

沖積河川における河床形状相当砂粒粗度  
Equivalent Bedform Roughness in Alluvial Channels

中央大学理工学部 林 泰 造 Taizo HAYASHI  
同 上 大学院 石 穎 Ying SHI

Alluvial bedforms can be simulated by a selected roughness height, which is called as "equivalent bedform roughness". About 7,500 reliable data from laboratory flume and field experiments published by previous investigators are analyzed to obtain the values of this equivalent bedform roughness. A new diagram is proposed for estimating the equivalent roughness to be formed in alluvial channels. Basing on this diagram, the variation of the dimensionless equivalent bedform roughness with respect to the energy slope  $S$  and  $\tau_*$  of flow is discussed,  $\tau_*$  being dimensionless grain-roughness bed shear stress.

Keywords: equivalent bedform roughness, alluvial bedform, velocity factor in alluvial streams

### 1. 序 論

河床波のある場合の Einstein の流速式は次式で表わされる。

$$\frac{v}{u_*} = \frac{2.3}{\kappa} \log_{10} \left( 1.227 \frac{\lambda R_b}{k_s} \right) = \phi \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\phi$  = 流速係数、 $v$  = 断面平均流速、 $u_*$  = 底面摩擦速度  $= \sqrt{g R_b S}$ 、 $R_b$  = 径深、 $S$  = エネルギー勾配、 $\kappa$  = カルマン定数、 $\lambda$  = 滑面 - 粗面の transition 補正係数、 $k_s$  = 相当砂粒粗度である。この Einstein の式をここでは次のように書き直す。

$$\phi = \frac{v}{u_*} = \frac{2.3}{\kappa_0} \log_{10} \left( 1.227 \frac{R_b}{\hat{k}_s} \right) = 5.75 \log_{10} \left( 1.227 \frac{R_b}{\hat{k}_s} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\kappa_0$  = 清水流のカルマン定数 ( $= 0.4$ )、 $\hat{k}_s$  = 相当砂粒粗度 (式(1)の  $\kappa$  の値の  $\kappa_0$  からの隔り及び  $\lambda$  の値の 1 からの隔りの影響を式(1)の  $k_s$  の中に含めたもの)。そうすると、式(2)から  $k_s$  は次のように表わされる。

$$\frac{\hat{k}_s}{d_s} = 1.227 \frac{R_b}{d_s} 10^{-\phi/5.75} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 $d_s$  = 平均粒径。このように、 $\hat{k}_s$  はその時の  $R_b$  と  $\phi$  というグロスな 2 つの水理量だけで定められる量であり、河床形態をシミュレートした "相当砂粒粗度" に当る。 $\phi$  と Chezy の流速係数  $C$  及び Manning の粗度係数  $n$  との関係は次式のようなのである。

$$\phi = \frac{v}{u_*} = C \sqrt{g} = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{g} \quad \dots\dots\dots (4)$$

この式と式(2)を見ると、 $\hat{k}_s$  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ず、このため、河床抵抗の変化を調べるためには  $n$  値の変化を調べるよりも  $\hat{k}_s$  の値の変化を検討の方が精度のよい結果が得られるものと考えられる。本研究ではこのような観点から、主として  $\hat{k}_s$  の変化を系統的に調べることににより外部的パラメーターに対する河床形状抵抗の変化を統一的に検討することとした。

使用したデータは Gilbert<sup>1)</sup>, Guy, Simons & Richardson<sup>2)</sup>, Cooper & Peterson<sup>3)</sup>, 建設省土木研究所資料 (山本晃一)<sup>4)</sup>, Brownlie<sup>5)</sup>, 電力中央研究所報告 (尾崎幸男他)<sup>6)</sup>, 国際泥砂研究培训中心資

料<sup>7)</sup>、岸<sup>8)</sup>等の各データ集ないし報告書等によるものであり、約7,500個のデータを選んで使用した。

## 2. 河床形状相当砂粒粗度の解析

河床形状相当砂粒粗度 $\hat{k}_s$ の計算のためにはまずEinsteinの作用剪断力分割法により無次元河床表面摩擦応力 $\tau_*'$ を計算する。実験室のデータについてはその $\tau_*'$ の計算に当り、すべてVanoni & Brooks<sup>9)</sup>の方法により側壁影響を除去した。次にすべてのデータを式(3)により解析して $\hat{k}_s/d_s$ の値を求め、表-1に示すような12区分されたエネルギー勾配別に図示する。そのようにして得られたものが図-1(但し紙面の関係で半数の6葉のみ掲載)である。図-1に見られるように、計算された $k_s/d_s$ の値のパラツキはいずれの勾配範

