

河川合流部における洪水流の特性に関する研究

高 橋 保

ON THE CHARACTERISTICS OF FLOOD WAVES AT A RIVER JUNCTION

By *Tamotsu* TAKAHASHI

Synopsis

From the engineering point of view, it is convenient to distinguish a river junction in two categories. Independent tributaries are defined as a kind of channel branch whose discharges at the junction are independent of the stage in the main channel. On the other hand, the discharges from the dependent tributaries are determined from the elevations at the junction and the discharges previously obtained in the tributary channel. This paper proposes a practical method to distinguish the two categories on the basis of continuity equation. Main channel floods are analyzed by a linearized diffusion type equation for the case of influx of an independent tributary. In this case the discharges from the tributary are compulsorily added to the main channel.

Furthermore, the characteristics of flood flow at the dependent channel junction are investigated in an experimental flume, whose channel dimensions are the same between the main channel and the tributary. Experiments are done for the cases which the hydrographs at upstream of main channel and tributary are the same but the peak occurrence time in the two channel are different. Experimental results reveal, as expected, that the difference of peak occurrence time in the main channel and tributary is the most important factor for the discharge at downstream of the junction, but despite the difference of peak occurrence times are the same, the hydrograph and the peak occurrence time at downstream is different in two cases, of which one the main channel flood precedes the tributary flood and another the tributary flood precedes. This fact suggests the importance of local hydraulic behavior around the channel junction and the further investigations are necessary.

1. 緒 論

降水は支川網を通じて、一つのハイドログラフを形成して流出するが、その形状は基本的には支川網の配置の様式によって変化する。したがって、流域の置かれた降雨条件と支川条件によっては、各支川からの流出流量ピークと本川の流量ピークが合致して、洪水流量が非常に大きくなるのが宿命的であるような場合がある。しかし、このような流域でも、何らかの人工的方策によって、合流する洪水を調節したり、あるいは合流時差の調整をしたりすれば、下流部河川における洪水流量が大幅に軽減される可能性がある。このようなことから、最近では、流域内の洪水調節ダムを統合的に管理操作しようとする機運にあり、すでに各所で実施されつつあるが、その方法の活用には、下流河川に対して望ましい操作法をあらかじめ知っている必要があり、ここに洪水の合流特性の研究が必要となる。

開水路における水流の運動を記述する次元運動方程式は、とくに移動河床における抵抗がよくわからないなどの基本的な問題点はあるが、一応確立されており、最近の電子計算機の発達によって、多くの数値計算が試みられ、解の収束性、誤差の評価や計算時間の短縮などに対して様々の工夫が加えられている。合流点においても、その上下流で次元運動方程式を用いて、同様に解析が行なわれているが、合流による損

失などの局所的な水理が考慮に入られていないのが普通であって^{1), 2), 3)}, 場合によっては, このような数値計算が正しい結果を与えないのではないかという疑問が生ずる。また, 電子計算機の発達した今日においても, いたずらに複雑なより一般的な方程式を解くということは得策ではなく, 適当な近似によって, 簡単に, しかも精度よく結果が得られる場合もあると考えられる。

本論文では, すでに実用的見地から提案⁴⁾されている独立支川と従属支川の区別について, まず考察し, 独立支川の流入に対する理論解析を試みた後, 従属支川の流入による合流点付近の洪水流の挙動について, とくに流入時差の効果に注目して実験を行ない, 解析上の問題点についても言及する。

2. 独立支川と従属支川

洪水流の伝播と変形に対する合流の影響は, 本・支川のそれぞれにどのようなハイドログラフを持つ洪水が流下してくるかという基本的問題の他に, 本川の洪水に対して支川が貯留域としてどのように作用するか, あるいは支川の流入による本川水位のせき上げ効果によって, 本川洪水がどのような影響を受けるか, またその際の支川洪水の変形はどうか, など合流点における局所的現象を把握しなければ明らかとならない。

いま, 流入する支川のこう配が急で河幅も小さく, したがって流入流量も小さいような場合を考えれば, 合流点は顕著な貯留域ともならないし, 合流による局所水理の変化も本川洪水に重要な影響を与えないであろう。このような小規模支川は, 丁度ポンプによる強制流出入があるのと同様であり, その流出入流量は本川洪水流量にかかわらず独立である。一方, こう配のゆるい大規模支川が流入する場合には, 支川流量が小さい場合でも, 合流点における貯留効果が大きく, 支川流量が大きい場合には, 局所水理が本川洪水に重大な影響を及ぼすものと考えられる。すなわち, このような支川の洪水は本川洪水と局所的な水理を介して, 互いに従属の関係にある。このように, 河道に沿っての洪水追跡を進める場合に, 独立支川と従属支川とを区別して取り扱うことは, 単に計算の便宜をはかるといふ点のみならず, 物理的にも意義が大きい。したがって, まず独立支川と従属支川の区別について, 非常に単純化した取り扱いによって定義してみることにしよう。

いま, 支川の流量が0であるとして, 支川の合流点近傍に貯留される量について考える。合流点の上下流の河道幅の変化の状況は種々雑多であろうが, 簡単のために, 本川の合流点の上下流での河幅は同じであるとする。支川の下流端, すなわち合流点の水位変化に応じて, 支川内の水位は変化するが, その水面変動はせき上げ状態では, ほぼ水平である。したがって, このような場合には, 支川における貯留量は本川水位の変動によってもたらされる楔形の部分の体積によってあらわされる。このとき, 支川の流入点の上下流における本川の単位幅流量 q_1 および q_2 の間には

$$q_2 = q_1 - \frac{B_b}{B} \frac{H}{i_b} \frac{\partial H}{\partial t} \dots\dots\dots (1)$$

