

1999年福岡市における都市型水害について

井上 和也・戸田 圭一・市川 温*・多田 彰秀**

* 京都大学大学院工学研究科

** 長崎大学工学部

要 旨

福岡市では1999年6月29日午前に1時間雨量として観測史上最大の77 mmの豪雨を記録し、市内を流れる2級河川御笠川が氾濫した。氾濫水は都市機能の集中するJR博多駅周辺にまで流下し、ビルの地下、地下街、地下鉄駅構内に多量の氾濫水が浸入するという都市域特有の水害が発生した。本報は、この水害の現地調査結果ならびに水理検討結果をとりまとめたものである。また、今回の水害の調査結果をもとに、地下空間を含む都市の水害対策についてハード・ソフトの両面から若干の提言を行っている。

キーワード：豪雨，河川氾濫，流出解析，都市水害，氾濫水，地下空間

1. はじめに

わが国の大都市の中心部には高層の建物が林立し、さらに地下空間には、地下街、地下鉄をはじめとする地下利用施設が多数存在し、その多層化した場に人口、資産、情報などが集中している。よって大都市の中心部が洪水氾濫を受ければ、その氾濫は地上部のみならず、地下空間へも拡がり、被害の巨大化、複合化が懸念される。従来から都市水害に関しては上記のような指摘が多々なされていたが（たとえば戸田ら，1999），実際にこの種の都市型水害が1999年6月29日に福岡市で発生した。

福岡市では、この日午前に時間雨量77 mmを含む集中豪雨に見舞われ、福岡市内各地で内水氾濫が発生するとともに、市内を流れる御笠川が増水し、その一部が溢水し、外水氾濫も発生する事態となった。御笠川の氾濫水は、地盤の低いJR博多駅周辺に流下し、さらに駅周辺のビルの地下や地下鉄駅の構内および地下街にまで流入したため、都市機能が麻痺し甚大な被害が生じた。また外水氾濫直後、駅から約400 m離れた博多駅東2丁目のビルの地階に位置する飲食店の従業員が、水没した店から逃げ遅れて水死するという痛ましい事故までも発生した。

このように今回の水害は大都市の水害に対する脆弱性を露呈する結果となった。

福岡水害発生 の報を受けて、防災研究所水災害研究グループでは水害調査班を結成し、井上、多田が1999年7月3日、4日の両日、戸田、市川が7月21日、22日の両日、現地に赴き、水害の実態を調査した。またその後、戸田、市川、多田が12月3日、4日に再度現地に赴き追加調査を実施した。

本報は今回実施した水害調査結果を地下空間の被害を中心にとりまとめて記すとともに、水害の主要因である御笠川の流出特性、ならびに地下空間への氾濫水の流入量の評価法を検討したものである。また、総合治水対策の考え方に沿った都市型水害の軽減策についても若干の考察を加えている。

2. 気象概況

九州北部及び山口県地方は1999年6月29日、未明から激しい雨に見舞われた。福岡管区气象台によると、梅雨前線が九州北部地方に停滞し、非常に発達した雨雲が豪雨をもたらしたためである。Fig. 1に福岡県下の29日の日雨量の等雨量線図を示す。各地の午前中の1時間雨量は、篠栗町で100 mm（午

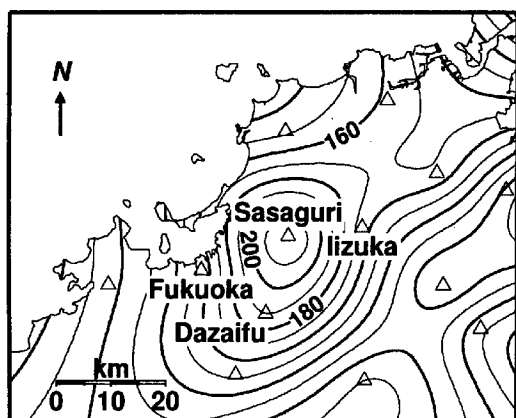


Fig. 1 Rainfall distribution on 29 June

前8時～9時), 太宰府市で77 mm (午前9時～10時), 飯塚市で59 mm (午前9時～10時) などであった (いずれも気象庁による)。福岡市でも、午前7時過ぎから急速に雨足が強まり、Fig. 2に示すように午前7時から8時まで、および午前8時から9時までの1時間雨量がそれぞれ34 mm, 77 mmに達した。また29日午前0時から午後0時までの12時間雨量も148 mmにおよんだ。

3. 御笠川流域の概要

福岡市内を流れるおもな河川は那珂川と御笠川の2本であるが、今回溢水して外水氾濫をもたらしたのは御笠川である。御笠川は、その源を太宰府市の宝満山に発し、牛頸川、諸岡川などの支川をあわせ、福岡市において博多湾に注いでいる。その流域は福岡市、太宰府市、大野城市など5市におよび流域面積は94 km²、幹線流路延長は24 kmである。上、中流域は福岡市の近郊域として近年都市化が急速に進んでいる状況にある。6月29日には、午前9時から10時にかけて強雨の中心が御笠川上流付近にあったとみられ、また福岡県の調査 (福岡県, 1999a) によれば、福岡市中心部以外にも、上流で数ヶ所溢水したことが確認されている (Fig. 3 参照)。

4. 出水過程の解析

4.1 概説

本章では、降水流出モデルと一次元洪水流モデルを組み合わせて計算を行ない、実測水位や目撃証言などと照らしあわせて、出水過程について解析する。また、今回の出水、とくに外水氾濫をもたらした要因としては、短時間のうちに集中的な豪雨があったことと、出水のピーク生起時刻が博多湾の満潮に重なっ

たことが一般に挙げられている (西日本新聞, 1999; 6.29 博多駅周辺浸水調査連絡会, 1999) が、ここでは博多湾の潮位がどの程度御笠川の水位に影響を与えたかについても検討する。

解析の手順は以下のである。

1. 上流域における降水流出過程の再現
2. 中下流域における洪水流下過程の再現
3. 博多湾潮位が河川水位に与えた影響の評価

まず、御笠川上流域における降水流出過程を再現することを試みる。具体的には牛頸川合流地点 (Fig. 4 参照, 集水面積 56.3 km²) での流量ハイドログラフを再現する。次に、この流量ハイドログラフを上端の境界条件として、御笠川河口までの一次元洪水流計算を行ない、洪水流下過程の再現を試みる。下端の境界条件には博多湾の実測潮位を用いる。最後に、出水のピーク時に博多湾が干潮だったとして再度一次元洪水流計算を行ない、さきほどの計算結果と比較して、出水時の博多湾の潮位が河川水位にどの程度影響を与えたか明らかにする。

以下、具体的な解析方法と結果について述べる。

4.2 上流域における降水流出過程の再現

牛頸川合流地点は御笠川河口から約11.7 km離れており、この地点においては、河川流況に対する博多湾潮位の影響はない。そこで、kinematic waveモデルをベースとした流出モデル・洪水流モデルを用いて、この地点での流量ハイドログラフを再現する。

今回の出水では白鳥橋地点 (集水面積 41.2 km²) での実測水位が得られており、福岡県 (1999b) ではこの水位を元に出水時の流量を推定している。しかし、牛頸川流域 (集水面積 15.1 km²) からの流出量は明らかになっていない。そこで、まず県が推定した白鳥橋地点の流量を観測流量とみなしてモデルパラメタの値を同定し、同地点での流量ハイドログラフを再現する。次に、同定したパラメタ値を用いて牛頸川流域からの流出量を求め、これらの流量を合算して牛頸川合流地点での流量ハイドログラフとする。

流域からの流出計算には地形モデルを基盤とした kinematic wave モデル (市川ほか, 1998) を用い、河道網における洪水流の計算には河道網集中型 kinematic wave モデル (高棹ほか, 1994) を用いた。ここで対象としている領域には山地域と市街地域が含まれているが、山地域では中間流出および表面流出が生起するとし、市街地域では表面流出のみ生起するとし計算を行なった。

