

(40) 落石防護擁壁の安定性に関する検討

STUDY ON STABILITY OF ROCKFALL PROTECTION WALL

松尾 修*, 堤 達也*, 近藤浩市*

Osamu MATSUO, Tatsuya TSUTSUMI and Koichi KONDO

*建設省土木研究所（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

キーワード：落石防護擁壁，模型実験，安定計算

(rockfall protection wall, model test, stability analysis)

1. はじめに

落石防護擁壁は、岩石が道路に落下することを防止するための構造物であり、主として道路の側近に設置される。落石防護擁壁の設計法は、「落石対策便覧」¹⁾により与えられているが、その妥当性については必ずしも検証されておらず、確認する必要があると考えられる。そこで、落石防護擁壁の模型を用いた重錘衝突実験を行い、現行設計法の妥当性について検討するとともに、今回新たに考案した計算法との比較を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 実験方法

図-1に実験模型、表-1に実験一覧をそれぞれ示す。実験は、砂基盤の上に高さ50cm、奥行き100cmのコンクリート製の擁壁模

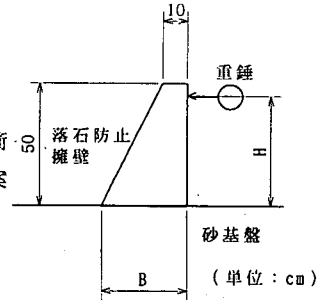


図-1 実験模型

表-1 実験一覧

型を設置し、球面形状のコンクリート製の落石模型を振り子運動させて擁壁に垂直に衝突させることにより行った。実験ケースは、擁壁底版幅35cm、落石質量5.5kg、衝突高さ45cmを基本として、ケース1は落石質量、ケース2は擁壁底版幅、ケース3は衝突高さをそれぞれ変化させた。ケース1～3においては砂基盤を15cmごとに質量約60kgの振動プレートで転圧して45cmの層厚に製作した。完成後に含水比及び乾燥密度を測定している。表-2に砂基盤の含水比及び乾燥密度のデータをそれぞれ示す。ケース4は地盤反力係数の影響を調べるために砂基盤を締め固めずに行った。また、各ケースとも落石の振り子高さを変化させることにより衝突速度の影響を調べた。

ケース番号	擁壁底版幅 B (cm)	落石質量 (kg)	振り子高さ (m)	衝突高さ H (cm)	砂基盤の締め固め
1	35	2.6	0.1, 0.2, 0.3, 0.4	45	あり
		5.5	0.5, 1.0, 1.5, 2.0		
		11.1			
2	20	5.5	0.1, 0.2, 0.3, 0.4	45	あり
	50		0.5, 1.0, 1.5, 2.0		
3	35	5.5	0.1, 0.2, 0.3, 0.4	15	あり
				25	
				35	
4	20	5.5	0.1, 0.5, 1.0	45	なし

るために砂基盤を締め固めずに行った。また、各ケースとも落石の振り子高さを変化させることにより衝突速度の影響を調べた。

表-2 砂基盤のデータ

項目	含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)
データ幅	2.3~4.0	1.32~1.50
平均値	2.9	1.42

主な測定項目は、擁壁の変位量及び落石の入・反射速度である。変位の測定にはひずみゲージ式変位計を用い、速度は固定した光電スイッチから発せられる赤外線重量計に取り付けた遮光板が遮断した時間を測定することにより算出した。

また、砂基盤の地盤反力係数を求めるために平板載荷試験、擁壁底面と砂基盤との摩擦係数を求めるために摩擦試験をそれぞれ行った。

2.2 実験結果

(1) 重錘衝突実験

図-2に落石の衝突速度と擁壁底部の最大水平変位H4との関係を示す。ここでは時刻歴における最大値を最大変位とする。全般的に最大水平変位は衝突速度の2乗に比例していることがわかる。(a)は落石質量、(b)は擁壁底版幅、(c)は落石の衝突高さ、(d)は砂基盤の締固めの有無をそれぞれ変化させた結果である。落石質量が大きく、底版幅が狭いほど、また砂基盤が軟らかいほど変位量は大きくなっている。他方、衝突高さにより変位量に顕著な違いは見られない。

