

1999年6月福岡水害における博多駅周辺の 洪水氾濫解析

THE OVERLAND FLOOD FLOW DUE TO THE HEAVY RAINFALL
IN FUKUOKA CITY ON JUNE 29, 1999

橋本晴行¹・朴 琦璫²・加藤 修二³
山崎 一彦⁴・天方 匡純⁴

Haruyuki HASHIMOTO, Kichan PARK, Shuji KATO, Kazuhiko YAMASAKI and Masazumi AMAKATA

¹正会員 工博 九州大学助教授 大学院工学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

²正会員 工修 九州大学助手 大学院工学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

³学生員 九州大学 大学院工学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴八千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)

Short-time heavy rains caught people in the northern part of Kyushu on June 29, 1999. As a result the Mikasa River and the Sanno-Channel River overflowed their banks and the flooding water moved down the roads to the JR Hakata-eki Station. After the flood disaster we had interviewed the residents and office workers to investigate the overflowing period, and the direction and depth of inundation flow. In the present study we have computed the behavior of overland flood flow from the Mikasa and Sanno-Channel Rivers to verify the results of the interview.

It is found that an increase in the inundation depth occurs from 8:00 to 9:00 and also its rapid increase does from around 10:30. The former is due to the heavy rain, and the latter due to the overland flow.

Key Words : *Fukuoka flood disaster, urban flood, the Mikasa River, the Sanno-Channel River*

1. はじめに

1999年6月29日午前, 福岡市では6月の1時間雨量としては観測史上最大の降雨を記録した。このため, 都市機能の集中した博多駅周辺において, 2級河川御笠川およびこれに合流する山王放水路が氾濫し, 都市機能を麻痺させた。著者らは, 水害発生直後よりこの災害の実態について聞き取り調査を行うとともに, 河川からの越流の時間的な経緯を, 洪水流の不定流計算を行い明らかにしてきた^{1), 2)}。

本研究は, 博多駅周辺の浸水の原因となった洪水氾濫流について氾濫解析を行い, 浸水深, 氾濫流向, 地下浸水量などを明らかにするとともに, 土嚢や止水板の効果について調べたものである。

その際, 氾濫解析をどのような手法を用いて行うかが問題となる。これについては浅水流モデルを中心に数多くの研究が行われて来たが^{3)~9)}, ビルが密集する都市中枢における実際現象についての解析事例はあまりなく, 抵抗則の表現などまだ明らかになっていない問題も残っている。そこで本研究においては, 抵抗則として, マニング式を用いた底面摩擦のみを考慮した場合, それに加えて形状抵抗をも考慮したケースについて, それぞれ浸水深の時間変化を求め, 調査結果と比較することで, 実際現象を最も良好に説明できる抵抗則を選び, それについて氾濫流向, 地下浸水量, 土嚢・止水板の効果などについて考察することとする。

2. 博多駅周辺における氾濫の聞き取り調査¹⁾

(1) 河川からの越流状況

博多駅周辺の越流は、主に、御笠川と山王放水路沿線での6箇所からであった。

例えば、図-1において、まず、No.1の左岸では9時30分～10時にかけて越流を開始したもようである。堤防上の道路に溢れた水は、10時30分から11時頃60cm程のピーク水深となり、12時頃には引いたようである。

No.2の山王放水路沿線では、9時前後には両岸から越流し始めた。9時30分頃には、御笠川から山王放水路に逆流しながら越流した。水路沿線の道路に溢れた水は、10時過ぎ～11時にピーク水深約80cmとなり、14時頃には引いた。

No.3の左岸では河川沿いに住家がせまっているが、9時過ぎから越流が始まった。10時30分～11時頃、この付近の道路上で80cm程のピーク水深を示した。13時頃には排水された。

No.4の地点には、地面から115cmの高さの壁を越えた洪水痕跡があった。

No.5, 6では、越流量は少量であった。

(2) 氾濫水の流下状況

越流した氾濫水の大部分は、地盤高の低い博多駅方面に向かって流下していった。

図-1において、まず、A点の会社の前の道路では、泥水が、9時45分から10時にかけて押し寄せ、11時頃ピーク水深50～70cmを示し、15時頃引いたようである。この会社の近くの、図中×印の地点では、10時半過ぎに、ビルの地下飲食店に勤務する女性が逃げ遅れて水死している。No.1の越流開始から30分～1時間ほど、No.2の越流から1時間半ほど経過した後であった。