Fig. 5 は白鳥橋地点における観測流量ハイドログラフと計算流量ハイドログラフである。おおむね観測値を再現することができている。この計算に用

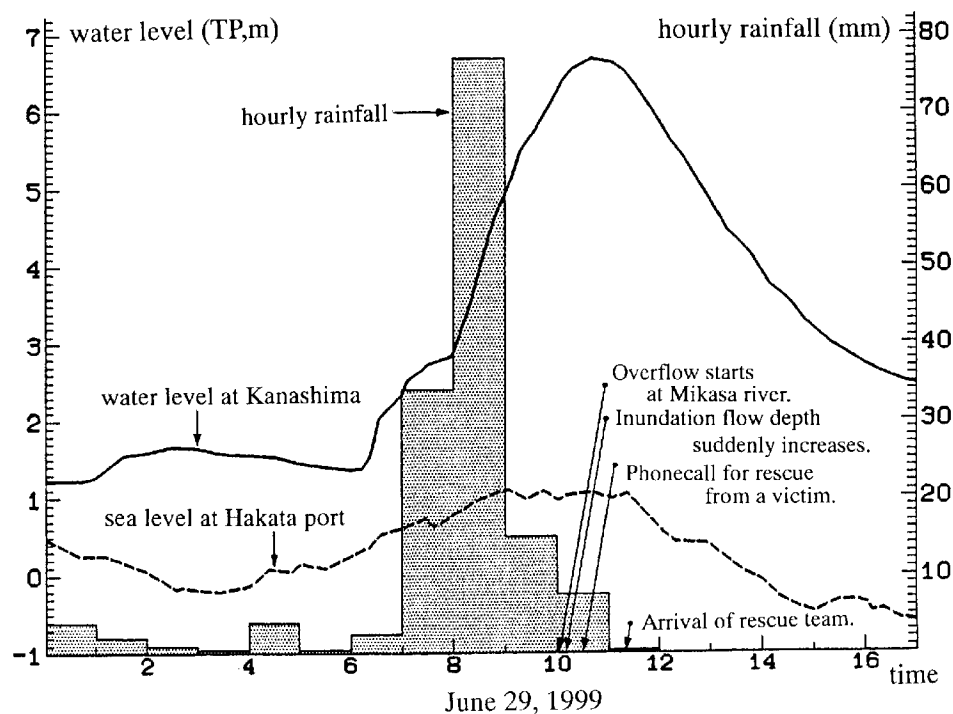


Fig. 2 Hourly rainfall, sea level at Hakata bay and water level of Mikasa river

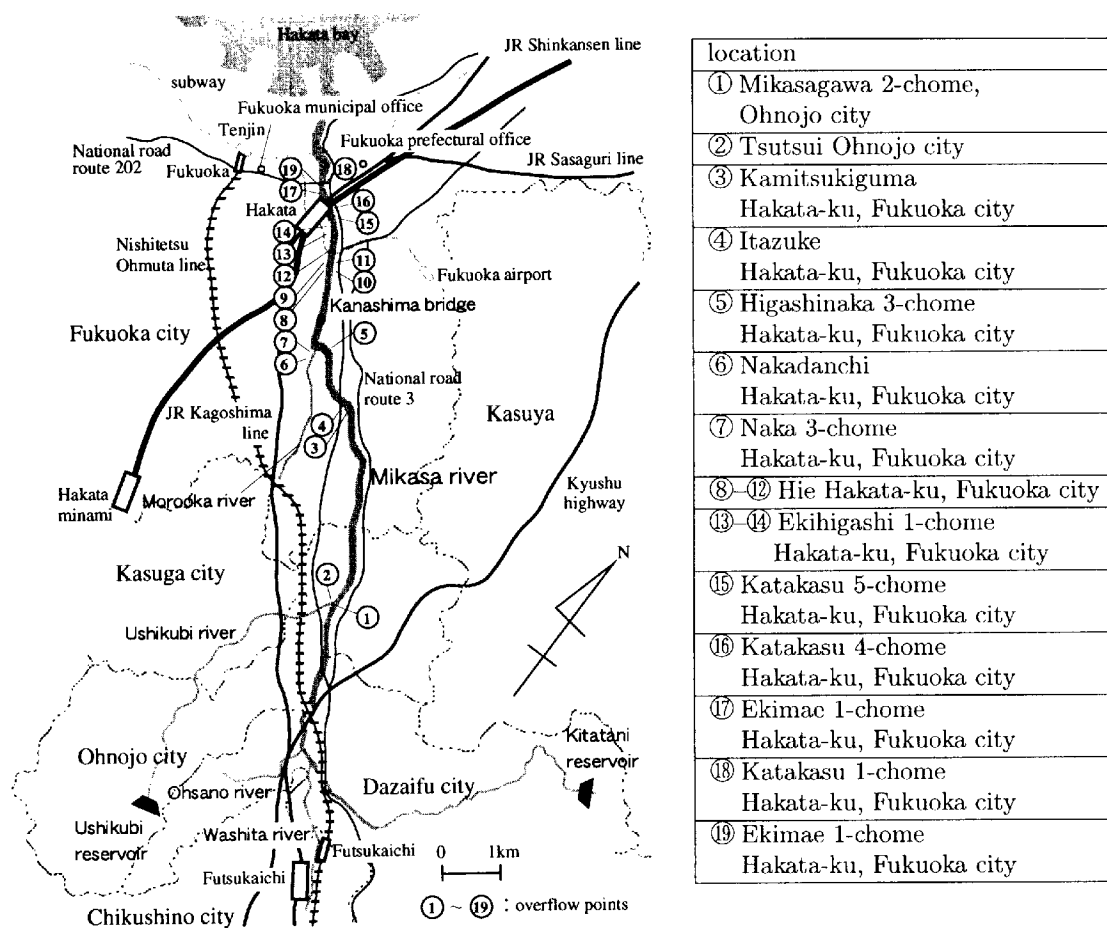


Fig. 3 Overflow points of Mikasa river

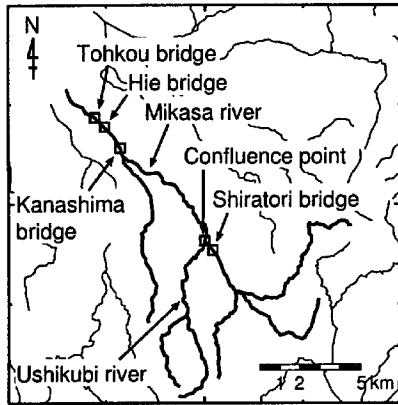


Fig. 4 Map of Mikasa river

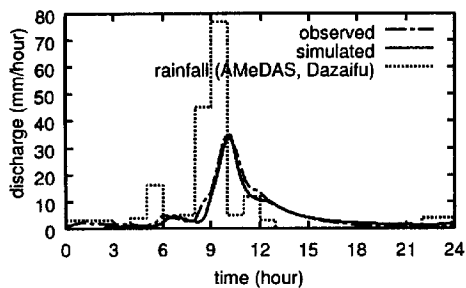


Fig. 5 Discharge hydrographs at Shiratori bridge

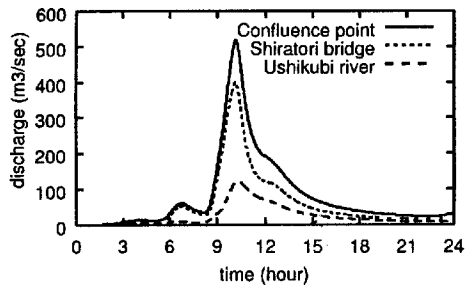


Fig. 6 Simulated discharge hydrographs

いたパラメタの値は、市街地域の粗度係数 0.07, 山地地域の粗度係数 0.3, 山地地域の A 層厚 0.8 m, 山地地域の A 層内透水係数 0.015 m/sec, 山地地域の A 層内空隙率 0.3, 河道の粗度係数 0.045 である。一般に、河道の粗度係数は 0.025 ~ 0.035 付近の値を用いることが多いが、ここでは橋脚や河道湾曲等による損失も粗度係数に含めて評価するため若干大きめの値を用いている。

上記のパラメタ値を用いて牛頸川からの流出量も同様に計算し、白鳥橋地点の計算流量ハイドログラフと合算して牛頸川合流地点の計算流量ハイドログラフを求めた (Fig. 6)。これを以下で述べる一次元洪水流計算の上端境界条件として用いる。

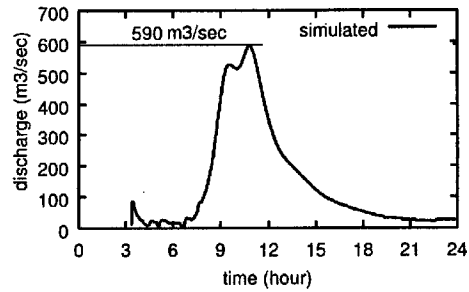


Fig. 7 Discharge hydrograph at 1.8 km point

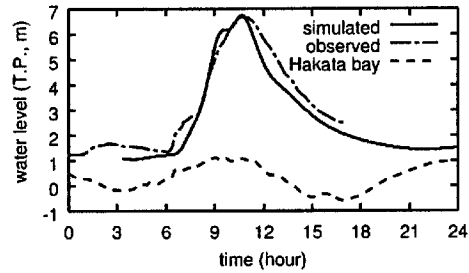


Fig. 8 Water level at Kanashima bridge

4.3 中下流域における洪水流流下過程の再現

牛頸川合流地点から御笠川河口までの洪水流計算を行ない、出水時の実測水位の再現を試みる。計算には dynamic wave モデルを特性曲線法で解く手法を用い、前節で求めた牛頸川合流地点での流量ハイドログラフを上端境界条件として与え、博多湾の実測潮位を下端境界条件として与えた。側方からの流入量は前節と同様に kinematic wave モデルで計算したものを与えた。ただし、今回の出水では河川からの溢水もあったため、河道と流域間の水の出入りを正確に把握するのはかなり難しい。そこで、河口より 1.8 km 上流の地点の痕跡水位から推定されたピーク流量が約 590 m³/sec である (福岡県, 1999b) ことを勘案し、本計算でもピーク流量がその値に近くなるように流域からの流出量に一定率を乗じたものを河道への側方流入として与えることにした。また、河道の粗度係数の値は 4.2 と同様に 0.045 を用いた。

Fig. 7 は河口より 1.8 km 上流の地点での計算流量ハイドログラフである。ピーク流量はほぼ 590 m³/sec となっている。Fig. 8 は金島橋地点の実測水位と計算水位を比較したものである。ピーク水位はほぼ一致しており、良好な結果が得られている。

Fig. 9 は、溢水が起きた比恵橋付近と東光橋付近の計算水位をあわせて示したものである。前者のピーク水位は約 5.8 m, 後者のピーク水位は約 4.8 m となった。目撃証言によると、比恵橋地点では 6.0 m

