

三 隅 川 の 洪 水 災 害

——洪水氾濫と家屋の被害——

河 田 恵 昭・中 川 一

FLOOD DISASTERS IN THE MISUMI RIVER

——Flooding and Damages of Houses——

By *Yoshiaki* KAWATA and *Hajime* NAKAGAWA

Synopsis

The main objective of this paper is to investigate relationships between characteristics of river flooding and damages of houses in flooded districts. The Misumi River was flooded by the heavy rains in July 23, 1983. As the river meanders in mountain area, the estimated flooding discharge was over some three times of its capacity at the lower reaches of the river.

It is well known that number of houses swept away or severely ruined by flooding is related to loss of human life. In this paper, the destruction processes of wooden houses by flooding are confirmed with the eyewitness evidences of the inhabitants. When the depth of flooding is over the ceiling of the first floor, the wooden houses can be easily swept away downwards. The hydraulic force of the simulated current contributes to the occurrence of wooden house swept away or severely ruined.

1. 結 言

氾濫災害に対する河川堤防や防潮施設などのいわゆるハードウェアと、気象情報や避難情報などのソフトウェアが不備であった時代には、死者の多くは家屋の流失・全壊に伴って発生したことが、災害資料の解析から明らかにされてきた^{1),2)}。このようなハードウェアとソフトウェアがかなり充実している現在では、primitive な形で被災は生じにくいと考えられるが、異常外力の発生はあくまでも確率的であるということと、ハードウェアとソフトウェアからなる対洪水防御システムが高度化すればする程、それが一旦破綻すれば未曾有の被害をもたらすということから、被害発生過程を明らかにすることがやはり重要であろう。

すでに、河川の洪水、高潮や津波の堤内地あるいは背後地への氾濫解析がかなり実施されているが、これをどのようにして被災に結びつけるかについては、精度の高い実証資料があまりないことも一因となって、ほとんど未解明であるといえよう。そこで、1983年7月山陰豪雨による三隅川の洪水氾濫を対象として、検討を加えることにした。具体的には、三隅川流域のうち、人口・家屋の集中地区であり、かつ市街地を形成している三隅・郷地区の洪水氾濫の実態と家屋被害を明らかにするとともに、堤内地の被災家屋と外力との関係を見出すために、洪水氾濫解析を試みた。なお、幸いにして今回の地区では防災無線による避難命令が徹底していたために、死者はなかったため、人的被害と家屋被害との関係については検討していない。

2. 三隅・郷地区の洪水氾濫の実態

三隅・郷地区の洪水痕跡、家屋被害、三隅川の縦横断面形状が島根県土木部河川課および三隅町役場で調査され、平面図(縮尺1/2,500, 1/1,000)にまとめられている。これら平面図と1/2,500の空中写真(災害前:

1980年2月25日、災害後：1983年7月26日）および現地調査（測深用ポールと洪水痕跡の写真撮影による浸水深測定）から、これら両地区の洪水氾濫の実態を明らかにする。

2.1 三隅・郷地区の概要

三隅川は延長 38 km, 流域面積 242 km², 平均河床勾配 1/53 という急流河川である。三隅町の三隅・郷地区は、Fig. 1 に示すように、河口から約 4.5 km 付近の谷底平野に発達した市街地である。三隅川はこの付近で上流に向かって S 字型に屈曲しており、河床勾配が 1/300 程度ということもあって、著しく疎通能力を欠いている。また、堤内地を守る現在の河川堤防本体は、1943年9月20日の台風16号、1944年9月17日の台風16号および1945年9月17日の枕崎台風(台風16号)の三年連続の台風に伴う集中豪雨による被災の結果、1948年まで続いた災害復旧工事によって、修復されたものである。その詳細は別紙に譲るが³⁾、特徴としては、計画高水流量を 1,700 m³/sec とし、霞堤による洪水の一時的な貯留効果を期待していることであろう。

さて、三隅・郷地区には家屋・建物がそれぞれ約550棟および220棟を数える。三隅地区を貫通する大橋通

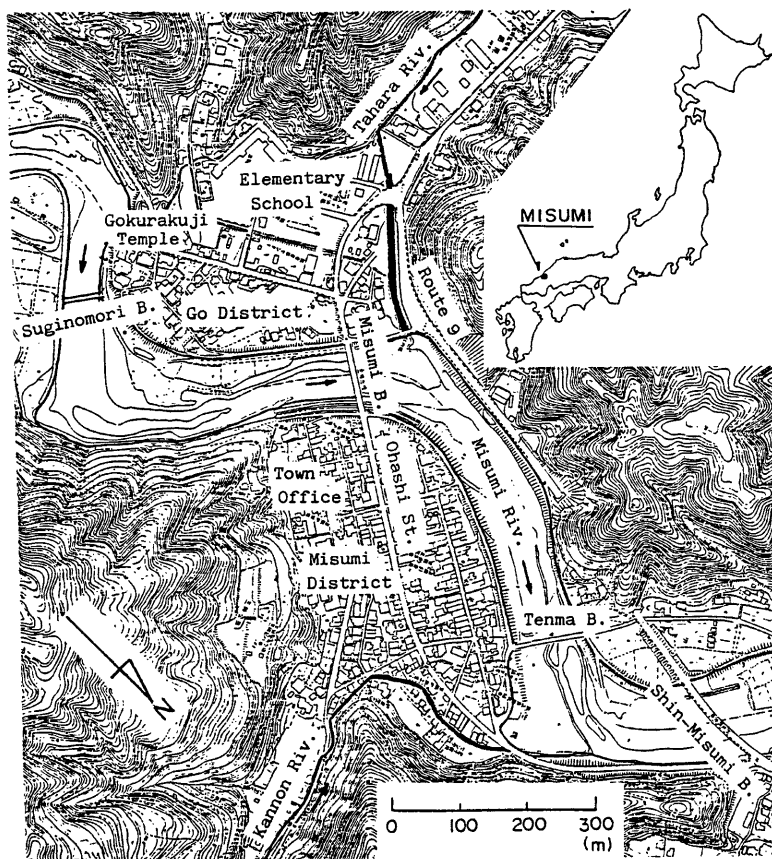


Fig. 1 Physiographical map of Misumi River near Misumi and Go districts

りに沿って、平均路面勾配は約1/300であって、ほぼ河床勾配と平行しているといえよう。また、堤内地の家屋等の配置については、三隅地区は土地区画整理事業がすでに行われ、地割りが格子状になっているのに対し、郷地区は旧来のままであるが、空地や小学校の校庭などが点在し、家屋の密集度は前者に比較して小さい。

