

## シリーズ「土石流中の礫衝突を受ける砂防堰堤の動的応答解析」

## 礫衝突に対するコンクリート砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析

## Current design problems and impact analysis of concrete Sabo Dam against rock impact

松澤 遼<sup>\*1</sup>Ryo MATSUZAWA  
石川 信隆<sup>\*3</sup>  
Nobutaka ISHIKAWA嶋 丈 示<sup>\*2</sup>Joji SHIMA  
水 山 高 久<sup>\*4</sup>  
Takahisa MIZUYAMA武田 一 平<sup>\*3</sup>

Ipppei TAKEDA

## 1. 緒言

以前より、コンクリート砂防堰堤は、土石流によって写真-1に見られるような袖部や堰堤本体が破壊する事例がしばしば見受けられ、下流側へコンクリートの破片等が流出してしまう危険性が指摘されていた。一般に、砂防堰堤の要求性能は、土石流（礫・土砂）および流木の捕捉機能と、外力（土石流荷重、堆砂圧、静水圧）に対する構造安全性能を保持しなければならない<sup>1),2)</sup>。ここで、構造安全性能とは、外力（礫衝突を含む土石流荷重など）に対して堰堤の抵抗力（外的剛体安定性と内的構造安全性）が上回るように設計・照査することである。また外的剛体安定性とは、砂防堰堤を剛体とみなして、安定条件（滑動、転倒、地盤支持力）を満足させることであり、内的構造安全性とは、砂防堰堤を弾塑性材料とみなして、堰堤内部が破壊しないように照査することである。

ここで、現行設計上の外力側の問題点としては、土石流荷重が本来動的荷重（時間的な関数）であり、時には礫衝突が衝撃的な作用であるにもかかわらず、便宜上等価な静的荷重として取り扱っている点<sup>2),3)</sup>である。

一方、抵抗力側の問題点としては、コンクリート堰堤が本来、圧縮には強いが引張に弱い性質を持つ弾塑性材料であるにもかかわらず、現行設計では剛体と仮定して

いる点である。

このような観点から、本稿では、まずコンクリート砂防堰堤の現行設計上の問題点を明らかにするとともに、土石流中の礫衝突を受けるコンクリート砂防堰堤の衝撃応答シミュレーション解析を行って、砂防堰堤の破壊までを追跡・可視化することにより、これまで未解明であったコンクリート構造内部の破壊状態を調べる。次に、袖部の限界耐力を衝撃解析によって検討し、同じ条件での静的設計と比較するとともに、今後のコンクリート砂防堰堤の安全性照査や補強対策などについての参考資料とするものである。

これまで、礫衝突に対するコンクリート砂防堰堤の破壊シミュレーション解析を行った例<sup>4),5)</sup>はあったが、最近の数値解析法の技術発展に伴い、解析精度も飛躍的に上昇しており、それに基づいて設計・照査<sup>6)</sup>することが可能な状態になりつつある。本解析には最新の計算技術ツールとして最も信頼性の高い衝撃解析コード ANSYS AUTODYN<sup>7)</sup>、というソフトを用いた。

## 2. 堰堤本体の現行設計法の問題点

コンクリート砂防堰堤本体の現行設計は、図-1のように外力（堆砂圧、静水圧、土石流流体力）に対して、堰堤を剛体（自重による抵抗力）と仮定して、次の3つの安定条件<sup>2)</sup>を満足するように、断面形状（上流側の法面勾配）を決定している。



写真-1 コンクリート砂防堰堤本体および袖部の破壊  
Photo 1 Collapse of concrete dam body and wing

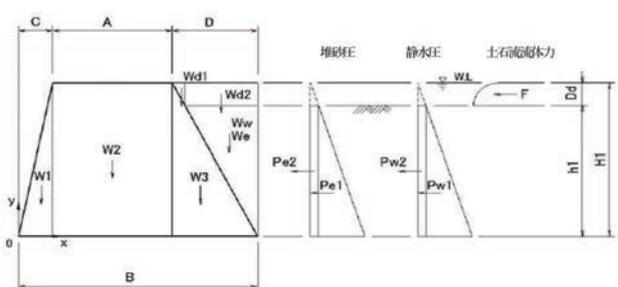


図-1 コンクリート砂防堰堤モデルと設計荷重  
Fig.1 Concrete Sabo dam model and design load

\*1 正会員 伊藤忠テクノソリューションズ Member, ITOCHU Techno-Solutions Corporation \*2 正会員 砂防・地すべり技術センター Member, Sabo & Landslide Technical Center \*3 正会員 砂防鋼構造物研究会 Member, Research Association for Steel Sabo Structures (cgishikawa@m4.dion.ne.jp) \*4 正会員 政策研究大学院大学 Member, National Graduate Institute for Policy Studies

