

擁壁設計と維持管理演習問題解答

1. 演習問題 1 重力式擁壁の安定計算

下図に示す重力式擁壁の安定性を、「道路土工－擁壁工指針」に準拠して照査せよ。
壁面傾斜角 α 、壁面傾斜角 δ は少数第 2 位まで求めること。

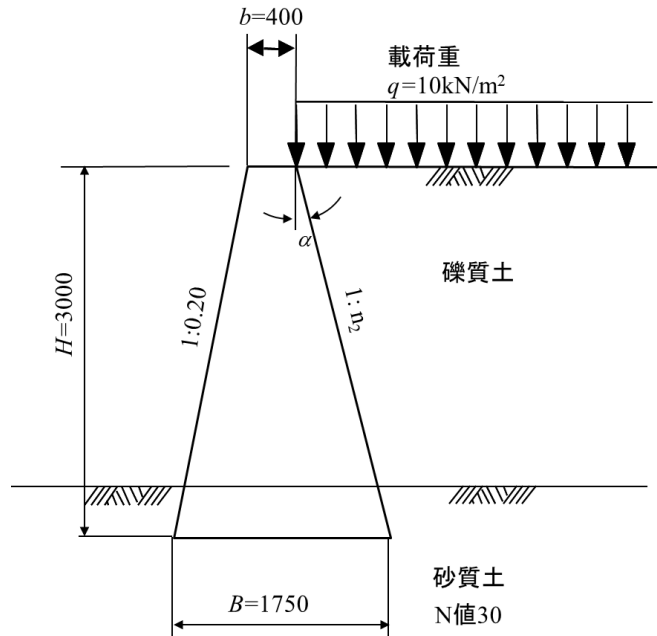


図 1.1 擁壁断面

1.1 設計条件

(1) 構造寸法

擁壁高： $H=3.00$ m

擁壁の伸縮目地間隔： $L=10$ m

(2) 載荷重

$q=10\text{kN}\cdot\text{m}^2$

(3) 裏込め土

土 質：礫質土

単位体積重量： $\gamma=20$ kN/m³

せん断抵抗角： $\phi=35^\circ$

(4) コンクリート

設計基準強度： $\sigma_{ck}=18$ N/mm²

単位体積重量： $\gamma_c=23$ kN/m³

(5) 支持地盤

土 質：砂質土

N 値 : 30

地盤と擁壁底面の摩擦係数 $\mu=0.6$

許容支持力度 $q_a=300 \text{ kN/m}^2$

(6) 適用技術基準

日本道路協会：道路土工・擁壁工指針(平成 24 年 7 月)

表 1.1 単位体積重量 (kN/m^3)

材 料		単位体積重量
無筋コンクリート		23
鉄筋コンクリート		24.5
裏 込 め 土	礫質土	20
	砂質土	19
	シルト、粘性土	18

表 1.2 裏込め土・盛土の土質定数

裏込め土・盛土の種類	単位体積重量(γ)	せん断抵抗角(ϕ)	粘着力(c) ^{注2)}
礫質土	20 kN/m^3	35°	—
砂質土 ^{注1)}	19 kN/m^3	30°	—
粘性土(ただし $w_L < 50\%$)	18 kN/m^3	25°	—

注 1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。

注 2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 c を無視する。

表 1.3 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 c_B
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎コンクリートの間に割栗 石または碎石をしく場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

表 1.4 地盤の許容支持力度

基礎地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m^2)	備 考	
			q_u (kN/m^2)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000 以上	
	亀裂の多い硬岩	600	10000 以上	
	軟岩・土丹	300	1000 以上	
れき層	密なもの	600		
	密でないもの	300		
砂 質 地 盤	密なもの	300		30~50
	中位なもの	200		20~30
粘性土地 盤	非常に堅いもの	200	240~400	15~30
	堅いもの	100	100~200	10~15

1.2 荷重

(1) 自重

重量

$$W_c = \frac{H}{2}(b+B)\gamma_c = \frac{3.00}{2} \times (0.40+1.75) \times 23 = 74.19 \text{ kN/m}$$

重心位置

前面勾配 $1:n_1 = 1:0.2$

背面勾配 $1:n_2$

$$n_2 = \frac{B-b}{H} - n_1 = \frac{1.75-0.40}{3.00} - 0.2 = 0.25$$

$$x_c = \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2b+B}{b+B} (n_1 - n_2)$$

$$= \frac{1.75}{2} + \frac{3.00}{6} \times \frac{2 \times 0.4 + 1.75}{0.4 + 1.75} \times (0.2 - 0.25) = 0.85 \text{ m}$$

