

角の矩形断面で標準点間距離 5 cm, 両端に摺みを附したたものを用ひ、曲げ試験には 10×5×220 cm の材料を支間 200 cm として用ひた。変形量は 10 倍に擴大して荷重毎に測定する。

コンクリートに関する試験は勿論標準試験法に依るのであるが、之には骨材の混合物に対する粒度曲線が示してないので獨逸の示方書を用ひた。圧縮試験の外に曲げ試験を行ひ、之には獨逸國有自働車道路の規格を採用して 10×15×70 cm の供試体を支間 60 cm とし 15 cm の面に中央集中荷重を載せる方法を用ひた。この供試体は曲げ試験後その破片を剪断試験に利用し、この際加圧幅を 10 cm とした。又試験結果の比較に便せしめる爲セメントの試料毎に軟練モルタル試験片を作つた。之には未だ現規格成立前なりしを以て直径 5 cm, 高 10 cm の円筒型を用ひ配合 1:3, スランプ 20 cm を標準としたものを用ひたのである。供試体の養生には初め建坪 3 坪の恒温室を用ひ後又 5 坪の恒温室を追加した。恒温室は地下深く掘下げ地表面は 2 重の硝子窓を附した屋根形にて覆ひ、窓以外の部分は總て土壤を被せた。この恒温室の内部には供試体養生用の水槽を設け水中温度を 18~24°C に保つ様にした。下部構造、上部構造及ロッカー又は桁受支承部に対するコンクリートの設計所要圧縮強度は材齢 28 日にて夫々 140, 180 及 195 kg/cm<sup>2</sup> であるが試験室強度はその 15% 以上の割増を附した。之等のコンクリートのセメント使用量は夫々 300, 330 及 350 kg/m<sup>3</sup> で充分所要強度を示してゐる。尙コンクリート搦固めには電動震動機國産品 2 臺, 外國製 2 臺計 4 臺を用ひるので之に適した配合となすを要する。

鉄筋の接手試験等の如く特殊のものは北大工学部及内務省土木試験所に試験片を送つて依頼した。又杭の支持力、地盤の耐荷力、支保工の沈下、ロッカーの廻転試験等の荷重試験は其の都度實物試験を行ひ、以て施行の信頼度を確め又は今後の資料を得る事に努めてゐる。以上の諸試験に關しては別に詳報する事にし度い。

### 3. 結 語

以上に依り施行中の河西橋架橋工事の大約を述べる事が出来た。工事は下部構造を殆ど完了したが上部構造は之からである。試験室の結果と實績との對照、本橋の如き大径間の型枠及鉄筋の組立と諸材料の運搬設備、現場コンクリートの施行方法等に關する事項は興味ある問題であるが總て之からの事に屬し、詳報する機會を得たい。

最後に本橋設計及施行に關し御指導下さつた前帯廣治水事務所長齋藤靜脩氏(現北海道廳河川課長)、現所長岩岡武博氏、北大小川敬次郎博士、東大吉田徳次郎博士、釧路土木事務所長池田一男氏に對し深甚の感謝を捧げ、尙直接の援助を蒙りし朋友土志田工学士、眞島工学士、工藤、長谷川兩技手に對し同様の謝意を表する次第であります。

## 溢流堰上の水深に就て

(昭和 13 年 7 月 16 日土木學會第 2 回年次學術講演云に於て)

會員 今 野 彦 貞\*

要 旨 鋭縁堰や廣頂堰の上を水が溢流する場合、或は瀑の落水點に於ても考へ得られる様に溢流堰上の水深は如何なる値を保つて流下するものであるか、而して其の水深は水路の幅や水量の多少従つて水頭の大小に依つてどんな変化をするか、或は又堰の厚さとどんな關係があるかを矩形水路に就て實驗し、其の原

