

### 3. 土石流の流下特性に関する実験的研究 — 模擬土石流の粒径および構造物の剛性が衝撃応力に与える影響 —

堀井宣幸\*, 豊澤康男\*\*, 玉手 聡\*\*, 橋爪秀夫\*\*\*

### 3. An Experimental Study on the Flow Characteristics of a Debris Flow — Influence of Particle Size and Structure Rigidity on Impact Stress in Model Debris Flow —

by Noriyuki HORII\*, Yasuo TOYOSAWA\*\*,  
Satoshi TAMATE\*\* and Hideo HASHIZUME\*\*\*

**Abstract:** Since Japan has a lot of steep terrain, local heavy rainfalls may sometimes produce dangerous debris flows. In December 1996, a large debris flow occurred at Gamaharazawa located at the border between Nagano and Niigata prefectures. The debris flow, which involved construction workers working in the drainage basin, resulted in a serious disaster with 14 persons dead and 9 persons injured.

In general, as a method to reduce damage caused by a debris flow, sabo dams are often constructed. But many factors regarding the traits of these flows remain to be examined and design methods of sabo dams intended to fend off the impact of debris flows have not been studied yet.

The aim of this study is to obtain data that can help to develop some sort of temporary construction capable of resisting debris flow. The present study investigated the influence of particle size contained in the debris flow and the rigidity of structure which prevent debris flow such as sabo dams on the impact stress due to debris flow. Centrifuge model tests were conducted to determine how particle size of debris flow and structure rigidity affect impact stress.

From the centrifuge model tests, the main results were obtained as follows:

- (1) The velocity of the debris flow becomes slower as the particle size of model debris flow becomes larger.
- (2) The impact stress of debris flow increases as the particle size of model debris flow becomes larger.
- (3) When gravel is included in the debris flow, impact stress intends to increase in proportion to the intensification of structure rigidity.

**Keywords;** Debris flow, Impact stress, Particle size, Structure rigidity, Centrifuge model test, Velocity, Gravel, Sand

---

\* 研究企画調整部 Research Planning and Coordination Division

\*\* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

\*\*\* ジオデザイン (株) GEODESIGN Co., Ltd.

### 1. はじめに

日本は急峻な地形が多く、このような個所に集中豪雨が生じると、土石流を発生する危険性は高い。平成8年12月6日(金)10時40分頃、新潟県糸魚川市平岩地区及び長野県北安曇郡小谷村にまたがる姫川支流の蒲原沢地区において、災害復旧工事(平成7年に発生した集中豪雨による土砂崩壊等による災害復旧のため、姫川との合流部から上流約1kmの区間において施工されていた砂防ダム、護岸等の工事)を行っていたところ、姫川合流地点から上流約2.7kmの地点で発生した山腹崩壊が引き金となり大規模な土石流が発生し、蒲原沢を流れ落ち、姫川まで流れ込んだ。このため、作業中の68名のうち、14人が行方不明(その後全員が遺体で収容)となり、9人が負傷した。このように、災害復旧工事中に土石流が発生すると重大災害を生じる可能性は大きく、その防止対策の確立は緊要な課題となっている。

このような背景から、平成10年6月1日、労働省では土石流による労働災害防止のため、労働安全衛生規則の改正を行った。これは、土石流発生時の危険性を事前に調査し、土石流が発生した場合の早期把握とともに、土石流発生時の退避等の措置を事業者に行わせるための規定を整備するものである。具体的な内容としては、『土石流が発生するおそれのある河川における建設工事の作業』を対象として、①土石流発生時の危険性の調査等、②土石流発生時の早期把握、③土石流発生時の退避、の実施を求めたものである。これらは、主として土石流が発生した場合の対処方法であり、対策方法としては土石流の早期検知システムの配備などが挙げられる。一方、土石流による被害を低減させる方法として、一般的に砂防ダムなどの対策工が施工されることが多い。しかし、土石流の流下特性は未解明な部分も数多く残されており、土石流の衝撃力を低減させるための砂防ダムの設計法も十分に確立されておらず、また、土石流に抵抗するような仮設的な工法についての検討も充分に行われてはいない現状にある。

