

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

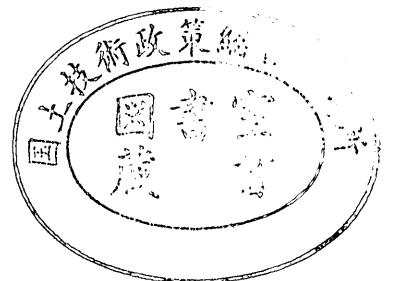
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 11

NO. 4

DEC. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第4号 (Vol. 11, No. 4), 1972年12月 (Dec. 1972)

目 次 (CONTENTS)

1. Vibratory Response of a Laterally Constrained Silty Clay Subjected to a Longitudinal Vibration.....Yasufumi UMEHARA..... 3
(縦振動を受ける側方拘束粘土の振動応答.....梅原靖文)
2. 岩礁上の円柱の設計波力に関する研究
.....合田良実・池田龍彦・笹田 正・岸良安治..... 45
(Study on Design Wave Forces on Circular Cylinders Erected upon Reefs
.....Yoshimi GODA, Tatsuhiko IKEDA, Tadashi SASADA and Yasuharu KISHIRA)
3. 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ...中瀬明男・勝野 克・小林正樹..... 83
(Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay.....Akio NAKASE, Masaru KATSUNO and Masaki KOBAYASHI)
4. 石灰による深層混合処理工法 (第2報)
.....奥村樹郎・寺師昌明・光本 司・酒井正寛・吉田富雄.....103
(Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (2nd Report)
.....Tatsuro OKUMURA, Masaaki TERASHI, Tsukasa MITSUMOTO,
Tadahiro SAKAI and Tomio YOSHIDA)
5. 空港舗装における路盤の等価値に関する研究.....須田 潤・佐藤勝久.....123
(Study on Layer Equivalencies of Bases in Airport Pavements
.....Hiroshi SUDA and Katsuhisa SATO)
6. 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性
.....土田 肇・上部達生.....191
(Characteristics of Base-Rock Motions Calculated from Strong-Motion Accelerograms at Ground Surface.....Hajime TSUCHIDA and Tatsuo UWABE)
7. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究
.....青木義典・田淵民雄.....271
(A experimental study on the interaction between trench type tunnels and soils
.....Yoshinori AOKI and Tamio TABUCHI)
8. 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて.....青木義典・丸山 浩.....291
(Spectra for Earthquake Resistive Design of Trench type Tunnel
.....Yoshinori AOKI and Hiroshi MARUYAMA)
9. 雑貨埠頭の上屋・倉庫のシステム設計 (第1報)工藤和男.....315
(System Design of Transitsheds and Warehouses(Part-1)Kazuo KUDO)
10. スパッドに作用する衝撃荷重について
.....平山 勇・菊谷 徹・小岩苔生.....337
(Shock Forces on a Spud of Working Craft
.....Isamu HIRAYAMA, Toru KIKUYA and Taisei KOIWA)

2. 岩礁上の円柱の設計波力に関する研究

合田良実*・池田龍彦**・笹田 正***・岸良安治***

要 旨

灯標その他の構造物を岩礁上に建設する際に考慮すべき波力の大きさについて、水理実験および既往建設例の検討結果に基づく考察を行なった。

実験は、円形および棚状の模型岩礁を用い、前面水深 36~56 cm、岩礁頂面が -10~+10 cm の条件において、周期 1.3, 1.7, および 2.3 sec、波高 10~30 cm の波を直径 20 および 30mm の直円柱に作用させ、全波力およびそのモーメントを測定した。この結果ではまず、岩礁の上では一様水深の水域におけるよりも波頂が高まり、また、波がほぼ一様な流れに変わって、ほぼ \sqrt{gH} に比例する流速を示す。波力をその作用面積で平均した値は (0.3~0.5) w_0H 程度であり、 H/h にあまり影響されない。また、波力の作用点は、波の作用範囲の中央よりもやや下である。岩礁上で円柱を後退させると、波頂高は低下するけれども、 $x/T\sqrt{gH} \leq 0.3$ の範囲では全波力はあまり減少しない。

構造物設計のための波力は、次のようにして計算するのが適当と考えられる。波高は最高波高 H_{max} とし、前方 $10H_{1/8}$ の地点における碎波限界波高あるいは $2H_{1/8}$ のいずれか小さい方の値を用いる。波頂高は、設計潮位上 $0.75H_{max}$ または $[0.55H_{max} + \text{岩礁の天端高の} 0.7\text{倍}]$ のいずれか高い方の値とする。波力は、円柱の投影面積に対して $0.5w_0H_{max}$ の波圧を、岩礁頂面から波頂まで一様に作用させる。なお、波頂上 $0.5H_{max}$ の高さまでは円柱沿いに水が打ち上り、上向きの力を及ぼす。

この波力計算法は、異常波浪時における既設灯標の被災および無被害各 1 例に対して妥当な結果を与える。

* 海洋水理部 波浪研究室長
** 海上保安庁 燈台部 工務課
*** 海洋水理部 波浪研究室

2. Study on Design Wave Forces on Circular Cylinders Erected upon Reefs

Yoshimi GODA*

Tatsuhiko IKEDA**

Tadashi SASADA***

Yasuharu KISHIRA***

Synopsis

The magnitudes of wave forces to be employed in design of cylindrical structures on reefs such as light beacons are examined by hydraulic model experiments and by analysis of the performance of existing structures under heavy sea.

Experiments employ two model reefs of circular and ledge types with the height of 46 cm above the bottom at the water depth of 36 to 56 cm. Waves with the height of 10 to 30 cm and the period of 1.3 to 2.3 seconds are applied on poles with the diameters of 20 and 30 mm, and measurements are made for wave forces and their moments as well as for wave characteristics. The experiments show that wave crests rises higher than those in water of uniform depth by the presence of reefs, especially in low waves. Upon reefs, waves are transformed into an almost-uniformly-distributed flow with the speed of about \sqrt{gH} . The intensity of wave forces per unit projection area of cylinders is about $(0.3\sim 0.5) w_o H$ without being affected by the parameter of H/h . The heights of application of wave forces are slightly below the middle points between wave crests and the top of reef. Retreat of a cylinder towards the shore on a ledge reef reduces the height of wave crests, but the decrease in wave forces is small in the range of $x/T\sqrt{gH}$ less than about 0.3.

Based on the above results, the following method is proposed for the estimation of design wave forces on structures upon reefs. The design wave height is the maximum height, which is the lesser one of the breaker height at the distance of $10H_{1/3}$ from the structures or the height of $2H_{1/3}$. The wave crest is at the level of the higher one of $[0.55H_{\max} + 0.7$ times the reef height] or $0.75H_{\max}$ above the design water level. The wave pressure of $0.5 w_o H_{\max}$ is uniformly exerted upon the area of projection of a cylinder. Along cylinders the wave uprush of $0.5H_{\max}$ above wave crests should be taken into account for the design of horizontally projecting members.

The formula gives reasonable estimates of wave forces for the cases of two light beacons, one survived and the other damaged under heavy sea.

* Chief of the Wave Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

** Member of the Engineering Division, Navigation Aids Department, Maritime Safety Agency

*** Member of the Wave Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

目 次

要 旨	45
1. ま え が き	49
2. 波力の計算式に関する予備的考察	49
3. 岩礁上の波および波力に関する実験	55
3.1 実験の範囲および実験方法	55
3.2 進行波の碎波限界および波頂高	58
3.3 岩礁上の波の特性	58
3.4 岩礁上の円柱に働く波力	63
4. 波力の計算法に関する考察	71
4.1 設 計 波 高	71
4.2 波頂高および波力	72
4.3 実例による波力計算法の検討	74
5. む す び	78
参 考 文 献	78
記号一覧表	79
付録 三角形モデルによる非定常流出の計算	80

1. まえがき

近年は、海洋開発に関連して、多種多様な構造物が海中に建設される。多くの場合、これらの構造物は激しい風および激しい波浪条件にさらされるので、設計にあたってはその安全性について十分な検討が要求される。それでも米国のテキサスタワー No. 4 を初めとして、波力によって破壊あるいは損傷した構造物は決して少なくない。

波に叩かれる構造物として古くから建設されているものに灯標がある。古代エジプトの昔から、灯標は航海の安全を守るため、島や岩礁の上に建設されてきた。しかし、悪条件の下に孤立している灯標は、時には自然の力に負けて破壊される。中でも、外海に面した岩礁上に建てられる灯標は、こうした自然と人間との闘いの好例である。

たとえば、英国ブリマウス沖の Eddystone 岩に 1696～1700 年に建てられた直径 7.32m、高さ 36.6m の灯標（下部石造、上部木造）は、1703年11月26日の暴風による波で破壊流失した¹⁾。同じく英国南西端のシリー諸島の Bishop 岩の灯標は、鑄鉄および鎮鉄構造として竣工直前の 1850年2月5日の暴風で姿を消し、1858年に再建された石造の灯標もしばしば波に洗われて、満潮面上 30.5m の高さに取り付けられた重量約 250kg の霧鐘を流失させられている²⁾。我が国でも、大正 6年(1917年)9月30日の台風の際、東京湾口久里浜沖アシカ島の挂灯立標（コンクリート造、直径 3.03m、高さ 12.1m）が、満潮面上 5.8m の高さで切断された例がある³⁾。

海底石油の採掘装置などのようにほぼ一様な海底に設置される構造物の場合には、各種の研究が進められて波力の大きさもほぼ明らかにされており、設計指針も幾つか提案されている。しかし、灯標のように海底から急に立ち上った地形の所に設置される構造物については、その歴史が古いにもかかわらず、波の作用に関する研究が十分に行なわれていない。設計の実務面では、防波堤に働く砕波圧用の広井公式に円形断面の受圧係数 0.7 を乗ずる方法と、一様水深における孤立波の粒子速度による抗力を考慮した藤野公式の二通りの方法が用いられている。しかし、同一の波高に対する波力の計算値は、前者の方が 2 倍以上大きいため、両者をどのように調和させて使用すべきかの問題が生じている。

また、海中に孤立した岩礁などでは、周囲が深いために波が沖合で碎けることがなく、減衰しない巨浪が直接岩礁にぶつかる。さらに、岩礁の大きさや形状によって

は、波が集中して異常な高まりを見せることがある。たとえば石川³⁾によると、豊後水道南側中央部の水の子島灯台では、大正 7年(1918年)7月12日の台風の際に押し寄せた激浪が満潮面上 18.8m の灯台根元のコンクリート造通路を破砕流失させ、灯台 3 階窓（満潮面上 32.5m）の外側に設置した鉄製信号台を打破して取付ボルトおよび持送り金具の破片を残すだけにし、さらに窓ガラスを打ち破って流下した越水が灯台内を満たしてその圧力で廊下および窓の鉄戸を開き、廊下の鉄戸は内外の海水にあおられて大きく湾曲したという。この水の子島灯台では、大正元年（1912年）9月22日の暴風の際にも同様の激浪に洗われ、このときは満潮面上 1.5m の高さにあった重量 2t あまりの岩石が高さ 18.8m の灯台基部に打ち上げられている。

灯標は今までも数多く建設されてきたけれども、沿岸航行船舶の安全性を高めるため、さらに多くの建設が要請されている。しかも、新規地点は波浪条件が厳しかったり、地形条件が悪かったりして今まで建設困難と見られていた所が多い。また今後は、海洋性レクリエーション施設あるいは沿岸高速道路の橋脚その他、岩礁上に構造物を建設する事例が増加すると思われる。そこでわれわれは、昭和46年度に海上保安庁燈台部から研究実施の要望があったのを機会に、岩礁上の構造物に対する波の作用について実験を進め、波力計算法について考察を行なうこととした。以下はその報告である。

2. 波力の計算式に関する予備的考察

(1) 広井式

最初に、現在までに提案あるいは使用されている波力の計算式を紹介し、若干の検討を行なってみよう。

まず広井⁴⁾は、1920年に防波堤直立部の設計波圧公式として次式を提案し、これは現在でも防波堤の設計公式として広く使用されている。

$$p_b = 1.5w_0H \quad (1)$$

ここに、 p_b : 砕波の波圧強度

w_0 : 海水の単位体積重量

H : 波高

波圧の作用範囲は、静水面上 $1.25H$ の高さまでである*。

広井は、砕波における水粒子の前進速度および波頂からの落下速度の考察から上式を導き、その当時までの防波堤の災害例についてその妥当性を検討している。現時

* 本報告に使用した記号は、p. 79 に記号表としてまとめられている。

点においては、式の誘導には疑問があるけれども、その後の日本各地の防波堤の実績から見て、この広井公式は信頼度の高いものといえる。なお、防波堤設計の際は、波高として有義波高 $H_{1/3}$ が使われており、その妥当性は伊藤ほか⁵⁾によって実験的にはほぼ確かめられている。

灯標の設計においては、断面が円形であることを考慮して、受圧係数 0.7 を乗ずる方法が慣用されている。すなわち、

$$p = 0.7 p_b = 1.05 w_0 H \quad (2)$$

ここに、 p : 円柱の投影面積に対する平均波圧強度

この受圧係数の値は、次のようにして求められたと推定される。

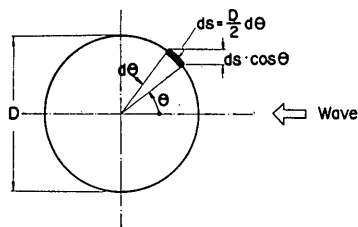


図-1

今、図-1のように波の方向から θ だけ傾いた円柱の小断面 ds に働く波力を考える。これは、波の幅 $ds \cdot \cos \theta$ の壁に働くべき波力に相当すると考えられる。しかし、波力は水圧の一種であり、境界面に垂直にしか働かないから、円柱の中心方向へ向う波力は、

$$p_c ds = (p_b \cos \theta ds) \cos \theta = p_b \cos^2 \theta ds \quad (3)$$

となる。さらに、今問題としているのは波の進行方向への力である。したがって、円柱全体に働く波圧の平均値は次のようになる。

$$p = \frac{1}{D} \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p_c \cos \theta \frac{D}{2} d\theta = \frac{2}{3} p_b = 0.7 p_b \quad (4)$$

しかしながら、広井公式は防波堤の場合でさえ一種の経験式である。これを式(3)、(4)のような計算によって円柱に応用することは、あまり根拠のあることではない。防波堤と同様、灯標についても一つの経験式と見るべきであろう。

(2) 藤野の方法

一方、第2次大戦後に多数建設された海洋構造物の設計では、波力を速度の2乗に比例する抗力と、加速度に比例する慣性力の和として算定するのが普通である。直円柱の場合、直径 D 、高さ dz の部分に働く波力は、次式で表わされる。

$$dF = dF_D + dF_M \quad (5)$$

$$dF_D = \frac{w_0}{2g} C_D D u^2 dz \quad (6)$$

$$dF_M = \frac{w_0}{g} C_M \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} dz \quad (7)$$

ここに、 C_D : 抗力係数

C_M : 質量係数

u : 水粒子の水平運動速度

$\frac{\partial u}{\partial t}$: 水粒子の水平運動加速度

実際にこの式で波力を計算する場合は、水粒子の水平速度 u および加速度 $\partial u / \partial t$ を推定し、抗力係数 C_D および質量係数 C_M の値を与えなければならない。このうち C_D は、定常な流れの中ではレイノルズ数 $R_e = uD/\nu$ (ここに ν は水の動粘性係数) の関数として実験的にその値が求められており、 $R_e = 10^3 \sim 10^5$ では $C_D = 1.2$ の一定値、 $R_e = 2 \times 10^5$ 付近で一度 $C_D = 0.3$ に急減し、その後徐々に回復して $R_e = 10^6 \sim 10^7$ では $C_D = 0.7$ となる。ただし、表面が粗な場合には $C_D = 1.0$ にまで増大する⁶⁾。一方、 C_M は速度ポテンシャル理論によって計算され、直径 D が波長 L の 0.2 倍程度より細かい場合は $C_M = 2.0$ となる。この値は、波力の実験および観測によって、やや安全側ではあるが妥当な数値であることが確認されている。

一方、 u および $\partial u / \partial t$ に関しては、有限振幅の波の理論で計算、あるいはこれを実験値その他で補正して推定される。藤野⁷⁾は1957年に、灯標に働く波圧の計算において碎波限界の孤立波の粒子速度を用いる方法を提案した。孤立波の理論としては、Munk⁸⁾が紹介した McCowan の式を用いるもので、波峰直下の水粒子の水平速度 u は次式で与えられる。

$$\frac{u}{C} = \frac{N}{1 + \cos MZ} = \gamma(Z) \quad (8)$$

ここに、 $N = \frac{2}{3} \sin^2 \left[M \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\eta}{h} \right) \right]$

$$\frac{\eta}{h} = \frac{N}{M} \tan \frac{1}{2} \left[M \left(1 + \frac{\eta}{h} \right) \right]^*$$

$$Z = 1 + \frac{z}{h}$$

η : 静水面上の波面の高さ、 h : 水深

z : 静水面から上方を正にとった鉛直座標

また、 C は次式で計算される波速である。

$$C = \sqrt{g(h+H)} \quad (9)$$

孤立波の碎波限界は、波頂において $u = C$ となる条件 (このとき波峰は頂角 120° の突角となる) から求められ

* Munk の論文で $\tan^{1/2}$ としているのは誤植である。

る。McCowan の計算によると、このときの波高は次のようになる*。

$$\frac{H_b}{h} = 0.78 \quad (10)$$

Munk は、この孤立波理論によって碎波現象がうまく説明できることを示し、また式(8)を計算して $\gamma(Z)$ の図表を与えている。ただし、式(8)をそのまま計算すると、波頂の $Z=1.78$ において $u/C=0.748$ となり、碎波条件を満たさない。Munk の図表を吟味してみると、 $Z \leq 1.3$ では式(8)によっているが、 $1.3 \leq Z \leq 1.78$ では $\gamma(1.78) = 1.0$ となるように曲線のあてはめを行なっているようである。そこで、この部分を二次曲線で近似することにして $\gamma(Z)$ を再計算したのが表-1 である。

表-1 藤野の方法における水平粒子速度および平均波圧強度の係数

z/h	u/C	p/w_0H	z/h	u/C	p/w_0H
0.78	1.000	1.140	-0.1	0.397	0.179
0.7	0.770	0.677	-0.2	0.381	0.165
0.6	0.655	0.490	-0.3	0.368	0.154
0.5	0.586	0.392	-0.4	0.357	0.145
0.4	0.535	0.326	-0.5	0.348	0.138
0.3	0.492	0.277	-0.6	0.340	0.132
0.2	0.464	0.245	-0.7	0.335	0.128
0.1	0.437	0.218	-0.8	0.331	0.125
0	0.415	0.197	-0.9	0.329	0.124
			-1.0	0.328	0.123

藤野は、御前崎沖の御前岩灯標の設計において、慣性力を無視できるとして式(7)の抗力のみをとり、抗力係数 $C_D=1.0$ の値を用いた。また設計波としては、沖波の波高および周期を推定し、一方、設置地点においては波高が水深によって制限されるとして碎波限界波高 H_b を Iversen の碎波指標図から求めた。さらに、同じく碎波指標図から波峯下の水深 Y_b を求め、碎波の波速を $C = \sqrt{gY_b}$ として計算し、孤立波理論によって水平粒子速度を算出している。

御前岩灯標の場合には設置水深が -9 m であったので、その地点でちょうど碎ける波を決めることができたけれども、干潮時に露出する岩礁の上の場合などは岩礁の前面で碎けた波がぶつかるので、碎波高を決めることができない。このため、藤野の方法は次のように拡張されて灯標の設計に使われている¹⁰⁾。

