

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

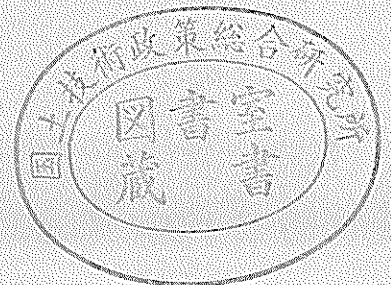
REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 31      NO. 1      MAR. 1992

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第31巻 第1号 (VOL. 31, No. 1) 1992年3月 (Mar. 1992)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究  
—親水性港湾構造物に関する水工的研究 (第1報) —  
.....高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗..... 3  
(Experimental Study on Motions and Forces of Overtopping  
Waves on Composite Breakwaters  
.....Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH and Zen-ichirou MURO)
2. 地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響  
.....細川恭史・関根好幸.....51  
(Effect of Global Warming on Drainage Function of Pump Stations  
in ports  
.....Yasushi HOSOKAWA and Yoshiyuki SEKINE)
3. 消波ブロックロック内臓騒動型ケーソン堤の模型振動実験と地震  
応答解析  
.....長田 信・上部達生・高野剛光.....117  
(Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis for Slit  
Caisson with Dissipating Blocks  
.....Makoto OSADA, Tatsuo UWABE and Takemitsu TAKANO)

# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第31巻 第1号 (VOL. 31, No. 1) 1992年3月 (Mar. 1992)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究  
—親水性港湾構造物に関する水工的研究 (第1報) —  
.....高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗..... 3  
(Experimental Study on Motions and Forces of Overtopping  
Waves on Composite Breakwaters  
.....Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH and Zen-ichirou MURO)
2. 地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響  
.....細川恭史・関根好幸.....51  
(Effect of Global Warming on Drainage Function of Pump Stations  
in ports  
.....Yasushi HOSOKAWA and Yoshiyuki SEKINE)
3. 消波ブロックロック内臓騒動型ケーソン堤の模型振動実験と地震  
応答解析  
.....長田 信・上部達生・高野剛光.....117  
(Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis for Slit  
Caisson with Dissipating Blocks  
.....Makoto OSADA, Tatsuo UWABE and Takemitsu TAKANO)

# 1. 混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究

～親水性港湾構造物に関する水工的研究 (第1報)～

高橋重雄\*, 遠藤仁彦\*\*, 室善一朗\*\*\*

## 要 旨

防波堤は、波を防ぎ背後に静穏水域を確保することを目的とした施設であり、一般に安全上の観点から市民の立ち入りを禁止している。しかしながら、近年豊かなウォーターフロントに国民の関心が高まっており、最近では防波堤についても市民に開放することが考えられ始めている。防波堤は海に最も近づくことができ、親水性の施設として大きな魅力の秘めており、今後は市民が海を楽しむことのできる「親水性防波堤」も整備されるようになると思われる。

港湾技術研究所では、1990年から親水性の港湾・海岸構造物の研究を開始している。この報告はその第1報であり、研究の第一歩として、混成防波堤上の越波水の運動について検討している。通常の防波堤や護岸でも越波は重要であるが、単に伝達波や越波量として検討されているにすぎない。越波水の運動を解明することは、防波堤上の人間の安全性や、そこに造られる施設の設計上重要である。

本研究では、水理模型実験に基づき越波水の運動の基本的特性を明らかにし、越波水の運動モデルを構築している。さらに、波力に関する実験も実施し、このモデルを拡張して越波による波力の算定法を検討した。

本研究の主要な結果は以下のとおりである。

- ①越波水の運動は、その特徴から「打ち込み時」と「越流時」に分けて考えることができる。「打ち込み時」とは、越波水が天端面より打ち上がってから落下するまでの現象であり、「越流時」とは、落下した後防波堤上で速い流れとなる現象である。
- ②「打ち込み時」の現象は、越波水先端の軌跡が放物運動となるのが特徴であり、その最大高さ  $\eta_1$  や落下距離  $l_1$  によって打ち込み時の運動の概要を示すことができる。「越流時」の防波堤上における最大水位分布は、天端上の港外側端において最大で、ここからある範囲まで一定の勾配で減少し、それより港内側では一定水位となる特徴がある。したがって、港外側端の最大水位  $\eta_1$ 、港内側の一定水位  $\eta_2$ 、そして港外側から一定水位となるまでの距離 (最大水位が変化する距離)  $l_1$  によって越流時の運動の概要を示すことができる。
- ③防波堤上の越波水の流速も、「打ち込み時」と「越流時」の越波水の運動モデルから算定できる。こうした越波水の流速を用いて手すりなどの設計が可能である。
- ④防波堤天端の水平面に作用する「打ち込み時」の波力は、落下してくる越波水の平均質量と越波水先端の落下高さから算定できる。この他、展望用の階段斜面や直立壁に作用する波力の算定法も示している。

キーワード：親水性防波堤、越波、波力、混成防波堤、ウォーターフロント、アメニティ

---

\* 水工部 耐波研究室長  
\*\* 水工部 耐波研究室  
\*\*\* 水工部 海洋エネルギー利用研究室

# 1. Experimental Study on Motions and Forces of Overtopping Waves on Composite Breakwaters.

...A study on Amenity-oriented Port Structures (Part 1)...

Shigeo TAKAHASHI\* Kimihiko ENDOH\*\* Zen-ichirou MURO\*\*

## Synopsis

It is usually prohibited for citizens to enter into breakwater areas in Japan because of safety reasons. However breakwaters can provide people very comfortable place to enjoy the sea environment. People in Japan become aware of the attractiveness is much increasing recently.

The primary function of breakwaters is to protect a harbor from storm waves. The researches on breakwaters have been mainly to develop stable and economical breakwaters and to establish their design methods. In the design of the breakwaters, human factors have not been taken into account. The breakwaters opened for citizens, called here amenity-oriented breakwaters, should be designed for the people on the breakwater to be very comfortable and safe.

The researches on the safety and amenity of the people on breakwaters, sea walls and other port structures have started as a special research project at the port and Harbour Research Institute since 1990. This is the first report on this project and describes the motions of the overtopping waves and also the forces acting on the facilities for amenity and safety on a composite breakwater. The wave overtopping is very popular phenomena for port structures including breakwaters. However only the wave overtopping rate or wave transmission rate has been main concern in the design of such port structures. For the safety of the citizens, more detail information of the overtopping wave is necessary and also necessary the knowledge of the interaction between the overtopping waves and the amenity and safety facilities specially built for amenity-oriented breakwaters.

A series of model experiments are conducted in a wave flume. The profiles of overtopping waves are measured by a high speed video camera, current meters, etc. The pressures and total forces are measured by pressure transducers and load cells. The major conclusions are as follows:

- 1) The wave overtopping can be divided into two stages; "Green Wave" and "Overtopping Flow". "Green Wave" is the initial motion of overtopping wave, starting from jumping in front of the breakwater to hitting on the horizontal surface of breakwater superstructure. "Overtopping Flow" is a motion of overtopping wave after hitting the breakwater top. The overtopping wave becomes a flow toward harbor side.
- 2) The parameters to describe the "green wave motion" and "overtopping flow" are formulated based on the experiments. The water depth and current intensity can be evaluated by the parameters. It is found that these parameters deeply depend on wave steepness, relative depth, the high of breakwater and the depth on the breakwater mound.
- 3) Wave forces acting on the flat surface of the breakwater top are formulated at the both stages. The wave force at the stage of green wave is relatively impulsive, while the wave force during the overtopping flow is a slowly varying force.
- 4) The wave forces acting on the facilities on the breakwaters are also formulated. There also exist both relatively impulsive pressure and slowly varying pressure.

**Key Words:** Wave Overtopping, Wave Force, Composite Breakwater, Waterfront, Amenity

---

\* Chief of Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

\*\* Member of Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

\*\*\* Member of Ocean Energy Utilization Laboratory, Hydraulic Engineering Division.

## 目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. 既往の研究	8
3. 実験の概要	9
3.1 実験水路および模型	9
3.2 実験の種類および測定方法	10
4. 越波水の運動モデル	12
4.1 越波水の運動の特徴とモデル	12
4.2 打ち込みモデルのパラメータ	20
4.3 越流モデルのパラメータ	23
4.4 越波水の流速特性とその算定法	25
5. 越波水による波力とその算定法	28
5.1 越波時の波力の基本的な特性	28
5.2 水平天端面に作用する波力	28
5.3 階段斜面に作用する波力	34
5.4 直立壁に作用する波力	37
5.5 細い柱状部材に作用する波力	41
6. 結 論	41
参 考 文 献	42
主要記号一覧	43
付録 計算法のまとめと計算例	44
1. 計算法のまとめ	44
2. 計算例	48

## 1. まえがき

防波堤は、波を防ぎ背後に適度な静穏水域を創出することを目的とした施設である。したがって、他の港湾施設に比べて波浪条件の厳しい場所に設置されるため、一般に防波堤への市民の立ち入りを安全上の観点から禁止している。

一方、近年における社会の成熟化、国民生活水準の向上にともない、豊かなウォーターフロントへ国民の関心が高まっている。昭和60年には、豊かな生活空間としての港湾整備に力点のおかれた21世紀へ向けた港湾整備政策<sup>1)</sup>が発表されている。最近では港湾の中に、人々の憩いの場となるような親水性護岸が全国あちらこちらで見られるようになってきた。また、防波堤についても市民に開放することが考えられ始めている。防波堤は海に最も近づくことができ、親水性施設として大きな魅力<sup>2)</sup>を秘めており、今後は市民が海を楽しむことができる「親水性防波堤」も整備されるようになってくると思われる。

港湾技術研究所では、1990年から親水性の港湾・海岸構造物の研究を開始しており、この報告はその第1報である。親水性の構造物の設計と通常の構造物の設計では、人間を考慮することが大きく異なり、人間にとって安全でしかも快適な構造物にする必要がある。こうした人間を考慮した研究は、あまり行われていなく、特に危険性の高い防波堤については研究の対象にもなっていない。この報告では、親水性防波堤の研究の第一歩として、混成防波堤上の越波水の運動と波力について検討している。

通常の防波堤や護岸でも越波は重要であるが、単に伝達波や越波量として検討されているにすぎない。親水性防波堤の場合には、人間の安全性の観点から、防波堤上における越波水の運動が問題となり、具体的には防波堤上の水位や流速を明らかにすることが重要である。

人間の安全性のほかに、やはり構造物の耐波安定性も重要な検討事項である。親水性防波堤の特徴は、従来の防波堤と異なり、その上で人々が安全に楽しむために必要な施設が設置されることである。例えば、図-1は和歌山のマリーナシティ防波堤<sup>3)</sup>の完成予想図である。この防波堤は、その上部で人々が散策できる親水機能を有している。防波堤の上(天端上)には、比較的緩傾斜の展望用階段斜面や転落防止柵、パラペットなどがみられる。写真-1は大洗港の防砂堤であり、上部が魚釣りに開放されている。天端上には、転落防止用の手すりや屑籠などが設けてある。このように親水性防波堤の天端上には、手すりなど比較的小さなものから、展望用階段のような大きなものまで様々な形状のものが設置される。

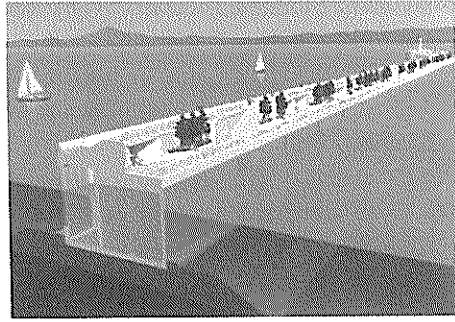


図-1 和歌山マリーナシティ防波堤完成予想図(CG)



写真-1 大洗港魚釣り防砂堤

しかしながら、防波堤天端上にそのような構造物が設置された例は数少なく、このような構造物に対する設計技術、とりわけ波力の算定法が確立していないのが現状であり、早急な解決が望まれている。

本研究は、防波堤上での越波水の運動の基本的な特性や、越波水によって天端上の構造物に作用する波力特性を水理模型実験によって明らかにし、それらの算定法を提案することを目的としている。水理模型実験は、当所の長水路で実施した。この実験は、越波水の運動に関する実験と、天端上の構造物に作用する波力の実験に分けられる。越波水の運動に関する実験では、主に波浪・構造条件などにより越波の外観(越波状況)がどのようになるのか、具体的には防波堤上の水位や流速を把握するために行っている。また、波力に関する実験では、防波堤の水平天端面に作用する波力のほかに階段斜面、直立壁に作用する波力について検討を行った。そのほか実験は行っていないが、細い柱状部材に作用する波力についても検討を行っている。

水平天端面は、水平面状に広がった通路やダブルデッ

キ上の展望通路などの部材を主に想定している。階段斜面は、断面方向に設置される展望用の階段を対象とし、直立壁は不透過な転落防止柵やパラペットなどを想定している。細い柱状部材は、管状の転落防止柵・手すりや照明・放送施設の支柱などを想定しており、燈台など比較的太い柱状構造物は対象としていない。なお、防波堤形状は、基本的な特性を把握するために、単純な直立堤や混成堤を対象とし、重複的な波の場合を主として検討している。

本報告では、まず天端高さなどの堤体の諸元や波形勾配などの波の諸元による越波状況の変化の特徴を示す。次に、越波現象を「打ち込み時」と「越流時」に分けて、越波水の運動モデルを構築し、モデルの各パラメータを詳細に検討している。さらに、越波水の運動モデルから防波堤上における水位、流速の一般的な算定法を示す。最後に、このモデルを拡張して越波による波力の算定法も検討している。

## 2. 既往の研究

越波の本格的な研究は、1953年に Saville<sup>9)</sup>らによって鉛直堤の海岸堤防に関する実験が行われたのが最初である。その後、日本でも数多くの実験や研究が行われている。その多くは越波すると背後が直接災害につながる護岸や海岸堤防に関する研究であり、防波堤を対象とした研究は比較的少ない。護岸や海岸堤防を対象とした越波の研究は、合理的な天端高さを決定することを目的に越波量の算定方法を検討しているものが多い。一方、防波堤を対象とした研究は、越波時の背後の静穏度が問題となるので、越波による伝達波高を検討しているものが多い。

今回の研究は、これまでの越波に関する研究と目的が異なり、類似の研究が比較的少ない。既往の研究の中で本研究と関連する項目を挙げると、

- ① 越波量の算定
- ② 越波水の運動
- ③ 越波水による波力

に分けることができる。ここでは、これら3つの項目に関して既往の研究を調べている。以下それぞれの項目について概要を説明をする。

### ① 越波量の算定

越波量の算定では、一般に前面水位または打ち上げ高さの計算が重要となる。富永ら<sup>10)</sup>は、直立壁において打ち上げ高さとの相関を検討しており、重複波領域の波形として Tadjbakhsh Keller の有限振幅重複波の3次近似解を用いている。高田<sup>11)</sup>は、重複波の理論波形と

して Sainflou 式、Miche 式、第2次近似解(浜田式)、第3次近似解(Tadjbakhsh Keller 式)、第4次近似解(合田式)の5種類を比較検討し、第3次近似解が最も実験波形と適合性が良いとしている。このように精度よく前面波形を再現し越波量を検討する流れと反対に、合田<sup>12)</sup>は有限振幅効果などを考慮した比較的簡単な波頂高比の簡略式から打ち上げ高さを算定し、その係数を調整することによって、一般的な越波量の算定法を検討している。高山<sup>13)</sup>の研究においても、合田らと同様の波頂高比の式が用いられている。また、越波量の算定とは直接関係ないが、竹田ら<sup>14)</sup>は、ブロック式直立消波堤の水理特性を検討する際に直立堤の打ち上げ高さの実験を行っている。これによると、水深波長比  $h/L_0$  が0.047のとき打ち上げ高さが平均で波高の1.0倍、 $h/L_0$  が0.23のとき平均で波高の1.2倍となっている。

越波量の算定は様々な方法があるが、吉川ら<sup>15)</sup>は直立壁について実験を行い、重複波領域における越波を直立壁をせきとした越流と考え、越波量を検討している。同様にせきの考え方を用いた研究は、高田<sup>11)</sup>、合田ら<sup>12)</sup>などにより行われている。最近では、高山<sup>13)</sup>が防波堤を広頂せきと考えて越波を検討しており、不規則波中の越波時間や越波回数などについて数値計算を行っている。

### ② 越波水の運動

従来の研究は越波量や越波流量に関するものが多く、越波水自体の運動を扱っているものが少ない。永井ら<sup>16)</sup>は海岸堤防の波返し効果を検討するために、堤前より上方に飛び出した越波水の最大高さや落下距離を理論的に導いている。実験結果によると波しぶきは再現できないが、越波水本体(実質部分)は計算値にほぼ一致するとしている。また、高田<sup>12)</sup>は越波の飛散を検討するために、越波水の軌道を導いている。ここでは、堤前からある速度で打ち上がった水塊が外力として重力だけ作用するとし、質点の放物運動の原理により越波の軌道を説明している。

井上<sup>17)</sup>は、直立堤を対象として重複波領域における越波時の流速を検討している。これは、非定常流に対する Bernoulli の定理を用いて近似的に計算式を導いているが、計算に用いた波形は正弦波形のために、波形勾配がやや大きくなると計算値の精度は低下する。高山<sup>13)</sup>は、防波堤の越波流量を算定するために堤体前面における水位および流速を計算している。また、藤田ら<sup>18)</sup>は、岸壁に遡上する孤立波の変形シミュレーションを行っており、越波時の波の変形を計算している。そのほかにも富樫<sup>19)</sup>、田中ら<sup>20)</sup>が長波近似で津波の遡上を検討しており、富樫は越波時の波形をシミュレーションしている。



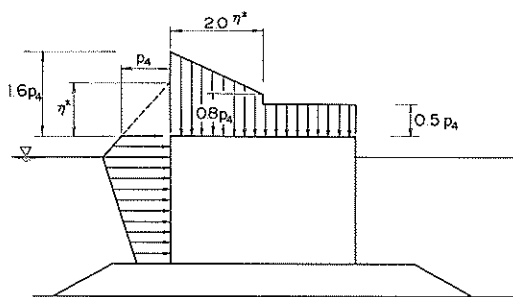


図-2 船体ケーソンに作用する波圧分布

### ③ 越波水による波力

伊藤ら<sup>17)</sup>はパラベット後退型防波堤の実験を行っている。波力の位相差からケーソンに作用する全波力は減少するが、パラベットへの波力の集中、越波の増大、前面洗掘の恐れなどを指摘し、パラベットを後方へ設置するのは有効な手段でないとしている。高田ら<sup>18)</sup>は、護岸においてパラベットを後退した実験を行い、パラベットに作用する波圧およびパラベット背後における越波の落下圧を実験的に調べている。これによるとパラベット位置を後退させることより、波力の増大がみられる。また、パラベット後退距離と波圧、落下圧の相関を調べているが、パラベット高さについては検討していない。

藤田ら<sup>19)</sup>は、船体ケーソン防波堤に作用する波力をMAC法を用いた数値計算および実験により検討している。船体ケーソンの形状はほぼ直方体であり、通常のコンクリートケーソンと形状が類似している。これによると、港外側の水平天端面には衝撃的な波力が発生すると指摘している。提案している天端上の波圧分布は、天端位置における合田式の波圧強度  $p_4$  を基準に図-2のような分布が提案されている。なお、設計波圧にはその衝撃的な波圧を考慮している。

永井ら<sup>20)</sup>は、防波堤上の転落防止柵や手すりを想定した直柱に作用する波力を実験的に検討している。直柱には抗力が作用すると考え、防波堤上の流速や水位の実測値から抗力係数を評価している。これによると円柱の抗力係数は1.2、角柱の抗力係数は2.0が提案されている。

## 3. 実験の概要

### 3.1 実験水路および模型

#### (1) 実験水路

実験は、図-3に示す当所の長水路（長さ163 m、幅1 m、深さ1.5 m）を用いて実施した。水路床は造波板より127.8 mの地点まで水平床で、それより134.4 mまで

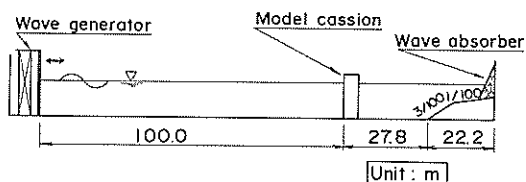


図-3 実験水路

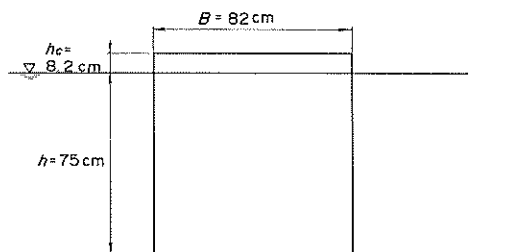


図-4(a) 直立堤模型 ( $h_c/h=0.109$ )

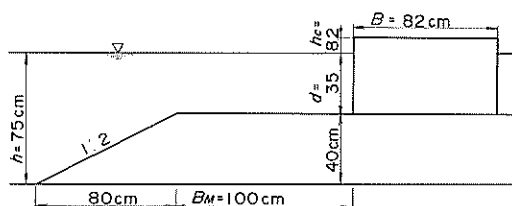
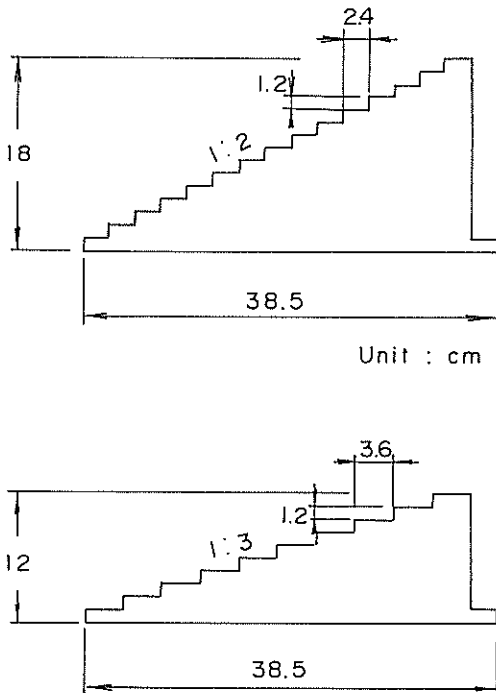


図-4(b) 混成堤模型 ( $h_c/h=0.109$ )

3/100勾配、それより146.9 mまで1/100勾配、それ以降水路端までは水平床となっている。水路端には消波装置を設けて、反射波を減じている。堤体模型の設置位置は造波板より100 mの地点の水平床上であり、この部分は片面ガラス張りて側方からの観察が可能となっている。

#### (2) 堤体模型

実験で用いた防波堤模型は、図-4(a), (b)に示す直立堤および混成堤であり、ケーソン模型はアクリル合成樹脂板で製作している。防波堤上には、図-5に示す階段斜面のほか、滑斜面や直立壁を設置した。これらの構造物模型は、それぞれ防波堤模型上の二カ所に設置できるようになっている。階段斜面は、斜面が港外側を向くように設置し、その先端位置は堤体前面より0 cmと41 cmである。直立壁の設置位置は、堤体前面より5 cmと44 cmである。これら二カ所の設置位置は、以降の文中において港外側と港内側と表している。



図一五 天端上に設置する構造物模型

階段模型の勾配は、親水性護岸などでよく用いられている1:2と1:3で、ステップ高さは縮尺1/20(水深15 m)と考えると現地換算で24 cm, ステップ幅は1:2で48 cm, 1:3で72 cmである。直立壁は階段模型の背後の直立面を利用しており、その高さは現地換算で2.4 mと3.6 mである。直立壁として設置した場合は港内側が斜面となるが、あくまでも港外側の直立壁に作用する水平波力を検討しており、このような特殊な形状の構造物に対する波力特性を検討するものではない。また、模型は階段斜面上に厚さ3 mmのアクリル板を固定して滑斜面としても用いている。なお、模型は耐水性の合板を重ねて作ったものである。

### 3.2 実験の種類および測定方法

#### (1) 実験の種類

実験は、その目的から越波水の運動に関する実験と波力の関する実験に分けられるが、堤体の条件によってシリーズA, Bの2種類からなる。シリーズAは直立堤( $d/h=1.0$ )を対象としており、天端面にあまり衝撃的波力が生じない比較的穏やかな波浪条件での実験である。それに対して、シリーズBは高マウンドの混成堤( $d/h=$

表一 実験ケース

シリーズ A	$h_c/h$	0.109, 0.207
	$h_c/H$	0.283~1.033
	$d/h$	1.0
	$h/L$	0.082~0.237
	$H/h$	0.2~0.337
シリーズ B	$h_c/h$	0.109
	$h_c/H$	0.283~0.547
	$d/h$	0.467
	$h/L$	0.028~0.237
	$H/h$	0.2~0.4

0.467)を対象としており、マウンドで変形された波によって天端上にやや厳しい波力が作用する条件での実験である。各シリーズではそれぞれ水面形、流速、波圧、波力等を測定している。

実験で用いた波は規則波である。周期は1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5sの5種類であり、この水深波長比  $h/L$  は0.0824~0.2367となり、現地で水深15 mとすると周期が6.7~15.7sに相当する。波高水深比  $H/h$  は0.2~0.4の範囲で、すべて重複波的な波である。表一は各シリーズの実験条件を示している。

#### (2) 測定方法

##### a) 水面形の測定

水面形の測定には、毎秒最大400コマの撮影が可能なシャッター付き高速ビデオ撮影装置を用い、今回の実験では毎秒200コマで撮影した。この高速ビデオシステムは映像と同時にアナログ電気信号を画面上に記録することができ、波の作用状況とそのときの波圧波形などが同時に把握できる。水路のガラス面には5 cm間隔のメッシュを入れており、水面形はビデオ画像から測定した。波高の大きな場合、越波時に波しぶきがかかなり増えるが、水面形を読み取る際には波しぶきを含めず越波水本体を測定している。

##### b) 流速の測定

流速の測定には最大400 cm/sまで測定可能な直径3 mm, 2枚羽式の超小型プロペラ式流速計を用いている。図一六は、流速の測点位置を示すものであり、合計10点で測定している。流速計は2台用いているので、1つの断面で5回繰り返して実験を行った。また、解析に用いた流速は、5波分の平均値とした。

