

II-235

水深、水路幅、自由蛇行波長に関するレジーム式の誘導とその適合性

日本大学工学部 正 員 〇木村喜代治

日本大学工学部 正 員 高橋 迪夫

日本大学工学部 正 員 長林 久夫

49回年講において、基礎式として流れの抵抗則と流砂量式を用い、これと極値法とによって、安定水路(レジーム水路)の諸元を流量 Q 、河床物質の代表粒径 D 、およびその比重 γ_s とから計算する方法を示した。

本報はこのこの計算手法をもとに、一般的なレジーム型の式で水深 h 、水路幅 B および自由蛇行波長 λ 等の式を誘導した。これらの式による計算値と既に発表されている実測値とを比較した。

抵抗則は基本的には対数則を、また近似計算のためにManning-Strickler 式を用い、対数則には49回年講と同様に著者の一人による式と二次元の拡張式($h \rightarrow R$)である。すなわち、

$$v/v_* = 1/k \cdot [\ln(h/k_s) + 6] \quad (1)$$

$$v/v_* = 1/k \cdot [\ln(R/k_s) + 6] \quad (2)$$

ここで、 $v_* = \sqrt{gRS}$

Manning-Strickler 式は

$$v/v_* = 7.66(h/k_s) \quad (3), \quad [\text{式(2)の計算では右辺 } h \rightarrow R]$$

流砂量式はBagnold の式とMeyer-Peter の式を用いる、すなわち流砂量を Q_s とすると

$$Q_s = 4.25[g(\gamma_s - 1)]^{1/2} D^{3/2} \tau_{*c}^{3/2} B \eta^{1/2} (\eta - 1) \quad (4)$$

$$Q_s = 8[g(\gamma_s - 1)]^{1/2} D^{3/2} \tau_{*c}^{3/2} B (\eta - 1)^{3/2} \quad (5)$$

D :代表粒径, τ_{*c} : 無次元掃流力($=0.05$), $\eta = \tau_* / \tau_{*c}$.

河床の相当粗度は $k_s = 2D$ にとり、河床形態はgravel bed (平坦河床) と sand bed (河床波のある河床) とを考慮することとし、河床波による抵抗の増加は安定水路のFroud 数の範囲より、岸・黒木のDune I の式を用いる。平坦河床に比べ河床波のある河床では $v_* \rightarrow \alpha v_*$, $\tau \rightarrow \alpha^2 \tau$ とする。

$$\alpha = (0.21 / \tau_*^{1/2})^{2/3} = 0.959 / \eta^{1/3} \quad (6)$$

$dF_r = 0$ より dB/dh を求め、 $dQ=0$ の計算に式(1), (2) を用いて dB/dh を求め、これよりそれぞれ

$$\beta = \phi - 2 \quad (7), \quad \beta = \phi + 3 \quad (8), \quad \text{ただし } \beta = B/h, \phi = v/v_*.$$

また、 $dF_r = 0$ より dB/dh を求め $dQ=0$ の計算に式(3)を用いて dB/dh を求めると、それぞれ式(7)に対応して $\beta=13$, 式(8)に対応して $\beta=18$ を得る。また、これと式(7), (8) とより $\phi = 15$ となる。 $dQ=0$ の計算では式(6)の α は常数として取り扱ったので、河床形態は dB/dh の計算に影響しない。

$dQ_s = 0$ の計算は η の関係を求めるため、平坦河床では $\alpha=1$ でよいが、河床波のあるときは、式(6)は第2辺を用いる。これより、平坦河床と河床波のある河床のそれぞれについて、

$$\text{Bagnold の式より} \quad \eta = (2\beta + 9)/15, \quad \eta = [1/0.920 \cdot (4\beta + 6)/(3\beta + 9)]^3 \quad (9),$$

$$\text{Meyer-Peter の式より} \quad \eta = (\beta + 2)/5, \quad \eta = [1/0.920 \cdot (3\beta + 6)/(2\beta + 9)]^3 \quad (10)$$

これらの式から η を計算するとTable 1 のようになる。

平坦河床では $v_* = [\tau_{*c}(\gamma_s - 1)gD \eta]^{1/2}$ であるから、 $\gamma_s = 2.65$ とすると

$$h = [1/(0.287\beta(g\eta)^{1/2}\phi)]^{1/2} D^{-1/4} Q^{1/2} = K_1 D^{-1/4} Q^{1/2} \quad (11)$$

河床波のある河床では $v_* = 0.959[\tau_{*c}(\gamma_s - 1)gD \eta]^{1/2}$ であるから

$$h = [1/(0.275\beta g^{1/2} \eta^{1/6} \phi)]^{1/2} D^{-1/4} Q^{1/2} = K_1 D^{-1/4} Q^{1/2} \quad (12)$$

$$\text{また、いずれも} \quad B = \beta h = K_2 D^{-1/4} Q^{1/2} \quad (13)$$

先に示した著者らによる自由蛇行の波長等の平面形状の理論はエネルギー最小より求めたものである、すなわち

$$\lambda/B = 3(\phi \cdot \pi)^{2/3} (1/\beta)^{1/3} \quad (14) \quad \text{ただし } \lambda: \text{自由蛇行波長.}$$