- (1) 滑動に対する検討：砂防堰堤と基礎地盤との間で滑動を起さないこと。
- (2) 転倒に対する検討：堰堤の上流端に引張応力を生じないよう、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が堰底の中央 1/3 以内に入る。
- (3) 地盤支持力に対する検討：堰堤内に生じる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内にあること。

しかし、1.の緒言でも述べたように、コンクリート堰堤の材料は、剛体ではなく弾塑性体であるため、巨礫の衝突を受けると、写真-1に見られるように、袖部のみならず本堤までも破壊を起こすことになる。

一方、礫衝突は、短時間に作用する衝撃的な外力であり、静的荷重および静的計算とは違った応答を示す。したがって、コンクリート砂防堰堤に巨礫の衝突が想定される場合には、本体に対する内的構造安全性の照査が必要である。すなわち、現行設計法では、コンクリート砂防堰堤の本体および袖部の動的構造安全性の照査を行っていない点が問題点である。よって、現行設計法で大規模な巨礫の衝突荷重に対してコンクリート砂防堰堤を設計する場合、巨大な構造（マスコンクリート）にせざるを得ない点である。

### 3. 礫衝突を受ける砂防堰堤本体の衝撃解析

#### 3.1 コンクリートの材料モデル

今回の衝撃解析で使用したコンクリートの材料モデル<sup>8)</sup>は、図-2に示すような圧力～降伏応力曲線で説明できる。図-2中の横軸は圧力、縦軸は降伏応力である。コンクリート要素は圧縮負荷を受けると、降伏面が外側に向かって硬化して破壊面（硬化破壊面）に漸近する。一旦、破壊面に達すると、コンクリートはその後の負荷に対して、強度が低下して軟化する傾向を示す（軟化降伏面）。一方、引張負荷を受ける場合、引張限界圧力  $P_{min}$  に達して破壊した要素は、その後の引張負荷に対して抵抗力を有さない。すなわち、コンクリート要素は、圧縮負荷を受けても図-3のように膨張して引張負荷を同時

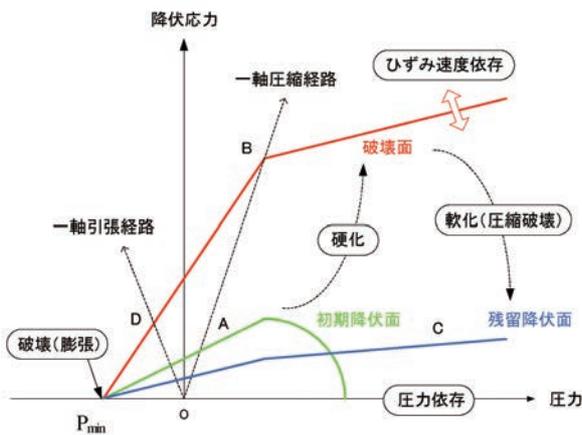


図-2 コンクリートの材料モデル<sup>8)</sup>  
Fig.2 Material model of concrete

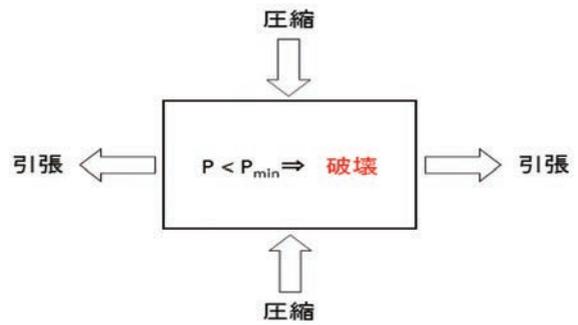


図-3 コンクリート要素の破壊  
Fig.3 Failure of concrete element

に受けることになるので、引張限界圧力  $P_{min}$  以下（絶対値は以上）になると、「破壊」と定義される。

#### 3.2 堰堤本体の衝撃解析例

##### 3.2.1 礫径1.1mの場合 (Case1：上部, Case2：下部)

いま図-4に示すようなコンクリート堰堤本体へ設計荷重である礫径1.1mの礫が速度7.01 m/sで図-5(a)のように上部 (Case 1) へ衝突する場合と図-5(b)のように下部 (Case 2) へ衝突する場合について解析する。堰堤の底面は固定とした。礫とコンクリート材料の諸元は、表-1および表-2の通りである。

