

### 鋼製透過型砂防堰堤における動的荷重モデル分布の提案

防衛大学校 ○ 堀口俊行 香月智

#### 1. 緒言

近年、異常気象に誘発された大規模な土石流による砂防構造物の損傷事例が報告されている。これに伴い、現行の設計荷重より大きな荷重（以下、レベル II 荷重と呼ぶ。）での設計体系の検討が進められており、実規模構造の研究が行われている<sup>1)</sup>。鋼製透過型砂防堰堤（以下、透過型と呼ぶ。）の現行設計は、土石流流体力と堆砂圧荷重を想定した設計荷重に対して静的外力を作用させて、断面力に安全率を確保した設計が行われている。しかし、レベル II 荷重とする設計法が導入された場合、構造物は弾塑性応答を許容されることになる。この際、動的な荷重に対する評価について検討し、弾塑性領域まで評価する必要がある。

そこで本研究は、文献 2)の実験を基に土石流荷重の動的荷重分布モデルを提案するものである。続いて、提案モデルに基づき転倒安全性について FEM 解析を行い、実験結果との整合性について検討する。

#### 2. 簡易型の動的荷重モデルの提案

本研究では、実験結果を基に現行設計荷重モデルを参考にして、動的荷重分布モデルの推移を図-1 のように提案する。透過型に作用する荷重モデルは、上部に土石流流体力、水深より下部には堆砂礫荷重を組み合わせ、土石流が堰堤上端に達した際の定性的な最終形は現行設計荷重分布と一致するものと考えた。これを基に以下の 2 つのモデルを提案する。それぞれ、簡易型 (Model-A) と実験モデル型 (Model-B) に付随する。

##### 2.1 Model-A

図-1 に示す土石流の到達高さの変化を時間的に制御するために、図-2 に示すような土石流高さ～時間関係を導入する。これは、現象論からすると土石流の流速と接近形状の関数となるものであるが、本研究では実験値を利用することとした。これを回帰関数化すると、土石流高さ  $h_{Dt}$  は、次式で与えられる。

$$h_{Dt} = C_{rt} \cdot (t - t_0) (t_0 < t \leq t_H) \quad (1)$$

ここで、 $h_{Dt}$ : 時刻  $t$  における土石流高さ (m)、 $C_{rt}$ : 上昇係数 (m/s) ( $C_{rt} = 0.83$ ;  $W_W = 8$  kg)、 $t_H$ : 堰堤高到達時間 (s) である。

次に、土石流全体の荷重は次式で表される。

$$F_{flow} = K_h \cdot D_d \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot U_d^2 \quad (2)$$

ここで、 $F_{flow}$ : 土石流流体力 (N/m)、 $K_h$ : 土石流流体力係数 (1.0)、 $\gamma_d$ : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)、 $g$ : 重力加速度 (9.8 m/s<sup>2</sup>)、 $D_d$ : 土石流水深 (m)、 $U_d$ : 土石流の流速 (m/s) である。

なお、土石流の単位体積重量は、便覧<sup>8)</sup>を用いて与える。次に、土石流水深より下部に作用する堆砂礫荷重は次式で表される。

$$f_{e,t} = C_e \cdot \gamma_e \cdot y_{et} + C_e \cdot D_d \cdot \gamma_d \quad (3)$$

$$\gamma_e = \gamma_R \cdot C^* \quad (4)$$

ここで、 $C_e$ : 土圧係数 ( $0.3 \leq C_e \leq 0.6$ )、 $\gamma_e$ : 堆積礫の単位体積重量 (N/m<sup>3</sup>)、 $y_{et}$ : 土石流水深より下部の深さ (m)、 $\gamma_R$ : 礫の単位体積重量 (N/m<sup>3</sup>)、 $C^*$ : 堆積土砂

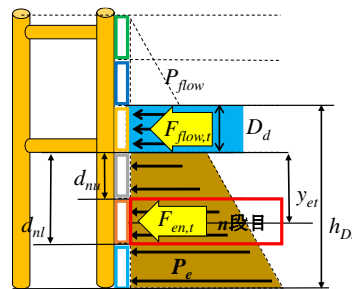


図-1 動的荷重分布モデル

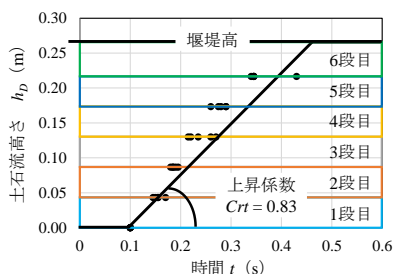


図-2 土石流高さ～時間関係 ( $W_W = 8$  kg)

