

1993年8月島原市街地に流出した土石流の氾濫解析

THE URBAN DEBRIS FLOW DISASTER IN SIMABARA CITY

ON AUGUST 20, 1993.

朴 埼璨¹・橋本晴行¹・高岡広樹²・山崎一彦³

Kichan PARK, Haruyuki HASHIMOTO, Hiroki TAKAOKA and Kazuhiko YAMASAKI

¹九州大学 大学院工学研究院環境都市部門(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

²九州大学 大学院工学府都市環境システム工学専攻(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

³八千代エンジニアリング(株)九州支店(〒810-0062 福岡市中央区荒戸 2-1-5)

1. はじめに

眉山は地盤がもろく、火山性地震を原因として 1792 年に大崩壊を起こした。現在も、山腹は切り立った斜面となり、小規模な崩壊を繰り返し、大量の土砂を流出している。そのため林野庁により治山事業が行われ多くの堰堤、床固め工など土石流対策が図られている。眉山には0-7溪と呼ばれる土石流危険溪流が存在し(図-1)、1914年、1957年に大きな土石流が発生した。最近では、普賢岳の活動に伴って、眉山上流域が荒廃化し、1993年に合計10回の土石流が発生し、下流の市街地にまで到達するようになった。

住宅などの建物が密集した都市域を対象とした氾濫解析については、洪水氾濫を中心に多くの研究が行なわれてきた。例えば、中川¹⁾はメッシュ内の家屋占有率と占有率から導かれる通過率による流量フラックスの補正により建物の影響を表した。末次ら²⁾は計算メッシュごとに道路、農地、その他の土地利用の面積に区分し、土地利用別粗度係数を提案した。また、土地利用別粗度係数とメッシュ内の家屋占有率より合成粗度係数を算出した。福岡ら³⁾は家屋前後の水深を用いて、家屋群に作用する流体力を運動方程式中に考慮することで建物の影響を表した。このような解析はいずれも清水のみの氾濫解析であり、土石流氾濫解析については、中川の考えを基にメッシュ内の家屋占有率と通過率による流量フラックスの補正により建物の影響を表した川池ら⁴⁾の研究などがある。しかしながら、前者は住宅の影響を基礎的に考慮しておらず、後者は建物の影響の評価が適切であるとは言えない。建物群は氾濫流の運動によって形状抵抗として作用するとともに、建物相互の間隙を

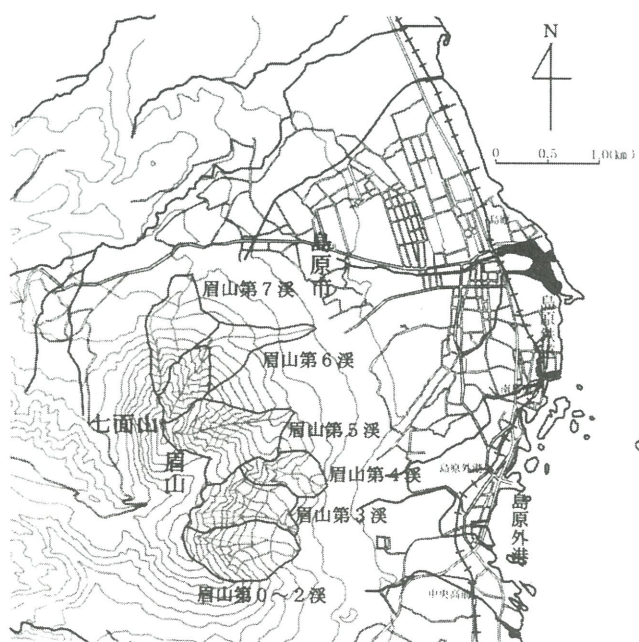


図-1 島原市眉山の平面図

氾濫流が通過することを考慮した解析が必要である。また、流砂を伴うので有効掃流力の適切な評価も重要である。

本研究では、建物の影響を運動方程式においては形状抵抗として考慮し、連続式においては建物占有率として考慮した土石流氾濫解析手法を提案する。そして、1993年8月20日に眉山6溪において発生した土石流を事例とした再現計算を行い、建物の形状抵抗を考慮した流出・氾濫解析を試みたものである。

