

水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた 洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算

福岡捷¹・渡邊明英²・原俊彦³・秋山正人⁴

¹フェロー会員 Ph.D 工博 広島大学大学院教授 社会環境システム専攻(〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

²正会員 工博 広島大学大学院助教授 社会環境システム専攻(〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

³ 国土交通省関東地方整備局河川留貯河川計画課 課長補佐 (〒330-9724 さいたま市中央区新都心2-1)

⁴ 国土交通省関東地方整備局 江戸川河川事務所 調査課長 (〒278-0005 野田市宮崎134)

河道を流下する洪水流の流量ハイドログラフ、河道内貯留量とピーク流量通減量を見積る目的で、江戸川において洪水流の集中観測が行われ、流量ハイドログラフと水位縦断分布の時間変化が詳細に測定された。ピーク時から減衰時における観測流量から粗度係数を検定し、時空間的に密に観測された誤差の小さい水位ハイドログラフと二次元非定常流解析法を用いることにより流量ハイドログラフと河道内貯留量を推定した。これにより洪水流の水位と流量の観測精度について述べると共に、河道内貯留量とピーク流量の通減量を精度良く見積れることを示し、精度を上げるために考慮すべき洪水流観測方法を提示した。洪水ハイドログラフの非定常性が大きい1986年円山川洪水流観測結果についても同様の検討を行い、洪水流の非定常性がハイドログラフの変形とピーク流量の通減に果たす効果について示した。

Key Words: observation of flood flow, deformation of hydrographs, peak discharge attenuation, flood water storage, highly accurate estimation of flood discharge hydrograph

1. 序論— 河道内貯留とピーク流量の通減

わが国の河川の中下流部は、複断面河道が一般的である。複断面河道では、水位上昇期に高水敷への洪水氾濫に伴う貯留のために流下する流量が減少し、水位下降期に高水敷から低水路への流入のために流下流量が増大する。このため、複断面河道では洪水流の流下に伴い流下流量が縦断的に変化し、その結果流下と共に流量ハイドログラフの変形とピーク流量の通減が生じることになる。特に低水路が蛇行し、高水敷粗度が大きい場合には、河道内貯留量は増大し、ピーク流量の通減が大きくなること、古くから知られている¹⁾。

わが国では1950-60年代に洪水災害が頻発し、この時期に洪水流に関する調査・研究が盛んに行われた。改修途上にある河川の流下能力を評価し、河川改修を合理的に行うために洪水観測データを収集し、これらのデータを用いた新しい洪水流計算法である水文学的手法及び水理学的手法が提案された。代表的な水文学的手法として木村の貯留関数法、水理学的手法として不等流計算法、不定流計算法等が挙げられる¹⁾。貯留関数法は、洪水流の上昇時と下降時の流出量が同一水深で異なるという洪水流出現象の非線形性を表す「貯留現象」の過程を導入し、

流出量を貯留量に対する単純な関数で表し、これと貯留量の連続式を組み合わせ、流量ハイドログラフを求めたものである。貯留関数法は、多くの流域及び河川での流出計算に用いられているが、雨水流や洪水流の伝播特性及び河道特性に関する機構を含まないため、洪水流の規模や波形によって、必ずしも同一の関数形で表せず、流量算定精度はこの関数形の精度に依存するという問題点がある。このことは、流域が大きくなると精度が悪くなることを意味する。さらに基本式の誘導過程からみて、山地流域での適用性が高く、平地流域では洪水や河道特性の影響を受け精度が悪くなるという欠点を有する。

不等流計算法では、幾つかの大きな洪水について、各区間での観測最大流量に対して実測された洪水痕跡の水位縦断形を説明する各区間の粗度係数を求める。このようにして得られた区間の粗度係数を用い、計画流量規模に対応する水位縦断分布を求め、これを計画洪水位とすることが行われる。不等流計算では、流量を一定としているため、洪水流に固有の貯留現象を考慮しえない。洪水痕跡から逆算した粗度係数を用いることによって、貯留現象が粗度係数の中に含まれた形で洪水流の水位計算が行われる。このため、計画高水位が計画に用いる粗度係数の大きさに強く依存するという問題を有する。

一方、時間的な影響を考慮する一次元不定流計算は、非定常性に伴う貯留効果の取込みが可能であり、わが国の多くの河川の治水計画立案に用いられ、計画論としてかなりの実績を有している。しかし、複雑な線形を有する複断面河道の形状変化に起因する貯留を取り込むには、一次元非定常解析では精度が十分でない場合が多い。これは複断面河道における洪水貯留現象が、低水路の線形、高水敷粗度及び、増水期の高水敷への氾濫や減衰期の高水敷からの落込みと密接に関係しているためである²⁾。運動量の横断方向輸送を伴う河道内貯留やハイドログラフの変形を求めるためには、二次元非定常モデルが必要となる^{2,3)}。これにより、貯留現象の影響を取り除いた粗度係数の値が評価可能となる。

近年、著者らによる一連の実験的検討によって貯留現象に関して定量的な説明が行われてきた^{2,4,5,6,7)}。このように河川における流量ハイドログラフの変形とピーク流量の透減を見積ることは、河道計画や治水安全度評価に對し重要な意義を持つ。現地河川においても洪水ハイドログラフの変形と河道内の貯留量について観測^{3,6)}や数値解析⁸⁾から評価されている。本文では、「洪水流の非線形特性研究会」(座長 広島大学大学院 福岡捷二教授)において観測された江戸川39 km - 46 km 区間を検討対象に選び、ここで集中的に観測された水面形、流量の時間変化に對して二次元非定常流解析を行い、洪水ハイドログラフの伝播特性と水面形追跡による流量ハイドログラフの高精度推定法について述べる。江戸川の洪水流に比して、非定常性の大きい円山川における洪水観測結果⁹⁾について流量ハイドログラフの変形と河道内貯留に伴うピーク流量の減少効果について評価する。最後に、洪水流の集中観測から明らかになった水位や流量の観測精度について述べると共に、精度の高い洪水流量や貯留量を求めるための洪水流観測方法と解析方法について提言する。

2. 解析方法

解析における流速は、一般座標系物理成分表示形における以下の運動方程式(1)(2)及び連続式(3)で求められている³⁾。計算方法は、渡辺・福岡らの方法³⁾と同様である。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} h + \tilde{U} h \left\{ \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} - \tilde{J} (\tilde{V} - \tilde{U} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \xi} \right\} + \tilde{V} h \left\{ \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \eta} \right. \\ & \left. - \tilde{J} (\tilde{V} - \tilde{U} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \eta} \right\} = -gh \left\{ \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} \right\} \\ & - \tau_{z\xi} + \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{Jh}{d\xi} \tilde{\tau}_{z\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{Jh}{d\eta} \tilde{\tau}_{z\eta} \right) \right\} - \tilde{J} h (-\tilde{\tau}_{z\xi} \\ & \cos \theta^{\eta\xi} + \tilde{\tau}_{z\eta}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \xi} - \tilde{J} h (-\tilde{\tau}_{z\eta} \cos \theta^{\eta\xi} + \tilde{\tau}_{z\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \eta} \quad (1) \end{aligned}$$

