

境界条件による洪水流の変形に関する研究 (第1報)

矢野勝正・芦田和男・高橋 保

ON THE FLOOD PROPAGATION THROUGH BACKWATER REACH (1)

By *Katsumasa YANO, Kazuo ASHIDA and Tamotsu TAKAHASHI*

Synopsis

In this paper, propagation of flood wave through backwater reach is discussed by the experiments conducted in the experimental flume of flood wave (150m in length, 60 cm in width) at the down stream end of which three kinds of weir were set.

It is well known that backwater reach can be divided into two regions from the standpoints of practice and of hydraulic behavior.: one is a storage region where the water level is nearly horizontal, and the other is a transition region which exists between storage region and uniform reach upstream.

Flood propagation through backwater reaches is generally estimated by the graphical solution of storage equation under assuming that any deformation of the discharge hydrograph does not occur in the transition region.

The above treatment has practically sufficient accuracy for the case having a large storage region such as a large reservoir, but it has no good accuracy for the case that the transition region has much effect.

The authors studied the propagation of flood wave in such a case, and discussed the various kinds of characteristics such as the length of storage reach, deformation of stage and of discharge hydrograph, stage-discharge relationship and celerity of propagation of stage max. and of discharge max..

1. 緒 論

洪水現象の水理学的解析は古くから種々行なわれており、半無限の一樣河道を伝播する洪水流についてはほぼ理論的解明を見ており^{1)~3)}洪水現象の本質的性格ともいふべき波動特性と拡散特性の定量的評価も可能であると考えられる。断面形が必ずしも一樣でない実際河川においても、運動方程式に含まれる拡散係数をどのようにして適切に評価するかには問題は残されているが、本質的には一樣河道と何ら変らない場合が多く、一樣河道についてのこれらの理論的成果は洪水現象を理解する上に高く評価されるべきであろう。

しかし実際河川における洪水流は一般に複雑な断面形状と境界条件のもとにおかれており、場合によっては一樣河道の解析の場合の運動方程式において微少とされた項が必ずしも小さくなく、これが大きな効果を持ってきて現象が一樣河道の場合と著しく異なることがある。しかも実際河川においてはこのような場合として予想されるものに、断面形や勾配の急変部、合流点、河口部およびダムなどにより代表されるような人工構造物など多々あり、これらの場合における洪水流の挙動の解明は水理学上、河川工学上極めて重要な課題である。

このような場合に対する洪水流の一般的特性を見いだすことは非常に困難であって、従来主として、不定流の運動方程式および連続式を与えられた初期条件および境界条件と河道条件のもとに、数値計算的にまたはアナログ計算器により解く方法がとられている。これらの研究の積み重ねを通じて洪水流の一般的性格が明らかにされてくるものと考えられるが、しかし用いている基礎方程式については何らかの省略が行なわれているのが普通であって、常にその基礎方程式が妥当であるかどうかの検討の問題が残されており、この方法を使用する場合でも基礎方程式そのものと生ずる現象の性質に対する深い理解と知識に基づいたものでなければならぬ。

一方このような場合に対する実験的および理論解析的研究もなされており、それぞれ注目すべき成果があげられている。例えば潮汐や高潮と洪水流が組み合わされた場合の解析⁴⁾、貯水池における洪水流の変形に関する研究⁵⁾、などがあるが、ある境界条件がどの程度の範囲にわたって、どのように洪水流に変化を与えるかの定量的評価については今後に残されているようである。

以上の状況にかんがみ、著者らは種々の河道条件および境界条件が洪水流の伝播にどのような変化を与えるかを解明することが重要であると考え、しかもその基礎としてそれぞれの場合に対する現象の実験的把握および基礎方程式の各項の order の詳細な検討が必要であるとして、長さ 150 m の勾配可変用の洪水流実験装置を設置して、一連の研究を開始した。

本文はその第一歩として、刃型堰による堰上げの境界条件によって洪水流がどのように変形するかについて実験的検討を加え、2, 3 の考察を行なったものである。

これに対しては、前記の矢野・足立⁵⁾や石原・岸田⁶⁾らによって行なわれた貯水池における洪水波の変形に関する研究の成果を大いに参考にすることができるので、明らかにされている主な諸点を次に示しておく。

- (a) 貯水池は性格的に湛水領域および河道領域、その中間の遷移領域に分けることができる。
- (b) 湛水領域では洪水はその波形をほとんど変形することなく、極めて短時間のうちに伝播する。一方遷移領域においては貯水池の貯留作用による容量遅れが集約されて、この領域で洪水波形は急変する。
- (c) 洪水追跡という工学的目的からすれば湛水領域が大きい貯水池では従来より行なわれているように、貯水面が常に水平であると仮定して導かれる図解法によって十分である。

以上の結果、遷移領域についての詳細な議論はなお残されているが、湛水領域が大きい貯水池についてはその水理特性もかなり明らかにされ、また実用的にも十分な精度で洪水追跡を行なうことは可能である。

しかしながら湛水領域が小さいか、あるいは全く欠くような場合については、遷移領域が重要な意味を持つてくるので、洪水波がどのように変形するかさらに検討することが必要であろう。

また貯水池における土砂堆積の問題が最近極めて大きな問題となっているが、これに関連して洪水期間中における掃流力の分布、特に水面こう配の急変点(後記するように湛水領域と遷移領域の境界点にかなり近い)がどのように移動するかなど貯水池の中における水理量の変化をかなり詳細に知る必要があるになっている。

そこで著者らは堰高がそれほど大きくなく遷移領域が相対的に重要な意味を持つと考えられる場合における洪水流の伝播について研究しようとするものであるが、特に一洪水期間中における湛水領域と遷移領域との境界点の移動状況、洪水波項伝播速度におよぼす堰の影響に注目して考察を進めることにする。

2. 実験の概要

実験に用いた水路は断面 60×60 cm、長さ 150 m の鋼製で、水路底は継目による凹凸をカバーするために滑らかなモルタル仕上げとした。洪水は空気圧式の自動制御装置で発生させた。この場合の流量の検出は水路上流端に設けた刃形堰を用いた。

実験種類は Table 1 に示すようにまず堰のない場合の実験を行ない、一様河道の洪水流の特性を調べ、

Table 1. Extent of Experiment.

