

集水枿構造計算システム

Ver5.0

<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

(側壁：水平応力解析法の場合)

(底版：四辺固定スラブ法解析)

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：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

1.1. 基本条件

- ・適用基準 : 適用基準無し (全項目ユーザー入力)
- ・構造種別 : 鉄筋コンクリート
- ・土圧算出公式 : 試行くさび法
- ・側壁解析方法 : 水平応力解析

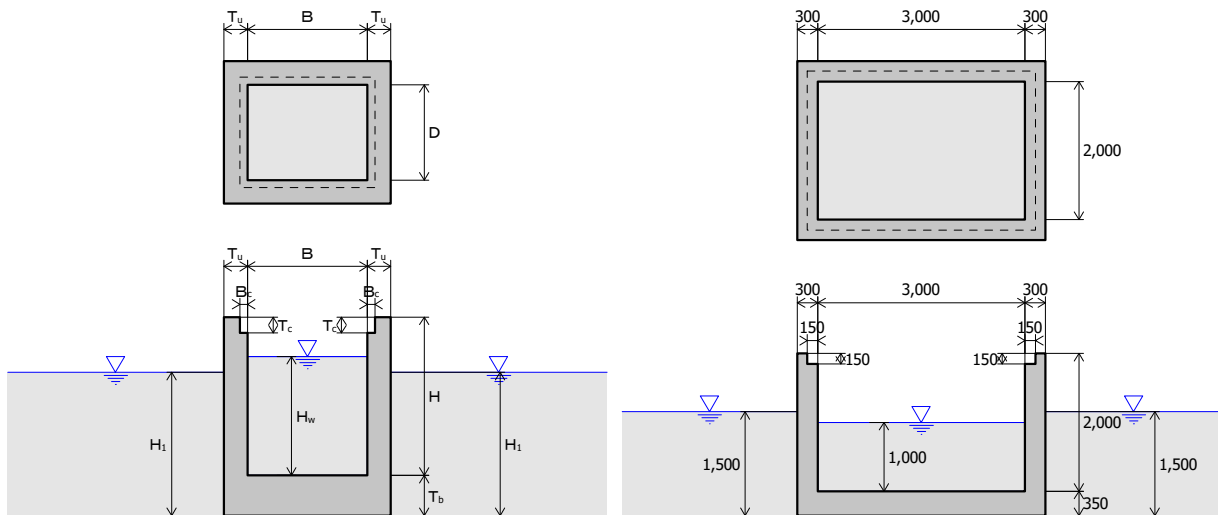
1.2 単位体積重量

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	
土砂 (湿潤)	γ_t	18.000	kN/m ³	
土砂 (水中)	γ_{ws}	10.000	kN/m ³	
水	γ_w	9.800	kN/m ³	

1.3 土質定数

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角	ϕ	25.000	°	せん断抵抗角
土の粘着力	c	—	kN/m ²	

1.4 躯体形状



上段：平面図／下段：断面図

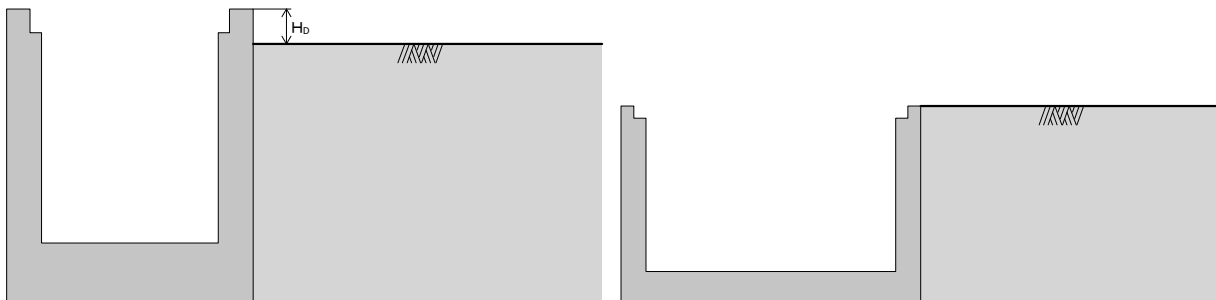
構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水桝の内空幅	B	3,000	mm	
集水桝の内空奥行き	D	2,000	mm	
集水桝の高さ(深さ)	H	2,000	mm	
側壁外側のコロビ幅	B ₁	—	mm	
側壁の上部壁厚	T _u	300	mm	
側壁の下部壁厚	T _d	300	mm	側壁は直壁とし上下同じ厚さとする。
底版の厚さ	T _b	350	mm	
内水位(水深)	H _w	1,000	mm	
地下水位	H ₁	1,500	mm	
蓋板の厚さ	T _c	150	mm	
蓋受け幅	B _c	150	mm	

開口部：D寸法面(左)	無し	矩形	○ 円形
-------------	----	----	------

項目	記号	値	単位	備考
中心からの離れ	X _{o1}	-500	mm	
底からの落差	Y _{o1}	1,000	mm	
開口部の高さ(直径)	H _{o1}	500	mm	
開口部の幅	W _{o1}	—	mm	矩形のみ
開口部：D寸法面(右)		無し	矩形	<input type="checkbox"/> 円形
項目	記号	値	単位	備考
中心からの離れ	X _{o2}	-500	mm	
底からの落差	Y _{o2}	500	mm	
開口部の高さ(直径)	H _{o2}	500	mm	
開口部の幅	W _{o2}	500	mm	矩形のみ

1.5 背面土形状



・背面土砂形状は、「フラット」に設定

項目	記号	値	単位	備考
側壁天端からの落差	H _b	0.000	m	

1.6 地震係数

構造物の耐震設計に用いる設計水平震度は、以下の式により算出する。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0}$$

ここに、

k_h : 設計水平震度 (小数点以下2桁に丸める)

c_z : 地域別補正係数

k_{h0} : 構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値

表1.6.1 地域別補正係数 (c_z)

地域区分	A地域	B地域	C地域
補正係数	1.00	0.85	0.70

表1.6.2 構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値

地盤種別	I種	II種	III種
k_{h0}	0.12	0.15	0.18

表1.6.3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	I種	II種	III種
地盤の特性値 T_g	$T_g < 0.2$	$0.2 \leq T_g < 0.6$	$0.6 \leq T_g$

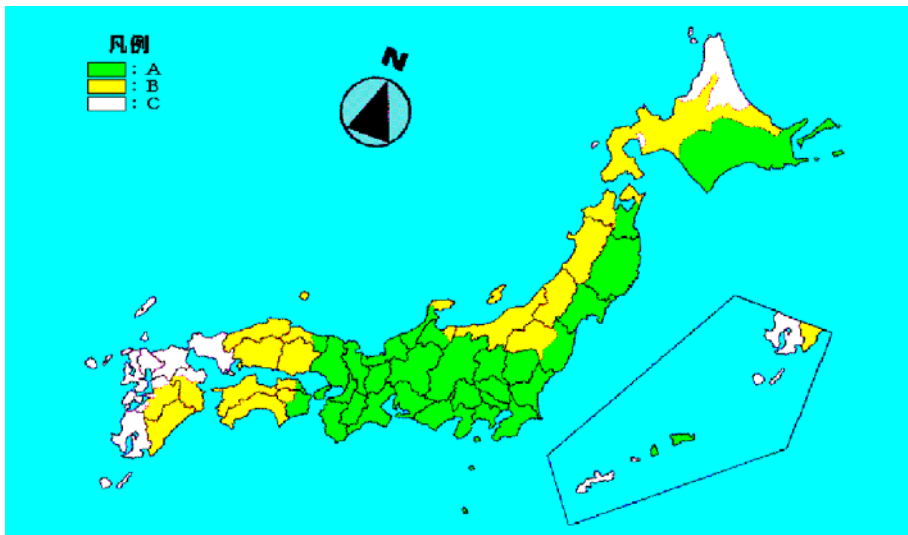


図1.6.1 地域別補正係数

地域別補正係数 (c_2) は、前図の地域区分により、表1.6.1の値を参考とする。

山形県内は、全てが「B地域」であるため表1.6.1より地域別補正係数 c_2 の値は0.85とする。

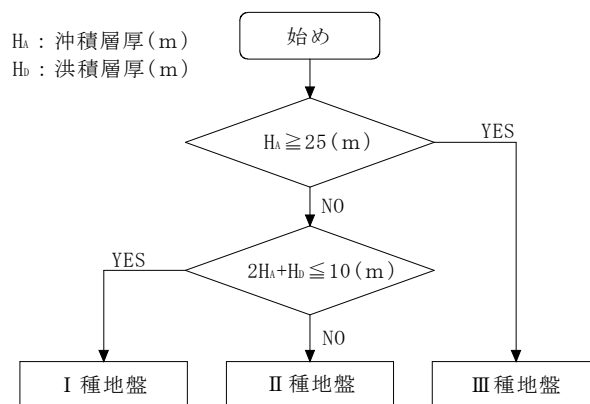
表1.6.2に示す耐震設計の地盤種別は、原則として下記の式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに表1.6.3により区分する。地表面が基礎面と一致する場合はI種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、

- T_G : 地盤の特性値 (s)
- H_i : i番目の地層の厚さ (m)
- V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
 粘性土層の場合 $V_{si} = 100 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)
 砂質土層の場合 $V_{si} = 80 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)
- N_i : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値
- i : 当該地盤が地表面から基礎面までn層に区分されるときの、地表面からi番目の地層の番号。基礎面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、若しくは、せん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

なお、 T_G を式にて求め難い場合（相当深くまでボーリング調査を行っても基礎面が現れない場合等）には、以下の図により地盤種別分類を行う。



当該地区において地盤種別は「I種地盤」とし設計水平震度の標準値 k_h の値は表1.6.2より0.12とする。

項目	記号	値	単位	備考
地域別補正係数	C_z	0.85		B地域
水平震度標準値	k_{h0}	0.12		I種地盤

設計水平震度 k_h は

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.85 \times 0.12 \\ = 0.10$$

項目	記号	値	単位	備考
設計水平震度	k_h	0.10		
設計鉛直震度	k_v	—		

1.7 土圧公式

- 側壁面又は仮想背面との摩擦角

側壁背面のコロビ「 n 」の算出

$$n = 0.000 \quad (\text{側壁背面が直のため})$$

安定計算時の内部摩擦角は $n < 0.100$ のため $\delta = 2/3 \phi$

部材計算時の壁面摩擦角は $\delta = 2/3 \phi$ とする。

また、地震時における壁面摩擦角は $\delta_E = 1/2 \phi$ とする。

- 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

$$\theta_0 = \tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\} \\ = \tan^{-1}\{0.100 / (1.0 - (-1000000000.000))\} \\ = 0.000$$

- 試行くさび法

主働土圧強度

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

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

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。主働土圧強度は、主働土圧を三角形の荷重と仮定して算出する。

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 (°)

