

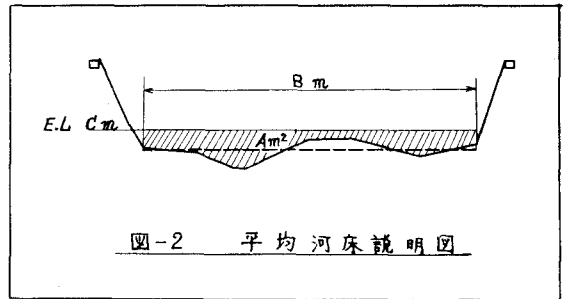
これらの条件が準備されたいよいよ計算にかかる。まず時間を適当な長さの Δt にきざみ、断面は Δt 時間の終りに至るまで変化しないものとする。そして Δt 時間の間の平均流量が Δt 時間の間変化することなく流れるものとし背水計算をする。そうすれば各 x についての水深 H が求められ、 Q_T を計算することができる。すなわち図-1において断面1の Q_{T1} と断面2の Q_{T2} とがわかったら①式によって Δx を計算する。次に断面2と断面3について同様の手順によって Δx を算出する。この計算手順を逐次 Δx を追って上流にのぼり、 Δx の計算がけん架区間の上流端 $x = x_n$ まで達したならば、 Δx を補正した新しい河床に対して次の時間間隔 Δt に移る。この操作を必要な時刻まで続けることにより $t = t_m$ から $t = t_m$ に至る将来河床が計算される。

3. 電子計算機に適用する場合の諸仮定

河床変動計算の概略手順は前にのべたとおりであるが、正確さを増すために洪水継続時間 Δt の区間をこまかくしたり、または Δx をこまかくとり断面数が多くなったりするとそれにとまなう背水計算・流砂計算・河床高計算を相当数にわたり反復計算を行なうので計算量が多くなる。そこで手計算では長期間を要し精度も悪くなるため電子計算機による解析を試みた。以下、本研究で考案した河床計算プログラムの諸仮定をのべる。

(1) 横断形状に関する仮定

a. 河床底部の形状について……………実河川は横断形状が非常に複雑であるが、この複雑な断面形状が河床計算上どのような影響を与えるか不測のものである。したがって実測横断面と断面積が変化しないように河床底部を整理した平均河床を用いる。平均河床の求め方はいろいろ



考えられるが、一般に河川は屈曲部その他断面変化や川幅の変化が著しい箇所を除いては横侵食が比較的少ないと考えられるから、図-2から平均河床高(破線) $\bar{x}$ は、 $\bar{x} = C^{(m)} - A^{(m)}/B^{(m)}$ で求められる。

b. 洗掘について……………演算中に計算をはじめる前の河床よりも低下するような洗掘に対して次の様にした。図-3に示すごとく矩形断面に洗掘されるとするが掃流幅は各断面ごとに任意にとれるから実河川の状況に合う値がとれる。たとえば岩等が露出していればその分を考慮し狭くとれる。また図における $H(m)$ の値は、種々の河川に適用した結果10年~20年の長期の流量資料を用いても5 m以内であった。そこで $H = 10 m$ も考えておけば十分である。

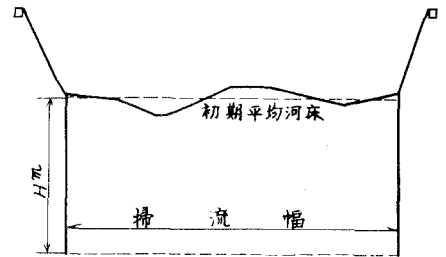


図-3 断面が洗掘される場合の形状

c. 河床材料について……………河床材料の粒径が河川の土砂移動を論ずるのに大きな意味をもっている。粒径についての仮定は次のとおりである。粒径は1断面、1粒径で代表させ洗掘・堆積がくり返されても初期の粒径を保持する。

(2) 縦断形状に関する仮定

自然河川は多くの屈曲をもち、かつ川幅が狭くなったり広くなったりしながら流下する。ところが今時点においてはこれらの自然の要素を数値として適格に把握することができない。そこでマニングの粗度係数や流砂係数を断面ごとに変化できるように導入し対応した。

(3) 流量資料に関する仮定

流量資料は図-4に示すような連続した曲線であるが本研究で用いる資料は棒グラフで示されるように分割する。インプットデータは Q_i, T_iのように流量値と時間とのペアで整理する。なお分割方法は大流量では時間を短く、小流量では長くとることが必要である。(考察を参照)

