

ソイルセメントを用いた緩衝工を設置した 落石防護擁壁の安定照査検討

An evaluation method for tumbling stability of rockfall retaining-wall with absorbing system using soil-cement

(株) 構研エンジニアリング
(株) 構研エンジニアリング
(株) 構研エンジニアリング
室蘭工業大学
室蘭工業大学
土木研究所寒地土木研究所
(株) 構研エンジニアリング
(独) 国立高等専門学校機構 釧路工業高等専門学校

○ 正会員 鈴木健太郎 (Kentaro Suzuki)
正会員 保木 和弘 (Kazuhiro Hoki)
正会員 牛渡 裕二 (Yuji Ushiwatari)
正会員 小室 雅人 (Masato Komuro)
正会員 栗橋 祐介 (Yusuke Kurihashi)
正会員 山澤 文雄 (Fumio Yamasawa)
フェロー 川瀬 良司 (Ryoji Kawase)
フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

山間部や海岸線沿いの急崖斜面に近接する道路には、落石や土砂崩壊などの自然災害から人命や道路を守るための落石防護擁壁など多くの落石防護構造物が建設されている¹⁾。また、近年、集中豪雨等の異常気象や大地震、積雪寒冷地における凍結融解作用などによる斜面の不安定化により、設計当初よりも落石規模が増大化している事例が報告されており、耐衝撃性の改善を必要とする箇所も数多く存在する。このような状況下において、著者らの研究グループでは落石防護擁壁の耐衝撃性向上を目的に、落石防護擁壁やその緩衝工に関する重錘衝突実験や数値解析を多数実施している^{2)~5)}。

さらに、著者らの研究グループは、より大きな落石エネルギーに対応可能な緩衝工として、図-1に示すソイルセメントを用いた三層緩衝構造を提案し、室内実験や実規模実験を行い、その実用化に向けた検討も数多く実施している。その結果、三層緩衝構造は落石エネルギー $E = 1,200 \text{ kJ}$ 程度までは優れた緩衝性能を有していることを確認⁶⁾し、さらに擁壁に作用する伝達衝撃力算定式の提案も行っている⁷⁾。しかしながら、三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の安定照査事例は既往の研究で実施された2件^{6,8)}と少なく、本工法を広く現場に普及させる環境が整っているとは言えない。

本研究では、ソイルセメントを用いた緩衝工を敷設した落石防護擁壁について、既往の研究にて提案された転倒安定性に着目した重心浮上量の考え方^{3,4)}による安定照査（以下、手法A）を実施した。また、照査結果の妥当性を検証するため、落石対策便覧¹⁾に示される安定照査（以下、手

法B）も併せて実施した。本論文では、設計者の理解が深まるように、既設落石防護擁壁の耐衝撃性の向上が必要な条件を仮定し、ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の設計手順について紹介する。

2. 安定照査の考え方

2.1 重心浮上量による安定照査手法

落石対策便覧¹⁾による手法は、支持地盤の耐力から求める擁壁基礎地盤の可能吸収エネルギー E_M を許容値とし、落石エネルギーから算出した基礎地盤の弾性応答時の回転変形エネルギー E_{ML} が許容値未満であることを照査するものである。この場合の落石エネルギーは落石の質量 m およびその衝突速度 v より算出する。

一方、ソイルセメントを用いた三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の安定照査は、実物大模型による重錘衝突実験結果を踏まえ、重心浮上量に着目した前述の手法Aも採用可能である。以下に、既往の研究で提案されている重心浮上量による安定照査手法に関する考え方を示す。図-2には擁壁回転運動の模式図を示している。転倒安定性検討に用いる重心浮上量算定式の定式化の考え方は以下のとおりである。詳細は文献3)を参照されたい。

- 1) 擁壁本体に作用する伝達衝撃力 P_t を算定する。
- 2) 伝達衝撃力 P_t による力積 ($F \cdot t = P_t \cdot t$) を簡易に評価するため、伝達衝撃力波形の最大振幅を最大伝達衝撃力とする矩形波に換算し、その時の力積が等価となる換算荷重継続時間 t を決定する。