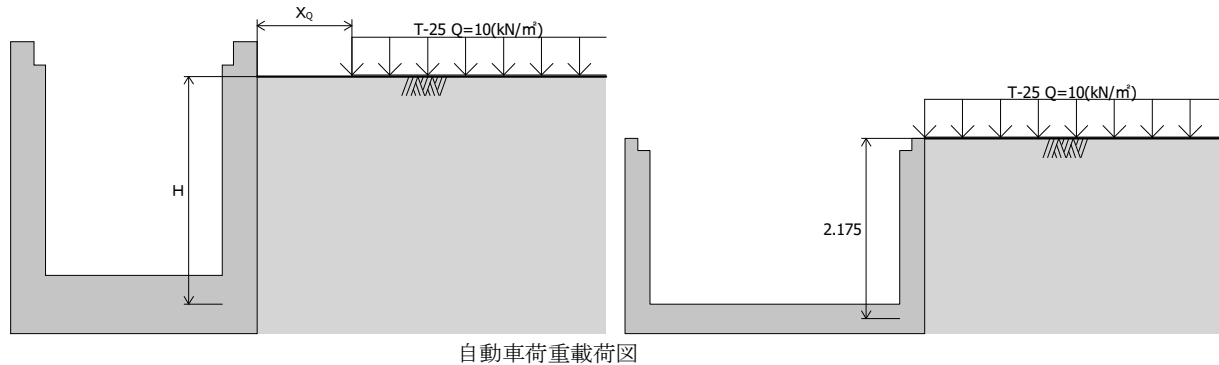
δ : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 (°)

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 自動車荷重



自動車荷重載荷図

自動車荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
法肩からの距離	X_q	0.000	m	
等分布荷重	Q	10.000	kN/m ²	T-25
荷重作用位置	X	0.000	m	X_q
荷重作用範囲	H	2.175	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_q	10.000	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

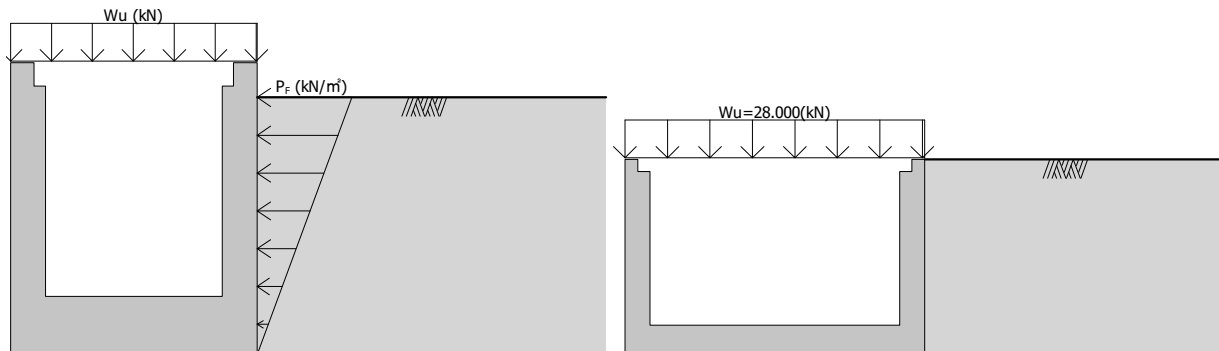
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.000 + 0.350 / 2 \\ &= 2.175 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_q &= Q \cdot I_w = 10.000 \times 1.000 \\ &= 10.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{0.000}{2.175}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[1 + \left(\frac{0.000}{2.175}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{0.000}{2.175}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{0.000}{2.175}\right) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

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

項目	記号	値	単位	備考
上面荷重	W_{U1}	28.000	kN	蓋板重量
凍上力	P_F	0.000	kN/m ²	

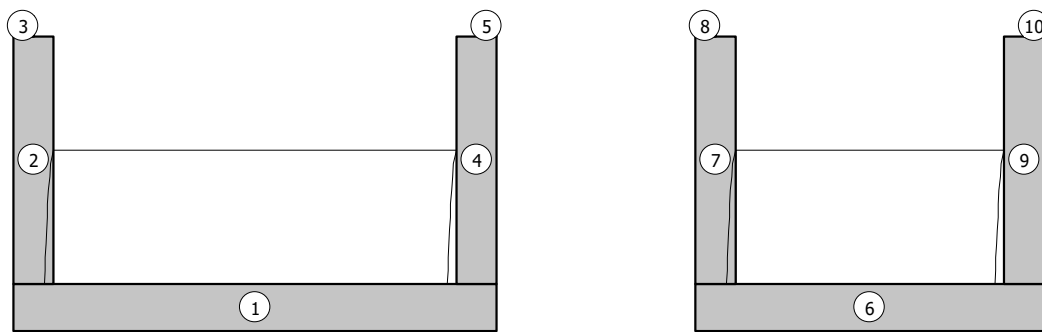
3 荷重算出

3.1 自重の算出(断面)

自重は断面を各ブロックに分けて算出し合算することにより断面重量を求める。

その際に、“B寸法面”での重量と“D寸法面”での重量を算出する。

また、設計水平震度を考慮し $H = k_h \cdot W$ として水平荷重を算出する。



B寸法面

D寸法面

自重算出図

B寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 ΔX (m)	鉛直 ΔY (m)	M_X (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_Y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
1	$24.500 \times 3.600 \times 0.350$	30.870	30.870	3.087	1.800	0.175	55.566000	0.540225
2	$24.500 \times 0.300 \times 1.850$	13.598	13.598	1.360	0.150	1.275	2.039700	1.734000
3	$24.500 \times 0.150 \times 0.150$	0.551	0.551	0.055	0.075	2.275	0.041325	0.125125
4	$24.500 \times 0.300 \times 1.850$	13.598	13.598	1.360	3.450	1.275	46.913100	1.734000
5	$24.500 \times 0.150 \times 0.150$	0.551	0.551	0.055	3.525	2.275	1.942275	0.125125
合 計		59.168	59.168	5.917			106.502400	4.258475

D寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 ΔX (m)	鉛直 ΔY (m)	M_X (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_Y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
6	$24.500 \times 2.600 \times 0.350$	22.295	22.295	2.230	1.300	0.175	28.983500	0.390250
7	$24.500 \times 0.300 \times 1.850$	13.598	13.598	1.360	0.150	1.275	2.039700	1.734000
8	$24.500 \times 0.150 \times 0.150$	0.551	0.551	0.055	0.075	2.275	0.041325	0.125125
9	$24.500 \times 0.300 \times 1.850$	13.598	13.598	1.360	2.450	1.275	33.315100	1.734000
10	$24.500 \times 0.150 \times 0.150$	0.551	0.551	0.055	2.525	2.275	1.391275	0.125125
合 計		50.593	50.593	5.060			65.770900	4.108500

3.2 自重の算出(全重)

側壁部の体積は側壁外側の体積から内空部の体積を控除することにより求める。

側壁の外側や内側に傾斜がある場合、傾斜部の体積は次式のオベリスク（方光体）の公式を用いる。

$$V = \frac{H}{6} \{ B_t \cdot D_t + (B_t + B_b)(D_t + D_b) + B_b \cdot D_b \}$$

- ここに、 V : 体積
H : 高さ（側壁高さ）
 B_t : 上幅（側壁天端B面[外側・内空]）
 D_t : 上奥行（側壁天端D面[外側・内空]）
 B_b : 下幅（側壁下端B面[外側・内空]）
 D_b : 下奥行（側壁下端D面[外側・内空]）

・ 上幅（上奥行）

$$B_{to} = B + 2T_u = 3.000 + 2 \times 0.300 = 3.600 \text{ (m)}$$

$$D_{to} = D + 2T_u = 2.000 + 2 \times 0.300 = 2.600 \text{ (m)}$$

$$B_{ti} = B = 3.000 \text{ (m)}$$

$$D_{ti} = D = 2.000 \text{ (m)}$$

・下幅（下奥行）

$$B_{bo}=B_{to}= 3.600 \text{ (m)}$$

$$D_{bo}=D_{to}= 2.600 \text{ (m)}$$

$$B_{bi}=B_{ti}= 3.000 \text{ (m)}$$

$$D_{bi}=D_{ti}= 2.000 \text{ (m)}$$

・側壁外側体積

$$V_o=2.000 \times 3.600 \times 2.600= 18.720 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁内空体積

$$V_i=2.000 \times 3.000 \times 2.000= 12.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁体積

$$V_1=18.720-12.000= 6.720 \text{ (m}^3\text{)}$$

・底版体積

$$V_b=3.600 \times 2.600 \times 0.350= 3.276 \text{ (m}^3\text{)}$$

・蓋受け部

$$A_c=2B_c(B_{ti}+D_{ti}+2B_c)=2 \times 0.150 \times (3.000+2.000+2 \times 0.150)= 1.590 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_c=A_c \cdot T_c=1.590 \times 0.150= 0.239 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁体積(蓋受け控除後)

$$V_1=6.720-0.239= 6.481 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁自重

$$W_1=\gamma_{rc} \cdot V_1=24.500 \times 6.481= 158.785 \text{ (kN)}$$

・底版自重

$$W_2=\gamma_{rc} \cdot V_b=24.500 \times 3.276= 80.262 \text{ (kN)}$$

・躯体自重

$$W_a=W_1+W_2=158.785+80.262= 239.047 \text{ (kN)}$$

3.3 開口部

・D寸法面(左)

$$A_{o1}=\pi \frac{H_{o1}^2}{4}=\pi \times \frac{0.500^2}{4}= 0.196 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o1}=A_{o1} \cdot T_u=0.196 \times 0.300= 0.059 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o1}=V_{o1} \cdot \gamma_{rc}=0.059 \times 24.500= 1.446 \text{ (kN)}$$

ここに、 W_o : 開口部控除重量 (kN)

V_o : 開口部体積 (m³)

A_o : 開口部面積 (m²)

・D寸法面(右)

$$A_{o2}=\pi \frac{H_{o2}^2}{4}=\pi \times \frac{0.500^2}{4}= 0.196 \text{ (m}^2\text{)}$$

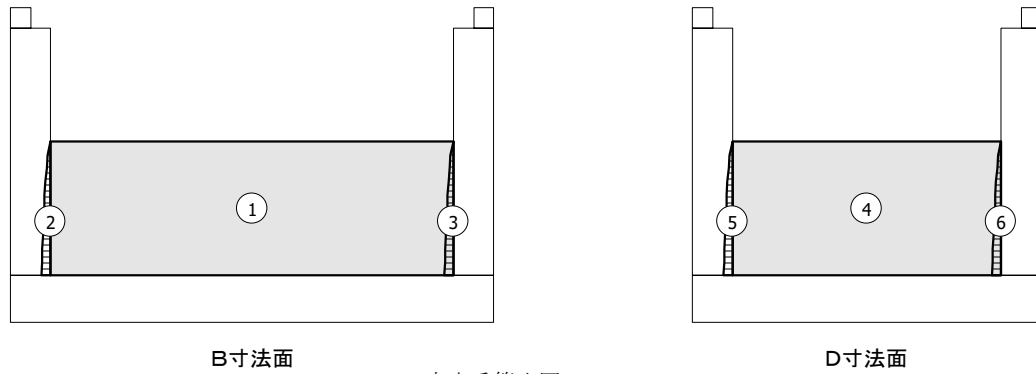
$$V_{o2}=A_{o2} \cdot T_u=0.196 \times 0.300= 0.059 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o2}=V_{o2} \cdot \gamma_{rc}=0.059 \times 24.500= 1.446 \text{ (kN)}$$

開口部控除集計

No	壁面	形状	面積 A_o (m ²)	壁厚 T_u (m)	体積 V_o (m ³)	重量 W_o (kN)
1	D寸法面(左)	円形	0.196	0.300	0.059	1.446
2	D寸法面(右)	円形	0.196	0.300	0.059	1.446
合計						2.892

3.4 内水重の算出(断面)



B寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 ΔX (m)	鉛直 ΔY (m)	M_X (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_Y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
1	$9.800 \times 3.000 \times 1.000$	29.400	29.400	0.000	1.800	0.850	52.920000	0.000000
2	$7/12 \times 0.100 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.572	0.000	0.572	0.300	0.750	0.000000	0.429000
3	$7/12 \times 0.100 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.572	0.000	0.572	3.300	0.750	0.000000	0.429000
合 計		30.544	29.400	1.144			52.920000	0.858000

D寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 ΔX (m)	鉛直 ΔY (m)	M_X (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_Y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
4	$9.800 \times 2.000 \times 1.000$	19.600	19.600	0.000	1.300	0.850	25.480000	0.000000
5	$7/12 \times 0.100 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.572	0.000	0.572	0.300	0.750	0.000000	0.429000
6	$7/12 \times 0.100 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.572	0.000	0.572	2.300	0.750	0.000000	0.429000
合 計		20.744	19.600	1.144			25.480000	0.858000

3.5 内水重の算出(全重)

側壁の内側に傾斜がある場合、オベリスク（方光体）の公式を用いる。

- ・ 水面幅（奥行）

$$B_{tw} = B_{bi} = 3.000 \text{ (m)}$$

$$D_{tw} = D_{bi} = 2.000 \text{ (m)}$$

- ・ 内水体積

$$V_w = 1.000 \times 3.000 \times 2.000 = 6.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 内水重

$$W_w = \gamma_w \cdot V_w = 9.800 \times 6.000 = 58.800 \text{ (kN)}$$

4 安定計算

4.1 断面計算

安定計算では正面(B面)側と側面(D面)側のそれぞれを計算し許容値内に収まることを確認する。各面の自重と底版幅、また内水断面積を以下にまとめる。

項目	記号	単位	B面	D面	備考
躯体自重	W_a	kN/m^2	59.168	50.593	「3.1」にて算出
内水重	W_w	kN/m^2	29.400	19.600	「3.4」にて算出
作用幅	L	m	3.600	2.600	B_{bo} 、 D_{bo}
頂版幅	L_T	m	3.600	2.600	B_{to} 、 D_{to} (上面荷重分布幅)

4.2 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。

$$P_F = \gamma_w \cdot H_1 \cdot L$$

ここに、 P_F : 浮力 (kN/m)
 H_1 : 柵底版底面から外水位までの高さ (m)
 L : 作用幅[柵底版幅] (m)

B面

$$P_{FB} = \gamma_w \cdot H_1 \cdot L_{BB} = 9.800 \times 1.500 \times 3.600 \\ = 52.920 \text{ (kN/m)}$$

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{TB}	59.168	kN/m	「3.1」にて算出
内水重	W_{wB}	29.400	kN/m	「3.4」にて算出
合計	P_{a11}	88.568	kN/m	
浮力	P_{FB}	52.920	kN/m	

$$P_{A11} / P_{FB} \geq F_s \\ 88.568 / 52.920 \geq 1.200 \\ 1.674 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

D面

$$P_{FD} = \gamma_w \cdot H_1 \cdot L_{DB} = 9.800 \times 1.500 \times 2.600 \\ = 38.220 \text{ (kN/m)}$$

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_{TD}	50.593	kN/m	「3.1」にて算出
内水重	W_{wD}	19.600	kN/m	「3.4」にて算出
合計	P_{a11}	70.193	kN/m	
浮力	P_{FD}	38.220	kN/m	

$$P_{A11} / P_{FD} \geq F_s \\ 70.193 / 38.220 \geq 1.200 \\ 1.837 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

4.3 許容支持力の計算

コンクリート擁壁水路のように浅い基礎に対する地盤の支持力に関する算定方法は、各種提案されているが、この計算書ではテルツァギー(Terzaghi)の修正支持力公式を用いて検討する。

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u$$

- ここに、
 q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 n : 安全率 (常時は $n=3$ 、地震時は $n=1.5$)
 q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 C_1 : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ部分の土の平均単位重量 (kN/m³)
 α 、 β : 基礎の形状係数
 N_c 、 N_r 、 N_q : 支持力係数、内部摩擦角 ϕ の関数
 D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)
 i_c 、 i_r 、 i_q : 荷重傾斜に対する補正係数
 B_e : 基礎荷重面の有効幅、荷重の偏心が無い場合は短辺幅 (m)

- 最低地盤面からの根入深さ

$$D_f = H + T_B - H_d = 2.000 + 0.350 - 0.000 = 2.350 \text{ (m)}$$

- 基礎荷重面下の単位体積重量

$$\gamma_1 = \gamma_t = 18.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

- 基礎荷重面より上の単位体積重量

$$\gamma_2 = \gamma_t = 18.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

- 基礎の形状係数

基礎の形状係数は底版形状が長方形(正方形)で次式により算出。

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \frac{B}{L} \quad , \quad \beta = 0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$$

B : 長方形の短辺長さ L : 長方形の長辺長さ

$$B = D_{bo} = 2.600 \text{ (m)} \quad , \quad L = B_{bo} = 3.600 \text{ (m)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \times \frac{2.600}{3.600} = 1.144$$

$$\beta = 0.5 - 0.2 \times \frac{2.600}{3.600} = 0.356$$

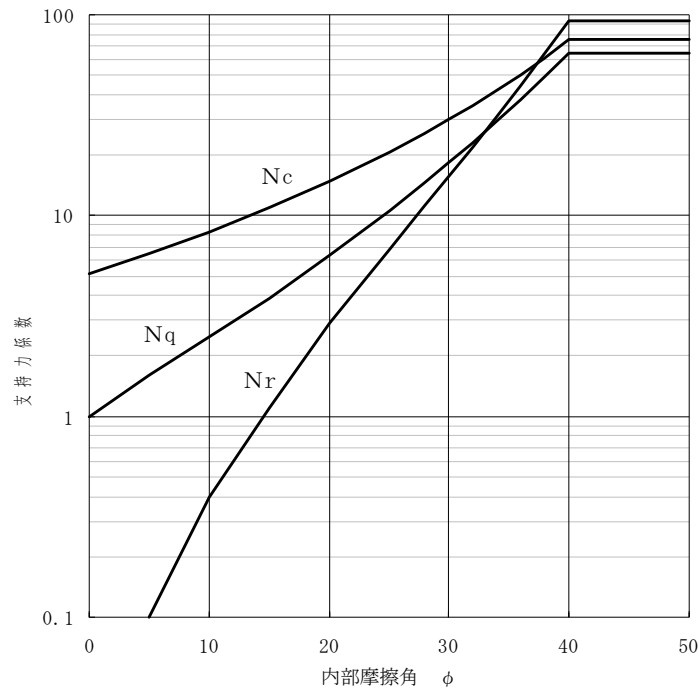
- 支持力係数

支持力係数 N_c 、 N_r 、 N_q は、土の内部摩擦角 ϕ の値を用いて次の図より求める。

ϕ : 土の内部摩擦角 = 25.000 (°)

支持力係数は以下の通りとする。

$$N_c = 20.7 \quad , \quad N_r = 6.8 \quad , \quad N_q = 10.7$$



・荷重傾斜に対する補正係数

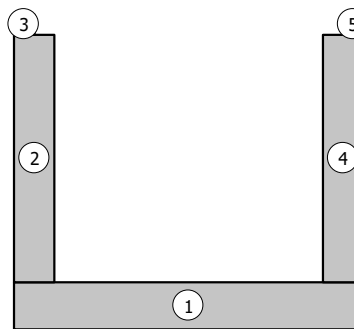
常時においては基礎底面に水平力が生じていないため、荷重傾斜に対する補正係数は考慮しない。

$$i_c = i_q = i_r = 1.000$$

地震時においては以下の集計表により基礎底面に生じる水平力を算出し、荷重傾斜に対する補正係数を算出する。

その際の基礎底面幅は長方形の短辺長さとして算出する。

荷重算出図



B

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 ΔX (m)	鉛直 ΔY (m)	M_x (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
1	$24.500 \times 2.600 \times 0.350$	22.295	22.295	2.230	1.300	0.175	28.983500	0.390250
2	$24.500 \times 0.300 \times 1.850$	13.598	13.598	1.360	0.150	1.275	2.039700	1.734000
3	$24.500 \times 0.150 \times 0.150$	0.551	0.551	0.055	0.075	2.275	0.041325	0.125125
4	$24.500 \times 0.300 \times 1.850$	13.598	13.598	1.360	2.450	1.275	33.315100	1.734000
5	$24.500 \times 0.150 \times 0.150$	0.551	0.551	0.055	2.525	2.275	1.391275	0.125125
合 計		50.593	50.593	5.060			65.770900	4.108500

集計表より鉛直荷重 $V = 50.593$ (kN)

集計表より水平荷重 $H = 5.060$ (kN)

基礎底面の摩擦係数 $\mu = 0.460$

$$\frac{5.060}{50.593} = 0.100 \leq 0.460 \text{ であるため。 } \theta = \tan^{-1} \frac{H}{V} = \tan^{-1} 0.100 = 5.711^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{5.711}{90}\right)^2 = 0.877$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{5.711}{25.000}\right)^2 = 0.595$$

・有効載荷幅

荷重が基礎底面の図心から偏心しているため基礎幅を低減した有効載荷幅を用いて許容支持力を算出する。

$$\text{偏心距離 } e = \frac{B}{2} \cdot \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{2.600}{2} \cdot \frac{65.771 - 4.109}{50.593} = 0.081 \text{ (m)}$$

$$\text{有効載荷幅 } B_e = B - 2e = 2.600 - 2 \times 0.081 = 2.438 \text{ (m)}$$

・基礎の寸法による補正係数

基礎の寸法効果は考慮しない。 $\eta = 1.0$ とする。

・常時地震時共通

項目	記号	値	単位	備考
最低地盤面からの根入深さ	D_f	2.350	m	
地盤の粘着力	C_1	0.000	kN/m ²	
土の内部摩擦角	ϕ_1	25.000	°	
基礎荷重面下の単位体積重量	γ_1	18.000	kN/m ³	
”より上の単位体積重量	γ_2	18.000	kN/m ³	
基礎の形状係数	α	1.144		
基礎の形状係数	β	0.356		
支持力係数	N_c	20.7		
支持力係数	N_r	6.8		
支持力係数	N_q	10.7		

・常時

項目	記号	値	単位	備考
荷重傾斜に対する補正係数	i_c	1.000		
荷重傾斜に対する補正係数	i_r	1.000		
荷重傾斜に対する補正係数	i_q	1.000		
基礎荷重面の短辺幅	B_e	2.600	m	B
基礎の寸法による補正係数	η	1.000		
地盤の許容支持力度	q_a	188.634	kN/m ²	

・常時許容支持力度

$$i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c = 1.000 \times 1.144 \times 0.000 \times 20.7 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r = 1.000 \times 0.356 \times 18.000 \times 2.600 \times 1.000 \times 6.8 = 113.293 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1.000 \times 18.000 \times 2.350 \times 10.7 = 452.610 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_u = 0.000 + 113.293 + 452.610 = 565.903 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_a = \frac{1}{3.0} q_u = \frac{1}{3.0} \times 565.903 = 188.634 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・地震時

項目	記号	値	単位	備考
荷重傾斜に対する補正係数	i_c	0.877		
荷重傾斜に対する補正係数	i_r	0.595		
荷重傾斜に対する補正係数	i_q	0.877		
基礎荷重面の有効幅	B_e	2.438	m	
基礎の寸法による補正係数	η	1.000		
地盤の許容支持力度	q_{Ea}	306.765	kN/m ²	