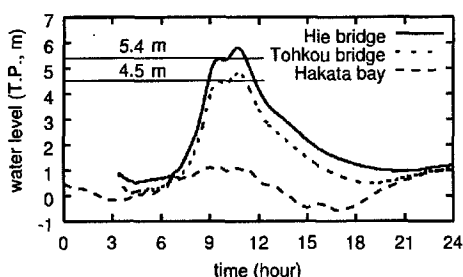


Fig. 9 Water level at Hie bridge and Tohkou bridge

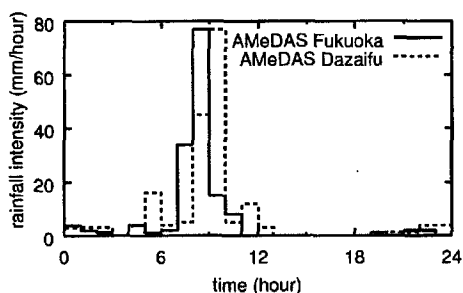


Fig. 10 Rainfall observed at Fukuoka and Dazaifu

(堤防高 + 越流水深), 東光橋地点では 4.5 m となっており (橋本, 2000), おおむね一致している。図中の 5.4 m, 4.5 m のところに描かれた線は, それぞれ比恵橋左岸, 東光橋左岸の堤防高を示している。計算水位が堤防高を上回るのは両地点とも 10 時ごろ, ピークの生起時刻は 11 時ごろとなっており, 実際の溢水開始時刻や溢水のピーク時刻とよく合っている。

Fig. 10 は福岡市と太宰府市で観測された降水ハイトグラフを重ねて示したものである。この図から, 今回の豪雨をもたらした雨域が御笠川の下流 (福岡市) から上流 (太宰府市) へと移動していったことが読み取れる。Fig. 9 を見ると, 11 時のピークの前にやや小さなピーク (9 時 30 分ごろ) があるが, 最初のピークは中下流域に降った豪雨によるものであり, 二つ目のピークは上流域に降った豪雨が流下してきたことによるものと考えられる。これは, 筆者らが現地で調査を行なった際に付近の住民から得た, 「豪雨があがってしばらくして急に河川水位が上昇し溢水した」という証言からも裏付けられる。今回の事例のように, 雨があがってもその雨域が流域の上流のほうに移動すれば, その雨水は再び下流を襲う。雨があがったからといってすぐに安心するのではなく, その雨域の今後の移動方向にも注意する必要がある。

4.4 博多湾潮位が河川水位に与えた影響の評価

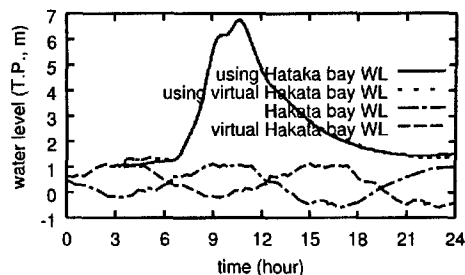


Fig. 11 Comparison of simulated water levels at Kanashima bridge

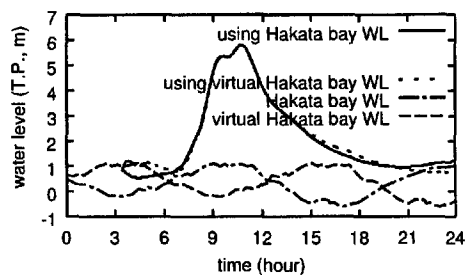


Fig. 12 Comparison of simulated water levels at Hie bridge

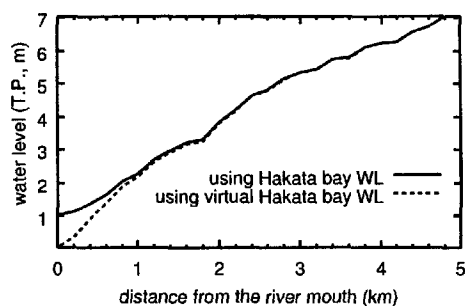


Fig. 13 Longitudinal profiles of water level

今回の災害をもたらした要因の一つとして, 出水のピーク生起時刻が博多湾の満潮に重なったことが考えられている。ここでは博多湾の潮位が河川水位に与えた影響を評価するため, 出水のピーク時に博多湾が干潮だった場合の条件を設定して再度一次元洪水流計算を行ない, 4.3 で得られた計算結果と比較し考察する。具体的には, 実測潮位の位相を 6 時間ずらして仮想的な潮位データを作成し, これを下流端の境界条件として洪水流計算を行なう。

Fig. 11 は, 実測潮位を用いて計算した金島橋地点の水位と, 仮想的な潮位を用いて計算した同地点の水位を比較したものである。両者の差異はほとんどない。Fig. 12 は比恵橋地点での両計算結果を比較したものである。水位の低い時間帯では若干違いが見られるが, 出水時にはほとんど違いがない。Fig. 13 はピーク時の河川水位の縦断面図を比較し

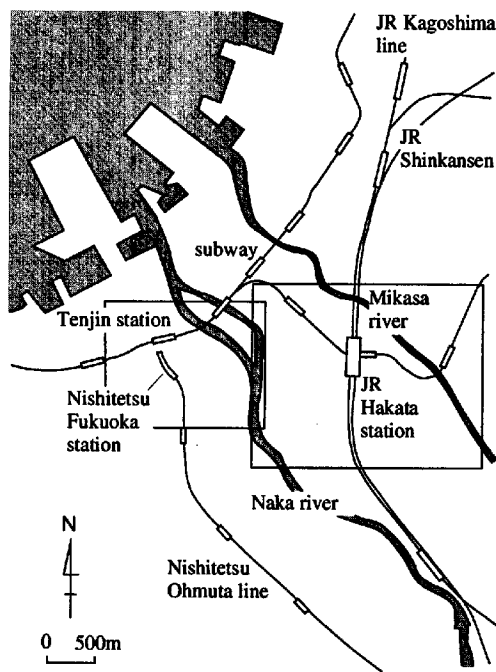


Fig. 14 Fukuoka city area

たものである。博多湾の潮位がピーク時の河川水位に影響を与えた範囲は、河口から1 km程度にとどまっており、今回大規模な溢水が生じた比恵橋(3.6 km)、東光橋(2.6 km)のあたりでは潮位の影響はさほどなかったと考えられる。河口近くではやや大きな影響があり、特に降雨初期の内水排除に影響を与えた可能性がある。

5. 福岡市内の地表の氾濫状況

Fig. 14に福岡市内城の略図を示す。福岡市内の下水道は5年に1度の大雨(時間雨量約52 mm)に耐えるように設計されており、河川への自然排出に加えて、市内に34ヶ所あるポンプ場から、市内河川および海に雨水をポンプ排水する仕組みになっている。今回の雨量はその設計外力を超えるものであり、また排水先の河川が警戒水位を超えると排水規制がかかることもあって雨水をすべて処理することができず、一部で内水氾濫(雨を排水できずに生じる氾濫)を引き起こした。後で述べる天神地下街の浸水はこの内水氾濫によるものである。

さらにその後、福岡市内を流下する御笠川が、流域に降った大雨の影響で水位が上昇し、午前10時から11時頃にかけて福岡市博多区の比恵橋と比恵大橋に挟まれた区間付近の左岸側で溢れ、外水氾濫(河川の水が溢れて生じる氾濫)が発生した。氾濫水は道路を水路のようにして流下し、地盤の最も低いJR



Photo 1 Inundating situation near JR Hakata station

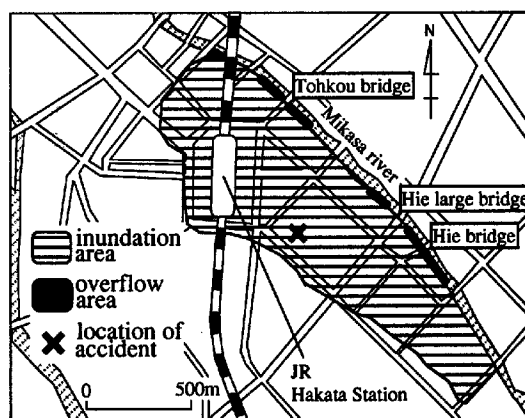


Fig. 15 Inundation area by overflow from Mikasa river

博多駅付近に到達し滞留した(Photo 1参照)。福岡県などいくつかの行政機関による調査結果(6.29博多駅周辺浸水調査連絡会, 1999)をもとに作成した御笠川溢水による福岡市内の浸水区域はFig. 15のようである。

比恵橋左岸沿いの住民の証言によれば、豪雨があがった午前10時頃、河川水が突然溢水し、道路上を氾濫水が水深30～50 cmになって流れ出した。避難する余裕も全くなく、店の品物を浸水から防ぐことにかかりきりであったとのことである。また、上に述べた溢水区間の下流の東光橋周辺でも溢水が確認されている。氾濫水は、その一部がビルの地下などに流入しつつ、地盤の低いJR博多駅の方へと流下した。JR博多駅コンコース内の売店の店員の証言によれば、博多駅の筑紫口では人間の膝程度(地面から約50 cm)まで浸水し、駅の建物の中にも氾濫水が流入し、その浸水深は人間の足首のあたり(地面から10～15 cm)まであったとのことである。

