

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

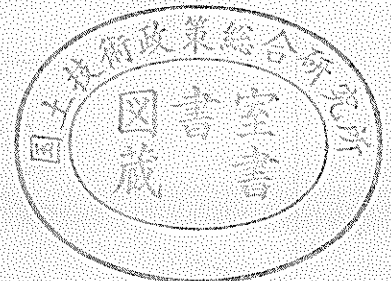
---

VOL. 8

NO. 3

SEPT. 1969

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。ただし第1巻から第6巻および欧文編第1号から第15号までは下記のとおり不定期に刊行された。報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

和文篇 (Japanese Edition)

- Vol. 1. No. 1 (1963)
- Vol. 2. Nos. 1~3 (1963~1964)
- Vol. 3. Nos. 1~7 (1964)
- Vol. 4. Nos. 1~11 (1965)
- Vol. 5. Nos. 1~15 (1966)
- Vol. 6. Nos. 1~8 (1967)

欧文篇 (English Edition)

Report Nos. 1~15 (1963~1967)

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The report prior to the seventh volume were published in two series in Japanese and English as listed above.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.

# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第8巻 第3号 (Vol. 8, No. 3), 1969年9月 (Sept. 1969)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Re-analysis of Laboratory Data on Wave Transmission over Breakwaters  
..... Yoshimi GODA..... 3  
(防波堤の伝達波高に関する実験値の再整理について.....合田良実)
2. 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)  
——八戸港の津波計算——.....伊藤喜行・谷本勝利・木原 力..... 19  
(Digital Computation on the Effect of Breakwaters Against Long-period Waves  
(5th Report) —For the Case of Hachinohe Port—  
..... Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO and Tsutomu KIHARA)
3. 造波板の変速運動による発生不規則波のスペクトルについて  
.....合田良実・永井康平..... 47  
(On the Spectrum of Irregular Waves Generated by the Variable Motion of Wave  
Paddles..... Yoshimi GODA and Kohei NAGAI)
4. 粘土試料の攪乱に関する研究 (第2報)  
——不飽和粘土のサンプリングに伴なう応力変化について——  
.....奥村樹郎..... 77  
(Studies on the Disturbance of Clay Samples (2nd Report) —Stress Changes of an  
Unsaturated Clay during Sampling— ..... Tatsuro OKUMURA)
5. 空港舗装用アスファルト材料の耐摩耗性とその試験方法について  
.....赤塚雄三・関 博・小野寺幸夫..... 99  
Abrasion of Asphalt Concrete for Runway Pavement and its Testing Method  
.....Yuzo AKATSUKA, Hiroshi SEKI and Sachio ONODERA)

## 2. 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)

—八戸港の津波計算—

伊藤喜行\*・谷本勝利\*\*・木原力\*\*

### 要 旨

第4報1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果に関する計算に引き続き、津波によって一部防波堤の倒壊という港湾被害の生じた八戸港に対し、津波の数値計算を行ないその結果をとりまとめた。

計算は単一正弦入射波列および不規則入射波により、現状地形のほかに過去の防波堤配置、将来計画等について実施した。

その結果、八戸港における複雑な防波堤配置のもとでの津波現象の基本的特性、津波防波堤の効果、港形変化の影響等が解明された。また、1968十勝沖地震津波における河原木防波堤倒壊の主原因である堤内外の水位差についても、その傾向が計算において明白に求められた。

なお、附録に格子間隔のとり方による進行波の変形について検討している。

---

\* 水工部 防波堤研究室長

\*\* 水工部 防波堤研究室

## 2. Digital Computation on the Effect of Breakwaters Against Long-period Waves (5th Report)

—For the Case of Hachinohe Port—

Yoshiyuki ITO\*  
Katsutoshi TANIMOTO\*\*  
Tsutomu KIHARA\*\*

### Synopsis

The construction of tsunami breakwater was proposed in several harbours after the disaster due to the Chilean Earthquake Tsunami in 1960. Our laboratory examined the effect of those breakwaters against tsunami with numerical computations, of which the method of analysis and results obtained were presented to the 10th Conference on Coastal Engineering.<sup>1)</sup>

On May 16, 1968, the northern part of Japan was attacked by a severe earthquake of Magnitude 7.8, which was accompanied with a remarkable tsunami. One of authors presented the results of numerical computations on the effect of Ofunato Tsunami Breakwater against 1968 Tsunami to the 13th Congress of the I.A.H.R. in 1969. In this report, the authors applied the method of analysis to Hachinohe Port, which often suffers from damages caused by tsunami. At the time of 1968 Tsunami, a part of breakwater over 300 m in total length was destroyed due to considerable difference of outside and inside water level.

The computations were carried out for several topographic conditions, including the present, the past and the future status of Hachinohe Port with the incident tsunami of sinusoidal wave trains and of an irregular profile.

Computed results made clear the behaviour of tsunami in Hachinohe Port. It also shows remarkable difference of water level between inside and outside of the destroyed breakwater.

- 1) H. Fukuuchi, Y. Ito: On the effect of breakwaters against tsunami, Proc. of 10th Conference on Coastal Engineering, pp. 821~839, September, 1966.
- 2) Y. Ito: On the effect of Ofunato Tsunami Breakwater against 1968 Tsunami, 13th Congress of the International Association for Hydraulic Research, 1969.

---

\* Chief of Breakwater Laboratory, Hydraulics Division

\*\* Research Member of Breakwater Laboratory

## 目 次

要 旨	19
1. ま え が き	23
2. 八戸港と1968十勝沖地震津波	23
2.1 八戸港	23
2.2 八戸港における1968十勝沖地震津波	23
3. 計 算 法	23
3.1 格子分割	23
3.2 基礎方程式	24
3.3 接合部の計算	27
3.4 港口線流量に対する計算式	27
3.5 海底露出の取り扱い	28
3.6 初期条件	29
3.7 境界条件	29
3.8 計算安定条件	30
3.9 計算ケース	30
4. 計 算 結 果	31
4.1 グループ1の計算結果	31
4.2 グループ2の計算結果	33
4.3 グループ3の計算結果	36
5. あ と が き	40
参 考 文 献	40
附録1 最高水位の平面的分布	42
附録2 格子間隔のとり方による進行波の変形	45

## 1. まえがき

昭和43年5月16日に発生した1968十勝沖地震に伴う津波は、相当に大規模なものであったが、その最大振幅の起時が干潮時であったため、津波による直接の被害は一般的に少なかった。しかし八戸港では、河原木防波堤の倒壊、船舶の座礁、流失、若干の浸水などの被害をこうむった。本報告は八戸港における津波の現象を把握するため、数値計算により検討を加えたものである。

筆者等は昭和35年以来、長周期波に対する防波堤の効果について各種の計算を行ってきた。すなわち第1報<sup>1)</sup>および第2報<sup>2)</sup>では、流入方式および波動方式による計算法を確立し、第3報<sup>3)</sup>では模型実験と比較することにより、こうした計算法の妥当性を証明した。そして第4報<sup>4)</sup>では不規則波を導入して1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果を論じた。このほか、松島湾<sup>5)</sup>、新潟湾<sup>6)</sup>、名古屋港<sup>7)</sup>についても随時計算を実施してきている。

従来の計算対象地点と比較した場合の八戸港の地形的な特徴は、直接外海に位置するため海岸線の横方向の拡がりや考慮しなければならないことであり、また防波堤法線や港内水際線も極めて複雑な形状を呈している。

計算は周期15~45分の単一正弦波列および不規則波を用い、数種の地形条件に対して行なった。ただし、不規則波による計算は、1968十勝沖地震津波時の八戸港の検潮記録がスケールアウトのため、正確に求められていないので、大船渡に対する入射波をモデル津波として用いた。したがって、今回の計算値を実際の値と直接的に結びつけることはできない。

なお附録に格子間隔  $\Delta x$  と津波波長  $L$  の比  $\Delta x/L$  の相違による水位変化の数値実験について略述した。

## 2. 八戸港と1968十勝沖地震津波

### 2.1 八戸港

八戸港は青森県の太平洋岸に位置し、南北に単調な海岸線を有する(図2.1参照)。津波による被害は昔からかなり多く、明治29年および昭和8年の三陸大津波や昭和35年のチリ地震津波においても、陸地の家屋や港湾構造物の破壊、船舶の損傷等が報告されている<sup>8),10)</sup>。このため、チリ地震津波後に津波対策事業の一環としての西防波堤が建設された。

八戸港における検潮所は図2.2に示すように、八戸測候所のフェース型自記検潮器が新井田川河口に、また

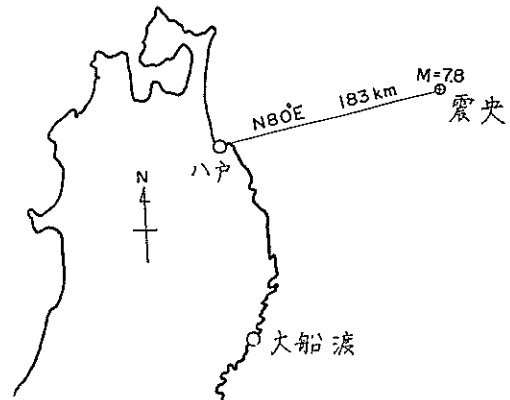


図-2.1 八戸港と1968十勝沖地震の震央

第二港湾建設局の津波計が蕪島沖にそれぞれ設置されている。

### 2.2 八戸港における1968十勝沖地震津波<sup>11)</sup>

八戸港における津波は午前10時ころから、小さな引きで始まっている。上記の検潮所では低水位側に、津波計では高水位側にそれぞれスケールアウトして正確な記録は得られていない。検潮記録による最大津波偏差は2.5m程度であるが、津波計の位置では3m以上と推定される。また港内への浸水は地盤上20cm程度、津波偏差としては4m内外であろう。

しかし最も特徴的な災害は河原木防波堤の倒壊である。すなわち図2.2に示すように、西防波堤寄りではケーソン27函(207m)、陸地寄りでは15函121mが倒壊、散乱した。倒壊の始まったのは11時25分ころといわれており、当時の写真から判断すると、港外側の水位は  $D \cdot L + 3m$  余り、港内側の水位は  $D \cdot L - 1m$  程度である。このような内外水位差が、数値計算で如何に現われるかは、今回の計算における主要な項目の一つである。

## 3. 計算法

### 3.1 格子分割

1968十勝沖地震の震央は図2.1に示すように八戸港からほぼ  $N 80^\circ E$ , 183 km の地点である。そこから発した津波は海底地形の影響を受けて、八戸港付近ではほぼNE方向をとったものと考えられる。そこでこの方向、すなわち河原木防波堤基部に平行に座標系の  $J$  軸を、これと直角方向に  $I$  軸をとった。図3.1に格子配置図を示す。防波堤法線や岸壁の法線にはこれら両軸とほぼ45度の方向をなすものが多いため、直交座標系を用いる限り、

