

落石防護擁壁の設計法に関する研究

Takeshi Ushiro 右城 猛* Michihiko Tsuno 津野道彦**
 Katsuya Mizuta 水田勝也*** Katsuhiko Ozaki 尾崎勝彦***

1. まえがき

落石防護擁壁とは、コンクリート擁壁の上部に落石防止柵（以後フェンスと呼ぶ）を取り付けたもので、落石防護工の代表的工法である。施工実績が非常に多いにも関わらず、設計法に関する研究はほとんどなされていない。このため、耐衝撃性能も明らかにされていない。

現在、設計の実務では、フェンスの 2/3 の高さに落石が水平に衝突するものと仮定し、支柱の降伏荷重を求め、これを落石衝撃荷重としている¹⁾。落石の衝突位置を特定することに、何ら根拠があるわけではない。この設計法では、落石が支柱基部を直撃すると降伏荷重が無限大になり、設計不能となる。また、同じ断面性能を持つ支柱を使用した場合、柵高が高いほど降伏荷重が小さくなるため、擁壁断面も小さくてすむという矛盾を生じる。

落石が擁壁を直撃した場合については、落石対策便覧²⁾に設計法が示されている。しかしながら、落石衝突時の擁壁の挙動を線形応答と仮定しているため、衝撃力を過大に評価する。特に、支持地盤が良好な場合にはバネ定数が大きくなるのでその傾向が顕著に現れる。余りにも実態に即していないことから、実際の設計に用いられることはほとんどない。

落石防護擁壁の破壊形態は、落石の衝突位置により、落石防止柵の破壊、擁壁の滑動、擁壁の転倒、擁壁コンクリートのせん断破壊が考えられる。擁壁に持ち込まれる落石の運動エネルギーが、いずれかの破壊にいたるまでの吸収エネルギーより小さいと擁壁は安定を保つ。

本論文では、剛体の運動力学に基づいた落石防護擁壁の安定性照査法を提案する。そして、提案式の妥当性を模型実験により検証する。さらに、提案式と従来の方法とで試算を行い、提案式を採用することによるコスト削減効果を示す。

2. フェンスの吸収エネルギーと限界速度

落石がフェンスに持ち込む運動エネルギー E_f は式(1)で与えられる。

$$E_f = \frac{1}{2}mv^2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 m は落石の質量、 v は落石の衝突速度である。

支柱の降伏による吸収エネルギー E_{fa} は、式(2)で算出される。ただし、落石によって 2 本の支柱が同時に降伏するものとする。また、ロープの変形性能は十分大きいものとする。

$$E_{fa} = 2M_y \cdot \theta_a + E_n \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 M_y は支柱 1 本当りの降伏モーメント、 θ_a は支柱の許容回転角で一般には 15deg(0.26rad)、 E_n はロープとネットによる吸収エネルギーで一般に 25kJ である²⁾。

式(1)と式(2)から、支柱降伏に対する落石の限界速度 V_{fl} が次のように求められる。

* (株)第一コンサルタンツ常務取締役・工学博士
 ** (株)第一コンサルタンツ技術部設計 2 課係長
 *** (株)第一コンサルタンツ技術部設計 2 課

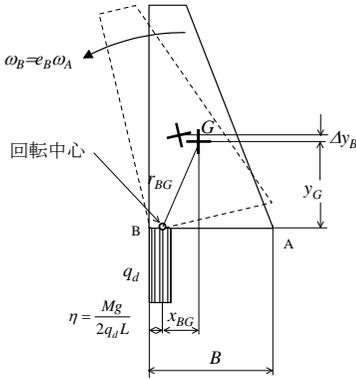


図3 後方への回転

(2)後方への転倒

擁壁が台形断面をしている場合、前方へ転倒しなくても図3のようにB点を中心として後方へ転倒する可能性がある。この場合の安定検討は、回転開始時の角速度 ω_B が式(16)となるので、前方への転倒と同様の方法で計算できる。

$$\omega_B = e_B \omega_A \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 e_B は擁壁底面が地盤へ衝突するときの反発係数である。

