

# 特集：集水桝構造計算システム Ver5.0

令和5年7月記事更新  
(株)SIPシステム

Ver5.0リリース  
開口部や全12断面の照査が可能!

—はじめに—

本システムは、集水桝構造物の鉄筋コンクリートまたは無筋コンクリートの常時・地震時の部材断面計算および安定計算（浮上り/支持力）を行います。解析方法は、側壁が「三辺固定スラブ法」「水平応力解析」及び「両端固定梁+三辺固定版(近畿地建)」から、底版は「四辺固定スラブ法」で行います。データ入力は、開口部の指定や桝上部に設置される蓋板荷重等を上面荷重として考慮が可能です。また、計算結果はプレビュー画面にて内容確認後、印刷出力やWord出力が可能です。

## 「集水桝構造計算システムVer5.0」の特徴はここ!!

### 解析参考基準

- ・日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（1999）」
- ・土地改良設計基準「水路工（H26/3）」「耐震設計&手引き」（H27/5、H16/3）」
- ・道路土工指針「擁壁工指針（H24/7）」「カルバート工（H22/3）」
- ・近畿地建「設計便覧（H12）」

### 土圧公式

ランキン土圧・クーロン土圧・静止土圧・試行くさび法（背面土任意形状指定）  
フェレニウム（内部摩擦角+粘着力）・粘着力のみ（内部摩擦角を無視）

### 部材検討と安定計算

常時・地震時の検討において、側壁部はB面&D面の内側&外側の縦&横方向、底版部は内側&外側の縦&横方向の全12断面について鉄筋コンクリート構造物としての断面照査が可能。また、無筋コンクリートも検討が可能。安定計算では、浮き上がりの検討及び地盤支持力（+許容支持力の計算）の検討が可能。

### 上載荷重と上面荷重

上載荷重として「自動車荷重」「群集荷重」「雪荷重」の他、上面荷重（底版への反力）の一覧表入力や凍上力の考慮、また側壁背面側へ等分布荷重の考慮が可能。  
また、地震時検討時は「動水圧」や「躯体自重による慣性力」の考慮が可能。

### 開口部の指定

側壁部に開口部（円形・矩形）の指定が可能。開口部を指定した場合は、鉛直重量の低減や開口部の鉄筋量の計算、また鉄筋の切断長および定着長の計算が可能。

### 荷重の組合せ

荷重の組合わせは、計算タイプ（常時・地震時）を指定して最大6ケースまで指定が可能。

### 印刷出力

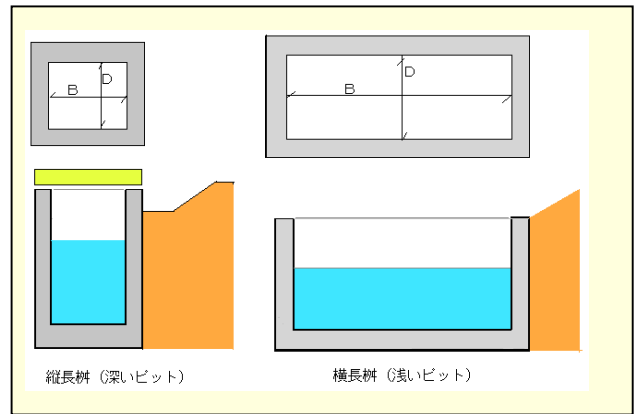
計算書は、設計条件・荷重計算・安定計算・部材断面計算等について項目別に印刷指定が可能。また、計算書はプレビュー印刷後に印刷出力が可能。Word変換も可能。

## ①適用基準

集水桝（地中）構造物については、その適用される基準が存在しません。よって、本システムでは、従来より検討されていた固定版や水平応力解析を用いて断面力を算出し安定計算や応力度計算を行います。

- 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1999)
- 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」(H26/3)
- 道路土工「擁壁工指針」(日本道路協会)(H24/7)
- 同様に、道路土工「カルバート工指針」(H22/3)
- 近畿地建・設計便覧(案)第6編(近畿地建)(H12)

## ②構造形式



## ③土圧公式

### 土圧算出公式

- |   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| <input type="radio"/> ランキン土圧公式          | <input type="radio"/> 試行くさび法        |
| <input type="radio"/> クーロン土圧公式          | <input type="radio"/> フェレニウスの式      |
| <input checked="" type="radio"/> 静止土圧公式 | <input type="radio"/> 内部摩擦角を無視する粘性土 |

1. 土圧公式は、指定された基準書により選択範囲が限定されます。  
例えば、「カルバート工指針」の場合は「静止土圧公式」のみ選択が可能となります。
2. 全ての土圧公式で検証したい場合は、適用基準で「適用基準無し（全項目ユーザー入力）」を選択すれば可能です。

### 1、ランキン土圧公式

壁の傾斜角が土圧に対して影響を与えません。

### 2、クーロン土圧公式

壁の傾斜角が土圧に影響をあたえます。さらに、壁面摩擦角などの影響で土圧が鉛直方向にも作用します。（浮力の検討時に自重の浮力への抵抗として考慮できます。）

### 3、静止土圧

不静定構造物の側壁に作用する水平土圧の際に利用できます。

静止土圧係数は、0.4~0.7程度であると言われてはいますが、標準では0.5を採用することが多いです。背面土形状は「水平」と「盛土」が検討可能です。

### 4、試行くさび法

本システムの試行くさび法は、すべり角 $\omega$ を変化させ、土圧が最大となる角度を算出します。また、背面土形状で「任意の形状」（座標指定）での検討が可能です。

### 5、フェレニウスの式（内部摩擦角と粘着力を有する場合）

背面土の傾斜角 $0^\circ$ 、壁面摩擦角 $0^\circ$ 、壁面傾斜角 $90^\circ$ の時のクーロン土圧係数を利用し、それに粘着力を考慮した土圧を計算します。背面土形状は「水平」と「盛土」が検討可能です。

### 6、粘着力のみ（内部摩擦角を無視する粘性土の場合）

載荷重による土圧は深さに影響されません。また、粘着力も深さに影響されません。背面土形状は「水平」と「盛土」が検討可能です。

## ④解析手法（側壁&底版）

### 側壁解析方法

- |   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| <input checked="" type="radio"/> 水平応力解析 | <input type="radio"/> 両端固定梁+三辺固定版 |
| <input type="radio"/> スラブ法(三辺固定スラブ)     |                                   |

1. 側壁の解析では、3種類の解析方法から選択が可能。  
一般的に壁高(H)/長辺長(L)を基準として $H/L > 2$ はラーメン解析とし $H/L < 2$ は「版」として解析しています。  
※深い桝、浅い桝の時の判断も必要。  
また、主鉄筋方向は選択された解析方法により判断される事になりますが、本システムでは、全12断面の検討が可能です。
2. 底版部の解析は、側壁の解析方法にかかわらず全て「四辺固定スラブ法」で行います。

### § 側壁の応力計算方法

本システムでは、側壁に対する応力計算を次の3種類から選択できます。

#### 1、水平応力解析(土地改良事業計画設計基準設計「水路工」H132 P.400~P.403)

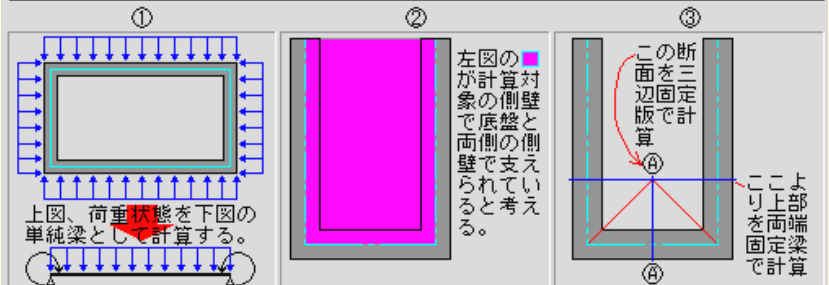
ボックスカルバートの応力計算を応用したもので、4辺全てに同じ外圧と内圧を生じさせて計算します。両端に曲げモーメント(同値で逆方向)が生じる単純梁計算です。

#### 2、三辺固定スラブ法(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 第6版)

三辺(両側の側壁と底版)で固定されたスラブとして計算します。但し、側壁高さ/幅の値が2.0を超えた部分の土圧を等分布荷重として載荷します。また0.25を下回った場合には「片持ち梁」として側壁中央部の応力を計算します。

#### 3、両端固定梁+三辺固定版(近畿地建平成12年版 設計便覧(案)第6編 附属資料編)

側壁を2つのブロックに分けて、上部を両端固定梁にて、下部を三辺固定版として計算する。(ブロックの境界は側壁下部から底版幅の1/2にて決定される。)  
三辺固定版の公式は、日本道路公団箱形式橋台および橋台ウイング標準設計より引用。



## ⑤ 柵構造物の解析の考え方(参考文献：ポンプ場基準の場合)

土地改良基準書「ポンプ場」では、「深いピット」および「浅いピット」の場合として柵構造の解析手法について解説しています。

### ● 深いピットの場合

#### ① $2 < H/L$ の場合

平面ボックスラーメンで解析（フレーム計算）。

※深さ位置で土圧力が異なる。

#### ② $2 > H/L \geq 1$ の場合

フレーム計算又は四辺の壁を版として解析。と記載但し、構造物が大きい場合は版の方が有利。と記載している。

### ● 浅いピットの場合

#### ③ $2 < L/H$ の場合

長辺方向の壁をフレーム解析。  
短辺方向の壁は三辺固定版で解析。と記載している。

#### ④ $2 > L/H \geq 1$ の場合

フレーム計算又は四辺の壁を版として解析。と記載但し、構造物が大きい場合は版の方が有利。と記載している。

#### (3) 吐水槽（深いピットの場合）

壁高( $H$ )が壁の長辺長( $L$ )の概ね2倍以上となる深いピット形式の吐水槽の場合は、壁を平面ボックスラーメンとし、底版は壁に固定された四辺固定版として解析する（ただし、壁が地表より露出する場合は壁の埋設深を $H$ として考える）。

$2 > H/L \geq 1$ では、平面ボックスラーメンとして解析する方法と、四辺の壁及び底版を1枚1枚の版として解析する方法があり、構造物の規模が大きい場合には1枚1枚を版として解析した方が有利となる。

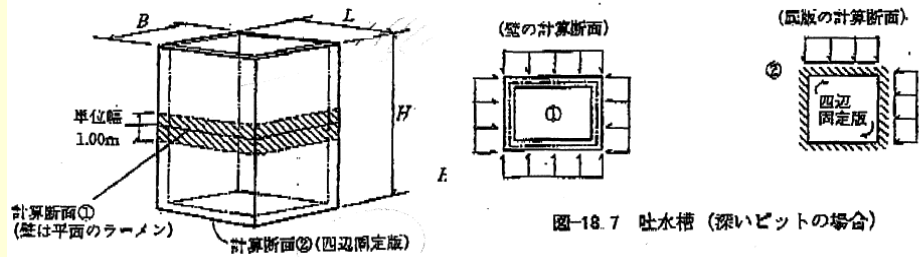


図-18.7 吐水槽（深いピットの場合）

#### (4) 吐水槽（浅いピットの場合）

壁の長辺長( $L$ )が壁高( $H$ )の概ね2倍以上となる浅いピット形式の吐水槽の場合は、長辺方向の壁と底版をフルーム構造とし、短辺方向の壁を二方向版として解析する（ただし、壁が地表より露出する場合は壁の埋設深を $H$ として考える）。

$2 > L/H \geq 1$ では、フルーム構造として解析する方法と、1枚1枚の版として解析する方法があり、構造物の規模が大きい場合には1枚1枚を版として解析した方が有利となる。

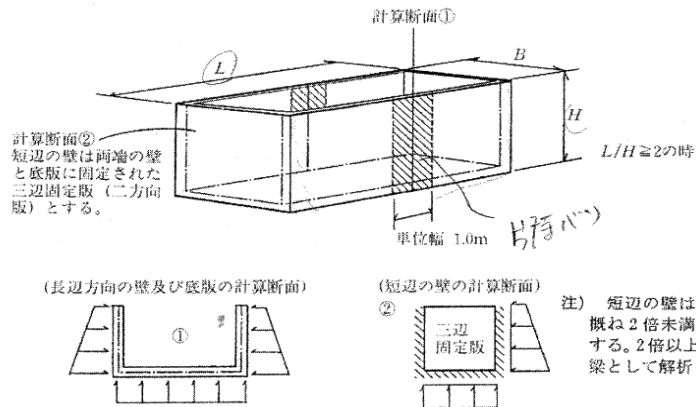


図-18.8 吐水槽（浅いピットの場合）

上記解説を踏まえ、本システムでは、「水平応力解析（フレーム計算）」と「三辺固定スラブ法」を選択可能としていますが（※解析「両端固定梁+三辺固定版」は  $H/L=0.5$  とした簡易手法）、その選択判断として水平応力解析の場合は「浅いピット＝お椀型（水平方向主鉄筋）」に、三辺固定スラブ法の場合は「深いピット＝縦長柵（縦方法主鉄筋/ly/lx比の問題有り）」とするのが一般的と思われます。

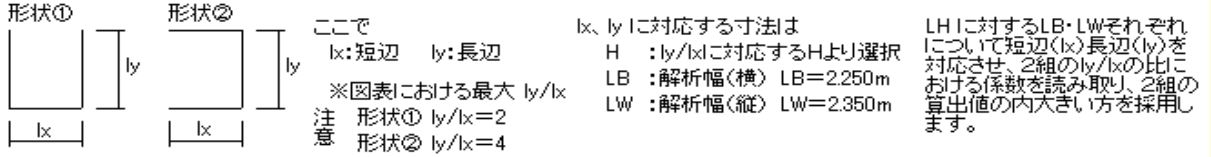
但し、三辺固定スラブ法では、断面力（応力）は「応力係数図：M・S」からの係数読み取りにより判定していますが、この応力係数表からは柵寸法の縦（ly）&横（lx）比により読み取れる範囲に制限があることも注意する必要があります。

# ⑥解析方法（側壁&底板）

## 1.三辺固定スラブ法（側壁）

側壁部を「三辺固定スラブ法（三辺固定一辺自由スラブ）」で解析する場合の手法と制限事項

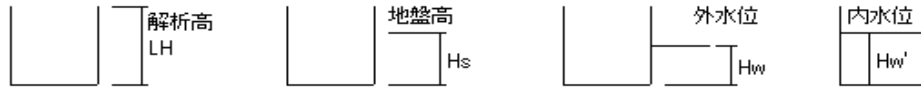
3辺固定スラブとして応力を求める際、 $l_y/l_x$  の比に応じた係数を図表より読み取り、モーメント・せん断力を算出します。



荷重種別毎の算出

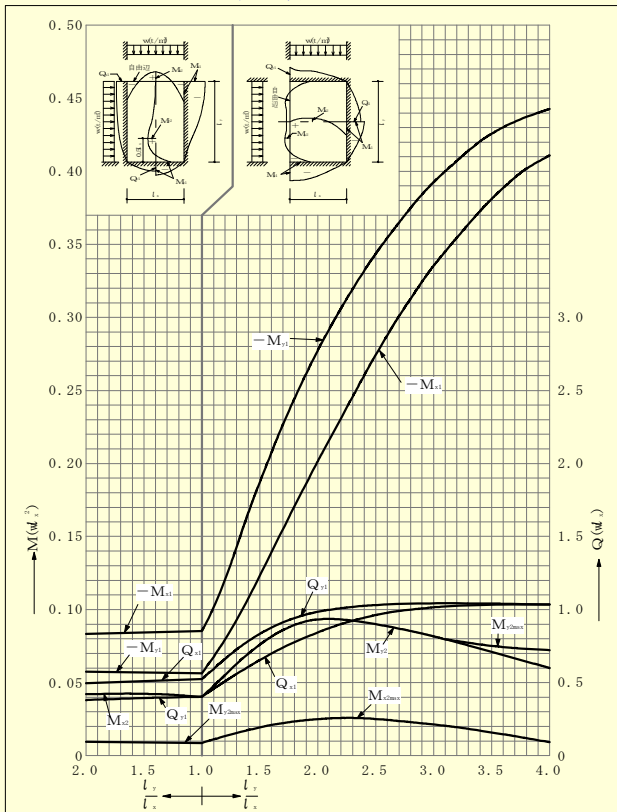


$l_x, l_y$  に対応する  $H$

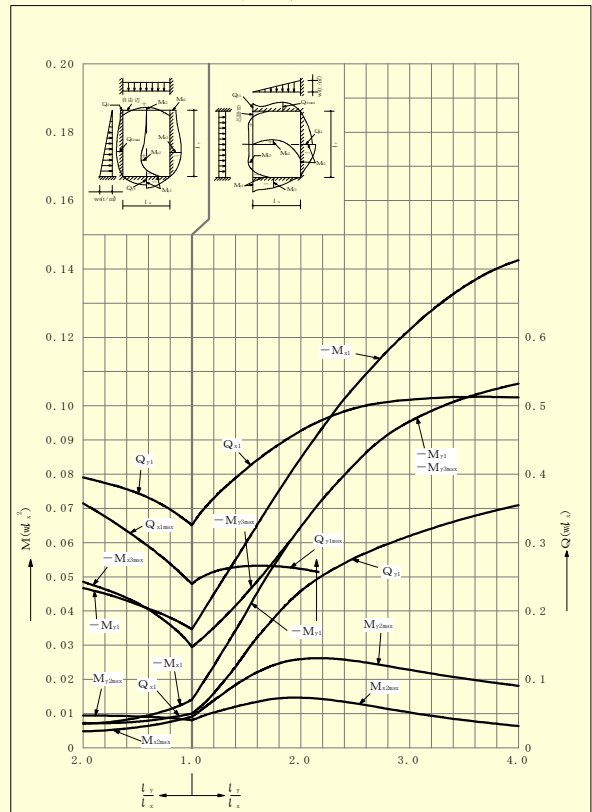


集水桝の側壁部を「三辺固定スラブ法（三辺固定一辺自由スラブ）」で解析する場合、その応力は下図の応力係数表から  $l_y$  (長辺) /  $l_x$  (短辺) 比により係数を読み取り断面力 (M・S) を算出します。係数表は、土圧・水圧等の場合は「等変分布荷重表」より、また上載荷重等は「等分布荷重表」から係数を読み取ります。但し、「等分布荷重」と「等変分布荷重」とでは、各モーメントやせん断力の最大の位置が上下方向にずれる事になりますが、これは無視して合算し断面力としています。

<等分布荷重>



<等変分布荷重>



尚、断面力の基本算出式は、以下の通りです。

各曲げモーメント  $M = k \cdot P \cdot l_x^2$

各せん断力  $Q (S) = k \cdot P \cdot l_x$

ここに  $k$  : 各種係数 (グラフからの読み取り値)  $P$  : 土圧、荷重強度 ( $t/m^2$ )  $l_x$  : 短辺長 (m)

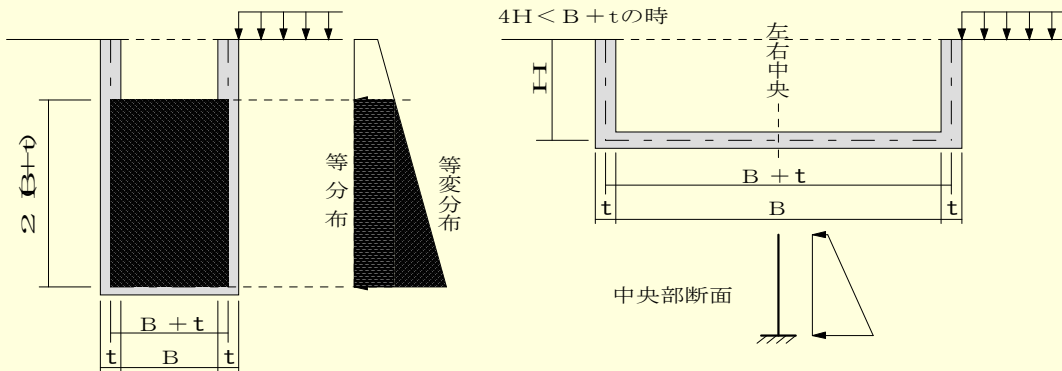
## 2. 三辺固定スラブ法で $l_y/l_x$ 比を超える場合の計算

三辺固定スラブ法では、応力係数表から読み取れる係数 ( $l_y/l_x$  比) に制限があります。

① 深いピット :  $l_y/l_x=2$  まで    ② 浅いピット :  $l_y/l_x=4$  まで

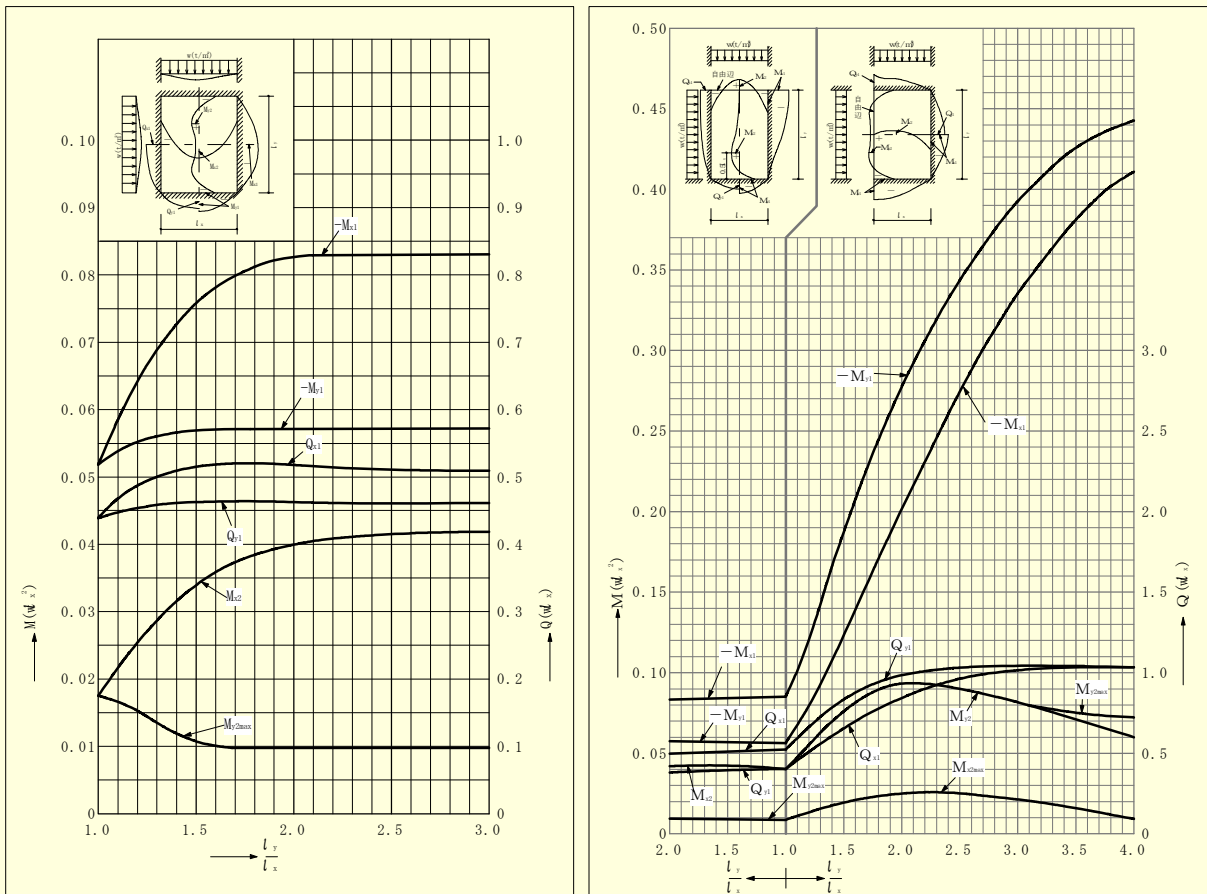
その為、深いピットの場合で「 $l_y/l_x$  比」が 2.0 を超える場合は、下左図のように底版より底版幅の 2 倍 ( $l_y/l_x=2$ ) の位置までは、応力係数表より求めますが、その範囲より上部に生じている土圧や水圧については、等分布荷重が側壁に生じているものとしてその荷重を加算します。

また、浅いピットの様な辺長比 ( $l_y/l_x$ ) が 4.0 を超える場合は、側壁の左右中央部を片持ち梁として計算を行います。



## 3. 底版は四辺固定スラブ法で解析

集水柵の底版部については、土中に固定されているとして「四辺固定等分布スラブ法」にて解析を行います。断面力は側壁部同様に「四辺固定スラブ法」用の応力係数表より求めます。(下左図)

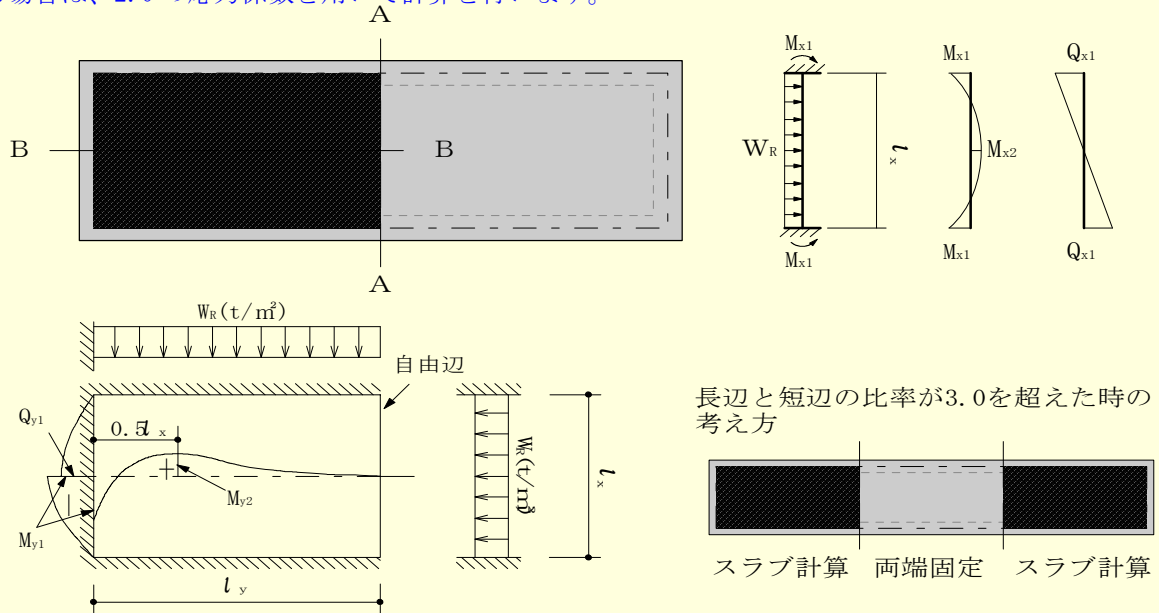




#### 4. 底版部の四辺固定スラブ法で $l_y/l_x$ 比を超える場合の計算

側壁部と同様に底版部（四辺固定スラブ法）においても辺長比（ $l_y/l_x$ ）が 3.0 を超える場合は、長辺方向の中央部については、短辺方向の両端固定梁として計算を行います。

