

# 不規則断面水路の洪水流(1)

高 橋 保

## FLOOD FLOW IN AN IRREGULAR CHANNEL (1)

By *Tamotsu* TAKAHASHI

### Synopsis

This paper treats the unsteady flows in irregular open channels considering the effects of the existence of storage region abutting on the main channel region and of the large scale horizontal mixing.

The fundamental equation of unsteady flow under this kind of channel condition has been derived through theoretical considerations upon a one-dimensional system of equations of continuity and momentum. The newly derived equation is a modification of the terms for transportation and diffusion in the diffusional equation derived by S. Hayami.

A comparison between routed flows using actual and averaged cross sections indicates that the solution obtained using widths averaged along the complete river reach is a good approximation for the irregular channel flood.

An example of application of this theory for the flood which was brought by the typhoon 5915 (Vera) in the Kizu River has shown a good agreement with the observed hydrograph.

### 1. 結 論

自然河道のように断面形が不規則に変化する場合には、電子計算機による計算が広く用いられる今日においても、河道を流下する洪水流の全貌を明らかにすることはなかなか困難である。とくに、断面形の変化が比較的急激であり、水流のはく離などの現象がおこる場合には細い水理特性をすべて考慮に入れて計算を進めることは不可能に近いであろう。このような点で、定性的ではあるが、種々の理論的、実験的考察は現在もなお重要な意味を持っているものと考えられる。

さて、従来の河道における洪水流の理論的取扱いは主に一様な半無限水路を仮定しており、このような取扱いでも、河床あるいは河幅の変化が空間的に比較的小規模な場合には、適当な粗度係数の評価によって十分の精度で計算が進められるものと考えられる。

一方、断面変化が部分的に非常に急激な場合には、それが下流に伝播する洪水流に与える影響は重大であり、長い距離にわたる平均的議論は適当ではなく、河道条件の局所的な変化に対応する洪水流の局所挙動が明確にされなければならない<sup>1)</sup>。とくに局所的な堤防、護岸計画に対してはこのことが重要である。

しかし、両者の中間的規模での不規則な断面変化が長い距離にわたって分布する場合に、上流での流入洪水がこの河道を通してある基準地点にどのような形状で伝播してくるかを知りたいような場合には、その地点より上流での洪水の局所的な特性はそれほど重要ではなく、このような河道を通ったことによって、いま考えている地点に到達するまでに洪水が全体としてどのような変形を受けたかということがむしろ重要であり、計算の手数をはぶく意味においても、なんらかの平均化の操作の入った議論がなされるのが望ましいで

あろう。そして、このような平均化の操作には平均流の場所的变化や大規模乱れによる混合効果あるいは、はく離領域の存在による貯留効果が考慮に入れられている必要があるであろう。

従来、不規則断面河道における洪水流の理論的研究には、断面形の変化に対応して平均流が変化することに着目して等流の式から出発する林<sup>2)</sup>の逐次近似解の方法がある。これは断面の変化率が大きくなく、水流のはく離がおこらない状態で、かつ局所的な意味においても等流と考えてもよいような流れに対して精度のよいものと考えられるが、はく離がおこるような比較的急激な断面変化がある場合には、その貯留効果およびそれによって誘起されるとも考えられる大規模擾乱の効果が考慮に入れられなければならないであろう。貯留効果および大規模擾乱による拡散の効果は、それぞれ、流れの連続方程式において採用する水路幅 ( $B_m + B_d$ ) と運動量方程式において採用する水路幅  $B_m$  とを別個にとること、および拡散による輸送項を連続方程式に入れることによって理論に組込まれ得るが、とくに大規模擾乱による拡散効果が重要であると考えられる場合には洪水流の基礎方程式は本質的な意味で拡散型の2階偏微分方程式となり、比較的一様な断面の水路において妥当性が検証されている1階偏微分方程式の特性帯の理論では説明できないことになる。しかし、大規模擾乱の効果がそれほど重要でない場合には、基礎方程式を矢野<sup>3)</sup>のように拡散型の偏微分方程式とするか、田中<sup>4)</sup>の行なったように1階偏微分方程式とするかは近似化の過程で生じた問題であり、その差異はこのような場合の洪水流が本来双曲線型の2階偏微分方程式であらわされるべきものであることを考えれば、洪水流の本質に対して決定的なものとは考えられない。このような意味で、速水<sup>5)</sup>の導入した大規模擾乱による水平混合の理論は注目すべきであり、十分の検討がなされなければならないが、拡散係数が実際にどのような値を持っているか現在あまり明確ではなく、とくに水路の不規則性の規模と拡散係数との関連については不明であり、今後明らかにされなければならない。また、速水は水路の不規則性は拡散係数の変化としてあらわれるものとしているが、はく離が起って水流が貯留されるような場合には拡散係数のみならず洪水の伝播速度を示す輸送項も一様河道のものとは異なってくるはずであり、この点に関して修正が加えられなければならないと考える。

このような点にかんがみ、著者は速水が行なったのとはほぼ同様の方法に従って、不規則断面河道の洪水流を不規則性に起因する遊水効果および大規模擾乱の効果を考慮に入れて取扱うものである。表現としては水深の追跡の形をとる。もとより、水路幅の変化により、水深は局所的にはかなり大幅に変化するものと思われ、定常流においても等流とは考えられないが、先に述べたような理由から、河幅の不規則性のスケールよりも十分に長い距離をとった場合の平均水路幅が一様と考えられるような範囲で擬似等流を仮定し、このような場での平均的な流量減減の特性や伝播特性を議論する。