・地震時許容支持力度

$$i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c = 0.877 \times 1.144 \times 0.000 \times 20.7 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r = 0.595 \times 0.356 \times 18.000 \times 2.438 \times 1.000 \times 6.8 = 63.209 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 0.877 \times 18.000 \times 2.350 \times 10.7 = 396.939 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{Eu} = 0.000 + 63.209 + 396.939 = 460.148 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{Ea} = \frac{1}{1.5} q_{Eu} = \frac{1}{1.5} \times 460.148 = 306.765 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.4 地盤支持力に対する検討（常時）

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

B面

番号	項目	記号	荷重		モーメント		備考
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	M_x (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	W_{aB}	59.168	0.000	106.502400	0.000000	「3.1」合計より
合計			59.168	0.000	106.502400	0.000000	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	P_{a11}	59.168	kN/m	
許容支持力度	q_a	188.634	kN/m ²	「4.3」にて算出

$$q_{\max} = \frac{P_{a11}}{L_B} \leq q_a$$

$$\frac{59.168}{3.600} \leq 188.634 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$16.436 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 188.634 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

D面

番号	項目	記号	荷重		モーメント		備考
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	M_x (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	W_{aD}	50.593	0.000	65.770900	0.000000	「3.1」合計より
合計			50.593	0.000	65.770900	0.000000	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	P_{a11}	50.593	kN/m	
許容支持力度	q_a	188.634	kN/m ²	「4.3」にて算出

$$q_{\max} = \frac{P_{a11}}{L_D} \leq q_a$$

$$\frac{50.593}{2.600} \leq 188.634 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$19.459 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 188.634 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

4.5 地盤支持力に対する検討（地震時）

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

B面

番号	項目	記号	荷重		モーメント		備考
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	M_x (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	W_{aB}	59.168	5.917	106.502400	4.258475	「3.1」合計より
合計			59.168	5.917	106.502400	4.258475	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	P_{a11}	59.168	kN/m	
許容支持力度	q_{Ea}	306.765	kN/m ²	「4.3」にて算出

$$e = \frac{B}{2} \frac{M_x - M_y}{P_{a11}} = \frac{3.600}{2} \frac{106.502 - 4.258}{59.168} = 0.072 \text{ (m)}$$

$$q_{\max} = \frac{P_{a11}}{L_B} \left(1 + \frac{6|e|}{L_B} \right) \leq q_{Ea}$$

$$\frac{59.168}{3.600} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.072}{3.600} \right) \leq 306.765 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$18.408 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 306.765 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

D面

番号	項目	記号	荷重		モーメント		備考
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	M_x (kN・m) $\Delta X \cdot V$	M_y (kN・m) $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	W_{ad}	50.593	5.060	65.770900	4.108500	「3.1」合計より
合計			50.593	5.060	65.770900	4.108500	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	P_{all}	50.593	kN/m	
許容支持力度	q_{Ea}	306.765	kN/m ²	「4.3」にて算出

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_x - M_y}{P_{all}} = \frac{2.600}{2} - \frac{65.771 - 4.109}{50.593} = 0.081 \text{ (m)}$$

$$q_{max} = \frac{P_{all}}{L_D} \left(1 + \frac{6|e|}{L_D} \right) \leq q_{Ea}$$

$$\frac{50.593}{2.600} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.081}{2.600} \right) \leq 306.765 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$23.096 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 306.765 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

5 部材断面の検討

5.1 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
		ケース1	ケース2	
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	○		
	地震時慣性力			
	その他荷重(kN/m ²)	——	——	
底板	自重	○	○	
	上面荷重			
	土圧の鉛直成分	○	○	
計算タイプ		常時	常時	
上面荷重	蓋板重量			
	採用値計	0.000	0.000	

5.2 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	底板下から	
底板中心	2,175	175	
側壁付根	2,000	350	
部材内側からh/2の位置を照査断面とする。			

6 主働土圧強度計算（側壁）

6.1 側壁に作用する上載荷重

項 目	値 (kN/m ²)	ケース 1		ケース 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	10.000		—		—
群集荷重	—		—		—
雪荷重	—		—		—
その他荷重	—		—		—
合 計			0.000		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。

6.2 土圧による等変分布荷重（ケース 1）

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	1.373	0.944	1.972	34.154	0.423/0.989	14.608
52.000	1.278	0.879	1.836	31.794	0.454/0.984	14.669
53.190	1.225	0.842	1.759	30.470	0.472/0.980	14.675
53.200	1.224	0.842	1.758	30.452	0.473/0.980	14.698
53.210	1.224	0.841	1.757	30.442	0.473/0.980	14.693
54.000	1.189	0.817	1.707	29.572	0.485/0.977	14.680
56.000	1.104	0.759	1.585	27.462	0.515/0.969	14.595
58.000	1.022	0.703	1.468	25.426	0.545/0.960	14.435
60.000	0.945	0.650	1.357	23.510	0.574/0.949	14.220

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。

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

$$P_A = K \cdot W$$

$$P_a = 2 P_A \frac{h}{H^2}$$

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

$$K = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta)}$$

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

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)

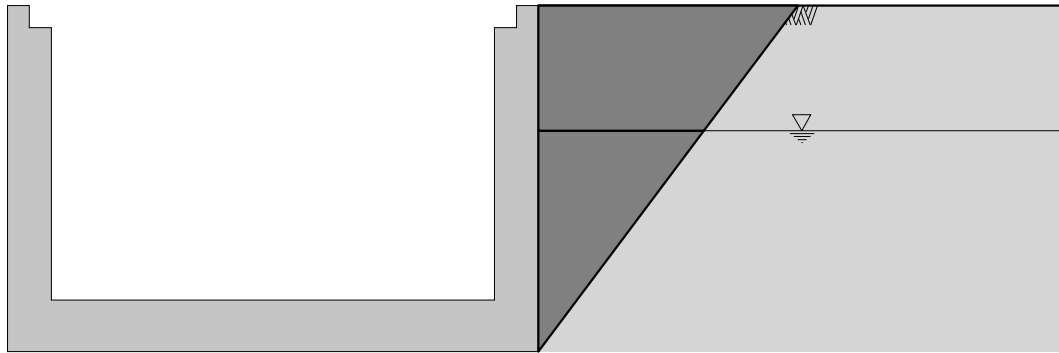
P_{ah} : 荷重強度の水平成分 (kN/m²)

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、 $53.200(^{\circ})$ となり、主働土圧は 14.698 (kN/m)となる。
 その際の荷重強度を次に示す。

・ 底版中心

$$P_a = 2P_A \frac{h-H_D}{H^2} = 2 \times 14.698 \times \frac{2.175-0.000}{2.350^2} = 11.577 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{ah} = P_a \cos \delta = 11.577 \times \cos 16.667 = 11.091$$

・ 側壁付根

$$P_a = 2P_A \frac{h-H_D}{H^2} = 2 \times 14.698 \times \frac{2.000-0.000}{2.350^2} = 10.646 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{ah} = P_a \cos \delta = 10.646 \times \cos 16.667 = 10.199$$

次に、試行くさび法における「ケース1」の土圧を表にまとめる。

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.175	2.000	天端からの距離
主働土圧	P_A	kN/m	14.698	14.698	
土圧強度	P_a	kN/m ²	11.577	10.646	
土圧強度の水平成分	P_{ah}	kN/m ²	11.091	10.199	

6.3 水圧による等変分布荷重(ケース1)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.175	2.000	
外水位	H_{wo}	m	1.325	1.150	
内水位	H_{wi}	m	1.000	1.000	
外水圧	P_{wo}	kN/m ²	12.985	11.270	
内水圧	P_{wi}	kN/m ²	-9.800	-9.800	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

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo}$$

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi}$$

・ 底版中心

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.325 = 12.985$$

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 1.000 = 9.800$$

・ 側壁付根

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.150 = 11.270$$

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 1.000 = 9.800$$

6.4 土圧による等変分布荷重(ケース2)

底板下部 基準

ω (°)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	L (m)	W (kN/m)	K	P_A (kN/m)
50.000	1.373	0.944	1.972	34.154	0.423/0.989	14.608
52.000	1.278	0.879	1.836	31.794	0.454/0.984	14.669
53.190	1.225	0.842	1.759	30.470	0.472/0.980	14.675
53.200	1.224	0.842	1.758	30.452	0.473/0.980	14.698
53.210	1.224	0.841	1.757	30.442	0.473/0.980	14.693
54.000	1.189	0.817	1.707	29.572	0.485/0.977	14.680
56.000	1.104	0.759	1.585	27.462	0.515/0.969	14.595
58.000	1.022	0.703	1.468	25.426	0.545/0.960	14.435
60.000	0.945	0.650	1.357	23.510	0.574/0.949	14.220

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。

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

$$P_A = K \cdot W$$

$$P_a = 2 P_A \frac{h}{H^2}$$

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

$$K = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta)}$$

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

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)

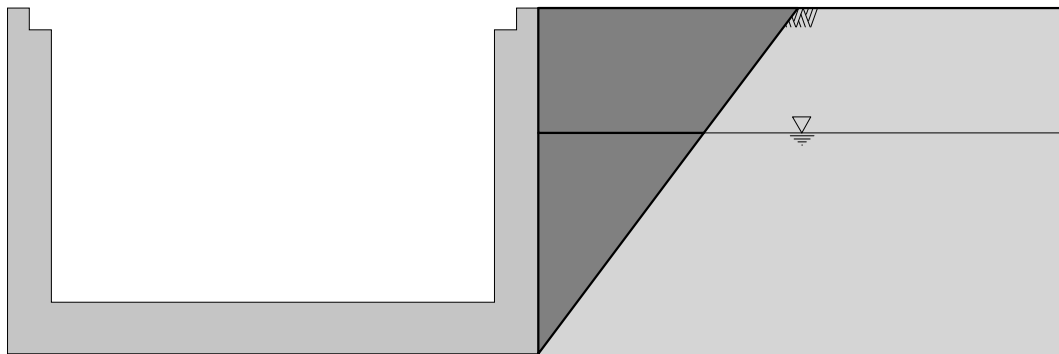
P_{ah} : 荷重強度の水平成分 (kN/m²)

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、 $53.200(^{\circ})$ となり、主働土圧は 14.698 (kN/m)となる。
その際の荷重強度を次に示す。

・ 底版中心

$$P_a = 2P_A \frac{h-H_D}{H^2} = 2 \times 14.698 \times \frac{2.175-0.000}{2.350^2} = 11.577 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{ah} = P_a \cos \delta = 11.577 \times \cos 16.667 = 11.091$$

・ 側壁付根

$$P_a = 2P_A \frac{h-H_D}{H^2} = 2 \times 14.698 \times \frac{2.000-0.000}{2.350^2} = 10.646 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{ah} = P_a \cos \delta = 10.646 \times \cos 16.667 = 10.199$$

次に、試行くさび法における「ケース2」の土圧を表にまとめる。

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.175	2.000	天端からの距離
主働土圧	P_A	kN/m	14.698	14.698	
土圧強度	P_a	kN/m ²	11.577	10.646	
土圧強度の水平成分	P_{ah}	kN/m ²	11.091	10.199	

6.5 水圧による等変分布荷重(ケース2)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	2.175	2.000	
外水位	H_{wo}	m	1.325	1.150	
内水位	H_{wi}	m	0.000	0.000	内水位を考慮しない
外水圧	P_{wo}	kN/m ²	12.985	11.270	
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。