2. 建物群の影響を考慮した土砂氾濫解析

(1) 基礎式

建物を考慮した氾濫解析を行うためにはメッシュ毎の建物の占有面積と建物数が必要である。用いた運動方程式と連続式は次のようになる。

x 方向の運動方程式：

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \frac{\partial(VM)}{\partial y} = -gh(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial x} - (1-\lambda)\frac{gn^2U\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} - \frac{N_d D_x}{\rho_t} \quad (1)$$

y 方向の運動方程式：

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(UN)}{\partial x} + \frac{\partial(VN)}{\partial y} = -gh(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial y} - (1-\lambda)\frac{gn^2V\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} - \frac{N_d D_y}{\rho_t} \quad (2)$$

全相の連続式：

$$(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

固相の連続式：

$$(1-\lambda)\frac{\partial(C_* z)}{\partial t} + \frac{\partial(C_T M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_T N)}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

ここに、M: x方向の単位幅流量, N: y方向の単位幅流量, h: 水深, z: 地盤高, U: x方向の断面平均流速, V: y方向の断面平均流速, g: 重力加速度, n: マニングの粗度係数, C_* : 堆積層における土砂濃度, C_T : 流砂濃度, λ : 建物の面積密度, N_d : 建物の数密度(1/m²), D_x : 建物の流体力の x 成分, D_y : 建物の流体力の y 成分, ρ_t : 流れ全体の密度である。

x 方向の単位幅流量 M と y 方向の単位幅流量 N は以下の式になる。

$$M = Uh(1-\lambda) \quad (5) \quad N = Vh(1-\lambda) \quad (6)$$

運動方程式右辺第 3 項中の建物の流体力の x 成分 D_x と y 成分 D_y は以下の式になる。

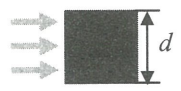
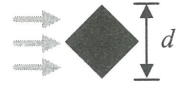
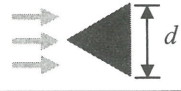
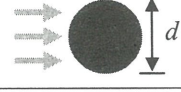
$$D_x = \frac{\rho_t}{2} U A C_D \sqrt{U^2 + V^2} \quad (7)$$

$$D_y = \frac{\rho_t}{2} V A C_D \sqrt{U^2 + V^2} \quad (8)$$

ここに、A: 流れに直角な建物の浸水断面積, C_D : 抗力係数である。流れに直角な建物の浸水断面積 A は次のようになる。

$$A = hd_L \quad (9)$$

表-1 建物の形状による抗力係数と建物スケール⁵⁾

$d = \sqrt{\frac{\lambda}{N_d}}$ $C_D=2.05$	
$d = \sqrt{\frac{2\lambda}{N_d}}$ $C_D=1.55$	
$d = \sqrt{\frac{4\lambda}{\sqrt{3}N_d}}$ $C_D=1.7$	
$d = \sqrt{\frac{4\lambda}{\pi N_d}}$ $C_D=1.2$	

ここに、d: 流れに直角な建物の浸水断面積の平面方向のスケールであり、抗力係数 C_D は表-1 のように建物の形状と流向により区別される。

固相の連続式中の流砂濃度 C_T は次の式で示す。

$$C_T = \frac{q_s}{\sqrt{M^2 + N^2}} \quad (10)$$

ここに、 q_s は単位幅当りの流砂量である。流砂量 q_s は次の式より求めた⁶⁾。

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{\bar{u}_s}{u_*} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \frac{1}{(\alpha - I_f) \cos \theta} G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right)$$

$$G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) \approx 1 + 0.1 \left(\ln\left(\frac{h}{d}\right)\right)^2 (I_f)^{0.8} \exp\left\{-2.5\left(\frac{w_0}{u_*}\right)^{1/2}\right\} \quad (11)$$