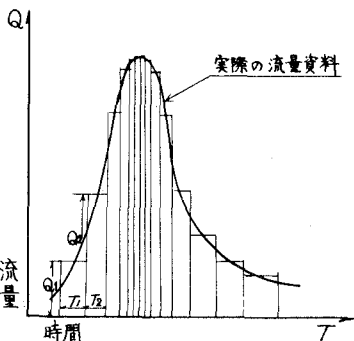


図-4 流量資料の整理方法

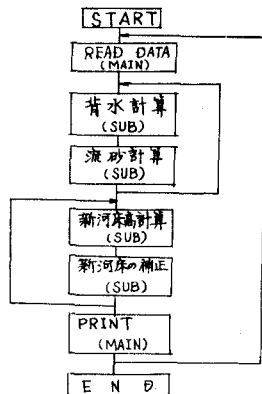


図-5 BLOCK FLOW CHART

4 プログラムの概要

このプログラムは自然河川における各測点の断面積、潤辺、水面幅、粒径および流量をデータとして与え、前項でのべた河床計算をくりかえし将来河床を推定するものである。図-5にそのブロック・フロー・チャートを示す。また、メインプログラム1とサブプログラム3の構成からなり、メインは河川を各種制御し、サブプログラムは背水計算、各種補正計算およびデータ処理計算を行なう。

5 考察

(1) 実河川での計算結果について —— 前述したプログラムを用いて中部地方の主な河川で計算した。そのうちで下流に貯水池をひかえている例をあげれば、図-6である。なお個々の測点の変動状況は図-7であり(1)は流量分割が不適当な例で、(2)は適当と思われる例

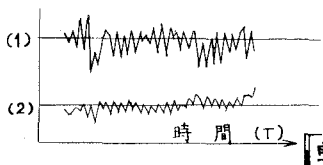


図-7. 測点の変動状況

である。一方、電子計算機の計算時間は、洪水分割数(M)と計算断面数(I)との積にほぼ比例し、HITAC-5020を使用した結果計算所要時間(T)は $T \approx 0.035 \times M \times I$ (秒) で表わされることが判明した。

(2) 流量の分割について —— 実際河川では多くの場合掃流力と限界掃流力の比(τ_0/τ_c)の値は5以上であるから、 $F=1$ としてさしつかえないので掃流砂の佐藤・吉川・芦田公式は次のように書ける。 $Q_B \propto \tau \cdot U_*$

$$\text{ここで、} \tau = W \cdot H \cdot I, \quad U_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I}$$

これより、河幅全体の掃流砂量 Q_B は

$$Q_B \propto I^{\frac{3}{2}} \int_0^B H^{\frac{3}{2}} dB \quad \text{で表わされ}$$

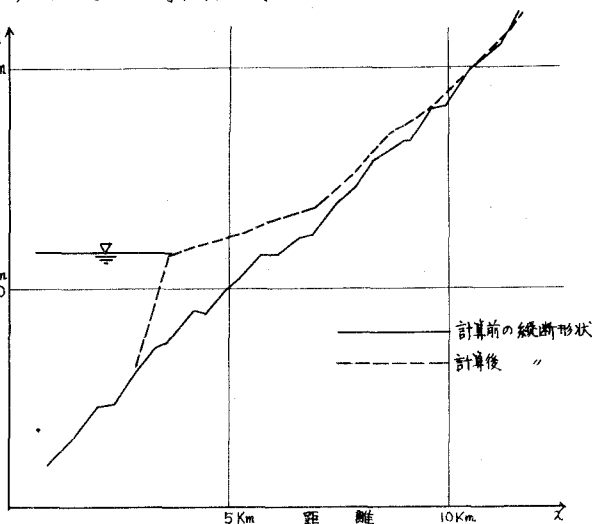


図-6 貯水池の将来河床計算例

河幅の大きい矩形断面では $Q_B \propto B \cdot (HI)^{3/2}$ と書ける。
さらに Manning 式 $v = \frac{1}{n} H^{2/3} I^{1/2}$ と組合せ H を消去し Q で表
わすと、 $Q_B \propto n^{3/2} \cdot B^{1/2} \cdot I^{3/4} \cdot Q^{3/2}$ である。