\* 仙臺高等工業學校教授

因を理論づけ各種溢流公式の係数を検討して見度いと思ふて居る事に就て述べる。

1. 概 説

一般に溢流水が其の有する全勢力で流し得る最大流量を與へる場合の水深は限界水深 (critical depth) である。換言すれば一定流量を最少の勢力で流し得る水深は限界水深であると言ひ得る。而して今流路単位幅の流量を  $q$ 、重力の加速度を  $g$  とすれば限界水深  $h_c$  は

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (1)$$

で表はされる。流水が堰を越へて溢流落下するが如き場合には最少の勢力で流下せしむる水深をとる事は自然の法則であつて Bélanger は既に 1828 年に發表して居る處である、然るに此の事は流線が並行流 (parallel flow) 状をなし表面流速  $V_s$  と平均流速  $V_m$  とが等しい場合の事であつて若し

$$V_s = \varepsilon V_m \dots \dots \dots (2)$$

なる場合の水深  $h$  は水面に於ける全勢力水頭を  $E_s$  とすれば矩形水路にあつては

$$E_s = h + \frac{V_s^2}{2g} = h + \varepsilon^2 \frac{q^2}{2gh^2} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{dE_s}{dh} = 1 - \varepsilon^2 \frac{q^2}{gh^3} + 2\varepsilon \frac{q^2}{2gh^2} \frac{d\varepsilon}{dh} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

$d\varepsilon/dh$  は甚だ小なる値なれば此の項を閉却すると

$$1 - \varepsilon^2 \frac{q^2}{gh^3} = 0 \therefore h = \varepsilon^{2/3} h_c \dots \dots \dots (5)$$

今鋭縁堰 (sharp-crested weir) に就て見るに 図-1 の如く堰上流の水分子は矢で示すが如き方向をとつて溢流し CE 断面に於ては落水による若干水面の降下はあるも上向き流速が働いたため全体として  $h$  は  $h_c$  より大なる水深をとる、又矩形断面廣頂堰 (rectangular broad-crested weir) に就て考ふれば 図-2 の如く堰の始端 bB 断面に於ては落水による水面降下は殆どなく、たゞ上向き流速の影響によつて  $h_1$  は  $h_c$  より一層大なる値をとる。而して

図-1. 鋭 縁 堰

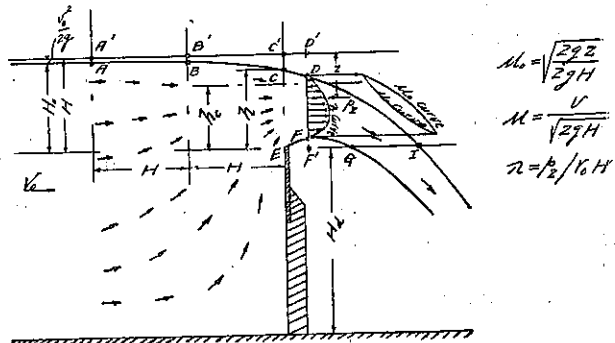
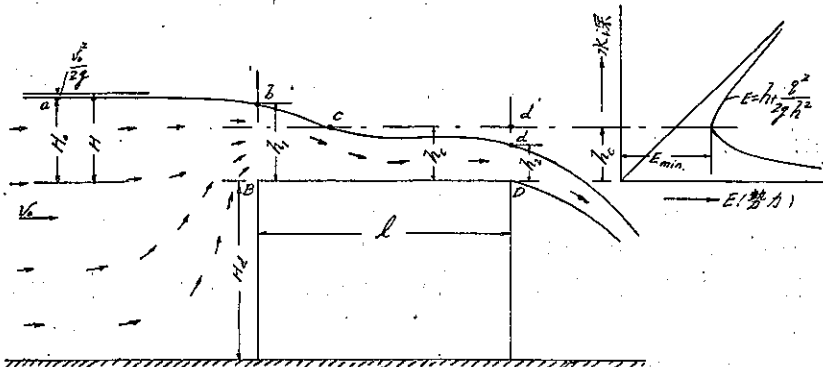