また、その時端部（両端部）については、端部より両端固定端迄の距離を  $l_y$ （長辺）した「三辺固定等分布スラブ版」として応力係数表より係数を求め断面力を計算します。また、長辺短辺比（ $l_y/l_x$ ）が 2.0 を超える場合は、2.0 の応力係数を用いて計算を行います。



#### 5. 水平応力解析

基本的な考え方は「水路工」p496（応力の計算）ボックスカルバートの計算を応用しています。

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、部材中央に生じるモーメントを最大曲げモーメントとしています。

また、柵構造の場合側壁の部材厚は原則同じであるため、断面二次モーメント  $I$  も四辺同じとし、さらに四辺に生じる分布荷重も同じ深さで水平力  $W$  であるため同値と考えます。

よって、端モーメントを求める下記一般式より、せん断力（ $S$ ）と曲げモーメント（ $M$ ）を上記条件を考慮し導きだしています。尚、荷重は四辺とも等分布荷重としています。

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

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

せん断力

$$S_i = P \cdot l / 2$$

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

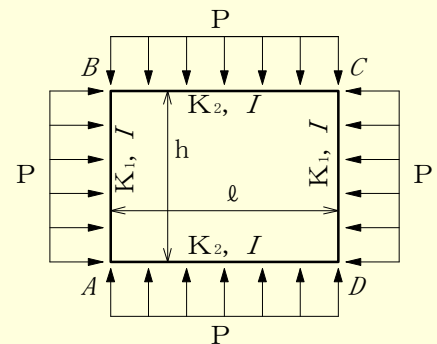
曲げモーメント

$$M_{\text{角}} = \frac{P \cdot l^2 (k^2 + 1)}{12(k+1)} - \frac{P \cdot l^2 \cdot k^2}{12} = -\frac{P \cdot l^2}{12} \cdot \frac{k^3 + 1}{k+1}$$

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

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

$$M_\ell = \frac{1}{24} (-2k^2 + 2k + 1) P \cdot l^2$$



## 6. 両端固定+三辺固定版 (近畿地建)

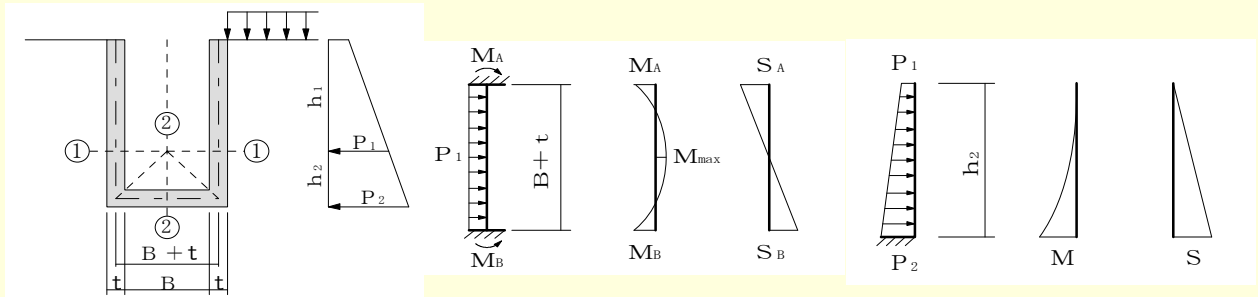
桁構造を上下2つに分解し、上部を「両端固定梁」、下部を「三辺固定版」として解く手法です。上下の区分は、底版より底版幅の1/2(底版より45°分布位置)にて区分します。

### ①-①断面

- 固定端モーメント  $M = -P_1(B+t)^2/1$
- 中央モーメント  $M_{max} = P_1(B+t)^2/24$
- せん断力  $S = P_1(B+t)/2$

### ②-②断面

- 固定端モーメント  $M = (P_1/3 + P_2/6) h_2^2/2$
- せん断力  $S = (P_1 + P_2) h_2/2$



## ⑦ 計算機能と入力条件

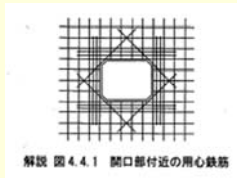
### 1. 躯体形状入力

躯体形状は、矩形断面を基本とし側壁の転びや桁天端へ盖板等を考慮した切欠き部の指定が可能。

### 2. 側壁部に開口部の指定

側壁部に開口部の指定が可能です。

開口部は、側壁4面に対して「矩形」又「円形」の指定が可能。



開口部を設けた場合、開口部の鉄筋コンクリート重量は、安定計算時に躯体重量の控除対象としています。また、開口部に配筋できない「鉄筋量」は、用心鉄筋として数量表(+定着長)が作成されます。(補強鉄筋用)

「コンクリート標準示方書2012年 p 373 図441」では、「スラブ擁壁等の開口部の周辺には応力集中、その他によるひび割れに対して補強のための鉄筋を配置しなければならない。・・・

開口部を設けたために配置できなくなった主鉄筋および配力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。」と記載されています。

構造物寸法

側壁形状:  直壁  外側傾斜  内側傾斜  両側傾斜

地下水を考慮する。

集水機の内空幅	B	2000 (mm)
集水機の内空奥行き	D	2000 (mm)
集水機の高さ(深さ)	H	3000 (mm)
側壁外側の口幅	B <sub>1</sub>	(mm)
側壁の上部壁厚	T <sub>u</sub>	300 (mm)
側壁の下部壁厚	T <sub>d</sub>	(mm)
底盤の厚さ	T <sub>b</sub>	300 (mm)
内水位(水深)	H <sub>w</sub>	1500 (mm)
地下水位	H <sub>1</sub>	1800 (mm)
蓋板の厚さ	T <sub>c</sub>	150 (mm)
蓋受け幅	B <sub>c</sub>	150 (mm)

躯体形状 / 開口部

入力値で作図

構造物寸法

B寸法面(前)			
開口部	無し	矩形	円形
中心からの離れ	X <sub>c1</sub> 200	度からの距離	Y <sub>c1</sub> 200
高さ(直径)	H <sub>c1</sub> 1000	幅	W <sub>c1</sub> 1000

B寸法面(奥)			
開口部	無し	矩形	円形
中心からの離れ	X <sub>c2</sub> 200	度からの距離	Y <sub>c2</sub> 1300
高さ(直径)	H <sub>c2</sub> 800	幅	W <sub>c2</sub> 1000

D寸法面(左)			
開口部	無し	矩形	円形
中心からの離れ	X <sub>c3</sub> 0	度からの距離	Y <sub>c3</sub> 1500
高さ(直径)	H <sub>c3</sub> 800	幅	W <sub>c3</sub> 300

D寸法面(右)			
開口部	無し	矩形	円形
中心からの離れ	X <sub>c4</sub> 0	度からの距離	Y <sub>c4</sub> 300
高さ(直径)	H <sub>c4</sub> 800	幅	W <sub>c4</sub> 300

躯体形状 / 開口部

入力値で作図

### 3.地震時の検討

地震時の検討が可能。  
設計水平震度は、土地改良基準に準拠した「地盤種別」や「特性値による分類」および「層厚による分類」の各手法から算出が可能。

- 「地盤種別を手入力」により求める方法  
本手法は、地盤種別と地域区分によりKhを求めます。
- 「特性値による分類」により求める方法  
本手法は、地盤の特性値（層毎）を入力してKhを求めます。
- その他  
「層厚による分類」により求める方法  
本手法は、深くボーリング調査しても基礎面が現れない場合等において層厚による分類により設計水平震度を算出可能です。

**地震時係数**

設計震度 水平震度  $k_h = 0.15$  鉛直震度  $k_v = 0.12$

地盤種別を手入力 | 特性値による分類 | 層厚による分類

下部のラジオボタンより地盤種別を選択してください。

地盤種別は原則として地盤の特性値をもとに区分するとされています。  
特性値による算出は上部のボタンより「特性値による分類」をクリックし、必要な情報を入力してください。  
設計水平震度  $k_h$  は、 $k_h = C_2 \cdot k_{h0}$  で算出されます。

$C_2$  は、地域区分で右を選択する事で設定されます。  
これに因らないN値を採付けてから  $k_h$  欄に値を入力してください。

設計水平震度  $k_h$  は、 $k_h = C_2 \cdot k_{h0}$  で算出されます。

**特性値(TG)計算シート**

層No	層厚(m)	N値	土質	せん断弾性波速度(m/s)
1	2.340	10.0	砂質土	172.855
2	3.000	5.8	砂質土	143.736
3	5.000	8.5	粘性土	151.829
4	5.600	12.0	砂質土	183.154
5	2.800	10.0	粘性土	215.443
6	3.000	3.0	砂質土	115.380

特性値 TG = 0.552

TG: 特性値  
 TG < 0.2 I種  
 0.2 ≤ TG < 0.6 II種  
 0.6 ≤ TG III種

地盤種別: I種 II種 III種  
 水平震度標準値  $k_{h0} = 0.15$

地域別補正係数  $C_2 = 0.65$

### 4.上面荷重

通常の上載荷重の他、柵躯体の上面に作用している鉛直荷重（蓋板荷重や蓋板の上面に作用する輪荷重）等を上面荷重として考慮が可能。

柵躯体の上面に鉛直荷重（蓋板等の重量）を考慮したい場合は、「上面荷重 (Wu)」の項目に鉛直荷重の合計値を直接入力する方法と「一覧表入力」ボタンをクリックして表示される「蓋板上面荷重」の入力画面で個別に登録する方法があります。

**その他荷重**

上面荷重を一覧表で入力する **一覧表入力...**

上面荷重  $W_u = 127.500$  (kN) 参考  $W_u$

凍上力  $P_f = 0.000$  (kN/m<sup>2</sup>) 参考  $P_f$

入力値で作図

**蓋板上面荷重**

No	名称	荷重(kN)
1	蓋板重量(2.5×1.5×0.3×24.5)	27.500
2	T-25(後輪荷重)	100.00
3		
4		
5		

削除 | 開じる

**上面荷重とは**

上面荷重とは、上記左図のような状態における、蓋板の自重と蓋板上の荷重を指す。上記右図のような状態において、陸揚荷重・自動車荷重・雪荷重以外の荷重は任意荷重として検討する。上面荷重は、底版に対する地盤反力に影響を与え、任意荷重は側壁に対する水平力に影響を与える。

**その他荷重**

上面荷重を一覧表で入力する **一覧表入力...**

上面荷重  $W_u = 20.000$  (kN) 参考  $W_u$

凍上力  $P_f = 3.500$  (kN/m<sup>2</sup>) 参考  $P_f$

入力値で作図

入力項目 / 自動車荷重 / 群集荷重 / 雪荷重 / 入力値 / その他荷重



## 5.地盤支持力の検討と許容地盤支持力の計算

常時・地震時の地盤支持力（安定計算）の計算および「許容支持力」の計算が可能。  
 計算手法は、「断面での検討」または「躯体全重での検討」の何れかを選択も可能です。  
 ※地震時の検討は、タグ「地震時係数」で「地震時を考慮する。」としている場合。

地盤支持力に対する検討		
許容支持力の算出		
<input checked="" type="checkbox"/> 地盤支持力に対する検討を行う		
<input checked="" type="checkbox"/> 許容支持力を算出する		
計算方法	<input type="radio"/> 断面での検討 <input checked="" type="radio"/> 躯体全重での検討	
最低地盤面からの根入深さ	参照..	
D <sub>f</sub> :	3.000 (m)	<input type="checkbox"/> 手入力
地盤の粘着力	参照..	
C <sub>1</sub> :	0.000 (kN/m <sup>2</sup> )	<input type="checkbox"/> 手入力
土の内部摩擦角	参照..	
φ <sub>1</sub> :	30.000 (°)	<input type="checkbox"/> 手入力
基礎荷重面下の単位体積重量	参照..	
γ <sub>1</sub> :	18.000 (kN/m <sup>3</sup> )	<input type="checkbox"/> 手入力
γ <sub>2</sub> (γ <sub>1</sub> より上の単位体積重量)	参照..	
γ <sub>2</sub> :	18.000 (kN/m <sup>3</sup> )	<input type="checkbox"/> 手入力
基礎底面の摩擦係数	参照..	
μ <sub>1</sub> :	0.000	
支持力係数		
<input checked="" type="checkbox"/> 自動計算		
N <sub>r</sub> :	30.1	N <sub>r</sub> : 15.7    N <sub>r</sub> : 18.4

常時に対する検討		地震時に対する検討	
躯体自重	232.622 (kN)	躯体自重	232.622 (kN)
<input checked="" type="checkbox"/> 内水重	58.800 (kN)	<input type="checkbox"/> 内水重	0.000 (kN)
<input checked="" type="checkbox"/> 自動車荷重	( 23.980) (kN)	<input type="checkbox"/> 自動車荷重	( 0.000) (kN)
<input type="checkbox"/> 群集荷重	( 0.000) (kN)	<input type="checkbox"/> 群集荷重	( 0.000) (kN)
<input type="checkbox"/> 雪荷重	( 0.000) (kN)	<input type="checkbox"/> 雪荷重	( 0.000) (kN)
<input checked="" type="checkbox"/> 蓋板上面荷重	127.500 (kN)	<input checked="" type="checkbox"/> 蓋板上面荷重	27.500 (kN)
<input checked="" type="checkbox"/> 鉛直土圧(土留)	104.405 (kN)	<input checked="" type="checkbox"/> 鉛直土圧(土留)	88.934 (kN)
<input checked="" type="checkbox"/> 開口部	-12.765 (kN)	<input checked="" type="checkbox"/> 開口部	-12.765 (kN)
合計	510.562 (kN)	合計	336.291 (kN)

地盤支持力の検討結果(常時)		地盤支持力の検討結果(地震時)	
$q_{max} = \frac{510.562}{6.760} = 75.527$ (kN/m <sup>2</sup> )		$q_{max} = \frac{336.291}{6.089} = 55.229$ (kN/m <sup>2</sup> )	
$q_a = 404.676$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定: OK	$q_{Ea} = 758.833$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定: OK

許容地盤支持力検討時の支持力係数が確定されると許容支持力を計算し「常時の q<sub>a</sub>」および「地震時の q<sub>Ea</sub>」が画面表示されます。

尚、地震時の許容支持力の計算の場合「基礎の寸法効果を考慮した補正係数 (η)」の考慮も可能です。

ηについては、「砂地盤の N<sub>r</sub>には基礎幅が大きくなると支持力係数が低下する性質がある。

このため、傾斜・偏心を伴わない荷重条件に対して基礎の寸法効果を考慮する。

$$\eta = (B/B_0)^{1/3} \text{ (水路工 p 320) } \text{ としています。}$$

よって、ηを考慮したい場合「補正係数ηを考慮する。」のチェックマークがあります。

地盤支持力の検討結果(常時)		地盤支持力の検討結果(地震時)	
$q_{max} = \frac{121.873}{2.600} = 46.874$ (kN/m <sup>2</sup> )		$q_{E_{max}} = \frac{114.690}{2.600} (1 \pm \frac{6 \times 0.186}{2.600})$	
$q_a = 382.596$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定: OK	$q_{E_{max}} = 63.046$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定: OK

## 6. 荷重の組合せ

柵構造物に対する荷重組合せの規定はありません。よって本システムでは「荷重の組合せ」の初期画面は「荷重ケース」が未設定の状態となっています。

その為、本項目で先ず「検討の有無」を指定を行い「(不要) → (必要)」として、必要な荷重ケース(荷重の組合せ)の設定を個別に行います。

検討の有無



不要

↓カーソルクリック

必要



荷重項目設定

↓荷重項目「○」印

組合せ荷重終了



荷重ケース毎に繰り返し

荷重組み合わせ							推奨設定		参考		
項目	外側最大	内側最大	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	側壁照査位置				
検討の有無	必要	必要	必要	不要	不要	不要	単位:(mm)				
計算タイプ	常時	地震時	地震時	常時	常時	常時	項目名	天端からの位置	底板下からの位置		
側壁	土圧	○		○			<input checked="" type="checkbox"/> 底板中心	3150	150		
	盛土荷重						<input checked="" type="checkbox"/> 側壁付根	3000	300		
	自動車荷重	○					<input type="checkbox"/> 任意点1				
	群集荷重	○					<input type="checkbox"/> 任意点2				
	雪荷重	○		○			*水平応力解析"時のみ考慮されます。				
	凍上圧										
壁	側壁に作用する水圧						その他				
	集水堀内の水圧		○				壁面外側に傾斜がある場合				
	慣性力(地震時)						<input type="checkbox"/> 傾斜を考慮する <span>参考</span>				
	その他荷重 (kN/m <sup>2</sup> )						試行すべき法の時の原点選択				
底板	側壁自重	○	○	○			<input checked="" type="radio"/> 底板下部を基準				
	上面荷重	44.100	44.100	44.100			<input type="radio"/> 底板厚の1/2を基準 <span>参考</span>				
lx/ly	土圧の鉛直成分	○					<input type="radio"/> 各照査位置を基準				
	等変分布荷重	側壁高	側壁高	側壁高	側壁高	側壁高					
lx/ly	等分布荷重	側壁高	側壁高	側壁高	側壁高	側壁高					
	等分布荷重	側壁高	側壁高	側壁高	側壁高	側壁高					

lx/ly 欄は「三辺固定スラブ法」で縦横比を算出する際の縦寸法の条件を設定します。

「荷重ケース」を追加変更する場合は「不要」と表示されている項目をクリックし「不要⇄必要」に切り替えて検討の有無を指定します (Max6)。

また、「計算タイプ」の項目では「常時」又は「地震時」と表示されていますので、同様にクリックして「常時⇄地震時」の切り替えを行います。

但し、「地震時」の指定は「地震時係数」の項目で「地震時を考慮する。」としている場合に限りです。

DA01

構造物寸法 背面土形状 地震時係数 荷重設定 浮上検討等 地盤支持力検討

計算内容(荷重) 部材条件&応力計算 配筋設定 部材検討結果

荷重組み合わせ							推奨設定		参考		
外側最大	内側最大	震時外側	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	側壁照査位置				
必要	必要	必要	不要	不要	不要		単位:(mm)				
常時	常時	地震時	地震時	常時	常時	常時	項目名	天端からの位置	底板下からの位置		
○	○	○	○				<input checked="" type="checkbox"/> 底板中心	3150	150		
○	○	○	○				<input checked="" type="checkbox"/> 側壁付根	3000	300		
○	○	○	○				<input type="checkbox"/> 任意点1				
○	○	○	○				<input type="checkbox"/> 任意点2				

カーソルを置いてクリック

### < 上面荷重 (蓋版等) の指定 >

上面荷重の項目をクリックすると既に設定している「蓋版上面荷重」の一覧表が表示されますので、適用したい上面荷重項目をチェックマークすると、その合計値が上面荷重として適用されます。

上面荷重は、荷重ケース毎に指定します。

尚、上面荷重は底板反力として考慮される荷重となります。

側壁自重	○	○	○			
上面荷重	144.100	144.100	44.100			
土圧の鉛直成分	○		○			
lx/ly	等変分					
lx/ly	等分					

蓋版上面荷重

No	名称	荷重(kN)	考慮
1	蓋版重量(2.0m×3.0m×0.3m×24.5kN/m <sup>3</sup> )	44.100	<input checked="" type="checkbox"/>
2	T-25(後輪荷重)	100.000	<input checked="" type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>

## 7.配筋検討

配筋検討は、配筋方法（主鉄筋×配力筋の位置）、計算方法（単鉄筋・複鉄筋計算）、鉄筋のかぶりを指定。また、配筋設定の項目で側壁及び底版の検討断面について「鉄筋径」と「ピッチ」を入力することにより応力度の判定が、「部材検討結果」の画面で確認できます。

また、補助機能として断面に対する配筋の組合せ指定が可能な「グループ設定フォーム」ボタンや「必要鉄筋計算」の自動計算（判定）が可能です。

		径	ピッチ	G	被り
B面	側壁	縦	φ 16	250	60
		横	φ 16	250	60
	外側	縦	φ 16	250	60
		横	φ 16	250	60
D面	側壁	縦	φ 16	250	60
		横	φ 16	250	60
	外側	縦	φ 16	250	60
		横	φ 16	250	60
底版	内側	幅	φ 16	250	60
		奥	φ 16	250	60
	外側	幅	φ 16	250	60
		奥	φ 16	250	60

側壁および底版の配筋方法を図形ボタンで指定します。

<配筋方法の指定>

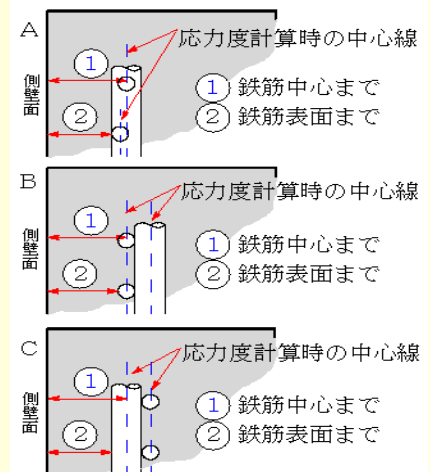
- ・単鉄筋：壁（版）に対して1本の鉄筋を配置  
その際、配力筋の位置も考慮して選択。
- ・複鉄筋：壁（版）に対して内側×外側に2本配筋  
その際、配力筋の位置も指定して選択。

<計算方法の指定>

- ・単鉄筋：部材の応力計算時、主応力鉄筋を単鉄筋構造として計算する場合に選択。
- ・複鉄筋：部材の応力計算（配筋方法は複鉄筋を選択している場合）を複鉄筋計算する場合に選択。  
（圧縮鉄筋を考慮する手法）

<補 足>

水路工基準 p 439では、「単鉄筋構造として計算しても良いものとするが、複鉄筋構造で計算することを妨げるものではない。」としています。





## 8.必要鉄筋量の計算

全12断面の断面力に対する必要鉄筋量を計算し配筋のグループ化等を考慮した適正な配筋を画面表示します。適正配筋の検討は、その他の手法で自動計算による再計算も可能です。

ボタン① ボタン② ボタン③ ボタン④ ボタン⑤

鉄筋位置	曲げモーメント (kNm)	せん断力 (kN)	必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	必要周長 (mm)	鉄筋@ピッチ	
B面	内側横鉄筋	1541	6198	71300	31500	D13@250
	外側横鉄筋	3382	12718	156400	64700	D13@250
	内側縦鉄筋	2028	9186	102900	51300	D13@250
	外側縦鉄筋	4082	17470	209600	98700	D16@250
D面	内側横鉄筋	0825	5049	38200	25700	D13@250
	外側横鉄筋	1634	9923	75600	50500	D13@250
	内側縦鉄筋	0843	6346	42800	35400	D13@250
	外側縦鉄筋	1593	11464	82800	65600	D19@250
底版	底版内側縦鉄筋	0711	0000	34800	0000	D10@500
	底版外側縦鉄筋	4183	28283	223100	165900	D16@250
	底版内側横鉄筋	2831	0000	129500	0000	D10@500
	底版外側横鉄筋	5963	31721	278900	163200	D16@250

呼称径	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	公称周長 (mm)	必要本数	ピッチ (mm)	総断面積 (mm <sup>2</sup> )	総周長 (mm)
D6	31.67	20	4.0	250	126.68	80
D10	71.33	30	4.0	250	285.32	120
D13	126.70	40	4.0	250	506.80	160
D16	198.60	50	4.0	250	794.40	200
D19	286.50	60	4.0	250	1,146.00	240
D22	387.10	70	4.0	250	1,548.40	280
D25	506.70	80	4.0	250	2,026.80	320
D29	642.40	90	2.0	500	1,284.80	180
D32	794.20	100	2.0	500	1,588.40	200
D35	956.60	110	2.0	500	1,913.20	220
D38	1,140.00	120	2.0	500	2,280.00	240
D41	1,340.00	130	1.3	750	1,786.22	173
D52	2,027.00	160	1.3	750	2,701.99	213

※自動計算実行: 鉄筋がグループ化されている場合は、そのグループを考慮した配筋の組合せで必要鉄筋量を計算、適正な配筋検討結果を断面行毎に「鉄筋@ピッチ」の項目で色分け表示します。この操作の後に、断面毎の配筋指定も可能です。

※自動計算実行: 配筋がグループ化されている場合は、そのグループを考慮した配筋の組合せで必要鉄筋量を計算、適正な配筋検討結果を断面行毎に「鉄筋@ピッチ」の項目で色分け表示します。この操作の後に、断面毎の配筋指定も可能です。

## 9.応力度の検討結果

全ての設計条件の入力が完了した時点で応力度の判定結果が左フレーム内の「荷重組合 (荷重ケース) ×側壁×底版」毎に「OK」「OUT」を表示します。また、「部材検討結果」一覧表の判定された項目をクリックすると右フレーム内に計算結果の詳細が表示されます。

尚、検討結果の詳細について「付着応力度」を無視する機能や「平均せん断応力度検討時の許容せん断応力度の補正係数考慮」の有無も指定可能です。

### 部材計算条件

付着応力度を無視する。

許容せん断応力度の補正係数考慮

### 部材検討結果

項目	①	②	③	④	⑤	⑥
側壁	OUT	OUT	OUT	OK		
底版	OK	OK	OK	OK		

詳細は各セルをクリックしてください。

### 開口部

鉄筋量 定着長 本数

(mm <sup>2</sup> )	内(縦)	内(横)	外(縦)	外(横)
B面(前)	127	127	253	253
B面(奥)	127	127	127	127
D面(左)	127	127	127	127
D面(右)	127	127	127	127

