

待受式擁壁に作用する崩壊土砂の 衝撃荷重の空間分布に関する検討

STUDY ON THE SPATIAL DISTRIBUTION OF THE IMPACT LOAD OF THE COLLAPSED SOIL ACTING ON THE RETAINING WALL

長谷川 陽一¹・金澤 瑛²・中谷 洋明²・井上 沙久綾¹

Yoichi HASEGAWA, Akito KANAZAWA, Hiroaki NAKAYA and Sakuya INOUE

¹ 国土防災技術株式会社 技術推進部第三技術センター (〒862-0913 熊本市東区尾ノ上 1-15-5)

E-mail: hasegawa@jce.co.jp

² 国土交通省国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1 番地)

Key Words: surface failure, heavy rain, laser profiler, design load, average load

1. はじめに

平成 13 年に施行された「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（土砂災害防止法）」により、急傾斜地の崩壊等で土砂の移動により被害を受ける構造物は土砂災害特別警戒区域の指定判断のため、崩壊土砂から衝撃荷重を受けることを想定することとなった。昭和 44 年から施行されている「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律（急傾斜地法）」による崩壊対策事業ではそれまでこの衝撃荷重を想定していなかったため、平成 15 年に国土交通省砂防部保全課より「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について」という事務連絡が示され、急傾斜地崩壊防止施設の設計においても衝撃荷重が考慮されることとなった。

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の統計から、安定計算で安定となる限界の衝撃荷重の 2 倍以上の衝撃荷重を受けても転倒していない¹⁾。この経験則を反映して、全国地すべりがけ崩れ対策協議会が発行した設計計算事例²⁾では、待受式擁壁の設計においては国土交通省告示第 332 号で示された式（以下、告示式）で定められた崩壊土砂の移動の力 F_{sm} に一定の係数として、「衝撃力緩和係数 α (=0.5)」を乗じて擁壁が受ける衝撃荷重を算定してもよいとされた。

機構が未解明であるため、国土技術政策総合研究所では、待受式擁壁が安定限界の 2 倍の衝撃荷重を受けても転倒していない要因の解明に向けて検討を行ってきた。内田ら³⁾は、待受式擁壁に作用する崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布を考慮しながら、擁壁基礎地盤の微小変形を考慮した地盤変形解析を行って実際の擁壁の被災状況を再現した。その結果、 $\alpha=0.5$ とする設計手法²⁾を用いても概ね矛盾しない結果が得られることがわかった。また、曾我部ら⁴⁾は、がけ崩れによる擁壁の被災実態調査を 3 箇所で行い、衝撃荷重の空間分布特性を検討した。その結果、崩壊地の形態が三次元的に推定できれば告示式によって衝撃荷重の空間分布が推定できること、また、崩壊幅相当の幅の擁壁に作用した衝撃荷重の平均荷重は、崩壊最深部直下の擁壁に作用した衝撃荷重の最大荷重に対して 60~75%程度であることがわかった。

本検討は、曾我部らの検討手法⁴⁾を参考に数十箇所の崩壊地で崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布を評価し、平均荷重の傾向についての知見を補強することを目的としている。本稿では平成 29 年 7 月九州北部豪雨（以下、H29 九州北部豪雨）で発生した崩壊のうち、65 箇所について崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布を評価し、待受式擁壁に作用する平均荷重について検討した結果を報告する。また、本検討で得

られた結果を全国で発生する表層崩壊に対して適用するための検討についても実施したので、合わせて報告する。

2. 方法

(1) 空間分布評価の方法

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と考えられるため、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以下に詳述するが、崩壊地の形状を三次元的に把握し、告示式によって衝撃荷重を推定するという曾我部らの検討手法⁴⁾と同様の作業手順である。告示式を式 (1) に示す。告示式の詳細については文献¹⁾等を参照されたい。

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

ここに、

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

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan \phi \right\}$$

F_{sm} : 土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

ρ_m : 土石等の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_{sm} : 土石等の移動の高さ (m) で、崩壊深さの 1/2

