

諫早低平地における浸水被害軽減策の数値解析的検討

川池健司*・丸山寛起**・吉本静磨***・野口正人*

* 長崎大学 工学部

** 長崎大学大学院 生産科学研究科

*** (株)三軌建設

要 旨

本報では、内水氾濫の常習地となっている長崎県諫早低平地を対象として、河川網、低平地、隣接斜面からなる統合型氾濫解析モデルを構築した。この数値モデルによって、1999年7月23日の豪雨災害の浸水域を再現したところ、降雨観測地点付近では比較的良好に再現することができた。また、浸水被害軽減策として、領域内の排水機場の排水能力を増加させた場合のシミュレーションを行った結果、各地区に $50\sim 100\text{m}^3/\text{s}$ の増強を行えば著しく浸水被害を軽減できることや、排水能力の増加量と浸水面積の減少量との関係を知ることができた。さらに、雨水の排水先となる本明川の水位がどの程度上昇するかも知ることができた。

キーワード：低平地河川流域，氾濫解析，浸水被害軽減策

1. はじめに

2004(平成16)年のわが国では、集中豪雨や史上最多(10個)の台風の上陸に見舞われ、各地で風水害による被害が相次いだ。とくに、新潟県の刈谷田川、五十嵐川、福井県の足羽川の氾濫、円山川(兵庫県)、由良川(京都府)の氾濫や、四国各県における高潮災害・土砂災害等は被害の甚大さから全国的にも注目を集め、自然災害の恐ろしさを見せつけることとなった。また、上記の水害ではあまり見られなかったものの、近年のわが国では都市域の複雑な構造によって都市域特有の被害が発生する『都市型水害』が頻繁に発生している。比較的規模の大きかった事例を挙げると、2000(平成12)年の東海豪雨災害、1999(同11)年さらに2003(同15)年の福岡水害等でとくに被害が甚大であった。このような豪雨災害に対してハード・ソフトの両面からさまざまな対

策が試みられているが、なかでも万が一浸水被害が発生した場合の危機管理対策として、堤防の決壊や集中豪雨によって浸水の危険性が考えられる地域(浸水想定区域)をあらかじめ指定・公表する取り組みが、国土交通省により進められている。

国土交通省によって浸水想定区域の指定が順次進められている一方で、頻発する都市型水害を背景として、これまでもさまざまな研究者によって浸水状況を再現または予測する研究がなされてきた(岩佐ら, 1980; 福岡ら, 1998; 中川ら, 2004; 重枝ら, 2004)。現在、デカルト座標系による氾濫解析プログラムの公開(井上, 2002)、計算機の性能向上、およびレーザープロファイラによる詳細な地盤高情報や建築物、道路などの数値情報が整備されるに伴い、地上部に関して氾濫解析を行うことはそれほど困難なことではなくなっている。もちろん、地下空間や下水道といった都市の多層構造の取り扱いが課題と

して残っているが、これも鋭意研究が続けられている(戸田ら, 2004; 相良ら, 2004; 関根ら, 2003)。しかし、これまで発表されてきた氾濫解析に関する研究は、氾濫解析モデルを開発し、模型実験から得られたデータや過去の水害時の浸水実績と比較して解析結果がどれだけ一致しているか、さらに考慮すべき条件は何かといったことを議論するのにとどまっているものがほとんどであった。今後は、開発した氾濫解析モデルの汎用性を主張するだけでなく、氾濫解析を用いてどのように浸水被害軽減に貢献することができるかを議論する段階にさしかかっていると考えられる。現時点では、洪水ハザードマップの浸水に関する情報を作成するのに氾濫解析は用いられているが、他にも例えば治水計画を策定する上での意思決定等にも積極的に活用することができるのではないだろうか。

そこで本研究では、まず、長崎県諫早低平地を対象として豪雨による内水氾濫に対応した氾濫解析モデルを構築する。そして、氾濫解析の簡単な応用事例として、仮定の排水機場を新設あるいは既存の排水機場の排水能力を増強した場合の浸水被害軽減効果を検討し、さらにそのときに雨水の排水先となる河川の水位上昇の危険性について検討を加える。

2. 長崎県諫早低平地の概要

諫早低平地は、干拓事業により広大な農地が開発されており、長崎県で最大の穀倉地帯となっている。低平地の中心部を本明川が流れており、中流部の諫早市街地(人口約9万6000人)を貫流して諫早湾に注いでいる。本明川は、幹川流路延長21km、流域面積87km²の県内唯一の一級河川であり、その流域はFig.1に示すとおりである。

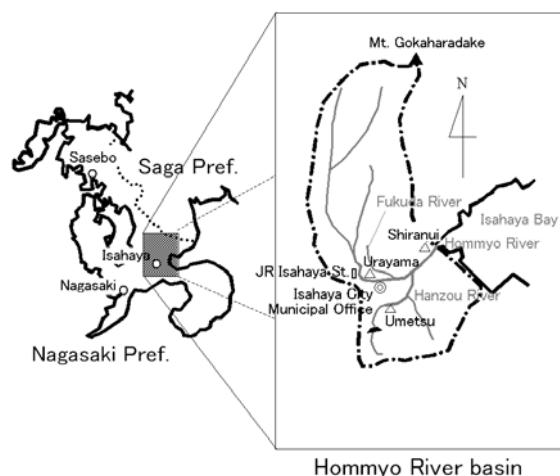


Fig.1 Hommyo River basin

1957(昭和32)年7月25日、豪雨によって本明川の洪水が氾濫し、諫早地方で死者・行方不明者が539人に達する、いわゆる諫早大水害が発生した。この水害を受けて本明川は国の直轄河川となりさまざまな改修事業を経て、それ以降大きな洪水氾濫災害は発生していない。ところが、もともと低平地だった上に干拓によって農地を拡大してきたため、雨水排水条件が悪く、豪雨が降ればたちまち浸水被害が発生してしまう、内水氾濫の常習地となってしまった。近年では、1999(平成11)年7月23日に、死者1名、床上・床下浸水711戸、浸水面積435haにのぼる比較的大きな災害が発生している。

