

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

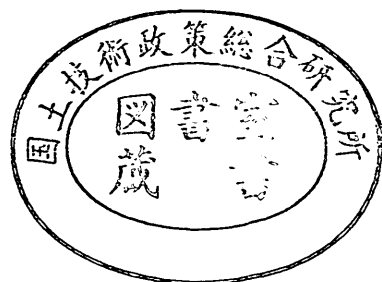
---

VOL. 21

NO. 3

SEPT. 1982

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第21巻第3号 (Vol. 21, No. 3), 1982年9月 (Sept. 1982)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 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..... 3  
..... 谷本勝利, 柳生忠彦, 村永 努, 柴田鋼三, 合田良実  
(Stability of Armor Units for Foundation Mounds of Composite Breakwaters  
Determined by Irregular Wave Tests  
.....Katsutoshi TANIMOTO, Tadahiko YAGYU, Tsutomu MURANAGA,  
Kozo SHIBATA and Yoshimi GODA)
2. 直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究.....43  
..... 谷本勝利, 吉本靖俊  
(Theoretical and Experimental Study of Reflection Coefficient for Wave  
Dissipating Caisson with a Permeable Front Wall  
.....Katsutoshi TANIMOTO and Yasutoshi YOSHIMOTO)
3. 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究.....79  
..... 野田節男, 北澤壮介, 飯田 毅, 森 信夫, 田渕 博  
(An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Steel Plate Cellular  
Bulkheads with Embedment  
.....Setsuo NODA, Sosuke KITAZAWA, Takeshi IIDA, Nobuo MORI,  
and Hiroshi TABUCHI)

# 1. 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

谷 本 勝 利\*  
柳 生 忠 彦\*\*  
村 永 努\*\*\*  
柴 田 鋼 三\*\*\*\*  
合 田 良 実\*\*\*\*\*

## 要 旨

混成堤マウンド被覆材の重量の算定法はまだ標準的方法が定まっておらず、設計上の技術的課題の一つとなっている。特に、これまでの研究は規則波によるものが主で、不規則な波に対してどのように適用していけばよいかということは明らかにされていない。そこで、本報告は不規則波実験によって混成堤マウンド被覆材の安定性を検討したものである。

本研究の結果、不規則波の作用は、有義波高に等しい波高を持った規則波の作用よりも著しく破壊的であることが明らかとなった。そして、被覆石及び実験用に新たに作製した被覆ブロックについて、不規則波実験結果に基づく安定数の算定法を提案した。これは、基礎捨石マウンドの形状と波の条件を結合した二つのパラメータによって定式化したもので、基礎捨石マウンドの天端上の水深及び天端幅、有義波の周期及び波高の諸元を用いて計算される。

被覆材の安定重量はこの安定数を用いて求めることができる。実験条件に適用してみた結果では、被覆石の場合、計算重量が確保されておれば被害率が3.5%以下となり、適合性の高いことが明らかとなった。一方、被覆ブロックの場合には急激に被害が進行する傾向にあるので、被害の生じやすい高マウンドの場合にはやや危険性があるが、通常の低マウンドの条件に対しては十分な安全性をもって適用できることが例証された。

---

\* 水工部 防波堤研究室長  
\*\* 元設計基準部 設計基準研究室長  
\*\*\* 水工部 防波堤研究室  
\*\*\*\* 設計基準部 設計基準研究室  
\*\*\*\*\* 水工部長

## 1. Stability of Armor Units for Foundation Mounds of Composite Breakwaters by Irregular Wave Tests

**Katsutoshi TANIMOTO\***

**Tadahiko YAGYU\*\***

**Tsutomu MURANAGA\*\*\***

**Kozo SHIBATA\*\*\*\***

**Yoshimi GODA\*\*\*\*\***

### Synopsis

The armor layers for the rubble mound foundations of composite breakwaters are being designed on the basis of engineer's experiences to a large extent, supplemented by informations obtained from laboratory studies: e.g. Brebner and Donnelly. Those previous studies, however, are based on the regular wave tests and little information on the irregular wave attacks is available until now.

In the present paper, the stability of armor units against the action of irregular waves has been investigated in order to obtain better knowledges for the design of composite breakwaters. The tests establish that irregular waves are more destructive than regular waves, when the height of regular waves is set equal to the significant wave height. The action of regular waves becomes almost equivalent to that of irregular waves when the height of regular waves is set equal to 1.37 times of the significant wave height on the average. This result evidently indicates the importance of investigations by irregular waves for the stability of armor units for the foundation mounds of composite breakwaters.

The stability number, defined by Hudson, for armor stones and newly proposed concrete blocks are formulated on the basis of the irregular wave tests. The stability number is expressed by the function of  $h'/H_{1/3}$  and  $\kappa$ , where  $h'$  is the crest depth of the rubble mound foundation,  $H_{1/3}$  is the design significant wave height, and  $\kappa$  is a parameter for the combined effects of the relative water depth and the relative berm width of the rubble mound foundation to the wavelength.

The design weight of armor units can be calculated by the stability equation with the stability number. The application of the proposed method to the results of irregular wave tests demonstrates that the damage percent for armor stones is at most 3.5% at the design condition and the damage progresses rather gradually for high waves. On the other hand, the damage of concrete blocks almost jumps beyond the design wave height. In particular, the critical damage is often caused in the case of high rubble mound foundations. The proposed method is confirmed, however, to be applicable for the ordinary low mound foundations with a sufficient safety.

---

\*Chief, Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division

\*\*Former-Chief, Design Standard Laboratory, Design Standard Division

\*\*\*Member of Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division

\*\*\*\*Member of Design Standard Laboratory, Design Standard Division

\*\*\*\*\*Director, Hydraulic Engineering Division

# 目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. 安定重量の基本式	7
2.1 作用力とその釣合式	7
2.2 水粒子速度の最大値	7
2.3 安定重量の基本式	10
2.4 マウンド被覆材への適用と安定数に及ぼす要因	11
3. 実験施設及び方法	11
3.1 実験水路	11
3.2 模 型	12
3.3 実験の方法	13
3.4 不規則実験波の特性	16
3.5 繰り返し実験による変動	19
4. 実験結果及び考察	20
4.1 被覆石の安定性	20
4.2 被覆ブロックの安定性	28
4.3 規則波実験との比較	34
5. 計算例による既往算定式との比較	35
5.1 既往の研究	35
5.2 計算条件	38
5.3 計算結果	38
6. む す び	41
参考文献	41
主要記号表	42

## 1. まえがき

混成堤の設計において、マウンド部の安定は防波堤全体の安全性にかかわる重要な問題である。そのため、マウンドは波の作用に対し著しい散乱あるいは変形を生じないように十分大きな石又はコンクリートブロックで被覆するのが通常であり、設計においてこれら被覆材の重量を適切に決定する必要がある。

こうした被覆材の安定性については、これまで Brebner・Donnelly<sup>1)</sup>、鴻上・成田<sup>2)</sup>、鹿島・斎藤・長谷川<sup>3)</sup>等が実験的研究を行っており、それぞれ被覆石や各種ブロックの所要重量の算定法を提示している。また、稲垣・片山<sup>4)</sup>は混成堤マウンド被覆石の現地被災例及び無被災例を調査解析し、被覆石の安定限界式を提案している。しかしながら、これらのうち実験的研究は規則波によって行われたものであり、不規則な波の作用に対してどのように適用していけばよいかについては明らかでない点が残されている。また、現地事例を解析した結果は実情を反映したもとして非常に有益な情報を与えるものであるが、被覆石の安定に及ぼす要因等必ずしも十分なデータで分析されているとはいえない。

そのため、本研究は不規則波を用いた実験によって被覆材の安定性を明らかにし、所要重量の算定法を検討することを目的として実施したものである。対象とした被覆材は石、及びコンクリートブロックであるが、コンクリートブロックは今回の実験用に新しく考案した形状を対象としている。

なお、本実験のうち被覆石を中心とした結果は先に一部発表した<sup>5)</sup>、今回その結果を含め新しい視点から再整理してとりまとめたものである。

## 2. 安定重量の基本式

### 2.1 作用力とその釣合式

混成堤のマウンド被覆材の安定性に影響する要因は多く、複雑である。そのため、まず単純なモデルによって基本式を導き、安定重量に影響する諸要因について考察

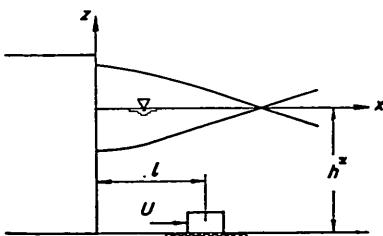


図-1 基礎モデル

する。

基礎モデルとして、図-1に示しているように、直立壁から距離  $l$  だけ離れた水底に単独に置かれている被覆材（石またはコンクリートブロック）に、流速  $U$  の流れが作用している状態を考える。この被覆材の代表長さを  $a$  として、投影面積や重量等を次のように表す。

$$\text{流れ方向の投影面積} : S = k_A a^2 \quad (1)$$

$$\text{体積} : V = k_V a^3 \quad (2)$$

$$\text{空中重量} : W = \gamma_r k_V a^3 \quad (3)$$

$$\text{水中重量} : W' = (S_r - 1) w_0 k_V a^3 \quad (4)$$

ここに、

$$S_r = \gamma_r / w_0 \quad (5)$$

であり、 $\gamma_r$  及び  $w_0$  はそれぞれ被覆材及び水の単位体積重量である。また、 $k_A$ 、 $k_V$  は投影面積及び体積を代表長さ  $a$  を用いて表したときの無次元係数であり、被覆材の形状に依存する。

被覆材に働く力については、水平方向に働く抗力  $F_D$ 、及び鉛直上向きに働く揚力  $F_L$  が主体であると考えられる。これらの力は次のように表される。

$$F_D = \frac{w_0}{2g} C_D U^2 k_A a^2 \quad (6)$$

$$F_L = \frac{w_0}{2g} C_L U^2 k_A a^2 \quad (7)$$

ここに、 $C_D$ 、 $C_L$  はそれぞれ抗力及び揚力係数であり、 $g$  は重力の加速度である。

このとき、被覆材が安定を保持する条件は、摩擦係数を  $\mu$  として、次のとおりである。

$$\mu(W' - F_L) \geq F_D \quad (8)$$

ここで、釣合状態を考えると、安定限界水中重量  $W'$  は次式のように表される。

$$W' = \frac{F_D - F_L}{\mu} \quad (9)$$

これに、式(4)、(6)、(7)を代入して次式を得る。

$$a = \frac{1}{2g} \frac{k_A}{k_V} \frac{C_D / \mu - C_L}{S_r - 1} U^2 \quad (10)$$

さらに、式(3)を用いると、安定空中重量  $W$  は次式のように表される。

$$W = \left\{ \frac{1}{2g} \frac{k_A}{k_V^2} \left( \frac{C_D}{\mu} - C_L \right) \right\}^3 \frac{\gamma_r}{(S_r - 1)^3} U^6 \quad (11)$$

すなわち、安定重量は流れの速度の6乗に比例することになる。ただし、こうした結果となるのは、被覆材が相似形で、空中重量が代表長さ  $a$  の3乗に比例する場合である。

### 2.2 水粒子速度の最大値

被覆材に作用する流れの速度を直立壁前面に形成される重複波の水底水粒子速度の最大値で表す。

本研究では波が直角に入射するときの安定性について実験的に検討しているけれども、水底水粒子速度としては斜め入射波を含めた一般式を導いておく。

$x, y$  軸を静水面にとり、直立壁法線方向を  $y$  軸、その垂線方向を  $x$  軸とする。 $z$  軸は鉛直上向きを正とし、水底面を  $z = -h^*$  (一様水深) で表す。図-2に示しているように、入・反射の方向と  $x$  軸とのなす角度を  $\beta$  としたとき、微小振幅波理論による斜め重複波の速度ポテンシャル  $\phi$  は次式で与えられる。

$$\phi = -\frac{g}{\sigma} \frac{\cosh k^*(h^*+z)}{\cosh k^*h^*} H_I^* \cos(k^*x \cos \beta) \times \cos(\sigma t - k^*y \sin \beta) \quad (12)$$

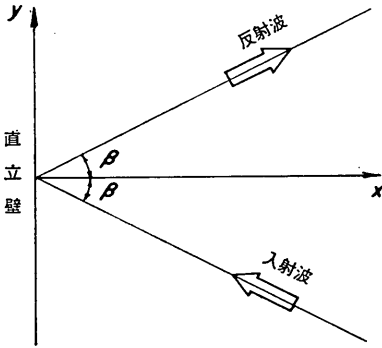


図-2 波の入・反射角

ここに、 $H_I^*$  は入射波高、 $t$  は時間である。また、 $\sigma$  は角振動数 ( $2\pi/T, T$ : 周期),  $k^*$  は波数 ( $2\pi/L^*, L^*$ : 波長) であり、次の関係にある。

$$\sigma^2 = gk^* \tanh k^*h^* \quad (13)$$

これらの式において、記号に \* を付したのは、水深  $h^*$  での値であることを表しており、後出する水深  $h$  での諸量と区別するためである。

水底における  $x$  及び  $y$  軸方向の水粒子速度成分を  $u_b, v_b$  で表記すると、次のようになる。

$$u_b = -\frac{gk^*}{\sigma} \frac{H_I^*}{\cosh k^*h^*} \cos \beta \sin(k^*x \cos \beta) \times \cos(\sigma t - k^*y \sin \beta) \quad (14)$$

$$v_b = \frac{gk^*}{\sigma} \frac{H_I^*}{\cosh k^*h^*} \sin \beta \cos(k^*x \cos \beta) \times \sin(\sigma t - k^*y \sin \beta) \quad (15)$$

式(14), (15)をそれぞれ自乗して加え、整理すると次式を得る。

$$\frac{(u_b/C)^2}{\cos^2 \beta \sin^2(k^*x \cos \beta)} + \frac{(v_b/C)^2}{\sin^2 \beta \cos^2(k^*x \cos \beta)} = 1 \quad (16)$$

ここに、

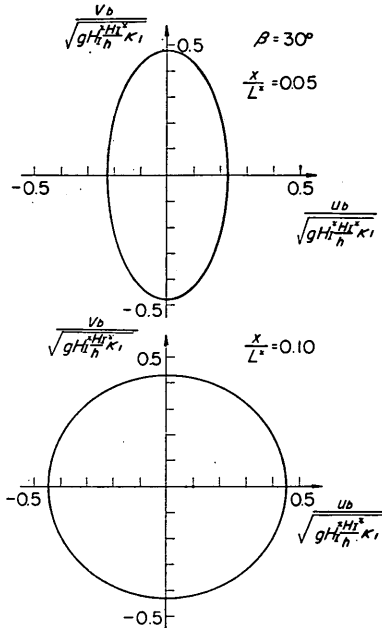


図-3 斜め重複波の水底水粒子速度

$$C = \frac{gk^*}{\sigma} \frac{H_I^*}{\cosh k^*h^*} = \sqrt{gH_I^* \frac{H_I^*}{h^*}} \kappa_1 \quad (17)$$

$$\kappa_1 = \frac{2k^*h^*}{\sinh 2k^*h^*} \quad (18)$$

式(16)は  $u_b/C$  を横軸、 $v_b/C$  を縦軸にとったとき、楕円を表している。すなわち、 $x=l$  での斜め重複波による水底水粒子速度は1周期にわたって楕円を描くことがわかる。図-3は、 $\beta=30^\circ$  のときの  $x/L^*=0.05, 0.10$  の例を示したものである。

したがって、 $x=l$  での水底水粒子速度の最大値  $U$  は、 $u_b$  あるいは  $v_b$  の最大値のいずれかに一致し、これを次のように表すことができる。

$$U = \sqrt{gH_I^* \frac{H_I^*}{h}} \kappa \quad (19)$$

ここに、

$$\kappa = \kappa_1 \kappa_2 \quad (20)$$

$$\kappa_2 = \max \{ \sin^2 \beta \cos^2(k^*l \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(k^*l \cos \beta) \} \quad (21)$$

$\max \{a, b\}$ :  $a$  又は  $b$  いずれか大の値

以上の式において、 $\kappa_1$  は相対水深の影響、 $\kappa_2$  は波向き及び波長に対する直立壁からの相対距離の影響を表す。 $\kappa_2$  は波向きと相対距離の関係によって、式(21)の第1項あるいは第2項に等しくなるが、その境界の条件は次のように求められる。

すなわち、このときの  $l$  を  $l_{\min}$  で表すと、

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

$$\sin^2 \beta \cos^2 (k^* l_{\min}) = \cos^2 \beta \sin^2 (k^* l_{\min} \cos \beta) \quad \text{る。}$$

これは、

$$\sin^2 \beta = \sin^2 (k l_{\min} \cos \beta)$$

と書き換えられるから、 $0 \leq \beta \leq \pi/2$ ,  $x \geq 0$  の条件を考慮して次式を得る。

$$\frac{l_{\min}}{L^*} = \frac{\beta + n\pi}{2\pi \cos \beta}, \quad n=0, 1, 2, \dots \quad (2)$$

このときの  $\kappa_2$  を  $\kappa_{2 \min}$  で表記すると次のようにな

$$\kappa_{2 \min} = \sin^2 \beta \cos^2 \beta = \frac{1}{4} \sin^2 2\beta \quad (2)$$

ただし、式(2)中の  $\beta$  はラジアン単位である。

図-4は  $h^*/L^*$  に対する  $\kappa_1$  の値、図-5は  $l/L^*$  に対する  $\kappa_2$  の値を示したものである。 $\kappa_1$  は  $h^*/L^*$  が大きくなるにつれて単調に減少する。 $\kappa_2$  は  $\beta$  の値によって異なり、図中式(2)の第1項で決まる場合を破線、第2項で決まる

