

重力式擁壁の検討計算

この重力式擁壁の検討計算プログラムは、一般的な重力式擁壁の安定計算プログラムです。「道路土工・擁壁工指針：日本道路協会」等の解説書によれば、高さ 8 m 以下の擁壁では地震時の検討を省略して良いことになっていますが、この重力式擁壁の検討計算プログラムは、常時と地震時と有りの厳しい条件下を想定して作った安定計算プログラムとなっています。

常時で水位無しの場合の検討計算書は別プログラムで作成してありますのでそちらをご利用下さい。

1. プログラムの内容

- 1) 転倒、滑動、地盤支持力の安定検討。
- 2) 計算ケースは、常時、地震時の2ケース

2. 設計の概略的な条件

- 1) 常時及び地震時の水位あり。
- 2) 土圧はクーロンによる土圧係数を使用。
地震時の水中部分見掛け水平震度は、建設省河川砂防技術基準(案)同解説による。
- 3) 直接基礎。
- 4) 単位はSI単位を使用。

3. 設計計算書の内容

重力式擁壁の設計計算書は以下の項目順序となっています。


- 1) 設計条件
- 2) 安定検討のための躯体自重、土圧、水圧、揚圧力の計算。
- 3) 常時、地震時の安定検討

4. 作業手順

- 1) シート「データ入力」にて、設計条件、構造物形状等データの入力。
- 2) 形状寸法図、荷重図をCADにて別途作図し、シート「計算書作成」に貼付。
- 3) シート「計算書作成」を印刷。

5. データの入力方法

この重力式擁壁検討計算のプログラムで入力するデータは以下の通りです。

なお、 着色部の数値は、手入力します。

(シート「データ入力」)

- 1) 計算書のタイトル。
- 2) 重力式擁壁の構造寸法。
- 3) 土圧係数算出の設計条件。
- 4) 安定のための地盤許容値。
- 5) 単体積重量、過載荷重等設計の条件。
- 6) 水位条件。
- 7) 基礎地盤の条件。
- 8) 支持地盤の許容鉛直支持力の支持力係数。

6. CADによる作図

形状寸法図、荷重図は別途CADにて作図し、シート「計算書作成」に貼付。

7. シート「計算書作成」の説明

計算書の印刷枠は、表示メニュー「改ページプレビュー」にて表示できます。印刷枠より外に以下のコメントがあります。参考にして下さい。

入力データより	: 入力したデータを読み取ります。
先計算結果より	: 計算書内で計算された値を読み取ります。
自動計算	: 数値の中に計算式が組み込まれてあり、自動計算します。
自動条件判定	: 計算書枠外にある変数から、条件判定をし、読み込みます。
条件用変数	: 条件判定用の数値です。(文字変数もあります)
CADにて作図	: CADで別途作図して下さい、プログラムとは別に作成します。

8. 計算書枚数

16枚(目次1枚込み)

9. その他プログラムの使用法について

・画面上で「シート「データ入力）」と「シート「計算書作成(印刷)」の安定計算総括表」をExcelの画面上に並べてデータの入力をすると、計算結果を見て入力値を変えながら検討が出来ます。

画面上での並べ方は、メニューの「ウィンドウ」「新しいウィンドウを開く」で同じデータが開きますから、その後、メニューの「ウィンドウ」「整列」「並べて表示」とします。それからその2画面別々に「シート「データ入力）」と「シート「断面計算(入力と印刷)」を開きます。

