

待受式擁壁に作用する崩壊土砂の平均荷重の統計 ―H29 九州北部豪雨における事例―

国土交通省国土技術政策総合研究所 ○長谷川陽一，村田郁央，野呂智之

1. はじめに

急傾斜地崩壊防止工事の一つである待受式擁壁は，表層崩壊による過去の被災事例から検討すると，安定計算で安定となる限界の衝撃力の2倍以上の衝撃力（崩壊土砂の移動の力）を受けても転倒していない¹⁾。この要因については未解明な部分が多いが，国土技術政策総合研究所では基礎地盤の塑性変形²⁾や崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布³⁾などにその原因を求め，検討を行っている。本検討では，平成29年7月九州北部豪雨（以下，H29 九州北部豪雨）で発生した崩壊の土砂による衝撃荷重の空間分布から平均荷重を検討した結果を報告する。

2. 検討方法

H29 九州北部豪雨において実際に待受式擁壁が被災した事例はほとんどない。そこで本検討では表層崩壊発生位置の斜面直下に待受式擁壁があると仮定した。崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布の検討方法については曾我部ら³⁾の方法を用いることとし，崩壊地の形状を三次元的に把握し，告示式（国交省告示第三百三十二号に示される式）によって衝撃荷重を推定した。告示式の詳細については文献¹⁾を参照されたい。崩壊地の形状はH29 九州北部豪雨の前後に取得されたレーザープロファイラデータ（以下，LP データ）から推定した。崩壊地に7～15本程度の縦断測線を設定し，それぞれの縦断において擁壁位置からの崩壊高さ⁴⁾と勾配，および崩壊深（崩壊土砂の厚さ）を複数計測して，最大となる衝撃荷重を算出した。各崩壊地の測線間隔は表-1に示す崩壊幅により設定した。崩壊幅は，崩壊地の両端をLP データおよび国土地理院が公開している空中写真から判読して決定した。待受式擁壁を仮定する位置は斜面下の遷緩点付近もしくは既設道路上としたが，擁壁位置は地形に関係なく一直線となるように定めた。

算出した衝撃荷重の空間分布の一例を図-1に示す。この例では崩壊幅が14mであったので測線間隔は1mとしており，図には各測線における最大の衝撃荷重がプロットしてある。なお，基点は，崩壊地に向かって左端を0m位置とした。崩壊最深部直下（基点からの距離が8mの位置）の擁壁に作用した最大荷重は101kN/m²となっている。

図-1 から，複数の任意の解析幅（主に測線間隔の等倍となる幅）を選択し，それぞれの解析幅で荷重の平均値が最大となる位置で衝撃荷重を平均化し，その平均荷重を崩壊最深部直下で計測される最大衝撃荷重で除した値を平均荷重係数として求めた。平均荷重係数の分布の一例を図-2に示す。この例では，崩壊幅（14m）での平均荷重係数は0.696となり，擁壁目地の一般的な最大幅である20m幅での平均荷重係数は0.487となる。すなわち，崩壊幅に相当する幅の擁壁に作用した衝撃荷重の平均荷重（70kN/m²）は崩壊最深部直下の擁壁に作用した最大荷重（101kN/m²）に対して70%程度であり，20m間隔の目地によって分離される一つの擁壁に作用した衝撃荷重の平均荷重（49kN/m²）は最大荷重に対して49%程度である。

3. 検討結果および考察

H29 九州北部豪雨で発生した表層崩壊から48箇所の崩壊地を選定し，平均荷重係数を求めた。崩壊幅での平均荷重係数と崩壊幅，高さ，および勾配との関係を図-3～5に，擁壁目地を想定した20m幅での平均荷重係数と崩壊幅との関係を図-6に示す。

図-3～5より，崩壊幅での平均荷重係数は崩壊幅，高さ，勾配に関係なく0.55～0.86の値をとっている。但し，ここでのいう高さおよび勾配は仮定した擁壁位置における崩壊発生前の地表点と最大衝撃荷重が算出された位置にお

表-1 測線間隔

崩壊幅 (m)	測線間隔 (m)
～ 14	1.0
15 ～ 20	2.0
21 ～ 40	2.5
41 ～ 80	5.0
81 ～	10.0

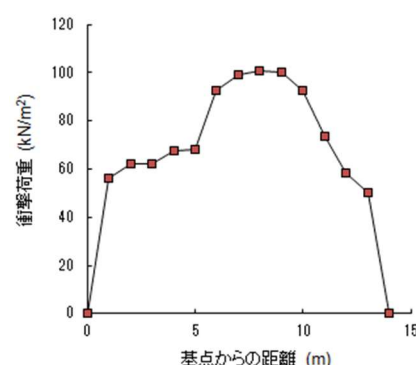


図-1 衝撃力の空間分布図

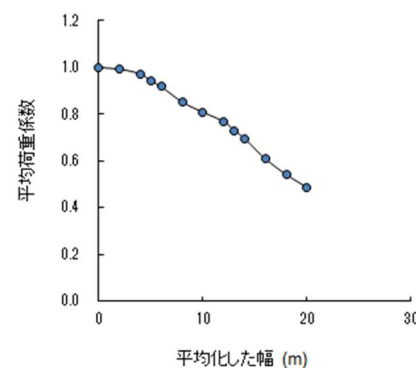


図-2 任意の解析幅における平均荷重係数

ける崩壊発生後の地表点との標高差および勾配である。言い換えると一般的な斜面の高さおよび勾配ではないことに注意されたい。図-6 より、擁壁目地を想定した 20m 幅での平均荷重係数は、崩壊幅が大きくなるほど大きくなる傾向があり、崩壊幅 40m 程度以上ではほぼ 1.0 と見なせる。