表-1 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     | $S < 1 \times 10^{-4}$                    | 7     | $1 \times 10^{-3} < S < 2 \times 10^{-3}$ |
| 2     | $1 \times 10^{-4} < S < 2 \times 10^{-4}$ | 8     | $2 \times 10^{-3} < S < 3 \times 10^{-3}$ |
| 3     | $2 \times 10^{-4} < S < 3 \times 10^{-4}$ | 9     | $3 \times 10^{-3} < S < 5 \times 10^{-3}$ |
| 4     | $3 \times 10^{-4} < S < 5 \times 10^{-4}$ | 10    | $5 \times 10^{-3} < S < 7 \times 10^{-3}$ |
| 5     | $5 \times 10^{-4} < S < 7 \times 10^{-4}$ | 11    | $7 \times 10^{-3} < S < 1 \times 10^{-2}$ |
| 6     | $7 \times 10^{-4} < S < 1 \times 10^{-3}$ | 12    | $1 \times 10^{-3} < S < 2 \times 10^{-2}$ |

囲においても大きい。これはこの現象の性質上やむを得ない結果であると考えられる。そこで、ここでは各勾配別グラフにおけるいわゆる“best fit curve”を、それと前後する勾配別番号のグラフのそれぞれのbest fit curveと矛盾する点がないように、全データに対する各勾配別の“内挿曲線”として記すこととした。そのようにして記入されたものが図-1の各図の実線である。また、これらを1枚の図に併せて全体のデータを示したものが図-2であり、すべてのデータについて $\hat{k}_s$ を

$$\hat{k}_s/d_s = f(\tau_*', S) \quad \dots\dots\dots (5)$$

の形に表示したものに当る。同図から見られるように、 $\hat{k}_s/d_s$ の値はパラメーターSの値に関せず $\tau_*' = 0.2$ の付近で極大となり、最大波高の河床波が形成されることを示している。また、 $\tau_*' > 0.4$ の範囲では $S > 2 \times 10^{-3}$ (勾配別番号8以上のもの)に対して $\hat{k}_s/d_s$ の値は $\tau_*'$ の値とともに急激に増大するが、それらのデータに対する河床形態はA(反砂堆)、C(シュート及びプール)及びS(定在波)となっており、 $\tau_*' = 0.5$ の前後では平坦河床が存在していることを示している。

図-3は、図-2と同じデータを

$$\tau_* = f(\tau_*', S) \quad \dots\dots\dots (6)$$

の形でプロットしたものである。従来のEngelundの式

$$\tau_*' = 0.06 + 0.3 \tau_*^{3/2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

はすべてのSについてその平均的な関係を $\tau_*$ と $\tau_*'$ の関係式として記述したものに当たっているものといえよう。

次に、実際河川において洪水期間中の $\hat{k}_s/d_s$ の値がどのように変化するか、2, 3の例を示す。

図-4は利根川の川俣地点における1959年8月の洪水記録であり、図-5は1981年8月石狩川洪水の伊納地点における記録である。ともに $v$ ,  $H$ ,  $Q (=Av)$ ,  $S$ は実測値、 $\tau_*'$ ,  $\tau_*$ ,  $\hat{k}_s/d_s$ は計算値である。図-4では洪水のピーク流量時に $\hat{k}_s/d_s$ の値は初めの値よりも2桁も小さくなって1桁台の大きさの値となっており、流量ピーク時には河床波は殆んど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 $\hat{k}_s/d_s$ の値は徐々にもとの値にまで回復してゆく。一方、図-5では、 $Q$ の増加とともに $\hat{k}_s/d_s$ の値は同調して増大し、ピーク時に最大となっている。

図-6及び図-7は、洪水の非常性の影響を見るためにそれぞれ上述の利根川及び石狩川のデータを既出の図-2上にそれぞれプロットしたものである。図-7の中には伊納地点のデータの他に同じ洪水時の石狩大橋地点のデータも記入した。河床波形成速度が水深の変化に対して遅れを生ずるため、図-6では状態点は曲線4に



