

崩壊土砂の衝突を考慮した待受け式擁壁の合理的設計手法に関する調査

危機管理技術研究センター 砂防研究室 研究官 内田 太郎 室長 小山内信智



1. はじめに

急傾斜地崩壊防止工事の1つに崩壊した土砂を斜面直下で受け止め、人家等の保全対象に崩壊土砂が到達しないようにする待受け式擁壁工がある。待受け式擁壁工は斜面を改変することがないため、植生を残したままで崩壊対策が出来るなどの利点がある。一方、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」が2001年4月1日に施行され、2001年3月28日に同法施行に関連した国土交通省告示第332号（以後、「告示」）により、急傾斜地の崩壊により建築物又はその地上部分に作用すると想定される力の大きさを算出する手法が定められた。これにより、近年、待受け式擁壁の設計に際しても、崩壊土砂が擁壁に衝突する際の力を考慮することができるようになってきた¹⁾。

今後、さらに合理的な擁壁断面の設計を実施するためには、崩壊土砂が擁壁に作用する力の空間分布や擁壁基礎地盤の変形を考慮すべきである。また、地盤変形を考慮するには、崩壊土砂の擁壁に作用する力の時間変化の推定手法が必要となる。

2. がけ崩れの発生斜面における被災実態調査

被災実態調査は、2003、2004年に計10箇所で行った。ここでは、静岡市丸子井尻地区の調査事例を報告する。同地区では勾配39°、高さ35 mの斜面において土量約130 m³の崩壊が発生した（図-1）。

同地区には、斜面末端に高さ5～8 mの擁壁が設置されており（図-2）、擁壁上にある落石防護柵の支柱（鋼製）の変形の有無を調査した。この調査から、支柱に作用した力を直接的に推定することはできないが、変形が生じた支柱には、支柱の降伏応力以上の力が作用したことが、変形が生じなかった支柱には降伏応力以下の力が作用したことがわかる（図-3）。



図-1 丸子井尻地区で発生したがけ崩れの様子

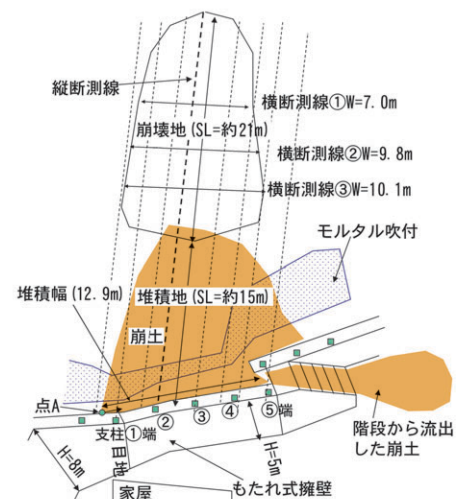


図-2 丸子井尻地区で発生したがけ崩れ

次に、斜面の測量結果をもとに、図-2の点線のように斜面を分割し、断面毎に告示に示されている急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動による力の算出式（式1、以後、「告示式」）を用いて、崩壊土砂の擁壁に作用する力 (F_{sm} [kN/m²]) を算出した。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right] \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm})) \quad (1)$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b \quad (2)$$

$$b = \cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\} \quad (3)$$

ここで、 b_u, b_d : (3)式の θ にそれぞれ θ_u, θ_d を代入した値、 x : 急傾斜地の下端からの距離[m]、 H : 急傾斜地の高さ[m]、 h_{sm} : 移動の高さ[m]、 θ_u : 急傾斜の傾斜度、 θ_d : 急傾斜地下端から平坦部の傾斜度、 ρ_m : 土石等の密度[t/m³]、 g : 重力加速度[m/s²]、 σ : 土石等の比重、 c : 土石等の容積濃度、 f_b : 土石等の流体抵抗係数、 ϕ : 土石等の内部摩擦角とする。

