

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

THE FLOOD FLOW IN THE MIKASA AND SANNO-CHANNEL RIVERS,
FUKUOKA CITY ON JUNE 29, 1999

橋本晴行¹・朴 埼璨²・南里康久³・渡辺政弘⁴

Haruyuki HASHIMOTO, Kichan PARK, Yasuhisa NANRI and Masahiro WATANABE

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 正会員 工修 住友建設(株) 大阪支店 (〒541-0041 大阪市中央区北浜 4-5-33)

⁴ 正会員 工博 愛媛大学助教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 松山市文京町 3)

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 flood flow in the Mikasa and Sanno-Channel Rivers to verify the results of the interview.

It is found that the Sanno-Channel River began to overflow the banks around 9:00 and the Mikasa River around 10:00 on June 29.

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

1. はじめに

1999 年 6 月 28 日夜から 29 日にかけて、低気圧に伴う北東から南東に伸びる寒冷前線の通過により九州北部に豪雨がもたらされ、各地で土砂崩れや浸水などの被害が発生した。特に福岡市では 29 日午前 8 時から 9 時にかけて 77mm の降水量を記録し、6 月の 1 時間雨量としては観測史上最大の降雨となった。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、ビルの地下、地下街、地下鉄駅構内などに多量の氾濫水が進入し、都市機能を麻痺させた(図-1)。著者らは、水害発生直後より博多駅周辺において現地調査や市民からの聞き取り調査を行い、災害の実態を調べてきた^{1), 2)}。しかしながら、聞き取り調査には自ずと限界があり、越流や氾濫の経緯

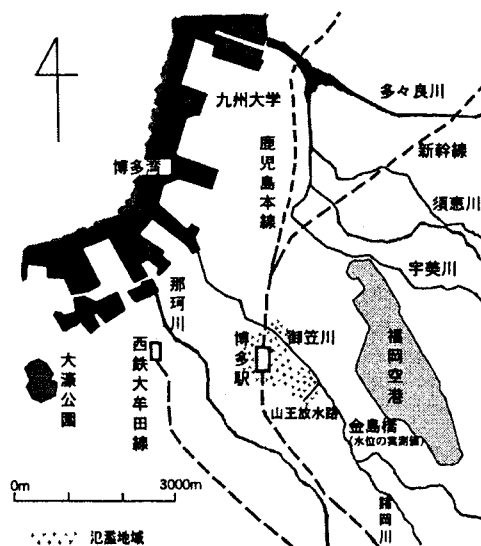


図-1 御笠川流域の平面図

についての証言には不明確さが残った。そこで本研究は、博多駅周辺の浸水の原因となった、御笠川と山王放水路からの越流について、その時間的な経緯や越流量を洪水流の不定流計算により調べたものである。

2. 博多駅周辺における氾濫の聞き取り調査²⁾

1999年7月5日から30日にかけて博多駅周辺の商店、事業所や住民などに無作為に聞き取り調査を行った。得られた証言は245件であった。それによると博多駅周辺は「氾濫した泥水が来る前には雨水はほぼ排水されていた」もようである。

図-2は、御笠川と山王放水路からそれぞれ越流した地点(No.1~6)、氾濫流の流向、氾濫の範囲を示したものである。

(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。

図-2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、No.1の地点の堤防より地盤高が低くなっているため、9時前後には、約300mの区間の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。この水路の側岸は御笠川の堤防高さより低くなっているため、従来より度々越流が発生している。

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の地点では、9時ないしは9時30分頃左岸を越流し始め12時頃までそれが続いたもようである。11時頃ピークとなり、その時の越流水深は50cm程度であった。

No.6の地点には堅粕小学校があるが、10時15分から小学校横の左岸から越流が始まり11時前まで続いた。越流水深は10cm程度であり、越流量は少量であった。

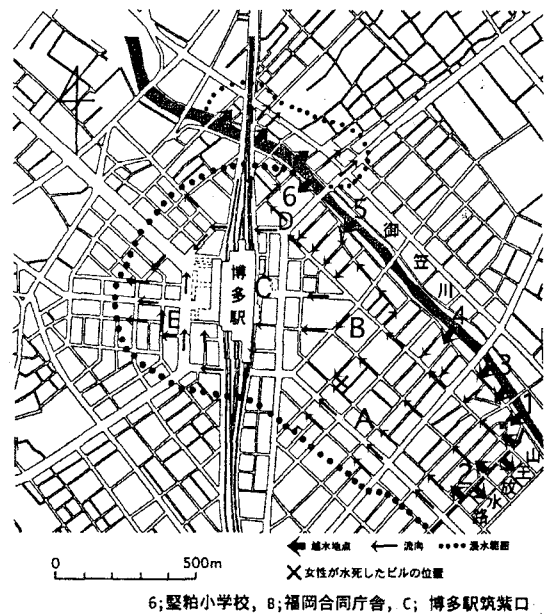


図-2 博多駅周辺における氾濫状況

(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-2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。