No. of Experiment	Base Discharge (l/s)	Max. Discharge (l/s)	Duration Time (min)	Weir	σ
1-1	5	30	5		0.42
1-2		40	5		0.59
1-3		50	10		0.34
2-1	5	30	5	Height 10 cm Breadth 60 cm	
2-2		40	5		
2-3		50	10		
3-1	5	30	5	Height 15 cm Breadth 60 cm	
3-2		40	5		
3-3		50	10		
4	5	30	5	Height 10 cm Breadth 30 cm	

Bed Slope $i=1/500$, $\sigma = \sqrt{\ddot{H}(0)/g/i}$, $H(t)$: Depth

Table 2. Measuring station.

2(1) for Exp. 1~Exp. 3		2(2) for Exp. 4	
Station No.	Distance from the Upper End of Channel	Station No.	Distance from the Upper End of Channel
1	17(m)	1	17(m)
2	32	2	34
3	56	3	56
4	73	4	68
5	98	5	78
6	119	6	88
7	143(133)*	7	98
		8	110
		9	120
		10	143

*: for the Experiment No. 1

これと対比するように同一洪水波形について、堰を設けた場合の実験を行なった。堰の位置は水路上流端より 144 m とし、堰高 10 cm および 15 cm の水路全幅および、堰高 10 cm の水路半幅の刃型堰とした。水位の測定は No. 1~No. 3 の実験に対しては Table 2-1 に示す測点について超音波式水位測定装置および抵抗線式水位測定装置により同じ実験を 2 回づつ行ない、また No. 4 の実験に対しては Table 2-2 に示す位置において抵抗線式水位測定装置により行なった。超音波式水位測定装置および抵抗線式水位測定装置の両方を用いたのは前者の測定時間間隔を 20 秒としたためピークの位置の正確な決定に少し不便を感じたため、およびこの計器による測定がはじめての試みであって、その精度に対する信頼度を他の何らかの方法で検討しなかったためであるが、両者についてはさほどの差が認められなかった。したがって以後特に両者に差別をつけて論じないが、便宜上、前者に対しては実験番号に -(a) を付し、後者には -(b) を付して区別しておく。なお No. 6 の測点は後者にはなく、No. 7 は前者において堰のない実験では $x=133$ m、堰のある場合に対しては $x=143$ m であるが、後者についてはいずれも $x=143$ m とした。

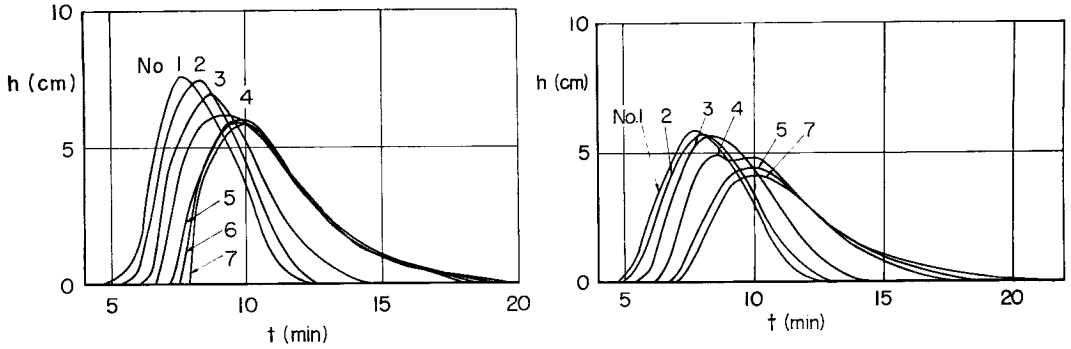


Fig. 1(1). Water-stage hydrograph (Exp. 3-2(a)). Fig. 1(2). Water-stage hydrograph (Exp. 2-1(b)).

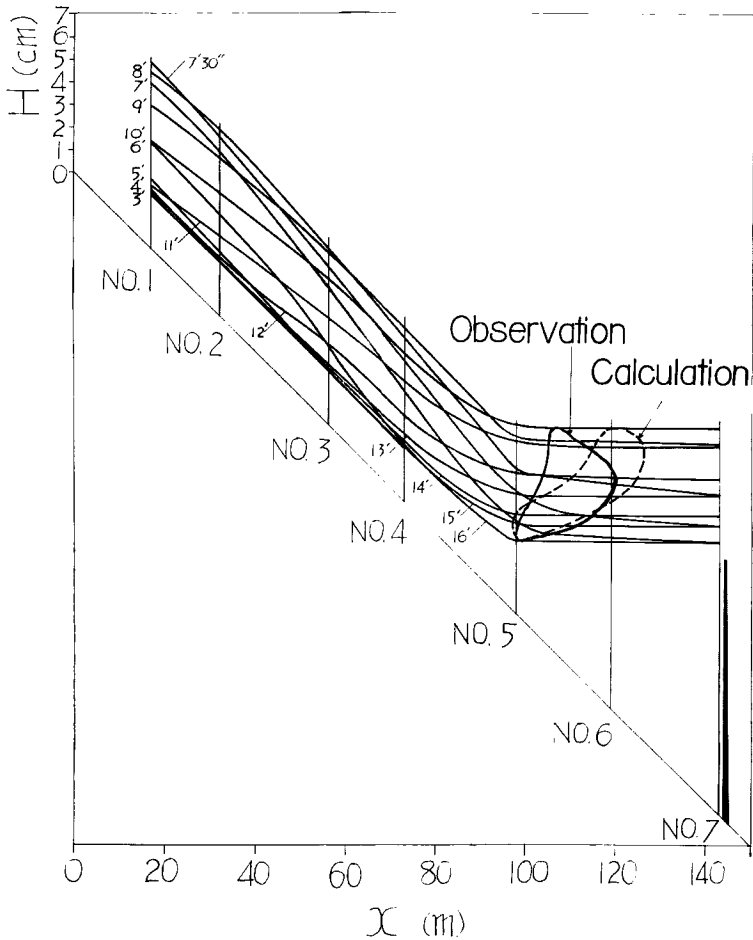


Fig. 2. Water-level profile (Exp. 2-1(b)).