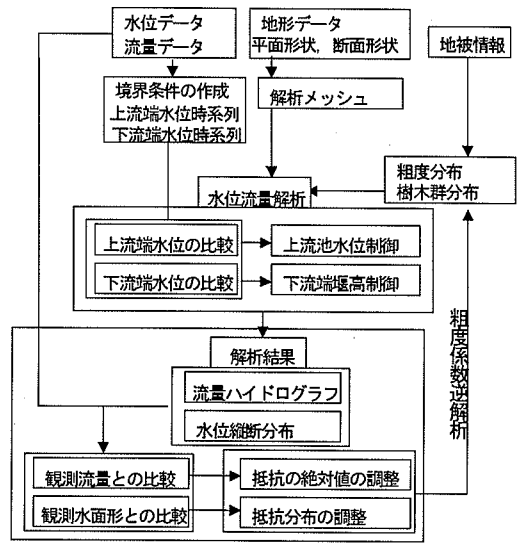


図-1 解析フローチャート

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \tilde{V}}{\partial t} h + \tilde{U} h \left\{ \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \xi} + \tilde{J} (\tilde{U} - \tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \xi} \right\} + \tilde{V} h \left\{ \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \eta} \right. \\ & \left. + \tilde{J} (\tilde{U} - \tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \eta} \right\} = -gh \left\{ \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} \right\} \\ & - \tau_{z\eta} + \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{Jh}{d\xi} \tilde{\tau}_{z\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{Jh}{d\eta} \tilde{\tau}_{z\eta} \right) \right\} - \tilde{J} (-\tilde{\tau}_{z\xi} \\ & + \tilde{\tau}_{z\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \xi} - \tilde{J} (-\tilde{\tau}_{z\eta} + \tilde{\tau}_{z\xi} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta\xi}}{\partial \eta} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & J \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{J\tilde{U}h}{d\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{J\tilde{V}h}{d\eta} \right) = 0 \quad (3) \\ & \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \xi} = \frac{\partial}{d\xi d\xi}, \quad \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \eta} = \frac{\partial}{d\eta d\eta} \end{aligned}$$

ここに、 (ξ, η) : 一般曲線座標系、 $(d\xi, d\eta)$: 反変格子距離、 (\tilde{U}, \tilde{V}) : 反変流速物理成分、 h : 水深、 J : ヤコビアン、 θ : 座標軸の角度、 $\theta^{\eta\xi}$: 反変座標軸の交差角である。底面せん断応力 $\tau_{z\xi}$ 、 $\tau_{z\eta}$ は、底面せん断応力と樹木群による流体抵抗を表す。これはマンニングの粗度係数 n と樹木群の透過係数 K 、樹木高 h_{tree} を用いて以下のように与えられ^{9,10)}、水深 h の違いによる抵抗変化特性の違いが現れる。水平応力項は渦粘性モデル(0方程式)で与えられる³⁾。

$$(\tau_{z\xi}, \tau_{z\eta}) = \left(\frac{gn^2}{h^{1/3}} + \frac{gh_a}{K^2} \right) \sqrt{u^2 + v^2} (\tilde{U}, \tilde{V}) \quad (4)$$

$$h_a = \min(h, h_{tree}),$$

$$u^2 + v^2 = \tilde{J}^2 (\tilde{U}^2 - 2\tilde{U}\tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi} + \tilde{V}^2)$$

全体の解析手順をフローチャートにして図-1に示す。

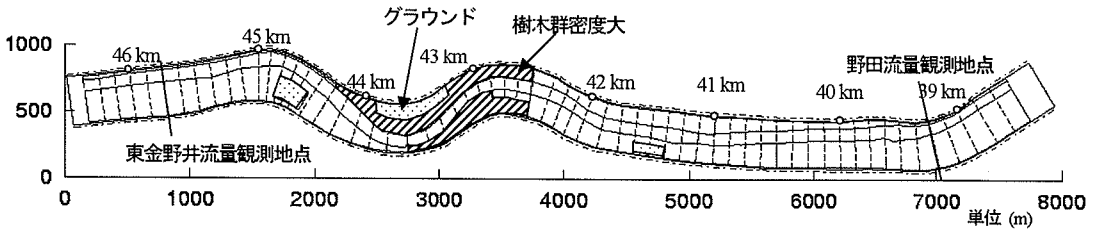


図-2 江戸川対象区間平面形状 (46.0km ~ 39.0km)

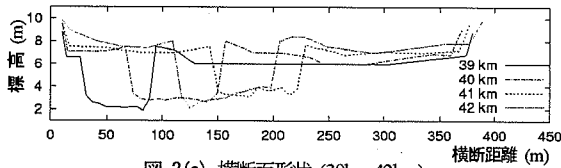


図-3(a) 横断面形状 (39km-42km)

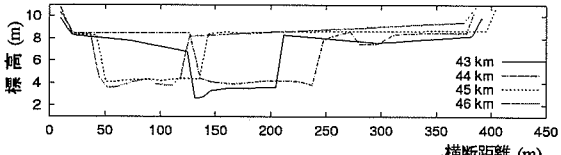


図-3(b) 横断面形状 (43km-46km)

上流端水位と下流端水位の時系列観測データを補間して境界条件を与え、二次元洪水解析を行う。各時刻において指定した場所における計算水位が境界条件である観測区間の上流端と下流端の水位と一致するように、模型実験の様に上流及び下流の水位を自動制御しながら1洪水計算を行う。次に、計算から得られた流量ハイドログラフ及び水位縦断分布の時間変化を観測結果と比較し、粗度係数や樹木群透過係数の絶対値と相対分布を変化させ、洪水解析を再度行い、得られる解析結果が観測結果と必要な精度内で一致するまでこれを繰り返す。この場合、結果の差が粗度係数や解析格子形状の未調整のためか、観測誤差のためかの見極めが重要になる。観測精度が低いと観測結果と一致する解析条件は存在せず、周辺データによる観測値の修正が必要となる。

通常の非定常解析では、観測流量が正しいものとして、上流端で観測流量を下流端で水位を与え、水位、流量の時間変化を計算する。しかし、流量観測における誤差と多点で測られる縦断水面形の誤差では、流量観測の誤差が大きいと考えられる。ここでは、観測水位、すなわち水面形の精度の方が流量観測精度よりも高いものとし、上流部と下流部において観測水位を与えて、得られた解析流量が観測流量と出来るだけ一致するように粗度係数の値を調整して、解析を行うこととした。これは以下の理由による。

解析対象である江戸川を例に説明する。2001年9月11日の洪水観測では、水位は46 km - 41 km 区間では0.25 km 毎に、41 km - 39 km 区間では0.5 km 毎に左右岸で約1時間毎に観測されており、ほぼ1時間毎に上流端流量

(45.75km 地点)と下流端流量 (39.25km 地点) が観測され

ている。水位観測は水面高を測っており、誤差が入ってもわずかである。一方、流量観測では各分割断面を流下する浮子流速を求めており、河道形状や植生の存在のため、浮子の移動速度の観測値に誤差が入り易い。江戸川では浮子を用いて1時間毎に上流端と下流端で6測線の流量観測が行われているが、観測流量値に誤差が含まれ、上下流の流量差が非常に大きくなっており、その結果、連続条件が満たされていない。このため、上流端の観測流量と下流端の観測水位を境界条件として計算された各時間の水面形は、観測された各時間における水面形を再現することができない。厳密に言うと解析対象区間における平均水位そのものが大きく異なる結果となる。

上流端流量と下流端流量の差から求まる単位時間当たりの貯留量の誤差は、9月11日~12日の2日間にかけて平均すると $32 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、観測流量の絶対値に対して小さな値であるが、観測区間の水面幅を360mとし観測開始から2日にわたって積分された貯留量の誤差を貯留平均水深で表現すると、水位の誤差は2.2 mにも達する。逆に言えば、連続式で時間積分される対象である流量に僅かな誤差があれば貯留を表す水位変化に大きな誤差を生み出すが、連続式において時間積分された水位に多少誤差があっても上下流における流量差の誤差は僅かである。

このため、本解析においては観測流量を与条件とするのではなく、精度の高い境界部における水位を与条件として流量と水面形の時間変化が観測結果と全体的に一致する粗度係数分布を逆解析し、推定された粗度係数分布によって定まる流量ハイドログラフを求めることとした。

3. 江戸川における解析条件

図-2に江戸川解析区間の平面形状及び地被状況を示す。江戸川の観測区間は上流と下流の流量ハイドログラフ観測地点の間である。この区間の高水敷は主に草原等であり、疎に樹木が生えている範囲が広い。42.5km~44km付近において特に樹木が密生している。また、高水敷は所々グラウンドとして利用されており、41kmより下流の右岸はゴルフ場として利用されている。

