

高潮の河川遡上に関する研究(II)

小西達男*・木下武雄**

国立防災科学技術センター

Studies on the River Invasion of the Storm Surges (II)

By

Tatsuo Konishi and Takeo Kinoshita

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

In the previous report (Konishi and Kinoshita, 1983), the authors studied the characteristics of the storm surges in the Kiso river system during the non-flood period. In this report, storm surges, simultaneously occurred with flood, are analyzed. Then, general features of storm surges in rivers are discussed. Combining the results obtained from these analyses with that of the previous report, the authors conclude the followings.

1) Rivers which have the large river basin (over 3000 km²)

Normally, the peak of storm surges is separated from the flood. The storm surge component increases twenty or forty percent of that of the river mouth. Maximum amplification may occur around the place where the river bed gradient changes. It is mainly caused by wind stress in the river. The drag coefficient obtained from the observed data is $4 \sim 6 \times 10^{-3}$.

2) Rivers which have the medium river basin (from 1000 to 3000 km²).

A flood meets storm surges in the middle reach. In the moderate flood, the storm surge component has the same characteristics as the case of the large river basin, 1). The tidal and flood components are superposed to the storm surges and high water level is expected around the place where the river bed gradient changes.

3) Rivers which have the small river basin (below 1000 km²).

A flood occurs simultaneously with storm surges in the lower reach. The water level in the river is determined by the calculation with the assumption of stationary states. The boundary conditions are instantaneous upper flood discharge and tidal level at the mouth.

* 第1研究部風水害防災研究室

** 第1研究部

The above conclusion of the case 1) is obtained from the analysis of the Kiso river system and the Edo river. The results 2) and 3) are obtained from the analysis of the Arakawa river and the Tsurumi river respectively.

Remaining several problems are discussed using the numerical experiment in an ideal river. Two important results are pointed out. The water level calculated by the assumption of stationary states, is sometimes underestimated at the back water region.

The water level when a flood wave is combined with storm surges attains the maximum height, if the time when the height of the flood wave reaches maximum at the point where the mean sea level is horizontally extrapolated to the river bed, coincides with the time when the storm surges reach maximum at the point where the river bed gradient changes, supposing that two events occur independently. The conditions are shown in Fig. 22.

1. はじめに

本研究は、台風等による高潮が河道内を遡上した時に、洪水と重疊して予想しなかった被害が発生する可能性を調べる事を目的としている。そのため、まず第1報(小西・木下, 1983)では、木曾三川の過去の高潮時の河川水位資料から、主に非洪水時に河川へ高潮が侵入した場合の高潮水位について解析した。この結果をまとめると、

- 1) 非洪水時の場合、高潮振幅(高潮最高水位から高潮生起以前25時間の平均水面までの水位差)は、木曾三川では河口より十数km地点で河口における値の1.1ないし1.4倍まで増幅され、その上流では減衰する。
- 2) 最高水位は、河口から上流へ向うにつれて増加し、潮汐満潮面のようにほぼ水平にはならない。

また、最高水位が河道に沿って上昇する原因を調べるために、木曾川について72年20号台風及び79年16号台風時の高潮を数値計算で再現した。その結果、

- 3) 河道内の最高水位の上昇は風の応力の作用である。
- 4) 実測に一致するような水位の上昇を説明するには風の応力係数として、 $4\sim 6\times 10^{-3}$ の値を必要とする。ただし、河道内の風の実測データが無いことや高潮時の流速分布が不明であること、水底摩擦の定式化など未解決の要素が残されている。

さらに、最終的な目標である洪水と高潮が重なる場合について何が起るのかについて、概略の見積りを行うために第二室戸台風時の木曾川水位記録を解析した。解析手法は、高潮の影響が及んでいないと思われる上流点での洪水水位記録と河口での高潮潮汐記録をそれぞれ時間遅れを仮定して、さらにある減衰率を乗じて重ね合わせ河道内水位を再現した。再現性を確認したあと、河口での潮位変化に起因する部分から高潮振幅分を算出した。その結果、

- 5) 洪水は高潮を大きく減衰させる傾向にある。

ことがわかった。

本研究の目的は、高潮と洪水の重畳時の危険度予測にある。上の5)の結果から、それぞれが単独に生じた場合の和になるわけではなく、おのおのによる和よりも小さな水位になるということは予想される。しかし、単独に起きた場合よりも水位が上昇することは間違いなく、それがどの程度であるのか、どういう機構で定まるのか、どういう条件で重なる時に最も高い水位が予想されるのかなどを明らかにしておくことは重要である。

本稿では、まず実際の河川で過去に高潮と洪水が重なった場合を解析して、実測されたデータにもとづいて、上の予想や問題点に対する説明を試みる。実測値が得られた高潮、洪水の事例条件が限られているので大きい洪水と高潮が重なる場合などは、実測データからは解析できないし、河床形状の及ぼす効果等を議論する事も難しい。よって単純化された河川についての数値実験を行って実測データからの結論を補足する。

2章では、高潮が起これば必ずほぼ同時に洪水が起こり、河川下流部で共に重なる鶴見川の解析結果を示す。

3章では、河道中流部において河道内で風で増幅された高潮が洪水に出会う例として荒川の解析結果を示す。

4章では、2章、3章の結果と第1報の結果をうけて実測データにもとづいて河道内の高潮の性質を推定する。

5章では、補足的な数値実験の結果を示す。

6章では、防災上重要と思われる知見及び今後の問題点を指摘する。

2. 高潮と洪水が重なる場合 1. — 鶴見川の例 —

高潮の危険性にさらされている湾 — 例えば、伊勢湾、大阪湾、東京湾 — にそそぐ中小規模の河川では流域面積が小さいために、個々の川で高潮と洪水のピークの発生時刻にいくらかの違いはあっても、両者はほとんどいつも重なると考えてよい。ここでは、重なる場合の1つの例として、鶴見川(流域面積、235 km²)を取り上げて、中小規模の河川で高潮と洪水が重なるときの河道内水位について議論する。

2.1 解析方針と資料

図1には、鶴見川の水位観測所及び川崎、横浜の検潮所の位置を示す。図2.1には82年9月18号台風の時の河道内水位の時間変化を、図2.2には、実測潮位から予測天文潮をさしひいた潮位偏差の時間変化を示す。図2.2から図2.1の河口水位時間変化で12日22時頃のピークは高潮によるものであることがわかる。綱島から芦穂橋の水位記録にみられる鋭いピークは洪水の最高水位を示し、洪水と高潮はほぼ同時もしくは、洪水の方が幾らか早く起きてい

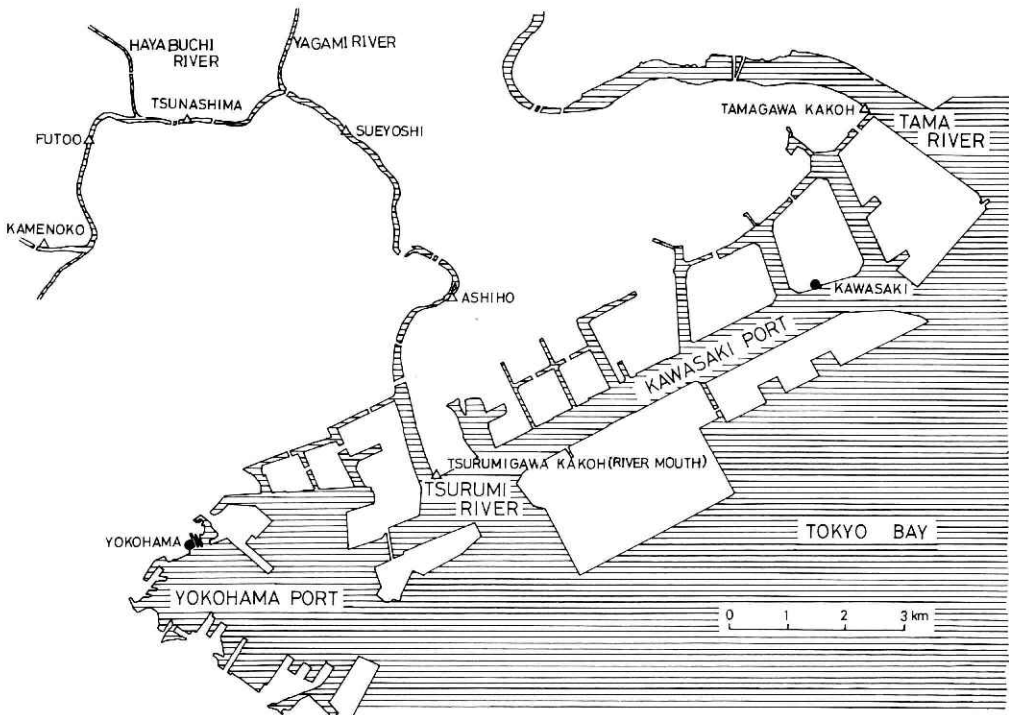


図1 鶴見川の水位観測所および横浜、川崎検潮所

Fig. 1 Water level stations along the Tsurumi river and nearby tide stations.

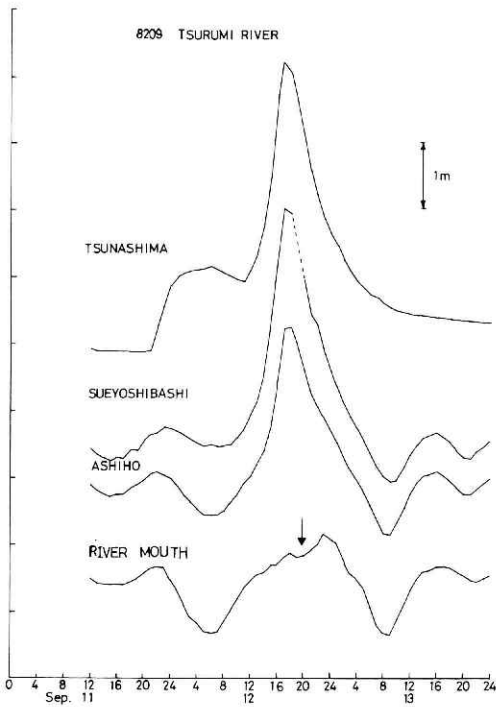


図2.1 82年9月18号台風時の鶴見川水位時間変化
図内欠印は横浜地方気象台での最低気圧起時を示す。およそ台風最接近時間を示す。

Fig. 2.1 Observed water levels at the stations along the Tsurumi river during the Typhoon 8218. An arrow shows the time of the nearest approach of the Typhoon 8218.

