

天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究

高橋 保・匡 尚富

HYDROGRAPH PREDICTION OF DEBRIS FLOW DUE TO FAILURE OF LANDSLIDE DAM

By *Tamotsu* TAKAHASHI and *Sang Fu* KUANG

Synopsis

First, the shape and the length of the natural dam in a narrow channel are correlated to the width and the total volume of the landslide.

Second, the processes of failure of landslide dam by overtopping and breaking due to slip are observed in detail and classified into three types, namely, 1) when the infiltration rate is small, overtopping results, 2) when the infiltration rate is very large, seepage which appears on the lower part of the downstream face brings collapse around it and then the collapse proceeds upstream ending by a large failure at the moment the collapse reaches near the blocked water, 3) when infiltration rate is intermediate, water levels both upstream and inside the dam body rise simultaneously and a large scale slippage can result.

Third, the computer simulation methods to predict the hydrograph of debris flows due to failure of the dam in the cases 1) and 3) are given, and appear to be in accordance with the experimental results.

1. 緒 論

土石流の氾濫・堆積のシミュレーションがかなりの精度で実行できるようになってきたので、土石流災害の危険範囲及び危険の程度の予測は、発生する土石流の規模と性質が与えられれば可能な段階に達しているものといえる。発生土石流のハイドログラフ予測についてはすでに変勾配流路上の堆積物が土石流化する場合について取り扱い、その予測手法を提案した¹⁾ので、今回は斜面崩壊による崩壊土砂が一旦溪床をせき止めて天然ダムを形成し、それが決壊して、土石流が発生する場合のハイドログラフ予測問題について考えることにした。このような問題に関しても、すでに、高橋・八木²⁾によって水路中に形成された天然ダムの決壊過程とそれによる土石流ハイドログラフについての実験的な研究がなされているが、本論文では崩壊土砂が天然ダムを形成する段階から、ダム決壊による土石流ハイドログラフの予測までを一貫して取り扱う方法を示すものである。

天然ダム決壊による土石流は Fig. 1 のような経過を経て形成されるが、ここではまず、ある量の崩壊土塊が溪岸斜面からある幅を持って滑落してきたとき、どのような形状と規模の天然ダムが形成されるかという問題について検討してその予測モデルを提案する。次いで、天然ダムの決壊機構と過程を明らかにして、それぞれの決壊過程による土石流規模の予測モデルを開発し、さらにこれらのモデルを組合わせて Fig. 2 のような予測システムを構築しようとするものである。

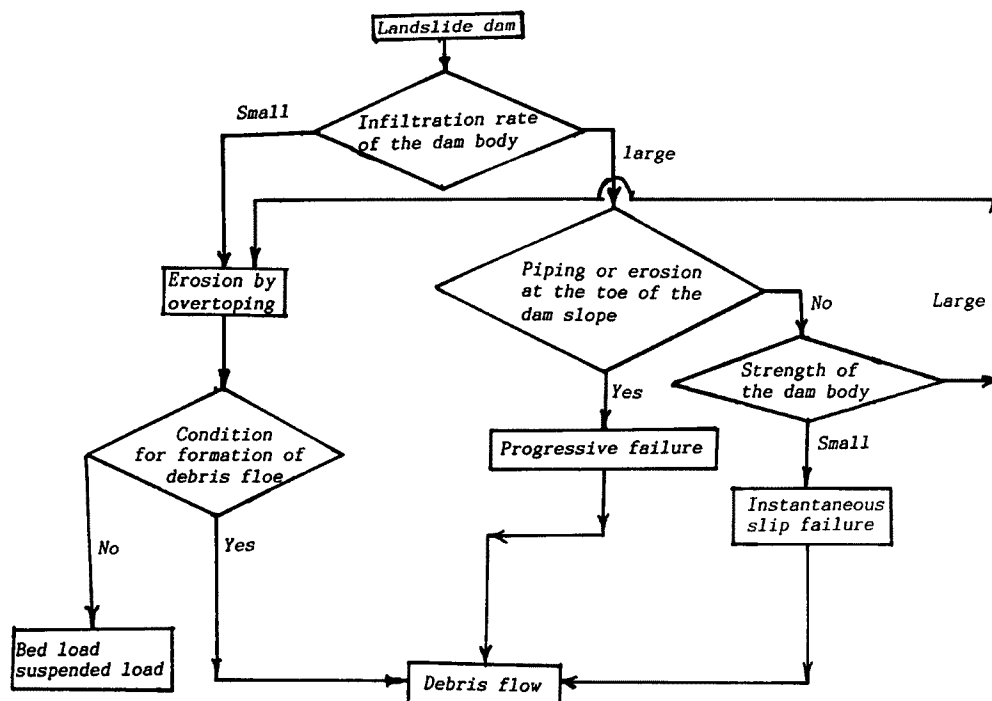


Fig. 1. Processes of debris flow formation due to landslide dam failure.

2. 天然ダムの形成

2.1 理論的考察

崩壊土塊が斜面から溪床に崩落してきたとき、崩壊土塊の性質、溪床の地形条件及び水流条件によって天然ダムが形成される場合と形成されない場合があると思われるが、まず、天然ダムが形成されるものとして、その形状と規模の予測モデルについて考察する。

簡単のために溪流の幅は狭く、片側の斜面から供給された土砂は溪流の横方向には均等に堆積するものと仮定する。このとき、天然ダムは Fig. 3 (a), (b) のようなプロセスで形成されるときと考えられる。すなわち、崩壊幅 W 、体積 V の斜面崩壊土砂が一つのブロックとして溪床に落ちてきたとき、Fig. 3 (a) に示したように、長方形から平行四辺形へ変形し、さらに、(b) のように安息角より大きい部分が崩落して台形あるいは三角形の天然ダムを形成する。土砂が十分多い場合には三角形、少ない場合には台形のダムが形成される。台形ダムの基部長 L_B 、頂部長 L_T 、最大厚さ D_{max} がそれぞれ式(1)、(2)、(3)、(4)によって求められる。

$$L_B = \frac{W}{\cos\theta} + \frac{V\cos\theta}{2BW}K \quad (1)$$

$$L_T = \frac{W}{\cos\theta} - \frac{V\cos\theta}{2BW}K \quad (2)$$

$$K = \frac{\cos\theta}{\tan(\phi+\theta)} + \sin\theta + \frac{\sin(90^\circ+\phi)}{\sin(\phi-\theta)} \quad (3)$$