内水、外水を問わず、一旦市中に氾濫した氾濫水

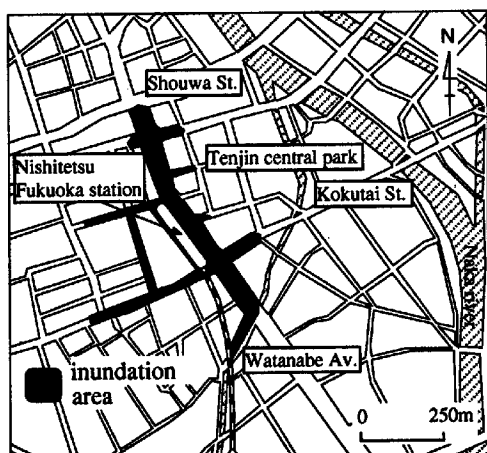


Fig. 16 Inundation area of Tenjin district

の排出は下水道に頼らざるを得ない。今回の氾濫の場合、外水による氾濫水量が下水道の処理能力をはるかに上回るものであったことに加えて、一部の下水道の「流出口」である御笠川の水位が高く保たれていた間はポンプの排水規制とあわせて、自然流下による排水が十分に進まなかった模様である。

6. 地下空間への氾濫水の浸入状況

6.1 天神地下街

福岡県などの調査結果（6.29 博多駅周辺浸水調査連絡会，1999）をもとに作成した天神地区の浸水範囲を Fig. 16 に示す。博多駅から約 2 km 西に位置する天神地下街では、豪雨のさなかの午前 8 時頃に地下街とデパートを結ぶ通路の工事箇所から浸水が発生し、雨水は周辺デパートの地下売場や駐車場に達した。また地下街の通路や天井から雨漏りが発生した。浸水のためデパート内の地下では 2 日間営業を停止した店がでたほか、駐車場も午前中は営業を停止した。地下店舗、駐車場とも、その日は終日、排水作業や清掃作業に追われたとのことである。

6.2 ビル地下での水死事故

御笠川の比恵橋～比恵大橋の溢水区間と JR 博多駅の中間に位置する博多駅東 2 丁目のビルで、地下の飲食店にいた女性従業員が、流れ込んできた氾濫水により水死した。このビルの地階全体の床面積は約 730 m²、天井高は約 3 m である。飲食店の隣りは駐車場となっており、スロープのある駐車場入口と、地表近くに位置する通気口から短時間のうちに氾濫水が流入し、地下空間がすぐに満杯となったため避難できなくなった模様である。女性従業員が経営者に危険を知らせる電話を入れたのが午前 10 時 30 分

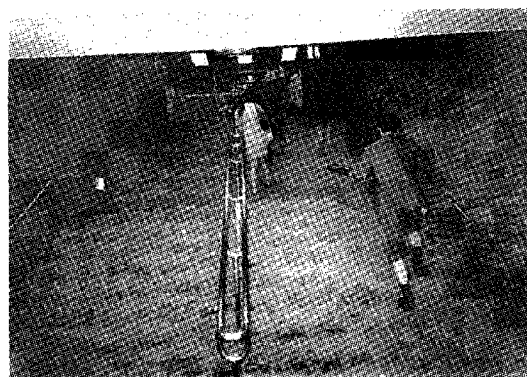


Photo 2 Inundation flow from subway entrance



Photo 3 Inundated subway Hakata station

頃、その後現場に駆けつけた経営者から災害救急センターが事故の連絡を受けたのが 11 時 15 分、そして 11 時 24 分に水上警防小隊が現場に到着し救助活動を行ったが、女性従業員は死亡した。

6.3 JR 博多駅周辺

(1) 市営地下鉄博多駅

御笠川の氾濫水は午前 10 時 30 分頃には、JR 博多駅の東側の筑紫口まで流下してきた。氾濫水は浸水深 50 cm に達し、その水深は 1 時間以上継続した。氾濫水がひきはじめたのは午後 0 時頃からである。筑紫口には、駅の外に 5 ヶ所、駅構内に 2 ヶ所、福岡市営地下鉄の博多駅に通じる地下鉄の入口がある。博多駅の筑紫口まで達した氾濫水は、これら地下鉄入口から、階段を落ちていく段落ち流れとなって地下鉄駅の改札口のフロアに流れ込んだ（Photo 2, Photo 3 参照）。氾濫水は市営地下鉄ホームまで流れ込み、レールが水をかぶったため、地下鉄は午後 0 時 5 分から午後 3 時 45 分まで博多駅～福岡空港駅間の運転を見合わせた。排水作業にあたっては排水能力 6 m³/min のポンプを午後 3 時 30 分まで動かし続けた。また、駅構内の天井板の破損やエスカレーターのモーター部の電気部品の損傷などの被

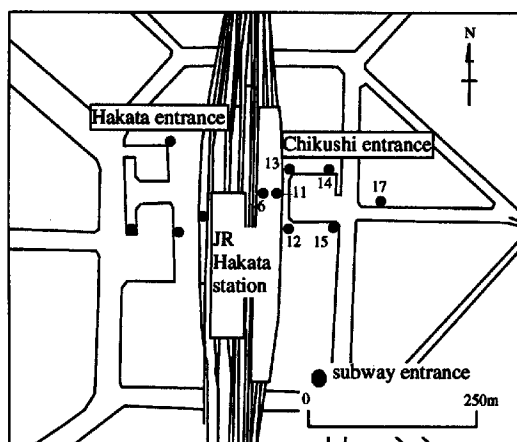


Fig. 17 Location of subway entrance

害も発生した。

(2) 地下商店街および駅周辺ホテル

筑紫口では、地下鉄構内に隣接する地下1階の商店街にも複数の階段、エレベーターおよびエスカレーターから氾濫水が流入した。天井からの漏水も加わり、商店街の一部では5～25 cmの浸水となった。なお、博多駅の西側の博多口にも地下鉄入口および隣接する地下街があるが、こちらの方は、筑紫口のような氾濫水の流入はごく一部でしか見られなかった。またその発生時刻は筑紫口から約1時間遅れの午前11時40分頃であった。駅のコンコースを通過して筑紫口から博多口に向かう氾濫水の流れは存在しなかったとのことであり、博多口の氾濫水はJR博多駅を迂回して到達した模様である。

JR博多駅筑紫口周辺のホテルでは、地下室への浸水の影響で電気設備（空調設備、発電機など）や電話回線の故障が発生した。復旧作業が長引き、1週間以上営業を休んだホテルもあった。

(3) 地下空間への氾濫水量の推定

筑紫口の地下入口から地下への氾濫浸水量を簡単な解析から試算するとともに、地下の浸水実績を詳しく見てみる。Fig. 17に示すように筑紫口には、駅の外に5ヶ所、駅構内に2ヶ所、地下鉄の入口があり、隣接する筑紫口の地下商店街は地下鉄コンコースに接続している。

現地調査したところ、駅の外の5ヶ所の入口のうち駅構内に近い2ヶ所には、周囲の歩道よりも15 cmほど高い段差があるが、他の3ヶ所には段差はない。地表部が氾濫している際に、地下へ連なる階段を落ちていく流量 Q は段落ち流れの次式で求めることができる。

$$Q = B\mu h_e \sqrt{gh_e} \quad (1)$$

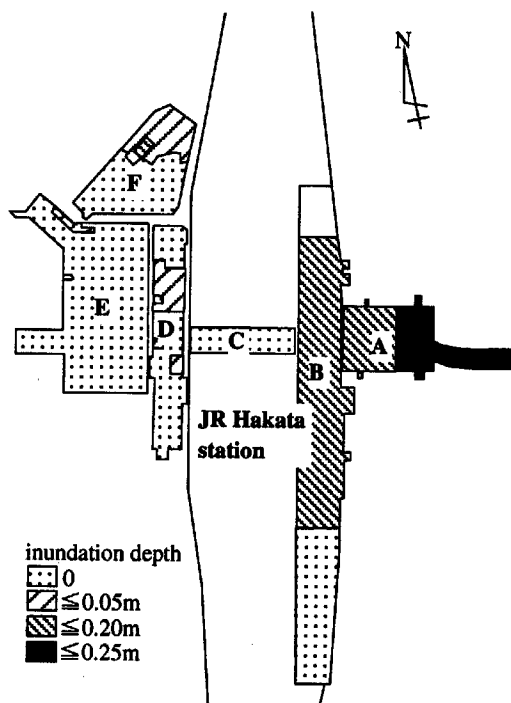


Fig. 18 Inundation area of underground at JR Hakata station

ここに、 B : 階段の有効幅、 h_e : 階段入口の湛水深、 g : 重力加速度、 μ : 段落ち流れの流量係数であり、高橋ら(1990)は実験より μ は0.8～1.0の範囲の値をとっている。JR博多駅筑紫口の外の車道から測った浸水深を50 cm、駅構内の浸水深を15 cmと仮定し、Table 1に示す現地調査から得られた地下の入口の有効階段幅、段差高さ、および歩道高さをもとに7ヶ所の入口から地下に浸入する流量を $\mu = 0.80$ を用いて求めるとおよそ8.8 m³/sとなる。この浸水深が1時間継続したと仮定すると、地下への総浸入水量は約32,000 m³となる。

