

京都大学防災研究所 正員 村本嘉雄

1 まえがき

溜池、調整池などの小規模な貯水池の決壊に伴う洪水流出を予測することと目的として、これまで被災溜池の調査と貯水槽を用いた流出実験を行い、決壊口の形状特性と部分決壊および全面決壊時における貯水池の水理について考察を行¹⁾た。本文では、決壊時における貯水池水理の基本的特性を把握するために特性曲線法の直線近似による非定常流解析を行い、南口断面条件と貯水池の水位および流出流量の時間的変化との関係について考察するとともに実験結果と比較検討する。

2 貯水池決壊時の水理に関する近似解析

2.1 一般南口断面の場合：一様幅の長方形断面の貯水池を考へ、底こう配はなく、摩擦の影響も無視できるものとする。このようき条件における一次元の非定常流の基礎式は、図-1の座標系および記号を用い²⁾ると、特性曲線表³⁾を⁴⁾つぎのようにきうる。

$$\omega^{\pm} : dx/dt = -u \pm C \quad (1) \quad -u \pm zC = \text{const} \quad (2)$$

ただし、 $C = \sqrt{gh}$ である。初期条件および境界条件を

$$t=0 : h = h_0, \quad u = 0 \quad (3)$$

$$x=0 : 0 \leq t \leq t_1, \quad h = h(t) \quad (4)$$

$$t \geq t_1, \quad Q = a h^n = \mu_n B \sqrt{g} h^{\frac{n+3}{2}} \quad \text{あるいは} \quad u = \mu_n C \quad (5)$$

$$x=L : u = 0 \quad (6)$$

とする。ここに、 t_1 ：開口時間、 B と L ：貯水池の幅と長さ、 Q ：流出流量、 a, n ：定数である。いま、 $x=0$ 断面の⁵⁾流れを常流($0 < \mu_n < 1$)と考へ、決壊時に発生する夏、波浪の波頂および波底の特性曲線と x, t の全領域にわた⁶⁾て直線と仮定すると、(2)~(6)式かう⁷⁾つぎの関係が導きうる。

$$0 \leq t \leq t_1 : u(t) + zC(t) = zC_0 \quad (7)$$

$$t \geq t_1 : \mu_n C_i + zC_i = zC_{i-1} \quad (i = 2m-1; m=1, 2, \dots) \quad (8)$$

$$zC_i = zC_{i-1} - \mu_n C_{i-1} \quad \text{あるいは} \quad C_i = zC_{i-1} - C_{i-2} \quad (i=2m) \quad (9)$$

これらの式かう⁸⁾ $u(t)$ および図-1の各位相の C_i すなわち h_i が求まる。また、波頂および波底の上流端($i=2m$)、下流端($i=2m-1$)に到達する時刻 $\hat{t}_i$ および t_i は(1)式を考慮してつぎのようにきうる。

$$\hat{T}_i = L / (C_i + \mu_n C_i), \quad T_i = L / C_{i-1} \quad (i=2m-1) \quad (10)$$

$$\hat{T}_i = L / C_i, \quad T_i = L / (C_{i-1} - \mu_n C_{i-1}) \quad (i=2m) \quad (11)$$

ただし、 $\hat{T}_i = \hat{t}_i - \hat{t}_{i-1}$, $T_i = t_i - t_{i-1}$, $t_0 = 0$, $\hat{t}_0 = L/C_0$, $t_1 = t_1$ である。以上より、貯水池の水深と流量の時間的変化が計算できる。しかし、(5)式より $\mu_n = (a/Bg^{n+1})^{2/(n+3)}$ であ⁹⁾て、(8)式は一般に C_i に關する $2(n-1)$ 次の代数式になり逐次計算する必要がある¹⁰⁾ので、つぎに $m = 3/2$ の場合について検討する。また、 $m \neq 3/2$ の場合も h_i に対応して $\mu_n = (a/Bg^{n+1})^{2/(n+3)}$ を¹¹⁾変化させることによ¹²⁾て、 $m = 3/2$ の結果かう¹³⁾水理量の変化を推定できる。