$$D_{max} = \frac{2V}{B(L_B+L_T)} \quad (4)$$

ここに B : 水路幅, θ : 水路勾配, ϕ : 崩壊土砂の安息角, K : 式(3)より ϕ が一定の場合, θ の関数で

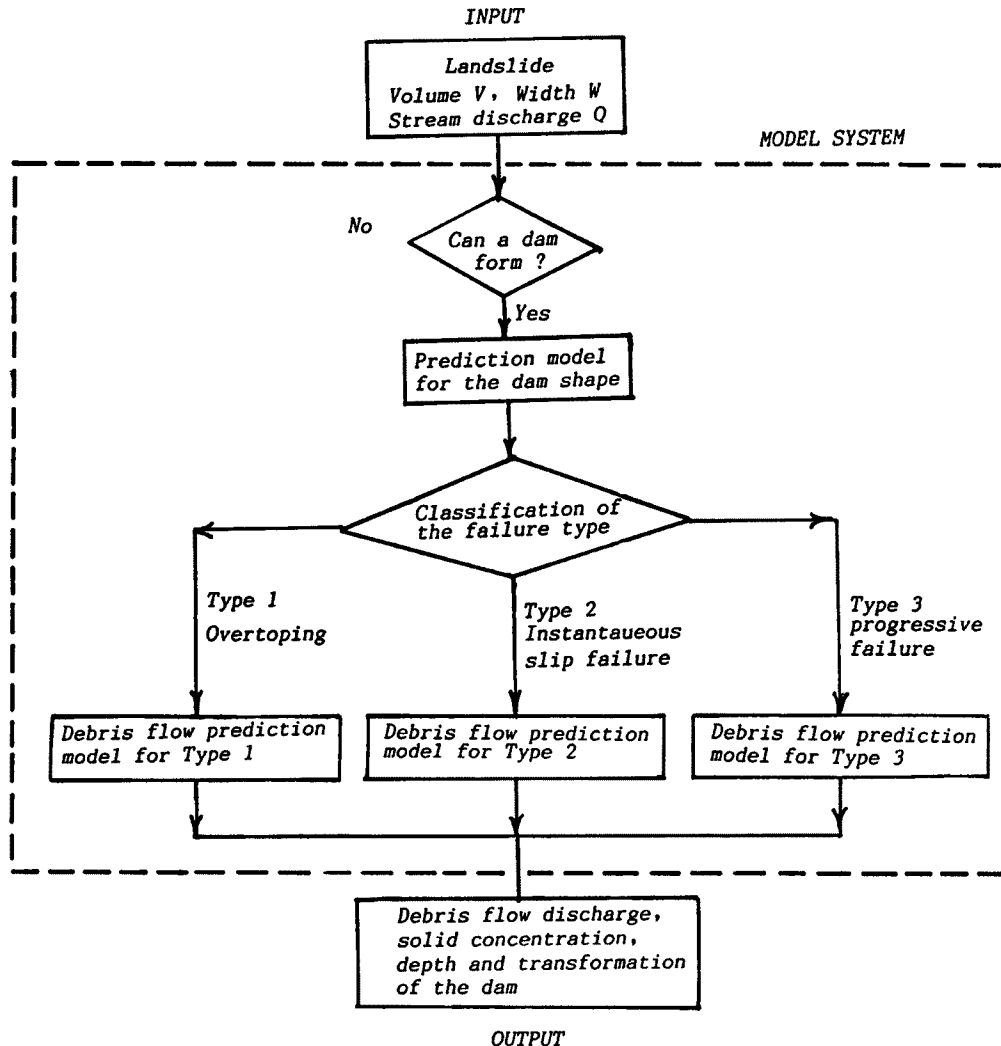


Fig. 2. Debris flow prediction model system.

ある。\$B\$、\$\theta\$、\$\phi\$を既知量として崩壊幅 \$W\$、土砂体積 \$V\$ がわかれば、式(1)、(2) から台形ダムの基部長 \$L_B\$、頂部長 \$L_T\$ が求められる。さらに、三角ダムの形成条件は \$L_T = 0\$ であるから式(2) より三角ダム形成の限界土砂体積 \$V_{sc}\$ が式(5) のようになる。

$$V_{sc} = 2(W/\cos\theta)^2 B/K \quad (5)$$

$$L_{Bsc} = \frac{W}{\cos\theta} + \frac{V_{sc}\sin\theta}{2BW} K \quad (6)$$

ここに \$L_{Bsc}\$: 三角ダムが形成されときの限界基部長である。\$V \geq V_{sc}\$ の場合、Fig. 3 (c) のように安息角とほぼ等しい両法面勾配をもつ三角ダムが形成される。基部長 \$L_B\$ は次式で表わされる。

$$L_B = \left(\frac{V}{V_{sc}}\right)^{1/2} L_{Bsc} \quad (7)$$

また、\$V < V_{sc}\$ の場合、実際には Fig. 3 (d) の実線で表わしている台形ダムになるが、法肩部の位置はかならずしも明確ではないので、簡単のため、点線のような三角ダムとして取り扱うことが考えられる。このとき、上、下流側法面勾配 \$\phi_u\$、\$\phi_d\$ はそれぞれ式(8) と式(9) で表わされる。

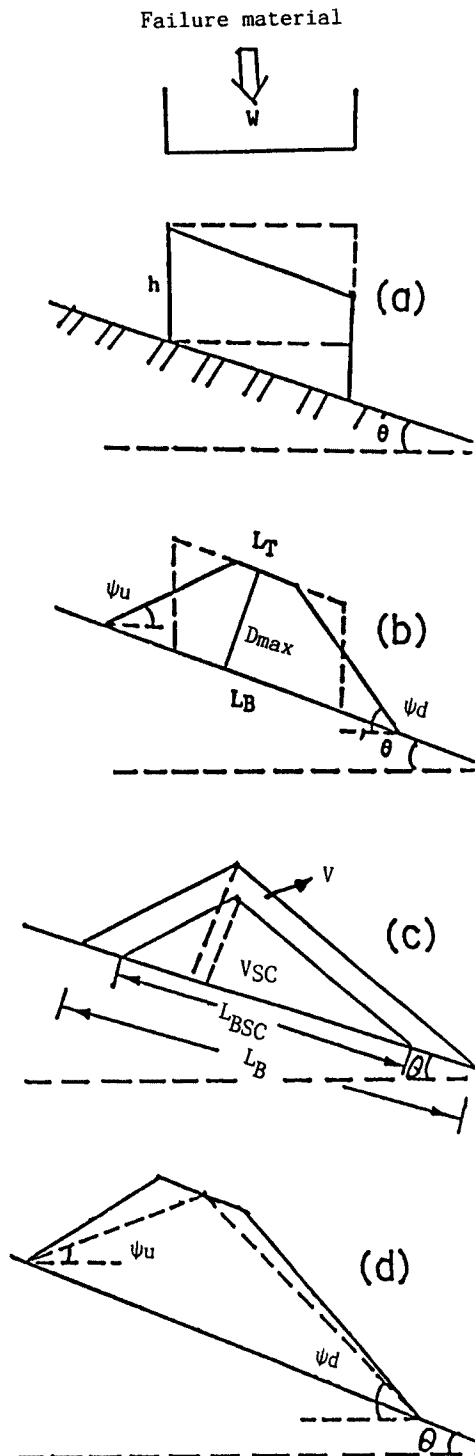


Fig. 3. Conceptual diagram of the landslide dam formation.

による撮影を行い、また、Fig. 5に示したような平均粒径 $d_m = 0.8 \text{ mm}$ のほぼ均一砂を実験材料にを使った。実験ケースとしては 1) 崩壊幅 $W = 10, 30 \text{ cm}$; 2) 崩壊土砂量 $V = 2700, 5400, 8100 \text{ cm}^3$; 3) 水路への給水流量 $Q = 0, 50, 100, 200, 300, 400 \text{ cm}^3/\text{sec}$; 4) 水路勾配 $\theta = 10^\circ, 12^\circ, 14^\circ, 16^\circ, 18^\circ, 20^\circ$ 等の組合せ

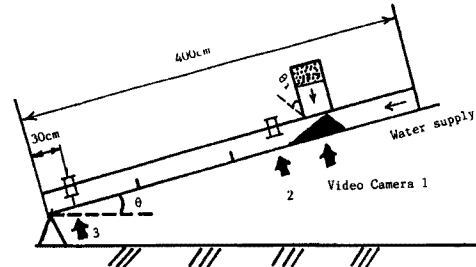


Fig. 4. Experimental flume.

