

1. はしがき 土石流は衝突速度から非圧縮性または圧縮性流体として挙動するが、従来の著者の研究¹⁾では両者の境界での整合性が必ずしもよくなかった。本文では式中の物理常数を原型に近いスケールで求めることで整合性をはかり、この結果を構造設計における基準荷重とする。この基準荷重に耐えるために現在無筋のダムの袖を鉄筋コンクリート化すべきことを提案する。

2. 土石流が構造物に衝突したときの衝撃力

2.1 土石流が非圧縮性流体のときの衝撃力

流体の運動式、連続式は、

$$\frac{Du}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \text{grad } p \quad (1) \quad \text{div } u = 0 \quad (2)$$

式(1)は積分してポテンシャルを Ω とすると、

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \int \frac{dp}{\rho} + \frac{u^2}{2} + \Omega = 0 \quad (3)$$

$$\text{連続式(2)は, } u = \text{grad } \phi, \quad \nabla^2 \phi = 0 \quad (4)$$

が得られる。衝突現象は、 $\partial \phi / \partial t > u^2$ と考えられるので、式(3)は、

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \int \frac{dp}{\rho} \quad (5)$$

となる。したがって、衝撃力 p は、式(4)を適当な境界条件で速度ポテンシャル ϕ について解き、それを式(5)に代入することによって得られる。

$$p = \rho \frac{\phi}{\Delta t} \quad (6)$$

$$\text{式(4)を } \phi'_x(0, y) = u(y), \phi'_y(x, 0) = \phi'_y(x, h) = 0, \phi'_x(\infty, y) = 0$$

の境界条件で解くとき、 $x = 0$ の点で

$$\phi = u(y)h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n\pi} \left(\sin \frac{n\pi}{2h} y + \cos \frac{n\pi}{2h} y \right) \quad (n=1, 3, 5, \dots) \quad (7)$$

ここに、 $u(y)$ = 土石流の衝突速度 (m/s), h : 土石流の衝突高さ、 y は底を0とした高さ方向の距離である。Σで括

った項は ϕ の深さ方向の変化 $F_p(y)$ で、この値は図1に示す。

この値に流れの流速分布 $u(y)$ と流動深 h を乗じたものが圧力 p である。

Δt は衝撃圧の緩和時間で、実験では $\Delta t = 1.5 \times 10^{-3}$ secと算定さ

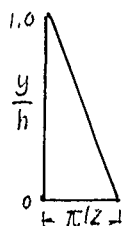


図1. $F_p(y)$ の値

れた。この Δt には被測定物質の規模の影響があると考えられる。そこで、実際の土石流に近い衝撃として、金沢大学での砂層上に重錘を落としたときの圧力測定値²⁾のピークからの減衰時間 $\Delta t = 0.016$ secを採用する。

2.2 土石流が圧縮性流体のときの衝撃力

流体が衝突時に圧縮性を示す場合、式(2)の連続式は

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \rho \nabla^2 \phi \quad (8)$$

となる。圧縮度 S を $S = (\rho - \rho_0) / \rho_0$ とすると、式(3)は、

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = C_L^2 \cdot S + \frac{u^2}{2} + \Omega \quad (9)$$

となる。運動の時間的変化の激しい場合には右辺第2項、第3項は省略でき、式(4)に相当する式は、

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{C_L} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (10)$$

となる。圧力の偏り \bar{p} は、

$$\bar{p} = p - p_0 = \left(\frac{\partial p}{\partial p} \right) (\rho - \rho_0) = C_L^2 \rho_0 S = \rho_0 \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (11)$$

式(10)の解は $\phi = f(x - C_L t)$ であるから、

$$p = \rho C_L U \quad (12)$$

ここに、 C_L は土石流中の衝撃波の伝搬速度 (m/s), u は土石流の衝突速度 (m/s) である。実験では、平均密度 $\bar{\rho} = 0.12 \frac{\text{tf} \cdot \text{sec} / \text{m}^4}{\text{m}^4}$ のとき、 $C_L = 9.6 \sim 2.9$ m/sの値を得た。