諫早市の雨水は、通常、Photo 1のような都市下水路(大部分が開水路状態)に集められ、Photo 2のような樋門を通して本明川に排水される。しかし、本明川の水位が上昇すると、本明川の洪水が都市下水路に逆流してこないようにそれらの樋門が閉鎖されることになっている。99年水害のときには、これらの樋門がすべて閉鎖されるとともに、本明川本川からの破堤や溢水はほとんど見られない内水氾濫による浸水被害であった。諫早市では、国土交通省、長崎県とも協力して、2003(平成15)年7月の天狗鼻排水機場(最大排水能力26m³/s)をはじめとする排水機場を各地に建設するとともに、同6月にはFig.2のような本明川洪水避難地図(洪水ハザードマップ)を作成して浸水危険区域に住んでいる市民に配布す



Photo 1 Drainage channel



Photo 2 Sluice gate



Fig.2 Hazard map of the Hommyo River

などの対策を行っている。

3. 解析モデルの概要

本研究では、諫早低平地での内水氾濫への対応を念頭に、Fig.3に示すように、(1) 雨水の排水先となる河川網、(2) 浸水被害の発生する低平地部分、(3) 低平地部分に雨水が直接流出する斜面部分の3つの部分から構成される統合型氾濫解析モデルを構築する。河川網には井上ら (2000) の特性曲線法を用いた一次元不定流解析を、低平地部分には川池ら (2000) の非構造格子を用いた二次元氾濫解析を、斜面部分には中間流・表面流統合型 kinematic wave モデル (立川ら, 1999) を用いた流出解析をそれぞれ適用する。

3.1 河川網の一次元不定流解析

河川網では、次の連続式と St. Venant 式を特性曲線法により解くことで、一次元不定流解析を行う。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = s_0 - s_f \quad (2)$$

ここに、 A : 流水断面積、 Q : 流量、 q : x 方向の単位長さあたりの横流入流量 (流入を正とする)、 $u = Q/A$: 断面平均流速、 $s_0 = \sin \theta$: 水路底勾配で、基準面から河床までの高さを z とすれば、 $\sin \theta = -dz/dx$ 、 s_f : 摩擦勾配で、抵抗則として Manning 公式を用いるとき、 $s_f = n^2 u |u| / R^{4/3}$ 、 n : Manning の粗度係数、 R : 径深、 g : 重力加速度である。

式 (1), (2) を特性曲線による表示に改め、Fig.4 を参照して以下のように差分化する。

正の特性曲線 $(dx/dt)_+ = v + c$ について、断面 $i-1$ と i との間で成立する差分式は、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{B} \right)_i \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} - q_i^n \right) \\ & + c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,i}^n - H_{t,i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} \right. \\ & \quad \left. + \frac{s_{f,i-1}^n + s_{f,i}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

である。また、負の特性曲線 $(dx/dt)_- = v - c$ について、断面 i と $i+1$ との間で成立する差分式は、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{B} \right)_i \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} - q_i^n \right) \\ & - c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,i+1}^n - H_{t,i}^n}{\Delta x_i} \right. \\ & \quad \left. + \frac{s_{f,i}^n + s_{f,i+1}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

である。ただし、 Δx_i : 断面 i と $i+1$ の区間距離、 $B = (\partial A / \partial h)_{x: \text{const}}$: 水面幅、 $c = \sqrt{gA/B}$: 波速、 $H_t = v^2 / (2g) + h + z$: 全エネルギー水頭、上付き添字は時間ステップである。

