# (16) 土石流モデルによる鋼製およびモルタル供試体のひずみ応答実験

Strain response test of steel and mortal specimens by debris flow model

石川信隆*, 井上隆太**, 別府万寿博***, 長谷川祐治****, 水山高久******
Nobutaka Ishikawa, Ryuta Inoue, Masuhiro Beppu, Yuji Hasegawa and Takahisa Mizuyama

*工博, 防衛大学校名誉教授,（砂防鋼構造物研究会研究顧問）（〒102-0093 千代田区平河町 2-7-5）
**共生機構(株),（砂防鋼構造物研究会研究員）（〒160-0022 新宿区新宿 1-23-1）
***博（工）,防衛大学校准教授, 建設環境工学科（〒239-8686 横須賀市走水 1-10-20）
****(財)建設技術研究所研究員 （〒300-2633 つくば市遠東 904-1）
*****農博, 京都大学大学院教授, 農学研究科（〒606-8502 京都市左京区北白川追分町）

*キーワード： 土石流モデル、鋼製供試体、モルタル供試体、衝撃的荷重、ひずみ応答実験*
*Key Words: debris flow model, steel specimen, mortal specimen, impulsive load , strain response test,*

## 1. はじめに

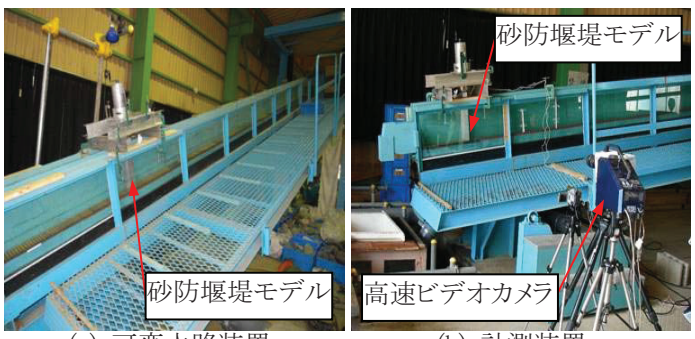
最近、集中豪雨により土砂崩壊が頻繁に起こり, 各地に被害が起こっている. 土石流の中でもサージ（段波）[1),2)]と呼ばれる衝撃的流体力による被害は特に大きいと思われる.

著者ら[3)-6)]は, これまで桜島産の軽石（ボラ）や粒径の異なる 6 種類の礫砂による土石流モデルを用い, 衝撃的流体力の荷重測定を行ってきた. その際, ボラを用いた場合[3),4)]に段波が形成され, ピーク荷重までの立ち上がり時間が短い衝撃的流体力が発生することがわかった. また粒径の異なる 6 種類の礫砂の場合[5),6)]は, 礫 7：砂 3 の割合のとき段波が形成することが認められた. ここでは, 再度確認のため 3 種類の土石流モデルを用いて段波が形成される条件を調べるとともに, 段波が砂防堰堤モデルに作用したときのひずみ応答などの動的挙動について考察した. すなわち, 本研究では以下のことに重点をおいて基礎的実験を行い考察したものである.

①まず土石流モデルとして 3 種類の自然材料（A：清水, B：礫 7：砂 3, C：礫 3：砂 7 の割合）を用いて, 衝撃的段波荷重の再現を確認した. その際, 高速ビデオにより先頭部の衝突状況について可視化するとともに, 荷重－時間曲線と同期化した.

②次に実験で得られた荷重-時間曲線と設計で用いる設計流体力との関係について検討した.

③さらに砂防堰堤モデルとして鋼製およびモルタル供試体を作成して, そのひずみ応答を調べるとともに, 各供試体の板厚によるひずみ応答およびビデオによる破壊状況の違いについても検討した.




