

氾濫流抵抗則実験式の照査

中央大学研究開発機構 正員 松富英夫

1. はじめに

松富¹⁾は、まだ暫定的なものであるが、津波遡上理論にも適用可能な式(1)に示す移動床下の氾濫流における摩擦損失係数 K の評価実験式、いわゆる氾濫流抵抗則を提示している（背景に「自然は意外とシンプル」もある）。

$$K = 0.00255 F_{ri}^{-1} \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (1)$$

ここで、 F_{ri} は入射フルード数、 h_i は入射氾濫水深、 d_{50} は底質土砂の中央粒径、氾濫流実験の実験範囲は $2.18 < F_{ri} < 6.29$ 、 $54 < h_i/d_{50} < 513$ である。図-1に式(1)の計算例を示す。相対水深 h_i/d_{50} については実験範囲外も示している。現段階では底面勾配にも依存する抵抗則までに至っていない。

本研究は上記提示式の妥当性を「相当粗度 k_s に関する既存式を用いた場合」と「氾濫流実験の回帰式を用いた場合」の2視点から照査することを目的とする。

2. 氾濫流抵抗則の照査

2.1 相当粗度に関する既存式を用いた場合

式(1)の提示過程において移動床下の定常流抵抗則として次式を採用している¹⁾。

$$\frac{8}{f} = \left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^2 \quad (2)$$

ここで、 f は摩擦損失係数で、相当粗度 k_s として芦田²⁾やRijn³⁾らの研究成果を踏まえて $3d_{50}$ を採用している。式(2)の右辺は既述した氾濫流実験の範囲内では次式のように近似できる（実験範囲が更新されれば式(3)右辺の係数や指数は変わり得る¹⁾）。

$$\left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^2 \cong 0.0135 \left(\frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{-0.307} \quad (3)$$

したがって、式(2)と(3)から次式を得る。

$$\frac{f}{8} \cong 0.0135 \left(\frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{-0.307} \quad (4)$$

式(2)や(4)は、移動床下⁴⁾や固定床下にかかわらず、定常流の摩擦損失係数 f は相対水深 h_i/d_{50} に依存し、 h_i/d_{50} が大きくなれば、小さくなることを示している。

Kikkawaら⁵⁾は移動床下の定常流の相当粗度 k_s が（入射）フルード数に依存する経験式を提示している。その提示式を用いれば、次式が得られる⁶⁾。

$$\frac{k_s}{h_i} \cong 1.8 I F_{ri}^{-2.25} = \frac{9}{40} f F_{ri}^{-0.25} \quad (5)$$

ここで、 I は水面勾配（=動水勾配）である。したがって、

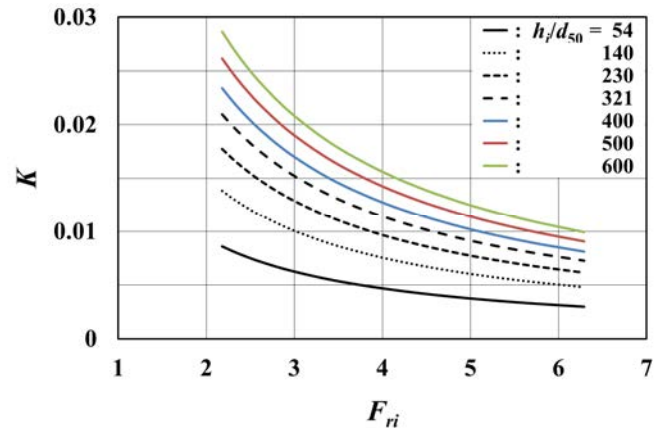


図-1 式(1)の計算例

（入射）フルード数に依存する移動床下の定常流抵抗則として次式を得る。

$$\frac{f}{8} \cong 0.0135 \left(\frac{40}{9} f^{-1} F_{ri}^{0.25} \right)^{-0.307} = 0.00854 f^{0.307} F_{ri}^{-0.0768} \quad (6)$$