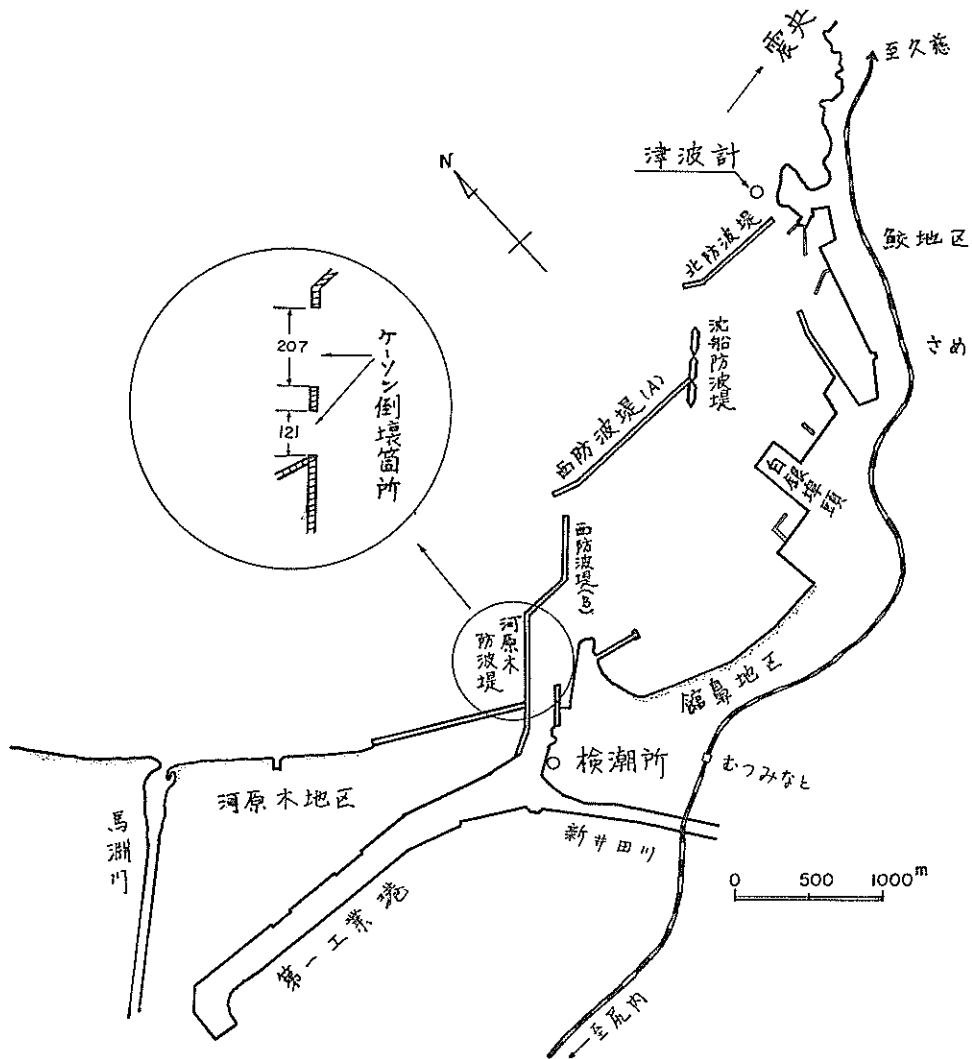


図-2.2 八戸港平面図

八戸港の平面形状は若干の歪みを余儀なくされる。また第一工業港は簡単のため、 $I$ 軸に平行とし新井田川は第一橋梁付近で閉め切られていると仮定した。

図-3.1 における領域①は小格子によって分割され、計算の主対象となる部分であるが、領域②および③は計算上の仮想外海であって、計算量を節約するため大格子に分割されている。②、③の外側境界はそこから再反射波が計算時間内で①に影響をおよぼさないように定めればよい。なお、第二工業港地区は今回の計算の対象でないので、これを無視してある。②、③における水深分布は図-3.1に、①に対するものは図-3.2および

図-3.3 に示すとおりである。

### 3.2 基礎方程式

長波の運動および連続の式は、高次の項を省略すると次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial t} &= -\frac{\partial}{\partial x}(hu) - \frac{\partial}{\partial y}(hv) \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ここで、 $x$  および  $y$  方向の線流量  $p, q$  を次式で与え



長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)

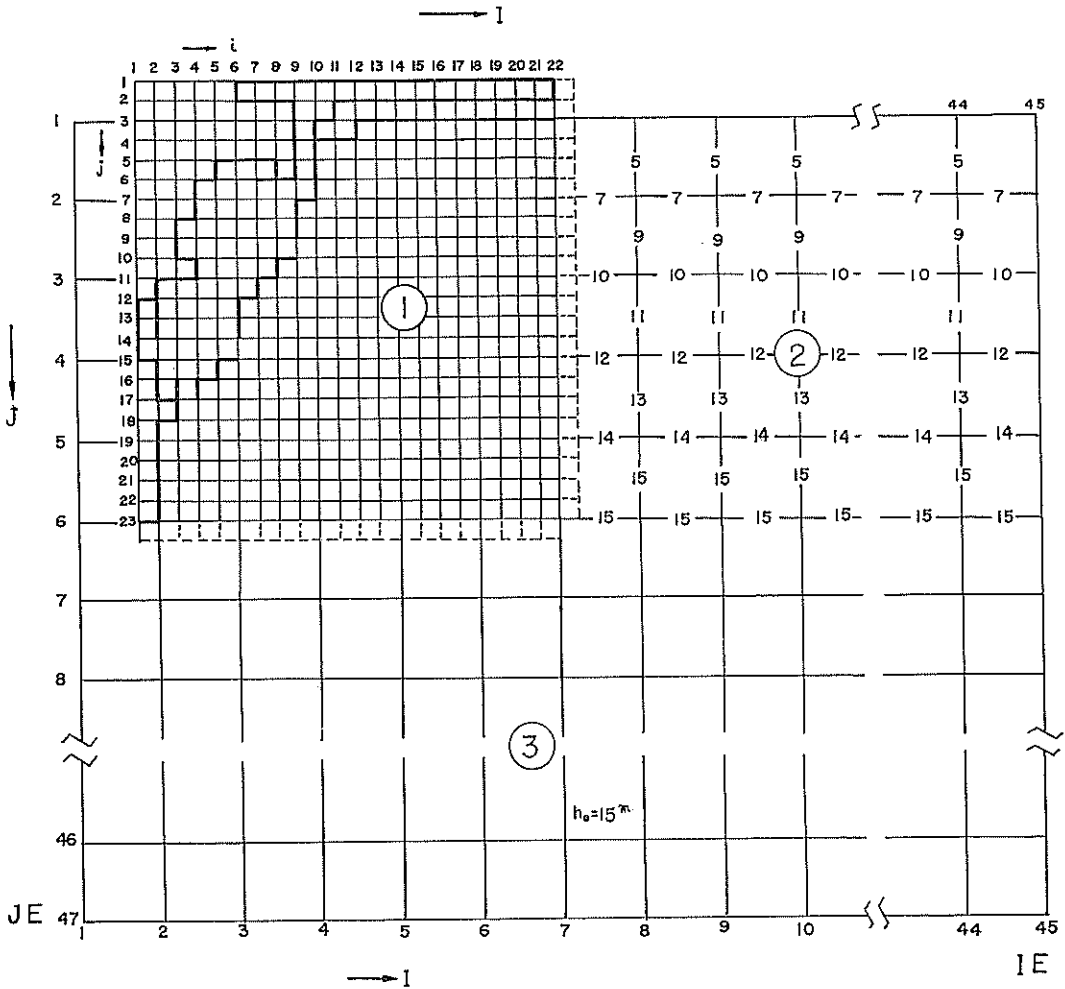


図-3.1 格子配置図

る。

$$\left. \begin{aligned} p &= u(h + \zeta) \\ q &= v(h + \zeta) \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

(1) 式を  $u, v$  の代わりに線流量  $p, q$  を用いて書きかえと, (3) 式となる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} &= -g(h + \zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial q}{\partial t} &= -g(h + \zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial t} &= -\frac{\partial p}{\partial t} \frac{\partial q}{\partial t} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

(3) 式を差分方程式に変換すると

$$p_m(i, j)^{(2n+2)} = p_m(i, j)^{(2n)} - g \frac{\Delta t}{\Delta x_m} \left\{ h_{xm}(i, j) \right\} \dots\dots (4)$$

$$\left. \begin{aligned} &+ \frac{\zeta_m(i, j)^{(2n+1)} + \zeta_m(i-1, j)^{(2n+1)}}{2} \\ &\times \{ \zeta_m(i, j)^{(2n+1)} - \zeta_m(i-1, j)^{(2n+1)} \} \\ q_m(i, j)^{(2n+2)} &= q_m(i, j)^{(2n)} - g \frac{\Delta t}{\Delta y_m} \left\{ h_{ym}(i, j) \right. \\ &+ \frac{\zeta_m(i, j)^{(2n+1)} + \zeta_m(i, j-1)^{(2n+1)}}{2} \\ &\times \{ \zeta_m(i, j)^{(2n+1)} - \zeta_m(i, j-1)^{(2n+1)} \} \\ \zeta_m(i, j)^{(2n+1)} &= \zeta_m(i, j)^{(2n-1)} - \frac{\Delta t}{\Delta x_m} \left\{ p_m(i+1, j)^{(2n)} \right. \\ &- p_m(i, j)^{(2n)} \left. \right\} - \frac{\Delta t}{\Delta y_m} \left\{ q_m(i, j+1)^{(2n)} \right. \\ &- q_m(i, j)^{(2n)} \left. \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots (4)$$

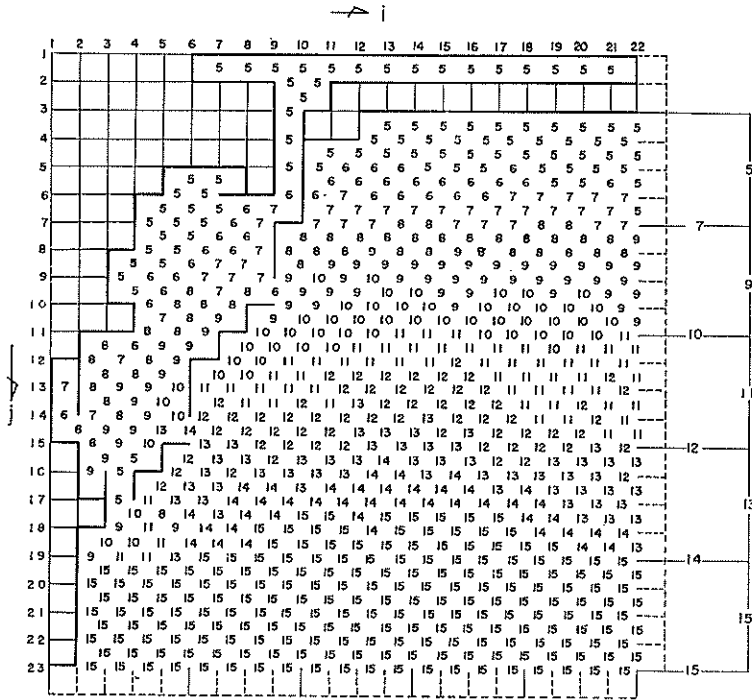


図-3.2 グループ1で用いた水深分布

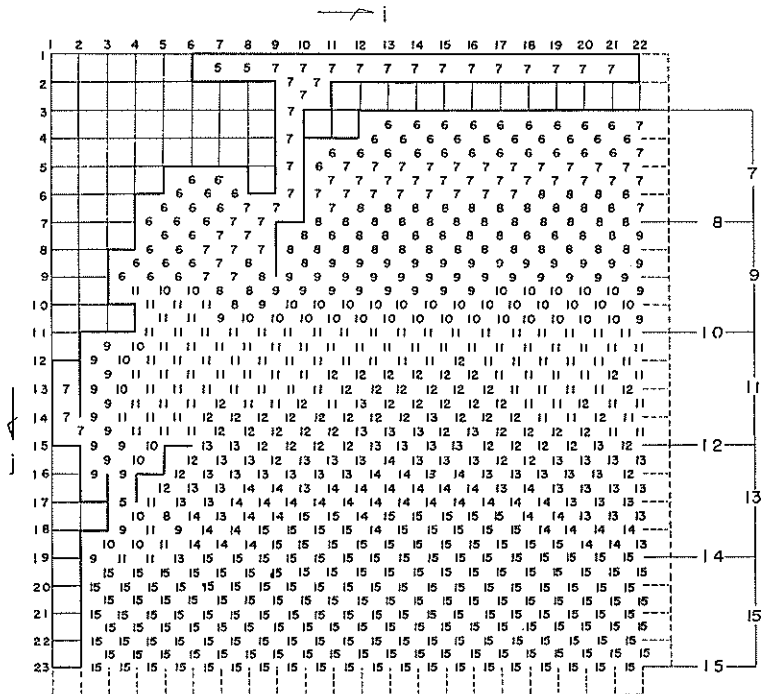


図-3.3 グループ2,3で用いた水深分布

となる。ここでサフィックス  $m$  は領域,  $n$  は time step  $\Delta t$  は計算時間間隔,  $\Delta x_m, \Delta y_m$  はそれぞれ  $x$  および  $y$  方向の格子間隔を表わす。

領域③では一定水深 ( $h_0=15$  m) を与えており, 水位  $\zeta$  がこれに比して小さいため, 次のように簡略化して計算を行なった。

$$\left. \begin{aligned} p_3(i, j)^{(2n+2)} &= p_3(i, j)^{(2n)} - gh_0 \frac{\Delta t}{\Delta x_3} \\ &\quad \times \{ \zeta_3(i, j)^{(2n+1)} - \zeta_3(i-1, j)^{(2n+1)} \} \\ q_3(i, j)^{(2n+2)} &= q_3(i, j)^{(2n)} - gh_0 \frac{\Delta t}{\Delta y_3} \\ &\quad \times \{ \zeta_3(i, j)^{(2n+1)} - \zeta_3(i, j-1)^{(2n+1)} \} \\ \zeta_3(i, j)^{(2n+1)} &= \zeta_3(i, j)^{(2n-1)} - \frac{\Delta t}{\Delta x_3} \{ p_3(i+1, j)^{(2n)} \\ &\quad - p_3(i, j)^{(2n)} \} - \frac{\Delta t}{\Delta y_3} \\ &\quad \times \{ q_3(i, j+1)^{(2n)} - q_3(i, j)^{(2n)} \} \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

