

京都大学防災研究所

正会員

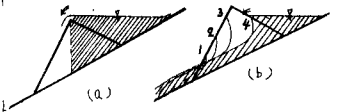
高橋 保

三井建設

八木秀樹

1. はじめに 決壊堆積物上に表面流が発生して生ずる土石流については、その発生条件がかなり明確となっており、発生する土石流の流量予測もある程度可能である。しかし、土石流はこのような機構によるものだけではなく、崩壊土が一時的に谷を堰止め、水の貯留の進行とともに決壊して発生するものも多いことが指摘されている。本研究はこのような場合の、天然ダムの決壊過程と発生土石流の流量予測を対象とするものである。

2. 天然ダムの破壊形式 土石流が発生可能なような勾配に設定した一様幅の水路内に三角形形状の天然ダムを形成して、上流から給水したところ、図-1に示したように、大別して二種類の破壊形態が生ずることがわかった。(a)は「越流」、



生じて教しい表面侵食によって堤体が削られていくもの、(b)は法先部にまず崩壊が発生し、順次それが進上して、ついに一帯に堤体が崩れ去るものである。これらの差は、堤体内に生ずる浸透流が下流側の法面に現れ始める時刻と、越流が生ずるようになる時刻のどちらが早く生ずるかによってわかれるので、ダム上流部で貯水位が上昇する条件下の浸透流の解析を行うことによって、発生する破壊形式の分類が可能である。解析の結果は、例えば図-2のようになる。ここで、縦軸は浸透流が各(8/b)の高さに顔を出すまでに必要な時間を示している。 R は透水係数である。図は供給水量をパラメータとして示されているが、これは小さいときには、 $0 < R/D < 1$ において最小値を持ち、この時刻に下流法面に初めて浸透流が顔を出す。このとき、まだ越流は生じていないので、崩壊は先行する可能性がある。一方、供給水量の大きいときには、最小値は $R/D = 1.0$ で生ずる。すなわち、越流が先行することになる。実験によれば、越流が始まるより先に下流法面に浸潤線が顔を出しても、崩壊が発生するまでには少し時間ばかり、図-2に点線で示しているように、堤体の一番下の部分から浸透流が出るようになるまでの時間と、越流が生ずるようになるまでの時間の大小によって、崩壊先行型と越流先行型に分けられるようである。

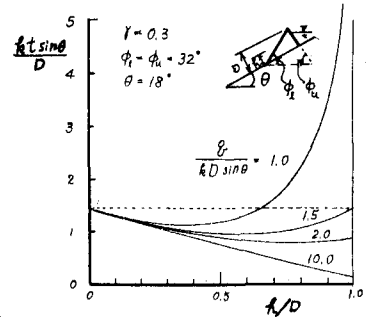
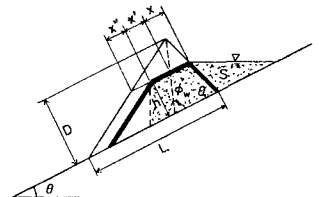


図-2 堤体内の浸透解析

3. 越流先行型の解析 比較的乾いた土壌によって天然ダムが形成されたものとするれば、越流水による侵食は、浸透流が及んでいるところでは、ほぼ河床に平行に起り、それより下流では、下流側法面にほぼ平行に侵食される。そこで、図-3のような形で侵食が進んでいくものとしてモデル化する。ここで、太線はある時刻での堤体の形状であり、点々を施した部分は飽和状態になっている。又は越流開始時までに浸潤線が進んだ距離で、浸潤線の前縁が直線となっていて、河床と $(\phi_w - \theta)$ の角をなしているとするれば、 $X = (D - R)B$, $T = L$, $B = \cot(\phi_w - \theta) + \cot(\phi_w + \theta)$ である。また、又は越流開始後に浸潤線が進んだ長さで、浸透に対して有効な空率率を γ とすれば、 $X' = R \sin \theta \cdot t / \gamma$ である。



堤体の高さ R になったときの貯水池からの流出流量および侵食による砂礫の流量は、それぞれ

$$Q_{out} = Q_{in} - A R \frac{dh}{dt} - R R \sin \theta \quad \text{ただし, } A = \frac{1}{\sin \theta} \frac{\sin \phi_w}{\sin(\phi_w + \theta)} \quad \dots (1)$$

$$Q_d = C_d \frac{dV}{dt} = -C_d \left[\left(\frac{1}{2} - 2B \right) R \frac{dh}{dt} + 2B \frac{dR}{dt} + \frac{R \sin \theta}{\gamma} \frac{dh}{dt} + \frac{R R \sin \theta}{\gamma} \right] \quad \dots (2)$$

である。下流へ流出する土石流の濃度が一定値 $K C_d$ とするものと仮定すれば、

$$K C_d = Q_d / \left[Q_{out} + Q_d + (1 - C_d) \left\{ -2B R \frac{dh}{dt} + 2B \frac{dR}{dt} - \frac{1}{2} \frac{R \sin \theta}{\gamma} \frac{dh}{dt} + \frac{1}{2} \frac{R R \sin \theta}{\gamma} (D - R) \right\} \right] \quad \dots (3)$$

が成立する。 $g_0 \gg g_0 \sin \theta$ のときの式(4)の解は

$$T = \frac{b}{\alpha^2 K} Q_0 - \frac{B(1-K)}{\alpha K} - \frac{bH}{\alpha K} + \left\{ \frac{bB(1-K)}{\alpha K} - \frac{b}{\alpha^2 K} Q_0 \right\} \exp \left\{ \frac{\alpha}{Q_0} (1-H) \right\} \dots (4)$$

