

宅造擁壁構造計算書

使用プログラム : Super Build/宅造擁壁 Ver.1.60

工事名 : 宅地造成工事技術指針 (名古屋市住宅都市局) 設計例

日付 : 2015/01/27

設計者名 : UNION SYSTEM INC.

建設地 : 設計例題

【基本事項】

工事名 : 宅地造成工事技術指針 (名古屋市住宅都市局) 設計例
 略称 : 名古屋市、構造計算例
 日付 : 2015/01/27
 設計者 : UNION SYSTEM INC.
 建設地 : 設計例題

解析結果 : 表示桁未満で切り捨てを行った

【使用材料】 (基本定数)

・コンクリート : $F_c=21.0$ (FC21) [N/mm²] 無筋コンクリート $\gamma_c= 23.0$ [kN/m³]
 鉄筋コンクリート $\gamma_c= 24.0$ [kN/m³]

種別	長期			短期			材料強度		[N/mm ²]
	圧縮	せん断	付着	圧縮	せん断	付着	圧縮	せん断	
FC21	7.00	0.70	2.10	14.00	1.40	3.15	21.00	2.10	

・鉄筋 : 標準使用鉄筋径 細物 種別 太物1 最小径 種別 太物2 最小径 種別
 D16 SD295A D19 SD345 D32 SD390

種別	F	長期		短期		[N/mm ²]
		引・圧	せん断	引・圧	せん断	
SD295A	295	195 (195)	195	295	295	
SD345	345	215 (195)	195	345	345	
SD390	390	215 (195)	195	390	390	

※ () は、径28mmを超える鉄筋

【土質】 (基本定数)

・背面土

土質	γ_s	Ka	ϕ	qo
砂利又は砂	18.0	0.35	24.0	5.0
○ 砂質土	17.0	0.40	20.0	5.0
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	16.0	0.50	16.0	5.0
現地踏査等	16.0	0.50	16.0	5.0

γ_s : 土の単位体積重量 [kN/m³]
 Ka : 主働土圧係数 (指定土圧係数)
 ϕ : 土の内部摩擦角 [度]
 qo : 指定土圧係数で計算時、表面載荷重の土圧計算時に差し引く値 [kN/m²]

・基礎地盤

土質	μ	ϕ	α
砂利又は砂	0.500	35.0	0.70
○ 砂質土	0.400	30.0	0.60
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	0.300	25.0	0.50
現地踏査等	0.300	25.0	0.50

μ : 摩擦係数 (=tan ϕ_b)
 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (突起計算時に使用) [度]
 α : 粘着力を考慮する場合の滑動抵抗力の最大値を決定するための係数

・許容地耐力 (許容支持力度)

長期 (常時)	短期 (中地震時)	大地震時	[kN/m ²]
150	300	300	

・前面土

: 土の単位体積重量 $\gamma_{sf}= 0.0$ [kN/m³]
 内部摩擦角 $\phi_f= 0.0$ [度]

【計算条件】

(1) 共通条件

- ・土質調査等 : <0>土質調査・原位置試験に基づき求めた数値
- ・安全率と設計震度 :

	転倒と滑動の安全率	設計水平震度kh	設計鉛直震度kv
常時	1.50		
中地震時	0.00	0.20	0.00
大地震時	1.00	0.25	0.00

- ・安定計算時の土圧作用面（片持ばり式） : <1>実背面
- ・土圧の鉛直成分を安定モーメントに算入する
- ・地表面載荷重がない場合の照査も行う
- ・嵩上げ時の表面載荷重は全体（水平面・斜面）に載荷する

(2) 突起・粘着力

- ・突起 : <0>考慮しない
- ・背面土の粘着力を考慮しない
- ・基礎地盤の粘着力を考慮しない

(3) 応力計算

- ・短期の許容応力度 : コンクリートの短期せん断許容応力度は、長期に対する値の2.0倍
異形鉄筋 の短期 付着 許容応力度は、長期に対する値の1.5倍
- ・必要鉄筋周長の計算を省略する
- ・応力計算（かかと底版） : 縦壁つけねのMとのつりあいを考慮する
土圧の鉛直成分を作用応力に考慮する
- ・応力計算（つま先底版） : コンクリート自重を考慮しない
前面土の重量は、考慮しない
- ・鉄筋かぶりの入力方法 : <1>純かぶり