計算結果は、図-5(a)のCase 1のように衝突点および下流側基部の一部に引張破壊が生じ、図-5(b)のCase 2では衝突点および上流側基部の一部に損傷が生じた。ここで、図-5(a)のCase 1で下流側基部の一部に引張破壊が生じた理由は、礫衝突時に堰堤全体に振動が生じ、下流側の基部が上方へ持ち上がったためである。

##### 3.2.2 礫径3.0mの場合 (Case 3：上部)

図-6は、平成26年11月の事務連絡<sup>9)</sup>で示された極めて大きい礫（礫径3.0m）を衝突速度8.45 m/s（安定計算における極限状態の速度<sup>10)</sup>）で堰堤上部に衝突させた場合の解析モデルである。

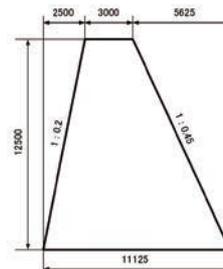


図-4 コンクリート砂防堰堤本体モデル  
Fig.4 Concrete dam body model

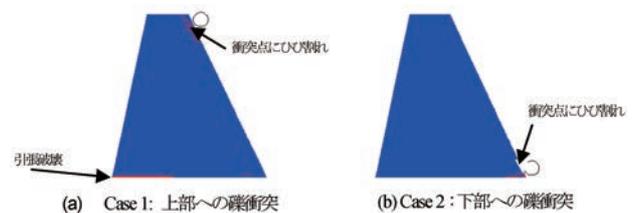


図-5 コンクリート堰堤本体への礫衝突 (D=1.1m)  
Fig.5 Rock impact onto concrete dam body (D=1.1m)

表-1 礫の諸元

項目	値
密度 (t/m <sup>3</sup> )	2.6
材料性質	弾性体
ヤング率 (GPa)	49.0
ポアソン比	0.23
体積弾性係数 (GPa)	30.2
弾性せん断係数 (GPa)	19.9

表-2 コンクリートの諸元  
Table 2 Material properties of concrete

項目	値
密度 (t/m <sup>3</sup> )	2.3
構成則	図-2 の材料モデル
ヤング率 (GPa)	22.0
ポアソン比	0.2
弾性せん断係数 (MPa)	9.17
圧縮強度 (MPa)	18.0
引張強度 (MPa)	1.58
破壊則	引張破壊

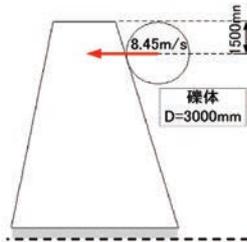


図-6 Case 3：コンクリート堰堤本体へ礫衝突 (D=3.0 m)  
Fig. 6 Case 3：Rock impact onto concrete dam body (D=3.0 m)

図-7は、礫径3mの衝撃計算の時刻歴応答を示したもので、まず5msで衝突点内部に斜めのせん断破壊が生じ、10msで上流側基部に引張破壊が生じ始め、15msでさらにせん断破壊が進展し、20msで底面の引張破壊が下流面まで達し、堰堤全体が転倒してせん断破壊していく様子が見られる。すなわち、礫径3.0m、流速8.45m/sの場合は、堰堤本体内部にせん断破壊と基部に引張破壊が生じ、本堤全体が転倒する可能性があることが分かった。

### 3.2.3 礫径6.7mの場合 (Case 4：上部, Case 5：下部)

写真-2は、南木曾の土石流災害の下流側で見つかった巨礫<sup>11)</sup>(礫の長径は約10m、平均径が6.7m)で、この巨礫が堰堤本体へ速度9.7m/s(現地調査における最大流速)で衝突した場合を想定して計算した<sup>12)</sup>。

図-8(a)のCase 4は、堰堤上部へ衝突した場合、図-8(b)のCase 5は堰堤下部へ衝突した場合の解析モデルである。解析結果は、Case 4の場合は図-9のように、まず10msでコンクリート堰堤内部に斜めのせん断破壊が生じると同時に、上流側底面に引張破壊が生じ始め、15