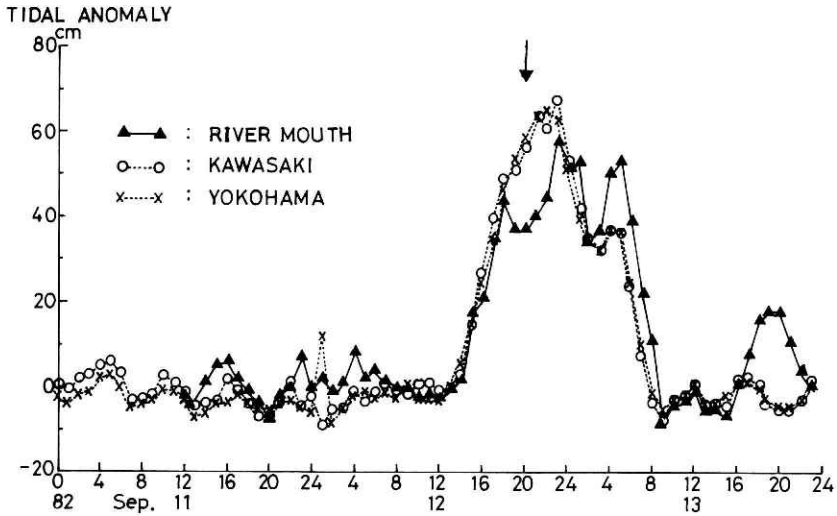


図 2.2 82年 9月18号台風時の潮位偏差。矢印は図 2.1 に同じ。

Fig. 2.2 Tidal anomalies observed at stations, river mouth of the Tsurumi, Kawasaki and Yokohama during the period of Typhoon 8218. An arrow shows the time of the nearest approach of the Typhoon 8218.

る。なお、図 2.2 で川崎と横浜の偏差がほとんど同じ変化をするにもかかわらず、その間には含まれている鶴見川の河口の変化が異なっている事実については、6章で今後の問題点として議論する。

見通しをうるために、一様な川幅で河床勾配も一様な河川について、河口水位と上流端流量を時間的に変化させた時に河道内水位を運動方程式、連続の式の数値計算で求めてみた。運動方程式各項の計算結果への寄与を調べると、洪水波の時間遅れが大きく無い範囲では、水位勾配と水底摩擦のバランスでほぼ定まっていることがわかった。よって、ここでは河口水位は時々の実測潮位を与えて、上流からは時間的に変化するが空間的には一様な流量を与えて各観測所水位がどの程度説明がつくかという方針で解析を進める。使用する資料は、高潮時の資料として82年の8月の10号台風と同年9月の18号台風を用いる。10号台風では横浜検潮所で8月2日3時に最大偏差53cm、横浜地方気象台で2日1時最低気圧、991.5 mb、1時10分最大10分平均風速 19.6 m/s が観測されている。また18号台風では、同検潮所で9月12日23時に最大偏差68cm、同気象台で20時、最低気圧、984.3 mb、20時10分最大風速18.1 m/s が観測された。2つの台風の径路を図3に示す。また、洪水のみが起きた例として、'76年9月9日、'77年9月19日、'81年10月22~23日の河川の水位及び流量資料を用いる。

2.2 解析結果

河道内水位のうちで、下にみるように河口水位の影響の小さい網島の水位がどういう機構

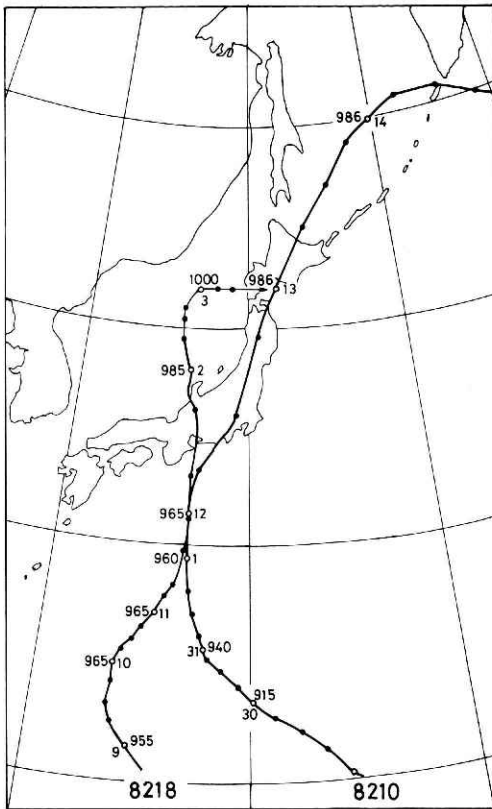


図3 82年10号および18号台風径路図
○印は9時の位置を、数値は最低気圧および日付を示す。●印は6時間ごとの台風位置である。

Fig. 3 The tracks of the Typhoons 8210 and 8218. White circles are the positions of the typhoon at 9 o'clock. Numerals indicate minimum pressures and dates.

できまるかを調べ、次に末吉橋、芦穂橋の水位を解析する。

2.2.1 綱島水位

図4に河口から11kmの距離にある綱島の水位観測所での水位に対する流量値を高潮時と非高潮洪水時あわせて示してある。水位と流量の間はかなり一意的な関係がみられる。よって、綱島では河口水位の影響は小さい事が推定される。同様の関係は、76年9月及び77年9月の洪水についても得られる。但し、勾配は図4と異なっている。これは、80年前後に下流部で改修が行なわれ河床形状が変わった事に起因するものと考えられる。

この流量と水位の関係を説明するために、数値計算を行った。2-1の方針に基づいて、定常流を仮定して

$$U \frac{\partial U}{\partial X} = -g \frac{\partial D}{\partial X} - \frac{\tau_b}{\rho_w R} \quad (1)$$

$$UA = Q_0 \quad (2)$$

$$\tau_b = \frac{\rho_w g n^2 U |U|}{R^{1/3}} \quad (3)$$

の式を差分法して解く。ここで、U；平均流速、D；ある基準面から測った水位、R；径深、

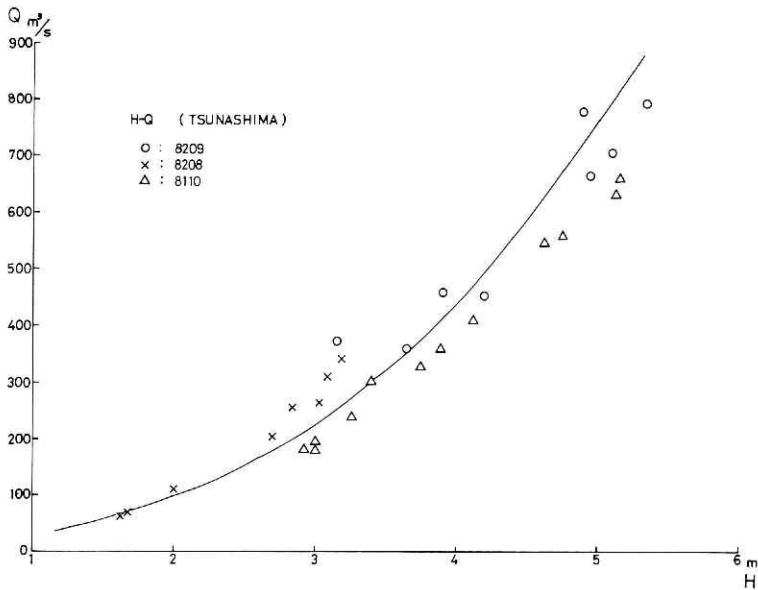


図4 網島での水位と流量の関係。図内の曲線は $n = 0.025$ の定常流計算結果

Fig. 4 The relation between the water level and the discharge at Tsunashima. The curve is obtained by the calculation with eqs. (1), (2) and (3).

A ; 断面積, Q_0 ; 上流端境界での流量値, τ_b ; 水底摩擦, n ; マニングの粗度係数, 他は慣用表現であるが X は上流に向かって正にとってある。河口水位を T.P.0 m に固定して, 上流端とった河口から 16 km の亀の子橋で種々の流量を与え網島の水位を計算した。空間差分の格子間隔は 400 m ととり, 河床形状は 82 年の測量値に基づいている。5 個のパラメータで 1 断面形状を表わすが, その手法は第 1 報に示してある。

マニングの粗度係数 $n = 0.025$ とした結果が図 4 の中の実線である。水位の小さい所から大きい所まで実測値を良く表現していることがわかる。すなわち, 網島の水位は河口の潮汐や高潮による水位変化の影響を受けず, 上流からの流量により一意的に決定されることがわかる。今後, 下流での水位を議論する際に用いる流量は, 図 4 の網島の水位-流量の関係から網島水位を通して換算したものをを用いることにする。

2.2.2 末吉橋及び芦穂橋水位

末吉橋(河口から 8 km)及び芦穂橋(4 km)は河口に近く, 洪水の影響と共に天文潮の影響も受ける。さらに支川, 矢上川の水も加わり網島より流量も増加する。図 5 に, 82 年 10 号と 18 号台風時の河川流量の亀の子橋, 網島, 末吉橋での観測値を示している。8 月の 10 号の場合は上下流で流量の差は少ないが, 9 月の 12 号の場合は下流ほど増加しており, これは支川からの流入によるものと思われる。ここでは流量が観測所によってあまり変わらない場合と変化が多い場合と 2 つに分けて, 芦穂橋, 末吉橋の水位を考える。

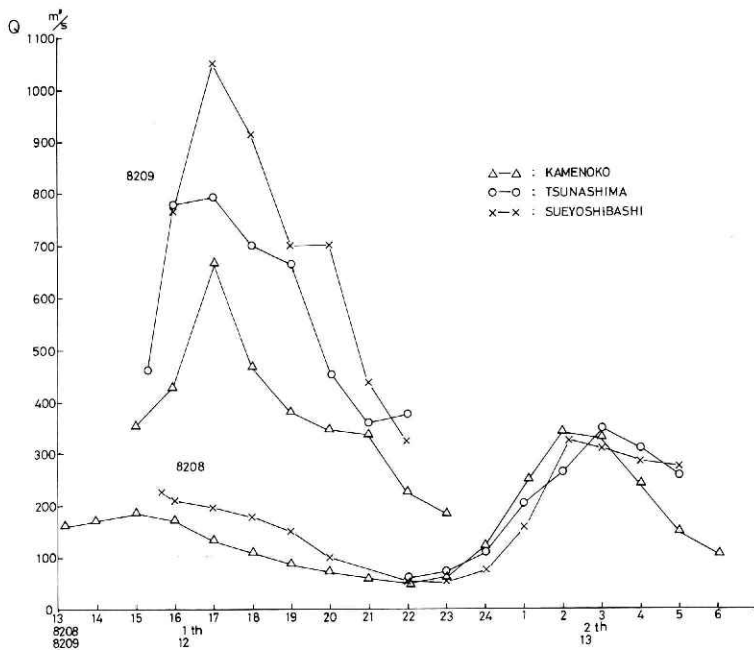


図5 82年8月10号台風(8208)および9月18号台風(8209)時の鶴見川で観測された流量時間変化

Fig. 5 The variation of discharge with time during the Typhoon 8210 (It occurred in August 1982, being abbreviated as 8208) and the 8218 (8209).