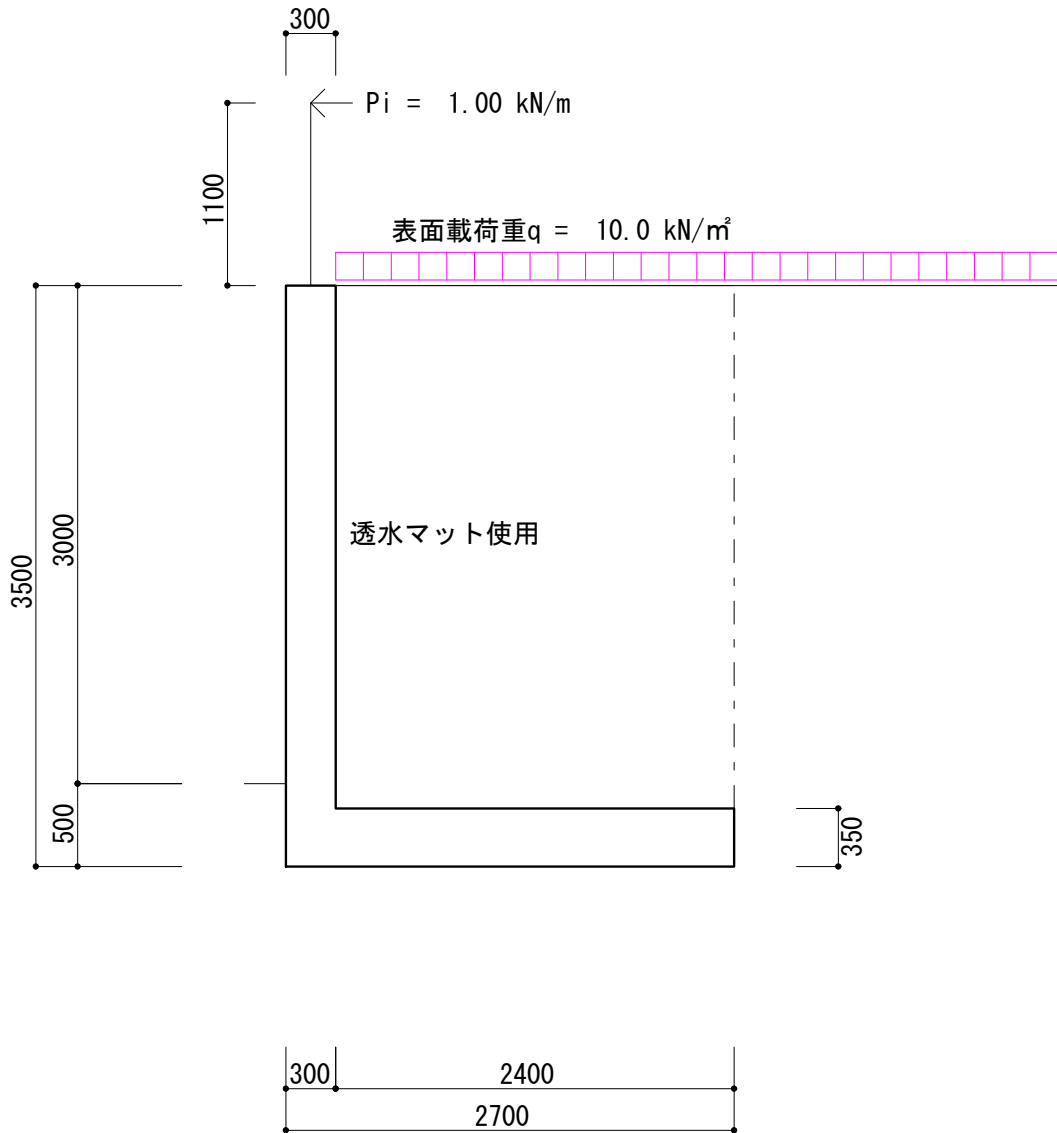
(4) 個別指定可能な計算条件

- ・常時主働土圧の計算方法 : <0>クーロンの土圧公式
- ・地震時の照査 : 中地震時の照査は行う
大地震時の照査は行う
- ・前面土 : 前面土の重量は、<0>考慮しない
前面受働土圧は、<0>考慮しない
地表面から仮想地表面までの距離 1000 mm
前面受働土圧の有効係数 0.50
- ・応力計算任意設計位置 : 縦壁天端からの距離 0 mm
かかと底版先端からの距離 0 mm
つま先底版先端からの距離 0 mm
- ・鉄筋の位置 : 縦壁背面のかぶり厚さ 60 mm
縦壁前面のかぶり厚さ 40 mm
基礎底版のかぶり厚さ 60 mm

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

1. 入力データ

1-1 擁壁形状



1-2 土質

- ・土圧の作用角度 δ_s : 計算結果を採用
- ・基礎地盤 : $\mu = 0.450^*$ 摩擦係数 (= $\tan \phi_b$)
 $\phi = 30.0$ [°] 支持地盤のせん断抵抗角
- ・許容地耐力 : $q_{aL} = 150$ [kN/m²] 長期の許容地耐力 (常時)
 $q_{aS} = 300$ [kN/m²] 短期の許容地耐力 (中地震時)
 $q_{aU} = 300$ [kN/m²] 大地震時の許容地耐力
- ・背面土 : $\gamma_s = 17.0$ [kN/m³] 土の単位体積重量
 $\phi = 25.0$ * [°] 内部摩擦角

※ 土質 (基本定数) の値を変更している項目の数値の後ろに * を表示しています。

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

1-3 配筋

・ 縦壁	背面	:	つけね	D16-@125	中間部	D16-選定	横筋	D16-@250
	前面	:		D16-@150			横筋	D16-@250
・ 底版		:	上面	D16-@150	下面	D16-@100	配力筋	D16-@250
・ 鉄筋の位置		:	横筋	<0>縦筋の内側				
		:	配力筋	<0>主鉄筋の内側				

1-4 計算条件

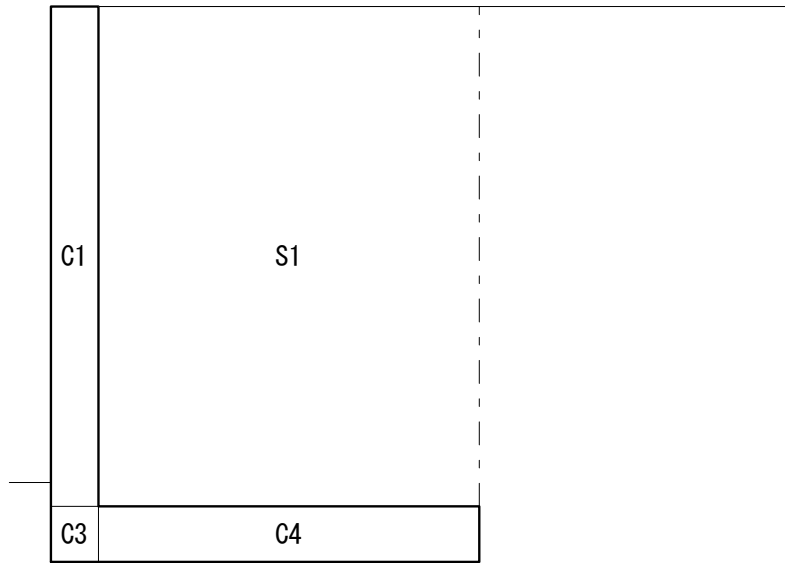
【計算条件は共通設定項目を利用する】

- ・ 常時主働土圧の計算方法 : <0>クーロンの土圧公式
- ・ 地震時の照査 : 中地震時の照査は行う
大地震時の照査は行う
- ・ 前面土 : 前面土の重量は、<0>考慮しない
前面受働土圧は、<0>考慮しない
- ・ 応力計算任意設計位置 : 縦壁天端からの距離 0 mm
かかと底版先端からの距離 0 mm
つま先底版先端からの距離 0 mm
- ・ 鉄筋の位置 : 縦壁背面のかぶり厚さ 60 mm
縦壁前面のかぶり厚さ 40 mm
基礎底版のかぶり厚さ 60 mm

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

2. 自重

2-1 分割図



2-2 自重表

記号	種類	断面積 A [m ²]	図心		単位重量 γ [kN/m ³]	重量 W [kN/m]
			x c [m]	y c [m]		
C1	縦壁	0.945	0.150	1.925	24.0	22.68
C3	縦壁基部の底版	0.105	0.150	0.175	24.0	2.52
C4	かかと底版	0.840	1.500	0.175	24.0	20.16
C	擁壁躯体の合計	1.890	0.750	1.050	24.0	45.36
S1	背面土	7.560	1.500	1.925	17.0	128.52
S	背面土の合計	7.560	1.500	1.925	17.0	128.52

