

ダム破壊に伴う2次元氾濫シミュレーション

中央大学理工学部 学生員 ○白壁 角崇
 中央大学理工学部 正会員 岡田 将治
 中央大学理工学部 フェロー会員 山田 正

1. はじめに 想定以上の地震が発生した場合に、ダムやため池が損傷し決壊する事態を考慮することは防災上重要な問題である。本研究は**(a)**ダムやため池が決壊した場合の洪水範囲を2次元不定流解析により予測し、洪水到達時間及び水深の時間変化を数値解析により求めた。**(b)** 洪水流が河川狭窄部において堤防を越流した場合の洪水範囲を**(a)**と同様に予測し、河道中央縦断方向の水面形状や越流水深を数値解析により求めた。

2. 基礎方程式 本研究**(a),(b)**ともに2次元不定流の運動方程式(1),(2)及び連続式(3)を用いた。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{h} \right) = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{g}{C^2} \frac{M}{h^2} \sqrt{M^2 + N^2} + \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{xy}) \right] + \Omega N - \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} (p_a) \quad (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{h} \right) = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{g}{C^2} \frac{N}{h^2} \sqrt{M^2 + N^2} + \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xy}) \right] + \Omega M - \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} (p_a) \quad (2)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

t :時間[sec], M, N : X, Y 方向の流量フラックス[m³/s/m], H :水位[m], g :重力加速度[m/s²], h :水深[m], C :Chezy 抵抗係数[m^{1/2}/s], ρ_w :水の密度[kg/m³], $\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$:せん断力, V_x, V_y : X, Y 方向の風速[m/s], Ω :コリオリ係数[1/s], P_a :大気圧[kg/m²]である。

3. 数値解析手法及び計算条件 数値解析は矩形メッシュを用いて、2次元不定流の運動方程式及び連続式を差分法により計算した。**(a)**Manningの粗度係数 n (以下 n と表記する) を $n=0.1, 0.05, 0.04 \text{sec/m}^{1/3}$ と変化させて数値解析を行い、 n の違いによる下流域への洪水到達時間の変化や、ある代表点の水深の時間変化の違いを解析した。時間差分間隔を $\Delta T = 0.01 \text{sec}$, 空間差分間隔を $\Delta x = \Delta y = 10 \text{m}$, 渦動粘性係数を $0.5 \text{m}^2/\text{s}$ とした。**(b)**堤防の両岸から越流する場合と、堤防上に土嚢が積みれ堤防の左岸からのみ越流する場合を想定し数値解析を行った。時間差分間隔を $\Delta T = 0.1 \text{sec}$, 空間差分間隔を $\Delta x = \Delta y = 5 \text{m}$, $n=0.03 \text{sec/m}^{1/3}$, 渦動粘性係数を $0.5 \text{m}^2/\text{s}$ とした。

4. 初期条件及び境界条件 **(a)**初期条件として長さ 350m, 幅 350m, 水深 19m の貯水池が瞬間的に全決壊すると仮定した。また、境界は壁とみなし、境界条件は壁を突き抜けない条件 $U_{x=0, Lx} = 0, V_{y=0, Ly} = 0$, 及び水位に対して $\partial h / \partial x = \partial h / \partial y = 0$ と課した。**(b)**初期条件として河道全体に等流水深 4.95m を与え、境界条件は上流端で一定流量 $1100 \text{m}^3/\text{s}$ の流入, 下流端で等流水深 4.95m とした。

5. 解析領域 **(a)**数値解析に用いた地形形状を図-1に示す。計算領域は X 方向に 6km, Y 方向に 3km の領域を設定した。図-1の等高線は 20m 間隔であり、貯水池