* 最近の山田ほか⁹⁾ の計算によると、この比率は0.8261 である。

- 1) 設置地点に来襲する沖波の波高 H_0 および周期 T_0 を定める。
- 2) 波向方向の海底勾配を求める。
- 3) Iversen の碎波指標図により、碎波高 H_b 、碎波水深 h_b 、波峯下の水深 Y_b を求める。
- 4) H_b と h_b の比が 0.78 に一致しないときは、 $h_b' = H_b/0.78$ として仮想碎波水深を求め、波峯下の水深を $Y_b' = Y_b + (h_b' - h_b)$ として修正する。
- 5) 碎波の波速を式(8)で計算し、Munk の図表で $H/h = 0.78$ に相当する $\gamma(Z)$ を読みとって、碎波点における水平粒子速度を求める。
- 6) 岩礁上の柱状構造物に対しても、上記の粒子速度がそのまま適用できるものとして、構造物の基部に相当する高さから上の粒子速度分布を用い、式(7)により抗力を計算する。

(3) 合田の方法

著者の一人は、先に海中構造物に働く波力について実験値ならびに理論値を参照して、次のような計算法を提案した¹¹⁾。

まず、直円柱に砕けない波が作用する場合については、抗力および慣性力のそれぞれの最大値を次式で算出する。

$$(dF_D)_{\max} = \frac{w_0}{2g} C_D D u_{\max}^2 dz \quad (11)$$

$$(dF_M)_{\max} = \frac{w_0}{g} C_M \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{\max} dz \quad (12)$$

ここに u_{\max} は波峯が通過するときの各高さの水平粒子速度で、次式によって推定する。

$$u_{\max}(z) = K \frac{\pi H \cosh k(h+z)}{T \sinh kh} \quad (13)$$

$$\text{ここに、} K = \sqrt{1 + \alpha \left(\frac{H}{h} \right)^{1/2} \left(\frac{h+z}{h} \right)^3}$$

$$k = 2\pi/L, \quad L: \text{波長}$$

上式中の係数 α は、碎波限界において波頂の粒子速度が碎波の波速に一致するように定めたもので、その地点の水深と波長との比に応じて表-2の値が与えられている。なお表-2には、碎波限界における波高 H_b と波頂高 Y_b の、碎波水深 h_b に対するそれぞれの比を示してある。

また、式(12)における $(\partial u / \partial t)_{\max}$ は各高さにおける水粒子の水平加速度の最大値で、微小振幅波理論による次式で推定する。

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{\max} = \frac{2\pi^2 H \cosh k(h+z)}{T^2 \sinh kh} \quad (14)$$

波力は式(5)のように抗力と慣性力の和であるので、この両者の間には位相差があることを考慮して、波力の最

表-2 合田の方法における砕波の諸元および
粒子速度の係数

h/L	H_b/h	Y_b/h	L_b/L	α
0.03	0.820	1.775	1.26	1.50
0.05	0.795	1.700	1.24	1.50
0.07	0.765	1.645	1.21	1.43
0.10	0.720	1.581	1.18	1.25
0.14	0.665	1.517	1.15	0.97
0.20	0.592	1.438	1.15	0.68
0.30	0.479	1.330	1.16	0.49
0.50	0.330	1.223	1.18	0.25

注) L は微小振幅波理論による波長

大値を次式のように求める。

$$\left. \begin{aligned} (dF)_{\max} &= (dF_D)_{\max} + \frac{(dF_M)_{\max}^2}{4(dF_D)_{\max}} \\ &: \text{ただし, } (dF_M)_{\max} < 2(dF_D)_{\max} \\ (dF)_{\max} &= (dF_M)_{\max} \\ &: \text{ただし, } (dF_M)_{\max} \geq 2(dF_D)_{\max} \end{aligned} \right\} (15)$$

海底から柱頭まで直径が一樣な円柱については、円柱全体に働く抗力の最大値 $(F_D)_{\max}$ および慣性力の最大値 $(F_M)_{\max}$ 、ならびにそれぞれの作用点の高さ S_D, S_M の計算図表が図-2,3のように作成されている。

さらに、砕波直後の波が円柱に衝突するときには、強い衝撃力が働くことがある。著者の一人は、この衝撃力が、前進する砕波の持つ水平運動量の一部が衝突によって瞬間的に失われることによって生ずる力であることを明らかにし、この力が次式で表わされることを示し

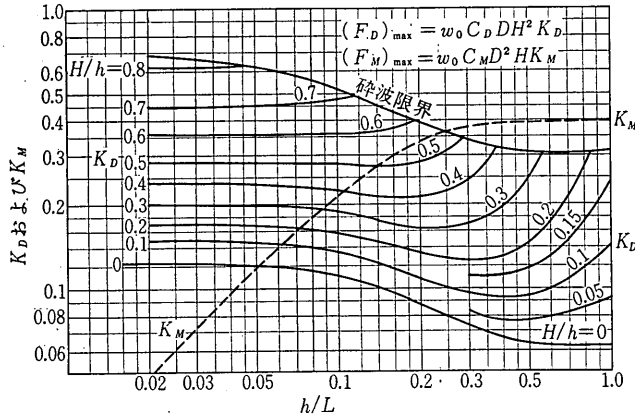


図-2 最大抗力および最大慣性力の算定係数

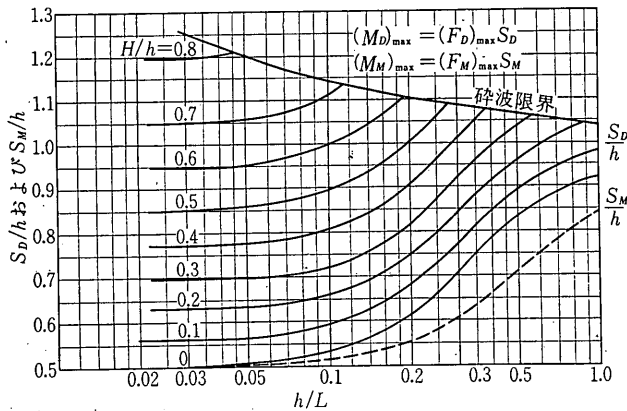


図-3 最大抗力および最大慣性力の作用高

た¹²⁾。

$$F_I = \omega_0 D H_b^2 K_B \lambda \left(1 - \frac{t}{\tau_B}\right); 0 \leq t \leq \tau_B \quad (16)$$

ここに、 $K_B = \frac{\pi C_B^2 \eta_c}{2g H_b^2}$: 衝撃力係数

$\tau_B = \frac{D}{2C_B}$: 衝撃力の作用時間

λ : 以下に述べる砕波巻き込み係数

C_B : 砕波の波速

η_c : 静水面上の波頂高

この衝撃力は、波頂から下 $\lambda \eta_c$ の範囲にわたって一様に作用するものとする。砕波巻き込み係数 λ の値は、勾配 1/10 および 1/100 の一様斜面上の実験によって図-4のように求められている。実験データは、平均値ならびに最大・最小値の範囲で示されている。衝撃力係数

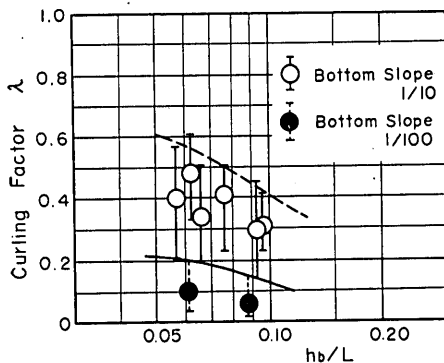


図-4 砕波巻き込み係数 λ

K_B は、表-2に示した砕波の諸元を使って図-5のように計算される。図中の係数 k_B は、衝撃力をその作用面積 $\lambda \eta_c D$ にわたって平均した波圧を $p_I = k_B \omega_0 H_b$ と表示したときの値である。

上記の衝撃力はその作用時間が極めて短いのが特徴で、水深 7 m で碎ける波が直径 1 m の円柱にぶつかる場合は、 $\tau_B \approx 0.05 \text{ sec}$ と計算される¹³⁾。実際の構造物は剛体でないから、衝撃力は構造物各部の変位として部材中を順々に伝達される。したがって、部材応力の計算は式(16)の衝撃力そのままではなく、その作用時間と構造物の固有周期によって定まる衝撃応答係数 X_{\max} を乗じた有効衝撃力を使う必要がある。また、砕波による衝撃力が作用するのは水面が上昇し切る前であるので、抗力はまだその最大値に達していない。一様断面の円柱の場合には、砕波巻き込み係数をパラメーターとして最大全波力が次式で求められる。

$$F_{\max} = \omega_0 D H_b^2 [C_D K_D (1 - \lambda)^2 + C_M \frac{D}{H_b} K_M \sqrt{1 - (1 - \lambda)^2} + K_B \lambda X_{\max}] \quad (17)$$

ここに、 K_D , K_M : 図-2で与えられる波力係数

なお、構造物設計の際の波高としては、設置地点に来襲すると想定される最高波、すなわち波群中に出現が期待される最高波高 H_{\max} またはその地点の砕波限界波高 H_b のいずれか小さい方の値を用いることが推奨されている。また、抗力係数は $C_D = 0.7 \sim 1.0$ 、質量係数は $C_M = 2.0$ が適当とされている。

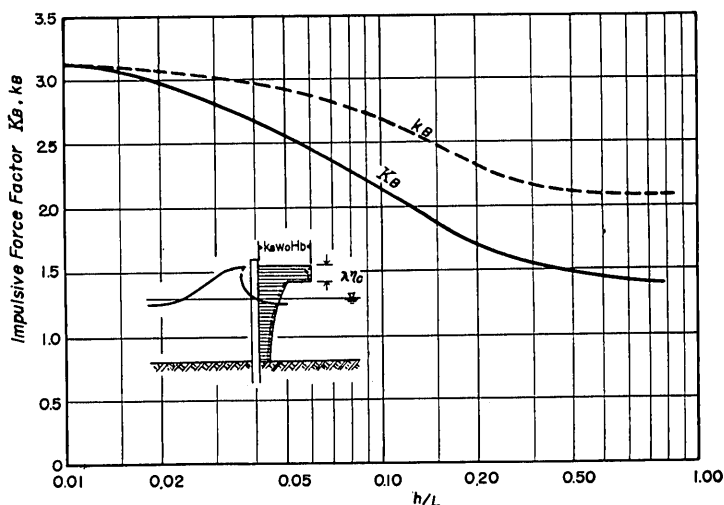


図-5 衝撃力係数 K_B および k_B

以上の計算方法は、海底が比較的一様な箇所の海中構造物の設計に用いられつつある。ただし、砕波時の衝撃力についてはλのデータ不足や、 X_{max} を計算するための構造物の固有周期の考え方などが固まっていないことなどのため、まだまだ使用されていない。

(4) 各計算法における平均波力強度の比較

以上三つの方法は、表現が異なるため簡単に比較することができない。そこで、藤野および合田の方法による波力をその作用面積で平均して波圧強度 $p(z)$ の形で表わし、これを w_0H で割った係数 $\beta(z)$ の値について相互の比較を行なう。すなわち、

$$\beta(z) = \frac{p(z)}{w_0H} = \frac{dF}{w_0H dz} \quad (18)$$

円柱に対する広井式では $\beta = 1.05$ である。

藤野の方法では、式(8)、(9)の関係により $\beta(z)$ が次のように求められる。

$$\beta(z) = \frac{1}{2} C_D \left(\frac{h}{H} + 1 \right) \gamma(Z)^2$$

ここで、 $C_D = 1.0$ 、 $H_b/h_b = 0.78$ の関係により、

$$\beta(z) = 1.14 \gamma(Z)^2 \quad (19)$$

この β の値は表-1 に p/w_0H として記載してある。

合田の方法のうち、衝撃力については波頂からその下 $\lambda\eta_c$ の範囲にわたって $\beta(z) = k_B$ であり、これは図-4に示されている。また、藤野の方法に合わせて、波力のう

ち抗力のみについて検討すると、次のようになる。

$$\beta(z) = \frac{1}{2g} C_D K^2 \frac{\pi^2 H \cosh^2 k(h+z)}{T^2 \sinh^2 kh}$$

ここで、微小振幅波理論における関係式 $kh \tanh kh = 4\pi^2 h/gT^2$ を用い、 $C_D = 1.0$ をとることによって、

$$\beta(z) = K^2 \frac{H}{h} \frac{kh}{4 \sinh 2kh} \cosh^2 k(h+z) \quad (20)$$

この方法においては、 $\beta(z)$ が h/L および H/h の二つのパラメーターによって変化し、特に H/h が減少するにつれて $\beta(z)$ の値が急減する。水深波長比が $h/L = 0.05$ の場合について $\beta(z)$ の変化を計算すると、図-6のようになる。

図-6には比較のため、広井式および藤野の方法における波力係数も示してある。広井式の場合、 H/h の値は任意であるが、ここではわかりやすく $H/h = 0.8$ とした。したがって、水底から静水面上 $1.25H = 1.00h$ の高さまで一様に $\beta = 1.05$ である。藤野の方法では、 $z/h = 0.78$ で $\beta = 1.14$ と広井式よりも大きな値を示すが、その下で急激に減少して $z = \pm 0$ では $\beta = 0.197$ と広井式の値の20%に過ぎない。合田の方法では、 $h/L = 0.05$ の条件のとき $H/h = 0.795$ が砕波限界と見なされ、波頂は $0.7h$ の高さ、その点の波力係数が $\beta = 0.926$ と計算される。波頂から下における β の値の減少は、藤野の方法ほど急激でない。ただし、波高が砕波限界に達しない波のとき

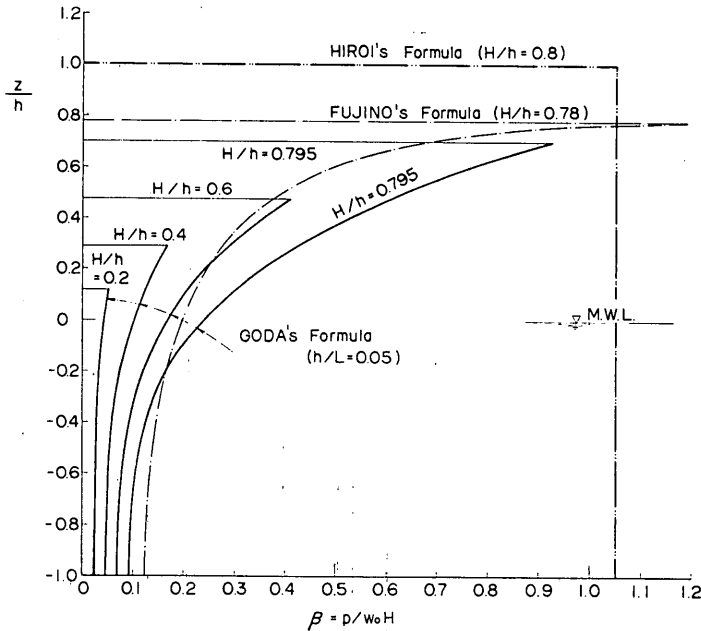


図-6 各公式における平均波力係数

は、波力係数の値が非常に小さくなる。

ここで、一様断面の円柱に碎波限界の波が作用する状態を想定し、 $z_0 = \pm 0$ および $z_0 = -h$ の高さにおけるせん断力および曲げモーメントに関する平均波力係数を計算してみる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \text{せん断力換算: } \beta_F &= \frac{1}{(\eta_c - z_0)} \int_{z_0}^{\eta_c} \beta(z) dz \\ \text{モーメント換算: } \beta_M &= \frac{2}{(\eta_c - z_0)^2} \int_{z_0}^{\eta_c} \beta(z)(z - z_0) dz \end{aligned} \right\} (21)$$

この結果は表-3のとおりである。藤野の方法と合田の方法では、後者の方が約20%大きい程度で差異が小さいけれども、広井式と比べると両者とも広井式の値の30~60%程度にしかならない。さらに、波の作用範囲を考えると、全波力としては広井式による値の $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$ に過ぎないことになる。もっとも、合田の方法では衝撃力の見積り方によっては広井式よりも大きな全波力となることもある。また、波高として広井式については $H_{1/3}$ を用い、藤野および合田の方法では H_{max} または H_b を使うのであれば、各方法で計算した全波力の差は小さくなる。

このような差異を示す各計算法が実際に妥当なものであるか否かを実験的に検討した結果を、次章に述べる。

表-3 平均波力係数

基準高 z_0	広井式 $\beta_F = \beta_M$	藤野の方法 β_F β_M	合田の方法* β_F β_M
± 0	1.05	0.399 0.505	0.513 0.623
$-h$	1.05	0.256 0.343	0.287 0.406

*) 水深波長比を $h/L = 0.05$ とする。

3. 岩礁上の波および波力に関する実験

3.1 実験の範囲および実験方法

(1) 岩礁のモデルおよび実験水路

実際の岩礁はその大きさおよび形状がさまざまであり、これを模式化することには無理がある。しかし、特定の岩礁上の構造物の模型実験ではなく、岩礁上の円柱に働く波力を一般的に検討するためには、何らかの岩礁モデルを使わなければならない。本研究では、灯標の建設地点数例の状況を参考にし、また、実験水路の寸法も考慮して図-7のような円形礁および岩棚モデルを採用した。

円形礁は、底部の直径が1.50 mで、法勾配約1割で高さ31 cm立ち上り、その上15 cmは勾配2割で上り、頂部は直径30 cmの水平面とした。模型は山土で形を作り、表面をモルタルで固めた。また頂部には、内径16 cm、

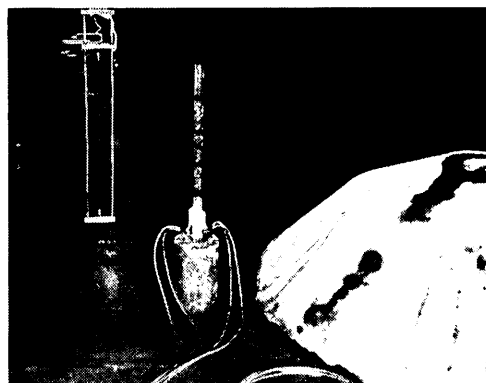


写真-1 模型円柱および円形礁

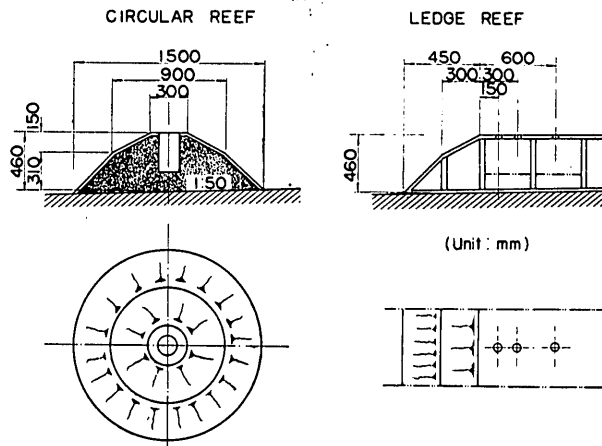


図-7 円形礁および岩棚の模型

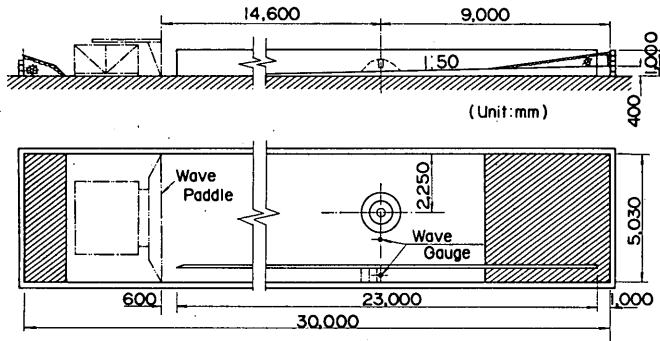


図-8 実験水路

深さ30cmのブリキ製の円筒を埋め込んで、模型円柱設置用の孔とした。模型円形礁を後述の模型円柱および波高計とともに示したのが写真-1である。

岩棚は、前面の法勾配を円形礁と同一にし、頂部は長さ3mにわたって水平床として、その法肩から15, 30, および60cmの所に模型円柱設置用の小孔を設けた。岩棚は耐水合板で製作した。

