

## 落石防護擁壁の合理的設計法の提案

佐々木哲也\* 松尾 修\*\*

### 1. はじめに

落石防護擁壁は、落石が道路に到達することを防止する防護工として用いられるもので、主として道路の側近に設置されている。落石防護擁壁は一般に重力式擁壁として作られ、落石防護柵の基礎を兼ねる場合も多い。落石防護擁壁の設計は従来より「落石対策便覧」<sup>1)</sup>により行われているが、落石防護擁壁のように剛性の高い構造物に落石が衝突するような場合の設計法は、その妥当性について必ずしも検証されていない。また、著者らが行った落石防護工の被害実態調査<sup>2)</sup>によれば、設計エネルギー以上の落石が衝突しても、防護擁壁に生じる被害は軽微であることが多いことから、従来の設計法は安全側過ぎる可能性がある。本研究では、落石防護擁壁の重錘衝突実験を行い、従来の設計法の問題点を明らかにするとともに、新たな設計法を提案したものである。なお、提案する設計法は「落石対策便覧」の改訂版<sup>3)</sup>に取り込まれたものである。

### 2. 旧落石対策便覧における設計法とその問題点

ここでは、旧落石対策便覧<sup>1)</sup>における設計法の概要を述べる。

擁壁の安定性は、常時、落石衝突時、地震時および擁壁背面ポケット部への土砂堆積時について検討する。落石衝突時の擁壁の安定性については、旧落石対策便覧では以下のような手順で計算・評価するようになっている。なお、落石防護擁壁上に防護柵が設置されている場合は、落石が擁壁に直接衝突する状態を想定する。

- 1) 落石衝突後の擁壁は、水平および回転地盤パネで支持された2自由度系剛体の1次固有振動モードで運動すると仮定する(図-1参照)。
- 2) 水平に落石が擁壁に直接衝突し、落石と擁壁の間の反発係数はゼロであるとして、運動量保存則にもとづき擁壁の衝突直後の速度を、上記1)の制約の下に求める。
- 3) 衝突直後の擁壁および落石の運動エネルギー

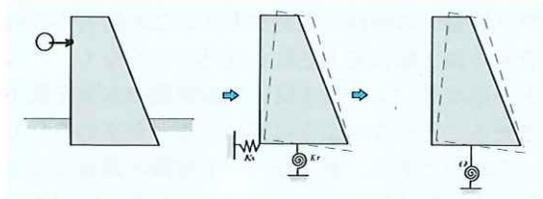


図-1 落石防護擁壁のモデル

はすべて支持地盤の水平および回転地盤パネのひずみエネルギーに転嫁されるとして、最大変位時の水平および回転地盤反力を求める。

- 4) 上記3)で得られた水平および回転地盤反力を擁壁底面に作用する力と考えて、道路擁壁の設計法(道路土工指針<sup>4)</sup>)に従って、滑動、転倒および支持力に対する安定性を評価する。

この設計法は許容応力度法により安定性を照査するが、固くて良い地盤ほど擁壁が不安定となり、擁壁構造が大きくなるという、一見直感と矛盾する結果を生むことが指摘されている<sup>5),6)</sup>。次章では、落石衝突時の落石防護擁壁の挙動を把握し、旧落石対策便覧の設計法の問題点を明らかにするとともに、設計法改良のための基礎データを得ることを目的として、落石防護擁壁の模型を用いた重錘衝突実験を行った。

### 3. 落石防護擁壁の重錘衝突実験

#### 3.1 実験の概要

実験は、図-2に示すように、締め固めた砂地盤の上に高さ0.5m、奥行き1mのコンクリート製擁壁模型を設置し、球面形状のコンクリート製落石模型を振り子運動させて、擁壁底

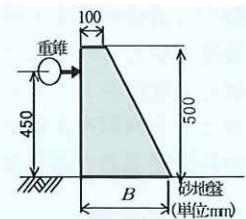


図-2 実験模型

面より高さ0.45mの位置で壁面に垂直に衝突させている。なお、擁壁模型は実物の1/5程度であるが、相似則等は特に考慮していない。実験ケースを表-1に示す。擁壁底版幅 $B = 0.35\text{m}$ 、落石質量約 $5.5\text{kg}$ を基本として、擁壁底版幅 $B$ を $0.20\text{m}$ および $0.50\text{m}$ と変化させ、底版幅毎に落石質量と振

