

河 道 設 計 法

建設省土木研究所河川研究室長 土 屋 昭 彦

1. 結 言

自然の河川では、一般に水とともに土砂が輸送され、上流の山地部では河床が侵蝕され、下流部ではこれを堆積して洪積地、沖積地を形成する。このように河川は自身の運んできた土砂によりその河道が構成されているから水の特長、土砂輸送の特長、地形、地質の影響、降水の地域分布や時間的な変動などいろいろな条件が複雑に影響しあって、河道は絶えず変動していく性質のものである。

従来河川工事は、洪水による氾濫を防ぐことを主目的として、河道は洪水流量の安全な疎通を第一として計画され施工されてきたが、今日河道計画のなかで非常に重要な問題としてとり上げられるようになってきたのが、安定河道の設計である。本来河川は変動するものであるがその変動は極めて長い年月を経ないと容易には認識しがたい。しかし人工的な変動要因を与えれば河道は敏感に反応して社会生活上いろいろな問題を生ずる場合が多い。例えば洪水調節や各種用水のためのダム築造により上流には Back sand による河床上昇、下流には土砂供給の減少による河床低下、放水路を設けたことによる上流での河床低下や放水路内での河床洗掘、また砂や砂利の採取量過大のための河床低下など河道を不安定にする要素が非常に多くなってきた。従って今後の河川改修工事を進めるにあたって、このような人為的な原因による変動をも含めて、安定した河道をつくるための理論的な裏づけと合理的な設計法の必要性が痛感される。こゝではこうした意味での河道設計を考えることにしたい。

河道変動を扱う場合に最も重要な事項は流送土砂の問題であり、近年これに関する研究および実測が盛んになり、従来経験的に処理されていたものが数量的に把握し得る段階になりつつあるが、洪水時における実測の困難性などから、まだ不確定な要素が多く残されている。河道設計には、適確な流送土砂量の把握が必要であるが、これはそれ自体非常に大きな問題であるので、こゝでは流送土砂量は一応把握されたものとして取り扱うことにする。

安定河道の計算法にはいろいろあるが、理論的には大別して静的平衡理論と動的平衡理論とに分けられる。何れの方法を適用すべきかについては、河道条件、設計条件等によって選択することになるが、土砂輸送を含む自然の河道変動を説明するには現在の平衡理論はまだ不十分であって、これの適用に当っては議論のわかれる問題も少なくなく、今後の調査研究が望まれている。こゝでは現在実用されている計算法を紹介して、それらの適用上の問題点を明らかにしたいと思う。

2. 安定河道の考え方

安定河道の考え方としては現在大別みて3つに分けることができる。その1つは、1895年 Kennedy⁽¹⁾ によって提案され、その後 Gerald Lacey⁽²⁾ がインドおよびパキスタンの灌漑用水路について検討したいわゆる Regime theory と呼ばれる方法である。これはこうした水路の設計上の必要からこの地方の安定した多くの水路について、平均流速、水深、流積、流路巾、勾配、河床物質などの間に一定の関係を求め、水路を設計する場合の資料としたわけである。従ってこの方法は実用

上は便利であるが理論的裏付けに乏しく、設計条件が類似していない場合には利用することが困難であり、ことにインド、パキスタンの地形、地質、降雨状況等を考えるとこれを日本の河川に適用することは非常に危険であると思われる。

その後諸外国においては Blench, ⁽³⁾ Maddock, ⁽⁴⁾ Simons⁽⁵⁾ 等によって同じようにとり扱い方による安定流路の研究が行なわれているが、これらの対象とした水路はやはり勾配のゆるい人工水路を主としたものであり、理論的な進歩もあまり見られない。他の2つの考え方は、河道が安定である条件として静的平衡状態を考える場合と、動的平衡状態を考える場合である。

日本の河川については、下流部における改修工事が進んでおり、いわゆる自然河川の状態は小河川や大河川のかかなり上流においてしか見られない。兩岸は強固な堤防護岸によって固定され、二次流による湾曲流や偏流、蛇行現象なども堤防内に限られている。従って河道変動はもっぱら河床変動の形で表われる。この河床縦断形状は、流量が絶えず変動しているにもかかわらずある一つの形状のまわりに変動を示しているようであり、10年、15年の比較的短い期間を対象とした場合、平衡縦断形状が存在すると考えてもよさそうである。

上流から下流に向って、一般に河床砂礫の粒径は次第に小さくなる。これは砂礫の限界掃流力がその地点での掃流力より大きくなった場合には、もはや動き得ないとして堆積させることにより、ある流量についてみると河床勾配に応じて縦断的に粒度が変化することとなる。これをふるい分け作用と呼ぶが、逆にこの粒度分布が与えられれば、これに対応した河床縦断形が求められる。このように各地点で丁度限界掃流力に見合ったように土砂が堆積されて平衡河道が構成されるという考えを静的平衡と呼んでいる。自然河川では絶えず流量が変化し上流山地からの土砂供給があるためこの条件を満足するのは砂防ダムや大貯水地の下流部などの土砂供給が無い場合や、流量が洪水流量よりもかなり小さい時に局部的に見られるに過ぎない。しかしながら、一定流量を流す用、排水路、運河などを設計する場合には水路床が変動しないように河床勾配を掃流力が限界掃流力以下になる様な静的平衡勾配以下にすることが望ましい。すなわち静的平衡理論はこのような条件の場合に有用である。

わが国において始めて河川の平衡理論を唱えたのは物部⁽⁶⁾であり、静的平衡理論として限界掃流力を考慮したのは安芸⁽⁷⁾が最初である。静的平衡理論を自然河川に適用することは理論上不都合な筈であるが、計算結果を実際の縦断曲線とよく一致させることができる。最近杉尾⁽⁸⁾は彼の研究で粒径が比較的大きい河川の上中流部において、河巾の変化が不規則で狭さく部と拡大部とを交互にもつ川の場合には静的平衡理論を用いる方が実用的であると結論している。

動的平衡状態とは、ある河道区間を区切って考え、単位時間に上流断面から流入してくる流砂量が下流断面を通りこの区間から出ていく流砂量に等しく、この区間で堆積洗堀が全く生じない状態を考え河川の何れの区間でもこのようになる河道をいう。河床の構成材料が均一粒径もしくはそれに近いような粒度分布の場合、河道はそれぞれの流量に応じて平衡状態に近づくように変動して最終的な平衡状態が得られる筈である。ただしそれに到達するに要する時間はこの問題を考える上に重要なファクターである。河床材料が混合粒径の場合には、少し長い河道区間をとって考えてみると、一般に上流端の河床砂礫は粒径が粗く下流端は細くなっているため、たとえ上下流端で流砂量が同一であっても質的には相異し、その砂礫が流送される間に、風化、磨耗などによる細粒化現象を想定しなければ

ばならない。もし、この細粒化に要する時間が長く、上流よりの供給土砂量に釣合っていないとすれば、混合粒径の河道はその最大粒径を河口まで流送できなければ安定河道は理論上得られない筈である。それでは縦断的にみて河床砂礫の粒度が変化している自然河川ではどのような機構で土砂が運搬され河床を形成するであろうか。

河川をモデル化して考え、上流の土砂供給はその河川の河床にみられる粒径が平均的に混合して十分供給されるものとする。土砂は洪水によって輸送され、その輸送距離に洪水流量、ハイドログラフ等によって異なるが、下流に行くに従って河床勾配はゆるくなり限界掃流力以下になるため、ある粒径についてみると最大洪水流量で限界掃流力となる地点より下流には輸送されないこのになり、それより上流の区間に分布することになる。その分布は、洪水流量の大きさと波形と発生頻度によって支配され、どのような形になるかは一概に云えないが比較的発生頻度の多い流量に対応する限界掃流力の生ずる地点にピークを生ずると予想される。各粒径についてこのことが成立つとすれば、混合粒径としての粒度分布を考えた時に平均粒径の分布は下流から上流に向って粗くなり、発生頻度の多い流量がいわゆる支配流量に相当する。

この考え方は静的平衡理論と類似しているが同一ではない。それはこのモデルは上流からの流入土砂が河床に堆積して河床上昇を生ずるから平衡状態ではないからである。もしこのモデルで平衡状態が存在するとすれば動的平衡と同様に粗粒化現象を導入する必要がある。この問題は現在の所ほとんど解明されておらず量的な議論ができないため、このような河川が平衡か否かの問題には結論を下すことができない。たゞ洪水によって流送される土砂はこのような形でフルイ分けされるのであるから量的には少なく、数10年のオーダーで変動を見る場合には実用的に平衡河道と考えられる場合もある。

上の考え方では河床形が与えられていて、それに支配流量が流された時限界掃流力に相当する粒径のものがその地点に堆積して縦断的な粒度分布を構成するとしたが、それではその河床形は何によって規定されるであろうか。

いま、ある地点において支配流量が流れている状態を考える。この時この地点ではその掃流力を限界掃流力とする砂礫は停止するが、それ以下の粒径のものは下流に通過する。そして停止する砂礫の量は通過する砂礫の量に比べて極めて少ないから、この附近の河床はこれより粒径の小さい土砂の動的平衡によって支配される。このように考えると、河道の平衡条件は粒径別の動的平衡によってきまり、その場合のフルイ分け現象は結果として縦断的な粒径分布を生じ、動的平衡と静的平衡の支配流量はほぼ同一のものでなければならない。ということは平衡状態にある河川ではこれを動的平衡でも静的平衡でも同じように表現し得ると云ってよいのではなかろうか。

しかし一般に平衡計算を行う目的は、河巾の変化や、流況、流入砂量の変化などによる将来の河床変動を予測し平衡河道を求めることにあるから、当然河床形が変化することに対応して河床砂礫の粒度分布も変化する筈であり河床の粒度分布を与えなければ計算のできない静的平衡理論は用いることができない。従って動的平衡理論か、河床変動計算によることとなるが、前者の場合は支配流量と上流端からの供給流砂量の正確な推定が必要であり、後者の場合も供給流砂量が必要となる。

3. 河川の縦断形状と粒度分布

一般に河川は上流から下流に河床勾配が変化するが、それと同時に河床に存在する砂礫の粒度も粗いものから細かいものへと変化している。この関係を実際の河川について見ると図-1～3の如くである。

図-1は淀川について、毛馬の洗堰から3川合流地点までの変化であるが、平均粒径および平均河床高を低水数と高水数とにわけて示した。この区間においては低水数、高水数とも平均粒径はほぼ2mm程度で、局所的な変動はあるがほぼ一様と見なしてよい。これに対し平均河床高も直線的に増加し河床勾配一定とみてよい。

