

海岸堤防に作用する砕波後の波圧

富 永 正 照*・九 津 見 生 哲*

1. ま え が き

海岸堤防の構造設計を行なうためには、おもな外力である波圧について十分に知る必要がある。波圧は堤防の設置水深と波高との関係により、重複波圧と砕波圧とに分けて取扱われる。重複波については、理論的にほぼ解明されており、その結果は実験値ともよく一致するのであまり問題はない。砕波圧は砕波現象を含むので、一般に理論的取扱いは困難であり、これまでも主として実験的な研究がなされてきた。特に、砕波衝撃圧の問題は、港湾の防波堤において非常に重要なので、かなり以前から多くの人々により研究が進められ、その機構もしだいに明らかになりつつある。

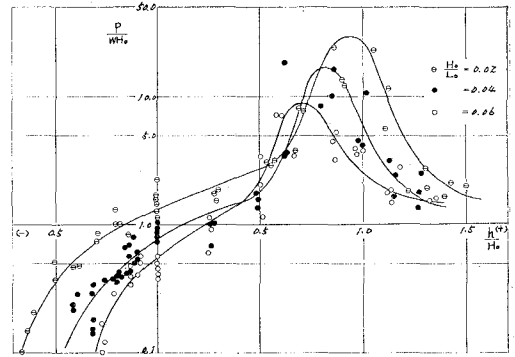
海岸堤防は通常比較的水深の浅いところ、または、汀線より陸側につくられることが多いので、波は砕けてから堤防に衝突する。このような砕波圧については、これまでに若干の研究が行なわれ、算定公式が発表されているが、なお、適用条件が限られているように思われる。

土木研究所では、堤防の構造設計に資するため、波圧について広範な実験的研究を行なってきたが、ここでは砕波圧（以下の報告では、砕波衝撃圧を除いた砕波後の波圧の意味で使用する）を取り上げ、その一般的な推定法について検討した結果を述べる。

また、従来、経験的に設計されてきた表のり被覆工の安全性を簡単なモデルを用いた計算により検討したので、その結果もあわせて報告する。

2. 模型実験による波圧の測定

波圧の測定実験には、長さ 110 m、幅 1.5 m、深さ 2.5 m の造波水路を用いた。この水路の一端に、勾配 1/10 の斜面をつくり、その上に、鉛直、5 分、1 割、2 割の堤防を設置した。鉛直堤はモルタル製で、その他は木製である。これらの堤防ののり面上に 7 個の波圧計を取付けて波圧を測定した。波圧計はストレインゲージ型のもを用いた。容量は 1000, 500, 100 g/cm² の 3 種で、精度は 2% である。応答周波数は 600~800 c/sec で十分に高いが、オシログラフのガルバノメーターの応答周波数が 200~600 c/sec なので、結局、この程度の周波数現象まで精度よく記録されていることになる。



図一 鉛直堤に作用する波圧

実験条件は波高約 30 cm、周期 1.8~3.1 sec、堤防の設置水深 -20 cm（陸上）~40 cm である。

図一は鉛直堤防ののり面上 7 個所で測定した波圧のうち、最大値と設置水深との関係を波形勾配をパラメーターとして示したものである。

h/H_0 が 1.2~1.4 程度までは、波圧は重複波圧より多少大きい程度であるが、 h/H_0 が 1.1~0.6 の範囲では、砕波衝撃圧が生じ、その最大値は沖波波高の数十倍に達する。 h/H_0 が 0.5 以下になると波圧は急激に小さくなり、砕波圧の領域に入る。

3. 砕波圧の推定

(1) 鉛 直 堤

砕波圧の発生領域では、波は砕けて段波状となって壁面に当り、その圧力は流速水頭のオーダーと考えられている。したがって、堤防前面の流速が求められれば、壁面上の波圧の最大値を推定することができよう。

砕波領域では、波頂部付近の流速はほぼ波速に等しく、波速は水底から波頂までの高さによって与えられる。そこで、まず、砕波領域および汀線より陸側において、水底から波頂までの高さをしらべてみる。

