

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. 29 NO. 2 JUNE 1990

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第29巻 第2号 (Vol. 29, No. 2), 1990年6月 (June 1990)

目 次 (CONTENTS)

1. 斜め入斜波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究
.....高橋重雄・木村克俊・谷本勝利..... 3
(Stability of Armour Units of Composite Breakwater Mound against
Oblique Waves.
.....Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA
and Katsutoshi TANIMOTO)
2. 碎波帯内の底質粒度の変動特性
——波崎海洋研究施設における現地調査——
.....加藤一正・柳嶋慎一・栗山善昭・磯上知良・村上裕幸・藤田 誠.....37
(Changes of Grain Distribution of Bed Material in the Surf Zone
——Field Observation at Hazaki Oceanographical Research Facility——
.....Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Yoshiaki KURIYAMA,
Tomoyoshi ISOGAMI, Hiroyuki MURAKAMI and Makoto FUJITA)
3. 粘性土の水平方向圧密係数の決定法
.....小林正樹・水上純一・土田 孝.....63
(Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation c_h
.....Masaki KOBAYASHI, Jun-ichi MIZUKAMI and Takashi TSUCHIDA)
4. 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性
.....善 功企・山崎浩之・佐藤 泰.....85
(Strength and Deformation Characteristics of Cement Treated
Sands Used for Premixing Method
.....Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO)
5. 低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力
.....寺師昌明・北詰昌樹... 119
(Bearing Capacity of Clay Ground Improved by Sand Compaction
Piles of Low Replacement Area Ratio
.....Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
6. 曲げおよびせん断を受けるハイブリッドはりの耐力特性
.....横田 弘・清宮 理... 149
(Load Carrying Capacity of Hybrid Beams Subjected to Flexure
and Shear Forces.....Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)
7. ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験とその解析
.....風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治... 177
(Model Vibration Tests for the Seismic Earth Pressure Acting
on the Rigid Caisson Foundation and Its Analyses
.....Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI and Kohji OHTSUKA)

1. 斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の 安定性に関する実験的研究

高橋 重雄*・木村 克俊**・谷本 勝利***

要 旨

斜め入射波に対する混成堤マウンド被覆材の安定重量については標準的な算定法が定まっていなく、設計上の技術課題のひとつとされている。また、混成堤堤頭部については、斜め入射はもちろん直入射の場合についても安定重量の算定法は明確ではない。本報告ではまず、マウンド被覆材の安定重量がマウンド近傍での流速に依存し、基本的にはその6乗に比例することを示し、流速に基づいて安定重量を算定する方法を提案した。発生流速の定式化には、堤幹部での斜め入射波に対しては微小振幅波理論、堤頭部については数値波動解析法による計算結果を用いた。

次に平面模型実験を実施して、斜め入射波によって堤幹部および堤頭部のマウンド近傍で生ずる流れの特性を明らかにするとともに、流速の理論や計算の妥当性を検討した。さらに、波向きとマウンド被覆材の重量を変化させて安定実験を行い、提案した算定方法の妥当性を確認した。

堤幹部に斜め入射波が作用する場合には、ケーソン前面のマウンド水平部で被覆材が移動し易い。とくに入射角が 60° 程度になると、直角入射の場合より安定重量が大きくなることもある。一方、堤頭部では堤体の角付近で被覆材が局所的に移動する。この場合の安定重量は有義波周期が長いほど大きく、堤幹部の1.5倍以上の重量が必要なことがある。また、堤頭部では安定限界を上回る波が作用すると、被覆材の移動が著しいことが明らかになった。

キーワード：混成堤，捨石マウンド，マウンド被覆材，安定性，堤頭部，斜め入射波

* 水工部 耐波研究室長
** 水工部 耐波研究室
*** 水工部長

1. Stability of Armour Units of Composite Breakwater Mound against Oblique Waves

Shigeo TAKAHASHI*

Katsutoshi KIMURA**

Katsutoshi TANIMOTO***

Synopsis

The rubble mound of composite breakwaters is usually covered with armour stones or armor concrete blocks. These armour materials must have enough weight to withstand heavy wave actions. The Hudson formula with the Stability Number N_s is standard one to evaluate the minimum weight of the armour units. Tanimoto et al. proposed a calculation method of the minimum weight using a formula of the Hudson type. However the method is only for normal incident waves and not for oblique waves.

In the present report, the minimum weight of armour stones against oblique incident waves is formulated based on the relation between the weight and the water particle velocity on the rubble foundation. The small amplitude wave theory is employed to calculate the water particle velocity for oblique waves. For the breakwater head section, numerical calculations using a kind of mild slope equation are conducted to disclose the velocity distributions around corners of the vertical wall. A series of model experiments are conducted in a wave basin to investigate the water particle velocity and the damage of the armour stones, and the minimum necessary weight of the stones.

The major conclusions are as follows;

- 1) The damage of armour stones appears in the area where the water particle velocity on the rubble mound is high. It is found that the minimum weight of armour units is generally proportional to the sixth power of the velocity on the mound.
- 2) The calculation method of the minimum weight of the armour stones is proposed for oblique waves. The method is extended to evaluate the minimum weight of the armour stones at the breakwater head. The experimental results confirm the calculation method.
- 3) The damaged area of the armour stones depends on the incident wave angle. The armour stones in front of the vertical wall suffer from damage by oblique waves. Larger armour stones for oblique waves with the large incident angle are required than those for normal incident waves.
- 4) The damage of the armour stones at breakwater head is limited to the area near the corner of the vertical wall. The damage is progressive by the sequence of wave attacks even with a constant significant wave height. The minimum armour stone weight at head sections becomes larger than that at trunk sections for the longer significant wave period.

Key Words: Composite Breakwaters, Rubble Mound Foundation, Armour Stones, Armour Layer, Stability Number, Breakwater Head, Oblique Waves

* Chief of Maritime Structures Lab., Hydraulic Engineering Div.

** Member of Maritime Structures Lab., Hydraulic Engineering Div.

*** Director, Hydraulic Engineering Div.

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. マウンド近傍流速と被覆材の安定重量	7
2.1 安定重量算定の基本式	7
2.2 堤幹部における波向きの影響	9
2.3 堤頭部における発生流速	11
3. 実験の方法	13
3.1 実験施設および実験模型	13
3.2 実験の内容	14
3.3 防波堤前面での波高分布	15
4. マウンド近傍の流速	17
4.1 堤幹部における流速の特性	17
4.2 堤頭部における流速の特性	17
5. マウンド被覆材の安定性	21
5.1 マウンド被覆材の移動状況	21
5.2 マウンド被覆材の移動率	24
5.3 マウンド被覆材の安定重量	27
6. マウンド被覆材の安定重量の算定法	28
6.1 安定重量の計算式	28
6.2 算定例	30
6.3 被災例による算定法の検討	31
7. 結 論	34
参 考 文 献	35
主 要 記 号 表	36

1. まえがき

我が国の主要な防波堤の構造形式は、基礎捨石マウンドの上にコンクリートの直立部を据え付けた混成堤である。混成堤の設計法は次第に整備されてきており、特に直立部についてはその設計法はほぼ確立した段階にある。たとえば直立部に作用する波力は、直入射、斜め入射にかかわらずその算定法が確立している。また、防波堤の平面形状（堤頭部*と堤幹部**の違いや法線形状）による波力の違いも検討できるようになっている。

一方、基礎捨石マウンドの安定性に関しては、設計波に対して安定なマウンド被覆材の重量を求めることが設計上重要である。これまで Brebner・Donnelly¹⁾、鴻上・成田²⁾、鹿島³⁾による規則波による実験結果、稲垣・片山⁴⁾による現地被災例に基づく調査解析結果、さらに著者のひとりの谷本⁵⁾による不規則波実験による研究によって、直角入射波に対する断面的な設計は可能となった。しかしながら、斜め入射波に対する検討例は少なく、設計者の経験に基づいて判断されているのが現状である。

堤幹部のマウンド被覆材の安定性に及ぼす波向きの影響については、前出の稲垣・片山⁴⁾が検討しており、入射角（本報告では防波堤法線に対する垂線と波向きの成す角度と定義する）が45°以上の場合には、マウンド被覆材の必要重量を小さくできることを示している。また、Van de Kreeke⁶⁾は傾斜堤の被覆石の安定性について、入射角を0°、30°、45°および60°に変化させた実験を実施している。これによると入射角が45°以下の被害率は0°の場合と同じ程度であり、入射角が60°を超える場合に被害率が減少することを指摘している。

これに対し、伊藤⁷⁾は不規則波実験を実施して、入射角が30°の場合と直角入射の場合の混成堤マウンド被覆材の安定性を比較している。この実験結果によると、安定限界付近では波向きの影響は現れないが、不安定領域における移動散乱の状況は斜め入射の場合のほうが著しいことを指摘している。また、入江⁸⁾は海底面に直接直立堤を設置したケースを想定して、直立堤前面の地形変化に及ぼす波の入射角の影響を規則波実験により検討している。その結果によると、入射角が45°以上では、直立堤に沿う水粒子運動速度が増大するため、直立堤の脚部の洗掘が顕著となる。さらに前出の谷本⁵⁾は、微小振幅波理論によりマウンド面近傍の水粒子速度を計算して、同様の指摘を行っている。

以上のように堤幹部のマウンド被覆材の安定性に及ぼす波向きの影響については、既往の研究においても見解が別れるところである。本研究では、堤幹部を対象として波向きを考慮したマウンド被覆材の安定重量の算定法を提案することを第一の目的とした。

一方、堤頭部はマウンドの洗掘が発生しやすい部分であることはよく知られており、これが原因となって直立部の沈下や倒壊が生じた事例がみられる^{9),10),11)}。現状の設計法¹²⁾では堤頭部のマウンド被覆材は堤幹部よりも大きな重量を用いるのが標準とされているが、割り増しの根拠や具体的な割り増し率の決定法は明らかではない。また堤頭部としての割り増しが必要となる範囲は決められておらず、通常ケーン1函分程度としているけれども、その妥当性については十分検討されていない。したがって本報告では、こうした堤頭部のマウンド被覆材の移動機構を明らかにするとともに、堤頭部のマウンド被覆材の安定性に及ぼす波向きの影響を検討することを第二の目的とした。

本報告ではまず、マウンド被覆材の安定重量がマウンド近傍での流速に依存し、基本的にはその6乗に比例することを示し、流速に基づいて被覆材の安定重量を算定する方法を提案した。斜め入射波や堤頭部で発生する流速は微小振幅理論と数値計算結果に基づいて定式化している。

次に不規則波を用いた大規模な平面実験を実施して、堤幹部および堤頭部のマウンド近傍で斜め入射波によって生ずる流速の特性を調べるとともに、発生流速の定式化の妥当性を検討した。さらにマウンド被覆材の重量を変化させて不規則波による安定実験を行い、提案した安定重量算定法の妥当性を検討している。

なお、今回は比較的マウンドの低い混成堤に重複波が作用する条件について検討している。また、実験で用いた波は一方向不規則波および規則波である。

2. マウンド近傍流速と被覆材の安定重量

2.1 安定重量算定の基本式

(1) ハドソン型の安定重量算定式

混成堤のマウンド被覆材の安定重量は、式(1)により算定できる。

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (1)$$

ここに

- W ; 被覆材の安定重量 (tf)
- γ_r ; 被覆材の空中単位体積重量 (tf/m³)
- S_r ; 被覆材の海水に対する比重

* 堤幹部 (Breakwater Trunk: 防波堤の中央部)

** 堤頭部 (Breakwater Head: 防波堤の端部)

$H_{1/3}$; 設計計算に用いる波高 (一般には有義波高)
(m)

N_S ; 波の諸元, マウンドの形状, 被覆材の特性等
によって決まる係数 (安定数)

この式は Hudson¹³⁾ が斜面被覆材の安定性に関して示した式で, Brebner・Donnelly¹⁴⁾ によって直立壁の基礎マウンドの安定重量算定式として用いられて以来, 広く一般に用いられるようになった。ただし, 式(1)を用いて適切な重量を得るには, マウンドの形状や入射波の条件を考慮して安定数 N_S を与えることが重要である。Brebner・Donnelly¹⁴⁾ はマウンド上の水深と前面水深との比を関数とする被覆石の安定数 N_S の算定図を示している。また著者のひとりの谷本ら¹⁵⁾ は, 次項で述べるように被覆材に対する新しい N_S の算定式を提案している。この式は, マウンド上水深と有義波高の比やマウンド前肩幅と波長の比など, マウンドの形状や波の条件を考慮したものである。

(2) 谷本らによる N_S の算定式と流速の6乗則

谷本ら¹⁵⁾ は, 堤幹部で波が正面から入射する場合の被覆石 (2層積み) の安定数 N_S の算定式を, 不規則波実験結果に基づいて次のように提案している。なお, 算定式で用いる混成堤の断面と記号を図-1に示す。

$$N_S = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right\} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \quad (2)$$

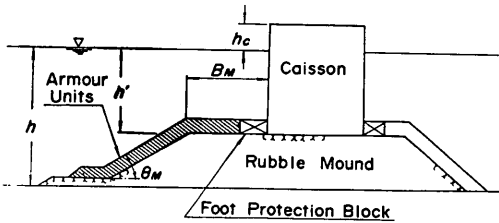


図-1 混成堤の断面と記号

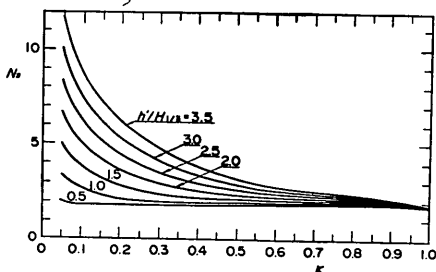


図-2 κ と N_S の関係

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_0 \quad (3)$$

$$\kappa_1 = \frac{2kh'}{\sinh 2kh'} \quad (4)$$

$$(\kappa_2)_0 = \sin^2 k B_M \quad (5)$$

h' ; 基礎捨石マウンドの天端の水深 (m)

$H_{1/3}$; 設計有義波高 (m)

L' ; 水深 h' での設計有義周期に対する波長 (m)

B_M ; 基礎捨石マウンドの前肩幅 (m)

k ; 波数 ($2\pi/L'$)

式(2)のように安定数 N_S は, $h'/H_{1/3}$ と κ によって求められる。 κ は無次元流速であり, 微小振幅波理論によって導いたパラメーターである。図-2は, κ と N_S の関係を $h'/H_{1/3}$ をパラメーターとして示したものである。

一般に, 波高 H の入射波によって水深 h の位置で発生する水粒子速度の最大値 U は, 無次元流速 κ によって次式で表される。

$$U = \sqrt{\frac{gH^2\kappa}{h'}} \quad (6)$$

ここに, g は重力加速度である。安定数 N_S を求める際には, κ は式(3)~(5)に示すように, 相対水深の影響を表す κ_1 と波長に対するマウンド前肩部の相対的な長さの影響を示す $(\kappa_2)_0$ の積として計算される。

N_S を求める式(2)は, 水底に単独におかれた被覆材に, 流速 U の流れが作用している状態の簡単なモデルを基礎として作られている。このモデルでは, 被覆材に作用する波力は抗力と揚力であり, 底面との摩擦が抵抗力として働くと考える。こうした比較的簡単な仮定によって被覆材の安定重量は次式で表される。

$$W = \left\{ \frac{1}{2g} \frac{k_A}{k_V^{2/3}} \left(\frac{C_D}{\mu} + C_L \right) \right\}^3 \frac{\gamma_r}{(S_r - 1)^3} U^6 \quad (7)$$

ここに, C_D , C_L はそれぞれ抗力および揚力係数であり, g は重力加速度, μ は摩擦係数である。また, k_A , k_V は被覆材の投影面積 S および体積 V を代表長さ a で表したときの無次元係数で, それぞれ次式で表される。

$$S = k_A a^2 \quad (8)$$

$$V = k_V a^3 \quad (9)$$

式(7)より, 安定重量は流速の6乗に比例することになる。ただし, 式(1)は流速ではなく波高 (有義波高) によって安定重量を求める式であり, N_S を求めた実験でも, 有義波高と移動をもたらす流速の関係などについて特に調べてはいない。したがって, 谷本らは実験によって安定重量と有義波高の関係を求め N_S を $h'/H_{1/3}$ や κ の関数として式(2)のように与えている。結果的に,

$h'/H_{1/3}$ が大きい非碎波条件においては、式(2)の N_S の値は $h'/H_{1/3}$ に比例しており、安定重量は流速の6乗に比例している。ただし、 $h'/H_{1/3}$ が小さい条件では比例しなくなり、 $h'/H_{1/3}$ がごく小さいときはほとんど $h'/H_{1/3}$ に関係なく一定となっている。

(3) 流れに対する安定重量の算定式と安定数の関係
流れに対する捨石の所要重量については、C. E. R. C.¹⁶⁾ が潮流等による洗掘を防止するための捨石重量として次式を示している。

$$W = \frac{\pi \gamma_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (10)$$

ここに、

- W ; 捨石の安定重量 (tf)
- γ_r ; 捨石の単位体積重量 (tf/m³)
- S_r ; 捨石の比重
- U ; 捨石上面における流速 (m/s²)
- g ; 重力加速度 (m/s)
- θ ; 水路床軸方向の斜面勾配 (deg.)
- y ; Isbash 定数 (埋めこまれた石の場合は1.20, 露出した石の場合は0.86)

式(10)は傾斜面上の球体に働く流れの抗力と摩擦抵抗のつりあいを考えて導いたものである。

ここで、式(1)の安定数 N_S と式(10)の Isbash 定数 y の関係を検討する。式(10)に式(6)を代入することにより、安定重量 W は次式のように波高の関数となる。

$$W = \frac{\pi \gamma_r H_{1/3}^3}{48 y_{1/3}^6 (h'/H_{1/3})^3 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (11)$$