図-2は筑後川の例であり、平均粒径は河口より3.6km附近まで1mm以下の砂であるが、これより上流は急激に粗くなり4.0km以上では礫がその大部分を占める。一方河床勾配の方は全体としてゆるい曲線を示すが、4.0km附近を境に明らかに勾配が急変しており、河床粒度の変化と対応しているものと考えられる。

図-3は吉野川の例で1.0km附近で河床勾配が変化しているが、粒径の方もこの附近で急増している。これらの図で分かるように、平均粒径と河床勾配との間には一定の関係はなく河川によって異なる。

このことは2章において考察したように各河川によって流況が異なり支配流量も違うので、同一河床勾配であっても掃流力が異なるためである。

砂礫粒の粒度変化についてはあまり研究されていないが、磨耗を考慮したH.Sternbergの法則⁽⁶⁾がある。これはWなる重量を有する砂礫粒がdxなる距離を流下する間に磨耗により重量がdwだけ

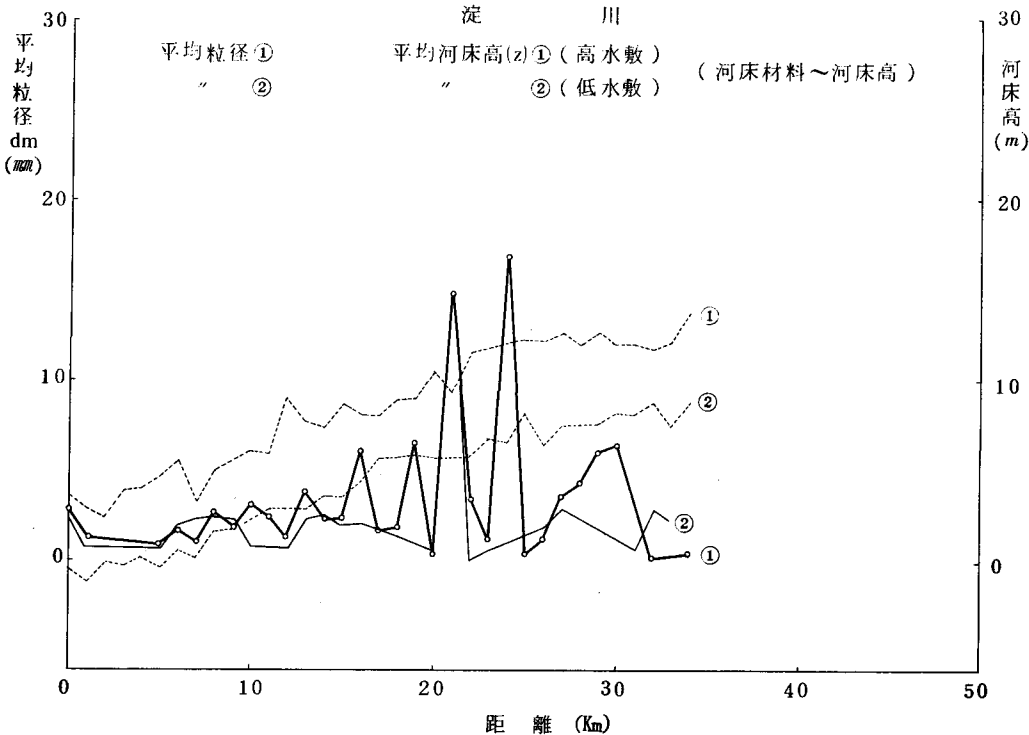


図-1

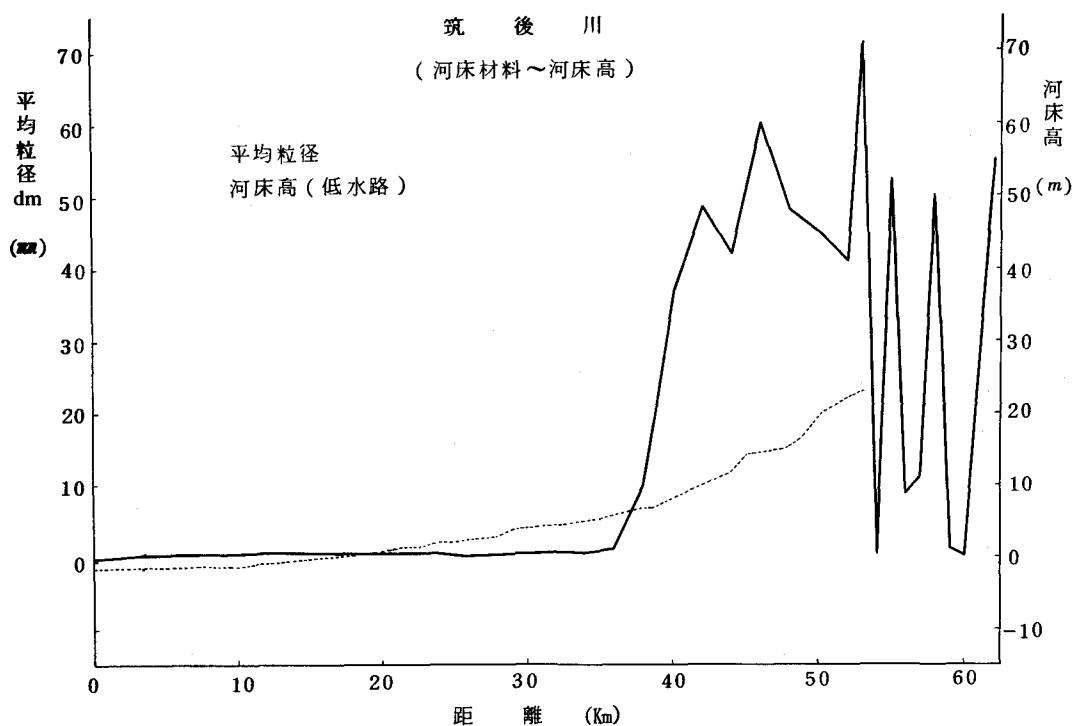


図-2

減少し、その減少が距離に比

例するという考えである。す

なわち重量減少係数を C' とす

れば $-dw = C'w dx$

$\therefore \log_e w = -C'x + C$ と

なり $X=0$ の点における砂礫

粒の重量を w_0 とすれば

$C' = \log_e w_0$ であるから

$$\frac{w}{w_0} = e^{-C'x} \quad (1)$$

が成立つ。 C' は石質によるも

のとし Rhein 河の砂礫の重

量を実測して係数を定めた。

この考え方は A 地点の砂礫

が B 地点の粒径に減少するた

めには、A、B 間の距離を必要

とするとしているが、各地

点の粒度は限界掃流力の相違

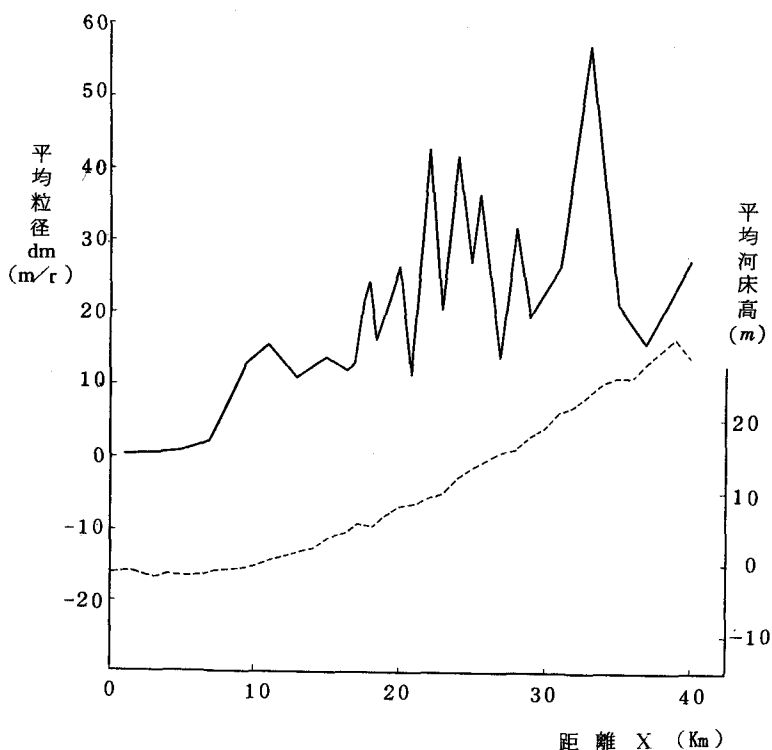


図-3 吉野川 (河床材料～河床高)

によって生じていると考えれば、A地点の砂礫が必ずしも磨耗してB地点にくる必要はなくむしろ上流で与えられた混合粒径のフルイ分け現象と解すべきではないだろうか。上流で供給される土砂は、大粒径の岩石ばかりには限らず、むしろシルト分まで含む混合粒径の場合が非常に多い。このように考えれば細粒化の速度はそんなに早くなくても、長い河道区間を流下する間に徐々に行なわれればよいことになる。

4. 河道平衡理論

4.1 静的平衡理論

静的平衡を求めるには流水の不等速定流の運動方程式、連続式、河床の限界掃流力を表わす式および河床高を表わす幾何学的条件式を用い、河床の粒度分布、河巾、および基準点における水面勾配と水深および河床高を境界条件にして求める。

一般に水路を長方形断面と仮定して計算するが、ここでは水路巾一定の場合については河床粒径が縦断的に変化する場合のH.Sternbergの法則を用いた物部の方法⁽⁶⁾、限界掃流力に基づく安芸の方法⁽⁷⁾について述べ、巾の変化する一般的な場合については抵抗法則と限界掃流力公式にもっとも普遍性のあるManning式と岩垣公式を用いた場合の計算式を紹介する。

(A) 物部の方法

1933年物部は掃流力および粒径 d が $h \cdot I$ に比例し、粒径 d の砂礫の重量 W が d^3 に比例することを仮定しChezy型の流速公式を用いて

$$\frac{W}{W_0} = \left(\frac{H I}{H_0 I_0} \right)^3 \div \left(\frac{I}{I_0} \right)^2 \quad (2)$$

