

## 27. 湾水振動におよぼす防波堤の効果

地震研究所 梶浦欣二郎

(昭和 37 年 11 月 27 日発表—昭和 38 年 3 月 29 日受理)

### §1. はしがき

最近国土開発あるいは津波、高潮の災害を防ぐ目的で方々の湾において大防波堤の建設が計画され、防波堤建設によつておこる湾内潮汐の変化あるいは津波、高潮の波高変化を知るための模型実験が行なわれている。<sup>1), 2), 3)</sup> 又一方では、東京湾其の他における高潮についての数値実験が電子計算機を用いて行なわれ、その際には大防波堤建設によつて防波堤内部の高潮の波高がどの程度軽減されるかも計算された。<sup>4), 5)</sup> ところで、模型実験あるいは数値実験で得られたものは個々の湾に対する結果であるが、これらの結果のうちどの程度までが一般的な結論であるかは明らかでない。このことは、例えば模型実験の結果が、その問題に最も適当と思われるパラメータについて表示されていないところにもあらわれている。

今ここでのべようとするのは、Love (1959)<sup>6)</sup> の行つたと同様に、極めて簡単な湾のモデルを考え、防波堤の開口部では水理学で普通に用いられる水位流量の関係式を使用して理論的に潮汐、津波、及び高潮に対する防波堤の効果を計算し、その結果がどの程度定量的に今迄に行なわれた模型実験の結果を説明するか、また逆にどのような点で、今までの模型実験結果を一般的なものとみることが出来るかということである。勿論、模型実験の目的はこの様な一般的結論よりは個々の湾についての結果そのものであるが、どの様な点にその湾の特殊性があるかを知るには、簡単な理論的推察と実験結果とを対応させ、その違つている点にもつと重点的な考察を進めるべきであると思われる。

また一方では、この様な簡単なモデルによる考察は、複雑な地形をした湾内の海水振動の数値実験を行なう場合に、どの程度の項まで含めた基礎方程式を用いるのが適当である

- 1) 長崎海洋気象台「模型実験による有明海の潮せきに関する研究」第 1 報, 研究時報 **12** (1960), 261. 第 2 報, 研究時報 **13** (1961), 83.
- 2) 岩崎敏夫・三浦晃「気仙沼湾の津波の模型実験について」第 8 回海岸工学講演会講演集 (1961), 51.
- 3) 樋口明生・吉田幸三「名古屋港の水位変動の特性について」第 9 回海岸工学講演会講演集 (1962), 34.
- 4) 宮崎正衛「東京湾高潮に対する防波堤効果の計算について」産業計画会議資料第 217 号 (1961), 171.
- 5) 宇野木早苗・磯崎一郎「防潮堤開口部の流速計算についての一考察」第 9 回海岸工学講演会講演集 (1962), 7.
- 6) R. W. LOVE, "Tidal response of a bay with a constricted opening to the sea." *Thesis for M. S., A and M College of Texas, Dept. of Oceanogr.*, (1959), 66 p.

かの目安をも与えることが出来る。これに関して線型方程式を基礎とした理論から導かれる港湾副振動についての性質を現実に適用することには限界があることが判る。即ち、防波堤の開口部が小さくなるとそこでの非線型の効果が最も重要となるために、Miles and Munk (1961)<sup>7)</sup> ののべた様な、防波堤の開口部を狭くすることは副振動を小さくすることにはならないという港湾副振動についてのパラドックスは防波堤開口部の面積が可成り大きくないと適用しがたい。

## §2. 基礎方程式

今、湾水の運動が一次元的なモデルで近似出来るとし、長波の近似が許され、防波堤の開口部を除いては線型近似が出来また海床摩擦や渦によるエネルギー消費はないと仮定すると、運動方程式及び連続の式は次の様に書ける。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + ghb \frac{\partial \eta}{\partial x} = bF, \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0. \quad (2)$$

ここで、 $Q$ : 流量,  $\eta$ : 平水面からの水位上昇量,  $x$ : 水平座標,  $t$ : 時間,  $g$ : 重力加速度,  $h$ : 水深,  $b$ : 水路巾,  $F$ : 湾内水に作用する外力, であり、考えている湾のモデルは第 1

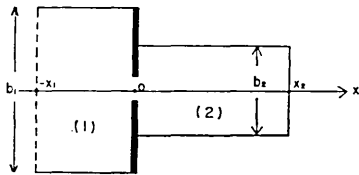


Fig. 1. Model bay with a breakwater.

図に示すように、一様な矩形断面をもつ水路が防波堤位置において連結されている。座標原点  $x=0$  は防波堤位置にとり、湾と外海との境界を  $x=-x_1$ 、湾奥の位置を  $x=x_2$  とし、必要のある場合には外側の湾に対する量には添字 1 を、内側の湾に対する量には添字 2 をつけて区別する。今海水の運動による摩擦力は考えていないので、潮汐あるいは津波の問題を取り扱うときには  $F=0$  とするが、高潮を考える場合には  $F=\tau_s/\rho$  ( $\tau_s$ : 風の海面応力,  $\rho$ : 水の密度)

を採用する。

防波堤開口部 ( $x=0$ ) の条件としては、水理学で一般に使用される水位差と流量との関係式を利用する。即ち、

$$x=0: \quad Q_1=Q_2=\pm kA_0\sqrt{2g|\eta_1-\eta_2|}, \quad (3)$$

ここで、 $A_0$ : 防波堤開口部面積,  $k$ : 流量係数であり、複号は  $(\eta_1-\eta_2)$  の符号に順ずる。

流量係数  $k$  の値は、開口部の形によつてかなり変化することが知られているが、厚みのない板のような薄い防波堤の場合には  $k\sim 0.7$  程度のものである。<sup>8)</sup> この式 (3) 自体は、

7) J. MILES and W. MUNK, "Harbor Paradox," *Proc., ASCE*, **87**, No. WW 3, (1961), 111. B. L. MÉHAUTÉ and B. W. WILSON, "Discussion," *Proc., ASCE*, **88**, No. WW 2, (1962), 173.

8) VEN TE CHOW, *Open-channel hydraulics* (McGraw-Hill Book Co. Inc., 1959), *Chap. 17*.