一方、福岡市からの聞き取り調査によると、地下鉄線路の最大浸水深はレール面からおおよそ30 cm、その浸水深が広がった面積はおおよそ1,000 m²のことである。さらに氾濫水の地下鉄線路内への総流入量は約2,000 m³と推定されたとのことであるが、線路沿いに遠方まで広がった水量をどのように見積もったかについてはよくわからない。また、福岡県などが実施した各地下街の浸水面積と浸水深調査結果(6.29博多駅周辺浸水調査連絡会, 1999)はFig. 18, Table 2に示すとおりである。地下街内の氾濫水はその下層にある水槽にかなり流入したため、Table 2の浸水深程度ですんだようである。

Table 1 Dimension of subway entrance

	number	net step width (m)	step height (m)	references
station front	12	2.0	0.12	- the entrance level is the same as the footway level - the footway level is 0.15m higher than the roadway level
	13	2.4	0.20	
	14	6.1	—	
	15	3.2	—	
	17	2.5	—	
station precinct	6	3.2	—	
	11	9.2	—	

Table 2 Inundation area of underground at JR Hakata station

number	name	total floor area (m ²)	inundation area (m ²)				references
			0.00~0.05m	0.05~0.20m	0.20~0.25m	total	
A	subway concourse "Chikushi entrance"	3,500		2,170	1,330	3,500	
B	mall B	8,640		8,640		8,640	
C	mall C	1,590				0	no inundation
D	mall D	8,080	1,420			1,420	
E	subway concourse "Hakata entrance"	5,880				0	no inundation
F	mall F	5,040	1,620	140		1,760	
	total	32,730	3,040	10,950	1,330	15,320	

6.4 地下空間の被害の連鎖性

これまで述べてきた地下空間への氾濫状況を時間を追ってまとめて示したものが Fig. 19, 地下空間を中心とした水害の被害を連関図として表したものが Fig. 20 である。Fig. 19 より、御笠川が氾濫してわずか 30 分という短時間で氾濫水は地下空間に浸入し、被害を発生・拡大させている。また、Fig. 20 より、地下空間の浸水が経済活動に大きな打撃を与えたことをうかがい知ることができる。このなかの電気系統設備や電話回線の故障、天井の漏水が、地下の浸水特有の被害であるが、これらの復旧作業が営業活動の再開にけっこう影響をおよぼしたようである。

7. 地下空間へ流入する流量の評価法

7.1 はじめに

本章では、地下空間での浸水予測シミュレーションを実施する際の境界条件となる階段入口から地下空間へ流入する流量に着目し、その定量的な評価法について考察を行う。すなわち、地下空間へ流入する流量の水理特性に影響を及ぼすと思われる階段入口の構造形式・構造諸元について JR 博多駅を対象に現地調査を実施した。次いで、その結果を用いて

水理模型実験を実施し、階段入口から地下空間へ流入する流量の評価法を提案する。

7.2 現地調査とその結果

JR 博多駅を対象に、地上部から地下街への通路となっている筑紫口方面 16 ヶ所、博多口方面 9 ヶ所、計 25 ヶ所の階段入口で現地調査を 1999 年 12 月 9 日に実施した（井上ほか, 2000）。調査方法は、巻尺、定規およびデジタルカメラを用いて、地下街へ通じる階段入口の 1) 幅員、2) 地上部と地下街との高低差（階高）、3) 階段ステップの高さ（けあげ高）、4) 階段ステップの幅（踏み幅）、5) 階段数、6) 階段の勾配および 7) 踊り場の踏み幅などを詳細に測量した。

現地調査から得られた測量データに基づき JR 博多駅周辺の階段入口の形式について分類を試みた結果、Fig. 21 に示すような 4 つの基本パターンに大別されることが分かった。すなわち、25 ヶ所の階段入口のうち、直階段が 13 ヶ所（2 ブロック：6 ヶ所、3 ブロック：7 ヶ所）と最も多く、ついで折れ階段（右折れ：5 ヶ所、左折れ：1 ヶ所）が 6 ヶ所、折返し階段が 4 ヶ所であった。残り 2 ヶ所については特殊な形状のため基本パターンから除外した。とくに、最多数を占めた直階段の場合の各諸元（平均値）は、階段の幅員 3.9 m、けあげ高 0.15 m、踏み幅 0.31 m、1

