応用力学論文集 Vol.12, pp.89-97　(2009 年 8 月)　土木学会

豪雨時の越流破堤に対するため池堤体の信頼性設計

Risk evaluation and reliability-based design of earth-fill dams for overflow due to heavy rains

西村伸一 *　森　俊輔 **　藤澤和謙 ***　村上　章 ****
Shin-ichi NISHIMURA , Shunsuke MORI, Kazunori FUJISWA and Akira MURAKAMI

* 正会員　博士（農学）岡山大学准教授　大学院環境学研究科　（〒 700-8530 岡山市北区津島中 3-1-1）
** 非会員　修士（環境学）三菱日立製鉄機械株式会社（〒 733-8553 広島市西区観音新町 4-6-22）
*** 正会員　博士（農学）岡山大学助教　大学院環境学研究科　（〒 700-8530 岡山市北区津島中 3-1-1）
**** 正会員　農学博士　岡山大学教授　大学院環境学研究科　（〒 700-8530 岡山市北区津島中 3-1-1）

In this research, the risk to earth-fills during heavy rains is evaluated. The rainfall intensity is dealt with as a probabilistic parameter, and the probability of overflow is calculated. Based on the estimated probability of failure, the risk to earth-fill dams in the downstream area is evaluated. The flooding area is predicted with solving the shallow water equations by the finite volume method. Furthermore, a case in which the spillway of the embankments is improved to mitigate the risk of overflow is considered, and the expected total cost is estimated including the cost of the improvement work and the risk. Finally, the effect of the improvement is judged according to the total cost.

Key Words: *earth-fill dam, probability of overflow, finite volume method, reliability-based design*

1. はじめに

ため池は，江戸時代以前に建造されたものも多く，老朽化が激しく，豪雨によって毎年のように決壊するという事態が起こっている．ため池が決壊することにより下流域に災害が確実に及ぶことになる．本研究では，周辺地域における被害額を考慮して，改修を決定する際の判定基準となることを目指し，豪雨時におけるため池堤体の越流リスク評価を行うことを目的とする．さらに，改修の前後における期待総費用の計算を行い，洪水吐の改修効果について議論する．

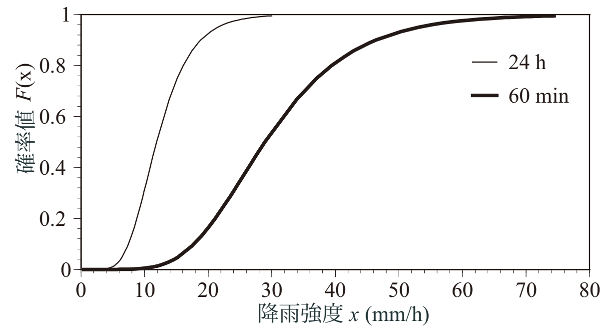
近年，河川堤防の破堤を想定した氾濫解析が盛んに行われており，ハザードマップを作成するといった研究が盛んになされるようになっていきている [1), 2), 3)]．また，ため池についてはその洪水調節機能が従来から着目されてきているが [4), 5)]，そのため池が破堤した場合のハザードマップ作成も行われるようになっている [6)]．これに対して，筆者らは，従来から干拓堤防の液状化に対するリスク評価 [7)] や，ため池の地震リスク評価 [8)] を行ってきたが，ここでは，リスク評価手法をため池の越流破堤問題に適用しようとしている．

本研究では，第一に，年最大降雨強度の確率分布を過去の降雨データから導いている．この降雨の確率モデルを基に，モンテカルロ法を用いてため池の越流確率を算定する．ただし，ここでは，越流を，ため池への流域からの流入水量が，洪水吐の能力を超過した際に生じる事象と定義し，越流が一旦生じると破堤に至るものと仮定している．越流現象と破堤は，必ずしも一致する事象ではないが，越流によって，老朽化した堤体は，かなり損傷を受けるため，安全側の評価をするために２つの事象が一致すると仮定している．筆者らの過去の調査結果によると，実際のため池の破堤も越流によることが多いと推測される [9)]．

第二に，ため池の破堤を想定した被害想定シミュレーションを行う．この結果を基に，下流域の被害範囲を推定し，被害範囲面積から被害額を推定する．ここで，被害範囲の推定には浅水方程式を有限体積法によって解く方法を採用して最大水深を算出する．被害額と越流確率から越流リスクを求めるが，さらに，ため池堤体の改修を想定し，リスクに改修費用を加えることによって期待総費用を算定する．とくに本研究では，堤体の洪水吐が改修される事象について考察を行う．最終的に，改修前後の期待総費用を比較し，改修効果を評価する．

2. 年最大降雨量の確率モデル

ここでは，第一に，年最大降雨量強度の統計モデルについて議論する．本研究では，年最大降雨量の確率分布



図－１年最大降雨強度分布（岡山市 45 年間）

関数として，極値統計モデルの一つである Gumbel 分布 [10)] を用いる．式 (1) に Gumbel 分布の分布関数を与える．

$$F(x) = \exp\left(-e^{-y}\right) \tag{1}$$

$$y = a(x - x_0) \tag{2}$$

ここで，a , x_0 は，分布を決定するための定数であり，x は，降雨強度を表す変数である．図－１には，岡山市における過去 45 年間の降雨データを使用し，24 時間および 1 時間の降雨強度の年最大値を Gumbel 分布に適合させた場合の確率分布を示している．

3. 越流確率の計算方法

ここでは，越流した場合，必ず提体が破壊に至ると仮定し，越流確率を算定するものとする．洪水吐からの設計洪水流量と流域のピーク洪水流量は，それぞれ，式 (3), (4) で与えられる [11)].

$$Q_d = C_d \cdot B \cdot h_d^{3/2} \tag{3}$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \tag{4}$$