### 2. 研究の目的

本研究では、土石流による労働災害防止のための対策の一つである土石流の巨大なエネルギーを低減するための仮設的な工法、すなわち土石流に抵抗するような仮設構造物を開発するための基礎的資料を得ることを目的として、遠心模型実験装置を用いて土石流抑止構造物の剛性と土石流含有物の大きさが土石流衝撃荷重に与える影響を解明するための研究を実施した。

### 3. 実験概要

#### 3.1 実験装置

Fig. 1 に実験装置を示した。本装置は、内寸法が高さ500mm、長さ1000mm、奥行き200mmの鋼製土槽に取り付けられた、①模擬土石流を貯めておく試料タンク、②模擬土石流が流下するV字形の斜面、③模擬土石流が衝突する受圧板から構成されている。

##### (a) 試料タンク

試料タンクは円筒アクリル製であり、内寸法が長さ300mm、直径170mmで、内部に約6リットルの模擬土石流試料が搭載できるようになっている。円筒タンク下部には、片側ヒンジで固定されたアルミ製の底蓋が取り付けられている。ヒンジの対面側には、底蓋を下側から上向きに押さえておくための金属キーが取り付けられている。この金属キーはモーターによって上下に作動する。金属キーが下方に移動することにより底蓋が瞬時に開放され、模擬土石流を一気にV字形の斜面上に流下させることができる。

##### (b) V形流路

土槽内部には、実際の斜面を模擬した幅198mm、長さ910mm、傾斜角20°、狭角90°のV形流路が配置されている。過去に発生した土石流の多くは斜面勾配が約15~20度の範囲の河川(溪流)で発生していることから、今回の実験ではV形流路の傾斜角を20度としている。

##### (c) 受圧板

流下した模擬土石流は、Fig. 1の実験土槽内のV形流路を右側から左側へ流下し、受圧板に衝突する。実験では、このとき受圧板に作用する衝撃力を測定した。

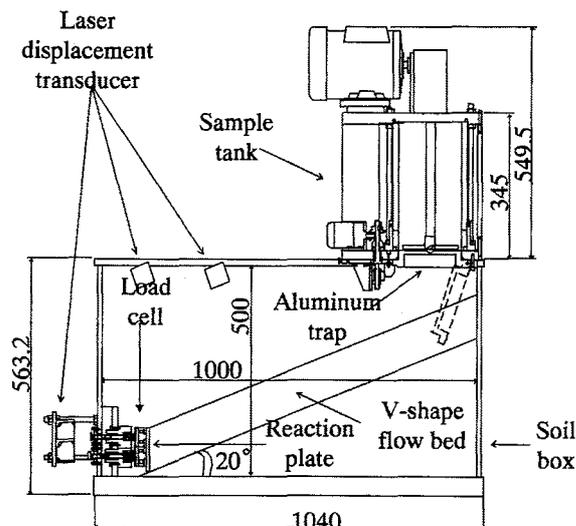


Fig. 1 Experimental equipment. 実験装置

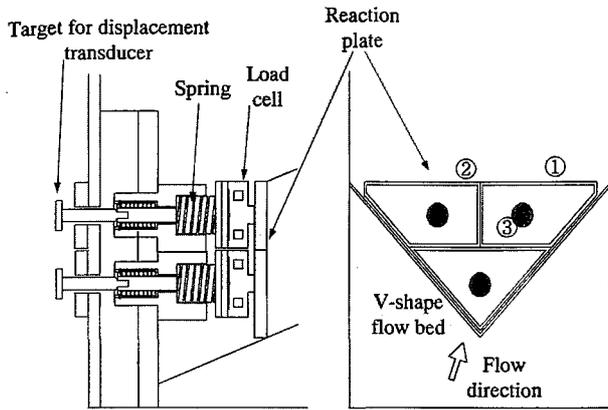


Fig. 2 Reaction Plate for measurement of impact load.  
衝撃荷重を測定するための受圧板

Table 1 Specifications of springs.  
ばねの諸元

Spring No.	Diameter, length (mm)	Spring Factor K ( $10^2 \text{kN/m}^2$ )	Stiffness E ( $10^4 \text{kN/m}^2$ )
3	20, 30	1.81	2.30
5	25, 30	2.60	2.12
7	25, 30	4.27	3.48

