
招待論文
Invited Paper

招待論文

小規模河床形態と粗度

ALLUVIAL BEDFORMS OF SMALL SCALE AND ROUGHNESS

林 泰造*

By Taizo HAYASHI

1. ま え が き

移動床流れの河床形態と流水抵抗の諸特性については多くの研究者によって実験的、理論的研究が数多く行われてきた。土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会（委員長：林 泰造）による研究報告（1973）およびアメリカ土木学会土砂水理委員会（委員長：V. A. Vanoni）による研究報告（1966）を編集した土砂水理学便覧（1975）においてはその時点までに得られた研究成果の体系化が行われている。土木学会研究小委員会研究報告（以下“JSCE TC 報告”と略称する）では、河床形態を小規模河床形態と中規模河床形態とに区分し、その波長が河床面付近の物理量によって支配される砂漣と、主として水深に支配される砂堆、反砂堆およびこれらの間の遷移領域の河床形態とを総称して小規模河床形態とよび、一方、固定砂州、交互砂州、うろこ状砂州等のようにその規模が小規模河床形態に比べて大きく、その波長が主として水路幅に支配されるものを中規模河床形態とよんでいる。

このように河床形態の構造を水路の特徴的な規模である水深および水路幅を用いて考察しようとする考え方は河床波の構造や形状特性を検討するうえで合理的なものとして現在も広く用いられている。

中規模河床形態は主として流路変動に関係するものであるのに対して小規模河床形態は主として抵抗や流砂量に関係する。筆者は小規模河床波の発生および粗度について研究を行ってきており、標記の課題には関心が深い。今回、招待論文のお話を編集委員会から伺ったとき、はじめは必ずしもこのような課題についてではなかったように思うが著者の希望としてこの課題を選ばせて頂いた。この執筆の機会に、筆者らの既発表論文の中ではペー

ジ数等の関係で詳しく掲載し得なかった貴重な個々のデータをできるだけ克明に表示し、またこれらに対する必要図面を新しく作成してこれまでの発表論文の内容を増補し、このようにしてこの問題についての従来の研究に筆者らの研究も加えてこの問題についての review を行うこととする。

2. 沖積河川の河床抵抗予測

沖積河川においては、河床に形成される河床形態と流砂量の影響により流速係数あるいは粗度や粗さを表わす摩擦係数の値が変化する。沖積河川の河床抵抗予測のためになされた研究の中からいくつかの研究を選び、その抵抗予測のための式または図面に使用されているパラメーター間の関数関係式を表示すると表—1 のようになる。

表—1 の中で Einstein-Barbarossa の式は $d_{35} \propto d_{50}$ と仮定すると d_{50} を用いての τ_* について

$$f_* = \text{fn}(\tau_*) \dots \dots \dots (1)$$

と書き直され、また Shen の式は次のように書き直すことができる。

$$f_* = \text{fn}(\lambda \tau_*) \dots \dots \dots (2)$$

また、Brownlie の研究では最終的には

$$\tau_{*s} = \text{fn}[(s-1)(q_* S)^x S^y] \quad (\text{ただし, } x, y = \text{定数}) \dots \dots \dots (3)$$

なる 1 パラメーター関係式を多数データ整理の結果見出している。しかし、この関係式は表—1 中に示した関数関係式から発して実験式化されたものであるから、ここでは 2 パラメーター式として考える。

水流抵抗の表示式のめざすところは式 (3) のような 1 パラメーター関係式の確立であり、それに向けての無次元量の組合せ——たとえば Shen の関係式においては ϕ_{35} と λ 、吉川・権貝・福岡の関係式においては k_s/R と S とを合わせた 1 つの無次元積の使用、等——がなされていると考えられるので、表—1 の独立パラメー

* 正会員 工博, Dr. Honoris Causa 中央大学教授 理工学部土木工学科 (〒112 文京区春日 1-13-27)

Keywords: equivalent roughness, alluvial bedforms, sand waves

表—1 河床抵抗表示のための無次元パラメーター間の基本関数関係

研究者	年代	基本関数関係	備考	独立無次元パラメーター数
Einstein and Barbarossa	1950	$v/u_*'' = \text{fn}(\phi_{35}')$	$\phi_{35}' = (s-1) d_{35}/R'S$	1
椿・古屋	1951	$k_s/d = \text{fn}(\tau_*)$		1
篠原・椿	1957	$\varphi = \text{fn}(\tau_*')$		1
芦田	1959	$\varphi = \text{fn}(\tau_*)$		1
Shen	1962	$u_*''/v = \text{fn}(\phi_{35}'/\lambda)$	$\lambda = \text{fn}(w_0 d_{50}/v)$	1
Engelund	1966, 67	$\tau_* = \text{fn}(\tau_*')$		1
吉川・権貝・福岡	1967	$k_s/RS = \text{fn}(Fr)$		1
杉尾	1969	$v/R^2 S^b = K$	$a, b = \text{定数}, K=54 \text{ (砂漣)}$ $80 \text{ (砂堆)}, 110 \text{ (遷移・平坦)}$	1
Alam and Kennedy	1969	$f_b'' = \text{fn}(v/\sqrt{gd_{50}}, R_b/d_{50})$		2
岸・黒木	1972	$\tau_* = \text{fn}(\tau_*', R/d_s)$		2
Brownlie	1983	$(s-1)\tau_{*s} = \text{fn}(q/\sqrt{gd_{50}^3} S)$	$\tau_{*s} = \tau_*/\sigma_s^2, Z = \text{実験定数}$	2
中川・辻本	1983	$\varphi = \text{fn}((s-1)q, S, S)$	$q_* = q/\sqrt{(s-1)gd^3}$	2
尾崎・石橋・白砂	1984	$k_s/d_s = \text{fn}(\tau_*'/\tau_{*c}, R/d_s)$	$d_s = d_{85}$	2
林 林・緒方 林・石	1986, 87, 88, 89	$k_s/d_{50} = \text{fn}(\tau_*', S)$		2

記号 $\tau = \tau' + \tau''$, τ' = 表面摩擦せん断力, τ'' = 河床波による形状抵抗せん断力, v = 断面平均流速, $\tau_* = \tau/\rho g(s-1)d_s$, $\tau_*' = \tau'/\rho g(s-1)d_s$, φ = 流速係数, d_s = 代表粒径, ρ = 水の密度, s = 粒子の比重, w_0 = 粒子沈降速度, $u_*'' = \sqrt{\tau''/\rho}$, f_b'' = 河床の形状抵抗係数, d_{50} = 50% 粒径, k_s = 砂粒相当粗度, R = 径深, S = エネルギー勾配, Fr = フルード数, q = 単位幅当たりの流量, $\sigma_s = \sqrt{d_s/d_{50}}$.

