

# 突堤の水理現象に関する実験的考察

椿 東 一 郎・斎 藤 隆

## 1. 緒 言

水制や突堤は低水路維持、洪水時における護岸保護などのために、河川構造物として重用されるものの一つであるが、その水理的な効果については未知の点が少なくない。これは突堤背後に形成される後流渦が、流れの模様や流速分布に大きな影響を与え、不連続流や wake 及び圧縮性気流とに類似した性質が混在して、複雑な流況を呈するためであろう。突堤の研究としては、吉川、杉本、芦田氏<sup>1)</sup>が不連続流と wake の理論を組合わせて、非越流突堤の影響範囲をきめる半理論的な方法を提案したのが注目される。一方、不連続流の研究に関連して、低い Mach 数の気流のなかにおかれた平板の周りの流れについて二三の実験が行なわれ、とくに A. Fage と F. C. Johansen<sup>2)</sup>のものが有名である。また、最近 M. Arie と H. Rouse<sup>3)</sup>は tail plate をつけた平板の実験を行ない、後流渦の性質が tail plate の有無によって非常に異なることを指摘すると同時に、後流渦の形をきめる方法を提案している。

これらの研究のうち、吉川等と Arie の研究は水路幅にくらべて突堤長が小さく、フルード数も低い標準的な非越流突堤の場合であるが、実際の突堤では(突堤長)/(水路幅)が重要な役割をもち、さらにフルード数に規定される水面変動も加わって、現象はさらに複雑になるであろう。また、洪水時には、水は突堤上を越流することが多いが、越流突堤に関する実験は今のところ見当らないようである。従って、非越流ならびに越流突堤について広範な実験を行ない、その水理的な効果を把握することが要望される。

本文は主として次の2点、すなわち、

- (1) 護岸の見地から、突堤背後に形成される渦領域や拡散領域の形状及び側壁速度の変化状態。
- (2) 突堤自身の安定に関する立場から、その近傍に誘起される局所的な流れの状態。

などについて考察したものである。

## 2. 実験の方法

河幅  $b$ 、流量  $Q$  (単位幅流量  $q=Q/b$ )、水深  $h_*$ 、流速  $v_*$ 、勾配  $I_b$  の河川に、長さ  $B$ 、高さ  $H_d$  なる不透過突堤を設けた場合、突堤によつて誘起される速度変動  $v/v_*$  および水面変動  $h/h_*$  は次元解析から次の関数形をもつことが予想される。

$$\frac{v}{v_*}, \frac{h}{h_*} = f\left(\xi = \frac{x}{B}, \eta = \frac{y}{B}, m = \frac{B}{b}, \frac{H_d}{h_*}, F_* = \frac{v_*}{\sqrt{gh_*}}, \frac{h_*}{B}, R_e = \frac{v_* B}{\nu}, I_B\right) \quad (1)$$

ここに、 $x$  は突堤取付部を原点として流れの方向に、 $y$  は横幅方向にとり、 $g$  は重力の加速度、 $\nu$  は動粘性係数である。

これらの関係を実験的に求めるため、長さ 7.5m、巾 40cm、高さ 25cm の鉄製水路及び長さ 6.6m、幅 80cm、高さ 20cm の木製水路において、先端に半径 1cm の半円をもち、上面に 2mm の縁取りをした幅 2cm の模型突堤を側壁から直角に設置した。なお、水路床は全実験を通じて水平である。

実験の種類及びその範囲は表-1 に示してある。非越流水制については、 $m=B/b$  を 3 通りにかえ、各場合ごとに代表的な 2, 3 の例について詳しい流速分布、水面変化を測定して、後流渦の

表-1 実験の要目

形式		$b$ (cm)	$B$ (cm)	$H_d$ (cm)	$m=B/b$	$F_*^2$	$h_*/B$	$\frac{v_*B}{\nu} \times 10^{-4}$
非越流突堤	I-1	80	10		0.125	0.065~0.54	0.46~1.01	2.0~5.5
	II-1	80	20		0.25	0.036~0.46	0.22~0.62	4.2~10.2
	II-2	40	10		0.25	0.071~0.23	0.69~1.33	2.8~4.2
	III-1	40	20		0.50	0.020~0.43	0.23~0.59	3.2~10.0
全幅堰	IV-1	80	80	5.3	1.00			
	IV-2	80	80	2.8	1.00			
越流突堤	V-1	80	20	5.3	0.25	0.052~0.55	0.26~0.61	5.0~12.2
	V-2	80	20	3.0	0.25	0.071~0.51	0.24~0.57	5.6~10.8
	VI-1	40	20	5.3	0.50	0.084~0.40	0.25~0.59	5.4~10.4
	VI-2	40	20	2.8	0.50	0.22~0.41	0.31~0.40	7.4~10.4