H : 急傾斜地の高さ (m)

θ_u : 急傾斜地の傾斜度 (°)

θ_d : 急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度 (°)

X : 急傾斜地の下端からの水平距離 (m)

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 (°)

崩壊地の形状は H29 九州北部豪雨の前後に取得された 2 つのレーザープロファイラデータ (以下、LP データ) から計測した。崩壊地の幅は、崩壊地の両端を LP データの差分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。擁壁を仮定する位置は、斜面に向かって縦断方向では斜面下の遷緩点付近もしくは既設道路位置を目安に、横断方向では目安位置から地形に沿わせる配置ではなく、急傾斜地にかからない程度に一直線となるように決めた (図-1)。擁壁の延長は崩壊幅に数 m 足した長さとした。

次に、崩壊地に 7~15 本程度の縦断測線を設定し、それぞれの縦断測線において仮定した擁壁位置からの崩壊高さ H と勾配 θ_u 、および崩壊深さを複数位置で計測して式 (1) より衝撃荷重を求め、各縦断測線におけるピーク荷重を算出した。式 (1) で用いるその他の定数は設計計算事例²⁾を参考に設定した。縦断測線の間隔は表-1 に示すように崩壊幅により決定した。なお、測線間隔の粗密は、特に粗であった場合は結果に大きく影響するが、作業効率を重視して表-1 のように設定している。表-1 の範囲であれば最終的に得られる結果 (後述する平均荷重係数) が大きく変わらないことを複数箇所の収集データで確認している。

計測した衝撃荷重の空間分布の一例を図-2 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、図には各縦断測線におけるピーク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 (この例では基点からの距離が 8m の位置) の擁壁に作用した衝撃荷重の最大荷重は 101.0kN/m² となっている。

次に、把握した衝撃荷重の空間分布を用いて衝撃荷重の平均荷重を計測した。ここで、仮定した待受式擁壁の延長が崩壊幅と同じ長さで一体となって崩壊土砂の衝撃荷重を待ち受けることができる場合は、崩壊幅での平均荷重を計測すればよい。これは、例

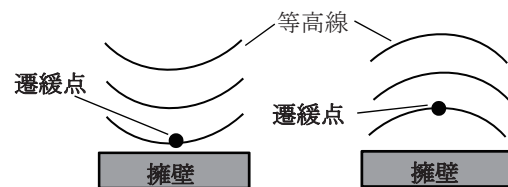


図-1 擁壁仮定位置の例

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

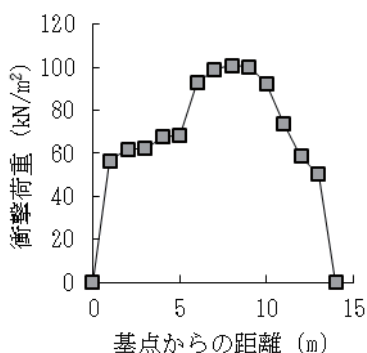


図-2 衝撃荷重の空間分布

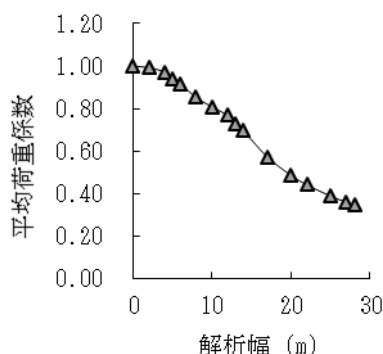


図-3 各解析幅における平均荷重係数 (図-2 より算出)