ターの数のみをみて2パラメーター関係式の方が1パラメーター関係式より精度が高いものと考えすることはできない。しかし、 $X = \text{fn}(\tau_*)$ の形の1パラメーター関係式は下部レジームと上部レジームとを総じて取り扱うときには X の値に多価性が現われるという難点があり、また $(f_b'' \text{ or } \tau_*) = \text{fn}(\tau_*')$ 型の1パラメーター関係式ではパラメーターの数が少なくとも1つは足りないように筆者には思われる。

このような観点から筆者は2パラメーター関係式で考えてゆくこととした。そして表—1中に記載のように、筆者らは τ_*' のほかに第2番目のパラメーターとしてエネルギー勾配 S を採っている。河床の1断面について考えると、1サイクルの洪水期間中その断面における R の値の変化は大きい、 S の変化の割合は比較的小さい。すなわち R より S の方が τ_*' の値に対する従属性が少ないと考えられることが S を2番目のパラメーターとして採用した理由である。

表—1の中で、抵抗を表わす要素として砂粒相当粗度 k_s を取り上げているものには吉川・権貝・福岡、尾崎・石橋・白砂および筆者らの研究がある。しかし、 k_s を定義する流速式として用いられているものは著者ごとに少しずつ異なっている。

砂粒相当粗度 k_s と Manning の粗度係数 n とは次式 (4) で結ばれている。ただし式 (4) の \log の引数の係数 11.02 は Einstein が彼の研究で多く用いていた値である。

$$\varphi = \frac{1}{n} R^{1/6} / \sqrt{g} = 5.76 \log(11.02 x R_b / k_s) \dots\dots (4)$$

この式をみると、Manning のパラメーター $n/R^{1/6}$ は

R_b/k_s の関数として表わされ、 k_s の値が100倍に増大しても n の値は通常の移動床水路・河川の範囲では2倍程度に増大するに過ぎないことがわかる。 k_s と無次元流速係数 φ との関係も同様である。このため、河床抵抗の変化を調べるためには n や φ の値の変化を調べるよりも k_s の値の変化を検討の方が精度がよい結果が得られるものと考えられる。また、この k_s の値は河床形態をそれに等価な粗度を与えるものとしてシミュレートした粗度高度であるから河床波の波高とある程度対応させ得る“寸法”であり、この点でも単に抵抗の“度合”を表わす粗度係数よりはより“直視的”な量であるといえよう。以後本文では k_s を単に“相当粗度”と記す。

3. 相当粗度

筆者らはこれまでの研究において、主として相当粗度 k_s の変化を系統的に調べることにより外部のパラメーターの変化に対する k_s の変化を統一的に検討してきた (表—1記載の論文)。それらの論文で k_s を定義する流速式には Einstein の論文と同じ係数 12.27 を \log の引数の中にもつ次式を使用した。すなわち

$$\varphi = \frac{v}{u_*} = 6.25 + 5.76 \log \frac{R_b}{k_s} = 5.76 \log \left(12.27 \frac{R_b}{k_s} \right) \dots\dots\dots (5)$$

しかし、この式は $R/B \sim 0.10$ 程度の場合の式であるので、今回の論文 (本論文) においてはこれを広矩形断面の式に改め、また Einstein の滑面-粗面遷移パラメーター x を含めて Einstein の使用した本来の \log の引数 xR_b/k_s に戻した下記の式 (6) により k_s を定義することに改める。

$$\varphi = \frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.76 \log \frac{xR_b}{k_s} = 5.76 \log \left(11.02 \frac{xR_b}{k_s} \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

したがって相当粗度 k_s は式 (6) を書き直した次式により計算する。

$$\frac{k_s}{d_{50}} = 11.02 x \frac{R_b}{d_{50}} 10^{-\varphi/5.76} \quad \dots\dots\dots (7)$$

このように k_s はそのときの R_b と φ という 2 つのグロスな水量を知るだけで計算することができる量である。

k_s/d_{50} の値を τ'_* と関係づけるためには τ'_* を求める必要がある。筆者らは表-1 記載の研究では

$$\frac{v}{\sqrt{gR_b S}} = 5.76 \log \left(12.27 \frac{xR'_b}{d_{50}} \right), \quad \tau'_* = \frac{R'_b S}{(s-1)d_{50}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

として計算してきたが、今回はまず上述のように広矩形断面の式に改め、また平坦河床のときの k_s は Engelund and Fredsøe (1982) と同じく $k_s = 2.5 d_{50}$ とすることとした。したがって、本論文において τ'_* の計算のために使用した式は次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \frac{v}{\sqrt{gR_b S}} &= 5.76 \log \left(11.02 \frac{xR'_b}{2.5 d_{50}} \right) \\ &= 5.76 \log \left(4.408 \frac{xR'_b}{d_{50}} \right) \\ \tau'_* &= R'_b S / (s-1) d_{50} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

使用したデータは表-1 の林・石の論文 (1989) におけると同じく Gilbert (1914), Guy, Simons and Richardson (1966), Cooper and Peterson (1969), Peterson and Howells (1978), 建設省土木研究所資料 (山本, 1976), Brownlie (1981), 電力中央研究所報告 (尾崎・石橋・白砂, 1982), 国際泥砂研究培训中心 (北京) 資料 (1987), 岸 (1987), 等の各データ集ないし報告書によるものであり、それらの中から約 6 600 個のデータを選びそのデータ解析を協同研究者 石 穎の協力を得て行った。データのうち、実験室データについてはすべて Vanoni and Brooks (1957) の方法により側壁の影響を除去した。次にすべてのデータを式 (7) により解析して k_s/d_{50} の値を求め、表-2 に示すように 8 区分されたエネルギー勾配別に図示する。しかし、データ解析の結果 $\tau'_* > \tau_*$ となるデータはここでは理論的に不合理なデータと考えてそのような約 1 500 個のも

のを棄却し、結局、残り約 5 100 個のデータ解析結果を図示した。これらが図-1(a)~(h) に示される。これらの図にみられるように、計算された k_s/d_{50} の値のばらつきはいずれの勾配範囲においても大きい、これは現象の性質上やむを得ない結果であると思われる。各勾配別における曲線は各グラフにおけるいわゆる“最適合曲線”として、しかしそれと前後する勾配別番号のグラフのそれぞれの最適合曲線と相互に矛盾する点がないように、つまり全データに対する各勾配別の“内挿曲線”として記されたものである。また、これらの曲線を 1 枚の図に合わせて描いたものが図-2 である。ただし、曲線 3a と 3b は相互に非常に近接したものであるので、両者の中間を通る曲線をもって曲線 3 として記入した。

図-2 からみられるように、 k_s/d_{50} の値はパラメーター S の値に関せず $\tau'_* \approx 0.2$ で極大となり最大波高の河床波が形成される。また、 $\tau'_* > 0.6$ の範囲では $S > \approx 3 \times 10^{-3}$ (勾配別番号 5 以上のもの) に対して k_s/d_{50} の値は τ'_* の値の増加とともに再び増加するが、それらのデータに対する河床形態は反砂堆、シュート・プールとなっている。