3.3. 擁壁の図心位置と慣性モーメント

図4のような任意多角形断面の図心位置は、式(17)で求められる。

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{2} \sum (x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1}) \\ G_y &= -\frac{1}{2} \sum (y_{i+1} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i) \right\} \\ G_x &= \frac{1}{2} \sum (x_{i+1} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i+1} - y_i)(y_{i+1} + 2y_i) \right\} \\ x_G &= \frac{G_y}{A}, \quad y_G = \frac{G_x}{A} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

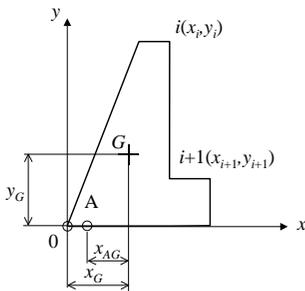


図4 記号の説明

また、回転中心A点に関する慣性モーメント I_A は式(18)で求められる。

$$I_A = M \left(\frac{I_x + I_y}{A} + x_{AG}^2 - x_G^2 \right) \dots\dots\dots (18)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{1}{3} \sum (x_{i+1} - x_i) \times \\ &\quad \left\{ y_i^3 + \frac{3}{2} y_i^2 (y_{i+1} - y_i) + y_i (y_{i+1} - y_i)^2 + \frac{1}{4} (y_{i+1} - y_i)^3 \right\} \\ I_y &= -\frac{1}{3} \sum (y_{i+1} - y_i) \times \\ &\quad \left\{ x_i^3 + \frac{1}{6} (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i)^2 + \frac{1}{12} (x_{i+1} - x_i)^3 \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

4.室内模型実験

4.1.実験の方法

図5に示すように鋼板の上にコンクリート製の模型擁壁を置き、天井から紐で吊した鉛球(質量1.2kg, 2.0kg, 3.5kg)を衝突させ、擁壁の挙動をビデオカメラ、デジタルカメラで測定した。

擁壁は、矩形断面(質量18kg)と台形断面(質量16kg)の2種類である。

4.2.実験結果

鉛球を衝突させたときの擁壁の応答を写真1に示す。衝突位置、落差によって図6の4パターンが観察された。鉛球を擁壁の重心よりも下に衝突させた場合には、滑動とロッキングが現れ、直ぐに減衰し、運動が停止した。重心よりも上に衝突させると、ロッキングのみであった。台形断面の場合、衝突速度が大きいと、前方へロッキング→後方へロッキング→後方へ転倒する現象が見られた。衝突速度をさらに大きくすれば、ロッキングせず一気に前方へ転倒した。

図7は、鉛球を台形断面擁壁の下面から $y_B=0.1m$ の高さに衝突させたときの滑り量の実験結果と理論計算結果を比較したものである。実験値に若干ばらつきがあるものの、理論値とほぼ一致している。ばらつきの原因は、鉛球の衝突位置が擁壁中心と完全には一致せず、衝突時に鉛直軸回りの回転を生じたことによるものと考えられる。