##### c) 波圧の測定

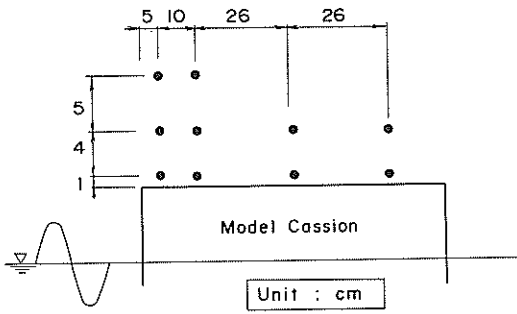


図-6 流速の測定位置

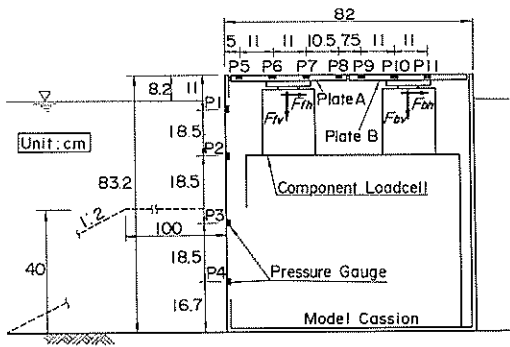


図-7(a) 波圧計の設置位置 (断面図)

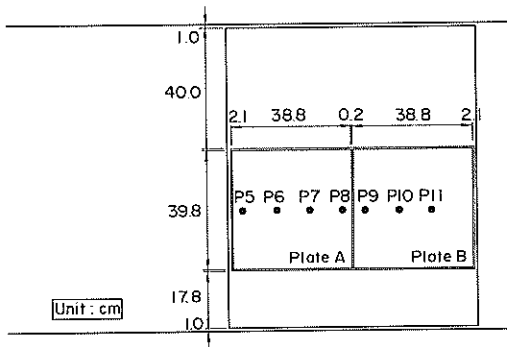


図-7(b) 波圧計の設置位置 (上面図)

図-7(a), (b)は、波圧計の取付位置の断面図と上面図を示している。このケーソン模型には前面に4個、天端上に7個の波圧計を取り付けており、その受圧面が壁面に一致するように固定している。前面の波圧計を上方よりP1~P4とし、天端上の波圧計を港外側よりP5~P11と

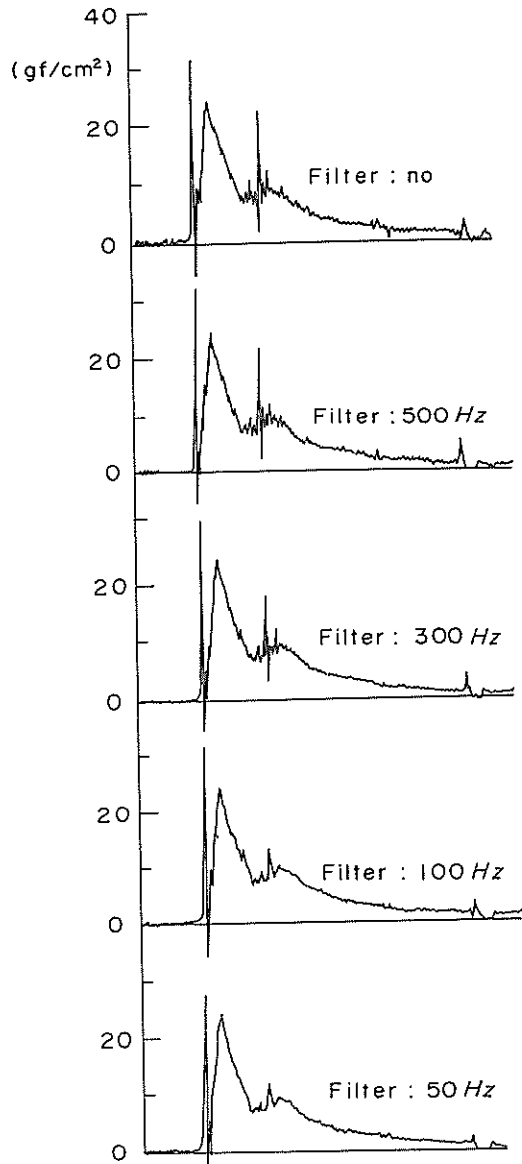


図-8 カットオフ周波数と波圧波形

している。なお、波圧計は受圧面が直径10 mmの超小型半導体式波圧計を使用しており、その応答周波数は10 kHzである。

図-8は、各カットオフ周波数のローパスフィルターを通した波圧計P6の波圧波形を示したものであり、実験条件は混成堤で周期3.0s、波高30 cmの場合 ( $d/h=0.467$ ,  $H/L=0.039$ ,  $h_c/H=0.273$ )である。カットオフ周

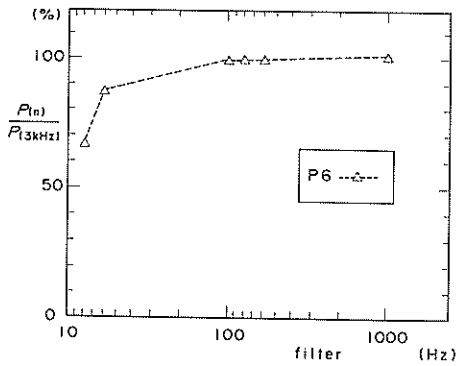


図-9 カットオフ周波数と最大波圧の減少

波数が300 Hzでは、フィルターを通さない波形とほぼ変わりなく、100 Hz以下ではその波形がスムージングされているのがわかる。図-9は3 kHzのピーク値を100としたときの各カットオフ周波数でのピーク値の値を示したものである。100 Hzまでピーク値の低減はほとんどみられないが、50 Hzで80%程度、30 Hzで70%程度になり、50 Hz以下で急激なピーク値の低下がみられる。今回の実験では波圧計の固有振動波形をカットして、ピーク値の低下を最小限にするためにカットオフ周波数を100 Hzとした。また、解析に用いた波圧は流速同様、5波分の平均値とした。

#### d) 波力の測定

前掲図-7(a)に示すように、ケーソン模型の内部には水平、鉛直の2方向の力が検出できる最大100 kgf測定可能な2分力測定装置が前後2台設置してある。それぞれの2分力測定装置は、図-7(b)の平面図に示す防波堤天端の2枚の受圧板(プレートA, B)を支持しており、ここに作用する波力(水平天端面の鉛直波力)を測定できる。また、この上に階段斜面などの構造物を設置して、各構造物に作用する力も計測できる。プレートAに作用する水平力、鉛直力をそれぞれ $F_{ph}$ と $F_{pv}$ とし、プレートBに作用する水平力、鉛直力をそれぞれ $F_{bh}$ と $F_{bv}$ としている。

受圧板は力が分散しないように、受圧板と天端面の間に5 mm程度の隙間を開けて、堤体と独立にしている。さらに、この隙間から越波した水塊や空気を堤体内部に流入させないために帯状のビニールを片方だけ固定して張っている。

2分力計の固有振動数は空中において単体で157 Hzであるが、水中で模型に設置しているときには固有振動数は低下する。3回繰り返した固有振動数の平均値は受

圧板設置時の水中固有振動数で127 Hz、階段模型設置時の水中固有振動数で71 Hzとなった。このことから、2分力計では厳しい衝撃的な波力は測定できないことがわかる。

#### (3) データの処理方法

流速、波圧、波力の測定方法はシリーズごとで異なり、シリーズAではパソコンを用いてオンラインで測定、解析を行った。このシリーズではほとんど衝撃的波力が生じないために、A/D変換はすべて100 Hzで行い解析している。一方、シリーズBでは天端面の波圧計に衝撃的波形が生じるために、一旦アナログ式のデータレコーダに記録し、その後オフラインでサンプリングが500 Hzのサーマルドットレコーダを用いて波形を出力し、解析している。また、同時解析についてはシリーズAと同様のシステムで測定、解析している。

## 4. 越波水の運動モデル

### 4.1 越波水の運動の特徴とモデル

#### (1) 現地における越波状況

写真-2(a), (b), (c)は、北海道函館港の西防波堤の越波状況であり、直線上に配置された二つの防波堤((a)参照)を撮影したものである。これらの防波堤は、コンクリートブロック式の混成堤である。両者は、設置水深およびマウンド形状がほぼ同じであるが、天端高さが異なっており、写真-2(a)左側の防波堤の天端高さが1.97 mで、右側の防波堤の天端高さが3.5 mである。また、撮影日時は不明であるので波浪条件がわからないが、写真から判断すると、港外側は白波が立っている状況であり、波高はそれほど大きくないと思われる。(b)は、左側の防波堤の典型的な越波状況であり、越波水が防波堤を乗り越えて、流れ込んでいる様子がみられる。(c)は、右側の防波堤の典型的な越波状況であり、波しぶきが上方に天端上に打ち上がっている様子がみられる。防波堤に入射する波がほぼ同じにも関わらず、天端高さの違いによって、かなり越波状況が異なっていることがわかる。

写真-3(a), (b), (c)は、北海道小樽港の防波堤の越波状況であり、平成元年3月18日に撮影したものである。防波堤は天端高さ3.0 mの混成堤であり、撮影時の波の状況は $H_{1/3}=5.0$  m,  $T_{1/3}=9.7$  s(石狩湾新港での観測値)であった。(a)の写真は、越波水がかなり波しぶきを含んで上方に打ち上がっている状況である。堤体前面にやや碎波的に波が作用すると、このように越波水の打ち上げが大きくなり、かなりの波しぶきを含む。(b)は、打ち上がった越波水が落下している状況であり、越波水は防波堤天端を越えて弧を描きながら港内側に落水している。落



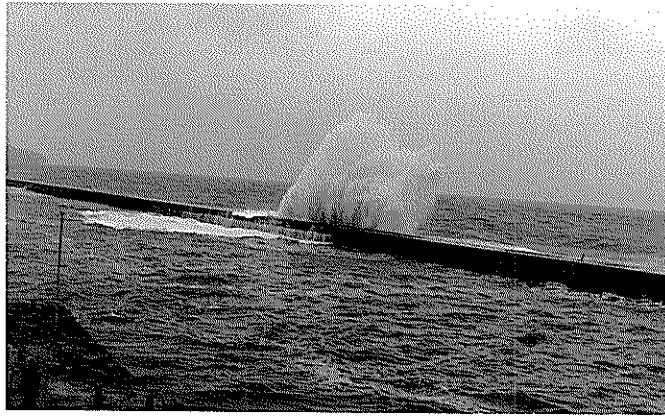
写真一 2(a) 函館港防波堤の越波状況 (天端高さの異なる二つの防波堤)



写真一 2(b) 函館港防波堤の越波状況 (天端の低い防波堤)



写真一 2(c) 函館港防波堤の越波状況 (天端の高い防波堤)



写真一 3(a) 小樽港防波堤の越波状況（越波水が波しぶきを伴い打ち上がった状況）



写真一 3(b) 小樽港防波堤の越波状況（打ち上がった越波水が落下している状況）



写真一 3(c) 小樽港防波堤の越波状況（越波状況の全景）

水した港内側は白く気泡を含んだ海水で覆われている。(c)は、越波している防波堤の全景である。写真下側の防波堤では、写真-2(b)とほぼ同様に越波水が港内側に流れ込んでいる状況がみられる。港内側の水面はかなり白く気泡を含んでいる範囲が広がっており、この直前では(a)のような波しぶきを含み打ち上がった状況であることが考えられる。また、防波堤全体では、間隔を有しながら越波している様子がみられる。なお、奥側の防波堤では、越波水がかなり高く打ち上がっており、(a)の状況となっている。

(2) 越波状況の一般的特徴

防波堤の現地の越波状況から、越波現象は越波水が港内側に流れ込むような状況と波しぶきを含んで上方に打ち上がる状況の二つが特徴的であった。ここでは、どのような条件で越波水の打ち上がる状況が顕著になるかなど、越波状況の変化を定性的に説明する。

越波状況を支配する要因としては、波高  $H$ 、周期  $T$  (波長  $L$ )、波向き  $\theta$ 、水深  $h$ 、天端高さ  $h_c$ 、マウンド形状 (マウンド上水深  $d$ 、マウンド肩幅  $B_M$ ) などが考えられ、それぞれの条件によって様々な越波状況になる。ここではまず波向きや方向分散性を除いて、その他の要因について検討している。

a) 波浪条件と越波状況

図-10は、波高や周期と越波状況の関係を模式的に示

したものである。最も一般的な越波状況を基本型として図の中央に示し、横方向は波高による変化、縦方向は周期による変化を示している。なお、防波堤形状は混成堤で、海底勾配が小さくマウンドがそれほど高くない条件である。基本型の場合は重複的に波が作用しており、堤体前面で打ち上がった越波水が落下した後、流れとなって越波している。基本型より波高の小さい場合、越波量が比較的小さく、防波堤上ではほとんど越波水が打ち上がらず、港外側から港内側に越波水が流れる状況となる。逆に、基本型より波高が大きい場合、防波堤に崩れ波状の波が作用すると、越波の際にかなりの波しぶきを含み、上方への打ち上げ高さも大きくなる。

また、基本型より周期が長い場合、越波水は基本型ほど打ち上がらず、逆に周期が短い場合には打ち上げが比較的大きくなる。周期の違いによる最も大きな特徴は、越波水が打ち上がる際の鉛直速度にある。周期が長いと打ち上げの際の鉛直速度が小さくなるので、天端の港外側端における速度は水平成分が比較的大きく、越波水の打ち上げ高さが小さくなり、流れの卓越した状況となる。それに対して、周期が短いと打ち上げの際の鉛直速度が大きくなり、越波水の打ち上げが比較的高くなる。

なお、図では波高と周期をそれぞれ分離しているが、実際には波形勾配  $H/L$  が越波状況と深く関係している。すなわち、図の右上ほど波形勾配が大きく、越波状況は

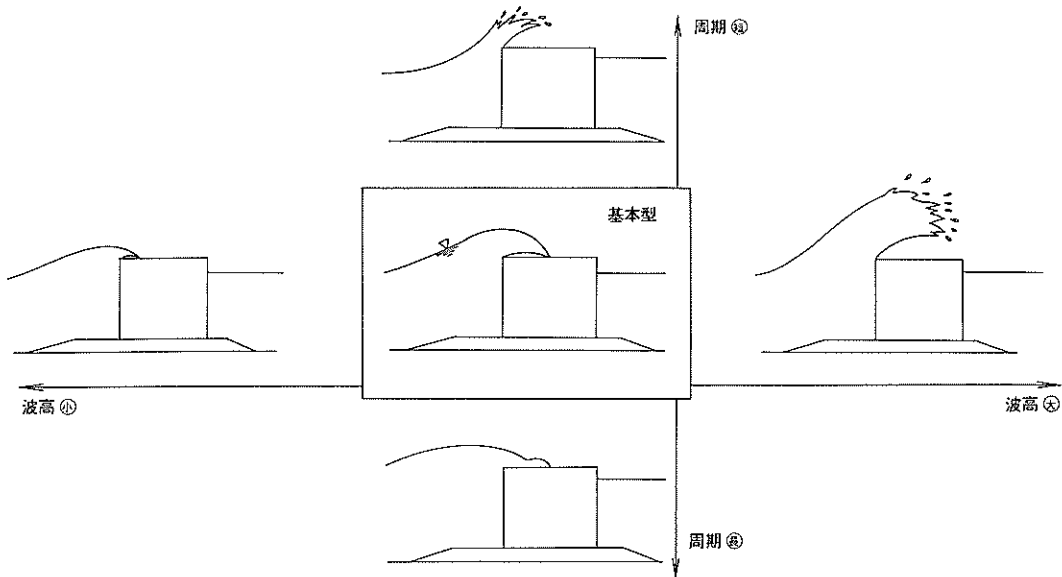
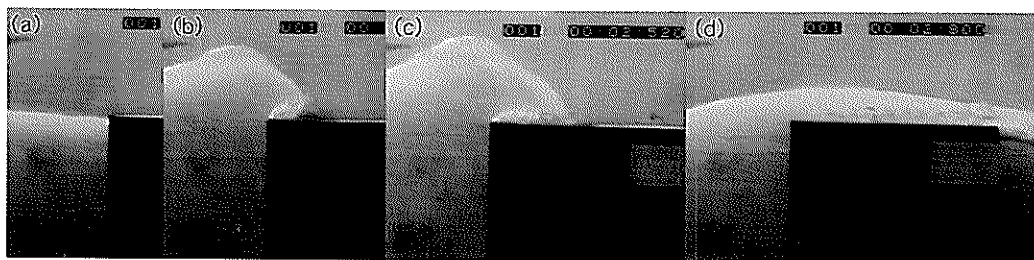
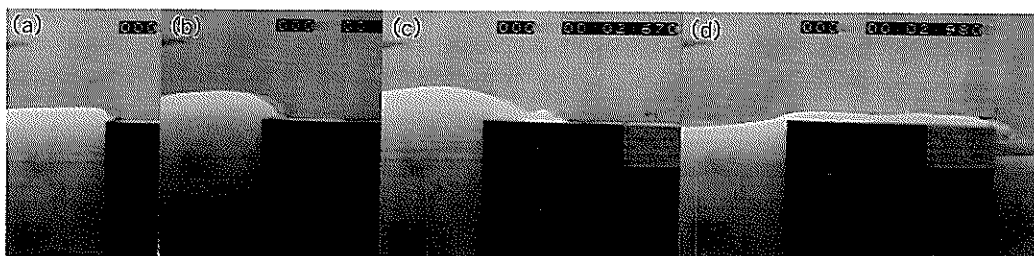


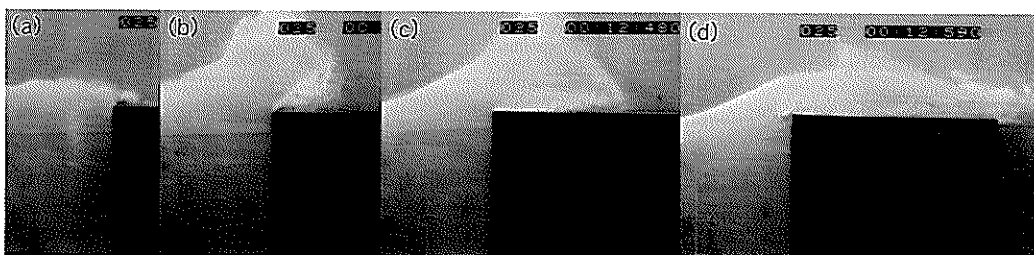
図-10 波高、周期と越波状況



写真—4(a)~(d) 基本型の越波状況



写真—5(a)~(d) 比較的波高が小さい条件での越波状況



写真—6(a)~(d) 比較的波高が大きい条件での越波条件

打ち上げが大きく波しぶきも多くなる。また、図の左下ほど波形勾配が小さく、越波状況は打ち上げが小さく流れの現象が卓越する。

写真—4は、基本型の越波状況であり、 $h_c/H=0.28$ 、 $d/h=0.86$ 、 $H/L=0.062$ の場合である。(a)は天端面より越波水が打ち上がる直前で、(b)は防波堤前面の打ち上げ高さが最も大きくなっている状況である。(c)ではちょうど越波水が天端面に落下しており、基本型の越波の模式図とほぼ同じ越波状況となっている。次に、(d)で港内側への流れとなっている。

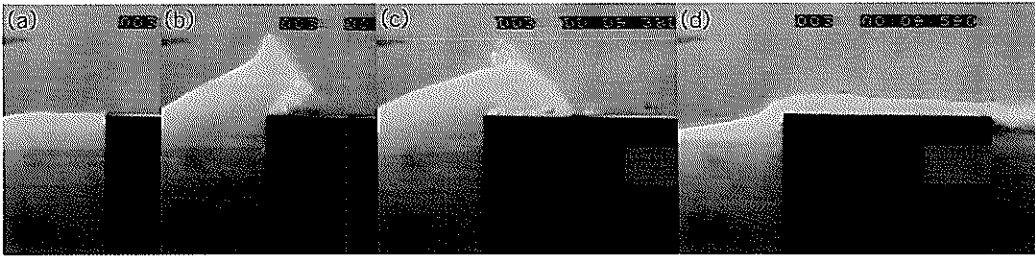
写真—5は、基本型より波高の小さく周期が同じ条件の越波状況であり、 $h_c/H=0.28$ 、 $d/h=0.86$ 、 $H/L=$

$0.037$ の場合である。越波水の打ち上げがほとんどみられず、防波堤上で流れの現象が卓越しているのがわかる。また、越波水の水位は基本型に比較して小さく、越波量も少ない。なお、図—10の左の越波状況は、この写真の(b)に対応している。

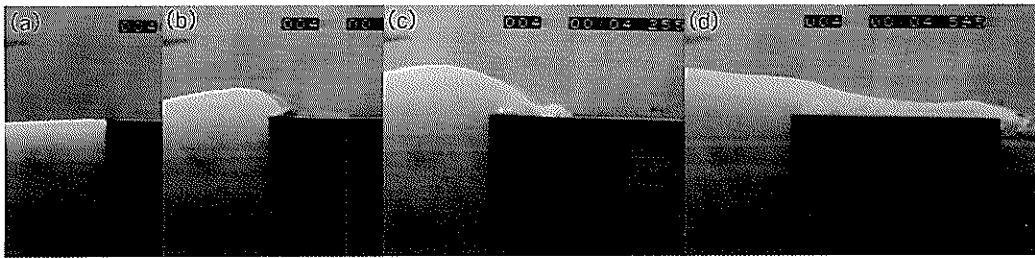
写真—6は、基本型より波高が大きい条件での越波状況であり、 $h_c/H=0.23$ 、 $d/h=0.86$ 、 $H/L=0.074$ の場合である。基本型に比べて、打ち上げる越波水の量が多く、その高さも大きくなっている。また、図—10の右の越波状況は、この写真の(b)に対応しており、打ち上げの際にやや波しぶきが含まれているのがわかる。

写真—7は、基本型より周期が短く波高が同じ条件の





写真一 7 (a)~(d) 比較的周期の短い条件での越波状況



写真一 8 (a)~(d) 比較的周期の長い条件での越波状況

越波状況であり、 $h_c/H=0.28$ 、 $d/h=0.86$ 、 $H/L=0.089$ の場合である。基本型に比べて堤体前面での打ち上げが大きくなっており、打ち上げが最も大きい状況の(b)では、堤体前面における上方の波面が上に向かいかなり尖っているのがわかる。この傾向は波形勾配が大きい条件で顕著に現れ、さらには越波水が本体から離れて上方に飛び出す状況もみられる。また、この条件では、さほど波しぶきが生じていないが、越波水が打ち上がる際と天端面に落下した際に波しぶきがやや生じている。なお、図-10の上の越波状況は、この写真の(b)に対応している。

写真一 8 は、基本型より周期の長く波高が同じ条件の越波状況であり、 $h_c/H=0.28$ 、 $d/h=0.86$ 、 $H/L=0.039$ の場合である。写真一 5 と波形勾配がほぼ同じで、越波状況も打ち上げが小さく同じような状況となっている。

#### b) 防波堤形状と越波状況

図-11は、天端高さやマウンド形状と越波状況の関係を模式的に示したものである。中央の図は、図-10の中央図と同様の基本型であり、横方向はマウンド形状による変化、縦方向は天端高さによる変化を示している。マウンドが大きくなる（前面の水深が浅くなる）と、越波水が上方へ大きく打ち上がるようになり、堤体前面上方で越波水本体より分離して打ち上がる水塊も増えてくる。また、マウンドがある程度以上大きくなると、波浪条件

などにより堤体前面に衝撃砕波力が作用する状況も考えられる。この場合、かなり上方に波しぶきを含んだ越波水が打ち上がるのが特徴であり、現地において100 m以上打ち上がることも観測されている。

天端高さによる相違については、相対天端高  $h_c/H$  が小さいほど、越波水の打ち上げが小さくなる。逆に、相対天端高が大きくなると、打ち上げが大きくなり、波しぶきも相対的に多くなる傾向がある。

写真一 9 は、基本型より天端が高い条件での越波状況であり、 $h_c/H=0.6$ 、 $d/h=0.83$ 、 $H/L=0.064$ の場合である。天端が高い条件では、(b)の越波状況のように越波水が上方に打ち上がる傾向がある。この条件では、重複的な波であるので、打ち上げ時に波しぶきがほとんど生じていないが、さらに波形勾配が大きくなると、越波水はかなり波しぶきを含んで真上に打ち上がる。

写真一 10 は、基本型よりマウンドが大きな条件での越波状況であり、 $d/h=0.40$ 、 $B_0/h=0.80$ 、 $h_c/H=0.28$ 、 $H/L=0.062$ の場合である。写真一 4 の基本型と比較して、波浪条件が同じであるが、越波状況はかなり異なっている。まず、(a)の越波水が打ち上がる直前の堤体前側の波面を比較すると、マウンドが大きい方がやや前傾していることがわかる。(b)の打ち上げ時に、マウンドが大きい方がかなり上方に打ち上がっており、波しぶきもか

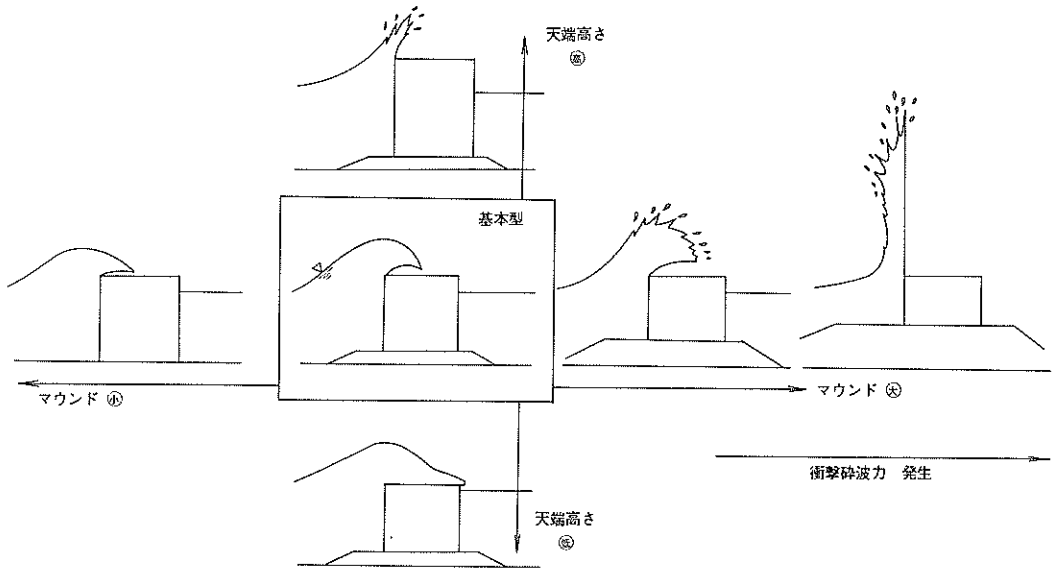


図-11 天端高さ、マウンド形状と越波状況

なり含んでいる。越波水が落下している(c)においては、基本型と比べてかなりその範囲が大きくなっている。また、天端前面で打ち上げの際に越波水本体と離れた波しぶきを含む水塊が、越波水本体の落下後に落下している様子が見られる。

