

都内中小河川の水位流量曲線

Discharge Rating Curve of the Small Rivers in Tokyo

東京都土木技術研究所技術部 正員 和泉 清 K. Izumi

1. はじめに

都内中小河川では、昭和38年に相次いで来襲した台風や集中豪雨による浸水被害を契機として都区内の主要な河川に自記水位計が設置されるようになった。

そして、昭和53年度からテレメータによる雨量、水位情報収集システム網の整備¹⁾に着手し、昭和59年度に現在のネットワークシステムが完成した。

このように都内中小河川の自記水位記録による観測の歴史は浅く、加えて、出水が早く、引きも早い洪水を対象に人手に依存している現在の観測方法の難しさ等の理由から、実績洪水による自記水位記録と観測流量との照合例は少ない。

また、現況河川の流下能力を超える様な洪水観測の場合、都内中小河川は、多くの橋梁が架けられており、こうした河川の中では、在来護岸にかさ上げ工事を施しているため、河川からの氾濫は、従前のように周辺地盤の低い護岸部から越水が起こるのではなく、橋梁部からの越水が発生する形態が多くなってきている。

本文は、水位流量曲線について、最大流下能力や氾濫量の推定をするに必要なため、洪水が橋桁に阻害され越水が発生している場合の状態も表せる水位流量曲線の作成方法について考察したものである。

2. 対象河川と観測方法

(1) 対象河川

本文で事例とした河川は、図-1に示す神田川である。神田川は、流域面積、105.0Km²、河川延長約26.6 Kmの隅田川に流入する1級河川である。この神田川の中流部にある図-1に示す田島橋付近における観測結果を対象とした。田島橋地点は、対象流域面積が69.1km²で実態的な洪水到達時間が70~90分という地点である。そして、現況河道断面の流下能力は、観測値によれば、220m³/s程度の河道断面のところである。

(2) 水位及び流量観測

東京都では、全都内中小河川を対象に昭和41年から河川計画作成を目的とした洪水流量観測²⁾を定期的に行ってきたが、昭和54年度以降は、毎年河川の整備状況を見ながら12地点のテレメータ水位観測所地点を巡回しながら観測を実施している。

しかし、台風や集中豪雨を対象に人力による観測方法であるため、実用になう洪水流量観測データの蓄積が難しく、常に、観測地点の水位流量曲線が得られるとは限らない。

とくに河川からの越水が発生するおそれがあるような洪水観測は、危険を伴う上、測定が困難で、実測流量の把握が難しい。また、このような数年に一度、生起するか否かという観測の機会に恵まれることが少なく、たとえ観測体制が万全であっても、精度の良い実用性の高い流量観測結果を得られるとは限らない。都内中小河川の洪水流量観測方法は、浮子により、流下距離を50mとした観測区間で、原則として3測線1点法で調査を行っている。浮子を上流側の橋梁から投下し、一定区間流下後50mの観測区間の流下所要時間を測定する方法である。

また、水深が浅く棒浮子の使用が難しい場合は、櫓または栗製の表面浮子により流速を測定するが、水深に応じて長さ30cm~150cmの棒浮子を3~4種類用意する。

各都内中小河川の河道水深が3~8m程度と幅があり、洪水時の水深に対して浮子の長さが短かいため観

測値を補正する必要もでてくる。しかし、各河川別あるいは各水深別に各種の棒浮子を準備することは実情として困難であり、現時点では既述のように3～4種の棒浮子に限定している。

つぎに、流量観測時における水位観測は、テレメータ水位と図-2に示すような流下測定区間の第1見通し地点と第2見通し地点のそれぞれに量水標を設置し、水位を目視によりcmのオーダで読取り、水面勾配等を推定する。ここでは、一例として田島橋の橋桁を挟む形で、下流側水位(テレメータによる 水位観測