4. 洪水期間中の相当粗度の変化

実際河川においては 1 洪水期間中に k_s/d_{50} の値は一般に大幅に変化する。その 2, 3 の例を以下に示す。

図-3 は利根川川俣地点における 1959 年 8 月の洪水記録²⁶⁾であり、 v, H, Q, S (水面勾配) はいずれも実測値、 $\tau'_*, \tau_*, k_s/d_{50}$ は計算値である。洪水のピーク流量時には k_s/d_{50} の値は初めの値 (≈ 600) から 2 桁も小さい値 (≈ 8) となっており、流量ピーク時には河床波はほぼフラッシュされていることを示している。しかし、減水期には k_s/d_{50} の値は徐々に初めの値まで回復してゆく。

図-4 は上述の利根川川俣地点の洪水記録ならびに 1981 年石狩川石狩大橋地点³⁰⁾および 1988 年石狩川石狩河口橋地点³²⁾の各洪水記録から求められた k_s/d_{50} の値を $k_s/d_{50} \sim \tau'_*$ 図上に図示したものである。1981 年洪水時石狩大橋地点の Q_{peak}, d_{50} および S の範囲は次のようである。

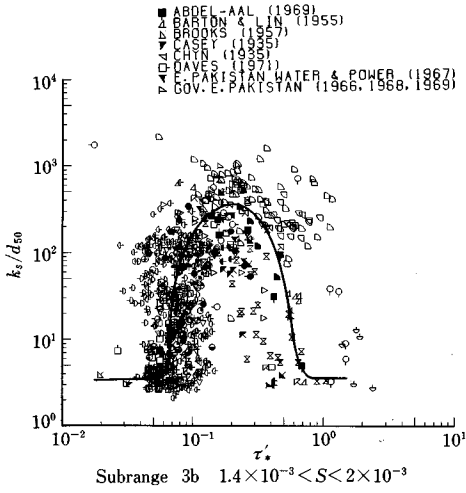
$$Q_{peak} = 9\,900 \text{ m}^3/\text{s}, \quad d_{50} = 0.80 \text{ mm}, \\ S = (2.5 \sim 3.5) \times 10^{-4}$$

1988 年洪水石狩川石狩河口橋地点のデータと図-4 中の曲線 (1 点鎖線) の説明は後で図-5 の箇所で行う。

上述の利根川川俣地点および 1981 年石狩川石橋大橋地点のケースにおいては、いずれもその水面勾配は本論文での勾配別区分番号 1 の範囲に入るのである、比較のための曲線として曲線 1 および 2 も図-4 の中に記入してある。曲線 1 は勾配別区分番号 1 の範囲のデー

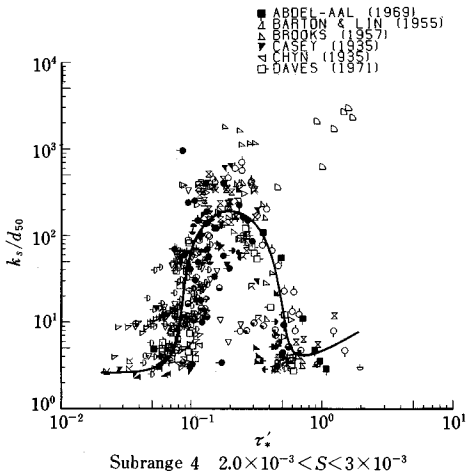
表-2 エネルギー勾配別番号

勾配別番号	エネルギー勾配	勾配別番号	エネルギー勾配
1	$1 \times 10^{-4} < S < 4 \times 10^{-4}$	4	$2.0 \times 10^{-3} < S < 3.0 \times 10^{-3}$
2	$4 \times 10^{-4} < S < 9 \times 10^{-4}$	5	$3.0 \times 10^{-3} < S < 5.3 \times 10^{-3}$
3a	$9 \times 10^{-4} < S < 1.4 \times 10^{-3}$	6	$5.3 \times 10^{-3} < S < 7.3 \times 10^{-3}$
3b	$1.4 \times 10^{-3} < S < 2.0 \times 10^{-3}$	7	$7.3 \times 10^{-3} < S < 9.3 \times 10^{-3}$



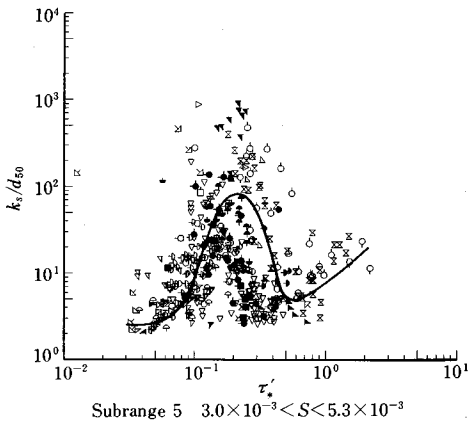
- ABDEL-AAL (1969)
- BARTON & LIN (1955)
- BROOKS (1957)
- CASEY (1935)
- DAVES (1971)
- PAKISTAN WATER & POWER (1967)
- GOV. PAKISTAN (1966, 1968, 1969)
- FRANCO (1968)
- LIBERT (1914)
- LIBERT (1914) ENERGY SLOPE
- LIBERT (1914) UNIFORM FLOWS
- GUY, SIMONS & RICHARDSON (1966)
- HILL, SRINIVASAN & UNNY (1969)
- HO, PANG-TUNG (1939)
- JORISSEN (1938)
- KENNEDY (1961)
- KENNEDY & BROOKS (1963)
- AURSEN (1958)
- HAVIS, LIU & SOUCEK (1937)
- MACDUGALL (1933)
- PETER, PETER & MULLER (1948)
- MUTTER (1971)
- NOMTCOS (1957)
- NORDIN (1978)
- NORDIN (1978)
- OBRIEN (1936)
- NONAKA, JAI & KENNEDY (1976)
- PRATT (1970)
- PRATT (1970)
- PRATO, KIKAKA & ASHIDA (1958)
- INCH (1960)
- SASAKI (1960)
- FEIN (1965)
- TAYLOR (1954, 1958)
- VANDON & BROOKS (1957)
- VANDON & HUANG (1967)
- WILLIAMS (1970)
- WILLIAMS, COLEMAN & ELLIS (1972)
- US WATERWAYS EXP. STA. (1935A)
- ZNAMENSKAYA (1963)
- ISHIKARI R., INOU, HOKKAIDO D.B. (1981)
- MOUNTAIN CREEK, EINSTEIN (1944)
- GRANDE R., NORDIN & BEVERAGE (1965)
- TRINITY R., KNOTT (1974)

(d)