先に述べた様に解析に用いる低水路及び高水敷の粗度係数及び樹木群透過係数は、解析で求められる流量と水

表-1 江戸川粗度係数及び樹木群透過係数

場所	粗度係数 (m ^{1/3} s)
低水路全区間	0.029
高水敷グラウンド	0.034
46.0~43.0 右岸	0.048
左岸	0.042
43.0~42.0 右岸	0.054
左岸	0.054
42.0~40.5 右岸	0.048
左岸	0.048
40.5~39.0 右岸	0.042
左岸	0.042

場所	樹木群透過係数 (m/s)
46.0~43.5 右岸	53.5
43.5~42.5 右岸	32.5
42.5~42.0 右岸	37.5
42.0~40.5 右岸	53.5
44.5~43.0 左岸	40.0
43.0~42.0 左岸	46.0
42.0~41.0 左岸	53.5

面形がそれぞれの観測値と全体的に一致するように試行錯誤的に求められ、最終的に表-1の様に与えられる。解析格子に対して樹木位置を正確に与えられないため、樹木群の透過係数は高水敷区間全体の平均値として表し、粗度係数と併用した。江戸川の解析に用いた39km~46kmの河道横断面形状を図-3に示す。低水路幅は80m~120m程度であり、堤間幅は400m程度である。解析格子は、縦断方向に254分割、横断方向に20分割されている。

解析の横断範囲は堤防小段間としている。出水は9月10日から数日間にわたっているが、9月11日0時~12日21時の45時間に集中的な観測が行われた。流量は検討対象区間上流端(東金野井)と下流端(野田)の2箇所です。9月11日~9月13日に観測されている。解析は9月10日0時(-24h)~9月14日24時(96h)までの計120時間を対象とした。ここでは観測開始時刻である9月11日0時を解析における基準時刻にとっている。

図-4に江戸川観測区間上流部(45km~45.75km)における観測水位の時間変化を示す。これより、出水時上流部左岸では水位ピーク前後において観測水位の変動が大きく、誤差が大きいと考えられる。そこで出水時には上流部の中で水位の誤差が小さかったと考えられる45km地点における右岸観測水位を解析メッシュ45km右岸位置水位、下流部における水位は下流端流量観測地点39.25km水位を検討範囲下流端平均水位に関する制約条件として与え、この制約条件を満たすように計算領域の水位境界条件を自動制御した。45kmにおける水位は9月11日~12日(0h-44h)までしか得られていない。集中観測期外の時間(-24h~0h, 44h~96h)では後述の様に上流端東金野井自記水位から境界条件を定めた。解析ではこれらの断面における観測水位と解析水位が一致するように計算領域上流端池及び下流端池における水位が自動制御される³⁾。

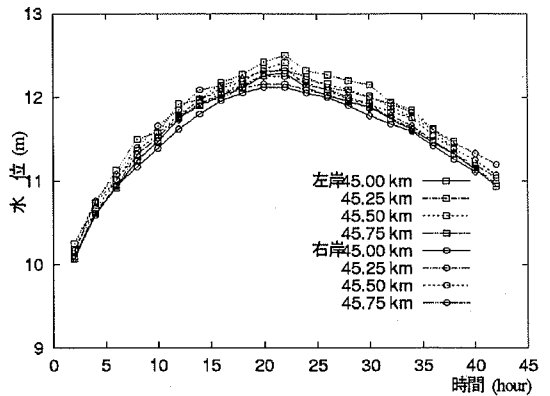


図-4 江戸川上流部における水位の時間変化

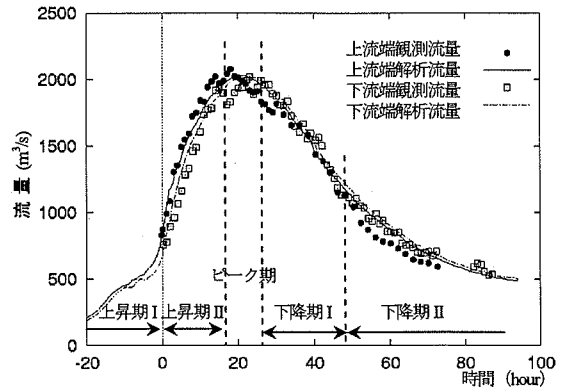


図-5 江戸川における観測流量と解析流量の比較

表-2 江戸川上流端境界条件(水位)の位置

時間	-24h-0h	0h-44h	44h-96h
境界条件	45.75 km	45.00 km	45.75 km

図-5に上流端流量観測地点及び下流端流量観測地点における観測流量と解析流量を示す。図-6(a)に上流端境界条件を与えた東金野井流量観測地点における45.75km量水標観測水位及び解析水位(実線)、並びに45km地点における量水標観測水位、解析水位(1点鎖線)及び横断面形状(太線)を示す。図-6(b)に下流端境界条件を与えた野田流量観測地点(39.25km)における観測水位、自記計水位と解析水位(実線)を、断面39kmにおける横断面形状(太線)と共に示す。流量観測断面である東金野井には量水標観測水位の他に流量観測所水位(0-72h)と自記水位計(-24h-96h)の観測データがあるが、それぞれ値が45.75km量水標観測水位と異なっていたため、集中観測開始直後及び終了直前の45.75km量水標水位値が正しいものとして、これに東金野井自記水位を平行移動させることによって上流端境界条件を作成した。45.75km量水標水位を代表としたのは、観測と解析における水面形の連続性を保持するためである。各観測期間における上流端境界条件(水位)を与えた位置をまとめて表-2に示す。

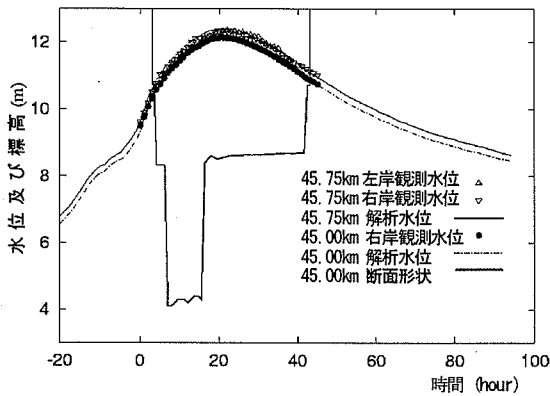


図-6(a) 江戸川における観測水位と解析水位の比較 (上流端境界条件) 及び45km 横断面形状

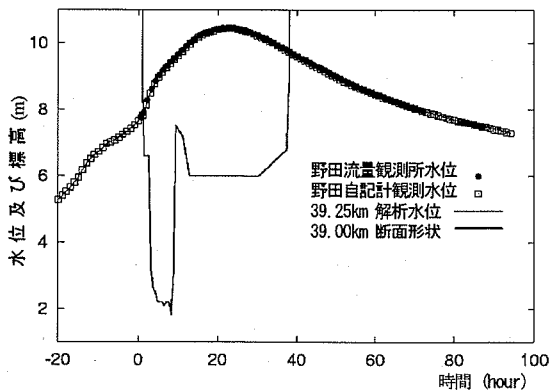


図-6(b) 江戸川における観測水位と解析水位の比較 (下流端境界条件) 及び39km 横断面形状

一方、図-6(b)に見られる様に野田における流量観測所水位と自記水位計は一致しているため、そのまま自記水位計データを下流端境界条件として与えた。

集中観測開始時刻である11日0時では、45km地点における水位は9.5mであり、既に高水敷上に1m程度冠水した状態にある。観測区間の高水敷も同様に冠水状態になっている。図-7(a),(b)は観測期間前後における解析水位と河岸標高の関係を示す。図-7(a),(b)から推定すると、高水敷への氾濫は標高が低い部分には8時間前~10時間前に始まっているが、全体的には4~6時間前程度に生じており、以降解析対象期間である9月14日まで高水敷は冠水状態を保っている。

解析において、上流端における水位上昇期の観測流量に一致するように解析すると、下流端における解析流量が常に大きくなる傾向が見られた。特に、ピーク付近で水位が上昇を続けているにも関わらず、上流部の観測流量は既に大きく低下している等、水位の連続条件を明らかに満たさないという流量観測上の問題が見られた。

