

子倫倫倫倫

港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

第 6 卷 4 号

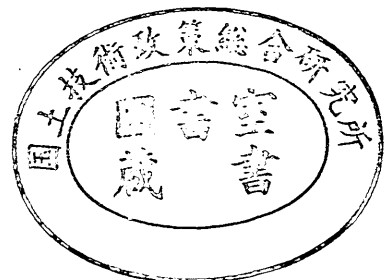
Vol. 6 No. 4

(通 卷 第 41 号)

異形ブロックの波力減殺効果に関する研究……………森平倫生・柿崎秀作・菊谷徹
栈橋に作用する波の揚圧力……………伊藤喜行・竹田英章

1967年4月

運輸省港湾技術研究所



総 目 次

異形ブロックの波力減殺効果に関する研究	森平倫生・柿崎秀作・菊谷徹……	3
栈橋に作用する波の揚圧力	伊藤喜行・竹田英章……	37

“異形ブロックの波力減殺効果に関する研究”

目 次

概 要	3
1. ま え が き	4
2. 波力測定実験装置および方法	4
2-1 実験装置	4
2-2 実験方法	7
3. 波力測定実験の結果とその考察	9
3-1 摩擦係数について	9
3-2 消波工なしの直立壁に作用する波力	9
3-3 消波工設置後の直立壁に作用する波力	10
3-4 考 察	15
4. 防波堤の安定性に関する応用実験	16
4-1 マウンドの低い混成防波堤の安定性について	16
4-2 マウンドの高い混成防波堤の安定性について	20
4-3 傾斜防波堤の安定性について	25
5. 消波工のある場合の波力公式について	28
6. 結 論	30
7. あ と が き	31

EXPERIMENTAL STUDY ON WAVE FORCE DAMPING EFFECTS DUE TO DEFORMED ARTIFICIAL BLOCKS

Michio MORIHIRA*
Shusaku KAKIZAKI**
Toru KIKUYA***

Synopsis

In this paper the wave force damping effects due to the deformed artificial blocks are discussed through the model experiments.

Up to now there have been no unificative understandings as to the wave force damping effects of the artificial blocks, so that it has been an usual method to take the wave force damping coefficient from the results of simple model tests or from the experiences in the field. As for this point, some understandings have been derived from the several model experiments in the breakwater laboratory. That is, the effects of the wave force damping of the deformed artificial blocks are recognized in the case in which the breaking wave acts on the vertical wall, but on the other hand the vertical wall is exposed to the severe attack of waves in the case of standing wave because the mound of the deformed blocks will help the wave breaking.

All discussions about the wave force have been made by using the peak point in the measuring record of the wave force, and there have been remained many problems as for this point. Namely, it is very ambiguous whether or not the peak value of the wave force in the measuring record can be connected with the sliding or the overturning of the breakwater. It is said that the initial shock breaking wave pressure has the pressure head which is 5 or 6 times through 100 times of the deep water wave height. But the value of the shock pressure is strongly related with the responsibility of measuring apparatus. So it may be expected that, if we use the new apparatus being able to record the large frequency number compared with the old apparatus, there are some possibilities to get the large initial shock wave pressure in the new apparatus.

In this research, in order to get rid of such a confused problem which lay in the experiments measuring the wave force by wave force meter, we have discussed the wave force acting on the vertical wall by using the new wave force measuring equipment that was developed in the breakwater laboratory.

From the experiments, we got the several useful conclusions.

(1) In order to diminish the wave force acting on the vertical wall, it is necessary to accord the crown height of the wave absorber and that of the breakwater, and the wave absorber width at the still water

* Chief Researcher, Hydraulics Division

** Research Engineer, Computation Center

Design Standard Division

*** Research Engineer, Dredger and Construction Equipment Laboratory

Machinery Division

level has to be equal to 4 layer width of the deformed blocks.

(2) The wave force acting on the vertical wall is expressed as follows if the wave absorber is constructed in the manner as was mentioned in (1).

$$p = 1.0wH_{1/3}$$

where, p ; wave pressure acting on unit area of the vertical wall (t/m^2), w ; unit weight of the water (t/m^3), $H_{1/3}$; significant wave height at the deposition point of the breakwater (m).

異形ブロックの波力減殺効果に関する研究

森 平 倫 生*
柿 崎 秀 作**
菊 谷 徹***

概 要

消波用異形ブロックとしてテトラポッドが紹介されて以来、我が国でも異形ブロックのすぐれた消波機能に注目し、種々の形状の異形ブロックが試作開発され、強大な波の来襲する海岸護岸や防波堤の前面には、消波の目的で異形ブロックを投入するケースが非常に多くなってきた。異形ブロックを海岸護岸や防波堤の前面に投入することによる、波の打上げ高や越波量の減少効果については、多くの試験研究機関による成果が得られている。しかし、異形ブロックによる波力減殺効果に関しては、いまだに系統的な成果は得られておらず、個々の事例に関する模型試験結果が得られているにすぎないようである。

当所においても、山形県南端の避難港、鼠ヶ関港の西防波堤の前面をテトラポッドで被覆した場合の波力減殺効果¹⁾や、東京電力横須賀火力発電所F₂護岸前面にテトラポッドを投入することによるケーソンに作用する波力の減殺効果²⁾について検討を加えてきた。

この報告は異形ブロックの波力減殺効果を系統的に把握し、あわせて設計標準の作成を行なう目的で消波用異形ブロックとしてテトラポッドを選び、消波工の形状をA型、B型、C型の3種類、海底勾配を1/10、1/25、1/50の3種類を選び、検討を加えたものである。なお、基礎実験に採用した静水面でのテトラポッド消波工の幅は、A型、B型、C型についてそれぞれ4層幅、2.5層幅、0層幅である(図-4参照)。図-4において消波工天端幅はすべての消波工についてテトラポッド2層幅としている。

実験の結果、波力減殺の観点から消波工を堤体前面に投入するときは、消波工の天端高と堤体の天端高を一致させ、さらに静水面での消波工の幅が異形ブロック4層幅以上必要であることが判明した。この実験にとり入れた3つの消波工のうちではA型消波工とするのが望ましい。このとき堤体に作用する波力は広井式表示にして波力係数は1.0である。堤体に作用する単位面積あたりの波力を p 、堤設置位置の通過波高を H とすれば、 $p=1.0\omega H$ である。ここに波高 H としては有義波高を使用する。

本研究は昭和39年度に実験を終了し、昭和40年7月に報告される予定であつたが、著者らの関係から2年近く遅れることになつた。

* 水工部 主任研究官

** 設計基準部 計算室(前水工部防波堤研究室)

*** 機械部 作業船研究室(前水工部防波堤研究室)

1. まえがき

従来、消波用異形ブロックの波力減殺効果に関しては統一的な見解はなく、簡単な模型実験や現場の経験から適当に波力減殺係数を決定するのが通常であった。この点に関しては当所においても、個々の事例に関して模型実験を行ない、ある程度の見解が得られている。すなわち、するどい衝撃波力が作用する場合には、テトラポットの波力減殺効果は認められるが、逆に重複波的な波力が作用している場合には、消波工が碎波を助長し、かえって大きい波力をまねく結果になりうるのである。

これらの波力に関する論議は、すべて波圧計の記録にあらわれた波力時間曲線のピークをもつてしたものであり、この点に関してはかなりの問題が残されている。衝撃的な波力の記録曲線のピークとしてあらわれる初期衝撃碎波圧は、これまでの研究によれば、圧力水頭にして沖波波高の数倍ないし100倍程度になることが認められている³⁾。しかし、これらの値の記録も測定計器の応答感度に関係があり、従来使用されてきた計器よりもさらに大きい周波数の衝撃が記録される計器を使用すれば、初期衝撃波力は大きくなる可能性も考えられる。

本研究では、波圧計によつて波圧を計測するときの障害をとりのぞくため、当所で試作した波力測定装置により、別の立場から堤体に作用する波力を論じた。

2. 波力測定実験装置および方法

当所で試作した波力測定装置の原理はつぎのとおりである。すなわち、滑動に対する静的安定条件式

$$F \leq \mu W \quad \dots\dots\dots(1)$$

を使用し、堤体の重量を連続的に変化させ、丁度堤体がある波力 F をうけて滑動しようとするときの堤体重量 W と、あらかじめ測定ずみの堤体底面と海底面間の静止摩擦係数 μ を使用して、堤体に作用する波力を算定しようとするものである。

ここで問題となるのは、堤体底面と海底面間の摩擦係数であろう。固体面の外部摩擦係数に対する古典的な見解によれば、2つの異なった摩擦係数—静止摩擦係数と動摩擦係数—が存在するとされているが、まだその理由は明らかでないといつてよい。これらの解明のためには摩擦構造の微細に立ち入らねばならず、かなりの困難が予想されるし、また直接的にこれらの解明の糸口も見出せないで、ここではこの点に関する論議はしない。

静止摩擦係数の測定法としては、傾斜法と水平索引法がある。古くから用いられている傾斜法は傾斜によつて重力の接線成分を増加させて、これによる滑片の運動開始点を目測で知る方法である。水平索引法は水平面上にある滑片に水平力を加え、その移動開始時の水平力と滑片の重量から摩擦係数を算出しようとするものである。

2-1 実験装置

実験に使用した水路は図-1に示すように、一端にフラツプ型造波装置を有する造波水路である。この造波水路は長さ33.1m、幅0.5m、深さ0.9mで、水路内での最大発生波高は約30cm、発生波周期は0.5sec~4.0secである。

図-2に当所で試作した全体波力測定装置の原理図を示す。

図-2において

l_0 ; ビームの長さ (240cm)

l_1 ; 支点 B と堤体模型をビームにとりつけた点間の長さ (33.5cm)

W ; 堤体の空中重量 (101kg)

V ; 堤体に作用する浮力 (この実験を通じて堤前水深を20cmと一定にしたので、静水時に堤体に作用する浮力を使用した)

W_B ; ビームの重量

W' ; 支点 A を P なる力で持ち上げたときの海底面の反力 (堤体の海底面への伝達重量)

T ; 堤体をビームに吊しているワイヤーに働く張力

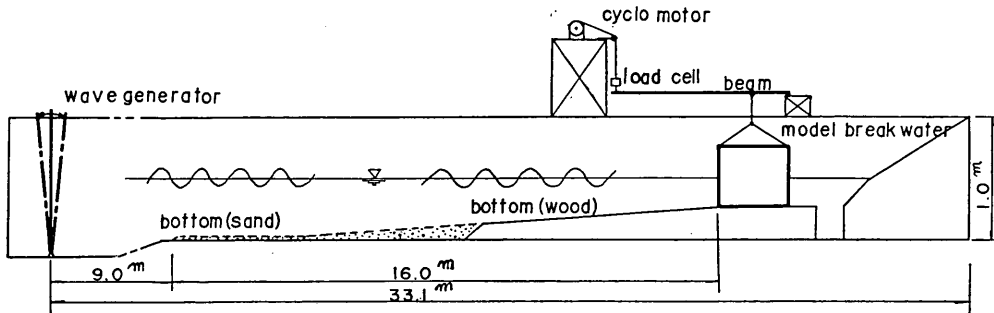


図-1 造波水路 Wave Generating Channel

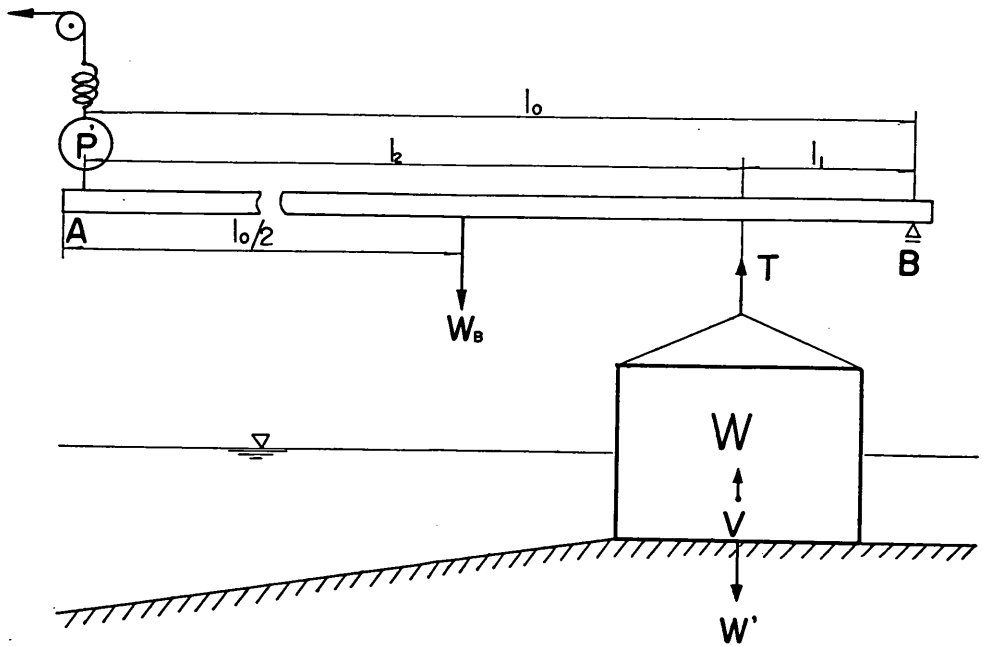


図-2 波力測定原理図 Principle of Wave Force Measurement

とする。

いま、荷重計をビームの重量を補正した P' で読むことにすれば、 $P = P' + W_B/2$ であるから、 W' は(2)式のようなになる。

$$W' = -P' \frac{l_0}{l_1} + (W - V) \dots \dots \dots (2)$$

(2)式に実験条件を代入すれば

$$W' = -7.11 P' + 94.25 \text{ (kg)} \dots \dots \dots (3)$$

となる。この式を使用すれば、ある波力 F が作用したときの堤体が安定と滑動の境界にあるときの荷重計の読みから、堤体の海底面への伝達重量 W' を知る事ができるわけで、したがって波力 F を(1)式により算定できることになる。

この全体波力測定装置の詳細を図-3に示す。駆動部は1/4HPで減速比1849、まき上げ速度3 mm/secのサイクロ減速機を使用し、伝導軸にワイヤーロープをとりつけ