## 2. 理論的考察

河道断面が流下方向に不規則に変化する場合や、大規模な高水敷を持つ複断面水路などでは、断面内のある部分では流速が非常に遅くなり、静止あるいはゆるやかな逆流を生じている場合も見うけられる。このよ

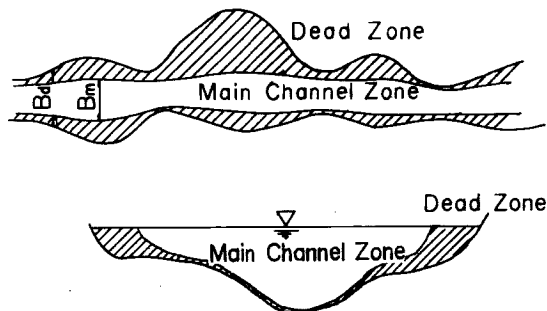


Fig. 1 Concept of main channel and dead zone.

うな河道での洪水流を考える場合には、断面を主流路部分と死水域とに分割して考え、主流路部分のみが水流を輸送し、死水域は一時的な貯水領域として働らくと考えるのが妥当であろう。Fig. 1 はその概念を示したものである。

いま、主流路断面において、流下方向単位長さ当りの水深の保存方程式は、速度  $u_m$  で輸送される場を考えれば、

$$B_m \Delta x \frac{\partial h_m}{\partial t} = B_m N_m |x - B_m N_m |x + \Delta x + B_m u_m h_m |x - B_m u_m h_m |x + \Delta x + \Delta x N_d \dots\dots\dots (1)$$

である。ここに、 $B_m$  は主流路断面幅、 $h_m$  は主流路断面の水深、 $N_m$  は単位幅あたりの流下方向への拡散による輸送量、 $N_d$  は主流路への流入水深量、 $x, t$  はそれぞれ距離および時間をあらわす。

(1) 式において、

$$N_m = -D_L \frac{\partial h_m}{\partial x} \dots\dots\dots (2)$$

$$N_d = -B_d \frac{\partial h_m}{\partial t} \dots\dots\dots (3)$$

と書くことにする。ただし、 $D_L$  は大規模擾乱による水平混合係数である。また、 $N_d$  は死水域での水深変化によって補給されるものであるが、複断面水路での実験においても、水位の横断方向変化は非常に小さいことが確かめられており<sup>6)</sup>、大規模な遊水池のような場合を除けば、水位は横断方向には水平に変化するものと考えてよく、(3) 式が成立するものと考えられる。ここに、 $B_d$  は死水域の幅である。

(2) および (3) 式を (1) 式に入れると

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} = \frac{1}{B_m} \frac{\partial}{\partial x} \left( B_m D_L \frac{\partial h_m}{\partial x} \right) - \frac{1}{B_m} \frac{\partial}{\partial x} (B_m u_m h_m) - \frac{B_d}{B_m} \frac{\partial h_m}{\partial t} \dots\dots\dots (4)$$

となる。

一方、主流路断面における水流の運動量保存式はマンギの抵抗則を用いるとき、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t} + \frac{1}{g} u_m \frac{\partial u_m}{\partial x} - \frac{1}{g} \kappa u_m \frac{B_d}{B_m h_m} \frac{\partial h_d}{\partial t} = i - \frac{\partial h_m}{\partial x} - \frac{n_m^2 u_m^2}{R_m^{4/3}} \dots\dots\dots (5)$$

で与えられる。ただし、 $h_d$  は死水域の水深、 $R_m$  は主流路断面の径深、 $n_m$  は主流路断面の粗度係数、 $i$  は河床勾配、 $g$  は重力の加速度である。ここにおいて、 $n_m$  は断面の不規則性による形状抵抗および主流路断面の潤辺が死水域と接する境界面における水流の混合にもとづく抵抗<sup>7)</sup>の両方をも考慮に入れたものとしておく。また、(5) 式の左辺第3項は死水域から補給される水が主流路内で与えるべき運動量をあらわし、 $0 \leq \kappa \leq 1$  と考えられる。そして、死水域の流速が0の場合には  $\kappa = 1$  であり、また、水位上昇期では主流路断面から死水域へ運動量が輸送されることになるが、これは死水域の底面摩擦によって消費されるものと考えられ、このときには  $\kappa = 0$  としてもよいであろう。いずれにしても、普通にあらわれる大多数の洪水流においては、擬似定流と考えられ、

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} \ll i u_m \dots\dots\dots (6)$$

であり、 $\partial h_m / \partial t \approx \partial h_d / \partial t$  であるから、(5) 式の左辺第3項は

$$\kappa \frac{u_m}{g h_m} \frac{\partial h_d}{\partial t} \frac{B_d}{B_m} \ll \kappa i \frac{u_m^2}{g h_m} \frac{B_d}{B_m} \equiv \kappa i F_{\tau m}^2 \frac{B_d}{B_m} \dots\dots\dots (7)$$

という関係にあり、死水域幅  $B_d$  が主流路幅  $B_m$  にくらべて非常に大きくなり、かつ主流のフルード数が1より小さい場合には  $i$  にくらべて無視してさしつかえないであろう。