格子間隔は  $\Delta x_m = \Delta y_m$  で,  $\Delta x_1 = 200$  m,  $\Delta x_2 = \Delta x_3 = 800$  m である。

### 3.3 接合部の計算

領域①と②, ①と③の接合部では, 格子間隔が異なるため特殊な方程式が必要となる。これら接合部の基本的な計算法は同じなので, 図-3・4を用いて説明する。

まず, 白丸の水位  $z'$  を二重丸の水位  $z_1, z_2$  の直線近似により

$$z'(j+2)^{(2n+1)} = z_1^{(2n+1)} + \frac{(2j-1)\Delta x_1}{2\Delta x_3} \{ z_2^{(2n+1)} - z_1^{(2n+1)} \} \dots\dots (6)$$

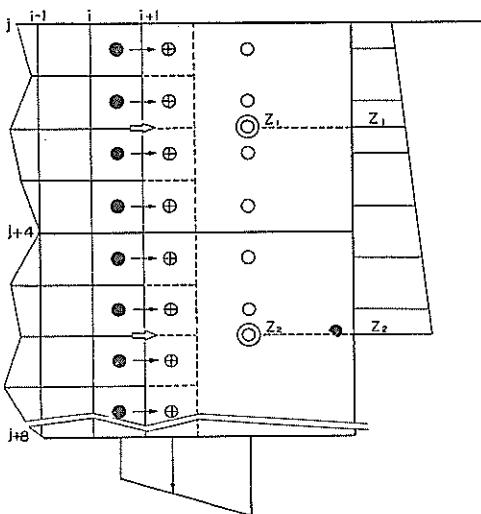


図-3・4 接合部計算図

で求める。つぎに今求めた水位と, すでに求めてある小メッシュ側の黒丸の水位より, 破線で描いた仮想メッシュの水位白丸十字を, やはり直線近似で求める。

$$\zeta_1(i+1, j)^{(2n+1)} = \zeta_1(i, j)^{(2n+1)} + \frac{2\Delta x_1}{\Delta x_1 + \Delta x_2} \{ z'(j) - \zeta_1(i, j)^{(2n+1)} \} \dots\dots (7)$$

こうして仮想メッシュの水位が決まれば, (3) 式を用いて図中の黒矢印  $p_1(i+1, j)^{(2n+2)}$  が求められる。また, 大メッシュ側の水位  $z_1, z_2$  を求める際に要する  $p'(J)$  (白矢印) は, 次式により求めればよい。

$$p'(J) = \frac{1}{4} \sum_j^{j+4} p_1(i+1, j)^{(2n+2)} \dots\dots (8)$$

### 3.4 港口線流量に対する計算式

防波堤開口部の線流量に対しては, 流速の2乗に比例した損失項を考慮して次式を適用する。まず  $p$  に対して

$$\left. \begin{aligned} R_p(i, j) \geq 0 \text{ の場合} \\ p(i, j)^{(2n+2)} &= \frac{1 - \sqrt{1 + 2K_p(i, j) \cdot R_p(i, j)}}{K_p(i, j)} \\ R_p(i, j) < 0 \text{ の場合} \\ p(i, j)^{(2n+2)} &= \frac{-1 + \sqrt{1 - 2K_p(i, j) \cdot R_p(i, j)}}{K_p(i, j)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (9)$$

ただし,  $K_p(i, j), R_p(i, j)$  については次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} K_p(i, j) &= \frac{F}{h_x(i, j) + \frac{\zeta(i, j)^{(2n+1)} + \zeta(i-1, j)^{(2n+1)}}{2}} \\ R_p(i, j) &= g \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \left\{ h_x(i, j) + \frac{\zeta(i, j)^{(2n+1)} + \zeta(i-1, j)^{(2n+1)}}{2} \right\} \\ &\quad \times \{ \zeta(i, j)^{(2n+1)} - \zeta(i-1, j)^{(2n+1)} \} \\ &\quad + \frac{K_p(i, j)}{2} \times p(i, j)^{(2n)} |p(i, j)^{(2n)}| \\ &\quad - p(i, j)^{(2n)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (10)$$

同様に  $q$  に対しても

$$\left. \begin{aligned} R_q(i, j) \geq 0 \text{ の場合} \\ q(i, j)^{(2n+2)} &= \frac{1 - \sqrt{1 + 2K_q(i, j) \cdot R_q(i, j)}}{K_q(i, j)} \\ R_q(i, j) < 0 \text{ の場合} \\ q(i, j)^{(2n+2)} &= \frac{-1 + \sqrt{1 - 2K_q(i, j) \cdot R_q(i, j)}}{K_q(i, j)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (11)$$

ここで、 $K_q(i, j)$ ,  $R_q(i, j)$ ,  $F$  は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned}
 K_q(i, j) &= \frac{F}{h_y(i, j) + \frac{\zeta(i, j)^{(2n+1)} + \zeta(i, j-1)^{(2n+1)}}{2}} \\
 R_q(i, j) &= g \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \left\{ h_y(i, j) + \frac{\zeta(i, j)^{(2n+1)} + \zeta(i, j-1)^{(2n+1)}}{2} \right\} \\
 &\quad \times \{ \zeta(i, j)^{(2n+1)} - \zeta(i, j-1)^{(2n+1)} \} \\
 &\quad + \frac{K_q(i, j)}{2} \\
 &\quad \times q(i, j)^{(2n)} | q(i, j)^{(2n)} - q(i, j-1)^{(2n)} \\
 F &= \frac{f}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x_1}, \quad f: \text{港口損失係数で } 1.5 \text{ とした}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (12)$$

次に連続の方程式において、防波堤の開口幅と格子間隔との相違を考慮して、つぎのように取り扱う。(9) 式で求められた港口線流量  $p(i, j)$  に対しては

$$\left. \begin{aligned}
 \zeta(i, j)^{(2n+1)} &= \zeta(i, j)^{(2n-1)} - \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \left\{ p(i+1, j)^{(2n)} - \frac{b}{\Delta x_1} p(i, j)^{(2n)} + q(i, j+1)^{(2n)} - q(i, j)^{(2n)} \right\} \\
 &\quad - \zeta(i-1, j)^{(2n+1)} \\
 \zeta(i-1, j)^{(2n-1)} &= \zeta(i-1, j)^{(2n-1)} - \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \left\{ \frac{b}{\Delta x_1} p(i, j)^{(2n)} - p(i-1, j)^{(2n)} + q(i-1, j+1)^{(2n)} - q(i-1, j)^{(2n)} \right\}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (13)$$

$q(i, j)$  に対しても同様にして

$$\left. \begin{aligned}
 \zeta(i, j)^{(2n+1)} &= \zeta(i, j)^{(2n-1)} - \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \left\{ p(i+1, j)^{(2n)} - p(i, j)^{(2n)} + q(i, j+1)^{(2n)} - \frac{b}{\Delta x_1} q(i, j)^{(2n)} \right\} \\
 &\quad - \zeta(i, j-1)^{(2n+1)} \\
 \zeta(i, j-1)^{(2n-1)} &= \zeta(i, j-1)^{(2n-1)} - \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \left\{ p(i+1, j-1)^{(2n)} - p(i, j-1)^{(2n)} + \frac{\Delta t}{\Delta x_1} q(i, j)^{(2n)} - q(i, j-1)^{(2n)} \right\}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (14)$$

ここで  $b$  は開口幅を表わし、 $b/\Delta x_1$  を開口比と称する。

### 3.5 海底露出の取り扱い

津波による水位低下が著しいと、小水深の地点では海

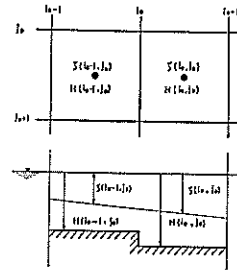


図-3-5 海底露出計算図

底露出を生ずるため、通常の方程式を適用することはもはやできない。そこで計算上は特殊な操作を必要とすることとなり、すでに松島湾や名古屋港に対して、これを考慮した計算を実施したが、今回さらに若干の改良を加えた取り扱い法は以下のとおりである。

図-3-5 に示す格子  $(i_0-1, j_0)$  および  $(i_0, j_0)$  についてその平均水深  $H(i_0-1, j_0)$ ,  $H(i_0, j_0)$  を次式により求める。

$$\left. \begin{aligned}
 H(i_0-1, j_0) &= \frac{1}{4} \{ h_x(i_0-1, j_0) + h_x(i_0, j_0) + h_y(i_0-1, j_0) + h_y(i_0-1, j_0+1) \} \\
 H(i_0, j_0) &= \frac{1}{4} \{ h_x(i_0, j_0) + h_x(i_0+1, j_0) + h_y(i_0, j_0) + h_y(i_0, j_0+1) \}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (15)$$

ただし、この平均水深は水深 0 の点を除いた水深の平均とする。以後記述を簡単にするため以下の置き換えを行なう。

$$\zeta_1 = \zeta(i_0-1, j_0) : H_1 = H(i_0-1, j_0)$$

$$\zeta_2 = \zeta(i_0, j_0) : H_2 = H(i_0, j_0)$$

(i)  $\zeta_1 > -H_1$  で  $\zeta_2 > -H_2$  の場合

これは両方とも海底露出を生じていない場合で、通常の演算を行なう。

(ii)  $\zeta_1 \leq -H_1$  で  $\zeta_2 > -H_2$  の場合

これは  $H_1$  の方に露出を生じている場合で、以下の 2 つの場合に分けられる。

a)  $H_1 < H_2$  の場合

普通の演算を行なったあと、

$$p \geq 0 \text{ ならば } p = 0 \text{ とおく,}$$

$$p < 0 \text{ " } \zeta_2 > -H_1 \text{ で } p \text{ は計算値}$$

$$\zeta_2 < -H_1 \text{ で } p = 0 \text{ とおく}$$

b)  $H_1 > H_2$  の場合

普通の演算を行なったあと

$$p \geq 0 \text{ ならば } p = 0 \text{ とおく}$$

$p < 0$  "  $p$  は計算値

(iii)  $\zeta_1 > -H_1$  で  $\zeta_2 \leq -H_2$  の場合

これは  $H_2$  に露出を生じている場合である。

a)  $H_1 < H_2$  の場合

普通の演算を行なったあと

$p > 0$  ならば  $p$  は計算値

$p < 0$  "  $p = 0$  とおく

b)  $H_1 > H_2$  の場合

普通の演算を行なったあと、

$p > 0$  ならば  $\zeta_1 > -H_2$  で  $p$  は計算値

$\zeta_1 < -H_2$  で  $p = 0$  とおく

$p \leq 0$  ならば  $p = 0$  とおく。

(iv)  $\zeta_1 \leq -H_1$  で  $\zeta_2 \leq -H_2$  の場合

両方とも露出を生じているので  $p = 0$  とおく。

以上、いずれの場合でも水位は平均水深以下になり得ないので、 $(\zeta_1)_{\min} = -H_1$ ,  $(\zeta_2)_{\min} = -H_2$  としなければならない。 $q$  方向についても同様な考え方を適用すればよい。

### 3.6 初期条件

初期条件としては、領域①と②の水位および線流量を0とおき、領域③の水位、線流量を次のように与える。

(1) 単一正弦波

$$\left. \begin{aligned} q_s(I, J)^{(0)} &= -\sqrt{gh_0} a \sin 2\pi \left\{ \frac{(J-6)\Delta x_3}{L} \right\} \\ p_s(I, J)^{(0)} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\zeta_s(I, J)^{(0)} = a \sin 2\pi \left\{ \frac{(J-6)\Delta x_3 + \frac{\Delta x_3}{2}}{L} - \frac{\Delta t}{2T} \right\} \quad \dots(16)$$

(2) 不規則入射波

$$\left. \begin{aligned} q_s(I, J)^{(0)} &= -\sqrt{gh_0} \sum_{k=1}^{20} a_k \sin 2\pi \left\{ \frac{(J-6)\Delta x_3}{L_k} \right\} \\ p_s(I, J)^{(0)} &= 0 \\ \zeta_s(I, J)^{(0)} &= \sum_{k=1}^{20} a_k \sin 2\pi \left\{ \frac{(J-6)\Delta x_3 + \frac{\Delta x_3}{2}}{L_k} - \frac{\Delta t}{2T_k} \right\} \end{aligned} \right\} \dots(17)$$