を導き、さらに粒径変化の法則としてH.Sternbergの法則(1)式を用い河巾一定の場合の河川の河床高 Z および平衡勾配 i に関する次式を求めた。

$$Z = Z_0 - \frac{2}{C} I_0 \left(1 - e^{-\frac{C'}{2} x} \right) - h_0 \left(e^{\frac{C'}{6} x} - 1 \right) \quad (3)$$

$$i = I_0 e^{-\frac{C'}{2} x} + \frac{C}{6} h_0 e^{\frac{C'}{6} x} \quad (4)$$

ここに Z_0 および I_0 は基準点における河床高および水面勾配である。 C' を求めるには

$$\left(\frac{W}{W_0} \right) \div \left(\frac{dm}{dm_0} \right)^3$$

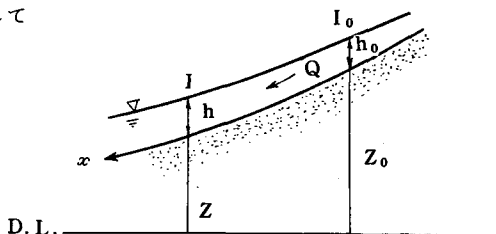
とおけるから、 dm を平均粒径、 C を定数として

$$\left(\frac{dm}{dm_0} \right) = e^{-Cx}$$

とおけば、 $C' \div 3C$ となり粒径の減少率 C から求めることができる。

(B) 安芸の式

安芸は限界掃流力を表わす式を求め、流速公式としてManning式を用い平衡河床



勾配を求めた。すなわち、限界掃流力 S_o は

$$S_o = \rho g h I = 55.7 (\sigma - \rho) \lambda \cdot d_m \quad (5)$$

で与えられるとした。ここに σ , ρ は砂礫および水の密度, d_m は平均粒径, λ は平均粒径以上の重量百分率とそれ以下の重量百分率との比である。 $\lambda \cdot d_m$ と距離 x との関係は一般に

$$\lambda \cdot d_m = 10 - \frac{x-a}{b} \quad (6)$$

で表わされるとし a , b は河川により異なる定数である。この関係を(5)式に用い、河床が平衡の状態にある河川では任意の2地点間で次の関係が成立つものとし

$$\frac{\rho g h I}{\rho g h_o I_o} = \frac{55.7 (\sigma - \rho) g 10 \frac{a-x}{b}}{55.7 (\sigma - \rho) g 10 \frac{a-x_o}{b}} \quad (7)$$

$$\therefore \frac{I}{I_o} = \frac{h_o}{h} \cdot 10 - \frac{x_o - x}{b} \quad (8)$$

河巾が一定で水深に比し河巾が極めて広い場合には

$$\frac{Q_o}{B_o} = c h^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}} = c h_o^{\frac{5}{3}} I_o^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

$$\therefore \frac{h_o}{h} = \left(\frac{I}{I_o} \right)^{\frac{3}{10}} \quad (10)$$

これを(8)式に代入して

$$I = I_o \cdot 10 - \frac{x_o - x}{b} \cdot \frac{10}{7} \quad (11)$$

$$h = h_o \cdot 10 - \frac{x - x_o}{b} \cdot \frac{3}{7} \quad (12)$$

となる。河床勾配 i は $i = I + dh/dx$ として (11), (12) 式より

$$i = I_o \cdot 10 - \frac{10(x_o - x)}{7b} + \frac{6.9}{7b} \cdot h_o \cdot 10 - \frac{3(x - x_o)}{7b} \quad (13)$$

を得る。河床高は $i = -dz/dx$ より

$$Z = Z_o - \int_0^x i dx \quad (14)$$

であるから、(13)式を代入して次式のように表わされる。

$$Z = Z_o + \frac{7b}{23} I_o \left[C - \frac{23}{7b} x - 1 \right] - h_o \left[e \frac{6.9}{7b} x - 1 \right] \quad (15)$$

(C) 水路巾の変化する場合

ここでは抵抗法則に Manning 式を用いた一般的な場合を示し、特別な例として粗度および河床砂礫の特性が一定の場合の河床高を表わす式を示す。

運動の方程式は図-4に示す記号を用いて

$$i = \left(1 - \frac{\alpha Q^2}{g h^3 B^2} \right) \frac{dh}{dx} - \frac{\alpha Q^2}{g h^2 B^3} \frac{dB}{dx} + \frac{u_*^{*2}}{g h} \quad (16)$$

のように表わされる。ただし i は河床勾配, B は水路巾, u_*^* は魔擦速度 ($= \sqrt{ghIe}$) である。連続式は定常流であるから Q = 一定となる。抵抗法則として Manning 式を用いると

$$u_*^2 = g n^2 Q^2 / h \frac{7}{3} B^2 \quad (17)$$

となる。限界掃流力 (u_*^c) を表わす式として岩垣公式 (18) 式を用いる。

$$u_*^2 = \frac{\tau_c}{\rho} = a_c \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g d_m \quad (18)$$

いま基準点 Z_0 における値に 0 を付けて示せば (17), (18) 式から

$$\left(\frac{h}{h_0} \right) = \left(\frac{n}{n_0} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{u_*^0}{u_*} \right)^{\frac{6}{7}} \quad (19)$$

$$\left(\frac{u_*^c}{u_*^{c0}} \right)^2 = \left(\frac{a_c}{a_{c0}} \right) \left(\frac{d_m}{d_{m0}} \right) \quad (20)$$

が得られる。静的平衡の条件として、河道の全ての点で限界掃流力の状態にあるから (16) 式に (19), (20) 式を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} i = - \frac{dZ}{dx} = I_0 \left(\frac{n}{n_0} \right) - \frac{6}{7} \left(\frac{a_c}{a_{c0}} \right)^{\frac{10}{7}} \left(\frac{d_m}{d_{m0}} \right)^{\frac{10}{7}} \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{6}{7}} + h_0 \left(\frac{n}{n_0} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{a_c}{a_{c0}} \right)^{-\frac{3}{7}} \left(\frac{d_m}{d_{m0}} \right)^{-\frac{3}{7}} \\ \times \left(\frac{B_0}{B} \right)^{-\frac{6}{7}} \left[\frac{6}{7n} \frac{dn}{dx} - \frac{3}{7a_c} \frac{da_c}{dx} - \frac{3}{7d_m} \frac{dd_m}{dx} - \frac{6}{7B} \frac{dB}{dx} \right] - \frac{hc^3}{h_0^2} \left(\frac{n}{n_0} \right)^{-\frac{12}{7}} \\ \left(\frac{a_c}{a_{c0}} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{d_m}{d_{m0}} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{12}{7}} \left[\frac{6}{7n} \frac{dn}{dx} - \frac{3}{7a_c} \frac{da_c}{dx} - \frac{3}{7d_m} \frac{dd_m}{dx} + \frac{1}{7B} \frac{dB}{dx} \right] \quad (21) \end{aligned}$$

ここに I_0 は基準点における水面勾配である。

河道区間を適当に分割して河床縦断形を求めるには (21) 式の x に関する微分を差分として取扱えば計算ができる。対象とする河道全区間において、粗度係数一定、河床砂礫の特性が一定の場合には $n/n_0 = 1$, $a_c/a_{c0} = 1$, $d_m/d_{m0} = 1$, $dn/dx = 0$, $da_c/dx = 0$, $dd_m/dx = 0$, となり

$$Z = Z_0 - \left\{ \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{6}{7}} - 1 \right\} h_0 - \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{1}{h_0^2 B_0^2} \left\{ \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{2}{7}} - 1 \right\} - \frac{u_*^{*c}}{g h_0} \int_{x_0}^x \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{6}{7}} dx \quad (22)$$

を得る。これは土屋⁽⁹⁾が求めたものと同一である。

なおこの他に抵抗法則に対数分布式を用いた増田、河村の計算式⁽¹⁰⁾も導かれている。

(D) 計算法の適用と問題点

図-1 に示す筑後川の例について物部、および安芸の式を適用した結果を示す。5.3 km 地点を基準点にとりこの地点で $I_0 = 0.0013$, $h_0 = 5.0$ m を与えた。これはこの附近の粗度係数 $n = 0.038$ を考慮すると、 $Q = 4670$ m³/sec に対する平衡河床と云うことになる。河床材料の粗度分布から 5.3 km 地点を原点として下流に x をとって dm/dm_0 との関係の求めると、図-4 の如くになり $dm/dm_0 = e^{-cx}$ として C を求めると $C = 0.1706$ を得る。これより (3) 式を計算したのが図-5 である。これによると 4.0 ~ 5.3 km の区間は計算値と実測値と比較的よく一致するが、4.0 km より下流では計算値の方がかなり低下する。これは図-1 にみられる如く、粒径が 3.6 km 附近より下流ではほぼ一定になっていたためである。

図-6 は安芸の式によって、同様に河床材料の分布から計算したもので、物部の式とほとんど同様の傾向を示す。このように 4.0 km 附近から計算値がずれるのを修正するために、3.6 km より下流での粒径減少係数を $C = 0.0528$ として、 $I_0 = 0.003$, $h_0 = 5$ m について安芸式を計算し直したものが

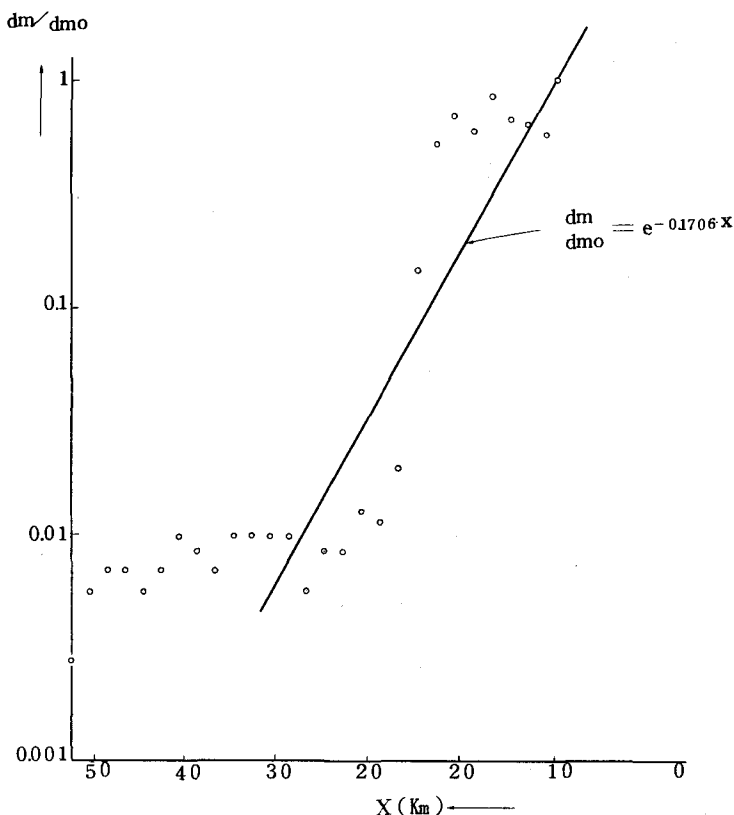


図-4 筑後川の粒径減少係数

図-7であり、実測河床高とよく一致させることができる。このように河床の粒度分布を与えれば、任意の h_0 , I_0 に対して河床縦断曲線が求まるが、 h_0 , I_0 を定める方法に問題がある。

