

室内実験による崩壊土砂の衝撃荷重に関する検討

AN ANALYSIS OF TEMPORAL CHANGE OF IMPULSIVE LOAD OF SOIL COLLAPSE USING LABORATORY EXPERIMENTS

内田太郎*, 曾我部匡敏**, 小山内信智***, 吉川修一****, 亀田信康*****

Taro UCHIDA, Masatoshi SOKABE, Nobutomo OSANAI, Shuichi YOSHIKAWA and Nobuyasu KAMEDA

*博(農) 国土技術政策総合研究所 砂防研究室 研究官(〒305-0804 つくば市旭1番地)

** 国土技術政策総合研究所 砂防研究室 交流研究員(〒305-0804 つくば市旭1番地)

***博(農) 国土技術政策総合研究所 砂防研究室 室長(〒305-0804 つくば市旭1番地)

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

キーワード: 急傾斜地崩壊、待受け式擁壁、崩壊土砂、衝撃荷重
(slope failure at steep hillslope, gravity retaining wall, soil collapse, impulsive load)

1. はじめに

斜面崩壊に対する工法のうち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を行なうことが出来るなどの利点がある。従来、待受け式擁壁の設計に際して、地盤の変形を考慮することはなかったが、地盤の変形を考慮した場合、擁壁の断面は従来の設計法に従い設計した場合に比べて小さくなる可能性が考えられる。地盤の変形を考慮した擁壁の設計法を開発するにあたっては、崩壊土砂(崩土)が構造物に作用する衝撃荷重の時間変化を推定する手法及び作用荷重に対する地盤変形を推定する手法が不可欠である。これまで、地震力に対する構造物の変位の予測手法については検討されてきており¹⁾、既知の作用荷重に対する構造物の変位の予測はある程度可能であるのに対し、崩土の構造物に作用する衝撃荷重の時間変化については十分に明らかにされていない。

崩土の挙動に関しては、水路等を用いた実験が行われ^{2), 3)}、崩土の流動機構の数値モデルが提案されてきた⁴⁾。一方で、崩土が構造物に作用する衝撃荷重の実態把握⁵⁾、待受け式擁壁に関する緩衝材の効果評価のための室内実験が行われ^{6), 7)}、崩土の衝撃荷重のピーク値、作用時間等に関する検討はなされてきてはいるものの、実験例は少なく、依然として崩土の衝撃荷重の時間変化の推定手法は確立されていないのが現状である。

また、衝撃荷重の作用時間や衝撃荷重を受ける構造物の変形量によって、衝撃荷重に対する構造物の挙動の解析手法が異なるが⁸⁾、崩土が作用する受荷台の変位が衝撃荷重に及ぼす影響は十分に理解されていない。

そこで、本研究では、崩壊土砂の構造物に作用する衝撃荷重の支配要因を検討する目的で、受荷台の変位、土砂量、斜面勾配が崩壊土砂の構造物に作用する衝撃荷重に及ぼす影響を、乾燥砂を用いた室内実験により検討した。

2. 実験方法

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(図-1)。崩土流動実験装置上流端にある土砂供給装置から、川砂と礫を混合した試料(最大粒径 19.0 mm、50%粒径 5.4 mm)を実験斜面に流下させる方法で行った。土砂量は0.25、0.5、1.0 m³の3ケースとした。また、実験に用いた土砂の含水率は2~3%とした。斜面途中に設置した衝撃荷重計測装置に土砂を衝突させ、衝撃荷重の時間変化を測定した。崩壊箱から衝撃荷重計測装置の受荷台までの斜距離は5.25 mである。斜面勾配は38.7度、45度の2ケースについて実験を実施した。

衝撃荷重計測装置として、圧縮型ロードセルCLA-NA(東京測器研究所: 荷重に対する変位量 7.0×10⁻⁴

mm/kN)とばね(荷重に対する変位量 1.0×10^2 mm/kN)を用いた2種類のものを作成し(図-2)、実験を行なった。ロードセルを用いた装置(以下、「ロードセル装置」と呼ぶ)では、受荷台背面に3台のロードセルをとりつけ、荷重を1000 Hzで測定した。また、ばねを用いた装置(以下、「ばね装置」と呼ぶ)では、受荷台背面に4本のばねを取り付け、受荷台の変位量をレーザー変位計を用いて測定し、校正試験により求めたばね定数(1.0×10^2 mm/kN)を用いて荷重に換算した。また、ロードセル装置、ばね装置の受荷台の質量はそれぞれ55 kg、74kgである。

