

低基混成堤に働く波圧

永井 莊七郎*・大坪 崇彦**

1. 緒 言

混成防波堤のうち、基礎捨石堤の天端が比較的高く、その天端幅も狭い（2～4m）、いわゆる高基混成堤に働く碎波の圧力についてはすでに昭和34年に発表した^{1),2)}、最近、水深が深い（10～12m）海中に、基礎捨石部が低く、また捨石堤の天端幅が広い（10～20m）、いわゆる低基混成堤が各地で築造されるようになった。このような低基混成堤の直立部に働く波の圧力は、その強度および鉛直分布が高基混成堤の場合とは著しく異なっているので、昭和41年以来、種々の低基混成堤について、水深および波の特性を変化させて、多数の実験を行なった。本文はその結果をまとめたものである。

2. 実験範囲および実験方法

波の特性、防波堤の形および水深が一定の場合、その混成堤直立部の各深さの点における波圧の極大値 p_{peak} 中の最大値を p_{max} で表わすと^{1),2),3)}、防波堤直立部を滑動あるいは転倒させる波圧はこの p_{max} と同時に直立部に働く圧力の合力、すなわち最大同時圧力の合力である。この p_{max} の値に大きな影響を与える要素を無次元で表わすとつぎのごとくである。

$$\frac{p_{max}}{w_0 H} = f\left(\frac{h_1}{h_2}, \frac{B}{h_2}, \frac{h_2}{H}, \frac{h}{L}\right) = \alpha \quad \dots\dots (1)$$

式中 w_0 : 水の単位体積の重量

H : 侵入波の波高

L : 侵入波の波長

h_1 : 直立部前面の水深

h_2 : 基礎捨石堤外のり先の水深

h : 防波堤沖の水平部の水深

B : 直立部前面の基礎捨石堤の天端幅

α : 波圧強度係数

いま参考までに、わが国の混成堤の中で比較的水深が深い場所に築造されている主なものを防波堤の形状特性を表わす h_1/h_2 と B/h_2 との関係で示すと図-2のごとくである。同図中の●印は今回行なった実験を示す。

実験は図-3に示す風洞つき波浪水槽（長さ50m、幅1.0m、高さ1.65m）を用い、基礎捨石堤の天端幅（直

立部前面の） B を0, 12.5, 25, 50, 75 および 100 cm（縮尺を1/20とすると現地では、0, 2.5, 5, 10, 15 および 20 m）、捨石堤の高さ h_M = 10, 15, 25 および 35 cm（現地では2, 3, 5 および 7 m）、捨石堤の外法は1:3で一定の混成堤を用い、水深 h を51～81 cm（現地は10.2～16.2 m）に、波の特性を種々に変化させて実験を行なった。その実験の範囲を表-1に示す。同表中の右欄は模型の縮尺を実物の1/20とした場合の現地への換算値を示す。

この実験では一定形状の混成堤について、水底が水平である部分における相対水深 h/L = 0.10, 0.15, 0.20 お

図-1 防波堤断面図

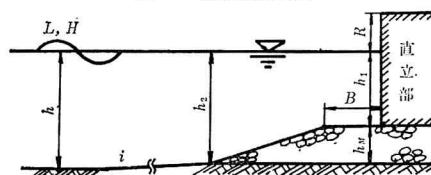


図-2 わが国の低基混成堤の特性
（高基混成堤も一部含む）

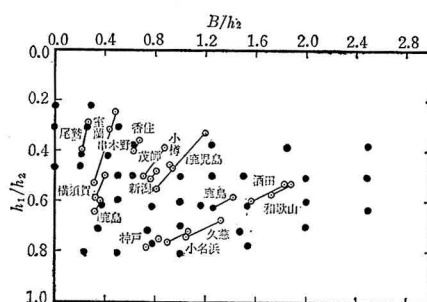
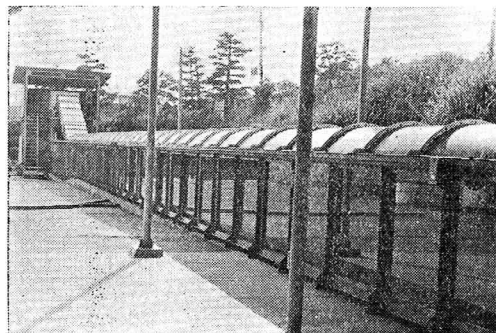


