

信州大学工学部 正員 佐々木八郎

河道計画は、近年、流域の経済社会状況をくみ入れた経済効果の観点から再検討をするようになり、計画を合理化するうえで問題点が多くなった。河道の横断面形を今後どのように定めたらよいかも、そうした意味で一つの重要な問題である。たとえば、都市化しつつある流域の緩流河川にたいしては、複断面形方式を再検討して、これまでの低水路部を拡幅していくことがとくに必要であると信じている。もともと、低水路拡幅の構想は、ついに石原博士の提唱にはじまるものであるが、最近ようやく、淀川新水系計画案にとりいれられている。一方、上流の土砂の搬出がまげしい急流河川にたいしては、適当な水深対河幅比をもたせることが必要であると考えている。このような場合には、いずれもつねに、偏流や乱流の対処の問題がつかまとう。そこで、こうした河道の安定性に關連して、河道の横断面形状の追求をこころみだが、その概要を報告したい。

いま、長方形の横断面をとって、マンニング公式をもちいるものとするれば、

$$Q = AV = BHn^{-1}R^{2/3}I^{1/2} \quad (\text{長方形断面の水路})$$

となる。ただし、式中、 $Q$ を計画高水流量、 $A$ をこれに対応する河積、 $B$ を同じく河幅(水面幅をとる)とし、 $H$ を断面が長方形の場合に $A$ と $B$ に対応するところの水深としたものである。もし、長方形でない場合には、 $H$ を最大水深にとる。そこで、一般的な形状の横断面形の場合には、 $\alpha = BH/A$ 、 $\beta = H/R$ 、 $\gamma = B/H$  という表わし方をすれば、

$$Q = B^{0.67}(\alpha^{-1}\beta^{-2/3}\gamma^{-1/3})n^{-1}I^{1/2} \quad (\text{一般の河川})$$

となる。ここに、 $\alpha$ (不平等係数、仮称)、 $\beta$ (河床凹凸係数、仮称)、 $\gamma$ (浅川係数;あるいは、 $\alpha$ を護岸高係数、仮称)は、断面形状要素ともいふべきもので、河川横断面の形状を数値的に理解させる係数であると考えているが、これらを標準的な断面形および一般的な河川横断面形について追求をした。つぎに、べつに、レジム説において、

$$B = C_b Q^m, \quad h = C_h Q^f, \quad v = C_v Q^n, \quad i = C_i Q^z$$

と表わして、上流から下流に向かって計画高水流量がふえる場合に、こうした水理諸要素を水理幾何的に統一した管理のもとで変化をさせていくときは、河川の安定が期待できると考えて、実験的に式中の指数と係数が追求されている。表-1は、たとえばこうした指数の例をしめすものである。

そこで、以上の諸係数を手がかりにして、わが国の河川の実態を検討し、また、実験を行なった結果、いろいろの裏が明らかになった。そのうちのいくつかを説明する。

まず、図-1は、 $Q \sim B$ の関係をしめしたものであるが、[A]は大半が複断面形方式、[B]は複断面形方式、[C]は単断面形方式の河川群である。これらの例数は、国内河川を

表-1 安定であるための横断面の水理幾何形状(例)

研究者	Leopold	Langbein	Simons	Ackers	Lacey, Kennedy
$Q$ の指数					
$b$ (Bに対施指物)	0.26	0.23	0.248	0.42	-
$f$ ( $h$ " " )	0.40	0.42	0.625	0.43	-
$b+f$ (A " " )	0.66	0.65	0.873	0.85	5/6
$m$ ( $v$ " " )	0.34	0.35	0.127	0.15	1/6

代表させるのに、かならずしも十分ではないが、これによれば、建設省河川砂防技術基準に指示される河幅のうち、その広い方の限界値が、この図の中央斜線とほぼ一致することがわかる。したがって、同基準よりも余裕をもつ河川が多数存在するが、もちろん、これに足りない河川もすくなくないことを知ることができる。そして、計画高水流量が等しくても、水深・勾配・河床粗度などの水理条件がことなれば、河道の安定上から、これに対応するところの河幅が個々の河川で変化するのを理解することができる。