2.2 河道および堤内地の地形特性

Fig. 2 は三隅大橋直上流部から新三隅大橋付近までの約 1 km の区間における河幅、堤防天端高および洪水後の河床高の距離的变化を示したものである。河幅については、郷地区を流下する田原川の合流点および三隅地区の下流側で鯉音川が流入する位置でそれぞれ平均河幅 (100 m) より 20 m および 60 m 程度広くなるが、途中の旧国道 9 号線では左岸側に山が迫っているために、逆に 30 m 程度狭くなっている。この事実と前述した S 字型の屈曲地形のため、とくに旧道付近の疎通能力がほかの区間比べて劣っていたと考えられる。一方、堤防天端高については、右岸側のものがかなり河床勾配と平行になっているのに対し、左岸側は背後が山であるため、無堤のところや旧道の起状がそのまま天端高に現われて低くなっている所がある。平均河床高は、いずれの彎曲部の内側にも **Fig. 1** に示すように大きな砂州が発達しているために、その影響を受けて複雑に変化しているが、その平均勾配は1/300程度であることがわかる。なお、ここで注意しなければならないのは、田原川と鯉音川の三隅川への流入点においては、本川堤防は不連続で、霞堤の様相を呈していることであって、当然のことながらこれが両地区の洪水氾濫の特性をかなり支配すると推定される。

Fig. 3 は三隅地区における地盤高を T. P. を基準として 1 m 間隔で示したものである。これより、下流の霞堤 (図中の点 A) から三隅町役場 (同 B) 付近までの三隅地区の約 2/3 は 9 m の等高線に囲まれており、かなり平坦であることがわかる。しかし、三隅町役場から三隅大橋 (同 C) にかけては、商店街である大橋通りに沿って勾配が約 1/50 と急になっている反面、この付近の最低地盤高位置が浄水場付近 (同 D) であることからわかるように、この道路から離れた所では町役場付近より地盤が低くなっており、逆勾配のところ

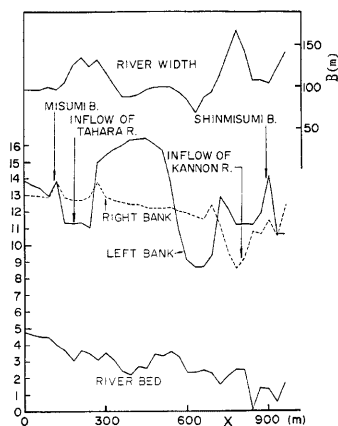


Fig. 2 Longitudinal variation of river width, levee and river bed elevation of Misumi River from near Misumi Bridge to Shin-Misumi Bridge



Fig. 3 Distribution of altitude and observed inundated water level in Misumi district

も見うけられる。このことから、三隅大橋付近で溢水した場合、大橋通りを中心とした地区でかなり流速が大きくなると推定される。

2.3 洪水の特性

三隅川下流の増水は、7月23日の真夜中から始まり、霞堤から堤内地への逆流人が夜明け前であって、かつ大半の住民が早期に避難したために、洪水氾濫の時間経過は明らかではない。しかし、現地における対岸住民を含めた聞き込み調査、町役場屋上からの写真解析あるいは後述する氾濫の数値シミュレーション結果を総合して考えると、つぎのようであったと推察される。すなわち、Fig. 4 に示すように三隅大橋付近での三隅川本川のハイドログラフはすでに角屋ら⁴⁾によって計算されており、これによれば7月23日午前5時付近から急激な流量の増加がみられる。三隅地区の対岸の天満宮付近の住民の話によれば、この時刻では天満橋の右岸で腰あたりまで浸水していたそうである。下市といわれる三隅地区の北1/3では、地盤上1.5mの位置にあった柱時計が午前6時付近で止まっていたことから、この証言は妥当であろう。この浸水は鯉音川下流の霞堤から本川の洪水が流入したと考えるべきであって、田原川下流部でも同様の状態であったと推定される。これら両地区がいわば小遊水池的な働きをしたにもかかわらず、本川水位はなおも上昇を続け、結局、郷地区最上流部の極楽寺付近の彎曲部と三隅大橋付近の右岸で、午前8時頃に流量が2,500 m³/sec 付近になり溢水が発生したといわれている。前述したように、河道疎通能力は1,700 m³/sec であるので、その差800 m³/sec が上流域を含めた堤内地への氾濫でカットされたと考えられよう。Photo 1(a)は午前8時前後の三隅大橋付近の様子を町役場の屋上から写したものであり、右岸天端の堤内地側に植えられた4本の桜の木が健在なことが確認できる。すなわち、この時点では、溢水はあるものの破堤はしていなかったこ

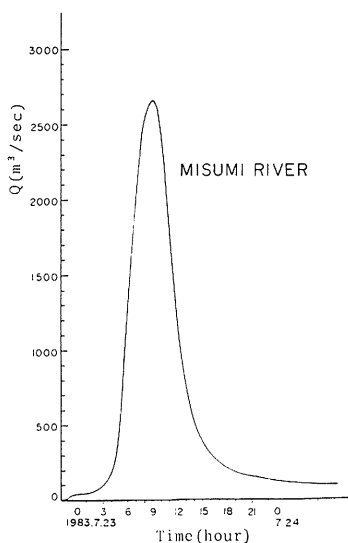


Fig. 4 Hydrograph of Misumi River at point of Misumi Bridge (calculated by Kadoya et al.⁴⁾)



(a)



(b)

Photo 1 State of inundation near Misumi Bridge taken from roof of Misumi town office ((a); 8 a.m., (b); 8:30 a.m. on July 23)

とがわかる。なお、この付近の堤防の表法面はブロック張り、人端はアスファルトの簡易舗装であるが、裏のり面は草付である。しかし、**Photo 1(b)** では完全に4本の桜の木が流失しており、三隅大橋の右岸側橋台の移動とこの付近約 250 m の堤防の決壊が同時刻頃に発生したと推定される。この間、約10～30分程度の時間経過であり、洪水を堰上げたこの橋桁と欄干に注目すれば、水位上昇はさらに 50～100 cm 程度であったと判断される。一連の浸水状況を撮影した写真では、とくに屋根瓦に洪水痕跡がはっきり残っており、**Photo 1(b)** が最高水位時のものであると結論された。したがって、三隅大橋付近の最大越流水深は 1 m ということになる。堤内地側では、仮堤からの背水による浸水のため、堤防付近ですでに 3 m 前後の湛水深があったので、これらのことから考えて、破堤は瞬時に行われたのではなく、10分程度の時間経過があったと推察されよう。

2.4 氾濫水の挙動

Fig. 5 は調査結果から作成した最大湛水深の平面分布であり、洪水氾濫当時の卓越流向も示してある。本川と観音川の合流点の仮堤から浸水が始まったのが真夜中のことであり、かつ午前5時18分に避難命令が発令され、

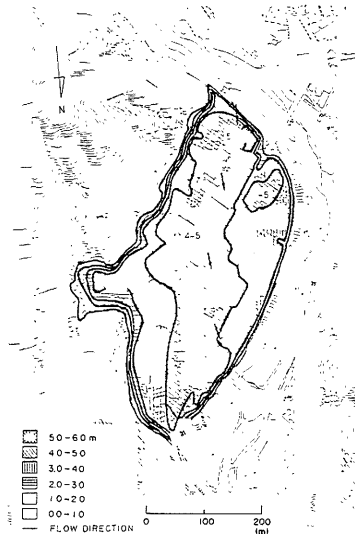


Fig. 5 Plan distribution of observed maximum inundated water depth and flow direction in Misumi district