同様に、水深変化のあまり急激でない洪水流をあつかう場合には、加速度項、慣性項は左辺の各項にくらべて無視できる程度の大きさであるから、運動量方程式としては、主流路断面が幅の広い長方形であるとえられる場合に対しては、

$$u_m = \frac{1}{n_m} h_m^{2/3} \left( i - \frac{\partial h_m}{\partial x} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (8)$$

が適用できる。そして、このような幅広断面に対しては死水域との混合の効果による見かけの粗度係数の増加はそれほど重要な影響を持っていないものと考えられ、同様に形状抵抗がそれほど大きくないものと考えられる場合には主流路断面の河床を構成する材料あるいは河床の形状による粗度係数を代表値としてとればよいであろう。しかし、このようなことは詳細な実験による検討を必要とすることは明らかである。また、(8)式は水深変化の急激な場合には加速度項が省略できない程度に大きくなること、したがってまた(5)式左辺第3項も省略できないことになるなどにより、そのまま適用することはできず、このような場合には洪水流の基礎方程式は非常に複雑となり解析困難となる。

いま、水位変化速度の比較的小さい通常の洪水を取扱うこととし、主流路断面幅  $B_m$  も一定であると仮定すれば、(4)、および(8)式より、洪水流の基礎方程式として

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} + \frac{B_m}{B_m + B_d} \cdot \frac{5}{3} u_m \frac{\partial h_m}{\partial x} = \frac{B_m}{B_m + B_d} \left\{ 2 \left( i - \frac{\partial h_m}{\partial x} \right) + D_L \right\} \frac{\partial^2 h_m}{\partial x^2} \dots\dots\dots (9)$$

を得る。(9)式は速水の導いた式とは左辺第2項および右辺に係数  $B_m/(B_m + B_d)$  がかかっている所が異なっており、これによって遊水効果が導入される。

(9)式中の  $D_L$  は(2)式で定義される拡散係数であるが、速水に従えば、

$$D_L = -\delta u \cdot \delta R \dots\dots\dots (10)$$

である。ここに、 $\delta u$  は変動速度、 $\delta R$  は  $\delta u$  という変動速度を持つ水が流れる距離である。ここで考えているような水深にくらべて波長が非常に長い洪水波の拡散輸送に対しては水深にくらべて非常に大きいスケールを持つような渦のみが重要な役割を演ずるものと考えられる。比較的一様な断面を持つ実際河川あるいは実験水路の観測によれば、水路幅の10倍程度にもなる大規模渦の存在が確かめられている。いまこの結果に従い、便宜上、 $\delta R$  を  $10B$  であるとすれば、 $\delta u$  は  $0.1u$  のオーダーの値を持つものと考えられるから、 $D_L$  は  $B \times u$  の程度の値を持っており、普通の河川では

$$D_L \sim (10 \sim 100)hu \dots\dots\dots (11)$$

と考えられるであろう。

(9)式の右辺中カッコ内の第1項と  $D_L$  とを比較すれば、非常に急勾配の場合あるいは河幅が非常に大きい場合にはほぼ同オーダーの値を持つものと考えられるが、普通の場合には1オーダー程度小さいものと考えられる。しかし、これらの考察は比較的一様な断面を持つ河川あるいは実験水路での観測結果にもとづくものであり、河幅の10倍程度の変動が河川蛇行の周期変動の程度である事実とも考えあわせて、河幅がきわめて不規則にかつもっと大規模に変化する場合に、はたして(11)式で示されるよりもっと大きな  $D_L$  が比較的安定に存在し得るかどうかは現在のところ全く不明であり、長時間の実測による検討をまたなければならぬであろう。

ここでは、一応  $D_L$  はある一定値を持つものと考え、以下、主に貯水域の存在ということに注目しながら基礎方程式の性質に関する議論を進めることにする。

さて、

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= \frac{5}{3} u_m \frac{B_m}{B_m + B_d} \\ \sigma &= \left\{ \frac{h_m u_m}{2 \left( i - \frac{\partial h_m}{\partial x} \right)} + D_L \right\} \frac{B_m}{B_m + B_d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

と書き、比較的短い区間内ではこれらの値が一定であるとする。その後、

$$h_m = h_{0m} + h \dots\dots\dots (13)$$

と書こう。ここに、 $h_{0m}$  は基底流に対する水深であり、擬似等流を仮定しているから、この値は流下方向に一定である。このようにしたとき、基礎方程式(9)は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \Omega \frac{\partial h}{\partial x} = \sigma \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \dots\dots\dots (14)$$

と置きなおされ、これを解くべき初期および境界条件は

$$\left. \begin{array}{l} t=0 \text{ で } h=0 \\ x=0 \text{ で } h=h_{0m}F(t) \\ x \rightarrow \infty \text{ で } \partial h/\partial x=0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

である。

(14) および (15) 式を解き、その結果を (13) 式に入れると

$$h_m = h_{0m} + \frac{2}{\sqrt{\pi}} \exp\left(\frac{\Omega}{2\sigma}x\right) \int_0^{\frac{x}{2\sqrt{\sigma t}}} \exp\left\{-\lambda^2 - \left(\frac{\Omega x}{4\sigma\lambda}\right)^2\right\} F\left(t - \frac{x^2}{4\sigma\lambda^2}\right) d\lambda \dots\dots\dots (16)$$

