

7617号台風による日下川波介川流域の水害とその考察

永井 明博・角 屋 睦・岡 太 郎

ANALYSIS OF FLOODING PROCESSES IN KUSAKA AND HAGE BASINS CAUSED BY 7617 TYPHOON, SEPTEMBER, 1976

By *Akihiro NAGAI, Mutsumi KADOYA and Taro OKA*

Synopsis

The Kusaka and the Hage basins located in Shikoku District, west Japan, suffered again severe disasters from flood caused by record heavy rainfall accompanied with 7617 typhoon, following to 7505 typhoon in August, 1975. The rain fell continuously during the period of September 8~13 and the areal depths in both basins amounted to 1,019mm and 881mm, respectively.

This paper discusses the flooding processes and factors relating to the disasters. The flooding processes are analyzed to simulate hydrographs of water level observed at some points in both basins 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 areas. Hydrographs of flooded water level are also estimated under some hypothetical drainage facilities to suggest some means for preventing or mitigating such the disasters from flood.

1. まえがき

昭和51年9月8日から13日にかけてもたらされた台風17号に伴う長時間の豪雨によって、西日本を中心とし全国各地で大災害が発生した。高知県では鏡川流域を中心に記録的な豪雨に見舞われ、大水害となったが、その西隣りの仁淀川下流域も例外ではなかった。仁淀川の下流部には、日下川・波介川・宇治川・奥田川・南ノ谷川など、従来より内水災害常襲地帯と目されるいくつかの支流流域がある。これらの地域は昭和50年8月にも台風5号豪雨により大災害を被ったばかりであり、2年連続して大災害を受けることになった。

われわれは前報¹⁾で、50年8月台風5号豪雨による日下川・波介川流域の水害分析を行い、災害の防止軽減策をいくつか検討したが、今回はこの2回の水害発生過程を対比しつつ、災害の要因・対策についてあらためて考察する。

2. 調査地域の概要

対象地域の状況はすでに前報¹⁾に詳述しているので、ここでは要点のみ述べる。Fig. 1 に示すように、仁淀川下流部の支流流域のほとんどはほぼ東西方向に走る地溝部に位置し、流域の地質条件は必ずしも良好ではない。概して日下川流域は古生層、波介川流域は中生層に属すといわれている。

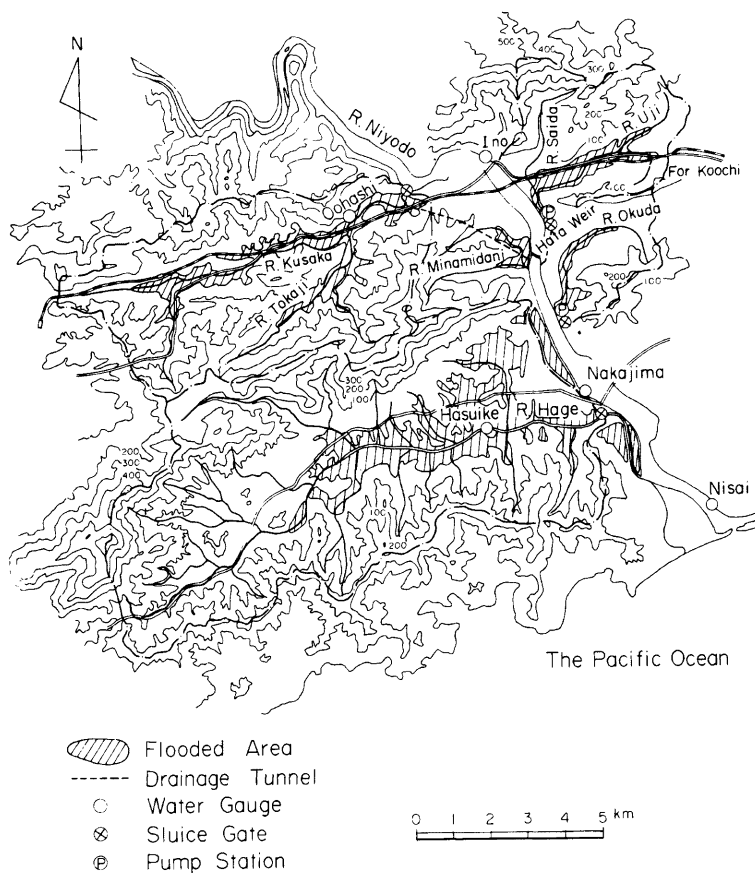


Fig. 1. Physiographical map near the lower reaches of the River Niyodo.

日下川は、仁淀川河口より約 14km 地点で仁淀川に合流する流域面積 36km^2 の支川である。合流点より上流 0.5km に排水樋門(神母樋門), 1km 地点にトンネル放水路への分流口がある。日下川の主河道長は約 10km, 河床勾配は $1/2000 \sim 1/900 \approx 1/1500$ と緩であり、河幅は下流より 40~35m (0~3.2km) から 10m 前後 (5~8km) となっている。川沿いの幅 300~600m の狭い沖積地は主に農地として利用され、主な集落は日下川沖積地沿いに展開しているが、すぐ急勾配の山地に連なるため居住範囲はきわめて狭い。特に 3~7km 区間に開けた集落中心部の標高は、相対的に最も低く 17~20m 程度である (Fig. 2)。この地域の排水は仁淀川の水位に大きく左右され、農地の冠水はほぼ毎年といわれる。現在、仁淀川河口より約 8.8km 地点の八田堰下流に最大 $24\text{m}^3/\text{sec}$ (有効雨量換算値 $2.4\text{mm}/\text{hr}$) の排水が可能なトンネル放水路が 1 本ある。

一方波介川は仁淀川河口より約 4.6km 地点に排水樋門（小野樋門）を持ち、それより 2.5km の導流堤によって下流に導かれて仁淀川に合流する流域面積 68km² の支川である。樋門より上流の主河道長は約 16 km, 河床勾配は 1/5000（樋門地点 0～3.2km）～1/1000（5.2～7.2 km）≒1/2000 ときわめて緩で、樋門地点より約 10km の区間の川幅は 50～40m である。主河道沿いには十数本の小支川が流入しているが、そこに開けた沖積平野は幅 5～2km と日下川のそれに比べてかなり広く、ほとんど農地になっている。しかしその標高も高くなく、日下川と同様中凹み地形を呈している。波介川下流部左岸側に開け、この付近の中心地となっている土佐市市街地の標高は 8～10m 程度である。

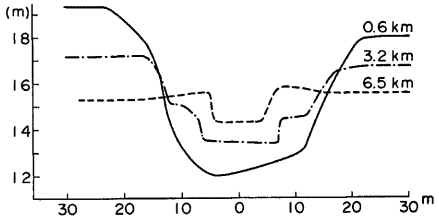


Fig. 2. Cross sections of the River Kusaka.