ただし上式では、設計波高が有義波高であるので、流速 U も有義波高に対する1/3最大流速 $U_{1/3}$ を考え、またこれに対応する Isbash の定数も $y_{1/3}$ と表記して、定常流の場合と区別している。さらに、式(1)と式(11)で W を消去することにより、式(12)で示す N_S の関係式が得られる。

$$N_S = \left(\frac{48}{\pi}\right)^{1/3} \frac{y_{1/3}^2 (\cos \theta - \sin \theta)}{\kappa} \frac{h'}{H_{1/3}} \quad (12)$$

すなわち、安定数 N_S は Isbash 数 $y_{1/3}$ の2乗に比例し、 $1/\kappa$ 、 $h'/H_{1/3}$ に比例する。またマウンド面の勾配の影響を示す $(\cos \theta - \sin \theta)$ に比例することになる。例えば、マウンドの法勾配が1:2 ($\theta = 26.0^\circ$) で $y_{1/3}$ が約0.7であると、式(12)と式(2)の N_S の値は比較的近い値となる。

(4) 斜め入射波や堤頭部における安定数の考え方

- a) 波の入射角や堤頭部の条件を考慮した κ によって N_S を求める方法

すでに述べたように、谷本らの方法は波が防波堤に直角に入射した場合の被覆石の安定重量の算定法である。この方法を斜め入射の場合や堤頭部に適用するためには、式(2)中の無次元流速 κ を入射波の波向きや堤頭部の条件に応じて適切に与え、安定数 N_S を求める必要がある。すなわち、式(3)に代わって条件に応じた κ の算定式を示す必要がある。なお谷本らの方法では、法肩から斜面部の比較的被害が起こりやすい部分のみを対象として、安定数 N_S を定式化したものである。このため、谷本らの方法をマウンドの水平部分に適用する場合には、その影響も考慮して補正する必要がある。

b) N_S を κ によって間接的に補正する方法

波浪条件が厳しく、大きな重量の被覆材が必要な場合にはコンクリート製の被覆ブロックが使用される。各ブロックごとに安定数 N_S の算定式が提案されているが、その多くは直角入射波に対するものである。また算定式に流速パラメーター κ は含まれていないため、斜め入射波や堤頭部に対しては被覆石の場合のように、 κ から直接 N_S を求められない。このため被覆ブロック等の場合には、まず直角入射波に対する安定数を既往の方法で計算し、これを斜め入射波や堤頭部での発生流速に応じて補正することにより、間接的ではあるが安定数 N_S を推定することができる。すなわち、前出の式(12)より N_S は $1/\kappa$ に比例することから、斜め入射波あるいは堤頭部に対する安定数 N_{S^*} は次式で表される。

$$N_{S^*} = \frac{N_S}{\alpha_S \kappa^*/\kappa} \quad (13)$$

ただし、 N_S 、 κ は直角入射波に対する安定数および無次元流速、 κ^* は斜め入射波あるいは堤頭部に対する無次元流速である。また、 α_S は対象となるマウンド面の傾斜角の影響を考慮するための補正係数である。

2.2 堤幹部における波向きの影響

(1) 斜め入射波による水粒子速度

堤幹部では、波向きによって直立部前面での水粒子の運動パターンが異なる。図-3は、微小振幅波理論によって計算した水粒子速度の時間変化(ホドグラフ)である。なお水深は一定とし、波高 H および周期 T は後述する実験の条件に合わせてある。直角入射の場合には、水粒子は法線直角方向に往復運動し、その振幅は重複波の節に近づくほど大きくなる。これに対し斜め入射の場合には、水粒子速度の時間変化は楕円軌道となり、流速は直立壁の直前では壁に沿う成分が卓越し、壁から離れるにつれて防波堤法線に直角方向の成分が大きくなる。

谷本ら¹³⁾は微小振幅波理論により斜め重複波の水粒子速度を計算し、流速のピーク値に対する波向きの影響を

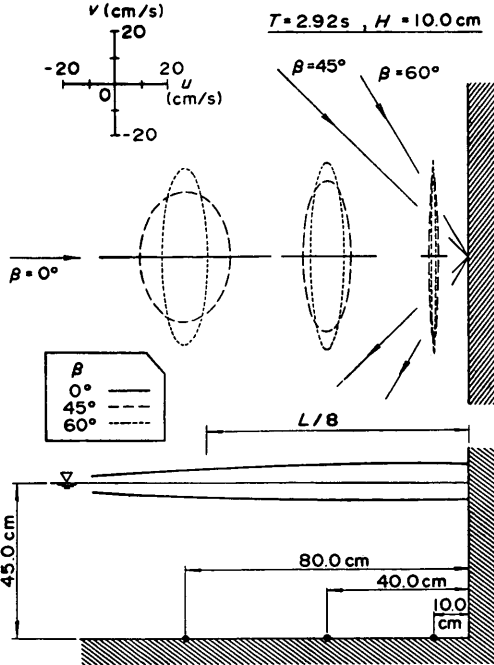


図-3 水粒子速度の時間変化

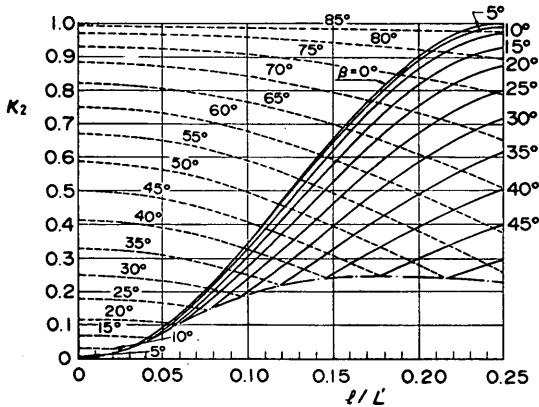


図-4 l/L' と κ_2 の関係

表す一般的なパラメーターとして、次式で示す κ_2 を提案している。

$$\kappa_2 = \max \{ \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kl \cos \beta) \} \quad (14)$$

ここに、 β は防波堤法線の垂線と波の入射方向のなす角、 l は直立壁から対象となる点までの距離である。図-4は l/L' に対する κ_2 の値を示したものである。図中の実線は式(14)の第2項で決まる部分で、法線直角方向の流速のピーク値が卓越する場合である。これに対し破線は式

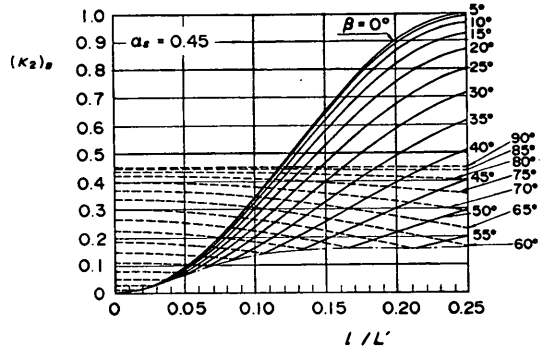


図-5 l/L' と $(\kappa_2)_B$ の関係

(14)の第1項で決まる部分で、法線方向の流速のピーク値が卓越する場合である。これによると κ_2 は β の値によって異なり、 $\beta=0^\circ$ で $l=B_M$ においては、すでに式(5)で示した $(\kappa_2)_0$ に一致する。

(2) 波向きを考慮した安定数の算定法

斜め入射波に対する安定数は、基本的には前項で得た式(14)の κ_2 を用いて式(2)と(3)より計算できる。しかしながら、前出の式(2)に示した直角入射波に対する安定数は法肩から斜面部の被覆石を算定対象としたものであり、斜め入射波の場合は水平部の被覆石が対象となることに留意しなければならない。すなわち、水平面のマウンド被覆材の安定性は斜面部より一般に高く、この違いを考慮する必要がある。ただし、対象が法肩や斜面部であっても、法線方向の流速成分に対しては流れの方向に勾配は存在しないので水平面と同じ扱いで良いと考えられる。一方、法線直角方向の流速成分に対しては直角入射波と同様の扱いが可能であり、マウンド法肩の $l=B_M$ の位置での流速に着目すれば良い。したがって法線方向の流速に対して被覆材の安定性が向上する分を κ_2 を小さくすることで対応することとして、式(14)に示した κ_2 を以下のように修正した。

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_B \quad (15)$$

$$(\kappa_2)_B = \max \{ \alpha_S \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kl \cos \beta) \} \quad (16)$$

ここに、 α_S は上述した補正係数であり、法線方向成分に対して補正するものである。図-5は、 $\alpha_S=0.45$ の場合の l/L' と $(\kappa_2)_B$ の関係を示している。なお、安定数の算定に用いる α_S の値については、実験結果のところで検討する。

(3) 平面的な波高分布と水粒子速度

実際の防波堤の場合は法線方向の長さが有限であり、堤幹部といっても端部からの散乱波の影響を考慮する必

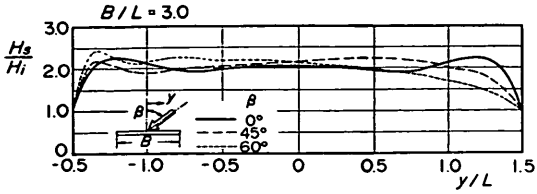


図-6 防波堤前面の波高分布

要がある場合が多い。ここでは数値計算によって端部からの散乱波がマウンド近傍の水粒子速度に及ぼす影響を検討する。

図-6は、高山の方法¹⁷⁾で求めた不規則波による島堤前面での波高分布である。島堤の長さ B は波長の3倍とし、入射角 β を 0° 、 45° および 60° の3種類に変化させている。なお、計算結果 H_s は入射波高 H_I で除して無次元化している。直角入射の場合は両端から $L/4$ 波長付近で波高が増大している。斜め入射の 45° では分布は非対称であるが、中央より右側で波高増幅がみられる。さらに斜め入射の 60° では波の進行方向に波高が大きくなり、堤尾端から $L/8$ 付近では波高比が2.5程度にまで増大している。

堤端部近傍では、入射波と反射波他に散乱波の成分が加わるため波高が増減し、位相によってはマウンド近傍の水粒子速度が変化することが考えられる。ここでは数値波動解析法(概要は次節で述べる)によって直角入射波に対する検討を行う。図-7の上側は、数値波動解析法による計算によって求めた無次元波高分布で、防波堤直前での値を実線、防波堤法線から沖側に $L/8$ 離れた

位置での値を破線で示している。一方同図の下側は、防波堤から沖側に $L/8$ の位置における底面での水粒子速度(1周期分)である。計算での波浪条件は、後述する模型実験の条件に合わせて $T=2.92$ s、 $H=10.0$ cmとした。また堤長 B を波長の2倍としており、堤端では $y/L=\pm 1$ となる。

堤端から $L/8$ の範囲($y/L=0.875\sim 1.0$)では反射波が十分形成されないため、波向き方向の流速成分 u のピーク値はやや小さいが、堤端からそれ以上離れたるとほぼ一定となる。端部からの散乱波によって生ずる防波堤に沿う流速 v は、場所によって大きさや u との位相関係が変化する。しかしながら、直立壁の前面($x/L=0$)での波高比がほぼ2.0となる y/L が0.375においては、散乱波によって生ずる流速 v の絶対値は比較的小さく、無限長の防波堤での堤幹部の現象に近いと考えられる。

散乱波は堤端部を中心として放射状に伝播し、直立部前面においては防波堤に沿う水粒子運動を生じさせる。直角入射波の場合には、散乱波と入射波の水粒子の運動方向が異なるため、散乱波の影響により波高比が2.0から増減しても、水粒子の合成流速 $\sqrt{u^2+v^2}$ が、端部から十分離れた堤幹部での値を上回ることはないようである。しかしながら入射角が大きくなると、直立壁前面で入射波による法線方向の流速が卓越し、散乱波による水粒子の流向と一致するため影響が現れやすい。とくに入射角が 60° 程度以上になると、前出の図-6に示したように島堤の堤尾部分付近で波高増大が生ずるので、その影響に注意する必要がある。

2.3 堤頭部における発生流速

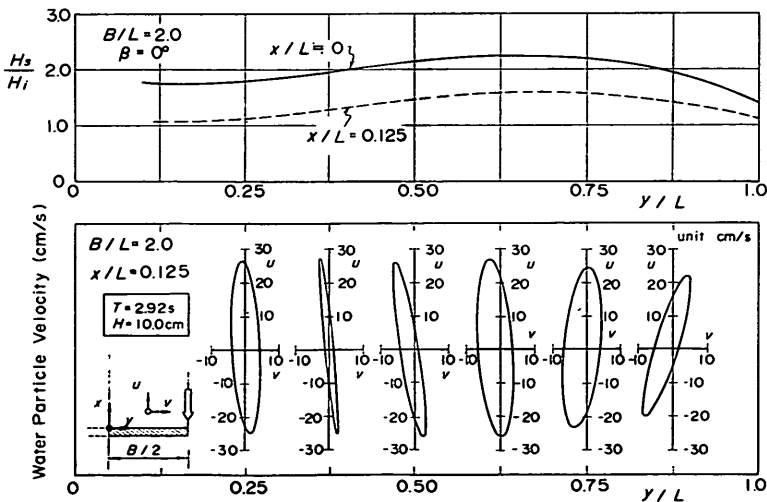


図-7 防波堤前面の波高と水粒子速度の時間変化

(1) 数値波動解析法による計算

堤頭部はマウンドの洗掘が発生しやすい部分であり、これが原因となって直立部の沈下や倒壊が生じた例もみられる。ここでは堤頭部近傍で発生する流速の特性を数値波動解析法による計算によって検討する。

数値波動解析法は、伊藤・谷本¹⁸⁾、谷本¹⁹⁾らによって開発され、主として防波堤の平面配置による通常の波の遮蔽効果を検討するとき用いられる。これは一種の緩勾配方程式法^{20), 21), 22)}であり、波の伝播を屈折、回折そして反射のすべてを含んで計算できる数値計算法である。その基本方程式は以下に示す水平方向の運動方程式と質量保存の式である。

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} = -C^2 \frac{\partial \eta_S}{\partial x} \quad (17)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} = -C^2 \frac{\partial \eta_S}{\partial y} \quad (18)$$

$$\frac{\partial \eta_S}{\partial t} = -\frac{\partial Q_x}{\partial x} - \frac{\partial Q_y}{\partial y} \quad (19)$$

ここに、 Q_x 、 Q_y は x および y 方向の水平流速を水深方向に積分した線流量と呼ばれるものである。また、 η_S は水位であり、 C は波速である。上に示した3つの式を差分化し、沖合の境界で Q_x 、 Q_y 、 η_S を与えて、各格子点での Q_x 、 Q_y 、 η_S の値を各時間ステップごとに計算する。これを定常状態に達するまで続けることによって、沖側から波が入射した場合の海域の波高および流速分布が得られる。なお、線流量 Q から水底での水粒子速度 U_0 を計算する際には、微小振幅波理論によって導かれる次式を用いた。

$$U_0 = \frac{k}{\sinh kh'} Q_0 \quad (20)$$

図-8は、数値波動解析法により求めた堤頭部近傍の水底での最大流速分布を示している。計算条件は、波向きを防波堤の法線に直角方向とし、水深 h' は一定で相対水深 $h'/L = 0.072$ とした。なお、計算結果は次式で示す U_{p0} で除して無次元化して示してある。 U_{p0} は無堤時の進行波による水底での水粒子速度のピーク値である。

$$U_p = \frac{\pi H}{T \sinh kh'} \quad (21)$$

同図に示した等流速比線のコンターによって、堤頭部の岸側で局所的に流速が大きいことがわかる。図-9は、堤頭部で発生する局所流速 U_T を U_{p0} で除して無次元化し、これと h'/L' の関係に示したものである。これによると h'/L' の値にかかわらず U_T/U_{p0} はほぼ一定で、その上限値は2.0~2.5程度である。ただし U_T/U_{p0} が

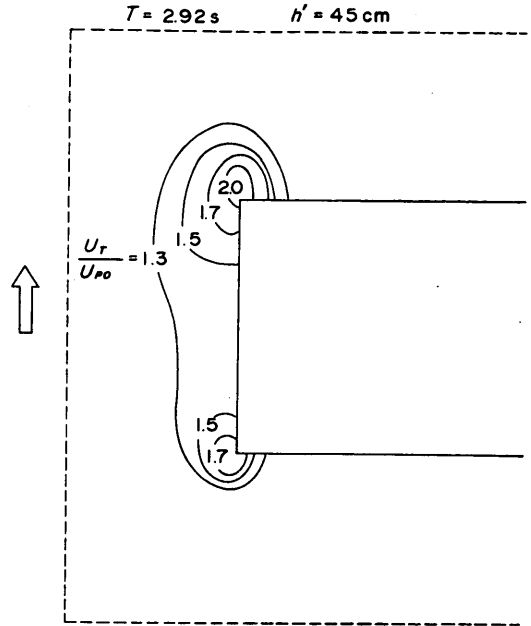


図-8 最大流速分布

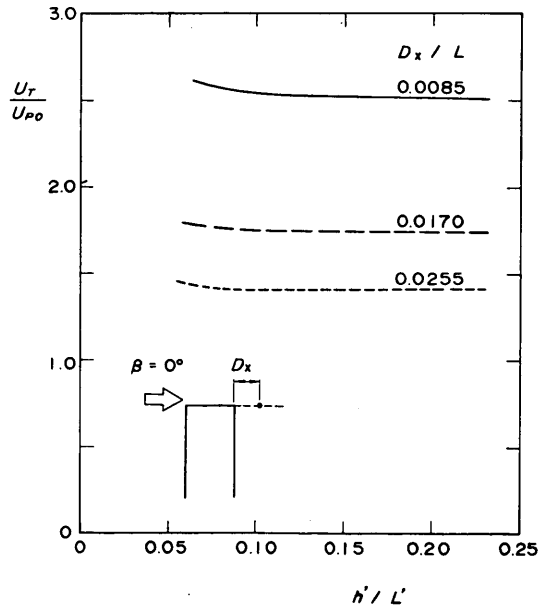


図-9 h'/L' と U_T/U_{p0} の関係

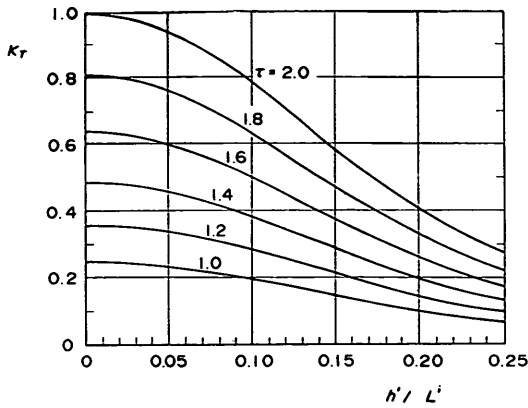


図-10 h'/L' と κ_T の関係

1.0を大きく超えるのは比較的限られた範囲で、しかも最大値に近いのは直立部に接したごく限られた範囲であることがわかる。

(2) 堤頭部での流速の定式化

堤頭部での流速 U_T から求められる無次元流速 κ_T は、 U_T/U_{p0} の値を τ とおくことにより次式で表される。

$$\kappa_T = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_T \quad (22)$$

$$(\kappa_2)_T = \frac{\alpha_S \tau^2}{4} \quad (23)$$

なお、 α_S は対象となる位置が水平床である場合の補正係数である。式中の τ の値は、数値波動解析法による計算結果では1.0から2.5程度の値と考えられる。図-10は、種々の τ の値に対して $\alpha_S=0.45$ として、 κ_T と h'/L' の関係を示したものである。ここで、 τ の値は h'/L' 等によらない定数であることに留意する必要がある。また最大値がごく限られた場所ではしか発生しないため、流速が高まる場所での平均的な値を用いる必要がある。さらに最大値の発生する直立部の近傍では、一般に渦などによって流速がポテンシャル理論による計算値よりも小さくなると考えられる。そのためこの τ の値は、堤頭部での流速の測定結果や被覆材の安定性に関する実験結果も考慮して決めることにする。