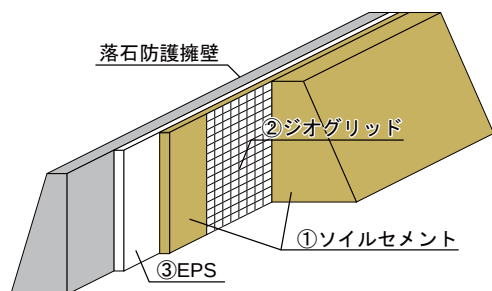


図-1 提案工法

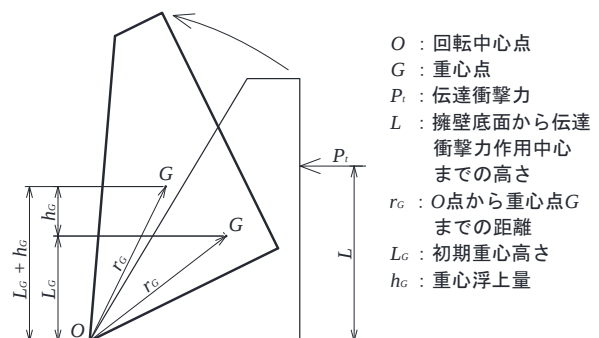


図-2 擁壁回転運動の模式図

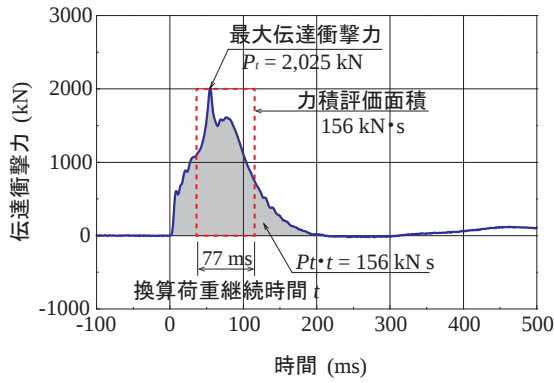


図-3 実規模実験における伝達衝撃力波形

- 3) 力積モーメントを算定して、力積モーメントと角運動量が等価であるとの仮定から、初角速度を算定する。
- 4) エネルギー保存の法則に基づき、擁壁重心浮上量 h_G を算定する。

上記による重心浮上量算定式および転倒安定条件は以下となる。

$$h_G = \frac{L^2 \cdot (F \cdot t)^2}{2 \cdot M \cdot g \cdot I_o} \quad (1)$$

$$h_a = r_G - L_G > \gamma \cdot h_G \quad (2)$$

ここで、 h_G は重心浮上量 (m)、 L は擁壁底面から伝達衝撃力作用中心までの高さ (m)、 $F \cdot t$ は伝達衝撃力による力積 ($\text{kN} \cdot \text{s}$)、 M は擁壁の質量 (ton)、 g は重力加速度 (m/s^2)、 I_o は O 点に関する擁壁の慣性モーメント ($\text{ton} \cdot \text{m}^2$)、 h_a は限界重心浮上量 (m)、 r_G は O 点から重心点 G までの距離 (m)、 L_G は初期重心高さ (m)、 γ は重心浮上量に関する安全係数であり、ここでは $\gamma = 1.5$ と設定した。

また、図-3 に示すとおり、実規模実験における伝達衝撃力の力積 $F \cdot t = 156 \text{ kN} \cdot \text{s}$ は、振幅が最大伝達衝撃力 $P_t = 2,025 \text{ kN}$ の矩形波と等価であることより、換算荷重継続時間は $t = 77 \text{ ms}$ と設定する。

2.2 伝達衝撃力の算出方法

ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の伝達衝撃力は、以下の手順で算定する。詳細は文献 7) を参照されたい。

- 1) 振動便覧の式を用い、重錘衝撃力 P_a を算出する。

$$P_a = 2.108 \cdot (m_0 \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \quad (3)$$