構造をしらべた。つぎに、流量及び水路末端の堰の高さをかえ、パラメーター  $F_*$  や  $h_*/B$  などを変化させ、主流流速、堰上げ水位、後流渦の長さなどについて広範な資料をうるようにつとめた。つぎに、越流突堤の性質を最も強く規定するものは、突堤上を越流する単位幅流量  $q_w$  と水跡固有のもの  $q$  との比、 $\varphi \equiv q_w/q$  であることが予想される。従って、まず、全幅堰の実験により越流の性質をしらべた。越流突堤については  $m$  を2通りにかえ、代表的な例について詳しい流速分布を測定して、越流水によってかん養される突堤背後の流れと主流との干渉現象について基本的な知識を得た上、 $h_*/H_d$  をかえて  $\varphi$  の値を広範囲に変化させ、非越流突堤と同様な量についてしらべた。

流速および後流渦の測定方法は次のようである。

(i) 流速の測定には径1cmのプロペラ型流速計<sup>4)</sup>を主として使用し、他に内径1mmの注射針で作ったピトー管を併用し、底面より水深の4割の位置で測った流速をその点の流速とみなした。

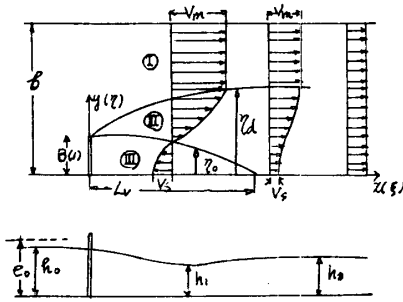
(ii) 後流渦の終点の位置は糸のふれる方向あるいはプロペラの順回転、逆回転から判定した。この方法は主観的で精度に疑点があるが、流速分布の測定結果から順流と逆流の境界を示す曲線をひき、逆流終了点を推定したものとかなりよく一致した。大略の数値としては妥当であるように思われる。

### 3. 非越流突堤の実験結果とその考察

非越流突堤によって誘起される流れを模型的に示したものが図-1である。突堤の先端からでる不連続流は下流にゆくに従って拡散し、流れの場は速度分布が  $y$  方向に一樣な主流部①と、流速が急激に減少してゆきエネルギー損失の源となっている拡散領域②および背後に作られる逆流領域③に大別することができよう。なお、突堤の先端部には著るしい流れの集中がみられるが、この点については後述する。

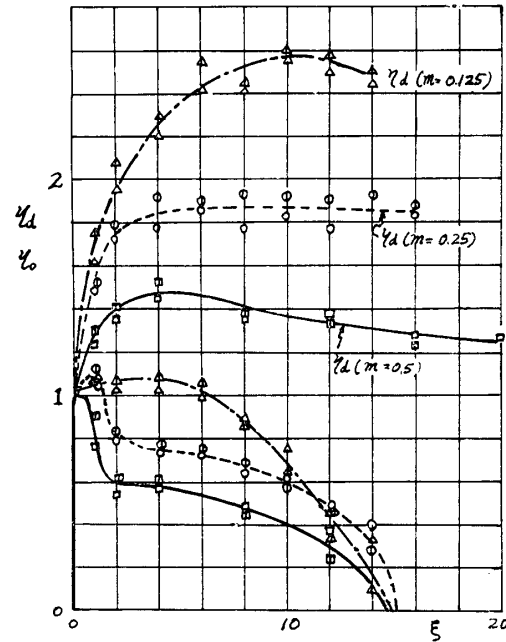
主流部における水深は、渦領域に起因する有効断面積の変化によって、堰上げ水深  $h_0$  から下流に行くに従って減少し、一度極小値に達した後、下流水深  $h_*$  まで回復する。同時に、主流流速は有効幅と水深の変化に伴なって流れ方向に変化し、極大値  $v_{max}$  を経て下流流速  $v_*$  に収束する。また、突堤は圧力抵抗をうけるために、突堤直後の水深は低下する。この水面低下は逆流領域においては  $y$  方向にはほぼ一樣なままで流れ方向に単調に回復してゆく。従って、拡散領域における水深は①と③との水位を接続させるために、 $y$  方向にも複雑な変化を示している。

