

# 港灣技研資料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 112 Mar. 1971

混成防波堤の蛇行災害

伊藤 喜行  
谷本 勝利

運輸省港灣技術研究所



# 混成防波堤の蛇行災害

## 目 次

はしがき .....	3
1. 蛇行災害の実例 .....	3
1.1 諸外国の例 .....	3
1.2 日本の実例 .....	7
2. 半無限堤に沿う波高分布 .....	9
2.1 直角入射規則波による波高分布 .....	9
2.2 波の周期・入射角の影響 .....	10
2.3 波の不規則性の影響 .....	11
2.4 滑動量の分布 .....	12
3. 島堤に沿う波高分布 .....	12
4. 隅角部を有する法線に沿う波高分布 .....	13
4.1 隅角部における波力の集中 .....	13
4.2 入反射波の相互干渉による波高の変動 .....	14
4.3 模型実験例 .....	16
4.4 災害例の検討 .....	18
5. 蛇行災害への対策 .....	18
あ と が き .....	19
文 献 .....	19

## Meandering Damages of Composite Type Breakwaters

Yoshiyuki Ito\*

Katsutoshi Tanimoto\*\*

### Synopsis

Many examples of past breakwater failures show that the extent of damages results in the undular distribution. Such a fact has been pointed out in several papers and the authors named this character of damages "meandering damages of breakwaters". This phenomenon has already been explained from the point of view of non-uniform distribution of wave heights along a semi-infinite breakwater.

In this note some examples of meandering damages of breakwaters in several countries are presented and the distributions of wave heights along the breakwaters due to diffraction and mutual interference of incident and reflected waves are examined on the basis of calculations and model experiments. The non-uniformity of wave heights along a breakwater seems not to be ignored in the design of composite type breakwaters.

\* Chief of Breakwater Laboratory, Hydraulics Division

\*\* Member of Breakwater Laboratory, Hydraulics Division

# 混成防波堤の蛇行災害

伊藤 喜行 \*

谷本 勝利 \*\*

## 要 旨

防波堤の被害程度、例えばケーソンの滑動量などは、全延長にわたって一様に生ずるものではなく、多くの実例は、それがあつた波状分布を呈していることを示している。本資料では、こうした被害特性を防波堤の蛇行災害と名づけ、内外の実例を示し、その原因を防波堤の回折効果や、入反射波相互の干渉に基づく波高の場所的変動の立場から検討し、安定計算等の考え方を取敢ず述べ、設計に際して、これらの実例や解釈に留意すべきことを指摘した。

## はしがき

防波堤の被害程度、例えばケーソンの滑動量などは、全延長にわたって一様に生ずるものではなく、法線に沿ってその大きさを異にしており、多くの実例は、それがあつた波状を呈して分布することを示している。こうした事実はつとに指摘されて来たところであり、筆者はこれを防波堤の蛇行災害と名づけた。

堤各部の被害程度の変動には、種々の原因が考えられる。区間ごとに法線方向や構造断面が異なるような場合は別として、同一条件の区間についても、来襲波自体の峯方向の不均一性、前面の地形などの影響による到達波高の相違、構造強度の偶発的な不同その他の要因が挙げられよう。

本稿で扱う蛇行災害は、これらの原因によるものではなく、防波堤の回折効果や、入反射波相互の干渉に基づく波高の場所的変動を主因とするものである。すでに J. Larras は、半無限堤のまわりの回折波理論を用いて、この現象の説明を試みた。また近年では、三井らが海岸構造物不連続部周辺の波高分布について、理論および実験による研究を進めている。

こうした解釈が、実際の蛇行災害にどの程度適用できるかには、疑問がないわけではない。しかし一方では、そのように考えないと説明し難い災害例も現実にある。したがって設計時にも、これを考慮に入れておく必要があり、筆者はしばしばそのことを説いて来たし、また今年度の港湾構造物設計基準の改訂に際し、特に隅角部周辺に対する注意事項を追加するよう提案した。

本稿はこの提案の背景を解説したものであり、具体的設計法の成案は未だ得るに至らないが、敢えて拙速をかえりみず刊行する次第である。

## 1. 蛇行災害の実例

### 1・1 諸外国の例

蛇行災害の実例は、トアブセ(1919および1921)、カタニア(1930)、アルジェ(1930および1934)、マルセユ(1934)、ジェノア(1955)の各港に見られる。<sup>1)</sup>

トアブセ港<sup>2)</sup>(ソ連)は黒海東岸にあり、1913年に着工した島堤が1919年および1921年秋の嵐により被災した。この島堤の設置水深は約10m、構造は長さ25m、底幅9m、高さ7.9mの台形鉄筋コンクリートケーソンによる混成堤である。当時の延長は1127m(45函)で、延長約775m(31函)の主部と、それと16°の隅角をなす約350m(14函)の副部とから成る。そのうち、主部堤頭より30函分は頂部工(厚さ1.5mの頂部コンクリートと高さ1.6mのパラベット)まで全断面完成、次の5函分はパラベット未完成、最後の10函分は頂部工未完成であった。被害はマウンド捨石や根固方塊の散乱、ケーソンの傾斜および滑動で、主部にのみ生じた(上記両年のそれぞれの状況は不詳)。副部に被害がなかったのは、頂部未完成のためとされている。ケーソンの変形量は図1.1のとおりで、第1函と第15函はほぼ安定であったが、第6函は完全に抜け去り、全体として蛇行災害の状態を呈している。

\* 水工部 防波堤研究室長

\*\* 水工部 防波堤研究室

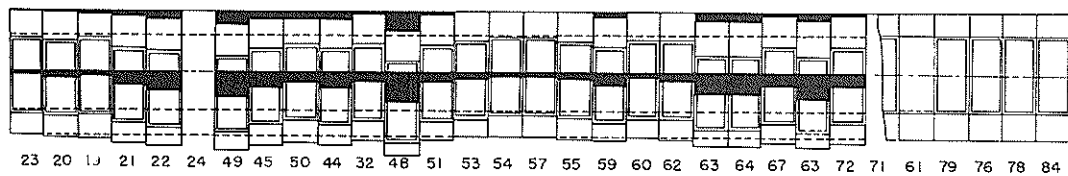


図1・1 Touapse 港防波堤の蛇行災害

さて、1926年の報告<sup>2)</sup>では特にこの蛇行に言及していないが、後述するアルジェの災害報告<sup>4)</sup>では、この場合の蛇行の波長を350mと述べている。これは、第6函附近と第21～22函との間隔に相当するが、もし第6, 12, 18, 24函の変形を極大値と考えるならば、蛇行の波長は150mということになる。

カタニア<sup>3)</sup>(イタリア)の東防波堤は、古い傾斜堤にひき続き、1920年代後半よりサイクロピアンブロック式直立壁堤(設置水深17.8m)をもって延長を開始した。施工中の1930年2月21日、無風にも拘らず波高7m、推定沖波長200m以上と称する波のため、上段ブロックの滑动あるいは転落を生じた。この場合はトアセと異なり、全長650mのうち、頂部工を施した基部300mが残部より軽微な被害にとどまった。そしてマ

ウンドの沈下のため、壁体はあるいは沖側へあるいは港内側へ傾斜して正弦曲線状の変位を示し、蛇行の波長は150mであったという。<sup>4)</sup>

アルジェ<sup>4)</sup>(アルジェリア)のムスタファ防波堤もサイクロピアンブロック構造で、既設のアガ堤(波止め壁つき傾斜堤)と約100°の隅角をなす延長600mの第1区(水深13～24m)と、更に230°方向を転じた同じく600mの第2区(水深24～22m)とからなる。施工中の1930年12月18日、H=6.5mの来襲波により第1区の壁体は沈下や傾斜を生じ、図1.2のような正弦曲線状に変形した。また第2区も、その後施工中に調査を継続した結果、やはり図1.3のように波長約80mの蛇行を生じていることが認められた。

Alger Jetee de Mustapha

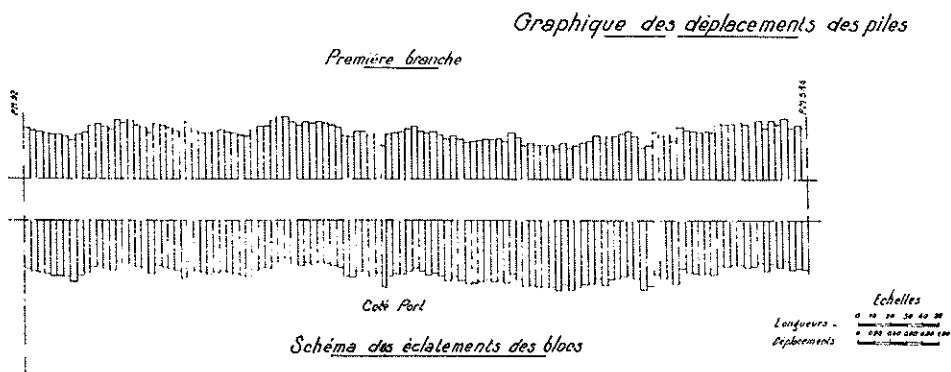


図1・2 Alger 港Mustapha 堤第1区の蛇行災害

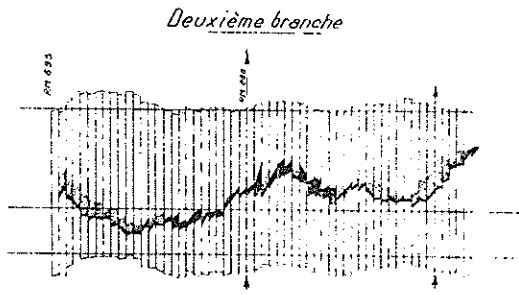


図1・3 Alger 港Mustapha堤  
第二区の蛇行災害

このムスタファ堤は完成後の1934年2月3日、無風の下での $T = 14 \text{ sec}$ ,  $H = 9 \text{ m}$ という巨浪のため、第2区の先端側400mが完全に倒壊してしまった。被災後の調査の一環として、マウンド捨石の散乱状況を求めるため海底の電気探査も行なわれたが、その結果は図1.4のとおりである。図中の①は電極間距離2.5mで海底の表層(厚さ1.25m)の状況を示し、②は電極間距離5mで同じく厚さ2.5mの状況を表わす。そして抵抗 $0.175 \text{ ohm/m}^2$ 以下は水で飽和したゆるく均一な砂に対応し、それ以上の値はより粗い成分がかなり混入していることを示す。したがって、図中の破線が表わすこの限界をもって、マウンド捨石の散乱の範囲とみなすことができる。このカーブもまた波長80~100mで蛇行して