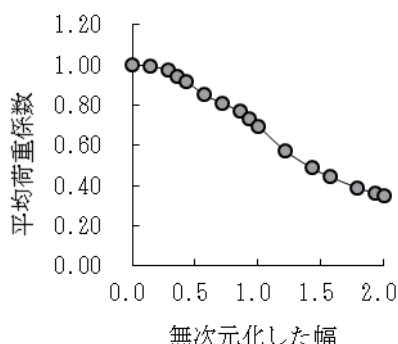


図-4 無次元化した幅における平均荷重係数

例えば図-2 では 14m で平均計算することが相当する。しかし、実際に施工される待受式擁壁は目地が設けられて全延長が一体化していない場合もあるため、擁壁 1 つのスパン長での平均荷重を考慮する必要がある。そのため、本検討では平均計算する幅 (以下、解析幅) をいくつか選択し、それぞれの解析幅での平均荷重を計算した。崩壊幅よりも小さい解析幅で平均計算する場合は、崩壊幅の範囲内のどの位置で平均計算するかにより値が異なるが、ここでは平均荷重が最大となる位置で計算を行った。例えば図-2 において解析幅 4m で平均荷重を求める場合、基点からの距離 6m から 10m の位置において計算を行う。

次に、各解析幅で得た平均荷重を、その崩壊地における衝撃荷重の最大荷重で除したものを“平均荷

重係数”と定義して算出した。これは、現行の設計手法で設計荷重とする衝撃荷重の最大荷重 (主に崩壊地の中央部の崩壊最深部と推定される位置に設定される測線上で計算される荷重) に対して、衝撃荷重の空間分布を考慮することでどの程度の荷重低減が見込めるかをわかりやすくするためである。

平均荷重係数の分布の一例を図-3 に示す。この例では、解析幅を崩壊幅の 14m としたときの平均荷重係数は約 0.70 となり、擁壁目地間隔を考慮して 10m を解析幅としたときの平均荷重係数は約 0.81 となる。すなわち、崩壊幅相当の幅の擁壁に作用すると考える場合の最大の平均荷重 (70.3kN/m²) は崩壊最深部直下の擁壁に作用する単位幅あたりの衝撃荷重の最大荷重 (101.0kN/m²) に対して 70% 程度であり、目地によって分離されるスパン長 10m の擁壁に作用すると考える場合の最大の平均荷重 (81.7kN/m²) は衝撃荷重の最大荷重 (101.0kN/m²) に対して 81% 程度である。

また、各解析幅をその崩壊地の崩壊幅で除したものを“無次元化した幅”と定義し、無次元化した幅と平均荷重係数の関係を示したものの一例が図-4 である。この図は、設計時において想定される崩壊幅に対して、設計する擁壁の延長または 1 スパン長を設定すると、その幅の比率において適用できる平均荷重係数が選択できる図となっている。なお、本検討では無次元化した幅が 2.0 まで計算を行った。現在の実務ではここまで大きな無次元化した幅まで計算する必要性は薄いですが、今後の技術進展や待受式擁壁以外の工種で空間分布評価を行う場合が必要となると考えた。

以上の計測・計算を 1 つの崩壊地に対して行い、全崩壊地 (65 箇所) の結果を収集・整理した。

(2) 本検討結果を全国で発生する表層崩壊に適用するための検討の方法

全国では昭和 42 年から平成 29 年までで 30,816 件、年間で約 600 件のがけ崩れ災害が発生している¹⁾。国総研資料「がけ崩れ災害の実態」⁵⁾によると、これらの崩壊の平均的な規模は、高さ 12.8m、幅 15.3m、深さ 1.2m などとなっている。一方、本検討における H29 九州北部豪雨で発生した表層崩壊での収集データは規模の大きい崩壊をいくつか含んでおり、崩壊規模の平均は、高さ 27.9m、幅 36.0m、深さ 4.1m となっている。

また、全国で発生する表層崩壊の 9 割は崩壊発生までの 24 時間雨量が 300mm 以下である⁵⁾ のに対し、崩壊発生時刻は不明であるが H29 九州北部豪雨

における7月5日の日雨量は崩壊地により300～900mmとなっており、降雨の規模が大きく異なっている。

さらに、全国で発生する表層崩壊の基岩地質は、堆積岩類が33.0%、深成岩類が18.3%、噴出岩類が14.5%などとなっている⁵⁾が、H29九州北部豪雨で発生した表層崩壊の基岩地質は変成岩類、深成岩(花崗閃緑岩)、火山岩類となっており、基岩地質にも偏りがある。

