

山地河道のリブ河床形態と流水抵抗に関する研究

Flow Resistance and Bed Form with Transverse Limb in Mountain Rivers

鈴木幸一*・栗原 崇**・山本裕規***

By Koichi SUZUKI, Takashi KURIHARA, Hironori YAMAMOTO

Mountain river bed is characterized by steep slope, wide range of grain size distribution of bed materials and relatively small water depth to the bed roughness, which cause "stair-like" or "transverse limb" bed form. Flow resistance and bed form with transverse limb are discussed with data observed in a mountain river and obtained by experiments for the bed with sand-gravel mixture or fixed crosspiece roughness. The ratio, λ/Δ , of wave length λ to wave high Δ of limb bed in mountain rivers is about 10, in which case flow resistance is proved to become maximum by experiments. Flow resistance on the bed with relatively large roughness changes largely according to the flow patterns, and it becomes largest when the ratio, h_m/Δ , of flow depth h_m to the roughness height Δ is about 1.7 for $\lambda/\Delta=10$

Keywords : transverse limb, flow resistance, mountain river

1. まえがき

山地河道は勾配が比較的急で、河床構成材料は大きな石や礫から細砂までと広い粒度分布を持っている。このため、石礫の集中している場所（ステップ部）とそうでない場所（プール部）が交互に連なっていることが特徴である。このような河床形態は、“階段状(stair-like)”とか“横断リブ(transverse limb)”とか呼ばれており、ステップ・プールとリブという2種類のものがあることがわかっている^{1), 2)}。ステップ・プールは大きな礫によるステップの構成と、その直下流部の滝壺プールを有する河床形態であり、リブはステップの構成礫が比較的小さく、プール部の深掘れがない河床形態である。Whittaker & Jaeggi³⁾によると、この2つの河床形態の発生条件の目安は、河床勾配 I が0.075より大きいか小さいか、河床形成時の流量の大小によって決まるとしている。

本研究では山地河道の河床形態の実態をまず把握することを目的として、重信川（愛媛県）の上流に調査区間を設け河床形態の調査・測定を行い、リブ河床形態の実測例を示した。次に、リブの形成とリブ河床における流れの抵抗について実験的検討を行った。すなわち、水深と粗度要素高の比である相対水深が小さいことが山地急勾配河道の特徴であり、実験は礫を含む混合砂を用いた急勾配水路の河床形態とその抵抗および粗度固定床上の相対水深が小さい流れの抵抗に関して行った。

* 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部土木海洋工学科（〒790 松山市文京町3）

** 正会員 工修 愛媛大学助手 工学部土木海洋工学科（同上）

*** 学生員 愛媛大学大学院 工学研究科 土木海洋工学専攻（同上）

2. 重信川調査区間の河床形態

重信川本川上流に全長約800mの調査区間を設け、1992年8月から1994年1月の期間の低水時に、瀬と淵および階段状河床形態に注目して、河床形態の調査を行った。調査区間の左岸側は山腹に接してほとんど未改修の護岸である。右岸側は全区間コンクリートブロック護岸で改修されているものの、法尻から水際にかけて土砂や石礫が堆積し、葦等の植物が繁茂して、洪水時以外はほとんど自然河道とみなされる状態にある。

今回報告するリブは、調査区間の上流端から下流140mの断面から210mの断面で、平均河床勾配が1/35の河道で観測されたものである。図-1は河床から露出し、低水時に水面上に頭を出している長軸径が50cm以上の石礫を平板測量した結果を示している。測量結果によると、直径50～100cmの石礫がほぼ横断方向に連なっている場所が見られ、その列が連続かつある程度規則的に流下方向に出現していることがわかる。これらの石礫列は、その形成状態から従来の分類によるとリブ河床であると考えられるが、リブ間の河床材料は平均粒径が10cm程度の小石であり、河床表層には細砂はほとんど見あたらなかった。いま、横断測線上で長軸径50cm以上の石礫が水際間の50%以上を占めているものを仮にリブと仮定し、その河道の中心線間の距離でリブの波長を定義すると、最頻波長は2～4mの間に出現し、平均波長 L_m は4.3mであった。リブの波高を厳密に定義することが困難であったが、視察によればリブの構成石礫1個分程度が平均河床から突出していることが認められた。したがって、ここでは横断リブ構成材の平均径をリブ高と定義すると、その高さは各リブで40～60cmの間にあり、平均波高 H_m は約45cmであった。