実験水路は、当所大型水工実験場内に仮設したブロック積み水路で、図-8のように内幅5.03m、長さ30.00m、深さ1.00mである。水路内には、片側から60cm離して長さ23mの仕切壁を設け、この小水路の部分を入射波の検定および岩棚の実験用とした。仕切壁の末端は水路後端から1m離しておき、岩棚の実験において岩棚上に乗上げた水が本水路へ自然流下して、岩棚上に水位の上昇が起らないようにした。

水路床は仕切壁先端から4.6mの間を水平とし、これから勾配1/10で4cm立ち上げたあと、勾配1/50の一樣斜面としてある。水路の後端には、消波装置として勾配1/10の碎石斜面を設けた。円形礁はその中心位置で測って、造波板のゼロ位置から14.6mの地点に設置した。岩棚も、円形礁と同一距離の地点に設置した。

造波機は、大型水工実験場用の12台の内の1台で、電気信号の入力波形に追従して運動する。本研究では、超低周波数発信器による正弦波形を用いて造波板を駆動させた。なお造波板の運動はピストン型式である。

(2) 実験条件

実験は、干潮時に露出する程度の岩礁を主対象とし、モデル岩礁の頂部を基準として、水位を-10, -5, ±0, +5, +10cmの5通りに変化させて行なった。ただし、水位が-10cmのときは波頂高の測定のみを行なった。設置位置の水深としては、 $h=36\sim56$ cmである。

模型円柱としては、直径20および30mmの透明アクリル管を用いた。

リル管を用いた。

表-4 実験条件

諸元	模型	現地 (換算縮尺 $1/40$)
前面水深 h (m)	0.36~0.56	14.4~22.4
海底からの岩礁の高さ h_c (m)	0.46	16.4
海底における岩礁の直径 D_r (m)	1.50	60.0
岩礁上の水位 d (m)	-0.1~+0.1	-4.0~+4.0
円柱の直径 D (m)	0.2, 0.3	0.8, 1.2
波の周期 T (sec)	1.3, 1.7, 2.3	8.2, 10.7, 14.5
波高 H (m)	0.1~0.3	4.0~12.0

実験波としては、周期を1.3, 1.7, および2.3secとし、それぞれ波高を約10~30cmの範囲で変化させた。また、波の特性の検討のため、 $T=1.0$ secの波についても若干の測定を行なった。

以上の実験条件を、模型縮尺 $1/40$ として現地に換算すると、表-4のようになる。

(3) 模型円柱および波力の測定方法

模型円柱のアクリル管は、直径15cm、高さ22.5cmのコンクリート柱の中に埋め込み、これを円形礁頂部の孔に挿入あるいは岩礁内部に設けた支持台に乗せた。円形礁頂面とのすき間は、円柱の周囲若干を残して砂を詰め、表面をモルタルでふさいだ。岩棚の場合の穴と円柱とのすき間は、円柱の形状に合わせて型取りした薄板を水平板にねじ止めすることによってふさいだ。円柱の高さは、岩礁面上50.0cmである。なお模型円柱には、写真-1に見られるように波の衝突高の目測用として5cm間隔で目盛線が描かれている。

アクリル管には、岩礁の頂面およびこれより5.0cm下った位置にひずみゲージを貼りつけ、2ゲージ方式で曲げモーメントによるひずみを測定するようにした。今、

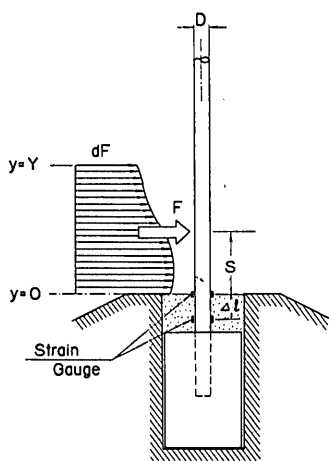


図-9 波力測定方法

図-9のように岩礁頂面 $y=0$ から波頂 $y=Y$ の高さまで波力が作用するものとする、上下ゲージに働く曲げモーメント M_u および M_l は、

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \int_0^Y y dF \\ M_l &= \int_0^Y (y + \Delta l) dF = M_u + \Delta l \int_0^Y dF \end{aligned} \right\} (22)$$

したがって、全波力 F およびその作用点の高さ S は、次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} F &= \frac{1}{\Delta l} (M_l - M_u) \\ S &= \frac{M_u}{F} \end{aligned} \right\} (23)$$

実験にあたっては、模型円柱の頂部付近 ($y=48$ cm) に 50~350 gr の荷重を滑車を用いて水平に作用させて、これによるひずみを記録し、検定曲線を作成した。

なお、模型円柱の下部は、ひずみゲージからの引出線(シールド線)を巻き付ける関係で、若干外径がふくらんだ。径 30 mm の円柱では $y=0\sim 35$ mm の間が平均径 55 mm、径 20 mm の円柱では $y=0\sim 40$ mm の間が平均径 27 mm であった。全波力および波力モーメントから平均波力係数を算出する際には、このふくらみによる受圧面積の増大を考慮している。

(4) 実験方法

実験は、入射波の検定、岩礁上の波頂高、および模型円柱に働く波力の3通りに分けて行なった。

実験にあたっては、造波板の振幅を6~8通りに設定し、各水位についてあらかじめ入射波高の検定を行なった。波形は容量式波高計で測定した。検定は、各振幅に対して3回づつ繰り返して、その平均値を用いた。実験

対象波としては、円形礁の場合には波の反射が弱いので、波列の初期において波高が一度ピークに達する部分、および波高がほぼ一定となる定常部分の波を採用した。前者を初期波、後者を安定波と呼んでおく。岩棚模型の場合には反射が著しいので、第1波の反射波が模型と仕切壁先端との間を往復する時間内の数波を対象とし、波番号ごとに整理した。

表-5 測定対象とした波

波の周期 (sec)	円形礁		岩棚
	初期波	定常波	
1.3	第 6, 7 波	第14~18波	第 6~12波
1.7	第 4, 5 波	第10~14波	第 4~9 波
2.3	第 3 波	第 9~12波	第 3~7 波

このようにして定めた実験対象波の波番号は、表-5のとおりである。なお、入射波の測定は、図-8の岩棚設置予定地点で行なった。この波は、円形礁に対する入射波と厳密には一致しないけれども、仕切壁と円形礁との間の波を測定した結果ではその差が小さいところから、上記の波を円形礁に対する入射波と見なした。

岩礁上の波頂高は、入射波の検定と同様、全実験波に対して3回づつ測定した。円形礁上の波頂高は、平行抵抗線とステップ型抵抗線を併置した自動検定型波高計によって測定した。岩棚上の波頂高は、容量式波高計で測定した。

波力の測定は、円形礁では直径 30 mm、岩礁では径 20 mm の模型円柱を用いて行ない、その後、模型円柱を交換して測定を繰り返した。しかし、交換後の円形礁上の直径 20 mm の模型円柱はゲージの絶縁性低下のためか干出時の応答が不良であったため、測定記録を棄却した。また、データ量を節約するために、波力がほぼ最大となる造波板振幅の波についてのみ3回繰り返して測定を行ない、造波板振幅の小さい間は1回測定で打ち切った。さらに、周期が 1.3 および 2.3 sec の波は、水位が ± 0 のときは全ての造波板振幅について波力を測定したけれども、 ± 0 以外の水位では造波板振幅の小さい波に対する測定を省略した。波力測定状況を写真-2に示す。右側の波高計は、波の確認用である。

なお、円形礁上の直径 30 mm の模型円柱に働く波力の測定は、下部測定の曲げひずみを4ゲージ方式で検出することにしていたところ、大半の記録を取得した時点でダミーの2ゲージに円柱の横振動の影響が現われることが判明した。このため、一部の波については2ゲージ方

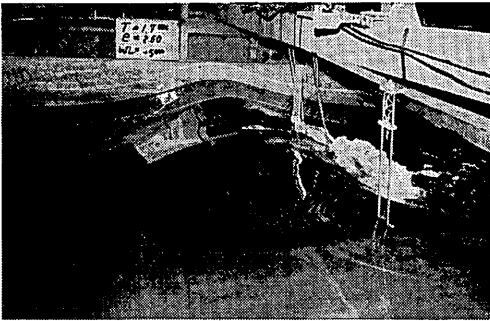


写真-2 実験状況の一例

$T=1.7$ sec, $H=17$ cm, $d=+5$ cm

式で測定を繰り返したが、残りの波については上部の測定の曲げひずみ記録を活用して、曲げモーメント換算の平均波力係数のみを算出することとした。

3.2 進行波の碎波限界および波頂高

障害物のない一様水深の水域を進行する波の碎波限界や波頂高は理論的に計算することができ、また一様傾斜の緩勾配斜面における進行波の特性は、水路実験によっていろいろ調べられている。著者の一人はこうした理論値や実験結果を勘案して、碎波限界の波の特性を表わす碎波指標を提案している¹⁴⁾。今回の実験に用いた入射波について、まず碎波限界の波の波高と水深との比を求

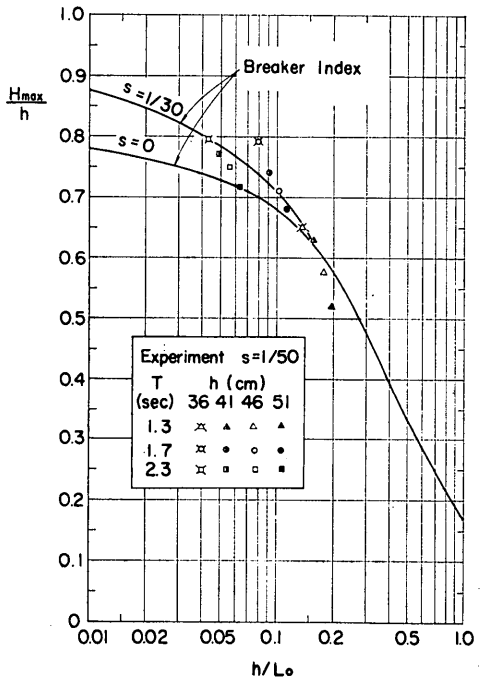


図-10 碎波高の実験値

めた結果が図-10である。

碎波限界の波としては、各水位、周期における3回の測定記録において、波形にやや崩れが見られるものの中で波高が最大の波1波を採用した。今回の実験結果は、海底勾配が0および1/30の場合の碎波指標の間にほぼ分布しており、模型の水底勾配が1/50であることに対応している。

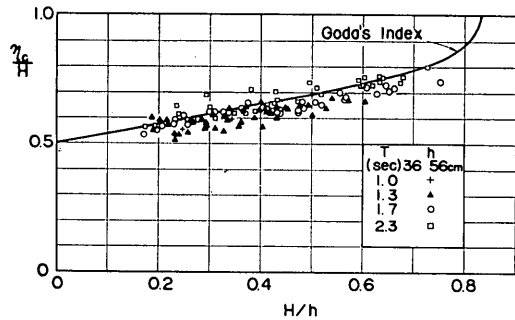


図-11 進行波の波頂高

次に、静水面上の波頂高を調べた結果を図-11に示す。対象としたのは、表-5に安定波として記載されている波高はほぼ一定の波である。若干のばらつきはあるけれども、実験値は η_c/H の比が相対波高 H/h の増加につれて増大する傾向を示しており、その値も、先に著者の一人が大型造波水路の実験データからとりまとめた実験曲線¹⁵⁾にほぼ一致している。もっとも、詳しく見ると周期の長い波の方が大きな η_c/H の値を示す傾向がやや見られる。これも、大型造波水路のデータで認められたところであるが、波頂高の概略推定用の曲線作成のために無視したものであり、今回の実験に特有なものではない。

以上によって、今回の実験波は碎波高および波頂高のいずれも標準的な特性を示していたといえよう。

3.3 岩礁上の波の特性

(1) 波頂高

波の山が岩礁上を通過する際の静水面上の最大水位 η_{max} は波高とともに増大するが、相対波頂高 η_{max}/H は波高の増大につれて減少する。図-12(a)~(c)はこれを示したものである。円形礁は波高はほぼ一定の安定波、岩棚は表-5に記載の対象波について平均した結果である。水位が低く、岩礁の頂部が露出している場合は η_{max}/H が大きく、特に波高が小さいときに大きな相対波頂高を示す。

図-12(a), (b)では、円形礁上の $T=1.3$ secの波が他のデータよりも一段と高い波頂高を示している。この

岩礁上の円柱の設計波力に関する研究

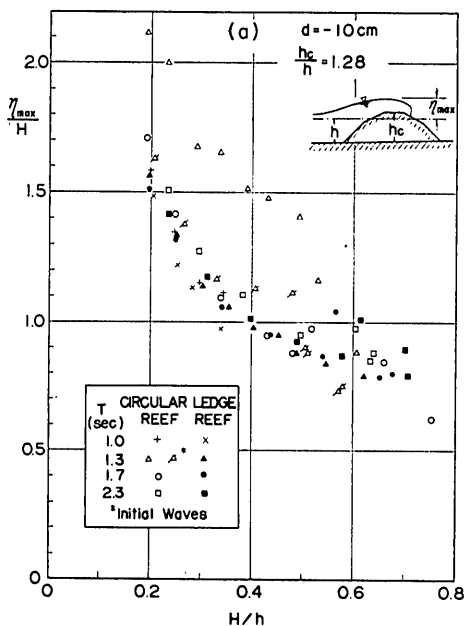


図-12(a) 岩礁上の波頂高 ($d = -10$ cm)

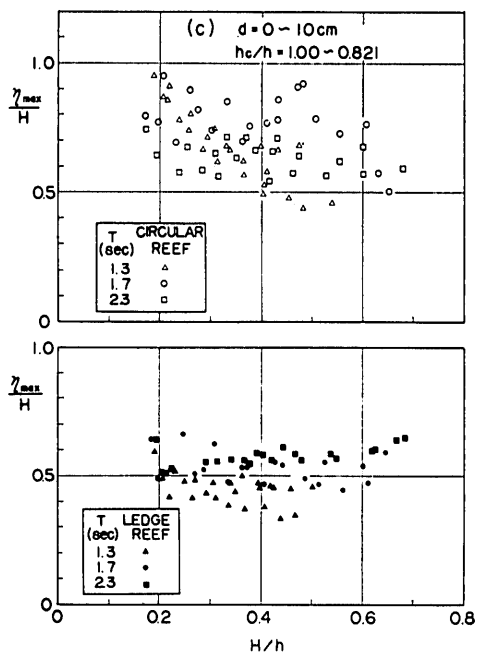


図-12(c) 岩礁上の波頂高 ($d = 0 \sim 10$ cm)

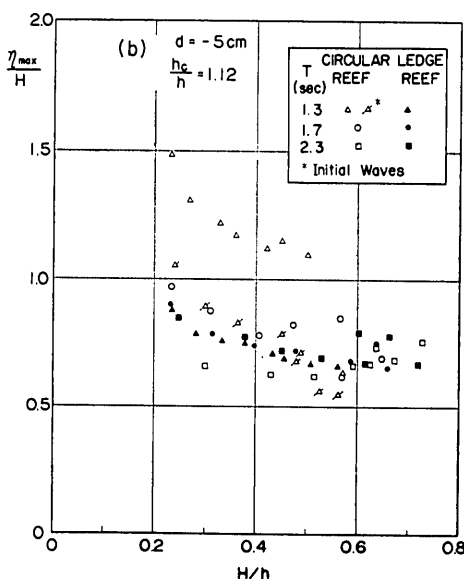


図-12(b) 岩礁上の波頂高 ($d = -5$ cm)

実験条件のときは、波列が到達してからしばらくの間、波頂高が波数とともに次第に高まるのが認められた。この周期の安定波としては第14～18波が対象であるが、初期波である第6波は図中に示すように他の周期の波とほとんど同じ相対波頂高を示している。このことは、 $T =$

1.3 sec, $d = -10, -5$ cm の条件において円形礁と水路側壁との間の多重反射などによる増幅現象が起きていたことを示唆している。したがって、この $T = 1.3$ sec のデータは実験条件に基づく特異値として無視できるものと考えられる。

図-12の結果では、岩礁が露出 ($d < 0$) しているときに円形礁と岩礁の差がほとんど見られない。これは、岩礁が露出していると主にその前面形状によって波の打ち上げ高が支配されるためと考えられる。また、 η_{\max}/H の値は波の周期にほとんど関係せず、 H/h の減少につれて次第に増大している。この増大は無限ではなく、 $H/h \rightarrow 0$ のとき次の極限值をとるものと推定される。

$$\frac{\eta_{\max}}{H} = \sqrt{\frac{\pi}{2\theta}} \quad (24)$$

ここに、 θ : 前面の傾斜角 (ラジアン)

式(24)は微小振幅の波が一様勾配の斜面上で完全反射されて重複波を形成するときの理論値で、Miche および Lewy によってそれぞれ独立に導かれたものである¹⁶⁾。使用した模型岩礁は勾配が1割および2割の複合斜面であるので、平均値として1割5分と見なすと、 $\theta = 33.7^\circ$ であるから $\eta_{\max}/H = 1.64$ となる。また、上部の2割勾配をとると $\theta = 26.6^\circ$ であるから $\eta_{\max}/H = 1.84$ が極限值である。さらに Miche によると、完全反射を起すのは深海波形勾配が次の条件を満たすときである¹⁷⁾。

岩礁上の円柱の設計波力に関する研究

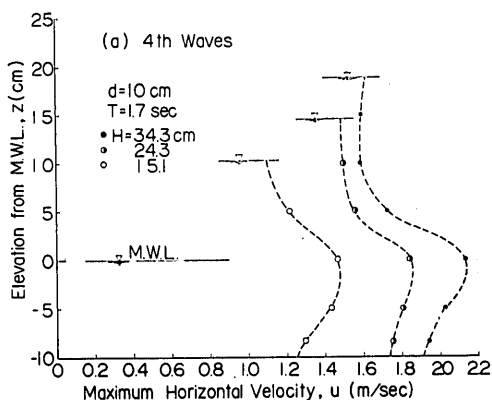


図-14(a) 岩礁上の最大粒子速度の鉛直分布

最大値を示す粒子速度分布とは全く異なる。粒子速度の値自体も、進行波中の水粒子速度よりはるかに大きい。たとえば、この実験条件における波速は微小振幅波として $C=2.06$ m/sec であり、有限振幅の効果を考慮しても $C=2.4$ m/sec である。進行波の場合、砕波限界の波であれば波頂においてこの速度に等しい粒子速度を保持するけれども、水中部分ではこれよりもかなり遅く、また波高が少し低ければ粒子速度も急速に減少する。図-14では、 $H=34.3$ cm の波で u_{max} が 2.1 m/sec を越えており、砕波の波速の90%近い値である。さらに、波高が減少しても粒子速度はあまり低下しない。

そこで、波高をさらに低めたとき粒子速度がどのよう

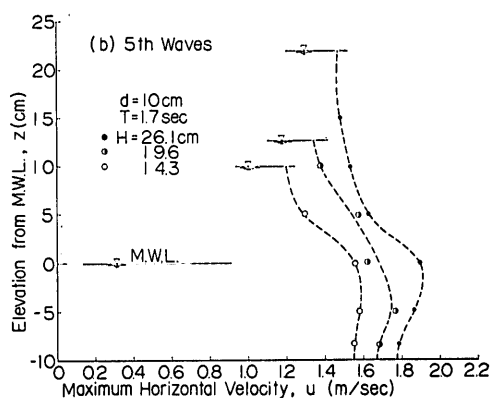


図-14(b) 岩礁上の最大粒子速度の鉛直分布

に変化するかを調べてみたのが図-15である。流速計は岩礁頂面から1.6 cmの高さに固定し、波の山の通過時の岸向きの最大速度と、波の谷のときの冲向きの最大速度を求めた。実験波としては、 $T=1.7$ secばかりでなく $T=1.3$ および 2.3 secの初期波も含めた。なお、図中の大きな記号は3回繰り返し平均値、小さい記号は1回のみ測定値である。

