

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

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

3辺固定スラブ解析

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 : クーロン土圧公式
- ・側壁解析方法 : 三辺固定スラブ法

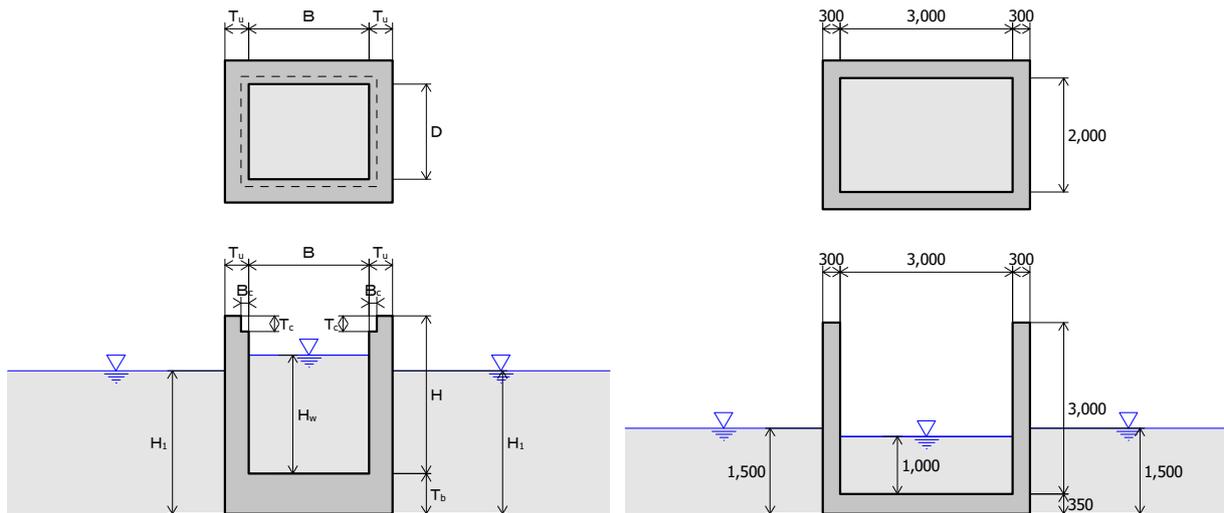
1.2 単位体積重量

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

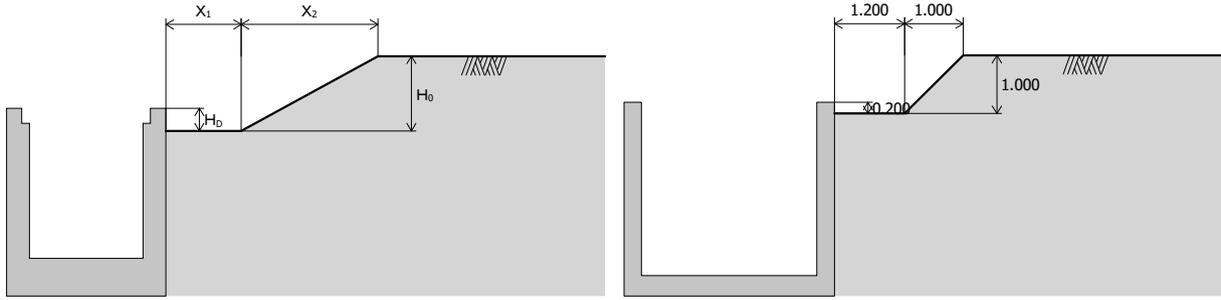


上段：平面図／下段：断面図

構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水枠の内空幅	B	3,000	mm	
集水枠の内空奥行き	D	2,000	mm	
集水枠の高さ(深さ)	H	3,000	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	0	mm	
蓋受け幅	B _c	0	mm	

1.5 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	0.200	m	
ステップ幅	X ₁	1.200	m	
法 幅	X ₂	1.000	m	
法 高	H ₀	1.000	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 ≤ T _g < 0.6	0.6 ≤ T _g

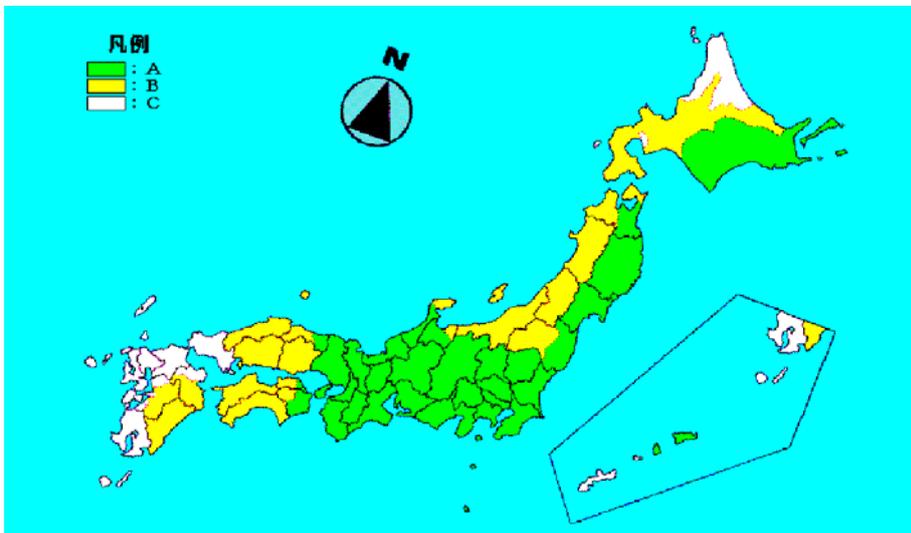


図1.6.1 地域別補正係数

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。

茨城県内は、全てが「A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1.00とする。

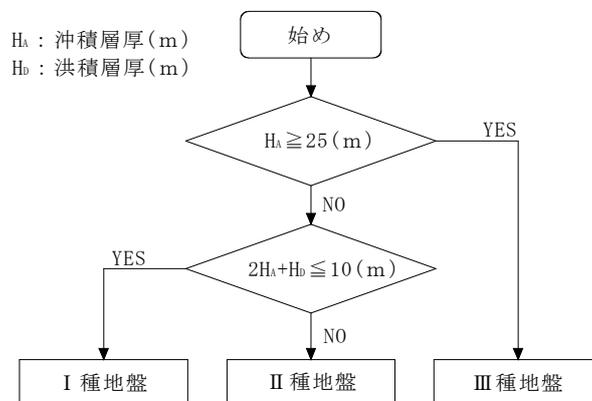
表1.6.2に示す耐震設計の地盤種別は、原則として下記の式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに表1.6.3により区分する。地表面が基礎面と一致する場合はI種地盤とする。

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

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 $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)
 砂質土層の場合 $V_{si} = 80N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)
- 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	1.00		A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

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} = 1.00 \times 0.12 \\ = 0.12$$

項目	記号	値	単位	備考
設計水平震度	k_h	0.12		
設計鉛直震度	k_v	0.00		

1.7 土圧公式

- 側壁面又は仮想背面との摩擦角

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

$$\theta_0 = \tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\} \\ = \tan^{-1}\{0.120 / (1.0 - 0.000)\} \\ = 6.843$$

- クーロン土圧公式

主働土圧強度

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

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

ただし、 $\phi - \iota - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - \iota - \theta_0) = 0$ 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 $\tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\}$ ($^\circ$)

K_h : 水平震度

K_v : 鉛直震度

θ : 壁背面の傾斜角 ($^\circ$)

ι : 壁背面土の傾斜角 ($^\circ$)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

δ : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 ($^\circ$)

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)

$$t = 0.000 (^{\circ})$$

• 常時 $\delta = 16.667 (^{\circ})$

$$K_A = \frac{\sin^2(90.000 - 0.000 + 25.000)}{\sin^2 90.000 \times \cos 0.000 \times \sin(90.000 - 0.000 - 16.667) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 16.667) \times \sin(25.000 - 0.000 - 0.000)}{\sin(90.000 - 0.000 - 16.667) \times \sin(90.000 + 0.000)}}\right)^2}$$

$$K_A = 0.361$$

<水平成分係数>

$$\cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(16.667 + 90 - 90.000) = 0.958$$

<鉛直成分係数>

$$\sin(\delta + 90 - \theta) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) = 0.287$$

• 地震時 $\delta = 12.500 (^{\circ})$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(90.000 - 6.843 + 25.000)}{\sin^2 90.000 \times \cos 6.843 \times \sin(90.000 - 6.843 - 12.500) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 12.500) \times \sin(25.000 - 0.000 - 6.843)}{\sin(90.000 - 6.843 - 12.500) \times \sin(90.000 + 0.000)}}\right)^2}$$

$$K_{AE} = 0.459$$

<水平成分係数>

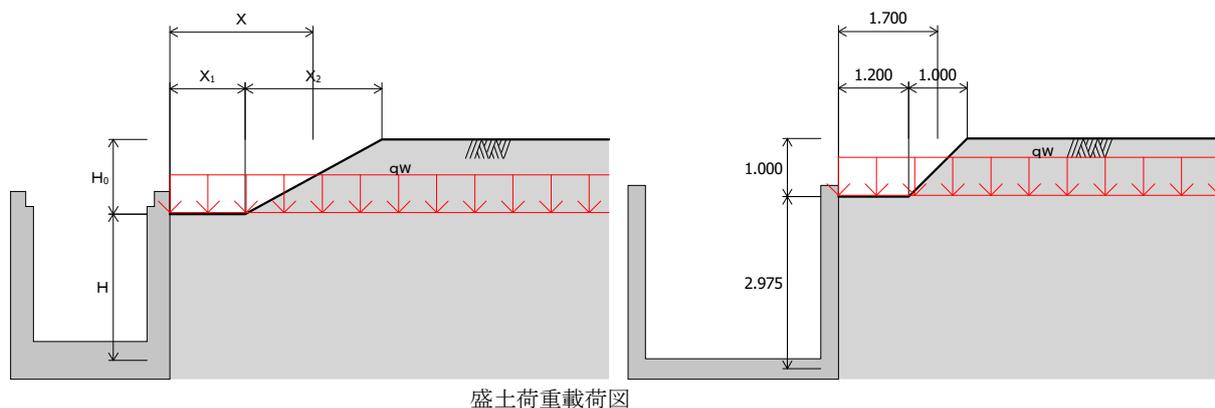
$$\cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(12.500 + 90 - 90.000) = 0.976$$

<鉛直成分係数>

$$\sin(\delta + 90 - \theta) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) = 0.216$$

2 荷重データ

2.1 台形盛土荷重



盛土荷重載荷図

盛土荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
ステップ幅	X_1	1.200	m	
盛土法幅	X_2	1.000	m	
盛土高	H_0	1.000	m	
仮想距離	X	1.700	m	$X_1 + X_2 / 2$
荷重作用範囲	H	2.975	m	壁高+底版厚/2-落差
等分布荷重換算係数	I_w	0.524		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_w	9.432	kN/m ²	$\gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w$

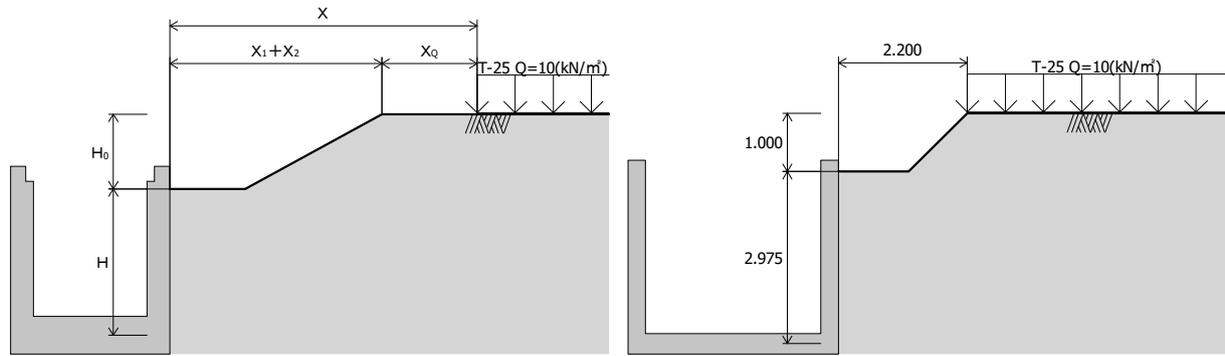
$$\begin{aligned} \text{仮想距離 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} / 2 = 1.200 + 1.000 / 2 \\ &= 1.700 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 3.000 + 0.350 / 2 - 0.200 \\ &= 2.975 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_w &= \gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w = 18.000 \times 1.000 \times 0.524 \\ &= 9.432 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{1.700}{2.975}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[1 + \left(\frac{1.700}{2.975}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{1.700}{2.975}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{1.700}{2.975}\right) \\ &= 0.524 \end{aligned}$$

2.2 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_0	0.000	m	
等分布荷重	Q	10.000	kN/m ²	T-25
荷重作用位置	X	2.200	m	計算値
荷重作用範囲	H	2.975	m	壁高+底版厚/2-落差
等分布荷重換算係数	I_w	0.449		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_q	4.490	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

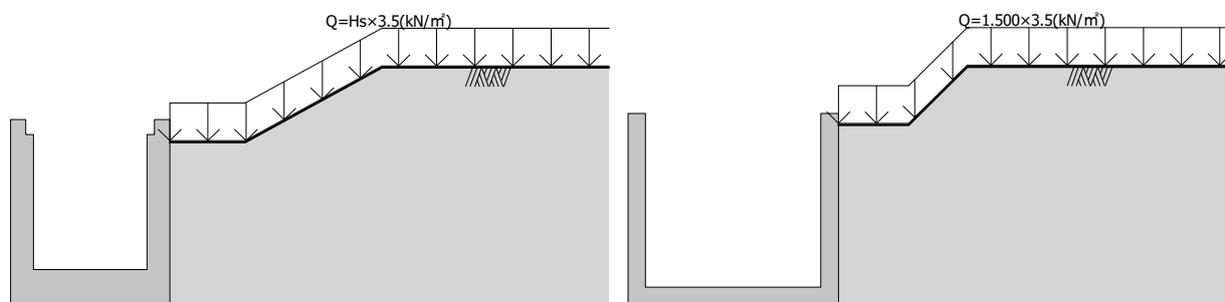
$$\begin{aligned} \text{荷重作用位置 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} + \text{法肩からの距離} = 1.200 + 1.000 + 0.000 \\ &= 2.200 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 3.000 + 0.350 / 2 - 0.200 \\ &= 2.975 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_q &= Q \cdot I_w = 10.000 \times 0.449 \\ &= 4.490 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{2.200}{2.975}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[1 + \left(\frac{2.200}{2.975}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{2.200}{2.975}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2.200}{2.975}\right) \\ &= 0.449 \end{aligned}$$

2.3 雪荷重

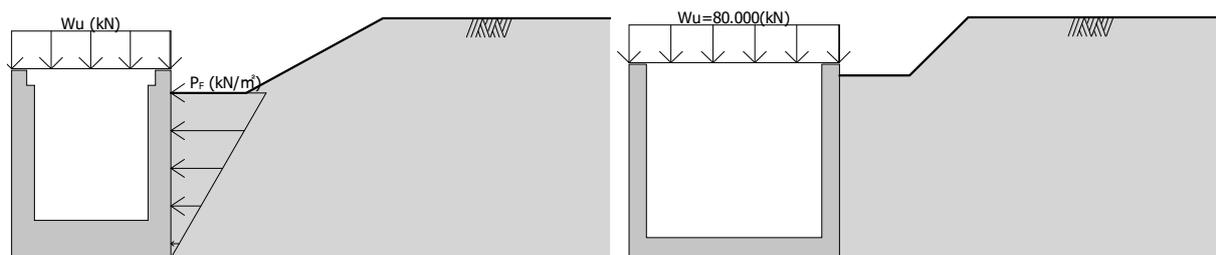


雪荷重載荷図

雪荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
積雪深	H_s	1.500	m	
雪荷重	q_s	5.250	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

項 目	記号	値	単位	備 考
上面荷重	W_{U1}	25.000	kN	蓋板重量
上面荷重	W_{U2}	55.000	kN	輪荷重 (T-14 後輪荷重)
凍上力	P_F	0.000	kN/m^2	

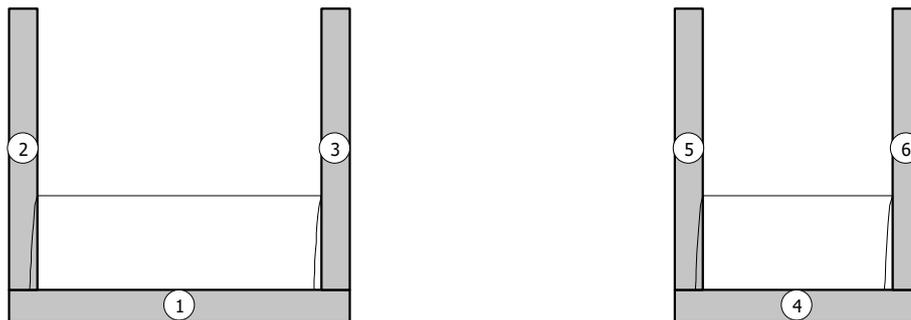
3 荷重算出

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	3.704	1.800	0.175	55.566000	0.648200
2	$24.500 \times 0.300 \times 3.000$	22.050	22.050	2.646	0.150	1.850	3.307500	4.895100
3	$24.500 \times 0.300 \times 3.000$	22.050	22.050	2.646	3.450	1.850	76.072500	4.895100
合 計		74.970	74.970	8.996			134.946000	10.438400

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	$24.500 \times 2.600 \times 0.350$	22.295	22.295	2.675	1.300	0.175	28.983500	0.468125
5	$24.500 \times 0.300 \times 3.000$	22.050	22.050	2.646	0.150	1.850	3.307500	4.895100
6	$24.500 \times 0.300 \times 3.000$	22.050	22.050	2.646	2.450	1.850	54.022500	4.895100
合 計		66.395	66.395	7.967			86.313500	10.258325

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

$$V_o = 3.000 \times 3.600 \times 2.600 = 28.080 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁内空体積

$$V_i = 3.000 \times 3.000 \times 2.000 = 18.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁体積

$$V_1 = 28.080 - 18.000 = 10.080 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 底版体積

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

- ・ 蓋受け部

$$A_c = 2B_c(B_{ti} + D_{ti} + 2B_c) = 2 \times 0.000 \times (3.000 + 2.000 + 2 \times 0.000) = 0.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_c = A_c \cdot T_c = 0.000 \times 0.000 = 0.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁体積(蓋受け控除後)

$$V_1 = 10.080 - 0.000 = 10.080 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁自重

$$W_1 = \gamma_{rc} \cdot V_1 = 24.500 \times 10.080 = 246.960 \text{ (kN)}$$

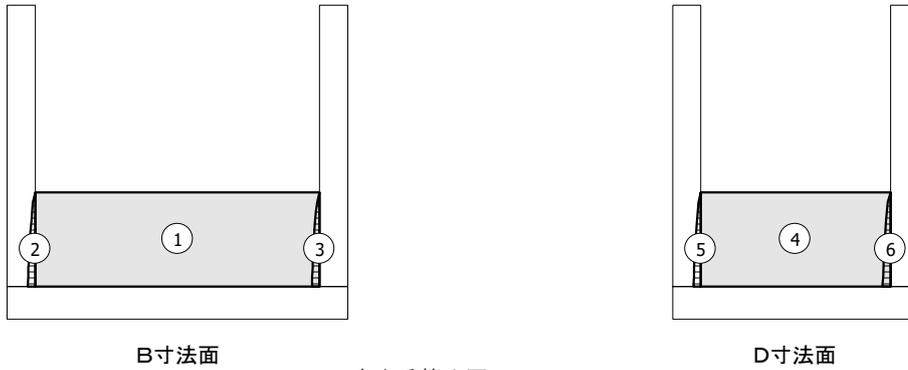
- ・ 底版自重

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

- ・ 躯体自重

$$W_a = W_1 + W_2 = 246.960 + 80.262 = 327.222 \text{ (kN)}$$

3.3 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	$7/12 \times 0.120 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.686	0.000	0.686	0.300	0.750	0.000000	0.514500
3	$7/12 \times 0.120 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.686	0.000	0.686	3.300	0.750	0.000000	0.514500
合 計		30.772	29.400	1.372			52.920000	1.029000

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	$7/12 \times 0.120 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.686	0.000	0.686	0.300	0.750	0.000000	0.514500
6	$7/12 \times 0.120 \times 9.800 \times 1.000^2$	0.686	0.000	0.686	2.300	0.750	0.000000	0.514500
合 計		20.972	19.600	1.372			25.480000	1.029000

3.4 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	74.970	66.395	「3.1」にて算出
内水重	W_w	kN/m ²	29.400	19.600	「3.3」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 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。

- 土圧作用範囲

$$H_s = H + T_B - H_D = 3.000 + 0.350 - 0.200 \\ = 3.150 \text{ (m)}$$

- 盛土荷重

$$P_w = q_w \cdot H_s = 9.432 \times 3.150 \\ = 29.711 \text{ (kN/m)}$$

- 自動車荷重

$$P_c = q_c \cdot H_s = 4.490 \times 3.150 \\ = 14.143 \text{ (kN/m)}$$

- 雪荷重

$$P_s = q_s \cdot H_s = 5.250 \times 3.150 \\ = 16.537 \text{ (kN/m)}$$

- 湿潤土による土圧成分

$$P_1 = 0.5 \gamma_t \cdot H_s^2 = 0.5 \times 18.000 \times 3.150^2 \\ = 89.302 \text{ (kN/m)}$$

- 地下水位以下での湿潤土と水中土との差

$$P_2 = 0.5(\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot H_1^2 = 0.5 \times (10.000 - 18.000) \times 1.500^2 \\ = -9.000 \text{ (kN/m)}$$

4.3 浮上に対する検討

浮上に対する検討では、重量/浮力の値が安全率以上になるかを検証する。
浮力の計算は、次式により算出する。

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

- ここに、 P_F : 浮力 (kN/m)
 H_1 : 栞底版底面から外水位までの高さ (m)
L : 作用幅[栞底版幅] (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}	74.970	kN/m	「3.1」にて算出
内水重	W_{wB}	29.400	kN/m	「3.3」にて算出
合計	P_{a11}	104.370	kN/m	
浮力	P_{FB}	52.920	kN/m	

$$P_{A11} / P_{FB} \geq F_s \\ 104.370 / 52.920 \geq 1.200 \\ 1.972 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

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}	66.395	kN/m	「3.1」にて算出
内水重	W_{wD}	19.600	kN/m	「3.3」にて算出
合 計	P_{all}	85.995	kN/m	
浮 力	P_{FD}	38.220	kN/m	

$$P_{All} / P_{FD} \geq F_s$$

$$85.995 / 38.220 \geq 1.200$$

$$2.250 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

4.4 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

$$D_f = H + T_B - H_d = 3.000 + 0.350 - 0.200 = 3.150 \text{ (m)}$$

・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

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

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

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

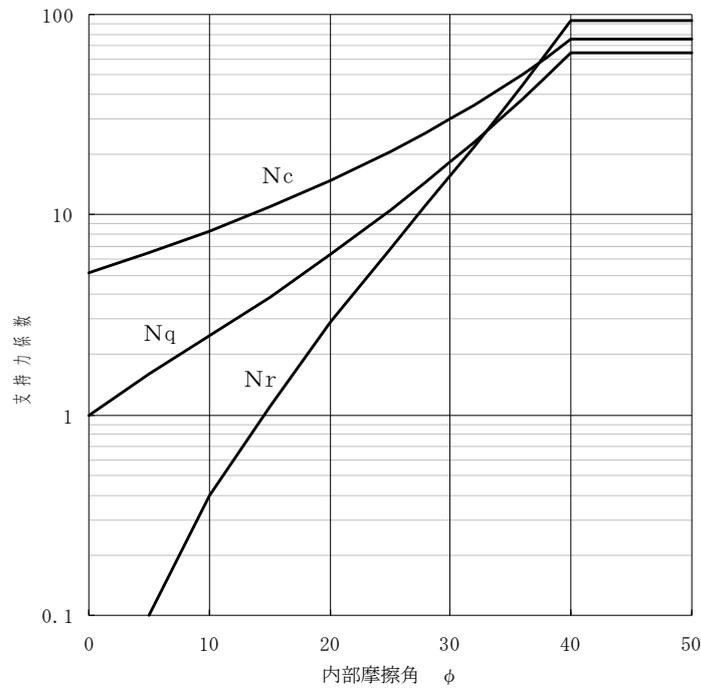
・支持力係数

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

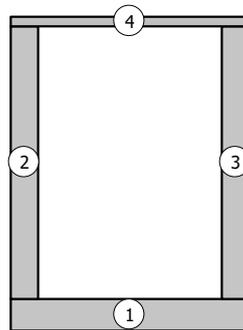
常時においては基礎底面に水平力が生じていないため、荷重傾斜に対する補正係数は考慮しない。

$$i_c = i_q = i_r = 1.000$$

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 Δ X (m)	鉛直 Δ Y (m)	M _X (kN・m) Δ X・V	M _Y (kN・m) Δ Y・H
1	24.500×2.600×0.350	22.295	22.295	2.675	1.300	0.175	28.983500	0.468125
2	24.500×0.300×3.000	22.050	22.050	2.646	0.150	1.850	3.307500	4.895100
3	24.500×0.300×3.000	22.050	22.050	2.646	2.450	1.850	54.022500	4.895100
4	2.600×2.671	6.944	6.944	0.000	1.300	3.350	9.027200	0.000000
合 計		73.339	73.339	7.967			95.340700	10.258325

集計表より鉛直荷重 V = 73.339 (kN)

集計表より水平荷重 H = 7.967 (kN)

基礎底面の摩擦係数 μ = 0.460

$$\frac{7.967}{73.339} = 0.109 \leq 0.460 \text{ であるため。 } \theta = \tan^{-1} \frac{H}{V} = \tan^{-1} 0.109 = 6.200 (^{\circ})$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.200}{90}\right)^2 = 0.867$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.200}{25.000}\right)^2 = 0.566$$

・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。

$$\text{偏心距離 } e = \frac{B}{2} \cdot \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{2.600}{2} \cdot \frac{95.341 - 10.258}{73.339} = 0.140 \text{ (m)}$$

$$\text{有効載荷幅 } B_e = B - 2e = 2.600 - 2 \times 0.140 = 2.320 \text{ (m)}$$

・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	3.150	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	239.994	kN/m ²	

・常時許容支持力度

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

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

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1.000 \times 18.000 \times 3.150 \times 10.7 = 606.690 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_u = 0.000 + 113.293 + 606.690 = 719.983 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_a = \frac{1}{3.0} q_u = \frac{1}{3.0} \times 719.983 = 239.994 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・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	0.867		
荷重傾斜に対する補正係数	i_r	0.566		
荷重傾斜に対する補正係数	i_q	0.867		
基礎荷重面の有効幅	B_e	2.320	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}	388.812	kN/m ²	

・地震時許容支持力度

$$i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c = 0.867 \times 1.144 \times 0.000 \times 20.7 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r = 0.566 \times 0.356 \times 18.000 \times 2.320 \times 1.000 \times 6.8 = 57.218 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 0.867 \times 18.000 \times 3.150 \times 10.7 = 526.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{Eu} = 0.000 + 57.218 + 526.000 = 583.218 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{Ea} = \frac{1}{1.5} q_{Eu} = \frac{1}{1.5} \times 583.218 = 388.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.5 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ことを検証する。