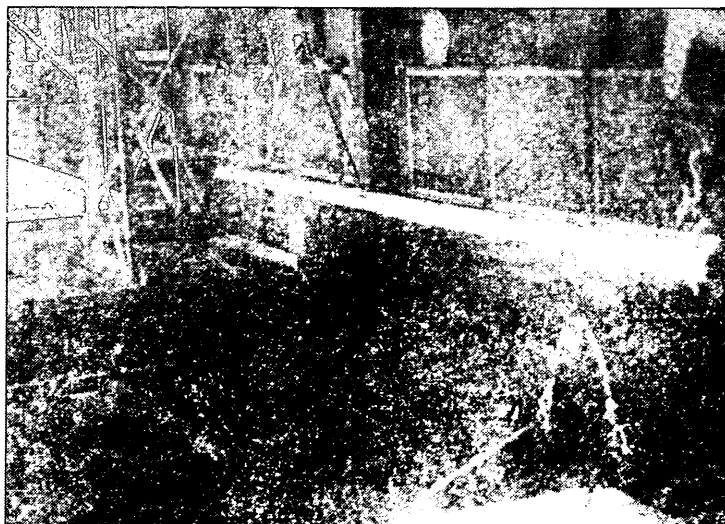


写真-1 全体波力測定装置

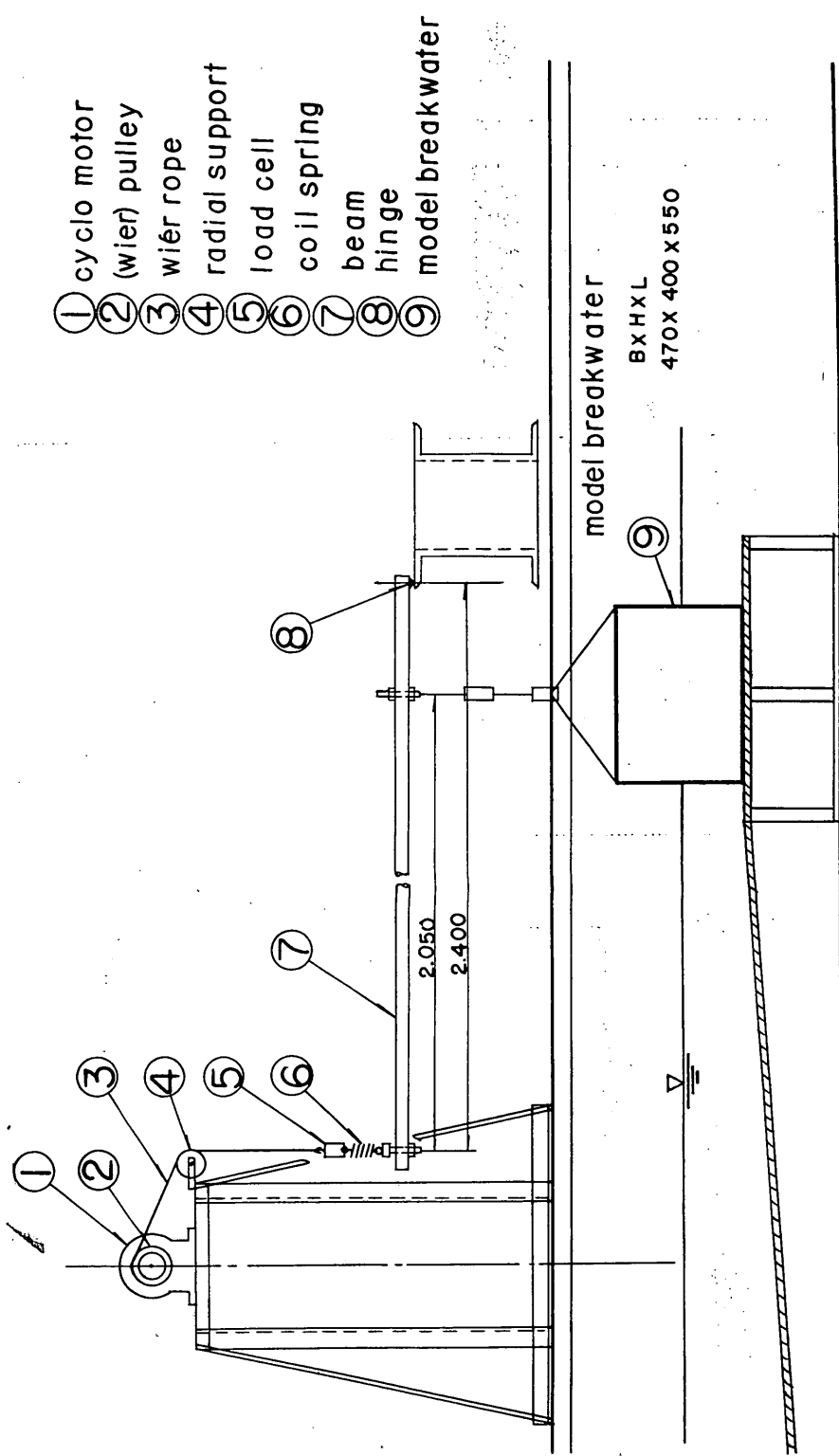


图-3 全体波力测定装置 Wave Force Measurement Apparatus

たプーリーを固定してある。ワイヤーロープはラジアル軸受けを介して荷重計に接続される。この荷重計はストレインゲージ型で共和電業製の LU-01 を用いた。この容量は 100kg である。荷重計の指示計は共和電業製の S L W 自動平衡指示計を使用した。さらに、バネ定数 16.67 kg/cm のコイルバネ、フックをへて中空パイプのビーム（径50mm、肉厚3.2mm、長さ2400mm）の一端に接続される。ビームの他端には支点（回転子）が設けられて既設のビームに支持されている。模型堤体はまき上げ時に水平に上下するように3つの軸受けをワイヤーロープに接続した。



写真-2 サイクロ減速機



写真-3 荷重計

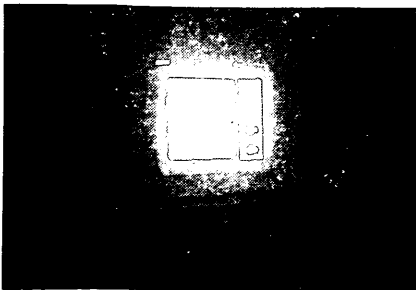


写真-4 S L W 自動平衡指示計

2-2 実験方法

堤体を設置する前に沖波波高と堤体設置位置の通過波高の測定を行なった。

波力の測定は、第1波から第4波までは整正された波になつていないため、また第11波目からは堤体で反射された波が再び造波板により反射されて、波がゆがめられているため、第5波から第10波までの波について行なつた。波力の測定方法は、反復試行により予想される波力に対して抵抗できるように、堤体重量をセットする方法をとつた。堤体が安定しているか滑動しているかの判定は目測によつた。この場合、衝撃的な波力の作用するときには、来襲波周期と同じ周期のロツキング現象は顕著ではなく、周期の非常に短いロツキング現象がみられた。一方、重複波的な波力の作用するときには逆に、来襲波周期と同じ周期のロツキングが顕著で、周期の非常に短いロツキング現象はみられなかつた。

つぎに、この実験に使用した諸元はつぎのとおりである。

堤前水深 ; 20cm

海底勾配 ; 1/10, 1/25, 1/50

波の周期 ; 2.0sec, 2.5sec (海底勾配1/50でB型消波工の実験のみ)

波高 ; 7cm~28cm (10種類)

消波工 ; 天端幅20cm

前面法勾配 ; 1 : 1.33

天端高+40cm (A型消波工, 静水面において4層幅)

+25cm (B型消波工, 静水面において2.5層幅)

+15cm (C型消波工, 静水面において層幅なし)

海底面±0cm

堤体天端高 ; +40cm

なお、模型テトラポッド重量は、波高15cmの波に耐えられるように1kgとした。実験で波の周期を2.0secとしたのは、いきなり数多くの周期を実験にとり入れると現象の本質を見失なうことになりかねないし、波高を変えることによつて、実験波の深海波形勾配 H_0/L_0 が 0.01~0.05の範囲にあるようにできたためである。実験に使つた諸元を適当な縮尺で現地に換算すると表-1のようになる。図-4は消波工の形状を示す。

模型堤体は空中重量101kgの鋼製箱（長さ50cm、幅47cm、高さ47cm）を使用し、堤体設置位置の海底面は杉板を張りつめて製作した。

摩擦係数は水中傾斜法により測定した。すなわち、模

表-1 模型と現地の換算表

諸元	模型寸法	現地寸法			
		縮尺 1/10	1/20	1/30	1/40
堤脚水深	20cm	2m	4m	6m	8m
周期	2.0sec	6.3sec	9.0sec	11.0sec	12.6sec
	2.5sec	7.9sec	11.2sec	13.7sec	15.8sec
波高	7.0cm	0.7m	1.4m	2.1m	2.8m
	28.0cm	2.8m	5.6m	8.4m	11.2m
消波工天端巾	20cm	2.0m	4.0m	6.0m	8.0m
	天端高 +40cm	+ 4.0m	+ 8.0m	+12.0m	+16.0m
	+25cm	+ 2.5m	+ 5.0m	+ 7.5m	+10.0m
	+15cm	+ 1.5m	+ 3.0m	+ 4.5m	+ 6.0m
海底面	± 0cm	± 0.0m	± 0.0m	± 0.0m	± 0.0m
堤体天端高	+40cm	4m	8m	12m	16m
テトラポッド重量	1.0kg	1 t	8 t	27 t	64 t

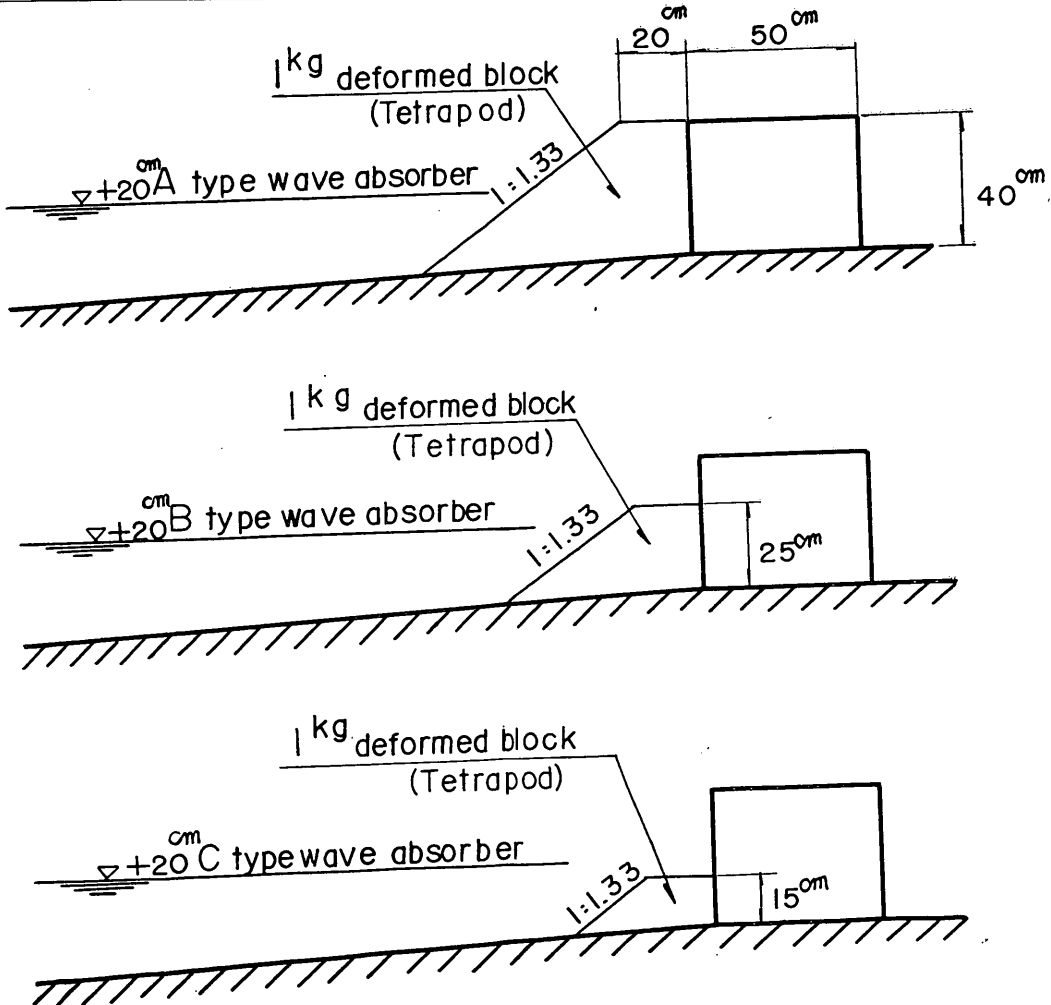


図-4 消波工の形状 Shape of Wave Absorber

型堤体と海底面の接触面が常に水中にあるように水深を十分にしておき、海底面の一端を少しずつ吊り上げていき、模型堤体の滑動開始時の水平と海底面のなす角 θ を測定し、 $\mu = \tan \theta$ により静水摩擦係数を算出した。この測定は実験を始める前に18回、実験終了後に8回、計26回行なった。

3. 波力測定実験の結果とその考察

3-1 摩擦係数について

表一に実験開始前の測定値、実験終了後の測定値、ならびに全体の測定値についての平均値、標準偏差、変動値を示している。ここに標準偏差 σ 、変動値 S は次式によつて算出した。

$$\text{標準偏差 } \sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2 - \bar{x}^2}$$

$$\text{変動値 } S = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

この結果によれば、実験開始前と終了後について摩擦

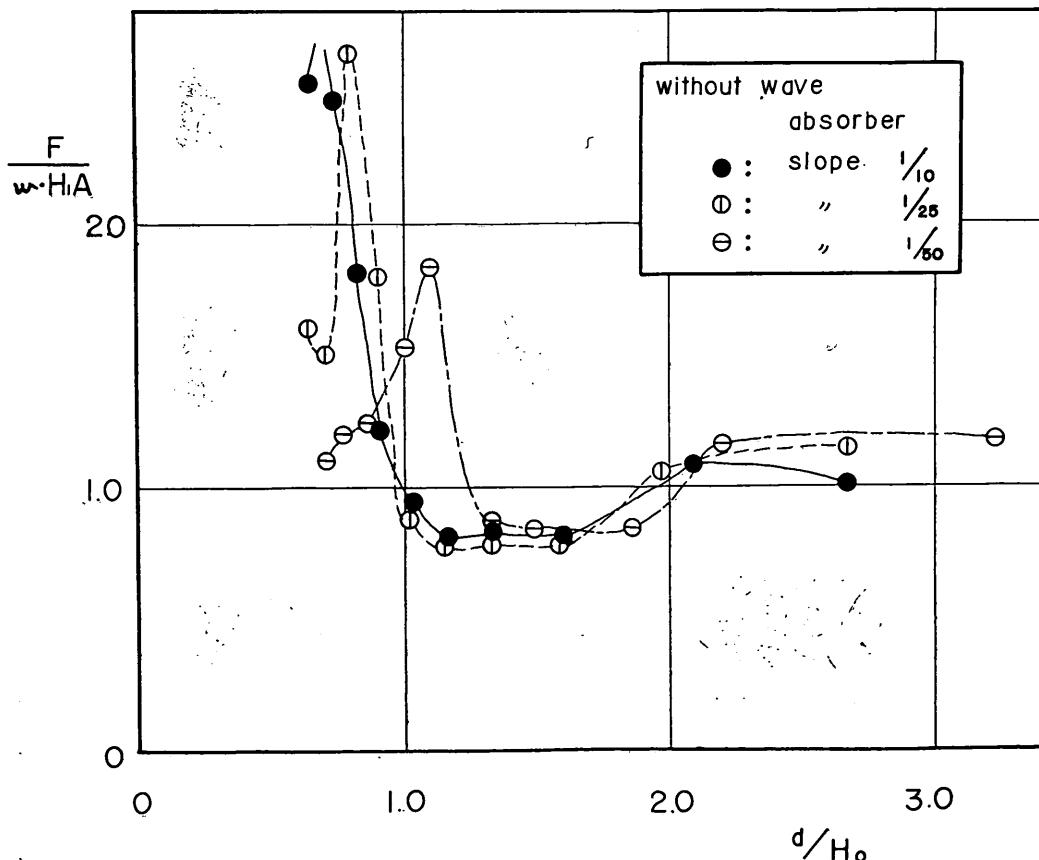
係数の大きい変化は認められず、測定値のパラツキもかなり小さいので、摩擦係数 μ として全体の平均値0.627を採用した。

