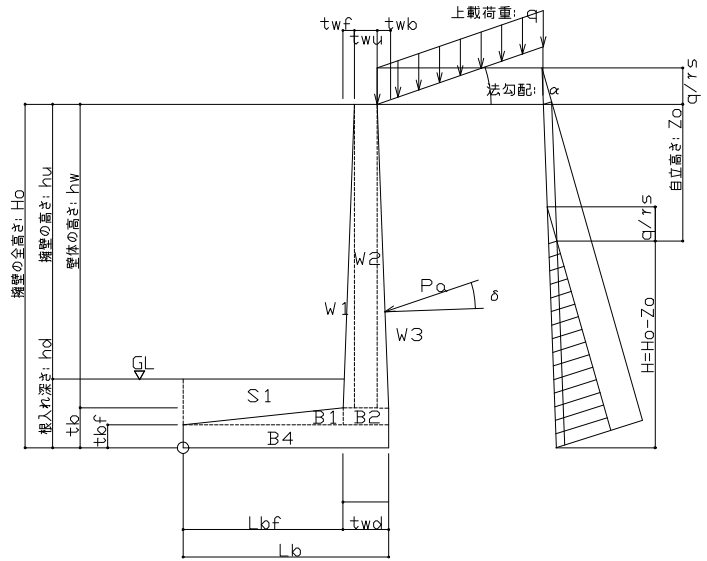


4-4 L型擁壁の設計 (造成外宅地 1)

1 躯体寸法

| | | |
|----------------|---------------------------------|---------------------------------------|
| 背面土 | | |
| tan α | : 背面土勾配 | 0.00 |
| q | : 上載荷重 | 5.00 [kN/m ²] |
| 壁面 | | |
| Hu | : 擁壁の高さ (平均) | 1.50 [m] |
| Hd | : 根入れ深さ | 0.50 [m] |
| Ho | : 擁壁の全高さ | 2.00 [m] |
| hw | : 壁部の高さ | 1.65 [m] |
| twf | : 擁壁前部の厚さ | 0.05 [m] |
| twu | : 擁壁頂部の厚さ | 0.25 [m] |
| twb | : 擁壁後部の厚さ | 0.00 [m] |
| twd | : 擁壁底部の厚さ | 0.30 [m] |
| 礎盤 | | |
| Lbf | : 礎盤前部の長さ | 2.00 [m] |
| Lb | : 礎盤全部の長さ | 2.30 [m] |
| tbf | : 礎盤先端の厚さ | 0.35 [m] |
| tb | : 礎盤元端の厚さ | 0.35 [m] |
| 構造躯体巾 | | |
| B | : 考慮する擁壁の巾 : コンクリートの 単位重量 | 1.00 [m] 24.0 [kN/m ³] |
| γ _s | : 土の単位重量 | 18.0 [kN/m ³] |
| q _a | : 長期許容支持力度 | 50.0 [kN/m ²] |
| φ _B | : 基礎底面の摩擦角 | 30.0 [°] |



2 常時鉛直荷重 (固定荷重と積載荷重)

| No | 記号 | 名称 | | Wi [kN] | x [m] | w · x |
|----|----|-------|---|---------|-------|-------|
| 1 | W1 | 擁壁前面 | 0.050 ÷ 2 × 1.650 × 24.00 × 1 × 1.000 | 0.99 | 2.03 | 2.01 |
| 2 | W2 | 擁壁中央 | 0.250 × 1.650 × 1 × 24.00 × 1 × 1.000 | 9.90 | 2.18 | 21.53 |
| 3 | W3 | 擁壁後部 | 0.000 ÷ 2 × 1.650 × 24.00 × 1 × 1.000 | 0.00 | 2.30 | 0.00 |
| 4 | B1 | 礎版斜部 | 0.000 ÷ 2 × 2.000 × 24.00 × 1 × 1.000 | 0.00 | 1.33 | 0.00 |
| 5 | B2 | 礎版中央部 | 0.000 × 0.300 × 1 × 24.00 × 1 × 1.000 | 0.00 | 2.15 | 0.00 |
| 6 | | | × × × × × | | | |
| 7 | B4 | 礎版下部 | 0.350 × 2.300 × 24.00 × 1 × 1 × 1.000 | 19.32 | 1.15 | 22.22 |
| 8 | S1 | 埋め戻し土 | (0.150 + 0.150) ÷ 2 × 2.000 × 18.00 × 1.000 | 5.40 | 1.00 | 5.40 |
| 合計 | | | | 35.61 | | 51.16 |