となる。ここに、 $T = g_0 \sin \theta / (b\gamma)$, $H = h/D$, $Q_0 = \gamma g_0 / (g_0 D \sin \theta)$,
 $b = (\frac{1}{\phi} - 2B) - K(A + \frac{1}{\phi} C_0 - BC_0 - B)$, $\alpha = \{1 - \frac{1}{2}(1+C_0)K\} / K$ である。

(4)式の数値計算結果と実験値との比較の一例を図-4に示す。堤体高の減少傾向がかなり精度よく計算されている。また、これによって土石流の流量を計算すれば、図-4の実験ケースの場合、供給水量の3倍程度となり、この値はまた、実験結果とよく対応している。ただし、 $g_0 = 90^\circ$, $C_0 = 0.6$, $K = 0.62$, $g = 0.7 \text{ cm/sec}$ としている。

4. 決壊先行型の解析 この場合、初期に法先付近で崩壊した土砂はゆっくりと運動を継続するが、その間に崩壊がダム天端方向へ進上し、やがて大規模な決壊が生じて一帯に貯留水が流出し、全体がまきこまれて土石流となる。したがって、このような過程を単純化すれば、通常のダム決壊に対する理論的な取扱いの適用が可能になると考えられる。ただし、通常のダム決壊と違う点は、天然ダムの場合には堤体のためる体積が大きく、堤体材料そのものが水と一体となり、下流し、したがって、抵抗則も水の場合と異なる点である。ダム決壊に基づく洪水については種々の取扱いがなされているが、河床勾配が悪く、貯留水量が有限である場合について、堤体めらかなり離れた下流部を対象とすれば、Kinematic wave理論の適用が可能である、Hunt³⁾の解析にならば以下のようなものである。図5のように、ダムと貯留水が決壊の瞬間には一様に混合して、図に点々を施して示したような鋭断形状をもっていて、これが流動を開始すると考える。基礎方程式は、等流の式(5)と連続式(6)である。

$$g = a R^p (\sin \theta)^{1/2} \dots (5) \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial g}{\partial x} = 0 \dots (6)$$

ここに、指数 p はゲイラント流体では $5/2$, Chézy 式では $3/2$ である。基礎方程式を解くべき境界・初期条件は

$$\begin{cases} h(x, 0) = \frac{H_0 x}{L} ; 0 \leq x < L, & h(x, 0) = 0 ; -\infty < x \leq 0, L < x < \infty \\ \frac{dh(x,t)}{dt} = u(x(t), t) ; 0 \leq t < \infty, & x_s(0) = L \end{cases} \dots (7)$$

である。したがって、解は $x = H + pTH^{(p-1)} \dots (8)$ となる。ここに、 $x = \gamma L$, $H = h/H_0$, $T = ut/L$, $u = aH^{p/2} (\sin \theta)^{1/2}$ である。ところで、ダム決壊による進行波の先端部では Kinematic Shock が形成されるがその shock front の位置、時間はそれぞれ、 $x_s = \frac{p-2}{2(p-1)} H_0 + \frac{p}{2(p-1)} H_0 T \dots (9)$, $T_s = \frac{1}{2(p-1)} \frac{1-H_0^2}{H_0^2} \dots (10)$ である。ここで、 x_s の大きい所では、流量は $g = \frac{1}{2} L H_0 / (1-p) T \dots (11)$ となる。

図-6は(9)式の関係を示したもので、流下に伴う先端波高の低減の様子を示している。

下流へ行くに従って低減率が小さくなり定常流に近づくことがわかる。図-7の実験は天然ダムの下流の3点で流動高の時間的変化を測定した例である。破線はゲイラント流体の流動式によって u を求め、(9)式によって各位置での理論的な波高変化を計算した結果である。ただし、時間の0点は最上流の観測点で水位ピークが現れた時刻が理論値と一致するように選んでいる。図から、流下するに従って、理論と実験の一致の程度がよくなることがわかる。なお、Sl.1の実験値は、かなり早くから上昇しているが、これは法先付近の崩壊土砂が徐々に移動しているためである。図-7 固定点における段波形状。このようにゆっくりと流動する部分で、段波にまきこまれて一体化し、下流では理論の適用性が良くなる。

5. おわりに 天然ダム決壊による土石流には二種類があることを述べ、それぞれの取扱い方法を提示した。流量が小さく、水深の大きい場合の土石流の抵抗則についてはまだ問題が残されており、決壊型に対する理論の適用性については今後の検討の必要がある。 [参考文献] Hunt, B, J. Hydraulics Div. ASCE, Vol. 108, No. HY1, 1982.

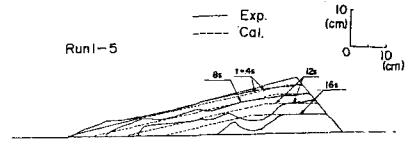


図-4 決壊先行型の計算値と実験値

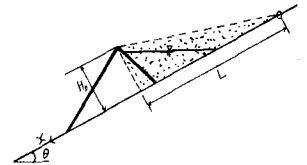


図-5 決壊先行型のモデル

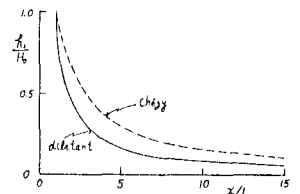


図-6 段波先端部の低減