ここで、 m_0 は衝突する物体の質量 (ton)、 g は重力加速度 (m/s^2)、 H は落下高さ (m)、 λ は緩衝構造のラーメの定数として、 $\lambda = 5,000 \text{ kN/m}^2$ とする。

- 2) 荷重継続時間 T は、既往の実験結果における相関式を用いて推定する。

$$T = 10.1 \cdot h_s / 1,000 \quad (4)$$

ここで、 T は落石とソイルセメントの接触する荷重継続時間 (s) であり、重心浮上量算出式の t とは異なることに注意する。また、 h_s はソイルセメント厚 (m) である。

- 3) 1), 2) で求めた P_a および T より、緩衝システムに入力される力積 $P_a \cdot T$ を算出する。

表-1 三層緩衝構造の規格・構成

材料名	項目	規格・構成等
ソイルセメント	単重	20 kN/m^3
	最小厚さ	1.0 m
	圧縮強度	1.0 MPa
	設計セメント量	100 kg/m^3
	実セメント量	140 kg/m^3
ジオグリッド	目合	$28 \times 33 \text{ mm}$
	品質管理強度	$34 \times 43 \text{ kN/m}$
	製品基準強度	$27 \times 37 \text{ kN/m}$
	材質	ポリプロピレン
EPS ブロック	最小厚さ	0.5 m
	密度	20 kg/m^3

- 4) 荷重分散範囲のソイルセメント質量と重錘質量を重錘衝突後の合質点の重量 W と仮定し、3) で得られた力積 $P_a \cdot T$ と等価になる速度 v を算出する。

$$v = \frac{2 \cdot T \cdot g}{W \cdot \pi} P_a \quad (5)$$

- 5) 4) より、ソイルセメントが得る運動エネルギー E_w を算出する。

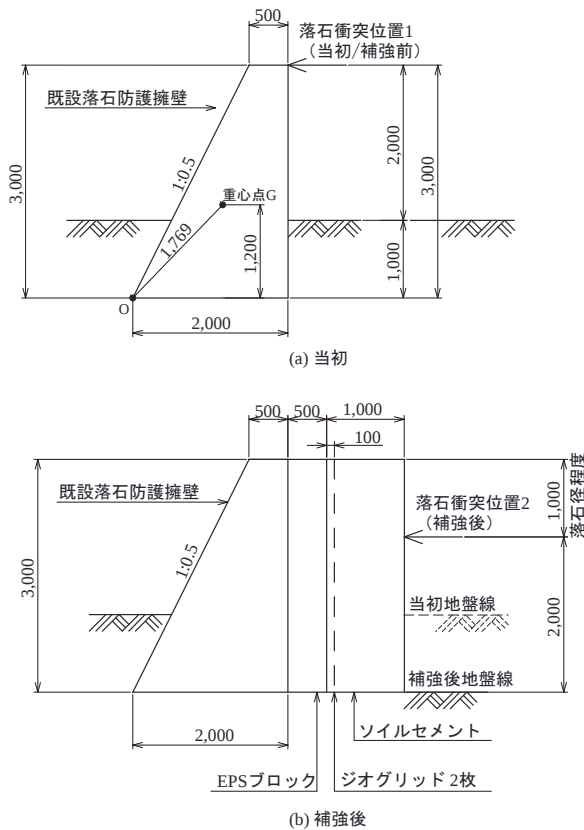
$$E_w = \frac{2 \cdot g \cdot T^2}{\pi^2 \cdot W} P_a^2 \quad (6)$$