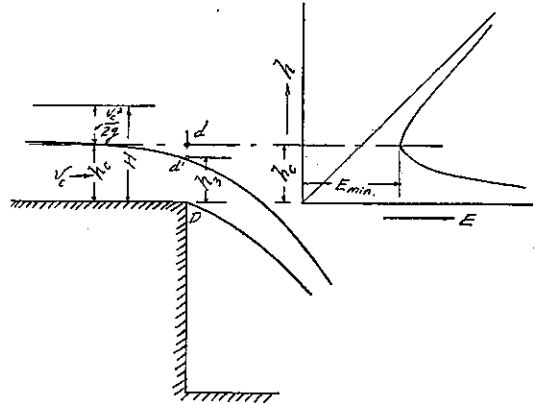
図-2. 矩 形 断 面 廣 頂 堰



廣頂堰中に於て水面は  $h_c$  に達し其の終端  $dD$  断面に於ては落水の影響のため水面は降下し、 $h_x$  は一般に  $h_c$  より小となる。又瀑 (waterfall) の落水點に於ては 圖-3 に示すが如く廣頂堰終端に於けると同様に  $h_0$  は  $h_c$  より小である。落水點に於ける水面降下の原因として

圖-3. 瀑

1. Bakhmeteff は Proc. A. S. C. E. No. 2, 1931 に於て流線が円曲するため遠心力が生じ  $V_s$  と  $V_m$  とは異なり、ために水面は  $h_c$  より降下すると述べて居る即ち  $R_0$  を半径とすれば



凹型流狀に對しては

$$\epsilon_1 = \frac{1}{1 - \frac{h}{R_0}} \times \frac{1}{\log \frac{1-h}{R_0}} \dots\dots(6)$$

凸型流狀に對しては

$$\epsilon_1 = \frac{h/R_0}{1 - h/R_0} \times \frac{1}{\log(1 + h/R_0)} \dots\dots(7)$$

であると。然るに實驗の結果より之を検するに單に之のみに止らず次の如き原因もあるのでなからうかと思ふ。

2. 流水が堰に到達する迄に水路内に於て既に  $V_s$  と  $V_m$  とが異なるための影響があると思ふ之は風波水路の形、大さ、幅、水深、潤邊の粗度及流速等によつて異なり、幅の狭い滑かな矩形断面の實驗樋等に於ては  $\epsilon_2$  は略 1.00 に近く、幅が廣く水深深く粗なる潤邊の水路にあつては  $\epsilon_2 = 1/0.8$  位に変化する。

3. 落水點に於ける水脈の各點流速は各點異なる水頭を有するを以て、ために  $V_s$  と  $V_m$  とは異なる。今  $H$  を全水頭とし

$$h_c = KH \dots\dots\dots(8)$$

とすれば  $K$  と  $\epsilon_2^{2/3}$  との関係は次の如くなる

$K$	0.85	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80
$\epsilon_2^{2/3}$	0.925	0.910	0.895	0.879	0.858	0.835	0.781	0.705

是等 3 つの原因が相作用して落水點に於ては  $h_c$  より小なる水深にて溢流するのではあるまいか。

一般に水路單位幅の溢流公式は接近流速の小なる場合には

$$q = CH^{3/2} \dots\dots\dots(9)$$

に考へ得る。次に鋭縁堰、廣頂堰、及瀑に就て溢流係數  $C$  並に水深  $h$ 、限界水深  $h_c$  及全水頭  $H$  の間の關係に就て調べて見る。

但し此の度發表せるものは水路幅 0.30 m の矩形断面實驗樋に於て實驗せる結果より検討したものである。

## 2. 鋭 縁 堰

鋭縁堰に關しては數多の實驗が行はれ精密なる結果が發表されてゐるも、其の中著名なる Bazin 及 Rehboeck の公式並に Scimemi の行へる實驗結果より次の値を求めて見る。

$C$ :—(9) 式に相當する Bazin 及 Rehboeck の  $C_B, C_R$  を近似的に堰高 10 cm のものに對し計算して見ると表-1 の如くなる

$h_c/H (=K)$ :—(9) 式と (1) 式とより

$$K = h_c/H = \sqrt[3]{C^2/g} \dots\dots\dots (10)$$

$C_B, C_R$  を用ひ  $K_B, K_R$  を求むれば表-1 の

表-1.