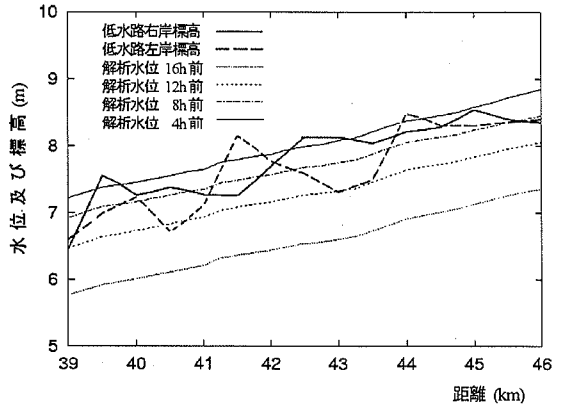


図-7(a) 河岸標高と解析水位の縦断分布の比較 (水位上昇期I)

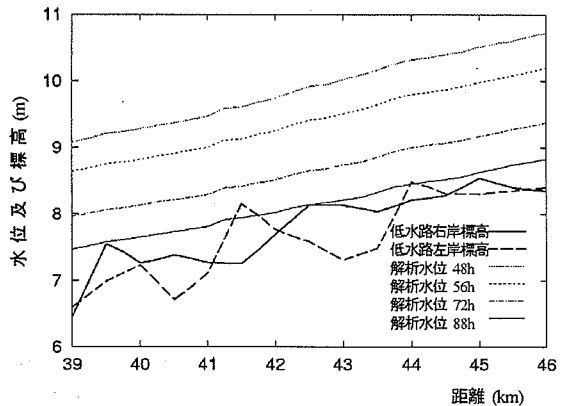


図-7(b) 河岸標高と解析水位の縦断分布の比較 (水位下降期II)

種々の条件で解析流量と観測流量を比較した結果、上流端流量の上昇期及びピーク付近で誤差が大きく、流量観測に問題があったと思われる。一方、水位下降期においては上流端と下流端の流量関係は観測精度の範囲内で大きな問題はないように見える。この理由は、次の様に説明される。洪水流の上昇期には、高水敷上の樹木や草本類がもたらす粗度は、それらの存在状態によって異なるが、ピーク流量を過ぎ下降期になると、樹木等が倒伏したり水没したりすることによって安定した状態を保つようになり、浮子の移動も相対的に安定し流量観測精度が向上するものと考えられる。したがって、本解析ではピーク付近及び下降期における下流側の観測流量の精度が高いと判断して、下流側観測位置におけるピーク~下降期における観測流量と解析流量が一致するように粗度係数分布を与えて解析した。図-5に示される様に、流量ハイドログラフは全体的に一致している。解析における上流側観測位置におけるピーク流量は2023 m³/sであり、観測ピーク流量2078 m³/sよりも3%小さい。上流側の観測流量は、解析流量に対して上昇期後半~ピーク時(8h-18h)にかけて観測流量が50~100 m³/s程度大きく、

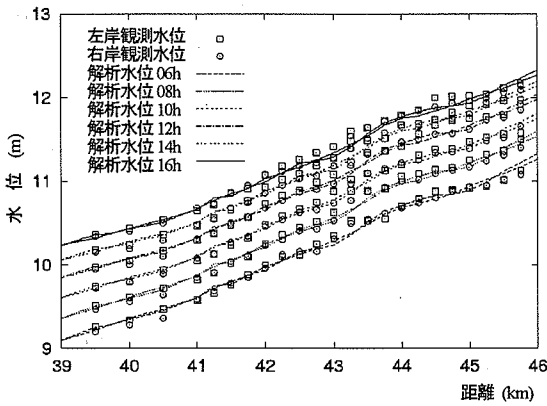


図-8(a) 観測水位と解析水位の縦断分布の比較(水位上昇期II)

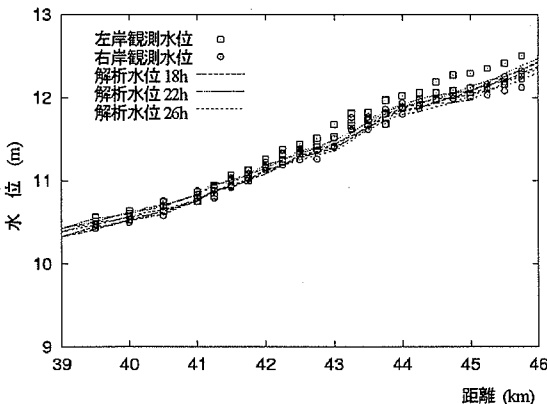


図-8(b) 観測水位と解析水位の縦断分布の比較(水位ピーク期)

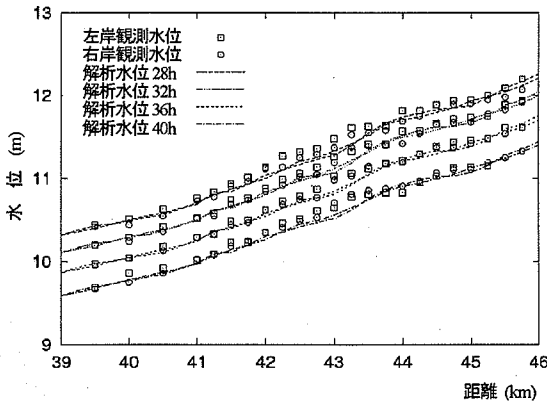


図-8(c) 観測水位と解析水位の縦断分布の比較(水位下降期I)

下降期初期(22h-30h)において $100 \sim 150 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度少なく、5%程度の流量観測誤差があると推定される。今回の江戸川洪水では、図-5, 6に見られるように観測区間内においてほぼ同一のピーク流量、ピーク水位が3~4時間程度継続している。この観測区間における洪水流下時間が1~2時間以内であることから、ピーク時付近においては流量及び水位はほぼ定常状態となっていたと考えられる。

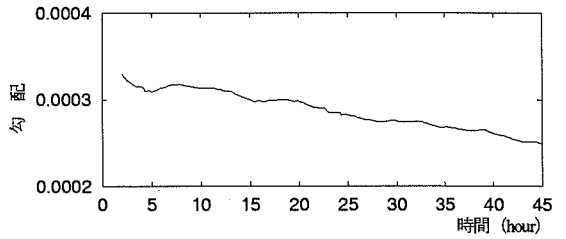


図-9 観測区間の平均水面勾配の時間変化

4. 江戸川における流量ハイドログラフと貯留量の解析結果とその考察

図-8は観測水位と解析水位の縦断分布を示す。図-8(a)は水位上昇期、(b)は水位ピーク付近、(c)は水位下降期である。図-8(a), (b), (c)より、43km付近を除けば解析結果は観測結果をほぼ説明できている。43km付近における水位上昇は樹木群に起因するものであるが、樹木群の抵抗を大きくしても43km地点の観測値ほど水位は上昇せず、むしろ局所的な水面勾配が大きくなるだけで水面形が全体的に一致しなくなる。また、ピーク時である22時間後における左岸側46km~43kmの観測水位は、右岸側観測水位及び解析水位に比べて20cm程度高くなっている。しかし、これらの時間帯で流量はほぼ一定であり、それに関わらず、22時にだけ左岸側水位のみが高いことは起こり得ない現象であるので、これらは局所的な観測誤差である可能性が高い。水面形の時間変化はこのような解析手段を用いて容易に追跡でき、また、縦断的な水面形の状況から見て局所的な水位観測誤差を容易に見出すことが可能であることがわかる。図-9は上流部45km地点と下流端流量観測地点間における水面勾配の時間変化を示す。この値は、図-6からわかるように観測結果、解析結果もほぼ同じであるので、解析結果のみを示す。水位上昇期における勾配約 $1/3000$ から下降期における水面勾配約 $1/4000$ に緩やかに変化している。

45.75km~39.5km 区間左右岸における観測水位、解析水位をそれぞれ区間平均して区間平均水位とみなし、これを図-10に示す。ただし、データは2時間毎に整理してある。図-10の水位変化量に区間内の水面積をかけると貯留量 S が得られ、これを時間微分すると単位時間当たりの貯留量(貯留率: dS/dt)が得られる。図-10に示された貯留量から2時間毎の時間変化量を、その2時間における平均貯留率 dS/dt として求め、観測値及び解析値における上流部流量と下流部流量の差と共に図-11に示す。図-10の平均水位より、解析結果は観測区間内における貯留現象を再現できていることがわかる。ピーク時における差は、先に図-4で示した様にピーク時に上流部左岸における観測水位が大きくなるためである。

