

水工学シリーズ 10-A-7

## 天然ダムの決壊に関する研究の重要性

京都大学防災研究所 流域災害研究センター 教授

中川 一

土木学会  
水工学委員会・海岸工学委員会

2010年8月

# 天然ダムの決壊に関する研究の重要性

## Importance of Research on Landslide Dam Failure

中 川 一

Hajime NAKAGAWA

### 1. はじめに

戦後、天然ダム（Landslide Dam）が我が国で注目を集めたのは、1984年に発生した長野県西部地震に伴う御嶽山の斜面崩壊により、崩壊土塊が濁沢を流下し、王滝川との合流点付近で堆積して天然ダムが形成されたときではないだろうか（図－1 参照）。この時、天然ダムが決壊する（堆積土砂が再移動して土石流として流下する）危険性があると学識経験者が報道陣に発表したことで大騒ぎになった。行政側にとっては、天然ダムが決壊する恐れがあるかどうか、決壊するとしたら何時か、決壊したときの洪水規模はどれくらいで、下流にどのような災害を惹起する危険性があるか、といったことが対策を講じる上で重要であるとのことから、この災害を契機に「防災アドバイザー制度」が発足し、知事の要請により専門家が現地調査を行い、上述の問題等について助言を与えるという体制が整えられた。

天然ダムに関する研究として理工学的な観点からとらえた著名なものにCosta（1985）およびSchuster & Costa（1986）の研究が挙げられる。これらの論文が長野県西部地震の1，2年後に発表されたことに奇妙な縁を感じるが、我が国における天然ダムに関する水工学的な研究はまさにこの地震とこれらの論文を契機に進展してきたと言ってもよいかもしれない。我が国は地震国であり、また、梅雨や台風時の集中豪雨で水害がたびたび発生する国でもあり、天然ダムに関わる災害を何度も経験してきた。天然ダムに関する災害は、これが形成される際の土砂移動によって直接的被災する一次災害だけでなく、その後にダム上流部での水位上昇による浸水被害や天然ダムの決壊によるダム下流部での洪水・土砂（氾濫）災害といった二次災害も生じるという複合災害である。とくに、二次災害の災害規模はこれまで概して大きいものとなっている。

天然ダムの決壊に関する過去の災害事例を調べることは今後の天然ダムによる二次災害を防止・軽減するうえで大いに参考となる。我が国で発生した歴史的巨大水害として天然ダムの決壊による洪水が記録として残っている。たとえば、1847年の善光寺地震で信濃川

の支川である犀川沿いの岩倉山（虚空蔵山）で大地すべりが発生し、その土塊が犀川を堰止め、高さ70mにもなる天然ダムができ、地震発生後の20日後にこれが決壊し、大洪水となって長野盆地の松代藩を襲い、大きな被害が発生した。また、1858年の飛越地震で、常願寺川上流で鳶山が崩壊（鳶崩れ）し、その土砂が湯川を堰止めて天然ダムができ、これが決壊して大水害が発生した。1889年に奈良県の十津川村で豪雨による斜面崩壊が多数発生し、その土砂が十津川を堰止め、



図－1 1984年の長野県西部地震による御嶽山の崩壊と王滝川にできた天然ダム（林野庁HPの写真を引用）

天然ダムが形成され、そのほとんどが短時間で越流決壊し、十津川村に激甚な被害をもたらした。この水害により、村の2割の人々が再建をあきらめ、北海道に移住して新十津川村（現新十津川町）を興した。最近では、2004年の中越地震では芋川で形成された天然ダムによりダム上流域で水位上昇による浸水被害が発生した。また、2008年の中国四川大地震および岩手・宮城内陸地震では多数の天然ダムが形成され、災害を未然に防ぐための様々な取り組みが緊急になされ、今のところ幸いにも大規模な災害が生じたという情報は入っていない。2009年8月に台湾を襲った台風Morakotでは24時間雨量が阿里山で1,624mm、48時間雨量が2,361mm、72時間雨量が2,748mmという驚異的な豪雨を記録し、高雄県甲仙郷小林村が裏山の深層崩壊土砂で埋まり、400名を超える村民が行方不明となった。この崩壊土砂が村の前を流れる旗山川を堰止め、天然ダムができた。深層崩壊の発生、天然ダムの形成は8月9日午前6時20分前後で、その日の午前8時前後に決壊し、下流域で洪水（flash flood）が発生した（Wang C.M. et al., 2010）。これにより、橋梁の流失等の公共土木施設被害、河岸侵食による建物の流失、洪水氾濫といった災害が発生した。豪雨時（洪水時）での天然ダムの決壊はこのように概してダム形成から短時間に生じるので警戒・避難等の危機管理が重要な対策の一つとなる。

以上のように天然ダムの決壊は巨大水害を引き起こすことから、抜水、堤体の補強、避難等、適切に対応する必要がある。対策を講じる上で天然ダムおよびこの決壊現象を十分明らかにしておくことが肝要であるが、天然ダムに関する知見が十分得られているとは言い難い面がある。また、天然ダムを引き起こすような巨大崩壊や深層崩壊が発生する場所を特定することがまだかなり困難な状況にあり、かつ、これを防止することも困難なことから、天然ダムが形成された場合に、緊急に取るべき対策をきちんと立てておくことが肝要となる。最近、国土交通省は、今後日本国内において大規模な河道閉塞（天然ダム）が複数形成される事態に備え、危機管理を行うために必要な事項を検討し、提言を得ることを目的として、学識者・専門家等からなる検討委員会、「大規模な河道閉塞（天然ダム）の危機管理に関する検討委員会」を設置し、「大規模な河道閉塞（天然ダム）の危機管理のあり方について」と題して提言を行っている。その中で、応急段階にあつては詳細な地形データの収集と数値シミュレーション等の実施による詳細な危険度評価（越流または浸潤線が河道閉塞土塊の前面に到達する時間、洪水到達時間、氾濫想定箇所等）を実施し、対策工事や避難範囲等の検討に資することが重要であるとしている（国土交通省HP, 2009）。

以上のように、天然ダムそのもの、その決壊現象、および決壊によって生じる現象等に関する研究は水工学上極めて重要であり、危機管理においても、水工学の観点から適切な助言を与えられるよう今後も大いに研究の質を高めていく必要がある。ここでは、2章で天然ダムの形成要因とその決壊の分類について述べる。3章では天然ダムの寿命時間について述べ、4章では天然ダムの安定解析について紹介し、5章では天然ダムの決壊によって生じるハイドログラフやセディメントグラフの予測法について、著者らのこれまでの研究成果を中心に紹介する。

## 2. 天然ダムの形成要因と決壊の分類

天然ダムは、ダム湖を形成する材料や形成要因などによって色々な名前がつけられている。Hutchinsonによると、地すべりや斜面崩壊等によって形成される地すべりダム（Landslide dam）、火砕流のような火山噴火にともなって流出する土砂によって形成されるダム（volcanic flow dam）、氷河湖を形成するダムの中でとくにモレーンによって形成されるモレーンダム（morainal dam）と支川河川から流出する氷河によって堰き止められて形成する氷河ダム（glacier dam）などである（Costa, 1985）。また、天然ダムは種々の誘因によって形成される。誘因を大別すると、降雨（含む融雪）、地震、火山噴火、その他（氷河など）が挙げられよう。大半は降雨と地震が誘因であるが、火山噴火による天然ダムの形成事例としては、外国では北米のセントヘレンズ火山が1980年に噴火した際に形成された天然ダムが知られており（高橋, 1981）、我が国では磐梯山が1888年に噴火した際に形成された天然ダム湖（例えば桧原湖など）や焼岳が1915年、1926年にそれぞれ噴火した際に形成された天然ダム湖（大正池）が有名である。豪雨時に形成された天然ダムは越流決壊しやすいが、地震や火山によるものは概して規模が大きく、上記の桧原湖や大正池は現存している。ここでは、天然ダムの形成要因と決壊原因について示す。

## 2. 1 天然ダムの形成要因

上に述べたように、天然ダムが形成される誘因として、降雨、地震、火山噴火、その他が挙げられるが、Schuster & Costa (1986) が調べた135の天然ダムの形成事例についてその割合を示すと図-2のようになる。降雨と地震が全体の84%を占めており、火山噴火とその他がそれぞれ7%と9%となっている。降雨による深層崩壊や地すべりあるいは地震による大規模な斜面崩壊、大規模な火山噴火による山体の崩壊といった比較的大規模な土砂移動現象の場合、狭い谷筋のような所では天然ダムが形成されやすいが、広い開かれた谷の場合には流出土砂が谷一面に広く低く堆積し、河床が平均的に高くなるだけで天然ダムはあまり形成されない。狭い谷筋の場合、流出土砂の体積が比較的少量でも天然ダムを形成しやすい。一方、流出土砂が多量の水分を含み、構成材料が細かい泥流のような場合は天然ダムを形成しにくく、河道水と混合しながらそのまま流下する場合が多い。天然ダムの形成条件については流出

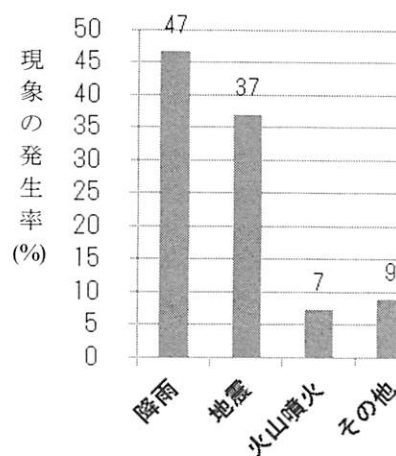


図-2 135事例のダムを形成した原因の割合 (Schuster & Costa, 1986)

土砂の量とその流出の仕方（一気か、徐々にかなど）、構成材料の特性（粒度分布、含水率、密度など）、流出した場所の地形や勾配、その時の河道の水理量（流量等）が影響するものと考えられるが、これについては高橋・匡 (1988) によって形成条件と形状について幾何学的に検討されているが、これ以外に水工学的な研究はあまりなされておらず、ほとんど良くわかっていない。深層崩壊や大規模な地すべりの発生場所を特定するのはかなり困難を伴うが、天然ダムの形成条件を明らかにすることは、対策を講じる上で大変重要であり、今後の研究に期待したい。

森 (2007) は約500年前から2007年現在までに我が国で発生した32件の災害で、形成・決壊した天然ダム86事例を調査し、天然ダムを形成した誘因、河床勾配、土砂の移動形態、堰止め土量、堰止めタイプ、データの信頼度など、14の項目について取りまとめている。これによると、誘因については86事例のうち29件が地震によるもの（降雨との重複3件、火山との重複3件）、降雨によるもの56件（地震との重複3件）、火山によるもの5件（地震との重複3件）、不明2件となっており、地震国・火山国であり台風と梅雨時に集中豪雨の発生頻度が高い我が国の特徴を如実に表している。

天然ダムを形成した時の土砂の移動形態については、崩壊・地すべり、土石流、その他（断層や火山活動など）の3つに分類し、86事例のうち崩壊・地すべりが50件、土石流が32件、その他が4件となっている。実際には崩壊土塊や地すべり土塊が流動化して土石流となって天然ダムを形成する場合もあるし、移動形態を明確に区分することは難しい面もある。堰止めタイプ、すなわち、天然ダムがどのようにして河道内に堰止められたかについて、(a) 谷壁斜面の崩壊による堰止め、(b) 本川上流からの土砂流出による堰止め、(c) 支川上流からの土砂流出による堰止め、の3つに区別している。86事例のうち、(a) が57件と圧倒的に多く、(b) が3件、(c) が25件、2件は不明であった。

