



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	掃流流砂量の測定に関する研究
Author(s)	岸, 力; 板倉, 忠興; 藍, 秀明
Citation	北海道大學工學部研究報告, 57, 51-61
Issue Date	1970-10-31
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41005
Type	departmental bulletin paper
File Information	57_51-62.pdf



掃流流砂量の測定に関する研究

岸 力* 板倉 忠興* 藍 秀明*

(昭和45年5月6日受理)

A Measurement of Bed-Load Transport

Tsutomu KISHI Tadaoki ITAKURA Hideaki AI

Abstract

Several analytical formulae are available for the estimation of bedload transport rates. On the other hand, it is a very difficult problem to measure the bedload transport accurately in rivers and a confirmation of the formulae has not been carried out satisfactorily.

Generally, there are so many variables in the estimation of bedload transport rates that even if a formula is verified in an experimental flume, its validity in a natural river bed would still not be clear. It has become necessary to carry out the measurements of bedload transport rates in a natural river.

Thus, it is necessary to develop an economical technique to measure the bedload in a natural river or channel. Recently, a sonic depth sounder has been developed which may well be a useful technique.

An attempt was made to apply a method given by D. B. Simons and others¹⁾ by a statistical method. Especially, the average forward velocity of the sand dunes in the direction of flow and the height of the dunes were studied. The accuracy was examined by flume data.

In this investigation bed configurations of dunes were interested in an experimental flume. Some investigations on the characteristics of the plane geometry of dunes were made.

1. 緒 言

掃流流砂量を求めるために理論的に導かれた流砂量式が現在いくつか提案されている。一方、実際に流砂量を測定するには多くの困難が伴うために、実測資料は非常に少なく、これらの流砂量式の適合性について十分に検討することは困難である。

一般に、流水によって物質が移動する現象には非常に多くの因子が関与するため、たとえ実験水路内でその適合性が確認された流砂量式でも、水理条件がいちじるしく異なる実際の河川にそのまま適用可能かどうかは問題である。

現在の段階では、河川における流砂の現象の解析をより深く進めるためには、河川の流砂量の実測資料を得る事が重要である。

最近、超音波を利用した echo-sounder によって河床の高さの時間的な変動を精度良く、また比較的容易に測定することが可能になった。

* 土木工学科 河川工学講座

本研究は、河床の時間的変動の資料から流砂量を測定する方法に関して原理的な考察を行なったものであり、実験水路内で行なった観測結果を用いて方法の精度の検討を行なっている。

今回行なった実験では河床の sand waves が dune となるように実験条件を定めた。また dune の平面的な特性に関してもいくつかの考察を行なった。

2. 掃流流砂量

図-1 に示すように、河床上を dune が移動する場合を考え、Simons ら¹⁾ は次のような考察を行なった：

一般に流砂の連続式は (1) 式で表わされる。

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

ここに、

q_B : 単位時間、単位幅当たりの流砂量 (実容積)

λ : 砂の空隙率

y : 河床高

x : 流下距離

dune の移動速度が一定であるとして新変数 δ を導入する。

$$\delta = x - V_s t \quad (2)$$

ここに、

V_s : dune の移動速度

t : 時間

すると (1) 式から (3) 式が得られる。

$$dq_B = (1-\lambda) V_s dy \quad (3)$$

(3) 式を積分すると

$$q_B = (1-\lambda) V_s y + C_1 \quad (4)$$

ここで (4) 式中の y の代りに dune の谷間からの高さ h を用いることとし、dune の谷間では流砂量がまったくない、すなわち $h=0$ で $q_B=0$ と仮定すると (5) 式となる。

$$q_B = (1-\lambda) V_s h \quad (5)$$

或る地点を通過する場合は h が変化するので、時間 T の間の平均値を考えることにすれば (6) 式となる。

$$q_B = (1-\lambda) V_s \frac{1}{T} \int_0^T h dt \quad (6)$$

V_s および h が河床の時間的変動記録から定められるならば、(6) 式によって流砂量 q_B を求めることができる。

しかし、河床に発生する dune は一般には必ずしも規則的ではなく、また定常ではない。したがって、 V_s および h を定めるには統計的な考慮が必要である。著者らは確率過程理論の手法を応用して流砂量の計算方法を提案し、実験結果と対比して方法の有効性を示した。

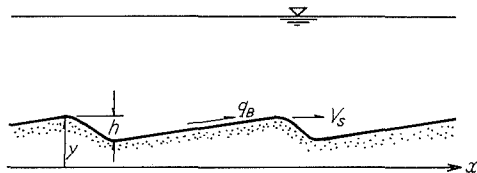


図-1 Dune の移動

3. 実 験

3.1 実験装置および実験方法

実験には長さ 20 m、幅 1.0 m の鋼製可変勾配水路を用いた。図-2 はその略図である。水は水路と貯水槽との間を 400 mm 斜流ポンプによって循環する。流量は幅 120 cm の全幅堰によって定めた。水路の上流端には給砂装置（容量 0.8 m³）があり、流砂量とほぼ等しい量の砂を供給している。実験に使用した砂は $d_{50}=0.062$ cm、空隙率 $\lambda=0.37$ 、比重 $\rho_s=2.66$ の川砂であり、これを水路床に 10~20 cm の厚さに敷きつめた。使用した砂の粒径加積曲線を図-3 に示した。

