

# 横越流堰の越流量の評価に関する研究

## STUDY ON EVALUATION OF DISCHARGE OVER SIDE WEIRS

室田 明\*・福原輝幸\*\*・鋤田義浩\*\*\*

By Akira MUROTA, Teruyuki FUKUHARA and Yoshihiro SUKITA

In this study, it was tried to evaluate a weir discharge by using of weir height and length, and water depth and velocity under the condition of flows along non-side weir channels. A proposed weir discharge equation is expressed as  $Q_s = C_w \sqrt{2g} (\Delta h)^{1.5} L$ , in which  $Q_s$  is side weir discharge,  $C_w$  a discharge coefficient,  $L$  weir length and  $\Delta h$ , specific energy of flows over side weirs.  $C_w$  is dominated by  $L$  and Froud number of flows along non-side weir channels. A proposed equation can be applied to a subcritical flow in a fully long uniform channel on a mild slope. As a result, the errors between values by experimental formula and ones by experiments were within  $\pm 8\%$ .

### 1. 緒 論

今日の治水対策は河川環境も含めた幅広い社会の要請に答えるべく、「総合治水」の観点から計画・設計されなければならない。洪水処理事業の中でも、特に平常時の河川敷の多目的利用・治水機能の確実性・工事期間・コスト面の制約を余儀無くされる場合には、遊水池方式による洪水調節が有効となる。遊水池方式による分水調節はいうまでもなく横越流堰（堤）であり、そのために越流量の評価は古くから多くの研究者によりなされてきた。DeMarchi<sup>1)</sup>、Forchheimer<sup>2)</sup>、Frazer<sup>3)</sup>、わが国では、岩佐<sup>4)</sup>、中川<sup>5)</sup>、伊藤・本間<sup>6)</sup>などにより、理論的・実験的に流量公式が導かれている。しかしながら従来の公式では、(i) 越流量係数は堰の構造、規模の違いによって一義的に定まりにくい、(ii) 通常は常流の流れゆえ、流量計算においては横越流堰より下流側の水深あるいは流量配分を仮定した繰り返し計算を施さなければならない、といった厄介な点が依然として残る。そのために、横越流堰の構造を種々変えて越流量計算を実行する場合

には多大の時間を要する。したがって、もし横越流堰を設ける以前の水利諸量と堰の幾何構造の規模とから越流量の予測が直接的に行えるならば、上述した煩雑な計算過程を踏む必要がなくなり、かつ越流量の式が簡便で良好な精度を有するならば、横越流堰の細部設計の前段階としての基本設計には十分活用できよう。

本研究はこの目的で、新たな越流量公式を提案するものである。

### 2. 実験装置および実験方法

実験には幅0.2 m、高さ0.32 m、長さ20 mの亚克力樹脂製可変勾配水路を使用した。横越流堰は水路下流端から9.75 m上流の左岸にその上流端が位置するように設定した。横越流堰は亚克力樹脂製の刃形堰とし、堰高  $W$  として5 cm、6.5 cm、8 cm、12 cm、堰長  $L$  として60 cm、90 cm、120 cm、180 cmの16種類を使用した。横越流堰の概要を図-1に示す。水路勾配  $S$  は

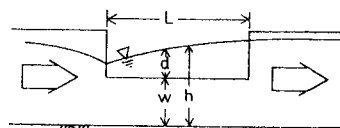


図-1 横越流堰の概要図

\* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工博 福井大学講師 工学部建設工学科  
(〒910 福井市文京 3-9-1)

\*\*\* 学生会員 大阪大学大学院 工学部土木工学科

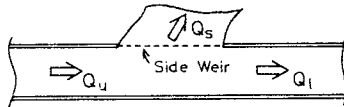


図-2 流量の表示

1/1 500 の緩勾配とした。水深は水路下流端より約 1 m 間隔で水路中央の位置で流下 (x) 方向に沿って 1/20 mm 読みのポイントゲージで計測された。堰区間では x 方向には 5 cm 間隔、横断 (y) 方向には堰頂部を y=0 とし、y=0.5 cm, 2 cm, 5 cm, 10 cm, 15 cm, 17.5 cm の 6 か所で二次元的に水深を計測した。流量の表示は図-2のごとくであり、堰上流側(流入)流量を  $Q_u$ 、総越流量を  $Q_s$ 、堰下流側(通過)流量を  $Q_i$  とそれぞれ定義する。各流量は三角堰とメスシリンダーにより 3 回ずつ計測され、その平均値が採用された。さらに越流区間では 5 cm, あるいは 10 cm ごとに区間越流量  $q$  を計測し、既往の結果も含めて越流量係数の特性を調べた。なお、堰高  $W$  が高い場合には水深も大きくなるので、等流を容易にするための方法として、断面が 5 mm×5 mm, 長さ 20 cm のアクリル樹脂製の粗度を x 方向に 8 cm 間隔で流れに直交するように水路床に設置した。