1 地点で掃流砂を測定する場合には、 $B \approx \text{const.}$ $n \approx$
 const. であり、洪水のピークを過ぎ観測するのが普通で
あるから、 $I \approx \text{const.}$ としてもよい。したがって $Q_B \propto Q^{3/2}$
である。一方、浮流砂についてはほぼ $Q_s \propto Q^2$ で示される。

以上から、流量とその継続時間についておのおの分割し
た流量間のウェイトを同じにするためには、

$$(Q^{0.9} + \alpha \cdot Q^2) \cdot T = \text{const.} \quad \text{②}$$

ここで α の値は掃流砂に対する浮流砂のしめる割合で、
河川によって異なるため実測によって確認せねばならない。

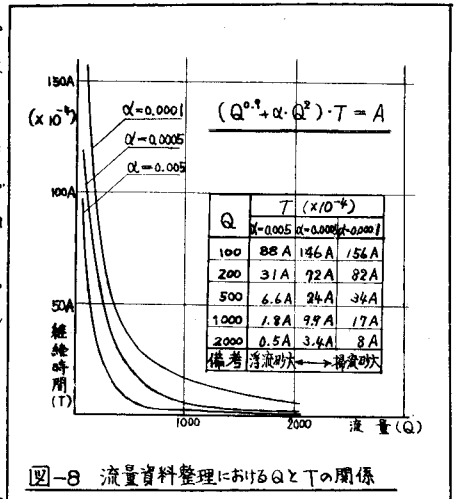


図-8 流量資料整理における Q と T の関係

式②はパラメーター α によって変化し、図-8 のとおりである。const. の値を大きくとれば同一
流量値に対して継続時間を長くとることができ、洪水波形の分割数が少なくてすみ、計算過程で河
床の上昇・下降がはげしくなり大きい振動をくりかえし好ましくない。大体 1 回の変動量は最大でも
0.5 m 以内におさめたい。

表-1 実河川での流量と掃流力の関係

(3) 河川の規模による流量と掃流力につい
て——— 本研究で計算を試みた 4 河川 (寸又川、矢作川、遠山川、大井川) の結果か
ら、各河川の状態および流量と掃流力の関係
は表-1 のとおりである。佐藤・吉川・茅田

河川名	勾配	平均粒径	川幅	計画洪水量 または既往最大流量	τ_b/τ_c	
					1.5	5.0
寸又川	1/128	18 ^{mm} ~31 ^{mm}	30 ^m ~50 ^m	1667 ^{m³/s}	約 50 ^{m³/s}	約 120 ^{m³/s}
矢作川	1/110	3 ^{mm} ~65 ^{mm}	30 ^m ~130 ^m	2300 ^{m³/s}	80 ^{m³/s}	300 ^{m³/s}
大井川	1/120	14 ^{mm} ~33 ^{mm}	61 ^m ~140 ^m	2400 ^{m³/s}	100 ^{m³/s}	400 ^{m³/s}
遠山川	1/217	12 ^{mm} ~30 ^{mm}	20 ^m ~100 ^m	650 ^{m³/s}	30 ^{m³/s}	150 ^{m³/s}

公式の F の値から、 (τ_b/τ_c) が 1.5 程度から河床変動をすると考えられるので、これに対する流量以上
を前項(2)でのべた分割をすればよいことになる。この流量値は表-1 からわかるように、その河川で
の既往最大洪水量または計画洪水量の約 3% になっている。なおこれは粒径、河川勾配などによって
変化するので、さらに多くの計算結果や実測から慎重に判断すべきであるが、目標値になると思う。

(4) この計算法の適用についての注意事項——— この計算法で将来河床を推定するには、今時
点および過去の実際河床変動を正確に把握し、粗度係数など諸係数を決定する。これには本計算をす
る前に若干のテスト計算が必要である。また最上流端は変動の微少な場所を選び、各測点ごとの区間
距離はほぼ等しくなるように選定しなければならない。

6 あとがき

以上、電子計算機による将来河床を推定するプログラムの作成と、実河川に適用した場合の諸問題
をとりあげた。なお、このプログラムは支川数、測点数に対して任意の計算ができるので一般性はあ
ると信じている。河床崩折が注目されている折からこの報告に参考になるところがあれば幸である。

参考文献

- 1) 佐藤・吉川・茅田：河川の土砂流送に関する研究，建設省土木研究所報告 第 101 号，昭 34。
- 2) 吉川秀夫：浮遊流砂量に関する二、三の考察，建設省土木研究所報告 第 83 号，昭 27。