

戦-14 深層崩壊に起因する天然ダム等異常土砂災害対策に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究機関：平 20～平 23

担当チーム：火山・土石流チーム

研究担当者：田村圭司、内田太郎、
武澤永純、松本直樹

【要旨】

深層崩壊を起因とする土石流や天然ダムの決壊は下流に甚大な被害を及ぼすことがある。しかし、天然ダムの形状や越流時の粒度分布の特性、深層崩壊に起因する土石流の流下実態に関する調査事例は依然少ないと言える。そこで、本研究では、2008年岩手・宮城内陸地震で形成された沼倉裏沢地区の天然ダムおよび2007年鹿児島県船石川で発生した土石流の調査を行った。その結果、天然ダムの越流時の侵食幅は、流路の底で19～32m、縦断勾配は、2.4～7.5°であった。また、深層崩壊を起因とする土石流は、土石流が頻発する溪流に比べて、流速、水深はおおきく、ピーク流量は1～2オーダー大きいことが分かった。

キーワード：深層崩壊、天然ダム、土石流、岩手宮城内陸地震、船石川

1. はじめに

地震や豪雨を起因として発生する深層崩壊により、河道が堰き止められ、大規模な天然ダムを形成し、決壊による下流部への影響が懸念されたり（例えば、2008年岩手・宮城内陸地震、2004年中越地震）、小規模な河道閉塞が形成され、土石流化して下流部へ甚大な被害を及ぼすことがある（例えば、1997年出水市針原川、2003年水俣市集川における土石流など）。

これまで、天然ダムの決壊のプロセスやメカニズムに関しては、過去の実事例の分析（例えば、森ら、2007；Kroup, 2004）や天然ダム決壊に着目した模型実験（例えば、水山ら、1989；小田ら、2006；2007）、数値シミュレーション手法の開発（例えば、高橋・中川、1993；里深ら、2007aなど）によって把握されてきた。その結果、形状と決壊時のピーク流量の関係や簡易なピーク流量の予測式の提案（例えば、田畑ら、2001）、天然ダム決壊時の流量波形（小田ら、2007など）、側岸侵食の取り扱いの違いがピーク流量に及ぼす影響が大きいこと（里深ら、2007b）などが解明された。

一方、深層崩壊を起因として土石流化するプロセスやメカニズムに関しては、発生頻度が低く、継続的な観測によるデータの取得が困難であるため、これまでは、流下痕跡などから土石流の流量や流動深、流速の推定が試みられてきた。ビデオ画像やDEMの数値解析による流速や流体力の評価（例えば、妙高土石流災害調査班、1978など）や防堰堤の袖部の破壊状況や流下域の湾曲部で確認された偏流痕跡から土石流の流速・流体力を推定（例

えば、山田ら、1998；水野ら、2003など）している。

このように、徐々に情報・知見は蓄積されてきているものの、実際の天然ダムの決壊状況に関する詳しい情報は依然として限られており、天然ダムを構成する材料の粒度分布や下流の流量変化に関する情報があることが望ましいが、天然ダムの決壊前後の形状、天然ダムを構成する材料の粒度分布、下流の流量変化の全ての情報が報告された事例はほとんどない。また、深層崩壊に起因する土石流の流下の実態に関する調査事例も依然として限られており、深層崩壊に起因する土石流の一般的な傾向・特徴を把握するためには更なるデータの蓄積が必要不可欠であるといえよう。

そこで、本論では、2008年岩手・宮城内陸地震で形成された沼倉裏沢地区の天然ダムを対象として越流後の天然ダムの形状及び粒度分布の調査を沼倉裏沢地区で行い、天然ダムの越流侵食の実態、特に侵食幅を検討した。また、2007年鹿児島県肝属郡南大隅町船石川流域の山腹斜面の深層崩壊によって発生した土石流を対象として、土石流の流量、水深、流速の推定を試みた。

2. 対象地の概要

2.1 宮城県栗原市沼倉裏沢地区

本研究で対象とする宮城県栗原市沼倉裏沢地区は三迫川流域の栗駒ダムより上流5kmの地点に位置し、右岸斜面で大規模な崩壊が発生し、河道を閉塞した（図-1）。崩壊した斜面の勾配は約35°、崩壊地の幅は約400～600m、高さは約90mである。図-2に6月16日に取

得られた航空レーザー測量による越流前の天然ダム箇所付近の縦断面図を示す。河道閉塞箇所の堰止め幅は約 150m、堰止め長は約 550m であった。閉塞箇所の下流端と河道閉塞箇所の最高点の比高は約 42 m、水平距離は約 400m であり、最高点から天然ダム下流端までの平均勾配（以下、「下流のり勾配」と呼ぶ）は約 6° であった（図-2）。また、図-2 に示したように、最高点では約 26m 河床が上昇したと考えられる。また、河道閉塞箇所の縦断勾配は約 1/24 (2.4°) であった。

008年6月21日午前0時30分に、栗駒ダムの流入量が急激に増加しはじめ、同1時20分流量が最大の約 100m³/s に達した（図-3）。その後、急激に、栗駒ダム