として所要の解が求まる。

いま、 $F(t)=1$  のとき、(16) 式は

$$\begin{aligned} \frac{h_m - h_{0m}}{h_{0m}} &= 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x}{2\sqrt{\sigma t}}} \exp\left\{-\left(\frac{\Omega}{2\sigma}x - \lambda\right)^2\right\} d\lambda \\ &= \frac{1}{2} \left[ e^{\frac{\Omega}{\sigma}x} \operatorname{erfc}\left\{\frac{1}{2\sqrt{\sigma t}}(x + \Omega t)\right\} + \operatorname{erfc}\left\{\frac{1}{2\sqrt{\sigma t}}(x - \Omega t)\right\} \right] \dots\dots\dots (17) \end{aligned}$$

となる。この式は下流側へ  $\Omega$  という伝播速度を持つような特性曲線上において  $x=0$  で  $h_m=2h_{0m}$  を満足するような基底水深  $h_{0m}$ 、波高  $h_{0m}$  の単位ステップ状の波面が、

$$\frac{h_m - h_{0m}}{h_{0m}} = \frac{1}{2} \left( 1 + e^{\frac{\Omega}{\sigma}x} \operatorname{erfc}\sqrt{\frac{\Omega}{\sigma}x} \right) \dots\dots\dots (18)$$

を満足しながら伝播とともに通減することを示している。また、(18) 式の右辺カッコ内は1以下にはなり得ないから、 $\Omega$  で伝播する波面は極限として波高は半分となるがそれ以下にはならないこともわかる。このようなステップ状波面の概念はユニットグラフ法による追跡計算に役立つものである。

また、速水の考察に従って、 $F(t)$  が

$$F_n(t) = f_n \sin \gamma_n t \dots\dots\dots (19)$$

のような調和関数の和であるときには、解は

$$h_n = h_0 + h_0 f_n \exp\left\{\left(\frac{\Omega}{2\sigma} - p_n\right)x\right\} \sin(\gamma_n t - q_n x) \dots\dots\dots (20)$$

ここに、

$$\frac{p_n}{q_n} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\Omega}{4\sigma}\right)^2 + \gamma_n \pm \frac{\Omega^2}{4\sigma}}{2\sigma}} \dots\dots\dots (21)$$

であり、これより、 $\gamma_n \gg \Omega^2/2\sigma$  のとき、

$$h_n \approx h_0 + h_0 f_n \exp\left\{\left(\frac{\Omega}{2\sigma} - \sqrt{\frac{\gamma_n}{2\sigma}}\right)x\right\} \sin\left(\gamma_n t - \sqrt{\frac{\gamma_n}{2\sigma}}x\right) \dots\dots\dots (22)$$

となって、波高は距離とともに指数関数的に減衰することがわかる。そして、この条件を満足する周期は

$$T = \frac{2\pi}{\gamma_n} \ll \frac{B_m + B_d}{B_m} \cdot \frac{4\pi}{(5u_m/3)^2} \left\{ \frac{h_m u_m}{2(i - \partial h_m/\partial x)} + D_L \right\} \dots\dots\dots (23)$$

であり、 $B_d$  が大きくなるほど長周期の波まで急速に減衰することがわかる。

つぎに、洪水波のピークに着目すれば、(14) 式より、

$$\left(\frac{\partial}{\partial t} + \Omega \frac{\partial}{\partial x}\right) \left\{ h - \int^t \sigma \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} D t \right\} = 0 \dots\dots\dots (24)$$

である。したがって、特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \Omega \dots\dots\dots(25)$$

の上で

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\sigma}{\Omega} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \dots\dots\dots(26)$$

となり、水位ピーク付近で  $h$  を展開することにより、

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \frac{\ddot{h}(t_p)}{\Omega^2} \dots\dots\dots(27)$$

を得るから、

$$\begin{aligned} \frac{h_p - h_p(0)}{h_p(0)} &= \frac{\sigma}{\Omega^2} \ddot{h}_p \frac{x}{h_p(0)} \\ &= \left( \frac{B_m + B_d}{B_m} \right)^2 \ddot{h}_p \frac{x}{h_p(0)} \left\{ \frac{hu}{2(i - \partial h / \partial x)} + D_L \right\} \dots\dots\dots(28) \end{aligned}$$

として伝播ともなる水位ピークの逓減量が示される。(28)式からも明らかなように、従来一様断面水路においては波形が尖鋭なほど、また河床勾配が緩いほど逓減量が大きいことが示されているが、貯留域のある場合にはさらに貯留域が大きいほど、しかも貯留域幅の2乗に対応して逓減量が大きくなることがわかる。また、同一の水深に対しては河幅が大きくなるほど  $D_L$  が大きくなることも予想されて減衰率が大きくなるとも考えられるがこれについては先に述べたようにさらに検討を進める必要がある。

以上の議論は不規則に変化する河幅を一定であると考えてなされたものであり、このような仮定のもとでの理論がどの程度の精度を持っているかをつぎに数値計算によって検討しよう。

### 3. 数値計算による検討

実際河川の洪水流に対する上述の理論の適用精度については、現段階では主流断面幅のとり方の問題、抵抗の問題、拡散係数の問題など不明点が多く簡単に論ずることは困難であり、その一端を 4. において述べるだけにとどめるが、ここでは、拡散係数を 0 とし、かつ、主流断面幅、貯留断面幅、抵抗などすべての値がわかっているものと仮定して貯留断面幅の場所的变化を考慮した場合と平均幅のみを考慮した場合の差について論ずることとする。

