

円形断面水路における跳水について

九州共立大学工学部 正会員 荒尾 慎司 九州共立大学工学部 非会員 樋口 智彦
 同上 非会員 相川 信博 建設技術研究所 正会員 石本 俊亮
 九州大学大学院 フェロー 楠田 哲也

1. はじめに

開水路流れにおいて下流側の堰上げや上流側の流れの条件によって跳水の発生位置は種々変化する。下水道においては、地表勾配に応じて様々な勾配が設定されるため、勾配が急なところでは排水先の河川水位の上昇に伴い跳水が起こる。下水道は断面が閉じているため、河川水位が管路出口よりも高くなると跳水の発生位置よりも下流側では圧力管水路流れとなり、跳水は上流側へ移動する。本報告では下水道で多用されている円形断面水路(模型)を用いた場合の水面形の実測値と Forchheimer(1914)¹⁾ が提案した計算式(S1曲線)に基づく水面形との比較を行い、本式の妥当性を検討する。

2. 実験装置と実験手順

実験装置および実験条件をそれぞれ図-1、表-1に示す。実験に用いた円形断面水路の管内径Dは5cm、管長Lは550cmである。管勾配は1/100と1/50の2種設定した。流量Qは下流水槽の出口においてバケツへの流入水量を2~5回測定し、それらの平均値を測定値とした。管路内の水深hは、管頂に10cm間隔であけた孔(直径7mm)を利用してポイントゲージにより測定した。なお、今回は測定区間全体について10cm間隔では水深を測定してない。ただし、跳水の前後では10cm間隔で測定している。跳水の形状をより詳細に把握するには、さらに測定間隔を短くする必要があるが、今回はそままでの計測は行っていない。

表-1 実験条件

実験番号	管勾配 S ₀	流量 Q(m ³ /s)	平均流速 V(cm/s)	境界水深 h _c (cm)	等流水深 h ₀ (cm)	跳水始点のフルード数Fr	管路出口の水深(cm)
1		99.0	38.4	1.19	0.95	1.26	3.0
2	1/100	99.3	38.4	1.19	0.95	1.26	4.4
3		97.4	38.2	1.18	0.94	1.26	溝管
4		211.2	47.0	1.74	1.40	1.27	3.2
5	1/100	211.1	47.0	1.74	1.40	1.27	3.6
6		219.0	47.4	1.77	1.43	1.27	4.2
7		220.0	47.5	1.77	1.43	1.27	溝管
8	1/100	293.8	51.3	2.05	1.67	1.27	4.3
9		289.5	51.1	2.03	1.65	1.27	溝管
10	1/100	386.9	55.1	2.35	1.94	1.27	4.3
11		393.6	55.3	2.37	1.95	1.26	溝管
12	1/100	595.4	61.3	2.92	2.48	1.24	4.3
13		593.8	61.3	2.91	2.47	1.24	溝管
14		100.3	49.7	1.20	0.80	1.78	3.3
15	1/50	96.6	49.2	1.17	0.78	1.78	4.5
16		100.9	49.7	1.20	0.80	1.78	溝管
17	1/50	100.0	49.6	1.20	0.80	1.78	溝管
18		215.0	60.9	1.75	1.18	1.79	4.0
19	1/50	215.3	60.9	1.75	1.18	1.79	溝管
20		223.5	61.5	1.79	1.20	1.79	溝管
21	1/50	292.8	66.1	2.05	1.36	1.79	溝管
22		293.9	66.2	2.05	1.39	1.79	溝管
23		305.7	66.9	2.09	1.42	1.80	溝管

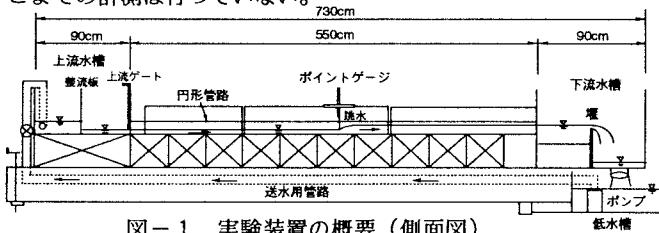


図-1 実験装置の概要(側面図)

3. Forchheimer(1914)によるS1曲線の計算式¹⁾

今回設定した管勾配(1/100、1/50)は限界勾配よりも急な勾配であるため、跳水の発生地点よりも下流側の水面形状はS1曲線となる。Forchheimer(1914)は、(1)式に示すS1曲線の計算式を提案している。

$$X = Y - Y_r - \frac{1}{4}(1 - Y_c^4) \left[\ln \left| \frac{Y+1}{Y-1} \frac{Y_r-1}{Y_r+1} \right| + 2(\tan^{-1}Y - \tan^{-1}Y_r) \right] \quad (1)$$

$$\left(X = \frac{S_0 x}{h_0}, Y = \frac{h}{h_0}, Y_r = \frac{h_r}{h_0}, Y_c = \frac{h_c}{h_0} \right)$$

ここに、S₀は管勾配、xは管路出口を始点とした上流側への距離、h₀は等流水深、h_cは限界水深、hはある断面の水深、h_rはS1曲線を計算する際の下流側の境界条件である(図-2参照)。また、限界水深h_c、等流水深h₀の計算はそれぞれ(2)式、(3)式を用いている。

$$y_c = \frac{h_c}{D} = \left[\frac{Q}{(gD^5)^{1/2}} \right]^{1/2} \quad (2)$$

$$y_0 = 0.926 \left[1 - (1 - 3.11q_0)^{1/2} \right]^{1/2} \left(q_0 = \frac{nQ}{S_0^{1/2} D^3}, y_0 = \frac{h_0}{D} \right) \quad (3)$$