ここに、 $\bar{u}_s/u_* = 4.7$, s: 土粒子の水中比重, d: 粒径, τ_* : 無次元掃流力, τ_{*c} : 限界掃流力, I_f : 摩擦勾配, w_0 : 沈降速度, u_* : 摩擦速度, α : 粒子間応力に関する係数で河床砂の比重を $\sigma/\rho = 2.65$ の場合、 $\alpha = 0.875$ である。沈降速度 w_0 は Rubey の式を用いた。土粒子の水中比重 s と無次元掃流力 τ_* , 摩擦勾配 I_f , 摩擦速度 u_* は次の式で示す。

$$s = \frac{(\sigma - \rho)}{\rho} \quad (12)$$

$$\tau_* = \frac{n^2}{sd} \frac{1}{h^{1/3}} (U^2 + V^2) \quad (13)$$

$$I_f = \frac{n^2}{h^{4/3}} (U^2 + V^2) \quad (14)$$

$$u_* = \sqrt{sgd\tau_*} \quad (15)$$

ここに、 n : マニングの粗度係数、 d : 砂の平均粒径である。

3. 島原市眉山への適用

(1) 1993年8月20日眉山第6溪で発生した土石流

眉山第6溪は標高818.7mの七面山の山頂から標高95mに位置する砂防ダムまでの区間であり、この区間の流域面積は0.617km²である。1993年8月20日に6溪で発生した土石流は眉山第6溪流域から流出した土石流が流域の下流端である砂防ダムを超えて市街地に流出し氾濫災害が発生した。写真-1, 2は1993年8月20日に眉山第6溪で発生した土石流災害の状況を示している。写真-1は砂防ダム上流側にある第6溪の河道を示している。写真-2は砂防ダム下流の島原市街地での土石流の氾濫・堆積の状況を示している。砂防ダム下流では家が建っており、砂防ダムを超えた土石流は家や建物が密集している下流側へ氾濫した。

(2) 計算手法

当時の災害は、眉山第6溪から流出した土石流が砂防ダムを超えて下流の市街地へ流れたことによる。まず、第6溪から砂防ダムまで土石流の流出解析を行い、砂防ダムでの土石流の流出量を把握する。その後、得られた砂防ダムでの土石流の流出流量、流砂量を境界条件として与え、下流部の市街地での氾濫解析を行う。

1) 流出解析

流出解析は眉山第6溪の流域全体を斜面部と河道部に分け、前者についてはKinematic Wave法を用い、後者についてはDynamic Wave法を用いた。斜面部での流出解析は斜面からの土砂流出を考慮して行った。斜面部で用いた式は次のようである。

全相の連続式：

$$\frac{\partial(h+z)}{\partial t} + \frac{\partial q_{in}}{\partial x} \cos \theta_s = r(t) \cos \theta_s \quad (16)$$

運動方程式：

$$q_{in} = \frac{1}{n_s} \sqrt{\sin \theta_s} h^{5/3} \quad (17)$$

ここに、 q_{in} は水と土砂をあわせた全流量、 $r(t)$ は有効雨量強度、 n_s はマニングの等価粗度係数で山地地域では0.4~0.8を用いる。本解析では平均値の0.6を用いた。解析対象となる流域斜面は10°以上の急勾配であり、斜面からの土砂流出を考慮した。斜面における河床変動は次の式で示す。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -k_c C_{in}^2 v \quad (18)$$