という関係が成立する。ただし, B および B_b はそれぞれ本川および支川の河幅, H は本川の水深, i_b は支川の河床こう配であり, 断面形は本支川ともに広幅長方形断面とする。本川の合流点直上流の流量 q_1 と直下流の流量 q_2 の比が1に近いときには, 合流点は本川洪水に重要な貯留効果をもたらさないことになるので, そのような条件を求める。本川の合流点上流の流速を v_1 , 本川の河床こう配を i とし, 実用上本川流量の1%以下しか貯留されない場合であるとすれば,

$$q_1 = v_1 H \dots\dots\dots (2)$$

$$i_b / i = \gamma \dots\dots\dots (3)$$

と書いて,

$$\gamma > \frac{1}{0.01} \frac{B_b}{B} \frac{\partial H / \partial t}{v_1 i} \dots\dots\dots (4)$$

となる。著者が先に提案した不定流性を示す指標²⁾を用いて(4)式を書きなおすと, 近似的に

$$r > \frac{1}{0.01} \frac{B_0}{B} \frac{\lambda}{F_r} \dots\dots\dots (5)$$

となる。ただし、 F_r は本川洪水のフルード数である。 λ の値が大きいかほど流れの不定流性は大きくなるが、(5) 式は本川洪水が定常流に近いほど、また支川幅が本川幅にくらべて小さい場合ほど、支川こう配が小さくても、その貯留量は無視できる程度となることを示している。そして、本川洪水が $\lambda \approx 1$ 、 $F_r \approx 1$ 程度の非常に急激なもので、 $B_0 \approx B$ のような場合には $i_0 > 100i$ のような急な支川の場合にのみ支川の貯留効果が本川洪水の変形に対してほとんど影響を与えないことになる。

以上は支川の流量を 0 として考えた結果であるが、支川が固有流量を持っている場合には、本川洪水の λ が小さく、支川と本川との水位差が小さい場合には、支川への逆流は生じなくなり、一般に貯留量は固有流量 0 の場合にくらべて小さくなる。

つぎに、支川の洪水が本川洪水の影響を受けて大きく変形するかどうかという問題を検討する必要がある。実際の河川での洪水流の λ の値は 0.01 程度のオーダーの値であることも多く、(5) 式を満足するような支川こう配は本川のこう配に比して必ずしも大きくはなく、支川下流端のせき上げ効果が比較的大きくなる可能性はある。しかし、通常は小規模な支川洪水の λ は本川洪水のそれに比してかなり小さく、支川洪水は下流端水位がほぼ一定の境界条件下を流下する洪水流に近い挙動を示すであろう。このような場合には、洪水流の変形はさほど顕著ではなく、合流点の影響が及ばない地点における支川のハイドログラフをそのまま強制流入として本川に与えても大きな誤差は生じない⁶⁾。したがって、本川と匹敵するような大規模な支川の合流の場合や、合流後の河道幅が非常に大きくなっていて、本川側の水位が常に低下背水かあるいは一様河道と同等の水面こう配を与えるような水位にしかならないような場合を除けば、(5) 式を満足するような支川を独立支川と定義し、(5) 式を満足しない場合を従属支川と定義してもよいものと考えられる。

3. 独立支川が流入する場合の洪水流

独立支川の流入は本川洪水に対して強制流入となるから、本川の洪水流に対して、基礎方程式として線型化された拡散型の方程式を用いると容易に解析解が得られる。すなわち、運動方程式

$$i - \left(1 - \frac{Q^2}{gB^2H^3}\right) \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{gBH} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gB^2H^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{n^2 Q^2}{B^2 H^{10/3}} \dots\dots\dots (6)$$

および連続式

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \dots\dots\dots (7)$$

において、第 1 近似として

$$i = \frac{n^2 Q^2}{H^{10/3}} \dots\dots\dots (8)$$

とおき、(6) 式の右辺の第 1 項および第 2 項を計算すれば、(6) 式は

$$Q = \frac{1}{n} BH^{5/3} \left\{ i - \left(1 - \frac{4}{9} F_{r0}^2\right) \frac{\partial H}{\partial x} \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (9)$$

となる。単位幅当りの基底流量を q_0 、それからの流量変化を q と書くと、(7) 式および (9) 式より、

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \Omega \frac{\partial q}{\partial x} = \sigma \frac{\partial^2 q}{\partial x^2} \dots\dots\dots (10)$$

が得られる。ここに、 Ω および σ は

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= 5v_0/3 \\ \sigma &= \frac{q_0}{2i} \left(1 - \frac{4}{9} F_{r0}^2\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

である。ただし、添字 0 はいずれも基底流の場合の値を意味する。

いま、 $x = x_1$ の位置が合流点であるとすれば、(10) 式を解くべき初期および境界条件は

$$\left. \begin{aligned} t=0, & \quad q=0 \\ x=0, & \quad q=F(0, t) \\ x=x_1, & \quad q=F(x_1, t)+\Gamma(t) \\ x \rightarrow \infty, & \quad q \rightarrow 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

である。(10) 式は線型であるから、条件 (12) のもとにおける解は、(10) 式の条件

$$\left. \begin{aligned} t=0, & \quad q=0 \\ x=0, & \quad q=F(t) \\ x \rightarrow \infty, & \quad q \rightarrow 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

のもとにおける解と

$$\left. \begin{aligned} t=0, & \quad q=0 \\ x=x_1, & \quad q=\Gamma(t) \\ x \rightarrow \pm\infty, & \quad q=0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

のもとにおける解を加え合わせることによって求められる。ここに、 $F(0, t)$ は本川の上流端のハイドログラフ、 $\Gamma(t)$ は本川の流入流量を示す。