- ABDEL-AAL (1969)
- BARTON & LIN (1955)
- BROOKS (1957)
- CASEY (1935)
- DAVES (1971)
- PAKISTAN WATER & POWER (1967)
- GOV. PAKISTAN (1966, 1968, 1969)
- LIBERT (1914)
- LIBERT (1914) ENERGY SLOPE
- LIBERT (1914) UNIFORM FLOWS
- GUY, SIMONS & RICHARDSON (1966)
- HILL, SRINIVASAN & UNNY (1969)
- KENNEDY & BROOKS (1963)
- AURSEN (1958)
- HAVIS, LIU & SOUCEK (1937)
- MACDUGALL (1933)
- PETER, PETER & MULLER (1948)
- NOMTCOS (1957)
- NORDIN (1978)
- OBRIEN (1936)
- NONAKA, JAI & KENNEDY (1976)
- PRATT (1970)
- PRATT (1970)
- PRATO, KIKAKA & ASHIDA (1958)
- INCH (1960)
- SASAKI (1960)
- FEIN (1965)
- TAYLOR (1954, 1958)
- VANDON & BROOKS (1957)
- VANDON & HUANG (1967)
- WILLIAMS (1970)
- WILLIAMS, COLEMAN & ELLIS (1972)
- US WATERWAYS EXP. STA. (1935A)
- ZNAMENSKAYA (1963)
- ISHIKARI R., INOU, HOKKAIDO D.B. (1981)
- MOUNTAIN CREEK, EINSTEIN (1944)
- GRANDE R., NORDIN & BEVERAGE (1965)
- TRINITY R., KNOTT (1974)

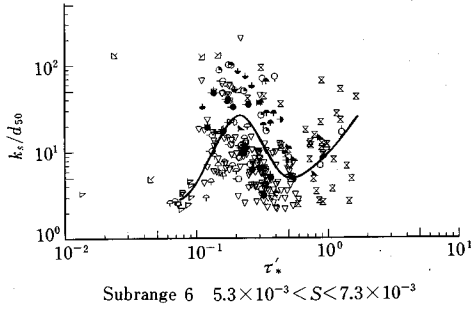
(e)



- BROOKS (1957)
- CASEY (1935)
- PAKISTAN WATER & POWER (1967)
- GOV. PAKISTAN (1966, 1968, 1969)
- LIBERT (1914)
- LIBERT (1914) ENERGY SLOPE
- LIBERT (1914) UNIFORM FLOWS
- GUY, SIMONS & RICHARDSON (1966)
- HO, PANG-TUNG (1939)
- JORISSEN (1938)
- KENNEDY (1961)
- KENNEDY & BROOKS (1963)
- AURSEN (1958)
- HAVIS, LIU & SOUCEK (1937)
- MACDUGALL (1933)
- PETER, PETER & MULLER (1948)
- MUTTER (1971)
- NOMTCOS (1957)
- NORDIN (1978)
- OBRIEN (1936)
- NONAKA, JAI & KENNEDY (1976)
- PRATO, KIKAKA & ASHIDA (1958)
- INCH (1960)
- SASAKI (1960)
- FEIN (1965)
- TAYLOR (1954, 1958)
- TAYLOR (1954, 1958)
- WILLIAMS (1970)
- WILLIAMS, COLEMAN & ELLIS (1972)
- US WATERWAYS EXP. STA. (1935A)
- ZNAMENSKAYA (1963)
- ISHIKARI R., SRINOHARA & TSUBAKI (1959)
- MOUNTAIN CREEK, EINSTEIN (1944)

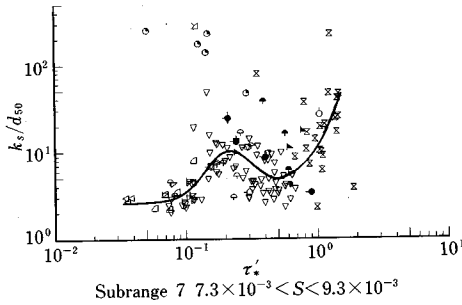
(f)

図一 勾配区分別の相当粗度 (その2)



(g)

○ CILBERT (1981) ENERGY SLOPE
 ○ CILBERT (1984) UNIFORM FLOWS
 ○ GUYMONS & RICHARDSON (1966)
 ○ JENNEDY (1961)
 ○ HAVIS, LIU & SOUCEK (1937)
 ○ MEYER-PETER & MULLER (1948)
 ○ NEILL (1967)
 ○ NEILL (1971)
 ○ NORDIN (1976)
 ○ RAIB (1984, 1958)
 ○ TRAVIS (1970)
 ○ WILLIAMS (1963)
 ○ ZHARNSKAYA (1963)
 ○ HILL, R., SHINOHARA & TSUBAKI (1959)



(h)

○ CILBERT (1981) ENERGY SLOPE
 ○ CILBERT (1984) UNIFORM FLOWS
 ○ GUYMONS & RICHARDSON (1966)
 ○ JENNEDY (1961)
 ○ HAVIS, LIU & SOUCEK (1937)
 ○ MEYER-PETER & MULLER (1948)
 ○ NEILL (1967)
 ○ NEILL (1971)
 ○ NORDIN (1976)
 ○ RAIB (1984, 1958)
 ○ TRAVIS (1970)
 ○ WILLIAMS (1963)
 ○ ZHARNSKAYA (1963)
 ○ HILL, R., SHINOHARA & TSUBAKI (1959)
 ○ NORTH SASKATCHEWAN R. & ELBOW R., SAMIDE (1971)

図-1 勾配区分別の相当粗度 (その3)

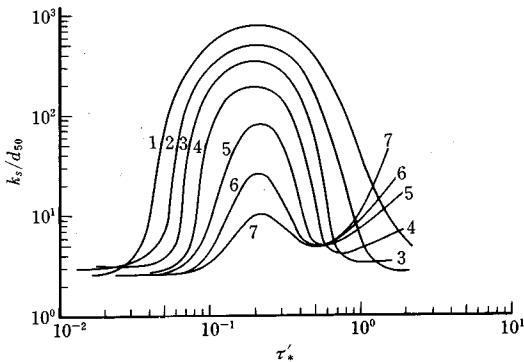


図-2 τ_* , S と相当粗度との関係 (S の番号は表-2)

タに対する最適合曲線であるから、図-4 上で区分番号 1 に属する領域は曲線 1 に沿ってその左右に幅をもった領域である。洪水時には河床波形状の変化が τ_* の変化に対して遅れるため、図-4 では利根川川俣地点の状態点は曲線 1 に沿って時計回りのループを描いている。また、石狩大橋地点では流量ピーク時の直前から観測が始められ減水期のデータが得られているが、減水期には曲線 1 の下方を曲線 1 に沿ってやはり時計回りのループを描く形で上昇していることが認められる。

次に、図-5 は木下が石狩川河口橋地点で行った 1988 年石狩川洪水の観測結果で、木下の論文 (1989) より転載させていただいたものである。河床形状の観測は橋上