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。

3. 御笠川における洪水流の不定流計算

御笠川は太宰府市に源を発し、途中大野城市、福岡市を経て博多湾に注ぐ、流路延長24km、流域面積94km²の2級河川である。

今回の災害では博多駅付近(福岡市博多区)において著しい洪水氾濫による被害が発生したが(図-1)、計算対象区間は、水位が実測された金島橋から河口までの4800m区間とした。この区間の河道は勾配が1/1000程度の緩勾配で、線形は直線に近い。途中、金島橋(x=0)からx=760mの地点では右岸側から上牟田川が、x=1000mの地点においては左岸側から山

王放水路がそれぞれ合流している。また、 $x=1680\text{m}$ 、 2140m 、 2380m の各地点にあるポンプ場からは雨水が強制流入されている。

川幅は河口付近を除くと 50m 前後であり、河床から側岸までの高さは約 6m である。

(1) 基礎式と初期・境界条件

基礎式は非定常流の運動方程式と連続式である。流れを長方形断面の1次元漸変流として取り扱い、越流を考慮すると基礎式は次式となる。

a) 運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(vQ)}{\partial x} = -gBh \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{(B+2h)}{\phi^2} |v| v - \beta qv \quad (1)$$

b) 連続式

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -q \quad (2)$$

ここに t : 時間, x : 金島橋を原点として河床に沿って取られた流れ方向の座標, Q : 流量, h : 水深, z : 河口を基準にして鉛直上向きに取られた河床高さ, B : 河道幅, v : 断面平均流速, ϕ : 流速係数, q : 側岸単位長さ当たりの越流量で, $q = 0.35\sqrt{2gh_1}$ と表される。ここに, h_1 は越流水深である。 β : 越流による運動量輸送に関する補正係数で, ここでは 1.5 とした。流速係数 ϕ はマンニングの式を用いると $\phi = \frac{1}{n\sqrt{g}} R^{1/6}$ となる。マンニングの粗度係数 n は $n=0.03$ とした。また径深 R は河川断面を長方形として取り扱い $R=Bh/(B+2h)$ としてもとめる。

式 (1) ~ (2) では流量 Q , 水深 h の2個が未知数となる。

c) 境界条件

$$x=0 \text{ (金島橋)}, Q=Q(t) \quad (3)$$

$$x=4800 \text{ m (河口)}, \text{水位 } H= \text{潮位} \quad (4)$$

ここに $Q(t)$ は $x=0$ (金島橋) における流量であり, 以下のようにして求められた。まず, 金島橋では水位が実測されており, この水位とその地点での河床勾配を用いてマンニングの式より流量を求める。次に, この流量を用いて各時刻における不等流計算を行い, $x=0$ (金島橋) での水位を求める。この計算水位と実測水位がピークにおいて一致するように, マンニングの式より得られた流量を補正して境界条件の (金島橋での) 流量 $Q(t)$ とした。

d) 初期条件

計算対象の時間は6月29日0時から24時までの間である。従って6月29日0時の時点での流量 $Q=8.31\text{m}^3/\text{sec}$ を用いて不等流計算を行い, 各断面における流量 Q , 水深 h を求め, 初期条件とする。

e) 合流の取り扱い

$x=1000\text{m}$ 地点では山王放水路が合流している。この放水路からの流入量を Q_{sa} とすると, $x=1000\text{m}$ から $x+\Delta x$ の区間において, 単位長さ当たりの横流入量として $Q_{sa}/\Delta x$ を考慮することにする。この水路には水門がないため御笠川から山王放水路に逆流が生じる時がある。その場合には Q_{sa} は負となる。

一方, 水門の設置されている上牟田川および3箇所のポンプ場からの流入は強制横流入とする。

(2) 計算方法

差分化には MacCormack 法を採用した。この差分は境界の値を計算できないので, $x=0$ における水位 H と河口 $x=4800\text{m}$ における流量 Q の計算には Box 型差分を用いる。計算格子間隔は, 計算区間の全縦断面にわたってクーラン数が1以下であるように取られる。従って, 空間刻み幅は $\Delta x=20\text{m}$, 時間刻み幅は $\Delta t=1\text{sec}$ とした。