受圧板の構成を Fig. 2 に示したが、実験土槽の V 形流路の下流側に設置しており、Fig. 2 の右側が正面図、左側が側面図である。受圧板は、全体が三角形の形状であるが、3 部分に分割されている。受圧板には衝撃力計測用の荷重計（ロードセル）が分割された受圧板中央にそれぞれ取り付けられている。受圧板のロードセルが設置された部分の背後にはばねが取り付けられている。ばねは、脱着可能であり、異なる弾性係数のばねを用いることにより受圧版の剛性を変えることができる。また、受圧板の変位を計測するため土槽外部には変位計測用のターゲットを設置している。実験では模擬土石流の衝突によって受圧板に発生する変位をレーザー変位計によって計測している。

(d) ばねの弾性係数

Table 1 に受圧板背後に設置したばねの剛性を示す。ばねは、弾性係数、ばね定数を変えた 3 種類とした。

3.2 実験試料

模擬土石流の試料として、水、砂、礫を用いた。砂は豊浦砂 ( $D_{50}=0.2 \text{ mm}$ )、礫は礫径を変化させ、 $\phi 10 \sim 15 \text{ mm}$  と  $\phi 20 \sim 25 \text{ mm}$  の 2 種類を用いた。礫は、市販の川砂利を用い、ふるいによって粒度調整を行った。使用する試料の密度  $\rho$  は、水が  $1.00 \text{ (t/m}^3\text{)}$ 、砂および

Table 2 Test cases.  
実験ケース

Test cases	Water (kg)	Sand (kg)	Gravel (kg)	Particle Size (mm)	Spring No.	G (g)
case 1	3	0	3	20-25	3	50
case 2	3	0	3	20-25	5	50
case 3	3	0	3	20-25	7	50
case 4	3	0	3	10-15	3	50
case 5	3	0	3	10-15	5	50
case 6	3	0	3	10-15	7	50
case 7	3	3	0		3	50
case 8	3	3	0		5	50
case 9	3	3	0		7	50
case 10	6	0	0		3	50
case 11	6	0	0		5	50
case 12	6	0	0		7	50

礫が約  $2.65 \text{ (t/m}^3\text{)}$  である。試料配合は、「水のみ」、「水+砂」、「水+礫 $\phi 10 \sim 15$ 」、「水+礫 $\phi 20 \sim 25$ 」の 4 種類とし、それぞれ 3 kgf ずつの組み合わせ（「水のみ」の場合は 6 kgf）で合計重量はすべて 6 kgf とした。混合試料の平均密度  $\rho_{\text{avg}}$  は「水のみ」が  $1.00 \text{ t/m}^3$ 、「水+砂」、「水+礫」ともに約  $1.45 \text{ t/m}^3$  である。

3.3 実験ケース

実験ケースを Table 2 に示した。同じ配合でもばねの弾性係数を変えて実験しており、実験で使用したばねの種類を同表に示している。また、遠心模型実験での遠心加速度 (G) はすべての実験ケースで 50g としている。

3.4 計測項目

計測項目は、模擬土石流の流速、受圧板に発生する衝撃力、受圧板の変位である。ここで、模擬土石流の流速は、Fig. 1 に示したように、土槽上端に 200 mm 離れた 2 個のレーザー変位計を用いて測定している。

流下する模擬土石流の先端部を各レーザー変位計で検知した時間差とレーザー変位計間の距離から流速を計算している。

4. 実験結果

4.1 土石流の流速

模擬土石流の流速は、タンク内から受圧板までの高さに依存する。Table 3 に各配合の試料を投入したタンク内中央から受圧板までの高さを示した。実験値の

Table 3 Height of free fall in each test case.  
各実験における自由度下高さ

	case 1~ case 3	case 4~ case 6	case 7~ case 9	case 10~ case 12
$h(m)$	0.581	0.582	0.584	0.624