河床の変動は、図-4 に示す装置によって水路中に埋設した標尺の読みを観測して測定した。観測点は 図-5 に示すように水路下流端から 6.0 m、5.0 m の位置でそれぞれ横断方向に水路幅の 1/8 づつ等間隔に設け、実験ごとに観測点を移動させた。読取り間隔は 5 秒および 10 秒で、最大 4 測点で同時に観測を行なった。

実験は次のような順序で行なった。

- 1) 測定に先だって流砂の状態が定常と考えられるまで充分予備的な通水を行なう。
- 2) 観測装置によって河床の変動を読取る。平均の観測時間は 1~2 時間とした。
- 3) ポイントゲージによって水路中心線上、1.0 m 間隔で水面の標高を測定する。
- 4) 実験終了後、河床の標高を 3) と同様の方法で測定する。水深は 3) の測定との読みの差を

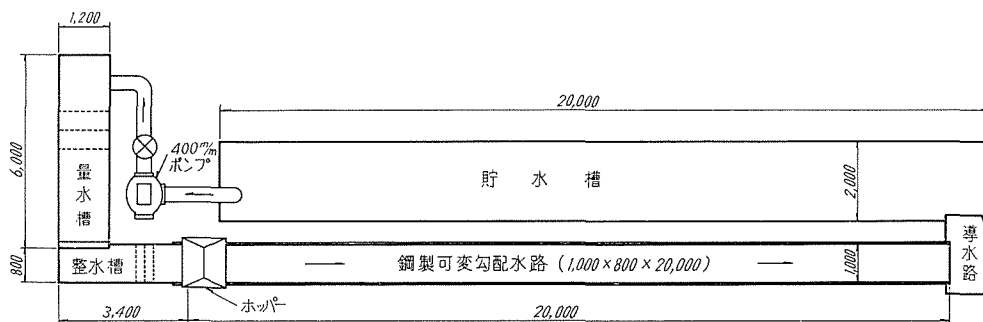


図-2 実験装置平面図

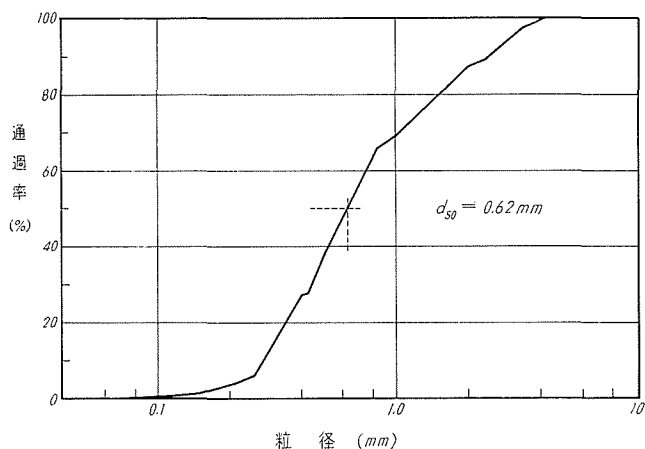


図-3 粒径加積曲線

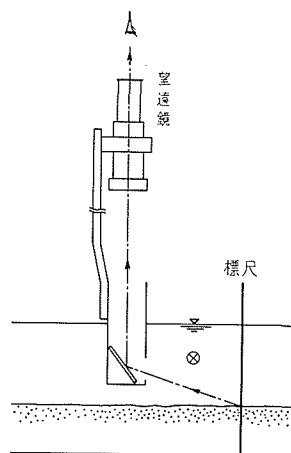


図-4 河床変動観測装置

とった。

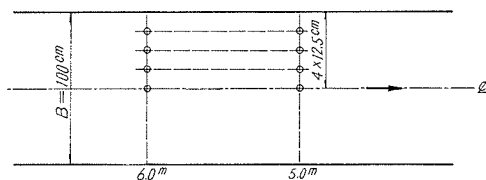
- 5) 貯水槽を排水して貯水槽内に流下した砂を計量する。

3.2 実験条件の考察²⁾

今回の実験で対象としたのは河床の状態が dune である場合であり、河床に dune が発生するように水理条件を設定する必要がある。

一般に河床砂が移動しているときの水路床の状態には ripple and dune, flat bed (transition) および antidune などがあることは良く知られている。これらは流れの水理条件と河床砂の性質によって規定される。流速を次第に増加させて行く過程において、掃流力が限界掃流力を越えて河床の砂が移動し始めると河床は ripple and dune と呼ばれる不規則な波形に変形する。典型的な dune の形は、上流側は緩勾配で下流側はほぼ安息角に等しい急傾斜をなす三角形に近い。dune は流速に比べると極めて遅い速度で進行する。さらに流速を増加させると dune の波形はくずれて、河床は平坦な状態となる (flat bed)。流速を増すと、水表面および河床はかき乱され、水表面と同じ位相で sine wave に近い対称的な波が発達する。これは流れにさからって上流側へと進行する (antidune)。