ここで  $g, h_0, a, L, T$  の定数については表-3.1, 3.2  $a_k, L_k, T_k$  については表-3.3 参照。

### 3.7 境界条件

水際線および防波堤に直角方向の線流量  $p$  または  $q$  を0とする。沖側境界においては入射波による線流量の時間的変化を次式で与える。

(1) 単一正弦波

$$\left. \begin{aligned} q_s(I, JE)^{(2n)} &= -\sqrt{gh_0} a \sin \left( n\theta + k \frac{\pi}{2} \right) \\ \sin \frac{\theta}{2} &= \sqrt{gh_0} \frac{\Delta t}{\Delta x_3} \sin \frac{\pi \Delta x_3}{L} \\ JE &= 47 \end{aligned} \right\} \dots(18)$$

(2) 不規則入射波

表-3.1 計算ケース

グループ		ケース	T (min)	L (m)	地形	k
1	単一正弦波	HR-15	15.03	10933.3	H-1	12
		" 20	20.04	14577.8	"	9
		" 30	30.06	21866.7	"	6
		" 45	45.09	32800.0	"	4
2	不規則波	HR2-20	20.04	14577.8	H-2	9
		HR3-20	"	"	H-3	"
		HR4-20	"	"	H-4	"
		HR3-45	45.09	32800.0	H-3	4
3	不規則波	HIR 0-To			H-0	
		HIR 1-To			H-1	
		HIR 3-To			H-3	
		HIR 4-To			H-4	

(注) H.....Hachinoe R.....Regular wave To.....Tokachi IR.....Irregular wave  
 始めの数字.....地形条件 後の数字.....周期 L.....一様水深域波長

$$\left. \begin{aligned} q_3(I, JE)^{(2n)} &= -\sqrt{gh_0} \sum_{k=1}^{20} a_k \sin\left(n\theta_k + k\frac{\pi}{2}\right) \\ \sin\frac{\theta_k}{2} &= \sqrt{gh_0} \frac{dt}{\Delta x_3} \sin\frac{\pi \Delta x_3}{L_k} \end{aligned} \right\} \dots\dots(19)$$

(18), (19) 式中の  $k$  については表-3.1, 3.4 参照。

3.8 計算安定条件

時間間隔  $dt$  は次式を満たす範囲内になければならない。

$$\left(\frac{dt}{\Delta x}\right)^2 + \left(\frac{dt}{dy}\right)^2 \leq \frac{1}{gh_{\max}} \dots\dots(20)$$

$\Delta x = \Delta y = 200 \text{ m}$ ,  $h_{\max} = 15 \text{ m}$  では  
 $dt \leq 11.6 \text{ sec}$

となる。よって  $dt = 10 \text{ 秒}$  とした。

3.9 計算ケース

計算ケースは表-3.1 のとおりで、大別するとつぎの3つのグループに分けられる。

(1) グループ1

これは地形条件 H-1 に対し、周期 15 分, 20 分, 30 分, 45 分の単一正弦波 4 種類を適用したもので、八戸港の大略の津波特性を検討した基本的な計算ケースである。

仮想外海における入射波の半振幅  $a$  は、50 cm としたため実情よりかなり低い水位を与える結果となったが、これは広範囲にわたって海底露出の生ずることを避けた

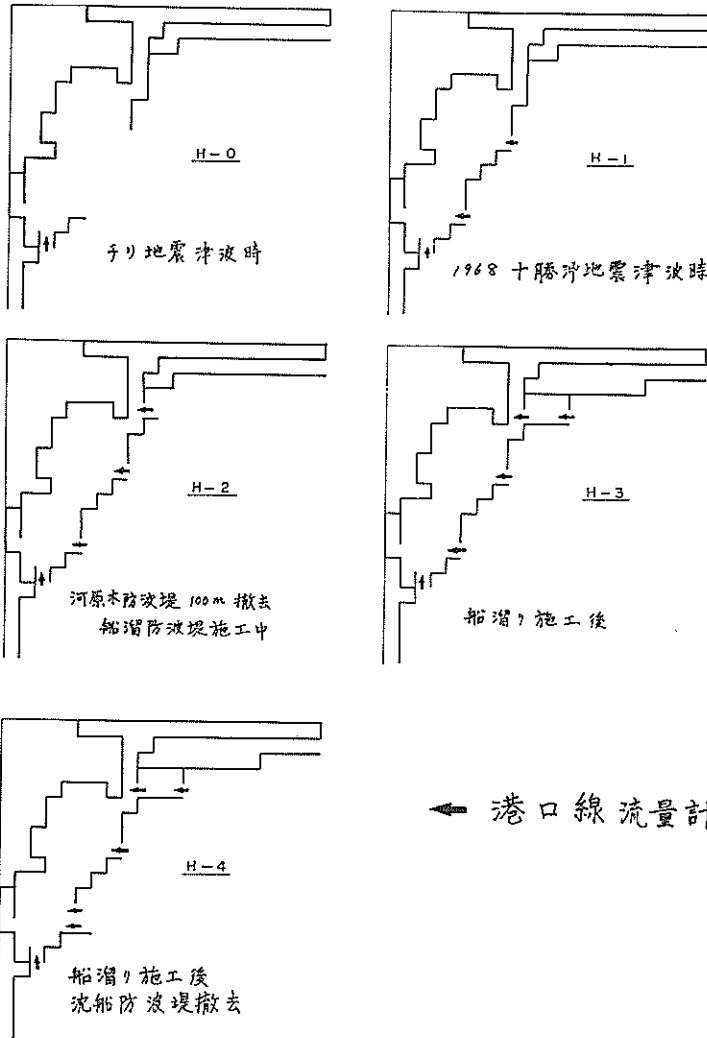


図-3.6 地形条件

長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)

表-3.2 定数表

記号	単位	数値	記号	単位	数値
$a$	cm	50	$g$	cm/sec <sup>2</sup>	980
$\Delta x_1$	cm	$200 \times 10^3$	$h_0$	cm	$15 \times 10^3$
$\Delta x_2$	cm	$800 \times 10^3$	$dt$	sec	10
$\Delta x_3$	"	"	$f$	—	1.5

ためである。水深分布を 図-3.2 に計算に用いた諸定数を表-3.1, 3.2 に示す。

(2) グループ2

八戸港の将来計画に対する津波の影響を検討するため、単一正弦波を用いて数種の地形条件に対して行なった計算である。入射波の半振幅  $a$  はグループ1と同様50 cm とした。各地形条件を 図-3.6 に示す。これらの地形条件の水深分布を 図-3.3 に、開口比を表-3.3 に示す。

(3) グループ3

このグループは不規則入射波を各種の地形条件に対して適用したものである。不規則入射波としては、実測記録に基づいて実際の津波時の波形に対応するものを選定するのが最も望ましいが、既述のとおり八戸港ではスケールアウトのため正確な記録が得られていない。そこで1968十勝沖地震津波時の大船渡に対する入射波形〔第4報参照〕を一つのモデルと考え、これを八戸港に適用することとした。したがって、波高も波形も実際の津波と

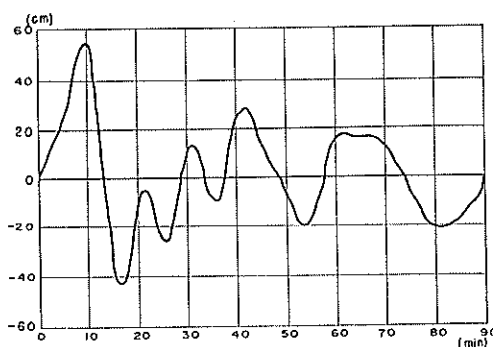


図-3.7 仮想外海における不規則波水位の時間的变化

は異なるから、定量的な関連を直ちに得ることはできない。なお、計算対象時間が大船渡港(124分)と八戸港(90分)とで異なるため、第4報記載の波形をそのまま用いることはできないので、若干の操作を施した。不規則入射波の諸元および波形を表-3.4 および 図-3.7 にそれぞれ示す。

4. 計算結果

4.1 グループ1の計算結果

(1) 最高水位

図-4.1 に示すように、八戸港内を泊地と工業港とに

表-3.3 開口比

港口流量	$q$ (3.17)	$p$ (9.9)	$p$ (10.5)	$p$ (13.5)	$p$ (6.14)	$p$ (6.13)
開口比	0.5	0.5	0.5	0.75	0.875	0.875

表-3.4 不規則入射波の諸元

$k$	$A$	$T$	$L$	$k$	$A$	$T$	$L$
1	1.67	180.35	131200	11	-4.58	16.40	11927
2	-1.85	90.18	65600	12	-4.05	15.03	10933
3	-3.03	60.12	43733	13	-0.89	13.87	10092
4	6.45	45.09	32800	14	-4.18	12.88	9371
5	3.16	36.07	26240	15	-5.86	12.02	8747
6	20.99	30.06	21867	16	-5.18	11.27	8200
7	3.55	25.76	14743	17	-3.69	10.61	7718
8	4.33	22.54	16400	18	3.08	10.02	7289
9	8.46	20.04	14578	19	6.75	9.49	6905
10	2.95	18.04	13120	20	3.61	9.02	6560

(単位)  $A$ ……cm  $T$ ……min  $L$ ……m

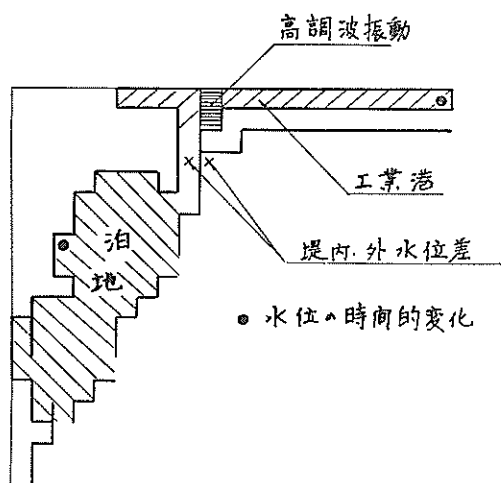


図-4.1 説明図

大別して、各周期における計算時間（90分）内での最高水位の地域別最大、最小、平均値を表-4.1に示す。こ

表-4.1 最高水位の地域別最大、最小、平均値  
(グループ1) (単位: cm)

ケース	泊地			工業港		
	最小	最大	平均値	最小	最大	平均値
HR-15	56	225	108	267	527	344
HR-20	65	154	115	100	197	134
HR-30	77	112	94	203	356	278
HR-45	86	141	100	319	403	363

の表の示すとおり、泊地では周期による変化がさ程顕著でなく、いずれも平均 1m 内外すなわち入射波高の2倍程度であるが、工業港での平均値は15分周期、45分周期が入射波の約7倍、30分周期が5.5倍と大きく、20分周期は2.6倍と他の周期の半分以下となっている。

(2) 水位の時間的变化

工業港と泊地の代表点(図-4.1の黒丸)における水位の時間的变化をそれぞれ図-4.2、4.3に示す。図-4.2か

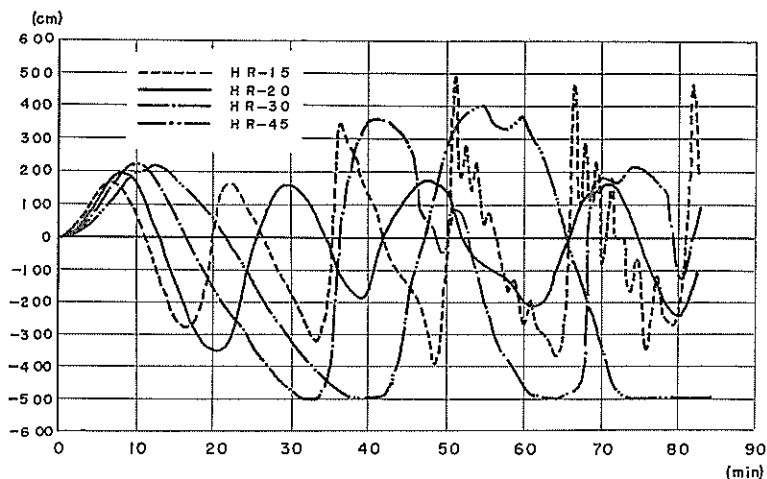


図-4.2 工業港奥部での水位の時間的变化(グループ1)

