

急傾斜都市における土砂・氾濫災害の解析

川池健司*・井上和也・戸田圭一・中川 一・中井 勉**

* 京都大学大学院 工学研究科

** 京都大学工学部

要 旨

本報では急傾斜都市における土砂動態を考慮した氾濫解析法を提示した。上流部の山地部では流出流量と土砂濃度のハイドログラフを求め、それより下流域の都市部に対する境界条件とした。都市部では全領域を河川、道路、堤内地に属性分けすることによって都市の諸要素を考慮に入れた非構造格子法を用いて、土砂を含んだ二次元氾濫解析を行った。本モデルを神戸市の生田川流域に適用し、土砂流出を考慮した場合としない場合の解析結果を比較し、土砂を考慮した場合には考慮しない場合に比べて、浸水深、氾濫規模はともに大きく、より危険であるという知見が得られた。したがって土砂生産の盛んな河川流域の都市では、土砂の影響を考慮した氾濫解析の必要性が確認できた。

キーワード：急傾斜都市、流出土砂、氾濫解析、非構造格子、神戸市

1. はじめに

近年、治水事業の整備により、自然災害による死者のうち洪水等の水害による死者の割合が著しく減少している一方で、土砂災害による死者の割合は相対的に増加している。それは、平野部の開発用地が手狭になった結果、周辺の山地部にまで都市化の波が押し寄せたため、土砂災害を被る危険のある地域が増加していることが原因と考えられる。その例として、1999年、広島県の山間に拓けた住宅地で激甚な土砂・流木による災害が発生したが、土砂災害は山間部に限ったものではなく、背後に山地を擁する急傾斜都市でも危険性を十分認知しておく必要がある。例えば、1938年（昭和13年）および1967年（同42年）の神戸や、1982年（同57年）の長崎での災害が、都市域での土砂による被害の甚大さを物語っているといえよう。このような大都市、とくに背後に山地が迫っている比較的傾斜の急な都市における土砂災害は、人的被害が大きいだけでなく、都

市機能にも壊滅的な打撃を与えてしまう。都市域に土砂が堆積すると、その復旧は困難を極め、多大な時間と費用を要する。さらに長期間における都市機能の低下・麻痺は、社会的・経済的活動全般に対して大きな打撃を与え、被災都市だけでなく広域的に影響を与えることは必至である。

上記のように、土砂災害による被害は甚大であると容易に想像できるにもかかわらず、そのハード的対策のみで効果的な防災を図ることは、施設整備に要するコスト面などを考えると困難な状況にある。このように考えると、高精度の土砂氾濫予測手法を確立し、避難体制をも含めた土砂災害ハザードマップの作成とその公表といったソフト的な対策を強化する必要があると思われる。

そこで本報では、都市域における土砂災害の危険性を予測することを目的として、神戸市の中心部である三宮付近を流れる生田川流域を対象とした非構造格子による二次元氾濫解析を展開し、土砂動態を含んだ氾濫解析法を提示する。

2. 解析モデルの概要

本報で用いる解析モデルは、対象とする河川流域を上流側の山地部と下流側の都市部とに分割する。すなわち、山地部では、河川から流出してくる流量と土砂濃度のハイドログラフを求め、その結果を都市部の上流端での境界条件とする。都市部では、上流端で上記の流量と土砂濃度のハイドログラフを与えて、2次元の土砂氾濫解析を行う。ただし、都市部では適用対象の特徴から、河川を掘り込み河道と考えた非構造格子による解析法をとる。このようなモデル全体の概念を Fig. 1 に示す。

2.1 山地部の解析

山地部の河川はさらに、雨水の流出のみを考え、土砂の流出は考慮しない「支川」と、それが流入して土砂とともに流出する「本川」とに区分する。また、流域の中には直接本川に流出する斜面もあるので、以後それらを「接続斜面」と呼ぶことにする。計算では、はじめに支川および接続斜面からの雨水の流出を kinematic wave モデルを用いて解析する。次に、本川の解析ではそれを横流入流量とし、土砂の流出も含めた1次元 dynamic wave モデルを用いて最下流端での流量および土砂濃度の時間変化を解析する。

(1) 支川および接続斜面の流出解析

本川に到達するまでの支川や接続斜面からの雨水の流出は、kinematic wave モデルを基にした以下の方法で解析する。

まず、Fig. 2(a) のような流域を、分水嶺を境界として Fig. 2(b) のように各斜面に分割する。それぞれの斜面は、地形図から読み取った面積 A と斜面長 l_s を持つ長方形斜面として河道に接続しているとする (Fig. 2(c))。また、この斜面は河道との接続長 l_r も属性としてもつ。

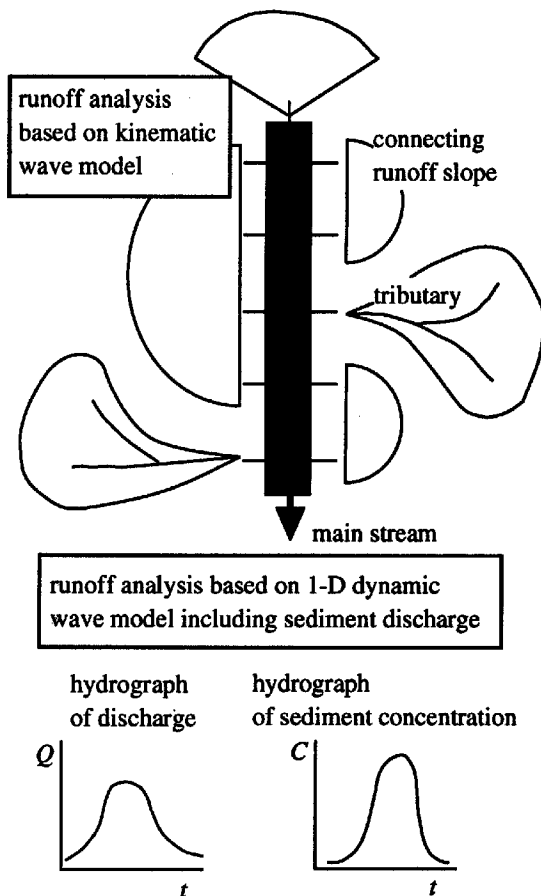
斜面を流下する雨水の機構を、Fig. 3 に示す特性曲線と以下の基礎式で記述する。 $t = 0$ において斜面上流端を流下し始めた雨水は、 $t = t_k$ (k は $k \neq 0$ の整数) において、以下の式で表される単位幅流量 q' と水深 h をもつ。

$$q'^k = \alpha(h^k)^m \quad (1)$$

$$h^k = h^{k-1} + r\Delta t \quad (2)$$

ここで、 r :降雨量、 α , m :定数であり、斜面勾配 θ_s と Manning 則を用いると $m = 5/3$, $\alpha = \sqrt{\sin \theta_s}/n$, n :Manning の粗度係数である。その時刻での流下距離 x^k は、