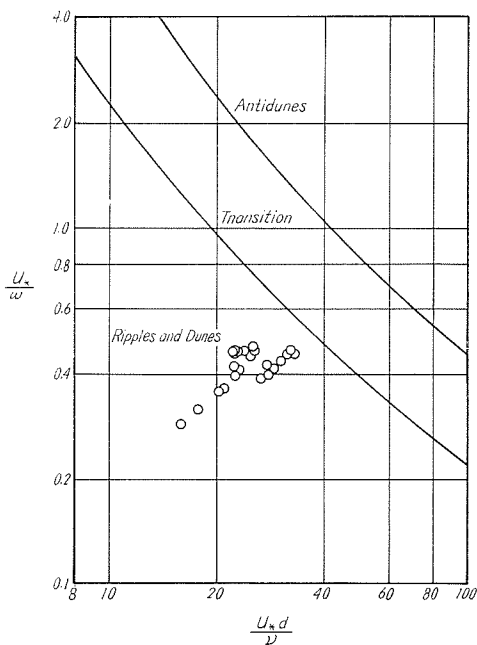
ところで、上述のような河床の形態と水理条件との関係については、多くの研究者によって状態図が提案されている。例えば Liu³⁾ は sand wave の発生するための条件として流れが土砂を輸送することおよび流れと移動床との間の境界面が不安定になることが必要であるとして、sand wave の発生



図—5 河床変動観測点位置図

表—1 実験水理量一覧表

実験番号 Run No.	流量 Q (ℓ/sec)	水面勾配 I (10^{-3})	水深 h (cm)	摩擦速度 u_{*} (cm/sec)	フルード数 Fr	粗度係数 n
4	40	2.25	5.8	3.39	0.90	0.015
5	25	2.60	5.0	3.41	0.71	0.015
6	22	3.35	7.5	4.63	0.35	0.018
7, 8	40	3.60	7.6	4.56	0.61	0.019
9, 10	40	3.80	6.5	4.56	0.77	0.015
11, 12	40	3.50	7.5	4.72	0.93	0.018
13, 14	25	3.10	6.0	4.04	0.54	0.019
15	35	3.40	6.8	4.54	0.63	0.018
16	35	3.40	6.3	4.33	0.71	0.016
17	35	3.10	6.9	4.16	0.62	0.015
18	35	3.00	7.0	4.25	0.60	0.017
19	35	3.10	7.0	4.32	0.60	0.017
20	35	3.23	7.0	4.41	0.60	0.018
22	35	6.40	6.4	4.28	0.71	0.016
23	35	7.50	7.5	4.28	0.59	0.019
24	35	6.90	6.9	4.75	0.66	0.018
25	35	5.80	5.8	3.89	0.70	0.015
26	35	7.50	7.5	4.42	0.59	0.019
27	35	7.40	7.4	4.73	0.60	0.020
28	35	6.30	6.3	4.52	0.75	0.016
29	35	7.40	7.4	4.23	0.59	0.018
30	35	6.70	6.7	4.63	0.69	0.018
31	35	6.60	6.7	4.34	0.70	0.016



図—6 Regime Criterion

限界を第一の要素 u_*/w と不安定要素 u_*d/ν との関係式で示している。

$$\frac{u_*}{w} = f\left(\frac{u_*d}{\nu}\right) \quad (7)$$

ここに、 w ：砂粒の沈降速度

u_* ：摩擦速度

d ：砂粒の粒径

ν ：水の動粘性係数

さらに、Albertson ら⁴⁾は(7)式をもとにして、多くの資料を整理し、ripple, dune, transition, antidune の形成限界を図-6のように定めた。図-6の区分に関しては必ずしも適当でないことが、指摘されているが、今回の実験の水理条件を定める場合の最初の目安としてこれを利用した。図-6中の点は今回の実験の結果であり、すべて河床に dune が発生したものである。尚、この場合の砂粒の沈降速度は(8)式の岩垣の実験式で計算し、粒径 d には $d_{50}=0.62$ mm を用いた。