Photo 2 State of drift-wood mounted along Ohashi Street (presented by Misumi town office)



(a)



(b)

Photo 3 Aerial photographs of Misumi district taken before and after disaster (a); February 25, 1980, (b); July 26, 1983)

三隅地区のほとんどの住民が町役場に避難したので、浸水状況の詳しい経時変化は明らかではない。同図より大部分の地域で 4 m 以上の浸水深が記録されているのがわかる。また、破堤地点から三隅川の本堤沿いに浸水深が 3 m 以上を記録している。これはほとんど堤内地の微地形に対応しており、卓越流向もほぼこれに沿っている。前出の Fig. 3 に洪水痕跡調査から得られた等水位曲線も図示してある。これから、等水位曲線が大橋通りやそれに平行して通っている道路と直角に交差せず、斜めに横切り、流水が Fig. 5 に示すような方向に流れたことを表している。この原因としては微地形によるもののほか、つぎのことが挙げられよう。すなわち、三隅大橋付近の右岸の堤防欠陥に伴って、大橋通りに沿って主流が流下したことは、この通りに流木等が多量に堆積した状態を示した Photo 2 から容易に想像される。しかし、流下方向にたとえばコンクリート構造物などの不動のものがあれば、流木等の漂流物はその前面で堆積し、より流水に対して障害物になる。このため、三隅地区の場合、点在する空き地や駐車場を結ぶ線が 1 本の流路になったことは空中写真からも判読することができた。これは、後述する流失・全壊家屋の平面分布や流木等の堆積分布からも確認できる。したがって、流向は経時的に変化したと考えられ、Fig. 5 に示した流向は最大浸水深時、すなわち午前 8 時 30 分前後のものに対応していると推定されよう。この場合、平均水面勾配は約 1/280 であって、破堤時には三隅大橋付近でかなりの流速があったものと思われる。

3. 家屋の被害状況

被害家屋の現地調査と Photos 3(a) および (b) に示した災害前後の空中写真の解析等から、三隅・郷地区の被害状況を把握するよう努めた。ただし、郷地区については不動産登記簿の地図が 1889 年作成されているが、現存する家屋との位置関係を求めることが困難であったので、今回はとくに被害の大きかった三隅地区を考察の対象にした。調査内容は家屋の構造、床面積、建築年月日、平屋と 2 階建以上の区別であって、三隅地区の 80% 程度の現住家屋との対応をつけることができた。さて、三隅・郷地区における家屋・建物の全般的な被害状況は以下のものであった。建物数は両地区で約 770 棟を数えるが、ほぼ全棟全壊である（定義によれば、1 階の天井まで水に浸った場合、全壊になる）。そこで、ここでは流失以外に、浸水後建物が使用に耐えられず取り壊さざるを得なかったもの、すなわち強制的に撤去したものをここでは全壊家屋として

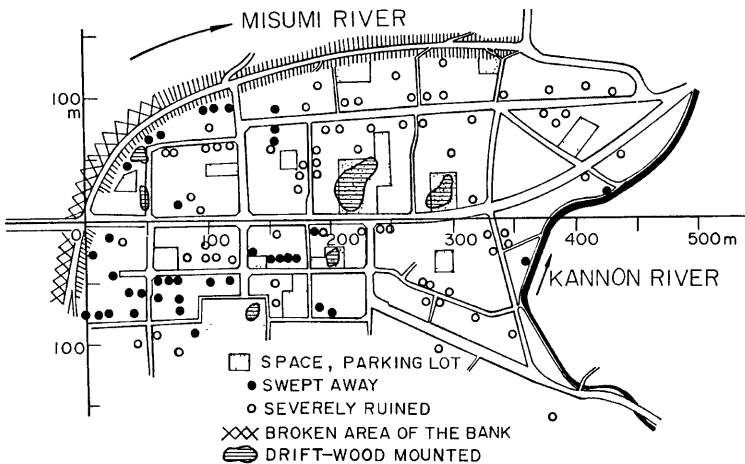


Fig. 6 Plan distribution of swept away and severely ruined houses in Misumi district

取り扱うことにした。この新しい定義に従えば、三隅地区では流失46棟、全壊86棟、郷地区ではそれぞれ5棟および19棟が数えられた。

3.1 流失・全壊家屋の分布

Fig. 6 は三隅地区における流失・全壊家屋の平面分布を表したものである。これから、破堤位置に近いところでは流失が多く、氾濫水の流れに沿って全壊家屋が分布していることがわかる。**Photo 1** から明らかに、家屋の流失は破堤後短時間のうちに発生しており、流速の効果が大きいことを示している。さらに、破堤前後には、水位が三隅大橋の橋桁に達しており、堰上げ効果もさることながら、流木の流下が阻止され、これが破堤口からの堤内地への流入につながり、家屋の流失・全壊を助長したと考えられる。**Photo 4** は減水期の三隅大橋付近を撮影したものであって、**Photo 1** と比較すれば、被写体となった平屋建の家屋がすべて流失していることがわかる。これらの倒壊家屋から発生した建築材や家具、さらに車等に流木が加わり、下流に流下したのであろう。**Photo 5** は町役場前のこれらの堆積状況を示し、**Fig. 6** に流木等の

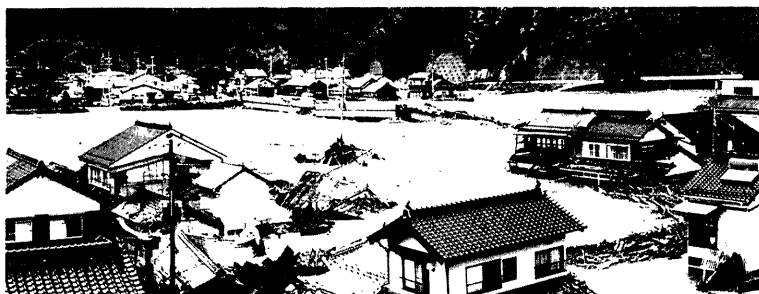


Photo 4 State of water stage falling near Misumi Bridge



Photo 5 State of drift-wood mounted in front of town office

漂流物が多量に堆積した地域も図示している。これらの地域では堆積高が 3~4 m に達し、流水に対して抵抗になったことがわかる。なお、破堤が堤体基部まで至っていないので、堤内地への土砂の流入は顕著でなく、洪水後、微細砂が床上に平均して 10 cm 程度堆積したようであった。1943年の洪水氾濫では、流木と