実験の手順は 1. で述べたように横越流堰を設けない状態の水利諸量と堰の規模より総越流量を予測しようという目的に従って、以下のように組まれた。(i) 横越流堰を設けない状態(本論文では状態 B と表現する。)のもとで等流に近い流れをつくり、縦断水面形および流量  $Q_u$  を測定する。(ii) 同一流量のもとで横越流堰を設置した状態(状態 A)に移行し、流量  $Q_s$ ,  $Q_i$  および縦横断水面形を計測する。以上の手順に従い、横越流堰の規模  $L$ ,  $W$  を逐次変えながら 16 ケースの実験を行った。

### 3. 既往の横越流量公式に関する考察

#### (1) DeMarchi 公式

水路内の流れのもつ比エネルギーが越流区間において変化しないという仮定のもとに、DeMarchi は次式の水面形方程式を導いた。

$$L=3B|\Phi(d_1/E)-\Phi(d_2/E)|/(2\mu) \dots \dots \dots (1-1)$$

$$\Phi=(2-W/E)\sqrt{E/d-1}-3\sin^{-1}\sqrt{1-d/E} \dots \dots \dots (1-2)$$

$$q=2\sqrt{2g}\mu d^{1.5}/3 \dots \dots \dots (2)$$

式(2)を式(1)に代入することで総越流量  $Q_s$  が求まる。ここに、 $\mu$  は越流量係数、 $E$  は堰頂より測ったエネルギー水頭、 $d$  は越流水深であり、また添字 1 は堰上流端を、添字 2 は堰下流端をそれぞれ表わす。中川<sup>5)</sup>と同じ表示法をもって DeMarchi 公式の精度を調べた。ただし、越流量係数  $\mu$  は堰の構造や水利条件の違いにより変化するものであるから、各実験より得られた  $\mu$

