

深層崩壊に起因して形成される天然ダムの事前ハード対策の検討

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所 林 孝標, 高川 智, 岡田浩孝
株式会社建設技術研究所 ○柳崎 剛, 岸上直之, 速見 智, 福島和彦, 西島健二
国土交通省国土技術政策総合研究所 桜井 亘, 内田太郎

1. はじめに

深層崩壊に起因して形成される天然ダムのうち、天然ダムを引き起こした降雨期間中に決壊する「短期決壊型」¹⁾は、緊急的な対応が困難である

ため、事前ハード対策により被害を減ずることが重要となる。本稿では、吉野川水系地蔵寺川流域(図-1)における短期決壊型天然ダムの決壊に伴う被害の低減を目的に、天然ダム決壊タイプの分類、決壊時洪水流量と下流の洪水流量との合流を考慮した被害想定、天然ダム上下流での複合的な被害軽減対策について検討した。

2. 流域概要

地蔵寺川は、流域面積約 93km²、最大流路長 17.6km、平均河床勾配 1/51 の一級河川である。流域内は三波川帯南縁部と秩父帯との境界域であり一部に御荷鉾緑色岩類が分布する。以降、相対的に深層崩壊の発生のおそれが高く、かつ深層崩壊跡地が集中する地蔵寺川本川上流域での検討事例を示す(図-2)。当該流域では既設砂防施設は無く、下流河道沿いに人家が点在する。

3. 天然ダム決壊タイプの分類

3.1 天然ダム形成箇所の検討

既往実績より 90%の天然ダムは河床勾配が 1/10(約 6°)より緩い区間で形成した²⁾ことを参考に、深層崩壊起因の土石流が 1/10 地点まで流下して天然ダムを形成すると仮定した。天然ダム形成箇所の検討位置図を図-2 に示す。

3.2 天然ダム決壊タイプの分類

1) 天然ダム形状の検討

すべての深層崩壊斜面に対し、「深層崩壊に起因する土石流の流下・氾濫計算マニュアル(案)³⁾」に準じて細粒土砂は土石流中の間隙流体と一体となって移動する可能性を考慮した 1 次元河床変動計算を実施し、天然ダム形成箇所の通過土砂量を算定した。通過土砂量は全量が堆積して天然ダムを形成すると仮定し、オベリスク式により天然ダム形状を設定した。ここで、規模の大きな深層崩壊は崩土の全量が土石流と



図-1 計画対象位置図

して流下しない可能性が高いことを考慮し、崩土の土石流化の上限を 70 万 m³と設定した⁴⁾。

2) 天然ダム湛水規模の検討と決壊タイプの分類

天然ダム形成地点の湛水位-湛水容量曲線を求め、通過土砂量より想定される天然ダム天端標高に応じた湛水容量を算定した。さらに、吉野川直轄砂防事業計画の 1/100 確率計画ハイドログラフを用いて、洪水ピーク流量発生時刻に天然ダムが形成したと仮定し、洪水中に決壊に至る場合を「短時間決壊型」、決壊に至らない場合を「長期間継続型」の 2 タイプに分類した。決壊タイプの分類に用いた 1/100 確率計画ハイドログラフを図-3 に、決壊タイプの分類結果より主要な事例を抜粋し表-1 に示す。表中の崩壊斜面 13-7 と 13-6 は、天然ダムの湛水容量がピーク後の洪水容量 58 万 m³より大きいため長期継続型に分類される。短期決壊型で湛水容量が最大となるのは 13-2 で、最小は 13-11 である。

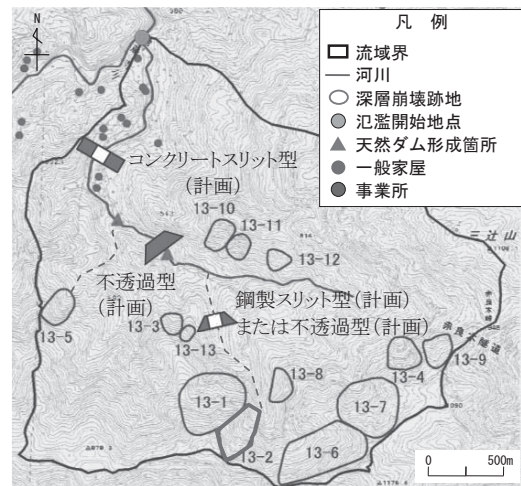


図-2 地蔵寺川本川上流域の流域概要図

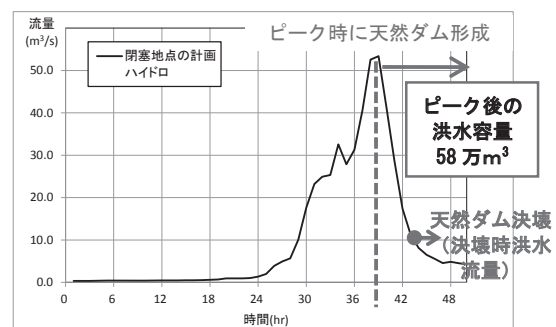


図-3 天然ダム流入ハイドログラフと洪水容量

表-1 主要な天然ダムの決壊タイプ分類

番号	ダム高	湛水容量	継続時間	決壊タイプ
13-7	46.5m	856,708m ³	-	長期継続型
13-6	44.1m	744,384m ³	-	長期継続型
13-2	39.9m	549,450m ³	9.5 時間	短期決壊型
13-11	16.5m	53,996m ³	0.5 時間	短期決壊型