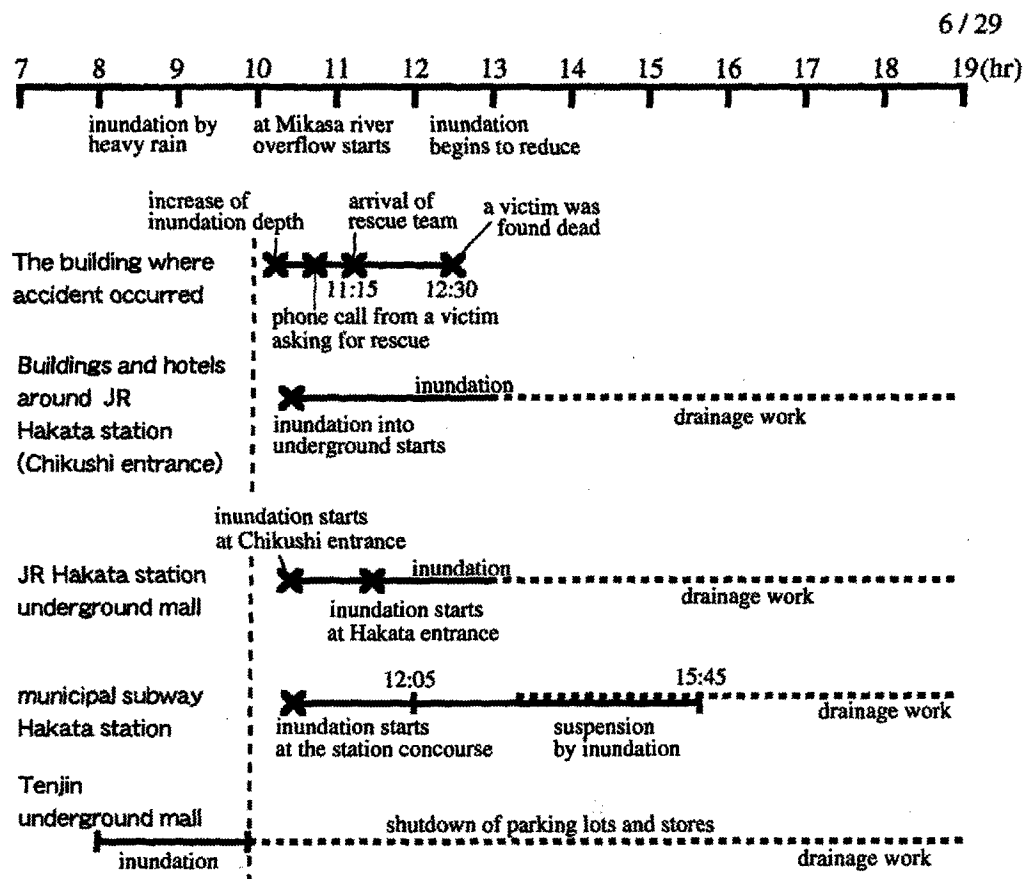


Fig. 19 Temporal change of inundation condition at underground

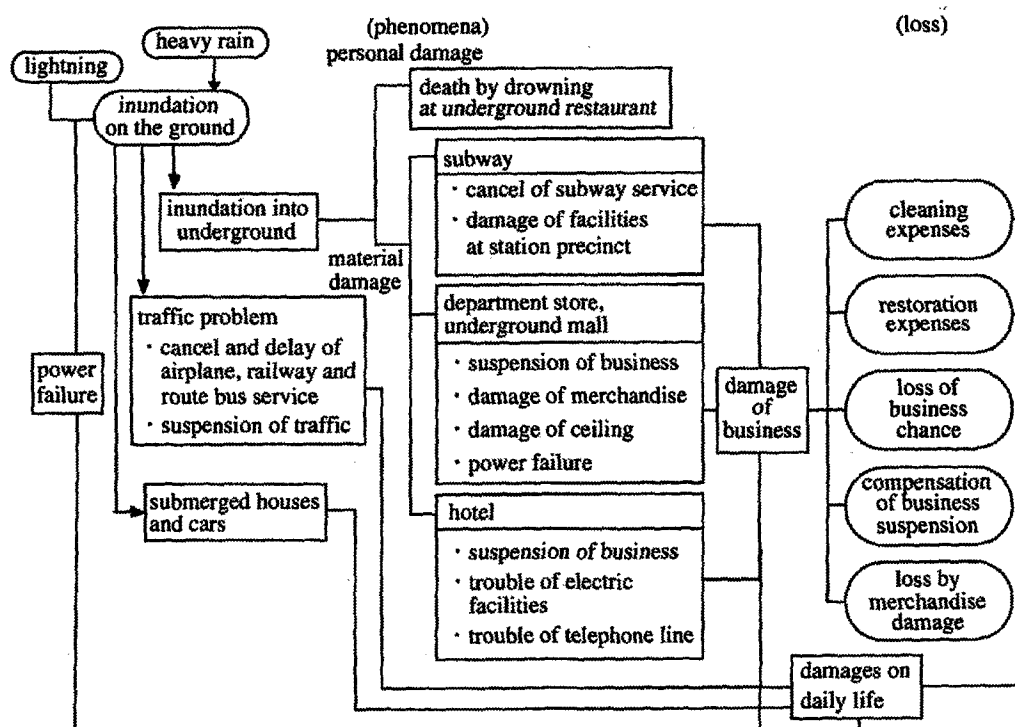


Fig. 20 Relation of flood damages

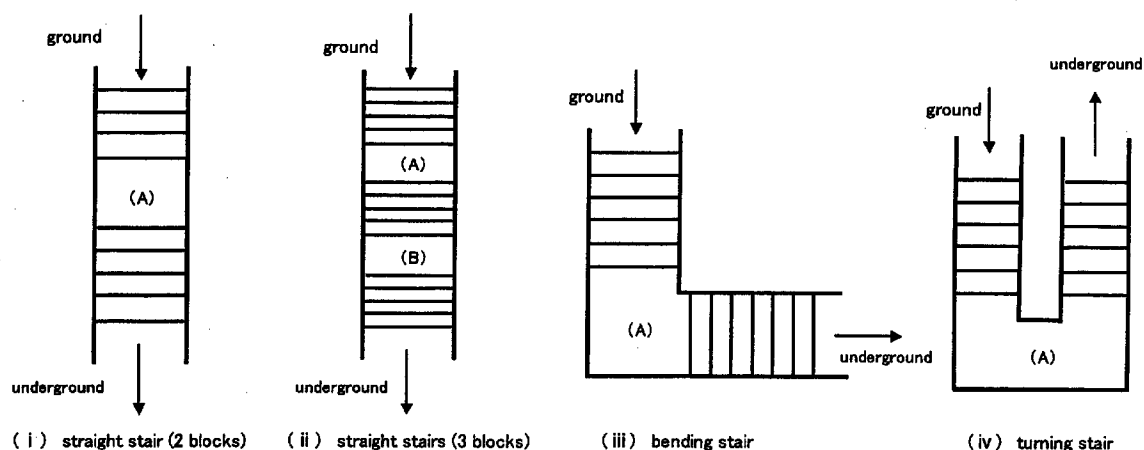


Fig. 21 Types of stair entrance

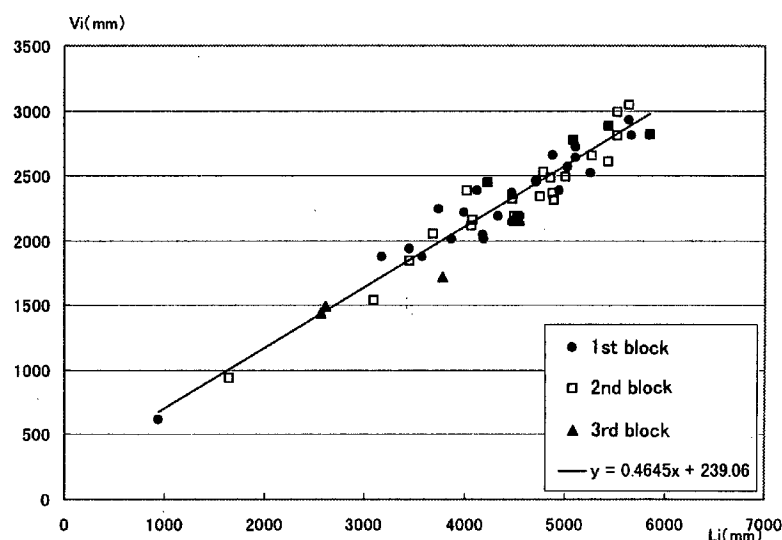


Fig. 22 Relation between step height and horizontal length

ブロック当りの階段数 15 段、踊り場の踏み幅は 1.41 m であることが確認できた。Fig. 22 は 1 ブロック毎の階段落差 V_i と水平距離 L_i との関係を示したものである。図中には折れ階段および折返し階段の場合のデータも併記されている。図より、階段入口の形状に関係なく V_i と L_i とは比例関係にあることが分かる。なお、図中の実線は最小二乗法より算出した回帰式である。この式より階段の平均勾配は $\theta = 25^\circ$ となる。また、地上部の階段入口に設けられた段差の設置率は 44 % (11/25) と予測していたほど大きくなかった。なお、11 ヶ所の段差高の平均値は 0.11 m、その延長 (平均値) は 2.1 m であった。

7.3 水理模型実験の概要

構造形式の半数を占めた直階段を対象として地下空間へ流入する流量の評価法を検討するため、フ

ールド相似則 (縮尺 1/15) を採用して Fig. 23 に示すような階段模型を製作し、水理実験を行った。すなわち、Fig. 23 の A 点の水深 (h_5) をパラメータとして変化させ、流れが定常になったことを確認した後、(1) 階段部を流下する流量 (Q)、(2) A 点の断面平均流速 V_5 (2 点法)、(3) 地上部 (b 点 ~ a 点の区間) の水面形などについて三角堰、電磁流速計、ポイントゲージおよび波高計等を用いて計測した。特に、階段入口の地上部に段差を設けない場合 (Run-1, Run-2) と設けた場合 (Run-3, Run-4) との比較を通して、地上部での段差の設置効果についても検討を加えた。

7.4 地下空間へ流入する流量の評価式

Fig. 24 のフローチャートに従って、階段入口から地下部へ流入する流量 Q の評価式を誘導した。そ

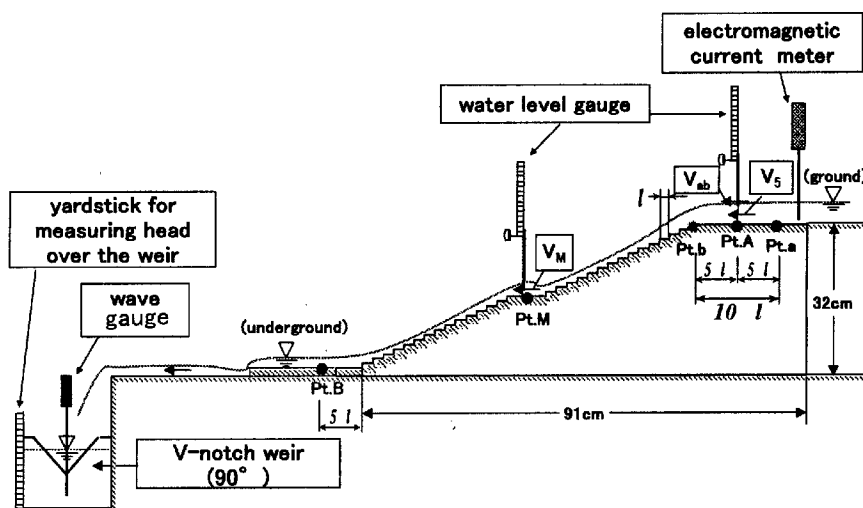


Fig. 23 Experimental setup

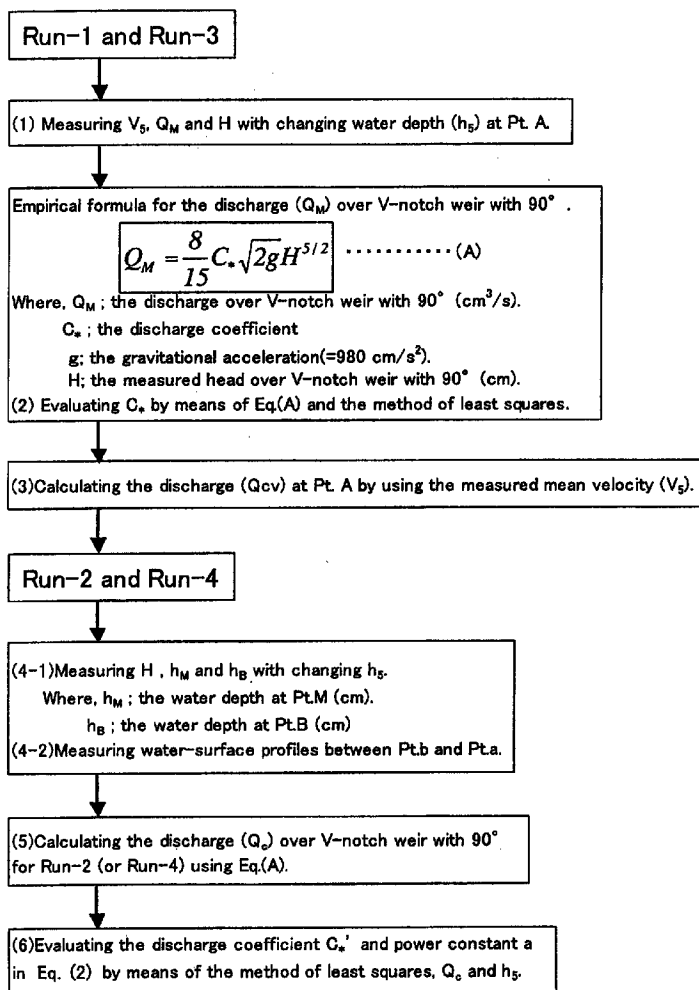


Fig. 24 Flow chart of hydraulic experiment

の結果, Table 3 のように式 (2) の流量係数 C_*' および定数 (べき乗) a が求まった。

$$Q = C_*' B h_5^a \quad (2)$$

ここで, Q は階段入口から地下空間へ流入する流量 (cm^3/s), C_*' は直階段の流量係数, B は直階段の幅員 (cm), h_5 は地上部 A 点での水深 (cm), a は定