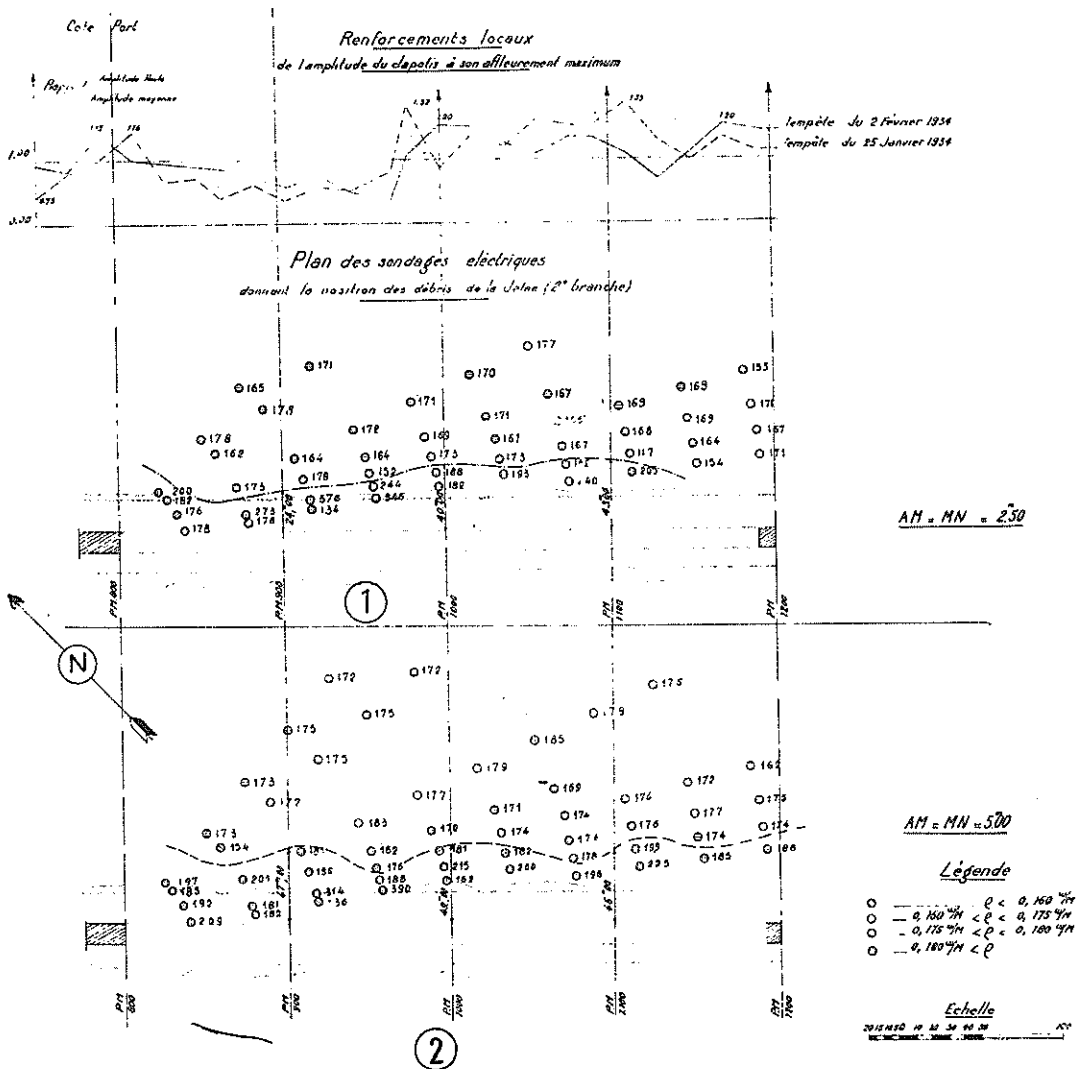


図1・4 Alger 港Mustapha堤第二区の捨石散乱と波高変動

いる。図1.4には、1934年1月25日および2月2日に観測した堤に沿う重複波高の分布も画かれているが、波高極大の位置はやはり壁体の変形や捨石の散乱が極大となる点にほぼ対応している。

マルセーユ<sup>5)</sup>(フランス)のミラボー防波堤もサイクロピアンブロック式で、1933年の嵐の際、図1.5のような蛇行変形を生じた。その波長は70m、振幅は0.25mであった。来襲波高は2.5~3.0m、周期5sec、波長40m程度で、20mごとに波高の高まりを示していたという。

ジェノア<sup>6)</sup>(イタリー)では、1955年2月19~20日に大災害を被り、図1.6に示す各位置で破堤した。この防波堤の設置水深は大略15~20m、全延長は4650mで、古いガリエラ堤840mが傾斜堤であるほかは、その東方延長部が縦孔つきサイクロピアンブロック、西方はセルラーブロックおよび無孔サイクロピアンブロックの構造となっている。無孔ブロック部では、最上段ブロックと頂部工とが港内側へ転落してまず150mの破堤を生じ、それが左右に150mづつ拡大した。セルラーブロック部および縦孔つきブロック部の破堤は頂部工の破壊によるもので、前者では5~80mづつ4箇所、後者では10~35mづつの6箇所が生じた。このときの推定波高は7m、周期はマルセーユの実測値を参照して8

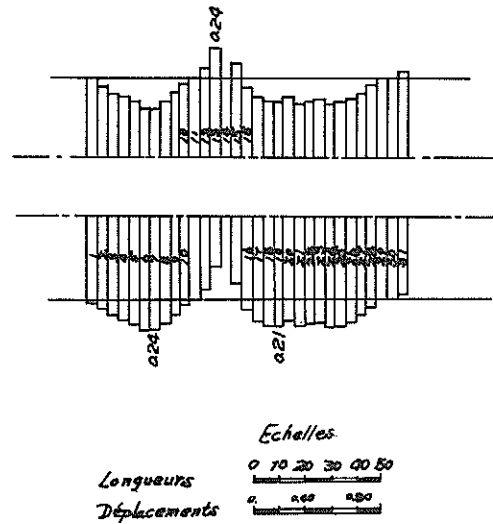


図1.5 Marseille港Mirabeau堤の蛇行災害

sec内外と見積られている。

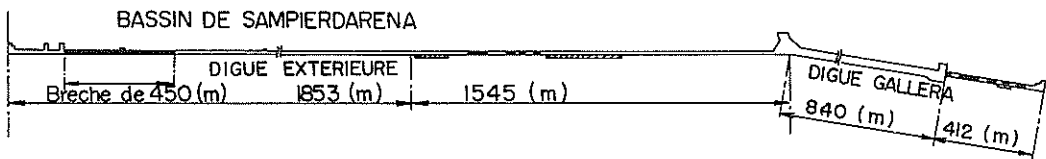


図1.6 Genova港防波堤の蛇行災害

表1.1 Genoa防波堤破堤箇所 (計算値と実際の比較)<sup>6)</sup>

計 算	実 際
24 m	— m
86	80~106
148	146~156
210	203~226
272	281~316
334	326~343
396	389~402

Larras は波長を98.5mと考へて後述するその理論を適用し、縦孔つきブロック部の破堤位置を計算して実際と比較した。その結果は表1.1のとおりである。最初の24m点で実際に破堤していないのは、堤頭部の補強の効果であるという。その他の点では極めてよく一致しているが、この問題については次章で検討を加えることとする。なお、西側無孔ブロック部の破堤との関係には言及されていない。

### 1・2 日本の実例

上記の外国の実例の一部は、すでに戦前に日本へ紹介されており、<sup>8)</sup>目新しい事実はないであろうが、本節ではあらためてこの観点から日本の災害例を見なおしてみよう。

網走港<sup>9)</sup>北防波堤丁部は延長385m、水深11~12mで、幅11m、長さ9mのケーソン40函による混成堤である。大正13年より着手して昭和2年秋に全延長の完成を見た。ケーソンは工事中から僅かながら移動していたが、昭和2年12月24日および翌年1月4日を

頂点とする前後十数日の激浪により、最大6mに達する大移動を生じた。その状況を見ると6~7函分、すなわち60m内外を波長とする蛇行が認められる。しかしこの変形の中には、施行途中の仮堤頭函の顕著な移動なども含まれているので、必ずしも一挙にこのような蛇行災害を生じたわけではない。年度別の変形を求めてみると図1.7のようになり、昭和2年度冬期の蛇行の波長は、上記と同様とも云えるし、14~16函分、すなわち130m内外とも考えられる。