以上を踏まえ、本検討における崩壊の規模、降雨量、基岩地質が平均荷重係数に与える影響を評価し、全国で発生する表層崩壊に対しての適用可能性を検討した。

3. 結果

(1) H29九州北部豪雨における空間分布評価

H29九州北部豪雨で発生した表層崩壊の中から崩壊地直下に擁壁設置を仮定できるような遷緩線がある箇所を178箇所抽出し、その中から崩壊規模が満遍なく網羅できる65箇所の崩壊地を選定し、衝撃荷重の空間分布を計測して平均荷重係数を求めた。

図-5に無次元化した幅と平均荷重係数の関係を示す。グラフは帯状の分布を示し、無次元化した幅が大きくなるにつれて平均荷重係数が小さくなる。無次元化した幅が1のとき、すなわち解析幅を崩壊幅と同じ幅としたときの平均荷重係数のプロットは、0.5～0.9の範囲内に分布し、主に0.6～0.8の範囲に集中する。平均荷重係数が0.8を超える崩壊地は4箇所、0.6を下回る崩壊地は2箇所存在する。

この平均荷重係数が0.8を超える崩壊地の衝撃荷重の空間分布を図-6に、平均荷重係数が0.6を下回る崩壊地の衝撃荷重の空間分布を図-7に、平均荷重係数が0.6～0.8の範囲内となる崩壊地の衝撃荷重の空間分布の一例(全59箇所のうち10箇所抽出)を図-8に示す。各図には図-5から該当する崩壊地のプロットを抜粋した図も併記した。

図-6より平均荷重係数が0.8を超える崩壊地の空間分布のグラフ形状は四角い台形型を示しており、無次元化した幅が1付近より大きくなるまで平均荷重係数は小さくならない。

図-7より平均荷重係数が0.6を下回る崩壊地の空間分布のグラフ形状は上に凸な三角形型を示しており、無次元化した幅が0から大きくなるほど平均荷重係数が小さくなる。

図-8より平均荷重係数が0.6～0.8の範囲内となる崩壊地の空間分布のグラフ形状は半円型や形の崩れ

た台形型・三角形型を示しており、台形型の図-6と三角形型の図-7との中間的な形状となっている。

衝撃荷重は式(1)の告示式により算出しているが、式に用いる諸定数は各崩壊地で同じ値を使用しているため、空間分布形状の違いは崩壊地形状の違いに起因していると考えられる。崩壊地形から告示式に用いるパラメータには崩壊高さ H 、崩壊深さ、勾配 θ_u があるが、各縦断測線でピーク荷重が得られる地点でみると崩壊高さ H と勾配は測線間で大きな違いがないため、衝撃荷重の空間分布形状は崩壊深さの変化、すなわち崩壊面の形状に由来していると推測される。よって、三角形型では崩壊面がくさび状の埋没谷のような形状に、台形型は崩壊面が地質的規制面により平滑な形状に、半円型の分布形状は崩壊面が円弧すべり状になっていると考えられる。

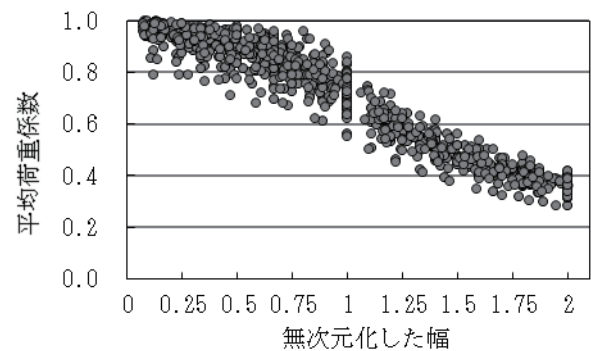


図-5 無次元化した幅と平均荷重係数(全データ)

