

# 伊勢湾の水理模型実験について (II)

中村 充\*・白石 英彦\*\*・佐々木泰雄\*\*・大西 英夫\*\*\*

## 1. 緒 言

この研究については昭和37年度の本講演会において第I報を報告し、実験の項目、実験装置、相似律、潮汐実験結果の1部を述べた。今回はその後において実験を続け一応この検討を完了したので、その結果を(II)、(III)報として報告する。

## 2. 実験方法について

このことについてはすでに第I報で述べたが追加事項を補足しながらその大要を記す。まず現象の支配因子については運動方程式

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \alpha_x U \frac{\partial U}{\partial x} + \beta_y V \frac{\partial U}{\partial y} = 2\omega V \sin \varphi - g \left( \frac{\partial h}{\partial x} + i_x \right) + \frac{1}{\rho h} (\tau_{xh} - \tau_{x0}), \text{ etc.}$$

の各項の大きさを、伊勢湾の規模における場合として、C.G.S. 単位で示せば、ほぼ

非定常項;  $0 (10^{-1} \sim 10^{-2})$

慣性項;  $0 (10^{-1} \sim 10^{-2})$

重力項;  $0 (10^0 \sim 10^{-1})$

粘性項;  $0 (10^0 \sim 10^{-1})$

コリオリ項;  $0 (10^{-2} \sim 10^{-3})$

程度の量となる。非定常項、慣性項は重力、粘性項にくらべ1桁小さい量であるが局部的に流速が大に、あるいは3~4時間以下の短周期の現象に対しては同じオーダーの量となりうる。コリオリ項は以上にくらべ1~2桁小さい量となる。これら各項の支配下の現象を模型においては以下のように扱った。すなわち地型模型は平面縮尺1/1000、鉛直縮尺1/65とし実験対象区域はその主体を四日市港、常滑港以奥の鍋田地区を中心とした海域におき、高潮防波堤の影響範囲を考慮して津・富具崎を結ぶ線の内湾側とした。この地型模型のもとでフルード則を満足するように時間縮尺を定め、レイノルズ則を満足するように潮流抵抗を調整し、コリオリ項の間接的補正として河川流、沿岸流発生装置による恒流の設定を行った。また局所的補正として高潮防波堤開口部については流量係数を考慮して別途に相以律を検対した。模型に布設した潮流抵抗体(サンフレックスを針金でかこみ底に取付ける。I報参照)の見掛け容積率 $\lambda$ (抵抗体の水中における見掛け容積の全容積に対する割合)と摩擦抵

抗係数 $f$ との関係は図-1に示すようである。開口部流量係数は、堤防の縁端を双曲線型として端縁条件を一定にし開口部形状に関する条件は幅と深さとの比のみを取出した。その実験結果は図-2に示す。またこの実験範囲( $R_0=10^4 \sim 10^5$ )ではレイノルズ数、フルード数と余り相関はないようである。このことは開口部の相以律の設定を行ないやすくした。開口幅の相以律はこの部の流量縮尺を一定ならしめるごとく幅の縮尺 $B'_r (B'_m/B'_p)$ を定めた。これは平面縮尺 $L'_r$ を流量係数縮尺 $C_r$ で修正して  $B'_r = L'_r / C_r$

として与えられる。図-3は高潮防波堤開口幅の模型と原型の関係である。また開口部流速縮尺も局所的修正を受け

$$V_{B'_r} = \frac{Q'_r}{B'_r D'_r}$$

となる。模型全域における相以性の検対は(I)報に述べてある。

種 別	D	H	m2 当り	$\lambda$
1	5 cm	15 cm	9	0.035 h
2	10	15	9	0.133 h
3	10	30	9	0.263 h
4	10	30	8	0.192 h
5	5	15	2	0.059 h
	10	30	4	