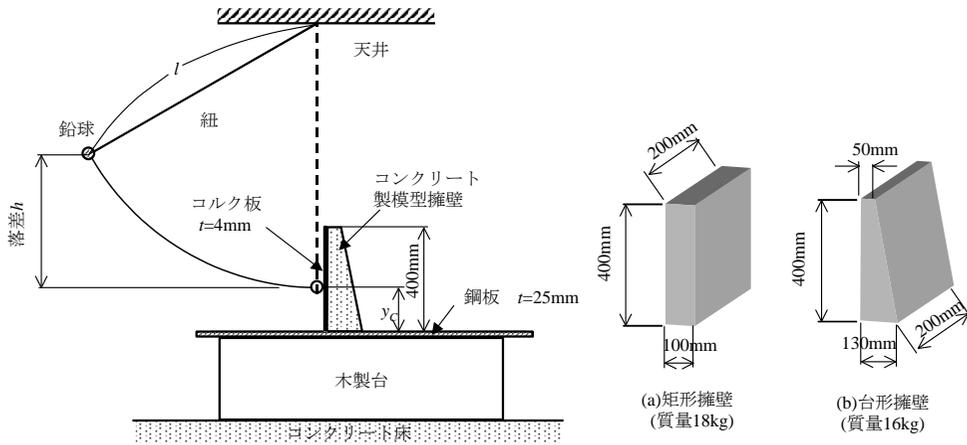


図5 模型実験装置

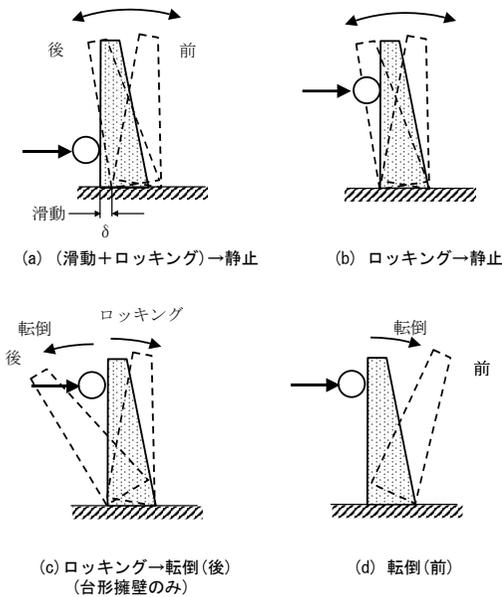


図6 擁壁の応答

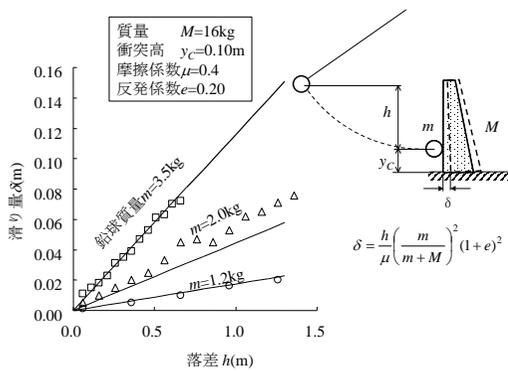


図7 擁壁の滑り量

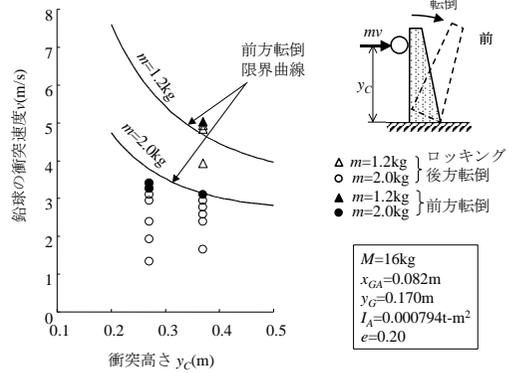


図8 前方転倒限界速度

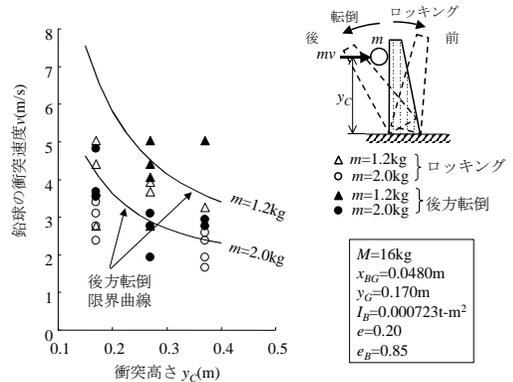


図9 後方転倒限界速度

図8は、鉛球の衝突で前方へ転倒するときの限界速度曲線と実験結果を示している。前方へ一気に転倒した実験データ(▲, ●印)は、理論曲線の近傍に位置しており、実験と理論値は概ね