B点には福岡合同庁舎があり、10時過ぎに濁流が流れてきた。11時頃、合同庁舎前の道路でピーク水深約60cmとなった。11時50分頃水が引き始め、14時から15時にかけて完全に排水された。

C点には博多駅筑紫口があるが、10時10分～30分頃から浸水が始まり、筑紫口の入口で約40cm程の水深となった。また10時42分頃～11時にかけて地下鉄出入り口からも浸水が始まった。11時頃水位はピークに達し、15時頃この付近の氾濫水は排水された。

D点では、泥水が10時頃押し寄せ、12時頃ピーク水深50～100cmとなり、15時頃排水された。既に述べたように、No.6の堅粕小学校ではすぐ横の

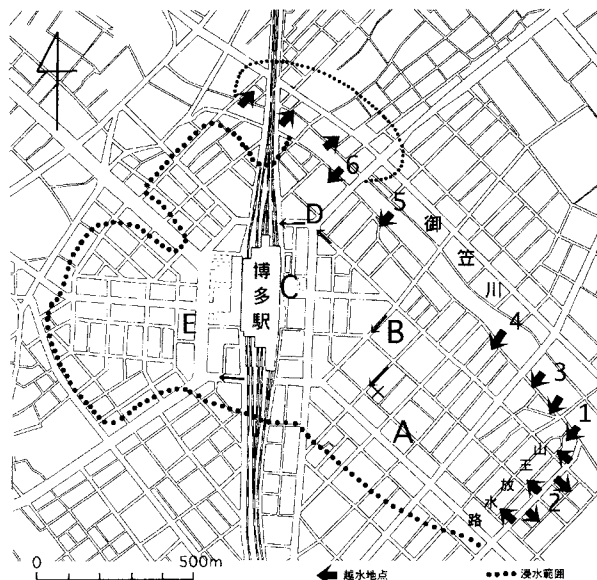


図-1 博多駅周辺における氾濫状況

御笠川から越流が少量あったが、西門側のD点の方向から、11時過ぎ～12時15分頃多量の泥水が校庭に進入してきた。校庭では20～30cm程の水深となった。排水は12時20分頃であった。

博多駅博多口側のE点では、10時30分～11時頃湛水が始まり、12時頃に水位がピーク約40cmとなった。14時頃から水は引き始め、15時頃には完全に排水されたようである。

3. 御笠川と山王放水路からの越流量

御笠川と山王放水路における洪水流の不定流計算結果によると²⁾、御笠川からの越流は、合流地点から下流の260mの区間において総量16.7万m³の水が左岸から越流した。また、山王放水路からは、合流地点から上流240mの区間において両岸から25.5万m³の水が越流した。山王放水路からの越流量が全越流量の6割を占め、両者合わせると約42.2万m³となる。御笠川と山王放水路それぞれの左岸からの越流量の計算結果を図-2に示す。

4. 氾濫計算

(1) 基礎式

運動方程式と連続式は次のように与えられる。

x方向運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \frac{\partial(VM)}{\partial y} = -gh(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \tau_0/\rho \quad (1)$$

y方向運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(MN)}{\partial x} + \frac{\partial(VN)}{\partial y} = -gh(1-\lambda)\frac{\partial(h+z)}{\partial y} - \tau_{0y}/\rho \quad (2)$$

連続式

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

ここに、 M : x 方向の単位幅当りの流量、 N : y 方向の単位幅当りの流量、 h : 水深、 λ : 建物の面積密度、 τ_{0x} : 単位面積当たりの抵抗力の x 成分、 τ_{0y} : 単位面積当たりの抵抗力の y 成分、 U : x 方向の断面平均流速、 V : y 方向の断面平均流速、 z : 地盤高、 r : 単位時間当たりの降雨量、 q_{sink} : 単位面積当りの排水量である。従って

$$M = Uh(1-\lambda), \quad N = Vh(1-\lambda) \quad (4)$$

(2) 抵抗項の評価

式 (1), (2) における抵抗力 (τ_{0x} , τ_{0y}) の評価が問題であるが、ここでは以下の2種類の評価法に従った。評価Aではマンニングの式のみで抵抗を代表させる方法であり、評価Bでは建物の形状抵抗をも考慮する方法である。すなわち