計算は, まず, 簡単のため, 山王放水路からの流入量 Q_{sa} と越流量 q をそれぞれ $Q_{sa}=0$, $q=0$ とし不定流計算を行う。この時, 上牟田川と3箇所のポンプ場からの横流入は考慮される。次に, 山王放水路が合流している $x=1000\text{m}$ 地点での水位を境界条件として, 次章に述べる山王放水路の不定流計算を行い, 山王放水路からの流入量 Q_{sa} を求める。

最後に, 山王放水路からの流入量 Q_{sa} と越流量 q , および上牟田川と3箇所のポンプ場からの流入を考慮して上述の基礎式と初期・境界条件の下で計算を行う。この結果を基にして, 再び山王放水路における不定流計算を行う。

(3) 計算結果

図-3は各地点における流量 Q の時間変化を示したものである。ピーク流量は, 金島橋 ($x=0$) では10時30分に $Q=672\text{m}^3/\text{sec}$ を, 河口 ($x=4800\text{m}$) では10時40分に $Q=596\text{m}^3/\text{sec}$ を示している。また, 金島橋から河口までの間に洪水ピークの伝搬は約10分を要している。

図-4は各地点における水位 H の時間変化を示したものである。水位の波形は, 金島橋 ($x=0$) から $x=4000\text{m}$ 付近までは拡散的に変形しているが, $x=4000\text{m}$ 付近から河口 ($x=4800\text{m}$) までは潮位の変化の影響を受けた波形に変化している。

図-5は各時刻における水面形を表している。また同図には河床高および右岸, 左岸の高さも合わせて示している。 $x=980\text{m}$ 付近から $x=2200\text{m}$ 付近の区間において10時頃から左岸より越流が発生しており,