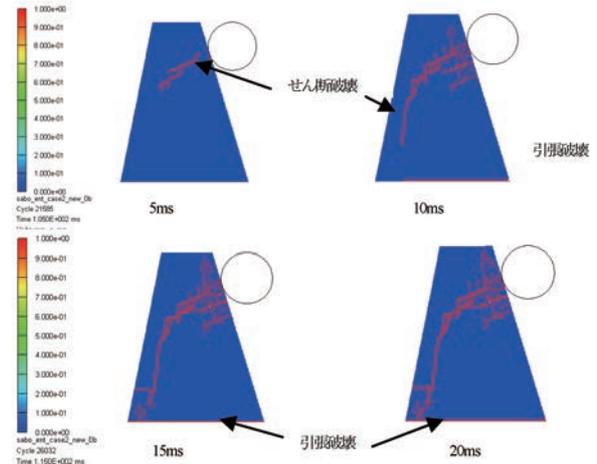


図-7 Case 3 堰堤本体の上部への礫衝突 (D=3.0 m)  
Fig. 7 Case 3：Rock impact onto the upper part dam body (D=3.0 m)



写真-2 巨礫<sup>11)</sup>(平均径6.7 m)  
Photo 2 Gigantic rock (average diameter 6.7 m)

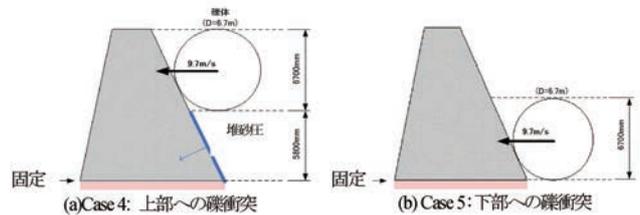


図-8 コンクリート堰堤本体への礫衝突 (礫径6.7 m)  
Fig. 8 Rock impact onto concrete dam body (rock diameter 6.7 m)

msでさらにせん断破壊が進展し、20ms~35msまで底面の引張破壊が下流面まで達し、堰堤全体が転倒して同時にせん断破壊していく様子が見られる。

一方、図-10のCase 5の場合も、10msで下流面にかけて破壊が生じ、15ms~20msでは下流側に剥離が生じていることが分かる。また上流側基部から下流側へ向かってせん断破壊と底面の引張破壊が生じており、いずれの場合もせん断破壊と底面の引張破壊が生じていることが分かる。

### 3.3 コンクリート構造物の破壊メカニズム

一般に、コンクリート構造物の破壊メカニズムは、下記のように全体破壊と局部破壊に分類される<sup>13)</sup>。特に、高速衝撃の場合は、局部破壊となる確率が大きくなるが、土石流の速度(約10m/s)程度で礫径が大きい場合は、主として写真-1のような全体破壊が起りやすい。

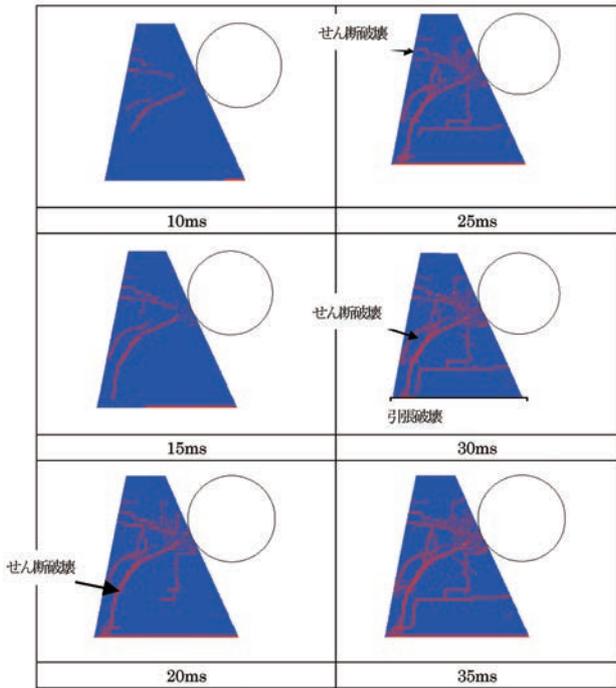


図-9 Case 4 : 堰堤本体の上部への礫衝突 (D=6.7 m)  
 Fig. 9 Case 4 : Rock impact onto the upper part dam body (D = 6.7 m)