(a) 可変水路装置　　(b) 計測装置

写真-1 実験の概観

## 2. 実験の概要

### 2.1 実験方法

実験装置は，(財) 建設技術研究所所有の写真-1に示す急勾配可変水路(幅 10cm，長さ 7m，粗度係数 n=0.016，水路勾配 18 度)を用いた．図-1 は流下方法を示したもので，堰堤モデルより上流側 5m の位置に土石流モデルをダム化させ，後方から供給水を 2ℓ/sec 流下して満杯になったとき，ストッパーをはずして流下させた．

### 2.2 土石流モデルと砂防堰堤モデル

①土石流モデルは，A(清水)，B(礫 7:砂 3 の割合)およびC(礫3:砂7の割合)の3種類を用意した．ここで用いた礫は 20mm 径および砂は 0.1～0.9mm 径のものである．

②砂防堰堤モデルとしては，鋼板（ステンレス）（板厚 0.5mm と 2mm，幅 100mm，高さ 300mm，ヤング率 E=200kN/mm$^2$，弾性限界ひずみ $\varepsilon$ =1100 $\mu$ ）およびモルタル板（板厚 5mm と 10mm，幅 100mm，高さ 300mm，ヤング率 E=20kN/mm$^2$，引張限界ひずみ $\varepsilon$ =110 $\mu$ ）を用い，それぞれ下端を河床に固定金具で固定した．

| No. | タイプ | 土石流モデル |
|---|---|---|
| 1,2,3 | A | 清水 |
| 4,5,6 | B | 礫 7:砂 3 |
| 7,8,9 | C | 礫 3:砂 7 |

礫:20mm 径
砂:0.1-0.9mm 径

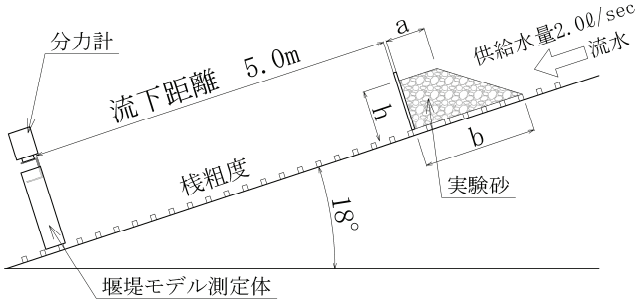



図-1 流下方法

### 2.3 測定項目

#### (1) 荷重計測

荷重は，図－1 のようにダムから 5m 下流に設置した分力計(図－2 参照)で荷重－時間関係を計測し，高速ビデオによる堆積状況と同期させた．分力計は，測定体(溝形鋼，長さ 30cm，厚さ 5mm)と連結して，片持ち梁の原理によりモーメントと力を測定するものである．この値は圧力センサーによる測定の合計とほぼ一致していることを過去の実験で確認した[3),4)]．

#### (2) ひずみ計測

砂防堰堤モデルとしての鋼板とモルタル板の下側を固定して，図－3 のようにひずみゲージ（下から 5,10,15cm の位置）でひずみ－時間関係を計測した．またビデオ撮影と同期化して変形過程を調べた．

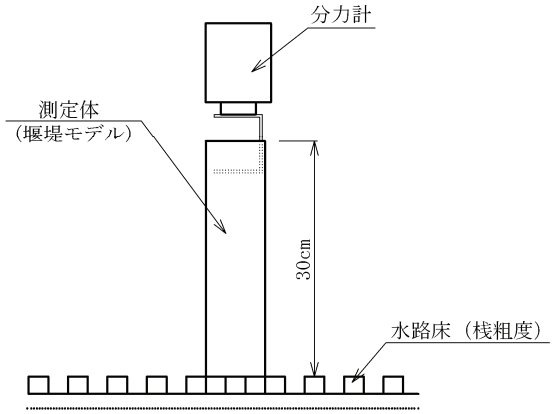



図-2 荷重の計測装置

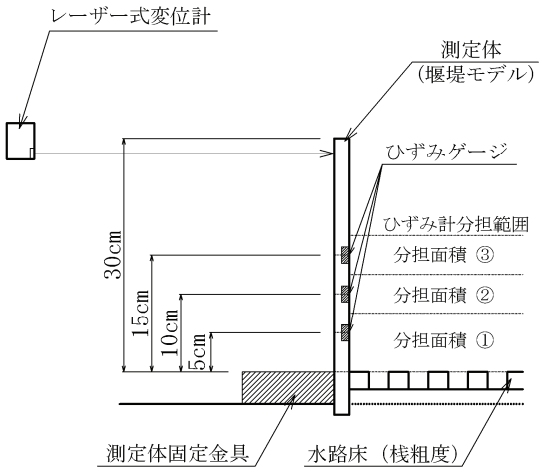



図-3 ひずみ・変形の計測装置

## 3. 土石流荷重の測定結果

ここでは，3 種類の土石流モデルのうち，B タイプが段波を形成するかどうかを確認することを目的とした．同時に A および C タイプの荷重－時間関係も測定して比較検討した．ここでいう段波とは，フロント（先端部）が衝突直前に階段状に盛り上がった波形をいい，荷重～時間曲線において明瞭なピーク

値が現れる状態を段波荷重という.