計算に際しては、各断面の水深がわかれば流水断面積と径深が算出できるように、河川の断面特性が

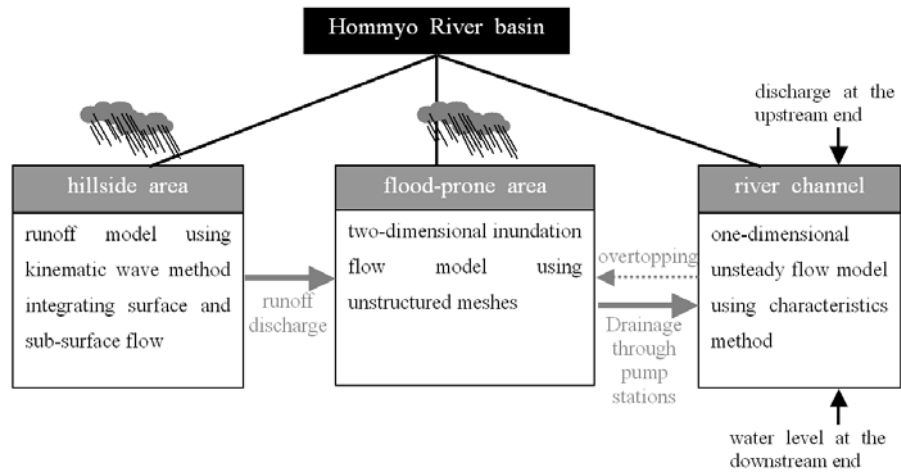


Fig.3 Framework of the model

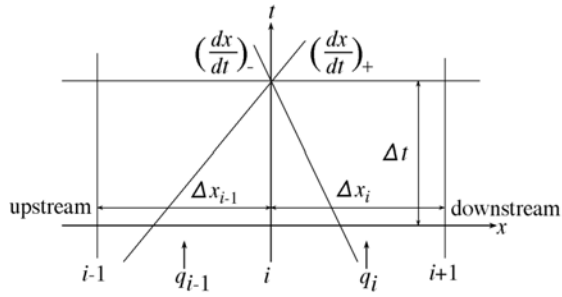


Fig.4 The method of characteristics

ら水深0.1mごとの流水断面積と径深をあらかじめ算出しておく。計算の詳細は以下に示す井上ら (2000) の方法を用いる。まず、河川網は次のようにしてネットワーク化する。

1. ノードは分合流点 (内部ノード), および境界条件が課せられる点 (外部ノード) とする。
2. リンクは両端にノードをもつ河道である。
3. ノードは点であって、面積は0とする。
4. 河道 (リンク) には向きを定め、これに従って上流, 下流を区別する。
5. 河道にはいくつかの横断面 (計算断面) を設定する。ただし、河道の上流側ノードの直下流, 下流側ノードの直上流には、必ず横断面を設ける (ノード断面)。ノード断面以外の横断面を中間断面と呼ぶ。

計算手順は以下のとおりである。

中間断面

式 (3), (4) を連立させ、未知量 A_i^{n+1}, v_i^{n+1} を陽的に求める。流量は $Q_i^{n+1} = A_i^{n+1}v_i^{n+1}$ である。

内部ノード

このノードを上流端とする河道においては式 (4), 下流端とする河道においては式 (3) を適用する。さらに、このノードを構成するノード断面では水位は全て等しいこと、このノードに流入する流量の和と流出する流量の和とが等しいことから解が求まる。

外部ノード

境界条件によって計算法を変える必要がある。例えば、上流端に流量が与えられた場合は式 (4) と与えられた流量から解が求められる。また、下流端で水位が与えられた場合は、式 (3) と与えられた水位から解が求められる。

3.2 低平地の二次元氾濫解析

低平地では、河川網や道路網、都市下水路などの複雑な境界を適切に表現するため、非構造格子モデルを用いた氾濫解析を行う。基礎式には、以下の浅

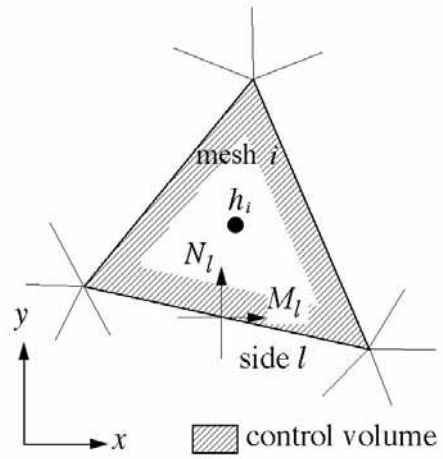


Fig.5 Control volume for continuity equation

水方程式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = r \quad (5)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (6)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (7)$$

ここに、 h : 水深、 u, v : それぞれ x, y 方向の流速、 $M = uh, N = vh$: それぞれ x, y 方向の流量フラックス、 $H = z + h$: 水位、 r : 降雨強度である。

計算は川池ら (2000) に従って Leap-Frog 法を用い、Fig.5 に示す位置で未知量を定義する。すなわち、 x, y 方向の流量フラックス M, N , および流速 u, v を非構造格子の境界 (多角形の辺の中点) で、水深 h を非構造格子の図心 (多角形の重心) で定義する。

連続式 (5) は、Fig.5 に示すようなコントロールボリュームで計算する。

$$\frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_i} \sum_{l=1}^{m_i} \{M_l^{n+2}(\Delta y)_l - N_l^{n+2}(\Delta x)_l\} = r_i^{n+2} \quad (8)$$

ここに、 m_i : 格子 i を囲む辺の数、 A_i : コントロールボリューム、すなわち格子 i の面積、 M_l, N_l : 辺 l 上での x および y 方向の流量フラックス、 $(\Delta x)_l, (\Delta y)_l$: 辺 l の両端の点の x 座標および y 座標の差を表す。

また、運動方程式 (6), (7) は、各格子辺において計算する。例えば、格子 i, j にはさまれた格子辺 L 上での計算には、Fig.6 の値を用いて以下の差分式を適用する。

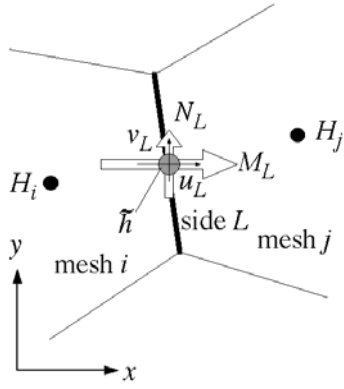


Fig.6 Discretization of momentum equation

$$\frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} + M1 + M2 = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_x - \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{\frac{4}{3}}} \quad (9)$$

$$\frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} + N1 + N2 = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_y - \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{\frac{4}{3}}} \quad (10)$$