流量変化の少ない場合は、予想されるように、定常を仮定した計算で2カ所の水位は説明できる。綱島と同様に(1), (2), (3)式を用い、上流からは、綱島水位から決めた流量を、河口では実測水位を与えて、10号台風時の高潮期の水位を予測すれば、図6のようになる。20~30cm程度の誤差で水位は再現できる。

流量変化が大きい場合、支川流量の影響が大きいため上に示した計算法は使えない。この場合には末吉橋と河口水位、芦穂橋と河口水位がそれぞれ定常流の条件を満たしているとして、水面勾配から流量を定めて2つの流量を比較する。2つの流量が一致すれば、流量が場所によって変化する場合も、(1), (2), (3)式の定常流として扱えることになる。図7に、それぞれから決めた流量の比較を示す。芦穂橋が下流にあるためか、幾分大きいがほぼ同じ値をとることがわかる。この計算流量を末吉橋での実測流量と比較したものが図8である。ほぼ一致している。このデータには、高潮が起きなかった77年9月、81年10月の洪水のみの場合も含んでいる。80年以前の計算には、河床資料として、80年3月の測量値を、それ以後の高潮、洪水については、82年3月の測量値を用いた。

以上の結果から、鶴見川の高潮時の水位は、非高潮時と同じく、上流から毎時刻の流量を、下流ではその時の河口水位を与え、(1), (2), (3)式の定常流の計算によって定まることがわか

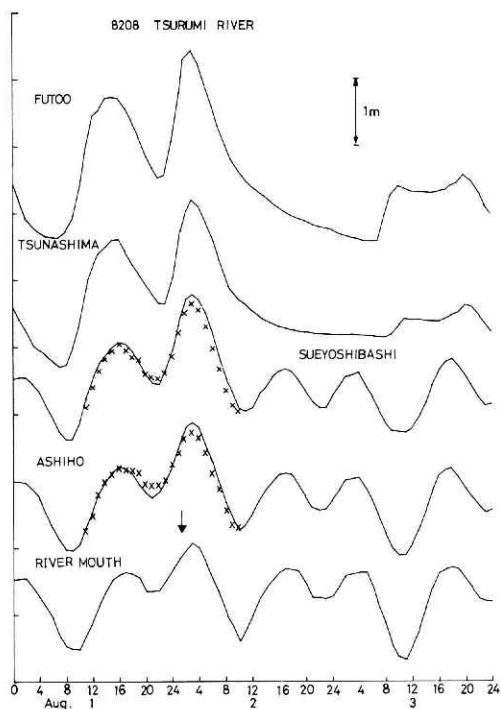


図6 82年8月10号台風時の鶴見川水位。
×印は定常流計算結果 図内矢印は、台風最接近時間を示す。

Fig. 6 The variation of water level with time during the 8210. Signs X are obtained by the calculation with (1), (2) and (3). An arrow shows the time of the nearest approach of the 8210.

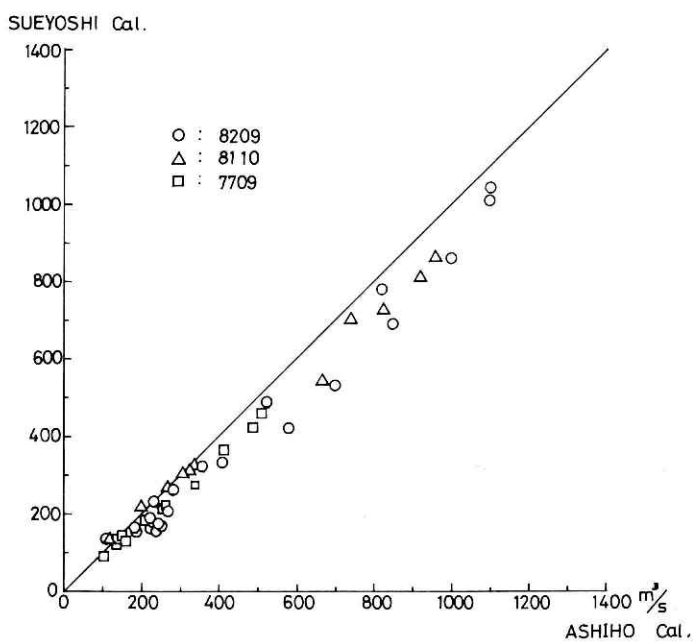


図7 水面勾配から計算された流量値の比較。横軸は河口と芦穂橋の水位からの流量。縦軸は河口と末吉橋の水位からの流量。

Fig. 7 The relation between the calculated discharge from the water level gradient, Kakoh-Ashiho and that from Kakoh-Sueyoshi.

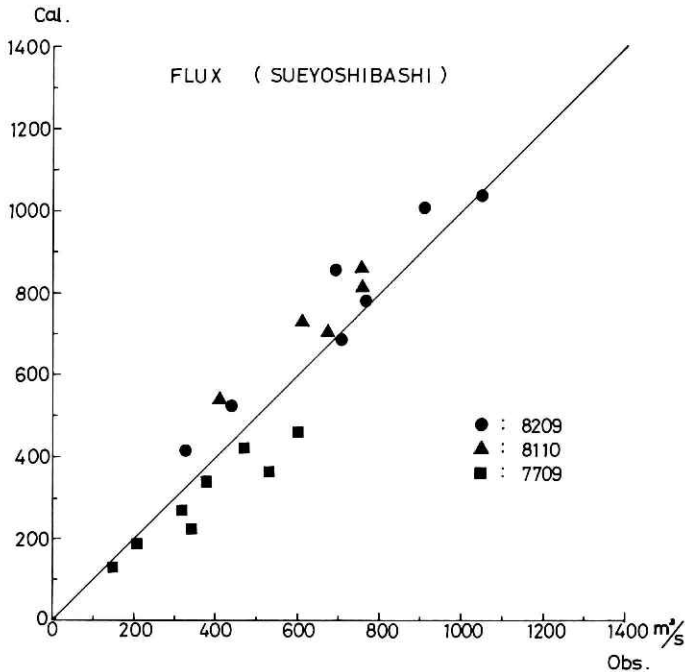


図8 末吉橋の計算流量と実測流量の比較

Fig. 8 The relation between calculated discharge and observed one.

った。これは、この規模の河川では第1次近似としては高潮、洪水の過去の履歴は河道内水位に影響を与えないこと、すなわち不等流計算のような取扱いでよいことを示している。

3. 高潮が洪水と重なる場合 2. — 荒川の例 —

2章では、河道内で風の応力の作用があまり重要でないと思われる小規模河川で河口付近で高潮と洪水が重なる場合を取り上げた。本章では、河道内で風の応力が重要な役割を果たして発達していく高潮が中流部で洪水に出会う場合を考える。このような例としては、第1報の図4、図5、図6に示した72年20号台風時の揖斐川(流域面積、1840km²)やここで解析する荒川(2940km²)の例がある。揖斐川については、資料が揃わず、ここでは79年20号台風時の荒川を解析対象とする。また得られた河川の高潮の性質は、荒川に限らず他の河川でも見られる。その共通性についても触れる。

3.1 解析資料及び方針

79年20号台風は、東京湾に伊勢湾台風以来20年ぶりに1mを越す高潮をもたらした。図9にこの台風の径路を示す。また図10に、東京の潮位変化、偏差の変化、及びアメダス新砂で

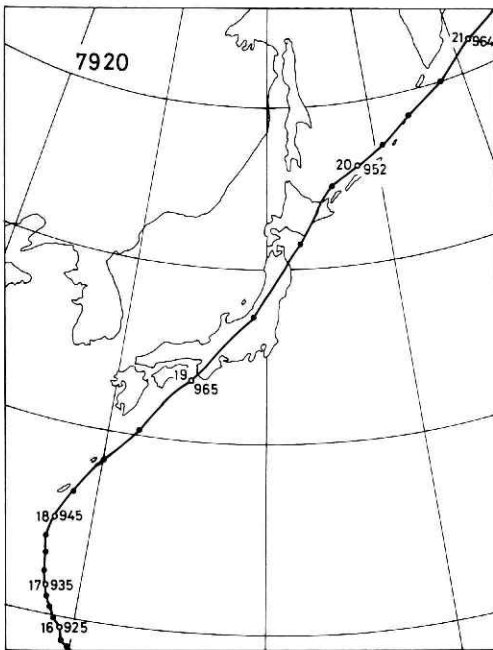


図9 79年20号台風径路図

Fig. 9 The track of Typhoon 7920.

7920 Tokyo

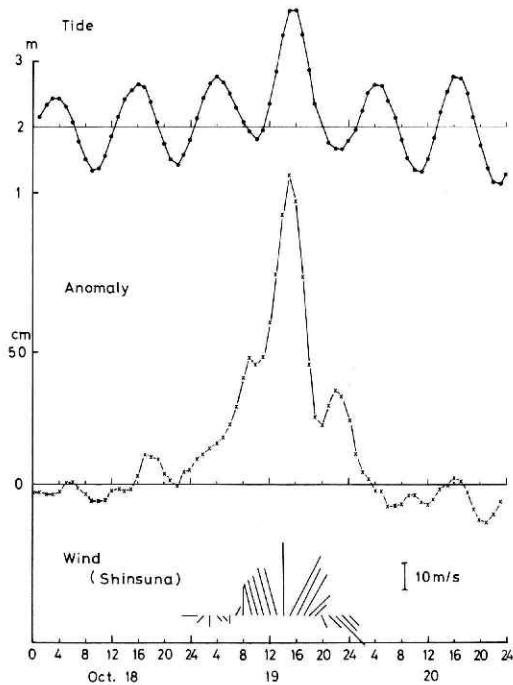


図10 79年20号台風時の東京潮位変化(上段), 潮位偏差(中段), アメダス新砂の風速(下段)

Fig. 10 The variation of tide (upper part), tidal anomaly at Tokyo tide station (middle part) and wind at AMeDAS Shinsuna (lower part) with time.