- 6) 5) で求めた運動エネルギーと等価となる EPS ブロックの平均ひずみおよび EPS ブロックの応力を算定し伝達衝撃力 P_t を算出する。また、その伝達衝撃力より EPS のひずみも併せて算出し、そのひずみの適用範囲に該当する伝達衝撃力が手法 A における安定照査に使用する荷重となる。

$$P_t^2 = \begin{cases} 40 P_5 \frac{E_w}{h_e} & (0 < \varepsilon < 0.05) \\ P_5^2 + \frac{100}{25} (P_{55} - P_5) \left(\frac{E_w}{h_e} - \frac{0.05}{2} P_5 \right) & (0.05 < \varepsilon < 0.55) \\ P_{55}^2 + \frac{40}{3} (P_{70} - P_{55}) \times \left(\frac{E_w}{h_e} - \frac{11}{40} P_5 - \frac{1}{4} P_{55} \right) & (0.55 < \varepsilon < 0.70) \end{cases} \quad (7a) \quad (7b) \quad (7c)$$

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{5}{100} \frac{P_t}{P_{55}} & (0 < \varepsilon < 0.05) \\ \frac{50}{100} \frac{P_t - P_5}{P_{55} - P_5} + \frac{5}{100} & (0.05 < \varepsilon < 0.55) \\ \frac{15}{100} \frac{P_t - P_{55}}{P_{70} - P_{55}} + \frac{55}{100} & (0.55 < \varepsilon < 0.70) \end{cases} \quad (8a) \quad (8b) \quad (8c)$$

ここで、 P_t は計算伝達衝撃力 (ton)、 $P_5 \sim P_{70}$ は EPS ブロックひずみのそれぞれ 5 ~ 70 % 時の伝達衝撃力 (ton)、 h_e は EPS ブロック厚 (m) である。



図－４ 擁壁形状

7) 手法 B の安定照査への入力値である質量は、EPS ブロックの質量が合質点と比較して著しく小さいため、合質点の質量 m を入力値として採用する。また、その速度 V_e は伝達衝撃力における力積 $F \cdot t$ が運動量 $m \cdot V_e$ と等価と考え、以下のように算出する。

$$F \cdot t = P_t \cdot t = m \cdot V_e \quad (9)$$

$$V_e = \frac{P_t \cdot t}{m} \quad (10)$$

3. 検討条件

本工法を広く現場に普及させるため、以降では落石条件および擁壁形状等を仮定し、各手法による安定照査事例を提示する。また、本緩衝工は既設落石防護擁壁補強と位置付けていることから、「既設落石防護擁壁が当初設定の落石条件よりも大きい状態であることが確認され、落石防護擁壁の耐衝撃性の向上が必要となり、本緩衝工によって補強を行う」という前提に立ち、補強前と補強後の安定計算を行うものとする。

既設擁壁の当初の落石条件は、落石重量 $W_1 = 5.616 \text{ kN}$ (落石寸法 $D_1 = 0.6 \times 0.6 \times 0.6 \text{ m}$)、換算落下高さ $H = 30 \text{ m}$ (衝突速度 $v_0 = 24.257 \text{ m/s}$)、落石エネルギー $E_1 = 168 \text{ kJ}$ とする。落石衝突位置は、後述の擁壁形状より、擁壁根入れ深さ 1.0 m 、落石の跳躍高 2.0 m より、擁壁下面から 3.0 m とする。新たな落石要因として、斜面より重量 $W_2 = 26.0 \text{ kN}$ (落石寸法 $D_2 = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \text{ m}$)、落石エネルギー $E_2 = 780 \text{ kJ}$ となる落石が発見されたものとする。なお、補強前後において、いずれの場合も落石は擁壁に対して水平に衝突するものと仮定する。

