

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 : 宅地防災マニュアル事例集 VII-2

日 付 : 2015/01/27

設計者名 : UNION SYSTEM INC.

建 設 地 : L型擁壁の設計例
仮想背面を作用面としてとる場合

【基本事項】

工事名 : 宅地防災マニュアル事例集 VII-2
 略称 : 宅地防災マニュアル VII-2
 日付 : 2015/01/27
 設計者 : UNION SYSTEM INC.
 建設地 : L型擁壁の設計例
 解析結果 : 仮想背面を作用面としてとる場合
 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	4.20	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
 D13 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 : 主動土圧係数 (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	0	0	

・粘着力 : 基礎地盤の粘着力 $C_b= 20.0$ [kN/m²]

・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） : <0>仮想背面
- ・クーロンの土圧公式Ka の α のとり方 : <0>土圧作用面と鉛直面とのなす角度
- ・土圧の鉛直成分を安定モーメントに算入しない
- ・地表面載荷重がない場合の照査は行わない
- ・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する 考慮する幅は、<1>底版幅B
- ・滑動抵抗力の最大値を決定するための係数 α 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2.0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しない
- ・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 : <0>鉄筋重心位置

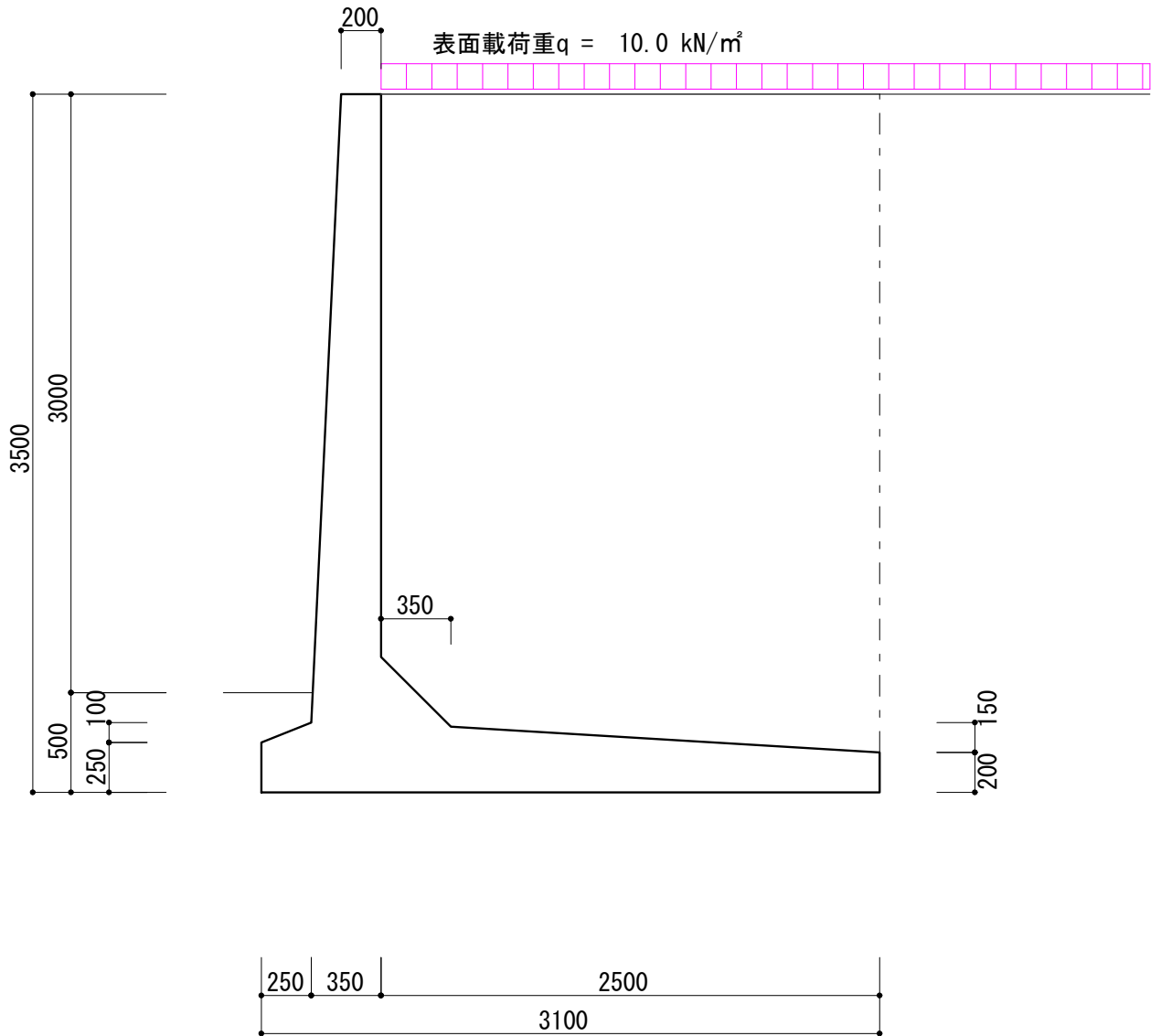