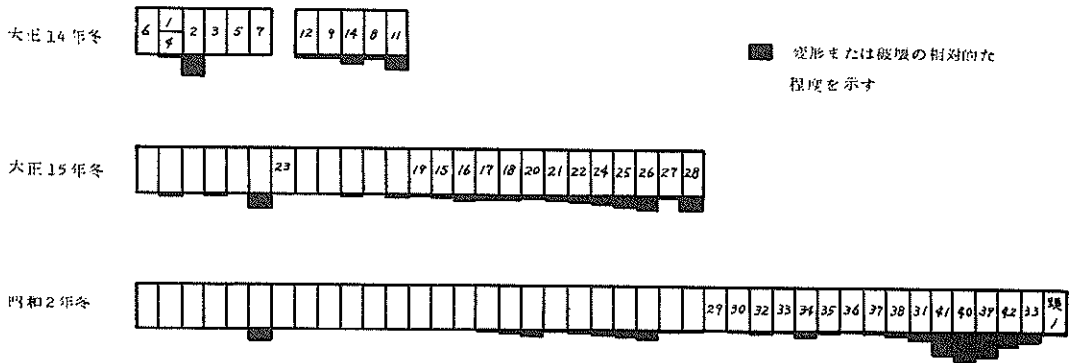


図1・7 網走港北防波堤丁部年度別被害状況

ひるがえって近年の災害を見ると、まず神戸港第3防波堤の東端部における昭和40年9月(23号台風)の滑動(図1.8)に蛇行が認められる。<sup>10)</sup>この防波堤のケーソンは長さ14mで、蛇行の波長は100~150mといったところであろう。なお第19,20号函は、前年9月の6420台風時にすでに最大45cmの滑動を生じた。

姫路港節磨東防波堤の6420台風時の滑動は図1.9のとおりである。<sup>11)</sup>

ケーソン長は10mで、堤頭から50m附近に最大の変位があり、以後減衰している。同じ台風による同港妻鹿西防波堤の場合(図1.10)<sup>12)</sup>もケーソン長さは10mで、まず堤頭から60m附近に最大変位があり、ほぼ8函分、すなわち80m程度の蛇行波長が認められる。なお、当時1~15号函は全断面完成、16~36および39号函はパラペットを除く断面が完成、残りは蓋コン

ケーソン移動詳細図(単位:cm)

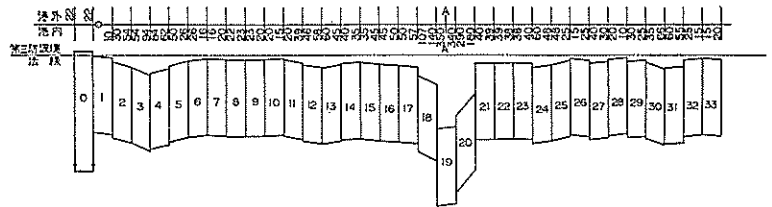


図1・8 神戸港第三防波堤の蛇行災害

クリートまで施工済であった。

図1.11は、唐津港西防波堤の昭和43年2月15日における被害を示す。<sup>13)14)</sup>この防波堤は昭和38年度より長さ6mのケーソンをもって工事中であったが、まず昭和40年9月には蓋コンクリート打設以前に来襲した6523台風のため、先端から第2函目が中詰砂を吸出されて8mばかり滑動した。このとき第1函の滑動は僅



か25cm, 他は安定であった。翌昭和41年8月, 先端2箇分の蓋コンクリート施工中に6615台風に見舞われ, 前年と全く同様に第1函は僅か30cmの滑動, 第2函はマウンド下へ転落という状況を呈した。昭和43年2月の被害は, ケーソンの蓋コンクリートは破壊されず中詰砂もそのまま滑動したもので, 上部コンクリートを打設していない第1~4および第6, 8函のうち, 第4, 8の2函のみ数mの移動を生じ, 他は安定を保っていた。極めて特異な蛇行現象である。なお, 上記両台風時の目測波高は1.5m, 昭和43年2月の被災時は3m以上とされている。

次に隅角部を有する法線形における1例として, 青森港油川地区東防波堤の例を挙げよう<sup>15)</sup>(図1.12)。これも工事中の昭和42年10月28日に生じた被害で, 5m<sup>2</sup>方塊を仮置した部分や蓋コンクリート未了の部分などがあるため断面はやや不均一であるが, 蛇行らしきものが一応認められる。隅角部の存在と蛇行災害との関係については, 後に第4章で考察することとする。

このほか, 金沢港西防波堤における昭和42年度冬期の滑動<sup>16) 17)</sup>や, (図1.13)小名浜港第2西防波堤における昭和45年1~3月の場合<sup>18)</sup>も, ケーソンの最大変位は先端から2~4函目に生じ, 蛇行の様相を呈している(図1.14)。

飾磨東防波堤水平変位量 (単位 m)

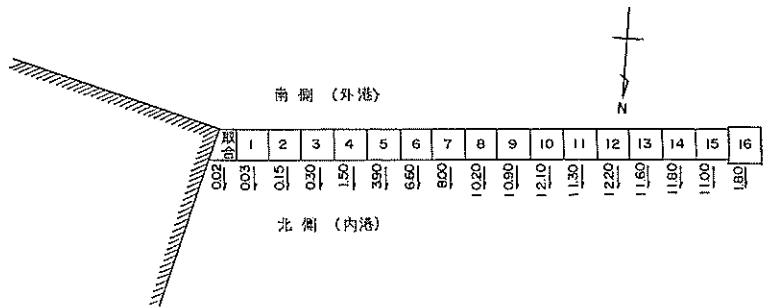


図1・9 姫路港飾磨東防波堤の蛇行災害

妻鹿西防波堤水平変位量 (単位 cm)

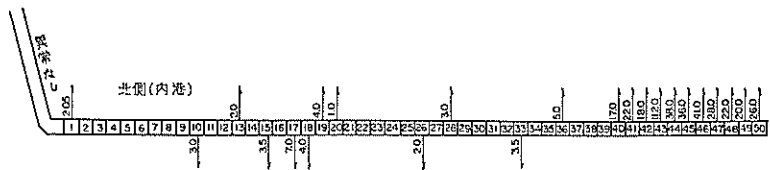


図1・10 姫路港妻鹿西防波堤の蛇行災害

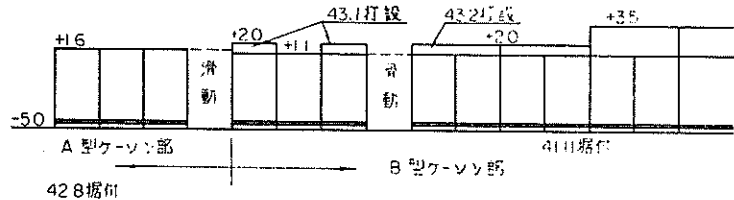


図1・11 唐津港西防波堤の蛇行災害

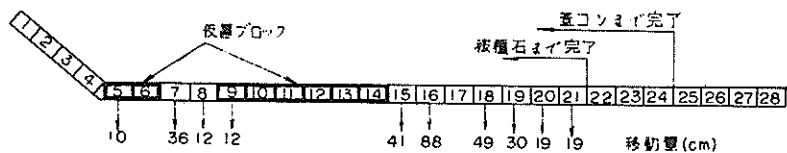


図1・12 青森港油川地区東防波堤の蛇行災害

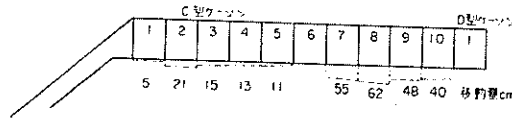


図 1・13 金沢港西防波堤の蛇行災害

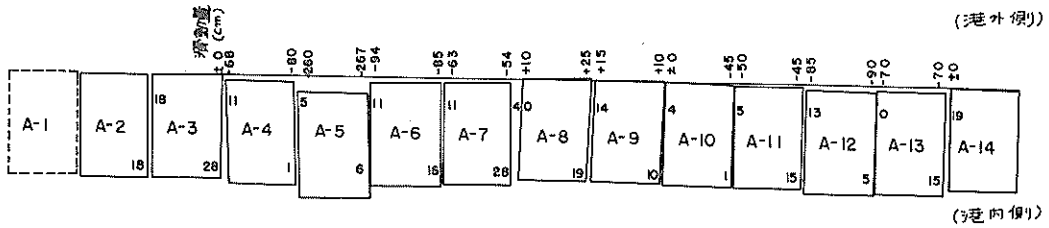


図 1・14 小名浜港第二西防波堤の蛇行災害

## 2. 半無限堤に沿う波高分布

### 2・1 直角入射規則波による波高分布

直立壁面での重複波高は、基本的には入射波高の2倍である。しかし、正確に2倍となるのは無限堤の場合のみであり、半無限堤のまわりに波が回折するようなときには、堤体の港外側における波高は決して入射波高Hの2倍ではなく、(1.76~2.34)Hの範囲内で若干の変動がある。また港内側の波高も同様ではないから、内外の水位差の場地的変動に応じて、堤体に作用する波力が各位置で変化することとなる。

J・Larras は、前述の実例のような蛇行災害の原因をこの回折現象に求め、1942年6月のTravaux誌に発表した。彼の理論によれば、<sup>1)</sup>半無限堤に沿う前面重複波高の極大はまず堤端から0.24Lで生じその値は2.342H、次いで0.875Lの位置で2.204H、以後0.6325Lごとに2.151H、2.128H、…という風になる。しかし以下に示す回折波理論による結果と比較すると、これらの極大値の大きさはほとんど一致するが、その生ずる位置は、Larrasの方が $2/\pi (=0.637)$ 倍だけ小さくなっている。また、Larrasは堤端部での波高を0とした図を画いているが、これも首肯しがたい。