写真-11は、マウンドをさらに大きくし、堤体前面に衝撃砕波力が発生している条件での越波状況で、 $d/h=0.40$ 、 $B_m/h=1.0$ 、 $h_c/H=0.28$ 、 $H/L=0.062$ の場合である。越波する直前の(a)において、写真-10よりもさらに波面の前傾が強く、前壁とほぼ平行に波面が立っている。(b)はちょうど壁面に波が衝突している時で、これまで説明した重複的な波の作用状況とかなり様子が異なる。(c)は越波水が打ち上がっている時であり、衝撃砕波力が発生する場合の特徴は、堤体前面において波しぶきの量がかなり増え、かなりの高さまで打ち上がることである。

### (3) 打ち込み時と越流時の現象

図-12は、図-10に示した基本型とほぼ同じ越波状況を各時間ステップ毎に図示したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm、周期3s、波高29 cm( $d/h=1.0$ 、 $h_c/H=0.283$ 、 $H/L=0.038$ 、 $h/L=0.098$ )の場合である。堤体前面の水位が上昇すると、天端面より越波水が打ち上がり、その後天端面に落下している。落下後越波水は、港外側から港内側への流れに変わり、天端上を段波状に進み港内側に越波水が落水する。その後、前面水位が天

端面より下がると、越波水の供給がなくなり一波当たりの越波が終わる。水面形は、初め港外側で勾配が急であるが、時間が経過するにつれて勾配が小さくなり、ついには全体的にほぼ水平となる。

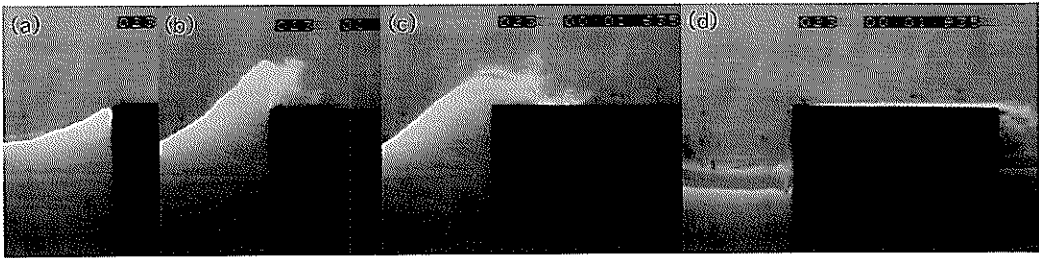
これらの現象を整理すると、越波が始まってから終わるまでを以下の二つに分けることができる。

- ①「打ち込み時」：越波水が天端面より打ち上がってから天端面に落下するまでの現象
- ②「越流時」：越波水が落下した後に天端上で港内側への速い流れになる現象

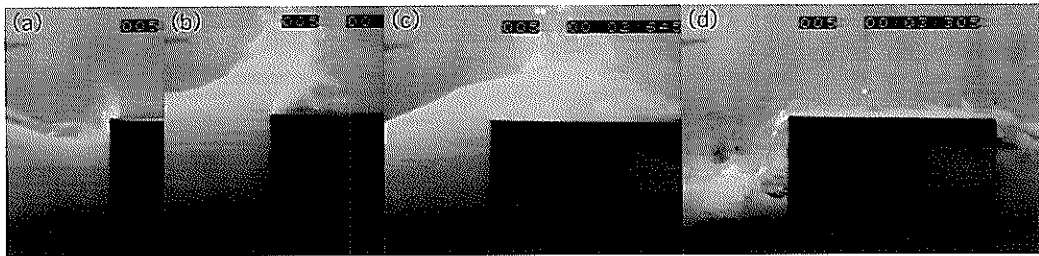
なお、打ち込み時や越流時の現象は、前述のとおり波高や周期、天端高さ、マウンド形状などの条件によって、打ち込み時が卓越したり、越流時が卓越したりする。

### (4) 打ち込みモデルと越流モデル

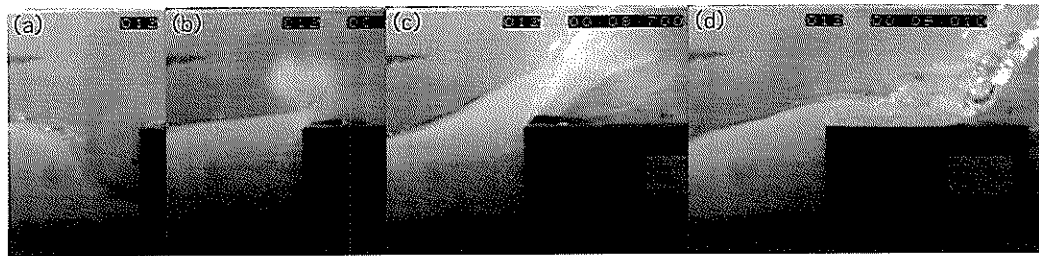
図-13(a), (b)は、打ち込み時と越流時の越波現象とそれぞれに対する「打ち込みモデル」と「越流モデル」の模式図を示したものである。打ち込み時には、天端面より越波水が打ち上がると越波水が切り立った壁のようになり、その後徐々にその壁の高さが大きくなるとともに、天端面に倒れ込んでくる。このとき越波水の先端の軌跡は放物線状になっているのが特徴である。「打ち込みモデル」ではその軌跡の最大高さ  $\eta_s$ 、落下距離  $l_s$  を与えることによって打ち込み時の波面の運動を示している。このモデルにより、防波堤上において越波水が直接落下する範囲が明らかになるので、人間にとって非常に危険な範



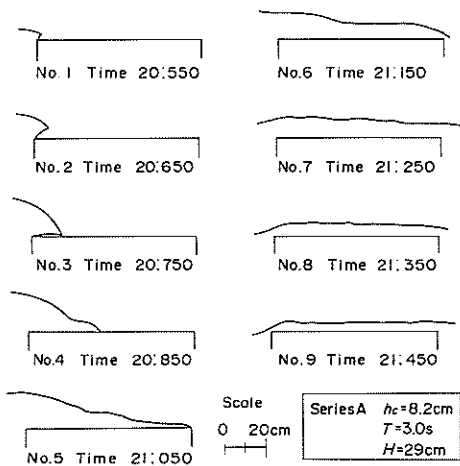
写真—9(a)~(d) 比較的天端が高い条件での越波状況



写真—10(a)~(d) マウンドの高い条件での越波状況



写真—11(a)~(d) 衝撃砕波力が発生している条件での越波状況



図—12 越波状況の時間変化

図がわかるとともに、天端上の構造物に作用する打ち込み時の衝撃的波力を  $\eta_2$  や  $l_2$  から検討することが可能である。

次に越流時では、天端上の水位は時間とともに変化するが、最大水位の分布は前面からある区間で水位が直線的に減少していき、それより港内側ではほぼ一樣の水位となる傾向がある。「越流モデル」では、前面の最大水位  $\eta_1$ 、港内側の一樣水深  $\eta_2$ 、水位が変化している水平距離  $l_1$  によって、越波時の波面の運動を表すこととした。このモデルにより、越流時の防波堤上の最大水位や、防波堤上での最大流速や天端上の構造物に作用する越流時の静的波力について検討できる。

なお、これらのモデルは重複波の場合を対象としているが、波高が大きく砕波的であっても波しぶきを除外した越波の実質部分については、同様に適用できる。

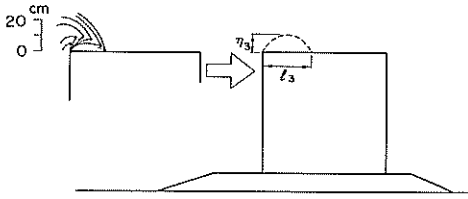


図-13(a) 打ち込み時の越波現象とモデル

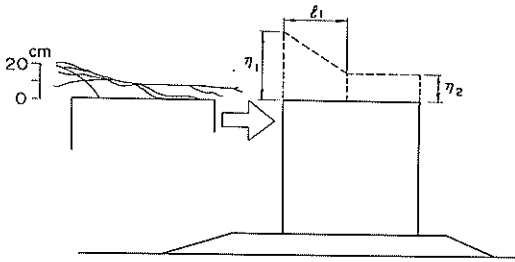


図-13(b) 越流時の越波現象とモデル

#### 4.2 打ち込みモデルのパラメータ

##### (1) 打ち込み時の越波水の状況

打ち込み時の越波水の運動は、天端面への衝突の状況によって「直撃型」と「空気巻き込み型」の二つに分けることができる。「直撃型」は、波形勾配  $H/L$  が比較的大きな場合や、相対天端高  $h_c/H$  が大きな場合、 $d/h$  が小さい場合に生じる傾向がある。この状況では、越波水が落下するときに堤体前面から後方に向かって徐々に衝突しながら落下していく。衝突する越波水の面と天端面とのなす角は、条件によって異なり、かなり小さくなる場合もある。図-14(a)は、「直撃型」の打ち込み状況の一例であり、混成堤で天端高さ8.2 cm、周期1.5s、波高20 cmの場合 ( $d/h=0.467$ ,  $h_c/H=0.41$ ,  $H/L=0.063$ ,  $h/L=0.237$ ) である。越波水が徐々に打ち上がり、天端面に越波水が港外側より衝突しながら落下している様子がみられる。

「空気巻き込み型」は、 $H/L$  が比較的小さい場合や、 $h_c/H$  が小さい場合、 $d/h$  が大きな場合に生じる傾向がある。この状況では、越波水の先端が初めに天端面に落下し、このとき堤体前面より先端の落下位置まで空気が巻き込まれ、まだ越波水は衝突していない。その後、空気は徐々に上方に抜けて、越波水が天端面に衝突していく。図-14(b)は、「空気巻き込み型」の打ち込み状況の一例であり、直立堤で天端高さ8.2 cm、周期1.5s、波高20

cmの場合 ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/H=0.41$ ,  $H/L=0.063$ ,  $h/L=0.237$ ) である。空気を巻き込みながら、越波水が落下している様子がわかる。

なお、越波水の先端の軌跡に注目すると、両者ともほぼ放物線を描いている。したがって前述のとおり、打ち込みモデルではこの放物線状の軌跡に注目し、その最大高さを  $\eta_3$ 、落下距離を  $\ell_3$  としている。この軌跡は、天端の港外側端における越波水の鉛直速度と水平速度が主要なパラメータであり、重力のみが作用している質点の放物運動と考えることができる。次項において、その鉛直速度  $V_{sy}$  と水平速度  $U_{sy}$  それぞれについて述べる。

##### (2) 打ち上がる越波水の鉛直速度

越波水が打ち上がる際の先端の水粒子は、鉛直壁前面での水面の鉛直移動速度に等しい鉛直速度をもっていると考えられる。鉛直壁前面水位  $y$  に、有限振幅重複波の第2次近似式(浜田式)による重複波の水面波形(式(1))を用いると、天端位置での鉛直速度は式(2)で計算される。なお、式(1)では、計算式を簡単にするために高次の定数項を省略している。この式は完全重複波を対象としている

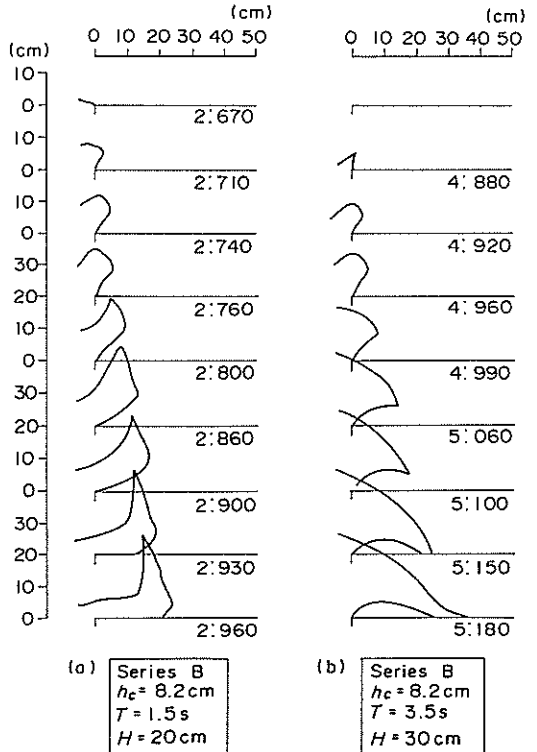


図-14 打ち込み時の越波状況

ので、今回の実験条件よりさらに波高が大きくなり、越波量が多く反射率が低下する状況では、式(2)を用いた計算値は実験値に比べて大きくなると思われる。

$$y = H \cos \sigma t + \frac{H^2}{8} k \frac{\cosh kh_m (2 + \cosh 2kh_m)}{\sinh^3 kh_m} \cos 2\sigma t \quad (1)$$

$$V_{sf} = \left( \frac{dy}{dt} \right) y = h_c = \frac{2\pi H}{T} \sqrt{1 - \beta_1^2} \left\{ 1 + \frac{\pi H \beta_1}{L_m} \frac{\cosh 2\pi h_m / L_m (2 + \cosh 4\pi h_m / L_m)}{\sinh^3 2\pi h_m / L_m} \right\} \quad (2)$$

$$\beta_1 = \frac{\pi H \cosh 2\pi h_m / L_m (2 + \cosh 4\pi h_m / L_m)}{2 L_m \sinh^3 2\pi h_m / L_m}$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = -\frac{\pi H \cosh 2\pi h_m / L_m (2 + \cosh 4\pi h_m / L_m)}{4 L_m \sinh^3 2\pi h_m / L_m} - \frac{h_c}{H}$$

$$\beta_4 = \frac{-\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 - 4\beta_1\beta_3}}{2\beta_1}$$

ここに、 $y$ ：鉛直壁前面の水位の時間変化、 $V_{sf}$ ：堤体前面における天端位置での水面の鉛直速度、 $h_c$ ：天端高さ、 $H$ ：波高、 $\sigma$ ： $2\pi/T$ 、 $k$ ： $2\pi/L_m$ 、 $T$ ：周期、 $h_m$ ：換算水深、 $L_m$ ：換算水深での波長、 $t$ ：時間

式(2)で示される水面の鉛直移動速度は、同じ波浪条件でも水深によってかなりその値が異なってくる。したがって、マウンドを有する防波堤に適用する場合、水深をどのように考えるかが問題となり、マウンドの影響を考慮した計算上の水深（換算水深  $h_m$ ）を以下で検討している。

図-15は、水面上昇速度の実験値と計算値を示したものであり、実験条件が混成堤で周期2.5sと3.5sである。計算値は、式(2)において換算水深  $h_m$  をマウンド上水深  $d$  と堤体前面水深  $h$  としたものを並記している。実験値は波高が大きくなるとややばらつきが大きくなるが、周期2.5sでマウンド上水深、周期3.5sで堤体前面水深を用いた計算値とよく合っている。このように、式(2)で表される水面上昇速度は、周期によってマウンドの影響がかなり異なっていることがわかる。すなわち、波長に対してマウンド肩幅が比較的大きなときには、マウンドがあたかも海底面であるかのように、波に直接影響を及ぼす。逆に、マウンド肩幅が比較的小さいときには、マウンドが波にほとんど影響を及ぼさない。

図-16は、マウンド肩幅と波長の比  $B_M/L$  と水面上昇速度の関係を示したものである。実験値は  $B_M/L$  が0.11（周期3.5s）と0.16（周期2.5s）を境にマウンドの影響が異なっていることがわかった。したがって、式(2)の水面移動速度を計算する際の換算水深としては、マウンド肩幅と波長の比によってマウンドの影響を考慮した以

下に示す式(3)を用いることにした。図中には、式(3)による計算値も示しているが、実験値と計算値がおおむね一致していることがわかる。

$$h_m = \begin{cases} d & : B_M/L \geq 0.16 \\ d + (h-d) \frac{0.16 - B_M/L}{0.05} & : 0.11 \leq B_M/L < 0.16 \\ h & : B_M/L < 0.11 \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 $B_M$ ：マウンド肩幅、 $h$ ：堤体前面の水深、 $d$ ：マウンド上の水深、 $L$ ：堤体前面水深での波長

(3) 越波水の打ち上がる際の水平速度

越波水は、打ち上がると同時に港内側に移動する。このとき越波水先端の見かけの水平速度は、波速と深く関係しており、天端高さやマウンド形状にあまり影響されず、ほぼ波速の関数となることがわかった。ここでは、水平速度そのものを検討するのではなく、越波水が落下した距離から逆算して検討している。前述のとおり、越波水先端の運動を天端の港外側端で水平速度  $U_{sf}$ 、鉛直速度  $V_{sf}$  を有する質点の自由落下運動と考えると、越波

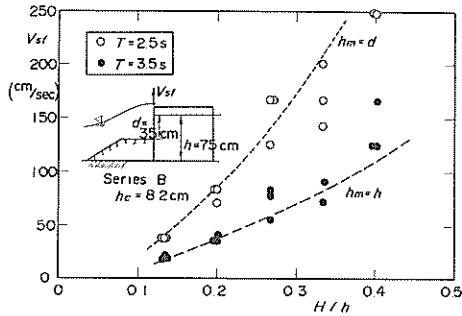


図-15 水面上昇速度

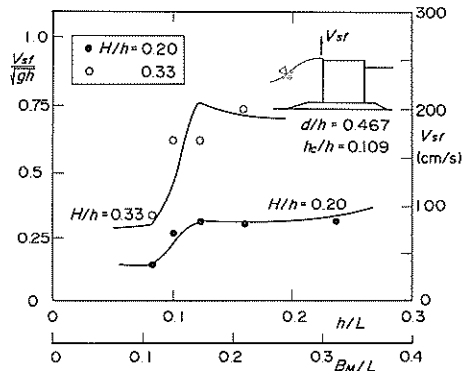


図-16  $B_M/L$  と  $V_{sf}$

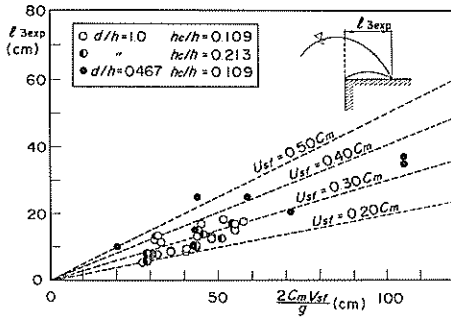


図-17 越波水先端と落下距離

水先端の落下距離  $l_3$  は次式で表される。

$$l_3 = \frac{2U_{sf}V_{sf}}{g} \quad (4)$$

図-17は、越波水の落下距離の実験値を示したものである。ただし横軸は、 $U_{sf}$ を換算水深での波速  $C_m$  と仮定したときの落下距離の計算値を示している。また、図中の線は、 $U_{sf}$ を波速  $C_m$  の0.2~0.5倍とした時の計算値である。直立堤の実験値は、 $U_{sf}$ を波速の0.2~0.4倍とした計算値にほぼ対応しており、混成堤では波速の0.3~0.5倍とした計算値にほぼ対応している。水平速度  $U_{sf}$ は、これらを平均的にみて、波速の0.3倍と考えることにした。

$$U_{sf} = 0.3C_m \quad (5)$$

(4) 越波水先端の運動

越波水先端の運動は、これまで述べたように天端位置で上向きに  $V_{sf}$ 、水平方向に  $U_{sf}$  (波速の0.3倍) で飛び出す放物運動をすると考える。したがって、越波水先端の軌跡  $y(x)$  は式(6)で計算でき、その最大高さ  $\eta_3$  と落下距離  $l_3$  はそれぞれ式(7)、(8)で計算できる。

$$y(x) = V_{sf} \frac{x}{0.3C_m} - \frac{g}{2} \left( \frac{x}{0.3C_m} \right)^2 \quad (6)$$

$$\eta_3 = \frac{V_{sf}^2}{2g} \quad (7)$$

$$l_3 = \frac{0.6C_m V_{sf}}{g} \quad (8)$$

ここに、 $C_m$  : 換算水深での波速、 $g$  : 重力加速度

図-18(a)は、「直撃型」における越波水先端の軌跡の実験値と計算値を比較した一例であり、図-14(a)と同様の条件である。越波水先端の軌跡は、ほぼ放物曲線を描いているのがわかり、計算の軌跡ともおおむね一致している。図-18(b)は、「空気巻き込み型」での越波水先端の軌跡で、図-14(b)と同様の条件である。ビデオ画像の読み取り誤差から多少データがばらついてはいるが、直撃型や空気巻き込み型ともほぼ計算の軌跡と一致しているのが

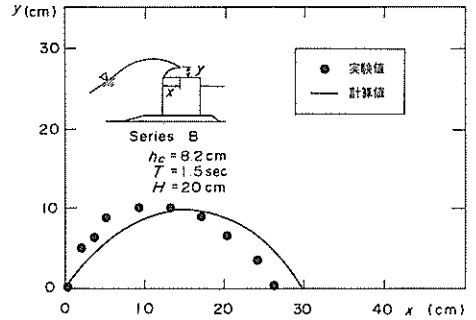


図-18(a) 越波水先端の軌跡 ( $d/h=0.47$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=1.5s$ ,  $H=20cm$ )

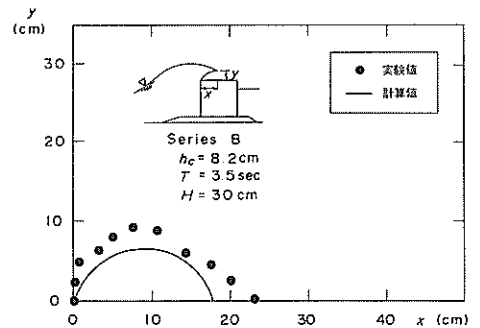


図-18(b) 越波水先端の軌跡 ( $d/h=0.47$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3.5s$ ,  $H=30cm$ )

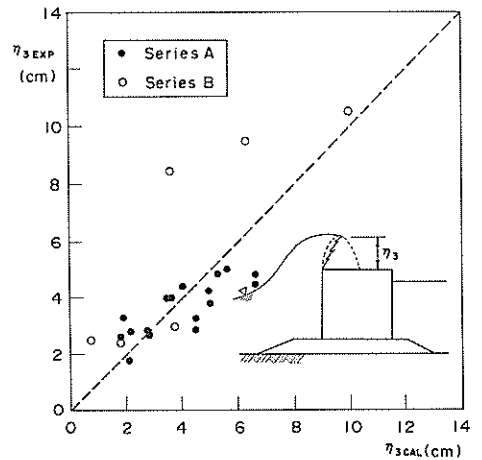


図-19  $\eta_3$ の実験値と計算値の比較 ( $h_c/h=0.109$ )

わかる。

図-19は、 $\eta_3$ の実験値と計算値を比較したものである。マウンドがある場合は、マウンドない場合に比較してややばらつきが大きいのが、全体的には実験値と計算値がおおむね一致している。

#### 4.3 越流モデルのパラメータ

##### (1) 前面最大水位 $\eta_1$

合田らは、越波流量を算定する際に重複波における波頂高比  $K$  を式(9)で与えている。なお、波頂高比とは、静水面上の波の高さ(波頂高  $R$ )と波高  $H$  との比であり、重複波の場合には微小振幅波で1.0となり、有限振幅性が強いほど1.0より大きくなる。

$$K = \min\{1.0 + a(H/h) + b(H/h)^2 / [K_{sb}], c\} \quad (9)$$

ここに、 $K_{sb}$ :非線型浅水効果および碎波減衰による波高の変化率、(a, b, c):直立壁の場合(1.0, 0.8, 10.0)

上式において、角括弧中の第2項は非碎波の状態で  $H/h$  に比例して波頂高比が増大する効果を表し、第3項は碎波による堤前の跳波を表した項である。堤前で碎波的な波が衝突するときには、越波水が波しぶきを伴いかなり上方に打ち上がるが、その量は比較的少なく、みかけほど問題にならないと考えられる。ここでは波しぶきを考慮してなく越波水の実質部分を対象としているので、第3項を無視して第2項まで考えることにした。

なお、通常の防波堤はかなりの量の越波を許容しており、越波することにより反射率が低下し、波頂高比が波高に比例して増加しなくなり、ほぼ一定の値となる。したがって、波頂高比は無越波時と越波時でその特徴が異なることから、越波する限界波高を境に両者を分け、以下に示す考え方で式(10)の波頂高比の算定式を導いた。無越波時には、波頂高比が波高に比例して増加する式(9)を用いた。また、越波時には、波頂高比がほぼ一定値になる傾向を換算天端高さ  $h_c'$  を用いて表し、 $h_c'$  における越波限界波高での波頂高比になると考えた。換算天端高さは、後述の実験結果より  $0.5h_c$  が妥当であったが、式(10)において無越波時から越波時までの連続性を考え、 $h_c$  から  $0.5h_c$  となる関数とし、式(11)で表した。したがって、式(10)の波頂高比は越波限界波高の時に最大となり、越波すると減少し、波高が大きくなると  $0.5h_c$  での波頂高比に収束する。なお、越波する限界波高は、式(9)の波頂高比  $K$  を  $h_c/H$  とおいて導いている。

$$K = \begin{cases} 1.0 + a_1 \frac{H}{h_m} & \cdot \frac{H}{h_m} < \frac{-1 + \sqrt{1 + 4a_1 h_c / h_m}}{2a_1} \\ \frac{1 + \sqrt{1 + 4a_1 h_c' / h_m}}{2} & \cdot \frac{H}{h_m} \geq \frac{-1 + \sqrt{1 + 4a_1 h_c' / h_m}}{2a_1} \end{cases} \quad (10)$$

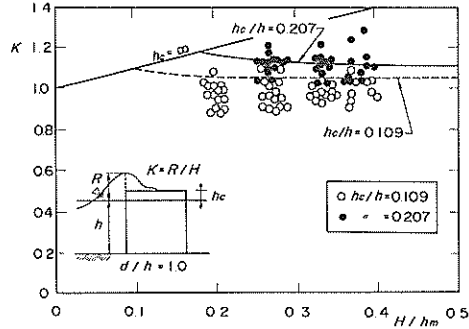


図-20 直立堤での波頂高比

$$h_c' = h_c \frac{H/h_m}{2 \frac{H}{h_m} - \frac{-1 + \sqrt{1 + 4a_1 h_c / h_m}}{2a_1}} \quad (11)$$