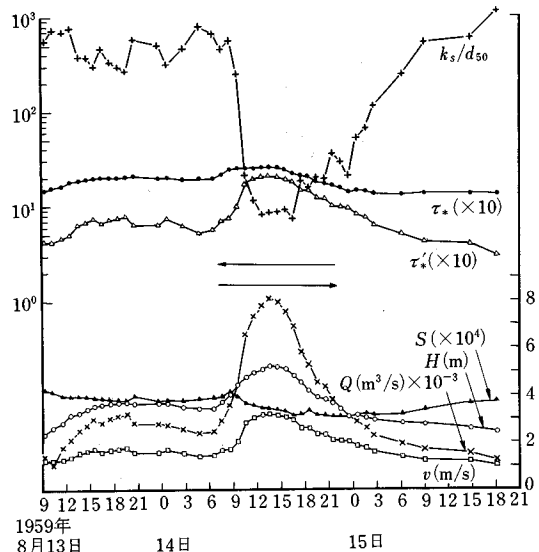


図-3 利根川川俣地点 1959 年 8 月洪水記録と相当粗度 ($d_{50}=0.42$ mm)

からロープをつけてケーブルとともに流下させる浮体に取り付けた超音波測深器を使用して行われた。同図中に掲載の水面勾配 S の値だけは原論文記載のものより若干異なっているが、この値は原著者が観測地区における水面勾配の値として原論文 (1989) 中に記載されたものより精度の高い値を観測値として当時の河川水位記録の中

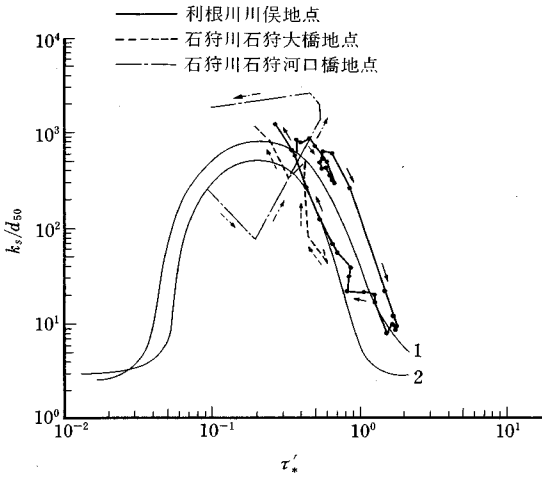
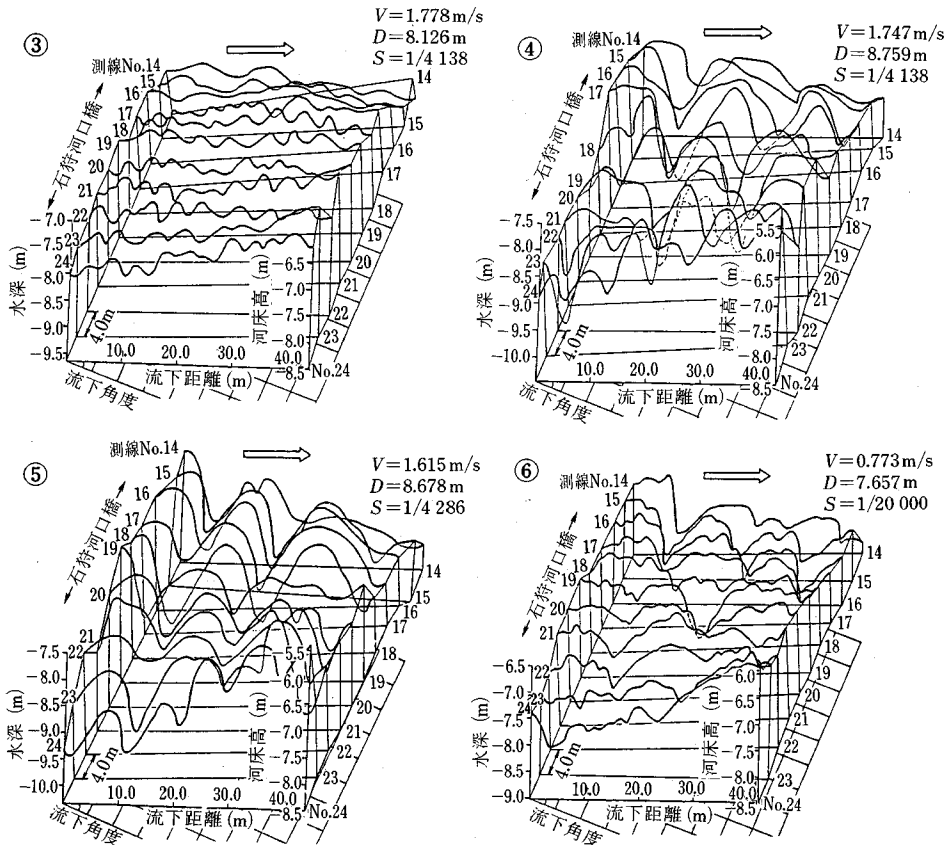
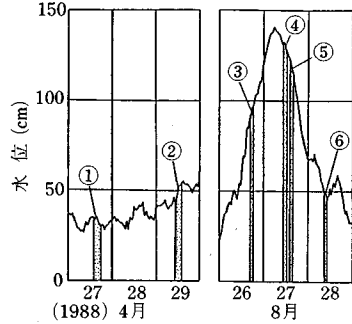


図-4 洪水時の相当粗度の応答

から見出され著者が改訂された値として筆者にその引用を図面の転載とともに許可されたものである。

表-3は図-5記載の数値に基づいて τ_* 、 τ_{*c} 、 k_s/d_{50} および k_s を計算したものである。この計算にあたって d_{50} を $d_{50}=0.325\text{ mm}$ とした。

表-3の k_s/d_{50} と τ_* との関係を図示したものが図-4の1点鎖線で示した大きなループである。同図中に①、②等の番号は記入していないが、ループの左端が①と⑥であり⑥は①の上方にある。ループを描くのはやはり河



(注) *11測線平均
**篠路・石狩町間平均

図-5 石狩川石狩河口橋地点 1988年8月洪水時の河床形態(木下1989論文より転載)

表—3 石狩川石狩河口橋地点 1988 年 8 月洪水時の R_* , τ_* , τ_*' , k_s , k_s/d_{50} および k_s の計算値

時刻	①	②	③	④	⑤	⑥
R_*' (m)	2.12	3.81	1.89	1.83	1.65	1.73
τ_*'	0.108	0.323	0.852	0.827	0.718	0.162
τ_*	0.382	0.631	3.662	3.947	3.776	0.714
k_s/d_{50}	349	76.6	2 399	3 421	4 532	2 627
k_s (m)	0.113	0.024	0.779	1.112	1.473	0.854

(R_*' は式 (9) からの値)

床波形成速度が τ_*' の変化に遅れるからと解釈される。ループの向きが、同図中の他の 2 つのケースとは反対で、反時計回りであるのは、曲線 1 の状態点 (①あるいは②) から洪水が始まるため、 τ_*' の増加とともに状態点が曲線 1 に沿って上昇してゆく過程において上述の遅れのため描くことになった反時計回りのループと解釈することができよう。表—3 で計算された k_s の値は図—5 の観測河床波の波高 (全波高) の値と、③を除いては、同程度であるが、このことは k_s の計算値から河床波の波高を推定することへの可能性に 1 つの裏付けを与えているものように思われる。

