

シミュレーションモデルによる治水システムの構成

京都大学工学部 正員 高棹 琢馬
 京都大学防災研究所 正員 小尻 利治
 京都大学大学院 ○学生員 四宮 圭三

1. はじめに 近年、河川改修が進み、洪水による被害が単なる天災ではなく、人為的要素が含まれると考えられるようになってきた。本研究では、洪水防御施設の配置、規模を決定する施設計画の目的をある許容氾濫確率の制約下で費用の最小化と定義し、次式のように定式化される。

$$\text{COST} = \sum C(i) \rightarrow \min \quad (1)$$

subject to

$$P_{sj} \leq P_{aj} \quad \text{for all } j \quad (2)$$

ここに、 $C(i)$ は地点 i に建設する施設の費用、 P_{sj} は評価地点 j でのシミュレーションによる氾濫確率、 P_{aj} は評価地点 j での許容氾濫確率である。上記の定式化の場合、目的関数が高次の非線形性を有し、数理計画法の適用は不可能に近い。そこで施設計画を Screening Model, Simulation Model の2段階に分け、別稿の Screening Model で抽出された上位解の中から Simulation Model で厳密な洪水追跡計算を行うことにより(2)式の制約下で目的関数(1)を最小にする配置計画を求め、最適解とする。最適解が得られない場合は上位解の各施設規模を細かく分け、実験計画法を適用し、各施設の組合せに対して再度 Simulation Model による検討を行う。すなわち、シミュレートした N 個の降雨群に対して河道流下計算を行い、氾濫回数が n 回のとき氾濫確率を $K_j = n/N$ で定義する。 $K_j > \text{許容値}$ のときこの代替案は棄却され、 $K_j \leq \text{許容値}$ のとき採用される。限定された上位解のうちで(1)式より最適解が決定されるのである。図-1に最適配置計画のフローを示す。

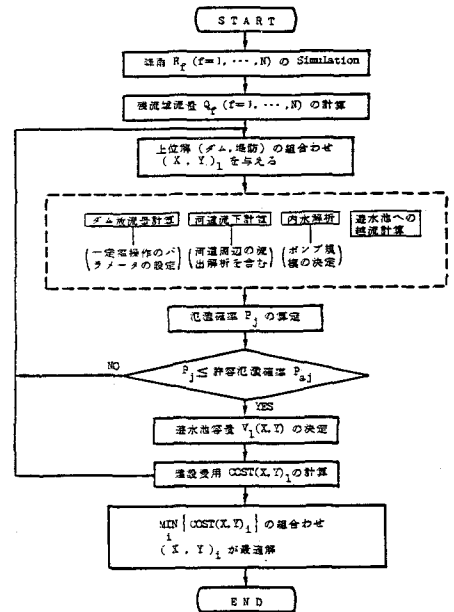


図-1 最適配置計画のフローチャート

2. 降雨のシミュレーション 隣接する2つの部分流域 $i, i+1$ における時間的にも空間的にも一様でない下時間連続降雨の条件付確率は、時間的には1時刻前、空間的にも1流域前にものみ従属するものと考え、確率密度関数を用いて次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} & f_{R_{i+1}, R_{i+1}, \dots, R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}}(R_{i+1}, R_{i+1}, \dots, R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}) \\ &= \frac{f_{R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}}(R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}) \cdot f_{R_i | R_{i-1}, R_{i-2}, \dots, R_{i-2}}(R_i | R_{i-1}, R_{i-2}, \dots, R_{i-2}) \cdot \dots}{f_{R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}}(R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}) \cdot f_{R_i | R_{i-1}, R_{i-2}, \dots, R_{i-2}}(R_i | R_{i-1}, R_{i-2}, \dots, R_{i-2}) \cdot \dots} \quad (3) \end{aligned}$$

ここに、 $f_{R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1}}(R_{i+1} | R_i, R_{i-1}, \dots, R_{i-1})$ は部分流域 i 、時刻 t での雨量に対する部分流域 i 、時刻 $t+1$ での