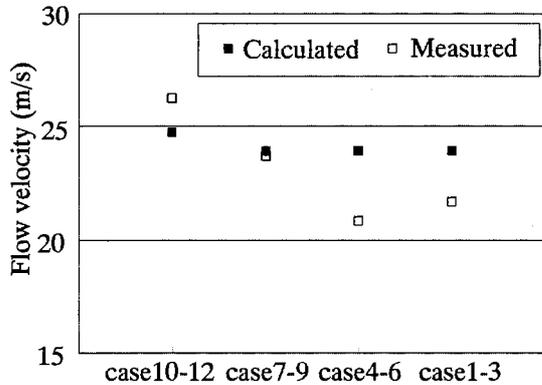


Fig. 3 Calculated and measured flow velocities.  
流速の計算値と実験値

妥当性を検証するため、自由落下運動として求めた理論値との比較検討を行った。流速の計算値は(1)式の自由落下運動から計算した速度であり、この計算から得られる速度は理論上最大値である。

$$v = \sqrt{2ngh} \quad (1)$$

ここで、 $n$ :遠心加速度、 $g$ :重力加速度 ( $m/sec^2$ )、 $h$ :試料タンク内中央位置から速度計測点中央(レーザー変位計による計測点の中央)位置までの高さ(m)

計算結果と計測された模擬土石流の流速を Fig. 3 に示す。実験での流速は、同じ配合で行った実験(case1~3;水+礫 $\phi$ 20~25, case4~6;水+礫 $\phi$ 10~25, case7~9;水+砂, case10~12;水)の実験結果の平均値とした。

計算結果からは、各実験ケースによる流速の違いはあまり見られない。しかし、実験結果では流速の速い順に、case10~12;水, case7~9;水+砂, case1~6;水+礫となっている。すなわち、模擬土石流に含まれる混合物の粒径が大きくなるほど流速が遅くなっていることがわかる。これは、模擬土石流が流下中に斜面と模擬土石流との間の摩擦による速度損失、模擬土石流の混合物同士の衝突による速度損失によるものと考えられる。

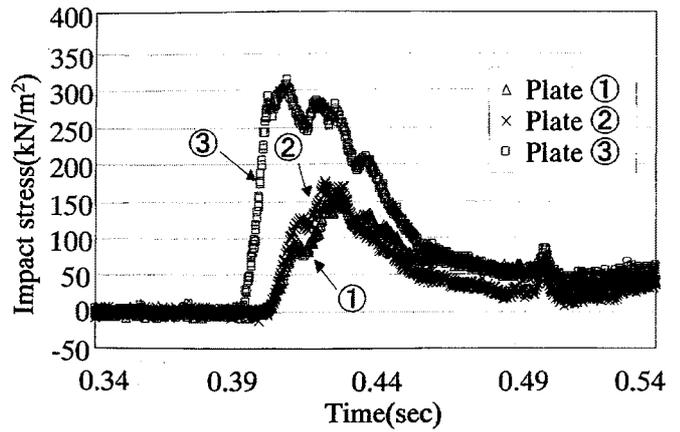


Fig. 4 Sequential changes of impact stresses.  
衝撃応力の時間的変化

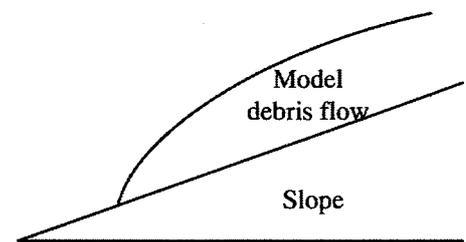


Fig. 5 Schematic shape of model debris flow.  
流下土石流の形状

## 4.2 模擬土石流による衝撃応力

### (a) 衝撃応力の計測結果

Fig. 4 に衝撃応力の時間的変化を示した。衝撃応力は、分割された受圧板に発生した衝撃荷重を各々の受圧板面積で除したものである。一例として、case9の結果を示した。この図から、分割された受圧板に発生する衝撃応力のピーク値を示す時刻が異なっていることが分かる。これは、模擬土石流が受圧板最下部③に衝突した後、受圧板上部①、②にはほぼ同時に衝突することを示している。このことから、模擬土石流の断面形状は、Fig. 5 のような形状で流下しているものと推察される。また、受圧板の位置によって衝撃応力が異なっており、受圧板の最下部(③)が最大となっていることが分かる。①、②の衝撃応力が③に比べて低い値となるのは、③に衝突した土石流はその後上方へ移動するが、この移動流が①、②に衝突する土石流の抵抗になっていることが考えられる。