砕波帯中における波頂高は水深の 1.6 倍程度と見積られているが、水深が小さくなると、wave set-up の影響がでてくるので、その補正をする必要がある。wave set-up の定量的な推定はある程度可能であるが¹⁾、1.6 倍という数字が近似的なものであるため、ここでは、汀線における波頂高を実験的に求め、これを考慮して、砕波帯における波頂高を次のようにおくことにする。

*正会員 建設省土木研究所 河川部海岸研究室

$$\eta = \eta_0 + 1.6h \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 η ：砕波帯における水底からの波頂高

η_0 ：汀線における水底からの波頂高

h ：堤防の設置水深

表-1 は式(1)の精度を検討したもので、汀線における波頂高(実験値)から、式(1)を用いて η_1 を計算し、実験値と比較した結果の一例を示したものである。ま

表-1 波頂高の実験値と計算値と比較

a) 海底勾配 1/10

$H_0 = 19.2 \text{ cm}$, $T = 3.4 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.0106$

h/H_0	実験値 η (cm)	計 算 値		η/η_1	η/η_2
		η_1 (cm)	η_2 (cm)		
0	12.2	12.2	12.2		
0.26	18.4	20.2	18.9	0.91	0.97
0.52	28.6	28.2	25.6	1.01	1.12
0.78	31.9	36.2	32.3	0.88	0.99
1.04	39.3	44.2	39.0	0.89	1.01
1.30	48.9	52.2	45.7	0.94	1.07
平均				0.926	1.03

b) 海底勾配 1/30

$H_0 = 11.0 \text{ cm}$, $T = 2.08 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.016$

h/H_0	実験値 η (cm)	計 算 値		η/η_1	η/η_2
		η_1 (cm)	η_2 (cm)		
0	2.66	2.66	2.66		
0.18	5.30	5.86	5.70	0.90	0.93
0.36	7.54	9.06	8.90	0.83	0.85
0.55	10.4	12.3	12.0	0.85	0.87
0.73	13.7	15.5	15.2	0.88	0.90
0.91	16.1	18.7	18.3	0.86	0.88
平均				0.864	0.89

た、この表には、砕波点における波頂高を求め、汀線における波頂高まで直線的に変化するものとして、各位置における波頂高(η_2)を求めた結果も入れてある。なお、砕波点における波頂高は Hyperbolic wave の理論²⁾を用いて計算した。

この表によると、 η_2 のほうが実験値に近い。特に、海底勾配 1/10 の場合はほぼ一致している。一方、 η_1 は一般的に実験値より大きく、1/10 勾配の場合は約 5~15%、1/30 勾配の場合は 15~25% の差が認められた。しかし、2 個所の波頂高を求めて比例配分することは手間もかかるし、また、 η_1 と実験値との差はあまり大きくないので、以下の計算には式(1)を用いることにする。

次に、汀線より陸側の遡上水脈の厚さをしらべてみると、水面曲線は上に凹の形で、汀線における波頂高と遡上高を結んだ線よりやや下にあるが、ここでは近似的に上記の直線で代表させることにする。

汀線における波頂高および波の遡上高は、波形勾配と海底勾配の関数になると思われる。Hunt³⁾は波の遡上高を次のように表わした。

$$\frac{R}{H_0} = C_p \tan \beta (H_0/L_0)^{-1/2} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 R ：静水面上の遡上高

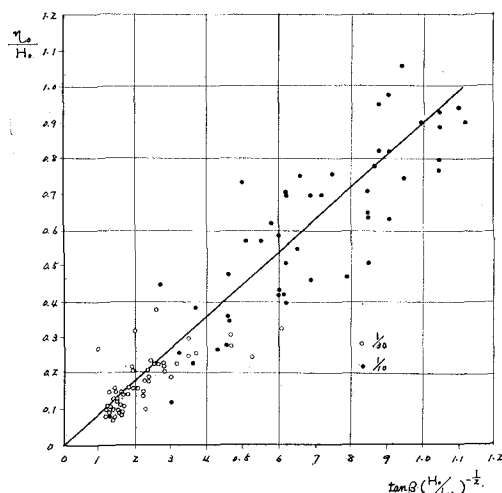


図-2 汀線における波頂高

H_0 ：沖波の波高

C_p ：海浜の透過性による係数

β ：海底が水平面となす角

L_0 ：沖波の波長

汀線における波頂高の実験値をこの形で整理してみると、図-2 のようになる。この図をみると、異なった海底勾配の実験値がほぼ 1 本の線にまとまり、式(2)のような表示が汀線における波頂高についても適切であることがわかる。実験値にかなりのばらつきはあるが、平均的な実験式を求めると次のようになる。