(10) 式の (13) 式のもとにおける解は

$$q = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \exp\left(\frac{\Omega}{2\sigma} x\right) \int_{x/2\sqrt{\sigma t}}^{\infty} \exp\left\{-\xi^2 - \left(\frac{\Omega x}{4\sigma\xi}\right)^2\right\} F\left(t - \frac{x^2}{4\sigma\xi^2}\right) d\xi \dots\dots\dots (15)$$

である。数値計算を簡単にするために、(15) 式をユニットステップの変化に対する解の形に書きなおすと、

$$q(x, t) = \frac{1}{2} \left[\exp\left(\frac{\Omega}{\sigma} x\right) \operatorname{erfc}\left\{\frac{1}{2\sqrt{\sigma t}}(x + \Omega t)\right\} + \operatorname{erfc}\left\{\frac{1}{2\sqrt{\sigma t}}(x - \Omega t)\right\} \right] \dots\dots\dots (16)$$

となる。(16) 式において、単位時間ずらせた $q(x, t)$ と $q(x, t + \Delta t)$ の差はユニットグラフを示す。

一方、(10) 式の (14) 式のもとにおける解を求めるために、

$$Y = x - x_1 - \Omega t \dots\dots\dots (17)$$

のように変数変換すれば、(10) 式は

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \sigma \frac{\partial^2 q}{\partial Y^2} \dots\dots\dots (18)$$

となり、条件 (14) 式は $\Gamma(t)=1$ というインパルスを考えると、

$$\left. \begin{aligned} q(Y, 0) &= \delta(Y) \quad (\text{ディラック関数}) \\ \lim_{Y \rightarrow -\infty} q(Y, t) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

となり、さらに連続式より

$$\int_0^{\infty} q(Y, t) dX = \frac{1}{2} \dots\dots\dots (20)$$

となる。(19) 式および (20) 式のもとにおける (18) 式の解を求めて、変数をもとに戻せば、

$$\left. \begin{aligned} q(x-x_1, t) &= \frac{1}{2\sqrt{\pi\sigma t}} \exp\left\{-\frac{(x-x_1-\Omega t)^2}{4\sigma t}\right\}, (x \neq x_1) \\ q(x-x_1, 0) &= 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

のようになる。

(16) 式と (21) 式を用いることによって、支川が合流する場合の洪水流の計算を容易に行なうことができる。ちなみに、水路幅 60 cm、こう配 1/500、粗度係数 $n=0.012$ の実験水路において、本川の上流端と、それより下流 30 m 地点に強制的に流入する洪水ハイドログラフが Fig. 1 のように与えられた場合について、10 m 間隔、10 秒ステップのユニットグラフによって数値計算を行なった結果は Fig. 2 のようになる。なお、図において、前後して生ずる 2 つのピークのうち、先に生ずるピークの流量が合流点のそれより 10 m 下流のものの方で大きくなっているが、これは (21) 式で示される流入量の拡散による輸送量が、(16) 式で

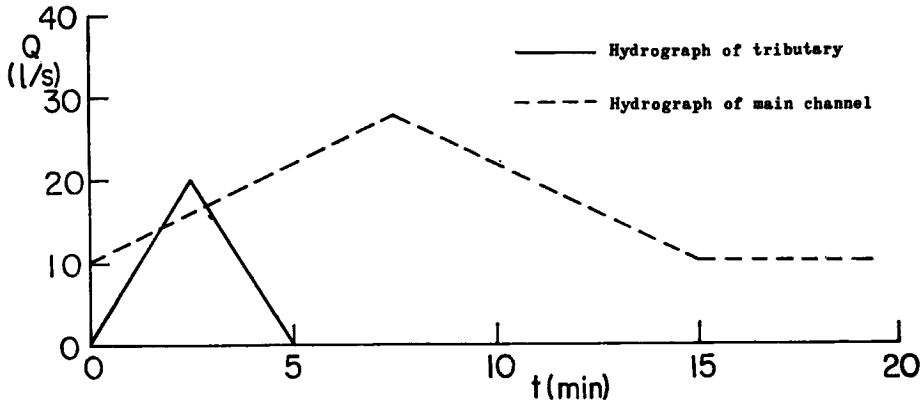


Fig. 1 Hydrographs at upstream boundary of main channel and at junction which were given for the example of calculation.

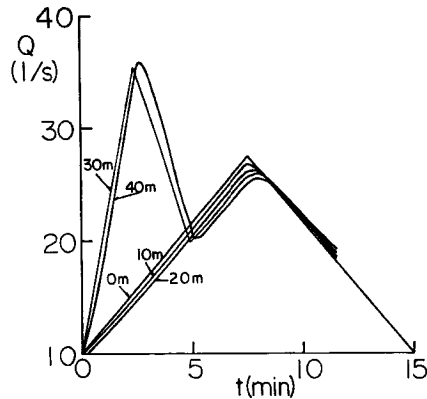


Fig. 2 Calculated hydrograph.

示される流量遅減量よりも大きな値を持っていたために生じたものである。

独立支川の流入に対して、線型化された拡散方程式を用いることによって解析解が得られた。一様河道を流下する洪水流に対しては、このような取り扱いが比較的良好な近似を与えることがわかっているが、合流点が存在する場合に対して、現象をどこまで記述できるかは、支川の流入によって、本川水位がせき上げられることによる本川洪水の変形の問題とあわせて、さらに検討を加えるべき課題であろう。

4. 従属支川が流入する場合の洪水流

4.1 実験

実験水路は Fig. 3 に示したようなコンクリート製水路で、本・支川とも幅 60 cm、こう配 1/500 である。水路の上流部付近には別の実験施設が作られているので、水路製作の都合上、合流点よりも上流側に彎曲部が挿入されている。この影響によって、合流点近傍においても、一様な流れが得られないので、合流によるエネルギー損失や本・支川間における水位差などの局所的な特性を議論するには適当でないが、合流点における貯留効果が洪水流の変形と伝播に与える影響などの平均的な特性に関する実験には十分の適用性を持っているものと考えられる。図において、記号 A をつけた水路を本川と呼び、B をつけた水路を支川と呼ぶこ