(2) 土圧

地表面が水平であるので、クーロンの土圧公式が適用できるが、ここでは試行くさび法を適用して主働土圧を算定する。

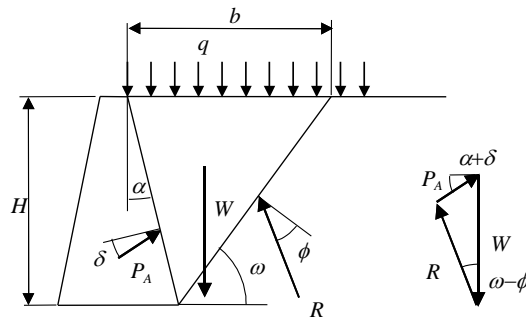


図 1.2 擁壁に作用する主働土圧

a) 計算条件

壁面傾斜角 $\alpha = \tan^{-1} n_2 = \tan^{-1} 0.25 = 14.04^\circ$

裏込め土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3} \times 35 = 23.33^\circ$

載荷重 $q = 10 \text{ kN/m}^2$

b) 計算式

$$b = H \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \omega} \right), \quad W = \frac{1}{2} b (\gamma H + 2q), \quad P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} W$$

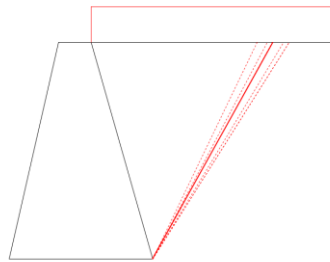
c) 主働土圧合力

すべり角 ω を 62° から 66° まで 1° 刻みで変化させて土圧 P_A を算定する。

表 1.1

$\omega(^{\circ})$	$\omega - \phi(^{\circ})$	$\omega - \phi - \alpha - \delta(^{\circ})$	$b = H \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \omega} \right)$	$W = \frac{1}{2} b (\gamma H + 2q)$	$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} W$
62	27	-10.37	2.345	93.81	43.29
63	28	-9.37	2.279	91.15	43.37
64	29	-8.37	2.213	88.52	43.38
65	30	-7.37	2.149	85.97	43.34
66	31	-6.37	2.086	83.43	43.23

すべり角 ω と主働土圧合力 P_A の関係をグラフに描くと、図 1.3 のようになる。 P_A が最大となるのは、 $\omega = 64^{\circ}$ のときで、その時の主働土圧合力が正解値 $P_A = 43.38 \text{ kN/m}$ である。



すべり角と土圧の関係

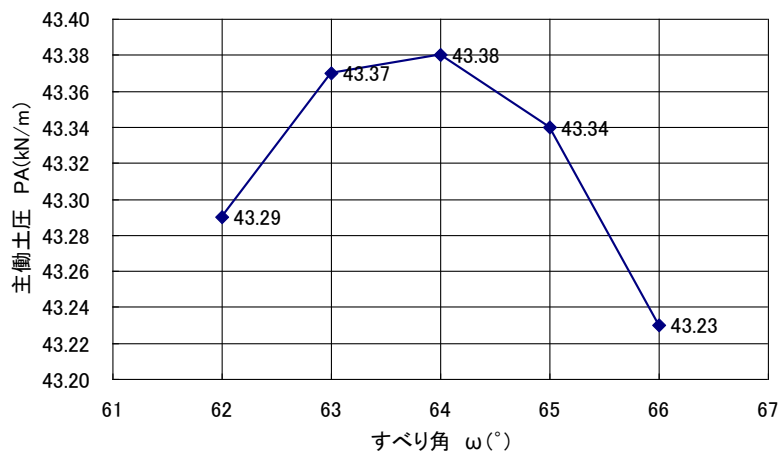


図 1.3 ω と土圧 P_A の関係

d) 土圧分力と作用位置

土圧の鉛直成分 $P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 43.38 \times \sin(14.04 + 23.33) = 26.34 \text{ kN/m}$

土圧の水平成分 $P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 43.38 \times \cos(14.04 + 23.33) = 34.48 \text{ kN/m}$

土圧合力の作用位置

擁壁工指針に準拠して、土圧分布を三角形と仮定する。

$$y_A = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.0 = 1.00\text{m}$$

$$x_A = B - n_2 y_A = 1.75 - 0.25 \times 1.00 = 1.50\text{m}$$

(3) 荷重の集計

表 1.2

	荷重(kN/m)		作用位置(m)		モーメント(kN-m/m)	
	鉛直力 V	水平力 H	水平距離 x	鉛直距離 y	$V \cdot x$	$H \cdot y$
自重	74.18	0	0.85	***	63.05	0
土圧	26.33	34.48	1.50	1.00	39.50	34.48
Σ	100.51	34.48	***	***	102.55	34.48

鉛直力 $\Sigma V = 100.51\text{kN/m}$

水平力 $\Sigma H = 34.48\text{kN/m}$

底面における合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} = \frac{102.55 - 34.48}{100.51} = 0.68\text{m}$$

底面における合力の偏心量

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.75}{2} - 0.68 = 0.20\text{m}$$

1.3 安定計算

(1) 転倒に対する検討

許容偏心量

$$e_a = \frac{B}{6} = \frac{1.75}{6} = 0.29\text{m} > e = 0.20\text{m} \quad (\text{O.K.})$$