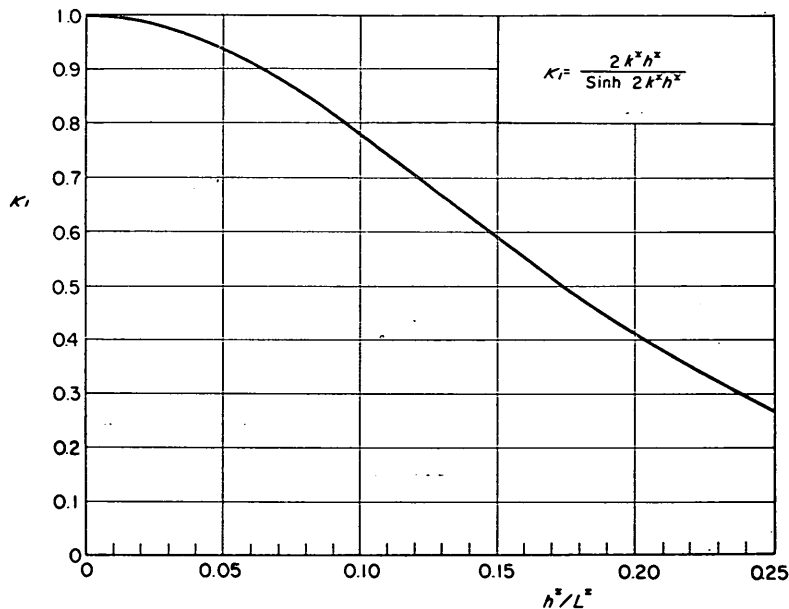


図-4  $\kappa_1$ の算定図

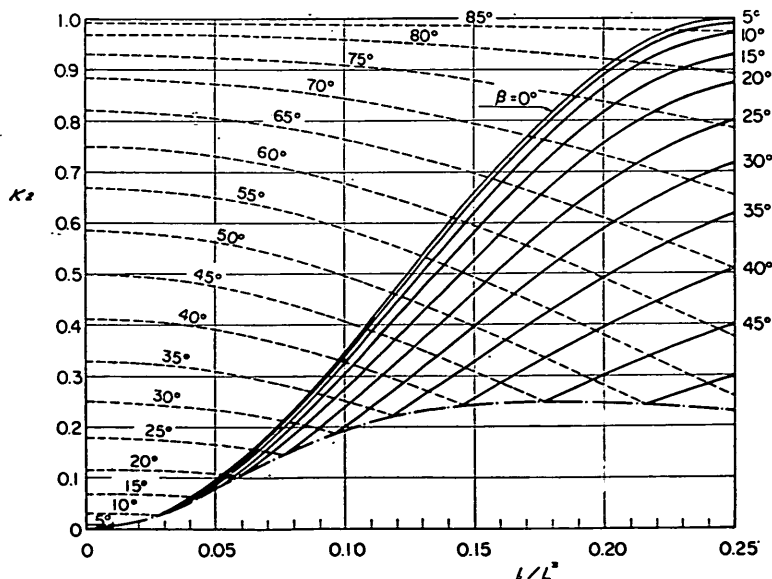


図-5  $\kappa_2$ の算定図



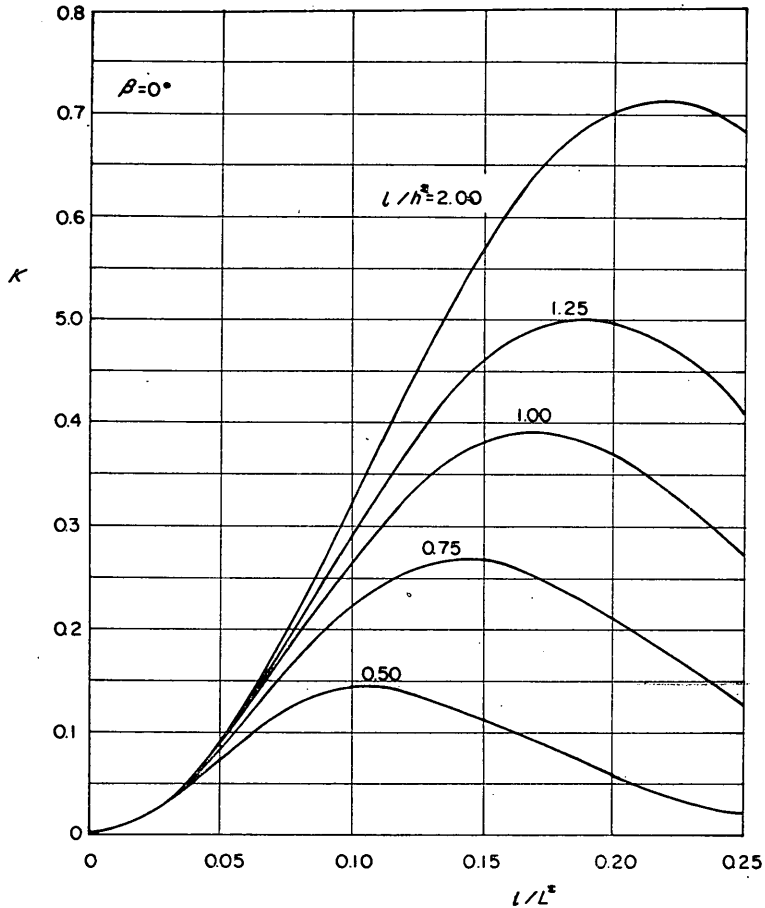


図-6  $\kappa(\beta=0^\circ)$  の算定図

場合を実線で表してある。 $\beta$  が大きくなるにつれて第1項で決まる範囲が広まり、こうした領域では直立壁に直角方向の流速よりも平行方向の流速が卓越する。また、たとえば  $l/L^*=0\sim 0.10$  の範囲を考えると、 $\beta$  が  $28^\circ$  程度より小さい場合には  $l/L^*=0.10$  で  $\kappa_2$  が最大であるが、 $\beta > 28^\circ$  では  $l/L^*=0$  で最大となり、波向きによって最大となる場所が変化する。つまり、 $\beta$  が小さいときには直立壁から離れるほど  $\kappa_2$  が大きくなり、流速が大となるが、 $\beta$  が大きくなるにつれて  $l/L^*=0$  で最大値が生じるようになる。さらに、 $\beta$  が  $36^\circ$  程度以上になると、 $l/L^*=0.10$  での  $\beta=0^\circ$  のときの  $\kappa_2$  より、 $l/L^*=0$  での斜め波による  $\kappa_2$  が大きくなる。このことは、波向きによっては直立壁基部において流速が最大となり、しかも直角入射 ( $\beta=0^\circ$ ) のときの直立壁から離れた地点での流速よりも大きな流速となることがあることを表しており、波向きが斜めになるにつれて直立壁基部が最も危険

な場所となる可能性を示唆しているものといえる。

さらに、図-6 は  $\beta=0^\circ$  のときの  $\kappa_1$  と  $\kappa_2$  の積、すなわち  $\kappa$  の値を、 $l/h^*$  をパラメータとして、 $l/L^*$  に対し示したものである。この条件では  $\kappa$  は極大値を有する変化を示し、 $l/h^*$  が大きいほど大きな値となる。なお、 $\beta=0^\circ$  のときの  $\kappa_2$  は次式で与えられる。

$$\kappa_2 = \sin k^*l, \quad \beta=0^\circ \quad (24)$$

### 2.3 安定重量の基本式

前項の水粒子速度の最大値の式(19)を釣合式(11)の  $U$  へ代入すると次の式を得る。

$$W = \frac{\gamma_r}{N_s^2(S_r - 1)^2} H T^3 \quad (25)$$

ここに、

$$N_s = \frac{2k^3}{k_d \left( \frac{C_D - C_L}{\mu} \right) \kappa} \frac{1}{H T^3} \quad (26)$$

式(26)は Hudson<sup>2)</sup> が斜面被覆材の安定重量を検討する

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

のに用いた式に合わせたもので、 $N_s$  は安定数と呼ばれる。式(7)によると安定数は  $h^*/H_1^{1/3}$  に比例し、 $\kappa$  に反比例する。また、 $\mu$  が大きく、 $C_D, C_L$  が小さいほど大きな値となり、さらに  $k_r$  が大で、 $k_A$  が小さいほど大きな値となる。

2.4 マウンド被覆材への適用と安定数に及ぼす要因

以上、直立壁前方の水平床上に単独に置かれた被覆材を対象として安定重量の周知の式(7)を得たが、図-7に示す混成堤のマウンド被覆材に対してもこれを基本式として用いる。ただし、波高  $H_1^*$  は堤体設置以前の進行波としての波高を用い、不規則波の場合には代表波高として有義波高  $H_{1/3}$  を用いるものとする。このときの基本式をもう一度書いておくと次のとおりである。

$$W = \frac{\gamma_r}{N_s(S_r - 1)^3} H_{1/3}^3 \quad (7)$$

このとき、安定数  $N_s$  はマウンド形状等の影響を含める必要があり、一般に非常に多くの要因の関数であるが、ここでは次のように主要なパラメータのみを考慮して簡単に考えてみる。

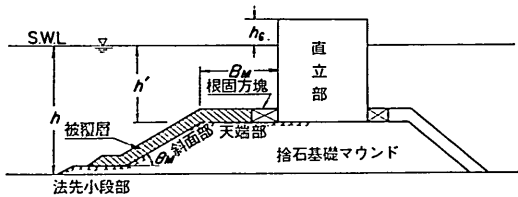


図-7 混成堤の標準断面と記号

まず、被覆層のうち初期被害の発生する箇所に着目し、その深さを  $h^*$ 、直立壁面からの距離を  $l$  とする。そして、混成堤を水深  $h^*$  の水底上の直立堤へ置き換えて、先の式(7)を考える。この式において、 $k_A, k_r, C_D, C_L$ 、及び  $\mu$  は主として被覆材の形状及び積み方によるものであるからこれを別にすれば、主要なパラメータは  $\kappa$  と  $h^*/H_1^*$  となる。しかし、実際にはマウンド形状の影響、さらには波高が大きくなると碎波の影響を考慮する必要があり、安定数は式(7)のままでなく、これらのパラメータの未知関数と考えるべきであろう。すなわち、 $H_1^*$  として  $H_{1/3}$  を

用いて、 $N_s$  の一般形を次のようにおく。

$$N_s = f\left(\kappa, \frac{h^*}{H_{1/3}}, \tan \theta_M; \text{被覆材の形状及び積み方}\right) \quad (8)$$

ここに、 $\tan \theta_M$  は初期被害の位置が斜面部のとき重要な要因となると考えられるので加えたものである。

式(8)中のパラメータのうち  $\kappa$  は波向きを別にして、 $h^*/L^*, l/L^*$  の関数であるが、このときの  $L^*$  は水深  $h^*$  での有義波周期に対する波長をとるものとする。

以上の取り扱いでは被覆材の初期被害位置の諸元  $h^*$  及び  $l$  を知る必要がある。これについては実験によって検討することが必要であるが、 $\beta=0^\circ$  の条件では余程の低マウンドでない限り、初期被害はマウンド法肩付近で生じるので、簡単のため次のように置くことが考えられる。

$$\left. \begin{aligned} h^* &= h' \\ l &= B_M \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここに、 $h'$  は前出の図-7に示しているように、捨石基礎マウンド天端上の水深であり、 $B_M$  は同天端の直立壁からの距離(肩幅)である。

3. 実験施設及び方法

3.1 実験水路

実験は図-8に示しているように、全長 163m、幅 1.0m、深さ 1.5m の半地下式の長水路(津波造波水路)で実施した。造波機は低慣性直流電動機駆動のピストン形式で、入力信号に追従して不規則な波を発生させることができる。この造波板の中立位置から前方 20m の地点に直径 1mm、網目 4mm のステンレス金網を用いたフィルターを設けてある。

水路床は造波板位置から 115m の区間が水平で、それから約 13m の区間を勾配 3/100 の斜面とし、そのあとに実験ケースにより勾配 1/100 あるいは 1/50 斜面の模型床(モルタル仕上げの固定床)を設けた。前出の図はそのうち 1/100 勾配の例を示したものである。堤体模型はこの 1/100 (あるいは 1/50) 斜面上に設けるが、この部分は片面ガラス張り、側方からの観察が可能である。

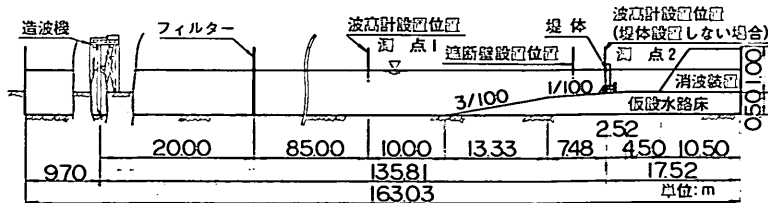


図-8 実験水路

水路端にはステンレス金屑を中詰めした消波装置を斜面上に並べてある。

さらに、今回の実験では堤体前方に遮断壁を設け、所定の波が作用した後これを落下させて、造波機停止によって波列の最後部に発生する高波の影響を避けるようにした。

### 3.2 模型

#### (1) 堤体模型

堤体は捨石マウンド、根固めブロック、被覆層及び直立部から成る。このうち、混成堤直立部の模型はステンレス鋼で製作した幅50cmの函体で、高さは5cmごとに鋼枠を積み上げ固定することにより調節可能で、さらに上面にベニヤ板を固定して天端高を調整した。また、1函当たりの長さは48cmで、水路幅方向に2函並べたが、その隙間にはベニヤ板等をはさんで、隙間を通る流れの影響を避けるようにした。

捨石マウンドは重量が11gf以下の砕石を用いて所定の形状に成形した。今回の実験では前面法勾配は1:2の1種である。

根固めブロックはモルタルで製作し、2個並びとするのを標準とした。寸法等については後述する。

#### (2) 被覆石

被覆石の模型には市販の砕石を用いた。本実験では5種類の重量を対象としたが、その選別は以下の手順による。

- ① まず、目標とする重量に対し、±20%の範囲を目安として、フルイにより砕石の第一次選別を行う。
- ② 次に、第一次選別した砕石の重量を1個ずつ測定し、形状等をも考慮しながら所用の数量が得られるように第二次選別を行う。
- ③ 二次選別した砕石の一部にペンキで着色し、実験

に用いる被覆石とする。

このように被覆石に着色したのは、実験において色別に層状に配することによって波の作用による散乱のようすを判別しやすくするためである。色は白、赤、青、黄の4色を用いた。

上記の手順の②で測定した重量は着色前の室内に放置した状態での重量であるため、着色後それぞれのランクの石について、無作為に100個ずつサンプルを抽出し、表面乾燥飽水状態における重量を再度測定した。その結果を表-1に示す。平均重量は小さいほうから順に15.0, 29.9, 57.3, 105.5, 250.0gfで、平均値に対する標準偏差の比率は10.5~13.7%である。また同表には単位体積重量も示してあるが、これは約2kgfの石をそれぞれ3回サンプルとして抽出し、コンクリート粗骨材に対する比重の測定法(JIS A 1110)に基づいて得た結果の平均値である。I~IVは2.59~2.64gf/cm<sup>3</sup>であるが、Vは2.75gf/cm<sup>3</sup>とやや大きい。後出の実験結果の解析には、石の種類ごとにこの表-1の平均重量、及び単位体積重量を用いる。

表-1 被覆石の諸元

石の種類	重量 (gf)		$\frac{\sigma_w}{\bar{W}} \times 100$ (%)	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	2層積みとの平均厚さ (cm)
	平均値 $\bar{W}$	標準偏差 $\sigma_w$			
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
V	250.0	27.92	11.2	2.75	9.0

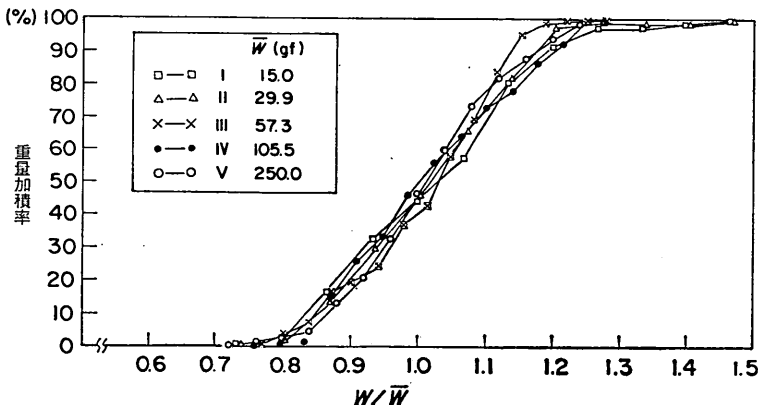


図-9 被覆石の重量加積曲線

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

被覆石は今回の実験ではすべて2層積みであり、表面に極端な凹凸ができないように軽く載せる程度に積んでいった。このときの層厚は前出の表-1に示したとおりである。なお、図-9に各被覆石の重量加積曲線を示しておいた。

(3) 被覆ブロック

混成堤マウンドの被覆ブロックとしては、コンクリート方塊あるいは各種の異形ブロックが用いられているが、本実験においては実験用に新たに作製したブロックを対象とした。図-10はその基本型を示したものである。これは、単体で置かれたとき、ブロックに働く抗力ができるだけ小さくなる形状を選択したもので、背の低いコンクリート方塊の四隅を切り落とし、上部に斜面を付けた本体に、短い脚を設けた形をしている。

この基本型のほか、図-11, 12に示しているように、周辺4箇所に突起を設けた突起型、及び中央に縦孔を貫通

させた有孔型についても実験を行った。

ブロック模型は平均重量に対する個々のブロックの重量の差が±3%以内に入るものに限定して実験に用いた。表面乾燥飽水状態で測定したときの平均重量、及び単位体積重量等を表-2に示す。ここに、基準寸法 $a$ は前出の図-10~12中に示した基準寸法であり、突起を除く縦×横×高さは $3a \times 3a \times 1.2a$ となる。基本型II、有孔型II及び突起型はいずれも基準寸法が同じであり、基本型重量に比べて有孔型は孔の分だけ軽く、突起型は突起の分だけ逆に重くなっている。

表-2 実験用被覆ブロックの諸元

ブロックの種類	基準寸法 $a$ (cm)	重量 (gf)		$\frac{\sigma_w}{W} \times 100$ (%)	単位体積重量 ( $\text{gf}/\text{cm}^3$ )	
		平均重量 $\bar{W}$	標準偏差 $\sigma_w$			
基本型	I	1.27	36.9	0.63	1.70	2.31
	II	1.60	74.5	1.24	1.66	2.33
	III	2.02	147.1	2.20	1.50	2.29
有孔型	I	1.27	34.1	0.56	1.64	2.22
	II	1.60	70.0	1.02	1.46	2.28
	III	2.02	136.8	2.29	1.67	2.21
	IV	2.31	208.7	3.24	1.55	2.26
突起型	1.60	79.3	1.22	1.54	2.29	

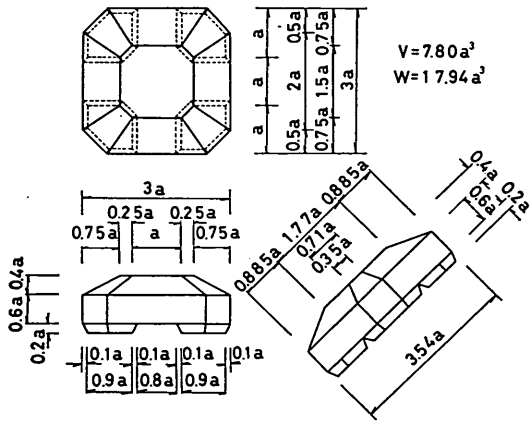


図-10 実験用被覆ブロック (基本型)

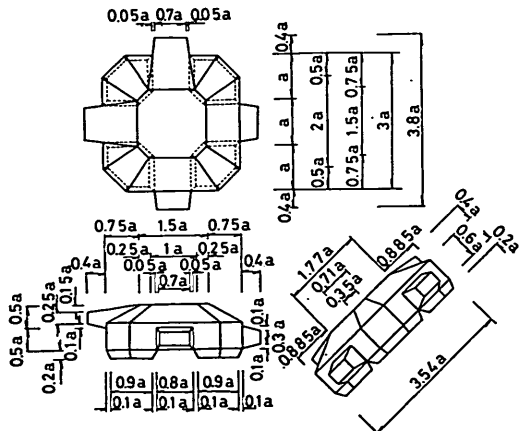


図-11 実験用被覆ブロック (突起型)

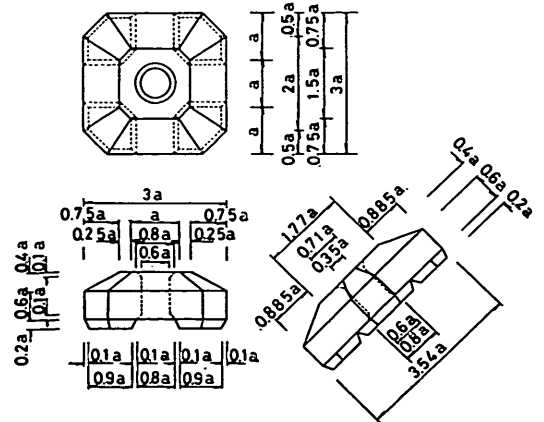


図-12 実験用被覆ブロック (有孔型)

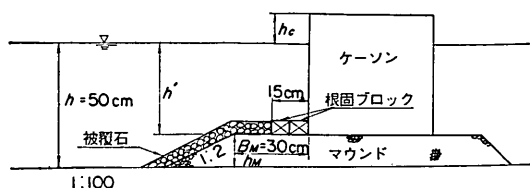


図-13 模型堤体標準断面(被覆石)

等しい高さのブロックを2列並びとした。ブロック1個の平面寸法は幅7.5cm、水路幅方向の長さは12cmである。

実験の条件を表-3に示す。水深  $h$  は50cmの1種、マウンド天端上水深  $h'$  は15.0, 30.0, 37.5, 45.0cmの4種であり、マウンド肩幅  $B_M$  は30cmを標準として  $h_M = 12.5$ cmのときの有義波周期  $T_{1/3} = 2.64$ sの条件でのみ20, 40, 70cmの3種を加えた。石の種類は前述したとおり、 $W = 15 \sim 250$ gfの範囲で5種類である。実験波は3.4で後述するように Bretschneider・光易型を目標スペクトルとした不規則波で、有義波周期  $T_{1/3}$  が1.74, 2.20, 2.64, 3.12sの4種、入射波の有義波高は各周期条件ごとに7.9~21.9cmの範囲で4種類である。直立部の天端高  $h_c$  は入射有義波高の0.6倍を標準としたが、 $h' = 37.5$ cm,  $B_M = 30$ cm,  $T_{1/3} = 2.64$ sの条件では  $h_c/H_{1/3} = 0.3, 0.8, 1.0, \infty$ の4種の実験を行った。ここには越波が生じないような十分高い天端の条件を表す。

実験は、被覆石を並べて準備完了したのち、まず波高の小さい波から作用させ、被覆石の挙動を目視で観察する方法によった。順次大きな波高の波を作用させるわけであるが、波高条件を変更する際、被覆石の並べ換えは

表-3 被覆石の安定実験 条件

項目	記号	条件
水深	$h$	50.0cm
マウンド天端上水深	$h'$	15.0, 30.0, 37.5, 45.0cm
マウンド肩幅	$B_M$	30cmを標準とし、 $h' = 37.5$ cm, $T_{1/3} = 2.64$ sの条件でのみ20, 40, 70cmの3種を追加
石の重量	$W$	15.0, 29.9, 57.3, 105.5, 250.0gfの5種
有義波周期	$T_{1/3}$	1.74, 2.20, 2.64, 3.12s
有義波高	$H_{1/3}$	各周期条件ごとに7.9~21.9cmの範囲で4種
直立部の天端高	$h_c$	波高条件ごとに $0.6H_{1/3}$ を標準とし、 $h = 37.5$ cm, $B_M = 30$ cm, $T_{1/3} = 2.64$ sの条件で $h_c/H_{1/3} = 0.3, 0.8, 1.0, \infty$ の4種を追加

