1)} - \frac{P \cdot \ell^2 \cdot k^2}{12} = -\frac{P \cdot \ell^2}{12} \cdot \frac{k^3+1}{k+1} \\
 &= -\frac{1}{12}(k^2-k+1)P \cdot \ell^2
 \end{aligned}$$

また、ここで求めた部材端モーメントの式を各部材の最大曲げモーメントの公式に代入することにより次式を導き出すことが出来る。

$$\begin{aligned}
 M_\ell &= \frac{1}{24}(-2k^2+2k+1)P \cdot \ell^2 \\
 M_h &= \frac{1}{24}(k^2+2k-2)P \cdot \ell^2
 \end{aligned}$$

6.2 側壁の応力計算（底版中心）

照査位置 $h_1 = 2,125$ (mm)
 内空幅 $w_1 = 2,500$ (mm)
 内空奥行 $d_1 = 2,500$ (mm)
 側壁厚 $t_1 = 250$ (mm)

$$\ell_1 = (d_1 + t_1) / 1,000 = (2,500 + 250) / 1,000 = 2.750 \text{ (m)}$$

$$k_1 = (w_1 + t_1) / (d_1 + t_1) = (2,500 + 250) / (2,500 + 250) = 1.00000$$

端部モーメント $M_{ABn} = -(k_1^2 - k_1 + 1) P_n \cdot \ell_1^2 / 12$
 曲げモーメント $M_{Dn} = (-2k_1^2 + 2k_1 + 1) P_n \cdot \ell_1^2 / 24$
 曲げモーメント $M_{Wn} = (k_1^2 + 2k_1 - 2) P_n \cdot \ell_1^2 / 24$
 せん断力 $S_{Dn} = P_n \cdot \ell_1 / 2$
 せん断力 $S_{Wn} = P_n \cdot k_1 \cdot \ell_1 / 2$
 軸力 $N_{Dn} = P_n \cdot (w_1 + t_1) / 2$
 軸力 $N_{Wn} = P_n \cdot (d_1 + t_1) / 2$

・Case①

分布荷重 $P_1 = 24.210$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB1} = -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times 24.210 \times 2.750^2 / 12 = -15.257$ (kN·m)
 曲げモーメント $M_{D1} = (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times 24.210 \times 2.750^2 / 24 = 7.629$ (kN·m)
 曲げモーメント $M_{W1} = (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times 24.210 \times 2.750^2 / 24 = 7.629$ (kN·m)
 せん断力 $S_{D1} = 24.210 \times 2.750 / 2 = 33.289$ (kN)
 せん断力 $S_{W1} = 24.210 \times 1.00000 \times 2.750 / 2 = 33.289$ (kN)
 軸力 $N_{D1} = 24.210 \times 2.750 / 2 = 33.289$ (kN)
 軸力 $N_{W1} = 24.210 \times 2.750 / 2 = 33.289$ (kN)

・Case②

分布荷重 $P_2 = -13.720$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB2} = -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times (-13.720) \times 2.750^2 / 12 = 8.646$ (kN·m)
 曲げモーメント $M_{D2} = (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times (-13.720) \times 2.750^2 / 24 = -4.323$ (kN·m)
 曲げモーメント $M_{W2} = (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times (-13.720) \times 2.750^2 / 24 = -4.323$ (kN·m)
 せん断力 $S_{D2} = (-13.720) \times 2.750 / 2 = 18.865$ (kN)
 せん断力 $S_{W2} = (-13.720) \times 1.00000 \times 2.750 / 2 = 18.865$ (kN)
 軸力 $N_{D2} = -13.720 \times 2.750 / 2 = -18.865$ (kN)
 軸力 $N_{W2} = -13.720 \times 2.750 / 2 = -18.865$ (kN)

・地震時

分布荷重	$P_3 = 27.092 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
端部モーメント	$M_{AB3} = -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times 27.092 \times 2.750^2 / 12$ $= -17.074 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
曲げモーメント	$M_{D3} = (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times 27.092 \times 2.750^2 / 24$ $= 8.537 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
曲げモーメント	$M_{W3} = (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times 27.092 \times 2.750^2 / 24$ $= 8.537 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
せん断力	$S_{D3} = 27.092 \times 2.750 / 2 = 37.252 \text{ (kN)}$
せん断力	$S_{W3} = 27.092 \times 1.00000 \times 2.750 / 2 = 37.252 \text{ (kN)}$
軸力	$N_{D3} = 27.092 \times 2.750 / 2$ $= 37.252 \text{ (kN)}$
軸力	$N_{W3} = 27.092 \times 2.750 / 2$ $= 37.252 \text{ (kN)}$

6.3 側壁の応力計算（側壁付根）

照査位置 $h_2 = 2,000$ (mm)
 内空幅 $w_2 = 2,500$ (mm)
 内空奥行 $d_2 = 2,500$ (mm)
 側壁厚 $t_2 = 250$ (mm)

$$\ell_2 = (d_2 + t_2) / 1,000 = (2,500 + 250) / 1,000 \\ = 2.750 \text{ (m)}$$

$$k_2 = (w_2 + t_2) / (d_2 + t_2) = (2,500 + 250) / (2,500 + 250) \\ = 1.00000$$

端部モーメント $M_{ABn} = -(k_2^2 - k_2 + 1) P_n \cdot \ell_2^2 / 12$
 曲げモーメント $M_{Dn} = (-2k_2^2 + 2k_2 + 1) P_n \cdot \ell_2^2 / 24$
 曲げモーメント $M_{Wn} = (k_2^2 + 2k_2 - 2) P_n \cdot \ell_2^2 / 24$
 せん断力 $S_{Dn} = P_n \cdot \ell_2 / 2$
 せん断力 $S_{Wn} = P_n \cdot k_2 \cdot \ell_2 / 2$
 軸力 $N_{Dn} = P_n \cdot (w_2 + t_2) / 2$
 軸力 $N_{Wn} = P_n \cdot (d_2 + t_2) / 2$

・Case①

分布荷重 $P_4 = 22.637$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB4} = -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times 22.637 \times 2.750^2 / 12 \\ = -14.266$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{D4} = (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times 22.637 \times 2.750^2 / 24 \\ = 7.133$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{W4} = (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times 22.637 \times 2.750^2 / 24 \\ = 7.133$ (kN・m)
 せん断力 $S_{D4} = 22.637 \times 2.750 / 2 = 31.126$ (kN)
 せん断力 $S_{W4} = 22.637 \times 1.00000 \times 2.750 / 2 = 31.126$ (kN)
 軸力 $N_{D4} = 22.637 \times 2.750 / 2 \\ = 31.126$ (kN)
 軸力 $N_{W4} = 22.637 \times 2.750 / 2 \\ = 31.126$ (kN)

・Case②

分布荷重 $P_5 = -13.720$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB5} = -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times (-13.720) \times 2.750^2 / 12 \\ = 8.646$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{D5} = (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times (-13.720) \times 2.750^2 / 24 \\ = -4.323$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{W5} = (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times (-13.720) \times 2.750^2 / 24 \\ = -4.323$ (kN・m)
 せん断力 $S_{D5} = (-13.720) \times 2.750 / 2 = 18.865$ (kN)
 せん断力 $S_{W5} = (-13.720) \times 1.00000 \times 2.750 / 2 = 18.865$ (kN)
 軸力 $N_{D5} = -13.720 \times 2.750 / 2 \\ = -18.865$ (kN)
 軸力 $N_{W5} = -13.720 \times 2.750 / 2 \\ = -18.865$ (kN)

・地震時

分布荷重	P_6	$= 25.365 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
端部モーメント	M_{AB6}	$= -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times 25.365 \times 2.750^2 / 12$ $= -15.985 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
曲げモーメント	M_{D6}	$= (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times 25.365 \times 2.750^2 / 24$ $= 7.993 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
曲げモーメント	M_{W6}	$= (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times 25.365 \times 2.750^2 / 24$ $= 7.993 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
せん断力	S_{D6}	$= 25.365 \times 2.750 / 2 = 34.877 \text{ (kN)}$
せん断力	S_{W6}	$= 25.365 \times 1.00000 \times 2.750 / 2 = 34.877 \text{ (kN)}$
軸力	N_{D6}	$= 25.365 \times 2.750 / 2$ $= 34.877 \text{ (kN)}$
軸力	N_{W6}	$= 25.365 \times 2.750 / 2$ $= 34.877 \text{ (kN)}$

6.4 応力一覧表

項 目		Case①	Case②	地震時	備 考	
底版中心	モーメント	端部 M _{AB}	-15.257	8.646	-17.074	
		中央 M _D	7.629	-4.323	8.537	
		中央 M _W	7.629	-4.323	8.537	
	せん断力	端部 S _D	33.289	18.865	37.252	
		端部 S _W	33.289	18.865	37.252	
	軸力	D辺 N _D	33.289	-18.865	37.252	
		B辺 N _W	33.289	-18.865	37.252	
側壁付根	モーメント	端部 M _{AB}	-14.266	8.646	-15.985	
		中央 M _D	7.133	-4.323	7.993	
		中央 M _W	7.133	-4.323	7.993	
	せん断力	端部 S _D	31.126	18.865	34.877	
		端部 S _W	31.126	18.865	34.877	
	軸力	D辺 N _D	31.126	-18.865	34.877	
		B辺 N _W	31.126	-18.865	34.877	

7. 応力解析（底版）

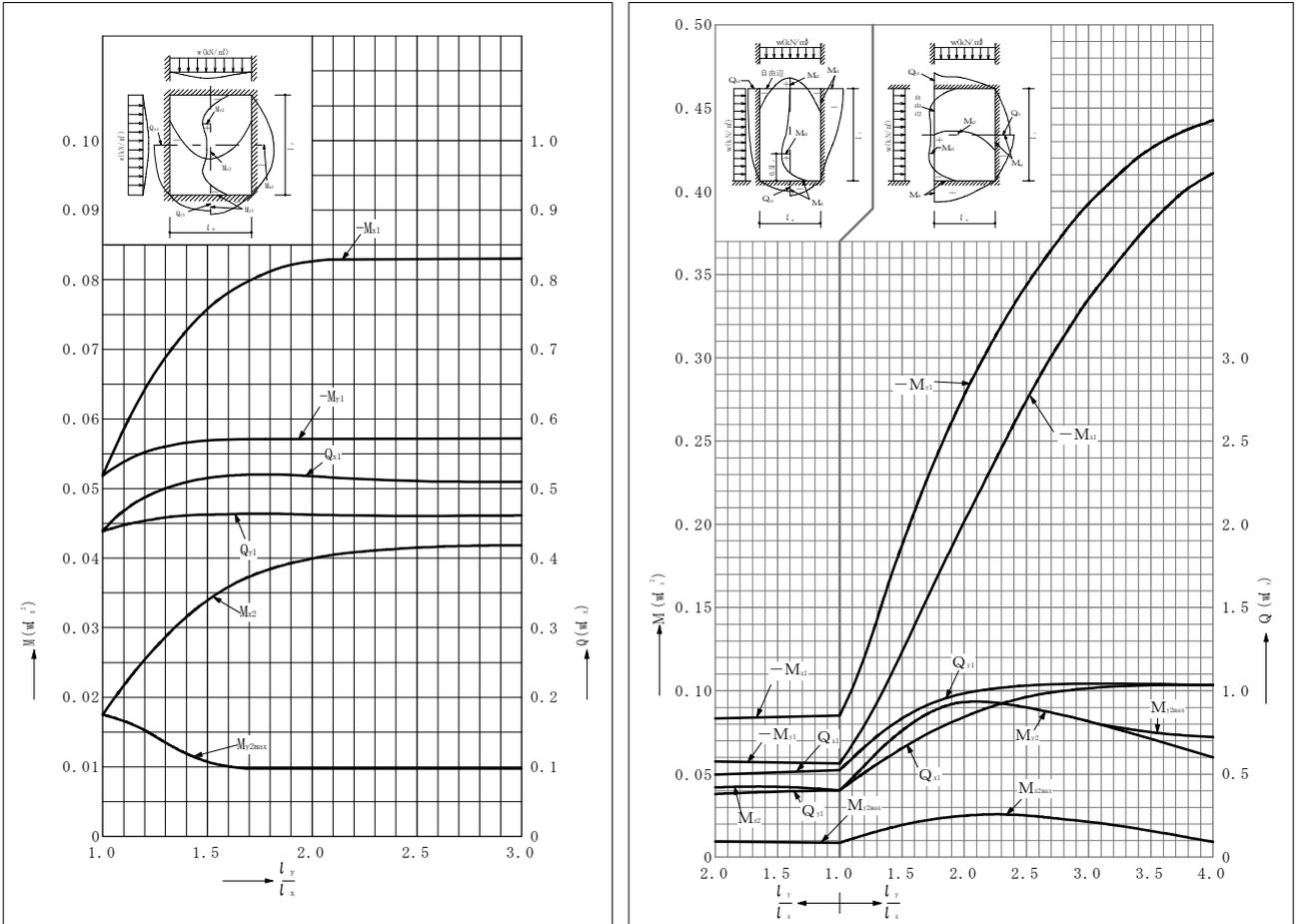
7.1 四辺固定スラブについて

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

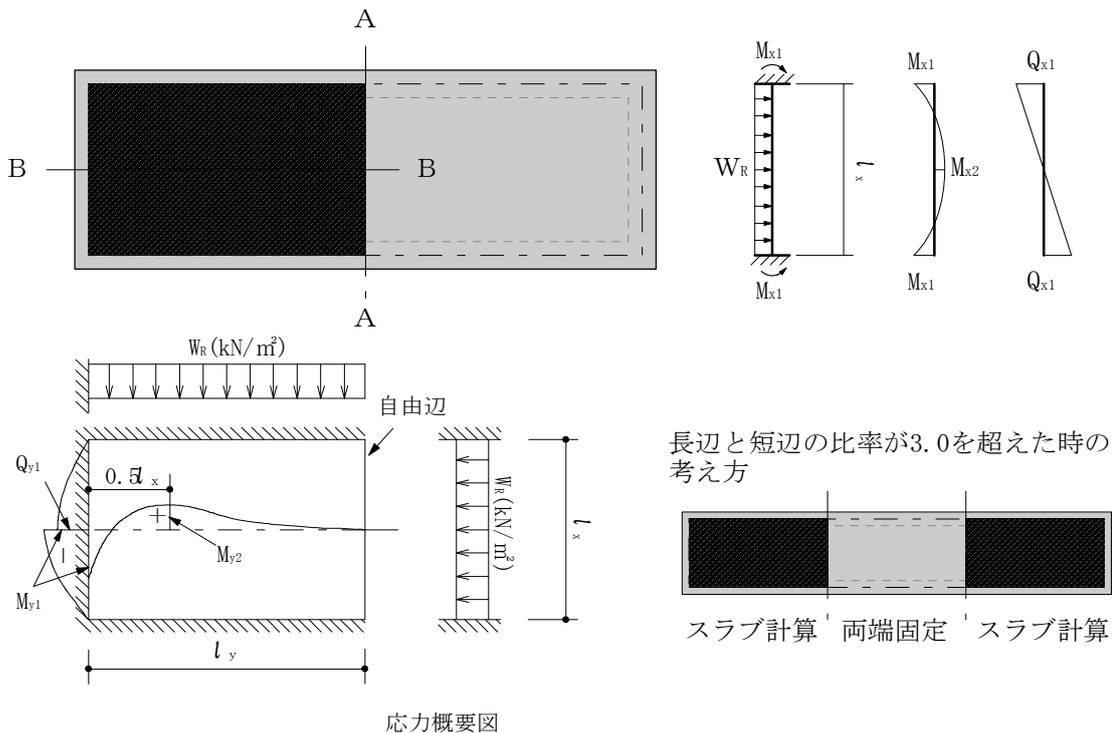
底版の短辺を l_x 長辺を l_y として、その辺長比を用いて、グラフより各係数を読み取り計算を行う。

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 l_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。



左図：四辺固定等分布スラブ応力図／右図：三辺固定1辺自由等分布スラブ応力図



・スラブ計算

$$\text{各曲げモーメント } M = k \cdot W_R \cdot l_x^2$$

$$\text{各せん断力 } Q = k \cdot W_R \cdot l_x$$

・両端固定梁

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

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

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

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 (kN/m^2)

l_x : 短辺長 (m)

7.2 スラブ条件

$$L B = (B + T_u) (2,500 + 250)$$

$$= 2,750 \text{ (mm)}$$

$$L D = (D + T_u) (2,500 + 250)$$

$$= 2,750 \text{ (mm)}$$

$$\text{したがって、} l_x = 2.750 \text{ (m)} \quad l_y = 2.750 \text{ (m)} \quad l_y / l_x = 1.00$$

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、

$$k_{Mx1} = -0.05180$$

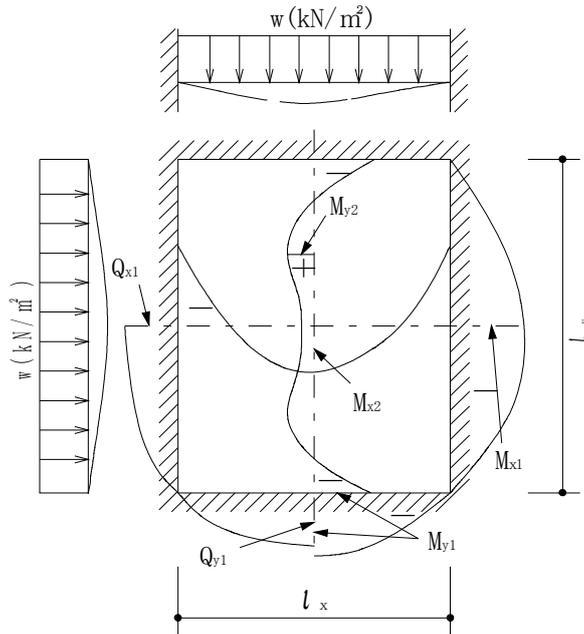
$$k_{My1} = -0.05180$$

$$k_{Mx2} = 0.01750$$

$$k_{My2} = 0.01750$$

$$k_{Qx1} = 0.43870$$

$$k_{Qy1} = 0.43870$$



四辺固定等分布スラブ応力分布図

7.3 底版の応力計算 (Case①)

$$\text{底版反力 } W_R = 29.171 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.05180 \times 29.171 \times 2.750^2 = -11.427 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05180 \times 29.171 \times 2.750^2 = -11.427 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.01750 \times 29.171 \times 2.750^2 = 3.861 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} (W \cdot l_x^2) = 0.01750 \times 29.171 \times 2.750^2 = 3.861 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.43870 \times 29.171 \times 2.750 = 35.192 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.43870 \times 29.171 \times 2.750 = 35.192 \text{ (kN)}$$

7.4 底版の応力計算 (Case②)

$$\text{底版反力 } W_R = 21.784 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.05180 \times 21.784 \times 2.750^2 = -8.533 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05180 \times 21.784 \times 2.750^2 = -8.533 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.01750 \times 21.784 \times 2.750^2 = 2.883 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} (W \cdot l_x^2) = 0.01750 \times 21.784 \times 2.750^2 = 2.883 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.43870 \times 21.784 \times 2.750 = 26.280 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.43870 \times 21.784 \times 2.750 = 26.280 \text{ (kN)}$$

7.5 底版の応力計算（地震時）

$$\text{底版反力 } W_R = 17.817 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.05180 \times 17.817 \times 2.750^2 = -6.980 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05180 \times 17.817 \times 2.750^2 = -6.980 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.01750 \times 17.817 \times 2.750^2 = 2.358 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} (W \cdot l_x^2) = 0.01750 \times 17.817 \times 2.750^2 = 2.358 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.43870 \times 17.817 \times 2.750 = 21.495 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.43870 \times 17.817 \times 2.750 = 21.495 \text{ (kN)}$$

7.6 底版応力一覧表

項 目	Case①	Case②	地震時	備 考	
曲げモーメント	M_{x1}	-11.427	-8.533	-6.980	
	M_{y1}	-11.427	-8.533	-6.980	
	M_{x2}	3.861	2.883	2.358	
	$M_{y2\text{max}}$	3.861	2.883	2.358	
せん断力	Q_{x1}	35.192	26.280	21.495	
	Q_{y1}	35.192	26.280	21.495	

8. 最大応力集計

8.1 底版中心

項 目		単位	B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	備 考
Case ①	曲げモーメント M	kN・m	7.629	-15.257	7.629	-15.257	
	せん断力 S	kN	0.000	33.289	0.000	33.289	
	軸 力 N	kN	33.289	33.289	33.289	33.289	
Case ②	曲げモーメント M	kN・m	-4.323	8.646	-4.323	8.646	
	せん断力 S	kN	0.000	18.865	0.000	18.865	
	軸 力 N	kN	-18.865	-18.865	-18.865	-18.865	
地震時	曲げモーメント M	kN・m	8.537	-17.074	8.537	-17.074	
	せん断力 S	kN	0.000	37.252	0.000	37.252	
	軸 力 N	kN	37.252	37.252	37.252	37.252	