### 3.1 荷重～時間関係とフロント部の形状

図－4 に A タイプ（清水），B タイプ（礫 7: 砂 3），C タイプ（礫 3:砂 7）の荷重～時間関係を示す. これより①B タイプ(礫 7:砂 3)の場合は短時間に急激にピーク値(約 82N)の立ちあがりを示し，段波荷重が発生していることが分かる．②A タイプ(清水)の場合は段波現象が現れず，ピーク値までの時間も緩慢で,いわゆる准静的荷重となっている．③C タイプの場合は，礫の割合が少ないためか B タイプほど明確なピーク値が現れていない．各ケース 3 回ともほぼ同じ傾向を示した．また写真－2 に示すように A タイプの場合は清水が下から衝突して上に盛り上がる状態を示すのに対し，B タイプの場合はフロント部が明確な階段状の波形を示して衝突した．また C タイプの場合は礫がバラけて段波が明瞭に形成される状態に至っていない.

すなわち，段波荷重の特徴として①荷重-時間曲線において明確なピーク値が現れその値が大きく，その立ち上がり時間も極めて短い．②また土石流先端部（フロント）の衝突状況も階段状を示すことが認められる.

### 3.2 収束荷重と設計流体力との比（F/P）

収束荷重 P とは， ピーク値のあとの一定荷重に収束した荷重をグラフから算定したもので，一方の設計流体力は $F=\rho Av^2$（$\rho$：土石流密度，A: 断面積＝幅×水深，v: 流速）から算出したものである．表－1 より A タイプ(清水)と B タイプ（礫 7：砂 3）の場合は，両者の比（F/P）はほぼ 1.0 に近く，収束荷重を設計流体力とみなして差支えない．しかし，C タイプ（礫 3：砂 7）の場合は両者の比は小さく，かなり異なっている．これは，礫がバラけて流速も遅くなってしまったためと思われる.

### 3.3 ピーク荷重と収束荷重の比（$P_{max}/P$）

表-1 より B タイプの No.4 から No.6 までのピーク荷重と収束荷重の比は約 2.0 に近い．つまり段波が形成されるときピーク荷重は収束荷重の約 2.0 倍近くになることが分かる．一方，A タイプと C タイプの場合は，約 1.7 以下であり明瞭な差はない.

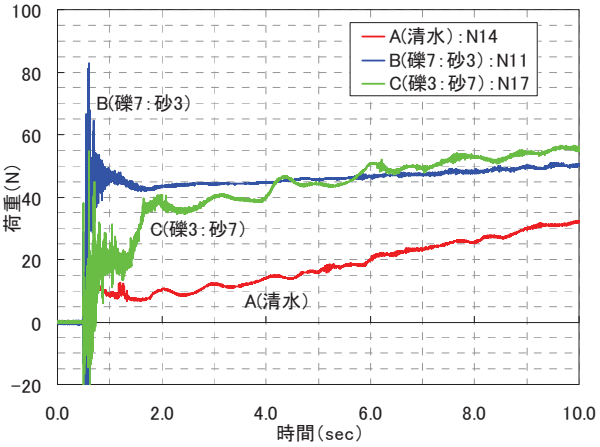
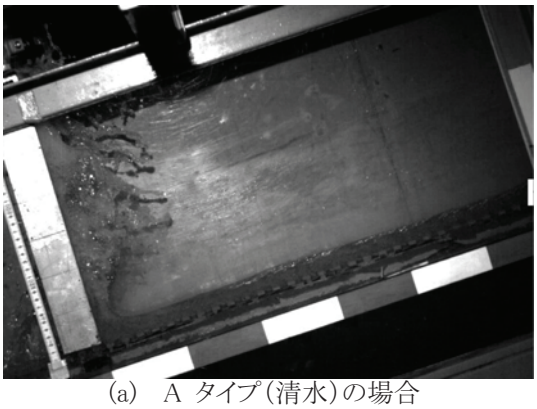
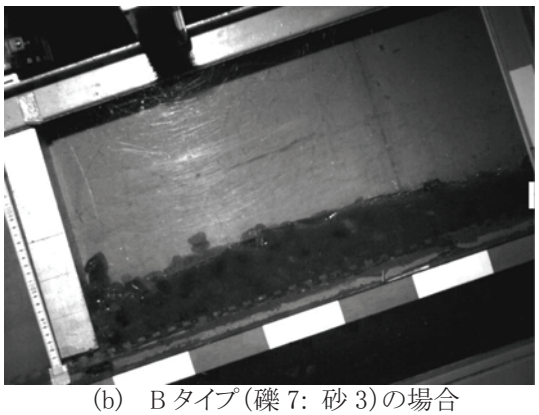