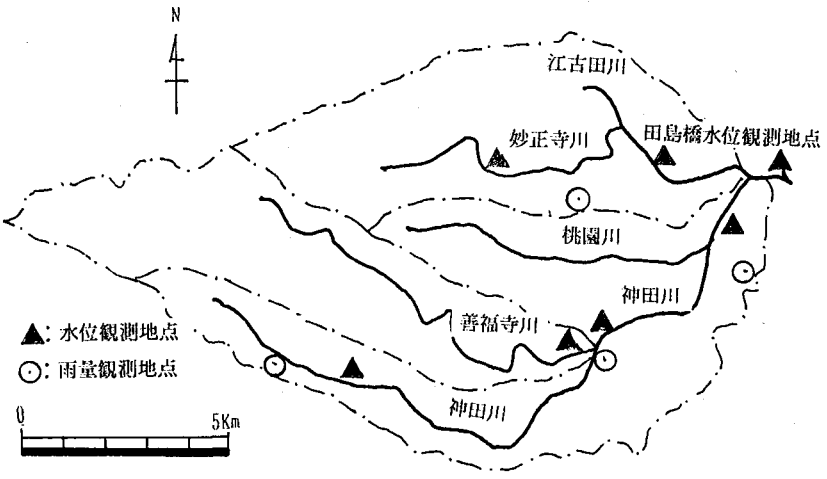


図-1 神田川流域と流量、水位観測地点

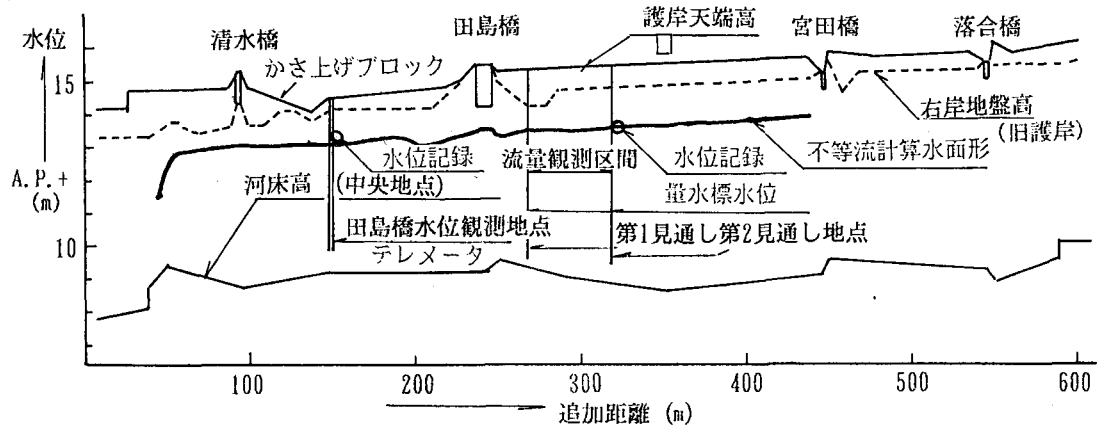


図-2 田島橋付近 (神田川) の流量観測設定区間の水位縦断(水面形)、実測水位等

地点)と上流側の流量観測区間水位(量水標を設置した2地点)を同時観測し、両者の関係を図-3の様に表し、テレメータ水位と流量の水位流量曲線(以下、H-Q式と表す)を作成する。

3 水位流量曲線

(1) 作成方法

既述のような方法による流量観測結果による一例として、田島橋の流量とテレメータ水位との関係を表すと、次式のようになる。

$$Q=8.75(H-8.89)^2 \tag{1}$$

ここに、Q: 流量(m^3/s)、H: 水位 (標高 A.P. + m)

この式 (1)は、洪水流が田島橋の桁下に着水しないか、あるいは、設定区間の護岸天端から越水が生じ

いない状況での設定区間でのH-Q式である。

H-Q式を作成する際、各流速観測時刻及び水位観測時刻と同時刻のテレメータ水位の記録を照合の上、観測流量結果をManning公式から河道の粗度係数 n を逆算する。

この n の値が、表-1に示すような値を参考に過去の観測実績から得られている粗度係数の値の範囲（神田川、田島橋の例 $n=0.012\sim0.035$ ）に納まらない観測値は、除外し、残るデータからH-Q式を作成する。また、都内中小河川のQ-H式は、原則として(1)の式形を用いている。