8.2 側壁付根

項 目		単位	B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	備 考
Case ①	曲げモーメント M	kN・m	7.133	-14.266	7.133	-14.266	
	せん断力 S	kN	0.000	31.126	0.000	31.126	
	軸 力 N	kN	31.126	31.126	31.126	31.126	
Case ②	曲げモーメント M	kN・m	-4.323	8.646	-4.323	8.646	
	せん断力 S	kN	0.000	18.865	0.000	18.865	
	軸 力 N	kN	-18.865	-18.865	-18.865	-18.865	
地震時	曲げモーメント M	kN・m	7.993	-15.985	7.993	-15.985	
	せん断力 S	kN	0.000	34.877	0.000	34.877	
	軸 力 N	kN	34.877	34.877	34.877	34.877	

8.3 底 版

項 目		単位	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	備 考
Case ①	曲げモーメント M	kN・m	3.861	3.861	-11.427	-11.427	
	せん断力 S	kN	—	—	35.192	35.192	
Case ②	曲げモーメント M	kN・m	2.883	2.883	-8.533	-8.533	
	せん断力	kN	—	—	26.280	26.280	
地震時	曲げモーメント M	kN・m	2.358	2.358	-6.980	-6.980	
	せん断力 S	kN	—	—	21.495	21.495	

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	σ_{ca}	9.00	N/mm ²	
常時許容せん断応力度	τ_a	0.45	N/mm ²	
常時許容付着応力度	τ_{0a}	1.60	N/mm ²	
地震時許容曲げ圧縮応力度	σ_{Eca}	13.50	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
地震時許容せん断応力度	τ_{Ea}	0.68	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
地震時許容付着応力度	τ_{E0a}	2.40	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
常時許容引張応力度	σ_{sa}	157.0	N/mm ²	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm ²	
地震時許容引張応力度	σ_{Esa}	235.5	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
地震時許容圧縮応力度	$\sigma_{Esa'}$	264.0	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
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
その他の条件	○	側壁に対する軸方向力を検討する。		
	○	鉄筋かぶりを個別に指定する。		
	○	許容付着応力度を無視する。		
	○	許容せん断応力度の補正係数を考慮する。		
	○	側壁の許容せん断応力度を変更する。		
補正係数の算出基準	○	水路工 (H13/2)		カルバート工 (22/3)

9.2 配筋条件

側壁	配筋方法	単鉄筋	縦横同じ	横外・縦内	縦外・横内
		複鉄筋	○ 縦横同じ	横外・縦内	縦外・横内
	計算方法		○ 単鉄筋計算	複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		内側	60	外側
底板	配筋方法	単鉄筋	幅奥同じ	奥外・幅内	幅外・奥内
		複鉄筋	○ 幅奥同じ	奥外・幅内	幅外・奥内
	計算方法		○ 単鉄筋計算	複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		内側	60	外側
かぶりの指定方法		○	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで

※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

項 目	グループ番号	鉄筋径	ピッチ(mm)	かぶり(mm)	備 考
B面内側横鉄筋	1	D13	250	60	
B面外側横鉄筋	2	D13	250	60	
B面内側縦鉄筋	1	D13	250	60	
B面外側縦鉄筋	2	D13	250	60	
D面内側横鉄筋	1	D13	250	60	
D面外側横鉄筋	2	D13	250	60	
D面内側縦鉄筋	1	D13	250	60	
D面外側縦鉄筋	2	D13	250	60	
底板内側幅鉄筋	3	D13	250	60	
底板外側幅鉄筋	4	D13	250	60	
底板内側奥行鉄筋	3	D13	250	60	
底板外側奥行鉄筋	4	D13	250	60	

※ここでの「かぶり」は、コンクリート表面から鉄筋中心までの距離。

10 応力計算公式

10.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

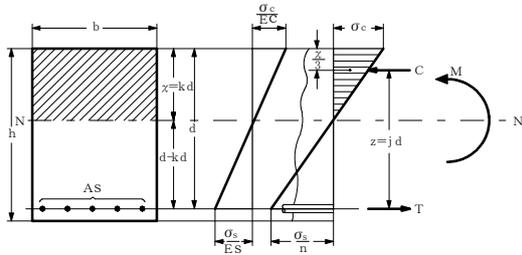
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

10.2 単鉄筋公式 (軸力考慮無し)



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

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

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

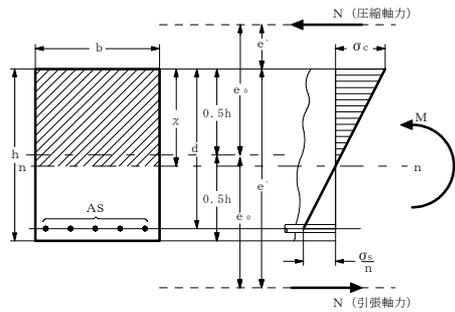
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

10.3 単鉄筋公式 (軸力考慮時)



$$\chi^3 + 3e' \cdot \chi^2 + \frac{6n}{b} A_s (d + e') \chi - \frac{6n}{b} A_s \cdot d (d + e') = 0$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot \chi}{2} - n \cdot A_s \frac{d - \chi}{\chi}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d - \chi}{\chi}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

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

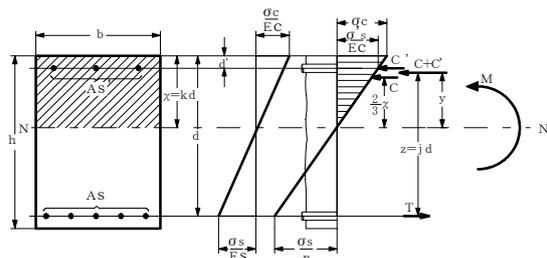
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

10.4 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

11. 応力検討

11.1 側壁(底版中心)

				許容値 (地震時)	Case①				Case②			
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面中央	B面端部	D面中央	D面端部
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		7.629	-15.257	7.629	-15.257	-4.323	8.646	-4.323	8.646
	軸力	N	kN		33.289	33.289	33.289	33.289	-18.865	-18.865	-18.865	-18.865
	せん断力	S	kN		0.000	33.289	0.000	33.289	0.000	18.865	0.000	18.865
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		250	250	250	250	250	250	250	250
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60	60	60
	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	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	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	160	160
	有効部材厚	d	mm		190	190	190	190	190	190	190	190
	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			0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579
	応力軸比	j			0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807
		L _e										
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		229.17480	458.31957	229.17480	458.31957	-229.15452	-458.30904	-229.15452	-458.30904
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		104.17480	333.31957	104.17480	333.31957	-354.15452	-583.30904	-354.15452	-583.30904
	中立軸の位置	χ	mm		66.230	55.226	66.230	55.226	33.732	39.713	33.732	39.713
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	1.761	3.677	1.761	3.677	1.027	2.114	1.027	2.114
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	49.364	134.601	49.364	134.601	71.366	120.001	71.366	120.001
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	0.000	0.175	0.000	0.175	0.000	0.099	0.000	0.099
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	0.000	1.193	0.000	1.193	0.000	0.676	0.000	0.676
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

11.2 側壁(底版中心)

				許容値 (地震時)	地震時			
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		8.537	-17.074	8.537	-17.074
	軸力	N	kN		37.252	37.252	37.252	37.252
	せん断力	S	kN		0.000	37.252	0.000	37.252
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		250	250	250	250
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm					
	引張側 鉄筋・ピッチ				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
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²					
	鉄筋周長	U	mm		160	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		190	190	190	190
	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
	引張鉄筋比	p			0.00267	0.00267	0.00267	0.00267
	圧縮鉄筋比	p'						
	中立軸比	k			0.24579	0.24579	0.24579	0.24579
	応力軸比	j			0.91807	0.91807	0.91807	0.91807
		L _c						
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		229.16890	458.33781	229.16890	458.33781
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		104.16890	333.33781	104.16890	333.33781
	χ	mm		66.231	55.226	66.231	55.226	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	(1.971)	(4.115)	(1.971)	(4.115)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	(55.250)	(150.634)	(55.250)	(150.634)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²					
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	(0.000)	(0.196)	(0.000)	(0.196)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	(0.000)	(1.335)	(0.000)	(1.335)
判定					OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算			

11.3 側壁(側壁付根)

				許容値 (地震時)	Case①				Case②			
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面中央	B面端部	D面中央	D面端部
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		7.133	-14.266	7.133	-14.266	-4.323	8.646	-4.323	8.646
	軸力	N	kN		31.126	31.126	31.126	31.126	-18.865	-18.865	-18.865	-18.865
	せん断力	S	kN		0.000	31.126	0.000	31.126	0.000	18.865	0.000	18.865
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		250	250	250	250	250	250	250	250
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60	60	60
	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	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	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	160	160
	有効部材厚	d	mm		190	190	190	190	190	190	190	190
	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			0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579
	応力軸比	j			0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807
		L _c										
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		229.16533	458.33066	229.16533	458.33066	-229.15452	-458.30904	-229.15452	-458.30904
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		104.16533	333.33066	104.16533	333.33066	-354.15452	-583.30904	-354.15452	-583.30904
中立軸の位置	χ	mm		66.231	55.226	66.231	55.226	33.732	39.713	33.732	39.713	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	1.647	3.438	1.647	3.438	1.027	2.114	1.027	2.114
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	46.167	125.852	46.167	125.852	71.366	120.001	71.366	120.001
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	0.000	0.164	0.000	0.164	0.000	0.099	0.000	0.099
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	0.000	1.115	0.000	1.115	0.000	0.676	0.000	0.676
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

11.4 側壁(側壁付根)

				許容値 (地震時)	地震時			
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		7.993	-15.985	7.993	-15.985
	軸力	N	kN		34.877	34.877	34.877	34.877
	せん断力	S	kN		0.000	34.877	0.000	34.877
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		250	250	250	250
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm					
	引張側 鉄筋・ピッチ				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
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²					
	鉄筋周長	U	mm		160	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		190	190	190	190
	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
	引張鉄筋比	p			0.00267	0.00267	0.00267	0.00267
	圧縮鉄筋比	p'						
	中立軸比	k			0.24579	0.24579	0.24579	0.24579
	応力軸比	j			0.91807	0.91807	0.91807	0.91807
		L _c						
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		229.17682	458.32497	229.17682	458.32497
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		104.17682	333.32497	104.17682	333.32497
	χ	mm		66.230	55.226	66.230	55.226	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	(1.845)	(3.852)	(1.845)	(3.852)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	(51.719)	(141.007)	(51.719)	(141.007)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²					
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	(0.000)	(0.184)	(0.000)	(0.184)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	(0.000)	(1.250)	(0.000)	(1.250)
判定					OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算			

11.5 底 版

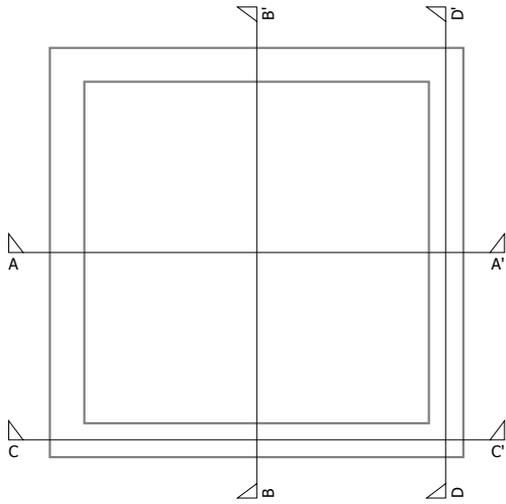
				許容値 (地震時)	Case①				Case②			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		3.861	3.861	-11.427	-11.427	2.883	2.883	-8.533	-8.533
	せん断力	S	kN		—	—	35.192	35.192	—	—	26.280	26.280
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		250	250	250	250	250	250	250	250
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm									
	引張側 鉄筋・ピッチ				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	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	160	160
	有効部材厚	d	mm		190	190	190	190	190	190	190	190
	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			0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267	0.00267
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579	0.24579
	応力軸比	j			0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807	0.91807
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		46.700	46.700	46.700	46.700	46.700	46.700	46.700	46.700
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.948	0.948	2.806	2.806	0.708	0.708	2.095	2.095
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	43.658	43.658	129.210	129.210	32.599	32.599	96.486	96.486
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.185	0.185	—	—	0.138	0.138
	付着応力度	τ _o	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	1.261	1.261	—	—	0.942	0.942
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

11.6 底 版

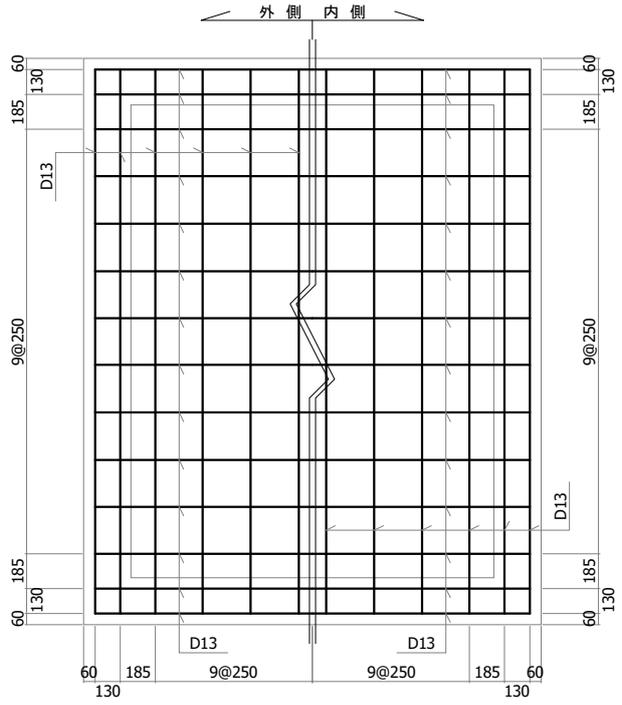
				許容値 (地震時)	地震時			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		2.358	2.358	-6.980	-6.980
	せん断力	S	kN		—	—	21.495	21.495
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		250	250	250	250
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm					
	引張側 鉄筋・ピッチ				D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ							
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s	mm ²		507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²					
	鉄筋周長	U	mm		160	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		190	190	190	190
	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
	引張鉄筋比	p			0.00267	0.00267	0.00267	0.00267
	圧縮鉄筋比	p'						
	中立軸比	k			0.24579	0.24579	0.24579	0.24579
	応力軸比	j			0.91807	0.91807	0.91807	0.91807
		L _c						
計算結果	中立軸の位置	χ	mm		46.700	46.700	46.700	46.700
	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	(0.579)	(0.579)	(1.714)	(1.714)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	(26.663)	(26.663)	(78.926)	(78.926)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²					
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	(0.113)	(0.113)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	(0.770)	(0.770)
判定					OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算			

12. 配筋計画図

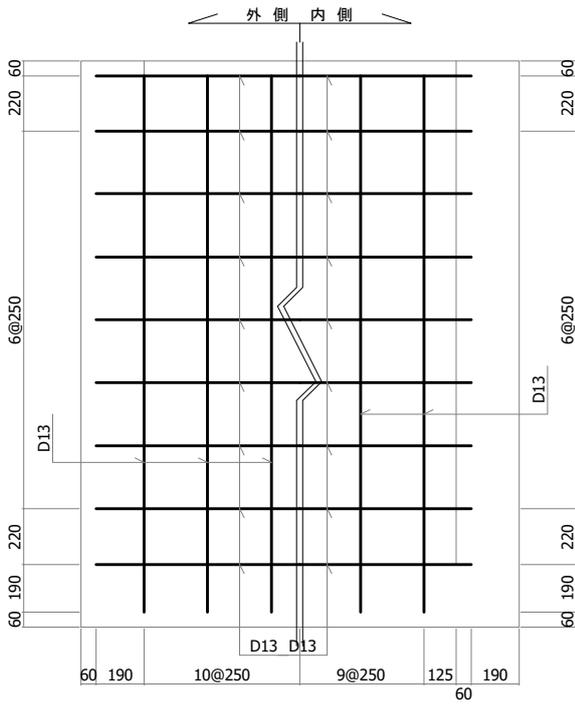
案内図



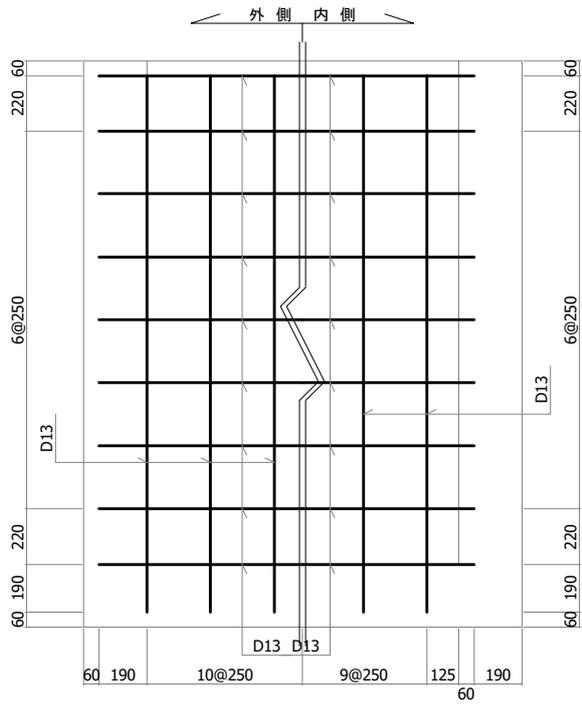
底板図



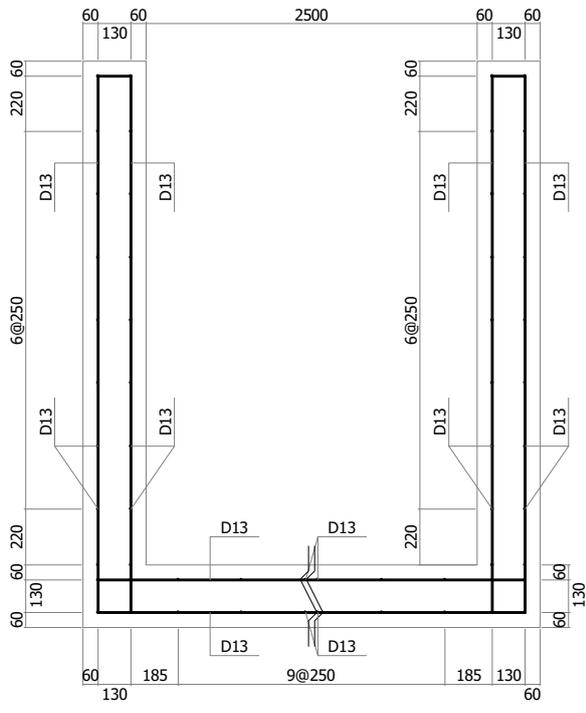
正面図



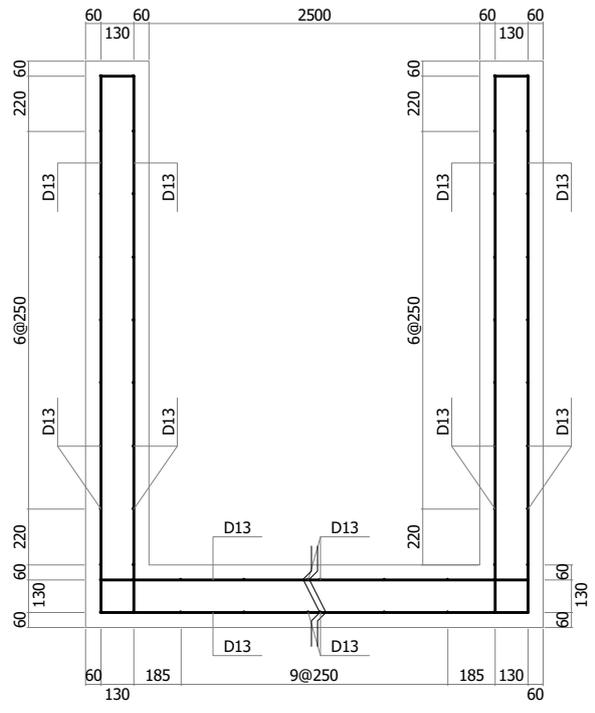
側面図



断面图 (A-A')



断面图 (B-B')



13 安定計算

13.1 計算条件

浮上に対する検討		<input type="radio"/>	行う		行わない
計算基準		<input type="radio"/>	断面(危険側)		<input type="radio"/> 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		<input type="radio"/>	行う		行わない
計算基準		<input type="radio"/>	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/m ²		
検討項目	<input type="radio"/>	内水重			上面荷重
	<input type="radio"/>	自動車荷重		<input type="radio"/>	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	<input type="radio"/>	行わない
--------------	--	--	----	-----------------------	------

13.2 断面計算

安定計算で採用する断面は、安定計算で危険側と判断される断面を採用する。
そのため、それぞれの断面での自重と底版幅、また内水断面積を算出する。

・ 躯体断面

$$\begin{aligned} A_{TB} &= 2T_u \cdot H + (B + 2T_u) T_B \\ &= 2 \times 0.250 \times 2.000 + (2.500 + 2 \times 0.250) \times 0.250 \\ &= 1.750 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{TD} &= 2T_u \cdot H + (D + 2T_u) T_B \\ &= 2 \times 0.250 \times 2.000 + (2.500 + 2 \times 0.250) \times 0.250 \\ &= 1.750 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・ 内水断面

$$\begin{aligned} A_{WB} &= H_w \cdot B = 1.400 \times 2.500 \\ &= 3.500 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{WD} &= H_w \cdot D = 1.400 \times 2.500 \\ &= 3.500 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・ 躯体自重

$$\begin{aligned} W_{TB} &= A_{TB} \cdot \gamma_{rc} = 1.750 \times 24.500 \\ &= 42.875 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{TD} &= A_{TD} \cdot \gamma_{rc} = 1.750 \times 24.500 \\ &= 42.875 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 内水重

$$\begin{aligned} W_{WB} &= A_{WB} \cdot \gamma_w = 3.500 \times 9.800 \\ &= 34.300 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{WD} &= A_{WD} \cdot \gamma_w = 3.500 \times 9.800 \\ &= 34.300 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 上面荷重

$$\begin{aligned} Q_{cB} &= Q_c (B + 2T_u) = 3.333 \times (2.500 + 2 \times 0.250) \\ &= 9.999 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{cD} &= Q_c (D + 2T_u) = 3.333 \times (2.500 + 2 \times 0.250) \\ &= 9.999 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 底版幅

$$\begin{aligned} B_R &= B + 2T_u = 2.500 + 2 \times 0.250 \\ &= 3.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_R &= D + 2T_u = 2.500 + 2 \times 0.250 \\ &= 3.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