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3. 解析結果の詳細

3-1 常時荷重時

3-1-1 土圧の計算 (安定計算用)

- ・土圧は【クーロンの土圧公式】により計算を行う。
- ・土圧の作用面および作用角度と壁面摩擦角は、実背面位置で計算を行う。

$$\text{壁面摩擦角 } \delta = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} * 25.0 = 12.50 \quad (\text{透水マット使用})$$

1) 主働土圧係数

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$\phi - \beta = 25.0 - 0.0 = 25.00^\circ \quad (\phi < \beta \text{ のとき } 0)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(25.0 - 0.00)}{\cos^2 0.00 * \cos(0.00 + 12.5) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.0 + 12.50) \cdot \sin(25.0)}{\cos(0.00 + 12.50) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.3673$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.3673 * 17.0 * 3.500^2 = 38.25 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_a \cdot q \cdot H = 0.3673 * 10.0 * 3.500 = 12.85 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

$$\text{作用角度 } \delta_s = \alpha + \delta = 0.000 + 12.500 = 12.500^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta_s = 38.25 * \cos(12.500) = 37.34 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta_s = 38.25 * \sin(12.500) = 8.27 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta_s = 12.85 * \cos(12.500) = 12.55 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta_s = 12.85 * \sin(12.500) = 2.78 \text{ kN/m}$$

3-1-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	0.00	1.050	0.00
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	0.00	1.925	0.00
表面載荷重	24.00	24.00	1.500	36.00	0.00	3.500	0.00
土圧	38.25	8.27	0.300	2.48	37.34	1.166	43.56
表面載荷重による土圧	12.85	2.78	0.300	0.83	12.55	1.750	21.96
フェンス荷重	1.00	0.00	0.000	0.00	1.00	4.600	4.60
合計	Σ	208.94		266.11	50.89		70.13

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-1-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{266.11}{70.13} = 3.794 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

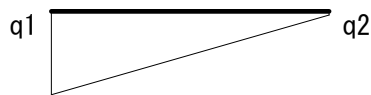
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{266.11 - 70.13}{208.94} = 0.937 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.937 = 0.412 \text{ m} \leq B/6 = 0.450 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

$$q_1, q_2 = \frac{208.94}{2.700} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.412}{2.700}\right) = \left\{ \begin{array}{l} 148.24 \text{ kN/m}^2 \\ 6.53 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. \leq 150 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{94.02}{50.89} = 1.847 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu = 208.94 \cdot 0.450 = 94.02 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-1-4 土圧の計算 (応力計算用)

- ・土圧は【クーロンの土圧公式】により計算を行う。
- ・土圧の作用面および作用角度と壁面摩擦角は、実背面位置で計算を行う。

$$\text{壁面摩擦角 } \delta = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} * 25.0 = 12.50 \quad (\text{透水マット使用})$$

1) 主働土圧係数

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$\phi - \beta = 25.0 - 0.0 = 25.00^\circ \quad (\phi < \beta \text{ のとき } 0)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(25.0 - 0.00)}{\cos^2 0.00 * \cos(0.00 + 12.5) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.0 + 12.5) \cdot \sin(25.0)}{\cos(0.00 + 12.5) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.3673$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.3673 * 17.0 * 3.150^2 = 30.98 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_a \cdot q \cdot H = 0.3673 * 10.0 * 3.150 = 11.57 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

$$\text{作用角度 } \delta_s = \alpha + \delta = 0.000 + 12.500 = 12.500^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta_s = 30.98 * \cos(12.500) = 30.24 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta_s = 30.98 * \sin(12.500) = 6.70 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta_s = 11.57 * \cos(12.500) = 11.29 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta_s = 11.57 * \sin(12.500) = 2.50 \text{ kN/m}$$

3-1-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より	
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	Omm M [kNm/m]
土圧	30.98	30.24	1.050	31.76		
表面載荷重による土圧	11.57	11.29	1.575	17.79		
フェンス荷重	1.00	1.00	4.250	4.25		
合計	Σ	42.54		53.80		

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 53.80 \text{ kNm/m}$$

$$S = 42.54 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

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

$$= \sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15 = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 53.80 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 6.280 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{53.80 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 166.00 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{42.54 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.208 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

3-1-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
表面載荷重	24.00	24.00	1.200	28.80			
土圧	30.98	6.70	1.600	10.72			
表面載荷重による土圧	11.57	2.50	1.600	4.00			
底版反力	-132.49	-166.83	0.837	-139.73			
合計	Σ		15.05	82.21			

※ 縦壁つけねのM = 53.80

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 53.80 \text{ kNm/m}$$

$$S = 15.05 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

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

$$= \sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15 = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 53.80 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 4.848 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{53.80 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 160.80 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{15.05 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.059 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-2 常時荷重時 [表面載荷重がない場合]

3-2-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-2-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	0.00	1.050	0.00
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	0.00	1.925	0.00
土圧	38.25	8.27	0.300	2.48	37.34	1.166	43.56
フェンス荷重	1.00	0.00	0.000	0.00	1.00	4.600	4.60
合計	Σ	182.15		229.28	38.34		48.16

3-2-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{229.28}{48.16} = 4.759 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

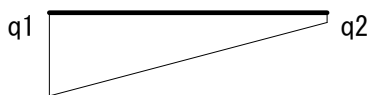
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{229.28 - 48.16}{182.15} = 0.994 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.994 = 0.355 \text{ m} \leq B/6 = 0.450 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

$$q_1, q_2 = \frac{182.15}{2.700} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.355}{2.700}\right) = \left\{ \begin{array}{l} 120.79 \text{ kN/m}^2 \\ 14.13 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. \leq 150 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{81.97}{38.34} = 2.137 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu = 182.15 \cdot 0.450 = 81.97 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-2-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-2-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	
土圧	30.98	30.24	1.050	31.76			
フェンス荷重	1.00	1.00	4.250	4.25			
合計	Σ	31.24		36.01			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 36.01 \text{ kNm/m}$$

$$S = 31.24 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 36.01 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 4.203 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{36.01 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 111.10 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{31.24 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.153 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-2-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
土圧	30.98	6.70	1.600	10.72			
底版反力	-108.94	-147.69	0.891	-131.72			
合計	Σ		7.68	57.42			