このようなリブがどのような流量で形成されたのかは不明であるが、どのような流量で破壊されるのかについて検討してみる。河床が粒径10cmの礫と粒径45cmの石のリブで形成され、その勾配が1/35、リブの平均波高 ΔH が0.45m、波長 L が4.3mであるとする。リブ河床の流れに対する抵抗を棧粗度の抵抗と同様に考えれば、

$$v/u_* = 6.0 + 5.75 \log(h/k_s) \quad (1)$$

における相当粗度 k_s は $5 \Delta H$ 程度となる。これは、 k_s は波長 L と波高 ΔH の比 $L/\Delta H$ の関数となるが、 $L/\Delta H \approx 10 \sim 12$ で $k_s/\Delta H$ が最も大きくなり約5程度であるという秋草ら⁴⁾の実験結果に基づいている。なお、 v は平均流速、 u_* は摩擦速度、 h は河床高を棧高の中央にとった場合の水深、 k_s は河床の相当粗度である。ただし、この結果は水深が棧高の10倍以上の実験によって得られたものであるが、便宜的に水深が小さい場合にも適用してみる。いま、リブがなくて河床が粒径10cmの礫で構成されていると仮定すると、Shields'数 $\tau_* = 0.05$ とすると、礫の移動限界摩擦速度は $u_{*c} = 0.28 \text{ m/s}$ 、限界水深は $h_c = \tau_* s d / I = 0.05 \times 1.65 \times 0.1 / (1/35) = 0.29 \text{ m}$ である。これらを(1)式に代入すると、

限界流量 $q_c (= h_c v)$ は $0.71 \text{ m}^2/\text{s}$ となる。ただし、 $k_s = 0.1 \text{ m}$ としている。一方、リブ形成の平均粒径 $d_L (= 0.45 \text{ m})$ の礫の移動についても、 $k_s (= d_s) = 0.1 \text{ m}$ として考え、粒径 d_s の上に粒径 d_L の砂礫がのっている状態で d_L の τ_{*c} を $e_2 \tau_{*c}$ と補正すると、

補正係数⁵⁾は $e_2 = \sqrt{3} / \sqrt{(d_L/d_s + 1)^2 - 1} = 0.32$ となるので、

$h_c = 0.42 \text{ m}$ 、 $u_{*c} = 0.34 \text{ m/s}$ となり $q_c = 1.37 \text{ m}^2/\text{s}$ となる。従って、リブ河床が破壊されるのは単位幅流量がほぼ $\sim 0.7 \text{ m}^2/\text{s}$ から $\sim 1.5 \text{ m}^2/\text{s}$ の間であろう。いま、高水時の河川の平均河幅を約20mとすると、現在のリブ河床破壊流量は $14 \sim 30 \text{ m}^3/\text{s}$ の間と考えられる。

図-2は、調査流域より約10km下流で測定された1990年の日流量時系列を流域面積で比例配分して推定した調査地点の

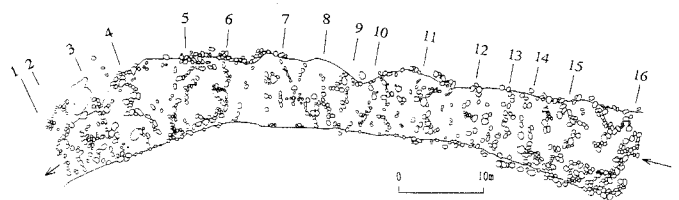


図-1 リブ河床平面図(重信川)

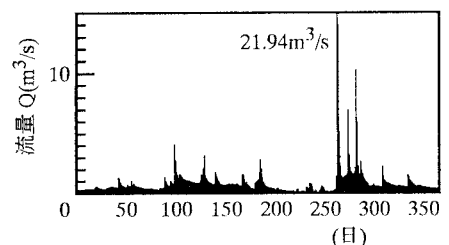


図-2 調査流域の流量時系列(1990)