10. 印刷方法について

・印刷の際、計算書の順番は、別フォルダー「計算書のPDF & DW」の中に、以下の2つのファイルが入っていますので、参考にして下さい。

PDFファイル

使用説明、データ入力、断面計算、計算書作成の全てのシートが順番に入っています。

DWファイル

DocuWorks ファイルです。計算書作成と断面計算を、提出できる形に順番に並べています、成果品提出の際は参考にして下さい。

入力データ

計算書タイトル

重力式擁壁の安定計算

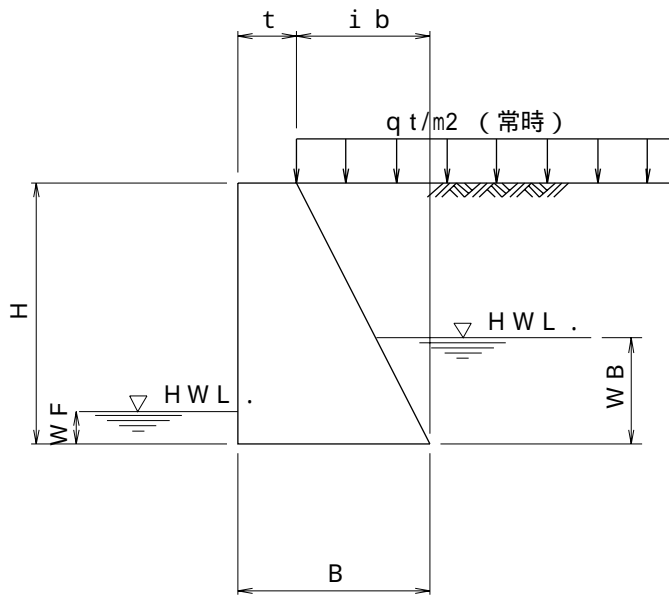
構造寸法

縦壁

高さ	H =	1.600 m
天端厚さ	t =	0.350 m
前傾斜下端寸法	if =	0.000 m
後傾斜下端寸法	ib =	0.800 m
全幅(自動計算)	B = (1.150)

奥行き長

1.000 m



土圧係数の算出

内部摩擦角(度)	=	30.0 °
地表面と水平面のなす角(度)	(=	0.0 °)
壁背面と鉛直面のなす角(度)	(=	26.6 °)
土圧作用面の壁面摩擦角(度)		
常時(土とコンクリート)	=	10 °
地震時(土とコンクリート)	e =	0 °

許容値

滑動	(常時)	FA =	1.5
	(地震時)	FA' =	1.2
地盤の支持力	(常時)	QA =	300 kN/m ²
	(地震時)	QA' =	450 kN/m ²

設計水平震度	Kh	Kh =	0.16
単位体積重量	コンクリート	c =	23.00 kN/m ³
	土(大気中)	s =	18.00 kN/m ³
	(飽和状態)		20.00 kN/m ³
	(水中)	sw =	9.00 kN/m ³
	水	w =	9.80 kN/m ³

裏込土	内部摩擦角(度)	=	30.000 °
	勾配(水平:999999)	1 :	9999999

地下水位	常時(底版下面より)	WB1 =	0.330 m
	(壁上端より)	(1.270 m)
地震時(底版下面より)	WB2 =	0.000 m	
	(壁上端より)	(1.600 m)
前肢水位	常時(底版下面より)	WF1 =	0.000 m
	地震時(底版下面より)	WF2 =	0.000 m

(水位差)

常時	WB1' = (0.330 m)
地震時	WB2' = (0.000 m)

上載荷重	強度(常時)	q =	10.00 kN/m ²
	分布幅(天端後端 ~ 後し端)	l =	0.800 m

基礎地盤

支持地盤

単位体積重量(地下水位以下は水中単位重)	1 =	20.000	kN/m ³
内部摩擦角(度)	=	45.000	°
基礎底面との粘着力	C =	0.000	kN/m ²
基礎底面との摩擦係数(手入力による決定)	μ =	0.700	優先値
(計算による参考値tan B)	=	0.577)
支持地盤への根入れ深さ	Df' =	0.000	m
基礎の形状係数	=	1.0	
	=	1.0	

根入れ地盤

単位体積重量(地下水位以下は水中単位重)	2 =	18.000	kN/m ³
地盤の粘着力	C =	0.000	kN/m ²
有効根入れ深さ	Df =	0.000	m

支持地盤の許容鉛直支持力の安全率

常時	a =	3
地震時	a =	2

支持地盤の許容鉛直支持力の支持力係数

(道路橋示方書・同解説(下部構造編)の表による。)

常時	(Hb / V =	0.306) 数値は自動計算されたものです、触らないように。
	Nc =	72.0	上記「Hb/V」より、支持力係数を求めるグラフより決定。
	Nq =	70.0	上記「Hb/V」より、支持力係数を求めるグラフより決定。
	Nr =	80.0	上記「Hb/V」より、支持力係数を求めるグラフより決定。
地震時	(Hb / V =	0.443) 数値は自動計算されたものです、触らないように。
	Nc =	40.0	上記「Hb/V」より、支持力係数を求めるグラフより決定。
	Nq =	50.0	上記「Hb/V」より、支持力係数を求めるグラフより決定。
	Nr =	40.0	上記「Hb/V」より、支持力係数を求めるグラフより決定。