3. 実験結果とその考察

(1) 水位-時間曲線: 各測点での基底流量を流したときの水位からの水位上昇量を h とし $h \sim t$ 曲線の1例を示すと Fig. 1(1), および Fig. 1(2) のとおりである。これらの図から堰の上流のある範囲にわたって、水位のピーク付近以後ではほぼ同一位相で変位することが知られる。この範囲は減衰期に至って上流へ延びて行く。この領域はいわゆる湛水領域と考えられるもので水面はほぼ水平の状態変動する。ただしこの場合でも水位上昇の初期においてはかなりの水面勾配を生じている。Fig. 1(2) の No. 4 は水位上昇期においては一様河道の特性をもち、減衰期には湛水領域の特性を持つ遷移的な断面であるが、ピークが2個所現われており、それぞれ上流および下流の条件から定まるものに対応する。この付近ではピークの発生する時刻はかなり不安定になり、伝播速度は適確に求め難たい。

(2) 縦断形状: 水面の縦断形状の時間的変化の1例を示すと Fig. 2 のとおりである。水面がほぼ水平の領域から上流へ比較的急激に一様河道の特性を持つ領域へ遷移する。水面がほぼ水平と考えられる領域は水位の上昇期には短かく、下降期には長くなり、かなり大幅に変動する。いま水面勾配 $I = i - \partial H / \partial x$ と河床勾配 i との比をとって

$$\epsilon = \frac{i - \partial H / \partial x}{i} \dots\dots\dots(1)$$

を定義し、かりに $\epsilon = 1/10$ を湛水領域とすればこの領域は Fig. 2 に示すようなループを画いて変動する。次に下流の境界条件の影響をほとんど受けない領域を一様河道の領域、この領域と湛水領域との中間の領域を遷移領域とすれば、Fig. 2 のループの下流側は常に湛水領域、ループの内側は一様河道の領域または遷移領域から湛水領域へ時間的に変動する遷移領域であり、ループの上流側に若干の遷移領域が存在すると考えられる。これらの様子は流入波形、貯水容量、越流条件および堰高などにより変化するものであり、この実験の場合には水位上昇期において湛水領域が全くなくなるようなケースを見うけられた。これについては第(7)項において考察する。

(3) 水面勾配-水位曲線, 水位-流量曲線: 初期水位からの水位上昇量 h と水面勾配 I との関係の1例は Fig. 3 に示すとおりである。よく知られているように、水位の上昇期は下降期に比して勾配が大きく、水位 max. 付近で河床勾配にほぼ近くなり全体としてループを画く。このループは一様河道領域に対しては、洪水波形

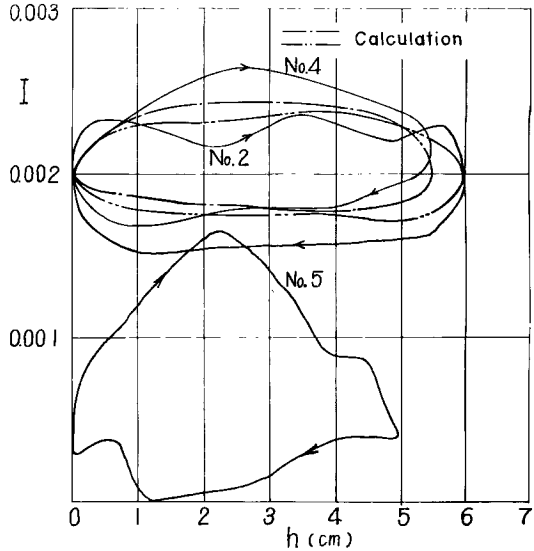


Fig. 3. Water-stage~gradient of water surface diagram (Exp. 2-1(a)).

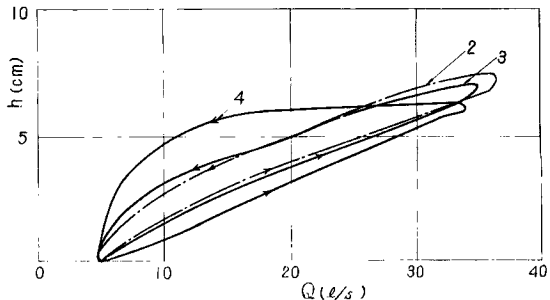


Fig. 4. Water-stage~Discharge diagram (Exp. 3-2(a)).

は変形しないものとして求められている関係,

$$I = i + \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots(2)$$

を用いて計算したものとかなりよく一致する。

次に $h \sim Q$ (流量は直接実測して求めたものでなく、遷移領域に対しては加速度項を省略した運動方程式と水位、水面勾配の実測値を用いて計算し、湛水領域に対しては堰の越流量から連続式により追跡して求めたものである。)の1例を示すと Fig. 4 のとおりである。この実験ケースは堰の越流条件により定まる $h \sim Q$ 曲線が一様河道領域の $h \sim Q$ 曲線に非常に近い場合でありかつ水路幅が変化しないから、定常流に対する各断面の $h \sim Q$ 曲線はいずれもほとんど同じである。こうした特別の場合についても $h \sim Q$ 曲線は遷移領域においては一様河道の場合と非常に異なり大きなループを画く。しかし流量のピーク付近までは一様河道の $h \sim Q$ にかかなり近い。このことは堰の越流条件によって定まる $h \sim Q$ 曲線が一様河道のそれにかかなり近い条件のもとでは、第(5)項で説明するように、水位ピークの伝播速度は遷移領域において非常に遅れ、湛水領域において早くなるのに対して、流量ピークの伝播速度は流下方向にほとんど変化しない事実を説明するものであろう。

(4) 堰による洪水波の変形に関する実験値と貯留計算法による計算結果との比較：堰による洪水波の変形の概略の様子を知るためには、洪水調節機能の計算式として従来より広く利用されている方法、すなわち貯水面が常に水平であるとして連続式を用いて流量を追跡する方法が考えられるが、この場合どの程度の精度を持っているかを検討してみよう。