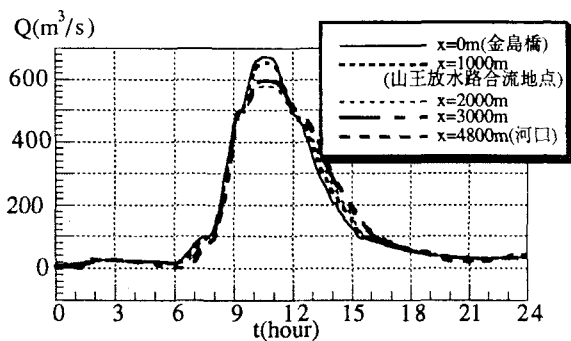


図-3 流量ハイドログラフの場所による変化

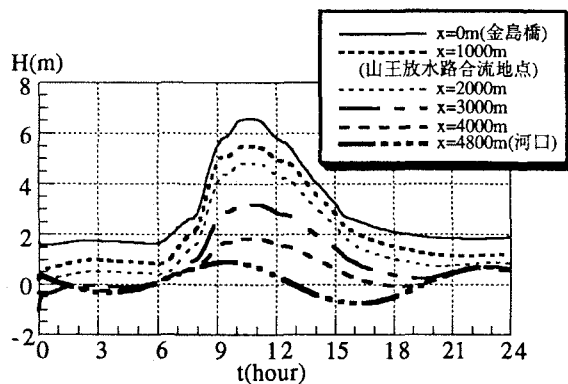


図-4 水位ハイドログラフの場所による変化

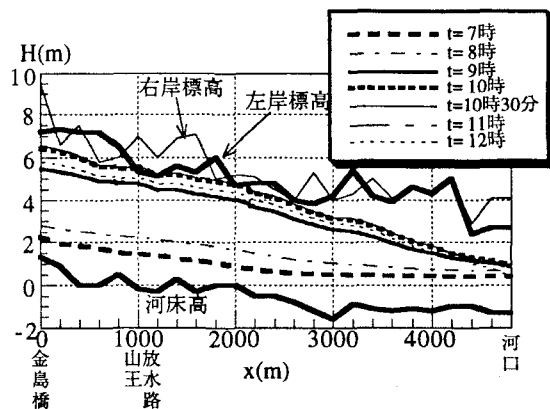


図-5 水面形の時間的な変化

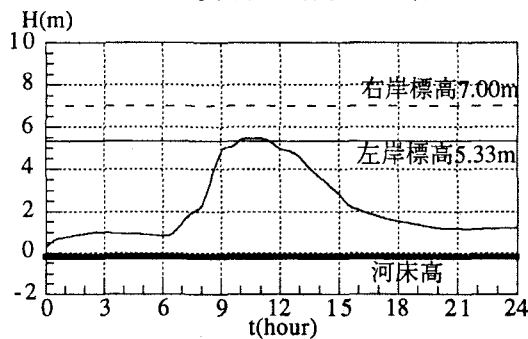


図-6 山王放水路が合流する比恵橋付近での水位ハイドログラフ

実際の越流をほぼ再現している。

図-6は、実際の越流地点での水位の時間変化の計算結果を示している。10時頃から11時半ごろまで越流している。比恵橋付近では、9時30分～10時にかけて左岸から越流を開始し、10時30分から11時頃ピークとなり、12時頃には堤防上の道路から水は引いたとのことである。計算結果はほぼ聞き取り調査結果と一致していることが分かる。

4. 山王放水路における洪水流の不定流計算

図-7に山王放水路の平面図を示す。山王放水路の役割は山王地区の浸水防除と那珂川から御笠川への放水を目的としたものである。しかしながら水害当時は山王放水路と那珂川との流出入はあまりなかったものと推測されている。計算対象区間は図中O点($x=0$)から、御笠川に合流するE点までの区間3400mの距離である。便宜上これを水路Aと呼ぶ。途中 $x=880$ mのD点では水路Bとに分流し、 $x=2960$ mの J_1 点、 $x=3020$ mの J_2 点では水路C、Dからの流れが合流している。分流点D点から御笠川に合流する E_B 点までの距離は780m、 O_C 点から合流点 J_1 までの距離は890m、 O_D 点から合流点 J_2 までの距離は260mである。

水路の集水面積は、水路Aについては、上流端O

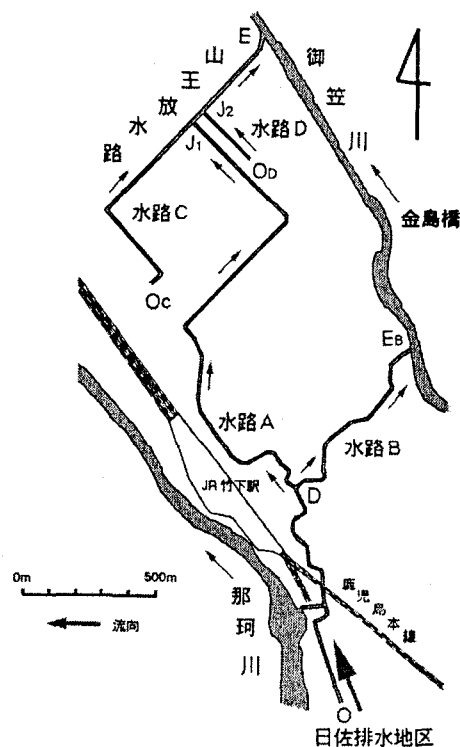


図-7 山王放水路流域の平面図

点において 1.314km^2 、区間OEに沿って 0.687km^2 である。水路Bについては区間 DE_B に沿って 0.273km^2 である。水路Cについては区間 O_CJ_1 に沿って 0.422km^2 である。水路Dについては区間 O_DJ_2 に沿

て 0.151km^2 である。

区間OEの河道（水路A）は勾配が $1/1000$ 程度の緩勾配で、川幅は $2\sim 5\text{m}$ 前後であり、河床から側岸までの高さは約 $2\sim 3\text{m}$ となっている。

(1) 基礎式

流れは長方形断面の1次元漸変流として取り扱われる。従って基礎式としては式(1)，(2)を用いる。その際、水路に沿った集水エリアからの雨水の流入および水路からの越流が連続式において横流入量 q として考慮される。雨水の流入量は合理式を、越流量は越流公式 $q=0.35\sqrt{2gh_1}$ をそれぞれ用いて評価される。

マンニングの粗度係数 n は $n=0.015$ とした。雨水の流入量は、あらかじめ明らかにされている水路区間毎の集水面積 A から合理式を用いて求められる。この時、雨水の到達時間は5分と仮定した。

(2) 初期条件 降雨開始直前の6月28日16時を計算開始時点とし、その時の流量 $Q=0\text{m}^3/\text{sec}$ 、水深 $h=0\text{m}$ を初期条件とする。