5. 三次元小規模河床波の発生

小規模河床波である砂漣、砂堆、反砂堆はしばしば二次元河床波とよばれ、そこに認められる三次元性は二次的なものとして考えられることが多かった。しかし木下 (1967) による航空写真等による自然河川における観測、等から高水時には河床はおびただしい数のうろこ状砂堆で覆われている場合がしばしば認められ、また Eu-

phrates 河の写真 (ASCE TC 1966) には三次元うろこ状砂堆で一面に覆われた河床の写真が載せられている。これらの河床波の規模は水深に依存し河幅にはほとんど無関係であるので、この意味では三次元小規模河床波である。

水理実験室では、三次元河床波としては水路幅が比較的小さくても精度の高い実験が行える交互砂州や複列交互砂州のような河幅依存型の河床波、すなわち中規模河床波の研究が多かった反面、水路幅が十分に大きくて側壁からの河床波の反射の影響が無理し得るような場合でなければその発生をみる事ができないうろこ状砂堆やうろこ状砂堆の実験研究は従来比較的少なかったように



写真—2 前写真河床波の俯瞰写真
(糸間隔 10 cm, 流向：画面下から上)



写真—1 三次元砂漣 (流向：画面下から上)



写真—3 写真—2 とほぼ同じ部分の斜め光線下の写真
(流向：画面下から上)

思われる。

写真—1 は筆者が幅 80 cm の水路で実験した三次元小規模河床波写真の一例であり、水を抜いた後の状況であって三次元砂漣が写されている。このときの実験条件の摘要は次のとおり。

水路：幅 0.80 m，長さ 24 m； $Q=14.0 \text{ l/s}$ ； $D=7.37 \text{ cm}$ ； $v=23.7 \text{ cm/s}$ ； $Fr=0.279$ ；水面勾配 1/460，河床勾配 1/1 000，エネルギー勾配 1/480； $d_{50}=0.29 \text{ mm}$ ， $d_{84}/d_{50}=1.26$ ， $d_{50}/d_{16}=1.26$ ； $\tau_* = 0.312$ ， $\tau_*^* = 0.062$

写真—2 は写真—1 の画面中央部ほぼ 1/3 にあたる部分を鉛直上方から撮った写真であり，写真—3 は写真—2 とほぼ同じ部分を上流側から斜め光線を当てて撮った写真である。この 3 枚の写真はいずれも同一の河床波を写したものでカメラの位置と角度だけが異なる。写真—1 や 2 では河床波の高い部分の位置・形状はわかるが，谷の部分がどのように相互に連絡しているかはわかりにくい。しかし写真—3 では谷の部分のつながりの模様がよくわかる。写真—3 で示された状況は木下 (1977) が開水路流れ中に発生する縦渦の実験を行うときに用いた斜め格子溝をつけた固定床によく似ているように思われる。

三次元小規模河床波の発生を林・龍見 (1989) はポテンシャル流れ理論を用いて説明した。その理論解析では水路両側壁からの河床波の反射の影響を無視し得るような水路幅の十分大きい場合について考える。河床上には式 (10) で与えられる微小攪乱 η を与え，これに対する河床面の安定解析を行う。

$$\eta = a[\exp\{ik(x-ct) + ilz\} + \exp\{ik(x-ct) - ilz\}] \dots \dots \dots (10)$$

ここに， $k=2\pi/L_x$ ， $l=2\pi/L_z$ ， L_x ， $L_z=x, z$ 方向の各波長， z =水路横断方向座標， c =河床波の x 方向複素速度 $=c_r + ic_i$ ， a =初期攪乱の片振幅，である。筆者の以前の研究 (1970) においては $l=j\pi/B$ (B =河幅， j =複列河床波の次数) ととったが，今回の l の中には B を含まない。流砂量の x, z 方向の成分 G_1 および G_3 の計算式としては次の式 (11)，(12) をとる。

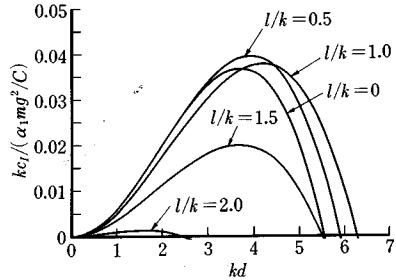
$$G_1 = m[1 + \alpha_1 \partial \eta(x - \delta, z, t) / \partial x]$$

$$[\partial \phi(x - \delta, -d, z, t) / \partial x]^n \dots \dots \dots (11)$$

$$G_3 = G_0 [dz/dx - \alpha_3 \partial \eta / \partial z] \dots \dots \dots (12)$$

ここに， $G_0 = mU^n$ ， $\alpha_1 = \text{inclination factor}$ (林 1970)， $\delta = \text{遅れ距離}$ ， $d = \text{水深}$ ， $\phi = \text{流れのポテンシャル}$ ， $\alpha_3 = 1/\tan \Phi$ ， $\Phi = \text{河床材料の動摩擦角}$ ， $dz/dx = \text{河床面上の流線の平面的傾き}$ ，である。これらの式に基づく解析の結果次式が導かれた。

$$c_i = \frac{\alpha_1 k G_0}{C} \left[C \left[1 - \frac{\alpha_3}{\alpha_1} \left(\frac{l}{k} \right)^2 \right] - \frac{n}{2} \frac{k^2 d}{\beta} Fr^2 f_b \right]$$



図—6 三次元小規模河床波初期増幅率の計算例 ($Fr=0.3$ ， $C=1.0$ ， $\alpha_1/\alpha_3=0.2$ ， $n=4$ の場合)

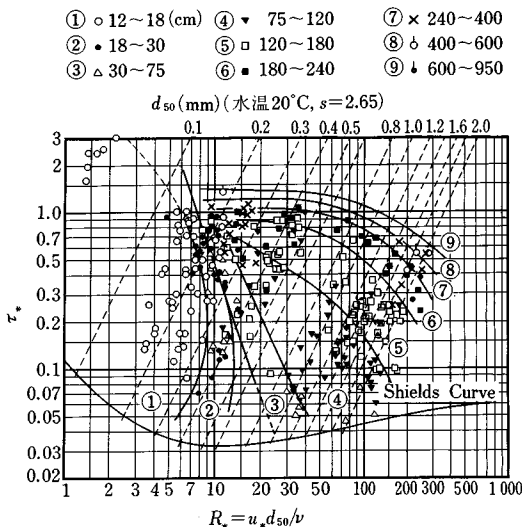
$$\dots \dots \dots (13)$$

ただし， $f_b = [1 - Fr^2 k^2 (d/\beta) \tanh \beta d] / [\tanh \beta d - (Fr^2 k^2 d/\beta)]$
 $\beta = \sqrt{k^2 + l^2}$ ， $Fr = U/\sqrt{gd}$ ，
 $C = (\alpha_1/\delta) U^2/2g$