の流入量は減少し、増加開始から約 2 時間後には、ほぼ元の値に戻る急激な流入量の増減が観測された。なお、この栗駒ダムへの流入量の増加が生じた時間帯に、大きな余震はなかった。また、6月20日～21日にかけては栗駒ダム上流域の降雨量は 0mm であった。この急激な流入量の変動があった直後の6月21日午前中にヘリコプターより、上空から、栗駒ダムの上流域の調査が実施され、沼倉裏沢地区にできた天然ダムにおいて、越流により侵食が生じた痕跡が見られ、湛水域が縮小していることが確認された。そこで、同箇所の天然ダムが侵食されたことにより栗駒ダムの流入量の急激な増加が生じたものと考えられた（国土交通省 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター・独立行政法人土木研究所 つくば中央研究所土砂管理研究グループ、2008）。

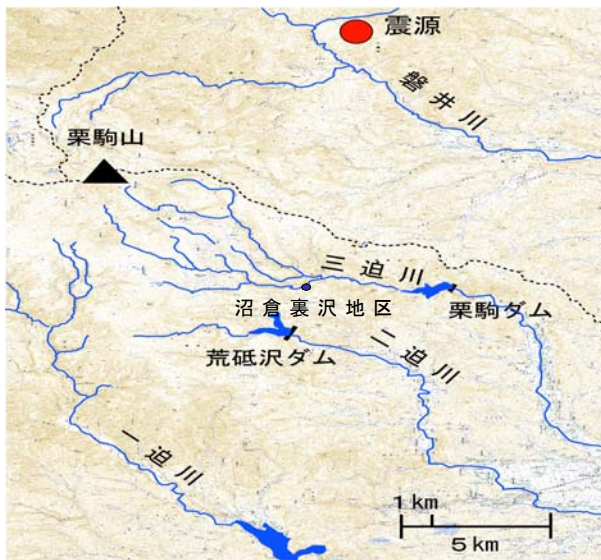


図-1 沼倉裏沢地区の位置

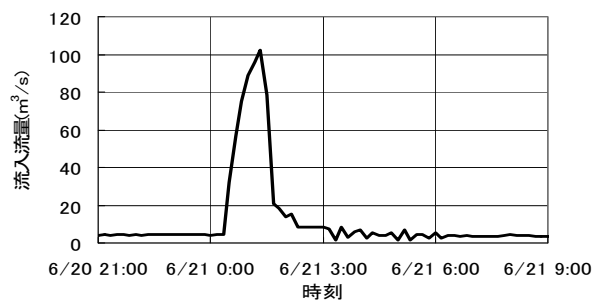


図-3 2008年6月21～22日の栗駒ダムの流入流量（宮城県観測データより作成）

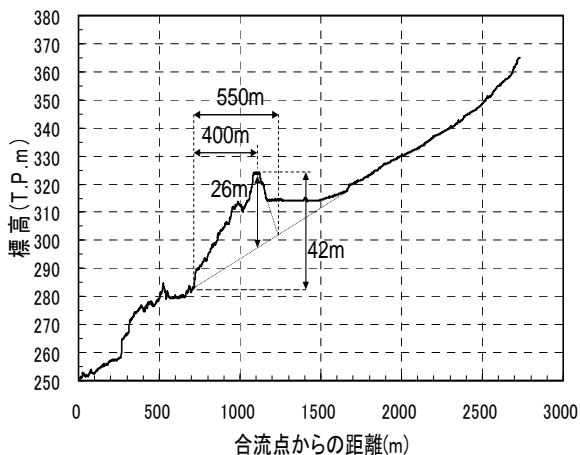


図-2 沼倉裏沢地区の天然ダムの縦断面図

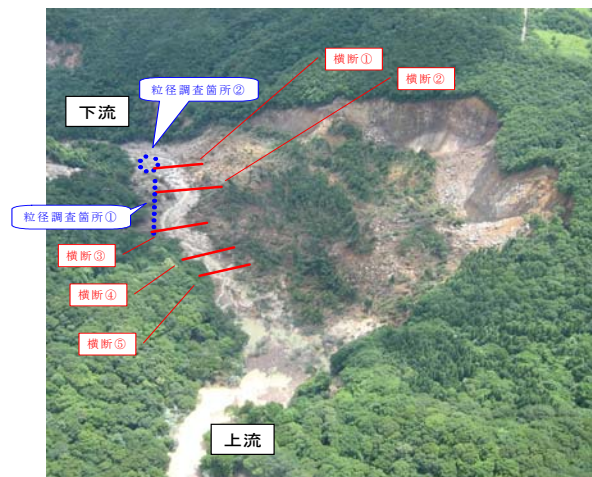


写真-1 沼倉裏沢地区（2008年7月10日）

2.2 鹿児島県南大隅町船石川

図-4に当該地域の流域状況図を示す。(a) は平面図を示し、(b) は砂防堰堤周辺を拡大したもの、(c) は砂

防堰堤から崩壊地までの縦断面図を示す。船石川全体の流域面積は0.32km²であり、土石流が発生した船石川右支川の流域面積は0.05 km²である。地質は新第三紀中期中新統の花崗岩である（九州地方土木地質図編集委員会1986）。図-4（c）の（A）～（B）区間は崩壊地、（B）～（C）区間は流下域、（C）～（D）区間は堆砂域を表わしている。なお、（A）～（B）区間の勾配は38度、（B）～（C）区間の勾配は15度、（C）～（D）区間の勾配は5度である。