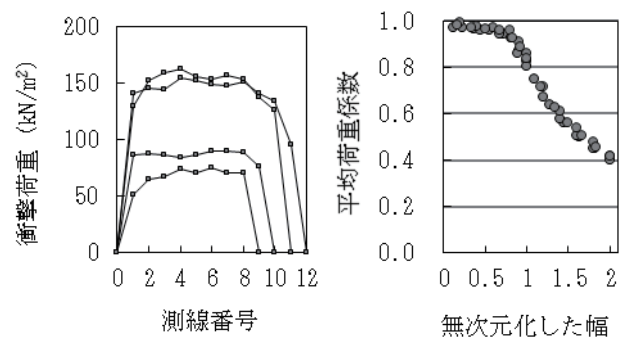


図-6 衝撃荷重の空間分布と平均荷重：台形型 (n=4)

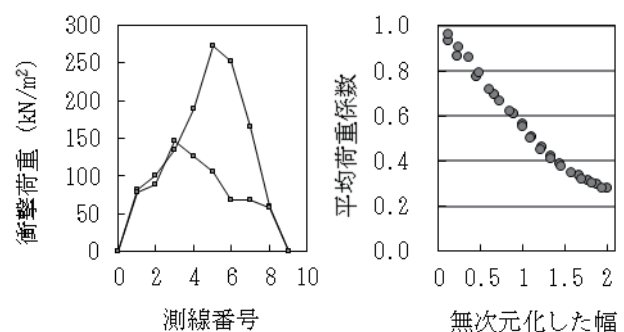


図-7 衝撃荷重の空間分布：三角形型 (n=2)

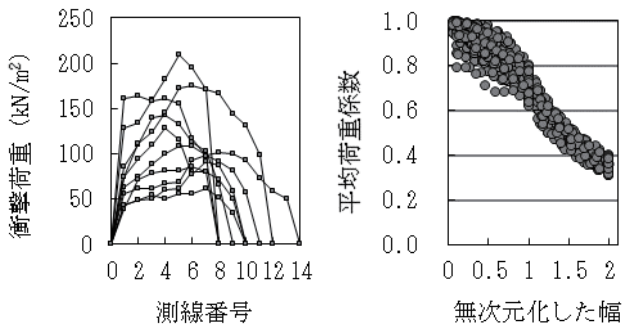


図-8 衝撃荷重の空間分布：半円型 (n=59)

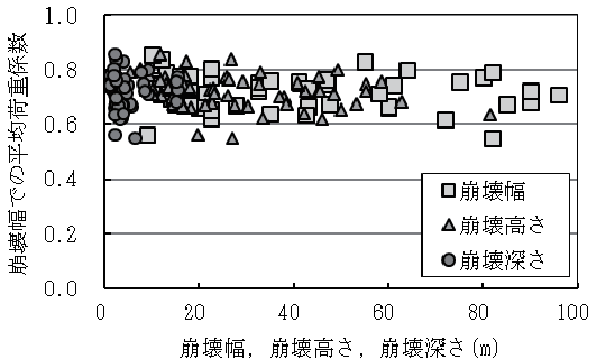


図-9 崩壊規模と平均荷重係数 (無次元化幅=1)

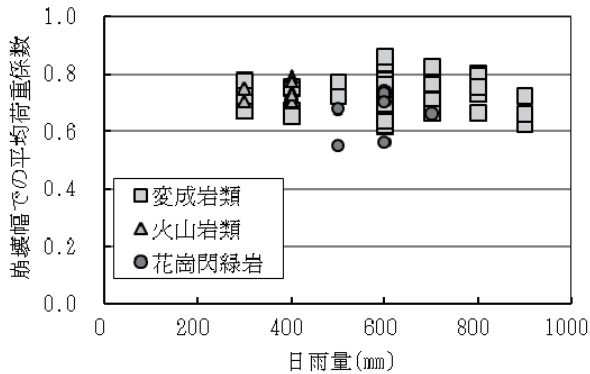


図-10 7月5日日雨量と平均荷重係数 (無次元化幅=1)