受圧板全体に作用する衝撃応力は、同時刻における受圧板①~③の衝撃荷重の和( $\sum$ ①~③)を受圧板断面積  $A$  で除したものと表せる。この値と③の衝撃応力を比較したところ、③の方が大きくなった。従って、本論では、以降は受圧板③に作用する衝撃応力に

ついて整理することとした。

(b) 衝撃応力の波形

Fig. 6 に各実験ケースで受圧板③に発生した衝撃応力の時間的変化を示した。この図の衝撃応力は、受圧板③で計測された衝撃荷重を同受圧板面積で除したものである。「case7~9」および「case10~12」では、衝撃応力が時刻とともに徐々に増加する傾向が見られた。このことから、礫に比べて粒子の細かい砂を含む場合の土石流では、衝撃荷重の波形にほとんど乱れがないことから、流体のように受圧板に衝突していると考えられる。これに対して、「case1~6」では、衝撃応力は時刻とともに大きく変化するスパイク状の波形を伴いながら増加していることがわかる。この結果から、土石流に礫が含まれる場合では、受圧板に礫が連続的に個々に衝突していたことが推測される。したがって、礫を含む土石流の衝撃応力の発生メカニズムは、砂のような小さな粒子を含む土石流の衝撃応力の発生メカニズムとは異なることがわかる。

(c) 衝撃応力と流速

case2, case5, case8, case11 について、模擬土石流の流速と衝撃応力（受圧板③で計測）の関係を Fig. 7 に示した。衝撃応力は計測された最大値である。同図から、礫を含まないケース (case8, case11) に比べて礫を含むケース (case2, case5) では、流速が遅いにもかかわらず大きな衝撃応力が発生していることがわかる。

そこで比較のため、Fig. 8 に示したように模擬土石流を流体として仮定して、受圧板に作用する流体力を (2) 式から求めた。

$$F = \rho A v^2, \sigma = F/A = \rho v^2 \quad (2)$$

ここに、 $F$ ：単位幅当たりの土石流の流体力 (kN)、 $v$ ：模擬土石流の実験結果の平均流速 (m/s)、 $\rho$ ：土石流の密度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $A$ ：板の断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $\sigma$ ：板に発生する応力 ( $\text{kN/m}^2$ )

case11 の場合の土石流密度は  $1.0 (\text{t/m}^3)$  であり、case2, 5, 8 の混合物を含む場合の土石流密度は約  $1.45 (\text{t/m}^3)$  である。この式を用いて、受圧板に作用する応力を計算した結果を同じ Fig. 7 上に白抜きで示した。混合物を含む case2, 5, 8 の場合、模擬土石流を流体と仮定した計算式では、土石流密度が同じであるから衝撃応力は流速の 2 乗に比例して大きくなっているが、実験ではこの傾向が見られなかった。実験結果と計算結果を比較すると、case11 および case8 の場合、実験値に比べて計算値の方が 1.5 から 2 倍ほど大きくなっている。しかし礫を含む case2, case5 の場合、実験値に比べて計算値の方が低くなっていることがわかる。このことから、礫を含まない場合は、流体力と仮定した

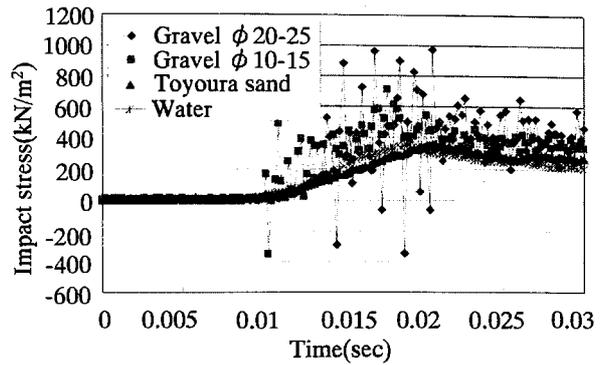


Fig. 6 Sequential changes of impact stresses on plate ③.