いま湛水領域の終端付近適当に定めた地点における流入量を Q_{in} 、堰からの流出量を Q_{out} とし、貯水容

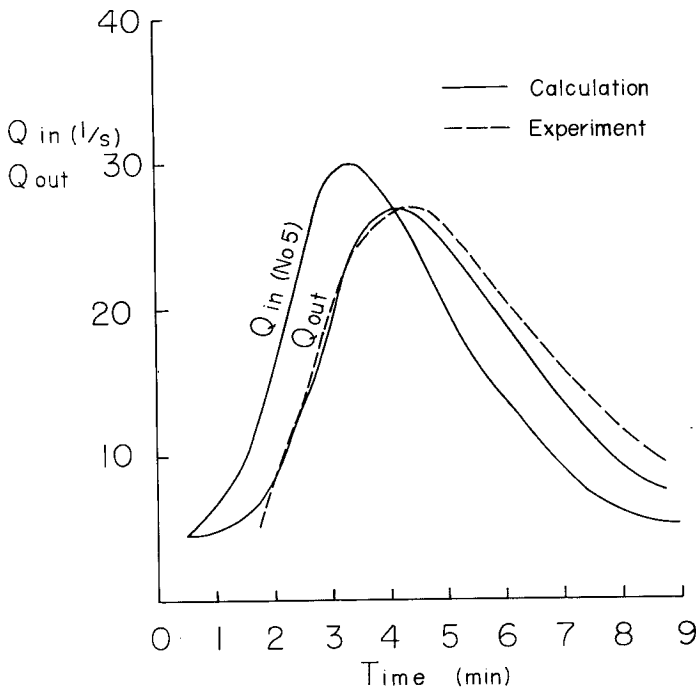


Fig. 5. Comparison between graphical solution of Q_{out} and experiment (Exp. 2-1(a)).

量を V とすれば, 連続式は

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \dots\dots\dots(3)$$

で表わされる。 Q_{out} も V も堰の越流水深 h の関数であるから, V は Q_{out} の関数となり, Q_{in} を与えれば, Q_{out} は図式的に容易に解くことができる。ここで問題になるのは流入地点の断面をどこに定めるか, およびその地点の流入量をどのようにして推定するかすなわち遷移領域における流量 Hydrograph の変形をどのようにして見つめるかの2点であろう。前者については初期における湛水領域の終端が一応考えられる。前者については現在のところ遷移領域における詳細な議論がなされていないので, 近似的な取り扱いではあるが, 貯留効果に関する限りでは遷移領域においても一様河道の場合と差異がないなどの仮定をするしか方法がない。

Fig. 5 は Exp. 2-1(a) の場合について, 上の考え方に基づいて行なった計算結果と実測値の比較であるが, 流量のピークが発生する時刻が多少異なるが, 両者はかなりよく一致しているとみることができる。

Fig. 6 は Exp. 4 の場合についての計算結果と実測値の比較である。この場合には後記するように遷移領域において $h \sim Q$ 曲線はかなり大きく変化しており, 遷移領域における流量波形の変化が一様河道の場合と同じであるとの仮定に少し無理があるので初期における湛水領域の上流端 (No. 7) の流量波形として実測値を用いた。結果は図にみられるように, ピークの発生時刻においてもかなりの差異が生じている。No. 7 の流量波形として実測値を用いず, Fig. 5 の場合と同じ計算を行えばさらに大きい差異を生ずる。遷移

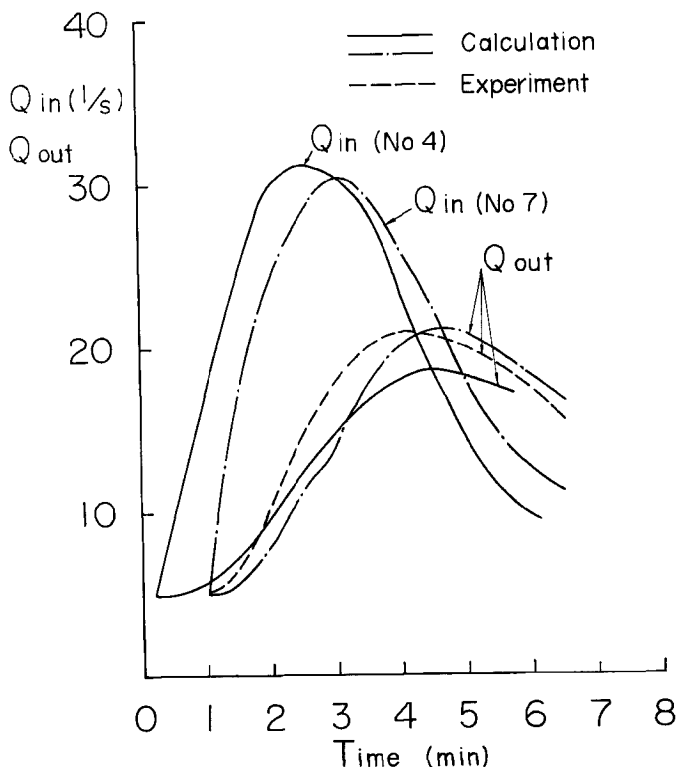


Fig. 6. Comparison between graphical solution of Q_{out} and experiment (Exp. 4).

領域における流量波形の変化は実際には知ることが困難であるので、流入波形として遷移領域の上流端 (No. 4) におけるものを用いた結果では計算値と実験値との差異はさらに大きくなる。こうしたことから、遷移領域が相対的に重要な意味を持つそれほど高くない堰による洪水流の変形を論議するためには、伝播速度や流量低減についてさらに詳細に検討していくことが必要であるといえよう。

(5) 伝播速度：伝播速度については各種のものすなわち水位ピーク、流量ピークやフロントの位置などが考えられる。境界条件が影響する領域においては波形が大きく変わり、また水位ピークと流量ピークとはかなり大きく分離してくるから、特にこれを区別して取り扱うことが必要である。Fig. 7 は水位ピークとフロントの伝播速度の 1 例を示したものである。水位ピークの伝播速度は一様河道においては Kleitz-Seddon の式

$$\omega = \frac{dQ}{dA} \dots\dots\dots(4)$$

から求めたものとかなりよく一致する。

湛水領域においては伝播速度は見かけ上非常に早く、この場合には \sqrt{gH} よりも早い。湛水領域と一様河道領域の中間の遷移領域においては、伝播速度が見かけ上非常に遅くなるが、この領域においてはごく微少な水面の変動によって伝播速度は大きく変化すると考えられるから論議することは非常に困難である。また同図より遷移領域は比較的短いことが知られる。