如し

$h/H(=\alpha)$  :- Rehbock の実験によれば  $h = 0.85 H$ , Seimemi の研究によれば  $h = 0.846 H$  之を以て見れば

$$\alpha = h/H = 0.846 \dots\dots (11)$$

と考へらる

$h/h_c(=\beta)$  :- (11) 式と (1) 式と (9) 式とよ

り

$$\begin{aligned} \beta &= h/h_c = 0.846 H / \sqrt{g^2/g} \\ &= 0.846 H / \sqrt[3]{C^2 H^2/g} = 1.81108 / C^{2/3} \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

$H$ (m)	$C_B$	$C_R$	$K_B$	$K_R$	$\beta_B$	$\beta_R$	$\epsilon_{3B}^{2/3}$	$\epsilon_{3R}^{2/3}$	$f_B$	$f_R$
0.01		1.809		0.694		1.220		0.784		1.516
0.02	2.497	1.833	0.860	0.700	0.984	1.209	0.638	0.780	1.426	1.509
0.03	2.303	1.857	0.815	0.706	1.039	1.199	0.690	0.775	1.429	1.504
0.04	2.223	1.881	0.796	0.712	1.064	1.188	0.708	0.773	1.436	1.495
0.05	2.186	1.905	0.787	0.718	1.076	1.179	0.716	0.769	1.440	1.490
0.06	2.172	1.929	0.784	0.724	1.080	1.169	0.719	0.765	1.441	1.484
0.07	2.169	1.953	0.783	0.730	1.081	1.159	0.720	0.761	1.441	1.478
0.08	2.173	1.977	0.784	0.736	1.080	1.150	0.719	0.757	1.441	1.473
0.09	2.181	2.001	0.786	0.742	1.077	1.140	0.717	0.752	1.440	1.468
0.10	2.192	2.025	0.788	0.748	1.074	1.131	0.714	0.750	1.440	1.461

同様に  $C_B, C_R$  を用ひて  $\beta_B, \beta_R$  を求めて表-1 に示す。

之を以て見れば一般に  $h > h_c, \beta > 1.00$  である。次に其の原因を考へて見る。

(a) 上向き流速により水深を増大せんとする傾向による影響あり其の係数を  $\phi$  とすれば此のために

$$h = \phi h_c \dots\dots\dots (13)$$

となる。

(b) 落水點に於ける水面降下の影響にして前述せる如く  $V_s = \epsilon V_m$  によるものにして之にも  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$  の影響あり、故に全体として

$$\begin{aligned} h - h_c &= h_c \{ (\phi - 1) - (1 - \epsilon_1^{2/3}) - (1 - \epsilon_2^{2/3}) - (1 - \epsilon_3^{2/3}) \} \\ \therefore h/h_c &= \beta = \phi + \epsilon_1^{2/3} + \epsilon_2^{2/3} + \epsilon_3^{2/3} - 3 \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

此の中の  $\epsilon_1^{2/3}$  は鋭縁堰に於ては (7) 式の  $R_0$  を決定する事は甚だ困難なる問題なるも諸種の實驗より考へて  $R_0 = 2.7 H$  と推定すると  $h/R_0 = 0.846 H / 2.7 H = 0.30$  之に對する  $\epsilon_1 = 0.88, \epsilon_1^{2/3} = 0.92$  となる。

$\epsilon_2^{2/3}$  は前述せる如く滑かな幅の狭い實驗種に於ては  $\epsilon_2^{2/3} = 1.00$  と考へ得る。

$\epsilon_3^{2/3}$  は  $K_B, K_R$  より夫々  $\epsilon_{3B}^{2/3}, \epsilon_{3R}^{2/3}$  を求めると表-1 の如くなる。是等の値を用ひ (14) 式の水面上昇係數  $\phi_B, \phi_R$  を求むれば表-1 の如し。