(2) Manningの粗度係数

Manningの公式によれば、 n は、径深あるいは水深と水面勾配あるいは河床勾配とは独立関係にあるが観測結果の実績から見ると水深や水面勾配に関係しているような場合がある。

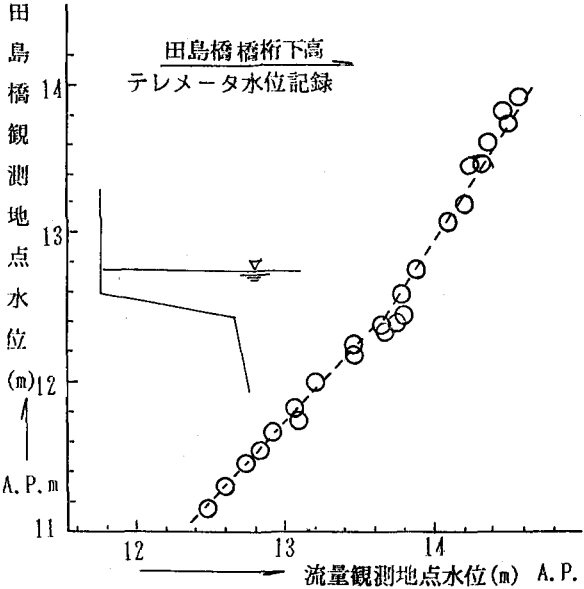


図-3 テレメータ水位と流量観測地点の水位の関係

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} I^{1/2} \tag{2}$$

ここに、 V :流速(m/s)、 n :粗度係数($m^{-1/3}$ ・s)、 I :水面勾配、 R :径深(m)

それは、都内中小河川のような堀割式護岸

表-1 神田川水系の粗度係数一覧

河川名	観測地点	調査年度	粗度係数	備 考
神田川	和田見橋	昭和60年	0.012~0.027	コンクリート護岸 構造
		昭和54年	0.010~0.021	
神田川	田島橋	昭和57年	0.012~0.026	コンクリート護岸 構造
		昭和54年	0.016~0.035	
妙正寺川	御霊橋	昭和61年	0.012~0.020	コンクリート構造 三面張り
		昭和54年	0.010~0.019	
善福寺川	朝日橋	昭和61年	0.018~0.026	コンクリート護岸 構造
		昭和56年	0.026~0.041	

構造は、河川幅が狭く、式 (2)の径深に關係する水深と河川幅とを比較した時、水深の大きさが粗度係数 n の値に大きく影響していることが考えられる。また、粗度係数と水面勾配の關係についてみると、観測方法や観測精度（観測水位の読取り方法等）の問題も考えられるが、都内中小河川では、越水直前の水位の場合、水深が大きくなると見掛け上水面勾配が小さくなる状況が出現することがある³⁾。その結果、粗度係数 n と水面勾配 I とに正の相関がみられるような場合がある。

このように、河道水深が粗度係数 n と水面勾配 I の關係に影響を与えているような現象がみられる。

(3) 不等流計算との整合

次に、観測結果から得られた流量を用いて、その時の観測水位と設定区間の水面形を比較検討するため、不等流計算を行った⁴⁾。流量観測区間(50m程度)が流量の時間的変動の少ない短い区間であり、同一流量が定常的に流れているものとして、不等流計算を行い、水面形と観測水位との比較を行った。

ところで、河道の疎通能力ついて、各河道断面ごとに求めた流下可能な流量とするか、あるいは、ある設定区間で越水が生じていない状態での流下可能流量とするかとの考え方があるが、本文では、後者の流下可能な流量を疎通能力とした。

不等流計算は、台形積分による差分方程式による数値計算で行った。

$$(H_{j+1}-H_j) + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_{j+1}^2} - \frac{1}{A_j^2} \right) = \frac{n^2 Q^2}{2} \left(\frac{1}{A_{j+1}^2 R_{j+1}^{4/3}} + \frac{1}{A_j^2 R_j^{4/3}} \right) (x_{j+1} - x_j) \quad (3)$$

