

昭和51年台風17号による鏡川洪水災害とその考察

岡 太 郎・角 屋 睦・永井明博

ANALYSIS OF FLOODING PROCESS IN KAGAMI BASIN CAUSED BY 7617 TYPHOON, SEPTEMBER, 1976

By Taro OKA, Mutsumi KADOYA and Akihiro NAGAI

Synopsis

The Kagami Basin located in Shikoku District, west Japan, suffered severe disasters from flood caused by record heavy rainfall of 1835mm/6days in September 8-13, 1976, accompanied with 7617 typhoon.

This paper discusses the flood control function of the Kagami Dam, flood processes in the down stream parts of the Kagami Basin, and some factors relating to the disaster on the basis of the results of runoff and flooding analyses. The flooding processes are analyzed to fit the highest flood traces along the Rivers Kagami and Kooda and to simulate hydrographs of water level observed at several points in the inundated area by the method of trial and error of computation based on the mathematical models of kinematic wave for non-inundated watersheds and dynamic wave for inundated area.

1. まえがき

昭和51年9月8日から13日の6日間に全国各地で台風17号豪雨による災害が発生し、高知県下でも山崩れ、土石流、洪水氾濫などの甚大な被害を被った。等雨量線図によると、高知県内及びその周辺では三つの豪雨域がみられ、その一つがほぼ県中央部に位置する鏡川流域をおおっている。この豪雨及び鏡川の大出水により、鏡川下流部左右岸に位置する高知市のほぼ全域は激甚な浸水氾濫災害を被った。ここではこの鏡川流域の災害の概要及び高知市の新市街地を形成する鏡川支流神田川流域を中心として氾濫過程を定量的に吟味した結果について述べ、今次の災害の要因と問題点について考察を加える。

2. 鏡川流域の概要

Fig. 1 に鏡川流域の概要を示す。鏡川は高尾木山 (897m) に源を発し、鏡ダム地点 (流域面積 C.A.=80.5km²)、宗安寺地点 (C.A.=149.5km²)、鏡川橋地点 (C.A.=154.8km²) を経て、高知市内を貫流し、浦戸湾に流入する全長約 30km、全流域面積 173.4km² の中河川である。河口より 2.3km 及び 3km 地点で今次大水害を受けた地域の排水河川、小石木川 (C.A.=1.5km²) 及び神田川 (C.A.=17.1km²) を右岸より合流している。この鏡川の河口より 4.1km 区間の河床勾配は 1/1500~1/1000 で感潮区間となっているが、それより上流宗安寺地点までは 1/700~1/400、さらにその上流は自然河川でその流域はほとんど山地である。神田川は、鏡川合流点より 5.7km 区間が河床勾配 1/1000 前後の緩勾配河川で、この間の集水域も緩勾配低平地帯であり、かつては鏡川の遊水地帯を形成していた。しかし近年都市化が急速に

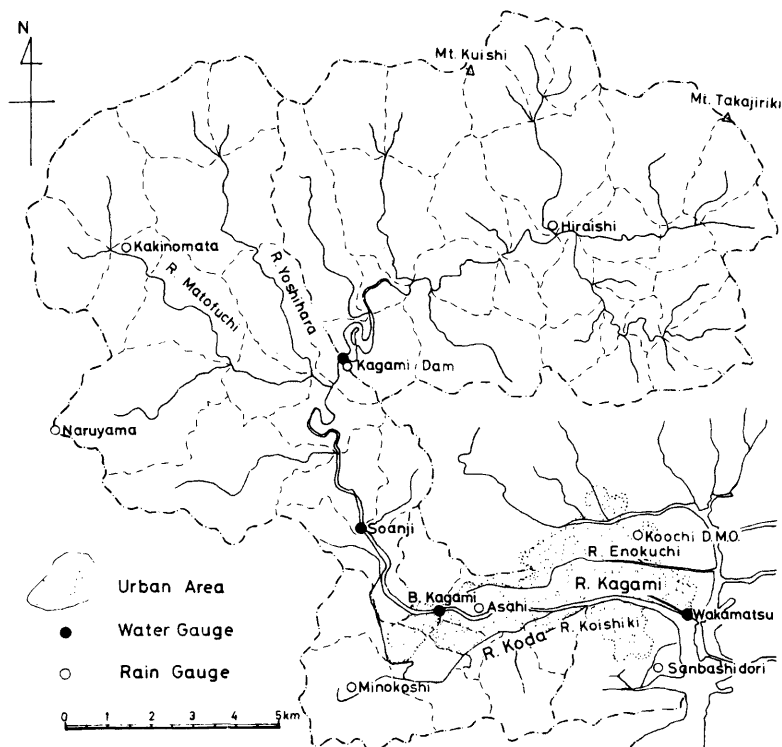


Fig. 1. Physiographical outline of the Kagami Basin.

進み、治水対策上問題の多い地域となっている。鏡川流域における主要な水位・雨量観測点を Fig. 1 に併示してある。

3. 豪雨の概況

台風17号の北上に伴い9月8日から13日までの6日間に高知県は記録的な豪雨にみまわれた。Fig. 2 の総雨量分布にみられるように、豪雨の中心は県中央部の柿の又、長沢及び徳島県日早にあり、とくに日早の連続雨量2,781mmは日本新記録である。また県中央部の雨量は年平均雨量の50%にも達している。とくにFig. 3 に鏡川流域及びその周辺の総雨量分布を示すが、この6日間の雨量は山地部で1,500mm以上、平地部でも1,200mm以上、かつまたその分布が鏡川下流域にとって最悪の状態であったことがわかる。

Fig. 4 に鏡川流域で最大雨量を観測した柿の又地点のハイトグラフ及び台風17号の経路の一部を示す。経路上の白丸はその日の9時、黒丸は6時間間隔の台風中心位置及び()の中の数値は中心気圧(mb)である。この豪雨をもたらした台風とそれとをとりまく異常気象環境については他に詳述されている¹⁾のでここでは触れないが、この豪雨が、9月8日9時—9日0時、11日10時—12日10時及び12日10時—13日12