行わず、被害石の個数はそれまでの被害個数に当該波高条件で新たに発生した個数を加えた累計数とした。波の作用時間は一つの波高条件のもとで900sとし、 $T_{1/3} = 1.74$ sの場合には4回、 $T_{1/3} = 2.20$ sの場合には3回、 $T_{1/3} = 2.64, 3.12$ sの場合には2回に分けて作用させた。

被覆石の被害個数は、水路幅方向1mのうち中央50cmの部分を検査域として、その範囲だけで数え、被害の判定は石のほぼ1個分以上移動したものを被害とするのを基準とした。被害率  $D(\%)$  を次の式で定義する。

$$D = \frac{n}{N} \times 100 \quad (28)$$

ここに、 $N$ は検査域での被覆石の総数、 $n$ は当該波高条件での累積被害個数である。したがって、同じ被害個数でも、被覆石の重量やマウンドの高さによって総数  $N$  が異なるので、被害率は違ってくる。表-4, 5は  $h'$ ,  $W$ , 及び  $B_M$  の条件ごとの検査域内被覆石の総数  $N$  を示したものである。

実験中、前出図-8に示した沖測の波高の測点1において、2台の容量式波高計を用いて波形を測定した。この波形記録は入・反射波の分離に用いるが、これについては3.4で後述する。

表-4 検査域内の被覆石の総数 ( $B_M = 30$ cm)

$W$ (gf)	$h'$ (cm)			
	15.0	30.0	37.5	45.0
15.0	1,953個	1,237個	916個	620個
29.9	1,160	788	594	386
57.3	803	550	377	244
105.5	517	344	—	151
250.0	301	194	—	—

表-5 検査域内の被覆石の総数 ( $h' = 37.5$ cm)

$W$ (gf)	$B_M$ (cm)			
	20	30	40	70
15.0	716個	916個	1,166個	1,452個
29.9	—	594	651	1,111
57.3	—	377	490	774
105.5	—	—	319	482
250.0	—	—	—	—

(2) 被覆ブロック安定実験

被覆ブロックの安定性に関する実験は、被覆石の場合と同じく堤体設置水深を50.0cmとした第一次実験と、39.7cmとした第二次実験の2回に分けて実施した。第一次実験は実験条件を表-6に示しているように、基本型

表-6 被覆ブロックの第一次実験条件

項目	記号	条件の範囲
水深	$h$	50.0cm
マウンド天端 上水深	$h'$	30.0, 37.5, 45.0cm
マウンド肩幅	$B_M$	30.0cmを標準(表-7参照)
ブロックの 種類及び重量		基本型 36.9, 74.5, 147.1gf 突起型 79.3gfの1種 有孔型 70.0gfの1種
有義波周期	$T_{1/3}$	1.74, 2.20, 2.64, 3.12s
有義波高	$H_{1/3}$	7.9~21.9cmの範囲で4種
直立部の天端 高	$h_c$	波高条件ごとに $0.6H_{1/3}$ を標準

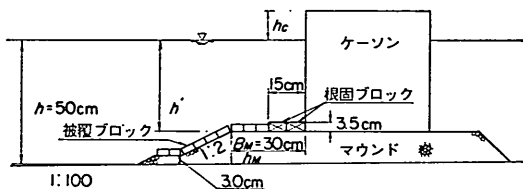


図-14 模型堤体標準断面(被覆ブロック第一次実験)

を主体としており、突起型、有孔型については重量を1種に限り比較実験を行ったものである。断面図を図-14に示しているが、この場合も被覆石の場合と同じ根固めブロックを2個並びとしている。ただし、根固めブロックの厚さは被覆ブロックの種類、重量にかかわらず3.5cmのものを用いた。被覆ブロックは1層積みとし、1個づつ周辺ブロックと軽く接する程度に並べた。また法尻は厚さ3cmの捨石小段の水平天端面上にブロック2列を並べて処置した。

被覆ブロックの場合、マウンド肩幅  $B_M$  は天端に並べる列数によって決まり、重量等によって若干変化する。表-7は本実験における天端面上の列数と幅を示したもので、 $B_M$  は被覆ブロックの幅に、根固めブロック2列の幅15.0cmを足した値である。

実験の手順や波の条件等は被覆石の場合と同じである。ただし、ブロックの場合の被害の判定は、下のマウ

表-7 マウンド天端面上の被覆ブロックの列数と幅

種類	重量(gf)	天端面上の列数	被覆ブロックの幅(cm)	$B_M$
基本型	36.9	4	15.2	30.2
〃	74.5	3	14.4	29.4
〃	147.1	3	18.2	33.2
突起型	79.3	3	16.3	31.3
有孔型	70.0	3	14.4	29.4

ンド石が吸い出されるおそれのある程度以上に移動したものを被害とするのを基準とした。しかし、実際にはブロックが動揺の範囲を超える場合には、明らかに移動、転落する場合が多く、この判定基準の差による結果への影響はそれほど大きくない。また、この場合も水路幅方向に中央約50cmの領域を検査域としたが、その範囲におけるブロックの総数は表-8のとおりである。

表-8 検査域内の被覆ブロックの総数(第一次実験)

種類	重量(gf)	$h'$ (cm)		
		30.0	37.5	45.0
基本型	36.9	208個	182個	104個
〃	74.5	154	110	77
〃	147.1	88	72	48
突起型	79.3	120	90	70
有孔型	70.0	154	110	77

なお、この第一次実験では、不規則波による実験のほか、基本型を対象として規則波による実験を行った。規則波の周期は不規則波の有義波周期と同じである。波の作用時間は不規則波の場合の1/3の300sとし、造波板からの再反射波の影響のない範囲で繰り返し作用させた。

第二次実験は砕波が生じやすいように、1/100斜面勾配を1/50勾配に変更し、さらに堤体設置位置を後方へ移

表-9 被覆ブロックの第二次実験条件

項目	記号	条件の範囲
水深	$h$	39.7cm
マウンド天端 上水深	$h'$	16.0, 23.9, 29.9, 35.8cm
マウンド肩幅	$B_M$	25.0cmを標準(表-10参照)
ブロックの 種類及び重量		基本型 74.5gf 有孔型 34.1, 70.0, 136.8, 208.7gf
有義波周期	$T_{1/3}$	1.85, 2.37, 2.98s
有義波高	$H_{1/3}$	5.6~24.3cmの範囲で4種
直立部の天端 高	$h_c$	$0.6H_{1/3}$ を標準

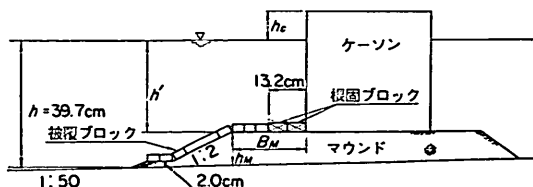


図-15 模型堤体標準断面(被覆ブロック第二次実験)

表-10 マウンド天端面上の被覆ブロックの列数と幅、及び根固めブロックの諸元 (第二次実験)

被覆ブロック				根固めブロック			$B_M$ (cm)
種類	重量(gf)	列数	幅(cm)	寸法(横×縦×厚)(cm)	重量(gf)	並べ方	
基本型	74.5	3	14.4	6.6×9.2×1.3	177.8	縦1列	23.6
有孔型	34.1	3	11.4	6.6×9.2×1.3	177.8	横2列	24.6
〃	70.0	2	9.6	6.6×9.2×2.6	357.8	〃	22.8
〃	136.8	2	12.1	6.6×9.2×3.9	536.1	〃	25.3
〃	208.7	2	13.9	6.6×9.2×5.2	709.3	〃	27.1

表-11 検査域内の被覆ブロックの総数 (第二次実験)

種類	重量(gf)	$h'$ (cm)			
		15.9	23.8	29.8	35.7
基本型	74.5	176個	121個	99個	77個
有孔型	34.1	234	176	130	91
〃	70.0	165	110	88	66
〃	136.8	108	81	63	45
〃	208.7	77	56	49	35

して水深39.7cmとして実施したものである。実験条件は表-9に示しているとおりである。有孔型を主体としており、基本型は74.5gfの1種のみで、突起型は対象としていない。堤体模型の標準断面を図-15に示している。マウンド天端面上の被覆ブロックの列数と幅、根固めブロックの諸元等は表-10、検査域内の被覆ブロックの総数

は表-11のとおりである。

### 3.4 不規則実験波の特性

#### (1) 実験波高の決定法

不規則波は所要の周期条件ごとにあらかじめ作成した入力信号をデータ・レコーダに収録しておき、波高は造波機へ入力する際の基準電圧を調整することによって変化させた。

一般に、安定実験においては波を長時間続けて作用させるため、造波板からの再反射波が影響する。したがって、堤体を設置しないで測定した通過波高と堤体設置後の入射波高が違ってくる可能性がある。そのため、本実験では造波板前方にフィルターを設け再反射波の影響を少しでも緩和するとともに、安定実験時に沖側2点で同時に測定した波形記録から入・反射波の分離計算<sup>9)</sup>を行って堤体側に進行する波の波高を求め、これに基づいて堤体設置位置における入射有義波高を推定する方法をと

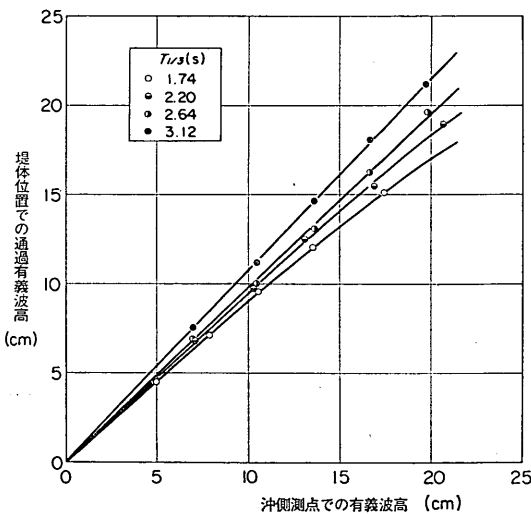


図-16 沖側測点での有義波高と堤体設置位置での通過有義波高の関係 (第一次実験)

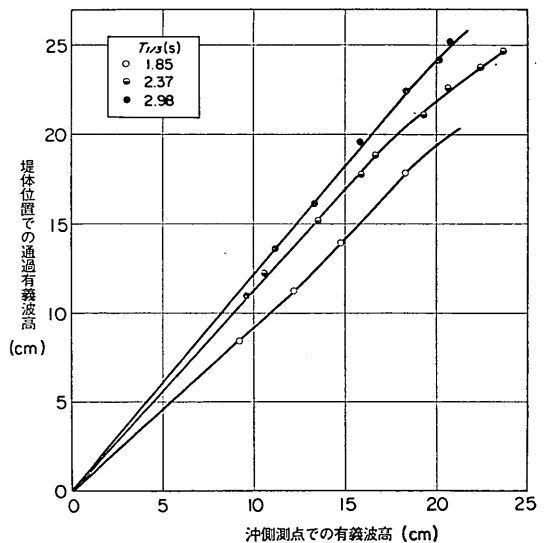


図-17 沖側測点での有義波高と堤体設置位置での通過有義波高の関係 (第二次実験)

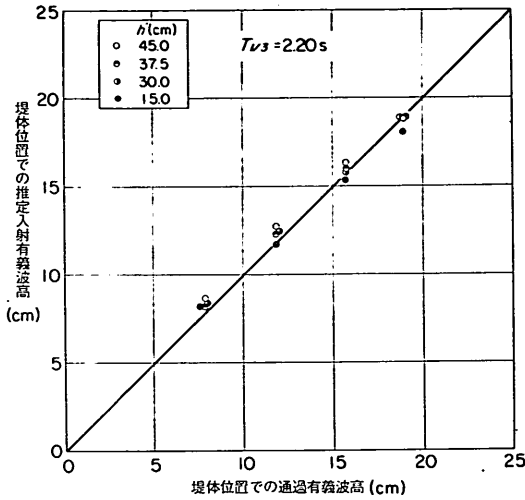


図-18 通過有義波高と推定入射有義波高の関係 (第一次実験,  $T_{1/3}=2.20s$ )

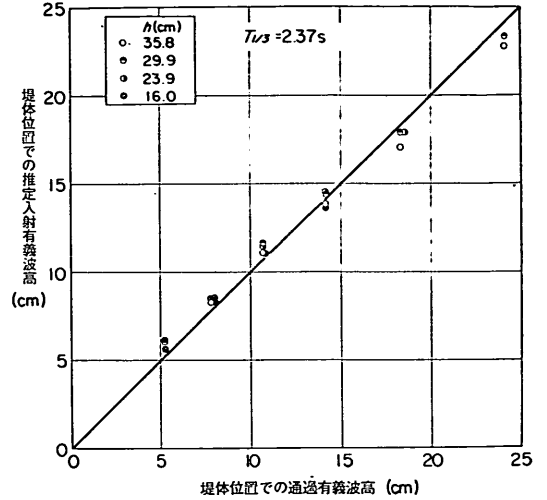


図-19 通過有義波高と推定入射有義波高の関係 (第二次実験,  $T_{1/3}=2.37s$ )

った。この沖側での波高の測点は図-8中の波高測点1であり、堤体設置位置から約30m沖側の水平床上である。測点1での分離波高から堤体設置位置での入射波高の推定は、堤体を設置する以前の状態で波高を測定してあらかじめ両者の相関図を作成しておき、その相関関係が堤体設置後もそのまま成り立つものと仮定して行った。

図-16, 17 はその相関図を示したものである。このうち、前者は被覆石の実験及び被覆ブロックの第一次実験の条件に対するもので、沖側測点の水深は 97cm、堤体設置位置 (1/100 勾配斜面) での水深は 50cm である。短い周期では堤体設置位置での通過有義波高が沖側での値よりやや小さく、長い周期ではやや高くなっている。しかし、浅水度係数から計算される値より全般に小さく、沖側測点と堤体設置地点の間で、波が若干減衰しているようである。ここに、有義波高はゼロアップクロス法で解析した値で、それぞれ隣接 2 地点で測定した値の平均値を用いている。沖側測点では入・反射波の分離計算を行っているが、この場合反射率は 0.15 以下で反射波の影響は無視できる。

後者の図-17 は被覆ブロックの第二次実験の条件に対するもので、沖側水深は 101.3cm、堤体設置位置 (1/50 勾配斜面) での水深は 39.7cm である。この場合、堤体位置での通過有義波高は波高が大きくなると碎波の影響により、伸びがやや鈍化することが認められる。

図-18, 19 は堤体設置以前の状態で通過有義波高と以上の手続きで推定した安定実験時の入射有義波高の関係を例示したものである。推定入射有義波高はそれぞれの

マウンド天端上の水深  $h'$  に対し被覆材の重量を種々に変化させたときの測定値の平均値である。これによると、波高が小さいとき、推定入射有義波高が通過有義波高よりやや大きく、波高が大きくなると逆にやや小さくなる傾向が認められるが、違いはそれほど大きくない。以下、堤体設置以前の状態で測定した不規則実験波の諸

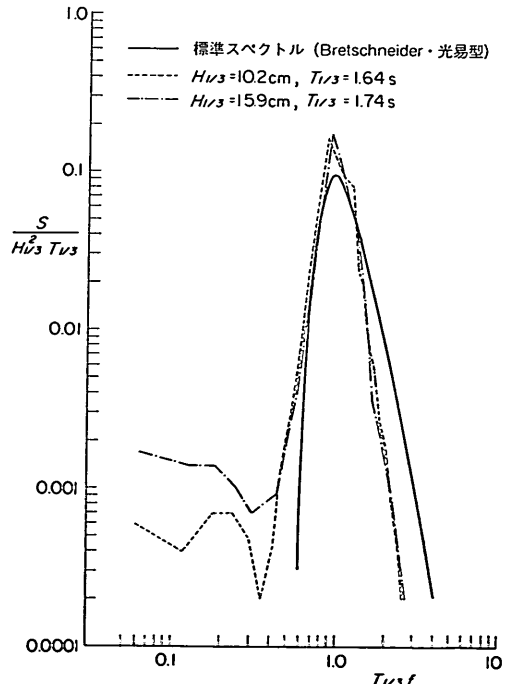


図-20 実験波のスペクトル (1)



特性を述べる。

(2) スペクトル

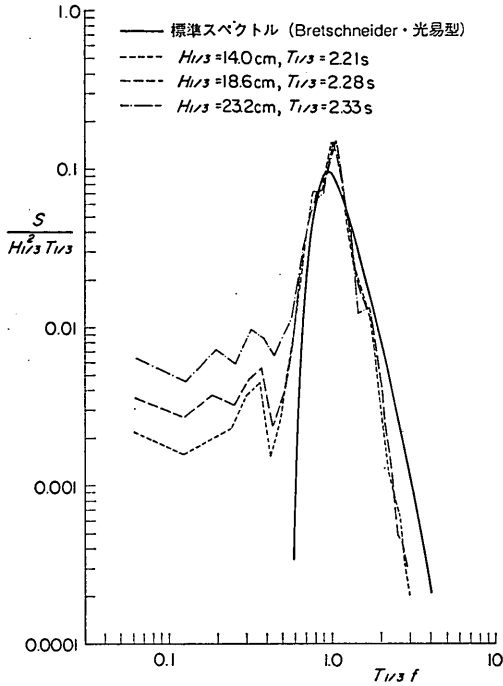


図-21 実験波のスペクトル (2)

図-20, 21, 22 は被覆ブロック第二次実験条件での沖側測点で得た3種の周期条件に対するスペクトルを無次元

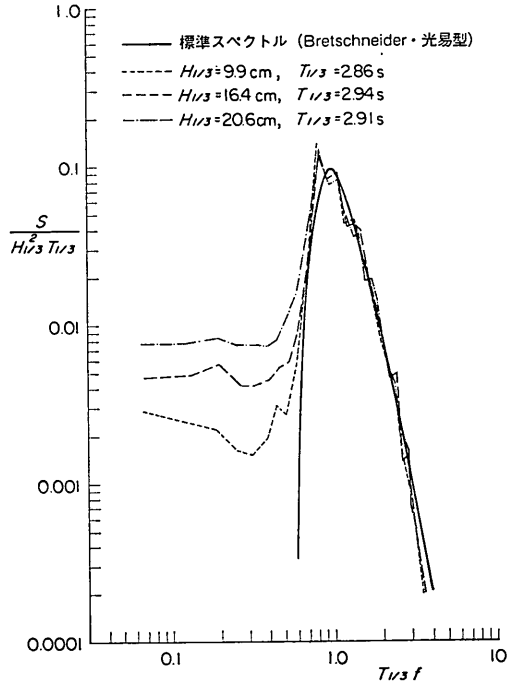


図-22 実験波のスペクトル (3)

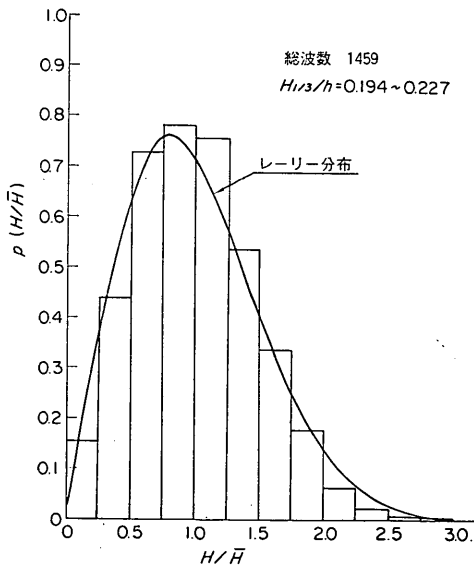


図-23 波高の相対度数分布

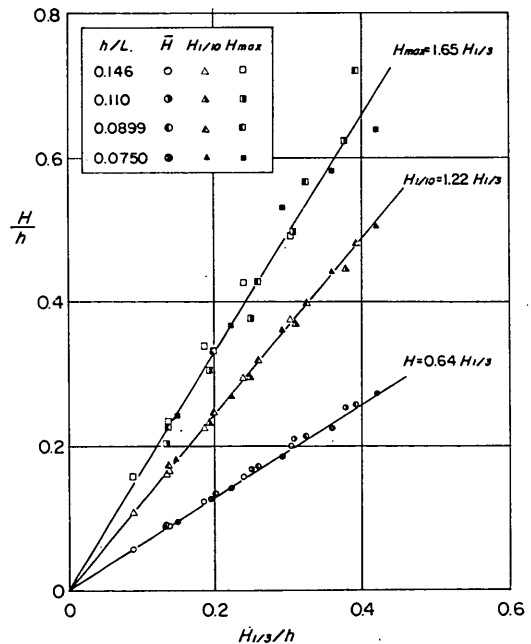


図-24 代表波高間の関係 (第一次実験)

化して示したものである。ここに、有義波高、有義波周期はゼロアップクロス法で求めた値である。図には、Bretschneider・光易型のスペクトルも示してあるが、これと比較すると、今回の実験波は帯域幅がやや狭く、ピーク密度が高いスペクトル特性を有する波となっている。特に、周期の短い条件ほど高周波側が小さくなっているが、これは造波板前方に設けたフィルターの影響と推定される。

