

石狩川流域の氾濫解析

北海道大学 学生員 宮武治郎
 北海道大学 フェロー会員 黒木幹男
 北海道大学 フェロー会員 板倉忠興

1. はじめに

北海道の治水事業は、明治 43 年から本格的に始まり、様々な整備が進められてきた。特に石狩川では開拓当初から改修が行われ、洪水被害は減少した。しかし近年に至っても洪水は起こり、1981 年の洪水では、石狩大橋地点において 11,000m³/s のピーク流量を記録している。

本論文では、河道及び堤内地からなる系の氾濫水の動きを数値解析によって求めた。河道における洪水に対しては一次元解析法を適用し、堤内地は二次元平面流れとして取り扱い、基礎式から差分式を導いて計算法とした。これらの両者の計算法をくみあわせて河道-堤内地系における洪水、氾濫水の数値解析モデルとして、実際の河道、堤内地系に適用した。

2. 数値解析について

河道および堤内地での洪水、氾濫水についてのそれぞれの数学モデルおよびその数値解析法を述べる。両者を組み合わせて、河道-堤内地における数値解析モデルとする。

i) 河道の計算：河道における洪水の数学モデルの基礎式として、次の式を用いる。

$$\text{連続式: } \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{運動方程式: } \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{v}{gA} \cdot q + \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{1/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで
 A: 流積 Q: 流量 q: 横流入流量 R: 径深 n: マニングの粗度係数 i: 河床勾配 v: 流速

この 2 式を陽形式の蛙飛び計算法で解き Q, h を求める。
 距離的にも時間的にも Q を求める格子点と h を求める格子点を交互に取り、ある格子点では、Q か h かどちらか一方を未知量とする。

ii) 堤内地の計算：氾濫水の広がり、及び伝搬を表す数学モデルとして次式が成立する。

堤内地の氾濫水の解析法には、岩佐・井上・水鳥の論文を参考にしている。

$$\text{連続式: } \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$x \text{ 方向運動量式: } \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$y \text{ 方向運動量式: } \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで τ: 河床におけるせん断力 h: 水深 u: x 方向の流速 v: y 方向の流速
 M(=u · h): x 方向の流量フラックス N(=v · h): y 方向の流量フラックス

この3式を差分化し h, M, N を求める。岩佐・井上・水鳥の論文と異なり、摩擦項 $\frac{\tau_{xb}}{\rho}, \frac{\tau_{yb}}{\rho}$ の差分において、

$$\frac{\tau_{xb}}{\rho} = \tau_b \cdot \frac{M^{n+2}}{h_{i,j}}, \quad \frac{\tau_{yb}}{\rho} = \tau_b \cdot \frac{N^{n+2}}{h_{i,j}} \text{ とした。}$$

iii) 堤内地と河道の合成：

河道計算時での、破堤点の上流端からの位置は、 Q を計算する点と同じ位置にとる。破堤点における h から、

破堤が始まったかどうかの判定を行う。 $h_{\text{batei}} = \frac{h_{\text{batei-1}} + h_{\text{batei+1}}}{2} \geq h_i$ になると破堤が起こると考え、

越流流量の計算を行う。

・越流流量の計算：長方形堰の本間の越流公式を用いた。

破堤点における河道の水位（外水位）を H_r 、破堤点での堤内地の水位（内水位）を H_f とおく。

破堤開始外水位 H_i 、破堤敷高 H_0 を仮想的に設定し、 $H_i > H_0$ になれば瞬時に長さ L の破堤が生ずる。それ以後は、破堤長を L として越流流量を算定する。

