

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

INFLUENCES OF SPATIAL DISTRIBUTION OF ACTION LOAD OF COLLAPSED SOIL ON STABILITY OF RETAINING WALL

曾我部匡敏*, 内田太郎**, 小山内信智***, 吉川修一****

Masatoshi SOKABE, Taro UCHIDA, Nobutomo OSANAI and Shuichi YOSHIKAWA

*国土交通省国土技術政策総合研究所交流研究員 砂防研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番)

**博 (農) 国土交通省国土技術政策総合研究所研究官 砂防研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番)

***博 (農) 国土交通省国土技術政策総合研究所室長 砂防研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番)

****八千代エンジニアリング株式会社主任 総合事業本部 (〒161-8575 東京都新宿区西落合2-18-12)

キーワード: 待受け式擁壁, 衝撃荷重, 崩壊土砂, 空間分布
(retaining wall, impulsive load, collapsed soil, spatial distribution)

1. はじめに

待受け式擁壁は, 急傾斜地崩壊防止工事において, 崩壊土砂 (以下, 「崩土」という) や落石を保全対象の手前で受け止める目的で設置される. その設計において, 崩土の衝撃荷重の空間分布や擁壁支持地盤の変形などの様々な情報を考慮すると, 考慮しない場合に比べて, より小さい断面の擁壁で崩土を待受けすることができる可能性がある. つまり, 可能性を確認するためには, 崩土が擁壁に作用する力の実態 (衝撃荷重, 荷重の空間分布や時刻歴データなど), 擁壁に作用する力と擁壁支持地盤の変形等の実態に関する情報が必要となる.

本研究では, がけ崩れによる擁壁の被災実態調査を行い, 崩土が擁壁に作用したピーク荷重を推定し, その空間分布特性について検討した. その上で, 擁壁に作用する衝撃荷重の空間分布が擁壁の安定性に及ぼす影響について, 衝撃荷重の作用幅と擁壁幅の関係に着目し, 有限要素法 (FEM) を用いた数値実験により評価・検討した.

2. がけ崩れによる擁壁被災実態調査

2.1 概要

がけ崩れによる擁壁被災実態調査は, 平成15年に5箇所, 平成16年(9月現在)に4箇所実施した. こ

れらのうち, 静岡市丸子井尻地区の調査事例を報告する

2.2 静岡市丸子井尻地区の例

平成15年7月4日未明, 静岡市丸子井尻地区では, 平均斜面勾配 39° , 高さ35mの斜面において崩壊が発生した (写真-1, 図-1). 同地区には, 高さ5m~8mのもたれ式擁壁が設置されていた. 斜面下端から擁壁までの地表面はほぼ水平で距離は1.7m, 地表面から擁壁天端までの高さは1.0mであった. また斜面下端から崩壊地頭部までの比高差は22.5m,