$$\text{評価A: } \tau_{0x}/\rho = (1-\lambda)\frac{gn^2U\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} \quad (5)$$

$$\tau_{0y}/\rho = (1-\lambda)\frac{gn^2V\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} \quad (6)$$

$$\text{評価B: } \tau_{0x}/\rho = (1-\lambda)\frac{gn^2U\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} + N_d D_x/\rho \quad (7)$$

$$\tau_{0y}/\rho = (1-\lambda)\frac{gn^2V\sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} + N_d D_y/\rho \quad (8)$$

$$D_x = \frac{\rho}{2}\sqrt{U^2+V^2}UA C_D \quad (9)$$

$$D_y = \frac{\rho}{2}\sqrt{U^2+V^2}VA C_D \quad (10)$$

ここに、 N_d : 建物の数密度 ($1/m^2$)、 n : Manningの粗度係数、 D_x : 建物の流体力の x 成分、 D_y : 建物の流体力の y 成分、 A : 流れに直角な建物の浸水断面面積、 C_D : 抗力係数である。

d を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とし、 h を浸水深として、 $A=hd$ となる。 d は、建物を正四角柱と仮定し、 $d=\sqrt{\lambda/N_d}$ として求

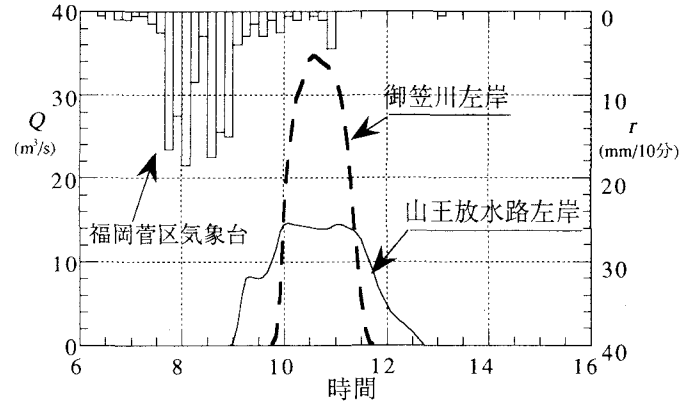


図-2 越流量と降雨量

めた。

(3) 初期・境界条件

氾濫場の初期条件として dry bed を想定した。また境界条件として、御笠川左岸と山王放水路左岸の越流量と越流水深を越流地点で与える (図-1)。

(4) 計算条件

計算対象のエリアは博多駅周辺の $2300m \times 2500m$ の氾濫場である。計算対象時間は1999年6月29日6時～1999年6月29日24時である。差分化にはスタガードスキームを採用した。空間刻み幅をどう取ることが問題であるが、地形情報の読み取り精度とビルの密集を考慮して、ここでは比較的大きくとり $\Delta x = \Delta y = 100m$ とした。また時間刻み幅は $\Delta t = 5sec$ とした。

閾値の水深を $0.001m$ と設定した。計算では水深が閾値より小さい場合メッシュ上での流入流量は認めるが流出流量は存在しないことにした。また、氾濫場を南北に縦断するJR鹿児島本線の地盤高は周囲より高く、本計算では鉄道を壁として処理した。しかしながら高架下の道路については氾濫水が鉄道の東側から西側に通過できるようにモデルを作成した。

地盤高 z 、建物の面積密度 λ 、建物の数密度 N_d は福岡市作成の $1/2500$ の地形図から読みとった。その結果、平均的には $\lambda = 0.316$ 、 $N_d = 0.00146$ ($1/m^2$) となった。建物個数は、一つのメッシュ内に平均14.6個存在することになった。また平面方向の建物スケールは $d = \sqrt{\lambda/N_d} = 14.7m$ となった。

降雨資料としては1999年6月29日福岡管区気象台で観測された10分間降雨量を用いた (図-2)。単位面積当りの排水量 q_{sink} は、便宜上、氾濫エリア内のポンプ場の実績排水量をもとに換算して求めた。

計算は、抵抗項の評価法に対応して表-1のような5ケースを行った。Case 1, 2, 3は抵抗項としてマニングの式のみを用い、Case 4, 5は建物の形状抵抗も考慮した。建物密度は、Case 1では考慮していないが、Case 2～5では考慮し、Case 3, 5はそれを変数として格子毎に与えている。