図-3に86事例の中で天然ダムの高さが高いもののトップ10を示している。ダム高さが一番高いものは1889年の十津川

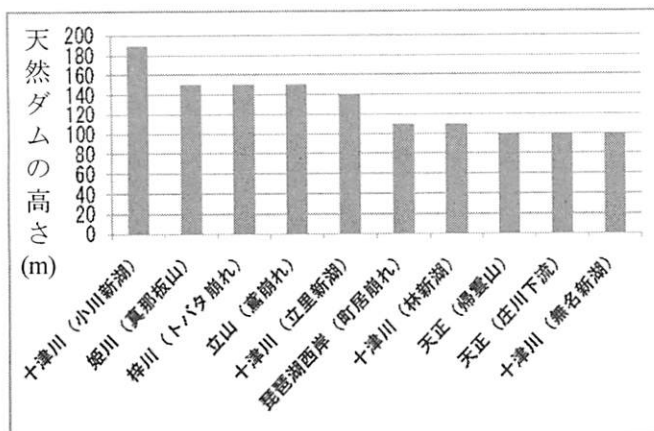


図-3 86事例の中で天然ダム高さトップ10 (森, 2007)

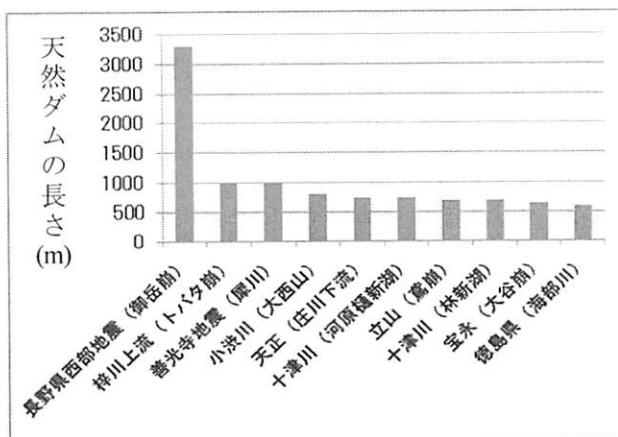


図-4 86事例の中で天然ダム長さトップ10 (森, 2007)



水害の時に十津川で小川新湖（天然ダム形成後5日後に決壊）をつくった天然ダムで190mである。ちなみに、Schuster & Costa (1986) に掲載されている天然ダムの中で最高のものは、1911年にタジキスタンのムルガブ川で岩屑なだれにより形成された天然ダムで高さが301m/550m（研究者によって異なっている）にもおよぶ。図-4は86事例の中で天然ダムの長さのトップ10を示したものである。1984年の長野県西部地震での御岳崩れによる天然ダムが際立って長いことがわかる。これら天然ダムの形状の特徴を表す高さや長さは天然ダムの安定性とも関係しており、ダムが低くて長いものはこれが高くても短いものよりも決壊しにくい。天然ダムの安定性については第4章で検討する。

図-5および図-6は森が整理した86事例の中で、それぞれ天然ダムの土量と湛水量のトップ10を示したものである。姫川（真那板山）の事例については誘因が明らかではないが巨大な天然ダムは地震によってこれまで形成されてきたことが分かる。また、大規模な天然ダムは湛水規模も概して大きく、地震・火山が誘因で生じた天然ダムで湛水量が大きい。善光寺地震で虚空蔵山が崩れてできた天然ダムの湛水量は3億5000万 $\text{m}^3$ にもおよぶ、湛水面積は18 $\text{km}^2$ で諏訪湖（12.91 $\text{km}^2$ ）の約1.4倍もある巨大な湖であった。

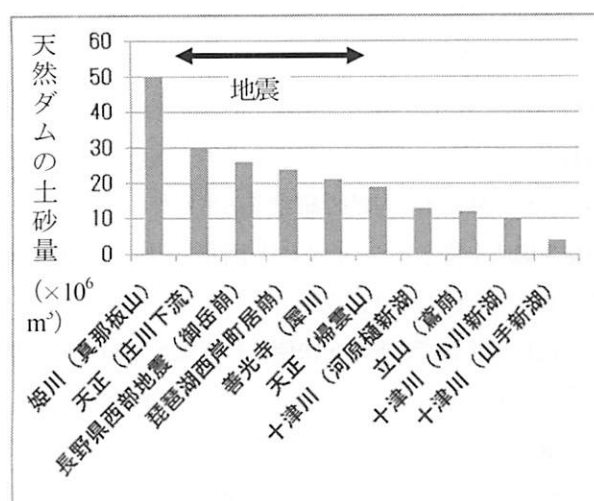


図-5 86事例の中で天然ダム土量の多さトップ10 (森, 2007)

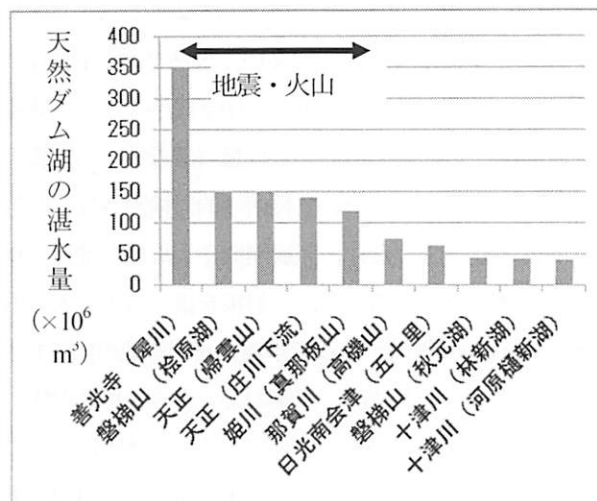


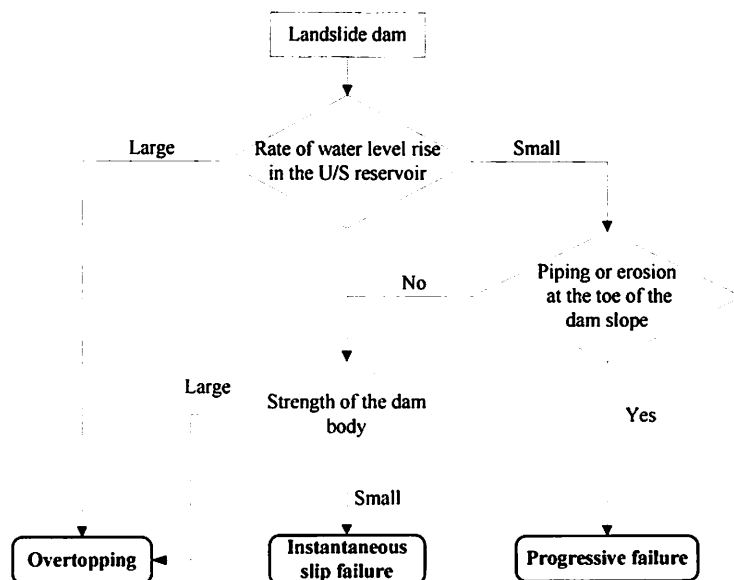
図-6 86事例の中で天然ダム湛水量の多さトップ10 (森, 2007)

## 2. 2 天然ダムの決壊

天然ダムは人工的に造られたアースダムとは違い、自然に堆積した土塊でできているため、十分には締め固まっておらず、また、構成材料の粒度分布も適切に配合されたものではないので、しばしば決壊する。透水性が高く、ダムへの流入流量よりも大きな浸透流量が発生する時にはダム湖は形成されないが、通常は浸透流量の方が小さいので湛水する。その場合、比較的大きな浸透流量を有する場合は法尻から浸透水が流出することが多々観察されており、場合によっては進行性破壊（パイピング）が起こる。一方、ダムの透水係数が低い場合は容易に湛水が進み、最終的には越流が発生する。堤体のすべりの安定性が高い場合はすべり破壊が生じず、越流水による縦侵食と側岸侵食による流路の拡幅が一気に進み、大規模な洪水／土石流が発生する。堤体のすべりの安定性が低い場合は、水位上昇と堤体内浸透の進行により堤体のすべりに対する安全率が小さくなり、ある時点で堤体内部にすべり面が形成され、一気にすべり破壊を生じて天然ダムが決壊する。Schuster & Costa (1986) は103の天然ダム事例をもとに決壊原因を分析しているが、原因が判明しているもののほとんどは越流による決壊（約50%）であり、残りのほとんどは原因不明で、明らかにパイピングといえる事例が1つだけある。

このような天然ダムの破壊モード（越流破壊か、すべり破壊か、進行性破壊（パイピング）か）に関する研究事例は少なく、高橋・八木（1983）、高橋・匡（1988）の研究がさきがけではないかと思われる。彼らは堤体への浸透速度と堤体の強度が破壊モードを決定する主要な要因であると考え、図-7に示すように、上記3つの破壊モードを分類した。

天然ダムの破壊のメカニズムはこの破壊モードにより異なり、ひいてはピーク流量の規模も異なってくる。もし、この破壊モードが事前に分かれば、どのような規模の洪水が発生するか（ピーク流量やハイドログラフなど）がある程度予測できるであろう。そこで、ここでは非粘着材料を用いた天然ダムの破壊モードに関する模型実験と、実際のスケールの堤防決壊データから見積もった決壊時のピーク流量とダムファクターとの関係について紹介する。ここに、ダムファクターとは天然ダムの高さ $H$ と湛水量 $V$ との積 $HV$ である。



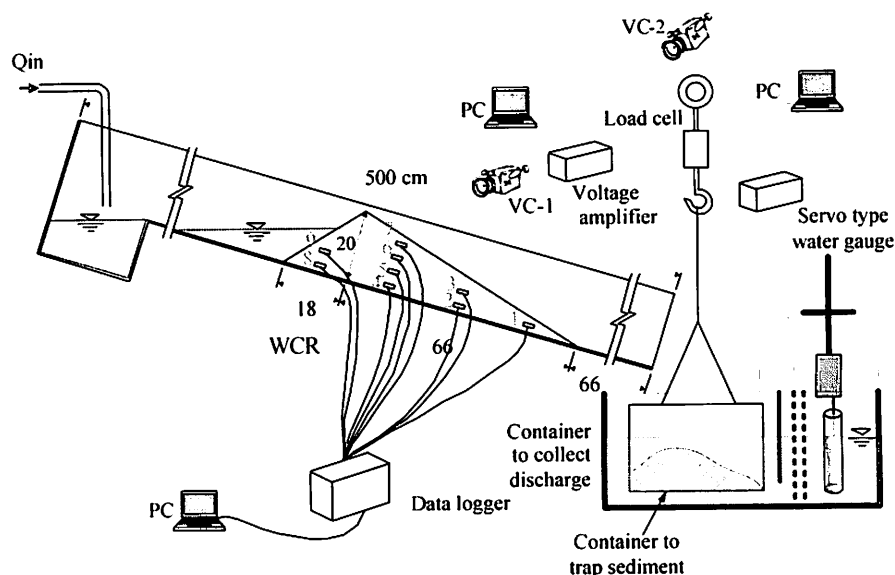
図－7 天然ダムの破壊モード（高橋・匡 (1988)を部分的に変更）

Awal et al. (2008a)は天然ダムの破壊モードを水理模型実験で明らかにするために以下のような検討を行っている。すなわち、天然ダムの水位上昇に関係する物理量として、単位幅流入流量 $q_{in}$ 、ダム高さ $H$ 、ダムの長さ $L$ 、飽和透水係数 $K_s$ 、飽和土壌水分量 $\theta_s$ 、初期土壌水分量 $\theta_i$ 、代表粒径 $d$ 、水路勾配 $I$ 、時間 $t$ をとりあげ、バッキンガムの $\pi$ 定理により水位上昇に関わる無次元パラメータの関係を以下のように求めている。

$$\frac{h}{H} = f\left(\frac{tK_s}{H}, \frac{q_{in}}{HK_s}, \frac{L}{H}, \frac{d}{H}, \theta_s, \theta_i, I\right) \quad (1)$$

ただし、土砂の内部摩擦角 $\phi$ は実際には天然ダムごとに異なるであろうが、実験で使用する材料は非粘着性の珪砂を用いているのでここでは無次元パラメータに入れていない。また、粘着力も考慮していない。式(1)から、水位はダムが形成されてからの経過時間、単位幅流入流量、ダムの材料特性、ダムの形状、および水路勾配によって支配されることが分かる。水理実験では初期および飽和土壌水分量は一定とみなせるものとする。