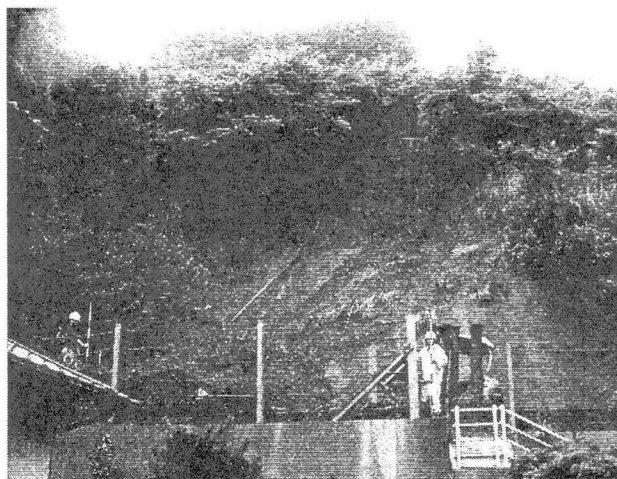


写真-1 丸子井尻地区で発生したがけ崩れの全景

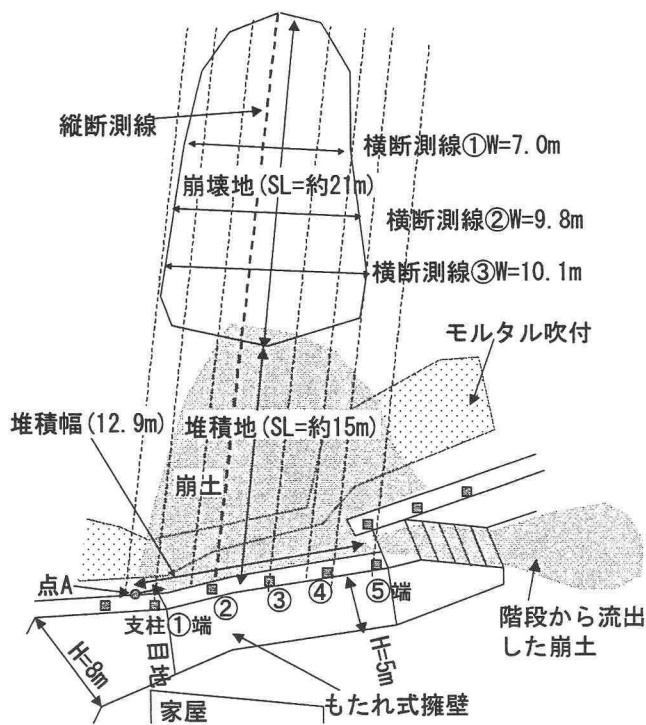


図-1 丸子井尻地区で発生したがけ崩れの平面図¹⁾

崩壊幅は最大 10.1 m、最大崩壊深は、2.3 m であった。崩壊土量は、崩壊地の測量によると、約 130 m³ 程度であったと考えられる (図-2)。擁壁設置位置における崩土の堆積幅は 12.9 m、擁壁背面の堆積深は、写真、痕跡より最大 2.5 m (擁壁空き高さ 1.0 m 支柱作用高さ 1.5 m) であったと推定した (図-3)。

ここで、斜面に向かって左側より落石防護柵の支柱を順次、支柱①、②と呼ぶ (端末支柱に関しては中間支柱と区別する意味で「端」と付記した)。

落石防護柵の支柱②、③は図-4のように変形していた (写真-2は支柱②)。しかし、支柱①端、④、⑤端は、崩土が支柱に作用していたが、変状は見られなかった。また、設置されている擁壁の目地、擁壁下端の水路に注目して、擁壁・擁壁支持地盤の調査を行ったが、変状は見られなかった。

3. 擁壁に作用したピーク荷重の推定

3.1 落石防護柵の被災状況に基づくピーク荷重の推定方法

落石防護柵の支柱に作用した崩土の衝撃荷重は、その地点において同等な荷重が擁壁にも作用したと考えられる。支柱に作用した崩土のピーク荷重は、支柱の降伏応力 (σ_y)、断面係数 (Z)、崩土の作用幅 (B)、崩土の作用高さ (h) から推定でき、その荷重を擁壁に作用した崩土のピーク荷重 (F_{peak}) とした。つまり、各地点において、

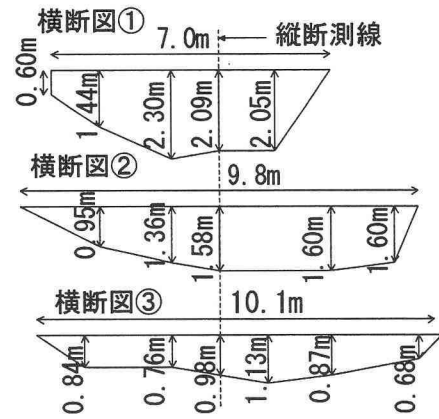


図-2 崩壊地の横断面図¹⁾

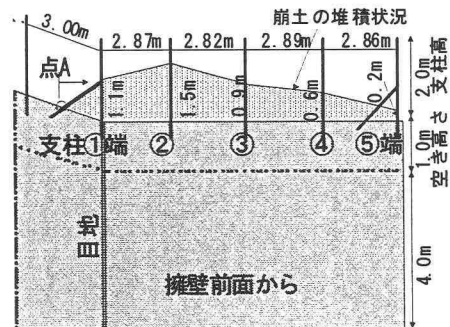


図-3 崩壊土砂の堆積状況¹⁾

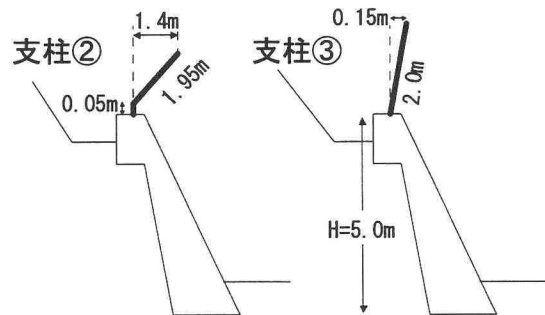


図-4 落石防護柵の支柱の被災状況¹⁾



写真-2 落石防護柵の被災状況 (支柱②)