本実験は、土砂供給装置内に実験土砂を全量入れた後、土砂供給装置前面のゲートを開放することによって、土砂を流下させるため、土砂の流動深、流下速度はコントロールできない。そこで、本実験では、土砂の流下速度、流動深は、高速ビデオカメラ(400Hz、フロン社製 RGB-Rabbit 3S-5)を用いて撮影した画像を用いて、受荷台から上流に25cmの地点における値を0.05~0.1秒間隔で測定した。流下速度には、実験土砂内にマーカーとなる粒子を混入させておき、そのマーカー粒子の移動速度から算出した。また、流下方向に垂直な方向に2~5点測定し、その平均値を流下速度として用いた。

3. 実験結果
3.1 衝撃荷重の時間変化
図-3に、勾配45°のときの実験における荷重の測定結果を示した。いずれのケースも衝突開始後、荷重は急激に増大した。衝撃荷重の増大速度は、土砂量が大きいケースほど、大きくなった。最大荷重の出現時間は衝突開始後0.15~0.5秒の間であった。ピーク荷重までの荷重の増加過程においては、土砂量0.5 m³のケースの衝突後0.05~0.35秒を除くと、衝突開始からの経過時間が同じ時刻のばね装置とロードセル装置の荷重測定値の差は1 kN以下であった。一方、低減過程においては、ロードセル装置測定荷重は、ばね装置測定荷重の低減に比べて、速やかに低下し、顕著な差が見られた。荷重の減衰過程においては、同じ時刻のばね装置とロードセル装置の荷重測定値の差は1~2 kNであった。なお、受荷台の変位量はロードセル装置、ばね装置でそれぞれ10⁻³ mm以下、80~110 mmであった。

3. 実験結果

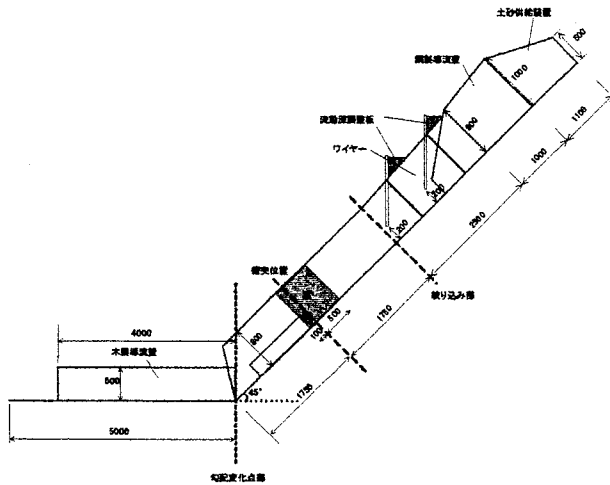
3.1 衝撃荷重の時間変化

図-4には、衝撃荷重のピーク値と崩土量の関係を示した。斜面勾配が45度の実験においては、各崩土量のケースでそれぞれ2回実験し、再現性を確認した

3.2 ピーク荷重

図-4には、衝撃荷重のピーク値と崩土量の関係を示した。斜面勾配が45度の実験においては、各崩土量のケースでそれぞれ2回実験し、再現性を確認した

(a)



(b)