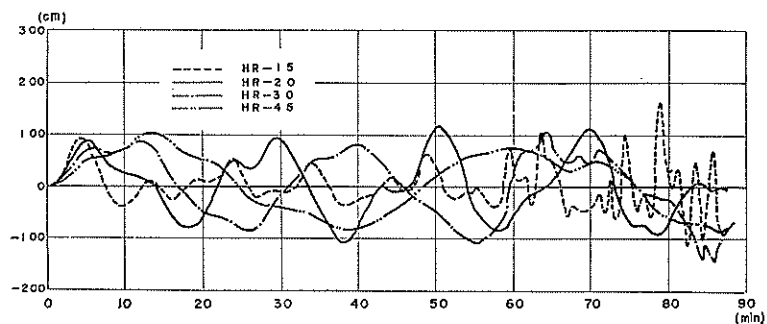


図-4.3 白銀埠頭における水位の時間的变化(グループ1)



らわかるように、工業港内部では周期 30 分、45 分において海底露出を生じている。ただしこのような海底露出は工業港奥部の四点に限られ、極めて局所的な現象である。

また、図-4.2, 4.3 の両者に共通な特徴は15分周期の場合、計算時間の後半において短周期の顕著な振動成分が加わっていることである。この高調波成分の周期は約 1.8 分で振動の波及状況を検討してみると、発生波は  $\zeta_1(10, 1)$  と  $\zeta_1(10, 2)$  の附近すなわち図-4.1の横線部にあるように思われる。事実この部分の固有周期は

$$T_0 = \frac{2 \times 400}{\sqrt{9.8 \times 5 \times 60}} = 1.9 \text{ (分)}$$

となって前記の 1.8 分にほぼ一致する。図-4.4 にこの 2 点の時間的な水位変化を示す。下図は上図の枠内を拡大したもので、図からこの 2 点はほぼ逆位相で振動していることがよくわかる。

### (3) 河原木防波堤内外の水位差

河原木防波堤内外にいかなる水位差を生ずるかを周期別に示したのが図-4.5 である。この図から内外の水位変動の位相差に基づき、多かれ少なかれ水位差を生ずることがわかる。周期別の最大水位差を表-4.2に示す。ただし外水位 > 内水位の場合を正とする。図-4.6 は HR-45 を例として防波堤内外の最大水位差の分布を示したものである。この図から明らかなとおり、最大水位差は北防波堤から河原木防波堤に向かって急増し、河原木

防波堤基部が最も危険な状態であることがわかる。

## 4.2 グループ 2 の計算結果

### (1) 最高水位

泊地と工業港の最高水位の地域別最大、最小、平均値を表-4.3 に示す。この表から明らかなように、周期 20 分において地形条件による差異は H-4 が若干大きいというだけで、それ程の差異はない。またこれらとグループ 1 の HR-20 との間には、水深の変化も含まれているので(図-3.2, 3.3 参照)地形の効果のみは取り出せないが、やはり著しい相違は見出されない。

地形条件 H-3 において周期 20 分と 45 分の違いは、表-4.3 から明らかなとおり、泊地ではほとんど見られないが、工業港では 45 分は 20 分の約 1.4 倍の水位を示す。ただし最大値についてはどのケースもほとんど変化がない。グループ 2 の工業港奥部での水位の時間的な変化を図-4.7 に示す。

### (2) 河原木防波堤内外水位差

表-4.4 に各ケース別の河原木防波堤内外最大水位差を示す。上述のとおりグループ 1 との直接の比較はできないが、グループ 1 において大きな水位差を生ぜしめた周期 45 分においてはその差が大幅に減ることが示されるが、小さな水位差しか示さなかった 20 分の周期についてはさ程変化がない。地形変化による差異についても著しい相違は見られない。

### (3) 港口流速

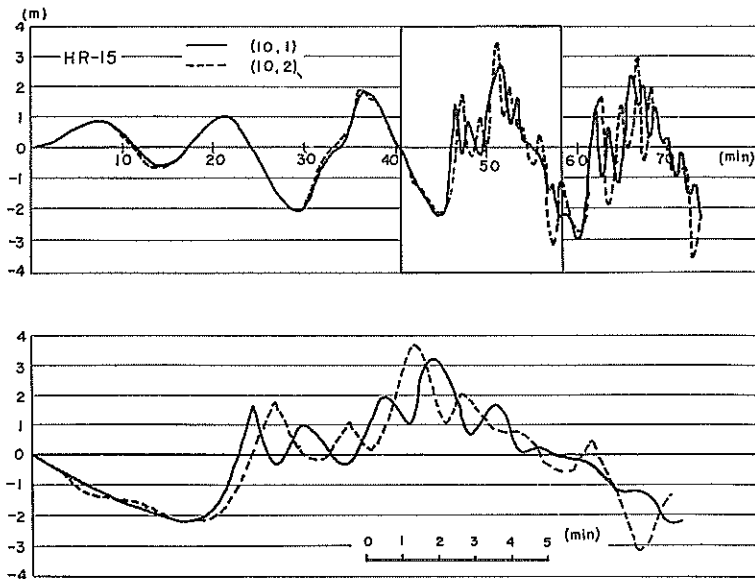


図-4.4 高調波振動 (グループ 1)

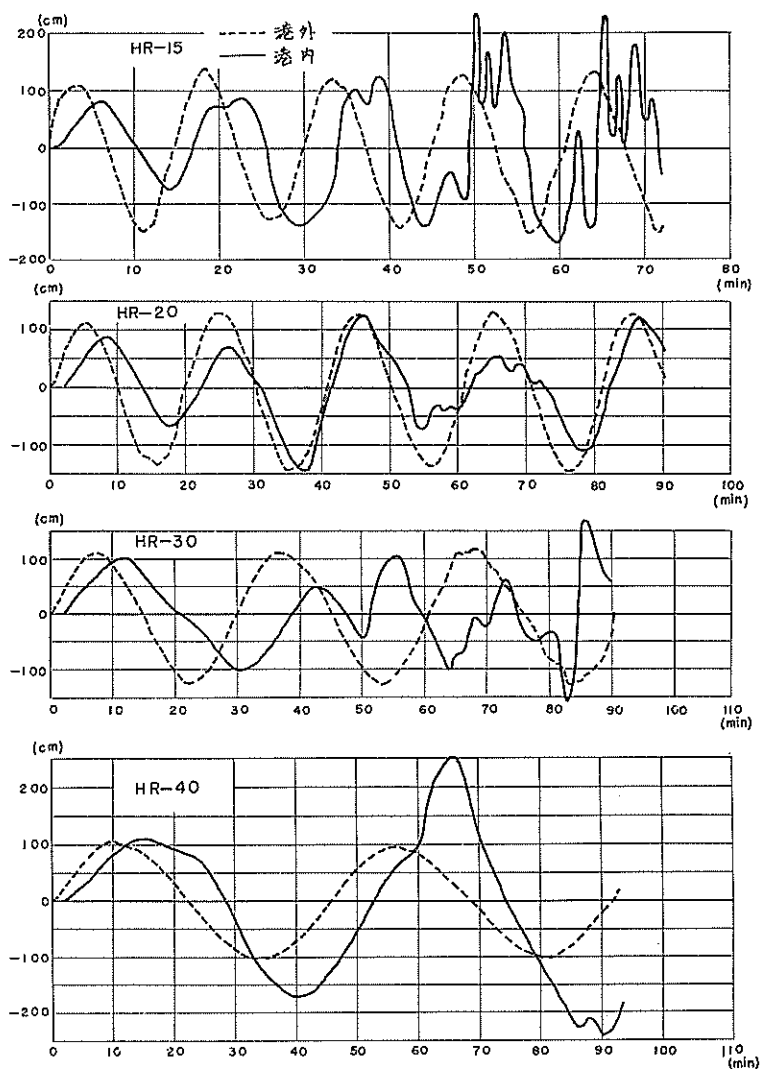


図-4.5 河原本防波堤内外水位差 (グループ1)

表-4.2 河原本防波堤内外最大水位差 (グループ1)  
(単位: cm)

ケース	正			負		
	外水位	内水位	差	外水位	内水位	差
HR-15	104	-107	211	-100	122	222
HR-20	135	52	83	-117	11	128
HR-30	106	-72	178	-109	108	217
HR-45	-10	-240	230	10	225	215

(正) 外水位 > 内水位

表-4.3 最高水位の地域別最大, 最小, 平均値  
(グループ2)  
(単位: cm)

ケース	泊地			工業港		
	最小	最大	平均	最小	最大	平均
HR2-20	81	131	108	103	236	156
HR3-20	81	140	111	105	242	160
HR4-20	102	158	131	111	268	174
HR3-45	90	129	109	193	252	226

長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)

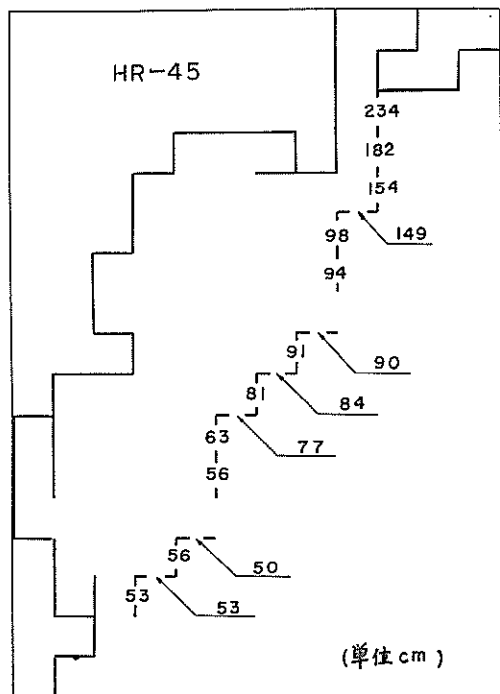


図-4.6 防波堤内外最大水位差分布 (グループ1)

表-4.4 河原木防波堤内外最大水位差(グループ2)  
(単位: cm)

ケース	正			負		
	外水位	内水位	差	外水位	内水位	差
HR2-20	113	14	99	-126	-26	100
HR3-20	96	13	83	-121	-35	86
HR4-20	99	17	82	-121	-31	90
HR3-45	15	-51	66	-27	25	52

(正) 外水位 > 内水位

表-4.6 最高水位の地域別最大・最小・平均値  
(グループ3)  
(単位: cm)

ケース	泊地			工業港		
	最大	最小	平均	最大	最小	平均
HIR 0-To	72	104	91	189	250	222
HIR 1-To	61	91	81	143	180	154
HIR 3-To	62	97	85	159	203	178
HIR 4-To	66	104	90	166	210	187

表-4.5 港口最大流速 (グループ2)

(単位: cm/sec)

ケース	燕島・北防		北防・沈防		西防・河原木		河原木		船溜		沈防	
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
HR2-20	380	365	260	265	225	220	325	300				
HR3-20	385	350	260	260	240	225	260	255	220	150		
HR4-20	420	390	200	205	235	250	240	250	220	150	210	210
HR3-45	230	220	210	210	240	240	195	220	200	210		

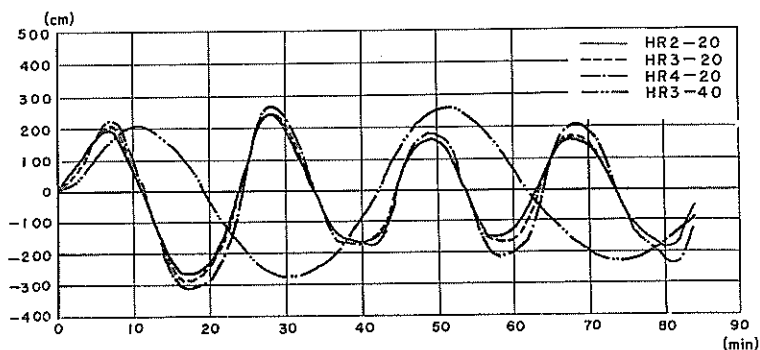


図-4.7 工業港奥部での水位の時間的变化 (グループ2)