ここに、 x は、下流端からの距離(m)、添字 $j, j+1$ は、それぞれ下流及び上流側各河道断面を表す。

ところで、橋梁区間において、水位が上昇しても橋梁の桁下高までに達していない場合は、式(3)により計算を行うが、桁下高よりも水位が上昇した場合は、橋桁と護岸及び河床に囲まれた箱型状断面の管内流として計算を行う。

この場合、橋桁の上流及び下流の流れは、開水路流から管内流へさらに開水路流へと図-4のように変化するので別途、流入流出損失⁵⁾を考慮する。

下流側から流出する場合は、自由流出ともぐり流出の二形態が考えられるが、橋桁直後の桁下高以上になる部分は、渦領域で、死水域とみなし、有効断面は、桁下高までとし、断面変化による急拡損失係数 f_{out} を与える。

次に、上流側から流入するときは、水頭による押込みの状態となるので、角端の管路への流入損失係数を $f_{in}=0.5$ として計算を行う。

また、図-4の x_d, x_u における断面が不明の場合は、桁部と同一断面とする。

このモデルを差分式で表すと次のようになる。

流出の場合、式(3)の右辺は、

$$f_{out} = \left(1 - \frac{A_d}{A_{k-1}} \right)^2 \text{ として}$$

$$\frac{n^2 Q^2}{2} \left\{ \left(\frac{1}{A_d^2 R_d^{4/3}} + \frac{1}{A_{k-1}^2 R_{k-1}^{4/3}} \right) (x_d - x_{k-1}) + \left(\frac{1}{A_k^2 R_k^{4/3}} + \frac{1}{A_d^2 R_d^{4/3}} \right) (x_k - x_d) \right\} + \left(1 - \frac{A_d}{A_{k-1}} \right)^2 \frac{Q^2}{2g A_{k-1}^2} \quad (4)$$

流入の場合は、以下の様に表せる。

$$\frac{n^2 Q^2}{2} \left\{ \left(\frac{1}{A_k^2 R_k^{4/3}} + \frac{1}{A_u^2 R_u^{4/3}} \right) (x_u - x_k) + \frac{2}{A_{k+1}^2 R_{k+1}^{4/3}} (x_{k+1} - x_u) \right\} + 0.5 \frac{Q^2}{2g A_{k+1}^2} \quad (5)$$

ここに、 f_{out} :急拡損失係数、 f_{in} :流入損失係数、 n :河道粗度係数($m^{-1/3}$ ・sec)、 Q :流量(m^3/S)、 A :流積(m^2)、 R :径深(m)、 x :下流端からの距離(m)、その他、添え字は、図-4に示すとおり。

ここで、計算に先立ち境界条件としての出発水位について、ここでは、図-2に示すように田島橋下流約200mに落差工があり、その落差部より約10m上流側地点が支配断面と考えられ、この地点において計算流量(一例として、観測値 $Q=180.0m^3/S$ の場合、図-2に示す水面形)に対する限界水位として不等流計算を行った。さらに、粗度係数 n については、一例として流量観測結果から Manning 公式から逆算した粗度係数 n と観測水位との関係を表した図-5及び表-1に示すような結果を参考に $n=0.025$ を使用とした。