$H_r > H_0$ または $h > H_0$ のとき越流が起こる。

① $H_r > H_f$ の時、河道から堤内地へ越流が起こる。

$$h_1 = H_r - H_0, \quad h_2 = H_f - H_0 \text{ において}$$

$$(1) \quad h_2/h_1 \leq 2/3 \text{ のとき：完全越流 } Q_0 = CLh_1^{3/2}$$

$$(2) \quad h_2/h_1 > 2/3 \text{ のとき：潜り越流 } Q_0 = C'Lh_2\sqrt{h_1 - h_2}$$

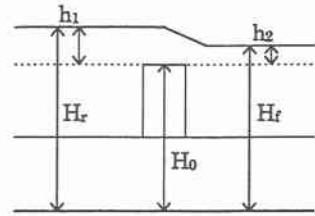


図1

② $H_r < H_f$ の時、堤内地より河道へ逆越流が起こる。

$$h_1 = H_r - H_0, \quad h_2 = H_f - H_0 \text{ において、①と同様に(1)、(2)より越流流量 } Q_0 \text{ を求める。}$$

ここで

$$C=1.55: \text{完全越流係数} \quad C'=4.03: \text{越流係数} \quad L: \text{堰幅} \quad h_1, h_2: \text{堰頂を基準とする上流及び下流水深}$$

河道の計算に用いる流路単位長当りの横流入量 q は、流入流量 Q_0 、河道の dx を用い $q=Q_0/dx$ と表せられる。

越流流量計算後に Q_{batei} を q を使って計算する。次の時間ステップの $h_{\text{batei-1}}, h_{\text{batei+1}}$ を計算するとき、それぞれ $q/2$ を用いて計算する。

3. 実際例への適用

前節で説明した河道—堤内地系における数値解析モデルを北村付近に適用した。月形大橋周辺の堤防が破堤し、石狩川と旧美唄川で囲まれる北村地方に水を流入させた。

3-1 河道の計算

i) 対象河道：河道の上流端を奈井江大橋地点 (kp76)、下流端を石狩大橋地点 (kp26.6) とする。 $dx=1000\text{m}$ 、断面特性として $i=1/5000$ 、 $B=850$ (河幅)、 $n=0.03$ を与える。破堤点は上流端から 20km 下流の月形大橋地点にとつた。

ii) 境界条件：上流端に図2に示される流量ハイドログラフを与えた。これは、1981年の出水時の流量ハイドログラフを簡単にしたものである。下流端においては流量 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 時の等流

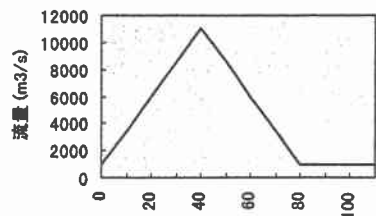


図2 時間 (hour)

水深を与えた。初期の Q, h は流量 $1000\text{m}^3/\text{s}$ とその等流水深を与えた。

3-2 堤内地の計算

i) 堤内地分割: $dx, dy=250\text{m}, n=0.045$ とする。堤内地を 21×64 に分割し、地盤高にはその格子内の平均値を与えた。

ii) 初期条件: 降雨等による内水は初期には存在しない。

3-3 計算時間間隔: Δt は河道、堤内地ともに 5 秒とした。

3-4 計算条件: 越流流量の計算条件の変化が及ぼす影響を調べるために、破堤開始条件 H_1 と破堤敷高 H_0 を変化させた。表 1 が計算結果の図と条件の関係を表している。