・上面荷重

$$\text{上面荷重 } W_U = W_{U1} = 25.000 \text{ (kN) } \text{ 「蓋板重量」}$$

B面

$$Q_{cB} = W_U \cdot L_{TB} / A_{to} = 25.000 \times 3.600 / 9.360 = 9.615 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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)	$M_X \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $\Delta X \cdot V$	$M_Y \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	W_{aB}	74.970	0.000	134.946000	0.000000	「3.1」 合計より
2	上面荷重	Q_{cB}	9.615	0.000	17.307000	0.000000	
合 計			84.585	0.000	152.253000	0.000000	

項 目	記号	値	単位	備 考
合計荷重	P_{a11}	84.585	kN/m	
許容支持力度	q_a	239.994	kN/m ²	「4.4」にて算出

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

$$\frac{84.585}{3.600} \leq 239.994 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$23.496 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 239.994 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

D面

$$Q_{cD} = W_U \cdot L_{TD} / A_{to} = 25.000 \times 2.600 / 9.360 = 6.944 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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)	$M_X \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $\Delta X \cdot V$	$M_Y \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	W_{aD}	66.395	0.000	86.313500	0.000000	「3.1」 合計より
2	上面荷重	Q_{cD}	6.944	0.000	9.027200	0.000000	
合 計			73.339	0.000	95.340700	0.000000	

項 目	記号	値	単位	備 考
合計荷重	P_{a11}	73.339	kN/m	
許容支持力度	q_a	239.994	kN/m ²	「4.4」にて算出

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

$$\frac{73.339}{2.600} \leq 239.994 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$28.207 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 239.994 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

4.6 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。

・上面荷重

$$\text{上面荷重 } W_U = W_{U1} = 25.000 \text{ (kN) } \text{ 「蓋板重量」}$$

B面

$$Q_{cB} = W_U \cdot L_{TB} / A_{to} = 25.000 \times 3.600 / 9.360 = 9.615 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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}	74.970	8.996	134.946000	10.438400	「3.1」合計より
2	上面荷重	Q_{cb}	9.615	0.000	17.307000	0.000000	
合計			84.585	8.996	152.253000	10.438400	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	P_{a11}	84.585	kN/m	
許容支持力度	q_{Ea}	388.812	kN/m ²	「4.4」にて算出

$$e = \frac{B}{2} \frac{M_x - M_y}{P_{a11}} = \frac{3.600}{2} \frac{152.253 - 10.438}{84.585} = 0.123 \text{ (m)}$$

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

$$\frac{84.585}{3.600} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.123}{3.600} \right) \leq 388.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$28.312 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 388.812 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

D面

$$Q_{cd} = W_U \cdot L_{TD} / A_{to} = 25.000 \times 2.600 / 9.360 = 6.944 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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}	66.395	7.967	86.313500	10.258325	「3.1」合計より
2	上面荷重	Q_{cd}	6.944	0.000	9.027200	0.000000	
合計			73.339	7.967	95.340700	10.258325	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	P_{a11}	73.339	kN/m	
許容支持力度	q_{Ea}	388.812	kN/m ²	「4.4」にて算出

$$e = \frac{B}{2} \frac{M_x - M_y}{P_{a11}} = \frac{2.600}{2} \frac{95.341 - 10.258}{73.339} = 0.140 \text{ (m)}$$

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

$$\frac{73.339}{2.600} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.140}{2.600} \right) \leq 388.812 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$37.320 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 388.812 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

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	80.000	25.000	
	土圧の鉛直成分	○	○	
	計算タイプ	常時	地震時	
上面荷重	蓋板重量	25.000	25.000	
	輪荷重（T-14 後輪荷重）	55.000		
	採用値計	80.000	25.000	

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		
ケース名	等変分布荷重	等分布荷重	備考
ケース1	側壁高	側壁高	
ケース2	側壁高	側壁高	

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	9.432	○	9.432	○	9.432
自動車荷重	4.490	○	4.490		—
群集荷重	—		—		—
雪荷重	5.250	○	1.000		—
その他荷重			—		—
合 計			14.922		9.432

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・水圧による等変分布荷重(ケース1)

項 目	記号	単位	底版厚中央	備 考
照 査 位 置	h	m	3.175	天端からの距離
土 砂 高	水中外	H _s	1.650	
	水 中	H _{ws}	1.325	
	外 水 位	H _{wo}	1.325	
内 水 位	H _{wi}	m	1.000	
土 圧	水中外	P _s	kN/m ²	10.722
	水 中	P _{ws}	kN/m ²	4.783
	土圧(水平)計	P _{ah}	kN/m ²	14.854
外 水 圧	P _{wo}	kN/m ²	12.985	
内 水 圧	P _{wi}	kN/m ²	-9.800	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

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A$$

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

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos \delta$$

・底版厚中央

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 1.650 \times 0.361 = 10.722$$

$$P_{ws} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A = 10.000 \times 1.325 \times 0.361 = 4.783$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos \delta = (10.722 + 4.783) \times \cos 16.667 = 14.854$$

b) 水圧の計算

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

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

・底版厚中央

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

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

6.3 上載荷重による等分布荷重(ケース1)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	3.175	
上載荷重合計	q	kN/m ²	14.922	
土圧係数	K _A		0.361	
背面土の傾斜角	ι	°	—	
壁背面の傾斜角	θ	°	90.000	
壁背面と土との摩擦角	δ	°	16.667	
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	5.161	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_A \cdot \cos \delta$$

・底版厚中央

$$P_q = 14.922 \times 0.361 \times \cos 16.667 = 5.161$$

6.4 土圧・水圧による等変分布荷重(ケース2)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	3.175	天端からの距離
土砂高	水中外	H _s	1.650	
	水中	H _{ws}	1.325	
外水位	H _{wo}	m	1.325	
内水位	H _{wi}	m	0.000	内水位を考慮しない
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	13.632
	水中	P _{ws}	kN/m ²	6.082
	土圧(水平)計	P _{ah}	kN/m ²	19.247
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	12.985	
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	0.000	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。

a) 土圧の計算(地震時)

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

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

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos \delta_E$$

・底版厚中央

$$P_s = (1 - K_v) \cdot \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE} = (1 - 0.000) \times 18.000 \times 1.650 \times 0.459 = 13.632$$

$$P_{ws} = (1 - K_v) \cdot \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_{AE} = (1 - 0.000) \times 10.000 \times 1.325 \times 0.459 = 6.082$$

$$P_{ah} = (P_s + P_{ws}) \cdot \cos \delta_E = (13.632 + 6.082) \times \cos 12.500 = 19.247$$

b) 水圧の計算

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

・底版厚中央

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

6.5 上載荷重による等分布荷重(ケース2)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	3.175	
上載荷重合計	q	kN/m ²	9.432	
土圧係数	K _{AE}		0.459	地震時係数
背面土の傾斜角	ι	°	—	
壁背面の傾斜角	θ	°	90.000	
壁背面と土との摩擦角	δ	°	12.500	
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	4.226	

荷重の計算

$$P_q = (1 - K_v) \cdot q \cdot K_{AE} \cdot \cos \delta_E$$

・底版厚中央

$$P_q = (1 - 0.000) \times 9.432 \times 0.459 \times \cos 12.500 = 4.226$$

6.6 地震時慣性力と地震時動水圧

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	3.175	
躯体自重	W _a	kN	327.222	「3.2」にて算出
地震時自重慣性力	W _{EW}	kN	39.267	
照査位置内空幅	B	m	3.000	
	D	m	2.000	
照査位置壁厚	T	m	0.300	
等変化	B面慣性強度	w _{Bew}	kN/m ²	7.999
	D面慣性強度	w _{Dew}	kN/m ²	11.477
B面地震時動水圧	P _{BEW}	kN	—	
D面地震時動水圧	P _{DEW}	kN	—	
等分布	B面動水圧強度	p _{Bew}	kN/m ²	—
	D面動水圧強度	p _{Dew}	kN/m ²	—

地震時慣性力と動水圧の計算

$$W_{EW} = K_h \cdot W_a$$

$$w_{Bew} = 2W_{EW} \cdot (h - H_d) / \{(B + T)(H + T_b/2 - H_d)^2\}$$

$$w_{Dew} = 2W_{EW} \cdot (h - H_d) / \{(D + T)(H + T_b/2 - H_d)^2\}$$

ただし、 $h - H_d < 0$ の場合は $w = 0.00$

$$W_{EW} = 0.120 \times 327.222 = 39.267 \text{ (kN)}$$

・底版厚中央

$$w_{bew} = 2 \times 39.267 \times (3.175 - 0.200) / \{(3.000 + 0.300)(3.000 + 0.350 / 2 - 0.200)^2\} = 7.999 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$w_{dew} = 2 \times 39.267 \times (3.175 - 0.200) / \{(2.000 + 0.300)(3.000 + 0.350 / 2 - 0.200)^2\} = 11.477 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.7 主働土圧集計表

項目	記号	単位	ケース1	ケース2	備考	
底版厚中央	土圧	P _{ah}	kN/m ²	14.854	19.247	
	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	5.161	4.226	
	等変分布計		kN/m ²	18.039	32.232	
	等分布計		kN/m ²	5.161	4.226	
	合計		kN/m ²	23.200	36.458	

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	246.960	kN	「3.2」にて算出
底版重量	W_2	80.262	kN	「3.2」にて算出
側壁水平力	W_{H1}	29.635	kN	
底版水平力	W_{H2}	9.631	kN	
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

・側壁水平力

$$W_{H1} = k_h \cdot W_1 = 0.120 \times 246.960 = 29.635 \text{ (kN)}$$

・底版水平力

$$W_{H2} = k_h \cdot W_2 = 0.120 \times 80.262 = 9.631 \text{ (kN)}$$

・側壁図心Y

$$Y_1 = \frac{H}{2} + T_b = \frac{3.000}{2} + 0.350 = 1.850 \text{ (m)}$$

・底版図心Y

$$Y_2 = \frac{T_b}{2} = \frac{0.350}{2} = 0.175 \text{ (m)}$$

・底版軸間距離

$$B_c = B + T_u = 3.000 + 0.300 = 3.300 \text{ (m)}$$

$$D_c = D + T_u = 2.000 + 0.300 = 2.300 \text{ (m)}$$

・図心X

$$X_1 = \frac{D}{2} + T_u = \frac{2.000}{2} + 0.300 = 1.300 \text{ (m)}$$

7.2 土圧鉛直成分の計算

項目	記号	単位	ケース1	ケース2	備考	
土砂高	水中外	H_s	m	1.650	1.650	
	水中	H_{ws}	m	1.325	1.325	
	上載荷重	Q	kN/m ²	14.922	9.432	
強度	水中外	P_{a1}	kN/m ²	10.722	13.632	
	水中	P_{a2}	kN/m ²	4.783	6.082	
主働土圧	水中外	P_{A1}	kN/m	8.846	11.246	
	水中	P_{A2}	kN/m	17.375	22.092	
	上載荷重	P_q	kN/m	16.026	12.880	
	土圧合計	P_A	kN/m	42.247	46.218	
	鉛直成分	P_{AV}	kN/m	12.117	10.003	
鉛直成分による重量		P_V	kN	135.710	112.034	

・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

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

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

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

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

・ケース 1 (常時)

$$P_{a1} = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 1.650 \times 0.361 = 10.722$$

$$P_{a2} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A = 10.000 \times 1.325 \times 0.361 = 4.783$$

$$P_q = (H_s + H_{ws}) Q \cdot K_A = (1.650 + 1.325) \times 14.922 \times 0.361 = 16.026$$

$$P_{A1} = 0.5 P_{a1} \cdot H_s = 0.5 \times 10.722 \times 1.650 = 8.846$$

$$P_{A2} = (P_{a1} + 0.5 P_{a2}) H_{ws} = (10.722 + 0.5 \times 4.783) \times 1.325 = 17.375$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} + P_q = 8.846 + 17.375 + 16.026 = 42.247$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 42.247 \times \sin(16.667 + 90 - 90.000) = 12.117$$

$$P_V = P_{AV} (2B + 2D + 4T_u) = 12.117 \times (2 \times 3.000 + 2 \times 2.000 + 4 \times 0.300) = 135.710$$

・ケース 2 (地震時)

$$P_{a1} = (1 - K_v)$$

$$P_{a2} = (1 - K_v)$$

$$P_q = (1 - K_v)$$

$$P_{A1} = 0.5 P_{a1} \cdot H_s = 0.5 \times 13.632 \times 1.650 = 11.246$$

$$P_{A2} = (P_{a1} + 0.5 P_{a2}) H_{ws} = (13.632 + 0.5 \times 6.082) \times 1.325 = 22.092$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} + P_q = 11.246 + 22.092 + 12.880 = 46.218$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta_E + 90 - \theta) = 46.218 \times \sin(12.500 + 90 - 90.000) = 10.003$$

$$P_V = P_{AV} (2B + 2D + 4T_u) = 10.003 \times (2 \times 3.000 + 2 \times 2.000 + 4 \times 0.300) = 112.034$$

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	246.960	○	246.960	○	246.960
上面荷重	80.000	○	80.000	○	25.000
土圧鉛直成分			135.710		112.034
重量合計(Q _A)			462.670		383.994

7.4 偏心距離の算出

地震時慣性力を考慮した場合に、躯体自重に設計水平震度を考慮した水平力が生じ、集水柵内の水は地震時動水圧が生じると考える。

その際に偏心距離は集水柵の短辺方向で次式により算出する。

$$e = \frac{L}{2} - X_0 = \frac{L}{2} - \frac{\sum M_x - \sum M_y}{\sum V}$$

- ここに、 e : 偏心距離[合力の作用線が底面と交わる点と底面の中心との距離] (m)
 L : 集水柵底面軸間距離[B面とD面の短辺] (m)
 X₀ : 合力の作用位置 (m)
 ΣV : 全鉛直力 (kN)
 ΣM_x : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
 ΣM_y : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

・ケース2

項目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	M _x	M _y	
側壁	246.960	29.635	1.300	1.850	321.048000	54.824750	「7.1」にて算出
底版	80.262	9.631	1.300	0.175	104.340600	1.685425	「7.1」にて算出
土圧鉛直成分	112.034	0.000	1.300	0.000	145.644200	0.000000	「7.2」にて算出
上面荷重	25.000	0.000	1.300	0.000	32.500000	0.000000	
計	464.256				603.532800	56.510175	

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_x - \Sigma M_y}{\Sigma V} = \frac{2.600}{2} - \frac{603.533 - 56.510}{464.256} = 0.122 \text{ (m)}$$

7.5 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出来る。

作用面積は、側壁軸位置(中心)で囲まれた範囲とする。

ただし、設計水平震度により合力が偏心している場合には、偏心距離に応じた地盤反力を算出する。

その際偏心距離が中央1/3外になる場合には地盤反力が三角形の等変化荷重として算出する。

$$\text{作用面積 } A = B_c \cdot D_c$$

- ・偏心を考慮しない場合[e=0.000(m)]

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

- ・合力の作用点が中央1/3内の場合

$$\text{地盤反力 } W_{R1} = \frac{Q_A}{A} \left(1 + \frac{6e}{D_c}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad W_{R2} = \frac{Q_A}{A} \left(1 - \frac{6e}{D_c}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・合力の作用点が中央1/3外の場合

$$\text{地盤反力 } W_{R1} = 2 \frac{Q_A}{A} \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad W_{R2} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

各検討ケースの計算を次に示す。

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

$$D_c = 2.300 \text{ (m)}$$

- ・ケース1

$$e = 0.000 \text{ (m)}$$

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{462.670}{7.590} = 60.958 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・ケース2

$$e = 0.122 \text{ (m)} \leq \frac{2.300}{6} = 0.383 \text{ (m)} \cdots \text{合力の作用点が中央1/3以内のため}$$

$$W_{R1} = \frac{Q_A}{A} \left(1 + \frac{6e}{D_c}\right) = \frac{383.994}{7.590} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.122}{2.300}\right) = 66.694 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$W_{R2} = \frac{Q_A}{A} \left(1 - \frac{6e}{D_c}\right) = \frac{383.994}{7.590} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.122}{2.300}\right) = 34.491 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{等分布荷重 } W_R = W_{R2} = 34.491 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad \text{等変化荷重 } W_T = W_{R1} - W_{R2} = 66.694 - 34.491 = 32.203 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

7.6 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	462.670	383.994	
地盤反力(等分布)	W _R	kN/m ²	60.958	34.491	
地盤反力(等変化)	W _T	kN/m ²	0.000	32.203	

8. 応力解析（側壁）

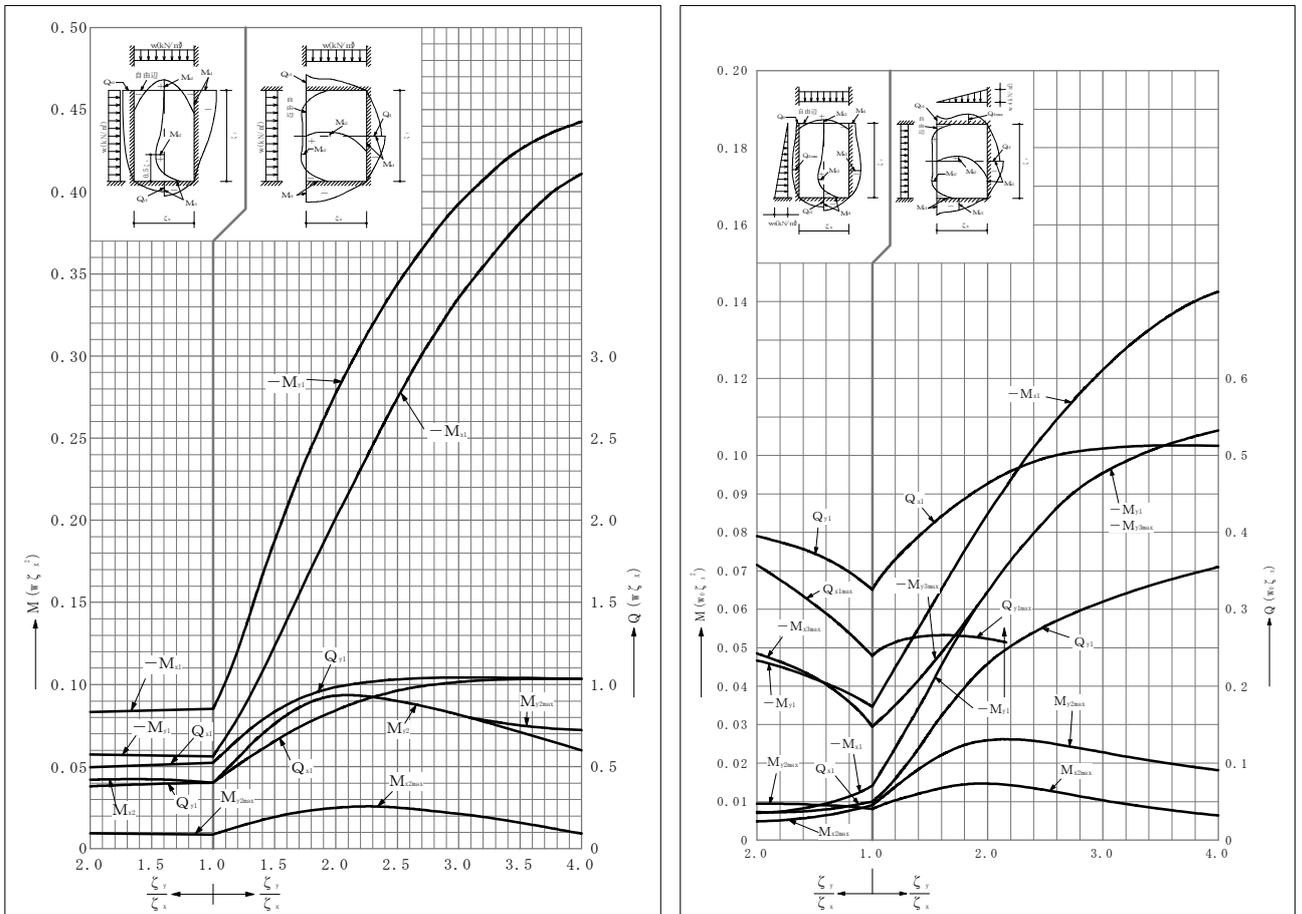
8.1 三辺固定スラブについて

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」と考えることが出来る。

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 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。

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 $M = k \cdot P \cdot \zeta_x^2$

各せん断力 $Q = k \cdot P \cdot \zeta_x$

ここに k ：各種係数（グラフからの読取り値）

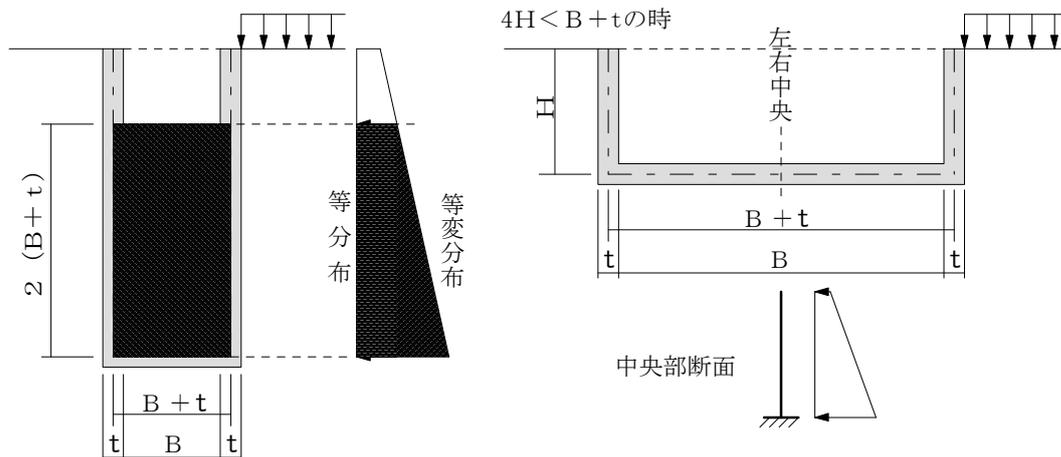
P ：土圧、荷重強度（ kN/m^2 ）

ζ_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。

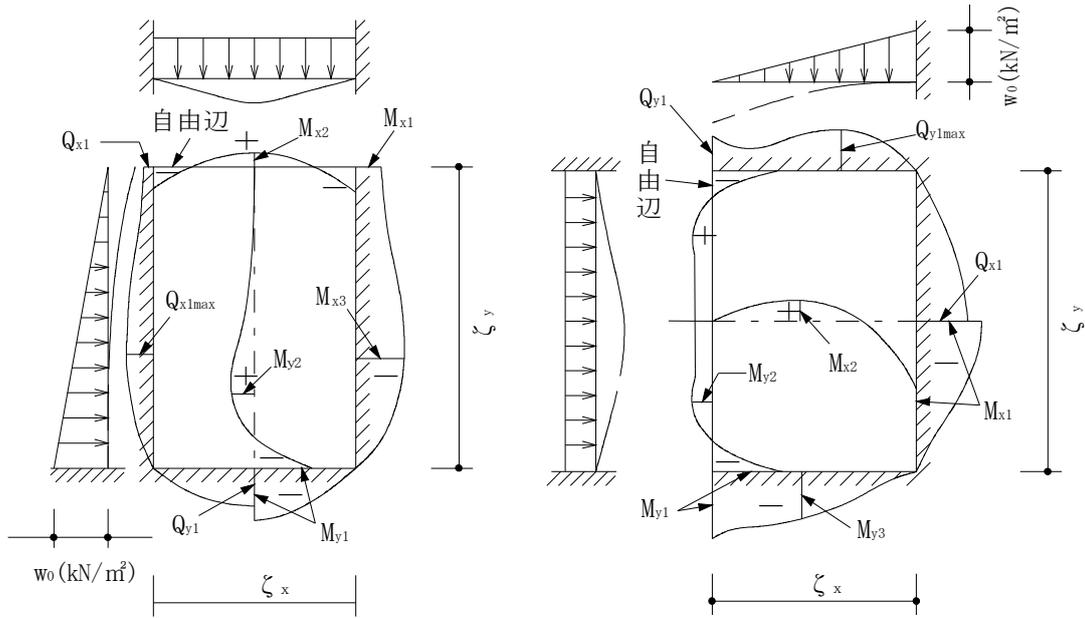
その際、その範囲より上部に生じている土圧や水圧を等分布荷重が生じているものとして等分布と等変分布に分けて検討する。

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

8.2 側壁の応力計算（ケース1）



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）

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 3,000 + 300 \\ &= 3,300 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

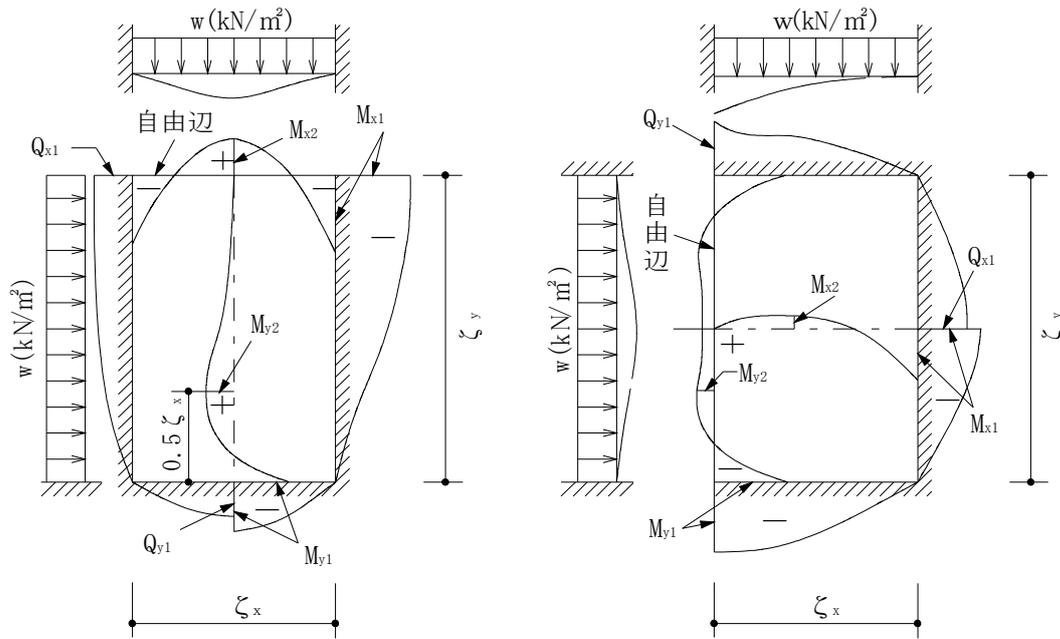
したがって、右図形状

$$\zeta_y = 3,300 \quad \zeta_x = 3,175 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.04$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 18.039 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{y1} = -0.01616$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.01616 \times 18.039 \times 3.175^2 = -2.939 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.03682$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03682 \times 18.039 \times 3.175^2 = -6.696 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.01014$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.01014 \times 18.039 \times 3.175^2 = 1.844 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00856$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00856 \times 18.039 \times 3.175^2 = 1.557 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y3\text{Max}} = -0.03064$	$M_{y3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03064 \times 18.039 \times 3.175^2 = -5.572 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.05632$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.05632 \times 18.039 \times 3.175 = 3.226 \text{ (kN)}$
$Q_{y1\text{Max}} = 0.24336$	$Q_{y1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.24336 \times 18.039 \times 3.175 = 13.938 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.33358$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.33358 \times 18.039 \times 3.175 = 19.105 \text{ (kN)}$

・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 $LH = H + T_B / 2 = 3,000 + 350 / 2$
 $= 3,175 \text{ (mm)}$