崩土が作用し、支柱が変形した場合

$$F_{peak} \geq 2 \cdot \sigma_y \cdot Z/Bh^2 \quad (1)$$

崩土が作用したが支柱が変形しなかった場合

$$F_{peak} < 2 \cdot \sigma_y \cdot Z/Bh^2 \quad (2)$$

とした。また、式(1)、(2)は、以下のような仮定のもと計算した。

- ・各支柱がワイヤーで連結されている場合、 B は隣の支柱との中間点までの距離とした。
- ・ h は支柱根元から崩土表面までの堆積高さとする。また、崩土表面が支柱の上端より高い場合は支柱高とした。
- ・支柱に対する崩土の荷重は等分布とした。
- ・ σ_y は鋼材の基準降伏点とし、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編」²⁾より $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ とした。

3.2 崩壊地形に基づくピーク荷重の推定方法

崩壊地形に関する現地測量（崩壊厚、崩壊地の高さ）をもとに、図-1の点線で示したように斜面を分割し、断面毎に国土交通大臣が告示す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³⁾（式(3)、以下「告示式」という）を用いて、ピーク荷重を求めた。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right] \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm})) \quad (3)$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b \quad (4)$$

$$b = \cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\} \quad (5)$$

ここに、 F_{sm} ：移動の力 (kN/m^2)、 b_u 、 b_d ：(5)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 ($^\circ$)、 θ_d ：急傾斜地下端から平坦部の傾斜度 ($^\circ$)、 ρ_m ：土石等の密度 (t/m^3)、 g ：重力加速度 (m/s^2)、 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 ($^\circ$)。

3.3 ピーク荷重の推定結果の比較

3.1 で示した方法によって丸子井尻地区のピーク荷重を算出すると、支柱①端～支柱②、支柱②、支柱③、支柱③～支柱④、支柱⑤端において、それぞれ $13.3 \sim 85.7 \text{ kN/m}^2$ 、 13.3 kN/m^2 以上、 36.8 kN/m^2

以上、 $36.8 \sim 82.2 \text{ kN/m}^2$ 、 $2,720 \text{ kN/m}^2$ 未満程度の荷重が作用していたことが推定できた（図-5）。

一方、3.2の方法に基づくと、最大荷重は 72.8 kN/m^2 であった。また、崩壊幅 10.1 m に対して約 7 m 幅は、最大荷重の 80% （約 60 kN/m^2 ）以上であった。また、図-5に示したように、崩壊地形を考慮し、告示式から得られた荷重値（3.2の手法）は、各支柱の降伏応力から求められた荷重値（3.1の手法）と比較して矛盾がなかった。これは、崩壊地の形状が三次元的に推定できると、擁壁に作用する荷重の空間分布が推定できることを意味している。

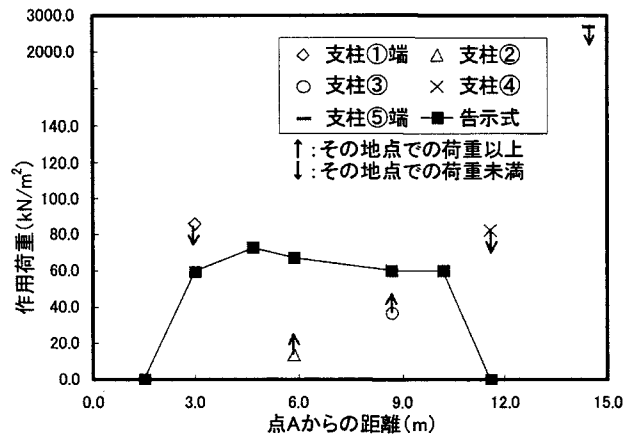


図-5 推定した擁壁に作用したピーク荷重¹⁾

3.4 平均化した幅と平均荷重の関係

崩壊地の三次元形状と告示式を用いて得られた擁壁地点での各断面でのピーク荷重（図-5）をもとに、以下の手順に従って任意の幅毎に、その幅に作用したピーク荷重の平均値を求めた（図-6）。