堰のない場合の No. 5 から No. 7 までの伝播速度は非常に早くなっているが、これはこの実験の場合の下流端が低下背水になっていたことによるものであって、上流と同じ条件でさらに下流まで水路が続いているものとすれば Kleitz-Seddon 式に従って $\omega = 5u/3$ の伝播速度を持つものと考えられる。堰の有無による波頂到達時間の影響を調べるためにはこのようなものと比較しなければならないが、Exp. 2, 3 の場合には図によって明らかなようにほとんど変化していない。一方 Exp. 4 の場合には多少遅くなっている。このこ

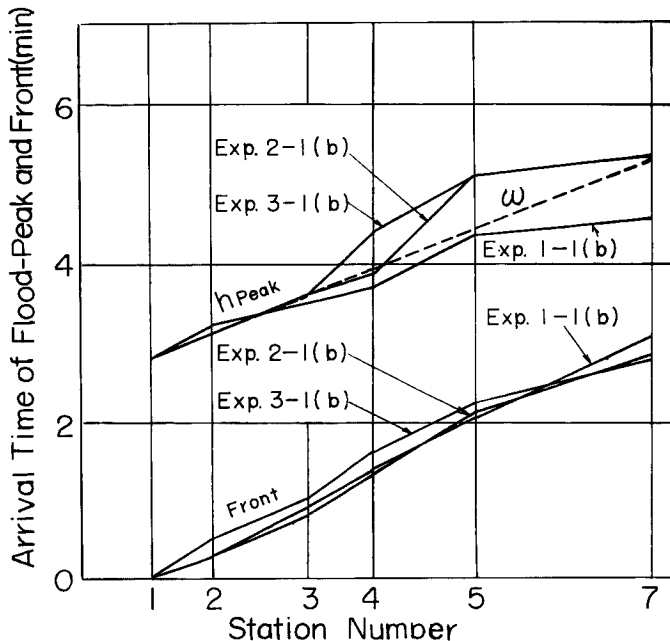


Fig. 7. Propagation of $h_{(peak)}$ and Front (Exp. 1-1, 2-1, 3-1(b)).

とは他の資料についても同様であるが、後に述べる理由によるものと考えられる。

次にフロントの伝播速度は $\sqrt{gH_s}$ (H_s は基底流量に対する水深) よりも早く $v + \sqrt{gH_s}$ よりも遅い。一様河道においてはピークの伝播速度にほぼ等しく、伝播に従って波形がそれほど変化しないことが知られる。境界条件の影響を受ける範囲においては、水深が大きくなるため伝播速度も早くなる。

Fig. 8 は Exp. 2 の場合について水位ピークの伝播速度と流量ピークの伝播速度を示したものであるが、両者においては非常に様子が異なる。水位ピークの伝播速度は遷移領域においてかなり遅くなり、湛水領域において非常に早くなるが、流量ピークの伝播速度はほとんど変化しない。

Fig. 9 は Exp. 4 の場合について上と同様に水位ピークと流量ピークの伝播の様子を示したものであるが、上とは異なり、流量ピークの伝播速度は遷移領域において一様河道の場合よりむしろ早くなり、湛水領

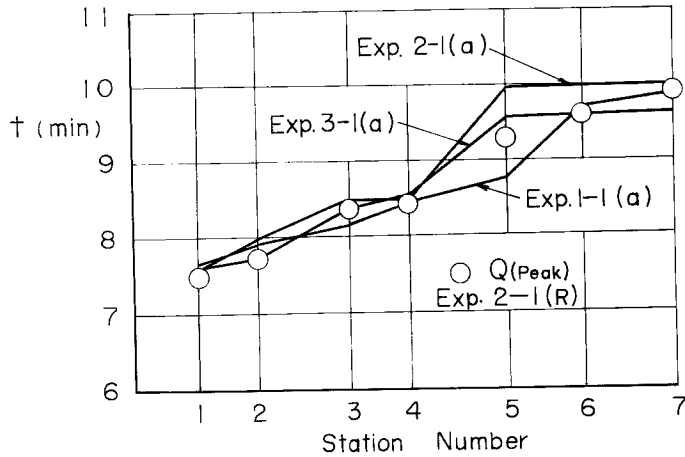


Fig. 8. Propagation of $h_{(peak)}$ and $Q_{(peak)}$ (Exp. 1-1, 2-1, 3-1(a)).

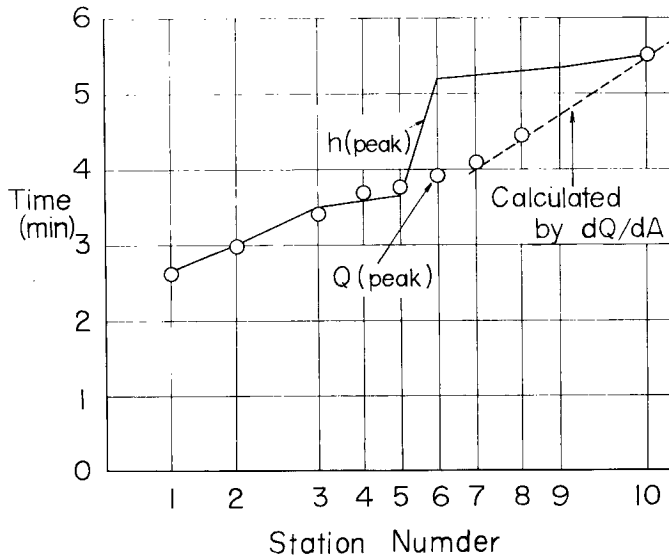


Fig. 9. Propagation of $h_{(peak)}$ and $Q_{(peak)}$ (Exp. 4).