ここで，Q_d：設計洪水流量 (m^3/s)，Q_p：洪水ピーク流量 (m^3/s)，C_d：設計流量係数，B：洪水吐における堰の有効幅 (m)，h_d：洪水吐の設計越流水深 (m)，r_e: 有効降雨強度，A：流域面積 (km^2) である．また，有効降雨強度は，降雨強度から式 (5) を経由して得るものとする．降雨強度は，式 (6) のタルボット式 [10)] より計算される．

$$r_e = f_p \cdot r \tag{5}$$

ここで，f_p: ピーク流出係数である．

$$r = \frac{a}{T + b} \tag{6}$$

ここで, T: 降雨継続時間, a, b: タルボット式の定数である．

ため池は，$Q_d < Q_p$ の状態が続くと越流に向かうことになる．しかし一般に，ため池には，満水位状態から，洪水吐の能力が限界に達するまで若干の余裕があり，これを貯留効果 [11)] と呼ぶ.

本研究では，降雨を確率現象と見なし，越流確率の算定を行う．ため池貯水池の状態としては，最も危険な満水位状態を考え，貯留効果を考慮した場合の越流確率を

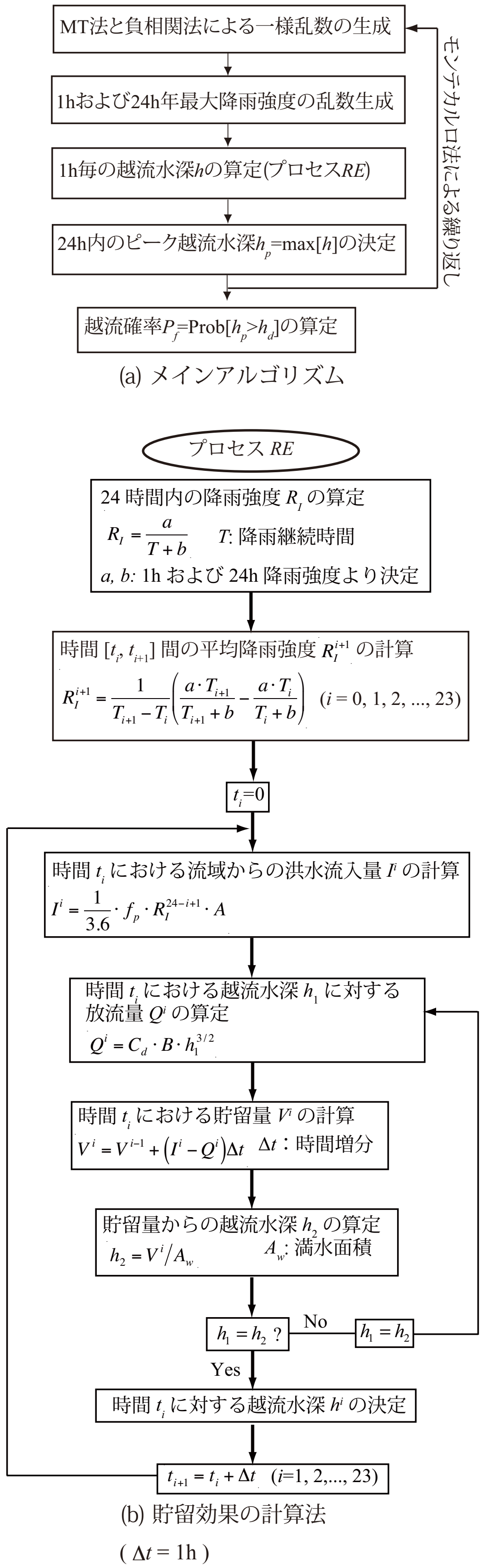
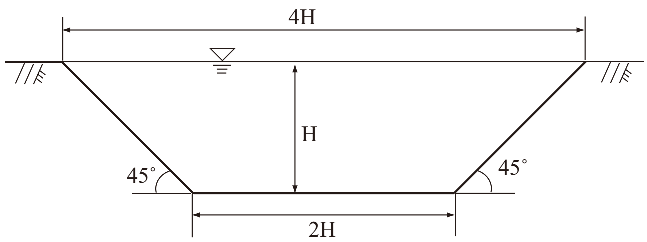
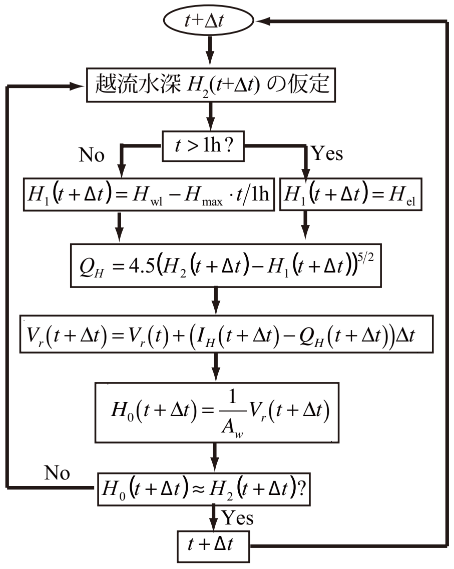