マニングの粗度係数は、Case 1～3の場合、等価粗度係数としては $n=0.067^{(6)}$ 、Case 4～5の場合、粗度係数としては道路に対して提案されている $n=0.043^{(8)}$ を用いることとする。正四角柱の抗力係数は流れの向きにより値が異なるが⁽¹⁰⁾、ここでは簡単に通常の値を用いることとする⁽¹¹⁾。

表-1 計算ケース

Case 1：評価Aの方法で $\lambda=0$ 、 $n=0.067$ とおいた場合。
Case 2：評価Aの方法で $\lambda=0.316$ 、 $n=0.067$ とおいた場合。
Case 3：評価Aの方法で λ ＝変数、 $n=0.067$ とおいた場合。
Case 4：評価Bの方法で $\lambda=0.316$ 、 $N_F=0.00146$ (1/m ²) $d=\sqrt{\lambda/N_d}=14.7\text{m}$ 、 $n=0.043$ 、 $C_D=2.05$ とおいた場合。
Case 5：評価Bの方法で λ ＝変数、 N_F ＝変数 $d=\sqrt{\lambda/N_d}$ 、 $n=0.043$ 、 $C_D=2.05$ とおいた場合。

5. 計算結果と考察

図-3(a)～(e)は、図-1中に示されたA～E地点における浸水深の計算結果を、各計算ケース毎に示している。

いずれのケースにおいても、各地点での浸水深は8時～9時に増加し、その後一旦減水した後さらに10時30分頃から急増する。8時～9時での浸水深の増加は、御笠川と山王放水路からの越流がまだなかったことから、この時間帯の降雨に起因して発生した内水氾濫と考えられる。一方、10時30分頃からの浸水深の増加は、この時点では降雨量が少なく、御笠川と山王放水路からの越流がピークに達していたことから、主に御笠川と山王放水路からの越流に起因した外水氾濫と考えられる。

底面摩擦に加えて建物の形状抵抗を考慮し、その密度の変化を考えたCase 5の場合の計算がもっとも良好に調査結果を表していることが分かる。

A点では、他の場所(B～E)よりもはやく、10時20分頃から浸水深が急増している。ピーク水深は11時過ぎに約0.65mを示し、聞き取り調査結果(図-3中の■印)とよく一致している。C点、D点のピークは11時半過ぎとなり、調査結果(図-3中の◆、●印)と概ね一致していることが分かる。

博多駅博多口側にあるE点でのピークの計算結果

は12時頃となり、博多駅筑紫口側の地点と比較して遅く出現している。

一方、B点でのピーク水深は11時半頃に0.3mとなり、聞き取り調査結果(11時頃にピーク水深0.6m)より過小な値となった。これは地盤高の精度に起因したものと考えられる。

外水氾濫水の到達時間を明確にするため降雨 $r=0$ とにおいて計算したCase 5の結果を図-3(f)に示す。A, B, C, D, Eの順で氾濫水が到達したことが分かる。また外水が到達する前の内水氾濫水の存在が水位を若干増加させていることが分かる。

図-4は各地点での流量の氾濫計算結果を示す。女性性が水死したA点での流量は他の場所と比べ、ピークが2.5倍ほど大きくなっている。

図-5は11時30分の流速ベクトルを示す。御笠川と山王放水路での越流が博多駅のある北西方向に流下し、博多駅の南北にある高架下の道路を通過して博多駅博多口側に流れていることが分かる。これは、2章で述べた聞き取り調査結果とよく一致している。

6. 土嚢・止水板の効果

博多駅筑紫口周辺にある地下鉄出入口には11時前に浸水が始まった。これらの出入口には土嚢などが積み浸水防止が施された。浸水開始時刻と浸水位ハイドログラフから推算された地下鉄への浸水量は約4,600m³となった。実績は約2,000m³とされている。推算値は過大であるが、各量の精度から判断すると推算値はほぼ妥当な値と判断されよう。

もし、地下鉄出入口で土嚢等による浸水防止を行わなかったならば地下鉄の浸水量は約67,000m³となり、被害も拡大したものと推測される。

また、図-1中のC点付近にあるホテルでは地下1階から地下3階までの階に約21,000m³の水が浸水し満水状態になった。これにより、地下にあった電気系統、電話回線の配電盤、空調関係、給排水ボイラー、自家発電機などが水没し、ホテルの運営にとって致命的な打撃を受けるとともに、このホテルを含めて、特別高圧配電線で連結された大口電気使用者6箇所すべてが停電することとなった。

