

相対堰高がゼロで接近流が射流の場合の 横越流堰の流量係数

DISCHARGE COEFFICIENT OF ZERO HEIGHT SIDE-WEIR IN SUPERCRITICAL OPEN-CHANNEL FLOWS

鬼束幸樹¹・秋山壽一郎²・俣賀円³・井田千尋⁴

Kouki ONITSUKA, Juichiro AKIYAMA, Madoka MATAGA and Chihiro IDA

¹正会員 博(工) 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²フェロー会員 Ph. D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科

³学生員 九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程

⁴非会員 九州工業大学 工学部建設社会工学科

De Marchi proposed a discharge formula of the side-weir. However, the discharge coefficient which is included in the discharge formula was not clear quantitatively. After his study, a lot of researches have been conducted to investigate on the discharge coefficients. Sabramanya & Awathy found that the parameters of the discharge coefficient are four ones, i.e., the inlet Froude number, the ratio between the height and length of the weir, the ratio between the inlet flow depth and length of the weir and the ratio between the length of the weir and channel width, by the dimensional analysis. Several discharge coefficients in subcritical open-channel flows were suggested. However, systematic experiments in supercritical open-channel flows have not been conducted. In this study, systematic experiments were conducted under the condition that the height of the side-weir was set to zero. A new discharge coefficient of the side-weir with zero height in supercritical open-channel flows is proposed.

Key Words : discharge coefficient, side-weir, supercritical open-channel flows

1. はじめに

我国では確率洪水に基づく河道設計を行ってきた。しかし近年、予想を超える集中豪雨や前例のない超大型台風の発生により、各地で甚大な被害を被っている。特に急速に開発が進んだ都市部では流出係数が増大し、雨水が急速かつ大量に河川に流れ込むようになったことが、さらに被害を拡大させている。洪水氾濫を食い止めるには、計画高水流量の見直しに基づく河川改修が必要である。従来は、主として河道断面の確保で対応してきたが、この手法は竣工までに膨大な時間を要してしまう。そのため、近年、短い工期で施工可能な横越流堰を用いた洪水調節池が注目されている。これは、流量の一部を河川の側岸に設置した横越流堰を越流させ、調節池に一時的に貯留することで本川流量を低減させるものである。

横越流堰を設計するには、横越流堰の幾何学形状と越流量との関係を把握する必要がある^{1,2)}。De Marchi³⁾は堰区間において、摩擦損失が微小で比エネルギーが一定と

の仮定に基づき、横越流堰の流量式を理論的に導出した。De Marchi³⁾の研究後、流量式に含まれる流量係数を求める実験的研究が開始された。Collinge⁴⁾は流れの状態によらず流量係数を一定値(0.415)と考え、Ackers⁵⁾も流量係数を一定値(0.625)と考えた。しかし、中川・宇民⁶⁾は流量係数は一定値ではなく、常流の場合は流量係数がフルード数の減少関数であることを指摘した。その後、Ranga Raju *et al.*⁷⁾、室田ら⁸⁾、Singh *et al.*⁹⁾、Hager¹⁰⁾、Borghesi *et al.*¹¹⁾および鬼束ら¹²⁾などによって流量係数の定式化が行われたが、これらの研究では接近流が常流の場合のみを対象としている。

一方、中川・中川¹³⁾およびMizumura *et al.*¹⁴⁾は、接近流および堰区間内の流れが射流の場合について、超音速流理論を利用して流量式および流量係数を理論的に求めた。しかし、フルード数が2以上では堰始端から発生した衝撃波が対岸で反射し、越流部に戻ってくることで水深が変化するため、理論の適用が困難になる。Uyumaz & Muslu¹⁵⁾は射流の流量係数を明らかにしているが、断面形状が円形の場合を対象としている。長方形断面を対象

とした研究としては, Subramanya & Awasthy¹⁶⁾および James & Mitri¹⁷⁾の研究が挙げられる. しかし, 彼らの実験では流量係数を決定する4つのパラメータ¹⁶⁾であるフルード数, 相対堰高(=堰高/流入水深), 相対堰長(=堰長/水路幅)および相対水深(=流入水深/堰長)を系統的に変化させていない. そのため, 相対堰高, 相対堰長および相対水深が変化している実験を行ったにも関わらず, これらのパラメータの影響を検討せずに流量係数をフルード数のみの関数として定式化した. 鬼束ら¹²⁾は相対堰高がゼロで接近流が常流の場合に, 相対堰高以外のパラメータを系統的に変化させた実験を行い, 流量係数に及ぼす相対水深の影響がフルード数および相対堰長のそれより微小であることを解明した. しかし, 接近流が射流の場合においては同様な実験が行われた例がなく, 如何なるパラメータが流量係数を決定するかは解明されていない.