図- 2 越流確率の計算アルゴリズム



図－３　越流による破堤断面



$H_2 = H + H_1$　　$H_{max} = H_{wl} - H_{el}$

H_{wl}: 初期水位　　Δt: 時間増分

H_{el}: 池底の標高　V_r: 貯水量　　A_w: 貯留面積

図－４　破堤による流出ハイドログラフの計算法

計算するものとする．越流確率 P_f の計算過程の概略を図－２に示す．貯留効果の検討は，24 時間にわたって行うため，ここでは，1h と 24h の降雨強度が用いられる．岡山市における年最大 1 時間降雨量および 24 時間降雨量に Gumbel 分布に従う乱数を割り当て，擬似降雨に対して越流の判断を行う．具体的には，一様乱数 u に対して式 (1) から，降雨に関する疑似乱数 $F^{-1}(u)$ を降雨として用いる．貯留効果を考慮する場合は，$h_d < h_p$ となる確率を越流確率 P_f と定義する．ここで，h_d：洪水吐の設計越流水深 (m)，h_p：貯留効果を考慮した計算による最大水深 (m) である．越流確率 $P_f = \mathrm{Prob}\left[h_d < h_p\right]$ は，$h_d < h_p$ を満足する回数を総シミュレーション回数で割った値とする．さらに，確率が一定値になるまでシミュレーションを繰り返す．今回は確率計算の高精度化をはかる目的で，一様乱数 u の生成に，Mersenne Twister（MT 法）[12] を用い，さらに，モンテカルロ法の分散低減法の一つである負相関法 [13] を用いる．ここで，計算過程で算出した越流確率 P_f'(一様乱数 u による計算結果) と P_f''(負相関法を適用した (1-u) による計算結果) の二つの確率により，越流確率 P_f は 2 つの値の平均値とする．

図－２では，図 (a) に，上記の様に乱数から越流確率を算定するメインアルゴリズムが示されているが，h_p の決定には貯留効果を考慮する必要があり，この過程をプロセス RE として図 (b) に与えている．ここでは，第一に，タルボット式から，1 時間毎の平均降雨強度 R_l を 24 時間まで算定し，時間経過とともに降雨が激しくなると仮定して（後方集中型）越流水深を算定している．池への洪水流入量 I の算定は，本来，流出解析によるべきものであるが，ここでは，簡易的に各時間の洪水流入量を各時間の降雨強度から，降雨と同型の時間分布により算定するため，合理式を用いている．この洪水流入量 I と放流量 Q から，貯留効果 V が得られる．最終的に，1 時間毎に計算された越流水深 h から，最大のものを，h_p として採用する．貯留効果算定の詳細は，農業農村工学会 (2002)[11] に示されている．

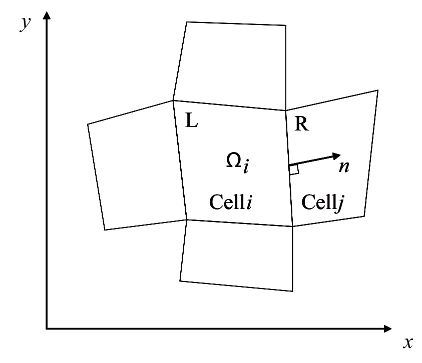
4. 期待総費用の算出

期待総費用は，一般には，初期建設費＋リスクという型式で与えられる（例えば, 14)）．ここでは, 次の式 (7), (8) をとおして計算する方法を提案する．

$$C_T = C_0 + C_f \cdot E[n] \tag{7}$$

$$E[n] = \begin{cases} \displaystyle\sum_{k=1}^{t_l} \left[P_{fC} \left(1 - P_{fC}\right)^{k-1} \left\{1 + \left(t_l - k\right) P_{fI}\right\} \right] & \text{(Current)} \\ t_l \cdot P_{fI} & \text{(Improved)} \end{cases} \tag{8}$$

ここで，C_T は期待総費用を表し，$E[n]$ は，供用年 t_l 年の間に生じる越流回数の期待値を表すものとする．P_{fC} は，改修前の堤体に関する越流確率，P_{fI} は，改修後の堤体の越流確率を表す．C_0 は堤体の改修費用を表し，改修を行わない場合は 0 である．一方，C_f は，破堤に伴う損失を表すが，ここでは，家屋，農業施設，農地等の被害額，ため池堤体の修復費用である．本研究では，とくに洪水吐の改修が考慮されているが，洪水吐能力の向上で放流能力が大きくなるため，越流確率を減じることができる．また，式 (8) において，Current とは，現状は，改修を行わないことを選択するが，一度破堤した後は，改修された堤体と同程度に修復し，以降破堤した場合は，再び同程度に修復することを前提としている．したがって，一



図－５　コントロールボリュームの例

度破堤した後の越流確率は，改修後の越流確率 P_{fl} を用いるため，式 (8) の Current の場合でも，式中に P_{fl} が現れることとなっている．また，一回改修を行うと，その後の越流確率は P_{fl} のまま変化しないと仮定している．また，Improved とは，最初に改修することを選択する場合を表している．

5. 洪水シナリオ解析

5.1 流出ハイドログラフ

本研究では，越流が生じたときに図－3 に示す台形の破堤断面形状を保ちながら堤体が洗掘されると仮定してる．この場合，台形堰の式を利用し，越流量 Q_H を式 (9) で仮定する [6]．

$$Q_H = 4.5 H^{5/2} \tag{9}$$

ここで，H は破堤断面の底からの越流水深である．洪水に伴う貯水量 V の変化は式 (10) で与えられる．

$$\frac{dV_r}{dt} = I_H - Q_H \tag{10}$$

ここで，V_r: 貯水量，I_H: ため池への流入量であるが，今回の解析では，破堤した場合，破堤断面からの流出速度が降雨の流入より支配的と考えられ，I_H=0 と仮定している [6]．破堤断面からの流出ハイドログラフの作成方法は，図－4 に示される．この計算法では，1h で破堤断面が池底に達することを仮定している．

5.2 洪水シミュレーション

5.2.1 基礎方程式 [15]