図-1  $f$  と  $\lambda$  の関係

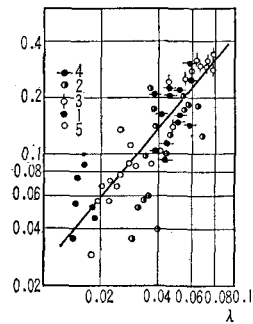
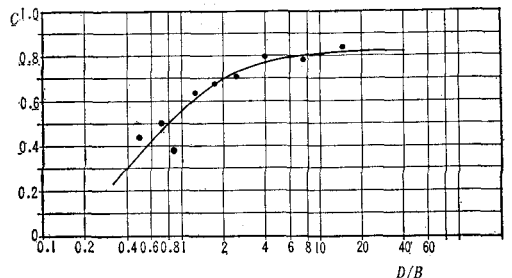


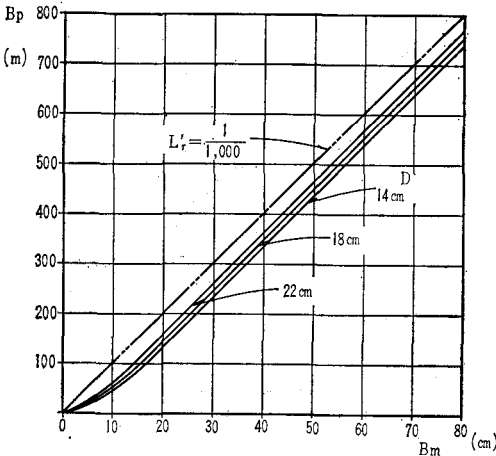
図-2  $C_r \sim D/B$



\* 正員 農博 農林省農業土木試験場  
 \*\* 正員 農林省農業土木試験場  
 \*\*\* 正員 農林省利根川水系農業水利調査事務所

つぎに以上の他に高潮実験のときの考慮について述べておく。高潮においては風による吹寄せ、気圧低下による吸上げ、波浪の増大にともなう渦粘性の変化などを考慮しなければならないが、この実験模型においては直接これらを与えることはできない。したがって伊勢湾奥の高潮防波堤付近のみに観測範囲を制限し、この範囲内での波面応力は無視し、湾口よりこの位置までの区間での吹寄せ、吸上げは発生潮波として与えることとした。また渦粘性、したがって潮流抵抗は風浪の影響を受けて変化すると考えられ、潮汐現象に対して設定された潮流抵抗を高潮実験に拡張することは一考を要することである。しかし現在風浪の影響という立場から潮流抵抗あるいは渦粘性を検討したものはあまりない。本実験の場合、前述のごとく測定範囲を湾奥に制限することによって、この影響の平面的に積層することをさけた。以上の理由で高潮実験における観測範囲は四日市港一常滑港を結ぶ線の湾奥側とした。

図-3 高潮防波堤開口幅の模型と原型の関係



実験条件は主として表-1~6におけるものを用い必要に応じて補足した。潮汐は先に相溶性確認のための実験に用いた昭和33年7月におけるものと、これと日潮不等を相似にかえた大潮ならびに小潮について行なった。発生波数は3日分すなわち6波を与えて日潮不等なども考慮した。

表-1 実験に用いた潮汐(潮汐実験)

潮汐種類	干潮位 (T.P)	満潮位 (T.P)	満干差		備考
			原型	模型	
昭33年7月16~18日潮汐	-1.140m	1.010m	2.150m	3.31cm	日潮不等は各潮汐とも同じ割合で用いた
小潮平均潮汐	-0.065m	0.335m	0.400m	0.62cm	
大潮平均潮汐	-1.320m	1.165m	2.485m	3.82cm	

表-2 実験に用いた河川流量(潮汐実験)

河川名	7月の平均流量		年平均流量	
	原型 (m³/sec)	模型 (l/sec)	原型 (m³/sec)	模型 (l/sec)
木曾川	800	1.2	350	0.7
長良川	300	0.4	150	0.3
揖斐川	100	0.2	80	0.2
庄内川	40	0.1	30	0.1

表-3 高潮防波堤開口幅(潮汐実験)