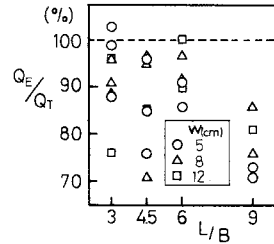


図-3 DeMarchi 公式の精度

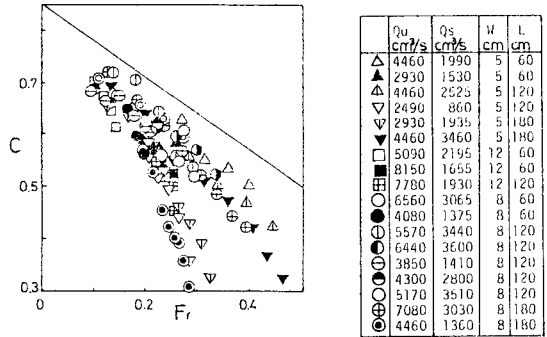


図-4 流量係数とフルード数の関係

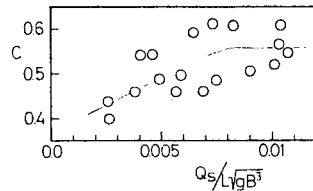


図-5 流量係数と  $Q_s/L\sqrt{gB^3}$  の関係

を用いて越流量  $Q_T$  は計算された。その結果が図-3 であり、計算流量は実験値  $Q_E$  より大きくなる傾向にある。

#### (2) 中川公式

本実験はすべて常流を対象としたため、中川<sup>5)</sup>の方法に従って接近流速を考慮した区間越流量方程式、

$$q=(2\sqrt{2g}/3)C[(h-W)+U^2/2g]^{1.5}-(U^2/2g)^{1.5} \dots \dots \dots (3)$$

を用いて、越流量係数  $C$  と主流平均フルード数  $F_T$  との関係調べた。その結果が図-4 である。本実験における  $C$  は中川のそれよりも小さな値をとる。 $C$  のばらつく原因は大きく 2 つ挙げられる。1 つは図-5 に示すように堰区間の平均値  $C$  は単位幅当たりの越流量 ( $Q_s/L$ ) が減少するにつれ小さくなることから、 $C$  は  $Q_s/L$  の大きさによっても影響を受ける。と同時に、 $Q_s/L$  が小さい場合には、図中 ⊙ 印および ▼ 印で示すように勾配が急になる。もう 1 つは、同一  $F_T$  であっても堰上流部付近の  $C$  はそれ以外の場所の  $C$  に比べて小さくなりやすい。

4. 越流量公式に関する考察

状態 A, B における縦断水面形の一例を図-6 に示す。状態 B における横越流堰上下流端での水深  $h_1, h_2$  から堰高  $W$  を差し引いた水深を仮想越流水深とよび、その平均値を  $\Delta h'$  とする。

すなわち、  

$$\Delta h' = (\Delta h_1 + \Delta h_2) / 2 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $\Delta h_1 = h_1 - W, \Delta h_2 = h_2 - W$ 。  
 そこで、状態 B における断面平均流速  $U$  を用いて、横越流堰より上部の流れのもつ比エネルギー  $\Delta h$ ,

$$\Delta h = \Delta h' + U^2 / (2g) \dots\dots\dots (5)$$

と  $Q_s$  との関係調べてみた。結果は図-7 および図-8 に示すとおりであり、両者は次の関係にある。

$$Q_s = C_0 (\Delta h)^{1.5} \dots\dots\dots (6)$$

係数  $C_0$  の特性は次のとおりである。同一の  $L$  に対しては  $C_0$  は  $W$  の増大とともに増大し、同一の  $W$  では  $L$  の増大に正比例して増大する。

最後に、横越流堰の規模  $L, W$  と総越流量  $Q_s$  との

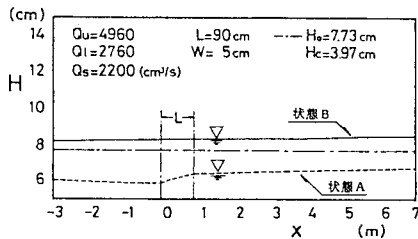


図-6 実測水面形例

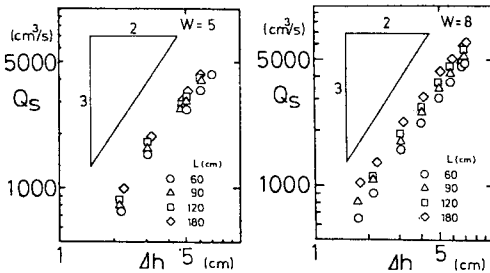


図-7  $Q_s$  と  $\Delta h$  の関係 ( $W$ —一定の場合)

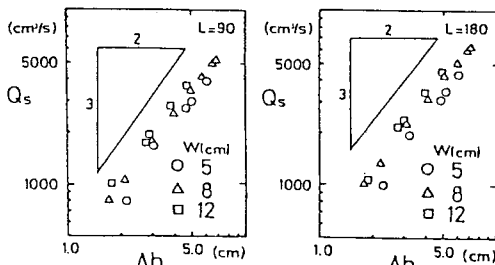


図-8  $Q_s$  と  $\Delta h$  の関係 ( $L$ —一定の場合)

関係を陽的に表現するための方法として、次の越流量式を提案する。

$$Q_s = C_w \sqrt{2g} (\Delta h)^{1.5} L \dots\dots\dots (7)$$

ここで問題となるのが越流量係数  $C_w$  の特性である。次元解析により  $C_w$  に及ぼすパラメーターを検討した結果、図-9 および図-10 に示すごとく  $C_w$  は状態 B でのフルード数  $F_{r0} (= Q_0 / (Bh\sqrt{gh}))$  と密接な関係にあることがわかる。特に、図-9 は、図-8 に示した  $C_0$  の特性を水理学的パラメーター ( $F_{r0}$ ) で近似的に表現し直したものとなる。すなわち、一般に  $W$  が増大すると状態 B での水深も増大するために  $F_{r0}$  は小さくなりやすいことを考慮すれば、 $F_{r0}$  が大きい場合よりも小さい場合の方で  $C_w$  の値が大きくなることと、 $C_0$  の特性はそれほど矛盾しない。 $C_w$  には陰的に  $W$  の効果が含まれており、水理学的には  $W$  の変化が  $F_{r0}$  に影響を及ぼすことになる。