(3) 波高分布及び代表波高間の関係

図-23 は沖側測点での波高の頻度分布を例示したものである。被覆石及びブロックの第一次実験条件での4種の周期の結果をそれぞれの平均波高で割って無次元化して集計したもので、相対度数を波高比の区間幅で割って確率密度のかたちで示してある。図にはレーリー分布の曲線も示してある。レーリー分布に比べて実験波は  $H/$

$\bar{H}=1$  付近の波がやや多く、 $H/\bar{H}$  が2以上の波が少なめの傾向にある。

図-24, 25は堤体設置位置での通過波の有義波高  $H_{1/3}$  と平均波高  $\bar{H}$ , 1/10 最大波高  $H_{1/10}$ , 及び最高波高  $H_{max}$  の関係を水深  $h$  で割って無次元化して示したものである。このうち、図-24 は被覆石及び被覆ブロックの第一次実験に用いた波であるが、 $H_{1/3}$  に対する  $\bar{H}$ , 及び  $H_{1/10}$  の比は

$$\bar{H}/H_{1/3}=0.64 \quad (0.625)$$

$$H_{1/10}/H_{1/3}=1.22 \quad (1.27)$$

であり、( ) 内に示したレーリー分布の値よりもやや1に近い値になっている。最高波高は有義波高の1.5~1.8倍に分布しており、平均的には1.65倍である。

一方、被覆ブロックの第二次実験に用いた図-25の結果では  $H_{1/10}$ ,  $H_{max}$  に碎波による影響が認められる。非碎波領域での関係は、

$$\bar{H}/H_{1/3}=0.65 \quad (0.625)$$

$$H_{1/10}/H_{1/3}=1.26 \quad (1.27)$$

とレーリー分布に近く、最高波高は有義波高の1.6~2.0倍と先の図-24の場合よりやや大きくなっている。

3.5 繰り返し実験による変動

マウンド被覆材の安定実験においては、基部捨石面の状態や被覆材の並べ方等によって結果が変動することが予測される。そのため、同一条件で繰り返し実験を行ったとき、被害率がどの程度変動するかを調べてみた。対象としたのは被覆ブロック第一次実験の有孔型 70.0 gf で、 $h=50$  cm,  $h'=30.0$  cm,  $B_M=29.4$  cm の条件である。実験波は  $T_{1/3}=2.20$  s の波を対象とし、 $H_{1/3}=8.4, 12.4, 15.7, 18.9$  cm の4種類の波高の波を16回繰り返し作用させた。

各回の実験によって得た被害率を表-12に示す。また、図-26は各波高条件ごとの被害率の度数分布を示したものである。 $H_{1/3}=8.4$  cm の場合は16回のすべてが被害率0%であるが、波高が大きくなると被害率が分布する。 $H_{1/3}=12.4$  cm では、16回のうち半数の8回が0%

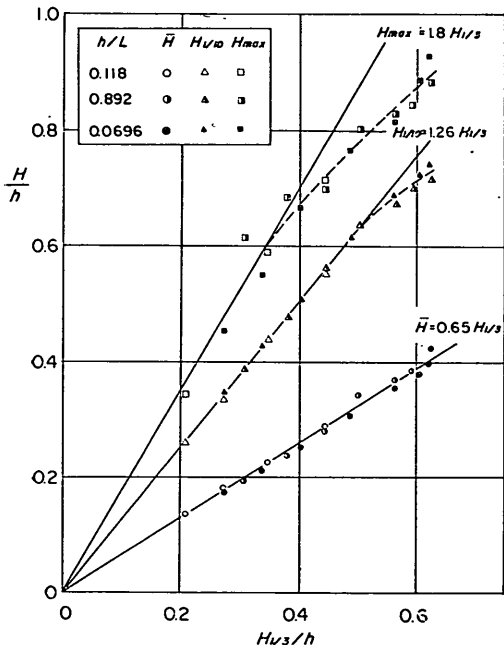


図-25 代表波高間の関係 (第二次実験)

表-12 繰り返し実験の結果 (有孔型  $W=70.0$ gf,  $h=50$ cm,  $h'=30$ cm,  $B_M=30$ cm,  $T_{1/3}=2.20$ s)

波高 $H_{1/3}$ (cm)	回数																単純平均	標準偏差
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	2.6	2.6	8.4	3.9	3.9	4.6	7.8	0.0	0.0	2.2	2.8
15.7	16.9	7.1	9.7	19.5	21.4	26.0	23.4	26.0	18.2	22.1	18.2	24.0	24.0	25.3	16.9	14.3	19.6	5.5
18.9	33.1	28.6	18.2	28.6	31.2	35.7	32.5	30.2	28.6	31.8	33.8	32.5	29.2	33.1	29.9	29.9	30.4	3.8

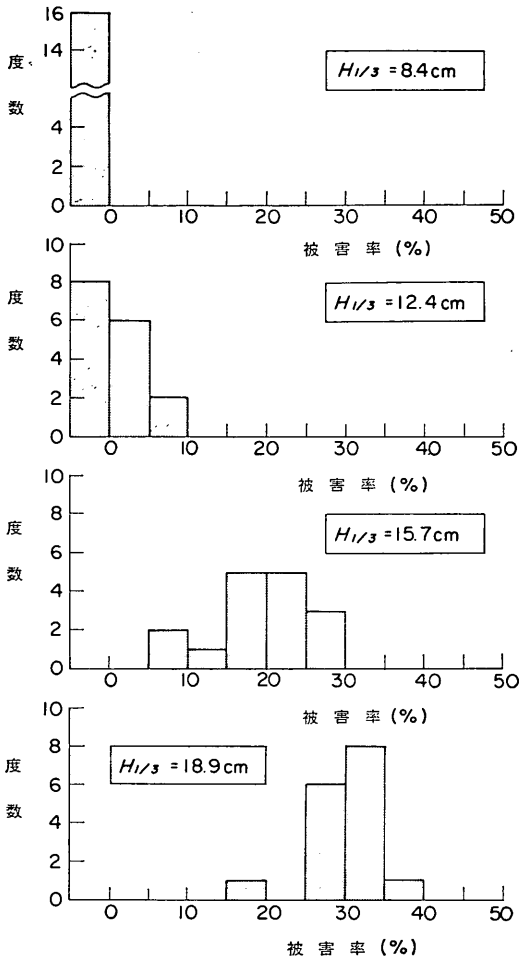


図-26 繰り返し実験による被害率の度数分布

であるが、残りの8回は被害率0.7~8.4%の範囲にある。0%を含めた単純平均被害率は2.2%、そのときの標準偏差は2.8%である。 $H_{1/3}=15.7$  cmではすべての試行で被害が生じるようになり、7.1~26.0%の範囲に分布する。平均値は19.6%、標準偏差は5.5%である。さらに、 $H_{1/3}=18.9$  cmでは、被害率は18.2~35.7%の範囲に増大し、平均値は30.4%、標準偏差は3.8%である。なお、この例での安定限界波高の期待値は、ちょうど半数が被害率0%の12.4 cmとするのが適切と考えられる。

以上のように、被覆材の安定性は初期状態での並べ方等によって変動性の高い現象であるといえる。そのため、同一条件で繰り返し実験を行うことが好ましいが、以下の実験は異なる条件で得たデータの傾向から、こうした個々のデータの変動性を勘案して、適切な値を推定

する方針で実施する。

#### 4. 実験結果及び考察

##### 4.1 被覆石の安定性

###### (1) 被害状況

被覆石の初期被害は、マウンドが低い条件では斜面部の石の移動、転落によることもあるが、概して法肩付近(斜面部の上端あるいは天端面の沖側端付近)に生じることが多い。特に、マウンドが高くなるにつれてこの傾向は顕著となり、明らかに法肩が弱点となる。

図-27は例として、 $h'=30$  cm,  $B_M=30$  cm で  $W=57.3$  gf の石を被覆したときの観察結果を示したものである。 $T_{1/3}=2.20$  s の波を作用させたときの例で、 $H_{1/3}=8.4$  cm の波では根固めブロック寄りの石1個が動揺するだけであるが、 $H_{1/3}=12.4$  cm では法肩の石1個が転落している。つづいて、 $H_{1/3}=15.7$  cm では新たに3個の石が移動し、被害石の数は4個となる。さらに、 $H_{1/3}=18.9$  cm の波では、法肩付近の第1層にある被覆石が全般に移動するようになり、斜面部の石1個の転落を含めて、被害石は31個に及んだ。写真-1, 2はこのときの波の作用前後の状況を示したものである。移動した石は天端面の赤に着色した石と、斜面部上部の黄色に着色した石のみであり、斜面部下部及び法先の石は移動していない。

以上の例を他の重量の被覆石の結果とあわせて波高と被害率の関係で示すと図-28のようになる。 $H_{1/3}=18.9$  cmの最終段階でみると、 $W=15.0, 29.9$  gfの被覆石の被害率はそれぞれ29%、及び18%で、この場合法肩付近の被害は第二層めにまで及ぶ。先に例示した $W=57.3$  gfの被害率は6%であり、105.5 gfでは2%と小さくなる。250 gfの場合には安定しており、被害は生じていない。

不規則波群中の個々の波の作用では、最高波あるいはそれに近い波が碎波寸前の波形で作用したときが最も厳しいようである。このとき、法肩付近の石が波の上昇時に上方へ吸い出されるようにして持ち上り、一度ケーソン側へ移動したのち、波の下降時に法先方向へ運ばれることが多い。

###### (2) 安定限界有義波高

実験結果から安定数を求めるためには安定限界における重量及び波高を知る必要がある。これは、前出図-28に例示した各重量に対する波高と被害率の関係をを用いて求められるが、本研究では図-29に例示したように、横軸に有義波高、縦軸(対数目盛)に重量をとって、被害率の分布を作成し、これから推定する方法をとった。限界状態としては被害率1%を目安としたが、被覆石の総

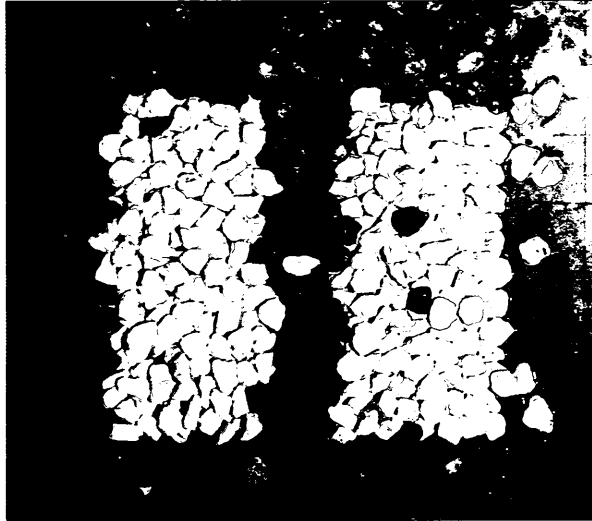


写真-2

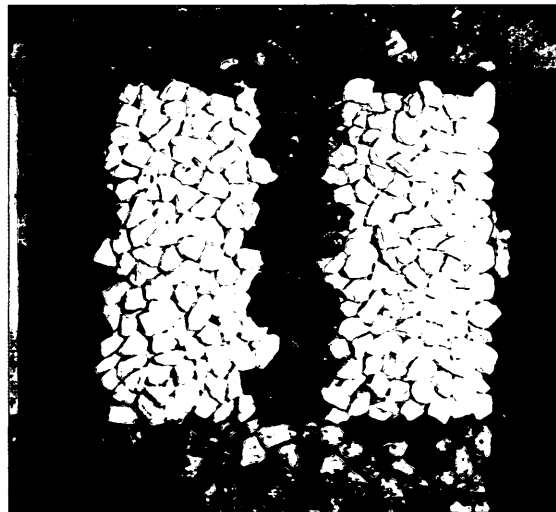


写真-1

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

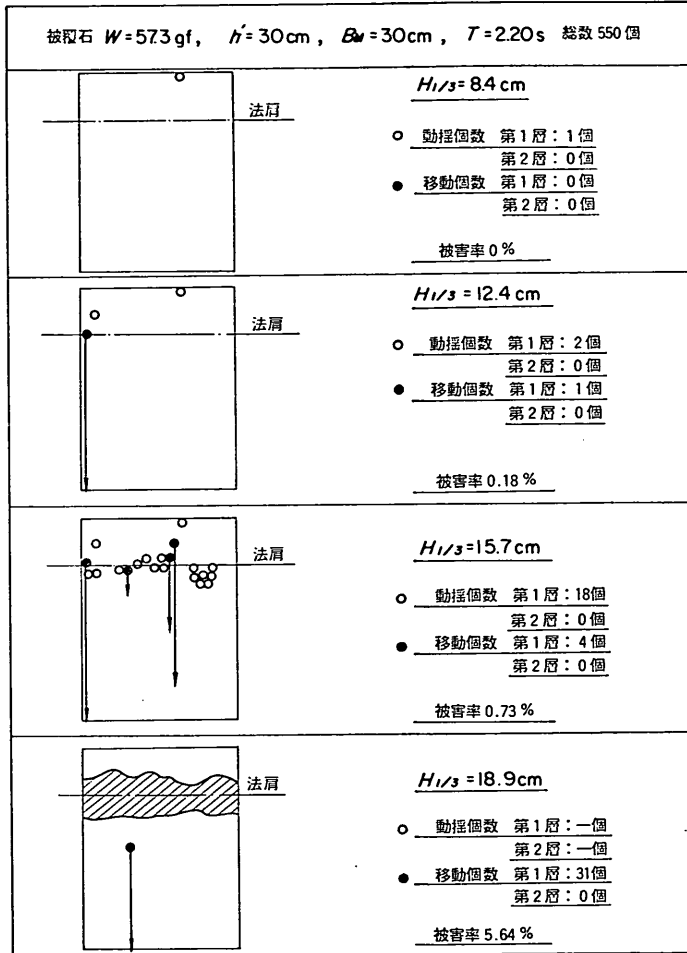


図-27 被覆石の動揺及び移動の観察結果の例

数の多い高マウンド条件についてはやや厳しくとった。限界曲線は全体の傾向を重視して引いている。

各重量に対し安定限界波高  $H_c$  が求まると、安定数  $N_s$  は 2. の式(4)の関係から次式で計算できる。

$$N_s = \left( \frac{\gamma_r}{W} \right)^{1/3} \frac{H_c}{S_r - 1} \quad (2)$$

表-13 は、以上の方法で求めた安定限界有義波高及び安定数を示したものである。

(3)  $h'$  を変化させたときの結果

図-30 は  $B_M=30\text{ cm}$  として、マウンド天端上水深  $h'$  を変化させたときの安定数を、横軸に  $h'/H_{1/3}$  をとって示したものである。 $h'/h$ ,  $h/L$  をパラメータとして、同一条件での結果を線で結んである。安定数は  $h'/H_{1/3}$  によって変化することが明らかに認められ、 $h'/H_{1/3}$  が大きくなるにつれて増大する傾向にある。また、同一の  $h'/$

$H_{1/3}$  に対して主として  $h/L$  によって分布しているが、その幅は  $h'/H_{1/3}$  が大きいとき広く、小さくなるにつれて収束していくようである。ただし、周期の影響については 2. で考察したように相対水深ばかりでなく、波長に対するマウンドの相対肩幅も関係しているので、(6)で  $\epsilon$  のかたちでこれを評価し、安定数の算定法を検討する。

(4)  $B_M$  を変化させたときの結果

マウンド肩幅  $B_M$  については  $h'=37.5\text{ cm}$ ,  $T_{1/3}=2.64\text{ s}$  の条件でのみ、20, 30, 40, 70 cm と 4 種類に変化させた実験を行った。図-31 はその結果から被害率 1% 相当の限界曲線を求めて示したものである。ただし、 $B_M=20\text{ cm}$  の結果は、本実験条件の範囲ではいずれも被害率 0 であり、限界曲線を求めることができなかった。これによると、限界曲線は  $B_M$  が大きくなるにつれて波高の小さいほうへ移行しており、同一の重量に対し限界有義波

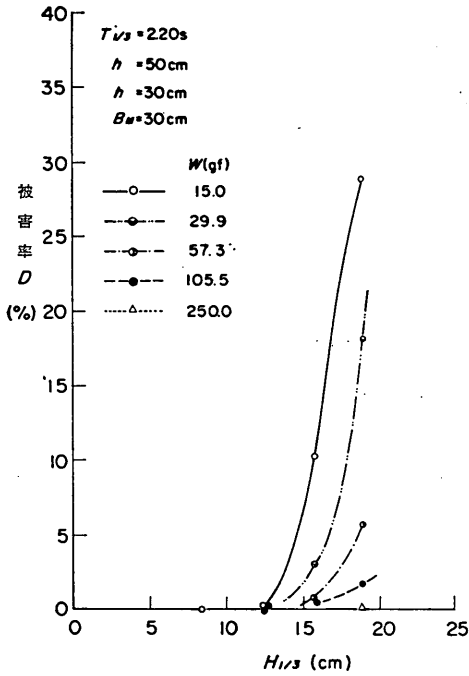


図-28 波高と被害率の実験例

高が小さくなるのが明らかである。これは、逆に波高が同じであれば肩幅が広いほど大きい重量が必要となる

ことを表しており、2.の考察の結果と一致する。ちなみに、有義波高20 cmに対する限界重量から安定数を求めてみると、 $B_M=30$  cm のとき6.7、 $B_M=40$  cm のとき4.4、 $B_M=70$  cm のとき3.8となる。

(5)  $h_c$ を変化させたときの結果

直立部の天端高  $h_c$  については、 $h'=37.5$  cm、 $B_M=30$  cm、 $T_{1/3}=2.64$  s の条件で4種に変化させた実験を行っており、図-32に  $h_c/H_{1/3}$  をパラメータとして有義波高と被害率  $D$  の関係を示した。結果は初期の段階で  $h_c/H_{1/3}=0.8, 1.0$  の被害がやや大きいようであるが、この程度の差であれば実験のばらつきの範囲内と考えられ、天端高による明瞭な傾向の違いは認められないといえる。

(6) 被覆石の安定数

以上、各種要因の影響を概観したが、ここで、2.で考察した  $h'/H$ 、及び  $\kappa$  の二つの要因によって安定数を検討してみる。ただし、被覆石の場合、ほとんどが初期被害は法肩付近で生じており、 $h^*$ 、 $l$  はそれぞれ  $h'$ 、 $B_M$  の値を用いる。

図-33~36は、 $\kappa$  の値を0.08~0.12, 0.13~0.17, 0.18~0.23、及び0.28~0.55のランクに分けて、それぞれの  $h'/H_{1/3}$  に対する安定数  $N_s$  をプロットしたものである。白丸は  $B_M=30$  cm、黒丸は  $B_M=40$  あるいは  $70$  cm の場合のデータである。結果はばらついているが、全体

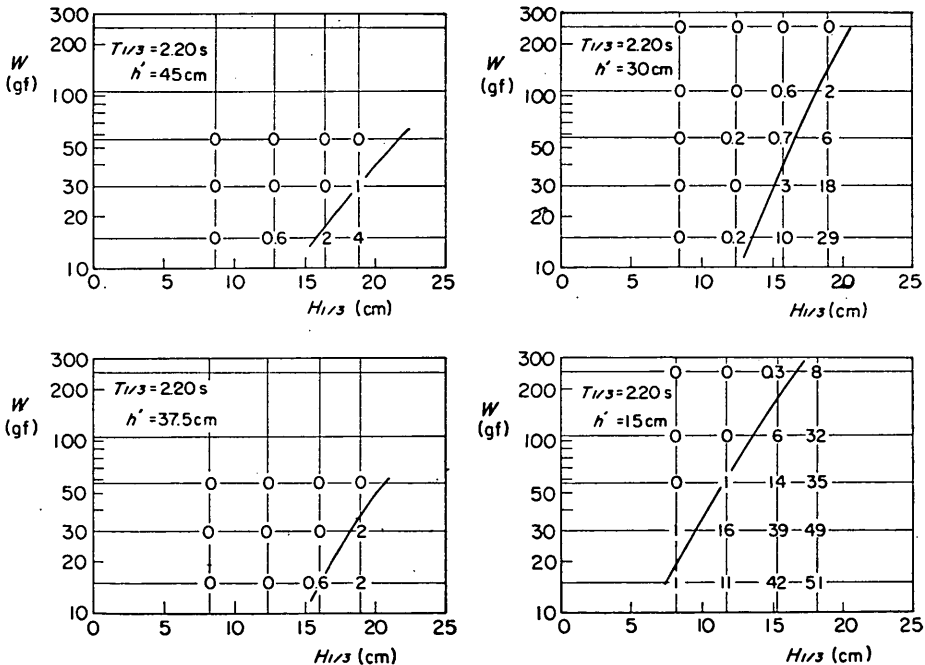


図-29 安定限界曲線の例 ( $B_M=30$  cm、 $T_{1/3}=2.20$  s)