< mountainous area >



< urban area >

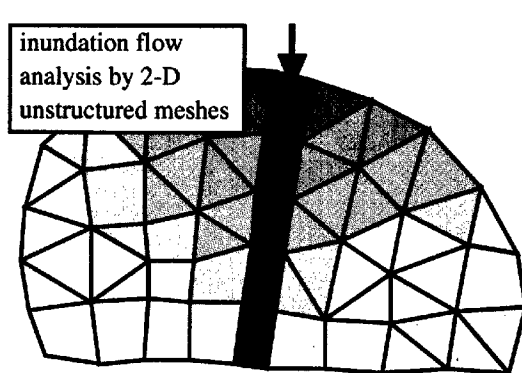


Fig. 1 Framework of total model

降雨のないとき

$$x^k = \alpha m (h^{k-1})^{m-1} \Delta t + x^{k-1} \quad (3)$$

降雨のあるとき

$$x^k = \alpha \frac{(h^k)^m - (h^{k-1})^m}{r} + x^{k-1} \quad (4)$$

で計算される。流下距離 x が斜面長 l_s に到達する時刻まで、各時間ステップでの単位幅流量 q' を求める (Fig. 3 中の点 A, B, C)。つぎに、各時間ス

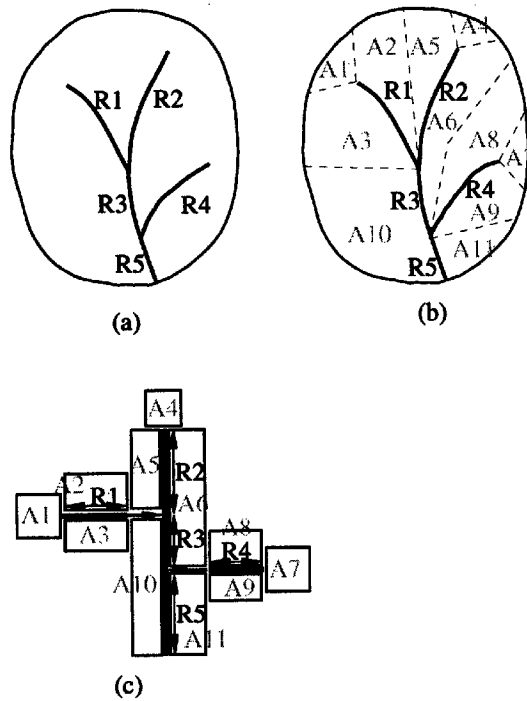


Fig. 2 Split of a river basin

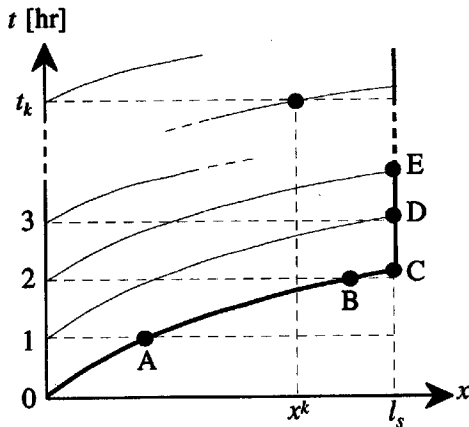


Fig. 3 Characteristic curves of kinematic wave

テップ $t = t_k$ において斜面上流端を流下し始めた雨水について、初期値を $h^k = 0$ として、同様に $x = l_s$ となる時刻の q' を求める (Fig. 3 中の点 D, E, ...). さらにこれらの値を用いて、各時間ステップ $t = t_k$ における斜面最下流端での q' を線形補間する。ここで得られた河道への流入量 q' は、河道との接続長を A/l_s として計算した値であり、実際には l_r という接続長を有するため、

$$q_s = q' \cdot \frac{A}{l_s \cdot l_r} \quad (5)$$

で補正する必要がある (Fig. 4)。接続斜面では、この流量を本川への流入境界条件とする。

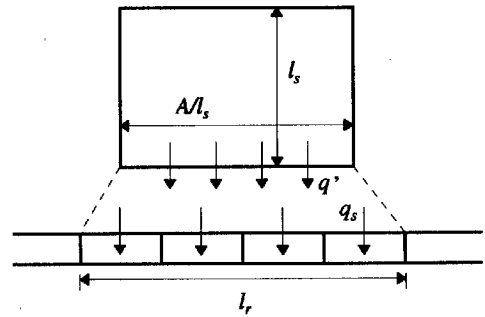


Fig. 4 Correction of length adjacent to a river

一方、支川河道に流入した雨水は、以下の基礎式に従って本川へ流出する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{q_s}{B} \quad (6)$$

$$q = \alpha h^m \quad (7)$$

ここで、 q :河道の単位幅流量、 q_s :斜面からの横流入流量、 B :河道幅である。

なお、本報では蒸発散、中間流および地中への浸透などは一切考慮していない。

(2) 本川の土砂流出解析

本川からの土砂流出は、中川ら (1998) の提示する手法を1次元化し、河道に沿った1次元 dynamic wave モデルを用いて解析する。

本川の縦断流下方向に水平に x 軸をとることになると (中川ら (1998) は斜面の傾斜方向に x 軸をとっている)、解析に用いた基礎式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q}{B} + i \quad (8)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial (uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho_T} \quad (9)$$