### 3. 矩形断面廣頂堰

鉄筋コンクリート製内面洗ひ出し磨き仕上げをなせる幅 0.80 m の實驗種中にて堰高 10 cm, 堰厚 20, 15, 10, 7.5, 5, 2.5 cm の 6 種の木材鉋削りせる矩形断面廣頂堰に就て實驗せるに 図-4~7 の如き結果を得たり。

之によつて見るも廣頂堰は其の厚さ  $l$  に比し水頭  $H$  が大になる時は次第に鋭縁堰と同様なる水理的現象を呈するを見る。

抑、廣頂堰の理論は “Max discharge theory” から堰上水深  $h$  は

$$h = h_c = \frac{2}{3} H \dots\dots\dots (15)$$

と考へられて居るが實際の値とは一致し方ない、此の矛盾を解決するために Bakhmeteff は前顯 Proc. A.S.C.E.

1931 に於て  $h_c/H=K$  の値を流速係数 (velocity coefficient)  $C_v$  の函数として表すべき事を發表して居る。

之によれば

$$K=2C_v^2/(1+2C_v^2) \dots \dots \dots (16)$$

即ち  $K=2/3$  は  $C_v=1.00$  の時であつて、此の場合の  $C=1.7035$  となる。 $C_v=0.90$  の時は  $K=0.6183$  で  $C=1.5214$  である。之を 図-5 の 實驗値より見れば廣頂堰と考へらるゝ部分に於ては  $K=0.60\sim 0.65$  ならば此の時の  $C_v=0.90\sim 0.96$  にして  $C=1.50\sim 1.65$  に相當し 図-4 の 實驗結果とよく一致する。而して小なる堰厚  $l$  に對して水頭  $H$  が大になれば  $K$  及  $C$  は共に鋭縁堰の値に近くなるを見る。

図-8, 9 に見る如く廣頂堰に於て  $h_c$  に達する水深は 図-2 の  $C$  點の様にたゞ 1 點にして何處を以て堰上水深となすべきかは定まらない、故に先づ堰の始端及終端に於ける水深に就て考へて見る。

図-4.

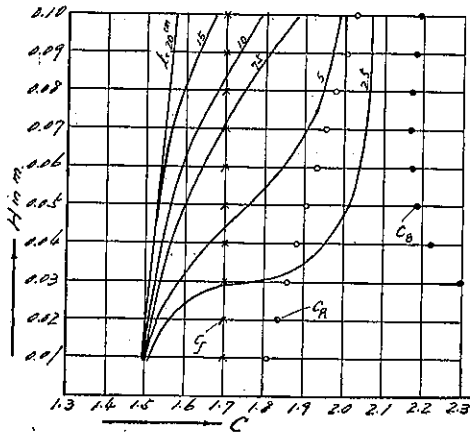


図-5.

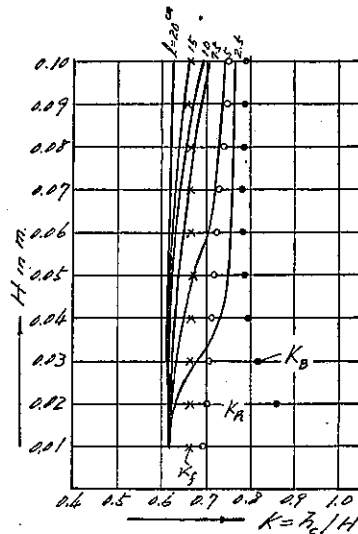


図-6.