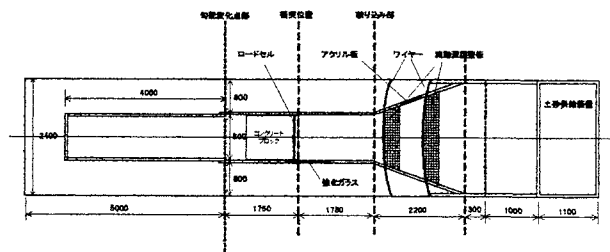


図-1 実験装置 (a) 横から見た図、(b) 上から見た図

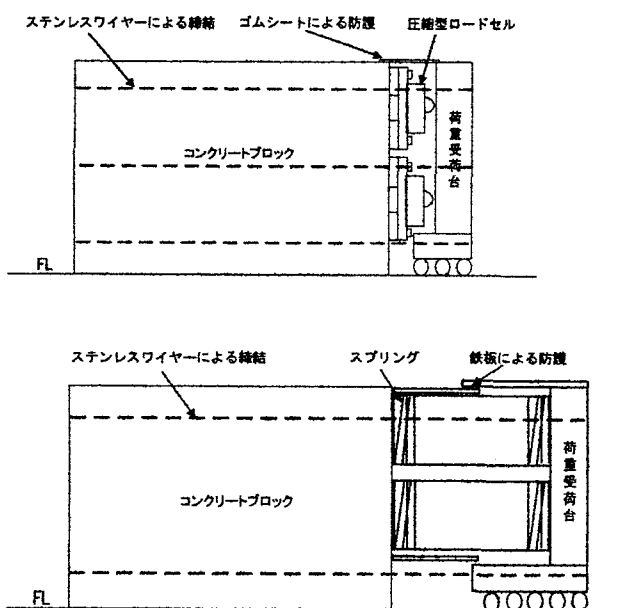


図-2 測定装置 上;ロードセル装置 下;ばね装置

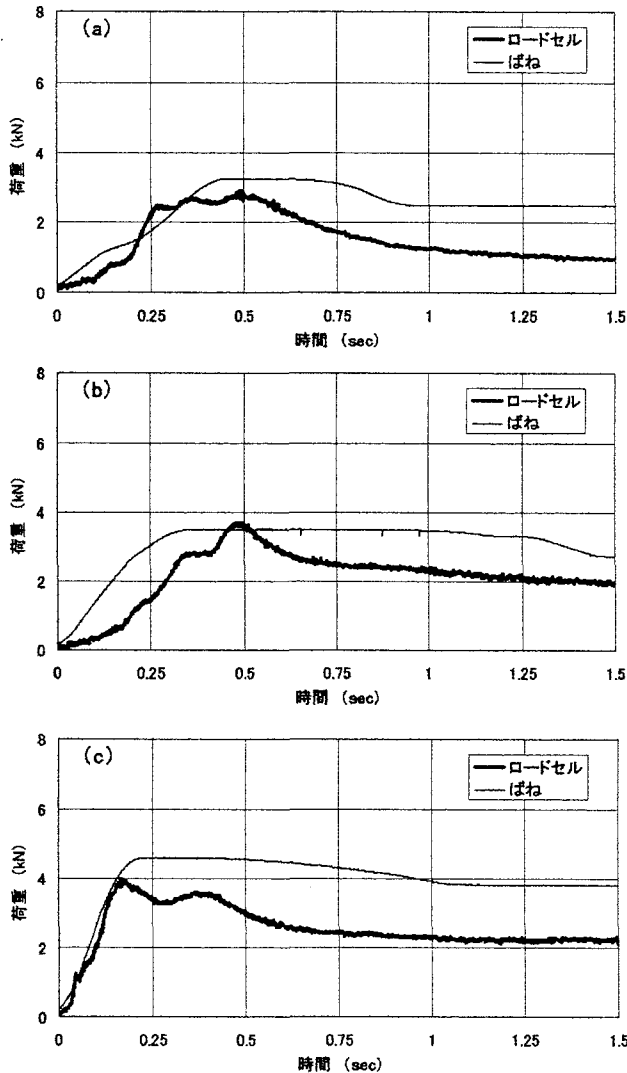


図-3 勾配 45° の実験ケースにおける荷重の測定結果 (時間は土砂の衝突開始時を 0 とした)。(a) 土砂量 0.25m³、(b) 土砂量 0.5m³、(c) 土砂量 1.0m³