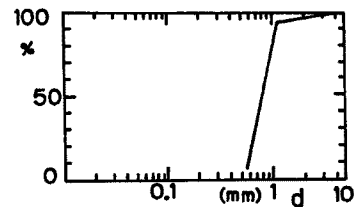


Fig. 5. Particle size distribution in the experimental material.

$$\phi_u = \arctan\left(\frac{4\alpha \cos^2 \theta}{K + 2\alpha M}\right) - \theta \quad \dots\dots (8)$$

$$\phi_d = \arctan\left(\frac{4\alpha \cos^2 \theta}{K + 2\alpha N}\right) + \theta \quad \dots\dots (9)$$

$$\alpha = V/V_{sc}; \quad M = \frac{\cos \theta}{\tan(\phi + \theta)} - \sin \theta$$

$$N = \frac{\sin(90^\circ + \phi)}{\sin(\phi - \theta)} + 2 \sin \theta$$

2.2 実験

以上の予測式の妥当性及び天然ダムの形成条件を調べるために水路実験を行なった。

(1) 実験の概要: Fig. 4に示したような、長さ 4 m、幅 10 cm の透明アクリル製の水路を用いた。水路底面には $d = 0.8 \text{ mm}$ の砂粒粗度が張り付けてある。水路の上流部の左側面には水路と直交する方向に幅 30 cm の斜面が設けられており、ここから所定の体積の土砂が崩壊土砂を模擬して水路へ供給されるようになっている。天然ダムの形成の様子および斜面からの崩落土砂の様子を 2 台のビデオカメラを用いて撮影し、解析に供した。さらに、4 章で議論する天然ダムの決壊に関する実験において、土石流の流量測定のために水路下流端でもビデオカメラに

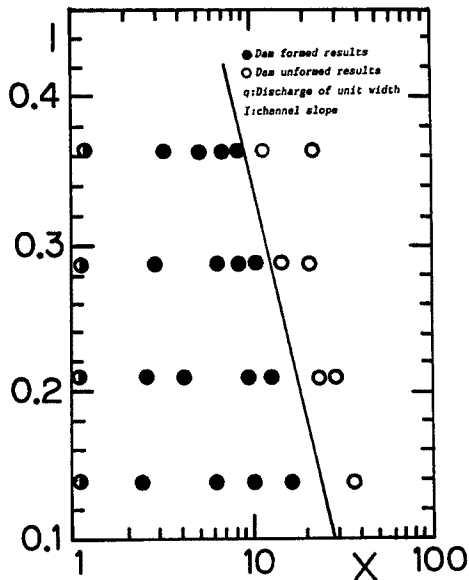


Fig. 6. The critical condition for formation of a landslide dam.

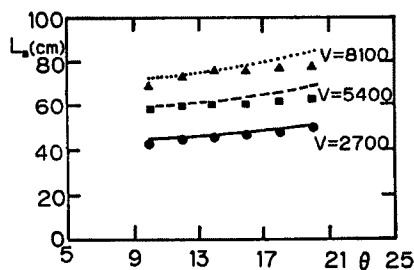


Fig. 7. Comparisons between theoretical dam base lengths and the experimental ones.

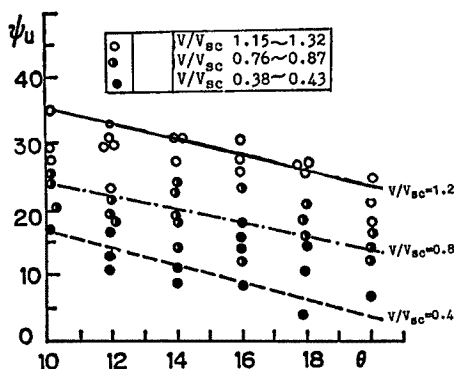


Fig. 8. Comparisons between the theoretical gradients of the upstream dam surface and the experimental ones.

である。

(2) 実験結果： 1) 天然ダムの形成条件： 実験では崩壊土量と流路の水利条件によって、流路が閉塞されて天然ダムが形成される場合と、崩壊土砂が殆どそのまま瞬間的に流されてしまい、天然ダムが形成されない場合が見られた。ここで、天然ダムの形成の判断基準はその寿命時間が数秒程度以上としている。水流による粒子の限界掃流力が、流路勾配 I と $q/g^{1/2}d^{3/2}$ を両軸とする平面上の一直線と示される³⁾ことからの類推として、 I と $X=q/[g^{1/2}(V/BL_B)^{3/2}]$ を両軸とする平面上で天然ダムの形成条件を Fig. 6 に示した。ただし、 q は溪流の水の単位幅流量である。天然ダムの形成、非形成はこのような平面上で比較的明確に区分されるようで、図中の形成限界を示す曲線は

$$\frac{q}{g^{1/2}[V/(BL_B)]^{3/2}} = 45 \times 10^{-1.87} \quad \dots\dots\dots (10)$$

で与えられる。なお、天然ダムが形成される場合、溪流の水の流量は天然ダムの形状、規模に顕著な影響を与えないようである。

2) 天然ダムの形状特性： 寿命時間の比較的大規模天然ダムでは、ダム基部長 L_B 、上流、下流側法面勾配 ψ_u 、 ψ_d 及び堤体最大高さ D_{max} が崩壊土量の増加とともに増大する。また、流路勾配の増大とともに ψ_u は大きくなり、 ψ_d は小さくなる。しかし、 L_B はあまり流路勾配の影響を受けない。(Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9 を参照)

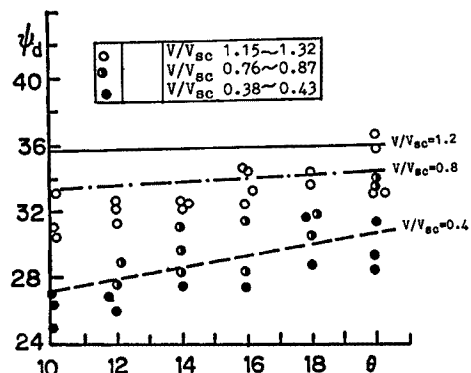


Fig. 9. Comparisons between the theoretical gradients of the downstream dam surface and the experimental ones.

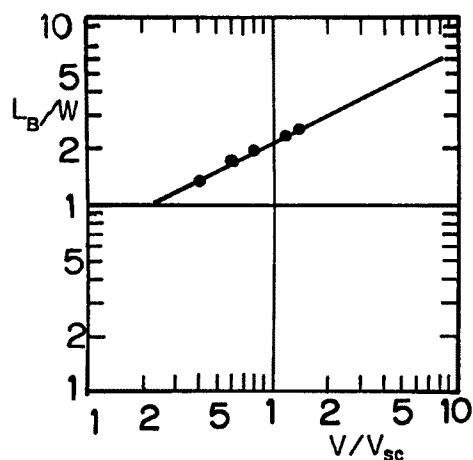


Fig. 10. Relationship between the nondimensional dam base length and the nondimensional landslide volume.

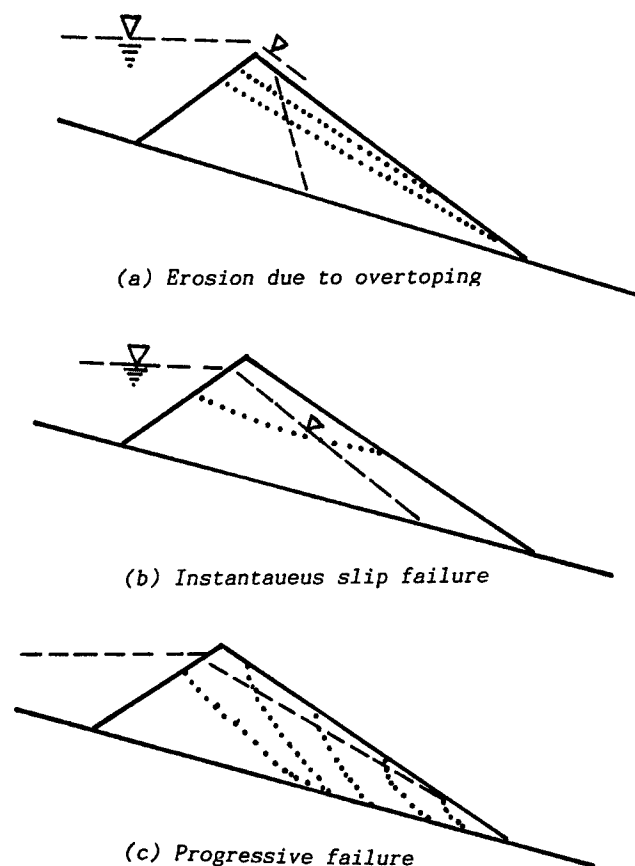


Fig. 11. Three types of the dam failure processes.