り子高さを変化させた。砂地盤は 0.15m 毎に質量約 60kg の振動プレートで転圧して 0.45m の層厚としている。砂地盤の地盤反力係数を求めるために、直径 0.30m の剛体円盤により平板載荷試験を行っており、鉛直地盤反力係数  $k_{v0} = 31\text{MN/m}^3$  が得られている。また、底版幅 0.35m の擁壁（質量  $m = 280\text{kg}$ ）を砂地盤上にて水平に引くことにより摩擦試験を行い、摩擦係数  $\mu$  は 0.56 が得られて

いる。砂の単位体積質量は  $\rho = 1.8\text{g/cm}^3$  である。

### 3.2 実験結果

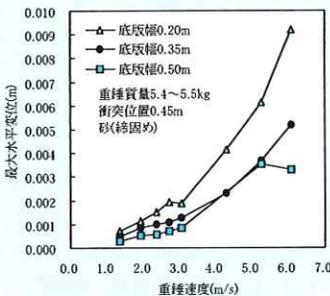
実験結果の一例として、落石の衝突速度と擁壁の最大回転角の関係を図-3 に示す。図-3 (1) は擁壁底版幅の影響について、図-3 (2) および (3) は基礎地盤の影響について、それぞれ比較している。同じ重錘速度では、擁壁幅が狭いほど、また砂地盤が締め固められず軟らかいほど、回転角は大きくなる傾向がみられる。また、回転角は重錘速度の 2 乗に比例している傾向が見られる。このことから擁壁の変形は落石のエネルギーに比例していることが推測される。なお、水平変位についてもほぼ同様な傾向が見られた。

表-1 重錘衝突実験ケース

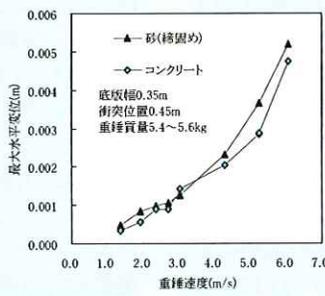
case	擁壁底版幅 $b_2$ (m)	擁壁質量 $m$ (kg)	重錘質量 $m_0$ (kg)	落石衝突位置 $h$ (m)	支持地盤	振り子高さ (m)
床版幅と 重錘質量 の変化	0.20	180	5.41	0.45	締め固めた砂	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0
			11.06			
	0.35	280	2.61			
			5.41			
	0.50	375	5.41			
			5.50			
落石衝突 位置の 変化	0.20	180	5.61	0.15	締め固めた砂	1.0, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 1.0
			0.25			
			0.35			
	0.35	280	5.61	0.15	締め固めた砂	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 1.0
			0.25			
			0.35			
地盤の 変化	0.35	280	5.61	0.45	コンクリート	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0
	0.2	180	5.64	0.45	締め固めていない砂	0.1, 0.5, 1.0

### 4. 旧落石対策便覧による安定計算

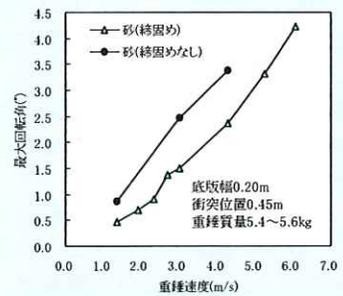
本章では、実験模型を対象に旧落石対策便覧により滑動、転倒に関する安定計算を行い、その結果を実験結果と比較し、旧落石対策便覧の設計法の問題点を検討する。なお、旧落石対策便覧では落石衝突時の転倒に対する安定性は、合力作用点の偏心量  $e$  が擁壁幅  $B$  の 1/3 になるように規定している