が、図に示したように、2 回の実験の差は小さかった。

また、斜面勾配が 45° のとき、荷重の最大値は崩土量が 0.1 m³ (1.5 kN)、0.25 m³ (2.8 kN) のケースは 0.5 m³ のケースに比べて小さいが、崩土量が 0.5 m³ 以上のケースは崩土量によらずほぼ同程度 (3.6~4.0 kN) であった (図-4)。さらに、斜面勾配が 38.7° のときにおいても、同様な傾向が見られた。すなわち、崩土量 0.5 m³ と 1.0 m³ のケースではピーク荷重の違いは小さい (0.2 kN) が、崩土量 0.25 m³ ケースでは崩土量 0.5 m³ のケースに比べて 0.7 kN 小さかった (図-4)。また、勾配 45° と 38.7° では、崩土量が同じとき、最大荷重は勾配 45° のケースの方が、38.7° に比べて、1.2~1.4 kN 大きかった。

図-5 には、勾配、土砂量の条件が同じ場合にお

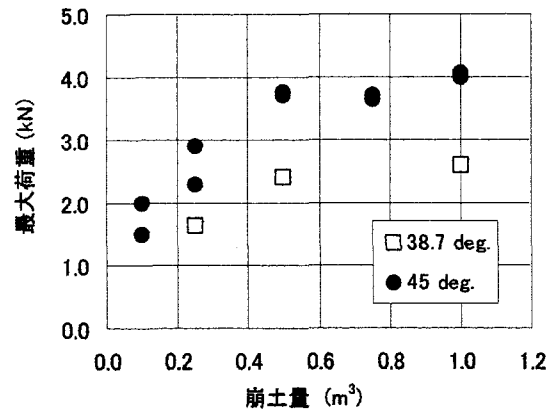


図-4 崩土量とピーク荷重の関係

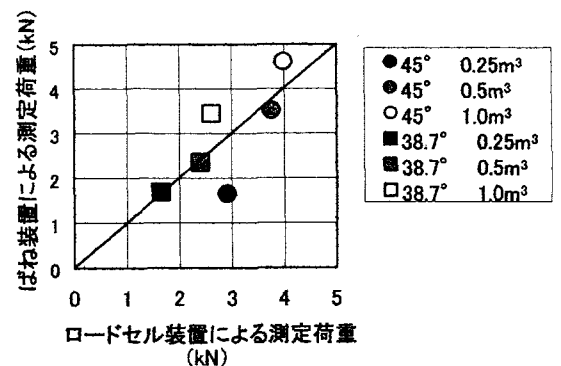


図-5 ロードセル装置とばね装置を用いたピーク荷重測定値の比較

るばね装置とロードセル装置の最大値をプロットした。図-5 に示したとおり、いずれの実験条件に関しても、荷重の最大値の差は小さく、流下土砂の衝撃荷重の最大値に及ぼす装置の違いの影響は小さかったといえる。

4. 作用荷重の推定

4.1 推定手法

仲野・右近(1986)⁴⁾は、砂質の崩壊土砂のピーク時刻の衝撃荷重は流体圧、すなわち崩壊土砂の運動量の変化によって表すことができることを示した。本研究においても、土砂の流下を図-6のように模式化し、図-6におけるAa断面とBb断面の運動量の変化が受荷台の衝撃荷重の力積に等しいと考え、衝撃荷重(F_i)を算出した。ここで、受荷台前面の堆積土砂の影響は無視し、土砂の流動深、流下速度は場所によって変化しないとして、以下の式から算出した。

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

ここで、 h は土砂の流動深、 w は土砂の流下幅(80 cm)、 ρ は流下土砂の密度、 v は流下土砂の流速、 θ は図-6に示した堆積勾配である。流下土砂の密度(ρ)は、