①と②との境界を  $\eta_d$ 、②と③との境界を  $\eta_0$  (ともに  $B$  を1として測る) とすると、これらの



図一 非越流突堤の流れ

値は  $m$  及び  $F_*$  によってかわる。このうち、 $m$  の効果は側壁  $y=b$  が一つの流線であるから、 $m$  の増加とともに不連続流や後流渦の発達を阻害されるためである。図一2は流速分布の測定から求めた  $\eta_d$ ,  $\eta_o$  の値を  $\xi = x/B$  に対してプロットしたもので、 $m$  の値によって大きな差異があらわれることが判る。また、フルード数が大きくなると水面変化は顕著になり、とくに突堤附近の主流部と逆流域との水位差によって、 $\eta_d$  及び  $\eta_o$  が側壁の方に吸いよせられる。この現象は図一2のように、流れが全領域を通じて常流である場合にはそれ程著しくはないが、流れの一部に射流を発生し、跳水によって下流に連なるようになると、上述の水位差による背後への流れの浸入と射流の拡散現象が重なり、 $\eta_d$  および  $\eta_o$  の形は常流のものとは著しく変形し、とくに、逆流領域の範囲が縮少する。



図一2 拡散域の境界  $\eta_d$  及び逆流域の境界  $\eta_o$

(a) 流量係数および堰上げ水位 図一1の流れを最も簡単に取扱って、主流流速  $v_m$  が有効幅  $b(1-\alpha m)$  を流れ、 $B\alpha$  の範囲の水は静止しているものとする、 $\alpha$  の値は突堤位置 ( $\xi=0$ ) における  $\alpha \doteq 1.0$  より増加して最大値に達した後、等流流れにおける  $\alpha (\doteq 0)$  まで漸近的に減少する。この境界の形は  $m$  及び  $F_*$  に関する未知関数であるが、簡単にエネルギー損失がないものと仮定すると、流れの一部に射流が現われる場合には最小有効幅の位置が支配断面となり  $q$  は次式で与えられる。

$$q = (1 - \alpha m) \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} \sqrt{2ge_0^3} \tag{2}$$

ここに、 $e_0$  は上流における比エネルギーで

$$e_0 = h_0 + \frac{v_0^2}{2g} = h_0 + \frac{q^2}{2gh_0^2} \tag{3}$$

であり、(2)式における  $\alpha$  は最小有効幅断面における値を表わす。

つぎに、流れが全流域を通じて常流である場合には、最小有効幅断面の水深を  $h_1$  として次のようになる。

$$q = C(1 - \alpha m)h_1\sqrt{2g(e_0 - h_1)} = C' \frac{h_1}{h_*} \sqrt{\frac{e_0 - h_1}{e_0 - h_*}} (1 - \alpha m)h_*\sqrt{2g(e_0 - h_*)} \tag{4}$$

図一3は  $q/\sqrt{2ge_0^3} \doteq C$  の測定値を  $h_*/e_0$  に対してプロットしたものであって、 $C$  の値は  $h_*/e_0$  が小さいときにほぼ一定であり、限界値  $(h_*/e_0)_c$  をこえると減少してゆき、丁度低い堰の越流と似かよった性質を示している。(2)式における  $\alpha$  の値をこの実験結果から逆算してみると、 $m=0.125$ ,  $0.25$  および  $0.50$  に対してそれぞれ  $\alpha=1.64$ ,  $1.42$  および  $1.09$  となる。つぎに、 $(h_*/e_0)_c$  の値は