もともと定常流について求められたものであつて今考えるような時間的に変化する流れ、あるいは外力の作用下の流れにも適用出来るかどうかには考慮の余地があるが、完全な運動方程式に立ち帰つて各項の大いさを吟味すれば判るように、周期の長い波動の場合について、開口部の面積が水路の断面積にくらべてかなり小さいとき、また外力については防波堤開口部の奥行きが短いときには成立するとみられる。

$x=0$  における条件が (3) で与えられると、後は問題に応じて適当な初期条件や境界条件を与えることによつて、外側の湾及び内側の湾に対する水の運動はよく知られた方法で解くことが出来る。今解法の点からみて二つの異つた場合、即ち、外海から伝わる擾乱が完全に周期的な波の場合と孤立波的な波の場合とを分けて考えることにする。高潮の場合のように周期的でない外力が湾水全体に作用するときは後者の方法が便利である。

### §3. 湾口で周期的な水位変動が与えられる場合の湾水振動—潮汐振動

上述のモデルにおいて、湾口 ( $x=-x_1$ ) の水位変動が周期的なものとして与えられる場合を考え、 $F=0$  とする。このとき境界条件は、

$$x=-x_1: \quad \eta_1 = H \cos \omega t, \quad (4)$$

また湾奥での条件は、

$$x=x_2: \quad Q_2 = 0, \quad (5)$$

であり、 $H$ : 湾口水位変化の振巾、 $\omega=2\pi/T$ ,  $T$ : 外力の周期である。(5) は湾奥での完全反射の条件であるが、もし湾奥で完全反射が起らないときにはこの式を変更する必要がある。今のところ、実際の湾奥条件をどのよらにとればよいかの問題は未解決といえるが簡単には、流量が水位勾配に比例するような条件式を使うのが普通である。しかしここでは完全反射の式を採用しておく。

ここで与えた問題の最も簡単な場合として、湾口条件 (4) を防波堤直前で与えたときの内湾の海水振動についてはすでに Love によつて議論がなされている。今のべる理論では、それをやや拡げて外湾の効果をも含めてある。

今 (1), (2) 式を (3), (4), (5) の条件のもとに解くと (3) が非線型効果を含んでいるためにやや複雑な解が得られる。しかし非線型の作用によつてあらわれる高調波はその振巾が小さいので省略することにすると基本周期のもののみからなる解となる。具体的には (3) のうちに含まれる

$$|\sin \omega t| \sin \omega t = \frac{8}{3\pi} \left( \sin \omega t - \frac{1}{5} \sin 3\omega t + \dots \right), \quad (6)$$

のような展開において右辺第 1 項のみを残すこと相当する。

結局 (1), (2) の解は (3), (4), (5) の条件と (6) の近似のもとに次のように与えられる。

$$\eta_1 = H_1 \sin k_1(x+x_1) \cos(\omega t - \epsilon_1) + H \cos k_1(x+x_1) \cos \omega t, \quad (7)$$

$$\eta_2 = H_2 \cos k_2(x_2-x) \cos(\omega t - \epsilon_2). \quad (8)$$

ここで  $H_i, \varepsilon_i$  は決定すべき常数,  $k_i = \omega / \sqrt{gh_i}$  ( $i=1, 2$ ) である. 今求めようとする量は湾奥の振巾  $H_2$  及び位相のおくれ  $\varepsilon_2$  であつてこれらは次の関係式によつて与えられる.

$$H_2 = (\beta H \cos \varepsilon_2) / (\cos k_1 x_1 \cos k_2 x_2), \quad (9)$$

$$\varepsilon_2 = \text{Sin}^{-1}\{(\sqrt{1+B^2}-1)/B\}. \quad (10)$$

ここで,

$$B = \beta^2 B_0, \quad (11)$$

$$B_0 = \frac{8}{3\pi} \frac{|H_0| \omega^2 \left(\frac{S_2}{kA_0}\right)^2 \left(\frac{\tan k_2 x_2}{k_2 x_2}\right)^2}{g}, \quad (12)$$

$$\beta = 1 / \left(1 + \frac{S_2}{S_1} \cdot \frac{k_1 x_1}{k_2 x_2} \tan k_1 x_1 \tan k_2 x_2\right), \quad (13)$$

$$H_0 = H / \cos k_1 x_1. \quad (14)$$

$S_1$ : 外湾の表面積,  $S_2$ : 内湾の表面積

(10) から, 位相  $\varepsilon_2$  については  $0 \leq \varepsilon_2 \leq \pi/2$  であり湾内振動の位相は常に湾口に比して遅れることが判り, その量はパラメータ  $B$  によつてきまる. ( $\cos k_1 x_1 < 0$  のときは湾口に対する位相のおくれは  $(\pi + \varepsilon_2)$  である.) (11) において,  $B$  の大勢は  $B_0$  によつて決り, (12) を考慮すると,  $B$  は湾口での波動振巾に比例し, 内湾の表面積の 2 乗に比例し, 周期及び防波堤開口部面積の 2 乗に逆比例することが判る. このような傾向は, 模型実験の結論ともよく一致し, 防波堤開口部の条件が口の狭い場合には本質的に非線型であることを示している. 湾の長ささと深ささとに関係した量  $k_1 x_1, k_2 x_2$  もパラメータ  $B$  に含まれ, 特に (13) をみれば  $\beta$  が防波堤位置に関係した量であることは明瞭であり, もし防波堤位置を湾口と考えると  $\beta=1$  となる.

また (12) に含まれる  $H_0$  は (14) で示されるように, 防波堤に開口部がないと考えたとき, 即ち外湾のみがあるときに, 防波堤位置 (外湾の湾奥) で期待される水位変化の振巾であつて,  $B_0$  中には外湾に関する量はこれ以外には入っていない. 即ち Love の計算は  $H_0$  を与え,  $\beta=1$  とおいた場合に相当する.

(10) を用いて, パラメータ  $B$  に対する  $\varepsilon_2$  (位相) 及び  $\cos \varepsilon_2$  (振巾) の変化を計算したものが第 2 図である. 図からも明らかなように, パラメータ  $B$  の増大とともに内湾の位相は  $90^\circ$  まで遅れ, 振巾は 0 まで減少する.

#### §4. 周期的でない外力の作用による湾水の振動—津波或いは高潮

一次元波動の問題において, 過渡的な現象を議論するのに便利な方法の一つとして特性曲線法がある. これは非線型の波動を取り扱うのに広く用いられているが, 線型の波動の場合にも他の方法にくらべてきわめて有効に用いることが出来る. この方法では (1), (2) を次のように書き換える.

