

93 土石流荷重を受ける鋼製枠砂防ダムの安全性照査法について

防衛大学校土木工学科 ○石川 信隆

同 上 三浦 明夫

同 上 香月 智

砂防・地すべり技術センター 鈴木 宏

1. 緒言

鋼製枠砂防ダムは、現在掃流区域において数多く設置されているが、将来は土石流区域における使用も検討されている。このためには、土石流荷重を考慮する必要があるが、現行の許容応力度設計法によっては、土石流荷重を受ける鋼製砂防ダムの安全性を照査することはできない。すなわち、その安全性照査においては、部材のある一部が弾性限界を越えても構造全体が崩壊しなければ安全であるとするような、いわゆる構造物の弾塑性領域を有効的に活用することが必要である。

本研究は、このような観点から、土石流荷重を受ける鋼製枠砂防ダムの安全性照査法を弾塑性信頼性理論を用いて提示するものである。なお、本研究では次の仮定を用いた。①部材の挙動は、完全弾塑性モデルとする。②荷重は、鋼製砂防構造物設計便覧¹⁾における設計荷重Ⅱ(浮力考慮の中詰材の土圧 P_n 、堆砂圧 P_a 、静水圧 P_w)に土石流による流体力が作用する場合を考慮した。また、土石流による流体力 q は、 $q = \alpha q_0$ で表され、基準荷重 q_0 は確定量、荷重係数 α は確率量(対数正規分布)と仮定する。③許容変位は確定量とする。④構造物の荷重係数～変位関係は、1対1に対応し、かつ单调増加の硬化型の弾塑性挙動であり、劣化型の挙動を示さないものとする。

2. 土石流による流体力のばらつきの考え方

鋼製砂防構造物設計便覧¹⁾によれば、土石流による流体力は次式によって表される。

$$q = \frac{\rho_a}{g} h U^2 \quad (1)$$

ただし、 q ：単位幅当たりの土石流の流体力(t/m)、

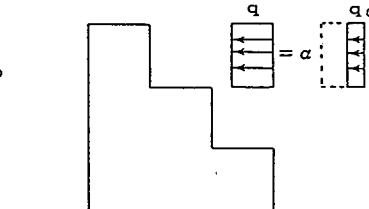


図-1 土石流による流体力の考え方

ρ_a ：土石流の単位体積重量(t/m^3)、 g ：重力加速度($=9.8m/s^2$)、 h ：設計土石流水深(m)、 U ：ダム地点における土石流の平均流速(m/s)。ここで、式(1)を図-1のように基準流体力 q_0 とその倍数を示す α とによって、次式のように表すものとする。

$$q = \alpha q_0 \quad (2)$$

ただし、 $q_0 (= \rho_a \cdot h / g)$ ：基準流体力(確定量)、 $\alpha (= U^2)$ ：荷重係数(確率量)。

よって、基準流体力 q_0 は一定値であるので、土石流による流体力 q のばらつきは荷重係数 α のばらつきによって表されることになる。

3. 弾塑性変位に関する破壊確率の算定法

3. 1 破壊確率の考え方

いま土石流流体力 q ($= \alpha q_0$) を受ける構造物の弾塑性解析を行うと、図-2 (b) のような荷重係数 α^* ～応答変位 u_i^* の関係 (ただし、 α^* 、 u_i^* は標本値を示す) が得られるものとする。構造物の弾塑性変位に関する破壊は、応答変位 u_i^* がある許容変位 u_i^a を越えるときの図-2 (c) の斜線部の面積 P_{fu} によって定義される。しかし、この P_{fu} を算出するのは、図-2 (c) のように極めて複雑である。そこで、 α^* ～ u_i^* 関係が 1 対 1 に対応し、かつ単調増加であることに着目すると、図-2 (c) の許容変位 u_i^a に対応する図-2 (a) の許容荷重係数 α_a を必ず見つけることができる (ただし、 $u_i^a \leq \delta_u$ 、 δ_u ：終局変位)。よって、 u_i^* が u_i^a を越えるときの破壊確率 P_{fa} は、 α^* が α_a を越えるときの破壊確率 P_{fa} に等しい ($P_{fa} = P_{fu}$) ことがわかる。ここで、荷重係数 α は対数正規分布を仮定しているので、荷重係数の破壊点すなわち許容荷重係数 ($\alpha = \alpha_a$) において確率密度関数の値が等しくなるように正规化近似行っている。したがって、安全性指標 β_a と破壊確率 P_{fa} との間には次式の関係がある。