図-3



* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部

** 正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部

表-1 実験範囲

沖水深 h	$h_m=51\sim81\text{ cm}$	$h_p=10.2\sim16.2\text{ m}$
海底勾配 i	1/100, 1/40	
波浪	周期 T	$T_m=1.17\sim3.05\text{ sec}$
	波高 H	$H_m=5.0\sim38.0\text{ cm}$
	波長 L	$L_m=201\sim801\text{ cm}$
防波堤形状	法先水深 h_2	$h_{2p}=4.0\sim13.0\text{ m}$
	前面水深 h_1	$h_{1p}=2.0\sim10.0\text{ m}$
	捨石堤高さ h_M	$h_{Mp}=2.0, 3.0, 5.0, 7.0\text{ m}$
天端幅 B	$B_m=0, 12.5, 25.0$	$B_p=0, 2.5, 5.0$
	$50.0, 75.0, 100\text{ cm}$	$10.0, 15.0, 20.0\text{ m}$
侵入波特性	$h/L=0.08\sim0.37$	$h_2/H=1.3\sim6.2$
防波堤形状特性	$h_1/h_2=0.22\sim0.80$	$B/h_2=0.0\sim2.5$

よび 0.28 になるように水深および波の特性を変化させ、最も強い砕波を生ずる場合から、重複波を生ずる場合までの広い範囲にわたって実験した。防波堤ののり先における水底勾配は h_2/H が大きい場合は 1/100, h_2/H が小さく 1.8~1.3 の場合は 1/40 にした。

今回の実験においては、今までの高基混成堤に関する波圧式と今回の低基混成堤に関する波圧式の適用限界および基礎捨石堤の高さが低くなって直立堤と同一と見なしうる場合、いい換えれば、低基混成堤の波圧式と重複波の波圧式との適用限界を明確にする必要があったので、実験は低基混成堤から高基混成堤まで、および低基混成堤から直立堤におよぶまでの相当広い範囲にまたがって行なった。したがって今回の実験に用いた波圧計は今までの砕波の実験および重複波の実験において用いたものをそれぞれ 6 個ずつ用いた。これらの波圧計の特性はつぎのごとくである。

実験を行なった重複波の最小周期はほぼ $T_m=1\text{ sec}$ であるから、波圧時間曲線が波形の 2 倍周波数で振動する場合の p_{peak} の作用時間はほぼ $\tau=T_m/4=1/4\text{ sec}$ である。波圧計の水中における固有

図-4 波圧計

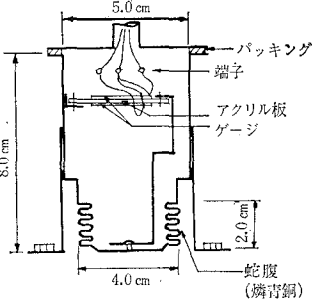


表-2 波圧計の特性

構造	受圧板	鋼青銅, 厚さ 0.2 mm	
	蛇腹枚数	4~5 枚	
	蛇腹のピッチ	4 mm	
造	ストレインゲージを張るアクリル板の厚さ	重複波圧用 0.8 mm	部分砕波圧用 2.0 mm
	固有振動数	空気中 140~160 c/s	210~220 c/s
動的特性	f	水中 100~110 c/s	150~160 c/s
	減衰定数	0.02~0.03	0.02

振動数 $f=100\sim110\text{ c/s}$ であるから、 $f\cdot\tau=25\sim27.5$ であるから、重複波の場合にはすべての実験において、波圧計が示す圧力は波の圧力を示すと考えられる。砕波の場合には、完全砕波で非常に強い衝撃圧力の場合を除けば、一般には p_{peak} の作用時間は $\tau\leq 1/100\text{ sec}$ で、多くの場合 $\tau\leq 1/50\text{ sec}$ であるから、 $f=150\text{ c/s}$ の波圧計を用うれば $f\cdot\tau\geq 3$ である。したがって波圧計の応答圧力はほぼ波の圧力を示し、誤差はせいぜい $\pm 17\sim 18\%$ 以下であると考えられる。