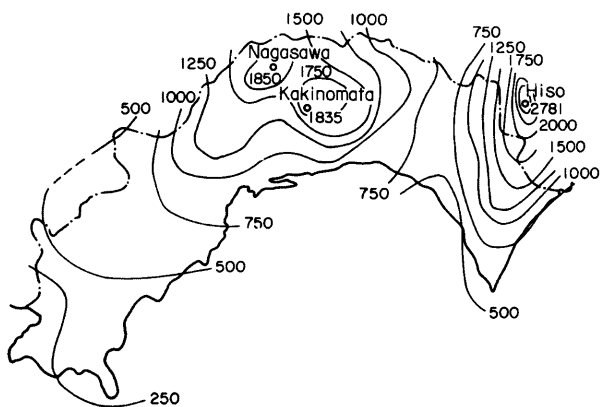


Fig. 2. Isohyetal map of total rainfall in Koochi prefecture, September 8-13, 1976.

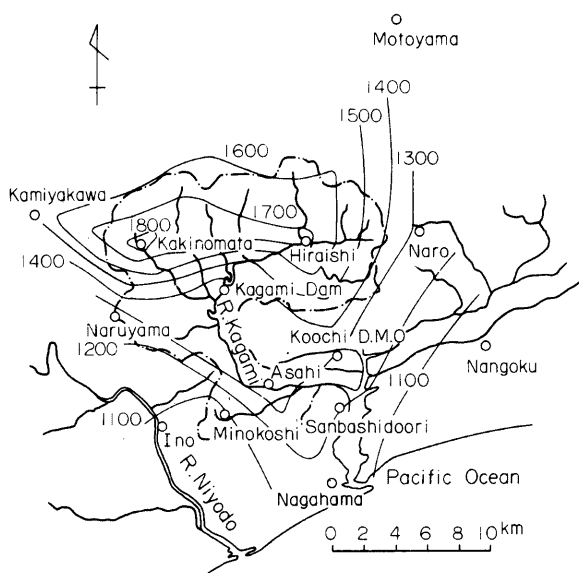


Fig. 3. Isohyetal map of total rainfall in the Kagami Basin.

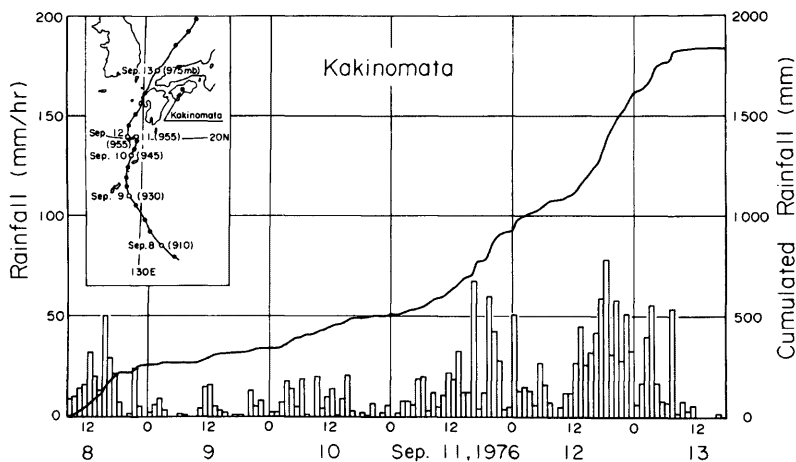


Fig. 4. The course of 7617 typhoon and hyetograph at Kakinomata.

Table 1. Record rainfall observed at Kooch Meteorological Observatory.

Rainfall	Depth(mm)	Duration	Historical order
10min	27	Sep. 11, 20:00~20:10	1
1hr	96	Sep. 12, 18:00~19:00	3
3hrs	203	Sep. 12, 18:00~21:00	1
24hrs	525	Sep. 12	1
	377	Sep. 11	2
3days	996	Sep. 10~12	1

時の3波よりなっていることがわかる。なおこの豪雨は高知気象台のいくつかの記録を更新している。そのうち主なものを **Table 1** に示すが、日雨量 525mm は 250 年に一度、連続雨量 1,305.5mm は数百年に一度の豪雨であったと目されている。

4. 洪水被害の概況

昭和51年9月11日10時からの第2波の豪雨で高知市内低地部各所で浸水被害が出たが、鏡ダムの洪水調節効果もあって大災害には至らなかった。しかし、9月12日10時頃からの第3波の豪雨は鏡ダムの洪水調節及び河道流下能力をはるかに越える洪水流量をもたらし、9月12日16時頃から鏡川下流域で堤防越水や内水氾濫が始り、とくに神田川下流部では9月12日22~24時頃氾濫水位は3mを越えている。**Fig. 5**に高知市全域の浸水図、**Table 2**に鏡川、神田川流域の洪水被害を示す²⁾。なお **Table 2**には山腹崩壊などによる被害も含まれている。

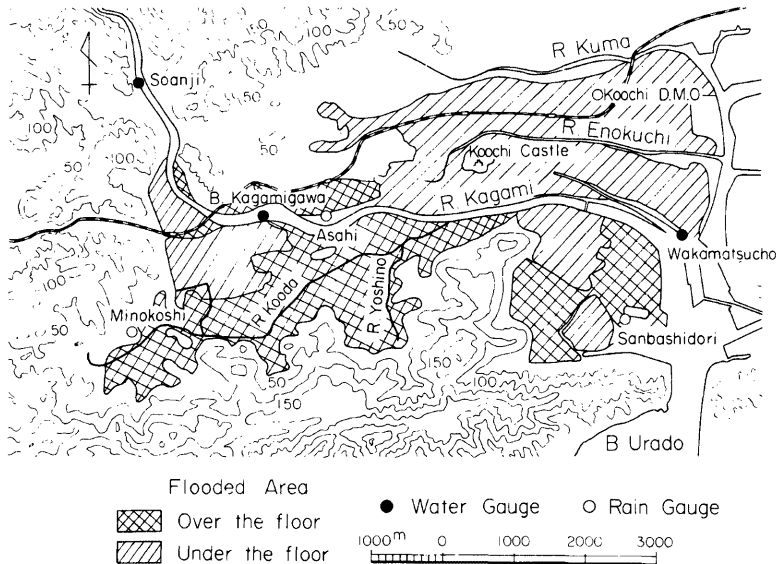


Fig. 5. Flooded areas in Koochi city.