まず,

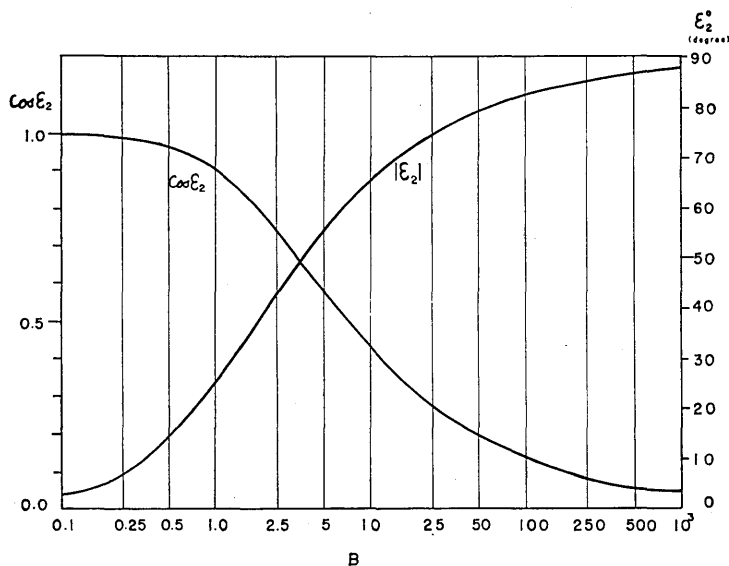


Fig. 2. Phase ( $\epsilon_2$ ) and amplitude ( $\cos \epsilon_2$ ) as a function of B.

$$Z^+ = Q/(bc) + \eta, \tag{15}$$

$$Z^- = Q/(bc) - \eta, \tag{16}$$

とおき、水路の中及び水深が一定であることを考慮すると、

$$\frac{dZ^+}{dt} = F/c; \quad \frac{dx}{dt} = c, \tag{17}$$

$$\frac{dZ^-}{dt} = F/c; \quad \frac{dx}{dt} = -c, \tag{18}$$

となる。ここで  $c(=\sqrt{gh})$  は長波の速度である。

今初期条件として  $t=0$  における  $\eta$  及び  $Q$  (即ち  $Z^+$  及び  $Z^-$ ) を  $x$  の函数として与える。境界条件としては  $x=0$  で (3) を、 $x=x_2$  では (5) を与える。 $x=-x_1$  の条件としては例えば外海からの進行波を問題にするときは、§2 のモデルにおいて外湾は無限に長いと考え、 $x_1 \rightarrow \infty$  とし、 $x=-x_1$  では波の反射がないとするのも一方法である。また湾内の高潮のみを問題にするときには、湾口  $x=-x_1$  での条件を例えば  $\eta_1=0$  とする。第3図は津波が内湾に向つて進んで来る場合の一例を示す。

ここで、防波堤開口部即ち  $x=0$  における条件が、 $Z^+$  及び  $Z^-$  を用いてどのように書けるかが問題になるが、そのまえにまず防波堤のない場合を考える。このとき  $x=0$  で水路の断面積が突然変るために波の部分反射が予想される。これを表現すると、

$$x=0: \quad \eta_1 = \eta_2, \quad Q_1 = Q_2, \tag{19}$$

であるから、 $\alpha = (b_2 c_2)/(b_1 c_1)$  として、

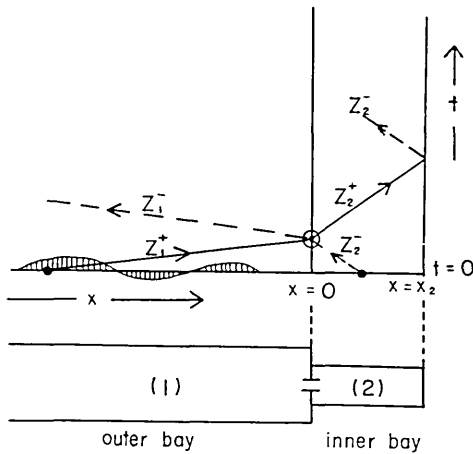


Fig. 3. The method of characteristic applied to an incoming tsunami.

$h_1$ : 外側の水路の水深,  
 $A_1$ : 外側の水路の断面積

で定義される無次元量  $Y$  を使つて,

$$x=0: Y_2^+ = \pm \left( \frac{4}{1+\alpha} \right) (\sqrt{1+|Y_1^+ + Y_2^-|} - 1) - Y_2^-, \quad (22)$$

$$Y_1^- = \pm \left( \frac{4}{1+\alpha} \right) (\sqrt{1+|Y_1^+ + Y_2^-|} - 1) - Y_1^+, \quad (23)$$

と書ける, ここで複号は  $(Y_1^+ + Y_2^-)$  の符号に順ずる. したがつて, 水位  $\eta$  及び流量  $Q$  は

$$\eta = \frac{K}{2}(Y^+ - Y^-), \quad Q = \frac{bc}{2}K(Y^+ + Y^-), \quad (24)$$

となる. また (17), (18) 式は

$$\frac{dY^+}{dt} = F/(cK); \quad \frac{dx}{dt} = c, \quad (25)$$

$$\frac{dY^-}{dt} = F/(cK); \quad \frac{dx}{dt} = -c, \quad (26)$$

と変形される.

以上で特性曲線法による津波, 高潮計算を行なう際の防波堤開口部の条件は明らかになった. ここで注意すべきことは, 長さの次元をもつパラメータが  $K = \frac{1}{2} \left( \frac{1+\alpha}{\alpha} \right)^2 \left( \frac{kA_0}{A_1} \right)^2 h_1$  という型で入っていることであつて, 前述の周期的な振動の場合のパラメータ  $B$  とは異

$$Z_2^+ = \frac{2}{1+\alpha} Z_1^+ + \frac{1-\alpha}{1+\alpha} Z_2^-, \quad (20)$$

$$Z_1^- = -\frac{1-\alpha}{1+\alpha} Z_1^+ + \frac{2\alpha}{1+\alpha} Z_2^-, \quad (21)$$

となる. ここで  $x$  の正方向 (湾奥に向う) に進む波については  $2/(1+\alpha)$  が透過係数,  $(1-\alpha)/(1+\alpha)$  が反射係数を与えている.

これに反し, 防波堤のある場合には非線型の条件が入っているためにならぬが面倒になる, 即ち反射あるいは透過の割合が波の振幅によつて異なるのである. この場合には,  $Z$  の代りに,

$$Z = KY; \quad K = \frac{1}{2} \left( \frac{1+\alpha}{\alpha} \right)^2 \left( \frac{kA_0}{A_1} \right)^2 h_1$$

なっている. 今の場合, 例えば初期条件として入射波の波高  $\eta^*$  を与えたとすると, ある一定の  $\eta^*/K$  の値に対してなされた計算はそのままでは一般に他の条件の場合に拡張出来ないが結果の解釈にあたって,  $\eta^*/h_1$  と  $\left(\frac{1+\alpha}{\alpha}\right)^2 \left(\frac{kA_0}{A_1}\right)$  とがあるきまつた関係を満すかぎりでは異なつた初期波高の場合にも適用される. 例えば初期波高が2倍になることは, 防波堤の力学的な効果としては初期波高に変化なく  $A_0$  が  $1/\sqrt{2}$  に減少することに相当している.