域においてはかなり遅くなっている。これらの事実は次のように説明することができよう。

Exp. 2, 3 の場合の定常流についての各点の dQ/dA の値は Fig. 10(1) に示すように一様河道に対するものとほとんど同じである。これはこの場合の堰の越流条件によって定まる $h \sim Q$ 曲線が一様河道のそれに極めて近いことに基づくものであって、こうした特殊な場においては、各点の $h \sim Q$ 曲線が流量ピーク付近までは一様河道のそれに極めて近くなり、流量ピークの伝播速度については一様河道に対すると同じ精度で4式が成立し、堰の有無はほとんど影響を与えない。

一方 Exp. 4 の場合には定常流に対する各点の dQ/dA の値は Fig. 10(2) に示すように水面勾配がほぼ水平から急変する付近から上流の背水領域において急激に変化する。この領域を定常流に対する遷移領域とすれば、非定常流に対する遷移領域は定常流に対するものとはかなり異なる。これがどのように異なるかは遷移領域における解析にもとづかなければ定量的に評価することはできないが、定性的にはつぎのように解される。下流の境界条件の影響は流量ピーク付近までは定常流に対するものよりも非定常流に対するものの方が短かく、定常流の遷移領域でも非定常流においては一様河道の特性にかなり近く、 dQ/dA の急変する場所は Fig. 10(2) に示されているものよりも下流にあるものと思われる。

この領域においては、Fig. 9 に示すように流量ピークの伝播速度が非常に早くなっており、(4) 式は成

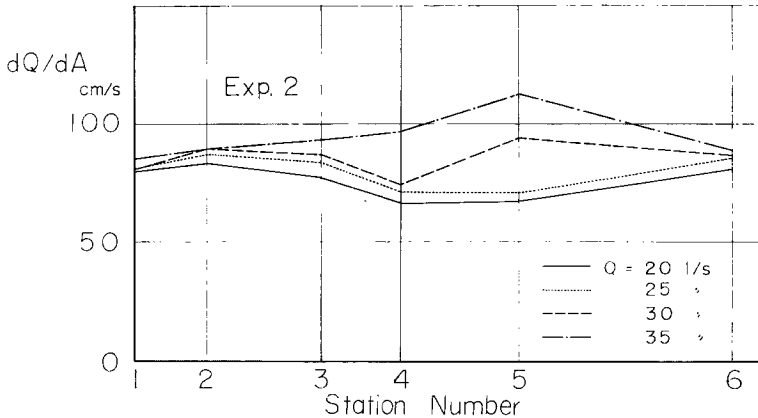


Fig. 10(1)

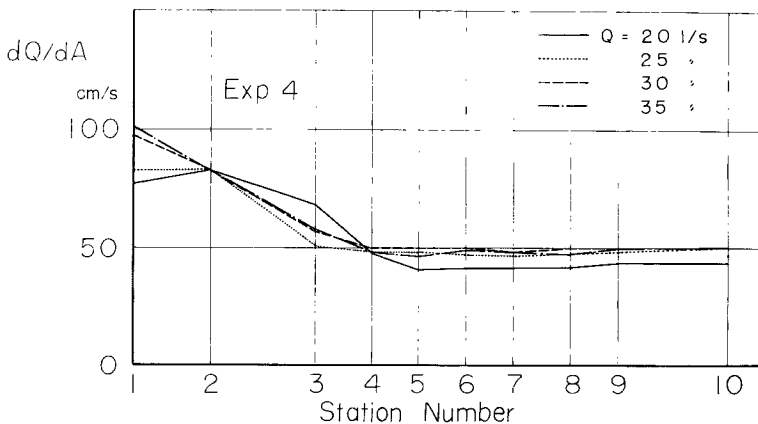


Fig. 10(2)

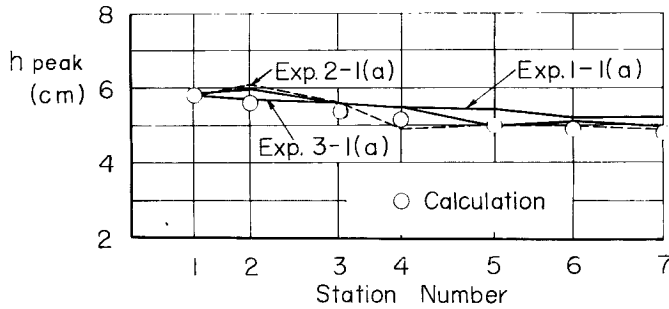


Fig. 11. Diagram of $h_{(peak)}$ attenuation in relation to distance (Exp. 1-1, 2-1, 3-1(a)).

立しないことが分る。この点については現在のところ理論的説明を与えていないが、非常に興味ある問題であるので、さらに詳細に検討したいと考えている。

次に湛水領域については定常流の dQ/dA の値が距離方向に変化しないが、この領域では Exp. 2, 3 の場合と同様 (4) 式によって流量ピークの伝播速度を求めてもよいと考えられるが、計算の結果も Fig. 4 に示すようにかなり良く一致する。

このように dQ/dA の値が遷移領域においてそれほど変化しない条件のもとでは、流量波形について遷移領域の特性がそれほど現われてこず、(3) 式による計算結果も実測値とかなりよく一致するが、 dQ/dA の値が遷移領域において非常に変化する場合には、遷移領域の特性が顕著に現われてきて、現象がことなるから、さらに今後検討していかなければならない。

(6) 波頂の低減: dQ/dA が場所的にほとんど変化しない場合、すなわち Exp. 1, 2, 3 に対して水位上昇量 h のピーク値の流下方向の低減の様子を示したものが Fig. 11 である。堰のある場合には遷移領域において急に低減し、湛水領域においてほとんど変化がないが、全体としては到達時間に対すると同じように堰のない場合とあまり差異が認められない。しかしこの関係は各点における dQ/dA の値によって非常に異なってくるから他の場合に適用しえないのは勿論である。

なお林博士の理論式による計算結果を示しているが、実験値とかなりよく一致している。

(7) 各領域における運動方程式および湛水領域の長さの検討: 洪水流に対する不定流の運動方程式は Fig. 12 の記号を参照して、

$$-i + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{g} \cdot u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{u^2}{C^2 R} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

連続式は

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

式 (5) および式 (6) より

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{i - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \frac{2Q}{g A^2} \frac{dA}{dH} \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{1}{g A} \frac{\partial Q}{\partial t}}{1 - \frac{Q^2}{g A^3} \cdot \frac{dA}{dH}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

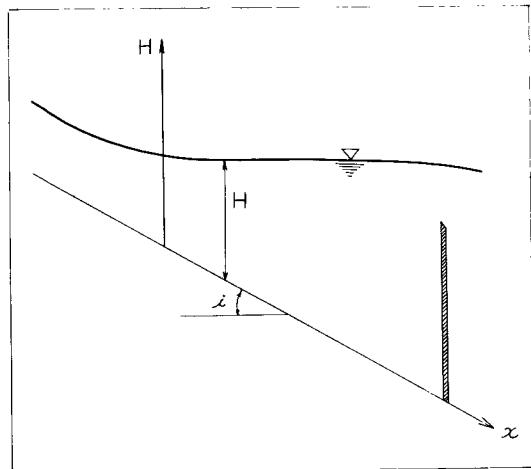


Fig. 12. Schematic sketch,

幅の広い長方形水路の場合には

$$\frac{\partial H}{\partial x} = i \frac{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3 + 2\left(\frac{H_c}{H}\right)^3 \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{1}{gA \cdot i} \frac{\partial Q}{\partial t}}{1 - \left(\frac{H_c}{H}\right)^3} \dots\dots\dots(8)$$

である。また式(1)より

$$\epsilon = 1 - \frac{\partial H / \partial x}{i} \dots\dots\dots(9)$$

Exp. 2-1(a) の場合について式(8)の各項の order および ϵ の値を計算すると Table 3 のとおりで

Table 3. Comparison of order of terms in flood equation and value of ϵ .