3. 実験結果

混成防波堤に働く波の圧力は、基礎捨石堤の形、捨石堤外のり先の水深 (h_2), 捨石堤天端上の水深 (直立部前面の水深, h_1), 防波堤に衝突する波の特性などによって、瞬間的で強大な衝撃圧力から、普通の砕波の圧力、部分砕波の圧力およびゆるやかで弱い重複波の圧力に至るまで、非常に広い範囲にわたって変化する。したがって防波堤の形状、前面水深および波の特長などに関係なく、一般的に砕波の圧力を 1~2 つの式で表わすことはとうていできないことである。

(1) 基礎捨石堤が非常に低い混成堤

混成堤の基礎捨石堤の天端が低く、 $h_1/h_2\geq 0.75$ で、かつ表のり先の水深 (h_2) が侵入波高 (H) に対して十分に深く、 $h_2/H\geq 1.8$ の場合には、侵入波の特性、相対水深 h/L (h : 防波堤から (3~4) 波長以上沖合の水深), 直立部前面の捨石堤天端幅 (B) などに関係なく、防波堤前面には常に重複波を生ずる。したがってこのような捨石堤が非常に低い混成堤は波圧に関しては直立防波堤と同じに考えて重複波圧によって設計して差し支えない^{(4), (5), (6), (7)}。

(2) 低基混成堤

基礎捨石堤の高さが (1) の場合よりはやや高く、 $0.40\leq h_1/h_2<0.75$ の場合には、直立部前面の捨石堤の天端幅 (B) および侵入する波の特性によって、直立部前面における波の形状は著しく異なり、したがって波圧強度およびその鉛直分布も広い範囲に変化する。すなわち h_1/h_2 の値が 0.40 に近い場合、すなわち高基混成堤に近い場合で、 B が比較的小さい場合には、波形勾配が大きい波が衝突すると、高基混成堤における A 型分布に近い分布および強度を示し、 h_1/h_2 が 0.75 に近い場合は、重複波に非常に近い波圧を生ずる。

図-5~8 に h_1/h_2 , B/h_2 , h_2/H および h/L の値によって砕波と重複波が生ずる限界を示す。 h_2/H = 一定曲線の下側が重複波, 上側が砕波が生ずる範囲を示す。

$0.40\leq h_1/h_2<0.75$ である低基混成堤においては、 B/h_2 , h_2/H および h/L によって波圧強度は大きく変化するが、 p_{max} はほとんどの場合においてほぼ静水面に起こる。 $p_{max}/w_0H=\alpha$ の値は h_1/h_2 が小さくなると大

図-5

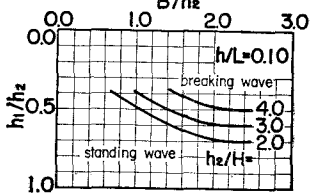


図-7

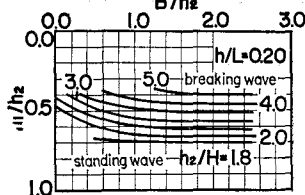


図-15 低基混成堤における最大同時圧力の鉛直分布

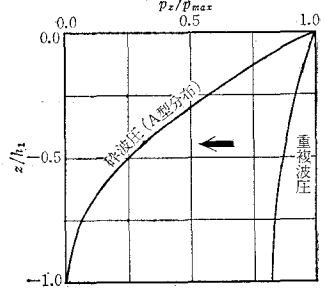


図-6

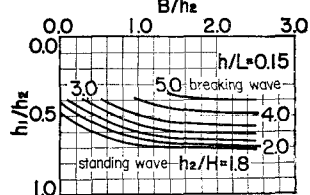


図-8

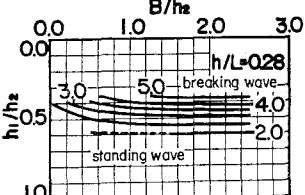
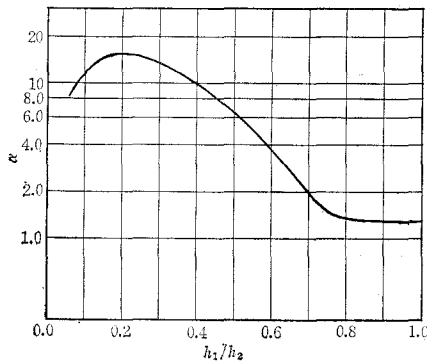


図-9 α と h_1/h_2 との関係

(ただし $h_2/H \geq 1.8$, $B/h_2 = 0 \sim 2.5$)