$$w = 171.5 d \quad (8)$$

ここに w は cm/sec, d は cm 単位である。また、摩擦速度は径深と水面勾配から $u_* = \sqrt{gRI}$ で求めた。

表-1は各実験ごとの水理条件を一覧表にして示したものである。

4. Sand Waves の高さおよび移動速度

(6)式によって掃流流砂量を算出するため、sand waves の高さおよび移動速度を、著者らは次のような方法で計算した。

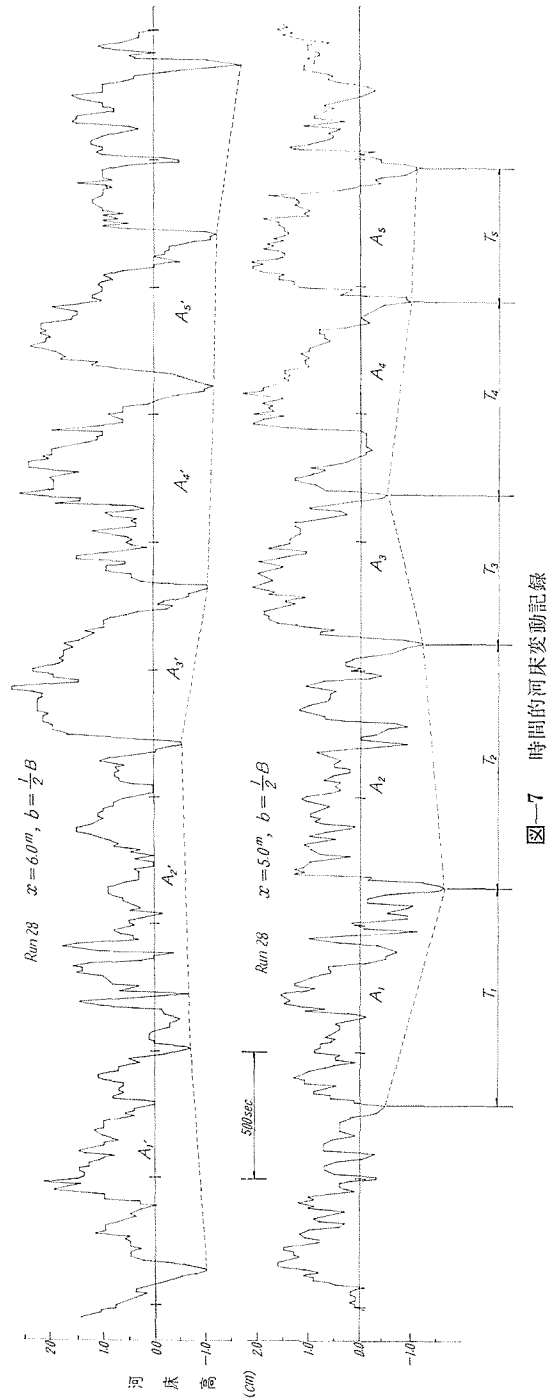
4.1 Sand Waves の高さ

縦断方向に並んだ二測点における時間的河床変動の記録の例を図-7に示した。

図-7から明らかなように dune は規則的な形を保っていることはなく、そのために dune の谷から谷までの通過時間 T_i も一定

ではない。したがって(6)式中の h に関する積分を行なう場合に、dune の高さ h の基準点および T_i の決定の仕方によってこの積分も種々の値をとることになる。

或る測点における観測資料からその自己相関関数を(9)式によって求める。読取間隔を Δt 、読取総数を N として lag time = $k\Delta t$ に対する自己相関関数 C_k は、



$$\left. \begin{aligned} C_k &= \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} (h'_i \times h'_{i+k}) \\ h'_i &= h_i - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N h_i \\ k &= 0, 1, 2, 3 \dots m \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

さらに Tukey の方法⁵⁾ によって次のように時間スペクトル密度関数を求める。

(9) 式から得られた C_k を (10) 式によってフーリエ変換しラインパワー L_i を求める。

$$\left. \begin{aligned} L_i &= \frac{2}{m} \left(C_0 + 2 \sum_{k=1}^{m-1} C_k \cos \frac{\pi k i}{m} + C_m \cos \pi i \right) \\ i &= 0, 1, 2, 3 \dots m \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

さらにラインパワーを (11) 式の Hamming のウィンドウを用いて平滑化する。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_0 &= 0.54 L_0 + 0.46 L_1 \\ \lambda_i &= 0.54 L_0 + 0.23 (L_{i-1} + L_{i+1}) \\ \lambda_m &= 0.54 L_m + 0.46 L_{m-1} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

これより、周波数 $(i-1/2)/2\pi$ と $(i+1/2)/2\pi$ との間に含まれるパワースペクトル密度は

$$\left. \begin{aligned} S(n) &= 2m \Delta t \lambda_i \\ i &= n = 0, 1, 2, 3 \dots m \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

図-8 および 図-9 は、以上の方法によって求めた自己相関関数およびパワースペクトル密度関数の例である。

図-8 のコログラムを見ると、河床の時間的変動には明らかに周期性が認められる。しかし現象の性質上、コログラムから直ちに卓越周期を判別することは困難である。そこで卓越周期を見出すため、図-9 に示したスペクトラムを利用する。図-9 の例に見られるように、sand wave のスペクトラムでは卓越周期が明らかに認められる。