基礎方程式(9)は差分式になおすことによって直接与えられた境界条件のもとに数値計算することができる。すなわち、Fig. 2 に示すような格子点において

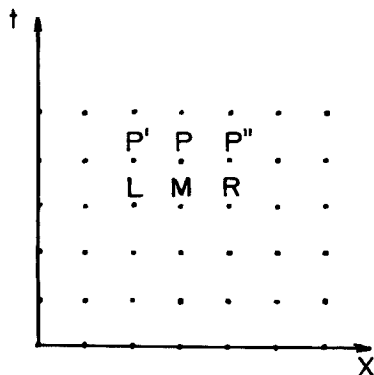


Fig. 2 Finite difference scheme.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} &= \frac{h_P - h_M}{\Delta t} \\ \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{h_R - h_L}{2\Delta x} \\ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} &= \frac{h_L - 2h_M + h_R}{(\Delta x)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

のように差分表示をすれば、P点における水深  $h_P$  は

$$\left. \begin{aligned} h_P &= h_M + A \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} (h_L - 2h_M + h_R) + \frac{\Delta t}{2\Delta x} B (h_R - h_L) \\ A &= \frac{1}{2n} \frac{h_M^{5/3}}{\sqrt{i - \frac{1}{2\Delta x} (h_R - h_L)}} \cdot \frac{B_m}{B_m + \frac{B_{dM} + B_{dL}}{2}} \\ B &= -\frac{5}{3} \frac{1}{n} h_M^{2/3} \sqrt{i - \frac{1}{2\Delta x} (h_R - h_L)} \frac{B_m}{B_m + \frac{B_{dM} + B_{dL}}{2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

で与えられ、また、 $Q_P$  はPが  $t$  軸上にないときには、

$$Q_P = \frac{1}{n} h_P^{5/3} B_m \sqrt{i - \frac{1}{2\Delta x} (h_P'' - h_P')} \dots\dots\dots (31)$$

Pが  $t$  軸上にあるときには、

$$Q_P = \frac{1}{n} h_P^{5/3} B_m \sqrt{i - \frac{1}{\Delta x} (h_P'' - h_P')} \dots\dots\dots (32)$$

で与えられる。

このような差分式によって計算を進める場合に問題となるのは  $\Delta x$  および  $\Delta t$  のとり方であり、流入ハイドログラフと水路条件に応じた適当な値がとられなければならないのはもちろん、計算の安定性に注意しなければならない。拡散方程式の数値計算における安定性の問題は理論的に明確になっていないようであるが、Harder および Armacost<sup>9)</sup> は電流回路とのアナロジーを用いて

$$\Delta t < \frac{(\Delta x)^2 i^{1/2}}{\frac{1}{n} h^{2/3} \left(1 + \frac{5}{3} i \Delta x\right)} \dots\dots\dots (33)$$

を導いている。ここでもこれに従って  $\Delta t$  の値を決定することにする。この結果は後に示すようにハイドログラフの大部分において安定であったが、終末付近になって少し不安定になるようであった。しかし、特性比較に対しては十分の安定性を持っていると判断できたのでここではこれ以上安定性についての検討を行なわないこととした。

$\Delta x$  は河幅の不規則性の波長と洪水波長の両方を考慮してきめられなければならないが、通常のかなり継続時間の長い波形の場合には河道条件によって  $\Delta x$  をきめることができるであろう。いま、数値計算を進める便宜上、 $\Delta x$  を一定とし、死水領域の幅  $B_a$  が  $\Delta x$  ごとにまったく不規則に変化するものとし、その最大幅は  $B_m$  に等しいものとすれば、 $r$  を  $\Delta x$  ごとに発生する 0~1 の一様乱数として、

$$B_a = B_m \cdot r \dots\dots\dots (34)$$

によって河幅が不規則に変化する河道を作ることができる。 $B_m = 0.5 \text{ m}$ 、 $\Delta x = 5 \text{ m}$  として上述の手続きを経て形成された河道を Fig. 3 に示す。このような不規則な幅を持つ長方形断面水路の勾配が 1/500、マンングの粗度係数が  $n = 0.03$  であるとして、各点の河幅を用いて計算した水深～時間曲線の1例が Fig. 4 の実線である。これだけでは水路幅の変化の影響がよくわからないので、波先、水位ピーク、流量ピークの伝播の状況を Fig. 5 に実線で示す。図より幅の狭い所では伝播速度が速く、広い所では遅くなる傾向が読みとれる。また、ピーク水深およびピーク流量の伝播にともなう減速の状態を Fig. 6 の実線で示す。水路幅の狭い所では減速量は小さく、広い所で大きくなる傾向が読みとれる。

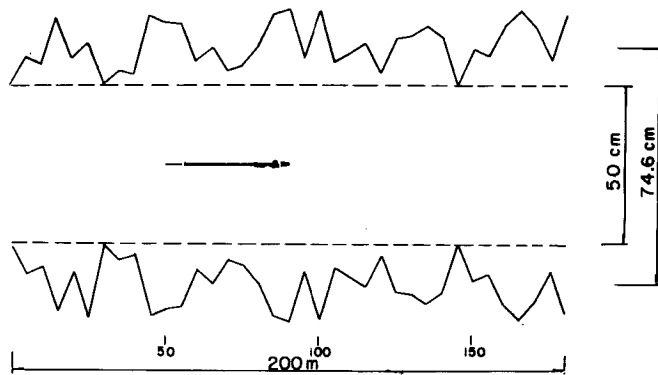


Fig. 3 Model of an irregular channel.