図-8は木津川の河床粒径と河巾の関係を調べたもので、粒径はほぼ一様とみなせるので $dm = 4$ mmとして(2)式を用いて平衡計算を行ったのが図-9である。流量は計画高水流量の $4650 \text{ m}^3/\text{sec}$ から $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ まで変化させた。基準点は4 kmの地点にとり、観測値を基に h_0 を与えた。これによると流量によって河床勾配は大きく変化し、実測値と一致する流量は $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ よりも小さい。河巾の影響は流量の大きいほど著しく、流量が小さい場合でもその影響があらわれている。このように静的平衡理論を適用する場合には支配流量の決定が重要である。

松尾は⁽⁸⁾、砂防ダムの上流での堆砂形状および四国の河川について実測河床に対応する支配流量を静的平衡計算から求め、それらの流量が流出状況に関係することから、流域面積との関係を調べて図-10を得た。縦軸はその流量に対応する年超過確率 $\bar{W}$ であり、流域面積 $F (\text{km}^2)$ との間には

$$\bar{W} = 0.576 F^{0.0628} \quad (23)$$

の関係があるとしている。図-10の5点の資料についてみると、 $\bar{W}$ は0.8~1.0の間にあり、ほぼ年に1~2回程度の流量が支配流量となっている。このように現状の河床を平衡とみなして、これに

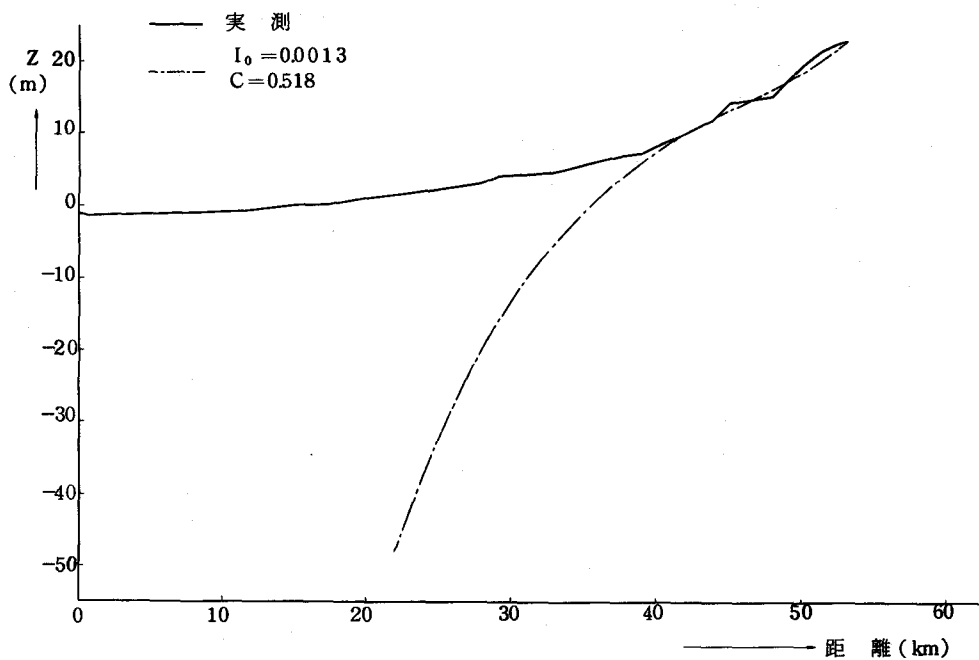


図-5 筑後川平衡縦断面図 (物部式)

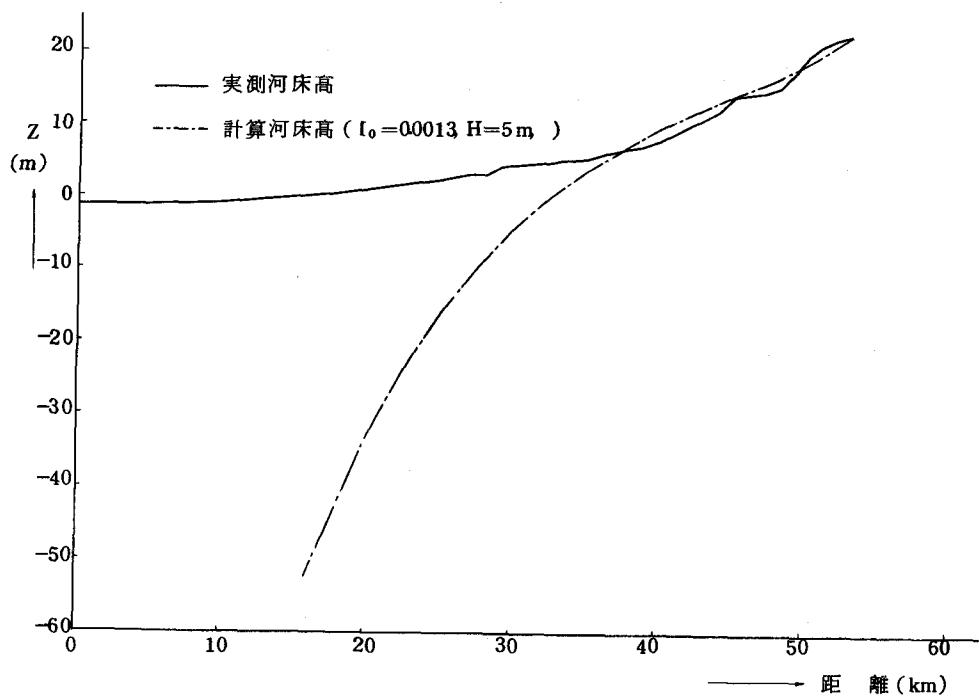


図-6 筑後川平衡縦断面図 (安芸の式)