しかし、この C_L についても被測定対象とする物質の規模の影響がある。先の金沢大学の実験では $C_L = 60$ m/secと示されるのでダム設計用として、細密に砂が詰まった土石流には、 $C_L = 60$ m/secを採用する。

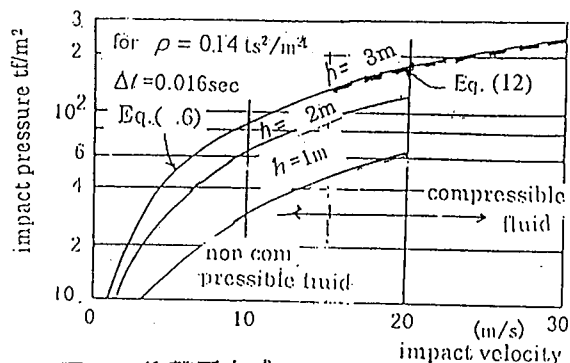


図2. 衝撃圧力式

表1 砂防ダム被害例へ式(6)の適用

2.3 衝撃力と衝突速度の関係

非圧縮性について, $\Delta t = 0.016\text{sec}$, 流動深さは水深の平均の値を用いて式(6)を計算した結果は図2の実線のようになる。一方, 圧縮性の場合として $\bar{\rho} = 0.14\text{ts}^2/\text{m}^4$, $C_L = 60\text{m}/\text{sec}$ として式(12)を計算した結果を図2に点線で示す。Skalak³⁾は, $u > c_L/4$ の領域で, 圧縮性の挙動を示すとしているので, の点まで式(12)を記入した。圧縮性の領域では式(12)はただ一つの関係しかないのに対し, 式(6)は流動深によって, $F_p(y)$ の値が異なるため, ρ 一定でも h の関数になるが, $h = 3.0\text{m}$ のケースでは両者はほぼ一本の線で表され, 両領域での圧力が整合性を持つことが示された。

No.	河床勾配 I	流動深 (m)	流速 (m/s)	動水圧 10^3kgf	歪 μ	衝撃圧 tf/m^2	全圧 tf	最大曲げモーメント 10^3kgfcm	引張り応力 kg/cm^2	歪 μ
D1	0.0323	2.46	3.9	5.7	4	23.9	58.9	4.82	12.80	711
D2	0.1429	1.71	6.1	9.7	3	26.0	44.5	2.53	3.75	208
D3	0.2000	3.12	10.2	49.7	46	79.42	47.6	25.72	38.56	2142
D4	0.1000	5.60	20.0	342.7	595	279.4	1564.0	29.16	43.72	2428
D5	0.1429	1.08	4.4	3.2	0	11.9	12.8	0.46	1.22	67
D6	0.2000	2.20	5.8	11.3	11	31.8	69.9	5.12	14.80	842
D7	0.1613	1.38	6.1	7.9	0	21.0	29.0	1.33	1.99	110
D8	0.0875	0.47	4.2	1.3	0	4.9	2.3	0.036	0.10	53
D9	0.0524	0.21	1.4	0.06	0	8.7	0.15	0.001	0.003	1

1) $\rho = 0.12\text{ts}^2/\text{m}^4$ とした
2) $E = 1.8 \times 10^3\text{kgf}/\text{cm}^2$ を用いた

うになる。一方, 圧縮性の場合として $\bar{\rho} = 0.14\text{ts}^2/\text{m}^4$, $C_L = 60\text{m}/\text{sec}$ として式(12)を計算した結果を図2に点線で示す。Skalak³⁾は, $u > c_L/4$ の領域で, 圧縮性の挙動を示すとしているので, の点まで式(12)を記入した。圧縮性の領域では式(12)はただ一つの関係しかないのに対し, 式(6)は流動深によって, $F_p(y)$ の値が異なるため, ρ 一定でも h の関数になるが, $h = 3.0\text{m}$ のケースでは両者はほぼ一本の線で表され, 両領域での圧力が整合性を持つことが示された。