重力式擁壁の安定計算

目 次

1. 設計条件	- - - - -
2. 形状寸法図	- - - - -
3. 荷重の組合わせ	- - - - -
4. 荷重の計算	- - - - -
4.1 躯体及び土砂の荷重計算	- - - - -
1) 躯体自重 及び 重心位置	- - - - -
2) 裏込め土重量 及び 重心位置	- - - - -
4.2 過載荷重強度	- - - - -
4.3 土圧の計算	- - - - -
1) 主働土圧係数の計算	- - - - -
2) 土圧強度の計算	- - - - -
4.4 水圧の計算	- - - - -
4.5 揚圧力の計算	- - - - -
5. 安定の検討	- - - - -
5.1 ケース1. 常時	- - - - -
1) 作用力の集計	- - - - -
2) 安定の照査	- - - - -
5.2 ケース2. 地震時	- - - - -
1) 作用力の集計	- - - - -
2) 安定の照査	- - - - -
6. 支持地盤の許容鉛直力	- - - - -
7. 安定計算総括表	- - - - -

1. 設計条件

本設計に使用する設計条件は、以下のとおりである。

1) 材料の単位体積重量

鉄筋コンクリート		$c =$	23.00 kN/m ³
裏込土	(大気中)	$s =$	18.0 kN/m ³
	(飽和状態)	$=$	20.0 kN/m ³
	(水中)	$sw =$	9.0 kN/m ³
水		$w =$	9.8 kN/m ³

2) 設計水平震度

$$KH = 0.160$$

3) 水位

壁背面(地下水位)

$$\text{常時} \quad WB1 = 0.330 \text{ m}$$

$$\text{地震時} \quad WB2 = 0.000 \text{ m}$$

壁前面(水位)

$$\text{常時} \quad WF1 = 0.000 \text{ m}$$

$$\text{地震時} \quad WF2 = 0.000 \text{ m}$$

4) 上載荷重

$$\text{常時} \quad q = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

5) 基礎の設計条件

支持地盤

$$\text{単位体積重量} \quad 1 = 20.000 \text{ kN/m}^3$$

(地下水位以下は水中単位重量)

$$\text{内部摩擦角(度)} \quad = 45.0^\circ$$

$$\text{基礎底面との粘着力} \quad C = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{基礎底面との摩擦係数} \quad \tan B = 0.700$$

$$\text{支持地盤への根入れ深さ} \quad Df' = 0.000 \text{ m}$$

根入れ地盤

$$\text{単位体積重量} \quad 2 = 18.000 \text{ kN/m}^3$$

(地下水位以下は水中単位重量)

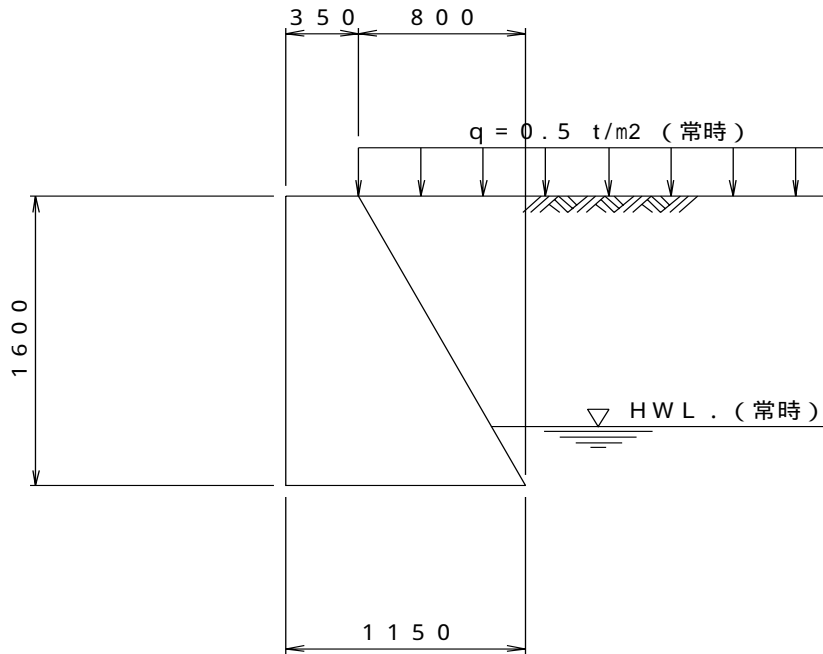
$$\text{地盤の粘着力} \quad C = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{有効根入れ深さ} \quad Df = 0.000 \text{ m}$$