4 越水と水位流量曲線

(1) 橋桁による影響

一般的に掘割式護岸形式のタイプは、護岸天端高を周辺地盤高に一致させている場合が多く、その場合、

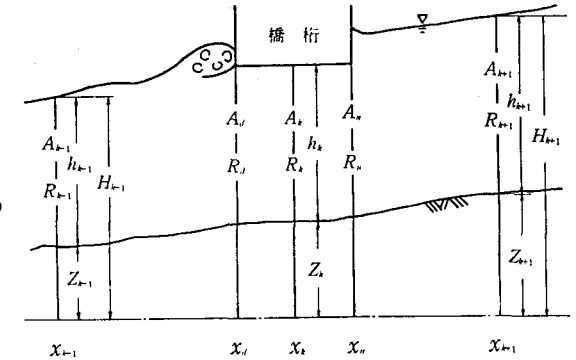


図-4 橋桁による洪水流の関係

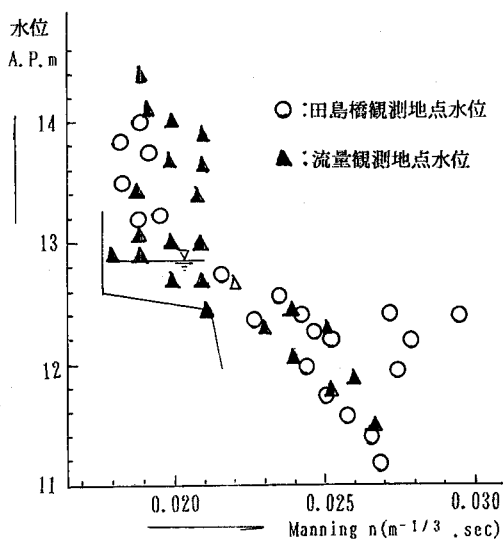


図-5 観測水位と粗度係数

橋梁部は、計画高水位の関係から周辺地盤高より高い位置に構築される。

したがって、護岸と橋梁部との取り付け部は、坂路形式となっている。

ところが、周辺地域が低地で浸水多発地域であるような場合は、図-2に示すように旧護岸のかさ上げを行い、護岸を橋梁面高までかさ上げすること多い。

この場合、既述のように都内中小河川の越水形態は、護岸のかさ上げ前とかさ上げ後において異なる。

すなわち従前は、橋桁による流下阻害により以前は、地盤高の低い護岸部から越水が始まっていたが、かさ上げ後は、地盤高とは無関係に橋梁部から越水が始まり、周辺の低い

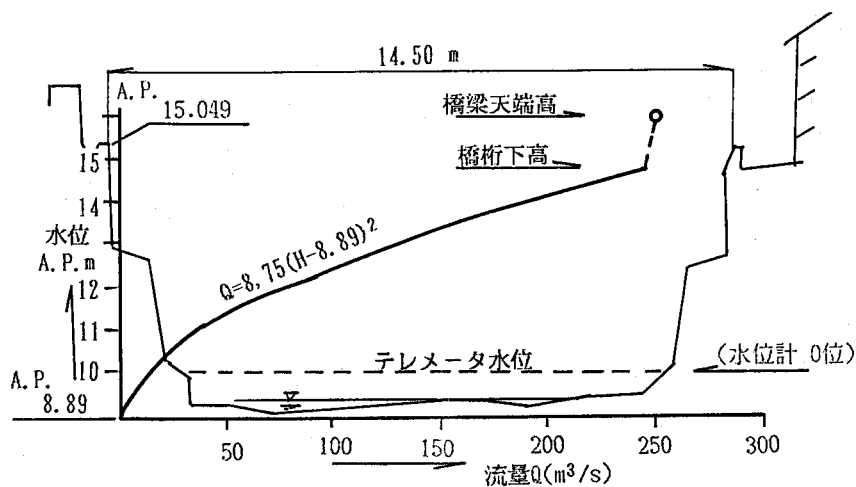


図-6 田島橋付近（神田川）の水位流量曲線

地域へと浸水していく。

このような状況における設定区間の流下能力は、桁下に着水する以前の流量に比較した場合、どのようになるのかということが、問題となる。

観測値は、設定区間の流下能力を上回る流量

を測定しているのか、あるいは、単に貯留効果としての水位の増加現象を捉えているのかを判別する必要がある。

実態としては、桁下に着水する直前の流量より大きい流量が見掛け上得られ、図-6のようなH-Q式が得られる。

橋梁部より上流側で滞留現象が始まり、橋梁部から越水が始まるまでの間（この間、約 10分程度）の橋梁部下流側の流量と水位の関係を表すH-Q式は、図-6に示すような形となる。