配筋確認図表示

状態 内容

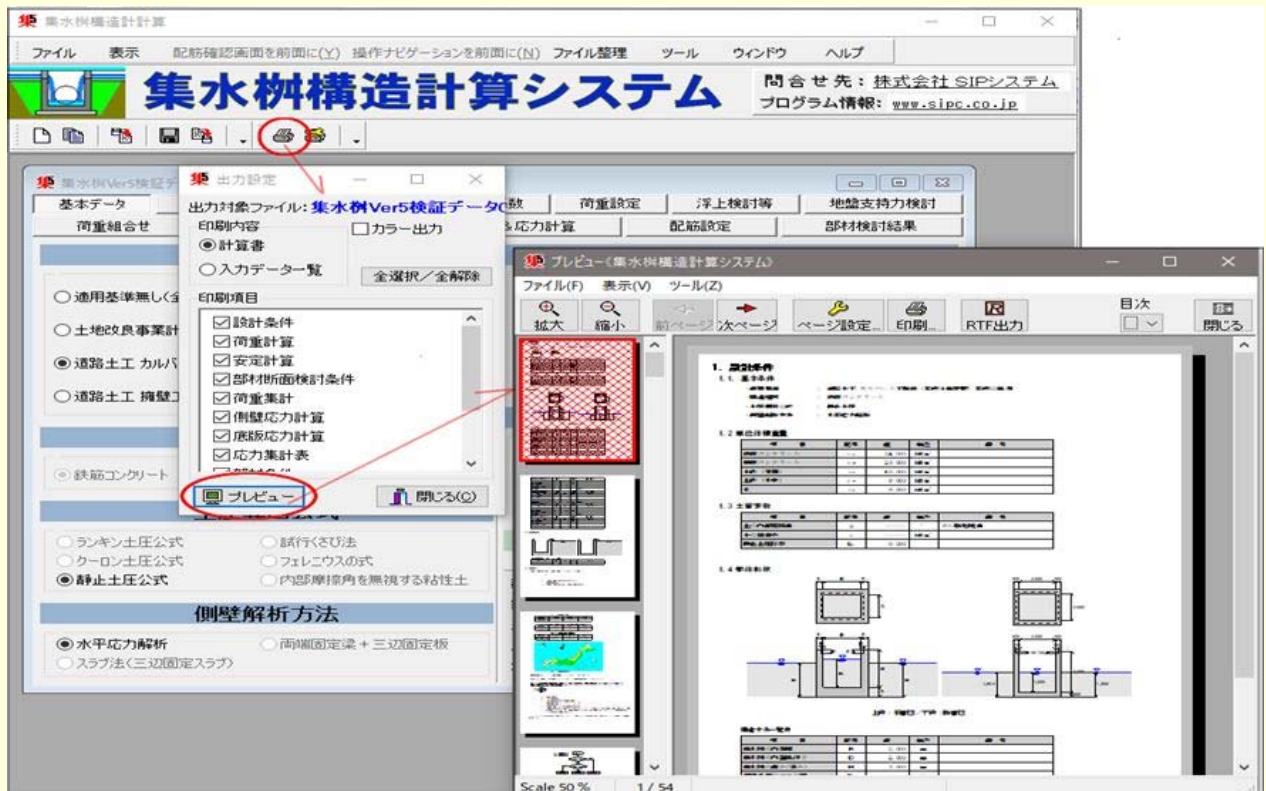
### 部材検討詳細

外側最大照査位置	許容値	側壁付根			
		B面中央	B面端部	D面中央	D面端部
曲げモーメント M (kNm)		3.485	-6.970	3.485	-6.970
軸力 N (kN)		-----	-----	-----	-----
せん断力 S (kN)		0.000	18.183	0.000	18.183
引張鉄筋量 As (mm <sup>2</sup> )		127	169	127	169
引張鉄筋周長 U (mm)		40	53	40	53
圧縮鉄筋量 As' (mm <sup>2</sup> )					
有効部材厚 d (mm)		240	240	240	240
引張鉄筋比 p		0.00053	0.00070	0.00053	0.00070
中立軸比 k		0.11840	0.13479	0.11840	0.13479
応力軸比 j		0.96053	0.95507	0.96053	0.95507
中心軸位置 x (mm)		28.41600	32.35000	28.41600	32.35000
曲げ圧縮応力度 σc (N/mm <sup>2</sup> )	9.00	1.064	1.880	1.064	1.880
引張応力度 σs (N/mm <sup>2</sup> )	157.00	119.036	179.928	119.036	179.928
圧縮応力度 σs' (N/mm <sup>2</sup> )					
せん断応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	0.38	0.000	0.076	0.000	0.076
付着応力度 τ0 (N/mm <sup>2</sup> )					
割増係数 Ce・Cpt・Ck		0.980	0.980	0.980	0.980
許容せん断応力度 τa (N/mm <sup>2</sup> )		0.382	0.382	0.382	0.382

底版中心 / 側壁付根 / 任意点1

## 10.印刷出力（プレビュー&Word 出力）

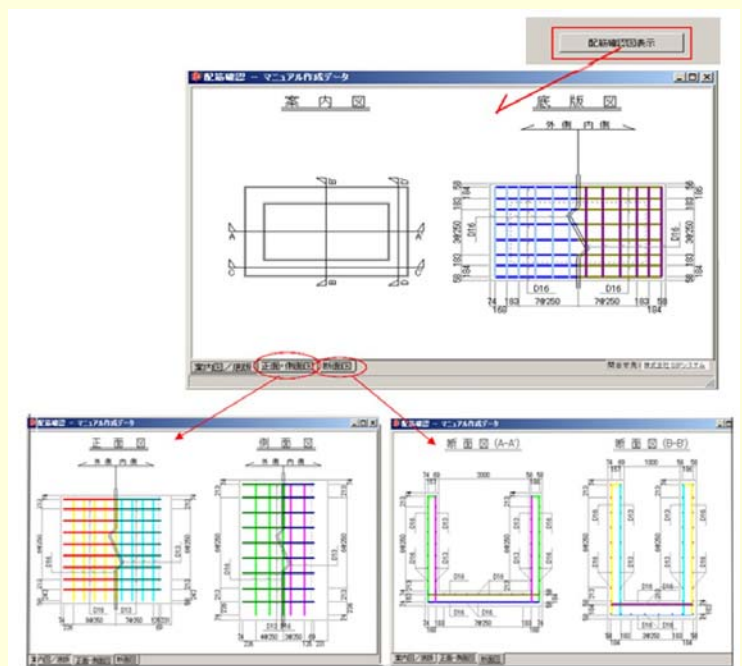
「計算書」や「入力データ一覧」の印刷は、「印刷」アイコンまたは操作ナビゲーションの「印刷」ボタンから可能です。計算書の印刷は、直接プリンター出力も可能ですが、プレビュー画面表示した後印刷出力（プリンター）やWord（RTF）変換が可能。



鉄筋の応力度検討結果（詳細）が表示された時点で「配筋確認図表示」ボタンをクリックすると配筋イメージ図が表示されます。

各項目のタブ「案内図/底版」「正面/側面図」「断面図」をクリックすると表示が切り替わります。

尚、現状「開口部」の断面位置や形状図については、本配筋イメージ図上では表示されません。







# 集水桝構造計算システム

「水平応力解析」・「三辺固定スラブ法」・「両端固定梁+三辺固定版」による集水桝構造の計算システム 価格 ¥209,000(税込)

新規購入の場合、別途プロダクト費用が必要です。

## 解析法 & 適用基準

### ○水平応力解析

土地改良設計基準「水路工」のBOX ラーメン構造解析を応用

### ○三辺固定スラブ法

日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算基準 (等辺・等分布図表係数法)

### ○両端固定梁+三辺固定版

近畿地建 H12 年度版・設計便覧(案)第6編付属資料に準拠

## 適用土圧公式

- ランキン土圧
- クーロン土圧
- 試行くさび法
- 静止土圧
- フェレニウス
- 粘着力のみ

## 主な機能

- 鉄筋または無筋コンクリートの常時・地震時の安定計算 (浮上&地盤支持力) 及び部材断面 (側壁&底版) の検討が可能。
- 側壁の解析は適用基準により水平応力解析、三辺固定スラブ法、両端固定梁+三辺固定版から、底版は、四辺固定スラブ法で解析。
- 三辺固定スラブ法では、側壁の  $ly/lx$  比を超える計算が可能。また、水平応力解析では、側壁に軸力を考慮した計算が可能。
- 側壁上面に蓋板受け部を考慮した切欠き部や側壁に開口部 (円形・矩形) の指定が可能で鉄筋量・重量・定着長・切断長を計算。
- 項目別に上面荷重を一覧表入力し検討ケースで項目別に引用が可能。
- 配筋検討では、単・複鉄筋の配置及び単・複鉄筋の計算が可能。
- 側壁の断面照査は、B・D面の内側&外側+縦&横方向、底版は内側&外側の横・奥行方向の全12断面の照査が可能。(開口部の影響は無視)
- 部材断面の検討は、最大6ケースについて個別に荷重の組合せが可能。
- 計算実行後、計算書をプレビュー画面表示、許容支持力の計算や地震時係数の算出根拠も一連で印刷出力が可能。また、Word変換も可能。

## システム環境

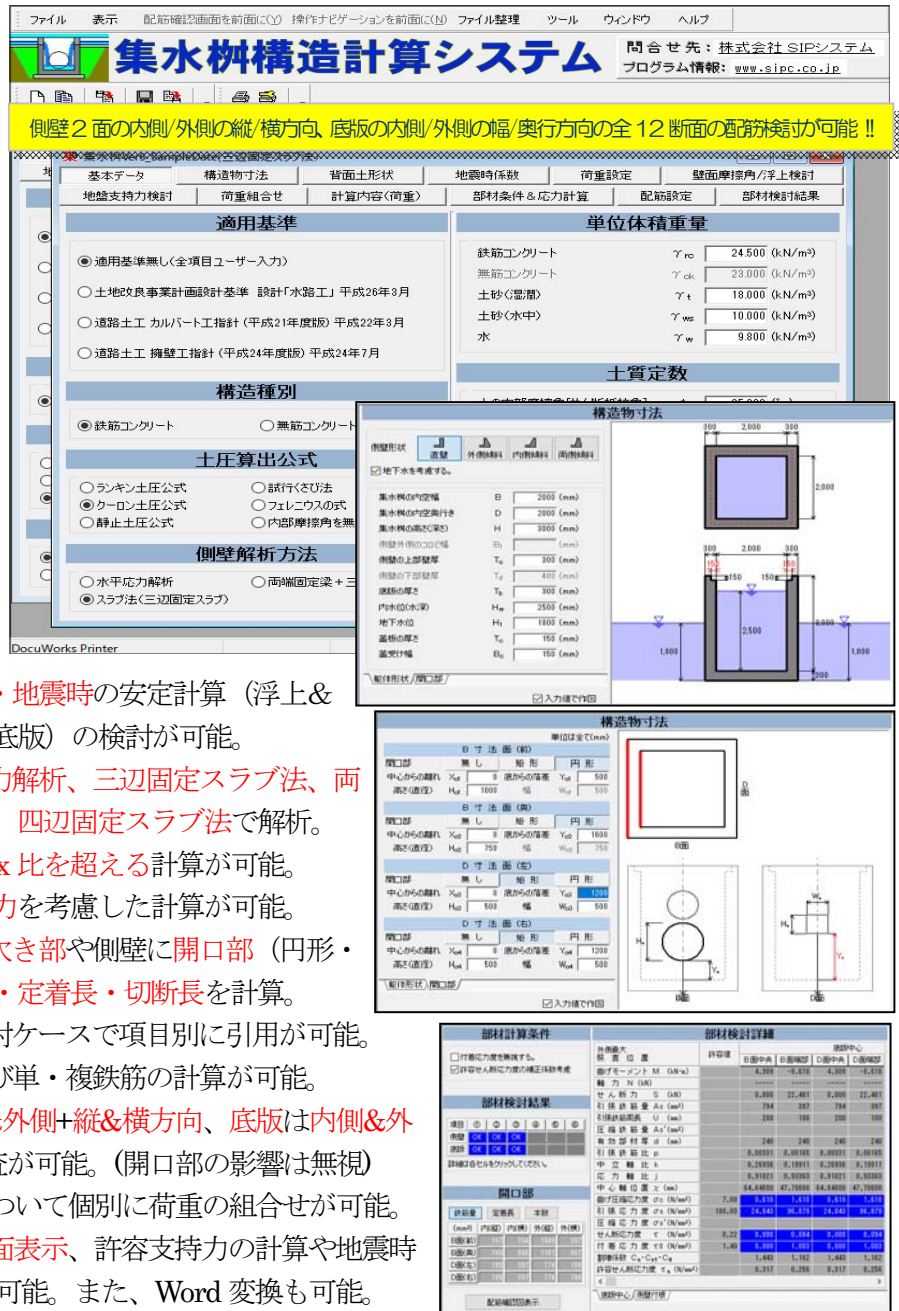
- 基本OS : Windows8 (32bit&64bit)、Windows10&11 (64bit)
- ハード環境 : HD容量500MB以上、メモリ容量4GB以上
- プロダクト方式 : HASP (USB) 方式、オンライン (IN) 方式、ネット認証システム (Lan 対応版)

## お問合せ

ACCESS (URL) : <https://www.sipc.co.jp> (Mail) : [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

株式会社 SIP システム  
〒542-0081  
大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501 (大阪事務所)  
TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

**ご案内**  
・本商品に関するご質問、資料請求、見積依頼等につきましては、お電話、メール等にて弊社「大阪事務所」迄お問い合わせ下さい。  
・弊社ホームページより各商品概要のリーフレット、出力例等のダウンロードや体験版プログラムのお申込み等が可能です。

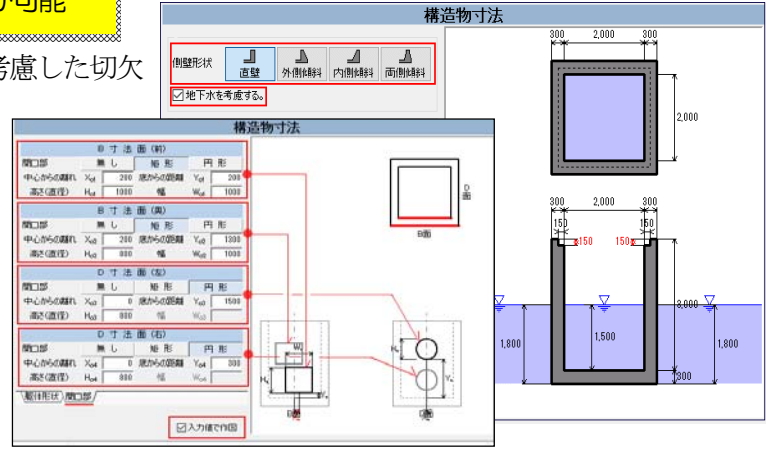


### ① 側壁部に切欠部や開口部（円形・矩形）の指定が可能

柵構造の形状として、側壁上部に蓋板等の設置を考慮した切欠き部の指定が可能。また、側壁のB・D面に対して開口部（円形・矩形）の指定も可能。

指定された開口部は、コンクリート重量の集計や用心鉄筋量としての鉄筋量の集計、定着長及び切断長の計算を行います。

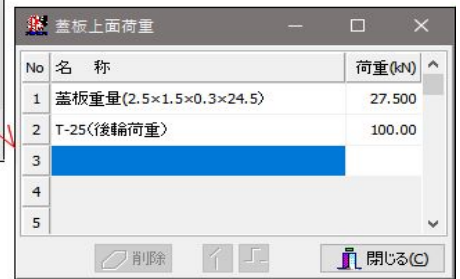
尚、開口部の考え方は「コンクリート標準示方書」に準拠し「・・・開口部を設けた為に配置できなくなった主鉄筋および配力鉄筋は、開口部の隅から十分な定着が得られるまで伸ばして配置するのがよい。」としています。



### ② 上面荷重は項目別に一覧表登録

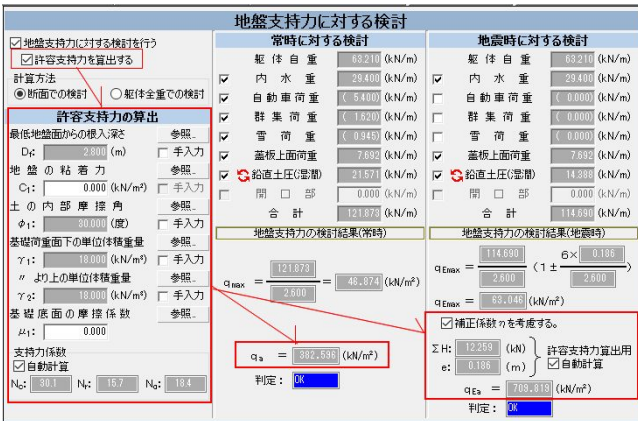
柵躯体の上面に鉛直荷重（蓋板等の重量）を考慮したい場合は、「上面荷重 (Wu)」の項目に鉛直荷重 (kN) の合計値を直接入力する方法と「一覧表入力」ボタンをクリックして表示される「蓋板上面荷重」の入力画面で項目別に登録が可能です。

尚、上面荷重は、底板に対する地盤反力荷重として考慮されます。



### ③ 許容地盤支持力の計算

常時・地震時の許容地盤支持力の計算が可能。



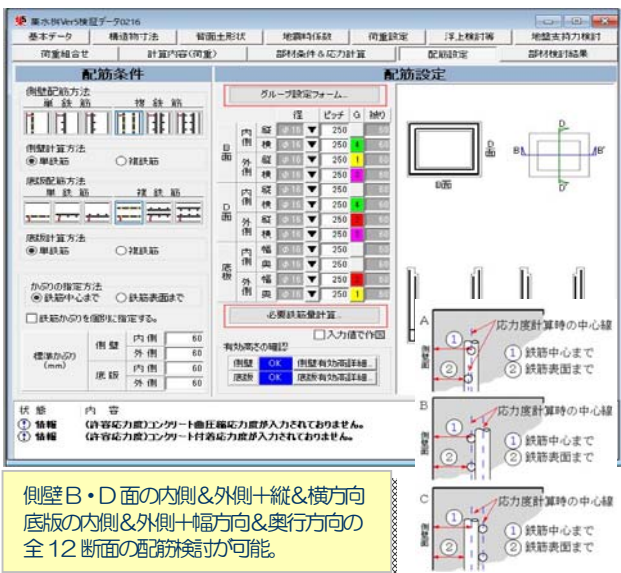
### ④ 部材検討時の荷重ケースの設定

部材断面検討時の荷重組合せを個別指定可能。



### ⑤ 断面力による配筋指定とグループ化

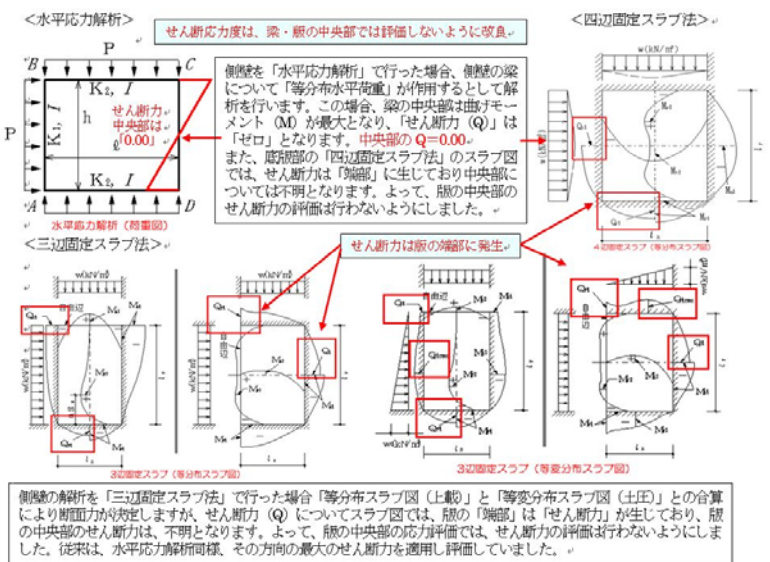
全 12 断面の配筋による応力度判定が可能。



側壁 B・D 面の内側&外側+縦&横方向  
底板の内側&外側+幅方向&奥行方向の  
全 12 断面の査筋が可能な。

### ⑥ 水平応力解析/三辺固定スラブ法/四辺固定スラブ法

解析手法によるせん断応力度の評価方法。





# SIP ソフトウェア価格表 & 注文書

※価格は、全て消費税10%を含む「税込価格」で表示しています。

<2023/7 版>

商品名		HASP タイプ	本体価格 (税込)	オンライン& ネット認証方式 商品価格 (税込)	購入 本数①	HASP使用 HASP 費用込み 価格(税込)	購入 本数②
構造 計算	1	水害リスク計算システム Ver6.0 (偏土圧/地震時対応版)	Hs	¥198,000-	¥200,200-	@¥214,500-	
	2	集水桝構造計算システム Ver5.0	Hs	¥209,000-	¥211,200-	@¥225,500-	
	3	RC擁壁構造計算システム Ver4.2	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-	@¥214,500-	
	4	無筋擁壁構造計算システム Ver4.2	Hc(s)	¥165,000-	¥167,200-	@¥181,500-	
	5	ボックスカルバート設計システム (+ウイング構造) Ver2.2	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-	@¥214,500-	
	6	長方形板の計算システム Ver3.2	Hc(s)	¥110,000-	¥112,200-	@¥126,500-	
	7	無圧トンネル構造計算システム Ver1.2	Hs	¥110,000-	¥112,200-	@¥126,500-	
	8	杭基礎スラブ板の検討システム Ver1.0	Hs	¥104,500-	¥106,700-	@¥121,000-	
	9	RC水路橋構造計算システム Ver1.0	Hs	¥110,000-	¥112,200-	@¥126,500-	
ため 池	10	洪水吐水計算システム Ver4.0	Hs	¥330,000-	¥332,200-	@¥346,500-	
	11	堤体の安定計算システム Ver4.2	Hc(s)	¥187,000-	¥189,200-	@¥203,500-	
	12	地盤の液状化の判定システム Ver2.0	Hc(s)	¥77,000-	¥79,200-	@¥93,500-	
	13	水害計算システム (等流不等流・集排水) Ver2.2	Hs	¥187,000-	¥189,200-	@¥203,500-	
	14	落差工水害計算システム Ver1.2	Hs	¥132,000-	¥134,200-	@¥148,500-	
パイ プライン	15	管継ぎ計算システム Ver3.4 (+下記オプション選択可)	Hs	¥308,000-	¥310,200-	@¥324,500-	
		1) DXFファイルコンバータ Ver1.0 (OP)	Hs	¥110,000-	@¥112,200-	←	
		2) 管路データCSV 入出力システム Ver1.0 (OP)	Hs	¥55,000-	@¥57,200-	←	
		3) 上水道給水量計算システム Ver1.4 (OP)	Hs	¥55,000-	@¥57,200-	←	
		4) かんがい用水量集計システム Ver1.2 (OP)	Hs	¥110,000-	@¥112,200-	←	
	16	管路構造計算システム Ver3.0	Hc(s)	¥220,000-	¥222,200-	@¥236,500-	
	17	埋設管路の耐震設計システム Ver2.0	Hc(s)	¥220,000-	¥222,200-	@¥236,500-	
	18	スラスト対策工設計システム Ver3.0	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-	@¥214,500-	
そ の 他	19	調節池容量計算システム Ver3.2	Hs	¥165,000-	¥167,200-	@¥181,500-	
	20	固定堰構造計算システム Ver3.0	Hs	¥165,000-	¥167,200-	@¥181,500-	
構 成	21	委託業務見積作成システム「あっと委託」 Ver4.0	@国土交通省 / @農林水産省 / @上下水道			@¥220,000-	
プロ テクト 方式	①オンライン方式 (オンライン認証でPRG 起動)		オンライン認証初期登録費用 (初回時のみ) ¥5,500-			・新規・登録済	
	②HASP 方式 (HASP でPRG 起動/複数商品登録可能)		HASP1 個に複数の商品を登録する場合は、2 本目以降はオンライン方式の商品項目に記載下さい。				
	③ネット認証システム (社内LAN/WAN) 専用 HASP 使用		社内LAN対応版 (専用 HASP で運用/初回時のみ)		¥55,000-	式	
		PC サーバ変更による商品コードの再発行 (@¥2,200-)		Σ ¥	本		
HASP	HASP 費用 (旧 HASP/破損から最新 HASP への交換等)		対象：弊社商品保有ユーザー様 (R5/7/1 価格改定)		@¥16,500-	個	

・弊社ソフトウェアの運用 (オンライン方式や HASP 方式) に関し、保守 (メンテナンス) 契約やサブスクリプション的な運用ありません。但し、有償 VerUp ご案内時に (不定期)、VerUp 商品へ移行 (申込み) 頂ければ、次回の有償 VerUp まで商品プログラムのアップデートや保守を継続して受付けられます。

・プロテクト方式 (HASP・オンライン・ネット認証) について初期登録以降、新たに追加登録や再登録を希望される場合は、別途「¥2,200-/本」が必要です。

株式会社 SIPシステム

注文書

Fax No : 06-6125-2233

※ご注文商品をご確認後、必要事項をご記入の上「FAX」「メール」等で送信・お申込み下さい。 申込日：令和 年 月 日

御社名			ご担当者名	印
ご住所	〒		所属	
ご連絡先	Tel No.		Fax No.	
支払いに関する お願い (ご確認)	お支払いは、注文月末締めの翌月末迄の現金振込みでお願いしております。異なる場合は、貴社支払い条件をご記入下さい。			
	貴社支払条件			
備考	※本注文書は、弊社 DB ユーザー様の登録情報も兼ねておりますので、弊社ソフトウェアご担当者名でのご記入をお願い申し上げます。			

株式会社 SIPシステム URL : <https://www.sipc.co.jp> Mail : [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

・大阪事務所 〒542-0081 大阪市中央区南船場 1-18-24-501 (お問合せ先) TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

# 集水柵構造計算システム

Ver5.0

<解析方法>

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

出力例

鉄筋コンクリート集水柵の構造計算

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](mailto: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