そこで、時間スペクトル密度が最大となる時間間隔にできるだけ近い時間間隔の dune の谷間と谷間とを直線で結び、これを基準線としてこの直線から上方の部分について (6) 式の積分を行なう。図-7 中の破線はその状態を示している。

この場合、図-9 の例のように、時間スペクトル密度が最大となる周波数よりも高い周波数で二次的な極大値が出現することがしばしば見受けられる。これは特に水路中心線の付近における測定の際に生ずるものであり、後に 7.1 で述べるように dune の平面的な形状特性の影響による

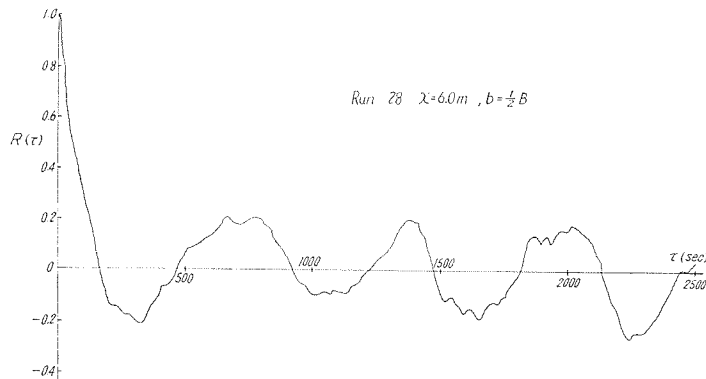


図-8 自己相関係数

ものと考えられる。このような場合の基準線の決定に当たっては、時間スペクトル密度が最大となる時間間隔のほかに、二次的な極大値をとる時間間隔をも考慮に入れて基準線を決定した。

(9) 式によって得られた自己相関関数の有意性については Anderson の方法⁶⁾ によって棄却検定を行なった。

$$\frac{C_L}{C_0} = R(\tau) \geq \frac{-1 \pm n_\alpha \sqrt{N-L-2}}{N-L-1} \quad (13)$$

ここに、 N : 資料総数

L : τ までの資料数

n_α : 精度 $\alpha=95\%$, $n_\alpha=1.96$

$\alpha=90\%$, $n_\alpha=1.64$

$\alpha=80\%$, $n_\alpha=1.28$

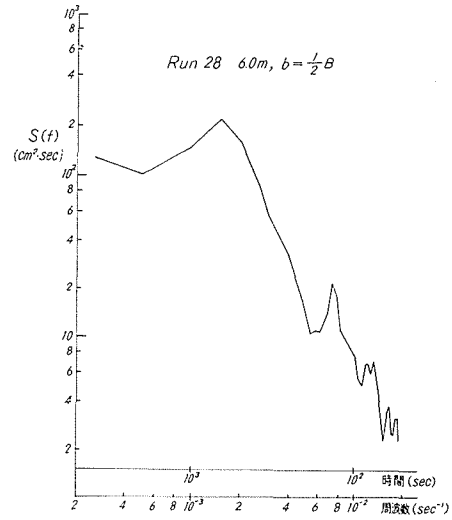


図-9 時間スペクトル密度

4.2 Sand Wave の移動速度

sand wave の移動速度 V_s は、二測点の河床変動記録の相互相関係数から求めた。

縦断方向に並んだ二測点における時間的河床変動記録から (14) 式によって相互相関関数 $C_{ij}(\tau)$ を算出する (図-7 参照)。

$$\left. \begin{aligned} C_{ij}(\tau) = C_{ij}(k\Delta t) &= \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} (h'_{1,i} \times h'_{2,i+k}) \\ h'_{1,i} &= h_{1,i} - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N h_{1,i} \\ h'_{2,i} &= h_{2,i} - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N h_{2,i} \\ k &= 0, 1, 2, 3, \dots, m \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

図-10 は (14) 式によって求めた相互相関関数を $C_{ij}(0)$ によって基準化した $R_{ij}(\tau)$ の一例である。

著者らは二測点間の距離 l を測点間の河床変動の相互相関が最大となる delay time $\tau_{\max}$ で

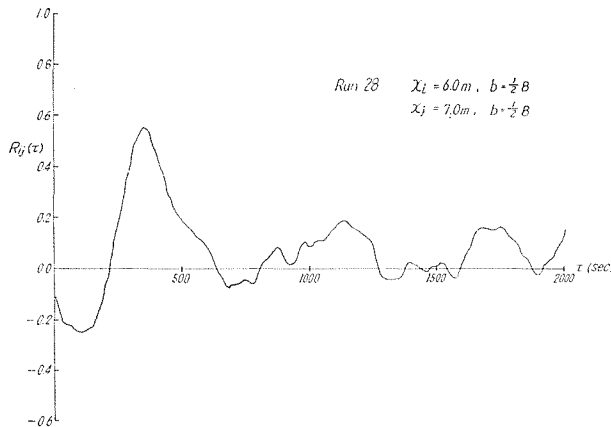


図-10 相互相関係数

除した値を sand wave の移動速度と考えた。

$$V_s = \frac{l}{\tau_{\max}} \quad (15)$$

l と $\tau_{\max}$ との関係は 図-11 に示すように直線的な関係にあり、この方法で V_s を測定できることがわかる。

図-12 は相互相関係数の最大値 $R_{ij}(\tau)_{\max}$ と $\tau_{\max}$ との関係を示したものである。図-12 では、 $R_{ij}(\tau)_{\max}$ の値は sand wave の形や流砂量には独立に単に時間だけに関係して減少して行くと考えられる。さらに、測定値のばらつきは大きいと平均的には (16) 式の関係が成り立っている。