きくなり、この値が 0.75 に近くなると 1~1.3 に近づく。いま高基混成堤 ($h_1/h_2 < 0.40$) の場合も含めて α の値と h_1/h_2 との関係を示すと 図-9 のごとくである。ただし $h_2/H \geq 1.8$, $B/h_2 = 0 \sim 2.5$ の場合である。

つぎに α の値を h_1/h_2 , B/h_2 および h_2/H の値によ

(3) 低基混成堤に働く砕波の最大同時圧力式

すでに記したごとく低基混成堤においては直立部に働く最大波圧 p_{max} は、大部分の場合に静水面が静水面のわずかに下部または上部に起こる。 p_{max} と同時に働く最大同時圧力の鉛直分布は、 h_1/h_2 が 0.75 に近い場合には重複波圧の分布に近く、 h_1/h_2 が小さくなるにつれて、高基混成堤における A 型分布に近くなる。図-15 はこの関係を示す。

a) 静水面以下の分布

静水面から $-z$ なる点における最大同時波圧強度を p_z で表わすと、 p_z は次式で表わされる。

$$\frac{p_z}{p_{max}} = \frac{\cosh \beta \left(1 + \frac{z}{h_1}\right)}{\cosh \beta} \dots\dots\dots (2)$$

β の値は相対水深 h/L の値にはほとんど関係なく、図-16 で示すように主として α の値によって変わり、次式で表わされる。

$$\beta = \sqrt{6.0\alpha + 26.0} - 5.0 \dots\dots\dots (3)$$

ただし $1.0 \leq d < 5.0$

図-10 α の値

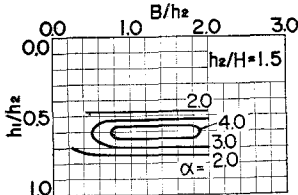


図-12 α の値

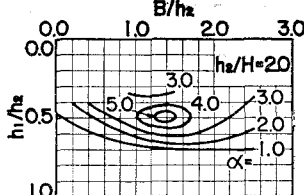


図-11 α の値

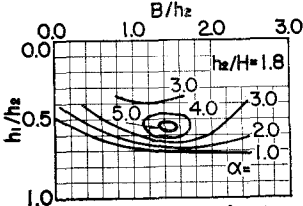


図-13 α の値

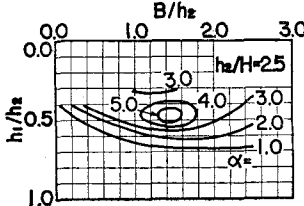


図-14 α の値

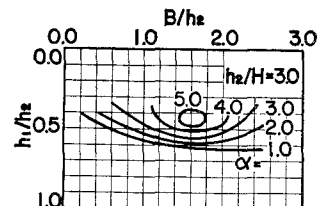


図-16 β と α の関係

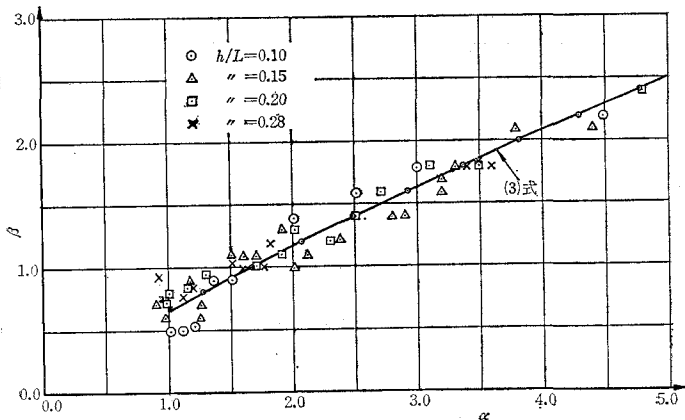


表-3 r の 値

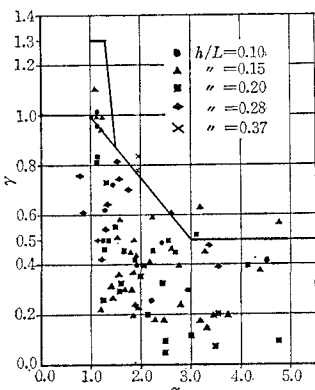
$h/L \leq 0.135$		$0.135 < h/L \leq 0.35$	
$\alpha \leq 1.3$	$r = 1.3$	$\alpha \leq 1.0$	$r = 1.0$
$1.3 < \alpha \leq 1.5$	$r = -2.13\alpha + 4.06$	$1.0 < \alpha \leq 3.0$	$r = 0.25\alpha + 1.25$
$1.5 < \alpha \leq 3.0$	$r = -0.25\alpha + 1.25$	$3.0 < \alpha$	$r = 0.50$
$3.0 < \alpha$	$r = 0.50$		