これについて土嚢や止水板の効果を調べたものが図-6である。もし、地下鉄出入口のように50cm程度の高さの土嚢か止水板で浸水防止作業が実施されていたならば、浸水量も1/6程度で済み、被害もかなり軽減されていたことが推測される。

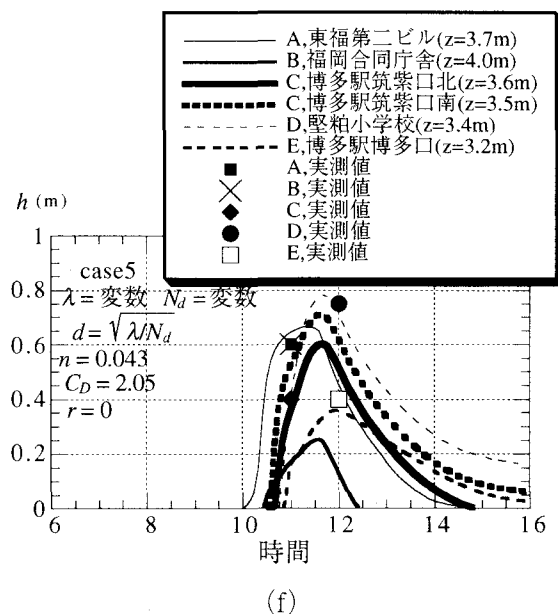
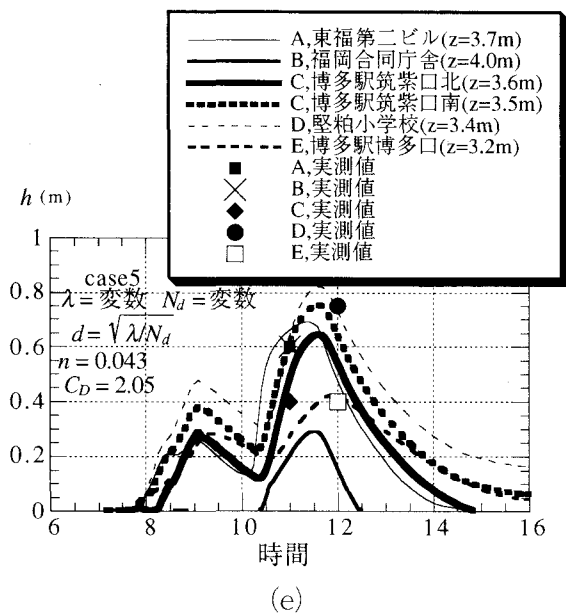