本研究は, 相対堰高がゼロで接近流が射流の場合の横越流堰において, フルード数, 相対水深および相対堰長を系統的に変化させた実験を行い, 各パラメータの流量係数に及ぼす影響を検討したものである.

2. 理論的考察

(1) De Marchiの流量式

図-1に横越流堰の模式図を示す. 水路床と平行な流下方向に x 軸, x 軸に直角上向きに y 軸, 横断方向に z 軸をとる. L は堰長, B は水路幅, S は堰高, h は水深である. section 1および2はそれぞれ横越流区間の流入および流出断面であり, これ以降, 断面位置を表示する添字として使用する. 水路床勾配および摩擦勾配を無視し, 比エネルギー E が流下方向に一定と仮定し, 静水圧近似を用いると次式が成立する.

$$E = h + \frac{Q^2}{2gB^2h^2} = \text{const.} \quad (1)$$

ここに, Q は流量, g は重力加速度である. 一方, 運動量の釣り合い式において, 水路床勾配および摩擦勾配を無視すると, 次式が得られる.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{Qq_*h}{gB^2h^3 - Q^2} \quad (2)$$

単位幅越流量 q_* の流量式は次式で与えられる.

$$q_* = \frac{2}{3} C_M \sqrt{2g} (h - S)^{3/2} \quad (3)$$

ここに, C_M は流量係数である. De Marchi³⁾は式(2)を積分して次式を得た.

$$x_2 - x_1 = \frac{3}{2} \frac{B}{C_M} (\phi_2 - \phi_1) \quad (4)$$

$$\phi(h, E, S) = \frac{2E - 3S}{E - S} \sqrt{\frac{E - h}{h - S}} - 3 \tan^{-1} \sqrt{\frac{E - h}{h - S}} \quad (5)$$

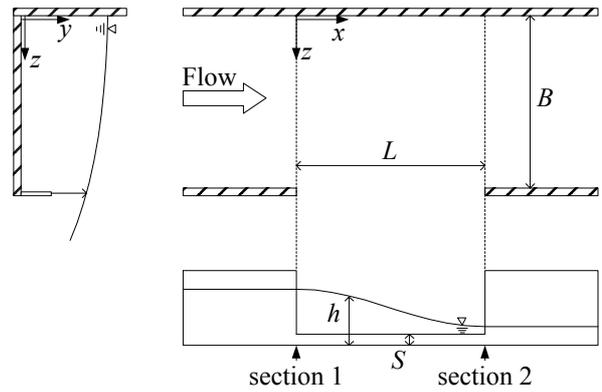


図-1 横越流堰の概要

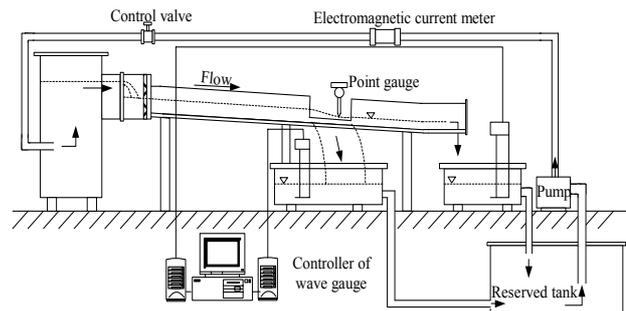


図-2 実験水路および実験装置

表-1 実験条件

Fr_1	1.5, 2.0, 2.5, 3.0
L/B	2.5, 3.0, 3.5, 4.0
h_1/L	0.06, 0.07, 0.08, 0.09

式(4)および(5)はDe Marchi式³⁾と呼ばれる.

(2) 既往の研究による射流の流量係数

Subramanya & Awasthy¹⁶⁾は, $S/h_1 = 0 \sim 0.96$, $L/B = 0.2 \sim 1.0$, $h_1/L = 0.1 \sim 2.4$ の実験を行い, 次式を提案した.

$$C_M = -0.008Fr_1 + 0.36 \quad (2.0 \leq Fr_1 \leq 4.3) \quad (6)$$

ここに, $Fr_1 \equiv U_{m1} / \sqrt{gh_1}$ はフルード数, U_m は断面平均流速である.