実験結果では、波高が4 cm 付近までは波高に比例して最大粒子速度が増大し、岸向きと冲向きがほとんど同一の値を示す。図中には参考として、微小振幅波理論における静水面の高さでの粒子速度の値も、直線 ($T=1.3$ sec)、一点鎖線 (1.7 sec)、二点鎖線 (2.3 sec) で記載し

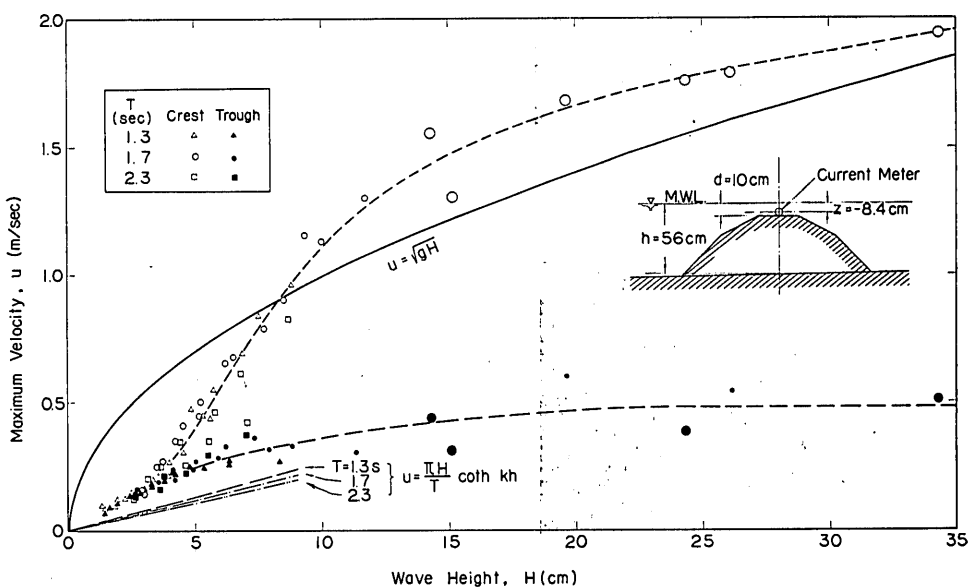


図-15 岩礁上の流速と波高との関係

である。測定値は理論値の約2倍であるが、この増加は円形礁の集中効果によるものと思われ、 $H \leq 4$ cmの範囲では微小振幅の振動波としての性質を保持していると見なされる。

しかし、波高が4 cm程度よりも大きくなると、波の山における最大粒子速度が急激に増加し始め、波の谷における粒子速度とはかけ離れた値を示すようになる。この増大率が最も大きいのは $H=6$ cm であり、測定中の観察では、この附近から円形礁上で波頭が白く崩れるのが認められる。波高が10 cmを越えるようになると、粒子速度の増大がゆるやかになり、その変化は \sqrt{gH} に近

い形で表示される。

なお、この測定の範囲内では波の周期の影響が小さい。 $T=2.3$ secの波の山の粒子速度が他の周期よりやや遅い傾向もあるが、データが少なく、実験値のばらつきの中に入る程度のものである。

以上のように岩礁上の水粒子速度は、一様水深の水域を進行する波の粒子速度と非常に異なる特性を持つものであり、この差は岩礁上の円柱に働く波力にも影響を及ぼすことになる。

(3) ダム欠潰による段波との対比

岩礁上の波の状況を二、三示すと、写真3~5のようであり、波は流れとなって岩礁上を走り抜ける。この流れの状況は、図-14, 15に粒子速度の測定値として例示されたところでもある。地形急変箇所の流れとしては、まず、せきを溢流する流れが考えられる。しかし、せきの溢流は定常的な現象であるのに対し、波による岩礁上の流れは波の山の乗り上げとともに急激に流速を増してピークに達し、ゆるやかに流速を減じてやがて流れが逆転する極めて非定常な現象である。

写真-3でも見られるように、波は明瞭なフロントを持って岩礁にぶつかる。これを砕波の諸型式にあてはめると、波の足元の方から崩れて急斜面を駆け上る砕け寄せ波に最も近い。波の前面が岩礁に接近する状態を観察していると、岩礁の前斜面が急に障害物として現われ、粒子速度として運動を伝達すべき水が消滅するため、波の前面の基部の前進が阻止され、これによって波面のバランスが崩れて流れに転化するように見える。

こうした見方をすると、岩礁上の波を、ダムが瞬間的に決潰したときの段波と対比できるように思われる。後者については、Stoker¹⁸⁾に詳述され、実験値との比較が本間・安芸¹⁹⁾に載せられているが、その理論によると次のような特性がある。簡単のために図-16のように $x=0$ を境にして $x \leq 0$ では $h=h_1$ 、 $x > 0$ では $h=0$ であったものが、 $t=0$ に境界が取り払われたとすると、水面は破線のように変形して流出する。このときの水面形および流出速度は次のように表わされる。

$$\frac{x}{t\sqrt{gh_1}} = 2 - 3\sqrt{\frac{h(x,t)}{h_1}} \quad (27)$$

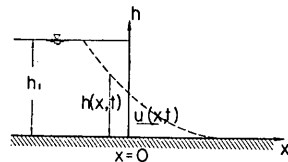


図-16

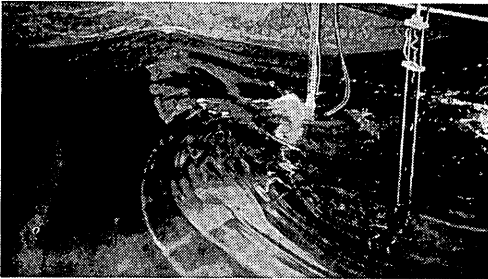


写真-3 円形礁上の波(1)
 $T=1.3$ sec, $H=15$ cm, $d=\pm 0$ cm



写真-4 円形礁上の波(2)
 $T=1.3$ sec, $H=15$ cm, $d=\pm 0$ cm

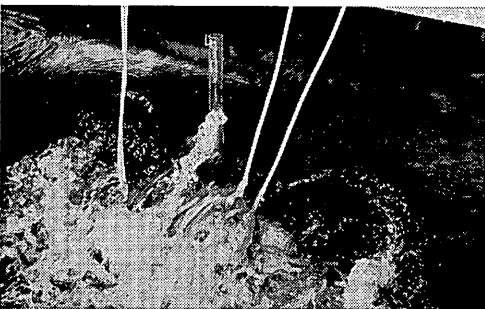


写真-5 円形礁上の波(3)
 $T=1.7$ sec, $H=25$ cm, $d=+10$ cm

$$u(x, t) = \frac{2}{3} \left(\sqrt{gh_1} + \frac{x}{t} \right) \quad (28)$$

境界のあった位置の $x=0$ では、時間に無関係に次の一定値をとる。

$$h = \frac{4}{9} h_1, \quad u = \frac{2}{3} \sqrt{gh_1} \quad (29)$$

また、段波の先端は $x=2t\sqrt{gh_1}$ の位置にあり、その速度は $u=2\sqrt{gh_1}$ である。

$x>0$ における決浪前の水深が $h_0>0$ のときは、流出部の先端に正の段波が現われて先端部の水深が増し、流速が減少する。理論式を用いて計算してみると、 $h_0=0.01h_1$ で $u=1.17\sqrt{gh_1}$ になり、 $h_0=0.1h_1$ のときは $u=0.74\sqrt{gh_1}$ 、さらに $h_0=0.3h_1$ では $u=0.46\sqrt{gh_1}$ となる。このように先端部の流速は初期水深が僅かでもあれば大幅に減少するものであり、また実際には水路床の摩擦抵抗の影響を受ける。 $h=0$ の条件における Schoklitch の実験では $u \approx \sqrt{gh_1}$ であり、 $x=0$ の位置の水深も $h \approx 0.5h_1$ となっている¹⁹⁾。

以上のダム決浪時の段波は、先端部の流速が $\sqrt{gh_1}$ に比例する特性を有する点で、波による岩礁上の流れに応用できそうである。すなわち、写真-3のように波の前面の下端が岩礁表法面にぶつかって崩れた時点の水流は、ダム決浪直後の状態と見なすことができよう。このとき、波の前面の最高点と最低点との高低差はほぼ波高に等しいから、 $h_1 \approx H$ と仮定すると、岩礁上の流速はほぼ \sqrt{gH} に比例することになる。したがって、波の前面が

岩礁表法面に接触して段波状に変化することを前提として、図-15の粒子速度の特性が説明される。もっとも、岩礁上の波の場合には、ダムに対比した波の前面が前進速度を持っている反面、ダムの貯留水量に相当する波の山の容積が限られており、流れとなって前面へ流出するにつれて水位が低下する。また、流出時間に制限があり、最大でも T を越えることがない。

今、岩礁接触時の波形を図-17の中のスケッチのように高さ H 、長さ l の三角形と見なし、その全体が u_0 の速度で前進を続けているものとする、付録に計算式を示すように、任意の点における水位 h 、流速 u 、および流水の圧力 $w_0 hu^2$ の時間的変化を求めることができる。図-17は、 $u_0=0.5\sqrt{gH}$ 、 $l=u_0 T=0.5T\sqrt{gH}$ の波が初期水深 0 の水平床上で流れに変わる場合について $x=0.1l$ の地点の水位、流速、および流れの圧力を計算した結果である。この地点に流れの先端が到達するのは、 $t=0.02T$ の時刻であり、このとき流れは $u=2.46\sqrt{gH}$ の流速を持つ。この流速は、水位が増すにつれて急速に減少して \sqrt{gH} 以下になるが、その後の減少はゆるやかである。実際には、前述のように僅かの初期水深や底面摩擦の影響によって、先端部の速い流速は現われないであろう。しかし、水位のピークよりも先に流速のピークが出現する性質は変わらないものと考えられる。前項に述べた流速測定では、簡単に使えるプロペラ流速計を用いたので、プロペラの慣性のため計算で予測されるような瞬間的な流速の立ち上りを明らかにすることが不可能であったが、水位よりも流速のピークが先に現われる傾向は認められた。

なお、以上の定常波としての考察によれば、水平距離の基準長として $T\sqrt{gH}$ が導かれ、水位、圧力等の場所的変化が $x/T\sqrt{gH}$ をパラメーターとして表示され得ることが予測される。この点については、3.4(2)において検討する。

3.4 岩礁上の円柱に働く波力

(1) 平均波力係数および波力の作用高

実験の開始前は、波力として式(16)で表わされるような衝撃性の力の発現を予想していたのであるが、実際に波力の記録を取得してみると、衝撃力を示唆する円柱の固有振動が意外に少ない。図-18は、水位 +5 cm、 $T=1.7$ sec、 $H=31.3$ cm の場合の測定記録の例で、上の二つは円形礁上の $D=30$ mm の円柱の曲げひずみで、それぞれ上ゲージ、下ゲージの出力であり、滑らかな曲線は円形礁と仕切壁との中間位置における波形、下の二つは岩棚上の $D=20$ mm の円柱の曲げひずみである。図は第3

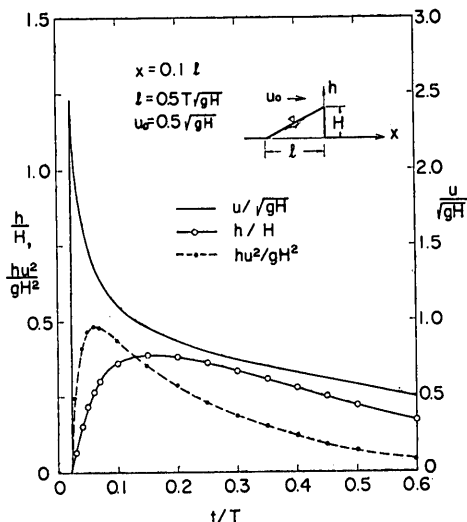


図-17 非定常段波としての水位、流速、および圧力の時間的変化

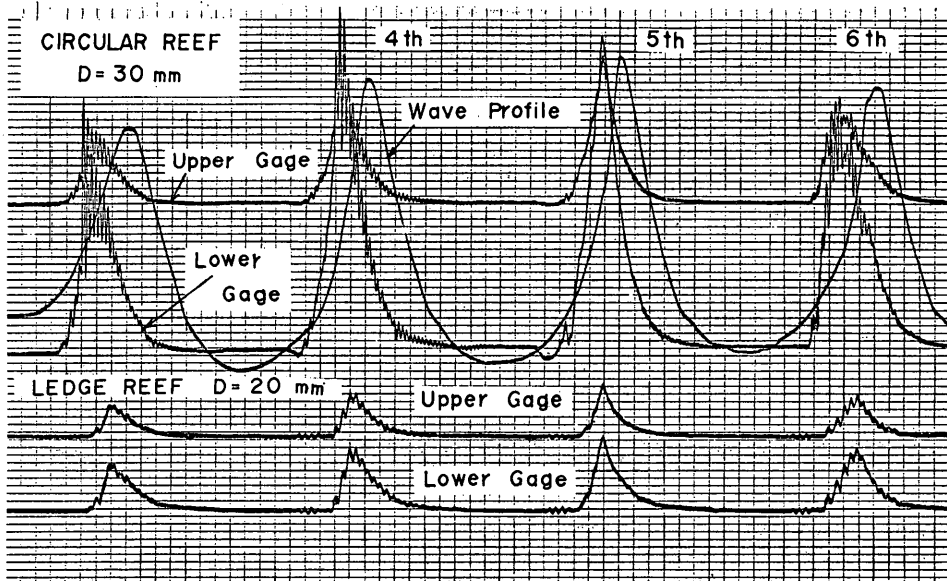


図-18 波力の測定記録例

～6波の部分を示している。円形礁上では第3波にやや強い振動があり、第4、6波にも小さな振動が出ている。しかし、第5波のように全く出ないこともある。岩棚上の $D=20\text{ mm}$ の円柱では、固有振動数が低いためもあるが、やはり衝撃性の振動が小さい。

波力の測定記録は、この例のように衝撃性の振動が現われていてもその振幅が相対的に小さく、各振動の重心をたどることによってベースの波力曲線を推定することが可能であった。そこで、衝撃力による可能性のある振

動部分については別途検討することにして、平均的な波力曲線についてデータ解析を行なった。

まず、 $T=1.7\text{ sec}$ 、 $d=10\text{ cm}$ の波については、図-14、15のように第4、5波について最大粒子速度の鉛直分布が求められている。平均的な波力は流速の2乗に比例する抗力と考えられるので、図-14、15の粒子速度を用いて式(6)により波力を計算してその作用高を求め、測定曲げモーメントから式(4)で求めた作用高と比較した。この結果は図-19のとおりである。データの数が少ないけれども、両者はほぼ一致しており、今回の測定方法が信頼できる結果を与えることを示している。

さらに、全波力について測定値と比較した結果、抗力係数が $C_D=0.63\sim 0.73$ 、平均 0.67 と求められた。測定条件におけるレイノルズ数は $R_e=(4\sim 6)\times 10^4$ であり、定常流中であれば $C_D=1.2$ の値をとる。波浪中の円柱の抗力係数については種々の値が報告されているが、著者の一人が水深 $100\sim 150\text{ cm}$ 、直径 7.6 および 13.9 cm の円柱について粒子速度の鉛直分布と波力モーメントの測定値から求めた結果では、上記のレイノルズ数に対して $C_D=0.5\sim 1.1$ の値を得ている²⁰⁾。すなわち、波浪中では粒子速度の実測値に対応する抗力係数が定常流中の値よりもやや小さい傾向にある。また、前節で述べたように、水位のピークは流速のピークより若干遅れている。しかし、比較計算にあたっては簡単のため二つのピークが同時に起るものとして抗力を求めたため、実際よ

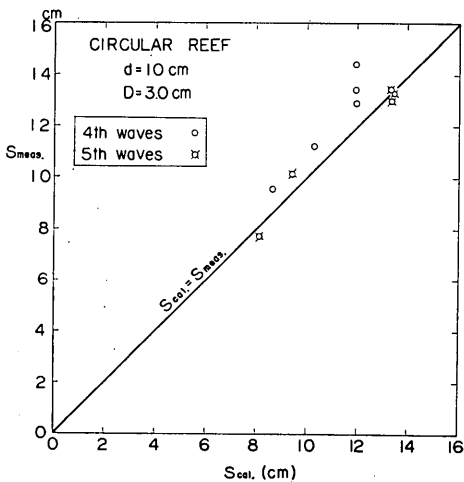


図-19 波力の作用高の計算値と測定値の比較

岩礁上の円柱の設計波力に関する研究

りも大き目に見積ることになったと推定される。したがって、抗力係数の測定値 $\bar{C}_D=0.67$ はまず妥当な値であり、測定波力の絶対値も信頼できるものと考えられる。

波力の解析にあたっては、平均的な波力曲線の最大値を各波ごとに求め、式(2)によって全波力 F_{max} とその作用点の高さ S を算出した。一方、円柱位置における波頂高はあらかじめ測定されて各実験条件の波番号ごとに3回測定の実測値が求められている。そこで、波力の分布を一樣と見なした場合の平均波圧強度 p および平均波力係数 β_F を次式で各波ごとに算出した。

$$p = \frac{F_{max}}{D(d + \eta_{max}) + \Delta D y_0} \quad (30)$$

$$\beta_F = \frac{p}{w_0 H} \quad (31)$$

ここに、 ΔD 、 y_0 は円柱下部のふくらみ部分の外径の増加量およびその高さである。

さらに、上ゲージによる曲げモーメント M_u を用いて、

モーメント換算の平均波力係数を次式で求めた。

$$\beta_M = \frac{2M_u}{w_0 H [D(d + \eta_{max})^2 + \Delta D y_0^2]} \quad (32)$$

以上の解析結果は、表-6, 7, 図-20~23 に示すとおりである。

まず、図-20 は円形礁上の波力の諸係数を相対波高 H/h に対して示したもので、いずれも平均値を中心に標準偏差値をその上下にとった線分で表示してある。また図-21 は、岩棚上の波力の諸係数を同様に表示したものである。岩棚の場合、 $D=20$ と 30 mm の模型円柱の係数値の間に有意な差が見られなかったため、両者のデータを加え合せて表示してある。

図-20, 21によると、まず、波力の作用高 S は岩礁上の水深 $(d + \eta_{max})$ の $1/2$ よりも低く、 $S/(d + \eta_{max})$ の比は総平均で 0.42 である。これは、図-14 に示した水粒子速度の鉛直分布に対応するもので、岩礁上では粒子速度の分布が進行波と全く異なることを波力の面からも検証

表-6 円形礁上の波力係数取りまとめ表

種 別		波 数 N	波力係数 β_F	波力の作用高 $S/(d + \eta_{max})$	波 数 N	波力係数 β_M
水 位 d (cm)	- 5	—	—	—	90	0.383 ± 0.110
	± 0	104	0.418 ± 0.096	0.420 ± 0.073	275	0.410 ± 0.121
	+ 5	—	—	—	99	0.400 ± 0.130
	+10	99	0.431 ± 0.105	0.417 ± 0.058	99	0.393 ± 0.112
周 期 T (sec)	1.3	42	0.544 ± 0.069	0.403 ± 0.055	147	0.501 ± 0.106
	1.7	126	0.399 ± 0.083	0.428 ± 0.071	301	0.374 ± 0.105
	2.3	35	0.372 ± 0.076	0.406 ± 0.051	115	0.343 ± 0.092
総 平 均		203	0.424 ± 0.101	0.419 ± 0.066	563	0.401 ± 0.120