表一 摩擦係数

	平均値 \bar{x}	標準偏差 σ	変動値 S
実験開始前	0.6275	0.01414	0.0226
実験終了後	0.6258	0.01000	0.0160
全体	0.6270	0.01414	0.0226

3-2 消波工なしの直立壁に作用する波力

図一に無次元波力 p/wH_1 と d/H_0 の関係を海底勾配をパラメーターに示している。ここに、 p ; 堤体単位面積に作用する波圧強度 ($p=F/A$)、 A ; 受圧面積で越波する場合は堤体の全面積を、越波しない場合は遡上高から決定した、 H_1 ; 堤体設置位置の通過波高、 d ; 堤脚水



図一 無次元波力 F/wH_1A と d/H_0 の関係 Relation between F/wH_1A and d/H_0

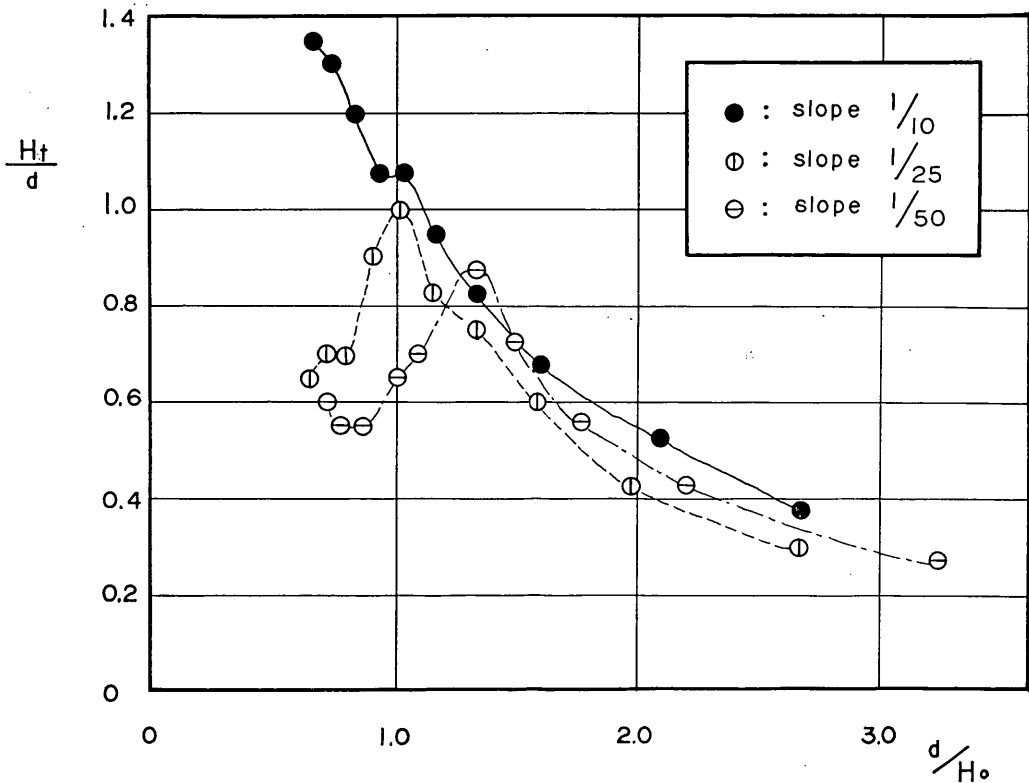


図-6 通過波高と d/H_0 の関係 Relation between Passing Wave Height and d/H_0

深, H_0 ; 深海波高である。また図-6は、堤体設置位置の通過波高 H_t/d と相対水深 d/H_0 の関係を示したものである。図-5によれば, $d/H_0 > 1.3$ であれば, 直立壁に作用する波力の形式は重複波であり, 波力を $p = fwH_1$ の表示にして, 波力係数 f はほぼ 1.0 である。一方, 衝撃的な砕波が作用するときは, 衝撃砕波圧の生じる相対水深 d/H_0 は海底勾配の変化とともに変わる。すなわち, 前面海底勾配が急になるにつれて, 衝撃砕波圧の生じる d/H_0 は小さくなる。(堤脚水深 d が一定であるとすれば, 海底勾配が急になるにしたがつて, 直立壁に衝撃砕波圧を生じる深海波高 H_0 は大きくなる。) この相対水深 d/H_0 は, 海底勾配が 1/10 のときは 0.6 前後であり, 1/25 のときはほぼ 0.8, 1/50 のときはほぼ 1.1 である。衝撃砕波圧は海底勾配が 1/10, 1/25 のときは広井式表示にして, 波力係数 f は 2.5 以上であり海底勾配が 1/50 のときは 1.8 程度である。

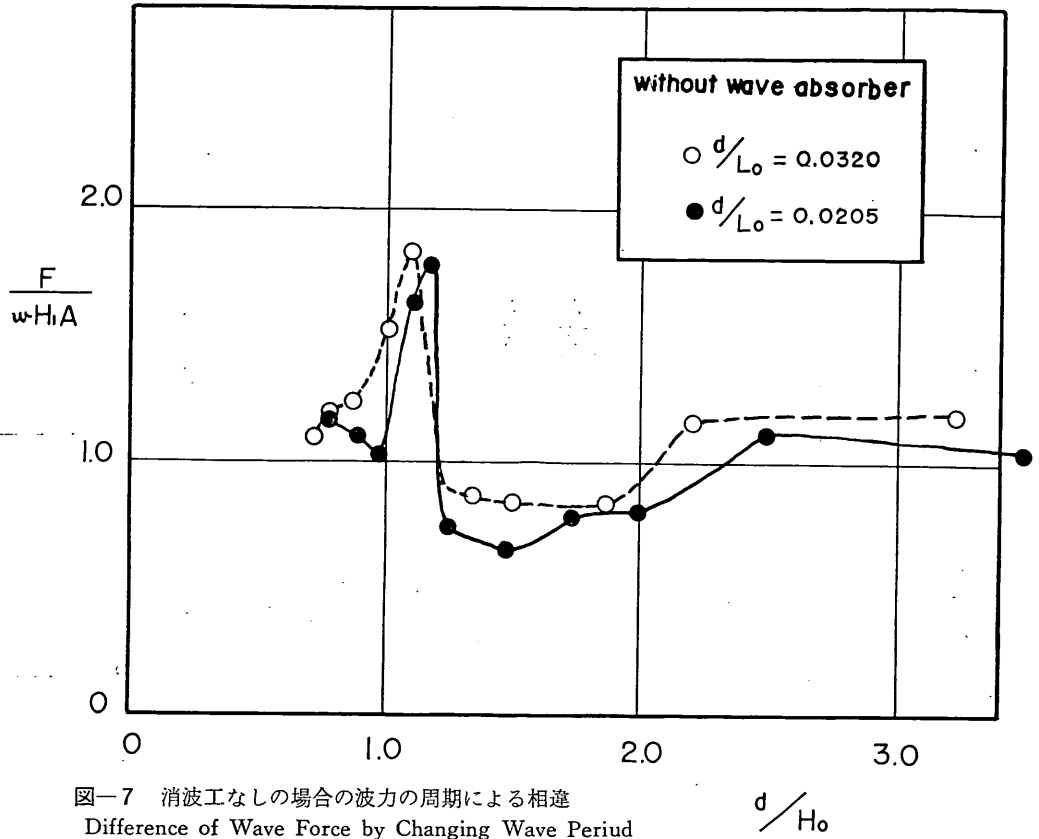
図-7は直立壁に作用する波力の周期による違いをあらわしたものである。 $d/H_0 = 0.032$ のとき衝撃砕波圧の生じる相対水深 d/H_0 はほぼ 1.1 であるが, $d/L_0 = 0.0205$ のときはこの相対水深 d/H_0 はほぼ 1.2 となる。すなわち, 波の周期が長くなると直立壁面に衝撃砕波圧を生じ

る相対水深は大きくなる傾向にある。またこの程度の周期の相違(衝撃砕波圧を生じる深海波形勾配 H_0/L_0 にして, ほぼ 0.02 と 0.03) では衝撃砕波圧の明瞭な相違は判明しないが, 光易の実験結果⁴⁾によれば, 周期が長くなるにつれて衝撃砕波圧を生じる相対水深 d/H_0 は大きくなり, 衝撃砕波圧も大きくなることが判明している。例えば, 深海波形勾配が 0.0095 と 0.032 の場合の相違を海底勾配が 1/50 の場合にみると, 衝撃砕波圧を生じる相対水深 d/H_0 は, 深海波形勾配が 0.0095 のときはほぼ 1.8 であり, $H_0/L_0 = 0.032$ のときはほぼ 1.4 である。また衝撃砕波圧は前者の場合が後者の場合よりも約 3 倍の大きさをもっている。

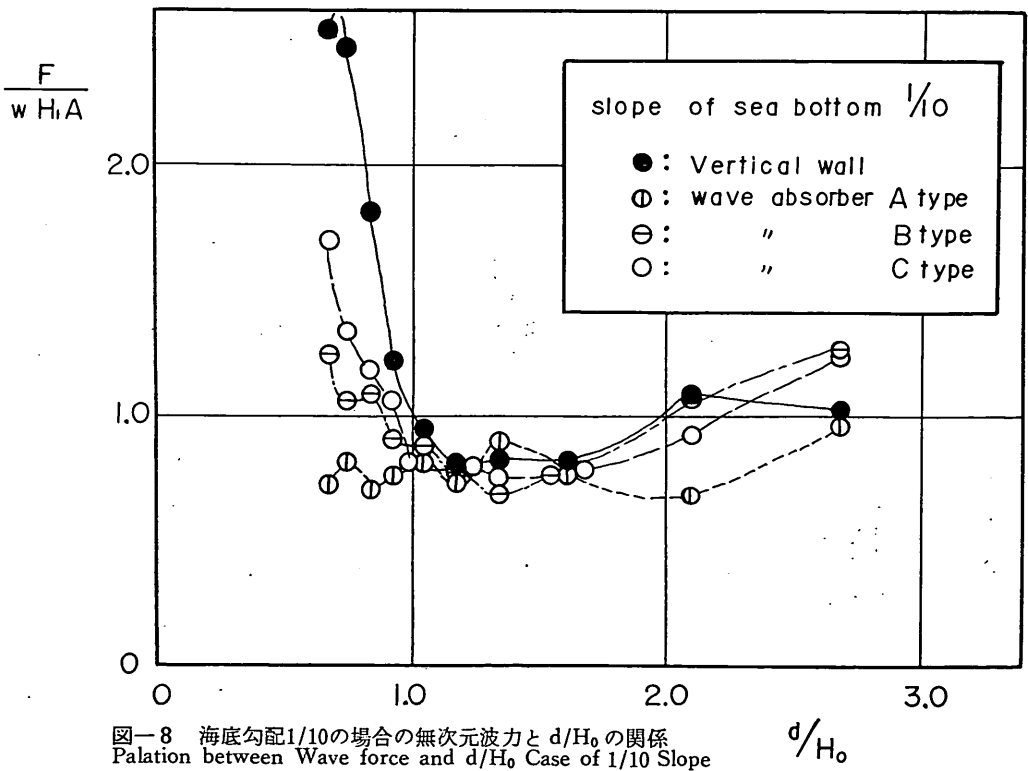
3-3 消波工設置後の直立壁に作用する波力

図-8, 9, 10は無次元波力 $p/wH_1 (F/wH_1A)$ と d/H_0 の関係を消波工の形状別に, それぞれ海底勾配 1/10, 1/25, 1/50 について示したものである。

前面海底勾配が最も急なケース, 海底勾配 = 1/10 の場合を図-8にみると, 衝撃的な波力の作用しているときには, この実験にとり入れたいずれの消波工の場合でも, 波力減殺効果が認められる。しかしながら, 消波工 C 型の場合は, 波力が減殺されても広井式表示にして,



図一七 消波工なしの場合の波力の周期による相違
Difference of Wave Force by Changing Wave Period



図一八 海底勾配1/10の場合の無次元波力と d/H_0 の関係
Palation between Wave force and d/H_0 Case of 1/10 Slope

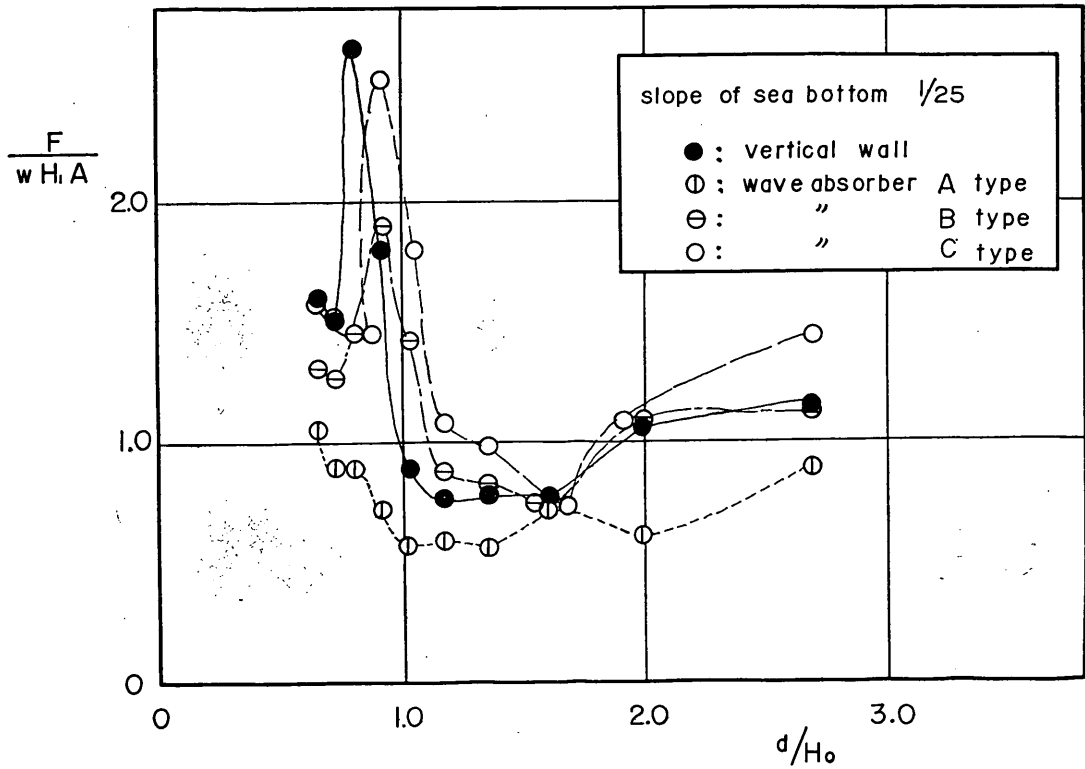


図-9 海底勾配1/25の場合の無次元波力と d/H_0 の関係
 Relation between Wave force and d/H_0 in Case of 1/25 Slope