$$R_{ij}(\tau)_{\max} \propto (\tau_{\max})^{-2/3} \quad (16)$$

$i \neq j$

(16) 式は、観測のための測点配置を決める上に有用な関係である。

5. 結果の検討

4 で述べたような方法によって (6) 式中の dune の高さおよび移動速度を規定して、実験結果の流砂の採取量と比較したものを 図-13 に示した。図のように上述の方法によって算出した流砂量の計算値は実測値の +50% ~ -50% の範囲となることを知った。

河床変動の時間的変動を観測する場合、測点を設置する横断的な位置による変化は、側壁のごく近傍を除けば、流砂量の計算値に大きな差違は見られなかった。著者らの実験では側壁から水路幅の 1/8 の位置での観測資料でその傾向が見られた。結局、河床変動の観測点を設置する場合は河川を中心からそれぞれ川幅の 1/4 程度の範囲内に設置するのが適当と思われる。

なお、時間スペクトル密度の計算に際しては、総資料数は 360~720、最大の

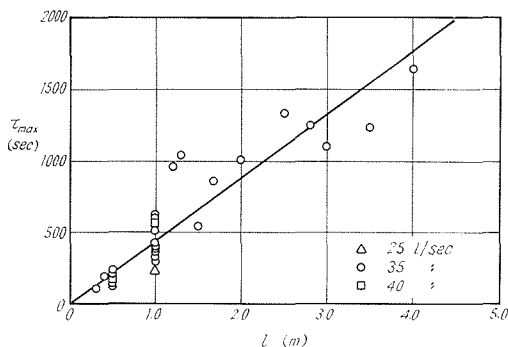


図-11 $\tau_{\max}$ と測点間隔との関係

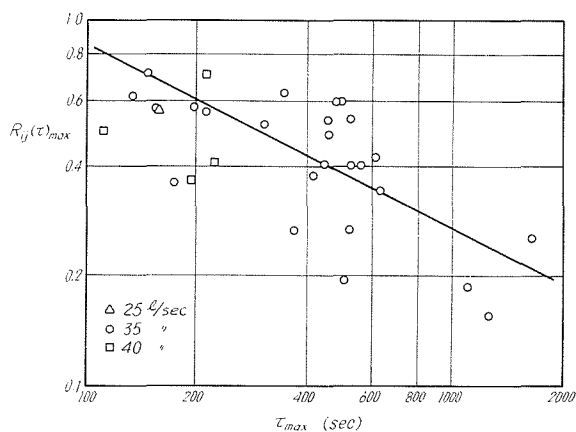


図-12 相互相関係数の最大値とその delay time との関係

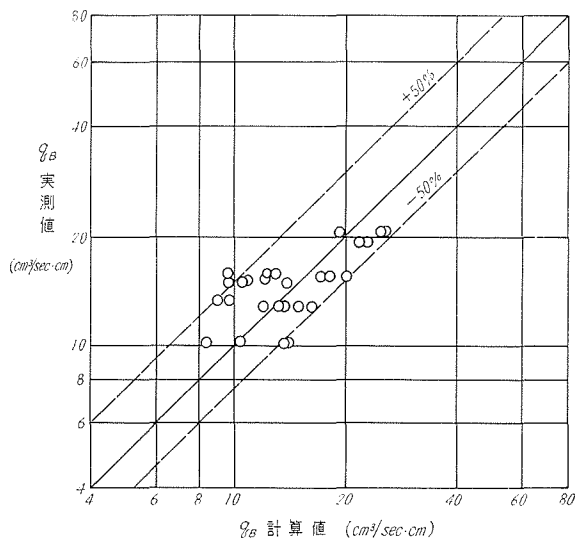


図-13 実測値と計算値との比較

ずらし数は 50~100, 自由度は 8~13 とした。

6. 掃流流砂量の横断的な分布

前述のように河床の時間的変動を観測する場合の観測点の横断的な位置に関しては、流砂量の計算値に与える影響は大きくない事を知ったが、実際に流下する砂の分布の状態を知るために行なった 2, 3 の実験の結果は次のようである。

横断方向の流砂量の分布を調べる為に水路下流端で水路幅を 10 cm ごとの等しい 10 個の断面に分割して、同時に流砂の採取を行なった。

採取時間は 5~15 分間であり、結果は図-14

に示した。図-14 によると側壁付近では流砂量が少なくなっているが、最大値は必ずしも中央ではなく、側壁から水路幅の 1/4 の位置付近に存在する傾向が認められる。