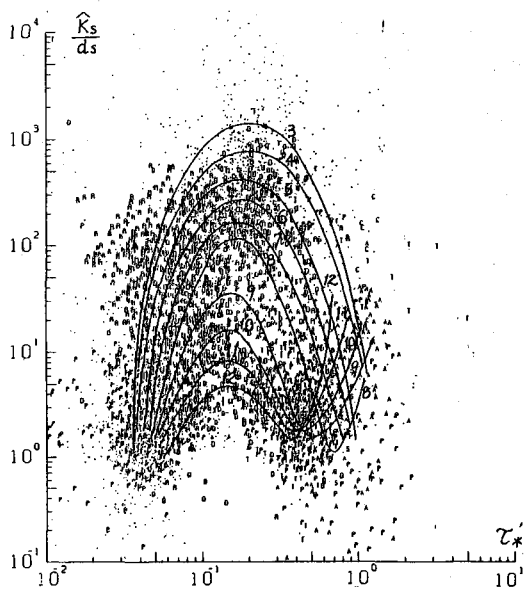


図-2.  $\hat{k}_s/d_s$  と  $\tau_*'$  の関係

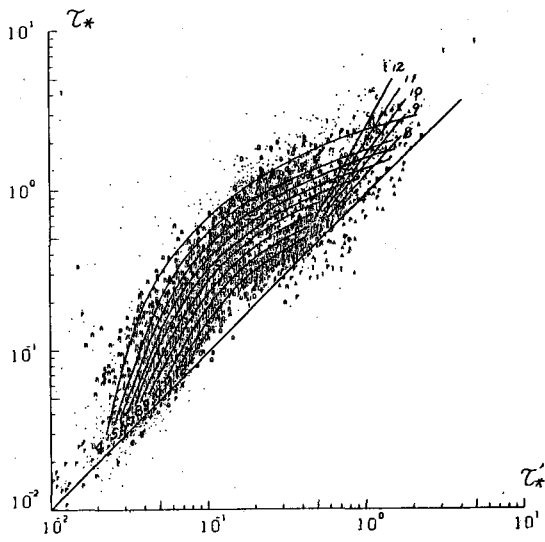


図-3.  $\tau_*$  と  $\tau_*'$  の関係

沿って時計回りのループを描き、図-7の伊納地点では関係曲線6～8に沿って反時計回りのループを描いている。

この例のように洪水ピーク時の  $\tau_*'$  の値が  $\tau_*' > 0.2$  の場合には  $\hat{k}_s$  の値は、洪水期間中にピーク流量時に於いて最小となるが、これに反して  $\tau_*' \leq 0.2$  の範囲では、 $\hat{k}_s$  の値は水位上昇に同調して増大し、ピーク流量時に最大波高の河床波を形成することになるので、このことは特に注意する必要がある。また、 $\tau_*' > 0.2$  の範囲ではループは時計回りとなるのが、 $\tau_*' \leq 0.2$  の範囲では反時計回りとなりピーク時の最大波高が暫くは維持

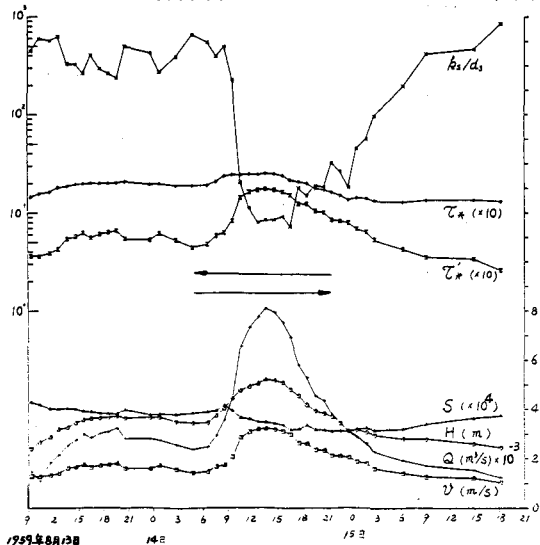


図-4. 利根川川俣地点 1959年8月洪水記録と  $\hat{k}_s/d_s$  の値 ( $d_s = 0.42 \text{ mm}$ )

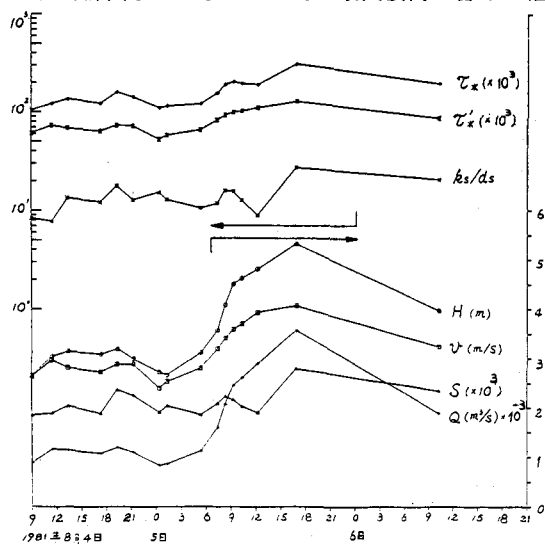


図-5. 石狩川伊納地点 1981年8月洪水記録と  $\hat{k}_s/d_s$  の値 ( $d_s = 27.2 \text{ mm}$ )