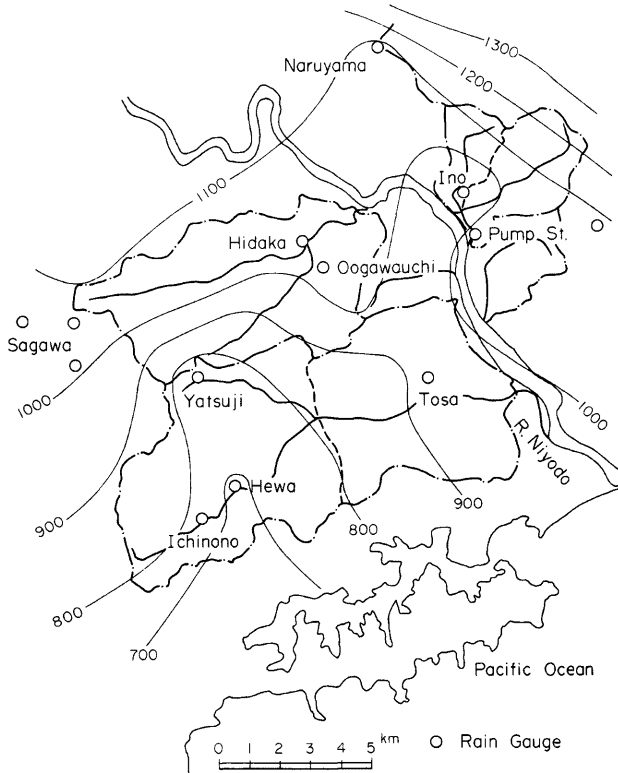


Fig. 3. Isohyetal map of total rainfall during September 8~13, 1976.

3. 豪雨の概況

台風17号の日本への接近によって仁淀川流域では9月8日7時頃より雨が降り始め、その後台風のゆっくりした北上に伴い10日夜から12日午前にかけて、20mm/hr 前後の降雨が断続的に降り続いた。12日10時頃から降雨はさらに強くなり、台風が九州北部を北上するようになった13日8時頃までに東隣りの鏡川流域を中心に、連続雨量 1,800mm にも達する記録的な豪雨となった。仁淀川下流部の雨量は鏡川流域ほどでもないが、それでも **Fig. 3** にみられる程度の豪雨となっている。台風7505時は 100mm/hr 前後の強雨帯が仁淀川中上流域から下流域へと移動し大災害の一因となっていたが、今回の豪雨では強雨帯の移動は顕著には認められず、また短時間強度もそれほど強くないが (**Table 1**), 長時間の豪雨であったことが今回の水害の要因となっている。

Table 1. Maximum intensities and total depths of rainfall caused by Ty. 7617.

The data in parentheses are the ones by Ty. 7505.

Station	Max. 1hr rainfall (mm/hr)	Max. 3hr rainfall (mm/3hr)	Total depth (mm)
Oogawauchi	47 (89)	99 (234)	1050 (541)
Tosa	45 (117)	97 (231)	941 (540)
Hewa	41 (96)	102 (195)	701 (501)
Ichinono	50 (100)	103 (207)	839 (579)
Yatsuji	45 (95)	84 (215)	768 (633)
Ino	38 (74)	99 (185)	964 (457)
Sagawa	68 (108)	123 (282)	1204 (645)
Naruyama	48 (93)	105 (235)	1110 (621)

4. 水害の状況

仁淀川の今回の出水は大きくみて3つの山がある。基準地点伊野における水位は、11日一度警戒水位 16.52m (T.P. 換算値、以下同様) を超えた後、12日昼前からの豪雨によって19時再び警戒水位を突破し、13日11時最高水位 17.56m を記録した。この時のピーク流量は 7715m³/sec と推定されている。**Table 2** に既往最大とみられる台風7505時の値と対比して示すように、今次の方が最高水位、ピーク流量ともやや小さいが、警戒水位を突破した連続および延べ時間は前回より長く、仁淀川高水位が長時間継続したことを示している。波介川では今回樋門操作の必要を生じなかったが、日下川では9日の深夜閉樋をした後、仁淀川が最高水位となる第3波の直前、12日朝開樋せざるを得なかったのはきわめて不幸であった。

この出水により仁淀川でも護岸、根固の欠壊、漏水等の若干の被害を生じたが、仁淀川を排水河川とする日下川・波介川流域などでは大氾濫災害を被った。その被害状況を前回の値と対比して **Table 3** に示す。

Table 2. Peaks of water level and discharge at Ino station, the River Niyodo.

	Highest water level (T.P.m)	Peak discharge (m ³ /sec)	Duration over the warning water level (16.52m)	
			Continuance(hr)	Total(hr)
Ty. 7617	17.52	7,715	21	28
Ty. 7505	20.12	13,500	17	17

Table 3. Flood disasters caused by Ty. 7617. The values in parentheses are the ones by Ty. 7505.