土砂量は約18,500m³となる。なお、鹿児島県の測量結果によると、図-4（b）のC地点から上流域における生産土砂量は約29,000m³である。流下域は、崩壊地原頭部付近から堆砂域上端（図-4の（C）の地点）までの距離は252m、平均勾配は28°であった。土石流の流下した痕跡の幅は30～50mであった。土石流の流下痕跡は崩壊地の下端から緩やかに左にカーブを描いていた。この区間では、右岸にせり上がった偏流の痕跡が見られ、内湾と外湾の痕跡の高さの差は10～15m程度であった。この偏流が生じた場所の曲率半径は77mであった。堆砂域は、現地で堰堤から上流側30m程度の堆砂面の縦断面勾配を計測したところ、約2度であった。また、主要な巨礫の直径を調査したところ、大半は2～4mであった。砂防堰堤の透過部の除石作業を行った現場代理人へのヒアリングおよび除石中の堆積土砂の断面観察によると、砂防堰堤の透過部および鋼製セル部（左右岸）背後に、直径0.8～4mの巨礫が堰堤から上流側約20mにわたって堆積していた。巨礫が堆積している箇所から50m程度上流には砂を主体とした堆積が見られた。

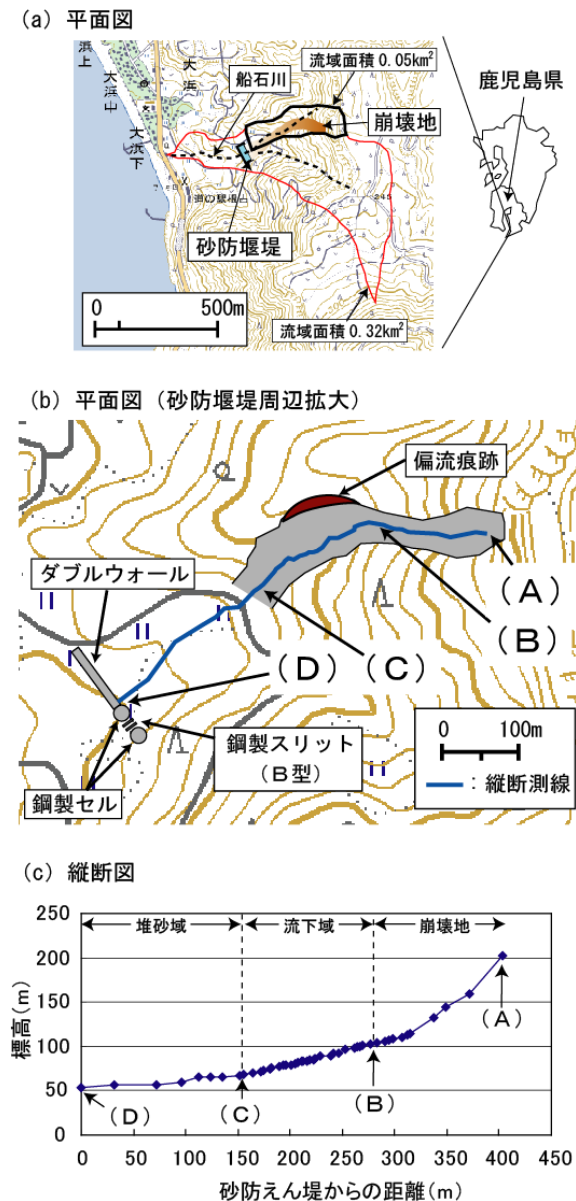


図-4 位置図および砂防堰堤周辺の概念図

崩壊地は、崩壊幅は平均で25m程度（最大40m）、崩壊深は最大で約9m、崩壊長は165mであったことから、崩壊地の横断形状を三角形と想定して換算すると、崩壊

3. 調査結果

3.1 沼倉裏沢地区（天然ダム）

沼倉裏沢地区における現地調査は2008年6月29～30日、7月2～4日及び7月29日に行った。測量はGPS、トータルステーション、距離計を用いて行い、写真-1に示す5横断面と河床の縦断面勾配を計測した。最下流の横断①は天然ダムの下流端とほぼ同じ地点であり、最上流の横断⑤は、湛水域から約20m下流に位置する。図-5は、天然ダムの横断図を記す。侵食によって形成された溝の幅は溝の上端部で32m～58mであり、下流に行くほど広がっていた。一方、溝の底部の幅は19～32mであり、上端部の幅同様下流に行くほど増大した。さらに、横断③～⑤では、幅5～9m、深さ1～2m程度であった。側岸の勾配は、最も急な地点（横断⑤の左岸）で約52°、緩い地点で約30°（横断④の左岸）であった。いずれも崩壊前の地山と考えられる箇所はなく、天然ダムを形成した土砂が露出していた。また、侵食により形成された溝の深さ（横断の最低点と溝の縁との比高）は横断①を除くと、8～14m程度であった。このことと図-2に示したように横断⑤付近などでは河床が約26m上昇したと考えられることを併せて考えると、越流による侵食によって形成された溝の底部は地震前の元河床より高い位置にあったと考えられる。侵食により形成された溝の底部の縦断面勾配は天然ダム下流端から上流80mの区間では約7.5°、80～160mの区間の縦断面勾配は約2.6°、160～