13.3 断面計算 土圧 常時・地震時共通部

クーロン土圧公式では、躯体壁面との摩擦により鉛直方向の土圧を考慮することが出来る。
次に、常時・地震時共に共通となる主動土圧の成分を求める。

必要に応じ一方の主動土圧係数を乗じて主動土圧を算出し、主動土圧の鉛直成分を求める。

・ 土圧作用範囲

$$\begin{aligned} H_s &= H + T_B - H_D = 2.000 + 0.250 - 0.000 \\ &= 2.250 \text{ (m)} \end{aligned}$$

・ 自動車荷重

$$\begin{aligned} P_c &= q_q \cdot H = 7.500 \times 2.250 \\ &= 16.875 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 群集荷重

$$\begin{aligned} P_u &= q_u \cdot H = 5.000 \times 2.250 \\ &= 11.250 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 雪荷重

$$\begin{aligned} P_s &= q_s \cdot H = 1.750 \times 2.250 \\ &= 3.938 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 湿潤土による土圧成分

$$\begin{aligned} P_1 &= 0.5 \gamma_t \cdot H^2 = 0.5 \times 18.000 \times 2.250^2 \\ &= 45.563 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 地下水位以下での湿潤土と水中土との差

$$\begin{aligned} P_2 &= 0.5 (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot H_1^2 = 0.5 \times (10.000 - 18.000) \times 1.600^2 \\ &= -10.240 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

13.4 躯体計算

・躯体自重

$$A_{OT} = (B + 2T_u)(D + 2T_u) = (2.500 + 2 \times 0.250) \times (2.500 + 2 \times 0.250) \\ = 9.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_{IT} = B \cdot D = 2.500 \times 2.500 \\ = 6.250 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{W0} = H \cdot A_{OT} = 2.000 \times 9.000 \\ = 18.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_{WI} = H \cdot A_{IT} = 2.000 \times 6.250 \\ = 12.500 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_{\text{body}} = V_{W0} - V_{WI} + T_B \cdot A_{OT} = 18.000 - 12.500 + 0.250 \times 9.000 \\ = 7.750 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{\text{body}} = V_{\text{body}} \cdot \gamma_{rc} = 7.750 \times 24.500 \\ = 189.875 \text{ (kN)}$$

・内水重

$$V_{\text{water}} = H_w \cdot A_{IT} = 1.400 \times 6.250 \\ = 8.750 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{\text{water}} = V_{\text{water}} \cdot \gamma_w = 8.750 \times 9.800 \\ = 85.750 \text{ (kN)}$$

・上面荷重

$$W_U = 30.000 \text{ (kN)}$$

・作用面積 (底版面積)

$$A_{\text{Base}} = A_{OT} = 9.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

13.5 躯体計算 土圧 常時・地震時共通部

躯体壁面に生じる主働土圧の鉛直成分は、集水桝の周囲全てに生じると仮定する。

次に、常時・地震時共に共通となる主働土圧の成分を求める。

必要に応じ一方の主働土圧係数を乗じて主働土圧を算出し、主働土圧の鉛直成分を求める。

・土圧の作用する周長

$$L_{PV} = 2(B + D) + 8T_u = 2 \times (2.500 + 2.500) + 8 \times 0.250 \\ = 12.000 \text{ (m)}$$

・自動車荷重

$$P_{Bc} = P_c \cdot L_{PV} = 16.875 \times 12.000 \\ = 202.500 \text{ (kN)}$$

・群集荷重

$$P_{Bu} = P_u \cdot L_{PV} = 11.250 \times 12.000 \\ = 135.000 \text{ (kN)}$$

・雪荷重

$$P_{Bs} = P_s \cdot L_{PV} = 3.938 \times 12.000 \\ = 47.250 \text{ (kN)}$$

・湿潤土による土圧成分

$$P_{B1} = P_1 \cdot L_{PV} = 45.563 \times 12.000 \\ = 546.750 \text{ (kN)}$$

・地下水位以下での湿潤土と水中土との差

$$P_{B2} = P_2 \cdot L_{PV} = -10.240 \times 12.000 \\ = -122.880 \text{ (kN)}$$

13.6 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。

$$P_F = \gamma_w \cdot H_1 \cdot A_{\text{Base}} = 9.800 \times 1.600 \times 9.000 \\ = 141.120 \text{ (kN)}$$

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{body}	189.875	kN	
合計	P_{all}	189.875	kN	
浮力	P_F	141.120	kN	

$$P_{\text{all}} / P_F \geq F_s$$

$$189.875 / 141.120 \geq 1.200$$

$$1.345 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

13.7 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かを検証する。

壁面との摩擦による土圧の鉛直成分は、左右両壁に作用するものとする。

・各種上載荷重と土圧の鉛直成分

$$P_{cV} = 2K_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) \cdot P_c \\ = 2 \times 0.297 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \times 16.875 \\ = 3.428 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 2K_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) (P_1) \\ = 2 \times 0.297 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \times (45.563) \\ = 9.256 \text{ (kN/m)}$$

B面

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{TB}	42.875	kN/m	
内水重	W_{wB}	34.300	kN/m	
自動車荷重	P_{cV}	3.428	kN/m	
主働土圧	P_{AV}	9.256	kN/m	
合計	P_{all}	89.859	kN/m	

$$q_{\text{max}} = P_{\text{all}} / B_R \leq q_a$$

$$89.859 / 3.000 \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$29.953 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

D面

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{TD}	42.875	kN/m	
内水重	W_{wD}	34.300	kN/m	
自動車荷重	P_{cV}	3.428	kN/m	
主働土圧	P_{AV}	9.256	kN/m	
合計	P_{all}	89.859	kN/m	

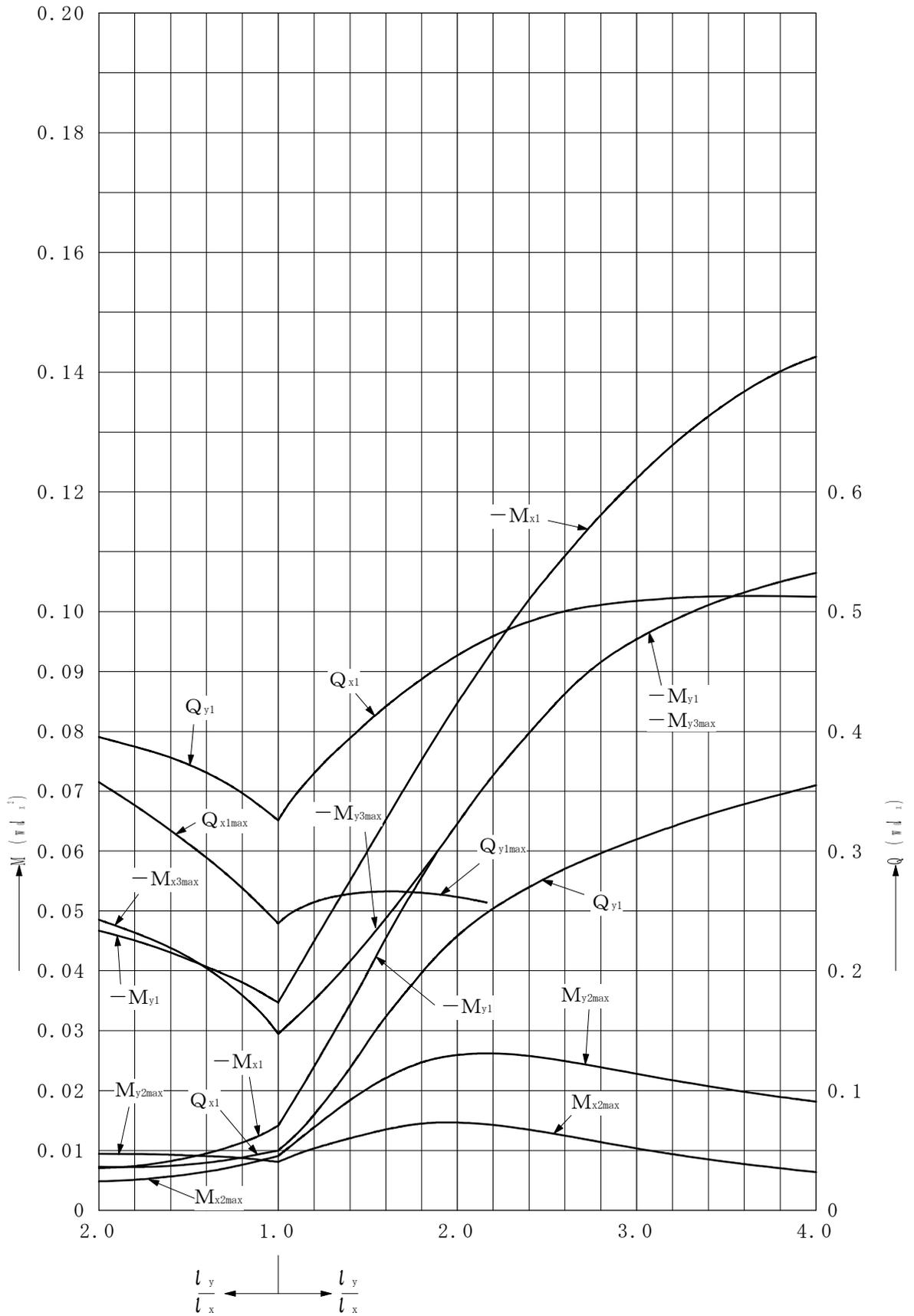
$$q_{\text{max}} = P_{\text{all}} / D_R \leq q_a$$

$$89.859 / 3.000 \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

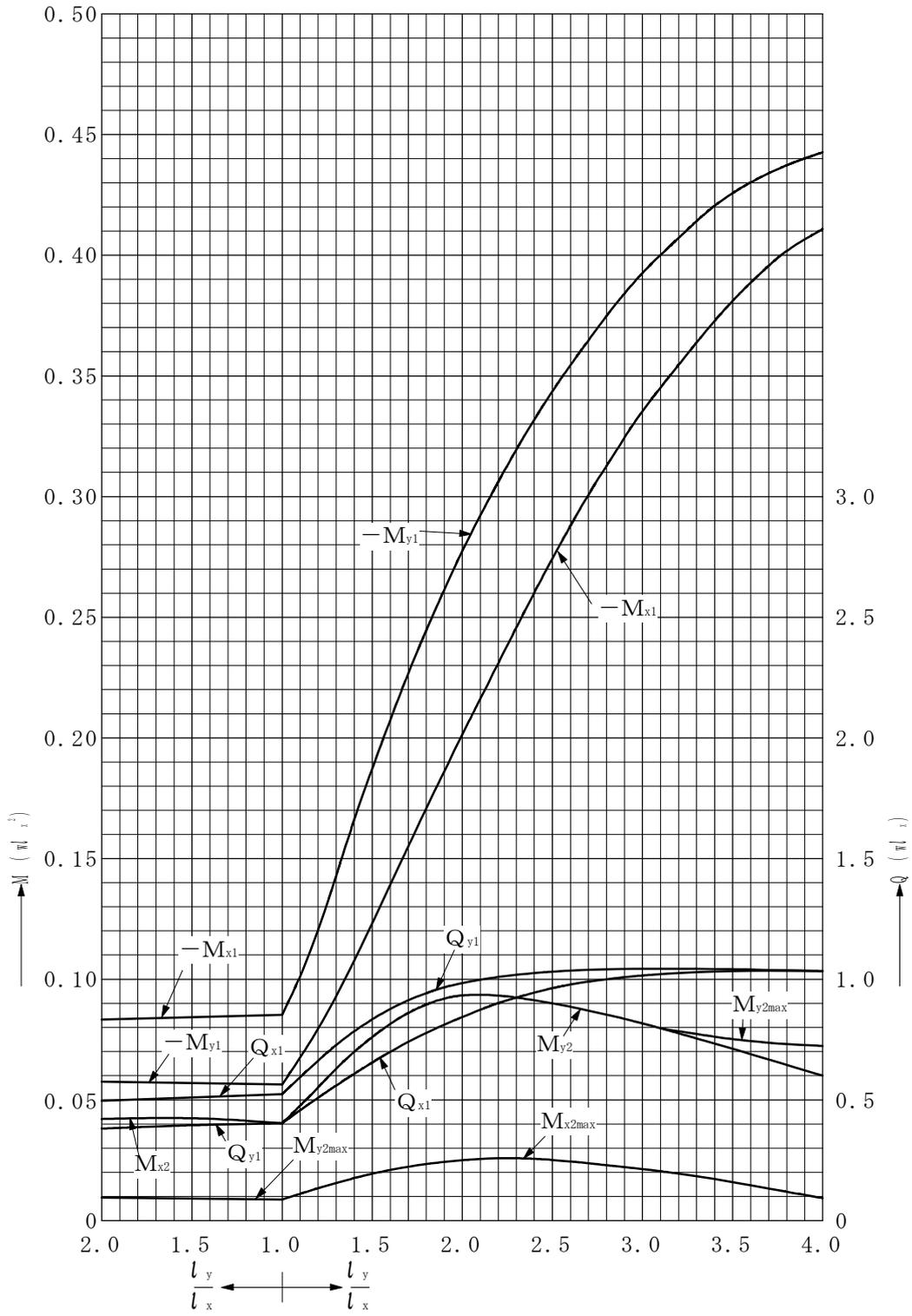
$$29.953 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

14 参考資料

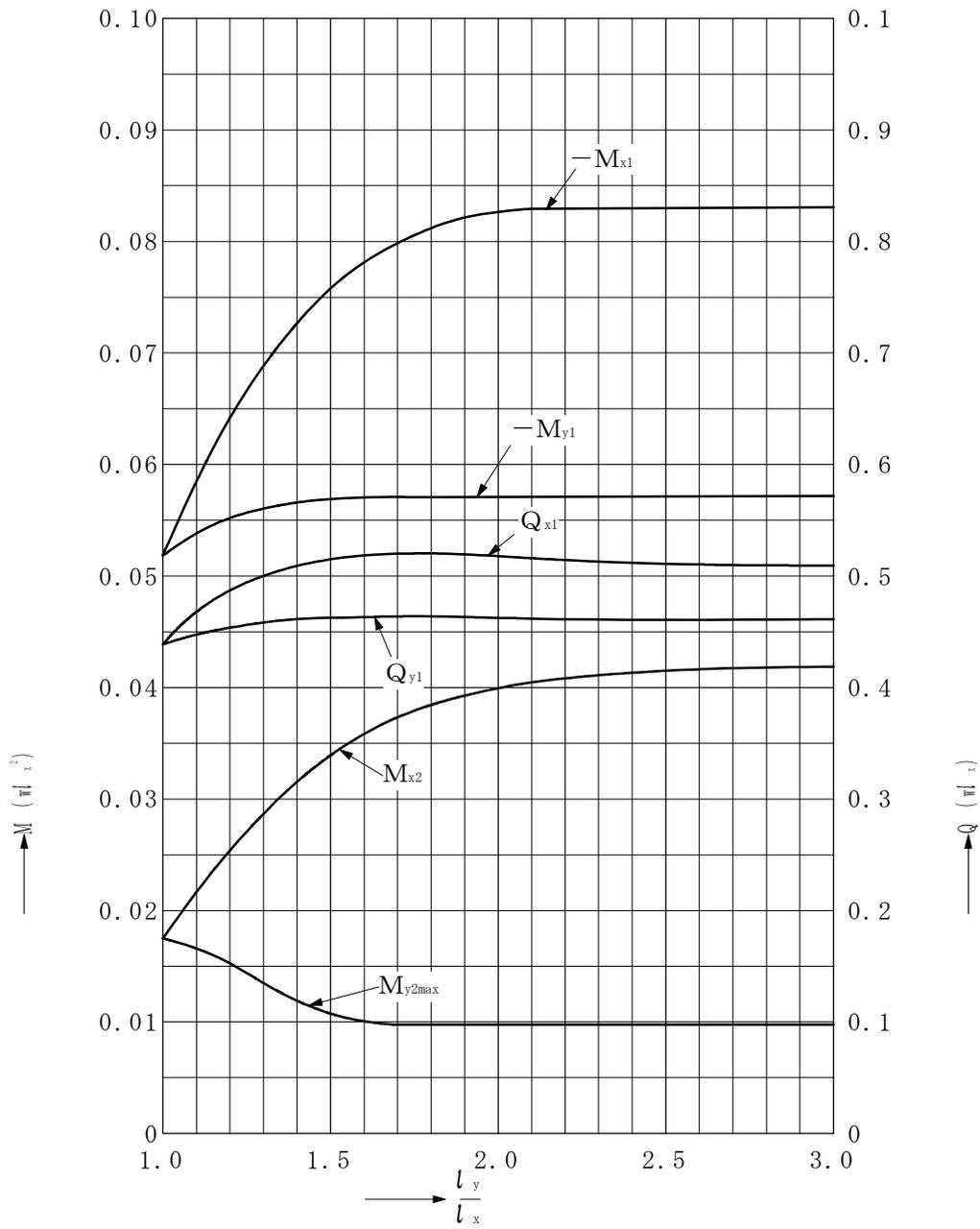
14.1 等変分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



14.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



14.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図



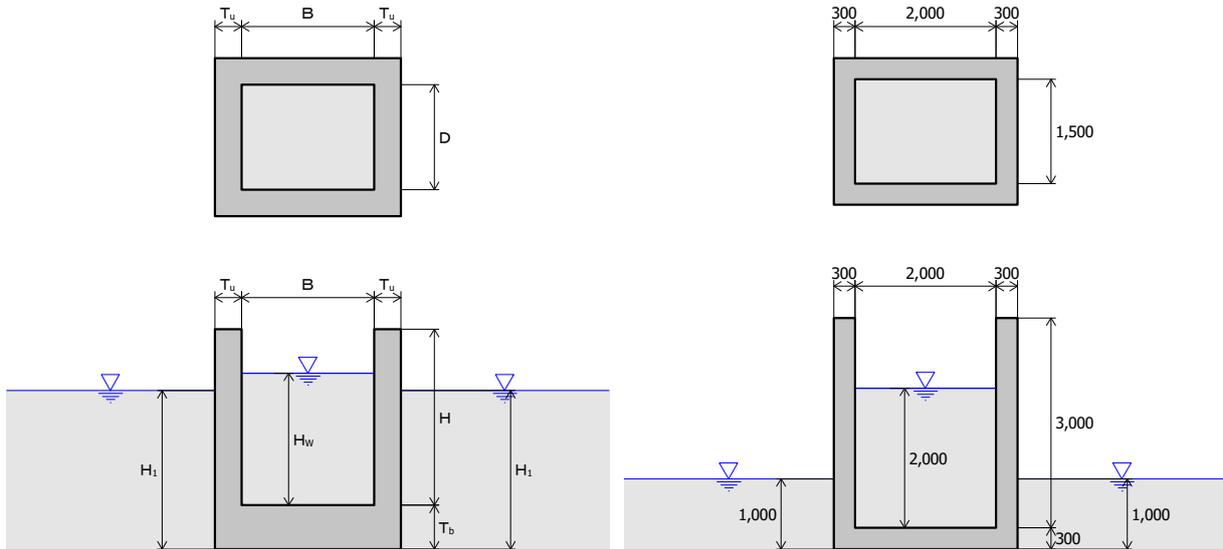
1. 設計条件

3辺固定スラブ法

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	γ_{rc}	24.500	kN/m ³	
無筋コンクリート	γ_{ck}	23.000	kN/m ³	
湿潤土	γ_t	18.000	kN/m ³	
水中土	γ_{ws}	10.000	kN/m ³	
水	γ_w	9.800	kN/m ³	

1.2 躯体形状

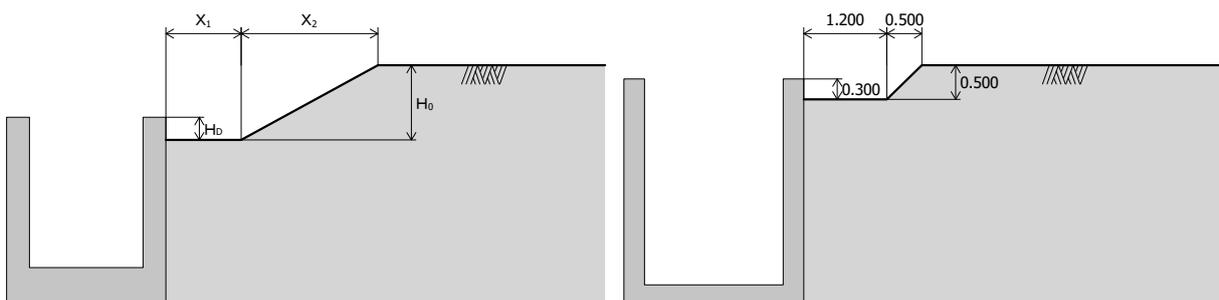


上段：平面図／下段：断面図

構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水桝の内空幅	B	2,000	mm	
集水桝の内空奥行き	D	1,500	mm	
集水桝の高さ(深さ)	H	3,000	mm	
側壁の上部壁厚	T _u	300	mm	
底盤の厚さ	T _b	300	mm	
内水位(水深)	H _w	2,000	mm	
地下水位	H ₁	1,000	mm	