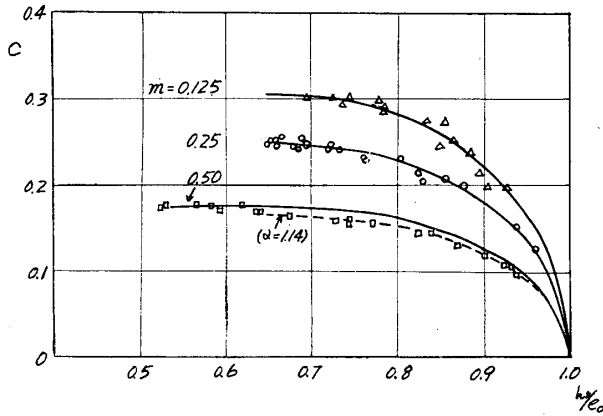


図-3 非越流突堤の流量係数

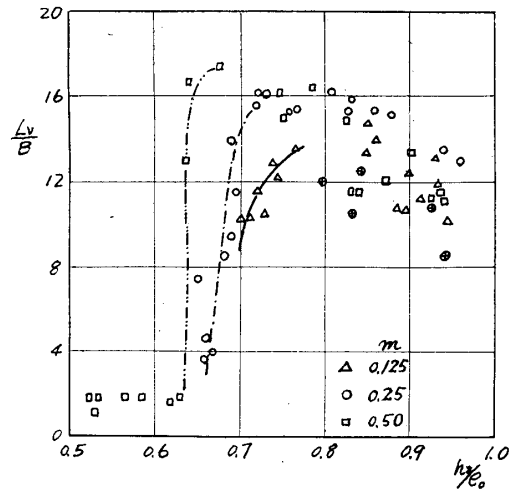


図-4 後流渦の長さ

0.66~0.74の程度であるから、この $\alpha$ の値を用い $(h_*/e_o)_c$ において(2)および(4)式の接続するように $C = \frac{h_1}{h_*} \sqrt{\frac{e_o - h_1}{e_o - h_*}}$ をきめると、この値は1.0にきわめて近い。いま、簡単に(4)式を次式

$$q = (1 - \alpha m) h_* \sqrt{2g(e_o - h_*)} \tag{5}$$

で表わして計算した結果果は図-3の実線のようになる。 $m = 0.5$ における計算値は測定値より幾分大きめであるが、 $m = 0.125$ 及び $0.25$ の場合にはかなりよく一致している。なお、 $m = 0.5$ に対しては射流発生時よりは大きめな $\alpha = 1.14$ を用いた方がよい。

(b) 後流渦の長さ 後流渦の長さ $L_v$ は次式的に

$$\frac{L_v}{B} = f\left(h_*/e_o, m, \frac{h_*}{B}, \frac{v_* B}{\nu}\right)$$

の形をもつことが予想されるが、既にのべたように流れのなかに射流が発生するか否かによって $L_v/B$ の値には著しい差異がみられる。図-4はこの関係を示したもので、 $L_v/B$ の値は射流発生時には2.0の程度にすぎないが、限界値 $(h_*/e_o)_c$ を境にして不連続的に大きくなり、流れの全領域が常流になると8~16.5の範囲にある。 $(h_*/e_o)_c$ の値は同図によると $m$ がますとともに小さくなるが、 $L_v/B$ が急増し初める $(h_*/e_o)_c$ の下限を $(h_*/e_o)_{cl}$ 、急増がとまる上限を $(h_*/e_o)_{cu}$ とすると、その数値は表-2に記したようである。この限界と(5)式とを組合せると、突堤により護岸効果を期待するためには、 $m$ と下流のフルード数 $F_*$ との間に次の関係

$$(1 - \alpha m)^2 \left[ \frac{1}{(h_*/e_o)_{cu}} - 1 \right] \geq \frac{F_*^2}{2} \tag{6}$$

が満されることが必要である。この限界値 $F_{*c}$ の値も表-2に記してある。

つぎに、流れが常流の場合における $L_v/B$ の値は図-4から $m$ および $h_*/e_o$ にほぼ無関係であることが推定され、またレイノズ数も大きな影響を及ぼさないと考えられるので、 $L_v/B$ の測定値を $h_*/B$ に対してプロットしたものが図-5である。かなりの散らばりはあるが、明瞭な相関関係が認められ、 $h_*/B$ が減少す

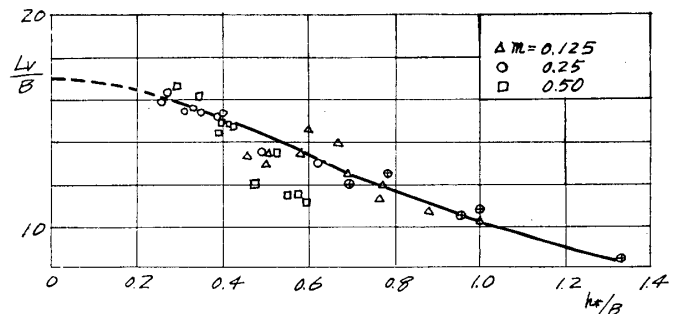


図-5 常流れにおける後流渦の長さ

るとともに  $L_v/B$  は増加し,  $h_*/B \rightarrow 0$  において  $L_v/B \doteq 17$  程度の値をもつ, なお, Arie<sup>3)</sup> の風洞気流中の実験では tail plate をつけた平権背後の後流渦の長さは  $L_v/B = 16.8$  ( $m = 1/6$ ) であって, 本実験の  $h_*/B \rightarrow 0$  における値とほぼ一致していることが注目される。