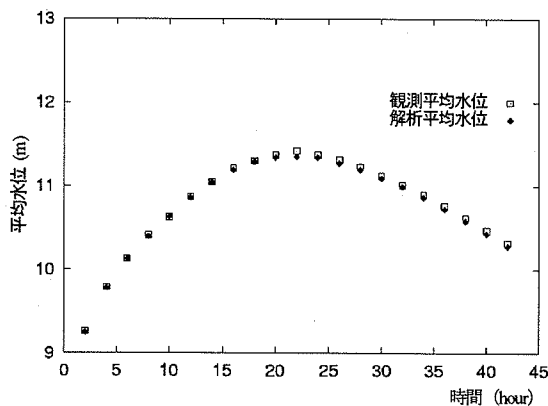


図-10 江戸川観測区間 (45.75 km—39.5 km) の区間平均水位の時間変化

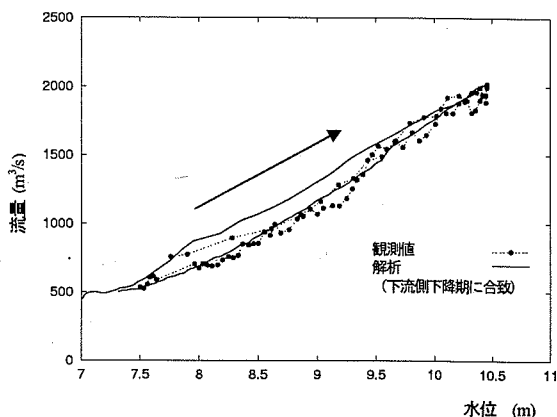


図-12 江戸川における下流端流量観測地点(39.25 km)における水位と流量の関係

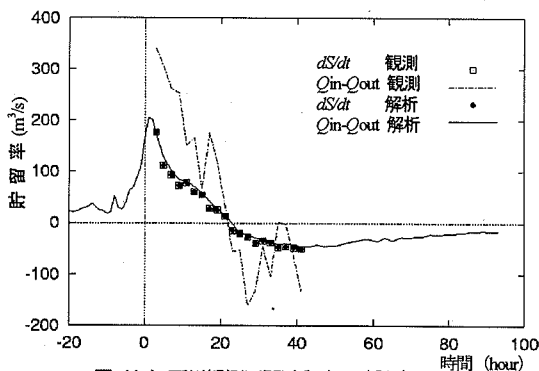


図-11 江戸川観測区間貯留率の時間変化

図-11より、観測水面形及び解析水面形から求められる貯留率と解析で得られる流量差(Q_{in} :上流端東金野井流量— Q_{out} :下流端野田流量)から求められる貯留率は等しく、二次元非定常解析による実洪水の貯留現象の再現性は高い。複断面蛇行流れでは、高水敷に水が乗り、滞留する時間帯で貯留量のピーク値が発生することが実験によって示されている²⁾²⁰⁾。図-6に示した様に高水敷への乗上げは観測開始4時間前には生じており、観測開始時には上流端で高水敷に1m程度冠水した状態となっていた。貯留率がピークとなっていたと考えられる観測開始後1~3時間の観測貯留率は、観測開始時に数区間で水位に欠測があったため図には示していない。精度に問題はあるが、観測水位の欠測部分を絶断的に直線補間すると観測貯留率のピークは約180~185 m^3/s となった。一方、図-11に示す貯留率の解析による流量差に基づく貯留率のピーク値約200 m^3/s を得ている。解析水位による貯留率と観測水位による貯留率がほぼ一致していることから、解析流量差による貯留率の評価は適切であると考えられる。解析流量差による貯留率が体積変化による貯留率より若干高いのは、平均水位に断面平均水位ではなく、観測水位と同様に左右岸解析水位の平均値を用いたためである。

上流及び下流の観測流量から求めた貯留率は、実際の貯留率に比べて水位上昇期で大きく、下降期で小さくなっている。全期間を通じて誤差は上昇期と下降期で相殺されるために、平均的な誤差は大きいように見えないが、各時刻における貯留率には大きな誤差が含まれている。このように貯留率のもっとも大きい時間帯の流量と水位を十分に測定し得なかったため、観測によって貯留の開始と貯留量を十分には捕らえていない。したがって、観測区間全体の貯留量を正しく評価するためには、高水敷に冠水が始まる頃には少なくとも水位観測を開始していることが肝要である。本文で示した様に、少なくとも水面形の時間変化と境界条件水位の時間変化が得られていれば、非定常二次元解析を用いることにより、貯留量の変化とピークを捉えることが可能である。

流量の逓減量は数 km 区間長でピーク流量に対して数%のオーダーであるため、流量が1%のオーダーで正しく計測されていなければならない。しかし、本解析結果で示された様に、現状における観測精度を考慮すると、このようなピーク流量の逓減量を正確に把握するためには、上・下流端の流量観測値から求めるのではなく水面形の時間変化を追跡する方法から求める方が精度は高い。すなわち、現地河川における河道内貯留量を評価するためには、綿密な水位観測を行う方法が優れていると判断される。

図-12に下流端流量観測地点における解析水位~解析流量曲線を示す。実線は下降期の下流端観測流量に解析流量を合せた解析結果のループである。これより、下降期の下流端観測流量に解析結果を合せると解析流量は下流側の観測流量~水位関係を説明できることがわかる。水位~流量関係曲線は右回りのループを描いており、上昇期の水位7.5m~8.5mの範囲において高水敷への乗上げによる貯留効果が認められる。ただし、ピーク付近では水位~流量関係曲線がほぼ重なっている。

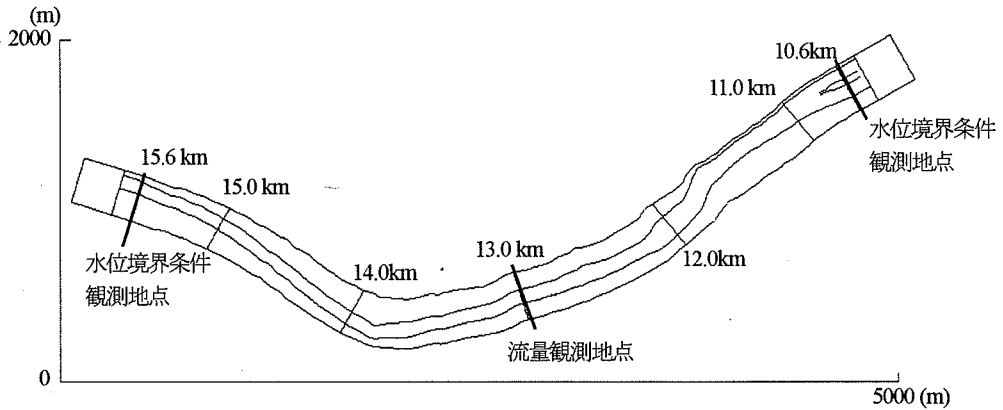


図-13 円山川対象区間平面形状 (15.6 km ~ 10.6 km)