1.3 背面土形状



・背面土砂形状は、「盛土形状」に設定

項目	記号	値	単位	備考
側壁天端からの落差	H _b	0.300	m	
ステップ幅	X ₁	1.200	m	
法幅	X ₂	0.500	m	
法高	H ₀	0.500	m	

1.4 土質条件

土圧係数は、「試行くさび法」にて算出する。

土質条件一覧表

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角度	ϕ	30.000	°	
壁背面の傾斜角	θ	90.000	°	計算値
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角	δ	20.000	°	計算値
設計水平震度	K _h	0.160		
設計鉛直震度	K _v	0.000		
地震時合成角度	θ_0	9.090	°	$\tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\}$
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角(地震時)	δ_E	15.000	°	
試行くさび法選択時の基準点の取り方				
○	照査位置に関わらず底版下面を常に基準とする。			
	照査位置に関わらず底版厚の1/2(中心軸)を常に基準とする。			
	照査位置毎に基準点を移動し滑り角を検討する。			

【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

部材計算時の壁面摩擦角 δ の値は $(2/3)\phi$ とする。

また、地震時における部材計算時の壁面摩擦角 δ_E の値は $(1/2)\phi$ とする。

$$\delta = 2/3\phi = 20.000$$

また、 $\delta_E = 15.000$ となる。

【壁背面の傾斜角】

$$\theta = 90.000^\circ \quad (\text{側壁背面が直のため})$$

【地震時合成角】

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\} \\ &= \tan^{-1}\{0.160/(1.0 - 0.000)\} \\ &= 9.090 \end{aligned}$$

【試行くさび法】

・主働土圧強度

$$\left. \begin{array}{l} P_A \\ P_{AE} \end{array} \right\} = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

$$\left. \begin{array}{l} P_a \\ P_{ae} \end{array} \right\} = \frac{2}{H^2} \begin{array}{l} P_A \\ P_{AE} \end{array}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し、 ω の値を変化させ求まる土圧の最大値を主働土圧とする。

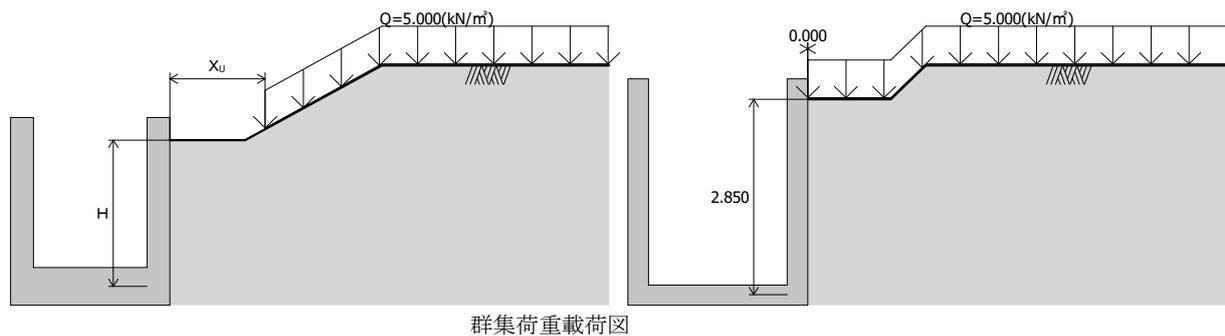
ここに、

- P_A : 常時主働土圧 ($K_v=0$ 、 $K_h=0$) (kN/m)
- P_{AE} : 地震時主働土圧 (kN/m)
- P_a : 常時主働土圧強度 ($K_v=0$ 、 $K_h=0$) (kN/m²)
- P_{ae} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)
- θ_0 : 地震合成角 $\tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\}$ (°)
- K_h : 水平震度
- K_v : 鉛直震度
- ω : すべり面が水平面となす角 (°)
- W : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)
- θ : 壁背面の傾斜角 (°)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (°)
- δ : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 (°)
- H : 土圧の作用する高さ (m)

常時の計算においては、地震時合成角度 $\theta_0 = 0$ とする。

2 荷重データ

2.1 群集荷重



群集荷重載荷図

群集荷重算定表

・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	5.000	kN/m ²	
荷重作用位置	X	0.000	m	X_u
荷重作用範囲	H	2.850	m	壁高+底版厚/2-落差
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	5.000	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

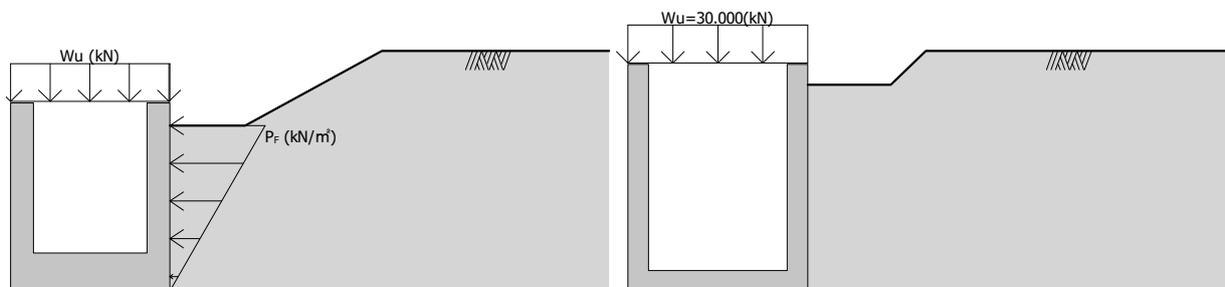
$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 3.000 + 0.300 / 2 - 0.300 \\ &= 2.850 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_u &= Q \cdot I_w = 5.000 \times 1.000 \\ &= 5.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right) \\ &= 1 + (0.000/2.850)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.000/2.850)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.000/2.850) - 2/\pi \cdot (0.000/2.850) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

※ \tan^{-1} の計算は、ラジアン単位で計算。

2.2 その他の荷重



その他荷重載荷図

その他の荷重算定表

- ・上面荷重を考慮する。
- ・凍上力を考慮しない。

項 目	記号	値	単位	備 考
上面荷重	W_U	30.000	kN	
上面荷重分布	Q_C	5.495	kN/m ²	
凍上力	P_F	0.000	kN/m ²	

$$\begin{aligned} \text{上面荷重分布 } Q_C &= W_U / A_C = 30.000 / 5.460 \\ &= 5.495 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上面断面積 } A_C &= (2T_u + B) \cdot (2T_u + D) = (2 \times 0.300 + 2.000) \times (2 \times 0.300 + 1.500) \\ &= 5.460 \end{aligned}$$

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
		Case①	Case②	
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	○		
	集水桝内の水圧		○	
	その他荷重(kN/m ²)	——	——	
底版	自 重	○	○	
	上 面 荷 重	○	○	
	土圧の鉛直成分	○		
	その他荷重(kN)	10.000	——	
計算タイプ		常時	常時	

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
Case①	側壁高	側壁高	
Case②	側壁高	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)	Case①		Case②	
		要否	採用値 (kN/m ²)	要否	採用値 (kN/m ²)
盛土荷重	5.022	○	0.000		—
自動車荷重	—		—		—
群集荷重	5.000	○	5.000		—
雪荷重	—		—		—
その他荷重	—		—		—
合計			5.000		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 土圧による等変分布荷重 (Case①)

底版下部 基準

ω (°)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	L (m)	W (kN/m)	K	P_A (kN/m)
50.000	3.995	0.420	2.937	90.794	0.342/1.000	31.052
52.000	3.670	0.391	2.735	83.643	0.375/0.999	31.398
52.790	3.546	0.380	2.658	80.916	0.387/0.999	31.346
52.800	3.545	0.380	2.657	80.893	0.388/0.999	31.418
52.810	3.543	0.379	2.656	80.842	0.388/0.999	31.398
54.000	3.362	0.363	2.543	76.860	0.407/0.998	31.345
56.000	3.069	0.337	2.361	70.416	0.438/0.995	30.997
58.000	2.790	0.312	2.187	64.275	0.469/0.990	30.449
60.000	2.523	0.289	2.021	58.408	0.500/0.985	29.649

A_1, A_2 は、座標法により算出。

Lは、壁背面から仮定した滑り面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \cdot \gamma_t + A_2 \cdot \gamma_{ws} + L \cdot q$$

$$P_A = K \cdot W$$

$$P_a = 2 P_A \cdot h / H^2$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\delta)$$

ここに、

ω : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

A_1 : 湿潤土面積 (m²)

A_2 : 水中土面積 (m²)

L : 荷重作用長 (m)

W : くさび重量 (kN/m)

q : 載荷重 (kN/m²)

K : 係数 $\sin(\omega - \phi) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta)$

ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)

θ : 壁背面の傾斜角 (°)

δ : 壁背面と土との摩擦角 (°)

P_A : 土圧 (kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

P_a : 照査位置での荷重強度 (kN/m²)

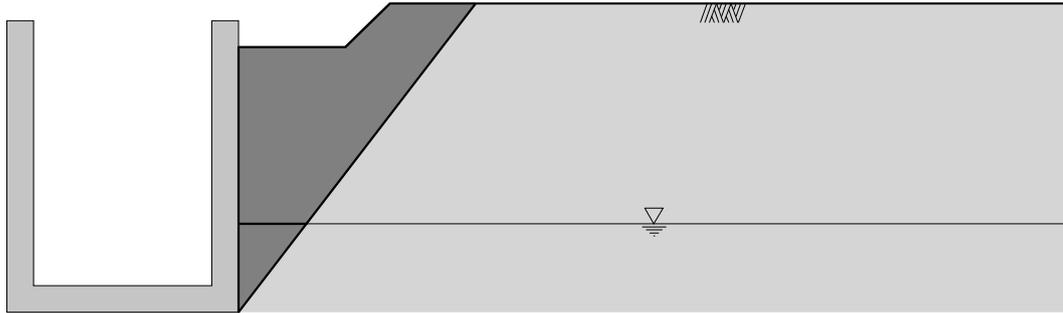
P_{ah} : 荷重強度の水平成分 (kN/m²)

h : 照査位置 (m)

H : 土圧作用高さ (m)

P_{AV} : 主働土圧の鉛直成分 (kN/m)

P_V : 主働土圧鉛直成分による重量 (kN)



上記結果より、すべり角度 ω は、 $52.800(^{\circ})$ となり、主働土圧は $31.418(\text{kN/m})$ となる。
その際の荷重強度を次に示す。

・底版厚中央

$$P_a = 2P_A(h - H_0)/H^2 = 2 \times 31.418 \times (3.150 - 0.300) / 3.000^2 = 19.898 (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{ah} = P_a \cos(\delta) = 19.898 \times \cos(20.000) = 18.698$$

4.3 水圧による等変分布荷重 (Case①)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	3.150	
外水位	H_{wo}	m	0.850	
内水位	H_{wi}	m	0.000	内水位を考慮しない
外水圧	P_{wo}	kN/m^2	8.330	
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。

・水圧の計算

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} \quad \dots\dots\dots (\text{式 4.3.1})$$

・底版厚中央

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 0.850 = 8.330$$

4.4 水圧による等変分布荷重 (Case②)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	3.150	
外水位	H_{wo}	m	0.000	地下水を考慮しない
内水位	H_{wi}	m	2.000	
外水圧	P_{wo}	kN/m^2	0.000	
内水圧	P_{wi}	kN/m^2	-19.600	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。

・水圧の計算

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} \quad \dots\dots\dots (\text{式 4.4.1})$$

・底版厚中央

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 2.000 = 19.600$$

4.5 主働土圧集計表

項 目	記号	単位	Case①	Case②	備 考	
底版厚中央	土 圧	P_{ah}	kN/m ²	18.698	0.000	
	外水圧	P_{wo}	kN/m ²	8.330	0.000	
	内水圧	P_{wi}	kN/m ²	0.000	-19.600	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	0.000	0.000	
	等変分布計		kN/m ²	27.028	-19.600	
	等分布計		kN/m ²	0.000	0.000	
	合 計		kN/m ²	27.028	-19.600	

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。

$$W_w = (V_{out} - V_{in}) \gamma_{rc}$$

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

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

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。

$$B_{ot} = B + 2T_u = 2.000 + 2 \times 0.300 = 2.600$$

$$D_{ot} = D + 2T_u = 1.500 + 2 \times 0.300 = 2.100$$

$$V_{out} = B_{ot} \cdot D_{ot} \cdot H = 2.600 \times 2.100 \times 3.000 = 16.380$$

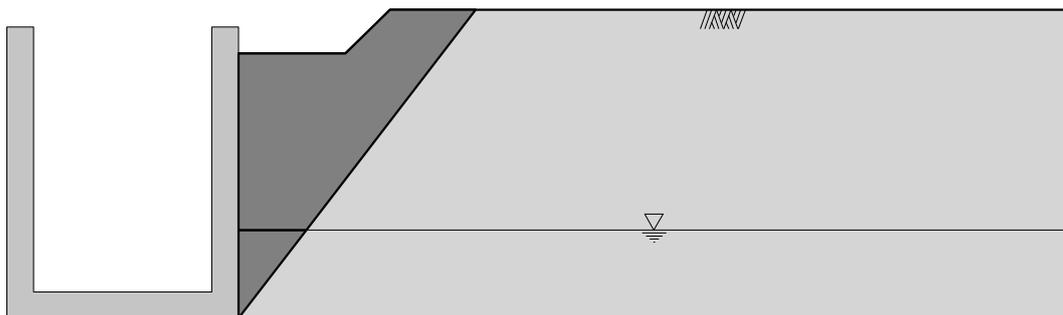
$$V_{in} = B \cdot D \cdot H = 2.000 \times 1.500 \times 3.000 = 9.000$$

$$W_w = (V_{out} - V_{in}) \gamma_{rc} = (16.380 - 9.000) \times 24.500 = 180.810 \text{ (kN)}$$

5.2 土圧鉛直成分の計算

Case① (常時)

ω (°)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	L (m)	W (kN/m)	K	P_A (kN/m)
50.000	3.995	0.420	2.937	90.794	0.342/1.000	31.052
52.000	3.670	0.391	2.735	83.643	0.375/0.999	31.398
52.790	3.546	0.380	2.658	80.916	0.387/0.999	31.346
52.800	3.545	0.380	2.657	80.893	0.388/0.999	31.418
52.810	3.543	0.379	2.656	80.842	0.388/0.999	31.398
54.000	3.362	0.363	2.543	76.860	0.407/0.998	31.345
56.000	3.069	0.337	2.361	70.416	0.438/0.995	30.997
58.000	2.790	0.312	2.187	64.275	0.469/0.990	30.449
60.000	2.523	0.289	2.021	58.408	0.500/0.985	29.649



A₁, A₂は、座標法により算出。

Lは、壁背面から仮定した滑り面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \cdot \gamma_t + A_2 \cdot \gamma_{ws} + L \cdot q$$

$$P_A = K \cdot W$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta)$$

$$P_V = P_{AV}(2B + 2D + 4T_u)$$

ここに、

ω : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

A₁ : 湿潤土面積 (m²)

A₂ : 水中土面積 (m²)

L : 荷重作用長 (m)

W : くさび重量 (kN/m)

q : 載荷重 (kN/m²)

K : 係数 $\sin(\omega - \phi) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta)$

ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)

θ : 壁背面の傾斜角 (°)

δ : 壁背面と土との摩擦角 (°)

P_A : 土圧 (kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

H : 土圧作用高さ (m)

上記結果より、主働土圧の鉛直成分と鉛直成分による重量を求める。

・Case① (常時)

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 31.418 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) = 10.746$$

$$P_V = P_{AV}(2B + 2D + 4T_u) = 10.746 \times (2 \times 2.000 + 2 \times 1.500 + 4 \times 0.300) = 88.117$$

項目	記号	単位	Case①	備考
上載荷重	q	kN/m ²	5.000	
主働土圧	P _A	kN/m	31.418	
鉛直成分	P _{AV}	kN/m	10.746	
鉛直成分による重量	P _V	kN	88.117	

5.3 鉛直荷重集計表

項目	値 (kN)	Case①		Case②	
		要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)
自重	180.810	○	180.810	○	180.810
上面荷重	30.000	○	30.000	○	30.000
土圧鉛直成分			88.117		——
その他の荷重			10.000		——
重量合計(Q _A)			308.927		210.810

5.4 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。

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

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

各検討ケースの計算を次に示す。

$$\begin{aligned} \text{作用面積 } A &= (B + T_u)(D + T_u) = (2.000 + 0.300) \times (1.500 + 0.300) \\ &= 4.140 \quad (\text{m}^2) \end{aligned}$$

・Case①

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 308.927 / 4.140 = 74.620 \quad (\text{kN/m}^2)$$

・Case②

$$\text{地盤反力 } W_R = Q_A / A = 210.810 / 4.140 = 50.920 \quad (\text{kN/m}^2)$$

5.5 地盤反力集計表

項 目	記号	単位	Case①	Case②	備考
重量合計	Q_A	kN	308.927	210.810	
地盤反力	W_R	kN/m ²	74.620	50.920	

6. 応力解析（側壁）

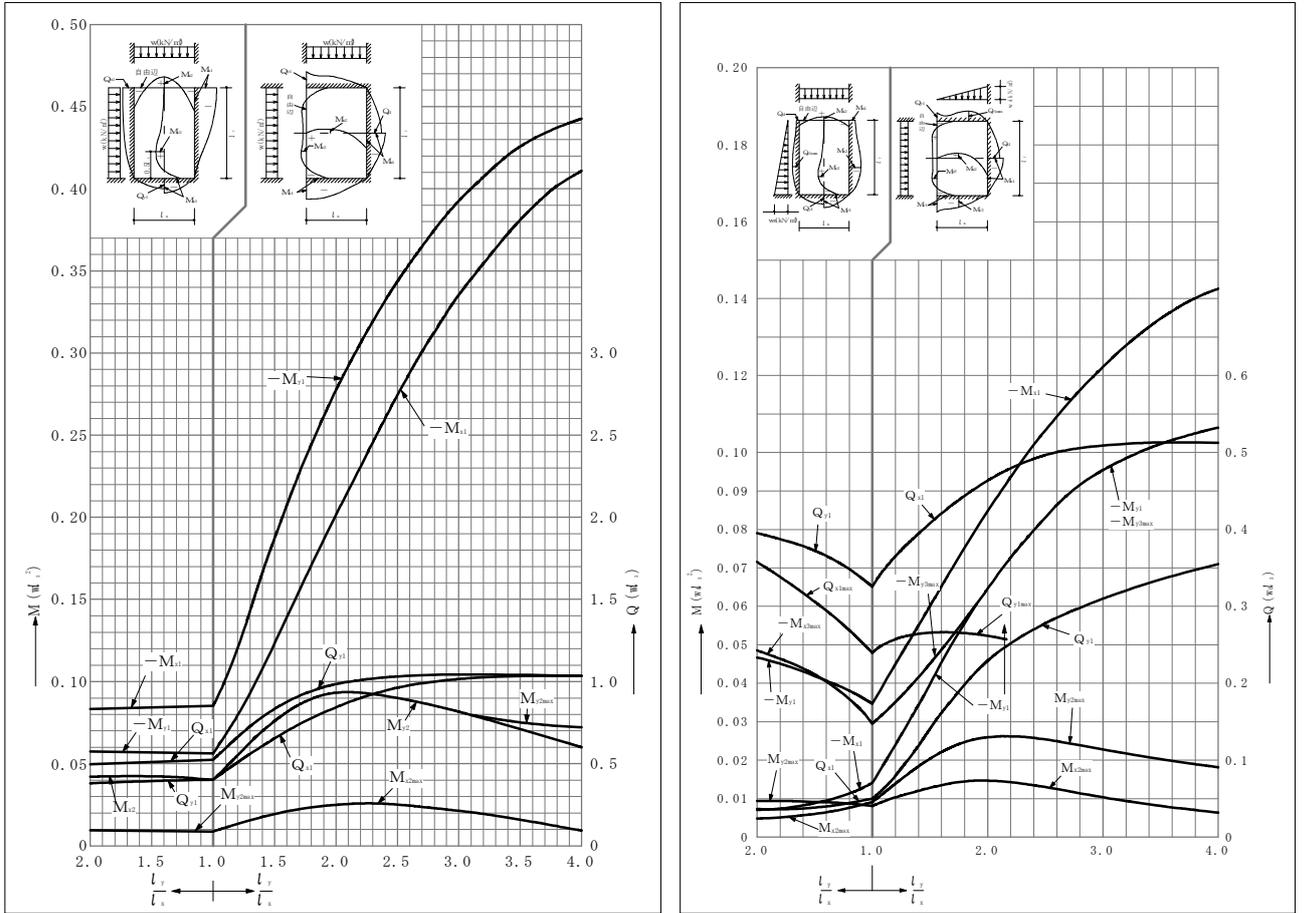
6.1 三辺固定スラブについて

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 l_x 長辺を l_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、上下方向にずれを生じているが、無視して合算し計算を行う。