(3) 境界条件

a) 水路A 上流端Oには集水面積 $A=1.314\text{km}^2$ の日佐排水区がある。到達時間を20分とし、合理式を用いて、ここから流入する流量ハイドログラフを求める。すなわち $x=0$ において

$$Q=\frac{f}{3.6}r(t)A \quad (5)$$

と表される。ここに流出係数 $f=0.7$ とし、降雨量 $r(t)$ の単位は $\text{mm}/\text{時}$ 、集水面積 A の単位は km^2 である。

一方、御笠川に合流する下流端E($x=3400\text{m}$)での水位 H は、放水路河床高 z と御笠川水位 H_M との大小関係から

$$H_M \leq z + h_c \quad \text{の時} \quad H = z + h_c \quad (6)$$

$$H_M \geq z + h_c \quad \text{の時} \quad H = H_M \quad (7)$$

とした。ここに h_c は限界水深であり、前者は段落ち流れを表している。

b) 水路C, D 上流端 O_c, O_d において $Q=0$ とされる。

(4) 計算方法

差分化にはMacCormack法を、境界の計算にはBox型差分を用いた。空間刻み幅は $\Delta x=20\text{m}$ 、時間刻み幅は $\Delta t=1\text{sec}$ とした。計算対象区間は水路Aについては 3400m 、水路B, C, Dはそれぞれ 780m 、 890m 、 260m である。計算対象時間は6月28日16時から29日24時までの32時間である。

(5) 計算結果

図-7に流量ハイドログラフの計算結果を示す。流量が負になっている部分は御笠川からの逆流によるものである。一方、水位ハイドログラフの計算結果を図-8に示す。水位は上流では8時から9時の間でピークを示しているが、下流(E点)に近づくにつれ、御笠川の水位の影響が現れるようになる。図-9は $x=3200\text{m}$ における水位変化の計算結果、図-10は境界条件(式(6), (7))を示している。図-9から、9時頃越流が始まり、13時ごろ終了していることが分かる。

一方、災害直後の聞き取り調査によれば、山王放水路沿線は、9時前には兩岸から越水し始め、9時半頃には御笠川から山王放水路に逆流しながら越流し、10時過ぎ～11時にはピークとなったと報告がなされている。計算結果は概ね災害の実態を表しているものと判断される。

5. 御笠川と山王放水路からの越流量

計算結果によると、御笠川からの越流は、 $x=980\text{m}\sim 2200\text{m}$ の間において総量 16.7万m^3 の水が越流し、山王放水路からは $x=2940\text{m}\sim 3400\text{m}$ の間において 25.5万m^3 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m^3 となる。

一方、橋本ら²⁾によると、御笠川と山王放水路からの越流量は合計で少なくとも 22万m^3 程度と見積もられている。御笠川の $x=1080\text{m}$ から $x=1280\text{m}$ 付近の左岸には住家が河岸までせまっているが、越流公式にはそれが考慮されていない。御笠川からの越流量の計算は若干過大評価になっている。

また、山王放水路から御笠川への流入量は 10.4万m^3 、御笠川から山王放水路への逆流量は 48.1万m^3 であった。

御笠川から山王放水路への逆流を防ぐため、水路の吐口(図-7中のE点)に水門を設置する議論がある。もし水門が設置されていたとして、今回の水害の再現計算を行うと、御笠川からの越流量は 53.5万m^3 にもなった。水門の設置により御笠川からの越流量は3.2倍増加することとなり、被害の様相は大きく変化することが推測される。

6. 御笠川と山王放水路の水害対策

最後に御笠川と山王放水路の改修計画を紹介する。

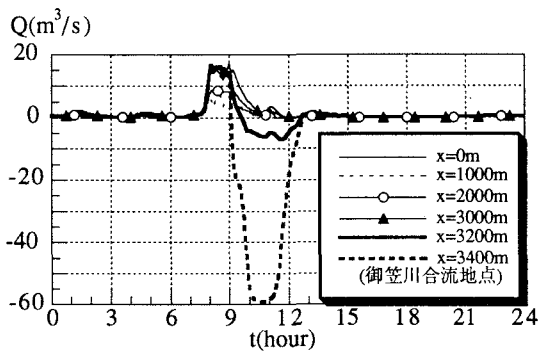


図-7 山王放水路の流量ハイドログラフ

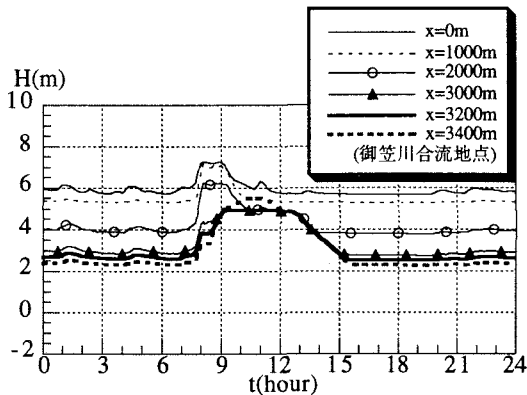


図-8 山王放水路の水位ハイドログラフ

(1) 御笠川の改修計画

御笠川改修事業の基本計画によると、計画規模は、超過確率 1/100 とし、基準地点（河口から 1.2km 地点の東大橋）での計画高水流量は $1000\text{m}^3/\text{sec}$ とされている。