※ 縦壁つけねの M = 36.01

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 36.01 \text{ kNm/m}$$

$$S = 7.68 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 36.01 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 3.245 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{36.01 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 107.62 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{7.68 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.030 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-3 地震荷重時 (中地震時: 常時土圧+慣性力)

3-3-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-3-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	9.07	1.050	9.52
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	25.70	1.925	49.48
表面載荷重	24.00	24.00	1.500	36.00	0.00	3.500	0.00
土圧	38.25	8.27	0.300	2.48	37.34	1.166	43.56
表面載荷重による土圧	12.85	2.78	0.300	0.83	12.55	1.750	21.96
合計	Σ	208.94		266.11	84.67		124.54

3-3-3 安定計算

※ 指定により、安定計算の照査は省略します。
応力計算に用いる底版反力を、以下に出力します。

1) 合力作用位置の検討

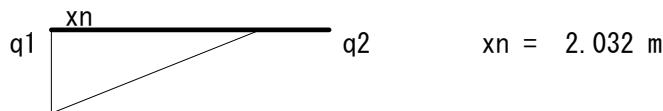
$$d = \frac{Mr - Mo}{\sum V} = \frac{266.11 - 124.54}{208.94} = 0.677 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.677 = 0.672 \text{ m}$$

2) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot (\frac{B}{2} - |e|)} = \frac{2 \cdot 208.94}{3 \cdot (\frac{2.700}{2} - 0.672)} = 205.57 \text{ kN/m}^2$$



No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-3-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-3-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	
躯体 (縦壁)	22.68	4.53	1.575	7.14			
土圧	30.98	30.24	1.050	31.76			
表面載荷重による土圧	11.57	11.29	1.575	17.79			
合計 Σ		46.08		56.69			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 56.69 \text{ kNm/m}$$

$$S = 46.08 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 56.69 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 6.618 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{56.69 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 174.93 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{46.08 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.225 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-3-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
表面載荷重	24.00	24.00	1.200	28.80			
土圧	30.98	6.70	1.600	10.72			
表面載荷重による土圧	11.57	2.50	1.600	4.00			
底版反力	-175.23	-151.82	0.577	-87.68			
合計	Σ		30.07	134.26			

※ 縦壁つけねのM = 56.69

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 56.69 \text{ kNm/m}$$

$$S = 30.07 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 56.69 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 5.109 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{56.69 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 169.45 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{30.07 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.118 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-4 地震荷重時 (中地震時: 常時土圧+慣性力) [表面載荷重がない場合]

3-4-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-4-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	9.07	1.050	9.52
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	25.70	1.925	49.48
土圧	38.25	8.27	0.300	2.48	37.34	1.166	43.56
合計	Σ	182.15		229.28	72.12		102.57

3-4-3 安定計算

※ 指定により、安定計算の照査は省略します。
応力計算に用いる底版反力を、以下に出力します。

1) 合力作用位置の検討

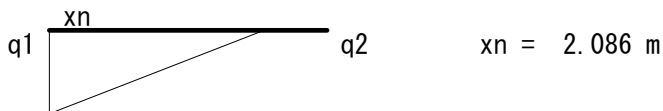
$$d = \frac{Mr - Mo}{\sum V} = \frac{229.28 - 102.57}{182.15} = 0.695 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.695 = 0.654 \text{ m}$$

2) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot (-\frac{B}{2} - |e|)} = \frac{2 * 182.15}{3 * (-\frac{2.700}{2} - 0.654)} = 174.58 \text{ kN/m}^2$$



No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-4-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-4-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	
躯体 (縦壁)	22.68	4.53	1.575	7.14			
土圧	30.98	30.24	1.050	31.76			
合計	Σ	34.78		38.90			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 38.90 \text{ kNm/m}$$

$$S = 34.78 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 38.90 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 4.541 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{38.90 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 120.03 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{34.78 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.170 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-4-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
土圧	30.98	6.70	1.600	10.72			
底版反力	-149.48	-133.54	0.595	-79.54			
合計	Σ		21.83	109.60			

※ 縦壁つけねの M = 38.90

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 -@150]

$$M = 38.90 \text{ kNm/m}$$

$$S = 21.83 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 38.90 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 3.505 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{38.90 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 116.27 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{21.83 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.086 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-5 地震荷重時 (中地震時:地震時土圧)

3-5-1 土圧の計算 (安定計算用)

- ・土圧は【クーロンの土圧公式】により計算を行う。
- ・土圧の作用面および作用角度と壁面摩擦角は、実背面位置で計算を行う。

$$\text{地震時合成角 } \theta = \tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.20}{1-0.00}\right) = 11.30^\circ$$

$$\text{壁面摩擦角 } \delta e = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} * 25.0 = 12.50$$

1) 主働土圧係数

$$K_{ea} = \frac{(1 - kv) \cdot \cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} \phi - \beta - \theta &= 25.00 - 0.00 - 11.30 = 13.69^\circ \quad (\phi < \beta + \theta \text{ のとき } 0) \\ \delta e + \alpha + \theta &= 12.50 + 0.00 + 11.30 = 23.80^\circ \end{aligned}$$

$$K_{ea} = \frac{(1 - 0.00) * \cos^2(25.0 - 0.00 - 11.30)}{\cos 11.30 * \cos^2 0.00 * \cos(23.80) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.0 + 12.50) \cdot \sin(13.69)}{\cos(23.80) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.5392$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_{ea} \cdot \gamma s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.5392 * 17.0 * 3.500^2 = 56.15 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_{ea} \cdot q \cdot H = 0.5392 * 10.0 * 3.500 = 18.87 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

$$\text{作用角度 } \delta s = \alpha + \delta = 0.000 + 12.500 = 12.500^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta s = 56.15 * \cos(12.500) = 54.82 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta s = 56.15 * \sin(12.500) = 12.15 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta s = 18.87 * \cos(12.500) = 18.42 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta s = 18.87 * \sin(12.500) = 4.08 \text{ kN/m}$$

3-5-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	0.00	1.050	0.00
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	0.00	1.925	0.00
表面載荷重	24.00	24.00	1.500	36.00	0.00	3.500	0.00
土圧	56.15	12.15	0.300	3.64	54.82	1.166	63.95
表面載荷重による土圧	18.87	4.08	0.300	1.22	18.42	1.750	32.24
合計	Σ	214.11		267.67	73.25		96.20