式 (10) からみられるように kc_i は η の初期増幅率を表わす。これに関係する定数の値として $\Phi=30^\circ$ ， α_1 は Jain and Kennedy (1974) の実験によれば $\alpha_1=6 \sim 12$ であり，また， C の値は以前の筆者の研究 (1970) では $C=2.0$ としたが， C の値には C を定義する式の中の δ を通じて粒径も関係する。したがって C の値にはまだ未確定の要素が残されているので，ここでは暫定的に次の値の組をとる。すなわち， $C=1.0$ ， $\alpha_3/\alpha_1=0.2$ ， $n=4$ 。図—6 はそのような値で計算された $Fr=0.3$ の場合の初期増幅率 kc_i を l/k をパラメーターとして，無次元値で示したものである。 $l/k=0$ すなわち二次元小規模河床波よりも $l/k=1.0$ 付近の三次元小規模河床波の増幅率の方が大きくなっており，三次元河床波の方が形成されやすいことを示している。しかし，式 (13) に基づくこのような解析においては定数 C ， α_3/α_1 および n の値のとり方については今後さらに詳しい検討が必要と考えられる。

6. 砂漣と砂堆

ASCE TC では波長が 1 ft 以下で波高が 0.1 ft 以下の河床波を砂漣，それ以上の小規模河床波を砂堆と定義している。また，JSCE TC では 1. で述べたように，波長が粒径に依存するものを砂漣，主として水深によるものを砂堆として区別している。しかし，砂漣と砂堆は共存することもあるので両者の区別が明瞭ではなくなることも多い。図—7 は $\tau_* \sim Re_* (=u_* d_{50}/\nu)$ 図の上に小規模河床波の波長 L の実験値を示した林・服部の論文 (1989) 中のデータに今回さらにデータを加えて波長範囲区分線を書き入れたものである。9 種類の区分範囲のうち，②と③のほぼ境界に書き入れられている直線が Vanoni (1975) が砂漣と砂堆の境界線として提案した



図一七 砂澱と砂堆 (波長データの典拠: Barton and Lin (1955), 篠原・椿 (1959), Kennedy and Brooks (1965), Guy et al. (1966), Vanoni and Hwang (1967), 建設省土研 (山本 1976), Yalin and Karahan (1979), Mantz (1983))

ものである。一方, Yalin (1972) は JSCE TC の報告書 (1972) より以前に彼の成書の中で砂澱と砂堆の区分について JSCE TC と同じ定義を与えていた。彼はこの定義によって

$Re_* < \approx 10$: 砂澱のみ, $Re_* > \approx 24$: 砂堆のみ

$10 < Re_* < \approx 24$: 砂澱または砂堆, あるいは砂堆に重畳した砂澱

とし, また JSCE TC (1973) は

$Re_* < 20$: 砂澱

となることを認めている。

乱流拡散係数を定数としたせん断乱流の基本式で, 遅れの距離 δ を含む流砂量式と組み合わせて河床面安定計算を行うと, 3 種類の卓越波長が出てくる。それらは JSCE TC の定義でいうと, 砂澱, 砂堆および反砂堆である。林・大西 (1980), 林・大西・高橋 (1985), 林・服部 (1989) はこのような方向から研究してきた。Richards (1979) は Reynolds 方程式と乱流量 1 方程式モデルより成る完全乱流としての基本式系を用い, Bagnold 型の流砂量式に河床波勾配に沿って働く重力の影響を取り入れた式を用いて低 Froude 数時の河床面安定解析を行い, 波長が粗度高に依存する河床波と, 水深に依存する河床波とが発生することを示した。しかし, 林らも Richards も完全乱流としての基本式を用いており, 完全粗面 ($Re_* > \approx 60$) でないと底面での完全乱流の式の使用は厳密には許容できない。このことを考えると水理学的滑面および遷移面 ($Re_* < \approx 60$) での砂澱発

生の研究のためには使用基本式に若干の修正が必要である。Sumer and Bakioglu (1984) は Richards の安定解析の線に沿って水理学的滑面および遷移面を対象とし, 水深が ∞ の場合についての理論解析を行い河床波の発生領域と卓越波長を ($Re_* \sim 2 \pi \nu / u_* L$) 面上で示した。彼の計算は水深 ∞ の場合であるから水深依存型の河床波砂堆は発生せず, 発生河床波は砂澱のみになる。この計算の結果, $Re_* > \approx (10 \sim 20)$ では砂澱は発生しないことを示した。Sumer らの理論結果は図一七の上で考えると波長 1 ft 以下のものを砂澱というとする ASCE TC の区分とほぼ等価なもののように考えられ, ASCE TC 型の砂澱の定義方法に 1 つの理論的根拠を与えたものといえる。

7. あとがき

小規模河床形態と粗度は古くから研究され, しかもいつも新鮮な新しさをもつ水工学上の重要な問題である。特に 1970 年代の後半以来の計測技術, データ処理技術のめざましい発展はこの分野の研究に大きなインパクトを与えているように思われる。この分野には新しい目で検討すべき課題がまだ数多く残されている。今後ますます活発な研究活動が展開されてゆくことを願うものである。

謝 辞: 本稿執筆にあたり貴重な現地観測のデータをご提供下さった木下良作博士, 現地資料について数々のご説明を頂いた北海道開発局技術開発室および開発土木研究所のご関係各位, 貴重な実験データをご提供下さった M. S. Yalin 教授, 本稿に盛り込んだ筆者らの粗度の研究の初めから多くの有益なご意見を寄せられた電力中央研究所 尾崎幸男博士, データ処理技術の開発に非常な援助を与えられた中央大学 大橋正和博士に深く感謝申し上げる。また終始熱心に協力された中央大学大学院生 石 穎, 龍見典明, 服部弘司の諸氏にも深く謝意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会水理委員会 移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会: 土木学会論文報告集, 第 210 号, pp.65~91, 1973.
- 2) ASCE Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, V.A. Vanoni, Editor: Sedimentation Engineering, ASCE, 745 p., 1975.
- 3) Einstein, H. A. and Barbarossa, N. L.: River Roughness, Trans. ASCE, Vol. 117, pp.1121~1146, 1952.
- 4) 椿東一郎・古屋朝治: 流砂のある河川における流速公式について, 九大流体研報告, 第 7 巻 4 号, 1951.
- 5) Shinohara, K. and Tsubaki, T.: On the Characteristics of Sand Waves Formed upon the Beds of the Open