ここに、 K_c は係数、 v は断面平均流速である。河道部で用いた運動方程式と連続式は次に示す。

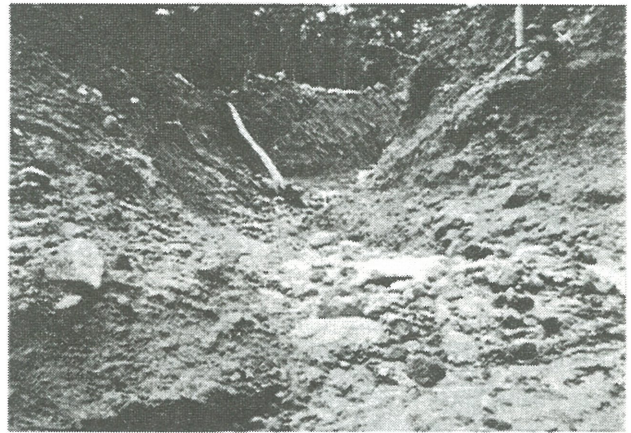


写真-1 1993年8月20日眉山第6溪の河道状況



写真-2 1993年8月20日島原市街地での氾濫状況

運動方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial VQ}{\partial x} \cos \theta = -gB \cos \theta \left[\frac{\partial(h \cos \theta + z)}{\partial x} \right] - (B+2h) \frac{v^2}{\phi^2} \quad (19)$$

全相連続式：

$$B \frac{\partial(h+z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in} \quad (20)$$

固相連続式：

$$B \frac{\partial(C_s z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial(Bq_s)}{\partial x} \cos \theta = C_{in} q_{in} \quad (21)$$

ここに、 x 軸は上流端から水平に取った距離、 z は基準水平面から垂直上向きに測った河床高である。

計算条件は斜面部では、 $\Delta x=10m$ 、 $\Delta t=1sec$ 、 $n_s=0.6$ とした。式(18)中の C_{in} と k_c は水路実験の結果⁷⁾と現場での適用を考慮して、 $C_{in}=0.3$ 、 $k_c=0.0004$ と想定した。初期条件として計算に影響を与えないほどの微流量 $q_{in}=10^{-5}m^2/s$ を斜面へ与えた。河道部では $\Delta x=20m$ 、 Δ

$t=1\text{sec}$, $\phi=7$ とした。流砂量式は式(11)を用い、その計算条件としては、 $d=0.005\text{m}$, $\alpha=0.875$, $\tau_{*c}=0.05$ とした。河床堆積土砂層の厚さは一様に 2m とした。また、初期条件はドライベットを想定した。

流出解析で用いた降雨量は雲仙測候所で観測した1993年8月20日の10分間降雨データである(図-2)。図-2をみると5時10分から雨が降り始め、6時10分頃には10分間雨量としてはピーク値の15.5mmになった。この日の総雨量は51.5mmであった。

2) 氾濫解析

砂防ダムから下流側は土石流氾濫解析を行う。図-3は島原市作成の1/2500地図に氾濫解析範囲を示したものである。解析対象範囲は砂防ダムから河口までの1900m×2500mである。砂防ダムは海拔90mのところの位置しており、濃い色で塗られたところが建物である。図中の線は50mの計算メッシュを示している。50mの計算メッシュの場合、1メッシュ当たりの平均建物密度は $\lambda=0.184$ 、平均建物数は5.8個である。海と境界地点の計算は流れを段落ちとして処理した。

計算は全部6ケースで行った(表-2)。Case 1は通常の市街地の氾濫解析手法であり、マンシングの粗度係数0.067を全氾濫場に与えた。Case 2は通常道路で用いられるマンシングの粗度係数 $n=0.043$ を全氾濫場に与えた。Case 3からCase 6までは、摩擦抵抗に加えて建物の形状抵抗も考慮した計算モデルである。Case 3は建物の形状の流れに対して直角な正四角柱に、Case 4は流れに対して 45° 傾いた正四角柱に、Case 5は正三角柱に、Case 6は円柱と想定した。Case 3~6の場合、マンシングの粗度係数は道路で用いられる $n=0.043$ を与え、また、建物の密度 λ と数密度 N_d を変数として格子毎に与えた。表-2は計算ケースであり、ケースごとの建物の形状による抗力係数 C_D と流れに直角な建物の浸水断面面積の平面方向のスケール d を示している。氾濫部の計算間隔は、 $\Delta x=\Delta y=50\text{m}$, $\Delta t=0.1\sim 0.2\text{sec}$ とした。