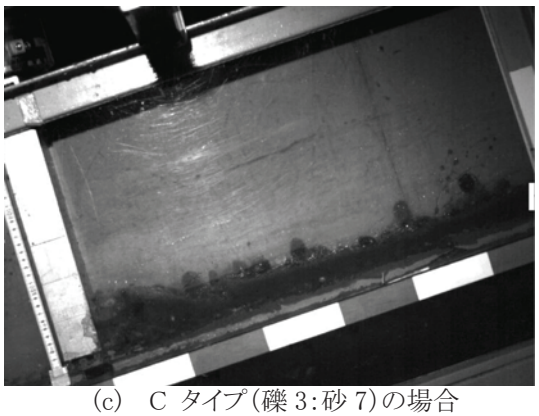

図-4 土石流モデルによる荷重-時間曲線



(a) A タイプ(清水)の場合



(b) B タイプ(礫 7: 砂 3)の場合



(c) C タイプ(礫 3:砂 7)の場合

写真-2 土石流モデル先頭部の衝突状況
(荷重－時間曲線のピーク荷重における状況)

表-1 荷重の実験結果と設計流体力

| No | 土石流モデル 密度 $\rho$ (g/cm$^3$) | ピーク荷重 $P_{max}$(N) | 収束荷重 P(N) | 流速 v(m/sec) | 水深 h(cm) | 設計流体力 F(N) | $\frac{F}{P}$ | $\frac{P_{max}}{P}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | A(清水) 1.00 | 12.0 | 10.0 | 2.33 | 1.7 | 9.2 | 0.92 | 1.20 |
| 2 | A(清水) 1.00 | 11.2 | 9.4 | 2.36 | 1.7 | 9.5 | 1.01 | 1.19 |
| 3 | A(清水) 1.00 | 12.5 | 12.0 | 2.70 | 1.7 | 12.4 | 1.03 | 1.04 |
| 4 | B(礫 7:砂 3) 1.55 | 82.0 | 42.0 | 1.92 | 6.7 | 38.3 | 0.91 | 1.95 |
| 5 | B(礫 7:砂 3) 1.55 | 65.0 | 37.0 | 1.92 | 6.3 | 36.0 | 0.97 | 1.76 |
| 6 | B(礫 7:砂 3) 1.55 | 62.0 | 32.0 | 1.52 | 5.3 | 19.0 | 0.59 | 1.93 |
| 7 | C(礫 3:砂 7) 1.18 | 50.0 | 38.0 | 1.67 | 3.0 | 9.9 | 0.26 | 1.32 |
| 8 | C(礫 3:砂 7) 1.18 | 42.0 | 25.0 | 1.79 | 1.5 | 5.6 | 0.22 | 1.68 |
| 9 | C(礫 3:砂 7) 1.18 | 30.3 | 21.0 | 1.61 | 2.0 | 6.1 | 0.24 | 1.44 |

【註】土石流密度＝礫の密度(2.6g/cm$^3$)×礫分の割合
＋水の密度(1.0g/cm$^3$)×水の割合,　ただし、
礫分の割合は B タイプ(0.347), C タイプ(0.115).