$$\frac{\eta_0}{H_0} = 0.9 \tan \beta (H_0/L_0)^{-1/2} \dots\dots\dots(3)$$

波のそ上高についても同様に調べたところ、式(2)において $C_p = 1$ とした場合に実験値とよく一致することがわかった。

砕波圧の最大値を

$$\frac{p}{w} = \alpha \frac{u^2}{2g} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 p ：のり面上の最大波圧

w ：海水の単位体積重量

α ：実験により決まる係数

u ：流速

g ：重力の加速度

とおけるとすれば、以上の資料から堤防の設置位置における波頂高が計算されるので、波速が波頂高の平方根に比例し、さらに、流速は波速に比例するものとしてと砕波圧が計算される。

汀線より海側においては、 C を波速とし、

$C = \sqrt{g(\eta_0 + 1.6h)}$ で与えられるものとすれば、

$$\frac{p}{w} = \alpha \cdot \frac{\eta_0 + 1.6h}{2} \dots\dots\dots(5)$$

これに式(3)を代入すると、最大波圧は次式で与えられる。

$$\frac{p}{w} = \alpha \{0.45(H_0 L_0)^{1/2} \tan \beta + 0.8h\} \dots\dots(6)$$

また、汀線より陸側においては、汀線より水平距離 x の位置における波頂高は次式で与えられる。

$$\eta = 0.9 \tan \beta \{H_0 L_0\}^{1/2} - x \dots\dots\dots(7)$$

波速を $\sqrt{g\eta}$ と仮定すると、式 (4) は次のようになる。

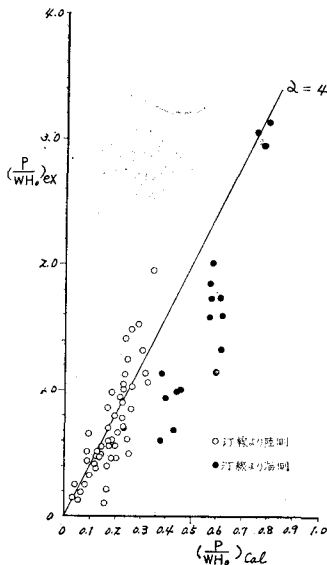
$$\frac{p}{w} = \alpha \cdot 0.45 \tan \beta \{(H_0 L_0)^{1/2} - x\} \dots\dots\dots(8)$$

図—3 は 1/10 勾配の場合について、 p/wH_0 の実験値と

汀線より海側では、 $0.45 \tan \beta \{(H_0/L_0)^{-1/2} + 0.8h/H_0\}$

汀線より陸側では、 $0.45 \tan \beta \{(H_0/L_0)^{-1/2} - x/H_0\}$

の値を比較したものである。汀線より陸側では $\alpha=4$ 程度の値であるが、海側ではこの値はやや過大である。



図—3 砕波圧の実験値と計算値との比較

福井・中村・白石・佐々木⁴⁾によると、段波の波速は次式で得られる。

$$C = \sqrt{\frac{g\eta(\eta+h)}{2\{\eta-f(\eta-h)\}}} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 f ：流速分布と底面摩擦により決まる係数
実験によると、 f の値は、 h/η が 0.3 より大きい領域ではほぼ 1 に近く、 h/η が 0.3 より小さくなるとしだいに減少し、 $h/\eta=0$ で f はほぼ 0.8 となる。