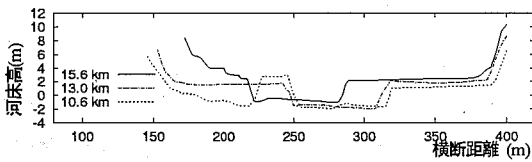


図-14 円山川における横断面形状

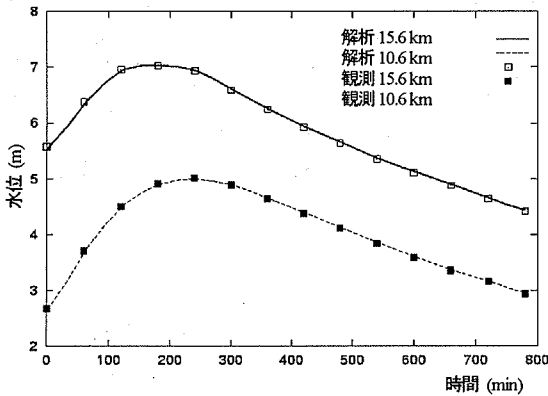


図-15 円山川観測上流端及び下流端における水位ハイドログラフ

5. 円山川における解析条件

1986年に行われた円山川の観測洪水流^{3,8)}に対しては、図-13に示す約10.6 km~15.6 km付近の河道を解析・検討の対象区間とした。解析対象の上流端部15.6 km、中流部13.0 km、下流端10.6 kmにおける横断面形状を図-14に示す。解析格子は、縦断方向230 x 横断方向28である。

円山川では観測区間中央部13 kmの1断面のみにおいて流量観測が行われている。低水路部の水深は3 m~4 m程度であり、下流端付近に中州状の島がある。計算(観測)開始時点で上流端水位は5.6 m、下流端水位2.6 mであるので、高水敷高が高くない部分のほとんどは既に冠水状態にある。

表-3 円山川粗度係数、植生透過係数、植生高

場所	粗度係数 n ($m^{-1/3}s$)
低水路全区間	0.028
高水敷 15.6 km-13.2 km	0.035
高水敷 13.2 km-11.6 km	0.054
高水敷 11.6 km-10.6 km	0.051

高水敷	透過係数 K (m/s)	植生高 h_{tree} (m)
13.2 km-12.6 km	34.5	1.5
12.6 km-12.2 km	24.0	1.5
12.2 km-11.6 km	25.0	1.5

円山川において江戸川の解析と同様に観測水面形を満たすように得られた粗度係数、及び植生透過係数の分布を表-3に示す。後述の水位縦断分布に示される様に13.2 km~12.0 km区間は洪水期間中を通して大きく堰き上がっている。特に水位が低い状態において水位の堰上げ量が大きいことから、背の高い草本もしくは低木等による影響があったと考えられた。そのため、水位が低い場合に植生の抵抗が卓越するように植生高を1.5 mと仮定して透過係数を与え、この区間における高水敷の粗度係数 $n = 0.054$ を得た。流体抵抗が水深と共に変化しており、解析と観測における水位縦断分布が完全には一致していないため、これらの値については検討の余地は残されている。12 km付近の解析における堰上げ量は粗度係数や樹木群透過係数に依存していないため、解析における地形形状の不正確さの影響が現れたものと思われる。

円山川では上流端部と下流端部で水位の時間変化が図-15に示す様に観測されている。中流部13 kmで流量が観測されているが、上流端部における流量は未知量となっている。そのため、円山川においても、検討対象区間上流端における平均水位と検討対象区間下流端における平均水位が各観測値に追従するように計算領域の上下流端水位を自動制御し、中流部の観測断面における観測流量と解析流量が特に洪水下降期に一致するように粗度係数分布を調整して解析を行った。観測流量に対する解析流量の再現性の評価は水位~流量曲線で行った。

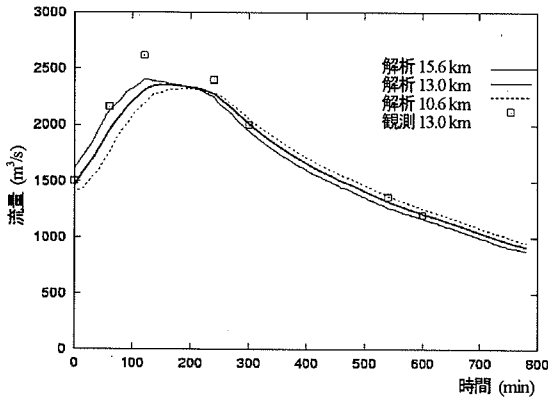


図-16 円山川観測上流端、下流端及び流量観測断面の流量ハイドログラフ

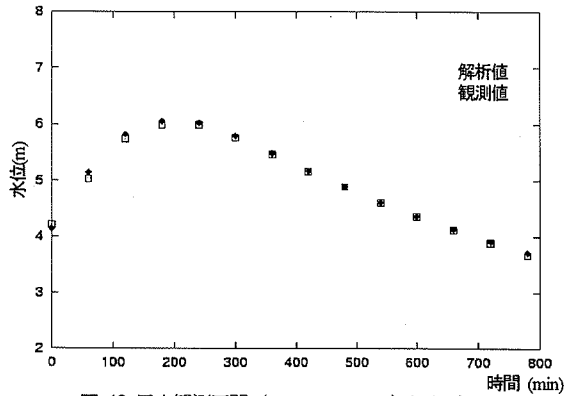


図-18 円山観測区間 (15.6 km-10.6 km) における区間平均水位の時間変化

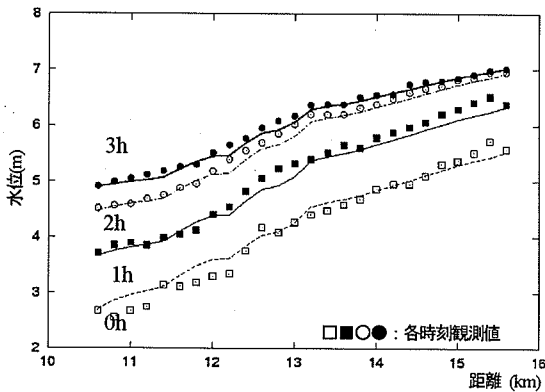


図-17(a) 観測水位と解析水位の縦断分布の比較 (水位上昇期)

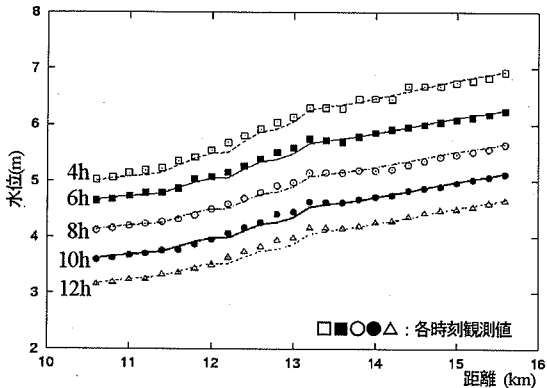


図-17(b) 観測水位と解析水位の縦断分布の比較 (水位下降期)

6. 円山川における流量ハイドログラフと貯留量の解析結果とその考察

図-16に観測区間上流端、下流端及び流量観測断面における解析流量と観測流量の時間変化を共に示す。図-16から明らかなように、流下に伴って流量ハイドログラフが変形し、わずか5 km 流下する間に約 $80 \text{ m}^3/\text{s}$ (3%) のピー

ク流量の通減が見られる。これは、高水数粗度の影響や、流下及び時間経過に伴い水面勾配が緩やかになるためであり、図-15の上流端15.6 kmと下流端10.6 kmの水位差が時間と共に減少することからも容易に確認できる。

初めに、解析値と観測値のピーク流量が一致するように粗度係数等の値を設定すると、ピーク流量以外の時間では、全体的に解析流量が $100 \text{ m}^3/\text{s}$ - $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度大きい値として計算された。ピーク時において流体抵抗が急減していない限り、観測結果の全体的な傾向から判断して、観測ピーク流量の方に誤差があったと推測された。5.の江戸川洪水の解析条件で説明した理由から円山川の解析でも、ピークを除く洪水下降期の観測位置における水位流量関係を満たすように解析した結果、ピーク流量は $2400 \sim 2450 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と推定された。観測ピーク流量 $2600 \text{ m}^3/\text{s}$ の誤差は6-8%程度であり、通常行われてきた流量観測精度の範囲であったと考えられる。

図-17に観測水位と解析水位の縦断分布を示す。図-17(a)は水位上昇期、(b)は水位下降期である。図より、12 km - 13.2 km 前後における極端な観測水位の上昇を除けば、解析結果は観測結果をほぼ説明できている。13 km-12 kmにおける堰き上げについて、今回は高さ1.5 m程度の植生層を与えることで再現を試みたが、上昇期ではまだ不十分なようであり、地形形状の再現性等も含めて検討を要する。

