

1. はしがき

河道計画は、水とともに土砂の上下流を通じての平衡をはかる必要がある。土砂の水系一貫をはかるにあたって関係する要素の影響の度合、流量あるいは流砂量等の基準の定め方については、必ずしも明確ではない。砂防計画、例えば砂防ダムの規模、配置も水系一貫計画にしたがって行われる必要があろう。

従来の動的平衡条件は、不定流時の土砂の移動機構が必ずしも明確でないため定常流を対象に論じられてきた。流量が一定の条件での動的平衡条件式は、流量によって変化し、例えば勾配は、流量が大きくなると、急になり、平衡条件を実際河道に適用するとき、河道の形成を支配する流量として、どのような流量を採用するかということが問題になり、そのために支配流量という言葉が生まれ、この流量の定め方について論議されることが多い。例えば杉尾は、砂防ダム上流での堆砂形状および四国の河川について、実測河床に対する流量を静的平衡条件から逆算して、それらの流量の年超過確率を調べて、ほぼ年に1-2回程度の流量が支配流量となっていることを見出している。

しかし、山岳地帯の溪流においては、洪水の継続時間が短く場所的にも流量の変動がはげしい。したがって、たとえ支配流量が適切にきめられたとしても、それで十分であるかどうかわからない。溪流の河床は、表面は大きな粒径によっておおわれているが、かなりの急流においても河床材料中に占める細砂の量はかなり多い。異常に土砂が流出するような大洪水でなくても、土砂を輸送する潜在能力は、上流河川ほど大きいと考えることができる。それにもかかわらず、流路が大きな変動を示さずに、ある形状のまわりでの変化に止まっているのは、せん断を受ける継続時間が、河川の上下流で違うためと考えるとよい。上流では大きなせん断が作用するが、一般に継続時間が短く、下流では、掃流力は上流にくらべて小さいが継続時間が長い。結果として、一洪水期間中に運ばれる土砂量は一水系では上下流同じとなり、河道は平衡を保っていると考えることができる。そこで、一洪水中の全流砂量が等しいという平衡条件をみたま河道の勾配をもとめてみよう。

2. 一洪水期間中の全流砂量が等しい平衡条件

1) 河道の連続式

河道の長さが長いとき、河床の粒径およびその分布系の変化は無視できない。河床が混合砂れきからなる場合の連続式は、例えば河床上昇について平野によって、次のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial}{\partial x} (i_B q_B \cdot B) + \frac{a}{(1-\lambda)} \frac{\partial \lambda}{\partial t} \quad (1) \quad \frac{\partial i_b}{\partial t} = \frac{1}{a \cdot B (1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial (i_B q_B \cdot B)}{\partial x} - i_b \frac{\partial (q_B \cdot B)}{\partial x} \right\} \quad (2)$$

ここに、z:河床高さ、λ:交換層の空隙率、 i_b :ある粒径範囲の砂れきが流砂中に占める割合、 q_b :単位幅流砂量、B:流路幅、a:交換層の厚さである。λは粒径または混合状態が変わってもそれほど変わらないとすると、上式の右辺第2項は省略できる。(2)式に(1)式を代入すると、 $\partial z / \partial t = 0$ のためには、厳密には $\partial i_b / \partial x = 0$ または $i_b \partial (q_b \cdot B) / \partial x = 0$ を満たす必要がある。しかし、以下の解析では、両者のx方向の変化率は変化は小さいとすると、混合砂れきの場合でも、一様砂れきの連続式で取り扱えることになる。

2) 粒径別流砂量

混合砂れきの粒径別流砂量は、一様砂れきの流砂量式に遮蔽係数 ξ を導入して表される。粒径別流砂量は、例えば土研公式では³⁾

$$i_B q_B = \left\{ i_B \Phi / (\sigma - P) \right\} g \cdot U_*^3 \xi \left(U_{*c}^2 / U_*^2 \right) \quad (3)$$

と表される。したがって単位幅あたりの全流砂量は

$$\sum i_B q_B = \left\{ \frac{P \Phi}{(\sigma - P) g} \right\} U_*^3 \int_0^1 f(U_{*c}^2 / U_*^2) di_B = \left\{ \frac{P \Phi}{(\sigma - P) g} \right\} U_*^3 \Gamma(x) \quad (4)$$

$$\Gamma = \left\{ \sum_{i_b=0}^0 \xi_1 d di_b + \sum_{i_b=d}^{d_{max}} \xi_2 d \cdot di_b \right\}$$