・ 水圧の計算

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo}$$

・ 底版中心

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.325 = 12.985$$

・ 側壁付根

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot H_{wo} = 9.800 \times 1.150 = 11.270$$

6.6 主働土圧集計表

項目	記号	単位	ケース1	ケース2	備考	
底版中心	土圧	P_{ah}	kN/m ²	11.091	11.091	
	外水圧	P_{wo}	kN/m ²	12.985	12.985	
	内水圧	P_{wi}	kN/m ²	-9.800	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	0.000	0.000	
	等変分布計		kN/m ²	14.276	24.076	
	等分布計		kN/m ²	0.000	0.000	
	合計		kN/m ²	14.276	24.076	
側壁付根	土圧	P_{ah}	kN/m ²	10.199	10.199	
	外水圧	P_{wo}	kN/m ²	11.270	11.270	
	内水圧	P_{wi}	kN/m ²	-9.800	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	0.000	0.000	
	等変分布計		kN/m ²	11.669	21.469	
	等分布計		kN/m ²	0.000	0.000	
	合計		kN/m ²	11.669	21.469	

7 底版反力の計算

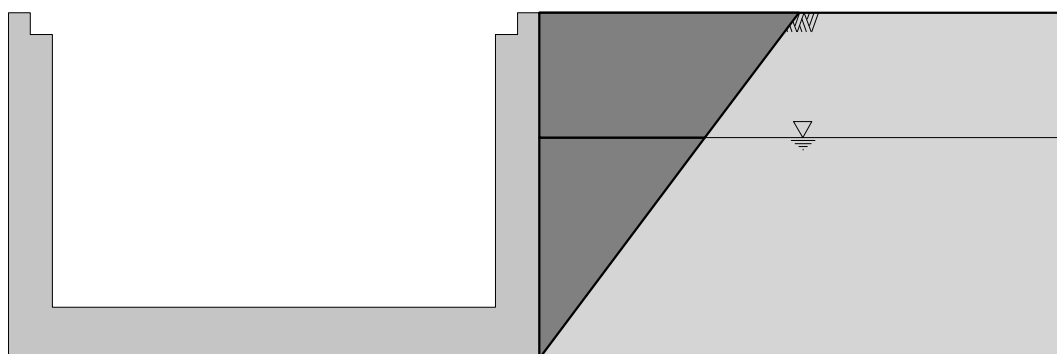
7.1 側壁自重の計算

項目	記号	値	単位	備考
側壁重量	W_1	158.785	kN	「3.2」にて算出
底版重量	W_2	80.262	kN	「3.2」にて算出
底版軸間距離	B_c	3.300	m	幅方向
底版軸間距離	D_c	2.300	m	奥行方向

7.2 土圧鉛直成分の計算

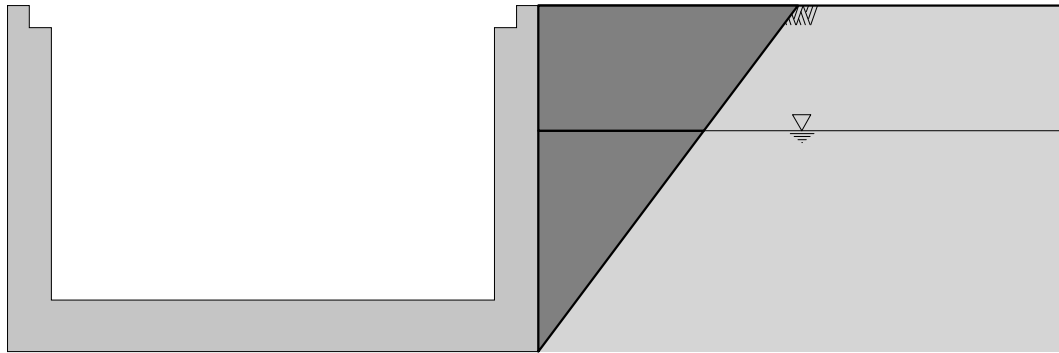
ケース1 (常時)

ω (°)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	L (m)	W (kN/m)	K	P_A (kN/m)
50.000	1.373	0.944	1.972	34.154	0.423/0.989	14.608
52.000	1.278	0.879	1.836	31.794	0.454/0.984	14.669
53.190	1.225	0.842	1.759	30.470	0.472/0.980	14.675
53.200	1.224	0.842	1.758	30.452	0.473/0.980	14.698
53.210	1.224	0.841	1.757	30.442	0.473/0.980	14.693
54.000	1.189	0.817	1.707	29.572	0.485/0.977	14.680
56.000	1.104	0.759	1.585	27.462	0.515/0.969	14.595
58.000	1.022	0.703	1.468	25.426	0.545/0.960	14.435
60.000	0.945	0.650	1.357	23.510	0.574/0.949	14.220



ケース2 (常時)

ω (°)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	L (m)	W (kN/m)	K	P_A (kN/m)
50.000	1.373	0.944	1.972	34.154	0.423/0.989	14.608
52.000	1.278	0.879	1.836	31.794	0.454/0.984	14.669
53.190	1.225	0.842	1.759	30.470	0.472/0.980	14.675
53.200	1.224	0.842	1.758	30.452	0.473/0.980	14.698
53.210	1.224	0.841	1.757	30.442	0.473/0.980	14.693
54.000	1.189	0.817	1.707	29.572	0.485/0.977	14.680
56.000	1.104	0.759	1.585	27.462	0.515/0.969	14.595
58.000	1.022	0.703	1.468	25.426	0.545/0.960	14.435
60.000	0.945	0.650	1.357	23.510	0.574/0.949	14.220



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。

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

$$P_A = K \cdot W$$

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

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

$$K = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta)}$$

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

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) [極大値を主動土圧とする。]

上記結果より、主動土圧の鉛直成分と鉛直成分による重量を求める。

・ ケース 1 (常時)

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 14.698 \times \sin(16.667 + 90 - 90.000) = 4.216$$

$$P_V = P_{AV}(2B + 2D + 4T_u) = 4.216 \times (2 \times 3.000 + 2 \times 2.000 + 4 \times 0.300) = 47.219$$

・ ケース 2 (常時)

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 14.698 \times \sin(16.667 + 90 - 90.000) = 4.216$$

$$P_V = P_{AV}(2B + 2D + 4T_u) = 4.216 \times (2 \times 3.000 + 2 \times 2.000 + 4 \times 0.300) = 47.219$$

項目	記号	単位	ケース 1	ケース 2	備考
上載荷重	q	kN/m ²	0.000	0.000	
主動土圧	P_A	kN/m	14.698	14.698	
鉛直成分	P_{AV}	kN/m	4.216	4.216	
鉛直成分による重量	P_V	kN	47.219	47.219	

7.3 鉛直荷重集計表

項目	値 (kN)	ケース 1		ケース 2	
		要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)
自重	158.785	○	158.785	○	158.785
上面荷重	28.000		—		—
土圧鉛直成分			47.219		47.219
重量合計 (Q_A)			206.004		206.004

7.4 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。

$$\text{作用面積 } A = B_c \cdot D_c$$

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

各検討ケースの計算を次に示す。

$$A = 3.300 \times 2.300 = 7.590 \text{ (m}^2\text{)}$$

・ケース 1

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{206.004}{7.590} = 27.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース 2

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{206.004}{7.590} = 27.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

7.5 地盤反力集計表

項 目	記号	単位	ケース 1	ケース 2	備考
重量合計	Q_A	kN	206.004	206.004	
地盤反力	W_R	kN/m ²	27.142	27.142	

8. 応力解析（側壁）

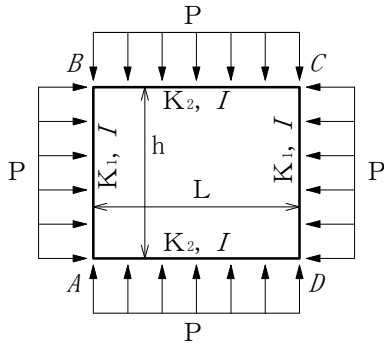
8.1 水平応力解析式について

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。

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

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 $k = h/L$ となり一般式は以下のようなになる。

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

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

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のようなになる。

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

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、

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

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のようなになる。

$$S_L = P \cdot L / 2$$

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

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。

$$M_L = P \cdot L^2 / 8 + M_{AB}$$

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

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。

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

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。

$$M_L = \frac{1}{24} (-2k^2 + 2k + 1) P \cdot L^2$$

$$M_h = \frac{1}{24} (k^2 + 2k - 2) P \cdot L^2$$

8.2 側壁の応力計算（底版中心）

$$\begin{aligned} \text{照査位置 } h_1 &= 2,175 \text{ (mm)} \\ \text{内空幅 } b_1 &= 3,000 \text{ (mm)} \\ \text{内空奥行 } d_1 &= 2,000 \text{ (mm)} \\ \text{側壁厚 } t_1 &= 300 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= (d_1 + t_1) / 1,000 = (2,000 + 300) / 1,000 \\ &= 2.300 \text{ (m)} \\ k_1 &= (b_1 + t_1) / (d_1 + t_1) = (3,000 + 300) / (2,000 + 300) \\ &= 1.43478 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{端部モーメント } M_{ABn} &= -(k_1^2 - k_1 + 1) P_n \cdot L_1^2 / 12 \\ \text{曲げモーメント } M_{Dn} &= (-2k_1^2 + 2k_1 + 1) P_n \cdot L_1^2 / 24 \\ \text{曲げモーメント } M_{Bn} &= (k_1^2 + 2k_1 - 2) P_n \cdot L_1^2 / 24 \\ \text{せん断力 } S_{Dn} &= P_n \cdot L_1 / 2 \\ \text{せん断力 } S_{Bn} &= P_n \cdot k_1 \cdot L_1 / 2 \\ \text{軸力 } N_{Dn} &= P_n \cdot (b_1 + t_1) / 2 \\ \text{軸力 } N_{Bn} &= P_n \cdot (d_1 + t_1) / 2 \end{aligned}$$

・ケース1

$$\begin{aligned} \text{分布荷重 } P_1 &= 14.276 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{端部モーメント } M_{AB1} &= -(1.43478^2 - 1.43478 + 1) \times 14.276 \times 2.300^2 / 12 \\ &= -10.219 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{曲げモーメント } M_{D1} &= (-2 \times 1.43478^2 + 2 \times 1.43478 + 1) \times 14.276 \times 2.300^2 / 24 \\ &= -0.779 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{曲げモーメント } M_{B1} &= (1.43478^2 + 2 \times 1.43478 - 2) \times 14.276 \times 2.300^2 / 24 \\ &= 9.214 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{せん断力 } S_{D1} &= 14.276 \times 2.300 / 2 = 16.417 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力 } S_{B1} &= 14.276 \times 1.43478 \times 2.300 / 2 = 23.555 \text{ (kN)} \\ \text{軸力 } N_{D1} &= 14.276 \times 3.300 / 2 \\ &= 23.555 \text{ (kN)} \\ \text{軸力 } N_{B1} &= 14.276 \times 2.300 / 2 \\ &= 16.417 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・ケース2

$$\begin{aligned} \text{分布荷重 } P_2 &= 24.076 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{端部モーメント } M_{AB2} &= -(1.43478^2 - 1.43478 + 1) \times 24.076 \times 2.300^2 / 12 \\ &= -17.234 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{曲げモーメント } M_{D2} &= (-2 \times 1.43478^2 + 2 \times 1.43478 + 1) \times 24.076 \times 2.300^2 / 24 \\ &= -1.314 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{曲げモーメント } M_{B2} &= (1.43478^2 + 2 \times 1.43478 - 2) \times 24.076 \times 2.300^2 / 24 \\ &= 15.539 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{せん断力 } S_{D2} &= 24.076 \times 2.300 / 2 = 27.687 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力 } S_{B2} &= 24.076 \times 1.43478 \times 2.300 / 2 = 39.725 \text{ (kN)} \\ \text{軸力 } N_{D2} &= 24.076 \times 3.300 / 2 \\ &= 39.725 \text{ (kN)} \\ \text{軸力 } N_{B2} &= 24.076 \times 2.300 / 2 \\ &= 27.687 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