ここに, M_L, N_L : 格子辺 L 上の x および y 方向の流量フラックス, u_L, v_L : 格子辺 L 上での x および y 方向の流速, $(\nabla H)_x, (\nabla H)_y$: 格子 i, j 間の水面勾配 ∇H の x および y 方向成分, $\tilde{h}_L$: 格子辺 L 上の水深, $\tilde{n}_L$: 格子辺 L 上の粗度係数である。 $M1 + M2$ および $N1 + N2$ は, それぞれ式 (6), (7) の移流項 (左辺第 2, 3 項) を表しており,

$$M1 + M2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \{ (u_l \hat{M}_l)(\Delta y)_l - (v_l \hat{M}_l)(\Delta x)_l \} \quad (11)$$

$$N1 + N2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \{ (u_l \hat{N}_l)(\Delta y)_l - (v_l \hat{N}_l)(\Delta x)_l \} \quad (12)$$

で表される。ここに, A_{cv} : コントロールボリューム, すなわち格子 i, j の面積の合計, m' : コントロールボリュームを囲む辺の数, u_l, v_l : 辺 l 上の流速, $(\Delta x)_l, (\Delta y)_l$: 辺 l の両端の点の x 座標, y 座標の差である。 $\hat{M}, \hat{N}$ は格子の図心上の流量フラックスであり, 格子辺上の流量フラックスから補間して求める。格子辺上の流速 u_l, v_l の方向に従って, $\hat{M}_l, \hat{N}_l$ には上流側の補間流量フラックスを用いる。

3.3 斜面部分の流出解析

低平地に隣接する斜面のうち, 低平地に雨水が直接流出してくる場所では, 中間流・表面流統合型 kinematic wave モデルを用いて流出解析を行い, 斜

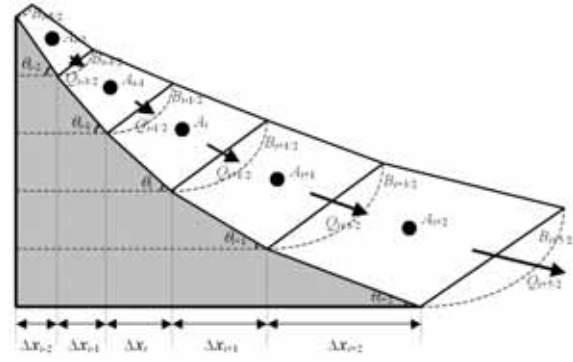


Fig.7 Treatment of steep slopes

面下流端での流出流量を求める。基礎式は以下のとおりである (立川ら, 1997)。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = B \cdot r \quad (13)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{i) } 0 < A \cos \theta < B\gamma D \text{ のとき} \\ \quad Q = \frac{k}{\gamma} A \sin \theta \cos \theta \\ \text{ii) } B\gamma D < A \cos \theta \text{ のとき} \\ \quad Q = \frac{\sqrt{\sin \theta}}{n} B \left(\frac{A \cos \theta}{B} - \gamma D \right)^m + \frac{k}{\gamma} A \sin \theta \cos \theta \end{array} \right. \quad (14)$$

ここに, k : 透水係数, γ : 空隙率, D : A 層厚, B : 斜面幅, θ : 地表面勾配, m : 定数で 5/3 を用いる。

解析は, 1 つの斜面を標高 10m おきに離散化し, Fig.7 に示すように, 各断面の中間点で流水断面積 A を, 境界で流量 Q を定義して, 差分法により Leap-Frog 的に計算する。式 (13) は以下のように差分化する。

$$\frac{A_i^{n+3} - A_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{Q_{i+\frac{1}{2}}^{n+2} - Q_{i-\frac{1}{2}}^{n+2}}{\Delta x_i} = \frac{B_{i-\frac{1}{2}} + B_{i+\frac{1}{2}}}{2} r_i^{n+2} \quad (15)$$

また, 式 (14) は以下のように差分化する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{i) } 0 < A_i^{n+1} \cos \theta_i < \frac{B_{i-\frac{1}{2}} + B_{i+\frac{1}{2}}}{2} \gamma D \text{ のとき} \\ \quad Q_{i+\frac{1}{2}}^{n+2} = \frac{k}{\gamma} A_i^{n+1} \sin \theta_i \cos \theta_i \\ \text{ii) } \frac{B_{i-\frac{1}{2}} + B_{i+\frac{1}{2}}}{2} \gamma D < A_i^{n+1} \cos \theta_i \text{ のとき} \\ \quad Q_{i+\frac{1}{2}}^{n+2} = \frac{\sqrt{\sin \theta_i}}{n} B_{i+\frac{1}{2}} \left(\frac{2A_i^{n+1} \cos \theta_i}{B_{i-\frac{1}{2}} + B_{i+\frac{1}{2}}} - \gamma D \right)^m \\ \quad \quad \quad + \frac{k}{\gamma} A_i^{n+1} \sin \theta_i \cos \theta_i \end{array} \right. \quad (16)$$

4. 諫早低平地の氾濫解析

4.1 諫早低平地への適用

本明川河川網のうち本研究での対象区間は、本明川本川の裏山橋地点(河口より6.0km)から不知火橋地点(河口より0.8km)まで、および半造川(本明川合流地点から3.1kmの区間)と福田川(本明川合流地点から1.0kmの区間)の直轄区間とする。計算断面間隔 Δx は200mとし、粗度係数は本明川本川と福田川で0.030、半造川で0.045とする。

低平地の氾濫解析対象領域は、本明川の流域のうち裏山橋より上流の本明川本川流域および溜め池の流域を除いた、Fig.8に示す部分とする。この領域を5,429個の非構造格子に分割し、さらにこれらの格子をFig.9に示すように、市街地、(本明川、半造川、福田川を除く)河川・都市下水路、道路、水田・耕作地の4つの属性に分類する。そして、それぞれの属性の格子には、0.067, 0.020, 0.043, 0.025 (Xanthopoulos,