Drainage basin	Catchment area			Flooded water				Number of submerged houses	
	Total (km ²)	Mountain (km ²)	Plain (km ²)	Area (km ²)	Highest water level (m)	Maximum depth (m)	Duration (hr)	Over the floor	Under the floor
Kusaka	36.0	29.4	6.6	4.8 (5.4)	20.48 (21.4)	2.85 (3.7)	59 (52)	483 (583)	55 (269)
Hage	68.3	52.8	15.5	10.4 (13.5)	7.66 (9.0)	1.73 (3.0)	62 (35)	176 (1915)	569 (1439)
Minaminotani	14.4	12.2	2.2	1.7 (2.0)	14.4 (15.0)	1.19 (1.5)	32 (45)	402 (642)	240 (321)
Uji	6.0	5.3	0.7	0.4 (0.6)	12.29 (14.8)	1.55 (3.0)	(26)	7 (255)	3 (93)
Okuda	7.2	5.6	1.6	0.9 (1.2)	9.73 (11.0)	1.27 (1.90)	(26)	12 (96)	20 (141)

氾濫水位、面積とも今次の方が小規模であるとはいえ、平地面積に対する氾濫面積の割合、氾濫時間をみてもその大きさが想像できよう。Fig. 1 にも氾濫状況が併示してある。なお波介川の浸水戸数は前回より極端に少なくなっているが、これは仁淀川下流水位が低く、排水樋門操作を必要としなかったこと、土佐市市街地標高が 8~10m であることを考えれば納得できよう。

5. 出水氾濫過程の検討

日下川・波介川両流域は50年に続いて今回もまた大氾濫災害を被ったが、この種の災害を防止・軽減するための合理的対策を検討するには、まず出水氾濫過程を定量的に分析する必要がある。両流域とも前回の災害の教訓によって水位計が設置されその自記記録が得られており、樋門地点でも不定期ではあるが外水位が観測されている。日下川においては樋門操作は順調に行われ、その開閉時刻も明確である。

これらの資料に加えて仁淀川伊野地点から推定した八田堰下流水位、神母樋門外水位及び各方面から入手した両流域内外の雨量記録、さらに台風7505号洪水の調査時に入手した河川縦横断面、水位～貯水量曲線、放水路および樋門断面などの資料を基に、以下のように出水氾濫解析を試みる。

5.1 降雨解析

対象流域の内外に、Fig. 3 にみられる地点で雨量資料が得られている。この図からもわかるように雨量は、同一流域内でもかなりの差が認められるので、同図中破線で示したように雨量ブロックを日下川1個、波介川は2個とした。次に仁淀川下流域の各観測点の累加雨量曲線を、Fig. 4 のように併列して描き雨量波形を吟味した後、3時間ごとの等雨量線図によって各ブロック平均雨量を求めた。その一時間分割にはブロック内の面積雨量に対する代表的点雨量比を求め、それを用いた。このようにして推定した流域平均降雨の最盛状態および8日9時～13日9時の間の総雨量を、台風7505時の値と対比して Table 4 に例示する。

5.2 有効降雨解析

台風7505時の解析では累加雨量～累加損失雨量曲線を利用して、降雨資料から有効降雨ハイトグラフを推定したが、一般にその損失雨量曲線は出水ごとに異なるので、前回の関係をそのまま用いることはできない。

豪雨は8日から13日まで6日間にわたって継続しているが、今次の解析は災害に直結する12日以降の豪雨

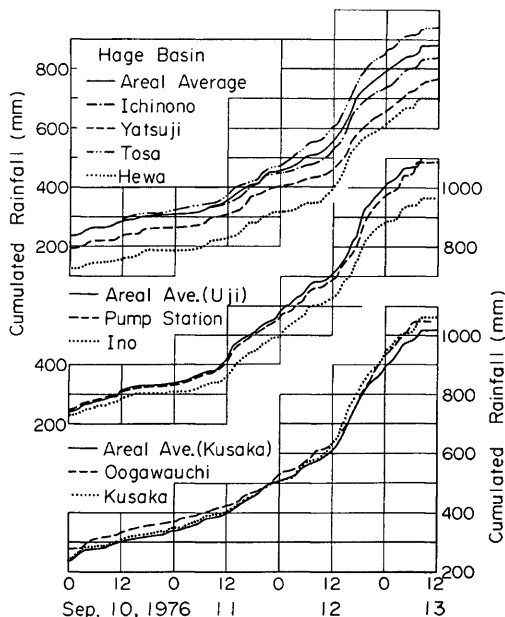


Fig. 4. Cumurated rainfall curves.

Table 4. Areal mean depths of rainfall caused by Ty. 7617.

The values in parentheses are the ones by Ty. 7505.

Basin	Max. 3hr rainfall	Max. 6hr rainfall	Total depth
Kusaka	101mm (218)	184mm (376)	1,019mm/131hr (676mm/35hr)
Hage	101 (185)	163 (357)	881mm/135hr (552mm/36hr)

を対象として進めることにする。日下川の場合、後述するように9日23時46分から12日8時45分にかけては樋門が閉扉されており、この間の水位記録も得られている。そこでこの間を対象として、流域の水位～貯留量曲線、八田堰下流水位、放水路断面などの諸資料、及び後述の出水解析結果得られた流入量を用いて、貯水池計算により内水位ハイドログラフを試算して実測値と対比したところ、この間の損失雨量を0としてよいことがわかった。そこでそれ以降も損失雨量は0として扱うことにした。波介川についてもこの解析時間内を100%流出としても矛盾は生じなかった。なお台風7505時の山地の総損失雨量は約80mm、累加雨量240mm(10日までの累加雨量に相当)に対しては約70mmと推定されているが、今次の場合は10日までに流域はほぼ飽和に近い状態に達していたものと推察される。

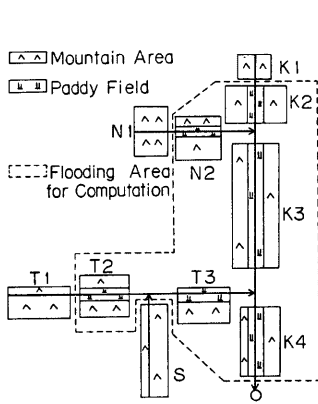


Fig. 5. Model of the Kusaka basin.