(1) 擁壁底版幅の影響

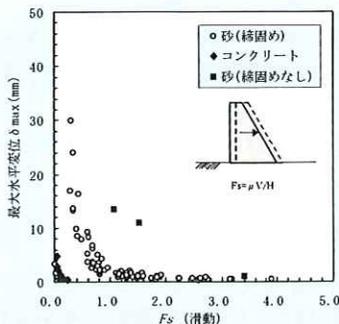


(2) 基礎地盤の影響（砂とコンクリート）

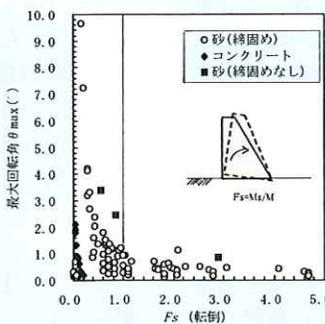


(3) 基礎地盤の影響（締め固め有無）

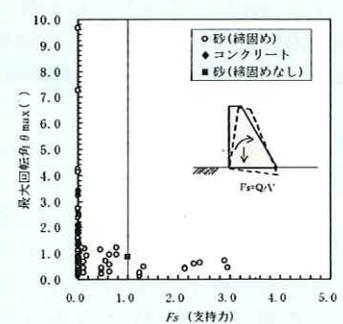
図-3 落石衝突速度と擁壁の最大回転角度との関係



(1) 滑動



(2) 転倒



(3) 支持力

図-4 安全率と擁壁の変位量の関係

が、ここでは便宜上、安全率を擁壁つま先回りの自重による抵抗モーメント  $M_s$  と落石衝突による転倒モーメントの比として算出した。

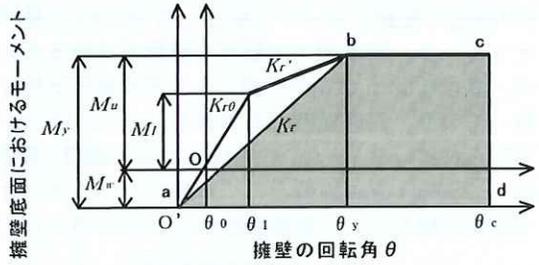
図-4に各安全率と擁壁の最大変位量の実験値との関係を示す。滑動、転倒および支持力のいずれについても、安全率が小さいほど変位量は大きくなる傾向はみられる。しかし、同じ安全率でも基礎地盤が固くなるほど変形量は小さく、特に、コンクリート基礎のケースでは、変形が生じていないにも拘わらず、ほとんどのケースで安全率は大きく1を下回る。これは、旧落石対策便覧の評価では固くて良い地盤ほど擁壁が不安定となるという本質的な問題点が現れた結果である。また安全率が1となっても、擁壁の安定性を損なうような大きさの変形量は生じることはなく、旧落石対策便覧の設計法は概して安全側に過ぎる評価法であるといえる。本件のような衝突現象を伴う問題では、最大衝撃力を静的に作用させて弾性論的に発生荷重(応力)を求めて、これを許容荷重(応力)と比較して安定性を評価する手法は一般に安全側であり、また安全側に過ぎることが多い。

### 5. 弾塑性地盤モデル適用性の検討

許容応力度法により安定性を照査する旧落石対策便覧の設計法は、固くて良い地盤ほど擁壁が不安定となること、および過度に安全側の評価を与えることがわかった。ここでは、まず擁壁支持地盤の塑性変形を考慮した荷重-変位モデル(図-5参照)を考え、実験結果を対象にモデルの妥当性を検討する。

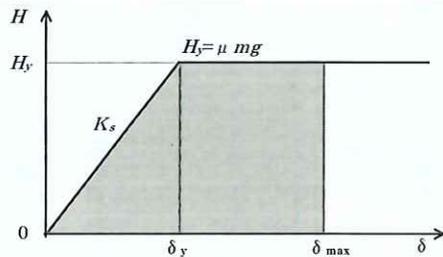
実験結果より、擁壁の回転による支持地盤の変形性状が非線形性を示すことから、支持地盤の抵抗モーメント-回転角の関係は、図-5(1)に示したような、トリリニア型弾塑性回転バネでモデルを設定した。ここに、擁壁底面に浮上りが生じるまでの回転バネ係数は道路橋示方書IV<sup>7)</sup>による鉛直方向地盤反力係数  $K_v$  に擁壁底面の断面二次モーメント  $I_0$  を乗じた初期回転バネ係数  $K_{r0}$  とし、 $M_I$  を超えて最大抵抗モーメント  $M_u$  に達するまでの回転バネ係数  $K'_r$  は  $K_{r0}$  の1/2と仮定した<sup>8)</sup>。