### 3.4　段波形成の原因

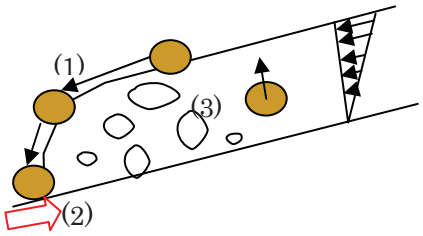
ここで,B タイプ（礫 7 : 砂 3）の場合に段波が形成された理由について以下に考察する。

①一般に,石礫型土石流は流動中に流動層内で粒径選別現象が生じ [1], 図 - 5 の(1)のように相対的に大きい粒子が流動表面方向へ移動する結果, 平均輸送速度より速い上方の流速に乗って前方へ輸送され, ついに先端部へ到達すると考えられている.

高橋 [1] は, この現象をブルドーザーのキャタピラに付着した土がブルドーザー自身の移動速度よりも速く前方へ輸送されると同様に, 粗大粒子が段波先端部へ輸送されると考察している.

②落下した礫は, 図－5 の(2)のように床面との摩擦によってブレーキとして作用して, 床面と表面との間に速度差が生じる.

③さらに Bagnold[1),7)]は, 図－5 の(3)のように粒子衝突によって分散圧力が粒径の 2 乗に比例するので, 高濃度の混合砂礫群の内部では, 相対的に大きい粒径が上方の自由表面に輸送される と推論している. よって, 礫 7 : 砂 3 の割合ぐらいの高濃度の混合砂礫群の場合に, フロント部に大きな礫が集中して盛り上がる状態を形成する, つまり段波が形成されるものと考えられる.




図－5 段波形成の過程：粒径選別現象

## 4. ひずみ応答

### 4.1 鋼板の最大ひずみの発生位置

図-6 は, B タイプの土石流モデルが作用したときの鋼板の下から 5cm, 10cm, 15cm の位置のひずみ～時間曲線を示しており, 鋼板の下から 5cm の場合が最も大きなひずみが現れている. これは, 片持ち鋼板の曲げ変形によるためである. A タイプおよび C タイプの場合もほぼ同じ傾向を示した.

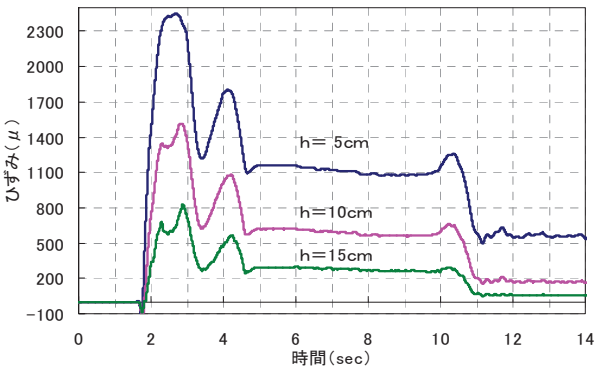



図-6　最大ひずみの発生位置（B タイプ）

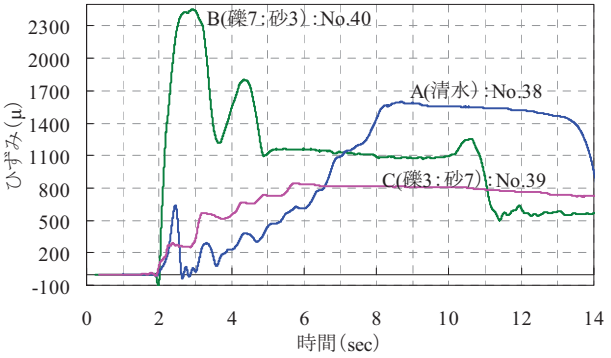



図-7　3種類の土石流モデルによる
鋼板のひずみ応答
(肉厚 d＝0.5mm の場合)

### 4.2 土石流モデルによる鋼板のひずみ応答の比較

図-7 は，3 種類の土石流モデル(A, B, C)が鋼板（板厚 0.5mm）の最大ひずみに与える影響を比較したもので，B, C, A の順に大きな影響を与えている．またピークひずみに至る立ち上がり時間も B, C, A の順に短く発生しており，これより B タイプの段波荷重による動的応答が明瞭に現れていることが分かる．最大ひずみ（2400 μ）は弾性限界ひずみ（1100μ）を越えて塑性域に達する．写真－3(a)のように衝突直後は破壊していないが、後続流により写真－3(b)のように曲げ変形により転倒してしまうことが認められた．