Table 2. Damages caused by heavy rainfall in September 8-13, 1976, in the Kagami Basin.

Number of the dead		3
Number of the wounded	serious	1
	slight	1
Number of destroyed houses	completely	6
	half	12
Number of submerged houses	over the floor	7,873
	under the floor	10,720
Inundated agricultural land (ha)		1,760
Total damages (million yen)		over 9,950

5. 鏡ダムの洪水調節効果

鏡川上流部に設置されている多目的の鏡ダムは、堤高48m、総貯水量938万 m^3 、有効貯水量836万 m^3 そのうち洪水調節容量は613万 m^3 、となっており、下流宗安寺地点の基本高水流量2,100 m^3/sec を600 m^3/sec カットする計画になっていた。ここでは、鏡ダムへの流入量、宗安寺地点の流出量を kinematic runoff モデルにより求め、今後の出水に対する鏡ダムの洪水調節効果について若干の考察を行う。

5.1 流出解析モデル

(1) 数理モデル

山地・丘陵地では、有効降雨は kinematic wave 的に流出するとみなして、流出解析を進める。この場合の基礎式は次式である。

$$\left. \begin{array}{l} \text{斜面: } h_s = kq^p \\ \frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{流路: } A = KQ^p \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 h_s : 斜面上の水深、 q : 単位幅流量、 r_e : 有効降雨強度、 A : 流水断面積、 Q : 流量、 t : 時間、 x : 距離、 k, p : 斜面定数で Manning 則が成立するとして $p=0.6$, $k=(N/\sqrt{I})^p$, I : 斜面勾配、 N : 等価粗度、 K, P : 流路定数。

実際の計算では上述基礎式を特性曲線法で解く。

(2) 流域のモデル化

上述の kinematic runoff モデルを用いて流出解析を行う場合、流域のブロック化が必要であるが、ここでは 1/2.5 万の地形図上の 1 次河道流域を最小ブロックとし、Fig. 1 に示すように、鏡ダム地点までの流域を 30 個、それより下流宗安寺地点までを 14 個のブロックに分割した。この場合最上流ブロックの河道長は、地形図上のそれではなく、等高線の幅奥行比が 1 の地点までを河道とみなして測定し、斜面勾配は各ブロックごとに谷線法を用いて求めた。

このモデルの適用にあたり問題となるのは斜面の等価粗度である。鏡川上中流域は一部水田域を含むが主として山地域であり、地被条件がブロック毎に大きく異なるとは考えられないので、各ブロックとも同一の等価粗度 N を用いることとし、観測ハイドログラフをよく再現できるよう試算によって N を定めた。最終的には $N=2.0\text{m}^{-1/3}\text{sec}$ また河道の粗度係数は $n=0.1\text{m}^{-1/3}\text{sec}$ とした。

5.2 有効降雨

全降雨期間について解析を行うことは計算量が過大になるので、ここでは第 2, 第 3 波の豪雨を対象にすることにした。さて Fig. 4 にみられるように、9 月 11 日 10 時までの累加雨量はすでに 500mm を越えているから、山腹斜面は十分水を含み損失降雨は小さいと考えられるが、降雨開始後ほぼ 3 日を経過しており、この時点で地下水流出もかなりの量に達していることや、山腹斜面の亀裂中などに浸入する雨水などが存在することを考慮すると、降雨全量を有効降雨とすることは適当でないので、ここではとりあえず次の手法により有効降雨を求めた。

まず鏡ダム流入ハイドログラフの低水部に着目して、地下水流出量を 9 月 11 日 9 時に $80\text{m}^3/\text{sec}$ 、9 月 13 日 16 時で $230\text{m}^3/\text{sec}$ とみなし、この 2 点を結んだ直線より上の流出量を直接流出成分とした。次にこの期間内の損失降雨はある一定値またはそれ以下とする ϕ -index 法を適用して損失降雨成分を求め $\phi=11.5\text{mm/hr}$ を得た。すなわち時間雨量から 11.5mm/hr を差し引き正の部分が有効降雨となる。なお鏡ダム流入量ハイドログラフの一部が欠測であるが、それは欠測部前後の貯水位の等しい二時点間の放流量を考慮して貯水池水収支計算を行い推定した。また宗安寺地点までの上中流部では、Fig. 1 に示すように平石、鏡ダム、柿の又、成山の 4 地点で雨量記録が得られているが、この解析では、地形条件を考慮して各観測点の支配領域を定め、雨量分布を流出解析に反映した。

5.3 流出解析結果

計算によって得られた鏡ダム流入量、観測値及び放流量を Fig. 6 に示す。計算によって得られた欠測部のピーク流量は 12 日 19 時頃 $1,420\text{m}^3/\text{sec}$ 、一方最大放流量は 21 時頃の $1,340\text{m}^3/\text{sec}$ であるから鏡ダムはビ