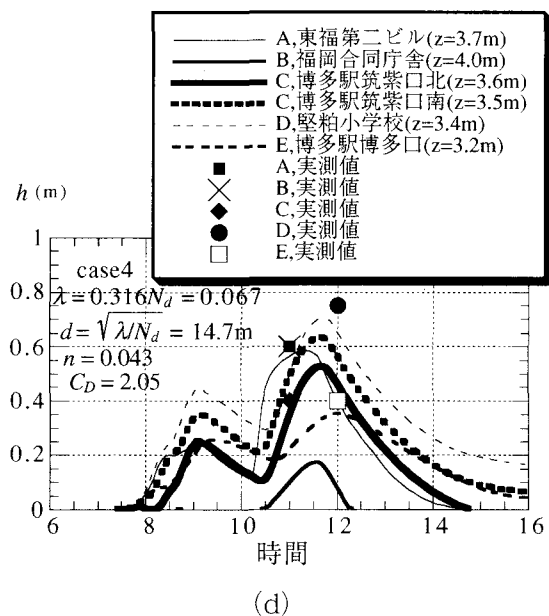
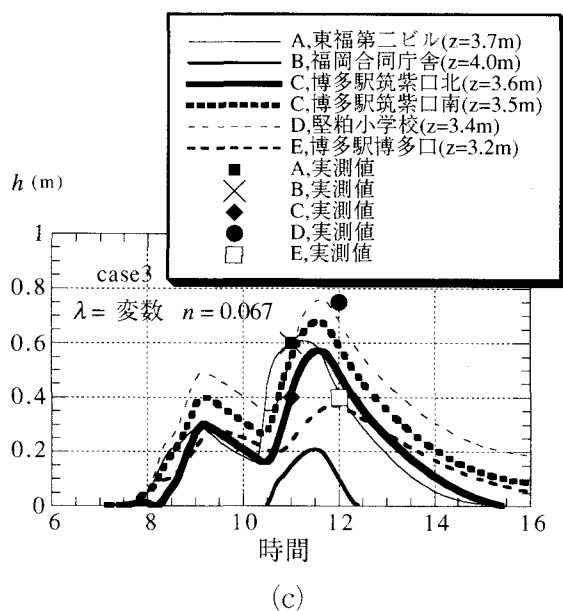
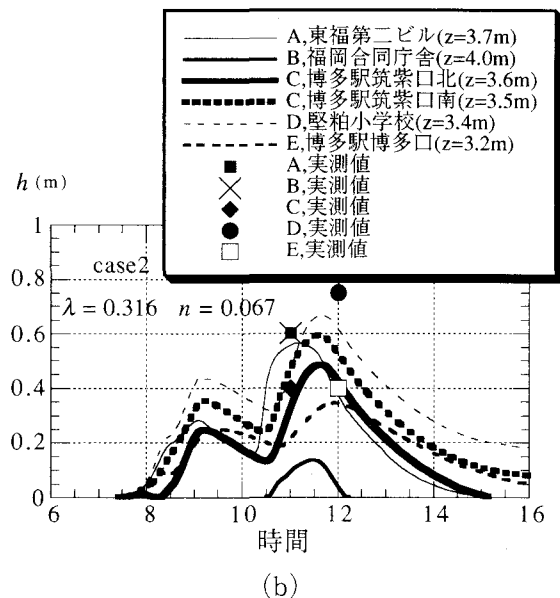
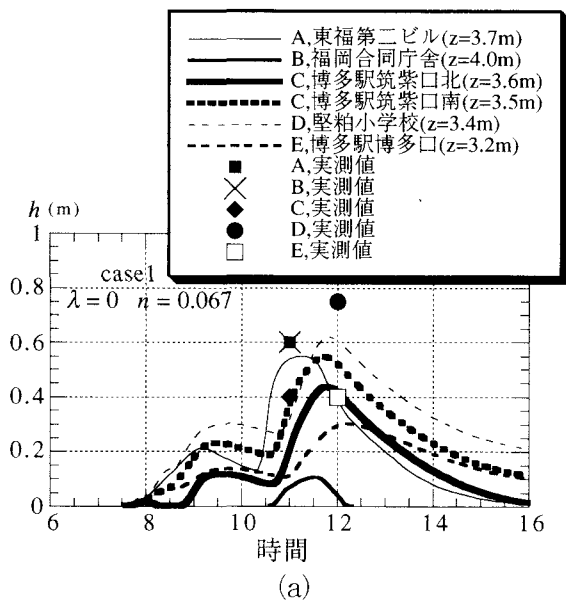