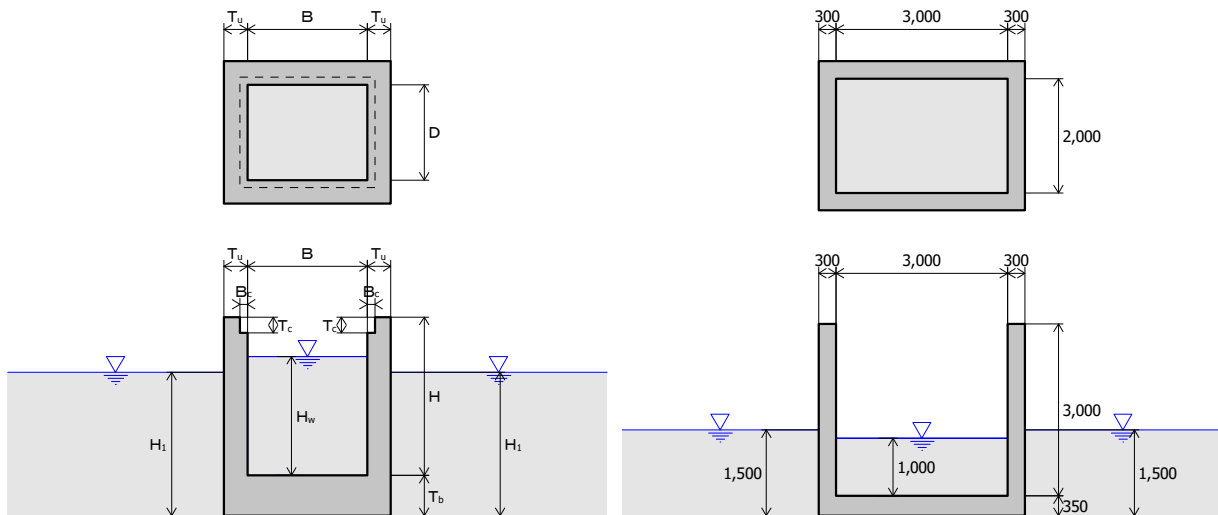
### 1.2 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
鉄筋コンクリート	$\gamma_{rc}$	24.500	kN/m <sup>3</sup>	
無筋コンクリート	$\gamma_{ck}$	23.000	kN/m <sup>3</sup>	
土砂 (湿潤)	$\gamma_t$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
土砂 (水中)	$\gamma_{ws}$	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
水	$\gamma_w$	9.800	kN/m <sup>3</sup>	

### 1.3 土質定数

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角	$\phi$	25.000	°	せん断抵抗角
土の粘着力	c	—	kN/m <sup>2</sup>	

### 1.4 躯体形状



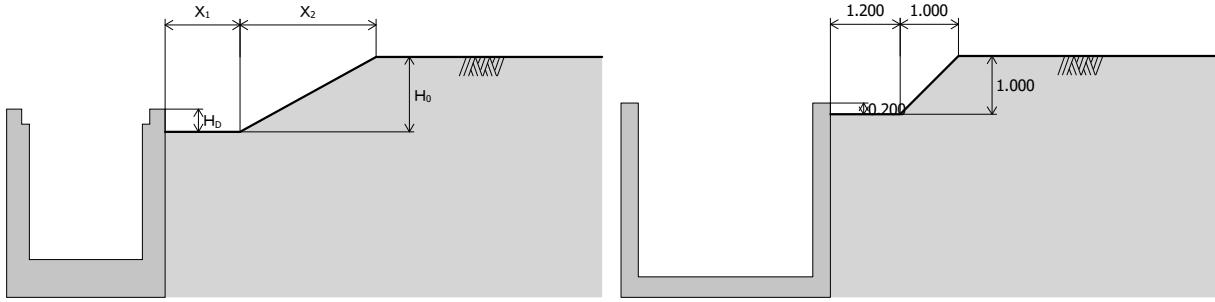
上段：平面図／下段：断面図

構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水桝の内空幅	B	3,000	mm	
集水桝の内空奥行き	D	2,000	mm	
集水桝の高さ(深さ)	H	3,000	mm	
側壁外側のコロビ幅	B <sub>1</sub>	—	mm	
側壁の上部壁厚	T <sub>u</sub>	300	mm	
側壁の下部壁厚	T <sub>d</sub>	300	mm	側壁は直壁とし上下同じ厚さとする。
底版の厚さ	T <sub>b</sub>	350	mm	
内水位(水深)	H <sub>w</sub>	1,000	mm	
地下水位	H <sub>1</sub>	1,500	mm	
蓋板の厚さ	T <sub>c</sub>	0	mm	
蓋受け幅	B <sub>c</sub>	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 <sub>0</sub>	0.200	m	
ステップ幅	X <sub>1</sub>	1.200	m	
法 幅	X <sub>2</sub>	1.000	m	
法 高	H <sub>0</sub>	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 $T_g$	$T_g < 0.2$	$0.2 \leq T_g < 0.6$	$0.6 \leq T_g$

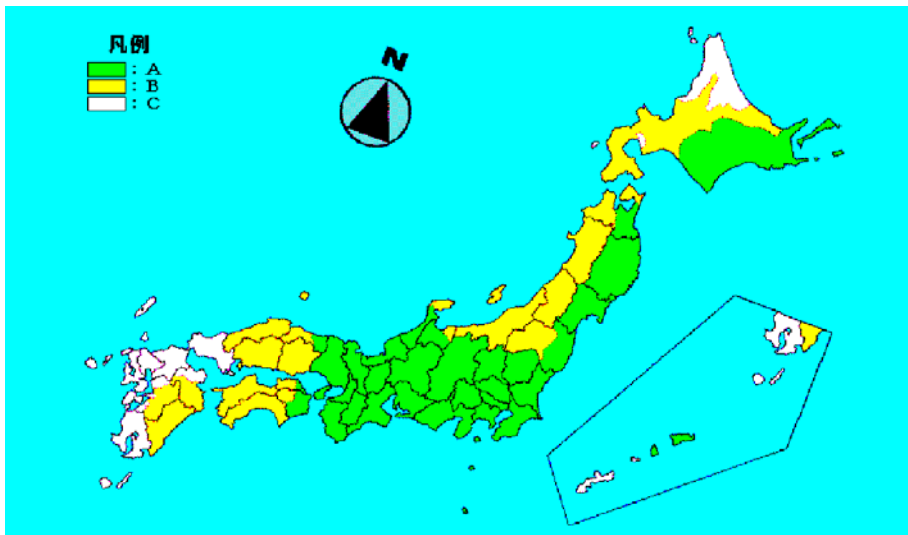


図1.6.1 地域別補正係数

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

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。

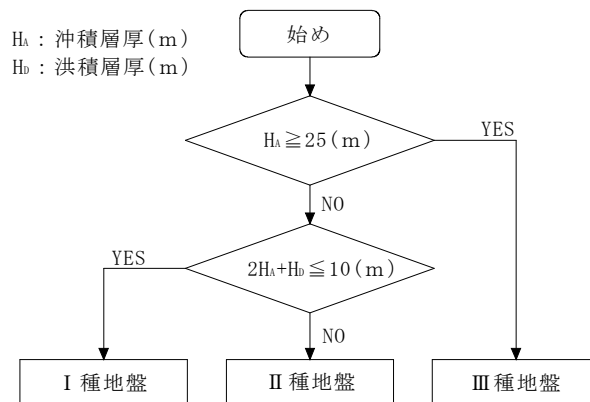
表1.6.2に示す耐震設計の地盤種別は、原則として下記の式で算出される地盤の特性値 $T_G$ をもとに表1.6.3により区分する。地表面が基礎面と一致する場合はI種地盤とする。

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

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 ( $K_v=0$ 、 $K_h=0$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )

$P_{ae}$  : 地震時主働土圧強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\theta_0$  : 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

$\theta$  : 壁背面の傾斜角 ( $^\circ$ )

$\iota$  : 壁背面土の傾斜角 ( $^\circ$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )

$\delta$  : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 ( $^\circ$ )

$q$  : 載荷重強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  : 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>

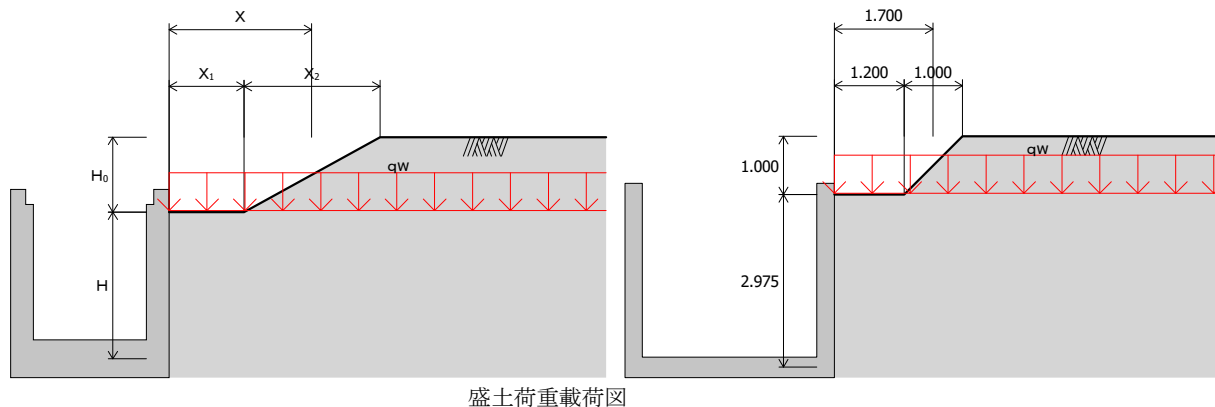
$$\cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(12.500 + 90 - 90.000) = 0.976$$

<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 <sup>2</sup>	$\gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w$

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

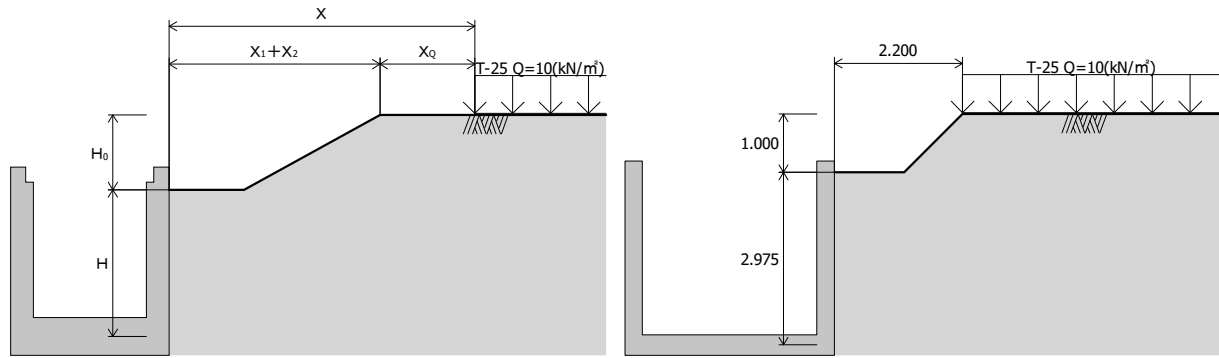
$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 3.000 + 0.350 / 2 - 0.200 \\ &= 2.975 \end{aligned}$$

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

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



## 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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

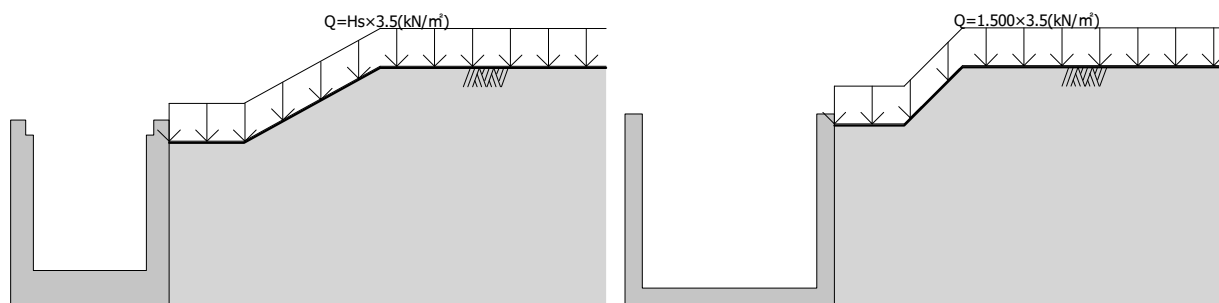
$$\begin{aligned} \text{荷重作用位置 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} + \text{法肩からの距離} = 1.200 + 1.000 + 0.000 \\ &= 2.200 \end{aligned}$$

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

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

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

## 2.3 雪荷重

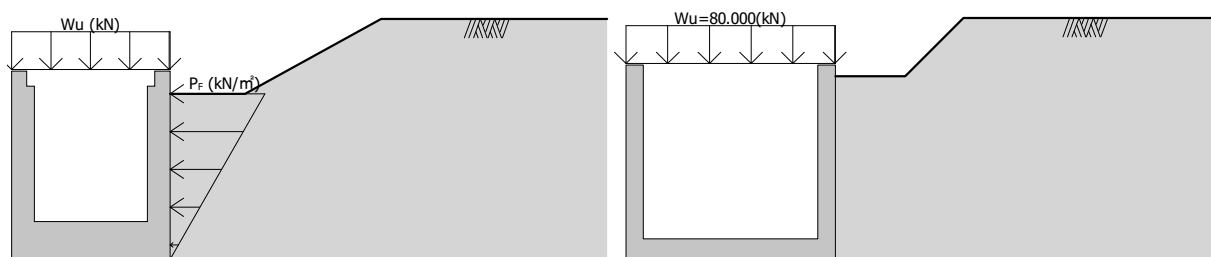


雪荷重載荷図

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 <sup>2</sup>	積雪深×3.5(kN/m <sup>3</sup> )

## 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 <sup>2</sup>	

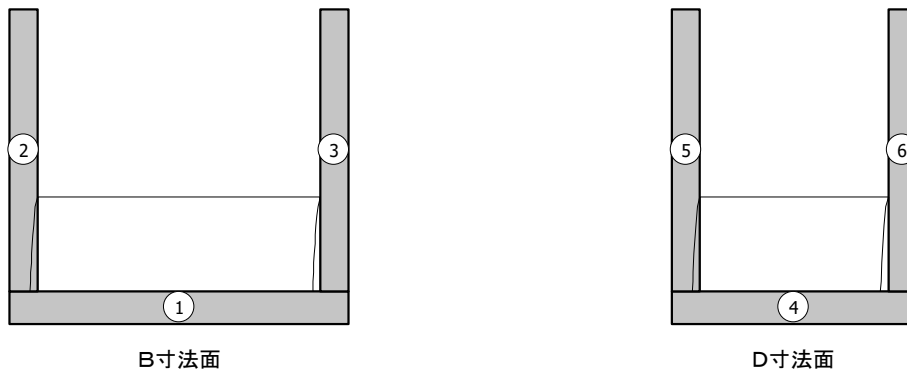
### 3 荷重算出

#### 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。



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 $\Delta X$ (m)	鉛直 $\Delta Y$ (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 $\Delta X$ (m)	鉛直 $\Delta Y$ (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

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

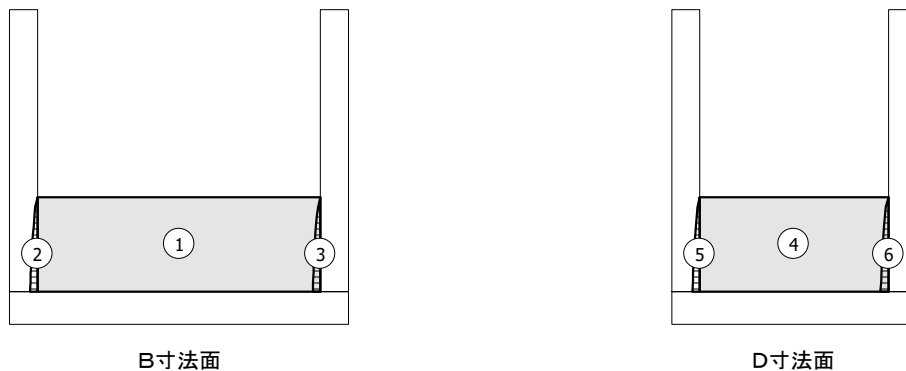
- ・底版自重

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

- ・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)



内水重算出図

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 $\Delta X$ (m)	鉛直 $\Delta Y$ (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 $\Delta X$ (m)	鉛直 $\Delta Y$ (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	$W_a$	$\text{kN/m}^2$	74.970	66.395	「3.1」にて算出
内水重	$W_w$	$\text{kN/m}^2$	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	$P_{a11}$	85.995	kN/m	
浮 力	$P_{FD}$	38.220	kN/m	

$$P_{A11} / P_{FD} \geq F_s \\ 85.995 / 38.220 \geq 1.200 \\ 2.250 \geq 1.200 \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

#### 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/m<sup>2</sup>)  
 $n$  : 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/m<sup>2</sup>)  
 $C_1$  : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_2$  : 根入れ部分の土の平均単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\alpha$ 、 $\beta$  : 基礎の形状係数  
 $N_c$ 、 $N_r$ 、 $N_q$  : 支持力係数、内部摩擦角  $\phi$  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

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

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

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

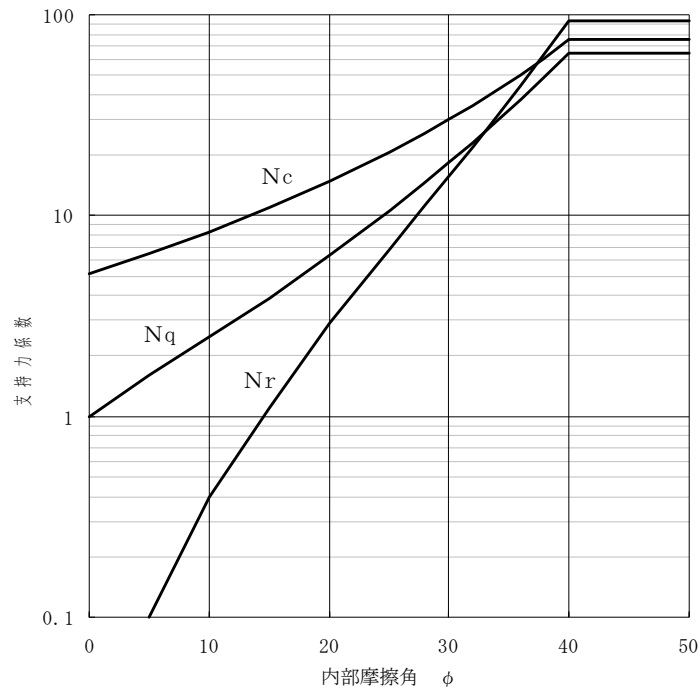
- 支持力係数

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

$\phi$  : 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

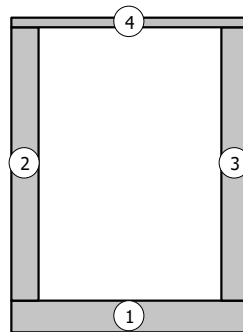
常時においては基礎底面に水平力が生じていないため、荷重傾斜に対する補正係数は考慮しない。

$$i_c = i_q = i_r = 1.000$$

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 <sub>X</sub> (kN・m) Δ X・V	M <sub>Y</sub> (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 <sup>2</sup>	
土の内部摩擦角	$\phi_1$	25.000	°	
基礎荷重面下の単位体積重量	$\gamma_1$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
”より上の単位体積重量	$\gamma_2$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
基礎の形状係数	$\alpha$	1.144		
基礎の形状係数	$\beta$	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	$\eta$	1.000		
地盤の許容支持力度	$q_a$	239.994	kN/m <sup>2</sup>	

・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	$\eta$	1.000		
地盤の許容支持力度	$q_{Ea}$	388.812	kN/m <sup>2</sup>	

・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 <sup>2</sup>	「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 <sup>2</sup>	「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 <sup>2</sup>	「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 <sup>2</sup>	「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 <sup>2</sup> )	——	——	
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 <sup>2</sup> )	ケース 1		ケース 2	
		要否	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	要否	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
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/m<sup>2</sup>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 <sub>s</sub>	1.650	
	水 中	H <sub>ws</sub>	1.325	
	外 水 位	H <sub>wo</sub>	1.325	
内 水 位	H <sub>wi</sub>	m	1.000	
土 圧	水中外	P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	10.722
	水 中	P <sub>ws</sub>	kN/m <sup>2</sup>	4.783
	土圧(水平)計	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	14.854
外 水 圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	12.985	
内 水 圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	-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 <sup>2</sup>	14.922	
土圧係数	K <sub>A</sub>		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 <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	1.650	
	水中	H <sub>ws</sub>	1.325	
外水位	H <sub>wo</sub>	m	1.325	
内水位	H <sub>wi</sub>	m	0.000	内水位を考慮しない
土圧	水中外	P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	13.632
	水中	P <sub>ws</sub>	kN/m <sup>2</sup>	6.082
	土圧(水平)計	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	19.247
外水圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	12.985	
内水圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	9.432	
土圧係数	K <sub>AE</sub>		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 <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sub>a</sub>	kN	327.222	「3.2」にて算出
地震時自重慣性力	W <sub>EW</sub>	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 <sub>Bew</sub>	kN/m <sup>2</sup>	7.999
	D面慣性強度	w <sub>Dew</sub>	kN/m <sup>2</sup>	11.477
B面地震時動水圧	P <sub>BEW</sub>	kN	—	
D面地震時動水圧	P <sub>DEW</sub>	kN	—	
等分布	B面動水圧強度	p <sub>Bew</sub>	kN/m <sup>2</sup>	—
	D面動水圧強度	p <sub>Dew</sub>	kN/m <sup>2</sup>	—

### 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 <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	14.854	19.247	
	外水圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	12.985	12.985	
	内水圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	-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 <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	5.161	4.226	
	等変分布計		kN/m <sup>2</sup>	18.039	32.232	
	等分布計		kN/m <sup>2</sup>	5.161	4.226	
	合計		kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	14.922	9.432	
強度	水中外	$P_{a1}$	kN/m <sup>2</sup>	10.722	13.632	
	水中	$P_{a2}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sub>A</sub> )			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)  
 X<sub>0</sub> : 合力の作用位置 (m)  
 ΣV : 全鉛直力 (kN)  
 ΣM<sub>x</sub> : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)  
 ΣM<sub>y</sub> : 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 <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	
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 <sub>A</sub>	kN	462.670	383.994	
地盤反力(等分布)	W <sub>R</sub>	kN/m <sup>2</sup>	60.958	34.491	
地盤反力(等変化)	W <sub>T</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	32.203	

## 8. 応力解析（側壁）

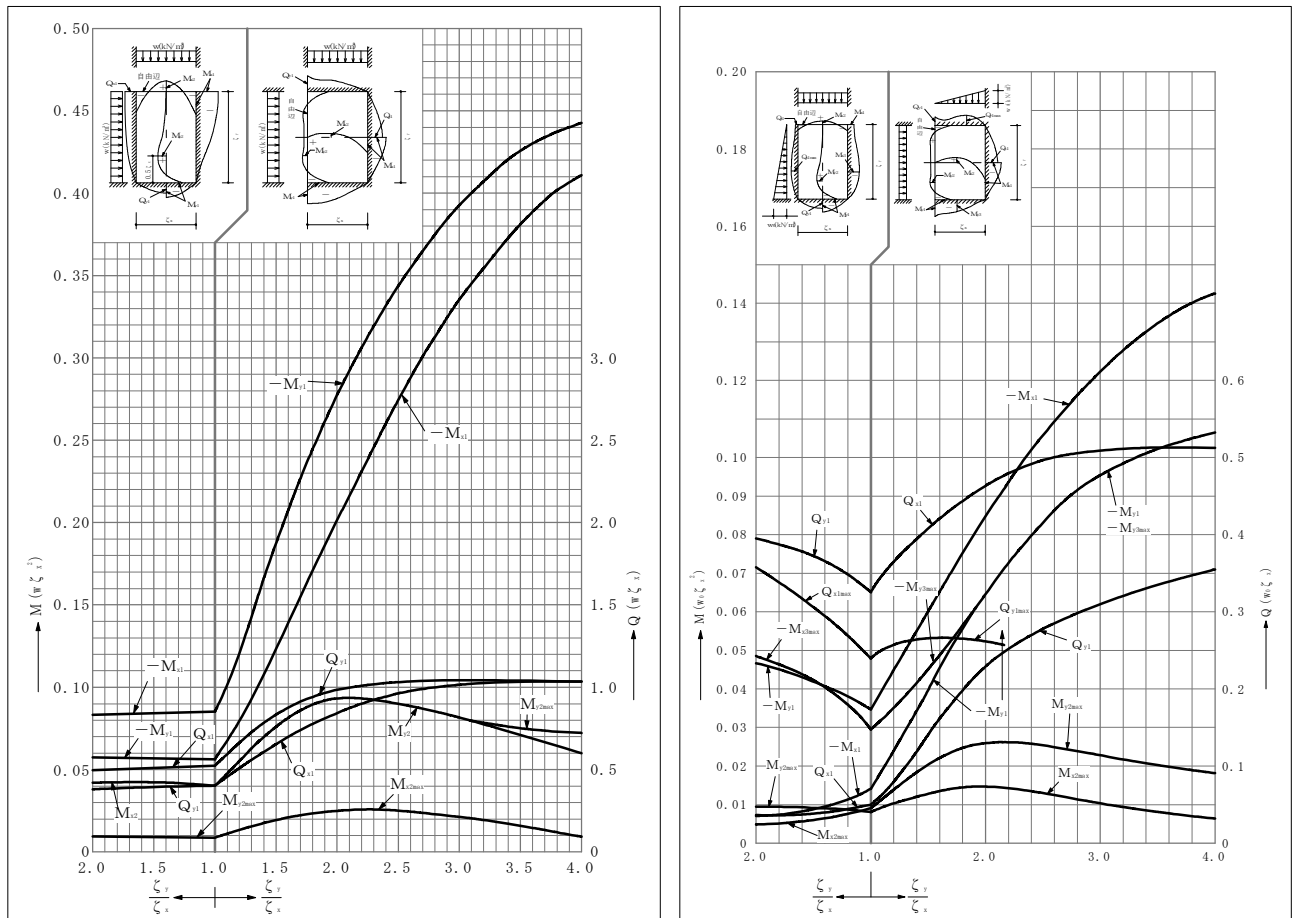
### 8.1 三辺固定スラブについて

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<sup>\*1</sup>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 $\zeta_x$ 長辺を $\zeta_y$ 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）