§5. 有明海の潮汐模型実験結果との比較

有明海は潮汐振動の大きいところとして日本では有名であるが, ここに大防波堤をつくつた場合に内湾の潮汐がどのように変化するかを調べる目的で長崎海洋気象台が中心となつて模型実験が行なわれた.<sup>1)</sup> このとき行なわれた実験は, 第4図に示すような I, II, III, IV, V の位置に防波堤を建設する場合, 防波堤の開口部を順次に狭めて行つた際に有明海沿岸の観測点で潮汐振巾及び位相がどのように変化するかを調べたものである. (このとき竹崎の南側にある諫早湾は図に示した線で締切られている.) この結果に対して上述の理論的考察をあてはめるために, ここでは有明湾口に位置する口の津の潮汐振巾及び位相を基準にとつて湾奥部の竹崎, 住の江の潮汐振巾及び位相の変化を実験結果からとり上げる. また, 防波堤開口部の面積が湾の断面積に比してかなり小さくないと今の理論は適用出来ない筈のものであるから, 開口部面積が約  $5 \times 10^4 \text{ m}^2$  (全断面積に対する開口部面積の比は約 0.1~0.2) 以下のところを議論する. 開口部面積がかなり大きいときには, 条件 (3)

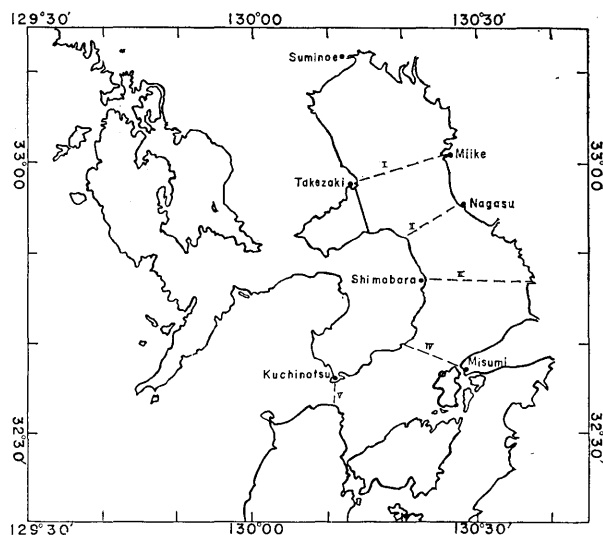


Fig. 4. Ariake Bay showing the locations of proposed breakwaters I, II, III, IV, and V.

のような水位流量関係から考えられる非線型の効果だけでなく、水位、流量の時間的变化が重要な役割を果していることが実験にもあらわれている。

さて、理論計算にあたって、まず有明海附近の海図から表1にあげた諸量を計算しておく。

Table 1.

Section	I	II	III	IV	V	
Surface Area (km <sup>2</sup> )	343	526	785	1080	1370	
Length (km)	18.9	31.6	46.7	61.9	85.1	
Mean Depth (m)	(inner bay)	4.7	8.5	13.0	18.2	20.6
	(outer bay)	27.0	30.0	31.9	31.2	—

く。(ここで、水深としては、“海図水深”+1.5 m を平均水面からの水深と仮定し、その算術平均として、全体の平均水深を計算した。)これらの量及び潮汐周期(12.4時間)、湾口振巾(1.5 m)、流量係数(0.7)を用いると、湾口の潮汐振巾に対する湾奥の潮汐振巾の比、及び位相の遅れは容易に計算出来る。

第5図にはかくして計算された半日潮の潮汐振巾及び位相について、理論と実験との比

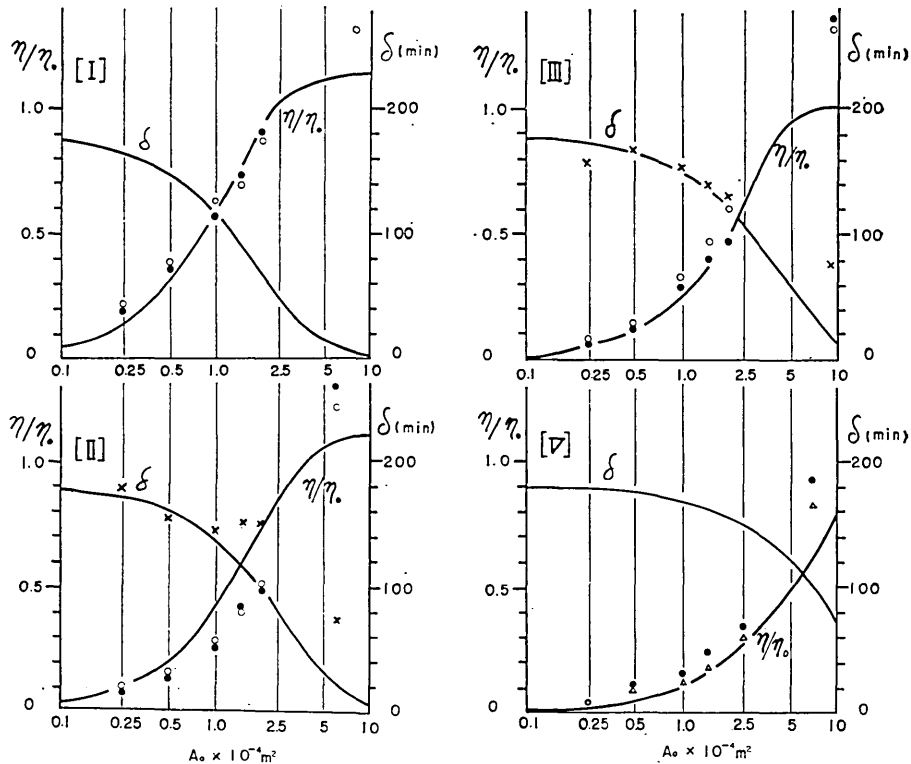


Fig. 5. Variation of the tidal amplitude  $\eta$  and phase lag  $\delta$  at the bay head (Suminoe, Takezaki) relative to those of the bay mouth (Kuchinotsu) with respect to the change of area of the opening  $A_0$  of a breakwater.  $\circ$  Suminoe,  $\bullet$  Takezaki,  $\Delta$  Shimabara.