左図：三辺固定1辺自由等分布スラブ応力図/右図：三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力図

各曲げモーメント $M = k \cdot P \cdot l_x^2$

各せん断力 $Q = k \cdot P \cdot l_x$

ここに k ：各種係数（グラフからの読み取り値）

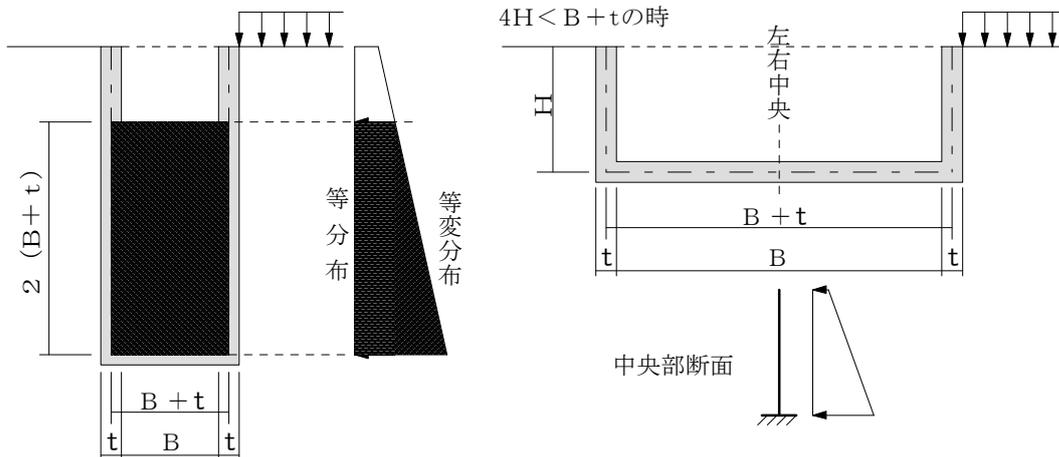
P ：土圧、荷重強度（ kN/m^2 ）

l_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。

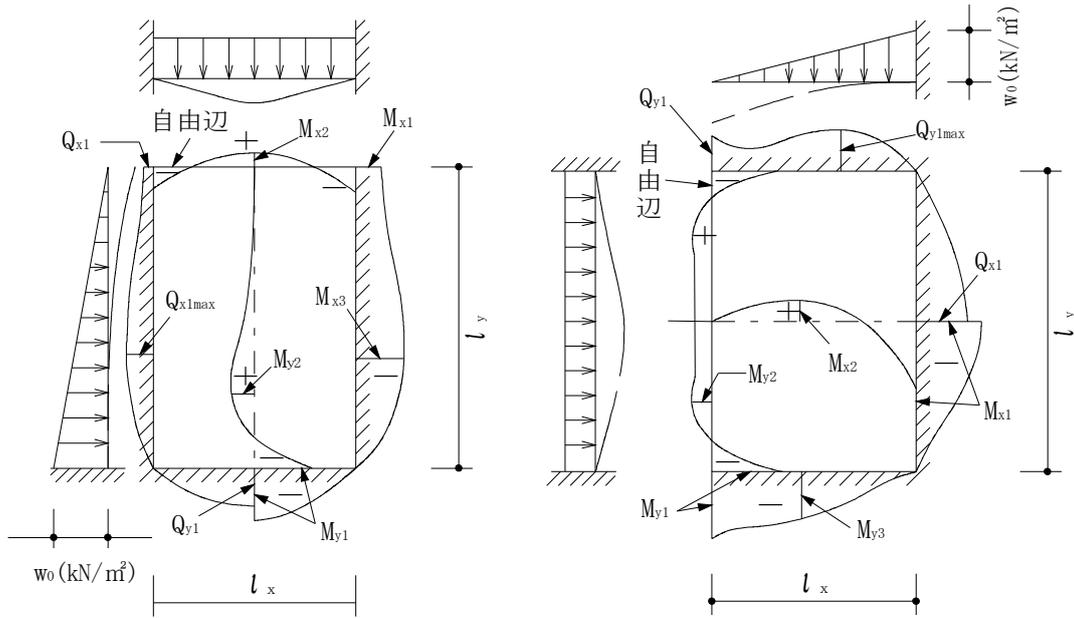
その際、その範囲より上部に生じている土圧や水圧を等分布荷重が生じているものとして等分布と等変分布に分けて検討する。

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。



応力概要図

6.2 側壁の応力計算 (Case①)



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

a) B面スラブ解析

・土圧・水圧による応力 (等変分布荷重)

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 2,000 + 300 \\ &= 2,300 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

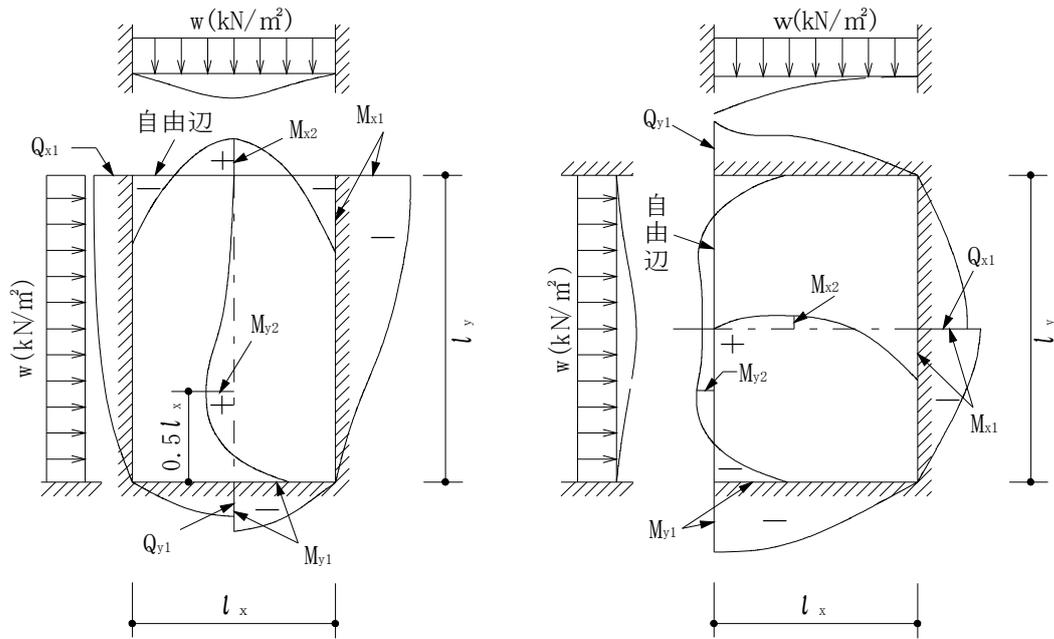
したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 2,300 \quad l_y/l_x = 1.37$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 27.028 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.00986$	$M_{x1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.00986 \times 27.028 \times 2.300^2 = -1.410 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.04033$	$M_{y1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.04033 \times 27.028 \times 2.300^2 = -5.766 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00667$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00667 \times 27.028 \times 2.300^2 = 0.954 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00904$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00904 \times 27.028 \times 2.300^2 = 1.293 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.03984$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.03984 \times 27.028 \times 2.300^2 = -5.696 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.04056$	$Q_{x1} (W_0 \cdot l_x) = 0.04056 \times 27.028 \times 2.300 = 2.521 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.29118$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot l_x) = 0.29118 \times 27.028 \times 2.300 = 18.101 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.36303$	$Q_{y1} (W_0 \cdot l_x) = 0.36303 \times 27.028 \times 2.300 = 22.568 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力（等分布荷重）



三辺固定1辺自由等分布スラブ応力分布図

照査深さ $LH = H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2$
 $= 3,150 \text{ (mm)}$

したがって、左図形状

$l_y = 3,150$ $l_x = 2,300$ $l_y / l_x = 1.37$

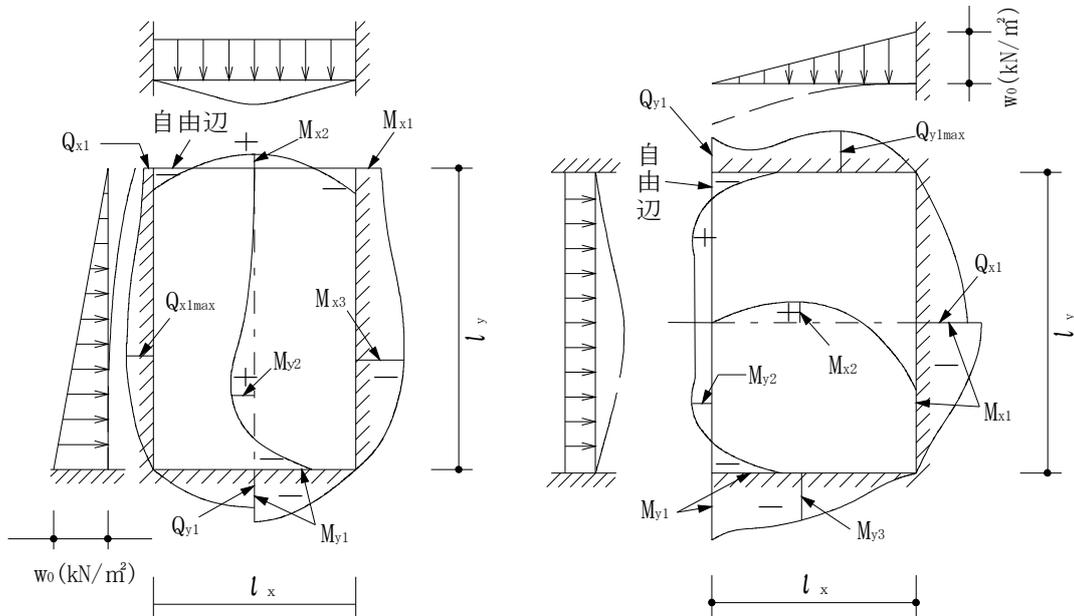
等分布荷重 $W = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_{x1} = -0.08396$	$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.08396 \times 0.000 \times 2,300^2 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
$M_{y1} = -0.05704$	$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05704 \times 0.000 \times 2,300^2 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
$M_{x2} = 0.04231$	$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.04231 \times 0.000 \times 2,300^2 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
$M_{x2Max} = 0.04231$	$M_{x2Max} (W \cdot l_x^2) = 0.04231 \times 0.000 \times 2,300^2 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
$M_{y2Max} = 0.00907$	$M_{y2Max} (W \cdot l_x^2) = 0.00907 \times 0.000 \times 2,300^2 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
$Q_{x1} = 0.51765$	$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.51765 \times 0.000 \times 2,300 = 0.000 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.39880$	$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.39880 \times 0.000 \times 2,300 = 0.000 \text{ (kN)}$

「B面」応力表

項 目		$W_0=27.028$	$W=0.000$	合 計	備 考
曲げモーメント	Side-Top	-1.410	0.000	-1.410	
	Side-Mid	-5.696	0.000	-5.696	
	Center-Bottom	-5.766	0.000	-5.766	
	Center-Mid	1.293	0.000	1.293	
	Center-Top	0.954	0.000	0.954	
	Top	0.954	0.000	0.954	
せん断力	Side-Top	2.521	0.000	2.521	
	Side-Mid	18.101	0.000	18.101	
	Center-Btm	22.568	0.000	22.568	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

b) D面スラブ解析

・土圧・水圧による応力（等変分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LD &= D + T_u = 1,500 + 300 \\ &= 1,800 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 1,800 \quad l_y/l_x = 1.75$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 27.028 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.00763$	$M_{x1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.00763 \times 27.028 \times 1.800^2 = -0.668 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.04460$	$M_{y1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.04460 \times 27.028 \times 1.800^2 = -3.906 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00525$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00525 \times 27.028 \times 1.800^2 = 0.460 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00938$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00938 \times 27.028 \times 1.800^2 = 0.821 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.04575$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.04575 \times 27.028 \times 1.800^2 = -4.006 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.03638$	$Q_{x1} (W_0 \cdot l_x) = 0.03638 \times 27.028 \times 1.800 = 1.770 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.33345$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot l_x) = 0.33345 \times 27.028 \times 1.800 = 16.222 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.38525$	$Q_{y1} (W_0 \cdot l_x) = 0.38525 \times 27.028 \times 1.800 = 18.743 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力（等分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 1,800 \quad l_y/l_x = 1.75$$

$$\text{等分布荷重 } W = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

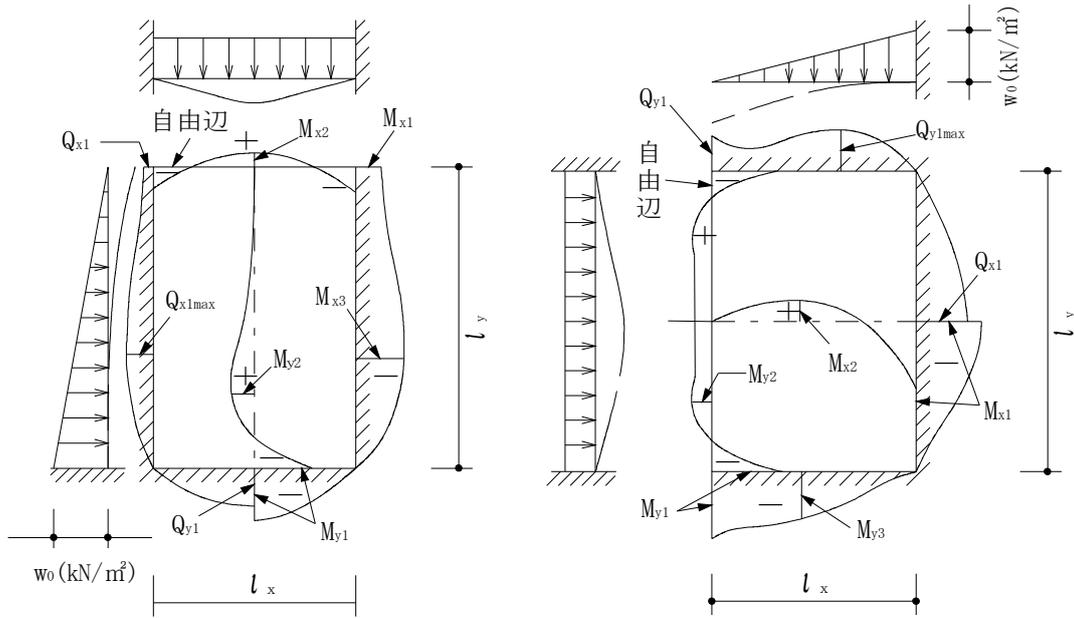
$M_{x1} = -0.08320$	$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.08320 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05745$	$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05745 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04275$	$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.04275 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.04275$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot l_x^2) = 0.04275 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00935$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot l_x^2) = 0.00935 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.50870$	$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.50870 \times 0.000 \times 1.800 = 0.000 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.38950$	$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.38950 \times 0.000 \times 1.800 = 0.000 \text{ (kN)}$

「D面」応力表

項 目		W ₀ =27.028	W=0.000	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	-0.668	0.000	-0.668	
	Side-Mid	-4.006	0.000	-4.006	
	Center-Bottom	-3.906	0.000	-3.906	
	Center-Mid	0.821	0.000	0.821	
	Center-Top	0.460	0.000	0.460	
	Top	0.460	0.000	0.460	
せん 断 力	Side-Top	1.770	0.000	1.770	
	Side-Mid	16.222	0.000	16.222	
	Center-Btm	18.743	0.000	18.743	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。

6.3 側壁の応力計算 (Case②)



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

a) B面スラブ解析

・土圧・水圧による応力 (等変分布荷重)

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 2,000 + 300 \\ &= 2,300 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 2,300 \quad l_y/l_x = 1.37$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = -19.600 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.00986$	$M_{x1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.00986 \times -19.600 \times 2.300^2 = 1.022 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.04033$	$M_{y1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.04033 \times -19.600 \times 2.300^2 = 4.182 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00667$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00667 \times -19.600 \times 2.300^2 = -0.692 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00904$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00904 \times -19.600 \times 2.300^2 = -0.937 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.03984$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.03984 \times -19.600 \times 2.300^2 = 4.131 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.04056$	$Q_{x1} (W_0 \cdot l_x) = 0.04056 \times -19.600 \times 2.300 = -1.828 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.29118$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot l_x) = 0.29118 \times -19.600 \times 2.300 = -13.126 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.36303$	$Q_{y1} (W_0 \cdot l_x) = 0.36303 \times -19.600 \times 2.300 = -16.365 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力 (等分布荷重)

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 2,300 \quad l_y/l_x = 1.37$$

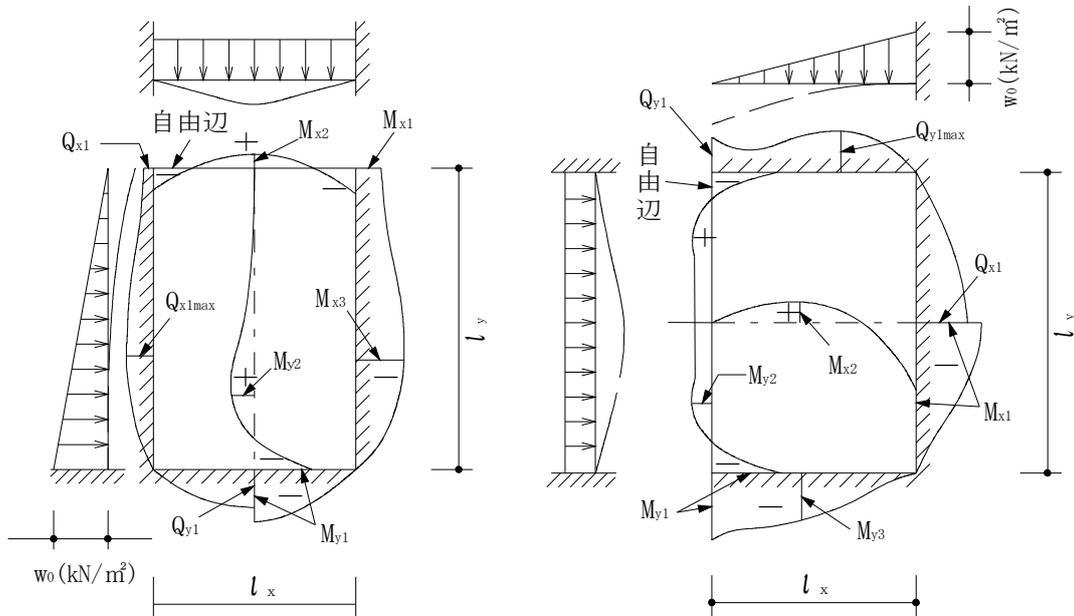
$$\text{等分布荷重 } W = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.08396$	$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.08396 \times 0.000 \times 2.300^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05704$	$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05704 \times 0.000 \times 2.300^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04231$	$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.04231 \times 0.000 \times 2.300^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.04231$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot l_x^2) = 0.04231 \times 0.000 \times 2.300^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00907$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot l_x^2) = 0.00907 \times 0.000 \times 2.300^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.51765$	$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.51765 \times 0.000 \times 2.300 = 0.000 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.39880$	$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.39880 \times 0.000 \times 2.300 = 0.000 \text{ (kN)}$

「B面」応力表

項 目		$W_0 = -19.600$	$W = 0.000$	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	1.022	0.000	1.022	
	Side-Mid	4.131	0.000	4.131	
	Center-Bottom	4.182	0.000	4.182	
	Center-Mid	-0.937	0.000	-0.937	
	Center-Top	-0.692	0.000	-0.692	
	Top	-0.692	0.000	-0.692	
せん 断 力	Side-Top	-1.828	0.000	-1.828	
	Side-Mid	-13.126	0.000	-13.126	
	Center-Btm	-16.365	0.000	-16.365	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

b) D面スラブ解析

・土圧・水圧による応力（等変分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LD &= D + T_u = 1,500 + 300 \\ &= 1,800 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 1,800 \quad l_y/l_x = 1.75$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = -19.600 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.00763$	$M_{x1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.00763 \times -19.600 \times 1.800^2 = 0.485 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.04460$	$M_{y1} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.04460 \times -19.600 \times 1.800^2 = 2.832 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00525$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00525 \times -19.600 \times 1.800^2 = -0.333 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00938$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = 0.00938 \times -19.600 \times 1.800^2 = -0.596 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.04575$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot l_x^2) = -0.04575 \times -19.600 \times 1.800^2 = 2.905 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.03638$	$Q_{x1} (W_0 \cdot l_x) = 0.03638 \times -19.600 \times 1.800 = -1.283 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.33345$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot l_x) = 0.33345 \times -19.600 \times 1.800 = -11.764 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.38525$	$Q_{y1} (W_0 \cdot l_x) = 0.38525 \times -19.600 \times 1.800 = -13.592 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力（等分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B / 2 = 3,000 + 300 / 2 \\ &= 3,150 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$l_y = 3,150 \quad l_x = 1,800 \quad l_y/l_x = 1.75$$

$$\text{等分布荷重 } W = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.08320$	$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.08320 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05745$	$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05745 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04275$	$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.04275 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.04275$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot l_x^2) = 0.04275 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00935$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot l_x^2) = 0.00935 \times 0.000 \times 1.800^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.50870$	$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.50870 \times 0.000 \times 1.800 = 0.000 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.38950$	$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.38950 \times 0.000 \times 1.800 = 0.000 \text{ (kN)}$