ここで h :流動深、 u : x 方向の流速、 M : x 方向の単位幅流量 ($M = uh$)、 q :支川または接続斜面からの横流入流量、 B :川幅、 i :土砂の堆積 (侵食) 速度、 β :運動量補正係数、 g :重力加速度、 τ_b :底面せん断応力である。 H は流れの表面の標高であって、 z_0 を河床の初期標高、 z_b を堆積 (侵食) 深とすると、 $H = z_0 + z_b + h$ である。 ρ_T は流れにおける水と土砂粒子の混合物の密度であって、 C :土砂濃度、 σ :土砂粒子の密度、 ρ_m :流体の密度とすると、 $\rho_T = \sigma C + (1 - C)\rho_m$ である。底面せん断応力には、 C_* を河床土砂の体積濃度として、流体中の土砂濃度 C の値によって以下の式を用いる。

土石流の場合 ($C \geq 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_b}{\rho_T} = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 \frac{|u|}{\{C + (1-C)\rho_m/\sigma\} \left\{ (C_*/C)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (10)$$

掃流状集合流動の場合 ($0.02 \leq C < 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_b}{\rho_T} = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 |u| \quad (11)$$

掃流砂の場合 ($C < 0.02$)

$$\frac{\tau_b}{\rho_T} = \frac{gn^2|u|}{h^{1/3}} \quad (12)$$

ここで, d_m は平均土砂粒径である。

また, 土砂の堆積 (侵食) 速度は, 侵食のとき,

$$i = \delta \frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty} \cdot |u| \quad (13)$$

堆積のとき,

$$i = \delta' \frac{C_\infty - C}{C_*} \cdot |u| \quad (14)$$

とする。ここで, δ と δ' は定数であり, それぞれ 0.0007 および 0.001 を用いる。 C_∞ は侵食も堆積も生じさせない状態にある流体の平衡土砂濃度である。すなわち, 土砂濃度 C が C_∞ よりも小さければ, 流れの中に土砂が取り込まれるため河床は侵食される ($i > 0$)。逆に C が C_∞ より大きければ, 土砂は河床に堆積する ($i < 0$)。そのときの C_∞ は, エネルギー勾配 $\tan \theta$ によって以下のようにして求める。

$\tan \theta \geq 0.138$ のとき

$$C_\infty = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (15)$$

$0.03 \leq \tan \theta < 0.138$ のとき

$$C_\infty = 6.7 \left\{ \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \right\}^2 \quad (16)$$

$\tan \theta < 0.03$ のとき

$$C_\infty = \frac{(1 + 5 \tan \theta) \rho \tan \theta}{\sigma - \rho} \left(1 - \bar{\alpha}^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \bar{\alpha} \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (17)$$

ここで ϕ : 土砂粒子の内部摩擦角, ρ : 水の密度, τ_* および τ_{*c} はそれぞれ無次元掃流力, 無次元限界掃流力であり, 以下のようにして計算する。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_m} \quad (18)$$

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad (19)$$

u_* : 摩擦速度で, $u_*^2 = gh \tan \theta$ である。さらに, $\bar{\alpha}$ については,

$$\bar{\alpha}^2 = \frac{2 \left(0.425 - \frac{\sigma \tan \theta}{\sigma - \rho} \right)}{1 - \frac{\sigma \tan \theta}{\sigma - \rho}} \quad (20)$$

とする。ただし, $\tan \theta$ については,

$$\tan \theta = \frac{|\tau_b|}{\rho_T gh} \quad (21)$$

とする。

土砂粒子の連続式は,

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(CM)}{\partial x} = iC_* \quad (22)$$

で表される。さらに河床の連続式には,

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + i = 0 \quad (23)$$

を用いる。

2.2 都市部の土砂氾濫解析

都市部では, 領域を任意形状の非構造格子に分割し, 有限体積法の考え方に基づいて Leap-Frog 法による氾濫解析を進める (井上ら, 1999)。本報で用いた未知量は, Fig. 5 に示すような位置で定義される。すなわち, 全領域に対してまずデカルト座標系 (x 軸, y 軸) を設定し, この座標系における各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 , 土砂濃度 C , 堆積深 z_b を非構造格子の図心 (本報では多角形の重心) で定義する。

都市部で用いる基礎式は, 基本的には山地部の本川の解析で用いた式を 2 次元化した中川ら (1998) の手法に従い, それを非構造格子に適用する。まず, 流れの連続式と運動量式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i + q_{rain} \quad (24)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (25)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (26)$$

ただし, q_{rain} は降雨強度である。ここでも底面せん断応力は, 2.1(2) と同様に (ただし 2 次元的に表示して) 土砂濃度に応じて以下の式を用いる。

土石流の場合 ($C \geq 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{\{C+(1-C)\rho_m/\sigma\} \left\{ (C_*/C)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (27)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho_T} = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{\{C+(1-C)\rho_m/\sigma\} \left\{ (C_*/C)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (28)$$

掃流状集合流動の場合 ($0.02 \leq C < 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 u\sqrt{u^2+v^2} \quad (29)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho_T} = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 v\sqrt{u^2+v^2} \quad (30)$$

掃流砂の場合 ($C < 0.02$)

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (31)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho_T} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (32)$$

また、土砂の堆積速度については、河川という属性を与えた格子では侵食・堆積を、その他の格子では堆積のみを考えることにして

侵食の場合

$$i = \delta \frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty} \sqrt{u^2+v^2} \quad (33)$$

堆積の場合

$$i = \delta' \frac{C_\infty - C}{C_*} \sqrt{u^2+v^2} \quad (34)$$

を用いる。 δ には0.0007、 δ' には0.001を用いる。

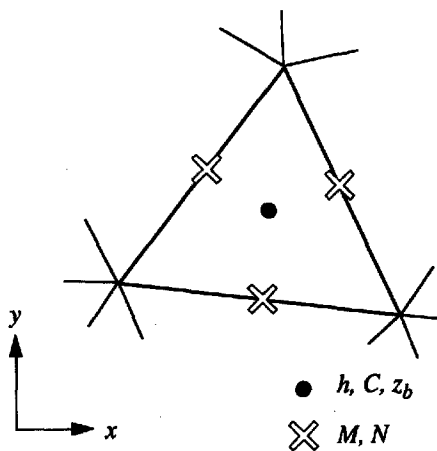


Fig. 5 Definition points of variables

平衡土砂濃度 C_∞ については、エネルギー勾配 $\tan \theta$ によって式 (15) ~ (17) を用いる。ここで用いたエネルギー勾配 $\tan \theta$ は、式 (27) ~ (32) を用いて