- Channels and Rivers, Rep. of Research Inst. for App. Mech., Kyushu Univ., Vol. 7, No. 25, 1959.
- 6) 芦田和男：河道の設計法（河道の粗度について），土木技術資料，第1巻7号，1959.
 - 7) Shen, H. W. : Development of Bed Roughness in Alluvial Channels, J. Hyd. Div., ASCE, Vol. 88, No. HY 3, 1962.
 - 8) Engelund, F. : Hydraulic Resistance of Alluvial Streams, J. Hyd. Div., ASCE, Vol. 92, No. HY 2, 1966.
 - 9) Engelund, F. : Closure to "Hydraulic Resistance of Alluvial Streams", J. Hyd. Div., ASCE, Vol. 93, No. HY 4, 1967.
 - 10) 杉尾捨三郎：移動床の抵抗法則，水工学シリーズ，71-A-5，土木学会水理委員会，1971.
 - 11) Alam, Abu M. Z. and Kennedy, J. F. : Friction Factors in Sand-Bed Channels, J. Hyd. Div., ASCE, Vol. 95, No. HY 6, Proc. Paper 6900, 1969.
 - 12) Kikkawa, H., Shi-igai, H. and Fukuoka, S. : On the Effects of Suspended Sediments to the Bed Roughness, Proc. 12th Congr. of IAHR, Vol. 1, A 7-1-A 7-8, 1967.
 - 13) 岸 力・黒木幹男：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗，北大工学部研究報告，No. 67, 1973.
 - 14) Brownlie, W. R. : Flow Depth in Sand-Bed Channels, J. Hyd. Div., ASCE, Vol. 109, HY 7, 1981.
 - 15) Nakagawa, H. and Tsujimoto, T. : Lag Behavior of Unsteady Flow with Sand Dunes, Proc. Int. Symp. on River Sedimentation, Nanjing, China, pp. 173~186, 1983.
 - 16) 尾崎幸男・石橋 毅・白砂孝夫：礫床河川における流れの抵抗則に関する研究，第25回水講演文集，pp. 21~28, 1981.
 - 17) Hayashi, T. : Alluvial Bed Forms and Roughness, Rep. US Nat. Sci. F. Workshop on Sedimentation Research, 1986.
 - 18) Hayashi, T. : Alluvial Roughness, Proc. Japan-Taiwan Joint Seminar on Water Resources Engineering, 1987.
 - 19) 林 泰造・緒方 泰：移動床水路に形成される河床粗度，第42回土木学会年講Ⅱ，p. 320, 1987.
 - 20) Engelund, F. and Fredsøe, J. : Sediment Ripples and Dunes, Ann. Rev. Fluid Mech., pp. 13~37, 1982.
 - 21) 林 泰造・石 穎：沖積河川における河床形状相当砂粒粗度，第33回水講演文集，pp. 433~438, 1989.
 - 22) Gilbert, G. K. : Transportation of Debris by Running Water, USGS Prof. Paper No. 86, 1914.
 - 23) Guy, H. P., Simons, D. B. and Richardson, E. V. : USGS Prof. Paper, Summary of Alluvial Channel Data from Flume Experiments, 1956-61, USGS Prof. Paper 462-I, 1966.
 - 24) Cooper, R. H. and Peterson, A. W. : A Review of Data from Sediment Transport Experiments, Dept. of Civ. Eng., Univ. of Alberta, Rep. No. HY-1969-872, 1969.
 - 25) Peterson, A. W. and Howells, R. F. : A Compendium of Solid Transport Data for Mobile Boundary Channels, Dep. of Civ. Eng., Univ. of Alberta, Rep. No. HY-1973-5 T 3, 1978.
 - 26) 山本晃一：相似律の観点から見た移動床流れの水理(Ⅲ)，建設省土研資料，第1154号，1976.
 - 27) Brownlie, W. R. : Compilation of Alluvial Channel Data : Laboratory and Field, Rep. No. KH-R-43 B, W. M. Keck Lab. for Hyd. and Water Resources, Cal. Inst. of Tech., 1981.
 - 28) 尾崎幸男・石橋 毅・白砂孝夫：移動床および礫床流れの抵抗則に関する研究，電力中研報告 No. 382033 および Appendix, 1982.
 - 29) 国際泥砂研究培训中心，Sed. Transport Data in Laboratory Flumes, Circular No. 2, 1982.
 - 30) 岸 力：昭和56年8月北海道豪雨災害に関する調査研究，昭和56年度文部省科研費補助金（自然災害特別研究（1））研究成果報告書，1987.
 - 31) Vanoni, V. A. and Brooks, N. H. : Laboratory Studies of the Roughness and Suspended Load of Alluvial Streams, Sedimentation Lab., Cal. Inst. of Tech., Rep. No. E-68, 1957.
 - 32) 木下良作：洪水時の砂床形態の変化，第33回水講演文集，pp. 439~444, 1989.
 - 33) 木下良作：航空写真による洪水流の解析，日本写真測量学会誌，Vol. 6, pp. 1~17, 1967.
 - 34) 木下良作：河道形状と洪水流に関する研究，石狩川開発建設部委託調査検討業務報告，1977.
 - 35) 龍見典明・林 泰造：3次元性を有する小規模河床波の発生，第44回土木学会年講，Ⅱ，p. 300, 1989.
 - 36) Jain, S. C. and Kennedy, J. F. : Spectral Evolution of Sedimentary Bed Forms, J. Fluid Mech., Vol. 63, Pt. 2, pp. 301~314, 1974.
 - 37) 林 泰造：河川蛇行の成因についての研究，土木学会論文報告集，第180号，p. 81, 1970.
 - 38) Vanoni, V. A. and Hwang, Li-San : Relation between Bed Forms and Friction in Streams, J. of Hyd. Div., Proc. ASCE, 1967.
 - 39) Kennedy, J. F. and Brooks, N. H. : Laboratory Study of an Alluvial Stream at Constant Discharge, Miscellaneous Pub. 970, Agriculture Research Service, US Dept. of Agriculture, pp. 320~330, 1965.
 - 40) Yalin, M. S. and Karahan, E. : Steepness of Sedimentary Dunes, J. Hyd. Div., Proc. ASCE, Vol. 105, HY 4, pp. 381~392, 1979.
 - 41) Yalin, M. S. : Mechanics of Sediment Transport, Pergamon Press, 1972.
 - 42) 林 泰造・大西光陽：小規模河床波の卓越波長について，第24回水講演文集，pp. 313~321, 1980.
 - 43) 林 泰造・大西光陽・高橋 進：粒径の影響を考慮した2次元河床波安定解析，第29回水講演文集，pp. 455~460, 1985.
 - 44) 林 泰造・服部弘司：砂漣と砂堆の共存についての理論的研究，第33回水講演文集，pp. 427~432, 1989.
 - 45) Vanoni, V. A. : Factors determining Bed Forms of Alluvial Streams, Closure of Disc., J. Hyd. Div., ASCE, Vol. 101, HY 11, pp. 1435~1440, 1975.
 - 46) Richards, K. J. : The Formation of Ripples and Dunes

- on Erodible Bed, J. Fluid Mech., Vol. 99, pp. 597~618, 1980.
- 47) Summer, B. M. and Bakioglu, M. : On the Formation of Ripples on an Erodible Bed, J. Fluid Mech., Vol. 144, pp. 177~197, 1984.
- 48) Barton, J. R. and Lin, Bingnan : A Study of the Sediment Transport in Alluvial Channels, Colorado A & M College, Rep. No. 55 JRB 2, 1955.
- 49) Mantz, P. A. : Semi-Empirical Correlations for Fine and Cohesionless Sediment Transport, Paper 8594, Proc. Inst. Civ. Engrs., Vol. 75, 1983.
- (1989.10.6・受付)
-