手順1：各断面の荷重を基に平均化の対象とする幅における荷重の積算値を算出する。

手順2：手順1を平均化する幅で除して、その幅に

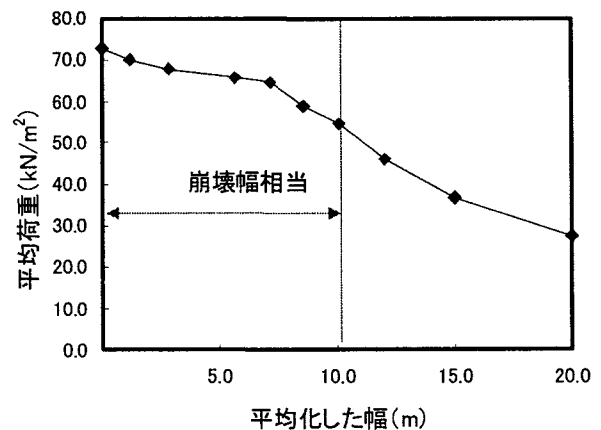


図-6 平均化した幅と平均荷重の関係¹⁾

おけるピーク荷重の平均値を算出する。

手順 3：幅毎に、最大となる平均のピーク荷重を算出する（図-6 にプロットした点）。

崩壊幅（10.1 m）相当を対象としたときの平均荷重は、最大荷重の約 75 % と推定された。

また、他の調査箇所（静岡市小坂赤坂地区、彦岐市塩谷地区）において同様な整理を行い、平均化した幅を崩壊幅相当の幅で除し、平均化した荷重を各調査における最大荷重で除した（図-7）。

崩壊幅相当を対象としたときの平均荷重は最大荷重の約 60～75 % 程度であったと推定された。

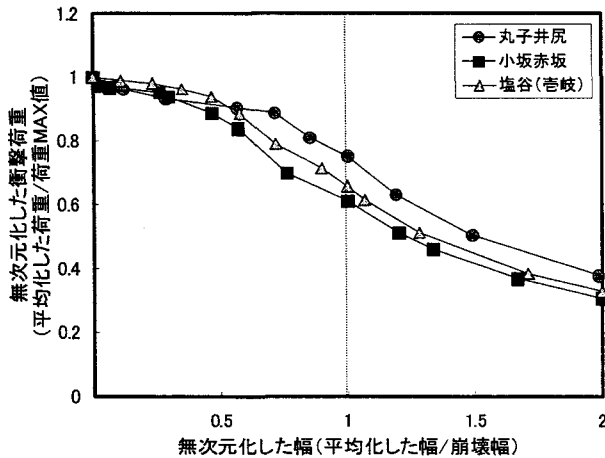


図-7 崩壊幅と平均荷重の関係

4. 擁壁の安定性に関する数値実験

実態調査から崩土の衝撃荷重の作用幅は、崩壊幅とほぼ等しく、崩土の衝撃荷重が作用する幅は限定されていることが分かった。このことから、擁壁幅に対して崩壊幅が小さいとき、擁壁の安定性を検討するためには、一断面の安定計算では不十分な可能性が指摘できる。

そこで、衝撃荷重の作用幅が限定されている影響を検討する目的で、崩土が擁壁に作用する幅に対して擁壁幅の大小が、擁壁の安定性にどの程度影響するのか数値実験を行った。また、作用位置の違いについても検討した。

4.1 検討手法

数値実験ケースを表-1、数値実験モデルを図-8 に示す。計算条件は以下に示すとおりである。

(1) 擁壁支持地盤

- ・支持地盤は弾性体とし、半無限に抵抗するものとする。
- ・擁壁に作用した荷重に対して、擁壁が水平変位および回転を生じるものとする。擁壁の回転中心は擁壁底面と仮定する（図-8）。
- ・支持地盤の水平バネ定数と回転バネ定数は、「落石対策便覧」⁴⁾に基づき設定する。