汀線より海側の領域では大部分 $f=1$ となるので、

$$C = \sqrt{\frac{g\eta}{2h}(\eta+h)} \dots\dots\dots(10)$$

式(10)において、 $\eta=1.6h$ と仮定すると、 $C=\sqrt{1.3g\eta}$ となる。

一方、汀線より陸側では、 $f=0.8$ とすると、

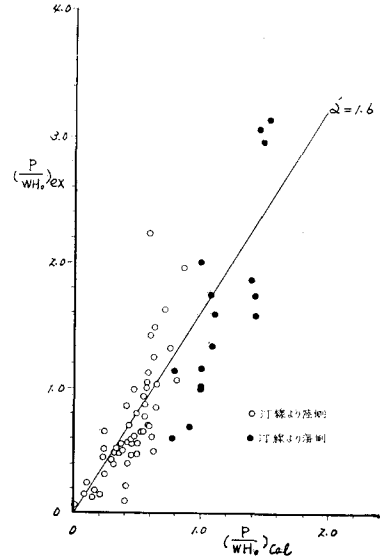
$$C = \sqrt{2.5g\eta} \dots\dots\dots(11)$$

となる。

したがって、段波の波速は $\sqrt{g\eta}$ に比例するが、その比

例定数は一定ではなく、水深の大きい場合はほぼ $\sqrt{1.3}$ 、水深が浅くなるとしだいに大きくなり、水深が 0 になると約 $\sqrt{2.5}$ となる。

そこで、汀線より海側の場合は、波速を式 (10) で、汀線より陸側の場合は、波速が式 (11) で表わされるものとして、前と同様に波圧を計算し、実験値と比較すると図—4 のようになる。



図—4 砕波圧の実験値と計算値との比較
(波速として式 (10), (11) を使用した場合)

図—3 と図—4 とを比較すると、図—4 のほうがまとまりがよく、波速としては、式 (10), (11) を用いるのが妥当のようである。図—4 から α' を求めると 1.6 になる。汀線より陸側の場合は、結果的には、 $\alpha=2.5 \times 1.6=4$ で 図—3 の場合と一致する。しかし、汀線より海側の場合は先に求めた式 (6) に比較すると ($\alpha=4$ とする)、計算波圧は 20~30% 小さい。

したがって、 h/η の値により α を変えることが必要になるが、実用的には α の値を変えることは不便であり、また、ある程度水深のある場合は、条件の多少の変動により波圧が相当に変化するので、ここでは、 $h/H_0 < 0.5$ の全領域について、 $\alpha=4$ をとることとする。

砕波圧の推算法としては、本間・堀川・長谷の方法⁵⁾、および、アメリカの B.E.B. の方法⁶⁾ がある。本間・堀川・長谷公式は、ある程度水深のある場合に使用されるもので最大波圧は次式で与えられる。

$$p = 2.8wh \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 p ：最大波圧(静水面において作用する)

h ：堤防の設置水深

w ：海水の単位体積重量

また、B.E.B. 公式は主として堤防が汀線より陸側にある場合に用いられる。最大波圧は次式で与えられる。

$$p=0.5wh_b\left(1-\frac{X_1}{X_2}\right)^2+0.7wH_b\left(1-\frac{X_1}{X_2}\right)$$

.....(13)

ここに、 h_b : 碎波水深
 H_b : 碎波波高
 X_1 : 汀線から堤防までの距離
 X_2 : $2H_b \cos \theta$, 汀線から仮想打ち上げ限界
までの水平距離, θ は海底が水平面とな
す角