落石の衝突速度と擁壁の回転角度との関係についても図-2とほぼ同様の結果が得られたが、落石の衝突高さが高いほど、回転角度が大きくなる傾向が見られた。

また、図-3に最大水平変位と残留変位との関係を示すが、わずかな変位量で最大摩擦力を越え、擁壁と砂基盤の間に滑動が生じ、残留変位と最大変位の比が1に近づく傾向が見られる。

(2) 平板載荷試験・引張試験

締め固めた砂基盤について、直径30cmの剛体円板により平板載荷試験を行い、地盤反力係数 $K_{v0}=6,000\text{kN/m}^3$ が得られた。また、擁壁底面と砂基盤との摩擦係数は0.56であった。

3. 現行設計法による安定計算

3.1 落石対策便覧の設計法

落石対策便覧では落石防護擁壁を弾性地盤に支持された剛体と仮定し、落石衝突時の落石の持つ運動エネルギーが地盤バネの変形エネルギーと等しくなるまで水平変位及び回転が生じるものとし、この変位量及び回転角度に地盤反力係数を乗じたものを落石の衝突により地盤が受ける水平力及びモーメントとして安定計算を行うこととしている。

図-4に力学モデルを示す。

3.2 安定計算結果

まず、模型実験(ケース1~3)を対象に落石対策便覧の設計法を用いて擁壁の変位量及び回転角度を計算した。

図-5に変位計H1、H4の最大水平変位に着目して計算値と比較した結果を示す。H1は比較的1:1の直線付近に集まっているが、H4は大きく乖離している。また、いずれも実験値が計算値の2次関数に近い

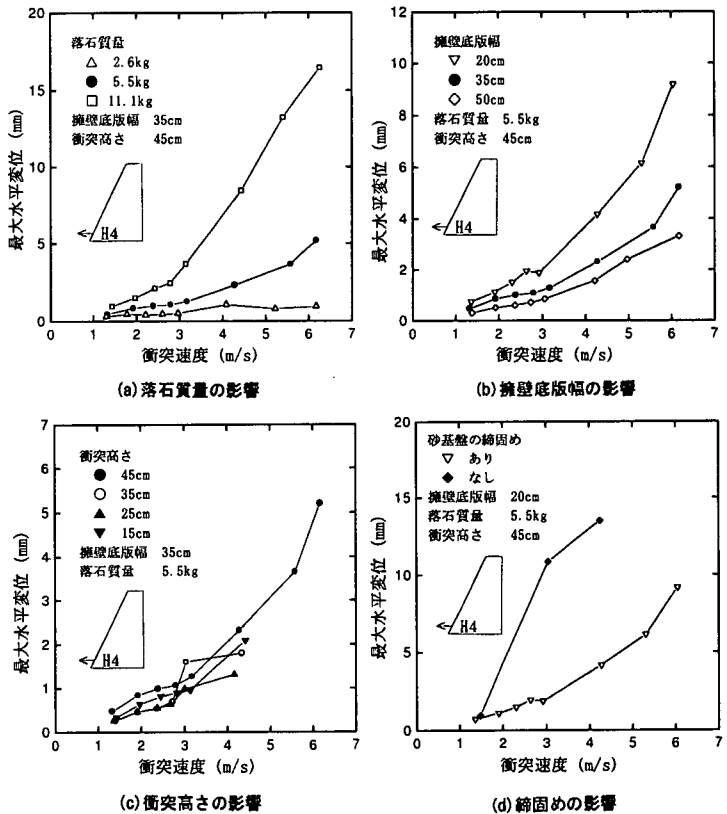


図-2 衝突速度と水平変位の関係

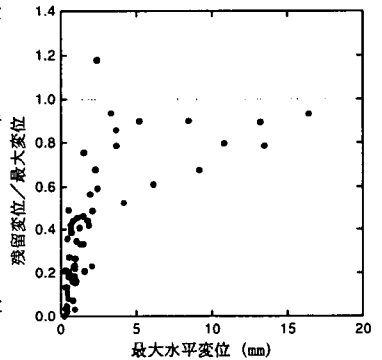


図-3 最大変位と残留変位の関係

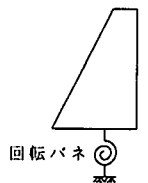


図-4 現行モデル

分布をしている。これは、実験値が衝突速度の2乗に比例するのに対し、計算では落石の運動エネルギー＝地盤バネの変形エネルギーとして変位を求めるため、変位量は衝突速度に比例することによって考えられる。