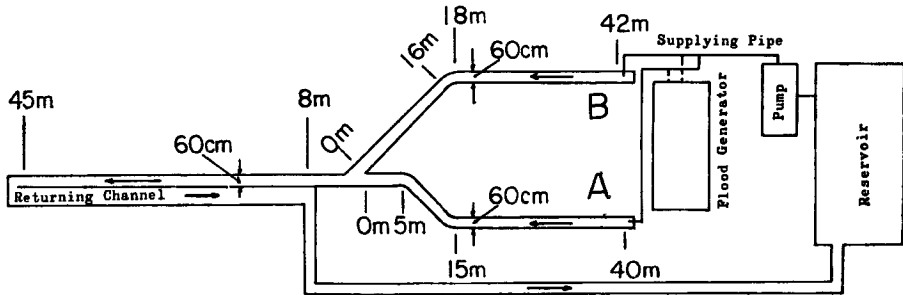


Fig. 3 Experimental flume.

とにするが、本川および支川への給水量は自動制御装置によって、それぞれ独立に任意のプログラム設定に応じて与えることができる。なお、本実験水路の 10 l/s ~ 30 l/s の間の流量に対する平均の Manning の粗度係数は 0.0121 であった。

実験は、まず本川および支川における数種の定常流量の組合わせに対する水深の測定を行ない、合流点より上流部の背水による貯留量と流量の関係を明らかにし、ついで Table 1 に示したような、支川の流量が定常あるいは 0 である場合の洪水流と、支川と本川との洪水ハイドログラフが同一であるが、合流時差を持

Table 1 Kinds of Experiments.

RUN No.	Hydrograph of Main Channel			Hydrograph of Tributary			Difference Time of Peaks at the Junction *	Measuring Station
	Base Flow (l/s)	Peak Flow (l/s)	Duration Time (min)	Steady Flow (l/s)				
RUN 1	10	27.5	15	0			0	Water Stage Main Channel 32, 10, 1 m upstream of the junction 2 m downstream of the junction Tributary 5, 1 m upstream of the junction Centre Velocity (Main Channel) 4 m ~ 2 m upstream of the junction 2 m ~ 4 m downstream of the junction
RUN 2	8	30	5	0				
RUN 3	10	27.5	15	10				
RUN 4	10	27.5	15	10	27.5	15	+5	Water Stage Main Channel 32, 10, 1 m upstream of the junction 2 m downstream of the junction Tributary 10, 1 m upstream of the junction Centre Velocity Main channel 4 m ~ 2 m upstream and 2 m ~ 4 m downstream of the junction Tributary 3 m ~ 1 m upstream of the junction
RUN 5	10	27.5	15	10	27.5	15		
RUN 6	10	27.5	15	10	27.5	15		

* + means that the main channel flood precedes the tributary flood and - means that the tributary flood precedes the main channel flood.

っている場合について行なった。

計測事項としては、本川および支川の各所で、抵抗線式水位計によって、水位～時間曲線を測定し、長さ2.5cm 直径1cmの発泡スチロールに重錘をとりつけた浮子によって、本川の合流点より上流2～4mの区間、合流点の下流2～4mの区間および支川の1～3mの区間の3箇所において、20秒間隔に断面中央部における流速測定を行なった。定常流では、断面中央部で計った浮子流速と断面平均流速はよい対応関係にあるが、不定流では、このような関係は明確でなく、断面中央部における浮子観測からだけでは、その断面を通過する正しい流量を知ることができないが、この観測結果と水位変化の測定結果から、大体の傾向を推測することができる。

なお、本川の合流点よりも下流16mの地点で、半導体式圧力変換器とピトー管とによって、水位変化の測定を行なったが、実験中に0点がかなり大きく変化するという不備が生じたため、波形全体を正しく再現することができなかったが、水位ピークの生起時刻はほぼ正しく知ることができ、実験ケースごとのこの地点でのピークの生起時刻の差によって、合流点での挙動をある程度明らかにすることができる。

4.2 実験結果とその考察

(a) 支川流量が0かあるいは定常流量である場合

Figs. 4, 5 および 6 はそれぞれ、RUN 1, RUN 2 および RUN 3 の水位～時間曲線の実測の結果であるが、自動制御装置による発生流量がプログラムした設定流量のまわりにかんがりの幅をもって変動していること、水路の場所的不整形のために、水位の場所的、時間的変動が大きいため、これらの図から、ただちに合流点の影響を論ずることは難しい。しかし、とくに注目すべき結果として、支川の1m地点と5m地点での水位変動がほぼ同一位相であり、また、RUN 1 および RUN 2 のように支川流量が0である場合は、支川の水位変動はほとんど水平であるが、その変動幅は本川側の水位変動に比して小さく、かつ水位ピークの生起時刻が本川側のそれよりも大きく遅れている。このとき、本川の合流点よりも上流側の水位が増大するにつれて支川への逆流が生じて水位も増大するが、そのしかたは、本川と支川での水位差が水位の上昇につれて大きくなるようになっており、本川水位がピークに達しても、本川と支川の間水位差があるので、暫くは支川の水位が増大して行く傾向が保持され、本川水位が低下して、本川と支川との水位差が非常に小さくなって、はじめて支川の水位が低下しはじめ、支川での貯留量が本川へ流出し出すようになる。したがって、支川での水位ピークの生起時刻は本川でのそれよりも遅れることになるが、遅れの時間には、本川と支川での水位差が関連しているから、支川への合流角度、こう配、河幅および粗度係数などの支川の河道特