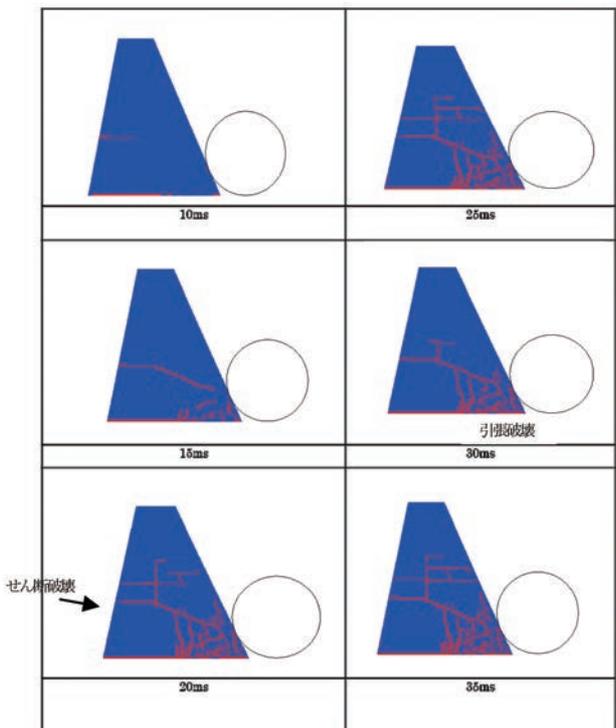
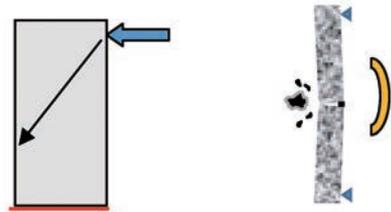


図-10 Case 5 : 堰堤本体の下部への礫衝突 (D=6.7 m)  
 Fig. 10 Case 5 : Rock impact onto the lower part dam body (D = 6.7 m)

3.3.1 全体破壊



(a) せん断破壊と引張破壊 (b) 曲げ破壊  
 図-11 コンクリート構造物の全体破壊  
 Fig. 11 Global failure of concrete structure

3.3.2 局部破壊



(a) 表面破壊/貫入 (b) 裏面剥離 (c) 貫通  
 図-12 コンクリート構造物の局部破壊  
 Fig. 12 Local failure of concrete structure

3.4 本堤の補強対策

本堤は、現在、ほとんど無筋コンクリートで建設されているが、大規模な巨礫を含む土石流に抵抗するためには、以下の補強対策が考えられる。

- 1) 鉄筋コンクリート化する。
- 2) 銅板で補強する<sup>13), 14)</sup>。
- 3) 耐衝撃性に強い繊維補強コンクリート (炭素繊維, ビニロン, アラミド繊維など) を用いる<sup>14)</sup>。

4. 袖部の現行設計法の問題点

袖部の破壊に対する構造計算<sup>2)</sup>は、(1) 袖部と本体との境界面における滑動安定性照査 (せん断摩擦安全率が 4.0 以上となる) と、(2) 袖部と本体との境界面における応力照査 (最大圧縮応力がコンクリートの許容圧縮応力度以下, 最大引張応力がコンクリートの許容曲げ引張応力度以上となる) を必要としている。ここで、外力として「礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたもの」<sup>2)</sup>とあり、礫の衝撃力  $P$  は、次の式から算定される<sup>2), 3)</sup>。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (1 a)$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \dots \dots \dots (1 b)$$

$$K_1 = \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1} \quad K_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \dots \dots \dots (1 c)$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4m_1 n}\right)^{\frac{2}{5}} \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \dots \dots \dots (1 d)$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, E = \frac{m_2}{m_1} U^2 \dots\dots\dots (1e)$$

ここで、 $R$ ：礫の半径、 $E_1$ ：コンクリートが破壊に至る平均的な弾性係数（終局強度変形係数）、 $E_2$ ：礫の弾性係数（ $N/m^2$ ）、 $\nu_1$  および  $\nu_2$ ：コンクリートおよび礫のポアソン比、 $m_1$  および  $m_2$ ：コンクリートおよび礫の質量（kg）、 $U$ ：礫の衝突速度（m/s）である。

なお、終局強度変形係数  $E_1$  は、礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが生じるので、コンクリートの破壊に至る平均的な弾性係数としており、コンクリートの弾性係数の約 1/10 を用いる。

しかし、袖部自体は剛体と仮定しており、袖部と本体の境界面は、静的な滑動条件と応力照査であり、動的荷重に対する照査は行っていない。すなわち、袖部の礫衝突に対する動的な安全性照査を行っていない点が問題点である。

### 5. 袖部の衝撃解析と静的設計との比較

ここでは、まず土石流中の巨礫がコンクリート砂防堰堤袖部に衝突するとし、巨礫の直径および礫速度をパラメータとして衝撃解析を行った。次いで、袖部が破壊した礫径 1 m で速度 8 m/s の場合について、静的安定計算を行い比較検討した。