図-5 は 1/10 勾配の場合の実験値と式 (6) および式

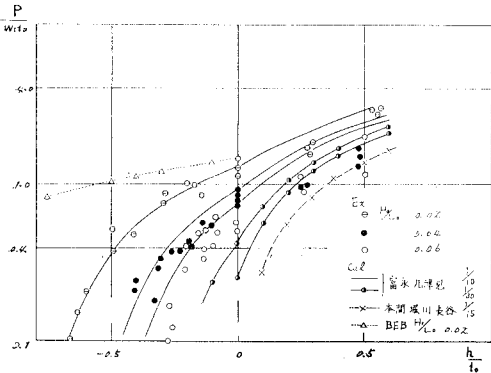


図-5 既存公式との比較

(8) による計算値, 本間・堀川・長谷川公式, B.E.B. 公
式による計算値を比較したものである。

これによると, B.E.B. 公式は過大な値を与えること
がわかる。一方, 本間・堀川・長谷川公式による計算値は
実験値より小さい。この公式は海底勾配 1/15 の実験値
をもとにつくられているので, 1/10 勾配の実験値より小
さいのは当然であるが, 全般的にやや過小のようである
。また, 波圧は設置水深により決まるので, 汀線付近
になると実験値との差が著しくなる。

先にのべたように, 式 (6) の計算値は若干過大である
が, 式 (8) の計算値はほぼ満足すべきものと考えられ
る。

碎波圧の波圧分布は, 実験によると, 堤防が陸上部に
ある場合は, のり先で最大となる三角形分布, 汀線より
海側にある場合は, のり先からある高さまでは近似的に
一様分布で, それより上は直線的に減少する台形分布と
なる。

台形分布については, 一様部の高さが問題である。図
-6 によれば, 一様部の高さは設置水深より大きく,
1.3~1.5 h 程度であるが, ここでは便宜的に, 一様部
の高さ r を次式で与えることにする。

$$r=1.4h$$
(14)

波圧が 0 となる位置は, 波が打ち上がる高さになると
思われる。碎波領域における鉛直堤の打ち上げ高は近似
的に次式で得られる⁷⁾。

$$R=2.5h$$
(15)

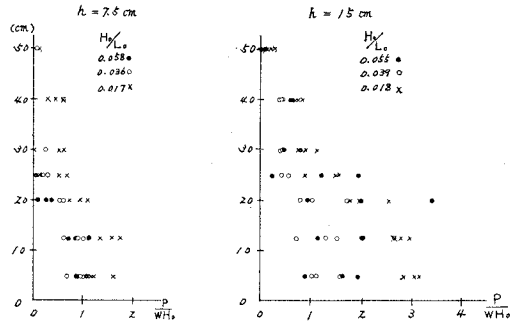


図-6 碎波圧の鉛直分布

ここに, R : 静水面上の打ち上げ高
 h : 堤防の設置水深, h が小さい場合は wave
set-up の影響を考慮する。

式 (15) は海底勾配が比較的小さい場合に成立するもの
で, 海底勾配が 1/10 の場合は, やや小さな値を与える
ことになるが, それでも実験値と比較してみると, 波圧
を 0 とする位置としては高すぎるので, ここでは, 係数
として 2 をとることにする。

表-2 うちあげ高と波頂高との関係

(a) 堤防を汀線においた場合

海底勾配	H_0/L_0	η_0/H_0	R/H_0	R/η_0
1/5*	0.01	1.80	2.7	1.5
	2	1.27	2.3	1.8
	3	1.04	2.05	1.97
	4	0.90	1.8	2.0
	5	0.80	1.5	1.87
				平均 1.82
1/10**	0.91	0.90	1.45	1.60
	2	0.64	1.15	1.82
	3	0.52	0.95	1.82
	4	0.45	0.80	1.78
				平均 1.75
1/20	0.01	0.45	0.80	1.78
	2	0.32	0.53	1.66
	3	0.26	0.42	1.62
	4	0.23	0.35	1.55
	5	0.21	0.31	1.51
				平均 1.62

* 細井・三井の打ち上げ高の実験値による (堤防勾配 1:1.5)