- (a) Erosion due to overtopping.
- (b) Instantaneous slip failure.
- (c) Progressive failure.

2.3 実験結果と理論との比較

ダム形状に関する実験結果と理論との比較がそれぞれ Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9 に示されている (ポイントマークは実験値, 線は理論値)。図よりわかるようにダム基部長は両者がよく一致している。上流側法面勾配と下流側法面勾配の実験値と理論値の一致の程度はあまりよくない。その原因としては理論式を導くとき台形ダムを三角ダムに単純化していること、実験において崩壊土砂を繰り返して使用する場合、湿潤状態の材料を用いているが、その含水状態が実験ケースによって変化し、安息角も変動しているはずのところを理論式の計算では一定の安息角を採用していることが適当でないことや、実験データの解析誤差によるものが考えられる。しかし、計算値と実験値の変化傾向はよく一致しており、こ

こで考えたような機構によって天然ダムが形成されていると判断される。上記の理論式から L_B/W と V/V_{sc} の関係は殆ど水路勾配に依存しないことになり、Fig. 10 のような関係がある。当然のことながら、 V が大きいとダム基底長は W の数倍となる。なお、Fig. 10 中の実線の式は

$$\frac{L_B}{W} = \frac{1}{\cos\theta} \left[1 + \frac{V}{V_{sc}} \right]$$

($V < V_{sc}$ の場合)

$$\frac{L_B}{W} = \frac{2}{\cos\theta} \left(\frac{V}{V_{sc}} \right)^{1/2}$$

($V \geq V_{sc}$ の場合) (11)

である。

3. 天然ダムの決壊及び土石流流量計算の基礎式

3.1 天然ダムの決壊過程及び土石流の形成

(1) 天然ダムの決壊過程

天然ダムの決壊過程は堤体材料の性質、堤体の透水係数、強度及び上流の給水流量によって異なるが、高橋・八木²⁾の実験及び本研究の実験によれば、Fig. 11 に示しているような a) 越流侵食による

決壊、b) すべり崩壊による決壊、c) 進行性崩壊による決壊という三つの型に分類できる。

(a) 越流侵食による決壊 (Type 1): 堤体の透水係数が小さく堤体強度が強く、また、上流からの給水が比較的大きい場合、給水の進行とともに上流の貯水位が上昇するが、その速度が堤体内における浸潤線の下流への進行速度に比較して速く、貯水位が堤頂に達しても天然ダムは決壊せず、結局越流が現れ、その侵食によって堤体の破壊が進行する (Fig. 11 の (a))。

(b) すべり崩壊による決壊 (Type 2): Type 1 に比べて堤体の透水係数が大きく、堤体強度が弱い場合、上流からの給水量が比較的大きい時に生ずる。給水の進行とともに上流の貯水位が比較的速く上昇し、同時に、浸潤線が下流側法面とほぼ平行して下流へ進んでいくが、それが法面に達するよりも先に上流貯水位が堤頂の近くに達するか或は越流が始まり、ほぼこれと同時に法面の比較的高い位置で深い崩壊が生じて天然ダムが決壊する (Fig. 11 の (b))。これは上流からの給水によって堤体内の浸透流水位が上昇して、堤体の荷重が増加するのに対して、飽和部分では浸透水の浮力によって粒子間の摩擦による抵抗力が弱まって、ついにダム堤体が不安定になり、ある滑動面をもってすべりが生じるものと考えられる。

(c) 進行性破壊による決壊 (Type 3): 堤体の透水係数が最も大きく、堤体強度がかなり弱くて給水流量が比較的小さい場合、浸透流水位の上昇よりも浸潤線の下流への進行速度が速く、比較的水位が低い段階で法先に達して法面上に表面流が生じて侵食を起こしたり、パイピングが生じ、そこから崩壊が発生して、さらに、その崩壊が逐次遡上してついに全体の崩壊が生じる (Fig. 11 の (c))。

(2) 天然ダムの決壊による土石流の形成

以上では天然ダムの決壊過程を述べたがそれぞれの決壊過程に応じて土石流の形成過程及び規模が異なる。

(a) Type 1 の場合、越流侵食が始まった際、堤体の下流法面勾配が土石流形成条件を満足しており、法長が十分に長ければ、土石流が形成される。最初、越流開始地点では土砂濃度がかなり低く、掃流とあまり変わらないが、下流へ流れて行くとともに侵食による土砂濃度が増加し、掃流から掃流状集合流動、さらに土石流へ移行する。また、法長が十分でないとき、法面上で土石流が形成されず法面と流路の勾配変化点を経過してから土石流になる場合もある。侵食の場所的变化は堤頂の下流付近で水流の侵食、法面中部のある区間で掃流状集合流動による侵食、法面の下部で土石流による侵食である。侵食速度の時間的な変化から見ると初期には堤体下流法面表層付近が飽和されていないため、半乾燥状態における侵食となり、侵食速度は比較的遅いが、時間の経過とともに浸透水の水位上昇と表面流から下部への浸透によって、ついに堤体全体が飽和され、侵食速度がかなり大きくなるが、法面勾配がすでに緩くなっており、全体の決壊が発生しない。

(b) Type 2 の場合では、最初の崩壊ブロックは不飽和な部分があり、すぐには全層流動に達することができず、一旦、法尻付近に堆積するが、これはほとんど瞬時の現象であり、決壊水と後続流の越流侵食によって先端部の流量の大きい土石流が形成される。また、法面長が十分に長ければ、崩壊ブロックが下流へある距離を運動して流動化し、法面上で土石流が形成されるが先端部は土砂濃度がかなり高く、法尻に達すると勾配が急に減少するため、そのままでは流動を維持できず、大部分の土砂が堤体下端付近に堆積し、結局決壊水と後続流の越流侵食によって土石流が形成されて流下していく。

(c) Type 3 の場合では、下端の低い法先で最初の崩壊が生じる。浸透流の水量が不十分なため、崩壊土砂が流動化できず、崩壊位置のすぐ下流に堆積してしまう。さらに崩壊が遡上して行くが同じようにすぐ下流に堆積し、堤体の法面勾配が小さくなっていくだけである。このようにして部分的な崩壊が堤頂付近に到達するとついに全体の決壊に至って決壊水によって土石流が形成される。その後は越流侵食と同様な過程をたどる。

これらの過程で形成される土石流は従来の浸透流解析法、すべりの安定性計算手法及びわれわれが提案した変勾配堆積物上の土石流予測理論を用いて多少の修正と単純化を行うことによって解析が可能である。

3.2 天然ダムの浸透流解析と安定性解析

(1) 浸透流の解析

浸透流は天然ダム決壊の主因の一つである。ここではその解析の基礎式を次のように示しておく。Fig. 12 に示したような記号を用いると Darcy の運動方程式と水の連続式によって、基礎方程式として

$$\lambda(1-S_0)\frac{\partial H_{gw}}{\partial T} + \kappa \sin \theta \frac{\partial H_{gw}}{\partial X} = 0 \quad \dots\dots (12)$$

が得られる。ただし、 λ : 堤体材料の空隙率、 S_0 : 堤体内の初期飽和度、 κ : 透水係数、 H_{gw} : 鉛直方向の浸透流水深、 θ : 水路勾配である。また上流に貯留される水の水路床に直角方向の水深 H_w が上流貯留水の縦断面積 S と水の連続式より

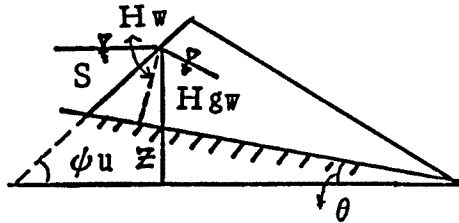


Fig. 12. Seepage flow in the dam-body.