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2}}{\rho_T g h} \quad (35)$$

で求める。

土砂粒子の連続式は、式 (22) を2次元に拡張した以下の式を用いる。

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(CM)}{\partial x} + \frac{\partial(CN)}{\partial y} = iC_* \quad (36)$$

さらに河床の連続式には、式 (23) を用いる。

以上の基礎式について、それぞれ以下のように差分化する。

連続式

格子 i の連続式は、Fig. 6 に示すようなコントロールボリュームで計算する。

$$\frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \{M_l^{n+2}(\Delta y)_l - N_l^{n+2}(\Delta x)_l\} = i_i^{n+1} + q_{rain} \quad (37)$$

ここで、 m は格子を囲む辺の数、 A はコントロールボリューム、すなわち格子の面積である。 M_l, N_l はそれぞれ辺 l 上での x, y 方向の流量フラックスを示す。 $(\Delta x)_l, (\Delta y)_l$ は辺 l での両端の点における x 座標、 y 座標の差を表す。

運動量式

運動量式は、各格子辺の中央において計算する。例えば、格子 i, j にはさまれた格子辺 L での計算には、Fig. 7 に示すような値を用いて以下の差分式を用いる。

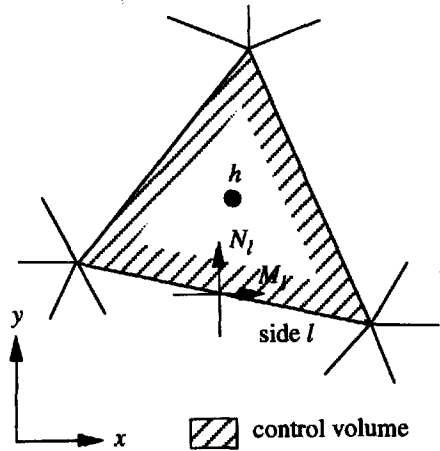


Fig. 6 Control volume for continuity equation

(x 方向)

$$\frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} + M1 + M2 = -g\bar{h}_L^{n+1}(\nabla H)_x - T_x \quad (38)$$

(y 方向)

$$\frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} + N1 + N2 = -g\bar{h}_L^{n+1}(\nabla H)_y - T_y \quad (39)$$

ここで、 M_L, N_L は格子辺 L 上での x および y 方向の流量フラックスである。 $M1, M2$ はそれぞれ式 (25) の移流項 (左辺第 2 項, 第 3 項) を、 $N1, N2$ はそれぞれ式 (26) の移流項 (左辺第 2 項, 第 3 項) を置き換えた項で、井上ら (1999) の手法に従う。 $(\nabla H)_x, (\nabla H)_y$ はそれぞれ格子 i, j 間の水面勾配 ∇H の x, y 方向成分である。 \bar{h} は格子辺上の流動深であり、図心における流動深から補間して求める必要がある。

底面せん断項 T_x, T_y については、格子辺 L 上の補間土砂濃度 \bar{C}_L^{n+1} の値によって変化するもので、以下のように差分化する。

土石流の場合 ($\bar{C}_L^{n+1} \geq 0.4C_*$)

$$T_x = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{\bar{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2\bar{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \left\{ \bar{C}_L^{n+1} + (1 - \bar{C}_L^{n+1}) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_*}{\bar{C}_L^{n+1}} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2 \quad (40)$$

$$T_y = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{\bar{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2\bar{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \left\{ \bar{C}_L^{n+1} + (1 - \bar{C}_L^{n+1}) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_*}{\bar{C}_L^{n+1}} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2 \quad (41)$$

掃流状集合流動の場合 ($0.02 \leq \bar{C}_L^{n+1} < 0.4C_*$)

$$T_x = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{\bar{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2\bar{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (42)$$

$$T_y = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{\bar{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2\bar{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (43)$$

掃流砂の場合 ($\bar{C}_L^{n+1} < 0.02$)

$$T_x = \frac{gn^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\bar{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (44)$$

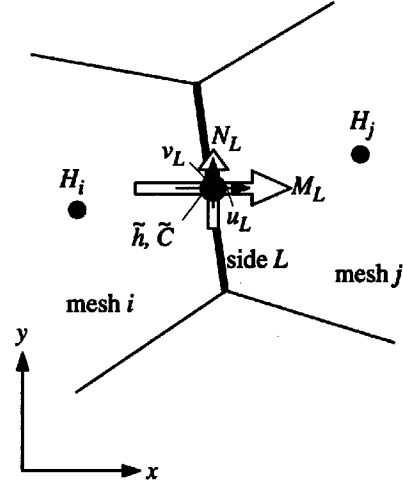


Fig. 7 Discretization of momentum equation

$$T_y = \frac{gn^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\bar{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (45)$$

堆積速度

侵食の場合 ($C_i^{n+3} \leq C_\infty$)

$$i_i^{n+3} = \delta \frac{C_\infty - C_i^{n+3}}{C_* - C_\infty} \sqrt{(\hat{u}_i^{n+2})^2 + (\hat{v}_i^{n+2})^2} \quad (46)$$

堆積の場合 ($C_i^{n+3} > C_\infty$)

$$i_i^{n+3} = \delta' \frac{C_\infty - C_i^{n+3}}{C_*} \sqrt{(\hat{u}_i^{n+2})^2 + (\hat{v}_i^{n+2})^2} \quad (47)$$

ここで \hat{u}, \hat{v} は格子重心上の流速であり、格子辺上の流速から補間する。

土砂粒子の連続式

$$\frac{C_i^{n+3} h_i^{n+3} - C_i^{n+1} h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \{ \bar{C}_i^{n+1} M_l^{n+2} (\Delta y)_l - \bar{C}_i^{n+1} N_l^{n+2} (\Delta x)_l \} = i_i^{n+1} C_* \quad (48)$$