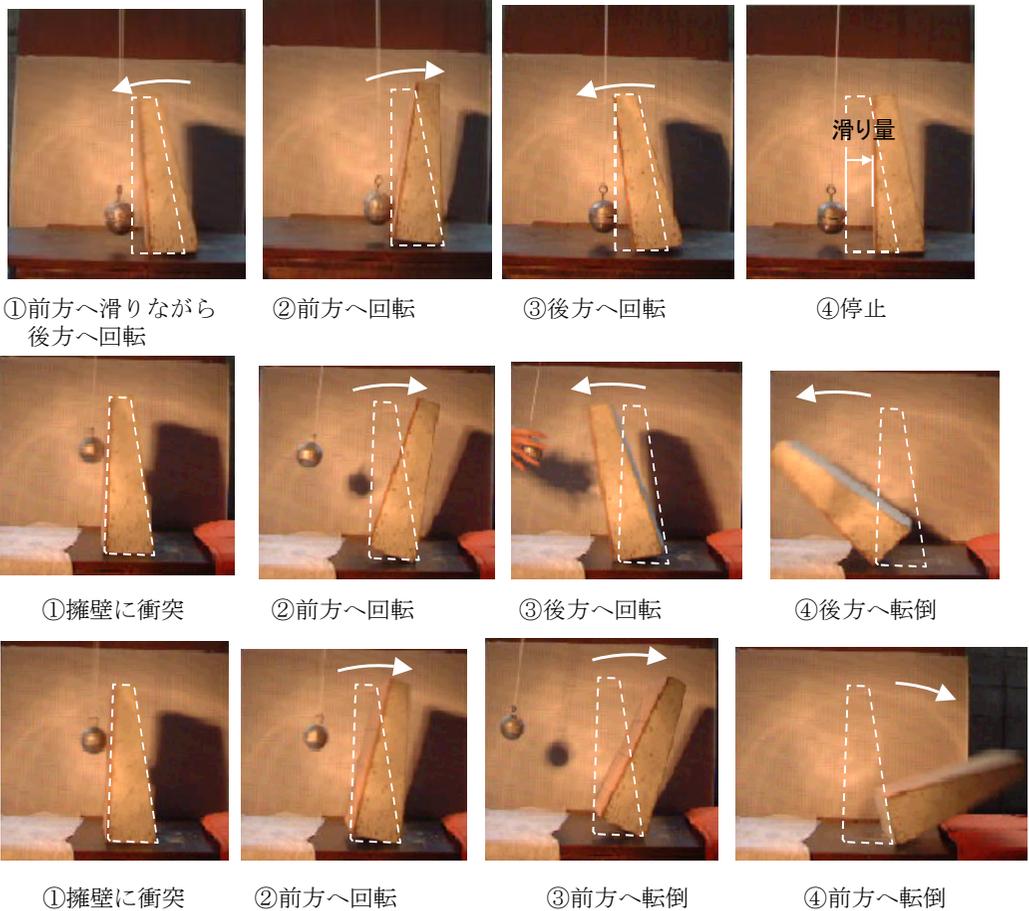


写真 1 擁壁の応答

一致している。なお、理論値は、擁壁がつま先を中心に回転するものと仮定した。

図 9 は、後方へ転倒するときの限界速度曲線と実験結果を示している。前方へロックした後、後方へ転倒した実験データ(▲, ●印)は、ばらつきが大きい。

5.北海道開発局の実験による検証

北海道開発局³⁾では、図 10 の実験装置を製作し、高さ 1m, 2m, 3m の無筋コンクリート重力式擁壁に質量 1t の鋼製重錘を衝突させる実大規模の実験を行っている。

各種の実験が実施されているが、図 11 に示す 2 タイプの擁壁について、提案式で前方への転倒の安定性を照査してみる。

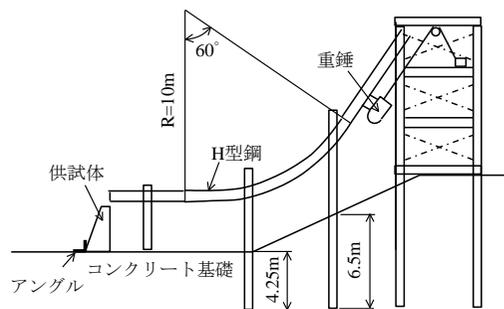


図 10 北海道開発局の重錘衝突実験³⁾

Type1 は 2 回の実験とも速度 3.3m/s で擁壁が転倒している。そのときの重錘衝撃力は約 500kN である。Type2 は衝突速度 $v=6.3\text{m/s}$ でも転倒していない。重錘衝撃力は 1200~1800kN で