と表される。

3) 一洪水中の全流砂量

任意の点の流量を図1に示す最大流量 Q_p 、継続時間 T とする三角形で表す。 Q_p および T は

$$Q_p = 0.278 R_{mp} \cdot A \quad (5)$$

$$T = 2 R_r A \times 10^3 / Q_p \quad (6)$$

ここに、 R_{mp} :到達時間内の平均有効雨量(mm/hr)、 A :流域面積(km²)、 R_r :全有効雨量である。流れは各時間毎に疑似等流とみなし、抵抗則を $u_m/u_* = E(h/d_m)^p$ 、 E :河床の構成に関する係数、 p :指数で $p=1/6$ とすると、

(6)式の Q_p 時の水深 h_p は

$$h_p = (d_m^{1/6} \cdot Q_p / E \sqrt{g} t^{-1} B)^{3/5} \quad (7)$$

となる。(4)式の流砂量を用いて、一洪水中の全流砂量は

$$Q_{BT} = \int_0^T \tau_b g B \cdot B dt = \frac{2}{5} K B (g i)^{3/2} T \cdot h_p^{3/2} \left\{ 1 - \frac{5}{4} \left(\frac{h_{cs}}{h_p} \right)^{1/2} \right\} \Gamma \quad (8)$$

となり、(5)、(6)式を代入すると、

$$Q_{BT} = \frac{4}{5} \alpha^2 g^{1.05} B^{0.1} i^{1.05} R_r (0.278 R_{mp})^{-0.1} A^{0.9} d_m^{0.15} E^{-0.9} \Gamma \times \left\{ 1 - \frac{4}{5} (K^{0.5} d_m^{0.95} g^{-0.85} i^{0.3} B^{0.3} A^{-0.3} (0.278 R_{mp})^{0.3} \right\} \quad (9)$$

(9)式の()内の第2項は、掃流力が限界掃流力以下のときの補正項で、この式は Q_r を与えたとき、これを満たす流路幅 B 、勾配 i を規定する。

動的平衡の条件より、基準点の諸量に添字の0をつけて表すと任意の点の勾配 i は、(9)式の()を d_c と表し $R_r (0.278 R_{mp})^{-1}$ を一定として、

$$i = i_0 (B_0/B)^{0.0951} \cdot (A_0/A)^{0.855} \cdot (d_{m0}/d_m)^{0.143} \cdot (d_{c0}/d_c)^{0.951} \cdot (\Gamma_0/\Gamma)^{0.952} \quad (10)$$

となる。この i を積分すると河床高をうる。(10)式は、 i が流域面積 A の -0.855 乗に比例することを示している。

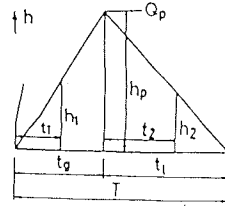


図1 流量図

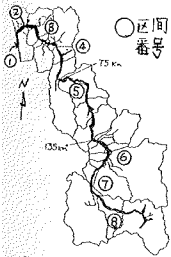


図2 天塩川の流域図

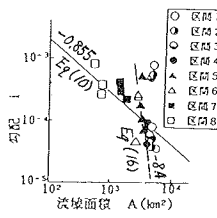


図3 天塩川の勾配

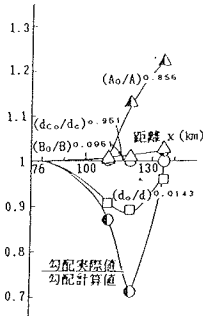


図4 (10)式の各項の値と計算結果

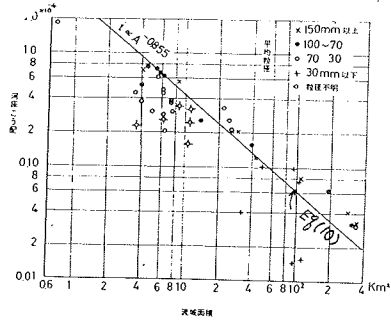


図5 全国の砂防ダムの堆砂勾配と流域面積の関係

4) 実際河川への適用

比較的人為的影響の少ない自然河道は、ここで採用した平衡条件の下に成り立っているとみられる。そこで、人為的影響が小さいとみられる天塩川の粒径、常水路幅および勾配を用いて検証を行った。全流域の許容流砂量を決めて、水系全体の検証を行うことは資料不足のためできないので、ここでは測点35より延長60kmの区間について、(10)式を検証した。各項の変化と計算した勾配を図3に 部の数値が