の風速の時間変化を示す。最高潮位は、T. P.上2 m, 偏差は15時頃 116 cm, 最低気圧の起時は東京で15時00分 976.1 mb, 10分平均風速の最大は28 m/s (新砂)であった。詳しくは、都司 (1981) に実地踏査を含めた報告がある。

図11に荒川及び3.4で議論する江戸川の水位観測所位置を示す。この中で、治水橋 (南砂町から約43km), 新荒川大橋 (約22km), 西新井 (約14km) では洪水時には浮子による流量観測が行なわれている。図12は、この時の水位時間変化を示す。図上の順序は上から下へ上流から下流の順にならんでいる。南砂及び下流の水位観測所にみられる19日15時頃のピークが高潮によるもので、最上流治水橋で20日0時頃のピークが洪水によっている。秋ヶ瀬 (35.5 km) には取水堰があるので、非洪水時には上下流で水位が異なっている。しかし、高潮や洪水時には水門等を開放するので上下流とも同じ水位となる。この台風の場合には19日14時頃に開

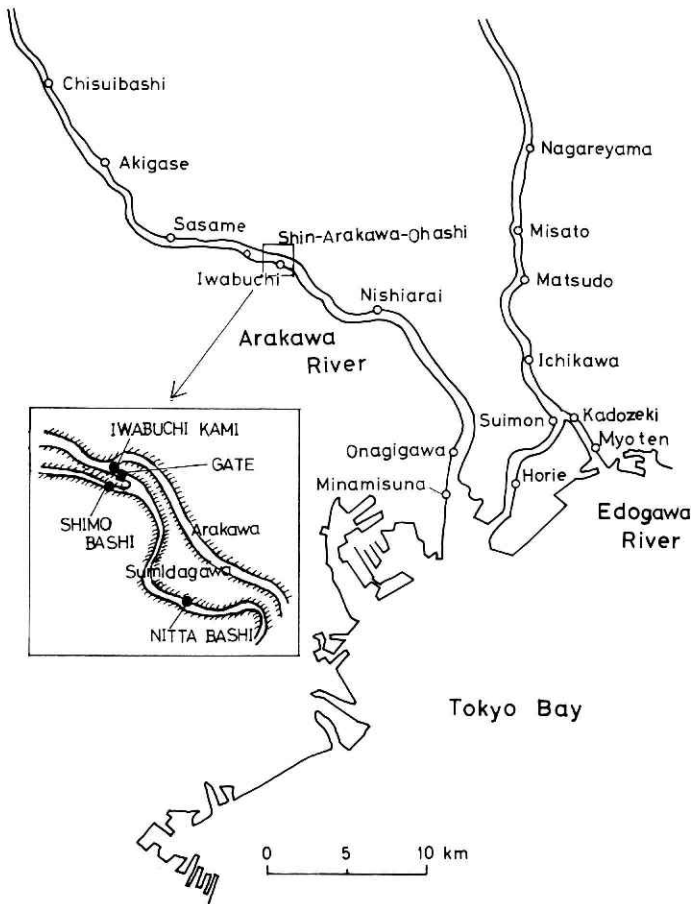


図11 荒川、江戸川の水位及び流量観測所。□の中の図は、岩淵周辺の拡大図を示す。

Fig. 11 Water level and discharge observing stations along the Arakawa river and the Edo river.

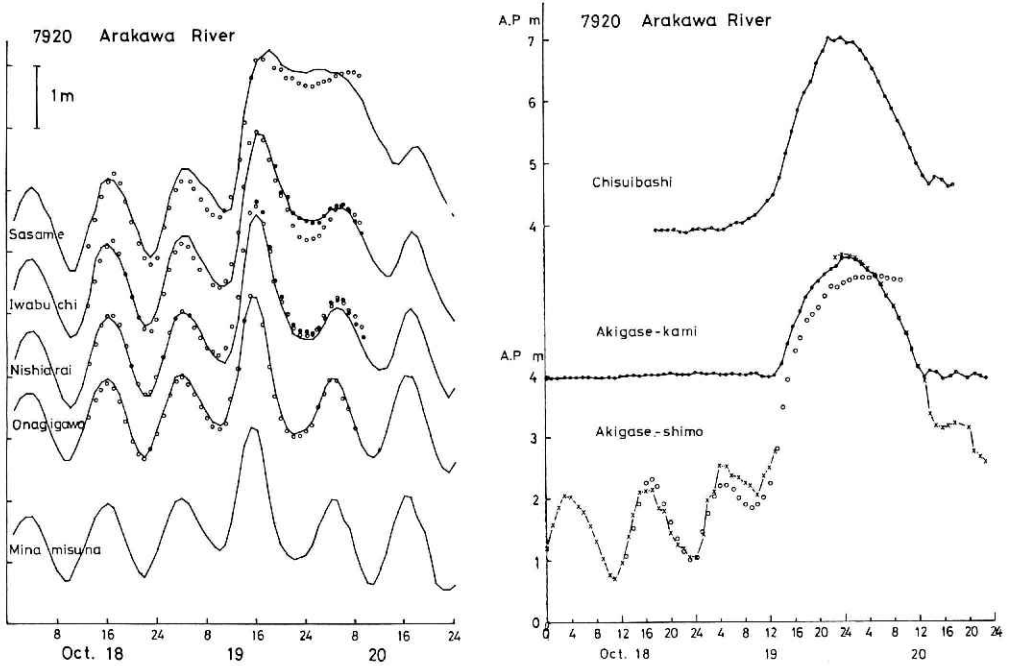


図12 79年20号台風時の荒川筋水位時間変化。○印は再現計算結果。●印は流量観測時に得られた水位の値。

Fig. 12 The variation of water level with time at the stations along the Arakawa river. Signs ○ are the calculated results and ● are the observed values at the time when the discharge was observed.

放したと見られるが、正確な時刻はわからない。笹日(28.5 km)では、河口から昇った高潮が上流からの洪水と重畳して高い水位が長時間継続していることがわかる。

さて、われわれの課題は、高潮が洪水と重なる時にどの程度増幅、もしくは減衰するかである。ここでは、洪水のみで高潮が無かったとした時に予期される水位から、高潮があった場合にどこまで水位があがったかという点から議論する。そのため、まず数値計算によって図12の水位変化、および実測流量変化を再現して河床の粗度係数を求める。次に、この粗度係数を使って上流からは同じ洪水を与え、河口では高潮が無い場合に期待される天文潮位を与えて洪水のみでの水位変化を求める。この値と高潮が存在した時の水位の差から河道内の高潮成分を求める事にする。

3.2 数値計算法

計算は、2章で示した式に時間微分の項と風の応力の項を加えて、

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial X} = -g \frac{\partial D}{\partial X} - \frac{\tau_b}{\rho_w R} + \frac{\tau_s}{\rho_w R} \quad (4)$$

$$\frac{\partial D}{\partial t} = -\frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial X} \quad (5)$$

$$\tau_s = \rho_a C_d W^2 \quad (6)$$

を用いる。ここで、 τ_s ；風の応力、 B ；河道の幅、 C_d ；風の応力係数、 W ；風速、 Q ；流量、他の表示は(1)、(2)、(3)式での意味に同じである。X軸、UおよびWともに上流向きを正にとる。空間格子間隔は1kmとして、河床形状は79年度の横断測量図から各断面について読み取った。上流端は43kmの治水橋を取り、そこで観測された流量を上流境界条件として入力した。下流端は、南砂町での実測水位を与えた。河川の上に吹かせる風は、アメダス新砂の風を用いた。各気象官署の毎時気圧、最低気圧等を用いて、毎時の気圧パターンからよく行なわれるように同心円状の気圧場を仮定して風速場を内挿することを試みたが、この20号台風の場合の気圧場はそのような単純な場とは程遠いため、これを断念して一様な風を河川に沿って吹かせた。ただし、各格子での河川の向きに応じて河川に沿った成分を各時間ごと計算しその値を使用した。風の抵抗係数は、第1報に示した木曾川での経験から 4×10^{-3} の値を用いた。また、岩渚水門が21時頃全開されて荒川の水が一部、隅田川へ流れている。それを表現する為に、洪水が卓越してくる18時以降20時まで $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を、21時 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、22時以降 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の水を抜く操作を行った。採用した流量値は、隅田川の岩渚をはさむ上下流での流量観測所(志茂橋と新田橋)での実測流量値の差から決定した。志茂橋、新田橋と水門の位置関係は図11内の拡大図に示す通りである。

今まで採用してきた運動方程式は、第1報でも、(4)式でも大気圧勾配の項を無視している。ここで、その妥当性を少し議論しておく。

予想される最大の気圧勾配を見積るために伊勢湾台風時の各地の毎時気圧変化を調べてみる。竹内等(1961)から、毎時気圧変化量を求め同時に台風が変形せず移動すると仮定して台風中心の移動距離から気圧勾配を算定すると、亀山で、 $13 \text{ mb}/43 \text{ km}$ という値が最大となる。これは大体 $3 \times 10^{-3} \text{ cm}/\text{sec}^2$ (以下、単位同じ)の大きさである。現在、計算対象にする79年20号の場合や第1報で解析した79年16号の場合で 1×10^{-3} の大きさとなる。風のみつもりを小さめに $15 \text{ m}/\text{s}$ 、 $C_d \sim 2 \times 10^{-3}$ 、 $R \sim 5 \text{ m}$ としても風の応力の項は 10^{-2} となりオーダーが異なっている。もしも、 $10 \text{ m}/\text{s}$ 以下の弱風の場合には風の応力の項と気圧勾配の項は同じオーダーとなりうるが、通常の台風の場合大きな気圧勾配は必ず強風を伴うので気圧勾配は無視できるだろう。さらに実際の河川の上の風の分布や値そのものの精度が高くないので気圧勾配の項の扱いに細心になる事はあまり意味があるとは思えない。

3.3 計算結果と解釈

(4)式で水底摩擦には、マンギンの式を採用している。粗度係数 n を決めるために何回かの試行計算を行った。河道に沿って一様な粗度係数での再現を試みたが、高潮部分、

洪水部分を共に一致させることはできなかった。そこで、2つの粗度係数で表わすこととし、粗度係数を変える場所と値を変数として計算し、目で見て最も一致したと思われるものを選んだ。その結果、22kmより下流を0.015、上流を0.02とした結果が、各観測所の水位および西新井と新荒川大橋での流量を良く再現した。