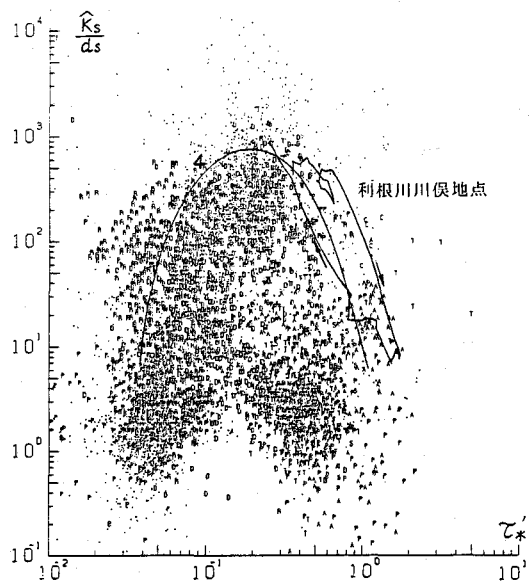


図-6. 利根川川俣地点1959年8月洪水時の  
 $\hat{k}_s/d_s$ の応答 (図-4に対応)

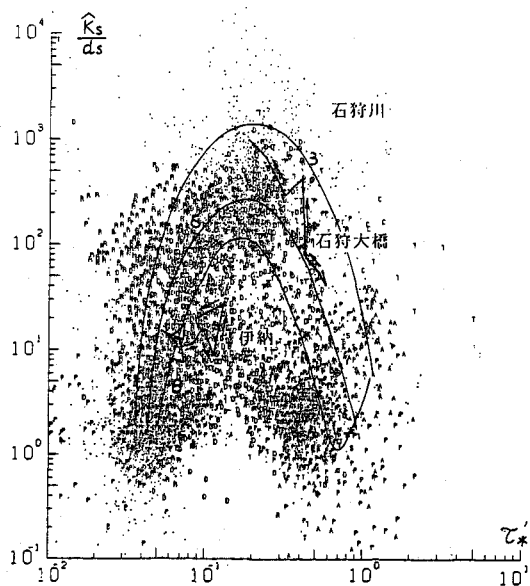


図-7 石狩川石狩大橋及び伊納地点1981年  
8月洪水時の $\hat{k}_s/d_s$ の応答 (伊納: 図-  
5に対応; 石狩大橋 $Q=9,900\text{m}^3/\text{s}$ ,  $d_s$   
 $=0.80\text{mm}$ ,  $S=(2.5\sim3.5)\times10^{-4}$ )