(c) 突堤背後の側壁にそう速度変化 図-6 は常流流れの場合, 突堤背後の側壁にそう速度  $v_s/v_*$  の流れ方向の変化を示したものである。逆流速度は突堤直後においては零で,  $\xi_r$  においてその最大値に達した後減少して,  $\xi_v = L_v/B$  において再び零となる。その間の分布は  $m$  及び  $\xi_v$  に規定されて複雑であるが, 大略の傾向としては,  $m$  および  $\xi_v$  が大きい程最大逆流速度は増加し, かつその生起点  $\xi_r$  は突堤側によるようである。  $h_*/B \leq 0.5$  では  $L_v/B$  はほぼ一定値をとるとみなされるので, この場合の  $-v_{s,max}/v_*$  と  $\xi_r$  の概略値を表-2 に記した。

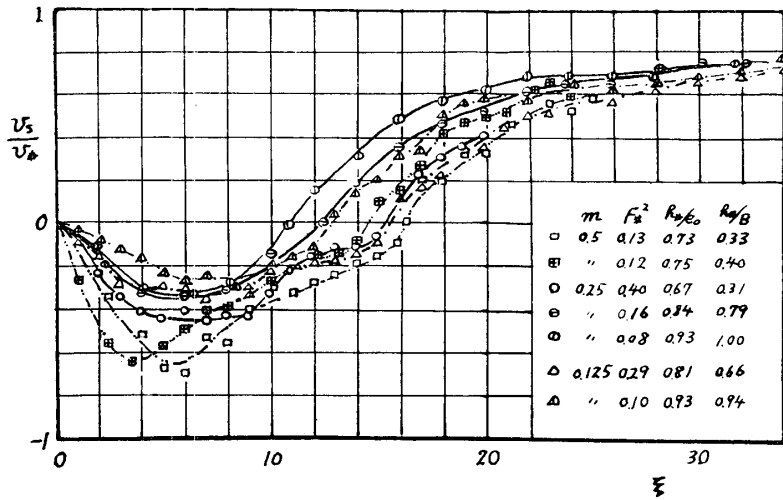


図-6 突堤背後の側壁にそう速度変化

(d) 突堤先端部に誘起される速度 突堤近傍の流れを無渦運動と仮定し, 突堤背後の死水域の水深が一定に保たれるものとする, フルード数が小さい場合には, いわゆる不連続流としての取扱いができる。流連,  $v$  の流れのなかに設けられた突堤によって誘起される不連続境界の速度を  $v_j$  とすると,  $\zeta (= (dw/dz)^{-1})$  平面と袋素速度ポテンシャルの平面  $W (= \Phi + i\Psi)$  は, Schwartz-Christoffel の変換を用い,  $t$  平面を媒介として次の関係式で結ばれる。

$$t = \cosh\left(\frac{\pi}{\theta} \log \zeta\right)$$

$$w = \frac{v}{\pi v_j} \log \frac{t-a}{t-1}$$

ただし,  $\theta$  は突堤と  $x$  軸とのなす角, 式中の  $a$  は  $a = \cosh(\pi/\theta \cdot \log v_j/v)$  である。上式から  $v_j$  が求められるが, とくに, 直角突堤 ( $\theta = \pi/2$ ) では,  $v_j/v$  は  $m = B/b$  の関数として次式

$$m = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{v}{v_j} \cdot \left[ -\frac{\pi}{2} + \frac{v_j}{v} \tan^{-1} \frac{v_j}{v} + \frac{v}{v_j} \tan^{-1} \frac{v}{v_j} \right] \quad (7)$$

で与えられ, 計算の結果は図-7 に示したようになる。

上式の  $v_j$  は突堤先端速の速度を表わし, 洗堀に対して大きな役割をもっと思われるのでプロペラ型流速計をフローレンセンで示される流線の方向にむけ, 横方向に微動させて先競部附近における流速集中の模様をしらべ, 最大流速を求めた。この場合, 一様速度  $v$  として, 下流流速  $v_*$  と上流堰上げ領域における流速  $v_0$  との平均値  $v_m$  を用いると,  $v_j/v_m$  は流れのフルード数に無関

係となり、 $m$  だけの関数とみなし得るようである。実験結果\*は図-7及び表-2に示されているように、計算値ほぼ一致する。このことから、突堤先端部の流については不連続流の理論がかなりの精度で適合していると云えよう。