水位の計算結果を図12内に○印で、また新荒川大橋と西新井での実測流量(○, △印)と計算流量(●, ▲印)の比較を図13に示す。計算は、上流で流量が実測されている20日の9時までとした。水位は秋ヶ瀬で差が大きいが、他はほぼ良く再現しているように見える。先に述べたように秋ヶ瀬には、取水堰があるがその構造の及ぼす効果までは現在の計算法には組み入れられていない。そのために秋ヶ瀬の水位の計算結果と実測の間に差が大きいものと推定される。流量の計算結果の再現性は図13に示す程度である。西新井の計算値と実測値の間に一定傾向のずれがあるように見えるが理由は明瞭でない。

この計算結果が実際に再現したとみなして、同じ粗度係数を使い、高潮が無い場合を計算する。すなわち、河口水位を天文潮として風が無いもとの同じ計算を行って洪水のみの場合に予測される水位を計算する。これで計算された水位と高潮がある場合の水位との差は高潮のみの寄与を表わしており高潮成分とよぶことにする。通常潮位偏差と呼ばれる値に相当する。図14に高潮成分の時間変化を示す。図12と同様に上流から下流へ上から下に並べてある。また、図内の○印は河道内で風が吹くことによって上昇した水位の成分を示している。上流

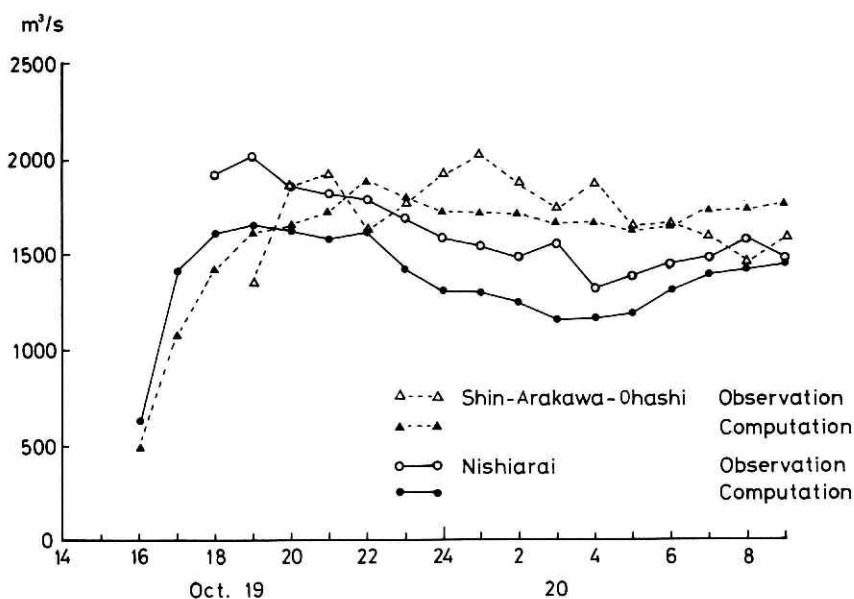


図13 79年20号台風時の流量時間変化。計算値と実測値の比較。白抜きは実測値。

Fig. 13 The relation between the computed discharge and the observed one during the 7920.

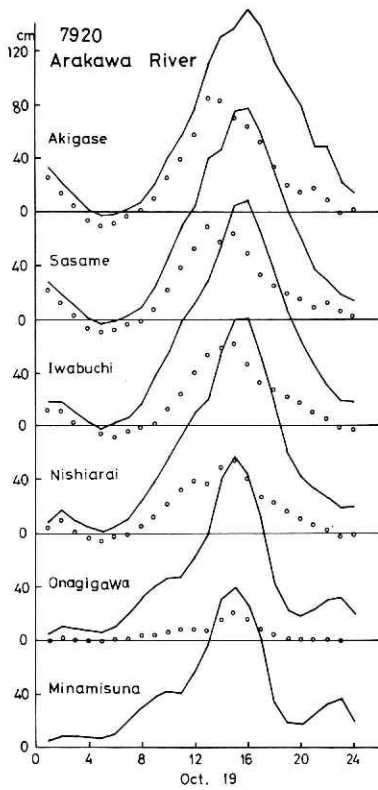


図14 高潮成分の各水位観測所での時間変化。
○印は風の吹き上げ分である。

Fig. 14 The variation of surge component with time. Signs ○ are the contributions of wind stress.

まで河口付近と同じ時間変化を示していること、次第に増幅されていることがわかる。上流で風の寄与が下流よりも早く出現しているのは、河口での水位ピークは15時ないし16時頃だが風速のピークは14時であり、14時より前の風向が南東で14時以降には南西へ変っているため14時までの風は上流部で有効に作用すること（図10および11参照）、洪水は未だ始まらず水深も浅く流量も小さいので風の応力がききやすい状況にあるためと推定される。

河道に沿って高潮成分の最大値がどのように変化するかを見るために、河口の最大値を1としてその比率を図15に表わした。中央の図の白丸及び黒丸がそれである。白丸は高潮成分を求める際の高潮時水位として実測水位を使ったもの、黒丸は計算水位を使ったものである。36km付近の値の違いは、先に述べたように秋ヶ瀬の水位が良く再現されていないことに起因している。上段×印は、高潮前25時間（18日8時から19日8時）の平均水面から高潮最大値までの高さ（第1報で高潮振幅とよんだ値）の比を示している。これには、洪水成分の寄与が含まれている。

図15から、荒川では20数kmあたりで高潮成分が1.4倍程度まで増幅されている事がわかる。図15には、最深河床も示してあるが、これと関連させてみると、高潮成分の最大値の出現場所は河床勾配が変化するあたりに対応するようみえる。

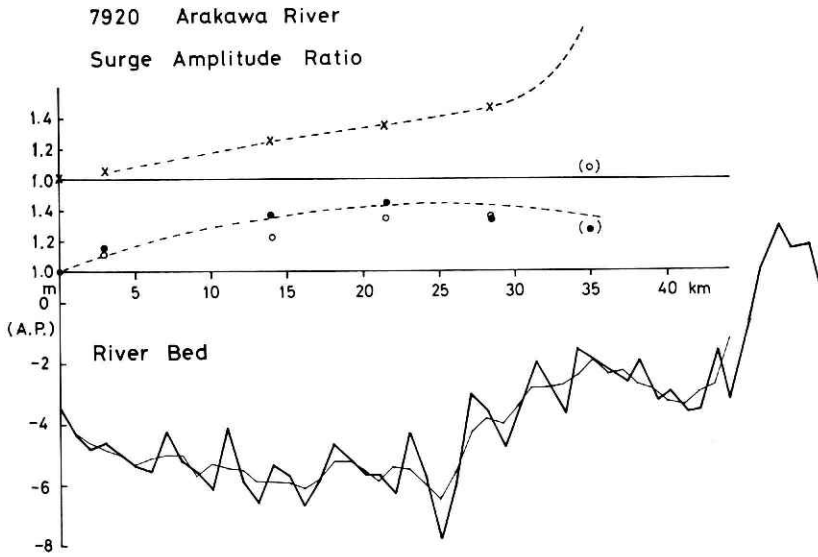


図15 高潮成分(中段○, ●印), 及び高潮振幅(上段×印)の最大値の河口距離による変化。下段には最深河床を示す。太線は実測最深河床, 細線は移動平均したものである。

Fig. 15 The variation of the amplitude ratio (upper part, x), the surge component ratio (middle part, ○ are referred to the observation and ● to the calculation) and the maximum river depth with the distance from the river mouth (lower part).

3.4 非洪水時の高潮との共通性

第1報では, 非洪水時の高潮のふるまいを高潮振幅という点から議論した。ここでは, 3.3で定義した高潮成分という点から見直して荒川を含めて, 河川に共通した性質を抽出する。使用するデータは, 72年20号及び79年16号台風時の木曽川, 及び79年20号台風時の江戸川である。この両河川共に流域面積が大きいので洪水と高潮は相当な時間差をもってピークが観測されている。高潮が無い場合の水位を予測するために, それぞれ高潮が起きる前の1太陰日(24.84時間)について次のような周期分析を行った。

$$H = \bar{H} + \sum_{k=1}^4 a_k \cos \left(\frac{2\pi kt}{T} - \epsilon_k \right)$$

ここで, H ; ある地点の水位, \bar{H} ; 平均水位, a_k ; 振幅, T ; 周期(24.84時間), ϵ_k ; 位相遅れである。分析期間は72年20号台風に対しては, 72年9月15日15時より25時間, 79年20号台風に対しては, 79年10月18日8時より25時間である。ただし, 79年16号台風の木曽川については資料が揃わないために, 日潮不等は小さいと仮定して9月30日13時の満潮位で代用した。

求められた \bar{H} , a_k , ϵ_k の値を使って高潮期間の水位がもしも高潮が無ければどのように推移するか算定した. この値と実測との水位差から高潮成分を定め, 荒川の場合と同様に河口からの距離による変化をみた. 図16に江戸川の場合を, 図17に木曽川の結果を示す. 江戸川では, 14kmあたりで1.2倍, 木曽川では12~18kmあたりで, 1.4倍まで振幅されている事がわかる. これを河床勾配との関係でみると, 最大値をとる所は平坦面が終わり河床勾配が

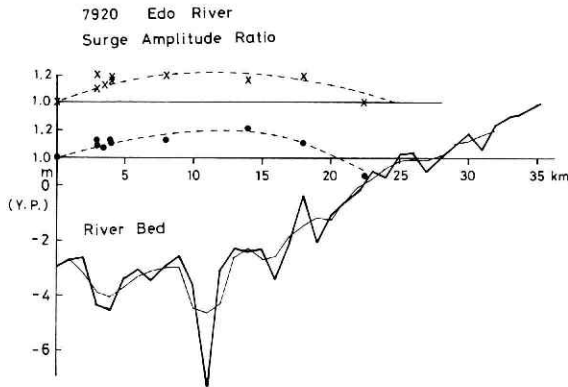


図16 79年20号時江戸川での高潮成分(中段)高潮振幅(上段)の最大値の変化.

Fig. 16 Same as Fig. 15 but for the Edo river of the Typhoon 7920.

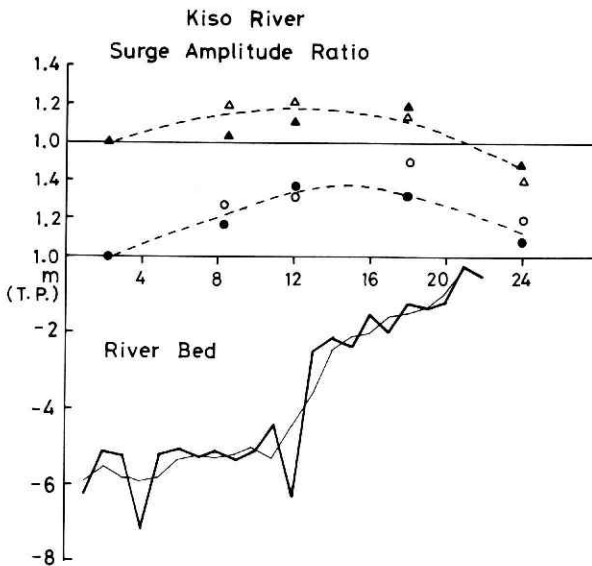


図17 72年20号時(白抜き)及び79年16号時の木曽川高潮成分及び高潮振幅の最大値の変化.