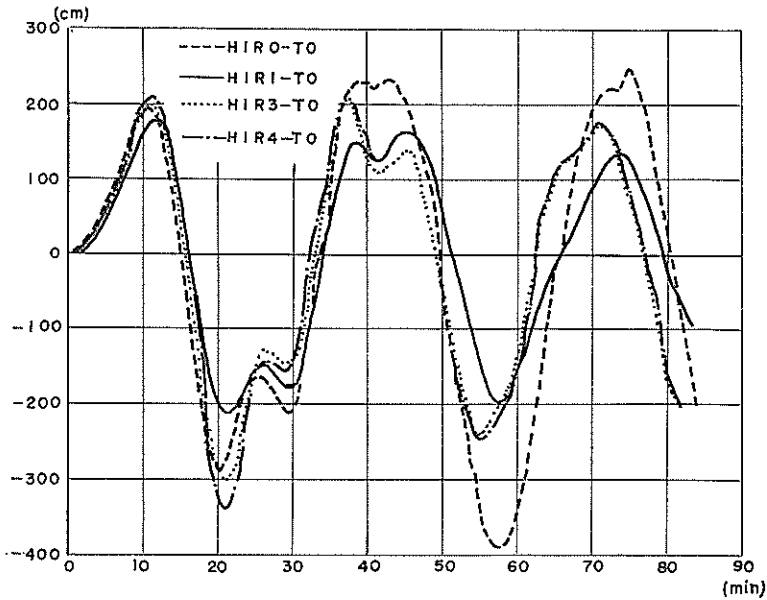


図-4.8 工業港奥部での水位の時間的变化 (グループ3)

各ケースの港口流速の最大値を表-4.5に示す。ここで正は港内からの流出を、負は流入を表わす。

#### 4.3 グループ3の計算結果

##### (1) 最高水位

表-4.6に最高水位の地域別最大、最小、平均値を示す。表から泊地については地形条件H-0、H-4が他の2つに比べて若干大きく、また工業港ではH-0が特に大きく、ついでH-4、H-3、H-1の順序になっているこ

とがわかる。よって規則波による計算結果をも総合すれば、最も効果的な地形はH-1についてH-2、H-3(この2つはほとんど相違ない)H-4の順であり、西防波堤未施工のH-0が最低となる。図-4.8に工業港奥部での水位の時間的变化を示す。

各構造物の効果を検討するため、図-4.9に示す代表点について、各ケースのその点の最高水位を地形条件H-1の最高水位で割った倍率を図-4.10に示す。この図から、船溜り施工およびその後の沈船防波堤撤去により最

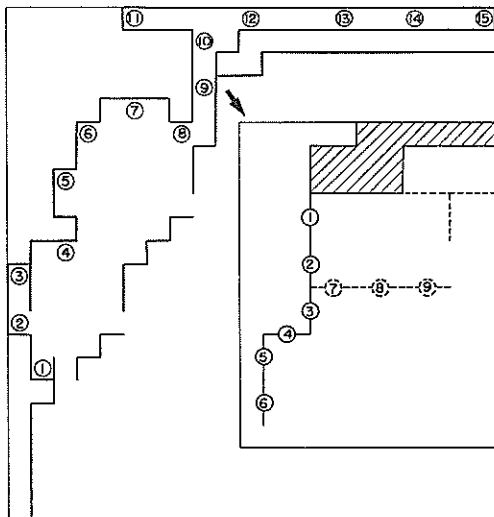


図-4.9 代表点番号

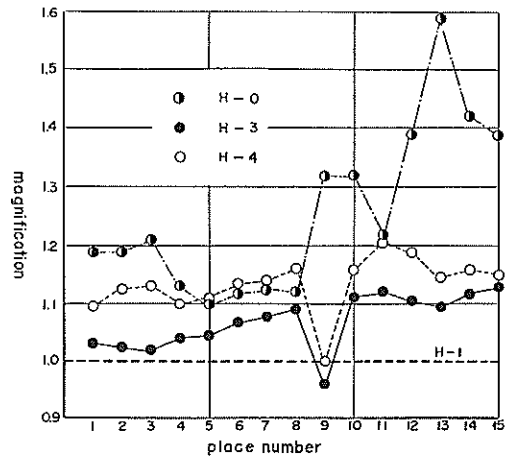


図-4.10 代表点のH-1に対する最高水位の倍率 (グループ1)

長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)

表-4.7 河原木防波堤内外最大水位差 (グループ3)

(単位: cm)

地点	HIR 0-To		HIR 1-To		HIR 3-To		HIR 4-To	
	正	負	正	負	正	負	正	負
1	132	167	140	154	98	97	99	99
2	104	147	104	127	(63)	(57)	(65)	(54)
3	65	102	66	108	81	80	85	79
4	71	98	60	101	80	83	76	82
5	49	57	72	72	76	68	86	67
6	34	36	71	69	74	61	80	59
7					93	79	91	78
8					82	71	80	69
9					62	55	60	53

( ) は開口部 (正) 外水位 > 内水位

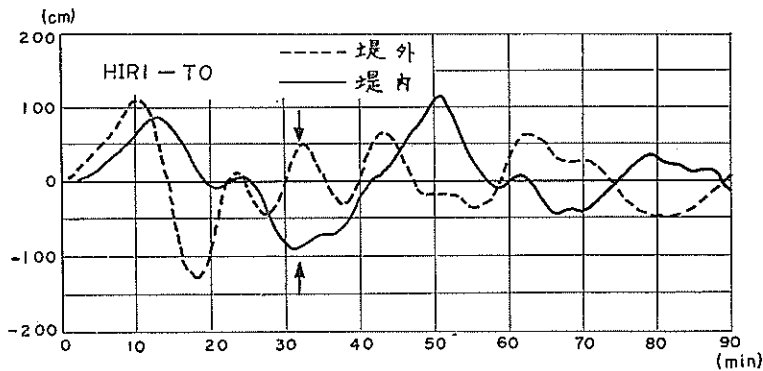


図-4.11 河原木防波堤内外水位の時間的变化 (グループ3)

大 20% 程度の水位増加が予想される。この図で H-3 と H-1 の差は河原木防波堤の閉め切りの効果を H-4 と H-3 の差は沈船防波堤、H-0 と H-1 の差が西防波堤のそれぞれ効果を表わしている。このことから、西防波堤は工業港の奥部に対し特に効果的であったと結論できる。

(2) 河原木防波堤内外の水位差

H-1 の地形について、河原木防波堤内外の水位変動を 図-4.11 に示す。外水位が内水位より高くその差が最大となる時刻を图中的矢印で示した。図-4.12 はその時刻における水位および流速の平面的分布を示すもので、水位差の様相が一目瞭然である。表-4.7 に河原木防波堤内外の最大水位差を示す。ただし表中の地点番号は 図-4.9 に示す河原木防波堤の番号である。この表から、船溜り施工により内外最大水位差はその最も大きい河原木防波堤基部でおよそ 40% 減少することがわかる。

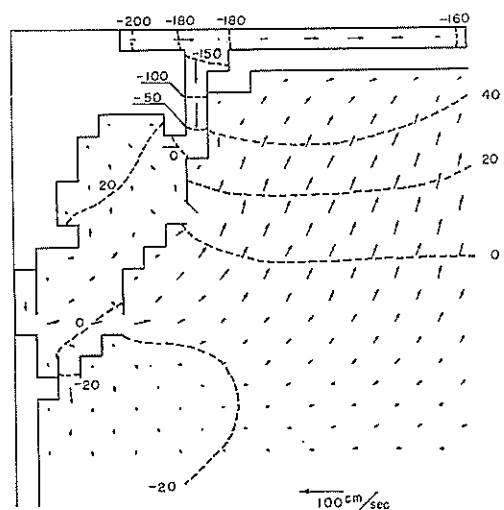


図-4.12 水位・流速の平面的分布

(3) 成分波の増幅率

図-4-13, 14 は地形条件 H-1 と H-4 について工業港 [図-4-9 の点 ⑥] と鯨港 [③] の 90 分間の水位変化をフーリエ展開し、各成分波振幅を入射波 (図-3-7) のそれと比較したものである。図-4-13 からわかるとおり、工業港では 30 分周期成分がとび抜けて大きく、45 分、22.5 分の周期成分がこれにつく。そしてこれらの成分は入射波振幅に対する倍率も 6 ~ 7 倍と大きい。

ここで工業港を閉じた系として、固有振動周期を算出してみよう。水深を一律に 7 m と仮定すると

$$T_{h=7} = \frac{2 \times 200 \times 16}{\sqrt{9.8 \times 7 \times 60}} = 12.88 (\text{分})$$

となる。図-4-13 から明らかなとおり、12.86 分の周期成分はどちらの地形条件においても、入射波振幅の約 5 倍と大きい増幅を示している。図-4-14 の鯨港ではこの成分は全然増幅されていない。

ところで、グループ 1 の規則波では 15 分周期は工業港で入射波振幅の約 7 倍と増幅され、20 分周期の 3 倍の増幅率を示した。しかるに図-4-13 からはこれと逆の傾向が見られる。これはグループ 1 およびグループ 2, 3 で用

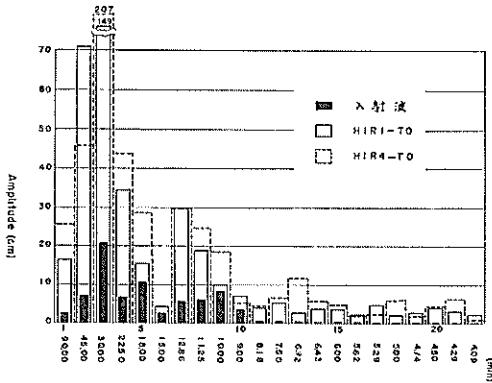


図-4-13 工業港での成分波振幅

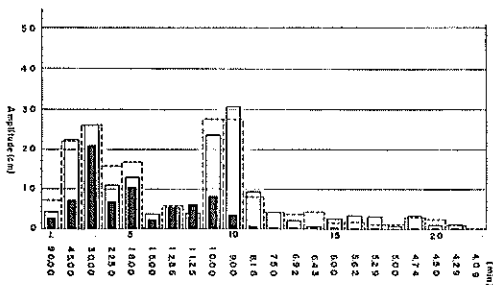


図-4-14 鯨港での成分波振幅

いた港内水深の相違によるものと思われる。実際、水深を 5 m と同じ工業港の固有周期を求めると

$$T_{h=5} = \frac{2 \times 200 \times 16}{\sqrt{9.8 \times 5 \times 60}} = 15.2 (\text{分})$$

となる。

図-4-14 に示す鯨港の特徴は 9, 10 分の成分が卓越していることである。これが鯨港と泊地とを合成した固有振動周期を表わすものと思われる。

(4) 津波計記録と河原木堤外水位との関連

1968 十勝沖地震津波時に河原木防波堤堤内水位はそれに近い検潮記録によって得られたが、堤外水位は直接記録されておらず、港外側での唯一の記録は津波計であった。したがって第一近似としては、津波計と河原木堤外間の位相差に基づいて、津波計記録から堤外水位の推定を試みることになるが、その際境界からの反射波の影響等による津波水位の変形を考慮する必要がある。このことを計算結果に基づいて検討してみよう。

まず海岸線からの反射波のみを考慮して、図-4-15 の A, B, C の水位変動を求める。各点における入射波と反射波の位相差は A 点で 9 分、B 点で 5.5 分、C 点は 0.5 分である。この位相差によって入射波と反射波とを重ね合わせたのが図-4-15 の実線である。図から明らかなように、堤外水位点は海岸に極めて近いので入射波のほぼ 2 倍の波形を呈しているが、他の点は海岸線からの距離に応じた変形を受ける。従って、ピークの起時の位相差は進行波の位相差とは合致しない。図中の破線は津波計、D 点、堤外水位の位置における水位変動の計算結果である。実線と破線の差が防波堤などからの反射波の影響を表わすものと考えられる。

図-4-16 は波形を比較するため津波計位置および堤外水位点の位置における時間的な水位変動の計算結果と入射波とをそれぞれ位相を合わせて重ね合わせたものである。

検潮儀位置と堤内水位位置との間の進行波の位相差は約 1 分である。計算結果を 1 分ずらして重ね合わせると図-4-16 のようになる。この場合も両者には若干異なる反射波が加わっているはずであるが、距離が近いために波形は似ている。

(5) 河原木防波堤破堤の影響

河原木防波堤破堤の影響をモデル津波で検討しよう。図-4-11 に示す矢印の時刻に河原木防波堤 100 m が欠壊したとする。すなわち、初め地形 H-1 に津波が来襲したとして HIR 1-T0 の計算結果を用い破堤時から地形

長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)