(4) 個別指定可能な計算条件

- ・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 : 縦壁背面の鉄筋重心位置 60 mm
縦壁前面の鉄筋重心位置 40 mm
基礎底版の鉄筋重心位置 60 mm

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T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 : $\mu = 0.364^*$ 摩擦係数 (= $\tan \phi_b$)
 $\phi = 20.0^*$ [°] 支持地盤のせん断抵抗角
 $C_b = 20.0$ [kN/m²] 基礎地盤の粘着力
- ・許容地耐力 : $q_{aL} = 150$ [kN/m²] 長期の許容地耐力 (常時)
- ・背面土 : $\gamma_s = 16.0$ [kN/m³] 土の単位体積重量
 $\phi = 20.0^*$ [°] 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 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

1-3 配筋

・縦壁	背面	:	つけね	D16-@150	中間部	D16-@300	横筋	D13-@300
	前面	:		D13-@300			横筋	D13-@300
・底版		:	上面	D16-@150	下面	D13-@300	配力筋	D13-@300
・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

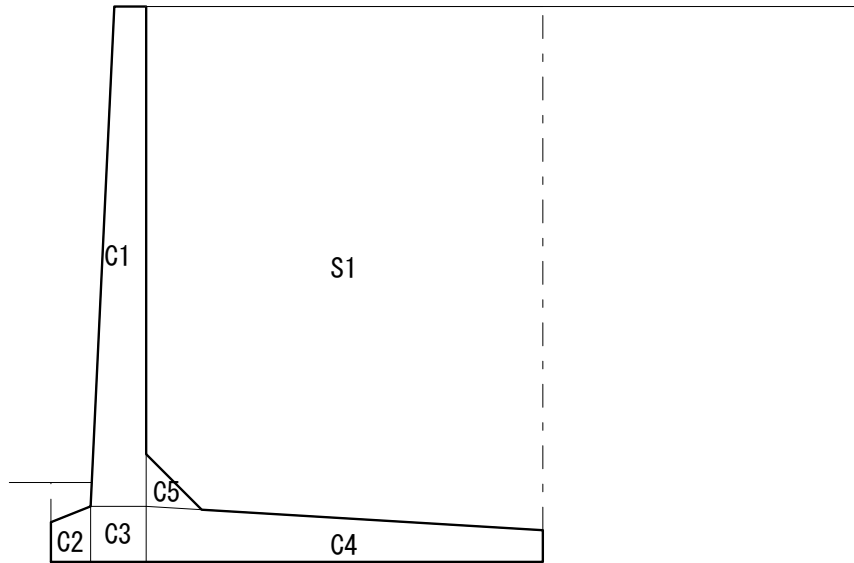
【計算条件を個別に指定する】

- ・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わない
大地震時の照査は行わない
- ・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 1150 mm
かかと底版先端からの距離 1000 mm
つま先底版先端からの距離 0 mm
- ・鉄筋の位置 : 縦壁背面の鉄筋重心位置 60 mm
縦壁前面の鉄筋重心位置 40 mm
基礎底版の鉄筋重心位置 60 mm