250m の区間の縦断勾配は約 2.4° であった (図-6)。下流側の勾配は、侵食前の航空レーザー測量により求めた侵食前の天然ダムの下流のり勾配 6° と近い値であったが、下流端から 80~250m の区間の勾配は、天然ダムの下流のり勾配より緩かった。

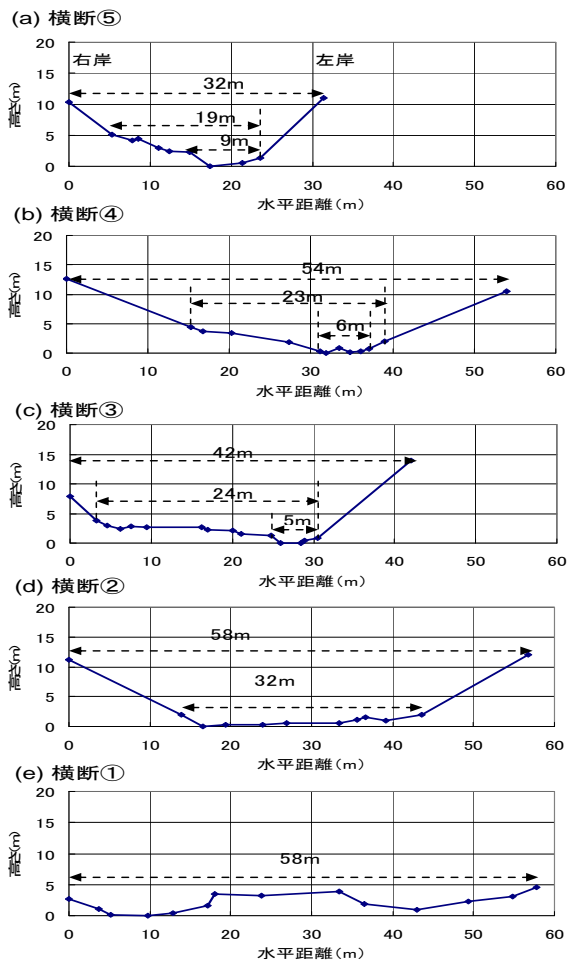


図-5 越流後の天然ダムの横断図 (水平距離は侵食により形成された溝の右岸の縁から距離)

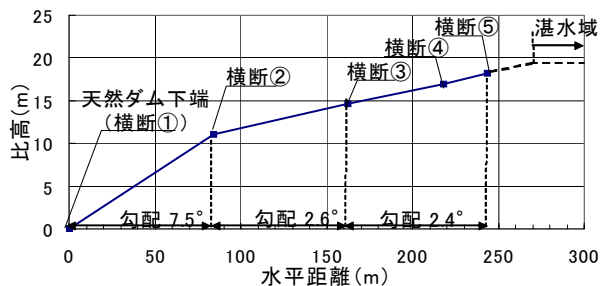


図-6 越流後の流路底の縦断図

3. 1. 2 天然ダムの粒径の変化

図-7は、写真-1に示した二箇所での粒径調査結果

を示す。粒径調査箇所①は、天然ダム上に位置し、越流による侵食の影響を受けていない箇所である。同箇所では、流路の縁から約2~5mの地点を流路に沿ってライン状に1m間隔に112の測定点を設け、粒径を測定した。粒径調査箇所②は、天然ダム箇所の下流端に位置し、侵食によって形成された流路内に位置する。同箇所では、1m間隔で格子状に100(10×10)の測定点を設け、粒径を測定した。また、粒径が2cm以下の場合には、一律「2cm以下」とした上で、別途サンプルを採取し、粒度分布を測定した。

粒径調査箇所①(天然ダム形成土砂)の調査結果、約40%が2cm以下の砂などに、約10%が50cm以上の巨礫に覆われていた(図-6上)。また、細粒分に着目すると、細粒分の70%が0.01cm以下であった(図-6下)。

一方、粒径調査箇所②(侵食後の河床)には、天然ダムを形成した土砂に多く見られた2cm以下の細粒分はほとんど見られなかった(図-6上)。さらに、12%の地点が天然ダムを形成した土砂にはほとんど見られなかった100cm以上の巨礫であった。また、細粒分のみに着目した場合であっても、0.01cm以下の粒径はほとんど見られなかった(図-6下)。以上のように、侵食後の河床の材料は、天然ダムを構成していた土砂に比べて明らかに粗粒化が生じていた。