8.3 側壁の応力計算（側壁付根）

照査位置 $h_2 = 2,000$ (mm)
 内空幅 $b_2 = 3,000$ (mm)
 内空奥行 $d_2 = 2,000$ (mm)
 側壁厚 $t_2 = 300$ (mm)

$$L_2 = (d_2 + t_2) / 1,000 = (2,000 + 300) / 1,000 = 2.300 \text{ (m)}$$

$$k_2 = (b_2 + t_2) / (d_2 + t_2) = (3,000 + 300) / (2,000 + 300) = 1.43478$$

端部モーメント $M_{ABn} = -(k_2^2 - k_2 + 1) P_n \cdot L_2^2 / 12$
 曲げモーメント $M_{Dn} = (-2k_2^2 + 2k_2 + 1) P_n \cdot L_2^2 / 24$
 曲げモーメント $M_{Bn} = (k_2^2 + 2k_2 - 2) P_n \cdot L_2^2 / 24$
 せん断力 $S_{Dn} = P_n \cdot L_2 / 2$
 せん断力 $S_{Bn} = P_n \cdot k_2 \cdot L_2 / 2$
 軸力 $N_{Dn} = P_n \cdot (b_2 + t_2) / 2$
 軸力 $N_{Bn} = P_n \cdot (d_2 + t_2) / 2$

・ケース 1

分布荷重 $P_3 = 11.669$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB3} = -(1.43478^2 - 1.43478 + 1) \times 11.669 \times 2.300^2 / 12 = -8.353$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{D3} = (-2 \times 1.43478^2 + 2 \times 1.43478 + 1) \times 11.669 \times 2.300^2 / 24 = -0.637$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{B3} = (1.43478^2 + 2 \times 1.43478 - 2) \times 11.669 \times 2.300^2 / 24 = 7.531$ (kN・m)
 せん断力 $S_{D3} = 11.669 \times 2.300 / 2 = 13.419$ (kN)
 せん断力 $S_{B3} = 11.669 \times 1.43478 \times 2.300 / 2 = 19.254$ (kN)
 軸力 $N_{D3} = 11.669 \times 3.300 / 2 = 19.254$ (kN)
 軸力 $N_{B3} = 11.669 \times 2.300 / 2 = 13.419$ (kN)

・ケース 2

分布荷重 $P_4 = 21.469$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB4} = -(1.43478^2 - 1.43478 + 1) \times 21.469 \times 2.300^2 / 12 = -15.368$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{D4} = (-2 \times 1.43478^2 + 2 \times 1.43478 + 1) \times 21.469 \times 2.300^2 / 24 = -1.172$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{B4} = (1.43478^2 + 2 \times 1.43478 - 2) \times 21.469 \times 2.300^2 / 24 = 13.856$ (kN・m)
 せん断力 $S_{D4} = 21.469 \times 2.300 / 2 = 24.689$ (kN)
 せん断力 $S_{B4} = 21.469 \times 1.43478 \times 2.300 / 2 = 35.424$ (kN)
 軸力 $N_{D4} = 21.469 \times 3.300 / 2 = 35.424$ (kN)
 軸力 $N_{B4} = 21.469 \times 2.300 / 2 = 24.689$ (kN)

8.4 側壁応力一覧表

・ 底版中心

項 目		単位	ケース 1	ケース 2	備 考
モーメント	端部 M _{AB}	kN・m	-10.219	-17.234	
	中央 M _D	kN・m	-0.779	-1.314	
	中央 M _B	kN・m	9.214	15.539	
せん断力	端部 S _D	kN	16.417	27.687	
	端部 S _B	kN	23.555	39.725	
軸力	D辺 N _D	kN	23.555	39.725	
	B辺 N _B	kN	16.417	27.687	

・ 側壁付根

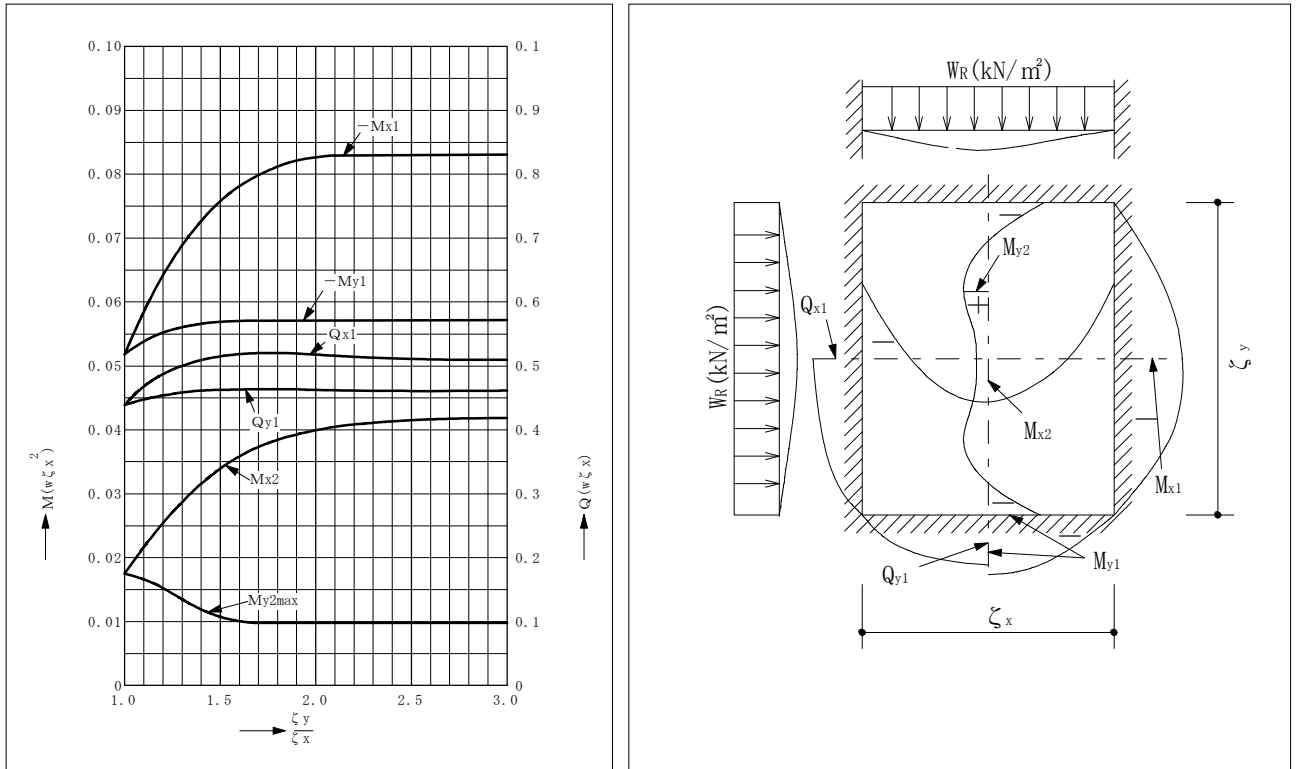
項 目		単位	ケース 1	ケース 2	備 考
モーメント	端部 M _{AB}	kN・m	-8.353	-15.368	
	中央 M _D	kN・m	-0.637	-1.172	
	中央 M _B	kN・m	7.531	13.856	
せん断力	端部 S _D	kN	13.419	24.689	
	端部 S _B	kN	19.254	35.424	
軸力	D辺 N _D	kN	19.254	35.424	
	B辺 N _B	kN	13.419	24.689	

9. 応力解析（底版）

9.1 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 ζ_x 長辺を ζ_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。



四辺固定等分布スラブ応力図

・スラブ計算

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

各せん断力 $Q = k \cdot W_R \cdot \zeta_x$

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 ）
 ζ_x : 短辺長（ m ）

9.2 スラブ条件

$$LB = (B + T_u)(3,000 + 300)$$

$$= 3,300 \text{ (mm)}$$

$$LD = (D + T_u)(2,000 + 300)$$

$$= 2,300 \text{ (mm)}$$

$$\text{したがって、} \zeta_x = 2.300 \text{ (m)} \quad \zeta_y = 3.300 \text{ (m)} \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.43$$

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、

$$k_{Mx1} = -0.07343$$

$$k_{My1} = -0.05669$$

$$k_{Mx2} = 0.03222$$

$$k_{My2} = 0.01154$$

$$k_{Qx1} = 0.51033$$

$$k_{Qy1} = 0.46146$$

9.3 底版の応力計算（ケース1）

$$\text{底版反力 } W_R = 27.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.07343 \times 27.142 \times 2.300^2 = -10.543 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05669 \times 27.142 \times 2.300^2 = -8.139 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.03222 \times 27.142 \times 2.300^2 = 4.626 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01154 \times 27.142 \times 2.300^2 = 1.657 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.51033 \times 27.142 \times 2.300 = 31.858 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.46146 \times 27.142 \times 2.300 = 28.807 \text{ (kN)}$$

9.4 底版の応力計算（ケース2）

$$\text{底版反力 } W_R = 27.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.07343 \times 27.142 \times 2.300^2 = -10.543 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05669 \times 27.142 \times 2.300^2 = -8.139 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.03222 \times 27.142 \times 2.300^2 = 4.626 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01154 \times 27.142 \times 2.300^2 = 1.657 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.51033 \times 27.142 \times 2.300 = 31.858 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.46146 \times 27.142 \times 2.300 = 28.807 \text{ (kN)}$$

9.5 底版応力一覧表

項	目	単位	ケース1	ケース2	備考
曲げ モー メント	M_{x1}	kN・m	-10.543	-10.543	
	M_{y1}	kN・m	-8.139	-8.139	
	M_{x2}	kN・m	4.626	4.626	
	M_{y2max}	kN・m	1.657	1.657	
せん断力	Q_{x1}	kN	31.858	31.858	
	Q_{y1}	kN	28.807	28.807	

10. 最大応力集計

10.1 側壁（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
ケース1	曲げモーメント M	kN・m	9.214	-10.219	-0.779	-10.219	
	せん断力 S	kN	0.000	23.555	0.000	16.417	
	軸 力 N	kN	16.417	16.417	23.555	23.555	
ケース2	曲げモーメント M	kN・m	15.539	-17.234	-1.314	-17.234	
	せん断力 S	kN	0.000	39.725	0.000	27.687	
	軸 力 N	kN	27.687	27.687	39.725	39.725	

10.2 側壁（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
ケース1	曲げモーメント M	kN・m	7.531	-8.353	-0.637	-8.353	
	せん断力 S	kN	0.000	19.254	0.000	13.419	
	軸 力 N	kN	13.419	13.419	19.254	19.254	
ケース2	曲げモーメント M	kN・m	13.856	-15.368	-1.172	-15.368	
	せん断力 S	kN	0.000	35.424	0.000	24.689	
	軸 力 N	kN	24.689	24.689	35.424	35.424	