基礎式には，鉛直方向の等速度分布，非圧縮性流体，静水圧力分布，底部傾斜を条件とする平面 2 次元浅水方程式を用いる．

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S} \tag{11}$$

U：保存量ベクトル，**F** , **G**：x, y 方向の流束ベクトル，および **S**：ソース項として，式 (12) で表される．

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + gh^2/2 \\ uvh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} uh \\ uvh \\ v^2h + gh^2/2 \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{S} = \mathbf{S}_o + \mathbf{S}_f = \begin{pmatrix} 0 \\ ghS_{ox} \\ ghS_{oy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ -ghS_{fx} \\ -ghS_{fy} \end{pmatrix} \tag{12}$$

ここで，h：水深，u, v：x, y 方向の流速，g：重力加速度，S_{ox}, S_{oy}：x, y 方向の河床勾配，S_{fx}, S_{fy}：x, y 方向の摩擦勾配である．河床勾配 $\mathbf{S_o}$ は基準水平面からの河床高 z_b から次式で得られるものとし，河床勾配は下りの傾きを正とする．

$$S_{ox} = -\frac{\partial z_b}{\partial x}, \quad S_{oy} = -\frac{\partial z_b}{\partial y} \tag{13}$$

また，摩擦勾配はマニング式を用いる．

$$S_{fx} = \frac{n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}, \quad S_{fy} = \frac{n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \tag{14}$$

ここで，n：マニングの粗度係数である．

5.2.2 有限体積法 (Finite volume method:FVM) [15),16)]

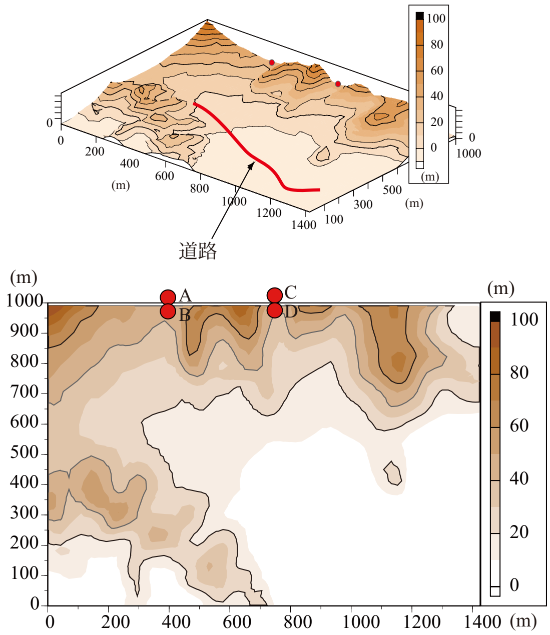
数値モデルに 2 次元構造型直交格子による有限体積法を用いている．有限体積法は積分形の方程式に基づく数値解析法で，解領域を有限個の隣接するコントロールボリューム (control volume) に分割する．図－5 に代表的なコントロールボリュームの定義を示す．計算の対象セルを L とし隣接セルを R とする．この定義に基づき，近似リーマン解法による支配方程式は，次式で与えられる．

$$\frac{d\mathbf{U}_i}{dt} = -\frac{1}{\Omega_i}\sum_{j=1}^{4} \mathbf{E}\cdot\mathbf{n}_{ij}\Delta\Gamma_{ij} + \mathbf{S}_i \tag{15}$$

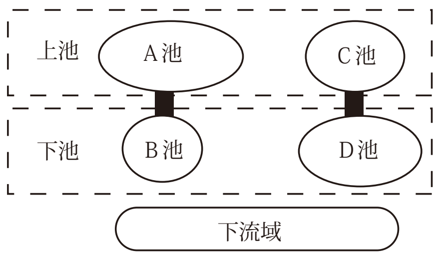
ここで，**E**=**F**+**G**，**n**：単位法線ベクトル $\Delta\Gamma$：境界線の長さである．

5.2.3 近似リーマン解法 [15),16)]

コントロールボリューム境界線を流出入する法線流束 **E**·**n** は近似リーマン解法によって計算される．解は二つの波の速さ S_L, S_R によって隔てられた絶え間ない三つの状態から構成される．コントロールボリュームにおける三つ



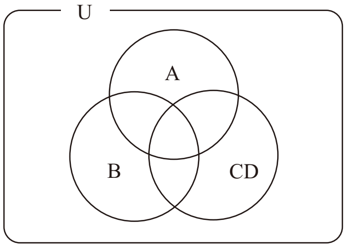
図－6 ため池の位置と地形



図－7 ため池の規模と流域の位置関係

表－1 解析対象のため池の諸元

	流出係数 f_p	流域面積 $A(\mathrm{km}^2)$	越流係数 C	洪水吐幅 B(m)	満水面積 $A_w(\mathrm{m}^2)$	限界水深 h_d(m)	貯留量 $V(\mathrm{m}^3)$	初期水深 H_{wl} (m)
A 池	0.75	0.179	1.35	6.2	7700	0.54	18900	10.00
B 池	0.75	0.179	2.11	4.6	3100	0.54	5000	7.50
C 池改修前	0.76	0.128	1.77	4.0	3400	0.34	10800	8.10
C 池改修後	0.76	0.128	4.10	4.4	3400	0.34	10800	8.10
D 池改修前	0.76	0.128	1.39	4.2	3400	0.40	15700	9.80
D 池改修後	0.76	0.128	3.78	4.4	3400	0.40	15700	9.80



図－8　ここの堤体の越流事象のベン図

の状態から構成されるため数値流束 $\mathbf{E}\cdot\mathbf{n}$ も三つの条件式で表す．

$$\mathbf{E}\cdot\mathbf{n}=\begin{cases}(\mathbf{E_L})\cdot\mathbf{n} & (S_L\geq 0)\\ \dfrac{S_R(\mathbf{E_L})\cdot\mathbf{n}-S_L(\mathbf{E_R})\cdot\mathbf{n}+S_RS_L\left[(\mathbf{U_R})-(\mathbf{U_L})\right]}{S_R-S_L} & (S_L<0<S_R)\\ (\mathbf{E_R})\cdot\mathbf{n} & (S_R\leq 0)\end{cases} \tag{16}$$