James & Mitri¹⁷⁾は $L/B = 2.7, 5.2$ の実験 (S/h_1 および h_1/L の範囲は不明) を行い, 次式を提案した.

$$C_M = 0.95 \sqrt{2 - 3Fr_1 / (Fr_1^2 + 2)} \quad (1.0 \leq Fr_1 < 1.8) \quad (7)$$

$$C_M = -0.018Fr_1 + 0.394 \quad (1.8 \leq Fr_1 < 3.2) \quad (8)$$

3. 実験装置および実験条件

実験に使用した水路は, 図-2に示すような全長5.0m, 高さ0.3mの亚克力製可変勾配型循環水路である. 横越

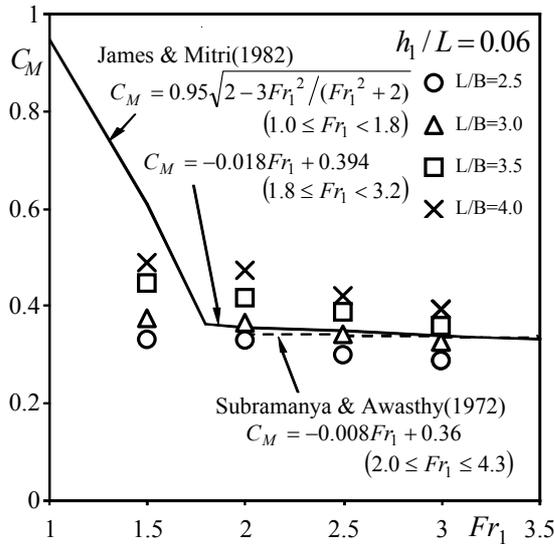


図-3(a) 流量係数 C_M とフルード数 Fr_1 ($h_1/L=0.06$)

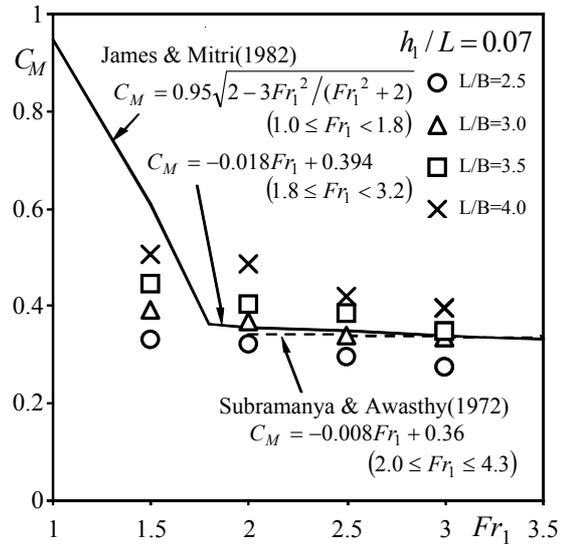


図-3(b) 流量係数 C_M とフルード数 Fr_1 ($h_1/L=0.07$)

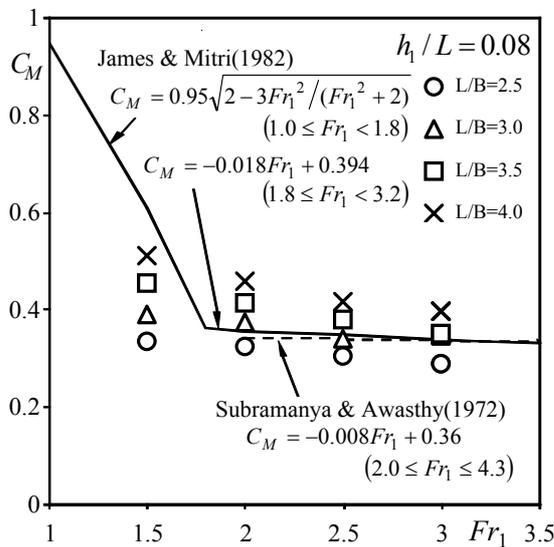


図-3(c) 流量係数 C_M とフルード数 Fr_1 ($h_1/L=0.08$)