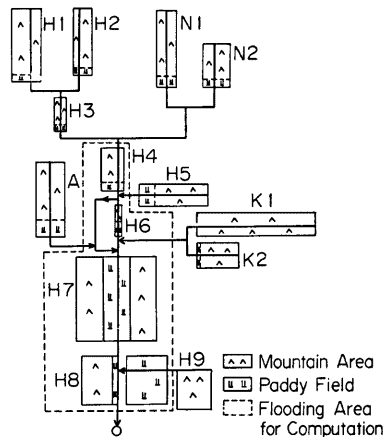


Fig. 6. Model of the Hage basin.

5.3 流域モデル

出水解析を詳細に行うためには、流域の土地条件を十分反映した流域モデルを構成する必要があるが、日下川・波介川両流域とも山地部がほぼ80%を占め、他はほとんど水田である。他の土地利用形態として土佐市の市街地が目立つが、その面積はあまり大きくない。加えていずれの河川も流出特性を詳細に吟味できるようなデータはほとんど皆無である。

そこでここでは1/2.5万の地形図にみられる河道網、流域形状、分割面積の大小を考慮して、Fig. 5および6に示すような流域モデルを採用することにした。同図にはそれぞれのブロックの土地利用条件も単純化して示してある。

5.4 出水氾濫解析の数理モデル

(1) 流出域

山地・丘陵地ないし高位部農地など解析上非氾濫域とみなせる領域からの雨水流出現象に kinematic wave モデル²⁾を適用し、後述の dynamic wave モデルの境界条件にすることにする。有効雨量はすべて表面流として扱えるとなると、基礎式は次式となる。

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

$$\left. \begin{aligned} \text{河道: } A &= KQ^P \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 h : 水深 (m), q : 単位幅流量 (m^2/sec), r_e : 有効降雨強度 (m/sec), A : 流水断面積 (m^2), Q : 流量 (m^3/sec), t : 時間 (sec), x : 距離 (m)。さらに k, p は斜面流定数で、Manning 則が成立するとみなすと、 $p=0.6$, $k=(N/\sqrt{I})^6$, I : 斜面勾配, N : 等価粗度 ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$), また K, P は河道流定数である。

実際の計算では、これらの式の特性曲線を利用して、差分により数値積分を行う。

斜面の等価粗度 N としては、これまでわれわれがいくつかの流域で検討した結果や Fig. 5, 6 のモデル

の精粗から総合的に判断して、前年度の解析と同様次の値を用いた。

山地主体流域： $N=1.2(\text{sec}/\text{m}^{1/3})$ ，水田主体流域： $N=2.0(\text{sec}/\text{m}^{1/3})$ 。

なお波介川流域には土佐市の市街地があるが、その面積は全流域面積に比し小さいので特別扱いにできなかった。

河道の粗度係数 n は、日下川では全河道に $n=0.035$ ，波介川では平地河道，山地河道を区別し，それぞれ $n=0.035$ および 0.05 とした。

(2) 平地河道

水の流れが下流端条件によって左右される河道区間に対しては、洪水波の伝播現象を dynamic wave として扱う必要がある。このような不定流の基礎式は一般に次式で表現できる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2BQ}{gA^2} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{2Qq}{gA^2} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}} &= 0 \\ B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに g ：重力加速度 (m/sec^2)， B ：水面幅 (m)， H ：水位 (m)， R ：径深 (m)。

上式の数値計算は leap-frog scheme で行うことにする³⁾。

いま対象とする現象は氾濫を伴った流れであるが、台風7505時の解析¹⁾では日下川・波介川両流域に対し、流路に貯水池が連続し貯水池水位は流路の水位と一様に変化すると仮定した簡単なモデルを適用した。今次出水にもこのモデルを用いて解析したところ、後述するように日下川では十分満足できる程度に現象を再現できたが、波介川ではやや再現性が十分とはいえなかった。このことは上述無堤型氾濫モデルの有用性と同時にその限界を示すものとみることができる。すなわち日下川の場合 Fig. 2 および Fig. 10~12 からわかるように、河川断面がそもそも無堤に近い。このことに加え河川沿いに展開する農地はその幅も狭く、急勾配山地に連なっているため、上述モデルで十分対応できた。しかし波介川では堤防高は低平農地よりかなり高く、かつ農地の幅は日下川のそれに比べてずいぶん広い。したがって貯留よりも流れが卓越していた今次の出水では、堤防を越えて農地に氾濫する水の抵抗を無視できないためと判断された。

そこで波介川については、流路と貯水池は越流堰で連結しているとした越流型氾濫モデルを適用することにした。いま堤防上端から測った流路あるいは貯水池の水深を h_i ， h_j とし、 i から j 方向の流量 Q_{ij} を正とすると越流量は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \text{潜り越流時: } Q_{ij} &= \alpha \cdot C_1 \cdot B_{ij} \cdot h_2 \sqrt{2g} |h_i - h_j| \cdot \text{sgn} \{h_i - h_j\} \\ \text{完全越流時: } Q_{ij} &= \alpha \cdot C_1 \cdot B_{ij} \cdot \sqrt{2g} h_i^{3/2} \cdot \text{sgn} \{h_i - h_j\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{ただし } \begin{cases} h_1 = \max \{h_i, h_j\} \\ h_2 = \min \{h_i, h_j\} \end{cases}, \quad \text{sgn} \{h_i - h_j\} = \begin{cases} 1 & \text{for } h_i \geq h_j \\ -1 & \text{for } h_i < h_j \end{cases}$$