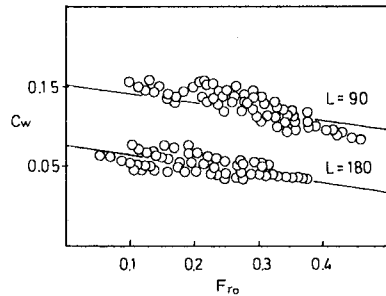


図-9 流量係数  $C_w$  と  $F_{r0}$  の関係

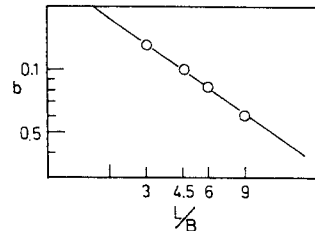


図-10 係数  $b$  と  $L/B$  の関係

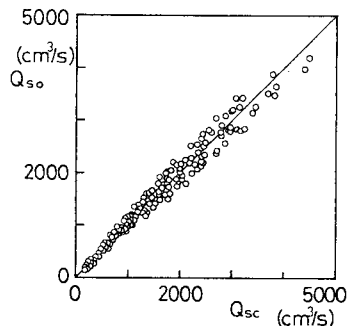


図-11 実測値と計算値の比較

以上、本実験の範囲である  $L/B=3\sim 9$ ,  $W/B=0.25\sim 0.6$ ,  $F_{r0}=0.1\sim 0.4$  においては、 $C_w$  は  $F_{r0}$  と  $L/B$  のみで規定される。

すなわち、

$$C_w = aF_{r0} + b \dots\dots\dots (8)$$

$$b = k(L/B) + n \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $a = -0.076$ ,  $k = 0.29$ ,  $n = -0.70$ .

式(7)による総越流量  $Q_s$  の精度を図-11に示す。横軸は計算値  $Q_{sc}$  を、縦軸は実験値  $Q_{so}$  をそれぞれ表わす。両者の値の平均的な誤差は  $\pm 8\%$  となる。従来の越流量式のように水理学的な基礎方程式から出発することなく式(7)が導かれたことおよび等流の精度により、誤差は若干大きいようであるが、式(7)は簡易計算として十分使用できる。

以上、支配断面が横越流堰より十分下流側に位置する場合には、総越流量  $Q_s$  は

$$Q_s = F(F_{r0}, L/B, W/B) \dots\dots\dots (10)$$

のごとく、横越流堰を設ける以前の水利諸量によって予測できる。

## 5. 結 論

本研究は遊水池計画の基本設計の簡便化を目的として、現況の河道条件、横越流堰の規模と総越流量との関

係を直接的に導くことを試み、実験的に流量公式を求めた。その結果、堰区間での流れが常流から常流に遷移し、横越流堰の上、下流での勾配、粗度、断面などが変化しない一様水路が十分長く続く場合には、総越流量  $Q_s$  は式(7)のように横越流堰の規模で陽的に表現でき、越流量係数  $C_w$  は堰長  $L$  と現況の流れのフルード数  $F_{r0}$  とにより支配されることがわかった。

最後に、本実験に協力していただいた当時大阪大学工学部4年生(現・鹿島建設)の内田典男君に謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) DeMarchi : Saggio di teoria del fuionamento degli stramazzi laterali, L'Energia Elettrica, Mirano, Vol. 11, No. 11, pp. 849~860, 1934.
- 2) Forchheimer, Ph. : Hydraulik, Teubner, pp. 393, 1930.
- 3) Frazer, W. : The behaviour of side weirs in prismatic rectangular channels, Proc. ICE, Vol. 66, pp. 305~327, 1957.
- 4) 岩佐義朗・植村忠嗣 : 横越流堰による分流について, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, 1962.
- 5) 中川博次・中川 修 : 横越流堰の越流特性について, 京大防災研究所年報第11号B, pp. 249~265, 1968.
- 6) 伊藤令二・本間 仁 : 横越流堰流量実験, 内務省土木研究所報告, 第25号, 1933.

(1985. 3. 22・受付)