注) 各数値は〔平均値±標準偏差〕を表わす。

表-7 岩棚上の波力係数取りまとめ表

種 別		波 数 N	波力係数 β_F	波力の作用高 $S/(d + \eta_{max})$	波力係数 β_M
水 位 d (cm)	- 5	155	0.366 ± 0.052	0.385 ± 0.083	0.313 ± 0.080
	± 0	222	0.379 ± 0.058	0.444 ± 0.073	0.374 ± 0.084
	+ 5	179	0.360 ± 0.043	0.408 ± 0.084	0.317 ± 0.055
	+10	156	0.300 ± 0.056	0.440 ± 0.122	0.275 ± 0.054
周 期 T (sec)	1.3	174	0.352 ± 0.061	0.416 ± 0.095	0.320 ± 0.087
	1.7	378	0.340 ± 0.050	0.416 ± 0.090	0.309 ± 0.071
	2.3	160	0.388 ± 0.069	0.444 ± 0.098	0.366 ± 0.077
総 平 均		712	0.354 ± 0.061	0.421 ± 0.094	0.325 ± 0.080

注) 各数値は〔平均値±標準偏差〕を表わす。

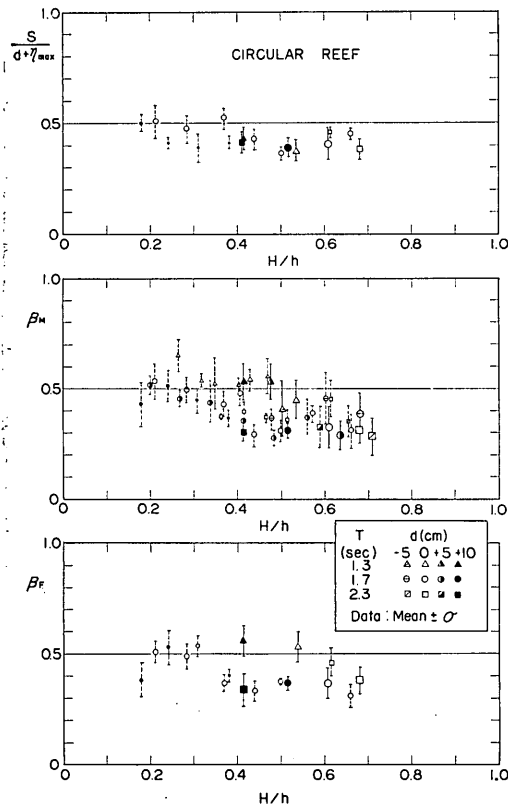


図-20 円形礁上の円柱の波力係数

している。さらに、 $S/(d+\eta_{max})$ の平均値が 0.42 であることは、波力の分布を一樣と見なしても誤差が少なく、しかもモーメントの観点からは一樣分布の近似によって安全側の結果を与えることを意味している。

次に波力係数については、モーメント換算の β_M がせん断力換算の β_F よりもやや小さいことが目につく。これは、上述の $S/(d+\eta_{max})$ の結果から当然予期される場所である。また円形礁の場合、 β_M の総平均値は 0.40 であるが、全体として $H/h=0.25$ 付近でピークを示すような傾向が見られる。もし水粒子速度 u が \sqrt{gH} に等しいのであれば、式(6)、(18)から $\beta=0.5$ となる筈である。ここで図-15を参照すると、岩礁頂面近くの粒子速度は $H=8\text{ cm}$ ($H/h=0.14$) 付近で \sqrt{gH} を越え、 $H=15\text{ cm}$ ($H/h=0.27$) 付近で u/\sqrt{gH} が最大となっている。すなわち、図-20の波力係数は図-15の粒子速度の傾向に対応するもので、後者から判断すると $H/h \rightarrow 0$ のとき β_M が 0 に収束すると推察される。一方、岩棚上の波力係数は H/h に無関係にはば一定の値をとり、総平均値は $\beta_M=0.32$ 、 $\beta_F=0.35$ である。これは岩棚上の粒

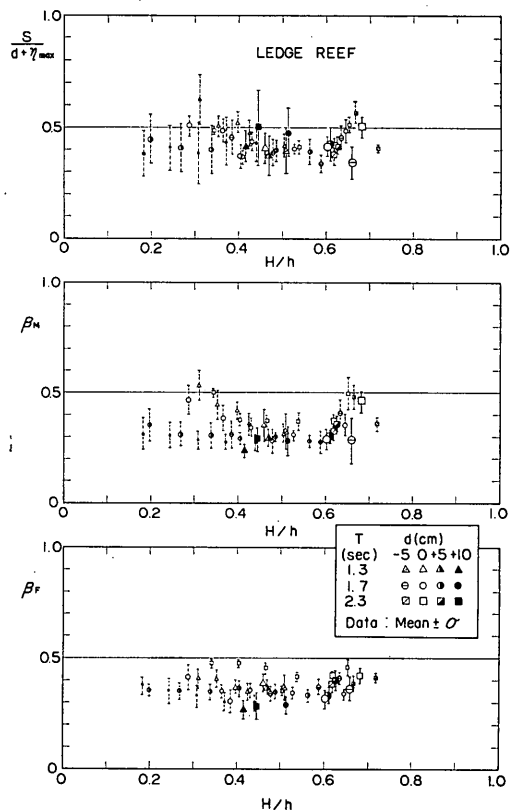


図-21 岩棚上の円柱の波力係数

子速度が \sqrt{gH} に正比例していることを意味しており、円形礁と岩礁では粒子速度の特性がやや異なることを示唆している。

波力係数に対する波の周期および水位の影響は、データのばらつきが大きいためもあって明瞭でない。表-6によると、円形礁では水位が違って平均値が変らないのに対し、波の周期が短くなるにつれて波力係数が大きくなる傾向が見られ、特に 1.3 sec のデータが大きな値を示す。一方、岩棚の場合には表-7のように波の周期の影響が不明瞭なのに対し、水位が高いときに波力係数が小さくなる傾向が認められ、特に $d=10\text{ cm}$ のデータが小さな値を示す。岩棚上でのこの減少は、ダム決壊時の段波の先端流速が初期水深の増加によって減少する現象に対比されよう。円形礁の場合に水位の影響が見られないのは、段波としての性質ばかりでなく、周囲からの巻き込みによる増幅の要素も効いているためと思われる。

図-20、21 でもうかがえることであるが、波力係数は変動が著しい。モーメント換算の平均波力係数 β_M について全データのひん度分布を求めてみると、図-22、23の

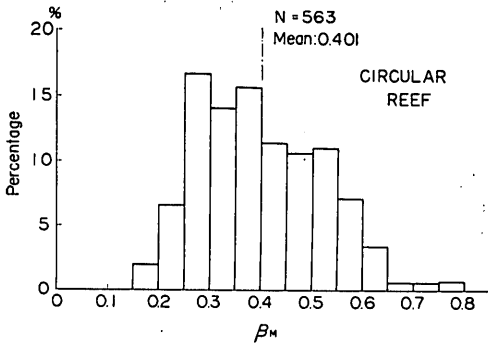


図-22 円形礁上の β_M のひん度分布

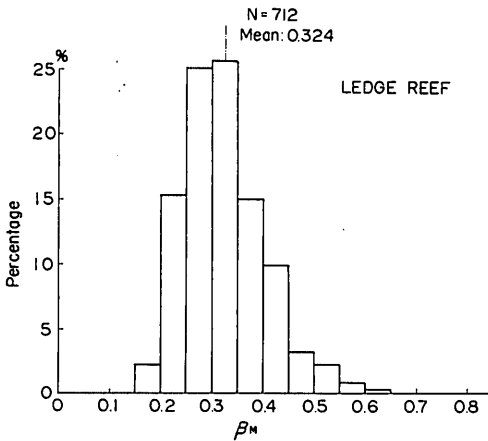


図-23 岩棚上の β_M のひん度分布

ようになる。図-22 の円形礁の場合は、最大値と最小値で 4.8 倍の開きがあり、平均値の 0.40 に対して 90% 未超過値が 0.57 である。図-23 の岩棚の場合は係数の分散がやや小さく、最大値と最小値の開きが 3.9 倍で、平均値の 0.32 に対する 90% 未超過値も 0.43 である。

このような波力係数の分散は、波力が速度の 2 乗に比例する抗力であるため、速度の変動幅が約 2 倍に拡大されて波力変動をひき起すことによると考えられる。たとえば、上記の円形礁の平均値 $\beta_M = 0.40$ は、 $\bar{u} = 0.90\sqrt{gH}$ に相当しているのに対し、90% 超過値の $\beta_M = 0.57$ は $\bar{u} = 1.07\sqrt{gH}$ に相当しており、速度の比では 19% の差しかない。写真-4, 5 のように岩礁上の流れは非常に乱れた非定常流であり、乗り上げた波の状況によってその速度が変化することは十分予期される。さらに、今回の実験では十分明らかにすることができなかったけれども、波の周期や水位などの影響もある筈である。したがって、速度変動やその他の要因の影響を平均化した形で波

力係数をまとめる以上、図-22, 23 のような分散は止むを得ないと考えられる。

(2) 岩棚上の位置による波力の変化

前項で述べたのは、模型円柱を岩礁の法肩から 15 cm 岸側の地点に設置した場合の結果である。岩棚上において直径 $D = 20$ mm の模型円柱を岸側へ後退させ、法肩から $x = 30$ および 60 cm の位置に設置したときの変化を調べたところ、図-24, 25 の結果が得られた。

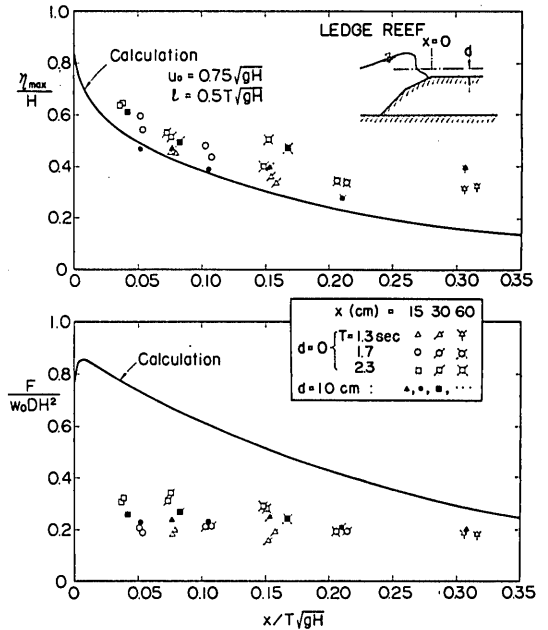


図-24 岩棚上の位置による波頂高および波力の変化

図-24 は、静水面上の波頂高および全波力が法肩からの距離 x によってどのように変るかを示したもので、波頂高は η_{max}/H 、全波力は $F/\rho_0 D H^2$ と無次元量で表わしてある。また、距離 x は、前節のダム決壊理論との対比に基づき、 $T\sqrt{gH}$ を基準長として無次元化した。この表示法によると、 η_{max}/H のデータは波の周期の差にかかわらず $x/T\sqrt{gH}$ の関数としてほぼ統一的に表わされる。こうした関数関係は、付録の非定常段波としての計算からも予期され、特に波形の平均前進速度を $u_0 = 0.75\sqrt{gH}$ 、波の部分の長さを $l = 0.5T\sqrt{gH}$ としたときの計算値が、実験値の下限を与える。

一方、全波力については実験値のばらつきが相対的に大きく、 $F/\rho_0 D H^2$ と $x/T\sqrt{gH}$ との相関は必しも明瞭でない。また、非定常段波としての計算値は実験値に一致せず、後者の 1.5~3.5 倍の値である。この不一致は、

図-17に現われているように、先端部の流速が計算では極めて大きくなるのに対し、実際には残留水深の影響や摩擦抵抗のために $u \leq \sqrt{gH}$ となることに起因するところが大きい。また、計算といっても仮想モデルに基づく近似計算であるから、ある程度の不一致は止むを得ない。しかしながら、 η_{\max}/H が $x/T\sqrt{gH}$ の増加に伴って急速に減少するのに対し、 F/w_0DH^2 の値の減少が緩やかであることは、この近似計算においても現われている。

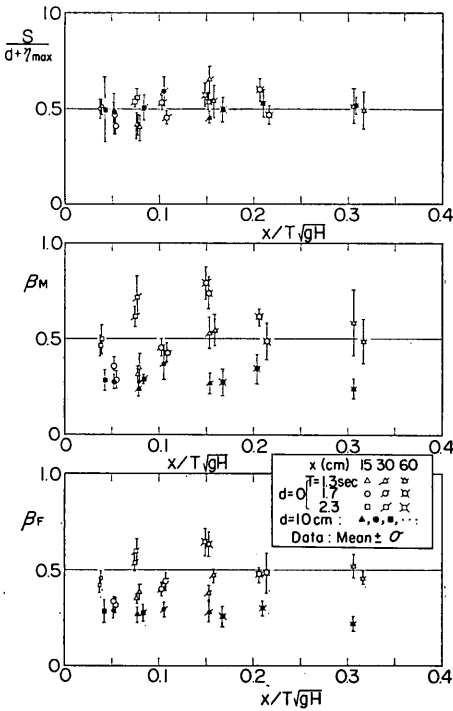


図-25 岩棚上の位置による円柱の波力係数の変化

このように波頂高が減少するにもかかわらず全波力があまり小さくならないことは、岩棚上に乗上げた波が流れとなって流出するにつれ、先端部の流速が次第に増加することを意味している。したがって、各位置の波頂下の水深 $[d + \eta_{\max}]$ について平均した波力係数 β_M , β_F の値は、図-25 に示すように $x/T\sqrt{gH}$ の値が増すにつれて増大する傾向にある。表示は図-20, 21 と同様 [平均値 ± 標準偏差] である。実験値が入りまじっていて多少分りにくい、 $d=0$ のデータは各周期とも x の増加につれて β_M , β_F が増大するのが認められる。ただし、 $d=10$ cm の場合には平均波力係数の増大がほとんど見られない。これは、残留水深の影響によって段波の先端部の加速現象が起りにくいことを示している。な

お、波力の作用点は相対的に高くなる傾向にあり、 $S/(d + \eta_{\max})$ は 0.5~0.6 程度である。このため、モーメント換算の波力係数 β_M は、大きいものでは 0.8 近くにまでなっている。もっとも η_{\max} の減少が著しいため、波力モーメントの絶対値としては $x=15$ cm の地点の値を越えることはなく、岩棚の法肩から下るにつれて減少する。

今回の実験では $x/T\sqrt{gH}$ の値が最大でも 0.32 のため、波力および波力モーメントの減少の度合は僅少であった。 $x/T\sqrt{gH}$ の値が十分大きな地点では、流れが再び波に変わり、その場所の水深（波高の10%程度の水位上昇を加味）によって規定される限界波高を保ちつつ進行すると考えられる。その場合の波力は、一樣水深における進行波としての波力に近づき、藤野あるいは合田の方法によって計算することができる。波としての性質を取り戻すようになるのに必要な距離 l_0 については調べていない。ただし、実験中の観察や、他の機会に行なった防潮壁後退型の越波実験等の知見によると、岩棚上の水深を d として、 $l_0 \cong T\sqrt{g(2H-d)}$ 程度のようなのである。

(3) 衝撃波力の検討

図-18 の測定記録でも明らかのように、衝撃性の波力は働いたり働かなかったりする。また、波頭が崩れてぶつかったためか、非常に乱れた振動を伴うこともある。衝撃波力は鉛直に近い波面が円柱を叩くことによって生ずるものであり、その作用時間は式(10)で計算されるように極めて短かく、今回の模型では $\tau_B = 0.01 \sim 0.02$ sec 程度であったと推定される。この衝撃力の作用時間は、模型円柱の固有周期 $T_0 = 0.03 \sim 0.04$ sec (固有振動数: 34 および 24 c/s) よりも短かいので、衝撃力は測定記録上では急な立ち上りで始まる減衰固有振動として現われる。

そこで、測定波力の全記録についてその波形を吟味し、減衰固有振動が明瞭に認められるものについてその最大全振幅を読み取り、その $1/2$ を衝撃力に対する応答振幅 $(F_I)_{\text{eff}}$ と見なした。記録の中には、前の波から引き続き振動あるいは波形の途中から始まる振動が次第に振幅を増し、ややしばらくして減衰する例などもあった。しかし、これは波面の衝突による衝撃力ではなく、砕けた波による水流の乱れあるいは円柱背後の渦による自励振動的なものと考えられるので、衝撃力としての読取りから除外した。衝撃性の振動が明瞭で、衝撃力によると判断されたのは、全波数の約10%であった。

模型円柱の応力として記録された衝撃力は、衝撃波力の理論¹²⁾により、次式で表わされる筈である。

$$(F_I)_{\text{eff}} = \pi \frac{w_0}{2g} C_B^2 \lambda \eta_{\text{max}} X_{\text{max}} \quad (33)$$

ここで X_{max} は衝撃応答係数であり、この場合は次式で計算される。

$$X_{\text{max}} = \sqrt{\left(1 - \frac{1}{\Omega} \sin \Omega\right)^2 + \frac{1}{\Omega^2} (1 - \cos \Omega)^2} \\ \doteq \frac{\Omega}{2} \sqrt{1 - \frac{\Omega^2}{18} + \dots} \quad (34)$$

ここに、 $\Omega = 2\pi f \tau_B = \frac{\pi f D}{C_B}$

式(33)、(34)中の波速 C_B は今回の実験では測定されていないけれども、3.3(2)に述べたように水粒子速度の鉛直分布が一様であるところから、最大流速時の平均流速 u に等しいと考えることができる。ところで、この流速 u は円柱に働く全波力の最大値 F_{max} を次式のように規定するものである。

$$F_{\text{max}} = \frac{w_0}{2g} C_D D (d + \eta_{\text{max}}) u^2 \quad (35)$$

したがって、波速 C_B は次式によって推定できる。

$$C_B^2 \doteq u^2 = \frac{2g F_{\text{max}}}{w_0 C_D D (d + \eta_{\text{max}})} = \frac{2g b}{w_0 C_D} \quad (36)$$

以上の関係式から碎波巻き込み係数 λ は

$$\lambda = \frac{C_D}{\pi} \cdot \frac{d + \eta_{\text{max}}}{\eta_{\text{max}}} \cdot \frac{(F_I)_{\text{eff}}}{F_{\text{max}}} \cdot \frac{1}{X_{\text{max}}} \quad (37)$$