合力は擁壁底面のミドルサード(核)の内側にある。

(2) 滑動に対する検討

底面と支持地盤の摩擦係数 $\mu = 0.6$

滑動の安全率

$$Fs = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \mu = \frac{100.51}{34.48} \times 0.6 = 1.75 > 1.5 \quad (\text{O.K.})$$

(3) 支持力に対する検討

- 地盤反力度

荷重合力が底面のミドルサードの内側にあるので地盤反力は図 1.4 のように台形分布となる。

$$q_1 \left. \vphantom{q_1} \right\} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{100.51}{1.75} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.20}{1.75} \right) = \begin{cases} 96.87\text{kN/m}^2 \\ 18.1\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

- 支持力に対する照査

$$q_1 = 96.8\text{kN/m}^2 < q_a = 300\text{kN/m}^2 \quad (\text{O.K.})$$

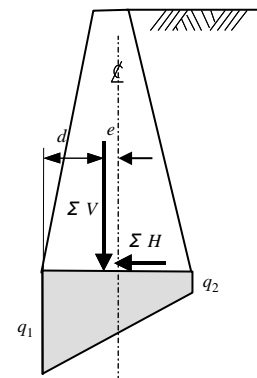


図 1.4 地盤反力

2. 演習問題 2

2.1 設問① 重力式擁壁が前方へ傾いた原因は何か。

施工完成後に擁壁が変位する原因には、支持力不足、地すべりの影響による土圧の増加、降雨による浸透水圧、地震の影響などがあるが、当該擁壁の場合は、断面不足と支持力不足が原因と考えられる。その理由として下記の点が挙げられる。

①擁壁の背後に盛土を施工した時点で擁壁が傾いている。地すべりの影響、降雨の影響、地震の影響は考えられない。

②壁前面が直で背面勾配は3分となっている。一般的な盛土条件($\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=0$)として安定計算をすると、荷重の合力の偏心量は1.07mとなり、許容偏心量0.4mを大きく超えている。明らかに断面不足である。前面が直の重力式擁壁の背面勾配は、5分から6分が標準である。底面幅が小さいため、擁壁のつま先に大きな地盤反力が発生し、つま先付近が沈下することで傾斜したことが考えられる。

2.2 設問② アンカーの施工から11年しか経っていない。アンカーが破断した原因は何か。

アンカーの破断位置は、アンカー頭部の近くの擁壁断面内である。擁壁が沈下したとしてもアンカーに曲げやせん断応力が発生する位置ではない。

当該アンカーは、施工後11年であるが腐食している。また、アンカーの破断面が大根切れの状況になっている。このことから、腐食に起因する脆性破壊と判断される。引張応力が作用した状態でPC鋼棒が腐食すると、鋼棒の表面に微小な引張亀裂が発生し、応力集中が起こる。この結果、大根切れのように脆性破壊を生じるのである。

アンカー頭部のキャップコンクリートと擁壁の壁面の隙間から雨水が浸透し、アンカープレートと擁壁表面間を水が伝ってVP管の内部へ浸透し、PC鋼棒を腐食させたものと考えられる。破断位置がアンカーと頭部の近傍であることから腐食が原因であることを物語っている。

2.3 設問③ アンカーはなぜ飛び出したのか。

アンカーの断面積をA、ヤング係数をE、長さをLとすると、破断する前のアンカーは、引張力Pによって δ だけ伸びて、引張応力 σ とひずみ ε が発生している。これらの関係はフックの法則で次のように表される。

$$P = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon = \frac{A \cdot E}{L} \cdot \delta$$

アンカーに蓄積されるひずみエネルギー E_s は次式で表される。

アンカーが初速度 v で飛び出すときの運動エネルギー E_k は、アンカーの質量を M とすると次式となる。

$$E_k = \frac{1}{2} M \cdot v^2$$

ひずみエネルギーの全てが運動エネルギーに変換されるとすると、アンカーの飛び出し速度は次式で与えられる。

$$v = \sqrt{\frac{A \cdot E}{M \cdot L}} \cdot \delta$$

2.4 設問④ 宅地擁壁を計画・設計する上で留意すべき点は何であったか。

擁壁の高さが7mと大きいにも関わらず、事前に地盤調査がなされていない。この規模の擁壁であれば、良質な支持層のN値の目安は、 $N=5H=5 \times 7=35$ である。N値35以上の支持層を確認し、そこまで擁壁を根入れさせる必要があった。

支持層のN値が35に満たない場合には、支持力計算を行って支持力を確認する、支持力が不足する場合には地盤改良や良質土による置き換え、杭基礎などの対策を講じる必要があった。

2.5 設問⑤ アンカーで補強したことは妥当であったか。

もしもアンカーに効果があったとすれば、下図の赤線で示すように1987年のアンカー設置後には擁壁の変位が止まるはずである。また、1998年にアンカーが破断したときに擁壁の変位が急増するはずである。ところが、アンカー設置後も擁壁の変位は進行している。1998年にアンカーが破断した後も擁壁の変位の進行速度に変化は見られない。

このことから、アンカー設置による効果はなかったものと判断される。