3. 実験の方法

3.1 実験施設および実験模型

(1) 実験水槽

実験はすべて、図-11に示す大水深海洋構造物実験水槽(長さ50m、幅45m)で実施した。水槽は移動可能な隔壁によって3分割されており、今回の実験ではこのうち大水深槽(長さ50m、幅20m)を使用した。大水深槽

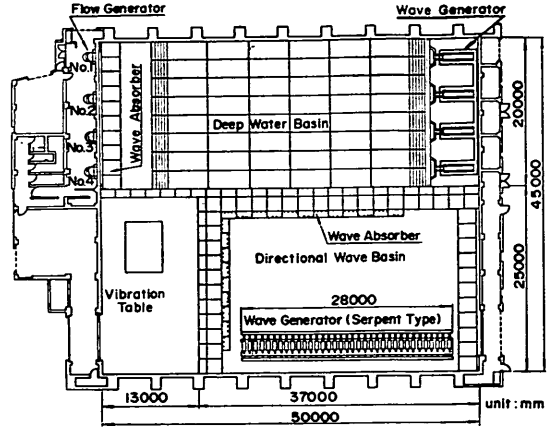


図-11 大水深海洋構造物実験水槽

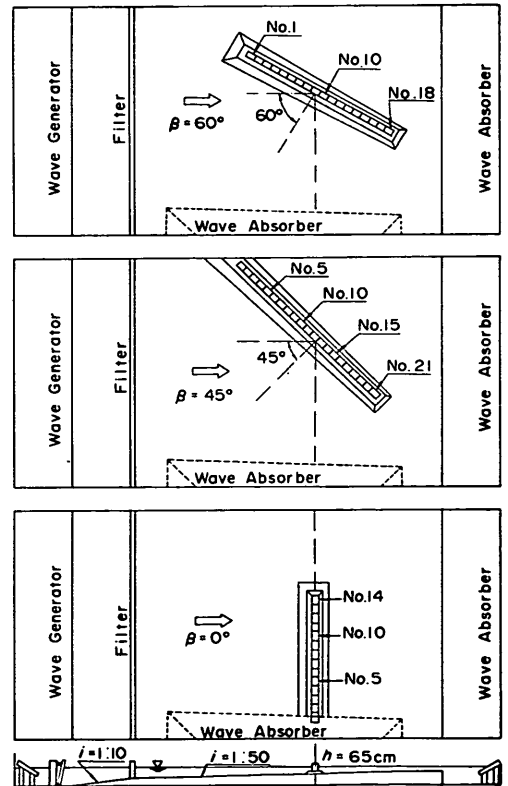


図-12 実験模型の平面配置

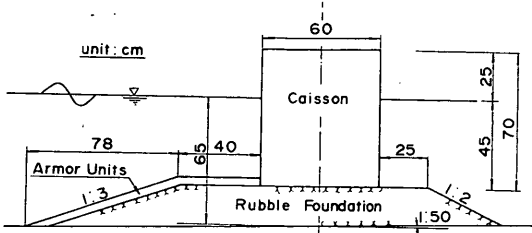


図-13 実験模型の標準断面

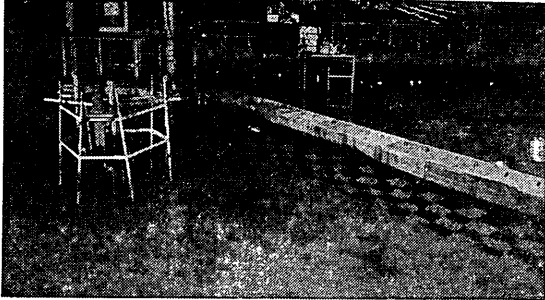


写真-1 実験の状況(斜め入射45°の場合)

には造波板幅5mの造波機が合計4台設置されており、水槽幅20mにわたって一様な不規則波を発生できる。

水槽の底面は仮設床になっており、任意の海勾底配を再現できる構造である。今回の実験では、造波機の前から5m区間を1/10勾配、それ以外を1/50勾配とした。

水槽内の反射波の影響を少なくするため、水槽の端部に傾斜型消波工を設置するとともに、側壁に沿って砕石による消波斜面を設けている。さらに造波機の前面には整波用のフィルターを設置している。

(2) 実験模型

実験では防波堤模型の配置を変えることにより、入射角 β (法線直角方向と波向きとの成す角度)を 0° 、 45° および 60° の3種類に変化させている。これらの模型の平面配置を図-12に示す。防波堤の模型は、短い周期の実験波に対しては波長のおよそ5倍、長い周期の場合でも波長の2倍程度の長さを再現した。また、堤幹部における波向きの影響に関する実験では、後述する防波堤前面での波高分布を考慮して、 $h=65\text{cm}$ の地点に検査域を設定した。

図-13は、検査域での堤体模型の断面図である。今回の実験では比較的マウンドの低い混成堤を対象とし、マウンド上の水深と前面水深との比 d/h は0.69である。斜め入射の場合には法線方向に水深が変化するけれども、マウンドの厚さを調整し、ケーソンの基面水深および天端高さを一定とした。写真-1は斜め 45° 入射の場合の実験状況である。

表-1 マウンド被覆石の諸元

石の種類	重量 (gf)		$\frac{\sigma_w}{W} \times 100$ (%)	単位体積重量 (gf/cm^3)	2層積み のときの平均 厚さ (cm)
	平均値 \bar{W}	標準偏差 σ_w			
I	15.0	2.05	13.7	2.60	3.5
II	29.9	3.51	11.7	2.59	4.5
III	57.3	5.99	10.5	2.62	5.5
IV	105.5	12.48	11.8	2.64	6.5

マウンド被覆材はすべて砕石とし、平均重量がおおよそ15、30、50および100gfの4種類を用意した。これらの砕石の諸元を表-1に示す。被覆材はすべて2層積みとし、表面に極端な凹凸がない程度に積んでいる。なお、砕石には波の作用による散乱が判別しやすいように4～6色で着色した。

3.2 実験の内容

(1) 実験の種類と測定方法

実施した実験は、①マウンド近傍の流速測定実験、②マウンド被覆材の安定実験の2種類に大別される。いずれの実験も堤幹部および堤頭部を対象とした。

流速測定実験では、堤幹部については入射角を 0° 、 45° および 60° の3種類に変化させ、規則波と不規則波を用いた。また堤頭部については、入射角を 0° と 45° の2種類とし、規則波を用いて実験を行った。流速はすべて2成分電磁流速計によって測定した。流速計は水槽に備え付けの計測台車により移動させ、マウンド面上2.5cmの位置における平面2次元流速を測定した。なお、流速計は $0 \sim 1000 \text{ cm/s}$ のレンジを使用し、応答性を決める時定数は 0.05 s とした。

一方、マウンド被覆材の安定実験はすべて不規則波により実施した。実施したケースを表-2にまとめて示す。実験では順次大きな波高の波を作用させるが、波高レベルを変更する際に被覆材の並べ換えは行わず、移動個数は累加していった。検査域は原則として一辺が20cmの正方形の格子状に分割し、格子ごとに色の異なる被覆材を配置している。観察は目視で行い、各格子ごとに格子外への移動個数を数えている。移動率は各格子に属する被覆材の総数に対する移動個数の比で定義した。

(2) 実験波の条件

実験波の周期は、1.64 s、2.19 sおよび2.92 sの3種類とし、波高は非碎波領域に限定した。不規則波のスペクトル形状は修正ブレットジュナイダー・光易型とし、作用波数はどの周期に対してもおおよそ150波を標準とし

表-2 安定実験のケース

		$\beta = 0^\circ$		$\beta = 45^\circ$		$\beta = 60^\circ$	
		堤幹部	堤頭部	堤幹部	堤頭部	堤幹部	堤頭部
実験波の 周期 $T_{1/3}$ (s)	1.64	15gf	15gf				
	2.19	15gf	15gf				
	2.92	15gf	15gf	15gf	15gf	15gf	15gf
		30	30				50gf
		50	50				
		100	100				

表-3 実験波の諸元

	A波	B波	C波
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	1.64	2.19	2.92
有義波高 $H_{1/3}$ (cm)	5.4~14.3	5.4~19.8	9.5~23.0
作用波数	150波		
水深波長比 $h'/L_{1/3}$	0.148	0.104	0.076

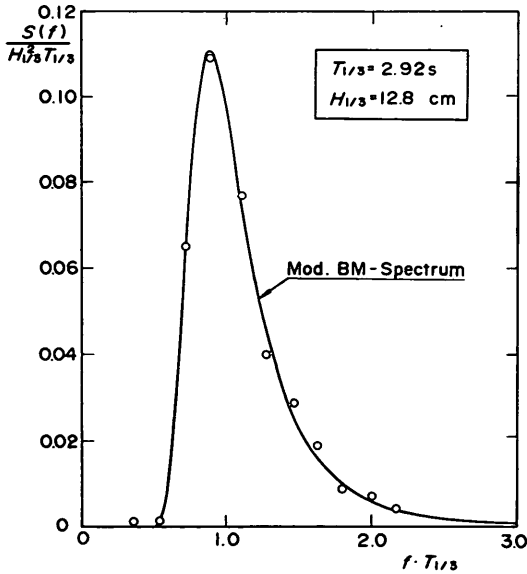


図-14 発生波のスペクトル形状

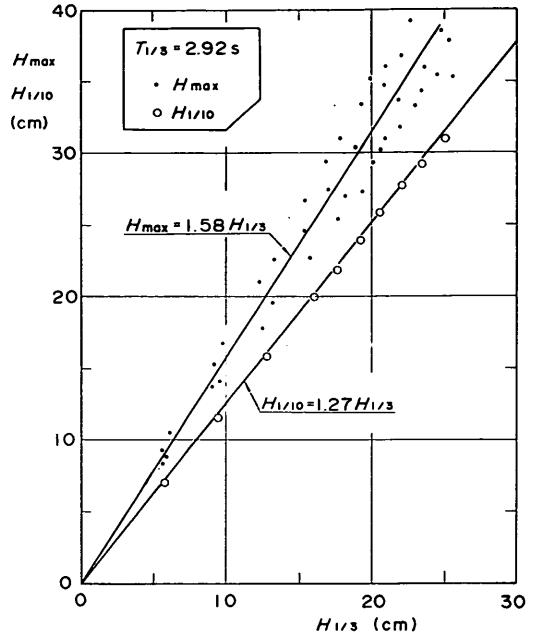


図-15 代表波高間の関係

た。なお各周期に対しては波群を1種類のみとした。表-3は以上の実験波の条件をまとめたものである。今回の実験条件は、 $h/L=0.08\sim 0.15$ 、 $H_{1/3}/h=0.08\sim 0.35$ である。

本実験に先立ち、水槽内に堤体模型を設置しない状態で波を測定する通過波検定を実施した。波高計を設置したのは、水深 65.0 cm の位置である。図-14 は通過波のスペクトルである。スペクトルは通過波の有義波高および有義波周期を用いて無次元表示したものであるが、おおむね目標としたスペクトルに一致していることがわかる。

図-15は、 $T_{1/3}=2.92$ s の波について最高波高 H_{max} および 1/10 最大波高 $H_{1/10}$ と有義波高 $H_{1/3}$ の関係を示している。これによると1/10最大波高についてはレーリー分布を仮定した場合の $H_{1/10}=1.27 H_{1/3}$ の関係に一致している。また最高波高については実験値の平均付近に着目すると、図中に実線で示した $H_{max}/H_{1/3}=1.58$ の関係が得られる。

3.3 防波堤前面での波高分布

図-16(a), (b), (c)はそれぞれ直角入射、斜め入射の 45° および斜め入射の 60° の場合のケーソン前面での波高分布を示している。入射波の条件は $T_{1/3}=2.92$ s、 $H_{1/3}=17.5$ cm である。測定値は入射波高で除して無次元化してある。また図中の実線は高山²⁹⁾の方法による不規則波

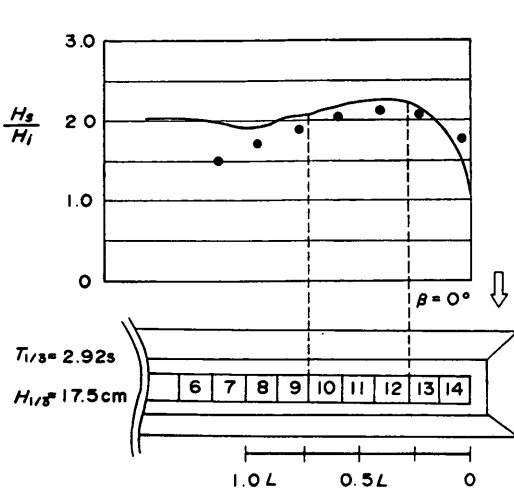


図-16(a) 防波堤前面の波高分布 ($\beta = 0^\circ$)

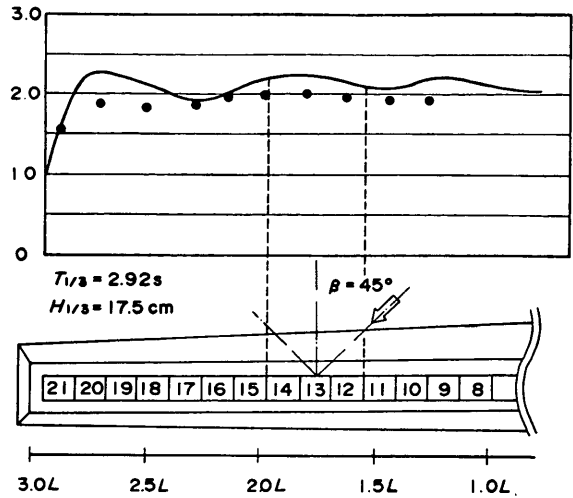


図-16(b) 防波堤前面の波高分布 ($\beta = 45^\circ$)

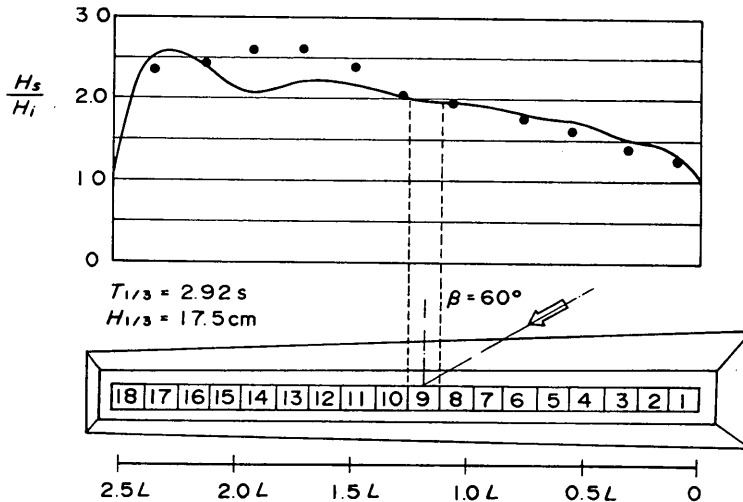


図-16(c) 防波堤前面の波高分布 ($\beta = 60^\circ$)

に対する波高分布を示している。

直角入射の場合(図-16(a))は、堤端から半波長程度離れたところで波高比が2.0程度となり、計算結果とも一致している。先に図-7で示したように、波高比が2.0に近い場合には、端部からの散乱波が水粒子速度に及ぼす影響は小さい。したがって、堤幹部での被覆材の安定性に関する検討対象は、波高比の実験値がほぼ2.0となる点線の範囲(ケースNo. 10~12の前面)とした。なお、ケースNo. 9より左側では側壁に沿って置かれた消波工の影響を受けるため波高が小さくなっている。