表－２ 提案式による入力荷重算出結果

項目	記号	単位	計算結果
落石径	D_n	(m)	1.000
落石重量	W_n	(kN)	26.000
落下高さ	H	(m)	30.000
衝突速度	v_0	(m/s)	24.257
ソイルセメント厚	h_s	(m)	1.000
EPS ブロック厚	h_e	(m)	0.500
落石エネルギー	E_n	(kJ)	780
落石衝撃力	P_a	(kN)	4,296
荷重継続時間	T	(s)	0.0101
荷重分散直径	ϕ_d	(m)	3.000
荷重分散面積	A	(m^2)	7.069
ソイルセメント質点直径	ϕ_s	(m)	2.000
ソイルセメント体積	V_s	(m^3)	3.142
ソイルセメント単重	γ_s	(kN/m^3)	19
ソイルセメント重量	W_s	(kN)	59.698
合質点の重量 ($W_r + W_s$)	W	(kN)	85.698
合質点の質量	m	(ton)	8.739
合質点の速度	v	(m/s)	3.161
合質点の運動エネルギー	E_w	(kJ)	43.657
$\varepsilon = 5\%$ ひずみ時 EPS 応力度	σ_5	(N/mm^2)	0.11
$\varepsilon = 55\%$ ひずみ時 EPS 応力度	σ_{55}	(N/mm^2)	0.22
$\varepsilon = 70\%$ ひずみ時 EPS 応力度	σ_{70}	(N/mm^2)	0.38
$\varepsilon = 5\%$ 伝達衝撃力	P_{t5}	(kN)	778
$\varepsilon = 55\%$ 伝達衝撃力	P_{t55}	(kN)	1,555
$\varepsilon = 70\%$ 伝達衝撃力	P_{t70}	(kN)	2,686
伝達衝撃力 ($0 < \varepsilon < 0.05$)	P_{t0-5}	(kN)	5,162
伝達衝撃力 ($0.05 < \varepsilon < 0.55$)	P_{t5-55}	(kN)	1,791
伝達衝撃力 ($0.55 < \varepsilon < 0.70$)	P_{t55-70}	(kN)	2,498
EPS ひずみ ($0 < \varepsilon < 0.05$)	ε_{0-5}	(%)	33.2
EPS ひずみ ($0.05 < \varepsilon < 0.55$)	ε_{5-55}	(%)	70.2
EPS ひずみ ($0.55 < \varepsilon < 0.70$)	ε_{55-70}	(%)	67.5
換算荷重継続時間	t	(ms)	77
伝達衝撃力による力積	$P_t \cdot t$	($\text{kN} \cdot \text{s}$)	192.346
力積と等価な運動量の換算速度	V_e	(m/s)	2.244

*/**: 手法 A/B の各入力項目 ***: EPS ひずみが計算対象外

図－４には、本安定照査に用いた落石防護擁壁および緩衝工の形状を示す。落石防護擁壁は、壁高 3.0 m 、天端幅 0.5 m 、底面幅 2.0 m (背面勾配 $1:0.5$)、擁壁延長 10.0 m である。地盤条件は密な砂礫層とし、 $N = 20$ 、 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ 、 $C = 0 \text{ kN/m}^2$ と設定する。

補強工である緩衝工は、実物大実験と同様の規格・構成 (表－１参照) であるとし、擁壁天端まで設置する。緩衝工を擁壁斜面側に設置することから、擁壁斜面側の根入れ深さは 0 とする。これより、既設擁壁を有効活用するために斜面側を 1.0 m 掘り下げることとし、落石作用位置は擁壁下面から 2.0 m とする (擁壁天端から落石径程度確保)。

4. 検討結果

4.1 入力荷重等の算出

表－２には、本緩衝工により補強した場合における伝達衝撃力等の算出結果について、計算過程も含めて示している。手法 A に用いる最大伝達衝撃力は、EPS 材のひずみが $\varepsilon = 67.5\%$ ($55 < \varepsilon < 70\%$) であることから、 $P_t = 2,498 \text{ kN}$ となる。

表－3 落石対策便覧（手法 B）による照査結果

項目		当初	新たな落石要因	
緩衝構造		なし	なし	あり
落石条件	落石径 D_n (m)	$0.6 \times 0.6 \times 0.6$	$1.0 \times 1.0 \times 1.0$	$1.0 \times 1.0 \times 1.0$
	落石重量 W_n (W) (kN)	5.616	26.000	26.000 (85.698)
	換算落下高 H (m)	30	30	30
	衝突速度 v_0 (V_e) (m/s)	24.257	24.257	24.257 (2.244)
	荷重作用高さ (m)	3.0	3.0	2.0
	落石エネルギー E_n (kJ)	168	780	780
回転角照査	最大回転角 ($^\circ$)	1.149	1.149	0.797
	許容値 ($^\circ$)	2～3	2～3	2～3
	安全率 F_s	1.741～2.611	1.741～2.611	2.509～3.764
エネルギー照査	回転変形エネルギー E_{ML} (kJ)	10.039	185.612	7.652
	可能吸収エネルギー E_M (kJ)	13.203	13.203	7.895
	安全率 F_s	1.315	0.071	1.032
照査結果		OK	NG	OK