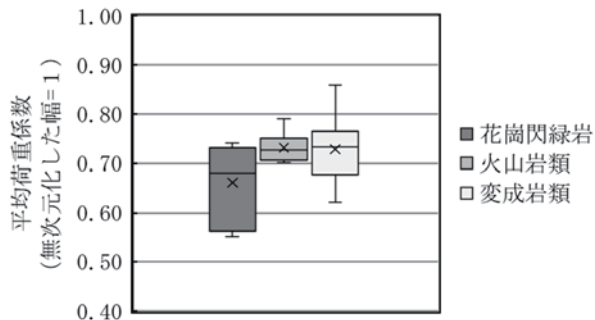


図-11 地質ごとの平均荷重係数の分布

(2) 全国で発生する表層崩壊に適用するための検討

(1)で述べた結果を全国で発生する表層崩壊にも適用できるかを検討するため、(1)で得た平均荷重係数が崩壊の規模、崩壊発生時の降雨量、崩壊地の基岩地質に影響を受けているかを調べた。

無次元化した幅を1とした場合での平均荷重係数と崩壊幅、崩壊高さ、崩壊深さとの関係を図-9に示す。なお、ここでいう崩壊高さは、最大の衝撃荷重が算出された縦断測線（崩壊最深处であることが多い）において、仮定した擁壁位置における崩壊発生前の地表点からみた、ピーク荷重が算出された位置における崩壊発生後の地表点（崩壊底部）までの高さのことである。一般的に言われる斜面高さや崩壊頭部までの高さではないことに注意する。

図-9より、無次元化した幅を1とした場合での平均荷重係数は崩壊幅、崩壊高さ、崩壊深さと関係性がみられない。平均荷重係数の分布は崩壊の規模に大きくは影響されていないと考えられる。

次に、無次元化した幅を1とした場合での平均荷重係数と7月5日の日雨量との関係を図-10に示す。日雨量は一般財団法人気象業務支援センター発行の解析雨量から計算し、各崩壊地の位置における雨量を百の位に括約した。また、図-10では崩壊地の基岩地質について区分してプロットした。

日雨量は300~900mmの範囲であるが、平均荷重係数が特異値(0.8以上あるいは0.6以下)を示す崩壊地の日雨量は500~700mmの範囲であり、平均荷重係数の分布と日雨量には明確な関係はみられない。

一方、基岩地質と平均荷重係数の関係をみてみると、変成岩類はデータ数が多く0.62~0.87 (n=47)と幅広く分布する。データ数は少ないが、火山岩類は0.7~0.8 (n=11)の範囲に集中し、深成岩(花崗閃緑岩)は0.55~0.75 (n=7)と比較的小さい値の範囲に分布する。平均荷重係数の分布は基岩地質の影響を受けている可能性がある。

4. 考察

(1) 本検討結果の全国への適用可能性について

前章より崩壊の規模と降雨量が平均荷重係数に与える影響は小さいという結果となっているが、ここでは基岩地質が与える影響について考察する。

図-11に地質ごとの平均荷重係数の分布を示す。図-11および前掲図-10では無次元化した幅が1のときの平均荷重係数が0.8を超える基岩地質は変成岩類、平均荷重係数が0.6を下回る基岩地質は深成岩(花崗閃緑岩)となっている。前述のとおり、無次元化した幅が1のときにおける平均荷重係数は崩壊面の形状に影響を受けており、変成岩類が台形型の崩壊面を、花崗閃緑岩が三角形型の崩壊面を形成していると考えられる。

変成岩類は一般に、層理構造が発達しているため、

変成岩類の基岩上面，または変成岩類の岩盤内で崩壊が発生した際には，層理面に沿って崩壊する可能性があり，その場合に崩壊面が台形型となると推測される。

一方，花崗閃緑岩は風化しやすい地質のため，地下水浸透などで水ミチ周辺に風化が進んでいた場合に，風化部の節理や亀裂に沿って崩壊が発生すると，崩壊面が三角形型となる場合があると推測される。