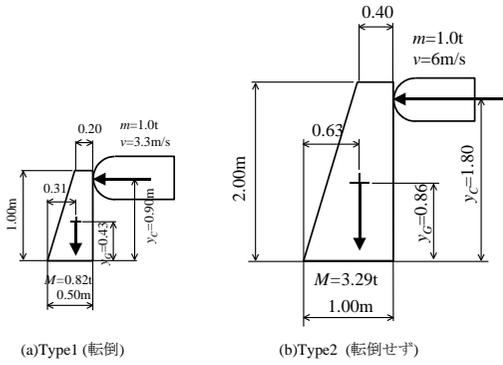


図 11 擁壁寸法(奥行き L=1.0m)

表 1 転倒の安全率

e	Type1	Type2
0.0	3.10	5.67
0.2	2.15	3.94
0.4	1.58	2.89
0.6	1.21	2.22
0.8	0.96	1.75
1.0	0.78	1.42

ある。反発係数 e を変化させ、式(14)で転倒の安全率を計算すれば表 1 となる。ただし、地盤の極限支持力度は $q_d=2,000\text{kN/m}^2$ とした。Type1 は $e=0.76$ で安全率が 1.0 となる。 $e=0.76$ での Type2 の安全率は 1.8 である。

提案式を用いれば、実物大擁壁の安定性も適切に評価できると判断される。

6. 落石対策便覧式との比較

壁高 2.0m、延長 8m の落石防護擁壁に質量 1t の落石が $v_0=9.8\text{m/s}$ の速度で衝突するものとし

て、落石対策便覧式²⁾と提案式で安定計算上の必要断面を求めると図 12 となる。ただし、反発係数は 0.8、底面の摩擦係数は 0.6、地盤の極限支持力度は 900kN/m^2 とした。なお、落石対策便覧式を適用したときの安定性は式(20)で評価した。

$$\left. \begin{aligned} \text{転倒 } F_t &= \frac{B}{2\left(\frac{B}{2}-d\right)} \geq 1.5 \\ \text{滑動 } F_s &= \frac{Mg}{H_l} \mu \geq 1.5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} d &= \frac{M_r - M_l}{Mg} \\ M_r &= Mg x_G \\ M_l &= K_r \theta \\ H_l &= K_s \delta_b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

ただし、 K_r は底面の回転バネ定数、 K_s はせん断バネ定数、 θ は擁壁の回転角、 δ_b は擁壁底面の水平変位量である。 θ 、 δ_b の算出法は落石対策便覧式²⁾を参照のこと。

試算結果によれば、必要断面積は提案式を用いた場合 1.37m^2 である。落石対策便覧式で台形断面と仮定した場合は 6.8m^2 、矩形断面と仮定した場合は 5.6m^2 となる。提案式で求められる断面の約 4 倍と大きい。提案式を採用すれば、大幅なコスト縮減が可能になる。