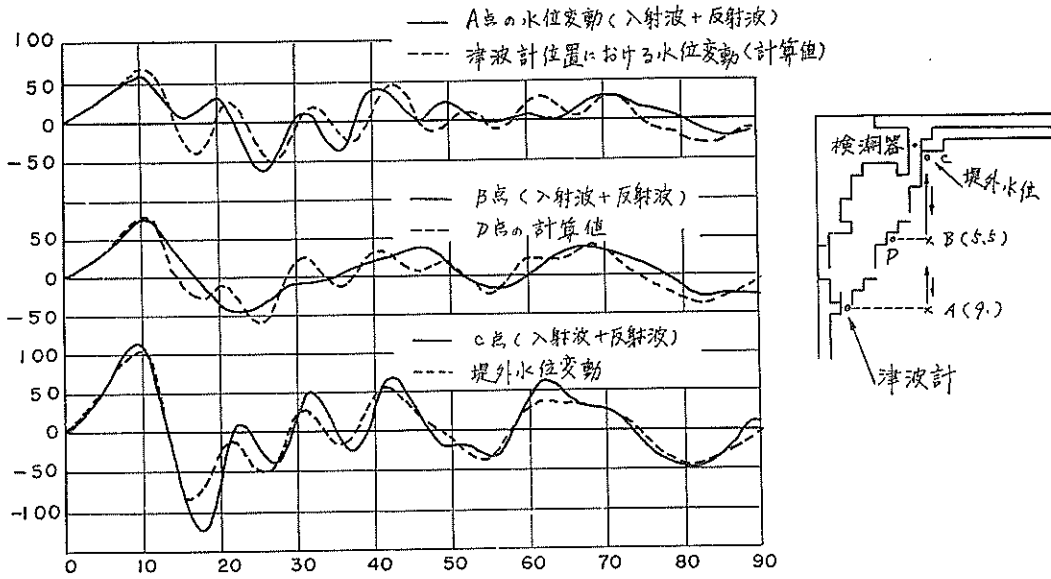


図-4-15 波形の比較(1)

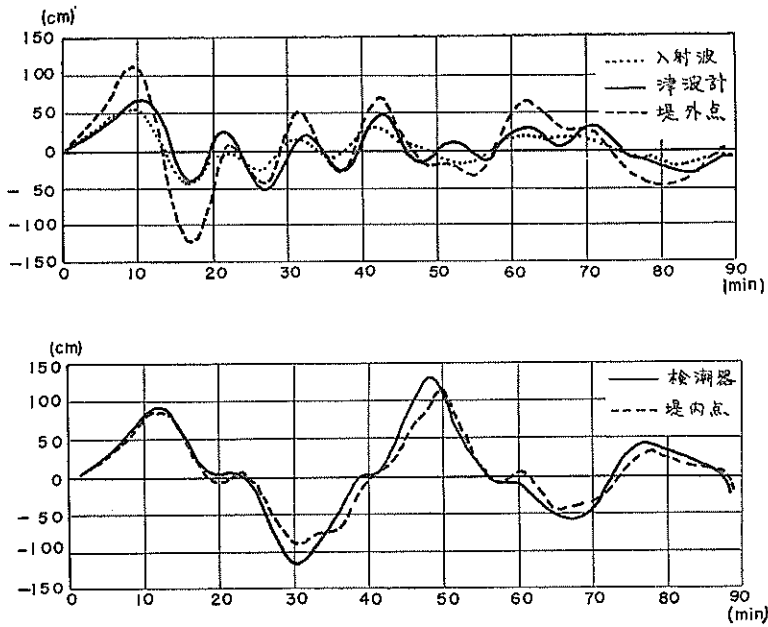


図-4-16 波形の比較(2)

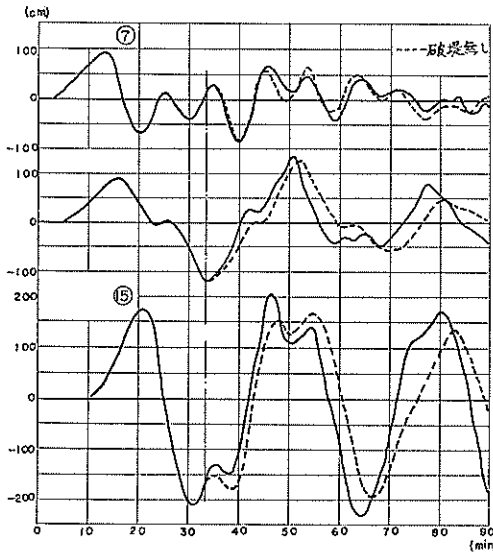


図-4-17 破堤の影響 (グループ3)

H-2の計算値を近似的に使用できるものとする。ただしグループ2の結果により、H-2とH-3とはほとんど類似しているため、HIR3-Toの計算結果を代用して推定する。このように考えた破堤の影響を、代表点における時間的な水位曲線として描いたのが図-4-17である。破堤の影響は工業港で最高水位が、破堤しない場合に比べ20~30cm増加することがわかった。ただし、図-4-17の上および下の図は図-4-9に示す⑦および⑮での、また真中の図は⑨と⑩の中間点での水位変動を表わす。

## 5. あとがき

われわれは昭和35年以来、長周期波に対する防波堤の効果に関する一連の数値計算を実施してきたが、1968十勝沖地震津波時の大船渡港における実測記録との対比によって、計算法の信頼度を明確に実証することができた。

この方法の特徴の一つは任意の地形、任意の津波波形に対して適用可能なことである。今回の八戸港のように、その地形条件に基づいて広範囲の仮想外海をとり入れたことによる計算量の増大は、大容量計算機の使用によって十分対処できる。しかし、単一正弦波を対象とした基本的な計算を一歩進め、実情に即した不規則波を用いて検討しようとするとき、入射波形および波高の選定が本質的な問題となる。将来起り得る津波についての正確な予測はもとより不可能としても、数値計算に使用するいくつかのモデル波形的の設定が必要となろう。

今回は不規則な津波モデルとして、1968十勝沖地震津波時の大船渡に対する入射波をそのまま適用したので、定量的に実情と合致せしめるまでには至らなかったが、もし八戸港でも正確な記録が得られていたならば、さらに多くの基礎的計算を実施した上で、実際の津波に対応する入射波を用いてより明快な結果を得ることができであろう。

1968十勝沖地震津波時の八戸港における特徴的な災害は河原木防波堤の倒壊であった。その主因と目される著しい内外水位差の傾向は、既述のとおり計算結果にも見られるところである。ただ、ここで反省を要するのは、仮に災害前に今回のような計算を実施していたとした場合、果してその結果を構造物の安定性と結びつけて考慮したであろうかという点である。この意味から、実際の災害は甚だ貴重な体験であり、その教訓は今後十分生かされねばならない。もちろん、これもまた津波の大きさや波形と密接に関連しているから、一義的な予測は不可能であるが、万一の破堤をも考慮に入れた計算をあらかじめ実施しておくことは防災計画上大いに意義のあることと思う。

計算法の細部に関していえば、八戸港のような複雑な地形をより適切に表現するため、斜交座標系の導入を図ることが今後の課題の一つである。

なお、数値計算に関し日本I・B・Mの、図面作成については茂串・久保両技官の手を煩わせた。

## 参考文献

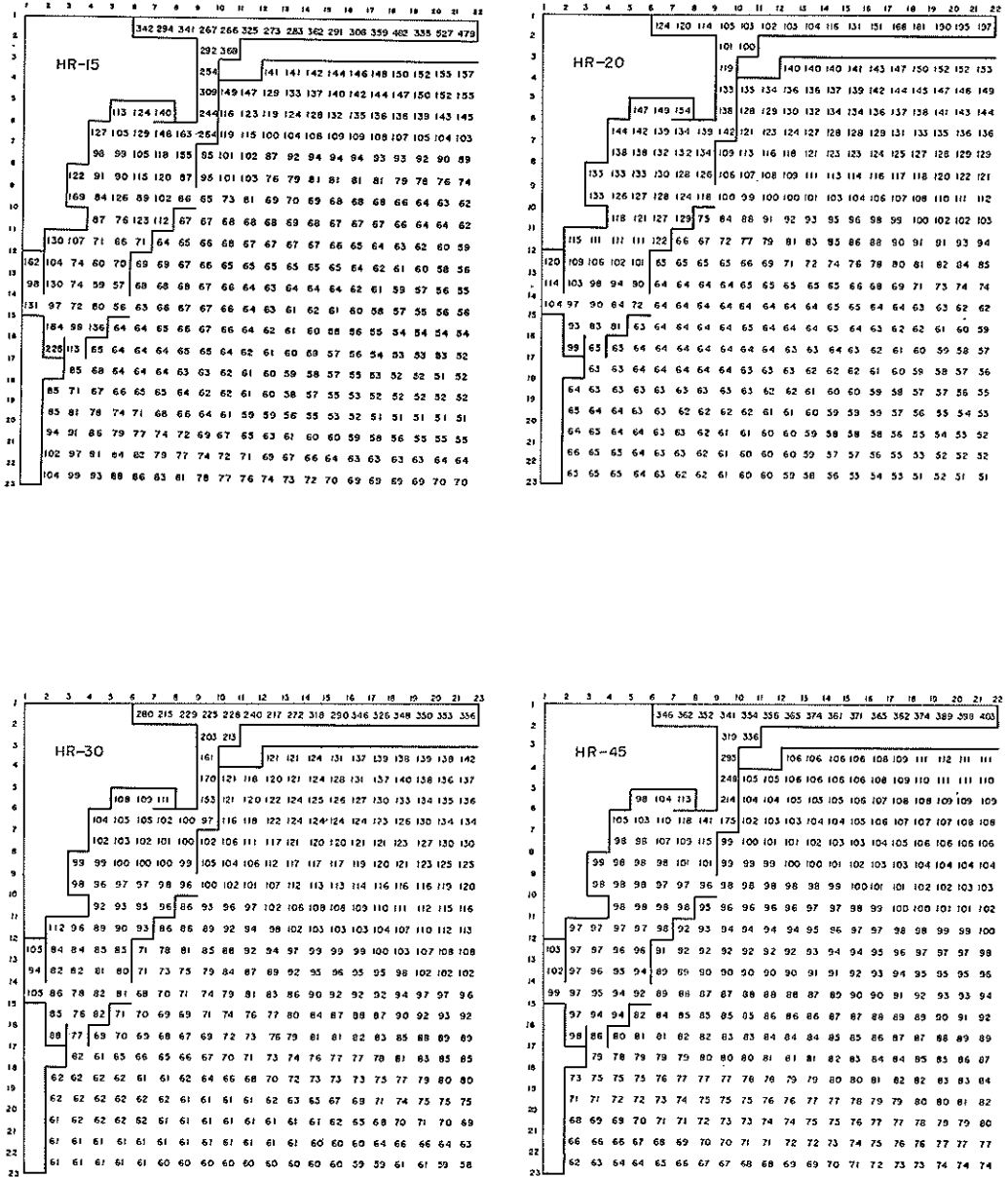
- 1) H. Fukuuchi, Y. Ito: On the effect of breakwaters against tsunami, Proc. of 10th Conference on Coastal Engineering, pp. 821~839 September, 1966.  
Yoshiyuki Ito: On the effect of Ofunato tsunami-breakwater against 1968 tsunami, Thirteenth Congress of the International Association for Hydraulic Research, 1969.
- 2) 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算: 運輸省港湾局調査設計室, 昭和37年3月
- 3) 伊藤喜行・土岐祥介・森平倫生: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第2報), 港湾技術研究所報告, Vol. 3, No. 7, 1964
- 4) 伊藤喜行・木原力: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第3報), 港湾技術研究所報告, Vol. 7, No. 4, 1968
- 5) 伊藤喜行・谷本勝利・木原力: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第4報), 港湾技術研究所報告, Vol. 7, No. 4, 1968
- 6) 松島湾の津波計算, 防波堤研究室資料, 1964年12月
- 7) 新潟地震津波調査報告: 運輸省港湾局, 第一港湾