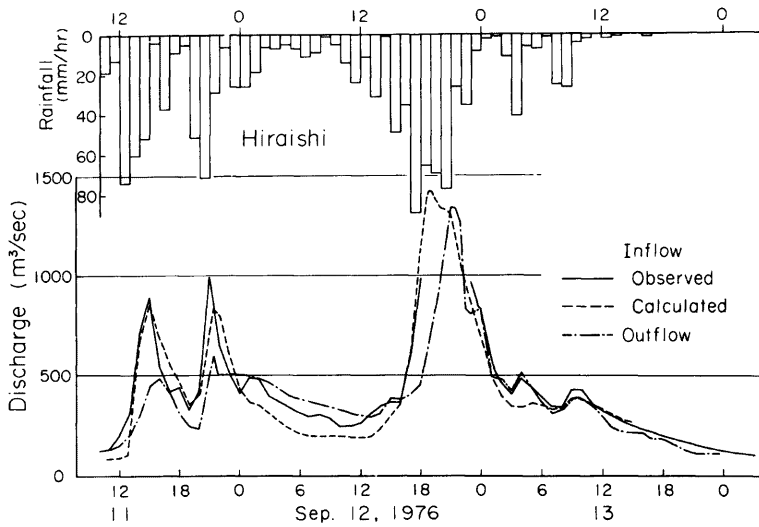


Fig. 6. Comparison between observed and calculated hydrographs at Kagami Dam.

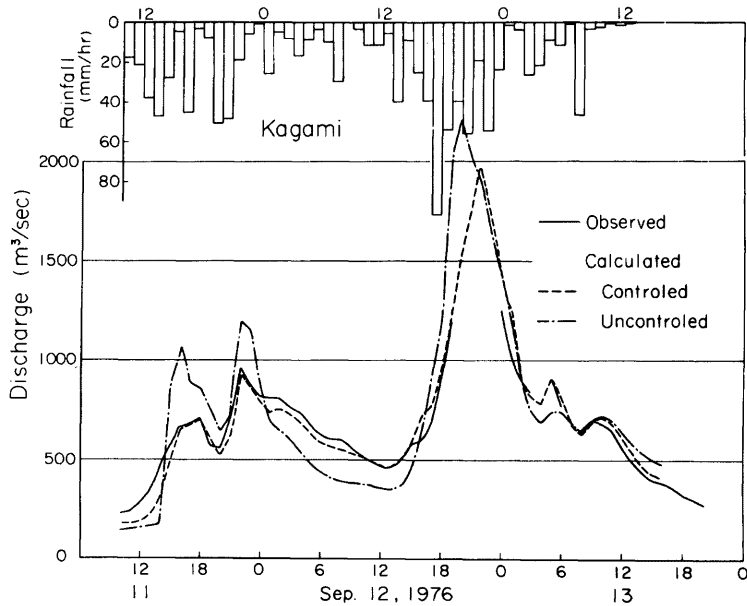


Fig. 7. Comparison between observed and calculated hydrographs at Soanji.

ーク流量を約 $80\text{m}^3/\text{sec}$ 削減し、かつその時刻を約 2 時間遅らせたことになる。

次に、鏡ダム放流量を考慮し、ダムより下流側の流出解析を行って得た宗安寺地点のハイドログラフを実測値と対比して Fig. 7 に示す。同図には鏡ダムがなく洪水制御が行われなかった場合の計算結果も併示してある。これらの計算結果より宗安寺地点のピーク流量は 12 日 22 時頃 $1,970\text{m}^3/\text{sec}$ 、一方洪水制御が行われなかった場合のピーク流量は 12 日 20 時頃 $2,220\text{m}^3/\text{sec}$ と推定された。

さて、鏡ダムの洪水調節により、宗安寺地点のピーク流量は $250\text{m}^3/\text{sec}$ 削減され、かつその時刻は約 2 時間遅延されたことになるが、これは当初の洪水調節計画をかなり下まわったものとなっている。このことは、基本的には今回の豪雨規模があまりにも大きく、洪水貯節能力が降雨量換算 76mm に過ぎない鏡ダムにとって負担が過大であったことに基因するが、さらに豪雨が 3 波よりなりかつ後の 2 波が接近していたこと、下流部河道に未改修区間を残し堤外居住地が存在していて予備放流に慎重にならざるをえなかったことなどが理由として挙げられ、豪雨の定量的予測が困難な現段階では今回のダム操作は限界に近い状態で行われたものと考えられる。

6. 氾濫解析

前にも述べたように、今回の豪雨、出水に伴い高知市の低地部のほとんどが浸水したが、鏡川左岸の旧市街地域の浸水は、鏡川からの越水氾濫を一部含むがほとんどは江の口川自己流域からの出水によるものである。一部鏡川右岸に位置する新市街地すなわち神田川流域、小石木川流域は自己流域の出水のほか鏡川からの越水氾濫など、鏡川の影響を大きく受けている。そこでここではとくに洪水災害が激甚であった神田川流域の出水氾濫過程を吟味することにする。

6.1 氾濫解析モデル

Fig. 8 に出水氾濫解析の対象とする鏡川下流部・神田川・小石木川流域の概要を示すが、解析区間は鏡川については河口若松町地点より上流 7km 地点まで、神田川については合流点より 6km 地点までとする。Fig. 8 の斜線域 4.71km^2 は床上浸水域であって、解析上この部分を貯留型氾濫領域として扱う。この領域に接続して床下浸水域が存在するが、解析上この部分は下流の影響を受けない流れの領域として扱う。なおこの貯留型氾濫域は Fig. 8 に示される Ch. 1~8 の 8 本の排水河川に接続しているものとし、Ch. 3, 4, 5, 7, 8 の上流端には山地部の出水が流入している。

(1) 流域の分割とモデル化

解析が可能な程度に、地形条件を考慮して解析領域の単純化・モデル化を行う。まず 50cm 間隔に等高

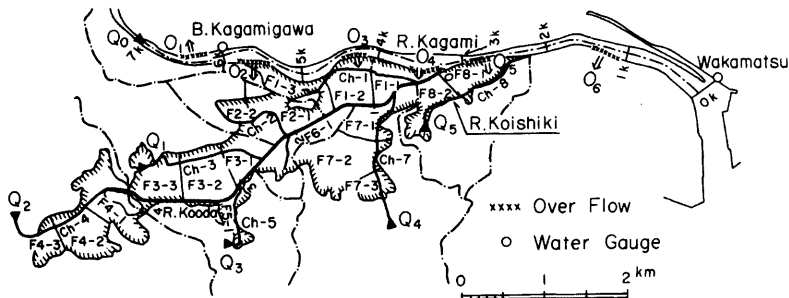


Fig. 8. Schematic sketch of simplified blocks and channel networks for flood analysis.