(3) 計算結果と考察

図-2は、上述の流出解析手法に基づき、雲仙測候所で観測された10分間雨量を与えて求めた流量と流砂量の流出計算結果である。流量と流砂量のピークは6時35分で、降雨ピークから約10分遅れている。土砂濃度はピーク時で約30%であり、平均すると約15%という結果を得た。計算によって得られた流出土砂量は1.4万 m^3 であり、実測値の約4万 m^3 と比べ過小な値となっている。これは計算に用いた河床材料の粒径や、堆積層厚の評価などに起因した結果であると考えられる。当時の砂防ダムは災害前に満砂状態であったため砂防ダムによる流砂量の減少は考えず、図-2に示した

流量と流砂量を砂防ダム地点で境界条件として与え、下流域の市街地における土砂氾濫解析を行った。

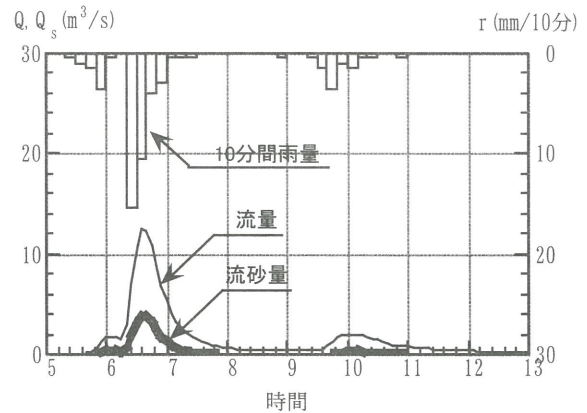


図-2 眉山第6溪下流の砂防ダムにおける流出解析の結果

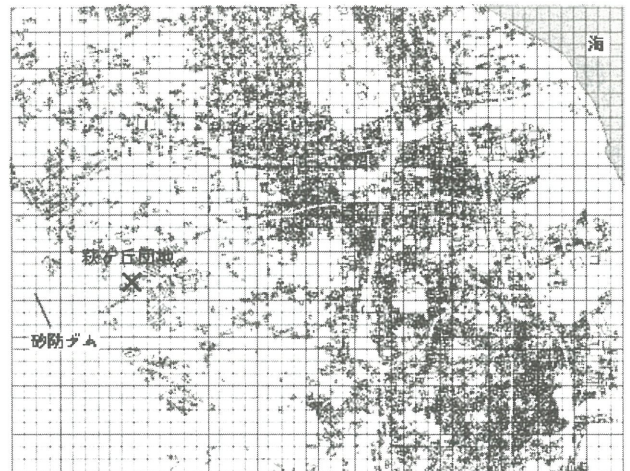


図-3 氾濫解析範囲

表-2 氾濫部の計算ケース

Case 1	$\lambda=0, n=0.067$	
Case 2	$\lambda=0, n=0.043$	
Case 3	λ =変数, N_d =変数 $n=0.043, C_D=2.05$	
Case 4	λ =変数, N_d =変数 $n=0.043, C_D=1.55$	
Case 5	λ =変数, N_d =変数 $n=0.043, C_D=1.7$	
Case 6	λ =変数, N_d =変数 $n=0.043, C_D=1.2$	