表-1 数値実験ケース一覧表

ケース番号	崩土条件						擁壁条件								
	土質	崩壊高 H2 (m)	崩壊幅 W (m)	傾斜度 θ (度)	崩壊深 D (m)	作用位置	天端幅 b1 (m)	底面幅 b2 (m)	擁壁延長 (m)	埋戻高 h1 (m)	空き高 h2 (m)	擁壁高 h3 (m)	床'ケツ幅 X (m)	底面-回転中心距離 Z1 (m)	支持地盤
1	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type1,2	0.5	2.1	10.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
2	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type1	0.5	2.1	12.5	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
3	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type1	0.5	2.1	15.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
4	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type1	0.5	2.1	20.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
5	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type1	0.5	2.1	30.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
6	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type2	0.5	2.1	12.5	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
7	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type2	0.5	2.1	15.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
8	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type2	0.5	2.1	20.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30
9	砂質土	20.0	10.0	40.0	2.0	Type2	0.5	2.1	30.0	3.0	1.0	4.0	1.0	0	N=30

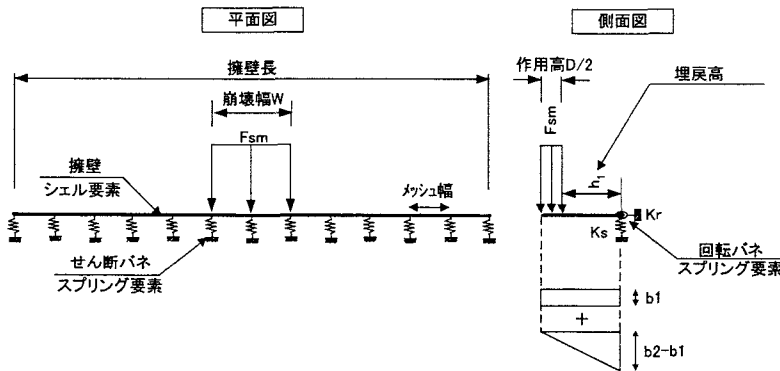


図-8 数値実験モデル

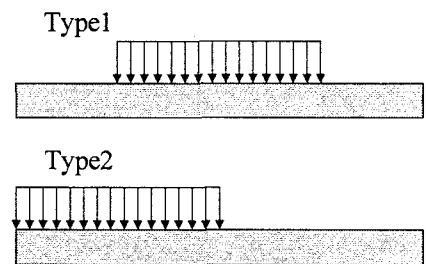


図-9 擁壁に作用する崩土の位置

(2) 崩土

- ・荷重は定常で半無限時間作用するものとする。
- ・作用幅＝崩壊幅とし、荷重は空間的（鉛直・水平方向）に一様であるとする（等分布荷重）。
- ・荷重の向きは擁壁に直交するものとする。
- ・崩土が擁壁に作用する位置は、擁壁中央部の10 m (Type 1) と擁壁の端から10 m (Type 2) とする (図-9)。

(3) 擁壁

- ・擁壁は施工目地をもたない連続した構造であるものとし、擁壁に沿った方向に一様な断面であるものとする。
- ・擁壁は弾性体とし、単位体積重量：23 kN/m³、弾性係数：2.5×10⁷ kN/m²、ポアソン比：0.2 とした⁵⁾。

4.2 解析結果

回転地盤反力及び水平地盤反力は、どのケースも崩壊幅に対して擁壁幅が大きくなると、最大回転地

盤反力及び最大水平地盤反力は小さくなった (図-10)。ただし、擁壁幅が20 m以上のとき、回転反力分布及び水平反力分布は、ほぼ同じになった。また、作用位置による違いによって、回転地盤反力分布及び水平地盤反力分布に違いが見られた。Type 1では、擁壁幅の増大に伴い最大回転地盤反力及び最大水平地盤反力分布の減少程度が大きく、Type 2では、回転地盤反力及び水平地盤反力は、擁壁幅が増大しても1割程度しか減少しなかった (図-11)。

また、崩土が作用している地点と作用していない地点でその差が大きくなった (図-10)。さらに、擁壁幅に比べて崩壊幅が小さいとき、崩土の衝撃荷重は一樣であると仮定しているにもかかわらず、崩土が作用している箇所においても、回転地盤反力及び水平地盤反力は一樣でないことが分かる (図-10)。