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T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	0.866	0.459	1.781	24.0	20.79
C2	つま先底版	0.075	0.131	0.151	24.0	1.80
C3	縦壁基部の底版	0.122	0.425	0.175	24.0	2.94
C4	かかと底版	0.687	1.736	0.140	24.0	16.50
C5	ハンチ部	0.057	0.716	0.452	24.0	1.38
C	擁壁躯体の合計	1.808	0.936	0.939	24.0	43.41
S1	背面土	8.004	1.867	1.897	16.0	128.07
S	背面土の合計	8.004	1.867	1.897	16.0	128.07

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T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、仮想背面位置で計算を行う。

$$\text{壁面摩擦角 } \delta = 0.000 \leq \beta = 0.000 \leq \phi = 20.0$$

1) 主働土圧係数

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

$$\phi - \beta = 20.0 - 0.0 = 20.00^\circ \quad (\phi < \beta \text{ のとき } 0)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(20.0 - 0.00)}{\cos^2 0.00 \cdot \cos(0.00 + 0.0) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20.0 + 0.00) \cdot \sin(20.0)}{\cos(0.00 + 0.00) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.4902$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.4902 * 16.0 * 3.500^2 = 48.04 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_a \cdot q \cdot H = 0.4902 * 10.0 * 3.500 = 17.16 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

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

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta s = 48.04 * \cos(0.000) = 48.04 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta s = 48.04 * \sin(0.000) = 0.00 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta s = 17.16 * \cos(0.000) = 17.16 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta s = 17.16 * \sin(0.000) = 0.00 \text{ kN/m}$$

※ 土圧の鉛直成分を安定モーメントに算入しないので、_V成分は 0とする。

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	43.41	43.41	0.936	40.67	0.00	0.939	0.00
背面土	128.07	128.07	1.867	239.23	0.00	1.897	0.00
表面載荷重	25.00	25.00	1.850	46.25	0.00	3.500	0.00
土圧	48.04	0.00	3.100	0.00	48.04	1.166	56.05
表面載荷重による土圧	17.16	0.00	3.100	0.00	17.16	1.750	30.03
合計	Σ	196.49		326.16	65.20		86.08

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

3-1-3 安定計算

1) 転倒に関する検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum Vx}{\sum Hy} = \frac{326.16}{86.08} = 3.788 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$

2) 合力作用位置の検討

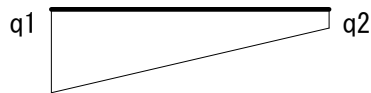
$$d = \frac{M_r - M_o}{\sum V} = \frac{326.16 - 86.08}{196.49} = 1.221 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.100}{2} - 1.221 = 0.328 \text{ m} \leq B/6 = 0.516 \quad \text{OK}$$

3) 基礎地盤の支持力に関する検討

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

$$q_1, q_2 = \frac{196.49}{3.100} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.328}{3.100}\right) = \left\{ \begin{array}{l} 103.64 \text{ kN/m}^2 \\ 23.12 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. \leq 150 \quad \text{OK}$$



4) 滑動に関する検討

$$F_s = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{133.52}{65.20} = 2.047 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$

$$R_h = \sum V \cdot \mu + C_b \cdot B = 196.49 \cdot 0.364 + 20.0 \cdot 3.100 = 133.52 \text{ kN/m}$$

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T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。

$$\text{壁面摩擦角 } \delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} * 20.0 = 13.33$$

1) 主働土圧係数

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

$$\phi - \beta = 20.0 - 0.0 = 20.00^\circ \quad (\phi < \beta \text{ のとき } 0)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(20.0 - 0.00)}{\cos^2 0.00 * \cos(0.00 + 13.3) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20.0 + 13.33) \cdot \sin(20.0)}{\cos(0.00 + 13.33) \cdot \cos(0.00 - 0.0)}}\right)^2} = 0.4379$$

2) 背面土による土圧

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.4379 * 16.0 * 3.150^2 = 34.76 \text{ kN/m}$$

3) 表面載荷重による土圧

$$Pa2 = K_a \cdot q \cdot H = 0.4379 * 10.0 * 3.150 = 13.79 \text{ kN/m}$$

4) 土圧作用角度による分力

$$\text{作用角度 } \delta_s = \alpha + \delta = 0.000 + 13.333 = 13.333^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta_s = 34.76 * \cos(13.333) = 33.82 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta_s = 34.76 * \sin(13.333) = 8.01 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta_s = 13.79 * \cos(13.333) = 13.42 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta_s = 13.79 * \sin(13.333) = 3.18 \text{ kN/m}$$