準拠示方書及び参考文献

建設省河川砂防技術基準(案)	日本河川協会
設計便覧(案)河川編	近畿地建
道路橋示方書・同解説(下部構造編)	日本道路協会
道路土工・擁壁工指針	日本道路協会

2. 形状寸法図



3. 荷重の組合せ

ケース. 1 (常時 + 浮力)

荷重組合せ

躯体自重
載土荷重
過載荷重
土圧
浮力

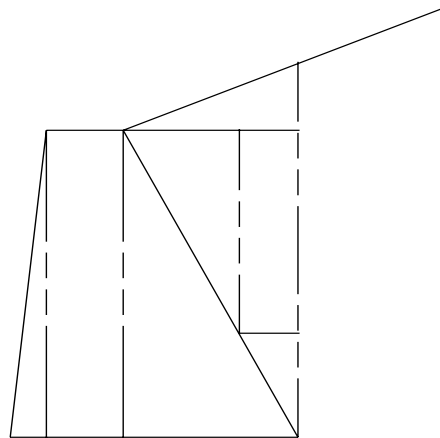
ケース. 2 (地震時 + 浮力)

荷重組合せ

躯体自重
載土荷重
土圧
地震力
浮力

4. 荷重の計算

4.1 躯体及び土砂の荷重計算



1) 躯体自重 及び 重心位置

	b(m)	h(m)	L(m)	c	Nc(kN)	x(m)	y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
	0.350 *	1.600	* 1.000 *	23	12.880	0.175	0.800	2.254	10.304
	0.000 *	1.600 / 2 *	1.000 *	23	0.000	0.000	0.533	0.000	0.000
	0.800 *	1.600 / 2 *	1.000 *	23	14.720	0.617	0.533	9.082	7.846
					27.600			11.336	18.150

鉛直力 $N_{cv} = 27.600 \text{ kN}$
地震時水平力 $N_{ch} = N_c * 0.16 = 4.416 \text{ kN}$
作用点(水平距離) $X = M_x / N = 0.411 \text{ m}$
(鉛直距離) $y = M_y / N = 0.658 \text{ m}$

2) 裏込め土重量 及び 重心位置

ケース1. 常時

	b(m)	h(m)	L(m)	c	Ns1(kN)	x(m)	y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
	0.800 *	0.000 / 2 *	1.000 *	18.00	0.000	0.883	1.600	0.000	0.000
	0.635 *	1.270 / 2 *	1.000 *	18.00	7.258	0.773	1.177	5.610	8.543
	0.165 *	1.270	* 1.000 *	18.00	3.772	1.068	0.965	4.028	3.640
	0.165 *	0.330 / 2 *	1.000 *	20.00	0.545	1.095	0.220	0.597	0.120
					11.575			10.235	12.303

鉛直力 $N_{s1} = 11.575 \text{ kN}$
作用点(水平距離) $X = M_x / N = 0.884 \text{ m}$
(鉛直距離) $y = M_y / N = 1.063 \text{ m}$

ケース2 . 地震時

	b(m)	h(m)	L(m)	c	Ns2(kN)	x(m)	y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
	0.800 *	0.000 / 2 *	1.000 *	18.00	0.000	0.883	1.600	0.000	0.000
	0.800 *	1.600 / 2 *	1.000 *	18.00	11.520	0.883	1.067	10.172	12.292
	0.000 *	1.600	* 1.000 *	18.00	0.000	1.150	0.800	0.000	0.000
	0.000 *	0.000 / 2 *	1.000 *	20.00	0.000	1.150	0.000	0.000	0.000
					11.520			10.172	12.292

鉛直力 $N_{s2} = 11.520 \text{ kN}$
地震時水平力 $N_{sh} = N_{s2} * 0.16 = 1.843 \text{ kN}$
作用点(水平距離) $X = M_x / N = 0.883 \text{ m}$
(鉛直距離) $y = M_y / N = 1.067 \text{ m}$

4.2 過載荷重強度

ケース1 . 常時

分布幅 $W_q = 0.800 \text{ m}$
擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$
荷重強度 $q = 10.000 \text{ kN/m}^2$