図－8に示すような実験装置を用い、三角形の天然ダムをできるだけ同一締固め度、同一初期土壌水分量で成形して水路内に設置した（水路幅20cm、水路高さ21cm）。図－9に示すような2種類の粒度分布を持つ材料でそれぞれ水路勾配やダムの規模を種々変化させて、3つの決壊モードが現れるような条件を探った。



図－8 実験装置（Awal et al., 2008）

図-10および11はそれぞれ粒度分布1および粒度分布2の時の水路勾配と単位幅流入流量との関係で3つの決壊モードをまとめたものである。各図中にすべり破壊の限界線が直線で示されているが、この直線より上の領域では越流破壊モードとなり、直線より下の領域では進行性破壊モードとなっている。もちろん、この限界線は限られた材料特性のもとで実験的に決壊モードを区分するものであり、さらなる普遍性を求める必要があることは論をまたない。なお、これらの回帰直線（限界水路勾配）は以下のように表せる。

$$\text{粒度分布1: } I_{cr} = 28.57 - 2.80 \left( \frac{q_{in}}{HK_s} \right) \quad (2)$$

$$(R^2 = 0.95)$$

$$\text{粒度分布2: } I_{cr} = 28.23 - 3.54 \left( \frac{q_{in}}{HK_s} \right) \quad (3)$$

$$(R^2 = 0.98)$$

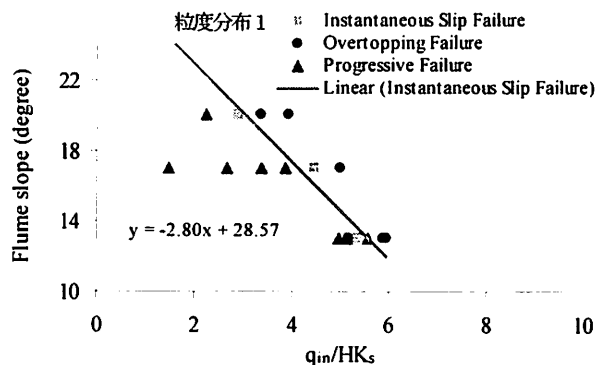


図-10 破壊モードを区分する水路勾配と無次元流入流量との関係（粒度分布1）（Awal et al., 2008）

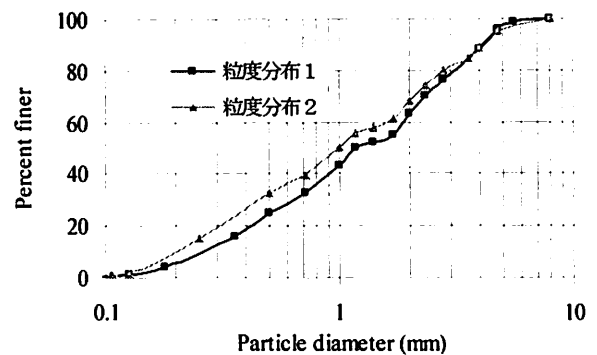


図-9 天然ダムに用いた材料の粒度分布（Awal et al., 2008）

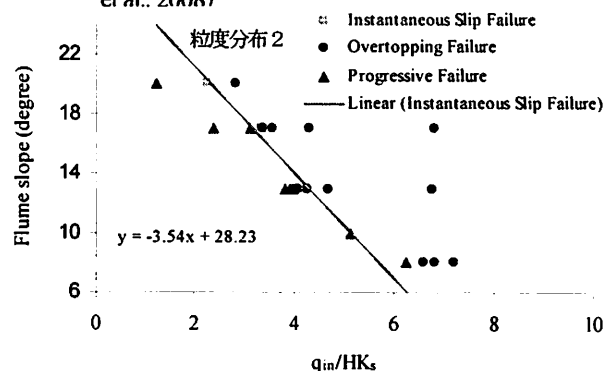


図-11 破壊モードを区分する水路勾配と無次元流入流量との関係（粒度分布2）（Awal et al., 2008）

### 3. 天然ダムの形成から決壊までの時間

Schuster & Costa (1986) によると、決壊までの時間が判明している63の天然ダムについてダムの寿命時間を分析したところ、22%はダムができてから1日以内に決壊し、44%が1週間以内に、50%が10日以内に、59%が1カ月以内に、83%が6カ月以内に、91%が1年以内に決壊していることが分かった。このように、天然ダムがいかに危険なものか理解できるであろうし、ダムが形成された場合に上流側での洪水氾濫や河岸等のすべり破壊、下流側での洪水氾濫や河岸侵食の危険性について緊急に検討することが重要であるかが理解できる。

先に紹介したように、決壊原因が判明しているもののうち、大半は越流による決壊であることから、ダム形成から決壊までの時間に関しては、ダムによって形成されるダム湖が水で満杯になるまでの時間が重要なファクターとなろう。ここで、天然ダムの体積を $V_1$ 、天然ダム湖の湛水量を $V_2$ 、河川の流

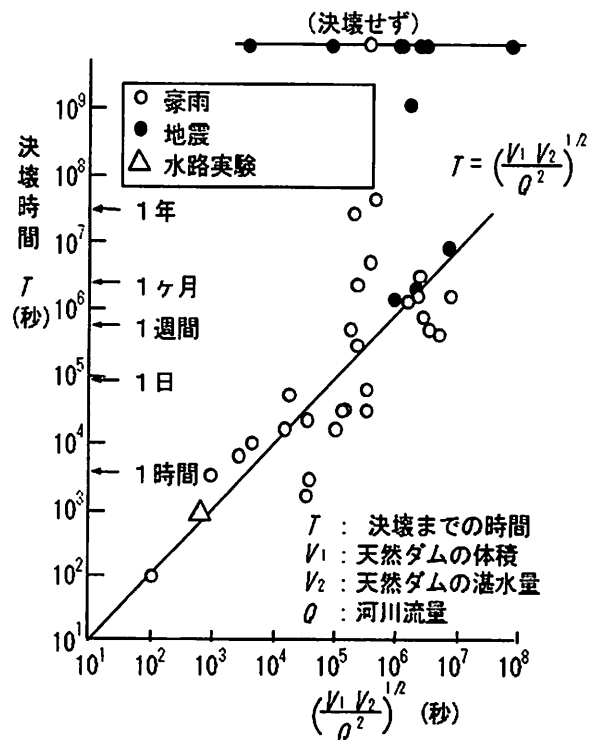


図-12 天然ダムの寿命時間（高橋・中川（1992））

量を $Q$ とすると、 $V_2/Q$ が決壊までの時間を規定する要因として期待される。また、越流が始まってすぐに決壊するのではなく、下刻の進展により河床が低下しつつ側岸侵食により決壊口が拡大して、ついにはピーク流量を生じるようになる。そこで、高橋・中川（1992）は、堤体の侵食に対する抵抗力とどこまで侵食が可能なかという堤体の大きさの両方の要素を加味した侵食時間を単純に $V_1/Q$ で代表させ、決壊までの時間 $T$ は $V_1/Q$ と $V_2/Q$ の関数で表されると考え、これを単純に

$$T = (V_1 V_2 / Q^2)^{1/2} \quad (4)$$

で表わして、従来調査結果を用いて検討した結果が図-12である。決壊せずに残存しているものもあり、かなりばらつきが大きい。概ねこの関係式で決壊時間が予測されることがわかる。決壊しない理由としては1) 堤体の透水係数が大きい、2) ダムの構成材料が極めて強固である、3) ダムの堆積勾配が緩い、4) 決壊しないように対策工事がなされた、等が考えられる。大正池、桧原湖、秋元湖、御岳崩れによる天然ダム湖等が決壊せずに残存しているダム湖の例である。

#### 4. 天然ダムの安定性の検討

形成された天然ダムが安定かどうかを形成直後に検討することは、その後どのような対策対応を緊急にとるべきかという課題に関わる極めて重要なことである。安定性はダム堤体を構成物する材料の物理特性に大きく依存するが、試料を得ることが困難なことや得られた試料の代表性の問題もあり、実際には物理特性を正確には把握しにくい。また、安定性はダム堤体の幾何学的な条件にも依存するが、安定解析に情報を供するためには堆積前後の地形を短時間のうちに比較分析して形状を決定する必要がある。

##### 4. 1 堤体の浸透流解析と安定解析とのカップリング

時々刻々の堤体内の水分の消長を浸透流解析で追跡し、これにより堤体内の土壌水分量と間隙水圧を評価することで時々刻々の天然ダムの安全率と限界すべり面を計算し、堤体の安定性を検討することができる。ダム湖の水位の時間変化はダム湖への流入流量と堤体への浸透流量との連続関係から求められる。カップリングモデルのフローの概要は図-13に示すとおりである。ここでは浸透流解析および安定解析の2次元および3次元の解析手法を示す。

##### (1) 浸透流解析

狭隘な谷部で形成された天然ダム内の浸透流は谷の横断的な傾斜等、地形の3次元性の影響で流れそのものが3次元的な挙動を示す場合が多い。不飽和土壌からなる天然ダム内での3次元的な浸透流の挙動は以下の修正Richards式を用いて解析できる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y(h) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right) = [C(h) + S_w S_s] \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5)$$

ここに、 $h$ : 圧力水頭、 $K_x(h)$ 、 $K_y(h)$ 、 $K_z(h)$ : それぞれ $x$ 、 $y$ 、 $z$ 方向の透水係数、 $C(h)$ : 比水分容量であって保水性 $\partial\theta/\partial h$ （水分特性曲線の傾き）を表すパラメータ、 $\theta$ : 体積含水率、 $S_w$ : 飽和領域では1、不飽和領域では0とするパラメータ、 $S_s$ : 比貯留係数であって、 $S_s = \rho g(a + \lambda_a b)$ で表わされる圧縮性を考慮したパラメータで、 $\rho$ : 水の密度、 $g$ : 重力加速度、 $a$ : 土粒子の圧縮率、 $b$ : 水の圧縮率、 $\lambda_a$ : 間隙率、 $t$ : 時間、 $x$ 、 $y$ : 水平座標、 $z$ : 鉛直座標（上向きが正）である。式(5)は飽和領域・不飽和領域のどちらの場合も扱え、飽和領域においては $K_x(h) = K_y(h) = K_z(h) = K_s$ 、 $\theta = \theta_s$ 、 $C(h) = 0$ 、 $S_w = 1$ である。ここに、 $K_s$ および $\theta_s$ はそれぞれ飽和透水係

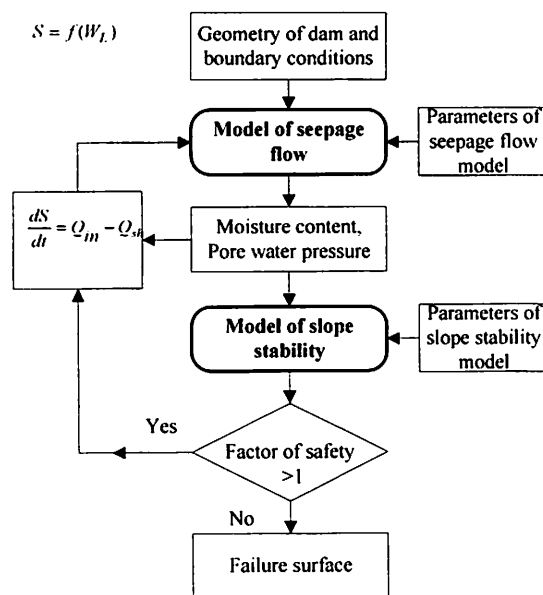


図-13 浸透流解析と安定解析とのカップリングのフロー



数および飽和体積含水率（飽和水分量）である。上記Richards式を解くには不飽和浸透特性を表す関係式が必要となる。ここに、不飽和浸透特性とは、水分特性曲線（体積含水率と圧力水等との関係）、および体積含水率と相対透水係数（飽和透水係数に対する不飽和透水係数との比）の関係をいう。ここでは、van Genuchtenモデルを採用する。このモデルでは水分特性曲線、不飽和透水係数、および比水分容量を以下の式で表す。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} \frac{1}{(1 + |\alpha h|^\eta)^m} & , \text{for } h < 0 \\ 1 & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (6) \quad K = \begin{cases} K_s S_e^{0.5} [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 & , \text{for } h < 0 \\ K_s & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (7)$$

$$\partial\theta/\partial h = C(h) \equiv \begin{cases} \alpha(n_v - 1)(\theta_s - \theta_r) S_e^{1/m} (1 - S_e^{1/m})^m & , \text{for } h < 0 \\ 0 \text{ or small value} & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (8)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $m$ 、 $n_v$ ：van Genuchtenのパラメータで、 $m = 1 - 1/n_v$ の関係がある。 $S_e$ ：相対飽和度、 $\theta_r$ ：残留体積含水率である。結局、van Genuchtenモデルでは $\alpha$ 、 $n_v$ 、 $K_s$ 、 $\theta_s$ 、 $\theta_r$ の5つのパラメータで飽和浸透特性が表され、これらを用いて式(5)から圧力水頭 $h$ を求めることになる。この式は解析的には解けないため、有限要素法や差分法で数値解析的に解くことになる。解析法は種々存在するのでここでは説明を割愛する。