崩壊幅での平均荷重係数は 0.55～0.86 となった。但し、本検討では連続した複数の崩壊を一つの崩壊として扱った箇所がある。また、崩壊規模が小さいもののほど崩壊幅の取り方（両端の決め方）によって平均荷重係数の誤差が大きくなっている。従って、崩壊幅での平均荷重係数は 0.6～0.8 程度となると考えて良いと分かる。

実際に施工される待受式擁壁は目地部分で分割される。言い換えれば、崩壊幅 40m の崩壊に対して擁壁延長が 40m あったとしても、崩壊土砂の衝撃荷重を擁壁が一体となって受けていない。擁壁目地幅がちょうど 20m の場合、20m 幅での平均荷重係数を（衝撃荷重を減ずる）指標としてもよい。しかし、図-6 より、崩壊幅 20m 以下での平均荷重係数は 0.7 以下、崩壊幅 40m 以下では 0.9 以下であり、崩壊幅 40m 以上の崩壊に対して平均荷重係数を用いることは危険である。このような崩壊規模の大きなものに対しては、施工の面で擁壁目地や打ち継ぎ目を工夫するなど、擁壁が一体となって崩壊土砂を受け止められる工法が開発されなければ、前述の崩壊幅での平均荷重係数をそのまま設計に用いることは避けるべきと考えられる。

4. おわりに

本研究の結果、擁壁目地間隔が 20m の場合、崩壊幅が 20m 以下の崩壊であれば平均荷重係数は 0.7 程度見込み、崩壊幅が 40m 以下であれば 0.9 程度見込めるとわかった。また、擁壁目地間を何らかの方法で連結し、延長が崩壊幅より大きい擁壁が一体となって土砂を受け止められれば、崩壊規模に関係なく平均荷重係数は 0.8 程度見込める可能性があることがわかった。

なお、今回仮定した擁壁の設置位置や測線間隔が異なれば、衝撃荷重の空間分布および平均荷重も異なると考えられ、これらにより本検討の平均荷重係数がどの程度変動するかについては今後検証していく。

【参考文献】

- 1) 急傾斜地崩壊防止工事技術指針作成委員会：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例―急傾斜地崩壊防止工事技術指針―，社団法人全国治水砂防協会，327pp.，2019
- 2) 内田太郎・小山内信智・曾我部匡敏：急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の安定性，土木技術資料，Vol.48，No.5，p.30～33，2006
- 3) 曾我部匡敏・内田太郎・小山内信智・吉川修一：崩壊土砂の作用荷重の空間分布が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響，第 7 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，p.1～6，2004

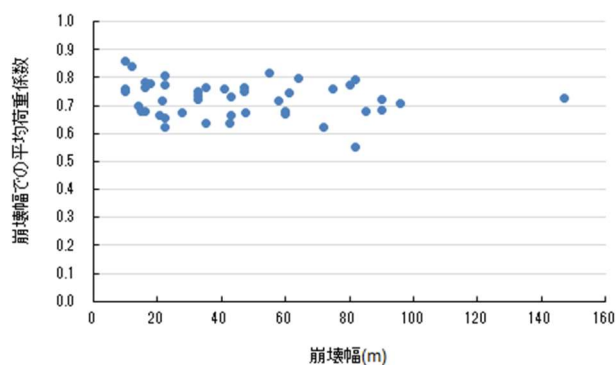


図-3 崩壊幅での平均荷重係数と崩壊幅

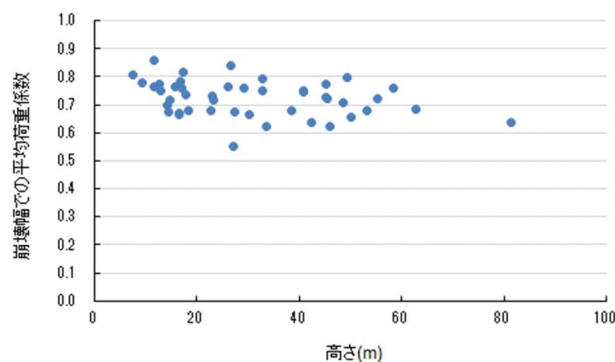


図-4 崩壊幅での平均荷重係数と高さ

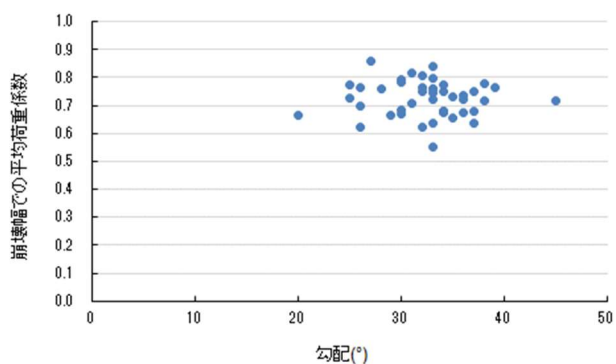


図-5 崩壊幅での平均荷重係数と勾配

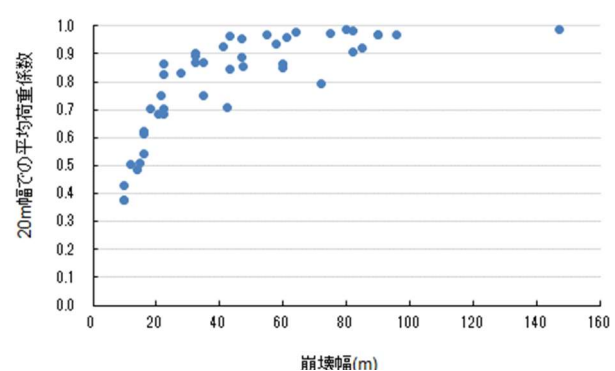


図-6 20m 幅での平均荷重係数と崩壊幅