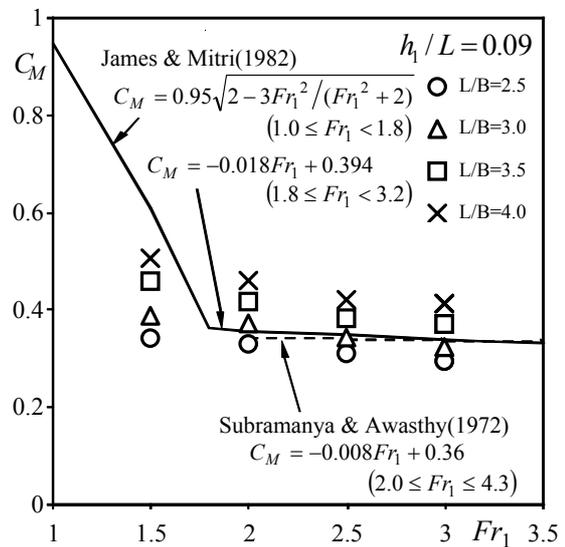


図-3(d) 流量係数 C_M とフルード数 Fr_1 ($h_1/L=0.09$)

流堰の区間は水路始端3.0m下流から始まっている。

実験条件を表-1に示す。相対堰高 $S/h_1=0$ の状態で、フルード数 Fr_1 、相対堰長 L/B および相対水深 h_1/L をそれぞれ4通りに変化させた64ケースの実験条件を得るために、堰長 L を0.40m、水路幅 B を0.10m, 0.115m, 0.135m, 0.16m、流入水深 h_1 を0.024m, 0.028m, 0.032m, 0.036m、流入流量 Q_1 を1.75 $\ell/s \sim 10.26 \ell/s$ に設定した。

測定項目は流量測定および水深測定である。流入パイプに取り付けられた電磁流量計で流入流量 Q_1 が計測される。主水路下流側および越流部下流側にはそれぞれ量水槽が設置されており、量水槽内の容量式波高計によって主水路下流流量 Q_2 および越流量 Q_w が計測される。

水路中央断面の $x/L=0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0$ の5点において、ポイントゲージを用いて水深を計測した。

4. 実験結果および考察

(1) 流量係数に及ぼす各パラメータの影響

図-3(a)～(d)は4種の相対水深 h_1/L について流量係数 C_M とフルード数 Fr_1 との関係相対堰長 L/B ごとにプロットしたものである。図中には、既往の研究による流量係数の経験式(6)～(8)も併示した。本実験で得られた流量係数 C_M は全ての相対水深 h_1/L のケースにおいて、フルード数 Fr_1 の増加に伴い減少している。このような傾向は既往の経験式(6)～(8)と定性的には一致している。一方、全ての相対水深 h_1/L の図において、相対堰長 L/B の増加に伴い流量係数 C_M が増加していることも観察される。以上のことから、フルード数 Fr_1 のみならず、相対堰長 L/B も流量係数 C_M に影響を及ぼすと判断される。

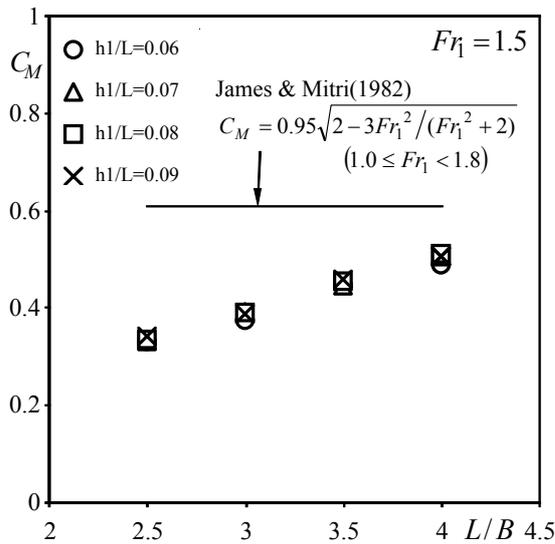


図-4(a) 流量係数 C_M と相対堰長 L/B ($Fr_1=1.5$)

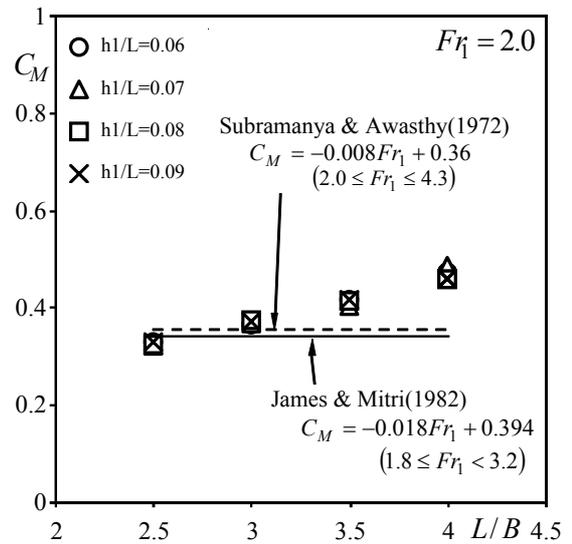


図-4(b) 流量係数 C_M と相対堰長 L/B ($Fr_1=2.0$)