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-5-3 安定計算

※ 指定により、安定計算の照査は省略します。
 応力計算に用いる底版反力を、以下に出力します。

1) 合力作用位置の検討

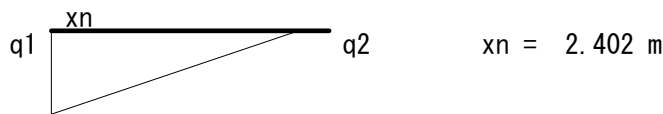
$$d = \frac{Mr - Mo}{\sum V} = \frac{267.67 - 96.20}{214.11} = 0.800 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.800 = 0.549 \text{ m}$$

2) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot \left(-\frac{B}{2} - |e|\right)} = \frac{2 \cdot 214.11}{3 \cdot \left(-\frac{2.700}{2} - 0.549\right)} = 178.25 \text{ kN/m}^2$$



3-5-4 土圧の計算 (応力計算用)

- ・土圧は【クーロンの土圧公式】により計算を行う。
- ・土圧の作用面および作用角度と壁面摩擦角は、実背面位置で計算を行う。

$$\text{地震時合成角 } \theta = \tan^{-1}\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.20}{1 - 0.00}\right) = 11.30^\circ$$

$$\text{壁面摩擦角 } \delta e = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} * 25.0 = 12.50$$

1) 主働土圧係数

$$K_{ea} = \frac{(1 - kv) \cdot \cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$\phi - \beta - \theta = 25.00 - 0.00 - 11.30 = 13.69^\circ \quad (\phi < \beta + \theta \text{ のとき } 0)$$

$$\delta e + \alpha + \theta = 12.50 + 0.00 + 11.30 = 23.80^\circ$$

$$K_{ea} = \frac{(1 - 0.00) * \cos^2(25.0 - 0.00 - 11.30)}{\cos 11.30 * \cos^2 0.00 * \cos(23.80) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.0 + 12.50) \cdot \sin(13.69)}{\cos(23.80) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.5392$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_{ea} \cdot \gamma s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.5392 * 17.0 * 3.150^2 = 45.48 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_{ea} \cdot q \cdot H = 0.5392 * 10.0 * 3.150 = 16.98 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

4) 土圧作用角度による分力

$$\begin{aligned} \text{作用角度 } \delta s &= \alpha + \delta = 0.000 + 12.500 = 12.500^\circ \\ \text{Pa1_H} &= \text{Pa1} \cdot \cos \delta s = 45.48 * \cos(12.500) = 44.40 \text{ kN/m} \\ \text{Pa1_V} &= \text{Pa1} \cdot \sin \delta s = 45.48 * \sin(12.500) = 9.84 \text{ kN/m} \\ \text{Pa2_H} &= \text{Pa2} \cdot \cos \delta s = 16.98 * \cos(12.500) = 16.58 \text{ kN/m} \\ \text{Pa2_V} &= \text{Pa2} \cdot \sin \delta s = 16.98 * \sin(12.500) = 3.67 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3-5-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つねね			縦壁天端より	
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	Omm M [kNm/m]
土圧	45.48	44.40	1.050	46.62		
表面載荷重による土圧	16.98	16.58	1.575	26.12		
合計	Σ	60.99		72.74		

2) 断面検討 (つねね)

[配筋 : D16 @125]

$$\begin{aligned} M &= 72.74 \text{ kNm/m} \\ S &= 60.99 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$\begin{aligned} k &= \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} \\ &= \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 72.74 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 8.491 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{72.74 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 224.44 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{60.99 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.298 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-5-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
表面載荷重	24.00	24.00	1.200	28.80			
土圧	45.48	9.84	1.600	15.75			
表面載荷重による土圧	16.98	3.67	1.600	5.88			
底版反力	-155.99	-163.98	0.700	-114.91			
合計	Σ		22.22	113.93			

※ 縦壁つけねのM = 72.74

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 72.74 \text{ kNm/m}$$

$$S = 22.22 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 72.74 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 6.555 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{72.74 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 217.41 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{22.22 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.087 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-6 地震荷重時 (中地震時:地震時土圧) [表面載荷重がない場合]

3-6-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 地震荷重時 (中地震時:地震時土圧) の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-6-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	0.00	1.050	0.00
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	0.00	1.925	0.00
土圧	56.15	12.15	0.300	3.64	54.82	1.166	63.95
合計	Σ		186.03	230.44	54.82		63.95

3-6-3 安定計算

※ 指定により、安定計算の照査は省略します。
応力計算に用いる底版反力を、以下に出力します。

1) 合力作用位置の検討

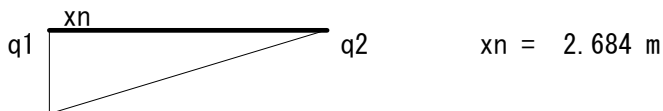
$$d = \frac{Mr - Mo}{\sum V} = \frac{230.44 - 63.95}{186.03} = 0.894 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.894 = 0.455 \text{ m}$$

2) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot (-\frac{B}{2} - |e|)} = \frac{2 * 186.03}{3 * (-\frac{2.700}{2} - 0.455)} = 138.58 \text{ kN/m}^2$$



No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-6-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 地震荷重時 (中地震時 : 地震時土圧) の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-6-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね		M [kNm/m]	縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]		S [kN/m]	y [m]	
土圧	45.48	44.40	1.050	46.62			
合計	Σ	44.40		46.62			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 46.62 \text{ kNm/m}$$

$$S = 44.40 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 46.62 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 5.442 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{46.62 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 143.85 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{44.40 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.217 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-6-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
土圧	45.48	9.84	1.600	15.75			
底版反力	-123.09	-146.78	0.794	-116.68			
合計	Σ		11.74	77.48			

※ 縦壁つけねの M = 46.62

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 46.62 \text{ kNm/m}$$

$$S = 11.74 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 46.62 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 4.201 \text{ N/mm}^2 \leq 14.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{46.62 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 139.34 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{11.74 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.046 \text{ N/mm}^2 \leq 1.40 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-7 地震荷重時 (大地震時: 常時土圧+慣性力)

3-7-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-7-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	11.34	1.050	11.90
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	32.13	1.925	61.85
表面載荷重	24.00	24.00	1.500	36.00	0.00	3.500	0.00
土圧	38.25	8.27	0.300	2.48	37.34	1.166	43.56
表面載荷重による土圧	12.85	2.78	0.300	0.83	12.55	1.750	21.96
合計	Σ	208.94		266.11	93.36		139.29