ここで，S_L, S_R：対象，隣接セルの波の速さ，$\mathbf{U}_L, \mathbf{U}_R$：対象，隣接セルの $\mathbf{U}$，$\mathbf{E}_L, \mathbf{E}_R$：対象，隣接セルの $\mathbf{E}$ である．

波の速さ S_L, S_R は次式で定義される．

$$S_L=\begin{cases}\min(\mathbf{q}_L\cdot\mathbf{n}-\sqrt{gh_L},\ u^*-\sqrt{gh^*}) & \text{if both sides are wet}\\ \mathbf{q}_L\cdot\mathbf{n}-\sqrt{gh_L} & \text{if the right side is dry}\\ \mathbf{q}_R\cdot\mathbf{n}-2\sqrt{gh_R} & \text{if the left side is dry}\end{cases} \tag{17}$$

$$S_R=\begin{cases}\max(\mathbf{q}_R\cdot\mathbf{n}+\sqrt{gh_R},\ u^*+\sqrt{gh^*}) & \text{if both sides are wet}\\ \mathbf{q}_L\cdot\mathbf{n}+2\sqrt{gh_L} & \text{if the right side is dry}\\ \mathbf{q}_R\cdot\mathbf{n}+\sqrt{gh_R} & \text{if the left side is dry}\end{cases} \tag{18}$$

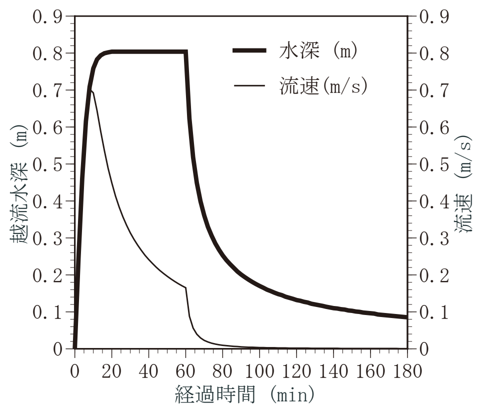
$$u^*=\frac{1}{2}(\mathbf{q}_L+\mathbf{q}_R)\cdot\mathbf{n}+\sqrt{gh_L}-\sqrt{gh_R} \tag{19}$$

$$\sqrt{gh^*}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{gh_L}+\sqrt{gh_R}\right)+\frac{1}{4}(\mathbf{q}_L-\mathbf{q}_R)\cdot\mathbf{n} \tag{20}$$

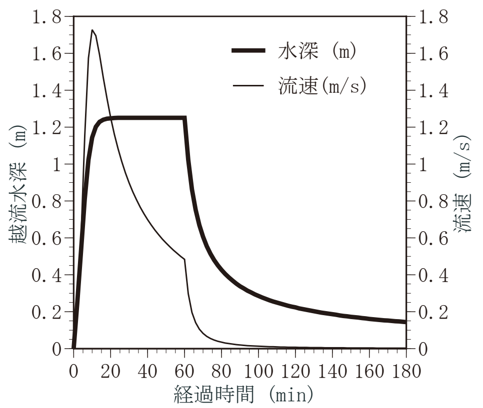
ここで，$\mathbf{q}=[u, v]^T$ である．

5.2.4　数値解の安定化法

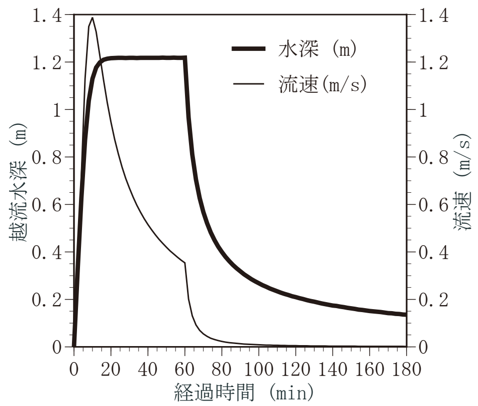
ソース項 $\mathbf{S}$ は河床，摩擦勾配で構成される．河床勾配 $\mathbf{S}_0$ について，本研究では有限要素法による解析の際，しばしば用いられる線形四辺形要素の形状関数[17]を用いてコントロールボリュームの 4 節点の河床標高から，中央における河床勾配 $\mathbf{S}_o$ を求める．摩擦勾配 $\mathbf{S}_f$ は水深 h が微小である場合は，数値計算が不安定になる．ここでは，



(a) B のみが破堤する場合

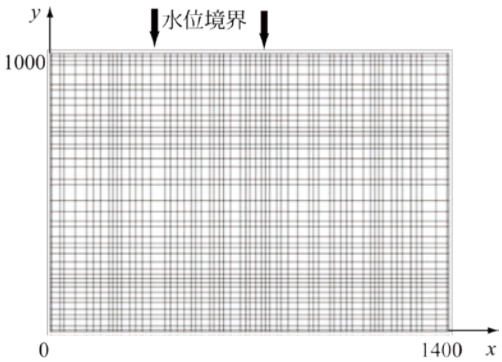


(a) A および B が破堤する場合



(a) C および D が破堤する場合

図－9　越流破堤によるハイドログラフ



図－ 10　洪水解析のためのグリッド

完全陰解法[15]によりこの不安定性を回避している．

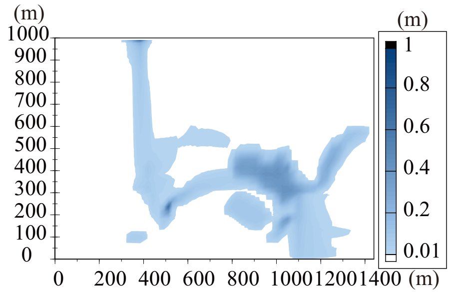
式 (15) は差分によって解く必要があるが，ここでは，TVD (total variation diminishing) ルンゲ・クッタ法[18]を用いている．この方法は，数値分散を避けるために非常に有効な方法であることは良く知られている．また，水のないドライベッドのような水深 h が 0 に近い計算では計算結果に大きな支障が発生し，計算不能となる．これを避けるため，各セルの計算水深 h が $h_{\min}$ 以下の場合は計算水深 h を $h_{\min}$ としている[19]．