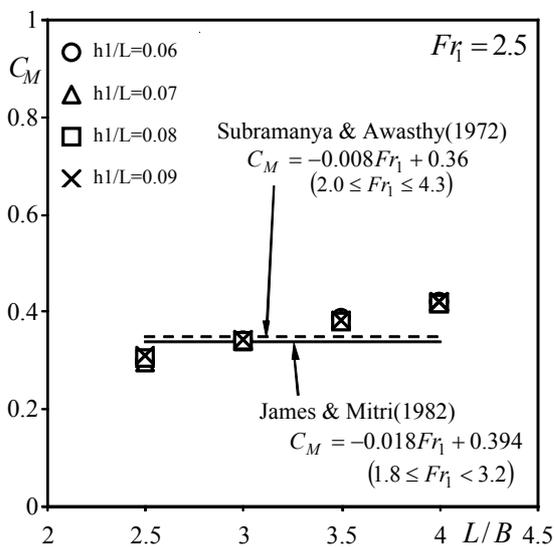


図-4(c) 流量係数 C_M と相対堰長 L/B ($Fr_1=2.5$)

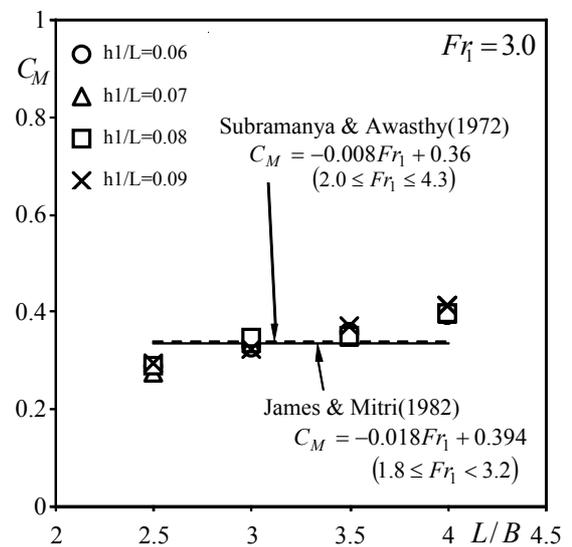


図-4(d) 流量係数 C_M と相対堰長 L/B ($Fr_1=3.0$)

図-4(a)～(d)は4種のフルード数 Fr_1 について流量係数 C_M と相対堰長 L/B との関係相対水深 h_1/L ごとにプロットしたものである。図中には、既往の研究による流量係数の経験式(6)～(8)も併示した。本実験で得られた流量係数 C_M は全てのフルード数 Fr_1 のケースにおいて、相対堰長 L/B の増加に伴い増加している。このような傾向は接近流が常流の場合¹²⁾と類似している。ところが、既往の経験式(6)～(8)は相対堰長に対して一定値としており適切とはいえない。一方、全てのフルード数 Fr_1 の図において、相対水深 h_1/L が変化しても流量係数がほとんど変化していないことが確認される。従って、相対水深 h_1/L の流量係数 C_M に及ぼす影響は微小と判断される。この結果は接近流が常流の場合¹²⁾と同様である。ただし、その理由については現在不明である。

(2) 流量係数の定式化

相対堰高 S/h_1 がゼロの状態の横越流堰において、流

量係数 C_M に及ぼす相対水深 h_1/L の影響が微小であること、流量係数 C_M はフルード数 Fr_1 のみならず相対堰長 L/B の影響も受けることが解明された。しかし、既往の経験式はフルード数 Fr_1 のみの影響しか考慮しておらず不適切である。そこで、フルード数 Fr_1 および相対堰長 L/B をパラメータとした流量係数 C_M の定式化を試みる。