これら解析結果から、崩壊幅が限定されているとき、擁壁幅を大きくしていくと、荷重を擁壁全体で受け止め、支持地盤全体に分散させていることが分かる (図-10)。

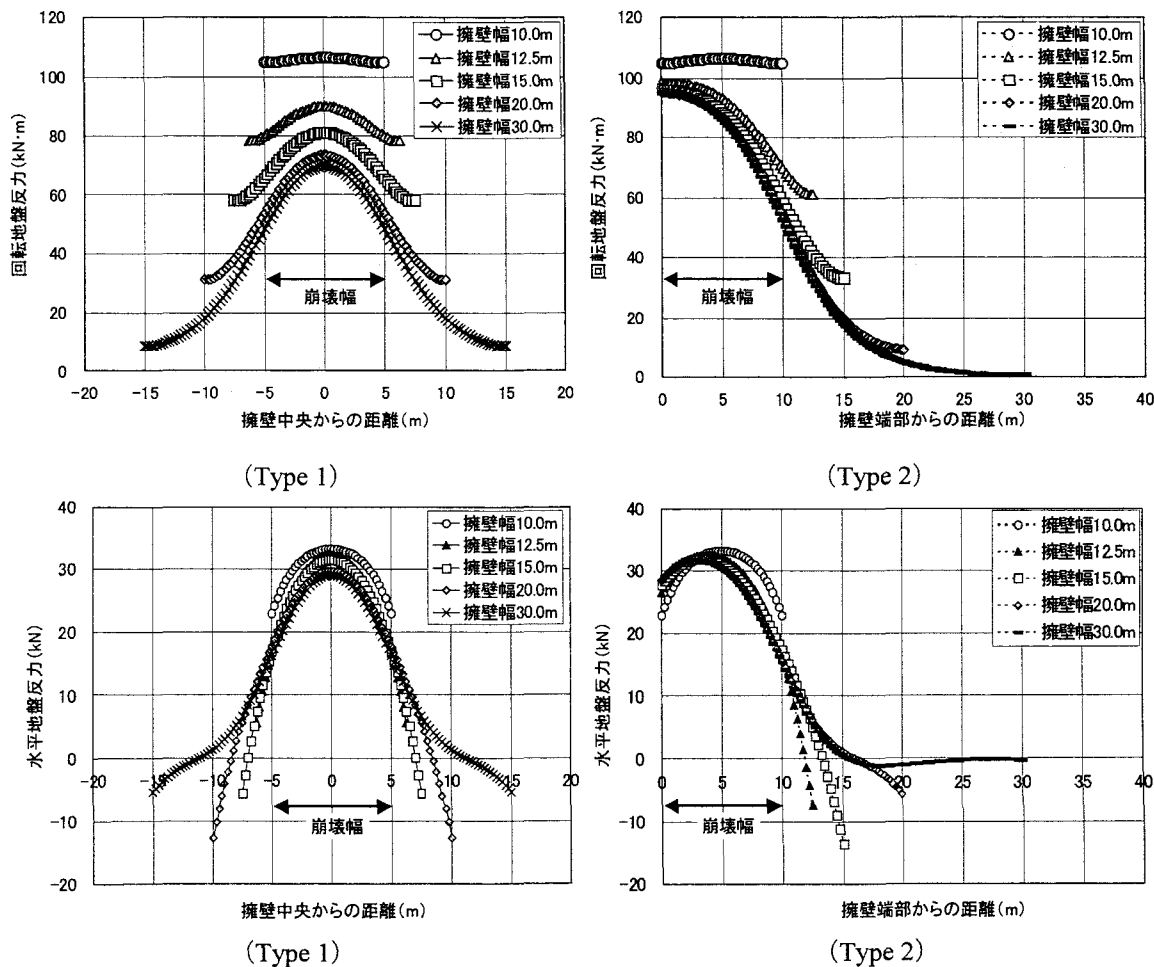


図-10 地盤反力と擁壁幅の関係 (崩壊幅 10 m)