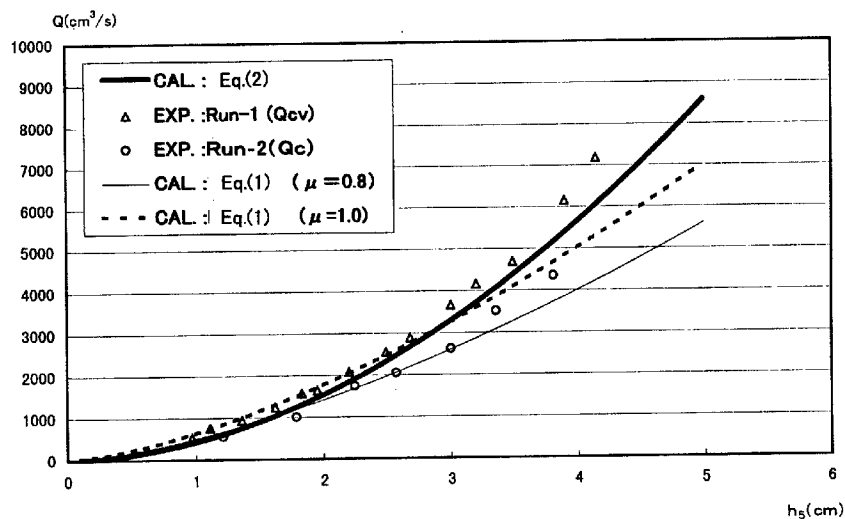


Fig. 25 Inflow discharge from stair entrance

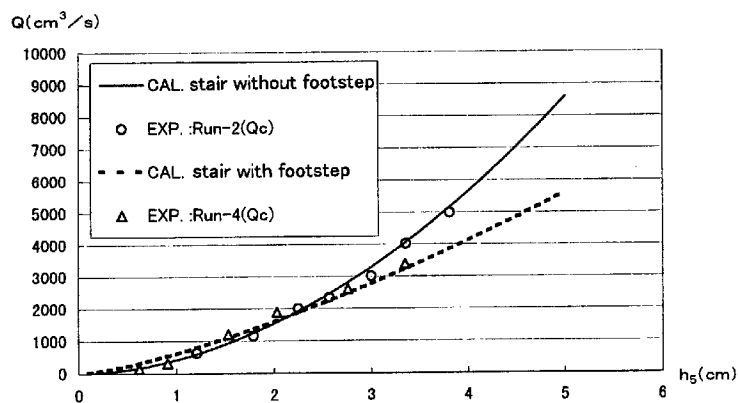


Fig. 26 Effect of footstep on the empirical formula of discharge

数である。

Fig. 25 は、Run-1 について A 点の水深 h_5 と式 (2) で評価される流量 Q との関係 (段差なし) を太線で示したものである。図中には、A 点で電磁流速計より計測した断面平均流速 V_5 に基づいて算定した流量 Q_{cv} (Δ , Run-1) と直角三角堰の公式より求めた流量 Q_c ($\circ$, Run-2) がプロットされている。 Q_{cv} の値は、式 (2) よりもすべてのケースで大きくなっている。これは A 点の断面平均流速 V_5 を 2 点法によって算出したため、 Q_{cv} を過大評価しているものと考えられる。一方、 Q_c は式 (2) よりも小さいことが分かる。しかし、両者は式 (2) の曲線を挟んで分布しており、平均的には流量評価式 (2) の妥当性が確認できる。さらに、図中には段落ちモデル (式 (1)) に流量係数 $\mu = 0.8$ および 1.0 を与えた場合の流量がそれぞれ細線および破線で示されている。 h_5 が 3 cm 以下の場合には、流入流量 Q を本研究で提案する流量評価式 (2) から算出しても段落ちモデルで

Table 3 Discharge coefficient C_*' and constant a

	C_*'	a	Setting a footstep
Run-1	21.0	1.9	No.
Run-3	30.5	1.4	Yes.

求めても大差がないことが明らかとなった。Fig. 26 は、Run-2 および Run-4 の場合の Q_c と Table 3 に示す 2 つの場合の流量評価式とを併記している。図から、A 点の水深 h_5 が 2 cm を超えるあたりから、同一水深でも段差を有する方が階段部へ流入する流量は小さくなることがわかる。すなわち、地上部の階段入口に設けられている段差は、少なくとも地下空間での浸水被害を軽減もしくは遅延させる効果を有していることが確認される。

Table 4 Sewerage drainage capacity

inundation water volume from the reach between Hie bridge and Hie large bridge (m ³)	sewerage drainage capacity in the inundation area (m ³)			
	natural and pump drainage		only pump drainage	
	1hr.	2hr.	1hr.	2hr.
700,000 ~ 1,000,000	180,000	360,000	77,000	150,000

8. 今回の水害の特徴と今後の対策

8.1 今回の水害の特徴

福岡市における今回の氾濫災害の直接的な原因は、時間雨量が77 mmという集中的な豪雨と、御笠川からの溢水といえるが、とくに後者の影響が大きい。

Table 4は御笠川の比恵橋～比恵大橋間からの溢水による氾濫水量の推定値とその外水氾濫域（博多駅東排水区域および向島排水区域）の下水道による最大排水能力をあわせて示したものである。下水道の最大排水能力は合理式をもとに算定されており、時間雨量52 mm、流出係数の値として0.8が用いられている（福岡県, 1999b）。これより、今回のような外水氾濫が生じた場合は、その排水は下水道の処理能力をはるかに超えるものであり、外水氾濫水量の規模の大きさが理解できよう。

御笠川の溢水は、上流域の豪雨による洪水が主な要因と考えられるが、その遠因の一つに御笠川流域における都市化の進展が挙げられる。すなわち、流出が速まるとともにピーク流量が増大するという都市化の影響である。溢水地点上流の金島橋地点での水位ハイドログラフが降雨直後に急に立ち上がっていることや、豪雨後の短時間のうちに河川水位が急に上昇したという住民の証言に、そのような影響が現れていたことがうかがえる。なお今回の氾濫では、JR博多駅が周辺より地盤高が低い凹地形の底部に位置していたという地形的な特徴も忘れてはならない。

この氾濫災害で重要なことは、地下の浸水および氾濫である。JR博多駅地下街や地下鉄構内に大量の浸水があっただけでなく、ビル地下室では浸水による水死事故が発生している。地下空間におけるこのような浸水・氾濫災害はこれまでは見落とされていたようであるが、今回の事例はそれを顕在化させた。これが今回の氾濫災害の大きな教訓である（1999年7月21日には東京都新宿区でも個人住宅の地下室において浸水で一人が亡くなっている）。

豪雨時に内水が集中したり市内の河川や水路などが増水して溢水したりするのは、おそらくどこでも起こりうることである。それだけでなく、洪水時や

高潮時に河川堤防あるいは防潮堤が破堤などすれば、大規模な氾濫が生じ、より深刻な事態になることも考慮しておかなければならない。さらに今回の事例でわかるように、河川の溢水から地下空間への浸水までの間はきわめて短く、時間的余裕がほとんどないことも重要な点である。このような地下空間への浸水・氾濫に対してどのようにして水防災を図るかが、今回の災害がわれわれに与えた課題である。

8.2 都市型水害の氾濫被害軽減対策

(1) 地表の氾濫被害軽減対策

都市域の浸水・氾濫被害を防止、軽減する技術的方策としては次のようなことが挙げられる。

1) ハード的な方策として、まずは都市中心部を流下する河川の治水安全度を再点検し、河川整備を図る必要がある。都市化の進展した地域を流域に持つ河川では、都市化の影響により流出量が増大している可能性が高い。近年の実績の調査や土地利用状況、土地の被覆状況の変化を考慮した流出解析を行うことにより、現計画の流量をまずは再検討し、必要に応じて流域の保水・遊水機能の改善、河道の疎通能力の向上の手だてを早急に打っていかねばならない。その際には、ハード的施策とソフト的施策を併用する「総合治水」的な対策の進展が有効であろう。前にも述べたように、一般に、溢水した際の外水の水量は都市域に豪雨によりもたらされる水量、すなわち内水処理量よりかなり大きなものとなる。外水氾濫の怖さは正しく認識されねばならない。

下水道による内水排除計画の多くは、ポンプ排水であれ、自然流下であれ、排出先の河川に無条件に「吐ける」ことを前提としている。これは雨水の流出は河道の流出の前に短時間で起こり、双方の流出は重畳しないとの仮定に立つものと考えられるが、今回の御笠川の例のように、排出先の河川水位が高く保たれていれば、この仮定は成り立たず、結果としてその排水能力はずいぶん小さなものとなる。したがって実績値をもとにして、排出先の河道水位をも考慮した内水排除能力を再検討することが重要である。また、内水排除能力の改善にあたっては、自然流下およびポンプ排水の能力向上だけでなく、一

且雨水を貯留する大小さまざまな規模の雨水貯留施設を併用することが被害の軽減には有効であろう。さらに流域一帯が低平地の都市では、河川、下水道を分離せずに、都市域全体を対象として河道流出、雨水排除、雨水貯留を総合的に考えていかなければならない。

2) ソフトの方策としては、都市域の市内河川の溢水氾濫を想定した都市型水害ハザードマップを作成し、氾濫危険箇所を住民に知らせておくことが重要と考えられる。都市域においては、一般に地域のコミュニケーションが希薄になりがちであり、長年住んでいない住民は、その地域の水害の危険性に対する認識が低いと考えられる。水害に対する啓蒙活動の実践が都市域においてはとくに大切であり、それが災害時の被害軽減につながるであろう。市内河川の溢水氾濫では、河川の溢水地点は水理解析によりある程度予測可能であり、想定破堤点による氾濫解析結果をいくつか重ね合わせる従来の洪水ハザードマップよりも現実的なハザードマップの作成が可能となる。溢水による氾濫解析法に関しては、例えば流出解析と氾濫解析を結合させた戸田ら(1999)の方法が挙げられる。