## (2) 安定解析

斜面の安定解析には無限長斜面を仮定した方法やすべり土塊をスライスに分割して安全率を計算する分割法がある。分割法にはすべり面を円弧で近似するビショップ法やすべり面が非円弧であるヤンプ法などがある。このように斜面の安定解析法には種々の方法があるが、ここでは著者らがよく利用している2次元および2次元の簡易ヤンプ法による安全率についてのみ示す。2次元のヤンプ法による安定解析手法は、すべり土塊を鉛直方向に幾つかのスライスに分割し、水平および鉛直方向のつり合い式に基づいて、初期すべり面を仮定して最小の安全率になるすべり面を動的計画法（ダイナミックプログラミング）により決定する方法である。ヤンプ法による斜面の安全率 $F_s$ は以下の式で表される。

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (W_i + \Delta V_i) \tan \alpha_i} \times \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{cl_i \cos \alpha_i + (W_i + \Delta V_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i \left( 1 + \frac{1}{F_s} \tan \alpha_i \tan \phi \right)} \right\} \quad (9)$$

ここに、 $W_i$ ：上部の水の重さを含んだ各スライスの重さ、 $\Delta V_i$ ：各スライス両側面に作用する鉛直方向の力（ $= V_{i+1} - V_i$ ）、 $l_i$ ：各スライス底部の長さ、 $u_i$ ：各スライス底部に作用する間隙水圧、 $\alpha_i$ ：底部が水平面となす角度、 $n$ ：スライスの総数、 $c$ ：堤体土壌の粘着力、 $\phi$ ：堤体土壌の内部摩擦角である。簡易ヤンプ法は $\Delta V_i$ をゼロとして $F_s$ を求め、これに修正係数を乗じて安全率を評価する方法であるが、この係数は1に近い値であり、実用的には1として取り扱われる場合が多いことから、ここでは $\Delta V_i = 0$ としたものを簡易ヤンプ法と呼ぶことにする。

最小の安全率となるすべり面を同定する方法は以下の通りである。すなわち、式(9)を以下のように表現しなおす。

$$F_s = \sum_{i=1}^n R_i / \sum_{i=1}^n T_i \quad (10) \quad R_i = \frac{cl_i \cos \alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s)} \quad (11) \quad T_i = W_i \tan \alpha_i \quad (12)$$

つぎに関数 $G = \sum (R_i - F_s T_i)$ を導入し、考え得る全てのすべり面を対象に $G$ を最小とするすべり面をダイナミックプログラミング手法で求める（Yamagami & Ueta (1986)）。そのときの $G$ を $G_m$ とすると、

$$G_m = \min G = \min \left[ \sum (R_i - F_s T_i) \right] \quad (13)$$

である。ここに、 $G_m$ ：臨界すべり面を与える関数 $G$ の最小値である。式(13)の $F_s$ は未知数なので、初期値として適当

に $F_s$ を与える必要がある。

一方、2次元の簡易ヤンプ法を拡張することで3次元の簡易ヤンプ法が開発され（たとえば鶴飼, 1987）、動的計画法に基づいて3次元のすべり面を特定する手法も開発されてきた（たとえばYamagami & Jiang, 1997）。図-14に3次元斜面の分割コラムの模式図を、図-15に代表的なコラムに作用する力の模式図を示す。簡易ヤンプ法による3次元表示の安全率 $F_s$ は以下の通りである。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{(c_{ij} - u_{ij} \tan \phi) \Delta x \Delta y + (W_{ij} + P_{ij}) \tan \phi}{(1/J + \sin \alpha_{xzij} \tan \phi / F) \cos \alpha_{xzij}}}{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n [\tan_{xzij} (W_{ij} + P_{ij}) - \Delta V_{ij}^x]} \quad (14)$$

ここに、添え字 $ij$ は図-14のColumn  $ij$ の諸量を意味し、 $W_{ij}$ : コラムの重量、 $P_{ij}$ : コラム上面に作用する鉛直方向の外力、 $T_{ij}$ ,  $N_{ij}$ : それぞれコラム底面に作用するせん断力および垂直力、 $Q_{ij}$ : コラム側面に作用する力の合力（内力）で鶴飼（1987）によると $xz$ 面内では水平方向の成分 $Q_1$ と $yz$ 面内では水平面と $\beta = \tan^{-1}(\eta \tan \alpha_{yzij})$ の角度をなす成分 $Q_2$ に分割できると仮定している。ここに $\eta$ は未定定数であり、鶴飼は $\eta$ の決定法についても示して

いる（鶴飼, 1987）が、単純化のためにこれをゼロとおいて安全率を示したものが上の式(14)である。鶴飼・細堀（1988）は45度以下の緩やかな傾斜の地盤においては $\eta = 0$ としたこの式で十分な精度の安全率が得られるとしている。詳細はYamagami & Ueta（1986）、鶴飼（1987）、鶴飼・細堀（1988）やYamagami & Jiang（1997）等を参考に願いたい。

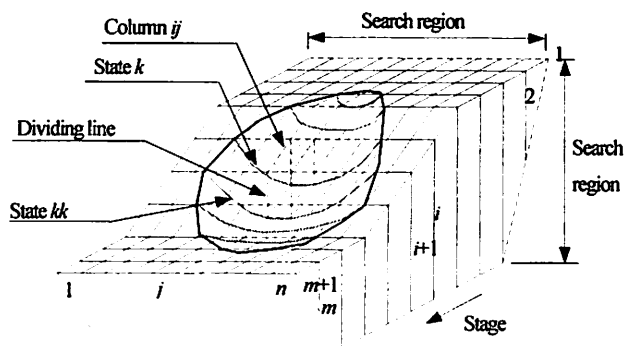


図-14 3次元斜面の分割コラムの模式図  
(Yamagami & Jiang (1997)を一部修正)

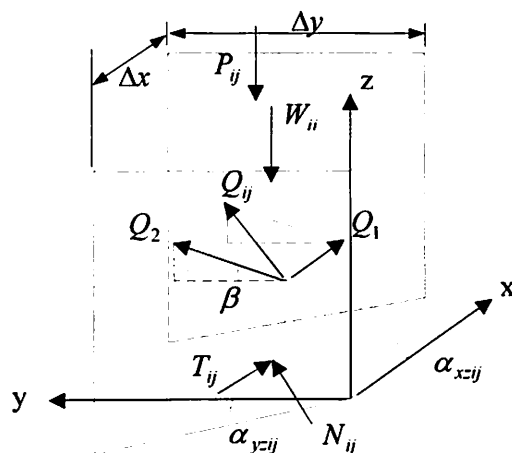


図-15 3次元斜面の分割コラムの模式図  
(Yamagami & Jiang (1997))

#### 4. 2 すべり破壊に関する2次元および3次元解析結果と実験結果との比較

天然ダムの安定性を検討する際に上記で示した斜面の安定解析手法が有効である。実際の天然ダムを対象にこれらのモデルの妥当性の検証を行おうとしても、境界条件や初期条件およびダムの構成材料の物理特性等に関して検証に耐え得るデータがほとんど整っていないために困難である。そこで、小規模な模型実験であるが堤体内の浸透流および決壊やすべりに関してある程度精度の良い計測が可能な室内模型実験を著者らはここ数年実施しており（Awal et al., 2007, Awal et al., 2009）、ここではその実験結果を用いて計算結果と比較検討する。

##### (1) 鉛直2次元場における天然ダムの決壊実験とモデルの適用性

実験に用いた装置は図-8に示したものと同じである。また、天然ダムの堤体材料には図-9に示した粒度分布2をもつ混合砂を用いた。解析に用いたパラメータ等を表-1に示す。なお、van Genuchtenのパラメータについては、材料のpf試験を実施して土壤水分特性のデータから非線形回帰分析を行って同定した。

浸透過程における土壤水分量の時間的な変化の計測はTDR（time domain reflectometry）方式によるWCR（Water Content Reflectometer）によった。水路の側壁にWCRのセンサーを差し込める穴をあけて図-16の1～9の9地点に設置しセンサーをダム堤体に差し込んで計測した。なお、この実験ではすべり

表-1 解析に用いたパラメータ値

| 用いた土砂                 | 粒度分布2  |
|-----------------------|--------|
| 飽和体積含水率 $\theta_s$    | 0.287  |
| 残留体積含水率 $\theta_r$    | 0.045  |
| $\alpha$ ( $m^{-1}$ ) | 5.50   |
| $n_v$                 | 3.20   |
| 飽和透水係数 $K_s$ (m/s)    | 0.0004 |
| 土粒子の比重                | 2.65   |
| 50%粒径(mm)             | 1.00   |
| 内部摩擦角 $\phi$ (degree) | 34     |

による天然ダム決壊によって生じる洪水／土石流のハイドログラフも計測している。すべりの開始時刻やすべり面の形状、発生洪水／土石流の規模等にWCRの存在が影響する可能性があるため、同一条件でWCRを配置した場合とこれを配置しない場合の2種類の実験を行っている。

図-17は一定流量（ $39.8\text{cm}^3/\text{s}$ ）の水をダム上流から給水し続けたときに発生したすべり面の様子を撮影したものである。水路の内側から側壁に着色した砂を水路底面から垂直上方向に線状に埋めて、すべりが発生するとその様子が側壁を通して可視化できるようにしてある。

図-18は図-17から特定したすべり面と計算よりもとめた最小安全率をとるときのすべり面とを比較したものである。両者は比較的良好に一致しており、簡易ヤンプ法でダイナミックプログラミングによるすべり面を特定する方法の妥当性が認められる。ただし、模型実験では給水開始の350秒後にすべりが発生したのに対し、計算では317秒後に最小安全率をとるすべり面で安全率が1以下となり、計算の方がすべりの発生時刻がやや早くなっている。この原因としては、計算では $\Delta V_f$ を無視していること等、モデル上の問題があることや、実際には不飽和状態でのサクションによる見かけの粘着力が作用していてすべりの抵抗となっている可能性があること、堤体内部で一部空気が抜けずに水が浸透せず、こ