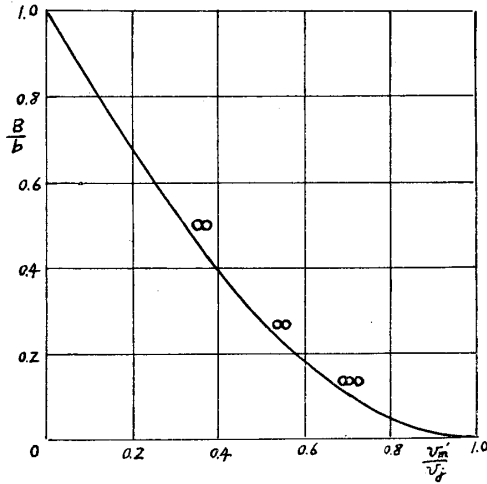


図-7 突堤先端部の最大流速

表-2 非越流突堤に関する実験結果の総括

$m$	$\alpha$	$(h_*/e_o)_{cl}$	$(h_*/e_o)_{cu}$	$F_*^2 c$	$\frac{v_{smax}}{v_*}$	$\xi_r$	$v_j/v_m$
0.125	1.64	—	0.775	0.480	0.3	7~8	1.42
0.25	1.42	0.66	0.695	0.366	0.45	5~7	1.85
0.50	1.14 (1.09)	0.63	0.64	0.208	0.66	3~5	2.83

#### 4. 流越突堤の実験結果とその考察

図-8は長さ  $B$ 、高さ  $H_d$  の越流突堤に誘起される流れの模様を模型的に示したものである。河川流量  $Q (=bq)$  は突堤上を越流する流量  $Q_w (Bq_w)$  と主流部の流量  $Q_1$  とに分けられるが、詳しい速度分布の測定から、次の3つの領域

- ①  $y$  方向の速度分布が一様な主流部
- ② 速度分布が  $y$  方向に急激に変化する拡散領域
- ③ 突堤からの越流水によってかん養される領域

に分けることができる。もとより、領域③のなかで突堤のごく近傍には越流水による異状な流況がみられるが、これは  $\xi' = x/H_d = 10 \sim 12$  程度で消失し、それより下流では流速はほぼ一様である。

①と②との境界を  $\eta_d$ 、②と③との境界を  $\eta_d'$  とすると、これらの形は越流部と河川部との流量

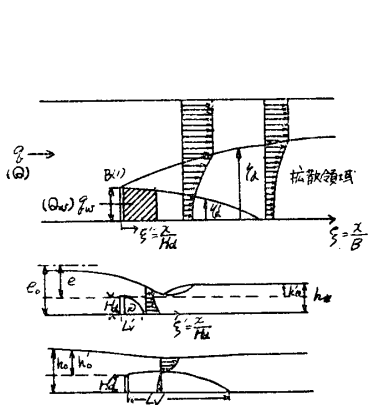


図-8 越流突堤の流れ

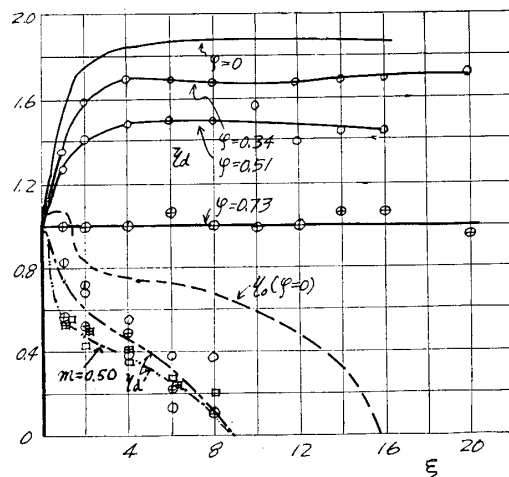


図-9 越流突堤における拡散領域の境界

\* 突堤先端部の流速測定は非越流、越流とも、水路幅  $b = 76.3\text{cm}$ 、突堤長  $B = 10.5, 20.4$  及び  $38.4\text{cm}$  で行なった。

配分によって変化するであろう。このパラメーターとして後述の(8)式によって計算される  $q_w$  と  $q$  との比  $\varphi = q_w/q$  を用いると、 $m=0.25$  の場合の  $\eta_d, \eta_d'$  は  $\varphi$  の値によって図-9 のようになる。すなわち、 $\eta_d$  は  $\varphi=0$  なる非越流の場合の値から、 $\varphi$  がますとともに減少し、 $\varphi=0.73$  のときには  $\eta_d \doteq 1.0$  となって不連続流の発達ほとんどみられない。一方、 $\eta_d'$  はかなり散らばっているが  $\varphi$  にはほぼ無関係である。さらに同図には  $m=0.50$  の場合の  $\eta_d$  もプロットされているが、 $m=0.25$  と  $0.50$  の  $\eta_d'$  には大差がなく、 $\eta_d'$  は  $m$  にもほぼ無関係とみなされる。また、 $\xi = x/B \doteq 8$  程度で  $\eta_d'$  が側壁に達しているのは注意すべきことであろう。