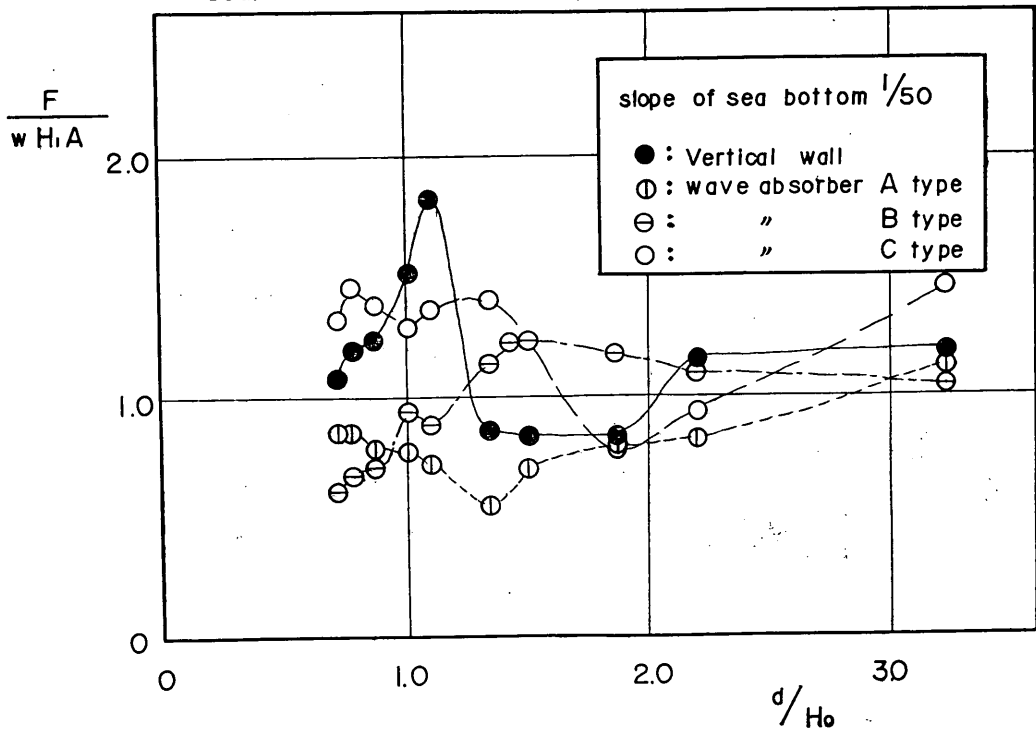


図-10 海底勾配1/50の場合の無次元波力と d/H_0 の関係
 Relation between Wave Force and d/H_0 in Case of 1/50 Slope

f が1.5以上となるから問題にならない。波力係数 f をテトラポッドを投入して1.0前後にしようとするならば、消波工の型式をB型あるいはA型にする必要がある。

一方、重複的な波力の作用する場合は、ここに採用したどの消波工にしても大きい波力減殺効果は認められず、かえって大きな波力をまねくことになりかねないので十分な注意を要する。しかしこの場合は、消波工があつてもなくても波力係数 f は0.8~1.2の範囲にあり、衝撃的な波力の作用する場合ほど波力係数は大きくない。

前面海底勾配が1/25の場合を図-9にみると、直立壁に衝撃波力の作用する場合は、消波工の波力減殺効果は

認められるが、衝撃波力を生じせしめる波高よりも少し小さい波が来襲する場合はかえって消波工の型式如何によつては、はげしい衝撃波力をまねくことになる。例えば、相対水深 d/H_0 がほぼ0.9のとき、直立壁に作用する波力が、広井式表示にして $f=1.8$ であつたものが、B型消波工設置の場合は $f=1.9$ となり、C型消波工の場合は実に $f=2.5$ を記録している。しかし、A型消波工を設置すれば、いかなる場合でも f は1.0以下であり、波力減殺効果は十分に認められる。また、直立壁に重複的な波力の作用している場合は、A型消波工をのぞけば消波工による波力減殺効果は認められない。

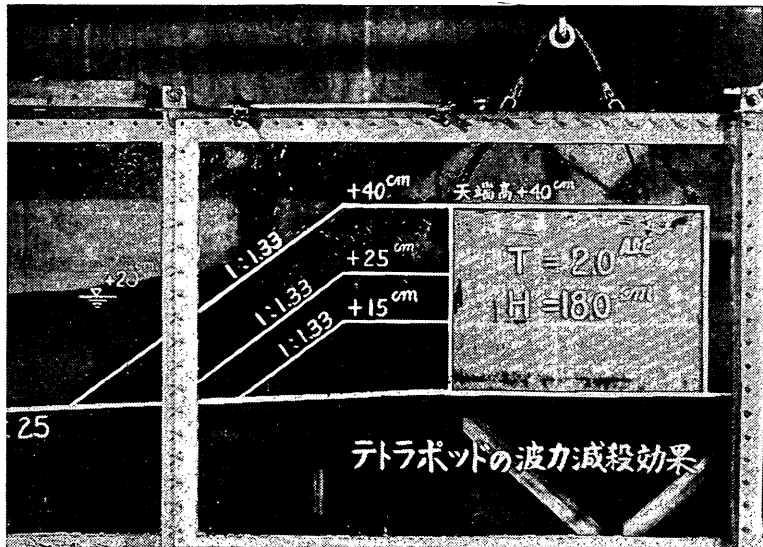


写真-5 A 型 消 波 工 実 験 例

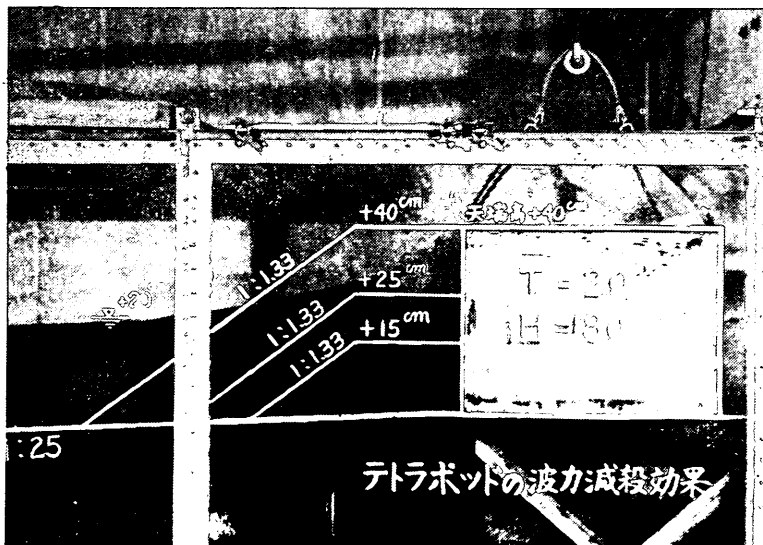
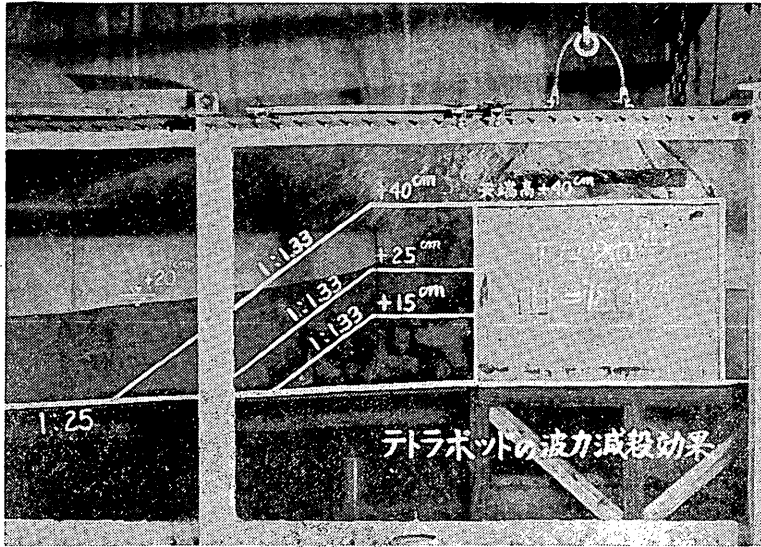


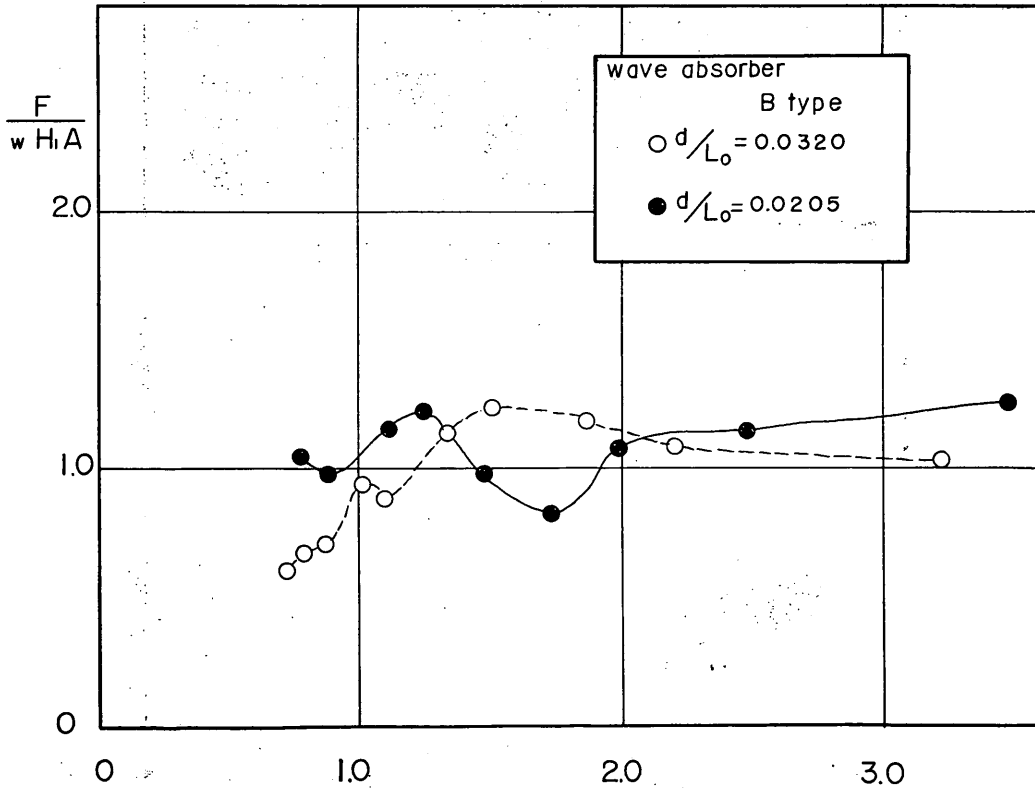
写真-6 B 型 消 波 工 実 験 例



写真一七 C型消波工実験例

つぎに、海底勾配1/50の場合を図一10にみると、消波工のない状態で最も衝撃的な波力の作用をうける場合でも、広井式表示にして $f=1.8$ 程度である。この場合は

前の2つの例と同じように、波力減殺効果はいかなる型式の消波工でも十分認められる。重複波的な波力の作用する場合には、消波工の型式いかんによつては、かえつ



図一11 B型消波工設置後の波力の周期による相違
Difference of Wave Force by changing Wave Period

て波力を増大させる結果になり得るので注意を要する。

図-11はB型消波工を設置した場合の直立壁に作用する波力の周期による相違を示したものである。この図をみると、消波工なしの場合と同様に、周期の変化による波力は、顕著な相違を示していない。これは消波工なしの場合に述べたと同じ理由によるものである。海底勾配が1/50のときは、B型消波工を設置すると波力係数は0.6~1.2の範囲内に入るようである。直立壁前面に消波工を設置した場合についても、周期が増加すれば最大波力係数は増加するものと考えられるが、この実験では検討しなかつた。

3-4 考 察

我々が防波堤を設計する場合は、現行の「港湾工事設計要覧」によるわけであるが、設計波高として採用する波は原則として有義波をとる。実際の海面に表われる波は波高も周期も不規則な波であり、これまでの研究によれば、記録される波の全数Nが大きいほど最大波高は大きくなり、Nが1000のときは最大波高は有義波高の1.86倍にもなりうるということが知られている。

つぎに、堤体に作用する波圧の形式が碎波であるか重複波であるかの判定は、現行の「港湾工事設計要覧」によれば、堤脚水深 d と堤体設置位置の通過波高 H_1 との比 d/H_1 が2よりも小さければ碎波としてあつかい、 d/H_0 が2よりも大きければ重複波としてあつかうことになつている。

一方、実験室内で得られる碎波と重複波の限界相対水深 d/H_0 (H_0 は深海波高)は、来襲波の波形勾配や前面海底勾配によつてかわるが、2よりかなり小さくなつている。実験結果(この場合 $d/L_0=0.032$)を図-8,9,10にみると、前面海底勾配が1/10と1/25のときは、 d/H_0 はほぼ1.2であり、前面海底勾配が1/50のときは d/H_0 はほぼ1.4となつている。また光易の実験結果⁵⁾をみても、この d/H_0 は2よりかなり小さいようである。こうしてみると、堤体に作用する波圧の形式を碎波とするか重複波とするかの判定基準 $d/H_1=2$ は少々安全側すぎるようにも考えられる。

しかしながら上にも述べたように、我々が設計波高と称している波高は有義波高であるから、防波堤は設計波高より大きい波の作用を確実にうけることになる。例えば、有義波(設計波)に対する相対水深が1.9であるときを考える。この場合は、実験室内の結果によれば、堤体に作用する波圧の形式は重複波である。しかし、来襲する波の全数が1000のときは、最大波高は設計波高の1.86倍にもなり得るから、最大波高来襲時の d/H_0 は1.0程度になる。この時は明らかに、堤体に作用する波圧の形

式は碎波である。したがつて、有義波に対する d/H_0 が1.9であつて、堤体に作用する波圧の形式が重複波であつても、最大波に対しては碎波が堤体に作用するものとしなければならない。こうしてみると、有義波に対する相対水深 d/H_1 が2よりも大きいときは、堤体に作用する波圧の形式は重複波、 d/H_1 が2よりも小さいときは碎波としている現行の判定基準は決して安全側すぎるものではなく、妥当なものであると理解することができよう。