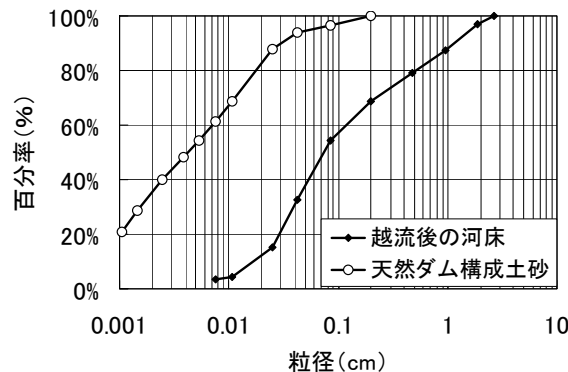
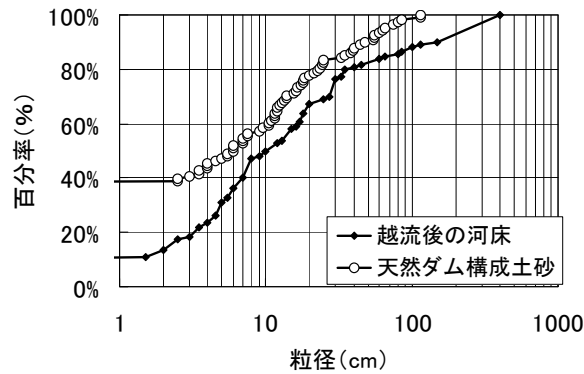


図-7 粒度分布 (上: 2cm以上の地点数の分布, 下: 2cm以下の重量の分布)

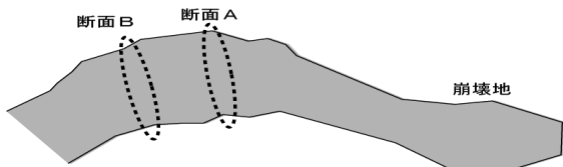
3.2 船石川(土石流)

土石流は湾曲部に流れ込むと偏流が生じることから、偏流の痕跡から土石流の流速の推定が行われている(例えば、水野ら、2003)。偏流による水位差の最大値は式(1)で提案されている(水山ら、1981; 諏訪、1997)。

$$\Delta h = \alpha \cdot \frac{B \cdot V^2}{g \cdot r} \quad (1)$$

ここで、 Δh :水位差(m)、 α :係数、 B :流路幅(m)、 V :流速(m/s)、 r :水路中央の曲率半径(m)、 g :重力加速度(9.8m/s²)である。さらに、諏訪(1997)は、主部の実際の流れは内湾側の痕跡より外湾寄りであった可能性を考慮し、3パターンの流速を推定した。そこで、本研究もこの考えに基づき、偏流の状況を各断面で4パターン(図-8のa、b、c、d)想定し、各流路幅と水位差を求めた。なお、 α は最大限の範囲で想定することとし、1~10とした。

【崩壊地平面図と偏流痕跡箇所】



【偏流痕跡箇所の横断面図】

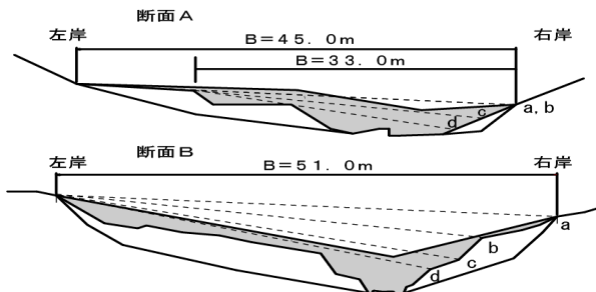


図-8 偏流痕跡の横断面図

表-1 計算結果

断面	断面A				断面B				
	a	b	c	d	a	b	c	d	
偏流状況									
流路幅 B(m)	45.0	33.0	29.6	26.6	51.0	43.2	41.1	38.2	
水位差 Δt (m)	3.1	2.0	3.9	5.7	3.0	6.1	9.2	10.4	
流速 V (m/s)	$\alpha = 1$	7.2	6.7	9.9	12.7	6.7	10.3	13.0	14.3
	$\alpha = 10$	2.3	2.1	3.1	4.0	2.1	3.3	4.1	4.5
流下面積 A(m ²)	100.9	100.1	65.0	36.7	280.0	190.1	116.7	77.6	
流量 Q (m ³ /s)	$\alpha = 1$	723	670	647	465	1866	1962	1517	1112
	$\alpha = 10$	229	212	205	147	590	621	480	352

表-1 にその結果を示す。式(1)で推定した流速は断面Aが2.3~12.7m/s、断面Bが2.1~14.3m/sであった。また、偏流状況から得られた水面形を基に流下面積を求めてピーク流量を計算した(式(2))。

$$Q = AV \quad (2)$$

Q: ピーク流量(m³/s)、A: 流下面積(m²)、V: 式(1)で求めた流速(m/s)である。その結果、断面Aは147~723m³/s、断面Bが352~1962m³/sであった。

断面Aと断面Bの距離は40mであるため、断面A、Bで土石流のピーク流量が顕著に変わることは考えにくい。よって、断面Aと断面Bの各偏流形状において、ピーク流量の差が最も小さい偏流形状の組み合わせが、当該区間を流下した土石流の偏流形状であり、かつ当該区間を流下したピーク流量の範囲であると考えられる。以上のことから、断面Aではaの形状、断面Bではdの形状に近い流れであったと考え、流速は2.3~14.3m/s、流量は229~1112m³/sの範囲である可能性が高いと考えられる。