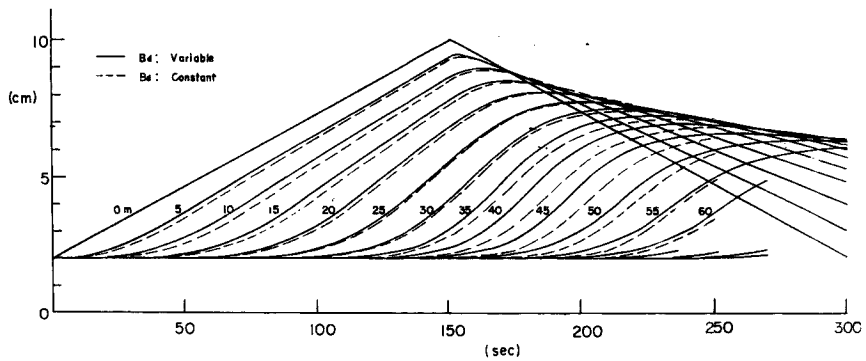


Fig. 4 Comparison between depth~time relationships obtained using actual and averaged widths.

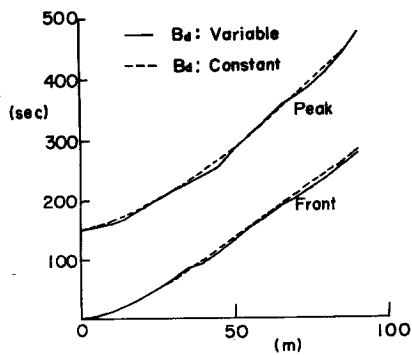


Fig. 5 Comparison between routed flood propagation using actual and averaged widths.

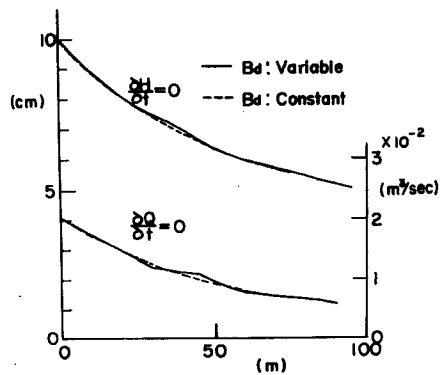


Fig. 6 Comparison between routed flood attenuation using actual and averaged widths.



一方、Fig. 3 で示される範囲における  $B_d$  の平均の値は 0.246 m であり、 $B_d$  がこの一定値をとるものとして上流端に同じ流入波形を与えて数値計算した結果は Figs. 4, 5 および 6 中の破線で示されている。実線と破線を比較するとき、後者は全体が平均的にならされている結果、部分的に波形、伝播速度、減衰量に差が生じており、幅が拡大して行く断面で遅れ、収縮して行く断面で重なる傾向が読みとれるが、計算区間全体にわたっての差はほとんどなく、不規則な河道を平均して計算を進めても、局所的現象を問題にしないかぎり誤差は重大な影響を持たないようである。なお、上の2つの計算はすべて京都大学大型電子計算機 FACOM 230-60 を使用した。

一方、線型化方程式 (14) の解 (16) 式は (17) 式を用いてユニットグラフの方法で簡単に数値計算ができる。Fig. 7 の破線は先の数値計算例と同じ流入波形に対して 10 m 間隔ごとに 10 秒ごとのユニットグラフを用いて計算した結果である。なお、 $\Omega$ ,  $\sigma$  の計算にあたってはそれぞれの計算の出発点における平均水深を用い、その区間ではこれらの値は不変であるとした。この計算結果と先の計算結果を示す図中の実線とを比較するとき、波形にかなり顕著な差が見出される。しかし、水位ピークの伝播速度にはあまり大きな差が出ていないようである。このような結果は計算に用いた流入波形が尖鋭なものであり、非線型効果である波形の尖鋭化の作用がかなり濃厚であることからもたらされたものと考えられ、通常洪水のようにゆっくりとした波形の場合には両者はかなりよく一致するものと期待される。

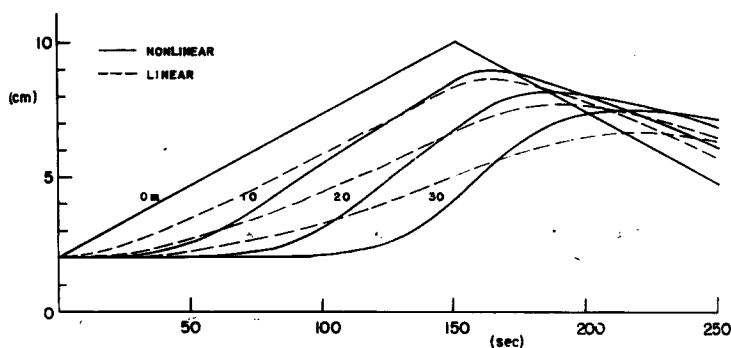


Fig. 7 Comparison between routed flows using non-linear and linear equations.