図-3 各ケース毎に計算された各地点での浸水深の時間変化

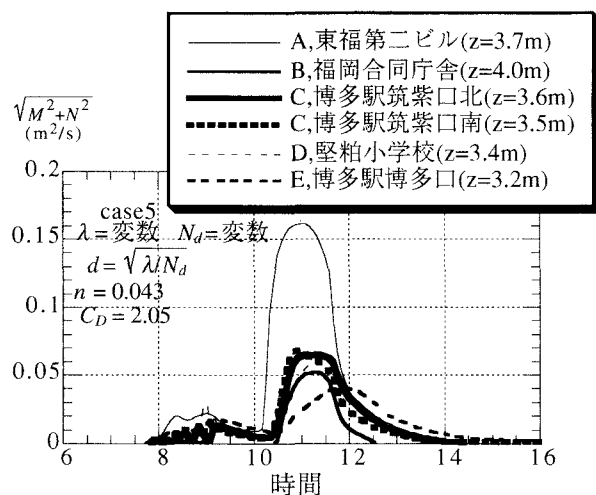


図-4 各地点での流量

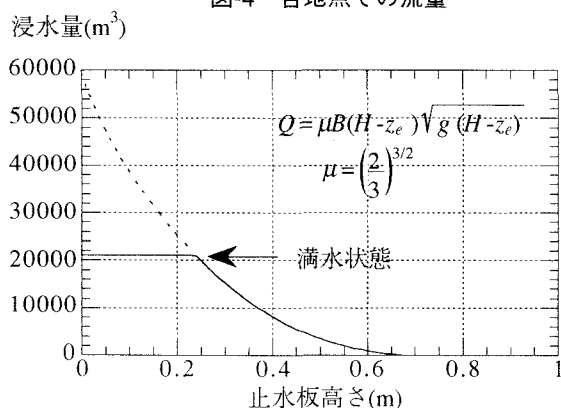


図-6 博多駅筑紫口付近にあるホテルの地下浸水量と止水板高さとの関係

7. おわりに

平面2次元氾濫モデルを用いて1999年6月29日博多駅周辺で発生した洪水氾濫流の再現計算を行なった。抵抗則としては、マニング式を用いた底面摩擦のみを考慮した場合、それに加えて形状抵抗をも考慮したケースについて、それぞれ浸水深の変化を計算し、調査結果と比較した。その結果、底面摩擦に加えて建物の形状抵抗を考慮し、その密度変化を考えたCase5の場合の計算がもっとも良好に調査結果を表していることが分かった。またこの計算結果より、博多駅付近における浸水に対する土壌などの効果が示され、50cm程度の高さで浸水量が1/6まで軽減されたであろうことが推測された。

しかし、排水量の取り扱い方や空間刻み幅についてはさらに検討を行う必要がある。

謝辞：本調査に際しては、福岡県河川課、福岡市下水道局に災害資料を提供していただいた。ここに記して謝意を表します。

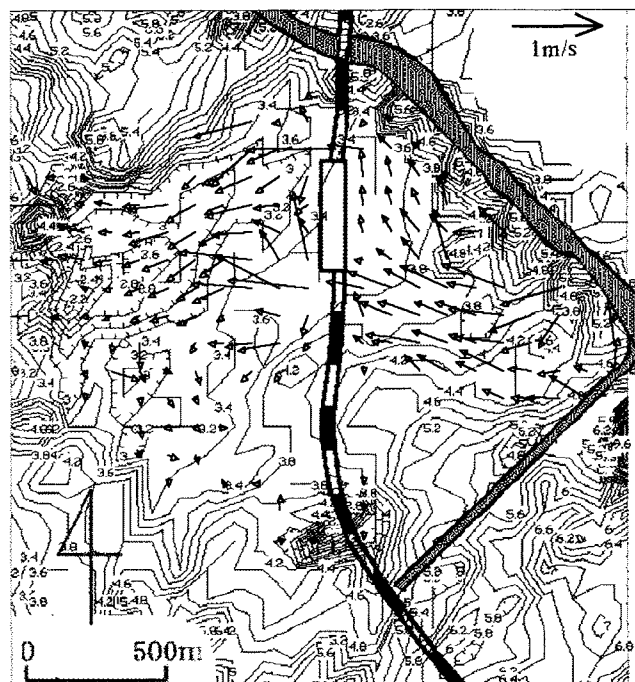


図-5 11時30分における博多駅周辺の流速ベクトル

参考文献

- 1) 橋本晴行・松永勝也・南里康久：1999年6月福岡水害における氾濫水の挙動と水害体験者の対応・意識，自然災害科学，J.JSNDs 20-1 43-58，2001。
- 2) 橋本晴行・朴 琦燦・南里康久・渡辺政広：1999年6月福岡水害時に発生した御笠川および山王放水路の洪水流について，河川技術論文集，第7巻，2001。
- 3) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号，B-2，1980。
- 4) 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，京都大学博士論文，1989。
- 5) 佐藤智・今村文彦・首藤伸夫：洪水氾濫の数値計算および家屋被害について，第33回水理講演会論文集，1989。
- 6) 例えば井上和也・戸田圭一・林秀樹・川池健司・坂井広正：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-2，1998。
- 7) 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-43，1998。
- 8) 福岡捷二・川島幹雄・松永宜夫・前内永敏：密集市街地の氾濫流に関する研究，土木学会論文集，No.491，II-27，1994。
- 9) 福岡捷二・川島幹雄・横山洋・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-44，1998。
- 10) 秋山寿一郎・重枝未玲・小林俊彦・太田和正：定常自由表面流中の正四角柱に働く流体力，水工学論文集，第46巻，2002。
- 11) 椿東一郎：水理学II，1988。

(2002. 4. 15 受付)