$$\frac{dH_w}{dT} = \frac{\sin \phi_u \sin \theta}{\sin(\phi_u + \theta)} \frac{q_w - \kappa H_w \sin \theta}{H_w} \quad \dots\dots (13)$$

のように求められる。ただし、 ϕ_u : ダム上流側法勾配、 q_w : 単位幅給水流量である。式(12)と式(13)を用いてダム内の浸透流解析ができる。

(2) 堤体の安定性解析と初期滑動面

天然ダム決壊は Type 2, 3 の場合、ダム堤体のある部分が先に滑りだしてやがてダム全体が決壊する過程をたどる。したがって初期滑動面を求めるのは重要である。従来、斜面安定性解析における非円形すべり面に基づく安全率算定法は Janbu をはじめ幾つか提案されているが、仮定すべり面の形状に無限の可能性があるため、これらの方法で初期滑動面を求めることはきわめて困難である。ここでは、Yamagami ら⁴⁾の提案した手法に基づいて、次のような天然ダムのすべり決壊の初期滑動面決定手法を提案する。

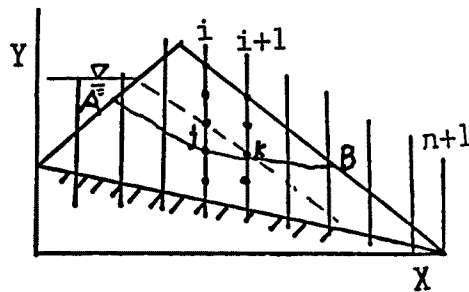


Fig. 13. Schematic representations of stages and states.

Simplified Janbu Method によると、次式で評価でき

る。Fig. 13 のような仮定すべり面 AB に対して安全率 F_s は

$$F_s = \frac{\sum R_i}{\sum T_i} \quad (i=1, 2, 3, \dots, n) \quad \dots\dots (14)$$

$$R_i = \frac{cL_i \cos \alpha_i + (W_i - P_i L_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{(\cos \alpha_i)^2 (1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s)} \quad \dots\dots (15)$$

$$T_i = W_i \tan \alpha_i \quad \dots\dots (16)$$

ただし、 L_i : 各スライス底面の長さ、 W_i : 各スライスの荷重、 P_i : 各スライス底面に作用する間隙水圧、 α_i : 各スライス底面の傾斜角、 c : 堤体材料の粘着力、 ϕ : 内部摩擦角である。ここで補助関数

$$G = \sum (R_i - F_s T_i) \quad \dots\dots (17)$$

を用いる。式(14)の F_s を最小化することは G を最小化するのと等価である。 F_s を最小とする両点 A, B を結ぶ限界滑動面を求める。すなわち、

$$G_m = \min G = \min \{ \sum (R_i - F_s T_i) \} \quad \dots\dots (18)$$

となるような滑動面を求め、さらに $F_s < 1.0$ となると堤体は AB を滑動面として滑ることができる。ここでダムを n 個のスライスに等分し、さらに各スライスの境界線を m_i の点に等分して、ダイナミックプログラミングの手法を用いて初期滑動面を求めるのである。Fig. 14 のようにスライスの境界線にある任意の点 (i, j) 、 $(i+1, k)$ を結ぶ jk は仮定滑動面の一部であるとする。式(15)と式(16)で R_i と T_i を求め、

転換関数 $DG_i(j, k) = R_i - F_s T_i$ が計算できる。点 A から点 (i, j) までの間における G の最小値を $A_i(j)$ と表すと、点 $(i+1, k)$ と点 A との間における G の最小値は

$$A_{i+1}(k) = \min \{A_i(j) + DG_i\} \quad (i=1 \cdots n, j=1 \cdots m_i, k=1 \cdots m_{i+1}) \quad (19)$$

で評価できる。境界条件は

$$A_1(j) = 0, j=1 \cdots m_1 \quad (20)$$

$$G_m = \min G = \min \{A_{n+1}(j)\}, j=1 \cdots m_{n+1} \quad (21)$$

である。式(14)を用いて F_s を求め、 F_s が 1.0 より小さくなると AB は初期滑動面であると考えられる。ただし、式(15)の右辺にも F_s を含んでいるので初期値を仮定し、繰り返し計算で F_s を求める必要がある。

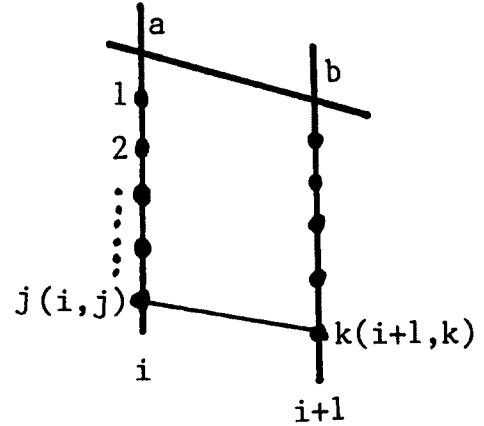


Fig. 14. Explanation for the slice

3.3 土石流流量計算の基礎式

3.1 の考察よりわかるように、天然ダムの決壊による土石流の形成は Type 1 ばかりでなく、Type 2, Type 3 でも堤体全体の決壊が生じた後、越流侵食過程をたどっている。それを解析するには変勾配堆積物上の土石流予測理論¹⁾が用いられる。ここで必要な基礎式を整理しておく。

(1) 不定流の基礎式 (略)：天然ダムが形成される前の水流の計算及び形成後のダム頂点より上流の貯水過程の計算、越流流量の計算は不定流の基礎式を用いる。

(2) 土石流流量の計算式：堤体頂点より下流側では次の式を用いる。

$$q = CR^p h \sin^{1/2} \left(\tan^{-1} \frac{\partial Z}{\partial X} \right) \quad (22)$$

$$C = R^{1/6} / n, p = 1/2 (C_L \leq 0.02 \text{ の場合})$$

$$C = 0.7g^{1/2}h / (d_m R), p = 3/2 (0.02 < C_L \leq 0.4C_{*L} \text{ の場合})$$

$$C = \frac{2}{5d_m} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ C_L + (1 + C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\}, p = 3/2 (C_L > 0.4C_{*L} \text{ の場合})$$

ただし、 p , C は流れの運動方程式における摩擦勾配を $q^2 / (C^2 h^2 R^{2p})$ としたときの p 及び C である。

(3) 流動層全体の連続式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial X} = i \quad (23)$$

(4) 固体粒子成分の連続式：

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial (q C_L)}{\partial X} = \begin{cases} i C_{*L}; & i \geq 0 \\ i C_{*DL}; & i < 0 \end{cases} \quad (24)$$

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial \{q(1 - C_L)C_F\}}{\partial X} = \begin{cases} i C_{*F}; & i \geq 0 \\ i(1 - C_{*DL})C_F; & i < 0 \end{cases} \quad (25)$$

(5) 侵食と堆積速度：堤体には飽和と不飽和部分がある。それぞれの侵食速度は

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K (\sin \theta)^{3/2} \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} C_L \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (C_{T\infty} - C_L) \frac{h}{d_m};$$

$$K = 0.06 \quad (26)$$

$$i = \alpha \frac{C_{T\infty}}{C_{*} - C_{T\infty}} \left\{ 1 - \frac{C_L \rho_m \tan \phi - (C_T / C_{T\infty}) (C_{L\infty} / C_L) (\rho / \rho_m) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\} \frac{q}{d_m}$$

$$\alpha = 0.0007 (\text{飽和侵食}) \dots\dots\dots (27)$$

である。また、堤体下流部では堆積が生ずるものと思われ、堆積速度は土石流として流下してくる場合と掃流状集合流動として流下してくる場合のそれぞれに対して、

$$i = \beta \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} \frac{q}{d_m} \dots\dots\dots (28)$$

$$i = \beta \frac{C_{SL\infty} - C_L}{C_{*DL}} \frac{q}{d_m} \dots\dots\dots (29)$$