大開口部幅	原型 (m)	無堤防 (∞)	255	360	460	560
	模型 (cm)	無堤防 (∞)	30	40	50	60
小開口部幅	原型 (m)	無堤防 (∞)	57	103		
	模型 (cm)	無堤防 (∞)	10	15		

台風時高潮波の実験は高潮曲線を分解して、大略1次高潮波と2次高潮波に分け、それぞれに対して調べ両者を総合して高潮の解析を行なうこととした。1次高潮波2次高潮波の合成で最も重要なことは、1次潮波のピークにおいて、1次潮波が重なる場合であって、この状態では1次潮波成分に属する潮流は転流期にあたって、2次潮波成分の潮流に対し省略することが可能であろう。よって2次潮波の実験に対しては1次潮波高は各種の静水深で与えることとした。このような配慮のもとにこの実験諸元を与えて実施した。

表-4 実験に用いた高潮潮波

一次高潮波	周期	原型 (hr)	8.25	12.40	16.60	表中の水位はT.P.で示してある
	水位	原型 (m)	0	1.17	2.66	
二次高潮波	周期	原型 (min)	62	93	124	239
	水位	原型 (m)	0	0.65	1.95	3.90
潮波高	原型 (m)	0.325~5.20				
	模型 (cm)	0.5 ~8.0				

表-5 実験に用いた河川流量(高潮実験)

河川名	流量		備考
	原型 (m³/sec)	模型 (l/sec)	
木曾川	7,000	13	
長良川	4,000	7.5	
揖斐川	4,000	7.5	
庄内川	2,500	4.8	

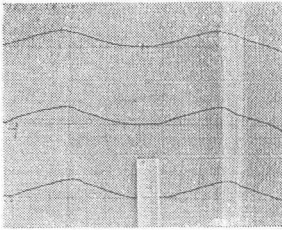
表-6 高潮防波堤開口幅(高潮実験)

大開口部幅	原型 (m)	無堤防 (∞)	290	390	470	515	620	0
	模型 (cm)	無堤防 (∞)	33	43	50	55	65	0
小開口部幅	原型 105m		模型 15cm					

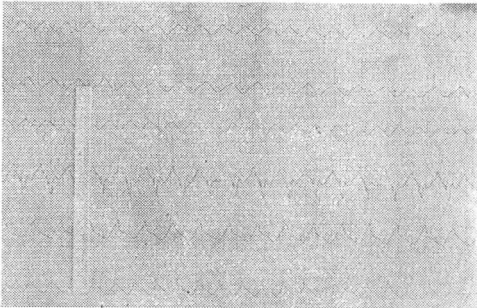
観測は(I)報に述べたごとく水位計11箇所、流速流向計(潮流計)8箇所を配置し別に高潮防波堤大小開口部には水銀接点式プロベラ型流速計を用いて、潮位、潮

流，開口部流速を計測した。写真—1，2はその記録例である。

写真—1



写真—2



3. 潮汐潮位について

実験結果は高潮防波堤の開口幅によって潮位の推算ができるようにまとめた。実験における潮汐波形の与え方は高潮防波堤の有無，その開口幅の種類などについて互いに比較すべき一組の実験において全く同一の波形を発生させるようにした。しかし起潮装置前面での発生潮波高に微小な相異(3% 以内)を生ずることがあり，これは相対値としては小さなものであるが，高潮防波堤の効果の観測においては，これが絶対量として計測されるため観測精度を悪くしている。これを取り除くために各観測位置での観測値を発生波高との比においてあらわすことにする。この取り扱いは3% 程度の波高変化内で線形性を仮定したことになるが，この程度の変化内では十分成立つと考えられる。

ある観測点  $i$  における潮差  $H_B^i$  は発生潮差  $H_g$ ，周期  $T$ ，平均水位  $h$ ，開口幅  $B$ ， $b$ ，として

$$H_B^i = f(T, h, B, b, i) H_g m_B^i$$

小開口部幅  $b$  は一定として大開口部幅  $B$  のみを変化して調べる。上つき添字  $i$  は  $i$  観測点における値であることを示し，下つき添字  $B$  は開口部幅が  $B$  であるときの値であることを示す。無堤防時に対して