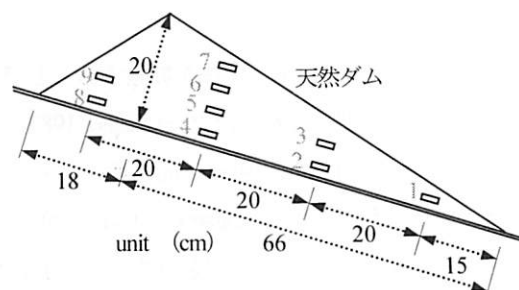


図-16 土壌水分量計の設置位置



図-17 天然ダムのすべり破壊（供給流量一定）

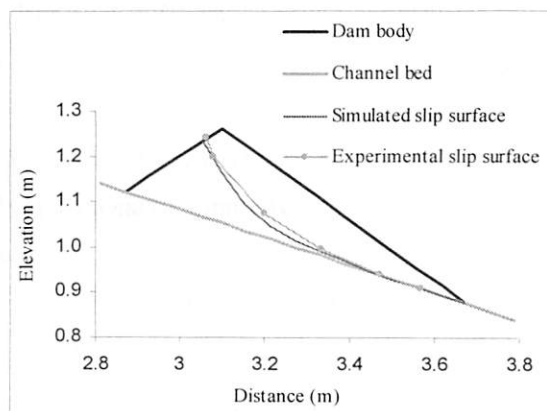


図-18 すべり面の計算結果と実験結果との比較（供給流量一定）

れが斜面のすべりに対して安定側へ作用しているのではない  
か等の原因があろう。

図-19は流入流量一定の条件において、図-16の5, 7, 9地点における飽和度の時間変化の実験値と計算値を比較したものである。同図より、両者は比較的良好に一致しており、浸透流解析と天然ダムの安定解析とをカップリングしたモデルで、すべりによる天然ダムの安定性を議論できることが確認できた。なお、図-19では水分量の上昇速度の計算結果が実験結果に比べてやや速い（グラフの傾きが急である）が、これはvan Genuchtenのパラメータの妥当性に関係していると思われる。

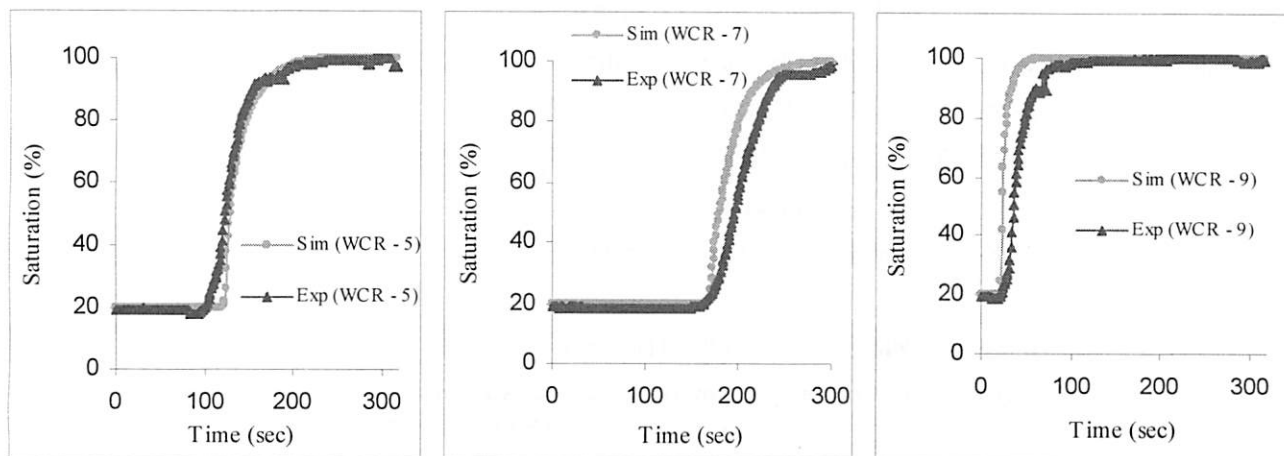


図-19 天然ダムの各地点における飽和度の時間変化に関する計算結果と実験結果との比較（供給流量一定）

(2) 単純な3次元場における決壊実験とモデルの適用性

実験に使用した装置は図-8に示すシステムと同様であるが、3次元的な河床地形を形成するために長さ5m、幅30cm、深さ50cmの水路に変更している。図-20に示すように、水路横断方向に20度傾いた河床（縦断方向には一様。右岸側の河床が左岸側の河床より  $30 \tan 20^\circ$  cm高い）を形成し、この河床上に同図に示すような天然ダムを形成した。左岸側（Side A）の天然ダムの底部長は142.5cm、右岸側（Side B）のそれは90.6cmである。ダム高さは左岸側で30cm、右岸側で19.08cmである。水路を基準にして計った天然ダムの裏法面（下流側斜面）の傾きは14度であり、水路勾配は20度と一定である。

堤体内部に図-21に示すようなWCRを12台セットし、給水開始からの土壌水分量の変化を計測した。給水流量は表-2に示すように約  $30 \text{ cm}^3/\text{s}$  であり、WCRを配置した土壌水分量の計測実験を2回、これを配置せずにすべり面の観測をするための実験を2回、ほぼ同一流量で実施した。

図-22はWCRを設置した地点1、7、8における土壌水分量（飽和度）の時間変化について計算値と実験値とを比較したものである。計算に用いたパラメータは表-1に示したものとほぼ同じであるが、 $K_s$  については  $0.0003 \text{ m/s}$  を用いている。浸透流計算に用いたブロックサイズは1辺が1cmの立方体で、 $\Delta t = 0.01$  秒とした。同図より、両者は良く一致しており、ここで用いたモデルの妥当性が認められる。

図-23はSide Aから見た天然ダムの形状（三角形）、模型実験3D3および3D4のすべり面の形状（■は3D3、▲は3D4）に関する実験結果、3次元簡易ヤンプ法による初期すべり面の計算結果（点線、 $F_s = 1.090$ ）と安全率が1以下となった限界すべり面の計算結果（実線、 $t = 770$  秒で  $F_s = 0.991$ ）を比較したもの（図-23左図）、3次元的に表示したすべり面の形状（図-23中図）、Side Bから見たもの（図-23右図）である。初期の安全率は1よりも大きい、給水から770秒経過したときの安全率は1よりも小さくなる

表-2 実験ケース

| Expt. No. | Case | Discharge ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) | Remarks                      |
|-----------|------|--------------------------------------|------------------------------|
| 1         | 3D-1 | 29.8                                 | To measure moisture profile. |
| 2         | 3D-2 | 30.5                                 | To measure moisture profile. |
| 3         | 3D-3 | 29.8                                 | To observe failure surface.  |
| 4         | 3D-4 | 30.1                                 | To observe failure surface.  |

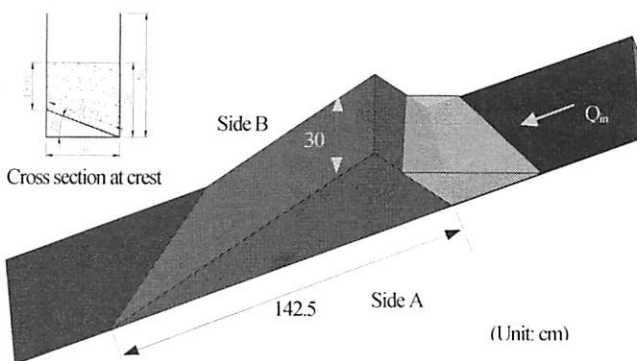


図-20 単純な3次元場を想定した水路とダム

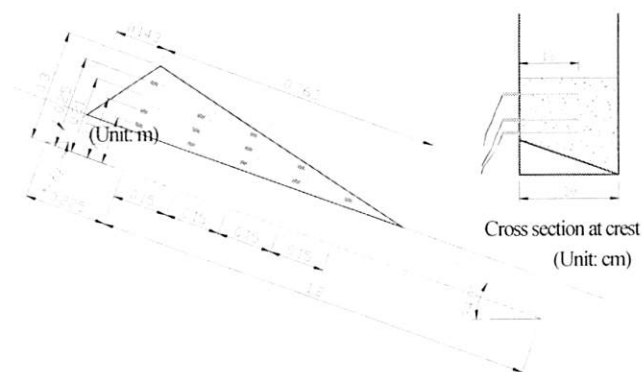


図-21 右岸側からみたWCRの設置位置

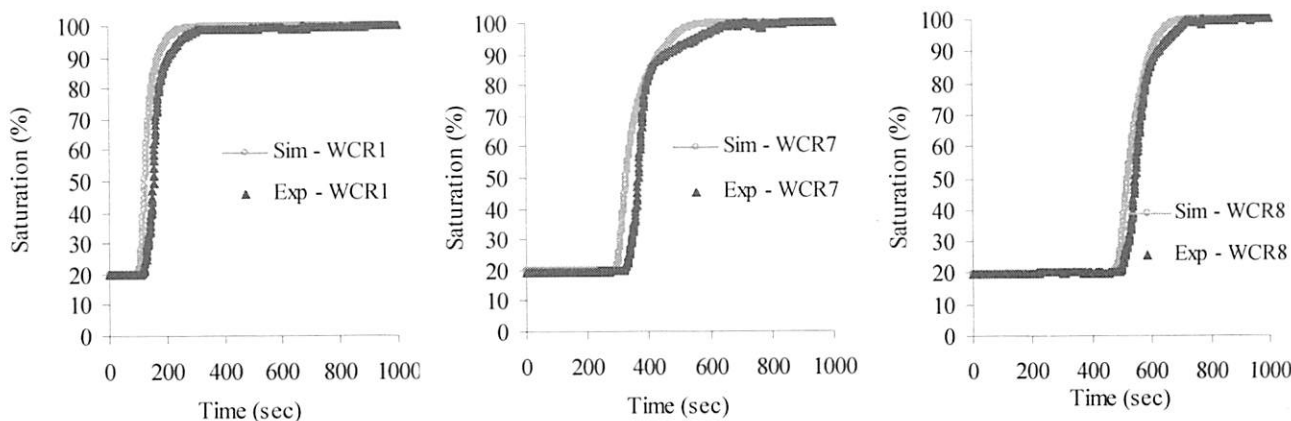


図-22 土壌水分量の計測地点1、7、8における飽和度の計算結果と実験結果との比較

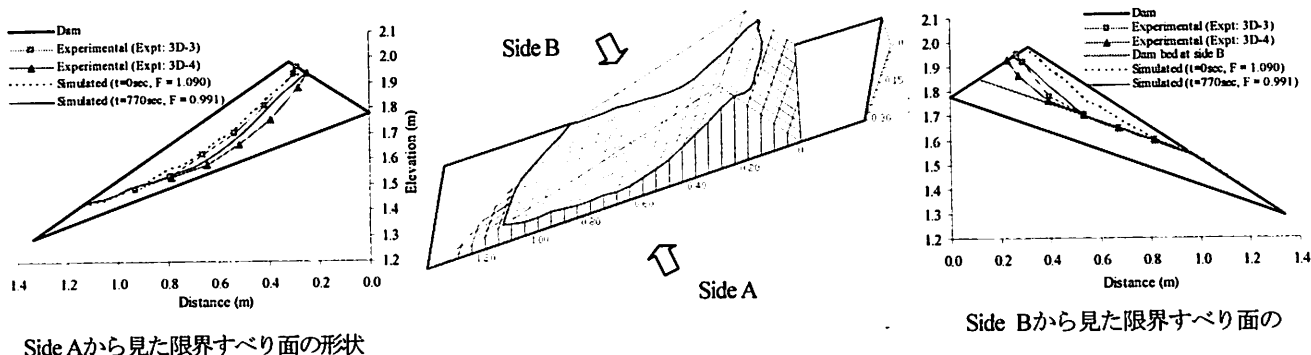


図-23 すべり面の形状に関する計算結果ならびにすべ面の計算結果と実験結果との比較

っている。すべり面の形状はSide AとSide Bの両方とも、2回実施した実験結果の間に計算結果が位置し、計算の妥当性がうかがえる。しかしながら実験では崩壊の発生時刻は930秒であり、計算による発生時刻は770秒と少々早い。この原因は種々考えられるが、流入流量を29cm<sup>3</sup>/sとした場合や透水係数を0.00028m/sと少し小さくする等感度分析を行い検討した。その結果、計算による崩壊発生時刻は790秒と20秒程度しか崩壊時刻は遅くならなかったが、透水係数を0.00025m/sとさらに小さくすると、崩壊発生時刻は830秒となり、飽和透水係数が崩壊発生時刻に影響することが確認された。