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

表-13 被覆石の安定限界波高と安定数, 及び初期被害発生箇所 ( $h=50\text{ cm}$ ,  $B_M=30\text{ cm}$ )

$T_{1/3}$ (s)	$W$ (gf)	$h'=45\text{ cm}$		$h'=37.5\text{ cm}$		$h'=30\text{ cm}$		$h'=15\text{ cm}$	
		$H_c(\text{cm})$	$N_s$	$H_c(\text{cm})$	$N_s$	$H_c(\text{cm})$	$N_s$	$H_c(\text{cm})$	$N_s$
1.74	15.0	15.3	5.3	13.8	4.8	10.5	3.7		
	29.9	16.9	4.7	15.6	4.3	11.6	3.2		
	57.3	18.6	4.1	18.1	4.0	13.1	2.9	10.6	2.3
	105.5					14.7	2.6	12.2	2.2
	250.0					18.0	2.3	13.8	1.8
2.20	15.0	15.6	5.4	16.0	5.6	13.0	4.5		
	29.9	18.8	5.2	18.2	5.1	14.6	4.1		
	57.3	21.2	4.7	20.7	4.6	16.3	3.6	10.8	2.4
	105.5					17.8	3.2	12.9	2.3
	250.0					20.4	2.6	16.0	2.0
2.64	15.0	18.4	6.4	18.7	6.5	13.6	4.7		
	29.9	21.0	5.8	21.0	5.8	15.3	4.3		
	57.3					16.8	3.7	12.0	2.7
	105.5					18.2	3.2	14.0	2.5
	250.0					21.0	2.7	16.8	2.1
3.12	15.0	19.7	6.9	18.8	6.5	14.0	4.9	10.0	3.7
	29.9	22.6	6.3	20.4	5.7	16.0	4.4	11.6	3.2
	57.3					18.8	4.2	12.9	2.9
	105.5					20.4	3.6	14.2	2.5
	250.0					24.4	3.1	16.8	2.1

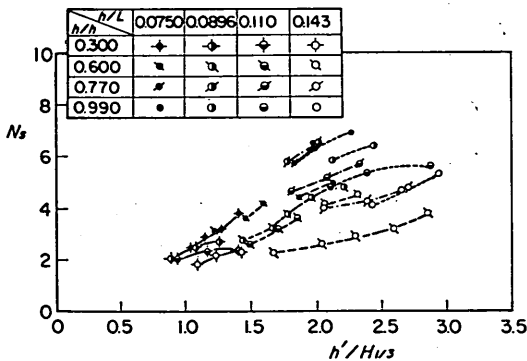


図-30  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$

の傾向としては、安定数が  $\kappa$  の値ごとに  $h'/H_{1/3}$  にほぼ比例して大きくなることを示している。ただし、特に図-36において認められるように、 $h'/H_{1/3}$  が小さくなるにつれて変化が緩やかになる。これは、極限の  $h'=0$  の場合であっても  $N_s$  は有限の値を有する筈であり、 $h'/H_{1/3} \rightarrow 0$  でその値に近づく傾向が現われているものと考えられる。

また、図-35、36では、マウンド肩幅を変化させた

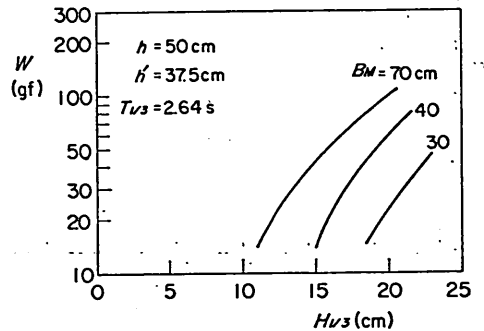


図-31  $B_M$  による安定限界曲線の変化

きのデータ(黒丸)も併せてプロットしてある。データが少なく断定はできないが、ほぼ同一傾向の中にあるといえる。

さて、以上の傾向を考慮して、 $N_s$  を  $\kappa$  と  $h'/H_{1/3}$  の関数として定式化してみる。すなわち、 $\kappa$  をパラメータとして、 $h'/H_{1/3}=0$  で  $N_s=N_{s0}$ 、 $h'/H_{1/3}$  が十分大きいところでは  $h'/H_{1/3}$  にほぼ比例して増大する関数形を考える。図-37はこれを説明したもので、 $N_s$  を  $h'/H_{1/3}$  に比例する項と、 $h'/H_{1/3}=0$  での  $N_s=N_{s0}$  から  $h'/H_{1/3}$  が大

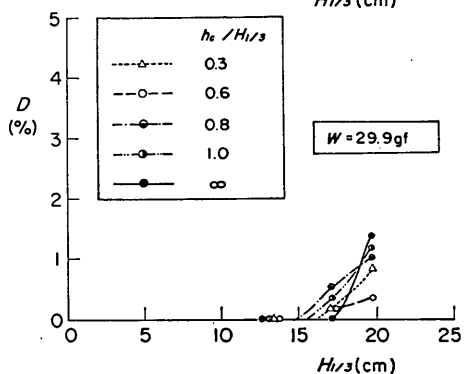
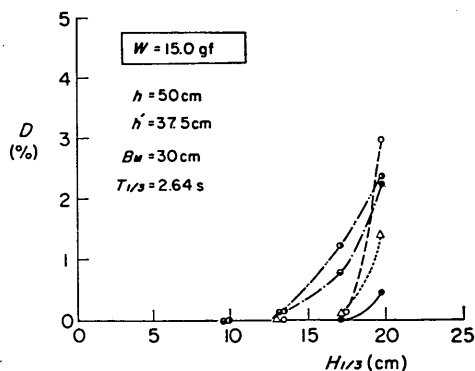


図-32 直立部の天端高による被害率の変化

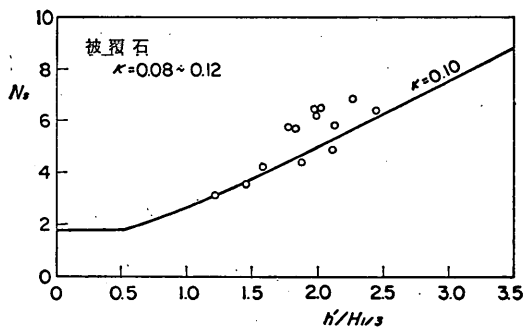


図-33  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.08\sim0.12$ )

きくなるにつれて小さくなる項の和で表す。二・三の試行の結果、次の一般形を選定した。

$$N_s = A \frac{1-\kappa}{\kappa^m} \frac{h'}{H_{1/3}} + N_{s0} \exp \left[ -B \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^m} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \quad (30)$$

この式の第1項が  $h'/H_{1/3}$  に比例する項で、その比例係数を  $\kappa=0$  のときに無限大、 $\kappa$  が大きくなるにつれて減少し、 $\kappa=1$  で0となるようにしたものである。第2項は  $h'/H_{1/3}=0$  での  $N_{s0}$  から、 $h'/H_{1/3}$  が無限大で0に近づく修正項であるが、 $\kappa=0$  のときには0、 $\kappa=1$  のとき

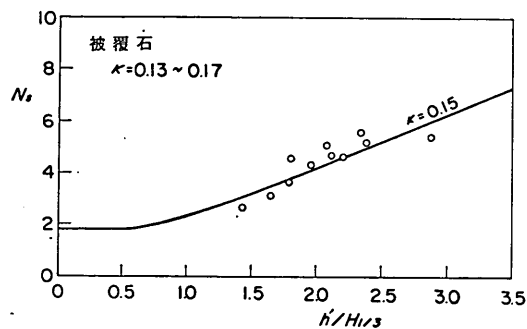


図-34  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.13\sim0.17$ )

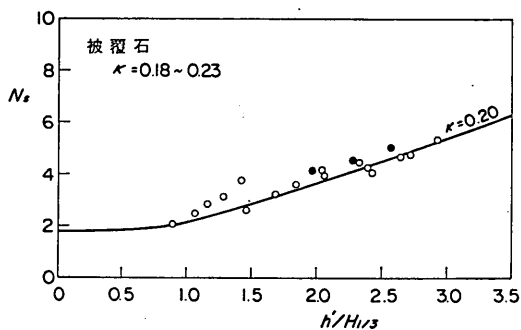


図-35  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.18\sim0.23$ )

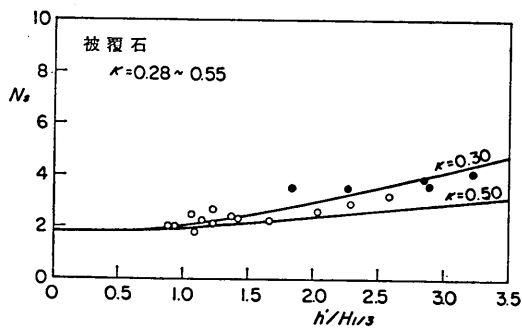


図-36  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.28\sim0.55$ )

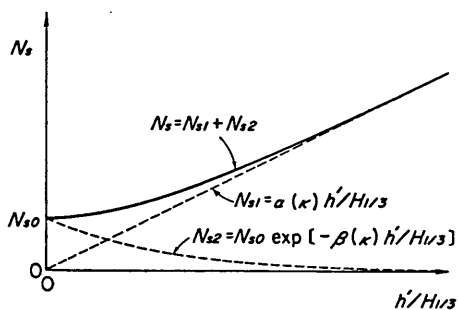


図-37  $N_s$  の定式化



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

には  $N_{10}$  で、 $h'/H_{1/3}$  には無関係となる。ただし、 $A, B, m$  は正の未定数で実験結果に当てはめて決定する。ここでは、被覆石の場合の  $N_{10}$  を 1.8 とおき、これらの未定数を次のように定めた。

$$A=1.3, B=1.5, m=1/3$$

これを式(30)に入れて、 $N_s$  を表示できるが、この場合  $h'/H_{1/3}$  が小さい所で極小値を持つ変化を示すので、次のように表す。

$$N_s = \max \left[ 1.8, 1.3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[ -1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right] \quad (31)$$

ここに、

$\max\{a, b\}$  :  $a$  または  $b$  いずれか小の値

前出の 図-33~36 中の実線は、それぞれの平均的な  $\kappa$  の値に対して、式(31)による計算値を示したもので、実験値の傾向をよく表している。さらに、図-38 は種々の  $\kappa$  の値に対する  $N_s$  の計算曲線をまとめて示したものである。

なお、 $N_{10}=1.8$  は傾斜堤被覆材に対するハドソン式中の  $K_D$  値としては斜面勾配 1:2 の場合 2.9 となり、一般に用いられている値とはほぼ等しくなる。しかし、これはあくまでも混成堤マウンド被覆材の安定数を求めるための一つの定数と考えるべきで、式(31)に適用限界がある

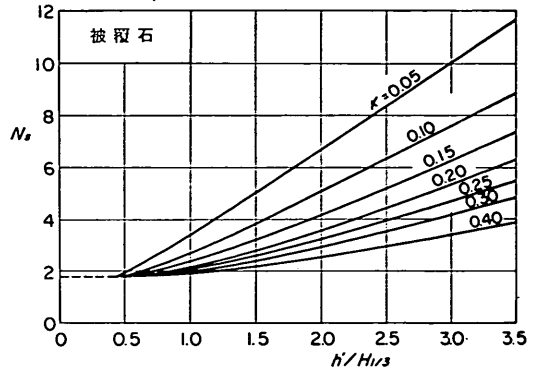


図-38 被覆石の安定数の算定図

ことはいうまでもない。これについては、式(31)の右辺第2項によって決まる範囲を適用範囲と考えておけばよいと思われる。その意味で、図-38 では式(31)の右辺第1項で決まるところを破線で示してある。

(7) 実験及び計算重量の比と被害率

式(31)あるいは図-38 によって安定数  $N_s$  を求めて、式(4)により安定重量を計算することができる。図-39 は実験におけるマウンド形状及び波の条件に対し計算重量  $W_c$  を求め、これに対する実験重量  $W$  の比  $W/W_c$  を横軸にとり、そのときの被害率の実験値をプロットしたものである。 $W/W_c > 1$  では計算上安定、 $W/W_c < 1$  では

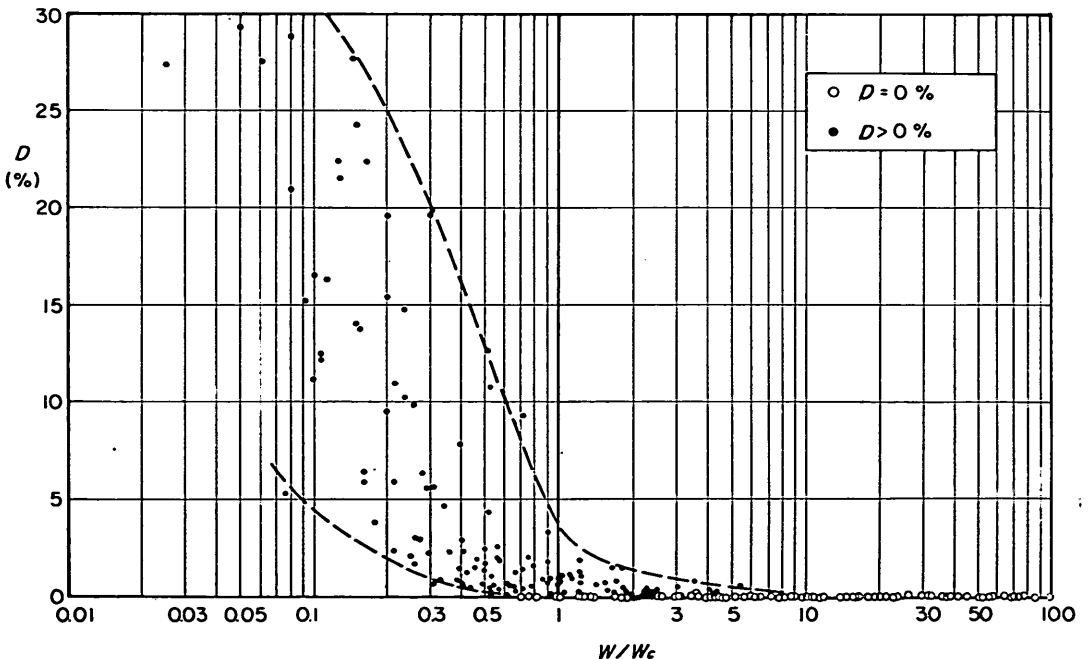


図-39 実験重量と計算重量の比と被害率の関係(被覆石)

不安定で被害が生じることになる。結果は  $W/W_c=0.7$  付近でも被害率が0であったり、 $W/W_c=5$  付近でも若干の被害が生じたりしているが、本来的にばらつきの大きい現象であることを考慮すれば、かなり適切に安定重量を表しているといえることができる。また、図中破線は被害率の上限と下限を示しているが、 $W/W_c \geq 1$  であれば被害率は3.5%程度以下となっている。

#### 4.2 被覆ブロックの安定性

##### (1) 被害状況及び形状による比較

被覆ブロックの初期被害は、 $h'/h=0.9$  の低マウンドの条件では、ほとんどの場合法先で生じる。これは被覆石の場合と若干異なる点であるが、その理由は次のように推測される。すなわち、被覆石の場合には法先に小段を設けておらず、法先最下端の石は上方の石で一部押え

られている。これに対し、斜面上端法肩の石は上から押える石がなく露出しているため、法先の石より動きやすい。一方、被覆ブロックの場合には、法先に小段を設けず斜面のまま直接水路床まで被覆すると馴染が悪く、かつ扁平な形状であるため引き波時に前方へずれやすい。これと、実際には洗掘防止のため法先に小段を設けて被覆するのが通例であることから、実験においても小段を設け、法先に2個のブロックを並べている。この場合、先端のブロックは沖側に露出しており、マウンドが低い場合にはこれが動きやすくなったものと考えられる。しかし、この状態であってもマウンドが高くなるにつれて法肩付近のブロックが最初に移動するようになり、 $h'/h \leq 0.6$  の条件では初期の被害はすべて法肩付近で生じている。

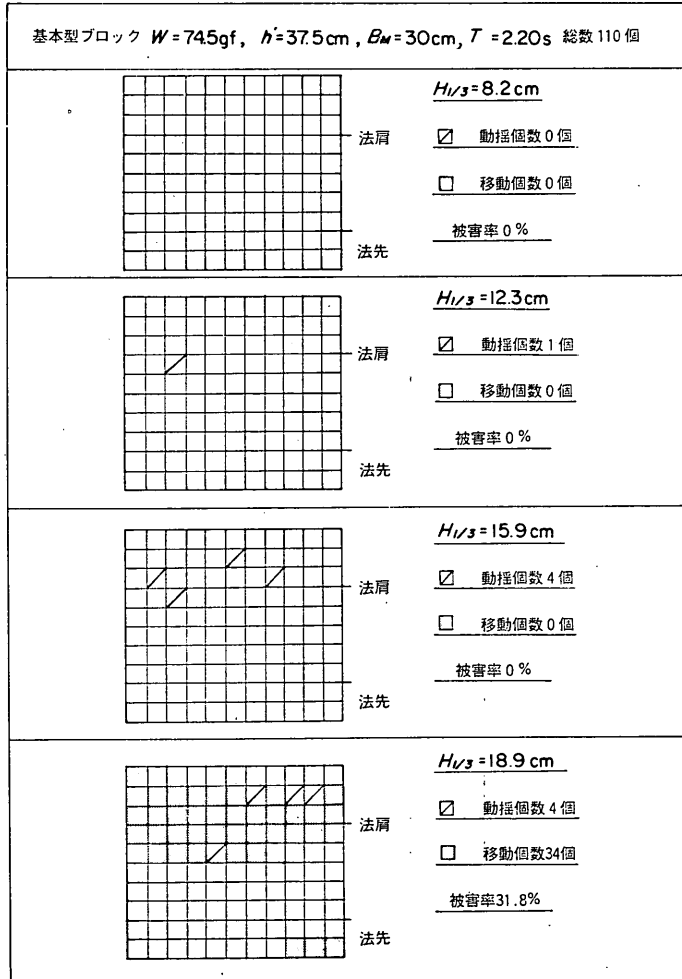


図-40 被覆ブロック基本型の動揺及び移動の観察結果の例

図-40は第一次実験の $h'=27.5$  cm,  $B_H=30$  cmの条件で,  $W=74.5$  gfの基本型ブロックを用いたときの被害状況の観察結果である。 $T_{1/3}=2.20$  sの例であるが,  $H_{1/3}=8.4$  cmでは動揺も生じていない。 $H_{1/3}=12.4$  cm,  $15.7$  cmで法肩付近のブロックが動揺するが, 移動にはいたらない。 $H_{1/3}=18.9$  cmになると法肩付近のブロックすべてが移動し, 被害ブロック数は法先の3個をあわせて34個に達する。このように, ブロックの場合には急激に被害が生じることが多い。写真-3, 4はこのときの波の作用前後の状況を示したものである。

ブロックの移動の仕方は法肩及び天端面のものは, 波の上昇時にめくれ上がるようにして, ケーソン側へ移動することが多く, その中の一部は下降時に法先方向へ転落する。また, 斜面部のブロックは波の下降時にめくれるようにして法先へ移動する。法先水平部のブロックは波の上昇時に上方へめくれ上がるように移動する場合と, 下降時にそのまま沖へ移動する場合とがある。

写真-5~8は基本型の場合と同条件で, 被覆ブロックのみ突起型 ( $W=79.3$  gf), 及び有孔型 ( $W=70.0$  gf) としたときの状況である。この場合, 法肩付近のブロッ

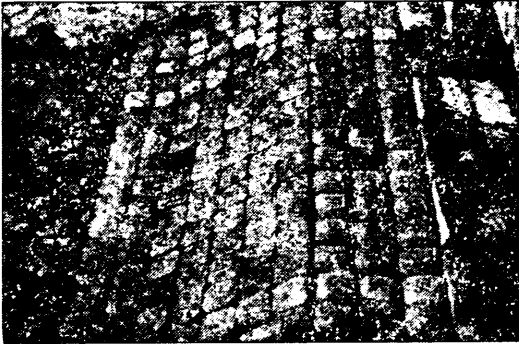


写真-3 波の作用前 (基本型  $W=74.5$  gf)



写真-4 波の作用後 ( $T_{1/3}=2.20$  s,  $H_{1/3}=18.9$  cm)

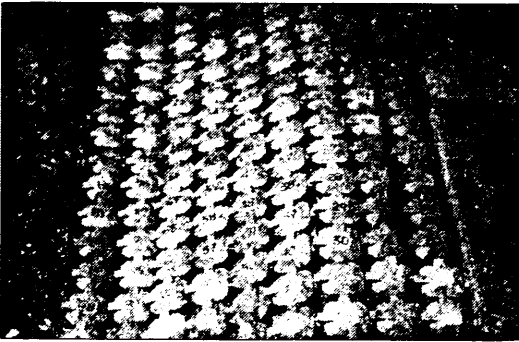


写真-5 波の作用前 (突起型  $W=78.3$  gf)