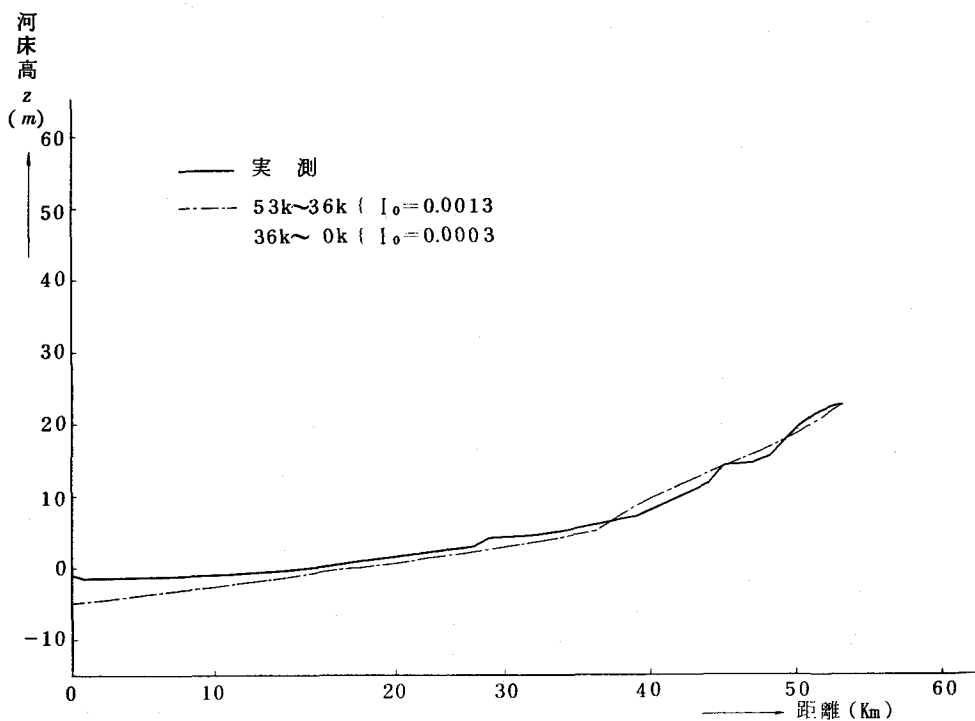


図-7 筑後川平衡縦断面図（安芸の式）

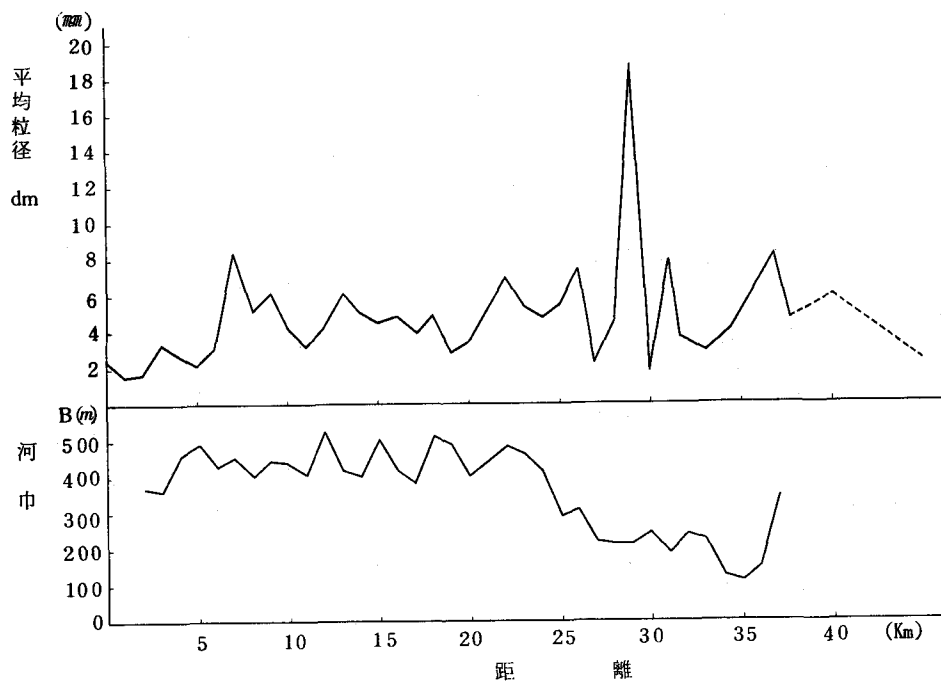


図-8 木津川河床材料平均粒径と河巾

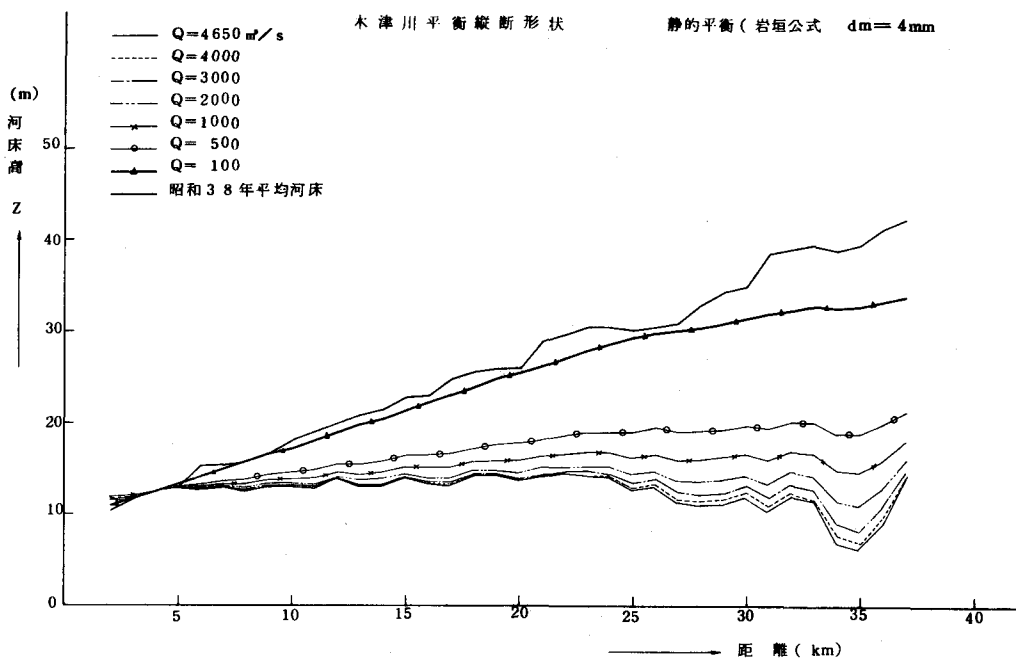


図-9 木津川平衡縦断形状

対応する流量を求めるのは1つの考え方であるが、図式は資料数も少なくこの関係が普遍的に他の河川でも通用できるとは限らない。

更に多数の河川についての調査が必要であろう。

もう一つの問題点は、河床砂礫の縦断方向の分布である。計算にはこれを境界条件として現状河道の分布形を用いなければならないが、平衡に達した時にこの分布形が変化するはずであるが、現在の所これは変らないものとし計算せざるを得ない。

この問題は静的平衡理論の本質的な問題である。しかし次のような場合には河床の粒径分布と最大流量が与えられれば適用することができる。

- (i) 上流端に大きな砂防ダムや貯水池ができて、土砂供給が止められた場合。
- (ii) 用、排水路のように水路床の砂礫移動を全く許さないような場合。

4.2 動的平衡理論

動的平衡状態の河道を求める場合に、流量が変化しない定常的な場合と、時間的に変化する非定常流として扱う場合とが考えられる。定常流の場合とは、その流量が無限に続いたと仮定して到達する平衡状態のことであり、流量が一정한状態の場合にはこれを目標として河道計画が考えられるが、

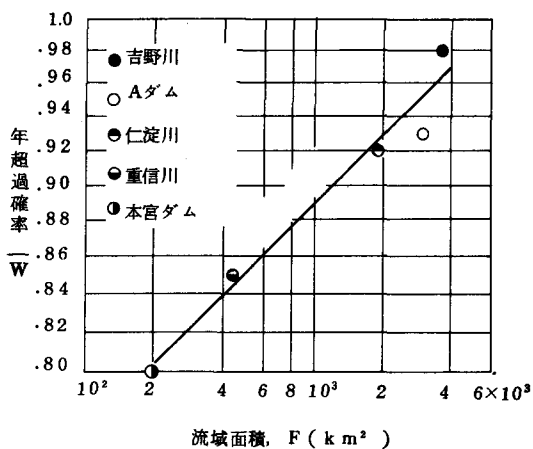


図-10 支配流量の年超過確率と流域面積との関係

一般河川の場合には常に流量が変動するから、河床の忠実な動きを追跡しようとするれば、流量を自然の状態に合わせて変動させながら河床状態を追跡することになる。即ち非定常流の平衡計算は厳密な意味では河床変動計算に他ならない。この計算は不等流計算と流砂量計算、および河床変動計算を全区間にわたって繰返すことになり、計算に多大の労力を要し電子計算機の使用が必要となる。これに対して、前者の方法は比較的簡単な計算で平衡河道を求めることができるが静的平衡計算の場合と同様に、支配流量を定める方法が現在の所未解決で残されている。しかし各種の流量についてこれを求めておけば、少なくとも河床変動の巾は推定できるし、若しこの巾がせまければ流量には無関係に平衡河道を求めることができよう。

(A) 定常流に対する動的平衡

この場合には簡単のために長方形断面の水路について、水路巾の漸変する場合を考える。動的平衡状態は、流水の運動方程式、連続式、抵抗法則式、流砂量公式、流砂の連続式、および河床高を与える幾何学的条件式と、境界条件として基準点の水面勾配と水深、河床高、および河巾の変化を用いて計算する。

抵抗法則式と流砂量公式には多くの種類があって用いる公式によって計算結果も若干異ってくる。

抵抗法則としては、対数分布式と Manning 式の二者が主なものである。流砂量公式には、浮流と掃流とがあり、浮流砂量を表わすものに Lane Kalinske 公式、Einstein 公式、 $\alpha h^2 I$ による表示などがあり、掃流砂量には Einstein 公式、佐藤、吉川、芦田公式、椿公式、Shields 公式など、また両者を含めたものには Brown 公式などがある。平衡計算に用いる流砂量は浮流と掃流の合計が一定になるように、これらの公式を組合わせて用いるが、量的にみて何れか一方が支配的な場合には掃流、あるいは浮流のみで計算する場合もある。

こゝでは、抵抗法則に Manning 式を用い、流砂関係として掃流と浮流を含んだ Brown 公式を一般化した次式を用いた計算法を示す。

$$\frac{q_s}{u_* dm} = a_s \left[\frac{u_*^2}{\left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\} g dm} \right]^p \quad (24)$$

こゝに、 q_s は流砂量、 a_s と p は常数であって、Brown の実験式では $a_s = 10$ 、 $p = 2$ であり土研公式（掃流のみ）を適用すれば $u_* \gg u_{*c}$ の場合は

$$\begin{aligned} a_s &= 0.623 (40n)^{-3.5} & ; & \quad n \leq 0.025 \\ a_s &= 0.623 (40n)^{-3.5} & ; & \quad n \geq 0.025 \\ p &= 1 \end{aligned}$$

である。

流砂量の連続式は

$$q_s B = \text{const} \quad (25)$$

である。

平衡河床形を用いるには、静的平衡と同様に(16), (17), (24), (25), 式を用いて

$$i = -\frac{dZ}{dx} = I_0 \left(\frac{n}{n_0} \right)^{-\frac{6}{7}} \left(\frac{B_0}{B} \right)^\alpha \left(\frac{dm_0}{dm} \right)^\beta + h_0 \left(\frac{n}{n_0} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B}{B_0} \right)^r \left(\frac{dm}{dm_0} \right)^\delta \left[\frac{6}{7n} \frac{dn}{dx} + \frac{r}{B} \frac{dB}{dx} + \frac{\delta}{dm} \right]$$

$$\frac{ddm}{dx} - \frac{h^3 c}{h_o^3} \left(\frac{n}{n_o} \right) - \frac{12}{7} \left(\frac{B}{B_o} \right) - 2r \left(\frac{dm}{dm_o} \right) - 2\delta \left(\frac{6}{7n} \frac{dn}{dx} + \frac{r+1}{B} \frac{dB}{dx} + \frac{\delta}{dm} \frac{dm}{dx} \right) \quad (26)$$

を得る。0を附したものは全て基準点の値である。ここに α , β , r , δ は p の函数で次のように表わされる。

$$\alpha = \frac{14-12P}{7(1+2P)}, \beta = \frac{8-8P}{7(1+2P)}, r = \frac{-12P}{7(1+2P)}, \delta = \frac{6-6P}{7(1+2P)} \quad (27)$$

Brown 公式の場合, $\alpha = \frac{-10}{35}$, $\beta = \frac{-8}{35}$, $r = \frac{-24}{35}$, $\delta = \frac{-6}{35}$

土研公式の場合, $r = \frac{2}{21}$, $\beta = 0$, $r = \frac{-12}{21}$, $\delta = 0$

河道を小区間に分割して、(26)式より河床高を求めるには静的平衡の場合と同様である。

河道全域にわたり粒度係数、砂礫の特性を一定とし、(24)式を用いる場合には、(26)式は簡単になり(14)式を用いて河床高を求める式として、土屋⁽⁹⁾の求めたように

$$Z = Z_o - h_o \left[\left(\frac{B_o}{B} \right)^{\frac{12P}{7(1+2P)}} - 1 \right] - \frac{dQ^2}{2g h_o^2 B_o^2} \left[\left(\frac{B_o}{B} \right)^{\frac{14P+14}{7(1+2P)}} \right] - \frac{u_*^2}{g h_o} \int_{x_o}^x \left(\frac{B_o}{B} \right)^{\frac{12P-14}{7(1+2P)}} dx \quad (28)$$

を得る。

また、増田、河村 は抵抗法則として対数分布式を、流砂関数とし(24)式を用い平衡勾配 i を求める一般式を導いている。そのうち河巾一定の場合の河床高 Z は次式で与えられる。

$$Z = Z_o + \frac{I_o}{cf} \left[e^{-cfx} - 1 \right] - h_o \left[e^{jx} - 1 \right] - \frac{h c o^3}{2 h_o^2} \left[e^{-2cjx} - 1 \right] \quad (29)$$

ここに、 C は粒径の減少係数

$$f = \frac{3(m+6P-7)}{7(1+2P)}, \quad j = \frac{3m+4P-7}{7(1+2P)}$$

$m=2$; 水路床が滑らかで砂連の発生がない場合

$m=3$; 砂連の発生している場合

p ; (24)式参照

である。

この他任意の流砂量公式を用いる場合には、次のようにして求める。(16)式を再び書くと

$$i = \left(1 - \frac{h c^3}{h_o^3} \right) \frac{dh}{dx} - \frac{h}{B} \frac{h c^3}{h_o^3} \frac{dB}{dx} + \frac{u_*^2}{g h} \quad (16)$$

条件として流量 Q , Z_o , dB/dx , n 及び上流端からの流砂量 q_s , B_o が与えられているとすれば、 Q より h_o が求まるから(16)式において h , dh/dx , u_* がわかれば河床勾配 i は決定できる。

これを求めるために使用する関係式は

$$(i) \quad h^{\frac{7}{6}} = \frac{n Q q^{\frac{1}{2}}}{B u_*} \quad (17)$$

$$(ii) \quad g_s B = \text{const}, \quad (25)$$

$$(iii) \quad \text{流砂量公式} \quad g_s \sim u_*, \quad dm \quad (24)$$

の3つである。

まずQよりhcを求め $g_s B_0$ 、と(25)式、(24)式から u_* を求める。 u_* を(17)式に代入してhを求め各区間の dh/dx を求めればiが計算できる。 $g_s B_0$ の代りに平衡等流状態の I_0 が与えられていたとしても I_0 から u_{*0} を求め、(24)式と(25)式との関係から u_* を求めることができる。これは逐次計算であり、分割区間の数が多いほど精度がよい。