重心位置 $51.16 \div 35.61 = 1.437$ [m]

3 地震時水平荷重

水平震度: kh = 0.2 ただし地盤面以下は kh = 0.10 とする

| No | 記号 | 名称 | | Hi [kN] | y [m] | H · y |
|----|----|-------|----------|---------|-------|-------|
| 1 | W1 | 擁壁前面 | kh · W1 | 0.20 | 0.900 | 0.18 |
| 2 | W2 | 擁壁中央 | kh · W2 | 1.98 | 1.175 | 2.33 |
| 3 | W3 | 擁壁後部 | kh · W3 | 0.00 | 0.900 | 0.00 |
| 4 | B1 | 礎版斜部 | 0.1 · B1 | 0.00 | 0.350 | 0.00 |
| 5 | B2 | 礎版中央部 | 0.1 · B2 | 0.00 | 0.350 | 0.00 |
| 6 | | | | | | |
| 7 | B4 | 礎版下部 | 0.1 · B4 | 1.93 | 0.175 | 0.34 |
| 8 | S1 | 埋め戻し土 | 0.1 · S1 | 0.54 | 0.500 | 0.27 |
| 合計 | | | | 4.65 | | 3.11 |

重心位置 $3.113 \div 4.650 = 0.669$ [m]

4 土圧係数

4-1 常時主働土圧係数

常時主働土圧係数は次式により算定する

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

| | |
|----------------------------|---------------------------|
| ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 | 30.0 [°] |
| δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角 | 20.0 [°] |
| θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 | 0.0 [°] |
| α : 地表面と水平面とのなす角 | 0.0 [°] |
| γ_s : 背面土の単位体積重量 | 18.0 [kN/m ³] |
| c : 土の粘着力 | 0.0 [kN/m ²] |

(土とコンクリート)
壁面摩擦角: δ の算定

| Cの範囲 | ϕ の範囲 | δ |
|---------|----------------------|-------------|
| $c > 0$ | | 0 |
| $c = 0$ | $\phi \leq 10^\circ$ | 0 |
| | $10 < \phi < 30$ | $\phi - 10$ |
| | $\phi \geq 30$ | 20 |

$$\begin{array}{ll} \cos \theta = & 1.0000 \\ \phi - \theta = & 30.00 \quad \cos(\phi - \theta) = & 0.8660 \\ \theta + \delta = & 20.00 \quad \cos(\theta + \delta) = & 0.9397 \\ \phi + \delta = & 50.00 \quad \sin(\phi + \delta) = & 0.7660 \\ \phi - \alpha = & 30.00 \quad \sin(\phi - \alpha) = & 0.5000 \quad (\phi - \alpha) \leq 0 \text{ の時 () 内は 0 とする} \\ \theta - \alpha = & 0.00 \quad \cos(\theta - \alpha) = & 1.0000 \end{array}$$

$$K_A = \frac{0.7500}{0.9397 \times (1 + 0.4076)^2} = 0.297$$

背面に接する地表面から深さHにおける土圧: P_i は次式で算定する

$$P_i = K_A (\gamma \cdot H_i + q) - 2c\sqrt{K_A}$$

| | H_i | $\gamma \cdot H_i$ | q [kN/m ²] | $-2c\sqrt{K_A}$ | P_i [kN/m ²] |
|-----|-------|--------------------|--------------------------|-----------------|----------------------------|
| 最上部 | 0.000 | 0.000 | 5.000 | 0.00 | 1.49 |
| 最下部 | 2.000 | 36.000 | 5.000 | 0.00 | 12.19 |

$$P = 13.68 \text{ [kN/m]}$$

$$\begin{array}{ll} \text{土圧の水平成分は} & P_x = P \cos(\theta + \delta) = 12.85 \text{ [kN/m]} \\ \text{土圧の鉛直成分は} & P_y = P \sin(\theta + \delta) = 10.48 \text{ [kN/m]} \end{array} \quad \text{ただし鉛直成分は無視する}$$

$$y = \frac{1}{3} \times \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \times H = 0.739 \text{ [m]}$$

$$M_o = P_x \cdot y = 9.50 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]}$$

4-2 地震時主働土圧係数

kv= 0.1

kh= 0.2

以上より、地震合成角：θ_oは

12.53 [度]