斜め入射の45°の場合(図-16(b))は、実験値が計算値

に比べてやや小さいが、両者の変化の傾向は似ている。この場合の検査域は、波高比の実験値がほぼ2.0となる点線の範囲(ケースNo. 12~14の前面)とした。

斜め入射の60°の場合(図-16(c))は実験値、計算値ともに波の進行方向に波高が徐々に大きくなる傾向を示している。実験では、ケースNo. 11~14付近で、ケースNo. 9の前面においてマウンド上の浅水効果により局所的に碎波が生じるため、波高比が計算値を上回っている。斜め入射の60°に対する検査域は、波高比の実験値がほぼ2.0となる点線の範囲(ケースNo. 9の前面)とした。

4. マウンド近傍の流速

4.1 堤幹部における流速の特性

(1) 流速分布

図-17は、 β が 60° の場合のマウンド近傍各点における水平水粒子速度の一周期分の変化を示した hodograph である。波の条件は規則波で、 $T=1.64$ s、 $H=10.0$ cm である。直立壁の前では壁に沿う流速成分が卓越し、直立壁から離れるほど法線に直角方向の成分が大きくなり、一周期分の水粒子速度の変化は楕円を示す。また、実線は計算値を示しているが、実験値とほぼ一致していることがわかる。

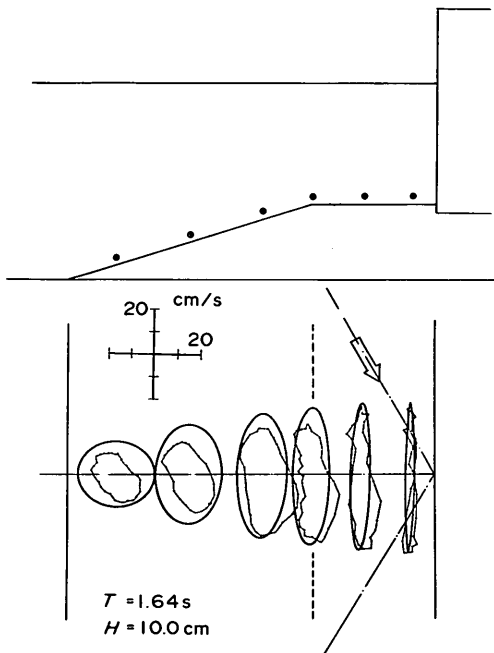


図-17 波向きごとのマウンド近傍での流速分布

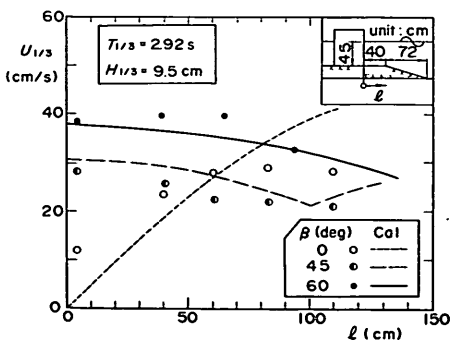


図-18 流速の時間変化 ($\beta = 60^\circ$)

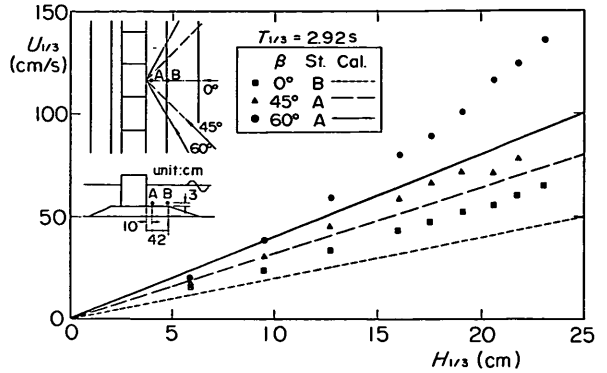


図-19 $1/3$ 最大流速と有義波高

図-18は、 $T_{1/3}=2.92$ s、 $H_{1/3}=9.5$ cmの不規則波に対する堤幹部におけるマウンド近傍でのピーク流速の $1/3$ 最大値を、横軸に直立部からの距離 l をとって、波向き β ごとにプロットしたものである。 $\beta=0^\circ$ では、堤体からの距離 l とともに流速は増大し、 β が 45° と 60° では l とともにやや減少している。とくに β が 60° の場合には直立壁の前での流速が大きく、他のケースの最大流速を30%程度上回っている。計算曲線 (Cal.) は、第2章で示した方法によるものであるが、実験結果と比較的良好一致している。

(2) 波高と流速の関係

図-19は、 $T_{1/3}=2.92$ sの場合についてマウンド近傍での流速 $U_{1/3}$ の実験値を入射波高に対してプロットしたものである。図中の直線は微小振幅波理論による計算値である。これによるといずれの波向きに対しても、波高の小さい領域においては実験値と計算値が一致しているが、波高が大きくなるとともに実験値のほうが計算値より20~30%程度大きくなる傾向が認められる。

4.2 堤頭部における流速の特性

(1) 流れの目視観測結果

堤頭部のような不連続部で生ずる流れは、場所的にも時間的にも変動が激しく現象は非常に複雑である。図-20は、 $T=2.92$ s、 $H=20.0$ cm、 $\beta=45^\circ$ の場合の、ケーソン端部近傍における渦の発生状況をスケッチしたものである。①は角部の両側での水位差が最大となるタイミングで、その後②、③の順に渦が大きくなる。④のタイミングでは渦の中心が防波堤の後方に移動しており、その後⑤、⑥では戻り流れが顕著となる。このような渦の発生が堤頭部での流れの最も大きな視覚的な特徴である。ただし、以下に述べるように渦の直接的な影響は静水面付近に限られ、渦によってマウンド被覆材が直接的に移動しているのではないようである。

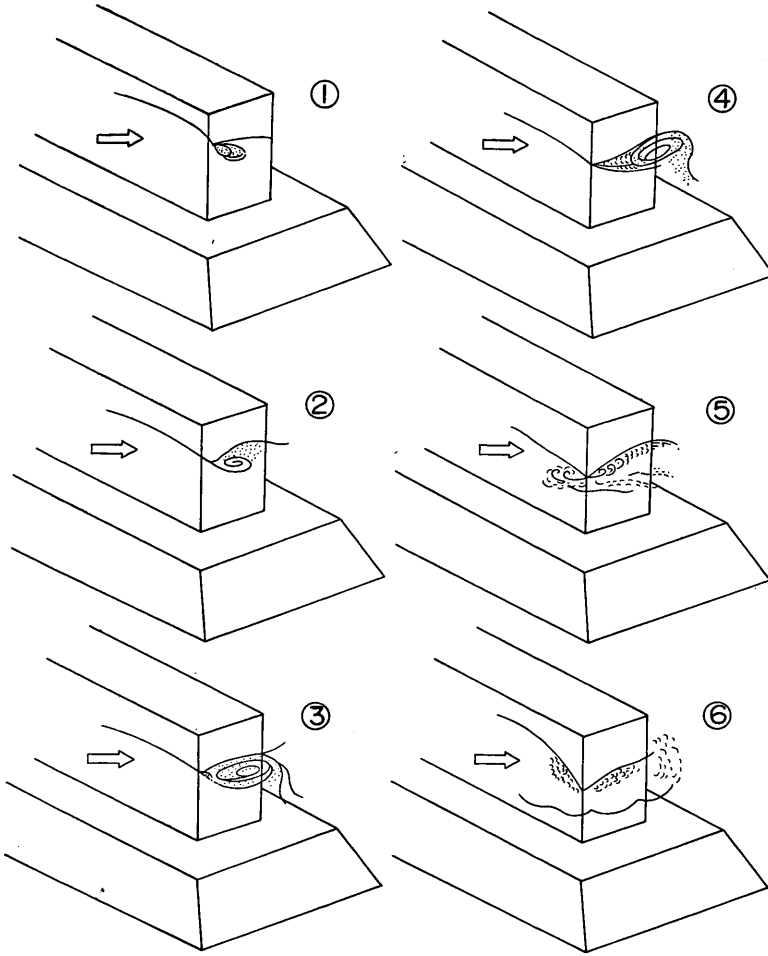


図-20 堤頭部近傍での流れの状況

(2) 流速の時間変化

図-21 は、堤頭部付近でのマウンド近傍流速と水位変化の時系列データである。流速測点は図の右下に示すように、堤頭ケーソンの岸側の端点から、波向き方向および波向き直角方向にそれぞれ 10cm 離れている。後述するようにこの点が最も大きい流速となり、また被覆材の移動も激しい。波の条件は $T=2.92\text{ s}$ 、 $H=20.0\text{ cm}$ の規則波である。波向き方向の流速 u および波向き直角方向の流速 v はほぼ同時にピークとなっている。合成流速 $\sqrt{u^2+v^2}$ の値は最大でおよそ 100 cm/s となっている。 η_1 、 η_2 は図の右下に示す港内側端部をはさんだ 2 点での水位変動で、 η_1 はケーソンの側面側、 η_2 はケーソンの背後での値である。これによると合成流速が最大となるのは、 η_2 が最大となるタイミングにほぼ一致している。

図-22 は、前出の図-21 と同じ流速の測定結果から 1 周期分を 25 分割して流速ベクトルの時間変化を示したホドグラフである。黒丸の点の間隔が広いほど流速の変化率、すなわち加速度が大きいことを意味する。測点は図の左下に示す A、B、C の 3 箇所である。港内側のケーソンの角から波向き方向、法線方向ともに 10cm だけ離れた A 点では、ピーク時の流速の絶対値が 90 cm/s に達している。また、加速度は波向き方向の流速 u の符号が正から負に反転するタイミングで最大となり、その値はおよそ 500 cm/s^2 である。一方、A 点から法線方向に 20cm 離れた B 点、および波向き方向に 30cm 離れた C 点では、A 点に比べて発生流速が小さい。

(3) 流速分布

図-23 の上側は、直角入射の場合の堤頭部のマウンド

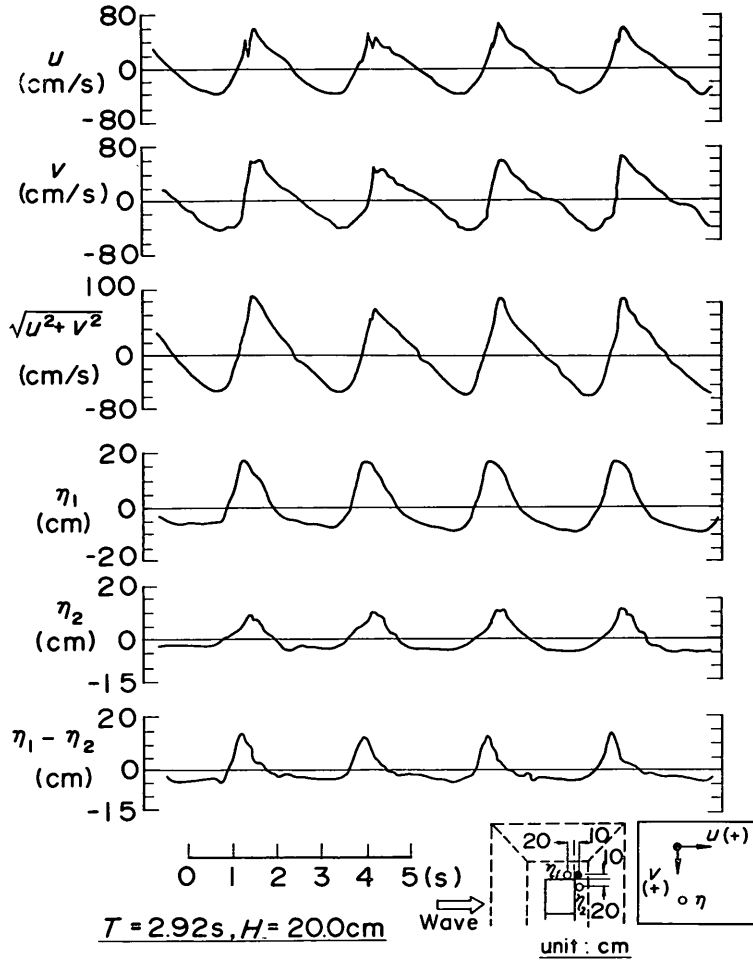


図-21 堤頭部近傍での流速と水位の時間変化

近傍流速（ピーク値）のコンター図の一例である。波の条件は規則波で、 $T=2.92\text{ s}$ 、 $H=10.0\text{ cm}$ とした。堤頭部近傍では、沖側および岸側の角を中心として局所的に速い流れが発生している。その絶対値は岸側の角部のほうが大きく、堤端から法線方向に $L/2$ 程度離れた堤幹部でのマウンド近傍流速とはほぼ一致している。前出の図-7には同一条件に対して、直立部前面から $L/8$ 離れた測線での流速分布の計算値を示してある。実験ではこの測線はマウンドの斜面上に位置するため水深がやや異なるが、流速は計算値とはほぼ一致している。図-23の下側には同じ条件に対して波向きを変化させた実験結果が示してある。これによると斜め入射の場合には、波向きに対して突き出た側の角部での局所流の発生が特に顕著になることがわかる。ただし、波向きに対して突き出た角とは波向線と堤端が接する角である。

図-24は $T=2.92\text{ s}$ 、 $H=20.0\text{ cm}$ の直角入射波の場合の流速ピーク値のコンター図である。図の左側は実験値、右側は数値波動解析法による計算値である。実験結果では先に述べた渦の効果により流速の大きい範囲がやや分裂して移動していることがわかる。しかしながら、最大流速の絶対値については、実験値と計算値がほぼ一致している。また、前出図-23の $H=10.0\text{ cm}$ の実験結果と比べると、岸側の角部のほうで局所流速が大きい現象は、波高が大きい場合にさらに顕著になることがわかる。

(4) 局所流の発生範囲

すでに示したように、流速が大きい範囲は角部近傍の限られた部分であり、それ以外の堤頭部のマウンドに作用する流速は小さい。写真-2は、直角入射の場合に岸側の角部近傍で生ずる流れの状況を染料を用いて可視化

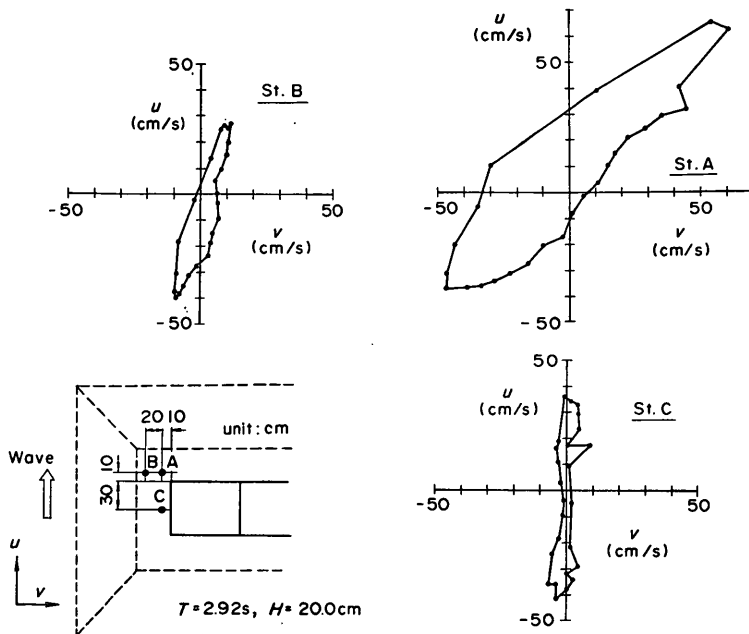


図-22 堤頭部近傍での流向，流速の時間変化

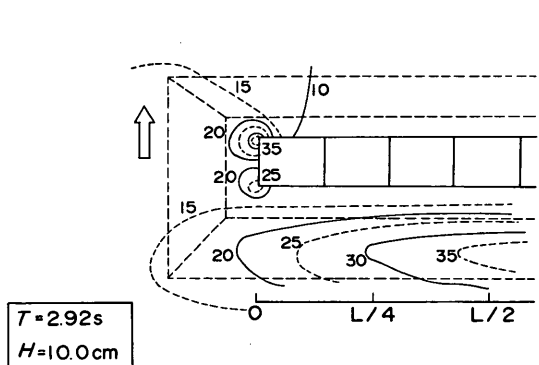


図-23 マウンド近傍流速の分布

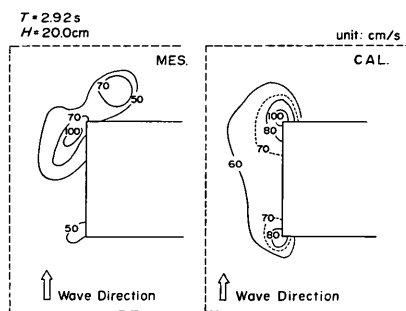


図-24 実験値と計算値の比較

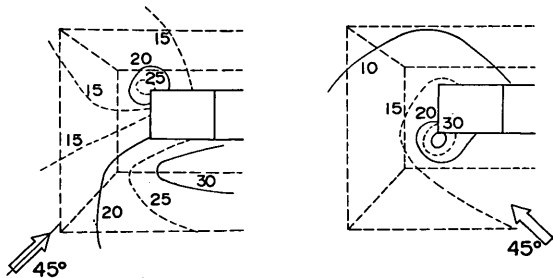


図-25 マウンド近傍流速の分布

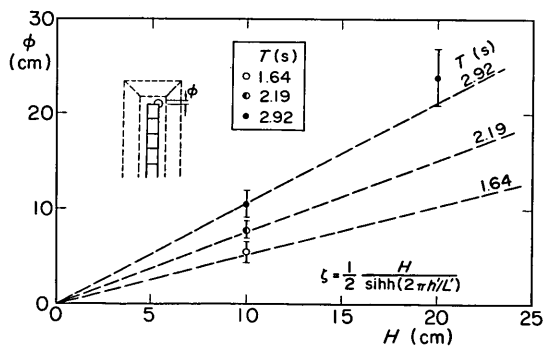


図-26 早い流れの範囲

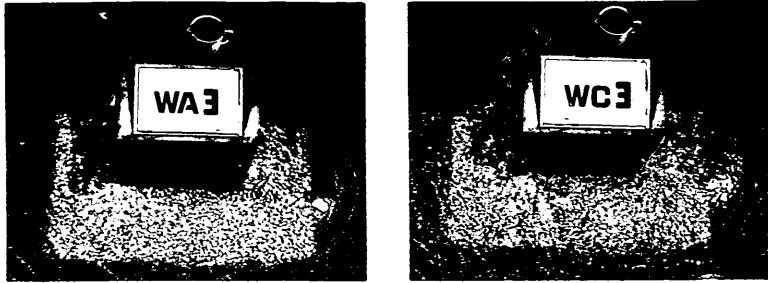


写真-2 堤頭部近傍での流れの可視化

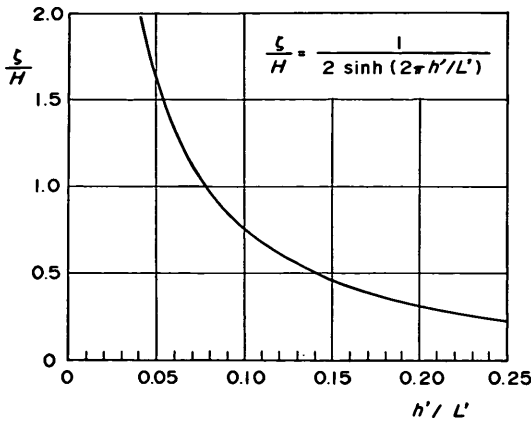


図-26 h'/L' と ζ/H の関係

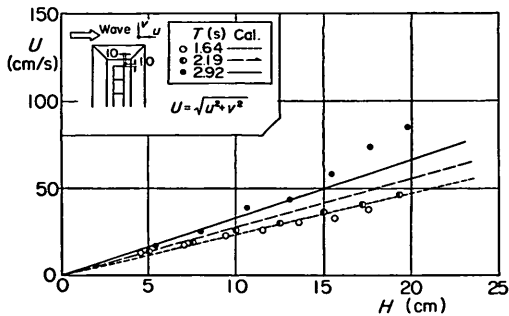


図-27 堤頭部での流速

したものである。作用波は波高 $H=10.0\text{cm}$ の規則波で、周期は $T=1.64\text{s}$ (WA 3) および 2.92s (WC 3) の 2 種類である。両者を比較すると周期が長いほど水粒子の軌道半径が大きく、微小振幅波理論による進行波の特性に合う。