受圧板③に作用する衝撃応力の時間的変化

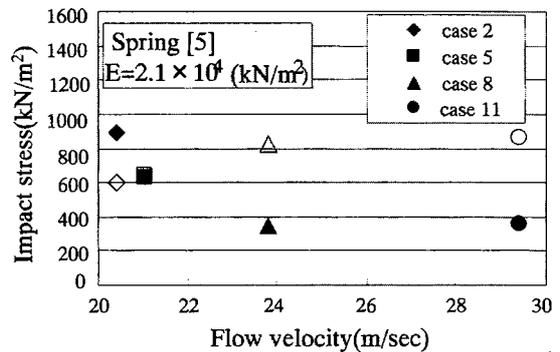


Fig. 7 Impact stresses and flow velocities. 衝撃応力と流速

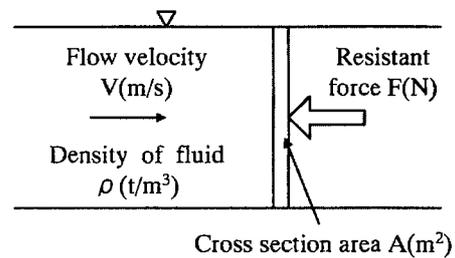


Fig. 8 Formula as fluid force. 流体力としての定式化

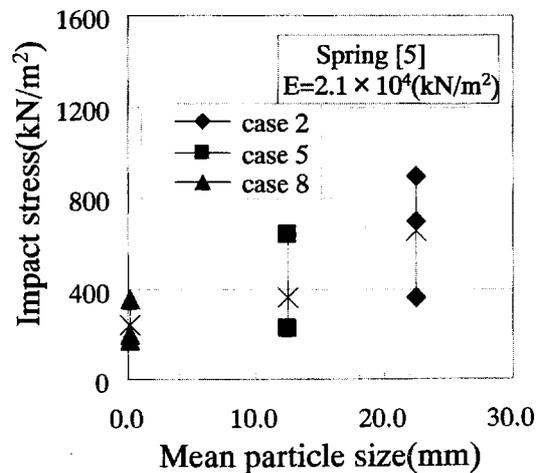


Fig. 9 Impact stresses and mean particle size. 衝撃応力と平均粒径

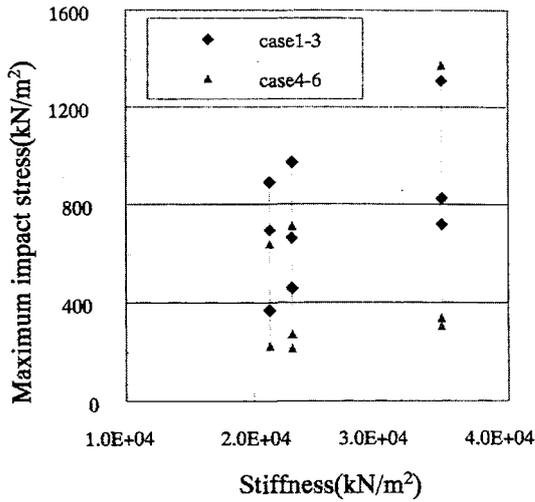


Fig. 10 Maximum impact stresses and stiffness of spring.  
最大衝撃応力とばねの弾性係数

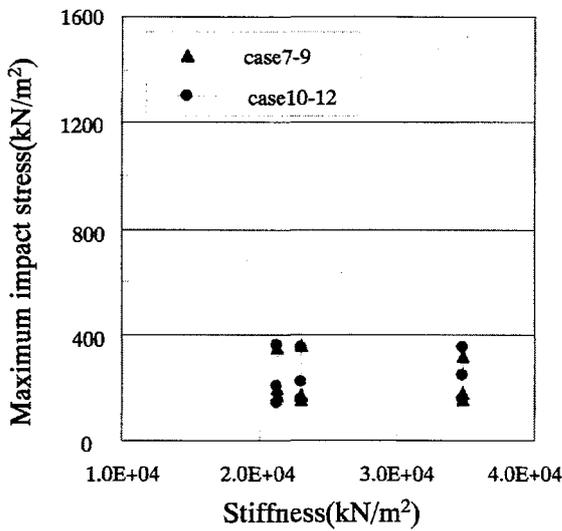


Fig. 11 Maximum impact stresses and stiffness of spring.  
最大衝撃応力とばねの弾性係数

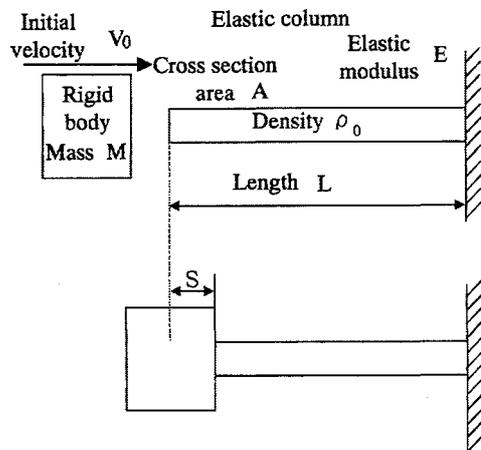


Fig. 12 Collision model of impact load.  
衝撃力の衝突モデル

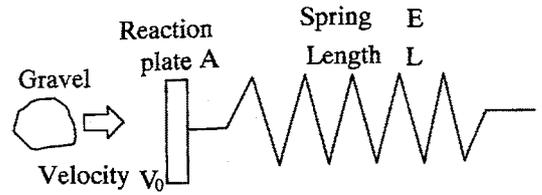


Fig. 13 Modeling of experiment.  
実験のモデル化

(2) 式で衝撃応力を求めると、計算値の方が実験値に比べて大きくなることから、設計上は安全側の結果が得られる。しかし、礫を含む場合は、流体力として衝撃応力を求めると、計算値の方が実験値に比べて小さくなることから、(2) 式で計算した場合には設計上危険側の結果となることがわかった。

(d) 衝撃応力と粒径