b) 静水面以上の分布

高基混成堤のA型分布における静水面上のはいり係数 $r = H_c/H$ (H_c : 静水面上のはいり高さ) は0.5である。また重複波圧における $r = 1.0 \sim 1.3$ である^{9), 8)}。

したがって低基混成堤に働く碎波の最大同時圧力における r の値は α と h/L の値によって0.5~1.3に変化する。種々な h/L の値における r の値を示すと図-17のごとくで、これらの実験値のほぼ上限を示すと表-3のようになる。

図-17 r と α の関係



多数の実験の結果によると、静水面から上の最大同時圧力の分布はほぼ、静水面で $p_{\max} = \alpha w_0 H$ 、静水面から上方 $H_c = rH$ で $p_z = 0$ であるような三角形分布をなす。

c) 最大同時圧力の合力

低基混成堤の直立部に働く最大同時圧力の合力 P は次式から求まる。

$$P = \int_{-H_1}^0 p_z \cdot dz + \frac{1}{2} p_{\max} \cdot H_c$$

$$= \alpha w_0 H \left(h_1 \frac{\tanh \beta}{\beta} + \frac{1}{2} r H \right) \dots \dots \dots (4)$$

d) 最大同時波圧の求め方

実際に混成防波堤の設計を行なう場合には、

(i) 防波堤を築造する場所の水深(設計潮位に対する)、防波堤の形および設計波浪より、 h_1/h_2 、 B/h_2 、 h_2/H および h/L の値を求め、図-5~8より、直立部前面に碎波を生ずるか、重複波を生ずるかを確かめる。

(ii) 碎波を生ずる場合には、図-10~14より α の値、 $h_2/H = 1.5 \sim 3.0$ の間で図-10~14にない場合は、 h_2/H の値をはさむ2つの図表から内挿して求める。

