

## 京都府朝根川砂防堰堤被災に関する考察

○ (株) インボックス 松村 和樹  
京都府建設交通部砂防課 大井 達郎

## 1. はじめに

平成29年の台風21号(ラン)は超大型で非常に強い勢力で10月23日未明に静岡県御前崎に上陸し、全国各地で大きな被害を発生させた。

京都府北部の綾部市故屋岡町の朝根川(流域面積0.092Km<sup>2</sup>)の右支川では土石流が発生し、左支川との合流点直下に建設されていた砂防堰堤(平成6年竣工)の右岸のブロック長さ15mの袖本体部が転倒破壊された。このような砂防堰堤の破壊形態は非常に稀なものであるので報告する。

土石流発生状況など、いまだ十分に詳細な調査がされていないので、現地踏査の判断や京都府の調査データを用いて土石流の状況と堰堤の破壊原因について以下に考察を加える。

## 2. 降雨状況

朝根川内に古和木雨量観測所があり、1時間当りの最大降雨量は49mm/h(22日21時)、24時間雨量は486mm/24h(22日8時～23日8時)で計画規模の313mmを超えるものであった。

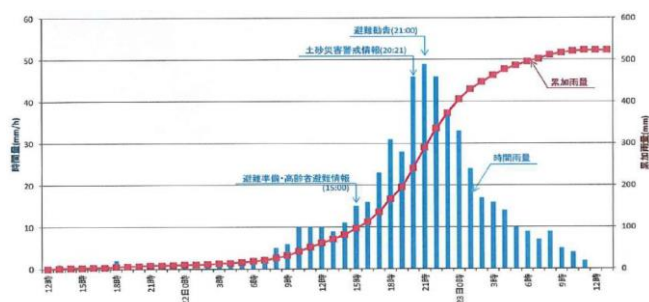


図1 降雨の状況

## 3. 被災状況

当該砂防堰堤右岸袖部の一部ブロックが破壊された。

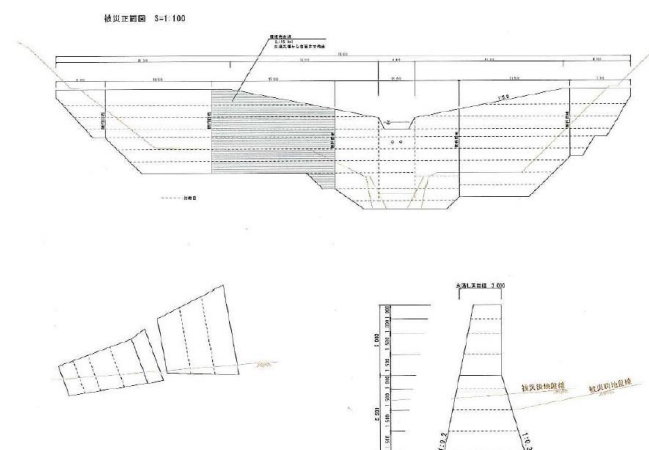


図2 被災ブロック

## 4. 堰堤破壊モードの考察

当該砂防堰堤の設計は旧基準<sup>1)</sup>で行われ、安定計算は水通し部のみでの照査であり、計画規模の外力などに対して安定性は保たれているが、新基準<sup>2)</sup>での照査は転倒、滑動、内部応力・地盤支持力すべてに安定は確保できていない。今回破壊された部位は袖部の施工目地間でのブロックであり、破壊の原因を以下に考察する。

現地での観察やドローンの撮影は写真1、2のようであり、主たる破壊の直接原因は計画を超える土石流流体力と考えられる。

写真2には残された堰堤側面に円弧状の摩擦痕が認められる。この摩擦痕は同心円とはなっていないことから、つま先部を中心にした単純な回転(転倒)ではなく、当該ブロックの移動は複雑な動きを伴い転倒したものと推定される。



写真1 堰堤被災状況(綾部市消防本部提供)



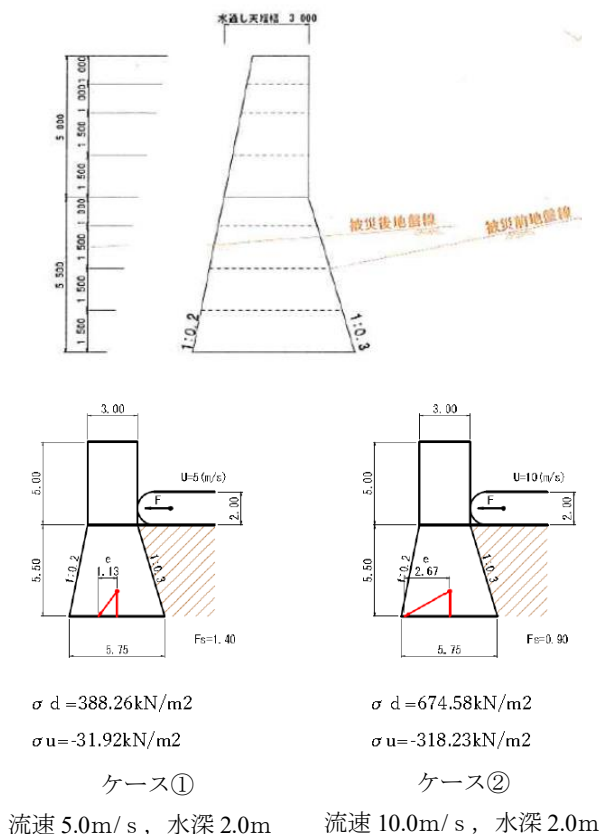
写真2 転倒ブロック側部の円弧状摩擦痕

現地調査での土石流痕跡から推定される土石流総流出量から現行の基準<sup>2)</sup>を引用して計算される土石流ピーク流量(67.3m<sup>3</sup>/s)、流速(8.8m/s)、水深(2.54m)となり、安定計算では土石流流下幅が約3.0mとなる。流下幅以外は大きめに推定されていると思われるが、今のところ、これ以上のデータは入手できないので、計画以上の外力が堤体にかかり破壊につながったと推察される。