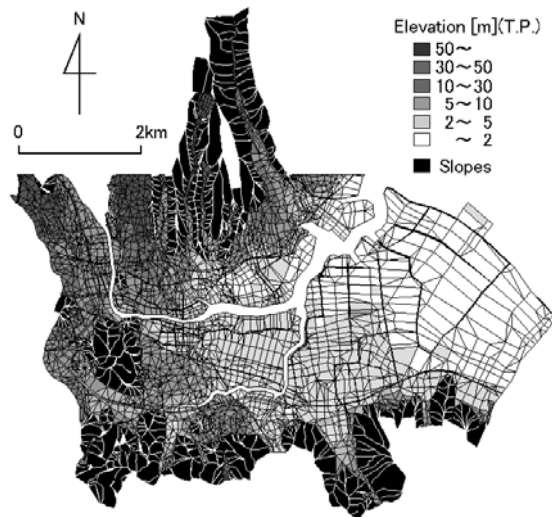


Fig.8 Computational meshes and slopes

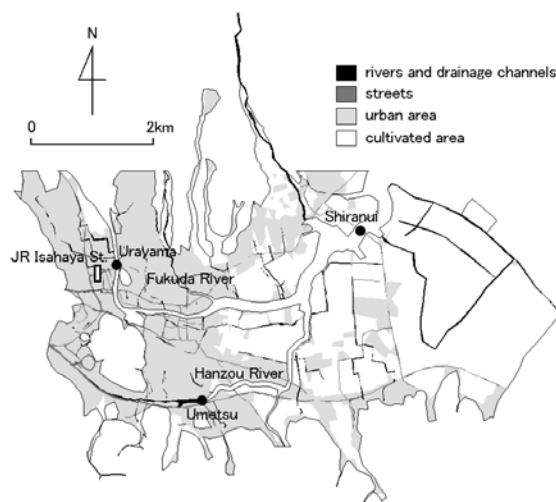


Fig.9 Categories of computational meshes

1976) を粗度係数に用いる。

流出解析を行う斜面は、氾濫解析の対象領域に隣接する斜面とし、Fig.8に示すとおりとする。実際には、低平地格子のうち外周に位置する格子辺から斜面に向かって最急勾配で登る方向に線を引くことで、567個の斜面を切り出した。解析に用いたパラメータの値は、 $k = 0.002[\text{m/s}]$, $\gamma = 0.15$, $n = 0.3$, $D = 0.5[\text{m}]$ である(市川ら, 1999)。

解析条件としては、本明川河川網では1999年7月23日水害当時の裏山地点の実測流量を、半造川では埋津地点の実測流量を上流端境界条件とし、不知火地点の実測水位を下流端境界条件とする。なお福田川では、流量観測地点が存在しないことと、半造川と同程度の規模の河川であることから、半造川と同様、埋津地点の流量を上流端境界条件とする。低平地および斜面では、Fig.10に示す1999年7月23日水害当時に諫早(諫早市役所地点)で観測されたアメダスの10分雨量(最大時間雨量101mm, 総雨量342mm)を、対象領域の全域に一樣に与える。低平地からの雨水の排水は、Fig.11に示す福田川などの4本の本明川支川下流端および領域内19箇所の排

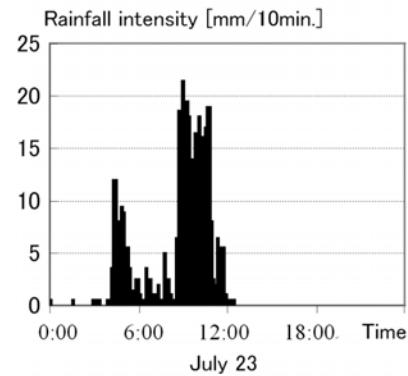


Fig.10 Rainfall intensity

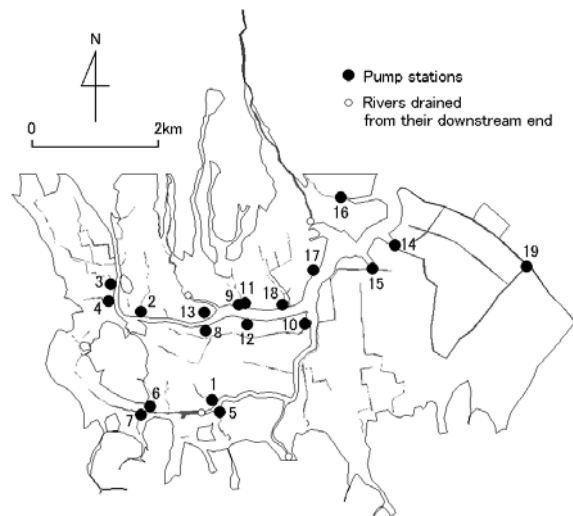


Fig.11 Pump stations and drained river

Table 1 Capacity of pump stations

No.	pump capacity [m ³ /s]	No.	pump capacity [m ³ /s]
1	0.8	11	5.6
2	0.7	12	4.0
3	0.3	13	5.0
4	0.7	14	7.6
5	0.7	15	12.6
6	0.6	16	10.0
7	0.7	17	1.0
8	0.3	18	4.0
9	0.6	19	10.0
10	3.0		