「D面」応力表

項 目		$W_0 = -19.600$	$W = 0.000$	合 計	備 考
曲 げ モー メント	Side-Top	0.485	0.000	0.485	
	Side-Mid	2.905	0.000	2.905	
	Center-Bottom	2.832	0.000	2.832	
	Center-Mid	-0.596	0.000	-0.596	
	Center-Top	-0.333	0.000	-0.333	
	Top	-0.333	0.000	-0.333	
せん 断力	Side-Top	-1.283	0.000	-1.283	
	Side-Mid	-11.764	0.000	-11.764	
	Center-Btm	-13.592	0.000	-13.592	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。

6.4 応力一覧表

項 目		Case①	Case②	備 考	
曲げモーメント	Side	B面	-5.696	4.131	
		D面	-4.006	2.905	
	Center-Bottom	B面	-5.766	4.182	
		D面	-3.906	2.832	
	Center-Top	B面	0.954	-0.692	
		D面	0.460	-0.333	
	Center-Mid	B面	1.293	-0.937	
		D面	0.821	-0.596	
せん断力	Side	B面	18.101	13.126	
		D面	16.222	11.764	
	Center-Bottom	B面	22.568	16.365	
		D面	18.743	13.592	

7. 応力解析（底版）

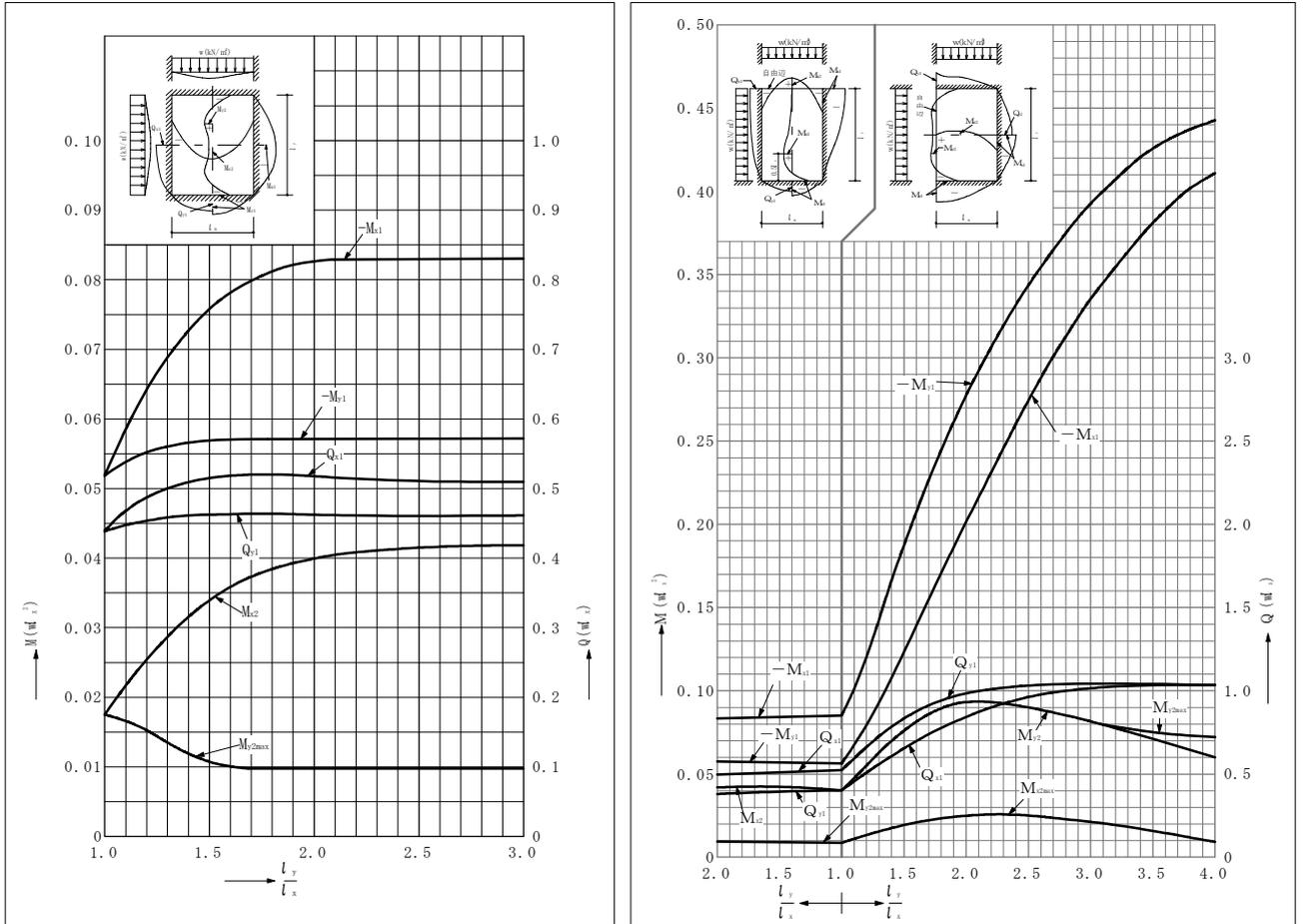
7.1 四辺固定スラブについて

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

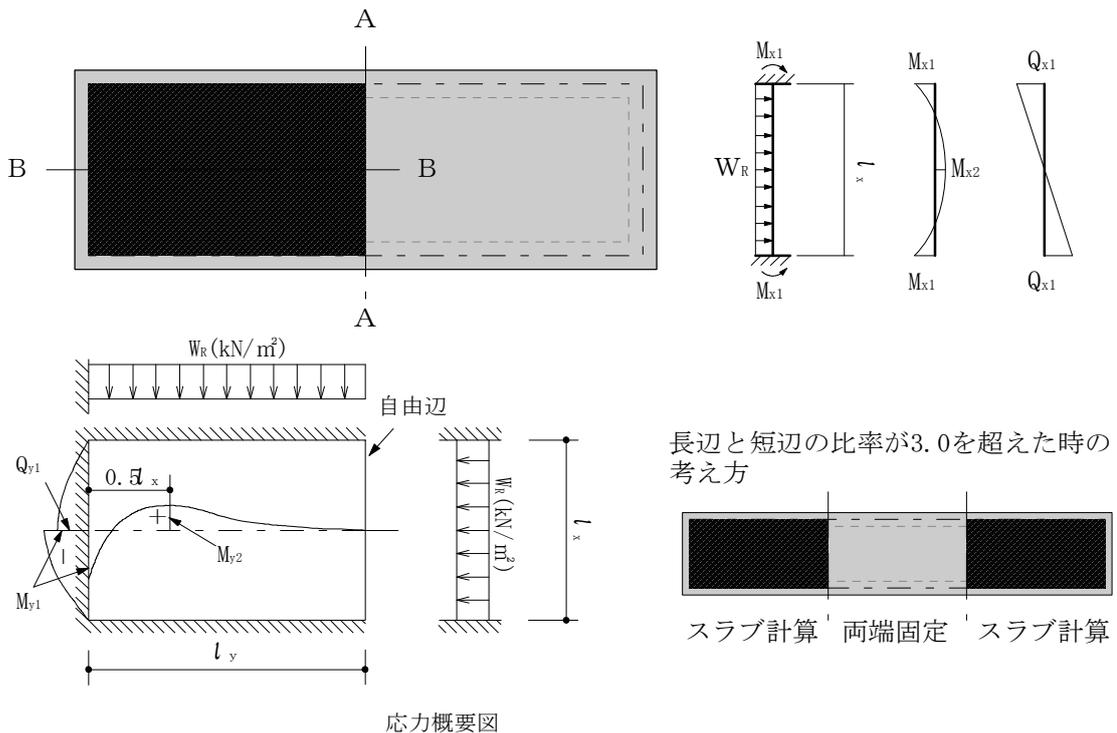
底版の短辺を l_x 長辺を l_y として、その辺長比を用いて、グラフより各係数を読み取り計算を行う。

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 l_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。



左図：四辺固定等分布スラブ応力図／右図：三辺固定1辺自由等分布スラブ応力図



応力概要図

・スラブ計算

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

各せん断力 $Q = k \cdot W_R \cdot l_x$

・両端固定梁

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

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

せん断力 $Q_{x1} = W_R \cdot l_x / 2$

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 (kN/m^2)

l_x : 短辺長 (m)

7.2 スラブ条件

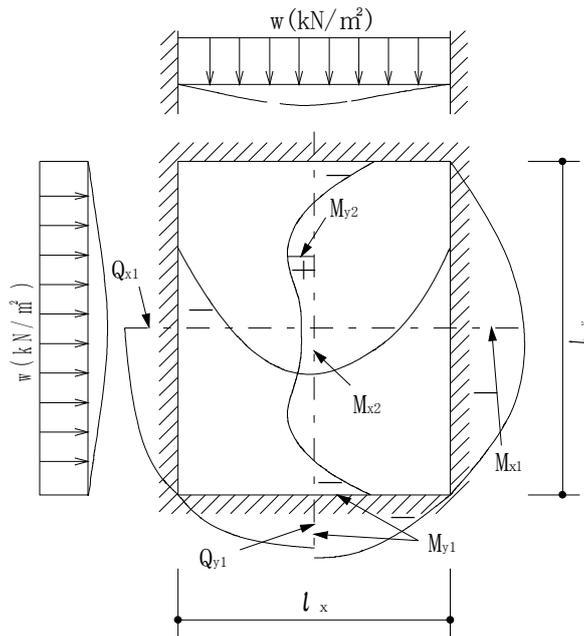
$$\begin{aligned}
 LB &= (B + T_u) (2,000 + 300) \\
 &= 2,300 \text{ (mm)} \\
 LD &= (D + T_u) (1,500 + 300) \\
 &= 1,800 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

$$\text{したがって、} l_x = 1.800 \text{ (m)} \quad l_y = 2.300 \text{ (m)} \quad l_y / l_x = 1.28$$

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、

$$\begin{aligned}
 k_{Mx1} &= -0.06768 \\
 k_{My1} &= -0.05584 \\
 k_{Mx2} &= 0.02794 \\
 k_{My2} &= 0.01376 \\
 k_{Qx1} &= 0.49682 \\
 k_{Qy1} &= 0.45716
 \end{aligned}$$



四辺固定等分布スラブ応力分布図

7.3 底版の応力計算 (Case①)

$$\text{底版反力 } W_R = 74.620 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.06768 \times 74.620 \times 1.800^2 = -16.363 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05584 \times 74.620 \times 1.800^2 = -13.500 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.02794 \times 74.620 \times 1.800^2 = 6.755 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} (W \cdot l_x^2) = 0.01376 \times 74.620 \times 1.800^2 = 3.327 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.49682 \times 74.620 \times 1.800 = 66.731 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.45716 \times 74.620 \times 1.800 = 61.404 \text{ (kN)}$$

7.4 底版の応力計算 (Case②)

$$\text{底版反力 } W_R = 50.920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.06768 \times 50.920 \times 1.800^2 = -11.166 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.05584 \times 50.920 \times 1.800^2 = -9.213 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{x2} (W \cdot l_x^2) = 0.02794 \times 50.920 \times 1.800^2 = 4.610 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} (W \cdot l_x^2) = 0.01376 \times 50.920 \times 1.800^2 = 2.270 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.49682 \times 50.920 \times 1.800 = 45.537 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.45716 \times 50.920 \times 1.800 = 41.902 \text{ (kN)}$$

7.5 底版応力一覧表

項 目		Case①	Case②	備 考
曲げモーメント	M_{x1}	-16.363	-11.166	
	M_{y1}	-13.500	-9.213	
	M_{x2}	6.755	4.610	
	M_{y2max}	3.327	2.270	
せん断力	Q_{x1}	66.731	45.537	
	Q_{y1}	61.404	41.902	

8. 最大応力集計

8.1 側壁 (B面)

項 目		単位	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	備 考
Case ①	曲げモーメント M	kN・m	1.293	0.954	-5.766	-5.696	
	せん断力 S	kN	—	—	22.568	18.101	
Case ②	曲げモーメント M	kN・m	4.182	4.131	-0.937	-0.692	
	せん断力 S	kN	16.365	13.126	—	—	

8.2 側壁 (D面)

項 目		単位	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	備 考
Case ①	曲げモーメント M	kN・m	0.821	0.460	-3.906	-4.006	
	せん断力 S	kN	—	—	18.743	16.222	
Case ②	曲げモーメント M	kN・m	2.832	2.905	-0.596	-0.333	
	せん断力 S	kN	13.592	11.764	—	—	

8.3 底板

項 目		単位	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	備 考
Case ①	曲げモーメント M	kN・m	3.327	6.755	-13.500	-16.363	
	せん断力 S	kN	—	—	61.404	66.731	
Case ②	曲げモーメント M	kN・m	2.270	4.610	-9.213	-11.166	
	せん断力 S	kN	—	—	41.902	45.537	

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	σ_{ca}	9.00	N/mm ²	
常時許容せん断応力度	τ_a	0.45	N/mm ²	
常時許容付着応力度	τ_{0a}	1.60	N/mm ²	
地震時許容せん断応力度	τ_{Ea}	0.68	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
常時許容引張応力度	σ_{sa}	157.0	N/mm ²	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	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
その他の条件		側壁に対する軸方向力を検討する。		
		鉄筋かぶりを個別に指定する。		
		許容付着応力度を無視する。		

9.2 配筋条件

側壁	配筋方法	単鉄筋	縦横同じ	○	横外・縦内	縦外・横内	
		複鉄筋	縦横同じ	○	横外・縦内	縦外・横内	
	計算方法		○	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		内側	60	外側	60	
底版	配筋方法	単鉄筋	幅奥同じ	○	奥外・幅内	幅外・奥内	
		複鉄筋	幅奥同じ	○	奥外・幅内	幅外・奥内	
	計算方法		○	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		内側	60	外側	60	
かぶりの指定方法		○	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで		

※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

項 目	グループ番号	鉄筋径	ピッチ(mm)	かぶり(mm)	備 考
B面内側横鉄筋	2	D13	250	60	
B面外側横鉄筋	1	D16	250	60	
B面内側縦鉄筋	2	D13	250	73	
B面外側縦鉄筋	1	D16	250	76	
D面内側横鉄筋	2	D13	250	60	
D面外側横鉄筋	1	D16	250	60	
D面内側縦鉄筋	2	D13	250	73	
D面外側縦鉄筋	1	D16	250	76	
底版内側幅鉄筋	3	D13	250	73	
底版外側幅鉄筋	4	D16	250	76	
底版内側奥行鉄筋	3	D13	250	60	
底版外側奥行鉄筋	4	D16	250	60	

※ここでの「かぶり」は、コンクリート表面から鉄筋中心までの距離。

10 応力計算公式

10.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

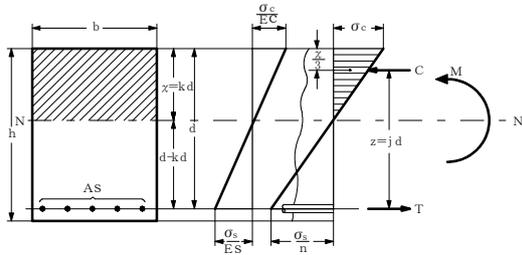
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

10.2 単鉄筋公式 (軸力考慮無し)



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

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

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

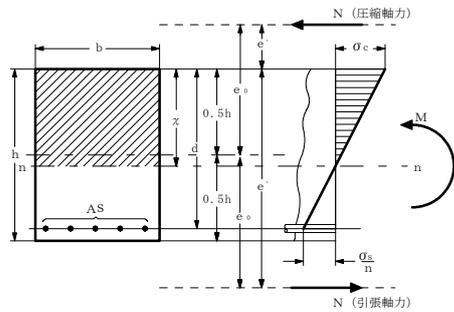
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

10.3 単鉄筋公式 (軸力考慮時)



$$\chi^3 + 3e' \cdot \chi^2 + \frac{6n}{b} A_s (d + e') \chi - \frac{6n}{b} A_s \cdot d (d + e') = 0$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot \chi}{2} - n \cdot A_s \frac{d - \chi}{\chi}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d - \chi}{\chi}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

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

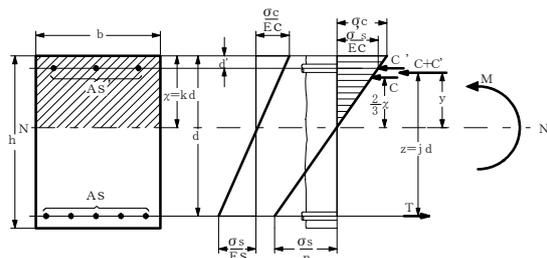
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

10.4 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

11. 応力検討

11.1 B 面

				許容値 (地震時)	Case①				Case②			
					縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		1.293	0.954	-5.766	-5.696	4.182	4.131	-0.937	-0.692
	せん断力	S	kN		—	—	22.568	18.101	16.365	13.126	—	—
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		73	60	76	60	73	60	76	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm									
	引張側 鉄筋・ピッチ				D13@250	D13@250	D16@250	D16@250	D13@250	D13@250	D16@250	D16@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	794	794	507	507	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋 周長	U	mm		160	160	200	200	160	160	200	200
	有効部材厚	d	mm		227	240	224	240	227	240	224	240
	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			0.00223	0.00211	0.00354	0.00331	0.00223	0.00211	0.00354	0.00331
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22735	0.22193	0.27708	0.26936	0.22735	0.22193	0.27708	0.26936
	応力軸比	j			0.92422	0.92602	0.90764	0.91021	0.92422	0.92602	0.90764	0.91021
		L _c										
計算結果	中立軸の位置	χ	mm		51.677	53.263	62.094	64.646	51.677	53.263	62.094	64.646
	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.238	0.161	0.913	0.807	0.770	0.698	0.148	0.098
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	12.140	8.467	35.703	32.840	39.265	36.662	5.802	3.990
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.101	0.075	0.072	0.055	—	—
	付着応力度	τ _o	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	0.555	0.414	0.487	0.369	—	—
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

11.2 D 面

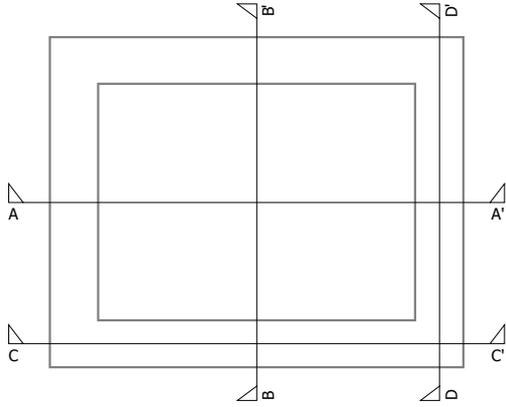
				許容値 (地震時)	Case①				Case②			
					縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		0.821	0.460	-3.906	-4.006	2.832	2.905	-0.596	-0.333
	せん断力	S	kN		—	—	18.743	16.222	13.592	11.764	—	—
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		73	60	76	60	73	60	76	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm									
	引張側 鉄筋・ピッチ				D13@250	D13@250	D16@250	D16@250	D13@250	D13@250	D16@250	D16@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	794	794	507	507	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋周長	U	mm		160	160	200	200	160	160	200	200
	有効部材厚	d	mm		227	240	224	240	227	240	224	240
	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			0.00223	0.00211	0.00354	0.00331	0.00223	0.00211	0.00354	0.00331
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22735	0.22193	0.27708	0.26936	0.22735	0.22193	0.27708	0.26936
	応力軸比	j			0.92422	0.92602	0.90764	0.91021	0.92422	0.92602	0.90764	0.91021
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		51.677	53.263	62.094	64.646	51.677	53.263	62.094	64.646
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.151	0.078	0.619	0.567	0.522	0.491	0.094	0.047
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	7.708	4.082	24.186	23.096	26.590	25.781	3.690	1.920
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.084	0.068	0.060	0.049	—	—
	付着応力度	τ _o	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	0.461	0.371	0.404	0.331	—	—
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