モデルの精度の観点からは、3次元簡易ヤンプ法では平衡状態での鉛直方向と水平方向のつり合いだけを考え、モーメントによるつり合いは省略しているため、これが崩壊発生時刻を早く算定することになっているかもしれないので、他のモデルと比較してみることが推奨される。ここでは、3次元簡易ヤンプ法で特定された限界すべり面の形状を用いて他の方法、すなわち、たとえば拡張された3次元Spencer法 (Jiang, J. C. and Yamagami, T., 2004) で安全率を求めるという予備的検討を行った。図-24に示すように、3次元簡易ヤンプ法では770秒で安全率が0.991となった場合のすべり面を用いて3次元Spencer法で安全率を計算すると1.056と1より大きくなり、すべり崩壊は生じないという結果になった。また、透水係数を0.00028m/sとしたときには3次元簡易ヤンプ法では790秒で安全率が0.996で崩壊したのに対して、このすべり面を用いて3次元Spencer法で安全率を計算すると1.060となった。透水係数を0.00025m/sとさらに小さくした場合も同様にして3次元Spencer法での安全率を求めると1.052であった。このように、他の優れた方法を用いるとすべり発生時刻は実験値に近づく可能性が示された。

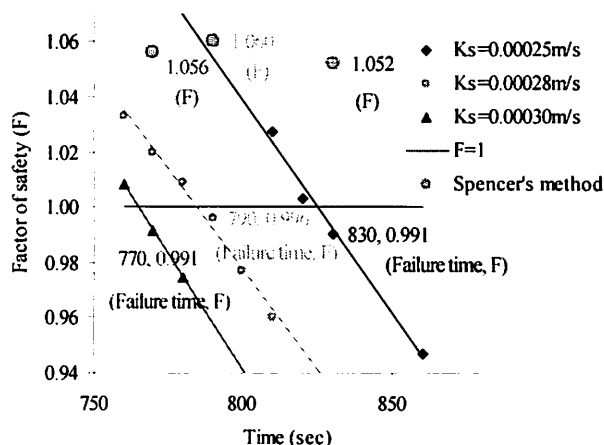


図-24 飽和透水係数の違いがすべり発生時刻に及ぼす影響に関する計算結果 (3次元簡易ヤンプ法によるすべり面の推定とそのすべり面を用いて拡張3次元Spencer法で求めた安全率を(F)で示す)

## 5. 天然ダムの決壊による洪水／土石流の流量

天然ダムが形成されてもしこれが決壊した場合にどのような規模の洪水が発生するのかを知っておくことは、緊急に各種対策を講じる上で重要である。その際、大凡のピーク流量だけでも分かれば対策に有用である。その計算に必要なデータも短時間のうちに比較的入手可能であろう。これにより短時間のうちに結果を出し得る。一方、天然ダムが決壊する可能性があるかをチェックし、越流、すべり、パイピングの何で決壊するのか、決壊した時にどのような規模の洪水／土石流ハイドログラフとなるのかをある程度厳密に求める方法も必要であろう。平成21年に出された天然ダムの危機管理のあり方についての提言書には、天然ダムの危険度評価をするにあたり、初動段階 (発災後1～2日以内を目安とする) と応急段階 (発災後3日～一週間以内を目安とする) に分け、初動段階にあつてはあらかじめ複数の規模・形

状等の天然ダムの危険度をシミュレーションした結果を基に事前作成（プレアナリシス）した「早見判定図」も参考にして発災後のヘリコプター等による概略調査結果に基づき迅速に危険度評価を行うべきであるとしている。そして応急段階にあつては、現地調査結果や航空レーザー測量等で詳細な地形データを入手し、数値シミュレーション等を実施してさらに詳細な危険度評価（越流または浸潤線が河道閉塞土塊の前面に到達する時間、洪水到達時間、氾濫想定箇所等）を行うことにより、対策工事や住民の避難の範囲等の検討に資するべきであると記している。初動段階にあつては確かにプレアナリシスによる方法も大変有効ではあるが、ピーク流量を簡便な方法で推定する方法はプレアナリシスが完成していない現状にあつては実用的であろう。また、発生洪水／土石流ハイドログラフをできるだけ厳密に求める方法は応急段階で実践的に用いられるようシステム化する必要がある。

ここでは、これまでに開発されてきたピーク流量を算定する方法をいくつか紹介するとともに、著者らが天然ダムの決壊を対象として開発してきた統合モデルによる洪水／土石流ハイドログラフの評価方法（例えば、高橋・中川, 1992、高橋・中川, 1993、Takahashi & Nakagawa, 1993、Takahashi & Nakagawa, 1994a、Takahashi & Nakagawa, 1994b、Awal et al., 2008b、Nakagawa et al, 2009）を紹介する。最近では里深ら（2007）は水流層と砂礫層とからなる2層モデルを提案し、2005年の豪雨の際に耳川流域（宮崎県）で形成し、直後に決壊した野々尾天然ダムの決壊過程の再現を行っている。

## 5. 1 回帰分析に基づくピーク流量の評価

Costa (1988)は人工的に築造されたダムや地すべり（ランドスライド）ダム、氷河ダムといった天然ダムの決壊事例を収集し、ダムファクター（ $HV$ ）（＝ダムの高さ（ $H$ ）×ダムの貯水容量（ $V$ ））と決壊洪水のピーク流量 $Q_{\max}$ との関係式を回帰分析によって求めている。すなわち、人工的に築造されたアースダム、ロックフィルダム、重力式コンクリートダム等31個の決壊データをもとにダムファクターとピーク流量との関係を回帰

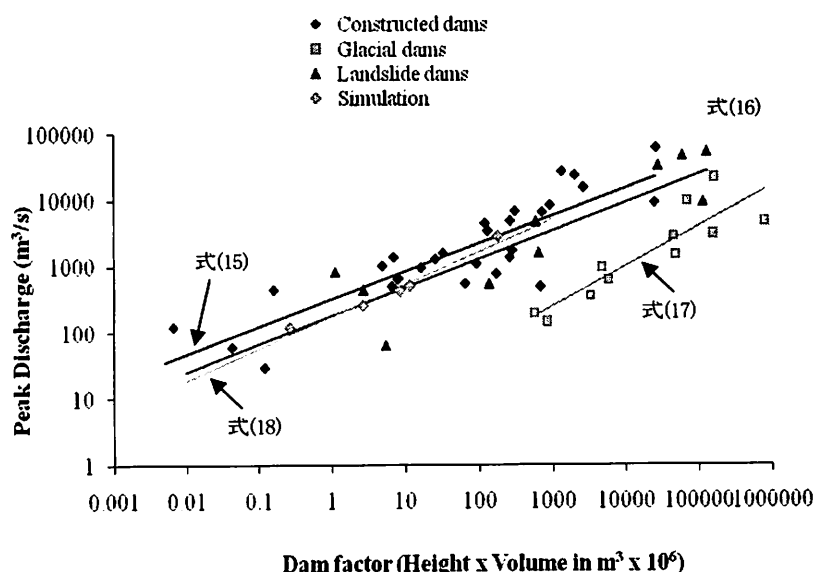


図-25 ピーク流量とダムファクターとの関係

分析した。その結果、ピーク流量とダムファクターとの間には式(15)の関係があり、一方、地すべりダムが決壊したデータでダムファクターおよびピーク流量が特定できる10例を回帰分析し、式(16)を得た。さらに、氷河湖の決壊データ21個からピーク流量とダムファクターがそろっている11個のデータを用いて回帰分析し、式(17)の関係を得た。

| ダムのタイプ          | ピーク流量の回帰式                   |                   |
|-----------------|-----------------------------|-------------------|
| Constructed dam | $Q_{\max} = 325(HV)^{0.42}$ | $r^2 = 0.75$ (15) |
| Landslide dam   | $Q_{\max} = 181(HV)^{0.43}$ | $r^2 = 0.76$ (16) |
| Glacial dam     | $Q_{\max} = 3.8(HV)^{0.61}$ | $r^2 = 0.79$ (17) |

Takahashi & Nakagawa (1993) は天然ダムの決壊に関する水理模型実験を実施し、実験結果を再現し得る数値シミュレーション手法を提案している。このシミュレーション手法を用いて天然ダムの諸元や水路勾配を種々変化させた計算を行い、ピーク流量に与える要因の感度分析を行っている。その結果、貯水容量の影響（水路勾配に強く依存）が最も大きいことが分かった。ついで、この水理計算の対象である模型の縮尺が実物の1/250であるとして、フルードの相似則を用い実スケールに変換してピーク流量を求め、ダムファクターとピーク流量との関係を求めている。これを図-25に



示す（シミュレーション結果は原図を修正している）。なお、シミュレーションから得られたピーク流量とダムファクターとの関係は次式のとおりであり、人工のダム、地すべりダム（ランドスライドダム）の関係に大変類似している。

$$\text{Simulation} \quad Q_{\max} = 180(HV)^{0.49} \quad r^2 = 0.91 \quad (18)$$

石川ら（1991, 1992）は粒径別およびダム湖に流入する流量別に単位幅ピーク流量とダムファクター（貯水容量の代わりに単位幅貯水量を利用）との相関がよいことを示している。すなわち、

$$\begin{aligned} & \text{(粒径別)} && \text{ピーク流量の回帰式} \\ d_m = 0.25\text{cm} && q_{\max} = 0.512(HS/10^4)^{0.347} && (19) \end{aligned}$$

$$d_m = 2.50\text{cm} \quad q_{\max} = 0.290(HS/10^4)^{0.384} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} & \text{(流入流量別)} \\ q_{in} = 0.1\text{m}^2/\text{s} && q_{\max} = 0.194(HS/10^4)^{2.405} && (21) \end{aligned}$$

$$q_{in} = 1.0\text{m}^2/\text{s} \quad q_{\max} = 0.780(HS/10^4)^{2.326} \quad (22)$$

ここに、 $q_{\max}$ ：単位幅ピーク流量（ $\text{m}^2/\text{s}$ ）、 $H$ ：天然ダム高（ $\text{m}$ ）、 $S$ ：単位幅貯水容量（ $\text{m}^2$ ）、 $d_m$ ：天然ダムの平均粒径、 $q_{in}$ ：単位幅流入流量（ $\text{m}^2/\text{s}$ ）である。

田畑ら（2001）は、Costaらの式(15)～(17)および石川らの式(19)～(22)の左辺の次元と右辺の次元が異なるのは理論的に不合理であるとして越流浸食による決壊を対象として、

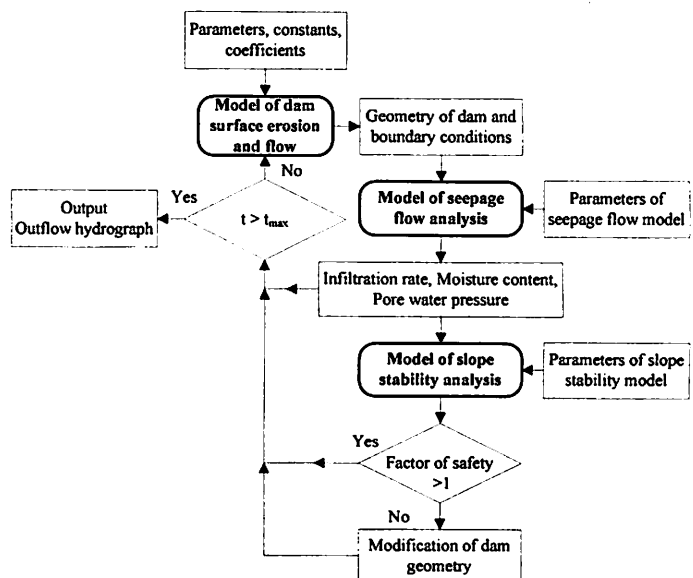
$$q_{\max} = 0.542 \times q_{in} \left\{ (gH^3)^{0.5} / (\tan \theta \times q_{in} \times 1,000) \right\}^{0.565} \quad (23)$$