つぎに、光易の実験結果⁵⁾によれば、前面海底勾配が1/50のとき堤体に衝撃波力を与える相対水深 d/H_0 は、沖波波形勾配 H_0/L_0 が0.0095のときは1.7であり、 H_0/L_0 が0.019のときは1.5である。この場合は最大波の来襲時には、有義波に対する d/H_0 が3に近い値のときでも、堤体に作用する波圧の形式は碎波となり得る。防波堤が建設される地点の海底勾配は一般に1/50よりもゆるやかであることと、海底勾配がゆるやかになるほど、堤体に衝撃波力を与える相対水深が大きくなることを考慮すれば、決して現行の基準は安全側ではなく、むしろ危険側になる場合もあり得るわけである。

しかし、現行の基準は以上述べた波の不規則性に根拠を持つていたのではなく、 d/H_1 がだいたい2よりも大きいときは重複波と考えてよいが、 d/H_1 が2よりも少し小さいときは、波は碎波ではないが重複波でもないので、安全側をみて碎波としてあつかうと理解されているようである。

この実験で得られた結果(図-8,9,10)を現地の設計に応用する場合は、現地の波の不規則性を考慮する必要があるし、また現行の基準も考慮に入れる必要がある。例えば、図-8,9,10の H_0 を有義波高と考えて上記の考察を行なつて波力係数と $d/H_{01/3}$ の関係を導くことができるが、依然として縦軸の通過波高 H_1 にどの波高(有義波高か1/10最大波高かそれとも最大波高か)をとればよいのか問題は残る。この点に関してはつぎに応用実験を行なつて消波工設置後の波力公式の検討を行ない、公式に用いる波高を何にとればよいのか論議する。

海底勾配が1/50で、A型消波工を設置した場合の実験結果によれば、波力係数はほぼ0.8となつている。衝撃的な波の作用をうけている構造物前面にA型消波工を設置すれば、消波工のない場合は広井式で設計するところを、波力係数を1.0程度に考えて設計すればよいと考えられる。B型消波工の場合は、消波工の天端高より堤体本体の天端高の方が高くなり、海底勾配いかによつては、消波工によりおし上げられた碎波が直接直立壁に作用することになり、強大な波力をまねくことになりかねない。C型消波工の場合は、波力係数が1.5よりかなり大

きい値になり得るので問題にならない。

よつて、波力を十分に減殺させようとするれば、堤体天端高と同じ天端高の消波工（A型消波工）を設置して、強大な波力が直接直立壁に作用することがないようにするべきである。

ここで、前述した、記録された全波数が1000以上であればその内の最大波高が有義波高（設計波高）の1.86倍になり得ることの意味を考えてみよう。この1.86なる値はあくまでも統計上の値であつて、記録された全波数が1000以上であれば、その内の最大波高は必ず有義波高の丁度1.86倍になるということではない。統計上だいたい有義波高の2倍に近い最大波が生じる可能性があり得るということで、こうした最大波が生じないかも知れないし、わずか10波の観測値の中に最大波が生じるかも知れないのである。

4. 防波堤の安定性に関する応用実験

この章では、第3章に得られた消波工の波力減殺効果の実験結果にもとずいて、実際の防波堤を設計しその安定性に関して模型実験により検討を加えた。ここでとりあげた防波堤はマウンドの低い混成防波堤、マウンドの高い混成防波堤、および捨石防波堤である。

これらの防波堤の直立部は（捨石防波堤の場合はコンクリートキャップ）、自重によつて来襲する強大な波力に抵抗するわけで、その安定性の計算は水平方向の堤体滑動と防波堤の後端のまわりの転倒、ならびに支持力について行なわれる。ここでは支持力に関する考察は行なわないで、つぎに述べる方法により設計を行なつた。

直立部の設計にあつては、直立部底面に作用する揚圧力は考慮に入れないで浮力を静水面上1.25Hの高さまでとつた。また、消波工のない場合の直立部の設計は基礎実験で得られた波力を用いないで広井公式を用い、消波工を設置した場合の直立部には基礎実験で得られた波力が作用するものとした。例えば後に述べるように、マウンドの低い混成防波堤の直立部に作用する波力は消波工のないとき $d/H_0=1.14$ に対して図-10から波力係数1.8のものであるが、現行の設計基準である砕波に対する波力係数1.5をとつた。

4-1 マウンドの低い混成防波堤の安定性について

ここでは水路の特性から、防波堤の設置水深が-6mと-8mの場合について実験を行なつた。

〔I〕 防波堤設置水深が-6mの場合

(1) 消波工なしの混成防波堤について

設計条件をつぎのようにあたえる。（図-12参照）

設計条件；深海波高 $H_0=3.5\text{m}$

周期 $T=9\text{sec}$

前面海底勾配 $i=1/50$

防波堤天端高 $R=+4.5\text{m}$

堤設置水深 $h_0=-6\text{m}$

堤脚水深 $d=-5\text{m}$

根固め捨石天端の水深 $d'=-4\text{m}$

潮位 $\pm 0\text{m}$

その他、根固め捨石重量は800kgとし、コンクリートと捨石の摩擦係数を0.6とし、滑動、転倒に対する安全率は1.0とする。

この設計条件によれば、深海波形勾配 H_0/L_0 は0.0277であり、この波の砕波水深はIversenの結果によればほぼ4mとなる。根固め捨石天端の水深は-4mであるから、堤体に作用する波は砕波と考える。同じくIversenの実験結果によれば砕波高は3.6mとなる。よつて設計波は波高3.6mの砕波とする。

前面勾配1/50の実験結果（図-10）によれば、波消工のないときの波力係数は $d/H_0=1.14$ に対して1.8である。一方現行の設計要覧によれば砕波に対する波力係数は1.5であり、この実験では波力係数を1.5として直立部の設計を行ないその安定性をみることにした。堤体の単位体積重量を、 2.2t/m^3 、水の単位体積重量を 1.0t/m^3 とし、直立部天端（静水面上1.25Hの高さ）まで波圧 $1.5wH$ が作用するものとするれば、滑動に対して安定な必要最小堤体幅は7.5mとなる。堤体が転倒に対して安定であるための必要最小堤体幅を計算すると6.5mとなる。よつて、実験に採用する堤体幅を7.5mとする。

(2) 消波工設置後の混成防波堤について

設計条件は(1)と全く同じものを用い、消波工はA型消波工を設置するものとした。（ここで静水面におけるテトラポッド消波工の幅はテトラポッド4層幅である）A型消波工を直立壁前面に投入したときの実験結果（図-10）によれば、 $d/H_0=1.14$ のときの波力係数は0.7である。この係数を用いて滑動と転倒に対する安定計算を行なえばつぎのようになる。この場合波力は一様に堤体に作用するものと考えた。

滑動に対する安定計算から堤体幅は3.5m以上、転倒に対する安定計算から4.5m以上の堤体幅が必要であり、実験には4.5mの堤体幅を採用した。なお、消波工に使用するテトラポッド重量は便宜上8tとした。これはほぼ3m程度の波に耐え得るものである。

(3) 模型実験とその結果について

(1)(2)に設計された防波堤を模型縮尺を1/20として、安定性の検討を行なつた。図-12にその断面図を示す。消波工なしの場合の実験結果を表-3に、消波工設置後の

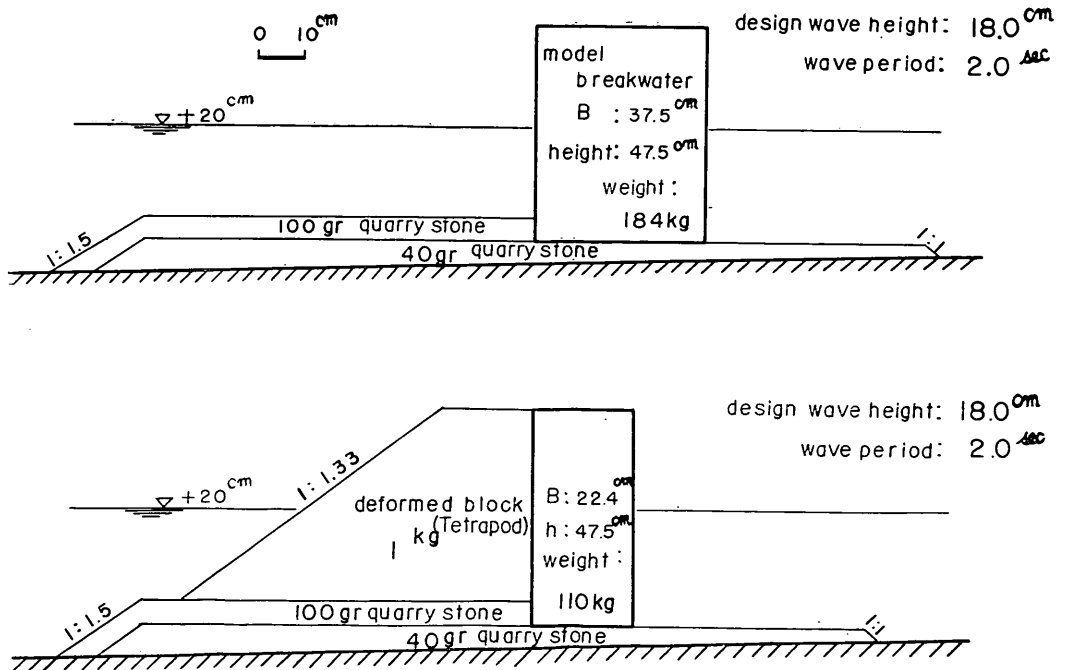


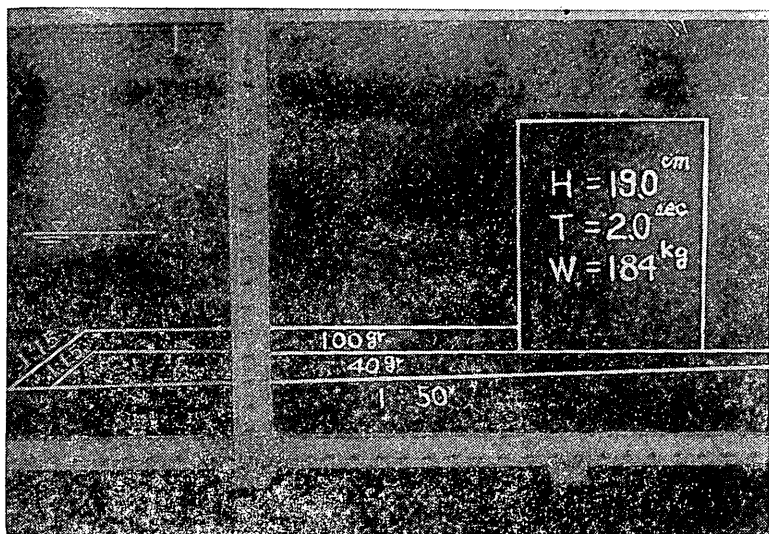
図-12 マウンドの低い混成防波堤断面図 ($h_0 = -6\text{m}$) Composit Breakwater with Low Mound

表-3 マウンドの低い混成防波堤 (消波工なし) の実験結果 ($h_0 = -6\text{m}$)

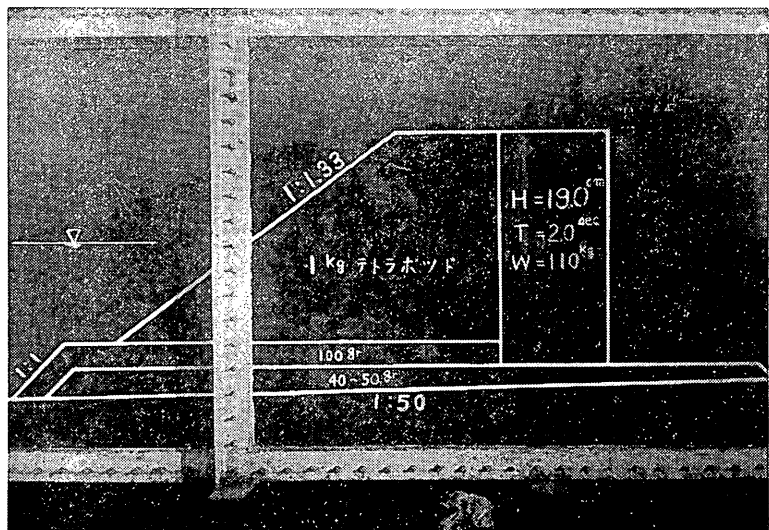
実験条件	根固め 捨石等	堤 体	そ の 他
$H_0 = 10.5\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	寄せ波、引き波時に2,3の捨石は不安定で動揺するが移動はしない。安定である。	安定。 600波の波の作用を受けたとき堤体の水平方向の滑動量は0.5mm程度である。	波は砕けず重複波的である。 振幅0.5mm程度のロツキングをくり返す。
$H_0 = 14.7\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	2,3の捨石は動揺をくり返すが安定である。	150波の作用を受けたとき0.5cm程度の滑動量を示すが、それ以後は安定である。	波は砕けず堤体の天端上に打ち上がる。
$H_0 = 17.5\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	2,3の捨石は動揺するが移動はしない。安定である。	300波の波の作用を受け約1cmの滑動をするが、540波後の滑動量も1cmで安定している。	この波は設計波である。波は堤体上部にかなり衝撃的に作用するが、完全砕波的ないり方ではない。
$H_0 = 19\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	捨石は安定である。	水平方向の移動量はつぎのとおりである。 60波後 1cm 150波後 1.2cm 360波後 2.3cm 510波後 5cm 570波後 7.3cm 堤体は滑動を続ける。	堤体のロツキング振幅は大きく7mmくらいである。 写真-8は510波目の波の来襲時の状況である。

表一四 マウンドの低い混成防波堤（A型消波工設置後）の実験結果（ $h_0 = -6\text{m}$ ）

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0 = 14.7\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。 ラトラボツドも安定である。	安定である。	波は重複波的である。
$H_0 = 17.5\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	10波目まで0.7cmの初期滑動をするが、それ以後は安定である。	これは設計波である。
$H_0 = 18.4\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	0.7cmの滑動をするが安定である。	
$H_0 = 19\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	300波の波の作用により、1.4cmの滑動をおこすが、1050波目でも滑動量は同じである。	写真一九に800波目の状況を示す。



写真一八 マウンドの低い混成防波堤の実験（510波目の状況）



写真一九 A型の消波工設置後の実験（800波目の状況）

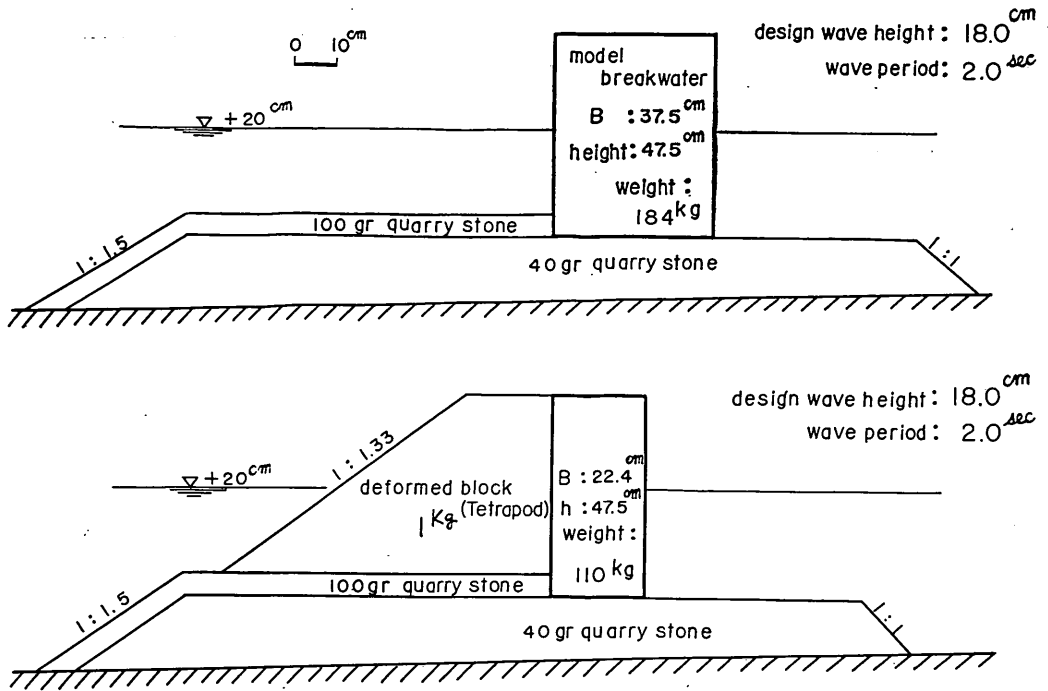


図-13 マウンドの低い混成防波堤断面図 ($h_0 = -8\text{m}$) Composit Breakwater with Low Mound.