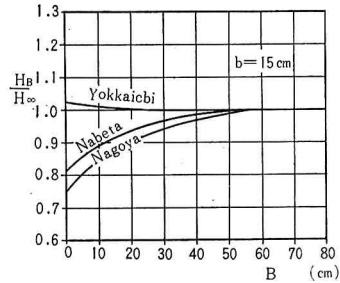
$$\frac{H_B^i}{H_{\infty}^i} = \frac{f(T, h, B, i)}{f(T, h, \infty, i)} H_g (m_B^i - m_{\infty}^i)$$

上式中，べき  $m$  は半日潮程度の周期に対し高潮防波堤の外側の観測点で  $m_B^i = 1$ ，内側の観測点で  $m_B^i < 1$  であるがほとんど  $m_B^i = m_{\infty}^i$  と見なしてよい。したがって

$$\frac{H_B^i}{H_{\infty}^i} = g(T, h, B, i) \dots\dots\dots (1)$$

式(1)にしたがって実験結果を処理して図化すれば図—4 のようになる。このとき  $T$  は潮汐周期を， $h$  には平均潮位をとってある。

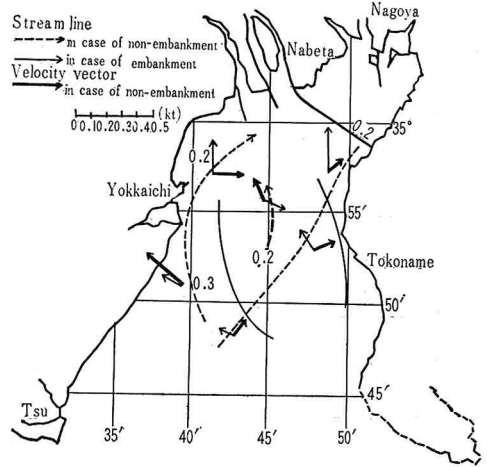
図—4 潮汐潮差の無堤防時に対する割合



4. 潮流について

高潮防波堤を設置することによって湾奥の潮流の様子

図—5 潮流の流況 (高潮前 2 hr)



図—6 潮流の流況 (高潮時)

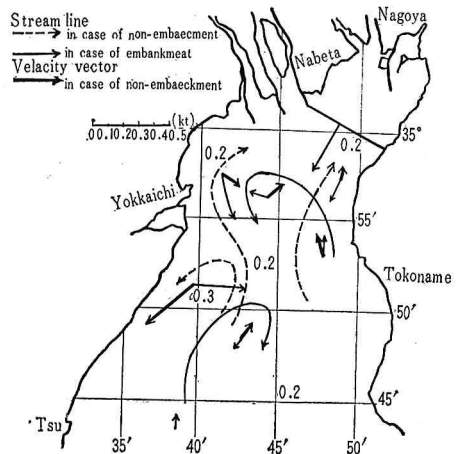


図-7 潮流の流況  
(高潮後 2 hr)

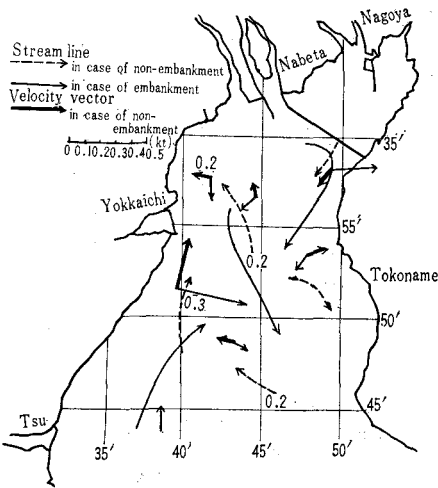


図-8 潮流の流況  
(低潮前 2 hr)