水害当時は、用地買収の関係から、拡幅工事が断片的に進行していたが、結果的には超過確率 1/10 相当の計画規模が目標となっていた。

今回の水害をうけて、河川激甚災害対策特別緊急事業が実施され、平成 11 年から 15 年までの 5 年間で河川改修が行われることになっている。これは、超過確率 1/50、基準地点における計画高水流量 $730\text{m}^3/\text{sec}$ としたもので、今回の水害規模に相当するものである。このため河道拡幅と河床掘削による河積の拡大が図られている。

(2) 山王放水路の改修計画

山王放水路の集水面積 A は、水路 B の集水面積を除くと、図-7 中の最下流点 E において $A=2.574\text{km}^2$ であり、その計画規模は超過確率 1/5 ($52\text{mm}/\text{時}$) に対応したものである。これを、五十川雨水幹線のショートカットによる日佐排水区（集水面積 1.3km^2 ）から那珂川への排水、および那珂第一雨水幹線の新設により、山王放水路の集水面積を $A=0.3853\text{km}^2$ まで減じる計画が策定されている。その結果、日佐排水区から五十川雨水幹線を通じて山王地区の幹線（水路 A）に流れ込んでいた雨水は全て那珂川に流

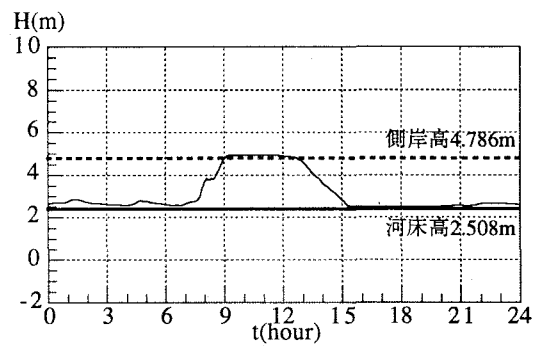


図-9 $x=3200\text{m}$ における水位ハイドログラフ

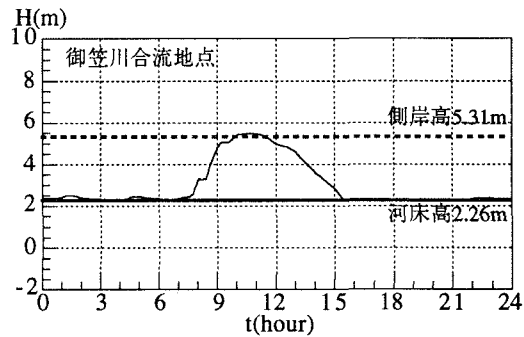


図-10 水路末端 $x=3400\text{m}$ における水位ハイドログラフ

れ込むことになる。これにより、超過確率 1/10 ($59\text{mm}/\text{時}$) 規模の降雨に対応できることとなる。

7. おわりに

以上、博多駅周辺における御笠川および山王放水路における越流の経緯について不定流計算を行った。その結果、越流は、山王放水路では 9 時頃から、御笠川では 10 時頃から始まった。ビル地下の飲食店に勤務する女性が逃げ遅れて水死したのは 10 時半過ぎであった。山王放水路の越流から 1 時間半ほど経過した後であり、避難に十分な時間があったことが分かる。また、9 時半頃には御笠川から山王放水路に逆流が生じ、その結果、山王放水路からの越流量が全越流量の 6 割を占めることとなった。

御笠川の $x=1080\text{m}$ から $x=1280\text{m}$ 付近の左岸には住家が河岸までせまっている。越流公式にはそれが考慮されていないため、御笠川からの越流量の計算は若干過大評価になっている。

最後に、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。

参考文献

- 1) 橋本晴行：1999 年 6 月福岡都市水害、河川災害に関するシンポジウム、2000。
- 2) 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、第 20 巻第 1 号、2001。

(2001. 4. 16 受付)