

II-106

天然ダムの形成及び決壊機構に関する研究

京都大学 大学院 学生員 匡 尚富
京都大学防災研究所 正 員 高橋 保

1.はじめに:天然ダムの決壊は土石流の発生原因の主要なものの一つであるとされているが、天然ダムがどのような規模で形成され、どのように決壊して土石流になるのか、とくにその定量的な評価についてはほとんど研究がなされていないのが現状である。本研究は天然ダムによる土石流の規模予測を目標としているが、本報ではとくに天然ダムの形成とその決壊過程の実験結果及びダム決壊機構についての考察を中心に述べる。

2.実験の概要:Fig.1に示したような、長さ4 m、幅10cmの透明アクリル板製の水路を用いた。水路底面には $d=0.8$ 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30cm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、決壊及び土石流の発生過程を水路側面からビデオで撮影し解析に供した。粒径 $d=0.8$ mmのほぼ均一砂を実験材料に使った。

3.実験結果 1).天然ダムの形成特性:寿命時間の比較的大規模天然ダムについて、上流側法勾配と下流側法勾配の崩壊土量による変化をFig.2およびFig.3に示している。土量が V_1 , V_2 , V_3 の順に大きくなるが、法勾配はそれに応じて急になる。しかし、法勾配が安息角以下であるかぎり、ダム基部の長さは水路勾配によってはあまり変化せず、崩壊幅よりも少し広がる程度であり、水路勾配が急配になればダム最高点の位置が下流方向へ移動する傾向が見出される。

2).ダムの決壊過程:実験では二つ場合が生じた。Type 1はFig.4のように水路の流量が多い場合で、浸潤線の下流への進行速度よりもむしろ水位の上昇速度が大きく浸潤線が下流法面に達するよりも先に越流が始まり、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ずるものでType 2はFig.5のように浸潤線が比較的低い段階で法先に達し、そこから崩壊が発生する場合でその崩壊は逐次遡上して、ついに全体の崩壊が生ずる場合である。

4.ダム決壊に関する考察:形成されたほぼ三角形形状天然ダム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つつあり、堤体の荷重が増加する、それに対して飽和されている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いくとともについにダム堤体がある滑動面をもって決壊される。したがってここでもまずダム堤体内の浸透流及び決壊の初期滑動面の解析を行った。

1).浸透流の解析:Fig.6に示したような記号を用いるとDarcyの運動方程

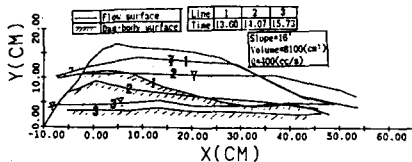


Fig.4 Advance of failure in dam-body Fig.5 Advance of failure in dam-body

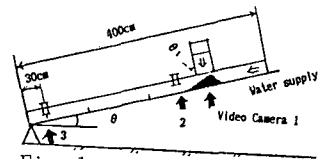
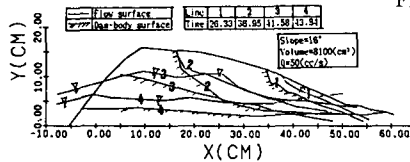


Fig.1 arrangement for experiment

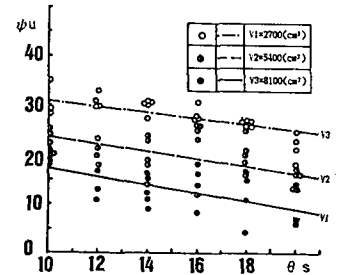


Fig.2 The upstream side angle of dam

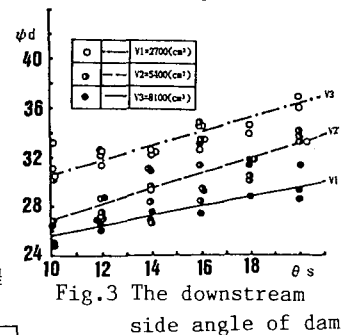


Fig.3 The downstream side angle of dam

式と水の連続式によって、基礎方程式として

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

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

$$\frac{d H_w}{d T} = \frac{\sin \phi_u \sin \theta}{\sin(\phi_u + \theta)} \frac{q_w - \kappa H_w \sin \theta}{H_w} \quad (2)$$