#### 5.1 衝撃解析

##### 5.1.1 解析モデル

図-13(a)に示すようなコンクリート砂防堰堤袖部（天端幅 3 m、袖高 2.6 m、ブロック幅 3 m、下端は固定）の中央部に直径 1 m および 2 m の礫が衝突した場合について解析する<sup>15),16)</sup>。礫およびコンクリートの材料諸元は、表-1 および表-2 と同じである。

解析モデルは、対称性を考慮して図-13(b)に示す 1/4 モデルとし、砂防堰堤袖部の中央部に直径 1 m の巨礫を衝突させた。衝突速度は、2 m/s～10 m/s を 2 m/s 刻みに設定した。

##### 5.1.2 衝撃計算結果

###### 1) 礫径 1 m で衝突速度 2 m/s～10 m/s の場合

図-14 に計算で得られた荷重-変形関係を示す。衝突速度 10.0 m/s の場合は約 6,000 kN となり、衝突速度

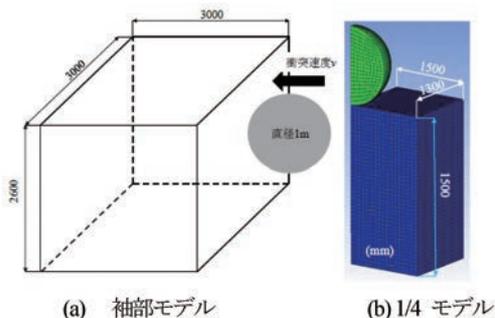


図-13 コンクリート砂防堰堤袖部への礫衝突  
Fig. 13 Rock impact onto concrete dam wing

2.0 m/s の約 1,000 kN に比べて約 6 倍の大きさとなる。

###### 2) 礫径 2 m で衝突速度 2 m/s～10 m/s の場合

図-15 は礫径 2 m で衝突速度 2 m/s～10 m/s の場合の荷重-変形曲線を示したもので、礫径 2 m で衝突速度 10 m/s の場合（約 18,000 kN）は、礫径 1 m の場合（6,000 kN）より約 3 倍も大きい衝突荷重となっている。

##### 5.1.3 袖部の破壊状況

図-16 および図-17 は、礫径 1 m および 2 m の巨礫が 2 m/s～10 m/s の衝突速度で衝突したときのコンクリート砂防堰堤袖部の破壊状況を示した<sup>9)</sup>もので、礫径 1

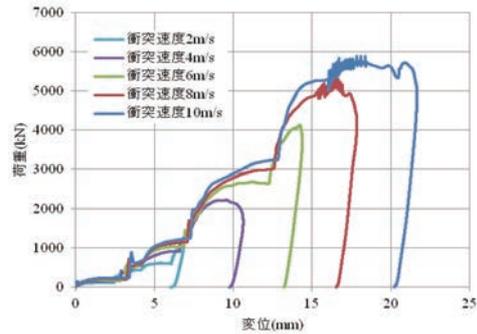


図-14 荷重-変形曲線（礫径 1 m）  
Fig. 14 Load-deformation curve (rock diameter 1 m)

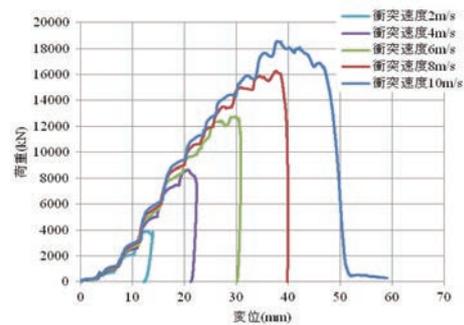


図-15 荷重-変形曲線（礫径 2 m）  
Fig. 15 Load-deformation curve (rock diameter 2 m)

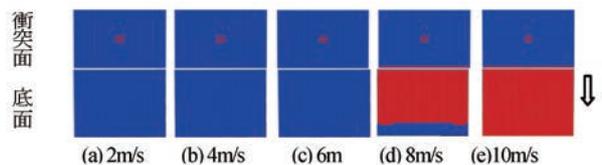


図-16 袖部の破壊状況（礫径 1 m）下面赤は引張破壊  
Fig. 16 Collapse of concrete dam wing (rock diameter 1 m)  
Bottom red color is : tensile collapse.