ここで、 \bar{C}_i は格子の図心上の土砂濃度であって、辺 l 上の流量フラックス M, N の方向によって上流側を採用する。

河床の連続式

$$\frac{z_{bi}^{n+3} - z_{bi}^{n+1}}{2\Delta t} + i_i^{n+3} = 0 \quad (49)$$

3. 神戸市への適用

3.1 対象領域

本報の対象領域を含む神戸市街を Fig. 8 に示す。図のほぼ中央に位置する三宮地区には官庁街や繁華街があり、神戸市の中核を成す地域である。本報で生田川を対象としたのは、生田川がこの三宮付近を流れているために、氾濫が生じた場合、もっとも被害の影響度が高い河川であると考えたからである。

前章で述べた山地部、都市部には、Fig. 8 に示す領域をそれぞれ用いた。すなわち、山地部の領域は新神戸駅より上流の生田川流域、都市部は青谷川、宇治川をそれぞれ東西の境界とし、北を居住地域の境界、南を海岸線とする領域である。なお、生田川の流域には含まれていないが雨水が直接都市部に流出する山地領域を「里山」と呼ぶこととし、その範囲を Fig. 8 に示す。簡単のため、本報では里山からは雨水の流出のみを考慮し、土砂の流出は考えないことにする。なお、対象とした山地部、里山、都市部の面積はそれぞれ 10.8km^2 、 1.5km^2 、 9.6km^2 であり、総面積は 21.8km^2 である。

3.2 山地部の解析

(1) 計算条件

都市部の氾濫解析の上流端境界条件を作成するため、山地部からの流量と土砂濃度のハイドログラフを求める。

本報で対象とする生田川流域において、前章で述べた「本川」は、布引貯水池より下流の生田川、さらに新神戸駅直上流で生田川本川と合流する苧（か

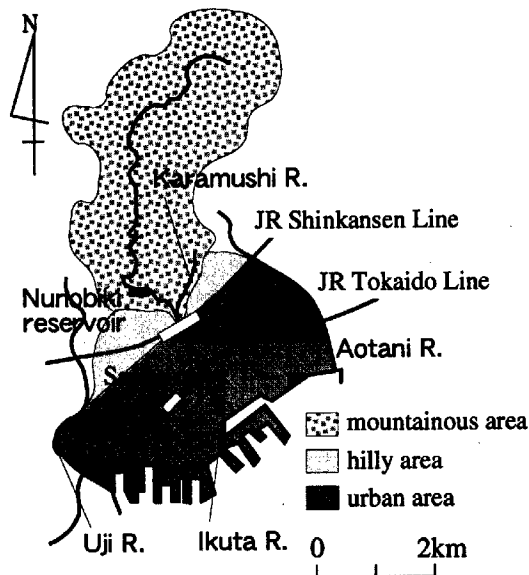


Fig. 8 Studied area

らむし)川とし、それ以外の河道はすべて支川とする。なお、布引貯水池より上流を一つの支川流域としたのは、この貯水池が利水用の重力式ダムで、排砂ゲートはなく、これより上流で発生した土砂は下流には供給されないと考えたからである。

2.1(1)の手法を用いて、まず支川流域および接続斜面からの雨水の流出量を計算した。降雨条件には昭和13年水害時に神戸測候所で観測された毎時雨量を用い、計算時間は降雨開始から108時間(4.5日)までとした。支川および接続斜面で計算された流量を本川の横流入流量とし、2.1(2)の手法に従って本川での土砂・流出解析を行った。本川の解析に用いたパラメータは中川ら(1998)にならない、 $\sigma = 2650\text{kg/m}^3$ 、 $\rho_m = 1150\text{kg/m}^3$ 、 $C_* = 0.65$ 、 $n = 0.040$ 、 $\beta = 1.0$ 、 $\tan \phi = 0.7$ 、とし、平均土砂粒径 $d_m = 1.14\text{mm}$ (現地にて採取した土砂より算出)、格子間隔 $\Delta x = 20\text{m}$ 、川幅 B については1:2500地形図より各断面の値を読み取り、その平均値を全断面にわたって用いた。なお本報では簡単のため、底面せん断応力には式(12)(掃流砂の場合)のみを用い、河床の変動は考慮しないことにした。

(2) 解析結果と考察

Fig. 9 に雨水のみの場合の流量ハイドログラフを、Fig. 10 に雨水にあわせて土砂流出を考慮した場合の流量と土砂濃度ハイドログラフをそれぞれ示す。雨水だけの場合では最大流量は約 $148\text{m}^3/\text{s}$ であるのに対して、土砂流出を考慮した場合は最大流量は約 $170\text{m}^3/\text{s}$ と大きくなっているが、これは土砂の流出分が含まれているためである。昭和13年水害時の災害科学研究所(1938)の調査によると、生田川の最大流量は $135\text{m}^3/\text{s}$ に達しており、これと大きくは異ならない結果が得られた。

3.3 都市部の解析

(1) 計算条件

前節で得られた流量および土砂濃度ハイドログラフを上流端境界条件として、都市部の土砂・氾濫解析を行う。

本報で用いた解析格子、ならびに対象領域の地盤高は Fig. 11 のとおりである。格子形成には、生田川のみならず、国道、幹線道路、鉄道などを考慮して領域を分割した。Fig. 12 に河川および道路(鉄道を含む)として認識した格子を示す。領域全体の格子数は1844個で、そのうち河川格子は27個、道路格子は319個であり、面積比にすると河川格子が全領域の0.3%、道路格子が同9.3%である。河川格子を除く格子の地盤高は、神戸市の1:2500都市計