したがって、幅の広い水路においては流砂量は横断的に必ずしも一様ではないので、或る地点において砂を採取して断面全体の流砂量を算出する場合は、流砂量の横断的な分布を充分考慮する必要がある。

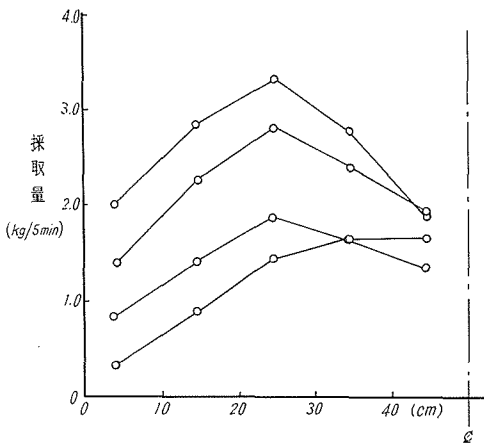


図-14 掃流流砂量の横断分布

7. Sand Waves の特性

7. 1 Sand waves の平面的な形状

今回の実験では河床の形状が dune に属する形態について着目している。一般に dune は

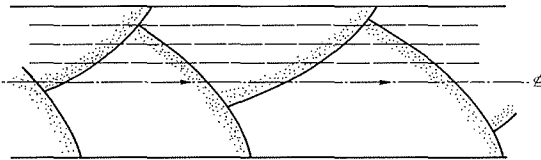


図-15 Dune の平面形状

図-15 に略図で示したように、alternating bar のような形状で移動して行くことが観測された。

図-15 から明らかなように、水路中の或る固定した点において河床の時間的変動を観測した場合は、変動の周期が必ずしも

単一ではないことがわかる。したがって 4. 1 で述べたように、河床変動の時間スペクトル密度の分布の上にもっとも卓越した周期よりも、短い周期で 2 次的な極大値が生ずることになる。

また、水路の側壁に近い観測点の資料についてはこのような卓越した 2 次的な周期成分は見られなかった。このことは、今回の実験条件で形成された河床の状態は図-15 のような河床形態が支配的であることがわかる。

7. 2 各々の sand wave の移動速度と大きさとの関係

4. で述べた方法は、移動速度 (V_s) 及び sand wave の高さについては全観測時間の平均値を用いるような方法をとっている。

ところで、先にも述べたように、Sand wave のひとつひとつに着目するとそれらの諸量はそれぞれ平均値のまわりに或る分布をしている。特に観測時間が短い場合などにはその分布の状態が問題となることが考えられる。ひとつひとつの sand wave について、その移動速度 V_{si} と大きさ A_i との積についてそれらの平均値のまわりの分布を調べた結果は図-16 のようにほぼ正規分布となる事が認められた。

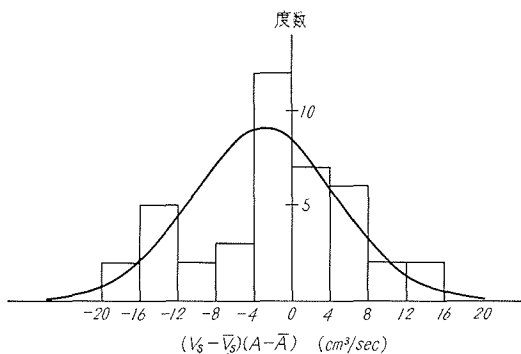
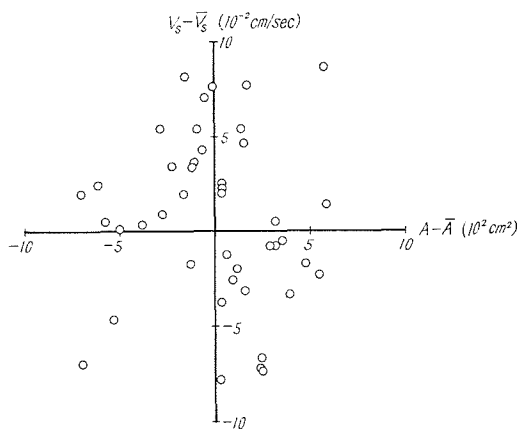
図-16 $(V_s - \bar{V}_s)(A - \bar{A})$ の分布

図-17 Sand wave の大きさと移動速度との相関

また, sand wave の大きさ A_i の平均値からの変動 ($A'_i = A_i - \bar{A}$) と, それぞれに対応する移動速度の平均値からの変動 ($V'_{si} = V_{si} - \bar{V}_s$) との相関関係を調べた結果は 図-17 のようになり, 相互に負の相関のある事が認められた。

相関係数 $r = -0.2$ を得た。

ただし,

$$r = \frac{\sum (A_i - \bar{A})(V_{si} - \bar{V}_s)}{\sqrt{\sum (A_i - \bar{A})^2} \sqrt{\sum (V_{si} - \bar{V}_s)^2}}$$