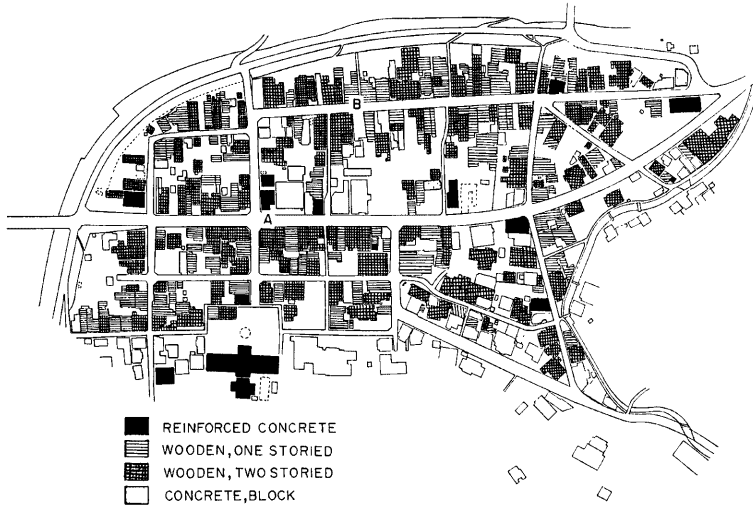


Fig. 7 Classified house structure distribution in Misumi district

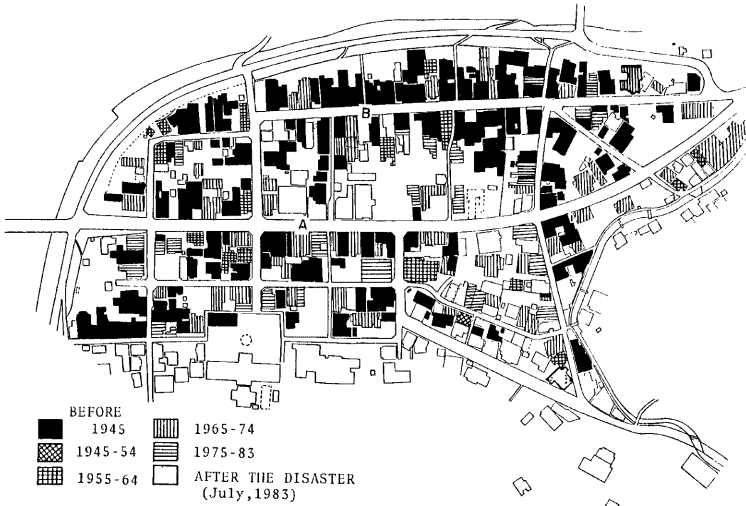


Fig. 8 Classified house constructed year distribution in Misumi district

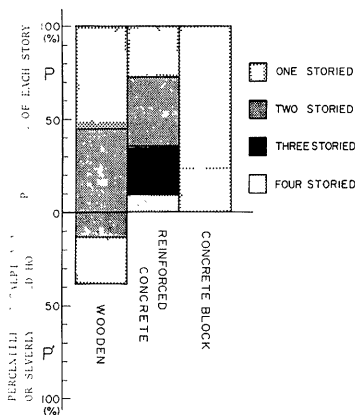


Fig. 9 Percentile of swept away or severely ruined houses classified by house structure and percentile of each story houses

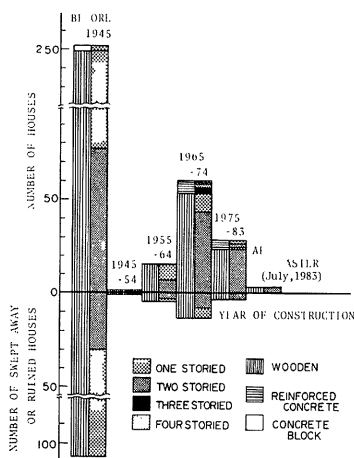


Fig. 10 Number of swept away or severely ruined houses and number of houses classified by year of construction

家屋の建築材が堆積している状況写真が前出の報告書に3枚掲載されているが、それらは今回のものと非常に似ている。当時においても、Fig. 3の9mの等高線よりほぼ北側にあたる下市では流失家屋がなかったと報告されており、今回の洪水氾濫は過去の災害を再現した形になっている。

3.2 被害家屋の種類と配置

Figs. 7 および 8 は、それぞれ二階地区の家屋の構造別分布（鉄筋コンクリート、木造平屋、木造2階以上、鉄骨ブロック）および建築年分布である。まず、図中記号Aで示した大橋通りは商店、金融機関等の集まっている所であるから、他の地区に比べて圧倒的に2階建て以上の建物が多いことがわかる。その西の通り(B)に沿っては平屋建てが多く、かつ1945年以前のもものが集中していることが見出される。1943年の大洪水の際に、この付近が今回と同様に浸水したことは当時の写真からも判読できるが、現在平屋建ての1945年以前の本造家屋の多くが災害復旧の結果、建て替えられ、かつ戦時下においてより建築材の少ない平屋建てにならざるを得なかったことが、1つの状況証拠として考えられる。ただ、この地区は区画整理事業を戦後行っているのも、もちろん人為的な影響も含まれている。Figs. 9 および 10 は、被災家屋の各構造別・階建別割合と建築年別の戸数をそれぞれ示したものである。Figs. 6, 7 および 8 とこれらの図から、つぎのことが指摘できよう。すなわち、流失家屋はすべて木造であって平屋が圧倒的に多い。また、建築年が1945年以前の古いものが多い。これらの家屋の倒壊過程は町役場屋上からの目撃者の話やPhotos 1 および 4 から、かなり明らかにされる。木造平屋建ての場合、浸水深が天井を越えると急に浮力が大きくなることが指摘されている⁵⁾。一度浮き上がった家屋はすぐに壊れるというよりは、むしろ流れに乗って下流に移動し、非流失家屋・建物に衝突して、その前面で全壊するようである。Fig. 6 で示した流木類の堆積位置はすべて2階建以上の非流失家屋・建物の前面であって、こうした建物が抵抗となって氾濫水の挙動を左右するものと考えられる。なお、Fig. 6 に示したように、空き地や駐車場などの空間が主流の流下方向にほぼ点在していることも、堤内地の流況をかなり支配したと推定される。1943年の氾濫の場合、浸水深が今回より平均して1.5m程度小さかったにもかかわらず、破堤が急速に進んだために堤内地への流下流速が大きく、流失家屋が144戸に達した。このような流速の効果は、ジェーン台風や伊勢湾台風時の大潮の氾濫災害でも指摘さ

れている^{8),7)}。したがって、計画を上回る洪水に対して、溢水はあっても全面的に破堤しない構造の堤防を作ることが家屋被害と人的被害を軽減する一つの方策といえる。