したがって、右図形状

$\zeta_y = 3,300$ $\zeta_x = 3,175$ $\zeta_y / \zeta_x = 1.04$

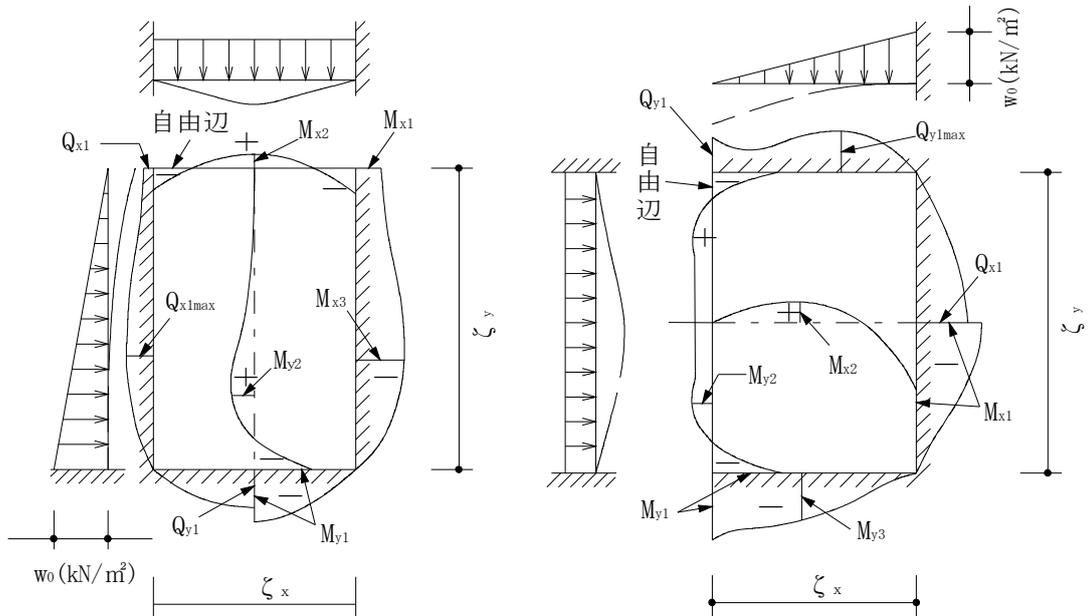
等分布荷重 $W = 5.161 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_{y1} = -0.09126$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.09126 \times 5.161 \times 3.175^2 = -4.748 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.06088$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.06088 \times 5.161 \times 3.175^2 = -3.167 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2} = 0.04354$	$M_{y2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04354 \times 5.161 \times 3.175^2 = 2.265 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2Max} = 0.04354$	$M_{y2Max} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04354 \times 5.161 \times 3.175^2 = 2.265 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2Max} = 0.00962$	$M_{x2Max} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.00962 \times 5.161 \times 3.175^2 = 0.500 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.55414$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.55414 \times 5.161 \times 3.175 = 9.080 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.42584$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.42584 \times 5.161 \times 3.175 = 6.978 \text{ (kN)}$

「B面」応力表

項目		$W_0=18.039$	$W=5.161$	合計	備考
曲げモーメント	Side-Top	-2.939	-4.748	-7.687	
	Side-Mid	-5.572	-4.748	-10.320	
	Center-Bottom	-6.696	-3.167	-9.863	
	Center-Mid	1.557	0.500	2.057	
	Center-Top	1.844	2.265	4.109	
	Top	1.844	2.265	4.109	
せん断力	Side-Top	3.226	9.080	12.306	
	Side-Mid	13.938	9.080	23.018	
	Center-Btm	19.105	6.978	26.083	

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)

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

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$\zeta_y = 3,175 \quad \zeta_x = 2,300 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.38$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 18.039 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.00977$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.00977 \times 18.039 \times 2.300^2 = -0.932 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.04045$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.04045 \times 18.039 \times 2.300^2 = -3.860 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00661$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00661 \times 18.039 \times 2.300^2 = 0.631 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00906$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00906 \times 18.039 \times 2.300^2 = 0.865 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.04006$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.04006 \times 18.039 \times 2.300^2 = -3.823 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.04034$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.04034 \times 18.039 \times 2.300 = 1.674 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.29242$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.29242 \times 18.039 \times 2.300 = 12.132 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.36385$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.36385 \times 18.039 \times 2.300 = 15.096 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力 (等分布荷重)

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$\zeta_y = 3,175 \quad \zeta_x = 2,300 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.38$$

$$\text{等分布荷重 } W = 5.161 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

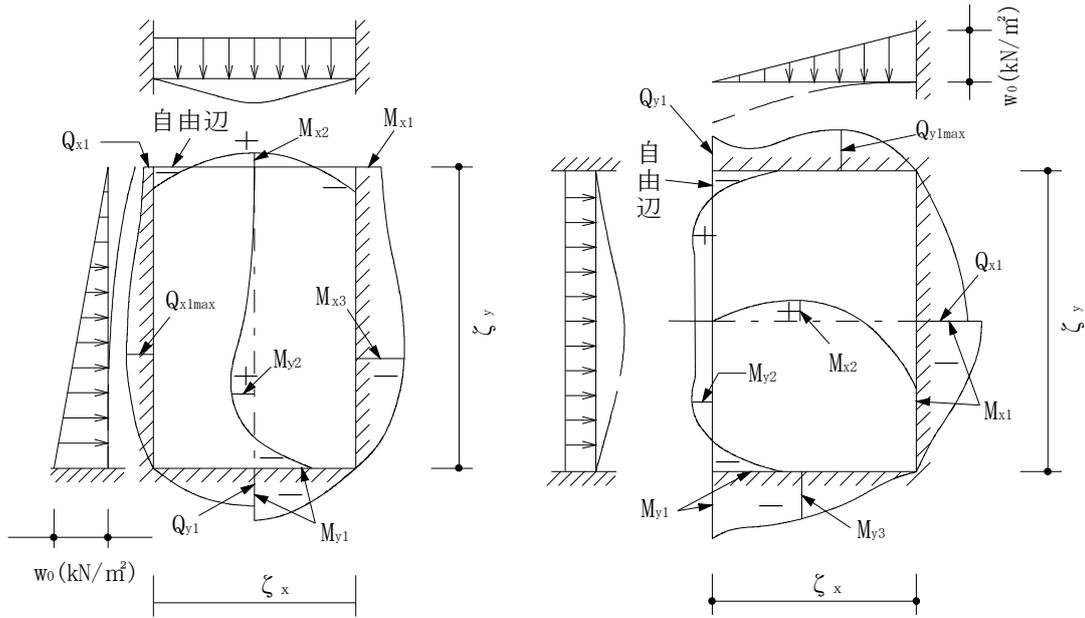
$M_{x1} = -0.08394$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.08394 \times 5.161 \times 2.300^2 = -2.292 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05706$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.05706 \times 5.161 \times 2.300^2 = -1.558 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04234$	$M_{x2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04234 \times 5.161 \times 2.300^2 = 1.156 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.04234$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04234 \times 5.161 \times 2.300^2 = 1.156 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00908$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.00908 \times 5.161 \times 2.300^2 = 0.248 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.51740$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.51740 \times 5.161 \times 2.300 = 6.142 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.39860$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.39860 \times 5.161 \times 2.300 = 4.732 \text{ (kN)}$

「D面」応力表

項 目		$W_0=18.039$	$W=5.161$	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	-0.932	-2.292	-3.224	
	Side-Mid	-3.823	-2.292	-6.115	
	Center-Bottom	-3.860	-1.558	-5.418	
	Center-Mid	0.865	0.248	1.113	
	Center-Top	0.631	1.156	1.787	
	Top	0.631	1.156	1.787	
せん 断 力	Side-Top	1.674	6.142	7.816	
	Side-Mid	12.132	6.142	18.274	
	Center-Btm	15.096	4.732	19.828	

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。

8.3 側壁の応力計算（ケース2）



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）

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 3,000 + 300 \\ &= 3,300 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、右図形状

$$\zeta_y = 3,300 \quad \zeta_x = 3,175 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.04$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 32.232 + 7.999 = 40.231 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{y1} = -0.01616$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.01616 \times 40.231 \times 3.175^2 = -6.554 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.03682$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03682 \times 40.231 \times 3.175^2 = -14.932 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.01014$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.01014 \times 40.231 \times 3.175^2 = 4.112 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00856$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00856 \times 40.231 \times 3.175^2 = 3.472 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y3\text{Max}} = -0.03064$	$M_{y3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03064 \times 40.231 \times 3.175^2 = -12.426 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.05632$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.05632 \times 40.231 \times 3.175 = 7.194 \text{ (kN)}$
$Q_{y1\text{Max}} = 0.24336$	$Q_{y1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.24336 \times 40.231 \times 3.175 = 31.085 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.33358$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.33358 \times 40.231 \times 3.175 = 42.609 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力（等分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、右図形状

$$\zeta_y = 3,300 \quad \zeta_x = 3,175 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.04$$

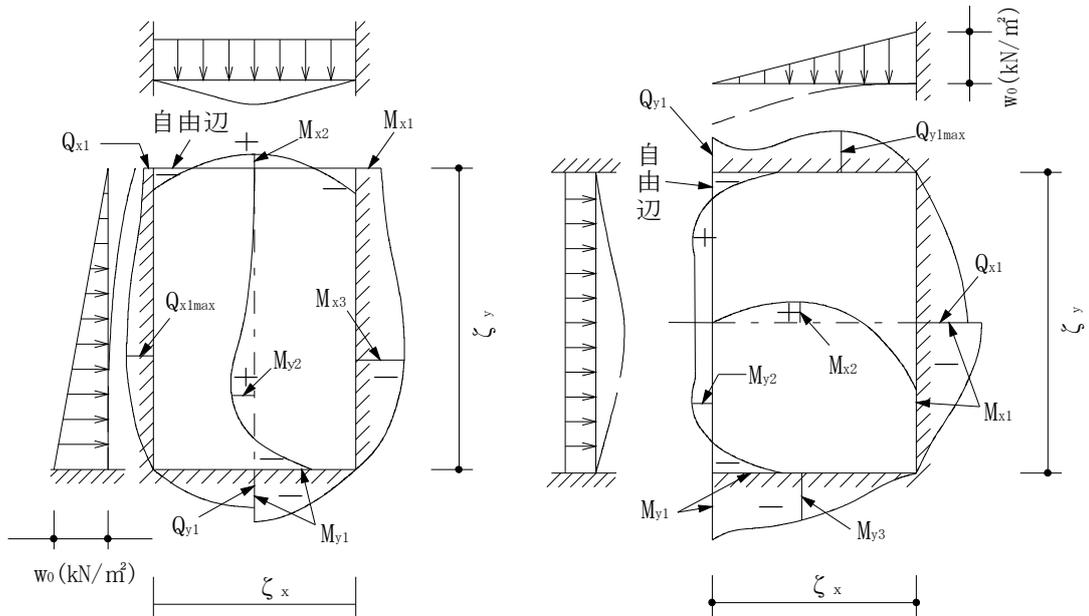
$$\text{等分布荷重 } W = 4.226 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{y1} = -0.09126$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.09126 \times 4.226 \times 3.175^2 = -3.888 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.06088$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.06088 \times 4.226 \times 3.175^2 = -2.594 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2} = 0.04354$	$M_{y2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04354 \times 4.226 \times 3.175^2 = 1.855 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.04354$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04354 \times 4.226 \times 3.175^2 = 1.855 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00962$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.00962 \times 4.226 \times 3.175^2 = 0.410 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.55414$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.55414 \times 4.226 \times 3.175 = 7.435 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.42584$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.42584 \times 4.226 \times 3.175 = 5.714 \text{ (kN)}$

「B面」応力表

項 目		$W_0=40.231$	$W=4.226$	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	-6.554	-3.888	-10.442	
	Side-Mid	-12.426	-3.888	-16.314	
	Center-Bottom	-14.932	-2.594	-17.526	
	Center-Mid	3.472	0.410	3.882	
	Center-Top	4.112	1.855	5.967	
	Top	4.112	1.855	5.967	
せん 断 力	Side-Top	7.194	7.435	14.629	
	Side-Mid	31.085	7.435	38.520	
	Center-Btm	42.609	5.714	48.323	

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)

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

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$\zeta_y = 3,175 \quad \zeta_x = 2,300 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.38$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 32.232 + 11.477 = 43.709 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.00977$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.00977 \times 43.709 \times 2.300^2 = -2.259 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.04045$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.04045 \times 43.709 \times 2.300^2 = -9.353 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00661$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00661 \times 43.709 \times 2.300^2 = 1.528 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00906$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00906 \times 43.709 \times 2.300^2 = 2.095 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.04006$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.04006 \times 43.709 \times 2.300^2 = -9.263 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.04034$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.04034 \times 43.709 \times 2.300 = 4.055 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.29242$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.29242 \times 43.709 \times 2.300 = 29.397 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.36385$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.36385 \times 43.709 \times 2.300 = 36.578 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力 (等分布荷重)

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 3,000 + 350 / 2 \\ &= 3,175 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、左図形状

$$\zeta_y = 3,175 \quad \zeta_x = 2,300 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.38$$

$$\text{等分布荷重 } W = 4.226 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{x1} = -0.08394$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.08394 \times 4.226 \times 2.300^2 = -1.877 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05706$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.05706 \times 4.226 \times 2.300^2 = -1.276 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04234$	$M_{x2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04234 \times 4.226 \times 2.300^2 = 0.947 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.04234$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04234 \times 4.226 \times 2.300^2 = 0.947 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00908$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.00908 \times 4.226 \times 2.300^2 = 0.203 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.51740$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.51740 \times 4.226 \times 2.300 = 5.029 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.39860$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.39860 \times 4.226 \times 2.300 = 3.874 \text{ (kN)}$

「D面」応力表

項 目		W ₀ =43.709	W=4.226	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	-2.259	-1.877	-4.136	
	Side-Mid	-9.263	-1.877	-11.140	
	Center-Bottom	-9.353	-1.276	-10.629	
	Center-Mid	2.095	0.203	2.298	
	Center-Top	1.528	0.947	2.475	
	Top	1.528	0.947	2.475	
せん 断 力	Side-Top	4.055	5.029	9.084	
	Side-Mid	29.397	5.029	34.426	
	Center-Btm	36.578	3.874	40.452	

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。

8.4 応力一覧表

項 目		ケース 1	ケース 2	備 考	
曲げモーメント	Side	B面	-10.320	-16.314	
		D面	-6.115	-11.140	
	Center-Bottom	B面	-9.863	-17.526	
		D面	-5.418	-10.629	
	Center-Top	B面	4.109	5.967	
		D面	1.787	2.475	
	Center-Mid	B面	2.057	3.882	
		D面	1.113	2.298	
せん断力	Side	B面	23.018	38.520	
		D面	18.274	34.426	
	Center-Bottom	B面	26.083	48.323	
		D面	19.828	40.452	

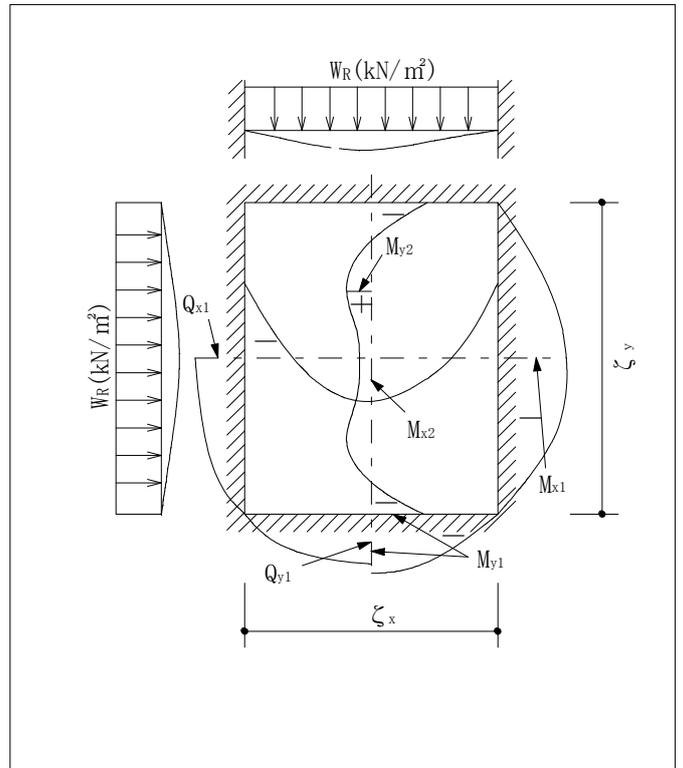
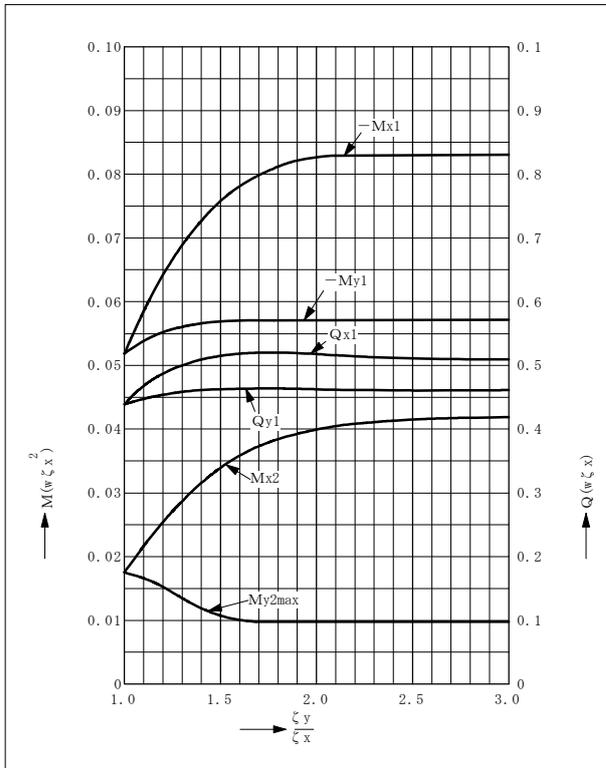
9. 応力解析（底版）

9.1 四辺固定スラブについて

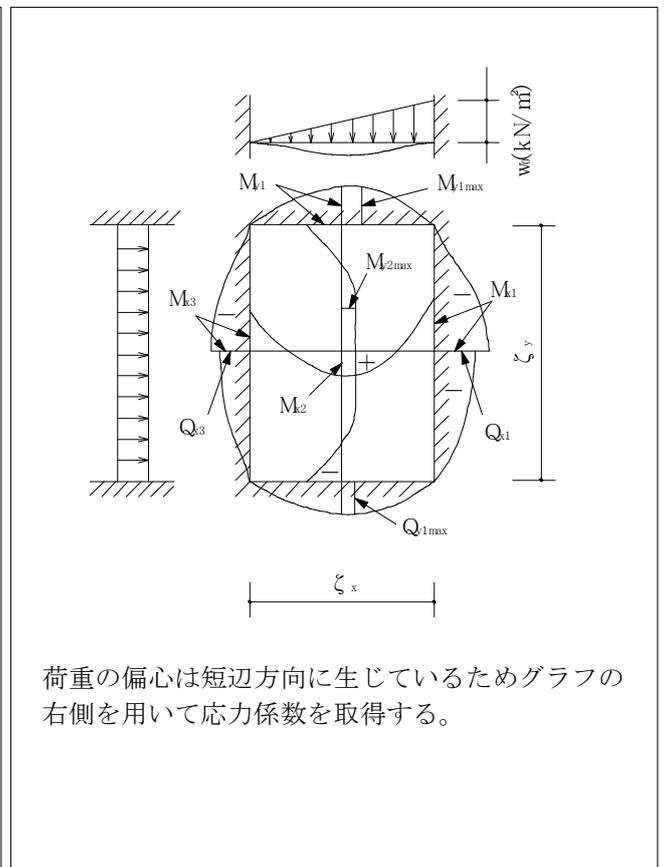
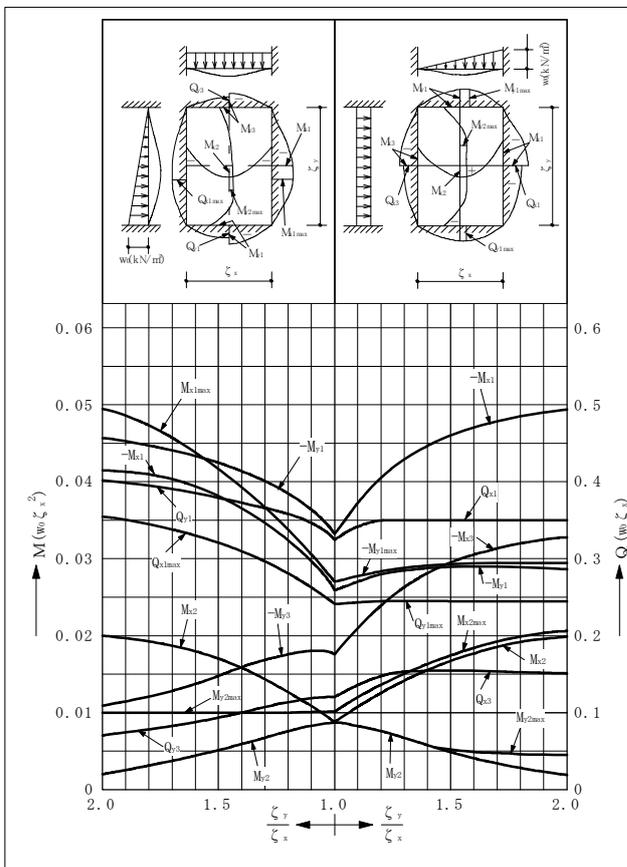
集水桝の構造上、底版に関しては「四辺固定等分布スラブ」と考えることが出来る。

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。

地震時水平設計震度により偏心荷重を考慮する場合には、偏心で生じた両端の荷重差から等分布荷重と等変化荷重とに分け、それぞれのグラフより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



荷重の偏心は短辺方向に生じているためグラフの右側を用いて応力係数を取得する。

四辺固定等変化スラブ応力図

・スラブ計算

$$\text{各曲げモーメント } M = k \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k' \cdot W_T \cdot \zeta_x^2$$

$$\text{各せん断力 } Q = k \cdot W_R \cdot \zeta_x + k' \cdot W_T \cdot \zeta_x$$

- ここに、 k : 四辺固定等分布スラブ各種係数 (グラフからの読取り値)
 k' : 四辺固定等変化スラブ各種係数 (グラフからの読取り値)
 W_R : 土圧、等分布荷重強度 (kN/m²)
 W_T : 土圧、等変化荷重強度 (kN/m²)
 ζ_x : 短辺長 (m)

9.2 スラブ条件

$$\begin{aligned}
 LB &= (B + T_u)(3,000 + 300) \\
 &= 3,300 \text{ (mm)} \\
 LD &= (D + T_u)(2,000 + 300) \\
 &= 2,300 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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

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、

$$\begin{aligned}
 k_{Mx1} &= -0.07343 & , & & k'_{Mx1} &= -0.04502 \\
 k_{My1} &= -0.05669 & , & & k'_{My1} &= -0.02916 \\
 k_{Mx2} &= 0.03222 & , & & k'_{Mx2} &= 0.01663 \\
 k_{My2} &= 0.01154 & , & & k'_{My2} &= 0.00562 \\
 k_{Qx1} &= 0.51033 & , & & k'_{Qx1} &= 0.35000 \\
 k_{Qy1} &= 0.46146 & , & & k'_{Qy1} &= 0.24471
 \end{aligned}$$

9.3 底版の応力計算（ケース1）

$$\text{底版反力[等分布]} \quad W_R = 60.958 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底版反力[等変化]} \quad W_T = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.07343 \times 60.958 \times 2.300^2 = -23.679 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05669 \times 60.958 \times 2.300^2 = -18.281 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.03222 \times 60.958 \times 2.300^2 = 10.390 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01154 \times 60.958 \times 2.300^2 = 3.721 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.51033 \times 60.958 \times 2.300 = 71.550 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.46146 \times 60.958 \times 2.300 = 64.698 \text{ (kN)}$$

9.4 底版の応力計算（ケース2）

$$\text{底版反力[等分布]} \quad W_R = 34.491 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底版反力[等変化]} \quad W_T = 32.203 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{Mx1} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = -0.07343 \times 34.491 \times 2.300^2 + (-0.04502) \times 32.203 \times 2.300^2 = -21.067 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{My1} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = -0.05669 \times 34.491 \times 2.300^2 + (-0.02916) \times 32.203 \times 2.300^2 = -15.312 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{Mx2} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = 0.03222 \times 34.491 \times 2.300^2 + 0.01663 \times 32.203 \times 2.300^2 = 8.712 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{My2} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = 0.01154 \times 34.491 \times 2.300^2 + 0.00562 \times 32.203 \times 2.300^2 = 3.063 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x + k'_{Qx1} \cdot W_T \cdot \zeta_x = 0.51033 \times 34.491 \times 2.300 + 0.35000 \times 32.203 \times 2.300 = 66.407 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x + k'_{Qy1} \cdot W_T \cdot \zeta_x = 0.46146 \times 34.491 \times 2.300 + 0.24471 \times 32.203 \times 2.300 = 54.732 \text{ (kN)}$$

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	-23.679	-21.067	
	M_{y1}	kN・m	-18.281	-15.312	
	M_{x2}	kN・m	10.390	8.712	
	M_{y2max}	kN・m	3.721	3.063	
せん断力	Q_{x1}	kN	71.550	66.407	
	Q_{y1}	kN	64.698	54.732	

10. 最大応力集計

10.1 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
ケー ス1	曲げモーメント M	kN・m	2.057	4.109	-9.863	-10.320	
	せん断力 S	kN	—	—	26.083	23.018	
ケー ス2	曲げモーメント M	kN・m	3.882	5.967	-17.526	-16.314	
	せん断力 S	kN	—	—	48.323	38.520	

10.2 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
ケー ス1	曲げモーメント M	kN・m	1.113	1.787	-5.418	-6.115	
	せん断力 S	kN	—	—	19.828	18.274	
ケー ス2	曲げモーメント M	kN・m	2.298	2.475	-10.629	-11.140	
	せん断力 S	kN	—	—	40.452	34.426	

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	3.721	10.390	-18.281	-23.679	
	せん断力 S	kN	—	—	64.698	71.550	
ケー ス2	曲げモーメント M	kN・m	3.063	8.712	-15.312	-21.067	
	せん断力 S	kN	—	—	54.732	66.407	

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
	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	
地震時許容せん断応力度	τ_{Ea}	0.68	N/mm ²	
地震時許容付着応力度	τ_{E0a}	2.40	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	
地震時許容引張応力度	σ_{Esa}	205.0	N/mm ²	
地震時許容圧縮応力度	$\sigma_{Esa'}$	205.0	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			<input type="radio"/> 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。			

11.2 配筋条件

側壁	配筋方法	単鉄筋	<input type="checkbox"/>	縦横同じ	<input type="checkbox"/>	横外・縦内	<input type="checkbox"/>	縦外・横内
		複鉄筋	<input type="radio"/>	縦横同じ	<input type="checkbox"/>	横外・縦内	<input type="checkbox"/>	縦外・横内
	計算方法		<input type="radio"/>	単鉄筋計算		<input type="checkbox"/>	複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		<input type="checkbox"/>	内側	70	<input type="checkbox"/>	外側	70
底板	配筋方法	単鉄筋	<input type="checkbox"/>	幅奥同じ	<input type="checkbox"/>	奥外・幅内	<input type="checkbox"/>	幅外・奥内
		複鉄筋	<input type="radio"/>	幅奥同じ	<input type="checkbox"/>	奥外・幅内	<input type="checkbox"/>	幅外・奥内
	計算方法		<input type="radio"/>	単鉄筋計算		<input type="checkbox"/>	複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		<input type="checkbox"/>	内側	70	<input type="checkbox"/>	外側	70
かぶりの指定方法		<input type="radio"/>	鉄筋中心まで			<input type="checkbox"/>	鉄筋表面まで	