流量時系列を示したものである。流量は大半が $2\text{ m}^3/\text{s}$ 以下であるが、最大 $21.9\text{ m}^3/\text{s}$ の出水が認められる。このような年最大流量で河床礫が動きリブが形成された可能性が高いと考えられる。リブ河床が反砂堆の特性を持っているとし、Kennedy⁶⁾ による反砂堆の発生限界を示す波長 k とフルード数 F_r の関係式および (1) 式に、波長 $L=4.3\text{ m}$ を代入して流量 Q を求めると、 $Q=23.3\text{ m}^3/\text{s}$ となり、1990年の最大流量程度となる。

3. リブ河床の抵抗に関する実験的検討

3. 1 混合砂によるリブ河床形態と抵抗

山地河道における河床形態を実験水路で形成させ、その特性を調べ現地での河床形態との対比をする基礎資料を得るために実験を行った。細砂から粗砂まで含む混合砂礫急勾配河床に上流からの給砂をしない状態で通水し、河床が静的平衡になった後の階段状河床形態の波長・波高等の特性を議論した。実験水路は全長 7 m 、幅 15 cm の可変勾配水路である。混合砂礫は、シリーズ A として平均粒径 $d_s=1.4\text{ mm}$ の砂と $d_s=14.8\text{ mm}$ の粗礫を所定の体積割合 (A 1 は 3:1, A 3 は 1:1, A 5 は 1:3) で混合したもの、シリーズ B として平均粒径 $1.4, 7.1, 12.0$ および 17.5 mm の砂礫を体積割合 1:2:5:2 で混合したものの 2 種類を使用した。

厚さ 8 cm で平坦に敷きつめた混合砂礫床水路を所定の初期勾配にして、上流端から給砂しない条件で、所定の流量を通水し、河床が変動しなくなったのを確認した後、河床形状および水面形状を測定する。表-1 には、実験結果のうち静的平衡状態が得られたもののみを示している。

表-1 リブ河床の形成実験結果

Run	I_{s0}	I_b	q (cm^2/s)	u_m (cm/s)	h (cm)	f_s	h_o (cm)	f_{s0}	$\sqrt{f_{s0}/f_s}$	Fr	Δ (cm)	λ (cm)
A1-3	0.0600	0.0560	266.7	92.3	2.89	0.1488	2.68	0.1271	0.924	1.74	3.82	45.45
A1-4	0.0400	0.0398	333.3	89.9	3.71	0.1433	3.39	0.1099	0.876	1.49	2.82	25.00
A3-1	0.1000	0.0993	66.7	31.8	2.10	1.6141	0.96	0.1553	0.310	0.70	1.72	24.39
A3-2	0.0800	0.0804	66.7	32.9	2.03	1.1762	1.02	0.1493	0.356	0.74	1.42	25.00
A3-3	0.0600	0.0619	133.3	45.1	2.96	0.7065	1.61	0.1102	0.395	0.84	1.82	14.71
A3-4	0.0400	0.0392	200.0	104.2	1.92	0.0543	2.26	0.0904	1.290	2.40	1.52	27.78
A5-3	0.0600	0.0589	66.7	37.9	1.76	0.5656	0.89	0.0745	0.363	0.91	1.04	24.39
A5-4	0.0400	0.0405	133.3	84.1	1.58	0.0710	1.49	0.0583	0.906	2.14	1.34	27.78
B-1	0.0400	0.0399	266.7	70.2	3.80	0.2412	2.97	0.1154	0.692	1.15	1.64	24.39
B-2	0.0400	0.0377	400.0	88.7	4.51	0.1692	3.73	0.1016	0.775	1.33	3.82	45.45
B-4	0.0600	0.0591	200.0	130.7	1.53	0.0414	2.27	0.1373	1.822	3.38	2.54	24.39
B-5	0.0600	0.0535	266.7	112.5	2.37	0.0784	2.66	0.1243	1.259	2.34	5.28	45.45
B-9	0.0800	0.0794	100.0	65.4	1.53	0.2224	1.45	0.1906	0.926	1.69	2.14	24.39
B-10	0.0800	0.0808	166.7	115.7	1.44	0.0679	1.90	0.1544	1.508	3.09	3.18	24.39
B-14	0.1000	0.0999	100.0	102.0	0.98	0.0734	1.36	0.1962	1.636	3.30	1.42	16.13
B-15	0.1000	0.0984	133.3	63.4	2.10	0.4026	1.59	0.1764	0.662	1.40	2.34	24.39