**堤防のり勾配 1:0.5

(b) 堤防を汀線より陸側においた場合

No.	H_0 (cm)	L_0 (cm)	a (cm)	η_{ex} (cm)	R (cm)	η_{cal} (cm)	η_{ex}/η_{cal}	R/η_{cal}
3	11.8	206	10	2.85	5.63	3.54	0.81	1.59
4	12.1	199		2.75	5.71	3.52	0.78	1.62
7	10.1	276		2.94	6.96	3.87	0.76	1.80
8	10.8	256		3.03	6.60	3.83	0.79	1.72
11	8.4	365		3.21	7.15	4.08	0.79	1.75
12	10.7	319		3.28	8.03	4.46	0.74	1.80
15	10.2	365		3.48	7.50	4.60	0.76	1.63
16	11.2	333		3.98	7.86	4.60	0.87	1.71
19	12.4	399		3.95	9.46	5.43	0.73	1.74
20	12.1	399		3.85	10.9	5.35	0.72	2.02
						平均	0.78	1.74

a : 汀線から堤防までの距離, 海底勾配 1/10

堤防が汀線より海側の場合は、水深が波頂高の 1/1.6 とすれば、

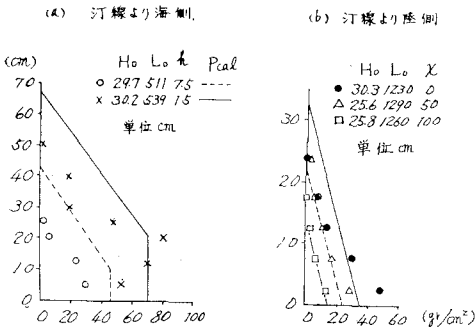
$$R_0 = 3.0 \{h + 0.56(H_0 L_0)^{1/2} \tan \beta\} \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 R_0 ：堤防ののり先からはかった打ち上げ高

一方、汀線より陸側の場合は、打ち上げ高⁹⁾と波頂高の比を調べてみると、表—2 のようになる。これによると、波頂高を式 (7) から求める限り、両者の比は 1.5～1.8 の範囲にある。汀線において式 (16) に一致するように係数を決めると、1.89 となり上述の値よりやや大きくなるが、この値を採用して打ち上げ高の式を求めると、

$$R_0 = 1.7 \tan \beta \{ (H_0 L_0)^{1/2} - x \} \dots\dots\dots (17)$$

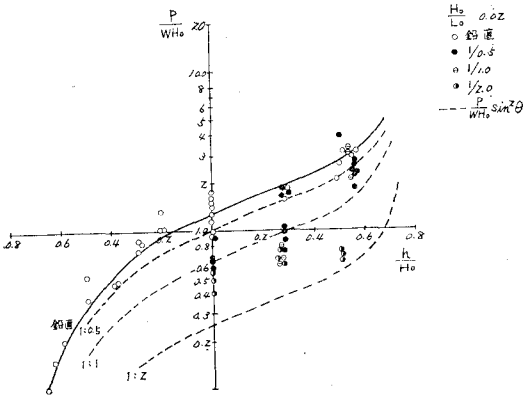
以上のようにして求めた波圧分布と実験波圧分布とを比較すると図—7 のようになる。



図—7 計算波圧分布と実験値との比較

(2) 傾斜堤

一般に、傾斜堤に作用する碎波圧の最大値は、鉛直堤の最大波圧に $\sin^2 \theta$ (θ はのり面と水平面とのなす角) をかけることにより求められる。この計算値と実験値とを比較したものを図—8 に示す。これによると、のり勾配が 5 分と 1 割の場合は、両者はほぼ一致するが、2 割勾配の場合は、計算値が過小となるので、 $\sin^2 \theta$ の代りに、0.35 程度の係数をとるのが適当である。



図—8 のり勾配による最大波圧の変化

配が 5 分と 1 割の場合は、両者はほぼ一致するが、2 割勾配の場合は、計算値が過小となるので、 $\sin^2 \theta$ の代りに、0.35 程度の係数をとるのが適当である。

波圧分布については、実験結果によると鉛直堤とほぼ同じなので、汀線より海側については台形分布、岸側に

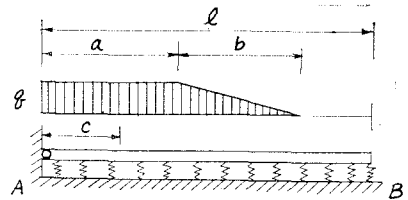
については三角形分布とする。一様部の高さ、打ち上げ高とも、1 割勾配程度までは、ほぼ鉛直堤に等しいと考えて差し支えない。2 割勾配の場合は、打ち上げ高は鉛直堤より若干小さくなるが、波返しに作用する圧力を考える場合などは、式 (16)、式 (17) をそのまま用いたほうがよいと考えられる。