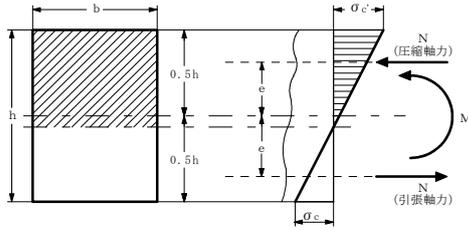
※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

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	D16	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	D16	250	70	
底板内側幅鉄筋	3	D13	250	70	
底板外側幅鉄筋	2	D16	250	70	
底板内側奥行鉄筋	3	D13	250	70	
底板外側奥行鉄筋	1	D16	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

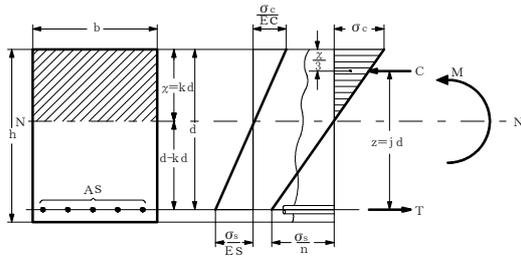


$$\sigma_c' = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad (\text{軸力を考慮しない場合 } N=0.0)$$

$$\tau = \frac{S}{A}$$

$$A = b \cdot h \quad Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

12.2 単鉄筋公式 (軸力考慮無し)



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

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

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

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

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

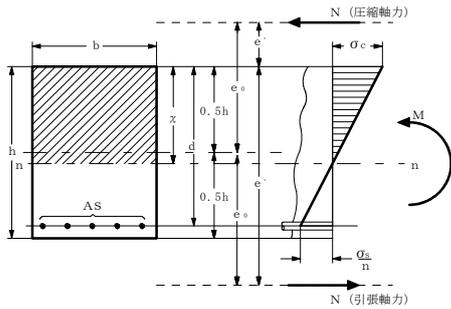
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

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

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)



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

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot \chi}{2} - n \cdot A_s \frac{d - \chi}{\chi}} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

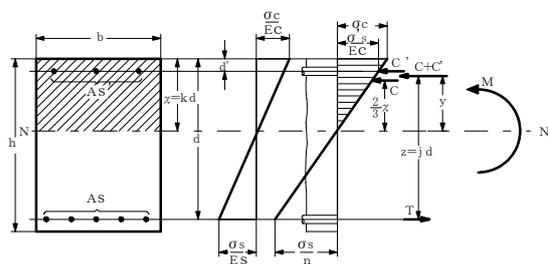
$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

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 B 面

				許容値 (地震時)	ケース 1				ケース 2			
					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		2.057	4.109	-9.863	-10.320	3.882	5.967	-17.526	-16.314
	せん断力	S	kN		—	—	26.083	23.018	—	—	48.323	38.520
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	D16@250	D13@250	D13@250	D13@250	D16@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	794	507	507	507	794	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋 周長	U	mm		160	160	200	160	160	160	200	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	0.00345	0.00220	0.00220	0.00220	0.00345	0.00220
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22602	0.22602	0.27410	0.22602	0.22602	0.22602	0.27410	0.22602
	応力軸比	j			0.92466	0.92466	0.90863	0.92466	0.92466	0.92466	0.90863	0.92466
		L _c										
計算結果	中立軸の位置	z	mm		51.985	51.985	63.043	51.985	51.985	51.985	63.043	51.985
	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.372	0.743	1.497	1.867	(0.702)	(1.079)	(2.660)	(2.951)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	137.00 (205.00)	19.077	38.108	59.439	95.711	(36.003)	(55.340)	(105.620)	(151.301)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.125	0.108	—	—	(0.231)	(0.181)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	0.624	0.676	—	—	(1.156)	(1.132)
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

13.2 D 面

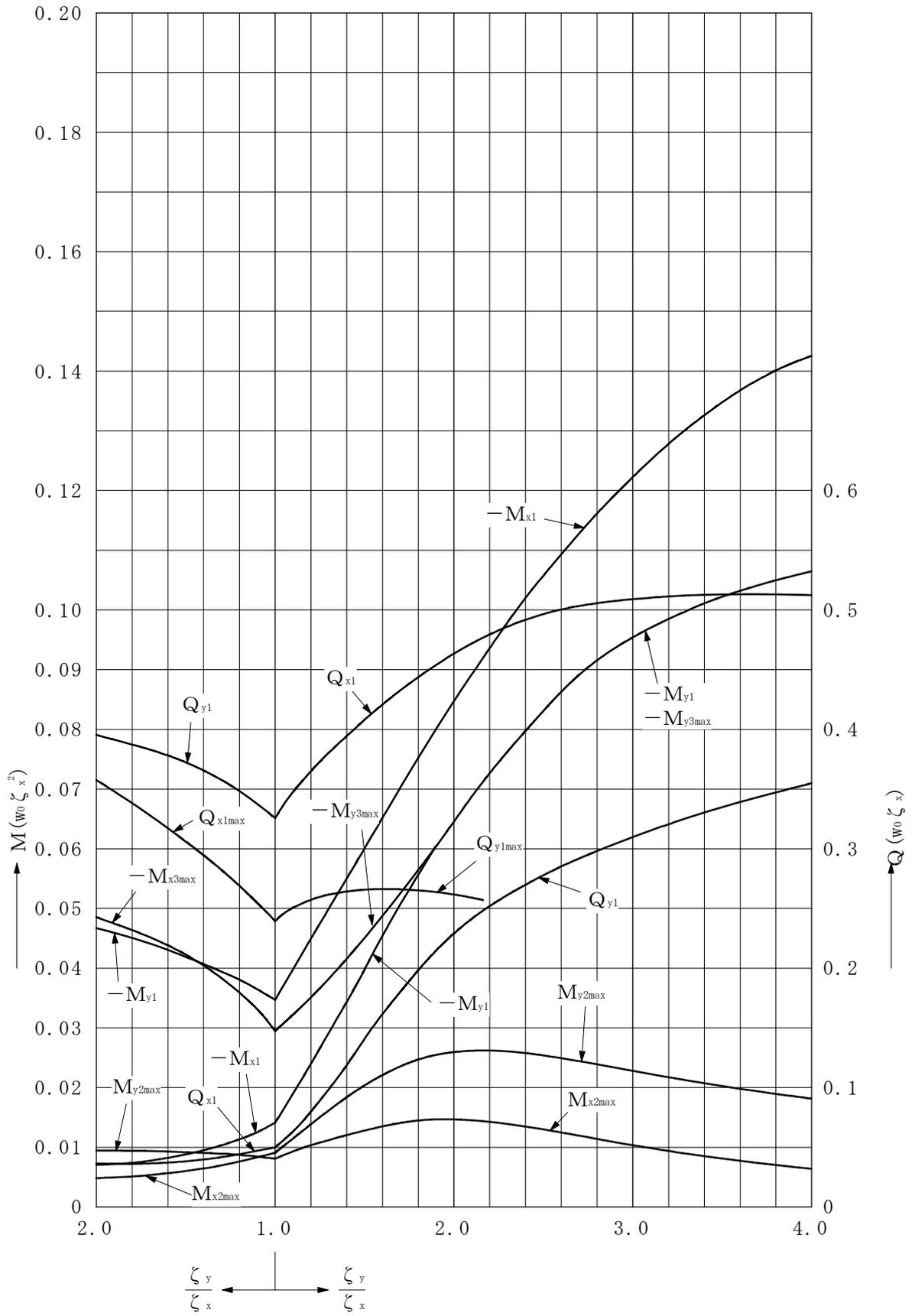
				許容値 (地震時)	ケース 1				ケース 2			
					縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		1.113	1.787	-5.418	-6.115	2.298	2.475	-10.629	-11.140
	せん断力	S	kN		—	—	19.828	18.274	—	—	40.452	34.426
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 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	D16@250	D13@250	D13@250	D13@250	D16@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	794	507	507	507	794	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋周長	U	mm		160	160	200	160	160	160	200	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	0.00345	0.00220	0.00220	0.00220	0.00345	0.00220
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22602	0.22602	0.27410	0.22602	0.22602	0.22602	0.27410	0.22602
	応力軸比	j			0.92466	0.92466	0.90863	0.92466	0.92466	0.92466	0.90863	0.92466
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		51.985	51.985	63.043	51.985	51.985	51.985	63.043	51.985
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.201	0.323	0.822	1.106	(0.416)	(0.448)	(1.614)	(2.015)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	137.00 (205.00)	10.322	16.573	32.652	56.712	(21.312)	(22.954)	(64.056)	(103.316)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.095	0.086	—	—	(0.194)	(0.162)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	0.474	0.537	—	—	(0.968)	(1.012)
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

13.3 底 版

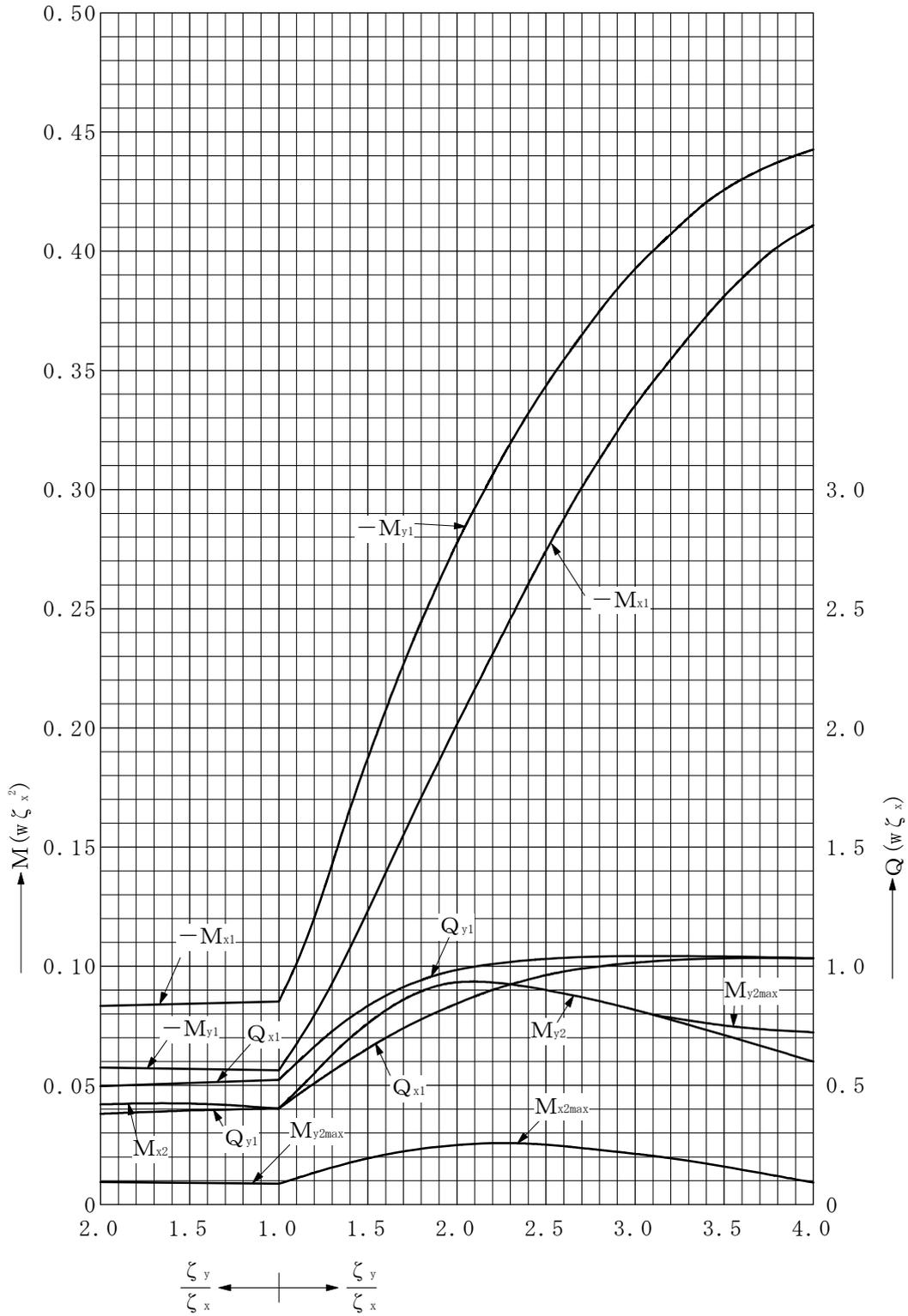
				許容値 (地震時)	ケース 1				ケース 2			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		3.721	10.390	-18.281	-23.679	3.063	8.712	-15.312	-21.067
	せん断力	S	kN		—	—	64.698	71.550	—	—	54.732	66.407
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		350	350	350	350	350	350	350	350
配筋計画	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	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		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	0.00284	0.00284	0.00181	0.00181	0.00284	0.00284
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.20745	0.20745	0.25238	0.25238	0.20745	0.20745	0.25238	0.25238
	応力軸比	j			0.93085	0.93085	0.91587	0.91587	0.93085	0.93085	0.91587	0.91587
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		58.086	58.086	70.666	70.666	58.086	58.086	70.666	70.666
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00 (13.50)	0.492	1.373	2.018	2.613	(0.405)	(1.151)	(1.690)	(2.325)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	137.00 (205.00)	28.159	78.627	89.782	116.292	(23.179)	(65.928)	(75.200)	(103.464)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.45 (0.68)	—	—	0.252	0.279	—	—	(0.213)	(0.259)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60 (2.40)	—	—	1.261	1.395	—	—	(1.067)	(1.295)
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

14 参考資料

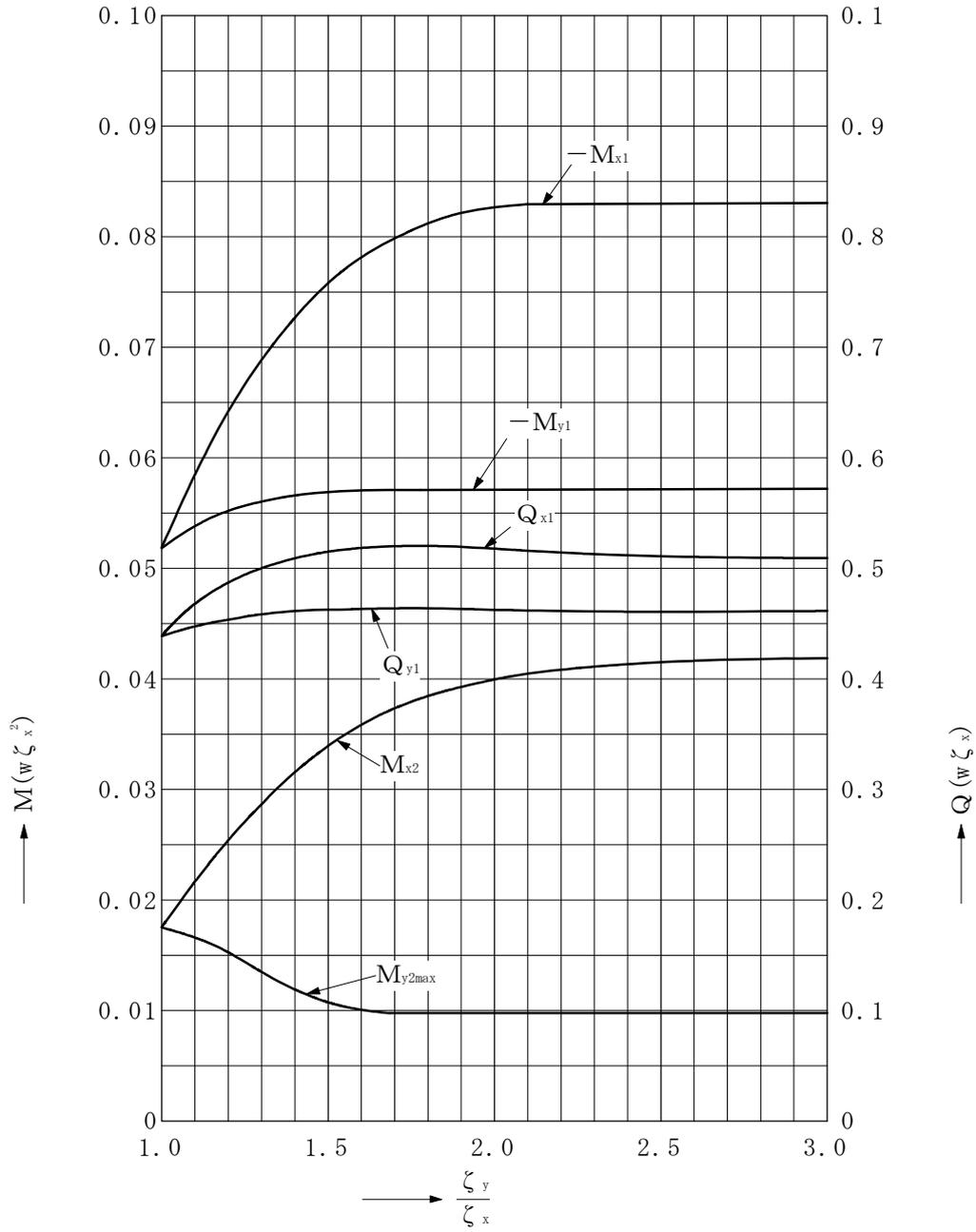
14.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



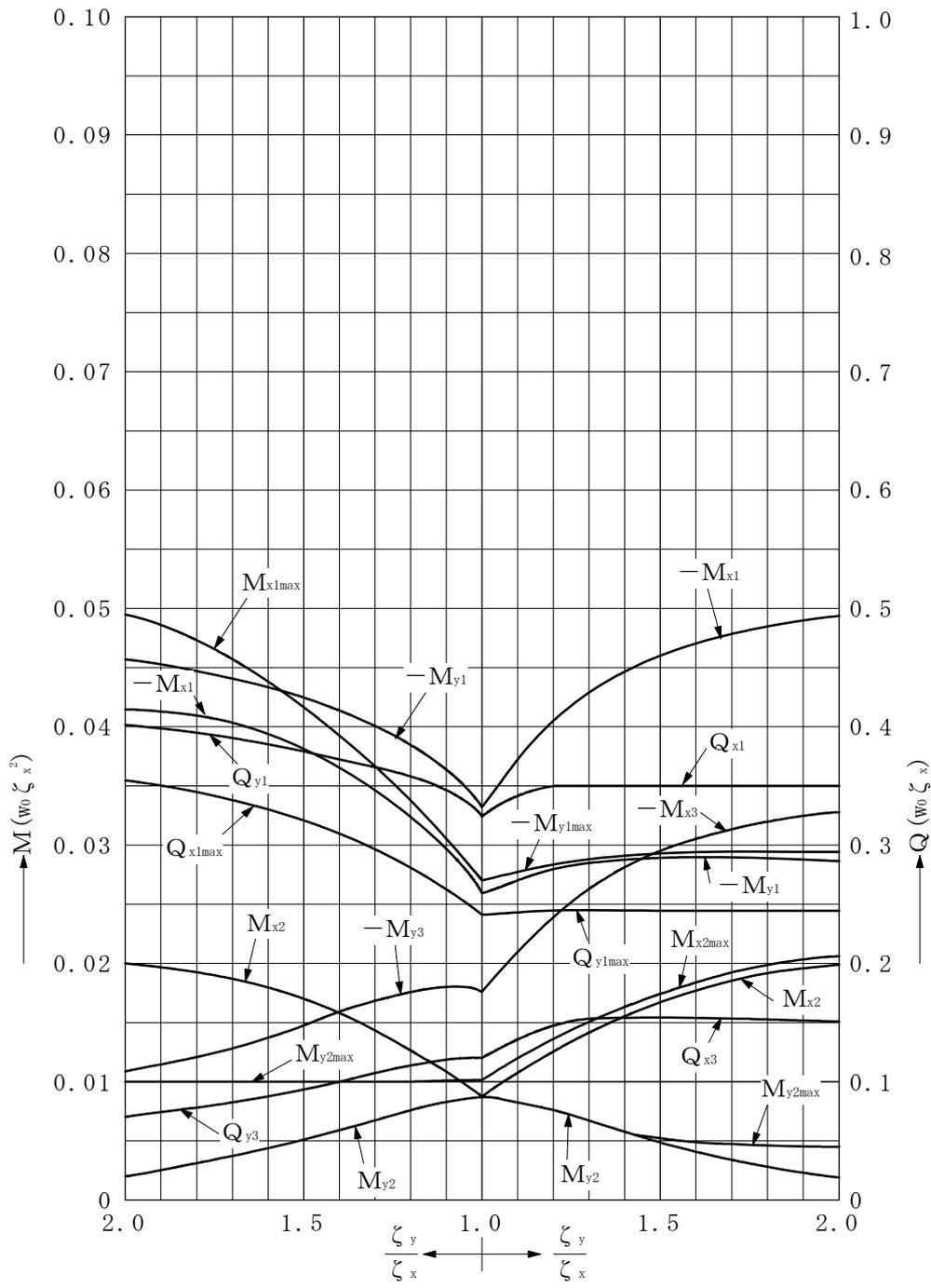
14.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



14.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図



14.4 等変分布荷重時4辺固定スラブの応力図



1. 設計条件

水平応力解析

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 : クーロン土圧公式
- ・側壁解析方法 : 水平応力解析

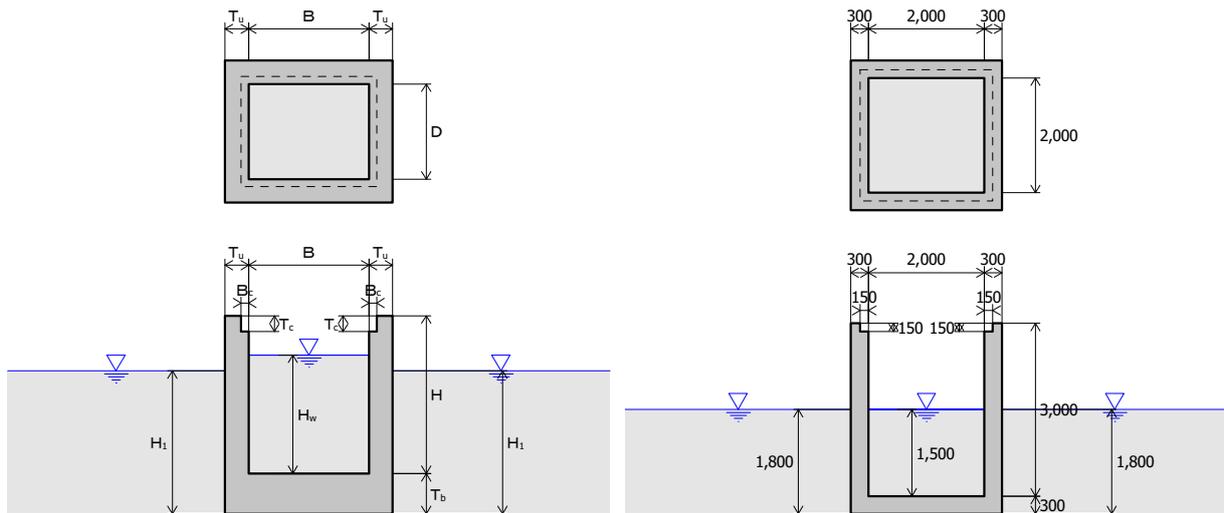
1.2 単位体積重量

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}	9.000	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	30.000	°	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

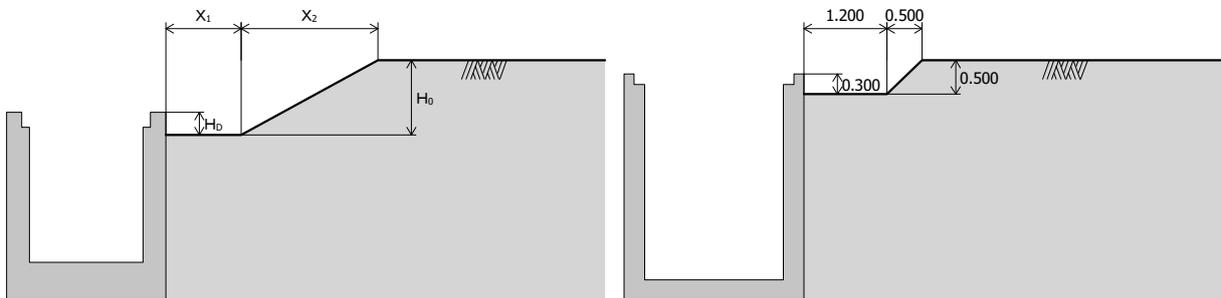
構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水樹の内空幅	B	2,000	mm	
集水樹の内空奥行き	D	2,000	mm	
集水樹の高さ(深さ)	H	3,000	mm	
側壁外側のコロピ幅	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	300	mm	
内水位(水深)	H _w	1,500	mm	
地下水位	H ₁	1,800	mm	
蓋板の厚さ	T _c	150	mm	
蓋受け幅	B _c	150	mm	

開口部：B寸法面(前)	無し	矩形	<input type="radio"/> 円形
-------------	----	----	--------------------------

項目	記号	値	単位	備考
中心からの離れ	X _{o1}	0	mm	
底からの落差	Y _{o1}	500	mm	
開口部の高さ(直径)	H _{o1}	1,000	mm	
開口部の幅	W _{o1}	500	mm	矩形のみ
開口部：B寸法面(奥)		無し	○ 矩形	□ 円形
項目	記号	値	単位	備考
中心からの離れ	X _{o2}	0	mm	
底からの落差	Y _{o2}	1,600	mm	
開口部の高さ(直径)	H _{o2}	750	mm	
開口部の幅	W _{o2}	750	mm	矩形のみ
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 _{o3}	0	mm	
底からの落差	Y _{o3}	1,200	mm	
開口部の高さ(直径)	H _{o3}	500	mm	
開口部の幅	W _{o3}	500	mm	矩形のみ
開口部：D寸法面(右)		無し	○ 矩形	□ 円形
項目	記号	値	単位	備考
中心からの離れ	X _{o4}	0	mm	
底からの落差	Y _{o4}	1,200	mm	
開口部の高さ(直径)	H _{o4}	500	mm	
開口部の幅	W _{o4}	500	mm	矩形のみ

1.5 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 _D	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	

1.6 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≦T _G <0.6	0.6≦T _G

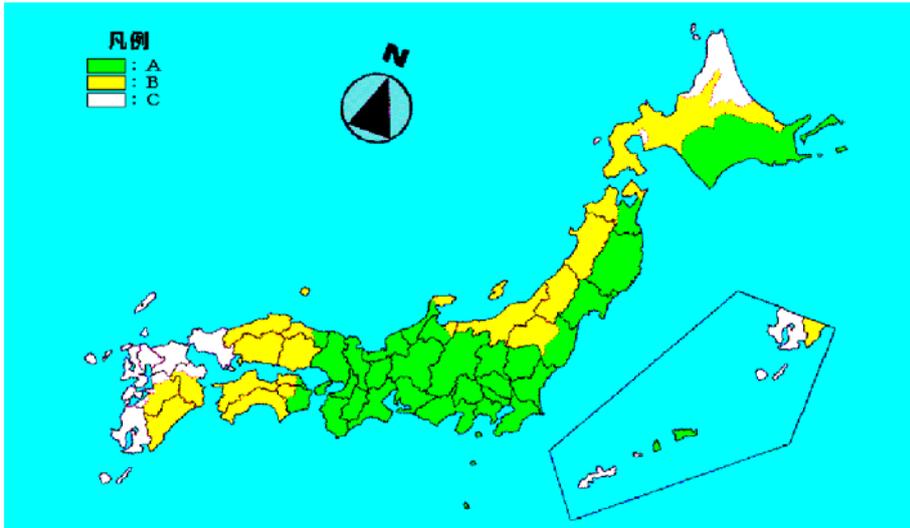


図1.6.1 地域別補正係数

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

大阪府内は、全てが「A地域」であるため表1.6.1より地域別補正係数 c_zの値は1.00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)