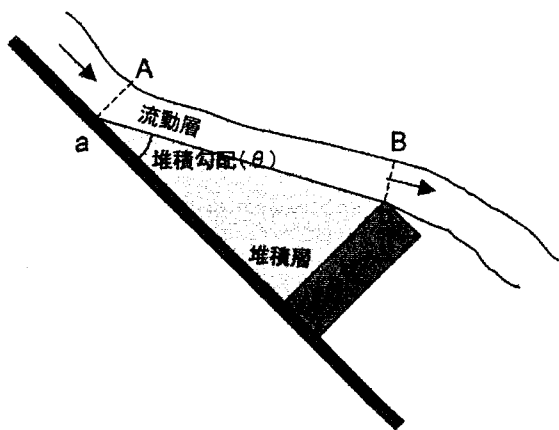


図-6 受荷台周辺の土砂の堆積、流下に関する概念図

受荷台を設置せずに行った予備実験から求めた。予備実験において、本実験同様、流動深、流下速度を計測し、流下土砂の堆積を算出した。その上で、あらかじめ求めておいた流下土砂の総重量で除した 1.1t/m^3 を用いた。

なお、式(1)では、受荷台の運動量について考慮していない。受荷台の変位量が最大であった土砂量 1.0m^3 のとき、ばね装置の受荷台の最大変位は、衝突開始から約 0.25 秒後に生じ、約 110mm であった。このことから、受荷台の移動速度を $4.4 \times 10^{-1} \text{ m/s}$ とすると、受荷台の運動量は 33 kg m/s となる。これに対して、衝突開始から 0.25 秒後に受荷台に到達した流下土砂の運動量は約 1800 kg m/s (流動深 0.25m 、流下速度 5.8m/s) である。この結果から、受荷台の運動量に比べて、流下土砂の運動量が極めて大きいので、受荷台の変位の有無は、流下土砂の衝撃荷重に影響を及ぼさないと考えられる。そこで以下では、受荷台の運動量を考慮しないこととする。

さらに、試料砂が受荷台前面に堆積した場合、堆積土圧が作用する。ここでは、堆積土砂内ですべり面が生じることがなく、堆積土砂は一塊として受荷台に作用すると仮定し、受荷台に作用する堆積土圧 (F_s) を以下の式で求めた。

$$F_s = \frac{\rho_s h_s^2 w g}{2 \tan \theta} \cos I \quad (2)$$

ここで、 h_s は受荷台の高さ、 ρ_s は堆積土砂の密度、 I は斜面勾配、 g は重力加速度である。なお、 ρ_s は予備実験において、求めた堆積土砂の密度 1.7t/m^3 を用い、実験ケースによらず一定値を用いた。

その上で、受荷台に作用する荷重 (F) を式(3)で求めた。

$$F = F_i + F_s \quad (3)$$

4.2 実測値と計算値の比較

図-7 に作用荷重の波形の実測値と計算値の比較を示した。また、図-8 には、実測値と計算値の衝突開始から 1.0 秒後までの作用荷重の積算値(力積)の比較を示し、図-9 には、実測値の最大値と計算値の最大値の比較を示した。

図-7 に示したように、衝突開始から $0.2 \sim 0.4$ までの衝突初期においては計算値が実測値に比べて、 $0.5 \sim 1\text{kN}$ 程度大きくなった。特に、衝突開始直後において差が大きかった。一方、実験開始から 0.6 秒以降の荷重の減衰過程においては、計算結果が実測結果に比べて、小さくなった。特に、崩土量の大きなケースにおい