非越流突堤の考察において、射流を生じない範囲では御流渦の性質が主として  $m$  によって規定され、 $F_*$  などは二次的なパラメーターにすぎないことを知った。これらのことから、越流突堤の流れは主として  $m$  及び  $\varphi$  なるパラメーターによって、その主な性質を把握できるのではないかと考えられる。

(a) 流量係数と堰上げ水深 低い全幅堰 ( $m=1$ ) の越流係数については多くの実験が行なわれ、高さ  $H_d$  の堰の頂部から測った上流水深を  $h_o'$ 、比エネルギーを  $e = h_o' + q^2/2gh_o'^2$  とすると、 $C' = q/\sqrt{2ge^3}$  は下流水深  $h_*'/e$  の増加とともに、完全越流、不完全越流及び潜堰状態を経過することはよく知られており、この実験では次式で表わされる。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{完全越流} & h_*'/e \leq 0.5 \quad \frac{q}{\sqrt{2ge^3}} = 0.443 \\ \text{不完全越流} & 0.78 \geq h_*'/e \geq 0.5 \quad m' = 1.70 - 0.89 \frac{h_*'}{e} \\ \text{潜堰状態} & 1 \geq h_*'/e \geq 0.78 \quad \frac{q}{h_*' \sqrt{2g(e-h_*)}} \equiv m' \doteq 1 \end{array} \right\} \quad (8)$$

越流突堤における越流量  $q_w$  は主流と越流水との干渉のために、 $m=1$  の場合の(8)式に補正を加えるべきであろうが、ここでは簡単に  $q_w$  については(8)式が、主流部については(5)式が適用できるものとし、干渉の影響は次式

$$q = C_1(1 - \alpha m)h_* \sqrt{2g(e_o - h_*)} + mq_w \quad (9)$$

のなかの  $C_1$  に含ませることにする。なお、上式の  $\alpha$  は非越流突堤の排除厚であって、その値は表-2 に示されている。

上式において、 $q_w \rightarrow 0 (H_d/e_o \rightarrow 1)$  のとき  $C_1 \rightarrow 1$  となり、 $q_w \rightarrow q (H_d/e_o \rightarrow 0)$  のとき不連続流は消失して  $C_1 \rightarrow (1-m)/(1-\alpha m)$  となるであろう。 $H_d/e_o$  はパラメーターとして不便であるから  $H_d/h_*$  で代用させ、実験値を用いて逆算した  $C_1$  と  $H_d/h_*$  との関係を求めたものが図-10である。 $H_d/h_* \rightarrow 0$  のときの  $C_1 = (1-m)/(1-\alpha m)$  の値が、 $m=0.25$  および  $0.50$  のとき、ともに  $C_1 \doteq 1.15$  であることを考慮すると、図中の実線を実験曲線とみなすことができよう。

(b) 側壁にそう速度変化 図-11は  $\varphi$  をパラメーターとし、側壁速度  $v_s/v_*$  を  $\xi$  に対してプロットしたものの例である。 $\varphi$  が小さい場合には逆流があらわれて非越流のものに近いが、 $\varphi$  がますとともに速度減少量は小さくなって、護岸効果が失われてゆくことを示している。また、 $\varphi$  =一定の場合の流速の回復状態をみると、 $\xi' = x/H_d \doteq 10$  までは越流水の直接の影響を受けて測