複断面の場合には低水路の河床のみ変動すると考えた計算法も提案されている⁽¹²⁾。

(B) 非定常流に対する河床変動計算

不定流の運動方程式を解析的に解くことは現在のところ困難であるから、計算は近似的な逐次計算による。

計算には、不定流の運動方程式、抵抗法則式、連続の式、流砂量公式、流砂の連続式を用いるが、岩垣⁽¹³⁾はManning式、Brown式を用いた特性曲線法による解法を提案している。その他に不等流計算と流砂量計算を交互に組合せる方法がある。これは次のような順序に従って計算される。

(1) ハイドログラフの分割：与えられたハイドログラフより、 ΔT 時間の間流量一定とみなして階段状に分割する。この場合、 ΔT は一定である必要はない。

(2) 河床材料：河床の粒径は与えられたものとし、計算期間中はその地点での粒度分布は、変化しないものとする。粒径を分割して、より厳密な計算を行う場合もあるが、その場合も総流砂量での差引きを行なわないと、上流端からは、粗い粒径が流入し、下流端からは細い粒径が流出して行くので、河床は次第に粒径が粗くなり河床上昇を生ずる。ただし、河道区間が比較的短かく、フルイ分け現象の影響が無視できるような場合には、粒径別の計算を行って河道の粒度分布が変化するとしてもよいが、その場合は河床の移動層厚が問題となる。

(3) 流入砂量の推定：流入砂量見積りの精度は、そのまま河床変動計算の精度に影響するから慎重を要する。流砂量の実測ができるところは、流砂量と流量との関係を求めて用いるのがよい。実測資料のない場合は、計算区間より上流や支川に準備区間を設けて、そこでの流砂量を流砂量公式で求める。

(4) 不等流計算：一般の変断面の不等流計算を行う。河積の急縮や急拡等がある場合は、それらの損失をも考慮することが望ましい。

(5) 流砂量計算：浮流砂量は堆積の取扱方に問題があるので、一般には掃流砂量のみを対象として行なわれることが多い。計算公式は掃流として、佐藤、吉川、芦田公式(土研公式)、Brown式、Einstein公式等が用いられるが、一般に平均粒径として計算することが多い。浮流砂量については、Lane・Kalinske公式、Einstein公式が主である。

(6) 河床変動計算：河床高の変化には次式を用いる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta Z &= \frac{Q'_B - Q_B}{B \cdot \Delta x (1 - \lambda)} \cdot \Delta t \\ Z_{t+1} &= Z_t + \Delta Z \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

ここに ΔZ : Δt 時間内の河床変化量

Q'_B : 上流端流入砂量

Q_B : 下流端流出砂量

B : 河床変動を生ずると考える巾員, 必ずしも水面巾とは限らない。

λ : 空隙率 (≈ 0.4)

Z : 河床高

Δx : 区間距離

(7) その他必要な資料は, 粗度係数, 河口水位条件 ($H \sim Q$ 曲線) 各断面の $H \sim A$, R 値, である。

(8) 計算手順

まず, 初期河床状態について t_0 の流量を用いて不等流計算を行い, 各区間での摩擦速度, U_* を求める。この値より流砂量公式から各区間での Q'_B , Q_B を求め, (30) 式によって t_1 での河床高を求める。

次に求められた河床に対し, t_1 の流量について再び不等流計算を行い, 上の計算を繰返す。以下 n 時間まで行えば, t_n の河床高が求まる。

(9) 計算法の適用と問題点

動的平衡理論を本津川の平衡河道計算に応用した例を示そう。木津川の河床粒径は図-8に示す如く, 計算区間内においては, ほとんど一定とみなせるから, 計算式は(28)式を用いることにし, 流砂量公式に Brown 式を用いる場合 ($p=2$ とおく) と土研式の場合 ($p=1$ とおく) の2つを計算した。

使用した流量は 500, 1000, 2000, 3000, 4000, 4650 m^3/s の6種類であり, 基準地点はほぼ等流とみなせる下流部4kmの地点にえらび, この地点の河床を固定して上流へと1km毎に Z を求めた。基準点における河巾 B_0 , および, それぞれの流量についての等流水深 h_0 , 水面勾配 I_0 を実測資料を基に表-1に示す値とした。計算結果を, 昭和6年, 38年度実測の平均河床高とともに図-11, 12に示す。両者とも計算された河床高は, 下流端から23km付近まで実測値と比較的よく一致し, 流量の影響はあまり見られない。25km付近は実測値の河床が大きく低下しているが, 24kmより上流は河巾が200mと狭くなっており, 計算値も数mの河床低下を示している。35km付近は更に狭く河巾約100m程度で, ここでは $p=2$ の計算値の方が低くでており, 流量の大きくなる程その低下量が大きくなる傾向を示す。

河巾の影響を調べるために, (27)式を(28)式に代入して, (28)式の関係を用い, Q , n , dm = 一定とすれば,

$$h \cdot B \frac{12P}{7(1+2P)} = \text{一定}$$

表 - 1

Q (m^3/s)	h_0 (m)	L_0
4650	3.676	1.0282×10^{-3}
4000	3.360	1.0254 " "
3000	2.931	1.0205 " "
2000	2.233	1.0003 " "
1000	1.487	0.9713 " "
500	0.980	0.9739 " "

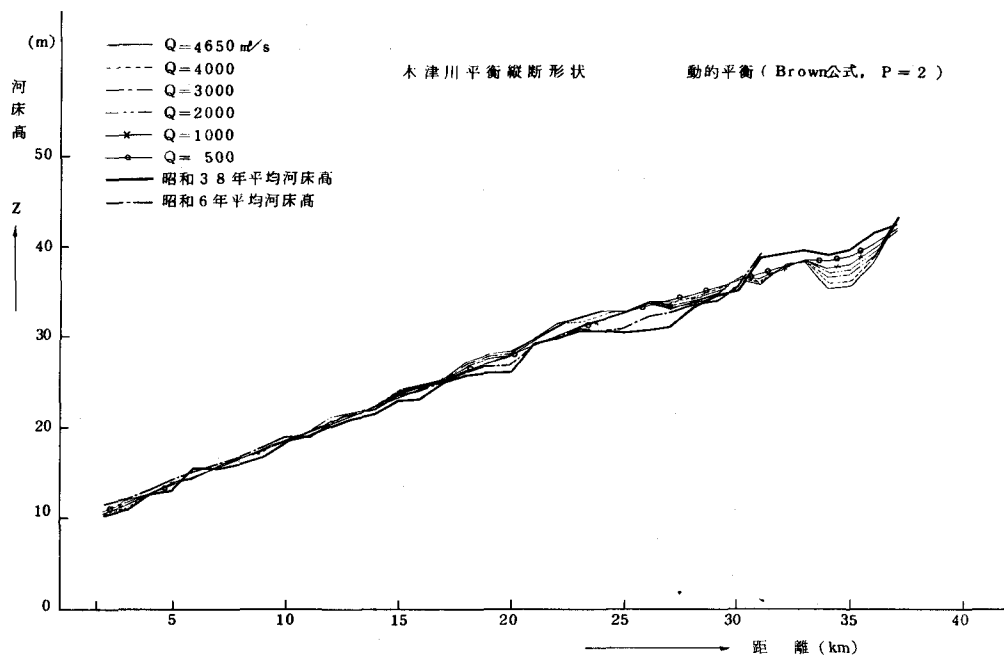


図-11 木津川平衡縦断形状

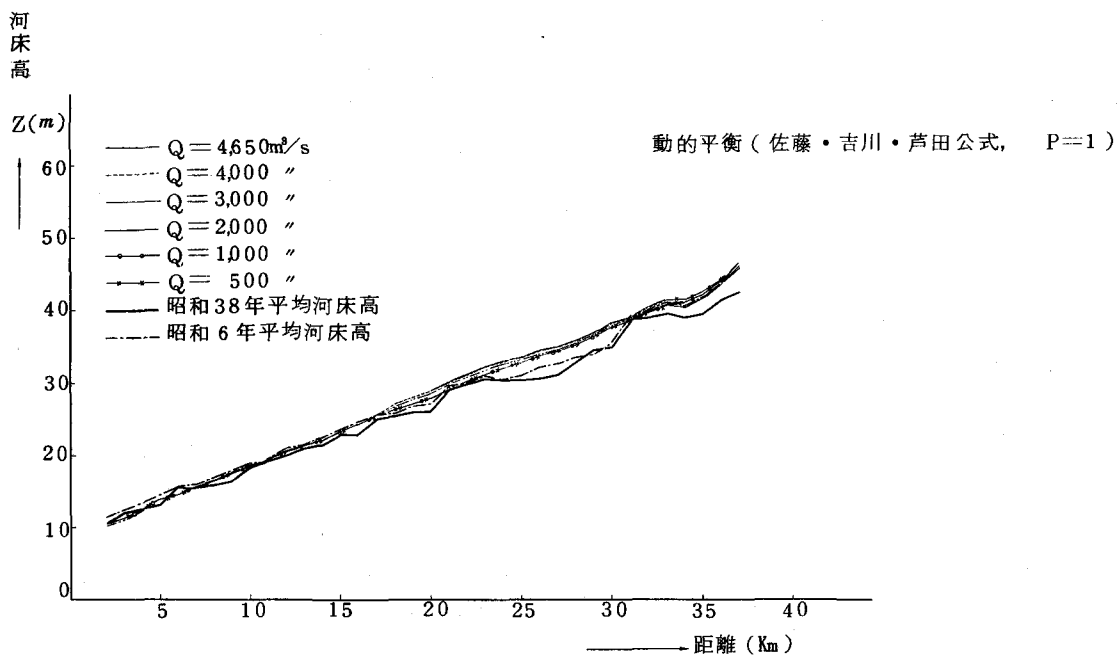


図-12 木津川平衡縦断形状

の式を得る。基準地点の $h_1 B$ を h_0 , B_0 として無次元化すると,

$$\left(\frac{h}{h_0}\right) = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{\frac{12P}{7(1+2P)}}$$

(31)

となる。p = 2 の Brown 式の場合は

$$\left(\frac{h}{h_0}\right) = \left(\frac{B}{B_0}\right) - \frac{24}{35} \quad (32)$$

p = 1 の土研式の場合は

$$\left(\frac{h}{h_0}\right) = \left(\frac{B}{B_0}\right) - \frac{4}{7} \quad (33)$$