側 2km まで浸水が進行し、この時刻での最大浸水深

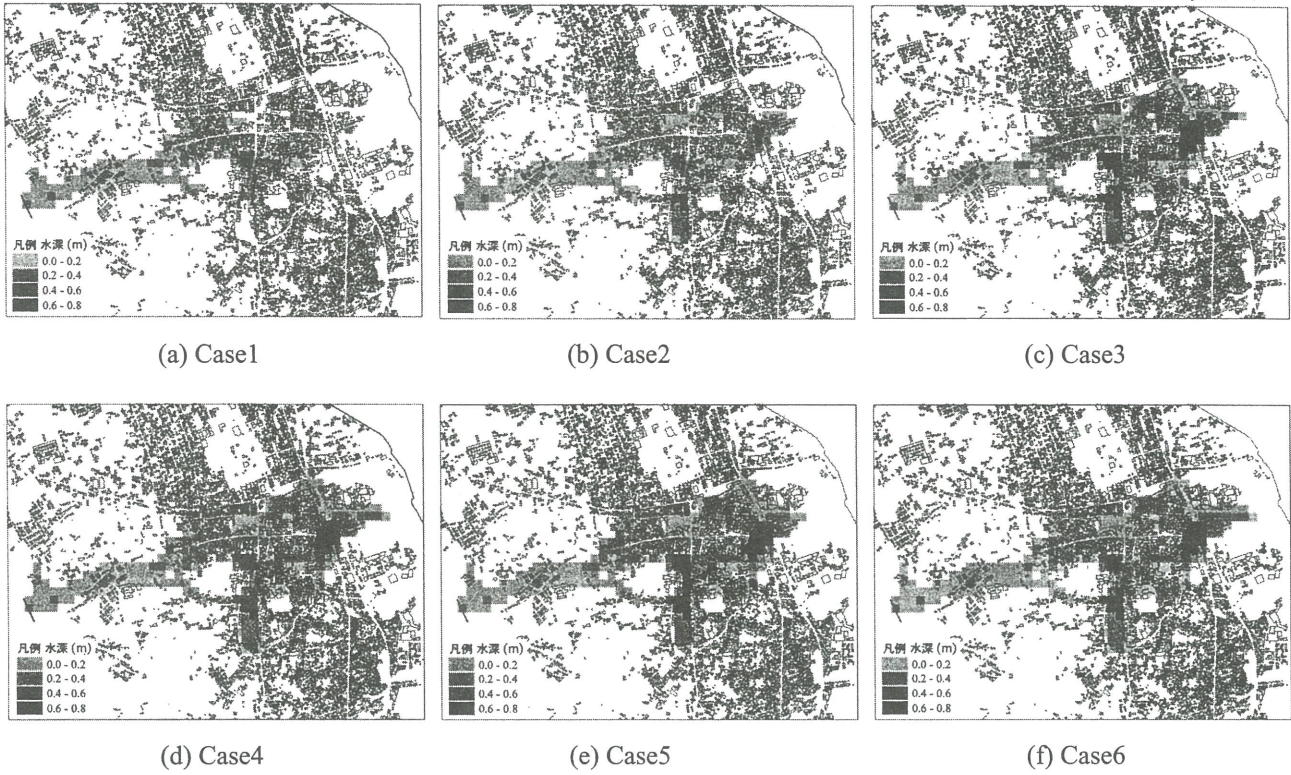


図-4 水深の計算結果

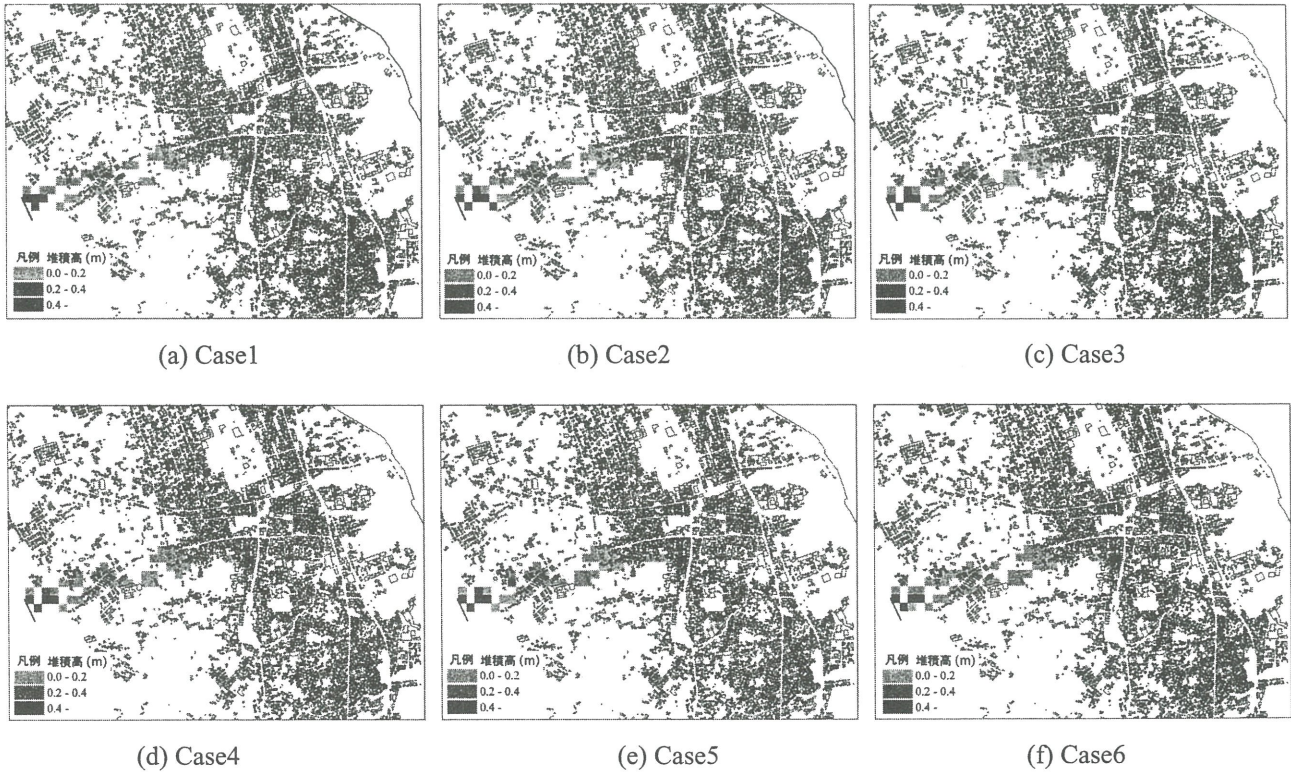


図-5 堆積高の計算結果

図-4は各ケース別の7時での水深の計算結果である。Case 1では下流側1.7kmまで浸水が進行した。この時刻での最大浸水深は0.4mであった。Case 2には下流

は0.57mであった。Case 1と比較すると氾濫範囲は大きくなった。Case 3は、正四角柱の建物を流れに平行に設置したと仮定した。7時には下流側2.1kmまで浸水

が進行した。この時刻での最大浸水深は 0.75m であった。Case 3 の結果は Case 2 と比較すると氾濫範囲と浸水深が若干大きくなった。Case 4 は、正四角柱の建物を流れに対して 45° 傾けて設置した。7 時には下流側 2.1km まで浸水が進行し、この時刻での最大浸水深は 0.73m であった。氾濫の状況は Case 3 とほぼ変わらない結果となった。

Case 5 は、正三角柱の建物を想定した。7 時には下流側 2.1km まで浸水が進行し、この時刻での最大浸水深は 0.73m であった。氾濫の状況は Case 3 とほぼ変わらない結果となった。Case 6 は、建物を円柱と想定した。7 時には下流側 2.1km まで浸水が進行し、この時刻での最大浸水深は 0.72m であった。氾濫の状況は Case 3 とほぼ変わらない結果となった。