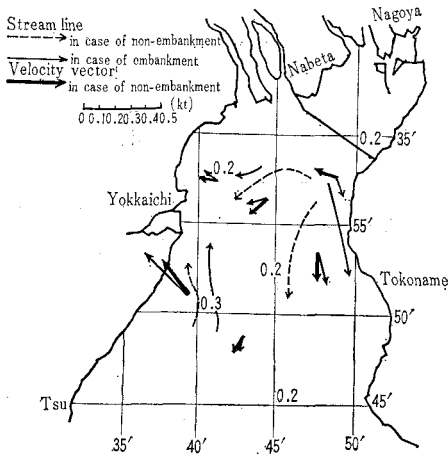


図-9 潮流の流況  
(低潮位)

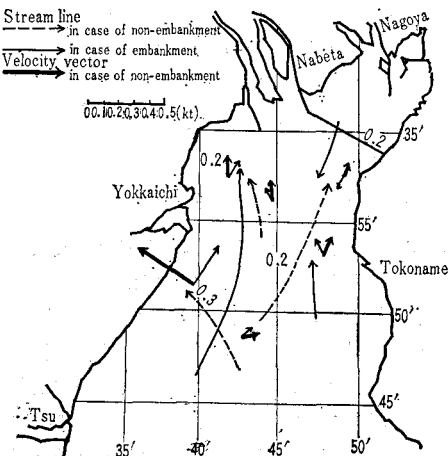
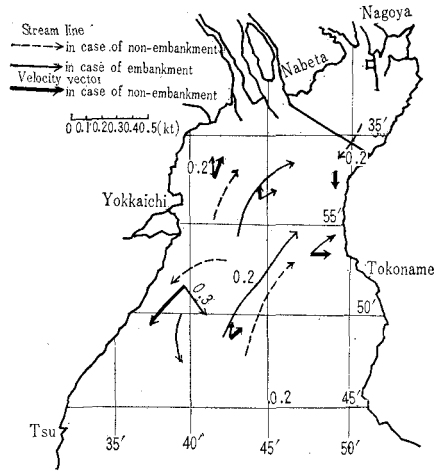


図-10 潮流の流況  
(低潮後 2 hr)



は大きく変わり、その影響は遠く津港の近くまでおよんでいる。その一例を 図-5~10 に示す。この図は大開口部幅 255 m 小開口部幅 100 m の場合におけるものであるが、堤防設置による流況は各開口幅についてはほぼ同じ傾向で起こっている。

5. 潮汐による高潮防波堤開口部の流速

実験記録の一例を示せば 図-11 のようになる。いま高潮防波堤内外の水位差  $\Delta H$  を次式で与える。

$$\Delta H = a_1 \sin \frac{2\pi}{T} t - a_2 \sin \frac{2\pi}{T} (t - \Delta T)$$

ここに、 $a_1, a_2$ : 堤外、堤内の 潮汐振幅、 $T$ : 潮汐周期、 $\Delta T$ : 堤内外潮波位相のおくれである。

この式を変形し

$$\Delta H = \left\{ (a_1 - a_2)^2 + 4\pi^2 a_2^2 \left( \frac{\Delta T}{T} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \sin \left( \frac{2\pi}{T} t + \delta \right)$$

ただし

$$\delta = \tan^{-1} \frac{2\pi a_2 \Delta T / T}{a_1 - a_2}$$

したがって開口部流速は、 $C_v$  を流速係数として

$$|v| = C_v \left[ 2g \left\{ (a_1 - a_2)^2 + 4\pi^2 a_2^2 \left( \frac{\Delta T}{T} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \left| \sin \left( \frac{2\pi}{T} t + \delta \right) \right| \right]^{\frac{1}{2}} \dots (2)$$