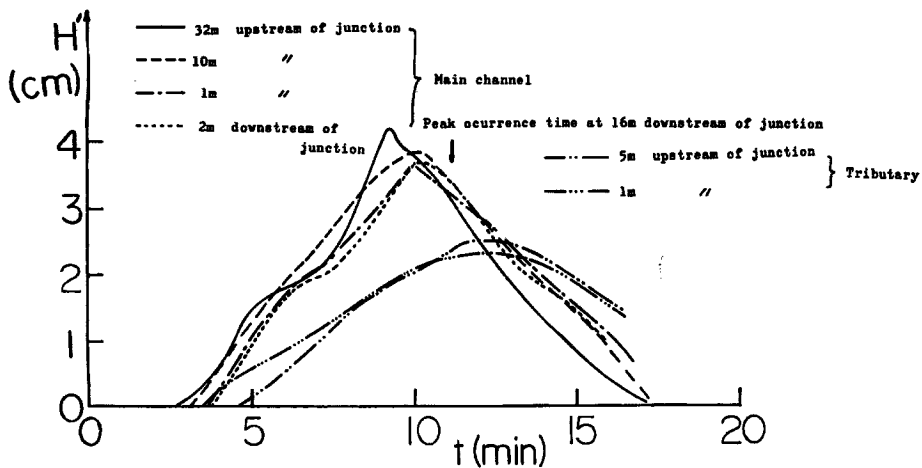


Fig. 4 Stage-time curve (RUN 1).

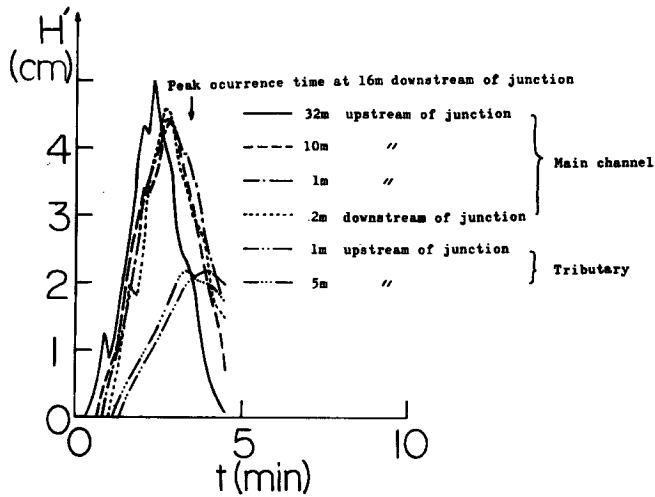


Fig. 5 Stage-time curve (RUN 2).

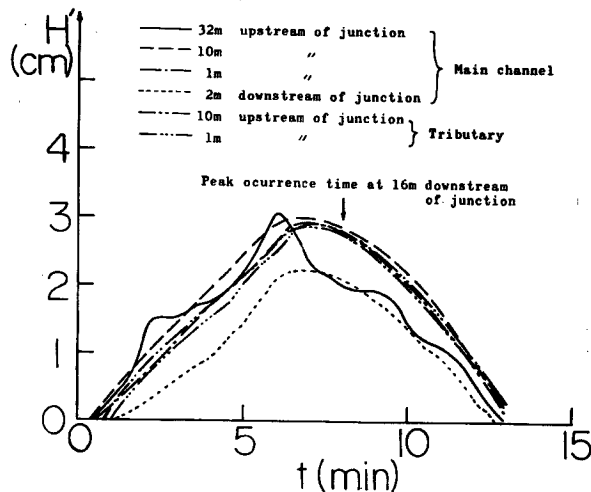


Fig. 6 Stage-time curve (RUN 3).

性や本川での洪水波形などによって変化する局所的な現象が解明されなければ、あらかじめ推定することはできない。

支流での貯留があり、しかも水位ピークが本川水位のピークから遅れるという特性は、支流が広大な貯留域を持っている場合には、合流点が洪水調節に重要な役割を演ずることを示している。実験水路において、洪水流に対する本川側と支川側との水位変動は Fig. 7 に見るような、本川側の水位の上昇期と下降期とは異なっていて、全体としてはループを画くが、定常流に対する関係を夾むように変化しているため、近似的に定常流のような関係があるものと仮定すれば、定常流に対する予備実験の結果を用いて、支川における貯留量の変化を求めることができる。各実験ケースについて、貯留量の変化を求め、しかる後合流点における支川からの流出入流量を求めると Fig. 8 のようになる。この実験の場合、流出入量は比較的小さく、本川流量の変動幅にくらべて大きくないので、水位～時間曲線に流出入の影響を読みとることは困難である。