を提案している。ここに、 $g$ ：重力加速度、 $\theta$ ：河床の傾斜角である。

## 5. 2 統合モデルによる洪水／土石流流量の評価

著者らがこれまで開発してきた洪水／土石流ハイドログラフを予測するための天然ダムの決壊モデルは大別して3つのモデルから成り立っている。すなわち、浸透流モデル、斜面安定解析モデル、および越流によるダム堤体の侵食と流れの解析モデルである。これまで浸透流解析モデルおよび斜面安定解析モデルについて述べてきたが、ここでは、第3番目のモデルについて紹介するとともに3つのモデルを統合した解析システムについて示す。

天然ダムの決壊原因のほとんどは越流によることから、高橋・中川（1992, 1993, 1994a, 1994b）は越流部分からの水みちの発達過程の解析を通して発生洪水／土石流のハイドログラフを求める方法を開発してきた。そして最近、越流開始までの時間をなるべく精度よく予測する必要があること、堤体法面の侵食特性が法面の土壌の飽和度と関係することから、堤体の浸透流の解析と侵食の解析とをカップリングした解析手法を提案するとともに、浸透流解析により堤体内での水分の消長が求まるので、斜面のすべりに関する安定解析を組み込み、すべり破壊による天然ダムの決壊と決壊後のすべり土塊の侵食計算をすることで洪水／土石流ハイドログラフの予測が可能となる統合型解析モデルを提案している（Awal et al, 2008b）。統合型解析モデル



図－26 天然ダムの決壊に関する統合モデルのフロー

のフローを図-26に示す。このモデルではこれまで考慮してこなかった浸透流の計算が組み込まれている。すべりによる崩壊から崩土の変形過程については離散的な取り扱いが困難であることから、崩壊直後の土塊の取扱いは以下のように単純化している。すなわち、多くの試行実験結果から、崩壊後の土塊の多くはまず河床の傾斜が安息角よりも小さくなったすべり面上（安息角近傍）で一旦停止し、その時の土塊の形状は台形状を呈する。実際はすべり破壊が生じ、土塊が移動して一旦堆積するという移動・変形過程で時間を要するが、モデルではこの過程に要する時間は無視できるものとする。なお、モデルの詳細は文献（Awal et al, 2008b）に委ねることとし、概要を以下で紹介するにとどめる。

（1）堤体の侵食によって形成される洪水／土石流の基礎方程式

堤体の侵食計算を行うのに必要な基礎式は深さ方向に積分した二次元の運動量式、連続式、河床位方程式である。これらはそれぞれ以下のように表せる。

$$x \text{ 方向の運動量式: } \frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vM)}{\partial y} = gh \sin \theta_{bxo} - gh \cos \theta_{bxo} \frac{\partial(h+z_b)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (24)$$

$$y \text{ 方向の運動量式: } \frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vN)}{\partial y} = gh \sin \theta_{byo} - gh \cos \theta_{byo} \frac{\partial(h+z_b)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (25)$$

$$\text{バルクの連続式: } \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \{c_* + (1-c_*)s_b\} - q \quad (26)$$

$$\text{土粒子の連続式: } \frac{\partial(ch)}{\partial t} + \frac{\partial(cM)}{\partial x} + \frac{\partial(cN)}{\partial y} = ic_* \quad (27)$$

$$\text{河床位方程式: } \frac{\partial z_b}{\partial t} + i = i_{sml} + i_{smr} \quad (28)$$

ここに、 $M = uh$  および  $N = vh$ ：それぞれ流れのフラックスの  $x$  および  $y$  成分、 $u$  および  $v$ ：それぞれ平均流速の  $x$  および  $y$  成分、 $h$ ：流動深、 $z_b$ ：侵食あるいは堆積厚さ、 $\theta_{bxo}$  および  $\theta_{byo}$ ：それぞれ初期堤体法面勾配の  $x$  および  $y$  成分、 $\rho_T$ ：流動体の見かけの密度  $\{= \sigma + (1-c)\rho\}$ 、 $\sigma$ ：土粒子の密度、 $\rho$ ：水の密度、 $\beta'$ ：運動量補正係数、 $\tau_{bx}$  および  $\tau_{by}$ ：それぞれ流れに対する抵抗の  $x$  および  $y$  成分、 $g$ ：重力加速度、 $i$ ：侵食 ( $>0$ ) または堆積 ( $<0$ ) 速度、 $i_{sml}$  および  $i_{smr}$ ：それぞれ水みちの左岸および右岸での平均的な側岸侵食速度、 $c_*$ ：堤体の固体容積濃度、 $s_b$ ：堤体の飽和度で侵食のときのみ浸透流解析による土壌水分量の計算結果を堤体表面の境界条件として与え、堆積のときには  $s_b = 1$  とする、 $q$ ：堤体（あるいは河床）への浸透速度、 $c$ ：流れの中の固体分の容積濃度である。

底面せん断応力については以下の通り土石流、掃流状集合流動、掃流砂の3つの流動形態ごとに評価する。

【石礫型土石流の場合】

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\} \{ (c_*/c)^{1.3} - 1 \}^2} \quad (29) \quad \tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\} \{ (c_*/c)^{1.3} - 1 \}^2} \quad (30)$$

【掃流状集合流動の場合】

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left( \frac{d}{h} \right)^2 u\sqrt{u^2+v^2} \quad (31) \quad \tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left( \frac{d}{h} \right)^2 v\sqrt{u^2+v^2} \quad (32)$$

【掃流砂の場合 ( $\rho_T = \rho$ )】Manningの粗度係数を  $n$  とすると、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2+v^2}}{h^{1.3}} \quad (33) \quad \tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2+v^2}}{h^{1.3}} \quad (34)$$

侵食速度式については、石礫濃度が平衡土砂濃度より小さいと侵食が起こり、侵食速度式は次式で与えられる。

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{2/3} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d} \quad (35)$$

ここに、 $K$ ：定数、 $c_{\infty}$ ：平衡土砂濃度（高橋・中川，1992）である。一方、石礫濃度が平衡土砂濃度より大きいと堆積が生じる。そのとき、堆積速度式に次式を用いる。

$$i = \delta_d \psi \frac{c_{\infty} - c}{c_s} u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (36)$$

ここに、 $\delta_d$ ：定数、 $\psi$ ：係数であり、石礫型土石流の場合は $\psi = 1 - \sqrt{u^2 + v^2} / pV_e$ で、掃流状集合流動および掃流の場合は $\psi = 1.0$ である。ただし、 $\psi < 0$ のときは $i = 0$ とする。 $V_e$ は土石流が侵食も堆積もなしに流動を継続できる流速である（高橋・中川，1992）。

側岸に作用する粒子間隙流体のせん断力は、平均的に河床に作用するせん断力の1/2であるとすれば、側岸の後退速度 $i_s$ はつぎのように表せよう。

$$\frac{i_s}{\sqrt{gh}} = \left(\frac{1}{2}\right)^{3/2} K' \sin^{2/3} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{\infty} - c) \frac{h}{d} \quad (37)$$

ここに、 $K'$ ：定数である。流動深 $h$ の部分が後退すればその上部が崩落する。したがって崩落部分も含めて全体が均等に後退するものとすれば、左右岸の平均的な後退速度は次式で表せよう。

$$i_{sml} = \frac{h_l}{l_l + h_l} i_{sl} \quad (38) \quad i_{smr} = \frac{h_r}{l_r + h_r} i_{sr} \quad (39)$$

ここに、添え字 $l$ および $r$ はそれぞれ左岸および右岸での諸量を意味し、 $h$ ：河床から流動深、 $l$ ：流動物表面からそれぞれの河岸天端までの高さである。

## （2）すべり破壊を考慮した統合モデルによる洪水／土石流ハイドログラフ

表－3は越流による天然ダムの決壊に関する実験条件と計算に用いたパラメータを示したものである。

ここに、 $K$ および $\delta_d$ はそれぞれ式(35)の侵食速度、式(36)の堆積速度の係数である。用いた水路は図－8に示したものの同じである。実験および計算に用いる諸元は透水係数以外は表－1に示したのと同じである。ダムの形状もおなじである。

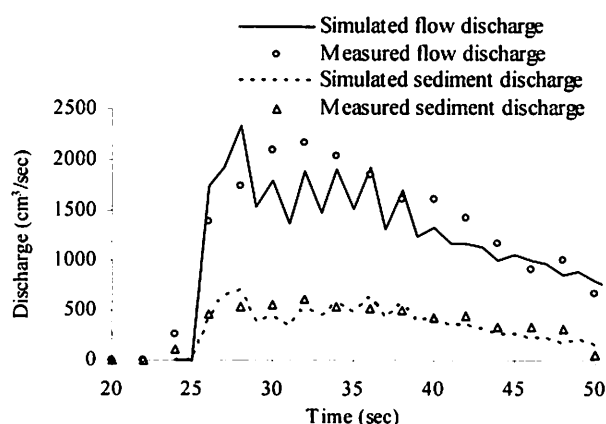
表－3 実験条件および計算に用いたパラメータ

| Case | 給水量<br>(cm <sup>3</sup> /s) | 初期<br>飽和度 | 飽和透水係数<br>$K_s$ (m/s) | $K$  | $\delta_d$ |
|------|-----------------------------|-----------|-----------------------|------|------------|
| I    | 550                         | 50%       | 0.00018               | 0.11 | 0.005      |
| II   | 49                          | 50%       | 0.00018               | 0.11 | 0.005      |
| III  | 30.5                        | 20%       | 0.00030               | 0.11 | 0.005      |

実験は3ケース行った。Case IIは全幅越流の場合であり、ダム上流からの給水量が550cm<sup>3</sup>/sと一番大きな規模である。Case IIIはダム天端および裏法に幅5cm、深さ0.5cmのノッチを左側壁に沿って設け、水みちの拡幅による洪水／土石流の発達過程を見たものである。Case IIIは給水量を適当な値に調節して越流前に天然ダムがすべり破壊するように設定した場合である。

図－27は全幅で越流する場合の流出ハイドログラフとセディメントグラフの計算値と実験値とを比較したものである。計測地点はダムの裏法先（ダム下流側の先端部）から66cm下流の水路下流端である。両グラフとも実験値と計算値とは良好に一致している。図－28は越流による天然ダムの侵食過程に関する計算値と実験値とを比較したものである。これも両者はよく一致している。

図－29、30はCase IIの場合であって、それぞれ流出ハイドログラフとセディメントグラフの計算値と実験値とを比較したもの、およびダム堤体の侵食過程の計



図－27 侵食によるダム決壊時のハイドログラフとセディメントグラフの計算値と実験値との比較（CASE I）

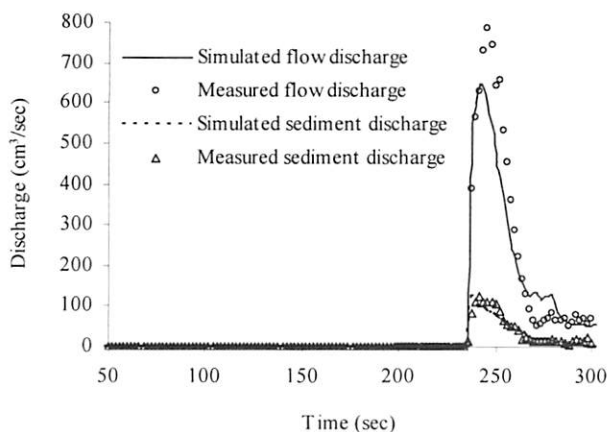


図-29 侵食によるダム決壊時のハイドログラフとセディメントグラフの計算値と実験値との比較 (CASE II)

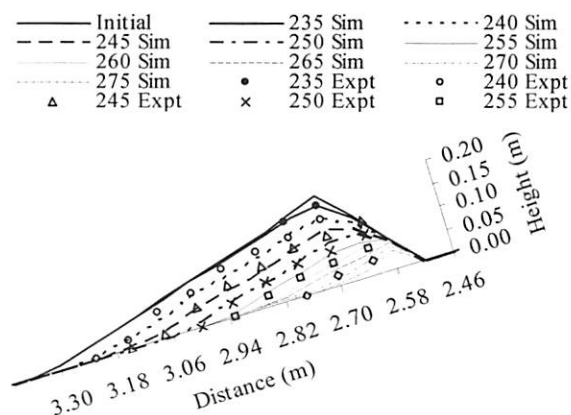


図-30 越流による天然ダムの侵食過程に関する計算値と実験値とを比較 (Case II)