λ/B の計算値は $\phi=15$ であるから、 $\beta=13$ のとき16.6となり、 $\beta=18$ のとき14.9となる。

式(14)と式(13)より

$$\lambda = K_3 D^{-1/4} Q^{1/2} \quad (15)$$

それぞれの場合の K_1, K_2, K_3 の値をTable 2に示す。この値は同一河床状態では変化は小さい。

水深 h 、水路幅 B についてSimons & Bender, Ackere, Raju et al, Ikeda などの実測値と K_1, K_2 はTable 2の式(1), Bagnold 式を用いたときの計算値との比較をFig 1, Fig 2 に示した。

λ/B について Carlston による米国内の河川とChitalによるインド大陸を主とした河川の実測値との比較をFig 3, 4 に示した。

これらの図から分かるように、この種の問題としては h, B および λ/B の計算値と実測値は良く適合していると見てよいであろう。

Table 1 η の値

河床状態	gravel bed (平坦河床)		sand bed (河床液のある河床)	
流砂量式	Bagnold 式	Meyer-Peter 式	Bagnold 式	Meyer-Peter 式
式(1)	2.33	3.0	2.27	2.73
式(2)	3.0	4.0	2.44	3.05

Table 2 K_1, K_2, K_3 の値

単位		metre-sec-unit			
河床状態		gravel bed (平坦河床)		sand bed (河床液のある河床)	
流砂量式		Bagnold 式	Meyer-Peter 式	Bagnold 式	Meyer-Peter 式
平均	K_1	0.0611	0.0574	0.0721	0.0710
式(1)	K_2	0.795	0.746	0.937	0.923
流速	K_3	13.2	12.4	15.6	15.4
式(2)	K_1	0.0488	0.0455	0.0609	0.0545
	K_2	0.878	0.817	1.10	0.981
	K_3	13.1	12.2	16.4	14.6

単位		feet-sec-unit			
河床状態		gravel bed (平坦河床)		sand bed (河床液のある河床)	
流砂量式		Bagnold 式	Meyer-Peter 式	Bagnold 式	Meyer-Peter 式
平均	K_1	0.0454	0.0427	0.0536	0.0527
式(1)	K_2	0.590	0.555	0.696	0.686
流速	K_3	9.83	9.23	11.0	11.4
式(2)	K_1	0.0362	0.0337	0.0453	0.0405
	K_2	0.652	0.607	0.814	0.729
	K_3	9.74	9.07	12.2	10.9

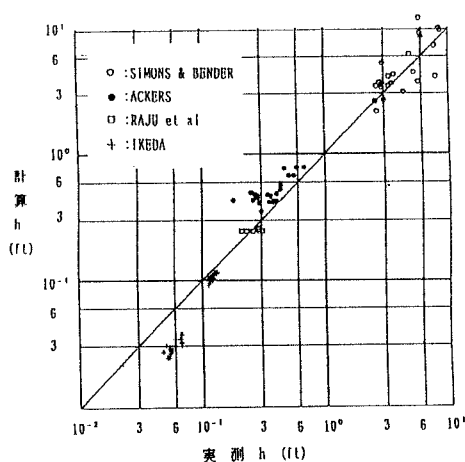


Fig 1 水深の計算値と実測値の比較

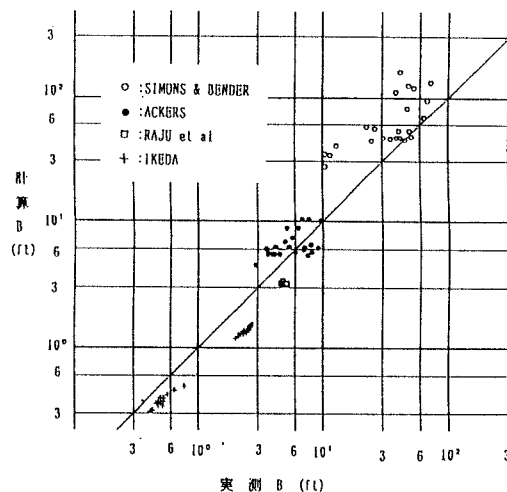
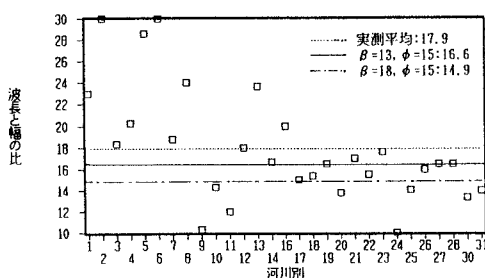
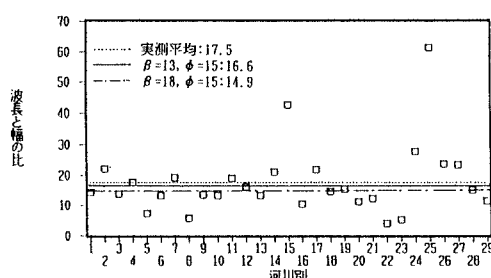


Fig 2 水路幅の計算値と実測値の比較

Fig 3 λ/B 実測値 (Carlston 1965)Fig 4 λ/B 実測値 (Chital 1970)