(1) No.	(2) t	(3) $H(\text{cm})$	(4) $Q\left(\frac{l}{s}\right)$	(5) $\frac{\partial H}{\partial t} \frac{1}{ui}$	(6) $\left(\frac{H_c}{H}\right)^3$	(7) $\left(\frac{H_c}{H}\right)^3$	(8) $2\left(\frac{H_c}{H}\right)^3 \frac{\partial H}{\partial t} \frac{1}{ui}$	(9) $\frac{1}{gAi} \frac{\partial Q}{\partial t}$	(10) ϵ
3	5'	2.5	5.0	0	1.09	0.439	0	0	0.84
	6	3.5	3.5	0.250	1.19	0.632	0.35	0.307	1.40
	8	7.8	30.0	0.192	1.16	0.539	0.162	0.100	1.21
	8.30"	8.1	31.0	0	1.12	0.580	0	-0.0577	1.15
	9	7.5	27	-0.167	1.06	0.486	-0.135	-0.179	1.03
	10	6.5	19.5	-0.267	0.833	0.386	-0.212	-0.153	0.824
	11	4.9	11.5	-0.233	0.754	0.320	-0.191	-0.158	0.686
	12	3.6	7.5	-0.150	0.815	0.355	-0.153	-0.118	0.767
	13	2.8	5.0	-0.100	0.779	0.313	-0.105	-0.101	0.684
	5	6	3.2	5.0	0	0.522	0.210	0	0
6.30		3.3	5.5	0.360	0.584	0.239	0.172	0.14	0.615
8		6.4	20.0	0.240	0.927	0.422	0.202	0.336	1.105
9		7.7	27.0	0.128	0.970	0.449	0.115	0.0736	0.871
10		8.2	26.0	0	0.751	0.344	0	-0.0692	0.515
11		7.4	21.5	-0.198	0.672	0.317	-0.126	-0.0958	0.564
12		6.2	16.5	-0.197	0.681	0.323	-0.127	-0.103	0.564
14		4.4	9.0	-0.158	0.605	0.286	-0.0904	-0.0800	0.460
16	3.6	5.5	-0.646	0.449	0.185	-0.239	-0.0277	0.320	
6	6.30	7.4	5.0	0	0.0425	0.0170	0	0	0.025
	7	7.6	5.5	0.448	0.0482	0.0197	0.0170	0.07	0.083
	8	10.0	17.5	0.800	0.185	0.0952	0.136	0.163	0.139
	9	12.2	25.0	0.268	0.205	0.0967	0.0518	0.0639	0.132
	9.30	12.5	27.0	0.0926	0.227	0.105	0.0195	0.0136	0.130
	10	12.5	26.5	-0.0590	0.216	0.101	-0.0119	-0.0397	0.095
	10.30	12.25	25.0	-0.184	0.203	0.0954	-0.0351	-0.0405	0.113
	11	11.9	22.5	-0.238	0.170	0.0835	-0.0397	-0.0595	0.075
	12	10.8	17.5	-0.341	0.157	0.0674	-0.0460	-0.0617	0.080
	13	9.7	13.0	-0.412	0.121	0.0523	-0.0431	-0.0584	0.057
7	7	12.4	5.0	0	0.0090	0.00358	0	0	0.005
	7.30	13.1	7.5	2.19	0.0168	0.00753	0.0329	0.054	0.03
	8	14.5	13.5	1.61	0.0359	0.0195	0.0627	0.107	0.062
	8.30	15.9	19.0	0.837	0.0563	0.0249	0.0415	0.0892	0.080
	9	16.8	24.0	0.456	0.0720	0.0340	0.0310	0.0506	0.060
	9.30	17.2	26.0	0.165	0.0790	0.0373	0.0123	0.0247	0.057
	10	17.4	27.0	-0.064	0.0840	0.0390	-0.00501	0	0.050
	10.30	17.1	26.0	-0.230	0.0806	0.0379	-0.0174	-0.0249	0.036
	11	16.7	23.5	-0.391	0.0725	0.0328	-0.0256	-0.0595	0.007
	12	15.5	18.5	-0.461	0.0561	0.0257	-0.0237	-0.0366	0.017
	13	14.6	13.5	-0.432	0.0356	0.0164	-0.0142	-0.0388	0
	14	13.8	10.0	-0.517	0.0307	0.0111	-0.0115	-0.0291	0.001
	15	13.1	7.5	-0.524	0.0170	0.00741	-0.00777	-0.0216	0
	16	12.7	6.0	-0.208	0.0125	0.00518	-0.00215	-0.0112	0
	17	12.6	5.0	-0.126	0.0086	0.00344	-0.000867	0	0
	18	12.5	5.0	-0.062	0.0087	0.00351	-0.000439	0	0

ある。

境界条件の影響を受けない一様河道の領域 No. 3 においては加速度項 { (8) および (9) 欄の差 } は $(H_0/H)^3$ の項に比して小さく，十分な精度で

$$\frac{\partial H}{\partial x} = i \frac{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3}{1 - \left(\frac{H_c}{H}\right)^3} \dots\dots\dots(10)$$