Fig. 9 に模擬土石流に含まれる平均粒径の大きさと最大衝撃応力との関係を示した。図には、3 分割された受圧板の個々に作用している最大衝撃応力を示した。また、各最大衝撃応力の平均値を×印で示した。この図から、粒径が大きくなるほど衝撃応力は大きくなる傾向が見られる。

(e) 衝撃応力と弾性係数

Fig. 10, Fig. 11 に、ばねの弾性係数と各受圧板で計測された最大衝撃応力の関係を示した。Fig. 10 から、礫を含む場合は、弾性係数が大きくなるほど衝撃応力も増加する傾向が見られることがわかる。しかし、Fig. 11 から礫を含まない場合では、ばねの弾性係数によらずほぼ一定の衝撃応力となっていることがわかる。これらのことから、混合物の径が砂の程度であれば、ばねの影響を受けない。しかし、混入物の径が礫になると、受圧板の弾性係数に影響を受けることがわかる。ここで、礫が混入している case1 から case6 について、Fig. 12 で示したような、衝撃応力の大きさを吸収エネルギーを考慮した衝突問題として考えると、棒に発生する衝撃応力は、(3) 式で表すことができる。

$$\sigma = -v_0 \sqrt{\frac{ME}{AL}} \tag{3}$$

ここに、 $\sigma$ : 衝撃応力 (kN/m<sup>2</sup>)、 $v_0$ : 速度 (m/s)、 $M$  質量 (kg)、 $E$ : 棒の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)、 $A$ : 棒の断面積 (m<sup>2</sup>)、 $L$ : 棒の長さ (m)

実験装置を Fig. 13 のようにモデル化し、(3) 式を用いて、case1-6 について衝撃応力を求めた。

この結果を Fig. 14, Fig. 15 に示した。同図より、実験結果と計算値は比較的よく一致していることが分かる。これらの図から、吸収エネルギーから考える衝突問題として、模型実験を Fig. 13 のようにモデル化