較が示されている。口の津の潮汐振巾  $\eta_0$  を基準とした湾奥の住の江、竹崎の潮汐振巾  $\eta/\eta_0$  を防波堤設置場所 I, II, III, V についてくらべてみると、防波堤断面が  $5 \times 10^4 \text{ m}^2$  以下では理論値と実験値とがかなり一致を示していることが判る。これに反して、断面面積が  $10^6 \text{ m}^2$  では、その違いが大きく、初めに予想した通り、条件式 (3) は不適当であることが判る。断面 II については、理論値と実験値との差がかなり現われているが、この原因については明らかでない。I 及び III の断面について、理論値と実験値とが、かなりよく一致しており、また II と III の実験値がほとんど一致することから考えると、II の断面の実験には何等か特別な条件が加わっているとみられる。IV の断面については正確な実験値が示されていないので議論が出来ない。V では住の江の実験値が示されていないので、島原での値を加えてあるが、一般に実験値よりも理論値の方が小さく、防波堤の効果としては大きく現われている。この違いもいろいろの原因によると思われるが、特に流量係数 ( $k$ ) に関係しているかも知れない。

位相については、II 及び III の位置に防波堤がある場合について、口の津に対する竹崎の位相のおくれのみが示されているが、もともと実験において、位相を正確にきめることが困難であることを考慮に入れると、防波堤開口部の断面面積が  $2.5 \times 10^4 \text{ m}^2$  以下ではかなりよく合っているといえさうである。ただ理論では摩擦の効果が無視されているから、竹崎に対する住の江の潮汐位相のおくれのような場所による位相のずれは期待されない。現実には、有明海では摩擦の効果が相当に顕著であつて、潮汐の調和分解を行うと、半日潮の位相が湾奥に向うにつれて順次におくれていることが明瞭にみられる。

理論では一次元の仮定と摩擦の効果を無視したことから考えると、個々の波の形の比較では、今のモデルによる結果と、現実をうつした模型とではかなりの違いが出るはずで、実験値と理論値で 1 割程度の違いは当然期待されてよい。そのことを考慮に入れると、実験値と理論値とは、防波堤開口部面積が小さいときにはよく一致しているといえさうである。即ち、§3 でのべたパラメータ  $B$  の大小によつて、振巾、位相の変化の大勢を説明出来ることになる。第 6 図で示したように、有明海の規模の湾では防波堤が湾口近く設置されるほど、同一の開口部面積に対して内湾における潮汐減衰の効果が著るしく、例えば口の津の半日潮汐振巾 1.5 m のとき、V の位置の防波堤を建設して、開口部面積  $2 \times 10^4 \text{ m}^2$  のとき、湾奥の潮汐振巾は 30 cm 程度ということになり、防波堤のない、現在の状態では湾奥の潮汐振巾が約 2.5 m あることからみると実に 1/8 程度の振巾に減衰していることになる。このとき口の津の防波堤開口部を通る海水の最大流速は約 7 ノットに達すると思われる。

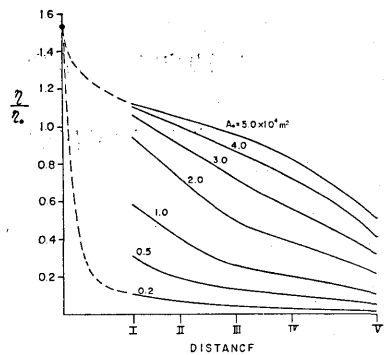


Fig. 6. Tidal amplitude at the bay head as a function of the location of a breakwater.

### §6. 気仙沼湾の津波模型実験との比較

1960年5月のチリ地震津波によつて東北地方太平洋岸のかなり大きな湾の最奥部に津波被害があり、それを防ぐために各所で湾口防波堤を設置するという案が出されている。その基礎資料の一つとして、気仙沼湾の湾口に防波堤を設置した場合に、果して津波の波高減衰に対して効果があるかどうかということが模型実験によつて調べられた。<sup>9)</sup>

模型実験では短形水溝内に気仙沼湾と外海の一部とをうつし、これに単一な押し波又は引き波を進行させ、湾の入口に設けられた防波堤によつて湾内の波高分布がどうなるかが測定されている。第7図には気仙沼湾の地形図及びこれに対応すると仮定された理論的な

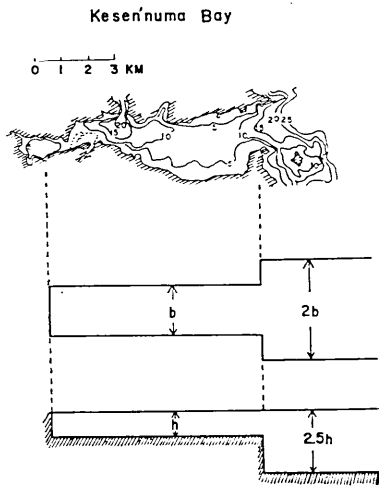


Fig. 7. Kesen'numa Bay and its theoretical model.

一次元モデルを示してあり、このモデルについて §4 の方法によつて計算を行なう。

まず、湾口の問題を考える。一次元モデルで実際には二次元的な現象を扱かうのであるから、幾分基礎のあやふやになる点のあるのは止むを得ないが、気仙沼湾入口の地形及び一般に波長の長い波の湾口附近での行動から推察して、湾の中の2倍の巾をもつた水路が外海を代表すると仮定し、ここを伝わる波が湾口で部分反射をおこしながら湾内に入射すると考える。水深は、地形図からみて湾内で約10m、湾口直前の外海で約25mとなつているから、水深の比を1/2.5とする。即ち断面積の比は $A_2/A_1 \sim 1/5$ であり波の反射に関する量 $\alpha \sim 0.3$ がきまる。湾の長さに対しては、今湾口から湾奥まで長波の進むに要する時間を $a$ とすると、湾水の基本振動周期は $4a$ であり、 $a$ をパラメータとして外部から伝わつて来る弧立波の周期(波の初まりから終りまでの時間)を表現することになると、湾の長さそのものは計算には直接入つて来ない。

まず初めに、防波堤のない場合について、波がどのくらい続いて来襲すると、完全に周期的な波の来る場合と同様な湾内波高が得られるかをみるために、正弦波形の波について計算を行なつたものを第8図に示す。このとき波の周期 $na$ が湾の固有振動周期に近いと振巾が大きくなることは当然期待されるが、今の計算では、海底摩擦がなくても、湾口から外部へ逃げる波のエネルギーが存在するために、平衡の位置には意外に早く達している。即ち $\alpha=0.3$ の場合、来襲波が3波程度ですでに周期的な来襲波のときの理論値にほとんど合致していることがみとめられる。この理論値は妹沢(1935)<sup>9)</sup>の与えたと同様な方法に

9) K. SEZAWA, "Growth and decay of seiches in an epicontinental sea," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **13** (1935), 476.