ここに、 $h_c'$ :換算天端高さ、 $K$ :波頂高比、 $a_1$ :防波堤の構造による補正係数、直立堤や混成堤の場合  $a_1 = 1.0$

前面最大水位  $\eta_1$  は式(10)の波頂高比と天端高さより、式(12)で表わされる。

$$\eta_1 = KH - h_c \quad (12)$$

図-20は、直立堤における波頂高比 ( $K = R/H$ ) の実験値と計算値を示したものである。実験はすべて越波した条件である。実験値は、天端高さ8.2cm ( $h_c/h = 0.109$ ) で波頂高比  $K$  が0.9~1.1の範囲に、天端高さ15.5 cm ( $h_c/h = 0.207$ ) で1.0~1.2の範囲にばらついているが、波高によらずほぼ一定の傾向がみられる。また、計算値は越波する条件で波高にほとんど関係なく、天端高さによって決まり、実験値と傾向がよく一致している。

##### (2) 天端上の一定水位 $\eta_2$

越流時の現象は、前面水位と港内側の水位差によって防波堤上を越波水が流れるものであり、その状況は防波堤をせきとした場合の越流現象と類似している。ここでは、せきとして防波堤と形状が類似している広頂せきを用い、上流水深が一定水深のせきの越流問題を参考にし、越流時の現象を検討する。

広頂せきの越流流量は、上流水深とせき幅などから求められる。上流水深を堤前での最大水位  $\eta_1$ 、せき幅を防波堤の天端幅と考えると、越流流量は  $q_{max}$  式(13)で示される。また、防波堤上で一定水位  $\eta_2$  となる領域は、水位変化が少なく比較的流速が速いので、せきの理論では射流域に当たると考えられる。そこで、 $\eta_2$  はせきの理論において常流から射流に変わる水深、つまり限界水深と考えると式(13)を用いて式(15)で表される。すなわち、

$$q_{max} = \alpha_2 C_1 \eta_1^{3/2} \quad (13)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1.642(\eta_1/B)^{0.022} & : 0 \leq \eta_1/B < 0.1 \\ 1.552 + 0.083(\eta_1/B) & : 0.1 \leq \eta_1/B < 0.4 \\ 1.444 + 0.352(\eta_1/B) & : 0.4 \leq \eta_1/B < 1.5 \sim 1.9 \\ 1.785 + 0.237(\eta_1/(h+h_c)) & : 1.5 \sim 1.9 \leq \eta_1/B \end{cases} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \eta_2 &= \alpha_3 (\alpha q_{max}^2/g)^{1/3} \\ &= \alpha_3 \alpha_2^{2/3} (\alpha C_1^2/g)^{1/3} \eta_1 \end{aligned} \quad (15)$$

ここに、 $C_1$  : Govinda-Rao の流量係数の実験式<sup>21)</sup>、 $\alpha_2$  : 最大越波流量の補正係数、 $\alpha$  : 流速を平均流速で表したときのエネルギー係数 (=1.12)、 $\alpha_3$  :  $\eta_2$  に対する補正係数

流量係数  $C_1$  は式(14)に示すとおり、前面最大水位  $\eta_1$  と堤体幅  $B$  の比によって変化する係数である。実際の防波堤では波浪条件や土質条件などによって堤体幅が決まるので、 $\eta_1/B$  の範囲がある程度限られてくる。設計波に対する  $\eta_1/B$  は、いくつかの実際の防波堤で計算するとおおむね0.1から1.0の範囲に入る。この範囲で流量係数は1.56~1.80 (m<sup>0.5</sup>/s) となり比較的変動幅が小さく、ほぼ定数と考えることができる。また、 $\alpha_2$  および  $\alpha_3$  も定数と考えると、 $\eta_2/\eta_1$  は定数になる。

図-21は、直立堤における波高と天端上の一定水位と前面最大水位の比  $\eta_2/\eta_1$  の関係を示したものである。実験値は天端高さや波高にほとんど関係なく、 $\eta_2/\eta_1$  が0.3~0.45の範囲でばらついている。そこで、計算ではやや安全側の値を考え、 $\eta_2/\eta_1$  を0.4とし、式(16)で示した。なお、図中の実線は式(16)の計算値を示している。

$$\eta_2 = 0.4 \eta_1 \quad (16)$$

### (3) 最大水位の減少距離 $l_1$

天端面では、最大水位が港外側で  $\eta_1$  となり、港内側に向かって直線的に減少し、港外側から  $l_1$  の距離で最大水位が  $\eta_2$  となる。この最大水位の減少距離  $l_1$  について、次のような単純な考え方で実験式を導いた。堤体前面において天端上より  $\eta_1$  の高さにある独立した水粒子が水平方向にある速度をもち放物運動しながら自由落下すると考え、 $\eta_2$  の高さまで落下したときの堤体前面からの水平距離を  $l_1$  とした。水平速度は実験の傾向から、天端高さが0のときは波速となり、天端高さが大きくなると波速より小さく、 $\eta_1$  が0になると水平速度も0になる関数と考え、後述の図-22で示す実験結果から  $C_m \sqrt{\eta_1/(\eta_1+h_c)}$  を用いた。すなわち、 $l_1$  は以下の式となる。

$$l_1 = C_m \sqrt{\frac{1.2 \eta_1^2}{g(\eta_1+h_c)}} = 0.6 \eta_1 / \tan \theta \quad (17)$$

$$\tan \theta = \frac{0.6 \eta_1}{l_1} = \frac{1}{C_m} \sqrt{0.3g(\eta_1+h_c)} \quad (18)$$

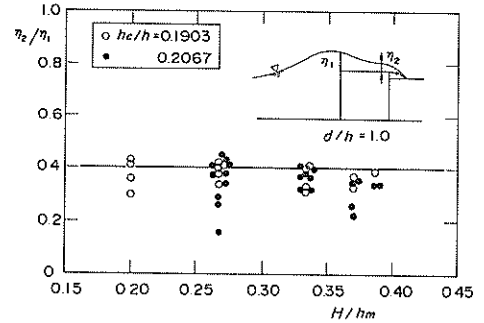


図-21  $\eta_2/\eta_1$  の実験値と計算値との比較

ここに、 $\theta$  は、 $\eta_1$  から  $\eta_2$  へ直線的に減少している区間における水面と天端面とのなす角度であり、この  $\theta$  によって  $l_1$  を示すことができる。この  $\theta$  は、式(18)でもわかるように、周期が短く波高が大きいかほど大きくなる傾向がある。また、天端高さとも相関があり、 $\theta$  は波速  $C_m$ 、前面最大水位  $\eta_1$ 、天端高さ  $h_c$  の関数となる。

図-22(a)は、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $h_c/h=0.109$ ) における  $\theta$  の実験値と計算値を比較したものである。この実験条件において  $\theta$  の実験値は、13~25°の範囲であった。 $\theta$  はほぼ波高に比例し、周期に反比例しており、実験値と計算値がおおむね一致している。図-22(b)は、直立堤で天端高さ15.5 cm ( $h_c/h=0.207$ ) における同様の関係を示したものである。 $\theta$  の実験値はおおむね15~25°の範囲にある。周期が短い場合において実験値は、計算値に比べてやや大きくなるが、全体的な傾向はおおむね一致している。

### (4) 天端上の最大水位分布

天端上の任意点での最大水位  $\eta(x)$  は、越流時のパラメータ  $\eta_1$ 、 $l_1$  により次式で計算できる。

$$\eta(x) = \begin{cases} \frac{l_1 - 0.6x}{l_1} \eta_1 & : x < l_1 \\ 0.4 \eta_1 & : x \geq l_1 \end{cases} \quad (19)$$

図-23(a)は、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $h_c/h=0.109$ ) における天端上の最大水位分布の実験値と計算値を示したものである。水位は  $\eta_1$  で、堤体前面からの位置は  $l_1$  でそれぞれ無次元化している。実験値はばらついており、 $x/l_1=0$  では  $\eta/\eta_1$  が0.8~1.0とやや小さくなり、水位が  $\eta_2$  の領域では  $\eta/\eta_1$  が0.25~0.55になっている。全体的には、実験値がほぼ計算値を中心にばらついており、傾向も一致していることがわかる。図-23(b)は、直立堤で天端高さ15.5 cm ( $h_c/h=0.207$ ) における同様の関係を示したものである。(a)と同様にばらついてはいるが、計算



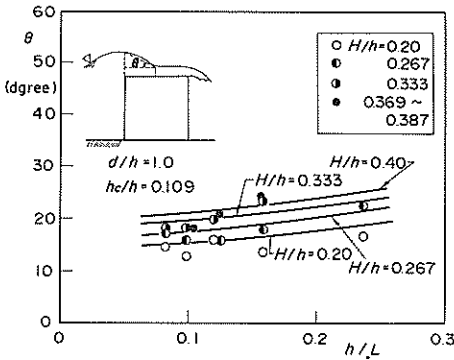


図-22(a)  $\theta$  の実験値と計算値の比較  
( $d/h=1.0$ 、 $h_c/h=0.109$ )

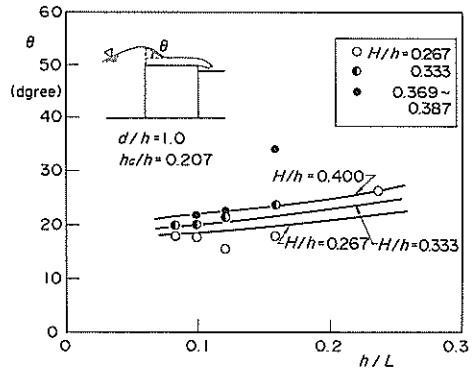


図-22(b)  $\theta$  の実験値と計算値の比較  
( $d/h=1.0$ 、 $h_c/h=0.207$ )

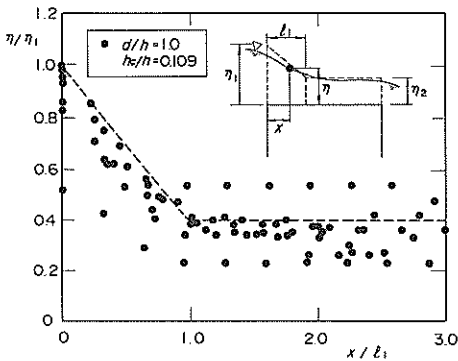


図-23(a) 無次元最大水位 ( $d/h=1.0$ 、 $h_c/h=0.109$ )

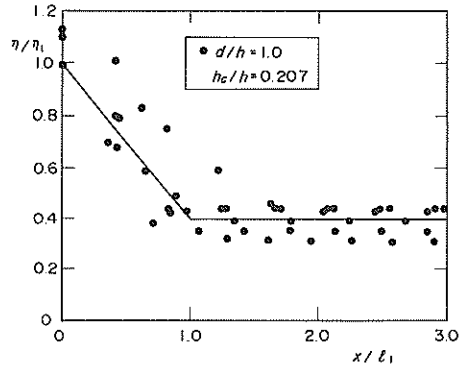


図-23(b) 無次元最大水位 ( $d/h=1.0$ 、 $h_c/h=0.207$ )

値は実験値のほぼ平均を表していることがわかる。

#### 4.4 越波水の流速特性とその算定法

##### (1) 流速波形とその特徴

図-24(a)は、天端上で堤体前面から67 cmの位置での流速波形と水位波形を示したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm、周期3s、波高20 cm ( $d/h=1.0$ 、 $h_c/H=0.41$ 、 $H/L=0.026$ 、 $h/L=0.098$ )の場合である。この位置では堤体前面から比較的離れているので、打ち込み範囲に入らず越波現象はすべて越流時の現象になり、天端上において港外側から港内側への流れとなっている。流速波形は、やや急に立ち上がってピークとなり、その後緩やかに減少している。また、流速と水位波形を比較すると、両者はかなり似た波形となっており、各ピーク値もほぼ同時刻に発生していることがわかる。

図-24(b)は、(a)と同条件における堤体前面から5 cmの位置での流速波形と水位波形を示したものである。この位置は越波水の打ち込み範囲に入っており、初めは打ち込み時でその後越流時の現象となっている。流速波形は前者と比較して、立ち上がりの勾配が緩く二つのピークを持つ波形となり、その値は(a)の半分以下となっている。また、(a)の流速波形に比べてやや複雑な波形を示す理由は、打ち込み時において時間により流速の方向が変わっているにもかかわらず、流速の測定が水平流速成分のみを測定していることにあると考えられる。水位と流速の波形を比較すると、(a)に比べてあまり一致していません、打ち込み時における水位と流速の相関がやや悪いことがわかる。

防波堤上の流速についても、その特徴が打ち込み時と越流時によって異なるので、以下の二つに分けて考える。

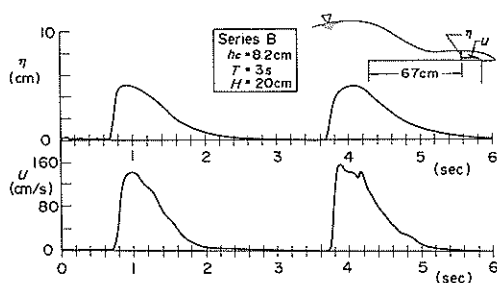


図-24(a) 港内側での水位波形と流速波形  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3$  s,  $H=20$  cm)

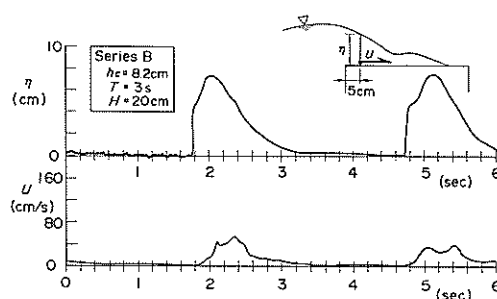


図-24(b) 港外側での水位波形と流速波形  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3$  s,  $H=20$  cm)

- ① 打ち込み時の流速  $U_i$
- ② 越流時の流速  $U_s$

打ち込み時の流速は、越波水が天端面より打ち上がったから落下するまでに生じる流速であり、越波水が直接落下する範囲に生じると考えられる。このときの流速は、まさに越波水が港内側に向かって飛び込んでくる速度である。これは、4.2(3)で説明した打ち込み時における越波水先端の見かけの水平速度と類似していると考え、その値は波速の関数で表すことができると予想できる。ただし、今回の実験条件では打ち込み時の流速が越流時の流速に比較して小さく、しかも越流時の流速との分離が困難であったので、特に打ち込み時の流速については検討していない。しかし、さらに波高が大きくなり碎波的な波の作用状況になると、打ち込み時の流速が比較的大きくなると考えられる。

また、越流時の流速は、越波水が落下した後港内側へ流れる際に生じるものである。今回の条件において、越流時の流速は打ち込み時の流速に比べて、作用時間が比較的大きかった。次項において、この流速を検討する。

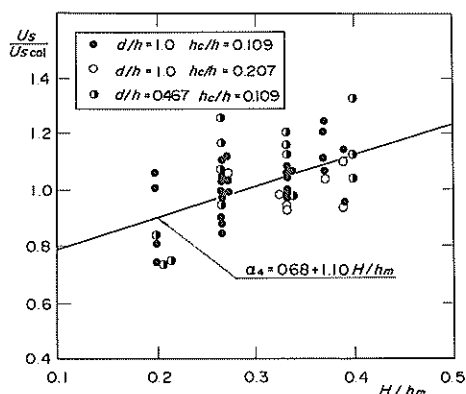


図-25 最大流速の補正係数

(2) 越流時の流速

a) 越流時の流速の考え方

越流時の流速は水位と相関があるので、越波流量と水位から連続の式を用いて流速を算定する方法を検討する。なお、流速は時間変化を考えずに、その最大値のみを検討した。この場合越波流量や水位、流速の最大値の位相差が問題となるが、前述のとおり水位と流速の最大値は越流時の場合ほとんど位相差がない。

越波流量は式(13)を、また最大水位は式(19)を用いると、任意の位置での最大流速は、連続の式より次式で計算できる。

$$\begin{aligned}
 U_s(x) &= \alpha'_1 q_{max} / \eta(x) \\
 &= \alpha'_1 \alpha_2 C_1 \eta^{3/2} / \eta(x) \\
 &= \alpha_1 C_1 \eta^{3/2} / \eta(x)
 \end{aligned}
 \tag{20}$$

ここに、 $U_s(x)$ : 港外側端より  $x$  の位置での越流時の最大流速、 $\alpha'_1$ : 最大流速に対する補正係数、 $\alpha_1$ : 最大越波流量と最大流速を含んだ補正係数 ( $= \alpha'_1 \alpha_2$ )

図-25は、最大流速の実験値と  $\alpha_1=1$  とした計算値との比を示したものであり、その値は式(20)の  $\alpha_1$  に相当する。なお、式(20)の計算において、流量係数  $C_1$  は前述のとおり定数と考え、その平均的な値  $C_1=1.61$  ( $m^{0.5}/s$ ) を用いている。実験値はばらついており、実験値と計算値の比は0.7~1.3の範囲となっている。全体的な傾向は、波高が大きくなるほど実験値と計算値の比が大きくなっており、これを最小二乗法で直線近似すると、補正係数  $\alpha_1$  は以下ようになる。

$$\alpha_1 = 0.68 + 1.10 H/h_m \tag{21}$$

任意位置での越波時の最大流速は、式(19)と式(21)を用いて式(20)を次式のように書き換えることができる。

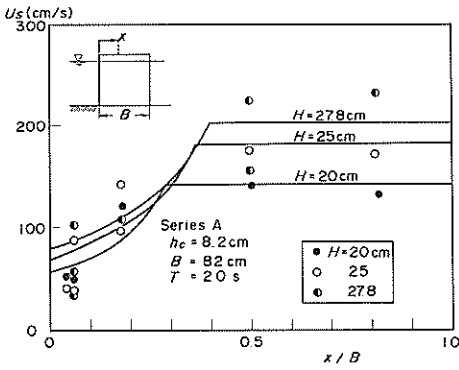


図-26 防波堤上の最大流速分布例  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=2s$ )

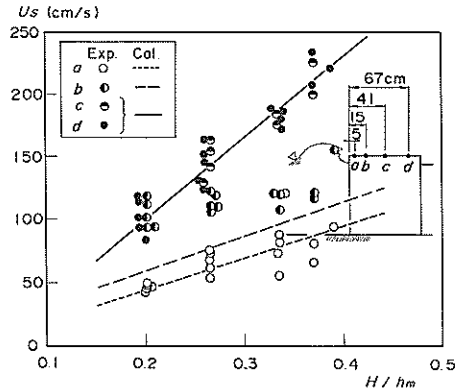


図-28 防波堤上の最大流速  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )

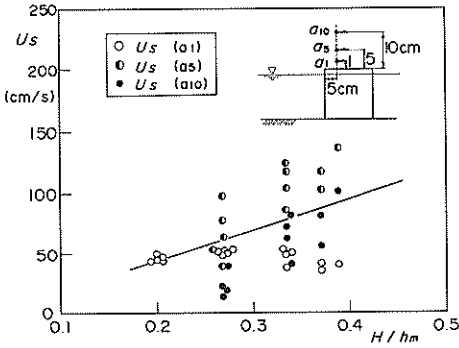


図-27 各高さにおける最大流速  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )

$$U_s(x) = \begin{cases} (0.68 + 1.10H/h_m) \frac{C_1 h}{l_1 - 0.6x} \eta^{1/2} & : x < l_1 \\ (1.70 + 2.75H/h_m) C_1 \eta^{1/2} & : x \geq l_1 \end{cases} \quad (22)$$

b) 実験値と計算値の比較

図-26は、防波堤天端上における最大流速分布の実験値と計算値を示した一例であり、直立堤で天端高さ8.2 cm、周期2.0s ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $h/L=0.158$ )の場合である。図中には各波高に対する計算値を示しているが、式(22)で示される最大流速の計算値は港外側端より $l_1$ の範囲まで増加して、それ以降一定となる。実験値は、流速のすべての測点で測定した結果を示している。実験値と計算値を比較するとほぼ同様の分布傾向を示し、おおむね両者が一致している。

図-27は、港外側端より5 cmの位置における各測定

高さでの最大流速を示したものである。実験値は、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )の場合である。天端上1 cmの位置の流速は、波高が大きくなると若干減少する傾向があり、その値は他の測点より小さい。天端上5 cmの位置の流速は、計算値よりやや大きな値を示している。港外側は水位が変化する範囲であり、天端上の高さや水位によって、流速が異なっていることがわかる。ただし、計算値は断面のほぼ平均的な流速を表しており、式(22)によって水位の変化する範囲においても、おおむね平均的な流速が計算できることがわかる。

図-28は、天端上各位置での最大流速の実験値と計算値を比較したものである。なお、実験条件は、図-27と同様であり、実験値は各測定高さの平均値である。天端前面より15 cmの位置bでは、波高が小さいときに実験値の方がやや大きくなるが、波高が大きくなると計算値と一致している。その他の測点a, b, cでは、実験値と計算値がよく一致していることがわかる。

図-29は、天端上の水平最大流速分布を示しており、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )の場合である。横軸は $l_1$ で無次元化した天端上の港外側端からの位置を、また縦軸は一定流速となる範囲の計算値 $U_{sca}(\infty)$ で無次元化した最大流速を示したものであり、実験値は各測定高さの平均値を用いている。実験値は、 $x/l_1$ が1.0以上の範囲で0.9~1.15とほぼ一定の傾向を示し、 $x/l_1$ が1.0より小さい範囲で、計算値と同様に港外側へ向かい減少傾向を示している。また、実験値と計算値を比較すると、分布形と同様に、その値もよく一致している。

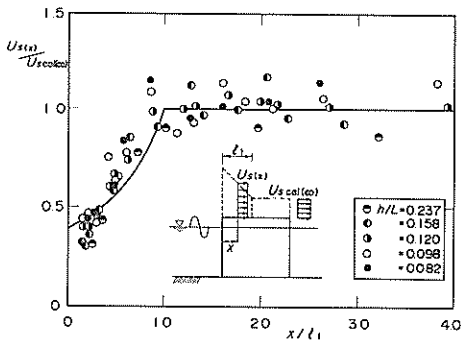


図-29 水平最大流速分布

## 5. 越波水による波力とその算定法

### 5.1 越波時の波力の基本的な特性

#### (1) 構造物形状と波力特性

親水性防波堤の天端上には、通常の上部工やパラベットのほかに手すり、階段、ベンチ、展望台など様々な構造物が設置されると考えられる。これらの構造物の形状を波力の観点から整理すると、以下のように分けることができる。

- ① 比較的細い円柱や角柱
- ② 比較的大きい円柱や角柱
- ③ 直立壁
- ④ 斜面、階段斜面
- ⑤ 直方体

また、構造物に作用する波力をその発生要因から分類すると、大きく以下の三つに分けることができる。

- A 静水圧的（重複波的）な波力
- B 抗力的な波力
- C 衝撃的な波力

静水圧的な（重複波的）な波力とは水位に依存するような波力で、抗力的な波力とは流速に依存するような波力である。また、衝撃的な波力とは越波水の波面が衝突したときに作用する波力である。構造物の形状によって波力の作用状況が異なり、例えば手すりなどの比較的細い柱状の構造物には、流速による波力つまり抗力的な波力が作用することが考えられる。また、階段状などの斜面に作用する波力では、設置位置によって性質が異なるが静水圧的な波力や衝撃的な波力が作用する。直立壁に作用する波力は、状況により三つの波力が作用することが考えられる。

#### (2) 打ち込み時と越流時の波力

天端上の越波水の現象は、その特徴から「打ち込み時」と「越流時」に分けて考えてきた。波力についても同様に以下に示すように二つに分けて考える。

- ① 打ち込み時の波力  $p_i$
- ② 越流時の波力  $p_s$

打ち込み時の波力は、衝撃的な波力であり、越波水が天端面に落下して衝突するとき生じる。この波力は、構造物の面と越波水面の衝突角度などの条件によってはかなり大きな波力となる。もちろん打ち込み時の波力は、越波水が打ち込む範囲で生じる。一方、越流時の波力は、静水圧的な波力や抗力的な波力となる。これらは、越波水によって生じる波力であり、天端上のすべての範囲で生じる。

次項以降では水平天端面、階段斜面、直立壁、比較的細い柱状部材に作用する波力を、打ち込み時と越流時の波力に分けてそれぞれ検討する。

### 5.2 水平天端面に作用する波力

#### (1) 打ち込み時の波力

##### a) 波圧波形と同時波圧分布

図-30(a)は、打ち込み時が「空気巻き込み型」となる天端上の波圧波形を示しており、混成堤で天端高さ8.2 cm、周期3.0s、波高30 cm ( $d/h=0.467$ ,  $h_c/H=0.273$ ,  $H/L=0.039$ ,  $h/L=0.098$ ) の場合である。「空気巻き込み型」は、前述のとおり越波水先端が初めに落下したときに、その他の打ち込み範囲はまだ空気層を巻き込んでいるのが特徴である。実験において、越波水先端の落下位置は天端上港外側端より25 cmであり、P6とP7の波圧計の間に落下している。波形はP5やP6のように一旦鋭く波形が立ち上がった後急激に下がり、また波形が立ち上がっているのが特徴である。

図-30(b)は、「直撃型」の天端上の波圧波形を示しており、混成堤で天端高さ8.2 cm、周期2.0s、波高25 cm ( $d/h=0.467$ ,  $h_c/H=0.328$ ,  $H/L=0.053$ ,  $h/L=0.158$ ) の場合である。この条件では越波水先端が天端上港外側端より40 cmの位置に落下しており、ちょうどP8～P9の波圧計の間にある。「直撃型」の波形は、P5～P7にみられるように越波水の衝突時に鋭く波形が立ち上がり、その後徐々に低下しているのが特徴である。また、各波圧の立ち上がり開始時間をみると、P5からP7へや位相差をもちながら波圧が生じている。

天端上の打ち込み時の波圧波形は、波圧計の位置や越波水の落下の状況によって異なってくるので、一概には言えないが、傾向としては「空気巻き込み型」で減衰振動するような Bagnold 型の波形<sup>22)</sup>が生じ、「直撃型」では