(iii) つぎに式(3)より β の値を、表-3より r の値を求める。

図-18 実験値と実験式による計算値との比較

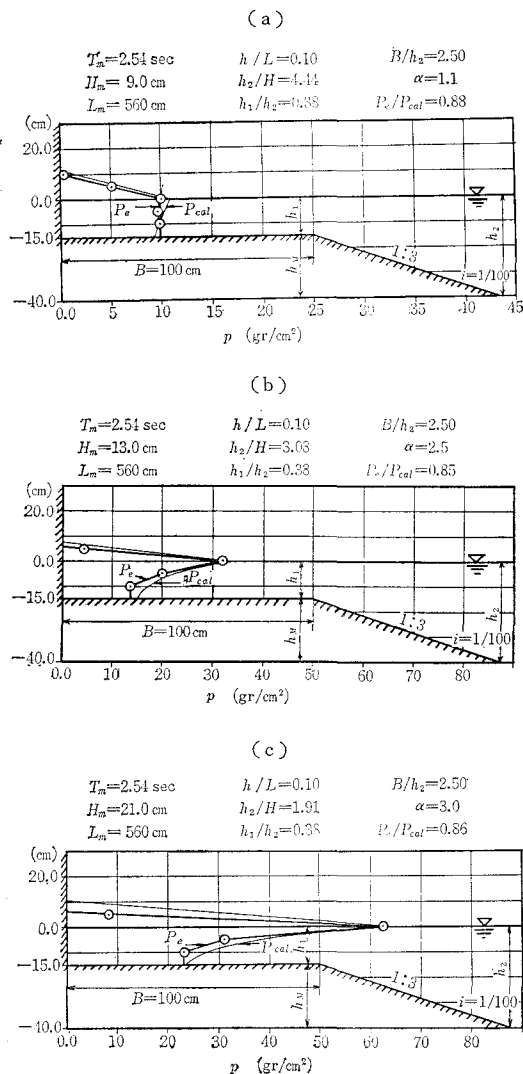


図-19 実験値と実験式による計算値との比較

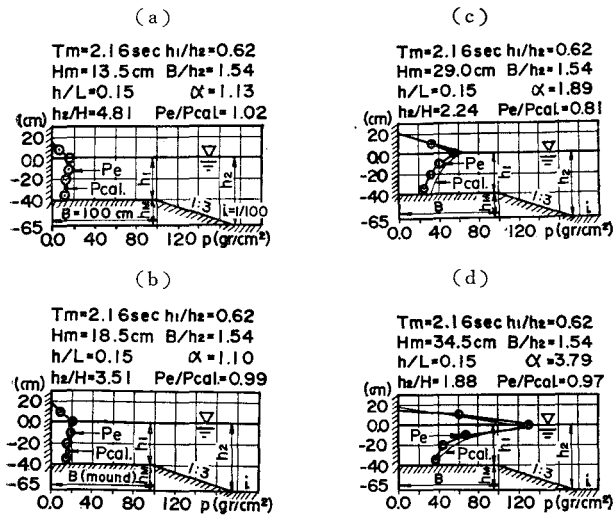
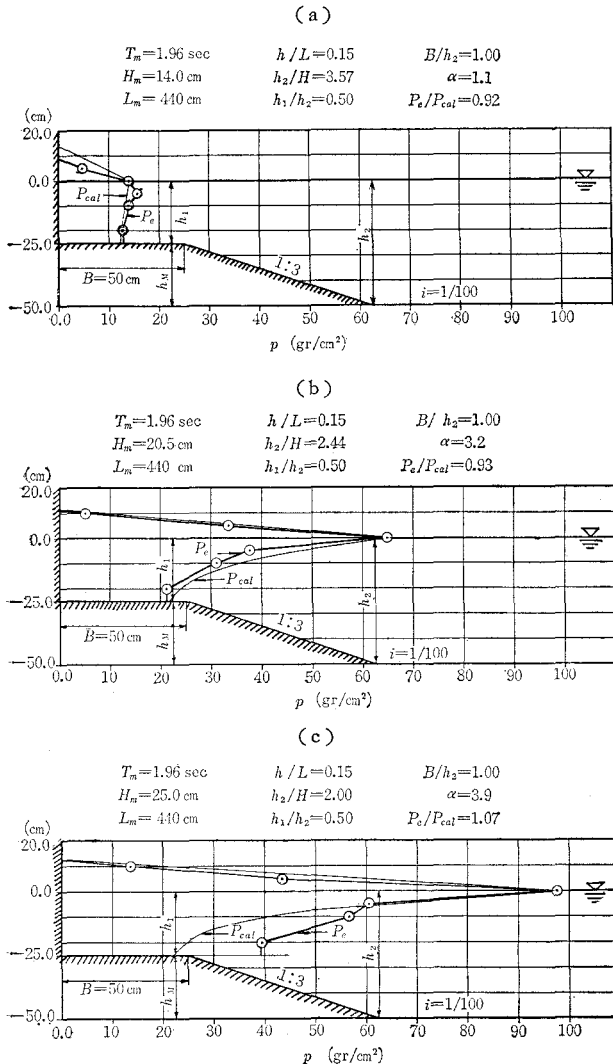


図-20 実験値と実験式による計算値との比較



(iv) 以上より静水面以下および以上の最大同時波圧の分布が求まる。また式(4)から最大同時圧力の合力が求まる。

(v) 直立部前面に重複波を生ずる場合には、相対水深 h/L および波形勾配 H/L の値によって、式(A)、式(A')あるいは式(B)を用いて最大同時圧力を求める^{6), 7), 8)}。

e) 実験値と実験式による計算値との比較

以上に記した実験式による最大同時圧力の強度、その分布および合力を実験値と比較した場合の例を示すと図-18~21(a), (b), (c), (d)のごとくである。これらの図はそれぞれ、 $h/L=0.10$, $h_1/h_2=0.38$ および $B/h_2=2.50$; $h/L=0.15$, $h_1/h_2=0.62$ および $B/h_2=1.54$; $h/L=0.15$, $h_1/h_2=0.50$ および $B/h_2=1.00$; $h/L=0.28$, $h_1/h_2=0.38$ および $B/h_2=0.63$ を一定にして(a)図から(d)図に波高 H を増した場合は実験結果を示し、(a)および(b)図は重複波あるいはほとんど重複波と見なしうる場合、(c)および(d)図は碎波の場合である。これらの重複波と碎波の区別はすでに記したように図-5~8から行なった。