通水後河床が変化し抵抗が変わるが、その変化を知るための初期水深の測定が困難である。そこで、通水初期は河床が平坦であり流速分布が対数則に従うとして、(1) 式において、流量 Q 、水路幅 B 、初期河床勾配 I_{s0} を与えて、 $k_s=d_m$ とおくことによって初期水深 h_o を計算する。この h_o から $v_o=Q/(Bh_o)$ と $u_{*o}=\sqrt{gh_o I_{s0}}$ を求め、 $\sqrt{8/f_{s0}}=v_o/u_{*o}$ から、通水開始直後の抵抗係数 f_o を計算する。最終平衡状態の抵抗係数 f_s は、実測の h および I を用いて、平均流速 u 、および摩擦速度 u_* を計算して求める。この際、実測の h は水路の中流部の平均水位と平均河床位の差から、また I は平均水位あるいは平均河床位の勾配から求めた。

図-3 は実験により形成されたリブの波長 λ と波高 Δ の関係を示したものである。実験水路においては、ほぼ $\lambda/\Delta \approx 10\sim30$ の範囲のリブが形成されてい

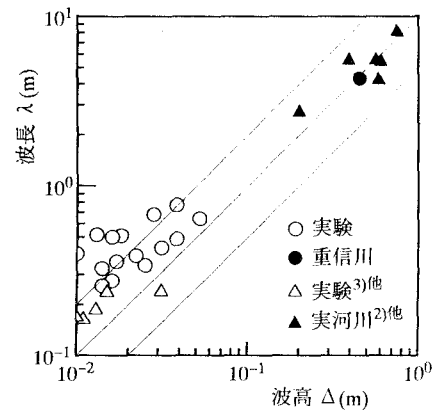


図-3 波長と波高の関係

ることがわかる。実河川において見られるリブ($\lambda/\Delta \approx 10$)と比べると波長と波高の比のばらつきはかなり大きいものの、比較的相似なリブが形成されている。

通水初期と最終状態の抵抗係数の比 $\sqrt{f_{s0}/f_s}$ と最終状態におけるフルード数の関係を示したものが図-4である。 $F_r < \sim 1.5$ の場合には、明らかに河床波が形成された最終平衡状態では、通水初期に比して流水に対する抵抗係数が大きくなっていることが認められ、 F_r 数が小さいほど抵抗の変化が大きいうことがわかる。河床勾配や河床材料の粒度特性に基づくと考えられるデータのばらつきを無視すれば、静的平衡時の I_b は実験的には大略(2)式のように特徴づけられる。

$$\sqrt{\frac{f_{s0}}{f_s}} = \frac{1}{2.5\sqrt{I_b} \ln(11h_0/k_s)} F_r = \left(\frac{2}{3}\right) F_r \quad (F_r < \sim 1.5) \quad (2)$$

一方、 $F_r > \sim 1.5$ の場合は、河床波が形成されても抵抗係数は大きくなって、むしろ抵抗が小さくなっている場合が多い。これは、水深が極端に小さく場合によって石礫の一部が水面上に出ており、水深の定義等にも問題があるためであろう。

表-2 実験条件

λ/Δ	5, 10, 15, 20
河床勾配	1/5, 1/10, 1/20, 1/40 1/60, 1/80, 1/100
単位幅流量(cm^2/s)	100, 150, 200, 250

3. 2 棧粗度とみなしたリブの流水抵抗

階段状の河床形態においては、河床面から突出した礫が流れに大きな影響を及ぼすことが分かってきている。ここでは、リブやステップといった一連の石礫群が規則的に配置された棧粗度として取り扱えるものと考え、河床勾配が大きくかつ相対水深が小さな流れの抵抗について実験的に検討する。