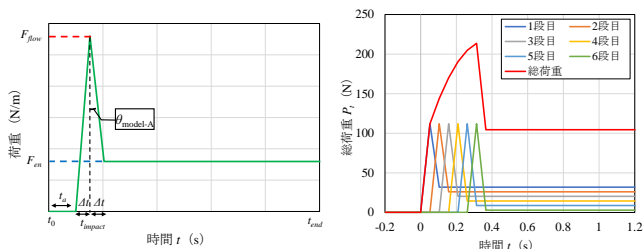


図-3 局所荷重モデル

の容積濃度 (通常 0.6 を使用) である。

また、 $n$  段目の作用する範囲 ( $d_{nl} \leq y_{et} \leq d_{nu}$ ) で積分すると、堆砂礫荷重は次式で表される。

$$F_{en} = \int_{d_{nl}}^{d_{nu}} f_{e,t} dy_{et} = \frac{C_e \cdot \gamma_e \cdot (d_{nu}^2 - d_{nl}^2)}{2} + C_e \cdot D_d \cdot \gamma_d \cdot (d_{nu} - d_{nl}) \quad (5)$$

ここで、 $F_{en}$ :  $n$  段目の堆砂礫荷重 (N/m)、 $d_{nl}$ 、 $d_{nu}$ : それぞれ  $n$  段目の下部の深さ (m) である。なお、解析では、 $K_h = 1.0$ 、 $\gamma_d = 15.3$  kN/m<sup>3</sup>、 $g = 9.8$  m/s<sup>2</sup>、 $D_d = 0.04$  m、 $U_d = 2.4$  m/s (実験結果から計測したもの)、 $C_e = 0.6$ 、 $\gamma_e = 17.0$  kN/m<sup>3</sup> とした。

このような基本値を用い、任意の高さにおける荷重の時刻歴モデルを図-3(a)に示す。まず、図-2 の関係から荷重の立ち上がり時間  $t_a$  が設定される。土石流流体力  $F_{flow}$  を式(2)で与えるが、その立ち上がり時間  $\Delta t$  は各段の高さを上昇係数で除することにより与える。よって、土石流流体力のピーク値を生ずる時間  $t_{impact}$  は、 $t_{impact} = t_a + \Delta t$  s によって与えられる。その後、 $\Delta t$  s 後に土石流流体力は零とする。その際、土石流流体力が作用している段の荷重が、堆砂礫荷重に達すると、その後は  $F_{en}$  を維持する。なお、本研究において堆砂礫荷重  $F_{en}$  は  $t = t_0 + 30$  s における値を用いた。

##### 2.2 Model-B

model-A では、総荷重が最大値に達した後に急激に荷

重が低下して実験値による総荷重～時間関係との整合性に劣る。そこで、図-3(b)に示すような model-B も検討の対象とし、以下のように設定した。model-A と同じ  $t_a$  で荷重の立ち上がりが設定される。その後、model-A と同じ  $\Delta t$  で土石流流体力の最大値に達するが、その値を次式で表す。

$$F_{\text{flow-model-B}} = \alpha_{\text{peak}} \cdot F_{\text{flow}} \quad (6)$$

ここで、 $F_{\text{flow-model-B}}$  : model-B における土石流流体力 (N/m),  $\alpha_{\text{peak}}$  : model-A の土石流流体力低減係数 ( $\alpha_{\text{peak}} = 0.4$ ) である。

続いて、最大値以降の下降勾配を model-A より緩やかにする式は次のようにする。

$$\theta_{\text{model-B}} = \beta_{\text{rev}} \cdot \theta_{\text{model-A}} \quad (7)$$

ここで、 $\theta_{\text{model-B}}$  : model-B における荷重低減勾配,  $\beta_{\text{rev}}$  : model-A の荷重低減勾配係数 ( $\beta_{\text{rev}} = 15$ ),  $\theta_{\text{model-A}}$  : model-A における荷重低減勾配である。

さらに、衝突後の堆砂礫荷重を次のように設定する。

$$F_{\text{rest}} = \gamma_{\text{res}} \cdot F_{\text{en}} \quad (8)$$

ここで、 $F_{\text{rest}}$  : 衝突後の堆砂礫荷重,  $\gamma_{\text{res}}$  : 堆砂礫係数 ( $\gamma_{\text{res}} = 1.5$ ) である。