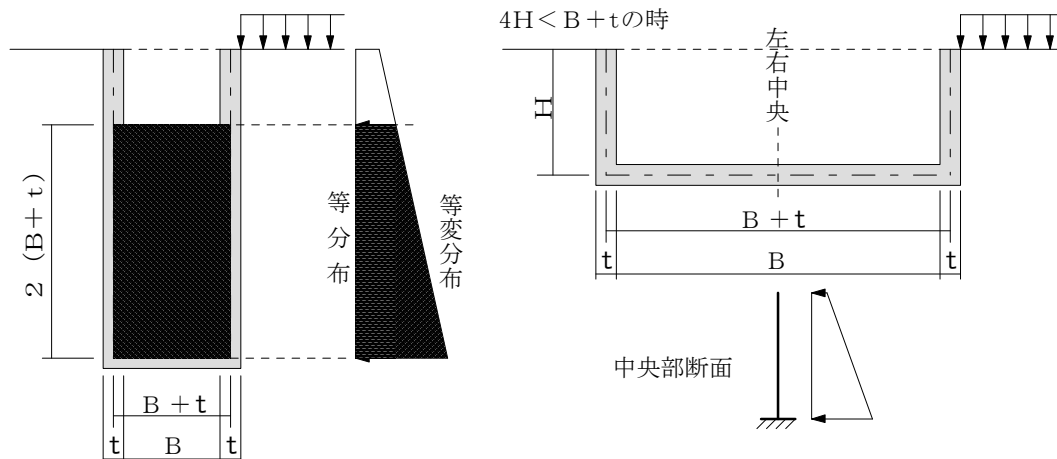
$P$ ：土圧、荷重強度（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\zeta_x$ ：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。

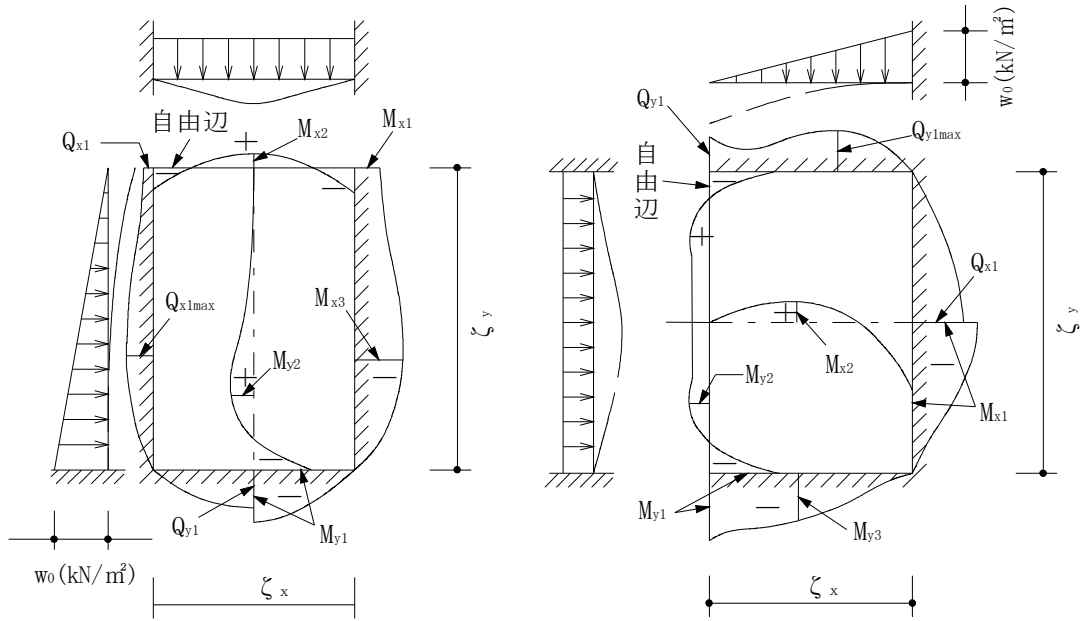
その際、その範囲より上部に生じている土圧や水圧を等分布荷重が生じているものとして等分布と等変分布に分けて検討する。

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）

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

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

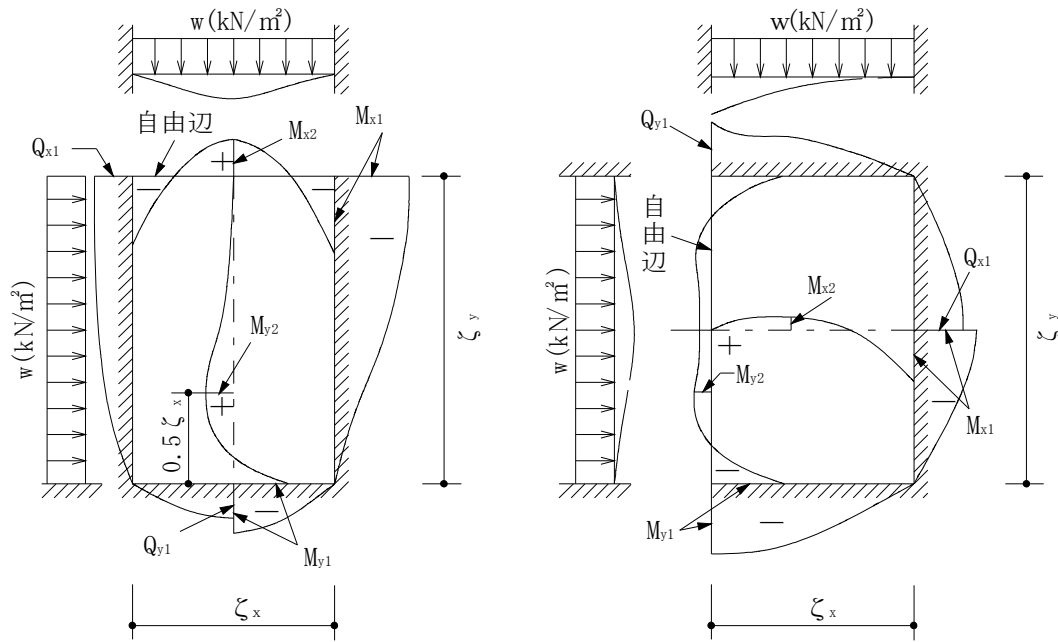
したがって、右図形状

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

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

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

・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  $W = 5.161 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

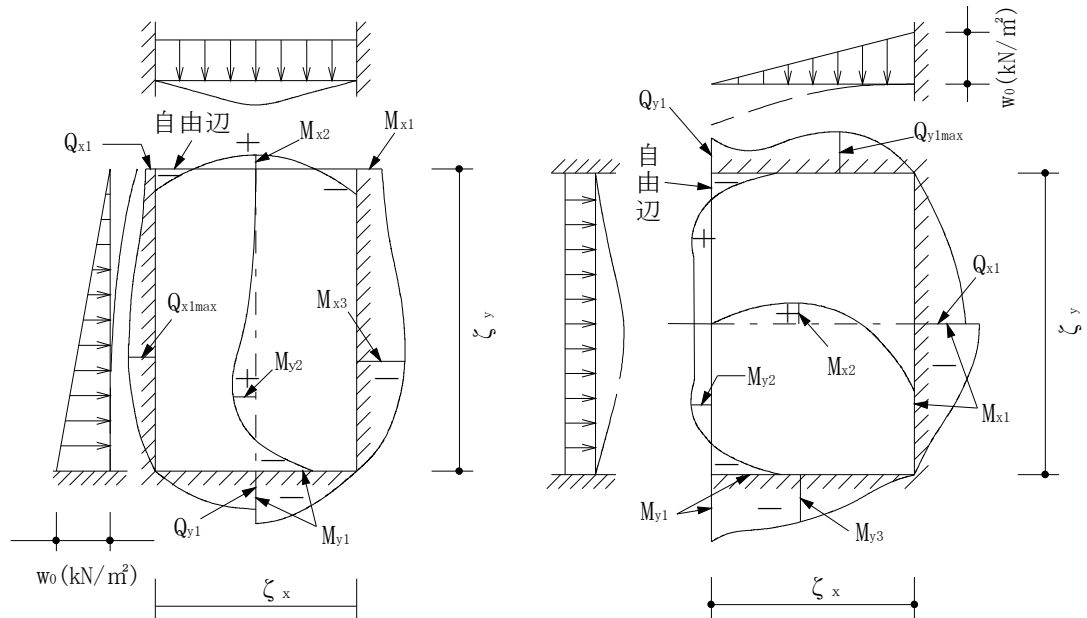
$M_{y1} = -0.09126$      $M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.09126 \times 5.161 \times 3.175^2 = -4.748 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   
 $M_{x1} = -0.06088$      $M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.06088 \times 5.161 \times 3.175^2 = -3.167 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   
 $M_{y2} = 0.04354$      $M_{y2} (W \cdot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

「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

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

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

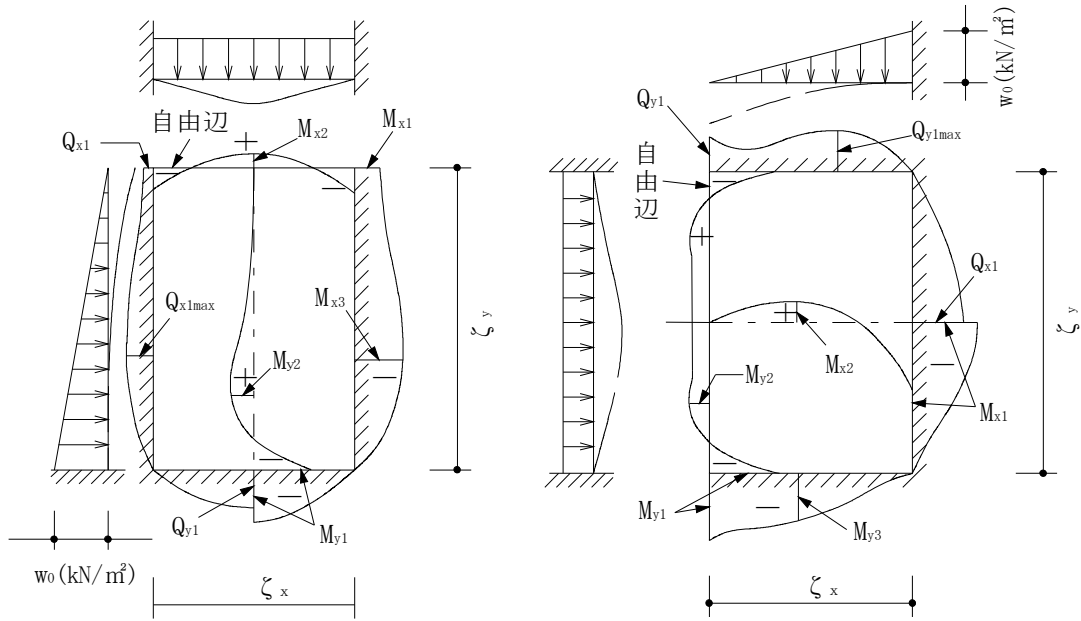
$M_{x1} = -0.08394$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.08394 \times 5.161 \times 2.300^2 = -2.292 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05706$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.05706 \times 5.161 \times 2.300^2 = -1.558 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04234$	$M_{x2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04234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

「D面」応力表

項 目		W <sub>0</sub> =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

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

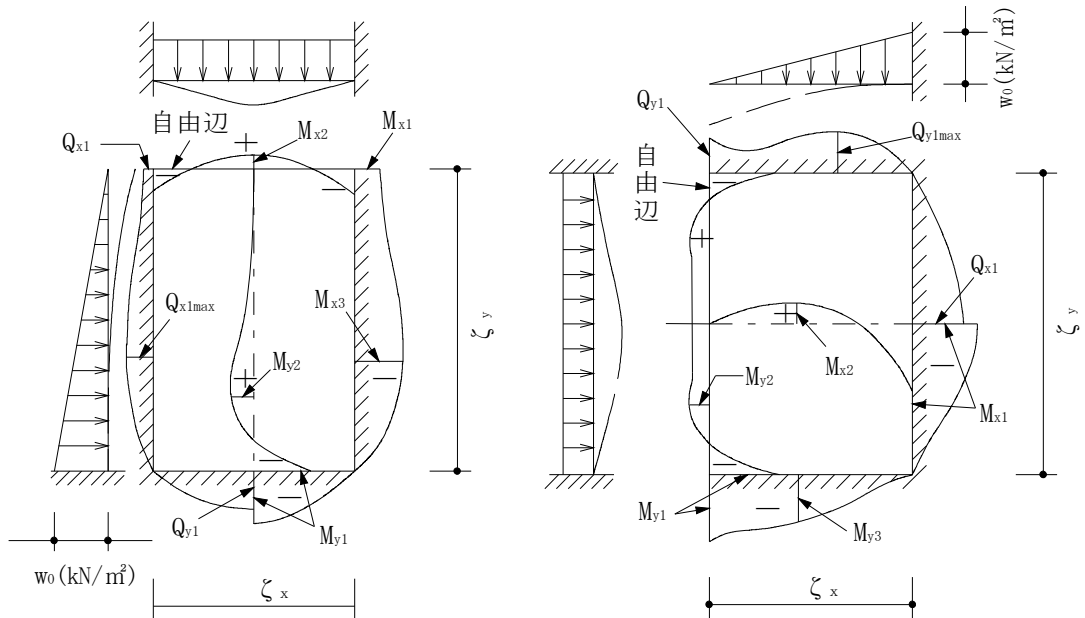
$$\text{等分布荷重 } W = 4.226 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

「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	



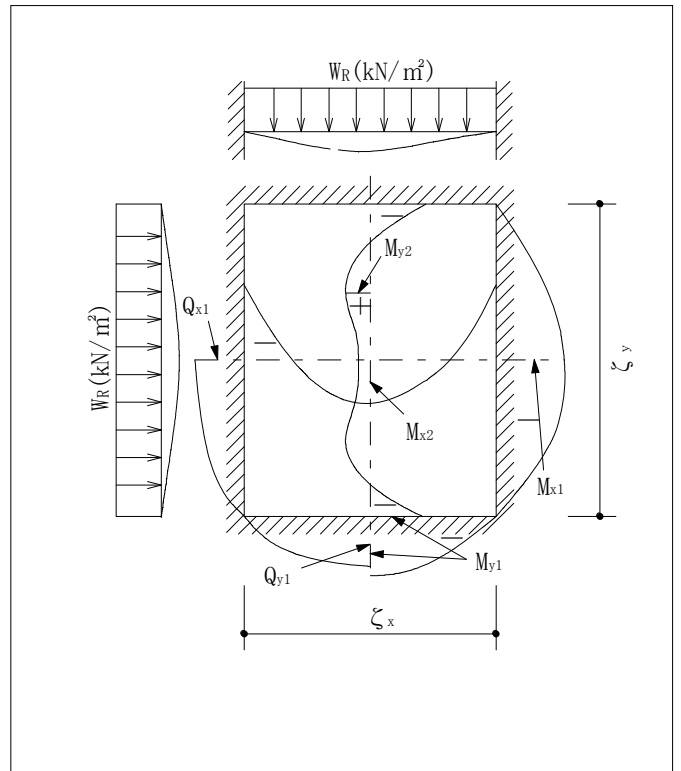
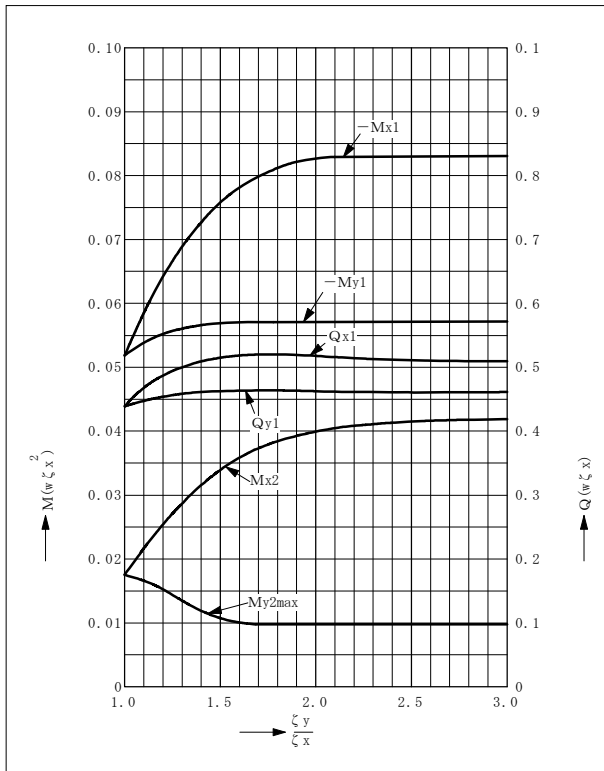
## 9. 応力解析（底版）

### 9.1 四辺固定スラブについて

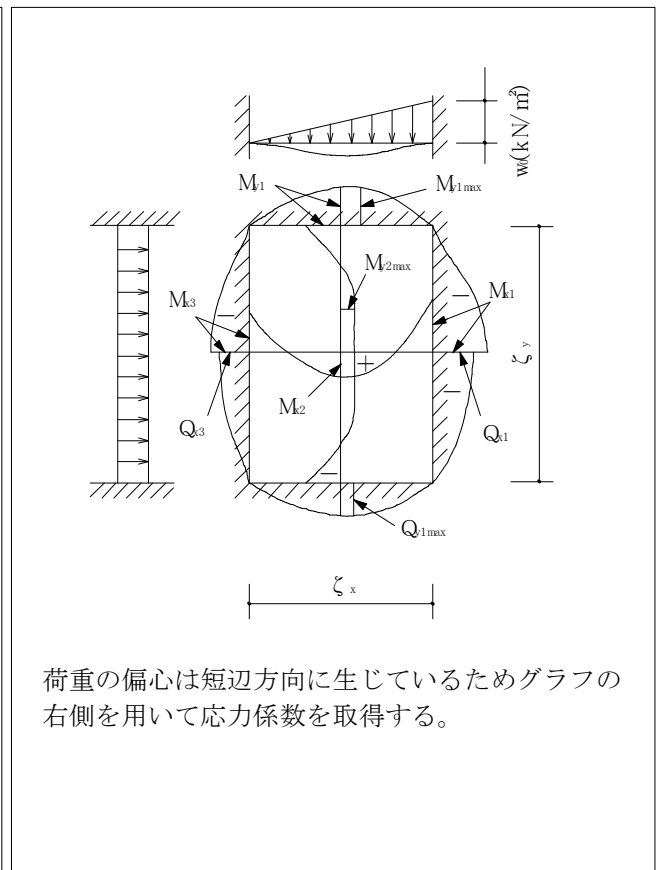
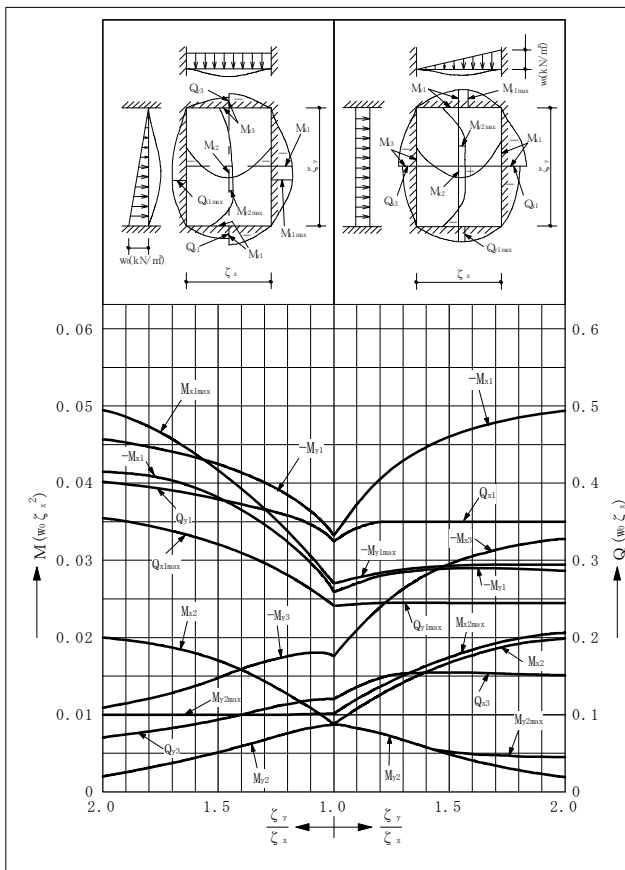
集水桝の構造上、底版に関しては「四辺固定等分布スラブ」と考えることが出来る。

底版の短辺を $\zeta_x$ 長辺を $\zeta_y$ 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/m<sup>2</sup>)  
 $W_T$  : 土圧、等変化荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\zeta_x$  : 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）

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

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

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

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

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

$$M_{y2\max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01154 \times 60.958 \times 2.300^2 = 3.721 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

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

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

## 9.4 底版の応力計算（ケース2）

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

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

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

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

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

$$M_{y2\max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 + k'_{My2} \cdot W_T \cdot \zeta_x^2 = 0.01154 \times 34.491 \times 2.300^2 + 0.00562 \times 32.203 \times 2.300^2 = 3.063 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

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

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

## 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	
	$M_{y2\max}$	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	$\sigma_{ca}$	9.00	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容せん断応力度	$\tau_a$	0.45	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容付着応力度	$\tau_{0a}$	1.60	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{Eca}$	13.50	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容せん断応力度	$\tau_{Ea}$	0.68	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容付着応力度	$\tau_{E0a}$	2.40	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	137.0	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	137.0	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容引張応力度	$\sigma_{Esa}$	205.0	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容圧縮応力度	$\sigma_{Esa'}$	205.0	N/mm <sup>2</sup>	
ヤング係数比	$n$	15.0		
せん断力の算出方法	平均せん断力			○ 最大せん断力
その他の条件	側壁に対する軸方向力を検討する。			
	鉄筋かぶりを個別に指定する。			
	許容付着応力度を無視する。			

## 11.2 配筋条件

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

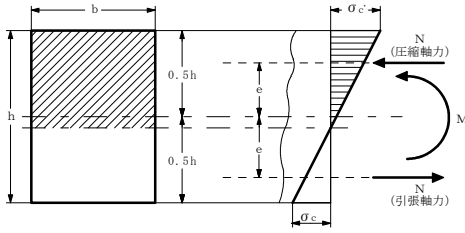
※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

項 目	グループ番号	鉄筋径	ピッチ(mm)	かぶり(mm)	備 考
B面内側横鉄筋	--	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

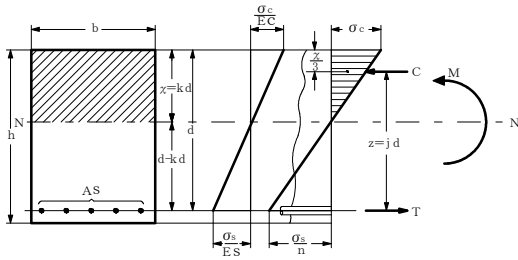


$$\sigma_c' = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad (\text{軸力を考慮しない場合 } N=0.0)$$

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

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

### 12.2 単鉄筋公式 (軸力考慮無し)



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

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

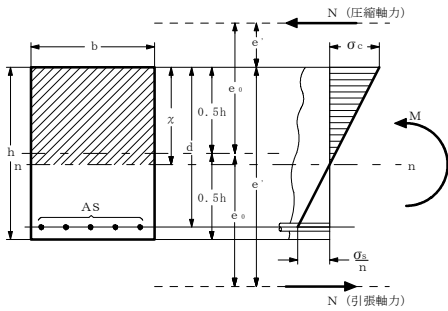
$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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)



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

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

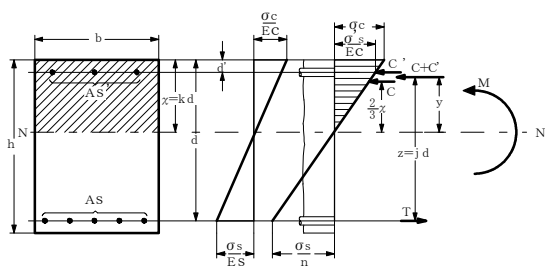
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d - \chi}{\chi} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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

長方形梁応力分布図と応力計算公式

### 12.4 複鉄筋公式



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

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

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

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

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

(最大せん断力)                      (平均せん断力)

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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	794	507	507	507	794	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	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 <sub>c</sub>										
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 <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	0.45 (0.68)	—	—	0.125	0.108	—	—	(0.231)	(0.181)
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	794	507	507	507	794	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	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 <sub>c</sub>										
	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 <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	0.45 (0.68)	—	—	0.095	0.086	—	—	(0.194)	(0.162)
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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							