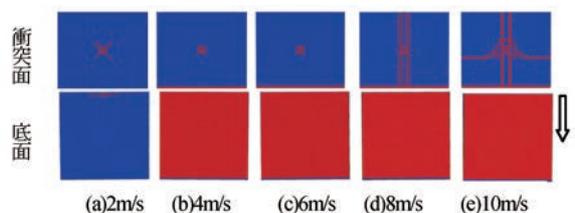


図-17 袖部の破壊状況（礫径 2 m）下面赤は引張破壊  
Fig. 17 Collapse of concrete dam wing (rock diameter 2 m)  
Bottom red color is : tensile collapse.

m の場合は衝突速度 8 m/s (衝撃荷重約 5,000 kN) で、また礫径 2 m の場合は衝突速度 4 m/s (衝撃荷重約 8,000 kN) となると、袖部基部に引張破壊を生じた。これは、写真-1 のような袖部が消失する破壊が起こる可能性を示唆している。

5.2 袖部の静的安全性照査

いま礫径 1 m の場合、衝撃計算では衝突速度 8 m/s で袖部基部が引張破壊を起こしたので、この条件で静的解析を行う。

まず衝撃荷重は式(1)より  $P = 2451 \text{ kN}$  となる。これは、衝撃解析の値 (図-14 より約 5,000 kN) と比べて約 1/2 になっている。よって、単位幅当りの衝撃力は、 $P_0 = 817.3 \text{ kN/m}$  となる。

5.2.1 滑動条件の検討

せん断摩擦安全率  $F_s$  は、4.0 以上でなければならない。すなわち、

$$F_s = \frac{fH + \tau_c B_2}{H} \geq 4.0 \dots\dots\dots (2)$$

ただし、

$f$ : 摩擦係数 (= 0.7)

$H$ : 水平力 (= 817.3 kN/m)

$\tau_c$ : コンクリートのせん断強度 (= 2571 kN/m<sup>2</sup>)

$B_2$ : 袖部基部の幅 (= 3.0 m)。

よって、 $F_s = 9.5 \geq 4.0$  となり、滑動安全性は OK である。

5.2.2 応力照査の検討

袖部基部に作用する応力度は、コンクリートの圧縮強度および引張強度以上でなければならない。つまり、

$$\sigma_1 = \frac{V}{B_2} \left( 1 + \frac{6e}{B_2} \right) \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (3a)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B_2} \left( 1 + \frac{6e}{B_2} \right) \leq \sigma_{ta} \dots\dots\dots (3b)$$

ただし、 $\sigma_1$ : 最大圧縮応力度、 $\sigma_2$ : 最大引張応力度、 $e$ : 袖部基部の中心から合力作用位置までの偏心距離 (= 6.0 m)、 $\sigma_{ca}$ : コンクリートの圧縮強度 (= 18 MPa)、 $\sigma_{ta}$ : コンクリートの引張強度 (= 1.58 MPa)。

以上の計算過程を表-3 および表-4 に示した。

よって、静的安全性照査は満足していることが分かる。しかし、礫径 1 m、衝撃速度 8 m/s を受けるコンクリート袖部は、図-16(d) に示したように、衝撃計算では底面が引張破壊する結果となっており、動的安全性照査が必要なことが認められる。

5.3 袖部の補強対策

袖部が破壊しないための補強対策としては、

- 1) 袖部と本体の境界面を鉄筋または鉄骨で補強する (指針<sup>2)</sup>)。
- 2) 緩衝材を設ける。
- 3) 鋼板で補強する<sup>14)</sup>などが考えられる。

表-3 袖部に作用する設計外力  
Table 3 Design load acts on dam wing

設計荷重	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
袖部自重	176.0		1.5	263.9
衝撃力		875.7	1.3	1138.4
合計	176.0	875.7		1402.3

表-4 袖部の安全性照査  
Table 4 Safety check of dam wing

項目	数値/照査 (判定)
袖部底幅 $B_2$	3.00 m
摩擦係数 $f$	0.70
せん断摩擦許容安全率 $F_s$	4.0
コンクリートの設計基準強度	18 (N/mm <sup>2</sup> ) = 18000 (kN/m <sup>2</sup> )
コンクリートのせん断強度 $\tau_c = f_{ca}/7$	2571 (kN/m <sup>2</sup> )
コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma'_{ca} = f_{ca}/3$	6000 (kN/m <sup>2</sup> )
コンクリートの許容引張応力度 $\sigma_{ta}$	1.58 (N/mm <sup>2</sup> ) = 1580 (kN/m <sup>2</sup> )
袖天端幅	3.0 m > 1.5 m OK
せん断摩擦安全率の計算 (式(2))	9.5 > 4.0 OK
最大圧縮応力度の計算 (式(3a))	761.8 (kN/m <sup>2</sup> ) < 18000 (kN/m <sup>2</sup> ) OK
最大引張応力度の計算 (式(3b))	-649.2 (kN/m <sup>2</sup> ) > -1580 (kN/m <sup>2</sup> ) OK