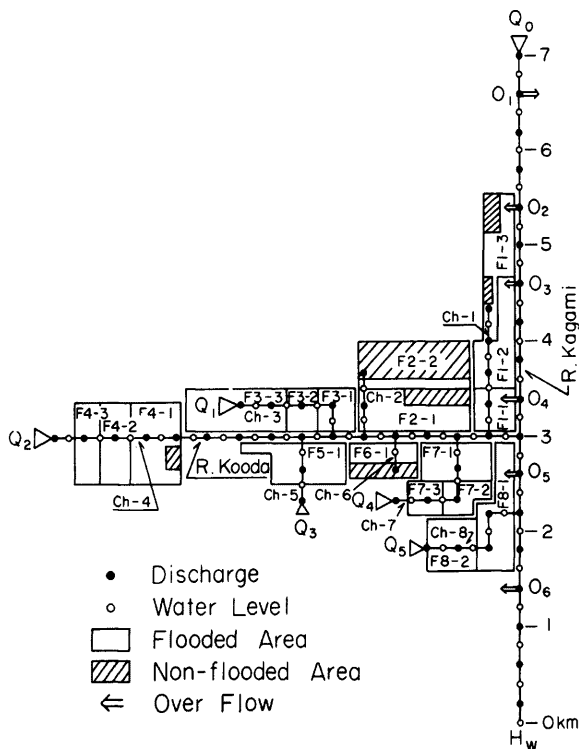


Fig. 9. Model for flood flow simulation.

線の記入された 1/1 万の地形図に基づいて各排水河川の流域界を定めた後、各排水河川に接続する氾濫解析領域を、氾濫水位が一定であると考えられる範囲の大きさに再分割してブロック化した。したがって Fig. 9 に示すように、各排水河川は 1～3 個の氾濫ブロックを持つことになる。なお同図には鏡川の破堤・越水箇所を $O_1 \sim O_6$ で示してある。

(2) 氾濫解析の水理モデル

河道流は不定流、氾濫ブロックは貯水池、河道と貯水池は越流堰で

連結しているとした水理モデルを採用する。

(a) 河道流の不定流計算

河道における不定流の基礎式として (3), (4) を用い、これを leap frog法³⁾により数値的に計算する。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = - \frac{gn^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 Q ：流量、 H ：河道水位、 A ：流水断面積、 R ：径深、 n ：Manning の粗度係数、ここでは $n=0.03$ とする、 g ：重力の加速度。

分合流点ではフルード数 $Fr \ll 1$ として (3) 式を簡単化した (5) 式を採用する。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = - \frac{gn^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

(b) 氾濫ブロックの水位変化と流出入量の計算

氾濫ブロックすなわち貯水池の水位変化の計算式は、Fig. 9 で斜線で示してあるように氾濫ブロック中に若干の非氾濫域が含まれる場合を考慮すると、(6) 式で表わされる。

$$\frac{dh}{dt} = H_r - \frac{Q_a}{A_f} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$H_r = \frac{e r A_u + r A_f}{A_f} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 A_u ：非氾濫域の面積、 A_f ：氾濫域の面積、 r ：雨量強度、 h ：氾濫ブロック内の水位、 Q_a ： $Q_a \geq 0$ のとき氾濫域から河川へ、 $Q_a < 0$ のとき河川から氾濫域への流量、 e ：流出率。なお Q_a は越流堰の公式⁴⁾を用い、水位条件により次の4ケースを想定して計算を行うことにする。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{i) } h > H & \text{で完全越流: } Q_a = mL(h - C_e) \sqrt{2g(h - C_e)} \\ \text{ii) } h \geq H & \text{で潜り越流: } Q_a = m'L(H - C_e) \sqrt{2g(h - H)} \\ \text{iii) } h < H & \text{で完全越流: } Q_a = -mL(H - C_e) \sqrt{2g(H - C_e)} \\ \text{iv) } h \leq H & \text{で潜り越流: } Q_a = -m'L(h - C_e) \sqrt{2g(H - h)} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 C_e ：堰の数高、 L ：堰幅、 m ：越流係数、ここでは $m = 0.43$ とする、 $m' = 2.6m$ 、 H ：河道水位。なお、鏡川の O_1 と O_6 は、越流水は、解析領域外へ流れ、堤内地水位が不明であるので完全越流状態にあるものとして扱う。

次に、排水河川と氾濫ブロックとの連結は次のように考える。各ブロック内にはいくつかの排水路が分布しているはずであるが、これらが一本にまとまった形で本川に合流するものとし合流計算により排水河川と氾濫ブロックを結びつける。すなわち、氾濫ブロックからの流出量 Q_a を支川からの強制流出量として扱い、本川については(5)式を適用する。このように考えると堰幅 L は氾濫ブロック内の排水路幅の和となるが、ここでは一律に 20m とし、堰数高は地盤標高+5cm とした。一方、鏡川からの越流幅は当初堤防天端高を考慮して定めたが、越流水部に木立や家屋が密集している場合もあり、そのままの L を用いて越流量を算出すると過大に評価することがわかったので、 L を修正しながら計算を繰り返し、実状に合うような Q_a を推定するという便法を採用した。氾濫解析結果を総合的に判断して最終的に用いた L は O で 5m、 $O_2 \sim O_6$ で 30m である。なお越流部の数高は越流部の最低天端高とした。