によって求められることになる。

また、真の衝撃波力の大きさは、 $F_I = (F_I)_{\text{eff}} / X_{\text{max}}$ と

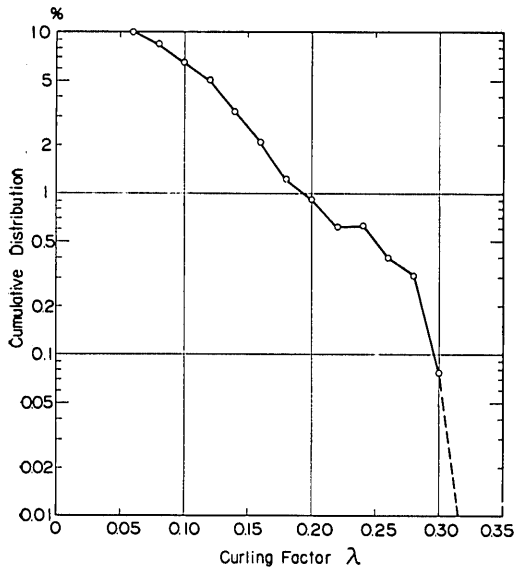


図-26 碎波巻き込み係数 λ の超過出現率

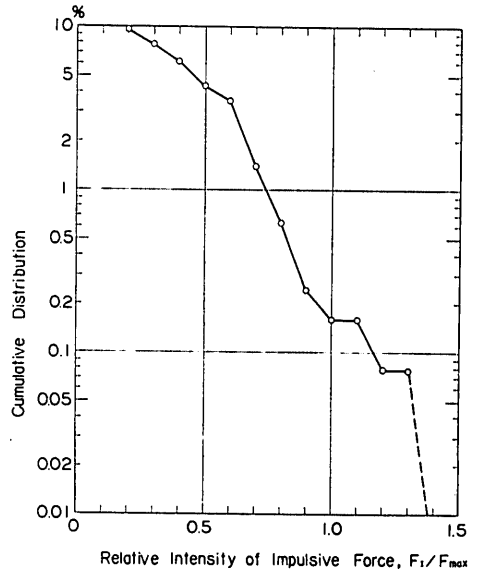


図-27 相対衝撃波力 F_I/F_{max} の超過出現率

して求められる。ただ、実用上重要なのは平均的な波力の最大値 F_{max} に対する比率であるので、これを求める式を導くと、次のようになる。

$$\frac{F_I}{F_{\text{max}}} = \frac{1}{X_{\text{max}}} \cdot \frac{(F_I)_{\text{eff}}}{F_{\text{max}}} = \frac{\pi}{C_D} \cdot \frac{\eta_{\text{max}}}{d + \eta_{\text{max}}} \cdot \lambda \quad (38)$$

衝撃力の読取値から上記の諸式によって碎波巻き込み係数 λ および相対衝撃波力 F_I/F_{max} を計算し、その超過出現率を求めた結果が図-26、27である。ただし、抗力係数 C_D としては本節(1)の検討結果を参照し、 $C_D = 0.7$ を用いた。この結果、模型円柱の衝撃応答係数は $D = 20 \text{ mm}$ で $X_{\text{max}} = 0.31 \sim 0.76$ 、 $D = 30 \text{ mm}$ で $X_{\text{max}} = 0.74 \sim 1.57$ と推定された。岩棚上のデータについては、 $D = 20 \text{ mm}$ の記録から推定した λ の値が $D = 30 \text{ mm}$ の場合よりやや大きい傾向が見られたが、十分有意なものではなかった。

前述のように、明瞭な衝撃力は全波数の約10%にしか認められず、残りは衝撃のほとんど認められないものあるいは碎波後の乱れ等による不規則な波力変動を示すものである。後者の振動は、大きさとしては弱あるいは中程度の衝撃波力による応答振動に相当する。図-26、27にはこの不規則波力振動を含めていないので、もしこの分も衝撃として加算すると、 λ および F_I/F_{max} の小さい部分は出現率が高まることになる。しかし、 λ および F_I/F_{max} の大きい部分は不規則波力変動によって影響されないから、この部分は強い衝撃波力の出現率を表わすと見てよい。

図-26, 27 の結果によると、まず砕波巻き込み係数は 0.1% 出現率で $\lambda=0.29$, 1% 出現率で $\lambda=0.19$ である。砕波巻き込み係数については、海底勾配 1/10 の一様斜面上で巻き波がちょうどぶつかる条件での測定値があり、 $\lambda=0.2\sim 0.6$ の値が得られている¹²⁾。これに比べると、岩礁上の λ は全般的にかなり小さいといえる。また、最大波力に対する衝撃波力の振幅比は、0.1% 出現率で $F_I/F_{max}\approx 1.2$, 1% 出現率で $F_I/F_{max}\approx 0.7$ 程度である。上述の一様斜面上の実験では、 $F_I/F_{max}=0.8\sim 2.5$ であったから、砕波巻き込み係数が小さくなったのに比例して衝撃波力の大きさも相対的に減少していることになる。

衝撃波力の発現状況は、岩礁の形状によってやや異なり、円形礁よりも岩棚の方が強い衝撃波力が出る傾向にある。特に、模型円柱を後退させたときに衝撃波力が比較的多く発生した。これは、岩棚上を進行する過程で、急傾斜の前面を持つ段波が発達しやすいためと考えられる。なお、波の周期および水位による衝撃波力の差は明瞭でない。波の条件によっては、特定の波番号の波が繰り返して衝撃波力を発生する例もあった。しかし、衝撃力は円柱に衝突する波の前面の形状に支配されるものであり、偶然的要素によるところが大きい現象である。

なお、岩礁上では、衝撃力の作用時刻と平均的な波力が最大となる時刻との相関が弱い。一様斜面上の衝撃砕波力の場合には、波頂から $\lambda\eta_c$ の部分が直立した壁となって衝突すると見なされるので、 λ が大きいほど水位上昇が少ない時刻に衝撃力が作用することになる。しかし岩礁上では、波形のどの位置で段波状の水の壁が形成されるかを予測することはできず、測定記録を見ても、波力の作用と同時に衝撃性の振動が始まる場合、平均的な波力の上昇の途中で衝撃力の作用が認められる場合、あるいは平均的な波力がピークに達する近くで急に振動の開始が見られる場合などさまざまである。今回の実験例では、平均的な波力のピーク付近で衝撃力の作用が認められるのは、衝撃力としての読取値の約 40% であった。

(4) 波の衝突高

写真-2, 4, 5 などでも見られるように、波の作用時には円柱沿いにかなりの高さまで水柱が上昇する。灯標では灯器の下に作業台(踊場)としてはね出し部分を設けるのが普通であるが、この高さが低いときは上昇する水柱の衝突によって揚力が作用し、灯標上部を破壊する危険も想定される。そこで、実験中、模型円柱沿いの水柱の高さを 5 cm 間隔の目盛線を基準にして読み取った

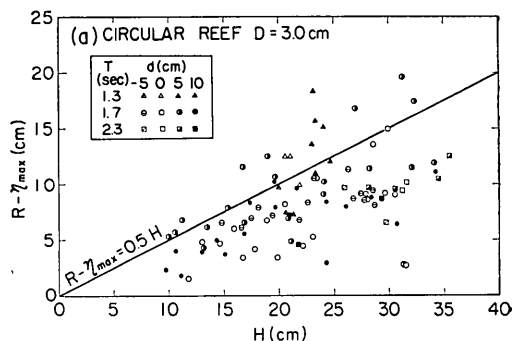


図-28(a) 円柱沿いの波の衝突高 (円形礁, $D=3.0$ cm)

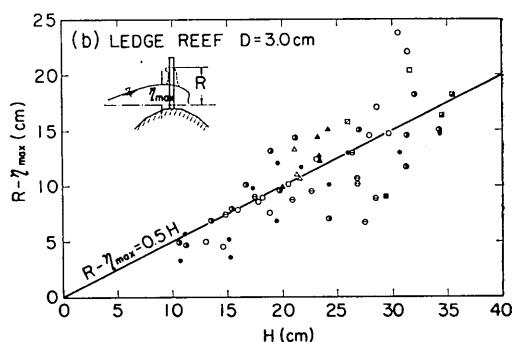


図-28(b) 円柱沿いの波の衝突高 (岩棚, $D=3.0$ cm)

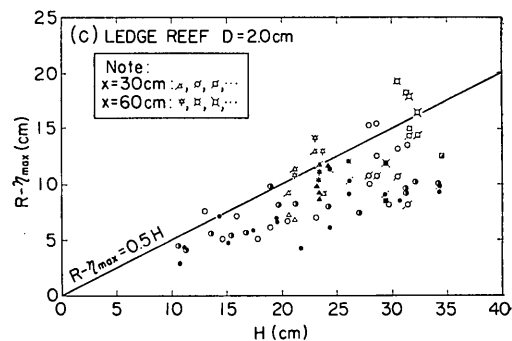


図-28(c) 円柱沿いの波の衝突高 (岩棚, $D=2.0$ cm)

(写真の撮影時にはまだ目盛線が入っていない)。この水柱の高さを波の衝突高と呼び、静水面上の高さを R で表わしておく。

波の衝突高はその絶対値が重要であるけれども、現象的には円柱に衝突する水流の動水圧が水面以上に水柱を押し上げるのであろうから、衝突高と波頂高の差について整理するのが適当と考えられる。特に、岩礁の高さや形状によって波頂高が変る場合がそうである。そこで、 $[R-\eta_{max}]$ を波高に対して表示したのが図-28である。

図の(a)は円形礁上の $D=30\text{ mm}$ の円柱, (b)は岩棚上の $D=30\text{ mm}$ の円柱, (c)は同じく岩棚上の $D=20\text{ mm}$ の円柱の衝突高を示す。

実験結果はデータのちらばりが大きく、特に円形礁の場合はデータのまとまりが悪い。これは測定方法の誤差もあるけれども、流速変動による衝突高自体の変化が大きいと思われる。また、岩棚上の $D=30\text{ mm}$ と 20 mm の円柱を比べてみると、 $D=30\text{ mm}$ の方が若干高目の衝突高を示す。また、岩棚上で円柱の位置を後退させた場合には流速が速くなるためか、波頂上の衝突高が高くなる傾向にある。

以上のように波の衝突高については実験データが十分にまとまっていないけれども、図中に示したように $R-\eta_{\max}=0.5H$ の関係式はデータの上限に近い所を押えており、比較的小口径の円柱に対してはこの関係式で衝突高を概算できるものと思われる。

4. 波力の計算法に関する考察

4.1 設計波高

以上の実験結果を灯標その他の実際の構造物に応用する場合の最大の問題は、設計波高の選定である。波圧強度が波高に比例し、波頂高もほぼ波高に比例するから、岩礁の水深が0の場合などは全波力が波高の2乗、波力モーメントが波高の3乗に比例することになる。したがって、波高の選定の仕方によっては構造物の所要断面あるいは逆に安全率が大きく変ることになる。

海中に建設される構造物の選定基準については未だ定説がないけれども、既往最大の波浪あるいは統計的に出現が期待される最大波浪を用いるのが普通である。このため、当該地点あるいは隣接地区の波浪観測資料を解析し、既往または仮想の異常台風・低気圧による発生波を推算し、設計波の選定資料を準備する。このような資料に加えて、構造物の重要度および経済性を考慮し、主任技術者の判断で設計波が選定される。この選定作業はそれ自体に経験と知識を要するものであり、また設計の思想にも関連する。したがって、本報告ではその過程には触れず、設計波の諸元が何らかの方法で決定されたものとして議論を進める。

通常、設計波と呼んでいるものは多くの場合、最大有義波 $(H_{1/3})_{\max}$, $(T_{1/3})_{\max}$ である。これは対象とする異常海象時の波浪状況を表わす一つの代表値であり、その時に当該地点に来襲する個々の波の中の最高波ではない。構造物の設計波高としては、 $H_{1/3}$ のような統計的代表値ではなく、来襲が予想される最高波高 H_{\max} を用い

るべきであり、選定された $H_{1/3}$ から設計波高としての H_{\max} を換算する作業が必要である。

ところで海の波は、1波ずつの波高の分布を調べてみるとほぼレーリー分布に従うことが知られており²¹⁾、 $H_{1/3}$ で表わされる波群が継続している間に出現が期待される最高波高 H_{\max} は、波数 N の関数として確率的に予測される。今、ある海象条件を想定して設計有義波を選定し、これから設計波高 H_{\max} を定めようとする場合、その海象条件が実際に起きたときに、設定した H_{\max} を上回る最高波高の波が出現する危険率が μ 以下であるようにするためには、 $(H_{\max})_{\mu}$ を次の値以上にとる必要がある²²⁾。

$$\frac{(H_{\max})_{\mu}}{H_{1/3}} = 0.706 \sqrt{\ln \left[\frac{N}{\ln 1/(1-\mu)} \right]} \quad (39)$$

危険率を $\mu=50\%$, 10% , 5% として $(H_{\max})_{\mu}$ と $H_{1/3}$ の関係を計算してみると、表-8の結果が得られる。

表-8 最高波高の出現期待値

波数	確率50%	確率10%	確率5%
50	$1.46H_{1/3}$	$1.76H_{1/3}$	$1.86H_{1/3}$
100	$1.58H_{1/3}$	$1.85H_{1/3}$	$1.95H_{1/3}$
200	$1.68H_{1/3}$	$1.94H_{1/3}$	$2.03H_{1/3}$
500	$1.81H_{1/3}$	$2.06H_{1/3}$	$2.14H_{1/3}$
1,000	$1.91H_{1/3}$	$2.14H_{1/3}$	$2.22H_{1/3}$

このように H_{\max} は、同一の有義波高を対象としても、考えている波の継続時間(波数)および設計波高を越える波高の波をどの程度許容するか(危険率)によって、その値が異なることになる。しかし、このような計算は複雑なものであり、波浪推算の精度や異常波浪の統計の不確実さなどを勘案すると、それほど意味のあるものとは思えない。そこで、混成防波堤直立部の安定計算にあたって伊藤^{23),24)}が提示した方法に従い、設計波高としては $H_{\max}=2H_{1/3}$ またはその地点の碎波限界波高 H_b のいずれか小さい方を採用するのが妥当であると考えられる。すなわち、

$$H_{\max} = \min \{ 2H_{1/3}, H_b \} \quad (40)$$

ここに、 $\min \{ a, b \}$: a または b のいずれか小さい方の値を表わす。

次の問題は、 H_b の推定である。海底が一様傾斜の場合は、理論や実験に基づく碎波指標が用意されており、 $\pm 10\sim 20\%$ の誤差で推定を行なうことができる。しかし、岩礁のように海底地形が急変し、しかも灯標などのように設置箇所がときには水面上となるような場合に

は、砕波水深を定めること自体がむずかしい。

今回の実験では、岩礁の設置位置における通過波高をあらかじめ測定しておいたので、波高については疑義がなく、またモデル岩礁も急勾配で水底から立ち上っている形状であったので、砕波水深として岩礁前面の値をとっても、あるいは岩礁中心の設置水深を用いてもあまり差がなかった。

実際の問題では、岩礁が設置地点の沖側へ緩傾斜でしばらく続いてから急に落ち込む場合も多く、砕波水深として岩礁の緩斜面上をとるか、その先の深い一様水深部を用いるかによって砕波高の推定値が大幅に変る。ただし、波高は波力を求めるパラメーターとして意味を持つものであるから、問題は波力の大きさが砕波地点からどの程度の距離にわたって持続するか、と問い直すことができよう。この意味では、岩礁上で位置を変えて測定した 3.4(3) の結果などが一つの参考になる。これによると、波頂高、波力等は $T\sqrt{gH}$ あるいは $T\sqrt{g(2H-d)}$ などを一つの基準長として変化すると推測される。ところで、実際の風波では $T_{1/3}$ と $H_{1/3}$ の間に相関があり、深海波形勾配で表示すると $H_{1/3}/L_0 = 2\pi H_{1/3}/gT_{1/3}^2 = 0.03 \sim 0.06$ である。したがって、上記の基準長の波高を $H_{1/3}$ で置き代えると、 $T\sqrt{gH_{1/3}} \doteq (10 \sim 14)H_{1/3}$ である。また、単純に沖側へ $0.5L_0$ の距離を想定すると、この距離は上述の波形勾配の関係から $(8 \sim 17)H_{1/3}$ に相当する。

一方 Galvin²⁵⁾ は、一様斜面上の巻き波が砕け始めてから砕け終るまでの距離を実験で解析している。これによると、水底勾配が $1/10$ の場合は巻き込みが始まってから巻き込みの先端部が水面に落下するまでに進行する距離が $3.1H_b$ であり、水底勾配が $1/5$ のときはこの距離が $2.2H_b$ となる。Galvin は、巻き波の飛び込み後さらに水流が飛びはねる距離がほぼ同程度であることから、設計にあたっては、設置地点の沖側へ上記の距離の $0 \sim 2$ 倍の範囲で砕波地点を適宜設定して砕波高を求め、設計波高とすることを奨めている。また著者の一人は、あらかじめ設定した水深において最大の波圧または波力を与える波高を限界設計波高 H_{BM} と仮称し、 H_{BM}/h の推定図表を作成している¹⁴⁾。これを H_b/h の図表と比べてみると、 H_{BM} は沖側へ $3H_b$ 程度離れた地点の砕波高に相当している。これは最大の波力を与える砕波地点であるけれども、砕波地点が沖側へ移動しても波力の減少はそれほど急激でない。したがって、構造物に対する設計波の砕波水深を選定するときには、砕波高の数倍の距離だけ沖側を考えてやる必要がある。

さらに崩れ波については、中村・白石・佐々木²⁶⁾が実験および現地観測に基づき、崩れながら進行して再び砕けない波に戻るまでの砕波持続距離が平均で $26H_b$ 程度であることを示している。もっとも、この間に波高もかなり減衰するので、波力がほぼ一定の範囲は、あるいは上記の $1/2$ 程度であろう。

以上のような事項を考慮し、さらに一般に $H_{max} \gg H_{1/3}$ であること、また計算公式としては単純な形が望ましいことなどを勘案すると、岩礁の場合には構造物の設置地点から $10H_{1/3}$ 程度沖側へ離れた地点の水深に対応する砕波高をもって H_b とするのが適当と考えられる。なお、これよりさらに沖合に浅瀬が発達している場合には、その浅瀬が離岸堤のような働きをして波高が制限される。ただし、これよりも構造物寄りである浅瀬や小さい礁は、砕波後の流勢を若干弱める程度の働きしかしないであろうから、考慮に入れない方がよい。以上によって H_b が決定されたならば、式(40)により $2H_{1/3}$ または H_b のいずれか小さい方をもって設計波高 H_{max} とすればよい。

4.2 波頂高および波力

(1) 実験式の適用範囲

前章に述べた実験結果は、次のような条件で得られたものである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{岩礁の高さ: } h_c/h = 0.82 \sim 1.28 \\ \text{波高: } H/d > 1.0 \\ \text{岩礁の大きさ: } D_r/L = 0.30 \sim 0.69 \end{array} \right\} (41)$$

(ただし $h_c < h$ について)

ここに、 h_c : 水底から岩礁頂部までの高さ

d : 岩礁上の水深

D_r : 円形礁の底部直径

L : 設置位置における波長

現地の条件が式(41)の範囲内であれば、今回の実験結果を実際構造物に応用することが可能である。現地条件が式(41)の範囲から外れる場合には、次のような差異が生ずるものと思われる。

a) 岩礁の高さ

極限の場合として $h_c \rightarrow 0$ とすれば一様水深の水域における現象となり、波頂高は図-11などで、波力は藤野あるいは合田の方法で算定することができる。この場合、平均波力係数は表-3のように砕波限界の波に対してせん断力換算で $0.26 \sim 0.29$ 、モーメント換算で $0.34 \sim 0.41$ であり、砕波限界以下の波高に対しては平均波力係数が急減する。今回の $h_c/h = 0.82 \sim 1.28$ の実験結果では、平均波力係数は $H/h > 0.2$ の範囲において $H/h \propto$

かかわりなくほぼ一定であり、総平均値として円形礁で0.42、岩棚で0.35（せん断力換算）である。また岩棚の場合には、 h_c/h が低下するにつれて平均波力係数が若干減少する傾向が現われている。したがって、平均波力係数は h_c の低下に伴い、今回の実験値から一様水深における値に向かって減少すると考えられ、今回の実験結果を岩礁が低い場合に適用することは安全側の誤差を伴うものと推測される。すなわち、暗礁としての地形急変が認められる場所であれば、次項の波高の条件を満たす限り、今回の実験結果を応用しても危険ではない。

b) 波 高

今回の実験結果は、すべて波が岩礁法面で、砕け寄せ波のような形で崩れて流れに変わった状態で見られている。波が岩礁上で崩れず、波動としての性質を保つならば、粒子速度とその鉛直分布も一様水深における値に近いものとなり、波力も進行波による値で近似できよう。図-15 においては、 $H/d=0.4\sim 0.8$ の範囲で粒子速度が急増を示しており、また実験中の観察では $H/d \geq 0.6$ で波頭の崩れが認められている。したがって、波高としては適用範囲を次のように拡げておくことができよう。

$$\left. \begin{aligned} H_{\max} > 0.6d : d > 0 \\ H_{\max} > 0 : d \leq 0 \end{aligned} \right\} (42)$$

c) 岩礁の大きさおよび形状

岩礁が極端に小さい場合には、一様水深における直柱の波力に変わりなくなる筈である。一方、岩礁が非常に大きい場合には、法面勾配によってその影響が異なる。法面勾配が急であれば、岩棚のような二次元形状に近づくと考えられ、波力は円形礁よりも小さくなる。しかし、法面勾配が緩やかな場合には海底地形による屈折効果が現われ、波高の増大が予想される。