表-5 マソドの低い混成防波堤（消波工なし）の実験結果 ($h_0 = -8\text{m}$)

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0 = 14\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	0.5cm の初期滑動はあるが安定である。	重複波的である。
$H_0 = 18.5\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	滑動量はつぎのとおりである。 8波目 0.8cm 40波目 2.1cm 200波目 2.7cm 300波目 3.1cm 390波目 3.9cm 堤体後端はマウンド中に沈下する。390波目の沈下量は1.2cmである。堤体は390波目以降は安定である。	この波は設計波よりもわずかに大きい波である。
$H_0 = 20\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	滑動量は210波後に4.4cmで沈下量は1.3cmである。安定することなく滑動を続ける。	
$H_0 = 23\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	240波目で滑動量は9.8cm、沈下量2.1cmで、大きく滑動を続ける。	

表一六 マウンドの低い混成防波堤（A型消波工設置後）の実験結果（ $h_0 = -8\text{m}$ ）

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0 = 14\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。 1 : 1 勾配部の捨石は引き波により滑落する。安定勾配は 1 : 2 である。	安定である。	
$H_0 = 18.5\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。	安定である。	この波は設計波高より大きい波である。
$H_0 = 20\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。 テトラポッドは1つ滑落する。	安定である。	波の周期と同じ周期のロッキングをするが、移動はしない。振幅は0.5mm程度である。
$H_0 = 23\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。 静水面附近のテトラポッドは下方に滑落する。	20波目で0.4cm、150波目で0.6cmの滑動をする。わずかに堤体は傾斜している。	テトラポッド層上で波はまき砕け波となる。
$H_0 = 24.5\text{cm}$ $T = 2.0\text{sec}$	安定である。 静面附近のテトラポッドは下方に滑落する。	32波目に転倒する。	

場合の実験結果を表一四に示す。

これらの実験では、後に述べるマウンドの高い混成防波堤や捨石防波堤の実験でも同様であるが、波を数多く作用させた。堤体からの反射波が再び造波板から反射されて波がゆがんでも、堤体の滑動状況が大幅にかわることは観察できなかつたし、堤体の致命的な滑動や転倒が、来襲波が設計波と大きくかけはなれたものでなければ、ただの1波によつて起きるものでなく序々に進行するものであることから、数多くの波を作用させた。

〔Ⅱ〕 防波堤設置水深が -8m の場合（図一13参照）
設計条件には〔Ⅰ〕に使用したものをを用いた。ただ防波堤の設置水深を -8m としただけである。したがつて、模型堤体等はすべて〔Ⅰ〕に使用したものをそのまま用いた。模型縮尺を1/20とし、図一13に断面図を示している。表一五と表一六にそれぞれ消波工のない場合と設置後の場合の実験結果を示す。なお、〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕で使用した模型堤体はモルタル製のものである。

〔Ⅲ〕 実験結果に対する考察

まず、消波工なしの直立部の安定性について実験結果を表一三と表一五にみれば、設計波より小さい波に対しては安定であり、設計波と考えられる波の作用をうけると初期滑動はするが、すぐに安定状態となる。設計波より大きい波が来襲すると1波によつて大きく滑動することはないが、堤体は滑動を続ける。一方消波工設置後の場合は設計波よりかなり大きい波に対しても安定である。この場合の実験結果は表一四と表一六に示してい

る。

消波工なしの場合は安定性の余裕はほとんどないようである。すなわち、設計波高より5%程度大きい波高の波の作用によつても堤体は滑動を続ける。消波工設置後の場合は、設計波高より30%程度大きい波高の波に対しても安定であり、安定性にはかなりの余裕がある。

ここで消波工なしの場合に安定性の余裕が小さく、消波工設置後の場合に安定性の余裕の大きい意味を考えてみよう。消波工なしの場合の直立部の設計は現行の設計基準をもとに広井式を使用した。しかし、基礎実験の結果をみるとこの場合波力係数は1.8であり、この波力係数の差だけ安定性の余裕がなくなつたと考えることができる。波力係数1.8とした場合の必要堤体幅は9mであり、模型実験に使用した7.5m幅のケーソンのかわりに9m幅のケーソンを使用すれば安定性の余裕が増加することは確実である。

4-2 マウンドの高い混成防波堤の安定性について

〔Ⅰ〕 消波工なしの場合

設計条件をつぎのようにあたえる。（図一14参照）

設計条件；深海波高 $H_0 = 3.0\text{m}$

周期 $T = 9\text{sec}$

前面海底勾配 $i = 1/50$

防波堤天端高 $R = +2.9\text{m}$

堤設置水深 $h_0 = -9.1\text{m}$

堤脚水深 $d = -3.1\text{m}$

潮位 $\pm 0\text{m}$

その他、根固め捨石重量は800kgとし、コンクリートと捨石の摩擦係数を0.6とし、滑動、転倒に対する安全率は1.0とする。

この設計条件によれば、防波堤設置位置における通過波高は $h_0/L_0=0.072$ のとき $H/H_0=0.97$ であるから、2.9mとなる。また、 $d/H_1=1.1 < 2.0$ であるから設計波は波高2.9mの碎波である。よつて、波力係数1.5（図10で $d/H_0=1.03$ に対する消波工なしの場合の波力係数）の波力が堤体の天端まで一様に作用するものとする。直立部が滑動に対して安定であるためには堤体幅は6m以上必要であり、転倒に対して安定であるためには4.7m

以上の堤体幅を必要とする。よつて、堤体が滑動と転倒に対して安定であるためには6mの堤体幅を必要とする。

模型縮尺を1/20とし、潮位を設計潮位のほかに2種類、 -1m と -2m についても同じ断面の実験をした。なお堤体模型は幅30cm、高さ30cm、重量98kgのものとなるが、ここでは幅20cm、高さ30cm（パラベットをつけて）の模型堤体を使用し重量98kgとした。これらの実験結果を表一7～表一9に示す。ここで現地の潮位 $\pm 0\text{m}$ 、 -1m 、 -2m はそれぞれ模型の潮位 $+15.5\text{cm}$ 、 10.5cm 、 5.5cm 対応する。

表一7 マウンドの高い混成防波堤（消波工なし）の実験結果

$T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+15.5\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0=10.8\text{cm}$	安定である。	安定である。	重複波的な波の作用をうけ、直立部壁面への遡上高は丁度天端までである。
$H_0=16\text{cm}$	安定である。	安定である。	これは設計波高より大きい波である。波は天端高上 $+5\text{cm}$ 打上り、越波となる。
$H_0=23\text{cm}$	前面捨石の不安定なもの3、4個マウンドから滑落するが、安定である。	200波目で 1cm 滑動し、500波目で 1.6cm 滑動する。マウンドへの沈下があり、直立部は傾斜する。不安定。	越波量は非常に大きく、伝達波高は 10cm もある。 写真一〇参照

表一8 マウンドの高い混成防波堤（消波工なし）の実験結果

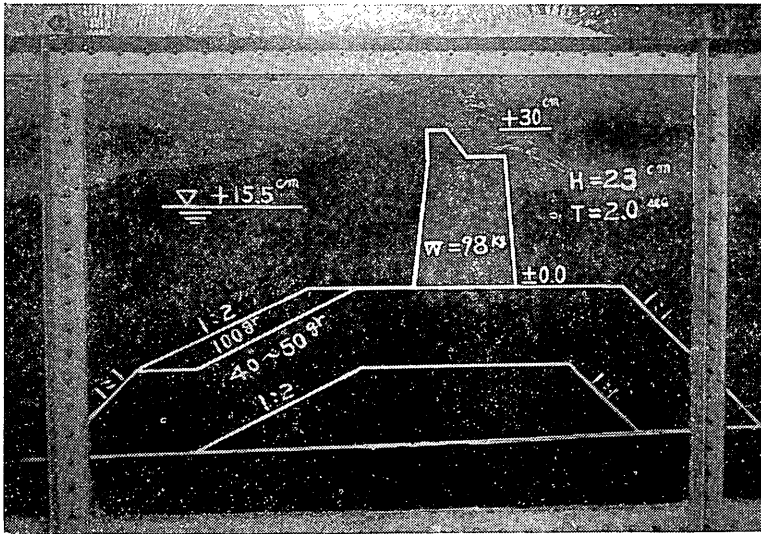
$T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+10.5\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0=14\text{cm}$	不安定な根固め捨石は2、3個滑落する。安定である。	安定である。	根固め捨石天端上で碎波となり、かなり衝撃的に作用する。
$H_0=18.5\text{cm}$	捨石は15波目までに10個くらい滑落する。	100波目で 0.3cm くらい滑動するが安定である。	越波量は多く伝達波高は 5cm くらい。
$H_0=20\text{cm}$	前面の 100g 捨石は大量に滑落する。	40波で 0.7cm 、130波で 0.8cm の滑動量を示すが安定となる。	越波量は非常に多い。 写真一一参照
$H_0=23\text{cm}$	捨石は大量に滑落し $1:2$ よりゆるやかな一様勾配となる。	200波目の滑動量は 1.3cm で、安定となる。	越波量は多量、
$H_0=24.5\text{cm}$	越波により、堤体背後の捨石は洗われ落下する。前面捨石は簡単に沖にもつていかれる。	200cm波で 4cm 、260波で 10cm くらい滑動し、マウンド中に直立部はくいこみ、マウンドを落ちる。	越波量多量

表一 9 マウンドの高い混成防波堤（消波工なし）の実験結果

$T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+5.5\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0=10.5\text{cm}$	2,3の捨石はマウンドを滑落するが、安定である。	安定である。	堤前の根固め捨石マウンド上でまき砕け波となるが、かなりゆるやかに堤体に衝突する。越波は少ない。
$H_0=14.7\text{cm}$	寄せ波、引き波より捨石は動揺しているが、安定である。	安定である。	堤前でまき波となるが、あたり方はかなりゆるやかである。越波量は非常に大きい。
$H_0=17.5\text{cm}$	引き波によりマウンド捨石は大量に仲側にとられ、堤前趾から1:2くらいの勾配におちつく。	堤体は滑動をくり返し、500波後にマウンド背後に転倒する。	天端上でまき砕け波となり、かなり衝撃的に作用する。前面のマウンド捨石が沖側に滑落して、前面条件が変わるため、波のあり方も変化し、より衝撃的になる。 写真一12参照



写真一10 マウンドの高い混成防波堤の実験（200波目の状況、潮位15.5cm）

〔II〕 消波工設置後の場合

消波工としてB型消波工を使用した。（消波工の静水面における幅はテトラポッド3層幅である）ここで問題なのはマウンドの高い混成防波堤の直立部に、マウンドのない基礎実験の結果がそのまま利用できるかということである。まず、図一10を利用して波力係数を算出するときの d/H_0 の d としてどの水深をとるか、 d として堤脚水深をとればB型消波工の場合 $d/H_0=1.03$ で波力係数は0.9であり、 d として堤体設置水深をとれば

$d/H_0=3.0$ で波力係数はほぼ1.1である。また d として上記の中間の水深をとれば波力係数は1.3にもなり得る。マウンドの低い混成防波堤の直立部に作用する波力係数の算定の場合は d/H_0 の d として堤脚水深をとつたが、堤設置位置の水深をとつても d/H_0 に大きい差は出てこないから、波力係数も d のとり方によつてそれほどかけはなれたものとはならなかつた。マウンドが高くB型消波工を使用する場合は、 d/H_0 の d にどこの水深をとるかによつて大きく波力係数がかわる。こういった不明

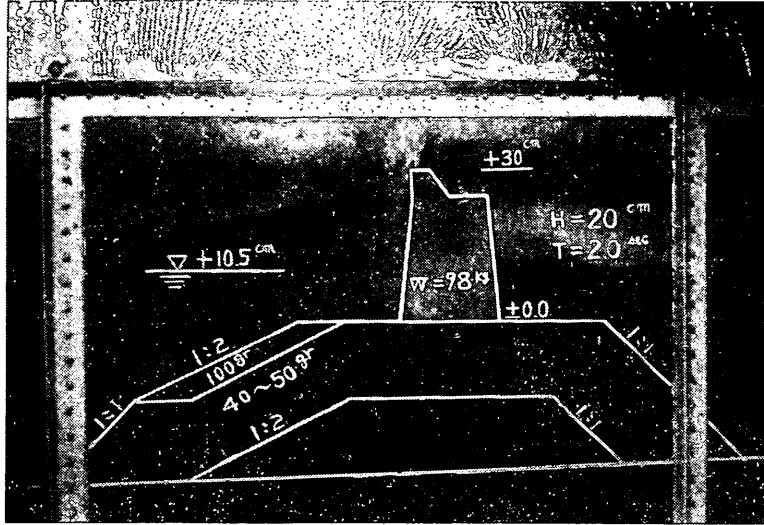


写真-11 マウンドの高い混成防波堤の実験（200波目の状況、潮位+10.5cm）

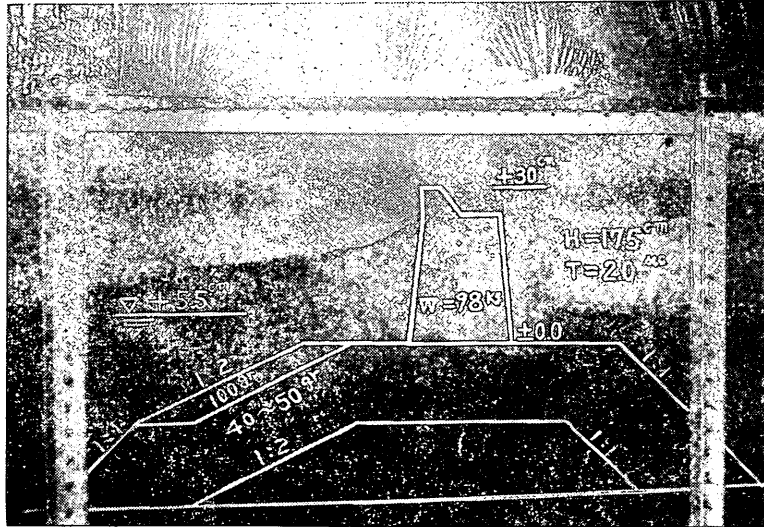


写真-12 マウンドの高い混成防波堤の実験（500波目の状況、潮位+5.5cm）

確な点はあるがこの場合の波力係数として一応0.9と1.3の平均値である1.1を採用し、この波力が直立部に一様に天端まで作用するものとした。また前面に投入する消波ブロック重量は8tであるとすした。その他の条件は全く〔I〕と同様である。