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。(1)式と(2)式を用いてダム内の浸透流解析ができる。

2).ダムの決壊機構：Fig.4とFig.5に示したように、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っている。したがって初期滑動面を求めるのは重要である。Simplified Janbu MethodによるとFig.7のように仮設滑り面ABに対して安全率 F_s は

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

$$R_i = \frac{C L_i \cos \alpha_i + (W_i - P_i \cdot L_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{(\cos \alpha_i)^2 (1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi / F_s)} \quad (4)$$

$$T_i = W_i \tan \alpha_i \quad (5)$$

ただし、 L_i ：各slice底面の長さ、 W_i ：各sliceの荷重、 P_i ：各slice底面に作用する間隙水圧、 α_i ：各slice底面の傾角、 ϕ ：内部摩擦角である。ここで補助関数 $G = \sum (R_i - F_s T_i)$ を用いる。式(3)の F_s を最小化することは G を最小化するのと同じである。その目的は F_s 最少となる两点A、Bを結ぶ限界滑動面を求めるのである。すなわち、 $G_m = \min G = \min \{ \sum (R_i - F_s T_i) \}$ 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を滑動面とする滑りが発生する。Fig.8のようにブロックの境界線にある任意の点 (i, j) 、 $(i+1, k)$ を結ぶ jk はtrial slip surfaceの一部であるとする。

(4)式と(5)式で R_i と T_i を求め、転換関数 $DG_i(j, k) = R_i - F_s T_i$ が計算ができる。最初のstage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 $(i+1, k)$ と最初のstageとの間における G の最小値は

$$A_{i+1}(k) = \min \{ A_i(j) + DG_i(j, k) \} \quad (6) \quad (i=1 \sim n, j=1 \sim m_i, k=1 \sim m_{i+1})$$

が得られる。境界条件は $A_1(j) = 0, j=1 \sim m_1$ (7)

$$G_m = \min G = \min \{ A_{n+1}(j) \}, j=1 \sim m_{n+1} \quad (8)$$

である。(3)式を用いて 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、(4)式の右辺にも F_s を含んでいるので初期値を仮定し、試算する必要がある。

5.実験結果と計算結果との比較：Type 1に対して浸透流及び初期滑動面の計算結果と実験結果をFig.9とFig.10に示している。両者が一致していることが分かった。

6.おわりに：今後の課題としてダムの決壊過程及び土石流の形成規模の予測に関する理論解析がまだ残されている。

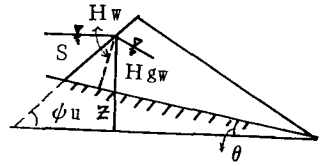


Fig.6 Seepage flow in the dam-body

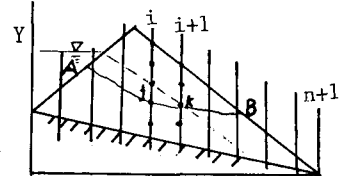


Fig.7 Schematic Representations of stages and states

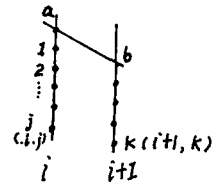


Fig.8

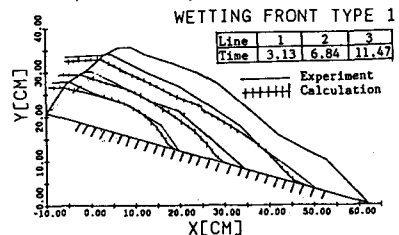


Fig.9 The wetting front calculations

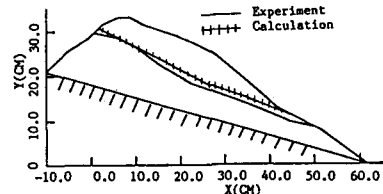


Fig.10 The initial slip surface calculation