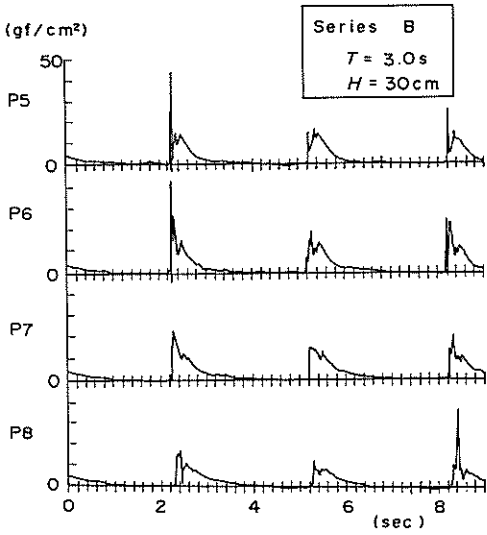


図-30(a) 空気巻き込み型の波圧波形

( $d/h=0.47$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3.0s$ ,  $H=30cm$ )

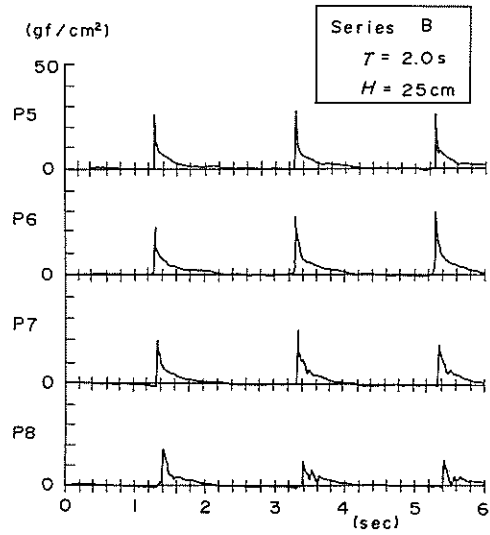


図-30(b) 直撃型の波圧波形

( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=2.0s$ ,  $H=25cm$ )

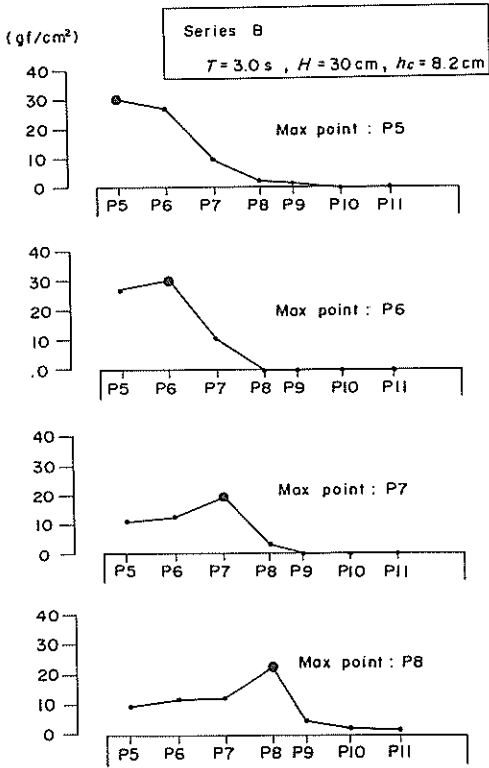


図-31(a) 空気巻き込み型の同時波圧分布

( $d/h=0.47$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3.0s$ ,  $H=30cm$ )

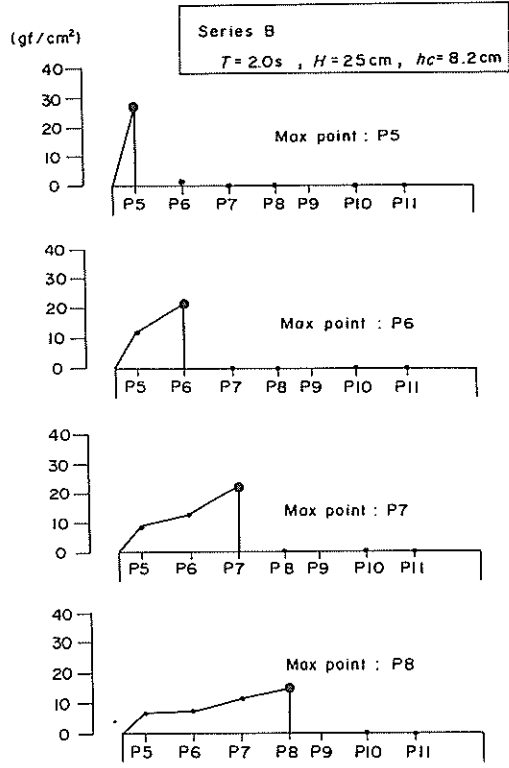


図-31(b) 直撃型の同時波圧分布

( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=2.0s$ ,  $H=25cm$ )

急激に波形が立ち上がる Wagner 型の波形<sup>22)</sup>になることが多い。

図-31(a), (b)は、図-30(a), (b)と同様の条件で、P5~P8の波圧が最大時の天端上の同時波圧分布を示したものである。「空気巻き込み型」の(a)では、P5とP6の最大時にそれより港内側のP7やP8などにおいて波圧が生じている。また、「直撃型」の(b)では、P5~P8の各点が最大時に、それより港内側では波圧がまだ生じていない。「直撃型」の越波水の落下状況、つまり越波水が港外側から港内側へ衝突している状況が同時波圧分布からもわかる。また、波圧分布は、港外側端を支点とし各点の最大波圧を頂点としたほぼ三角形分布となっているのが特徴である。

b) 打ち込み時の波力の発生範囲

図-32は、天端上の位置と打ち込み時の波圧強度の関係を示したものであり、混成堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=0.467$ ,  $h_c/h=0.109$ )の場合である。今回の実験条件では、天端上において港外側で最大 $2.0w_0H$ ,  $x/l_3$ が1.5付近で最大 $0.8w_0H$ 程度の波力が生じている。打ち込み時の波力の発生する範囲は、越波水が直接落下する範囲つまり  $x/l_3$ が1.0以内と考えられるが、 $x/l_3$ の算定誤差や越波水の当たり方の相違があり、 $x/l_3=1.0$ 以上でも衝撃的波力が生じている。ただし、 $x/l_3$ が1.0よりかなり離れたと若干衝撃的波力が生じているものの、その値はかなり小さくなる。そこで、打ち込み時の衝撃的な波力が生じる範囲としては、 $x/l_3 \leq 1.2$ の範囲を考えることにした。

c) 打ち込み時の波力の算定

打ち込み時の波力は、「空気巻き込み型」や「直撃型」など落下する越波水の状況や、同じ条件でも天端上の位

置によって、その値がかなり変化している。波力を支配する要因は、

- ① 落下してくる越波水の質量
- ② 落下高さ
- ③ 壁面と越波水の衝突するときのなす角度
- ④ 空気層の有無

などが考えられる。打ち込み時の波力を簡単に考えると、ある質量の越波水がある高さから落下し、床面に衝突したときに生じる力である。ここでは、天端上の位置や越波水の状況によって変動が大きい③や④の要因について特に違いを考慮せず、最も基本的な要因である①と②の要因から打ち込み時の波力を検討している。

越波水の落下高さは、同じ条件でも天端上の位置によって異なるが、越波水先端の最大高さ  $\eta_3$ を代表値として考えた。また、落下してくる越波水の質量は、落下すると同時に越流時の最大水位になると考え、越波水が作用する範囲の最大水位の平均値  $\bar{\eta}$ を代表値としている。ここで、 $\bar{\eta}$ は  $x/l_3 \leq 1.2$ の範囲で、式(19)で示される越流時の最大水位の平均を計算すると、以下の式となる。

$$\bar{\eta} = \begin{cases} (1-0.36l_3/h)\eta_1 & : l_3/h < 0.83 \\ (0.25l_3/h+0.4)\eta_1 & : l_3/h \geq 0.83 \end{cases} \quad (23)$$

図-33は、 $\bar{\eta}$ と打ち込み時の波圧の関係を示している。なお、実験値は混成堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=0.467$ ,  $h_c/h=0.109$ )の結果であり、港外側より $1.2l_3$ の範囲に位置する波圧計の測定結果を用いている。また、図中では  $\bar{\eta}$ をパラメータとして整理している。実験値はかなりばらついているが、 $\bar{\eta}/\eta_3$ が同じ条件では  $\bar{\eta}$ が大きいほど波圧が大きくなる傾向がみられる。また、 $\bar{\eta}$ の同じ条件では  $\bar{\eta}/\eta_3$ が小さいほど波圧が大きくなる傾向がある。つまり、落下してくる越波水の質量が同じ場合には、落下してくる高さが大きいほど、また落下高さが同じ場合には越波水の質量が大きいほど打ち込み時の波力が大きくなっている。これらの関係を  $\bar{\eta}/\eta_3$ をパラメータとして簡単な関数で表し、実験結果から係数を調整して、打ち込み時の波力を式(24)で表した。なお、図中の実線は、式(24)の計算結果であり、実験値とおおむね一致していることがわかる。

$$p_i = \frac{2.1}{(\bar{\eta}/\eta_3)^{0.8} + 0.4} w_0 \bar{\eta} \quad (24)$$

ここに、 $\bar{\eta}$ ：衝撃的波力が発生する範囲の平均最大水位、 $w_0$ ：海水の単位体積重量、 $p_i$ ：天端面に作用する打ち込み時の波圧強度

打ち込み時の波力の分布形状は、「空気巻き込み型」と「直撃型」などの越波状況によって異なる。しかし、実際の越波を考えた場合、防波堤に対して波向きが斜め入

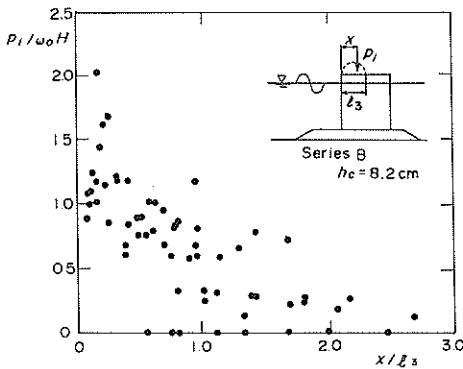


図-32 天端位置と衝撃的波力  
( $d/h=0.47$ ,  $h_c/h=0.109$ )

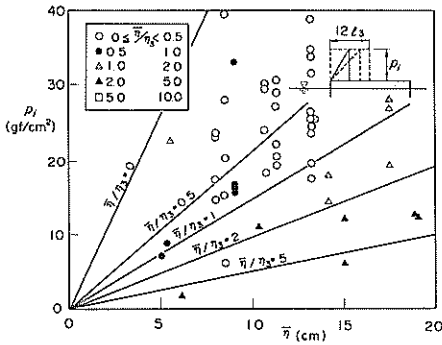


図-33 打ち込み時の波力の算定  
( $d/h=0.47$ 、 $h_c/h=0.109$ )

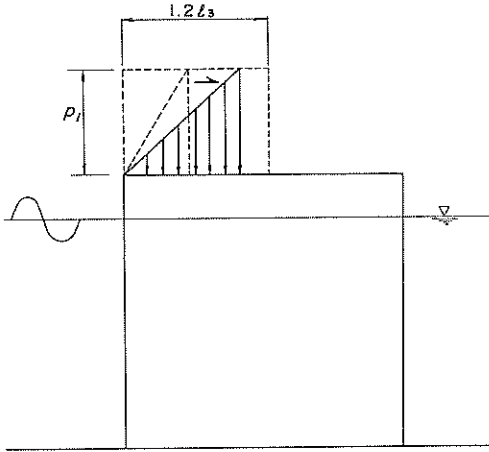


図-34 水平天端面に作用する打ち込み時の波圧

射のときには、「空気巻き込み型」であっても、巻き込んだ空気が横方向に抜けて、「直撃型」のような波力の作用状況になることが考えられる。そこで、実際の分布形により近い「直撃型」の典型的な分布形状を考え、図-34に示すように三角形分布とした。また、実際の設計には、対象とする部材に対して最も危険と考えられる分布を用いる。

d)  $\bar{\eta}$ の簡略式

打ち込み時の波力は、式(24)に示すように $\bar{\eta}$ と $\eta_3$ によって計算できる。 $\bar{\eta}$ は、式(23)によって $\eta_1$ と $l_1$ および $l_3$ から算出されるが、複雑であるので、簡単に $\eta_1$ のみの関数として表すことを考える。図-35は、 $l_3/l_1$ が実際にどのような範囲の値になるかを計算したもので、横軸に相対天端高、縦軸に $l_3/l_1$ を用いている。計算条件は、 $d/h=$

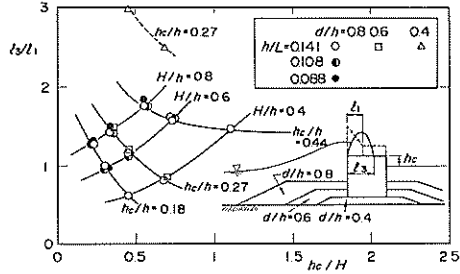


図-35  $h_c/H$ と $l_3/l_1$

$0.4 \sim 0.8$ 、 $h/L=0.088 \sim 0.141$ 、 $H/h=0.4 \sim 0.8$ 、 $h_c/h=0.18 \sim 0.44$ である。計算条件の範囲では波高や天端高さが大きいほど、 $l_3/l_1$ が大きくなる傾向がある。また、 $d/h=0.6$ と $0.8$ では、あまり $l_3/l_1$ の差がなかったが、 $d/h=0.4$ ではがかなり大きくなった。

実際の設計条件を考えると、通常天端高さは設計有義波高の0.6倍であるので、設計最高波高に対する $h_c/H$ が0.30~0.38の範囲になる。この範囲において $d/h$ が0.6以上では、 $H/h=0.8$ のときは $l_3/l_1$ が1.3~1.7となり、式(23)で $\bar{\eta}$ を計算すると0.55~0.6 $\eta_1$ の範囲になる。一方、式(24)の実験式を作った実験条件では、 $l_3/l_1$ が1.0~1.5の範囲で、 $\bar{\eta}$ は0.57~0.65 $\eta_1$ となる。したがって、 $\bar{\eta}$ の簡略値 $\bar{\eta}_G$ は、式(24)の実験式を作った実験条件における平均的な値で、実際の設計条件ではやや安全側の0.6 $\eta_1$ を用いることにした。すなわち、

$$\bar{\eta}_G = 0.6\eta_1 \quad (25)$$

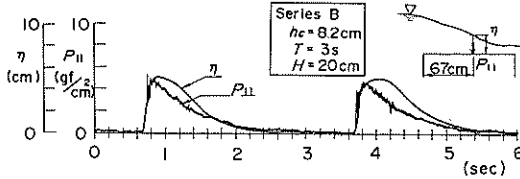
なお、式(25)の式を $d/h=0.4$ 程度の高マウンドの条件で使用すると、 $\bar{\eta}$ が3割程度過大に計算されるが、実際にこのような条件はほとんどなく、また計算される波力は安全側の算定になる。

(2) 越流時の波力

a) 波圧波形と同時波圧分布

図-36は、港外側端より67 cmの位置での水位波形と波圧波形を示したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm、周期3s、波高20 cm( $d/h=1.0$ 、 $h_c/H=0.41$ 、 $H/L=0.026$ 、 $h/L=0.098$ )の場合である。なお、この位置では、すべて越流時の現象となる。水位は側方から撮った高速ビデオ画像から読み取り、波圧は側壁より約40 cmの位置で測定しているため、厳密には同一の測点ではないが両者ともよく一致している。波形から越流時の波圧は、その位置の水位の静水圧でほぼ近似できることがわかる。

図-37は、図-36と同じ条件での各点の波圧が最大時



図一36 越流時における波圧波形と水位波形  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3s$ ,  $H=20cm$ )

の天端面での同時波圧分布を示している。なお、図中の点線は最大水位分布の計算値から求めた静水圧分布を示している。各点の波圧の最大値は、その位置での最大水位の静水圧にほぼ等しくなっている。P5が最大時には越波水はP10に届いていないために、P10において波圧は生じていない。次に、P6が最大時にはP10で波圧が作用したが、P11ではまだ波圧が生じていない。このように越波水が天端上を進行するに従い、各点の波圧が増加したり減少したりする様子が見られる。

b) 越流時の波力の考え方

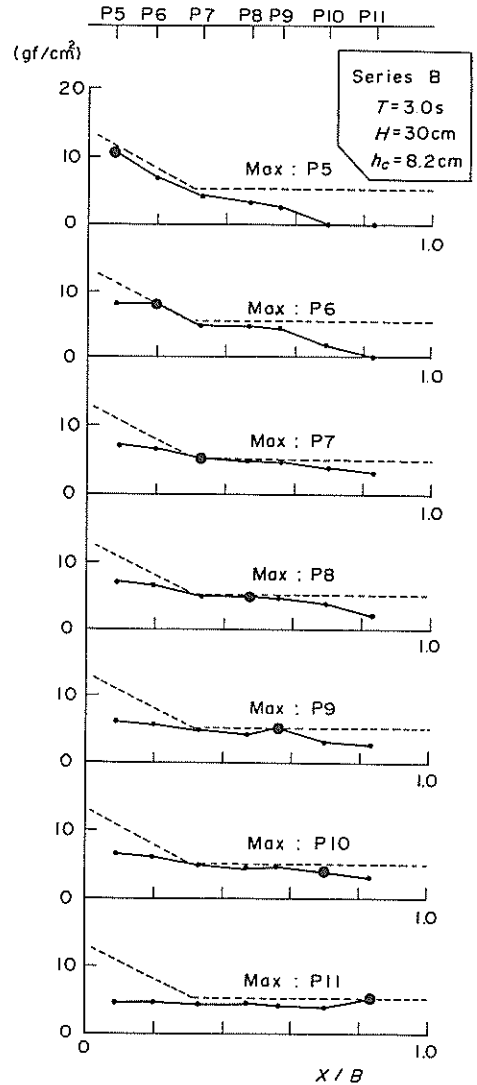
水平天端面の越流時の波力は、その波圧波形からわかるように水位に依存する波力となる。また、図一37の同時波圧分布の特徴から、天端上における各位置の波圧は時間差を有しながら最大となる。越流時の波力の算定ではやや安全側の結果となるが、時間差を考慮しないで式(19)で示される最大水位の静水圧を考えることにした。すなわち、水平天端面に作用する越流時の波圧は、越流時のパラメータ  $\eta_1$  と  $l_1$  を用いた式(26)で示される。

$$p_s(x) = \begin{cases} \left(\frac{l_1 - 0.6x}{l_1}\right) \eta_1 w_0 & : x < l_1 \\ 0.4 \eta_1 w_0 & : x \geq l_1 \end{cases} \quad (26)$$

c) 時間差の影響

実際に越流時の天端上の波圧は、同時にピークとならないが、前述のように式(26)では時間差を考慮せず、同時にピークになると考えている。ここでは、時間差を考慮しないことで、式(26)の算定値がどれだけ実際より安全側になるかを検討している。

図一38は、同時合成波力  $F_s$  の実験値と式(26)から計算される波力  $F_{cat}$  の比  $F_s/F_{cat}$  を示したものである。 $F_s/F_{cat}$  が1.0より小さくなると、式(26)で算定される波力は、実験値より安全側の算定となっていることを示す。なお、横軸は堤体幅  $B$  と最大水位の減少距離  $l_1$  の比である。 $B/l_1$  が小さくなるほど、 $F_s/F_{cat}$  が1.0に近づき、時間差の影響がなくなる。また、 $B/l_1$  が大きくなるほど、 $F_s/F_{cat}$  が低下する。実験値はかなりばらばらついているが、平均



図一37 同時波圧分布 ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )

的に  $B/l_1$  が1.0で  $F_s/F_{cat}$  が0.9,  $B/l_1$  が3.0で  $F_s/F_{cat}$  が0.7程度となる。

実際の防波堤を考えた場合、天端幅が設計条件によりある程度限られてくるので、 $B/l_1$  もそれほど大きくなりません。いくつかの実際の防波堤の設計条件で計算すると、設計最高波に対して  $B/l_1$  がおおむね0.8~2.3の範囲となった。このとき時間差による影響は1~2割程度であり、実際にはそれほど大きくないことがわかる。

e) 合田波圧を用いた簡略式

越流時の波力は式(26)を用い、最大水位の静水圧から



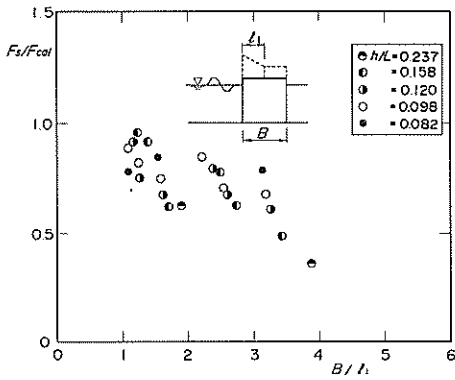


図-38 時間差の影響

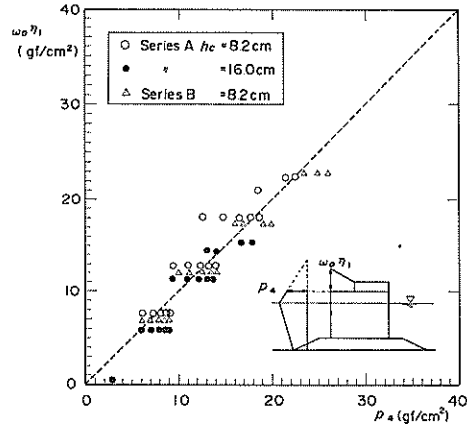


図-39 最大水位による静水圧と合田波圧の比較

求められる。ここでは、防波堤前面での波圧公式として、実績のある合田式<sup>29)</sup>を用い、越流時の波力を簡便に算定する方法を検討する。

図-39は、堤体前面の天端位置における合田波圧の計算値  $p_4$  と最大水位による静水圧  $\omega_0 \eta_1$  を比較したものである。合田波圧  $p_4$  は周期の影響を考慮しており、同じ波高でも周期が長いほど波圧は大きくなる。一方、越流モデルの最大水位から計算される  $\omega_0 \eta_1$  は、計算に用いる換算水深を計算する際に周期によりマウンドの影響を考慮しているが、合田波圧ほど周期特性がみられない。しかしながら、全体的には両者がよく一致している。

一方、天端上における波圧分布は、式(26)中の  $\omega_0 \eta_1$  を合田波圧  $p_4$  によって表すと、 $p_4$  と  $l_1$  で表される。 $l_1$  は式(17)に示されるように  $\eta_1$  と  $\theta$  で求められる。ここで式を簡略化するために、 $\eta_1$  の代わりに  $p_4/\omega_0$  を使い、式(17)で示される  $\theta$  の代わりに平均的な角度  $20^\circ$  を用いると、 $l_1$  を簡略した  $l_{1c}$  は次のとおりとなる。

$$l_{1c} = \frac{0.6(p_4/\omega_0)}{\tan 20^\circ} = 1.65 \left( \frac{p_4}{\omega_0} \right) \quad (27)$$

式(26)は、合田波圧  $p_4$  と  $l_{1c}$  を用いて次のように簡略化して書き換えることができ、越流時の波圧  $p_{sc}(x)$  は図-40に示す分布となる。すなわち、

$$p_{sc}(x) = \begin{cases} \frac{1.65 p_4 / \omega_0 - 0.6x}{1.65 p_4 / \omega_0} p_4 & : x < 1.65 p_4 / \omega_0 \\ 0.4 p_4 & : x \geq 1.65 p_4 / \omega_0 \end{cases} \quad (28)$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H \quad (29)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_{c1} + \alpha_{c2} \cos^2 \beta) \omega_0 H \quad (30)$$

$$p_4 = \left( \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right) p_1 \quad (31)$$

$$\alpha_{c1} = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (32)$$

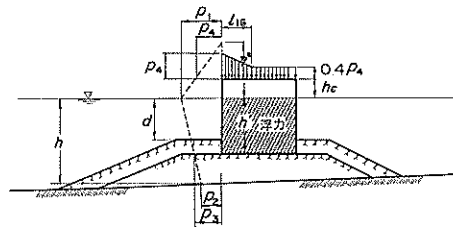


図-40 水平天端面に作用する越流時の波圧

$$\alpha_{c2} = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \quad (33)$$

ここに、 $\eta^*$  : 合田式における静水面上波圧強度が0となる高さ、 $p_1$  : 合田式における静水面での波圧強度、 $p_4$  : 合田式における天端位置での波圧強度

図-41は、式(28)から求めた天端面に作用する合力と式(26)から求めた合力  $F_{sc}$  との比  $F_{sc}/F_s$  と、水深波長比の関係を示したものである。計算条件は、 $d/h = 0.8 \sim 1.0$ 、 $h_c/h = 0.11 \sim 0.44$ 、 $H/h = 0.2 \sim 0.8$  である。 $h/L$  が大きいほど、 $F_{sc}/F_s$  は小さくなる傾向があり、平均的には  $h/L$  が 0.08 で  $F_{sc}/F_s$  が 1.1、 $h/L$  が 0.11 で  $F_{sc}/F_s$  が 1.0、 $h/L$  が 0.14 で  $F_{sc}/F_s$  が 0.9 程度となる。実際の設計条件では、 $h/L$  が 0.1 程度となることが多く、式(28)の簡略式が式(26)の算定式に比べて、同程度かやや安全側の計算となる。したがって、式の簡便性や堤体前面波圧との連続性を考えると、式(28)による算定法のほうが望ましい。なお、 $h/L$  がある程度大きくなると、式(28)の簡略式は式(26)に比べて危険側の算定結果となるので、十分留意する必要がある。ただし、式(26)の算定

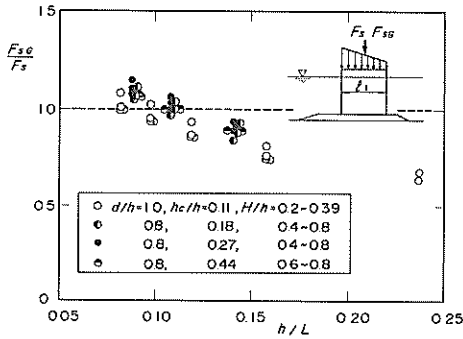


図-41 越流時の波力算定式と簡略式との比較

式による値は、時間差を考慮しないことによってやや過大になり、こうしたことも考慮すると、 $h/L$ が0.2で平均1割程度の危険側の算定となる。 $h/L$ が0.15以上の設計条件の場合には、式(26)で算定した方がよい。