となり、 $B/B_0 = \frac{1}{2}$ の場合にはそれぞれ $h/h_0 = 1.61, 1.49$ となって、ほぼこの増分だけ河床が深くなるものと考えればよい。図-11の26 km地点の計算値は、この関係を満足しており、実測値がこのように下がるのは、河床砂礫の変化や砂利採取等の影響が含まれていると思われる。(31)式と同一ような関係を断面積や水面勾配について調べてみると、

$$\left(\frac{A}{A_0}\right) = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{\frac{7+2P}{7(1+2P)}} \quad (34)$$

$$\left(\frac{I}{I_0}\right) = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{\frac{14-12P}{7(1+2P)}} \quad (35)$$

のごとくになる。これで見ると水面勾配に対するBの影響は比較的小さく、このためdmやnが一定の場合には、水面はほとんど直線的となることが分る。

ここで、もう一つの問題は(34)式に用いる h_0, I_0 の値である。木津川の例では4 km地点の現河道を平衡状態とみなして実測の $Q \sim h_0, I_0$ 関係を用いたが、現河道に平衡状態を見つけることが出来ない場合や、放水路などの新河道の設計には如何にすべきであろうか。静的平衡の場合には、河床砂礫を与えることにより限界掃流力が定まるからnを既知とすれば $Q \sim h_0, I_0$ の関係は(17), (18)式を用いて求まるが、動的平衡の場合には、あるQに対して、 h_0, I_0 の組合せは無限であり、これを決めるものは(4)式の u^* 、即ち流砂量に他ならない。動的平衡計算では流砂量が連続であり、上流端からそれに見合った流入砂量のあることが条件であり、木津川のように4 km地点で h_0, I_0 を定めたことは、ここで考えたと同じ流砂量を上流から期待しているわけである。従って、 $Q \sim h_0, I_0$ を定めるためには上流端からの流入砂量を正確に推定することが必要である。河床変動計算の適用については、豊川放水路の例を6章で説明するのでここでは適用上の問題点について述べる。

掃流砂は河床上を転動したり、跳躍しながら流れるため、移動速度も流速に比べて遅く、掃流力が減ずれば、それに対応して直ちに流砂量も減ずる。しかし、浮流砂は流速とほとんど同一速度が流送され、堆積作用も沈降現象であるから掃流力が減じても直ちに河床に堆積することはなく、wash loadの性格を帯びる場合が多いと推定される。しかも乱れの強さが沈降に及ぼす影響など浮流砂量の不等流的取り扱いには不明の点が多く、未だ計算法が確立されていない。従って、河床変動計算では一般に掃流砂のみについて行なわれており、掃流砂量に比べて浮流砂量の多い河口部などでは、あまり精度が期待できない。

5. 安定河道の設計

河道を設計する場合には河道の平面形状、横断形状、の三点から考えねばならない。平面形状とは河道の法線形状のことであり、これが適切でないと河道維持が非常に困難となる。一般に河川は蛇行

する性質をもち、流水は直線的な河道内でも湾曲流を生ずる。

蛇行現象については、古くから調査、研究が行なわれているが、現在のところこれを物理的に説明できる確定した理論はまだ求められていないようであり、従って経験的にその性質を把握することが最も確実のように思われる。横断形状については、従来低水路と高水敷とよりなる複断面を改修工事の基本としている。しかし高水流量のきわめて小さい河川や、湖などの水源が流域にあって平水流量の大きい場合、あるいは山地部の急流河川などは単断面としている。低水路の巾員と水深は、計画高水流量の疎通の点からはできるだけ大きくする方が有利であるが、あまり広すぎると低水路の中で乱流を生じ河床の安定を乱すことになる。一般には年2～3回程度の出水を流し得る断面がよいとされている。

いままでの平衡河道の理論には、すべて河道を長方形断面と仮定して水路巾一様に河床変動が生ずるような取り扱いをしてきたが、実際の断面形はきわめて不整であり横断形の安定形状を決めることは重要な問題である。

いま図-13のような横断形の河川の場合、長方形断面として河床平衡計算を行い安定河床が破線で示した高さにあるものとする。このような場合、破線の高さを計画河床高と定めても、現実にはA部のごとき深堀れがあって堤防護岸の問題はむしろこのような深



図-13

堀周辺に発生するから、あまり意味をもたない。こうした深堀箇所を最大洗堀深を求める問題は、蛇行現象とも関聯して土砂移動の二次元的な取り扱いを必要とし、解析的に求めることは困難である。

従って現在のところこうした深堀れについては、いままでの横断形状の変化を調べてこの横断形が安定か不安定かを判断し、おおよその最低河床を推定し複断面として取り扱うことが必要である。このような低水路の位置は堤防の安全性からいえばできるだけ河道の中央部にあることがのぞましいが、堤防の法線形状とも関聯して低水路維持に困難を生ずる場合もあるから、現在の流況を判断して決定するのがよい。以上のような考え方で平面形状、横断形状が定まれば平衡計算により安定縦断形状を求めることができる。また逆に計画河床高が与えられて、これに対応する横断形状を求める場合もあろう。

設計を進めるうえで次の諸点に関する調査が必要である。

- (1) 現河道に対する河床材料調査、縦横断測量等を実施して現況を把握すること。
- (2) できるだけ長年月にわたる流況を把握する。
- (3) 河道断面を定める場合に、計画高水位との関聯において計画高水流量の疎通能力が十分あること。
- (4) 対象河道区間に流入する支川及び上流山地よりの供給土砂量を精度よく推定すること。
- (5) 河道各区分での浮流砂量、掃流砂量の実測を行ってその河川での流砂量の特性を把握すること。
- (6) 砂利採取がある場合はその位置、及び量の把握、および将来に対する予想を樹てること。

(7) 計画河床高は洪水時における堤防の安全性から云えば、できるだけ低くすることが望ましい。しかし護岸、水制、橋脚など河川構造物の維持や用水の取水など既設の工作物などの関係からこれが制約されるので次の諸点についての十分な調査を行って計画河床高決定の資料とする。

a) 護岸、水制、根固め、床固め、水門、樋門、閘門、せき、鉄塔、サイフォン、用排水機、橋梁、ダム等について、位置、形状、敷高、根入深さ、構造（又は工法）等河床の変化に対する対策をたてるに必要な諸元を調査する。

b) 用排水系統について、位置、取水位、取水量等を調査する。

c) 河道周辺の地下水利用の現況を調査し地下水と河川水位との関係を把握する。

d) その他舟運など河床の変化によって大きな影響をうけるものについての調査。

一般的な安定河道の設計手順は次のようなものである。

(1) 計画高水流量の決定（河道各区分について低水路高水敷の）

(2) 計画粗度係数の決定

(3) 各種流量に対する計画流砂量の決定；これは流砂量の実測値や公式により河道区間の流量別流砂量を求め、上流山地からの供給土砂量を考慮して決定する。この場合今後の貯水地計画、砂防計画、土砂採取量等を考慮することが必要である。

(4) 横断形状の決定；まず単断面、複断面、複々断面のうち何れを選ぶかを過去の資料をもとに判断する。次に断面巾については流況を基に仮定して平衡計算を実施し修正する。

(5) 河道平衡計算；一般には動的平衡計算によるのがよいと思われる。ただし上流からの供給土砂量がない場合には静的平衡計算でよい。使用する計算方法は目的と与えられた条件によってもっとも適当と思われるものを利用する。仮定した断面について安定縦断形状をもとめ、前述した計画河床高決定に関する調査結果(7)を考慮して修正する必要がある場合は、再び横断形を仮定し直して計算を繰り返す。河床変動計算を利用する場合も同様である。

以上のような方法で各流量に対応する流砂量が各断面とも等しくなるような安定河道が設計できるわけであるが、断面形に制約がある場合にはすべての流量に対して安定な河道を得ることができない。

従ってそのような場合には床固めや浚渫、砂防工事などの河床変動防止工もあわせて考慮することが必要となる。

6. 河道設計の実例

6.1 斐伊川の河道設計

斐伊川の水源地帯の地質は相当風化の進んだ花崗岩であり、かつ砂鉄を採取することから流出土砂量が甚だしく、下流部の河床上昇が著るしかった。このため吉川、曾根は斐伊川下流の河川改修を合理的に行うため、調査を行い河道設計の考え方を明らかにした。その考え方および設計の手順について示すと次の如くなる。

(A) 河道設計の考え方

(1) 計画洪水流量 $3,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ を疎通する断面とする。

(2) 流砂量は浮流砂が支配されると思われるので、各断面における浮流砂量が等しくなるように計

面する。

(3) 浮流砂量は流量により異なるから、設計に対する基準として計画高水流量 $3,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，年に 2，3 回程度の小洪水（主に融雪出水）として $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，および年間の水位頻度を参考として低水路河床に相当の影響を与えると考えられる年間の最多流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ の 3 種について検討する。

(4) 浮流砂量 q_s ($\text{mg}/\text{sec}/\text{cm}$)，は実例をもとに

$$q_s = 66.75 h^2 I \quad (36)$$

で表わされるものとする。 h ：水深 (cm) I ：水面勾配

(5) 河巾は現在の巾員を変化させない。

(B) 設計の手順

(1) 現在の断面で上に決めた 3 種の流量に対し各断面の流砂量を式より求める。

(2) 前項で求めた結果を参照して計画流砂量を決める。その結果は図-14 の如くなり $Q = 3,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対してはほぼ一様であるが、 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{sec}$ では上流ほど流砂量が多く局部変動も大きい。この結果より $3,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては浮流砂量を $400 \text{ kg}/\text{sec}$ に、 $700 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては $20 \text{ kg}/\text{sec}$ 程度に、また $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては $3 \text{ kg}/\text{sec}$ 程度にある事を目標とした。

(3) この基準に基いて(1)で計算された結果より洗堀、堆積の区域を求める。

(4) 流況を考慮して低水断面を決定し、洗堀、堆積の状況を見ながら断面を仮定する。

(5) 仮定された断面について、3 種類の流量に対する不等流計算を行う。

(6) 仮定された断面での流砂量を求める。

(7) このようにして流砂量が各流量に対して各断面とほぼ等しくなるまで前述の操作を繰返し安定断面形状を求める。

この操作を行う場合に流砂量に対する Q ， B ， h ， I の影響を知っておくと便利であるが式と Chezy の流速公式とから

$$\left(\frac{Q_s}{Q_s^0}\right) = \left(\frac{Q}{Q^0}\right)^{\frac{4}{3}}, \left(\frac{Q_s}{Q_s^0}\right) = \left(\frac{B}{B^0}\right)^{-\frac{1}{3}}, \left(\frac{Q_s}{Q_s^0}\right) = \left(\frac{H}{H^0}\right)^{-5}, \left(\frac{Q_s}{Q_s^0}\right) = \left(\frac{I}{I^0}\right)^{\frac{1}{3}}$$