最大抵抗モーメント  $M_u$  は、落石衝突位置に作用させる落石による水平力  $H$  の大きさを変化させて、道路橋示方書IVに準じて偏心荷重を考慮した地盤の極限支持力  $Q$  を求め、 $Q$  が擁壁自重  $W$  と等しい状態の時の擁壁底面中心に作用する落石による抵抗モーメント  $M$  である。



$M$  : 降伏モーメント                     $\theta_y$  : 降伏回転角  
 $M_u$  : 最大抵抗モーメント            $\theta_c$  : 計算による回転角  
 $M_I$  : 浮上り限界モーメント         $\theta_0$  :  $M_{IW}$  に達した時の回転角  
 $M_{IW}$  : 擁壁自重によるモーメント

(1) 擁壁の抵抗モーメント-回転角関係



(2) 擁壁の水平荷重-水平変位関係

図-5 擁壁支持地盤弾塑性変位モデル

図-5(1)に示した擁壁の回転角-モーメント関係の非線形モデルの妥当性を評価するために、ここでは、重錘衝突後の擁壁の運動エネルギーが擁壁の回転および水平変位により消費されると仮定し、擁壁の回転により地盤に伝達されたエネルギーと図-5(1)に示した面積が等しくなるような擁壁の最大回転角  $\theta_{exp}$  と比較した。この際、擁壁に伝達されたエネルギーは、衝突前後の重錘の速度を用いて運動量保存則により求めた重錘衝突後の擁壁の速度より、次式により算出した。

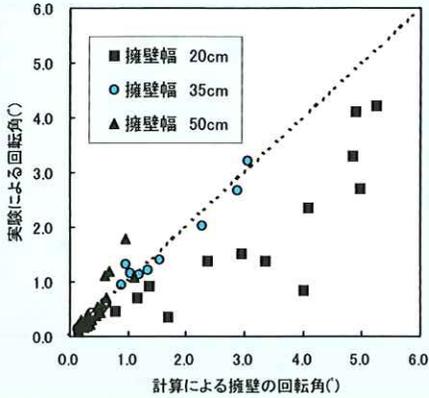
$$E_{W1} = \frac{1}{2} m V^2 + \frac{1}{2} J \omega^2 \quad (1)$$

ここに、 $E_{W1}$  : 衝突後の擁壁の運動エネルギー、 $m$  : 擁壁の質量、 $J$  : 擁壁の慣性モーメント、 $V$ 、 $\omega$  : 擁壁の衝突直後の線速度、角速度。

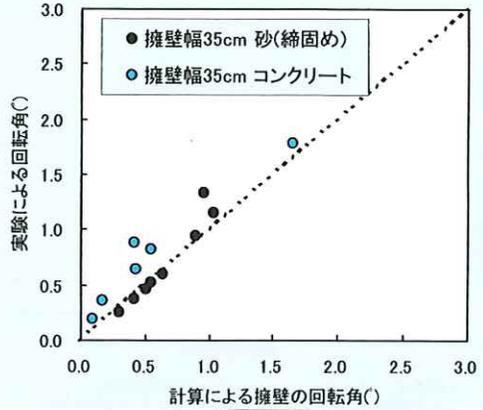
擁壁の回転により地盤に伝達されたエネルギー  $E_{W2}$  は式(2)により求めた。

$$E_{W2} = E_{W1} - E_{W3} \quad (2)$$

ここで、 $E_{W3}$  は滑動変形に費やされたエネルギーであり、摩擦試験による水平荷重と水平変位との関係を図-5(2)のように完全弾塑性関係でモデル化し、実験で得られた最大水平変位  $\delta_{max}$  に



(1) 擁壁幅の比較



(2) 砂地盤とコンクリート地盤の比較

図-6 回転角の計算値と実験値の比較

より求めた。

図-6 (1) に締め固めた砂地盤上のケースの回転角の実験値と計算値を比較した結果を示す。回転角が小さい範囲では実験値と計算値はよく一致するが、 $\theta > 2^\circ$  となると計算値が過大となる傾向が見られる。

図-6 (2) は締め固めた地盤とコンクリート上に設置した擁壁の実験の比較を示したものである。ばらつきはあるものの、砂地盤とコンクリートでいずれも計算値と実験値は比較的よく一致する傾向がある。