まず、図-4(a)～(d)の各フルード数 Fr_1 および相対堰長 L/B ごとの4つの流量係数 C_M の平均値を算出した。続いて、図-5に平均化された流量係数 C_M と相対堰長 L/B の関係をフルード数 Fr_1 ごとに両対数表示した。流量係数 C_M と相対堰長 L/B の関係はほぼ線形的であるといえる。そこで、両者の関係を次式で近似した。

$$\log C_M = a_1 \log(L/B) + \log b_1 \quad (9)$$

傾き a_1 および切片 b_1 を決定するパラメータはフルード

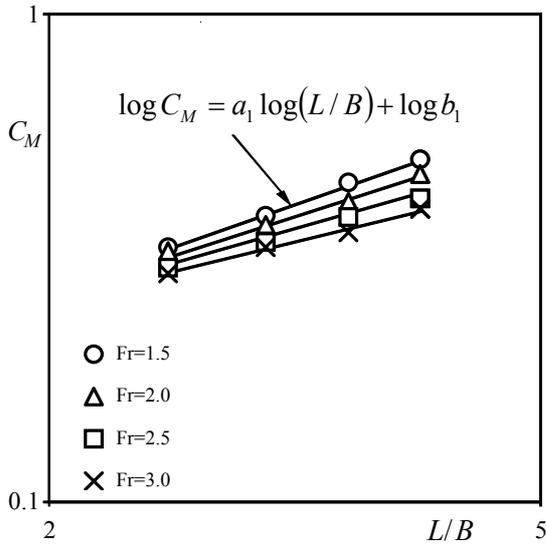


図-5 流量係数 C_M と相対堰長 L/B の関係

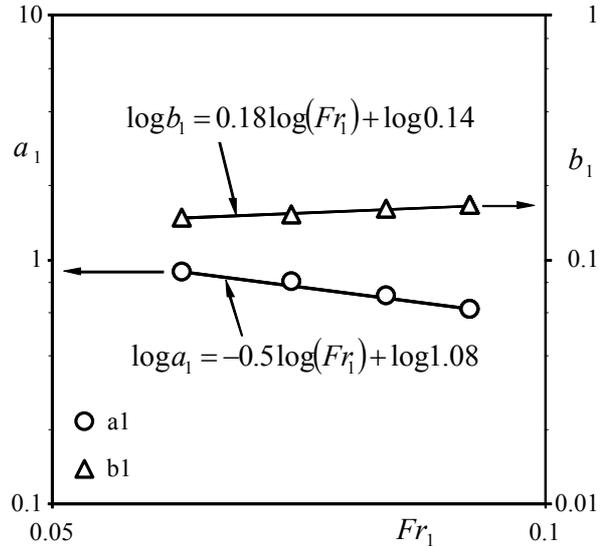


図-6 傾き a_1 、切片 b_1 とフルード数 Fr_1 の関係

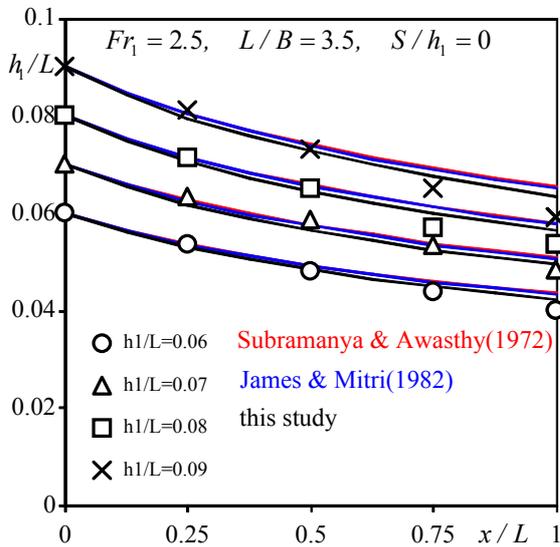


図-7 水面形の予測値

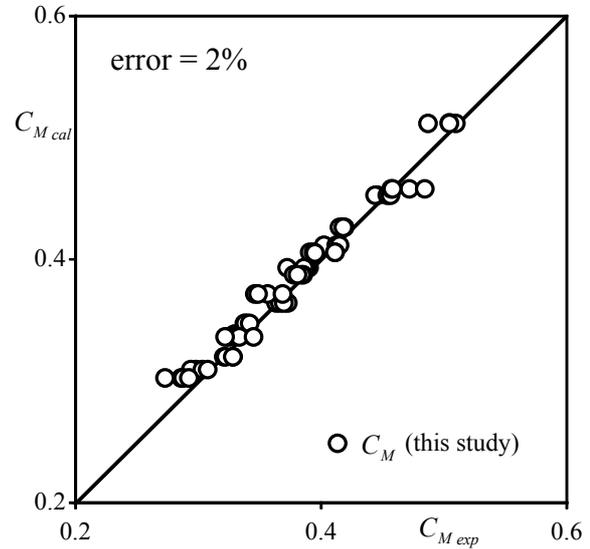


図-8 実験で得られた流量係数と算出された流量係数

数 Fr_1 のみである。式(9)によって流量係数 C_M と相対堰長 L/B との関係が良好に表現されている。

図-6は傾き a_1 および切片 b_1 とフルード数 Fr_1 との関係を両対数表示したものである。図-6から傾き a_1 および切片 b_1 とフルード数 Fr_1 の関係は共にほぼ線形的であるので、両者の関係をそれぞれ次式で近似した。