10.3 底 版

項 目		単位	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	備 考
ケース1	曲げモーメント M	kN・m	1.657	4.626	-8.139	-10.543	
	せん断力 S	kN	—	—	28.807	31.858	
ケース2	曲げモーメント M	kN・m	1.657	4.626	-8.139	-10.543	
	せん断力 S	kN	—	—	28.807	31.858	

11 部材計算

11.1 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}	8.00	N/mm ²	
常時許容せん断応力度	τ_a	0.36	N/mm ²	
常時許容付着応力度	τ_{0a}	1.50	N/mm ²	
地震時許容せん断応力度	τ_{Ea}	0.54	N/mm ²	
常時許容引張応力度	σ_{sa}	137.0	N/mm ²	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	137.0	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法	<input type="radio"/>	平均せん断力		最大せん断力
その他の条件	<input type="radio"/>	側壁に対する軸方向力を検討する。		
	<input type="radio"/>	鉄筋かぶりを個別に指定する。		
	<input type="radio"/>	許容付着応力度を無視する。		
	<input type="radio"/>	許容せん断応力度の補正係数を考慮する。		

11.2 配筋条件

側壁	配筋方法	単鉄筋	<input type="radio"/>	縦横同じ	横外・縦内	縦外・横内
		複鉄筋	<input type="radio"/>	縦横同じ	横外・縦内	縦外・横内
	計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
標準かぶり(mm)		内側	70	外側	70	
底版	配筋方法	単鉄筋	<input type="radio"/>	幅奥同じ	奥外・幅内	幅外・奥内
		複鉄筋	<input type="radio"/>	幅奥同じ	奥外・幅内	幅外・奥内
	計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		内側	70	外側	70
かぶりの指定方法		<input type="radio"/>	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	--	D13	250	70	
B面外側横鉄筋	--	D13	250	70	
B面内側縦鉄筋	--	D13	250	70	
B面外側縦鉄筋	1	D13	250	70	
D面内側横鉄筋	--	D13	250	70	
D面外側横鉄筋	--	D13	250	70	
D面内側縦鉄筋	--	D13	250	70	
D面外側縦鉄筋	2	D13	250	70	
底版内側幅鉄筋	3	D13	250	70	
底版外側幅鉄筋	2	D13	250	70	
底版内側奥行鉄筋	3	D13	250	70	
底版外側奥行鉄筋	1	D13	250	70	

※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。

12 応力計算公式

12.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

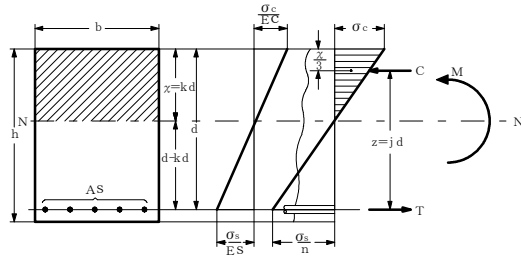
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

12.2 単鉄筋公式（軸力考慮無し）



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

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

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

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

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

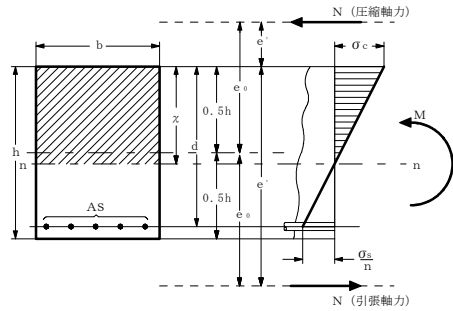
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

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

長方形梁応力分布図と応力計算公式

12.3 単鉄筋公式（軸力考慮時）



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

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

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

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

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

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

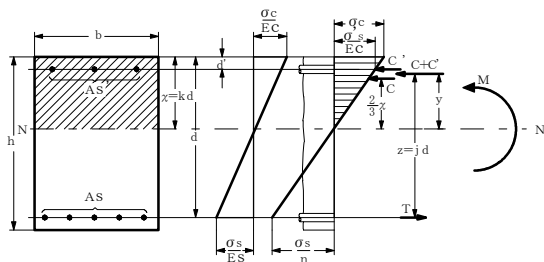
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

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

長方形梁応力分布図と応力計算公式

12.4 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

13. 応力検討

13.1 側壁(底版中心)

				許容値 (地震時)	ケース 1				ケース 2			
					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		9.214	-10.219	-0.779	-10.219	15.539	-17.234	-1.314	-17.234
	軸力	N	kN		16.417	16.417	23.555	23.555	27.687	27.687	39.725	39.725
	せん断力	S	kN		0.000	23.555	0.000	16.417	0.000	39.725	0.000	27.687
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		70	70	70	70	70	70	70	70
	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		230	230	230	230	230	230	230	230
	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			0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602
	応力軸比	j			0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466
		L _e										
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		561.24749	622.46452	33.07153	433.83570	561.23813	622.45819	33.07741	433.83260
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		411.24749	472.46452	-116.92847	283.83570	411.23813	472.45819	-116.92259	283.83260
	中立軸の位置	χ	mm		61.663	60.610	345.789	64.975	61.663	60.610	345.771	64.976
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	1.630	1.814	0.134	1.788	2.749	3.059	0.226	3.016
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	137.00 (205.00)	66.747	76.045	-0.673	68.118	112.570	128.237	-1.135	114.899
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.36 (0.54)	0.000	0.102	0.000	0.071	0.000	0.173	0.000	0.120
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.50 (2.25)	0.000	0.692	0.000	0.482	0.000	1.167	0.000	0.814
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

13.2 側壁(側壁付根)

				許容値 (地震時)	ケース1				ケース2			
					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		7.531	-8.353	-0.637	-8.353	13.856	-15.368	-1.172	-15.368
	軸力	N	kN		13.419	13.419	19.254	19.254	24.689	24.689	35.424	35.424
	せん断力	S	kN		0.000	19.254	0.000	13.419	0.000	35.424	0.000	24.689
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		70	70	70	70	70	70	70	70
	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		230	230	230	230	230	230	230	230
	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			0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220	0.00220
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602	0.22602
	応力軸比	j			0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466	0.92466
		L _c										
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		561.21917	622.47559	33.08403	433.83193	561.22160	622.46345	33.08491	433.83017
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		411.21917	472.47559	-116.91597	283.83193	411.22160	472.46345	-116.91509	283.83017
中立軸の位置	χ	mm		61.664	60.610	345.752	64.976	61.664	60.610	345.749	64.976	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	1.332	1.483	0.110	1.462	2.451	2.728	0.202	2.689
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	137.00 (205.00)	54.543	62.169	-0.552	55.697	100.364	114.361	-1.014	102.442
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.36 (0.54)	0.000	0.084	0.000	0.058	0.000	0.154	0.000	0.107
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.50 (2.25)	0.000	0.566	0.000	0.394	0.000	1.041	0.000	0.726
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

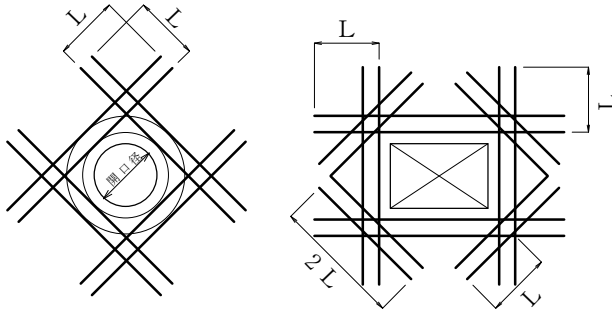
13.3 底 版

				許容値 (地震時)	ケース 1				ケース 2			
					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		1.657	4.626	-8.139	-10.543	1.657	4.626	-8.139	-10.543
	せん断力	S	kN		—	—	28.807	31.858	—	—	28.807	31.858
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		350	350	350	350	350	350	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		70	70	70	70	70	70	70	70
	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		280	280	280	280	280	280	280	280
	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			0.00181	0.00181	0.00181	0.00181	0.00181	0.00181	0.00181	0.00181
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.20745	0.20745	0.20745	0.20745	0.20745	0.20745	0.20745	0.20745
	応力軸比	j			0.93085	0.93085	0.93085	0.93085	0.93085	0.93085	0.93085	0.93085
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		58.086	58.086	58.086	58.086	58.086	58.086	58.086	58.086
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	0.219	0.611	1.075	1.393	0.219	0.611	1.075	1.393
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	137.00 (205.00)	12.539	35.007	61.592	79.784	12.539	35.007	61.592	79.784
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.36 (0.54)	—	—	0.103	0.114	—	—	0.103	0.114
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.50 (2.25)	—	—	0.691	0.764	—	—	0.691	0.764
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

14 開口部

開口部を設けたために配置できなくなった主鉄筋及び配力鉄筋は、各断面において所要鉄筋量を満足するように、開口部の周辺に配置しなければならない。

補強のために配置する用心鉄筋は、開口部の隅から十分な定着が得られるまで伸ばして配置するのがよい。

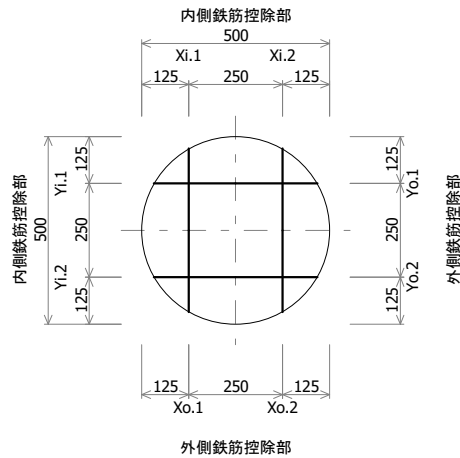


$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi = \frac{137.00}{4 \times 1.50} \times \phi = 22.83 \phi \approx 23 \phi$$

$$L_c = 2 \sqrt{\left(\frac{D_o}{2}\right)^2 - \chi^2} \quad \dots\dots\dots (\text{円形開口時})$$

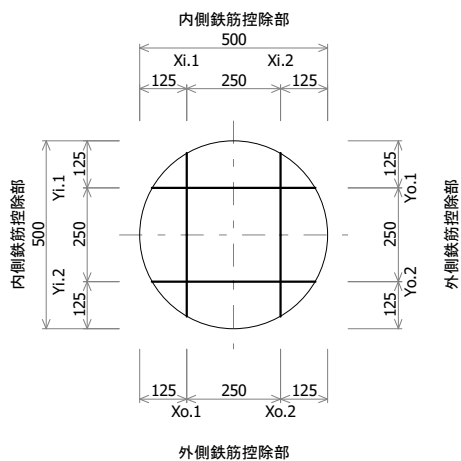
- ここに、
- L : 定着長 (mm)
 - σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 - τ_{oa} : コンクリートの付着応力度 (N/mm²)
 - ϕ : 鉄筋径 (mm)
 - L_c : 切断長 (mm)
 - D_o : 開口部の直径 (mm)
 - χ : 開口部中心から鉄筋までの離れ (mm)

14.1 D寸法面(左)



位置	鉄筋径		定着長 L (mm) 23 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm ³)	切断長 L _c (mm)							
	呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計		
内側	縦方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866
	横方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866
外側	縦方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866
	横方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866