実験には、全長7m幅40cmの可変勾配水路を用いた。リブに相当する棧粗度として、縦横2.5cmの正方角柱材($\Delta=2.5\text{cm}$)を水路全長にわたって等間隔に張り付けてある。粗度要素の間隔 λ は、図-3に示した波長と波高を参考に設定した(表-2)。水路上流から4mの地点において、一波長分の水深を流下方向に1cm間隔で計測するとともに、代表的な水面形状においては流速分布も測定している。なお、ここでは実用面も考慮して一波長あたりの平均水理量(平均水深と粗度要素の体積分を除いた実質の平均流速)により流れの抵抗を評価する。

観測された流況を整理すると図-5に示すように概ね3つのパターンに分類できるようである。

(a)は、粗度要素間・粗度要素上とも流れが常流(以下「常流から常流の流れ」のように示す)になるような流況であり、フルード数はいずれにおいても1以下となる。この中には、水面がほぼ平坦で主流部分の流速分布が対数則に近い流れ(a-1)と、粗度要素下流で水面が低下し(ただし、水深は限界水深よりも小さくはならない

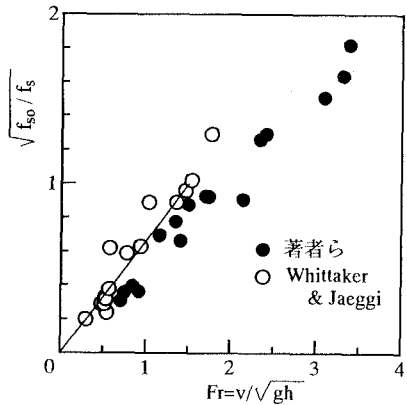


図-4 抵抗係数比とフルード数の関係

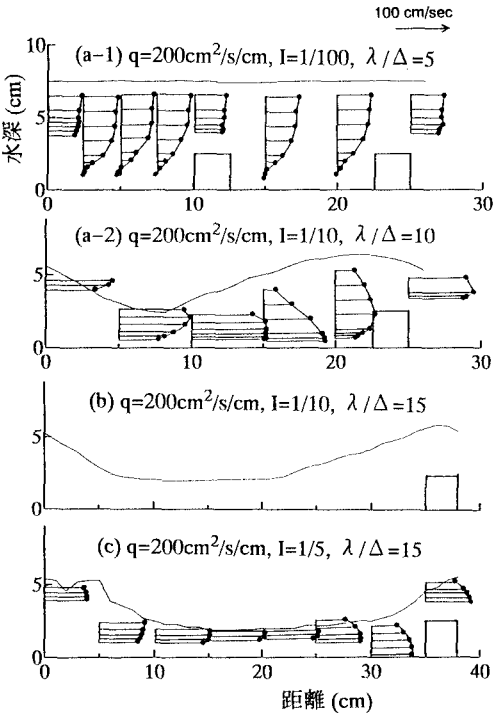


図-5 棧粗度流れの流況

もの), 跳水がみられる流れ(a-2)の2種類の流れがある。(a-1)の流れでは, 粗度要素の背後に剥離域が存在しその領域は粗度要素高さの5~10倍程度である。一方(a-2)の流れでは剥離領域が(a-1)に比べ小さく, 粗度の前面では最大流速が水深の中央部に発生していることがわかる。

(b)は水面の一部が限界水深以下になり跳水が発生している射流から常流へ移行する流れで, (c)は射流から射流へ移行する流れである。双方とも, 流れの主流部は粗度要素を迂回していることがわかる。

水路底面に作用するせん断応力 τ が粗度要素によるせん断応力 τ_Δ と底面摩擦によるせん断応力 τ_s の和で表されるものとする, 平均抵抗係数は図-6に示す記号を用いて次のように表される。

$$f \lambda = a \Delta f_\Delta + (\lambda - a \Delta) f_s, \quad \tau = \frac{f}{8} \rho v^2, \quad \tau_\Delta = \frac{f_\Delta}{8} \rho v^2, \quad \tau_s = \frac{f_s}{8} \rho v^2 \tag{3}$$