#### 4. 河川の洪水への適用例

以上の考察で不規則断面水路における洪水伝播は適当な主流断面幅が決定されれば、平均的な貯留域幅を使って、比較的よい精度で計算できることがわかった。つぎに、この方法が実際の貯留域の大きい河川の洪水に対してどの程度の適用性を持っているかを検討する。

例として木津川の中下流部である加茂～八幡間 28.6 km をとり、昭和34年9月27日の伊勢湾台風による大洪水を採用する。この区間の河道は Fig. 8 に示すように屈曲が多く、しかも河道幅は広い所で 860 m、狭い所で 260 m というように変化が激しい。上述の検討においては平均主流路幅のとり方が明らかにされていないが、この点は統報での課題とし、ここでは建設省が従来の洪水解析<sup>10)</sup>で用いている平均河幅 360 m を採用することにする。このようにしたときの平均貯留域幅は5万分の1の平面図から読みとった結果では 150 m となる。また、河床勾配は平均 1/1200、マニング粗度係数は従来の解析結果からほぼ  $n=0.04$  と考えられる。

さて、各測水所での水位～時間曲線を Fig. 9 に示す。ただし、この図においては時間の0点を26日の12時とし、基底水深としてはこの時刻の加茂～八幡間の平均水深 1.4 m をとり、基底水深以上の水位変化を示している。なお、各測水所の加茂からの距離は、泉橋 6.07 km、飯岡 13.73 km、田辺 19.53 km、八幡

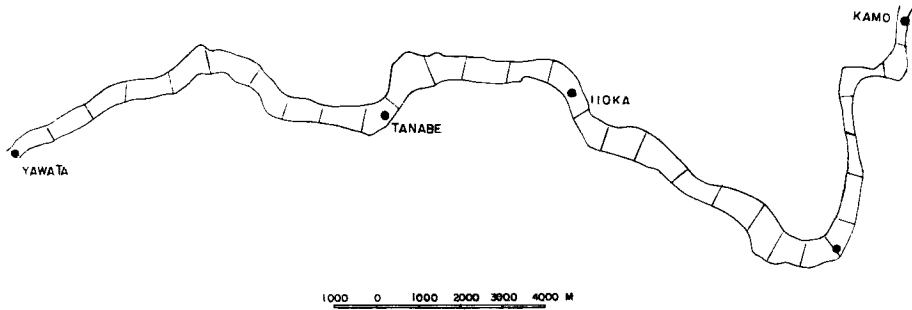


Fig. 8 Plan of the Kizu River downstream of Kamo.

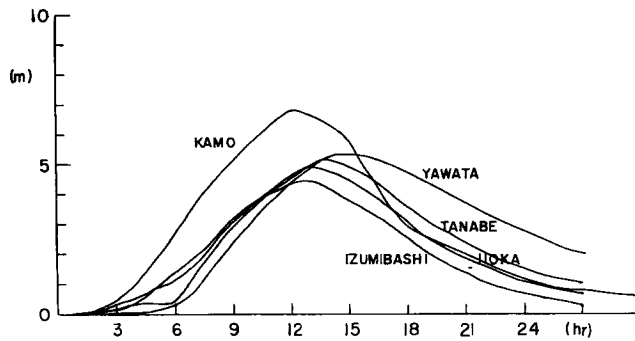


Fig. 9 Stage~time relationship observed in the Kizu River in Aug. 26th, 1959.

28.57 km である。図からわかるように、各地点での水位変化は河幅の影響でかなり不規則であり、一定の傾向は認め難い。とくに、加茂は河幅が狭まき、水深が非常に大きくなっており、この水位そのままを上流端の境界条件として計算を進めるのは不適當である。そこで加茂の水位を平均主流路幅での水位に換算する。それには加茂地点で流れが等流であると仮定し、各時点での実際の流量と仮想の主流路幅を用いた流量を等しいとして、

$$y = \left( \frac{B_m \kappa}{B_m} \right)^{3/5} h \dots\dots\dots (35)$$

という式によって水深の換算を行なった。ここに、 $B_m \kappa$  は加茂の河幅であり 260 m、 $B_m$  は 360 m である。このような換算の後、平均水深 5 m に対応する  $\Omega$  および  $\sigma$  を計算し、(17) 式にもとづいて 7 km ほどのユニットグラフを計算し、加茂の換算水位~時間曲線を出発点として 7 km ごとに 28 km まで洪水追跡を行なった結果が Fig. 10 である。これは  $B_m$ 、 $B_d$  を、一定として計算した結果であり、これをそのまま各地点の実測値と比較することはできない。しかし、水位ピークの生起時刻は八幡のそれを除いて比較的よく一致している。八幡は合流点に近く、合流点の背水の影響を受けているものと考えられ、他の諸地点と同一に論ずることができないことを勘案すれば両者の一致は満足すべきものと考えられるであろう。さらに、Fig. 10 の結果を用いて、加茂、14 km 地点および 28 km 地点でのハイドログラフを河幅 360 m の等流であると仮定したのが Fig. 11 である。飯岡の実測値と計算値はよく一致しており、八幡のものは少し違っているが合流点近傍であることも考え合わせれば計算値と実測値はよく一致しているものとみなせるであろう。

Fig. 11 よりわかるように、加茂~八幡間のピーク流量の減衰は約 420 m<sup>3</sup>/sec に及び、比較的短距離間

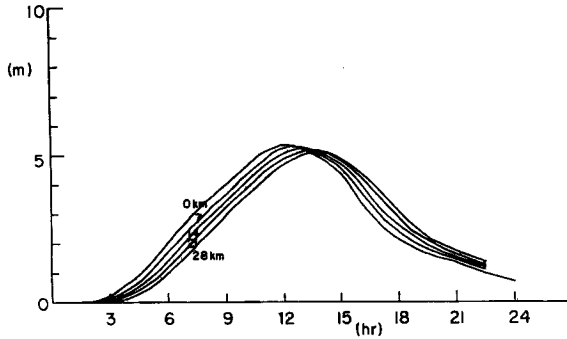


Fig. 10 Calculated stage~time relationship using widths averaged along the complete river reach.