図-25 は規則波による流速分布の測定結果を用いて、進行波の流速のおよそ 1.2 倍以上となる早い流れの発生範囲を示したものである。縦軸は早い流れの範囲の半径

ϕ をとり、横軸に波高 H をとって示している。なお図中の実線は、次式で示される微小振幅波理論による進行波の水粒子の最大変位距離 ζ である。

$$\zeta = \frac{H}{2 \sinh(2 \pi h'/L')} \quad (24)$$

この図からわかるように、実験値 ϕ は同じ波高に対しては周期が長いほど大きい傾向があり、計算結果 ζ の傾向とよく一致する。図-26 は、波高 H で無次元化した ζ と h'/L' の関係を示している。当然のことではあるが、 h'/L' が小さい（水深が浅く、周期が長い）ほど ζ/H は大きくなり、 h'/L' が 0.8 以上では 1.0 以上となる。

(5) 局所流速と波高の関係

図-27 は、直角入射波に対する堤頭部での流速のピーク値と波高の関係を示している。流速 U は同図の左隅に示した位置で測定したものである。実線等は、数値波動計算に基づいたこの測点における流速の計算結果である。実験結果は計算値にはほぼ一致している。なお、この測点の流速は進行波の流速の 1.2~1.5 倍、すなわち $\tau = 1.2 \sim 1.5$ に相当している。この測点は後述する被覆材の移動箇所の中心（特に $T_{1/3} = 2.92\text{s}$ のとき）付近であり、安定重量算定式に用いる τ としては、この程度の値が適切と考えられる。

5. マウンド被覆材の安定性

5.1 マウンド被覆材の移動状況

(1) 直角入射の場合における堤幹部の状況

写真-3 は直角入射で堤幹部における被覆材の安定実験の状況を示すものである。波の周期は $T_{1/3} = 2.92\text{s}$ であり、上段の写真は $H_{1/3} = 9.5\text{cm}$ の波の作用後、中段の写真は $H_{1/3} = 23.0\text{cm}$ の波の作用後の状態で、ともに被覆石の平均重量は 30gf である。波高の小さいケースで中央の赤い石が 1 個だけ移動しているけれども、これはもともと不安定であったものと考えられる。一方、波高の大きい場合には中央の赤い石の移動個数が 13 個で最も

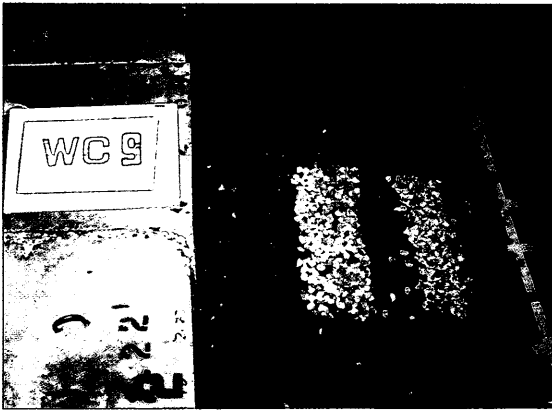
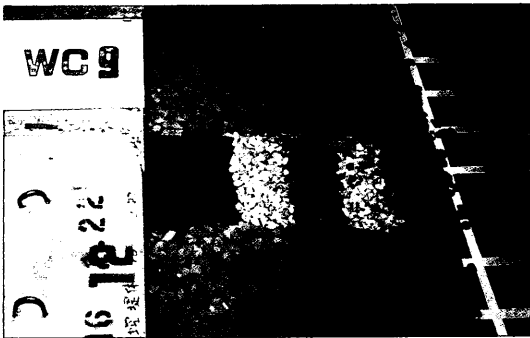
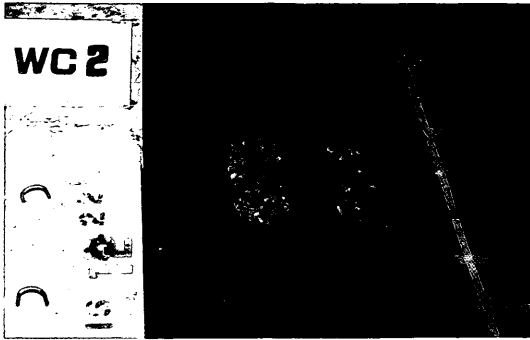


写真-3 直角入射波に対する堤幹部の状況



写真-4 斜め60°入射波に対する堤幹部の状況

多く、次に黄色の石が8個移動している。また、ケーソン直前の赤い石の部分では全く動きがみられなかった。移動率については、後で詳細に検討するが、その定義は最も移動が大きかった格子に着目して、その部分に属する被覆材の全数に対する移動個数の比(%)で表す。中段の写真で示したケースについて計算すると、中央の赤い石の総数は160個であるので、移動率 D は8%となる。

また下段の写真は平均重量15gfの被覆石を用いた場合の移動状況である。波の条件は中段の写真と同じ $T_{1/3}=2.92$ s, $H_{1/3}=23.0$ cm であるが、被覆石の重量が小さいため移動が生じ易くなっていることがわかる。この場合の移動率 D は、黄色の領域に着目して20%となる。

(2) 斜め60°入射に対する堤幹部の状況

写真-4は、斜め60°入射の場合の堤幹部における被覆石の安定実験の状況を示している。被覆石の平均重量は15gfで、上側の写真は波の作用前、下側の写真は $T_{1/3}=2.92$ s, $H_{1/3}=23.0$ cmの波の作用後の状況である。これによると、先に示した直角入射の場合に比べて移動が顕著で、特にケーソン直前に集中していることがわかる。この場合、ケーソン直前の青い部分がほぼ完全に移動し、移動率 D は87%となる。斜め入射の60°の場合には波の峰が作用しているときに防波堤に沿う強い流速が生じ、これによって被覆材が洗掘される。

(3) 直角入射波の場合における堤頭部の状況

写真-5に、直角入射の場合における堤頭部の安定実験の状況を示す。波の周期 $T_{1/3}$ は2.92sとし、写真の上から $H_{1/3}=9.5$ cm, 20.5 cm, 23.0 cmの波の作用後の状態を示している。なお、被覆石は15gfで、波は写真の左から右に進行する。 $H_{1/3}=9.5$ cmの場合は全く変化が無く、 $H_{1/3}=20.5$ cmでは港内側の青い石の移動が顕著で、部分的に下層の雑石が露出している。ここでの青石の移動個数は27個であり、これを一つの格子に属する石の総数80で除して移動率 D は34%となる。さらに波高の大きな $H_{1/3}=23.0$ cmが作用した下段の写真では洗掘が進行し、移動率 D は60%に達している。

(4) 堤頭部での流速とマウンド被覆材の挙動

堤頭部では渦の発生によって水面が乱されるため、被覆材の移動時の挙動は十分観察できなかった。このため幅50cmの片面ガラス張りの水路を用いて、堤頭部での被覆材の動くタイミングについて簡単な検討を行った。水路内に捨石マウンドを設け、波向き方向の長さが75cm、幅25cm(水路幅50cmの半分)のケーソンを設置した。水深条件は $h=52.5$ cm、マウンド上水深 $h'=37.5$ cmとし、周期 $T=3.0$ s、波高 $H=15.0$ cmの規則波を作用させた。

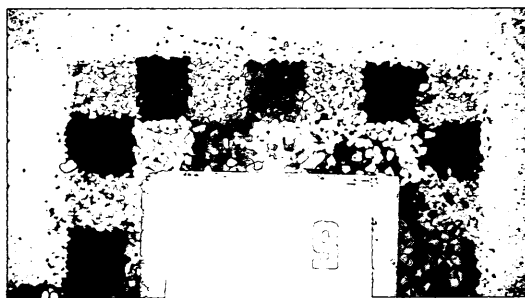
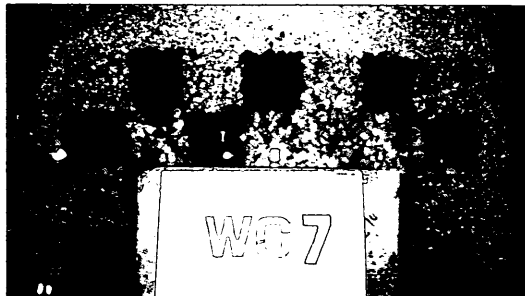
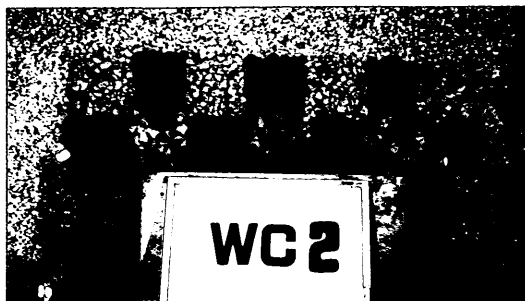


写真-5 堤頭部の状況

写真-6(a)は、ケーソンの角の部分で発生する渦の状況を上から示している。写真-6(b)はその状況をガラス面から写したものであるが、表面でみられた大きな渦の影響範囲が水面付近に限られていることがわかる。ケーソン端部付近には、平均重量2.6gfの被覆石を置き、その挙動をビデオカメラで撮影した。これと同時にマウンド近傍での流れを電磁流速計で測定し、その時系列データを被覆石の移動をとらえたビデオ画像と同期させて解析した。その結果、被覆石の移動は流速最大時に発生し、流れの加速度が最大となる水位が静水面を横切るタイミングでは全く動かないことが明らかになった。

上述したように、マウンド被覆材の移動は流速のピーク値に依存する現象である。ここでは若干の計算によってさらに検討を行う。前出の図-21および図-22に示した堤頭部近傍でのマウンド近傍流速の実測値を用いると、



写真-6 (a) 端部で発生する渦の平面形状



写真-6 (b) 端部で発生する渦の断面形状

15 gf 碎石の移動限界である $T=2.92$ s, $H=20.0$ cm の条件に対しては, 最大流速 $U_{max}=100$ cm/s, 最大加速 $\alpha_{max}=500$ cm/s² と概算される。ここで, マウンド被覆材を直径 1 cm の球体と仮定すると, 作用する抗力 F_D は 5.35 gf, 慣性力 F_I は 0.86 gf となる。このように今回の検討範囲では抗力が支配的であり, 流速のピーク値に着目して安定重量を算定する方法が妥当であることがわかる。

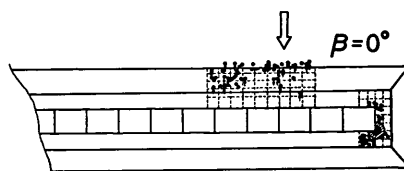
5.2 マウンド被覆材の移動率

(1) 波向きの影響

図-28 は, $T_{1/3}=2.92$ s, $H_{1/3}=17.5$ cm の波を作用させた後のマウンド被覆材の移動状況を, 波向きごとに示したものである。図中の黒丸は被覆材の移動位置である。まず, 堤幹部についてみると, 移動位置は既に示した流速分布の傾向とよく一致し, 直入射の場合にはマウンドの法肩から斜面部, 斜め 60° 入射の場合は直立壁の前面となっている。斜め 45° 入射の場合は斜面部と直立壁の前面で同じ程度の移動である。

一方堤頭部については, 直角入射では岸側, 斜め 45° 入射では波向きに対して突き出た側の角部での移動が顕著となっており, マウンド近傍流速の大きい部分と移動個所が一致する。

図-29 は, 堤幹部における波向きごとの移動率 D を, 横軸に入射波高をとって示したものである。なお, 波の周期は $T_{1/3}=2.92$ s である。直角入射と斜め 45° 入射の場合は傾向が良く似ており, 波高に対する被覆材移動の進行は遅い。これに対して斜め 60° 入射の場合は小さな波高で移動が始まり, 移動量が大きい傾向がある。一方, 堤頭部を対象として入射角の影響を比較したのが図-30 である。ここでは直角入射と斜め 45° 入射の実験結果に差はみられず, 先に述べたように移動個所の違いはあるけれども, 安定性の差は小さいと考えられる。



$T_{1/3}=2.92$ s
 $H_{1/3}=17.5$ cm

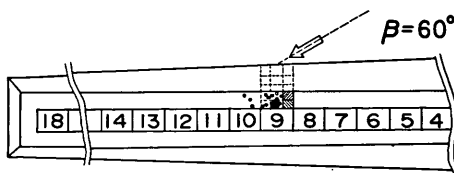
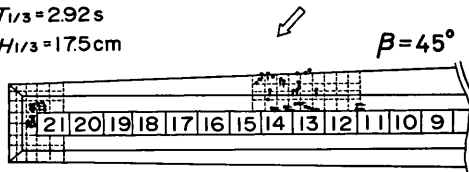


図-28 被覆材の移動状況 ($T_{1/3}=2.92$ s)

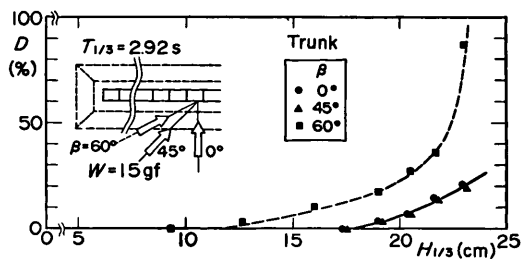


図-29 波の入射角の影響 (堤幹部)

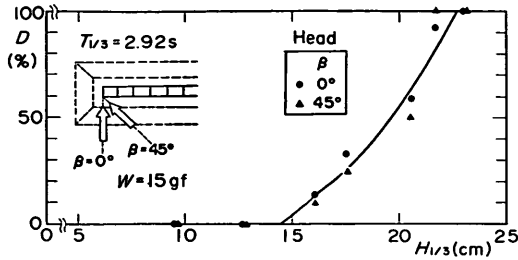


図-30 波の入射角の影響 (堤頭部)

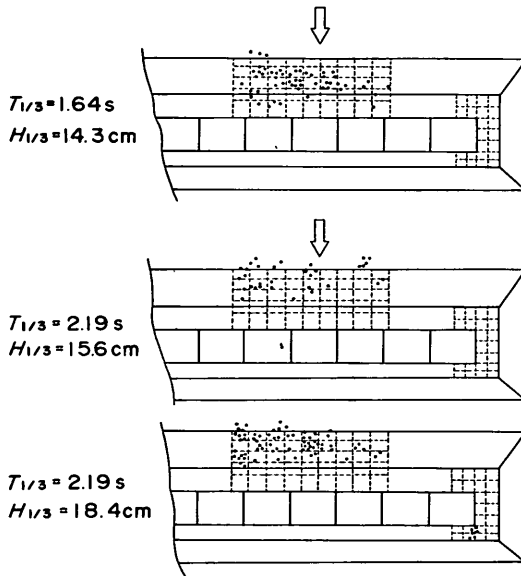


図-31 被覆材の移動状況 ($T_{1/3}=1.64\text{s}$ および 2.19s)

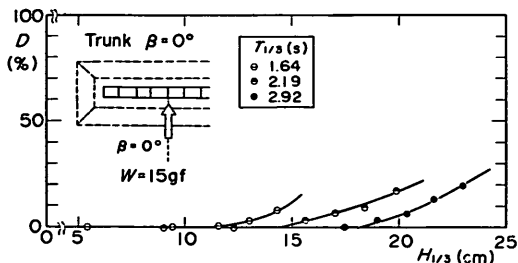


図-32 波の周期の影響 (堤幹部)