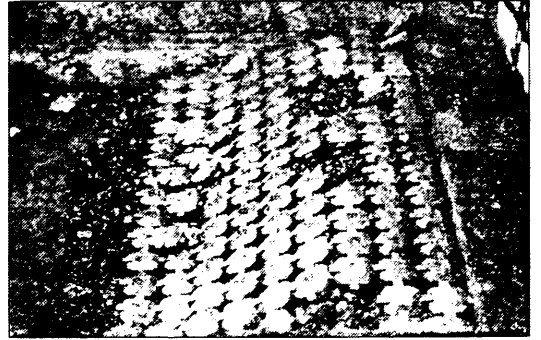


写真-6 波の作用後 ( $T_{1/3}=2.20$  s,  $H_{1/3}=18.9$  cm)

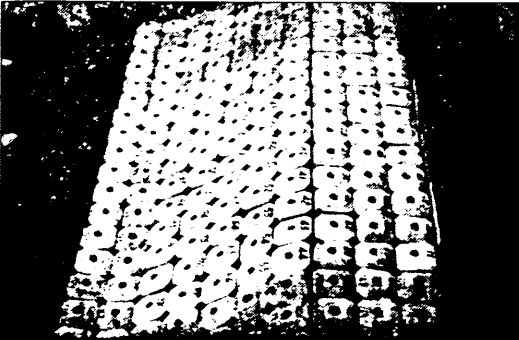


写真-7 波の作用前 (有孔型  $W=70.0$  gf)

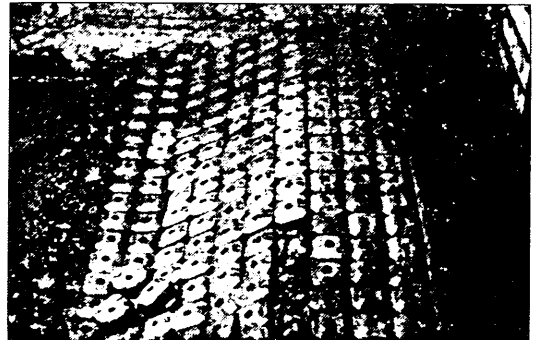


写真-8 波の作用後 ( $T_{1/3}=2.20$  s,  $H_{1/3}=18.9$  cm)

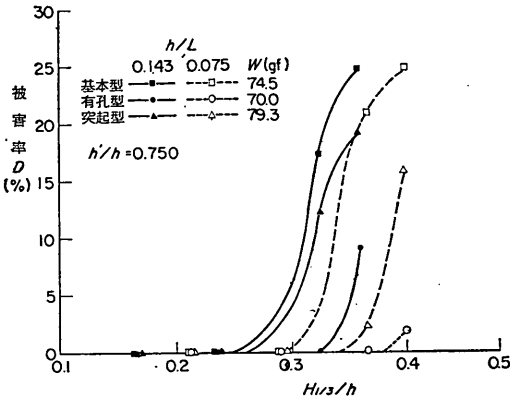


図-41 被覆ブロックの波高と被害率

クのみが移動しており、被害個数は基本型と比べて少なく、特に有孔型の被害が小さい。図-41はこうした3種のブロックに対する波高と被害率の関係を例示したものである。さらに、図-42は同一条件で実施したすべてのケースについて、基本型の被害率に対する突起型及び有孔型の被害率の関係を示したものである。4例を除き、突起型、有孔型の被害率が基本型の被害率より小さく、基本型の被害率が15~20%程度のときでも、突起型、有孔型では被害率0%の例がある。

以上の結果から、特に有孔型は孔の分だけ重量が小さいにもかかわらず被害率が小さく、ブロックに縦孔を設けることが非常に有効であることが明らかである。これは縦孔によってブロックに働く揚力が減じられることによると推測される。以下、基本型と有孔型の安定数に

ついて検討する。

(2) 基本型の安定数

被覆ブロックの場合、 $h'/h=0.90$ の条件ではマウンド法先のブロックが最初に移動する。したがって、 $\kappa$ の値はマウンド法先での諸元に対する値を用いるのが適当とも考えられるが、ここでは被覆石の場合と同様、捨石マウンド天端上の水深  $h'$  及び肩幅  $B_M$  に対する値を用いて、検討してみる。

図-43~46は第1次実験の結果を用いて、 $\kappa$ の値ごとに  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  の関係をプロットしたものである。 $h'/h \geq 0.6$ の低マウンド条件での結果であり、 $h'/H_{1/3}$ が1.8以上の範囲の結果しか得られていない。安定数は被覆石の場合と同様、 $h'/H_{1/3}$ にほぼ比例して大きくなる傾向にあり、 $\kappa$ が大きくなるにつれて小さくなる。 $h'/h=0.9$ のデータもばらつきの範囲の中に入っており、この場合は特に区別して扱う必要はなさそうである。

実験データの範囲が狭いので、 $h'/H_{1/3}$ が小さいところでの値が不明であるが、この場合の  $N_{s0}$  を1.4と与えて、被覆石の場合と同様に式(30)の定数を決定すると次のようになる。

$$A=1.0, B=1.2, m=1/3$$

これを用いて、被覆ブロック基本型の安定数は次式のように表される。

$$N_s = \max \left\{ 1.4, \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.4 \exp \left[ -1.2 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} \quad (32)$$

図-43~46中の実線は平均的な  $\kappa$  の値に対するこの計

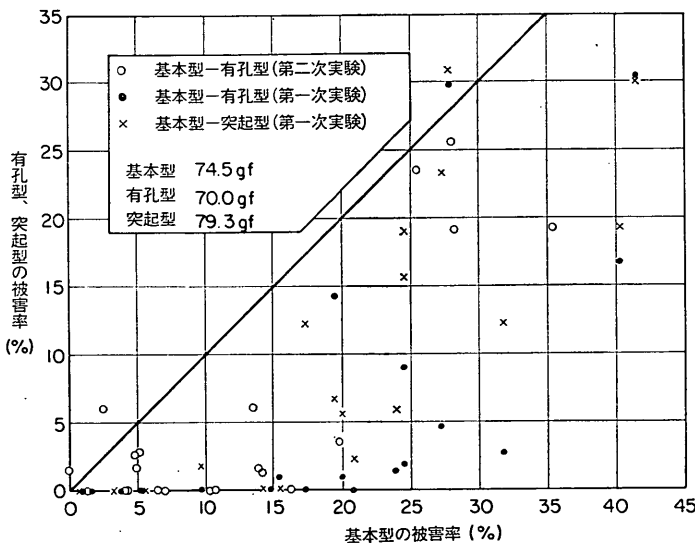


図-42 ブロック形状による被害率の違い

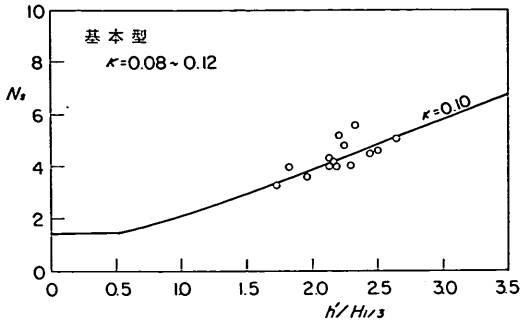


図-43 基本型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.08\sim0.12$ )

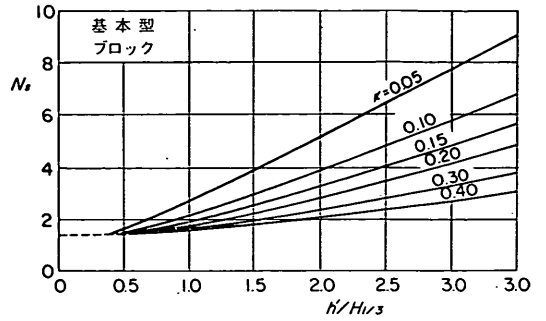


図-47 被覆ブロック基本型の安定数の算定図

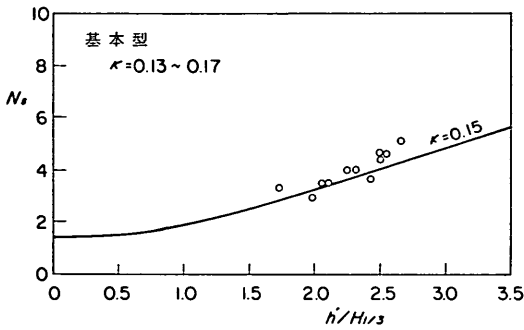


図-44 基本型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.13\sim0.17$ )

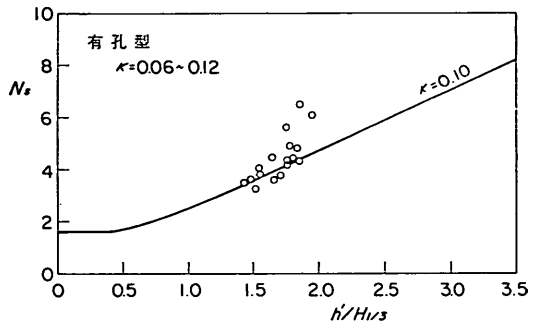


図-48 有孔型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.06\sim0.12$ )

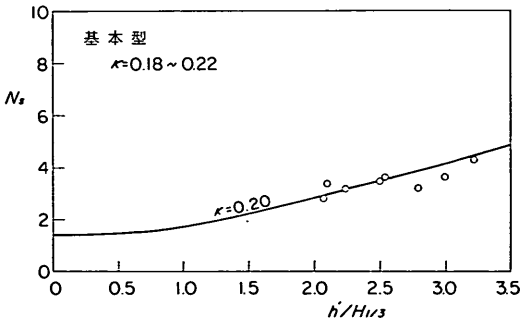


図-45 基本型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.18\sim0.22$ )

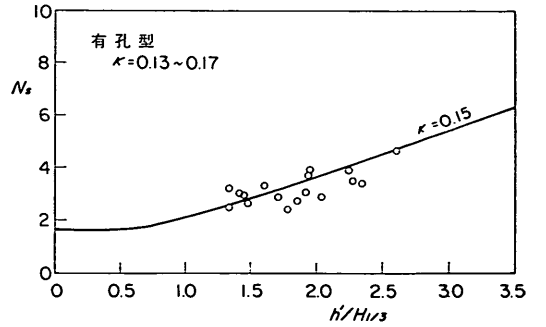


図-49 有孔型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.13\sim0.17$ )

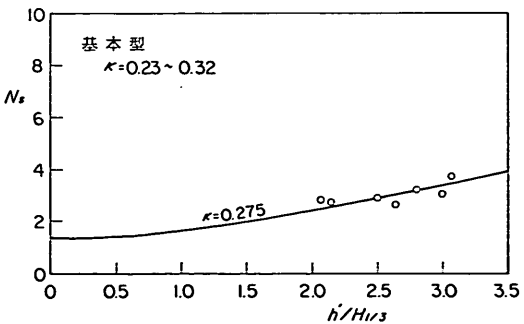


図-46 基本型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.23\sim0.32$ )

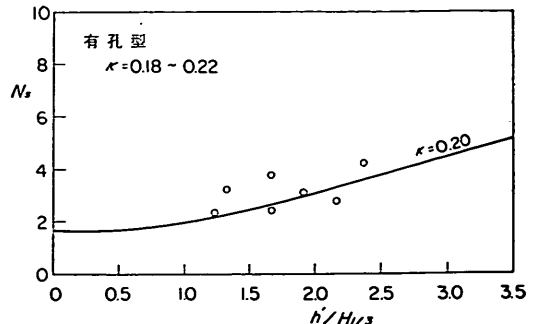


図-50 有孔型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.18\sim0.22$ )

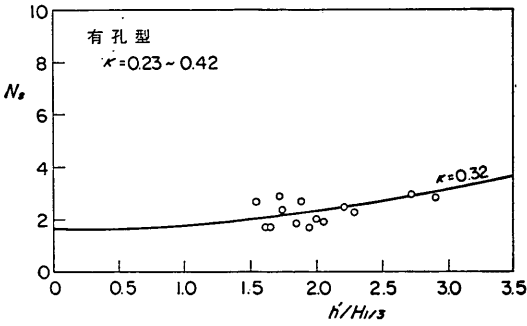


図-51 有孔型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  ( $\kappa=0.23\sim0.42$ )

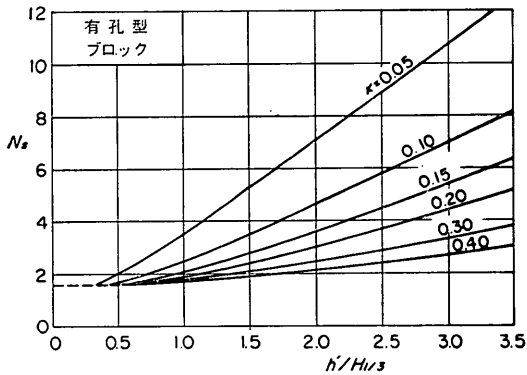


図-52 被覆ブロック有孔型の安定数の算定図

算値を示したものである。また、図-47は種々の  $\kappa$  に対する  $N_s$  の計算曲線を示している。

(3) 有孔型の安定数

図-48~51は、第二次実験の結果を用いて、 $\kappa$ のクラス別に有孔型の  $h'/H_{1/3}$  と  $N_s$  の関係を示したものである。この場合、 $N_{s0}=1.6$ として、これまでと同様に式(30)中の定数を決定すると次のようになる。

$$A=0.82, B=0.9, m=1/2$$

したがって、有孔型の安定数は次式で表示される。

$$N_s = \max \left\{ 1.6, 0.82 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/2}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.6 \exp \left[ -0.9 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/2}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} \quad (33)$$

前出 図-48~51の実線はこれを表したものである。また、図-52は種々の  $\kappa$  の値に対する有孔型の安定数の計算曲線をまとめて示したものである。これによると有孔型の安定数は、基本型と比べて、特に  $\kappa$  が小さいとき大きな値となり、 $\kappa$  が大きくなるにつれて差がなくなる傾向にある。

(4) 実験及び計算重量の比と被害率

被覆石の場合と同様、各実験条件に対する安定重量  $W_c$  を計算して、 $W/W_c$  と被害率の関係を調べてみる。

図-53は基本型第一次実験の結果を示したものである。被覆ブロックの場合、個々のブロックの重量のばらつきが小さく、かつ整積みであるので、被害が急激に進行する傾向にあり、縦軸の被害率は先の被覆石の場合の1/2のスケールとしてある。この場合、 $W/W_c \geq 1.0$ であっても被害が生じている例が4例あり、そのうち1例は10%を超えている。しかし、全体的には相当程度よく合っ

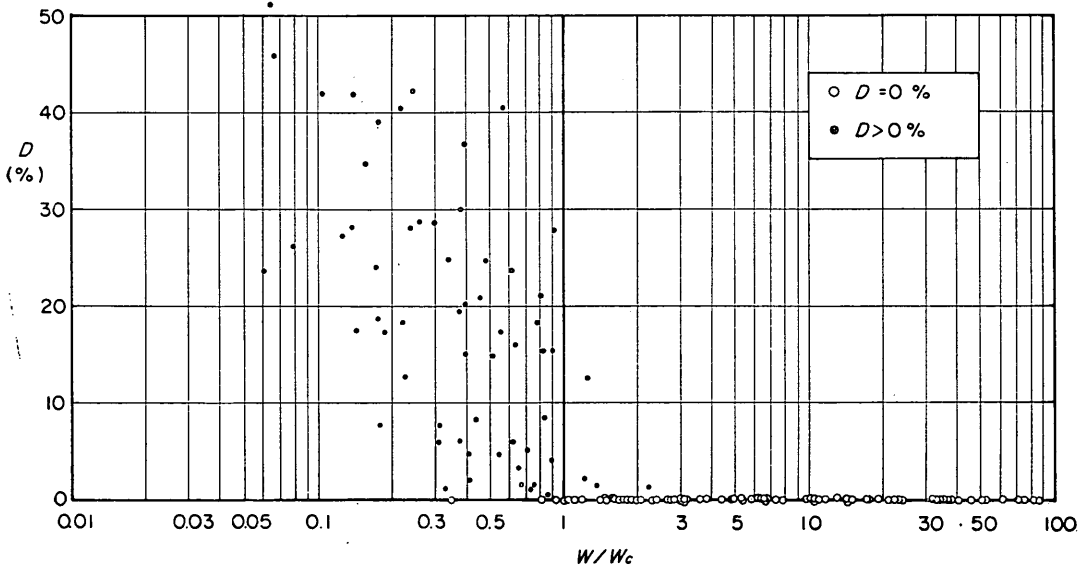


図-53 実験重量と計算重量の比と被害率の関係 (基本型第一次実験)

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

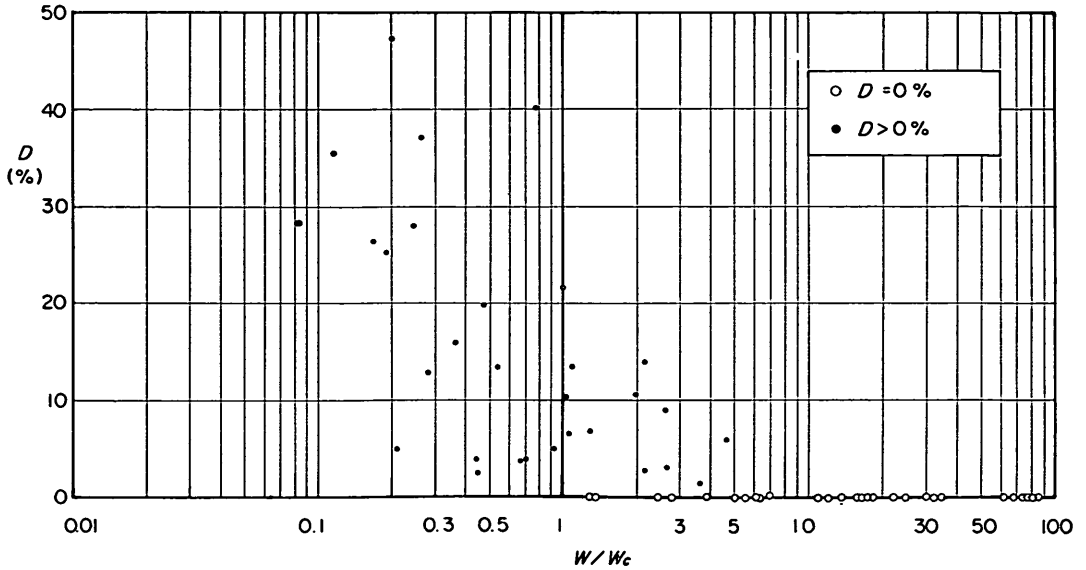


図-54 実験重量と計算重量の比と被害率の関係 (基本型第二次実験)

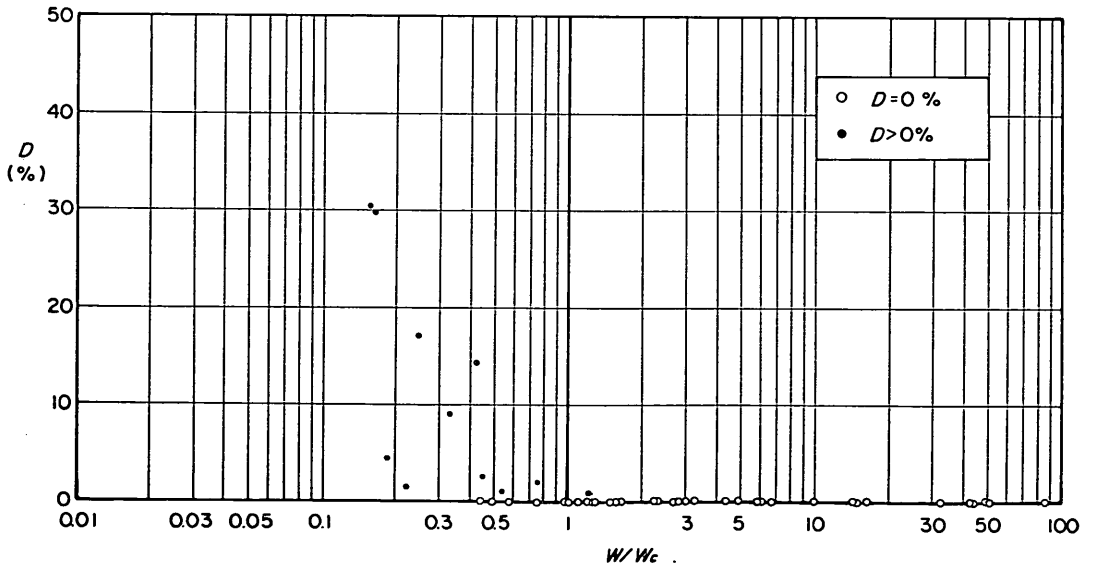


図-55 実験重量と計算重量の比と被害率の関係 (有孔型第一次実験)