地震時土圧係数は次式により算定する。ただし粘着力は考慮しない。

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

(土とコンクリート)
地震時壁面摩擦角：δの算定

| | | |
|---------------------|-------|-----|
| φ : 裏込め土の内部摩擦角 | 30.00 | [°] |
| δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角 | 15.00 | [°] |
| θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 | 0.00 | [°] |
| α : 地表面と水平面とのなす角 | 0.00 | [°] |

| Cの範囲 | φの範囲 | δ |
|------|-------------|--------|
| c=0 | φ ≤ 10° | 0 |
| | 10 < φ < 30 | φ - 15 |
| | φ ≥ 30 | 15 |

| | | |
|--------------------------|--------------------------------|--|
| | cos θ _o = | 0.9762 |
| | cos θ = | 1.0000 |
| φ - θ - θ _o = | cos(φ - θ - θ _o) = | 17.47 0.9539 |
| θ _o + θ + δ = | cos(θ _o + θ + δ) = | 27.53 0.8868 |
| φ + δ = | sin(φ + δ) = | 45.00 0.7071 |
| φ - α - θ _o = | sin(φ - α - θ _o) = | 17.47 0.3002 (φ - α - θ _o) ≤ 0の時()内は0とする |
| θ - α = | cos(θ - α) = | 0.00 1.0000 |

K_{Ae} = $\frac{0.819}{0.866 \times (1 + 0.489)^2}$ = 0.426

背面に接する地表面から深さH_iにおける地震時土圧：P_{ei}は次式で算定する

$$P_{ei} = \left\{ \gamma \cdot H_i + \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \cdot (q) \right\} (1-kv) K_{Ae}$$

| | H _i | γ · H _i | q | -2c√Ka | P _{ei} [kN/m ²] |
|-----|----------------|--------------------|-----|--------|--------------------------------------|
| 最上部 | 0.00 | 0.00 | 5.0 | 無視 | 1.92 |
| 最下部 | 2.00 | 36.00 | 5.0 | 無視 | 15.74 |

Pe = 17.66 [kN/m]

土圧の水平成分は P_{ex} = P_e cos(θ + δ + θ_o) = 15.66 [kN/m]

土圧の鉛直成分は P_{ey} = P_e sin(θ + δ + θ_o) = 5.30 [kN/m]

ただし鉛直成分は無視する

y = $\frac{1}{3} \times \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \times H$ = 0.739 [m]

Mo = P_x · y = 11.57 [kN · m/m]

5 安定計算

5-1 滑動安全率の検討

・常時

$$\begin{aligned} \Sigma P &= 12.85 \times 1.00 = 12.85 \text{ [kN]} \\ \Sigma w &= 35.61 \quad \mu = \tan \phi B = 0.577 \\ \Sigma w \cdot \mu &= 20.56 \text{ [kN]} \\ S_s &= 20.56 \div 12.85 = 1.60 > 1.5 \text{ OK!} \end{aligned}$$

・地震時

$$\begin{aligned} P_e &= 15.66 \\ K_h \cdot W &= 4.65 \\ \Sigma P_e &= 20.31 \times 1.00 = 20.31 \text{ [kN]} \\ S_s &= 20.56 \div 20.31 = 1.01 > 1.0 \text{ OK!} \end{aligned}$$

5-2 転倒安全率の検討

・常時

$$\begin{aligned} M_o &= 9.50 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ M_r &= 51.16 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ S_m &= 51.16 \div 9.50 = 5.39 > 1.5 \text{ OK!} \end{aligned}$$

・地震時

$$\begin{aligned} M_{eo} &= 14.69 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ M_r &= 46.05 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ S_m &= 46.05 \div 14.69 = 3.14 > 1.0 \text{ OK!} \end{aligned}$$

5-3 支持応力度の検討

・常時

$$\begin{aligned} q_{a1} &: \text{長期地耐力} && 50.0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ \Sigma w &= 35.61 \text{ [kN]} \\ \Sigma P &= 12.85 \text{ [kN]} \\ M_o &= 12.85 \times 0.739 = 9.50 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ \bar{G}_x &= 1.437 \text{ [m]} \\ M_r &= 35.61 \times 1.437 = 51.16 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ L_b &= 2.300 \text{ [m]} \\ e &= \frac{B}{2} - \frac{MR - M_o}{\Sigma w} = -0.020 \text{ [m]} < B/6 = 0.38 \text{ [m]} \\ q_{1,2} &= \frac{\Sigma W}{B \cdot L_b} \left(1 \pm \frac{6e}{L_b} \right) \quad q_{1,2} = \begin{aligned} &14.7 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{a1} \text{ OK!} \\ &16.3 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{a1} \text{ OK!} \end{aligned} \end{aligned}$$