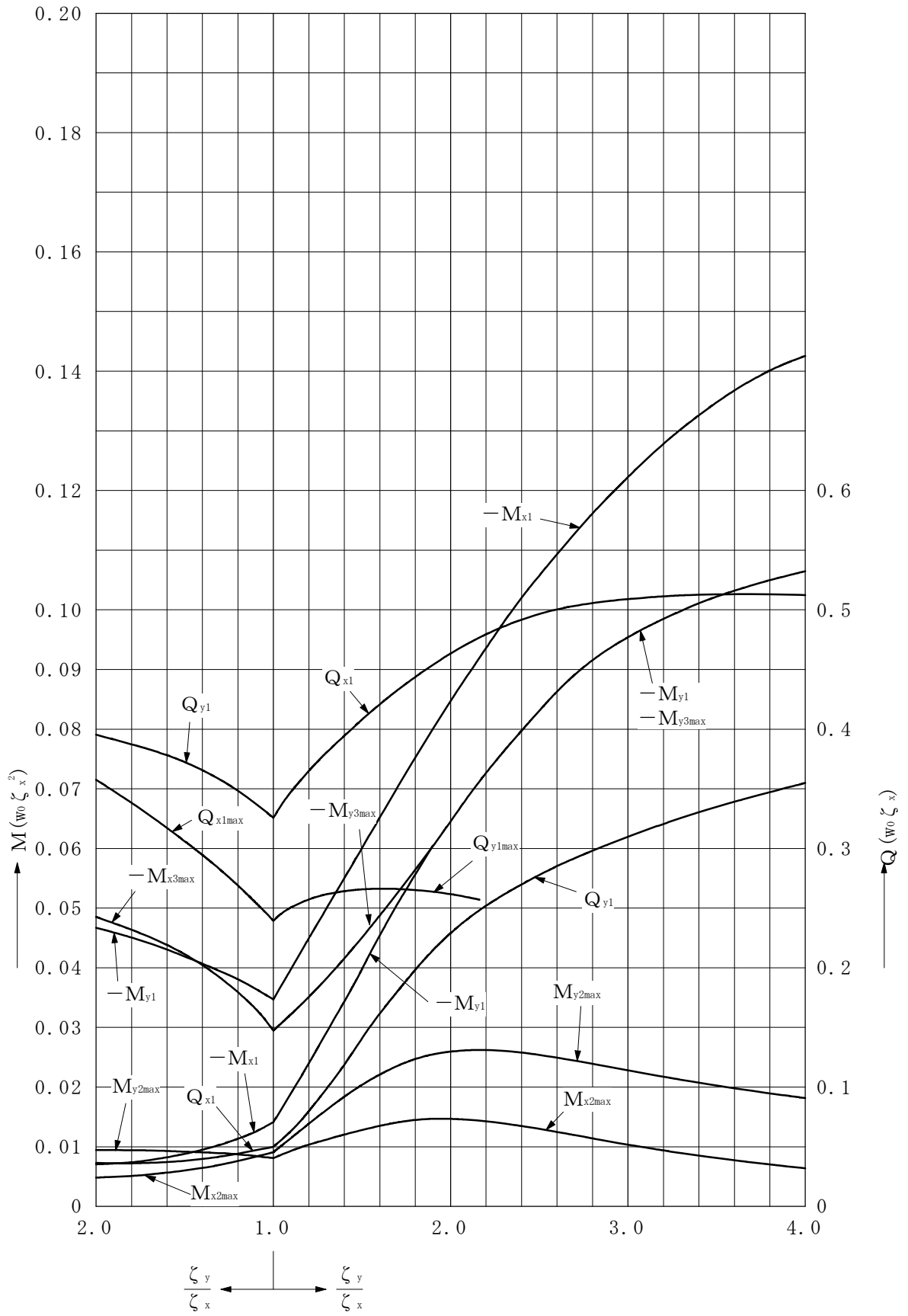


13.3 底 版

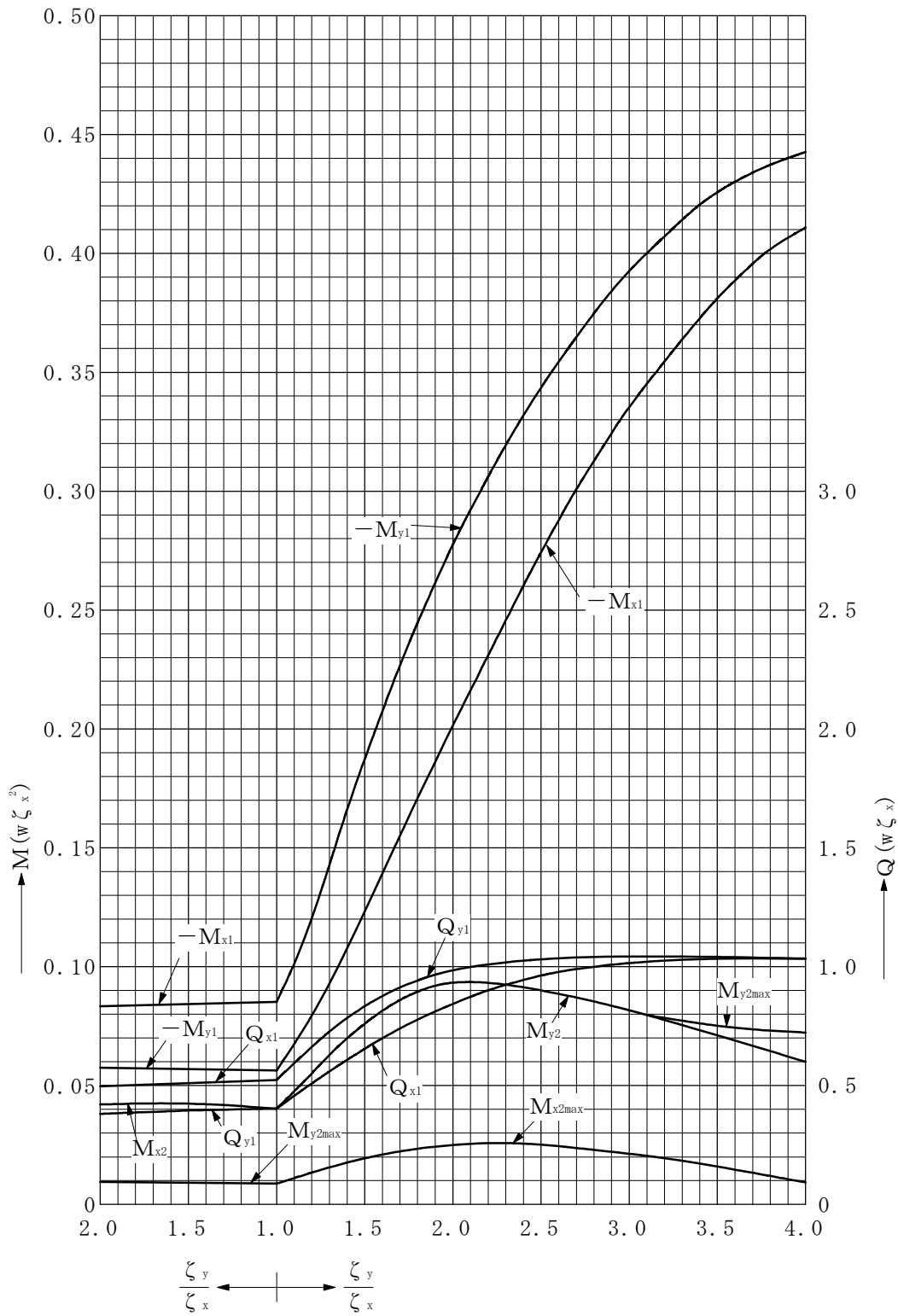
				許容値 (地震時)	ケース 1				ケース 2			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		3.721	10.390	-18.281	-23.679	3.063	8.712	-15.312	-21.067
	せん断力	S	kN		—	—	64.698	71.550	—	—	54.732	66.407
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		350	350	350	350	350	350	350	350
配筋計画	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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	794	794	507	507	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	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 <sub>c</sub>										
	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 <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	0.45 (0.68)	—	—	0.252	0.279	—	—	(0.213)	(0.259)
	付着応力度	τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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

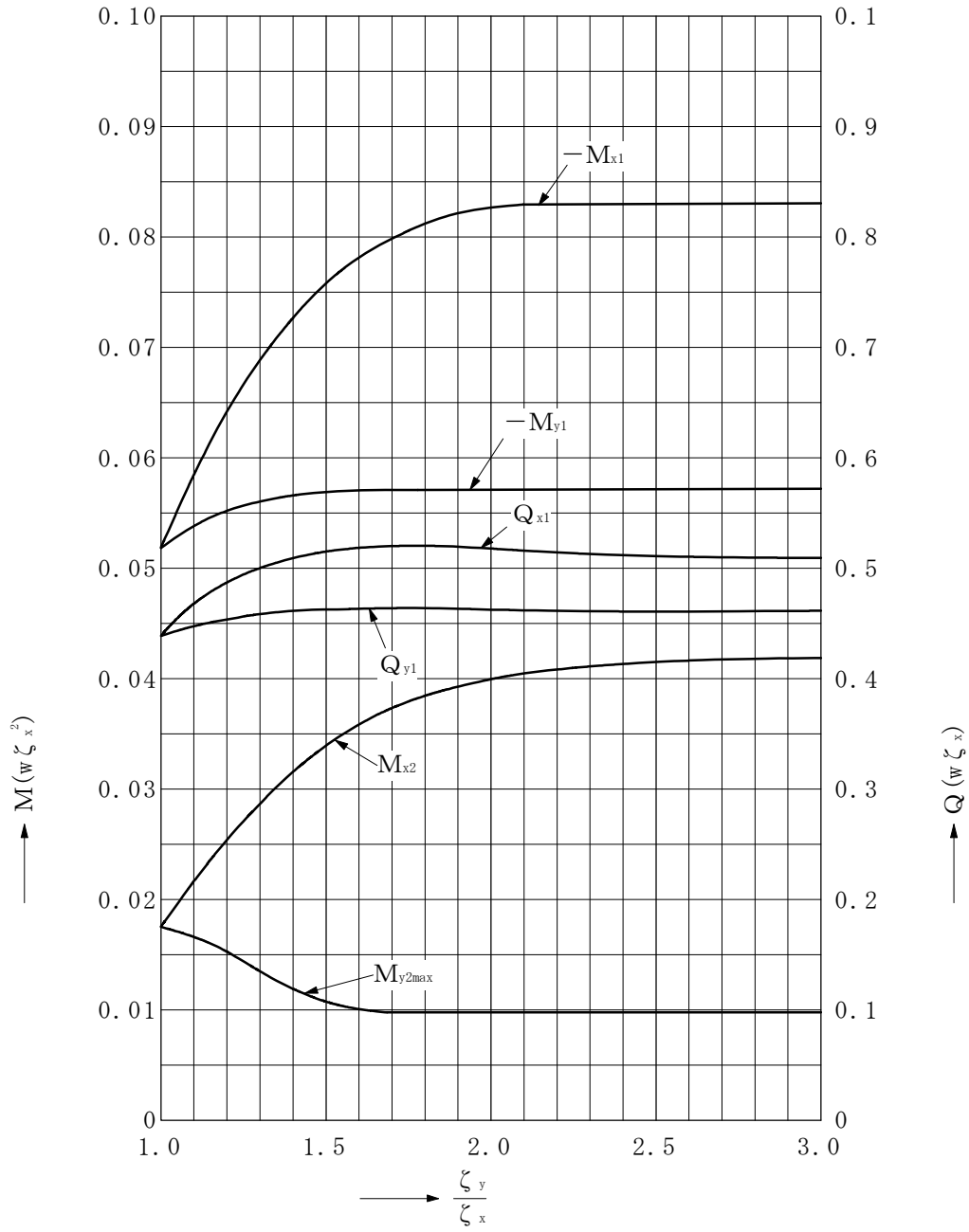
## 14.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



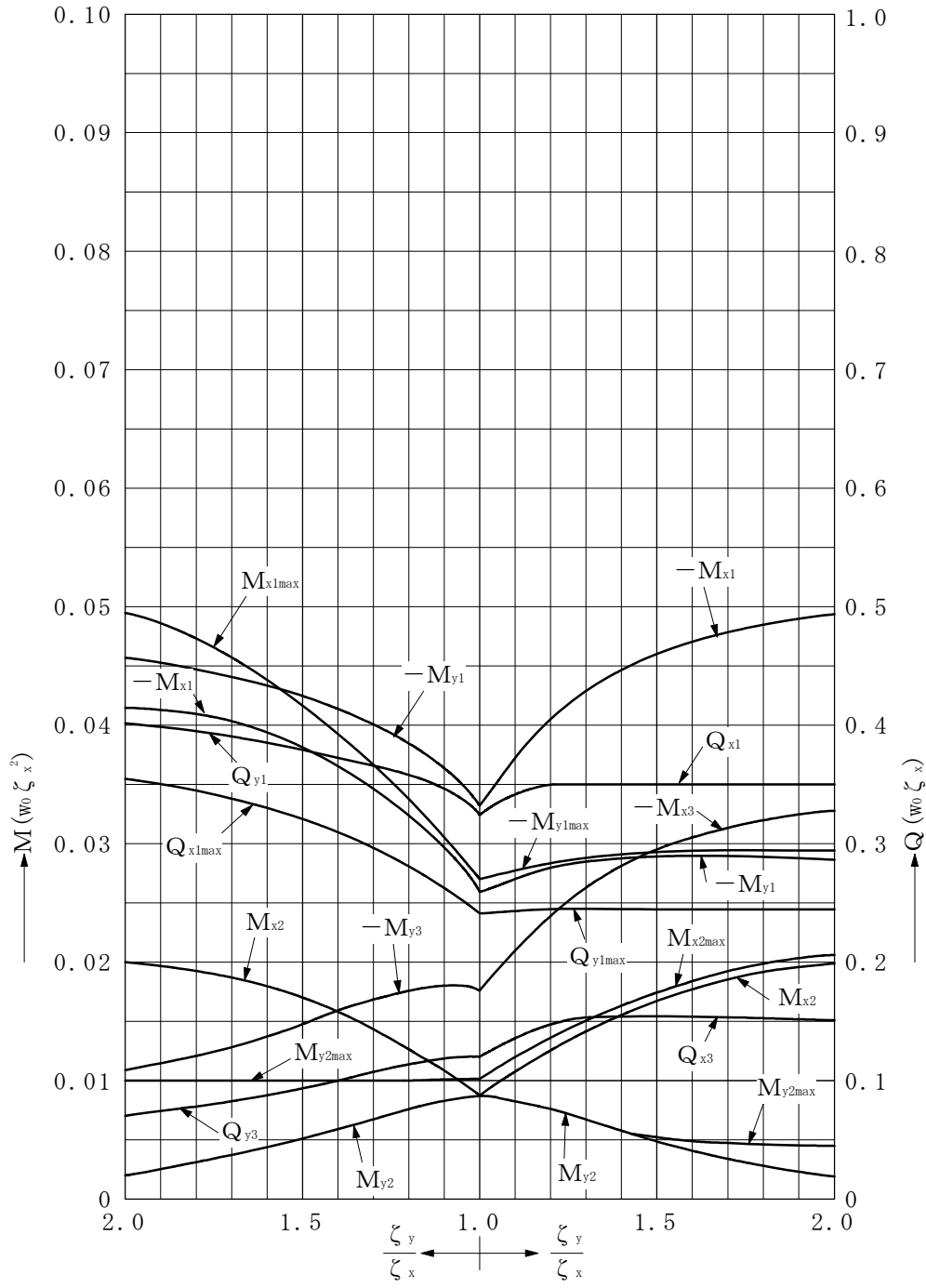
14.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



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

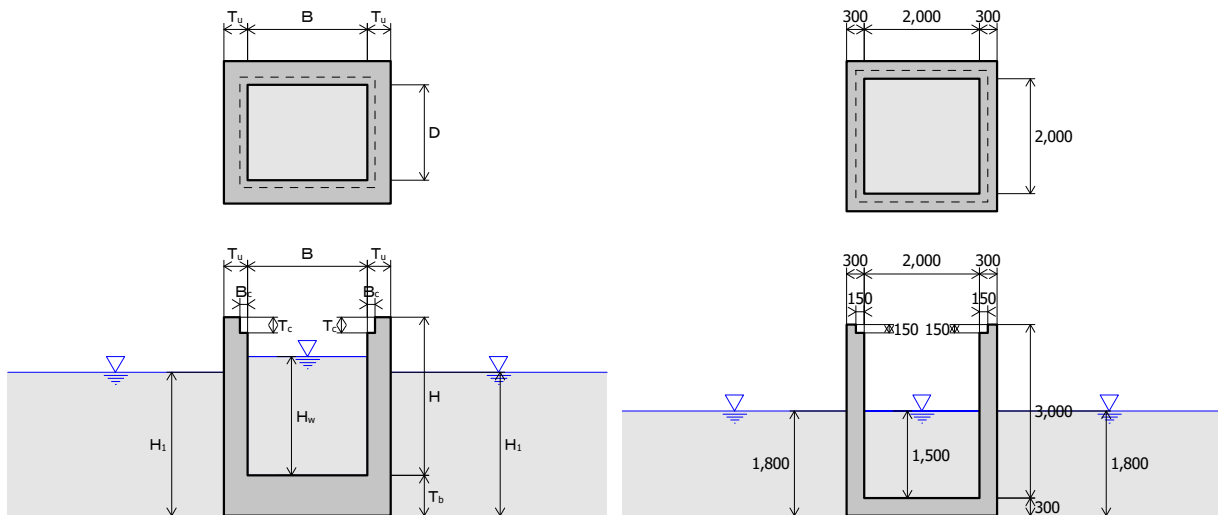
### 1.2 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
鉄筋コンクリート	$\gamma_{rc}$	24.500	kN/m <sup>3</sup>	
無筋コンクリート	$\gamma_{ck}$	23.000	kN/m <sup>3</sup>	
土砂 (湿潤)	$\gamma_t$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
土砂 (水中)	$\gamma_{ws}$	9.000	kN/m <sup>3</sup>	
水	$\gamma_w$	9.800	kN/m <sup>3</sup>	

### 1.3 土質定数

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角	$\phi$	30.000	°	せん断抵抗角
土の粘着力	c	—	kN/m <sup>2</sup>	

### 1.4 躯体形状



上段：平面図／下段：断面図

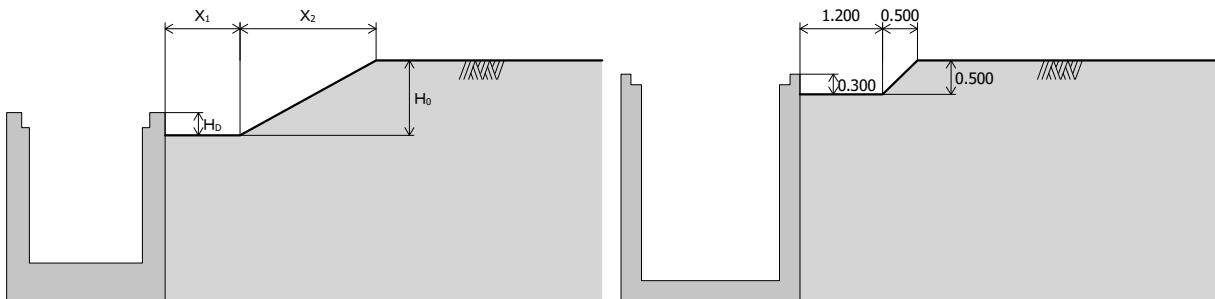
構造寸法一覧表

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	
側壁外側のコロビ幅	B <sub>1</sub>	—	mm	
側壁の上部壁厚	T <sub>u</sub>	300	mm	
側壁の下部壁厚	T <sub>d</sub>	300	mm	側壁は直壁とし上下同じ厚さとする。
底版の厚さ	T <sub>b</sub>	300	mm	
内水位(水深)	H <sub>w</sub>	1,500	mm	
地下水位	H <sub>1</sub>	1,800	mm	
蓋板の厚さ	T <sub>c</sub>	150	mm	
蓋受け幅	B <sub>c</sub>	150	mm	

開口部：B寸法面(前)	無し	矩形	○ 円形
-------------	----	----	------

項目	記号	値	単位	備考
中心からの離れ	X <sub>o1</sub>	0	mm	
底からの落差	Y <sub>o1</sub>	500	mm	
開口部の高さ(直径)	H <sub>o1</sub>	1,000	mm	
開口部の幅	W <sub>o1</sub>	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 <sub>o2</sub>	0	mm	
底からの落差	Y <sub>o2</sub>	1,600	mm	
開口部の高さ(直径)	H <sub>o2</sub>	750	mm	
開口部の幅	W <sub>o2</sub>	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 <sub>o3</sub>	0	mm	
底からの落差	Y <sub>o3</sub>	1,200	mm	
開口部の高さ(直径)	H <sub>o3</sub>	500	mm	
開口部の幅	W <sub>o3</sub>	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 <sub>o4</sub>	0	mm	
底からの落差	Y <sub>o4</sub>	1,200	mm	
開口部の高さ(直径)	H <sub>o4</sub>	500	mm	
開口部の幅	W <sub>o4</sub>	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 <sub>D</sub>	0.300	m	
ステップ幅	X <sub>1</sub>	1.200	m	
法幅	X <sub>2</sub>	0.500	m	
法高	H <sub>0</sub>	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<sub>z</sub>)

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 <sub>h0</sub>	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 <sub>G</sub>	T <sub>G</sub> <0.2	0.2≦T <sub>G</sub> <0.6	0.6≦T <sub>G</sub>

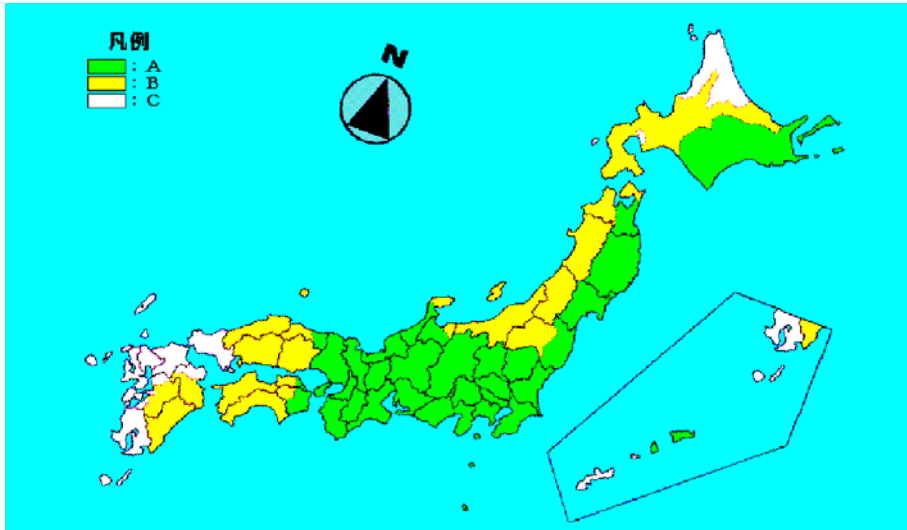


図1.6.1 地域別補正係数

地域別補正係数 (c<sub>z</sub>) 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<sub>z</sub>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<sub>G</sub>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<sub>G</sub> : 地盤の特性値 (s)

H<sub>i</sub> : i番目の地層の厚さ (m)

V<sub>si</sub> : 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<sub>si</sub> = 100N<sub>i</sub><sup>1/3</sup> (1≦N<sub>i</sub>≦25)

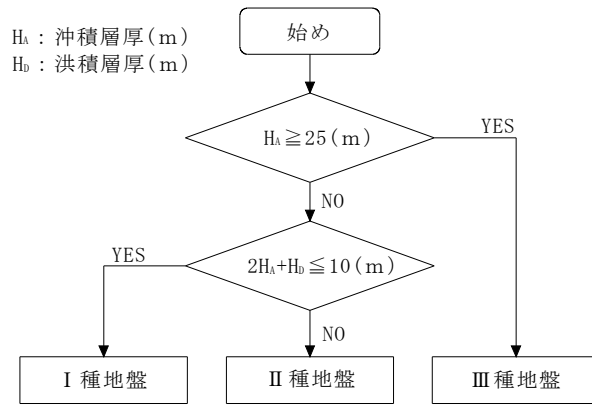
砂質土層の場合 V<sub>si</sub> = 80N<sub>i</sub><sup>1/3</sup> (1≦N<sub>i</sub>≦50)

N<sub>i</sub> : 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<sub>G</sub>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 ( $K_v=0$ 、 $K_h=0$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )
- $P_{ae}$  : 地震時主働土圧強度 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\theta_0$  : 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
- $\theta$  : 壁背面の傾斜角 ( $^\circ$ )
- $\iota$  : 壁背面土の傾斜角 ( $^\circ$ )
- $\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
- $\delta$  : 壁背面又は仮想背面と土との摩擦角 ( $^\circ$ )
- $q$  : 載荷重強度 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $h$  : 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 >

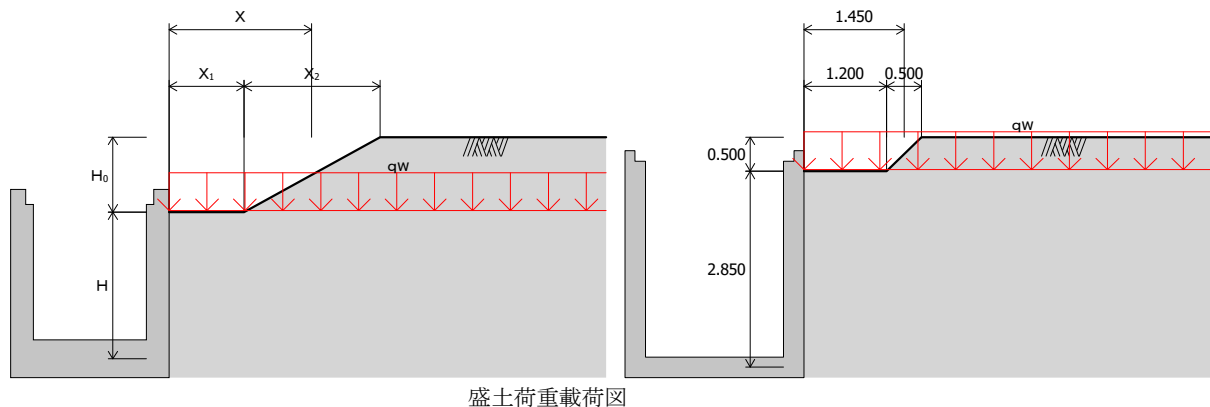
$$\cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) = 0.966$$

< 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 <sup>2</sup>	$\gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w$

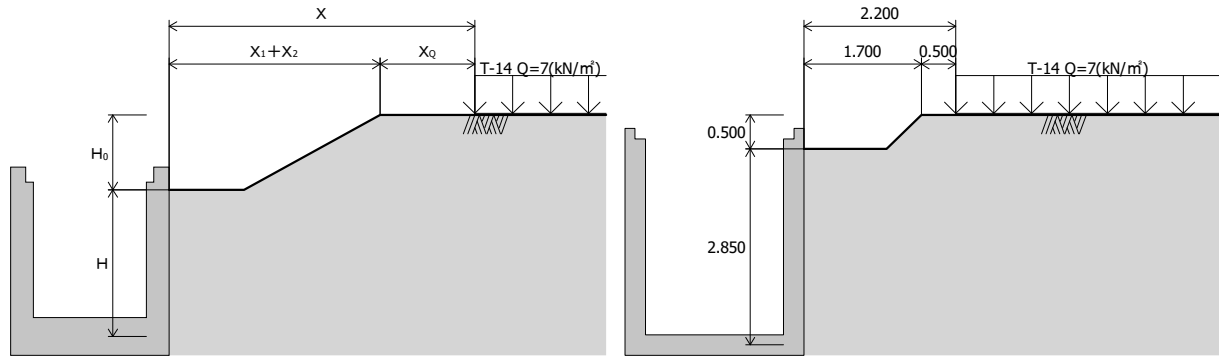
$$\begin{aligned} \text{仮想距離 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} / 2 = 1.200 + 0.500 / 2 \\ &= 1.450 \end{aligned}$$