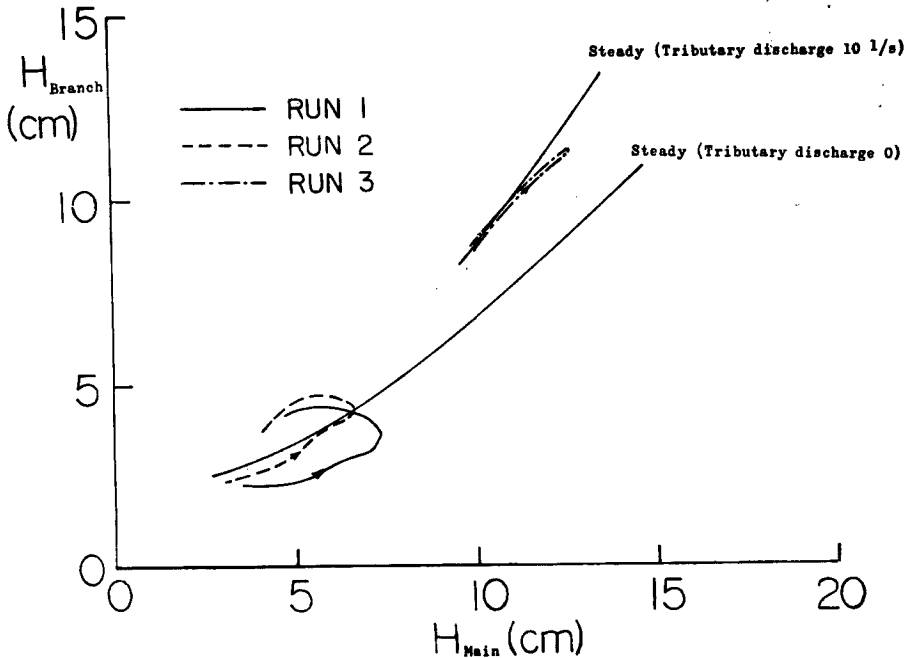


Fig. 7 Relation between the depths at 1 m upstream of the junction.

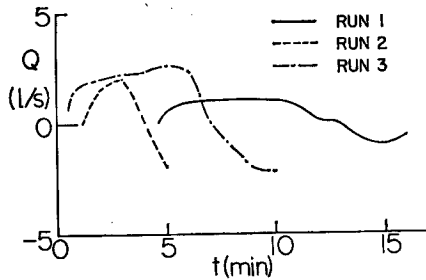


Fig. 8 Discharges created by storage at the junction.

しかし、Fig. 9 の浮子による流速観測の結果をみると、支川の水位が下降しはじめて、本川への流出をみるようになると、本川の合流点よりも下流側での流速の変動特性が上流側と異なって、最大流速時を通過後も流速の減少割合が小さくなっていることが認められる。なお、支流に10 l/s の定常流量のある RUN 3 では、本川水位の変動によっても逆流は生じていず、Fig. 8 の流出入量は本川からの流入量によって生じたものではなく、支川個有流量の一時的な貯留と流出の関係を示している。

以上のような、定常流での貯留量を用いて、洪水時の流出入量を計算するような簡便な方法では、どの程度の信頼性ある結果が得られるかは、行なった実験の精度からして、議論することは困難であるが、もしこのような方法が許れるものとすれば、あらかじめ定常流による

$$H_b = f(H) \dots\dots\dots (22)$$

のような、本川の合流点よりも上流側の水深 H と支川の水深 H_b との関係求めておき、

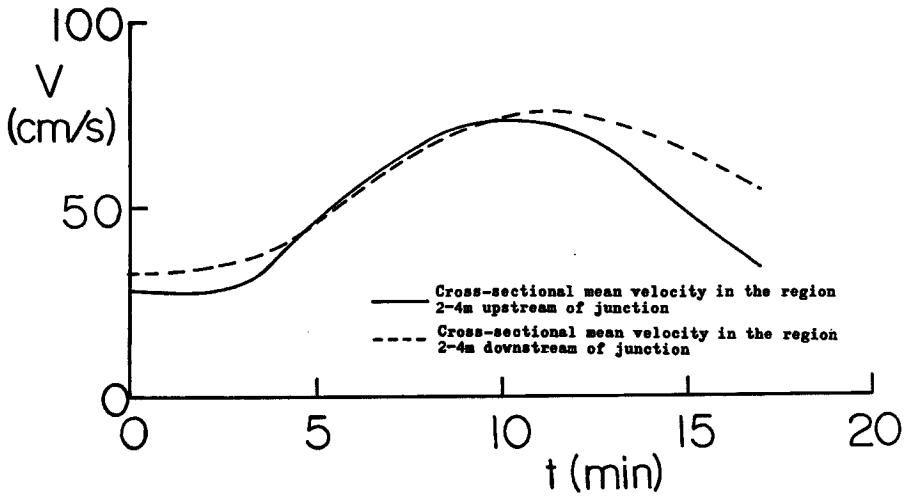


Fig. 9 Velocity variation (RUN 1).

$$q_b = -\frac{B_b}{B} \frac{H_b}{i_b} \frac{\partial H_b}{\partial t} \dots\dots\dots (23)$$

によって、合流点の流出入量を計算して、本川に沿っての洪水追跡を進めることができる。

(b) 支川の流量も不定流である場合

洪水流の合流特性に対して支配的な要素は河道特性を除けば、とくに合流時差が重要な影響を及ぼすと考えられるので、この点について実験を試みよう。

Figs. 10, 11 および 12 はそれぞれ、ほぼ同一の規模と形状を持つ本川および支川のハイドログラフが i) 時差なしに合流する場合 (RUN 4), ii) 本川の洪水が支川のそれよりも 5 分間先行する場合 (RUN 5), および iii) 支川洪水が本川洪水よりも 5 分間先行する場合 (RUN 6) に対する水位～時間曲線である。Fig. 10 の場合のように、両川の洪水に合流時差のないときには、水位が非常に大きく、洪水流量が大きくなること