図-6に擁壁の回転角度について計算値と実験値を比較した結果を示す。変位計H1と同様に実験値とよく一致しているが、2次曲線となっていることがわかる。

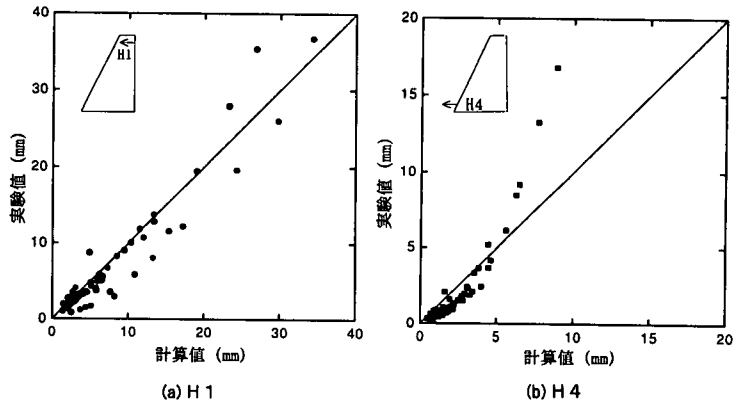


図-5 計算値と実験値の比較（変位）

次に、計算により得られた変位量と回転角度を用いて擁壁の滑動及び転倒に対する安全率を算出した。

図-7に擁壁の滑動に対する安全率と擁壁底面の変位量の実験値との関係を示す。安全率が2を切ると変位量が大きくなる傾向が見られるが、このことは実験値が計算値に比べて大きい値を示すことに対応していると考えられる。

図-8に擁壁の転倒に対する安全率と回転角度の実験値との関係を示す。ここでは安全率を抵抗モーメント／転倒モーメントとして算出した。安全率が5を切ると回転角度が増大する傾向がある。ただし、安全率が1となるときは回転角度は最大で4度であり、この程度では擁壁が転倒には至らない。

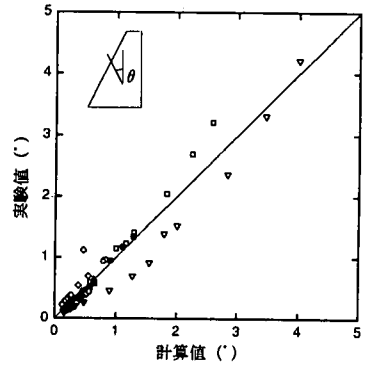


図-6 計算値と実験値の比較（回転角）

3.3 現行設計法の問題点

現行設計法の問題点として以下の2点が指摘できる。まず1点は、上述したように擁壁の変位量、回転角度ともに実験値が計算値の2乗に比例して大きくなることである。このことは落石の規模が大きくなると実験値と計算値との誤差が拡大し、設計において危険側となることを意味する。

もう1点は、地盤反力係数が大きくなると、すなわち固い地盤ほど、擁壁の安定性が低下することである。これは、擁壁底面の中心における落石の衝突によるモーメントM及び水平力Hを式(1)、(2)により求め、安定計算に用いるが、 K_r 、 K_s が地盤反力係数に比例するのに対し、 θ 、 δ が地盤反力係数の平方根に反比例するため、最終的には、モーメントM及び水平力Hが地盤反力係数の平方根に比例して大きくなることによる。

$$M = K_r \times \theta \\ = (C_1 \times K_v) \times \frac{C_2}{\sqrt{K_v}} = C_3 \times \sqrt{K_v} \dots (1)$$

$$H = K_s \times \delta \\ = (C_4 \times K_v) \times \frac{C_5}{\sqrt{K_v}} = C_6 \times \sqrt{K_v} \dots (2)$$