C_1 ：越流係数 (0.35)， $C' = 1.5\sqrt{3} C_1$ ， B_{ij} ： i, j 間の越流幅 (m)。

また貯水池 i の連続式は次式である。

$$\frac{dH_i}{dt} = r - \frac{1}{A_{p,i}} \sum_j Q_{i,j} \dots\dots\dots (5)$$

ここに H_i ：貯水池 i の水位， r ：雨量強度 (m/sec)， $A_{p,i}$ ：貯水池 i の面積 (m^2)。

次に (4) 式中の係数 α について説明する。貯水池間については $\alpha=1$ としても安定な解が得られる。また流路～貯水池間の欠口流出域についても同様で、(4)，(5) 式に Euler 法，Runge-Kutta 法など異なる解法を用いても数値解はほとんど変わらない。しかし流路～貯水池間の畦畔あるいは堤防の全面越流に対しては、解は不安定になりやすく、そこに若干の工夫が必要である。これについてのこれまでの研究では、非定常性の強い場合でも畦畔全面越流の代りに欠口流出モデルを用いても十分である⁴⁾といわれており、その適応性も実証されている⁵⁾。そこでここでは流路～貯水池間の越流量は、 $\alpha (<1)$ を乗じて Euler 法 (前

方差法)により算定する。 α の物理的意味は畦畔長に対する欠口幅合計の比であると考えられ、いまの場合0.01を用いる。流路～貯水池間の Q_{ij} を(3)式中で一様横流入として扱ったが不安定現象は見られなかった。また貯水池間については $\alpha=1$ とし、欠口・畦畔両越流域を考えることにする。

両流域には下流付近に樋門が設けられている。ここでは、樋門を含む区間での流量・水位計算に次式を用いる。この区間の全損失水頭を Σh_i 、樋門から上・下流水位計算点までの距離をそれぞれ dx_1 、 dx_2 、樋門長を l として、

$$\left. \begin{aligned} \text{潜りオリフィスの場合: } \Sigma h_i &= \left(\frac{n^2 \cdot dx_1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n^2 \cdot dx_2}{A_2^2 R_2^{4/3}} + \frac{1}{2gC^2 A_G^5} \right) |Q|Q \\ \text{その他の場合: } \Sigma h_i &= \left(\frac{n^2 \cdot dx_1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n^2 \cdot dx_2}{A_2^2 R_2^{4/3}} + \frac{f_0 + f_i}{2g\mu^2 A_G^5} + \frac{n_G^2 \cdot l}{\mu^2 A_G^2 R_G^{4/3}} \right) |Q|Q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ただし下側測添字1, 2は樋門上・下流区間のそれぞれの平均値, G は樋門の値を表わす。 f_i : 流入損失係数(0.27), $f_0 = (1 - \mu \cdot A_G / A_3)^2$: 断面急拡損失係数, A_3 : 樋門直下流の流路断面, C : 流量係数(0.6), μ : 収縮係数。上式の選択は、樋門上・下流水位計算点の値を内・外水位とみなし、これらの値と樋門断面上端高を比較して行う。

5.5 日下川の出水氾濫解析

(1) 現状の河道疎通能力と流出量

氾濫解析に先立って、日下川およびそれに流入している各支川とも氾濫はしないとして、kinematic wave法を適用し日下川と各支川の流出量を求めた。Fig. 7は下流端神母樋門における流出量ハイドログラフであるが、日下川の現状疎通能力が $140\text{m}^3/\text{sec}$ とみられるに対し、今次の豪雨ではピーク流量は $320\text{m}^3/\text{sec}$ 程度と算定された。なお台風7505号時のそれは約 $750\text{m}^3/\text{sec}$ と推定されており、いずれも現況の疎通能力をはるかに上回る値となっている。

(2) 現状の氾濫解析

前述したように日下川流域では、台風7505号時と同程度の氾濫を起こしているが、不定流計算による現状

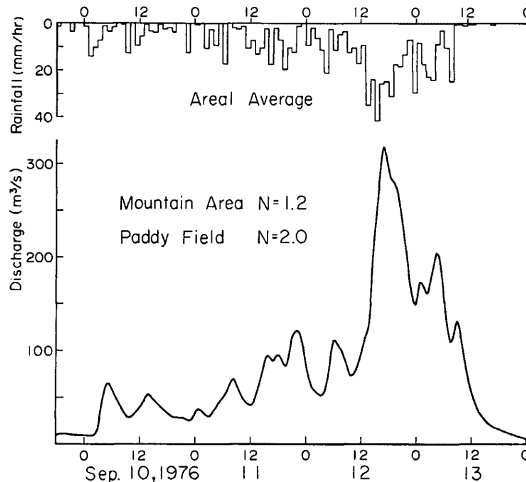


Fig. 7. Hydrograph of discharge estimated on the assumption of non-inundation of the River Kusaka, at Ige Sluice.

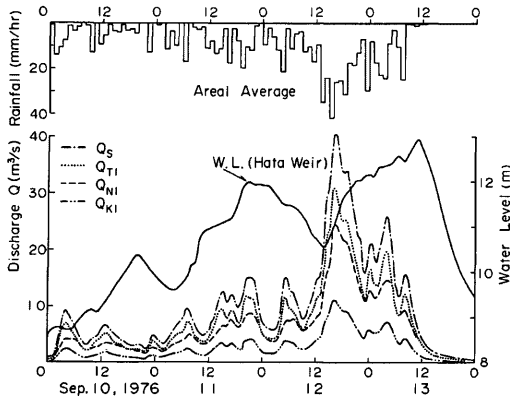


Fig. 8. Hydrographs of inflow to the River Kusaka and of water level at Hata Weir in the River Niyodo.

の氾濫解析は、Fig. 5 の破線で囲まれた領域に適用する。日下川およびその支川の上流側境界条件としては、上述の流出計算から得られた流出量 (Fig. 8) を、途中の河道区間については、有効雨量および各ブロック断面下流端流量を一樣横流入として与えた。下流側境界条件としては伊野から推定された神母樋門外水位を基に、次のように若干の修正を加えた値を用いた。すなわち Fig. 9 に示すように、推定外水位は実測値に比べて 15~20cm ほど常に低く、かつ伊野の水位に敏感に追従し過ぎていると判断された。そこで、樋門外水位推定曲線を平滑化するとともに、ピーク外水位の値を 20cm 高くして、樋門地点の不定期測定値に合うようにした。放水トンネル下流端の水位境界条件として必要な八田堰下流水位は、伊野水位からの推定値をそのまま用いた。神母樋門の操作は順調に行われ、内外水位が均衡した 9 日 23 時 46 分に閉扉、12 日 8 時 45 分開扉されている。操作時間は 15~20 分である。樋門操作中の開度は比例配分値を用いた。

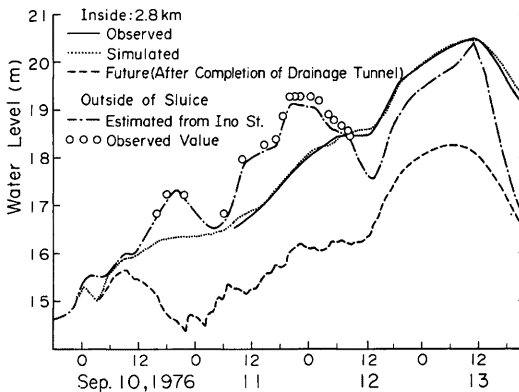


Fig. 9. Comparison between simulated and observed hydrographs of flooded water level at Oohashi station.