4. 洪水氾濫の数値シミュレーション

いわゆる flooding と呼ばれる現象には、河川の洪水氾濫、津波・高潮の氾濫および内水氾濫等が含まれる。近年、大型計算機の発達によってこれらの氾濫現象が二次元平面あるいは三次元流れとして数値的に解析されるようになってきた。例えば、Xanthopoulos ら⁸⁾は流れの dynamic な項を省略した形の基礎式を有限差分法によって数値解析し、ギリシャ平原を対象とした氾濫マップを作成している。また、Katopodes ら⁹⁾は、ダム破壊問題に関して、二次元浅水方程式を特性曲線法によって数値解析している。また、陸上に遡上した津波の数値解析も二次元問題として多くの研究が行われており^{10),11)}、Reid and Bodine¹²⁾、相田ら^{13),14)}によって特定の地区を対象とした災害に対する数値シミュレーションがなされてきた。しかしながら、これらのいずれの研究においても、初期条件や境界条件の導入手法とともに、水理学的に妥当な氾濫原のモデル化がなされておらず、手法的にはまだ確立しているとは言い難い。たとえば、静水圧近似や水平粘性項の省略等を行った二次元平面流れとして取り扱う場合、実際現象へのモデルの適用性の問題や、氾濫規模（たとえば水深）に対する格子サイズの取り方が計算結果に与える影響についての検証方法とその評価の問題が挙げられよう。さらに、市街地や田畑などをモデル化する場合、経験的な粗度係数によってその特性を代表させていることや氾濫水の先端条件、境界条件およびダムや堤防などの破壊のプロセスなどに直接関係する流入水の初期条件に関する問題等、多くの問題が残されている。これらの問題のどの1つをとっても、数学的・物理的にかなり複雑なメカニズムを有する現象である。当然、これらのメカニズムをモデルの中に構築して詳細かつ厳密な数値解析を行うことも可能となろうが、取り扱おうとする現象全体とこれらの問題とを比較してみて、現象の本質を見失わず、かつ単純化するために、何をどこまで考慮するか、すなわち、現象と再現モデルの精粗のバランスを考えることが、計算の容易さや経済的な面からみて大切であろう。

さて、これまで、河川の実際の洪水氾濫災害に対して数値シミュレーションを行った例はあまりなく、単純化された数値モデルでどこまで実際現象を再現できるかを検討することは、そのモデルの適用性を検証する意味でも重要である。

ここでは、上述した諸々の問題点を説明しようとするのではなく、今回の洪水氾濫災害で得た調査結果をどの程度現有の数値モデルで再現できるかを主眼点とし、具体的につぎのことを検討する。まず、計算より得た流体力の分布と前章で示した流失・全壊家屋の分布との相関性を明らかにする。つぎに、支川である観音川の流入点における不連続堤からの浸水が、三隅大橋付近の右岸の破堤以前に発生していた場合といない場合について、それぞれ堤内地での破堤氾濫水の流体力の分布に及ぼす影響について検討を加える。

4.1 数値モデルの概要

数値計算に用いた基礎式は、以下に示すような水深方向に積分した二次元の流体運動を表わす運動量保存式と連続式である。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + u \frac{\partial M}{\partial x} + v \frac{\partial M}{\partial y} = -g^h \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + u \frac{\partial N}{\partial x} + v \frac{\partial N}{\partial y} = -g^h \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 M および N ；それぞれ x および y 方向について、 $M = uh$ 、 $N = vh$ と定義した流量フラックス、 u および v ；それぞれ x および y 方向の流速成分、 h ；水深、 H ；水位 ($H = z_b + h$ 、 z_b ：基準面の高さ)、 ρ ；水の密度、 g ；重力加速度、 τ_{bx} および τ_{by} ；それぞれ x および y 方向の底面せん断応力である。ここでは、底

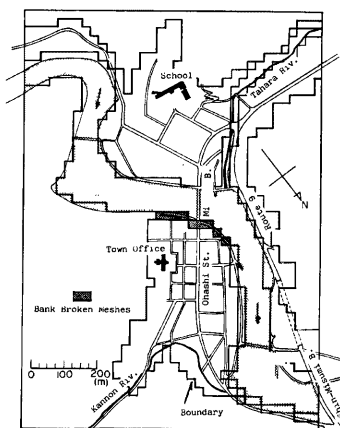


Fig. 11 Study area of Misumi and Go districts

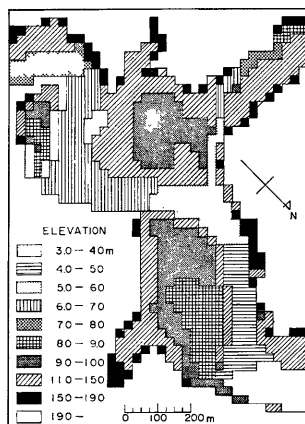


Fig. 12 Distribution of the altitude in study area

面せん断応力の算定にあたって Manning の抵抗則を用いることにすれば、 τ_{bx} および τ_{by} はそれぞれ次式で与えられる。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad \tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 n は Manning の粗度係数である。

今回対象とする計算領域およびその地盤高の分布は、それぞれ Fig. 11 および Fig. 12 に示すとおりである。これらの図からわかるように、三隅川の河道がかなり屈曲しており、破堤や堤防からの溢水が発生するので流速の場所的变化がかなり大きくなるところが存在するものと思われる。このような条件では、基礎式において慣性項が無視できないと言われている。しかしながら、Fig. 12 をみてもわかるように、計算領域の地形は谷底平野を形成し、地形条件がかなり複雑であることや、基礎式で水平粘性項を省略していることを考慮する必要がある。そこで、今回の計算では、慣性項のうち時間項と線型項のみを考慮し、かつ $\partial u / \partial x \gg \partial u / \partial y$, $\partial v / \partial y \gg \partial v / \partial x$ と考え、式(1)左辺第3項および式(2)左辺第2項を省略した形で数値計算を行うことにする。なお、差分スキームの詳細は、参考文献(15)に委ねることとし、ここでは説明を省略することにしたい。

4.2 境界条件

(1) 三隅川の流入・流出条件: Fig. 11 において、北東方向に x 軸、北西方向に y 軸をとり、空間差分間隔をそれぞれ $\Delta x = \Delta y = 25$ m とすると、総格子数は 50×36 となる。堤防および田原川については、25 m 以下の天端幅および河道幅であってもこれを近似的に 1 格子サイズで表している。なお、時間差分間隔は 0.1 sec としている。粗度係数については、河道において連続する屈曲部や複数の橋桁を有していることやつきに述べるように、流入境界地点における最大流量時の粗度係数の算定結果などを考慮して、これを 0.04 とし、堤内地では、市街地を形成していることもあって従来用いられている宅地域の粗度係数 0.06⁸⁾ を用いることにする。

さて、三隅川上流端の流入条件すなわち、流量ハイドログラフから求められる水深および流量フラックスの時間的変化の算定方法について若干の説明を加えておこう。というのは、流量が変化することによって流