なお、各係数については、実験における総荷重および総作用モーメントがほぼ一致するように決定した。

### 3. 解析の概要と結果

図-4 に解析モデルを示す。本堤部は剛体とし、後端は解析モデルの下には圧縮に抵抗するが、引張に抵抗しない接触型モデルを設置することで、本堤部の浮き上がりが再現可能である。つまり、転倒限界を超えると底面の要素は切断し、回転し始める。実験での蝶番を再現するため後端はヒンジとした。解析ケースは、重錘質量を変化させて実験と比較する。その際、model-A および model-B を作用させ、浮き上がり量～時間関係を求める。図-5 に、重錘質量  $W_W = 4 \text{ kg}$  における浮き上がり量～時間関係を比較して示す。実験は、土石流が衝突しているが  $t = t_0 + 0.22 \text{ s}$  に浮き上がり始めて  $t = t_0 + 0.52 \text{ s}$  に最大値 ( $\delta = 3.4 \text{ mm}$ ) に達するがその後は若干小さくなって  $\delta = 3.0 \text{ mm}$  に収束する。 $\delta = 0 \text{ mm}$  に復元しないのは、堆砂礫による抵抗でスライダを押し戻せないからである。一方、model-A を用いた解析では、実験とほぼ同時に浮き上がり始めて、 $t = t_0 + 0.36 \text{ s}$  で浮き上がりき上がりが最大値に達し、その後は復元し始め  $t = t_0 + 0.51 \text{ s}$  に元の位置に戻る。これに対し、model-B では浮き上がり始めが実験や model-A より、 $0.05 \text{ s}$  ほど遅れているが、その後の増加傾向は実験と良く一致する。ただし、最大値の生起時間は  $t = t_0 + 0.74 \text{ s}$  と遅れている。つまり、model-A と model-B には浮き上がり量とその発生時の再現性においてはそれぞれ長所と短所が相反することになる。図-6 に、実験と解析における最大浮き上がり量～重錘質量関係を比較して示す。実験では、重錘質量が増加するに従って、下に凸な非線形関係で最大浮き上がり量は小さくなり、重錘質量  $W_W = 9 \text{ kg}$  以上では最大浮き上がり量  $\delta_{\text{max}} = 0 \text{ mm}$  となり、転倒しない。解析では、いずれも重錘質量が大きくなるに従って非線形的に最大浮き上がり量は小さくなるが、model-B における最大浮き上がり量は、実験のばらつきの平均値付近を再現できている。

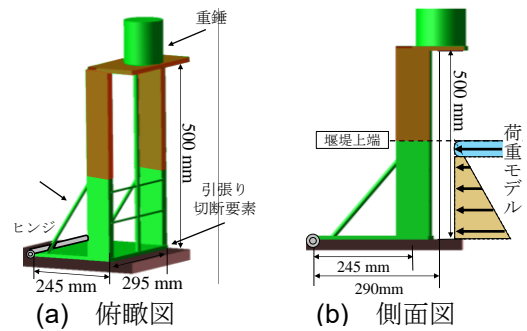


図-4 解析モデル

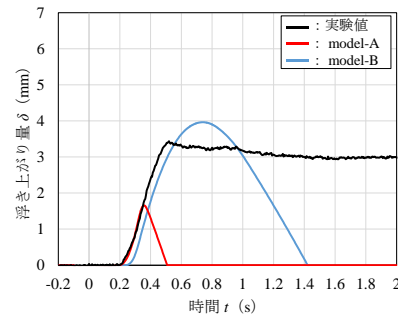


図-5 浮き上がり量～時間関係 ( $W_W = 4 \text{ kg}$ )

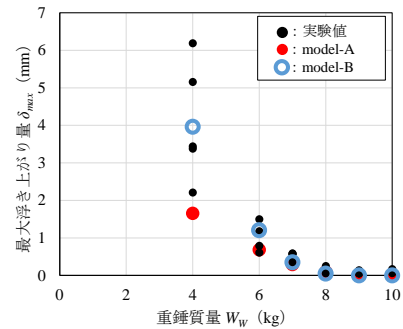


図-6 最大浮き上がり量～重錘質量関係

### 4. 結言

本研究は、転倒安定性を対象とした土石流衝突実験を基に、その限界付近における土石流荷重を動的な荷重分布モデルの観点から検討したものである。観測された動的荷重分布を簡略した動的荷重モデルを提案した。その際、既往研究の知見のみで構成できる model-A と実験の知見を加えて修正した model-B を提案し、実測された総荷重や総作用モーメントの時刻歴の整合性を示した。

謝辞：本研究は、令和 3 年度における砂防鋼構造物研究会から助成を受けて行われたものである。ここに記して感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) T. Horiguchi, K. Hiroshi, N. Ishikawa : Failure analysis of steel open dam against an extreme boulder debris flow, International Journal of Protective Structure, Vol.17, pp1-17, 2020
- 2) 小松喜治, 堀口俊行, 香月智 : 透過型砂防堰堤の転倒安定性に関する動的な土石流荷重モデルの検討, 土木学会論文集 A2 (応用力学) Vol.77, No.2, 応用力学論文集 Vol.24, p.I\_117-128, 2021.2