よつて容易に求められる。

今入射波を  $H_1 \cos(k_1 x - \omega t)$  とすると、湾奥の振巾は

$$|\eta_2|_{\text{head}} = 2H_1 / \sqrt{\cos^2 k_2 x_2 + \alpha^2 \sin^2 k_2 x_2}, \quad (27)$$

であり、湾口での振巾は

$$|\eta_2|_{\text{mouth}} = |\eta_2|_{\text{head}} \cdot \cos k_2 x_2, \quad (28)$$

で与えられる。ここで  $k_i = \omega / \sqrt{g h_i}$  ( $i=1, 2$ ) である。

一山一谷の波の場合には周期が湾の固有振動周期 ( $4a, 4a/3, 4a/5, \dots$ ) から離れたところで周期的な波の理論値より一般に大きくなっている。別の言葉でいうと、干渉の作用を受けない方が山が大きい。逆に共鳴周期の近くでは、繰り返しの波の干渉による振巾増大があるわけである。また (28) から判るように、湾口での波の振巾は入射波の振巾  $H_1$  とは一般に異なつたものであり、湾の大きさや深さ、それに外海とのつながり具合等によつて変化するものであるから、津波の湾口における高さから、外海での津波を推定するときには注意を要する。

次に、湾口に防波堤を設けた場合には来襲弧立波を次のように仮定する。

$$\begin{aligned} t=0: \quad \eta_1 &= \eta_0(1 - \cos k_1 x); & 0 > x > -L \\ \eta_1 &= 0; & x < -L \\ \eta_2 &= 0; & x > 0, \end{aligned} \quad (29)$$

ここで  $L = 2\pi/k_1$ ,  $k_1 = \omega / \sqrt{g h_1}$ ,  $\omega = 2\pi/T$ , 来襲波の周期  $T = na$  である。この初期波は  $x$  の正方向に進む進行波と仮定して計算を進める。

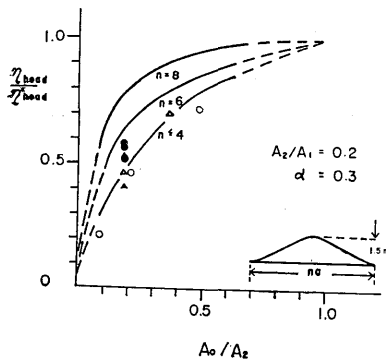


Fig. 9. Effect of the area of the opening  $A_0$  of a breakwater on an incoming single wave.

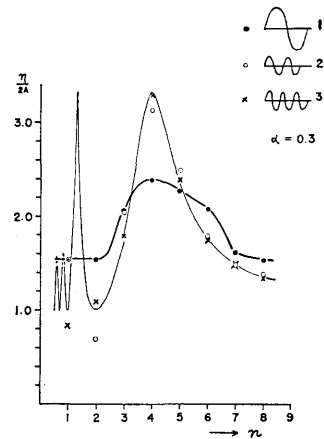


Fig. 8. Wave height at the head of the bay in relation to the number of individual wave crests of an incoming tsunami.

§4 にものべたように、非線型の効果をもつ防波堤の存在する場合には、計算にあつて来襲波の波高を与えておく必要がある。今は模型実験の場合に対応させて  $\eta_0 = 1.5 \text{ m}$  をとる。

結果は第9図の通りであるが、ここでは、防波堤のないときの湾奥最大波高  $\eta^*_{\text{head}}$  を基準として防波堤のあるときの湾奥最大波高  $\eta_{\text{head}}$  をあらわすことにし  $\eta_{\text{head}}/\eta^*_{\text{head}}$  が  $A_0/A_2$  ( $A_0$ : 防波堤開口部面積,  $A_2$ : 内湾の断面積) によつてどう変るかが示されている。入射波の周期が湾の基本振動周期よりも短いとき ( $n \leq 4$ ) にはこの比  $\eta_{\text{head}}/\eta^*_{\text{head}}$  は周期にかかわらず一定であり,  $n > 4$  では入射波

の周期が長いほど同一の開口部面積に対して防波堤の効果は少ないことがわかる。これからみて明らかなことは、湾水の基本振動周期に比して入射波の周期がきわめて長いときには、防波堤の波高減衰効果は望めないわけで、内水面のそれほど広くない港の港口防波堤のようなものは、開口部面積が極端に小さくしなければ長周期津波に対してあまり効果のなことは明らかである。

図中には岩崎、三浦による模型実験の結果をも入れてあるが、これらの実験値はすべて  $n \leq 4$  の範囲のものがある。計算及び実験の両方において、湾内の波高比  $\eta/\eta^*$  は場所によつてあまり変わらないことが判つているので、模型実験結果として図に示されているものは、湾内各所で得られた波高比を平均したものである。但し、平均をとる際に、実際の気仙沼湾では湾奥附近に巾のいちじるしく狭くなつたところがあり、摩擦や反射の影響が顕著にあらわれていると思われるので、湾の最奥部数ヶ所の実験値は平均から除外してある。

この図をみると、ごく大体の傾向からいつて理論と実験との結果は合つているとみられる。即ち湾口防波堤の開口断面積の減少による湾内波高減少の割合は、今のべている簡単な理論から、かなり定量的にも推察出来る。

一般に津波に対する湾口防波堤の効果という点からみると、例えば 1960 年 5 月のチリ地震津波のような周期 1 時間に近い波に対しては、湾の基本振動周期が 1 時間程度ないと、あまり防波堤の効果が發揮されないが、三陸地方でしばしば経験される近地津波を考えると、周期 30 分程度あるいはそれ以下のことが多いので、同じ開口部面積をもつ防波堤の効果は、かなり小さな湾でもあらわれるであろう。

## §7. 高潮に対する防波堤の効果

§4 の方法によつて、高潮の場合に防波堤がどのような効果をもっているかが計算出来るが、その簡単な場合として巾  $b$  及び水深  $h$  の一様な矩形湾 (断面積  $A$  は勿論一定) の内部に防波堤を設置した場合について考える、即ち、第 1 図のモデルで外湾及び内湾は深さも巾も等しい場合である。今湾の主軸方向に一様な風  $W$  (時間的には変化する) が吹く場合に、湾内の高潮が防波堤の設置場所、防波堤の開口部の広さ  $A_0$ 、風の吹め始めてから止むまでの時間  $T$  等によつてどう変るかを調べ、気圧の効果は今の議論からは一応除外する。