6.　解析事例

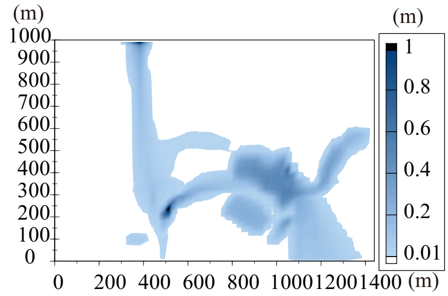
6.1　解析対象の概要

ここでは，図－ 6 に示すため池群（A, B, C, D) を解析の対象とする．これらのため池は，傾斜地に存在する谷池である．各ため池の諸元を表－ 1 に示す．4 つのため池の中で A, B は既に改修されており，ここでは，C, D の改修を問題とする．とくに，洪水吐も改修されるため，この 2 つのため池に関しては改修前後で越流確率が変化することになる．改修後の洪水吐の堰型式はラビリンス堰であり，改修によって，流量係数 C が大幅に増加すると予測される．

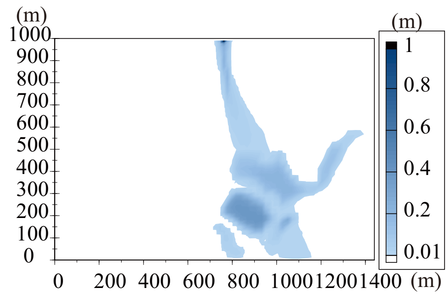
図－ 7 には，4 つの池の規模と位置関係を示している．A, B と C, D は，位置が尾根によって隔てられており，互いに影響することがない．また，A, B および C, D は，それぞれ連続した状態で存在している．A と B の関係では，B 池は A 池よりも規模が小さく，貯水量の関係から，A が破堤すれば B 池は必ず破堤する．一方，A 池が破堤しなくても B 池のみが破堤することはあり得る．ため池 C, D は，上流の C 池が破堤すれば必ず D 池が破堤するが，越流確率計算の過程で，D 池のみが破堤するケースは存在しないことが明らかになったため，この 2 つの池を併せて CD 池と表記することにする．これらの関係を，図－ 8 のベン図を用いて整理する．この図は，それぞれの堤体の破堤という事象の集合を表すものであり，個々の円は，その堤体が破堤するという事象を表す．この定義に基づき，上記の関係を越流確率 P_f の式として式 (21) に与える．式中，上付き線は余事象を表し，ここでは，破堤しない



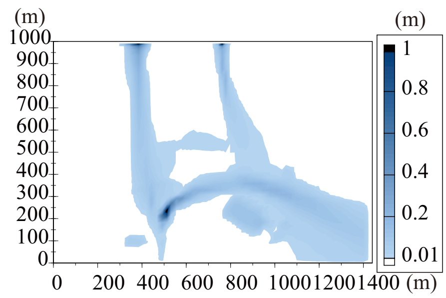
(a) B のみが破堤する場合
（被害範囲 0.321km^2）



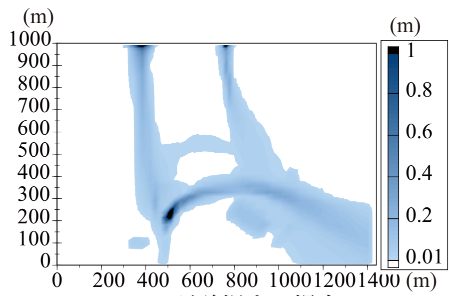
(b) A,B が破堤する場合
（被害範囲 0.374km^2）



(c) CD が破堤する場合
（被害範囲 0.204km^2）

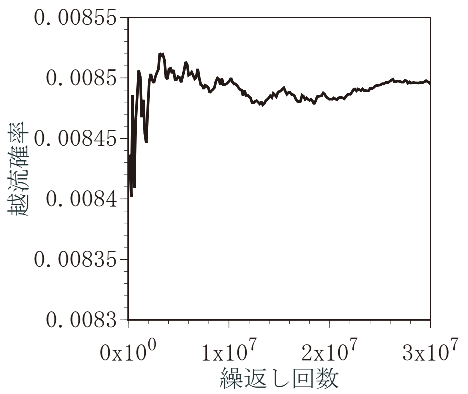


(d) B,CB が破堤する場合
（被害範囲 0.380km^2）



(e) A,B,CD が破堤する場合
（被害範囲 0.404km^2）

図－ 11　最大洪水水深の分布



図－ 12　モンテカルロ法越流確率の計算（CD 池）

事象を表す．

$$P_f(\mathrm{A}\cap\mathrm{B})\neq 0,\ P_f(\overline{\mathrm{A}}\cap\mathrm{B})\neq 0,\ P_f(\mathrm{A}\cap\overline{\mathrm{B}})=0$$
$$P_f(\mathrm{C}\cap\mathrm{D})\neq 0,\ P_f(\overline{\mathrm{C}}\cap\mathrm{D})=0,\ P_f(\mathrm{C}\cap\overline{\mathrm{D}})=0 \tag{21}$$