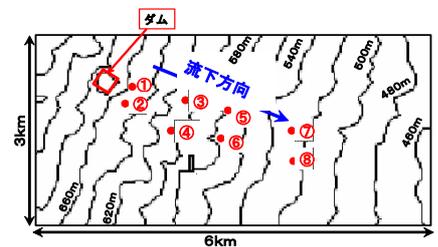


図-1 地形形状

底面の地盤高は 656m である。ダム決壊に伴う洪水流が流下する斜面の勾配は、平均で約 1/30 である。また、 n については草地や森林を想定し、 $n=0.1, 0.05, 0.04 \text{sec/m}^{1/3}$ の3種類で数値計算を行った。**(b)** 図-2に示す河道幅 100m, 河道長 10km, 河床勾配 1/2000 の狭窄部を有する直線単断面水路を設定した。

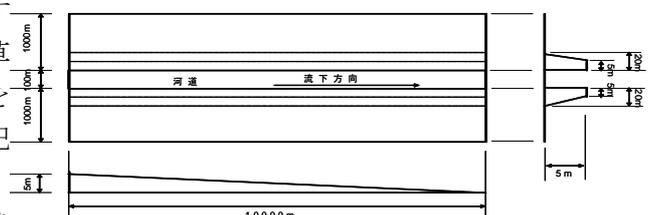


図-2(a) 設定領域概略図

6. 数値解析結果 **(a)(1)洪水到達時間** ダム決壊から 10 分後の

水位の平面図を $n=0.1, 0.04$ の場合について図-3(a), (b)に示す。な

お、図中の赤線は洪水流先端の到達時間のコンターであり、ダム決壊から 0sec, 30sec, 60sec, 120sec, 300sec 後となっている。 $n=0.10$ の場合では、ダム破壊から 10 分後に洪水流の先端は貯水池から下流約 4km に達している。 $n=0.04$ の場合では下流約 5km に達している。また n が小さい程、洪水範囲も広がっている。ただし、ダム決壊から 10 分後に比べてダム決壊から 60 秒後までは、 n による洪水範囲の差異はないことが分かる。時間の経過に伴い、 n が小さいほど洪水範囲が広がっていく。

(2)水深の時間変化 図-1に示す①~⑧の8地点を選定し、地点①~⑧での水深の時間変化を解析した。ここでは地点①, ③, ④での水深の時間変化を図-4(a)~(c)に示す。図-4(a)~(c)の横軸はダム破壊後の経過時間[sec], 縦軸は水深[m]を表している。また、黒

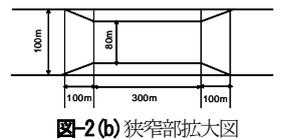


図-2(b) 狭窄部拡大図

キーワード：ダム破壊、氾濫解析、2次元不定流解析

連絡先：〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27 中央大学理工学部土木工学科 TEL : 03-0817-1805 E-mail : shirakabe@civil.chuo-u.ac.jp

線が $n=0.10$, 赤線が 0.05 , 青線が $n=0.04$ の場合である. n の違いにより①地点では $n=0.10$ の場合に, $n=0.05$ の場合に比べ水深が最大で 1.5m 大きく, $n=0.04$ の場合に比べ 1.6m 大きい. 地点④も $n=0.10$ の場合の方が $n=0.05$ や $n=0.04$ の場合に比べ, 最大水深が大きい傾向が見られる. 一方, 地点③では n の違いにより, 洪水到達時間には最大で 150 秒の差があるものの, 湛水深差は最大でも 0.5m である. **(b) (1)洪水範囲**

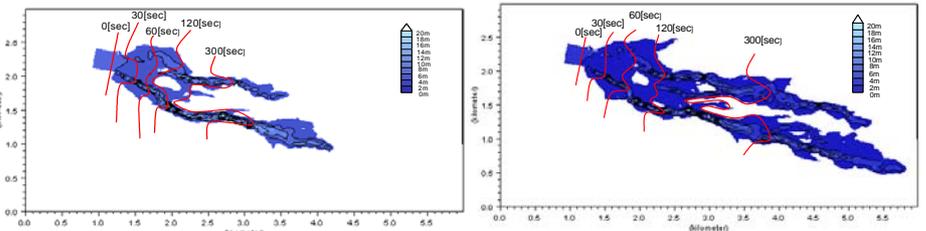


図-3(a) ダム決壊から 10 分後の洪水到達範囲, 図-3(b) ダム決壊から 10 分後の洪水到達範囲, 及び洪水到達時間のコンター図($n=0.10$) 及び洪水到達時間のコンター図($n=0.04$)