ここで、擁壁底面幅 20cm で回転角が大きい場合に計算回転角が例外的に大きくなっているが、この原因として、以下のことが考えられる。①底版幅が狭いため、擁壁に回転および滑動変位が生じると同時に、擁壁つま先部が地盤にめり込みやすく、滑動抵抗力および支持力値が図-5で想定した以上に増大したこと。②回転角が大きい場合は擁壁の回転に伴い、擁壁の重心位置が持ち上がるため、それによる擁壁の位置エネルギーの増加の影響が大きくなること。この傾向は基礎地盤が固いコンクリート上に設置したケースで顕著となる。

しかしながら、設計で回転角の許容値を設定する場合、擁壁としての機能を考慮すると、許容回転角  $\theta_a$  は  $2 \sim 3^\circ$  程度と考えられるため、設計上は問題ないものと考えられる。

## 6. 地盤の弾塑性変形を考慮した計法の提案および適用性の検討

ここでは、5. で検討した荷重-変位関係 (図-5 (1) 参照) を用いて、許容変位量から定まる基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーと落石の衝突により擁壁に伝わるエネルギーとを比較

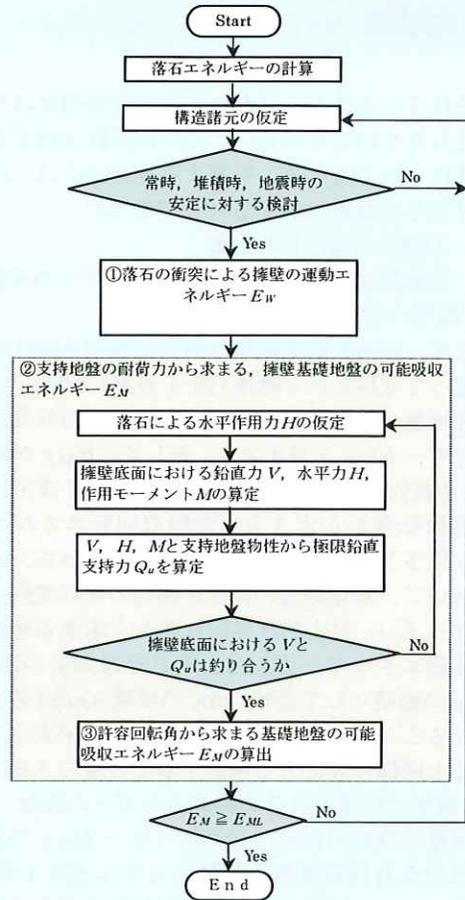
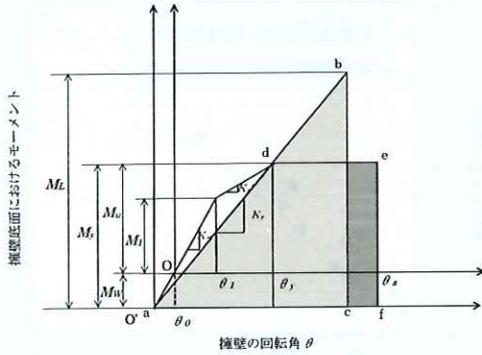


図-7 落石防護擁壁の設計計算フロー

することにより安定性を照査する設計法を提案し、実験結果との比較によりその妥当性を検討する。

### 6.1 提案する設計法の概要

図-7 に落石防護擁壁の落石衝突時の安定に対する検討手順を示す。擁壁は一般に根入れされて施



$M$  : 降伏モーメント                     $\theta_D$  : 降伏回転角  
 $M_u$  : 最大抵抗モーメント         $\theta_c$  : 計算による回転角  
 $M_l$  : 浮上がり限界モーメント    $\theta_0$  :  $M_W$ に達した時の回転角  
 $M_W$  : 擁壁自重によるモーメント

: 弾性応答時の変形エネルギー  
 : 弾性変形を考慮した可能吸収エネルギー

図-8 荷重-変位関係

工されていること、滑動による被害事例はほとんど見られないことから、ここでは回転に対する照査法について述べる。提案する設計法では、以下の2点を旧落石対策便覧から変更した。