で計算するが $C_{L\infty} < C_{SL\infty}$ の場合、式(28)を、逆の場合、式(29)を使う。

(6) 平衡濃度:

$$C_{T\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (30)$$

$$C_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (31)$$

$$C_{SL\infty} = \frac{2.66 C_{L\infty}^2}{(0.23 + 0.65 \tan \theta)} \left\{ 1 - \frac{0.05(\sigma/\rho_m - 1)}{\sin \theta} \frac{d_m}{h} \right\}^2 \dots\dots\dots (32)$$

(7) 堤体或は堆積層の厚さ D の変化:

$$\frac{\partial D}{\partial t} + i = 0 \dots\dots\dots (33)$$

ただし、 q : 単位幅流量、 C : 係数、 R : 径深、 p : 定数、 h : 流動深、 Z : 河床高 (天然ダムが形成された後、堤体表面を河床とする)、 n : 河床粗度、 C_L : 流動中の粗粒成分の全容積中の割合、 d_m : 代表粒径、 ρ_m : 流動物の見かけ密度、 C_{*DL} : 流動物が停止して堆積する際には粗粒成分によってその構造が決定されるものと考えたときの容積濃度、 C_{*L} 、 C_{*F} : それぞれ堆積層中の粗粒および細粒成分の容積濃度、 i : 侵食あるいは堆積速度 ($i > 0$: 侵食、 $i < 0$: 堆積)、 V_L 、 V_F : それぞれ高さ h の流動層の柱の中に含まれる粗粒および細粒成分の体積、 C_F : 細粒成分が水と細粒成分とを加えた容積中に占める割合、 K : 定数、 ϕ : 粒子の内部摩擦角、 θ : 河床勾配 ($= \tan^{-1} (\partial Z / \partial X)$)、 $C_{L\infty}$ 、 $C_{SL\infty}$: それぞれ土石流と掃流状集合流動における粗粒成分の平衡濃度、 $C_{T\infty}$: 粗粒および細粒成分全体の平衡濃度である。

4. 天然ダムの決壊による土石流規模の予測モデル

4.1 ダムの越流侵食による土石流規模の予測モデル

(1) モデルの概説: 越流先行型の土石流流量についてはすでに高橋・八木²⁾によって簡単な予測手法が提案されたが、ここでは 3.3 の方程式系を用いて、その差分法で侵食によるダム形状の変化、土石流の流量、流動深、濃度を予測する数値シミュレーションモデルを提案する。計算の進行過程は以下のようである。1) 最初に流路の上流端から一定流量の水が給水され、不定流の状態で流下する (不定流の計算)。2) 時間が経過するとついに定流になる。その時点で突然斜面から崩壊土が崩落してきて水流をせき止め、天然ダムが形成される (ダム形状とダム上流の流動深の設定)。この時を $T=0$ とする。3) 透水係数が小さいと仮定して、堤体への浸透水による損失を無視する。ダムの上流側の貯水位が逐次上昇して越流が生じる (貯水池の不定流の計算)。4) 越流水が堤体下流側法面を侵食しながら流下して行くうちに土石流に発達する (堤体の侵食及び土石流の流量、流動深、濃度の計算)。なお、計算のフローチャートを Fig. 15 に示す。

(2) 実験と計算結果との比較考察: ここで、実験データには高橋・八木²⁾の結果を用いた。その実験条件とパラメータが Table 1 に示されている。また、Table 2 のパラメータを用いて Table 1 の実験条件に対する計算を行なった。その結果と実験結果との比較をそれぞれに Fig. 16, Fig. 17, Fig. 18 に示している。図中の t は越流開始後の経過時間である。両者はほぼ一致しているが Fig. 16 では堤体の決壊完

了までの時間は実験値より少し遅くなっており、また、Fig. 17 と Fig. 18 に示した堤体法尻より 1.4 m 下流地点における最大流動深とピーク流量の計算値は実験値より少し大きくなっている。その原因は計算においては浸透水を無視したが、実験では透水係数は小さいながら、越流による侵食が進行中に堤体の深部が飽和になりつつあり、侵食が飽和部分に達すると侵食速度が不飽和時より大きくなるためであるとも考えられるし、また、堤体表面流からの浸透水のある場合では、越流流量が浸透水がないとした場合より小さいため、侵食速度が実際よりも小さく計算されるとも考えられる。さらに、その両方の効果が相乗している可能性もある。いずれにしてもここで示したような方法によって土石流ハイドログラフを見積ることができることがわかった。

4.2 ダムのすべり崩壊による土石流規模の予測モデル

(1) モデルの概説: Fig. 19 に示しているように本モデルは以下の幾つかの部分から構成されている。

1) 不定流の計算 最初に流路の上流端から一定流量の水が供給され、不定流の状態で流下する。時間の経過とともについに定流になる。その時点に突然斜面から崩壊土が崩落してきて水流をせき止め、天然ダムが形成されると考える。この時を $T=0$ とする。

2) ダム形状の設定。

3) 浸透水の計算 1), 2) の段階では越流先行型の土石流予測モデルと同じように考えられるが、すべり崩壊の場合、堤体の透水係数が大きいと、浸透水の変動は堤体の安定性に大きな影響を与えられ、式(12)を用いて堤体上流側における貯水位の上昇に伴う浸潤線の上昇と下流への進行状態を解析する。

4) 堤体の安定性及び初期滑動面の計算 堤体内における浸透水の到達範囲が拡大して行くとともに堤体全体の安定性が低下して、深い崩壊が生じ、ダムが決壊する。ここで、3.2 で提案した Simplified Janbu Method に基づくダイナミックプログラミング手法を用いて堤体の安定性の変化及び初期滑動面を算定する。

5) 崩壊後のダム形状の再設定 崩壊後のダム形状或は

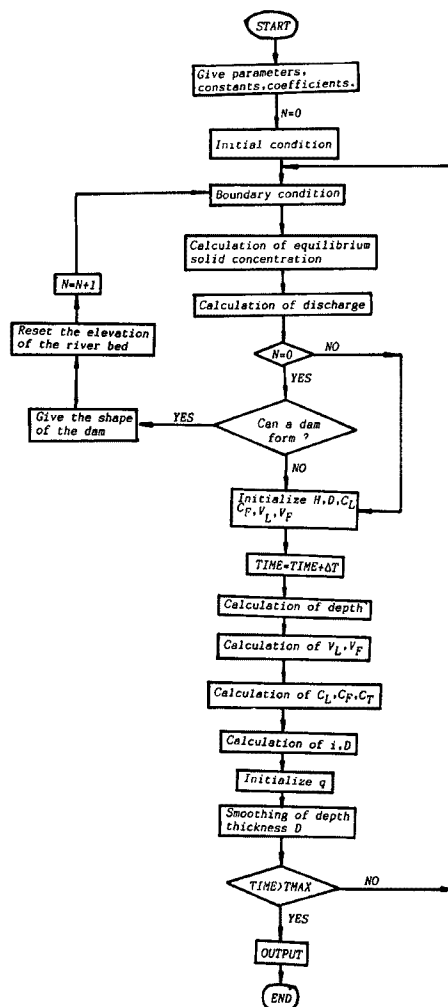


Fig. 15. Flow chart of the calculation for the case of overtopping.