過載荷重強度

$Q = q * W_q * L = 8.000 \text{ kN}$
作用点(水平距離) $X = 0.750 \text{ m}$

4.3 土圧の計算

1) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角(度)	=	30.0 °
地表面と水平面とのなす角(度)	=	0.0 °
壁背面と鉛直面のなす角(度)	=	26.6 °
壁背面と土との間の壁面摩擦角(度)		
常時(土とコンクリート)	1 =	10.0 °
地震時(土とコンクリート)	e1 =	0.0 °
$\theta = \tan^{-1} \cdot Kh$	(Kh = 0.16)	
=		9.1 °

ただし、常時において $\theta < 0$ のときは、

$$\sin(\theta) = 0$$

地震時において $\theta < 0$ のときは、

$$\sin(\theta) = 0$$

とする。(道示、共通編及び耐震設計編より)

$$\theta = 30.0^\circ > 0$$

$$\theta - 0 = 20.9^\circ > 0$$

ケース1. 常時

主働土圧係数

(土とコンクリート)

$$Ka1 = 0.557$$

ケース2. 地震時

・大気中部分

(土とコンクリート)

$$Kea1 = 0.690$$

・水中部分

みかけの水平震度 KH'

$$KH' = (s \cdot h + sw \cdot hw + w \cdot hw + q) / (s \cdot h + sw \cdot hw + q) \cdot KH$$

ここに、

土の単位体積重量 (大気中)

$$s = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$sw = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

水

$$w = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

大気中の層厚

$$h = 1.600 \text{ m}$$

水中の層厚

$$hw = 0.000 \text{ m}$$

上載荷重

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

$$KH' = 0.160$$

$$\theta = \tan^{-1} \cdot Kh'$$

$$= 9.09^\circ$$

$$\theta - 0 = 20.9^\circ > 0$$

(土とコンクリート)

$$Kea3 = 0.690$$

2) 土圧強度の計算

ケース1. 常時

・過載荷重による土圧

$$\begin{aligned} \text{過載荷重強度} & q = 10.000 \text{ kN/m}^2 \\ \text{土圧作用深さ} & H = 1.600 \text{ m} \\ \text{擁壁奥行き} & L = 1.000 \text{ m} \end{aligned}$$

作用力

(水平分力)

$$Q_h = q * K_{a1} * H * \cos(\theta) * L = 7.155 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Q_v = q * K_{a1} * H * \sin(\theta) * L = 5.314 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} \text{(水平距離)} & X = 0.750 \text{ m} \\ \text{(鉛直距離)} & Y = 0.800 \text{ m} \end{aligned}$$

・裏込土による土圧

$$\begin{aligned} \text{土の単位体積重量 (大気中)} & s = 18.00 \text{ kN/m}^3 \\ & \text{(水中)} & s_w = 9.00 \text{ kN/m}^3 \\ \text{大気中土層厚} & H_1 = 1.270 \text{ m} \\ \text{水中土層厚} & H_2 = 0.330 \text{ m} \end{aligned}$$

地下水位位置における土圧強度

$$\begin{aligned} p_1 &= s * K_{a1} * H_1 * L = 12.733 \text{ kN/m} \\ p_2 &= s * K_{a1} * H_1 * L = 12.733 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p_3 = p_2 + s_w * K_{a1} * H_2 * L = 14.387 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$\begin{aligned} P_{h1} &= 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \cos(\theta) + (p_2 + p_3) * H_2 * \cos(\theta) \} \\ &= 10.084 \text{ kN} \end{aligned}$$

(鉛直分力)

$$\begin{aligned} P_{v1} &= 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \sin(\theta) + (p_2 + p_3) * H_2 * \sin(\theta) \} \\ &= 7.489 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用位置

	p(kN/m)	h(m)	A	y(m)	A·y
	1/2 * 12.733	1.270	8.085	0.753	6.088
	12.733	0.330	4.202	0.165	0.693
	1/2 * 1.654	0.330	0.273	0.110	0.030
			12.560		6.811

$$\text{作用点(鉛直距離)} \quad y = A \cdot y / A = 0.542 \text{ m}$$

$$\text{(水平距離)} \quad X = \text{底版幅} - y * \text{背面勾配} = 0.879 \text{ m}$$

ケース2.地震時

・裏込土による土圧（浮力作用時）

土の単位体積重量	(大気中)	s =	18.00 kN/m ³
	(水中)	sw =	9.000 kN/m ³
大気中土層厚		H1 =	1.600 m
水中土層厚		H2 =	0.000 m