6.2　越流破堤による流出ハイドログラフ

ここでは，流出ハイドログラフを図－ 4 に示したフロー[6]にしたがって作成するものとする．越流は，開始してから 1h で破堤断面（図－ 3）が池底まで達して終了するものと仮定している．式 (21) で，越流確率が 0 でない 3 つのパターンについて流出ハイドログラフを図－ 9 に示す．なお 2 つの堤体で越流する場合は直接下流域に被害を及ぼす，下流側の堤体におけるハイドログラフを示している．図によると，越流水深は，越流開始後急速に上昇し，比較的長く一定値保ち，破堤断面が池底にに達して後は，急激に減少するが, 最終的に非常にゆっくり 0 に漸近する．一方，流速は，越流水深が最大値に達すると同時に最大値となり，その後は急激に減少する．

6.3　洪水シミュレーション結果

本研究では，被害域を同定するために，越流した場合の洪水シナリオシミュレーションを 5.2 節で示した方法を用いて実施している．図－ 6 の地形に対して，図－ 10 に示すグリッドを割り当て解析を行う．図中，矢印で境界条件を与えるセルを示しており，図－ 9 の越流水深を境界条件として与えている．また，マニングの粗度係数として n=0.026 を与えた．

解析の結果を図－ 11 に示している．図では，起こり得る 5 つの越流パターンについて，時系列とおして得られる最大水深を示している．下流域では，道路盛土によって水がせき止められる形になっているため，流路が迂回する現象が見られる．B のみが破堤した場合（図－ 11(a)）と A,B の両方が破堤した場合（図－ 11(b)）を比較すると, 流量は後者の方が 2 倍以上になっているはずであるが, 浸水面積にはさほど差が生じないのが特徴的である．同様に，図－ 11(d) と図－ 11(e) の比較においても大きな差は生じていない．ただし，解析上 h_{min}=0.001m としており，さらに，被害域の算定に際しては 1cm 以下の水深は無視している．

6.4　越流確率の計算結果

本研究ではモンテカルロ法によって任意年の越流確率を求めている．計算の方法は, 3 章に示したとおりである．ここでは，モンテカルロ法は，3000 万回繰り返すものとする．繰返し回数と越流確率の関係の一例を図－ 12 に示す．この場合，1000 万回を超えると越流確率の値は収束している．

図－ 9 に示した事象集合から考えられるパターンの越流確率を算定した結果を表－ 2 に与える．この結果によると，改修前については，次の 3 つのパターンで 0 より大きい越流確率が計算されている．これによると，CD 池の越流確率が大きいことが理解できる．

$$P_f(\mathrm{A}\cap\mathrm{B}\cap\overline{\mathrm{CD}})=7.00\times10^{-7}$$
$$P_f(\overline{\mathrm{A}}\cap\mathrm{B}\cap\mathrm{CD})=1.75\times10^{-6} \tag{22}$$
$$P_f(\overline{\mathrm{A}}\cap\overline{\mathrm{B}}\cap\mathrm{CD})=8.49\times10^{-3}$$

一方，C 池および D 池の改修後は，次の 2 つのパターンで越流確率が検出されている．

$$P_f(\mathrm{A}\cap\mathrm{B}\cap\overline{\mathrm{CD}})=7.00\times10^{-7}$$
$$P_f(\overline{\mathrm{A}}\cap\mathrm{B}\cap\overline{\mathrm{CD}})=1.73\times10^{-6} \tag{23}$$

表－ 2　信頼性解析とリスク評価結果

越流パターン			CD 池改修前	CD 池改修後	想定被害額	CD 池改修前	CD 池改修前	CD 池改修後	CD 池改修後
A 池	B 池	CD 池	越流確率 P_{fC}	越流確率 P_{fI}	C_f(千円)	E[n]	リスク R(千円)	E[n]	リスク R(千円)
×	○	○	0.00000E+00	0.00000E+00	782,096	0.00000E+00	0	0.00000E+00	0
×	×	○	7.00000E-07	7.00000E-07	851,363	3.50000E-05	30	3.50000E-05	30
×	×	×	0.00000E+00	0.00000E+00	1,105,027	0.00000E+00	0	0.00000E+00	0
×	○	×	0.00000E+00	0.00000E+00	1,016,895	0.00000E+00	0	0.00000E+00	0
○	×	○	0.00000E+00	1.73333E-06	660,537	0.00000E+00	0	8.66667E-05	57
○	×	×	1.75000E-06	0.00000E+00	970,936	8.75000E-05	85	0.00000E+00	0
○	○	×	8.49495E-03	0.00000E+00	576,925	4.24748E-01	245,048	0.00000E+00	0
合計			---	---	---	---	245,162	---	87

×：破堤　○：破堤しない

表－３　ため池堤体の改修・修復費用

	改修費 C_0(千円)	修復費 (千円)
A 池	0	91,400
B 池	0	66,300
C 池	199,200	
D 池		

上記以外のパターンの越流確率は 0 である．とくに，洪水吐の改修によって越流確率は大幅に減少し，改修後は，P_f(CD)=0 となる．

6.5　信頼性解析結果

表－３にはため池堤体の改修費用 C_0 と破堤した場合の補修費用 C_c を示している．一方，破壊損失 C_f を，ここでは次式で与えるとする．

$$C_f = C_C + C_f^* \tag{24}$$

ここで，修復費用に関しては，簡単化の目的で，$C_C \cong C_0$ と仮定する．C_f^* は，越流破堤によって発生する家屋や農地等の被害損失である．流域では農地が大部分であるため，C_f^* の値は被害面積と比例するものと仮定した．破壊損失 C_f は，これに修復費用 C_c を加える．すなわち，式 (24) は，堤体が破損した場合，必ず元の堤体に修復することを前提としている．また，ここでは，供用年を 50 年（t_l=50 y) と設定している．