微小振幅波の回折理論によって、半無限堤に直角に入射する波による水位の時間的変化を求めると、まず堤体の港外側では次式のようになる。<sup>19)</sup>

$$\eta_1 = \frac{H}{2} \{ (C+S+1) \cos \sigma t - (C-S) \sin \sigma t \} \quad (2.1)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} C(u) &= \int_0^u \cos \frac{\pi}{2} w^2 dw \\ S(u) &= \int_0^u \sin \frac{\pi}{2} w^2 dw \\ u &= 2 \sqrt{\frac{x}{L}}, \quad \sigma = \frac{2\pi}{T} \end{aligned} \right\} (2.2)$$

H: 入射波高

x: 堤端からの距離

である。これから、港外側の波高分布は

$$H_1 = H \sqrt{(C+S+1)^2 + (C-S)^2} \quad (2.3)$$

となる。

また、港内側での水位変動および波高分布は

$$\eta_2 = -\frac{H}{2} \{ (C+S-1) \cos \sigma t - (C-S) \sin \sigma t \} \quad (2.4)$$

$$H_2 = H \sqrt{(C+S-1)^2 + (C-S)^2} \quad (2.5)$$

で表わされる。

更に、内外の水位差によって堤体に作用する波力を代表せしめることとすれば

$$\eta_1 - \eta_2 = H \left\{ (C+S) \cos \sigma t - (C-S) \sin \sigma t \right\} \quad (2.6)$$

$$|\eta_1 - \eta_2| = H \sqrt{2(C^2 + S^2)} \quad (2.7)$$

という結果が得られる。

図2.1はこれらを堤軸に沿ってプロットしたものである。港外側の波高および内外水位差には、明らかに周期的な変動が認められる。極大・極小を生ずる位置とその大きさは表2.1のとおりである。最初の極大は堤端より0.375Lで生じ、以後1波長の間隔をもって蛇行が続いている。

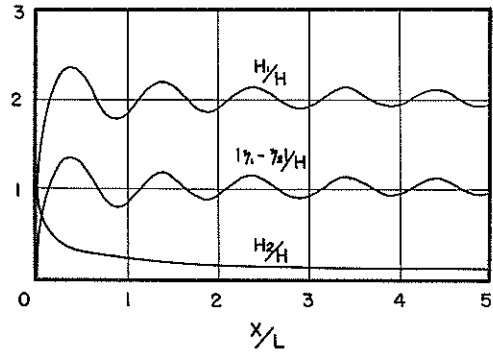


図2・1 半無限堤に沿う波高分布

表2・1 半無限堤に沿う極値の位置と大きさ  
(直角入射波)

$x/L$	0.375	0.875	1.375	1.875	2.375	2.875	3.375	3.875	4.375	4.875
$H_1/H$	2.34	1.76	2.19	1.84	2.15	1.87	2.12	1.89	2.11	1.90
$ \eta_1 - \eta_2 /H$	1.34	0.76	1.19	0.84	1.15	0.87	1.12	0.89	1.11	0.90

## 2・2 波の周期・入射角の影響

前節で示した極大または極小波高の生ずる位置が、入射波の周期の若干の変動によってどの程度影響されるかを調べてみよう。

直角入射波における周期の影響は、波長によって表わした前節の結果から直ちに求められる。図2.2は、1例として水深10m、周期10、12、14secの場合を示したものである。

任意の入射角の場合は、(2.2)式中のuの代りに

$$u = 2 \sqrt{\frac{2x}{L}} \sin \frac{\theta}{2} \quad (2.8)$$

とおけば、前節の各関係式がそのまま用いられる(⊙は堤端において波の進行方向と堤軸背面とが挟む角)。図2.3は、⊙=60°、90°、120°について画いたものである。斜め入射波の場合、蛇行の波長および堤端から最初の極大点までの距離は、直角入射波のそれらの値の  $1/(2 \sin^2 \frac{\theta}{2})$  倍となる(⊙=60°ならば2倍、⊙=120°ならば2/3倍)。

さて、Larrasはジェノア港の蛇行災害に対し、T=8secの深海波長約100mを用いて説明した。しかし前節の回折波理論を適用すると、実情に適合する波長は

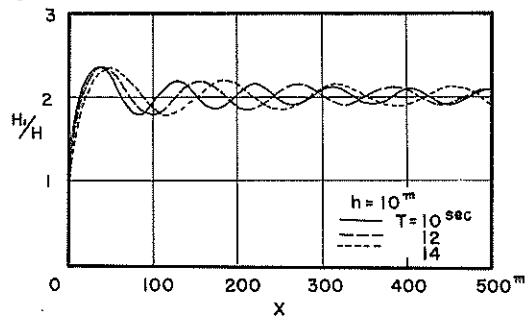


図2・2 半無限堤に沿う波高分布  
(周期による変化)

6.4mでなければならず、設置水深2.4m程度に対応する周期は6.5secとなり、いかにも過小である。これらは直角入射波を仮定しての値であるが、もし斜め入射波を考えるならば、⊙=75°であればT=5.5sec、⊙=105°であればT=7.4sec程度ということになる。逆にT=10secと仮定すると、入射角は⊙=170°とならねばならない。

この実例の場合、蛇行災害の現象を半無限堤のまわりの回折波理論で解釈しようとしても、数値的にいささか

無理な感もある。そして以上の論議は、単一の周期、波向をもった規則波を対象としたものであったが、実際には更に波の不規則性をも考えなければならない。この点を次節で検討することとする。

### 2.3 波の不規則性の影響

ここでは波の方向分散性は無視し、深海において Neumann のスペクトルを有する波が浅海に入って変形した後、半無限直立堤に直角に入射して重複波圧を及ぼすものとする。

まず深海波のスペクトル<sup>18)</sup>を

$$\{H_0(T)\}^2 = \frac{4C}{(2\pi)^5} T^4 \exp\left(-\frac{g^2 T^2}{2\pi^2 U^2}\right) \quad (2.9)$$

と表わし、平均周期 $\bar{T}$ と風速 $U$ との関係

$$\bar{T} = \frac{\sqrt{3}\pi}{g} U \quad (2.10)$$

および累積エネルギー密度

$$E = \int_0^\infty \left\{ \frac{H(T)}{2} \right\}^2 dT \quad (2.11)$$

を用いて変換すると、結局エネルギースペクトルは

$$\{H_0(T)\}^2 = 24 \sqrt{\frac{3}{2\pi}} E \frac{T^4}{\bar{T}^5} \exp\left(-\frac{3T^2}{2\bar{T}^2}\right) \quad (2.12)$$

となる。

この波が浅海に入ると、浅水度係数 $(H/H_0)$ を乗じた波高 $H$ に変化する。それが直立壁に作用したときの重複波圧を

$$p = wH \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad (2.13)$$

とすれば、単位長あたりの全波力は

$$P = \int_{-h}^0 p dz = \frac{whH}{kh} \tanh kh \quad (2.14)$$

である。この波力のスペクトルは

$$\begin{aligned} \{P(T)\}^2 &= (wh)^2 \left(\frac{\tanh kh}{kh}\right)^2 \{H(T)\}^2 \\ &= (wh)^2 \left(\frac{\tanh kh}{kh}\right)^2 \left(\frac{H}{H_0}\right)^2 \\ &\quad \{H_0(T)\}^2 \end{aligned} \quad (2.15)$$

となる。

次に回折効果を考慮した場合、防波堤への入射波高としては上記の $H$ の代りに、(2.7)式による内外水位差

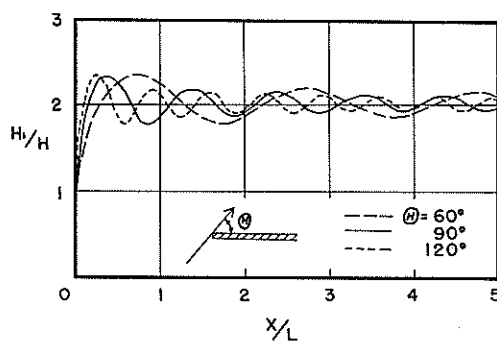


図2.3 半無限堤に沿う波高分布 (入射角による変化)

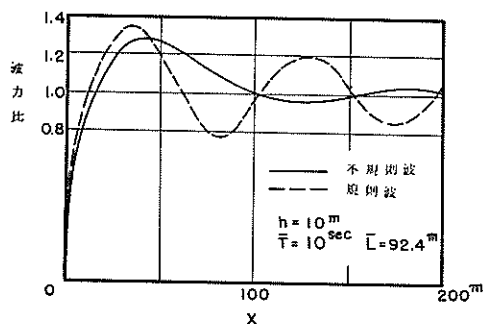


図2.4 半無限堤に沿う波高分布 (不規則波の影響)

に対応する $H\sqrt{2(C^2+S^2)}$ をとることにすれば、そのときの波力のスペクトルは

$$\begin{aligned} \{P'(T)\}^2 &= (wh)^2 \left(\frac{\tanh kh}{kh}\right)^2 \cdot 2(C^2 + S^2) \left(\frac{H}{H_0}\right)^2 \{H_0(T)\}^2 \\ &\quad (2.16) \end{aligned}$$

によって表わされる。

$\{P'(T)\}^2$ ,  $\{P(T)\}^2$  を積分して得られる累積エネルギー密度の平方根にある係数を乗ずれば、与えられた出現頻度の波力が求められるから、それらの比をもって不規則波力に対する回折効果を示すものと見なしてよいであろう。