(2) 橋梁幅による影響

次に、橋梁の幅の大小によって、洪水流が桁下に着水し、越水が始まるまでの橋梁下流側部の流量に変化がみられるか否かについては、同一河川の同一箇所でも橋梁幅の違いによる流況の変化について、現地

観測を行うことは不可能である。

そこで、田島橋付近の河道を模型化し、水理実験により影響の有無について測定した。縮尺 1/25 の模型により桁下に着水し始める状態から橋梁部から越水が始まる直前の状態に至るまでの流量と設定区間の河道の疎通能力との比較を行うために、田島橋の下流側のテレメータ水位観測地点での各流速と水位の変化について、橋梁幅として、5m、10m、15m の 3 種を対象にそれぞれの流速差、水位差について測定した。

その結果、図-7 に示すように橋梁幅の違いによる流速差の変化を見ることができない。

橋梁幅が 5m～15m と小さく、橋梁幅に差がないため、その違いを明かにすることができなかった。

しかし、疎通能力とされる流速と桁下着水後の流速との状況について、ある傾向を見ることができる。水深の浅いところでの流速は、小さくなるが水深の深いところでは逆に大きい。ともに、その変化の程度は、10% 程度である。

その結果、今回の観測ならびに水理実験結果等から、判明したことは、洪水流が橋桁下に着水し始めたときの流量は、設定区間の河道疎通能力とほぼ等しいこと。洪水流が桁下に着水し越水が発生するまでの流量は、設定区間の河道疎通能力以上の流量が図-6 に示すような形で流下しているものと推定されたことである。このような現象について、現在、神田川以外の都内中小河川においても検討中である。

5 おわりに

東京都は、昭和30年代後半から中小河川に関する観測システムの整備に着手し始めたが、その設置目的が水防対策にあり、その上、施設の維持管理を考え、水位計の構造は低水観測が不可能な構造となっている。そのため、低水から高水までを一つのH-Q式で対応することができる河川は、数少ない。

ましてや、低水から最大流下可能流量迄を、表現できるH-Q式をもっている都内中小河川は、2～3の河川の特定な区間にすぎない。

このような洪水観測データの充実を図るため、水位計の整備拡充とともにこれからの予測情報の向上を期待して、観測に適した機会に恵まれることが予測される場合、現在の観測方法で、単に12地点を事務的に測定するだけでなく、観測データを先駆けて購入するという考えから出来る範囲で多くの河川の多くの地点におけるH-Q式を作成することに努めていきたい。

参考文献

- 1) 和泉 清(1978): 都内中小河川のテレメータ化と洪水流出予測モデルの開発、第32回建設省技術研究会自由課題河川部門論文集
- 2) 西沢満男、和泉 清(1971): 目黒川の流出解析—特性曲線法による—都土木技研年報
- 3) 和泉 清、柳沢 満(1987): 都内中小河川における粗度係数の実態(その1)
- 4) 和泉 清、黒羽公明(1980): 都市中小河川の現況河道疎通能力推定法とその適用、都土木技研年報
- 5) 本間 仁、安藝皎一編(1961): 物部水理学 P174

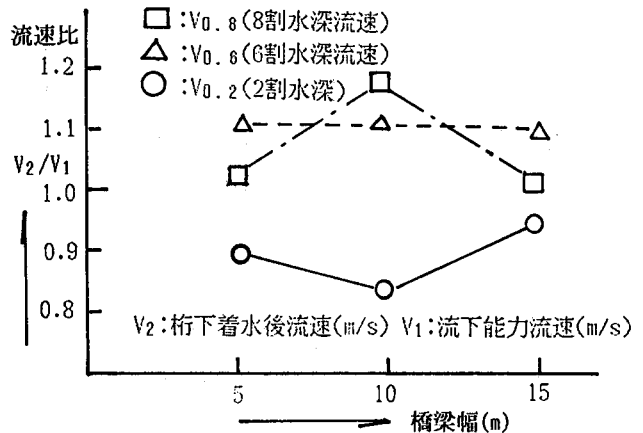


図-7. 橋梁幅と下流水位への影響