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

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

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

## 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	$X_q$	0.500	m	
等分布荷重	$Q$	7.000	kN/m <sup>2</sup>	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	$q_q$	3.059	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

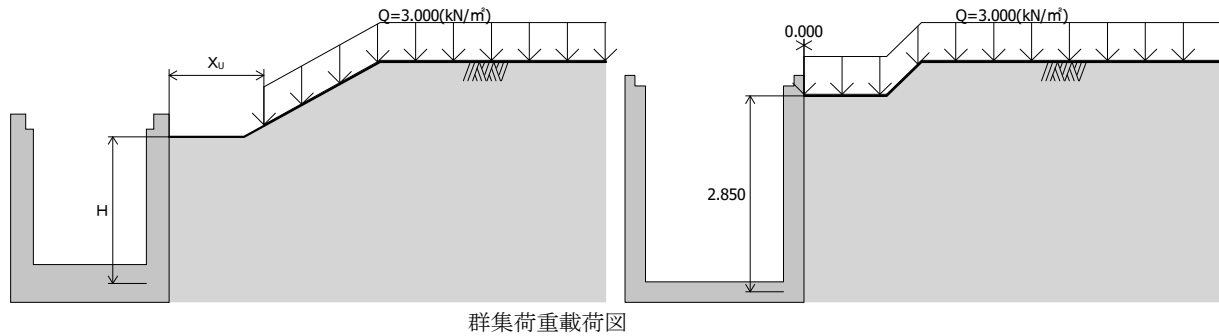
$$\begin{aligned} \text{荷重作用位置 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} + \text{法肩からの距離} = 1.200 + 0.500 + 0.500 \\ &= 2.200 \end{aligned}$$

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

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

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

## 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 <sup>2</sup>	
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 <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

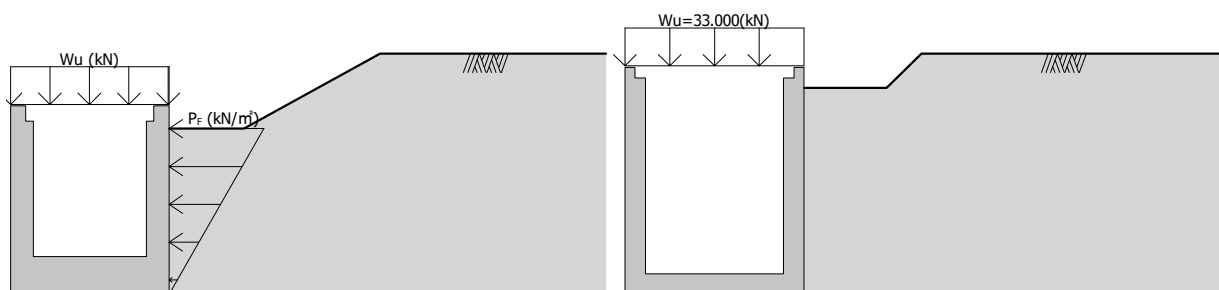
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

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

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

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

## 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 <sup>3</sup> )
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 <sup>2</sup>	

### 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 (m<sup>3</sup>)  
 $A_o$  : 開口部面積 (m<sup>2</sup>)

・ 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 <sup>2</sup> )	壁厚 $T_u$ (m)	体積 $V_o$ (m <sup>3</sup> )	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

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

・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 <sup>2</sup>	$B_{bo} \cdot D_{bo}$

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

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/㎡)  
 $\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量 (kN/㎡)  
 $\gamma_2$  : 根入れ部分の土の平均単位重量 (kN/㎡)  
 $\alpha$ 、 $\beta$  : 基礎の形状係数  
 $N_c$ 、 $N_r$ 、 $N_q$  : 支持力係数、内部摩擦角  $\phi$  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

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

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

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

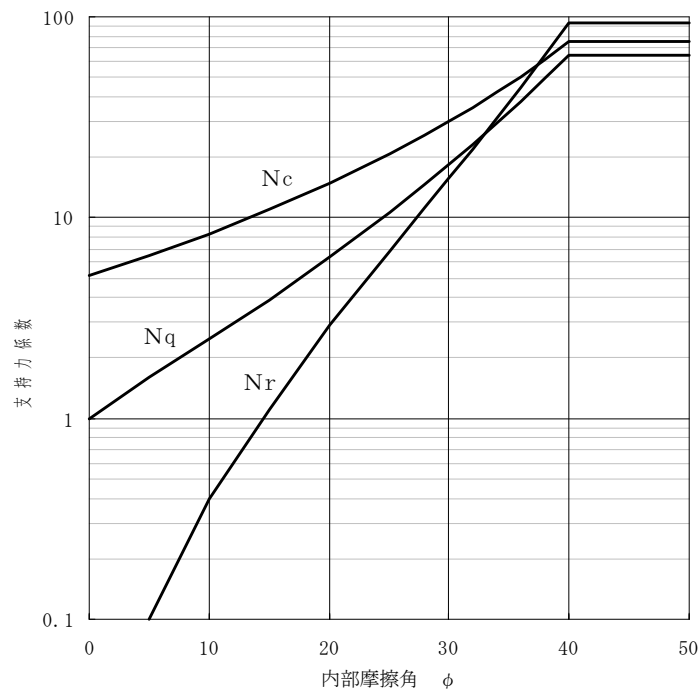
- ・支持力係数

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

$\phi$  : 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

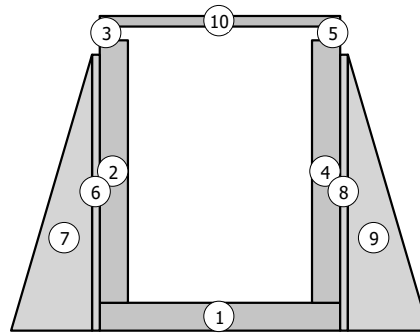
常時においては基礎底面に水平力が生じていないため、荷重傾斜に対する補正係数は考慮しない。

$$i_c = i_q = i_r = 1.000$$

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



D

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 <sub>x</sub> (kN・m) Δ X・V	M <sub>y</sub> (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 B<sub>0</sub> : 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 <sub>f</sub>	3.000	m	
地 盤 の 粘 着 力	C <sub>1</sub>	0.000	kN/m <sup>2</sup>	
土 の 内 部 摩 擦 角	φ <sub>1</sub>	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 <sub>c</sub>	30.1		
支持力係数	N <sub>r</sub>	15.7		
支持力係数	N <sub>q</sub>	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	$\gamma_1$	9.000	kN/m <sup>3</sup>	
〃 より上の単位体積重量	$\gamma_2$	12.600	kN/m <sup>3</sup>	
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	$\eta$	1.000		
地盤の許容支持力度	$q_a$	268.578	kN/m <sup>2</sup>	

・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	$\gamma_1$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
〃 より上の単位体積重量	$\gamma_2$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
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	$\eta$	0.727		
地盤の許容支持力度	$q_{Ea}$	633.475	kN/m <sup>2</sup>	

・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/m<sup>3</sup>)」

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 <sup>2</sup> )	——	——	
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 <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	外側最大		地震時外側大	
		要否	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	要否	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
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/m<sup>2</sup>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 <sub>s</sub>	m	2.850	2.700	
	水 中	H <sub>ws</sub>	m	0.000	0.000	地下水を考慮しない
	外 水 位	H <sub>wo</sub>	m	0.000	0.000	地下水を考慮しない
内 水 位	H <sub>wi</sub>	m	0.000	0.000	内水位を考慮しない	
土 圧	水中外	P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	15.236	14.434	
	水 中	P <sub>ws</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
	土圧(水平)計	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	14.317	13.564	
外 水 圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000		
内 水 圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	8.081		
土 圧 係 数	K <sub>A</sub>		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 <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	2.850	2.700	
	水中	H <sub>ws</sub>	0.000	0.000	地下水を考慮しない
外水位	H <sub>wo</sub>	m	0.000	0.000	地下水を考慮しない
内水位	H <sub>wi</sub>	m	0.000	0.000	内水位を考慮しない
土圧	水中外	P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	20.879	19.780
	水中	P <sub>ws</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000
	土圧(水平)計	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	20.168	19.106
外水圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
内水圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	5.022		
土圧係数	K <sub>AE</sub>		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 <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	11.341	10.744	
	D面慣性強度	$w_{Dew}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	————		
	D面動水圧強度	$p_{Dew}$	kN/m <sup>2</sup>	————		

### 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 <sup>2</sup>	14.317	20.168	
	外水圧	$P_{wo}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
	内水圧	$P_{wi}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
	載荷重	$P_q$	kN/m <sup>2</sup>	2.255	1.974	
	等変分布計		kN/m <sup>2</sup>	14.317	20.168	
	等分布計		kN/m <sup>2</sup>	2.255	1.974	
	合 計		kN/m <sup>2</sup>	16.572	22.142	
側壁付根	土 圧	$P_{ah}$	kN/m <sup>2</sup>	13.564	19.106	
	外水圧	$P_{wo}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
	内水圧	$P_{wi}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
	載荷重	$P_q$	kN/m <sup>2</sup>	2.255	1.974	
	等変分布計		kN/m <sup>2</sup>	13.564	19.106	
	等分布計		kN/m <sup>2</sup>	2.255	1.974	
	合 計		kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	8.081	5.022
強度	水中外	$P_{a1}$	kN/m <sup>2</sup>	15.236	20.879
	水中	$P_{a2}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sub>A</sub> )			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)  
 X<sub>0</sub> : 合力の作用位置 (m)  
 ΣV : 全鉛直力 (kN)  
 ΣM<sub>x</sub> : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)  
 ΣM<sub>y</sub> : 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 <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	
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 <sub>A</sub>	kN	320.945	302.321	
地盤反力(等分布)	W <sub>R</sub>	kN/m <sup>2</sup>	60.670	34.041	
地盤反力(等変化)	W <sub>T</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	46.217	

## 8. 応力解析（側壁）

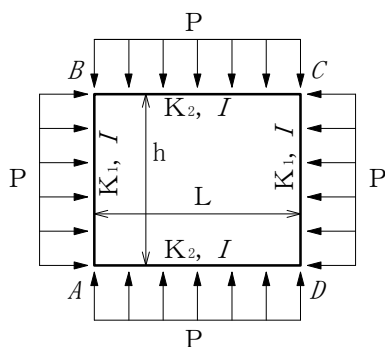
### 8.1 水平応力解析式について

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ものとして、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 (m<sup>4</sup>)  
 $L, h$  : 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、 $\theta_A$  と  $\theta_B$  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  $\theta_A$  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。

$\theta_A$  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 $\theta_A$ 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。

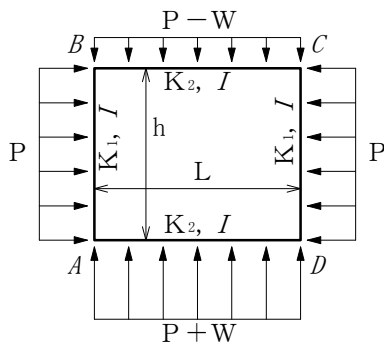
$$M_L = \frac{1}{24} (-2k^2 + 2k + 1) P \cdot L^2$$

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

## 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。

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

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

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

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

$\theta_A$ 、 $\theta_B$  : 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  $\theta_A$ 、 $\theta_B$  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。

$\theta_A$ 、 $\theta_B$  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  $\chi$  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/m<sup>2</sup>)  
 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）

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

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

$$k_2 = (b_2 + t_2) / (d_2 + t_2) = (2,000 + 300) / (2,000 + 300) = 1.00000$$

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

・外側最大

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

・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

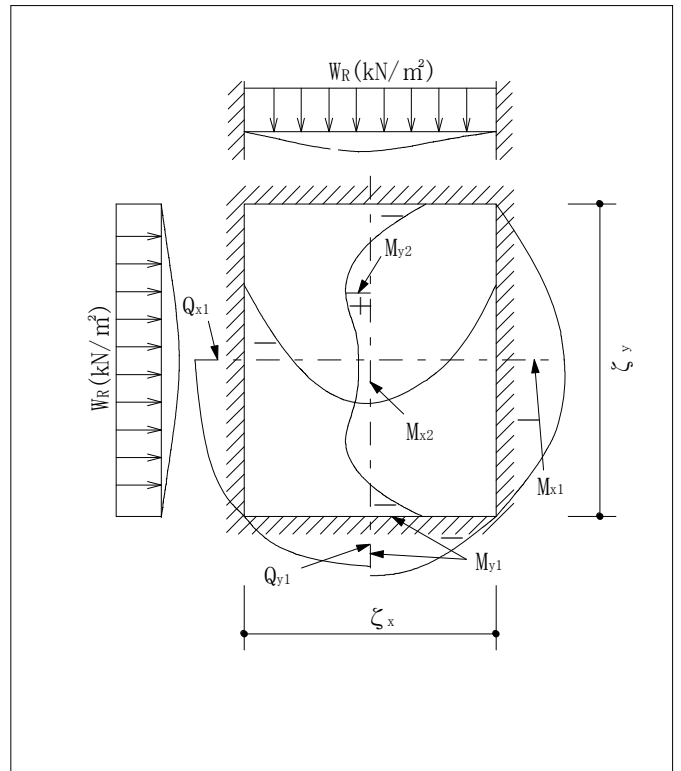
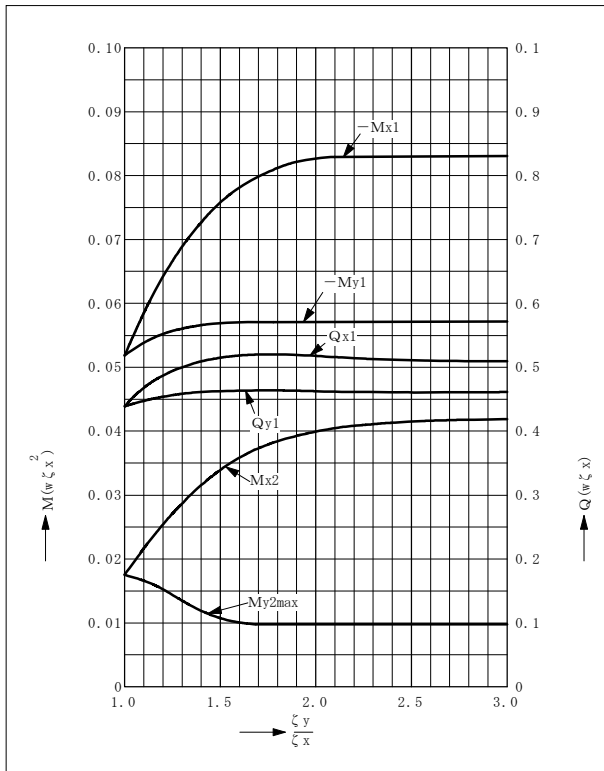
## 9. 応力解析（底版）

### 9.1 四辺固定スラブについて

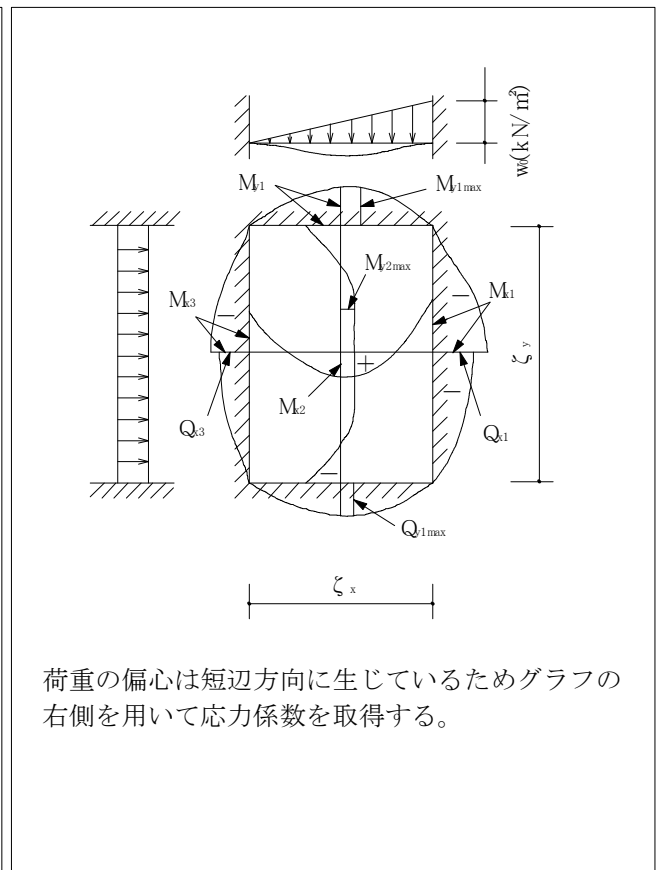
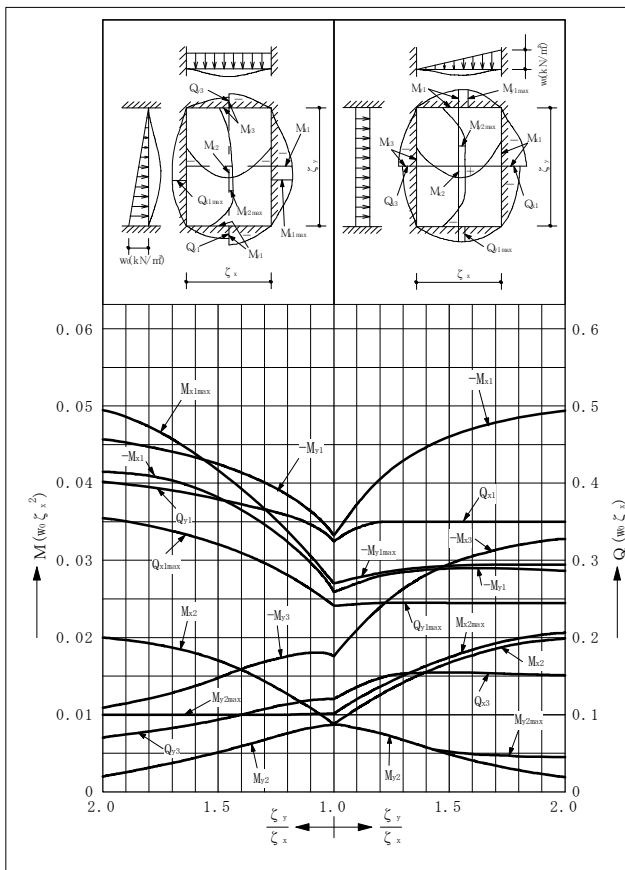
集水桝の構造上、底版に関しては「四辺固定等分布スラブ」と考えることが出来る。

底版の短辺を $\zeta_x$ 長辺を $\zeta_y$ 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/m<sup>2</sup>)  
 $W_T$  : 土圧、等変化荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\zeta_x$  : 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）

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

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

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

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

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

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

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

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

## 9.4 底版の応力計算（地震時外側大）

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

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

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

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

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

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

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

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

## 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
	$M_{y2\max}$	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	$\sigma_{ca}$	8.00	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容せん断応力度	$\tau_a$	0.23	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容付着応力度	$\tau_{0a}$	1.60	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{Eca}$	12.00	N/mm <sup>2</sup>	常時の1.5倍を採用
地震時許容せん断応力度	$\tau_{Ea}$	0.35	N/mm <sup>2</sup>	常時の1.5倍を採用
地震時許容付着応力度	$\tau_{E0a}$	2.40	N/mm <sup>2</sup>	常時の1.5倍を採用
常時許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	160.0	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	180.0	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容引張応力度	$\sigma_{Esa}$	240.0	N/mm <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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)			内側	60	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)			内側	60	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		

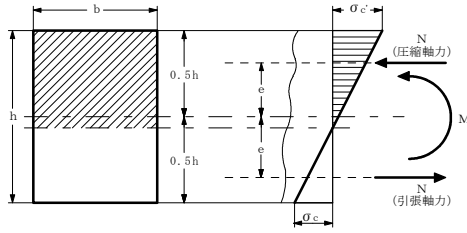
※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

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

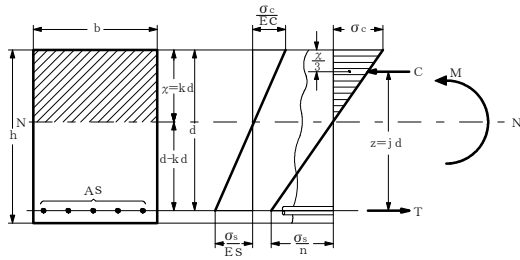


$$\sigma_c' = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad (\text{軸力を考慮しない場合 } N=0.0)$$

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

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

### 12.2 単鉄筋公式 (軸力考慮無し)



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

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

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

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

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

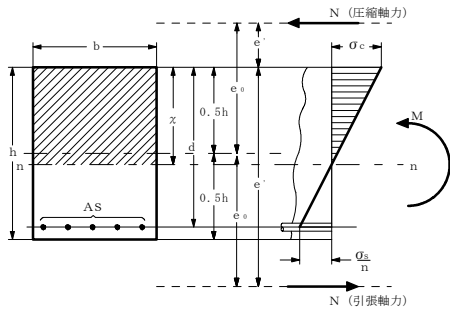
$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

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

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)



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

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

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

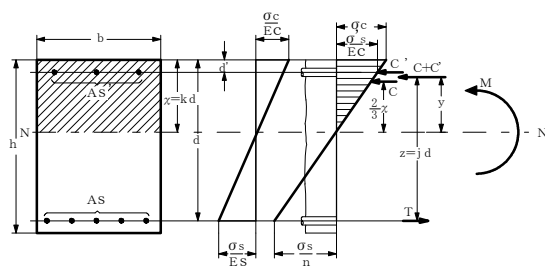
$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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

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

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  $\tau_a$  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  $\chi$  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  $\chi$  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、 $\chi$  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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s'</sub>	mm <sup>2</sup>							
	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 <sub>c</sub>								
	Nの中心からの距離	e <sub>0</sub>	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 <sub>e</sub>			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C <sub>pt</sub>			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C <sub>N</sub> 算出用モーメント	M <sub>0</sub>	kN・m		0.953	0.953	0.953	0.953	0.953	0.953
Nによる補正係数	C <sub>N</sub>			1.261	1.000	1.261	1.000	1.000	1.000	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00 (12.00)	0.449	1.201	0.449	1.201	0.305	0.305
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.00 (240.00)	6.782	44.426	6.782	44.426	3.467	3.467
	圧縮応力度	σ <sub>s'</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>		0.000	0.079	0.000	0.079	0.059	0.059
	許容せん断応力度	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23 (0.35)	0.478	0.293	0.478	0.293	0.293	0.293
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
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<sub>a</sub>は、基本値に補正係数C<sub>e</sub>・C<sub>pt</sub>・C<sub>N</sub>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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s'</sub>	mm <sup>2</sup>							
	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 <sub>c</sub>								
	Nの中心からの距離	e <sub>0</sub>	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 <sub>e</sub>			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C <sub>pt</sub>			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C <sub>N</sub> 算出用モーメント	M <sub>0</sub>	kN・m		1.273	1.273	1.273	1.273	1.273	1.273
	Nによる補正係数	C <sub>N</sub>			1.036	1.000	1.036	1.000	1.000	1.000
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00 (12.00)	(4.441)	(2.251)	(4.441)	(2.251)	(0.472)	(0.472)
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.00 (240.00)	(132.983)	(92.379)	(132.983)	(92.379)	(6.790)	(6.790)
	圧縮応力度	σ <sub>s'</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>		(0.000)	(0.160)	(0.000)	(0.160)	(0.119)	(0.119)
	許容せん断応力度	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23 (0.35)	(0.598)	(0.446)	(0.598)	(0.446)	(0.446)	(0.446)
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
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<sub>a</sub>は、基本値に補正係数C<sub>e</sub>・C<sub>pt</sub>・C<sub>N</sub>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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s'</sub>	mm <sup>2</sup>							
	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 <sub>c</sub>								
	Nの中心からの距離	e <sub>0</sub>	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 <sub>e</sub>			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C <sub>pt</sub>			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C <sub>N</sub> 算出用モーメント	M <sub>0</sub>	kN・m		0.910	0.910	0.910	0.910	0.910	0.910
	Nによる補正係数	C <sub>N</sub>			1.261	1.000	1.261	1.000	1.000	1.000
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00 (12.00)	0.428	1.147	0.428	1.147	0.291	0.291
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.00 (240.00)	6.464	42.430	6.464	42.430	3.311	3.311
	圧縮応力度	σ <sub>s'</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>		0.000	0.076	0.000	0.076	0.056	0.056
	許容せん断応力度	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23 (0.35)	0.478	0.293	0.478	0.293	0.293	0.293
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
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<sub>a</sub>は、基本値に補正係数C<sub>e</sub>・C<sub>pt</sub>・C<sub>N</sub>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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		1146	507	1146	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s'</sub>	mm <sup>2</sup>							
	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 <sub>c</sub>								
	Nの中心からの距離	e <sub>0</sub>	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 <sub>e</sub>			1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
	pに関する補正係数	C <sub>pt</sub>			1.178	0.911	1.178	0.911	0.911	0.911
	C <sub>N</sub> 算出用モーメント	M <sub>0</sub>	kN・m		1.212	1.212	1.212	1.212	1.212	1.212
	Nによる補正係数	C <sub>N</sub>			1.036	1.000	1.036	1.000	1.000	1.000
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00 (12.00)	(4.222)	(2.140)	(4.222)	(2.140)	(0.449)	(0.449)
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.00 (240.00)	(126.409)	(87.792)	(126.409)	(87.792)	(6.455)	(6.455)
	圧縮応力度	σ <sub>s'</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>		(0.000)	(0.152)	(0.000)	(0.152)	(0.113)	(0.113)
	許容せん断応力度	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23 (0.35)	(0.598)	(0.446)	(0.598)	(0.446)	(0.446)	(0.446)
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>							
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<sub>a</sub>は、基本値に補正係数C<sub>e</sub>・C<sub>pt</sub>・C<sub>N</sub>を乗じた値とする。