6.2 上流域からの流入量

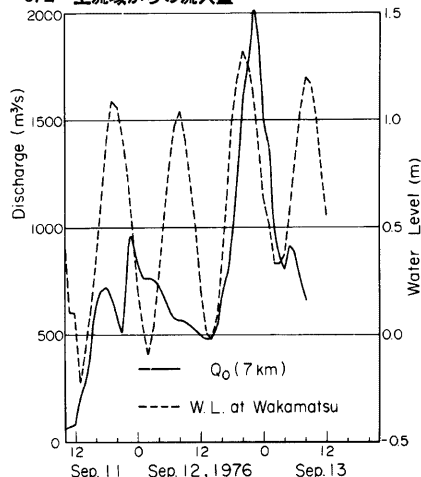


Fig. 10. Hydrographs of Q_0 and water level at Wakamatsucho.

上述の氾濫モデルを用いて解析を進める場合、Fig. 9 に示すように境界条件として鏡川及び各排水河川上流域からの流入量 ($Q_0 \sim Q_5$) を求める必要がある。ここでは、鏡川宗安寺地点の流量ハイドログラフが実用的精度で再現できたことを考慮して、これらと同じモデル定数を用いて kinematic runoff モデルにより流出解析を行い、 $Q_0 \sim Q_5$ を求めることにした。

まず鏡川 7km 地点の流量ハイドログラフは、宗安寺地点までの流域ブロックに3ブロックを追加し流出解析を行って求めたが、それを Fig. 10 に示す。同図には鏡川の変流計算に際し下流端条件として採用した若松町水位観測記録を併示してある。

次に神田川・小石木川流域における各排水河川については、流域分割した後山地・非氾濫域について流出解析を行い、上流端流入量ハイドログラフ ($Q_1 \sim Q_5$) を求めた。その結果を Fig. 11 に示す。なお、この流出解析では、各流域の雨量データに流

域からもっとも近い箕越もしくは旭地点の雨量記録を用いた。

6.3 河川断面

河道の不定流解析を行う場合、流水断面積 A 、径深 R 、と水位 H などの関係をあらかじめ求めておかねばならない。ここではこれらの関係式を次のような多項式で近似して使用した。

$$\left. \begin{aligned} A &= C_{A,0} + \sum_{m=1}^{m=5} C_{A,m} Y^m \\ R &= C_{R,0} + \sum_{m=1}^{m=5} C_{R,m} Y^m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $C_{A,0} \sim C_{R,5}$ ：係数、 $Y = H - z$ ：水深、 z ：河床標高、 $m=1 \sim 5$ の正の整数。

Fig. 12, 13 に計算に用いた鏡川・神田川の代表的な横断を示す。なお、支川排水河川 (Ch. 1~8) には神田川 2.5km 地点の横断面を用いた。

6.4 氾濫解析結果

1/1 万地形図を参照して計算に必要な諸元を求め、観測値・痕跡値をほぼ再現できるようにするまで計算を繰り返した。最終的に得られた鏡川最高水位を Fig. 14 に、鏡川橋地点 (6km) の水位ハイドログラフを Fig. 15 に示す。Fig. 14 によると計算結果は、5km より下流では痕跡水位とよく一致しているが、5km より上流では若干高い。一方、Fig. 5 の鏡川橋地点の水位ハイドログラフでは Fig. 14 の場合とは逆に計算値が若干低い。しかしこれらの差は鏡川が 6km 付近で彎曲しており、痕跡は彎曲部内側のそれであること、鏡川橋地点は橋脚に取り付けられた量水標を目視によって観測していることなどを考慮すると、実用

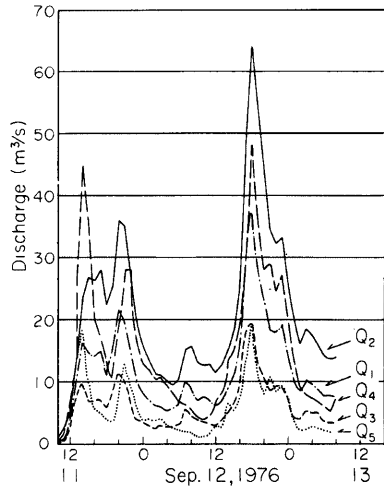


Fig. 11. Hydrographs of $Q_1 \sim Q_5$.

Fig. 12, 13 に示す。Fig. 14 によると計算結果は、5km より下流では痕跡水位とよく一致しているが、5km より上流では若干高い。一方、Fig. 5 の鏡川橋地点の水位ハイドログラフでは Fig. 14 の場合とは逆に計算値が若干低い。しかしこれらの差は鏡川が 6km 付近で彎曲しており、痕跡は彎曲部内側のそれであること、鏡川橋地点は橋脚に取り付けられた量水標を目視によって観測していることなどを考慮すると、実用

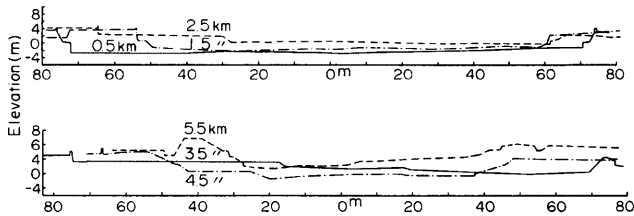


Fig. 12. Cross sections of the River Kagami.

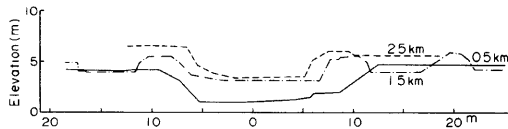


Fig. 13. Cross sections of the River Kooda.