雨量の条件付確率密度関数を表わす。ここでは(3)式を基本にして降雨をシミュレートする。具体的な手順は (i) 乱数の発生により流域 i , 時刻 t の降雨量 R_{it} を決定する。(ii) 次に、 R_{it} の値をもとに、条件付確率密度関数 $f_{R_{it+1}|R_{it}}(R_{it+1}|R_{it})$ の平均値と標準偏差を与え、再び乱数を発生させて流域 $i+1$, 時刻 t の降雨量 R_{it+1} を決定する。(iii) さらに同様に $f_{R_{it+2}|R_{it+1}}(R_{it+2}|R_{it+1})$ を用いて流域 $i+1$, 時刻 $t+1$ の降雨量 R_{it+1} を算定する。(iv) $R_{it}, R_{it+1}, R_{it+2}$ が決定されると $f_{R_{it+2}|R_{it+1}, R_{it+2}}(R_{it+2}|R_{it+1}, R_{it+2})$ を用いて流域 $i+1$, 時刻 $t+1$ の降雨量 R_{it+1} を発生させることができる。こうして隣接する部分流域間の連続時間降雨系列の組合わせを求めることができる。流域と時刻をそれぞれ i から $i+1$, $t+1$, $t+1$ へと移してこの手順を繰り返して実行し、流域全体に降雨期間 T の降雨群をシミュレートする。図-2に降雨シミュレーションのフローを示す。

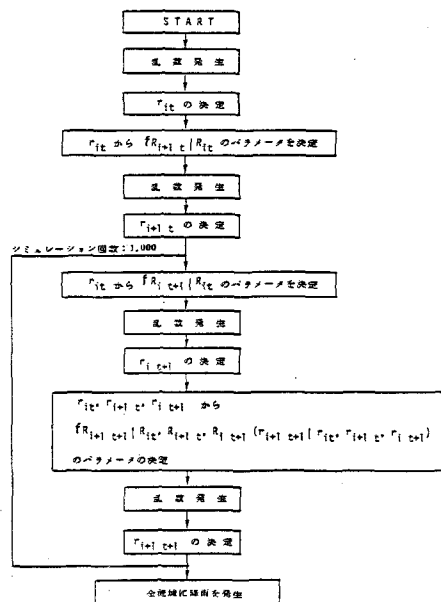


図-2 降雨シミュレーションのフロー

3. 部分システムの構成

(i) 斜面流出, 河道流下 ハイエトグラフからハイドログラフへの変換には、洪水の非線形性が十分組みこまれること、実際現象に近い表現となっていることを重視して、kinematic wave法を用いる。

(ii) ダム放流量 ダムの放流方式は実時間操作に適用しやすい点を考慮して、一定率一定量調節方式とする。ダム放流量 Q_{out} は次式で計算される。

$$Q_{out} = (Q_{in} - Q_s) \cdot R + Q_s \quad (4)$$

ここに、 Q_{in} はダム流入量、 Q_s は洪水調節開始流量、 R は放流率である。ここでは計画降雨が与えられないので放流率も不確定なパラメータとなり、決定変数として処理することになる。具体的には、平均的なハイドログラフをもとに標準的な放流率を仮定し、その近傍に数個の代替案を与えて氾濫確率の達成と目的関数の減少をはかる。Screening Modelでは貯水池行列で表現されるのに対し、より細かい値を設定でき実用的な解が求められる。

(iii) 内水解析, 遊水池への越流計算 内水処理方式はポンプ排水とする。シミュレートした降雨をもとに内水流出計算(kinematic wave法)を行い、それと本川水位との組合わせにより各ポンプ規模ごとの排水計算を行い、ピーク内水位を求める。内水位が限界値を上回る確率が許容値以下になるようにポンプ規模を決定する。河道より遊水池への越流流量 Q_w は $Q_w = \frac{2}{3} \mu \sqrt{g} L h^{\frac{3}{2}}$ (5) により算出する。ここに、 μ は流量係数、 L は越流頂を基準とする水深、 h は越流長である。

4. あとがき 大略的に抽出された上位解に対し、より厳密な流域モデルを与えることにより、より現実的かつ普遍的な治水システムを求めることができた。実流域への適用については講義時に述べる。〈参考文献〉1) 池淵, 小島, 堀; 治水計画における多変数確率密度関数の導入, 土木学会関西支部年次講演会, 1984

2) 土木学会編; 水理公式集