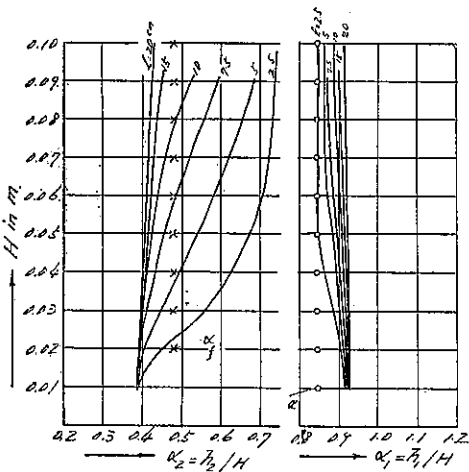
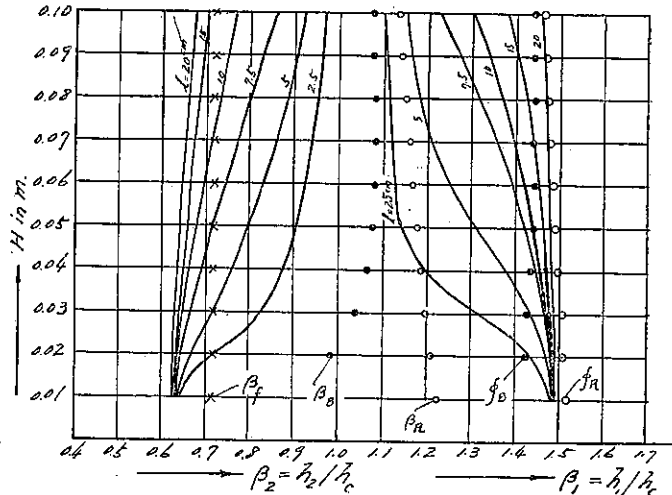


図-7.



1. 堰の始端に於ける水深 廣頂堰の始端に於ても鋭縁堰の場合と同様に考ふるを得可く、たゞ直接落水による影響のない事が異なる、即ち

$$h_1/h_c = \beta_1 = \phi + \epsilon_1^{2/3} + \epsilon_2^{2/3} + \epsilon_3^{2/3} - 3 \dots\dots\dots (17)$$

に於て  $\epsilon_1^{2/3}$  は始端附近に於ける水脈は殆ど直線に近く略々 1.00 である。 $\epsilon_2^{2/3}$  は前述の如く 1.00 と考へ得、又  $\epsilon_3^{2/3}$  も直接落水の影響は無いから之又 1.00 と考へると廣頂堰始端に於ける  $\beta_1$  は殆ど上向き流速のみの影響に近い事になる。之を實驗値に就て見れば 図-7 の如く廣頂堰と考へ得る部分の  $\beta_1$  は 1.45~1.50 にして前述鋭縁堰の水面上昇係數  $\phi_B$ ,  $\phi_R$  と對照して甚だ興味がある、又  $H$  が  $l$  に比して大になれば落水の影響が入り次第に鋭縁堰の  $\beta$  に近付く。

図-8.

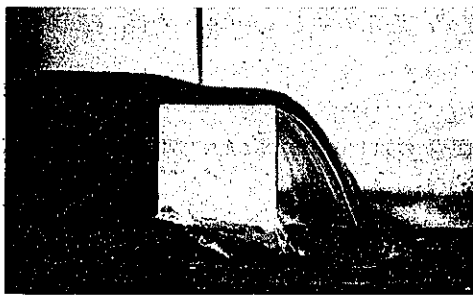
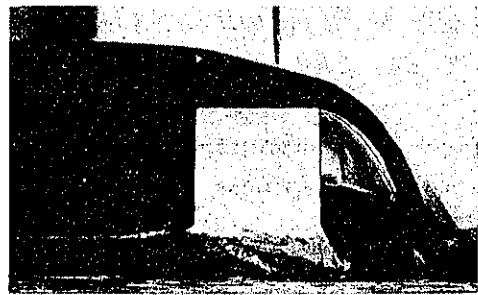


図-9.