地下水位位置における土圧強度

$$p1 = s * Kea1 * H1 * L = 19.872 \text{ kN/m}$$

$$p2 = s * Kea3 * H1 * L = 19.872 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p3 = p2 + sw * Kea3 * H2 * L = 19.872 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph2 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \cos(\theta) + (p1 + p3) * H2 * \cos(\theta) \}$$

$$= 14.215 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Pv2 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \sin(\theta) + (p1 + p3) * H2 * \sin(\theta) \}$$

$$= 7.118 \text{ kN}$$

作用位置

	p(kN/m)	h(m)	A	y(m)	A·y
	1/2 * 19.872	1.600	15.898	0.533	8.474
	19.872	0.000	0.000	0.000	0.000
	1/2 * 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			15.898		8.474

作用点(鉛直距離) $y = A \cdot y / A = 0.533 \text{ m}$

(水平距離) $X = \text{底版幅} - y * \text{背面勾配} = 0.884 \text{ m}$

4.4 水圧の計算

ケース1. 常時

水の単位体積重量	w =	9.80 kN/m ³
壁背面の水位高	WB1 =	0.330 m
壁前面と背面の水位差	WB1' =	0.330 m
水圧力		
Wh1 =	$w * (2 * WB1 - WB1') * WB1' / 2 * L =$	0.534 kN
作用位置 (鉛直距離)	Y =	0.110 m

ケース2. 地震時

壁背面の水位高	WB2 =	0.00 m
壁前面と背面の水位差	WB2' =	0.00 m
水圧力		
Wh2 =	$w * (2 * WB2 - WB2') * WB2' / 2 * L =$	0.000 kN
作用位置 (鉛直距離)	Y =	0.000 m

4.5 揚圧力の計算

ケース1. 常時

水の単位体積重量	w =	9.80 kN/m ³
擁壁奥行き	L =	1.00 m
壁背面の水位高	WB1 =	0.330 m
壁前面と背面の水位差	WB1' =	0.330 m
揚圧力		
U1 =	$1 / 2 * (2 * WB1 - WB1') * w * B * L =$	1.860 kN
作用位置 (水平距離)	X =	0.767 m

ケース2. 地震時

壁背面の水位高	WB2 =	0.00 m
壁前面と背面の水位差	WB2' =	0.00 m
揚圧力		
U2 =	$1 / 2 * (2 * WB2 - WB2') * w * B * L =$	0.000 kN
作用位置 (水平距離)	X =	0.575 m

5. 安定の検討

5.1 ケース1. 常時

1) 作用力の集計

・鉛直方向

	鉛直力 V(kN)	偏心量 X(m)	モーメント MX(kN・m)
躯体自重	27.600	0.411	11.344
裏込土重量	11.575	0.884	10.232
過載荷重	8.000	0.750	6.000
過載荷重による土圧	5.314	0.750	3.986
裏込土による土圧	7.489	0.879	6.583
揚圧力	-1.860	0.767	-1.427
合計	58.118		36.718

・水平方向

	水平力 H(kN)	作用高(Y) Y(m)	モーメント MY(kN・m)
過載荷重による土圧	7.155	0.800	5.724
裏込土による土圧	10.084	0.542	5.466
水圧力	0.534	0.110	0.059
合計	17.773		11.249

2) 安定の照査

・転倒の検討

$$\begin{aligned} X &= (MX - MY) / V \\ &= 0.438 \text{ m} \\ e &= B / 2 - X \\ &= 0.137 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{許容値} \quad B / 6 &= 0.192 \text{ m} \\ -B / 6 &= -0.192 \text{ m} \end{aligned}$$

・滑動の検討

$$\begin{aligned} SF &= \{ C * A + V * \text{TAN}(\phi) \} / H \\ &= 2.289 \\ \text{摩擦係数 } \text{TAN}(\phi) &= 0.700 \end{aligned}$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.500$$

・支持力の検討

$$\begin{aligned} Q1 &= (V / B * L) * (1 + 6 * e / B) \\ &= 86.661 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q2 &= (V / B * L) * (1 - 6 * e / B) \\ &= 14.414 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容支持力} \quad QA = 300.00 \text{ kN/m}^2$$