$$P_{fa} = 1 - \Phi(\beta_a) \quad (3)$$

ただし、安全性指標 β_a は次式で求められる。

$$\beta_a = \frac{\alpha_a - \bar{\alpha}'}{\sigma_a'} \quad (4)$$

ここで、 $\bar{\alpha}'$ 、 σ_a' は正规化近似された α の平均値と標準偏差であり、次のように求められる。

$$\bar{\alpha}' = \alpha_a \left[1 - \ln \alpha_a + \ln \bar{\alpha} - \frac{1}{2} \ln \left(1 + \frac{\sigma_a^2}{\bar{\alpha}^2} \right) \right] \quad (5)$$

$$\sigma_a' = \alpha_a \left[\ln \left(1 + \frac{\sigma_a^2}{\bar{\alpha}^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

したがって、式(4)より β_a が算出されれば、 $P_{fa} = P_{fu}$ なので弾塑性変位に関する破壊確率 P_{fu} が得られる。

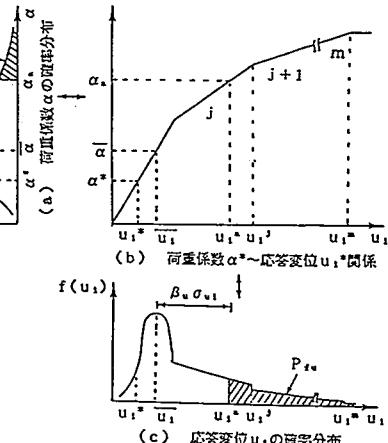


図-2 荷重係数の破壊確率 P_{fa} と
弾塑性変位の破壊確率 P_{fu}

3.2 α_a の算定法

式(4)の β_a を算定するためには、許容変位 u_i^a に対応する許容荷重係数 α_a を求めることが必要である。この許容荷重係数 α_a は、構造物が弾塑性解析の解を満足したうえで、ある変位 u_i^* が許容変位 u_i^a に達する荷重係数であるので、従来のホロノミック弾塑性解析²⁾の基本式に変位の破壊条件 ($u_i^* = u_i^a$) を付加した形で、次のような線形相補問題として定式化できる。

既知数: u_i^a , q_0 , q_1 , C , k , N , R

未知数: Φ , λ , α_a

目的関数: $Z = (-\Phi)^T \lambda \rightarrow \min \quad (7)$ ただし, $B' = N^T k C K_e^{-1} q_0$,

制約条件: $D \lambda + \alpha_a B' + (-\Phi) = A \quad (8)$ $A = R - N^T k C K_e^{-1} q_1$,

$$u_i^* = u_i^a \quad (9) \quad D = N^T k C K_e^{-1} C^T k N - N^T k N.$$

$$\lambda \geq 0 \quad (10a) \quad u_i^a : \text{任意の節点 } i \text{ の許容変位.}$$

$$(-\Phi) \geq 0 \quad (10b) \quad C : \text{変形適合係数マトリックス.}$$

$$\alpha_a \geq 0 \quad (10c) \quad k : \text{部材集合剛性マトリックス.}$$

$K_0 = C^T k C$, q_0 : 基準荷重ベクトル, q_1 : 静的荷重（ばらつきを含まない）, N : 降伏条件式の外向き単位法線ベクトル, λ : 塑性係数ベクトル, Ψ : 降伏関数ベクトル, R : 塑性容量ベクトル（トラス部材の場合は, $R = N_p = A \sigma_y$, A : 断面積ベクトル, σ_y : 降伏点応力, N_p : 塑性軸力）である。