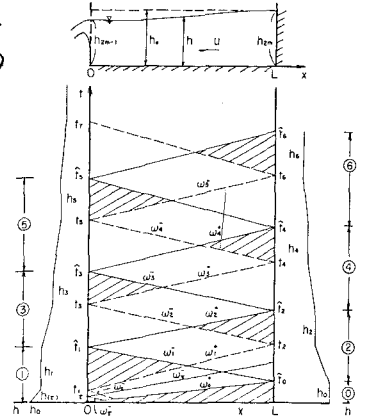


図-1 特性曲線図と記号説明

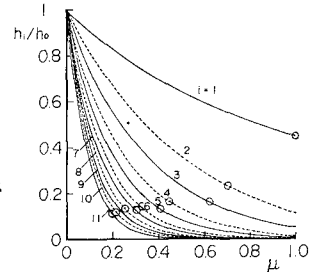


図-2 h_i の μ による変化

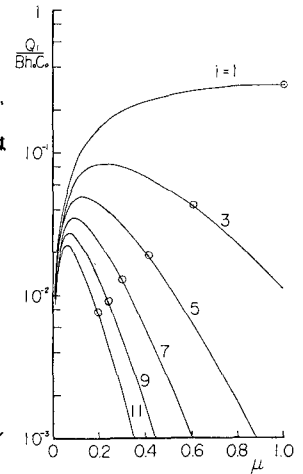


図-3 Q_i の μ による変化

2.2 長方形開口断面 ($n=3/2$) の場合: $\mu_n = \mu$ ($=Q/B\sqrt{g}$) とし, (8)~(11)式から h_i , Q_i , $\hat{t}_i$, t_i を求めると,

$$i = z_{m-1} : \frac{h_i}{h_0} = \frac{4}{4-\mu^2} p^i, \quad \frac{Q_i}{B h_0 C_0} = \mu \left(\frac{4}{4-\mu^2} \right)^{\frac{3}{2}} p^{\frac{3}{2}i}, \quad \frac{\hat{t}_i}{L/C_0} = \frac{\sqrt{4-\mu^2}}{2(1+\mu)} p^{-\frac{1}{2}i}, \quad \frac{T_i}{L/C_0} = p^{-\frac{1}{2}(i-1)}$$

$$(x=0) \quad \frac{\hat{t}_i}{L/C_0} = \frac{4+3\mu}{2(1+\mu)} \sum_{k=1}^{\frac{1}{2}(i+1)} p^{-2(k-1)}, \quad \frac{t_i - t_1}{L/C_0} = \frac{4-3\mu}{2(1-\mu)} \sum_{k=1}^{\frac{1}{2}(i-1)} p^{-2k}$$

$$i = z_m : \frac{h_i}{h_0} = p^i, \quad \frac{\hat{T}_i}{L/C_0} = p^{-\frac{1}{2}i}, \quad \frac{T_i}{L/C_0} = \frac{2-\mu}{2(1-\mu)} p^{-\frac{1}{2}i}$$

$$(x=L) \quad \frac{\hat{t}_i}{L/C_0} = 1 + \frac{4+\mu}{2(1+\mu)} \sum_{k=1}^{\frac{1}{2}i} p^{-k}, \quad \frac{t_i - t_1}{L/C_0} = \frac{2+\mu}{2(1-\mu)} + \frac{4-\mu}{2(1-\mu)} \sum_{k=1}^{\frac{1}{2}(i-2)} p^{-k}$$

とする。ここで $p = (2-\mu)/(2+\mu)$ であり、以上の式は夏ノ段波の上, 下流端を1往復する間に h_i は p^2 , Q_i は p^3 に比例して減少し, 往復時間は $1/p$ に比例して増大することを示している。 $t_1=0$ とし, $h_i, Q_i, \hat{t}_i, t_i$ の μ による変化を計算すると図-2~図-4 のようになる。各図の丸印は $\hat{t}_i \leq t_i$ とする限界, すなわち段波の成長が $2L$ 以上になる限界を示しており, μ の増加に伴って段波が急速に扁平化するのがわかる。なお, 各 i について丸印以下の h_i, Q_i は適用範囲外である。流出流量に注目すると, Q_i は $i \geq 3$ で