(2) 地下の氾濫被害軽減対策

地下空間の浸水・氾濫被害を防止、軽減する技術的方策としては次のようなことが挙げられる。

1) ハード的な方策として、先ず地下への入口(階段)には、止水板を設置したり通路面より高くした段差(ステップ)を設けたりすることが考えられる(とくに、ビル内にある地下への階段には段差のないことが多い)。これらにより、浸水がかなり防げるとともに、河川や海からの外水による大規模な氾濫に対しても浸水を遅らせる時間的な効果は期待できる。ただし、段差はスロープにするなどの工夫がバリアフリーの面から必要である。

ビルの地下室には電気系統設備、電話回線設備などが集中しているが、地下室のみへの集中をできるだけ避けるとともに、地下に設置する場合にも耐水性、防水性に注意を払う必要がある。

なお、多くの地下空間では湧水や若干の内水浸水を排除するポンプが設置されているが、一般にはそれらの排水能力は、集中してくる内水による浸水や、まして河川や海からの外水による浸水に、直ちに対応できるようには考えられていない。このような場合の大量の浸水をそのまますぐにポンプ排水しようとするのは、設備の規模が過大になることや適切な排水先が容易に見つけれられないことなどから、現実的ではないであろう。

2) ソフト的な方策として、地下への十分な情報伝

達と避難が考えられる。地下空間では地上で何が起きているかわからないことが多く、災害の観点からは情報過疎になりがちである。気象情報や河川情報および地上での状況が地下にも伝わるようにすること、またその情報は一元的に発せられるように関係機関の連絡が緊密であること、さらに情報内容およびその伝達方法はパニックが生じないように十分配慮されていることなどが大事な点であろう。

避難については、とくに地下街には不特定多数の人々が集まっていることを考え、地上の出口までの避難経路図や避難指示機器をもっと充実させわかりやすくしておくこと、浸水時の停電に備えて非常用の電源を確保しておくことなどが重要である。

以上のような技術的な方策と並んで、地下空間における水災害についての防災意識の向上も欠かせないことである。そのための方法として例えば次のようなことが挙げられる。一つは、地下空間の発達しているオフィス街や商店街では人々の地域意識は希薄であるものの、地域で水防災を図る初動的な活動だけでも普段から考えておけばどうか、という点である。もう一つは、地下空間で働く人を含め地下にいる人々が、地下にはどのような危険性があるかを認識しておくという点である。このような意識が早期の避難に結びつけば、最悪の事態の多くは避けられるであろう。

以上、ここで述べたことをまとめると Fig. 27 のようになる。

9. おわりに

集中豪雨時に中小河川が溢水し低平地が浸水するという事象は、どこでも起こり得ることである。しかしながら、それが高度に発達した都市で起こると、被害は連鎖し、拡大することを今回の福岡市の水害はわれわれに教えてくれた。この水害を教訓として、都市水害の怖さに如何に対処するかという課題に、行政関係者、防災研究に携わる者が真正面から取り組んでいかねばならないのはもちろんのこと、一般市民もその問題を「自分達が住む街の問題」として正しく認識していかなければならない。

最後に本調査解析を実施するにあたり、土木学会地下空間研究委員会の活動をとおして貴重な情報を提供していただいた長崎大学工学部後藤恵之輔教授に深甚の謝意を表します。また、聞き取り調査にご協力いただき数多くの資料を提供していただいた福岡県土木部ならびに福岡市の関係各位に厚く御礼申し上げます。また現地調査の際にご協力いただいた、稲津謙治氏をはじめとする(株)ニュージェック九州支店の方々にもあわせて御礼申し上げます。

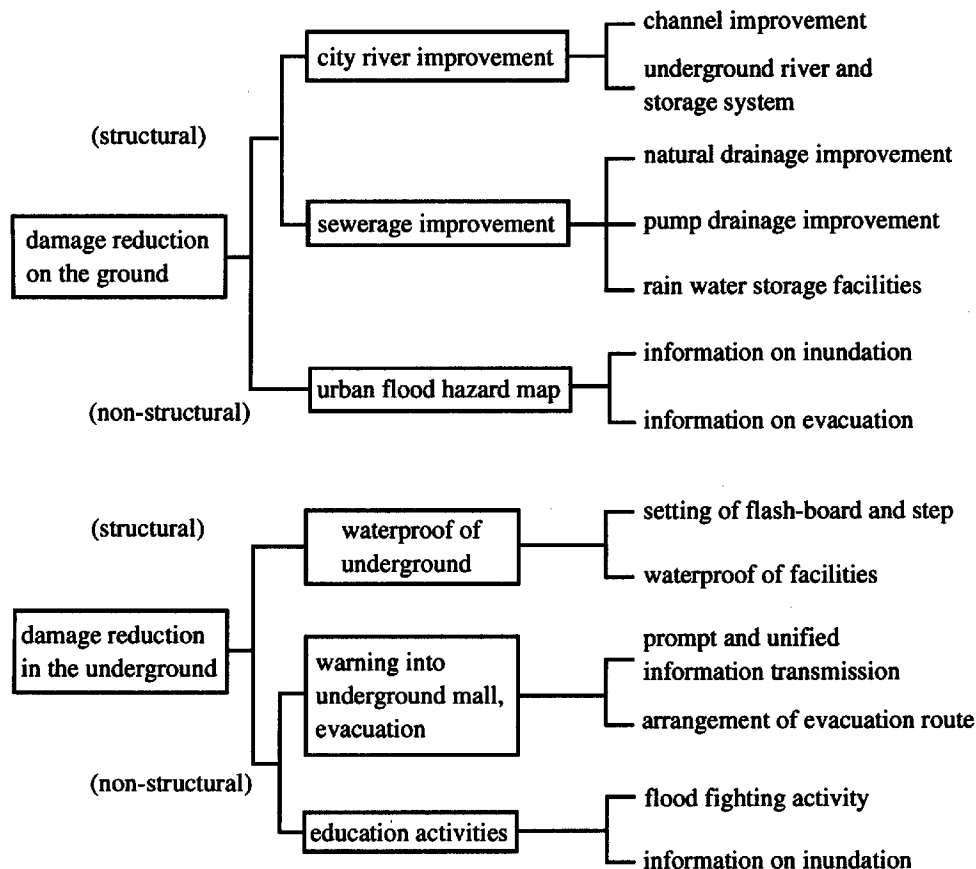


Fig. 27 Measures of urban flood reduction

参考文献

- 市川 温・立川 康人・椎葉 充晴 (1998): 河川流域地形の新たな数値表現とそれに基づく分布型流出モデルの構成, 第 17 回 日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp. 133-134.
- 井上 啓由・本田 洋平・木村 克志・多田 彰秀 (2000): 階段入口から地下空間へ流入する流量の評価に関する考察, 平成 11 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, 第 2 分冊 II-34, pp. 224-225.
- 高棹 琢馬・椎葉 充晴・市川 温 (1994): 分布型流出モデルのスケールアップ, 水工学論文集, 第 38 巻, pp. 809-812.
- 高橋 保・中川 一・野村 出 (1990): 洪水氾濫に伴う地下街浸水のシミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第 33 号 B-2, pp. 427-442.
- 戸田 圭一・井上 和也・前田 修・谷野 知伸 (1999): 大都市の地下空間の氾濫浸水解析, 水工学論文集, 第 43 巻, pp. 539-544.

- 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.
- 西日本新聞 (1999): 「都市が危ない 福岡 6.29 水害上」, 7 月 1 日朝刊.
- 6.29 博多駅周辺浸水調査連絡会 (福岡県・福岡市・建設省土木研究所・九州地方建設局) (1999): 6.29 福岡豪雨に伴う「博多駅周辺地下空間浸水状況調査結果」.
- 橋本 晴行 (2000): 福岡水害における氾濫水の挙動と浸水被害について, 1999 年 6 月西日本の梅雨前線豪雨による災害に関する調査研究 (平成 11 年度科学研究費補助金研究成果報告書), pp. 117-126.
- 福岡県 (1999a): 「二級河川御笠川河川激甚災害対策特別緊急事業」について.
- 福岡県 (1999b): 平成 11 年 6 月 29 日出水流量の検討.

On Urban Typed Flood in Fukuoka City in 1999

Kazuya INOUE, Keiichi TODA, Yutaka ICHIKAWA* and Akihide TADA**

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

** Faculty of Engineering, Nagasaki University

Synopsis

Heavy rainfall occurred in Fukuoka Prefecture in the morning of 29 June, 1999. The hourly rainfall from 8 to 9 a.m. amounted to 77mm in Fukuoka city. This heavy rainfall and the consequent overtopping flow from the Mikasa river caused inundation in the wide area of the city. The inundating flow invaded into underground space, namely, the underground space in buildings, the subway station and the underground shopping mall, which caused heavy damages. This paper summarizes the field surveys of Fukuoka flood and treats some hydraulic studies concerning it. The countermeasures against urban typed flood are also considered.

Keywords: heavy rainfall, overflow of river, runoff analysis, urban flood, inundation flow, underground space