※ 土圧の鉛直成分を安定モーメントに算入しないので、_V成分は 0とする。

5) 背面土による土圧 [縦壁中間部]

$$Pa1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.4379 * 16.0 * 1.150^2 = 4.63 \text{ kN/m}$$

6) 表面載荷重による土圧 [縦壁中間部]

$$Pa2 = K_a \cdot q \cdot H = 0.4379 * 10.0 * 1.150 = 5.03 \text{ kN/m}$$

7) 土圧作用角度による分力 [縦壁中間部]

$$\text{作用角度 } \delta_s = \alpha + \delta = 0.000 + 13.333 = 13.333^\circ$$

$$Pa1_H = Pa1 \cdot \cos \delta_s = 4.63 * \cos(13.333) = 4.50 \text{ kN/m}$$

$$Pa1_V = Pa1 \cdot \sin \delta_s = 4.63 * \sin(13.333) = 1.06 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_H = Pa2 \cdot \cos \delta_s = 5.03 * \cos(13.333) = 4.90 \text{ kN/m}$$

$$Pa2_V = Pa2 \cdot \sin \delta_s = 5.03 * \sin(13.333) = 1.16 \text{ kN/m}$$

※ 土圧の鉛直成分を安定モーメントに算入しないので、_V成分は 0とする。

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

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 1150mm		
		S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	y [m]	M [kNm/m]
土圧	34.76	33.82	1.050	35.51	4.50	0.383	1.72
表面載荷重による土圧	13.79	13.42	1.575	21.14	4.90	0.575	2.81
合計	Σ	47.25		56.66	9.40		4.54

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D16 @150]

$$M = 56.66 \text{ kNm/m}$$

$$S = 47.25 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 290} = 0.00456$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00456 * 15 + (0.00456 * 15)^2} - 0.00456 * 15}{2} = 0.307$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.307}{3} = 0.897$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 56.66 * 1e6}{0.307 * 0.897 * 1000 * 290^2} = 4.876 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{56.66 * 1e6}{1324.0 * 0.897 * 290} = 164.44 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{47.25 * 1e3}{1000 * 0.897 * 290} = 0.181 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

3) 断面検討 (縦壁天端より1150mmの位置)

[配筋 : D16 @300]

$$M = 4.54 \text{ kNm/m}$$

$$S = 9.40 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{662.0}{1000 * 194} = 0.00339$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00339 * 15 + (0.00339 * 15)^2} - 0.00339 * 15}{2} = 0.272$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.272}{3} = 0.909$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 4.54 * 1e6}{0.272 * 0.909 * 1000 * 194^2} = 0.967 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{4.54 * 1e6}{662.0 * 0.909 * 194} = 38.78 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{9.40 * 1e3}{1000 * 0.909 * 194} = 0.053 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

3-1-6 つま先底版の応力計算

1) 作用応力の集計

種類	P [kN/m]	つけね			つま先先端より		
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]
底版反力	-97.15	-25.09	0.126	-3.17			
合計	Σ	-25.09		-3.17			

2) 断面検討 (つけね)

[配筋 : D13 @300]

$$M = 3.17 \text{ kNm/m}$$

$$S = 25.09 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{422.3}{1000 * 290} = 0.00145$$

$$k = \frac{\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n}{2} = \frac{\sqrt{2 * 0.00145 * 15 + (0.00145 * 15)^2} - 0.00145 * 15}{2} = 0.188$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.188}{3} = 0.937$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 3.17 * 1e6}{0.188 * 0.937 * 1000 * 290^2} = 0.427 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{3.17 * 1e6}{422.3 * 0.937 * 290} = 27.62 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{25.09 * 1e3}{1000 * 0.937 * 290} = 0.092 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

3-1-7 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 1000mm		
		S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]	S [kN/m]	x [m]	M [kNm/m]
躯体 (かかと底版)	16.50	16.50	1.136	18.75	5.52	0.478	2.64
駆体 (ハンチ)	1.38	1.38	0.116	0.16	0.00	0.000	0.00
背面土	128.07	128.07	1.267	162.39	52.32	0.501	26.24
表面載荷重	25.00	25.00	1.250	31.25	10.00	0.500	5.00
底版反力	-88.06	-138.97	1.006	-139.90	-36.11	0.440	-15.89
合計	Σ	31.98		72.65	31.72		17.98