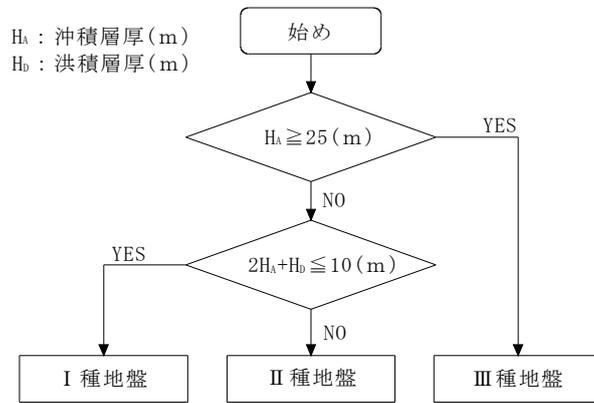
粘性土層の場合 V_{si} = 100N_i^{1/3} (1≦N_i≦25)

砂質土層の場合 V_{si} = 80N_i^{1/3} (1≦N_i≦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、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「II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0.15とする。

項目	記号	値	単位	備考
地域別補正係数	C_z	1.00		A地域
水平震度標準値	k_{h0}	0.15		II種地盤

設計水平震度 k_h は

$$\begin{aligned}
 k_h &= c_z \cdot k_{h0} = 1.00 \times 0.15 \\
 &= 0.15
 \end{aligned}$$

項目	記号	値	単位	備考
設計水平震度	k_h	0.15		
設計鉛直震度	k_v	0.00		

1.7 土圧公式

- 側壁面又は仮想背面との摩擦角

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

$$\begin{aligned}
 \theta_0 &= \tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\} \\
 &= \tan^{-1}\{0.150 / (1.0 - 0.000)\} \\
 &= 8.531
 \end{aligned}$$

- クーロン土圧公式

主働土圧強度

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

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

ただし、 $\phi - \iota - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - \iota - \theta_0) = 0$ 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 $\tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\}$ ($^\circ$)
- K_h : 水平震度
- K_v : 鉛直震度
- θ : 壁背面の傾斜角 ($^\circ$)
- ι : 壁背面土の傾斜角 ($^\circ$)
- ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)
- δ : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 ($^\circ$)
- 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)

$$\iota = 0.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

・ 常時 $\delta = 20.000 \text{ (}^\circ\text{)}$

$$K_A = \frac{\sin^2(90.000 - 0.000 + 30.000)}{\sin^2 90.000 \times \cos 0.000 \times \sin(90.000 - 0.000 - 20.000) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 20.000) \times \sin(30.000 - 0.000 - 0.000)}{\sin(90.000 - 0.000 - 20.000) \times \sin(90.000 + 0.000)}}\right)^2}$$

$$K_A = 0.297$$

< 水平成分係数 >

$$\cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) = 0.940$$

< 鉛直成分係数 >

$$\sin(\delta + 90 - \theta) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) = 0.342$$

・ 地震時 $\delta = 15.000 \text{ (}^\circ\text{)}$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(90.000 - 8.531 + 30.000)}{\sin^2 90.000 \times \cos 8.531 \times \sin(90.000 - 8.531 - 15.000) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 15.000) \times \sin(30.000 - 0.000 - 8.531)}{\sin(90.000 - 8.531 - 15.000) \times \sin(90.000 + 0.000)}}\right)^2}$$

$$K_{AE} = 0.407$$

< 水平成分係数 >

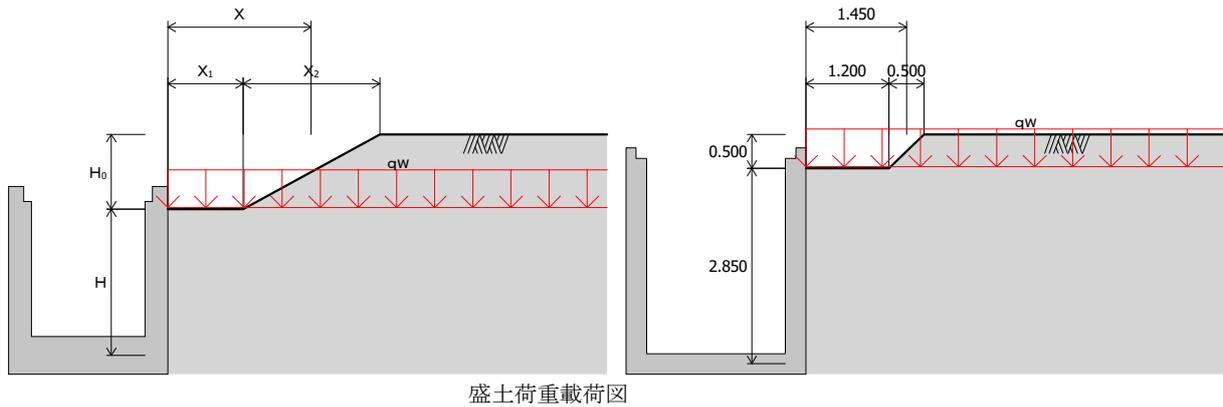
$$\cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) = 0.966$$

< 鉛直成分係数 >

$$\sin(\delta + 90 - \theta) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) = 0.259$$

2 荷重データ

2.1 台形盛土荷重



盛土荷重載荷図

盛土荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
ステップ幅	X_1	1.200	m	
盛土法幅	X_2	0.500	m	
盛土高	H_0	0.500	m	
仮想距離	X	1.450	m	$X_1 + X_2 / 2$
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	0.558		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_w	5.022	kN/m ²	$\gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w$

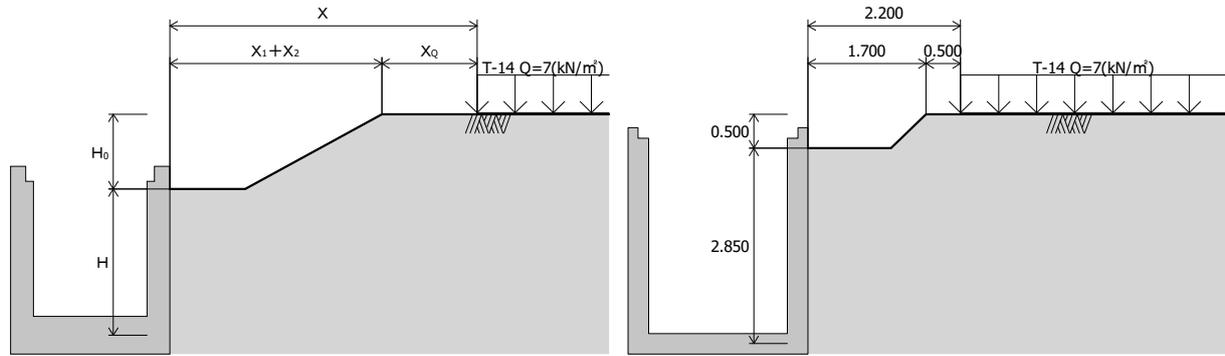
$$\begin{aligned} \text{仮想距離 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} / 2 = 1.200 + 0.500 / 2 \\ &= 1.450 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_w &= \gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w = 18.000 \times 0.500 \times 0.558 \\ &= 5.022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{1.450}{2.850}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[1 + \left(\frac{1.450}{2.850}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{1.450}{2.850}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{1.450}{2.850}\right) \\ &= 0.558 \end{aligned}$$

2.2 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_0	0.500	m	
等分布荷重	Q	7.000	kN/m ²	T-14
荷重作用位置	X	2.200	m	計算値
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	0.437		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_0	3.059	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

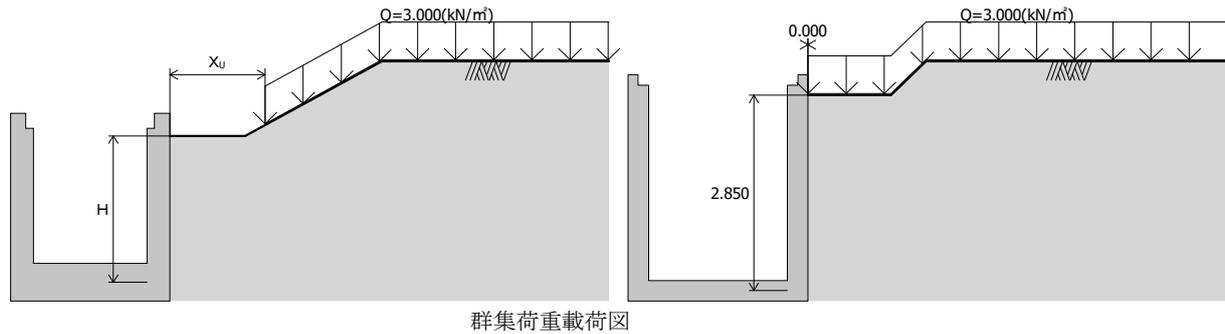
$$\begin{aligned} \text{荷重作用位置 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} + \text{法肩からの距離} = 1.200 + 0.500 + 0.500 \\ &= 2.200 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_0 &= Q \cdot I_w = 7.000 \times 0.437 \\ &= 3.059 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{2.200}{2.850}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[1 + \left(\frac{2.200}{2.850}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{2.200}{2.850}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2.200}{2.850}\right) \\ &= 0.437 \end{aligned}$$

2.3 群集荷重



群集荷重載荷図

群集荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
側壁外側からの距離	X_u	0.000	m	
等分布荷重	Q	3.000	kN/m ²	
荷重作用位置	X	0.000	m	X_u
荷重作用範囲	H	2.850	m	壁高+底版厚/2-落差
等分布荷重換算係数	I_w	1.000		フルーリッヒの地盤応力理論を 応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	q_u	3.000	kN/m ²	$Q \cdot I_w$

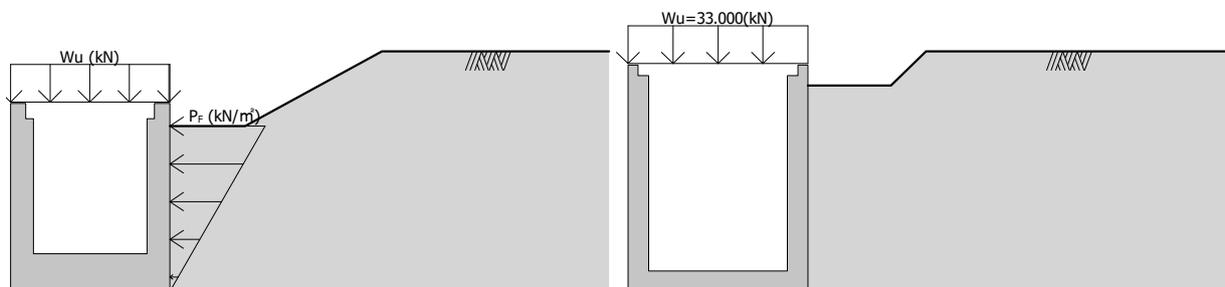
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

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

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

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

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

項目	記号	値	単位	備考
上面荷重	W_{u1}	19.500	kN	蓋板重量 (2.3m × 2.3m × 0.15m × 24.5kN/m ³)
上面荷重	W_{u2}	13.500	kN	輪荷重 (T14-前輪荷重)
凍上力	P_f	0.000	kN/m ²	

3 荷重算出

3.1 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）

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

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

$$B_{ti} = B = 2.000 \text{ (m)}$$

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

・下幅（下奥行）

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

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

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

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

・側壁外側体積

$$V_o = 3.000 \times 2.600 \times 2.600 = 20.280 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁内空体積

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

・側壁体積

$$V_1 = 20.280 - 12.000 = 8.280 \text{ (m}^3\text{)}$$

・底版体積

$$V_b = 2.600 \times 2.600 \times 0.300 = 2.028 \text{ (m}^3\text{)}$$

・蓋受け部

$$A_c = 2B_c(B_{ti} + D_{ti} + 2B_c) = 2 \times 0.150 \times (2.000 + 2.000 + 2 \times 0.150) = 1.290 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_c = A_c \cdot T_c = 1.290 \times 0.150 = 0.194 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁体積(蓋受け控除後)

$$V_1 = 8.280 - 0.194 = 8.086 \text{ (m}^3\text{)}$$

・側壁自重

$$W_1 = \gamma_{rc} \cdot V_1 = 24.500 \times 8.086 = 198.107 \text{ (kN)}$$

・底版自重

$$W_2 = \gamma_{rc} \cdot V_b = 24.500 \times 2.028 = 49.686 \text{ (kN)}$$

・躯体自重

$$W_a = W_1 + W_2 = 198.107 + 49.686 = 247.793 \text{ (kN)}$$

3.2 開口部

・B寸法面(前)

$$A_{o1} = \pi \frac{H_{o1}^2}{4} = \pi \times \frac{1.000^2}{4} = 0.785 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o1} = A_{o1} \cdot T_u = 0.785 \times 0.300 = 0.236 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o1} = V_{o1} \cdot \gamma_{rc} = 0.236 \times 24.500 = 5.782 \text{ (kN)}$$

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)

・ B寸法面(奥)

$$A_{o2} = H_{o2} \cdot W_{o2} = 0.750 \times 0.750 = 0.563 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o2} = A_{o2} \cdot T_u = 0.563 \times 0.300 = 0.169 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o2} = V_{o2} \cdot \gamma_{rc} = 0.169 \times 24.500 = 4.141 \text{ (kN)}$$

・ D寸法面(左)

$$A_{o3} = H_{o3} \cdot W_{o3} = 0.500 \times 0.500 = 0.250 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o3} = A_{o3} \cdot T_u = 0.250 \times 0.300 = 0.075 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o3} = V_{o3} \cdot \gamma_{rc} = 0.075 \times 24.500 = 1.838 \text{ (kN)}$$

・ D寸法面(右)

$$A_{o4} = H_{o4} \cdot W_{o4} = 0.500 \times 0.500 = 0.250 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o4} = A_{o4} \cdot T_u = 0.250 \times 0.300 = 0.075 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o4} = V_{o4} \cdot \gamma_{rc} = 0.075 \times 24.500 = 1.838 \text{ (kN)}$$

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	B寸法面(前)	円形	0.785	0.300	0.236	5.782
2	B寸法面(奥)	矩形	0.563	0.300	0.169	4.141
3	D寸法面(左)	矩形	0.250	0.300	0.075	1.838
4	D寸法面(右)	矩形	0.250	0.300	0.075	1.838
合計						13.599

3.3 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）

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

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

- ・ 内水体積

$$V_w = 1.500 \times 2.000 \times 2.000 = 6.000 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 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 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働土圧の成分を求める。

- ・土圧作用範囲

$$H_s = H + T_B - H_D = 3.000 + 0.300 - 0.300 \\ = 3.000 \text{ (m)}$$

- ・盛土荷重

$$P_w = q_w \cdot H_s = 5.022 \times 3.000 \\ = 15.066 \text{ (kN/m)}$$

- ・自動車荷重

$$P_c = q_q \cdot H_s = 3.059 \times 3.000 \\ = 9.177 \text{ (kN/m)}$$

- ・群集荷重

$$P_u = q_u \cdot H_s = 3.000 \times 3.000 \\ = 9.000 \text{ (kN/m)}$$

- ・湿潤土による土圧成分

$$P_1 = 0.5 \gamma_t \cdot H_s^2 = 0.5 \times 18.000 \times 3.000^2 \\ = 81.000 \text{ (kN/m)}$$

- ・地下水位以下での湿潤土と水中土との差

$$P_2 = 0.5(\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot H_s^2 = 0.5 \times (9.000 - 18.000) \times 3.000^2 \\ = -14.580 \text{ (kN/m)}$$

4.2 躯体計算

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_a	247.793	kN	「3.1」にて算出
内水重	W_w	58.800	kN	「3.3」にて算出
作用面積	A_{bo}	6.760	m ²	$B_{bo} \cdot D_{bo}$

$$\text{作用面積 } A_{bo} = B_{bo} \cdot D_{bo} = 2.600 \times 2.600 \\ = 6.760 \text{ (m}^2\text{)}$$

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。

- ・土圧の作用する周長

$$L_{PV} = 2(B + D) + 8T_u = 2 \times (2.000 + 2.000) + 8 \times 0.300 \\ = 10.400 \text{ (m)}$$

- ・盛土荷重

$$P_{Bw} = P_w \cdot L_{PV} = 15.066 \times 10.400 \\ = 156.686 \text{ (kN)}$$

- ・自動車荷重

$$P_{Bc} = P_c \cdot L_{PV} = 9.177 \times 10.400 \\ = 95.441 \text{ (kN)}$$

- ・群集荷重

$$P_{Bu} = P_u \cdot L_{PV} = 9.000 \times 10.400 \\ = 93.600 \text{ (kN)}$$

- ・湿潤土による土圧成分

$$P_{B1} = P_1 \cdot L_{PV} = 81.000 \times 10.400 \\ = 842.400 \text{ (kN)}$$

- ・地下水位以下での湿潤土と水中土との差

$$P_{B2} = P_2 \cdot L_{PV} = -14.580 \times 10.400 \\ = -151.632 \text{ (kN)}$$

4.3 浮上に対する検討

浮上に対する検討では、重量／浮力の値が安全率以上になるかを検証する。

浮力の計算は、次式により算出する。

$$P_F = \gamma_w \cdot H_1 \cdot A_{bo} = 9.800 \times 1.800 \times 6.760 \\ = 119.246 \text{ (kN)}$$

ここに、 P_F : 浮力 (kN)
 H_1 : 柵底板底面から外水位までの高さ (m)
 A_{bo} : 作用面積[柵底板面積] (㎡)

壁面との摩擦による土圧の鉛直成分は、全ての壁に作用すると仮定するが、浮上に対する検討時には安全を考えその半分(50%)が作用するものとする。

・各種上載荷重と土圧の鉛直成分

$$P_{uv} = 0.5K_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) \cdot P_{Bu} \\ = 0.5 \times 0.297 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \times 93.600 \\ = 4.754 \text{ (kN)}$$

$$P_{AV} = 0.5K_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) (P_{B1} + P_{B2} + P_{Bw}) \\ = 0.5 \times 0.297 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \times (842.400 + -151.632 + 156.686) \\ = 43.042 \text{ (kN)}$$

・上面荷重

$$\text{上面荷重 } W_u = W_{u1} = 19.500 \text{ (kN)} \quad \text{「蓋板重量(2.3m} \times \text{2.3m} \times \text{0.15m} \times \text{24.5kN/m}^3\text{)」}$$

項 目	記号	値	単位	備 考
躯体自重	W_a	247.793	kN	「3.1」にて算出
内水重	W_w	58.800	kN	「3.3」にて算出
上面荷重	W_u	19.500	kN	
群集荷重	P_{uv}	4.754	kN	
土圧(盛土荷重含む)	P_{AV}	43.042	kN	
開口部控除重量	W_o	-13.599	kN	「3.2」にて算出
合 計	P_{a11}	360.290	kN	
浮 力	P_F	119.246	kN	

$$P_{A11} / P_F \geq F_s \\ 360.290 / 119.246 \geq 1.200 \\ 3.021 \geq 1.200 \quad \text{《左式を満足しているため OK》}$$

4.4 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/㎡)
 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/㎡)
 C_1 : 支持地盤の粘着力 (kN/㎡)
 γ_1 : 支持地盤の単位重量 (kN/㎡)
 γ_2 : 根入れ部分の土の平均単位重量 (kN/㎡)
 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

$$D_f = H + T_B - H_d = 3.000 + 0.300 - 0.300 = 3.000 \text{ (m)}$$

- ・基礎荷重面下の単位体積重量

$$\gamma_1 = \gamma_{ws} = 9.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

- ・基礎荷重面より上の単位体積重量

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_{ws} \cdot H_1 + \gamma_t (D_f - H_1)}{D_f} = \frac{9.000 \times 1.800 + 18.000 \times (3.000 - 1.800)}{3.000} = 12.600 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

- ・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

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

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \times \frac{2.600}{2.600} = 1.200$$

$$\beta = 0.5 - 0.2 \times \frac{2.600}{2.600} = 0.300$$

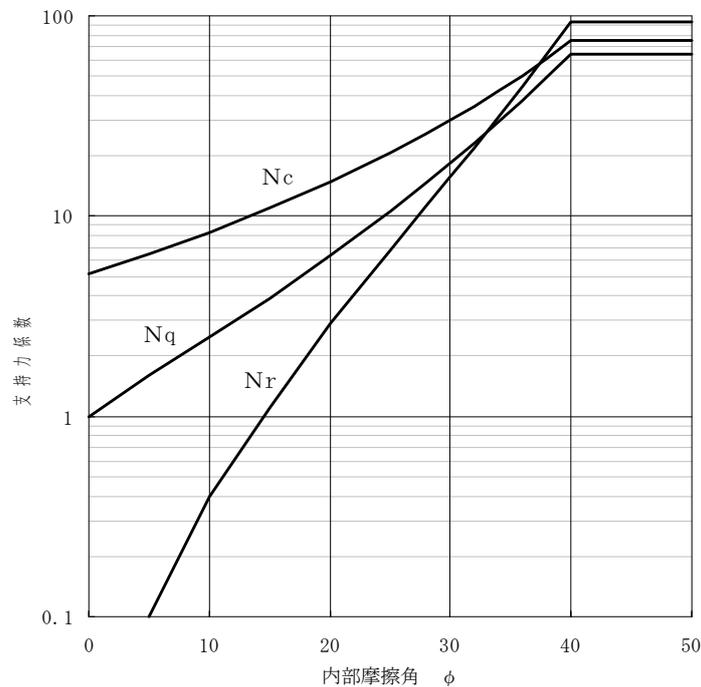
- ・支持力係数

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 = 30.000 (°)

支持力係数は以下の通りとする。

$$N_c = 30.1 \quad , \quad N_r = 15.7 \quad , \quad N_q = 18.4$$



- ・荷重傾斜に対する補正係数

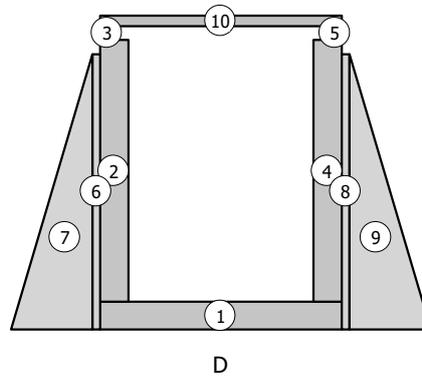
常時においては基礎底面に水平力が生じていないため、荷重傾斜に対する補正係数は考慮しない。

$$i_c = i_q = i_r = 1.000$$

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



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 Δ X (m)	鉛直 Δ Y (m)	M _x (kN・m) Δ X・V	M _y (kN・m) Δ Y・H
1	24.500×2.600×0.300	19.110	19.110	2.867	1.300	0.150	24.843000	0.430050
2	24.500×0.300×2.850	20.948	20.948	3.142	0.150	1.725	3.142200	5.419950
3	24.500×0.150×0.150	0.551	0.551	0.083	0.075	3.225	0.041325	0.267675
4	24.500×0.300×2.850	20.948	20.948	3.142	2.450	1.725	51.322600	5.419950
5	24.500×0.150×0.150	0.551	0.551	0.083	2.525	3.225	1.391275	0.267675
6	2.044×3.000	6.132	1.587	5.923	0.000	1.500	0.000000	8.884500
7	21.978×3.000÷2	32.967	8.532	31.844	2.044	1.000	17.439408	31.844000
8	2.044×3.000	6.132	1.587	-5.923	2.600	1.500	4.126200	-8.884500
9	21.978×3.000÷2	32.967	8.532	-31.844	4.644	1.000	39.622608	-31.844000
10	2.600×2.885	7.500	7.500	0.000	1.300	3.300	9.750000	0.000000
合 計		147.806	89.846	9.317			151.678616	11.805300

集計表より鉛直荷重 V = 89.846 (kN)

集計表より水平荷重 H = 9.317 (kN)

基礎底面の摩擦係数 μ = 0.460

$$\frac{9.317}{89.846} = 0.104 \leq 0.460 \text{ であるため。 } \theta = \tan^{-1} \frac{H}{V} = \tan^{-1} 0.104 = 5.920 (^{\circ})$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{5.920}{90}\right)^2 = 0.873$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{5.920}{30.000}\right)^2 = 0.644$$

・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。

$$\text{偏心距離 } e = \frac{B}{2} \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{2.600}{2} \frac{151.679 - 11.805}{89.846} = -0.257 \text{ (m)}$$

$$\text{有効載荷幅 } B_e = B - 2e = 2.600 - 2 \times -0.257 = 2.086 \text{ (m)}$$

・基礎の寸法による補正係数

次の式により基礎の寸法効果を考慮した補正係数 η を算出する。

$$\text{補正係数 } \eta = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-1/3} = \left(\frac{2.600}{1}\right)^{-1/3} = 0.727$$

ここで B₀ : 基礎の基準幅で1(m)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	3.000	m	
地 盤 の 粘 着 力	C ₁	0.000	kN/m ²	
土 の 内 部 摩 擦 角	φ ₁	30.000	°	
基礎の形状係数	α	1.200		
基礎の形状係数	β	0.300		
支持力係数	N _c	30.1		
支持力係数	N _r	15.7		
支持力係数	N _q	18.4		

・常時

項目	記号	値	単位	備考
基礎荷重面下の単位体積重量	γ_1	9.000	kN/m ³	
〃 より上の単位体積重量	γ_2	12.600	kN/m ³	
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	268.578	kN/m ²	

・常時許容支持力度

$$i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c = 1.000 \times 1.200 \times 0.000 \times 30.1 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r = 1.000 \times 0.300 \times 9.000 \times 2.600 \times 1.000 \times 15.7 = 110.214 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1.000 \times 12.600 \times 3.000 \times 18.4 = 695.520 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_u = 0.000 + 110.214 + 695.520 = 805.734 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_a = \frac{1}{3.0} q_u = \frac{1}{3.0} \times 805.734 = 268.578 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・地震時

項目	記号	値	単位	備考
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	
荷重傾斜に対する補正係数	i_c	0.873		
荷重傾斜に対する補正係数	i_r	0.644		
荷重傾斜に対する補正係数	i_q	0.873		
基礎荷重面の有効幅	B_e	2.086	m	
基礎の寸法による補正係数	η	0.727		
地盤の許容支持力度	q_{Ea}	633.475	kN/m ²	

・地震時許容支持力度

$$i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c = 0.873 \times 1.200 \times 0.000 \times 30.1 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r = 0.644 \times 0.300 \times 18.000 \times 2.086 \times 0.727 \times 15.7 = 82.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 0.873 \times 18.000 \times 3.000 \times 18.4 = 867.413 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{Eu} = 0.000 + 82.800 + 867.413 = 950.213 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{Ea} = \frac{1}{1.5} q_{Eu} = \frac{1}{1.5} \times 950.213 = 633.475 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.5 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度以下であることを検証する。

壁面との摩擦による土圧の鉛直成分は、全ての壁に作用すると仮定する。

・各種上載荷重と土圧の鉛直成分

$$\begin{aligned} P_{uv} &= K_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) \cdot P_{Bu} \\ &= 0.297 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \times 93.600 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{AV} &= K_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) (P_{B1} + P_{B2} + P_{Bw}) \\ &= 0.297 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) \times (842.400 + -151.632 + 156.686) \\ &= 86.084 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・上面荷重

$$\text{上面荷重 } W_0 = W_{01} = 19.500 \text{ (kN) } \text{ 「蓋板重量(2.3m} \times \text{2.3m} \times \text{0.15m} \times \text{24.5kN/m}^3\text{)」}$$