Fig. 17 Same as Fig. 15 but for the Kiso river of the Typhoons 7220 and 7916.

急になるあたりになっている。前の章で述べた様にこの性質は荒川の場合も同様であった。これから推定すると、規模のあまり大きくない洪水の場合も含めて、河道の中で風で発達する高潮は、河床勾配変化点周辺で河口高潮値の最大1.2～1.4倍まで増幅されるようにみえる。特に、大きい高潮の危険のある湾にそそぐ中規模な河川(2000km²程度)の中流部では、高潮と洪水が重なる可能性があり、その中でも河床勾配変化点周辺では大きな水位が予想される。2000km²という流域面積は、揖斐川、荒川から推定した大きさである。この値よりも小さい流域面積の川では、洪水と高潮は重なるが、河川での吹送距離が短く風の吹き寄せによる水位上昇の効果は相対的に小さくなると推測される。また、より大きい川では、洪水と高潮は通常の場合異なった時間に生ずるため2つの現象は別個に考え得ると思われる。

4. 実測データからみた河川高潮の性質について — まとめ —

第1報及び3章までの結果から高潮の危険性のある湾にそそぐ川を流域面積で分類して台風接近以前の降雨がそれほど多くない通常の河川高潮の性質をまとめると、

1) 流域面積が約3000km²を越える河川

洪水と高潮は時間差をもってそれぞれのピークをむかえる。高潮は河道の中で風的作用で発達し河床勾配変化点周辺で河口での高潮成分の1.2～1.4倍まで増幅される。風の応力係数は、 $4\sim 6 \times 10^{-3}$ となる。

2) 流域面積が1000～3000km²の河川

河川中流部で洪水と高潮は重なる。規模の大きくない洪水について、高潮のみで1)の大河川の場合と同様な性質を持つ。さらに、潮汐分と洪水分の水位が重なるので河床勾配変化点周辺で高い水位が予想される。

3) 流域面積が約1000km²以下の河川

河川下流部で洪水と高潮は重なる。高潮はその時の河口水位を決めるのみで、河道内は上流の洪水と河口水位を境界条件とする定常流計算で定まる。高潮が無く天文潮のみの場合の水位は河口から上流へ向うと同じ洪水流量を持つ高潮時の水位にすりよっていくので、高潮成分としては大きく減衰する。

以上は通常の場合であって、大河川であっても、前期降雨があればその発生時刻と規模によって2)の性質を持つことがありうるし、また2)の中河川でも大流量の洪水については、3)の性質を持つこともありえる。

以上の実際の河川からの解析でまた明らかになっていない問題をまとめておくと、

- 1) 洪水の規模や高潮との時間差と高潮成分の関係
- 2) 河床形状と高潮成分の関係
- 3) 潮位や洪水位の上昇率と高潮成分の関係

次章では、単純化された河道に対する数値実験から主に1)の問題を説明する。

5. 単純化された河川による河川高潮の検討

5.1 無次元化した運動方程式と高潮に関与するパラメータ

河川高潮の大きさに関与するパラメータは多数考えられるので、なるべくその数を減らすために無次元化した運動方程式を用いて議論する。また前章までの解析で河床勾配変化点が高潮成分に関与することがわかったので、図18のような河床を想定して2つの領域に分けて考えることにする。ここで、宇野木・小菅(1984)と同様な無次元化を行う。変数の無次元化したものを「'」をつけて表わすことにすれば、有次元の各量との間には次の関係が成立つ。

$$X = lX', \quad t = l/\sqrt{gh_m} t' \equiv T_0 t'$$

$$U = \sqrt{gh_m} U', \quad D = h_m D', \quad R = h_m h'$$

$$Q = h_m \sqrt{gh_m} q' = h_m \sqrt{gh_m} U' h'$$

h_m は河口水深、 l はある長さのスケールである。

1) 領域 I

風の心力及び波動の伝播を表わす水位勾配と局所時間微分項が主要な役割を果たすと考えられるので、3章(4), (5), (6)式から摩擦項と移流項を無視して無次元化した運動方程式を作る。 l として領域 I の長さ l_1 をとり、また $D=R$ なので、

$$\frac{\partial U'}{\partial t'} = - \frac{\partial h'}{\partial X'} + \frac{S \cdot W_1}{h'} \quad (7)$$

$$\frac{\partial h'}{\partial t'} = - \frac{\partial h' U'}{\partial X'} \quad (8)$$

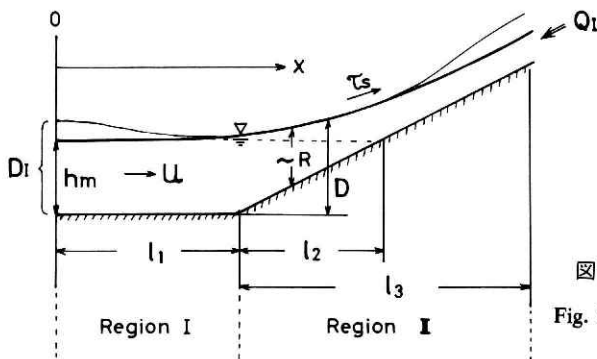


図18 単純化した河川の形状と変数の意味。

Fig. 18 Configuration of an ideal river.

ここで, $S \equiv l_1 \tau_s / (\rho_w g h_m^2)$, W_1 は風の応力の時間変化を定める最大値が1となる無次元のある関数である. この種の最大値が1で時間変化の形のみを定める無次元関数を形状関数と呼ぶ.

2) 領域 II

(4), (5), (6)式と同じ式を用いて, l には図18のように斜面の始まる点から静水面交点(宇野木, 1968)までの距離 l_2 をとれば,

$$\alpha \frac{\partial U'}{\partial t'} + U' \frac{\partial U'}{\partial X'_2} = - \left(\frac{\partial h'}{\partial X'_2} + 1 \right) - \frac{f_m}{I} \frac{U' |U'|}{h'^{4/3}} + \alpha \frac{S \cdot W_1}{h'} \quad (9)$$

$$\alpha \frac{\partial h'}{\partial t'} = - \frac{\partial U' h'}{\partial X'_2}$$

ここで, $\alpha = l_2 / l_1$, $f_m = g n^2 / h_m^{1/3}$, $I = h_m / l_2$ であり, X'_2 は, $X'_2 = (X - l_1) / l_2$ の無次元化を行った.

3) 境界条件

$X = 0$ で

$$D_1 = h_m + a_o \sin \frac{2\pi}{T_1} t + A_m \cdot W_2$$

無次元化して $X' = 0$ で

$$h' = 1 + \frac{a_o}{h_m} \sin \left(2\pi \cdot \frac{T_o}{T_1} t' \right) + \frac{A_m}{h_m} W_2$$

$X' = 1$ かつ $X'_2 = 0$ で

h' 及び U' の連続

$X'_2 = l_3 / l_2$ で

$$Q_1 = Q_B + Q_o \cdot W_3$$

無次元化して

$$q' = q'_b + q'_o \cdot W_3$$

ここで, a_o ; 潮汐振幅, T_1 ; 潮汐周期, A_m ; 河口での最大高潮偏差, Q_B ; 基底流量, Q_o ; 洪水波最大流量, W_2 ; 高潮形状関数, W_3 ; 洪水波形状関数, l_3 ; 河床勾配変化点から上流端までの距離である. 形状関数として, W_1, W_2, W_3 共に誤差関数を仮定する. すなわち, $W_1 = \text{Exp} \{ -\kappa_1^2 (t - \epsilon_1)^2 \}$ と置く. さらに, 風応力の時間変化と河口での高潮が同時に生ずると仮定し, $W_1 = W_2$ とする.

以上の定式化に現われている変数は, 方程式内には, $S, \alpha, f_m / I$, 水位の境界条件に, $a_o / h_m, T_o / T_1, A_m / h_m, \kappa_2, \epsilon_2$, 流量の境界条件に, $q'_b, q'_o, \kappa_3, \epsilon_3$ となっている. 本章では, 4章の最後に述べたように, 洪水の規模, 高潮との時間差と高潮の増加, 減衰率に関連して, 基底流量; q'_b , 洪水波最大流量; q'_o とその位相; ϵ_3 を変化させた時の

最高水位; h_p 及び高潮成分; h_s の変化を調べる. ここで, h_s は3章の定義と同じで, 洪水波及び高潮が共に存在する時のある地点の水位から, 高潮及び風の応力が無い時の同じ地点の水位を差し引いてその最大値と河口での最大値との比率をとったものである. これらの変数以外は全て定数として変化させない. 固定した値は $h_m \sim 5 \text{ m}$, $l_1 \sim 20 \text{ km}$, $A_m \sim 1 \text{ m}$, $a_0 \sim 0.5 \text{ m}$, $T_t \sim 12 \text{ 時間}$, $C_d \sim 4 \times 10^{-3}$, 風速 20 m/s を目安に定めた. 高潮 A_m を潮汐と重ねる位相, ε_2 は満潮時に最大高潮が一致するようにした. 上流境界, l_3 は $2l_2$ の大きさをとった. 表1にこの章で議論される計算例の諸元をまとめた. また座標軸を上流向きに取っているため, 上流からの流入流量 q'_b , q'_o は全て負の値となるが表記の簡便さのため正の値で記す. すなわち, $q'_b = 0.03$, $q'_o = 0.17$ と書いた数値は $q'_b = -0.03$, $q'_o = -0.17$ を示すものである.

表1 単純化された河川についての計算例とその諸元

Table 1 Computed Cases.