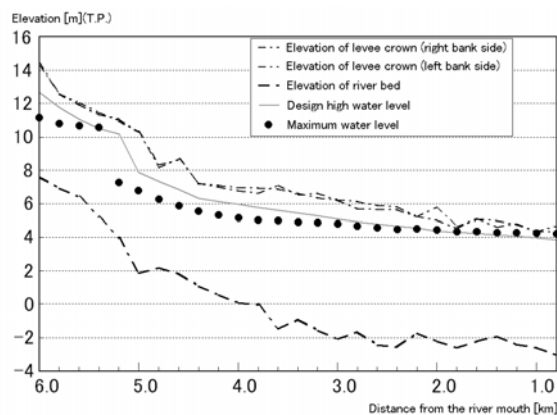


Fig.12 Maximum water level of the Hommyo River

水機場からなされ、排水先の本明川河川網の横流入流量として計算する。各排水機場の排水能力を Table 1 に示す。排水機場の存在する解析格子では、最大で排水機場の排水能力分の氾濫水が強制的に排水され、排水された水量は本明川河川網の横流入流量(単位幅流量)に換算されて本明川河川網に流入する。なお、解析に用いる Δt は、河川網、低平地、斜面とも 0.05s とする。

4.2 氾濫解析の結果

Fig.12 に、本明川本川の解析で得られた各計算断面における最大水位と、左右岸の現況堤防天端高、河床高、計画高水位を示す。この図から、下流端付近では計算中に計画高水位を超えている箇所があるものの、99 年水害当時と同様に堤防天端高を超える水位は現れていないことがわかる。Fig.13 は、裏山および埋津地点での水位について、実測値と解析結果とを比較した図である。これによると、裏山地点の水位は解析によってほぼ実測値どおり再現できている。それに対して埋津地点では、ピーク付近では

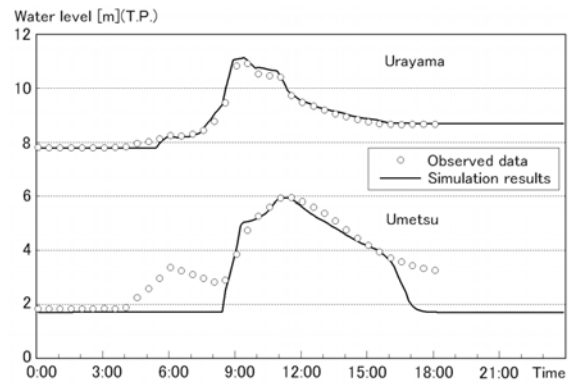


Fig.13 Temporal change of the water level of the river network

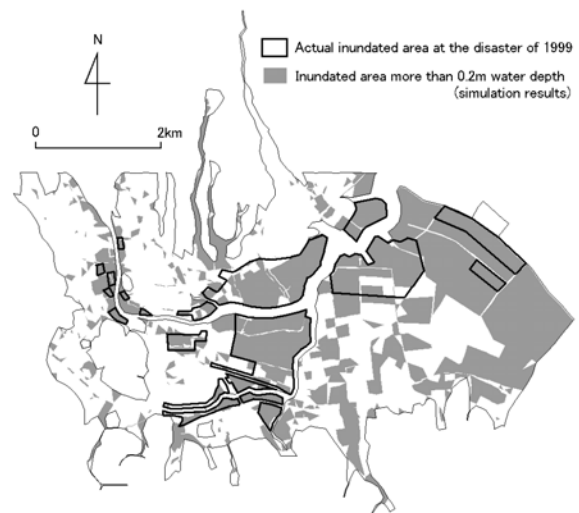


Fig.14 Comparison of the actual inundated area and the simulation results

ほぼ実測値どおりの値が得られているが、午前 6 時ごろの水位上昇や午後 4 時以降の水位低下がうまく再現されていない。この原因は、上流端で用いたこの時間帯の流量や流域に与えた降雨が実際どおりではなかったためと考えられる。

Fig.14 に、本解析で得られた 0.2m 以上の浸水域、および 99 年水害当時の浸水域(建設省、1999)を示す。0.2m 以上としたのは、99 年時の実績が聞き取り調査によるものであったため、明確に浸水していると認識できる深さとしたためである。両者を比較すると、対象領域の中央付近では降雨観測地点に近いこともあって、浸水域がおおよそ再現できていることがわかる。しかし、JR 諫早駅付近、および本明川下流部の右岸側干拓地では解析結果と浸水域が大きく異なっている。これは、解析に用いた雨水の空間分布が実際どおりではなかったことや、これらの地域の雨水排水機構が適切に表現できていなかったことなどが原因として考えられる。

5. 浸水被害軽減策の検討

5.1 排水機場の新設および増強による効果の検討

前節において、1999年水害時の浸水域を比較よく再現することのできた領域 (Fig.15 中の A, B, C 地区) において、浸水被害軽減策として仮定の排水機場を新設、および既存の排水機場の排水能力を増強した場合の被害軽減効果を氾濫解析によって検討する。なお、A, B, C 地区の浸水域はそれぞれ本明川と半造川によって区切られ独立している。それぞれの地区にある排水機場の既存の排水能力の合計を $5\text{m}^3/\text{s}$ 刻みで増加させていき、その増加分を Fig.15 に示す排水機場に均等に割り振ることにする。

Fig.16 は、A, B, C 地区のそれぞれの総排水能力を $5\text{m}^3/\text{s}$ 刻みで $+100\text{m}^3/\text{s}$ まで増加させたときの、排水能力増加分と浸水面積 (0.2m 以上の浸水を受けた面積) の関係を示したグラフである。また、Fig.17 は、排水能力を増加させる前と A, B, C 地区とも $100\text{m}^3/\text{s}$ ずつ増加させたときの浸水域の比較である。これら