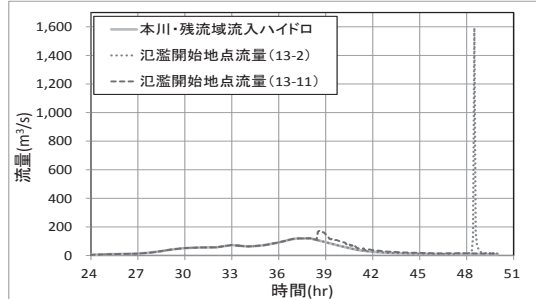


図-4 天然ダム決壊時の氾濫開始地点流量

表-2 対策施設案と被害低減効果

	無施設	鋼製スリット案 a),b),d)を配置	不透過案 a),c),d)を配置
天然ダム高	39.9m	16.4m	21.3m
氾濫開始地点最大流量	1,583m ³ /s	183m ³ /s	200m ³ /s
氾濫面積※	79.4ha	54.4ha	56.2ha
被害戸数	55 戸	25 戸	31 戸

※氾濫面積は河道内を含む

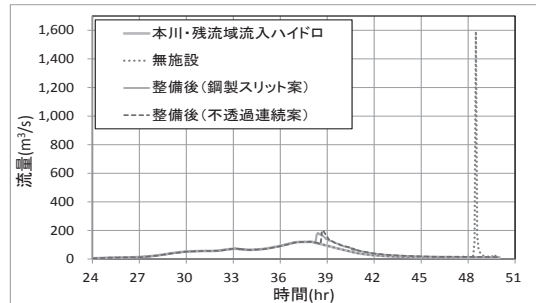


図-5 氾濫開始地点の洪水ハイドログラフ

4. 天然ダム下流域の合流を考慮した被害想定

統合的な土石流シミュレーターであるHyperKANAKOを使用し、天然ダムの越流決壊解析及び下流河道における洪水の追跡検討と2次元氾濫解析を実施した。2次元氾濫解析に用いる洪水ハイドログラフは、天然ダム形成箇所(A=3.1km²)に対し、下流域で比較的大きな常時流水を有する流域(A=7.0km²)と合流するため、計画ハイドログラフを面積按分した洪水流量を天然ダム決壊ハイドログラフに加えて算定した。

図-4に天然ダム決壊時の氾濫開始地点流量を示す。13-2は湛水容量が大きく、洪水ピークより9.5時間後に決壊する。この場合、合流ハイドログラフは低減しているため、合流による影響は限定的である。一方、13-11はピーク後の継続時間が0.5時間と短く、合流ハイドログラフのピーク付近で決壊する。氾濫開始地点流量は、天然ダム単独でのピーク流量約50m³/sに対し合流分を加算すると約200m³/sに増大した。

5. 被害軽減対策検討と効果評価

湛水容量が最大である13-2に対する施設配置方針を以下に、施設位置を図-2に示す。

- I. 天然ダム決壊時の土石流・洪水の制御：
 - a) コンクリートスリット型(天然ダム下流)
- II. 天然ダム高さの低減： ※b), c)は選択配置
 - b) 土石流の捕捉：鋼製スリット型(上流)
 - c) 土石流の低減：不透過型・満砂(上流)
 - d) 河床上昇・川幅拡大：不透過型・満砂(下流)

13-2では、崩壊斜面と天然ダム間の適地が限定されるため、上記のb)鋼製スリット型とc)不透過型の併用は困難である。したがって、a)とd)を配置した上で、b)とc)のいずれかを選択して追加配置する案を検討した。両案の被害軽減効果を表-2に示す。天然ダムの高さは、鋼製スリット案で4割程度、不透過案で5割程度に低減し、いずれも氾濫被害の軽減効果を発揮する。両案の氾濫開始地点の洪水ハイドログラフを図-5に示す。整備前後の氾濫開始地点のピーク流量は無施設時の約1,600m³/sに対し、両案ともに200m³/s程度に低減する。一方、天然ダム高の低減により湛水容量が縮小し、決壊は無施設時より早まることを確認した。

6. 結論

以上の検討結果より、以下の結論を得た。

- 1) 天然ダム下流に大きな流域からの合流がある場合、天然ダムの決壊時洪水流量のみを氾濫開始条件とすると被害を過小評価する可能性がある。決壊時洪水流量と合流流量のハイドログラフを合成し、ピーク流量の増大に留意して被害想定を行うことが重要である。
- 2) 天然ダム上流の対策施設は、深層崩壊からの流出土砂量を減らして天然ダム高さの低減を図ることを目的とするため、鋼製スリット型堰堤に加え、満砂状態の不透過型堰堤を階段状に配置して緩勾配化を図り土砂流出を抑制する案も有効である。満砂状態の不透過型堰堤は、土砂整備効率は鋼製スリット型に劣るが、土石流の堤体直撃を受けることなく効果発現するため、深層崩壊に近接し超過規模の土石流が流下する区間において効果的である。

参考文献

- 1) 蒲原潤一, 内田太郎(2014): 深層崩壊対策技術に関する基本的事項, 国総研資料第807号, ISSN1346-7328
- 2) 国土交通省 砂防計画課, 国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部(2015): 深層崩壊に起因する土砂災害被害想定手法(素案) <試行的検討用>
- 3) 石塚忠範, 山越隆雄, 内田太郎, 西口幸希(2012): 深層崩壊に起因する土石流の流下・氾濫計算マニュアル(案), 土木研究所資料第424号, ISSN0386-5878
- 4) 内田太郎, 岡本敦(2013): 崩壊土砂の流動化量に関する一考察, 土木技術資料, Vol.55, No.7, p.6-9