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_a	247.793	kN	「3.1」にて算出
内水重	W_w	58.800	kN	「3.3」にて算出
上面荷重	W_u	19.500	kN	
自動車荷重	P_{cv}	9.695	kN	
土圧(盛土荷重含む)	P_{AV}	86.084	kN	
開口部控除重量	W_o	-13.599	kN	
合計	P_{a11}	408.273	kN	
作用面積	A_{bo}	6.760	m^2	「4.2」にて算出
許容支持力度	q_a	268.578	kN/m^2	「4.4」にて算出

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

$$\frac{408.273}{6.760} \leq 268.578 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$60.395 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 268.578 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

4.6 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度以下であることを検証する。

壁面との摩擦による土圧の鉛直成分は、全ての壁に作用すると仮定する。

・各種上載荷重と土圧の鉛直成分

$$\begin{aligned} P_{uv} &= K_{AE} \cdot \sin(\delta_E + 90 - \theta) (1 - K_v) \cdot P_{Bu} \\ &= 0.407 \times \sin(15.000 + 90 - 90.000) \times (1 - 0.000) \times 93.600 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{AV} &= K_{AE} \cdot \sin(\delta_E + 90 - \theta) (1 - K_v) (P_{B1} + P_{Bw}) \\ &= 0.407 \times \sin(15.000 + 90 - 90.000) \times (1 - 0.000) \times (842.400 + 156.686) \\ &= 105.243 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・上面荷重

上面荷重 $W_u = W_{u1} = 19.500 \text{ (kN)}$ 「蓋板重量(2.3m×2.3m×0.15m×24.5kN/m³)」

項目	記号	値	単位	備考
躯体自重	W_a	247.793	kN	「3.1」にて算出
上面荷重	W_u	19.500	kN	
土圧(盛土荷重含む)	P_{AV}	105.243	kN	
開口部控除重量	W_o	-13.599	kN	
合計	P_{a11}	358.937	kN	
作用面積	A_e	8.096	m^2	
許容支持力度	q_{Ea}	633.475	kN/m^2	「4.4」にて算出

$$A_e = L_D(L_B - 2e) = 2.600 \times (2.600 - 2 \times -0.257) = 8.096 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$q_{max} = \frac{P_{a11}}{A_e} \leq q_{Ea}$$

$$\frac{358.937}{8.096} \leq 633.475 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$44.335 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 633.475 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \langle \text{左式を満足しているため OK} \rangle$$

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
		外側最大	地震時外側大	
側壁	土 圧	○	○	
	盛 土 荷 重	○	○	
	自 動 車 荷 重	○		
	群 集 荷 重	○		
	雪 荷 重			
	凍 上 圧			
	側壁に作用する水圧			
	集水桝内の水圧			
	地震時慣性力		○	
	その他荷重(kN/m ²)	——	——	
底版	自 重	○	○	
	上 面 荷 重	33.000	19.500	
	土圧の鉛直成分	○	○	
	計算タイプ	常時	地震時	
上面荷重	蓋板重量(2.3m×2.3m×0.15m×24.5kN/m ³)	19.500	19.500	
	輪荷重(T14-前輪荷重)	13.500		
	採用値計	33.000	19.500	

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	底版下から	
底版中心	3,150	150	
側壁付根	3,000	300	
○ 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)	外側最大		地震時外側大	
		要否	採用値 (kN/m ²)	要否	採用値 (kN/m ²)
盛土荷重	5.022	○	5.022	○	5.022
自動車荷重	3.059	○	3.059		—
群集荷重	3.000	○	0.000		—
雪荷重	—		—		—
その他荷重			—		—
合 計			8.081		5.022

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・水圧による等変分布荷重(外側最大)

項 目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備 考	
照 査 位 置	h	m	3.150	3.000	天端からの距離	
土砂高	水中外	H _s	m	2.850	2.700	
	水 中	H _{ws}	m	0.000	0.000	地下水を考慮しない
	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	0.000	0.000	内水位を考慮しない	
土 圧	水中外	P _s	kN/m ²	15.236	14.434	
	水 中	P _{ws}	kN/m ²	0.000	0.000	
	土圧(水平)計	P _{ah}	kN/m ²	14.317	13.564	
外 水 圧	P _{wo}	kN/m ²	0.000	0.000		
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

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A$$

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

・底版中心

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 2.850 \times 0.297 = 15.236$$

$$P_{ah} = P_s \cdot \cos \delta = 15.236 \times \cos 20.000 = 14.317$$

・側壁付根

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 2.700 \times 0.297 = 14.434$$

$$P_{ah} = P_s \cdot \cos \delta = 14.434 \times \cos 20.000 = 13.564$$

6.3 上載荷重による等分布荷重(外側最大)

項 目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備 考
照 査 位 置	h	m	3.150	3.000	
上載荷重合計	q	kN/m ²	8.081		
土 圧 係 数	K _A		0.297		
背面土の傾斜角	ι	°	—		
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	2.255	2.255	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_A \cdot \cos \delta$$

・底版中心

$$P_q = 8.081 \times 0.297 \times \cos 20.000 = 2.255$$

・側壁付根

$$P_q = 8.081 \times 0.297 \times \cos 20.000 = 2.255$$

6.4 土圧・水圧による等変分布荷重(地震時外側大)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考	
照査位置	h	m	3.150	3.000	天端からの距離	
土砂高	水中外	H_s	m	2.850	2.700	
	水中	H_{ws}	m	0.000	0.000	地下水を考慮しない
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	0.000	0.000	内水位を考慮しない	
土圧	水中外	P_s	kN/m ²	20.879	19.780	
	水中	P_{ws}	kN/m ²	0.000	0.000	
	土圧(水平)計	P_{ah}	kN/m ²	20.168	19.106	
外水圧	P_{wo}	kN/m ²	0.000	0.000		
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)

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

$$P_{ah} = P_s \cdot \cos \delta_E$$

・底版中心

$$P_s = (1 - K_v) \cdot \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE} = (1 - 0.000) \times 18.000 \times 2.850 \times 0.407 = 20.879$$

$$P_{ah} = P_s \cdot \cos \delta_E = 20.879 \times \cos 15.000 = 20.168$$

・側壁付根

$$P_s = (1 - K_v) \cdot \gamma_t \cdot H_s \cdot K_{AE} = (1 - 0.000) \times 18.000 \times 2.700 \times 0.407 = 19.780$$

$$P_{ah} = P_s \cdot \cos \delta_E = 19.780 \times \cos 15.000 = 19.106$$

6.5 上載荷重による等分布荷重(地震時外側大)

項目	記号	単位	底版中心	側壁付根	備考
照査位置	h	m	3.150	3.000	
上載荷重合計	q	kN/m ²	5.022		
土圧係数	K_{AE}		0.407		地震時係数
背面土の傾斜角	ι	°	—		
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	1.974	1.974	

荷重の計算

$$P_q = (1 - K_v) \cdot q \cdot K_{AE} \cdot \cos \delta_E$$

・底版中心

$$P_q = (1 - 0.000) \times 5.022 \times 0.407 \times \cos 15.000 = 1.974$$

・側壁付根

$$P_q = (1 - 0.000) \times 5.022 \times 0.407 \times \cos 15.000 = 1.974$$

6.6 地震時慣性力と地震時動水圧

項 目		記号	単位	底版中心	側壁付根	備 考
照 査 位 置		h	m	3.150	3.000	
軀 体 自 重		W_a	kN	247.793		「3.1」にて算出
地震時自重慣性力		W_{EW}	kN	37.169		
照査位置内空幅		B	m	2.000		
		D	m	2.000		
照査位置壁厚		T	m	0.300		
等 変 化	B面慣性強度	w_{Bew}	kN/m ²	11.341	10.744	
	D面慣性強度	w_{Dew}	kN/m ²	11.341	10.744	
B面地震時動水圧		P_{BEW}	kN	————		
D面地震時動水圧		P_{DEW}	kN	————		
等 分 布	B面動水圧強度	p_{Bew}	kN/m ²	————		
	D面動水圧強度	p_{Dew}	kN/m ²	————		

地震時慣性力と動水圧の計算

$$W_{EW} = K_h \cdot W_a$$

$$w_{Bew} = 2W_{EW} \cdot (h - H_d) / \{(B + T)(H + T_b/2 - H_d)^2\}$$

$$w_{Dew} = 2W_{EW} \cdot (h - H_d) / \{(D + T)(H + T_b/2 - H_d)^2\}$$

ただし、 $h - H_d < 0$ の場合は $w = 0.00$

$$W_{EW} = 0.150 \times 247.793 = 37.169 \text{ (kN)}$$

・底版中心

$$w_{bew} = 2 \times 37.169 \times (3.150 - 0.300) / \{(2.000 + 0.300)(3.000 + 0.300 / 2 - 0.300)^2\} = 11.341 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$w_{dew} = 2 \times 37.169 \times (3.150 - 0.300) / \{(2.000 + 0.300)(3.000 + 0.300 / 2 - 0.300)^2\} = 11.341 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・側壁付根

$$w_{bew} = 2 \times 37.169 \times (3.000 - 0.300) / \{(2.000 + 0.300)(3.000 + 0.300 / 2 - 0.300)^2\} = 10.744 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$w_{dew} = 2 \times 37.169 \times (3.000 - 0.300) / \{(2.000 + 0.300)(3.000 + 0.300 / 2 - 0.300)^2\} = 10.744 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.7 主働土圧集計表

項 目		記号	単位	外側最大	地震時外側大	備 考
底版中心	土 圧	P_{ah}	kN/m ²	14.317	20.168	
	外水圧	P_{wo}	kN/m ²	0.000	0.000	
	内水圧	P_{wi}	kN/m ²	0.000	0.000	
	載荷重	P_q	kN/m ²	2.255	1.974	
	等変分布計		kN/m ²	14.317	20.168	
	等分布計		kN/m ²	2.255	1.974	
	合 計		kN/m ²	16.572	22.142	
側壁付根	土 圧	P_{ah}	kN/m ²	13.564	19.106	
	外水圧	P_{wo}	kN/m ²	0.000	0.000	
	内水圧	P_{wi}	kN/m ²	0.000	0.000	
	載荷重	P_q	kN/m ²	2.255	1.974	
	等変分布計		kN/m ²	13.564	19.106	
	等分布計		kN/m ²	2.255	1.974	
	合 計		kN/m ²	15.819	21.080	

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	198.107	kN	「3.1」にて算出
底版重量	W_2	49.686	kN	「3.1」にて算出
側壁水平力	W_{H1}	29.716	kN	
底版水平力	W_{H2}	7.453	kN	
底版軸間距離	B_c	2.300	m	幅方向
底版軸間距離	D_c	2.300	m	奥行方向

・側壁水平力

$$W_{H1} = k_h \cdot W_1 = 0.150 \times 198.107 = 29.716 \text{ (kN)}$$

・底版水平力

$$W_{H2} = k_h \cdot W_2 = 0.150 \times 49.686 = 7.453 \text{ (kN)}$$

・側壁図心Y

$$Y_1 = \frac{H}{2} + T_b = \frac{3.000}{2} + 0.300 = 1.800 \text{ (m)}$$

・底版図心Y

$$Y_2 = \frac{T_b}{2} = \frac{0.300}{2} = 0.150 \text{ (m)}$$

・底版軸間距離

$$B_c = B + T_u = 2.000 + 0.300 = 2.300 \text{ (m)}$$

$$D_c = D + T_u = 2.000 + 0.300 = 2.300 \text{ (m)}$$

・図心X

$$X_1 = \frac{D}{2} + T_u = \frac{2.000}{2} + 0.300 = 1.300 \text{ (m)}$$

7.2 土圧鉛直成分の計算

項目	記号	単位	外側最大	地震時外側大	備考
土砂高	水中外	H_s	m	2.850	2.850
	水中	H_{ws}	m	0.000	0.000
上載荷重		Q	kN/m ²	8.081	5.022
強度	水中外	P_{a1}	kN/m ²	15.236	20.879
	水中	P_{a2}	kN/m ²	0.000	0.000
主働土圧	水中外	P_{A1}	kN/m	21.711	29.753
	水中	P_{A2}	kN/m	0.000	0.000
	上載荷重	P_q	kN/m	6.840	5.825
	土圧合計	P_A	kN/m	28.551	35.578
	鉛直成分	P_{AV}	kN/m	9.765	9.208
鉛直成分による重量		P_V	kN	89.838	84.714

・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

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

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

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

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

・外側最大 (常時)

$$P_{a1} = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_A = 18.000 \times 2.850 \times 0.297 = 15.236$$

$$P_{a2} = \gamma_{ws} \cdot H_{ws} \cdot K_A = 9.000 \times 0.000 \times 0.297 = 0.000$$

$$P_q = (H_s + H_{ws}) Q \cdot K_A = (2.850 + 0.000) \times 8.081 \times 0.297 = 6.840$$

$$P_{A1} = 0.5 P_{a1} \cdot H_s = 0.5 \times 15.236 \times 2.850 = 21.711$$

$$P_{A2} = (P_{a1} + 0.5 P_{a2}) H_{ws} = (15.236 + 0.5 \times 0.000) \times 0.000 = 0.000$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} + P_q = 21.711 + 0.000 + 6.840 = 28.551$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + 90 - \theta) = 28.551 \times \sin(20.000 + 90 - 90.000) = 9.765$$

$$P_V = P_{AV}(2B + 2D + 4T_u) = 9.765 \times (2 \times 2.000 + 2 \times 2.000 + 4 \times 0.300) = 89.838$$

・地震時外側大 (地震時)

$$P_{a1} = (1 - K_v)$$

$$P_{a2} = (1 - K_v)$$

$$P_q = (1 - K_v)$$

$$P_{A1} = 0.5 P_{a1} \cdot H_s = 0.5 \times 20.879 \times 2.850 = 29.753$$

$$P_{A2} = (P_{a1} + 0.5 P_{a2}) H_{ws} = (20.879 + 0.5 \times 0.000) \times 0.000 = 0.000$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} + P_q = 29.753 + 0.000 + 5.825 = 35.578$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta_E + 90 - \theta) = 35.578 \times \sin(15.000 + 90 - 90.000) = 9.208$$

$$P_V = P_{AV}(2B + 2D + 4T_u) = 9.208 \times (2 \times 2.000 + 2 \times 2.000 + 4 \times 0.300) = 84.714$$

7.3 鉛直荷重集計表

項目	値 (kN)	外側最大		地震時外側大	
		要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)
自重	198.107	○	198.107	○	198.107
上面荷重	33.000	○	33.000	○	19.500
土圧鉛直成分			89.838		84.714
重量合計(Q _A)			320.945		302.321

7.4 偏心距離の算出

地震時慣性力を考慮した場合に、躯体自重に設計水平震度を考慮した水平力が生じ、集水柵内の水は地震時動水圧が生じると考える。

その際に偏心距離は集水柵の短辺方向で次式により算出する。

$$e = \frac{L}{2} - X_0 = \frac{L}{2} - \frac{\sum M_x - \sum M_y}{\sum V}$$

- ここに、 e : 偏心距離[合力の作用線が底面と交わる点と底面の中心との距離] (m)
 L : 集水桝底面軸間距離[B面とD面の短辺] (m)
 X₀ : 合力の作用位置 (m)
 ΣV : 全鉛直力 (kN)
 ΣM_x : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
 ΣM_y : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

・地震時外側大

項目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	M _x	M _y	
側壁	198.107	29.716	1.300	1.800	257.539100	53.488800	「7.1」にて算出
底版	49.686	7.453	1.300	0.150	64.591800	1.117950	「7.1」にて算出
土圧鉛直成分	84.714	0.000	1.300	0.000	110.128200	0.000000	「7.2」にて算出
上面荷重	19.500	0.000	1.300	0.000	25.350000	0.000000	
計	352.007				457.609100	54.606750	

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_x - \Sigma M_y}{\Sigma V} = \frac{2.600}{2} - \frac{457.609 - 54.607}{352.007} = 0.155 \text{ (m)}$$

7.5 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出来る。

作用面積は、側壁軸位置(中心)で囲まれた範囲とする。

ただし、設計水平震度により合力が偏心している場合には、偏心距離に応じた地盤反力を算出する。

その際偏心距離が中央1/3外になる場合には地盤反力が三角形の等変化荷重として算出する。

$$\text{作用面積 } A = B_c \cdot D_c$$

- ・偏心を考慮しない場合 [e = 0.000 (m)]

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

- ・合力の作用点が中央1/3内の場合

$$\text{地盤反力 } W_{R1} = \frac{Q_A}{A} \left(1 + \frac{6e}{D_c} \right) \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad W_{R2} = \frac{Q_A}{A} \left(1 - \frac{6e}{D_c} \right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・合力の作用点が中央1/3外の場合

$$\text{地盤反力 } W_{R1} = 2 \frac{Q_A}{A} \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad W_{R2} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

各検討ケースの計算を次に示す。

$$A = 2.300 \times 2.300 = 5.290 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$D_c = 2.300 \text{ (m)}$$

- ・外側最大

$$e = 0.000 \text{ (m)}$$

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{320.945}{5.290} = 60.670 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・地震時外側大

$$e = 0.155 \text{ (m)} \leq \frac{2.300}{6} = 0.383 \text{ (m)} \cdots \text{合力の作用点が中央1/3以内のため}$$

$$W_{R1} = \frac{Q_A}{A} \left(1 + \frac{6e}{D_c} \right) = \frac{320.945}{5.290} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.155}{2.300} \right) = 80.258 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$W_{R2} = \frac{Q_A}{A} \left(1 - \frac{6e}{D_c} \right) = \frac{320.945}{5.290} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.155}{2.300} \right) = 34.041 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{等分布荷重 } W_R = W_{R2} = 34.041 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad \text{等変化荷重 } W_T = W_{R1} - W_{R2} = 80.258 - 34.041 = 46.217 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

7.6 地盤反力集計表

項目	記号	単位	外側最大	地震時外側大	備考
重量合計	Q _A	kN	320.945	302.321	
地盤反力(等分布)	W _R	kN/m ²	60.670	34.041	
地盤反力(等変化)	W _T	kN/m ²	0.000	46.217	

8. 応力解析（側壁）

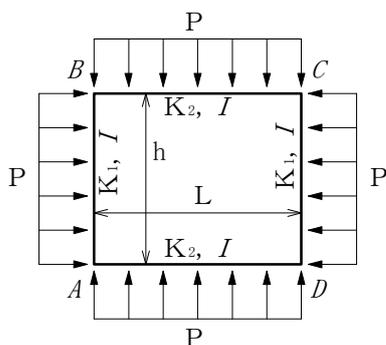
8.1 水平応力解析式について

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。

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

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

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。

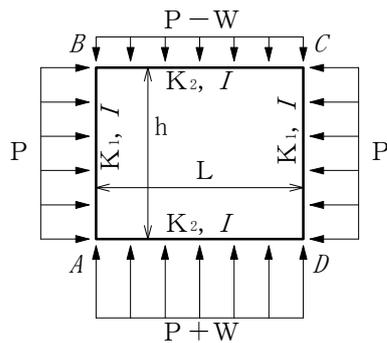
$$M_L = \frac{1}{24} (-2k^2 + 2k + 1) P \cdot L^2$$

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

8.2 水平応力解析式について (慣性力考慮時)

地震時慣性力が生じる際の計算は、B・D面それぞれに水平力を作用させ計算を行うが、その際にもう一方の面には水平慣性力の影響がないものとする。

したがって、4辺に生じる分布荷重は、慣性力が生じる面的一方には慣性力Wを加え、向かい合う面からはWを減じる。
慣性力方向と平行になる面は、分布荷重Pのみを作用させる。



部材が四辺同一で左右対象な荷重を受ける場合 $k = h/L$ とすると、一般式は以下のようになる。

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

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

$$M_{BC} = k(\theta_B) - C_{BC}$$

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

θ_A 、 θ_B : 部材のたわみ角

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

$$C_{BC} = (P - W) L^2/12$$

$$C_{AD} = (P + W) L^2/12$$

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

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

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

平衡方程式

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

$$\theta_A + (2+k)\theta_B = C_{BC} - C_{BA}$$

上記式から θ_A 、 θ_B 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 、 θ_B 値は、

$$\theta_A = \frac{(2+k)(C_{AB} - C_{AD}) - (C_{BC} - C_{BA})}{(2+k)^2 - 1}$$

$$\theta_B = \frac{(2+k)(C_{BC} - C_{BA}) - (C_{AB} - C_{AD})}{(2+k)^2 - 1}$$

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。

$$S_A = P \cdot h/2 - (M_{AB} - M_{BA})/h = P \cdot k \cdot L/2 - (M_{AB} - M_{BA})/(k \cdot L)$$

$$S_B = P \cdot k \cdot L/2 + (M_{AB} - M_{BA})/(k \cdot L)$$

$$S_{A'} = (P + W)L/2$$

$$S_{B'} = (P - W)L/2$$

辺AD、辺BCの最大曲げモーメントは等分布で左右の曲げモーメントは、両端部がそれぞれ等しいことから中央部に生じる。また辺AB、辺CDの最大曲げモーメントは、せん断力 $S(\chi) = 0$ から χ の値を求めモーメント式 $M(\chi)$ に代入する。

同様に、水平力が生じる面は両端部の曲げモーメントが同値で逆向きに作用することから、最大曲げモーメントの生じる位置は中央部となりそれを代入することにより式が求まる。

$$\frac{dM}{d\chi} = S$$

$$= S_B - P(k \cdot L - \chi) = 0$$

$$M(\chi) = S_B(k \cdot L - \chi) - \frac{1}{2}P(k \cdot L - \chi)^2 - M_{BA}$$

$$M_h = \frac{S_B}{2P} - M_{BA}$$

$$M_L = \frac{L^2}{8}(P + W) - M_{AB}$$

8.3 側壁の応力計算（底版中心）

照査位置 $h_1 = 3,150$ (mm)
 内空幅 $b_1 = 2,000$ (mm)
 内空奥行 $d_1 = 2,000$ (mm)
 側壁厚 $t_1 = 300$ (mm)

$$L_1 = (d_1 + t_1) / 1,000 = (2,000 + 300) / 1,000 = 2.300 \text{ (m)}$$

$$k_1 = (b_1 + t_1) / (d_1 + t_1) = (2,000 + 300) / (2,000 + 300) = 1.00000$$

・地震時慣性力を考慮しない時の一般式(慣性力を考慮時は前項参照)

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

・外側最大

分布荷重 $P_1 = 16.572$ (kN/m²)
 端部モーメント $M_{AB1} = -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times 16.572 \times 2.300^2 / 12 = -7.305$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{D1} = (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times 16.572 \times 2.300^2 / 24 = 3.653$ (kN・m)
 曲げモーメント $M_{B1} = (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times 16.572 \times 2.300^2 / 24 = 3.653$ (kN・m)
 せん断力 $S_{D1} = 16.572 \times 2.300 / 2 = 19.058$ (kN)
 せん断力 $S_{B1} = 16.572 \times 1.00000 \times 2.300 / 2 = 19.058$ (kN)
 照査位置 (h/2) $\chi_1 = 300$ (mm)
 曲げモーメント $M_{D\chi1} = 16.572 \times 0.300 \times (2.300 - 0.300) / 2 + (-7.305) = -2.333$ (kN・m)
 せん断力 $S_{D\chi1} = 16.572 \times (2.300 - 2 \times 0.300) / 2 = 14.086$ (kN)
 曲げモーメント $M_{B\chi1} = 16.572 \times 0.300 \times (2.300 \times 1.00000 - 0.300) / 2 + (-7.305) = -2.333$ (kN・m)
 せん断力 $S_{B\chi1} = 16.572 \times (2.300 \times 1.00000 - 2 \times 0.300) / 2 = 14.086$ (kN)
 軸力 $N_{D1} = 16.572 \times 2.300 / 2 = 19.058$ (kN)
 軸力 $N_{B1} = 16.572 \times 2.300 / 2 = 19.058$ (kN)

・地震時外側大

分布荷重 $P_2 = 22.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

水平慣性力をそれぞれの壁面に作用させ各種計算を行う。

・D面に水平力を作用

自重慣性力強度 $w_{Dew2} = 11.341 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

荷重項 $C_{Dab2} = 22.142 \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 12 = 9.761 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Dbc2} = (22.142 - 11.341) \times 2.300^2 / 12 = 4.761 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Dad2} = (22.142 + 11.341) \times 2.300^2 / 12 = 14.760 \text{ (kN)}$

たわみ角 $\theta_{DA2} = \{(2 + 1.00000) \times (9.761 - 14.760) - (4.761 - 9.761)\} / \{(2 + 1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.249625$

たわみ角 $\theta_{DB2} = \{(2 + 1.00000) \times (4.761 - 9.761) - (9.761 - 14.760)\} / \{(2 + 1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.250125$

端部モーメント $M_{DAB2} = 2 \times (-1.249625) + (-1.250125) - 9.761 = -13.510 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{DBA2} = 2 \times (-1.250125) + (-1.249625) + 9.761 = 6.011 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{DBC2} = -1.250125 \times 1.00000 - 4.761 = -6.011 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{DAD2} = -1.249625 \times 1.00000 + 14.760 = 13.510 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Da2} = 22.142 \times (2.300 \times 1.00000) / 2 - (-13.510 + 6.011) / (2.300 \times 1.00000)$
 $= 28.724 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Db2} = 22.142 \times (2.300 \times 1.00000) / 2 + (-13.510 + 6.011) / (2.300 \times 1.00000)$
 $= 22.203 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Da'2} = (22.142 + 11.341) \times 2.300 / 2 = 38.505 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Db'2} = (22.142 - 11.341) \times 2.300 / 2 = 12.421 \text{ (kN)}$

曲げモーメント $M_{DD2} = (22.142 + 11.341) \times 2.300^2 / 8 - (-13.510)$
 $= 35.651 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

曲げモーメント $M_{DB2} = 22.203^2 / (2 \times 22.142) - 6.011 = 5.121 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

照査位置 (h/2) $\chi_{D2} = 300 \text{ (mm)}$

曲げモーメント $M_{Dx2} = (22.142 + 11.341) \times 0.300 \times (2.300 - 0.300) / 2 + (-13.510)$
 $= -3.465 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Dx2} = (22.142 + 11.341) \times (2.300 - 2 \times 0.300) / 2 = 28.461 \text{ (kN)}$

・B面に水平力を作用

自重慣性力強度 $w_{Bew2} = 11.341 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

荷重項 $C_{Bab2} = 22.142 \times 2.300^2 / 12 = 9.761 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Bbc2} = (22.142 - 11.341) \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 12 = 4.761 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Bad2} = (22.142 + 11.341) \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 12 = 14.760 \text{ (kN)}$

たわみ角 $\theta_{BA2} = \{(2 + 1/1.00000) \times (9.761 - 14.760) - (4.761 - 9.761)\} / \{(2 + 1/1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.249625$

たわみ角 $\theta_{BB2} = \{(2 + 1/1.00000) \times (4.761 - 9.761) - (9.761 - 14.760)\} / \{(2 + 1/1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.250125$

端部モーメント $M_{BAB2} = 2 \times (-1.249625) + (-1.250125) - 9.761 = -13.510 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{BBA2} = 2 \times (-1.250125) + (-1.249625) + 9.761 = 6.011 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{BBC2} = -1.250125 \times 1/1.00000 - 4.761 = -6.011 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{BAD2} = -1.249625 \times 1/1.00000 + 14.760 = 13.510 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Ba2} = 22.142 \times 2.300 / 2 - (-13.510 + 6.011) / 2.300$
 $= 28.724 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Bb2} = 22.142 \times 2.300 / 2 + (-13.510 + 6.011) / 2.300$
 $= 22.203 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Ba'2} = (22.142 + 11.341) \times (2.300 \times 1.00000) / 2 = 38.505 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Bb'2} = (22.142 - 11.341) \times (2.300 \times 1.00000) / 2 = 12.421 \text{ (kN)}$