3-5 計算結果: 以下の図で横軸は上流端からの距離(km)、縦軸は a では流量(m^3/s)、b では水深(m)を表す。

表 1

図 3	17m	14m
図 4	19m	14m
図 5	17m	15m
図 6	17m	13.5m
図 6	17m	13.5m

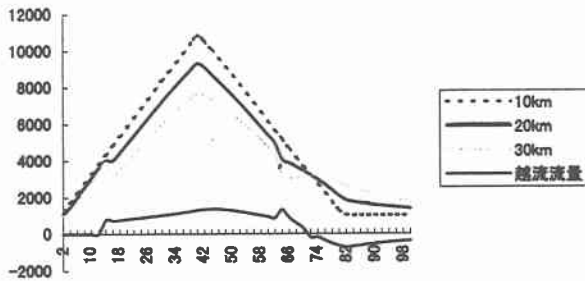


図 3-a

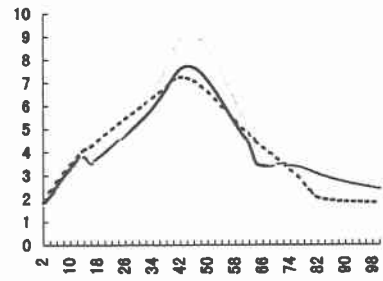


図 3-b

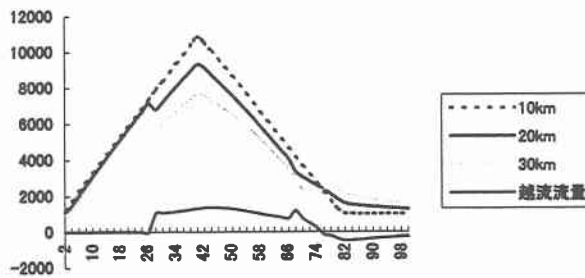


図 4-a

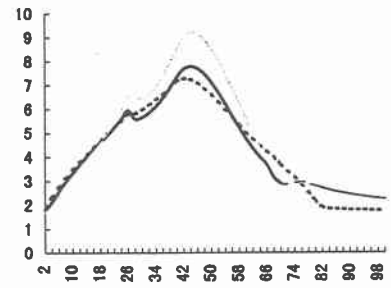


図 4-b

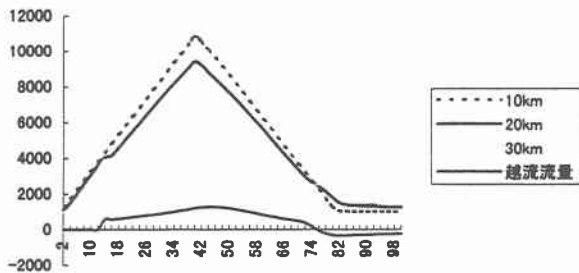


図 5-a

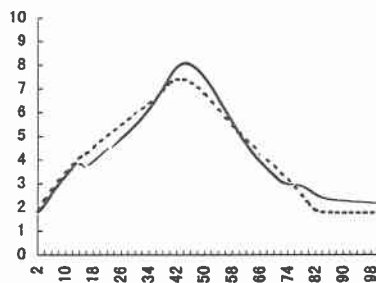


図 5-b

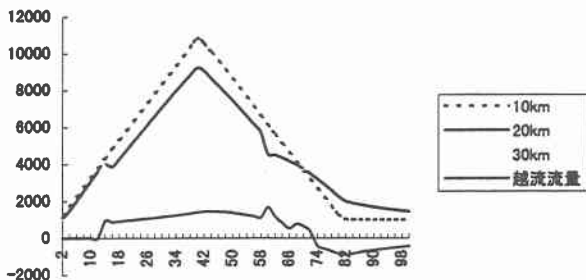


図 6-a

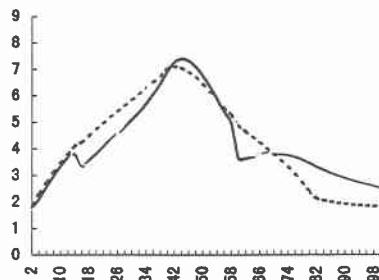


図 6-b

4. 考察

今回の計算では、破堤後に堤防が凸型に残るようにしてあり、図 3、図 5、図 6 を比較すると h_0 が高く残った図 5 の時に堤内地へ流入した量は最も少なくなった。 h_1 を高くすれば破堤は遅くなるが、流入流量全体はそれほど変わらない。

これからの課題として、破堤後の堤防の処理をどうするか、河道をもっと現実的にしてみるなどなどが考えられる。

〈参考文献〉

- 1) 岩佐義郎・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法、京大防災研究所年報第 23 号 B-2、1980
- 2) 北海道開発局建設部河川計画課：水害、1991
- 3) 北海道開発局石狩川開発研究部：石狩川治水史、1980
- 4) 土木学会編：水利公式集