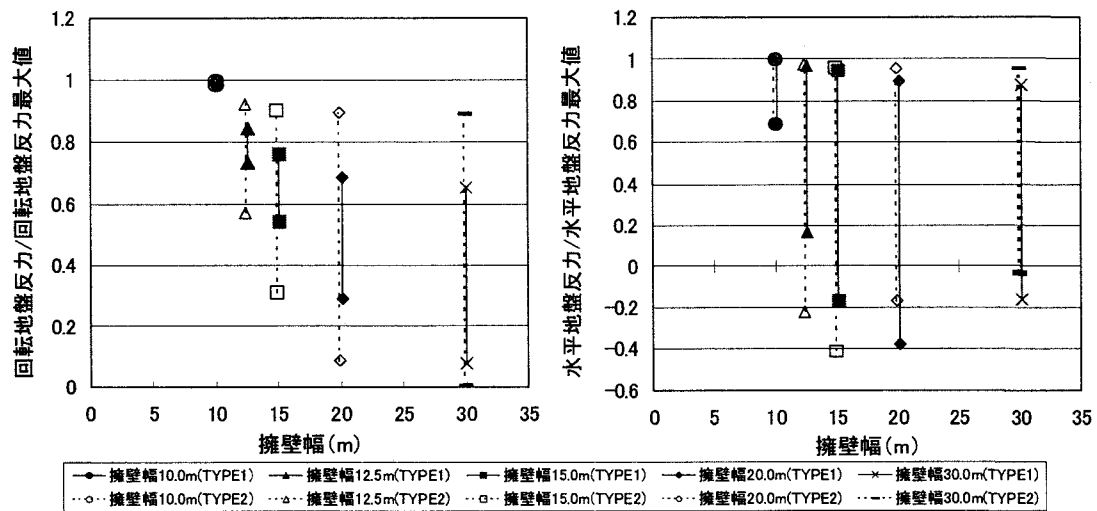


図-11 地盤反力と地盤反力最大値の関係

4.3 擁壁の安定性に関する考察

擁壁幅が崩壊幅に対して大きくなると、最小回転地盤反力及び最小水平地盤反力が低下することから、擁壁が一体として転倒、滑動するようなことはなくなり、安定性が増すと考えられる。このとき、擁壁の安定性を検討する際には、擁壁の転倒、滑動の検討に加えて、躯体の破壊に関する検討が必要となると考えられる。本検討例では、崩壊幅が 10 m のとき、擁壁幅が 20 m を超えると、擁壁の転倒、滑動に関する検討より躯体の破壊に関する検討が重要であるといえよう。

6. まとめと今後の課題

崩土の衝撃荷重の実態を把握する目的で、がけ崩れ発生箇所において、落石防護柵の支柱の変形状況を調査し、以下のような結果が得られた。

- (1) 擁壁に作用した崩土のピーク荷重は、被災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可能性を示した。
- (2) 崩壊幅相当の幅に作用したピーク時の平均荷重は、崩壊最深部の荷重に対して 60～75 %程度であることを示した。

さらにこの結果を基に、擁壁支持地盤を弾性体として擁壁の安定性に関する数値実験を、有限要素法を用いて検討し、以下のような結果が得られた。

- (3) 作用幅一定で擁壁幅を大きくすると、支持地盤の最大反力は低減し、荷重を擁壁全体で受け止め、支持地盤全体に分散させていることが分かった。ただし、崩壊幅 10 m のケースにおいて、

擁壁幅が 20 m を超えると、反力分布ほぼ同じになった。

- (4) 荷重の作用位置の違いによって支持地盤の反力が異なり、衝撃荷重の空間分布の違いによって、擁壁の安定性に影響を及ぼす可能性を示した。

今後、擁壁の形状や崩壊高さの違いにより地盤反力分布がどのように変化するかを明らかにし、(3)、(4)の普遍性を確認する必要がある。また、崩土の衝撃荷重の空間分布を考慮した待受け式擁壁の設計手法の確立に向けての課題として、①被災実態調査を継続し、崩土の衝撃荷重の空間分布を定式化する。②衝撃荷重に対する地盤の動的解析を実施する等が挙げられる。

参考文献

- 1) 曾我部匡敏・内田太郎・水野秀明・寺田秀樹・太原晶：がけ崩れによる家屋および擁壁の被災実態調査に基づく崩土の作用荷重・エネルギーの推定、平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集、pp216-217, 2004.5.
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、pp125-136, 2002.3.
- 3) 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施行令第二条第二号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法を定める告示、2001.3.28.
- 4) 社団法人 日本道路協会：落石対策便覧、pp163-174, 2000.6.
- 5) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、pp77-85, 2002.3.