ここで、式(9)の左辺 u_i^* は式(4)の変位ベクトル u^* の要素のうちのある任意点 i を取り出したもので、次式のように表される。

$$u_i^* = K_0^{-1} q_1 + (K_0^{-1} C^T k N)_i \lambda_i + \alpha_a (K_0^{-1} q_0)_i \quad (11)$$

式(7)～式(10)を LP プログラムを用いて解くことにより、従来のホロノミック弾塑性解析と同じ解析手順で逆解析が可能となる。解析の結果から得られた α_a を式(4)に代入することにより、1 ～ n の分布上で弾塑性変位の破壊点 ($u_i^* = u_i^a$) に対応した安全性指標 β_a が算出される。

4. 鋼製枠砂防ダムへの適用

本研究では、昭和 63 年 7 月広島県北西部の豪雨による土石流災害でのデータ^{3), 4)} を利用して、平均荷重係数を求め、許容応力度設計された現行の鋼製枠砂防ダムを設置した場合の安全性について検討した。

4. 1 鋼製枠砂防ダム

計算は、津浪川本川ダム番号 20103⁴⁾ に標準タイプの鋼製枠砂防ダムを設置した場合について行ったので、図-3 に示すような高さ 6 m、幅 5.5 m のものについて検討した。

4. 2 ダム地点での土石流平均流速の推定

鋼製砂防構造物設計便覧¹⁾ では、ダム地点での土石流平均流速は、次に示すようなマニング型の式で求められる。

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} (s i n \theta)^{1/2} \quad (12)$$

ただし、R: 土石流の水深 (= h), n: 粗度係数 (フロント部で 0.1)

式(12)の土石流の水深 h は、次のように求められる。

$$h = \frac{Q_{sp}}{B U} = \left\{ \frac{n Q_{sp}}{B (s i n \theta)^{0.5}} \right\}^{3/5} \quad (13) \quad \text{ただし, } B: \text{流れ幅}$$

ここで、土石流ピーク流量 Q_{sp} は、水のみの対象流量 Q_p との間に次のような関係がある。

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} Q_p \quad (14) \quad \text{ただし } C_*: \text{堆積土砂の容積土砂濃度 (0.6程度)}, \\ C_d: \text{流動中の土石流の容積土砂濃度}$$

また、 Q_p はピーク流量で、次式を用いた。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A \quad (15) \quad \text{ここで, } f: \text{ピーク流失係数 (0.8)}, A: \text{流域面積} \\ r: \text{洪水到達時間内の平均雨量強度}$$

4. 3 荷重

鋼製砂防構造物設計便覧¹⁾ を参照して、ここでは図-4 に示すように設計荷重 II (浮力考慮の中詰材圧 + 堆砂圧 + 水圧) に土石流による流体力が作用する場合について検討した。なお、堆砂について

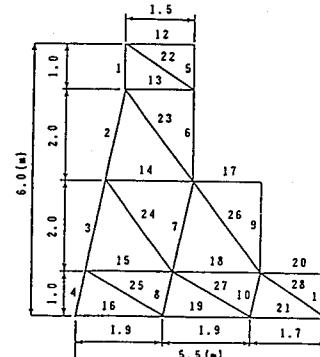


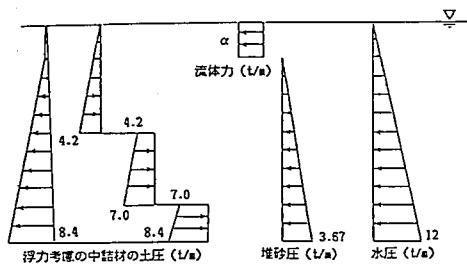
図-3 鋼製枠砂防ダムの一例
(番号は部材番号)

は満砂状態である。

4.4 計算結果

4.4.1 荷重係数～頂点水平応答変位関係

図-5は、確定的な荷重係数～頂点水平応答関係について示したものである。本構造物は、弾性～部材26降伏～部材23降伏（崩壊）という崩壊過程をたどり、終局荷重係数 $\alpha_u = 43.8$