※ 縦壁つけねのM = 56.66

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

2) 断面検討 (つげね)

[配筋 : D16 @150]

$$\begin{aligned} M &= 56.66 \text{ kNm/m} \\ S &= 31.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 290} = 0.00456$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n \\ &= \sqrt{2 * 0.00456 * 15 + (0.00456 * 15)^2} - 0.00456 * 15 = 0.307 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.307}{3} = 0.897$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 56.66 * 1e6}{0.307 * 0.897 * 1000 * 290^2} = 4.876 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{56.66 * 1e6}{1324.0 * 0.897 * 290} = 164.44 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{31.98 * 1e3}{1000 * 0.897 * 290} = 0.122 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

3) 断面検討 (かかと先端より1000mmの位置)

[配筋 : D16 @150]

$$\begin{aligned} M &= 17.98 \text{ kNm/m} \\ S &= 31.72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1324.0}{1000 * 200} = 0.00662$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n \\ &= \sqrt{2 * 0.00662 * 15 + (0.00662 * 15)^2} - 0.00662 * 15 = 0.357 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.357}{3} = 0.880$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 * 17.98 * 1e6}{0.357 * 0.880 * 1000 * 200^2} = 2.857 \text{ N/mm}^2 \leq 7.00 \text{ OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{17.98 * 1e6}{1324.0 * 0.880 * 200} = 77.12 \text{ N/mm}^2 \leq 195.0 \text{ OK}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{31.72 * 1e3}{1000 * 0.880 * 200} = 0.180 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \text{ OK}$$

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T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	q _{max}	q _{min}
常時 常時土圧 表面載荷重 あり	V= 196.49 H= 65.20	3.788 ≥ 1.50 OK	0.328 ≤ 0.516 OK	2.047 ≥ 1.50 OK		103.64 ≤ 150 OK	23.12 OK

4-2 縦壁の応力度計算結果一覧表

	b [mm]	D [mm]	d [mm]	配筋	As [mm ²]	p	n	k	j
中間部	1000	254	194	D16 -@300	662.0	0.00339	15	0.272	0.909
つけね	1000	350	290	D16 -@150	1324.0	0.00456	15	0.307	0.897
			dt = 60						

※ 中間部の距離は、縦壁天端からの距離を表す。

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	中間部 1150	M= 4.54 S= 9.40	≤ 0.967 7.00 OK	≤ 38.78 195.0 OK	≤ 0.053 0.70 OK
	縦壁 つけね	M= 56.66 S= 47.25	≤ 4.876 7.00 OK	≤ 164.44 195.0 OK	≤ 0.181 0.70 OK

4-3 つま先底版の応力度計算結果一覧表

	b [mm]	D [mm]	d [mm]	配筋	As [mm ²]	p	n	k	j
つけね	1000	350	290	D13 -@300	422.3	0.00145	15	0.188	0.937
			dt = 60						

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	つま先 つけね	M= 3.17 S= 25.09	≤ 0.427 7.00 OK	≤ 27.62 195.0 OK	≤ 0.092 0.70 OK

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

4-4 かかと底版の応力度計算結果一覧表

	b [mm]	D [mm]	d [mm]	配筋	As [mm ²]	p	n	k	j
つけね	1000	350	290	D16 -@150	1324.0	0.00456	15	0.307	0.897
中間部	1000	260	200			0.00662	15	0.357	0.880

dt = 60

※ 中間部の距離は、かかと底版後面からの距離を表す。

荷重状態	位置	作用応力		σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	
		M [kNm/m]	S [kN/m]				
常時 常時土圧 表面載荷重 あり	かかと つけね	M= 56.66 S= 31.98		4.876 ≤ 7.00 OK	164.44 ≤ 195.0 OK	0.122 ≤ 0.70 OK	
	中間部 1000	M= 17.98 S= 31.72		2.857 ≤ 7.00 OK	77.12 ≤ 195.0 OK	0.180 ≤ 0.70 OK	

No. 1 [L型擁壁の設計例] [逆T型擁壁]

5. 概略配筋図