表－２には，破堤のパターンに応じた越流確率と想定被害額を示している．ただし，この越流確率は，表左端の３つのカラムの越流・非越流（○×）のパターンが同時に生じる確率を表している．これらの値に基づきリスクが計算されるが，CD 池の改修によってリスクが大幅に減じているのが分かる．これらの値から，改修前と改修後の総費用 C_{TC} および C_{TI} が次式のように計算される．

$$\begin{aligned} C_{TC} &= 245{,}162 \ \ (1{,}000 \text{ JPY}) \\ C_{TI} &= 199{,}200 + 87 = 199{,}287 \ \ (1{,}000 \text{ JPY}) \end{aligned} \tag{25}$$

これらの値の差として改修効果 C_D が評価される．

$$C_D = C_{TC} - C_{TI} = 45{,}875 \ \ (1{,}000\text{JPY}) \tag{26}$$

すなわち，改修によって 4,600 万円程度の効果が見込めることになる．

6.　まとめ

(1)　岡山市における 45 年間の降雨データに基づき，1h と 24h に対応した年最大降雨強度を確率分布関数に当てはめた．ここでは，極値分布として Gumbel 分布を採用した．

(2)　ため池の貯留効果を考慮して，任意年における越流確率の計算を行った．越流確率の計算にはモンテカルロ法を用いた．とくに，4 つのため池郡の越流確率を計算しているのが特色である．各ため池の破堤は独立ではないため，破堤するため池の取り合わせをすべて考慮した．

(3)　堤体が破堤した場合の洪水シミュレーションを実施し，洪水による被害域の推定を行った．本研究では，浅水方程式を有限体積法によって解く方法を採用した．

(4)　ため池堤体の越流確率を算出し，洪水による被害損失からリスクおよび期待総費用を算定する方法を示した．とくに，洪水吐の改修効果に着目し，これが改修前後における期待総費用の差によって評価できることを示した．

(5)　展望として，提案法によって事業効果が評価されれば，改修対象ため池の事業優先順位の決定に利用することができる．また，各種の改修方法や規模を比較することによって，最適設計に結びつけることができる．

参考文献

1) 秋山壽一郎，重枝未玲：河道・氾濫原包括解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析，土木学会論文集 B, Vol.63, No.3, pp.224-237, 2007.

2) 砂口真澄，土屋十圀：都市域の雨水排水区を対象とした内水氾濫予測と減災対策に関する研究，土木学会論文集 B, Vol.64, No.4, pp.240-250, 2008.

3) 土木研究所河川部都市河川研究室：氾濫シミュレーション・マニュアル（案）－シミュレーションの手引き及び新モデルの検証－，土木研究所資料，1996.

4) 竹下伸一，別枝宏平，三野　徹，中村公人：遅延率を用いたため池洪水緩和量推定法，農業農村工学会論文集，No.243, pp.291-300, 2006.

5) 加藤　敬，佐藤政良：大阪府松沢池における洪水低減機能とその確率評価　－ため池の洪水低減機能の評価－，農業農村工学会論文集，No.222, pp.637-643, 2006.

6) 加藤宏司 , 大竹由紀夫 , 北村　聡 : ため池氾濫解析とそのハザードマップ作成について , 建設コンサルタント協会近畿支部第 39 回研究発表会論文集 , pp119-124, 2006.

7) 西村伸一，清水英良：期待総費用最小化理論に基づく干拓堤防の最適液状化対策，地盤工学会誌，Vol.57, No.3, pp.26-29, 2009.

8) 西村伸一，松浦　健：ため池堤体の改修を対象としたリスク評価と信頼性設計，構造物の安全性および信頼性，Vol.6, JCOSSAR2007 論文集，pp.339-344，2007.

9) 藤井弘章，島田　清，西村伸一：９０１９台風による岡山県下のため池災害 , 1990 年 19 号台風による風水害の調査研究（文部省科学研究費 突発災害調査研究成果（課題番号 02306015)，代表　名合宏之，pp.101-130, 1991.

10) 岩井重久 , 石黒政儀：応用水文統計学 , 森北出版 , 1970.

11) 農業農村工学会：土地改良事業設計指針「ため池整備」,

農業土木学会 , 2002.

12) Matsumoto M. and Nishimura T. : Mersenne Twister: A 623-dimensionally equidistributed uniform pseudorandom number generator, *ACM Transaction on Modeling and Computer Simulations: Special Issues on Uniform Random Number Generation*, pp.1-25, 1998.

13) 津田孝夫：モンテカルロ法とシミュレーション < 三訂版 >, 培風館 , 1995

14) Ang, A. H-S and Tang, W. H.: *Probability concepts in enginnering planning and design, Volime II-Decision, Risk and Reliability, John Wiley & Sons, Inc.*, 1984

15) Yoon,T. H. and Kang, S-K. : Finite volume model for two-dimensional shallow water flows on unstructured grids, *Jounal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 2004, pp.78-688, 2004.

16) Toro, E.F. : *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics -A Practical Introduction- 2nd Edition*, Springer, pp315-331, 1999

17) 川井忠彦 , 築地恒夫 , 風間悦夫 , 川端康洋 : 応用有限要素解析 , 丸善 , 1978

18) Shu, C-W. and Osher,S. : Efficient implemention of essentially non-oscillatory shock-capturing schemes, *Jornal of Computational Physics,* Vol.77, pp439-471, 1988.

19) 前野詩朗 , 小川信 : 非構造格子有限体積法による水理構造物周辺流れの数値解析 , 土木学会応用力学論文集 , Vol.6, pp. 857-864, 2003.

(2009 年 4 月 9 日受付)