先きに 3. で見たように半日潮程度の周期に対し高潮防波堤の潮汐位に対する効果はほとんどない。したがって式 (2) で

$$a_1 = a_2 = \frac{H}{2}$$

とおくことができる、よってこのとき

$$|v| = C_v \sqrt{2g\pi H \frac{\Delta T}{T} \left| \cos \frac{2\pi}{T} t \right|} \dots (3)$$

開口部の最大流速について

$$\frac{v_{\max}}{\sqrt{gH}} = \sqrt{2\pi} C_v \sqrt{\frac{\Delta T}{T}} \dots (4)$$

この関係を図示すれば 図-12 のようになる。図中の線は  $C_v = 0.8$  としたときの理論線である。

図-11 高潮防波堤開口部の流速

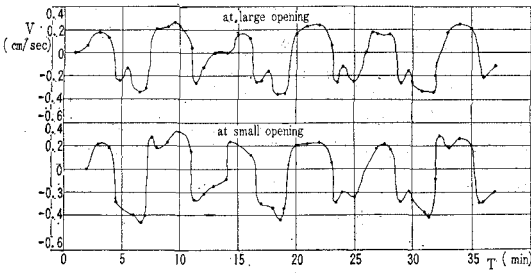
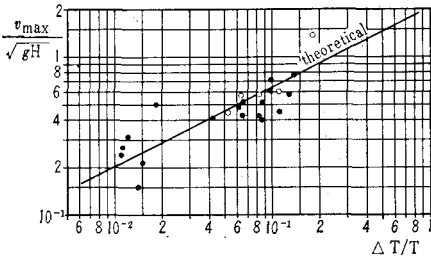


図-12 開口部最大流速と堤内外時差



式(3)より平均流速  $\bar{v}$  を求めると

$$\bar{v} = \frac{4C_v \sqrt{2g\pi H \Delta T}}{T^{3/2}} \int_0^{T/4} \cos \frac{2\pi}{T} t dt \dots (5)$$

最大流速  $v_{max}$  と平均流速  $\bar{v}$  との比は

$$\frac{v_{max}}{\bar{v}} = \frac{T \int_0^{T/4} \cos \frac{2\pi}{T} t dt}{4 \int_0^{T/4} \cos \frac{2\pi}{T} t dt} = \frac{\Gamma(\frac{1}{2}) \Gamma(\frac{3}{4})}{2 \Gamma(\frac{5}{4})} = 1.25 \dots (6)$$

ただし  $\Gamma(n)$  はガンマー関数である

ゆえに  $v_{max} = 1.25 \bar{v}$

また、他方潮位に関する高潮防波堤の効果を無視できる範囲内で、開口部流速  $v$  は  $T/2$  時間に  $A \cdot H$  ( $A$  は堤防内側水面積,  $H$  は堤防内側の潮差) なる水の流入または流出が起るから

$$v = \frac{2AH}{(BD+bd)T} \dots (7)$$

ここに  $B, b$ ; 高潮防波堤の大, 小開口部幅,  $D, d$ ; 高潮防波堤の大, 小開口部水深である。

よって  $\alpha$  を無次元係数として

$$v_{max} = 2\alpha \frac{AH}{(BD+bd)T} \dots (8)$$

$\alpha$  の理論値は前述のように 1.25 である。

式(8)を無次元表示して

$$\frac{v_{max}}{H/T} = 2\alpha \frac{A}{(BD+bd)} \dots (9)$$

この式の構造をもとに実験値を整理すると、図-12になる。この図によれば流入, 流出, 大潮, 小潮によって異なった  $\alpha$  となっているが、理論値は前述のように一定値である。このことは、地形的な局所性の影響とか、理論が潮位曲線を完全な正弦曲線としている、あるいは堤防による潮位変動を無視したなどの理由であろう。 $\alpha$  の値

として何をを用いるかは最も完全側にとればその最大値をとるべきであろう。 $\alpha$  の値は

最も安全側の	} 大開口部	$\alpha = 2.9$
取り扱いのとき		} 小開口部
平均値を用いた	} 大開口部	$\alpha = 2.1$
場合		} 小開口部