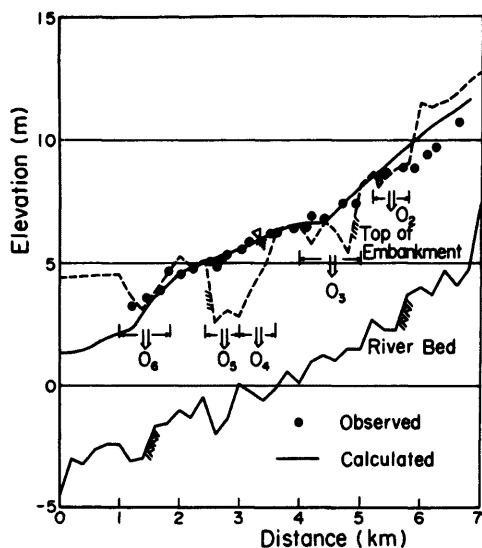


Fig. 14. The highest water level in the River Kagami.

したものと同推察できる。また逆に13日0～5時に O_4 から鏡川へ流出があったことになる。ピークとみられる12日22時頃の越流量は O_1 で $14\text{m}^3/\text{sec}$, O_2 で $60\text{m}^3/\text{sec}$, O_3 で $82\text{m}^3/\text{sec}$, O_4 で $66\text{m}^3/\text{sec}$, O_5 で $122\text{m}^3/\text{sec}$ となっている。これらの数値の妥当性を検証できる資料は皆無であるが、解析結果が各種の観測値・痕跡値をよく再現していると判断できることから、実際現象と大きくかけ離れた値ではないと考えてい

的精度よりみて特に問題にならないであろう。

Fig. 16 に神田川における痕跡水位と計算値が示されている。Fig. 16 では計算値は痕跡水位よりやや低目のように見えるが、痕跡値が神田川付近の建築物に残る痕跡より得られたものであり、障害物等の影響も多分に含まれていることを考慮すると、両者の差はあまり問題にならないと考えられる。

Fig. 17 には氾濫域 F 1-1, F 1-2, F 4-3 で得られた水位ハイドログラフと計算結果との比較が示されている。F 1-1 と F 4-3 では実測値と計算値とはかなりよく一致しているが、F 1-2 では若干の差が認められる。これは観測値が氾濫ブロックの下流寄り得られているのに、計算値はそのブロック内平均水位を表わしていることを考えると止むを得ないこととみられる。

この解析で得られた鏡川の堤防越水氾濫量を Fig. 18 に示すが、これより堤防越水は $O_1 \sim O_5$ の5個所で12日17～19時に始まり、13日の1～2時、 O_5 については翌朝まで継続

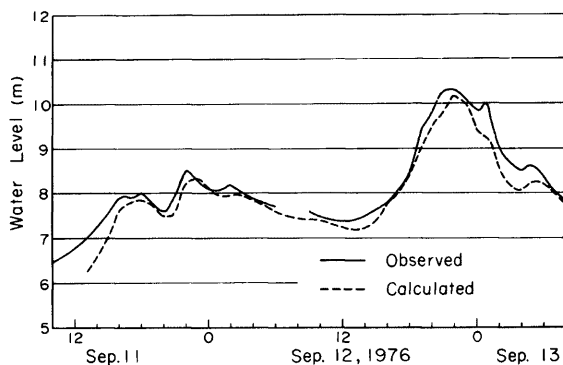


Fig. 15. Comparison between observed and calculated hydrographs of water level at the point of 6km.

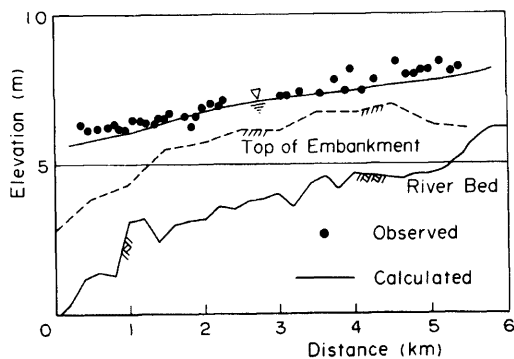


Fig. 16. The highest water level in the River Kooda.

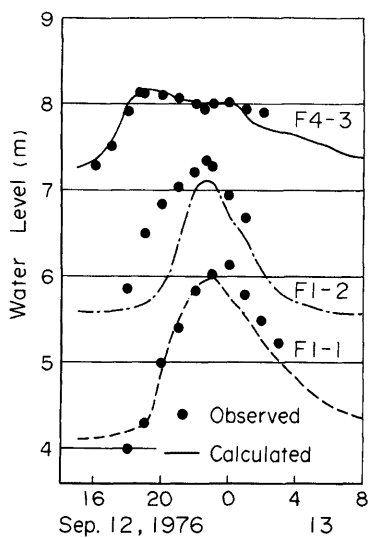


Fig. 17. Comparison between observed and calculated hydrographs of water level in flooded area.

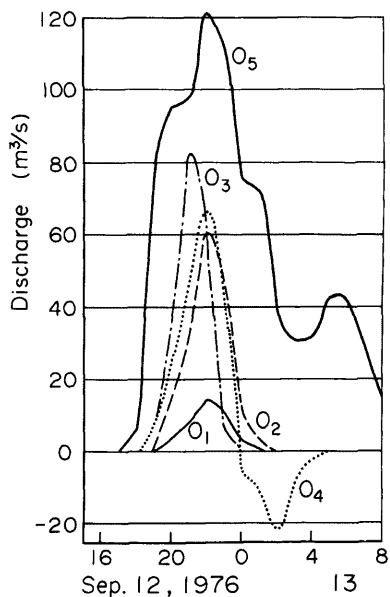


Fig. 18. Hydrographs of overflow discharge, $O_1 \sim O_5$.