4. 波圧により表のり被覆中に生ずる応力の検討

堤防の表のり被覆に、以上述べたような波圧が作用した場合、被覆中にどの程度の応力が生ずるか、また、実際の堤防の安全性はどの程度のものであるかなどについて検討してみる。

通常の堤防は、堤体を土砂でつくり、その上をコンクリートなどで被覆する。表のり被覆は、基礎工、堤体、天端工などで支持されており、力の伝達機構は単純なものではないと思われるが、ここでは、表のり被覆を一端ヒンジ、他端自由の弾性支持されたはりと考えて計算を進めることにする。

図—9 に示すように、台形分布の波圧が、弾性支持はりに作用する場合について考える。このような計算では次のような方法を用いる⁹⁾。



図—9 表のり被覆の計算モデル

(1) 無限に長いはりを考えて、与えられた波圧に対して、A 点と B 点とにおけるたわみとモーメントを求めると。

(2) (1) の状態において、A 点と B 点とに適当なモーメントとせん断力を作用させて、A 点におけるたわみとモーメントを 0 とし、B 点におけるモーメントとせん断力を 0 にする。

(3) 与えられた波圧と、A 点と B 点とにおけるモーメントおよびせん断力から、各点におけるたわみとモーメントを計算する。

(1) の状態における A 点のたわみ (y_A') とモーメント (M_A')、および B 点のモーメント (M_B') とせん断力 (Q_B') は次式で与えられる。

$$y_A' = \frac{q}{2k} + \frac{q}{4b\beta k} [\psi\{\beta(a+b)\} - \psi(\beta a)] \dots\dots\dots (18)$$

$$M_A' = \frac{q}{8b\beta^3} [\varphi(\beta a) - \varphi\{\beta(a+b)\}] \dots\dots\dots (19)$$

$$M_B' = \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta l) + \frac{q}{4b\beta^3} \times [\varphi\{\beta(l-a)\} - \varphi\{\beta(l-a-b)\}] \dots\dots(20)$$

$$Q_B' = \frac{q}{4\beta} \psi(\beta l) + \frac{q}{4b\beta^2} \times [\zeta\{\beta(l-a-b)\} - \zeta\{\beta(l-a)\}] \dots\dots(21)$$

ここに, k : 堤体の地盤係数 (t/m^3)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \dots\dots(22)$$

E : コンクリートの弾性係数

I : 断面2次モーメント

$$\varphi(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \dots\dots(23)$$

$$\psi(\beta x) = -e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \dots\dots(24)$$

$$\zeta(\beta x) = e^{-\beta x} \sin \beta x \dots\dots(25)$$

次に, 無限に長いはりにおいて, 波圧が作用せず, A点とB点に, M_A, Q_A, M_B, Q_B が作用したとき, A点におけるたわみ (y_A'') とモーメント (M_A''), および, B点におけるモーメント (M_B'') とせん断力 (Q_B'') は次式で表わされる。

$$y_A'' = \frac{Q_A \beta}{2k} + \frac{M_B \beta^2}{k} \zeta(\beta l) + \frac{Q_B \beta}{2k} \varphi(\beta l) \dots\dots(26)$$

$$M_A'' = \frac{M_A}{2} + \frac{Q_A}{4\beta} + \frac{M_B}{2} \theta(\beta l) + \frac{Q_B}{4\beta} \psi(\beta l) \dots\dots(27)$$

$$M_B'' = -\frac{M_A \beta}{2} + \frac{Q_A}{4\beta} + \frac{M_B}{2} \theta(\beta l) + \frac{Q_B}{4\beta} \psi(\beta l) \dots\dots(28)$$

$$Q_B'' = -\frac{M_A \beta}{2} \varphi(\beta l) - \frac{Q_A}{2} \theta(\beta l) + \frac{M_B \beta}{2} + \frac{Q_A}{2} \dots\dots(29)$$