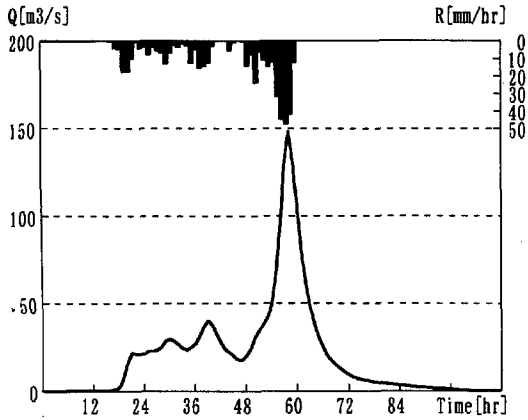


Fig. 9 Hydrograph of discharge

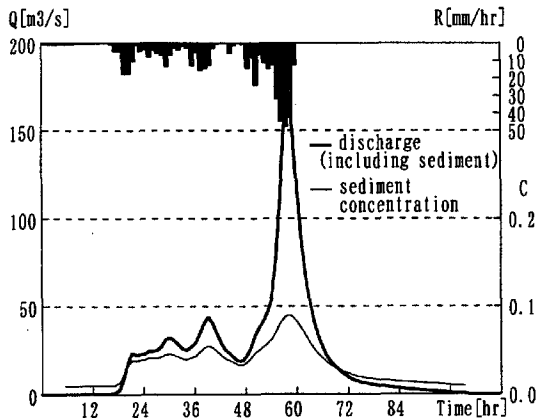


Fig. 10 Hydrograph of discharge (including sediment) and sediment concentration

図から読み取った値を補間して作成した。河川格子の地盤（河床）高は、生田川の横断面図より得た100m 間隔の断面積を各河川格子に対応させ、さらにその格子の平面形状から求められる川幅より掘り込み深さを決定し、兩岸の格子の平均地盤高からそれを減じて決定した。

生田川上流端では、Fig. 9, Fig. 10に示されるハイドログラフに従って、流量フラックスと土砂濃度を境界条件として与えることにした。里山と接続している格子境界では、式(1)～(5)によるkinematic waveモデルを用いて得られた里山からの流出流量を、流量フラックスに改めて与えた。その他の領域境界（下流端の海岸線、および青谷川・宇治川）では、格子境界の流量フラックスを M_0 、境界に隣接する格子の流動深を h_1 として、以下の段落式（井上, 1986）を用いて土砂を含む氾濫水を流下させた。

$$M_0 = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} h_1 \sqrt{gh_1} \quad (50)$$

本報の対象領域は高度に都市化が進んでいるため、氾濫の過程において市街地の諸要素の影響を考慮し

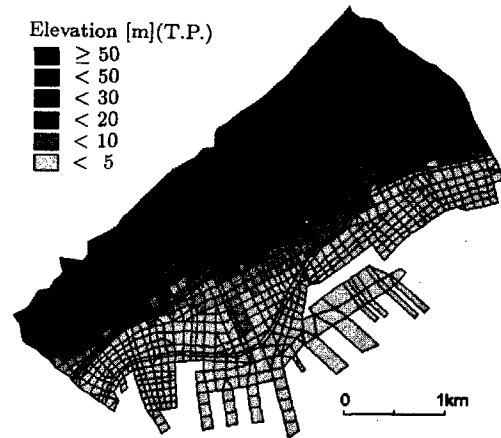


Fig. 11 Computational meshes and elevation

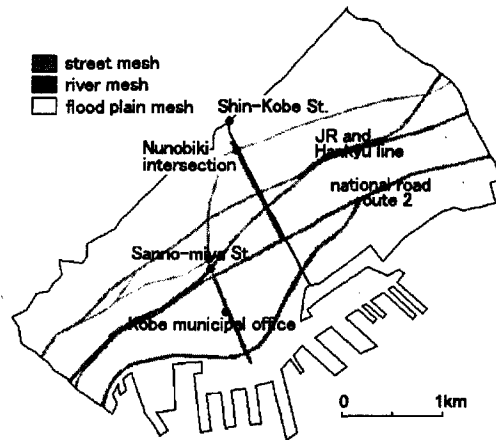


Fig. 12 Street, river and flood plain meshes

なければならぬ。本報では井上ら（1998）にならぬ、占有率 λ と通過率 β を導入した。すなわち、河川格子、道路格子を除く堤内地格子には非浸水性の建造物が存在するとし、その面積が格子全体の面積に占める割合として占有率 λ を定義した。本報では1:2500都市計画図から読み取った占有率の平均値 $\lambda = 0.64$ を全堤内地格子に適用した。また、建造物による氾濫水の遮断を考慮するため、通過率を導入するが、井上ら（1998）が各格子中心において通過率を定義していたのに対し、本報では、通過率は流量フラックスと同じ格子境界で定義するべきであると考え、1:2500地形図を基にして、堤内地-堤内地、堤内地-河川、堤内地-道路の各格子境界では通過率 β を0.35（地図から読みとった値）、それ以外の格子境界は $\beta = 1.0$ とした。これらの値を用いて、流量フラックスを次のように補正した。

$$M_i^{*n+2} = \hat{\beta}_i M_i^{n+2} \quad (51)$$

$$N_i^{*n+2} = \hat{\beta}_i N_i^{n+2} \quad (52)$$

上式で補正した流量フラックスを用いて、流動深は式 (37) に代わって、

$$\begin{aligned} & \frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} \\ & + \frac{1}{A(1-\lambda_i)} \sum_{l=1}^m \left\{ M_l^{*n+2}(\Delta y)_l - N_l^{*n+2}(\Delta x)_l \right\} \\ & = \frac{i_i^{n+1}}{1-\lambda_i} + \frac{q_{rain}}{1-\lambda_i} \end{aligned} \quad (53)$$

により求めた。ここで降雨強度 q_{rain} には昭和 13 年水害時の毎時雨量を用いた。また、土砂粒子の連続式は式 (48) に代わって、

$$\begin{aligned} & \frac{C_i^{n+3} h_i^{n+3} - C_i^{n+1} h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A(1-\lambda_i)} \\ & \sum_{l=1}^m \left\{ \bar{C}_l^{n+1} M_l^{*n+2}(\Delta y)_l - \bar{C}_l^{n+1} N_l^{*n+2}(\Delta x)_l \right\} \\ & = \frac{i_i^{n+1}}{1-\lambda_i} C_* \end{aligned} \quad (54)$$

から求めた。さらに、河床の連続式については、式 (49) の代わりに、

$$\frac{z_{bi}^{n+3} - z_{bi}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{i_i^{n+3}}{1-\lambda_i} = 0 \quad (55)$$

を用いた。最後に、粗度係数 n の値を格子の属性によって変化させた。すなわち、河川格子は 0.020、道路格子は 0.043、堤内地格子は 0.067 とし、土砂が堆積した格子は 0.020 を用いることにした。