図-18~21によると、実験式による計算値はかなり良く実験値に合っている。波圧合力の比 P_e/P_{cal} (P_e : 実験値, P_{cal} : 計算値) は $0.81 \sim 1.07$ である。他の多くの例においてもほとんどの場合に $P_e/P_{cal}=0.85 \sim 1.0$ で、この比が1以上になる場合はきわめてまれであった。したがってここに提案した実験式は低基混成堤に働く碎波の最大同時圧力を求める実用式として適当であろうと考える。

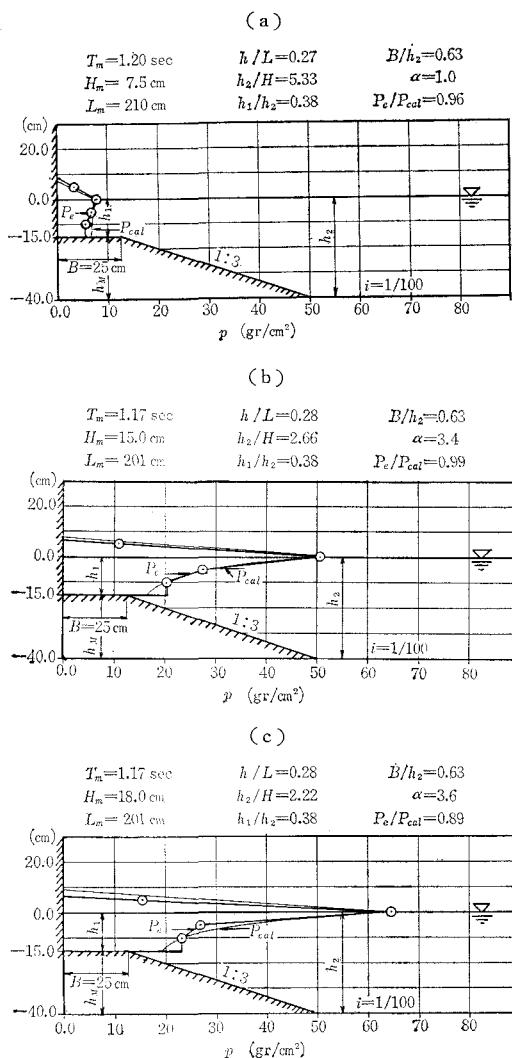
f) 実測値と実験式による計算値との比較

低基混成堤についての波圧の実測値は現在までのところではきわめて少なく、ただ羽根港における実測資料が手許にあるのみである^{9), 10)}。

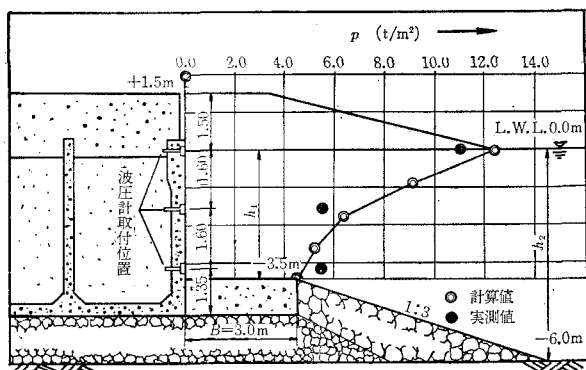
この資料の中からほぼ最大同時圧力と考えられるものの中の最大のものを選んで計算値と比較した。図-22は防波堤断面と測定された波圧(3点)を示す。この波圧測定時の周期は $T \approx 7 \sim 8 \text{ sec}$ で、波高は $H=2 \sim 4.5 \text{ m}$ であって、 $p_{\max}=11 \text{ t/m}^2$ のときの周期は $T=7.3 \text{ sec}$ であった。一般に暴風時にはかなりの潮位の上昇があると考えられるが、測定時の潮位が明記されていないので、潮位上昇を考えず、潮位を D.L. $\pm 0 \text{ m}$ の場合と、D.L. $+0.60 \text{ m}$ の場合について計算を行なった(日本海は干満の差が小さいので、潮位の影響は非常に小さい)。

D.L. $\pm 0 \text{ m}$ の場合には、沖水深 $h=7.0 \text{ m}$ にとると、 $T=7.3 \text{ sec}$ の波長 $L=55 \text{ m}$, $h/L \approx 0.13$ 。