曲げモーメント $M_{BB2} = (22.142 + 11.341) \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 8 - (-13.510)$
 $= 35.651 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

曲げモーメント $M_{BD2} = 22.203^2 / (2 \times 22.142) - 6.011 = 5.121 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

照査位置 (h/2) $\chi_{B2} = 300 \text{ (mm)}$

曲げモーメント $M_{Bx2} = (22.142 + 11.341) \times 0.300 \times ((2.300 \times 1.00000) - 0.300) / 2 + (-13.510)$
 $= -3.465 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Bx2} = (22.142 + 11.341) \times ((2.300 \times 1.00000) - 2 \times 0.300) / 2 = 28.461 \text{ (kN)}$

軸力 $N_{D2} = 22.142 \times 2.300 / 2$
 $= 25.463 \text{ (kN)}$

軸力 $N_{B2} = 22.142 \times 2.300 / 2$
 $= 25.463 \text{ (kN)}$

8.4 側壁の応力計算（側壁付根）

$$\begin{aligned} \text{照査位置 } h_2 &= 3,000 \text{ (mm)} \\ \text{内空幅 } b_2 &= 2,000 \text{ (mm)} \\ \text{内空奥行 } d_2 &= 2,000 \text{ (mm)} \\ \text{側壁厚 } t_2 &= 300 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_2 &= (d_2 + t_2) / 1,000 = (2,000 + 300) / 1,000 \\ &= 2.300 \text{ (m)} \\ k_2 &= (b_2 + t_2) / (d_2 + t_2) = (2,000 + 300) / (2,000 + 300) \\ &= 1.00000 \end{aligned}$$

・地震時慣性力を考慮しない時の一般式（慣性力を考慮時は前項参照）

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

・外側最大

$$\begin{aligned} \text{分布荷重 } P_3 &= 15.819 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{端部モーメント } M_{AB3} &= -(1.00000^2 - 1.00000 + 1) \times 15.819 \times 2.300^2 / 12 \\ &= -6.974 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{曲げモーメント } M_{D3} &= (-2 \times 1.00000^2 + 2 \times 1.00000 + 1) \times 15.819 \times 2.300^2 / 24 \\ &= 3.487 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{曲げモーメント } M_{B3} &= (1.00000^2 + 2 \times 1.00000 - 2) \times 15.819 \times 2.300^2 / 24 \\ &= 3.487 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{せん断力 } S_{D3} &= 15.819 \times 2.300 / 2 = 18.192 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力 } S_{B3} &= 15.819 \times 1.00000 \times 2.300 / 2 = 18.192 \text{ (kN)} \\ \text{照査位置 (h/2) } \chi_3 &= 300 \text{ (mm)} \\ \text{曲げモーメント } M_{Dx3} &= 15.819 \times 0.300 \times (2.300 - 0.300) / 2 + (-6.974) \\ &= -2.228 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{せん断力 } S_{Dx3} &= 15.819 \times (2.300 - 2 \times 0.300) / 2 = 13.446 \text{ (kN)} \\ \text{曲げモーメント } M_{Bx3} &= 15.819 \times 0.300 \times (2.300 \times 1.00000 - 0.300) / 2 + (-6.974) \\ &= -2.228 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{せん断力 } S_{Bx3} &= 15.819 \times (2.300 \times 1.00000 - 2 \times 0.300) / 2 = 13.446 \text{ (kN)} \\ \text{軸力 } N_{D3} &= 15.819 \times 2.300 / 2 \\ &= 18.192 \text{ (kN)} \\ \text{軸力 } N_{B3} &= 15.819 \times 2.300 / 2 \\ &= 18.192 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・地震時外側大

分布荷重 $P_4 = 21.080 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

水平慣性力をそれぞれの壁面に作用させ各種計算を行う。

・D面に水平力を作用

自重慣性力強度 $w_{Dew4} = 10.744 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

荷重項 $C_{Dab4} = 21.080 \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 12 = 9.293 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Dbc4} = (21.080 - 10.744) \times 2.300^2 / 12 = 4.556 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Dad4} = (21.080 + 10.744) \times 2.300^2 / 12 = 14.029 \text{ (kN)}$

たわみ角 $\theta_{DA4} = \{(2 + 1.00000) \times (9.293 - 14.029) - (4.556 - 9.293)\} / \{(2 + 1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.183875$

たわみ角 $\theta_{DB4} = \{(2 + 1.00000) \times (4.556 - 9.293) - (9.293 - 14.029)\} / \{(2 + 1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.184375$

端部モーメント $M_{DAB4} = 2 \times (-1.183875) + (-1.184375) - 9.293 = -12.845 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{DBA4} = 2 \times (-1.184375) + (-1.183875) + 9.293 = 5.740 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{DBC4} = -1.184375 \times 1.00000 - 4.556 = -5.740 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{DAD4} = -1.183875 \times 1.00000 + 14.029 = 12.845 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Da4} = 21.080 \times (2.300 \times 1.00000) / 2 - (-12.845 + 5.740) / (2.300 \times 1.00000)$
 $= 27.331 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Db4} = 21.080 \times (2.300 \times 1.00000) / 2 + (-12.845 + 5.740) / (2.300 \times 1.00000)$
 $= 21.153 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Da'4} = (21.080 + 10.744) \times 2.300 / 2 = 36.598 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Db'4} = (21.080 - 10.744) \times 2.300 / 2 = 11.886 \text{ (kN)}$

曲げモーメント $M_{DD4} = (21.080 + 10.744) \times 2.300^2 / 8 - (-12.845)$
 $= 33.889 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

曲げモーメント $M_{DB4} = 21.153^2 / (2 \times 21.080) - 5.740 = 4.873 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

照査位置 (h/2) $\chi_{D4} = 300 \text{ (mm)}$

曲げモーメント $M_{Dx4} = (21.080 + 10.744) \times 0.300 \times (2.300 - 0.300) / 2 + (-12.845)$
 $= -3.298 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Dx4} = (21.080 + 10.744) \times (2.300 - 2 \times 0.300) / 2 = 27.050 \text{ (kN)}$

・B面に水平力を作用

自重慣性力強度 $w_{Bew4} = 10.744 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

荷重項 $C_{Bab4} = 21.080 \times 2.300^2 / 12 = 9.293 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Bbc4} = (21.080 - 10.744) \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 12 = 4.556 \text{ (kN)}$

荷重項 $C_{Bad4} = (21.080 + 10.744) \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 12 = 14.029 \text{ (kN)}$

たわみ角 $\theta_{BA4} = \{(2 + 1/1.00000) \times (9.293 - 14.029) - (4.556 - 9.293)\} / \{(2 + 1/1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.183875$

たわみ角 $\theta_{BB4} = \{(2 + 1/1.00000) \times (4.556 - 9.293) - (9.293 - 14.029)\} / \{(2 + 1/1.00000)^2 - 1\}$
 $= -1.184375$

端部モーメント $M_{BAB4} = 2 \times (-1.183875) + (-1.184375) - 9.293 = -12.845 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{BBA4} = 2 \times (-1.184375) + (-1.183875) + 9.293 = 5.740 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{BBC4} = -1.184375 \times 1/1.00000 - 4.556 = -5.740 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

端部モーメント $M_{BAD4} = -1.183875 \times 1/1.00000 + 14.029 = 12.845 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Ba4} = 21.080 \times 2.300 / 2 - (-12.845 + 5.740) / 2.300$
 $= 27.331 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Bb4} = 21.080 \times 2.300 / 2 + (-12.845 + 5.740) / 2.300$
 $= 21.153 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Ba'4} = (21.080 + 10.744) \times (2.300 \times 1.00000) / 2 = 36.598 \text{ (kN)}$

せん断力 $S_{Bb'4} = (21.080 - 10.744) \times (2.300 \times 1.00000) / 2 = 11.886 \text{ (kN)}$

曲げモーメント $M_{BB4} = (21.080 + 10.744) \times (2.300 \times 1.00000)^2 / 8 - (-12.845)$
 $= 33.889 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

曲げモーメント $M_{BD4} = 21.153^2 / (2 \times 21.080) - 5.740 = 4.873 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

照査位置 (h/2) $\chi_{B4} = 300 \text{ (mm)}$

曲げモーメント $M_{Bx4} = (21.080 + 10.744) \times 0.300 \times ((2.300 \times 1.00000) - 0.300) / 2 + (-12.845)$
 $= -3.298 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S_{Bx4} = (21.080 + 10.744) \times ((2.300 \times 1.00000) - 2 \times 0.300) / 2 = 27.050 \text{ (kN)}$

軸力 $N_{D4} = 21.080 \times 2.300 / 2$
 $= 24.242 \text{ (kN)}$

軸力 $N_{B4} = 21.080 \times 2.300 / 2$
 $= 24.242 \text{ (kN)}$

8.5 側壁応力一覧表

・ 底板中心

項 目	単位	外側最大	地震時外側大	備 考	
モーメント	端部 M_{AB}	$kN \cdot m$	-7.305	-13.510	※1
	中央 M_D	$kN \cdot m$	3.653	35.651	慣性力考慮時 M_{DD}, M_{DD} の大きい値
	中央 M_B	$kN \cdot m$	3.653	35.651	慣性力考慮時 M_{DB}, M_{BB} の大きい値
	h/2部 M_{Dx}	$kN \cdot m$	-2.333	-3.465	
	h/2部 M_{Bx}	$kN \cdot m$	-2.333	-3.465	
せん断力	端部 S_D	kN	19.058	38.505	※2
	端部 S_B	kN	19.058	38.505	※3
	h/2部 S_{Dx}	kN	14.086	28.461	
	h/2部 S_{Bx}	kN	14.086	28.461	
軸力	D辺 N_D	kN	19.058	25.463	
	B辺 N_B	kN	19.058	25.463	

・ 側壁付根

項 目	単位	外側最大	地震時外側大	備 考	
モーメント	端部 M_{AB}	$kN \cdot m$	-6.974	-12.845	※1
	中央 M_D	$kN \cdot m$	3.487	33.889	慣性力考慮時 M_{DD}, M_{DD} の大きい値
	中央 M_B	$kN \cdot m$	3.487	33.889	慣性力考慮時 M_{DB}, M_{BB} の大きい値
	h/2部 M_{Dx}	$kN \cdot m$	-2.228	-3.298	
	h/2部 M_{Bx}	$kN \cdot m$	-2.228	-3.298	
せん断力	端部 S_D	kN	18.192	36.598	※2
	端部 S_B	kN	18.192	36.598	※3
	h/2部 S_{Dx}	kN	13.446	27.050	
	h/2部 S_{Bx}	kN	13.446	27.050	
軸力	D辺 N_D	kN	18.192	24.242	
	B辺 N_B	kN	18.192	24.242	

※1：慣性力考慮時は端部モーメント($M_{DAB}, M_{DBA}, M_{BAB}, M_{BBA}$)の最大値

(その他の端部モーメントは、それぞれが逆向きの同値になるため比較対象外)

※2：慣性力考慮時はD面端部に生じるせん断力($S_{Da'}, S_{Db'}, S_{Ba}, S_{Bb}$)の最大値

※3：慣性力考慮時はB面端部に生じるせん断力($S_{Da}, S_{Db}, S_{Ba'}, S_{Bb'}$)の最大値

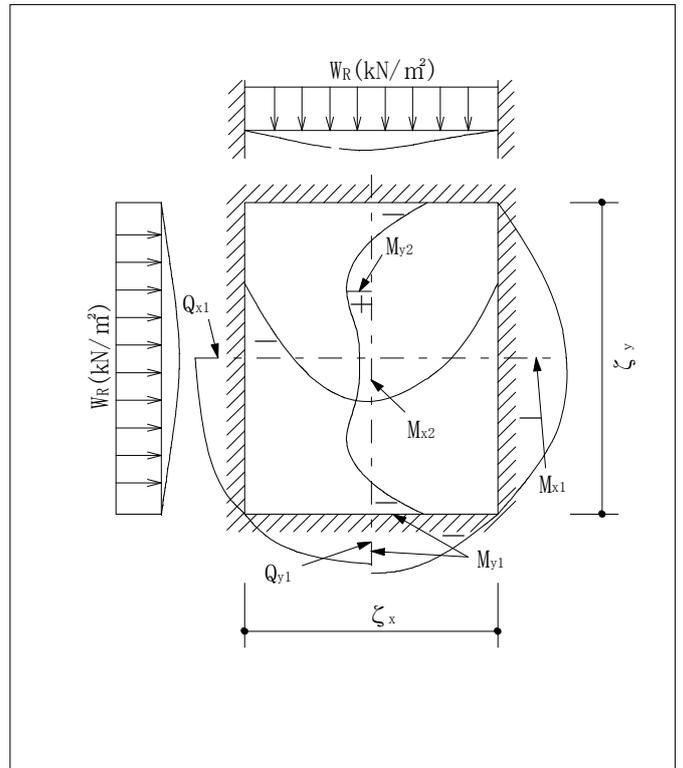
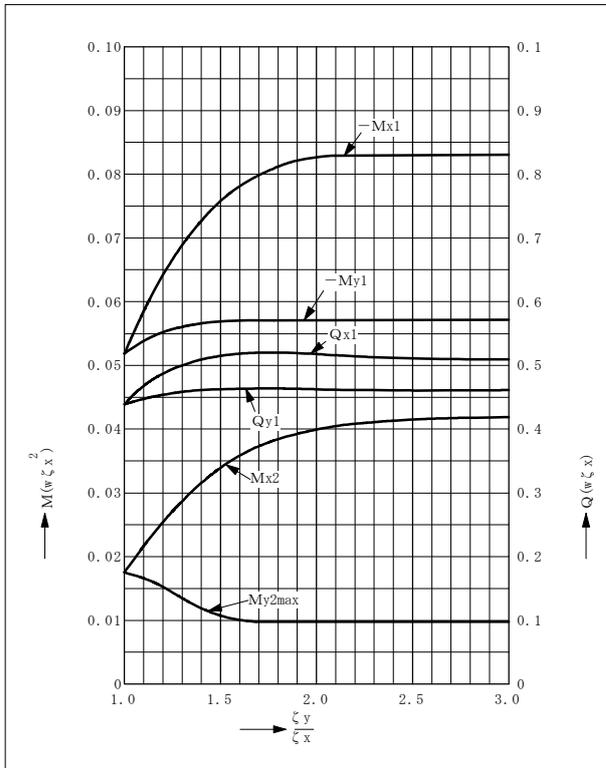
9. 応力解析（底版）

9.1 四辺固定スラブについて

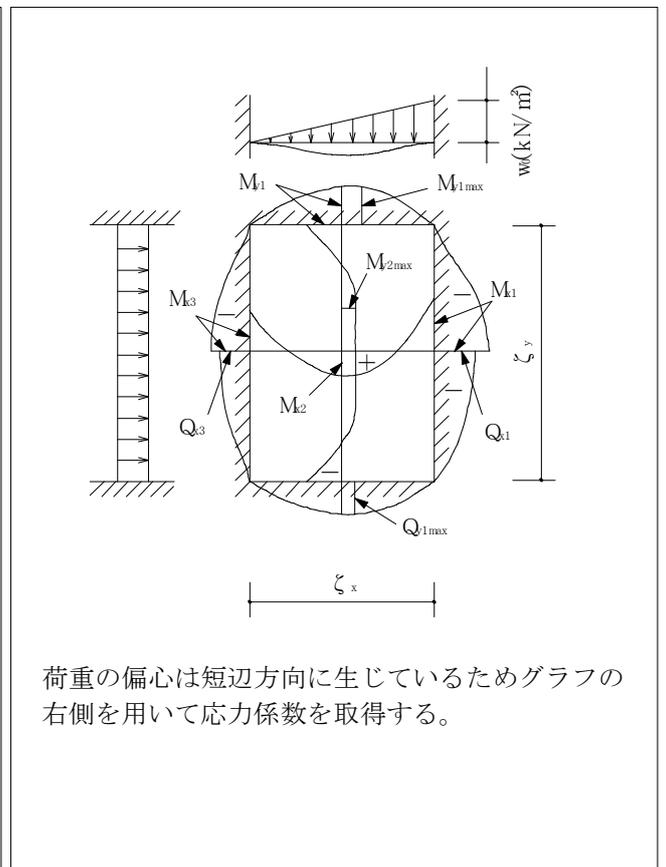
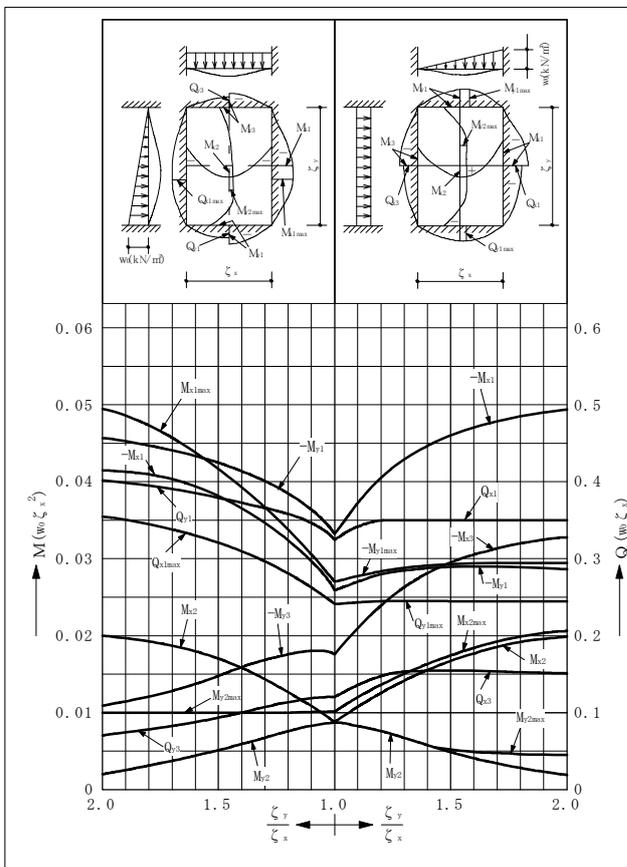
集水桝の構造上、底版に関しては「四辺固定等分布スラブ」と考えることが出来る。

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。

地震時水平設計震度により偏心荷重を考慮する場合には、偏心で生じた両端の荷重差から等分布荷重と等変化荷重とに分け、それぞれのグラフより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



荷重の偏心は短辺方向に生じているためグラフの右側を用いて応力係数を取得する。

四辺固定等変化スラブ応力図

・スラブ計算

$$\text{各曲げモーメント } M = k \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k' \cdot W_T \cdot \zeta_x^2$$

$$\text{各せん断力 } Q = k \cdot W_R \cdot \zeta_x + k' \cdot W_T \cdot \zeta_x$$

- ここに、 k : 四辺固定等分布スラブ各種係数 (グラフからの読取り値)
 k' : 四辺固定等変化スラブ各種係数 (グラフからの読取り値)
 W_R : 土圧、等分布荷重強度 (kN/m²)
 W_T : 土圧、等変化荷重強度 (kN/m²)
 ζ_x : 短辺長 (m)

9.2 スラブ条件

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

$$\text{したがって、} \zeta_x = 2.300(\text{m}) \quad \zeta_y = 2.300(\text{m}) \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.00$$

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、

$$\begin{aligned}
 k_{Mx1} &= -0.05180 & , & & k'_{Mx1} &= -0.03320 \\
 k_{My1} &= -0.05180 & , & & k'_{My1} &= -0.02700 \\
 k_{Mx2} &= 0.01750 & , & & k'_{Mx2} &= 0.01010 \\
 k_{My2} &= 0.01750 & , & & k'_{My2} &= 0.00870 \\
 k_{Qx1} &= 0.43870 & , & & k'_{Qx1} &= 0.32420 \\
 k_{Qy1} &= 0.43870 & , & & k'_{Qy1} &= 0.24120
 \end{aligned}$$

9.3 底版の応力計算（外側最大）

$$\text{底版反力[等分布]} \quad W_R = 60.670 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底版反力[等変化]} \quad W_T = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05180 \times 60.670 \times 2.300^2 = -16.625 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05180 \times 60.670 \times 2.300^2 = -16.625 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01750 \times 60.670 \times 2.300^2 = 5.617 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01750 \times 60.670 \times 2.300^2 = 5.617 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.43870 \times 60.670 \times 2.300 = 61.217 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.43870 \times 60.670 \times 2.300 = 61.217 \text{ (kN)}$$

9.4 底版の応力計算（地震時外側大）

$$\text{底版反力[等分布]} \quad W_R = 34.041 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底版反力[等変化]} \quad W_T = 46.217 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{Mx1} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = -0.05180 \times 34.041 \times 2.300^2 + (-0.03320) \times 46.217 \times 2.300^2 = -17.445 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{My1} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = -0.05180 \times 34.041 \times 2.300^2 + (-0.02700) \times 46.217 \times 2.300^2 = -15.929 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{Mx2} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = 0.01750 \times 34.041 \times 2.300^2 + 0.01010 \times 46.217 \times 2.300^2 = 5.620 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2\text{max}} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{My2} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = 0.01750 \times 34.041 \times 2.300^2 + 0.00870 \times 46.217 \times 2.300^2 = 5.278 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x + k'_{Qx1} \cdot W_T \cdot \zeta_x = 0.43870 \times 34.041 \times 2.300 + 0.32420 \times 46.217 \times 2.300 = 68.810 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x + k'_{Qy1} \cdot W_T \cdot \zeta_x = 0.43870 \times 34.041 \times 2.300 + 0.24120 \times 46.217 \times 2.300 = 59.987 \text{ (kN)}$$

9.5 底版応力一覧表

項目	単位	外側最大	地震時外側大	備考	
曲げモーメント	M_{x1}	kN・m	-16.625	-17.445	
	M_{y1}	kN・m	-16.625	-15.929	
	M_{x2}	kN・m	5.617	5.620	
	$M_{y2\text{max}}$	kN・m	5.617	5.278	
せん断力	Q_{x1}	kN	61.217	68.810	
	Q_{y1}	kN	61.217	59.987	

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
外側最大	曲げモーメント M	kN・m	3.653	-7.305	3.653	-7.305	
	せん断力 S	kN	0.000	19.058	0.000	19.058	
	軸 力 N	kN	19.058	19.058	19.058	19.058	
地震時外側大	曲げモーメント M	kN・m	35.651	-13.510	35.651	-13.510	
	せん断力 S	kN	0.000	38.505	0.000	38.505	
	軸 力 N	kN	25.463	25.463	25.463	25.463	

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
外側最大	曲げモーメント M	kN・m	3.487	-6.974	3.487	-6.974	
	せん断力 S	kN	0.000	18.192	0.000	18.192	
	軸 力 N	kN	18.192	18.192	18.192	18.192	
地震時外側大	曲げモーメント M	kN・m	33.889	-12.845	33.889	-12.845	
	せん断力 S	kN	0.000	36.598	0.000	36.598	
	軸 力 N	kN	24.242	24.242	24.242	24.242	

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
外側最大	曲げモーメント M	kN・m	5.617	5.617	-16.625	-16.625	
	せん断力 S	kN	—	—	61.217	61.217	
地震時外側大	曲げモーメント M	kN・m	5.620	5.278	-17.445	-15.929	
	せん断力 S	kN	—	—	68.810	59.987	

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
	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	0.23	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}	12.00	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}	0.35	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}	160.0	N/mm ²	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	180.0	N/mm ²	
地震時許容引張応力度	σ_{Esa}	240.0	N/mm ²	常時の1.5倍を採用
地震時許容圧縮応力度	$\sigma_{Esa'}$	270.0	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	<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="checkbox"/>	縦横同じ	<input type="checkbox"/>	横外・縦内	<input type="checkbox"/>	縦外・横内
		複鉄筋	<input type="radio"/>	縦横同じ	<input type="checkbox"/>	横外・縦内	<input type="checkbox"/>	縦外・横内
	計算方法		<input type="radio"/>	単鉄筋計算		<input type="checkbox"/>	複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		<input type="checkbox"/>	内側	60	<input type="checkbox"/>	外側	60
底版	配筋方法	単鉄筋	<input type="checkbox"/>	幅奥同じ	<input type="checkbox"/>	奥外・幅内	<input type="checkbox"/>	幅外・奥内
		複鉄筋	<input type="radio"/>	幅奥同じ	<input type="checkbox"/>	奥外・幅内	<input type="checkbox"/>	幅外・奥内
	計算方法		<input type="radio"/>	単鉄筋計算		<input type="checkbox"/>	複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)		<input type="checkbox"/>	内側	60	<input type="checkbox"/>	外側	60
かぶりの指定方法		<input type="radio"/>	鉄筋中心まで			<input type="checkbox"/>	鉄筋表面まで	

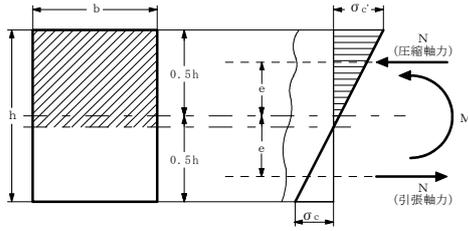
※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

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	6	D19	250	60	
B面外側横鉄筋	5	D13	250	60	
B面内側縦鉄筋	4	D13	250	60	
B面外側縦鉄筋	1	D13	250	60	
D面内側横鉄筋	6	D19	250	60	
D面外側横鉄筋	5	D13	250	60	
D面内側縦鉄筋	4	D13	250	60	
D面外側縦鉄筋	2	D13	250	60	
底版内側幅鉄筋	3	D13	250	60	
底版外側幅鉄筋	2	D13	250	60	
底版内側奥行鉄筋	3	D13	250	60	
底版外側奥行鉄筋	1	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。

12 応力計算公式

12.1 無筋公式

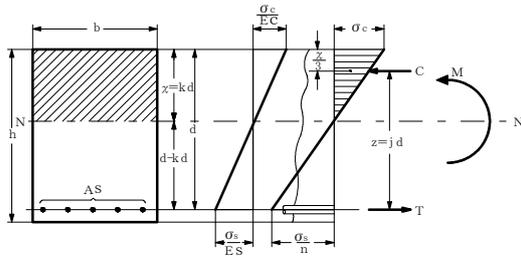


$$\sigma_c' = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad (\text{軸力を考慮しない場合 } N=0.0)$$

$$\tau = \frac{S}{A}$$

$$A = b \cdot h \quad Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

12.2 単鉄筋公式 (軸力考慮無し)



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

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

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

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

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

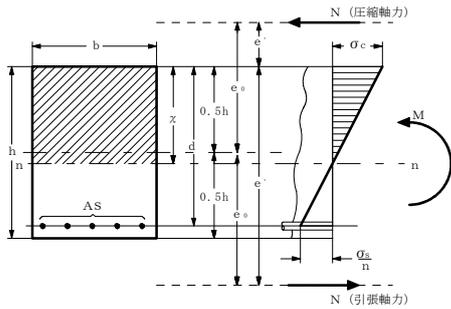
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

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

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)



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

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot \chi}{2} - n \cdot A_s \frac{d - \chi}{\chi}} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

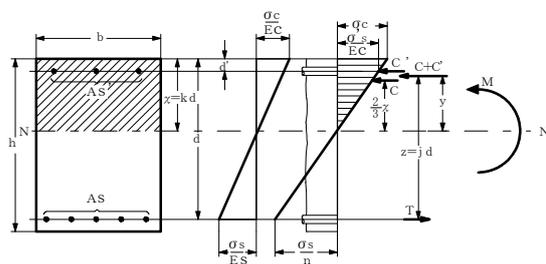
$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