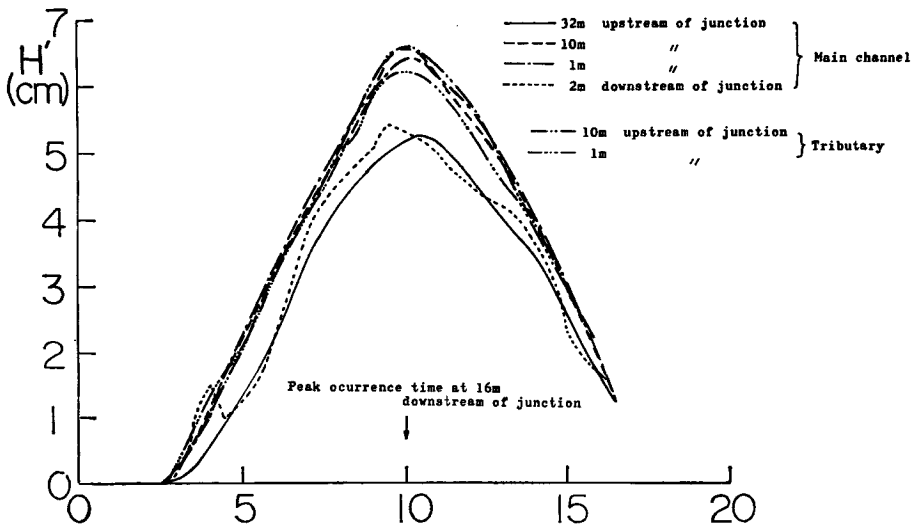


Fig. 10 Stage-time curve (RUN 4).

は当然であるが、Fig. 11 の場合と Fig. 12 の場合を比較すると興味深い。すなわち、合流点よりも上流の水位変化の様相は、本川洪水が先行する場合でも支川洪水が先行する場合でも、ほとんど同じである。しかし、Fig. 13 および 14 の浮子観測による流速の測定結果は、一方を裏返しに重ねるとほとんど一致するようになっており、一方が他方の影響を受けて、せき上げられて流速が減少するような傾向と、その流速の絶対値は、洪水の同一の位相についてほとんど同じであるが、支川の流速の絶対値は本川のそれよりも常に大きくなっていて、本川の合流点よりも下流での最大流速および最大流量の生起時刻は支川での最大流速の生起時刻の方に大体一致している。このことは、支川と本川とで同じ大きさと形状を持つヒドログラフを

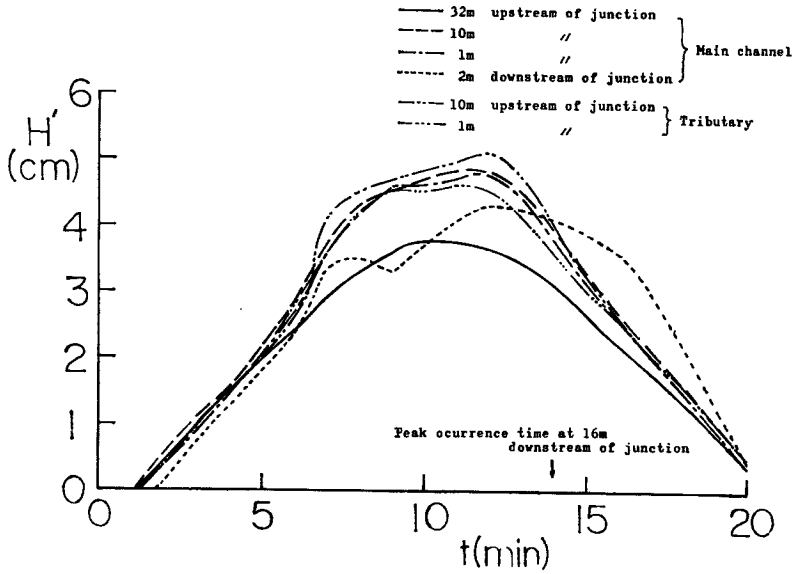


Fig. 11 Stage-time curve (RUN 5).

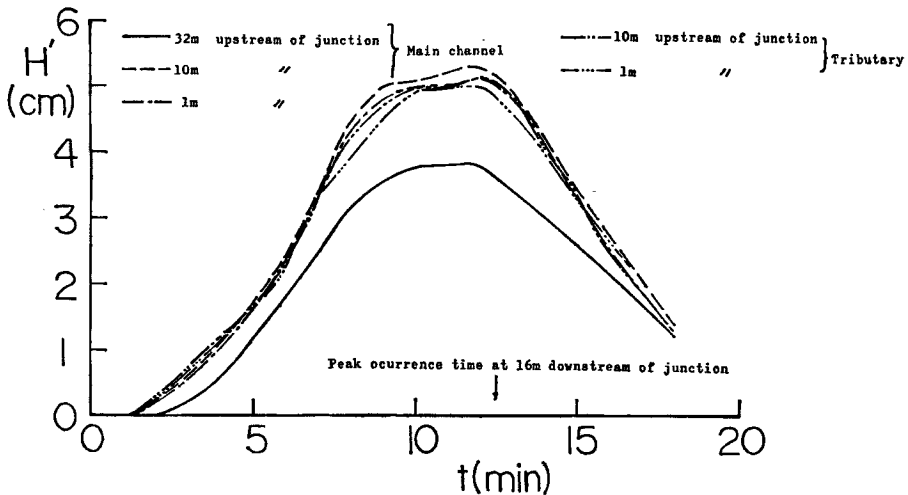


Fig. 12 Stage-time curve (RUN 6).

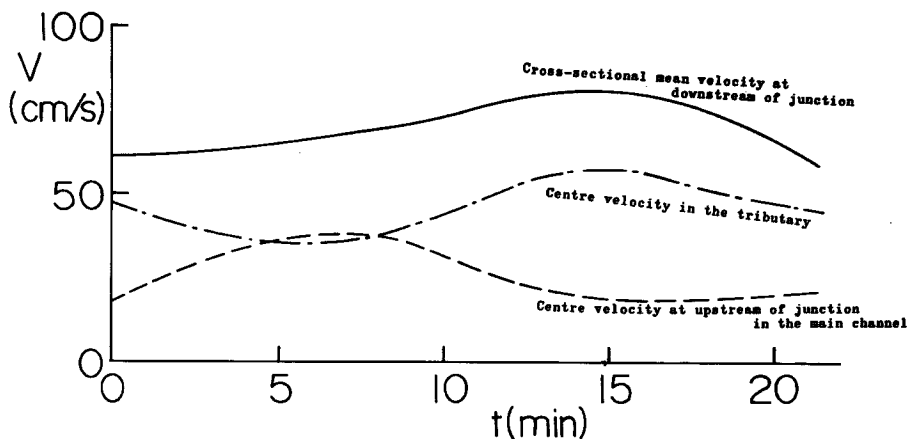


Fig. 13 Velocity variation (RUN 5).