・地震時

$$\begin{aligned} q_{as} &: \text{短期地耐力} && 100.0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ \Sigma w_e &= 0.9 \Sigma w = 32.05 \text{ [kN]} \\ P_e &= \text{地震時土圧} && 15.66 \times 1.00 = 15.66 \text{ [kN]} \\ Ph &= \text{地震力} && 4.65 \text{ [kN]} \\ M_{oe} &= 15.66 \times 0.739 + 4.65 \times 0.669 = 14.69 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ M_{Re} &= 0.90 \times MR = 46.05 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ e &= \frac{B}{2} - \frac{MR - M_o}{\Sigma w} = 0.171 \text{ [m]} < LB/6 = 0.38 \text{ [m]} \\ q_{1,2} &= \frac{\Sigma W}{B \cdot L_b} \left(1 \pm \frac{6e}{L_b} \right) \quad q_{1,2} = \begin{aligned} &20.2 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{as} \text{ OK!} \\ &7.7 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{as} \text{ OK!} \end{aligned} \end{aligned}$$

6 断面設計

1. 使用材料

| | | | 長期 | | | 短期 | | |
|--|-------|--|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| コンクリート F _c [N/mm ²] | | | f _c | f _s | f _a | f _c | f _s | f _a |
| 21 | | | 7 | 0.7 | 1.4 | 14 | 1.05 | 2.1 |
| 鉄筋 | | | f _t | | | f _t | | |
| D16以下 | SD295 | | 195 | | | 295 | | |
| D19以上 | SD345 | | 215 | | | 345 | | |

2. 擁壁壁体 (単位長さ1.0mについて)

・常時 常時における作用力は土圧のみであるから

$$Q = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot y^2 - 2c \sqrt{K_a} y + q \cdot K_a \cdot y \right) \cos(\delta + \theta)$$

$$M = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot K_a \cdot y^3 - c \sqrt{K_a} y^2 + \frac{1}{2} q \cdot K_a \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta)$$

断面算定表

(SD295として算定している)

| 位置 | y | Q[kN] | M[kN・m] | t[cm] | d[cm] | j[cm] | at[cm ²] | φ[cm] | τ[N/mm ²] |
|-----|------|-------|---------|-------|-------|-------|----------------------|-------|-----------------------|
| 頂部 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 25.0 | 18.0 | 15.8 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| | 1.00 | 3.9 | 1.5 | 28.0 | 21.0 | 18.4 | 0.43 | 1.52 | 0.021 |
| | 1.50 | 7.8 | 4.4 | 29.5 | 22.5 | 19.7 | 1.14 | 2.81 | 0.039 |
| | 1.50 | 7.8 | 4.4 | 29.5 | 22.5 | 19.7 | 1.14 | 2.81 | 0.039 |
| 壁下部 | 1.65 | 9.2 | 5.7 | 30.0 | 23.0 | 20.1 | 1.44 | 3.25 | 0.045 |

・地震時 地震時における作用力は地震時土圧、躯体の地震力であるから

$$Q_e = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^2 + q \cdot K_{ae} \cdot y \right) \cos(\delta + \theta + \theta_o) + kh(\sum W_i)$$

$$M_e = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^3 + \frac{1}{2} q \cdot K_{ae} \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta + \theta_o) + kh(\sum W_i \cdot y_i)$$

$$\sum W_i = Q_{e1} + Q_{e2}$$

$$Q_{e1} = \gamma c \cdot t_w \cdot y_i$$

$$Q_{e2} = \gamma c \cdot (t_w f + t_w b) / 2 h_w \cdot y_i^2 / 2$$

$$\sum W_i \cdot y_i = M_{e1} + M_{e2}$$

$$M_{e1} = \gamma c \cdot t_w \cdot y_i^2 / 2$$

$$M_{e2} = \gamma c \cdot (t_w f + t_w b) / H_w \cdot y_i^3 / 6$$

応力表

| 位置 | y[m] | Q | Q _{e1} | Q _{e2} | M | M _{e1} | M _{e2} |
|-----|------|------|-----------------|-----------------|-----|-----------------|-----------------|
| 頂部 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 1.00 | 5.3 | 6.0 | 0.2 | 2.1 | 3.0 | 0.1 |
| | 1.50 | 10.5 | 9.0 | 0.4 | 6.0 | 6.8 | 0.4 |
| | 1.50 | 10.5 | 9.0 | 0.4 | 6.0 | 6.8 | 0.4 |
| 壁脚部 | 1.65 | 12.4 | 9.9 | 0.5 | 7.7 | 8.2 | 0.5 |