### 5.3 階段斜面に作用する波力

#### (1) 波力特性

##### a) 越波状況と波力波形

図-42(a)は、1:3の階段斜面を港外側(プレートA)に設置したときの越波状況と、階段斜面に作用している水平、鉛直波力 ( $F_{fh}$ ,  $F_{fv}$ ) の波形を示したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm, 周期2.0s, 波高27.8 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/H=0.295$ ,  $H/L=0.059$ ,  $h/L=0.158$ ) の場合である。打ち込み時の現象は空気巻き込み型であり、①では越波水先端が斜面に当たり、②では巻き込まれた空気が抜けて越波水が斜面に衝突している。③以降は越流時の現象となる。階段斜面の波力波形は水平、鉛直とも①のほぼ同時刻に波力が立ち上がっており、②の越波水が衝突したときにやや衝撃的な波形が現れているが、測定系の応答特性よりそれほど大きな衝撃的な波力は計測されていない。その後、③において斜面上の水位がほぼピークに達した時に、斜面に作用する水平、鉛直波力ともほぼピークになっている。このときの最大値は水平波力に比較して、鉛直力のほうが大きくなっている。

図-42(b)は、1:3の階段斜面を港内側(プレートB)に設置したときの越波状況と、階段斜面に作用している水平、鉛直波力 ( $F_{bh}$ ,  $F_{bv}$ ) の波形と斜面前面の水平天端面に作用している鉛直波力 ( $F_{fv}$ ) の波形を示したものである。実験条件は、直立堤で天端高さ8.2 cm, 周期2.5 s, 波高27.7 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/H=0.296$ ,  $H/L=0.044$ ,  $h/L=0.120$ ) である。斜面前面の水平天端面に作

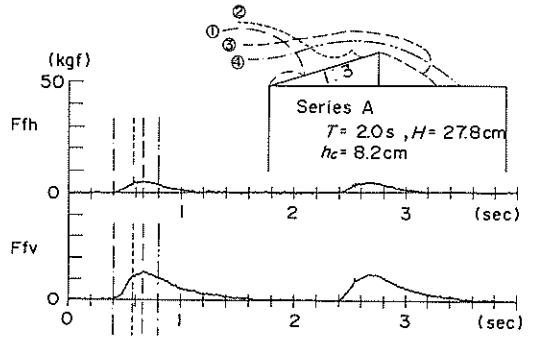


図-42(a) 階段斜面に作用する波力と越波状況  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=2s$ ,  $H=27.8cm$ )

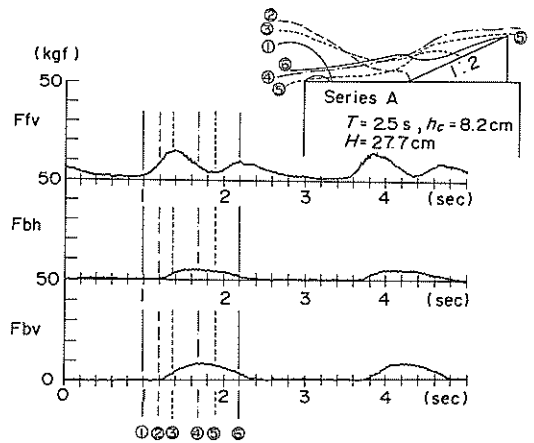


図-42(b) 階段斜面に作用する波力と越波状況  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=2.5s$ ,  $H=27.7cm$ )

用している鉛直波力は、一周期当たり二つのピークが現れている。初めのピークは越波状況③のときに生じ、二つめのピークは斜面を越波しきれなかった水塊が港外側に戻ったときの越波状況⑥に生じている。斜面の位置は打ち込み範囲外であり、すべて越流時の現象となるので静的な波形を示している。また、水平波力  $F_{bh}$  はピークの位置がはっきりしないが、鉛直波力  $F_{bv}$  は④でピークに達しており、このとき斜面上の越波水の量もほぼ最大になっている。

##### b) 階段斜面と滑斜面の違い

図-43(a)は、1:3の階段斜面と滑斜面に作用する水平波力(平均波圧  $p_h$ ) を比較したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ) の場合であ

る。斜面に作用する波力はほとんど静水圧的な波力で、実験値は波高にほぼ比例しており、その値は $0.25w_0H$  から $0.50w_0H$  の範囲となっている。水位に依存するような波力では階段の有無に関係なく、同じ水位の時に同じ静水圧が作用する。実験値も同様の傾向を示しており、階段の有無による相違はみられない。図-43(b)は、(a)と同様の条件で斜面の鉛直波力(平均波圧 $p_v$ )を比較したものであり、鉛直波力についても階段の有無による波力の相違がないことがわかる。したがって、越流時の波力は階段の有無を検討する必要はなく、斜面の勾配などにより波力が決まると考えられる。

打ち込み時の波力の場合には、階段の有無により波力が異なることが考えられ、階段のステップ高さが波力に対する主なパラメータとなる。ステップ高さが小さいときにはほとんど滑斜面と同じとなり、ステップ高さが比較的大ききときには滑斜面に比較して波力が増大すると考えられる。ただし、今回の対象とする階段斜面は人間が登り降りできる程度のステップ高さを前提としているので、波のスケールに対してステップ高さがかなり小さくなり、階段による違いはそれほど大きくないと考えられる。

c) 斜面位置の違い

図-44は、1:3の階段斜面の設置位置による鉛直波力を比較したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=1.0, h_c/h=0.109$ )の場合である。港外側に設置した斜面の波力( $p_{rv}$ )が $0.25\sim 0.35w_0H$  の範囲に対して、港内側に設置した斜面の波力( $p_{rn}$ )は $0.15\sim 0.25w_0H$  の範囲にあり、港外側に設置したほうが大きな波力が作用している。また、設置位置による波力差は波高が大きいくほど大きくなっている傾向がある。斜面上の水位は前述の水平面と同様に、港外側のほうが大きくなり、それに伴い設置位置による波力差が生じていると考えられる。

(2) 打ち込み時の波力の算定

打ち込み時の波力の支配的要因は、水平天端面と同様に、落下する越波水の質量に相当する $\bar{\eta}$ や落下距離 $\eta_3$ と越波水の衝突時の水面と壁面とのなす角度などが考えられる。水平天端面の場合には、打ち込み時の波力を $\bar{\eta}$ と $\eta_3$ による式(24)で与えている。本研究で対象とする斜面は、1:2や1:3と比較的緩やかであるので、 $\eta_3$ が同条件の水平面に比較してやや小さくなるがその差は少ないと考えられる。また、 $\bar{\eta}$ については、後述の斜面有無による水位特性からほとんど変わらない。したがって、水平天端面に対する式(24)と同様の式で、緩傾斜斜面に対する打ち込み時の波力を表す。なお、緩傾斜斜面に対する打ち込み時の波力は測定系の応答特性から適切に測定され

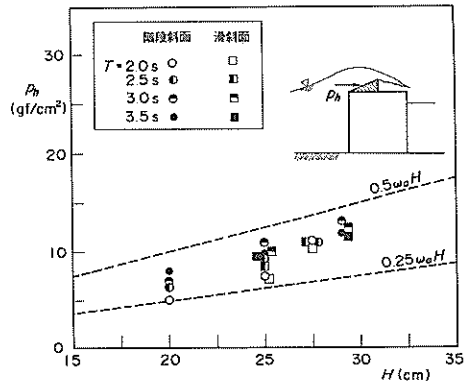


図-43(a) 階段と滑斜面に作用する水平波力の比較 ( $d/h=1.0, h_c/h=0.109$ )

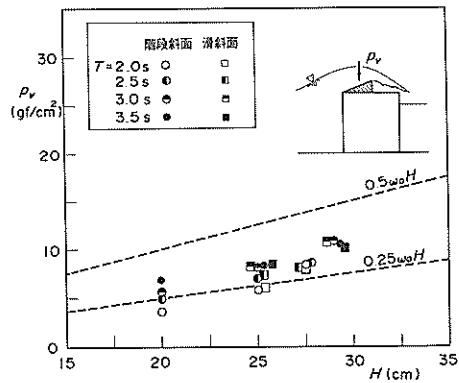


図-43(b) 階段と滑斜面に作用する鉛直波力の比較 ( $d/h=1.0, h_c/h=0.109$ )

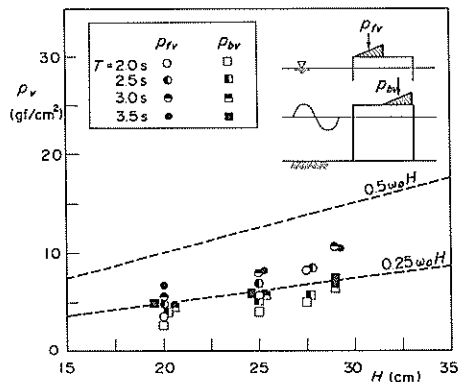


図-44 斜面の設置位置による比較 ( $d/h=1.0, h_c/h=0.109$ )

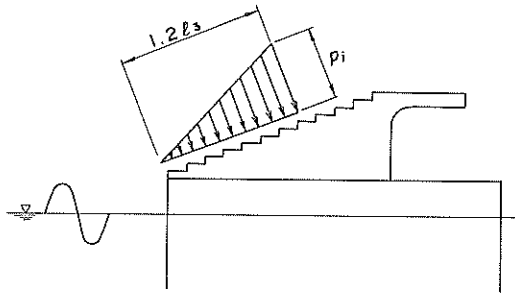


図-45 階段斜面に作用する打ち込み時の波力

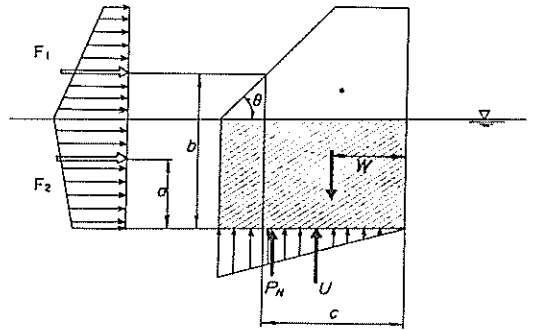


図-46 上部斜面堤の波力

ていないので、式の適用性は実験で十分確認することができなかった。

打ち込み時の波力の発生範囲は水平天端面の場合、越波水先端の落下距離  $l_s$  の1.2倍と考えたが、斜面の場合  $l_s$  が水平面よりも小さくなり、波力の発生範囲もやや小さくなる。しかしながらその差は小さく、ここでは水平面と同様の範囲で斜面上1.2 $l_s$ の範囲と考える。図-45は、斜面に作用する衝撃的波力の分布を示したものである。

(3) 越流時の波力の算定

a) 上部斜面堤の波力との比較

上部斜面堤の滑动安定性などを検討するために、斜面に作用する波力についてはその考え方および算定式がすでに示されている<sup>24)</sup>。その概略は以下のとおりである。図-46に示すように斜面の水平投影部分に作用する合田波圧の合力  $F_1$  が斜面に衝突することより、斜面方向とその垂直方向の二成分に力を分解し、垂直成分  $F_1 \cos \theta$  だけ斜面に波力が作用していると考えている。このとき斜面に作用する鉛直、水平波力  $F_v$ 、 $F_h$  は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} F_h &= F_1 \sin^2 \theta \\ F_v &= F_1 \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

上部斜面堤の研究では、実験において斜面の角度が  $36 \sim 60^\circ$  で行われ、その中心の角度は  $45^\circ$  である。その波力特性は傾斜角度  $45^\circ$  を中心にまとめているので、今回対象としている  $1:2$  ( $26.6^\circ$ ) や  $1:3$  ( $18.4^\circ$ ) 程度の斜面では、波力の作用状況や波力の考え方も当然異なってくる。

図-47は、式(33)から求めた波力の計算値と実験値を比較している。実験条件は直立堤で天端高さ8.2 cm、波高25 cm ( $d/h=1.0$ ,  $hc/H=0.328$ ) で1:2の階段斜面を港外側に設置している。水平、鉛直波力とも計算値より大きく、両者ともおおむね3~3.5倍程度となっている。式(27)の算定方法で今回のような緩傾斜な斜面に適用す

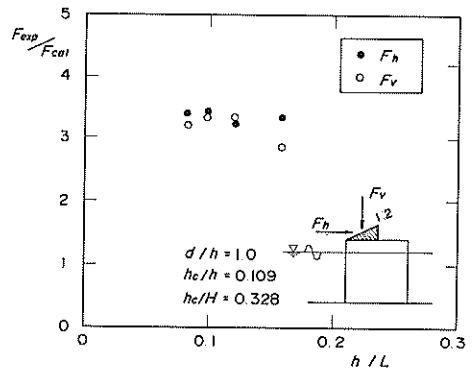


図-47 上部斜面堤の計算法と実験値の比較

ると、計算値がかなり小さくなり、この結果からも波力の発生するメカニズムが違っていることがわかる。緩傾斜の斜面では、水平天端面の場合と同様に水位に依存する波力が作用していると考えられる。

b) 斜面がある場合の最大水位分布

図-48(a)は、港外側(プレートA上)の斜面有無による天端上の最大水位分布を比較したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm、周期3.0s、波高29 cm ( $d/h=1.0$ ,  $hc/H=0.283$ ,  $H/L=0.038$ ,  $h/L=0.098$ ) の場合である。図中の実線は、港外側(プレートA上)に1:3の階段斜面を設置したときの最大水位分布を示したものである。また、図中の点線は、斜面がない場合の最大水位分布を示している。ただし、斜面位置では、斜面高さを基準に、斜面がないときと同じ水位となるように示している。なお、それぞれの最大水位は三波の平均をとっている。両者を比較すると、斜面上で最大水位がよく一致していることがわかる。

図-48(b)は、港内側(プレートB上)の斜面有無によ

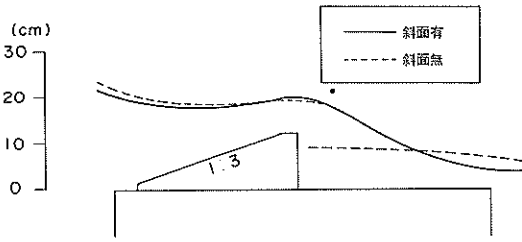


図-48(a) 港外側に斜面を設置した場合の最大水位の比較  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3$  s,  $H=29$  cm)

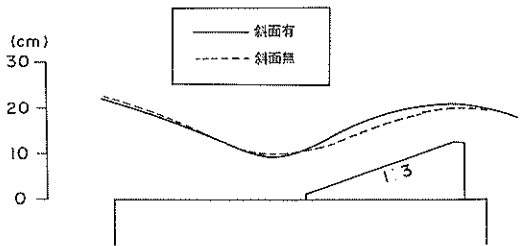


図-48(b) 港内側に斜面を設置した場合の最大水位の比較  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3$  s,  $H=29$  cm)

る天端上の最大水位分布を比較したものであり、(a)と同様の場合である。斜面の有無を比較すると、階段斜面前面の水平天端面上や斜面上の両者で、水位はよく一致していることがわかる。ただし、階段高さが高くなり階段勾配が急になると、階段の影響は大きくなり、斜面の有無による水位差が大きくなってくると考えられる。しかし、防波堤が通常の天端高さで、しかも上部斜面の勾配や高さが今回の実験条件で想定するような範囲では、波力を検討する条件において水位に及ぼす斜面の影響は少ないものと考えられる。

c) 越流時の波力

越流時の波力は、水平天端面と同様に天端上の水位が最大となるときの静水圧を考える。斜面には、斜面がない場合の水平天端面における静水圧と同じ水頭が作用していると考え、式(34)により斜面に作用する水平波圧 $p_{sh}$ 、鉛直波圧 $p_{sv}$ を次式のとおり表すことができる。なお、それぞれの波圧は、水平、鉛直方向の投影面を単位長さとする。図-49は、越流時の波圧分布の模式図である。

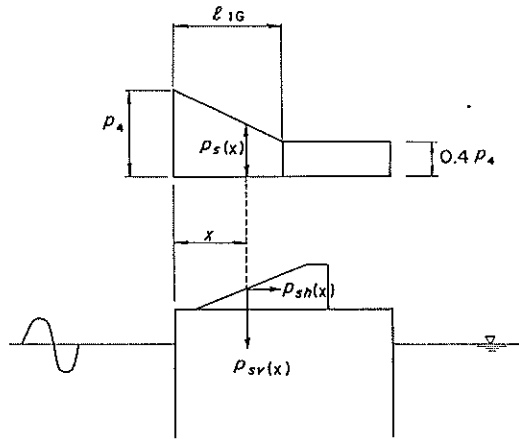


図-49 斜面に作用する越波時の波力

$$\left. \begin{aligned} p_{sh}(x) &= p_s(x) \tan \theta \\ p_{sv}(x) &= p_s(x) \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

ここに、 $\theta$ ：斜面勾配(例えば1:2で26.6°, 1:3で18.4°)

図-50(a), (b)はそれぞれ斜面を港外側(プレートA上)に設置した場合の斜面に作用する水平、鉛直波力を示したものであり、(c), (d)は斜面を港内側(プレートB上)に設置した場合のものである。実験条件は、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )において、1:2の階段斜面を設置した場合である。計算値は水平天端面と同様に時間差を考慮していないために、全体的に実験値と比較してやや大きくなる傾向を示している。また、斜面を港内側に設置した場合は、周期3.0sや3.5sにおいて、やや実験値の方が大きくなっている。これは、周期が長いほど斜面前面に越波水が貯留される効果があり、水平天端面の最大水位より斜面上の水位が大きくなっていると考えられる。

5.4 直立壁に作用する波力

(1) 越波状況と波力特性

a) 越波状況と波力波形

図-51(a)は、直立壁を港外側(プレートA上)に設置したときの越波状況と、直立壁に作用している水平波力( $F_{rn}$ )の波形を示したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm, 周期2.5 s, 波高27.7 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/H=0.296$ ,  $H/L=0.044$ ,  $h/L=0.120$ )の場合である。①では越波水先端が直立壁に衝突しており、衝突位置より下部では空気が閉じこめられている。このとき直立壁に水平波力が発生し始めている。次に、越波水は直立壁に衝

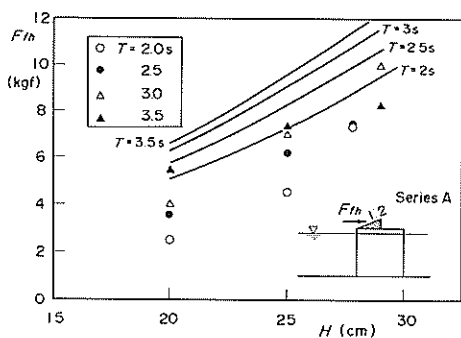


図-50(a) 斜面に作用する越波時の波力  $F_{th}$

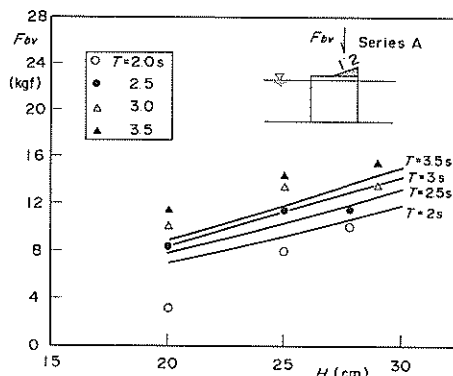


図-50(d) 斜面に作用する越波時の波力  $F_{bv}$

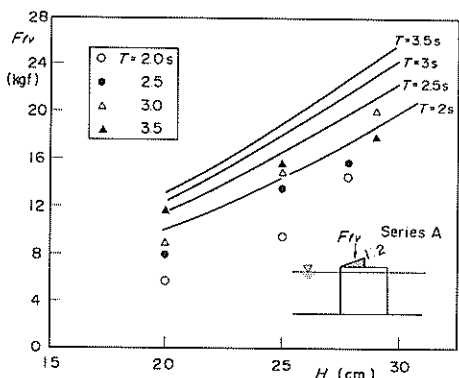


図-50(b) 斜面に作用する越波時の波力  $F_v$

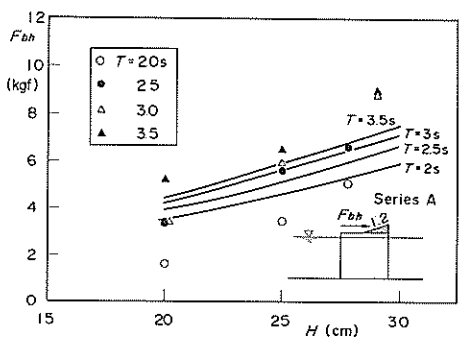


図-50(c) 斜面に作用する越波時の波力  $F_{bh}$

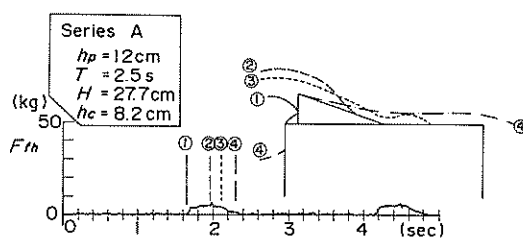


図-51(a) 直立壁に作用する波力と越波状況  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=2.5s$ ,  $H=27.7cm$ )

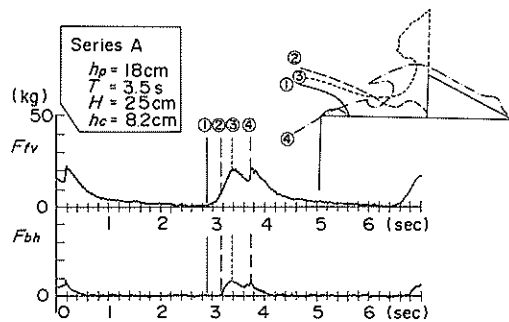


図-51(b) 直立壁に作用する波力と越波状況  
( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ,  $T=3.5s$ ,  $H=25cm$ )

突して上方に打ち上がっており、②においてちょうど直立壁前面の水位が最大となっている。直立壁に作用する水平波力の波形は、比較的静的な変化となっており、最大値の位置が明確に現れていない。

図-51(b)は、直立壁を港内側（プレート B 上）に設置したときの越波状況と、直立壁に作用している水平波力 ( $F_{bh}$ ) の波形および直立壁前面の水平天端面に作用している鉛直波力 ( $F_v$ ) の波形を示したものである。実験条件は、直立堤で天端高さ 8.2 cm, 周期 3.5 s, 波高 25.0

cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/H=0.328$ ,  $H/L=0.027$ ,  $h/L=0.082$ ) である。①では越波水先端が水平天端面上に落下しており、直立壁前面の水平面上の鉛直波力が立ち上がっている。その後越流時の現象になり、越波水が速い流れとなって水平天端面上を進行し、②において直立壁に衝突している。このとき、直立壁の水平波力が立ち上がっている。直立壁に衝突した後、上方にかなり越波水が打ち上がっており、③では直立壁に作用する水平波力が最初のピークとなっている。越波水の流れの方向が直立壁によって90°曲げられており、噴流の力つまり流速の二乗に比例するような波力が生じていると考えられる。次に、上方に打ち上がった越波水が落下してきて④の状況になったとき、直立壁に作用する水平波力は二つ目のピークを向かえる。このとき水平方向の流速はかなり小さく、二つ目のピークは水位に依存するような波力が生じていると考えられる。

b) 位置による違い

図-52は、直立壁の設置位置による水平波力(平均波圧  $p_h$ )の違いを比較したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ ), 直立壁高さ  $h_p=18$  cmの場合である。港外側(プレートA上)の直立壁は、堤体前面からの後退距離が5 cmと小さく、作用する水平波力  $p_{fh}$  は  $0.3w_0H \sim 0.5w_0H$  となっている。また、港内側(プレートB上)に設置した直立壁は、堤体前面の後退距離が45 cmであり、作用する波力  $p_{bh}$  は  $0.3w_0H \sim 0.75w_0H$  となっている。波高の比較的小さいときは、両者にさほど差がみられないが、波高が比較的大きくなると、港内側(プレートB上)に設置した方が波力が大きくなる傾向がある。

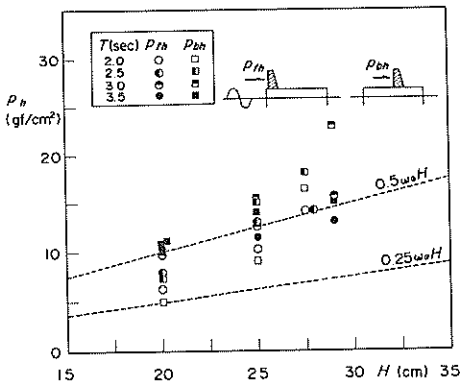


図-52 直立壁の設置位置による水平波力の比較 ( $d/h=1.0$ ,  $h_c/h=0.109$ )

(2) 打ち込み時の波力の算定

直立壁の設置位置が打ち込み範囲に入る場合、越波水が直接直立壁面に衝突するので状況によって衝撃的な波力となることが考えられる。実験では、測定系の応答特性から衝撃的な波力成分が計測できなかったが、ここでは水平天端面に作用する打ち込み時の波力を算定する式(24)をもとに、直立壁に作用する打ち込み時の波力を検討する。

打ち込み時の波力が作用する範囲は、水平天端面と同様に越波水先端の落下する位置を基準に考える。つまり、港外側端よりの  $l_3$  範囲に直立壁を後退して設置した場合に打ち込み時の波力が生じると考えた。また、作用範囲は図-53に示すように、越波水先端が直立壁に衝突する高さの1.2倍より下部を考え、式(35)で表した。

$$\eta_3^* = \min \left[ 1.2 \left\{ V_{s'} \frac{x}{0.3C_m} - \frac{1}{2} g \left( \frac{x}{0.3C_m} \right)^2, h_p \right\} \right] \quad (35)$$

ここに、 $\eta_3^*$ : 直立壁において打ち込み時の波力の発生する作用高さ、 $h_p$ : 堤体前面の天端からの直立壁の高さ、 $x$ : 天端上での港外側端からの距離

直立壁がある場合、打ち込み時における越波水は、前述の「空気巻き込み型」に近い状況になる。つまり、越波水が堤体前面より打ち上がり、初めに越波水先端またはその近くの越波水が直立壁に衝突する。このとき直立壁の越波水が衝突している部分より下側や、堤体前面から直立壁までの水平面ではまだ越波水が衝突していなく、空気を巻き込んだ状況となる。直立壁に作用する打ち込み時の波力は、この空気層を介して水平天端面、直立壁ともに均一になると仮定し、式(24)の水平天端面に対する算定式を基本的に用いる。ただし、直立壁がある場合は、水平天端面の場合と異なり、その設置位置で状況が変わってくると考えられる。直立壁の後退距離が  $l_3$  に比べてかなり小さな場合には、波力の作用状況が堤体前面とほぼ同じになり、越波水の打ち込みによる衝撃的な波力はほとんど発生しないものと考えられる。したがって、