3.2.2 鋼材のへこみ状況に基づく水深と流速の推定

図-9は砂防堰場透過部のへこみ状況の調査結果を示す。へこみは上流側の柱材と水平材に見られ、へこみの深さ(へこみ量)は13~91mmであり、へこみが見られた高さは河床から3.3mまでの高さであった。この結果、鋼材のへこみの位置は最大で河床から3.3mの高さであったことから土石流の水深は少なくとも3.3m以上であったと考えられる。一方で、高さ0.5~3.3mの箇所には多くのへこみが見られるが、鋼製スリット部の頂部に礫が堆積していたにもかかわらず、高さ3.3mから鋼製スリット部の高さである5.0mの範囲には1つもへこみが見られないことから、土石流の水深は3.3mから5.0mの範囲である可能性が高いと考えられる。

次に、現地調査の結果、右岸側の鋼製セルはせん断変形により被災していたことから、土石流時の鋼製セルの安定性を評価し、せん断変形の条件を満足しない土石流の流速・水深を逆算した。せん断変形の極限值は式(3)、(4)を元に求めた(財団法人砂防・地すべり技術センター、2001b)。

$$Mr = \frac{1}{6} \gamma \cdot R_o \cdot H_o \quad (3)$$

$$R_o = v_o \cdot (3 - v_o \cos \phi) \sin \phi \quad (4)$$

M_r : 中詰材の単位幅あたりの抵抗モーメント (KN・m/m)、 γ : 中詰材の換算単位体積重量(15.7kN/m³: 推定値)、 H_0 : 換算壁高 (7.5m)、 ν_0 : BH_0 、 B : 換算壁体幅 (6.0m)、 ϕ : 中詰材のせん断抵抗角 (35° : 推定値) 上式により、抵抗モーメントは 950.1kN/m と算出され、この値がせん断変形の極限值となる。

安定計算の条件として、堤高は 7.5m、幅は 6.0m とし、基礎地盤は砂礫層と想定した。また、前項で示した鋼材のへこみの位置から鋼製セル背後には堆砂がなかったものと想定条件を定め、土石流は鋼製セルの底部から作用したと仮定した。図-10 に結果を示す。曲線はせん断変形の極限值であり、この曲線より右上の着色部の領域は鋼製セルがせん断変形の安満たさない。右岸側の鋼製セルに衝突した土石流の流速と水深はこの領域であったと考えられる。さらに、図-10 の着色部の範囲のうち、前項の検討に基づけば水深は 3.3~5.0m の範囲であると考えられることから、図より流速は概ね 6~9 m/s の範囲と推定できる。しかし、前項の検討より流速の上限値は証明することができないため、流速は大きくなればなるほど、推定結果の信頼性は低くなる。すなわち、土石流の流速は推定された範囲のうちの小さい範囲であると考えられる。よって、流速は 6~8 m/s 程度であった可能性が高いと考えられる。

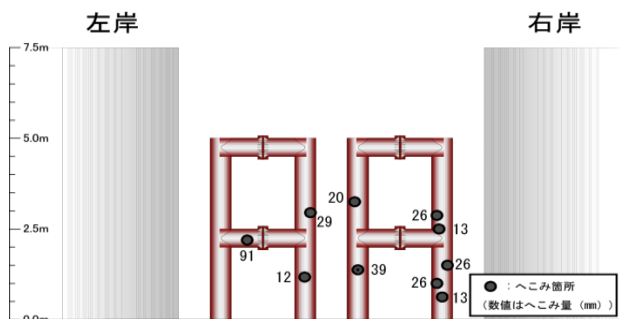


図-9 透過部の鋼材のへこみ調査

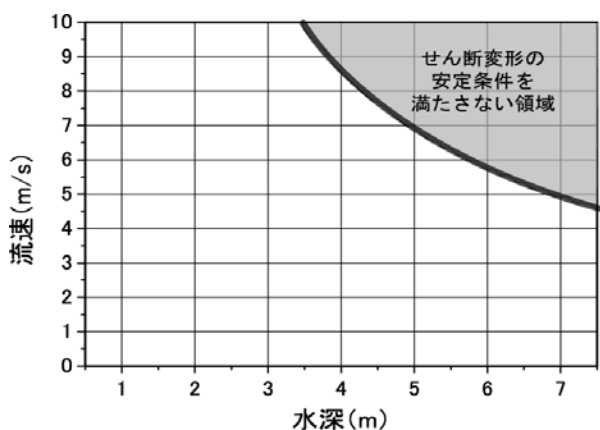


図-10 右岸側鋼製セルの安定計算結果

3.2.3 土石流のピーク流量の推定

土石流ピーク流量を推定するために、土石流の流下幅の推定を試みる。現地調査の結果、左岸側のセル部は変形が見られなかった。また、右岸側のダブルウォール部は天端部が下流側に変形していたが、堤体自体に明らかなせん断変形は生じていなかった。さらに巨礫は砂防堰堤の透過部および鋼製セル部 (左右岸) 背後に堆積していたこと、変形はセル部に隣接する箇所のみ見られたことから、土石流の流下幅は砂防堰堤透過部に右岸側のセル部を加えた幅 (17m) であると考えられる。砂防堰堤透過部及び右岸側のセル部には 3.2.2 で推定した流速、水深で土石流が達したものと考えると、透過部と右岸側の鋼製セルの範囲に到達した土石流のピーク流量の下限値は 583 m³/s (図-9) の太線となり、例えば土石流の流速を 4.9m/s、水深を 7 m とするとピーク流量は 583 m³/s) であり、上限値は 680 m³/s (3.2.1 より土石流の流速を 5m/s、水深を 8 m とする) と考えられる。