表－4 重心浮上量（手法 A）による照査結果

項目	計算結果
初期重心高さ L_G (m)	1.200
O 点から重心点 G までの距離 r_G (m)	1.769
限界重心浮上量 h_a (m)	0.569
計算重心浮上量 $\gamma \cdot h_G$ (h_G) (m)	0.363 (0.242)
安全率 F_s	1.567 (2.351)
照査結果	OK

一方、手法 B の安定照査に入力する値は、合質点の質量 $m = 8.739$ ton、換算速度 $V_e = 2.244$ m/s と算出される。

4.2 落石対策便覧（手法 B）

表－3 に手法 B による検討結果を示す。検討結果より、いずれのケースも回転角の照査は許容値を満足するものの、新たな落石要因が発生した場合で緩衝構造を設置しない時には基礎地盤の弾性応答時の回転変形エネルギー E_{ML} が 185.612 kJ と算出され、許容値である支持地盤の耐力から求まる擁壁基礎地盤の可能吸収エネルギー $E_M = 13.203$ kJ を大きく超過することが分かる。一方、緩衝構造を設置する場合には、許容値 $E_M = 7.895$ kJ に対して $E_{ML} = 7.652$ kJ となり、安全率は $F_s = 1.032$ となる。なお、緩衝構造を設置する場合の E_M が他と比較して小さいのは、荷重作用高さが擁壁底面から 2.0 m になったことによるものである。

4.3 重心浮上量（手法 A）

表－4 に手法 A による検討結果を示す。検討結果より、限界重心浮上量 $h_a = 0.569$ m に対し、計算重心浮上量 $\gamma \cdot h_G = 1.5 \times 0.242 = 0.363$ m と算出され、安全率は $F_s = 1.567$ となった。以上より、今回の検討条件では、手法 A および B 共に落石衝突時の安全性が確認された。

5. まとめ

本研究では、ソイルセメントを用いた緩衝工を設置した落石防護擁壁に対して、転倒安定性に着目した重心浮上量の考え方による安定照査を実施した。また、同照査結果を落石対策便覧による照査手法に基づいて検証することで、本緩衝工を設計するための基礎資料を提供した。

謝辞:

本研究は、国土交通省建設技術研究開発助成制度における政策課題解決型技術開発（平成 23～25 年度）により実施した研究成果を下に行ったものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 岸徳光，川瀬良司，今野久志，岡田慎哉：二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.1567-1578，2002.3
- 3) 川瀬良司，岸徳光，今野久志：二層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の転倒安定性評価法に関する一検討，構造工学論文集，Vol.50A，pp.1327-1336，2004.3
- 4) 川瀬良司，岸徳光，今野久志，池田憲二：地盤物性を考慮した落石防護擁壁の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1063-1068，2004.7
- 5) 川瀬良司，岸徳光，西弘明，牛渡裕二，刈田圭一：杭付 RC 落石防護擁壁の数値シミュレーションと簡易設計法の提案，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1213-1224，2011.3
- 6) 牛渡裕二，小室雅人，前田健一，保木和弘，岸徳光：ソイルセメントを用いた緩衝システムの模型実験および実規模擁壁に関する衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.60A，pp.973-982，2014.3
- 7) 藤堂俊介，牛渡裕二，栗橋祐介，岸徳光：ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の設計法の一提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.505-510，2014.7
- 8) 保木和弘，牛渡裕二，小室雅人，鈴木健太郎，岸徳光，川瀬良司：三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の安定照査に関する一検討，平成 27 年度土木学会全国大会 第 70 回年次学術講演会，I-265，2015.9