6. 結論

本テーマで得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 現行設計法の問題点として、大規模な土石流が予想される場合は、礫衝突に対しコンクリート砂防堰堤を弾塑性体として、動的安全性を照査する必要がある。
- 2) 堰堤本体への礫衝突について、設計荷重レベル (礫径 1.1 m) の場合は衝突点および底面にわずかに損傷が生じるのみである。
- 3) 極めて大きい礫 (礫径 3.0 m) の場合には、斜めせん断破壊と底面の引張破壊が生じること分かった。
- 4) 写真-2 のような巨礫 (平均 6.7 m) の場合は、せん断破壊や底面の引張破壊が生じることが確認され、写真-1 における堰堤本体の下流側に生じた剥離は、斜めせん断破壊が下流面にまで貫通した結果生じたものと推定された。
- 5) 堰堤袖部への礫衝突に対し、礫径 1 m の場合は速度 8 m/s 以上、礫径 2 m の場合は速度 4 m/s 以上になると、底面に引張破壊が生じることが分かった。補強対策としては、袖部と本体の連結には鉄筋あるいは鉄骨を使うべきと考える。
- 6) 礫径 1 m、衝突速度 8 m/s に対する袖部の静的設計照査では、滑動条件と応力照査条件を満足した。しかし、衝撃計算では、袖部は破壊しており、このことは、静的計算によって、袖部の破壊照査を行うことはできないことを意味している。

## 謝 辞

本稿の作成に当たり、防衛大学校香月智教授および別府万寿博教授には、絶大なるご支援を得た。ここに謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説：国土技術政策総合研究所資料，No. 904，77 pp.，2016
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計技術指針解説，国土技術政策総合研究所資料，No. 905，78 pp.，2016
- 3) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点，砂防学会誌（新砂防），Vol. 32，No. 1，p. 40-43，1979
- 4) 下田義文・水山高久・石川信隆・古川浩平：巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃模型実験と被災例シミュレーション，土木学会論文集，No. 450/I-20，p. 131-140，1992
- 5) 下田義文・鈴木真次・石川信隆・古川浩平：個別要素法によるコンクリート製砂防ダムの衝撃破壊シミュレーション解析，土木学会論文集，No. 480/VI-21，p. 97-106，1993
- 6) 松澤遼・別府万寿博・嶋丈示・石川信隆・水山高久：極めて大きな礫衝突を受けるコンクリート砂防堰堤の耐衝撃性に関する解析的検討，平成 27 年度砂防学会研究発表概要集，R 6-14，p.B 220-221，2015
- 7) AUTODYN：  
<http://www.engineering-eye.com/AUTODYN/>，参照 2016-11-25
- 8) Itoh, M., Beppu, M. and Matsuzawa, R.: Numerical simulations of RC slabs subject to impact loadings by using the improved Carprous constitutive model, *Proc. of the 10th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures*, Singapore, November 2013
- 9) 国土交通省水管理・国土保全局砂防課：事務連絡，2014. 11. 6
- 10) 山口聖勝・石川信隆・田村毅・嶋丈示・水山高久：極めて大きな土石流流体力を受ける砂防堰堤の極限状態における安定計算法，平成 27 年度砂防学会研究発表概要集，R 6-13，p.B 218-219，2015
- 11) 香月智・堀口俊行・立石龍平：長野県南木曾町で発生した土砂災害調査報告，内部資料，2014
- 12) Shima, J., Takeda, I., Matsuzawa, R., Beppu, M., Ishikawa, N. and Mizuyama, T.: Failure mechanism of concrete Sabo dam by rock impact, *Proc. of the 11th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures*, Ottawa, Canada, May 2015
- 13) 石川信隆・大野友則・藤掛一典・別府万寿博：基礎からの衝撃工学，森北出版，p. 213-215，2008
- 14) 防衛施設学会：高速衝突を受けるコンクリート構造物の局部破壊に対する設計ガイドライン（案），185 pp.，2014
- 15) 金子鉄平・別府万寿博・石川信隆・水山高久：土石流中の巨礫を受けるコンクリート砂防堰堤袖部の衝突荷重と破壊について，平成 26 年度砂防学会研究発表概要集，R 6-27，p.B 264-265，2014
- 16) Ishikawa, N., Matsuzawa, R., Shibata, T., Kaneko, T. and Beppu, M.: The Effects of low velocity impact on concrete dams, *Proc. of the 3rd International Conference on Protective Structures (ICPS 3)*, Newcastle, Australia, February 2015

(Received 25 November 2016)