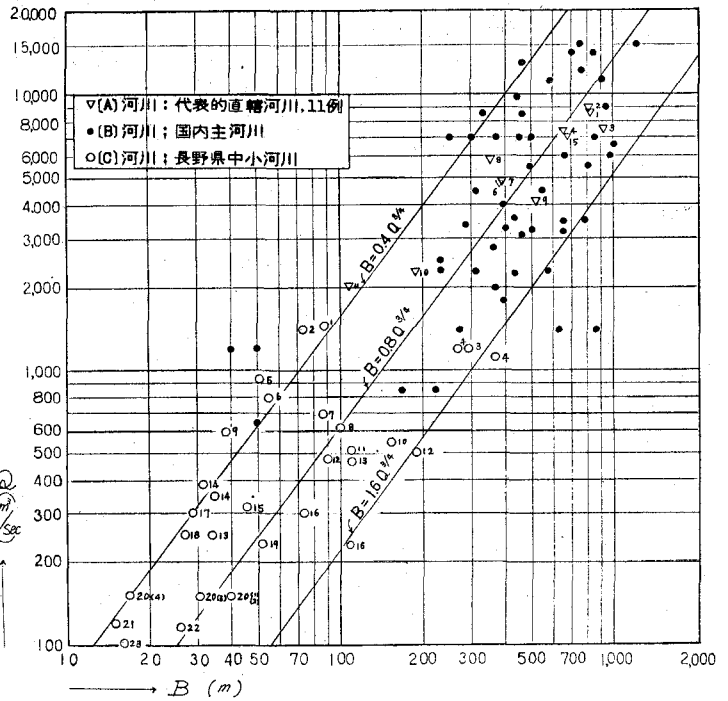


図-1. 計画高水流量～河幅

また、図-2は、 $Q \sim A$ の関係をしめしている。底質が細かいほど、河状の安定のために大きな河積を必要とするという点においては、いわゆるレジム説のいうところと、わが国河川の犬勢とが一致している。個々の細かい点については、それぞれの河況に対応して河積がばらついているのを考察ができる。

また、図-3は、 $Q \sim \gamma$ の関係をしめしている。レジム説によれば、安定な河道においては、 $Q$ がふえていけば、これにつれて、 $\gamma$ 値が大きくなることを述べているが、実際河川の状態は、だいたいに於いて、そのようにできていることがわかる。こうした諸点を、河道の安定のために合理的な形状であるとして提示されたさきの表-1と比較を

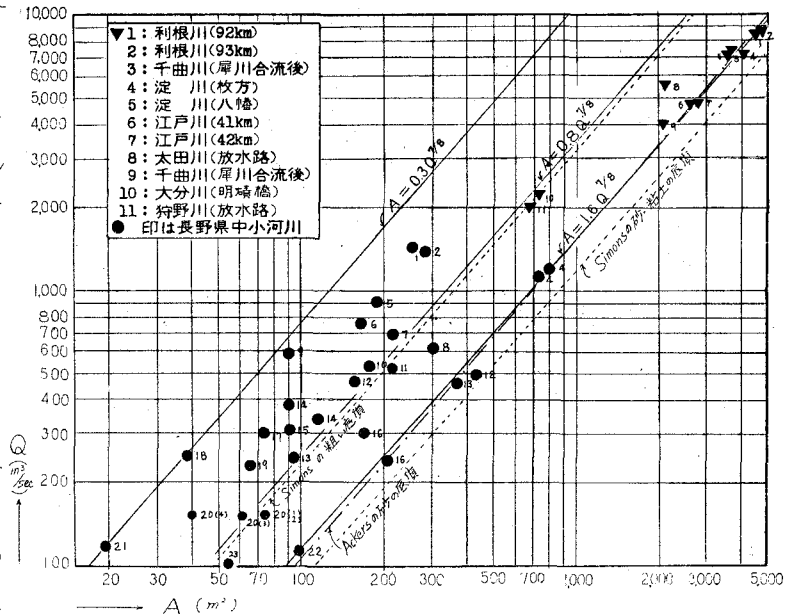


図-2. 計画高水流量～河積

し検討ができるように、国内河川の実態の大勢をしめしたものが表-2である。

つぎに、複断面方式をとる河川について、全河幅B対低水路幅B<sub>l</sub>の比率と計画高水流量の関係性を、端的に表わした場合が、図-4である。

a-c線付近の河川は長方形に近く、また、c-d線付近の河川は逆三角形に近い横断面形をもつことを意味する。これを、I、II、IIIの3群に大別すると、I群は、国内で最も普通に見られるところの河川である。II群は、流量がきわめて大きい河川である。また、