図2.4は、 $\bar{T} = 10 \text{ sec}$ ,  $h = 10 \text{ m}$ ,  $\bar{L}$  ( $\bar{T}$ に対応する波長) =  $92.4 \text{ m}$ としたときの計算例である。単一周期的場合と比較して、変動がかなり均されたことが判る。最初の極大は  $0.4 \bar{L}$  付近にあってその値は約 1.27,

以後の変動は極めて小さい。波の方向分散性をも考慮すれば、変動は更に均されるであろう。しかしながら、来襲波が常にこのような不規則性を有しているとは限らず、かなり規則的なウネリ性の波による災害例もあるので、不規則性に基づく変動の減少を過大評価することはできないだろう。

#### 2.4 滑動量の分布

上述のような波力の変動に伴う滑動災害を生じた場合、各ケーソンの滑動量の分布、すなわち蛇行の程度を期待滑動量方式によって検討してみる。ただし、期待滑動量方式における波の不規則性の取扱いは、前節のようにスペクトルを考えたものではないから、両者の結びつきはあくまで近似的なものである。

計算例として、海底水深10m、マウンド上の水深8m、静水面上の天端高2m、ケーソン幅10m、ケーソン長15mを考える。このケーソンの滑動限界波高( $H_c$ )は7.3mである。図2.4から、波力増減量の平均値を各ケーソンあたりについて求め、これを各ケーソンへの入射有義波高の増減とみなすことにする。いま、 $H_{1/2} = 3.5$ mの波が来襲したものと考え、波群の中には $H_{max} = 2.0 H_{1/2}$ まで存在するとして1000波あたりの期待滑動量を算出すると、図2.5に示すとおり値が得られる。すなわち、第1号函の滑動量は0、第2~6号函は弓なりに滑動して、その最大は第3号函の35cmである。

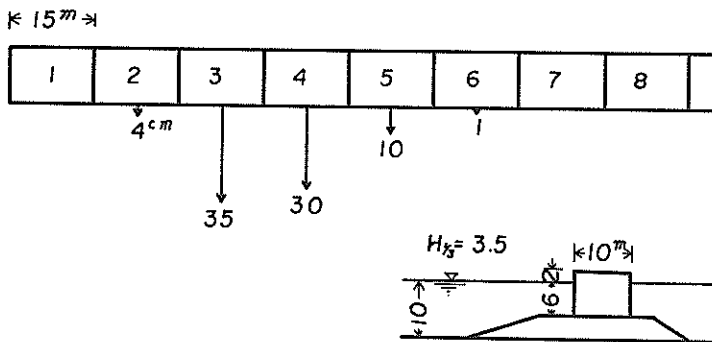


図2.5 半無限堤ケーソンの期待滑動量 (1000波あたり)

小名浜港第2西防波堤の災害例の場合は、その報告中にこうした解析がなされている。18) すなわち、 $L = 85.4$ mとして $0.38L = 32.4$ m、 $1.38L = 117.8$ mを求め、これが最も滑動の大きかった5号函および12~13号函の位置と台致することを示した。また5

号函に対する入射波高として $1.2 H_{1/2} (= 1.2 \times 3.5) = 4.2$ mをとって期待滑動量を計算したところ2.5mとなり、実際の約2.6mとよく一致しているという。

唐津港(図1.11)のように、第4、8号函のみマウンドから転落するほどの滑動を生じ、他は全く安定という状態に対しては、例えば、回折効果による波力増大の最大値が滑動限界を僅かに超えて第4号函に作用し、その繰返しによって著しい変位を生じた後、第5号函が新たな堤頭部となって、そこから4号函の第8号函が再び同様な現象を生じたものと想定してみたが、期待滑動量は極めて小さく実情を説明できない。この場合、上部施工以前の潜堤状の防波堤における回折効果とか、局部的にケーソンが抜け出した後の状態など、基本的にも検討を要する問題が残されている。

#### 3. 島堤に沿う波高分布

直線状島堤のまわりの回折現象は、速度ポテンシャルに関するMathieu方程式の解として求めることができ、これより島堤に沿う波高や波力の分布も、半無限堤の場合と同様に算出できる筈であるが、実際問題としてその数値計算は甚だ厄介である。ここでは両端からの回折をそれぞれ半無限堤として扱い、その重ね合せにより島堤に沿う波高の分布を求めてみる。

図3.1のような斜め入射波による前面水位の変動は、まず左端を堤頭とする半無限堤とした場合、

$$\eta_1 = \frac{H}{2} \cos(\sigma t - kx \cos \Theta) + \frac{H}{2} \{ (C+S) \cos(\sigma t - kx \cos \Theta) - (C-S) \sin(\sigma t - kx \cos \Theta) \} \quad (3.1)$$

で表わされる。ただし、CおよびSの中のuは(2.8)式で与えられる。

次に右端を堤頭とした場合は、

$$\eta_2 = \frac{H}{2} \cos(\sigma t - kx' \cos \Theta' - kl \cos \Theta) + \frac{H}{2} \{ (C+S') \cos(\sigma t - kx' \cos \Theta' - kl \cos \Theta) - (C'-S') \sin(\sigma t - kx' \cos \Theta' - kl \cos \Theta) \} \quad (3.2)$$

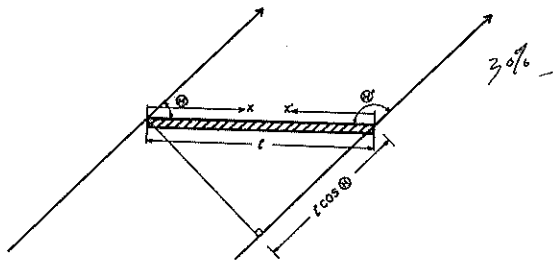


図3・1 島堤による回折

となる。ただし、 $C'$  および  $S'$  の中の  $u'$  は (2.8) 式中の  $x$ 、 $\theta$  の代りに  $x'$ 、 $\theta'$  としたものである。

これらは共に、無限堤としての重複波にそれぞれの端部の影響を加味したものであり、合成波は両者の和から何れか一方の重複波を差引かねばならない。すなわち

$$\eta_1'' = \eta_1 + \eta_1' - H \cos(\sigma t - kx \cos \theta) \quad (3.3)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} x + x' &= l \\ \theta + \theta' &= \pi \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

の関係を用いて計算を遂行すると、

$$\begin{aligned} \eta_1'' &= \frac{H}{2} \{ (C+S+C'+S') \cos(kx \cos \theta) \\ &\quad + (C-S+C'-S') \sin(kx \cos \theta) \} \cos \sigma t \\ &\quad + \{ (C+S+C'+S') \sin(kx \cos \theta) \\ &\quad - (C-S+C'-S') \cos(kx \cos \theta) \} \sin \sigma t \end{aligned} \quad (3.5)$$

となり、合成波高  $H_1''$  として

$$\left(\frac{H_1''}{H}\right)^2 = (C+S+C'+S')^2 + (C-S+C'-S')^2 \quad (3.6)$$

が得られる。

図3.2は、 $\theta = 60^\circ$  および  $90^\circ$ 、 $l = 5L$  の場合の計算結果を示す。 $\theta = 60^\circ$  の方が変動が若干大きい。

また図3.3は同じ条件における実験結果である。変動の差は計算値よりもはるかに大きい、これが実験自体の何らかの原因(例えば水槽側壁の消波不十分、入射波高の誤差)によるものか、あるいは計算に問題があるのか、目下のところ不明である。理論計算については港研

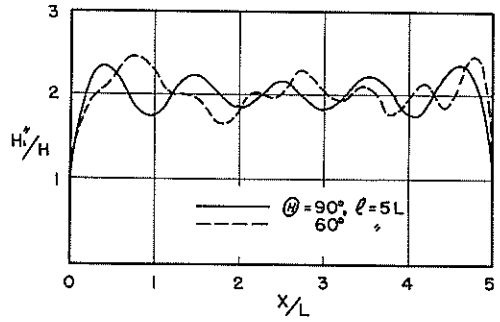


図3・2 島堤に沿う波高分布(計算)

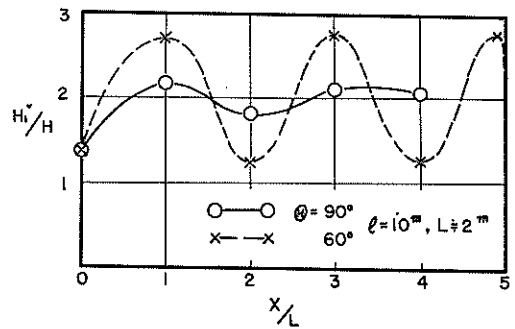


図3・3 島堤に沿う波高分布(実験)

波浪研究室で実施中であるが、筆者らも別の方法による数値計算を考慮中である。

## 4. 隅角部を有する法線に沿う波高分布

### 4・1 隅角部における波力の集中

防波堤の港外側に凹部を形成するような法線形は、波の集中を招く恐れがあるため、できるだけこれを避けるべきであることは当然である。しかし、やむを得ず隅角部を生ずる場合もあり、消波ブロックを用いるなどして対処している。

隅角部における波力の集中には、大別して3種類の形態が考えられる(図4.1)。その第一は、隅角部を挟む両辺間の幅員が次第に減少することに伴う波高・波力の増大といった風のものである。第二は、一辺の波向となす角が小さく、いわゆる沿い波となって進行し、遂に隅角部へ衝突するという形態である。第三は、隅角部の影響というよりはむしろ両辺からの入射波相互の重ね合せによるもので、波高・波力の増大は隅角部ばかりでなくそこから離れた位置にも生じ、最大値はむしろ隅角部以外で見出されることもある。この場合には、隅角部附近に局所的な消波工を設置しても、必ずしも効果を期待