ているといえる。一方、図-54は同じ基本型の第二次実験結果を示したものである。この場合、 $W/W_c \geq 1$ であっても被害が生じている例が多い。これは第二次実験では、 $h'/h=0.40$ の高マウンドの条件が含まれており、そうした条件では特に被害が急激に生じやすいため、安定数のわずかな過大評価が大きな被害率をもたらす結果になったものと考えられる。また、第二次実験では、根固

めブロックとして比較的小さいものを使用しており、特に高マウンドの場合、被覆ブロックより先にこれが動揺あるいは移動することが認められているので、それが被害をさらに助長したのかもしれない。

次に、図-55、56は有孔型の第一次、第二次実験の結果を示したものである。第一次実験の結果では、 $W/W_c \geq 1$ で被害が生じている例は1例で、しかもその被害率

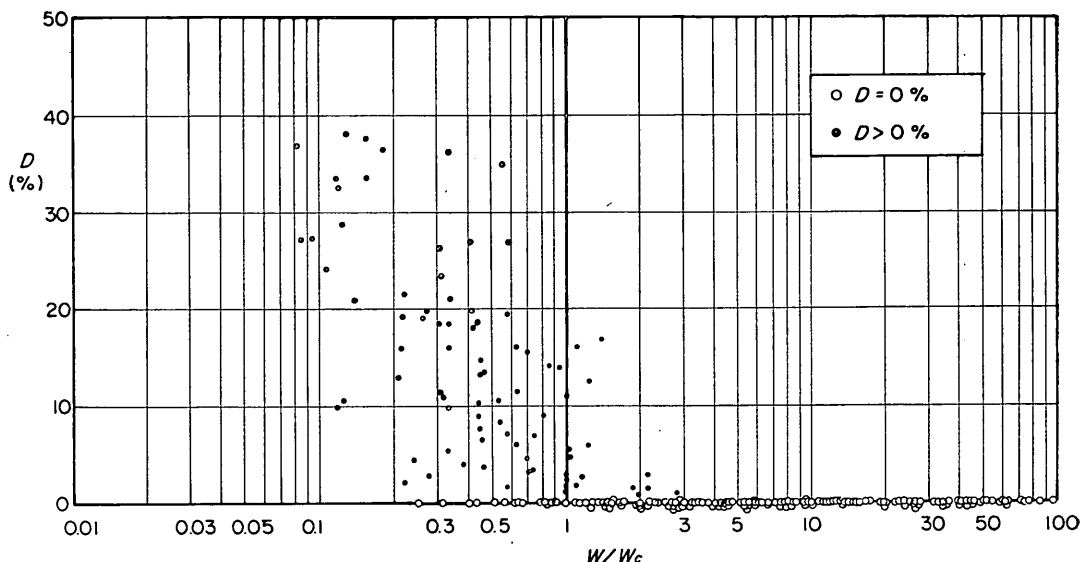


図-56 実験重量と計算重量の比と被害率の関係 (有孔型第二次実験)

は1%以下である。これに対し第二次実験の結果では、 $W/W_c=0.25$ 程度まで被害率0%の例が認められる一方、 $W/W_c \geq 1$ でも被害が生じている例が17例あり、ばらつきが大きくなっている。しかし、 $W/W_c \geq 1$ で被害が生じている例の88%は $h'/h \leq 0.6$ の高マウンドの条件であり、低マウンドの条件に対してはほぼ妥当な値を与えるものといえる。

### 4.3 規則波実験との比較

被覆材の安定性が規則波と不規則波でどのように違うか非常に興味のあるところであり、今回基本型被覆ブロックに対し不規則波実験(第一次実験)と同条件で、規則波による安定性も調べてみた。ただし、周期 $T$ は有義波周期に合わせて、1.74、2.20、3.12sの3種で、作用時間は不規則波の1/3とした。波高は周期1.74sでは17.8cm、2.20sでは26.8cm、3.12sでは26.4cmまで作用させたが、 $h'=45.0$ cmの場合には被害が全くなく、 $h'=37.5$ cm、30.0cmの条件でのみデータが得られた。

図-57はその結果を示したもので、横軸は不規則波実験による安定限界有義波高( $H_{C \text{ irreg.}}$ )、縦軸は規則波実験による安定限界波高( $H_{C \text{ reg.}}$ )である。これによると $H_{C \text{ reg.}}$ が $H_{C \text{ irreg.}}$ より大きく、平均的には次の関係にある。

$$H_{C \text{ reg.}} = 1.37 H_{C \text{ irreg.}} \quad (34)$$

すなわち、規則波実験で被覆材の安定性を調べるには

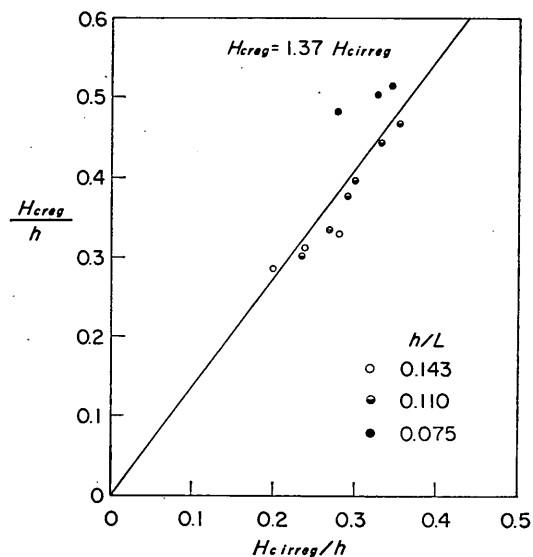


図-57 不規則波実験及び規則波実験による安定限界波高の比較 (被覆ブロック基本型)

有義波高の1.37倍の波高の波による必要があるとあり、逆に言えば規則波実験による安定数は、重量算定に有義波高を用いる場合、1.37で割った値としなければならないことを表している。ただし、この数値は今回の実験条件の範囲でブロックに対し得られたもので、条件が異なれば違った値となる可能性が十分あることを留意する必要がある。



5. 計算例による既往算定式との比較

5.1 既往の研究

(1) 被覆石

混成堤マウンドの被覆石の安定重量については、これまで Brebner-Donnelly<sup>7)</sup>、及び稲垣・片山<sup>9)</sup>の研究がある。

Brebner-Donnelly の研究は、直立壁の基礎マウンド石、及び根固めマウンド石の安定性を規則波により実験的に検討したもので、実験条件は以下のとおりである。

$$h/L = 0.093 \sim 0.222$$

$$H/L = 0.04 \sim 0.445$$

$$d/h = 0.0 \sim 0.75$$

$$B_M/h = 0.15 \sim 0.75 \text{ (大部分は } 0.4)$$

マウンド法勾配; 1: 2

ここに、 $d$  は基礎マウンドあるいは根固めマウンド天端上の水深であり、実験水深  $h$  は 30 cm である。また、捨石としては平均重量 0.83~8.6 gf の 4 種類のやや角ばった砂利を使っており、かなり小縮尺で、しかも提前で碎波しない条件での実験である。安定限界は、直立部基

部に接している捨石が動きだして不安定が生じるときには、基部に接している捨石がわずかに動揺する個数が毎 30 cm あたり 2 個を超えない状態、捨石マウンドの港外側斜面で捨石が洗いだされて不安定が生じるときには、斜面から移動する個数が全捨石数の 1% 以下の状態と定義している。

Brebner-Donnelly は安定数  $N_s$  の要因として、石の形状等に関係する要因のほか、 $H/L$ ,  $h/L$ ,  $d/h$  を挙げているが、このうち波高の影響は小さいとして無視している。さらに、 $h/L$  の影響については実験範囲での最小値をとることにして、設計に用いる安定数として図-58 を提案している。これを用いて、式(4)により重量が計算される。その際、設計計算に用いる波高としては、最高波高を用いるのを原則とし、重要な構造物で被害を許容できない場合には、有義波高の 2 倍か、碎波限界波高のいずれか小の値、若干の被害を許容できる場合には、有義波高の 1.5 倍の値を用いることを推奨している。

さらに、この波高のとり方について、米国陸軍の海岸工学研究センターの "Shore Protection Manual"<sup>9)</sup> では、重要な構造物では 1/100 最大波高  $H_{1/100}$ 、若干の被害を許容できる場合及び根固めマウンドに対しては

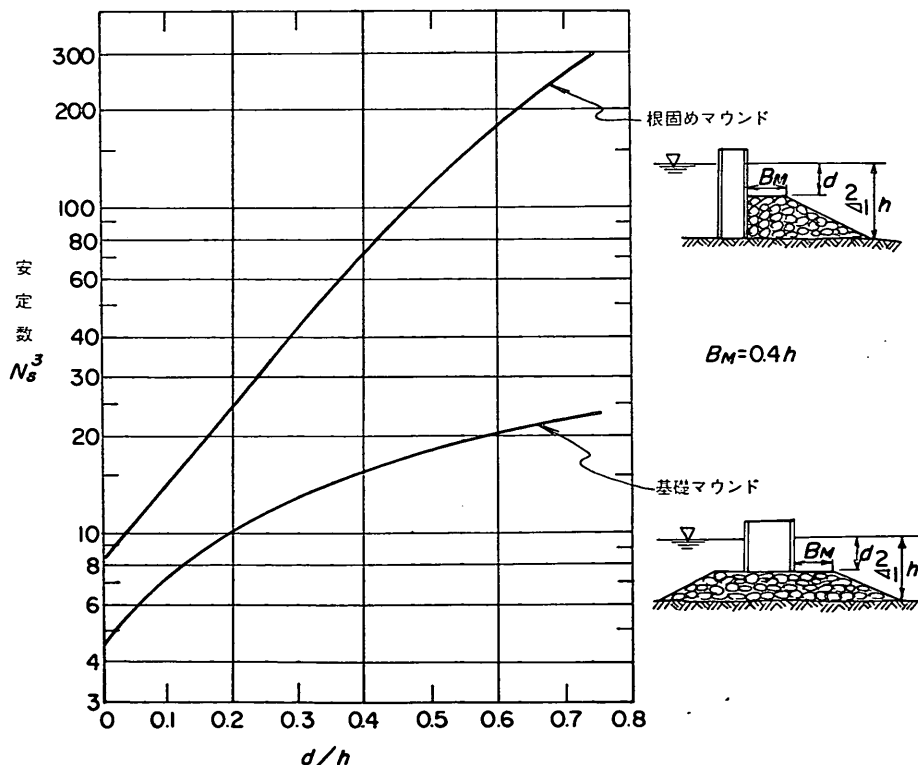


図-58 Brebner-Donnelly<sup>7)</sup>による被覆石の安定数

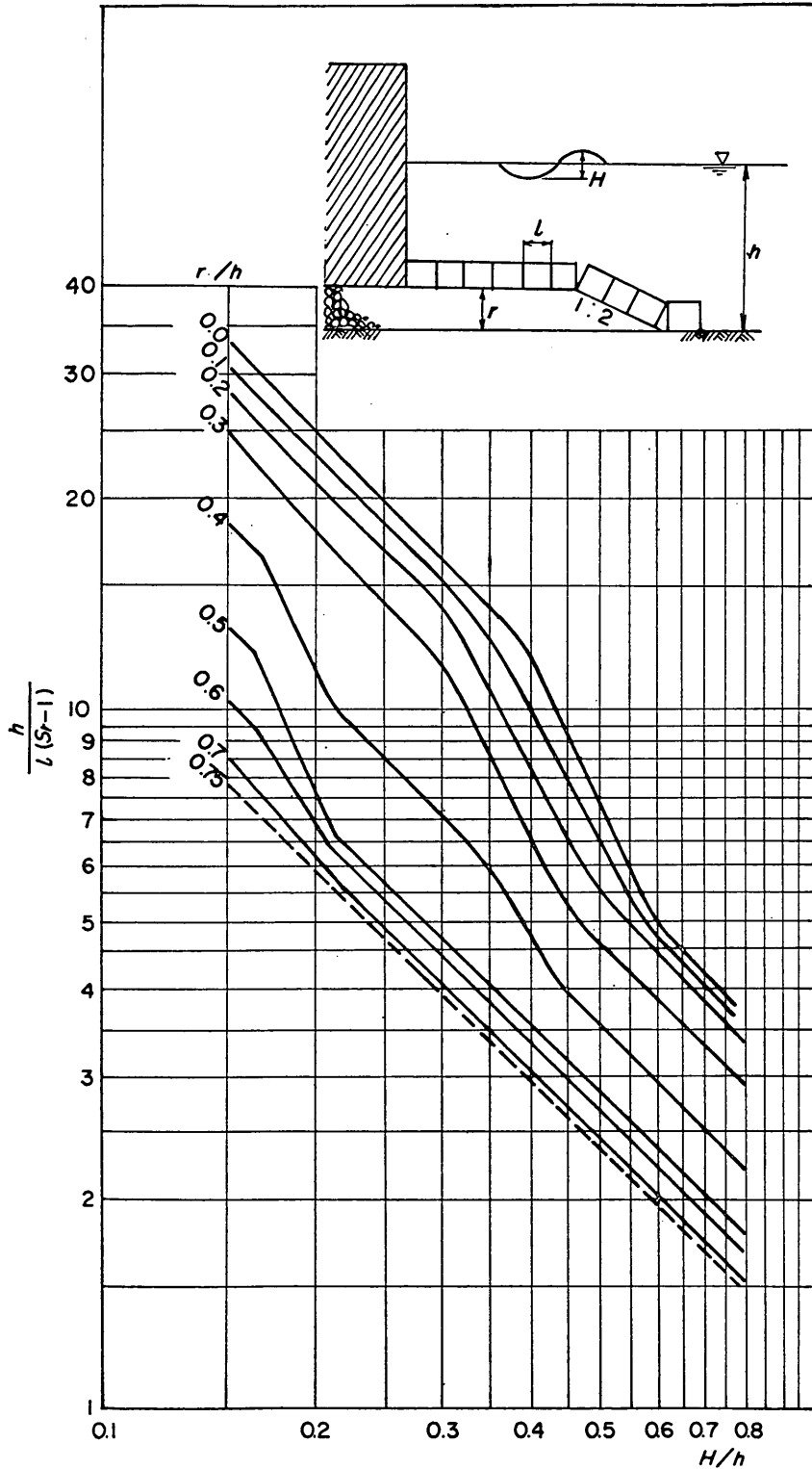


図-59 鹿島・斉藤・長谷川<sup>3)</sup>による立方体ブロックの重量の計算図表

$H_{110} \sim H_{1100}$  の波高を用いてよいとしている。

一方、稲垣・片山は混成堤マウンド被覆石の被災例、及び被災例と類似の条件下にあったにもかかわらず無被災であったもの合わせて約 110 例を調査、比較することにより、次のような安定限界式を提案している。

波向きが構造物法線に対して直角に近い場合 ( $\beta \leq 45^\circ$ )

$$W = 0.08 \frac{H_{1/3}^3}{5^{2d/H_{1/3}}} \quad (35)$$

沿い波となる場合 ( $\beta > 45^\circ$ )

$$W = 0.08 \frac{H_{1/3}^3}{5^{2d/H_{1/3}}} \quad (36)$$

この場合の調査範囲は以下のとおりである。

$$H_{1/3}/h = 0.142 \sim 0.885 \quad (\text{大部分は } 0.3 \text{ 以上})$$

$$d/H_{1/3} = 0.23 \sim 2.63$$

$$d/h = 0.23 \sim 0.83$$

マウンド法勾配; 1: 1.5~1: 5 (大部分は 1: 3)

海底勾配; 1: 10~1: 100 (大部分は 1: 50 以下)

この式では、周期の影響を無視して、 $d/H_{1/3}$  で波高の影響をとり入れているところに大きな特徴がある。

なお、この場合の被覆石の安定限界は、一度災害を受けたが原形復旧により、その後安定を保っているものとしており、原形復旧しても再度被災し、断面又は被覆石重量の変更にいたったものを不安定としている。

## (2) コンクリートブロック

混成堤のマウンド被覆材として異型コンクリートブロックを用いることも多く、各種の実験結果が報告されているが、ここでは鹿島ほか<sup>10)</sup>による立方体ブロック、鴻上ほか<sup>11)</sup>によるコンクリート方塊の重量算定法について述べる。

鹿島ほかは、立方体ブロックを主対象として、規則波により、以下の範囲で実験を行った。

$$h/L = 0.0592 \sim 0.128$$

$$H/h = 0.05 \sim 0.80$$

$$r/h = 0.0 \sim 0.75$$

$$B_M/h = 0.5, 1.0$$

マウンド法勾配; 1: 2

海底勾配; 1: 30

立方体ブロック重量  $W = 17 \sim 860 \text{ gf}$

ここに、 $r$  は基礎捨石マウンドの厚さ ( $=h-h'$ ) であり、法先水深  $h$  は 30 cm である。安定限界は最小の立方体 (17 gf) の場合には 2~3 個、他は 1 個の立方体が上下運動を開始する状態と定義している。

この研究では、安定数を  $h/L$ ,  $H/h$ ,  $r/h$ ,  $B_M/h$  の関数として捉え、このうち  $B_M/h$  については傾向的变化は認められず、マウンド傾の影響は無視できるとして

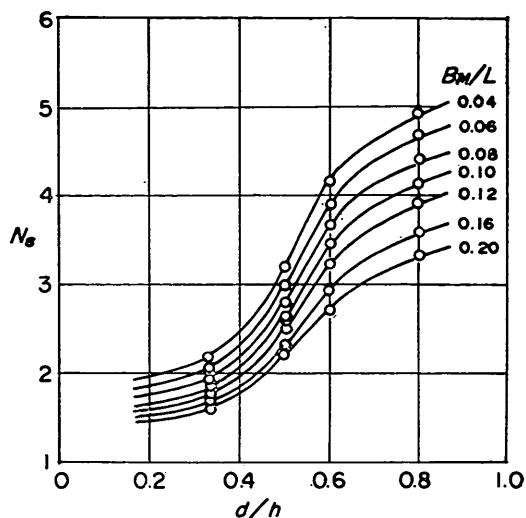


図-60 鴻上・成田<sup>11)</sup>によるコンクリート方塊の安定数

る。さらに、 $h/L$  については実験範囲での下限値をとり、 $r/h$  と  $H/h$  が主要因と考えている。そして、立方体ブロックの重量の算定図として、図-59を提案している。図中  $a$  は立方体ブロックの辺長である。また、計算に用いる波高としては、少なくとも  $r/h \leq 0.25$  のときには、最高波高を用いるべきであると指摘している。

一方、鴻上・成田は各種のコンクリートブロックについて、規則波による実験を行い、 $d/h$  のほか  $B_M/L$  が重量な要因であること指摘し、これをパラメータとして、 $d/h$  に対する安定数  $N_s$  の推定曲線を提案している。図-60はコンクリート方塊に対する実験結果を再整理したものを示したものである。この実験条件は以下のとおりである。

$$h/L = 0.004 \sim 0.187$$

$$H/h = 0.158 \sim 0.61$$

$$B_M/h = 0.50 \sim 1.66$$

$$d/h = 0.33 \sim 0.80$$

マウンドの法勾配; 1: 2

$$W = 133.8 \sim 514.1 \text{ gf}$$

方塊の辺長比は 1: 1: 1 の立方体が 4 種類、そのほか 1: 1.8: 2.7, 1: 1.9: 2.8, 1: 1.3: 1.9 のもの 1 種類づつで、合計 7 種類である。マウンド法先水深  $h$  は 30~50 cm の範囲で変化させている。また、安定限界は法肩から斜面にかけて動揺または移動したことが観察ではっきり認められるブロック数が、被覆層全体 (1 層積み) の 1% 以下であることを基準としている。計算に用いる波高については特に言及されていないが、適用例から判

断して有義波高  $H_{1/3}$  を用いるようである。

5.2 計算条件

以上、混成堤マウンド被覆材の安定性に関する既往の研究について概観した。研究の対象や実験条件、さらには安定限界のとり方等それぞれ異なっているが、それにはかまわず同一の条件に対し重量を計算して、結果を比較してみる。

計算条件は次の2種類で、波の条件は波形勾配  $H_{1/3}/L$  を0.045の一定として、有義波周期を8~16sの範囲で変化させる。

ケース I :

- $h=20$  m
- $h'=15$  m ( $r=5$  m)
- $B_M=10$  m
- $H_{1/3}/L=0.045$

ケース II :

- $h=15$  m
- $h'=10$  m ( $r=5$  m)
- $B_M=10$  m
- $H_{1/3}/L=0.045$

計算に用いる波高は、本研究及び稲垣・片山の結果は有義波高で整理されているので、有義波高をそのまま用いる。その他の規則波実験による結果については、最高波高を用いることを指定されているものもあるが、ここでは4.3の被覆ブロック基本型に対する規則波実験による限界波高と不規則波実験による限界有義波高との平均的關係を用いて、次の波高を適用する。

$$H=1.37 H_{1/3}$$

ただし、我が国においては、これらの結果についても有義波高を用いるのがこれまでの通例であるので、 $H=H_{1/3}$  としたときの計算も実施する。

また、被覆石については2層積み、被覆ブロックについては1層積みとし、いずれも基礎捨石マウンドの表面を被覆するものとする。そのため、被覆材天端上の水深  $d$  は重量によって異なり、安定数や重量の算定式が  $d$  によって与えられている場合には、試行を繰り返して計算する。その際、石については2層積みの厚さを次式で与える。

$$\text{被覆石 2層積みの厚さ} = 2 \left( \frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