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

12.5 せん断応力度補正係数

コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度は、次の影響を考慮して補正を行う。

I. 部材断面の有効高 d の影響

有効高d(mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

II. 軸方向引張鉄筋比 P_t の影響

軸方向引張鉄筋比 P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

III. 軸方向圧縮力の影響

次式により軸方向圧縮力による補正係数 C_N を計算する。

$$C_N = 1 + M_0 / M \quad \text{ただし、} 1 \leq C_N \leq 2$$

$$M_0 = N \cdot I_c / (A_c \cdot y)$$

ここに、 M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント ($N \cdot mm$)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント ($N \cdot mm$)

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm^4)

A_c : 部材断面積 (mm^2)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

III-(1) 係数算出(側壁照査位置共通)

側壁厚(全高) $t = 300$ (mm)

$$A_c = 300 \times 1,000 = 300,000 \text{ (mm}^2\text{)} \quad [\text{単位幅} 1,000 \text{ (mm)}]$$

$$y = 300 / 2 = 150.0 \text{ (mm)} \quad [\text{矩形のため図心は中央}]$$

$$I = 1,000 \times 300^3 / 12 = 2,250,000,000 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$M_0 = 2,250,000,000 N / (300,000 \times 150.0) = 50.000 \times N \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

III-(2) 係数算出(底版)

軸方向力を考慮していないため $M_0 = 0.00$ 、ゆえに $C_N = 1.00$

上記の補正係数 C_e 、 C_{pt} 、 C_N を許容せん断応力度 τ_a に乗じる。

ここで、 P_t は中立軸よりも引張側にある軸方向引張鉄筋の断面積の総和を bd で除して求める。

したがって、本システムでは中立軸 χ が圧縮側かぶりに満たない場合には、 P_t は引張側鉄筋と圧縮側鉄筋の合計値を用い、中立軸 χ が有効断面高 d 以上となる場合には、 P_t を零とする。

また、 χ が圧縮側かぶり以上で有効断面高未満の場合には、 P_t は引張側鉄筋のみとする。

13. 応力検討

13.1 側壁(底版中心)

				許容値 (地震時)	外側最大					
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面 h/2	D面 h/2
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		3.653	-7.305	3.653	-7.305	-2.333	-2.333
	軸力	N	kN		19.058	19.058	19.058	19.058	19.058	19.058
	せん断力	S	kN		0.000	19.058	0.000	19.058	14.086	14.086
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ				D19@250	D13@250	D19@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		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _{s'}	mm ²							
	鉄筋周長	U	mm		240	160	240	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		240	240	240	240	240	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
	引張鉄筋比	p			0.00478	0.00211	0.00478	0.00211	0.00211	0.00211
	圧縮鉄筋比	p'								
	中立軸比	k			0.31371	0.22193	0.31371	0.22193	0.22193	0.22193
	応力軸比	j			0.89543	0.92602	0.89543	0.92602	0.92602	0.92602
		L _c								
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		191.67804	383.30360	191.67804	383.30360	122.41578	122.41578
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		41.67804	233.30360	41.67804	233.30360	-27.58422	-27.58422
	中立軸の位置	χ	mm		119.586	69.243	119.586	69.243	136.541	136.541
	dに関する補正係数	C _e			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C _{pt}			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C _N 算出用モーメント	M ₀	kN・m		0.953	0.953	0.953	0.953	0.953	0.953
Nによる補正係数	C _N			1.261	1.000	1.261	1.000	1.000	1.000	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	0.449	1.201	0.449	1.201	0.305	0.305
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.00 (240.00)	6.782	44.426	6.782	44.426	3.467	3.467
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²							
	せん断応力度	τ	N/mm ²		0.000	0.079	0.000	0.079	0.059	0.059
	許容せん断応力度	τ _a	N/mm ²	0.23 (0.35)	0.478	0.293	0.478	0.293	0.293	0.293
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²							
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算					

注) 許容せん断応力度 τ_aは、基本値に補正係数C_e・C_{pt}・C_Nを乗じた値とする。

13.2 側壁(底版中心)

				許容値 (地震時)	地震時外側大					
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面 h/2	D面 h/2
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		35.651	-13.510	35.651	-13.510	-3.465	-3.465
	軸力	N	kN		25.463	25.463	25.463	25.463	25.463	25.463
	せん断力	S	kN		0.000	38.505	0.000	38.505	28.461	28.461
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ				D19@250	D13@250	D19@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		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _{s'}	mm ²							
	鉄筋周長	U	mm		240	160	240	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		240	240	240	240	240	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
	引張鉄筋比	p			0.00478	0.00211	0.00478	0.00211	0.00211	0.00211
	圧縮鉄筋比	p'								
	中立軸比	k			0.31371	0.22193	0.31371	0.22193	0.22193	0.22193
	応力軸比	j			0.89543	0.92602	0.89543	0.92602	0.92602	0.92602
		L _c								
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		1400.10996	530.57377	1400.10996	530.57377	136.07980	136.07980
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		1250.10996	380.57377	1250.10996	380.57377	-13.92020	-13.92020
	中立軸の位置	χ	mm		80.099	64.241	80.099	64.241	122.512	122.512
	dに関する補正係数	C _e			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C _{pt}			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C _N 算出用モーメント	M ₀	kN・m		1.273	1.273	1.273	1.273	1.273	1.273
	Nによる補正係数	C _N			1.036	1.000	1.036	1.000	1.000	1.000
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	(4.441)	(2.251)	(4.441)	(2.251)	(0.472)	(0.472)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.00 (240.00)	(132.983)	(92.379)	(132.983)	(92.379)	(6.790)	(6.790)
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²							
	せん断応力度	τ	N/mm ²		(0.000)	(0.160)	(0.000)	(0.160)	(0.119)	(0.119)
	許容せん断応力度	τ _a	N/mm ²	0.23 (0.35)	(0.598)	(0.446)	(0.598)	(0.446)	(0.446)	(0.446)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²							
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算					

注) 許容せん断応力度 τ_aは、基本値に補正係数C_e・C_{pt}・C_Nを乗じた値とする。

13.3 側壁(側壁付根)

				許容値 (地震時)	外側最大					
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面 h/2	D面 h/2
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		3.487	-6.974	3.487	-6.974	-2.228	-2.228
	軸力	N	kN		18.192	18.192	18.192	18.192	18.192	18.192
	せん断力	S	kN		0.000	18.192	0.000	18.192	13.446	13.446
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ				D19@250	D13@250	D19@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		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _{s'}	mm ²							
	鉄筋周長	U	mm		240	160	240	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		240	240	240	240	240	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
	引張鉄筋比	p			0.00478	0.00211	0.00478	0.00211	0.00211	0.00211
	圧縮鉄筋比	p'								
	中立軸比	k			0.31371	0.22193	0.31371	0.22193	0.22193	0.22193
	応力軸比	j			0.89543	0.92602	0.89543	0.92602	0.92602	0.92602
		L _c								
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		191.67766	383.35532	191.67766	383.35532	122.47142	122.47142
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		41.67766	233.35532	41.67766	233.35532	-27.52858	-27.52858
	中立軸の位置	χ	mm		119.586	69.241	119.586	69.241	136.474	136.474
	dに関する補正係数	C _e			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C _{pt}			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C _N 算出用モーメント	M ₀	kN・m		0.910	0.910	0.910	0.910	0.910	0.910
	Nによる補正係数	C _N			1.261	1.000	1.261	1.000	1.000	1.000
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	0.428	1.147	0.428	1.147	0.291	0.291
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.00 (240.00)	6.464	42.430	6.464	42.430	3.311	3.311
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²							
	せん断応力度	τ	N/mm ²		0.000	0.076	0.000	0.076	0.056	0.056
	許容せん断応力度	τ _a	N/mm ²	0.23 (0.35)	0.478	0.293	0.478	0.293	0.293	0.293
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²							
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算					

注) 許容せん断応力度 τ_aは、基本値に補正係数C_e・C_{pt}・C_Nを乗じた値とする。

13.4 側壁(側壁付根)

				許容値 (地震時)	地震時外側大					
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面 h/2	D面 h/2
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		33.889	-12.845	33.889	-12.845	-3.298	-3.298
	軸力	N	kN		24.242	24.242	24.242	24.242	24.242	24.242
	せん断力	S	kN		0.000	36.598	0.000	36.598	27.050	27.050
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ				D19@250	D13@250	D19@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		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A _{s'}	mm ²							
	鉄筋周長	U	mm		240	160	240	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		240	240	240	240	240	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
	引張鉄筋比	p			0.00478	0.00211	0.00478	0.00211	0.00211	0.00211
	圧縮鉄筋比	p'								
	中立軸比	k			0.31371	0.22193	0.31371	0.22193	0.22193	0.22193
	応力軸比	j			0.89543	0.92602	0.89543	0.92602	0.92602	0.92602
		L _c								
	Nの中心からの距離	e ₀	mm		1397.94571	529.86552	1397.94571	529.86552	136.04488	136.04488
	Nの圧縮端からの距離	e'	mm		1247.94571	379.86552	1247.94571	379.86552	-13.95512	-13.95512
	中立軸の位置	χ	mm		80.106	64.258	80.106	64.258	122.543	122.543
	dに関する補正係数	C _e			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C _{pt}			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C _N 算出用モーメント	M ₀	kN・m		1.212	1.212	1.212	1.212	1.212	1.212
	Nによる補正係数	C _N			1.036	1.000	1.036	1.000	1.000	1.000
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	(4.222)	(2.140)	(4.222)	(2.140)	(0.449)	(0.449)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.00 (240.00)	(126.409)	(87.792)	(126.409)	(87.792)	(6.455)	(6.455)
	圧縮応力度	σ _{s'}	N/mm ²							
	せん断応力度	τ	N/mm ²		(0.000)	(0.152)	(0.000)	(0.152)	(0.113)	(0.113)
	許容せん断応力度	τ _a	N/mm ²	0.23 (0.35)	(0.598)	(0.446)	(0.598)	(0.446)	(0.446)	(0.446)
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²							
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算					

注) 許容せん断応力度 τ_aは、基本値に補正係数C_e・C_{pt}・C_Nを乗じた値とする。

13.5 底 版

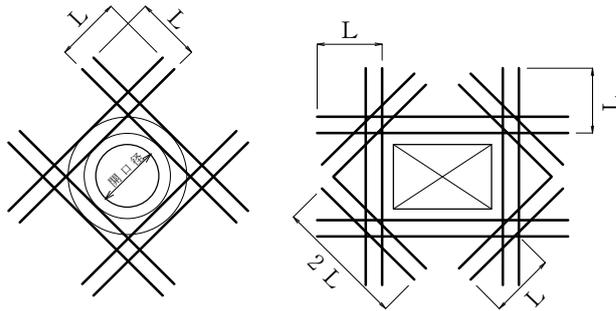
				許容値 (地震時)	外側最大				地震時外側大			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		5.617	5.617	-16.625	-16.625	5.620	5.278	-17.445	-15.929
	せん断力	S	kN		—	—	61.217	61.217	—	—	68.810	59.987
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		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		240	240	240	240	240	240	240	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			0.00211	0.00211	0.00211	0.00211	0.00211	0.00211	0.00211	0.00211
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.22193	0.22193	0.22193	0.22193	0.22193	0.22193	0.22193	0.22193
	応力軸比	j			0.92602	0.92602	0.92602	0.92602	0.92602	0.92602	0.92602	0.92602
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		53.263	53.263	53.263	53.263	53.263	53.263	53.263	53.263
	dに関する補正係数	C _d			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C _{pt}			0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911
	C _N 算出用モーメント	M ₀	kN・m		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Nによる補正係数	C _N			1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.00 (12.00)	0.949	0.949	2.809	2.809	(0.950)	(0.892)	(2.947)	(2.691)
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.00 (240.00)	49.850	49.850	147.544	147.544	(49.877)	(46.841)	(154.822)	(141.367)
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²		—	—	0.255	0.255	—	—	(0.287)	(0.250)
	許容せん断応力度	τ _a	N/mm ²	0.23 (0.35)	0.293	0.293	0.293	0.293	(0.446)	(0.446)	(0.446)	(0.446)
	付着応力度	τ _o	N/mm ²									
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

注) 許容せん断応力度 τ_aは、基本値に補正係数C_d・C_{pt}・C_Nを乗じた値とする。

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。

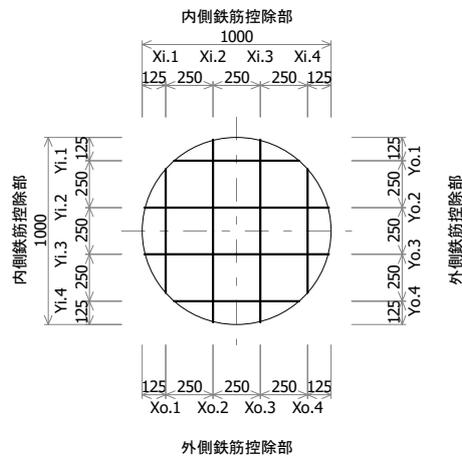


$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi = \frac{160.00}{4 \times 1.60} \times \phi = 25.00 \phi \approx 25 \phi$$

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

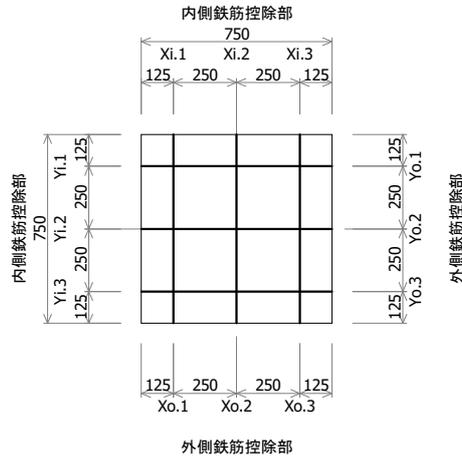
- ここに、
- L : 定着長 (mm)
 - σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 - τ_{oa} : コンクリートの付着応力度 (N/mm²)
 - ϕ : 鉄筋径 (mm)
 - L_c : 切断長 (mm)
 - D_o : 開口部の直径 (mm)
 - χ : 開口部中心から鉄筋までの離れ (mm)

14.1 B寸法面(前)



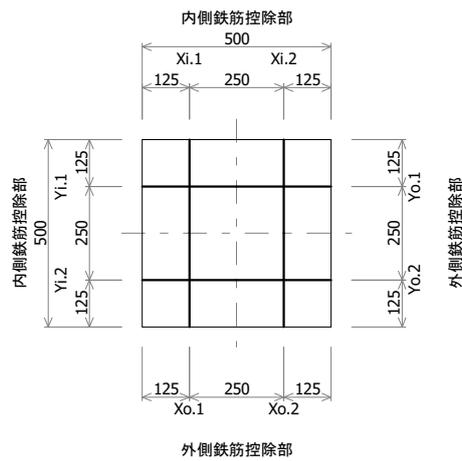
位置	鉄筋径		定着長 L (mm) 25 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm ³)	切断長 L _c (mm)						
	呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	4	506.80	661	968	968	661		3258
	横方向	D19	19.10	478	286.50	4	1146.00	661	968	968	661		3258
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	4	506.80	661	968	968	661		3258
	横方向	D13	12.70	318	126.70	4	506.80	661	968	968	661		3258

14.2 B寸法面(奥)



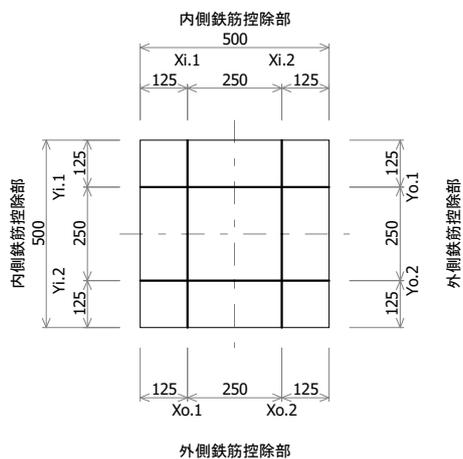
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 25 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm ³)	切断長 L _c (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	3	380.10	750	750	750				2250
	横方向	D19	19.10	478	286.50	3	859.50	750	750	750				2250
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	3	380.10	750	750	750				2250
	横方向	D13	12.70	318	126.70	3	380.10	750	750	750				2250

14.3 D寸法面(左)



位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 25 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	318	126.70	2	253.40	500	500					1000
	横方向	D19	19.10	478	286.50	2	573.00	500	500					1000
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500					1000
	横方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500					1000

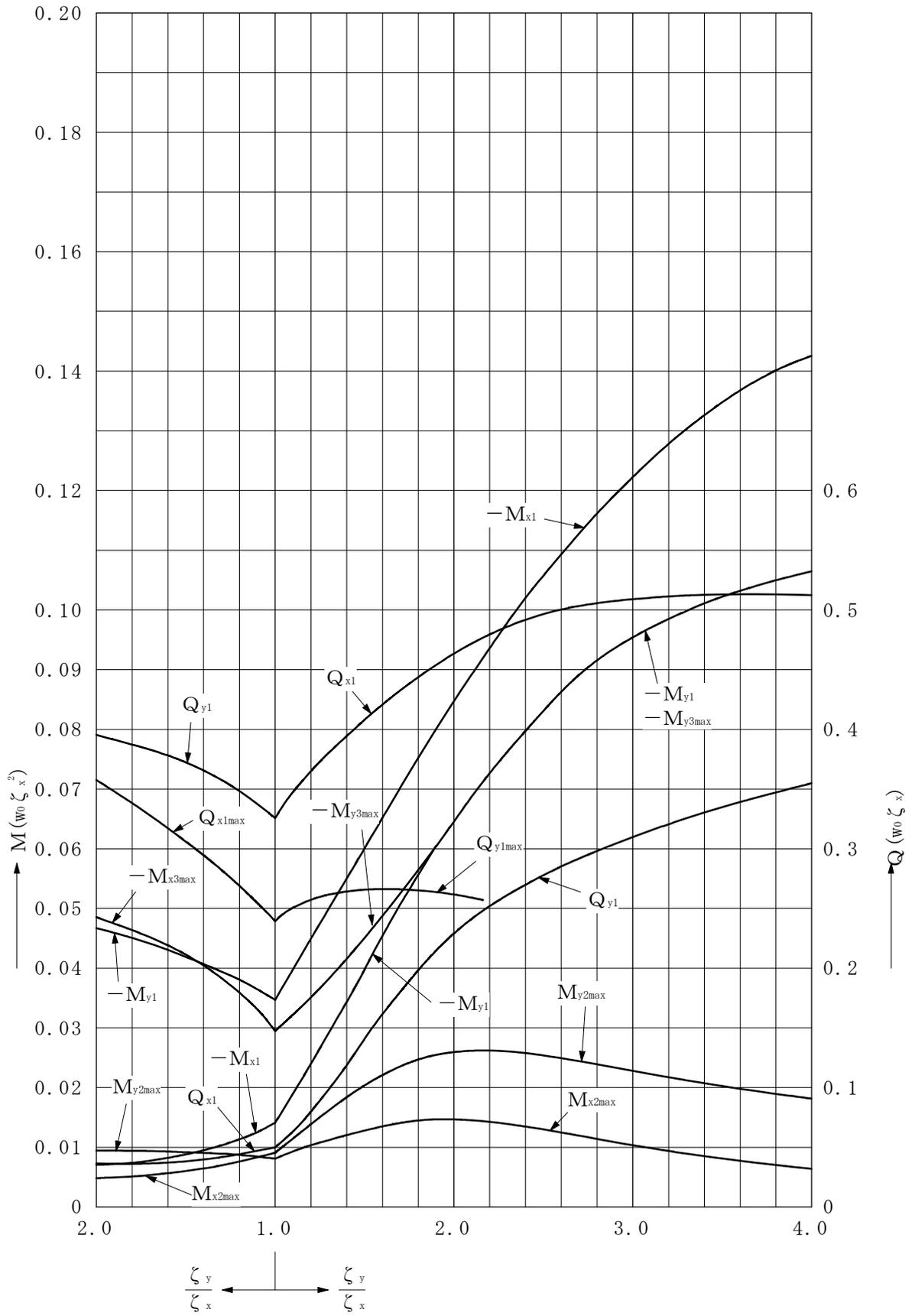
14.4 D寸法面(右)



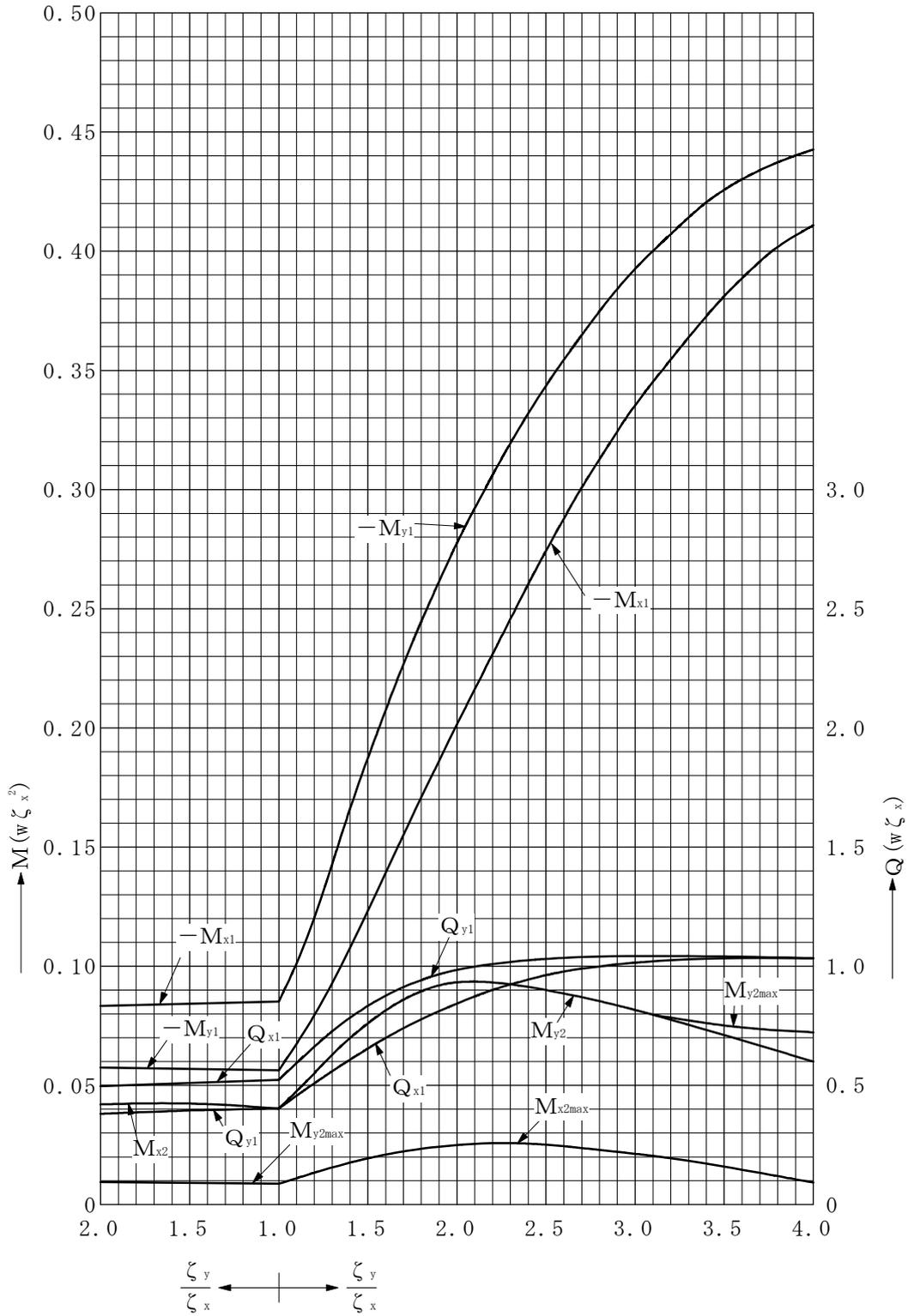
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 25 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N · A (mm ³)	切断長 L _c (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500					1000
	横方向	D19	19.10	478	286.50	2	573.00	500	500					1000
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500					1000
	横方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500					1000

15 参考資料

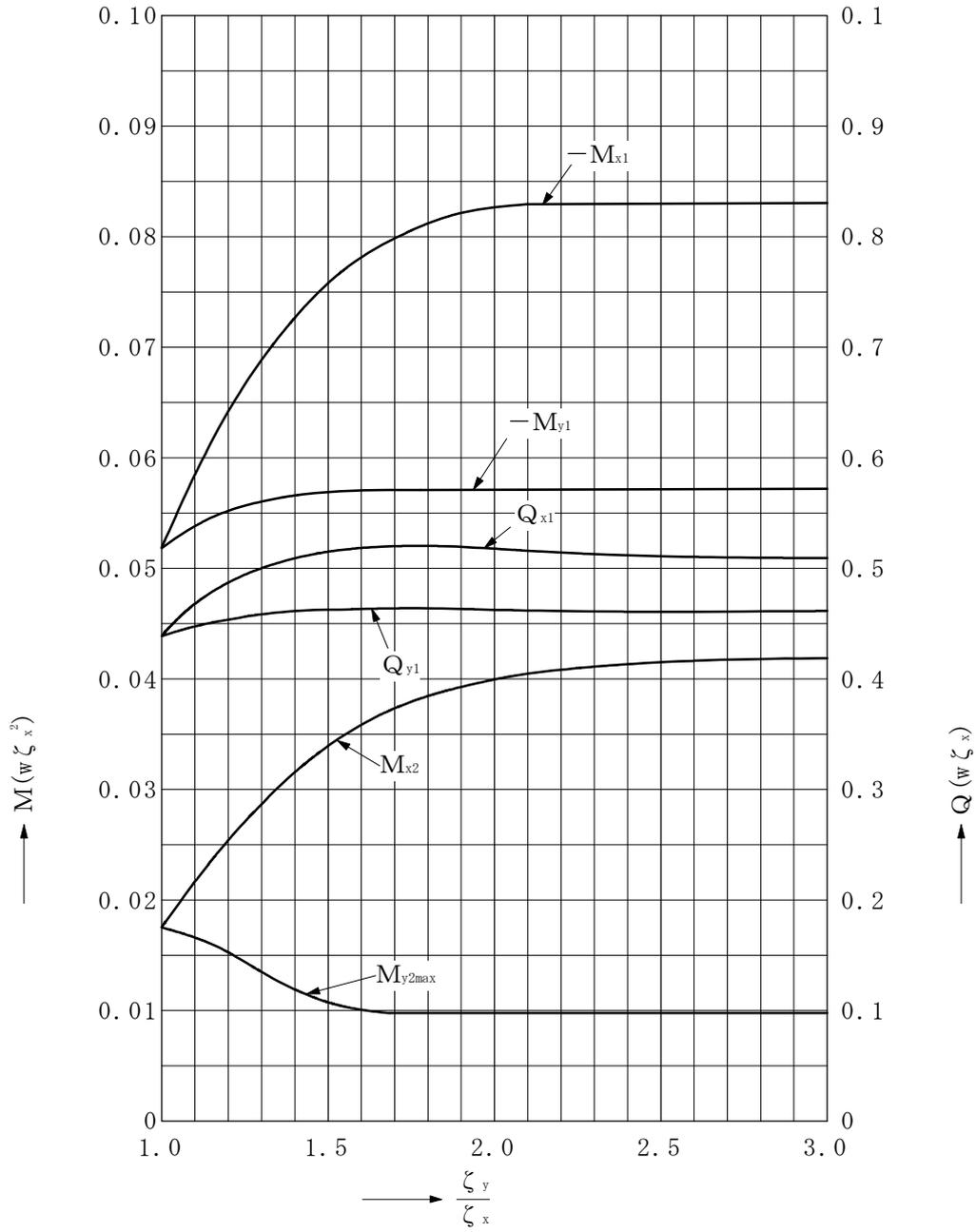
15.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



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