が成立する。これは次の形式でも書くことができる。

$$Q = CA\sqrt{H\{i - \partial H/\partial x(1 - F_r^2)\}} \dots\dots\dots(11)$$

遷移領域においては各項が Same order になり，湛水領域においては各項が Same order であるが，いずれも 1 に比べて十分に小さいから近似的に

$$\partial H/\partial x = i \dots\dots\dots(12)$$

とすることができる。

$\epsilon \leq 0.1$ を湛水領域とするとこの上流端は計算の結果 Exp. 2-1(b) に対しては No. 5 と No. 6 の間にあり，水位の上昇期には No. 6 に近く，ピークおよび下降期は No. 5 に近い。これは前に示した実測結果と一致する。

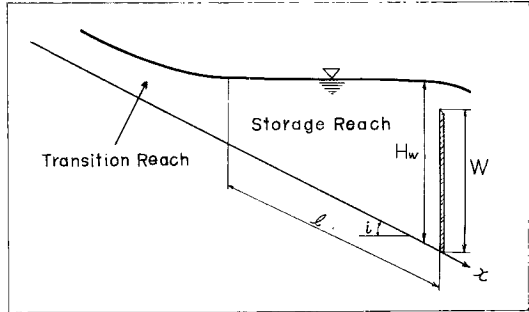


Fig. 13. Schematic diagram.

ϵ の値を求めるためには，(7) 式の各項の order が同じであるから，厳密にはすべての項を省略することができないが， ϵ の値は H_0/H の値によって急激に変化するから，実用上からは加速度項を省略して湛水領域の長さ l を求めてもそれほどほどの誤差を生じないと考えられる。すなわち

$$\epsilon = \frac{\left(\frac{H_0}{H}\right)^3 - \left(\frac{H_c}{H}\right)^3}{1 - \left(\frac{H_c}{H}\right)^3} \dots\dots\dots(13)$$

(13) 式より

$$\left(\frac{H_0}{H}\right)^3 = \frac{\epsilon}{1 - \left(\frac{H_c}{H_0}\right)^3(1 - \epsilon)} \dots\dots\dots(14)$$

湛水領域の長さ l は (14) 式より導かれる式において $\epsilon = 1/10$ とおいた次式，

$$\frac{Q_d + B \frac{\partial H}{\partial t} \cdot l}{C^2 B^2 i (H_w - il)^3} = \frac{0.1}{1 - 0.9 \left(\frac{C^2 i}{g}\right)} \dots\dots\dots(15)$$

により求めることができる。ここに Q_d は越流量。

4. 結 論

以上刃型堰によるせき上げの条件が洪水流の伝播にどのような影響を与えるかを実験的に検討し考察した結果を述べたが明らかにされた主な点は次のとおりである。

(1) 境界条件の影響を受ける領域として，水面がほぼ水平と考えられる湛水領域とその上流境界条件の影響を受けない領域に遷移するいわゆる遷移領域とに区分して考えることができる。前者は流入波形，貯水容量および越流条件などによってかなり大幅に変動するが実用的には式 (15) によって算定することができ

る。後者についての定量的評価は今後に残されているが、比較的短いようである。

(2) 堰による洪水波の変形は貯水面が常に水平であると仮定して導かれる従来の図式解法によって実用的に十分求めることができるが、遷移領域が相対的に重要な意味を持ってくる場合、特に遷移領域において水位-流量曲線が変化するような場合には遷移領域の特性が顕著に現われてきて、上の取り扱いはかなりの誤差を生じるので、さらに詳細な検討が必要である。

(3) 堰の影響を受ける領域における洪水波の水位波形は、湛水領域においてはほとんど変化しないが、遷移領域において、水位上昇期には一様河道の特性を持ち、減水期には湛水領域の特性を持ち、場合によってはダブルピークも現われ非常に複雑である。

(4) 堰の影響を受ける領域における洪水波の流量波形は、水位波形と分離してきて、 A (初期水位からの上昇量に対する断面積) $\sim Q$ 曲線は定常流のそれと著しく異なる。しかし定常流に対する $A \sim Q$ 曲線が一様河道のそれとほとんど差異がないような越流条件のもとでは、流量ピーク付近までは一様河道の $A \sim Q$ 曲線とあまり変わらず、したがって堰の有無は流量ピークの伝播速度や低減量にほとんど影響を与えない。このため水位波形も全体としてはほとんど変化しないが、内部的には大きく変化する。

(5) 定常流に対する $A \sim Q$ 曲線が一様河道のそれと異なるような越流条件のもとでは、その $A \sim Q$ 曲線は水面勾配がほぼ水平から急変する付近から上流の背水領域において急激に変化する。この領域を定常流に対する遷移領域とすれば、非定常流に対する遷移領域は、流量ピーク付近までは定常流のそれよりも下流にあらわれるが、いずれにしてもこの領域で $A \sim Q$ 曲線は急激に変化するものと考えられる。このように dQ/dA が距離的に変化する領域での流量ピークの伝播速度は実験の結果では Kleitz-Seddon 式に従わない。

いま水路幅一定で、堰の越流条件によって定まる dQ/dA の値を一様河道のそれよりも小さくして行なった実験では、流量ピークの伝播速度は遷移領域において Kleitz-Seddon 式 $\omega = dQ/dA$ によって求められるものよりもかなり速いという結果がえられた。湛水領域については流下方向に dQ/dA の値が変化せず、(4)におけると同様 $\omega = dQ/dA$ による計算値とかなりよく一致する。

今後、遷移領域に対する定量的な論議を展開していくことが必要であるが、上に示したごとく、定常流に対する dQ/dA の値の距離的変化が、その際の重要なパラメーターになるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 速水頌一郎: On the propagation of flood waves, Disaster Prevention Research Institute Kyoto Univ. Bulletin No. (1951).
- 2) 林泰造: Mathematical theory of flood waves, Proc. First Japan Nat. Congr. for App. Mech., 1951.
- 3) 矢野勝正: 洪水特論, 理工図書, 昭33
- 4) 矢野勝正, 足立昭平, 奥田節夫, 樋口明生, 大同淳之: 寝屋川模型実験一鵜池堰操作の基本方式, 京大防災研究所創立5周年記念論文集, 昭31
- 5) 矢野勝正, 足立昭平: 貯水池における洪水波伝播に関する実験的研究, 京大防災研究所創立5周年記念論文集, 昭31
- 6) 石原安雄, 岸田隆: 貯水池における洪水調節とその下流部洪水流に及ぼす総合的效果について, 京大防災研究所創立5周年記念論文集, 昭31