できない。

本章で扱うのは、この第三の形態である。

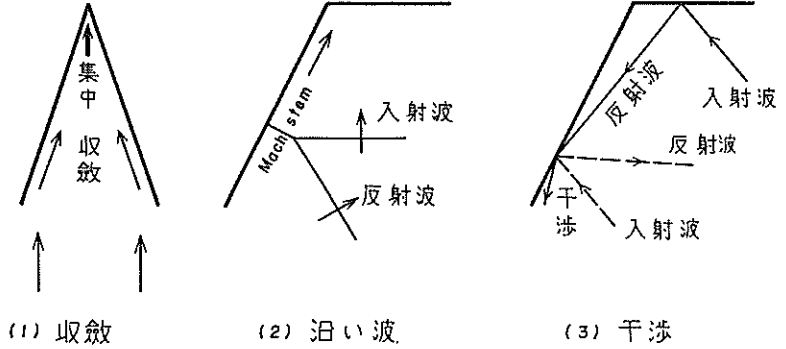


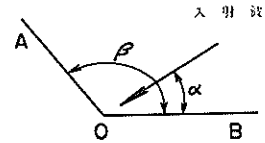
図4・1 波力集中の形態

4・2 入射波の相互干渉による波高の変動

隅角部を有する法線形に沿う波高の分布は、三井らによって理論的実験的に取扱われている。<sup>20)~24)</sup> 理論的解法の原理は半無限堤の場合と同様であるが、実際上は

甚だ複雑な計算となり、120°凹隅角の場合については近似式も示されている。<sup>24)</sup> またいくつかのケースに対して計算結果が図示されているので、<sup>21)</sup> これから極大・極小値やそれらの間隔を求めてみると表4.1のようになる。

表4・1 隅角部周辺の波高分布



$\beta$	$\alpha$	0点	OA 沿い (0点を除く)			OB 沿い (0点を除く)		
			極大	極小	極値間隔	極大	極小	極値間隔
60°	30°	6.0H	6.0H・2.0H	0	6.0Hは約1.2Lごとその中間に2.0H	6.0H・2.0H	0	6.0Hは約1.2Lごとその中間に2.0H
90°	45°	4.0H	4.0H	0	0.7L	4.0H	0	0.7L
120°	0°	1.5H	約2.2H→2.0H	約1.8H→2.0H	約0.2L	1.3H→1.0H	0.6H→1.0H	約0.5L
120°	30°	3.0H	3.1H~4.3H (平均4.0H)	0~0.2H	約1.2L	2.7H→2.0H	1.2H→2.0H	約0.45L
120°	60°	3.0H	3.0H	1.0H	0.66L	3.0H	1.0H	0.66L

注：表中→は極値が点0に最も近い左の値から無限遠点での右の値に一般に変化することを示す。

さて、このような複雑な波高の変動は、上述のとおり隅角部を挟む両辺からの反射波と入射波との重ね合せに基づくものであって、以下のように原理的な理解を得ることができる。

図4.2において、法線AOBへ入射する波は、その各辺での反射により、 $PR_1P_2R_1$ あるいは $QQ_1Q_2$ といった径路をとる。このとき $P_2(=Q_2)$ 点でこの両者の位相が合致すれば、そこでの波高は単なる重複波(2H)以上の値となり、もし逆位相ならば互いに消し合って小さくなる。位相が合致するための条件は

$$D_1 - D_2 = nL \quad (n: \text{整数}) \quad (4.1)$$

である。しかるに

$$\angle P_1P_2C = 2\alpha \quad (4.2)$$

であるから

$$D_2 = D_1 \cos 2\alpha \quad (4.3)$$

となり、また

$$D_1 = R \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \quad (4.4)$$

より、結局(4.1)式は

$$R \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} (1 - \cos 2\alpha) = nL$$

$$\therefore \frac{R}{L} = \frac{n}{2 \sin \alpha \sin \beta} \quad (4.5)$$

となる。逆位相となる位置は、この  $n$  の代りに  $(n+\frac{1}{2})$  とおけばよい。 $P_2$  点での波高は同位相のとき  $2H+2H=4H$ 、逆位相のとき  $2H-2H=0$  となる。

以上は図4.2を対象とした基本的な考え方であるが、表4.1の各ケースに対しては、それぞれに応じた注意を要する。以下個別に求めてみる。

(1)  $\beta = 60^\circ, \alpha = 30^\circ$  (図4.3a)

この場合、Q波は  $Q_1$  より  $Q_2$  へ直角に入射して、再び  $Q_1$  へ戻る。したがって  $Q_1$  点では三つの波が合成され、それらがすべて同位相ならば、波高は  $H \times 2 \times 3 = 6H$  となり、そのための条件は

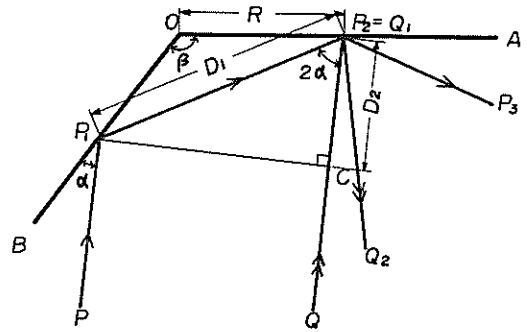


図4・2 入反射波の干渉

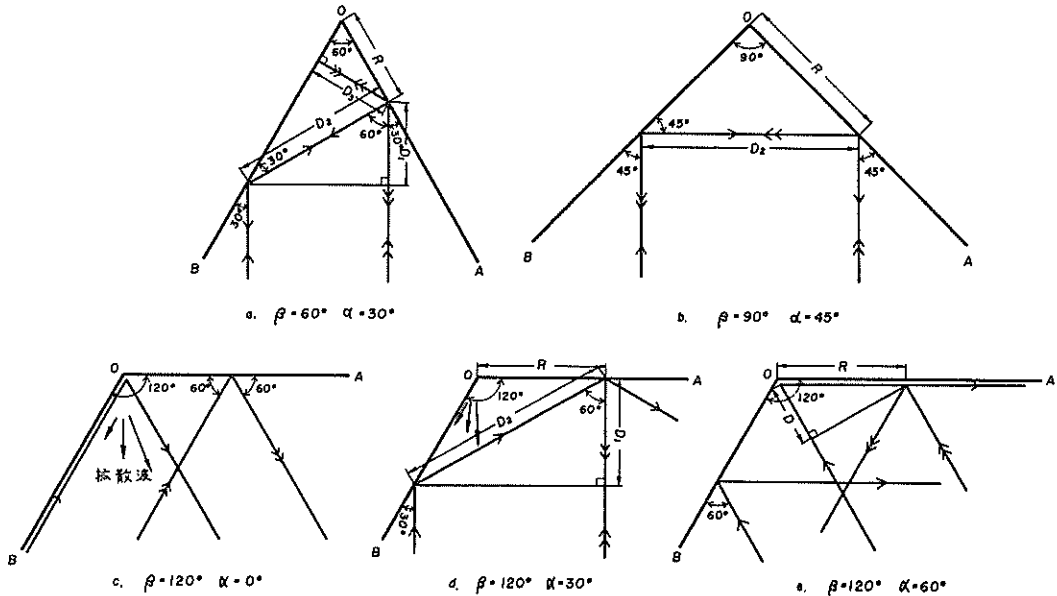


図4・3 入反射波の干渉(具体例)

$$\left. \begin{aligned} D_1 - D_2 &= nL \\ 2D_3 &= mL \end{aligned} \right\} (n, m \text{ は整数}) \quad (4.6)$$

である。この第1式は(4.5)式と同じで

$$\frac{R}{L} = \frac{n}{2 \times \sin 30^\circ \times \sin 60^\circ} = \frac{2}{\sqrt{3}} n = 1.15n$$

となり、第2式は

$$\begin{aligned} 2D_3 &= 2R \sin 60^\circ = mL \\ \therefore \frac{R}{L} &= \frac{1}{\sqrt{3}} m = 0.58m \end{aligned}$$

となって、 $n=m=0$  の0点およびそれから  $1.15L$  ごとに極大値  $6H$  を生ずる。また  $0.58L$  の点およびそれから  $1.15L$  ごとに極大値  $2H \times 2 - 2H = 2H$  を生ずることとなる。

極小値を生ずる条件は

$$\begin{aligned} &\sin 2\pi \left( \frac{t}{T} - \frac{D_1}{L} \right) + \sin 2\pi \left( \frac{t}{T} - \frac{D_2}{L} \right) \\ &+ \sin 2\pi \left( \frac{t}{T} - \frac{D_1 + 2D_3}{L} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4.7)$$



で、これより

$$\left. \begin{aligned} \cos \frac{2\pi D_1}{L} + \cos \frac{2\pi D_2}{L} + \cos \frac{2\pi (D_1+2D_3)}{L} &= 0 \\ \sin \frac{2\pi D_1}{L} + \sin \frac{2\pi D_2}{L} + \sin \frac{2\pi (D_1+2D_3)}{L} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

となる。

$$\left. \begin{aligned} D_2 &= R \tan 60^\circ = \sqrt{3} R \\ D_1 &= D_2 \sin 60^\circ = \frac{\sqrt{3}}{2} R \\ D_3 &= R \sin 60^\circ = \frac{\sqrt{3}}{2} R \quad \therefore D_1+2D_3 = \frac{3\sqrt{3}}{2} R \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