両岸から越流した場合の $t=75\text{min}$ の洪水範囲を図-5(a)に, 左岸からのみ越流した場合の $t=90\text{min}$ の洪水範囲を図-5(b)に示す. 両岸から越流した場合の方が左岸からのみ越流越流した場合に比べ, 洪水範囲が横断方向に最大約 200m 広いことが分かる. **(2)河道中央縦断方向の水面形状及び越流水深**

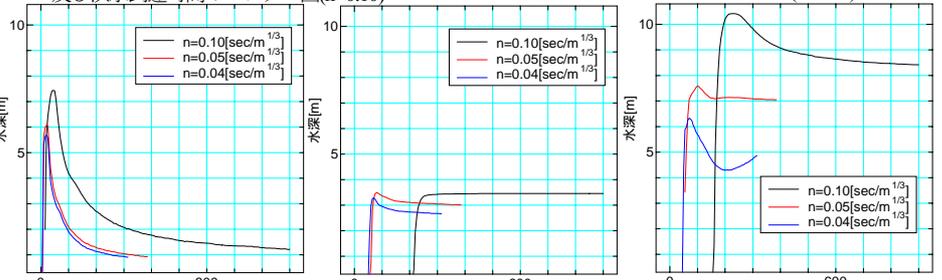


図-4(a) 図-1における地点①での水深の時間変化, 図-4(b) 図-1における地点③での水深の時間変化, 図-4(c) 図-1における地点④での水深の時間変化

両岸からの越流前後の河道中央縦断方向の水深を図-6(a), (c)に, 左岸からのみ越流前後の河道中央縦断方向の水深を図-6(b), (d)に示す. 越流後に狭窄部上流において水面が波打つことが分かる. 狭窄部上端の左岸堤防上における越流水深の時間変化を図-7に示す. $t=55\sim 60\text{min}$ では越流水深はどちらの場合も差異なく越流水深が上昇していく. $t=60\sim 75\text{min}$ では両岸から越流した場合には越流水深が 2.7cm から 2.1cm に減少していく一方, 左岸からのみ越流した場合には 2.6cm から 3.2cm に増加している.

両岸からの越流前後の河道中央縦断方向の水深を図-6(a), (c)に, 左岸からのみ越流前後の河道中央縦断方向の水深を図-6(b), (d)に示す. 越流後に狭窄部上流において水面が波打つことが分かる. 狭窄部上端の左岸堤防上における越流水深の時間変化を図-7に示す. $t=55\sim 60\text{min}$ では越流水深はどちらの場合も差異なく越流水深が上昇していく. $t=60\sim 75\text{min}$ では両岸から越流した場合には越流水深が 2.7cm から 2.1cm に減少していく一方, 左岸からのみ越流した場合には 2.6cm から 3.2cm に増加している.

7. まとめ (a)(1)

Manning の粗度係数 n が大きいほど洪水範囲は狭くなり, 最大水深は大きくなる傾向がある. ただし, 地形形状により n を大きくしても, 洪水到達時間は遅くなるが最大水深には変化がない地点もある.