(6.6m/s)、終局変位 $\delta_u = 1.04 \text{cm}$ である。 図-4 土石流による流体力 + 中詰材圧 + 堆砂圧 + 水圧

4.4.2 安全性指標～変動係数関係

図-6は、許容変位 $u_{H^*} = 0.9 \delta_u$ について示したもので、平均荷重係数は $\bar{\alpha} = 16$ ($\bar{U} = 4 \text{m/s}$) である。土石流のばらつきが大きくなるほど、ダムの安全性が低下することが認められる。いま、許容安全性指標 $\beta_a = 3$ とすると、変動係数 $V_a = 0.32$ 以上で弾塑性変位に関して危険であり、これはダム地点における土石流平均速度のばらつき（標準偏差）が 2.23m/s に相当する。この値は、実際の土石流速度のばらつきとしては必ずしも大きい値とは言えず、このことからも本解析法の必要性が認められる。

5. 結論

本研究は、ダム地点における土石流速度のばらつきを考慮した鋼製枠砂防ダムの弾塑性変位に関する安全性照査法を提示したものである。その成果を列挙すると以下のようになる。

- (1) 安全性指標 β_a の算出に必要な荷重係数 α_a は、ホロノミック弾塑性解析の基本式に変位の破壊条件 ($u_{H^*} = u_{i^*}$) を付加することにより、逆解析問題として算出可能であることが認められた。
- (2) 土石流のばらつきが大きくなるほど、ダムの安全性が低下することが認められた。本解析例題では、ダム地点における土石流平均速度 (4m/s) のばらつき（標準偏差）が 2.23m/s 以上で弾塑性変位に関して危険になることが認められ、この値は土石流速度のばらつきとしてはさほど大きくなく、このことからも、本解析法の必要性が認められた。
- (3) ダム地点の土石流速度の変動係数（ばらつき）をある程度推定できれば、本解析法を用いて変位を基準とした安全性照査が可能となった。

参考文献

- 1) 砂防・地すべり技術センター. 鋼製枠砂防構造物設計便覧. 昭和62年版
- 2) 石川信隆、香月智、三原徹治、古川浩平. 降伏部材選択方式によるトラス構造の最適弾塑性設計 法に関する一考察. 土木学会論文集. 第350号. I-2. 1984.10
- 3) 桜木省二、海堀正博. 昭和63年7月の広島県北西部土石流災害に関する調査研究（その1）. 平成 元年度砂防学会研究発表会概要集. PP1～4
- 4) 桜木省二、海堀正博. 雨による土砂移動のあった砂防・治山ダムの堆砂の実態. 平成2年度砂防学会研究発表会概要集. PP162～165

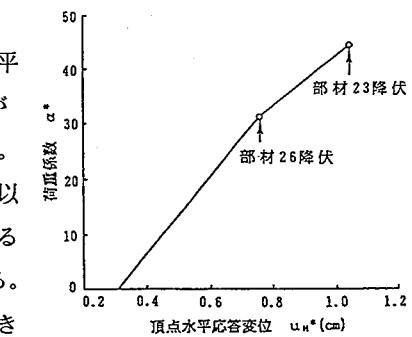


図-5 荷重係数 α^* ～頂点水平応答変位 u_{H^*} 関係

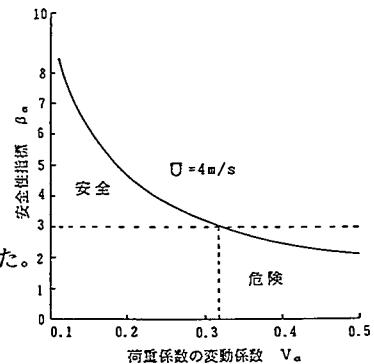


図-6 安全性指標 β_a ～変動係数 V_a 関係
($u_{H^*} = 0.9 \delta_u$)