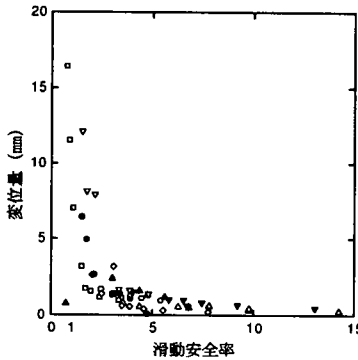


図-7 滑動安全率と変位量の関係

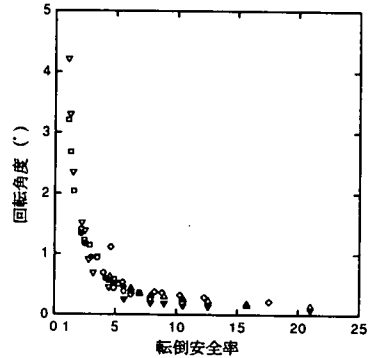


図-8 転倒安全率と変位量の関係

ここで、 K_r ：回転バネ係数

K_s ：せん断バネ係数

K_v ：地盤反力係数

θ ：擁壁の回転角度

δ ：擁壁底面の水平変位

C_{1-6} ：地盤反力係数によらない変数

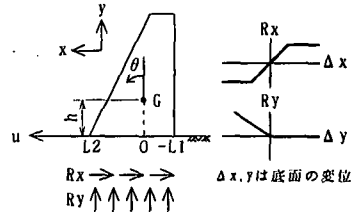


図-9 新たな力学モデル

一方、実験においては図-2 (d)に示したように、砂基盤を締め固めた方

が変位量が小さく安定しており、現行設計法による安定計算とは反対の傾向にある。

4. 新たな計算法による安定計算

4.1 新たな計算法

今回新たに従来の回転バネモデルに代えて、より現実に近い鉛直及び水平方向の地盤反力を直接擁壁に作用させる力学モデルを考えた。図-9に力学モデルを示す。同図で、鉛直方向地盤反力は、底面が地面に接している部分のみに作用させる。水平方向地盤反力は、鉛直方向地盤反力に摩擦係数を乗じて得られる摩擦抵抗力を上限とし、その値を越えると擁壁が滑動を始める。それぞれの係数は、平板載荷試験及び摩擦試験結果から求めた。

擁壁の運動は、擁壁を3自由度の剛体と仮定して導かれる運動方程式(式(3)、(4)、(5))を2次のルンゲ-クッタ型の常微分方程式の解法を用いて解くことにより、経時的に算出した。初期条件は、擁壁と落石を剛体と仮定し、衝突させることにより求めた。

$$m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} = -W \int_{-L_1}^{L_2} R_x \cdot du \quad \dots\dots (3)$$

$$m \cdot \frac{d^2 y}{dt^2} = W \int_{-L_1}^{L_2} R_y \cdot du - mg \quad \dots\dots (4)$$

$$I \cdot \frac{d^2 \theta}{dt^2} = h \cdot W \int_{-L_1}^{L_2} R_x \cdot du - W \int_{-L_1}^{L_2} u \cdot R_y \cdot du \quad \dots\dots (5)$$

ここで、 m ：擁壁の質量

I ：擁壁の慣性モーメント

W ：擁壁の奥行き

(x, y, θ) ：擁壁の重心Gの変位

u ：擁壁底面の座標系

その他の記号は図-9を参照のこと

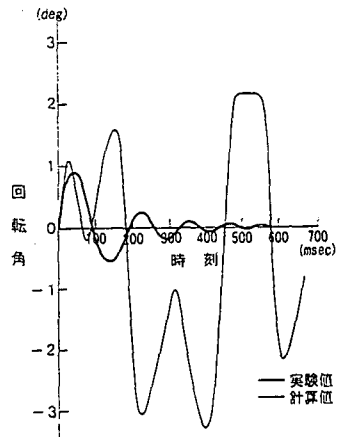


図-10 回転角の経時変化

4.2 計算結果

図-10にケース1の落石質量5.5kg、振り子高さ1.0mのときの擁壁の変位量(H1、H4)及び回転角度の経時変化を実験値とともに示す。今回の計算モデルはエネルギーの減衰項を入れていないため収束しないが、最初のピーク値が実験における最大変位量に相当するものと考えられる。いずれも実験値と計算値には大きな差が見られるが、今後減衰項を導入することによりさらに検

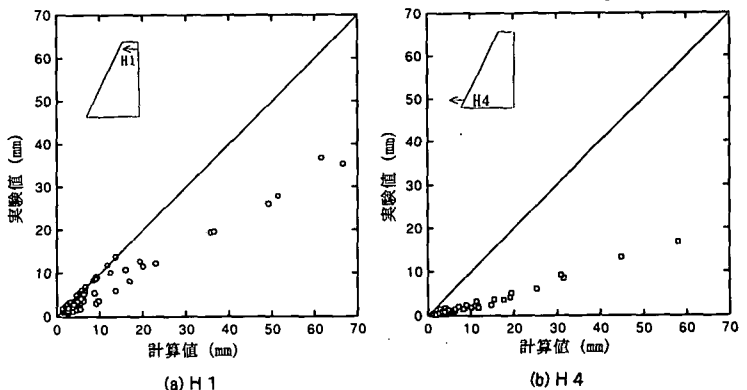


図-11 計算値と実験値の比較(変位)