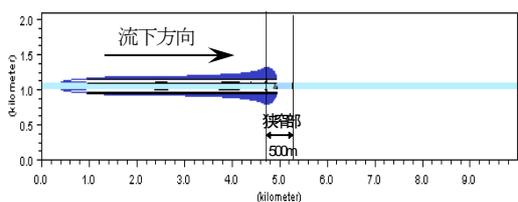


図-5(a) $t=75\text{min}$ における洪水範囲(両岸から越流)

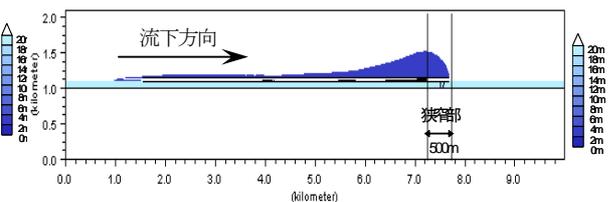


図-5(b) $t=90\text{min}$ における洪水範囲(左岸からのみ越流)

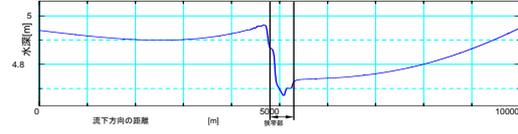


図-6(a) 河道中央縦断方向の水深($t=55\text{min}$, 両岸からの越流直前)

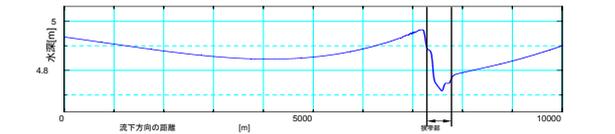


図-6(b) 河道中央縦断方向の水深($t=55\text{min}$, 左岸からの越流直前)

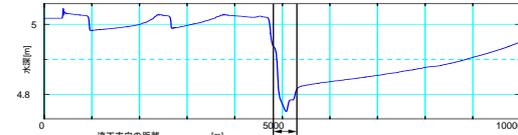


図-6(c) 河道中央縦断方向の水深($t=75\text{min}$, 両岸から越流)

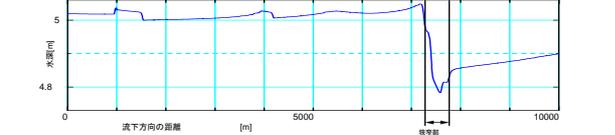


図-6(d) 河道中央縦断方向の水深($t=90\text{min}$, 左岸からのみ越流)

(2)地点①,③,④は以下の(a)~(c)に分類できる. (a) n の違いにより洪水到達時間に差はないが, 最大水深は n が大きいほど大きくなる (地点①), (b) n の違いにより洪水到達時間は n が大きいほど遅くなるが, 最大水深には差がない (地点③), (c) n の違いにより洪水到達時間は n が大きいほど遅くなり, 最大水深は n が大きいほど大きくなる (地点④). (3) n の違いによる湛水深差は最大で 4m , 洪水到達時間の差は最大で 400 秒であった. (b)(1)両岸から越流した場合に比べ, 片方の堤防から越流した場合の方が洪水範囲は広がる. (2)狭窄部上流側では越流と同時に水位が上昇するが, 狭窄部下流側では水面が波打つ様子は見られなかった. (3)狭窄部上流側で径深が小さくなり抵抗が大きくなるため水深が大きくなり, 狭窄部で速度水頭が大きくなるため水深が小さくなると推測できる. (4)狭窄部上端の左岸堤防上における越流水深は最大でも 3.7cm 程度であった.

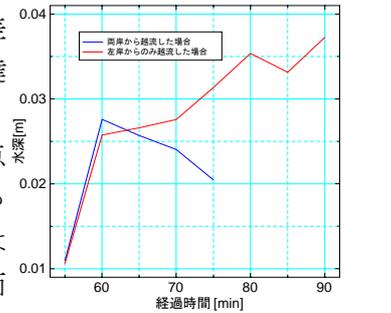


図-7 狭窄部上端左岸堤防上の越流水深

<参考文献>松富英夫:ダム破壊流れの二次元数値解析, 第 27 回水理講演会論文集, pp. 23-28, 1983, 石川忠晴:堤防越水をともなう直線矩形断面河道の水面形, 第 26 回水理講演会論文集, pp. 417-422, 1982.