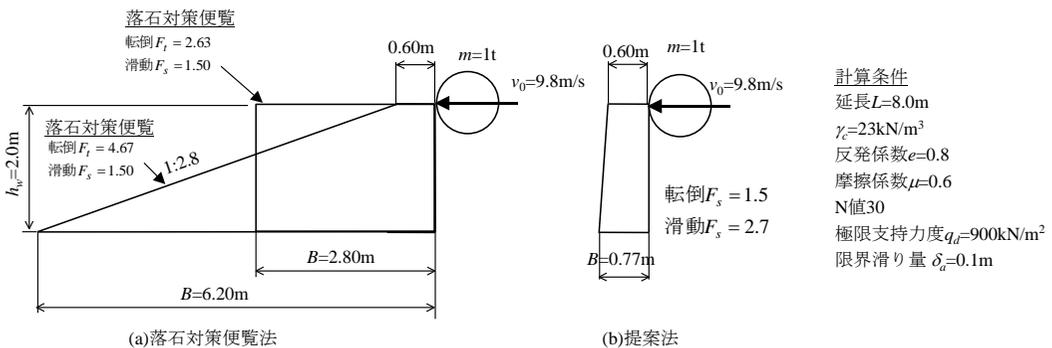


図 12 落石が擁壁頂部を直撃したときの試算結果

7. 設計計算例

7.1.設計条件

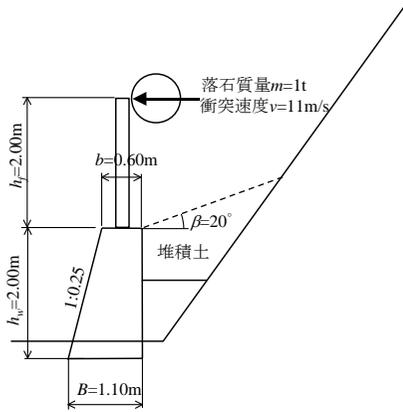


図 13 計算断面

(1)落石

質量 $m=1\text{t}$
 衝突速度 $v=11\text{m/s}$
 反発係数 $e=0.8$

(2)フェンス

柵高 $h_f=2.00\text{m}$
 支柱断面 H-250×125×6×9(SS400)
 断面係数 $Z=324,000\text{mm}^3$
 降伏強度 $\sigma_y=240\text{N/mm}^2$

(3)擁壁

擁壁高 $h_w=2.00\text{m}$
 天端幅 $b=0.60\text{m}$
 底面幅 $B=1.00\text{m}$
 延長 $L=8.0\text{m}$
 単位体積重量 $\gamma_c=23\text{kN/m}^3$

(4)支持地盤

極限支持力度 $q_d=900\text{kN/m}^2$
 摩擦係数 $\mu=0.6$

(5)堆積土砂

単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$
 内部摩擦角 $\phi=30^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$
 堆積角度 $\beta=20^\circ$

7.2.擁壁の図心、慣性モーメント

断面が台形であるので式(15)～(17)を使わず

台形公式を用いて計算する.

(1)断面積

$$A = \frac{1}{2}(b+B)h_w = \frac{1}{2}(0.6+1.1) \times 2.0 = 1.70 \text{ m}^2$$

(2)重量

$$W = \gamma_c AL = 23 \times 1.70 \times 8.00 = 312.80 \text{ kN}$$

(3)質量

$$M = W/g = 312.80/9.8 = 31.92 \text{ t}$$

(4)図心位置

$$x_G = \frac{2B^2 + 2bB - b^2}{3(b+B)}$$

$$= \frac{2 \times 1.1^2 + 2 \times 0.6 \times 1.1 - 0.6^2}{3 \times (0.6 + 1.1)} = 0.66 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{h_w}{3} \cdot \frac{2b+B}{b+B} = \frac{2.0}{3} \times \frac{2 \times 0.6 + 1.1}{0.6 + 1.1} = 0.90 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{Mg}{q_d L} = \frac{31.91 \times 9.8}{900 \times 8.0} = 0.043 \text{ m}$$

$$x_{AG} = x_G - \frac{1}{2}\eta = 0.66 - \frac{1}{2} \times 0.043 = 0.64 \text{ m}$$

$$r_{AG} = \sqrt{x_{AG}^2 + y_G^2} = \sqrt{0.64^2 + 0.90^2} = 1.10 \text{ m}$$

(5)図心に関する慣性モーメント

$$I_G = \frac{M}{3} \left\{ \frac{b^2 + B^2}{2} + h_w^2 - \frac{B-b}{2(b+B)} h_w^2 \right.$$