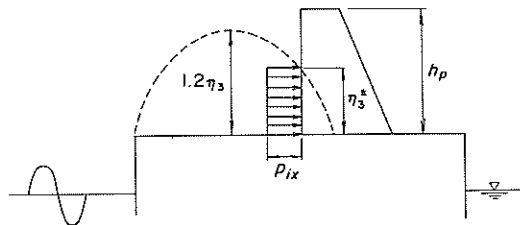


図-53 直立壁に作用する打ち込み時の波力

直立壁の位置による波力の低減を考慮し、直立壁がある場合の打ち込み時の波圧を式(36)で示す。

$$p_{ix} = \frac{x}{l_s} p_i \quad : x \leq l_s \quad (36)$$

式(36)では、直立壁の後退距離が0で堤体前面と同じ面となるとときには打ち込み時の波力が0となり、後退距離が $l_s$ となると水平天端面と同じ波力が作用する。なお、直立壁に作用する波圧分布は、前掲の図-53に示すように、直立壁にほぼ同時に越波水が衝突すると考えて、作用範囲で一様分布を考える。

(3) 越流時の波力

直立壁を後退して設置した場合、越流時の波力は越波水の衝突後にピークが生じる波力と、その後直立壁前面で越波水がせき上げられて水位が最大となるとときに生じる波力の二山型の波形を示す。前者は衝突する越波水の流速に依存する波力、後者は水位に依存する波力と考えられる。直立壁が後退した場合は、直立壁に越波水が衝突して、かなり波しぶきを伴って水塊が上方に打ち上がる。ただし、直立壁前面の水位の実質部分は、後退すると若干増えるが、堤体前面の水位にほぼ等しくなっている。そこで、水位に依存する波力は、堤体前面に作用する合田波圧分布に等しいと考える。また、波高がある程度大きくなると、衝突する越波水の流速に依存する波力が卓越している。これは、前述の直立壁の設置位置の特性で波高が大きい場合に、設置位置による波力差が大きくなっている理由であると考えられる。

図-54は、直立壁に作用する越流時の波力の分布の模式図を示したものである。堤体前面に直立壁が設置してある場合は、越流時の波力が合田式の直立壁に作用する波圧分布に等しく、堤体前面の波力の作用高さが $\eta^*$ となる。天端上に直立壁を後退して設置した場合は、波力の作用高さ $\eta^{**}$ を以下のように考えた。つまり、波力の作用高さは、越流時の最大水位分布と同じような分布になると考え、直立壁の堤体前面からの後退距離が0の場合に $\eta^*$ になり、最大水位の減少区間では $\eta^*$ より減少し、一定水位区間では $\eta^*$ の0.4倍とした。なお、式(38)において、最大水位の減少距離は簡略式 $l_{ic}$ を用いている。すなわち、

$$h_p^* = \min\{h_p, \eta^{**}\} \quad (37)$$

$$\eta^{**} = \begin{cases} \frac{l_{ic}-0.6x}{l_{ic}}(\eta^*-h_c) & : x < l_{ic} \\ 0.4(\eta^*-h_c) & : x \geq l_{ic} \end{cases} \quad (38)$$

ここに、 $h_p^*$ ：直立壁に作用する波力の作用高さ、 $\eta^{**}$ ：天端上における波力の作用高さ

直立壁に作用する越流時の波力は、波高がある程度大

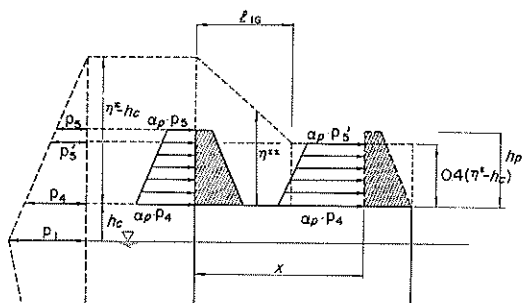


図-54 直立壁に作用する越流時の波力

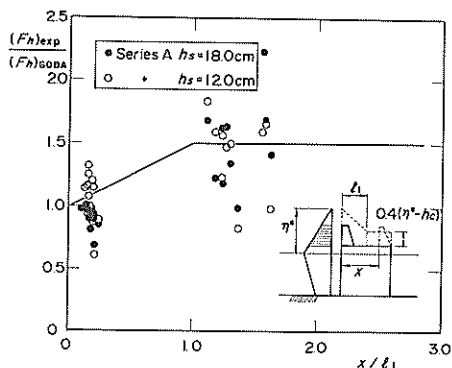


図-55 越流時の波力の実験値と計算値  
( $d/h=1.0$ 、 $h_c/h=0.109$ )

きくなると流速に依存するピークが卓越し、このとき噴流が作用しているような状況になっている。この波力は、合田式で対象としている波力と発生要因が異なるが、算定式を簡単にするために、堤体前面の合田波圧に補正係数 $\alpha_p$ を掛ける方法で検討することにした。越流時の波力が作用する直立壁の作用波圧 $p_{sx}$ は、次式で表す。

$$p_{sx} = \alpha_p p_c \quad (39)$$

ここに、 $p_c$ ：直立壁のある高さでの合田式による堤体前面の波圧強度

図-55は、直立壁の後退距離と波力の関係を示したものであり、直立堤で天端高さ8.2 cm( $d/h=1.0$ 、 $h_c/h=0.109$ )の場合である。なお、波力は実験値と $\alpha_p=1.0$ とした式(39)による計算値との比で示している。実験値はかなりばらついており、設置位置が前面より5 cmの場合でも合田式から計算される波力の0.7~1.3倍となっている。さらに直立壁を後退させた $x/l_1$ が1.0~1.6の範囲では、合田波力の1.0~2.0倍の範囲となっており、直立壁を後退させたほうが波力が大きくなっているのがわか



る。したがって、実験結果より、補正係数は後退距離の関数として次式のように考えた。

$$\alpha_p = \begin{cases} 1.0 + 0.5 \frac{x}{l_c} & : x < l_c \\ 1.5 & : x \geq l_c \end{cases} \quad (40)$$

図中の実線は、式(40)で補正した式(39)の計算値であるが、計算値は実験値のほぼ平均的な値になっている。

### 5.5 細い柱状部材に作用する波力

本研究では、円柱などの細い柱状部材に作用する波力について実験を行っていないが、これらの部材に対する波力を水位や流速から求める方法をここに提案する。

転落防止柵、手すりに代表される細い柱状部材に作用する波力は、他の構造物と同様に打ち込み時と越流時の波力が作用すると考えられる。打ち込み時の波力は越波水面の衝突による波力であるが、比較的細い柱状の構造物にとって、それほど大きくないことが考えられる。ただし、比較的細い柱状の部材でも、かなり密に部材同士が接している場合には、一枚の壁のように波力が働き、打ち込み時の波力が大きくなると考えられる。

越流時の波力は、流速に依存する抗力的な波力となる。また、越流時の流れは比較的一様な流れとなるので、モリソン式により波力を検討する。細い部材を対象としているので、慣性力の項は無視して抗力の項だけを考えたと、式(41)で波力が計算できる。

$$F_{sx} = C_D \frac{\rho U_0}{2g} A U_{max}(x)^2 \quad (41)$$

ここに、 $F_{sx}$ ：柱状部材に作用する全波力、 $C_D$ ：抗力係数、 $A$ ：流れ中の柱状部材の投影面積、 $U_{max}$ ：最大流速、 $\max\{U_1, U_2\}$

式(41)中の最大流速は、各位置における打ち込み時と越流時を含めた最大の流速である。なお、越流時の流速は、式(22)から計算する。また、抗力係数に関する研究は数多くあり、ここでは転落防止柵の部材としてよく用いられる円柱の抗力係数について、若干記述する。円柱の抗力係数は、一般的にレイノルズ数 $10^5$ 以下において1.0程度の値を示すが、レイノルズ数 $10^5$ 以上では抗力係数が急激に低下することが知られており、1.0より小さくなると考えられる。Sarpkayaらによるとレイノルズ数が $1.5 \cdot 10^5$ 以上の場合、 $C_D = 0.62$ が提案されている。実際に防波堤上の転落防止柵などの比較的細い柱状の部材の設計を考えると、設計波が比較的厳しい条件となり、越波水の流速はかなり大きくなり、 $10^5$ 以上の高レイノルズ数領域になることが多くなる考えられる。

## 6. 結 論

本研究は、「親水性防波堤」の整備を促進するため、越波水の運動そのものと、越波水による防波堤上部構造物に作用する波力特性を実験的に検討したものである。その主要な結果については以下のとおりである。

- ①堤体への波の作用状況によって、かなり越波状況が変わる。重複波的な波の場合ほど防波堤上で越波水が流れるような現象になり、砕波的な波になってくると越波水の打ち上げが大きくなり、さらにはかなり波しぶきを含むようになる。
- ②越波水の運動は、その特徴から「打ち込み時」と「越流時」に分けて考えることができる。「打ち込み時」とは、越波水が天端面より打ち上がってから落下するまでの現象であり、「越流時」とは、落下した後防波堤上で速い流れとなる現象である。
- ③「打ち込み時」の現象は越波水の落下の状況によって、「直撃型」と「空気巻き込み型」に分類できる。また、越波水先端の軌跡が放物運動となるのが特徴であり、その最大高さ $\eta_3$ や落下距離に $l_3$ によって打ち込み時の運動の概要を示すことができる。越波水先端の運動は、天端の港外側端から飛び出す水粒子の自由落下運動と考えることができ、鉛直方向の速度は有限振幅重複波の波面の移動速度、水平方向の速度は波速の0.3倍程度となることがわかった。
- ④「越流時」の防波堤上における最大水位分布は、天端上の港外側端において最大で、ここからある範囲まで一定の勾配で減少し、それより港内側では一定水位になる特徴がある。したがって、港外側端の最大水位 $\eta_1$ 、港内側の一定水位 $\eta_2$ そして港外側から一定水位となるまでの距離(最大水位が変化する距離) $l_1$ によって越流時の運動の概要を示すことができる。港外側端の最大水位 $\eta_1$ は越波を考慮した波頂高比から、港内側の一定水位 $\eta_2$ はほぼ $\eta_1$ の0.4倍で算定できることがわかった。また、最大水位が変化する距離 $l_1$ は、 $\eta_1$ と天端高さ、波速から算定できる。
- ⑤防波堤上の越波水の流速も、「打ち込み時」と「越流時」の越波水の運動モデルから算定できる。今回の条件では越流時の流速が卓越しており、その流速は、広頂せきモデルから求めた越波流量と、各位置での最大水位から算定できることがわかった。流速の場所的分布は、港外側端の流速に比べて港内側の方が大きく、ほぼ一定の流速となる。
- ⑥防波堤天端の水平面に作用する「打ち込み時」の波力

は、落下してくる越波水の平均質量 $\bar{m}$ と越波水先端の落下高さ $h_0$ から算定できる。波力の作用範囲は、港内側端より1.2 $h_0$ で、その分布は三角形分布とした。また、「越流時」の波力は最大水位による静水圧とほぼ一致することがわかった。

⑦このほか、防波堤天端上の緩傾斜な展望用階段斜面や直立壁、細い柱状部材について、水平天端面と同様に「打ち込み時」「越流時」の波力の算定法を示した。

本研究の成果は、親水性防波堤の設計に直接役立てることができる。たとえば、親水性防波堤上への人の安全性を検討する際に、越波水の打ち上げ高さや防波堤上での水位や流速を用いることができる。また、手すりや展望用階段など親水性防波堤の基本的な施設は、本報でまとめた波力算定式を用いて設計できる。

なお、本研究では比較的越波現象が考えやすい、直立堤や混成堤に重複的な波が作用する場合を中心に規則波実験を実施している。今後は、波の不規則性を考慮した越波水の運動特性を検討する必要がある。また、越波は波向きによる影響や波の方向分散性の影響も大きく、さらに検討する必要がある。波力に関しては実際の設計条件を考えると、重複的な波ばかりでなく、碎波的な範囲まで検討する必要がある。さらに、「親水性防波堤」の構造形式として有力である直立消波ケーソンなどの特殊な構造についても、越波の特性を調べる必要がある。また、防波堤上への人間の安全性と越波との関わりについても具体的に検討を進める必要がある。

本報告のとりまとめに際しては、谷本勝利前次長（現埼玉大学教授）および高山知司水工部長に多くの助言をいただいた。また、現地の越波状況のビデオや写真を収集する際に、各港湾建設局と北海道開発局、沖縄総合事務所の事務局の方々には大変お世話になった。ここに記して、関係各位に感謝の意を表する次第である。

(1991年11月30日受付)

### 参考文献

- 1) 運輸省港湾局編：21世紀への港湾，1985。
- 2) 加藤寛・齊藤潮・上島顕司：防波堤堤頭部の視点場特性とデザインに関する研究，港湾技研資料，No.704，1991。
- 3) 柳生忠彦・白石修章・八尋明彦・豊島照雄：親水防波堤の開発（和歌山マリナーシティ），海洋開発論文集 Vol. 5，1989，pp. 197～201。
- 4) Thorndike Saville, Jr. Joseph M. Caldwell: Experimental Study of Wave Overtopping on Shore Structures, Proc. Minnesota Intern. Hydraulics Convention, 1953, pp. 261～269。
- 5) 富永正照・佐久間 襄：海岸堤防の越波量について，第17回海岸工学講演会論文集，1970，pp. 133～140。
- 6) 高田 彰：波の遡上，越波および反射の関連性（第3報）—水面波形と越波量の相関関係—，第18回海岸工学講演会論文集，1971，pp. 249～258。
- 7) 合田良実・岸良安治・神山 豊：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第14巻第4号，1975，pp. 3～44。
- 8) 高山知司：防波堤の越波量に関する検討，業務資料，1990。
- 9) 竹田英章・赤塚雄三・河口隆明：ブロック式直立消波構造の水理特性，第23回海岸工学講演会講演集，1976年，pp. 117～122。
- 10) 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫：海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1)，第14回海岸工学講演会講演集，1967年，pp. 118～122。
- 11) 永井荘七郎・上田伸三：風と波を考慮した海岸堤防の形状と構造に関する研究，第7回海岸工学講演会講演集，1960年，pp. 245～273。
- 12) 高田 彰：越波の飛散分布について，第19回海岸工学講演会論文集，1972年，pp. 289～295。
- 13) 井上雅夫：海岸堤防の越波機構について，第20回海岸工学講演会論文集，1973年，pp. 107～112。
- 14) 藤田秀夫・日下 理：岸壁を遡上する孤立波の変形と波力の計算，第27回海岸工学講演会論文集，1980年，pp. 60～64。
- 15) 富樫宏由：津波の陸上遡上とその対策に関する研究，東北大学学位論文，1976年。
- 16) 田中豊喜・石瀬寿一：津波の遡上解析に関する一考察，第1回流れの有限要素法解析シンポジウム報文集，1979年，pp. 39～44。
- 17) 伊藤喜行・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第5巻14号，1966年9月，pp. 121～124。
- 18) 高田 彰・藤川浩生：パラベット後退型護岸のうちあげ，越波および波圧の特性，第25回海岸工学講演会論文集，1978年，pp. 283～287。
- 19) 藤田秀夫・日下 理・平野秀昭：船体ケーソンに作用する波力，三菱重工技報 Vol. 19 No. 2，1982年3月，pp. 186～195。
- 20) 永井紀彦・守屋義一・木村克利・野沢菊三郎：防波堤上の直柱に作用する水平波力に関する実験的研究，海洋開発論文集 Vol. 6，1990年6月，pp. 101～106。
- 21) 土木学会編：水理公式集，1985年，pp. 286～287。
- 22) 高橋重雄・谷本勝利・鈴木論司：直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構に関する一考察，港湾技術研究所報告第22巻第4号，1983年，pp. 3～31。
- 23) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告第12巻第3号，1973年，pp. 31～69。
- 24) 中田邦夫・池田龍彦・岸崎三日子・北野雅三・藤田隆：上部斜面堤の現地建設に伴う水理模型実験，第30回海岸工学講演会論文集，1983年，pp. 313～316。
- 25) 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所：天端上施設の耐波設計に関する水理模型実験報告書，1991年。
- 26) 菅原邦彦ら：親水性防波堤上への手すりの耐波設計法，海岸工学論文集，第39巻，1992。

主要記号一覧表

$A$	: 流れ中にある柱状部材の投影面積	$p_{sx}$	: 直立壁に作用する越流時の波圧
$B$	: 天端幅	$p_{sg}$	: 合田式で簡略化した水平天端面に作用する越流時の波圧
$B_M$	: マウンド肩幅	$T$	: 周期
$C_1$	: Govinda-Rao の流量係数	$t$	: 時間
$C_D$	: 抗力係数	$U_i$	: 打ち込み時の流速
$C_n$	: 換算水深での波速	$U_s$	: 越流時の流速
$d$	: マウンド上の水深	$U_{sf}$	: 打ち込み時における越波水先端の見かけの水平速度
$F_{sx}$	: 柱状部材に作用する全波力	$V_{sf}$	: 堤体前面における天端位置での水面の鉛直速度
$g$	: 重力加速度	$x$	: 天端上での港外側端からの距離
$H$	: 波高	$\alpha_1$	: 防波堤の構造による波頂高比の補正係数, 直立堤の場合1.0
$h$	: 堤体前面の水深	$\alpha_2$	: 越波流量の補正係数
$h_c$	: 天端高さ	$\alpha_3$	: $\eta_2$ の補正係数
$h_c'$	: 換算天端高さ	$\alpha_4$	: 最大流速と越波流量の補正係数 ( $=\alpha_2\alpha_4'$ )
$h_m$	: 換算水深	$\alpha_4'$	: 最大流速の補正係数
$h_p$	: 直立壁の高さ	$\alpha_P$	: 流速成分による波力の割り増し係数
$h_p^*$	: 直立壁に作用する波力の作用高さ	$\eta_1$	: 前面最大水位
$K$	: 波頂高比	$\eta_2$	: 最大水位の一定区間における最大水位
$L$	: 堤体前面水深での波長	$\eta_3$	: 越波水先端の最大到達高さ
$L_m$	: 換算水深での波長	$\eta_3^*$	: 直立壁に作用する打ち込み時の波力の発生する高さ
$l_1$	: 最大水位の減少区間の距離	$\eta^*$	: 合田式における静水面上波圧強度が0となる高さ
$l_{1G}$	: $l_1$ の簡略値	$\eta^{**}$	: 直立壁に作用する越流時の波力の作用高さ
$l_3$	: 越波水先端の落下距離	$\frac{\eta}{\eta}$	: 落下する越波水の平均水位
$p_1$	: 静水面における合田波圧の波圧強度	$\frac{\eta_G}{\eta_G}$	: の簡略値 ( $=0.6\eta_1$ )
$p_4$	: 天端位置における合田波圧の波圧強度	$\theta$	: 最大水位の減少区間での最大水位と天端面とのなす角度
$p_i$	: 打ち込み時の波圧	$w_0$	: 海水の単位体積重量
$p_{ix}$	: 直立壁がある場合の打ち込み時の波圧		
$p_s$	: 越流時の波圧		
$p_{sh}$	: 斜面に作用する越流時の水平波圧		
$p_{sv}$	: 斜面に作用する越流時の鉛直波圧		

付録 計算法のまとめと計算例

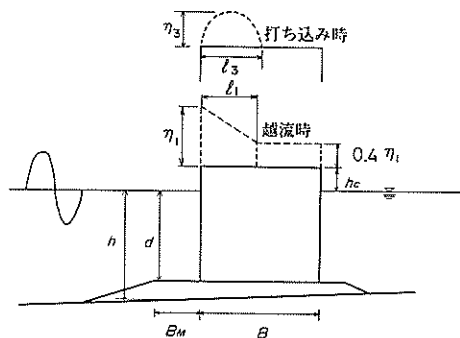
1. 計算法のまとめ

(1) 基本的考え方

越波現象を「打ち込み時」と「越流時」に分けて考え、越波時における防波堤天端上の水位や流速、上部構造物に作用する波力を算定する式を提案した。水位と流速はその最大値を計算するものであり、波力も堤体全体との位相差を考慮しない各部材に作用する最大値を計算するものである。なお、対象とする上部構造物は、水平天端面と階段を含む緩傾斜斜面、直立壁、比較的細い柱状部材である。

付図-1(a)は、越波時の水位、流速、波力を求める際の計算の流れを示したものである。初めに、打ち込み時と越流時のパラメータを計算し、目的に応じパラメータを使って、水位や波力などを計算する。例えば、越流時の水位を求める際には、越流時のパラメータの  $\eta_1$  と  $l_1$  を計算すればよい。付図-1(b)は、各パラメータと入力条件となる主要な記号を説明したものである。

以下の算定式は、第5章までに述べた式をあらためてまとめたものである。ただし、本研究の実験波の範囲は限られているため、最近実施された第二港湾建設局の実験結果の一部を含めて示す。第二港湾建設局の実験は、砕波まで含んだ比較的大きな波高の条件における越波水の運動を明らかにするために行われた。<sup>25)26)</sup> その結果、各



付図-1(b) パラメータの主要な記号

種算定式の適用範囲が一部拡張され、算定式が一部修正されている。ただし、波高が比較的小さい条件では、第5章までの式と一致する。なお、式の番号は第5章までの式の番号と一致させているが、一部修正している式は式( )'とし、新たな式は式(42)以降の番号で表している。

(2) 打ち込み時と越流時のパラメータの計算

① 換算水深  $h_m$  の計算

マウンドがある場合には、マウンドの影響を考慮して換算水深  $h_m$  を計算する。

$$h_m = \begin{cases} d & : B_m/L \geq 0.16 \\ d + (h-d) \frac{0.16 - B_m/L}{0.05} & : 0.11 \leq B_m/L < 0.16 \\ h & : B_m/L < 0.11 \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 $B_m$ ：マウンド肩幅、 $h$ ：堤体前面の水深、 $d$ ：マウンド上の水深、 $L$ ：堤体前面水深での波長

② 打ち込み時のパラメータ  $\eta_3$  と  $l_3$

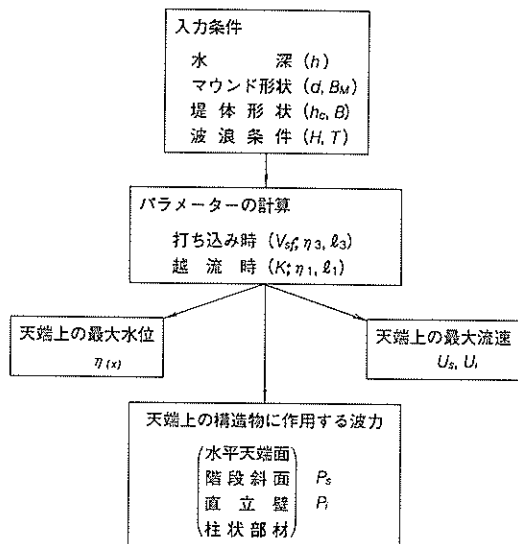
打ち込み時における越波水先端の最大高さ  $\eta_3$  および港外側端からの落下距離  $l_3$  は、波速および港外側端での水面上昇速度  $V_{sf}$  から計算される。

$$\left. \begin{aligned} V_{sf} &= \frac{2\pi\alpha_5 H}{T} \sqrt{1 - \beta_4^2} \left\{ 1 + \pi \frac{\beta_1 H}{L_n} \cdot \frac{\cosh 2\pi h_n / L_n (2 + \cosh 4\pi h_n / L_n)}{\sinh^2 2\pi h_n / L_n} \right\} \\ \beta_1 &= \frac{\pi H \cosh 2\pi h_n / L_n (2 + \cosh 4\pi h_n / L_n)}{2 L_n \sinh^2 2\pi h_n / L_n} \\ \beta_2 &= 1 \\ \beta_3 &= -\frac{\pi H \cosh 2\pi h_n / L_n (2 + \cosh 4\pi h_n / L_n)}{4 L_n \sinh^2 2\pi h_n / L_n} - \frac{h_c}{H} \\ \beta_4 &= \frac{-\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 - 4\beta_1\beta_3}}{2\beta_1} \end{aligned} \right\} (2)'$$

$$\alpha_5 = \begin{cases} 1.0 & : H/h_m < 0.4 \\ 1.4 - \frac{H}{h_m} & : H/h_m \geq 0.4 \end{cases} \quad (42)$$

したがって

$$\eta_3 = \frac{V_{sf}^2}{2g} \quad (7)$$



付図-1(a) 計算のフロー

$$l_3 = \frac{0.6\alpha_0 C_m V_{sf}}{g} \quad (8)'$$

$$\alpha_0 = \begin{cases} 1.0 & : H/h_m < 0.4 \\ \frac{1}{3} \left( 10 \frac{H}{h_m} - 1.0 \right) & : H/h_m \geq 0.4 \end{cases} \quad (43)$$

ここに、 $V_{sf}$ ：波面の鉛直速度、 $h_c$ ：天端高さ、 $H$ ：波高、 $T$ ：周期、 $L_m$ ：換算水深での波長、 $\alpha_0$ ： $V_{sf}$ の補正係数、 $C_m$ ：換算水深での波速、 $g$ ：重力加速度、 $\alpha_0$ ：越波水先端の水平速度の補正係数

③越流時のパラメータ  $\eta_1$  と  $l_1$

越流時における堤体前面の最大水位  $\eta_1$  は、波頂高比  $K$  と波高  $H$ 、天端高さ  $h_c$  により計算される。最大水位の減少距離  $l_1$  は、 $\eta_1$  および  $h_c$ 、波速  $C_m$  から計算される。

$$K = \begin{cases} 1.0 + \alpha_1 \frac{H}{h_m} & : \frac{H}{h_m} < \frac{-1 + \sqrt{1 + 4\alpha_1 h_c/h_m}}{2\alpha_1} \\ \frac{1 + \sqrt{1 + 4\alpha_1 h_c/h_m}}{2} \cdot \frac{H}{h_m} & : \frac{H}{h_m} \geq \frac{-1 + \sqrt{1 + 4\alpha_1 h_c/h_m}}{2\alpha_1} \end{cases} \quad (10)$$

$$h_c' = \frac{H/h_m}{2 \frac{H}{h_m} - \frac{-1 + \sqrt{1 + 4\alpha_1 h_c/h_m}}{2\alpha_1}} h_c \quad (11)$$