3-7-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{266.11}{139.29} = 1.910 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

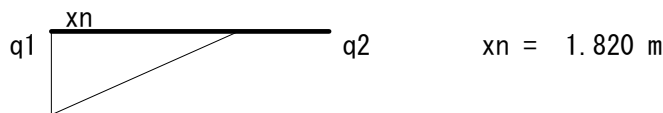
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{266.11 - 139.29}{208.94} = 0.606 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.606 = 0.743 \text{ m} \leq B/2 = 1.350 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot (\frac{B}{2} - |e|)} = \frac{2 * 208.94}{3 * (\frac{2.700}{2} - 0.743)} = 229.48 \text{ kN/m}^2 \leq 300 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{94.02}{93.36} = 1.007 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu = 208.94 * 0.450 = 94.02 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-7-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-7-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	
躯体 (縦壁)	22.68	5.67	1.575	8.93			
土圧	30.98	30.24	1.050	31.76			
表面載荷重による土圧	11.57	11.29	1.575	17.79			
合計 Σ		47.21		58.48			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 58.48 \text{ kNm/m}$$

$$S = 47.21 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 58.48 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 6.826 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{58.48 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 180.44 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{47.21 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.231 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-7-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
表面載荷重	24.00	24.00	1.200	28.80			
土圧	30.98	6.70	1.600	10.72			
表面載荷重による土圧	11.57	2.50	1.600	4.00			
底版反力	-191.67	-145.76	0.506	-73.90			
合計	Σ		36.12	148.05			

※ 縦壁つけねのM = 58.48

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 58.48 \text{ kNm/m}$$

$$S = 36.12 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 58.48 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 5.270 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{58.48 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 174.78 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{36.12 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.142 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-8 地震荷重時 (大地震時: 常時土圧+慣性力) [表面載荷重がない場合]

3-8-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-8-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	11.34	1.050	11.90
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	32.13	1.925	61.85
土圧	38.25	8.27	0.300	2.48	37.34	1.166	43.56
合計	Σ	182.15		229.28	80.81		117.32

3-8-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{229.28}{117.32} = 1.954 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

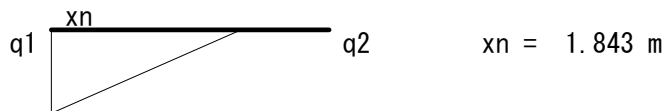
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{229.28 - 117.32}{182.15} = 0.614 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.614 = 0.735 \text{ m} \leq B/2 = 1.350 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot (\frac{B}{2} - |e|)} = \frac{2 * 182.15}{3 * (\frac{2.700}{2} - 0.735)} = 197.58 \text{ kN/m}^2 \leq 300 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{81.97}{80.81} = 1.014 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu = 182.15 * 0.450 = 81.97 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-8-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 常時荷重時の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-8-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	
躯体 (縦壁)	22.68	5.67	1.575	8.93			
土圧	30.98	30.24	1.050	31.76			
合計	Σ	35.91		40.69			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 40.69 \text{ kNm/m}$$

$$S = 35.91 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 40.69 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 4.749 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{40.69 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 125.54 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{35.91 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.176 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-8-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
土圧	30.98	6.70	1.600	10.72			
底版反力	-165.43	-127.70	0.514	-65.71			
合計	Σ		27.68	123.42			

※ 縦壁つけねの M = 40.69

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 40.69 \text{ kNm/m}$$

$$S = 27.68 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 40.69 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 3.666 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{40.69 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 121.61 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{27.68 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.109 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-9 地震荷重時 (大地震時 : 地震時土圧)

3-9-1 土圧の計算 (安定計算用)

- ・土圧は【クーロンの土圧公式】により計算を行う。
- ・土圧の作用面および作用角度と壁面摩擦角は、実背面位置で計算を行う。

$$\text{地震時合成角 } \theta = \tan^{-1}\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.25}{1 - 0.00}\right) = 14.03^\circ$$

$$\text{壁面摩擦角 } \delta e = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} * 25.0 = 12.50$$

1) 主働土圧係数

$$K_{ea} = \frac{(1 - kv) \cdot \cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} \phi - \beta - \theta &= 25.00 - 0.00 - 14.03 = 10.96^\circ \quad (\phi < \beta + \theta \text{ のとき } 0) \\ \delta e + \alpha + \theta &= 12.50 + 0.00 + 14.03 = 26.53^\circ \end{aligned}$$

$$K_{ea} = \frac{(1 - 0.00) * \cos^2(25.0 - 0.00 - 14.03)}{\cos 14.03 * \cos^2 0.00 * \cos(26.53) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.0 + 12.50) \cdot \sin(10.96)}{\cos(26.53) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.6006$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_{ea} \cdot \gamma s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.6006 * 17.0 * 3.500^2 = 62.53 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_{ea} \cdot q \cdot H = 0.6006 * 10.0 * 3.500 = 21.02 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

$$\text{作用角度 } \delta s = \alpha + \delta = 0.000 + 12.500 = 12.500^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta s = 62.53 * \cos(12.500) = 61.05 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta s = 62.53 * \sin(12.500) = 13.53 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta s = 21.02 * \cos(12.500) = 20.52 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta s = 21.02 * \sin(12.500) = 4.54 \text{ kN/m}$$

3-9-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	0.00	1.050	0.00
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	0.00	1.925	0.00
表面載荷重	24.00	24.00	1.500	36.00	0.00	3.500	0.00
土圧	62.53	13.53	0.300	4.06	61.05	1.166	71.23
表面載荷重による土圧	21.02	4.54	0.300	1.36	20.52	1.750	35.91
合計	Σ	215.96		268.22	81.58		107.14

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-9-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{268.22}{107.14} = 2.503 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

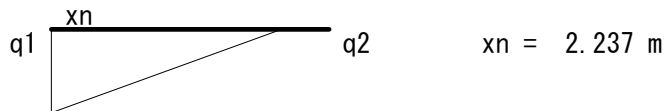
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{268.22 - 107.14}{215.96} = 0.745 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.745 = 0.604 \text{ m} \leq B/2 = 1.350 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e|\right)} = \frac{2 \cdot 215.96}{3 \cdot \left(\frac{2.700}{2} - 0.604\right)} = 193.03 \text{ kN/m}^2 \leq 300 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{97.18}{81.58} = 1.191 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu = 215.96 \cdot 0.450 = 97.18 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-9-4 土圧の計算 (応力計算用)