まず、 $t=0$  で静止した水面を考え、風の応力は、

$$F = \frac{\tau}{2}(1 - \cos \omega t), \quad 0 < t < T$$

$$= 0, \quad t > T, \quad (30)$$

とする。ここで  $\tau$  は最大風速に対応する応力である。時間は長波の湾口 ( $x = -x_1$ ) から湾奥 ( $x = x_2$ ) まで進むに要する時間  $a$  を単位としてはかり、風の継続時間は、 $T = 2\pi/\omega = n\alpha$  とする。湾口では常に水位変動がないと仮定すると、 $\tau$  に対して静的な釣合状態を保つ湾奥水位  $\bar{\eta}$  は、海底摩擦がなく湾奥で完全反射の条件が満たされているとき、

$$\bar{\eta} = \tau(x_2 + x_1)/c^2, \quad (31)$$

であらわされる。

§4にのべたように、防波堤位置における非線型条件の存在のために、パラメータ  $K$  が重要な量であり、以下の計算では特にことわらないかぎり、 $\bar{\eta}/K=14$  の場合が主として計算されている。即ち具体的にいうと、例えば  $A_0/A=1/15$ ,  $k=0.8$  とおくと  $\bar{\eta}/h_1=0.08$  であり、 $(x_1+x_2)\sim 40$  km,  $h_1\sim 10$  m 風力係数  $2\times 10^{-6}$  とすると、 $W$  (風速) $\sim 30$  m/sec,  $\bar{\eta}\sim 80$  cm の程度である。この模型湾 (長さ 40 km, 深さ 10 m) ではセイシの基本周期約 4 時間 30 分ということになる。

さて、第 10 図には湾奥に於ける最高波高  $\eta_m$  について  $\eta_m/\bar{\eta}$  が、風の吹き続ける時間  $T$  によってどう変化するかが示されている。まず、防波堤のない場合には  $T=4a$  の近傍で、即ち湾の基本振動周期の近くで動力学的な増巾効果が最も著しく、 $\eta_m/\bar{\eta}$  は約 1.5 となり、 $T=12a$  のあたりになるとすでに平衡状態の水面上昇量と等しくなる。このことはすでによく知られていることであつてここで特にのべるまでもない。次に、湾の中央に防波堤のある場合 ( $x_1=x_2$ ),  $T=4a$  のあたりで波高最大値が防波堤のない場合にくらべて約半分になつている。これに対して  $T\geq 8a$  となると  $\eta_m/\bar{\eta}\sim 1$  となり、風の周期  $T$  が湾の基本振動周期に比して長いと防波堤の効果はみとめられないことを示している。ここで比較のために、防波堤の開口部がない場合を考えると、湾奥での最大波高は、防波堤のない場合の約 1/4 程であり、共鳴増巾のおこる風の持続時間  $T$  は  $a$  のあたりである。

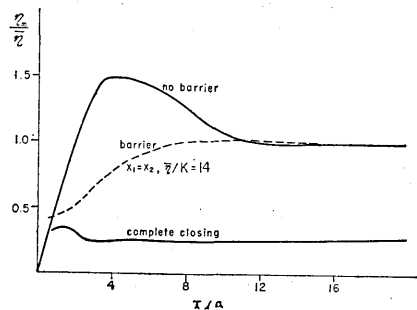


Fig. 10. Maximum wave height  $\eta_m$  at the head of the bay in relation to the duration of wind,  $T$ .

第 11 図には防波堤が湾中央 ( $x_1=x_2$ ) にある場合について、防波堤位置の直前及び直後の最高水位  $\eta_{max}$  と風の持続時間  $T$  との関係が示されている。これによると、 $T=4a$  では、外側最高水位がやや大きく、内側最高水位がやや小さくなるのがみとめられるが、 $T\geq 6a$  程度になるとその差が小さくなり  $\eta_{max}/\bar{\eta}$  は約 0.5 である。

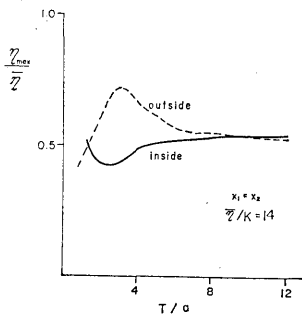


Fig. 11. Maximum wave heights at the location of a breakwater in relation to the duration of wind  $T$ .

第 12 図には第 11 図と同様な条件の場合に、防波堤開口部を通る流量の最大値を示してあるが、風の持続時間  $T$  の変化による最大流量  $Q$  の変化はゆるやかである、これを、 $A_0/A=1/15$ ,  $k=0.8$ , 最大風速 30 m/sec,  $h=10$  m,  $(x_1+x_2)=40$  km の場合について換算すると、開口部を通過する海水の最大流速は約 5 ノットとなる。

第 13 図には防波堤の開口部の広さ ( $A_0/A$ ) の変化によって湾奥の最高水位がどう変るかが示されている。勿論

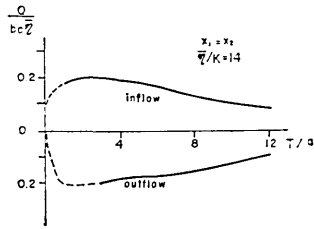


Fig. 12. Maximum inflow and outflow through the opening of a breakwater in relation to the duration of wind  $T$ .

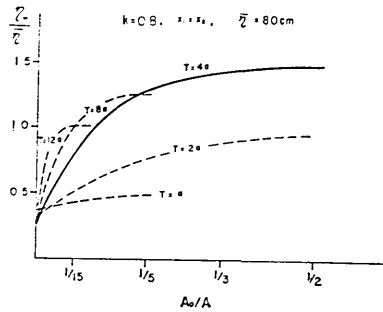


Fig. 13. Variation of the maximum wave height at the head of the bay in relation to the area of the opening of a breakwater.