このことは砂洲の波長と前進速度との関係について類似した結果を得た木下⁸⁾ の報告やライン川, 阿賀野川下流部における実測例と比較して興味深い結果である。

8. 総 括

河道中の固定した観測点における時間的河床変動の観測資料から流砂量を算定する方法についての提案を行ない, 実験結果との比較を行なった。その結果および実験を行なった際に観測されたいくつかの sand waves の特性をも合わせて総括すると大要次のようである。

i) (6) 式を用いて掃流流砂量を算出する場合に, sand waves の高さとしては, 次のように決定するのが適切である。河床変動の記録から時間スペクトル密度を算出し, 河床変動の記録上でこの時間スペクトル密度が最大となる時間に近い時間間隔の谷間と谷間を直線で結び, これから上方の部分について sand wave の高さに関する積分を行なう。

ii) 同様に, sand waves の移動速度は, 縦断方向に並んだ 2 測点間の距離 l を, それらの測点間の河床変動の相互相関が最大となる delay time $\tau_{\max}$ で除した値を用いるのが適切である。

このことは 図-11 のように l と $\tau_{\max}$ が直線的な関係にあることから明らかである。

iii) (6) 式中の sand waves の高さおよび移動速度を i) および ii) で述べた方法で規定して求めた計算値と今回の実験による実測値とを比較すると $+50\% \sim -50\%$ の範囲で適合している。

iv) 縦断方向に並んだ 2 測点間の相互相関の最大値 $R_{sf}(\tau)_{\max}$ は最大値をとる delay time $\tau_{\max}$ のほぼ $-2/3$ 乗に比例して減少する。

v) 観測点の横断的位置が流砂量におよぼす影響は水路の側壁の近傍を除けば大きくはない。今回の実験では水路の中心から水路幅 $1/4$ の程度の範囲では計算値はほぼ一定であった。

vi) 縦断方向に並んだ2測点間の相互相関の最大値は、その最大値をとる delay time のほぼ $-2/3$ 乗に比例して減少する。

vii) 実際の流砂量の横断的な分布は、水路の側壁のごく近傍では非常に小さい。また、流砂量の最大値は必ずしも水路の中心では現われない。今回実験では水路の側壁から水路幅の $1/4$ 付近で流砂量が最大であった。

viii) 今回の実験では sand wave を平面的に見ると図-15 のような alternating bar の形状で移動することが観測された。このような場合には一般に、固定した点において観測した河床変動には最も卓越した周期のほかにそれよりも短い2次的な周期が存在することになる。

ix) ひとつひとつの sand wave に関しては、大きさと移動速度との間に負の相関のあることが認められた。

あ と が き

自己相関関数、相互相関関数およびスペクトル密度の計算はすべてデジタル計算機によった。使用した計算機は NEAC 2200-400, FACOM 270-20 および HITAC 5020 である。

実験および計算等には、穴吹隆之、清水全生の両君をはじめ河川工学研究室全員の多大な協力を得たことを記し、深く感謝の意を表します。またデジタル計算機のプログラミングに多大の助力を戴いた同研究室 平山健一助教授および森明巨助手に深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) Simons, D. B. Richardson, E. V. and Nordin, C. R.: Unsteady Movement of Ripples and Dunes Related to Bed-Load Movement, Proc. of 11th I. A. H. R., 3-29, 1965.
- 2) 椿東一郎: 流砂, 土木学会, 1966 年水工学に関する夏期研修会講義集, 66-02, 昭和 41 年 8 月.
- 3) Liu, H. K.: Mechanics of Sediment-Ripple Formation, Jl. of A. S. C. E., Vol. 83, HY 2, pp. 1197-1~23, April 1957.
- 4) Albertson, M. L., Simons, D. B., and Richardson E. V.: Discussion of 3), Jl. of A. S. C. E., Vol. 84, HY 1, pp. 1558-23~32, February 1958.
- 5) Blackman, R. B. and Tukey, J. W.: The Measurement of Power Spectra, Dover Publications, 1959, ほか.
- 6) Roesner, L. A. and Yevjevich, V. M.: Mathematical Models for Time Series of Monthly Precipitation and Monthly Run-off, Hydrology Papers, No. 15, Colorado State University, October 1966.
- 7) 小宮勤一: IV-3 相関を利用した流速測定, 磯部孝編, 相関々数およびスペクトル, pp. 180-190, 東京大学出版会, 昭和 43 年 2 月.
- 8) 木下良作: 航空写真による洪水時の流況測定, 土木学会, 1968 年水工学に関する夏期研修会講義集, 68-12, 昭和 43 年 8 月.
- 9) 板倉忠興, 藍 秀明, 穴吹隆之: 掃流流砂量の測定に関する研究, 第 24 回土木学会年次学術講演会講演概要, II-90, 昭和 44 年 9 月.