$$\log a_1 = -0.5 \log(Fr_1) + \log 1.08 \quad (10)$$

$$\log b_1 = 0.18 \log(Fr_1) + \log 0.14 \quad (11)$$

式(9)~(11)より、次式の流量係数 C_M を提案する。

$$C_M = 0.14(Fr_1)^{0.18} \times (L/B)^{1.08(Fr_1)^{0.5}} \quad (12)$$

$$\left(1.5 \leq Fr_1 \leq 3.0, 2.5 \leq L/B \leq 4.0, \right.$$

$$\left. 0.06 \leq h_1/L \leq 0.09, S/h_1 = 0 \right)$$

(3) 水面形および越流量の予測

式(2)および(3)に堰終端の実測水深 h_2 および流入流量

Q_1 を境界条件として与えると、水面形および越流量 Q_w の予測値が求められる。

図-7にフルード数 Fr_1 が2.5、相対堰長 L/B が3.5および相対堰高 S/h_1 がゼロの場合の水面形の実測値を相対水深 h_1/L ごとにプロットで示すと共に、本研究の提案式(12)および既往の経験式(6)~(8)を用いた水面形の予測値を曲線で示した。提案式(12)を用いた水面形の予測精度は他の経験式を用いたものと同等であるが、若干良好であった。これは、提案式(12)がフルード数 Fr_1 、相対堰長 L/B および相対水深 h_1/L を考慮しているためである。他のケースについても同様な結果となった。

図-8は実験で得られた流量係数 C_{Mexp} と算出された流量係数 C_{Mcal} との関係を示したものである。両者の誤差は2%であった。式(12)によって算出される流量係数が実験値を良好に再現していることがわかる。

図-9に提案式(12)および既往の経験式(6)~(8)を用いた

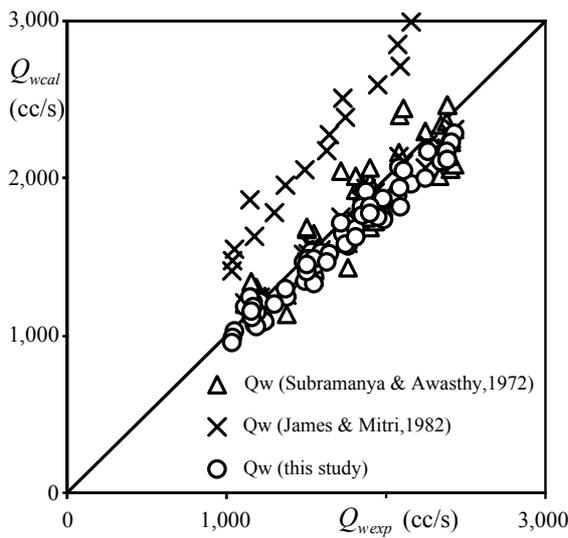


図-9 予測越流量 Q_{wcal} と実測越流量 Q_{wexp} の関係

予測越流量 Q_{wcal} と実測越流量 Q_{wexp} の関係を示す。提案式(12), James & Mitri¹⁷⁾の式(6), (7)およびSubramanya & Awasthy¹⁶⁾の式(8)の誤差は, それぞれ, 7.5%, 10.9%および7.9%であり, 提案式(12)の誤差はSubramanya & Awasthy式と同程度になっている。これは, Subramanya & Awasthy式が低フルード数に適用不能なために, フルード数 Fr_1 が1.5の結果を含んでいないからである。本研究の提案式(12)において, フルード数 Fr_1 が1.5のケースを除いて誤差を算出すると6.9%であり, Subramanya & Awasthyの式(8)よりも精度が高い結果となった。以上のように本研究の提案式(12)は, 全てのパラメータの影響を考慮しているため, 他の提案式よりも精度が高い。