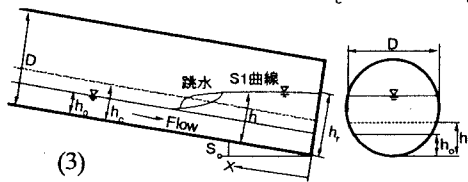


図-2 円形断面水路内の跳水

ここに、nは粗度係数(0.009)、gは重力加速度である。

本実験では管路出口の水深だけ物差しで測定している。そのため、(1)式を用いた水面形の計算では下流側

の境界条件 h_t として測定精度の低い管路出口の水深は用いずに、少し上流側のポイントゲージでの実測水深を与えている。

4. 実験結果と考察

図-3~10に実験結果と(1)式による水面形状との比較を示す。いずれの図を見てもわかるように、跳水の発生位置よりも上流側では、等流(実線は等流水深)となっている。(1)式では限界水深 h_c (破線)に一致するところまでは計算できるが、跳水の発生位置は計算できない。そこで、(1)式の曲線をそのまま等流水深まで延長して跳水の発生地点を推定すると、実測したものよりもやや上流側に位置することがわかる。しかも、流量が増加するほど、その差は大きくなっており、5~40cm程度の差と推定される。本実験で用いた模型の10倍の実規模管路($D=50\text{cm}$ 、管長 L =マンホールの平均的な間隔である30mと仮定)では、(1)式から推定した跳水の発生地点は最大4m程度(管長の約1割)上流側に位置することになる。しかし、この差が水理学的にみて大きな問題になるとは考えにくい。計算精度をさらに上げるには、(1)式を修正する必要がある。

参考文献:1) Hager, W.H.: Waste-water Hydraulics, pp. 102-103, pp. 217-235.

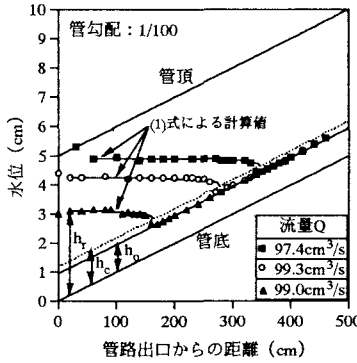


図-3 水面形の比較(実験1~3)

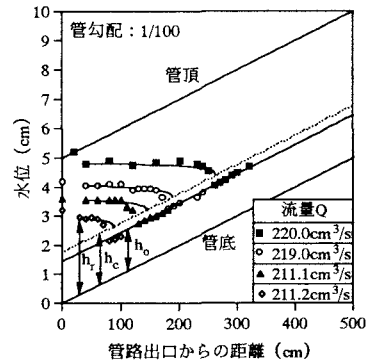


図-4 水面形の比較(実験4~7)

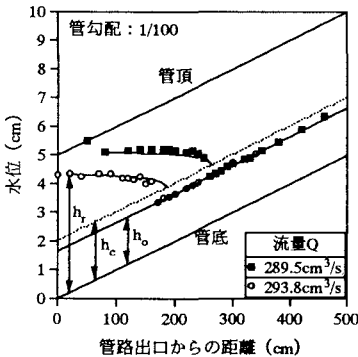


図-5 水面形の比較(実験8, 9)

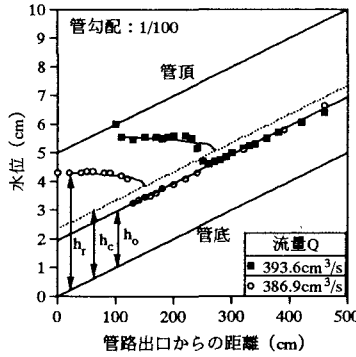


図-6 水面形の比較(実験10, 11)

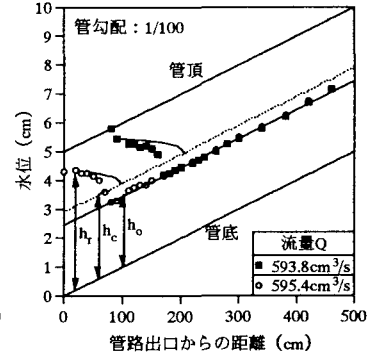


図-7 水面形の比較(実験12, 13)

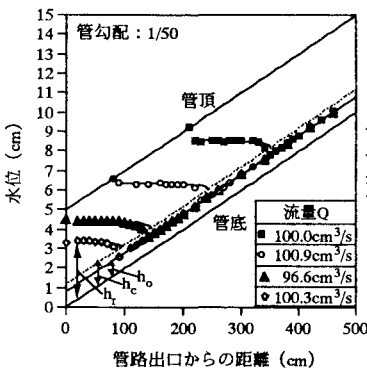


図-8 水面形の比較(実験14~17)

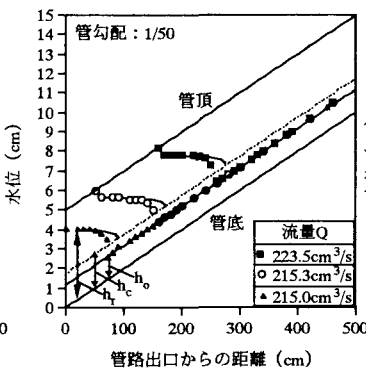


図-9 水面形の比較(実験18~20)

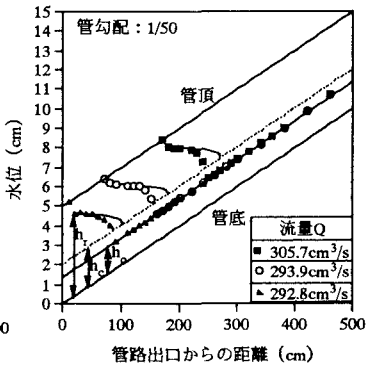


図-10 水面形の比較(実験21~23)