$$\left. - \frac{(2b+B)^2 h_w^2 + (b^2 + B^2 + bB)^2}{3(b+B)^2} \right\}$$

$$= \frac{31.91}{3} \left\{ \frac{0.6^2 + 1.1^2}{2} + 2.0^2 - \frac{1.1-0.6}{2(0.6+1.1)} 2.0^2 \right.$$

$$\left. - \frac{(2 \times 0.6 + 1.1)^2 \times 2.0^2 + (0.6^2 + 1.1^2 + 0.6 \times 1.1)^2}{3(0.6+1.1)^2} \right\}$$

$$= 12.58 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

(6)回転中心に関する慣性モーメント

$$I_A = I_G + M(x_{AG}^2 + y_G^2)$$

$$= 12.58 + 31.92 \times (0.64^2 + 0.90^2) = 51.66 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

7.3.土砂堆積時の照査

(1)主働土圧

主働土圧係数

$$\phi=30^\circ, \delta=20^\circ, \alpha=0^\circ, \beta=20^\circ \text{ であるので,}$$

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

$$= 0.414$$

主働土圧合力と分力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h_w^2 K_A L = \frac{1}{2} \times 18 \times 2.0^2 \times 0.414 \times 8.0$$

$$= 119.29 \text{ kN}$$

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 119.29 \times \sin 20$$

$$= 40.80 \text{ kN}$$

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 119.29 \times \cos 20$$

$$= 112.10 \text{ kN}$$

主働土圧の作用位置

$$x_A = B = 1.1 \text{ m}$$

$$y_A = \frac{h_w}{3} = 0.67 \text{ m}$$

(2)基礎底面に作用する荷重

鉛直力

$$V_l = W + P_{AV} = 312.80 + 40.80 = 353.60 \text{ kN}$$

水平力

$$H_l = P_{AH} = 112.10 \text{ kN}$$

荷重合力の作用位置

$$d = \frac{Wx_G + P_{AV}x_A - P_{AH}y_A}{V}$$

$$= \frac{312.80 \times 0.66 + 40.80 \times 1.1 - 112.10 \times 0.67}{353.60}$$

$$= 0.49 \text{ m}$$

荷重合力の偏心量

$$e_d = \frac{B}{2} - d = \frac{1.10}{2} - 0.49 = 0.06 \text{ m}$$

最大地盤反力度

$$q_{\max} = \frac{V_l}{BL} \left(1 + \frac{6e_d}{B} \right) = \frac{353.60}{1.1 \times 8.0} \left(1 + \frac{6 \times 0.06}{1.1} \right)$$

$$= 53.3 \text{ kN/m}^2$$

(3)安定性の照査

転倒

$$F_t = \frac{B}{2e_d} = \frac{1.1}{2 \times 0.06} = 9.2 > 3.0 \quad \text{O.K.}$$

滑動

$$F_s = \frac{V_l}{H_l} \mu = \frac{353.60}{112.10} \times 0.6 = 1.9 > 1.5 \quad \text{O.K.}$$

支持力

$$F_s = \frac{q_d}{q_{\max}} = \frac{900}{53.3} = 16.9 > 3.0 \quad \text{O.K.}$$

7.4.落石時の照査

(1)フェンスの照査

落石の運動エネルギー

$$E_f = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 11.0^2 = 60.5 \text{ kJ}$$

支柱の降伏モーメント

$$M_y = \sigma_y Z = 240 \times 324,000 = 77,760,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 77.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支柱の許容回転角 $\theta_0 = 0.26 \text{ rad}$

ネットとロープの吸収エネルギー $E_n = 25 \text{ kJ}$

フェンスの吸収可能エネルギー

$$E_{fa} = 2M_y \theta_0 + E_n = 2 \times 77.76 \times 0.26 + 25$$

$$= 65.4 \text{ kJ} > E_f = 60.5 \text{ kJ} \quad \text{O.K.}$$

(2)擁壁の安定性の照査

擁壁の並進運動エネルギー

$$E_k = \frac{M m^2 v_0^2 (1+e)^2}{2(m+M)^2} = \frac{31.92 \times 1.0^2 \times 11.0^2 \times (1+0.8)^2}{2 \times (1.0 + 31.92)^2}$$

$$= 5.77 \text{ kJ}$$

摩擦による吸収エネルギー

限界滑り量を $\delta_i = 0.1 \text{ m}$ とする.