図-3に示したように、崩壊地形と告示式から求めた力は、各支柱の変形状況から得られた結果と矛盾しないことが分かった。このことは、崩壊地の3次元形状が推定できると、擁壁に作用する力の空間分布が推定できることを意味している。

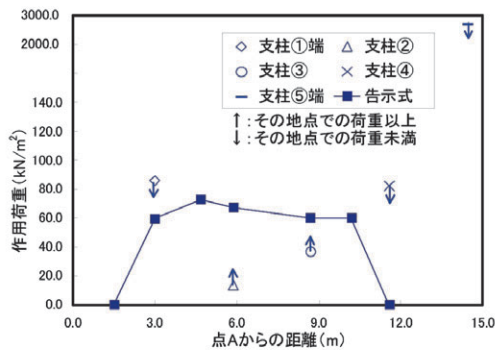


図-3 推定した擁壁に作用したピーク荷重

3. 室内実験

実験は国土技術政策総合研究所地すべり模型実験施設内の崩土流動実験装置を用いて行った。実験装置上流端にある土砂供給装置から、乾燥させた川砂と礫を混合した試料 (0.1~1.0 m³) を実験斜面 (勾配38.7~45度) に流下させる方法で行った。極力流下距離が長くなるよう土砂供給装置から5.25 mの地点の斜面上に、圧縮型ロードセルを用いて作成した荷重計測装置を設置した。同装置に土砂を衝突させ、衝突時の荷重の時間変化を測定した。また、高速ビデオカメラで撮影した画像を用い、土砂の流下方向・速度、流動深を測定した。

本研究では、土砂の流下を図-4のように模式化し、Aa断面とBb断面の運動量の変化が受荷台に作用する力積に等しいと考え、作用する力 (F_i) を以下の式から算出した。

$$F_i = h w \rho v^2 (1 - \cos\theta) \quad (4)$$

ここで、 h, w, ρ, v はそれぞれ流下土砂の流動深、流下幅、密度、流速、 θ は図-4に示した堆積勾配である。高速ビデオ画像から測定した h, v, θ を用いて算出した荷重と実測荷重の関係を図-5に示した。図示したように両者は概ね一致し、崩壊土砂が構造物に衝突する時に作用する力は、衝突時に失う作用面に垂直方向の運動量変化から算出することができると考えられた。つまり、崩壊土砂が衝突時に構造物に作用する力は、崩壊土砂の①密度、②流動深、③流下速度、④作用する角度により決まることが分かった。

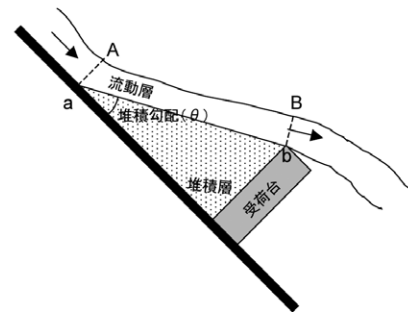


図-4 受荷台周辺の土砂の堆積、流下状況の概念図

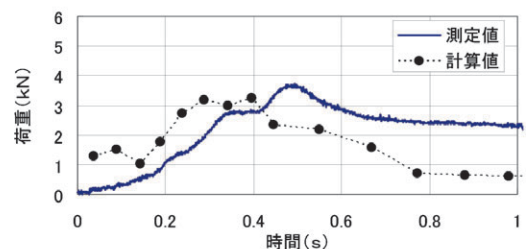


図-5 荷重の測定結果と計算値の比較

4. 今後の課題

本調査では、崩壊土砂が擁壁に作用する力の空間分布、時間変化の推定手法について検討した。今後は、これらを基に、崩壊土砂が擁壁に作用する力の推定手法および擁壁に力が作用した際の地盤の変形の評価手法を確立し、待受け式擁壁の合理的な設計方法の提案につなげたい。

【参考文献】

- 1) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会 (2004) 崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例