4. 既往の土石流研究との比較

4.1 水深

船石川の土石流の粒径は 0.8~4 m 程度であり、土石流の相対水深は 1~5 程度であったと考えられる。一方、土石流頻発溪流のうち、石礫型土石流の上々堀沢の相対水深は 2~10 程度であるのに対し、泥流型土石流の桜島 (野尻川)、水無川、蔣家溝の土石流は概ね 20 以上である (高橋、2004)。すなわち、船石川の土石流の相対水深は泥流型土石流に比べて、石礫型土石流の観測事例に近い値であった。

4.2 流速

深層崩壊に起因する土石流の流速について崩壊土砂量との関係を整理したものを図 11 に示す。なお、船石川の流速は流下部の値を示している。図 11 より、深層崩壊を起因とする土石流は、200,000 m³以下の範囲では、流速と正の相関があることから、流速は小さいと考えられる。

4.3 ピーク流量

土石流のピーク流量 (1 秒換算) は総流出量と正の相関があり、石礫型の上々堀沢では、総流出量の 1/10~1/100 であるのに対し、他の溪流では 1/30~1/1000 であることが報告されている (欧ら、1991)。

この結果に深層崩壊に起因して発生した土石流の事例 (ピーク流量の推定が行われている水俣集川、別府

田野川、船石川の3事例)をプロットしたものを図-12に示す。深層崩壊による土石流の事例は総流出量を計測していないが、高橋(2004)によると、粒子濃度0.5程度から0.2程度以上では動的応力が卓越する土石流と指摘していることから、仮に土砂濃度を0.2~0.5と仮定して、崩壊土砂量を総流出量として換算した。これより、集川のピーク流量は1/35~1/700、別府田野川のピーク流量は1/850~1/40,000、船石川は1/75~1/850である。各事例の最大値の範囲は1/35~1/850程度であり、石礫型土石流の上々堀沢における総流出量とピーク流量の関係よりも値が大きい可能性が考えられる。

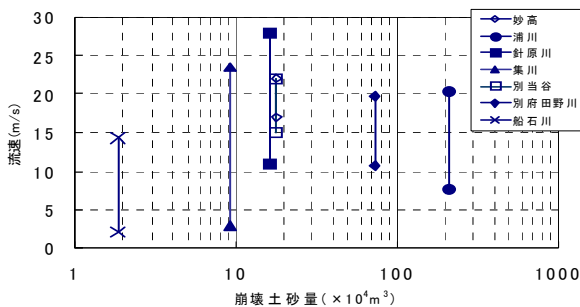


図-11 深層崩壊に起因した土石流の崩壊土砂量と推定流速の関係

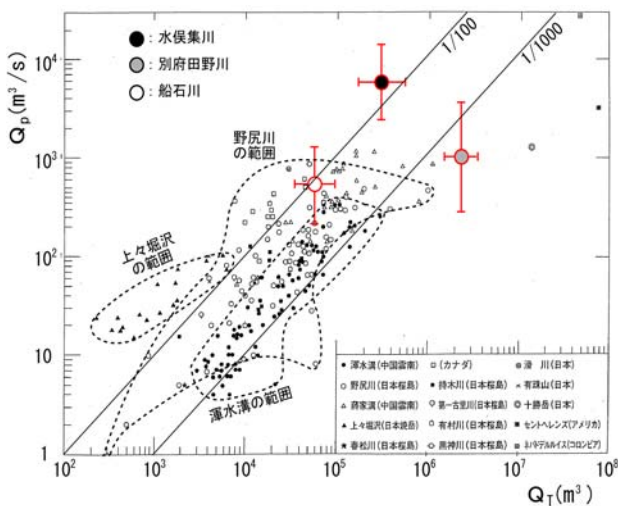


図-12 土石流のピーク流量と総流出量の関係 (欧ら(1991)に加筆)

5. まとめ

2008年岩手・宮城内陸地震で生じた沼倉裏沢地区の天然ダムにおいて、越流による侵食後の地形及び粒径調査を行った。鹿児島県肝属郡南大隅町船石川において、深層崩壊に起因して発生した土石流の規模を、えん堤の被災状況、流下痕跡から推定を試みた。その結果、以下の

ことが分かった。

(天然ダム)

- 天然ダムの侵食幅は流路の底で19~32mであった。また、下流に行くほど大きくなった。
- 天然ダムの侵食によって形成された溝の側岸勾配は最大で30~52度であった。
- 天然ダムの侵食によって形成された溝の縦断勾配は下流に行くほど大きくなり、2.4~7.5度であった。また、天然ダム下端端付近の縦断勾配は侵食前の天然ダムの下流のり勾配とほぼ等しかった。
- 天然ダムの越流による侵食により河床の顕著な粗粒化が確認された。