- ①擁壁の安定性の評価
- ②擁壁に伝達される運動エネルギーの評価

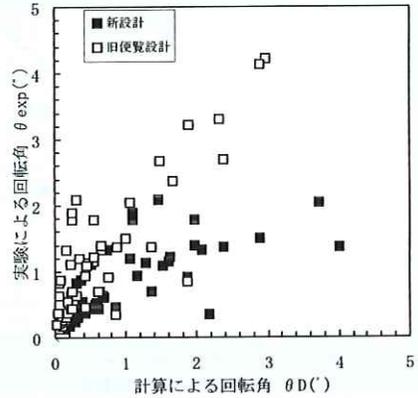
(1) 擁壁の安定性の評価

まず、旧落石対策便覧と同様に擁壁を弾性地盤によって支持される剛体(図-1 参照)と仮定して、基礎地盤の弾性回転バネに蓄えられる回転変形エネルギー  $E_{ML}$  を算出する。そして、 $E_{ML}$  が図-5 (1) の抵抗モーメント-回転角曲線にて設定した許容回転角から求まる可能吸収回転エネルギー  $E_M$  以下となることを照査する。すなわち、図-8において、基礎地盤の弾性応答時の回転変形エネルギー  $E_{ML}$  および許容回転角から求まる可能吸収回転エネルギー  $E_M$  は、それぞれ abc の面積、adef の面積として表せ、abc の面積 < adef の面積となることを照査することになる。水平変位についても同様の考え方で検討することもできる<sup>2)</sup>。

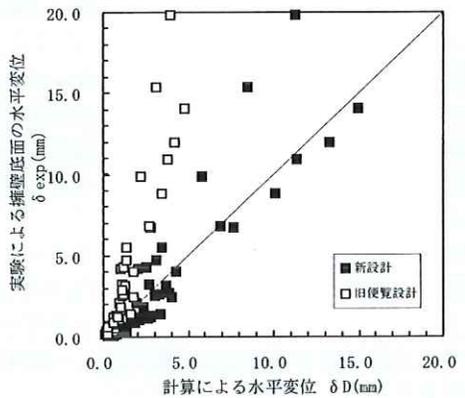
(2) 擁壁に伝達される運動エネルギーの評価

弾性応答時の回転変形エネルギー  $E_{ML}$  の算出には旧落石対策便覧と同様のモデル(図-1 参照)を用いるが、落石と擁壁の衝突の考え方および基礎地盤の回転バネについて取り扱いを以下のように変更した。

旧落石対策便覧は弾性領域での設計であるので、基礎地盤の図-1 の回転バネ係数  $K_r$  に初期回転バネ係数  $K_{r0}$  を与えるが、新たな設計法では塑性変形を考慮することから図-5 (1) の直線 ab の傾き



(1) 最大回転角



(2) 擁壁底面の最大水平変位

図-9 擁壁変位の計算値と実験値の比較

として求められる割線回転バネ係数  $K_r$  を用いる。また、旧落石対策便覧では、落石と擁壁の衝突を完全非弾性衝突として運動量保存の法則より擁壁の初速度を求めるが、ここでは、落石と擁壁の衝突を完全弾性衝突と安全側に仮定した。

6.2 設計値と実験値の比較

図-7 の設計手順と旧設計法の変更点の妥当性を実証するために、旧落石対策便覧より設計法と新設計法により求まる変形量と実験値を比較した。なお、旧落石対策便覧による設計は元々変形量を照査するものではないため、ここでは旧設計法についても、弾性応答時の抵抗モーメントが  $M_u$  を超える場合の  $\theta_D$  は、弾性応答時の回転エネルギー  $E_{ML}$  が図-8 の塑性変形量を考慮したモーメント-回転角関係の台形 abcd の面積と一致するときの  $\theta$  の値として求めた。したがって、ここでの旧落石対策便覧の手法とは落石の衝突により擁壁に伝達されるエネルギーの評価法のみ旧落石対策便覧の手法を適用したものである。

図-9 (1) に、擁壁の最大回転角について、実験

の実測値  $\theta_{exp}$  と計算値  $\theta_D$  を比較した図を示す。旧落石対策便覧の手法による計算値は実験値より小さい。一方、新設計法による計算値は、ばらつきはあるものの回転角の小さい範囲では実験値に概ね整合している。ただし、回転角が  $2^\circ$  以上になると急激に計算値が大きくなる。