不明のため、必ずしも(10)式の予想値は実際の勾配と一致しないが傾向は比較的良好に説明しているといえる。

同様に、図5は建設省で調査した全国の砂防ダムの勾配と流域面積の関係である。粒径その他の量が必ずしも一定でないため、相関を期待するのがむしろ無理であるが、図5の結果はかなりの相関を示している。図6は(10)式を x で積分した A の関係で、ほぼ水源から河口まで適用した例である。これらの事実は、一般の河道ではさきに述べた一洪水中の流砂量が

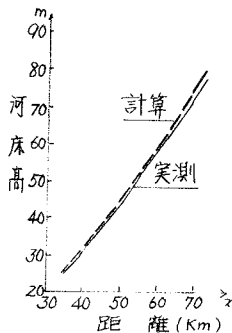


図6 吉野川における計算値と河道高さの比較

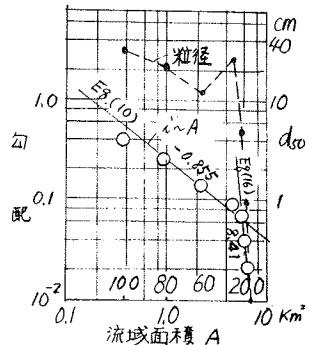


図7 比良川の $i \sim A$ 、 d_{50} の関係

各点で等しいという条件が成り立つことを示しているといえる。

3. 掃流砂と浮遊砂とを考慮した場合の平衡条件

1) 浮遊砂量を考慮する必要がある場合

2.では掃流砂を対象に、水系一貫の条件を満たす動的平衡条件について考慮したが、河床および水理条件によっては、流砂中において浮遊砂の占める役割が無視し得ない場合もある。本文では、浮遊砂についても掃流砂と同じような取り扱いを試み、掃流および浮遊砂量を同時に考慮した場合の水系一貫した平衡河道について考察する。

2) 浮遊砂量による河床の平衡条件

(i) 浮遊砂量の基礎式

浮遊砂量が wash load と bed material load とからなるとき、wash load が河床変動に及ぼす影響は河道下流部に限られると考えられ、大部分の河道では河床変動には bedmaterial load を考えればよいであろう。

浮遊砂量 $\Phi_s (= q_s / \sqrt{sgd^3})$ は一般に

$$\Phi_s = C_s (h/d) \tau_*^{1/2} \phi P_{*0} \quad (11)$$

ここに、 C_s : 基準点濃度、 h : 水深、 d_s : 粒径、 $\tau_* = u_*^2 / sgd$ 、 $\phi = u_* / u_{*c}$ 、 $P_{*0} = f(W_0 / u_*)$ である。式中の基準点濃度 C_s は近似的に直線関係で表すと、

$$C_s = \alpha (W_0 / u_*)^\beta \quad (12)$$

と表され、芦田・道上式⁴⁾では $\alpha = 1.13 \times 10^{-3}$ 、 $\beta = -1.56$ である。また、この C_s 中に含まれる粒径 d は浮遊限界摩擦速度 u_{*c} より、

$$u_{*c}^2 / sgd = \gamma (u_{*cs} d / \nu)^\delta \quad \text{in } u_* d / \nu < 10, \quad u_*^2 / sgd = 0.25, \quad \text{in } u_* d / \nu > 10 \quad (13)$$

で求められ、芦田・藤田によると $\gamma = 0.14$ 、 $\delta = 0.44$ である。

(ii) 一洪水期間中の浮遊砂量

河床単位面積当りに、浮遊限界摩擦速度 u_{*c} 以上のせん断力を受ける粒径の占める割合を $p\%$ とする。一洪水期間 T の全浮遊砂量 Q_s を求める

と、

$$Q_{ST} = \sum_{p=0} P |_{(W_0/u_*)c} \cdot p \cdot 6.72 \times 10^{-1} \cdot W_0^{-1.56} \cdot g^{1.53} \cdot \lambda^{0.246} \cdot E^{3.07} \cdot d_m^{1.90} \cdot P_{*0} \cdot (0.278 \Gamma_p)^{1.07} \cdot A^{2.07} \cdot B^{-1.07} \cdot R_r \quad (14)$$