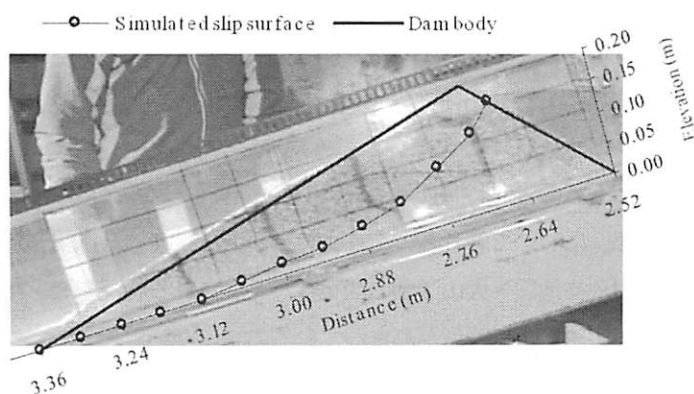


図-31 すべり面の計算値と実験値との比較 (Case III)

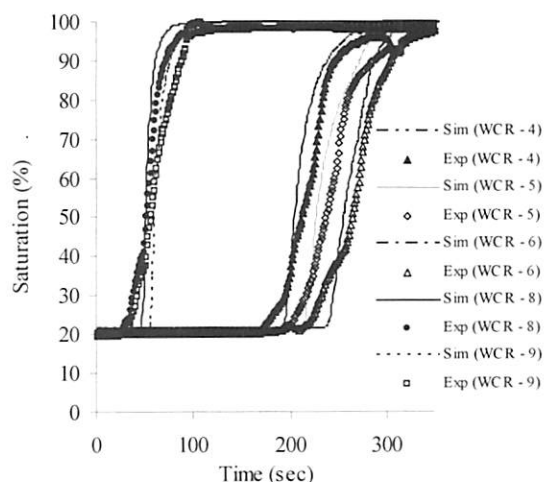


図-32 堤体内の各地点における飽和度の時間変化の計算値と実験値との比較 (Case III)

算結果と実験結果を比較したものである。ハイドログラフのピーク値の計算結果は実験結果よりもやや小さく算定されているものの、ハイドログラフおよびセディメントグラフの計算値は実験値と比較的によく一致している。また、堤体の侵食過程の計算値も実験値とよく対応していると言える。

図-31はCase IIIのときのすべり面の実験結果と計算結果とを比較したものである。図はややひずんでいるので正確な比較はこの図では示せていないが、実験結果のすべり面の様子が理解しやすいのでこのような図にしてある。もちろん、ひずんでいない図からも両者の良好な一致は確認している。図-32は堤体内の各地点における土壌水分量 (飽和度) の時間変化に関する実験結果と計算結果とを比較したものである。計算値の方がやや傾きが急であるが両者は比較的良好に一致していると言える。

このように、Case IIIでは堤体内への水の浸透過程やすべり面の特定がほぼ計算で再現できており、また、

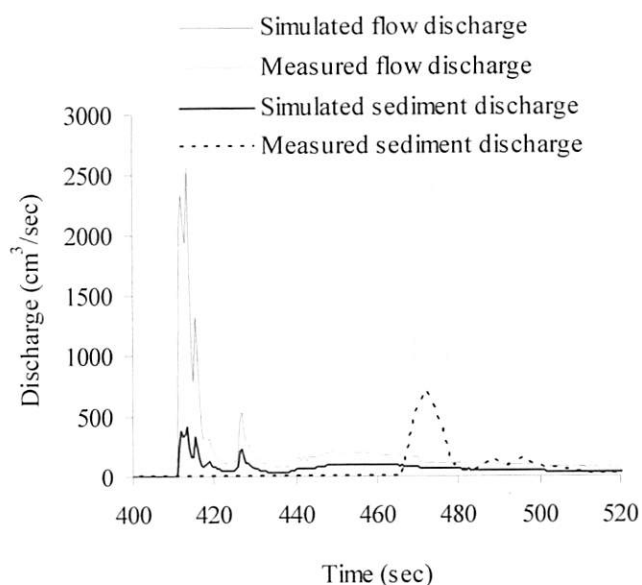


図-33 洪水ハイドログラフとセディメントグラフの計算結果と実験結果との比較 (Case III)

Case IおよびCase IIでは発生洪水／土石流のハイドログラフおよびセディメントグラフも侵食モデルで比較的良好に再現できていることから、浸透流解析、すべりの安定解析、越流による堤体の侵食解析の3つのモデルのカップリングにより、天然ダムのすべり崩壊を考慮した発生洪水／土石流ハイドログラフを統合的に解析し得るものと判断される。なお、すべりによる崩壊土塊の移動と変形については、今の段階では解析が困難であり、前述したような単純化を行っていることを再度言及しておく。今後の課題としたい

図-33は水路下流端での洪水ハイドログラフとセディメントグラフの計算結果と実験結果とを比較したものである。実験ではすべり崩壊が実験開始（給水）から447秒後に生じたが、計算では410秒後に生じた。これは安定解析のところで検討したように簡易ヤンプ法に関わる問題等によるものである。したがって、実験ではすべり崩壊発生から20秒後頃に下流端で流量および流砂量のピークが計測されている。計算では崩壊発生直後に流量および流砂量のピークが下流端であらわれているが、この約20秒が実験での土塊のすべり、流動・変形、停止、侵食というプロセスに要した時間と考えられる。その結果、崩壊発生時刻の差である37秒とこの20秒との和57秒程度のずれが図中のピーク時刻発生時刻の差となって表れている。このような時間的な差はあるものの、発生ハイドログラフおよびセディメントグラフの実験結果と計算結果とは比較的良好に一致しており、ここで示した統合解析モデルの妥当性がある程度確認できる。

## 6. おわりに

以上、ここでは天然ダムの形成要因と決壊原因の分類、天然ダムの寿命時間、天然ダムの安定解析、天然ダムの決壊によって生じるハイドログラフやセディメントグラフの予測法、について著者らのこれまでの研究成果を中心に紹介した。最近、豪雨や地震が多発していること、今後の極端気象現象や地震・火山活動の活発化が懸念される状況を鑑みれば、深層崩壊等で天然ダムの形成とその決壊による巨大複合災害の発生危険度が高まっているのではないだろうか。このような状況にあって、国土交通省から出された「大規模な河道閉塞（天然ダム）の危機管理のあり方について」は大変時機に富んだものであり、この提言を実のあるものにしていかなければならない。

ここでは、対策については全く言及しなかったが、ハード対策のみならず警戒・避難システム等のソフト対策の重要性は論をまたない。これらの対策はできるだけ科学的な基礎に立脚したものが望ましい。現象そのものが学際的な分野であり、現象を解明するには学際的な取り組みが必要不可欠である。水工学の分野がさらに貢献できるものと信じるが、まだまだ解決すべき課題は山積している。堤体材料の粘着性を考慮した統合モデルの構築はなかなか困難な課題を多く含んでいるが、これについてもある程度研究が進んでおり（例えば森 俊勇, 2007）、今後さらなる進展が望まれる。天然ダムの決壊はこれまで歴史的にも大規模な災害を引き起こしてきており、社会に与える影響ははかり知れない。それだけに、天然ダムの研究は重要である。本報告がこの分野の研究に関心を持つ人たちに少しでもお役にたてば幸いである。

## <謝辞>

本報告をまとめるにあたり、Ripendra Awal氏（現在、京都大学JSPS外国人特別研究員）の多大な協力を得た。ここに記して深謝する。

## <参考文献>

- Awal, R., Nakagawa, H., Baba, Y. and Sharma R. H. (2007): Numerical and experimental study on landslide dam failure by sliding, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 51, pp.7-12.
- Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2008a): Experimental study on prediction of failure mode of landslide dams, Proc. of the 4th International Conference on Scour and Erosion, pp.655-660.

- Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2008b): An integrated approach to predict outflow hydrograph due to landslide dam failure by overtopping and sliding, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.52, pp.151-156.
- Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2009): Numerical and experimental study on 3D transient seepage and slope stability of landslide dam failure, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 53, pp.61-66.
- Costa, J. E. (1988): Floods from dam failures, U.S. Geological Survey, Open-File Rep. No. 85-560, 1985, pp.439-463.
- 石川芳治・井良沢道也・小泉豊 (1991) : 天然ダム決壊による洪水流下の予測に関する研究報告書, 土木研究所資料, 第3013号, 57pp.
- 石川芳治・井良沢道也・国 尚富 (1992) : 天然ダム決壊による洪水流下の予測と対策, 砂防学会誌 (新砂防), Vol5, No.1, pp.14-21.
- Jiang, J. C. and Yamagami, T. (2004): Three-dimensional slope stability analysis using an extended Spencer method, Soils and Foundation, Vol. 44(4), pp.127-135.
- 国土交通省 (2009) : 大規模な河道閉塞 (天然ダム) の危機管理のあり方について : <http://www.mlit.go.jp/common/000039357.pdf>
- 森 俊勇 (2007) : 天然ダム決壊時の洪水流量の予測と対応に関する研究, 京都大学学位論文
- Nakagawa, H., Awal, R., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2009): Natural dam failure and estimation of resultant flood hydrograph, Proc. of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Water and Flood Management, Vol.1, pp.677-685.
- 林野庁ホームページ : <http://www.rinya.maff.go.jp/chubu/kiso/index.html>
- 里深好文・吉野弘祐・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森俊勇 (2007) : 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, 土木学会水工学論文集, Vol.51, pp.901-906.
- Schuster, R. L. and Costa, J. E. (1986): A perspective on Landslide Dams, Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation, Proc. of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the ASCE in conjunction with the ASCE Convention in Seattle, Edited by R. L. Schuster, Geotechnical Special Publication No.3, pp.1-20.
- 高橋 保 (1981) : セント・ヘレンズ火山の噴火に伴う災害現象と対応, 京大防災研年報, 第24号A, pp.15-34.
- 高橋 保・国 尚富 (1988) : 天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究, 京大防災研年報, 第31号B-2, pp.601-615.
- 高橋 保・中川 一 (1992) : 自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測, 京大防災研年報, 第35号 B-2, pp.231-248.
- 高橋 保・中川 一 (1993) : 天然ダムの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, 土木学会水工学論文集, 第37巻, pp.699-704.
- 高橋 保・八木秀樹 (1983) : 土石流の流量予測, 京大防災研年報, 第26号B-2, pp.329-351.
- Takahashi, T. and Nakagawa, H. (1993): Estimation of Flood/Debris Flow Caused by Overtopping of a Landslide Dam, Proc. 25th Cong. of IAHR, Vol.3, pp.117-124
- Takahashi, T. and Nakagawa, H. (1994a): Flood/Debris Flow Hydrograph Due to Collapse of a Natural Dam by Overtopping, Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, Vol.12, No.2, pp.41-49.
- Takahashi, T. and Nakagawa, H. (1994b): Natural Dam Formation and the Disaster, Proc. International Workshop on Floods and Inundations Related to Large Earth Movements, pp.A81-A812.
- 鶴岡恵三 (1987) : 簡易Janbu法による斜面の3次元安定解析, 地すべり, 第24巻, 第3号, pp.8-14.
- 鶴岡恵三・細城建治 (1988) : 簡易Bishop法, 簡易Janbu法およびSpencer法の三次元への拡張, 土木学会論文集, 第94号/III-9, pp.21-26.
- Yamagami, T. and Jiang, J. C. (1997): A search for the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis, Soils and foundations, Vol. 37 (3), pp.1-16.
- Wang, C.M., Lee, S. P., Li, C. C., Tsang, Y. C and Shieh, C.L. (2010): Disasters caused by Typhoon Morakot, Journal of the Taiwan Disaster Prevention Society, Vol.2, No.1, pp.27-34 (in Chinese).