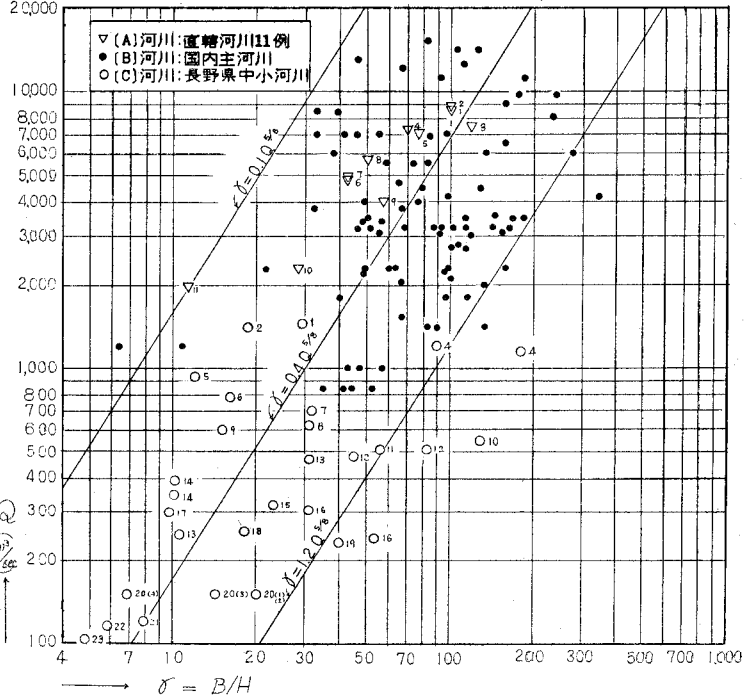


図-3. 計画高水流量～浅川係数

表-2 わが国河川の横断面に関する水理諸量および横断面形状要素の大勢

式	式中の指数	式中の係数	対象河川
$B = C_B Q^b$	$b \approx 3/4$	$C_B \approx 0.4 \sim 0.8 \sim 1.6$ (平均)	[A], [B], [C] 河川
$h = H/\alpha = C_h Q^f$	$f \approx 1/8$	$C_h \approx 1/2$	[C] 河川: $Q = 100 \sim 2,000 (m^3/sec)$ [A] 河川: $Q = 2,000 \sim 10,000 (m^3/sec)$
$V = C_v Q^m$	$m \approx 1/8$	$C_v \approx 0.5 \sim 1.6 \sim 3$ $\approx 0.5 \sim 0.8 \sim 1.6$	[C] 河川: $Q = 100 \sim 2,000 (m^3/sec)$ [A] 河川: $Q = 2,000 \sim 10,000 (m^3/sec)$
$A = B h = C_B C_h Q^{b+f}$	$b+f \approx 7/8$	$C_B C_h \approx 0.3 \sim 0.8 \sim 1.6$ $1.6$	[C] 河川: $Q = 100 \sim 2,000 (m^3/sec)$ [A] 河川: $Q = 2,000 \sim 10,000 (m^3/sec)$
$\sigma = B/h = C_B (C_h)^{-1} Q^{b-f}$	$b-f \approx 5/8$	$C_B (C_h)^{-1} \approx 0.1 \sim 0.4 \sim 1.2$ $\approx 0.2 \sim 0.3 \sim 0.5$	[B], [C] 河川 [A] 河川

III群は、低水路を拡張すれば、正流通量をとくにいちじるしく引き上げる河川である。こうした低水路拡張をおこなった場合、超過確率年数をずっと高く上げて、基本高水流量を大幅に引き上げることができるわけであるが、問題は、その結果必然的に発生してくる偏流や乱流をどう防止し、護岸・堤防をどう安全に保持したらよいかという点である。このためには、水制(横工、縦工およびその組合わせ)、導流堤、床固めなどの適用について研究をしているが、とくに完全な型式の背割工を設置すればよいではないかと考えている。これによって、河道をたてに何本にも分割をし、さらに可動せきを始端と終端に設