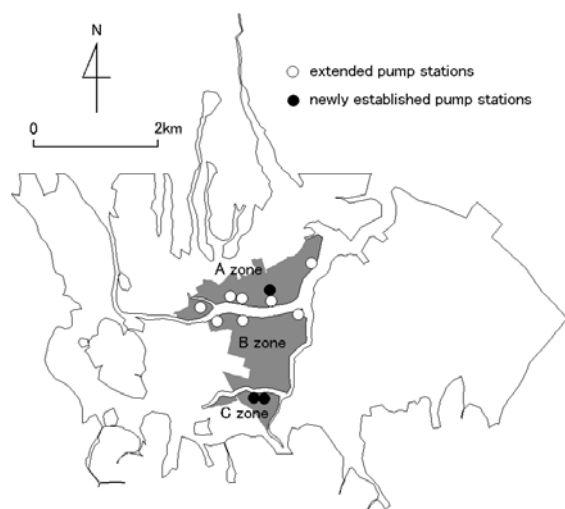


Fig.15 Newly established or extended pump stations

の図によると、A, B, C 地区とも総排水能力を増加させることによって浸水面積が著しく減少している様子がわかる。とくに、B, C 地区では、それぞれ $30\text{m}^3/\text{s}$, $15\text{m}^3/\text{s}$ 増加させたときの被害軽減効果が大きいことや、それぞれ $50\text{m}^3/\text{s}$, $20\text{m}^3/\text{s}$ 増加させればそれ以降は被害軽減効果がそれほど現れないこともわかる。しかしいずれの地区においても、 $100\text{m}^3/\text{s}$ 分を増加させたところで、浸水域を完全になくすまでには至っていない。これは、本モデルにおいて低平地の雨水を都市下水路まで伝播させる小側溝のようなものまでは表現できていないことにも原因がある。当然のことながら、予算等の都合上、一つの地区で現況の排水能力に $100\text{m}^3/\text{s}$ もの能力増強はあまり現実的であるとはいえない。しかし、氾濫解析を用いることによって、排水施設の整備状況と浸水面積との関係が得られ、治水計画を策定する上での一つの資料を提示することができたと考えられる。

5.2 河川水位上昇の危険性の検討

諫早低平地のように、排水機場によって堤内地の雨水を河川に排水する場合、排水機場の能力を無尽蔵に増強してよいとは限らない。排水先の河川が雨水を流下させるだけの疎通能力を有しているかが問題であり、極度の水位上昇は下流域での破堤氾濫・溢水氾濫などのさらなる甚大な被害を引き起こす恐れがある。そこで、排水能力増加によって本明川水位がどの程度上昇するのかを検討する。

Fig.18 は、排水能力を増加させる前と、A, B, C 地区とも排水能力を $100\text{m}^3/\text{s}$ ずつ増加させた後での、本明川本川の最大水位の比較である。これより、本明川の水位は大きいところでも 0.2m 程度しか上昇していないことがわかる。しかし、すでに下流端付近の水位は現況堤防天端高に迫っており、さらに強い豪雨や下流端水位の上昇があればさらに危険な事態を生じかねないといえる。したがって、雨水を速