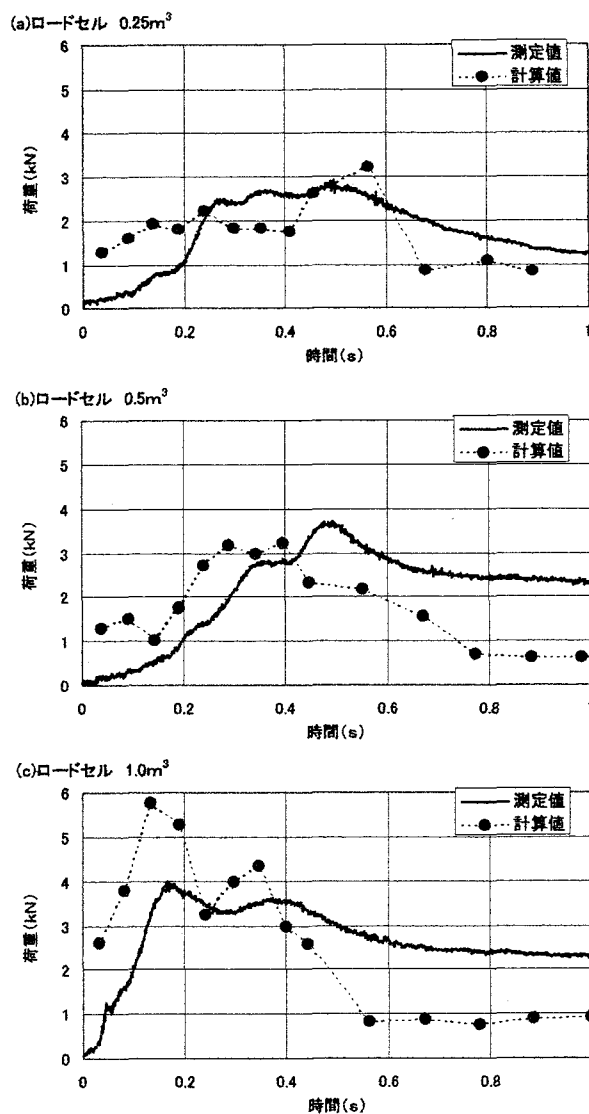


図-7 勾配 45° の実験ケースにおける荷重の測定結果と計算値の比較 (時間は土砂の衝突開始時を 0 とした)。(a) ロードセル装置、土砂量 0.25m^3 、(b) ロードセル装置、土砂量 0.5m^3 、(c) ロードセル装置、土砂量 1.0m^3

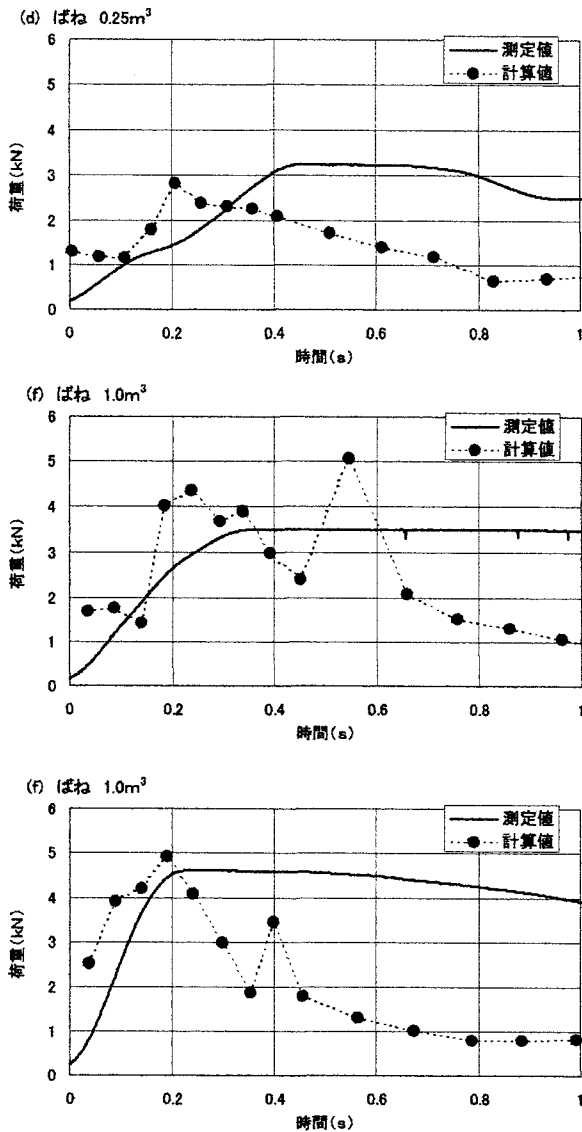


図-7 つづき (d)ばね装置、土砂量 0.25m³、(e) ばね装置、土砂量 0.5m³、(f) ばね装置、土砂量 1.0m³

て差が大きく、1~1.2kN 程度であった。

しかしながら、衝突開始から 1.0 秒後までの作用荷重の積算値は、ばね装置、崩土量の 1.0m³ のケースを除き、計算値のほうが 0.3kNs ほど小さくなるが、実測値と計算値はおおむね一致した(図-8)。また、ピーク荷重の実測値と計算値も概ね一致した(図-9)。さらに、図-7 に示したように、作用荷重の上昇・下降のタイミングは式(3)により、概ね再現できた。