CASE	Base Flow q'_b	Flood Wave q'_o	Friction in Region I f_m/I	Friction in Region II f_m/I	Flood Wave Phases
I	0.03	0	0	14.3	—
II	0.1	0	0	14.3	—
III	0.2	0	0	14.3	—
IV	0.03	0.17	0	14.3	0° 30° * 60° 90°
V	0.03	0	14.3	14.3	—
VI	0.1	0	14.3	14.3	—
VII	0.2	0	14.3	14.3	—
VIII	0.03	0.17	14.3	14.3	0° 30° * 60° 90°

* Meanings of " phases " are shown in Fig. 21

5.2 洪水の規模と高潮成分

5.2.1 一様流量の場合

まず, 上流端から一様な基底流量を与えて最高水位, 高潮成分の変化を調べる. すなわち, $q'_o = 0$ で, $q'_b = 0.03, 0.1, 0.2$, と変化させた. h_m を 5 m とすれば, $q'_b = 0.2$ は単位川幅あたり $7 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水に相当する. 以上までに決定していない変数の値として, $\alpha = l_2/l_1 = 1$, $f_m/I = 14.3$ を用いた. 前節の h_m, l_1 を使うと, この f_m/I の値は粗度係数 n として 0.025 を用いた事に相当する.

図19に、最高水位 h_p を河口からの距離について示してある。横軸の21までが領域 I に相当する。この点付近まで風の吹きよせによって水位は増大しており、流量によってはあまり変わらない。河床が傾斜しはじめる計算点21より上流では流量の大きい場合の水位が大きい。これを高潮成分、 h_s で表わすと図20のようになる。 h_s は河床勾配変化点から静水面交点の間で最大値をとりその後減衰する。これは、4章で述べた荒川、江戸川、木曾川の場合に指摘した事に対応する。流量による違いは、21までほとんど変わらないが、それよりも上流側

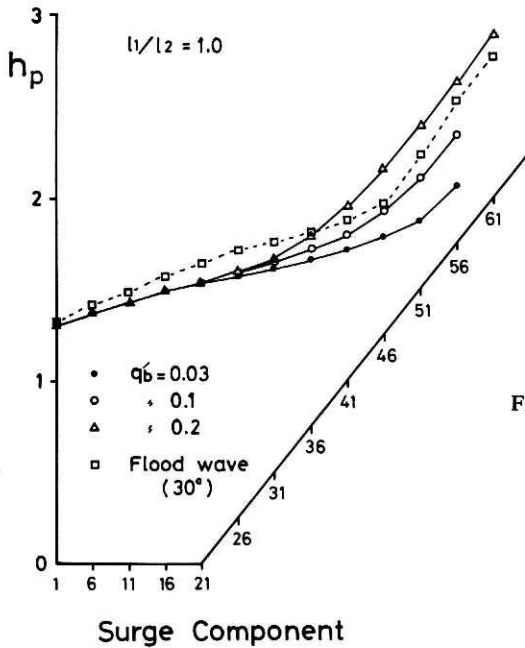


図19 無次元化した最高水位縦断分布。横軸は無次元距離を数値計算時の格子点番号で示している。
 $q'_b = 0.03, 0.1, 0.2$ および $q'_b = 0.03, q'_o = 0.17$ の洪水波の場合 (位相は 30°)

Fig. 19 Normalized maximum water level on the longitudinal normalized distance from the mouth with the variation of the normalized discharge, q_b' . The case of flood wave is also shown, whose phase is equal to 30° .

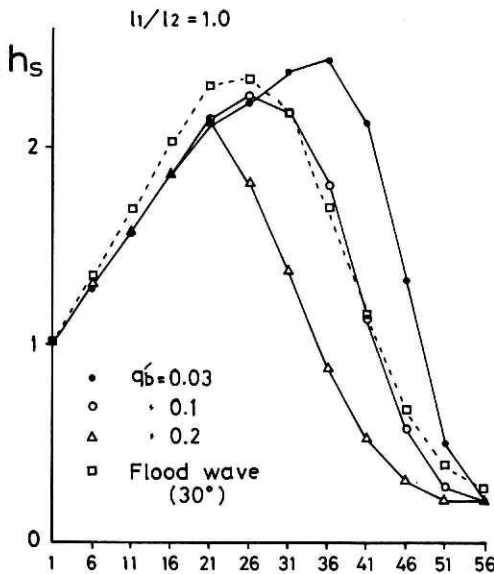


図20 高潮成分最大値の縦断分布

Fig. 20 The variation of surge component ratio on the longitudinal normalized distance from the river mouth.

では、 q'_b が大である大流量の場合に大きく減衰し q'_b が小さい方が相対的に大きくなる。

5.2.2 洪水波の場合

次に洪水波の場合を調べる。基底流量 $q'_b = 0.03$ に洪水波成分 $q'_0 = 0.17$ が重なるケースを計算して、基底流量 $q'_b = 0.03$ のみのときと洪水波のピーク流量に等しい一様流量 $q'_b = 0.2$ を上流から流したときを比較した。また河口潮位と洪水波の相対的な時間差は、上流端境界での洪水のピーク発生が、高潮ピークに先だつこと、 $T_t/4$ (すなわち潮汐周期を12時間とすると、河口で高潮ピークが上流での洪水ピークに3時間遅れて起きることを意味している。この場合を以下位相 0° と呼ぶ)、 $\frac{2}{3} \times \frac{T_t}{4}$ (2時間, 30°)、 $\frac{1}{3} \times \frac{T_t}{4}$ (1時間, 60°)、 0 (遅れなし, 90°) の時間を検討した。図21に高潮と洪水波が共に存在した時に洪水波と高潮の時間差(位相)で最高水位がどのように変化するかを示してある。この図から水位計算点26より下流側では4つの位相のうちで 30° のものが最も高い水位を与えることがわかる。すなわち、上流端でのピークが高潮ピークに2時間先行する場合である。図19および図20には一様流量の場合に加えて 30° の位相で与えた洪水波の結果も示してある(白四角および破線)。図19から計算点41よりも上流を除けば洪水波の水位の方が高くなっていることがわかる。また、図20で洪水波の位相 30° の場合の高潮成分をみると、洪水波のピーク流量 ($q'_b (0.03) + q'_0 (0.17) = 0.2$) と同じ一様流量 $q'_b = 0.2$ の場合に比べて全ての点で洪水波の場合が大きい。特に計算点21より下流ではどの一様流量の場合よりも洪水波の場合が大きいこ

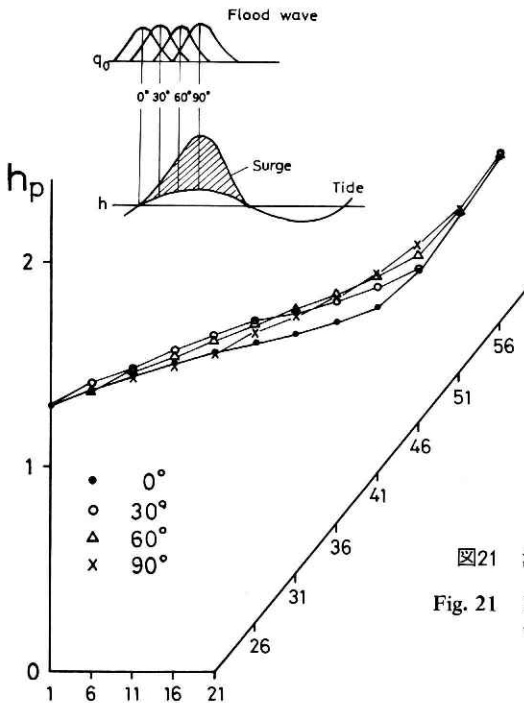


図21 洪水波の位相による最高水位縦断分布の変化

Fig. 21 Normalized maximum water level with the variation of the phase of the flood wave.

とは注目される。

洪水波による最高水位が一樣流量の場合に比して上流の斜面河床上では安全側の水位を与え背水領域ではそうではないという指摘は芦田等(1966)によってなされている、芦田等は下流水位一定のもとでの洪水波の挙動を実験的に調べ、非定常水位が定常水位より高くなる条件について、幾つかの仮定(フルード数が1より十分小さい、背水領域では水位は河道に沿った距離の1次関数となるなど)をおいて運動方程式から導いている。ここでは、計算点21よりも下流の水位に注目して方程式系の性質から洪水波の場合に水位が増加する原因を考察する。

領域 I に関する方程式(7), (8)で水深の変化は大きく無いとすれば、(7)式右辺2項めおよび(8)式右辺の h' は定数 H' と置きかえる事ができる。すなわち、再録すれば、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial U'}{\partial t'} &= - \frac{\partial h'}{\partial X'} + \frac{S \cdot W_1}{H'} \\ \frac{\partial h'}{\partial t'} &= - H' \frac{\partial U'}{\partial X'} \end{aligned} \right\} (10)$$

この方程式は線形なので解は重ね合わせが可能である。すなわち、

$$\textcircled{1} \quad \frac{\partial h'}{\partial X'} = \frac{S \cdot W_1}{H'} \quad , \quad U' = 0$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{\partial U'}{\partial t'} = - \frac{\partial h'}{\partial X'}$$

$$\frac{\partial h'}{\partial t'} = - H' \frac{\partial U'}{\partial X'}$$

$$X' = 0 \text{ で } h' \equiv \eta'(t')$$

$$X' = 1 \text{ で } U' = 0$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{\partial U'}{\partial t'} = - \frac{\partial h'}{\partial X'}$$

$$\frac{\partial h'}{\partial t'} = - H' \frac{\partial U'}{\partial X'}$$

$$X' = 0 \text{ で } h' = 0$$

$$X' = 1 \text{ で } U' \equiv U'(t')$$

の3つの解を重ね合わせることで領域 I の近似解は得られるだろう。②および③は波動方程式を解く問題である。洪水波に関連する部分は③の問題の $X' = 1$ の境界条件だけにあらわれる。③の第1式から $X' = 1$ での条件は、水位で表現できて、

$$\frac{\partial h'}{\partial X'} = - \frac{d}{dt'} U'(t')$$

となる。この式は、境界での流速値に時間変化がなければ③の解には何ら影響を与えないことを示している。このことは、図19で計算点21以下では流量によって水位があまり変わらない事に対応している。もしも、 $U' = -kt'$ (流速は上流向きを正にとってある) とすると $\frac{\partial h'}{\partial X'} = k$ が $X' = 1$ の境界条件となる。解くべき方程式が波動方程式なので、解は $X' = 1$ で発生した三角波状の波が河口へ向かって進行し、河口で反射されてもどってくるという形をとると推測される。洪水流量が増加する間は $X' = 1$ で $\frac{\partial h'}{\partial X'} > 0$ なので、一様流量の場合よりも必ず水位は増加する。以上の議論から、洪水波の場合に背水領域で水位が増大する原因が明らかになったが、議論の大前提に、線形性と無摩擦が仮定されていることに注意を要する。