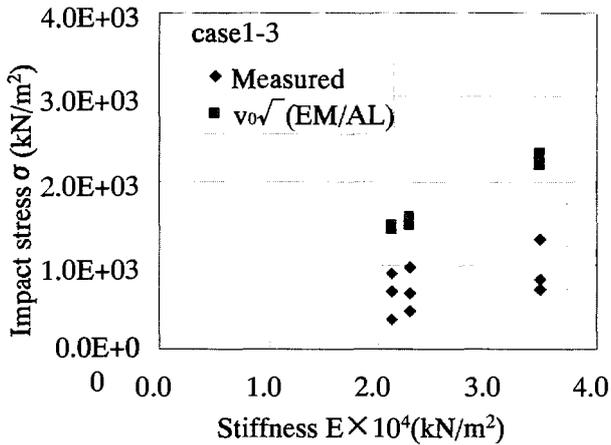


Fig. 14 Impact stresses and stiffness of spring.  
衝撃応力とばねの弾性係数

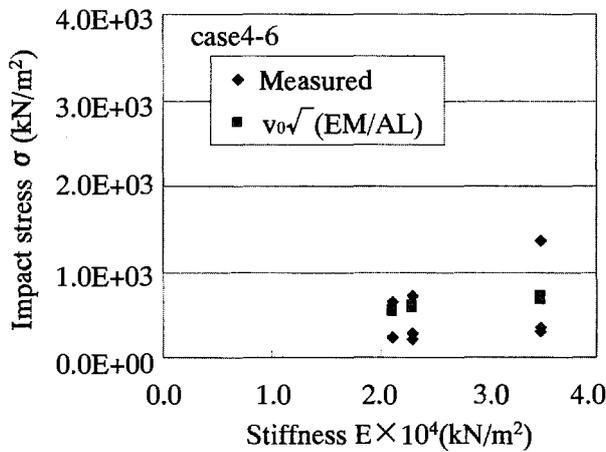


Fig. 15 Impact stresses and stiffness of spring.  
衝撃応力とばねの弾性係数

した場合、礫が混入した模擬土石流の衝撃応力を比較的精度よくまた安全側に求めることができることがわかった。

### 5. おわりに

土石流抑止構造物の剛性と土石流含有物の大きさが土石流衝撃荷重に与える影響を解明するために、遠心模型実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 模擬土石流の流速は、土石流に含まれる混入物の径が大きくなるほど遅くなる傾向がある。これは、礫径が大きくなるほど、斜面流下中の摩擦や混合物同士の衝突による速度損失が大きくなるためであると考えられる。
- (2) 衝撃応力の波形は、模擬土石流に礫を含まないケースでは、波形に乱れが見られず、時間とともに滑らかな曲線を示した。一方、模擬土石流に礫を含むケースでは、波形が時間とともに大きく変化するスパイク状を示した。これは、礫を含まないケースでは受圧板に対して流体のように作用しているのに対し、礫を含むケースでは、受圧板に対して個々の礫が連続的に作用していることが考えられる。
- (3) 模擬土石流に含まれる混合物によって衝撃応力は異なり、砂に比べて礫を含む方は流速が遅くても、大きな衝撃応力を発生する。
- (4) 模擬土石流に含まれる粒径が大きくなるほど、衝撃応力は大きくなる傾向がある。これは構造物の剛性（ばねの弾性係数）に依存しない。
- (5) 模擬土石流に礫を含まないケースでは、衝撃応力は構造物の剛性（ばねの弾性係数）に依存しない。しかし、模擬土石流に礫を含むケースでは、衝撃応力は構造物の剛性（ばねの弾性係数）が大きくなるほど増加する傾向がある。
- (6) 模擬土石流に礫を含まない場合は、流体力の式を用いて衝撃応力を求めると、安全側の結果が得られる。
- (7) 模擬土石流に礫を含むケースでは、吸収エネルギーを考慮した衝突問題として求めた式によって、衝撃応力を比較的精度よくまた安全側に求めることができる。

### 参考文献

- (1) 武居有恒：地すべり・崩壊・土石流—予測と対策，鹿島出版会（1980）。
- (2) 土質工学会：土砂災害の予知と対策，土質工学会（1985）。
- (3) 松村和樹・中筋章人・井上公夫：土砂災害調査マニュアル，鹿島出版会（1988）。

（平成 14 年 1 月 18 日受理）