入境界における河道幅が変化するため、その流量に応じた河道幅、水深および流量フラックスを求める必要があるからである。流入開始点は郷地区上流部の極楽寺彎曲部直上流の直線区間を取っており、ここで Fig. 4 に示した流量ハイドログラフから、流量フラックス vh と水深 h を境界条件として与える必要がある。既知量としては、10 min 毎の流量のみであるから、このときの水深を求めるため以下のような手法を用いた。すなわち、(a) 最大流量とそのときの境界における痕跡水位とから最大流量時の水位を満足するような粗度係数 n を次式の等流計算によって求める。

$$Q_{max} = vBh = \frac{1}{n} P^{1/2} \left\{ \frac{\sum_i (\Delta x_i h_i)}{\sum_i (\Delta x_i + l_i)} \right\}^{2/3} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 Q_{max} ：流出計算によって求められる最大流量であり、角屋らによってすでに $Q_{max} = 2,659 \text{ m}^3/\text{sec}$ で与えられている。 n ：最大流量時の Manning の粗度係数、 B ：流入境界における河幅で、 $B = \sum_i \Delta x_i$ 、 l_i ：深さ方向の潤辺、 l ：水面勾配である。水面勾配は流入境界点付近の実測値から読みとって、 $l = 0.0013$ とし、境界点の地盤高およびその最大痕跡水位 $H_{max} = 16.92 \text{ m}$ を用いて n を求めると、 $n = 0.04$ となる。(b) この n を用いて式(5)から求まる Q と各 10 min 毎の流量が一致するような水深 h をくり返し計算によって求める。(c) 流入点の各メッシュの流量フラックスは、そのメッシュの水深に比例した値とする。以上の方法により、流入境界メッシュにおける境界条件が設定される。下流端においてもこれと同様の流出条件を与えた。なお、田原川の流量ハイドログラフは Fig. 13 に示すように、ピーク流量で $80 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度であって、これの流入条件も三隅川の場合と同様にして与えた。

初期条件は、1983年7月23日午前0時の流量 $38.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ を三隅川に、 $1.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ を田原川にそれぞれ2時間通水して定常な流れを作ることによって求めた。

氾濫水の先端の条件に関しては、流量、水深、フルード数などで規定する方法や、先端の位置を予測して計算を進める方法などがとられている。ここでは、先端条件の厳密な議論を行うことが目的ではなく、また、厳密な取り扱いを行っても基礎式における仮定等との精粗のバランスを欠くこととなるので、threshold 水深で定義することにする。すなわち、

$$h < 0.001 \text{ m} \rightarrow N \text{ or } M = 0$$

(2) 破堤条件：破堤発生の正確な時刻と最終破堤状態に至るまでの所要時間および規模等については不明点が多い。したがって、ここでは Table 1 に示すような2ケースの破堤条件を与え、各ケースで堤内地の流体力がどのように異なるかを検討する。すなわち、Case 1 はかなり実際現象に近いと思われる破堤方法で、三隅川流入

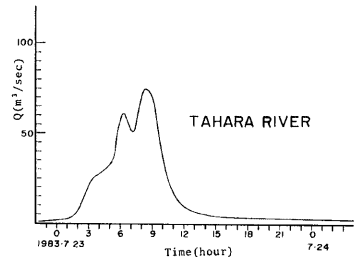


Fig. 13 Hydrograph of Tahara River

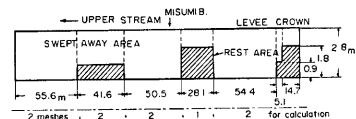


Fig. 14 Scale of bank breaking near Misumi Bridge

Table 1 Conditions of bank breaking in calculation

	Case 1	Case 2
Occurrence of levee breaking	$Q = Q_{max}$	Immediately after inundation at levee breaking meshes
Duration of levee breaking	10 min	10 min
Initial condition of flood area	Already inundated due to back-water from tributary	Dry bed

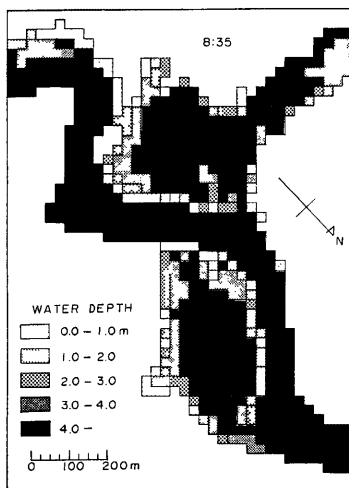


Fig. 15(a) Plan distribution of calculated water depth (15 min before breaking)

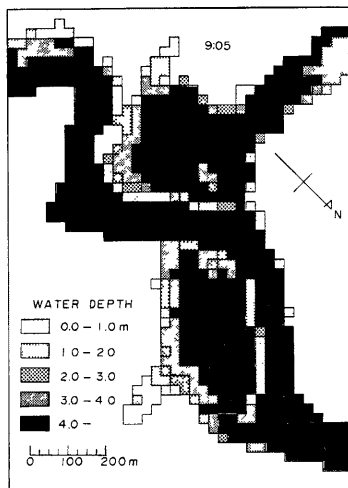


Fig. 16(a) Plan distribution of calculated water depth (5 min after breaking completely finished)

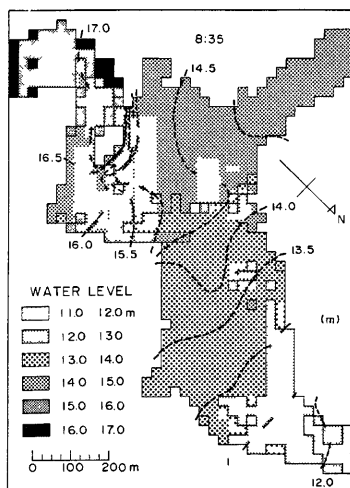


Fig. 15(b) Plan distribution of calculated water level (15 min before breaking)

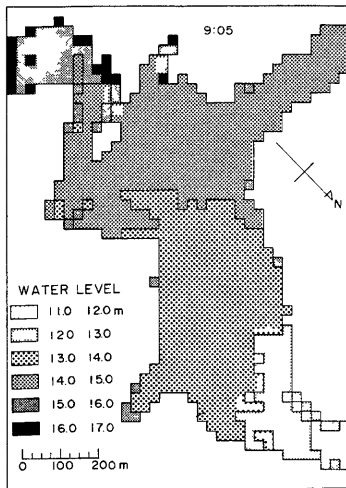


Fig. 16(b) Plan distribution of calculated water level (5 min after breaking completely finished)

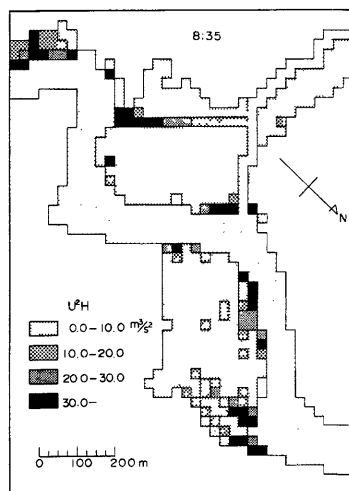


Fig. 15(c) Plan distribution of calculated hydraulic force (15 min before breaking)