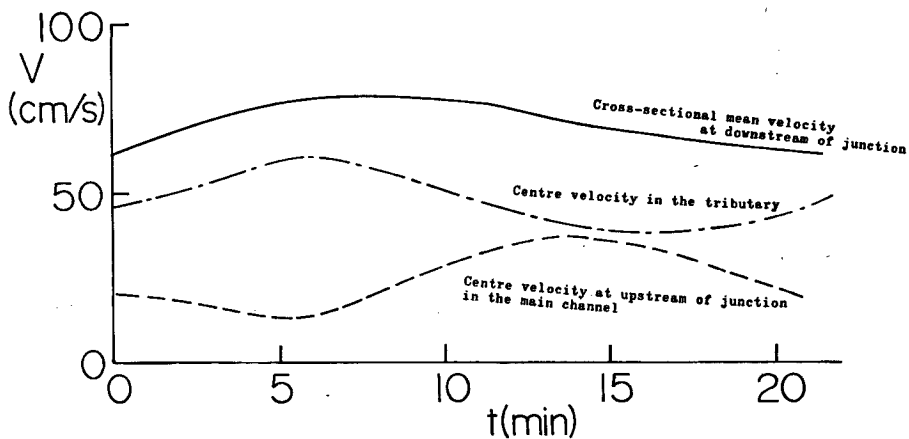


Fig. 14 Velocity variation (RUN 6).

単に時差のみを変化させて流下させたのにもかかわらず、常に支川側の洪水が支配的影響を持っていることを示しており、RUN 6 では支川の最大流量の方が先に生じているので、本川の合流点よりも下流 16 m の地点での水位ピークが RUN 5 の場合にくらべて、約 1 分も先に発生する結果となってあらわれている。本実験水路は、本川と支川の水路が全く同じこう配、同じ断面幅および粗度を持っているので、このような特性には、支川の本川への合流角度が重要な役割を演じていることを示唆している。本実験水路では、支川が本川へ 45° の角度で流入して、本川側をより多くせき上げ、本川洪水を貯留する効果が顕著にあらわれている。このような合流角度を考慮に入れた洪水流の解析は一般に行なわれておらず、水路の大きさ、合流角度や流量によって異なるせき上げの効果を説明する必要がある。

5. 結 論

合流点における洪水流の挙動は極めて複雑であって、一般に解析的な議論をすることは困難であり、すでに多くの考案がなされているような数値計算法によらなければ、定量的な現象把握はほとんど不可能である。しかし、このような数値計算を進める場合にも、適当な簡略化は不可避であるから、あらかじめ、少く

とも定性的な特性を把握していなければ、正しい結果を得ることは難しい。このような観点から、本論文では、まず本川での洪水流量と支川での貯留量の関係に着目して、従来莫然と区別されている従属支川と独立支川を定義し、独立支川に対しては線型化方程式にもとづく理論的解析を試み、従属支川に対しては実験によって特性の把握を行なうとともに、従来の数値計算法に対する問題点を提起した。以下、本研究で得られた結果を要約すると、つぎのようになる。

1. 合流点は支川からの流入量が本川水位の変化と実用上無関係であるような独立支川と、本川水位に影響される従属支川に分けて考えるのがよい。
2. 独立支川と従属支川とを実用上区分する物理量は、本川および支川の河床こう配と河幅および本川洪水の特性を示す無次元量 λ とフルード数であり、(5) 式で記述される。
3. 独立支川を持つ河道における洪水は、近似的には、線型化された拡散型の方程式によって解析され、支川流量は本川流量に単純に重ね合わせることができる。
4. 従属支川は個有流量が 0 か非常に少ない場合には、本川洪水からの逆流の貯留域となり、個有流量が多い場合には、せき上げによって個有流量が貯留される。したがって、支川の貯留面積が広大であれば、合流点での洪水流の変形は大きい。
5. 本川と支川とが同じ断面幅、同じこう配および同じ粗度係数を持つ実験水路で、同じ形と大きさを持つハイドログラフを本川洪水が支川洪水よりも 5 分先行する場合と支川洪水が本川洪水より 5 分先行する場合について実験を行なったところ、合流点よりも下流の洪水ピークの生起時刻を支配するのは支川洪水であることが判明した。これは、他の条件が同じであるので、支川が本川へ 45° の角度を持って流入しているという流入角度の影響が考えられ、合流点の洪水解析には局所的な水理条件が考慮されなければならないことを示唆している。

参 考 文 献

- 1) Stoker, J. J.: Water waves, Interscience Publishers, 1957, pp. 467-509.
- 2) 岸 力・平山健一：河川における非定常流の数値解法，第 20 回土木学会年次学術講演会講演集，1965.
- 3) Balloffet, A.: One dimensional analysis of floods and tides in open channels, Proc. A. S. C. E., HY 4, 1969, pp. 1429-1451.
- 4) 石原安雄：洪水演算器による出水とその調節に関する研究，1958.
- 5) Takahashi, T.: On the flood waves in a prismatic open channel, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto. Univ. Vol.19, 1970, pp. 1-19.
- 6) 芦田和男・高橋 保：境界条件による洪水流の変形に関する研究（第 2 報），京大防災研究所年報，第 9 号，1966，pp. 579-591.