$h_1/H (= \alpha_1)$  に就ては 図-6 より廣頂堰と考へらるゝ部分の  $\alpha_1 = h_1/H = 0.90 \sim 0.93$  にして、之も亦  $l$  に比し  $H$  が大となれば鋭縁堰の  $\alpha = 0.845$  に近付くを見る。

2. 廣頂堰終端に於ける水深 此の場合は上向き流速は働かずたゞ溢流落水の水面降下であるが次述の瀑の場合とは落水前の流速分布が少しく異なるものと思はれる。

落水點に於ける水面降下量は

$$h_c - h_2 = h_c \{ (1 - \epsilon_1^{2/3}) + (1 - \epsilon_2^{2/3}) + (1 - \epsilon_3^{2/3}) \}$$

$$\therefore h_2/h_c = \beta_2 = \epsilon_1^{2/3} + \epsilon_2^{2/3} + \epsilon_3^{2/3} - 2 \dots\dots\dots (18)$$

$\epsilon_3^{2/3}$  は 図-5 より廣頂堰と考へ得られる部分に於ては

$$K = h_c/H = 0.60 \sim 0.65 \text{ 之に對する } \epsilon_3^{2/3} = 0.835 \sim 0.810$$

$\epsilon_1^{2/3}$  は落水の水脈の形狀を決定せざれば不明であるが鋭縁堰よりは多少緩である實驗より  $h_2/R_0 = 25$  とし  $\epsilon_1^{2/3} = 0.94$  を適當と思ふ。

$\epsilon_2^{2/3}$  を求むるには射流部の各點流速を知るを要す、而して之を實測する事は深さが浅い丈けに之又困難であるが 図-7 の實測値  $\beta_2^{2/3} = 0.625 \sim 0.750$  より逆に (18) 式より推算すれば  $\epsilon_2^{2/3} = 0.80 \sim 1.00$ ,  $\epsilon_2 = 0.72 \sim 1.00$  となる、即ち  $H$  が大になれば 1.00 に近く  $H$  の小なる間は  $V$  は  $V_m$  より小である。

$h_2/H (= \alpha_2)$  に就ては 図-8 より  $\alpha_2 = 0.39 \sim 0.50$  にして  $l$  に比し  $H$  が大となれば鋭縁堰の如くなり  $\alpha_1$  は減り  $\alpha_2$  は増して  $\alpha = 0.845$  に近付く。

#### 4. 瀑

瀑の實驗報告は少いが Wex, Horton, Bellasis, Bazin, Parker 等の公式がある。

何れも速度水頭を考慮に入れた  $H$  の決定に困難と差異を來し流量係數を異にして居る様である。

今落水点近くにある水深  $h_c$  に達する箇所に就て考ふれば

$$H = h_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

矩形断面水路に於ては

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{q^2}{2gh_c^2} = \frac{q^{2/3}}{2g^{1/3}} \quad \therefore H = \frac{3}{2} \frac{q^{2/3}}{g^{1/3}}$$

$$\therefore q = \left( \frac{2}{3} g^{1/3} \right)^{3/2} H^{3/2} \quad \therefore C = \left( \frac{2}{3} g^{1/3} \right)^{1/3} = 1.70 \dots \dots \dots (19)$$

$$h_c/H = K_f = C^{2/3}/g^{1/3} = 0.665 \dots \dots \dots (20)$$

$H = h_c/0.665$  より逆に  $H$  を得

落水点の  $h_3$  に就ては  $h_3/H = \alpha_f$  とすると實測 20 回の平均より 図-6 の如く  $\alpha_f = 0.478$  を得、廣頂堰終端に近い値をとる。又  $h_3/h_c = \beta_f$  とすれば前と同様に

$$\beta_f = \varepsilon_1^{2/3} + \varepsilon_2^{2/3} + \varepsilon_3^{2/3} - 2 \dots \dots \dots (21)$$

より  $\varepsilon_1^{2/3} = 0.94$ ,  $K = 0.665$  に對する  $\varepsilon_3^{2/3} = 0.80$  であるから、図-7 の如く實測の平均  $\beta_f = 0.72$  ならば (19) 式より  $\varepsilon_2$  を推算すれば  $\varepsilon_2^{2/3} = 0.98$ ,  $\varepsilon_2 = 0.97$  となり 1.00 に近い値となる。