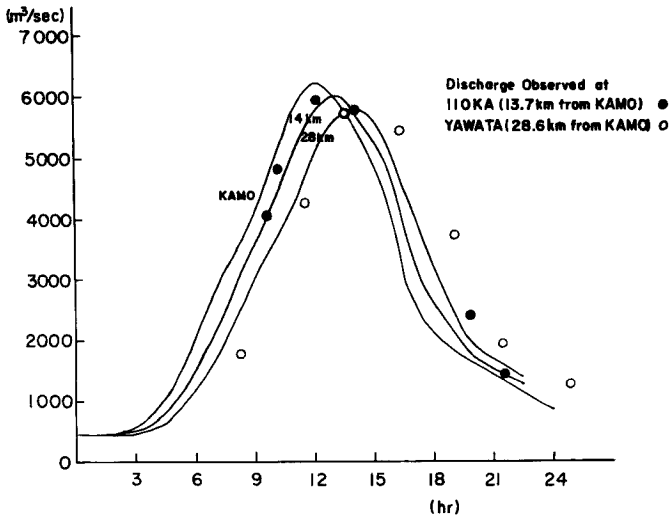


Fig. 11 Comparison between routed and observed hydrographs.

での減衰率が 6.75% になっており、この部分での河道貯留の効果の大きいことを説明している。なお、この洪水に対しては建設省でも貯留計算による追跡計算を行っており、その結果<sup>11)</sup>ともよく一致している。また、本計算においては加茂～八幡間に流入している小河川の流量を考慮していないが、手もとに資料がないので検討はできないのであるがハイドログラフの形状などより流入の影響は顕著ではなく、本区間においてはこの計算が比較的良好に現象を説明できる結果となったものとも考えられる。

さらに、本計算においては、大規模乱れの影響である拡散係  $D_L$  を省略しているが、その結果は実測値を十分に説明できるものとなった。しかし、主流路幅などについて詳細な検討も行っていないのでこの結果だけから  $D_L$  を考慮する必要の有無を断ずることはできないであろう。

## 5. 結 論

以上、不規則な断面幅を持つ河道を洪水が流下する場合を取扱ったが得られた結果をまとめると、

1. 河幅の不規則性のために水流が壁面からはく離するような場合には断面を主流路断面と貯留域に分割して考えるのがよい。

2. 貯留域が存在し、大規模擾乱による混合をも考慮に入れた場合の洪水流の基礎方程式は主流路断面幅を一定と仮定する場合(9)式で与えられる。

3. 比較的一様な断面の水路では大規模擾乱の効果は普通あまり顕著ではなく無視してもさしつかえないが、不規則性がとくに顕著な場合については、その効果は明らかではなく今後の研究課題である。

4. 貯留域幅の距離的变化を考慮した場合と、平均の貯留域幅を用いて、それが一定であると仮定して計算した結果との差異は、部分的には現われるが、全体としては顕著ではなく、比較的長距離間の洪水流の平均的挙動を議論する場合には平均操作を行なう方法で十分な精度が得られる。

5. このような方法で伊勢湾台風による木津川洪水を解析した所、その結果は実測値とよく一致しており、木津川の加茂～八幡間では河幅の不規則変化による河道貯留の効果が大きいことがわかる。のようなものである。しかし、ここでは主流路幅のとり方、貯留域と接することによる主流路内の抵抗変化、大規模擾乱の効果などが明確でなく、統報においては実験によってこれらの点を明らかにし、複断面水路の洪水に対してもこのような方法の適用を試みるつもりである。

おわりに、本研究遂行にあたり御指導いただいた矢野勝正教授、貴重な文献を送って下さった岩垣雄一教授、さらに数値計算にあたってパンチなどの労をわずらわした松本 喬君に深甚の謝意を表す。

#### 参 考 文 献

- 1) 高橋保：洪水流に関する実験的研究，京大修士論文，昭40. 3.
- 3) 林 泰造：変断面水路内の洪水の伝播と変形，第9回水理講演会講演集，昭40. 2， pp.7～12.
- 3) 矢野勝正：洪水流の特性について，京都大学防災研究所年報，第2号，昭33.12， pp.27～40.
- 4) Tanaka, K.: On the Quasi-steady Flow in the Open Channel (The Theoretical Analysis of Flood Routing), Technology of the Osaka Univ., Vol.2, No.44, 1952, pp.183～184.
- 5) Hayami, S.: On the Propagation of Flood Waves, Disaster Prevention Reserch Institute, Kyoto Univ., Bulletin No.1, 1951.
- 6) 芦田和男・高橋保・竹元忠嗣：複断面水路の洪水流，京都大学防災研究所年報，第10号B，昭42. 3， pp.133～145.
- 7) 同上.
- 8) 余越正一郎：河川の大規模乱れ，京都大学防災研究所年報，第10号B，昭42. 3， pp.199～207.
- 9) Harder, J. A. and L. V. Armacost: Wave Propagation in Rivers, Univ. of California, Berkeley, HEL-Series 8, No.1, June. 1966.
- 10) 近畿地方建設局：淀川洪水解析，昭34. 2.
- 11) 玉井正彰：淀川の河川計画と水管理の研究，学位論文，昭36. 3.