また、今回実験したのは図-7の形状の円形礁と岩棚のみであり、岩礁の形状効果の詳細については検討していない。でき得れば、対象とする構造物ごとに現地の地形を試験水槽内に再現し、水理実験によって波力を推定することが望ましい。

岩礁の大きさおよび形状の影響は複雑なため、これについての適用範囲を決めることがむずかしい。敢えて推論を試みるならば、前面が2割以上の急勾配である限り、今回の実験結果を岩礁の大きさにかかわらず応用しても危険ではないと思われる。

(2) 波 頂 高

前項の適用範囲内においては、波頂高 η_{\max} を次のように推定するのが適当と思われる。

$$\eta_{\max} = \max \{ 0.75H_{\max}, [0.55H_{\max} + 0.7(h_c - h)] \} : h_c > h$$

$$\eta_{\max} = 0.75H_{\max} : h_c \leq h \quad (43)$$

ここに、 $\max \{ a, b \}$: a または b のいずれか大きな方の値を表わす。

式(43)は、図-12, 13の結果に基づくものである。図から明らかのように、岩棚の $h_c \leq h$ の場合には安全側の値を与える。また、円形礁の場合、 H/h の小さな範囲では実験値が式(43)の値を上廻るものがあるけれども、波力の絶対値が大きくないと想定されるので無視したものである。

なお、今回の実験値は模型岩礁の法肩から15cm（無次元量では $x/T\sqrt{gH} > 0.04$ ）だけ下った位置での値であり、これよりも法肩に近づいた場合には、図-24の傾向から判断して波頂高が $0.8H$ 以上になると予想される。

(3) 波力とその分布

波力としては、円柱の波の方向に対する投影面積に対し、岩礁頂面から波頂まで、次の波圧が一様に作用すると見なすのが適当と思われる。

$$p = 0.5w_0 H_{\max} \quad (44)$$

この波圧強度は、表-6, 7, 図-20, 21の実験結果に基づき、平均値に標準偏差の1倍値を加えた程度の値として提案したものである。岩棚上では平均波力係数が20%程度小さいけれども、これは安全側の誤差として無視した。また、円柱を岩礁の法肩から岸側へ引き下げると、平均波力係数が図-25のように増加するけれども、波頂高の低下のため全波力およびモーメントは増加しない。したがって、式(43)の波頂高を用いることを前提として、式(44)を適用することができる。

今回の実験結果を式(44)の形で実際に適用する場合には、実験データのばらつき以外に三つの問題が残されている。第1は、実物と模型とで抗力係数の値が違わないか、の問題である。今回の実験はレイノルズ数が $R_0 = (2\sim 6) \times 10^4$ であるのに対し、実際構造物ではたとえば $D=1\text{m}$, $H=8\text{m}$, $u \equiv \sqrt{gH} = 8.9\text{m/sec}$ として $R_0 \approx 9 \times 10^6$ である。定常流中であれば、前者のレイノルズ数に対して $C_D \approx 1.2$ 、後者で $C_D \approx 0.7\sim 1.0$ の値をとる(2(2)参照)。すなわち、今回の実験条件は、レイノルズ数が現地の値よりも小さいけれども、この結果、実験における抗力係数が現地の値よりも大き目であった筈である。したがって抗力係数の観点から見れば、実験で得られた波力係数の値は若干の安全率をもって現地に適用で

きるものと思われる。

第2の問題は、衝撃波力の発現の可能性である。3.4(3)で検討したように、実験ではかなり強い衝撃性の波力が作用する例がある。しかし、その発生ひん度が少ないことや、実際の鋼管構造では衝撃応答係数 X_{\max} が小さいことなども考えると、その重要性には疑問がある。実際の灯標の耐波実績でも、衝撃波力が作用したと推定される例は見当たらない。したがって、衝撃波力の発現の可能性は否定できないけれども、現時点では特に衝撃波力を考慮しなくともよいと思われる。なお、円形礁と比べて岩棚では衝撃波力の発生がやや多いけれども、平均波圧強度が小さ目であるので、式(44)の波圧を用いるのであれば、円形礁の衝撃波力との差を考慮しなくともよいであろう。

第3として、灯標などでは上へ行くほど直径を小さくした円錐状の断面を採用することがあり、この場合には、一様断面のときよりも波力が減少するのではないかと疑問がある。壁面に働く波圧の場合には、波力が重複波の波圧あるいは碎波の動水圧として作用し、壁面の傾斜によって水平分力が減少し、かつ鉛直分力が発生することによって壁体の安定性が増す可能性がある。一方、直柱の場合には、その前後の圧力差に基因する抗力として波力が出現する。この圧力差は、直柱表面の境界層の剝離点の位置に関係するものであるから、直柱の断面が高さとともに変化することによって剝離点の位置が変るならば、波力も変化することになる。円錐体については波力の測定を行っていないので確言できないけれども、柱状体に働く風圧のデータ²⁷⁾では、円柱と円錐の差は小さい。すなわち、風洞実験によると、地面上に立てられた円柱の抗力係数が0.73に対し、円錐体の抗力係数は0.70である。また、角柱の $C_D=1.30$ に対し、角錐体では1.14である。実験した円錐および角錐の頂角が不明なことや、風圧の場合には頂部から渦が出ることの影響などのため、この結果を直ちに波力の問題に適用することができないけれども、表面の傾斜が特に緩やかでない限り、一様断面の場合とほぼ同一の波力強度が作用すると見るべきであろう。

なお、波力に関連して、構造物の有効重量の計算においては、浮力として静水面以下の排除体積に対するものを取り、基部底面の揚圧力は考慮しなくともよいと考えられる。これは、水位としては $z=\eta_{\max}$ まで上昇するけれども、ベルヌーイの定理によって $w_0 u^2/2g \approx 0.5w_0 H$ の動水圧が差し引かれるため、水圧としては $0.25w_0 H$ 以下になるためである。この事情は、ダムの越流部の表

面において流速が大きいため水圧がほとんど作用せず、時には負圧が生ずることと同じである。円柱の場合にはさらに、波圧の変化が急激なために水底の圧力が構造物基礎の内部にまで十分に伝達されるか否か疑問がある。通常の構造物で水没部以下の体積に対して浮力を考えるのは、水没部分の全表面に働く水圧を積分する結果であり、そのときの水位に対応する静水圧が各部分に働かないのであれば、水没部の全体積について浮力を考える必要がないといえる。

(4) 波の衝突高

波の作用中に円柱沿いに上昇する水柱の高さとしては、波頂高上 $0.5H_{\max}$ の高さで見なせばよいと思われる。すなわち、

$$R = \eta_{\max} + 0.5H_{\max} \quad (45)$$

したがって、水面上からこの高さに至る間は、踊場その他の突出部を設けない方がよい。構造上から設置を必要とする場合には、次の揚圧力を考慮するのが一案と思われる。

$$p_u = C_u w_0 (0.5H + \eta_{\max} - z) \quad (46)$$

: ただし $\eta_{\max} \leq z < R$

ここに、 C_u : 揚圧力係数 (平板および角柱部材に対して2.0、円柱部材に対して1.0とする)

この揚圧力の作用範囲は、写真-2, 4, 5 などから判断すればあまり広いものでない。円柱の直径の10~20%程度である。

式(46)は、水が波頂から上方に初速 $v_0 = \sqrt{gH}$ で自由噴出するものとして高さによる速度の変化を求め、部材に対する抗力として揚圧力を与えたもので、 $C_u = C_D$ である。ただし、実験による検討を行っていないので、揚圧力の概略値を推定する目的のみ使用すべきである。また、突出部が波の衝突高より高い場合でも、若干の揚圧力には抵抗し得るように構造上で配慮するのが望ましい。

4.3 実例による波力計算法の検討

(1) 実験データに対する検討

以上に提案した波力の計算方法の妥当性を検討するため、この方法をまず今回の実験データに対して適用してみた。計算は模型円柱の寸法と波高および水位のみを与え、全波力および岩礁頂面における波力モーメントを算出した。この結果を各実験条件における測定値と比較したのが図-29, 30である。

全波力の場合、測定値 F_{meas} の大多数は計算値 F_{cal} の40~100%の範囲内にあり、これを外れるものは8例のみである。実験値のうち岩棚のデータは計算値の40~

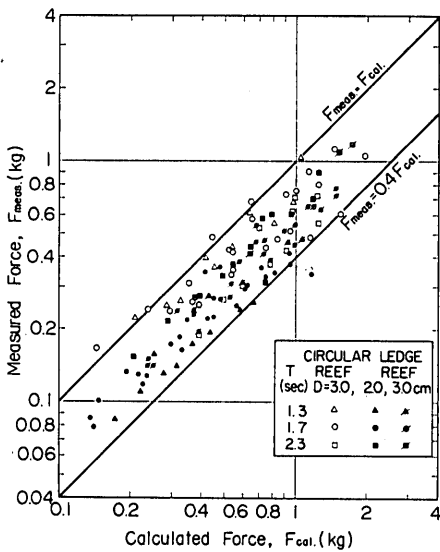


図-29 波力の計算値と測定値の比較

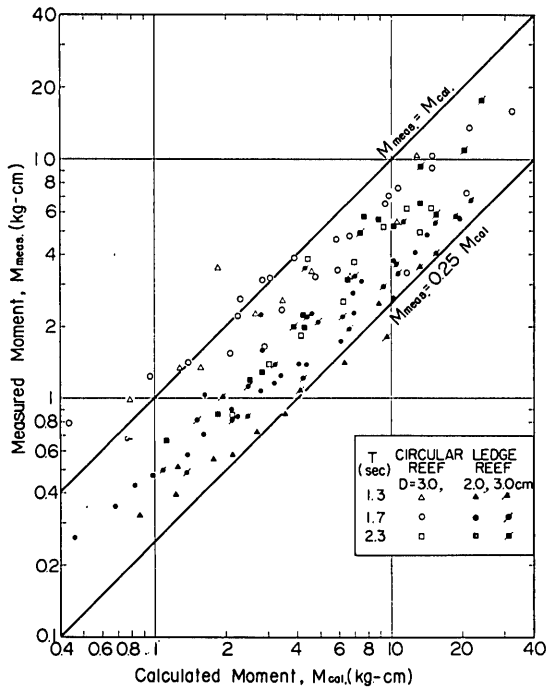


図-30 モーメントの計算値と測定値の比較

80%とやや低目であるが、これは表-7、図-21の平均波力係数の結果から予想されるところである。

波力モーメントの場合は実験値のばらつきが大きく、実験値の大半を包含する範囲としては計算値の25~100%となる。モーメントの場合に誤差が大きくなるのは、

波頂高の誤差が波力の作用範囲および作用点の高さとして二重に影響するためである。モーメントも全波力と同様に、岩棚上の実験値が小さ目である。

図-29, 30の実験値は1波ごとのデータではなくて、同一実験条件における5~21波の平均値である。したがって、個々の波については変動がさらに大きくなる。しかしながら、データのばらつきが大きいものの、平均値については計算値が実験値の上限をほぼ押えており、実験公式としては信頼できるものといえよう。

(2) 灯標の建設例による検討

次に、岩礁上に実際に構築された灯標について検討してみよう。灯標は多くの場合、鉄筋コンクリート、鋼管、鋳鉄管などで造られ、鋼管、鋳鉄管に自重を増すため中詰めコンクリートを施工することが多い。

鉄筋コンクリート造の場合は、施工状態によりコンクリートの品質にばらつきを生ずるので、破壊強度の計算が困難である。ここでは鋼管を用いた例を対象とし、異常波浪時における被災例および無被災例の両面から、新しい波力計算法の妥当性を検討する。

a) 一里島灯標

本灯標は、新潟県佐渡郡相川港外約1.6kmの沖の岩礁に鉄筋コンクリート造で昭和33年に新設された障害標識である。岩礁は、干出部で南北約8m、東西約4mの長円形であるが、根の大きさは不明である。その後、昭和40, 41年の冬季風浪により灯塔に亀裂を生じたので昭和42年に応急措置をとり、昭和43年に図-31のような鋼管構造の灯塔に建て替えた。ところが、昭和44年12月3日に日本海沿岸を襲った冬季風浪のために、鋼管部が基礎コンクリートの付け根から約3°傾斜するに至った。

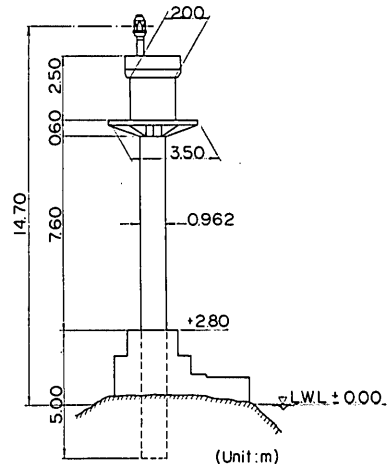


図-31 一里島灯標

以下においては、本灯標の被害原因検討報告²⁸⁾を参照しつつ検討を進める。

なおこの被災については、作用最大波高の観点から長崎²⁹⁾が検討を行ない、 $H_{\max}=12\text{m}$ 程度の波が作用したと推定している。

i) 原設計

設計波高としては、相川測候所、弾埼灯台の既往の目視観測による最大波 $H_0=8\text{m}$ 、 $T=11\text{sec}$ が用いられ、鋼管の降伏曲げモーメントに対する安全率は2.2であった。鋼管各部の詳細は次のとおりである。

- 直 径： $D=962\text{mm}$
- 肉 厚： $t=16\text{mm}$
- 材 質：SS41 (降伏応力度 $\sigma_y=2,400\text{kg/cm}^2$)
- 断面係数： $Z_S=11,056\text{cm}^3$
- 自 重： $N=16,220\text{kg}$

ii) 被災原因および降伏曲げモーメント

灯塔傾斜の原因としては、次の三つが考えられる。

- (イ) 船舶の衝撃
- (ロ) 流木または岩塊の激突
- (ハ) 設計波高を上廻る波の作用

このうち、(イ)は該当する船がないので除外される。(ロ)については、鋼管表面の塗装に傷跡が見られ、また一部に塗装の剥落があるので、その可能性がなくもない。しかし、この傷は鋼管の付け根部分のものであり、これが岩塊等の衝突によるものであるとしても、モーメントとしては大きな値を期待できない。したがって、被災当時は近年にない大時化であったことを考えると、(ハ)の設計波高以上の波の作用が灯塔傾斜の原因であろうと推察される。

なお傾斜に至るまでには、鋼管圧縮部の降伏あるいは局部座屈が考えられる。局部座屈に関しては、中詰コンクリートにより変形が拘束されること、また実験式³⁰⁾により座屈応力度が

$$\sigma_k = 0.194 E \frac{t}{r} = 6,780 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_y$$

と降伏応力度よりも大きいことからその可能性が薄く、破壊は圧縮部の降伏であったと考えられる。中詰コンクリート鋼管は、その降伏曲げモーメントをいかに推定するかが問題である。中空鋼管に比べて耐力が10%増すという実験結果³¹⁾もあるが、今回は鋼管のみが有効に働くものとして計算した。この結果、降伏曲げモーメントは次のように計算される。

$$M_c = \sigma_y Z_S = 265.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

iii) 波浪諸元

12月3日の異常波浪時には、日本海沿岸の各港で次のような最大波が観測されている³²⁾。

- 酒田港 ($H_{1/3}$) $_{\max}=8.51\text{m}$ 、 $T_{1/3}=10.8\text{sec}$
- 新潟東港 ($H_{1/3}$) $_{\max}=4.39\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.8\text{sec}$
- 新潟西港 ($H_{1/3}$) $_{\max}=3.76\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.1\text{sec}$
- 直江津港 ($H_{1/3}$) $_{\max}=7.26\text{m}$ 、 $T_{1/3}=10.4\text{sec}$
- 福井港 ($H_{1/3}$) $_{\max}=7.04\text{m}$ 、 $T_{1/3}=12.6\text{sec}$

このうち新潟東・西港の波高が他と比べて小さいのは、佐渡島の陰に入ったためと思われる。また直江津港、福井港は波高計の設置水深がそれぞれ-11.5、-12.0mであり、観測値は碎波の影響によって沖合の値よりもかなり減少していたと考えられる。したがって、相川港外では($H_{1/3}$) $_{\max}=8\text{m}$ 以上の波が来襲していたものと推定される。

この最大有義波に対する最高波高として、推定波向 $W\sim WNW$ 方向に $10H\approx 80\text{m}$ 離れた地点の碎波高を考える。付近の詳細な深淺図がないため正確を期しがた いけれども、海図から読みとるとこの地点の水深は-20m程度であり、これに潮位 +0.77m (新潟西港の観測値) を考慮すると、碎波水深は、

$$h_b = 20 + 0.77 \approx 20.8\text{m}$$

波の周期を $T=10\text{sec}$ と推定すると、

$$L_0 = 156\text{m}, h_b/L_0 = 0.133$$

この条件における碎波高は、海底勾配が約1/50であるから、図-10から読みとって、

$$\frac{H_b}{h_b} = 0.65, \therefore H_b = 13.5\text{m}$$

したがって、灯塔には $H_{\max}=13.5\text{m}$ の波が作用したと推定される。

iv) 波力による曲げモーメント

まず、静水面上の波頂高は、

$$\eta_{\max} = 0.75 H_{\max} = 10.1\text{m}$$

であるから、波の作用範囲は L. W. L. 上 $10.1+0.8=10.9\text{m}$ の高さ、すなわち上部構造の電池室踊場の上面近くまでである。この範囲に対し、波力として

$$p = 0.5 \rho g H_{\max} = 6.94 \text{ t/m}^2$$

の波圧が一様に働いたとすると、鋼管基部の曲げモーメントは、

$$M = 271.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

となる。この値は降伏曲げモーメントを僅かに越えているので、鋼管が傾斜したとしても不思議ではない。

なお、本灯標の場合は電池室踊場の高さが非常に微妙であり、波頂がここまで上昇しなかったとすると波力モーメントは大幅に減少する。たとえば、 $\eta_{\max}=0.71$

岩礁上の円柱の設計波力に関する研究

$\times H_{\max} = 9.6\text{m}$ とすると波頂は 踊場はね出しの下となり、モーメントが $M = 193.1\text{t}\cdot\text{m}$ に減少して鋼管が降伏しないことになる。しかし被害報告によると、電池室換気金物が約 45° 灯塔の傾斜方向にねじられていたとのことであるから、踊場の上へも波が乗ったものと推測される。

さらに、昭和44年度冬季は、日本海に異常と思われるほど高波が発生し、昭和45年1月29日から2月3日にかけての台湾坊主による波では、酒田港で $(H_{1/3})_{\max} = 8.82\text{m}$ 、新潟東港で $(H_{1/3})_{\max} = 7.05\text{m}$ が記録されている。しかし、このときは本灯標の傾斜が進行せず、波力は降伏応力以下であったと推定される。波向その他の関係もあるので確言できないけれども、12月3日の波では被災限界を僅かに越える波力がたまたま作用したのではないかと思われる。