ここで、衝突初期に計算値が実測値を上回る理由について検討する。考えられる理由として、①試料砂の堆積によるサンドクッション効果を考慮していないこと、②流下土砂の密度(ρ)を一定としたことが挙げられる。古賀ら(2003)⁹⁾は、流下土砂が受荷台前面に堆積した場合、堆積土砂が緩衝材(サンドクッション)として働き、受

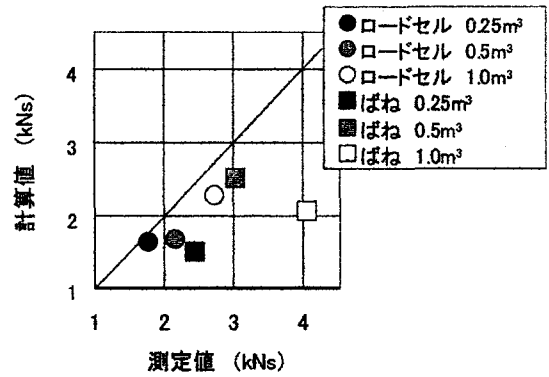


図-8 実測値と計算値の衝突開始から 1.0 秒後までの作用荷重の積算値の比較

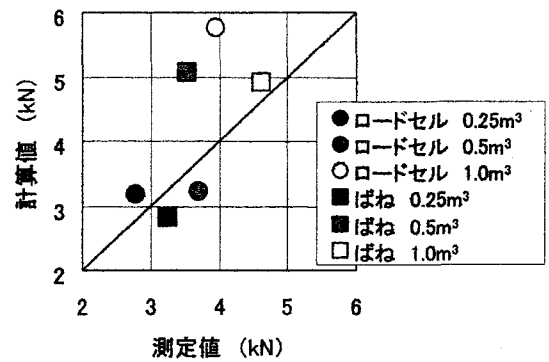


図-9 実測値の最大値とその時刻の計算値の比較

荷台前面に土砂が堆積していない場合に比べて、作用荷重が小さくなる可能性を指摘している。しかしながら、①では、衝突の後半に計算値が実測値を下回ることで、力積が実測値と計算値で概ね一致することは説明できない。

②はすなわち流下土砂の先頭部付近において、平均より流下土砂の密度(ρ)が小さい可能性が考えられるということである。実際、高速ビデオの画像から、流下土砂の先頭部付近において、後続部に比べて密度の小さい様子が確認されている(ただし、現時点では定量化できないため、一定とした)。このことは、逆に、衝突の後半は流下土砂の密度は平均より大きいことを示しており、計算値が実測値に比べて小さくなる結果と矛盾しない。さらに、衝突開始から 1.0 秒後までの作用荷重の積算値が実測値と計算値が概ね一致することも②の可能性を支持するものである。

以上の考察の結果から、現時点では、流下土砂の密度の算定方法に課題は残すものの、式(1)~(3)で崩土の構造物に作用する荷重を算出できるといえる。

5. 今後の課題とまとめ

以上の乾燥砂を用いた室内実験及びその結果の再現計算から、崩土の衝撃荷重に影響を及ぼす因子と及ぼさない因子を整理する。前節で考察したように、崩土が構造物に作用する衝撃荷重は、崩土の流体圧、すなわち、崩土が構造物に衝突した際に失う作用面に垂直方向の運動量の変化から算出することができると考えられた。このことから、崩土の衝撃荷重は、①崩土の密度、②崩土の流動深、③崩土の流下速度、④崩土が構造物に作用する角度によって決まることが分かった。また、④を明らかにするためには、崩土の堆積形状を明らかにする必要があった。

また、崩土量がある程度以上大きくなると、崩土量が作用荷重の増加に及ぼす影響が小さいことが分かった。さらに、ロードセル装置とばね装置の測定荷重の比較から、受荷台の変位の程度は崩土の衝撃荷重に影響を及ぼさないことが分かった。