13.5 底 版

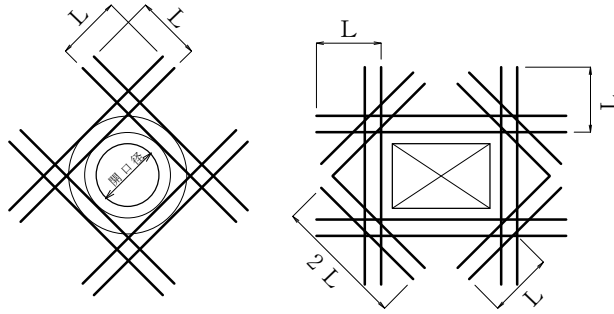
				許容値 (地震時)	外側最大				地震時外側大			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		5.617	5.617	-16.625	-16.625	5.620	5.278	-17.445	-15.929
	せん断力	S	kN		—	—	61.217	61.217	—	—	68.810	59.987
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		300	300	300	300	300	300	300	300
配筋計画	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 <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	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 <sub>c</sub>										
	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 <sub>d</sub>			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 <sub>pt</sub>			0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911
	C <sub>N</sub> 算出用モーメント	M <sub>0</sub>	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 <sub>N</sub>			1.000	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 <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>		—	—	0.255	0.255	—	—	(0.287)	(0.250)
	許容せん断応力度	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	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 <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>									
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<sub>a</sub>は、基本値に補正係数C<sub>d</sub>・C<sub>pt</sub>・C<sub>N</sub>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。

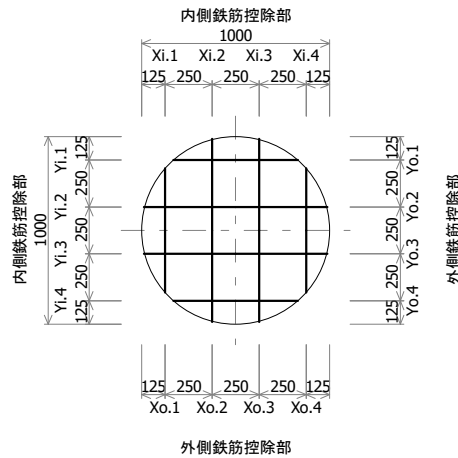


$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi = \frac{160.00}{4 \times 1.60} \times \phi = 25.00 \phi \approx 25 \phi$$

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

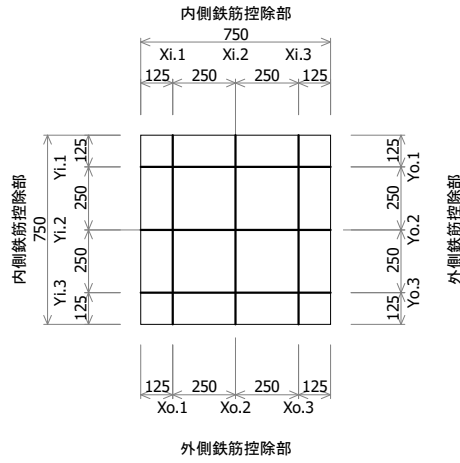
- ここに、
- L : 定着長 (mm)
  - $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{oa}$  : コンクリートの付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\phi$  : 鉄筋径 (mm)
  - L<sub>c</sub> : 切断長 (mm)
  - D<sub>o</sub> : 開口部の直径 (mm)
  - $\chi$  : 開口部中心から鉄筋までの離れ (mm)

### 14.1 B寸法面(前)



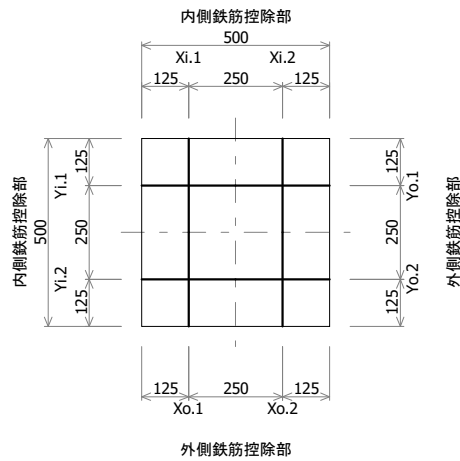
位置	鉄筋径		定着長 L (mm) 25 φ	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm <sup>3</sup> )	切断長 L <sub>c</sub> (mm)						
	呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	4	506.80	661	968	968	661		3258
	横方向	D19	19.10	478	286.50	4	1146.00	661	968	968	661		3258
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	4	506.80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



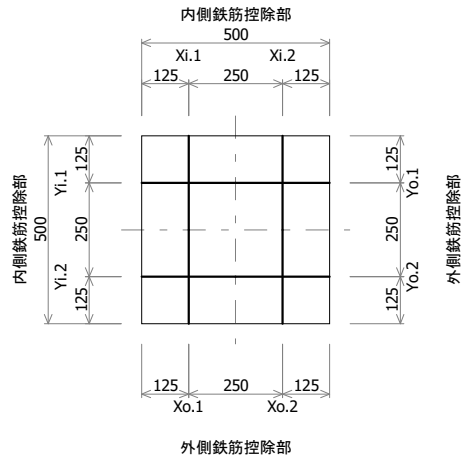
位置	鉄筋径		定着長 L (mm) 25 φ	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm <sup>3</sup> )	切断長 L <sub>c</sub> (mm)						
	呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	3	380.10	750	750	750			2250
	横方向	D19	19.10	478	286.50	3	859.50	750	750	750			2250
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	3	380.10	750	750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

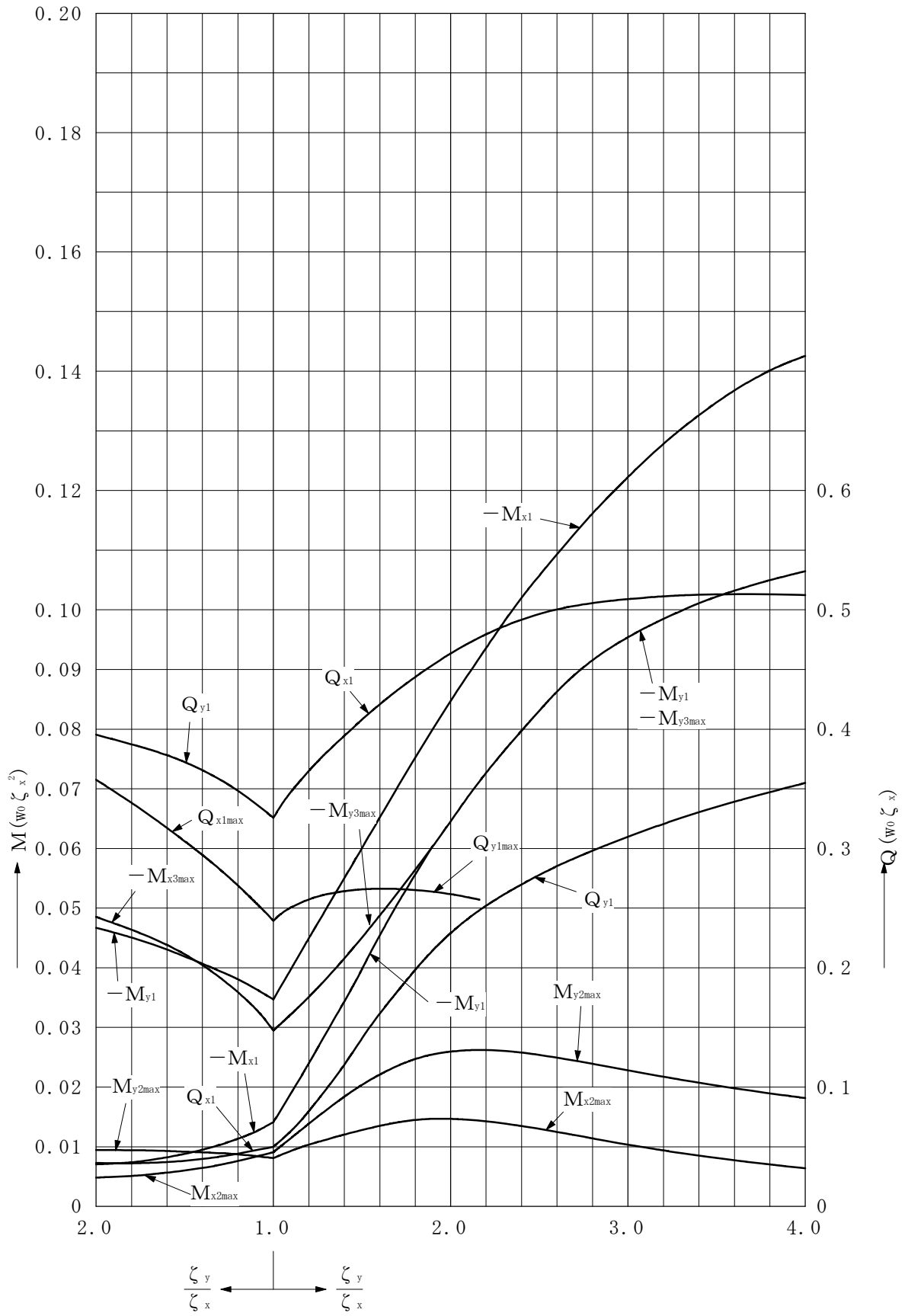
#### 14.4 D寸法面(右)



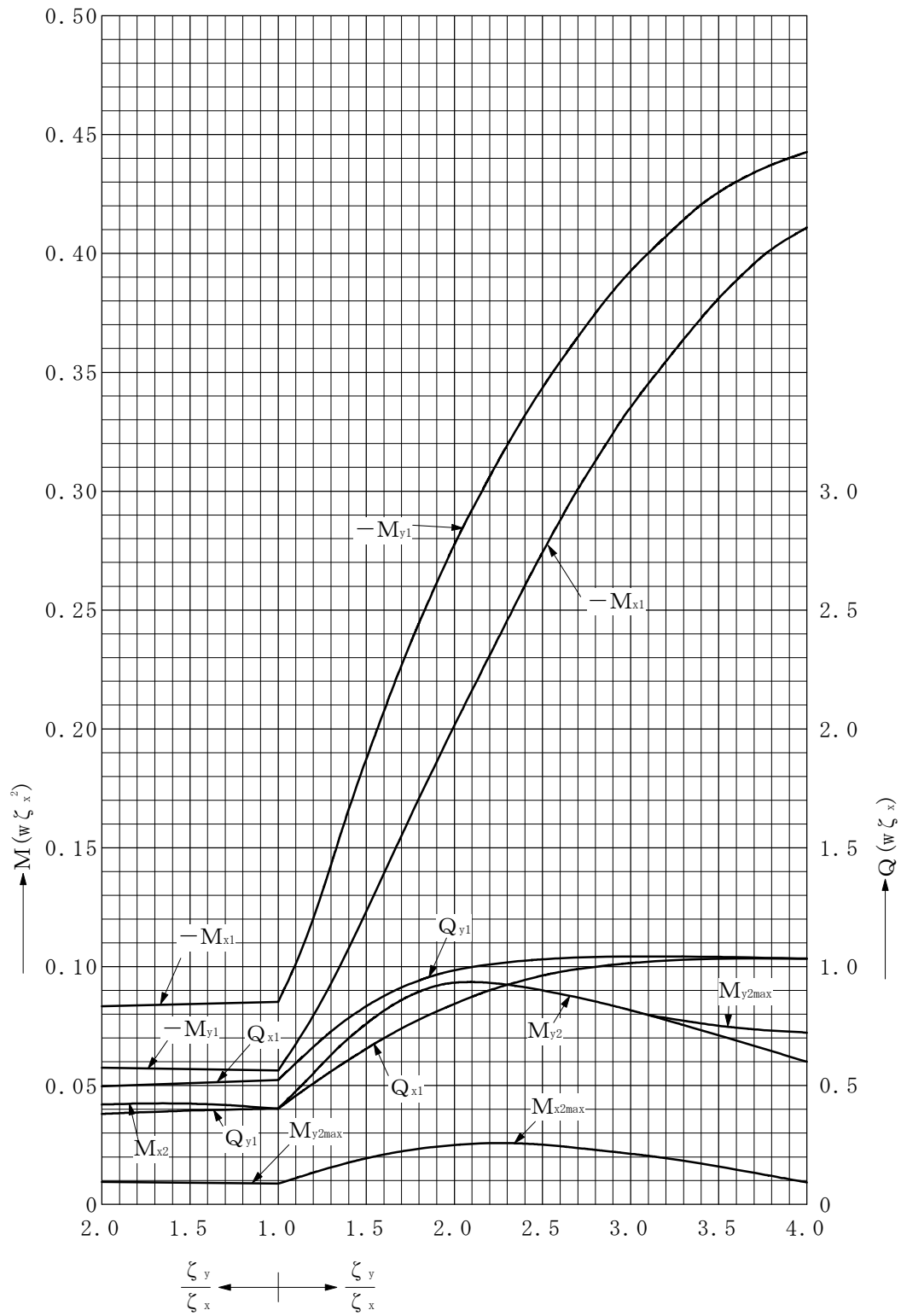
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 25 φ	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm <sup>3</sup> )	切断長 L <sub>c</sub> (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500					1000
	横方向	D19	19.10	478	286.50	2	573.00	500	500					1000
外側	縦方向	D13	12.70	318	126.70	2	253.40	500	500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

# 15 参考資料

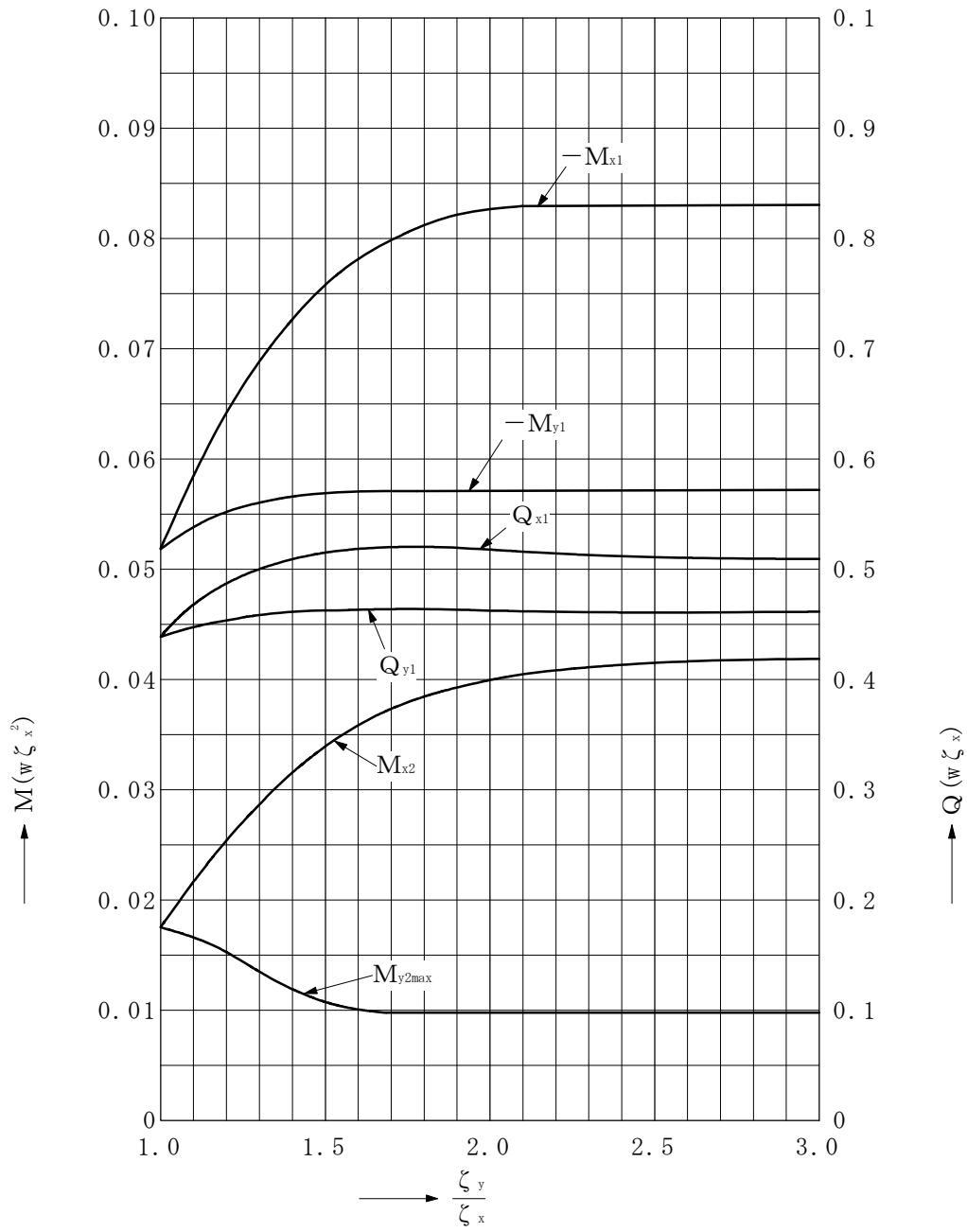
## 15.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



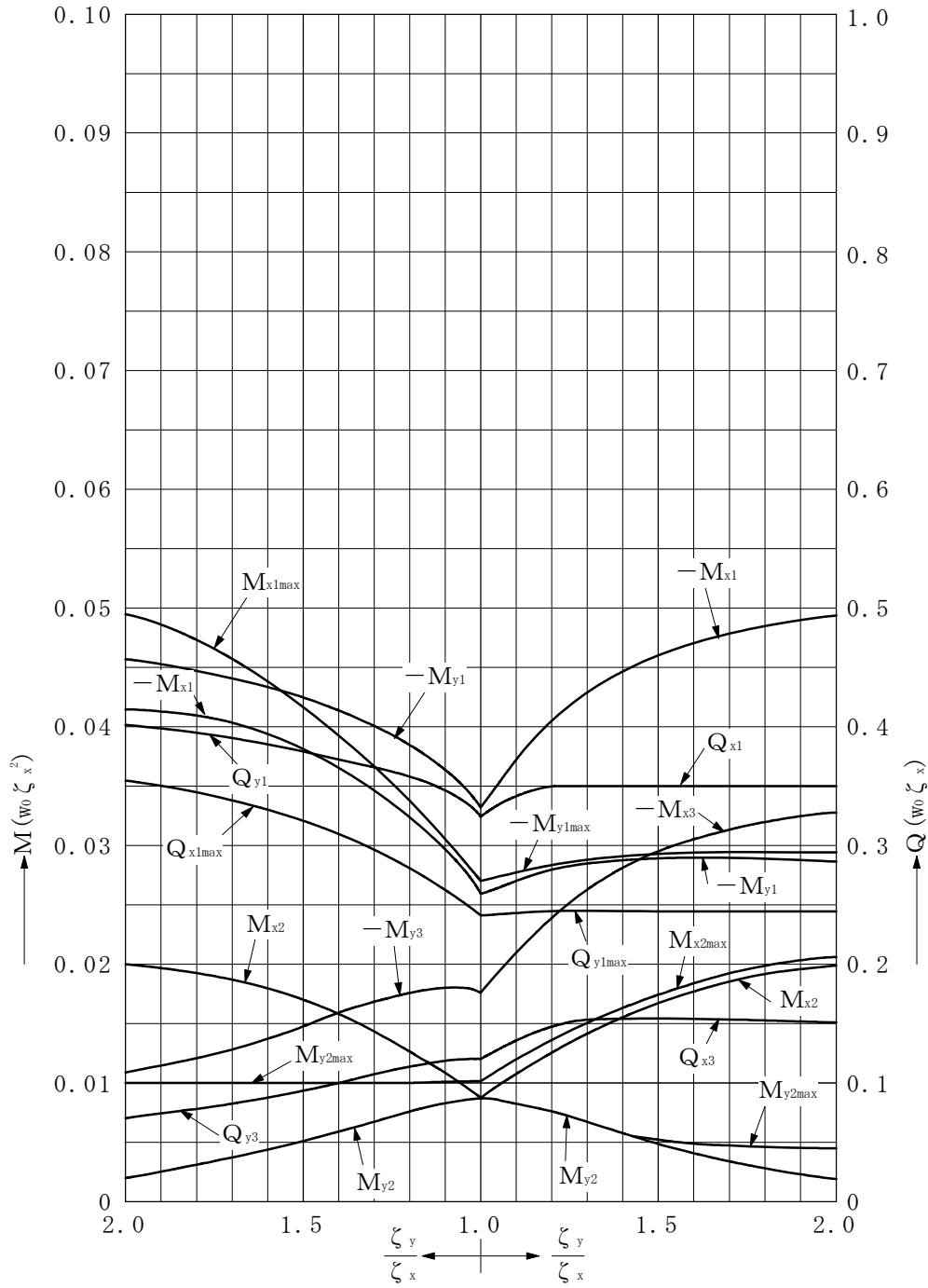
15.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



15.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図



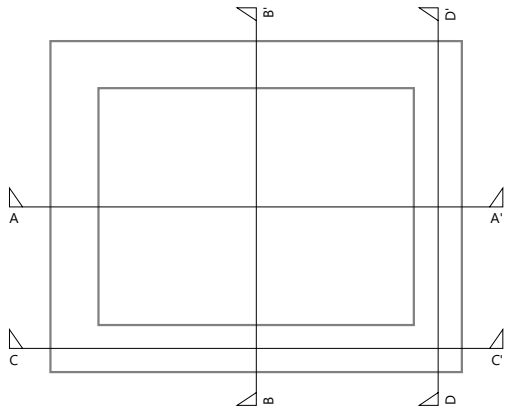
15.4 等変分布荷重時4辺固定スラブの応力図



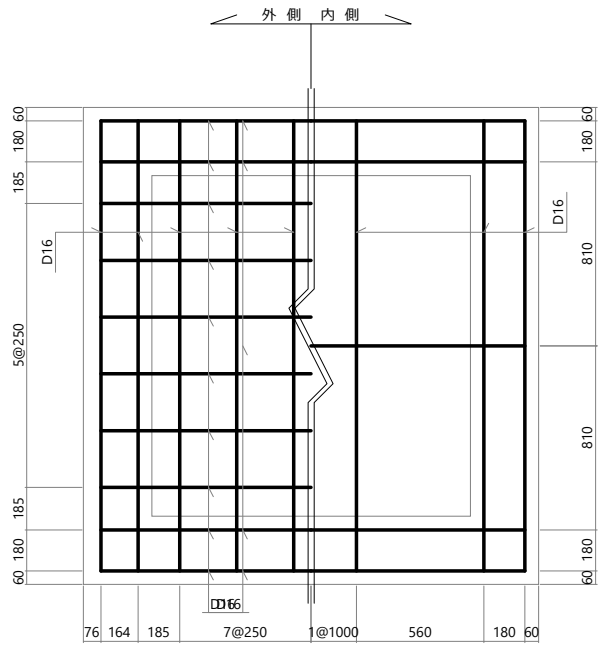


# 14. 配筋計画図

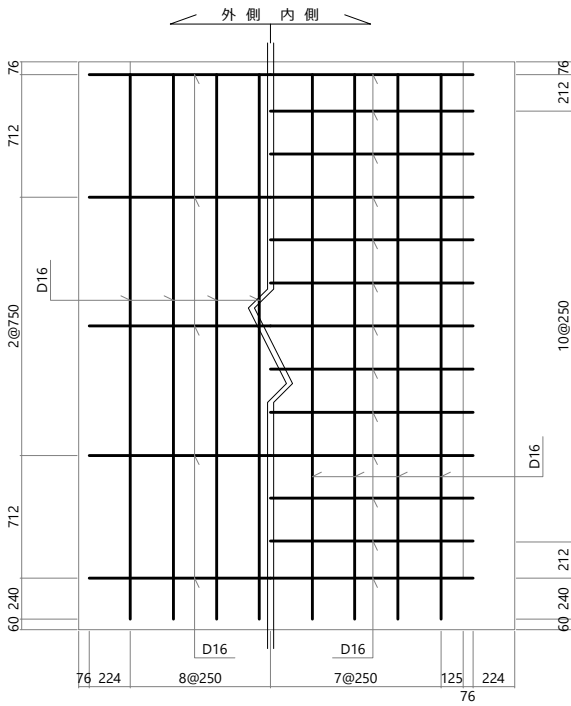
案内図



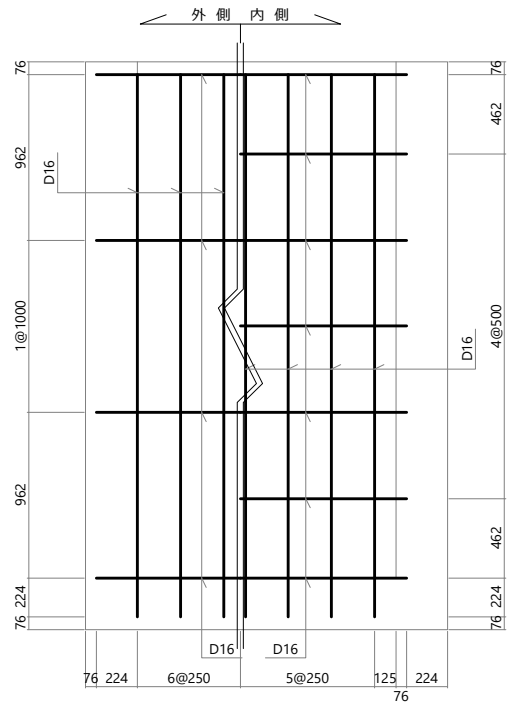
底板図



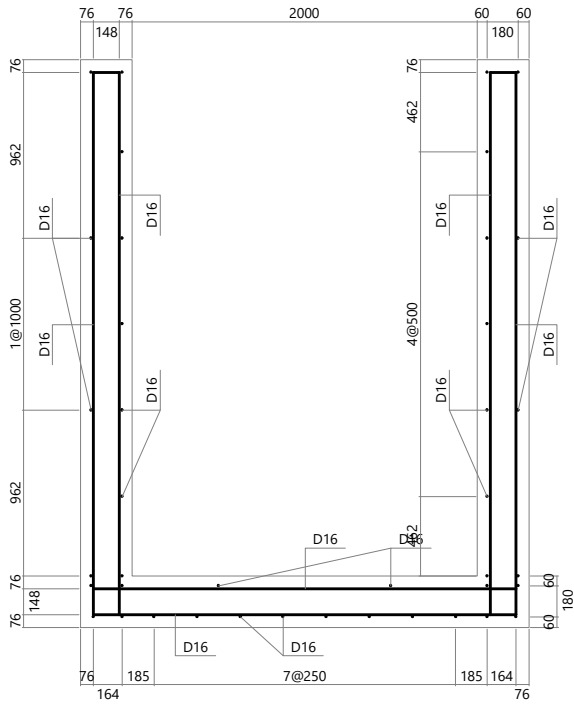
正面図



側面図



断面图 (A-A')



断面图 (B-B')