断面算定表

(SD295として算定している)

| 位置 | y[m] | Q _e [kN] | M _e [kN・m] | t[cm] | d[cm] | j[cm] | at[cm ²] | φ[cm] | τ[N/mm ²] |
|-----|------|---------------------|-----------------------|-------|-------|-------|----------------------|-------|-----------------------|
| 頂部 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 25.0 | 18.0 | 15.8 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| | 1.00 | 11.5 | 5.2 | 28.0 | 21.0 | 18.4 | 0.96 | 2.97 | 0.062 |
| | 1.50 | 19.9 | 13.1 | 29.5 | 22.5 | 19.7 | 2.25 | 4.80 | 0.101 |
| | 1.50 | 19.9 | 13.1 | 29.5 | 22.5 | 19.7 | 2.25 | 4.80 | 0.101 |
| 壁脚部 | 1.65 | 22.8 | 16.4 | 30.0 | 23.0 | 20.1 | 2.76 | 5.39 | 0.113 |

壁脚部の位置で

D13@ 200 とすると a₁= 1.27 [cm²]

φ₁= 4.00 [cm]

at= 6.4 > nat= 2.76 OK!

φ= 20.0 > nφ= 5.39 OK!

上部から1.50[m]の位置で

D13@ 200 とすると a₁= 1.27 [cm²]

φ₁= 4.00 [cm]

at= 6.4 > nat= 2.25 OK!

φ= 20.0 > nφ= 4.80 OK!

3. 趾版の検討 (爪先)

 $q_2 > q_1$ の時のときの反力重心

$$x_i = \frac{1}{3} \times \frac{2q_1 + q_2}{q_1 + q_2} \times Lbf$$

 $q_1 > q_2$ の時のときの反力重心

$$x_i = \frac{1}{3} \times \frac{q_1 + 2q_2}{q_1 + q_2} \times Lbf$$

・常時 単位巾について算定する (W=Wi/B)

応力表

| 部位 | S1 | B1 | B4 | Σq | 計 | 備考 |
|-----------|-------|-------|--------|------------|-------|--------|
| W[kN] | 5.40 | 0.00 | 16.80 | -30.75 | -8.55 | |
| x_i [m] | -1.00 | -0.67 | -1.00 | -0.98 | | |
| M[kN・m] | -5.40 | 0.00 | -16.80 | 30.29 | 8.09 | 正は下端引張 |

断面算定表

| 位置 | 常時 q | x | Q[kN] | M[kN・m] | t [cm] | d [cm] | j [cm] | at [cm ²] | ϕ [cm] | τ [N/mm ²] |
|-----|--------|------|-------|---------|----------|----------|----------|-------------------------|-------------|-----------------------------|
| 盤先端 | 14.7 | 0.00 | | | | | | | | |
| 壁表端 | 16.1 | 2.00 | 8.55 | 8.09 | 35.0 | 28.0 | 24.5 | 1.69 | 2.49 | 0.035 |
| 盤後端 | 16.3 | 2.30 | | | | | | | | |

・地震時 単位巾について算定する (W=0.9Wi/B)

応力表

| 部位 | S1 | B1 | B4 | Σq | 計 | 備考 |
|-----------|-------|-------|--------|------------|-------|--------|
| W[kN] | 4.86 | 0.00 | 15.12 | -29.49 | -9.51 | |
| x_i [m] | -1.00 | -0.67 | -1.00 | -0.88 | | |
| M[kN・m] | -4.86 | 0.00 | -15.12 | 25.88 | 5.90 | 正は下端引張 |

断面算定表

| 位置 | 地震時 q | x | Q[kN] | M[kN・m] | t [cm] | d [cm] | j [cm] | at [cm ²] | ϕ [cm] | τ [N/mm ²] |
|-----|---------|------|-------|---------|----------|----------|----------|-------------------------|-------------|-----------------------------|
| 盤先端 | 20.2 | 0.00 | | | | | | | | |
| 壁表端 | 9.3 | 2.00 | 9.51 | 5.90 | 35.0 | 28.0 | 24.5 | 0.82 | 1.85 | 0.039 |
| 盤後端 | 7.7 | 2.30 | | | | | | | | |

壁表端で

D13@ 200 とすると $a_1 = 1.27$ [cm²]
 $\phi_1 = 4.00$ [cm]

$at = 6.4 > nat = 1.69$ OK!
 $\phi = 20.0 > n\phi = 2.49$ OK!