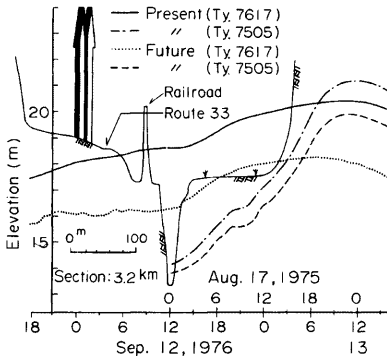


Fig. 10. Hydrographs of flooded water level at a point in the lower reaches of the River Kusaka at present and under hypothetical drainage tunnel.

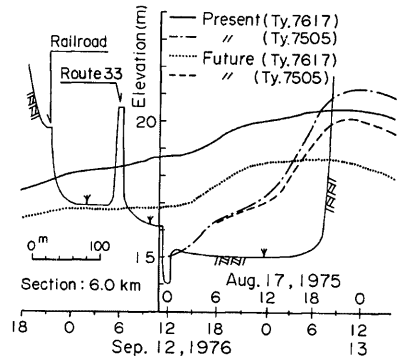


Fig. 11. Hydrographs of flooded water level at a point in the middle reaches of the River Kusaka at present and under hypothetical drainage tunnel.

前にも述べたように、仁淀川合流点より 2.8km の大橋地点に設置された自記水位計により、内水位観測値が得られている。Fig. 9 は実測値と計算値を対比したものである。最高水位は13日11時に 20.48m を記録したが、計算によると13日11時15分に 20.45m となり、内水位ハイドログラフをよく再現している。また Fig. 10~12 に集落中心部及び上流側地点の水位ハイドログラフを示す。同図中には台風7505時の推定内水位ハイドログラフも併示してあるが、前回の変化が非常に急激であったのに対し、今次の内水位変化は緩慢であったことを示している。また長時間にわたる降雨とそれに伴う仁淀川高水位継続のため、仁淀川水位が最高となる12日から13日にかけて樋門を開扉せざるを得なかったことを、今次水害の特徴として重ねて強調したい。

(3) 排水施設増強効果の予測

日下川の現有の排水施設としては、神母樋門の他に最大能力 24m³/sec (有効雨量換算値 2.4mm/hr) の放水路があるだけである。台風7505水害を考察した前報ではポンプあるいは放水トンネルを増強する場合の効果を予測的に検討したが、この線をほぼ満足する形で、建設省はほぼ集落中心部にあたる 3.2km 地点より八田堰下流に、現状の4倍の断面を持つ標準馬蹄形のトンネル放水路を計画中である。その最大能力は 160m³/sec (有効雨量換算値 16mm/hr) であり、この放水路が完成すれば、排水能力は現状の 2.4mm/hr から 18mm/hr 程度にレベルアップされることになる。そこでその効果を具体的に検討することにした。ここでは流出量や外水位条件は現状と同じであるが、樋門は内外水位に応じて操作されるものとし、不定流計算は樋門が閉扉された9日23時46分より行う。

このようにして求めた結果を Fig. 9~12 に併示してある。これによると 12~13 日にかけて樋門を開扉

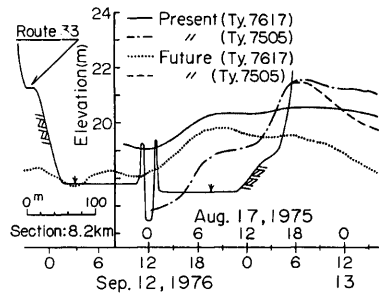


Fig. 12. Hydrographs of flooded water level at a point in the upper reaches of the River Kusaka at present and under hypothetical drainage tunnel.

する必要がなくなってしまう。また同図は村役場のある 3.2km 付近では現状が 20.45m であるに対し、放水路の完成により 18.27m と 2.2m 程度最高水位を下げうることを示している。上流に行くに従い山地からの流出量に左右されてこの効果は小さくなるが、8.2km 付近では現状が 20.57m であるに対し、トンネルの完成により 19.80m まで低下し、最高水位は約 80cm 下がる。

さらに同図には台風7505時の条件を与えたときの計算内水位ハイドログラフも併示してある。これによると、前回の水害時に放水路が完成していたとしても、役場前国道上（標高 18.5~18.6m）1m 以上の浸水は免れ得ないが、今次の程度の豪雨では最高内水位は国道以下となり、居住域の浸水もほとんど免れトンネル効果はきわめて大きいことを示している。

5.6 波介川の出水氾濫解析

(1) 現状の河道疎通能力と流出量

波介川においても kinematic wave 法を適用して、氾濫はしないとした場合の流出量を求めてみた。

Fig. 13 は小野樋門における流出量ハイドログラフである。波介川の現況疎通能力は $350\text{m}^3/\text{sec}$ 程度といわれており必ずしも大きくはないが、波介川とその支川が氾濫をしない程度に堤防が十分高ければ、今回のピーク流出量は $650\text{m}^3/\text{sec}$ 程度と算定される。ここで山地斜面の等価粗度を $N=1.8$ と想定すると、流出量ハイドログラフは **Fig. 13** とほとんど同じであるが、ピーク流出量は約 $600\text{m}^3/\text{sec}$ とみられる。なお台風7505号時のピーク流出量は $990\text{m}^3/\text{sec}$ ($N=1.8$ では $960\text{m}^3/\text{sec}$) 程度と推定されている。