となる。ここに、 d_m : 浮遊砂の代表粒径。

全流砂量 Q_T は、2.で求めた掃流砂量 Q_T を全浮遊砂量 Q_s に加えて、次のようになる。

$$Q_T = (1-p) \frac{A}{5} \alpha \lambda^{1.05} B^{0.1} \lambda^{1.05} R_r (0.278 \Gamma_p)^{-0.1} A^{0.9} d_m^{0.15} E^{-0.9} \Gamma (1 - \frac{4}{5} \xi) + \sum p \cdot 6.75 \times 10^{-1} W_0^{-1.56} g^{1.53} \cdot \lambda^{0.246} E^{3.07} d_m^{1.90} \cdot P_{*0} \quad (15)$$

平衡条件より基準点の諸量に添字の0をつけて、かつ主として掃流砂によって河床が形成されると考えて、和の形に表すと、

$$\lambda = i_0 \left\{ \frac{P_0}{p} \cdot \left(\frac{B_0}{B} \right)^{0.0951} \cdot \left(\frac{A_0}{A} \right)^{0.855} \cdot \left(\frac{d_{m0}}{d_m} \right)^{0.143} \cdot \left(\frac{dc_0}{dc} \right)^{0.951} \cdot \left(\frac{\Gamma_0}{\Gamma} \right)^{0.952} + \left(\frac{1-P_0}{1-p} \right) \cdot \left(\frac{d_{m0}}{d} \right)^{7.72} \cdot \left(\frac{ds_0}{ds} \right)^{-6.34} \cdot \left(\frac{B_0}{B} \right)^{-6.34} \cdot \left(\frac{A_0}{A} \right)^{8.41} \cdot \left(\frac{E_0}{E} \right)^{12.47} \right\} \quad (16)$$

となる。(16)式の形からは、浮遊砂の影響は、 $i_{cc} A^{-8.4}$ となる。この結果を図7の比良川の例に適用すると、河口近くで、平均径が1mm以下で浮遊で移動したとみられる区域で、実測はほぼこの関係を示している。比良川は流域面積が7.0km²にすぎず、ほぼ全域が1つの雨域のなかにあつて、ここで用いている考え方が間違いなく適用できるところで、浮遊の場合についても、十分以上の考察が成立つとみなしてよい。

4. 各河道の許容流砂量と砂防ダムの役割

1) 河道の許容流砂量

河道に余分の堆積、洗掘を生じさせないためには、水系内の各河道の許容流砂量を定めこの値を(6)式に与え、 i 、 B を調節して、水系全体の平衡をはかる。各点の許容流砂量は次のように定める。(1)河口の許容流砂量 Q_{r0} : 当該河川の受け持つ海岸維持に必要な土砂量または、放

出して支えない量とする。(Q_{r10}=年間河口許容流砂量/年間洪水数) (ii)最初の支川合流点での許容流砂量Q_{r1}:Q_{r1}={年間河口流砂量-(0-1)区間での産業土砂採取量}/年間洪水数 (iii)2の点における許容流砂量Q_{r2}:Q_{r2}=Q_{r1}-支川の許容流砂量Q_{r3}}}}}

このように順次上流まで許容流砂量を定める。現実には、勾配の調節は床固め工で、流路幅は低水路幅の調節によって行えば良い。

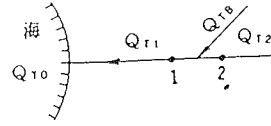


図8 河道モデル

2) 砂防ダムの役割

以上のような方法で、河道の許容流砂量を配分したときに、勾配の急変点では一般に上流側河道の土砂量が下流の許容量に比して大きくなり、自然のままでは局所的に平衡が成り立たない場合がありうる。この不平衡の量を吸収するのが砂防ダムで、満砂したダムの洪水時堆砂勾配と平水時の堆砂勾配との差、洪水時土砂調節量であろう。