滑動に対する安定計算から4.5m、転倒に対する安定計算から4mの堤体幅を必要とする。よつて実験にとり入れた堤体幅は4.5mである。図-14にその断面図を示す。堤体模型は〔I〕と同様に模型縮尺を1/20とすれば、幅22.5cm、高さ30cm、重量76kgのものとなるが、ここでは〔I〕に使用した模型堤体（コンクリート製）を用い、

重量を76kgにあわせた。これらの実験結果を表-10, 11, 12に示す。

〔Ⅲ〕 実験結果に対する考察

実験結果を表-7～表-12にみれば、この実験にとりいれたどの潮位に対しても、設計波高には十分耐えることがわかる。

消波工なしの場合の堤体の滑動状況はつぎのようである。まず、潮位+15.5cmの場合は設計波高より70%程度大きい波の作用で滑動を開始し、堤体はマウンド背後においやられる。潮位+10.5cmの場合は設計波高より60%程度大きい波の作用で滑動し、潮位+5.5cmの場合は設

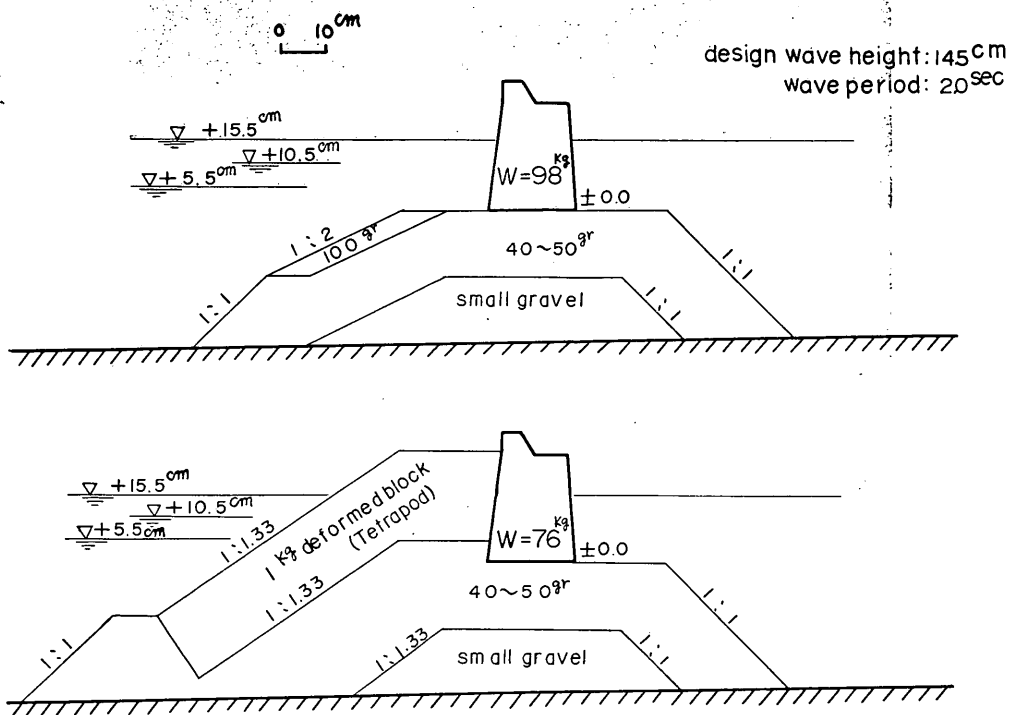


図-14 マウンドの高い混成防波堤断面図 Composite Breakwater with High Mound.

表-10 マウンドの高い混成防波堤 (B型消波工設置後) の実験結果
 $T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+15.5\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0=10.8\text{cm}$	安定である。	安定である。	波はテトラポッド層でゆるやか砕け波となる。
$H_0=16\text{cm}$	安定である。	安定である。	波はゆるやかに作用する。
$H_0=23\text{cm}$	安定である。	150波後に1.5cm、300波後に3.5cmの滑動をし、マウンド中に沈下して転倒状態となる。	波はかなりはげしく砕けて、堤体上部に作用する。 写真-13参照

表-11 マウンドの高い混成防波堤 (B型消波工設置後の実験結果)
 $T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+10.5\text{cm}$

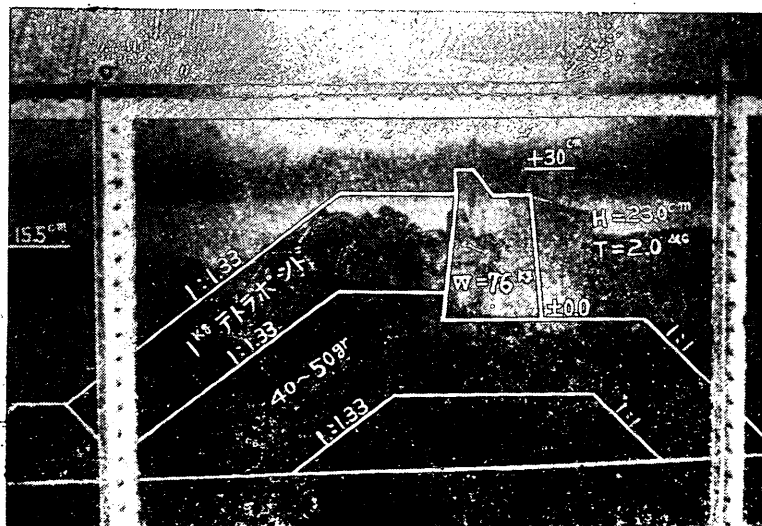
実験条件	根固め捨石等	堤体	その他
$H_0=14\text{cm}$	安定である。	安定である。	テトラポッド層内で波は砕けるが波あたりは弱い。
$H_0=18.5\text{cm}$	安定である。	10波目までに0.6cm程度の滑動をするがそれ以後は安定する。	越波わずかにあり。

$H_0=20\text{cm}$	安定である。	150波後滑動量は2.2cmで、マウンド内に直立部が入りこむ。沈下量 1.5cm。直立部は安定することなくマウンド背後におちる。	越波量はかなり大きい。写真—14参照
$H_0=23\text{cm}$	安定である。	直立部はスライドし、 $H=20\text{cm}$ の場合と同様にマウンド背後におちる。	越波量は多量である。
$H_0=24.5\text{cm}$	テトラポッド1つ滑落する。それ以後安定である。	480波後に直立部は倒れる。	テトラポッド層上を流れとなり、越波量は多い。

表—12 マウンドの高い混成防堤（B型消波工設置）の実験結果

$T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+5.5\text{cm}$

実験条件	根固め 捨石等	堤 体	そ の 他
$H_0=14.7\text{cm}$	安定である。	安定である。	
$H_0=17.5\text{cm}$	安定である。	10波目までに0.2cmの滑動をするが安定である。	写真—15参照
$H_0=19\text{cm}$	安定である。	300波後に4.5cm、390波後に7cm、750波後に8.9cmのスライドをして、安定することなくマウンド背後におちる。	テトラポッド層内ではげしい碎波となる。



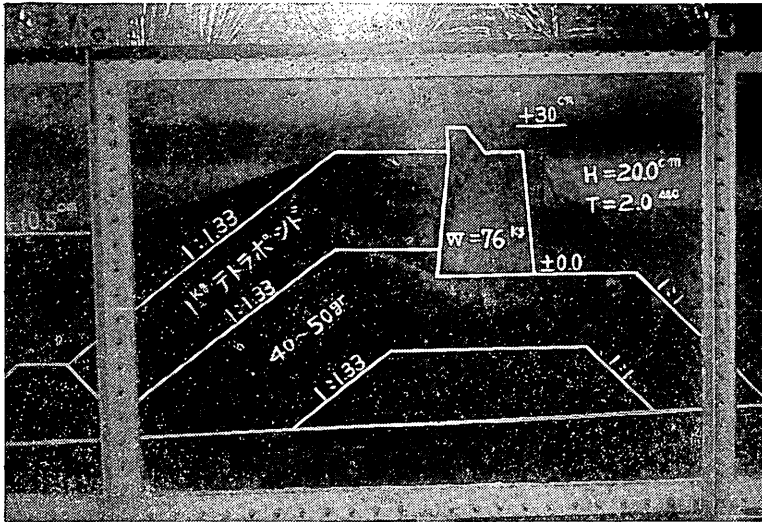
写真—13 B型消波工設置後の実験（300波目の状況、潮位+15.5cm）

計波高より20%大きい波により滑動を始める。つぎに消波工設置後の場合は潮位+15.5cm、+10.5cm、+5.5cmに対してそれぞれ60%、37%、30%程度設計波高より大きい波にまで直立部は抵抗できる。いずれの場合にも安定

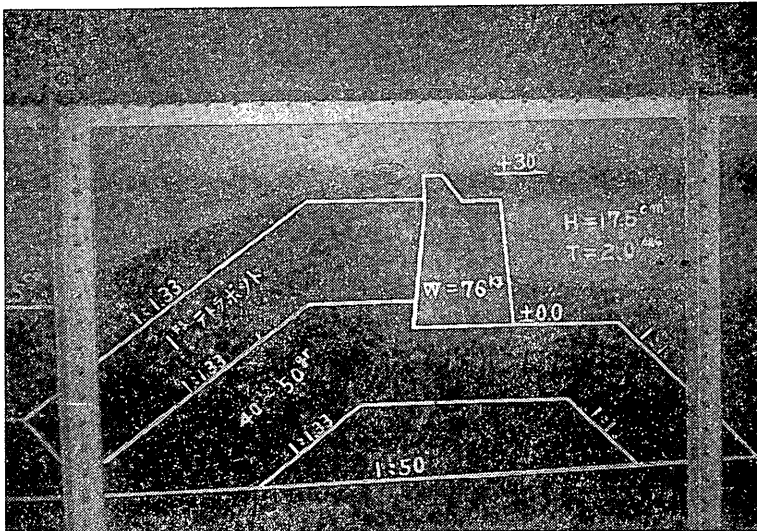
性に余裕があるようである。

4—3 傾斜防波堤の安定性について

ここでは傾斜防波堤の被覆層背後に設置されたコンクリートキャップの安定性について考察を行なう。設計条



写真—14 B型消波工設置後の実験（150波目の状況、潮位+10.5cm）



写真—15 B型消波工設置後の実験（150波目の状況、潮位+5.5cm）

件はつぎのとおりである。（図—15参照）

設計条件；深海波高 $H_0=3.5\text{m}$

周期 $T=11\text{sec}$

前面海底勾配 $i=1/50$

堤設置水深 $h_0=-12\text{m}$

マウンド天端高 $R'+1.5\text{m}$

コンクリートキャップ天端高 $R+6\text{m}$

被覆層天端高 $=+6\text{m}$

その他、テトラポッド重量等は模型に使用した重量を現地に逆算すればつぎのようになる。このケースでは模型縮尺を1/30とした。前面根固め捨石重量は 14~15ton,

テトラポッド重量は 27ton, マウンド第一層捨石重量は27ton, マウンド第2層捨石重量は1.3tonである。潮位は+3mであるが, +1.5と±0mの場合についても実験を行なった。

この設計条件によれば, 堤設置位置の通過波高は潮位が±0mの場合でも+3mの場合でもほぼ3.4mとなる。したがって傾斜防波堤に作用する波は波高3.4mの碎波である。この場合も波力係数として何をとりか問題となるところがあるが, 第2節の場合と同様にして平均値0.8 (A型消波工の場合) をとる。(消波工の静水面における幅は潮位によつて多少異なるが, テトラポッド1層

幅～1.5層幅である)この波力がコシクホードキャップに
 一様に天端まで作用するものとして設計すればつぎのよ
 うになる。滑動に対する安定計算から堤体幅は3.8m 必
 要であり、転倒に対しては3.2 mを必要とする。実際には
 堤体幅3.8mをとつた。断面図を図-15に示す。実験

結果は表-13～表-15に示されている。なお、この場合
 の模型コンクリートキャップは木製とした。また木と捨
 石との摩擦係数はコンクリートと捨石との摩擦係数より
 大きいと考えられるがこの実験では0.6とした。

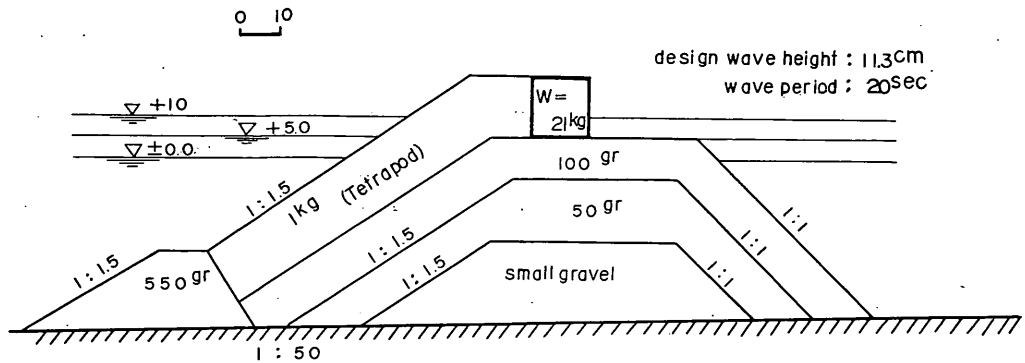


図-15 傾斜防波堤断面図 Rubble Mound Breakwater

表-13 捨石防波堤の実験結果

$T=2.0\text{sec}$ $W.L.=\pm 0\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	コンクリートキャップ	その他
$H_0=6.5\text{cm}$	安定	安定	波高が小さくて問題にならない。
$H_0=11.5\text{cm}$	安定	安定	波高が小さい。
$H_0=16\text{cm}$	安定	安定	波はテトラポッド層内で砕けてしまうが、堤体に作用する波のあたり方は非常にゆるやかである。
$H_0=18.5\text{cm}$	安定	安定	テトラポッド被覆層上で碎波となり、コンクリートキャップの高さの2/3くらいまで作用する。
$H_0=20\text{cm}$	安定	安定	波は丁度コンクリートキャップ天端まで作用する。
$H_0=23\text{cm}$	安定	8波目で0.3cmの移動をする が、それ以後は200波かけても安定である。	わずかに天端上を流れとなって越波する。