式(6)を変形すれば次式となる。

$$\frac{f}{8} \cong 0.00260 F_{ri}^{-0.111} \quad (7)$$

式(7)は、（入射）フルード数が大きくなれば、移動床下の定常流の摩擦損失係数は小さくなることを示している。この傾向は移動床下の氾濫流の摩擦損失係数 K と同じである（後述する式(13.1), (14), (17)や図-1, 2参照）。

参考までに式(4)と(7)から次式を得る。

$$\frac{h_i}{d_{50}} \cong 642 F_{ri}^{0.362} \quad (8)$$

式(8)は移動床下の氾濫流抵抗則も近似的に相対水深 h_i/d_{50} のみで表現できることを示しており、式(1)と(8)から次式を得る。

$$K = 1.482 \times 10^5 \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{-2.27} \quad (9)$$

式(9)は、移動床下や固定床下の定常流抵抗則と同様、移動床下の氾濫流の摩擦損失係数 K は相対水深が大きくなれば、小さくなることを示している。

式(7)の移動床下の定常流抵抗則から氾濫流抵抗則とするために補正係数 r_1 を導入すれば⁶⁾、式(7)は次式となる。

$$K = r_1 \frac{f}{8} \cong 0.00260 r_1 F_{ri}^{-0.111} \quad (10)$$

ここまでの議論は氾濫流実験と一切関係ないが、 r_1 として氾濫流実験で暫定的に得ている次式を採用する⁶⁾。

$$r_1 = 0.083 F_{ri}^{-1.05} \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.94} \quad (11)$$

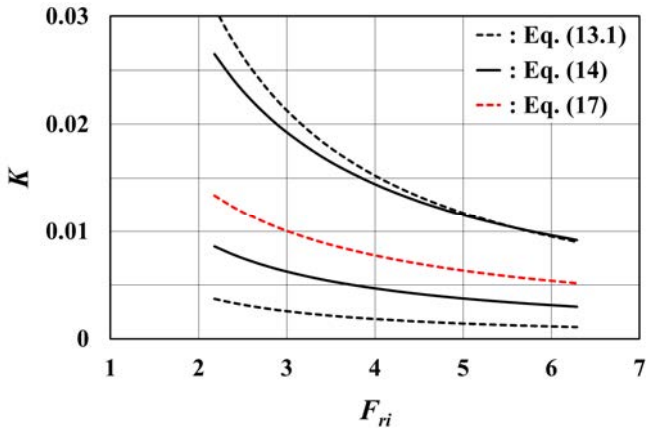


図-2 各式の比較

したがって、移動床下の氾濫流抵抗則として次式を得る。

$$K \cong 0.000216 F_{ri}^{-1.161} \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.94} \quad (12.1)$$

参考までに、Kikkawaらの経験式を用いず、一貫して氾濫流実験の実験値を用いて回帰解析した場合、式(3)の近似を用いることとして、次式となることが示されている⁶⁾。

$$K = 0.00157 F_{ri}^{-1.05} \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.633} \quad (12.2)$$

式(12.1)の相対水深 h_i/d_{50} への依存性は式(1)のものよりかなり強いように見える。しかし、入射フルード数 F_{ri} への依存性と式(8)を考慮すれば、両式は整合的と言える。

式(12.1)の h_i/d_{50} に実験範囲（ $54 < h_i/d_{50} < 513$ ）の上・下限値を代入すれば、次式を得る。

$$K \cong (0.00918 \sim 0.0762) F_{ri}^{-1.161} \quad (13.1)$$

少し表記を工夫すれば、次式となる。

$$K \cong (0.001249 \sim 0.00336) F_{ri}^{-1.161} \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (13.2)$$