であり小開口部(鍋田寄りの開口部)の方が約2~3割程度大となっている。このことは小船の就航用として準備される小開口部についてはなんらかの考慮が必要であろう。ただしこの実験では小開口部幅 100 m 前後大開口部幅 300 m~600 m 程度における場合である。

式(8)の原型適用について調べると、模型, 原型の量にそれぞれ  $m, p$  なる添字をつけ、両者の比には  $r$  をつけて示すと

$$v_m \max = 2\alpha_m \frac{A_m H_m}{\{B_m D_m + b_m d_m\} T_m} \dots (10)$$

$$v_p \max = \frac{v_m \max}{v_{Br}} = 2\alpha_m \frac{v_m \max}{\frac{L_r D_r^{1/2}}{B_r}} = 2\alpha_m \frac{A_p H_p}{\{B_p D_p + b_p d_p\} T_p} \dots (11)$$

$\therefore \alpha_p = \alpha_m$

よって式(11)はその諸元の現地における条件を用いればそのまま現地における流速がえられる。

図-13 小開口部の流速

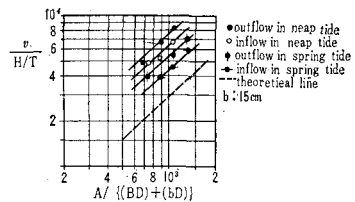
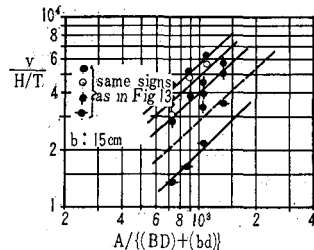


図-14 大開口部の流速



## 6. あとがき

この実験は当初の実験目的に応じて潮汐実験と高汐実験に分けて実施した本編(II)報では(I)報よりの実験経過と潮汐実験について述べた。以下の高汐実験関係については(III)報に述べることにする。(II)報における結果の要約をすれば、潮汐に対して高潮防波堤の影響は、堤内の名古屋港, 鍋田干拓前面について小開口部幅 100 m, 大開口部幅 500 m 以上であれば潮汐潮位に関

する影響は無視される。大小開口幅が 400 m, 100 m 程度で潮汐潮位の減小は鍋田前面で 1.5%, 名古屋港で 3% 程度である。堤外の水域については開口幅に関せず影響されない。したがって農業用排水問題より見た潮汐潮位に関する変化は余り問題とせずとも良いであろう。

潮流については湾奥で大きな変化, 特に流向について変化があらわれているが潮流流速の絶対値は小であるから当面の問題とはあまりならないであろう。開口部の流速については開口部幅, 同水深, 内水面積に応じて求めることのできる式を作った。小開口幅を 100 m 前後, 大開口幅を 300~600 m 程度とすると小開口部流速の方が 2~3 割速くなる。このことは小開口部の方が動水勾配が急になるためと思われる。式 (11) の適用による流速は比較的大であるので十分な配慮が必要であろう。ちなみ

に埋立て完了後における内水面積で開口部幅が 100 m, 500 m のとき開口部水深が 10 m 程度として, 大開口部 3.5 kt, 小開口部 5 kt 程度あり, 安全側の係数を用いれば 5 kt および 6.5 kt となる。

#### 参 考 文 献

- 1) 国司秀明・外 1 名: 伊勢湾台風にもなった高潮の解析, 第 7 回海岸工学講演集, 1960
- 2) 田中 清・外 1 名: 伊勢湾台風による高潮におよぼす湾形効果について, 第 7 回海岸工学講演集, 1960
- 3) 樋口明生・外 1 名: 模型実験における防波堤開口部の流量係数について, 第 7 回水利講演会講演集, 1962
- 4) 樋口明生・外 1 名: 名古屋港の水位変動の特性について, 第 9 回海岸工学講演集, 1962
- 5) 樋口明生・外 1 名: 名古屋港の潮流に関する水利模型実験, 第 8 回海岸工学講演集, 1961