の関係をを用いて(4.8)式を解くと、結局0点より0.39Lならびに0.77L、およびそれから1.15Lごとの位置という結果が得られる。

(2)  $\beta = 90^\circ$ ,  $\alpha = 45^\circ$  (図4.3b)

この場合の同位相となる条件は

$$D_2 = \sqrt{2} R = nL$$

$$\therefore \frac{R}{L} = \frac{n}{\sqrt{2}} = 0.71n \quad (4.10)$$

で、極大値は $2H + 2H = 4H$ である。極小値はその中間で生じ、 $2H - 2H = 0$ となる。

(3)  $\beta = 120^\circ$ ,  $\alpha = 0^\circ$  (図4.3c)

入射波はBOに平行であるから、それに沿う波高は1H、またOA沿いでは2H、したがって0点ではその中間の1.5Hをとる。これらの値に、反射波の拡散の影響が加わって若干の変動を生ずる。

(4)  $\beta = 120^\circ$ ,  $\alpha = 30^\circ$  (図4.3d)

OA沿いの極大値は $2H + 2H = 4H$ 、その位置は(4.5)式から直ちに求められ、

$$\frac{R}{L} = \frac{n}{2\sin 30^\circ \sin 120^\circ} = \frac{2}{\sqrt{3}} n = 1.15n \quad (4.11)$$

である。極小値は $2H - 2H = 0$ である。OB沿いにはOAからの反射波は直接到達しないので波高は2Hである。0点では両者の平均3.0Hとなる。実際には散乱による変動が加わる。

(5)  $\beta = 120^\circ$ ,  $\alpha = 60^\circ$  (図4.3e)

OBからの反射波はOAに沿って進むため、極大波高は $H + 2H = 3H$ 、その位置は次の関係による。

$$D + R = nL$$

$$D = R \cos 60^\circ = 0.5R$$

$$\therefore \frac{R}{L} = \frac{n}{1+0.5} = 0.67n \quad (4.12)$$

極小値は $2H - H = H$ で、中間に生ずる。左右対称であるから0点での波高は3.0Hとなる。

以上のように、隅角部を挟む両辺に沿う波高の分布は、幾何光学的に入射波と反射波とを重ね合わせることににより、その大要を把握することができた。このように考えれば、波高の増大を生ずるのは隅角部のみでないこと、したがって隅角部に小規模な消波工を置いても効果のないこと、更には隅角部をあけて波を逃がしてもやはり波高の変動を生じ得ることなども理解できる。

上記の計算例では、波高の極大値が6.0Hにも達する場合があるが、実際に防波堤の隅角部として問題となるのは恐らく $120^\circ$ 、せいぜい $90^\circ$ までであり、したがって極大波高として(3.0~4.0)H程度を考えればよいだろう。しかし、これとても通常重複波として考えている2.0Hに比すれば(1.5~2.0)倍にも達している。厳密計算ではこのほか散乱波による変動が加わることとなるし、また有限長の防波堤の場合にはその端部の影響も更に重なることとなるが、それらは(3~4)Hに比すれば二次的なものといつてよいだろう。しかし、半無限堤の場合最大2.34Hの波高増大が著しい影響をもつことも考えられるので、二次の変動も決して無視できるものではない。

#### 4.3 模型実験例

##### (1) 神戸港防波護岸に関する実験

この実験は、第三港湾建設局の依頼により昭和42年度に実施したもので、詳細な報告は既に同局から刊行されている。<sup>25)</sup> 隅角部はポートアイランド防波護岸と第2防波堤先端部との間に形成され、その角は $120^\circ$ である。実験では延長5L(実験波の現地換算波長64m)程度の主部の一端から、 $120^\circ$ の隅角を挟んで延長約1.5Lの先端部を突出せしめた。

図4.4は壁面に沿う波高測定値の1例で、主部先端部ともに天端の高い直立壁とした場合のほか、先端部の天端を下げて越波を許した場合、更に隅角部にのみ消波工を設けた場合、先端部全長に消波工を設けた場合の値をも併せ示してある。

これによると、十分天端の高いときの隅角部における波高はほぼ3Hで、表4.1の計算値と一致している。消波工を置くとこれが2H程度に低下する。堤に沿う波高分布はかなり複雑な様相を呈しているが、主部での最大級の波高は、先端部の天端の高いとき3.5H、先端部の

越波を許すと 2.9 H, 更に隅角部前面に消波工を置くと 2.6 H, 先端部全長に消波工を置くと 2.0 H, といったところであろう。表 4.1 によれば, 極大波高の間隔は  $0.67L = 0.67 \times 64 = 4.3 \text{ m}$  となるが, 図 4.4 にも大体そのような状況が認められる。

他の波向についても同様な実験データが得られている。防波堤設置前の水槽内の波高分布自体が完全に一様ではなく, また防波堤設置後の反射波に対する側壁の影響などもあり, 測定値はかなりばらついているが, 極く概略の傾向は表 4.1 の理論値と類似している。

なお, 同時に実施した波圧測定結果によれば, 重複被圧強度はその位置での壁面波高にほぼ応じた変化を示しており, したがって壁面波高の  $1/3$  を入射波高として通常の重複被圧理論を適用すればよい。碎波の場合も, これに対応した考え方をとればよいであろう。

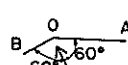
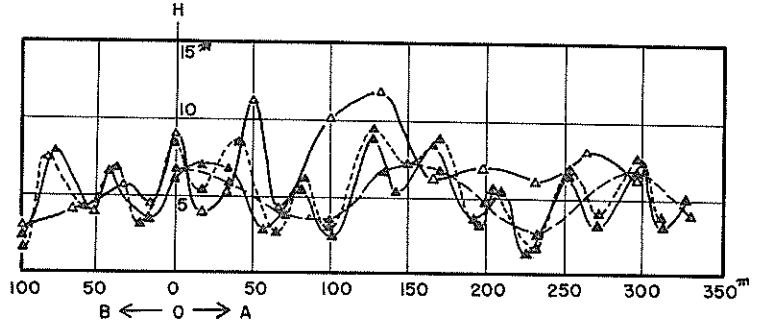
## (2) 青森港油川防波堤に関する実験

これは 1.2 で述べた同港の災害に関連して, 昭和 43 年 2 月頃に行なった小縮尺の簡単な実験である。模型防波堤は長さ 96 cm の主部と, それと  $140^\circ$  の角を挟む長さ 16 cm の先端部とから成り, 模型波高は 1 cm 内外である。

写真 4.1, 4.2 に波の状況の例を示す。波高分布の定量的な測定は行なわず, もっぱら観察に頼ったが, 写真に見られるとおり, 位置によっては著しい波高増大を生じ, またこれが水槽内での反射波の影響のためか, 時間的にも変動していた。

前節の幾何光学的方法を応用すると, 図 4.4 のように隅角  $140^\circ \sim 70^\circ$  の角度で入射する場合は, 反射波は対辺へ直接到達しない。しかし, その拡散波は法線沿いに進む筈であり, 極大波高を生ずる位置は

$$D + R = nL$$



$H_i = 3.3 \text{ m}$   
 $T = 7 \text{ sec}$   
 $h = 13 \text{ m}$   
 $WL = +3.2 \text{ m}$

—△— OA, OBとも天端高+1.0 m  
 - - -△- - OB+3.2 m, 根固方増つき  
 —△— 同上, 隅角部にのみ消波工  
 —△— 同上, OB沿いに消波工

図 4.4 隅角部周辺の波高分布測定例

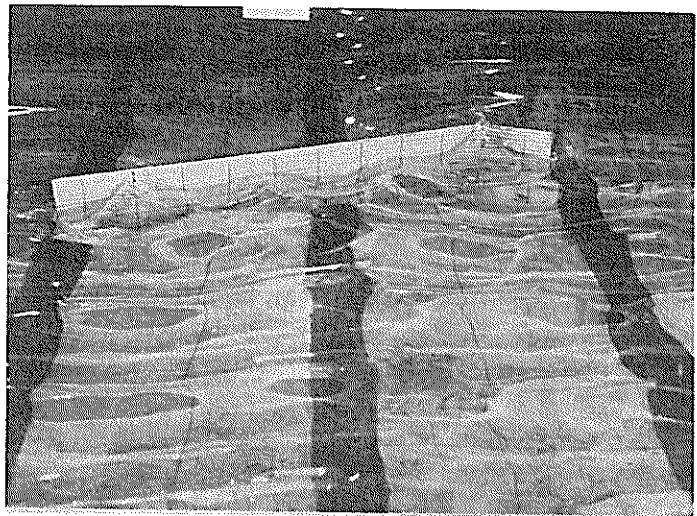


写真 4.1 隅角部を有す防波堤附近の波の状況(1)

$$\left. \begin{aligned} D &= R \sin 20^\circ = 0.342R \\ \therefore \frac{R}{L} &= \frac{n}{1.342} = 0.745n \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

となる。実験では  $(0.6 \sim 0.7)L$  が認められた。また, この考え方から隅角部の波高は  $3H$  と推定される。

神戸の場合も含めて, 実際に用いた防波堤の先端部は短く, 主部もまた有限長の島堤である。したがって, 先端部からの反射波の影響は主部の一部分にとどまり, 遠方には及ばない。一方, 島堤であるが故に両端からの擾

乱の影射が加わることとなり、複雑な様相を呈する。これらを解析的理論解として求めることは不可能であろうが、数値計算によって任意長、任意隅角、任意入射角の現象を把握すべく目下検討中である。