(2) 周期の影響

図-31 は周期 $T_{1/3}$ が 2.92s より短い 1.64s および 2.19s の場合について、直角入射の場合のマウンド被覆材の移動状況を示している。先に図-28 で示した $T_{1/3}=2.92\text{s}$ の結果と比べると、周期が短いほど堤幹部での移動範囲がケーソンに近づく傾向がある。このことは、周期が短いほど重複波の節がケーソンに近づくためであり、すでに示したマウンド近傍の流れの特性ともよく一致している。一方堤頭部についてみると、 $T_{1/3}=2.19\text{s}$ では堤幹部においては $H_{1/3}=15.6\text{cm}$ で初期移動が発生しているのに対し、堤頭部では $H_{1/3}=18.4\text{cm}$ で移動が生じている。さらに周期の短い $T_{1/3}=1.64\text{s}$ の場合には、造波限界に当る $H_{1/3}=14.3\text{cm}$ の波を作用させても堤頭部でのマウンド被覆材の移動は生じなかった。

図-32 は、直角入射の堤幹部について、波高と移動率の関係を実験波の周期ごとに示したものである。堤幹部では、やはり周期が短いほどマウンド被覆材が不安定になり易いことがわかる。図-33 は、直角入射の堤頭部について波高と被害率の関係を実験波の周期ごとに示したものである。この図から、堤幹部とは逆に堤頭部では、周期が長い場合にマウンド被覆材が移動し易いことが明らかになった。これは、端部で発生する局所的な早い流れの強さが、水深波長比 h/L に比例するためであり、すでに示したマウンド近傍流速の測定結果と同じ傾向である。

(3) マウンド被覆材の重量の効果

図-34 は、直角入射の堤幹部について、マウンド被覆材の重量を $15\text{gf} \sim 100\text{gf}$ の4種類に変化させたときの、波高と移動率の関係を示している。なお、実験波の周期は $T_{1/3}=2.92\text{s}$ とした。堤頭部では明確な移動が生じないため、重量の効果は顕著ではないが重量とともに安定性が高くなる傾向が認められる。ただし、重量が必要安定重量よりかなり小さくても被害率は比較的小さい。たとえば $H_{1/3}$ が 22cm 程度するとき 100gf で被害率は 0 となる。その $1/6$ 以下の 15gf でも被害率は 15% にすぎない。図-35 は同様の検討を斜め入射の 60° ケースについて行ったものである。ここでも、顕著ではないが重量の増加によって安定性が向上することがわかる。

図-36 は直角入射の堤頭部についてマウンド被覆材の重量効果を示したものである。これによると重量が大きいほど安定性が高いことが明確に認められる。

(4) 作用波数の影響と堤頭部の形状効果

図-37 は、斜め入射の 45° の場合について、 15gf のマウンド被覆材を用いて、安定限界を上回る波を連続して作用させたときの状況である。図中の堤頭部の黒い部分

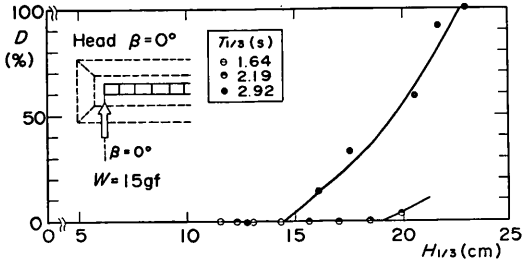


図-33 波の周期の影響（堤頭部）

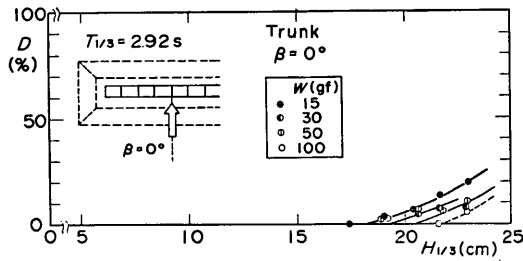


図-34 マウンド被覆材の重量効果（堤幹部 $\beta = 0^\circ$ ）

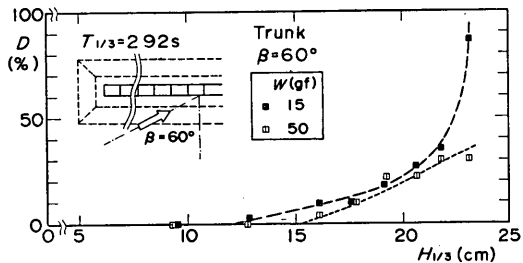


図-35 マウンド被覆材の重量効果（堤幹部 $\beta = 60^\circ$ ）

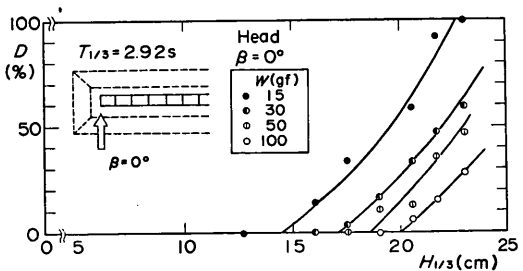


図-36 マウンド被覆材の重量効果（堤頭部 $\beta = 0^\circ$ ）

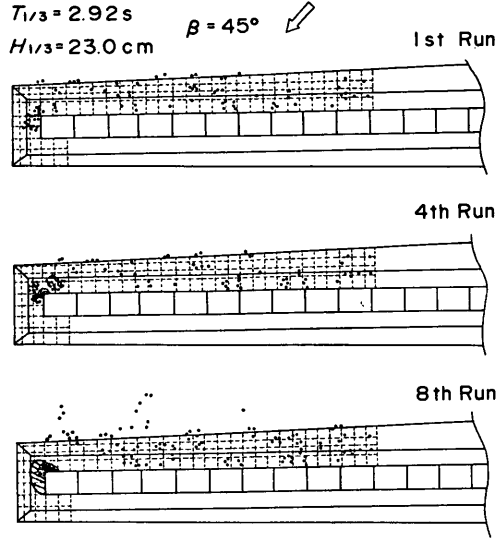


図-37 同一波浪の繰り返しによる被覆材の移動状況

は洗掘領域、斜線の部分は堆積領域を示している。実験波は $T_{1/3} = 2.92$ s, $H_{1/3} = 23.0$ cm とし、これを連続して 8 回、合計 1200 波作用させたときの状況である。実験結果によると堤幹部では移動範囲が広く分散し、移動の進行が遅いことがわかる。これに対し堤頭部では移動が端部の周辺に集中し、作用波数の増加とともに洗掘が進行する傾向がある。

図-38(a), (b) は、堤頭部のマウンド洗掘に対する堤頭部ケーソンの形状効果について検討したものである。ここでは直角入射波を対象とし、ケーソン端部の平面形状を通常矩形と、特別に半円形にした場合のマウンドの洗掘特性を比較した。マウンド被覆材は平均重量 2.6 gf の小さいものを用い、マウンド変形測定装置²⁵⁾を用いて、マウンドの断面形状を連続的に測定した。なお、実験波の条件は前述の場合と同じ $T_{1/3} = 2.92$ s, $H_{1/3} = 23.0$ cm とし、作用回数のみ 10 回にふやした。

矩形の場合は洗掘が端部 2 個所で生ずる。これに対し、半円形断面の場合は洗掘箇所は 1 個所で、主として岸側が堆積域となる。10 回作用後の実験結果によると、半円形の最大洗掘深さは 5 cm で、矩形の場合の 3 cm に比べて大きくなっている。また、全体の洗掘量でも両者に差異はみられない。したがって、堤頭ケーソンの形状を変化させることは洗掘防止対策としては不十分であり、現状では十分安定と考えられるマウンド被覆材、あるいは根固め方塊を使用するのが適当と考えられる。

次に矩形の場合の洗掘範囲を、すでに図-25に示した早い流れの発生範囲と比較する。実験条件は $h/L = 0.076$

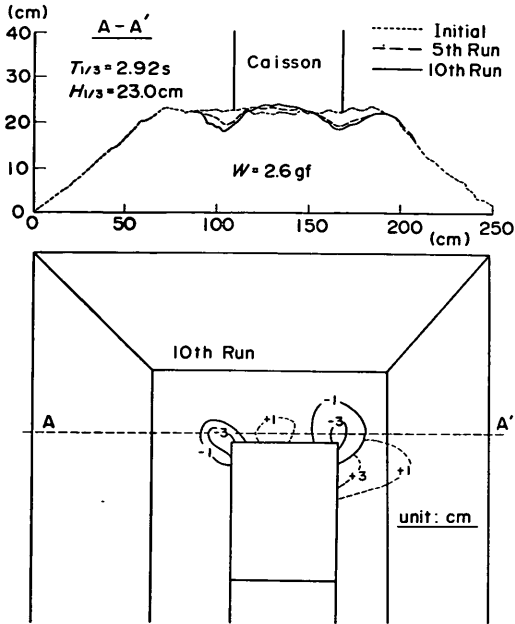


図-38(a) 2.6gf 碎石による洗掘状況 (矩形ケーソン)

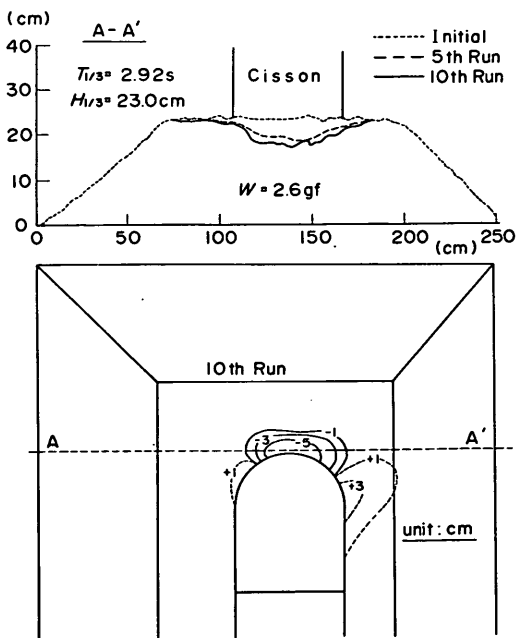


図-38(b) 2.6gf 碎石による洗掘状況 (半円形ケーソン)

であり、波高で無次元化した流れの早い領域の半径は0.9となる。波高は23.0cmであり、ケーソン端点から半径20.7cmの部分が危険な領域となる。図-38(a)に示した実験結果でも洗掘範囲の大きさはその程度であり、この算定法の妥当性が確認された。

5.3 マウンド被覆材の安定重量

(1) 安定重量と流速の関係

図-39は、被覆材の重量 W と移動限界のときの1/3最大流速 $U_{1/3}$ との関係を示している。 W は $U_{1/3}$ の6乗に比例する傾向がみられ、実線で示した Isbash のパラメータを用いた式により、両者の関係がよく説明できる。このことは、すでに示した安定数の基本的な考え方であ

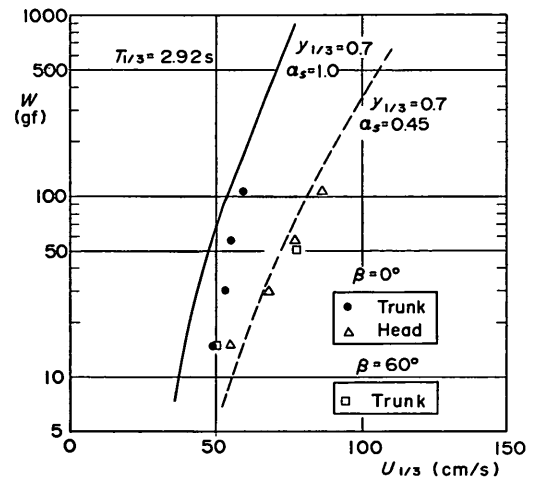


図-39 安定限界重量とマウンド近傍流速

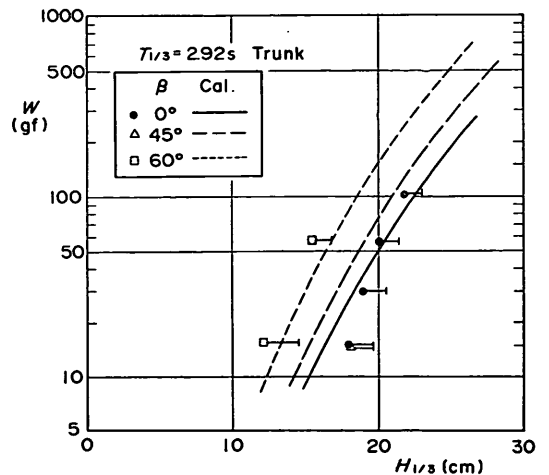


図-40 安定限界重量と波高 (堤幹部, $T_{1/3} = 2.92s$)

る流速の6乗則の妥当性を裏付けるものである。図中の α_S は、水平な部分と法肩や斜面の部分との安定数の違いを補正する係数であり、水平な部分に対しては実験結果に基づいて $\alpha_S=0.45$ とした。

(2) 安定重量の実験値と計算値の比較

図-40は、周期 $T_{1/3}=2.92$ sの場合について、堤幹部における波高と安定限界重量の関係を、波向きごとにプロットしたものである。プロットした点は移動限界を示し、実験の右端は移動率5%を示している。また図中の曲線は各条件に対して今回提案した方法で求めた計算値であり、実験値とおおむね一致している。ただし、計算ではマウンド面の勾配に関する補正係数 $\alpha_S=0.45$ を用

いている。計算結果では $\beta=60^\circ$ の場合、 $\beta=0^\circ$ の場合に比べて堤幹部での安定重量が約3倍である。ただし、一般には直立壁付近には重量の大きい根固めブロックが置かれている。このように斜め入射の場合で入射角が大きいときには、直立壁付近で移動し易く、直入射の場合の法肩や斜面以上の重量が必要な場合もあることに注意を要する。また図-41は、直入射の堤幹部について、周期の異なる場合について計算値と実験値を比較したものであるが、両者はおおむね一致している。このように、提案した斜め入射に対するマウンド被覆材の安定重量の算定法は、堤幹部に対しては今回の実験範囲についてほぼ妥当な結果が得られることを確認した。

図-42は、堤頭部について計算値と実験値を比較している。 $T_{1/3}=2.19$ sの場合では計算値はやや大きい値となるが、 $T_{1/3}=2.92$ sの場合には計算値は実験値と良く一致している。前出の図-40と比較すると、周期の比較的長い $T_{1/3}=2.92$ sの場合には堤頭部では堤幹部の約2倍の重量が必要となることがわかる。このように堤頭部の安定重量は周期が長いほど大きいため、これまで経験的に行ってきた堤幹部の50%増しという補正の方法では不十分な場合や、過大となる場合がある。同図には入射角 45° の場合を示してあるが、結果は直角入射の場合と差がない。このことから今回提案した堤頭部の算定法に関しては斜め入射の 45° 程度までは適用可能と考えられる。

6. マウンド被覆材の安定重量の算定法

6.1 安定重量の計算式

以上述べてきたマウンド被覆材の安定重量の算定法を、それぞれの条件についてまとめて記す。

(1) 堤幹部の場合

マウンド被覆材の安定重量 W は、次式により計算される。

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_S^3 (S_r - 1)^3} \quad (25)$$

ここに、

- W ; 被覆材の安定重量 (tf)
- γ_r ; 被覆材の空中単位体積重量 (tf/m³)
- S_r ; 被覆材の海水に対する比重
- $H_{1/3}$; 設計波の有義波高 (m)
- N_S ; 安定数

マウンド被覆材として石材を使用する場合には安定数は次式で求められる。

$$N_S = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right\}$$

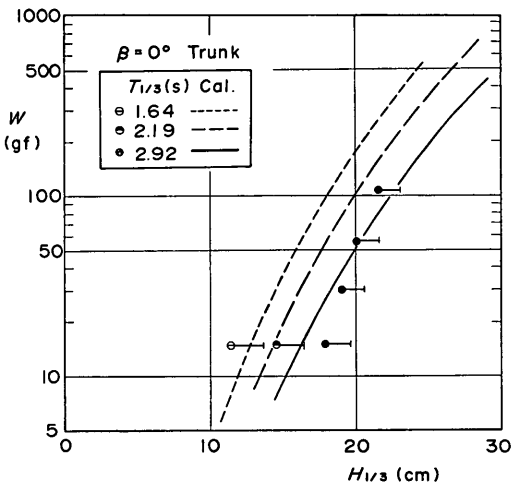


図-41 安定限界重量と波高 (堤幹部, $\beta=0^\circ$)

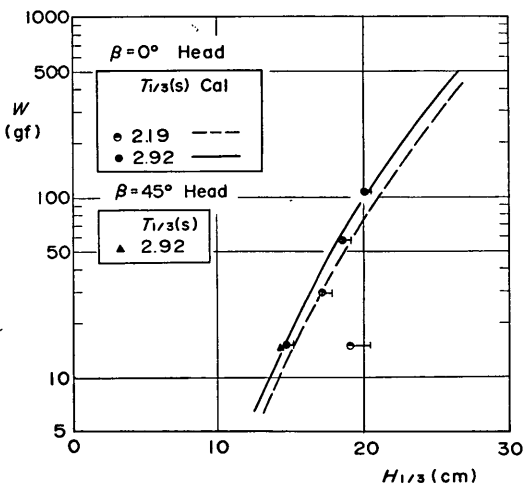


図-42 安定限界重量と波高 (堤頭部, $\beta=0^\circ$)

$$+1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \quad (26)$$

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_B \quad (27)$$

$$\kappa_1 = \frac{2kh'}{\sinh 2kh'} \quad (28)$$

$$(\kappa_2)_B = \max \{ \alpha_S \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kl \cos \beta) \} \quad (29)$$

ここに

h' ; 基礎捨石の天端水深 (m) (図-1 参照)

L' ; 水深 h' での設計有義波周期に対する波長 (m)

l ; 直立壁から算定対象地点までの距離 (m)

k ; 波数 ($2\pi/L'$)

β ; 波の入射角 (法線直角方向と成す角)