この結果は、ばね装置の荷重はばねがコンクリートブロックに作用する荷重と等しいと考えられることから、コンクリートブロックを待受け式擁壁と見なした場合、待受け式擁壁前面に弾力性のある素材を設置しても、本実験で用いたような乾燥砂による衝撃荷重は緩和されないことを示している。(ただし、本実験におけるばねは斜面(滑動)方向の変位のみを許容していることに注意する必要がある。)すなわち、作用時間が0.01秒オーダーとなるような落石対策や土石流中の巨礫の衝突に対して用いられるゴム製の緩衝材⁶⁾は、衝撃荷重の作用時間が0.01秒程度という実験条件下では有効であろうが、本実験のような条件下においては緩衝材として機能しない可能性が指摘できる。このことから、急傾斜地で発生しうる多様な土砂移動現象による崩土の衝突現象に対して効果がある緩衝材に関しては更なる検討が必要であると考えられる。

急傾斜地で発生する土砂移動現象は落石、落盤に近い現象から表土の崩落、土石流に近い現象まで様々な形態をとることが明らかにされている¹⁰⁾。これに対して、これまでの崩土の構造物への衝突現象に関する実験は、本研究のように乾燥砂を用いた実験^{5), 7), 11)}か、砂を袋に詰めて落とした実験^{6), 12), 13)}のいずれかであることが多かった。今後、より広範な土砂移動現象を想定し、手法の異なるこれまでの実験結果の比較検証及び様々な崩土の条件での実験を実施する必要があると考えられる。

本研究の遂行にあたっては、防衛大学校石川信隆名誉教授、立命館大学江頭進治教授に貴重な意見を賜った。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Okamura, M., Matsu, O.: A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading, 地盤工学論文集, vol.42, no.1, pp. 131-139, 2002.
- 2) 芦田和男・江頭進治・神矢 弘: 斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究, 京都大学防災研究所年報, vol.27, pp. 331-340, 1984.
- 3) Iverson R.M., Reid, M.E., Iverson, N.R., LaHusen, R.G., Logan, M., Mann, J.E., Brien, D.L.: Acute sensitivity of landslide rates to initial soil porosity, Science, vol.293, 513-516, 2000
- 4) 宮本邦明: 土塊の運動の2次元数値シミュレーション, 砂防学会誌, vol.55, no.2, pp. 5-13, 2002
- 5) 仲野公章・右近則男: 砂質崩土の衝撃力に関する実験. 砂防学会誌, vol.39, no.1, 17-23, 1986.
- 6) 西村佳樹・園田佳巨: 衝突実験による擁壁用ゴム製緩衝材の衝撃緩衝効果について, 砂防学会誌, vol.56, no.6, pp.13-19, 2004.
- 7) 寺田秀樹・岩男忠明・白川健二・内田太郎・近藤浩一: 崩壊土砂の衝突に対する間伐材を用いた緩衝材の効果評価に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第168号, 2004.
- 8) 石川信隆編: 構造物の衝撃挙動と設計法 構造工学シリーズ6, 土木学会, 1993.
- 9) 古賀泰之・呉 耀華・門間敬一: 崩土の衝撃力に関する1次元モデル(その1), 第38回地盤工学研究発表会概要集, pp.2149-2150, 2003.
- 10) 門間敬一・千田容嗣・海老原和重: がけ崩れ災害の実態, 土木研究所資料, 第3651号, 1999.
- 11) 長谷川祐治・水山高久・宮本邦明・小田 晃・阿部彦七: 乾燥砂を用いた崩壊土砂の衝撃力に関する実験的研究, 平成16年度砂防学会研究発表会概要集, 214-215, 2004.
- 12) 金子正則・寺田秀樹: 崩土の衝突に対するサンドクッションの衝突荷重低減効果に関する基礎実験, 砂防学会誌, vol.54, no.5, 55-60, 2002.
- 13) 中堤治朗・谷 敬: 崩落土の衝撃力に関する実験的研究, 土木学会論文集, vol.325, 119-127, 1982.