5. おわりに

横越流堰の流量係数 C_M はフルード数 Fr_1 , 相対水深 h_1/L , 相対堰長 L/B , および相対堰高 S/h_1 の4つの影響を受けるが, 既往の研究ではこれらのパラメータを独立に変化させた実験は皆無であった。本研究では, 相対堰高がゼロで接近流が射流の場合の横越流堰において, フルード数 Fr_1 , 相対水深 h_1/L および相対堰長 L/B を系統的に変化させた実験を行った。その結果, 得られた知見は以下のようなものである。

- (1) 相対堰高 S/h_1 がゼロの場合, 流量係数 C_M に及ぼす影響はフルード数 Fr_1 および相対堰長 L/B が支配的であり, 相対水深 h_1/L の影響は微小である。この結果は接近流が常流の場合と同様であった。ただし, 相対水深の範囲が0.06~0.09と小さく, この範囲以外で上記の知見が適用可能かどうかは不明である。今後, より広範囲な実験を行う必要がある。
- (2) 接近流が射流で相対堰高 S/h_1 がゼロにおける流量係数 C_M を式(12)のように提案した。提案式(12)は支配パラメータを全て考慮していることが優れている。
- (3) (1)の結果に基づき, 接近流が射流の状態では, フ

ルード数 Fr_1 , 相対堰長 L/B および相対堰高 S/h_1 の3つのパラメータを系統的に変化させる実験を行えば, 射流の場合の横越流堰の流量係数 C_M を提案することが可能となる。

参考文献

- 1) 荒尾慎司, 瀧田康雄, 楠田哲也: 直線水路における横越流堰の分水特性に関する理論的研究, 下水道協会誌, Vol.37, No.448, pp.139-150, 2000.
- 2) 荒尾慎司, 瀧田康雄, 楠田哲也: 直線水路における横越流堰の分水特性に関する実験的研究および理論的研究の検証, 下水道協会誌, Vol.37, No.448, pp.151-164, 2000.
- 3) De Marchi, G.: Essay on the performance of lateral weirs, *L' Energia Elettrica*, Milan, Italy, Vol.11, pp.849-860, 1934.
- 4) Collinge, V.K.: The discharge capacity of side weirs, *Proc. of the Institute of Civil Engineers*, London, Vol.6, pp.288-304, 1957.
- 5) Ackers, P.: A theoretical considerations of side-weir a stream water outflows, *Proc. of the Institute of Civil Engineers*, London, Vol.6, 1957.
- 6) 中川博次, 宇民正: 横越流分水工の機能設計に関する研究, 京大防災研年報, 第9号, pp.539-550, 1966.
- 7) Ranga Raju, K.G., Prasad, B. and Gupta, S.K.: Side weir in rectangular channel, *J. Hydraulics Division*, ASCE, Vol.105, pp.547-554, 1979.
- 8) 室田明, 福原輝幸, 鋤田義浩: 横越流堰の越流量の評価に関する研究, 土木学会論文集, 第363号/II-4, pp.249-252, 1985.
- 9) Singh, R., Manivannan, D. and Satyanarayana, T.: Discharge coefficient of rectangular side weirs, *J. Irrigation and Drainage Engineering*, Vol.120, pp.814-819, 1994.
- 10) Hager, W.H.: Lateral outflow over side weirs, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.113, pp.491-504, 1987.
- 11) Borghei, S.M., Jalili, M.R. and Ghodsian, M.: Discharge coefficient for sharp-crested side weir in subcritical flow, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.123, pp.1051-1056, 1999.
- 12) 鬼束幸樹, 秋山壽一郎, 常松智博, 俣賀円: 相対堰高がゼロで接近流が常流の場合の横越流堰の流量係数, 水工学論文集, 第49巻, pp.805-810, 2005.
- 13) 中川博次, 中川修: 横越流堰の越流特性について, 京大防災研年報, 第11号, pp.249-265, 1968.
- 14) Mizumura, K., Yamasaka, M. and Adachi, J.: Side Outflow from Supercritical Channel Flow, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.129, pp.769-776, 2003.
- 15) Uyumaz, A. and Muslu, Y.: Flow over side weirs in circular channels, *J. Hydraulics Division*, ASCE, Vol.111, pp.144-160, 1985.
- 16) Subramanya, A. and Awasthy, S.C.: Spatially varied flow over side-weirs, *J. Hydraulics Division*, ASCE, Vol.98, pp.1-10, 1972.
- 17) James, W. and Mitri H.: Modelling side-weir diversion structures for stormwater management, *Canadian J. Civil Engineering*, Vol.9, pp.197-205, 1982.

(2005. 9. 30受付)