また，表層土層内で崩壊する場合は地質的な規制面の影響を受けず，崩壊面が円弧すべり状の半円型となると考えられる。本検討の H29 九州北部豪雨の事例は大多数が半円型のため，表層土の円弧すべりの崩壊が多いと推測される。

以上より，本検討における空間分布評価結果は，崩壊規模と降雨量による影響が小さいことから全国で発生する崩壊に適用することが可能であると考えられるが，適用する崩壊形態については考慮が必要である。本検討では崩壊面が半円型の円弧すべりのデータが多いため，表層土の円弧すべりの崩壊を想定する際に適用性が高いと考えられる。一方，岩盤上面や風化岩盤内で崩壊が発生する場合は基岩地質の影響を受けて崩壊面が台形型や三角形型となる可能性があり，本検討ではこれらのデータ数が少ないため利用には注意が必要である。

(2) 空間分布評価結果の利用における留意点

本稿ではここまで無次元化した幅が 1 のときの空間分布評価について多く述べてきたが，実務を考えると無次元化した幅を 1 とすることができない場合も多い。2 章でも簡単に触れたが，待受式擁壁を設計する際は保全対象を考慮して想定される崩壊幅に対して十分な延長が確保されるが，延長が長い場合や現地の地形に合わせて擁壁を配置させる場合は目地等を設けることになるため，擁壁が延長分一体となって崩壊土砂の衝撃荷重を受けることができない。そのような場合は想定される崩壊幅と擁壁の 1 スパン長の比率から無次元化した幅を求める必要がある。

前掲図-5 および図-8 右より，崩壊面が半円型の場合は，無次元化した幅が 1 のときの平均荷重係数は 0.6~0.8 の範囲となるため少なくとも 0.8 程度は見込むことができるが，無次元化した幅が 0.5 のときの平均荷重係数はほぼ 1.0 という評価となる。

また，前掲図-5 および図-6 右より，崩壊面が台形型の場合は無次元化した幅が 1 のときでも平均荷重係数は 0.9 程度である可能性が高く，想定される崩壊幅に対して擁壁 1 スパン長が長くなるような小規模な崩壊のときのみ空間分布評価による荷重低減が

見込めると考えられる。

一方，前掲図-5 および図-7 右より，崩壊面が三角形型の場合は無次元化した幅が 0.5 のときでも平均荷重係数は 0.8 程度見込める可能性があり，他の崩壊面形状よりも空間分布評価による荷重低減効果が高いことが考えられる。

5. 結論

本稿では H29 九州北部豪雨で発生した崩壊のうち，65 箇所について崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布を評価し，待受式擁壁に作用する平均荷重について検討した。その結果，崩壊幅と擁壁延長または擁壁スパン長の比率から平均荷重を評価する関係図を得ることができ，既往研究の知見を補強することができた。

また，本結果を全国で発生する表層崩壊に対して適用するための検討を行ったところ，本結果は崩壊規模と降雨量による影響が小さいことから適用が可能であると考えた。しかし，本結果は崩壊面の形状に影響を受けていることがわかり，崩壊面の形状は斜面構成土と基岩地質による崩壊形態に関係性があると考察した。基岩地質が衝撃荷重の空間分布に与える影響の評価についてはデータが不足していると考えられるが，H29 九州北部豪雨における崩壊地のデータは追加収集が可能であるため，今後データの蓄積を行い，再評価をしていきたい。

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－本編，一般社団法人全国治水砂防協会，pp.232-234，2019。
- 2) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：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例，pp.7，2004。
- 3) 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，pp.30-33，2006。
- 4) 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，pp.1-6，2004。
- 5) 小山内信智・富田陽子・秋山一弥・松下智祥：がけ崩れ災害の実態，国土技術政策総合研究所資料第 530 号，pp.32-180，2009。

(2020.7.1 受付)