長周期波に対する防波堤の効果に関する計算（第5報）

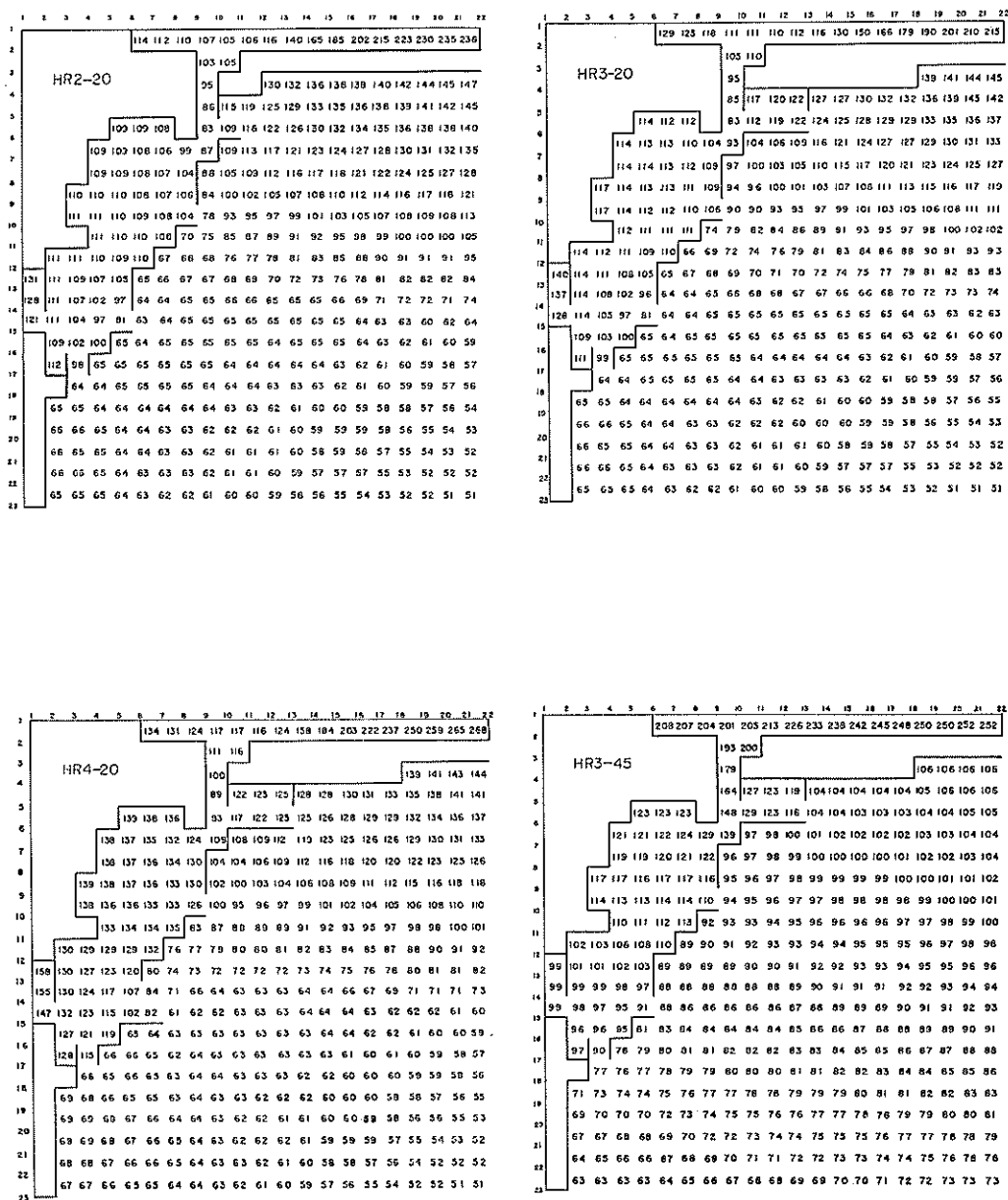
- 建設局，港湾技術研究所，昭和39年8月
- 8) 名古屋港津波計算： 受託試験報告，1966年3月
- 9) 昭和8年3月3日 三陸地方津浪に関する論文および報告，東京帝国大学地震研究所彙報別冊，昭和9年3月
- 10) 1960年5月24日 チリ地震津浪踏査速報，チリ津浪
- 合同調査班，昭和35年7月
- 11) 1968年十勝沖地震，港湾被害報告，津波調査報告，運輸省港湾局，港湾技術研究所，第二港湾建設局，北海道開発局港湾部，昭和43年12月  
(1969.6.30 受付)

附録 1 最高水位の平面的分布

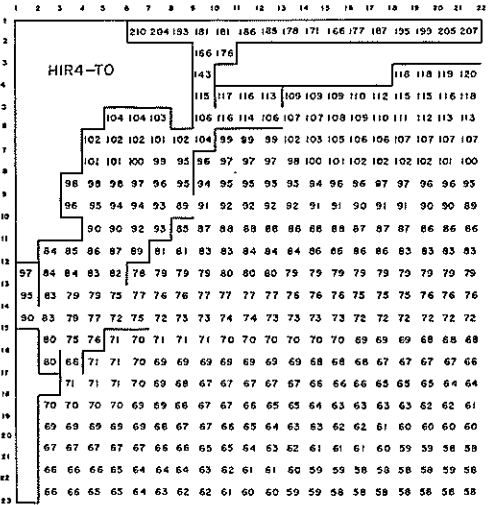
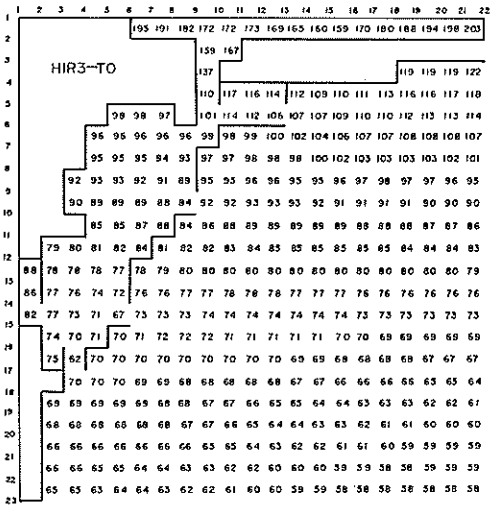
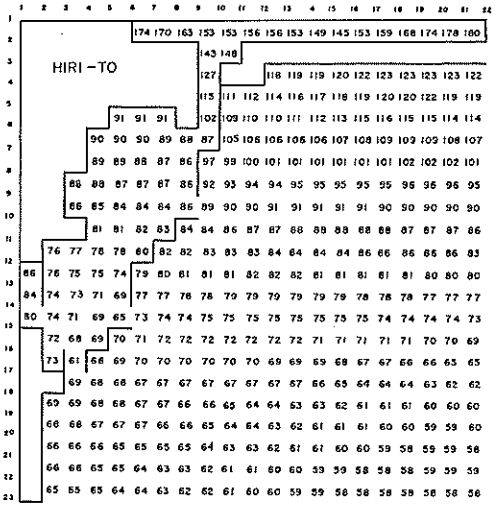
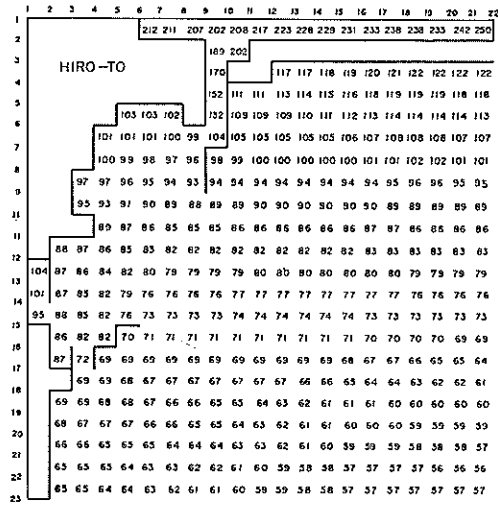


附図-1.1 グループ1の最高水位分布

長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第5報)



附図-1.2 グループ2の最高水位分布

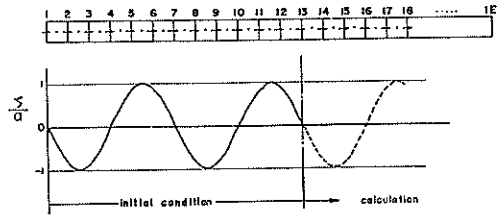


附図-1.3 グループ3の最高水位分布

附録 2 格子間隔のとり方による進行波形の変形

われわれの行なっている津波計算では、計算対象海域へ侵入する波の計算上の供給源として、形状一様な仮想外海を導入しているが、そこでの格子間隔  $\Delta x$  は地形割りを考える必要がないから、津波の波長  $L$  との関連で適当に定めることができる。つまり、進行波としての波形変形が著しくならない程度に波長に対する格子間隔の比を大きくとって、計算量の節約を計っている。

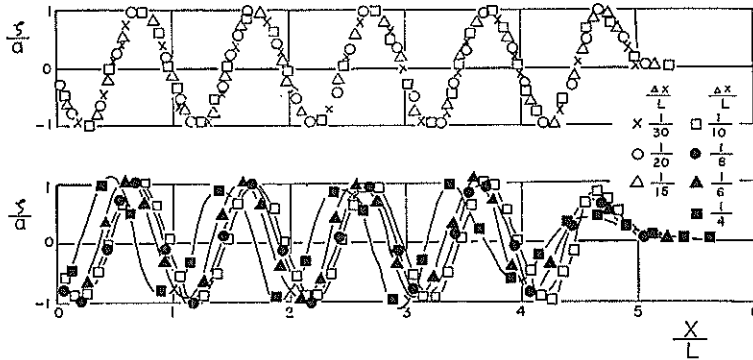
それで、単一正弦入射波列による計算においては、過去の実績から  $L/10$  程度の  $\Delta x$  を採用してきた。しかし不規則入射波による計算においては、波長の長い成分から比較的短い成分まで、種々の成分を含んでおり、それらに対して共通な  $\Delta x$  を用いることになるから、各成分についていえば、それぞれ違った値の  $\Delta x/L$  で計算を行なっているわけである。従って、 $\Delta x/L$  が大きくなるにつれて計算波形の変形が著しくなるならば、あまり短周期の成分までとることができない。これらの事情を明き



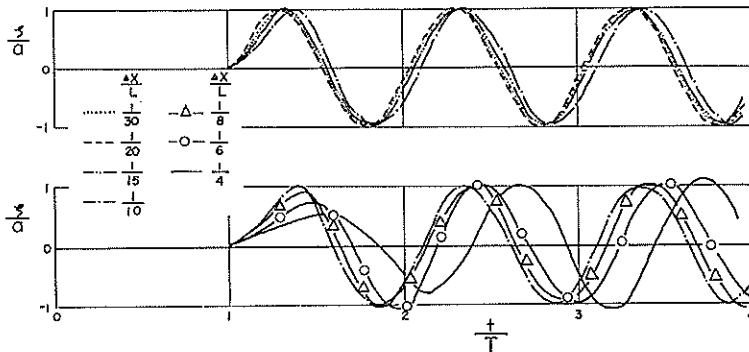
附図-2.1 説明図

らかにするため、単一正弦波が一定水深、一定幅の矩形水路を進行する場合について、 $\Delta x/L$  を種々に変えて数値計算を実施した。計算に用いた無次元の諸定数はつぎのとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{h} &= \frac{1}{10} \\ \frac{\Delta x}{L} &= \frac{1}{30} \sim \frac{1}{4} \\ \frac{\Delta t}{T} &= \frac{1}{60} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} h: & \text{水路の水深} \\ a: & \text{単一正弦入射波半振幅} \\ T: & \text{単一正弦入射波周期} \\ \Delta t: & \text{計算時間間隔} \end{aligned}$$



附図-2.2 計算波形



附図-2.3 水位の時間的变化

計算範囲は初期状態から 240 ステップ、すなわち 4 周期分である。

なお、一次元の場合の計算安定条件

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{gh}}$$

より

$$\frac{\Delta t}{T} \leq \frac{\Delta x}{L}$$

となり、上述の関係はこの条件を十分満足している。

計算結果を 附図-2.2 と 2.3 に示す。附図-2.2 は種々の  $\Delta x/L$  に対する時間経過  $3T$  (180 ステップ) 後の計算波形を示すもので、 $\Delta x/L=1/30 \sim 1/10$  のグループでは、ほとんど差が認められない。 $\Delta x/L=1/10 \sim 1/4$  のグ

ループにおいては、 $\Delta x$  が大きくなるにつれて変形し、位相の遅れが目立つ傾向が認められるが、著しく波形のくずれることはない。

附図-2.3 は、初期状態の波の先端から進行方向に 1 波長離れた地点における水位の時間的変化を示したものである。この場合も、 $\Delta x$  が大きくなるにつれて位相の遅れが目立つ傾向が認められるが、 $\Delta x/L=1/8$  程度までそれ程大きいものでないことが知られる。

以上のような検討ののち、今回実施した八戸港の津波計算では、実際上十分なる精度が得られるところとして不規則波中に含まれる最小成分の波長  $L_{\min}$  と格子間隔  $\Delta x$  との関係は  $\Delta x/L_{\min}=1/8$  とした。