Table 1. Experimental conditions

q/s cm^3	θ	ϕ_u	ϕ_d	D_{max} cm	d_m cm
20	18°	30	36	15	0.8

Table 2. Parameter values in the calculation

ΔX (cm)	ΔT (sec)	C^*	C_{*L}	C_{*F}	C_{*DL}	K	α	β	σ
2.00	0.01	0.65	0.65	0.0	0.50	0.05	0.0007	0.05	2.65

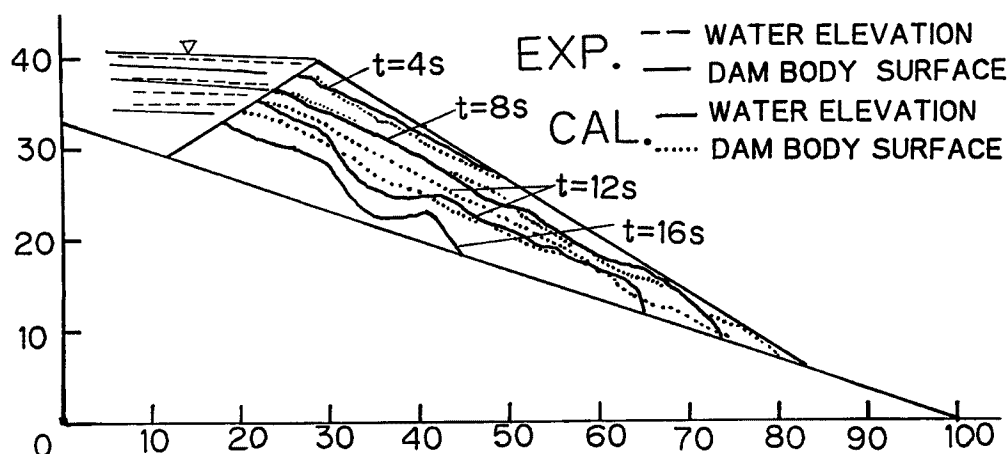


Fig. 16. Transformation of the dam-body.

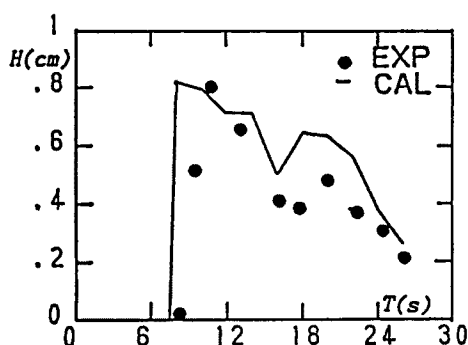


Fig. 17. Debris flow depth downstream of dam.

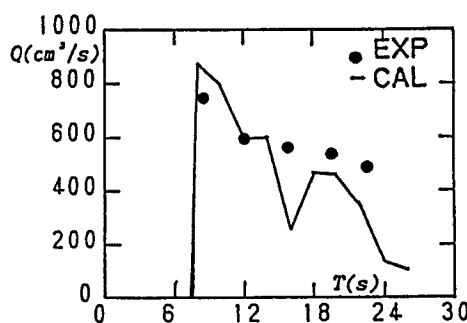


Fig. 18. Debris flow discharge downstream of dam.

崩壊ブロックをどう取り扱うかが非常に難しい問題である。実験によれば、堤体の崩壊土砂は不飽和部分をも含んでいるし、移動距離が短いため、すぐ流動化できず、一旦、全体が法尻付近に堆積し、後続の越流によって侵食され、土石流或は掃流状集合流動の状態で流下していく。ここで、簡単のため、ダム形状が瞬間に Fig. 20 の (a) (実線は崩壊前のダム形状、破線は浸潤線、点線はすべり面) から (b) (実線は崩壊後の形状、陰部分は崩壊土砂による堆積) のようになる、すなわち、崩壊土砂が瞬時に (b) の陰部分のように堆積するものとする。ただし、三角形の面積が崩壊の縦断面積と等しいとする。

6) 越流侵食による土石流の計算 4.1 の 4) と同じであるが、ここでは、初期の越流水深を Fig. 20 (b) に示している H_w とし、崩壊後、堤体が全部飽和になると仮定する。

(2) 実験結果と計算結果の比較: Fig. 4 の実験水路と Fig. 5 の実験材料を用いてダムのすべり崩壊による土石流の形成に関する実験を行った。その実験条件は Table 3 に示されている。また、提案したモデルで Table 4 のパラメータを使って実験に対する数値シミュレーションを行った。堤体内における浸透流の変化、堤体の初期滑動面と崩壊後の侵食による堤体変形、堤体下流の土石流の流動深及び土石流の流量に関する計算結果と実験結果がそれぞれ Fig. 21, Fig. 22, Fig. 23, Fig. 24 に示されている。図よりいずれも両者がよく一致していることがわかる。ただし、Fig. 21 に示している時間 t はダム形成後の経過時間で、Fig. 22 ではすべり崩壊が生じた時刻を $t=0$ とした経過時間である。また、Fig. 23, Fig. 24 は水路の上流端からの距離 $X=300$ cm, 400 cm, 500 cm の下流における土石流の流動深と流量の変化を

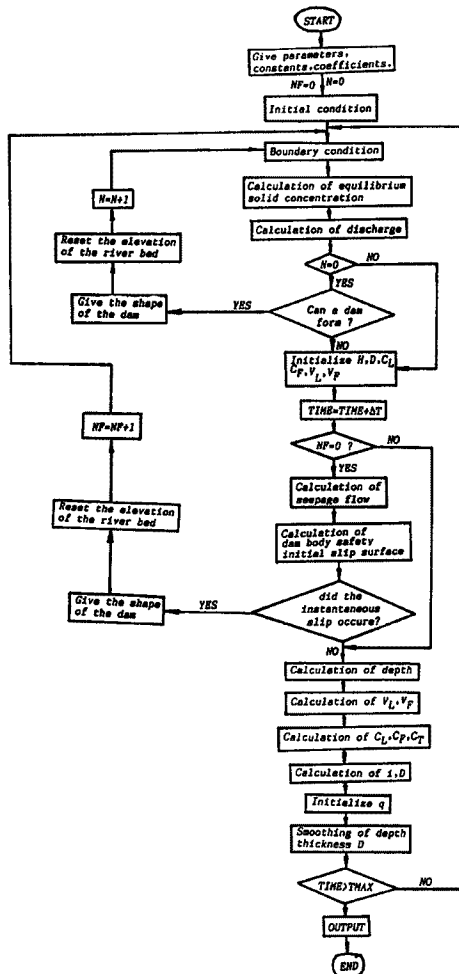


Fig. 19. Flow chart of the calculation for the case of instantaneous slip.

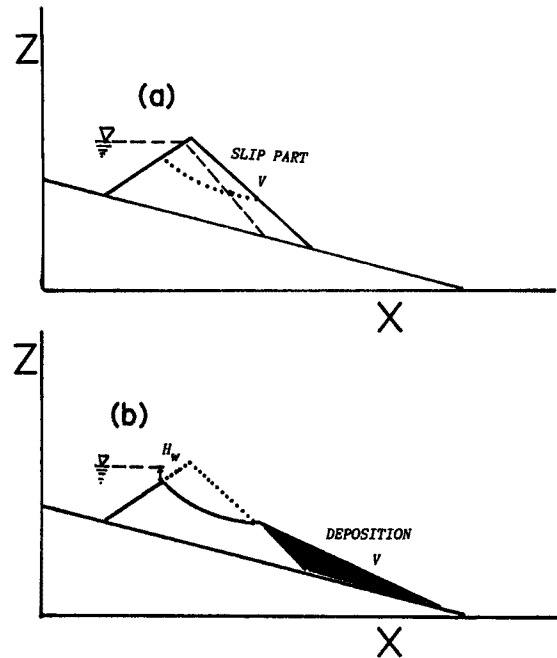


Fig. 20. Conceptual diagram of the initial transformation of dam shape due to instantaneous slip failure.