$$E_{ka} = M g \mu \delta_u = 31.92 \times 9.8 \times 0.6 \times 0.1$$

$$= 18.77 \text{ kJ}$$

滑動の安全率

$$F_s = \frac{E_{ka}}{E_k} = \frac{18.17}{5.77} = 3.3 > 1.5 \quad \text{O.K.}$$

落石の衝突位置

$$y_C = h_w + h_f = 2.0 + 2.0 = 4.0 \text{ m}$$

角速度

$$\omega_A = \frac{m v (1+e) y_C}{I_A + m y_C^2}$$

$$= \frac{1.0 \times 11 \times (1+0.8) \times 4.0}{51.66 + 1.0 \times 4.0^2}$$

$$= 0.71 \text{ rad/s}$$

擁壁の回転エネルギー

$$E_r = \frac{1}{2} I_A \omega_A^2 = \frac{1}{2} \times 51.66 \times 0.71^2$$

$$= 13.07 \text{ kJ}$$

擁壁の回転による吸収エネルギー

$$E_{ra} = W(r_{AG} - y_G) = 312.80 \times (1.10 - 0.90) \\ = 62.56 \text{kJ}$$

転倒の安全率

$$F_s = \frac{E_{ra}}{E_r} = \frac{62.56}{13.07} = 4.9 > 1.5 \quad \text{O.K.}$$

(注)

落石衝撃力が作用する時間は非常に短い(北海道開発局の重錘衝突実験³⁾によれば 25×10^{-3} s)ため、落石の影響と土圧は同時に考慮する必要はない。

擁壁背後は、擁壁高さの 1/2 程度まで土で埋め戻される。したがって、後方への転倒に対する検討は省略する。

8. 結 論

本論文では、剛体の運動力学を適用した落石防護擁壁の安定性照査法を提案した。提案式の妥当性を模型実験によって検証したところ、実測された擁壁の滑り量、転倒限界速度は、計算値とほぼ一致した。また、北海道開発局の実物大実験の結果も提案式で説明することができ、提案式の妥当性が確認された。

高さ 2m、延長 8m の擁壁を落石が直撃する場合について、落石対策便覧式と提案式で試算を行った結果、落石対策便覧式で求められる擁壁断面の約 1/4 になることがわかった。

平成 9 年に建設省土木研究所が行った落石に関する実態調査⁴⁾によると、落石防護擁壁の被害は、落石防止柵の飛び越え、擁壁本体コンクリートの欠損、落石防止柵の破壊が多く、擁壁の滑動や転倒はなかった、と報告されている。また、北海道開発庁による落石防護擁壁への重錘衝突実験⁴⁾によると、質量 1t の重錘を 4m/s の速度で衝突させたとき 2MN の衝撃力が測定されている。これから落石対策便覧式のラーメ定数を逆算すると $\lambda=800 \text{Mpa}$ にも及ぶ。

本論文では、落石衝撃力によるコンクリートの破壊については言及しなかったが、鉄筋で補強する、背後に緩衝材を設置するなどの対策が必要と思われる。

本研究は、社団法人四国建設弘済会の「平成 10 年度建設事業の技術開発支援制度」による助成を受けて実施したものである。

(完)

参考文献

- 1) 四国地方建設局: ストンガード基礎の考え方(案), 1991.
- 2) 日本道路協会: 落石対策便覧, 1983.
- 3) 川瀬良司, 今野久志, 岸徳光, 松岡健一: 落石防護擁壁の重錘衝突実験と数値シミュレーション, 第 5 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会構造工学委員会, 2000
- 4) 松尾修, 佐々木哲也, 堤達也: 落石防護工の被害に関する実態調査, 第 5 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会構造工学委員会, 2000.