その他のパラメータについては、3.2 と同じ値を用いるが、運動量補正係数 β については中川ら (1998) に従い、流れが土石流の場合 (式 (40), (41)) を用いるときは 1.25、それ以外のときは 1.0 を用いた。

(2) 解析結果と考察

Fig. 13 に雨水のみを考慮した場合の最大浸水深図を示す。最大浸水深が 0.1m 以上の地点は生田川沿岸、海岸部および一部の地域であり、最大浸水深が 0.5m を越えるのはごく限られた地点のみである。これより、土砂生産が盛んなこの領域において、従来の都市氾濫解析 (例えば戸田ら (1999)) と同様に雨水のみを考慮した解析を行えば、生田川の氾濫により被害を受ける地域はあまり広くなく、規模は総じて小さい結果となった。

次に Fig. 14 に雨水と土砂を考慮した場合の最大浸水深図を、Fig. 15 に土砂堆積厚をそれぞれ示す。計算終了時刻における対象領域内の堆積土砂量の総計は約 40 万 m^3 となり、昭和 13 年当時の流出土砂量 (48 万 m^3 (災害科学研究所, 1938)) と比較してほぼ同程度となっている。また、Fig. 15 を

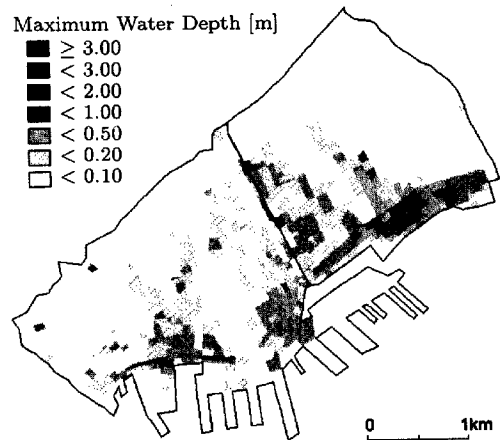


Fig. 13 Maximum water depth (considering rainfall only)

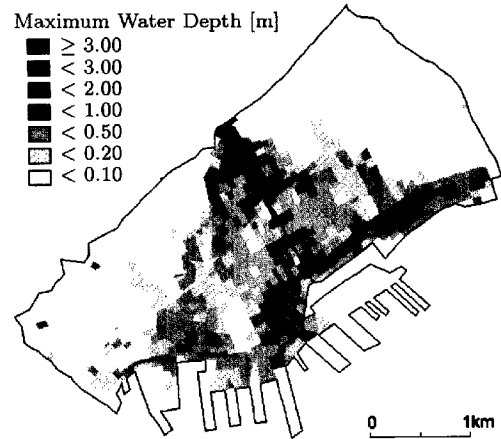


Fig. 14 Maximum water depth (considering rainfall and sediment discharge)

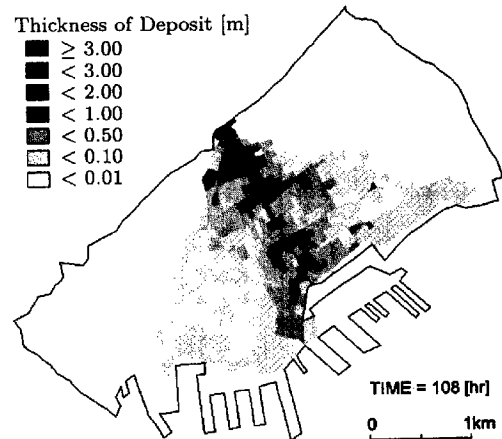


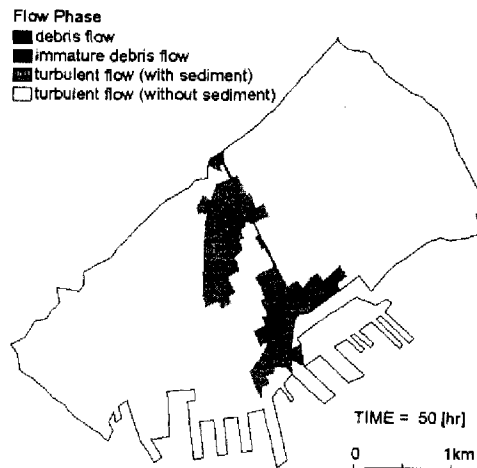
Fig. 15 Thickness of sediment deposit

見ると新神戸駅から鉄道部分までの地域でおおむね 1m 以上の土砂の堆積が見られ、特に布引交差点付近においては堆積厚は 3m 以上となっている。これは、新神戸駅から布引交差点にかけて河床勾配が急に緩くなっており、この近辺で土砂が堆積しやすくなっていることが原因と考えられる。さらに海岸部においては生田川から東西に 2km 弱ほど離れた地域でも 0.1m 未満ではあるが土砂の堆積がみられ、広範囲にわたって土砂が堆積する結果となっている。

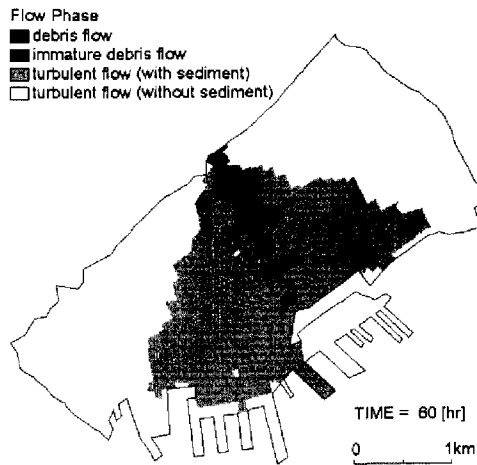
Fig. 16 は土砂の流動形態の平面分布を時間ごとに示した結果である。これらの図から分かるように、計算開始 50 時間後では、土砂は上流の布引交差点から右岸側に、河口付近では両岸へと氾濫している。60 時間後では、山地部からの流出流量・土砂濃度が大幅に増加するのに伴って土砂の拡散も急激に進行しており、生田川に沿って数カ所から土砂濃度の高い掃流状集合流動の領域が東西方向に伸びているのがみられるが、Fig. 12 と照らし合わせるとこの領域は道路格子に沿っていることが分かる。したがって土砂は生田川から道路格子に沿って伝播・堆積していく過程が予測される。Fig. 15 の生田川近傍においてもやはり道路格子と交差する箇所は土砂堆積厚が大きくなっている。70 時間後には流出土砂量が減少し、濃度も希薄になっている。