(土石流)

- 水深は砂防堰堤設置位置で3.3~5.0mの範囲であったと考えられる。また、水深は崩壊深の1/2程度であり、過去の表層崩壊の実験結果と比較して調和的であった。
- 流速は流下区間では2.1~14.3m/s、砂防堰堤設置位置では6~8m/s程度であったと考えられる。
- ピーク流量は流下区間では229~1112m³/s、砂防堰堤設置位置では530~680m³/sであったと考えられる。

その上で、既往の土石流が頻発する溪流における推定結果及び深層崩壊に起因する土石流に関する調査結果を比較検討し、以下の結果を得た。

- ①流速は土石流頻発溪流の土石流と比べて概して大きい。
- ②流下断面積は土石流頻発溪流の土石流よりも大きいことが考えられるため、水深は深いことが予想される。
- ③流量は土石流頻発溪流の土石流と比べて1~2オーダー程度大きい。

以上、天然ダム及び土石流の実態に関する調査及び分析を行ったが、いずれもこのような事例は少なく、今後も、更なる事例の収集・分析を進め、様々な条件下における天然ダムの越流・侵食の実態及び深層崩壊に起因する土石流の実態・推定の精度を挙げていきたい。

参考文献

- Kroup, O. : "Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams", Engineering Geology, Vol. 73, 13-35, 2004.
- 水山高久・石川芳治・福本晃久:「天然ダムの破壊と対策」, 土木技術資料, Vol. 31, No. 11, 50-56, 1989.
- 森 俊勇・井上公夫・水山高久・植野利康;「梓川上流・トバタ崩れ(1757)に伴う天然ダムの形成と決壊対策」, 砂防学会誌,

Vol. 60, No. 3, 44-49, 2007.

小田 晃・水山高久・長谷川祐治・森 俊勇・川田孝信：「天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究」, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 1, 29-34, 2006.

小田 晃・水山高久・長谷川祐治：「天然ダム決壊の模型実験」, 砂防学会誌, Vol. 60, No. 2, 33-38, 2007.

里深好文・吉野弘祐・小川紀一郎・水山高久：「天然ダムの決壊時のピーク流量推定に関する一考察」, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 6, 55-59, 2007a.

里深好文・吉野弘祐・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森 俊勇：「天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究」, 水工学論文集, Vol. 51, 901-906, 2007b

田畑茂清・池島 剛・井上公夫・水山高久：「天然ダム決壊による洪水のピーク流量の簡易予測に関する研究」, 砂防学会誌, Vol. 54, No. 4, 73-74, 2001

高橋 保・中川 一：「天然ダム越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ」, 水工学論文集 Vol. 41, 699-704, 1993.

欧国強、小橋澄治、水山高久：「土石流のピーク流量の推定」、砂防学会誌、Vol.44、No.4、p.24-29, 1991

諏訪浩：「1996年蒲原沢土石流の復元」、月刊地球、Vol.19、No.10、p.612-618, 1997

高橋保：「土石流の機構と対策」、近未来社、p.36-41, 2004

水野秀明、杉浦信男、寺田秀樹、内田太郎、原禎利幸、曾我部匡敏、桜井亘、西本晴男、小山内信智、武澤永純、土井康弘：「2003年7月の梅雨前線豪雨によって発生した九州地方の土石流災害（速報）」, 砂防学会誌, Vol.56, No.3, p.36-43, 2003

水山高久、上原信司：「湾曲水路における土石流の挙動」、土木技術資料、23-5、p.15-20, 1981

妙高土石流災害調査班：「昭和53年5月18日妙高高原に発生した土石流災害」、土木技術資料、Vol.20、No.9、p.39-44, 1978

山田孝、南哲行、小山内信智、水野秀明：「1997年7月10日に鹿児島県針原川で深層崩壊に起因して発生した土石流の流下・堆積実態」、砂防学会誌、Vol.51、No.1、p.46-54, 1998

RESEARCH ON METHOD OF EXTRAODINARY LANDSLIDE DISASTER SUCH AS LANDSLIDE DAM INDUCED BY A DEEP-SEATED LANDSLIDE

Abstract : Debris flow and landslide dams induced by a deep-seated landslide triggers serious damages. However, adequate information about changes of landslide dam break due to overtopping and debris flow induced by a deep-seated landslide are still lacking. So we made field surveys of landslide dam at Numakura Urasawa, San-hazama river Miyagi Prefecture in Japan triggered by the 2008 Iwate and Miyagi inland earthquake and debris flow induced by a deep-seated landslide on 2007 in the Funaishi River basin, Kagoshima Prefecture in Japan. Here we showed that erosion widths ranged from 19 to 32 m and longitudinal riverbed gradient after the overtopping ranged from 2.4 to 7.5 degree. Also it was found that the flow velocity and flow depth of debris flow induced by a deep-seated landslide is larger than that of observed debris flow induced by removal of unstable sediment on stream bed. Peak discharge of debris flow induced by a deep-seated landslide is about from 10 to 100 times as large as that of peak discharge of debris flow induced by removal of unstable sediment on stream bed.

Key words : deep-seated landslide, landslide dam, debris flow, the Iwate and Miyagi inland earthquake, funaishi river