以上の諸点を勘案すると、本報告で示した波力の計算法は、一里島灯標の被災を十分に説明するものといえよう。

b) 浜田シャックリ灯標

本灯標は、島根県浜田港外約 2.3km 沖に昭和43年度に新設された障害標識で、図-32のように $-4\sim-6\text{m}$ の暗礁上に設けられている。その後、昭和46年1月4日から5日にかけては、強い温帯性低気圧に伴った異常波浪の来襲を受けたが、何ら被害がなく健在である。このときの波は、山陰地方に稀に見る高波で、特に浜田港西防波堤は、全長147mのうち88mにわたって5段積みセルラーブロックの上部3段および上部工が港内側に倒壊する災害を受けている³⁹⁾。

i) 原設計

設計波高は、灯標建設地点の南西1kmの島根県浜田

土木事務所の波浪観測資料に基づき、 $H_0 = 8.0\text{m}$ 、 $T = 11\text{sec}$ が用いられた。設計は藤野式を使用して行ない、次のような安全率が確保された。

- 鋼管部の曲げモーメントに対して：S.F. = 2.70
- 基礎面の転倒に対して：S.F. = 1.85
- 基礎面の滑動に対して：S.F. = 1.81

鋼管各部の詳細は次のとおりである。

- 直径： $D = 900\text{mm}$
- 肉厚： $t = 30\text{mm}$
- 材質：SM50 (降伏応力 $\sigma_y = 3,200\text{kg/cm}^2$)
- 断面係数： $Z_s = 17,200\text{cm}^3$
- 自重： $N = 16,620\text{kg}$

降伏曲げモーメントは、 $M_c = 546.8\text{t}\cdot\text{m}$ である。また、断面形状から計算すると、転倒に対する抵抗モーメントは岩盤との付着および引抜抵抗を無視したとき $M_r = 1,692\text{t}\cdot\text{m}$ であり、滑動に対するせん断抵抗力は摩擦係数 0.8 の摩擦抵抗のみを考えたとき $S = 322\text{t}$ である。

ii) 波浪諸元

昭和46年1月4～5日の浜田港沖の波浪については、 $H_{1/3} = 8.8\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 13.3\text{sec}$ 、波向 NW の推算値が得られている³⁹⁾。推算において風速を決定するにあたっては、海上風速を傾度風速の0.90倍としている。また、島根県鹿島町の中国電力原子力発電所の波高記録によると、 $H_{1/3} = 9.29\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 10.7\text{sec}$ であり、碎波を含んでいて参考記録にとどまるといっても、推算値に近い波が発生していたことを裏付けている。

有義波高の10倍離れたNW方向の水深は、潮位を $+0.6\text{m}$ として $h_b = 16.6\text{m}$ であり、この付近は海底勾配が緩やかであるから、 $h_b/L_0 = 0.0602$ に対する碎波高が、

$$\frac{H_b}{h_b} = 0.74, \therefore H_b = 12.3\text{m}$$

と推定される。したがって、最高波高としては

$$H_{\max} = \min\{2H_{1/3}, H_b\} = 12.3\text{m}$$

の波が作用したと考えられる。

iii) 作用波力

まず静水面上の波頂高を

$$\eta_{\max} = 0.75H_{\max} = 9.23\text{m}$$

と推定すると、波の作用範囲は L.W.L. 上 $0.6 + 9.23 = 9.83\text{m}$ となる。この範囲に働く波圧強度を

$$p = 0.5w_0 H_{\max} = 6.33\text{t/m}^2$$

と見積ると、波力はそれぞれ次のようになる。

- 鋼管基部曲げモーメント： $M_1 = 170.3\text{t}\cdot\text{m}$
- 基礎面におけるモーメント： $M_2 = 1,869\text{t}\cdot\text{m}$
- 基礎面における水平力： $F = 332.2\text{t}$

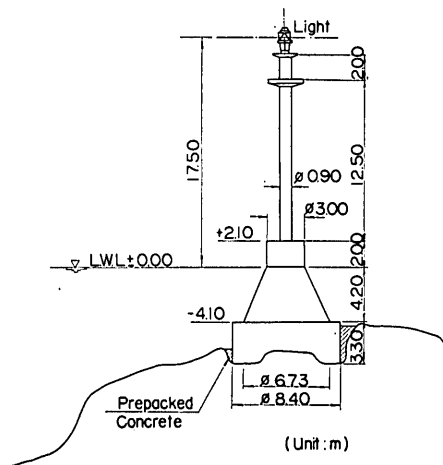


図-32 浜田シャックリ灯標

この波力を灯塔の抵抗力と比べると、鋼管基部の曲げモーメントについては $M_1 \ll M_c$ であって十分安全である。一方、基礎面においてはせん断力および転倒モーメントの両者とも抵抗力を上廻り、不安定ということになる。しかし、実際には岩盤との付着や引抜抵抗などのため、この程度の超過では転倒もしくは滑動を起すとは考えられない。すなわち、浜田シャクリ灯標が被災しなかったのは当然といえよう。この場合、岩盤との付着および引抜抵抗の大きさが問題であるけれども、波頂高あるいは波力強度を今回の計算方法よりもあまり大きくとれば、波力が安定限界を越える度合が増大し、岩盤との付着および引抜抵抗ではカバーできないことになる。したがって、本報告で示した波力の計算方法は、浜田シャクリ灯標の耐波実績に対して妥当な推定値を与えるものと考えられる。

以上、被災例および無被害例の両面から検討した結果は、ここに提示した波力の計算法が実際構造物に対しても十分適用できることを示している。ただ、被災例自体があまり多くなく、そのときの波浪諸元や破壊強度が明確な場合はさらに少ないため、検討例としては各1例ずつにとどまった。今後、機会を得て種々検討して行きたい。

5. む す び

以上述べたように、本報告では実験結果ならびに各種の考察に基づいて、岩礁上の円柱に働く波力の計算法を提案することができた。ここで、その過程において明らかになった事項のうち、主要なものをとりまとめておくと次のようである。

1. 岩礁上では一様水深の水域におけるよりも波頂が高まり、特に静水面上に露出している場合に波頂高が高くなる傾向にある。
2. 岩礁の上では波が流れに変わり、流速はほぼ \sqrt{gH} に比例し、静水面のやや下で最大値を持つ流速分布を示す。
3. 波力をその作用面積で平均した値は、円形礁の場合に総平均値として $0.42w_0H$ 、岩棚の場合に $0.35w_0H$ であった。
4. 波力の作用点は、波の作用範囲の中央よりもやや下で、総平均値では岩礁から波頂までの高さの0.42倍の高さにある。
5. 岩棚上では、法肩から岸側へ引き下げるにつれて波頂高が次第に低下するが、波力の絶対値は x/T

$\times \sqrt{gH} \leq 0.3$ の範囲ではあまり減少しない。

6. 波の作用時には、円柱沿いに水柱が上昇する。この高さは波によって相当にばらつくけれども、実用上は波頂上 $0.5H$ と見なすことができる。
7. 岩礁上の円柱には衝撃性の波力も作用するが、強い衝撃力は出現ひん度が低い。衝撃応答係数が1.0の場合に換算すると、最大波力に対する衝撃波力振幅の比率は、出現率0.1%で1.2、出現率1%で0.7程度である。

なお本研究の実施にあたっては、海上保安庁燈台部工務課の筆協秀夫前建設係長を初めとして燈台部各位より種々御教示ならびに御助力頂いた。また、当所における実験の際には、構造部海洋構造研究室の市川 建技官の協力を得た。ここに記して上記の各位に深く感謝する次第である。

最後に、本研究の計画ならびにとりまとめは合田が行ない、池田が諸公式および灯標建設例の検討を担当し、実験およびデータ解析は笹田が岸良ならびに池田とともに行ったことを付記する。

(1972年7月22日受付)

参 考 文 献

- 1) *Encyclopaedia Britannica*, Vol. 14, 1964, p. 85.
- 2) 同上, p. 86.
- 3) 石川源二: 懸崖に波浪の激衝せる時の実例に就て, 土木学会誌, 第6巻 第4号, 1920年, pp. 567-579.
- 4) 広井 勇: 波力の推定法に就きて, 土木学会誌, 第6巻 第2号, 1920年, pp. 435-449.
- 5) 伊藤喜行・藤島 陸・北谷高雄: 防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第5巻 14号, 1966年, p. 34.
- 6) たとえば, 佐々木忠義監修: 海洋開発第5巻, 1971年, p. 123 または, 土木学会: 水理公式集(昭和46年度改訂版), 1971年, pp. 45-47.
- 7) 藤野義男: 灯標の建設に関する研究, 航路標識技術資料, 1957年, 282p.
- 8) Munk, W.H.: The solitary wave and its application to surf problems, *Annals New York Acad. Sci.*, Vol. 51, Art. 3, 1949, pp. 376-424.
- 9) Yamada, H., Kimura, G., and Okabe, J.: Precise determination of the solitary wave of extreme height on water of a uniform depth, *Rept. Res. Inst. Applied Mech., Kyushu Univ.*, Vol. XVI, No. 52, 1968, pp. 15-32.

岩礁上の円柱の設計波力に関する研究

- 10) たとえば, 長崎作治: 海洋構造物の設計と施工, 森北出版, 1970年, p. 31.
- 11) Goda, Y.: Wave forces on a vertical circular cylinder: experiments and a proposed method of wave force computation, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.*, No. 8, 1964, 74p.
- 12) 合田良実・原中祐人・北畑正記: 直柱に働く衝撃碎波力の研究, 港湾技術研究所報告, 第5巻6号, 1966年, 30p.
- 13) 同上 p. 28.
- 14) 合田良実: 碎波指標の整理について, 土木学会論文報告集, 第180号, 1970年, pp. 39-49.
- 15) 前出 11) p. 24.
- 16) Stoker, J.J.: *Water Waves*, Interscience Pub., Inc., New York, 1957, p. 73.
- 17) 土木学会: 水理公式集 (昭和46年度改訂版), 1971年, p. 504.
- 18) 前出 16) pp. 333-341.
- 19) 本間 仁・安芸皎一: 物部水理学, 岩波書店, 1962年, pp. 310-315.
- 20) 前出 11) p. 30 および pp. 60-62.
- 21) たとえば, 合田良実・永井康平・伊藤正彦: 名古屋港における波浪観測 第3報——現地波浪の回折現象ならびに統計的性質について——, 港湾技研資料 No. 120, 1971年, 24p.
- 22) 合田良実・吉村知司: 海中に孤立した巨大構造物に働く波力の計算, 港湾技術研究所報告, 第10巻 第4号, 1971年, p. 34. または, 合田良実: 波の不規則性を考慮した設計法について, 昭和46年度港湾技術研究所講演概要, 1971年, p. 14.
- 23) 前出 5) p. 25 および p. 31.
- 24) Ito, Y.: Stability of mixed-type breakwater — a method of “probable sliding distance” —, *Coastal Eng. in Japan*, Vol. 14, 1971, pp. 53-61.
- 25) Galvin, C.J., Jr.: Breaker travel and choice of design wave height, *Journal of Waterways and Harbors Div.*, ASCE, Vol. 95, No. WW 2, 1969, pp. 175-200.
- 26) 中村 充・白石英彦・佐々木泰雄: 碎波による波の変形に関する研究, 第13回海岸工学講演会講演集, 1966年, pp. 77-79.
- 27) Hoerner, S.F.: *Fluid-dynamic Drag*, published by the Author, 1958, p. 4-3.
- 28) 第九管区海上保安本部工務課建設係: 昭和45年1月 現在一里島灯標被害原因について (部内資料), 14p.
- 29) 長崎作治: 日本海 (佐渡沖) における灯標に作用した最大波高について, 第17回海岸工学講演会論文集, 1970年, pp. 193-197.
- 30) 日本建築学会: 鋼管構造計算規準・同解説, 1962年, p. 66.
- 31) 日本建築学会: 鋼管コンクリート構造設計規準・同解説, 1967年, p. 18.
- 32) 運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所: 昭和45年冬期異常波浪について一昭和44年11月~昭和45年3月一, 新調査45-6, 1971年, 124p. および, 波浪観測台帳第8集ならびに同第9集.
- 33) 日下 宏: 昭和46年1月上旬の暴風と高波による異常災害について一島根沿岸を中心とした調査の中間報告一, みなとの防災, 第31号, 1971年, pp. 6-18.
- 34) 岩崎敏男・富樫宏由: 水平な陸上への津波の遡上に関する研究, 第13回海岸工学講演会講演集, 1966年, pp. 223-229.

記号一覧表

C	: 波速 (m/sec)
C_D	: 抗力係数
C_M	: 質量係数
C_u	: 円柱の上部構造に対する揚圧力係数
d	: 岩礁上の水深 ($=h_c-h$) (m)
D	: 円柱の直径 (m)
D_r	: 海底面における岩礁の直径 (m)
f	: 円柱の固有振動数 (c/s)
F	: 全波力または特にその最大値 (t)
F_D	: 抗力 (t)
F_I	: 衝撃波力 (t)
$(F_I)_{off}$: 衝撃波力の有効値 (t)
F_M	: 慣性力 (t)
F_{max}	: 全波力の最大値 (t)
g	: 重力の加速度 ($=9.8\text{m/sec}^2$)
h	: 水深 (m)
h_c	: 海底面から岩礁頂面までの高さ (m)
h_1	: Δ 決浪時の上流側水深 (m)
H	: 波高 (m)
H_b	: 碎波限界波高 (m)
H_{max}	: 最高波高 (m)
H_0	: 沖波波高 (m)
$H_{1/3}$: 有義波高 (m)
k	: 波数 ($=2\pi/L$)

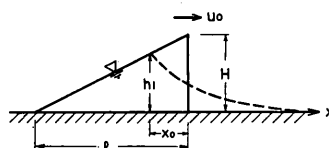
- k_B : 衝撃波圧係数
- K : 波峯通過時の水平粒子速度の補正係数
- K_B : 衝撃力係数
- K_D : 最大抗力の算定係数
- K_M : 最大慣性力の算定係数
- l : 波の山を直角三角形近似したときの長さ(m)
- L : 波長 (m)
- L_A : 微小振幅波の波長であることを明示する記号 (m)
- M_c : 鋼管の降伏曲げモーメント (t-m)
- M_l : 模型円柱の下ゲージ位置での曲げモーメント (kg-m)
- M_u : 模型円柱の上ゲージ位置での曲げモーメント (kg-m)
- N : 波数, あるいは鋼管の自重 (t)
- p : 平均波圧強度 (t/m²)
- p_b : 壁体に対する砕波の波圧強度 (t/m²)
- p_u : 円柱の上部構造に対する揚圧力強度 (t/m²)
- R : 静水面上の波の衝突高 (円柱沿いの水柱の上昇高) (m)
- S : 波力の作用点の高さ (m)
- S_D : 最大抗力の作用点の高さ (m)
- S_M : 最大慣性力の作用点の高さ (m)
- t : 時間, あるいは鋼管の肉厚 (mm)
- T : 波の周期 (sec)
- T_0 : 円柱の固有周期 (sec)
- $T_{1/3}$: 有義波周期 (sec)
- u : 水平粒子速度 (m/sec)
- u_0 : 波形の平均前進速度 (m/sec)
- w_0 : 水の単位体積重量 (t/m³)
- x : 水平座標 (m)
- X_{max} : 衝撃応答係数
- y : 岩礁頂面からの高さ (m)
- Y_b : 砕波点における波峯下の水深 (m)
- z : 静水面から上方を正とした鉛直座標 (m)
- Z : 水粒子の相対高さ (=1+z/h)
- Z_S : 鋼管の断面係数 (cm³)
- α : 粒子速度の補正パラメーター
- β : 平均波力係数
- β_F : せん断力換算の平均波力係数
- β_M : 曲げモーメント換算の平均波力係数
- Δl : 模型円柱の上・下ゲージの間隔 (=5 cm)
- η_c : 進行波の静水面上の波頂高 (m)

- η_{max} : 静水面から測った岩礁上の波頂高 (m)
- θ : 角度または特に岩礁前面の傾斜角(ラジアン)
- λ : 砕波巻き込み係数
- μ : 設定値を上廻る最高波高の出現する確率 (危険率)
- ν : 水の動粘性係数 (cm²/sec)
- π : 円周率 (=3.14159……)
- σ : 標準偏差
- σ_y : 降伏応力度 (kg/cm²)
- τ_B : 円柱に対する衝撃力の作用時間 (sec)

付録：三角波形モデルによる非定常流出の計算

斜面上あるいは水平棚上の長波の変形は、特性曲線法により解析あるいは数値計算が行なわれており、特に岩崎・富樫³⁴⁾は水平陸上部への津波の遡上について計算し、実験値と比較している。しかし、短周期波への適用性には疑問があり、またここでは理論値を求めることよりも現象の特性を把握することが主目的なので、簡単なモデルを用いて現象を支配するパラメーターを抽出する。

付図-1を参照し、 $t=0$ に $x=0$ の位置で流出が始まったと考える。貯留部は高さ H 、長さ l の直角三角波形とする。流出とともに貯留部には、負の段波が $\sqrt{gh_1}$ の速度で逆向きに進行する。この負段波のフロントが到達しない領域は流出の影響を受けず、三角状の貯留波形を保持する。



付図-1

負段波のフロントが t 時間後に x_0 の距離まで進むとすると、その伝播を表わす式は次のようになる。

$$\frac{dx_0}{dt} = \sqrt{gh_1} \quad (1)$$

ここで h_1 は三角波形上の水深であるから、

$$h_1 = H \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) \quad (2)$$

したがって、式(1)は次のように書き改められる。

$$\frac{dx_0}{dt} = \sqrt{gH \left(1 - \frac{x_0}{l}\right)} \quad (3)$$

この式を $t=0$ で $x_0=0$ の初期条件で積分すると、

$$\sqrt{1 - \frac{x_0}{l}} = 1 - \frac{t}{2l} \sqrt{gH} \quad (4)$$

式(4)に式(2)の関係を代入すると、負の段波の到達限界の水深の時間的变化が、次のように表わされる。

$$\sqrt{\frac{h_1}{H}} = 1 - \frac{t}{2l} \sqrt{gH} \quad (5)$$

流出部分の波形および流速は、各時刻の到達限界水深 h_1 に対応して、本文の式(2), (8)によって与えられると仮定する。ただし、全体が速度 u_0 で x の正の方向へ移動しているので、これを考慮すると、

$$\begin{aligned} \sqrt{\frac{h(x,t)}{h_1}} &= \frac{1}{3} \left(2 - \frac{x - u_0 t}{t \sqrt{g h_1}} \right) \\ &= \frac{1}{3} \left(2 + \frac{u_0}{\sqrt{g h_1}} - \frac{x}{t \sqrt{g h_1}} \right) \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} u(x,t) &= \frac{2}{3} \left(\sqrt{g h_1} + \frac{x - u_0 t}{t} \right) + u_0 \\ &= \frac{1}{3} \left(2 \sqrt{g h_1} + 2 \frac{x}{t} + u_0 \right) \end{aligned} \quad (7)$$

式(6), (7)は流出部の先端の到達以降に適用されるもので、その時刻は $\sqrt{h} \geq 0$ の条件から次のように求められる。

$$\begin{aligned} t_{\min} &= \frac{l}{2\sqrt{gH}} \left\{ \left(2 + \frac{u_0}{\sqrt{gH}} \right) \right. \\ &\quad \left. - \sqrt{\left(2 + \frac{u_0}{\sqrt{gH}} \right)^2 - 4 \frac{x}{l}} \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

以上の諸式を無次元量で表示する場合の基準量は、時間については波の周期 T であり、速度は \sqrt{gH} 、高さは H である。ただし、水平距離については、式(5)および(8)の関数から明らかなように、 $T\sqrt{gH}$ が基準長となる。本文中の 図-17 および 図-25 中の曲線は、上記の諸式を用いて計算し、無次元量として表示したものである。
(以上)