$A_0/A$  の小さい程防波堤の効果が大きいが、風の持続時間  $T$  が長いときには、防波堤の有効性は小さな  $A_0/A$  の範囲にかぎられることが判る。例えば  $T=12a$  では  $A_0/A \sim 1/15$ ,  $T=4a$  では  $A_0/A \sim 1/3$  の程度で、すでに防波堤の効果がほとんどなくなっている。この図では  $\bar{\eta}$  の値を一定 (80 cm) に保ち  $\bar{\eta}/K$  の値は変化させてある。

第 14 図には防波堤の位置が高潮の高さにどういふ影響を与えるかを示してある。ここでは動力学的増巾効果の最も卓越すると思われる  $T=4a$  をえらんであるが、この場合、

防波堤位置が湾の中央よりやや外海寄りにあるとき湾奥波高が最も低く、波高は防波堤のないときの約  $1/2$  である。防波堤位置の内側及び外側の最高波高については、予想される通り、防波堤が湾奥に近い程波高が高くなっている。

第 15 図には、第 14 図と同様な場合について防波堤開口部を通過する流量が示されている。ごく湾の奥に位置するときを除いて、防波堤の位置による流量の変化は少い。第 12 図の説明にあつ

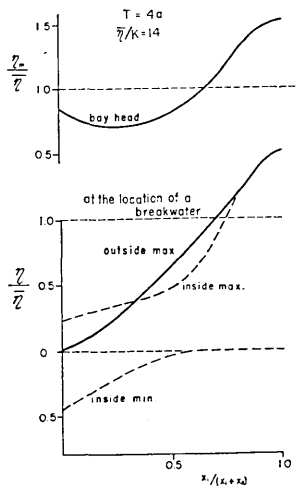


Fig. 14. Maximum wave height  $\eta_m$  at the bay head and extreme wave height  $\eta$  at the location of a breakwater in relation to the location of a breakwater.

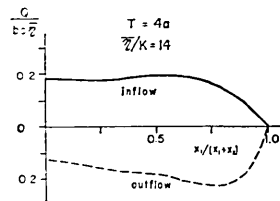


Fig. 15. Maximum inflow and outflow through the opening in relation to the location of a breakwater.

たと同じ例では、開口部を通過する海水の最大流速は約5ノットに達する。

以上を要約すると、

1) 防波堤のない場合には、風の持続時間がほぼ湾の基本振動周期と一致するときに、湾奥の水位上昇が最大(定常値の約1.5倍)となるが、湾の中央部に防波堤が存在し、その開口部面積  $A_0$  が全断面積  $A$  の約  $1/15$  程度であれば、湾奥の水位上昇は約  $1/2$  に減少する。しかし  $A_0/A$  が  $1/3$  程度まで大きくなると、防波堤の効果は極めて小さくなる。

2)  $A_0/A$  が約  $1/15$  の場合、風の持続時間が湾の基本振動周期の約3倍程度になると、湾の中央部に位置する防波堤の効果はほとんどなくなる。

3) 防波堤位置が湾奥に近くなると、湾奥水位を低める防波堤の効果は減少する。例えば防波堤と湾奥との距離が湾の全長の約  $1/10$  程度になると、 $T=4a$  程度の持続時間もつ風に対して、防波堤の波高減衰効果がみとめられない。

4) 防波堤の開口部を通過する海水の最大流量は、風の持続時間や防波堤の位置によつてあまり変化しない。湾の全長40km、平均水深10mのところを最大風速30mの風が吹き、 $A_0/A=1/15$ 、 $k=0.8$  とすると、開口部での最大流速は約5ノットとなる。

以上のような結論を実際的な問題に適用するときには、かなりの注意が必要である。理論における一次元の仮定や、摩擦の省略以外に高潮の問題では第一に、湾口水位が常に変化しないというのは事実と反するし、風の吹き方は今仮定されたものよりはるかに複雑である。また風の作用は、水深に関係するから、一様水深を仮定している今の理論値を現実の高潮の高さにむすびつけることには困難がある。これらを考慮すると、この節の結論は定性的なものともみべきであろう。

## §8. むすび

すでに述べて来たように、湾内の潮汐、津波、高潮等に対する防波堤の効果調べるにあたって、簡単な一次元モデルで防波堤開口部における非線型効果を考えた理論が、模型実験の結果をかなり良く説明することがわかった。このことは、現実の湾の地形を考慮した二次元モデルによる数値実験では、局所的な非線型効果を考慮に入れることによつて、かなりいい精度で現実の状態を再現する可能性が強いことを示している。ここでは摩擦の効果について何等の考察をしていないが、摩擦による長波のエネルギーの減衰が重要な問題であることは勿論であり、それについてはさらに潮汐、潮流の観測値を利用して研究を進めることが望まれる。

数値実験と模型実験とを比較してその優劣を論ずることは本文の目的ではないが、研究の目的によつて、また必要とする精度によつて、どちらの方法がより有利であるかがきまるものと思われる。例えば、湾の特性のごく大体を知るには実験を行なう必要がないであろうし、複雑な地形の湾や、海岸附近の波の行動を知るには現在のところ大規模な模型実験の方が有利であると思われる。

おわりに、この研究において計算及び製図を手伝っていただいた神里秀子嬢に感謝する。

*27. Effects of a Breakwater on the Oscillations of Bay Water.*

By Kinjiro KAJIURA,  
Earthquake Research Institute.

The effects of a large breakwater with a constricted opening on the oscillations of bay water as a whole are examined on the basis of a very simple one-dimensional mathematical model. The bay is separated into two parts by a breakwater with a narrow opening and the dynamical condition at the opening of the breakwater is assumed to follow the well-known relationship in hydraulics between the volume flux through the opening and the difference of water levels across the breakwater.

Several different cases such as tidal oscillations, invasion of tsunamis, and storm surges are considered and the theoretical results are compared with those of model experiments as far as possible. It appears that a simple theoretical model presented here can explain with satisfaction the observed change of wave height at the head of the bay with respect to the change of the period of forcing functions and / or the area of the opening, as long as the opening is small. Thus, the most important factor in this kind of phenomena should be the following non-dimensional parameter:

$B$  ; for tidal oscillations,  
 $\eta^*/K$ ; for tsunamis and storm surges.

For details, see § 4 and § 3 respectively.

The amplitude and phase changes of the tidal oscillation inside the bay can be estimated as a function of  $B$  from Fig. 2. The effect of a breakwater on invading tsunamis of the solitary type is shown in Fig. 9. The effectiveness of a breakwater on storm surges is seen in Figs. 10-15. From these figures it is evident that the period of the oscillating water body in relation to the incoming wave period or the given period of external forces seems to be the decisive factor in determining the effectiveness of the barrier, in addition to the geometry of the bay, the area of the opening and the wave amplitude. The present theory is applicable to the cases where the opening is sufficiently small so that the non-linear effects predominate in the motion of water near the opening.