図—21 実験値と実験式による計算値との比較



図—22 羽幌港防波堤における波圧測定値



$h_1/h_2=3.5/6.0=0.58$ であるから低基混成堤である。

$B/h_2=3.0/6.0=0.50$, いま $H=4.0 \text{ m}$ と 4.5 m の場合について計算すると, $h_2/H=1.50$ および 1.33 . $H_{\max}=4.5 \text{ m}$ と推定されているが, その場合は $D.L.+0.5$

$\sim 0.6 \text{ m}$ 程度の潮位を考えるべきであろう。 $D.L.\pm 0 \text{ m}$ の潮位では $H=4.5 \text{ m}$ の波は防波堤に衝突する前に砕けてしまうであろう。

$$h_2/H=6.6/4.5=1.46 \approx 1.5, \quad h_1/h_2=4.1/6.6=0.62$$

$$B/h_2=0.46, \quad h/L=7.6/57=0.133$$

図—10 より $D.L.\pm 0 \text{ m}$, $H=4 \text{ m}$ の場合および $D.L.+0.60 \text{ m}$, $H=4.5 \text{ m}$ の場合とも $\alpha=3.0$ である。ゆえに $\beta=1.63$, 表—3 より $r=0.50$, これらの α, β および r の値を用いて最大同時圧力の分布を示すと図—22のごとくで, 波圧合力 $P=36.2 \text{ t/m}$ である。静水面以上の波圧の実測値はないが, 静水面および静水面以下の波圧の強度および分布については, 計算値は実測値に近い値を与えている。計算した $p_{\max}$ は 12.4 t/m^2 および 13.9 t/m^2 である。この防波堤の設計者はこの防波堤に働く最大波圧 $p_{\max} \approx 14 \sim 15 \text{ t/m}^2$ と推定しているが, この値は妥当であると考えられる。

(4) 越波が波圧におよぼす影響

高基混成堤においては, 一般に越波が著しくなるにつれて $p_{\max}$ が起こる場所が高くなり, $p_{\max}$ の値は小さくなり, 波圧強度は直立部の天端から基部までしだいに一樣になる傾向が見られた。また周期が短い波においては越波量が多くなるにつれて, 最大同時圧力の合力は減少した。

低基混成堤においても, 高基混成堤におけるほぼ同様の傾向があり, $p_{\max}$ が起こる場所は越波すると静水面より上方に移り, 直立部下部の波圧強度が増す。周期が短い波の場合には一般に最大同時圧力の合力は越波の増大とともに減少するが, 周期が長い波の場合には, 越波によっても必ずしも最大同時圧力の合力が減少するとは限らない。この問題について今後多くの実験を行なって検討する予定である。

参考文献

- 永井：防波堤に働く碎波の圧力に関する研究, 土木学会論文集, 第 65 号, 別冊 (3-3), 昭和 34.12.
- Nagai, S.: "SHOCK PRESSURES EXERTED BY BREAKING WAVES ON BREAKWATERS", Journal of the Waterways and Harbors Div., ASCE., WW 2, June, 1960.
- 永井：「港湾工学」, 波の圧力の項参照。
- 永井莊七郎：浅海波および深海波の重複波の圧力式, 第 12 回海岸工学講演会講演集 (1965), 永井：不規則な重複波の圧力に関する研究, 第 13 回海岸工学講演集 (1966)。
- 永井莊七郎：波圧論, 水工学シリーズ 66-18, 1966 年 8 月, 土木学会水理委員会。
- Nagai, S.: PRESSURES OF STANDING WAVES ON A VERTICAL WALL, Journal of the Waterways and Harbors Div., ASCE, Vol. 94, No. WW 3, Aug. 1968.
- Nagai, S.: PRESSURES OF PARTIAL STANDING WAVES ON VERTICAL WALLS, Journal of the Waterways and Harbors Div., ASCE, 1968.
- 永井莊七郎：水理学 (改訂版, 昭和 42 年) 400-19 頁。
- 北海道開発局：第 5 回波浪分科会報告資料, 昭和 33 年 6 月。
- 栗林, 宇田居, 村木, 高橋, 石田：防波堤に働く波圧について (第 1 報), 第 5 回海岸工学講演集, 昭和 33 年 11 月 (1958)。