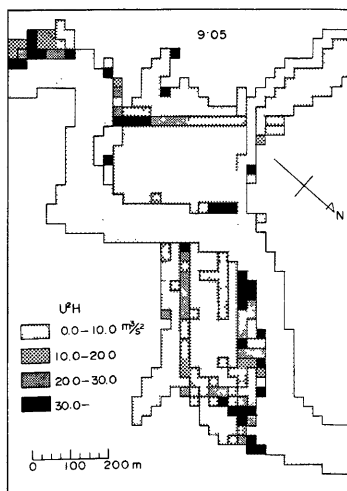


Fig. 16(c) Plan distribution of calculated hydraulic force (5 min after breaking completely finished)

境界での流量がピークに達する7月23日午前8時50分に破堤を開始させ、破堤完了までの所要時間を10 minとしている。破堤方法は、Fig. 14に示す現地調査より得られた破堤後の堤防高まで、該当するメッシュの地盤を破堤厚に比例して時間的に下げていくというものである。図中の斜線部分は被災せずに護岸として残存したところである。Fig. 11にはこの破堤箇所に対応するメッシュが示されている。一方、Case 2は、この破堤メッシュにおいて、外水の溢水が生じた時点から破堤を10分間で完了させ、それより以前には下流の観音川流入点の不連続堤から本川の洪水の流入がない場合である。

4.3 計算結果とその考察

Figs. 15(a)~(c)は、それぞれ破堤直前、すなわち午前8時35分における水深、水位および流体力の分布の計算値である。この時刻には、河道は満水位で溢水を各所で発生している状態にあり、水深をみても、三隅、郷向地区で4 m以上（図中、河道内水深は5 m以上であるが、堤内地は5 m以下である。）もの湛水深を示している所が多く、現地調査結果ともほぼ一致している。Fig. 15(b)には、実測水位が破線で示されているが、三隅地区では痕跡調査の結果と比較的よく一致している。一方、郷地区においては、極楽寺彎曲部付近の痕跡から求めた実測水位が不正確な面もあり、厳密な比較はできないが、一般的な傾向として彎曲部付近での外岸側への水位上昇が認められる。Fig. 15(c)の流体力の分布から、この彎曲部を溢水してかなり強い流れが堤内地で生じ、この付近で数軒の家屋が流失したという事実につながつてであろう。

Figs. 16(a)~(c)は、破堤完了5分後の水深、水位および流体力の分布を示したものである。水深および水位変化は破堤前後で顕著な差はない。そこで、三隅地区における流体力の分布に注目してみよう。Fig. 17は、三隅地区における流体力の分布に関する計算結果と、家屋被害の平面分布とを示したものである。全般的に家屋被害が大きかった区域と流体力の大きいところとの相関がかなり顕著に認められる。流体力の大きい領域が破堤地点付近と観音川の流入部にみられるが、破堤地点付近には古い木造家屋が多く存在しているため、 $20 \text{ m}^3/\text{sec}^2$ 以上の流体力の分布域と流失家屋との対応がかなり明確である。これは、水深を4 mとすると流速は2.2 m/sec程度となり、こういった構造物に対しては、破堤口付近では流木や土砂の流入の

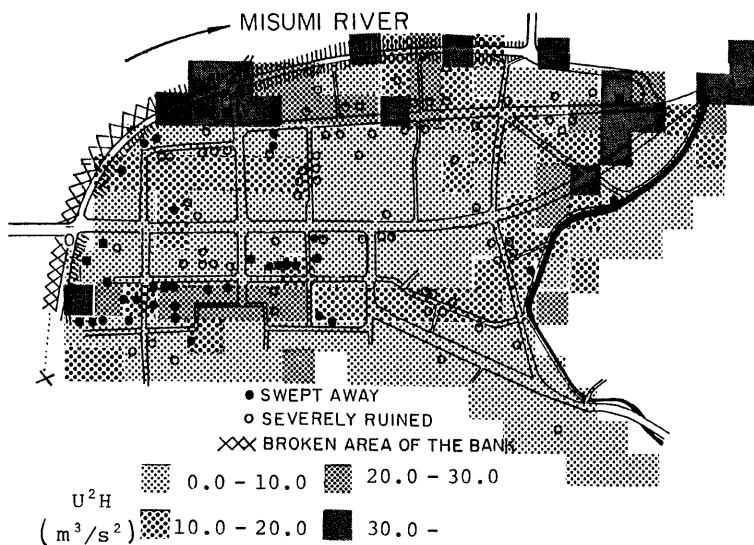


Fig. 17 Comparison between calculated distribution of hydraulic force and observed distribution of swept away and severely ruined houses

影響もあって流体力のみで家屋流失の議論をするのは大胆ではあるが、この程度の流れの規模が家屋流失の1つの危険指標となるものと思われる。

Fig. 18 は、流失戸数と全壊戸数の流体力による変化を示したものである。なお、いずれも縦軸はそれぞれの戸数で割って規格化してある。これから、データのばらつきはあるものの、より被害の大きい流失の場合の方が、全壊の場合に比べて流体力の平均値が大きく、前述した流体力と家屋被害との相関性ははっきりと認められる。ただし、Fig. 7 からわかるように、三隅地区に木造家屋が均一に平面分布していないので、たとえば流体力の大きい地区に家屋がない場合には両者の関係は見出せないという制約があるのはもちろんである。これらの結果と相田^{13,14)}による津波の氾濫被害についての結果を比較すれば、つぎのような両者の相違点が見出せる。すなわち、河川の洪水氾濫では、堤内地への侵入水は一般に上流から下流へ流れるので、最大水深と最大流速の発生がほぼ同時であり、それらの積である流体力は今回の場合20程度と非常に大きく

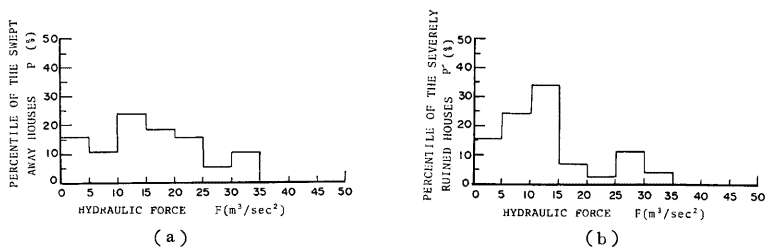


Fig. 18 Comparison between calculated hydraulic force and percentile of damaged houses ((a); swept away, (b); severely ruined)

なることがわかる。一方、津波の場合には、高潮の場合と同じく、氾濫水は逆勾配の背後地を遡上するので、最大水深時はむしろ流速が零に近い場合であると推定され、したがって流体力の絶対値は10程度となり、河川の氾濫の時に比べてかなり小さくなっている。これらは当然、家屋の被災の過程の相違として現われよう。三隅地区の場合、右岸堤防の決壊によって、氾濫水の水深が1階の天井を越えた時点で木造平屋建の建物が上流側からつぎつぎと押し流され、下流の非流失建物に衝突して破壊された光景が多くの住民によって証言されている。津波の場合には、寄せ波と引き波の2回にわたって流体力の極大値が発生するはずであり、いずれかにおいて、限界値を越えれば家屋は被災すると言えよう。言い換えると、流体力に着目すれば、河川の洪水は一過性の外力であるのに対し、津波や高潮は反復性の外力であることが家屋被災の相違として現われているようである。