- ・土圧は【クーロンの土圧公式】により計算を行う。
- ・土圧の作用面および作用角度と壁面摩擦角は、実背面位置で計算を行う。

$$\text{地震時合成角 } \theta = \tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.25}{1-0.00}\right) = 14.03^\circ$$

$$\text{壁面摩擦角 } \delta e = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} * 25.0 = 12.50$$

1) 主働土圧係数

$$K_{ea} = \frac{(1 - kv) \cdot \cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} \phi - \beta - \theta &= 25.00 - 0.00 - 14.03 = 10.96^\circ \quad (\phi < \beta + \theta \text{ のとき } 0) \\ \delta e + \alpha + \theta &= 12.50 + 0.00 + 14.03 = 26.53^\circ \end{aligned}$$

$$K_{ea} = \frac{(1 - 0.00) * \cos^2(25.0 - 0.00 - 14.03)}{\cos 14.03 * \cos^2 0.00 * \cos(26.53) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(25.0 + 12.50) \cdot \sin(10.96)}{\cos(26.53) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.6006$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_{ea} \cdot \gamma_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.6006 * 17.0 * 3.150^2 = 50.65 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_{ea} \cdot q \cdot H = 0.6006 * 10.0 * 3.150 = 18.91 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

$$\text{作用角度 } \delta s = \alpha + \delta = 0.000 + 12.500 = 12.500^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta s = 50.65 * \cos(12.500) = 49.45 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta s = 50.65 * \sin(12.500) = 10.96 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta s = 18.91 * \cos(12.500) = 18.47 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta s = 18.91 * \sin(12.500) = 4.09 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-9-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より	
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	0mm M [kNm/m]
土圧	50.65	49.45	1.050	51.92		
表面載荷重による土圧	18.91	18.47	1.575	29.09		
合計	Σ	67.92		81.02		

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

M = 81.02 kNm/m
S = 67.92 kN/m

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 81.02 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 9.456 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{81.02 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 249.97 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{67.92 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.332 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

3-9-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より	
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	0mm M [kNm/m]
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19		
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22		
表面載荷重	24.00	24.00	1.200	28.80		
土圧	50.65	10.96	1.600	17.54		
表面載荷重による土圧	18.91	4.09	1.600	6.55		
底版反力	-167.15	-161.93	0.645	-104.58		
合計	Σ	25.80		126.72		

※ 縦壁つけねの M = 81.02

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

2) 断面検討 (つねね)

[配筋 : D16 @150]

$$\begin{aligned} M &= 81.02 \text{ kNm/m} \\ S &= 25.80 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n \\ &= \sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15 = 0.311 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 81.02 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 7.300 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{81.02 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 242.13 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{25.80 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.102 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-10 地震荷重時 (大地震時:地震時土圧) [表面載荷重がない場合]

3-10-1 土圧の計算 (安定計算用)

※ 地震荷重時 (大地震時:地震時土圧) の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-10-2 作用力の集計

種類	P [kN/m]	鉛直力			水平力		
		V [kN/m]	x [m]	Vx [kNm/m]	H [kN/m]	y [m]	Hy [kNm/m]
躯体	45.36	45.36	0.750	34.02	0.00	1.050	0.00
背面土	128.52	128.52	1.500	192.78	0.00	1.925	0.00
土圧	62.53	13.53	0.300	4.06	61.05	1.166	71.23
合計	Σ		187.41	230.86	61.05		71.23

3-10-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{230.86}{71.23} = 3.240 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

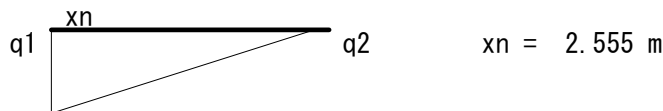
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{230.86 - 71.23}{187.41} = 0.851 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.851 = 0.498 \text{ m} \leq B/2 = 1.350 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

※ 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある ($B/6 < |e| \leq B/3$)

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot (\frac{B}{2} - |e|)} = \frac{2 * 187.41}{3 * (\frac{2.700}{2} - 0.498)} = 146.69 \text{ kN/m}^2 \leq 300 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{84.33}{61.05} = 1.381 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu = 187.41 * 0.450 = 84.33 \text{ kN/m}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-10-4 土圧の計算 (応力計算用)

※ 地震荷重時 (大地震時 : 地震時土圧) の土圧の計算と同じであるため、出力を省略します。

3-10-5 縦壁の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			縦壁天端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	
土圧	50.65	49.45	1.050	51.92			
合計	Σ	49.45		51.92			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @125]

$$M = 51.92 \text{ kNm/m}$$

$$S = 49.45 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 * 232} = 0.00684$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00684 * 15 + (0.00684 * 15)^2} - 0.00684 * 15}{2} = 0.362$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.362}{3} = 0.879$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 51.92 * 1e6}{0.362 * 0.879 * 1000 * 232^2} = 6.061 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{51.92 * 1e6}{1588.8 * 0.879 * 232} = 160.21 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{49.45 * 1e3}{1000 * 0.879 * 232} = 0.242 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

3-10-6 かかと底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			かかと先端より		0mm M [kNm/m]
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	
躯体 (かかと底版)	20.16	20.16	1.200	24.19			
背面土	128.52	128.52	1.200	154.22			
土圧	50.65	10.96	1.600	17.54			
底版反力	-129.47	-145.99	0.751	-109.74			
合計	Σ		13.65	86.21			

※ 縦壁つけねの M = 51.92

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 51.92 \text{ kNm/m}$$

$$S = 13.65 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 282} = 0.00469$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00469 * 15 + (0.00469 * 15)^2} - 0.00469 * 15}{2} = 0.311$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.311}{3} = 0.896$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 51.92 * 1e6}{0.311 * 0.896 * 1000 * 282^2} = 4.679 \text{ N/mm}^2 \leq 21.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{51.92 * 1e6}{1324.0 * 0.896 * 282} = 155.19 \text{ N/mm}^2 \leq 295.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{13.65 * 1e3}{1000 * 0.896 * 282} = 0.054 \text{ N/mm}^2 \leq 2.10 \text{ OK}$$