ここで氾濫現象に与える土砂の影響を考えるために、Fig. 13 と Fig. 14 を比較する。解析結果は、土砂を考慮した場合の方が、河床上昇のため生田川から溢れた土砂の影響で、浸水域は広がり、しかも浸水深は増加している。特に布引交差点付近においてはおおむね 0.1m 未満であった最大浸水深が土砂を考慮することにより 1m 以上に増加し、海岸部の一部にしかなかった 0.5m 以上の浸水地域が大きく拡大している。これより神戸市のように背後に山地を持つ都市を対象とした氾濫解析においては、土砂を考慮することが重要な意味をもつといえる。

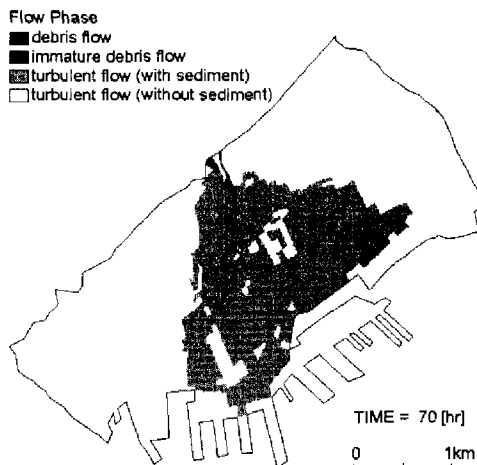
昭和 13 年の阪神大水害の状況 (Fig. 17 (神戸市, 1939)) と本報の解析結果を比較してみると、昭和 13 年水害時には生田川左岸ではほとんど浸水しておらず、右岸の旧河道に沿って氾濫水・土砂が流下して大きな被害を出しているのに対し、Fig. 14 においては両岸で氾濫がみられ、当時の状況が再現されているとはいえない。現在の生田川流域の地形では、旧河道に沿って氾濫水が流れるということは考えにくいことから、昭和 13 年当時には何らかの原因で右岸側に偏った流れが発生したと思われる。



(a) 50 hours after calculation start



(b) 60 hours after calculation start



(c) 70 hours after calculation start

Fig. 16 Temporal change of flow phase

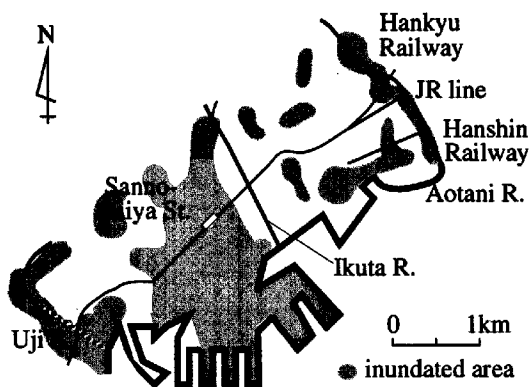


Fig. 17 Inundation area in 1938

4. おわりに

本報で得られた成果を以下のようにまとめる。

- 土砂の動態をも含めた急傾斜都市における氾濫解析手法を提示することができた。
- 土砂を考慮した場合と考慮しなかった場合の解析結果を比較することによって、土砂供給の多い河川流域の都市域においては、氾濫水の挙動が土砂によって大きく影響を受けることが確認できた。

都市部の解析では以上のような成果が得られたが、その上流端境界条件となる山地部での雨水・土砂流出解析では、想定した土砂流出形態ならびにその解析手法に改善の余地が残されているといえよう。しかし、本研究の解析では、生田川の最大流量および流出土砂量が昭和13年当時の観測値（推定値）と大きくは異っていないため、得られた結果は決して

非現実的な規模のものではないと考えて良いであろう。これら山地部の解析精度の向上によって、都市部の解析結果の信頼性も向上し、都市における土砂災害の予測手法として有効な情報を与えることができると考えている。

謝辞

本研究を進めるにあたり、生田川に関する資料をご提供下さいました、兵庫県土木部河川課の方々には厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 井上和也（1986）：開水路非定常流とその水工学への応用に関する研究，京都大学学位論文，pp.172-177.
- 井上和也・川池健司・戸田圭一（1999）：非構造格子による氾濫解析モデル，京都大学防災研究所年報，第42号B-2，pp.339-353.
- 井上和也・戸田圭一・林秀樹・川池健司・坂井広正（1998）：市街地における氾濫解析モデルの考察，京都大学防災研究所年報，第41号B-2，pp.299-311.
- 神戸市役所（1939）：神戸市水害誌。
- 災害科学研究所（1938）：昭和13年災害資料（その3）災害科学研究所報告 第1号，昭和13年7月5日阪神大水害調査報告。
- 戸田圭一・井上和也・村瀬賢・市川温（1999）：豪雨による都市水害の水理モデルの開発，京都大学防災研究所年報 第42号 B-2，pp.355-367.
- 中川一・高橋保・澤田豊明・石橋晃陸（1998）：豪雨性表層崩壊に起因する土石流の規模予測とGISを用いた避難行動の解析，水工学論文集，第42巻，pp.325-330.

Inundation Flow Analysis Including Sediment Flow in Steep Slope Cities

Kenji KAWAIKE*, Kazuya INOUE, Keiichi TODA, Hajime NAKAGAWA and Tsutomu NAKAI**

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

** Faculty of Engineering, Kyoto University

Synopsis

This paper treats the inundation flow analysis in steep slope cities considering the effects of sediment. A computational river basin is divided into mountainous area and urban area. The hydrographs of discharge and sediment concentration in mountainous area are imposed as the boundary conditions of upstream end in urban area. The above model is applied to Ikuta River basin in Kobe. The results show that the extent of inundation is much severer than that of the case without considering sediment. So it has been found out that sediment influences inundation flow behavior considerably in the river basin with much sediment.

Keywords : Steep slope cities, Sediment yield, Inundation flow analysis, Unstructured meshes, Kobe city