α_S ; 対象地点が水平な場合の補正係数 (=0.45)

以上の式によって、マウンド上の任意の地点に対して N_S が求められる。実際の設計ではマウンド全体に同一の被覆材を使用することが一般的であるので、マウンド全体で最も大きな $(\kappa_2)_B$ を求める必要がある。 $(\kappa_2)_B$ は図-5 によっても求めることができる。

まず直角入射の場合には、法肩の部分で最も移動が生じやすいので l はマウンドの法肩幅 B_M をとる。これに対し斜め入射の場合には、入射角が大きいほど直立部に近い部分の方が危険になる。このため l としてマウンドの法肩幅 B_M をとった場合と、直立部から根固め方塊 (港外侧) までの距離をとった場合の両方の計算を行って、大きいほうの $(\kappa_2)_B$ を用いる。図-43 は、例として $B_M/L = 0.068$ の場合を $(\kappa_2)_B$ の図に示したものであるが、 $\beta = 30^\circ$ 程度までは法肩のほうが危険側であることがわかる。

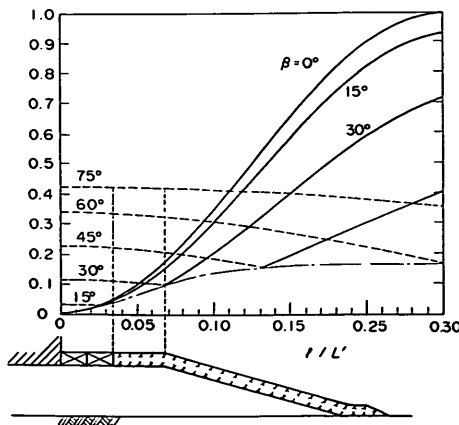


図-43 $(\kappa_2)_B$ の算定図の用い方

(2) 堤頭部の場合

堤頭部の場合、前出式(27)の無次元流速を次のように書き改める。

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_T \quad (30)$$

$$(\kappa_2)_T = \frac{\alpha_S \tau^2}{4} \quad (31)$$

ここで、 τ は堤頭部における流速の補正係数 (=1.4) である。なお、 κ_1 は前出の式(28)をそのまま用いる。堤頭部については、直立部基部のマウンドの水平部分が洗掘しやすいので、補正係数 $\alpha_S = 0.45$ とする。したがって、 $(\kappa_2)_T$ は定数 0.22 のとなる。その他の記号は堤幹部の場合と同じである。上式は、入射角が 45° 程度までの斜め入射波に適用できる。入射角がそれ以上の場合で、長さの比較的短い島堤の場合には、回折波によって堤尾部付近で波高増大が生じるため、過小の重量を与える危険性があるので注意を要する。

堤頭部でのマウンド被覆材の移動は、直角入射波の場合は港内側の角部、斜め入射波の場合は波向きに対して突き出た側の角部の近傍に発生し易い。また被覆材の移動の要因となる速い流れの発生範囲は、角部を中心として同心円状に広がる傾向がある。その中心半径 ζ は次式で求められる。

$$\zeta = \frac{H}{2 \sinh(2\pi h'/L')} \quad (32)$$

堤頭部におけるマウンド被覆の必要範囲を定量的に求めることは現状では難しいけれども、式(32)により概略の被覆必要範囲が推定できる。

(3) 斜め入射波および堤頭部に対する被覆ブロックの安定重量の推定法

被覆ブロックの場合、各ブロックごとに安定数 N_S の算定式が提案されているが、その多くは直角入射波のみを対象としたものである。斜め入射波および堤頭部に対する安定重量については、個々の被覆ブロックごとに平面実験を実施して検討する必要がある。

しかしながら概略の検討を行う場合には、直角入射波に対する安定数を既往の方法で計算し、これを各条件での発生流速に応じて補正することが可能である。すなわち、斜め入射波あるいは堤頭部に対する安定数 N_S^* は次式で求められる。

$$N_S^* = \frac{N_S}{\alpha_S \kappa^*/\kappa} \quad (33)$$

ここに、 N_S 、 κ は直角入射波に対する安定数および無次元流速で、 κ^* は斜めに入射波あるいは堤頭部に対する無次元流速である。 κ については $\beta = 0^\circ$ として前出の

式(27)により計算し、 κ^* については式(27)あるいは式(30)により計算できる。

6.2 算定例

(1) 計算条件

図-44 に示す混成堤を例として、堤幹部のマウンド被覆材の安定重量を計算する。おもな計算条件は次のとおりである。

マウンド上の水深	$h' = 9.0\text{m}$
マウンド法肩幅	$B_M = 8.0\text{m}$
設計波の条件	$H_{1/3} = 5.0\text{m}$
	$T_{1/3} = 13.0\text{s}$
	$L' = 118\text{m}$
入射角	$\beta = 0^\circ$ および 60°

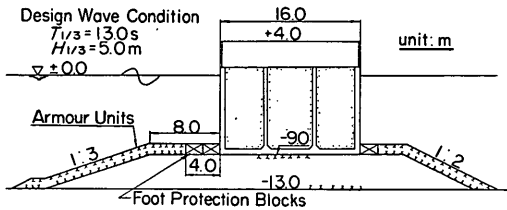


図-44 防波堤の設計断面

(2) 安定重量の計算手順

a) 堤幹部の場合

はじめに直角入射に対する計算を以下に示す。

まず $h'/L' = 0.076$ を式(28)に代入して、

$$\kappa_1 = \frac{2 \times 2 \times 3.14 \times 0.076}{\sinh(2 \times 2 \times 3.14 \times 0.076)} = 0.861$$

直角入射 ($\beta = 0^\circ$) の場合には法肩が最も危険となるので、 $l = B_M$ を式(29)に代入して、

$$(\kappa_2)_B = \sin^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 8.0}{118}\right) = 0.171$$

となる。したがって、

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_B = 0.861 \times 0.171 = 0.148$$

となる。さらに式(26)の第2項より安定数を求めると、

$$N_S = 1.3 \times \frac{1 - 0.148}{0.148^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times \exp\left[-1.5 \times \frac{(1 - 0.148)^2}{0.148^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 3.81$$

となり、この値を式(25)に代入して所要重量は

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{(3.81)^3 \times \left(\frac{2.65}{1.03} - 1\right)^3} = 1.54(\text{tf})$$

と計算される。

次に斜め入射 60° の場合の計算例を示す。斜め入射波

に対しては、式(29)の $(\kappa_2)_B$ の計算において、マウンド法肩 ($l = 8.0\text{m}$) だけでなく、根固め方塊との境界位置 ($l = 4.0\text{m}$) についても検討する必要がある。

$l = 4.0\text{m}$ に対しては、

$$(\kappa_2)_B = \max\left\{0.45 \sin^2 60^\circ \cos^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4.0}{118}\right),\right.$$

$$\left.\cos^2 60^\circ \sin^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4.0}{118}\right)\right\}$$

$$= \max\{0.322, 0.011\} = 0.322$$

$l = 8.0\text{m}$ に対しては、

$$(\kappa_2)_B = \max\left\{0.45 \sin^2 60^\circ \cos^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 8.0}{118}\right),\right.$$

$$\left.\cos^2 60^\circ \sin^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 8.0}{118}\right)\right\}$$

$$= \max\{0.280, 0.043\} = 0.280$$

となり、大きい方の前者の値を用いて κ は次のようになる。

$$\kappa = \kappa_1 (\kappa_2)_B = 0.861 \times 0.322 = 0.287$$

さらに、式(26)および式(25)を用いて、

$$N_S = 1.3 \times \frac{1 - 0.287}{0.287^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times$$

$$\exp\left[-1.5 \times \frac{(1 - 0.287)^2}{0.287^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 2.75$$

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{2.75^3 \times \left(\frac{2.65}{1.03} - 1\right)^3} = 4.08(\text{ft})$$

となる。したがって、この例では斜め入射の 60° の場合は直角入射のときのおよそ2.5倍の重量の被覆材が必要になる。

b) 堤頭部の場合

堤頭部の場合は式(30)を用いて κ を計算する。ここで流速補正係数 τ は実験結果に基づいて1.4を用いる。

したがって、

$$\kappa = 0.863 \times \frac{0.45 \times 1.4^2}{4} = 0.190$$

となる。これを式(26)および式(25)に代入して、

$$N_S = 1.3 \times \frac{1 - 0.190}{0.190^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times$$

$$\exp\left[-1.5 \times \frac{(1 - 0.190)^2}{0.190^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 3.38$$

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{3.38^3 \times \left(\frac{2.65}{1.03} - 1\right)^3} = 2.20(\text{tf})$$

となる。したがって、堤頭部では堤幹部のおよそ1.4倍の重量の被覆材が必要になる。

表-4 現地被災例(堤幹部)

記号	港名	施設名	被災年月日	構造条件			波浪条件			被覆石重量および断面欠損率				備考
				水深 h (m)	マウンド水深 h' (m)	前肩幅 l (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	β (deg.)	現地重量 W	計算重量 W_c	$\frac{W}{W_c}$	断面欠損率 D_e	
A	網走	東防波堤	S46.11.9	8.8	6.0	6.0	3.7	9.0	45	1 t	0.9 t	1.11	被害なし	II **PP.18
B	釧路	北防波堤	S42.11.9~11	6.0	5.0	4.5	4.0	*10.0	不明	30~300kg	2.0 t	0.08	50%	II PP.22
C	余市	南防波堤	S40.12.17	7.4	4.5	3.5	4.0	7.0	*60	1~2 t	4.3 t	0.35	98%	II PP.55
D	函館	西防波堤	S42.3.22~24	14.5	7.5	5.5	6.0	*7.0	不明	50~800kg	11.3 t	0.03	100%	II PP.65
E	柏崎	西防波堤	S41.1.19~20	8.0	4.5	6.0	5.8	*10.0	22	1.5 t	20.0 t	0.08	93%	II PP.76
F	姫川	西防波堤	S45.1.31	8.5	4.5	8.5	7.9	14.1	45	2 t	57.6 t	0.03	44%	II PP.79
G	金沢	西防波堤	S43.1.14~16	7.0	3.0	8.0	4.0	9.0	0	1 t	6.0 t	0.17	32%	II PP.86
H	青森	油川東防波堤	S42.10.28	5.2	3.0	4.0	4.5	*7.3	不明	300kg	10.6 t	0.03	33%	II PP.89
I	八戸	河原木東防波堤	S45.7.6	7.2	4.0	18.0	4.8	9.0	0	1 t	10.2 t	0.10	28%	II PP.96
J	宮古	藤原防波堤	S49.2.8~9	10.0	6.0	8.0	4.6	11.0	*0	0.5~1.0 t	6.0 t	0.13	79%	III ***PP.76
K	小名浜	第1西防波堤	S46.4.29~30	9.5	6.0	12.0	6.7	14.0	不明	0.5~1.0 t	30.9 t	0.02	100%	II PP.112
L	〃	第2西防波堤	S45.1.31	17.0	7.0	7.0	5.0	8.1	不明	1 t	7.3 t	0.14	85%	II PP.118
M	四日市	旭防波堤	S47.9.16	9.0	5.3	6.0	3.5	7.0	50	300~500kg	0.8 t	0.50	被害なし	II PP.158
N	和歌山下津	南港外防波堤	S46.8.30	10.6	3.8	14.0	2.6	11.7	不明	1 t	1.5 t	0.67	11%	II PP.178
O	唐津	東港地区防波堤	S43.2.15	9.0	4.4	4.0	2.3	9.5	0	300~500kg	0.1 t	4.00	被害なし	II PP.204
P	志布志	沖防波堤	S55.9.10~22	11.5	8.5	10.9	5.6	10.0	20	500~700kg	9.2 t	0.07	100%	III PP.173

*設計条件等から推定, **港研資料 No. 200 被災防波堤集覧(その2), ***港研資料 No. 485 被災防波堤集覧(その3)

(3) 安定重量の計算図表

ハドソン型の算定式では、波高が安定重量を決める最も影響の大きなパラメーターとなる。ここでは、横軸に波高 $H_{1/3}$ 、縦軸に安定重量 W を対数でとり、マウンド上水深 h' 、マウンド前肩幅 B_M 、波の周期 $T_{1/3}$ および波向き β をパラメーターとした計算図表を示す。なお、以下の検討では前出の図-44 に例示した防波堤を基本条件とした。

図-45(a)は、 $B_M=8.0$ m の場合の堤幹部についての計算結果である。実線は基本条件に対する計算結果で、破線はマウンド上水深 h' が小さい場合、点線は周期が短い場合を表している。さらに各ケースで波向きを 0° から 60° まで、 15° きざみで変化させている。この場合は、いずれの条件でも $\beta=60^\circ$ の場合が最も大きな重量の被覆材が必要になり、 $\beta=30^\circ$ の場合が最も小さい重量となる。また、破線で示すマウンド水深が浅いケースは、深い場合に比して大きな重量の被覆材が必要になる。ま

た点線で示す周期の短いケースは、 $\beta=60^\circ$ では長い場合に比して小さな重量でよいことがわかる。

図-45(b)は、 $h'=9.0$ m、 $T_{1/3}=13.0$ s の場合の堤幹部を対象として、 B_M を変化させた場合の計算結果である。このケースは、 $\beta=45^\circ$ 以上では根固め方塊側の位置で流速が最大となるため、 B_M によって安定重量は変わらない。前図と同様に $\beta=60^\circ$ の条件が最も厳しいけれども、 B_M が大きいほど直角入射($\beta=0^\circ$)の安定重量が $\beta=60^\circ$ の値に近づく傾向がある。

図-46は、堤頭部についてマウンド上水深 h' と周期 $T_{1/3}$ の影響を示したものである。周期が長いほど、あるいはマウンド上水深が小さいほど、安定重量は大きくなる。

6.3 被災例による算定法の検討

(1) 堤幹部の被災例

被災防波堤集覧(その3)¹⁴⁾によると、1973年から1982年までのケーソン式混成堤(消波ブロック無し)の被災

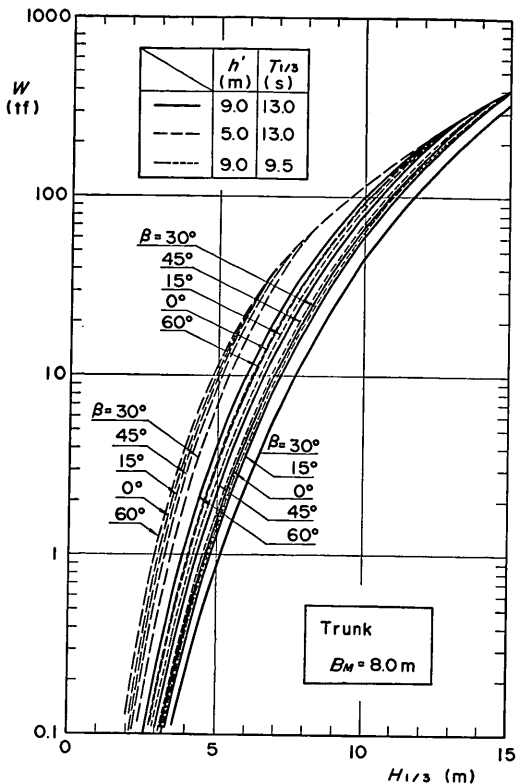


図-45(a) 波高と安定重量 (堤幹部, $B_M = 8.0\text{m}$)

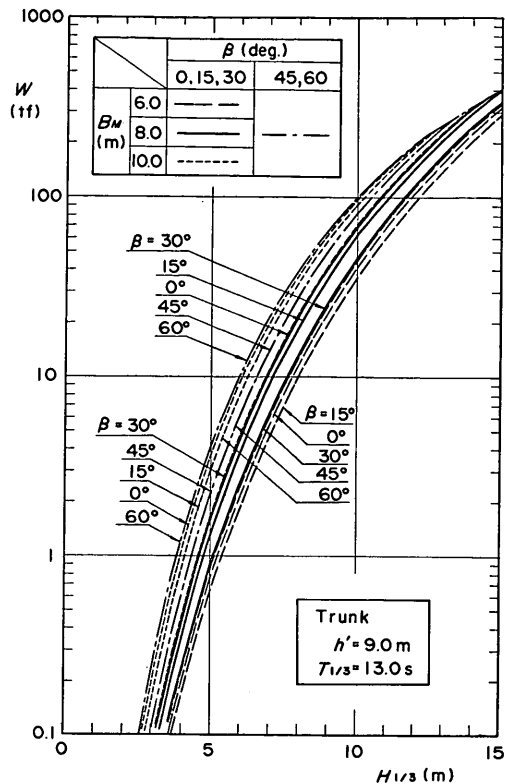


図-45(b) 波高と安定重量 (堤幹部, $h' = 9.0\text{m}$, $T_{1/3} = 13.0\text{s}$)

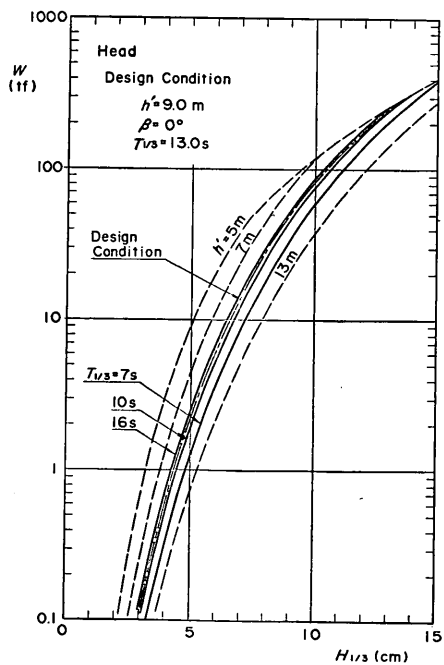


図-46 波高と安定重量 (堤頭部)