(2) 現状の氾濫解析

不定流計算を行った区間は **Fig. 6** の破線で囲まれた領域であるが、前にも述べたように波介川には多くの支川が流入している。ここではなるべく詳細な分析を行いたいと考え、一応 1/2.5 万の地形図上にみられる17本の支川も加えて氾濫解析を行った。

境界条件として上流端では、流出解析によるブロック下端からの流出量を与えることを原則としたが、支

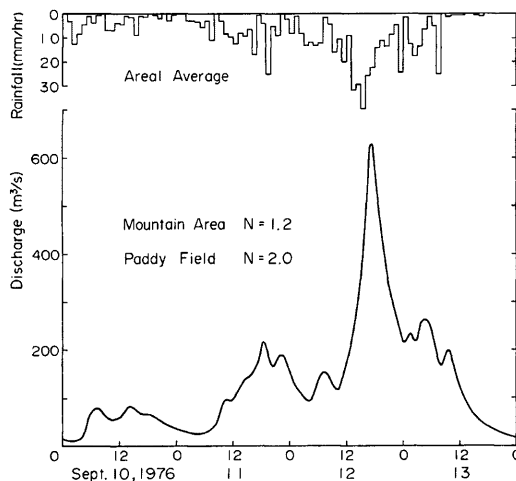


Fig. 13. Hydrograph of discharge estimated on the assumption of non-inundation of the River Hage, at Ono Sluice.

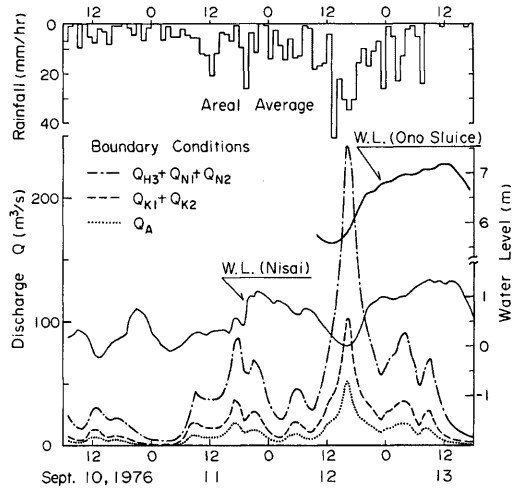


Fig. 14. Hydrographs of inflow to the River Hage and hydrographs of water level at Ige Sluice and Nisai station.

川については、ブロック斜面下流端流量に山地部の面積ウェイトを乗じて、支川上流端流量として準用したところもある。下流端条件としては、小野樋門直下流で不定期ではあるが量水板目視による水位記録が得られているので、これを用いた。また越流型モデルの貯水池への降雨としては5.1で求めた値をそのまま与えた。これらの条件は一括してFig. 14に示されている。

今次の出水に際し小野樋門の操作の必要性は生じなかった。

前述のように小野樋門上流3.2kmの波介川橋（蓮池）地点には水位計が設置され、今次の出水時の水位の自記記録が得られている。台風7505時でも小野樋門地点で目視またはポール観測による水位記録が得られていたが、観測値の精度の点から考えて今次の水害の現象再現を第一義とし、これら2つの出水を共に説明しうるまで数次の氾濫試行解析を並行して行った。なお前回の出水時の氾濫に際しては、流入量条件が今次と異なるのは当然であるが、下流側条件としては万願寺（仁淀川との合流点）水位推定値を用いた。

Fig. 15は最終的に得られた値と観測値とを対比したものである。今次の出水に対し、観測値は9月13日9～10時に最高水位7.66mを記録したが、計算では13日8～9時に7.66mとなり実測値をよく再現している。Fig. 16に土佐市市街地へ火渡川が流入する地点の水位ハイドログラフ推定結果を示すが、ピーク水位は7.60mと算定されている。同図中には前回の台風7505時の推定内水位も併示してあるが、最高水位は波介川橋地点で8.74m、市街地部で8.75mとなっており、いずれも今次の方が1m程度低くなっている。

一方7505時の小野樋門地点内水位観測値によると、最高水位は8月18日1時に8.80mであった。今回あらためて越流型モデルによる再計算を行った結果では、最高水位は18日0～1時に8.73mと算定され、一応ピーク値を説明することができたが、内水位ハイドログラフの立ち上がり部を再現することができず、計算値は実測値よりも90cm程度低目となった。この部分は、流路に貯水池が連続し両者の水位は一樣に変化するとした前報の無堤型氾濫モデルでも再現困難であった¹⁾。観測値の精度に問題点があることは否定できないが、波介川及び周辺の地形を1/2.5地形図より数量化するのに限界があるので、直接現地の再調査を

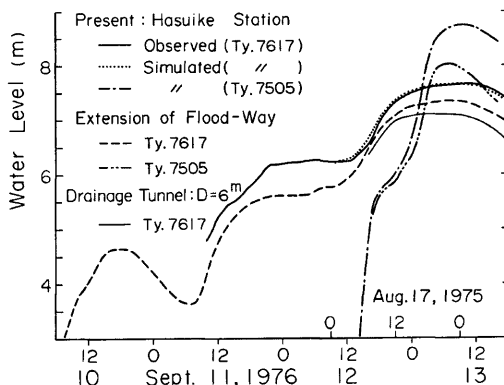


Fig. 15. Comparison between simulated and observed hydrographs of flooded water level at Hasuikie station.

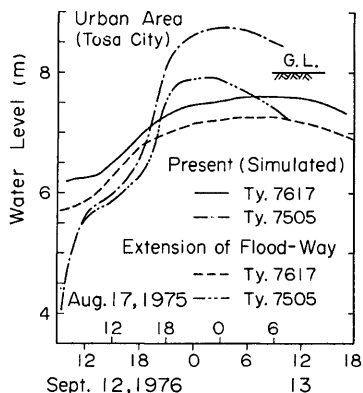


Fig. 16. Hydrographs of flooded water level at a point of the urban area of Tosa City at present and under hypothetical flood-way.