討を行う予定である。

図-11にH1、H4の最大変位量について計算値と実験値を比較した結果を示す。この図からいずれも絶対値では差が見られるが、直線性があることがわかる。

図-12に回転角度について計算値と実験値を比較した結果を示す。よく一致しており、かつ直線性がある。

次に、計算上で地盤反力係数を変化させ、擁壁の変位量及び回転角度への影響を調べた。図-13に結果を示す。同図では、実験で求めた地盤反力係数を用いて計算した変位量及び回転角度を1としている。地盤反力係数が小さくなるほど、すなわち地盤が弱いほど変位量及び回転角度が大きくなり、擁壁が不安定となる傾向が見られる。擁壁の変位量及び回転角度に上限を与えることにより落石防護擁壁の設計を行えば、現行設計法の固くて良い地盤ほど擁壁が不安定になるという問題点は解決できると考えられる。

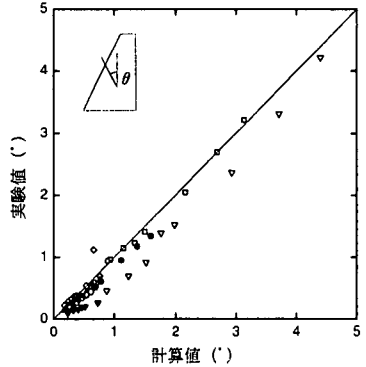


図-12 計算値と実験値の比較(回転角)

擁壁の変位量及び回転角度に上限を与えることにより落石防護擁壁の設計を行えば、現行設計法の固くて良い地盤ほど擁壁が不安定になるという問題点は解決できると考えられる。

5. まとめ

- (1) 重錘衝突実験の結果、落石質量が大きく、底版幅が狭いほど、また支持基盤が弱いほど擁壁の変位量が大きくなった。また変位量及び回転角度は衝突速度の2乗に比例する傾向が見られた。

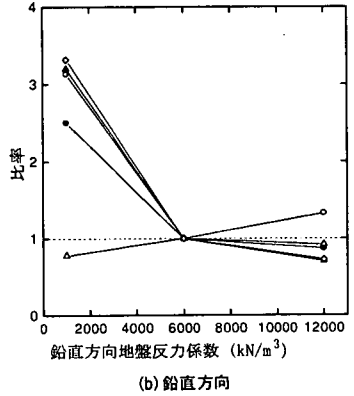
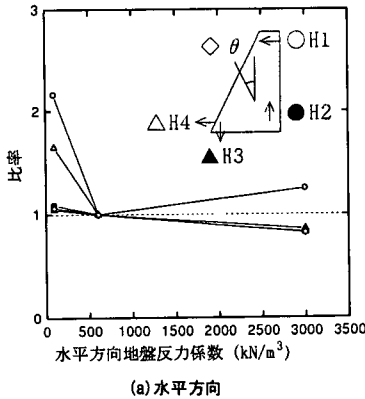


図-13 地盤反力係数の影響

- (2) 現行設計法による安定計算の結果、擁壁の変位量、回転角度ともに、実験値が計算値の2乗に比例して大きくなることが明らかとなった。このことは、設計において危険側となる可能性があることを示唆する。
- (3) 現行設計法では固くて良い地盤ほど擁壁が不安定になり、実験結果と相反することが明らかになった。
- (4) 今回新たに考案した計算法では、計算値と実験値は定量的には差が見られるが比例関係にあり、定性的には比較的良好に実験結果を再現できた。

6. おわりに

今回新たに考案した計算法では実験結果の定量的な説明が不十分であり、まだ改良の余地が残されていると考えている。また、今後は擁壁の変位量及び回転角度の許容値の設定法について検討を行い、標準的な断面について設計チャートを作成し、実務に役立つようにしたいと考えている。

最後に、本実験を担当していただいた日本サミコン(株)の大澤廣氏、後藤吉晴氏、音田奨氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、昭和58年7月