江戸川と同様に、円山川観測区間における平均水位の時間変化を図-18に示す。ただし、解析における水位には河道中央値を用いている。貯留平均水位は急速に立ち上がり、ピークは観測開始から3~4時間後であり、その後直線的に低下していく。また、観測値の方が多少大きい値となっているのは、先に示した様に12.0 km - 13.0 km 区間における観測水位が常に高くなっているためである。この平均貯留水位から得られる観測区間における河道内貯留率の時間変化を図-19に示す。

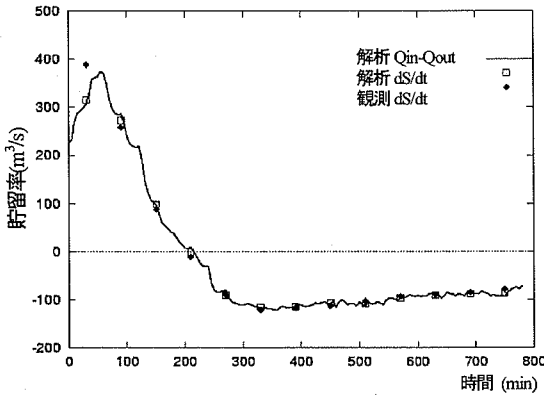


図-19 円山観測区間 (15.6km-10.6km) における
河道内貯留率の時間変化

図-19 に示される様に、貯留率のピークは、洪水流量ピークの前にあり、貯留率0の点が15.6kmと10.6kmにおける流量ハイドログラフの交差時刻を示す。観測水位から得られる貯留率と解析から得られる貯留率はほぼ一致している。図-19 から水位上昇期(150分後位まで)において長さ約5kmの河道区間において数100m³/s程度の規模で、貯留が生じていることがわかる。また、水位下降期には80m³/s - 100m³/s程度の規模で放流が生じている。この貯留率の時間に対する非対象性の発生が流量ハイドログラフの波形に変化が生じたことを示している。このように、洪水ハイドログラフが先鋭な場合には比較的短い距離でもハイドログラフが変形し、図-16に示された様にピーク流量が減少する。

図-20に河道中流部13.0kmにおける水位と流量の関係を示す。高水敷高さ約2mに対して水位が既に大きいために複雑なループは描いていないが、水位上昇時に流量、流速共に大きく、水位下降時に流量、流速が小さくなる右周りの大きなループを描いていることがわかる。観測及び解析の水位～流量関係が全体的に合うように解析すると、観測ピーク流量のみが解析値よりも200m³/s程度大きな値になっていることがわかる。最高水位における若干の違いは、先に示した13.0km付近における観測水位の堰上げを表しきれていないことに起因したものである。

7. 流量ハイドログラフと貯留量の算定精度を高める 洪水流観測法

江戸川、円山川における洪水流の観測、及び解析結果から、各時刻における解析水面形を観測水面形に合わせる解析を行うことで、河道内における貯留量の変化や、ピーク流量の変化量を見積ることが可能となった。流量ハイドログラフを正確に推定するためには、高精度の観測流量ハイドログラフがあることが望ましい。しかし、流量の絶対値に誤差を伴っていても、各時間の相対的な

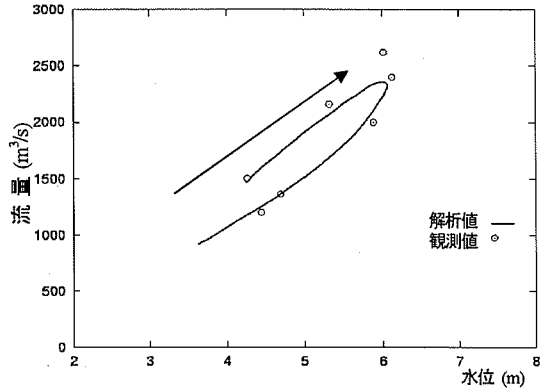


図-20 円山川中央水位～流量関係(流量観測断面13.0km)

流量の増大、減少関係、すなわち、洪水ハイドログラフの形は、ほぼ信頼できると考えてよい。したがって本解析法で示した様に、少なくとも洪水ピーク付近を含んだ1～2時間毎の観測流量ハイドログラフと、洪水初期～下降期の上下流端における水位ハイドログラフが得られていれば、高い精度で測定された観測水面形の各時間変化に合致するように粗度係数の分布と流量の時間変化を推算し、実測ハイドログラフと比較することにより、精度の高い流量ハイドログラフと観測流量の誤差の大きさを見積もることが可能となる。

今回の江戸川の洪水流観測では、6.5kmという比較的距離が短い観測区間の上流端と下流端で流量を計測し、さらに水面形を綿密に計測することにより、上流ピーク観測流量の5%程度の誤差があることがわかった。この流量誤差は、上下流における流量観測と水面形追跡を行うことで、初めて定量的に評価する事が可能となった。従来の浮子を用いた流量観測手法だけでは、これ以上精度を向上させることは難しいが、江戸川で行った観測手法に二次元非定常解析手法を併用することで観測流量の誤差がどの程度であるかを検証し、信頼し得る解析流量を求めることが可能である。本解析区間より長い数10kmにわたる範囲を検討対象とし、流量と水位に関する集中観測区間を途中に数カ所設けて解析流量の検定を行い、長区間に亘る水面形の時間変化を観測点水位等で追跡することにより、長距離流下に伴う流量ハイドログラフの変形と河道各区間の貯留量を求めることは、河川計画上、治水計画上重要な意義を持つ。

一方、円山川の洪水流は、観測区間距離(5km)、川幅(250m)、ピーク流量、水位変化量が前述の江戸川の洪水流と同程度であったが、流量ハイドログラフの継続時間が短い点が江戸川の洪水と大きく異なっている。この場合には、流量ハイドログラフの大きな変形とピーク流量遅減が確認された³⁾。流量がピーク流量～ピーク流量の1/2に変化する時間を、円山川(観測ピーク流量2600m³/s)と江戸川(観測ピーク流量2100m³/s)と比較すると、江戸

川は円山川よりも上昇期で10倍、下降期で6~7倍の時間がかかっている。このようなハイドログラフの形状や時間スケールは洪水流の非定常性を表す指標であり、これが流下に伴うピーク流量の逓減に大きく影響している。しかし、このように流量が急激に変化する場合においても、水面形の時間変化を追跡できていれば、流量観測をそれほど密に行う必要はなく、水面形の追跡からピーク流量やピーク流量の逓減量、流量の誤差などを推定することが可能であることが明らかになった。円山川の下降期における観測流量を信頼すると、観測ピーク流量は2400~2450 m³/s程度であり、ピーク流量の観測誤差は6-8%程度であったと推定された。

流量観測の自動化は現状の技術レベルと精度の観点から未だ難しいが、水位及び水面形の自動観測化は可能である。したがって、解析のキャリブレーションのために必要な流量観測、水面形の時間変化の追跡と二次元数値解析から流量の時間変化を推定する方法を採用することにより、流量観測の労力を減らし、精度良く流量変化を追跡することが可能になる。

また、江戸川、円山川の2例とも高水敷に水がある程度乗上げた後から流量と水位の観測が行われている。これまでの様に、ピーク時における洪水流量を知りたいければ、高水敷に水が乗ってからの観測でよいが、今後は、河川計画上河道内での貯留率を知る必要がある。貯留率は、高水敷へ水が乗上げ時及び高水敷の粗度が効いているときに大きいので、水位縦断分布に関しては乗上げ前から計測されなければならない。江戸川の事例で示した様に少なくとも上下流端の水位と観測期間における水面形が追跡されていれば、流量及び粗度係数のキャリブレーションを行うことにより、この間における流量ハイドログラフと貯留量を得ることが可能になる。このような観点からも、上流端観測断面の高水敷に水が乗る時点から縦断水面形が正しく描けるように水位の自動観測が行われることが望ましい。少なくとも解析時の境界条件を与える観測区間の上流端、下流端については、水位観測を自動化する必要がある。