つぎに、溢水開始直後に破堤が生起する場合、すなわち Case 2 における流体力の計算結果との比較を行ってみよう。三隅大橋付近での溢水は、23日午前6時40分頃、流入量が約 $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ に達した時点で発生した。

Fig. 19 は、Case 2 の条件下で計算された破堤完了後約2時間経過したときの流体力の分布を示したものである（破堤直後からこの時刻に到るまでの間、この時刻での流体力の分布が最大であることが計算結果から判明している）。Fig. 16(c) と比較してもわかるように、かなり流体が小さくなっている。このことから、堤内地に 4 m 以上の湛水深が存在する場で破堤が発生し、洪水が堤内地に流入する場合の方が、流体力のみに着目するかぎりではより危険な状態となることがわかる。しかしながら、堤内地の初期湛水深の規模によって逆に河道内からの流入水の流速を緩和するような場合が存在することも考えられ、流体力と堤内地内の初期湛水深、河道水位および流速等との関連性についても、より適切な氾濫モデルを用いて今後明らかにしていく必要があろう。さらに、堤内地には市街地が形成されており、氾濫水や流木は街路間および空地や駐車場などを選択的に流下していたことが、災害後の空中写真における流木の堆積状況や流れの痕跡からも判読できる。したがって、氾濫水の流動の場のモデル化を単に粗度係数といった平均的な取り扱いで表現するのではなく、こういった効果をたとえば、地区の空間率や建ぺい率によって表現しようとする必要があろう。

5. 結 語

1983年7月山陰豪雨による三隅川の洪水氾濫と家屋被害の関係について、現地調査と数値計算の結果に基づいて考察した。現地調査では、木造家屋の被災の過程として、平屋建ての場合、浸水深が1階天井を越えると浮力が増大し、容易に移動を始め、下流の非流失建物に衝突して破壊することが明らかにされた。また、堤防決壊口からの流木や被災家屋の建築材が、街路や駐車場あるいは空き地などを選択的に流下し、堤内地の氾濫水の流路が一様に分布しないことを示した。そのほか、家屋の構造別、建築年別の被災特性についても検討を加えた。一方、氾濫計算では、種々の近似や仮定を行ったにもかかわらず、流速の自乗と水深の積で表わされる流体力が、津波の場合と同じく家屋の流失・全壊と相関性があることを確認した。今後、数値モデルをさらに改良して、今回の調査で得られた氾濫水の挙動を精度よく再現し、かつ被災の実態を説明する危険指標などの提案をするつもりである。

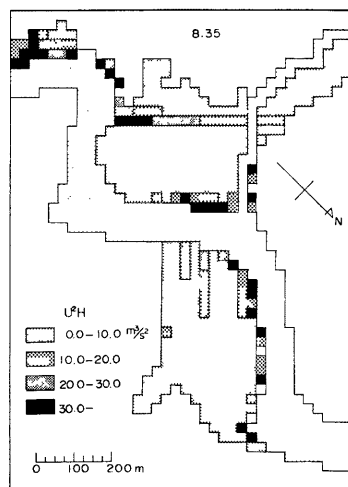


Fig. 19 Plan distribution of calculated hydraulic force under conditions of Case 2 shown in table 1

最後に、現地調査および資料収集に際してお世話になった三隅町役場、松江地方事務局、島根県庁の関係各位に謝意を表するとともに、本研究の遂行に当っては当時京都大学4回生・吉田益巳君（現在㈱フジタ工業勤務）の協力を得た。記して感謝の意を表する。なお災害調査費に文部省科学研究費（自然災害特別研究(1)突発災害「昭和57年7月山陰豪雨災害の調査研究」、研究代表者 角屋 睦 京都大学防災研究所教授）の補助を受けた。また、数値計算に際して京大大型計算機センターを利用した。ここに関係各位に深謝する。

参 考 文 献

- 1) Tsuchiya, Y and T. Yasuda: High Tide and Life Risk, Refuge Warning in Relation to the Ise Bay Typhoon, Jour. Natural Disaster Science, Vol. 2, No. 2, 1980, pp. 27-60.
- 2) Tsuchiya, Y and Y. Kawata: Risk to Life, Warning Systems, and Protective Construction against Past Storm Surges in Osaka Bay, Jour. Natural Disaster Science, Vol. 3, No. 1, 1981, pp. 33-56.
- 3) 三隅町役場編：建設の歌——三隅川災害復旧工事竣工記念号——, 1948, pp. 1-31.
- 4) 角屋 睦・岡 太郎・増本隆夫・田中礼次郎・今尾昭夫：島根西部河川の洪水流出特性、文部省科学研究費突発災害調査報告書昭和58年7月山陰豪雨災害の調査研究, 1984, pp. 99-109.
- 5) 首藤伸夫・岩崎敏夫・真野 明：災害資料の収集とその解析による自然災害事象の研究、文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告, 1984, pp. 32-34.
- 6) 河田恵昭：高潮災害の変遷と将来予測、水工学——水災害の予測と対策——, 土木学会関西支部, 1981, pp. 85-104.
- 7) 安田孝志・磯部綱雄：高潮災害時の人的被害の発生機構とその定量的評価の試み、自然災害科学学会術講演要旨集, 自然災害科学会, 1983, p. 15.
- 8) Xanthopoulos, T. and C. Koutitas: Numerical Simulation of a Two Dimensional Flood Wave Propagation due to Dam Failure, Jour. Hydraulic Research, Vol. 14, No. 2, 1976, pp. 321-331.
- 9) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves, Proc. ASCE, Vol. 104, HY9, 1978, pp. 1269-1288.
- 10) Heitner, K. and G. Housner: Numerical Model for Tsumami Run-up, Proc. ASCE, Vol. 96, WW 3, 1970, pp. 701-719.
- 11) 後藤智明・首藤伸夫：非線型津波の二次元遡上計算, 第24回海岸工学講演会論文集, 1977, pp. 56-60.
- 12) Reid, R. and B. Bodine: Numerical Model for Storm Surges in Galveston Bay, Proc. ASCE, Vol. 94, WW 1, 1968, pp. 33-57.
- 13) 相田 勇：陸上に溢れる津波の数値実験——高知県須崎および宇佐の場合——, 東京大学地震研究所彙報, 第52号, 1977, pp. 441-460.
- 14) 相田 勇・羽鳥徳太郎：尾鷲市街に遡上した津波の数値実験、東京大学地震研究所彙報, 第57号, 1982, pp. 337-350.
- 15) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水理の数値解析法、京都大学防災研究所年報, 第23号 B-2, 1980, pp. 305-317.