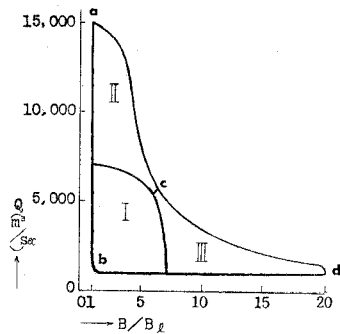


図-4.  $Q \sim B/B_l$

備して、河水の流入と流出を調節すれば、偏流や乱流の発生をふせいで護岸・堤防の保全が期待でき、治水の効果をあげるとともに、平時の貯水と背割工施設の利用ができ、近代都市の雨閉塞など多面的に役立てることができて合理的である。こうした水工工作物は、当初、きわめておろそかかかると思うが、将来の経済効果の観点からすれば、おおいに実現をはかる価値があるものと信じている。

一方、上流河川についてみると、河積が十二分にあるにもかかわらず、河幅にくらべると浅すぎて、偏流や乱流を起こしやすく、このために、護岸・堤防を越流する危険にさらされている河川が少なくない。夜間瀬川(長野県)は、その一つの例である。こうした場合には、 $\sigma$ 値をへらせば、かえって危険をとり除きうることも、実験的に解明ができた。同川は、実際にそのように改修工事を行ないつつある。こうした現象は、宅地開発などにつれて、都市周辺の急流小河川(路路工の形体にし、勾配を緩和した場合をもふくめて)にも現われやすい傾向があるから、これからの都市防災上で顧慮しなければならないと思う。そこで、一般に、小河川ならば、たとえば  $\sigma \leq 30$ 、中河川ならば、 $\sigma \leq 40$  などというふうに、土砂流出のはげしさ・勾配・流量などの河況に応じて、 $\sigma$ 値にある制限をつけるべきことを提言したい。

こうした諸係数は、また、河道横断面形の変更の合理性を検討するのにも通用ができる。たとえば、女鳥羽川(松本市)の20(1)~(4)の3.5 km間の横断面形状を検討する(図-1~3を参照)。まず、上流(1)地実では $\sigma$ が20であるが、下流(4)地実では6.8であるから、後者は人工的深底溝状をていることがわかる。この部の河幅は、上流にくらべると1/2以下にへり、しかも、河床勾配が1/2以下にへって、通常河川のあり方とは逆で、疏通の困難性<sup>(1)</sup>容易に想像できる。計画高水流量に対応する河幅は、上流(1)~(2)は、 $C_b > 0.8$  であるから、建設省基準にくらべると若干の余裕がある。しかし、(3)地実では  $C_b < 0.8$  にへり、最下流(田川合流点)の(4)は  $C_b = 0.4$  であるから、次にすまみ、中小河川の実態のうちでは最も河幅の比率が不足をする部類にはいる(表-2を参照)。つぎに、河積についてみると、上流(1)~(3)までは、 $C_b C_h \approx 0.8$ 、すなわち、中小河川の平均値であって、河床状態は Simons にしたがえば、粗い方の底質に相当する(図-2を参照)。しかし、下流(4)地実では、 $C_b C_h \approx 0.4$ 、すなわち、上流にたいする河積比が半分である。そこで、安定河川としてのあり方からすれば、なおいっそう粗い底質を持たなければならないはずである。ところが、実際の河床構成砂礫の平均粒径は  $d_{m-20(4)} = 25 \text{ mm}$  であるから、 $d_{m-20(1)} = 49 \text{ mm}$  にくらべると、はるかに小さくて、安定的なあり方とは全く逆であることがわかる。以上は、同川の河道が、20(1)~(4)の間できわめて不合理にできており、大きな高水を過去において吞みきれなかったこと、また、今後もこのままでは、とうてい十分に疏通をさせることは不可能であることを明示している。事実、同川は、天正年間松本城築城のさいに、不自然に手をくわえたものであって、以来十数度の大洪水の記録を残しているが、いずれもほとんど定まったように、20(1)~(3)間で決壊を起こし大災害を生じている。

以上でわかるとおり、うへの諸係数を、個々の河川の横断面形状について検討をするとともに、水系一貫的に河況の判断を行なうのに通用をすれば効果的である。これを、現場の方々の協力をえて、ひろく河川災害および河川改修の前後の資料の整備に活用し、河形変更の可否、水工工作物の設置効果の成否等に関係をもたせて照合し、追究をしていけば、今後の河道計画の合理化を進めるうえで貢献ができるものと考えている。本研究は、京都大学石原藤次郎教授のご指導をうけたものである。