#### 4・4 災害例の検討

半無限堤に沿う波高の局部的増大はたかだか20%程度であるが、これが蛇行災害を生じ得ることは第2章で既に述べた。隅角部が存在する場合には、50%あるいはそれ以上の波高増大をもたらすことから、当然蛇行災害の原因となり得る。

そこで1.2で述べた青森港 油川防波堤の被害状況について、前節の実験などを参照しながら検討してみる

こととしよう。当日はENE~NEの風が長時間吹送し、近辺3箇所を観測された有義波高は大略1~1.6mであった。この風向は隅角140°のほぼ二等分線にあたる。

ケーソンは頭部工未打設の状態、滑動限界波高を計算すると約3.7mとなり、 $H\frac{1}{2}=1.5$ mの入射波では滑動しないが、 $H\frac{1}{2}=2$ mならば1000波あたりの期待滑動量は2cm、2.5mならば6.8cmとなる。したがって、隅角部の影響による波高増大を50%と考えると、 $H\frac{1}{2}=1.3$ m程度以上であれば滑動を生じ得ることとなる。一方、先端部のケーソンは主部より大きく、その滑動限界波高は4.6mで、 $H\frac{1}{2}=1.5$ m以下ならば50%の増大があっても滑動は生じない。また、ケーソン上にブロック(5m、平均5箇)を仮置していたものは実際の滑動量が小さいかまたは0であり、既に指摘されているように、<sup>5)</sup> そのような影響も考えられる。

なお、来襲波長は30~40mであろうから、波高極大位置の間隔(0.7L内外)は約25mとなり、ケーソン2~3箇分の蛇行を呈することとなるが、実績ではあまり明瞭でない。

この防波堤の被害が、果して隅角部の存在に主因を有する蛇行災害の一種であるのか、また実際には来襲波高が大きかっただけに過ぎないのか、その他の何らかの原因によるものか断定はし難いが、これまで述べて来た事項を併せ考えると、今後十分念頭において考慮すべき事例といえよう。

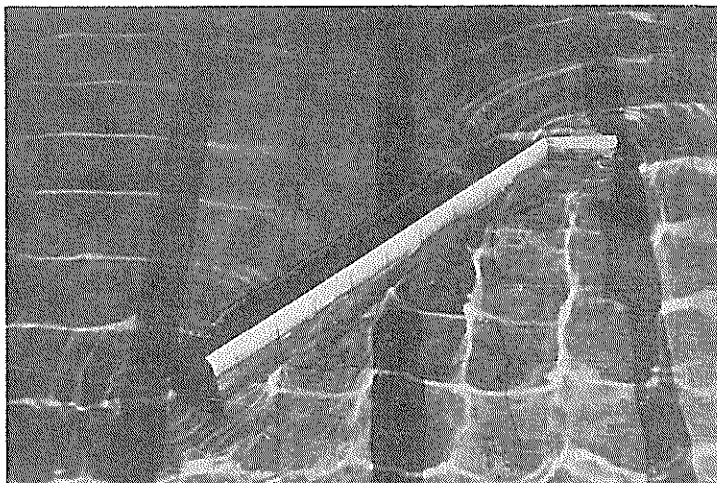


写真4・2 隅角部を有す防波堤付近の波の状況(2)

#### 5. 蛇行災害への対策

実際の蛇行状の災害が、本稿で述べたような回折効果や入反射波の干渉にのみ起因するのは必ずしも明確でないし、仮にそうであったとしても、未だ適切な計算法を確立する段階にはない。しかしながら、その恐れのあるものには予め十分な配慮が必要であり、取敢えず以下のような注意事項が挙げられる。

##### (1) 法線形の検討

波力の増大の恐れを取って招いても、隅角部を生ずる法線形がなお効果的であるのかどうか、法線計画時にさかのぼって検討しなければならぬ。遮蔽実験を実施する場合にもこのことを念頭におき、かつ隅角部周辺の状況を観察することにより有用な資料が得られるだろう。

##### (2) 消波工の設置

消波工を用いて反射波を抑制しても、堤端からの散乱波に基づく回折効果は完全には消滅しないであろうが、入反射波の相互干渉による波高の増大は軽減される筈である。しかし、隅角部にのみ局部的に設けても周辺に対する効果は少なく、かなりの延長にわたって施工しなければならぬことに注意すべきである。

##### (3) 安定計算

まず直線堤の場合は、半無限堤に関する考察結果を適用して、先端から1波長程度の範囲内では、入射波高が

20%程度増大するものとして安定計算を行なう。この考え方からすれば、施行中の仮堤頭をも含めた堤端から数箇目が最も危険にさらされていることとなる。頂部工の完了前には更に危険性が増しているわけであり、堤頭函の安定ももとより重要であるが、この点についても設計・施工上の配慮が望まれる。

次に隅角部を有する法線形の場合は、隅角、入射角、先端部の長さに応じて、理論計算、幾何光学的作図法、回折図、模型実験結果などを参照しつつ簡別に検討し、必要とあれば入射波高の50%内外の増大を見込む。主部の他端附近は直線堤と同様に考える。

## あとがき

本文中にも述べたように、任意形状の防波堤周辺の波高分布に関する数値計算を目下計画中である。その結果が得られれば、基本的現象についての認識は更に深められるであろう。

しかし、実際の蛇行災害の解釈や安定計算へこれを応用するには、波の不規則性の影響などについてなお考察する必要がある。本文中では半無限堤における一つの扱い方を計算で示したが、例えば隅角部を有する場合、それから離れた位置で波群の中の最大波の波同士が相互に重なり合う機会がどれほどあるか、といった問題もある。

筆者の知る限りでも、隅角部を有する防波堤を現在施工中あるいは計画中のものがいくつかある。普遍的かつ決定的な基準は直ちに提示し得いが、それぞれの時点で最大限の知識を活用し、必要とあれば実験的検討も加味しつつ、簡別に考察して行くこととしたい。本稿はそのための資料であり、今後成果の蓄積と共に改訂をはかて行く予定である。

尚、本資料の図面作成は、防波堤研究室、千葉、久保山本、新家の各技官が担当した。

## 文献

- 1) J. Larras : Cours d'hydraulique maritime et de travaux maritimes . Dunod, 1961, pp. 95 ~ 96
- 2) B. Kandiba, M.W.W. Toukholka : Breakwaters or jetties in tideless seas : cost. 14th PIANC, 1926, pp. 18 ~ 22
- 3) Coen Cagli : Design of breakwaters with vertical wall, 16th PIANC, 1935, pp.

- 11 ~ 13
- 4) Pierre J. M. Renaud : La jetée de Mustapha au port d'Alger. Annales des Ponts et Chaussées, 1935 - IV, pp. 562 ~ 569, 1935 - V, pp. 758 ~ 761
- 5) V. Benezit, Renaud : Design of breakwaters with vertical sides. 16th PIANC, 1935, p. 38
- 6) J. Larras : Genoa Storm Damage. Dock and Harbour Authority, Oct. 1955
- 7) R. Cavenel : Port de Gênes, Dégâts causés à la digue verticale de protection du port par la tempête des 19 - 20 février 1955. Les énergies de la mer II, 1956, pp. 630 ~ 638
- 8) 松尾春雄, 新妻幸雄 : 波と防波堤. 常磐書房, 1942, pp. 99 ~ 105
- 9) 北海道庁 : 網走港修築工事誌. 1936
- 10) 設計基準部設計基準課 : 被災防波堤集覧. 港湾技研資料 46.58, 1968年9月, pp. 167 ~ 169
- 11) 同上, pp. 196 ~ 199
- 12) 同上, pp. 200 ~ 202
- 13) 唐津港工事々務所 : 唐津港防波堤の災害復旧工事と今後の問題点について. 昭和43年3月
- 14) 港湾技術研究所 : 防波堤の被災例について. 第19回直轄港湾技術研究会報告資料, 昭和43年11月, pp. 42 ~ 43
- 15) 同上, pp. 37 ~ 39
- 16) 同上, pp. 40 ~ 42
- 17) 第一港湾建設局 : 金沢港西防波堤工事における災害について 第19回直轄港湾技術研究会報告資料, 昭和43年11月
- 18) 赤塚雄三 : 昭和45年1月低気圧による小名浜港防波堤の被害状況と復旧工事, 第16回全国港湾工事報告会報告概要, 昭和45年12月, pp. 1 ~ 9
- 19) 伊藤善行, 藤島睦, 北谷高雄 : 防波堤の安定性に関する研究. 港湾技術研究所報告5巻14号, 昭和41年9月, pp. 125 ~ 126
- 20) 三井宏 : 海岸構造物不連続部の波高分布について (第1報). 第13回海岸工学講演会講演集, 1966, pp. 80 ~ 86
- 21) 三井宏, 村上仁士 : 同上 (第2報). 第14回同上, 1967, pp. 53 ~ 59

- 22) 三井広, 川崎俊太: 同上(第3報). 第15回  
同上, 1968, pp. 41~49
- 23) 三井宏, 筒井茂明: 同上(第4報). 第16回  
同上, 1969, pp. 301~308
- 24) 三井宏, 筒井茂明: 同上(第5報) — とくに  
計画・設計への適用 — . 第17回海岸工学講演  
会論文集, 1970, pp. 85~90
- 25) 運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所: 神  
戸港新埠頭防波護岸隅角部水理模型実験.  
昭和43年8月  
(1970・12・24受付)

港湾技研資料 No.112

1971・3

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日本真写真株式会社  
東京都内神田2-5-6

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.