したがって

$$\eta_1 = KH - h_c \quad (12)$$

$$l_1 = C_m \sqrt{\frac{1.2\eta_1^2}{g(\eta_1 + h_c)}} \quad (17)$$

ここに、 $\alpha_1$ ：防波堤の構造による補正係数であり、直立堤や混成堤の場合1.0

(3) 防波堤上の水位および流速の計算

天端上の任意点での最大水位  $\eta(x)$  は、 $x$  を天端上における港外側端からの距離とすると、越流時のパラメータ  $\eta_1$  と  $l_1$  により次式で計算できる。

$$\eta(x) = \begin{cases} \frac{l_1 - 0.6x}{l_1} \eta_1 & : x < l_1 \\ 0.4 \eta_1 & : x \geq l_1 \end{cases} \quad (19)$$

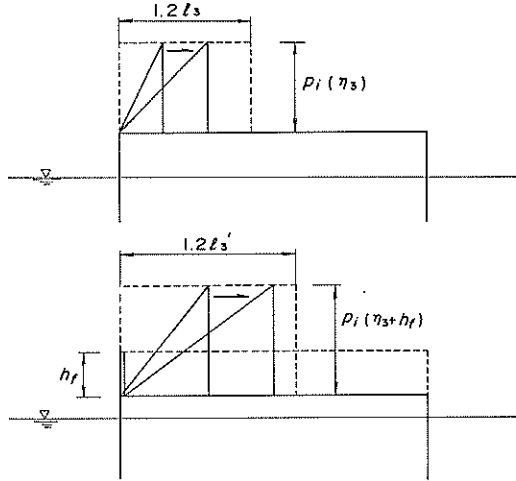
防波堤上の任意の位置  $x$  での最大流速  $U_{max}$  は、打ち込み時の流速  $U_i$  と越流時の流速  $U_s$  から求められる。打ち込み時の流速  $U_i$  は波高と波速から、越流時の流速  $U_s$  は越流時のパラメータ  $\eta_1$  と  $l_1$  から計算される。なお、 $U_i$  は越波水の打ち込み範囲 ( $x \leq l_1$ ) において生じると考える。

$$U_{max}(x) = \max\{U_i, U_s\} \quad (44)$$

$$U_i = \begin{cases} 0 & : H/h_m < 0.4 \\ 0.8 C_m (1.67 H/h_m - 0.67)^{1/3} & : H/h_m \geq 0.4 \end{cases} \quad (45)$$

$$U_s(x) = \begin{cases} \alpha_1 \frac{C_1 l_1}{l_1 - 0.6x} \eta_1^{1/2} & : x < l_1 \\ 2.5 \alpha_1 C_1 \eta_1^{1/2} & : x \geq l_1 \end{cases} \quad (22)'$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0.68 + 1.10 H/h_m & : H/h_m < 0.4 \\ 0.8 + \frac{0.32}{(10H/h_m - 4)^2 + 1.0} & : H/h_m \geq 0.4 \end{cases} \quad (21)'$$



付図-2 水平天端面に作用する打ち込み時の波力

ここに、 $\alpha_1$ ：越波流量と流速の補正係数、 $C_1$ ：流量係数で通常の防波堤の場合  $C_1 = 1.61 \text{ (m}^{0.5}/\text{s)}$ 、 $x$ ：天端上での港外側端からの距離

(4) 上部構造物に作用する波力の計算

① 水平天端面

打ち込み時の波力は、打ち込み時のパラメータ  $\eta_3$  や  $l_3$  などから計算できる。すなわち波圧強度  $p_i$  で三角形分布の波圧が、港外側端より  $1.2 l_3$  の範囲に発生する。なお、港外側端の天端高さより対象部材が低くなっている場合、落下高さを考慮して  $\eta_3$  の代わりに  $\eta_3'$  を用いる。付図-2 は、打ち込み時の波力の模式図である。

$$p_i = \frac{2.1}{(\bar{\eta}/\eta_3)^{0.8} + 0.4} w_0 \bar{\eta} \quad (24)$$

$$\bar{\eta} = 0.6 \eta_1 \quad (25)$$

$$\eta_3' = \eta_3 + h_f \quad (46)$$

ここに、 $\bar{\eta}$ ：衝撃的波力が発生する範囲の最大水位の平均値、 $w_0$ ：海水の単位体積重量、 $h_f$ ：港外側端の天端面からの落差

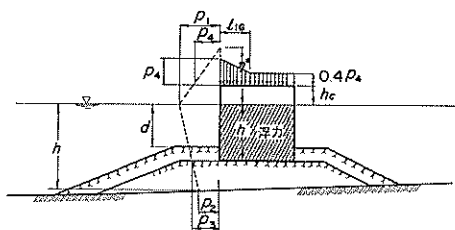
越流時の波力は、天端位置での合田波圧  $p_4$  から次式のように計算できる。すなわち各位置における  $p_{sc}(x)$  は、付図-3に示すとおりである。

$$l_{1c} = 1.65 \frac{p_4}{w_0} \quad (27)$$

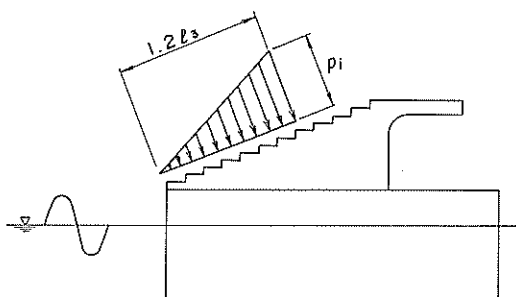
$$p_{sc}(x) = \begin{cases} \frac{l_{1c} - 0.6x}{l_{1c}} p_4 & : x < l_{1c} \\ 0.4 p_4 & : x \geq l_{1c} \end{cases} \quad (28)$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H \quad (29)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_{c1} + \alpha_{c2} \cos^2 \beta) w_0 H \quad (30)$$



付図-3 水平天端面に作用する越波時の波力



付図-4 斜面上に作用する打ち込み時の波力

$$p_4 = \left( \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right) p_1 \quad (31)$$

$$\alpha_{c1} = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (32)$$

$$\alpha_{c2} = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \quad (33)$$

ここに、 $\eta^*$ ：合田式における静水面上波圧強度が0となる高さ、 $p_1$ ：合田式における静水面での波圧強度、 $p_4$ ：合田式における天端位置での波圧強度

② 緩傾斜斜面

打ち込み時の波力は、水平天端面での算定式と同じで、付図-4に示すように斜面上に直角に波力が作用する。

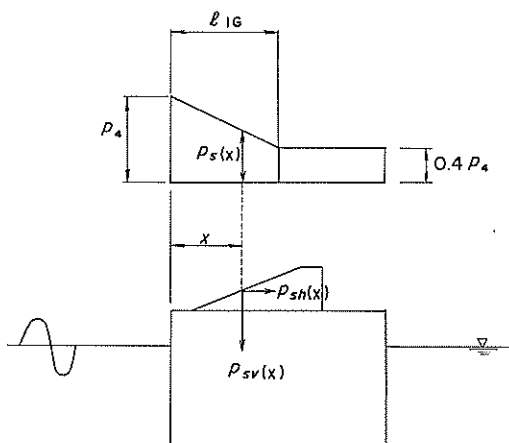
越流時の斜面上に作用する水平波圧  $p_{sh}(x)$  と鉛直波圧  $p_{sv}(x)$  は、以下の式で表される。なお、それぞれの波圧は、水平、鉛直方向の投影面を単位長さとする。付図-5は、越流時の波力の模式図である。

$$\left. \begin{aligned} p_{sh}(x) &= p_s(x) \tan \theta \\ p_{sv}(x) &= p_s(x) \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

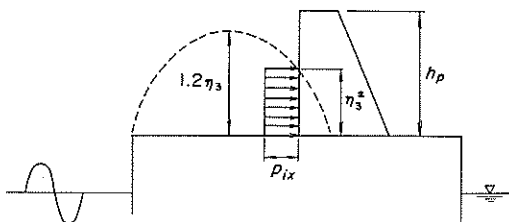
ここに、 $\theta$ ：斜面勾配（例えば1.2で26.6°、1.3で18.4°）

③ 直立壁

打ち込み時の波力は、港外側端より  $l_3$  の範囲に直立壁がある場合に生じる。すなわち、直立壁に作用する水平波圧強度  $p_{ix}$  は水平天端面の波圧強度  $p_4$  から計算でき、直立壁下端より  $\eta_3^*$  の高さの範囲に一様分布で生じるも



付図-5 斜面上に作用する越波時の波力



付図-6 直立壁に作用する打ち込み時の波力

のとする。また、直立壁前面の水平天端面には、直立壁と同じ波力が作用すると考える。付図-6は、打ち込み時の波力の模式図である。

$$\eta_3^* = \min \left[ 1.2 \left\{ \frac{V_{st} x}{0.3 \alpha_6 C_m} - \frac{g}{2} \left( \frac{x}{0.3 \alpha_6 C_m} \right)^2 \right\}, h_p \right] \quad (35)$$

$$p_{ix} = \frac{x}{l_3} p_4 \quad (36)$$

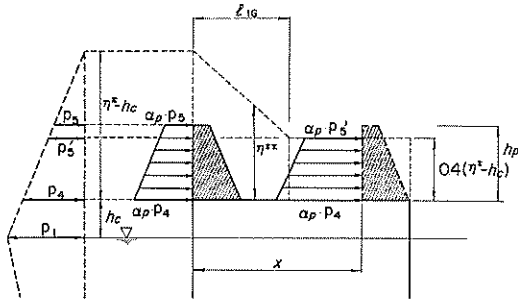
ここに、 $h_p$ ：堤体前面の天端面を基準にした直立壁の高さ  
越流時の波力は、直立壁の下端より  $h_p^*$  の範囲に生じると考え、その波圧  $p_{sx}$  は前面での合田波圧  $p_4$  を用いて計算される。付図-7は、越流時の波力の模式図である。

$$h_p^* = \min \{ h_p, \eta^{**} \} \quad (37)$$

$$\eta^{**} = \begin{cases} \frac{l_c - 0.6x}{l_c} (\eta^* - h_c) & : x < l_c \\ 0.4(\eta^* - h_c) & : x \geq l_c \end{cases} \quad (38)$$

$$p_{sx} = \alpha_p p_c \quad (39)$$

$$\alpha_p = \begin{cases} 1.0 + 0.5 \frac{x}{l_c} & : x < l_c \\ 1.5 & : x \geq l_c \end{cases} \quad (40)$$



付図一七 直立壁に作用する越波時の波力

ここに、 $\eta^{**}$ :天端上における波力の作用高さ、 $\alpha_p$ :流速成分による波力の割り増し係数、 $p_c$ :各高さでの合田波圧強度

④ 細い柱状部材

防波堤上の位置  $x$  に設置したてすり等の柵に作用する波力  $F_{sx}$  は、その位置での最大水位および最大流速から次式で示される。

$$F_{sx} = C_D \frac{\rho_0}{2g} A U_{max}(x)^2 \quad (41)$$

ここに、 $C_D$ :抗力係数、 $A$ :最大水位中における部材の水平投影面積

(5) 矩形ケーソン以外の防波堤の場合

本計算法は、スリットケーソン堤(上床版あり、なし)や消波ブロック被覆堤に対しても以下の考え方で適用できる。<sup>20)</sup>

① スリットケーソン堤の場合

打ち込み時:通常の混成防波堤の場合と同一である。  
越流時:防波堤の構造による補正係数  $\alpha_1$  を以下のようにする。

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0.5 & \text{(上床版なし)} \\ 0.5 & : H/h_s < 1.0 \text{ (上床版あり)} \\ 1.0 - \frac{H/h_m}{(H/h_m)^{1.5} + 1} & : H/h_s \geq 1.0 \end{cases}$$

② 消波ブロック被覆堤の場合

打ち込み時:考えない。

越流時:防波堤の構造による補正係数  $\alpha_1$  を0.5とする。また、天端の水位は一定として考え、式(42)で表す。

$$\eta(x) = 0.4 \eta_1 \quad (42)$$

(6) 各パラメータの計算プログラム

本計算法では、打ち込み時のパラメータの計算がやや煩雑であるので、打ち込み時のパラメータ  $\eta_1$  と  $l_1$ 、越流時のパラメータ  $\eta_1$  と  $l_1$  を計算するためのプログラムを以下に示す。なお、プログラム言語は BASIC である。

\*\*\*\*\*

打ち込み時と越流時のパラメータの計算

\*\*\*\*\*

G=9.807:PAI=3.142

INPUT "h(m)=";WD

INPUT "d(m)=";WDD

INPUT "Bx(m)=";BM

INPUT "h\_c(m)=";HC

INPUT "H(m)=";WH

INPUT "T(s)=";WP

INPUT "L(m)=";WL

INPUT "a1=";A1

\*\*\*換算水深 (DEP) の計算\*\*\*

BML=BM/WL

IF BML>.16 THEN DEP=WDD:GOTO 100

IF BML<.11 THEN DEP=WD:GOTO 100

DEP=WD-MH+MH\*(.16-BML)/.05

100 PRINT "hm(m)=";DEP

INPUT "Lm(m)=";WLL

\*\*\*越流時のパラメータの計算\*\*\*

HCD=WH/DEP/(2\*WH/DEP-(-1+SQR(1+4\*A1\*HC/DEP)))/2/A1

HBH=(-1+SQR(1+4\*A1\*HC/DEP))/2/A1

IF WH/DEP<HBH THEN

K=1+A1\*WH/DEP

ELSE

K=1+A1\*HBH

END IF

ITAI=K\*WH-HC

IF ITAI<0 THEN

ITAI=0:ITA2=0:ITA3=0:L1=0:L3=0

GOTO 200

END IF

ITA2=.4\*ITAI

WVEL=WLL/WP '換算水深での波速

TA=SQR(.3\*G\*ITAI)/WVEL/(ITAI/(ITAI+HC))^.5

L1=.6\*ITAI/TA

\*\*\*打ち込み時のパラメータの計算\*\*\*

SL=2\*PAI/WP

SK=2\*PAI/WL

CH1=(EXP(SK\*DEP)+EXP(-SK\*DEP))/2

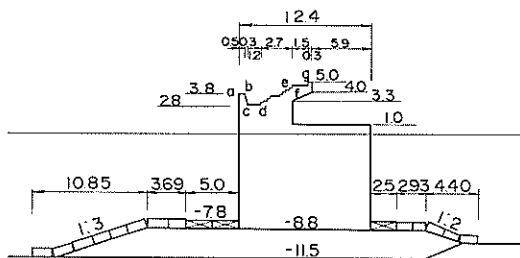
CH2=(EXP(2\*SK\*DEP)+EXP(-2\*SK\*DEP))/2

```

SH1=EXP(SK * DEP)-EXP(-SK * DEP))/2
B1=WH^2/4 * SK * CH1 * (2+CH2)/SH1^3
B2=WH
B3=-WH^2/8 * SK * CH1 * (2+CH2)/SH1^3-HC
B4=(-B2+SQR(B2^2-4 * B1 * B3))/(2 * B1)
Vsf=WH * SL * SQR(1-B4^2)+WH^2/4 * SK * SL * CH1 * (2+
CH2)/SH1^3 * 2 * B4 * SQR(1-B4^2)
IF WH/DEP < .4 THEN
    A5=1
    A6=1
ELSE
    A5=1.4-WH/DEP
    A6=1/3 * (10 * WH/DEP - 1)
END IF
Vsf=Vsf * A5
ITA3=Vsf^2/2/G
L3=.6 * A6 * WVEL * Vsf/G
200 PRINT "ηa(m)="; ITA3 '越流時のパラメータ
PRINT "ηb(m)="; L3
PRINT "ηc(m)="; ITA1 '打ち込み時のパラメータ
PRINT "ηd(m)="; L1
END
    
```

2. 計算例

付図-8のダブルデッキ構造の親水性防波堤を対象に、今回の計算法により防波堤上部構造物に作用する部材波力を計算する。なお、ここでは計算対象部材として上部デッキの部材 ab、cd、de、fg を考える。各部材を本研究で分類した波力で考えると、部材 ab は水平天端面に作用する波力、部材 cd は港外側端の天端高さからの落差を考慮した水平天端面に作用する波力、部材 de は階段に作用する波力、部材 fg は直立壁に作用する波力となる。



付図-8 計算対象断面図

る。計算条件は次のとおりである。

水深	: 直立壁前面における水深	$h=11.5\text{m}$
マウンド形状	: マウンド上の水深	$d=7.8\text{m}$
	マウンド肩幅	$B_m=8.69\text{m}$
堤体形状	: 天端高さ	$h_c=3.8\text{m}$
波浪条件	: 有義波周期	$T_{1/3}=11.1\text{s}$
	最大波高	$H_{max}=7.8\text{m}$

1) 換算水深の計算

水深11.5m、周期11.1sの波長 $L=110.48\text{m}$ より、

$$B_M/L=0.08 < 0.11$$

式(3)より、 $h_m=h=11.5\text{m}$

2) 打ち込み時のパラメータの計算

水面上昇速度 $V_{sr}$ の補正係数 $\alpha_5$ は式(42)より

$$\alpha_5=1.4-7.8/11.5=1.4-0.68=0.72$$

式(2)'より、 $\beta_1=1.562$

$$\beta_2=1.0$$

$$\beta_3=-1.268$$

$$\beta_4=0.636$$

$$V_{sr}=7.3\text{m/s}$$

水平速度の補正係数 $\alpha_6$ は式(43)より

$$\alpha_6=1/3 * (10 * 0.68 - 1) = 1.93$$

換算水深 $h_m$ での波速は、

$$C_m=L_m/T=110.48/11.1=9.95\text{m/s}$$

そこで、 $\eta_a$ および $\eta_b$ は式(7)、(8)'より

$$\eta_a=7.3^2/(2 * 9.8)=2.7\text{m}$$

$$\eta_b=0.6 * 1.93 * 9.95 * 7.3/9.8=8.6\text{m}$$

3) 越流時のパラメータの計算

混成堤の防波堤構造による補正係数は、 $\alpha_1=1.0$

換算天端高さは式(11)より

$$h_c^*=0.68/(2 * 0.68 - 0.26) * 3.8=2.3\text{m}$$

波頂高比は式(10)より

$$K=(1+\sqrt{1+4 * 2.3/11.5})/2=1.17$$

そこで、 $\eta_1$ および $\eta_2$ は式(12)、(17)より

$$\eta_1=1.17 * 7.8 - 3.8=5.3\text{m}$$

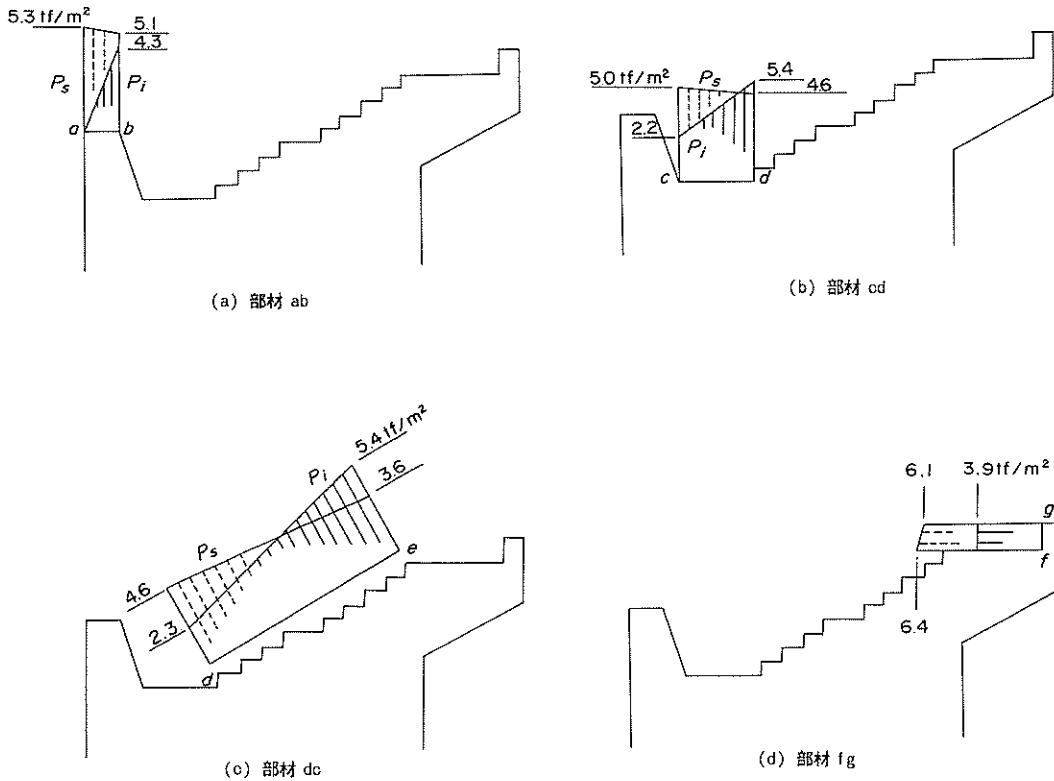
$$\eta_2=9.95 * \sqrt{1.2 * 6.0 / \{9.8(6.0+3.8)\}}=6.1\text{m}$$

4) 部材 ab (水平天端面) に作用する波力

① 打ち込み時の波圧 $p_i$

$p_i$ の発生範囲  $0 \leq x \leq 1.2 * \eta_b=10.3\text{m}$





付図—9 部材波力分布

式(25)より、 $\bar{\eta} = 0.6 * 6.0 = 3.2\text{m}$

$$\bar{\eta} / \eta_3 = 3.2 / 2.7 = 1.2$$

式(24)より、波圧強度  $p_i$  は

$$p_i = 2.1 / (1.2^{0.8} + 0.4) * 3.2 * 1.03 = 4.3\text{tf/m}^2$$

② 越流時の波圧  $p_{sc}$

天端位置での合田波圧は、 $p_4 = 5.3\text{tf/m}^2$

a における  $p_{sc}$  は、 $(p_{sc})_a = p_4 = 5.3\text{tf/m}^2$

b における  $p_{sc}$  は、式(27)、(28)より

$$l_{ic} = 1.65 * 5.3 = 8.7\text{m}$$

$$(p_{sc})_b = (8.7 - 0.6 * 0.5) / 8.7 * 5.3 = 5.1\text{tf/m}^2$$

付図—9(a) は打ち込み時および越流時の波圧分布を示したものである。

5) 部材 cd (水平天端面) に作用する波力

① 打ち込み時の波圧  $p_i$

部材 cd は越波水の飛び出す天端より落差があるので、 $\eta_3$  の代わりに落差を考慮した式(46)の  $\eta_3'$  を用いる。

$$\eta_3' = \eta_3 + 1.0 = 3.7\text{m}$$

式(24)より、波圧強度  $p_i$  は、

$$p_i = 2.1 / \{ (3.2 / 3.7)^{0.8} + 0.4 \} * 3.2 * 1.03 = 5.4\text{tf/m}^2$$

波圧分布は、部材に作用する合力が最も大きくなる場合を考え、港外側端を0とし d 点を  $p_i$  とする三角形分布とする。よって、d 点の打ち込み時の波圧は、

$$(p_i)_d = 5.4\text{tf/m}^2$$

また、港外側端から c 点までの距離 0.8m と d 点までの距離 2.0m より、c 点での打ち込み時の波圧は、

$$(p_i)_c = 5.4 / 2.0 * 0.8 = 2.2\text{tf/m}^2$$

② 越流時の波圧  $p_{sc}$

c 点の  $p_{sc}$  は、式(28)より

$$(p_{sc})_c = (8.7 - 0.6 * 0.8) / 8.7 * 5.3 = 5.0\text{tf/m}^2$$

d 点の  $p_{sc}$  は、式(28)より

$$(p_{sc})_d = (8.7 - 0.6 * 2.0) / 8.7 * 5.3 = 4.6\text{tf/m}^2$$

付図—9(b) は打ち込み時および越流時の波圧分布を示したものである。

6) 部材 de (階段斜面) に作用する波力

① 打ち込み時の波圧 $p_i$

e 点で $p_i$ となるとときに、部材に作用する合力が最も大きくなる。よって、e 点での打ち込み時の波圧は、

$$(p_i)e = 5.4 \text{ tf/m}^2$$

また、d 点での打ち込み時の波圧は、c 点と同様の考え方で計算し、

$$(p_i)d = 5.4/4.7 * 2.0 = 2.3 \text{ tf/m}^2$$

② 越流時の波圧 $p_{sc}$

e 点の $p_{sc}$ は、式(28)より、

$$(p_s)e = (8.7 - 0.6 * 4.7) / 8.7 * 5.3 = 3.6 \text{ tf/m}^2$$

付図-9(c)は打ち込み時および越流時の波圧分布を示したものである。

7) 部材 fg (直立壁) に作用する波力

① 打ち込み時の波圧 $p_{ix}$

波力の作用高さ $\eta_3^*$ は式(35)より、

$$\begin{aligned} \eta_3^* &= \min \{ 1.2 * (7.3 * 6.2 / 0.3 / 1.93 / 9.95 \\ &\quad - 0.5 * 9.8 * (6.2 / 0.3 / 1.93 / 9.95)^2, 5.0 - 3.8 \} \\ &= \min \{ 2.6, 1.2 \} = 1.2 \text{ m} \end{aligned}$$

$p_{ix}$ は式(36)より、 $p_{ix} = 6.2 / 8.6 * 5.4 = 3.9 \text{ tf/m}^2$

② 越流時の波圧 $p_{sx}$

作用高さ $h_p^*$ は、式(37)、(38)より

$$\begin{aligned} h_p^* &= \min \{ 0.4, (8.7 - 0.6 * 6.2) / 8.7 * 7.9 \} \\ &= \min \{ 0.4, 4.5 \} = 0.4 \text{ m} \end{aligned}$$

波力補正係数 $\alpha_p$ は式(40)より

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5 * 6.2 / 8.7 = 1.36$$

f 点の $p_{sx}$ は、同じ高さでの堤体前面の合田波圧が $4.7 \text{ tf/m}^2$ であるので、式(28)より、

$$(p_{sx})f = 1.36 * 4.7 = 6.4 \text{ tf/m}^2$$

同様に、g 点の $p_{sx}$ は式(28)より、

$$(p_{sx})g = 1.36 * 4.5 = 6.1 \text{ tf/m}^2$$

付図-9(d)は打ち込み時および越流時の波圧分布を示したものである。