の関係が求まる。このようにして決定された新断面（図-15）についての流砂量は図-14 に示す如くで、河口部を除き非常に安定したものとなった。なお河口部での安定を検討するため、低水路の

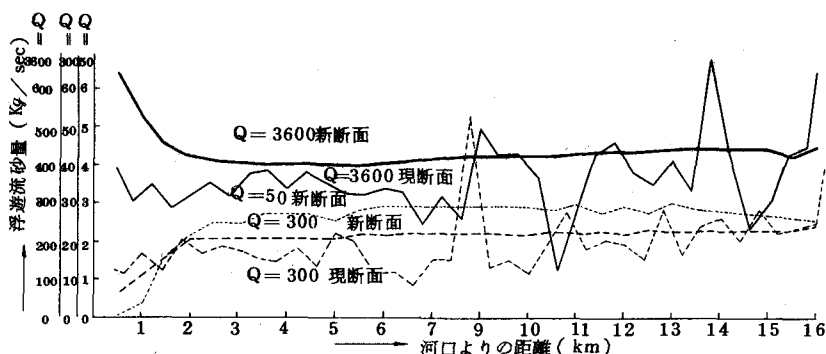


図-14 浮遊流砂量距離的变化図

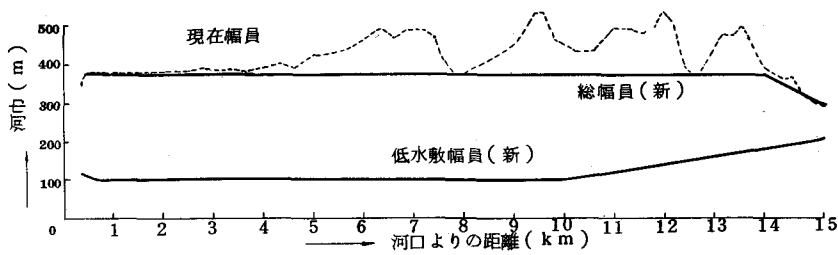


図-15 幅員変化図

河床高を種々考えて計算した所最良の河床高を見出すことができた。

6.2 豊川放水路の河床変動

豊川放水路は豊川の洪水防禦の目的で計画され昭和40年完工した。放水路は延長6.5 kの大部分が水田を開削したもので、その河床材料は上流部は砂礫を含むが、中下流部はシャフトや砂質シルトとなっている。計画流量は $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ で河床勾配は $1/1,669$ となっており洪水時の河床洗堀が著るしいのではないかと思われ、河床高動計算により検討することになった。

計算は に於て説明した方法で流砂量公式として土研式を用いた。計算条件は次の如くである。

計算条件

- (1) 区間距離；500m一定
- (2) 移動床巾；下流端で130 m，上流端で75 mで漸させる。
- (3) 粗度係数； $n = 0.030$
- (4) 平均粒量； $d_m = 0.146 \text{ cm}$
- (5) 上流端からの流入砂量 分流点上流の本川における流砂量を土研公式により求め、これを流量分流比で分けて放水路流入砂量とした。計算は流入砂量のある場合（ケース①）とない場合（ケース②）の2ケースである。
- (6) 流量ハイドログラフ 表に示す如く $\Delta t = 50$ 時間として7種類の流量を連続させ、ケース①の場合はこれを3回繰返し、ケース②の場合は1回とした。計算結果を図-16，17に示す。図中掃流砂量は破線で、河床高は実線で示してある。

太い実線は最初の河床線で、これからの変動

を図-16 についてみると

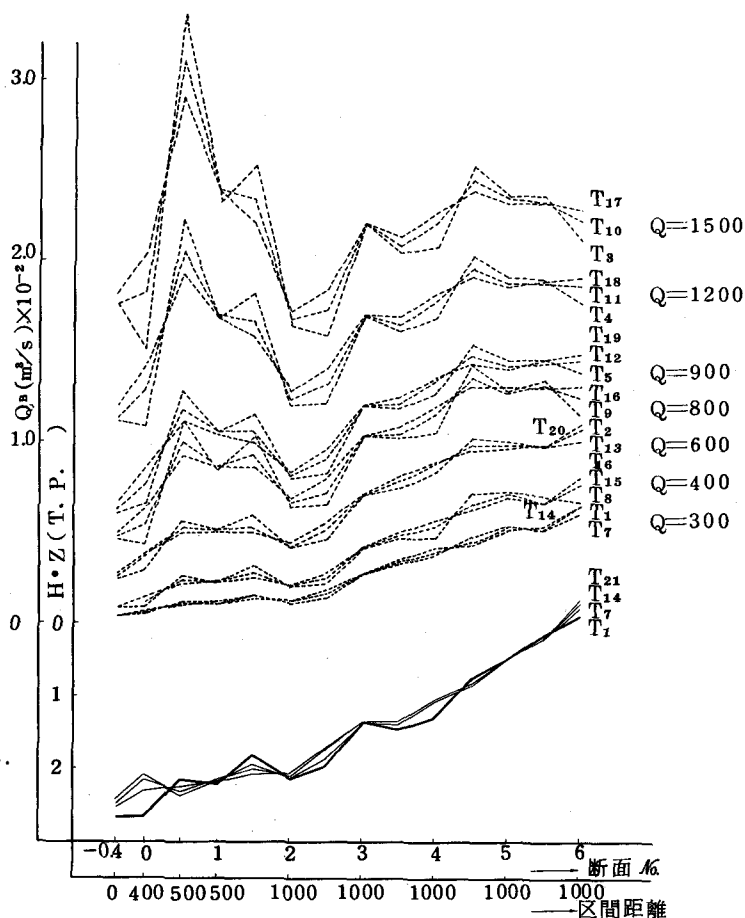
		№	流量 (m^3/s)	継続時間
0.4 ~ 0.3 km	堆積	1	400	50時間
0.3 ~ 1.0	堆積および洗堀	2	800	〃
1.0 ~ 2.0	洗堀	3	1500	〃
2.0 ~ 4.4	堆積	4	1200	〃
4.4 ~ 5.5	変動なし	5	900	〃
5.5 ~ 6.0	堆積	6	600	〃
		7	300	〃

のようになっており、流入砂量のない場合には

上流端の5.0 km～6.0 kmの間で洗堀になる他は同様の傾向を示す。この結果からみると洗堀による河床低下が懸念される区間は1.0～2.0 kmの間であって、上下流の河床高からみるとこの区間はもとも河床が高かったために洗堀されており全体でみるとむしろ堆積傾向になると思われる。

参 考 文 献

- (1) Simons, D.B., Albertson, L.; Uniform Water Conveyance Channels in Alluvial Material, A.S.C.E. Vol.128, 1963
- (2) Lacey, G.; A General Theory of Flow in Alluvium, Journal of Institution of Civil Engineers, 46, 1946 Nov.
- (3) Blench, T.; Regime Theory for Self-Formed Sediment-Bearing Channels, Trans. A.S.C.E., Vol.117, 1962
- (4) Maddock, T.Jr. and Leopold, L.B.; The Hydraulic Geometry of Stream Channels and Some Physiographic Implications, Professional Paper 252, Geological Survey, U.S. Dept. of the Interior, 1953,
- (5) Simons, D.B. and Albertson, M.L.; Uniform Water Conveyance Channels in Alluvial Materials, Proc. A.S.C.E., Vol. 85, 46 HY 5, 1960
- (6) 物部長穂：水理学，岩波書店，昭26，P.260
- (7) 安芸敏一：河相論，岩波書店，昭26，
- (8) 松尾捨三郎：ダム上流の堆積形状について，土木学会論文集，第93号，昭38，5。
- (9) 土屋義人：流路の安定縦断形状に関する研究，京都大学防災研究所年報，第5号，昭37年3月，P.192



図一16 豊川放水路河床変動 ケース①

- (10) 増田重臣, 河村三郎: 河川の静的平衡勾配について, 土木学会論文集, 第70号, 昭35.9 P.17
- (11) 増田重臣, 河村三郎: 流砂ある河川における平衡勾配について, 土木学会論文集, 第70号, 昭35.9. P.8
- (12) 吉川秀夫, 山口高志: 河川の安定縦横断形状の簡単な推定法, 土木技術資料, Vol.4 第11, 昭37, 11 P.13
- (13) 岩垣雄一: On the river bed variation and its stability, Proc.6th Nat.Cong. for Appl.Mech.1956
- (14) 吉川秀夫, 曾根義治: 沖積河川の河道設計法, 土木研究所報告第85号, 昭27, 7

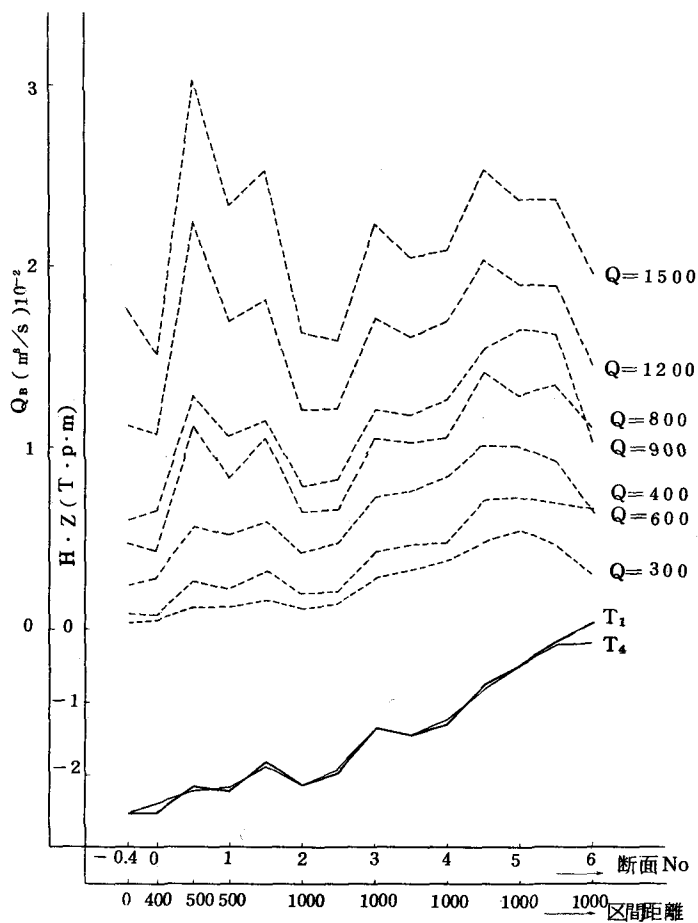


図-17 豊川放水路河床変動 ケース②