$$\mu = (3i - \sqrt{9i^2 - 8})/2 \quad (i = z_{m-1}) \quad (12)$$

のときに最大となり, そのとき $h_i/h_0 \approx 0.51$ ($i \leq 11$) である。また, 上記の Q_i と $\hat{t}_i$ (t_i) の式を μ に関して級数展開し, $\mu \approx 0.1$, $i \leq 10$ の条件で両者の i を消去して流出流量波形の近似式を求めることにより, 以下のようになる。

$$Q/Bh_0C_0 = \mu(4 - 3\sqrt{1+\mu t_*}), \quad t_* = C_0 t/L \quad (13)$$

3. 実験結果と比較

長さ $2m$ で幅 $50cm$ のアクリル製の水槽を用い, 下流端条件は(1)全断面開口, (2)斜面 $\alpha=36^\circ$ の三角堰, (3)三角形開口断面の堤体模型の3種類であり, 貯水延長と初期水深とを各々段階変えて瞬時流出実験を行った。図-5 に示した流出流量と水深との関係の明らかなように, (2)と(3)の場合に常流条件が満足されている。なお, 図中の $A = h^2 \cot^2 36^\circ$ である。

いま, (2)の場合を対象として, $t_1=0$, $n=5/2$, $\mu_n = (0.306\sqrt{2} \cot 36^\circ / gB) C^2 = 1.22 \times 10^{-5} C^2$ ($cm \cdot sec$ 単位) を (8)~(11)式に用い, 2段階の h_0 に対する h_i と Q_i の時間変化を計算した結果と実験値との比較が図-6 に示されている。二次元水面形とする開口部近傍の水深変化を除いて両者はほぼ一致しており, このような条件下 ($\mu = 0.157 \sim 0.054$) では特性直線近似が可能であることをわける。一方, $\mu = (0.306\sqrt{2} \cot 36^\circ) h_0/B$ を用いた (13) 式の関係の破線で示してある。 $h_0 = 10.14cm$ の場合は初期の Q_i の変化を近似しており, $h_0 = 15.35cm$ の場合はさらに μ の高次の近似をとり必要である。

4 むすび: 今後さらに近似解析法の適用限界について数値解析結果と比較するとともに t_1 および流出係数について検討する必要がある。1) 村本・河田: 昭和51年9月台風17号による災害の調査研究総合報告書, B52.3

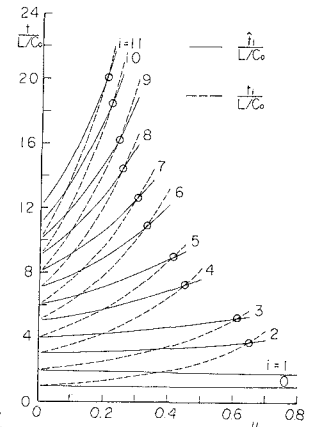


図-4 $\hat{t}_i$ と t_i の μ による変化

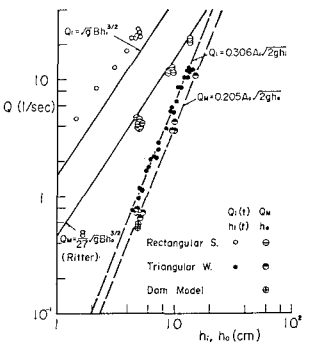


図-5 流出流量と水深との関係

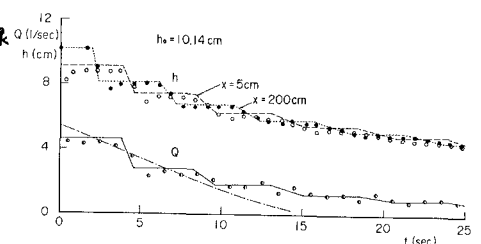
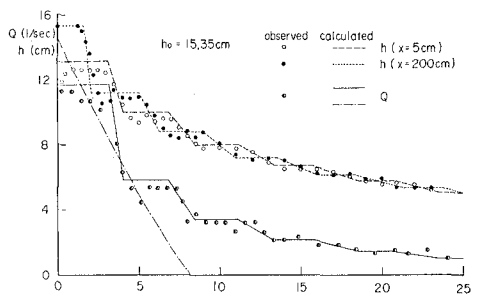


図-6 h と Q の計算値と実験値との比較