表-14 捨石防波堤の実験結果
 $T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+5\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	コンクリートキャップ	その他
$H_0=10.8\text{cm}$	安定	安定	波が小さく、コンクリートキャップの丁度半分の高さまで波は作用する。
$H_0=12\text{cm}$	安定	安定	丁度コンクリートキャップの天端まで作用する。
$H_0=23\text{cm}$	安定	滑動状況はつぎのとおりである。 18波目で0.5cm、100波後に3.5cmそれ以後滑動を続ける。	コンクリートキャップ上を厚さ2cmの流れとなつて越波する。 写真-16に200波後の滑動状況を示す。

表-15 捨石防波堤の実験結果
 $T=2.0\text{sec}$ $W.L.=+10\text{cm}$

実験条件	根固め捨石等	コンクリートキャップ	その他
$H_1=5.8\text{cm}$	安定	安定	波が小さい。越波なし
$H_1=10.5\text{cm}$	安定	安定	波は丁度天端まで遡上する。
$H_1=16\text{cm}$	安定	安定	
$H_1=18.1\text{cm}$	安定	滑動がはげしく50波目でマウンド背後に落下する。	大きく越波する。 伝達波高8cm
$H_1=21\text{cm}$	安定	30波で完全に堤体背後に転落する。	大きく越波する。 伝達波高は大きく約10cm。

潮位が±0cmのときは設計波高より25%程度大きい波の作用にも抵抗でき、潮位が+5cmになれば設計波高より30%程度大きい波により滑動を開始する。また、潮位が+10cmの場合は設計波高より5%程度大きい波の作用をうけても安定である。

5. 消波工のある場合の波力公式について

我々は基礎実験により得られた結果をもとにして、マウンドの低い混成防波堤、マウンドの高い混成防波堤、ならびに傾斜防波堤の安定性を実験的に検討してきた。その結果、波力減殺の観点から消波工を堤前面に設置するときは、消波工の天端高と堤体の天端高が一致するようになる必要がある、基礎実験にとり入れた3つの消波工のうちではA型消波工（静水面の消波工幅は異形ブロック4層幅）とすることが望ましく、このとき直立部に

作用する波力は、 $p=1.0wH$ （ここに H は堤設置位置の通過波高）と考えればよいことが判明した。しかし、ここで問題となるのは、堤設置位置での通過波高とは何かということである。特に規則波実験の結果を現地へ応用する場合は、模型水路内での波が現地でのどの波に相当するかが問題となる。堤体が現地での不規則波群に対して安定であるためには、不規則波群中の最大波に対して安定でなければならない。したがって、単純に規則波実験の結果を現地に応用するときは、模型水路内での波は現地の最大波に相当するものと考えなければならない。

波高 H のとり方は後に論議するとして、基礎実験、応用実験の結果からA型消波工を直立防波堤の前面に設置したときの波力公式として次式を提唱する。外力のとり方は図-16のとおりである。

$$p=1.0wH_{1/3}$$

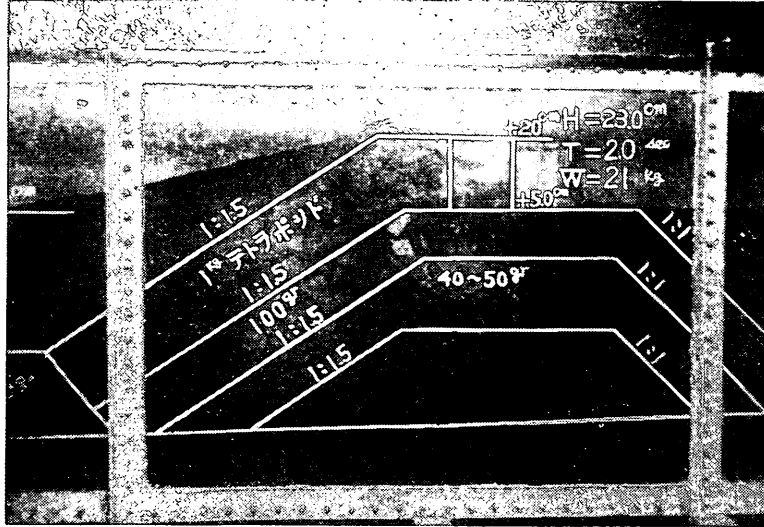


写真-16 傾斜堤の実験 (200波目の状況)

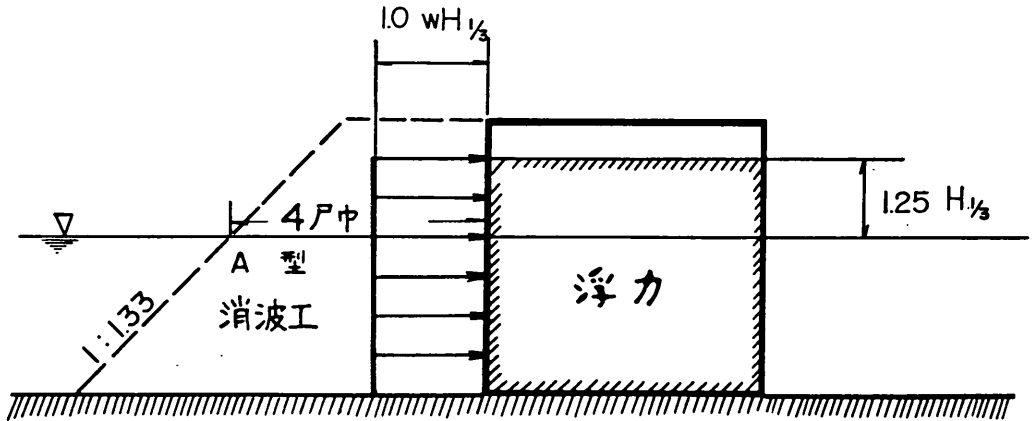


図-16 外力のとりかた Force acting on vertical wall

ここに、 p ; A型消波工をおいた場合の直立壁に作用する波力 (t/m^2), w ; 海水の単位体積重量, $H_{1/3}$; 堤設置位置の有義波高である。

まず、単純に基礎実験で得られた結果に考察を加えてみよう。図-8, 9, 10によれば消波工のない場合に直立壁に作用する砕波の波力は前面の海底勾配によつて異なるが、波力係数は1.5より大きい。波力係数が1.5よりも大きい波力の作用する直立壁の前面にA型消波工(静水面で4層幅)を設置すれば、波力係数はほぼ1.0以下になる。

実際の設計にあつては、直立壁に作用する砕波力は広井式 $p=1.5wH$ を用い、 H には有義波高をとつている。有義波高を用いて広井式で設計したマウンドの低い防波堤の直立壁は来襲する有義波より大きい波に対しても十分抵抗しうることが実験的に検証された⁷⁾ ことを参

考にして、上記の基礎実験の結果を考慮すれば、A型消波工を直立壁前面に設置したとき直立壁に作用する波力は $p=1.0wH_{1/3}$ と考えることができよう。

つぎに応用実験の結果を分析してみる。A型消波工を使用したマウンドの低い混成防波堤と傾斜防波堤の実験では直立部の設計波力係数をそれぞれ0.7, 0.8とした。こうして設計された直立部はすでに示したように設計波より大きい波の作用にも安定していた。すなわち、マウンドの低い防波堤の場合は設計波高より30%程度大きい波に対しても安定であり、このことは1.3H_{design} に対して堤体は安定であることを物語るものである。同様に考えれば傾斜防波堤の場合は潮位の高低に応じて、潮位が+3mのとき1.05H_{design} まで、+1.5mのときは1.30H_{design} まで、±0mのときは1.35H_{design} までコンクリートキャップは抵抗できると云えよう。さらに応

用実験ではA型消波工を設置して波力係数を0.7とか0.8にとつたが、我々の提唱する波力係数は1.0であることから、ここにも安全側の要素が加わってくるわけで、マウンドの低い場合は $1.0/0.7=1.43$ 、傾斜防波堤の場合は $1.0/0.8=1.25$ の余裕があることになる。そこで応用実験の結果の安定性の余裕とこの波力係数の余裕が全体としての余裕であると考えれば、マウンドの低い防波堤に対しては、 $1.3H_{design} \times 1.43=1.86 \times H_{design}$ 、傾斜防波堤のときの潮位+3mのとき、 $1.05H_{design} \times 1.25=1.31H_{design}$ 、潮位+1.5mのときは $1.3H_{design} \times 1.25=1.62H_{design}$ 、潮位±0mのときは $1.35H_{design} \times 1.25=1.69H_{design}$ の波まで直立部は抵抗できるといえる。ここで H_{design} は基礎実験、実用実験に使用した水路内での規則波の波高であり、これを有義波高 $H_{1/3}$ と考えれば、マウンドの低い混成防波堤のとき $H_{max} \leq 1.86H_{1/3}$ の範囲内の最大波高に対して直立部は安定していると考えることができる。同様な言い方をすれば、傾斜堤のコンクリートキャップは潮位+3mのとき $H_{max} \leq 1.31H_{1/3}$ 、+1.5mのとき $H_{max} \leq 1.61H_{1/3}$ 、±0mのとき $H_{max} \leq 1.69H_{1/3}$ の範囲内の最大波高に耐え得るということになる。

最大波高 H_{max} と有義波高 $H_{1/3}$ の関係は統計的に観測される波数によつて係数は異なるが、波数 N が1000のときは $H_{max}=1.86H_{1/3}$ の関係があるといわれている。したがつて上記のマウンドの低い混成防波堤の場合に有義波高 $H_{1/3}$ で設計された防波堤は $H_{max}=1.86H_{1/3}$ まで耐え得るということであるから H_{max} として $1.86H_{1/3}$ 以上の波が作用すればこの防波堤は滑動ないし転倒することになる。しかしながら波数 N が1000のとき $H_{max}=1.86H_{1/3}$ なる値は深海におけるものであり、防波堤の設置される水深とそこに来襲する波高との関係を考えれば必ずしも $H_{max}=1.86H_{1/3}$ とか $H_{max}=2H_{1/3}$ とかの関係をみだす必要はない。すなわち、ある水深が規定されればその水深に起り得る波高は水深により制限をうけ、いわゆる限界波高 H_b なるものは水深の0.8~0.9倍(前面海底勾配が1/50よりゆるやかなとき)であるから $H_{max}=2H_{1/3}$ とか $H_{max}=1.86H_{1/3}$ とかの関係をみだす最大波高は防波堤設置位置では起り得ないということにもなるわけである。例えば、防波堤の設置水深を仮りに12mとし、来襲する有義波高を6mとすれば、限界波高は $H_b=(0.8\sim 0.9) \times 12m=9.6\sim 10.8m$ であり、 $H_{max}=1.86H_{1/3}$ を満たす最大波高は11.2mであるから、この最大波は防波堤設置位置より沖側で砕けてしまい設置位置では9.6m~10.8mの波高になるわけである。したがつてこの場合は $H_{max} \leq 1.80H_{1/3}$

であればよいことになる。

以上のように考えてみると、マウンドの低い混成防波堤の場合は $p=1.0\omega H_{1/3}$ として設計しても十分に最大波高に抵抗できると云えるが、傾斜堤のコンクリートキャップは潮位の高いときは $H_{max} \leq 1.31H_{1/3}$ という関係であるから $p=1.0\omega H_{1/3}$ で設計した場合に最大波($H_{max} \leq 1.31H_{1/3}$)に抵抗できるとは云えない。

よつて、我々は直立防波堤あるいは直立防波堤に近いマウンドの低い混成防波堤の場合のみ、前面にA型消波工(静水面での消波工幅は4層幅とする)を設置したとき波力は $p=1.0\omega H_{1/3}$ に下げると結論する。傾斜堤の場合は $H_{max} \leq 1.86H_{1/3}$ を満足するように波力係数を決めれば1.42となるので、コンクリートキャップの設計は前面にA型消波工(消波工の静水面での幅は1~1.5層幅)があつても波力は減殺されないと考えなければならぬであろう。

マウンドの高い混成防波堤の場合はB型消波工を使用したので何とも結論できないが、応用実験における安定性の余裕がそれほど大きくないことから波力は $p=1.0\omega H_{1/3}$ では小さすぎるようである。波力係数は1.0と1.5の間にあるようである。

6. 結 論

実験により得られた結果を列記すればつぎのようである。

(1) 波力減殺の観点から消波工を堤体前面に投入するときは、消波工の天端高と堤体との天端高を一致させ、さらに静水面での消波工幅を異形ブロック4層幅とする必要がある。この実験にとり入れた3つの消波工のうちでは、A型消波工とするのが望ましい。

(2) A型消波工(静水面における消波工幅は異形ブロック4層幅)を設置すれば直立防波堤やマウンドの低い混成防波堤の直立部に作用する波力は $p=1.0\omega H_{1/3}$ である。

(3) 傾斜防波堤のコンクリートキャップに作用する波力は消波工を設置しても $p=1.5\omega H_{1/3}$ と考えなければならぬ。

(4) C型消波工のように、消波工天端が水面より下にあるような消波工は全く意味がない。かえつて碎波を助長し、あるいは波を上方におし上げて強大な波力をまねくことになる。

(5) B型消波工も前面の海底勾配によつては、波力がかえつて増加する場合があるので望ましくない。

7. あとがき

この報告作成にあたり有益な助言を載だいた伊藤喜行防波堤研究室長、合田良実模型試験課長に深謝の意を表す。また実験の遂行にあたり、特に計測関係の有益な助言を載だいた原中祐人主任研究官ならびに図面の作成に協力された北畑正記技官に対して深謝するものである。

参 考 文 献

- 1) 合田良実, “鼠ヶ関港西防波堤に関する波圧実験について” 防波堤研究室資料 No. 2 (昭和35年9月)
- 2) 森平倫生, “F₂ 護岸に作用する波圧について” 防波堤研究室資料 No. 14 (昭和38年4月)
- 3) 林泰造, 服部昌太郎, 林憲吉, “砕波の波圧と力積” 第5回海岸工学講演会講演集, (1958, 11)
- 4) Hisashi Mitsuyasu, “Experimental Study on Wave Force against a Wall”, Report of Transportation Technical Research Institute, No.47 (1962, 2)
- 5) 4)に同じ
- 6) 4)に同じ
- 7) 伊藤喜行, 藤島睦, 北谷高雄, “防波堤の安定性に関する研究” 港研報告 第5巻14号, 1966年9月 (昭和42年3月29日受付)