図-5 は各ケース別の 7 時での堆積高の計算結果である。7 時では下流側 1km 付近まで堆積が進行したが主な堆積は砂防ダム付近で発生した。砂防ダムから北東側 550m 地点では萩ヶ丘団地がある。解析では萩ヶ丘団地では 8cm の堆積が発生した。萩ヶ丘団地より下流側では 5cm 以下の堆積が発生した。8 時から 13 時までの堆積高の時間変化は 7 時の結果とほぼ一緒であった。これは流れのピークが通過するとき河床変動が激しく発生し、流れのピークが通過した後は浸水は下流側へ進行したが河床変動はほぼ生じなかったことを示している。また、Case 2 の堆積高の計算結果をみると 7 時では下流側 1.5km 付近まで堆積が発生し、Case 1 より堆積の範囲が下流側に広がった。萩ヶ丘団地では 7cm の堆積が発生した。Case 3 では 7 時に下流側 1.3km 付近まで堆積が発生し、Case 2 より堆積の範囲が若干小さくなった。萩ヶ丘団地では 20cm の堆積が発生し、土砂災害報告と概ね一致することになった。萩ヶ丘団地より下流側では 1cm～5cm 程度の堆積が発生した。また、Case 3 と同じく建物の形状抵抗を考慮した Case 4～Case 6 の計算結果は Case 3 の結果とほぼ同じであった。

4. おわりに

住宅が密集する市街地での土砂氾濫解析法について考察した。このような場所での氾濫解析の際には建物の影響を考慮する必要がある。本研究ではビルや家屋が密集する市街地の氾濫解析に対して、建物群の影響を考慮した連続式、運動方程式を提案した。運動方程式の抵抗項としては底面摩擦と建物群の形状抵抗の二つを考慮し、抵抗則として普遍性を持った評価法を求めた。前者については Manning 式を、後者については抗力係数を用いた。Manning の粗度係数には道路上の

洪水氾濫解析に対して使用されている値を用い、建物の抗力係数としては建物の形状を正四角柱、正四角柱、正三角柱、円柱としてそれぞれモデル化し、それに対して使用されている値を用いた。この方法を 1993 年の島原市街地における土石流氾濫災害へ適用し、災害の再現を試みた。計算は Manning の粗度係数と建物の形状による建物の抗力係数などをパラメータとして 6 ケースについて行った。

浸水深の計算結果では、7 時での浸水範囲は建物の影響を考慮する場合の氾濫範囲が大きくなった。

堆積高の計算結果では、7 時での堆積範囲はケース別に顕著な差は無かった。しかし、堆積高は場所による差はあるが全体的に建物の影響を考慮する場合に堆積高が高くなった。また、砂防ダムから北東側 550m 地点の萩ヶ丘団地では土砂災害の報告があり、全ケースで萩ヶ丘団地の堆積現象を確認したが、建物の影響を考慮する場合の堆積高が実際と近い結果となった。

本計算では建物の影響を考慮したケースの方が災害状況をより近く表現したが、建物の形状による水深と堆積高の解析結果を比較すると顕著な差は見られなかった。

参考文献

- 1) 中川一:洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究, 京都大学学位論文, 1989.
- 2) 末次忠司, 栗城稔:改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究, 土木学会論文集, No.593/II-43, pp.41～50, 1998.
- 3) 福岡捷二, 川島幹雄, 横山羊, 水口雅教: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, 1998.
- 4) 川池健司, 井上和也, 戸田圭一, 中川一, 中井勉:急傾斜都市における土砂・氾濫災害の解析, 京大防災研究所年報, 第 43 号 B-2, pp.333～343, 2000.
- 5) 椿東一郎:水理学 II, 森北出版株式会社, 1974.
- 6) 橋本晴行, 朴崎璨, 池松伸也, 田崎信忠:急勾配移動床水路における種々の流砂形態に対する統合的流砂量式, 水工学論文集, 第 47 巻, pp.571～576, 2003.
- 7) 朴崎璨:山地流域における豪雨時の土砂流出と氾濫解析に関する研究, 九州大学学位論文, 2003.

(2004. 6. 18 受付)