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

4. 解析結果のまとめ

4-1 安定計算結果一覧表

荷重状態	作用力 [kN/m]	転倒		滑動		地盤反力 [kN/m ²]	
		安全率	偏心[m]	安全率	突起	qmax	qmin
常時 常時土圧 表面載荷重 あり	V= 208.94 H= 50.89	3.794 ≥ 1.50 OK	0.412 ≤ 0.450 OK	1.847 ≥ 1.50 OK		148.24 ≤ 150 OK	6.53
常時 常時土圧 表面載荷重 なし	V= 182.15 H= 38.34	4.759 ≥ 1.50 OK	0.355 ≤ 0.450 OK	2.137 ≥ 1.50 OK		120.79 ≤ 150 OK	14.13
大地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 あり	V= 208.94 H= 93.36	1.910 ≥ 1.00 OK	0.743 ≤ 1.350 OK	1.007 ≥ 1.00 OK		229.48 ≤ 300 OK	
大地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 なし	V= 182.15 H= 80.81	1.954 ≥ 1.00 OK	0.735 ≤ 1.350 OK	1.014 ≥ 1.00 OK		197.58 ≤ 300 OK	
大地震時 地震時土圧 表面載荷重 あり	V= 215.96 H= 81.58	2.503 ≥ 1.00 OK	0.604 ≤ 1.350 OK	1.191 ≥ 1.00 OK		193.03 ≤ 300 OK	
大地震時 地震時土圧 表面載荷重 なし	V= 187.41 H= 61.05	3.240 ≥ 1.00 OK	0.498 ≤ 1.350 OK	1.381 ≥ 1.00 OK		146.69 ≤ 300 OK	

4-2 縦壁の応力度計算結果一覧表

b [mm] 1000 D [mm] 300 d [mm] 232 配筋 D16 -@125 As [mm²] 1588.8 p 0.00684 n 15 k 0.362 j 0.879
 dt = 68

荷重状態	位置	作用応力 M [kNm/m] S [kN/m]	σ _c [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	τ [N/mm ²]
常時 常時土圧 表面載荷重 あり	縦壁 つけね	M= 53.80 S= 42.54	6.280 ≤ 7.00 OK	166.00 ≤ 195.0 OK	0.208 ≤ 0.70 OK
常時 常時土圧 表面載荷重 なし	縦壁 つけね	M= 36.01 S= 31.24	4.203 ≤ 7.00 OK	111.10 ≤ 195.0 OK	0.153 ≤ 0.70 OK
中地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 あり	縦壁 つけね	M= 56.69 S= 46.08	6.618 ≤ 14.00 OK	174.93 ≤ 295.0 OK	0.225 ≤ 1.40 OK
中地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 なし	縦壁 つけね	M= 38.90 S= 34.78	4.541 ≤ 14.00 OK	120.03 ≤ 295.0 OK	0.170 ≤ 1.40 OK
中地震時 地震時土圧 表面載荷重 あり	縦壁 つけね	M= 72.74 S= 60.99	8.491 ≤ 14.00 OK	224.44 ≤ 295.0 OK	0.298 ≤ 1.40 OK
中地震時 地震時土圧 表面載荷重 なし	縦壁 つけね	M= 46.62 S= 44.40	5.442 ≤ 14.00 OK	143.85 ≤ 295.0 OK	0.217 ≤ 1.40 OK
大地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 あり	縦壁 つけね	M= 58.48 S= 47.21	6.826 ≤ 21.00 OK	180.44 ≤ 295.0 OK	0.231 ≤ 2.10 OK

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

荷重状態	位置	作用応力 M [kNm/m] S [kN/m]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	
大地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 なし	縦壁 つけね	M= 40.69 S= 35.91	\leq 4.749 21.00 OK	\leq 125.54 295.0 OK	\leq 0.176 2.10 OK	
大地震時 地震時土圧 表面載荷重 あり	縦壁 つけね	M= 81.02 S= 67.92	\leq 9.456 21.00 OK	\leq 249.97 295.0 OK	\leq 0.332 2.10 OK	
大地震時 地震時土圧 表面載荷重 なし	縦壁 つけね	M= 51.92 S= 49.45	\leq 6.061 21.00 OK	\leq 160.21 295.0 OK	\leq 0.242 2.10 OK	

4-3 かかと底版の応力度計算結果一覧表

b [mm] 1000 D [mm] 350 d [mm] 282 配筋 D16 @150 A_s [mm²] 1324.0 p 0.00469 n 15 k 0.311 j 0.896
 dt = 68

荷重状態	位置	作用応力 M [kNm/m] S [kN/m]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	
常時 常時土圧 表面載荷重 あり	かかと つけね	M= 53.80 S= 15.05	\leq 4.848 7.00 OK	\leq 160.80 195.0 OK	\leq 0.059 0.70 OK	
常時 常時土圧 表面載荷重 なし	かかと つけね	M= 36.01 S= 7.68	\leq 3.245 7.00 OK	\leq 107.62 195.0 OK	\leq 0.030 0.70 OK	
中地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 あり	かかと つけね	M= 56.69 S= 30.07	\leq 5.109 14.00 OK	\leq 169.45 295.0 OK	\leq 0.118 1.40 OK	
中地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 なし	かかと つけね	M= 38.90 S= 21.83	\leq 3.505 14.00 OK	\leq 116.27 295.0 OK	\leq 0.086 1.40 OK	
中地震時 地震時土圧 表面載荷重 あり	かかと つけね	M= 72.74 S= 22.22	\leq 6.555 14.00 OK	\leq 217.41 295.0 OK	\leq 0.087 1.40 OK	
中地震時 地震時土圧 表面載荷重 なし	かかと つけね	M= 46.62 S= 11.74	\leq 4.201 14.00 OK	\leq 139.34 295.0 OK	\leq 0.046 1.40 OK	
大地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 あり	かかと つけね	M= 58.48 S= 36.12	\leq 5.270 21.00 OK	\leq 174.78 295.0 OK	\leq 0.142 2.10 OK	
大地震時 常時土圧+慣性力 表面載荷重 なし	かかと つけね	M= 40.69 S= 27.68	\leq 3.666 21.00 OK	\leq 121.61 295.0 OK	\leq 0.109 2.10 OK	
大地震時 地震時土圧 表面載荷重 あり	かかと つけね	M= 81.02 S= 25.80	\leq 7.300 21.00 OK	\leq 242.13 295.0 OK	\leq 0.102 2.10 OK	
大地震時 地震時土圧 表面載荷重 なし	かかと つけね	M= 51.92 S= 13.65	\leq 4.679 21.00 OK	\leq 155.19 295.0 OK	\leq 0.054 2.10 OK	

No. 1 [設計例] [L型擁壁]

5. 概略配筋図