2.4 砂防ダムの破壊例による式の妥当性の検討

表1は, 下田ら⁴⁾の研究に引用されている, 土石流で砂防ダム袖部が破壊したものの収録である。下田らは, 外力として, 一般に採用されている 1sec を単位とした運動量の差によって求めた動水圧を与えて, 被害が生じるかを検査した結果, この外力では, ひずみが 200μ を超えたのは D4 のみで, 破壊が生じない結果になったとされ, その原因を巨礫の衝突によるものとされている。

この被害例を本研究で求めた式によって検査する。流速は D4 以外は, $10\text{m}/\text{sec}$ 以下であるから, 土石流は非圧縮性流体として衝突したものと考えられる。そこで, 式(6)によって, $\bar{\rho} = 0.12\text{kgs}^2/\text{m}^4$ とし, 流動深さ, 流速は表の値を用い, (a)に単位面積当たりの衝撃圧力, (b)単位幅当たりの衝撃圧力, (c)袖基部における曲げモーメント, (d)引張り応力, (e) $E = 1.8 \times 10^3\text{kgf}/\text{cm}^2$ を用いて, ひずみを求めた。その結果, 土石流の規模の非常に小さい D8, D9 を除いて, 他の例はひずみが 200μ を超えるか, あるいはそれに近く, 破壊すると判断できることを示す。

この結果は, 式(6)が原型の砂防ダムに作用する衝撃力を十分表現できるものと考えられ, $\Delta t = 0.016\text{sec}$ もほぼ妥当であることを示しているといえる。

3. ダム袖部の鉄筋コンクリート化の必要性

3.1 無筋断面の限界荷重

無筋断面での限界強度を求める。コンクリートの限界最大ひずみを下田ら⁴⁾によるとするとより, 限界引張り応力はとなる。許容引張り応力度を与えたときの限界曲げモーメント M_c はである。衝撃力によって袖の付け根に生じる曲げモーメントは, 図1の分布の底面の長さを b として, 次式で表される。

$$M = \int_0^h p dz \cdot y_c = \frac{\rho u h^3 b}{\Delta t \cdot 6} \quad (13)$$

許容最大ひずみに対する限界モーメントは,

$$\rho u h_c^3 b \cdot (6\Delta t) < \sigma_{tz} \quad (14)$$

となる。これを満たす土石流の限界流動深 h_c は,

$$h_c^3 < 6\sigma_{tz} \cdot \Delta t / (\rho u b) \quad (15)$$

実際の砂防ダムの堤幅は, 2.0m が多いので, 堤幅を 2.0m とし, $\Delta t = 0.016\text{sec}$, $u = 6.0\text{m}/\text{s}$ とすると限界流動深となる。

3.2 袖部のところを複鉄筋にしたときの限界荷重

堤幅は 2.0m とし, 鉄筋は最大径 D51(公称直径 50.8mm) を当たり本, 複鉄筋として配筋する。となる。この限界モーメントを式(15)に代入して, 限界の流動深を求めると, となる。この規模の土石流発生頻度は低くなる。

(4)むすび 規模の大きい実験で常数を決め, 非圧縮、圧縮性の両域の圧力式の整合性をはかった。これを実際のダム被災例に適用して被災が説明できた。現在の無筋のダムでは, 土石流の衝撃に耐えられないので, 袖部は鉄筋コンクリートとすべきことを提案した。

1)大同:第2回落石などによる衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.89-94, 1991 2)下田ら:土木学会論文集, No.450/I-20, pp.131-140, 1992.7. 3)金沢大学工学部土木工学科:落石実験報告(1), 昭和59年1月。

4)Skalak; J. Eng. Industry. Vol88 No3, 1996. pp 325-331