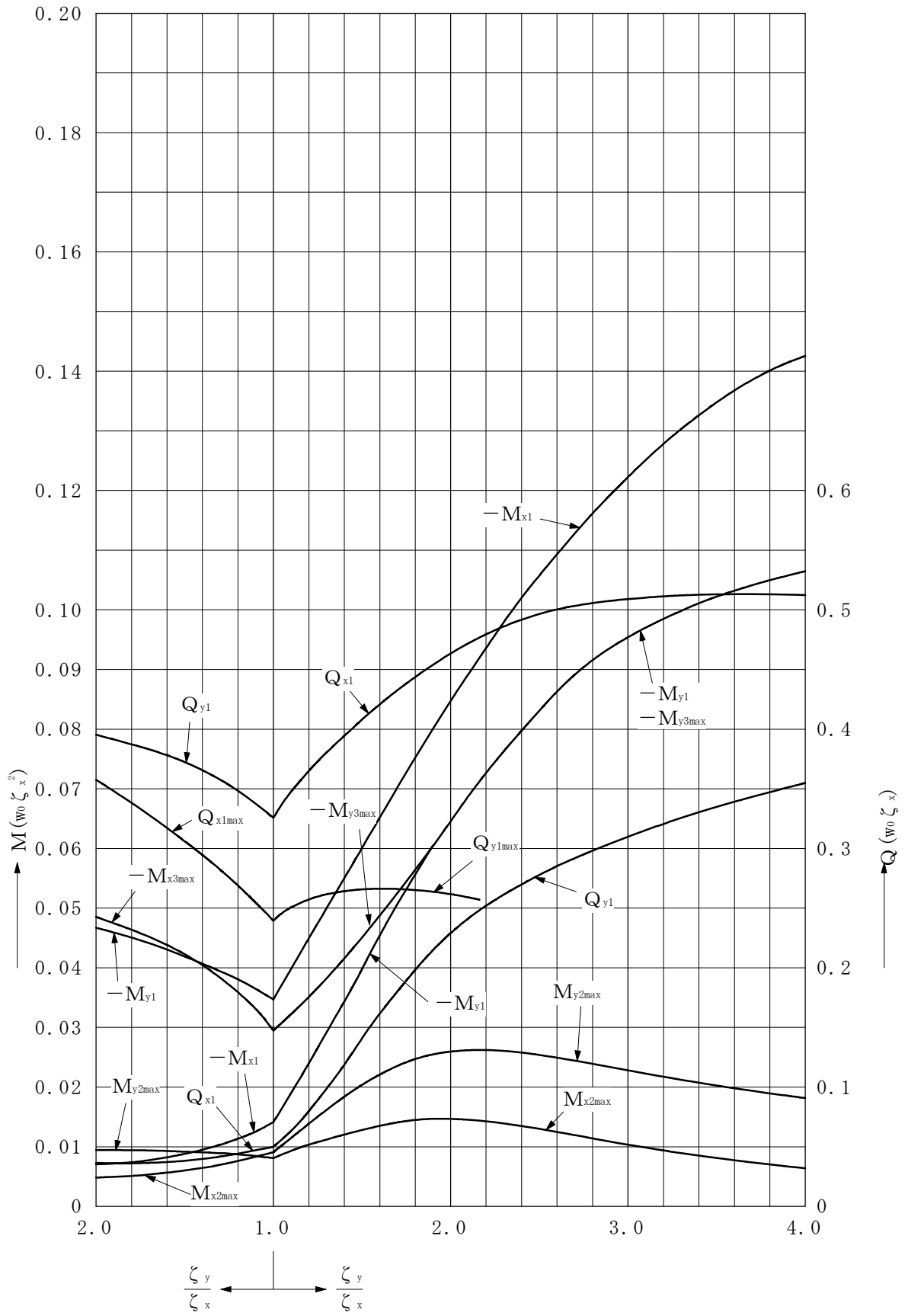
14.2 D寸法面(右)



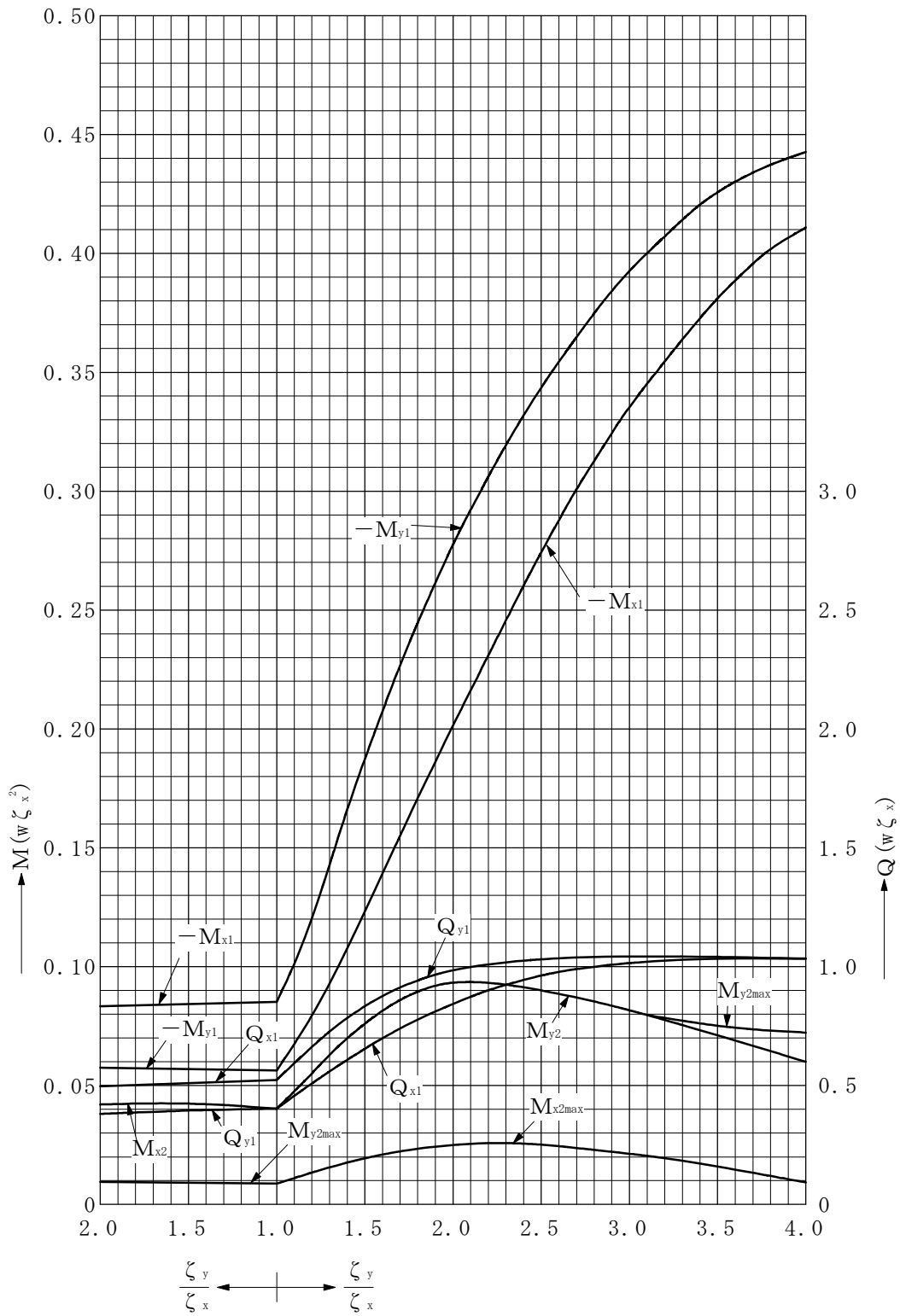
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 23 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm ³)	切断長 L _c (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866
	横方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866
外側	縦方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866
	横方向	D13	12.70	292	126.70	2	253.40	433	433					866

15 参考資料

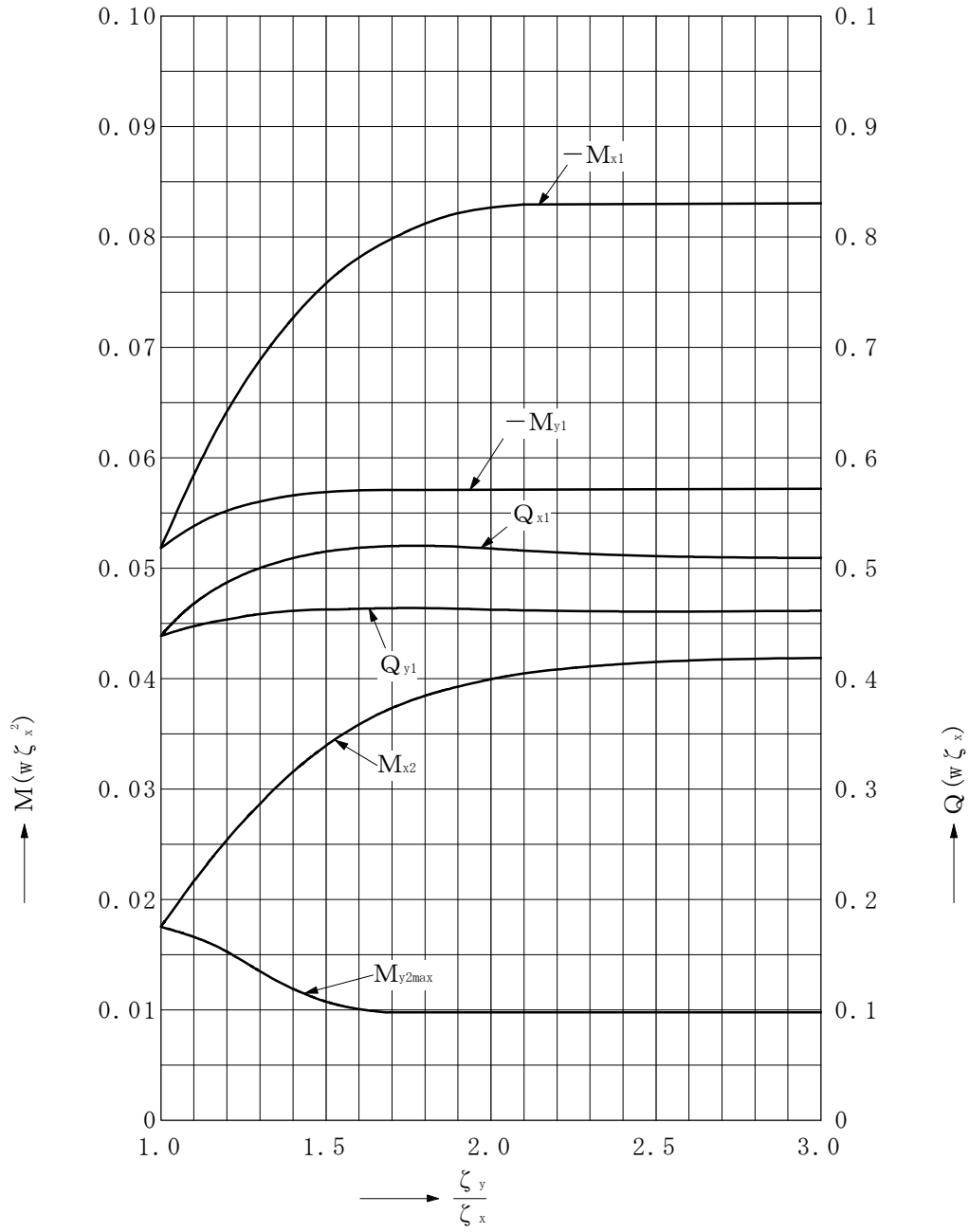
15.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



15.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



15.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図



15.4 等変分布荷重時4辺固定スラブの応力図