図-9 (2) は擁壁底面の最大水平変位について、実験値  $\delta_{exp}$  と計算値  $\delta_D$  を比較したものである。ここで、水平変位  $\delta_D$  は、回転変位と同様の考え方により、落石の衝突により弾性水平バネに蓄えられた水平変形エネルギーが図-5 (2) の水平荷重-水平変位関係の台形の面積と一致するものとして求めた。なお、ここでの旧落石対策便の手法とは、回転変形と同様、落石の衝突により擁壁に伝達されるエネルギーの評価法のみ旧落石対策便覧の手法を適用したものである。図より、旧落石対策便覧による計算値は実験値よりも小さい。一方、新設計法による計算値はばらつきがあるものの実験値と一致している。ただし、変形量が大きくなると実験値からのばらつきが大きくなる傾向にある。

回転角および水平変位とも、新設計法による計算値は、落石衝突時の運動エネルギーの評価を旧落石対策便覧の方法によって求めた計算値よりも、実験と一致している。これより、新設計法の落石衝突時の擁壁に伝達される運動エネルギーの評価法、すなわち落石と擁壁の衝突の考え方および基礎地盤の回転バネの考え方は妥当であるといえる。ただし、回転角および水平変位とも変形量が大きくなると実験値からのズレが大きくなる傾向が見られた。したがって、新設計法においても過度の変形に対しては十分に対応できていない。これは、5. で考察したことと同様に、地盤降伏後の抵抗を一定と仮定していること、回転変形により重心位置が変わること等が影響しているものと考えられる。

## 7. まとめ

本研究では、落石防護擁壁の挙動を把握することを目的に落石防護擁壁の重錘衝突実験を行った。また、この実験結果に基づき、「旧落石対策便覧」で示されている落石防護擁壁の設計法の問題点を把握するとともに、新たな設計法を提案し、実験結果を対象としてその適用性を検討した。結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 擁壁の重錘衝突実験より、衝突する重錘の速度が同じ条件では、擁壁の回転変位は、底版幅が

狭いほど、また砂地盤が軟らかいほど変位量は大きくなった。

(2) 旧落石対策便覧の安定性評価を実験結果に適用した結果、安全率が小さいほど変形量は大きくなる傾向はみられるが、同じ安全率でも基礎地盤が固くなるほど変形量は小さく、特に、コンクリート基盤のケースでは、変形が生じていないにも拘らず、ほとんどのケースで安全率は大きく1を下回った。また安全率が1となってもそれほど変形量は大きくなく、変形量で評価した場合、旧落石対策便覧の設計法は安全側ないしはしばしば過度に安全側の評価法であるといえる。

(3) 地盤の塑性変形を考慮した擁壁の荷重-変位関係モデルを用いて、許容変位量から定まる可能吸収エネルギーと落石の衝突により擁壁に伝わるエネルギーとを比較することにより安定性を照査する設計法を提案し、実験結果との比較によりその妥当性を検討した。その結果、回転変位及び水平変位とも、変位の小さい範囲では、新設計法による計算値は実験値とよく一致するが、変位が大きくなると回転変位を過大評価、水平変位についてはやや過小評価する傾向が見られた。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧, 1983.
- 2) 松尾修、堤達也、佐々木哲也：平成9年度落石に関する実態調査報告書, 土木研究所資料, 第3556号, 1998.
- 3) 日本道路協会：落石対策便覧, 2000.
- 4) 日本道路協会：道路土工-擁壁工指針, 1999.
- 5) 松尾修、堤達也、近藤浩市：落石防護擁壁の安定性に関する検討, 第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演会論文集, pp.227-231, 1996.
- 6) 右城猛、筒井秀樹、水田勝也、森伸一郎：落石防止擁壁の設計法に関する提案, 第5回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp.223-226, 2000.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造設計編, 1996.
- 8) 鉄道総合研究所：落石対策技術マニュアル, 1999.

佐々木哲也\*



独立行政法人土木研究所  
耐震研究グループ振動  
チーム研究員  
Tetsuya SASAKI

松尾 修\*\*



国土交通省国土技術政策  
総合研究所危機管理技術  
研究センター地震災害研  
究官  
Osamu MATSUO