#### 4.1 安定計算

土石流域に計画される砂防堰堤には袖に上流河床勾配と同じ勾配を設けることが一般であり、この堰堤も 1/6 程度の袖勾配が設置されていた。さらに堰堤長が 70m と長いため、破壊されたブロックでは本堤の高さが 5.5m で袖の高さが 5.0m となっており、本堤に比較して袖の高さが大きく不安定な形状となっている。

堰堤長が長い堰堤において袖高さの増分は 2.0m 程度に設定してその後は水平にするのが一般的であるが、京都府の基準では袖高さの増分は 5.0m までとなっている。ちなみに、土石流水深 2.0m で流速 5.0m/s と 10.0m/s の条件で安定計算を行った結果を以下に示す。



##### (1) 転倒

それぞれのケースでは合力の作用点はミドルサードを外れている。

災害後、京都府が行ったボーリング調査結果から、堤底付近は粘土質砂層で N 値は 15 程度であり、地盤強度は  $250 \text{ kN/m}^2$  と推定されている。上記のケース②において堰堤下流部に発生している圧縮応力は全て  $250 \text{ kN/m}^2$  を超過している。さらに、土石流発生時には先行降雨が十分あり、粘土質砂層は水分を含み強度も低下し、堰堤つま先部の地盤支持力はかなり低下していたと推定できる。

このような状況から堰堤破壊モードはつま先部の圧縮破壊による転倒と推定されるが、写真 1 からは破壊ブロックは下流へ数メートル移動していることが認められ、さらに写真 2 から側壁に残った摩擦痕は単純な同心円を示していないことからつま先部を中心とした単純な転倒とは考えにくい。

##### (2) 滑動

ケース②では滑動安全係数 ( $F_s$ ) は 1.0 を下回り、計

算上は滑動領域に入っている。しかし、この条件は堤体を地盤に直接置いた状態を想定しており、実際には堰堤は 1.0m~2.0m 程度の地盤への貫入があり、この貫入深が保たれていれば、堤体が滑動すると同時に地盤の受動土圧が抵抗となり滑動は困難であると考えられる。

##### (3) 地盤支持力

転倒の項でも述べたが、災害後のボーリング調査では地盤強度は  $250 \text{ kN/m}^2$  と推定されている。上記の試算において堰堤下流部に発生しているケース①、②の圧縮応力は  $388 \text{ kN/m}^2$ 、 $674 \text{ kN/m}^2$  と  $250 \text{ kN/m}^2$  を大きく超過し、破壊時には地盤支持力の低下もあり、つま先部の沈下があったものと考えられる。このことから堰堤の最終破壊モードは転倒と推定される。

#### 4.2 考察

写真 1 のように被災ブロックは下流方向へ移動し、単純な転倒とは異なっている。このような状態は地盤が粘土質砂層であることから先行降雨で強度低下が生じ、さらに袖からの越流水（確認はされていない）によるつま先部の浸食など複数の原因が考えられる。

このことから堰堤の破壊は地盤支持力の弱体化と浸食により、水平移動に対する抵抗が消失し、滑動が生じ、その後つま先部の沈下（堰堤の回転）が起こり、下流の残存する基礎地盤に移動が妨げられて土石流流体力で最終的に転倒したと推察される。

また、図 2、写真 2 に堰堤の分離が認められる。これまでの砂防堰堤の破壊は袖部と本体の境界面で生じることが多く報告されているが、今回の分離箇所は袖部下部の本体の 1 ブロック下部の施工目地を境にしている。そこは現地観測から、転倒時に剥離したものと思われる。この施工目地にはグリーンカットが行われていなく、上部ブロックコンクリート打設時に下部ブロックとの間にモルタルが敷かれておらず上下の一体化がなかったことが原因と考えられる。

#### 5. まとめ

今回の砂防堰堤の破壊は

- ① 計画規模を超過する外力
- ② 被災部の形状（本体高さ 5.5m、袖高さ 5.0m）の不安定
- ③ 地盤が砂質粘性土での支持力不足でつま先部の沈下または、浸食が原因で滑動・転倒に至ったものと推定される。

今回の堰堤被災の原因は初期の下流部基礎の弱体、もしくは洗堀と推定されることから、基礎部の支持力が危惧される場合はソイルセメントなどで補強が推奨される。

堰堤破壊とは直接関連性はないと思われるが、コンクリート打設時には下部ブロックにグリーンカットを施し、敷モルタルを施工することが砂防堰堤全体の一体化に重要と考える。

##### 参考文献

- 1) 土石流対策設計技術指針（案）：平成元年
- 2) 土石流・流木対策設計技術指針：平成 19 年