これは、被覆石を立方体としたときの高さの2倍に相当する。

被覆石、コンクリートブロック、及び海水の単位体積重量は、それぞれ2.65, 2.30, 1.03 tf/m<sup>3</sup> とする。

5.3 計算結果

(1) 被覆石

表-14に被覆石の計算結果を示す。ここに、B・Dと記したのは Brebner-Donnelly による方法の計算値を表している。有義波周期  $T_{1/3}=8\sim 16$  s に対して、 $H_{1/3}/L=0.045$  とする有義波高  $H_{1/3}$  は、ケース I の場合3.99~9.54 m、ケース II の場合3.68~8.38 m である。図-61, 62は、この有義波高を横軸にとって、計算重量  $W$  を図示したものである。

表中、安定数  $N_s$  もあわせて示してあるが、このうち稲垣・片山の値は計算重量から逆算したものである。本研究の方法では、周期及び波高の変化により、 $N_s$  はケース I の場合6.21から4.09へ、ケース II の場合3.25

表-14 被覆石の計算結果

Wの単位: tf

ケース	$T_{1/3}$ (s)	$H_{1/3}$ (m)	本研究		B・D ( $H=1.37 H_{1/3}$ )				B・D ( $H=H_{1/3}$ )				稲垣・片山	
					基礎マウンド		根固めマウンド		基礎マウンド		根固めマウンド			
			$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W
I	8	3.99	6.21	0.18	2.75	5.4	6.30	0.45	2.78	2.0	6.32	0.17	11.3	0.014
	10	5.45	5.07	0.85	2.70	15	6.14	1.2	2.75	5.3	6.30	0.44	6.37	0.20
	12	6.85	4.59	2.3	2.64	30	6.08	2.5	2.71	11	6.28	0.88	4.56	1.1
	14	8.21	4.29	4.8	2.59	56	5.87	4.8	2.67	20	6.12	1.7	3.65	3.6
	16	9.54	4.09	8.6	2.51	96	5.58	8.7	2.64	32	6.08	2.6	3.10	9.2
II	8	3.68	3.25	0.99	2.62	4.9	5.54	0.51	2.66	1.8	5.67	0.19	6.23	0.065
	10	4.91	3.00	3.0	2.55	13	5.35	1.4	2.62	4.5	5.50	0.47	4.16	0.52
	12	6.09	2.89	6.4	2.48	26	5.12	3.0	2.58	9.0	5.43	0.96	3.24	2.1
	14	7.25	2.80	12	2.37	50	4.81	6.0	2.52	16	5.24	1.8	2.73	5.9
	16	8.38	2.73	20	2.24	92	4.48	11	2.48	26	5.12	3.0	2.40	13

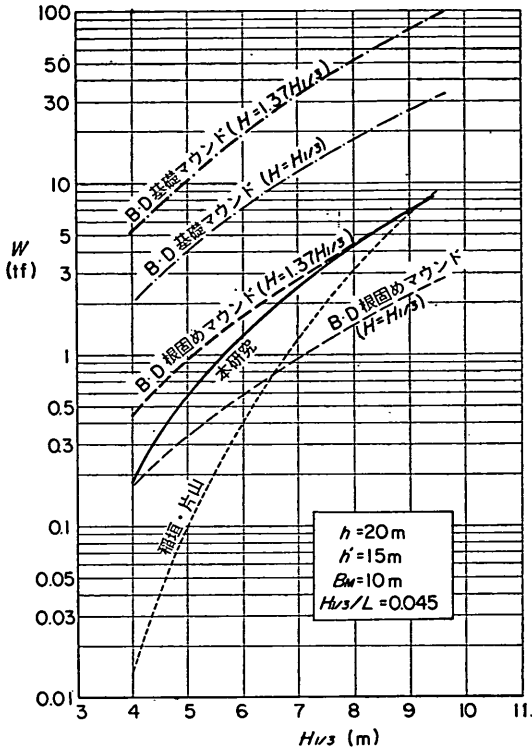


図-61 被覆石の計算重量 (ケース I)

から 2.73 へ減少する。一方, Brebner-Donnelly の方法では,  $N_s$  は  $d/h$  のみの関数であるが, 波高が異なれば重量が違ってくるので, 層厚が変化し, そのため波高の増大とともに若干減少する結果となっている。また, 基礎マウンドと根固めマウンドでは,  $N_s$  の値が著しく異なるのがわかる。稲垣・片山の結果では, 特にマウンドが低くて波高が小さい場合大きな値となっている。

次に, ケース I の場合の計算重量について述べる。本研究の方法による  $W$  は,  $H_{1/3}=3.99\sim 9.54$  m の範囲で 0.18~8.6 tf である。これに対し, Brebner-Donnelly の方法では,  $H=1.37 H_{1/3}$  としたとき, 基礎マウンドで 5.4~96 tf, 根固めマウンドで 0.45~8.7 tf と, 特に基礎マウンドの重量が著しく大となる。 $H=H_{1/3}$  としたときには, 基礎マウンドの場合 1/2.6~1/3.3, 根固めマウンドの場合 1/2.8~1/3.8 となるが, 基礎マウンドの場合はそれでも本研究による結果の 3.7~10.5 倍の重量である。稲垣・片山の方法による計算重量は 0.014~9.2 tf で, 特に波高の小さい条件で, 非常に小重量となる。波高による重量の変化は, この稲垣・片山の方法が最も大きく, Brebner-Donnelly の方法が比較的小さい。

一方, ケース II の場合は,  $H_{1/3}=3.68\sim 8.38$  m の範

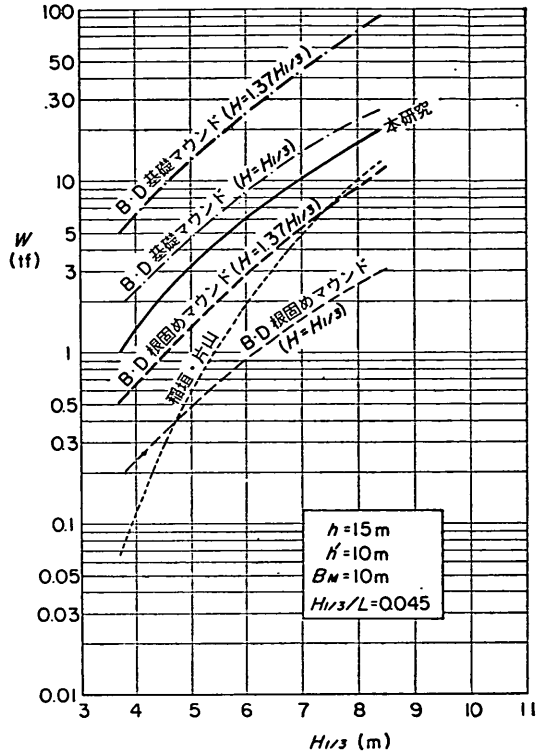


図-62 被覆石の計算重量 (ケース II)

圍で, 本研究による重量は 0.99~20 tf とケース I より大きくなる。たとえば,  $H_{1/3}=6.0$  の同一波高で比較すると, ケース I では 1.3 tf, ケース II では 6.0 tf と約 4.6 倍の重量が必要となる。これは, 基礎捨石マウンドの天端水深が浅くなるため,  $\kappa$  と  $h'/H_{1/3}$  の値が大きくなって,  $N_s$  が小さくなることによる。Brebner-Donnelly の方法では,  $H=1.37 H_{1/3}$  とした場合, 基礎マウンドで 4.9~92 tf, 根固めマウンドで 0.51~11 tf と大差ない。稲垣・片山の方法では 0.014~13 tf と大きくなるが, 本研究の方法と比較すると 1/2.7~1/2 と小さい。

以上の計算例が示すように, 混成堤マウンド被覆材の重量は提案式によって著しく異なり, 特に Brebner-Donnelly の基礎マウンドと稲垣・片山の方法との違いが大である。どの方法がよいかは, さらに現地データとの詳細な照合が必要であるが, 今回の不規則波実験に関する限り, 本研究の方法はかなりよく一致しており, 現地に対しても適合性が高いと考えられる。

(2) 被覆ブロック

表-15 は被覆ブロックについての計算結果を示したもので, 本研究の方法では基本型と有孔型を, 鴻上・成田, 及び鹿島ほかの方法では立方体ブロックを対象とし

表-15 被覆ブロックの計算結果

Wの単位: tf

ケース	$T_{1/3}$ (s)	$H_{1/3}$ (m)	本 研 究				立方体 (鴻上・成田)				立方体 (鹿島・斉藤・長谷川)			
			基本型		有孔型		$H=1.37 H_{1/3}$		$H=H_{1/3}$		$H=1.37 H_{1/3}$		$H=H_{1/3}$	
			$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W	$N_s$	W
I	8	3.99	4.79	0.71	5.07	0.60	3.72	4.1	3.77	1.5	3.79	3.7	3.89	1.3
	10	5.45	3.93	3.3	4.30	2.5	4.00	8.3	4.10	3.0	3.13	17	3.79	3.7
	12	6.85	3.57	8.7	4.05	5.9	4.18	14	4.28	5.2	2.58	59	3.39	10
	14	8.21	3.34	18	3.95	11	4.23	24	4.34	8.7	2.46	117	2.85	29
	16	9.54	3.19	33	3.90	18	4.24	37	4.39	13	2.48	179	2.58	62
II	8	3.68	2.65	3.3	2.78	2.9	3.00	6.1	3.25	1.9	2.77	7.4	3.05	2.2
	10	4.91	2.45	9.9	2.65	7.8	3.15	13	3.48	3.6	2.19	36	2.83	6.4
	12	6.09	2.35	21	2.62	15	2.96	29	3.50	6.7	2.15	72	2.39	20
	14	7.25	2.28	40	2.61	26	2.62	70	3.43	12	2.12	126	2.13	49
	16	8.38	2.22	66	2.63	40	2.34	151	3.29	21	2.03	222	2.12	76

ている。本研究による基本型及び有孔型の安定数は、ケースI、ケースIIのいずれにおいても、波高が増大するにつれて減少している。これに対し、鴻上・成田の方法による安定数はケースIでは逆にやや増大し、ケースIIでは一度増大してのち減少する傾向を示している。これは、鴻上・成田の方法では $N_s$ が $B_M/L$ と $d/h$ の関数であり、周期が長くなるにつれて $N_s$ が一般に増大するが、

波高増大に伴う重量増によって層厚が大きくなるので、 $d/h$ の影響の強いところではかえって小さくなることによる。鹿島ほかの方法の $N_s$ は計算重量から逆算して求めたものであるが、この場合は波高が増大するにつれて $N_s$ は減少する。

図-63, 64に、横軸に有義波高をとって計算重量を明示している。本研究による基本型、有孔型の重量は、ケ

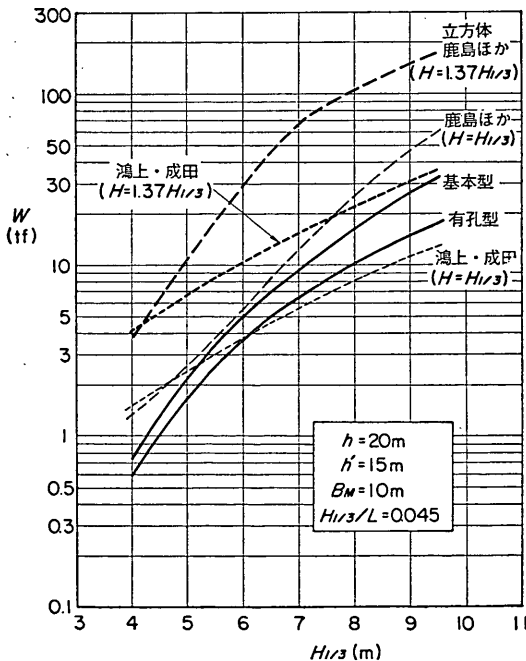


図-63 被覆ブロックの計算重量 (ケース I)

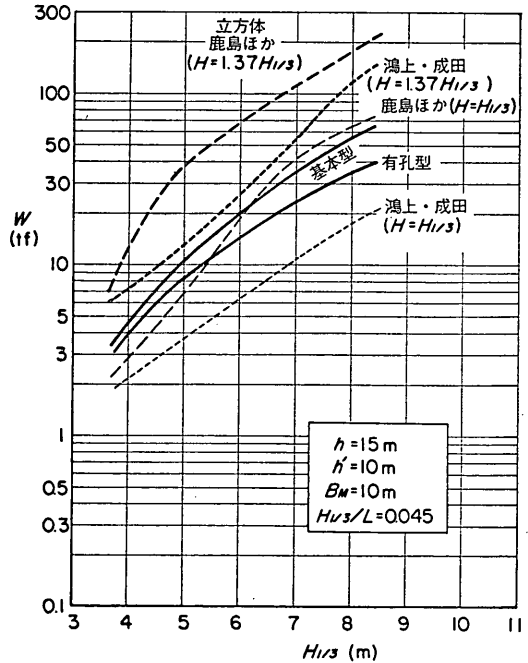


図-64 被覆ブロックの計算重量 (ケース II)

ースⅠの $H_{1/3}=3.99\sim 9.54$  m に対し、 $0.71\sim 33$  tf 及び  $0.60\sim 18$  tf、ケースⅡの $H_{1/3}=3.68\sim 8.38$  m に対し、 $3.3\sim 66$  tf 及び  $2.9\sim 40$  tf で、有孔型の重量は基本型の  $55\sim 88\%$  となる。鴻上・成田と鹿島ほかの方法はいずれも同じ立方体ブロックを対象としたものであるが、条件によっては両者の計算値は非常に異なり、一般に鹿島ほかの重量が大きい。また、 $H=1.37 H_{1/3}$  としたときの両者の結果は、本研究による基本型、有孔型の重量より大きくなっている。これがブロックの形状効果によるものかどうかは、安定限界のとり方が異なるので即断はできないが、本研究の結果が既往の方法と比較して過大な結果を与えるものではないことがわかる。

## 6. むすび

本研究における主要な結果をまとめると次のとおりとなる。

- 1) 混成堤マウンド被覆ブロックの安定性について、規則波と不規則波による実験を行った。その結果、不規則波の作用は有義波高に等しい波高の規則波の作用より、著しく破壊的であることが明らかとなり、不規則波実験による検討の重要性が例証された。本実験の結果では、規則波の作用は有義波高の1.37倍の波高としたとき、不規則波の作用とはほぼ同程度の限界状態となった。
- 2) 混成堤マウンド被覆材の安定数は多くの要因の影響を受けるけれども、 $h'/H_{1/3}$  と  $\kappa$  によってほぼ表現できることが明らかとなった。ここに、 $h'/H_{1/3}$  は基礎捨石マウンド天端上の水深と有義波高の比であり、 $\kappa$  は相対水深と波長に対するマウンドの相対天端幅の影響を結合した新しいパラメータである。
- 3) 被覆石と実験用に新しく考案した被覆ブロックについて、不規則波実験による安定数を定式化した。これによって安定数を求め、重量を計算することができる。被覆石の実験結果に適用した結果、計算重量が確保されておれば、被害率は3.5%以下となり、実験結果と適合性が高いことが確認された。
- 4) 被覆石の被害が比較的徐々に進行するのに対し、被覆ブロックの場合には、急激に被害が生じる傾向にある。そのため、被害の生じやすい高マウンドの場合やや危険性があるが、低マウンドの条件に対しては、その重量が提案式によってほぼ適切に算定できる。
- 5) 被覆ブロックの中でも中央に縦孔を有した有孔型の安定性が高いことが明らかとなった。これは縦孔によってブロックに働く鉛直力が減じるためと推測

される。計算例では有孔型の安定重量は孔のない基本型の  $55\sim 88\%$  であり、 $\kappa$  の小さい条件ほど有利となる。

以上、本研究による実験は断面実験で、直角入射の条件に限ったものであり、初期被害は多くの場合法肩付近で生じている。しかし、重複波による水底水粒子速度の解析で示唆されるように、斜め入射波に対しては直立壁基部側で法線方向の流速が卓越するようになり、そこが危険な場所となる可能性がある。そのため、斜め入射波に対する検討が今後の課題として指摘される。

なお、本研究は設計に係わる技術的諸問題の一つとして、水工部防波堤研究室と設計基準部設計基準研究室が協同で、昭和54年度から実施したものである。本報告のとりまとめは、合田の全般的指導のもとに、谷本が担当した。また、本実験の一部は業務委託によって実施したものである。熱心に実験に従事された長谷川実氏ほか、ここに記して感謝の意を表したい。

(1982年6月30日受付)

## 参考文献

- 1) Brebner, A. and D. Donnelly: Laboratory study of rubble foundation for vertical breakwater, *Proc. 8th Coastal Engg. Conf.*, 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について、北海道開発局土木試験所月報, 第232号, 1972, pp. 1~13
- 3) 鹿島遼一・斎藤昭三・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, pp. 169~175
- 4) 稲垣敏史・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, 22 p.
- 5) 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鈞三・合田良実: 不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の所要重量, 第28回海岸工学講演会論文集, 1981, pp. 604~608
- 6) Hudson, R.Y.: Laboratory investigation of rubble mound breakwaters, *Proc. ASCE*, Vol. 85, No. WW3, 1959, pp. 93~121
- 7) 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊地 治: 不規則波実験における入・反射波の分離推定法, 港湾技研資料, No. 248, 1976, 28 p.
- 8) 前出 1) に同じ
- 9) 前出 4) に同じ
- 10) Coastal Engineering Research Center, U.S. Army: Shore Protection Manual, *Govt. Print. Office*, Vol. II, 1973, pp. 7-201~7-203
- 11) 前出 3) に同じ
- 12) 前出 2) に同じ

主要記号表

$A$ : 安定数 $N_s$ の一般式における定数	$L^*$ : 水深 $h^*$ における波長
$a$ : 被覆材の代表長さ	$l$ : 直立壁からの水平距離, 混成堤マウンド被覆材の初期被害が生じる位置の直立壁からの水平距離 (本研究では $B_M$ に等しいとする)
$B$ : 安定数 $N_s$ の一般式における定数	$m$ : $N_s$ の一般式における次数
$B_M$ : 基礎捨石マウンドの天端幅 (肩幅)	$N_s$ : 被覆材の安定数
$D$ : 被害率	$N_{s0}$ : $N_s$ の一般式における定数 ( $h'/H_{1/3}=0$ での $N_s$ の値)
$d$ : マウンド被覆材天端上の水深	$S_r$ : 被覆材の水又は海水に対する比重
$g$ : 重力の加速度	$T$ : (規則波の) 周期
$H$ : 波高	$T_{1/3}$ : 有義波周期
$H_{\dagger}$ : 水深 $h^*$ での入射波高	$U$ : 水底水粒子の最大速度
$\bar{H}$ : 平均波高	$u_0$ : 斜め重複波の直立壁法線直角方向の水底水粒子速度成分
$H_{1/3}$ : 有義波高	$v_0$ : 斜め重複波の直立壁法線方向の水底水粒子速度成分
$H_{1/10}$ : 1/10 最大波高	$W$ : 被覆材の (平均) 空中重量
$H_{\max}$ : 最高波高	$W_C$ : 被覆材の計算重量
$H_C$ : 安定限界波高 (不規則波の場合には有義波高)	$w_0$ : 水又は海水の単位体積重量
$H_{C \text{ reg}}$ : 規則波の安定限界波高	$\beta$ : 波の入射方向と直立壁法線の垂線方向とのなす角
$H_{C \text{ irreg}}$ : 不規則波の安定限界有義波高	$\gamma_r$ : 被覆材の単位体積重量
$h$ : 法先水深	$\sigma$ : 波の角振動数 ( $2\pi/T$ )
$h'$ : 基礎捨石マウンド天端上の水深 (直立部底面の水深)	$\kappa$ : 安定数 $N_s$ を決定するパラメータ ( $=\kappa_1\kappa_2$ )
$h_c$ : 直立部の静水面上の天端高	$\kappa_1$ : 式(18)で定義されるパラメータ
$h^*$ : 直立壁前方における一定水深, 混成堤マウンド被覆材の初期被害が生じる位置の基礎捨石マウンド水深 (本研究では $h'$ に等しいとする)	$\kappa_2$ : 式(21)で定義されるパラメータ, $\beta=0^\circ$ のときには式(24)となる。
$k^*$ : 水深 $h^*$ に対する波数 ( $=2\pi/L^*$ )	
$L$ : 水深 $h$ における波長	