る。ただ 1.4km 地点の O_6 については Fig. 14 にみられるように、最高水位は堤防天端より低く、計算上は越水は生じなかったことになるが、実際には土俵を積んで越水が防止されたといわれている。

Figs. 19, 20 には、この計算で得られた鏡川と神田川の下流端流量を示す。なお Fig. 20 には神田川の出水が鏡川に影響されず、また自己流域の内水氾濫もないと仮定したときの洪水流出、すなわち kinematic runoff モデルによる流出解析の結果、及び鏡川と神田川の合流点の水位を併示してある。これより鏡川の影響を受けないものとすれば、神田川のピーク流量は12日18時の $225\text{m}^3/\text{sec}$ と推定されるが、実際には合流点の水位が上昇過程にあったため神田川の流出はこの時点で $70\text{m}^3/\text{sec}$ 程度に押えられ、神田川流域の排水は極度に遅れたことになる。これは、大河川に合流する低平地排水河川の宿命的な内水現象であり、ここではそれが定量的に表示されている。

以上のように解析結果は局所的には観測値・痕跡値と一致しない点もあるが、出水氾濫過程をかなりの精度で再現できたと考えられる。

7. 考 察

上述の調査・解析結果を総合的に考察して、今後の災害の要因と問題点を述べると次のようである。

(1) 今次の出水による鏡川のピーク流量は宗安寺地点で $1,970\text{m}^3/\text{sec}$ 、7km 地点で $2,000\text{m}^3/\text{sec}$ 、及び若松町地点で $1,900\text{m}^3/\text{sec}$ 程度と推定された。一方鏡川の計画高水流量は基準地点宗安寺で $1,500\text{m}^3/\text{sec}$ とされているから、今次の出水は計画値を大幅に越えた大出水であったといえる。

(2) 鏡川の 3~6.5km 区間の堤防未改修区間では鏡川の流量が $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ を越えると堤防越水が生じ、また小石木川と神田川の間では $700\text{m}^3/\text{sec}$ 程度で局所的氾濫が認められた。改修工事の進展が強く望まれる。

(3) 神田川流域の氾濫現象は、自己流域の内水氾濫もさきながら、鏡川の出水によって大きな影響を受けた。すなわち Fig. 17 よりみられるように、神田川氾濫域上流部 (F4-3) では12日の19時頃最高水位を

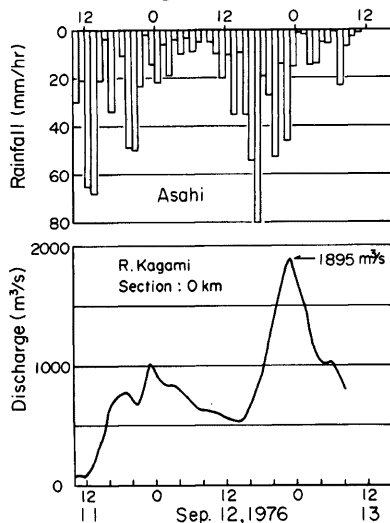


Fig. 19. A hydrograph of discharge at Wakamatsucho.

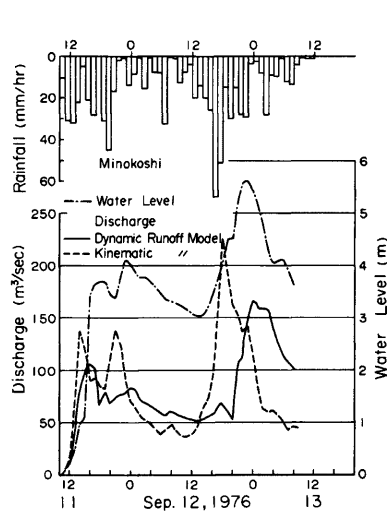


Fig. 20. Hydrographs of discharge and water level at 0km of River Kooda.

示しているが、これはこの上流側の出水 (Fig. 11 の Q_2) ピーク流量生起時刻とほぼ一致し、鏡川のピークより約4時間早い。これは、高位部の氾濫は自己流域上流部の出水が主要因であることを意味している。一方下流部の鏡川沿いの区域 (F1-1, F1-2) の最高水位の生起時刻は鏡川堤防越流量がピークであった22~23時頃と一致しているから、この地域の氾濫は自己流域からの出水の他に鏡川の堤防越流や背水の影響によってもたらされたものといえよう。

(4) 今次の災害は記録的な連続降雨によってもたらされたことはいうまでもないが、これによって鏡ダムの洪水調節効果を大きく減じたこと、計画高水流量以下でも堤防越流を生ずる地域が存在していること、及びこれが鏡ダムの洪水調節機能をさらに損じる一因にもなっていたこと、さらにまた本来遊水池の機能を持っていた神田川流域下流部の都市化問題など、今後の治水計画上むづかしいいくつかの問題を提起したといえる。

8. むすび

昭和51年9月、鏡川流域に発生した大水害の概要とその出水氾濫過程の定量的再現を試みた結果について述べた。災害を被った方々に見舞の意を表するとともに、多くの資料や情報を提供して頂いた高知県河川課の担当者の方々に深謝の意を表する。本研究は文部省科学研究費の援助による「昭和51年9月台風17号による災害の調査研究」の一部として行ったものである。共同分担者として高知大学上森千秋教授、近森邦英助教授、松田誠祐助手の援助を受け、かつ有益な教示を頂いたことを付記して謝意を表する次第である。なお資料の整理・解析に京都大学防災研究所防災科学資料センターの FACOM 230-25、化学研究所 FACOM 230-48、及び大型計算機センター FACOM 230-75, M-190 を使用した。

参 考 文 献

- 1) 高知気象台：昭和51年9月8日から13日にかけての台風17号と前線による大雨に関する異常気象速報，1976.
- 2) 高知県：鏡川水系治水計画資料，1976.
- 3) 土木学会編：水理公式集，土木学会，1971，pp. 185-188.
- 4) 石原藤次郎，本間仁編：応用水理学 中 I，丸善株式会社，1952，pp. 154-156.