ここに, f は一波長あたりの平均抵抗係数, f_Δ , f_s は粗度抵抗係数と壁面摩擦係数, ρ は水の密度, $a\Delta$ および $\lambda - a\Delta$ は一波長間において f_Δ , f_s が作用する長さ, Δ は粗度要素の高さを示す。

f_Δ は芦田ら¹⁾によれば粗度高さと平均水深の比を用いて $f_\Delta = 4KE\Delta/h_m$ (K は定数で6程度の値, E は連行係数で0.08)と導かれている。本研究では, 平均水深が同じであっても速度分布に大きな差が見受けられるような流れが観察されていることを考慮して, 粗度要素に作用する抗力 F を用いて粗度抵抗係数を表すことにする。抗力 F および f_Δ は次のように表される。

$$F = \frac{1}{2} C_d \alpha \rho v^2 \Delta, \quad f_\Delta = \frac{4\alpha C_d}{a} \tag{4}$$

ここに, α は流速補正係数である。

(3)式の摩擦抵抗係数 f_s は, 芦田らのように対数型抵抗則を用いて評価するものとし, 跳水が起こる場合の抵抗係数には(3)式の右辺に跳水によるエネルギー損失⁷⁾を加えた形で表現される。

$$f_s = \frac{8}{F_r^2} \frac{1}{\lambda} \frac{(\sqrt{1+8F_r^2}-3)^3}{16(\sqrt{1+8F_r^2}-1)} \tag{5}$$

ここに, F_r は跳水前の水深から導かれるフルード数である。

(3)式を利用して流れの抵抗を議論する場合には, 補正係数 α を定義する必要がある。抗力係数として長方形断面の単一部材に対して得られている平均的な値 $C_d=2.2$ を用いて, 実験結果から α を逆算すると図-7のようになる。なお, 使用した水路の摩擦抵抗係数は粗度がない場合 $f_s=0.02$ となり, 平均抵抗係数に比べて2オーダー小さな値であるため, ここでは形状抵抗のみによって流れが支配されているとして以下の検討を進めた。跳水による損失分についても同様の理由により考慮していない。相対水深が1.7以上になると, 水深が増すに従って補正係数は小さくなる

傾向があるが, これは平均流速を用いて抗力を算定することに原因がある。図-8に示すように, 水深が大きくなると実際に粗度要素が受ける流速は平均流速よりも小さいために補正係数は1よりも小さな値になる。逆に, 水深が小さくなると(a-2)

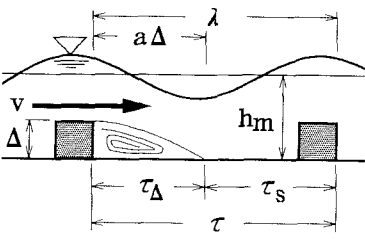


図-6 粗度上の流れ

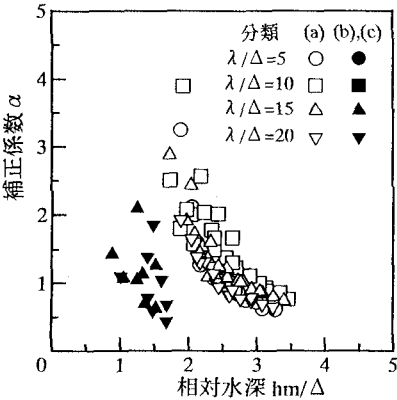


図-7 補正係数と相対水深の関係

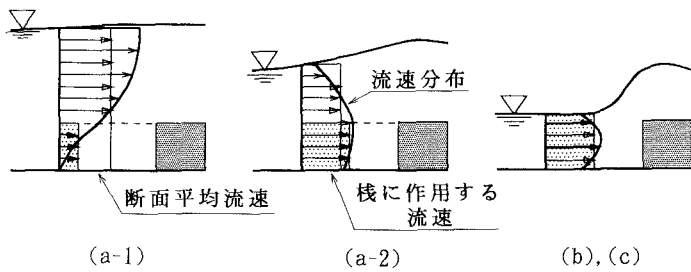


図-8 粗度要素に作用する流速

のように流れが集中的に粗度要素に働くため補正係数は大きくなる。 h_m/Δ が1.7以下になると、流れ場は跳水の出現する流れになったり射流から射流へ移行する流れになったりする。跳水が発生すると主流方向が粗度要素上に向かうため、これに作用する流速が平均値よりも小さくなるとともに補正係数も小さくなる。射流から射流の流れでは、剥離域が殆ど表れないため補正係数が1に近づいていくようである。