11.3 底 版

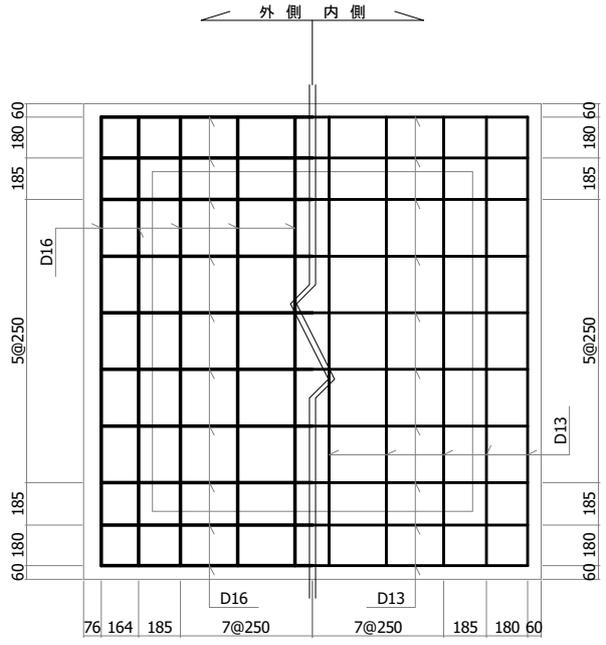
				許容値 (地震時)	Case①				Case②			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		3.327	6.755	-13.500	-16.363	2.270	4.610	-9.213	-11.166
	せん断力	S	kN		—	—	61.404	66.731	—	—	41.902	45.537
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		73	60	76	60	73	60	76	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm									
	引張側 鉄筋・ピッチ				D13@250	D13@250	D16@250	D16@250	D13@250	D13@250	D16@250	D16@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	794	794	507	507	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋周長	U	mm		160	160	200	200	160	160	200	200
	有効部材厚	d	mm		227	240	224	240	227	240	224	240
	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			0.00223	0.00211	0.00354	0.00331	0.00223	0.00211	0.00354	0.00331
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22735	0.22193	0.27708	0.26936	0.22735	0.22193	0.27708	0.26936
	応力軸比	j			0.92422	0.92602	0.90764	0.91021	0.92422	0.92602	0.90764	0.91021
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		51.677	53.263	62.094	64.646	51.677	53.263	62.094	64.646
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.613	1.141	2.138	2.317	0.418	0.779	1.459	1.581
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	157.00 (235.50)	31.237	59.950	83.591	94.339	21.313	40.913	57.046	64.376
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.274	0.278	—	—	0.187	0.190
	付着応力度	τ _o	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	1.509	1.527	—	—	1.030	1.042
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

12. 配筋計画図

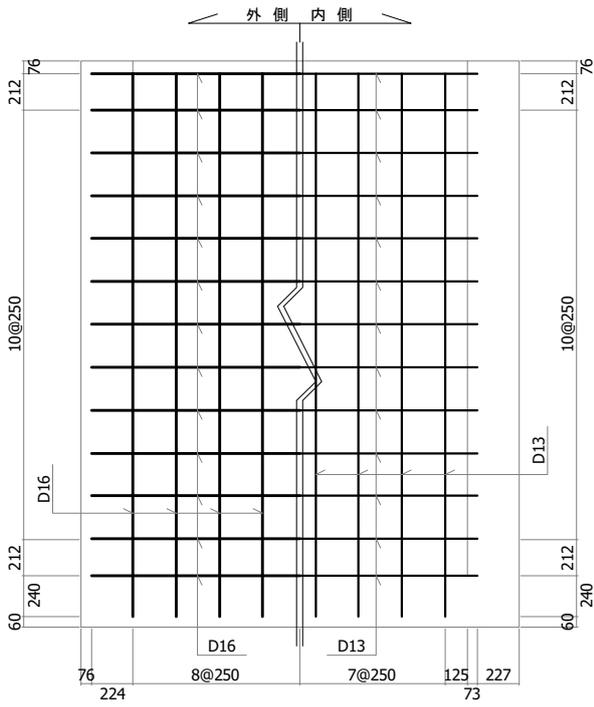
案内図



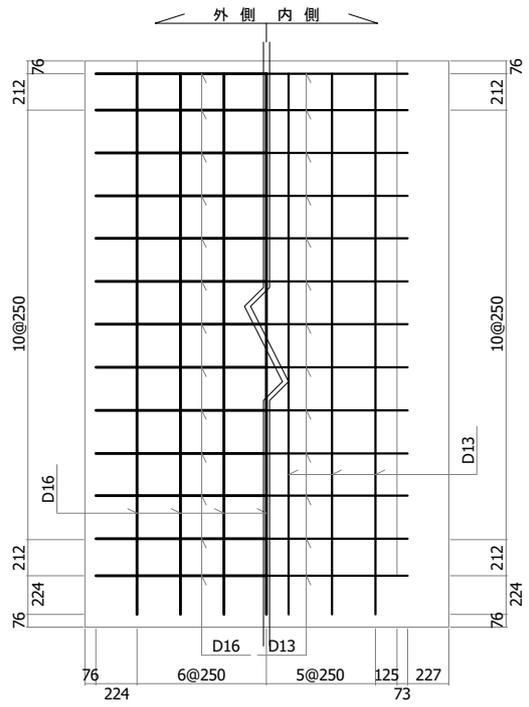
底板図



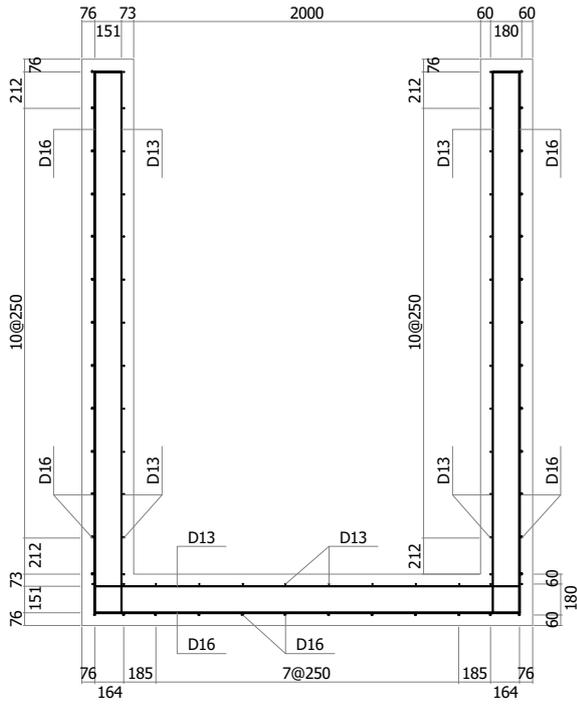
正面図



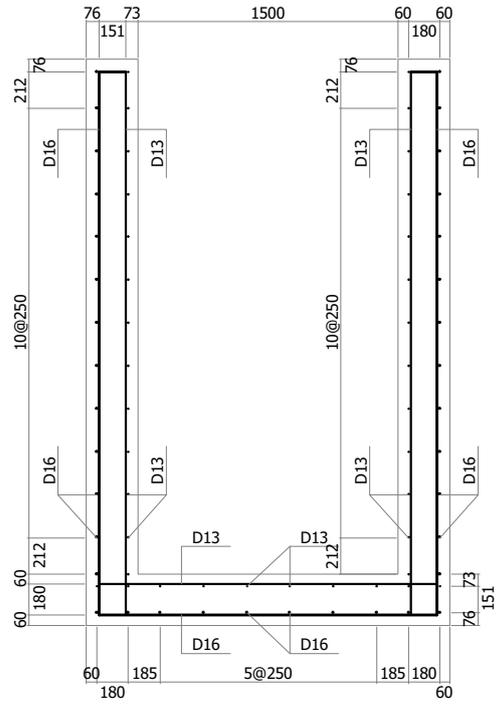
側面図



断面图 (A-A')



断面图 (B-B')



13 安定計算

13.1 計算条件

浮上に対する検討		<input type="radio"/>	行う		<input type="radio"/>	行わない	
計算基準		<input type="radio"/>	断面(危険側)		<input type="radio"/>	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		<input type="radio"/>	行う		<input type="radio"/>	行わない	
計算基準		<input type="radio"/>	断面(危険側)		<input type="radio"/>	躯体全体	
項 目	記号	値	単位	備 考			
許容支持力	q_a	100.000	kN/m ²				
検討項目	<input type="radio"/>	内水重		上面荷重			
	<input type="radio"/>	自動車荷重		<input type="radio"/>	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		<input type="radio"/>	行う		<input type="radio"/>	行わない	
--------------	--	-----------------------	----	--	-----------------------	------	--

13.2 断面計算

安定計算で採用する断面は、安定計算で危険側と判断される断面を採用する。
そのため、それぞれの断面での自重と底版幅、また内水断面積を算出する。

・ 躯体断面

$$\begin{aligned} A_{TB} &= 2T_u \cdot H + (B + 2T_u) T_B \\ &= 2 \times 0.300 \times 3.000 + (2.000 + 2 \times 0.300) \times 0.300 \\ &= 2.580 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{TD} &= 2T_u \cdot H + (D + 2T_u) T_B \\ &= 2 \times 0.300 \times 3.000 + (1.500 + 2 \times 0.300) \times 0.300 \\ &= 2.430 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・ 内水断面

$$\begin{aligned} A_{WB} &= H_w \cdot B = 2.000 \times 2.000 \\ &= 4.000 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{WD} &= H_w \cdot D = 2.000 \times 1.500 \\ &= 3.000 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・ 躯体自重

$$\begin{aligned} W_{TB} &= A_{TB} \cdot \gamma_{rc} = 2.580 \times 24.500 \\ &= 63.210 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{TD} &= A_{TD} \cdot \gamma_{rc} = 2.430 \times 24.500 \\ &= 59.535 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 内水重

$$\begin{aligned} W_{WB} &= A_{WB} \cdot \gamma_w = 4.000 \times 9.800 \\ &= 39.200 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{WD} &= A_{WD} \cdot \gamma_w = 3.000 \times 9.800 \\ &= 29.400 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 上面荷重

$$\begin{aligned} Q_{cB} &= Q_c (B + 2T_u) = 5.495 \times (2.000 + 2 \times 0.300) \\ &= 14.287 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{cD} &= Q_c (D + 2T_u) = 5.495 \times (1.500 + 2 \times 0.300) \\ &= 11.540 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

・ 底版幅

$$\begin{aligned} B_R &= B + 2T_u = 2.000 + 2 \times 0.300 \\ &= 2.600 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_R &= D + 2T_u = 1.500 + 2 \times 0.300 \\ &= 2.100 \text{ (m)} \end{aligned}$$

13.3 躯体計算

・ 躯体自重

$$\begin{aligned} A_{OT} &= (B + 2T_u) (D + 2T_u) = (2.000 + 2 \times 0.300) \times (1.500 + 2 \times 0.300) \\ &= 5.460 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{IT} &= B \cdot D = 2.000 \times 1.500 \\ &= 3.000 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{W0} &= H \cdot A_{OT} = 3.000 \times 5.460 \\ &= 16.380 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{WI} &= H \cdot A_{IT} = 3.000 \times 3.000 \\ &= 9.000 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{body}} &= V_{W0} - V_{WI} + T_B \cdot A_{OT} = 16.380 - 9.000 + 0.300 \times 5.460 \\ &= 9.018 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{body}} &= V_{\text{body}} \cdot \gamma_{rc} = 9.018 \times 24.500 \\ &= 220.941 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・ 内水重

$$\begin{aligned} V_{\text{water}} &= H_w \cdot A_{IT} = 2.000 \times 3.000 \\ &= 6.000 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{water}} &= V_{\text{water}} \cdot \gamma_w = 6.000 \times 9.800 \\ &= 58.800 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・ 上面荷重

$$W_U = 30.000 \text{ (kN)}$$

・ 作用面積 (底版面積)

$$A_{\text{Base}} = A_{OT} = 5.460 \text{ (m}^2\text{)}$$

13.4 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。

$$P_F = \gamma_w \cdot H_1 \cdot A_{\text{Base}} = 9.800 \times 1.000 \times 5.460 \\ = 53.508 \text{ (kN)}$$

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{body}	220.941	kN	
合計	P_{all}	220.941	kN	
浮力	P_F	53.508	kN	

$$P_{\text{All}} / P_F \geq F_s$$

$$220.941 / 53.508 \geq 1.200$$

$$4.129 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

13.5 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かを検証する。

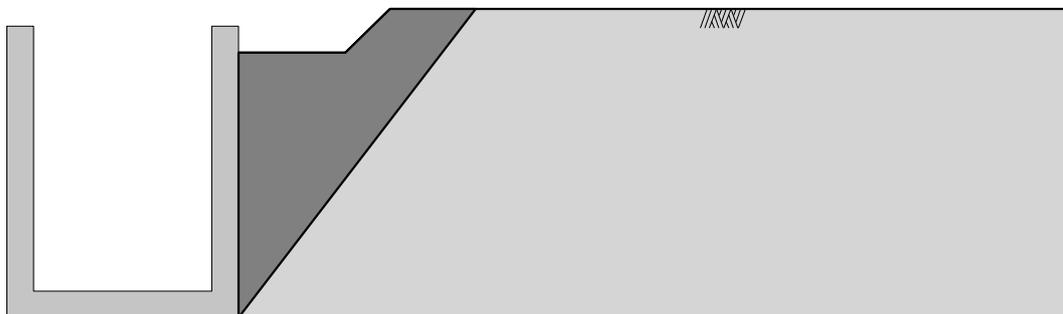
壁面との摩擦による土圧の鉛直成分は、左右両壁に作用するものとする。

試行くさび法に於いては、くさび角度を変化させ最も土圧が大きくなる角度を照査し、その時の土圧を主働土圧とする。

求まった主働土圧に、 $\sin(\delta + 90 - \theta)$ を乗じて土圧の鉛直成分とする。

地盤支持力に対する検討時（常時）

ω (°)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	L (m)	W (kN/m)	K	P_A (kN/m)
50.000	4.414	0.000	2.937	79.452	0.342/1.000	27.173
52.000	4.060	0.000	2.735	73.080	0.375/0.999	27.432
52.790	3.926	0.000	2.658	70.668	0.387/0.999	27.376
52.800	3.924	0.000	2.657	70.632	0.388/0.999	27.433
52.810	3.922	0.000	2.656	70.596	0.388/0.999	27.419
54.000	3.725	0.000	2.543	67.050	0.407/0.998	27.344
56.000	3.406	0.000	2.361	61.308	0.438/0.995	26.988
58.000	3.102	0.000	2.187	55.836	0.469/0.990	26.452
60.000	2.811	0.000	2.021	50.598	0.500/0.985	25.684



上記結果より、すべり角度 ω は、52.800(°)となり、主働土圧は27.433(kN/m)となる。

その際の鉛直成分を次に記す。

$$P_{AV} = 2P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 2 \times 27.433 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ = 18.765 \text{ (kN/m)}$$

B面

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{TB}	63.210	kN/m	
内水重	W_{wB}	39.200	kN/m	
土圧(盛土荷重含む)	P_{AV}	18.765	kN/m	
合計	P_{a11}	121.175	kN/m	

$$q_{\max} = P_{a11} / B_R \leq q_a$$

$$121.175 / 2.600 \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$46.606 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

D面

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{TD}	59.535	kN/m	
内水重	W_{wD}	29.400	kN/m	
土圧(盛土荷重含む)	P_{AV}	18.765	kN/m	
合計	P_{a11}	107.700	kN/m	

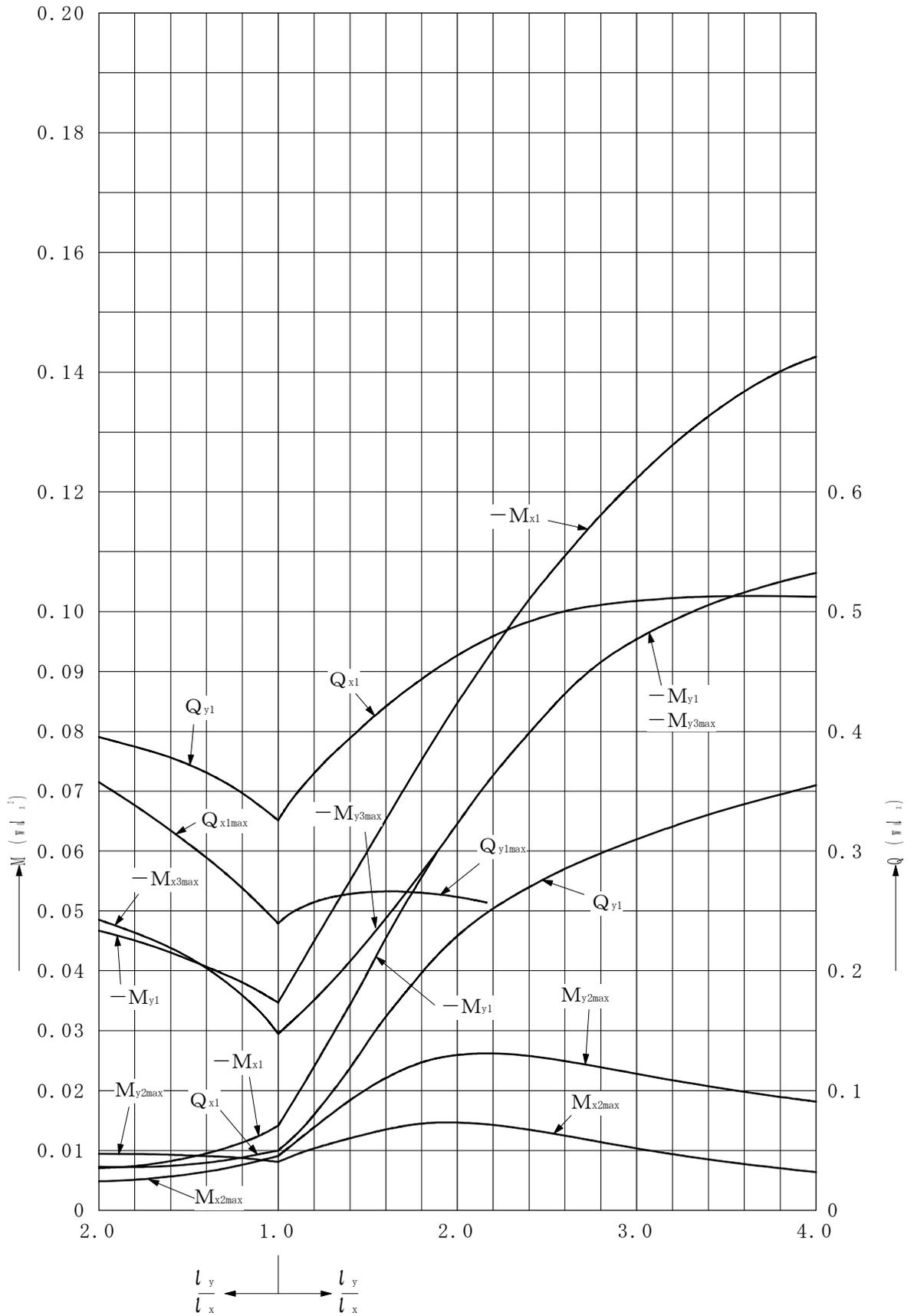
$$q_{\max} = P_{a11} / D_R \leq q_a$$

$$107.700 / 2.100 \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

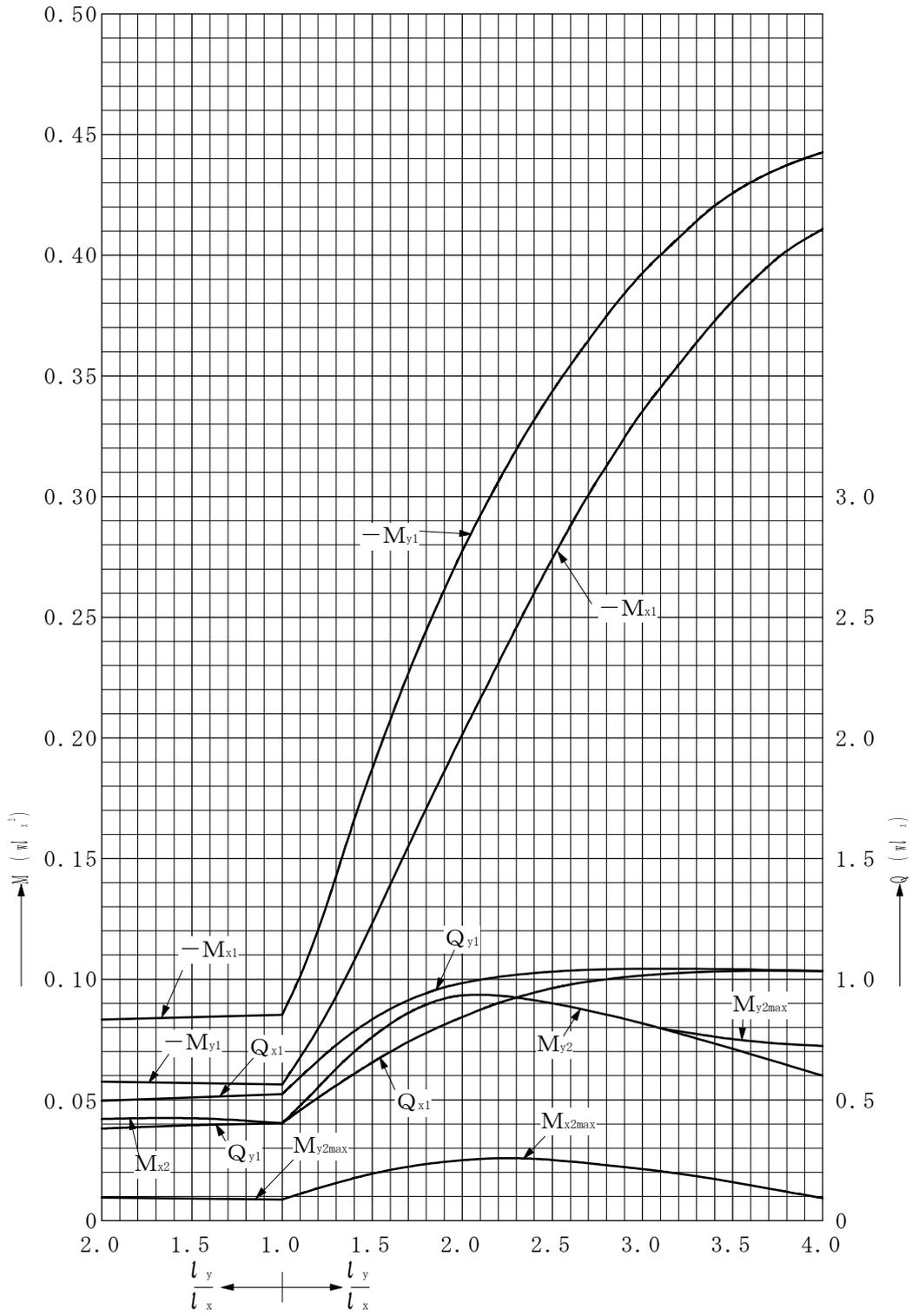
$$51.286 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 100.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