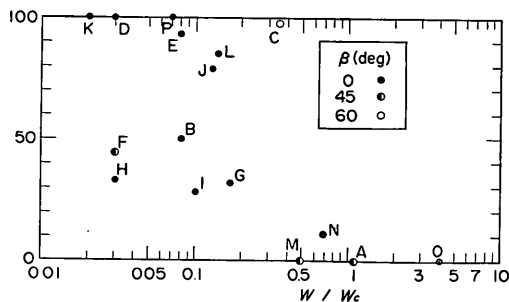


図-47 現地被災におけるマウンドの断面欠損率

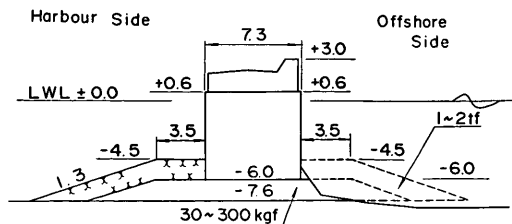


図-48 余市港の被災例

例のうち、マウンド部の被災を含むものは全体の42%になっている。

図-47は被災防波堤集覧^{9),10),11)}の中から、マウンド被覆材として石材を用いたケース(16例)を選び出し、分析したものである。なお、16例中13例はマウンド部の被災例で、残りの3例はパラペット等の被災で、マウンド部は無被害だったケースである。図の横軸は、現地重量 W と計算による安定重量 W_c の比で、縦軸はマウンド部の断面欠損率 D_e であり、波向きにより記号を違えてある。なお、計算重量に比べて現地重量が著しく小さいケースは、昭和30年以前に施工されたもので、マウンド被覆工の完成前に基礎マウンドが被災した施工中の災害のいずれかである。各ケースの構造条件および波浪条件の詳細は表-4に示してある。

ここで収録したうち斜め入射の被災例はわずか4例に過ぎないが、斜め入射 60° と推定される余市港(図中C)の場合は、図-48に示すようにケーソンの直前が大きく洗掘されており、今回の斜め入射波の実験結果とよく一致している。

一方直角入射波に対しては、 W/W_c が0.5~1程度のデータが少ないため明確に言えないが、計算重量のおよそ1/2の場合でも断面欠損率 D_e は10%程度であり、比較的安全側の結果を得る傾向が認められる。これは計算重量が移動率0%に対して設定されたためと考えられる。したがって、防波堤としての機能を損ねない程度のマウンド被覆材の移動を許容できる場合には、計算重量よりも小さなマウンド被覆材の使用も可能と思われる。

(2) 堤頭部の被災例

堤頭部のマウンド天端面は、重量の大きな根固め方塊を設置するのが一般的であるため、この部分の「被覆石」の被災例は前出の集覧には見い出せなかった。したがって、堤頭部の「根固め方塊」が被災した福井港の例を以下に示す。図-49(a)は福井港の防波堤の配置、図-49(b)は被災があった堤頭部近傍の状況、図-49(c)はその断

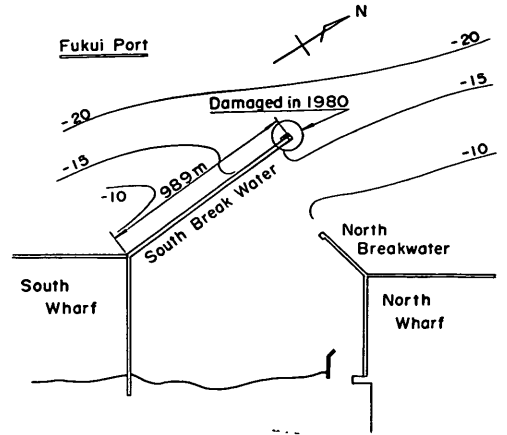


図-49(a) 福井港の平面配置

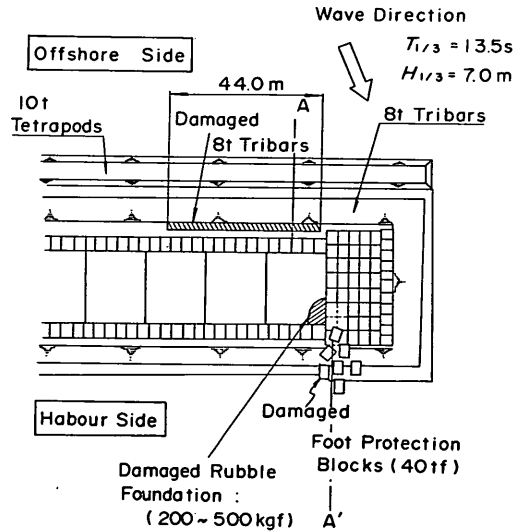


図-49(b) 被災地点の平面図

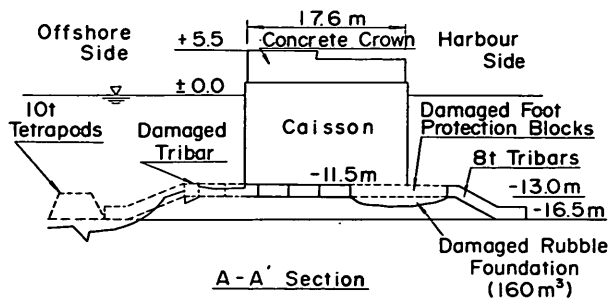


図-49(c) 被災部分の断面図

表-5 現地被災例（堤頭部）

港名	施設名	被災年月日	構造条件		波浪条件			移動した根固方塊の諸元		堤頭部被覆石の計算重量 (t)	牛嶋らの方法による必要厚さ(m)	備考
			水深 h (m)	根固水深 d (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	β (deg.)	厚さ (m)	重量 (t)			
杵形	西防波堤	S 44.4.26	10.8	4.9	5.7	12.0	*0	1.8	24.8	16.6	1.6	II **PP. 40
江名	防波堤(沖)	S 46.9.11~13	7.5	3.0	4.4	*10.0	20	1.5	31.1	9.9	1.4	II PP.150
深浦	東防波堤	S 53.1.22	12.5	7.5	6.2	*10.0	*0	1.5	41.4	7.5	1.4	III **PP. 56
酒田	北港防波堤(北)	S 54.12~ S 55.2	17.0	8.6	10.8	*15.6	26	2.0	47.6	124.4	2.9	III PP. 92
福井	南防波堤	S 55.1~ S 55.2	16.0	11.5	7.0	*13.5	15	1.5	41.4	7.4	1.1	III PP.132

*設計条件等から推定, **港研資料 No. 200 被災防波堤集覧(その2), ***港研資料 No. 485 被災防波堤集覧(その3)

面形状である。来襲した波浪は $H_{1/3}=7.0\text{ m}$, $T_{1/3}=13.5\text{ s}$ で、波向きは防波堤法線に対する垂線から 15° 傾く程度と推定されている。港内側の端部では1個40tの根固め方塊が散乱しており、波によって堤頭部の方塊に大きな力が作用していることを示している。

表-5には、福井港の例も含めて5例の被災例を示している。各例について被覆石を用いた場合の安定重量を示してあるが、酒田港の場合を除けば、実際に使われた根固め方塊重量よりも被覆石の計算重量のほうが小さい。これは根固め方塊に比べてマウンド被覆石や被覆ブロックのほうが透過性が高く、上下面の圧力差による浮動が生じにくいことが理由と考えられる。堤頭部での根固め方塊の安定性については、これまで国栖ら²⁵⁾、牛島ら²⁶⁾が検討している。表-5には、牛島らの方法により堤頭部の根固め方塊の必要厚さの計算値も示しているが、被災例と比較するとやや危険側の計算結果となっている。今後堤頭部での根固め方塊の巨大化を避ける方法としては、有孔型の根固め方塊の使用等が考えられる。

7. 結 論

比較的马ウンドが低い混成堤を対象として、堤幹部でのマウンド近傍流速に対する波の入射角の影響や、堤頭部付近で発生する局所的な流速の検討を行った。これらをもとに、堤幹部および堤頭部における入射波に対するマウンド被覆材の安定重量の算定法を提案し、その妥当性を実験的に検討した。本研究の主要な結論は以下のとおりである。

① マウンド被覆材の移動は、マウンド近傍での水粒子速度の絶対値が大ききところで発生する。また、被覆材の動くタイミングが流速のピーク時にはほぼ一致することから、マウンド被覆材の安定性を支配す

る要因としては流速の絶対値が重要であることを確認した。

- ② マウンド被覆材の安定重量とマウンド近傍での発生流速の関係について、不規則波による平面実験を実施して系統的に調べた。その結果、一般に安定重量は流速の6乗に比例することがわかった。
- ③ 斜め入射波が作用する場合における堤幹部のマウンド被覆材の安定重量を算定する方法を提案した。さらに、平均重量の異なる4種類の被覆材を用いて安定実験を行い、その妥当性を確認した。
- ④ 堤幹部に斜め入射波が作用する場合には、その入射角が大きいとケーソン前面のマウンド水平部上の流速が他の場所より速くなり、この部分の被覆石が移動し易い。直角入射の場合は通常マウンド法肩より下の部分で移動が生じ、斜め入射の場合と大きく異なる。また斜め入射で入射角が大きき場合には、直角入射の場合より安定重量が大きくなることもある。
- ⑤ 直角入射に対する堤頭部のマウンド被覆材の安定重量算定法を提案し、実験結果によってその妥当性を確認した。この方法は、入射角が 45° 程度までの斜め入射の場合に対しても適用可能である。
- ⑥ 堤頭部では堤体の角付近で局所的に大きい流速が発生し、局所的な被覆材の移動が発生する。特に直角入射では岸側の角、斜め入射では波向きに対し突き出た側の角(波向線が堤端と接する角)付近でマウンド被覆材の移動が発生する。堤頭部での局所流の発生範囲を求める方法を提案し、これを用いて堤頭部での被覆の必要範囲が推定可能となった。
- ⑦ 堤頭部のマウンド被覆材の安定重量は、有義波周期が長いほど大きく、堤幹部より50%以上の重量が

必要な場合もある。また、堤頭部では堤幹部に比べて波高の増大に対するマウンド被覆材の被害が急速に進行する傾向があることに留意する必要がある。

本研究では、重複波的な波に対して、マウンド被覆材の安定性に及ぼす波向き効果を検討した。今後は碎波が作用する場合に対しても検討する必要がある。また、比較的マウンドが低い場合を対象としたため、計算に用いた基礎式ではマウンド部の水深変化を考慮していない。しかしながら、大水深防波堤のようにマウンドが高い場合にはこの点を考慮する必要がある。さらに、今回は完全反射の場合について検討したが、たとえば消波ケーソンを用いた場合には反射率が低くなるため、マウンド近傍の流速も小さくなることが予想される。しかしその反面、引き波時には遊水部からの戻り流れによってケーソン前面のマウンドの洗掘を助長する危険性がある。こうした問題に対する定量的な検討が必要である。一方、堤頭部のマウンド被覆材の安定性については、今回は斜め入射 45° までについては検討したが、それより入射角が大きい場合には堤尾部付近での波高増大に注意する必要があると考えられる。

本研究ではマウンド被覆材として碎石を用いたけれども、流速の6乗則に基づく必要重量の割り増しの方法は、被覆材として異形ブロックを用いた場合にも適用可能と考えられる。この点については今後も検討を行う予定である。

本研究での水理模型実験の実施に当っては、海洋エネルギー利用研究室の田中智研究員、ならびに耐波研究室佐々木均研究員の協力を得た。また、防波堤前面の波高分布の計算においては波浪研究所のプログラムを使用させていただいた。ここに記して、関係各位に感謝の意を表する次第である。

(1990年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) Brebner, A. and D. Donnelly: Laboratory study of rubble foundation for vertical breakwater, *Proc. of 8th Coastal Engineering Conference*, New Mexico City, 1962, pp. 408~429.
- 2) 鴻上雄三・成田友弥: 消波ブロックを被覆層とした混成堤マウンドの安定性について, 北海道開発局土木試験所月報, 第232号, 1972年, pp. 1~13.
- 3) 鹿島遼一・斉藤昭三・長谷川寛: 混成堤基礎マウンドを被覆するコンクリート方塊の所要重量, 第17回海岸工学講演会論文集, 1970年, pp. 169~175.
- 4) 稲垣絃史・片山猛雄: 被災例による混成堤マウンド被覆石の安定限界の検討, 港湾技研資料, No. 127, 1971年, 22p.
- 5) 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋁三・台田良 実: 不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告第21巻第3号, 1982年, 9月, pp. 3~42.
- 6) Van de Kreeke, J.: Damage function of rubble mound breakwaters, *ASCE*. Vol. 95, WW 3, 1969, pp. 345~354.
- 7) 伊藤善行・藤島 睦・北谷高雄: 防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告第5巻第14号1966年, 9月, 134p.
- 8) 入江 功・栗山善昭・浅倉弘敏・藤田 誠: 斜め入射重複波による無マウンド堤前面の海底洗掘, 港湾技研資料, No. 581, 1987年, 6月, 48p.
- 9) 北島昭一・中野拓治・堀井修身・柿崎秀作・隆旗健一・花木芳雄: 被災防波堤集覧, 港湾技研資料, No. 58, 1968年, 9月, 239p.
- 10) 武山秀夫・中山種清: 被災防波堤集覧(その2), 港湾技研資料, No. 200, 1975年, 3月, 255p.
- 11) 服部千佳志・柴田鋁三・大堀晃一: 被災防波堤集覧(その3), 港湾技研資料, No. 485, 1984年, 6月, 281p.
- 12) 運輸省港湾局監修: 港湾施設の技術上の基準・同解説, (財)日本港湾協会, 1989年2月, 上巻 pp. 130~132.
- 13) Hudson, R.Y.: Laboratory investigation of rubble mound breakwaters, *Proc. ASCE*, Vol. 85, No. WW 3, 1959, pp. 93~121.
- 14) 前出 1) に同じ
- 15) 前出 5) に同じ
- 16) Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, Vol. II, 1977, pp. 7~215.
- 17) 高山知司: 波の回折と港内波高分布に関する研究, 港湾技研資料, No. 367, 1981年, 3月, 140p.
- 18) 伊藤善行・谷本勝利: 新しい方法による波動の数値計算—防波堤周辺の波高分布への適用—, 港湾技術研究所報告第10巻第2号, 1971年6月, pp. 97~120.
- 19) 谷本勝利・小舟浩治: 小松和彦数値波動解析法による港内波高分布の計算, 港湾技術研究所報告第14巻第3号, 1975年9月, pp. 35~58.
- 20) Horikawa, K.: Nearshore Dynamics and Coastal Processes, Univ. of Tokyo Press, 1988, pp. 271~291.
- 21) 渡辺 晃・丸山康樹: 屈折・回折・碎波減衰を含む波動場の数値解析法, 第31回海岸工学講演会論文集, 1984年, pp. 103~107.
- 22) 磯部雅彦・佐藤典之・杉浦 淳・泉宮尊司: 港内波高分布の数値計算における境界条件に関する研究, 第34回海岸工学講演会論文集, 1987年, pp. 86~90.
- 23) 前出 17) に同じ
- 24) 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司: 津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告第27巻第4号, 1988年12月, pp. 93~121.
- 25) 国栖広志・洞谷邦弘・清水虎重: 混成式防波堤堤頭部根固め方塊ブロックの安定性に関する研究, 第33回海岸工学講演会論文集, 1986年, pp. 437~441.
- 26) 牛島龍一郎・水野雄三・井元忠博: 根固め方塊の安定性に関する実験的研究, 開発土木研究所月報 No. 424, 1988年9月.

主要記号表

a	: マウンドの被覆材の単位長さ	S_r	: 被覆材の海水に対する比重
B_M	: マウンドの法肩幅	$S(f)$: スペクトル密度
C	: 波速	T	: 規則波の周期
C_g	: 波の群速度	$T_{1/3}$: 有義波周期
C_D	: 抗力係数	t	: 時刻
C_M	: 慣性力係数	U	: 規則波による合成流速 ($=\sqrt{u^2+v^2}$)
D	: マウンド被覆材の移動率	$U_{1/3}$: 不規則波による合成流速の1/3最大値
D_e	: マウンド被覆材の断面欠損率	U_{p0}	: 進行波による水底での水粒子速度
d	: マウンド上の水深	U_T	: 堤頭部で発生する局所流速
F_D	: 抗力	U_{max}	: 合成流速のピーク値
F_I	: 慣性力	u	: 波向き方向の流速
f	: 波の周波数	v	: 波向き直角方向の流速
H	: 規則波の波高	W	: マウンド被覆材の重量
H_{max}	: 最高波高	w_0	: 水の単位体積重量
$H_{1/10}$: 1/10最大波高	α_S	: マウンドの勾配によって決まる流速の補正係数
$H_{1/3}$: 有義波高	α_{max}	: 水粒子の加速度のピーク値
h	: 堤体設置水深	β	: 波の入射角
h'	: ケーソンの基面水深	γ_r	: 被覆材の空中単位体積重量
h_C	: ケーソンの天端高	ζ	: 進行波の水粒子速度の最大変位距離
k	: 波数 ($=2\pi/L$)	η_i	: 測点 i における水位
L	: 波長	κ_1	: 式(4)で決まる無次元流速
L'	: ケーソン基面水深 h' を基準とした波長	κ_2	: 式(14)で決まる無次元流速
l	: マウンド上における直立壁からの距離	κ_T	: 式(22)で決まる無次元流速
N_S	: マウンド被覆材の安定数	κ^*	: 式(13)で決まる無次元流速
N_S^*	: 式(13)で求められるマウンド被覆材の安定数	$(\kappa_2)_B$: 式(16)で決まる無次元流速
n	: 群速度と波速の比	$(\kappa_2)_T$: 式(23)で決まる無次元流速
Q_x	: x 方向の線流量	μ	: ケーソンと捨石マウンドの間の摩擦係数
Q_y	: y 方向の線流量	τ	: 堤頭部での流速の補正係数
		ϕ	: 早い流れの発生範囲