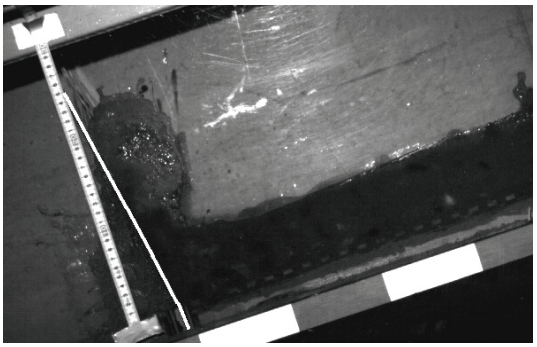
### 4.3　鋼板の板厚がひずみに与える影響

図-8 は，鋼板の板厚 0.5mm と 2mm のひずみ応答を比較して示したもので，板厚 2mm の場合は衝突時のピークひずみが 220μ となり，0.5mm の場合に比べ約 1/10 以下に抑制されていることが認められる．つまり鋼板の場合，段波荷重が作用しても板厚を約 4 倍増加すると，動的ひずみ応答が約 1/10 に減少し，全体変形も小さく破壊も生じないことが確認される．

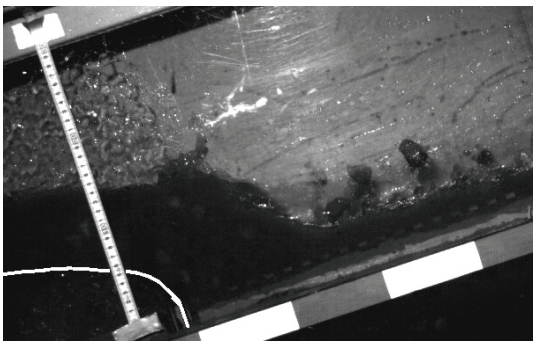
### 4.4 モルタル板の板厚がひずみ応答に与える影響

図－9 は，モルタル板（板厚 5mm と 10mm）に B タイプ(礫 7:砂 3)が作用したときのひずみ応答を示したもので，板厚 5mm の場合は衝突直後に最大ひずみ(約 125μ)が生じ，引張限界ひずみ(110μ)を越えて写真－4 のように直ちに曲げ引張破壊につながった．つまりモルタルのような脆性材料の場合は衝突直後，直ちに引張破壊が生じることが認められた．

しかし，モルタル板の板厚を 10mm(2 倍)にすると最大ひずみが約 1/2 に減少し破壊に至らなかった．



(a) 衝突時



(b) 後続流による転倒

写真-3　B タイプの鋼板(0.5mm)への衝突

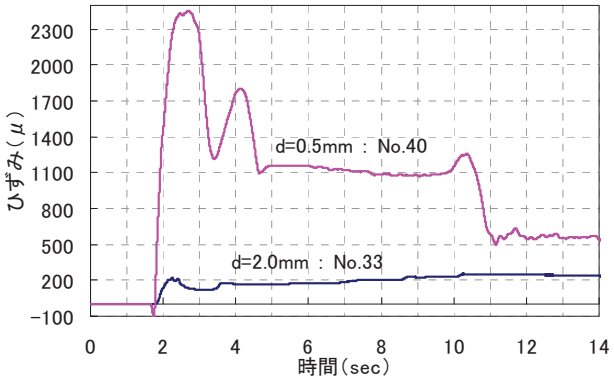



図-8　鋼板の板厚による影響
(B タイプの場合)

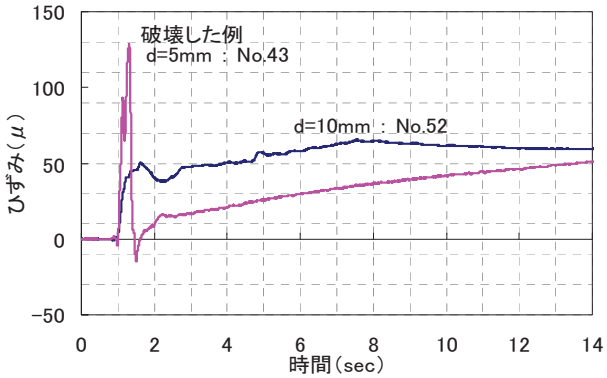



図-9　モルタル板の板厚による影響
(B タイプの場合)

## 5. 結論

本実験の結果, 以下のことが判明した.