Table 3. Experimental conditions

q	θ	φ_u	φ_d	ϕ	D_{max}	D_m
40	16°	34	33	40	16.5	0.8

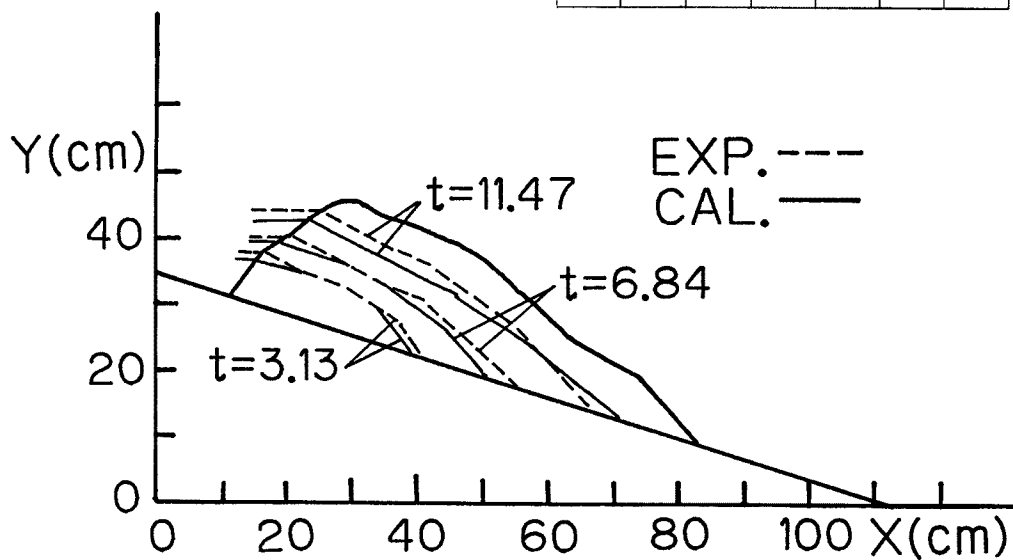


Fig. 21. The wetting front progress inside of the dam.

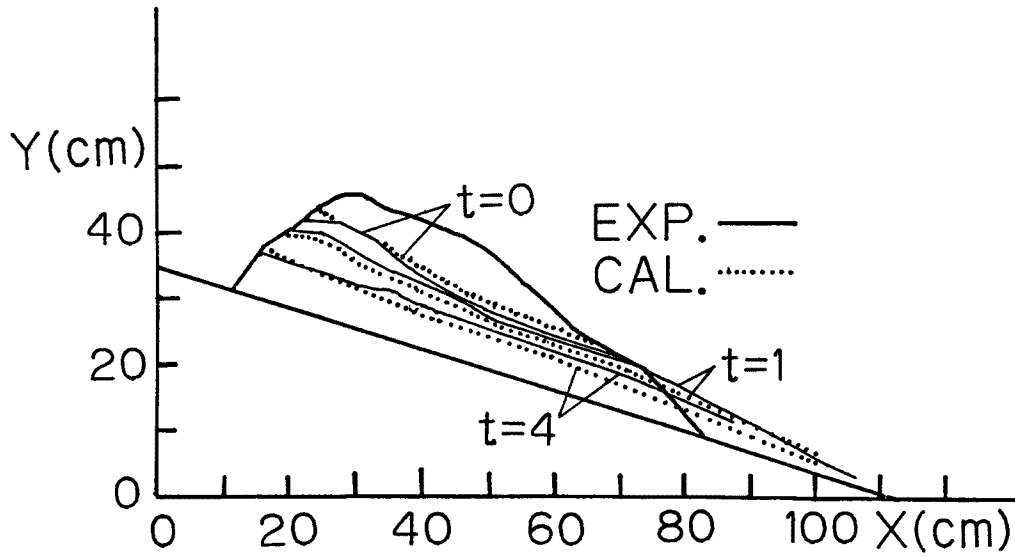


Fig. 22. Transformation of the dam body.

Table 4. Parameter values in the calculation

ΔX (cm)	ΔT (s)	C_*	C_{*L}	C_{*F}	C_{*DL}	α	β	σ	κ	λ	S_0
2.00	0.001	0.65	0.6	0.0	0.05	0.0007	0.05	2.65	1.5	0.30	0.5

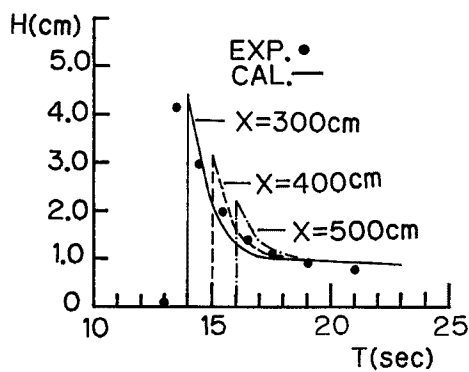


Fig. 23. Debris flow depth downstream of the dam.

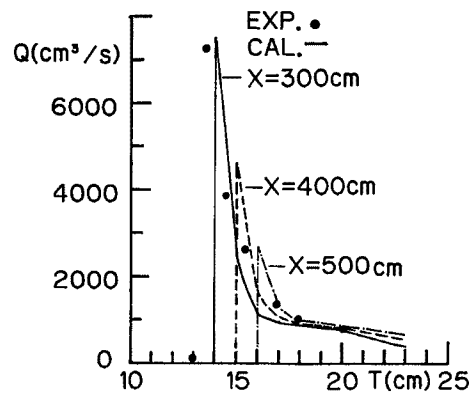


Fig. 24. Debris flow discharge downstream of the dam.

示しており、実験結果としては $X = 300$ cm のところの測定データしかないが、図からここで提案した手法は土石流の流下距離に伴う規模変化を見積ることができるであろう。なお、本モデルは土石流の濃度も計算できるが、実験データがないため、ここにはその計算結果を示していない。

5. 結 論

本研究においては、崩壊土砂による天然ダムの形状と規模及びダムの決壊過程について考察し、ダム決壊による土石流の予測モデルを提案した。得られた結果を要約すると以下のようである。

1) 渓流幅が狭くて、崩壊土砂が溪床の横断方向に均等に堆積する場合の天然ダムの形成形状の予測式を提案した。

2) 崩壊土砂が溪床をせき止めて形成された天然ダムが決壊する過程には、給水流量及び堤体材料の性質に応じて越流侵食、すべり崩壊及び進行性破壊という三つの Type が存在する。また、Fig. 18 と Fig. 24 を比較すれば、決壊過程の違いによって形成された土石流の規模がことなることがわかる。

3) 天然ダムの越流侵食による土石流規模の予測モデルを提案した。

4) 天然ダムのすべり崩壊による土石流規模の予測モデルを提案した。

5) 以上のモデルから構成される予測システムでは、崩壊土量、崩壊幅及び水路条件、給水流量さえ与えれば、ダム形状の変化、下流の土石流流量、流動深、濃度が求められるが、このシステムを一層改良するためには、溪床幅が広くて横方向に均等に堆積しない場合、また斜面からの崩壊土砂がある程度の流動性を持って溪床に落ちてきて落下地点ですぐにはとまらず、下流へある距離を移動して堆積する場合、等の堆積過程及び形状を究明することやダム決壊過程の定量的判断基準を明らかにすることが必要である。また、進行性破壊による土石流規模の予測手法を提案することは今後の課題として残されている。

参 考 文 献

- 1) Takahashi, T., H. Nakagawa and S. Kuang: Estimation of debris flow hydrograph on varied slope bed, Proc. Corvallis Symposium on Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim, IAHS Publ. No. 165, 1987, pp. 167 - 177.
- 2) 高橋 保・八木秀樹：土石流の流量予測，京大防災研年報，第 26 号 B-2, 1983, pp. 329 - 351.
- 3) Takahashi, T.: High velocity flow in steep erodible channels, Proc. of Tech. Session A, XXII Congress of IAHR, Lausanne, 1987, pp. 42 - 53.
- 4) Yamagami, T. and Y. Ueta: Noncircular Slip Surface Analysis of the Stability of Slope, —An Application of Dynamic Programming to the Junbu Method—, 地すべり，第 22 巻，第 4 号，1986, pp. 8 - 16.