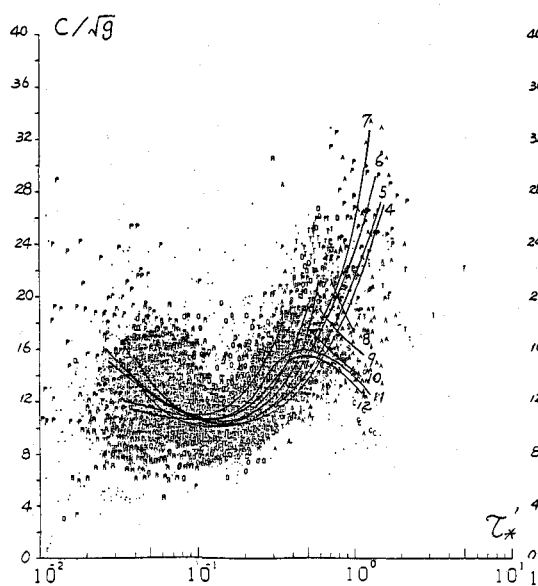


図-8  $C/\sqrt{g}$ と $\tau_*$ の関係

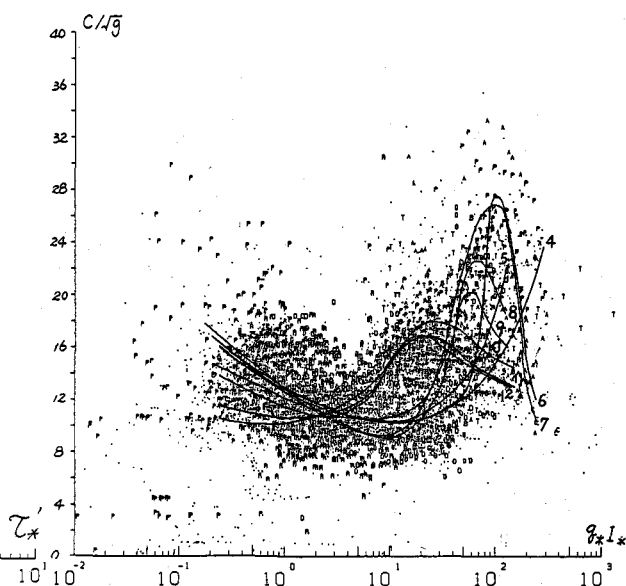


図-9  $C/\sqrt{g}$ と無次元stream powerの関係

される。

### 3. 流速係数の解析

図-2 に使用した全データを用いて無次元流速係数  $\phi$  ( $\equiv C/\sqrt{g}$ ) を解析した。その値を  $\tau_b^*$  について図示したものが図-8 である。(図-1 に相当する各勾配別の図面は紙面の関係により省く)。図-2 においては最大河床波形成時 ( $\tau_b^* = 0.2$  前後) に  $\hat{k}_s/d_s$  の値は  $S$  が小さい程大きくなっているのに、図-8 では  $\tau_b^* = 0.2$  付近の  $\phi$  の値は  $S$  のいかに関係せずほぼ同一となっているのは式(2)に示されるように  $\phi$  の中には  $\hat{k}_s$  と  $R_b$  とが“こみ”になって入っているからである。いまこの同一の値を図-8 から

$$\phi_{\min} \equiv C_{\min}/\sqrt{g} = 8 \sim 12 \text{ (平均 } 10) \quad \dots\dots\dots (8)$$

と読むと、式(3)により、形成河床波の最大相当粗度  $\hat{k}_{s \max}$  は上式右辺の3個の数値にそれぞれ対応するつぎのような値として与えられる。

$$\hat{k}_{s \max} = (0.10 \sim 0.50) R_b \quad \text{(平均 } 0.22 R_b) \quad \dots\dots\dots (9)$$

中川・辻本は無次元 stream power  $q_* I_*$  に対して  $\phi$  の値を計算している。筆者らの解析したデータを加えるとその関係は図-9 のようになる。図-8 と縦軸は変わらないので  $\hat{k}_{s \max}$  の値も変らない。

### 4. 参考文献

- 1) Gilbert, G. K., US Geol. Survey Prof. Paper 86, 1914.
- 2) Guy, H. P., Simons, D. B. & Richardson, E. V., US Geol. Survey Prof. Paper 462-I, 1966.
- 3) Cooper, R. H. & Peterson, A. W., Hydr. Lab., Dept. Civ. Eng., Univ. of Alberta, Report No. HY-1969-ST2, 1969.
- 4) 建設省土木研究所資料第1154号(山本晃一), 1976.
- 5) Brownlie, W. R., W. M. Keck Lab. of Hydr. and Water Resources, Calif. Inst. of Technology, Report No. KH-R-43B, 1981.
- 6) 電力中央研究所報告 No. 382033 (尾崎幸男・石橋 毅・白砂孝夫), 1982.
- 7) 国際混砂研究培訓センター, Circular No. 2, 1987.
- 8) 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年度文部省科学研究費補助金(自然災害特別研究(1))研究成果報告書, 1987.
- 9) Vanoni, V. A., and Brooks, N. H., Sedimentation Laboratory, California Inst. of Technology, Report No. E-68, 1957.
- 10) Nakagawa, H. and Tsujimoto, T., 2nd Internat. Symp. on River Sedimentation, Nanjing, 1983, pp.173-186.

### 5. 謝 辞

本研究は、文部省科学研究費一般研究(C)「三次元性を有する小規模河床波の相当砂粒粗度に関する基礎的研究」の補助により行われたものである。本研究の遂行中、石狩川現地資料についての筆者の質問に御説明を頂いた北海道開発局開発課、開発土木研究所のご関係各位、本研究の当初より数々の討議を寄せられた電力中央研究所尾崎幸男博士、本研究のデータ処理方法について有益な意見を出された当時中央大学院院生南橋丈二(現 NTT)、岩下善一郎(現鹿島建設)及び実際計算に幾多の協力を惜まなかった緒方 泰(現防衛庁)の3氏にも深甚なる謝意を表する。