14 参考資料

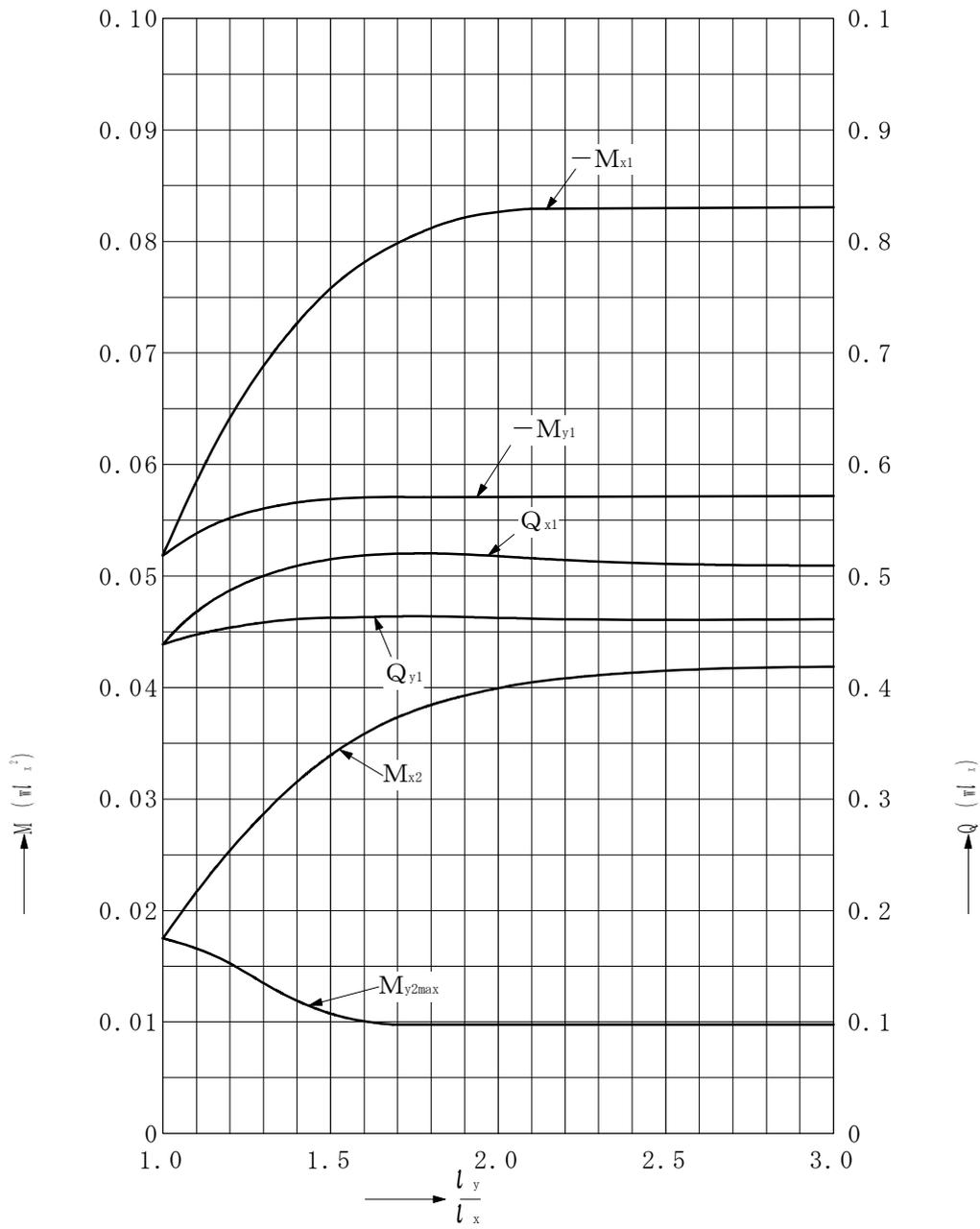
14.1 等変分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



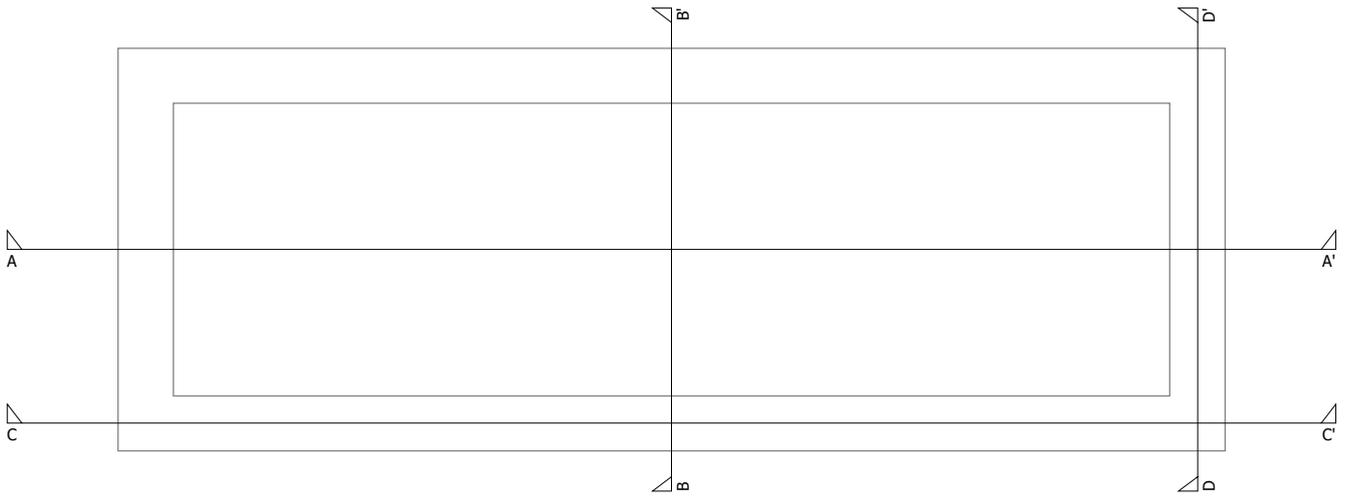
14.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



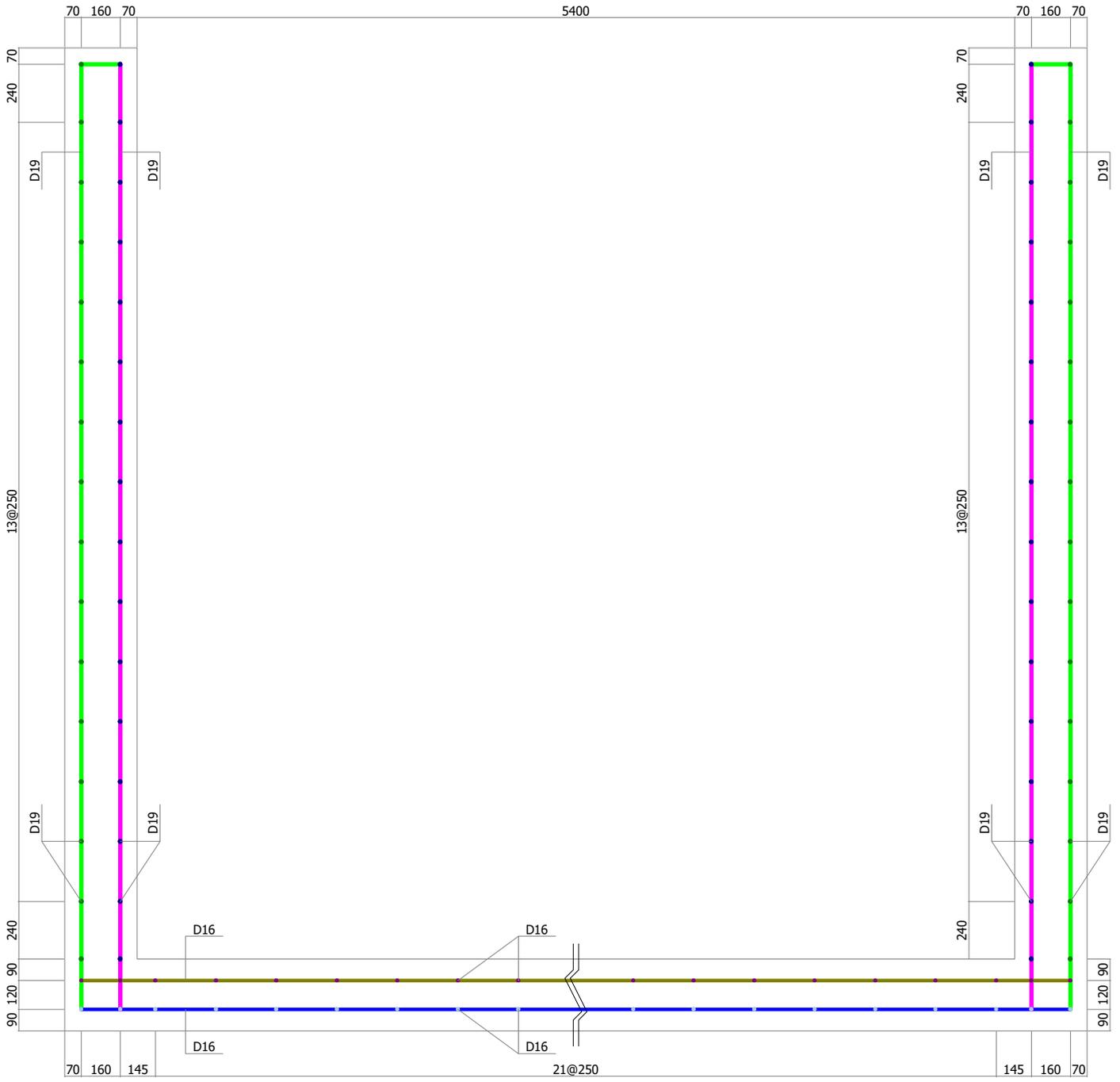
14.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図



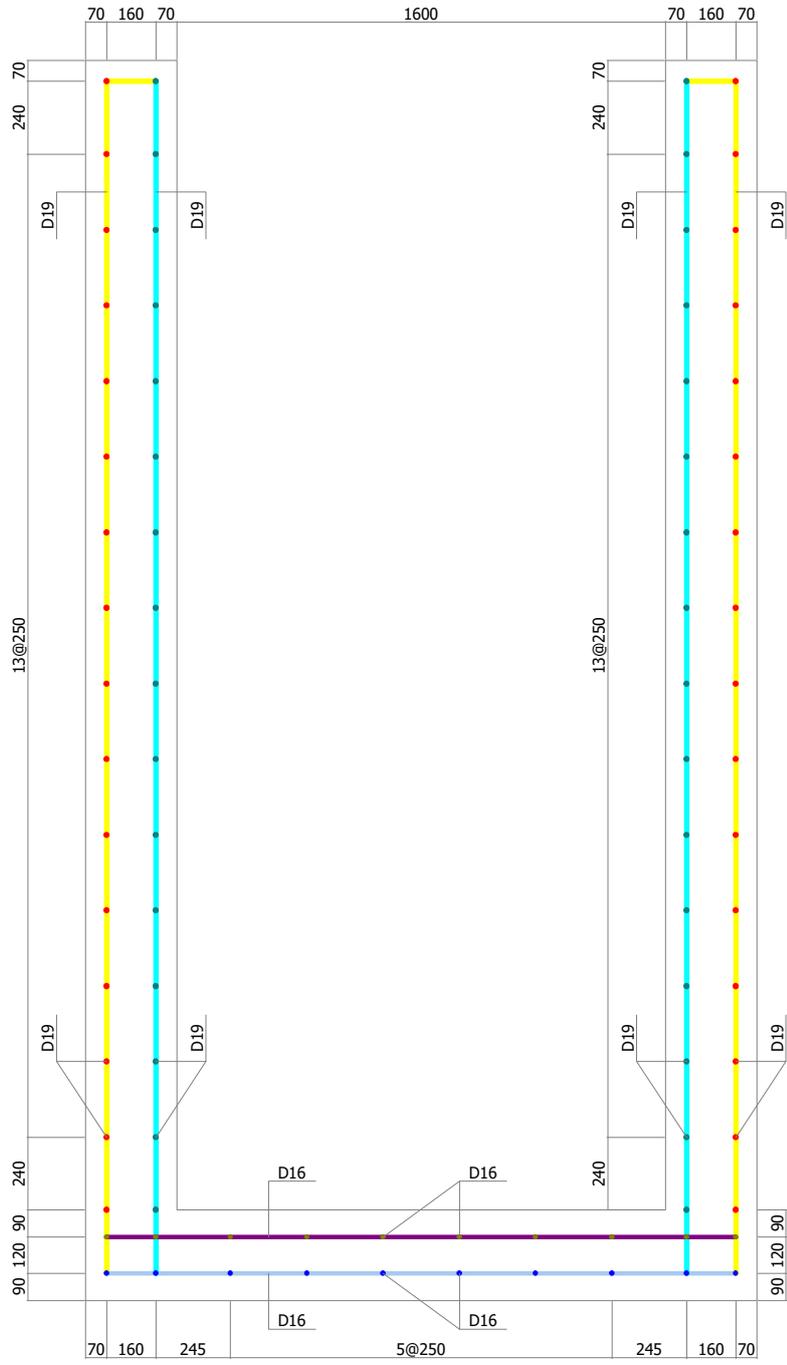
案 内 图



断面图 (A-A)

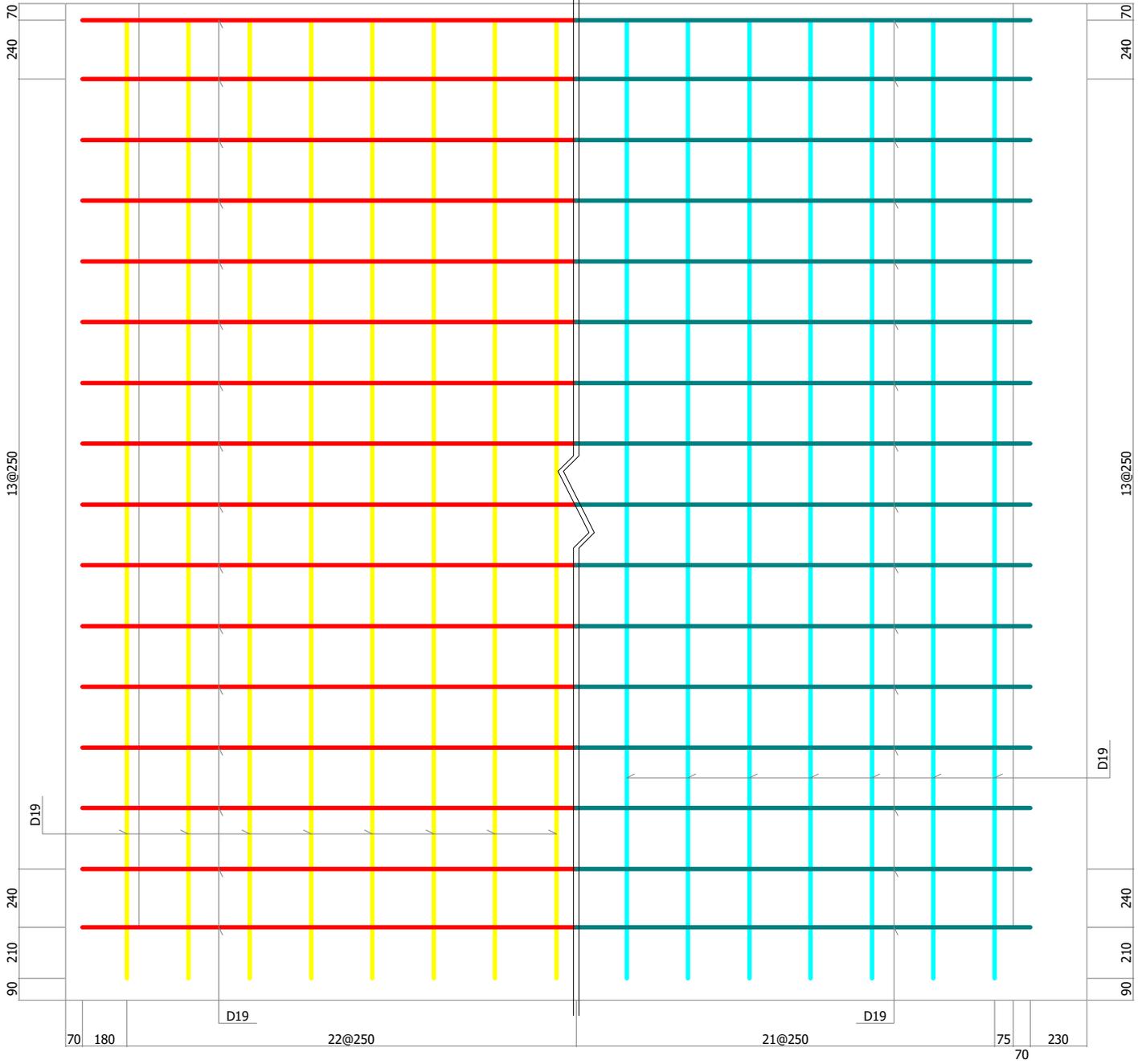


断面图 (B-B')



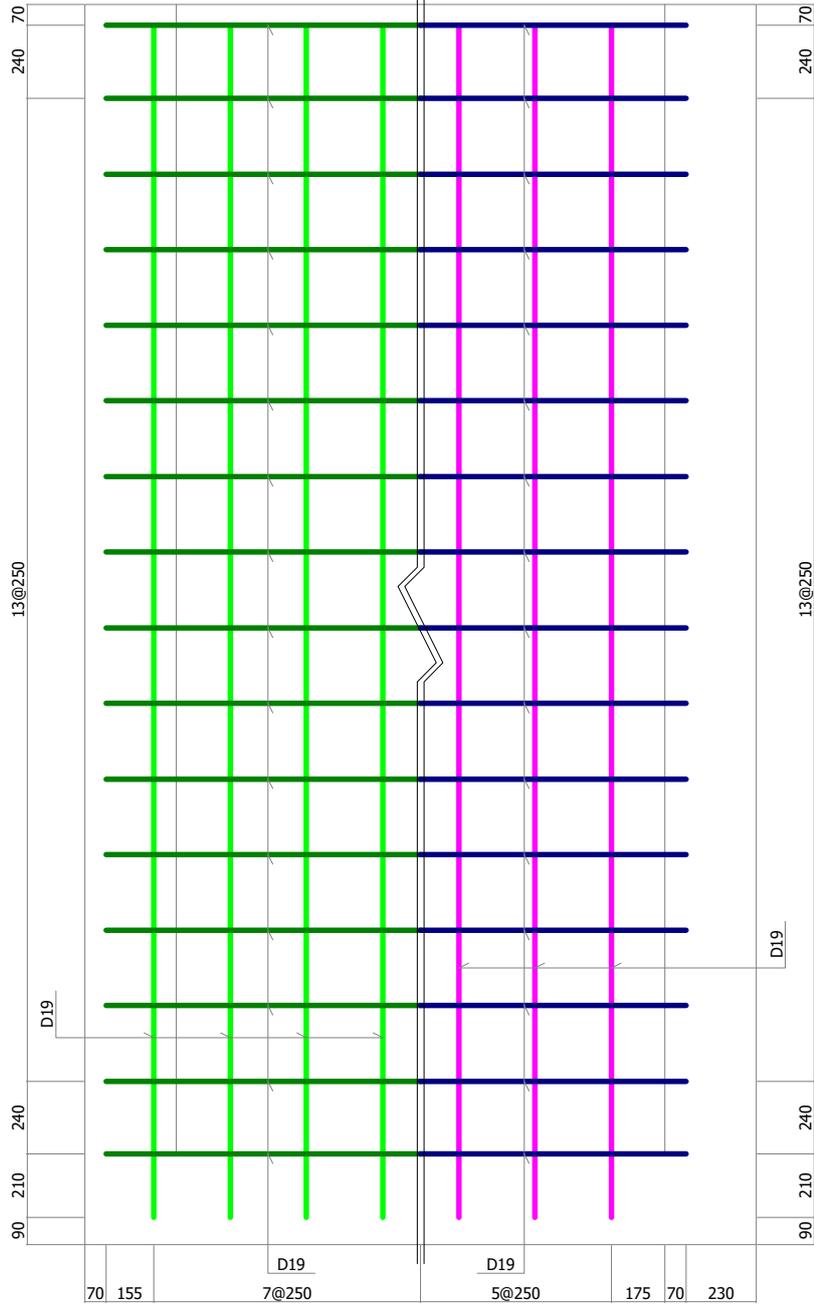
正 面 图

外 侧 内 侧



側 面 圖

外 側 内 側



底版图

外側 内側