棧粗度の間隔と補正係数の関係は図-9のようになる。相対水深が大きい流れ⁸⁾と同様に突起間隔と高さの比が10付近において流れの抵抗は最も大きくなることが確かめられる。また、 λ/Δ が小さいほど相対水深の減少にともなう補正係数の変化が大きく、流れが変化しやすいことを表している。

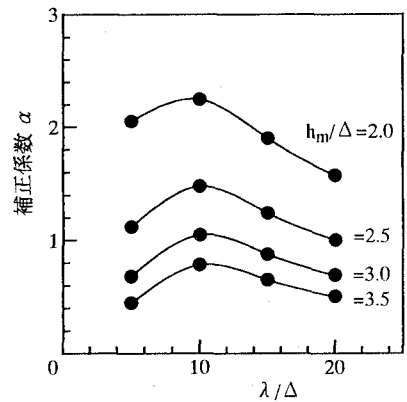


図-9 補正係数と粗度間隔の関係

5. あとがき

山地河道の河床形態を対象とした現地調査および混合砂礫からなる急勾配水路での河床形態と流れの抵抗に関するを行ったが、得られた主な知見は以下の示すとおりである。

- 1)調査区間に存在する階段状河床はリブと呼ばれる形態にあたり、平均波長4.30m、波高0.45mでその比は $L/\Delta H=10$ となる。この値は、他の河川や水路実験において得られた値とほぼ一致している。従来の研究によると $L/\Delta H=10$ 付近で最も流れの抵抗が大きいことが報告されており、河床は流れのエネルギーが最も損失される状態で安定すること分かる。
- 2)観測区間のリブ河床が破壊される流量を棧粗度の抵抗則を用いて算定した。その結果流量は $22.2\text{m}^3/\text{s}$ となり、Kennedyによる反砂堆の発生限界から求めた値や1990年の年最大流量にほぼ一致する。
- 3)リブ河床形態の形成実験（静的平衡状態）によると、フルード数が1.5以下の範囲では、通水初期と最終の抵抗係数の比は（2）式のように表される。
- 4)リブを構成する一連の石礫群を棧粗度として取り扱いその流況を観察した。それによると流れは概ね3つに分類できること、流速分布は流れの形態によって大きく異なることが確かめられた。
- 5)このような流れの抵抗 f を、粗度による抵抗 f_Δ と摩擦抵抗 f_s の和で表現するとともに、流れにより流速分布が大きく異なることを考慮して、 f_Δ を抗力で評価するための流速補正係数を算定した。その結果、補正係数は相対水深が1.7付近を最大にこれより増加しても減少しても小さくなることがわかった。

参考文献

- 1)芦田和男・江頭進治・西野隆之：階段状河床波上の流れと抵抗則，京大防災研究所年報，第29号B-2，1986，pp.391-403.
- 2)長谷川和義：山地河川の形態と流れ，1988年度水工学に関する夏期研修会講義集，A1-7，1988.
- 3)Whittaker J.G. and Jaeggi N.R.："Origin of Step-Pool Systems in Mountain Streams", Proc. ASCE, Vol.108, No. HY6, 1982, pp.758-773.
- 4)秋草勲・吉川秀夫・坂上義次郎：水制に関する研究，土木研究報告，第107号，1961，pp.61-153.
- 5)鈴木幸一・栗原崇・山本裕規：二粒径混合砂礫による流砂量に及ぼす砂礫の混合効果の検討，水工学論文集，第38巻，1994，pp.627-632.
- 6)Kennedy J.F.："The Mechanics of Dunes and Antidunes in Erodible-Bed Channel", Jour. of Fluid Mech., Vol.16, Part4, 1963, pp.521-544.
- 7)池内正幸・山田正・村上良宏：渓流を模擬した開水路流れの水面形遷移と抵抗則に関する研究，第30回水理講演会論文集，1986，pp.73-78.
- 8)足立昭平：人口粗度の実験的研究，土木学会論文集，第104号，1964.