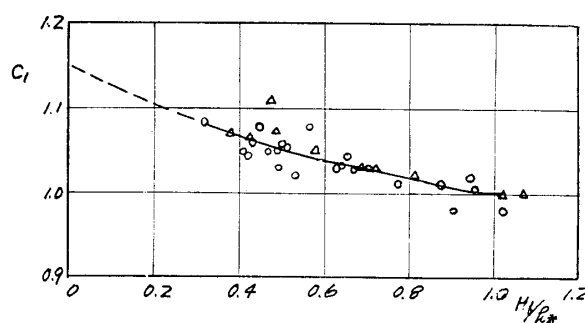
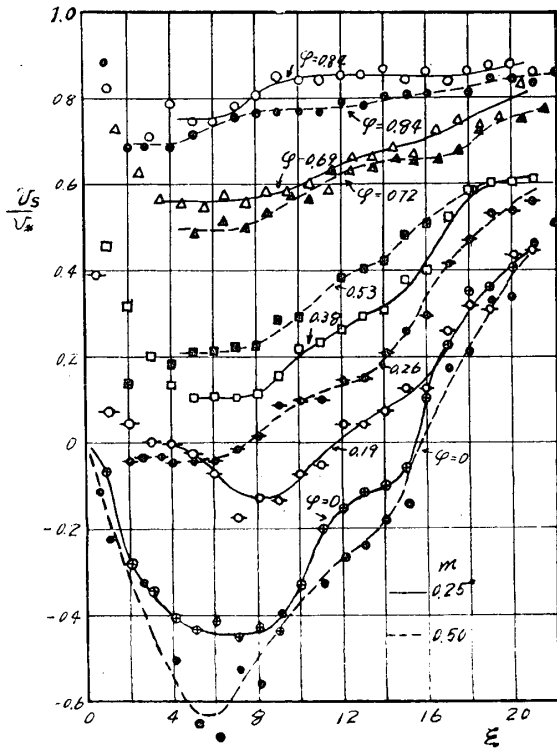


図-10 越流突堤における流量の補正係数



図—11 突堤背後の側壁にそう速度変化 (越流突堤)

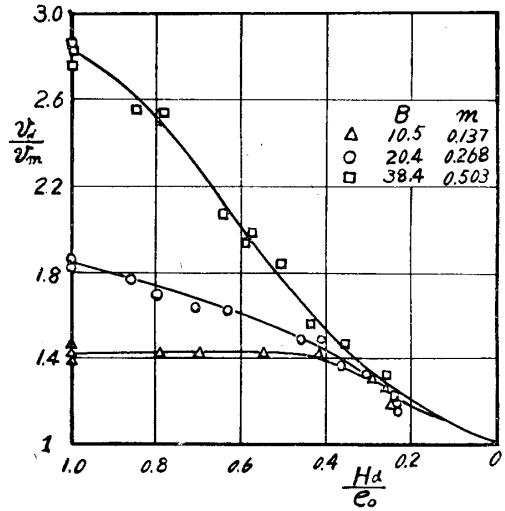
定値は散らばっているが、 $\xi=10$  より  $\xi=x/B \div 8$  まではほぼ一様流速に保たれ  $v_s/v_*$  は  $\xi \div 8$  より増加し初める。さらに、 $\xi=13 \sim 16$  より下流においては、 $v_s/v_*$  は異なった曲線にそって回復してゆく。このように、側壁速度が二段構えで回復してゆくのは、前者は拡散領域  $\eta_a'$  が側壁に達することに、後者は非越流状態における後流渦の終点に対応するものと思われる。

(c) 先端部に誘起される速度 突堤先端部に誘起される最大速度  $v_j/v_m$  の測定値を  $m$  をパラメーターとし、越流を示す  $H_d/e_o$  に対してプロットしたものが図—12である。非越流では  $H_d/e_o \geq 1$  であるが、その実験結果は  $H_d/e_o = 1$  として同図に示してある。この図から  $v_j$  が、その値は  $m$  によって興味深い結果を示している。すなわち、

(1)  $m=0.137$  の場合には、 $H_d/e_o$  が  $1.0 \sim 0.4$  の範囲で  $v_j/v_m$  の値は非越流の値と大差なくほとんど一定値をもち、 $H_d/e_o < 0.4$  から減少してゆく。

(2)  $m=0.5$  の場合には、越流を初めると直ちに  $v_j/v_m$  の値が急激に減少してゆく。また、 $H_d/e_o < 0.4$  の領域では  $m=0.137$  の曲線に近い。

なお、 $v_j$  は突堤先端部の洗堀を規定する代表流速であり、引続き実施する予定の洗堀実験に於て最も大きな役割をもつものと考えられる。



図—12 突堤先端部に誘起される流速

参 考 文 献

- 1) 吉川, 杉木, 芦田: 土木研究報告, 90号の2, (昭・30)
- 2) A. Fage and F. C. Johansen: Proc. Roy. Soc. of Lnodon, A. 116 (1927)
- 3) M. Arie and H. Rouse: Journal of Flu. Mech., vol. 1, No. 1 (1956)
- 4) 栗屋陽一: 九大応研所報, 12号, (昭・33)