流砂がある場合、ダム頂を越えるなど局所的な河道条件の変化があったとしても、ごく短距離ではは等流に近くなる。したがって、洪水時のダム背後の堆砂勾配は、定常流のときの動的平衡勾配で表すと、 h_0 : 溢流水深, b_0 : 溢流幅, b : 任意長流路幅, m : 流路幅変化率

$$i = \frac{Q^2}{E^2 m^2 (X + \frac{b_0}{m})^2} \left\{ h_0 \left(1 + \frac{b_0}{m} \right)^{\frac{2}{3}} \left(X + \frac{b_0}{m} \right)^{-\frac{2}{3}} \right\}^{-\frac{10}{3}} - \frac{24}{35} h_0 \left(1 + \frac{b_0}{m} \right)^{\frac{2}{3}} \left(X + \frac{b_0}{m} \right)^{-\frac{5}{3}} - \frac{11}{35} \frac{Q^2}{g h_0^2 m^2 \left(1 + \frac{b_0}{m} \right)^{\frac{4}{3}}} \left(X + \frac{b_0}{m} \right)^{-\frac{5}{3}} \quad (17)$$

と表される。実測によると、流量が増し、ひいては流砂量が増したとき、増加した点ですぐ流砂量に見合う勾配、水深が形成され、それが

次第に下流に伝わる。図9のように記号をとり、 i_0 をダム上流の勾配、

i_s を平常時堆砂勾配、 i を洪水時堆砂勾配とすると、洪水時土砂調節

量 ΔV 、単位幅あたり調節量 Δv で表すと、

$$\Delta V = \frac{1}{2} (i - i_s) L_s^2 + \frac{1}{2} (i - i_s) (L_t - L_s)^2 \quad (18)$$

ここで、 $i_0 L_t - D$ 、 D はダム高さ、とすると、

$$\Delta v = D^2 \frac{i}{i_0} \left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^{-1} \left\{ 1 - \frac{\left(1 - \frac{i}{i_0} \right)^2}{\left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^2} + \frac{1}{2} \frac{\left(1 - \frac{i}{i_0} \right)^2}{\left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^2} \right\} \quad (19)$$

である。上流より勾配 i_0 で流入する流砂量を $Q_{B in}$ 、ダムより勾配 i_s で流出する流砂量を $Q_{B out}$ とすると、この調節量 ΔV を満たすに必要な時間

$$B \Delta V = \int (Q_{B in} - Q_{B out}) dt \quad (20)$$

$$\Delta t = \frac{(K Q^{1/2})^{9/10} D^2 \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) \frac{i}{i_0} \left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^{-1} \left\{ 1 - \frac{\left(1 - \frac{i}{i_0} \right)^2}{\left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^2} + \frac{1}{2} \frac{\left(1 - \frac{i}{i_0} \right)^2}{\left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^2} \right\}}{Q^{9/10} n^{9/10} g^{1/2} \varphi F \cdot i_0 \left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^2 \cdot i^{2/20} \left(1 - \frac{i_s}{i_0} \right)^{2/20}} \quad (21)$$

となる。上式で、かりに $D=10m$ 、 $B=10m$ 、 $Q=10m^3/sec$ 、 $i_0=0.01$ として Δt を求めると1500時間となる。用いた数値の是非は別として、この時間は、洪水継続時間に比べて十分長いので、洪水時の流砂量の低減に十分役立っていると考えてよい。もし容量が小さいときは、連続した数基のダムで、この目的を果たせばよい。

3) 砂防ダムの効果の計量化

砂防ダムの土砂調節効果は、量的なもの、質的なものがある。量的な土砂調節効果としては、(9)式で求める Q_r に対して、(18)式の ΔV に河幅を乗じた洪水期間中の調節量との比の大小によって評価できる。これについては後程報告する。この研究は昭和60年度文部省科学研究費一般研究C「砂防ダムの防災効果の計量化に関する研究」の一部であることを記し、関係各位に謝意を表する。

- 1) 杉尾捨三郎：ダム上流の堆砂形状について、土木学会論文集、昭38.5.
- 2) 佐藤清一、吉川秀夫、芦田和男：河床砂れきの掃流運搬に関する研究、土木研究所報告、第98号の2、昭32、pp.13-30.
- 3) 平野宗夫：Armoringを伴う河床低下について、土木学会論文集、第195号、昭46.11、pp.55-65.
- 4) 芦田和男、道上正規：浮遊砂に関する研究(1)、京大防災研年報、第13号B、昭45.3、pp.233-242.
- 5) 芦田和男、藤田正治、向井健：河床砂れきの浮上率と浮遊砂量、京大防災研年報、第28号B-2、昭60.4、pp353-365.