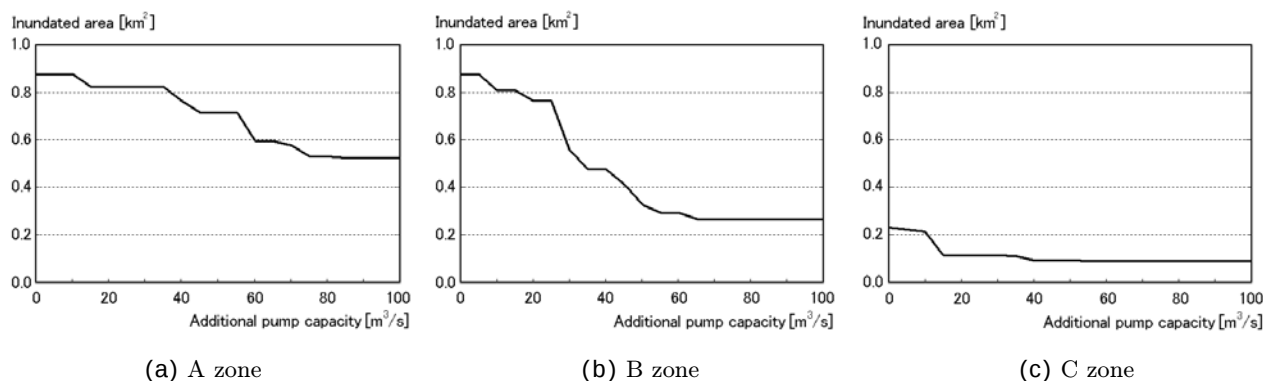


Fig.16 Change of inundated area due to adding the pump capacity

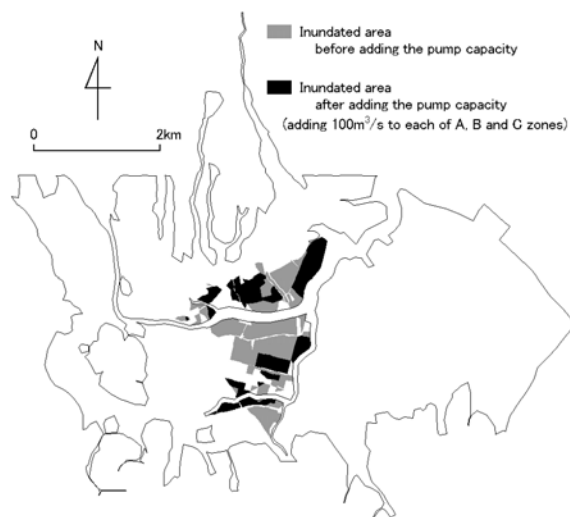


Fig.17 Comparison of inundated area before and after adding the pump capacity

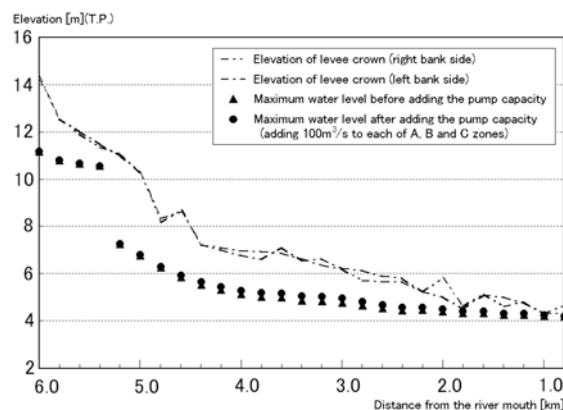


Fig.18 Comparison of maximum water level before and after adding the pump capacity

やかに本明川に排水するだけでなく、その一部は流域で貯留するなどの対策が必要であるといえよう。

6. おわりに

本研究では、長崎県諫早低平地を対象として、本明川河川網の一次元不定流解析、諫早低平地の二次元氾濫解析、低平地に隣接する斜面の流出解析からなる統合型解析モデルを構築し、1999年7月23日の内水氾濫災害時の浸水域および河川水位を適切に再現できることを確認した。さらに、この解析モデルを用いて、排水機場の新設・増強による浸水被害軽減効果とそのときの河川水位の上昇量をあわせて検討できることを確認した。今後は、都市下水路や雨水管渠の補強、流域上流の貯留施設を想定した浸水軽減効果の検討や、排水機場の運転ルールの策定

等への応用が期待できる。

参考文献

- 市川 温・佐藤康弘・椎葉充晴・立川康人・宝 馨 (1999): 山地流域における水・土砂動態モデルの構築, 京都大学防災研究所年報, 第42号 B-2, pp.211-224.
- 井上和也・戸田圭一・前田 修 (2000): 河川網が発達した領域での氾濫解析法とそのメコンデルタへの適用, 水工学論文集, 第44巻, pp.485-490.
- 例えば, 井上和也 (2002): 洪水氾濫流の計算, 水理公式集 例題プログラム集 [平成13年版], 土木学会.
- 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文 (1980): 氾濫水の水理の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第23号 B-2, pp.305-317.
- 川池健司・井上和也・戸田圭一 (2000): 非構造格子の都市氾濫解析への適用, 水工学論文集, 第44巻, pp.461-466.
- 建設省九州地方建設局 長崎工事事務所 (1999): 速報 1999.7.23 長崎県諫早集中豪雨災害.
- 相良亮輔・錦織俊之・井上和也・戸田圭一 (2004): 枝線下水道を考慮した市街地氾濫解析, 水工学論文集, 第48巻, pp.589-594.
- 重枝未玲・秋山壽一郎 (2004): 市街地構造を考慮した氾濫解析モデルの総合的な検証, 水工学論文集, 第48巻, pp.577-582.
- 関根正人・河上展久 (2003): 都市における内水氾濫と地下街浸水の被害予測に関わる数値解析, 水工学論文集, 第47巻, pp.889-894.
- 立川康人・原口 明・椎葉充晴・高塚琢馬 (1997): 流域地形の三角形要素網表現に基づく分布型降雨流出モデルの開発, 土木学会論文集, No.565/II-39, pp.1-10.
- 戸田圭一・井上和也・大八木亮・中井 勉・竹村典久 (2004): 複雑な地下空間の浸水実験, 水工学論文集, 第48巻, pp.583-588.
- 中川 一・石垣泰輔・武藤裕則・八木博嗣・張 浩 (2004): 都市域を対象とした洪水氾濫模型実験と解析, 水工学論文集, 第48巻, pp.571-576.
- 福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教 (1998): 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No.600/II-44, pp.23-36.
- Xanthopoulos, T., and Koutitas, C. (1976): Numerical simulation of a two-dimensional flood wave propagation due to dam failure, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.14, No.4, pp.321-331.

Numerical Study on Effects of Countermeasures against Flood Disasters in Isahaya Low-Lying Area

Kenji KAWAIKE*, Hirotatsu MARUYAMA**, Shizuma YOSHIMOTO*** and Masato NOGUCHI*

* Faculty of Engineering, Nagasaki University

** Graduate School of Science and Technology, Nagasaki University

*** Sanki Construction Company

Synopsis

In this study, a comprehensive inundation flow model, which comprises one-dimensional unsteady flow model, two-dimensional inundation flow model and runoff model using kinematic wave method, is developed and applied to the Isahaya low-lying area, Nagasaki Prefecture. The validity of this model is considered by comparing with the actual records of inundated area and water level of the river network. Then, as the application example of this model to countermeasures against flood disaster, the effects by extending pump capacity on the inundated area and on the water level of the river network are discussed.

Keywords : Inundation flow analysis; Low-Lying area; Countermeasures against flood disasters