5.2.3 最高水位を与える高潮と洪水波の位相

洪水波の位相と高潮の位相がどのような関係にある時に最も高い水位になるかは非常に重要である。図19でわかるように、横軸で36ないし41以上の点は一様流量の場合の水位が高く洪水波の場合が低くなっている。また一様流量の場合の水位はほとんど定常流水位でもあるので、問題はない。31以下の点で最高水位を与える位相は、前節で指摘したように、 30° の場合(実時間で、この場合は2時間の差)であった。 30° の場合の各点での水位時間変化を詳細に調べると、高潮が無く洪水波だけの場合に、静水面交点41で水位が最大になる時間と、洪水波がなく高潮だけの場合に河床勾配変化点で水位が最高になる時間がほぼ同時である事がわかる。さらに、芦田等の実験でも静水面交点以下では洪水波の最高水位の出現時間がほぼ同時かかえって早くなっている事を考えると一つの推定が可能となる。すなわち、図22の(I)に示すように非洪水時に河川へ侵入してきた高潮が $T = T_1$ の時間に河床勾配変化点、Aで最高水位になるとする。またある洪水が非高潮時で河口では天文潮のみの時に $T = T_2$ の時間に静水面交点、Bで最高水位になる事が予想されるとする(Ⅲの状況)。この高潮と洪水が河道の中で出会って最高水位をもたらすような両者の位相は、Ⅲに示すように $T_1 = T_2$ であるようなものと考えられる。

5.3 領域Ⅰでの摩擦の影響

以上の計算では、領域Ⅰを無摩擦として取り扱ってきた。本節では、領域Ⅰに領域Ⅱと同様の摩擦(5.1のスケーリングを用いると $n = 0.025$)を用いた時の水位変化を調べておく。荒川の場合等から考えると河川下流部としては比較的強い摩擦を与えたことになるので、現実には本節と前の結果の中間の状況が生ずるものと推定される。

図23に最高水位の変化を、図24に高潮成分の変化を示す。図23を図19と比較すると、大流量の場合の最高水位はあまり変わらないが、流量の小さい場合($q_b = 0.03$)に下流部で水位が低くなっている。これは高潮波が摩擦によって強く減衰するためと思われる。 $q_b = 0.1$ や、

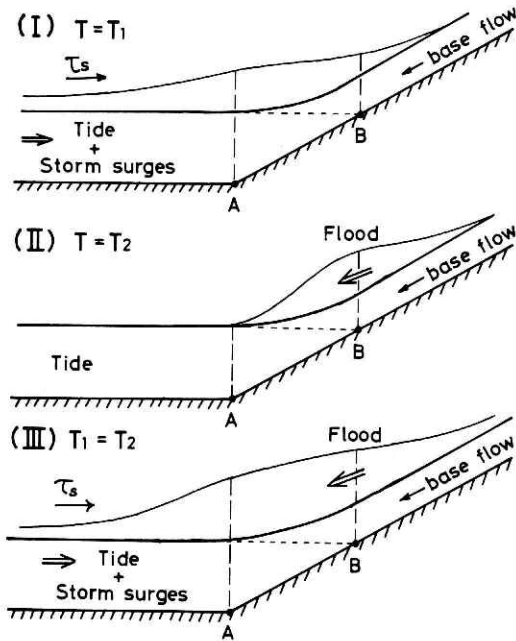


Fig. 22; Schematic diagrams to explain the condition which the water level reaches maximum, when storm surges and flood occur simultaneously in the river.

- (I) The water height of storm surges at A is maximum at the time $T=T_1$.
- (II) The water height of flood wave at B is maximum at the time $T=T_2$.
- (III) Combined water level reaches maximum at the condition that $T_1=T_2$ is satisfied.

図22 最高水位を与える高潮と洪水の位相についての説明図 (I); $T = T_1$ で高潮がA点で最高になる。(II); $T = T_2$ で洪水がB点で最高になる。(III); (I), (II)の高潮と洪水が $T_1 = T_2$ で重なると最高水位がおこる。

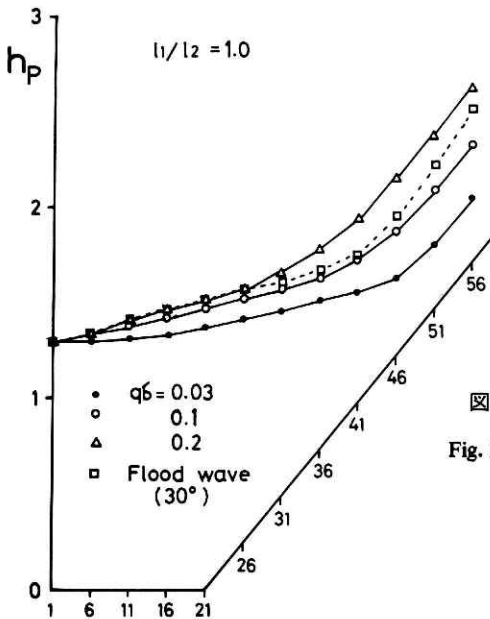


図23 図19に同じ。但し、領域 I に摩擦を加えた。

Fig. 23 Same as Fig. 19 but this includes the frictional effect in the region I.

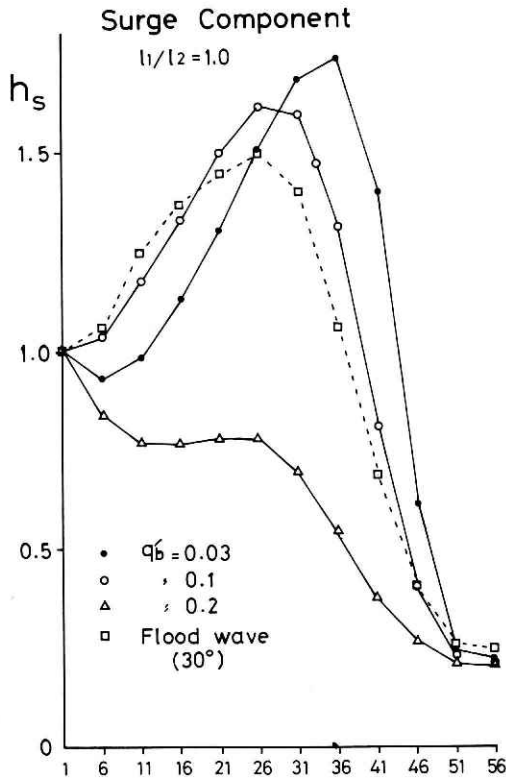


図24 図20と同じ、但し、領域 I に摩擦を加えた。

Fig. 24 Same as Fig. 20 but this includes the frictional effect in the region I.

0.2 の場合は高潮波の減衰を流量の増加が補填することになる。すなわち、摩擦を加えた事により領域 I での水の流れ難さは水位を上昇させ、その効果は流量が大きい程大きいととえられる。また、洪水波の水位も、大きく下がっている。洪水波の場合は、高潮波の減衰に加えて洪水波の拡散効果が強くなるためと推定される。

高潮成分も図20に比べて大きく減衰をうける(縦軸のスケールは図20の1/2である)。 $q_b = 0.2$ の場合は、全ての点で1より小さく河口から入ってくる高潮は減衰する一方であることを示している。それでも、小流量の場合や洪水波の場合は1.5 ~ 1.7 倍まで河床勾配変化点と静水面交点の間で増幅されていることがわかる。

洪水波の位相による最高水位の変化は図21より小さくなる。傾向はほぼ同様で下流部では30°の位相で最高水位となった。

6. 防災上重要に思われる点及び今後の問題点

実測データにもとづいた河川の高潮の性質は4章でまとめて述べた。また、洪水の規模や洪水波と高潮の関係については5章で述べたので、本章では、防災上重要と思われる点を指摘し、さらに今後研究を要する問題点をまとめておく。

(1) 高潮は河道の中でも発達する。特に、河床勾配変化点で1.2～1.4倍まで増幅される。遡上計算には風の応力係数を $4\sim 6\times 10^{-3}$ 程度の数値とするのが合理的である。

(2) 中規模(流域面積が2000km²)程度の河川では、河床勾配変化点と静水面交点で挟まれた領域で高潮と洪水が重なる事を想定しなければならない。そこでは長時間高い水位が継続しうる。

(3) (2)に関連して静水面交点と河床勾配変化点に挟まれる領域の水位を議論する際には一様流量の計算もしくは定常流計算では低い水位となって安全側の見積りをしているとはいえない場合がある。

(4) 高潮と洪水が重なる場合に最も危険な高潮と洪水ピークの組み合わせは単独でそれぞれが起きた時に高潮が河床勾配変化点で最大になる時間と洪水が静水面交点で最大になる時間が一致するようなものである。

今後に残されている課題は、

(1) 以上の議論は全て河口潮位は洪水の影響を受けていないものとして考えている。実際には、大きくはないが当然影響を受けるし、2章で指摘した様に近くの海に面した検潮所と河口水位は異なっている場合がある。海まで含めた議論が必要である。

(2) 特に、高潮の予測精度の向上に必要な事は、実際の流れの計測である。摩擦の定式化の為に、沿岸域、河川内での流速の鉛直プロフィール及びレイノルズ応力の実測を要する。また河川内での風速の観測も重要である。これらの計測は非常な困難を伴う。しかし空気側と水側の実測が共にあって始めて物理的に意味のある応力係数の値が得られるだろう。

(3) 堤防高の決定等計画論的立場から考えると、降雨の規模と風速の規模について2つを結合した確率の議論が必要となる。想定される高潮に対して、どの程度の規模の洪水が同時に起こりうるかと考えるべきかは、詳しい解析を要する問題である。

7. 謝 辞

資料の収集にあたって、建設省関東地方建設局、荒川下流工事事務所、荒川上流工事事務所、江戸川工事事務所、及び気象庁海洋課潮汐係には大変お世話になりました。謝意を表します。また都司嘉宣氏には、詳細にわたる有益なコメントを頂きました。あわせてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 芦田和男・高橋保(1966):境界条件による洪水流の変形に関する研究(第2報)。京都大学防災研究所年報第9号, 579-591。
- 2) 小西達男・木下武雄(1983):高潮の河川遡上に関する研究, 国立防災科学技術センター研究報告第31号, 67-87。

- 3) 竹内俊雄ら(1961):伊勢湾台風による高潮と被害の特性.土木研究所報告110号の2,74pp.
- 4) 都司嘉宣(1981):1979年20号台風による高潮・高波について,国立防災科学技術センター研究報告第25号,155-168.
- 5) 宇野木早苗(1968):河川潮汐の研究(第1報).第15回海岸工学講演会講演集,226-235.
- 6) 宇野木早苗・小菅晋(1984):直線状河床の河川における長波の遡上.日本海洋学会秋季大会講演要旨集,166-167.

(1984年12月6日 原稿受理)