一方、式(1)の h_i/d_{50} に実験範囲の上・下限値を代入すれば、次式を得る。

$$K = (0.01874 \sim 0.0578) F_{ri}^{-1} \quad (14)$$

式(13.1)と(13.2)は、導出過程の一部において氾濫流実験と全く関係がないKikkawaらの経験式を用いているが、それぞれ式(14)と(1)に整合的と言える。

2.2 氾濫流実験の回帰式を用いた場合

氾濫水密度 ρ の評価式として次式を得ている⁶⁾。

$$\frac{\rho_w}{\rho} = 1 - K F_{ri}^2 \quad (15)$$

ここで、 ρ_w は清水の密度である。

式(15)において、 $K F_{ri}^2 \ll 1$ とし、氾濫水密度は F_{ri} に依存するとした場合（後者のこの仮定はKikkawaらの経験式の場合に相当）の氾濫流実験の実験値に対する氾濫水密度の回帰式として次式を得ている⁶⁾。

$$\left(\frac{\rho}{\rho_w} - 1 \right) \cong K F_{ri}^2 = 0.027 F_{ri}^{1.10} \quad (16)$$

したがって、式(16)から次式を得る⁶⁾。

$$K = 0.027 F_{ri}^{-0.90} \quad (17)$$

式(17)の係数0.027は式(13.1)と(14)の係数の範囲内で、しかもほぼ中間の値となっている。式(14)の入射フルード数 F_{ri} への依存性は式(13.1)と(17)の F_{ri} への依存性のほぼ中間であることも判る。

参考までに、氾濫水密度は相対水深 h_i/d_{50} に依存するとした場合、式(8)と(16)から次式を得る。

$$\frac{\rho}{\rho_w} \cong 1 + 7.76 \times 10^{-11} \left(\frac{h_i}{d_{50}} \right)^{3.04} \quad (18)$$

2.3 各式の比較

図-2に氾濫流実験の実験範囲内における式(13.1)、(14)と(17)の比較を示す。図から、1) 相対水深 h_i/d_{50} が大きくなるにつれて（図-1参照）、式(14)は式(13.1)より大きめから小さめの値を与え、両者の差は小さくなる傾向にある、2) 入射フルード数が大きくなれば、何れの式も小さな摩擦損失係数 K を与える、3) 現実的な入射フルード数の範囲内では、式(17)は常に式(13.1)と(14)の間の値を与え、特に式(13.1)との比較では当然と言えば当然かもしれないがほぼ中間の値を与えることが判る。

以上から、式(1)は相当粗度に関する既存式を用いて移動床下の氾濫流抵抗則を推定したものとの矛盾や大きな隔たりがなく、今後の実験値の蓄積に伴う係数値0.00255の更新はあるかもしれないが、妥当性が高い式と判断される。

3. おわりに

提示された移動床下の氾濫流抵抗則式(1)の妥当性を2視点から照査した。その結果、式(1)に目立った欠点は見当たらず、現状では式(1)は妥当性が高いと判断される。

謝辞：本研究の遂行にあたり科学研究費（基盤研究(C)、20K05041、代表：松富英夫）の補助を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 松富英夫：氾濫水密度の時間変化を考慮した津波遡上，東北地域災害科学研究，第58巻，2022。（印刷中）
- 2) 芦田和男：河道の設計法 ―河川の粗度について(4)―，土木技術資料，第1巻7号，pp.8-11，1959。
- 3) Van Rijn L. C.: Equivalent roughness of alluvial bed, Journal of Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol.108, No.HY10, pp.1215-1218, 1982.
- 4) 楊永荻，平野宗夫，羽田野袈裟義：平坦な移動床流れの抵抗則，水工学論文集，第39巻，pp.483-488，1995。
- 5) Kikkawa, H. and S. Fukuoka: Characteristics of open-channel flow with sediment, 東京工業大学土木工学科研究報告, No.10, 1971.
- 6) 松富英夫：津波氾濫水密度の簡易評価法，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.75, No.2, pp.385-390, 2019。