5.2 ケース2.地震時

1)作用力の集計

・鉛直方向

	鉛直力 V(kN)	偏心量 X(m)	モーメント MX(kN・m)
躯体自重	27.600	0.411	11.344
裏込土重量	11.520	0.883	10.172
裏込土による土圧	7.118	0.884	6.292
揚圧力	0.000	0.575	0.000
合計	46.238		27.808

・水平方向

	水平力 H(kN)	作用高(Y) Y(m)	モーメント MY(kN・m)
躯体部 (Kh= 0.16)	4.416	0.658	2.906
裏込め土(Kh= 0.16)	1.843	1.067	1.966
裏込土による土圧	14.215	0.533	7.577
水圧力	0.000	0.000	0.000
合計	20.474		12.449

2) 安定の照査

・転倒の検討

$$\begin{aligned} X &= (MX - MY) / V \\ &= 0.332 \text{ m} \\ e &= B / 2 - X \\ &= 0.243 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{許容値} \quad B / 3 &= 0.383 \text{ m} \\ -B / 3 &= -0.383 \text{ m} \end{aligned}$$

・滑動の検討

$$\begin{aligned} SF &= \{ C * A + V * \text{TAN}(\phi) \} / H \\ &= 1.581 \\ \text{摩擦係数 } \text{TAN}(\phi) &= 0.700 \end{aligned}$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.200$$

・支持力の検討

$$\begin{aligned} Q1 &= (V / B * L) * (1 + 6 * e / B) \\ &= 91.182 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q2 &= (V / B * L) * (1 - 6 * e / B) \\ &= -10.768 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容支持力} \quad QA = 450.00 \text{ kN/m}^2$$

6. 支持地盤の許容鉛直力

1) 偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力

$$QU = Ae * (C * K * C * Nc + K * q * Nq + 1/2 * \gamma * Df * N\gamma + \gamma * Be * Nr)$$

2) 許容支持力 (QA)

$$QA = QU / a$$

ここに

Qu	: 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(kN)	
C	: 地盤の粘着力	0.000 kN/m2
q	: 上載荷重 (kN/m2)	
	$q = \gamma * Df$	0.000 kN/m2
1	: 支持地盤の単位重量 (地下水位以下は水中単位重量)	20.0 kN/m2
2	: 根入れ地盤の単位重量 (地下水位以下は水中単位重量)	18.0 kN/m2
Ae	: 有効載荷面積 (m2)	
Be	: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)	
	$Be = B - 2 * eB$	
B	: 基礎幅 (m)	
eB	: 荷重の偏心量 (m)	
Df	: 基礎の有効根入れ深さ(m)	0.000 m
λ	: 基礎の形状係数	
	$\lambda = 1.0$	
	$\lambda = 1.0$	
K	: 根入れ効果に対する割増し係数	
	$K = 1 + 0.3 * Df / Be$	
DF'	: 支持地盤の根入れ深さ(m)	0.000 m
NC,NQ,NG	: 荷重の偏心を考慮した支持力係数	
a	: 安全率	常時 3 地震時 2
tan	: 荷重の傾斜	
	$\tan = HB / V$	
V	: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)	
HB	: 基礎底面に作用する水平荷重(kN)	

ケース1 . 常時

Be = 0.876 m
Ae = 0.876 m²
k = 1.000
tan = 0.306
Nq = 70.0
Nr = 80.0
Nc = 72.0
Qu = 613.9 kN
Qa = 204.6 kN 作用鉛直力 V = 58.1 kN

ケース2 . 地震時

Be = 0.664 m
Ae = 0.664 m²
k = 1.000
tan = 0.443
Nq = 50.0
Nr = 40.0
Nc = 40.0
Qu = 176.4 kN
Qa = 88.2 kN 作用鉛直力 V = 46.2 kN

7. 安定計算總括表

		転倒(m) (m)	滑動	地盤 反力度 (kN/m ²)	極限 支持力 (kN)
CASE - 1(常時 + 浮力)	計算値	0.137	2.289	86.7	58.1
	許容値	0.192	1.50	300.0	204.6
	判 定	OK	OK	OK	OK
CASE - 2(地震時 + 浮力)	計算値	0.243	1.581	91.2	46.2
	許容値	0.383	1.20	450.0	88.2
	判 定	OK	OK	OK	OK