①モデル B（礫 7：砂 3）の場合に段波が形成されることが再確認された.

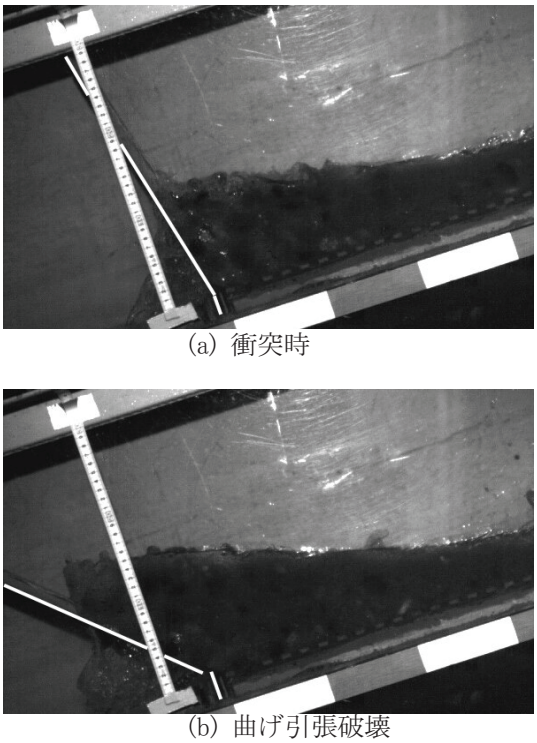
②このような土石流先頭部が段波形状となる場合, 衝撃的荷重が作用しピーク値が設計流体力より約 2 倍大きな値となる.

③設計流体力は, A タイプ（清水）やモデル B（礫 7：砂 3）の収束荷重（ピーク後の一定荷重）とほぼ一致することが分かった.

④ 3 種類のモデル荷重に対して, 鋼板の動的ひずみ挙動が異なることが分かった.

⑤ 鋼板の場合, A タイプ（清水）に対しては安全であるが, B タイプの衝撃的段波荷重に対しては, 板厚 0.5mm の場合にひずみが塑性域に達し, 延性による曲げ破壊することが分かった.

⑥モルタル板の板厚 5ｍｍの場合, 衝突時に一挙に曲げ引張破壊してしまい, 供試体が分離してしまうことが認められた. つまりモルタルやコンクリートのような脆性材料の場合, 土石流段波のような衝撃的荷重を受けると引張破壊を生じ,材料分離のような現象が起こることが確認された.



(a) 衝突時

(b) 曲げ引張破壊

写真-4 B タイプのモルタル板(5mm)への衝突

## 今後の課題

①今回の実験データは, 今後の粒子法・DEM・FEM などによるシミュレーション解析の有用な基礎的資料となると思われる.

②さらに土石流段波荷重が構造物に作用するとき, 構造物の安全性照査のための基礎的資料となると思われる.

## 参考文献


1) 高橋保：土石流の機構と対策, 近未来社,pp.19-34, 2004 年.

2) 堀井宣幸, 豊沢康雄, 玉手聡, 橋爪秀夫：土石流の流下特性に関する実験的研究, 産業安全研究所特別研究報告, No. 25, 2002.

3) 井上隆太, 石川信隆, 別府万寿博, 長谷川祐治, 水山高久：土石流段波モデルによる砂防えん堤モデルの荷重・変位計測と堆積状況の可視化実験, 平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 290-291, 平成 20 年 5 月.

4) 石川信隆, 井上隆太, 別府万寿博, 長谷川祐治, 水山高久：土石流段波モデルの可視化と変位計測実験, 第 9 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp. 139-144, 2008 年 12 月

5) 井上隆太, 石川信隆, 別府万寿博, 長谷川祐治, 水山高久：粒径分布を変化させた石礫型土石流モデルの荷重測定実験, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 82-83, 平成 21 年

6)Ishikawa,N.,Inoue,R.,Beppu,M.,Hasegawa,Y. and Mizuyama,T.: Dynamic load characteristics of debris flow model using different gravel size distribution,Proc.of Interpravent 2010,pp.207-216, Taiwan,April,2010.

7)Bagnold,R.A.: Deposition in the process of hydraulic transport,Sedimentology,10, pp.45-56, 1968.