具体的には、流量は、洪水位上昇時には1時間間隔で観測すること、ただし、解析で得られる流量や逆算粗度係数の信頼性は観測流量の精度にも依存しているため、時間的に多数の点を観測するよりも1回毎の観測精度を高めることや、少なくとも1地点において流速の連続観測により流量の時間変動特性の把握して信頼性向上を図ることが望ましい。水位は300m~400m間隔で観測、水位の観測時間間隔は、洪水位上昇時には1時間間隔で、洪水下降時は、2~3時間程度で計ることが望ましい。ただし、断面や粗度の変化が大きく、水面形が大きく変化する場所では水位の観測間隔は狭くする必要があり、逆に水面形の変化が緩やかな場所であれば1km間隔でも精度上の問題は無い。すなわち、水面形の連続性については

痕跡水位等も用いて別途検討を行い、水面勾配の不連続点を適切に表すことのできる水位観測位置を予め決めておくことが望ましい。また、可能であれば江戸川の事例の様に左右両岸で観測することが精度と信頼性を検討する上で望ましい。

8. 結論

江戸川、円山川における洪水流の現地観測及び数値解析の結果から河道内における貯留現象と洪水観測精度を検討すると共に、流量ハイドログラフを高精度に推算するための解析法を示した。さらに、精度の高い洪水流観測を行うために必要な観測法を示した。

得られた主要な結論を以下に述べる。

- 1) 綿密な水面形観測に非定常二次元流解析を併用することで、洪水流量ハイドログラフを高精度に推算することが可能である。このためには水位観測を時空間的に密に行うことが重要であり、正確な観測流量も必要であるが、洪水ピーク付近を含んだ1~2時間毎の観測流量と洪水初期~下降期の上下流端における水位ハイドログラフが得られていれば、観測水面形の連続条件を満たすように非定常二次元流解析を行うことで、時間的に連続的な流量ハイドログラフを高精度に推定し、河道内における貯留量の変化や、ピーク流量の変化量を見積ることができる。
- 2) 洪水ピーク期~下降期における観測水位と観測流量の関係を満足するように河道の粗度係数と樹木群透過係数を同定した洪水流解析を行った結果、ピーク流量の観測誤差は、江戸川において5%程度、円山川において6-8%程度であった。河道内への最大貯留率は、江戸川において約200 m³/sであり、円山川において300~400 m³/sであった。この貯留率の違いは流量ハイドログラフの非定常性の強さに起因していると考えられる。
- 3) 流量ハイドログラフの非定常性が強い円山川では、流量ハイドログラフの大きな変形と3%のピーク流量逓減が確認された。数kmという短い区間に対する流量の逓減量はピーク流量に対して数%のオーダーであるため、流量が1%以下のオーダーの精度で正しく観測されていなければ観測流量の差から貯留量を見積もることは困難である。しかし、本文で示した様に水面形の時間変化を追跡することで貯留量を高精度に見積もることが可能である。

9. 今後の課題

洪水流の河道内における貯留量、ピーク流量逓減は観測区間に流入してくる洪水ハイドログラフの特性（非定常性、ピーク流量）と河道特性（平面形、横断形、高水敷の粗度等）によって異なる。治水計画において、どの

ような洪水ハイドログラフを計画洪水に選定するかによって、河道内貯留量の持つ重要度が異なる。そのために、これまでに江戸川や円山川で発生した異なるハイドログラフを持つ洪水流について、流域における雨の時空間分布と洪水ハイドログラフの関係をよく調べ、今回の洪水ハイドログラフがどのような特性を持つものなのかを明らかにしなければならない。

また、本研究によって実用レベルの洪水流の非定常解析法がほぼ確立できたので、河川の長い区間で観測されているすべての自動水位観測点の水位ハイドログラフと200m間隔で取られている河道横断面形状、平面形状の測量データを用いて、従来行われてきた二次元非定常流解析によって、流量ハイドログラフの流下方向の変形と貯留量分布を求めてみる。これと、本文で述べた流量及び粗度係数のキャリブレーションを行った上での流下方向の流量ハイドログラフの変形と貯留量を求める方法による結果との比較を行い、前者の方法による算定精度を評価することが必要である。

これらによって、河道内の各区間における貯留量とピーク流量減衰の評価法を確立し、河川の延長に亘ってこれら流量ハイドログラフを治水計画に適切に反映することが今後の課題である。具体的には、まず比較的大きな出水時において洪水流の流量観測と水位観測を行い、粗度係数のキャリブレーションを行っておく。次に上流端で計画流量ハイドログラフを、下流端で湖望平均満潮位時の潮位の時間変化を境界条件として与えて二次元非定常解析を行い、全川にわたる洪水流下に伴って計画ハイドログラフがどのように変形し、河道内にどの程度流量が貯留されるかを検討し、最終的に得られた河道内貯留量を河川・治水計画の中で適切に位置付けていくことが望まれる。

謝辞：国土交通省近畿地方整備局豊岡工事事務所より、円山川洪水観測資料の提供等についてご協力を頂きました。ここに記して感謝致します。

参考文献

- 1) 例えば、吉川秀夫：改訂河川工学、朝倉書店、1968。
- 2) 福岡捷二、渡邊明英、関浩太郎、栗栖大輔、時岡利和：河道における洪水流の貯留機能とその評価、土木学会論文集、No.740/II-64, pp.31-44, 2003。
- 3) 渡邊明英、福岡捷二、Alex George Mutasingwa、太田勝：複断面蛇行河道におけるハイドログラフの変形と河道内貯留の非定常2次元解析、水工学論文集、第46巻、pp.427-432, 2002。
- 4) 福岡捷二、渡邊明英、関浩太郎、岡部博一：洪水流の水利特性に及ぼす非定常性、流路平面形、横断面形の影響、水工学論文集、第44巻、pp.867-872, 2000。
- 5) 福岡捷二、関浩太郎、栗栖大輔：河道における洪水流の貯留とピーク流量減衰機能の評価、河道の水利と河川環境シンポジウム論文集、Vol. 6, pp.31-36, 2000。
- 6) 福岡捷二、栗栖大輔、Alex George Mutasingwa、中村剛、高橋政則：洪水流の河道内貯留に及ぼす堤防と低水路の位相差および高水数幅の影響、水工学論文集、第46巻、pp.433-438, 2002。
- 7) Shoji Fukuoka: Flow and Topographic Changes in Compound Meandering Rivers, Proceedings of 4th International Conference on Hydro-Science and -Engineering, Keynotes Lectures (CD-ROM), 2000。
- 8) 建設省河川局治水課、土木研究所：河道特性に関する研究、第42回建設省技術研究会報告、773p, 1988。
- 9) 土木学会：水理公式集[平成11年度版]第2編河川編 p.101-103, 1999。
- 10) 福岡捷二、藤田光一：洪水流に及ぼす河道内樹木群の水利的影響、土木研究所報告第180号、1990。

(2003. 8. 25 受付)

HIGHLY ACCURATE ESTIMATION OF HYDROGRAPH OF FLOOD DISCHARGE AND WATER STORAGE IN RIVERS BY USING AN UNSTEADY TWO-DIMENSIONAL FLOW ANALYSIS BASED ON TEMPORAL CHANGE IN OBSERVED WATER SURFACE PROFILES

Shoji FUKUOKA, Akihide WATANABE, Toshihiko HARA and Masato AKIYAMA

For evaluating the hydrograph of flood flow, the water storage in rivers and the peak discharge attenuation, the flood observation was performed at the Edo river reach. In this observation, the temporal change in water surface profile and flood discharge hydrograph were measured in detail. By using an unsteady two-dimensional analysis based on the temporal change in observed water surface profiles and flood discharge hydrograph, the discharge hydrograph and the water storage of flood flow are estimated accurately. Through this analysis, the accuracy of flood flow observation is made clear and the highly accurate method to estimate the water storage and the peak discharge attenuation for river planning is proposed. The effects of unsteadiness of flood flow on the deformation of discharge hydrograph and the peak discharge attenuation are shown from the flood flow analysis at the Maruyama river reach where the unsteadiness of the flood flow is large.