した。他の条件は現状分析の場合と同じである。トンネル断面は両者とも標準馬蹄形とし、上流の場合直径 6m で最大能力 135m³/sec (有効雨量換算値 7.1mm/hr) の放水路が、支川の浅井川～須磨 (浦の内湾) 間に、下流側については直径 9m で 282m³/sec (同, 14.9mm/hr) の能力を持つトンネルが、支川の塚地川～太平洋間にそれぞれ設置されるものとする。

Fig. 15, 16 に結果の一例を示すが、それによると波介川橋 (蓮池) 地点において最高水位は、現状の 7.66m に対し導流堤延長時には 7.35m となり、31cm 水位が低下する。上・下流に排水トンネルが新設されると、最高水位はそれぞれ 7.10m, 7.13m となり、これらは同程度の効果を持ちピーク水位を 50cm

行うか、あるいは氾濫解析モデルをさらに検討する余地も残されているのではないかと考えている。

なお粗度係数は波介川については、樋門上流部に橋梁狭狹部もあるので、一応 $n=0.065$ 、樋門下流部は $n=0.035$ 、支川では $n=0.045$ とした。

(3) 排水施設増強効果の予測

波介川においては小野樋門の他に特別の排水施設を持っていない。ここでも大胆な仮定の下に、若干の施設の効果を予測的に検討してみる。すなわち導流堤延長案、上流あるいは下流に放水トンネルを新設する場合の 3 案を吟味する。

導流堤は、樋門下流から現状断面のまま仁淀川河口まで約 2.1km 延長されるとするが、粗度係数は一般的値として $n=0.035$ とし、下流水位条件には仁西の実測値を用いる。

また放水トンネル設置時に内水位が外水位より低くなる場合には、樋門操作は順調に行われるとする。この場合下流水位境界条件には、現状の仁淀川との合流点 (万願寺) 水位を与えるが、この値は伊野からの推定値、今次痕跡などから推定

強下げることができる。また前回の出水時の現状最高水位は 8.74m と推定されているが、導流堤延長時には 8.03m まで低下し、前回大氾濫災害を被った居住域の浸水もほとんど免れるかあるいは軽微であって、その効果は相当大きいことがわかった。

6. 考 察

以上今次被害について、7505台風時のそれと対比しつつ種々の分析を行ってきたが、それらの解析結果を踏まえて今次の災害の特徴を考察し、その要因と問題点を総括して述べると以下のようである。

1) 今次の災害の主因は、9月8日から13日にかけて6日間も継続した長時間の豪雨にあることはいうまでもない。

2) 日下川では今次の出水で、仁淀川最高水位時に樋門を開扉せざるを得なかったことを、今次災害の特徴の一つとして指摘したが、それにもかかわらず前回より水位が低かったこと、及び波介川では市街地水位がそれほど大きくなかったことの両事実は、雨量が稀にみる豪雨であったにもかかわらず、短時間の雨量強度があまり大きくなかったためと判断される。

3) 日下川は排水樋門の他に放水路を持っているが、その最大能力は有効雨量に換算して 2.4mm/hr にすぎず、今次および台風7505級の豪雨に対してはほとんど無力に近い。現在計画中の放水トンネルが完成していれば、今次被害に対しては居住域の浸水がほとんど免れたであろうことは既に述べた。

4) 波介川においては、前回樋門操作が必要であったのに対し、今次出水では樋門操作の必要は生じなかった。これは波介川と仁淀川との合流点水位が低かったためである。また前回、仁淀川の出水ピークとその下流部支流域のそれらとがほとんど重なり合い、災害の主要因となっていた。これらのことは大流域においては雨は決して一様ではなく、その時間的および空間的分布が、下流部にある支川内水位に及ぼす影響の重要性を教えるものであって、計画に留意すべき一面を示唆しているといえよう。

5) 日下川・波介川流域も含めて、四国の南部には豪雨が多いといわれるが、仁淀川下流部では、2年連続して記録的な豪雨に見舞われたのは不幸であった。その中心は、7505台風時は仁淀川下流部、今回は隣接した鏡川流域と多少ずれてはいるが、いずれも大災害の主因となっている。今後の防災対策上は地域降雨という考え方が必要になるのではないかと考えられる。

7. むすび

本報告は仁淀川下流部に位置する日下川・波介川に、昭和51年9月台風17号により発生した大被害について、50年8月台風5号豪雨による被害とも対比しながら、物理的側面からアプローチし現象の再現を通して災害の要因を分析することを試み、その対策についても考察を加えたものである。その成果は必ずしも十分なものではないが、今後の災害科学研究、災害対策の一助になれば幸いである。

災害調査に際して建設省高知工事事務所、高知県河川課、伊野土木事務所、土佐市、日高村など行政官公庁の多くの方々にお世話になり、かつ貴重な資料を提供して頂いたことを記し深謝の意を表す。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（代表者中島暢太郎）」の分担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、近森邦英助教授の援助を受け、かつ有益な教示を頂いたことを併記して感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 角屋睦，永井明博：昭和50年8月台風5号豪雨による日下川波介川流域の被害とその考察，京都大学防災研究所年報，第19号 B-2，1976，pp.123-141.
- 2) 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について，土木学会論文集，第29号，1955，pp.74-87.
- 3) 四方田稔，永井明博，丸山利輔，手島三二：節点水位に着目した水路網の水理計算法，農業土木学会

論文集, 第55号, 1975, pp. 38-45.

- 4) 早瀬吉雄, 角屋睦, 岡太郎: 低平地帯の雨水流出モデルに関する基礎的研究, 京都大学防災研究所年報, 第17号 B, 1974, pp. 535-546.
- 5) 早瀬吉雄, 角屋睦, 岡太郎: 低平水田地帯の雨水流出解析, 京都大学防災研究所年報, 第18号 B, 1975, pp. 483-494.