$$\text{ここに, } \theta(\beta l) = e^{-\beta l} \cos \beta l \dots\dots(30)$$

$$y_A' + y_A'' = 0 \dots\dots(31)$$

$$M_A' + M_A'' = 0 \dots\dots(32)$$

$$M_B' + M_B'' = 0 \dots\dots(33)$$

$$Q_B' + Q_B'' = 0 \dots\dots(34)$$

とおくと, M_A, M_B, Q_A, Q_B に関する4元1次連立方程式が得られるので, これをとけば, M_A, M_B, Q_A, Q_B の値が計算される。

これらの値が得られれば, 次式によりはりの任意点(c)におけるたわみ (y_c) とモーメント (M_c) が計算される。

$$(1) \quad 0 \leq c \leq a$$

$$y_c = \frac{Q_A \beta}{2k} \varphi(\beta c) + \frac{M_A \beta^2}{k} \zeta(\beta c) + \frac{Q_B \beta}{2k} \varphi\{\beta(l-c)\} + \frac{M_B \beta^2}{k} \zeta\{\beta(l-c)\} + \frac{q}{2k} \{2 - \theta(\beta c)\} \dots\dots(35)$$

$$M_c = \frac{M_A}{2} \theta(\beta c) + \frac{M_B}{2} \theta\{\beta(l-c)\} + \frac{Q_A}{4\beta} \psi(\beta c) + \frac{Q_B}{4\beta} \psi\{\beta(l-c)\} + \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta c) + \frac{q}{8b\beta^3} [\varphi\{\beta(a-c)\} - \varphi\{\beta(a+b-c)\}] \dots\dots(36)$$

$$(2) \quad a \leq c \leq a+b$$

$$y_c = \frac{Q_A \beta}{2k} \varphi(\beta c) + \frac{M_A \beta^2}{k} \zeta(\beta c) + \frac{Q_B}{2k} \varphi\{\beta(l-c)\} + \frac{M_B \beta^2}{k} \zeta\{\beta(l-c)\} - \frac{q}{2k} \theta(\beta c) + \frac{q}{k} \cdot \frac{a+b-c}{b} + \frac{q}{4b\beta k} \times [\psi\{\beta(a+b-c)\} - \psi\{\beta(c-a)\}] \dots\dots(37)$$

$$M_c = \frac{M_A}{2} \theta(\beta c) + \frac{M_B}{2} \theta\{\beta(l-c)\} + \frac{Q_A}{4\beta} \psi(\beta c) + \frac{Q_B}{4\beta} \psi\{\beta(l-c)\} + \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta c) + \frac{q}{8b\beta^3} \times [\varphi\{\beta(c-a)\} - \varphi\{\beta(a+b-c)\}] \dots\dots(38)$$

$$(3) \quad a+b \leq c \leq l$$

$$y_c = \frac{Q_A \beta}{2k} \varphi(\beta c) + \frac{M_A \beta^2}{k} \zeta(\beta c) + \frac{Q_B \beta}{2k} \varphi\{\beta(l-c)\} + \frac{M_B \beta^2}{k} \zeta\{\beta(l-c)\} - \frac{q}{2k} \theta(\beta c) - \frac{q}{4b\beta k} [\psi\{\beta(c-a)\} - \psi\{\beta(c-a-b)\}] \dots\dots(39)$$

$$M_c = \frac{M_A}{2} \theta(\beta c) + \frac{M_B}{2} \theta\{\beta(l-c)\} + \frac{Q_A}{4\beta} \psi(\beta c) + \frac{Q_B}{4\beta} \psi\{\beta(l-c)\} + \frac{q}{4\beta^2} \zeta(\beta c) + \frac{q}{8b\beta^3} [\varphi\{\beta(c-a)\} - \varphi\{\beta(c-a-b)\}] \dots\dots(40)$$

以上の諸式を用いて, 一様部の波圧強度, 被覆厚, 堤体の地盤係数を種々変えて, たわみと曲げモーメントを計算し, さらに, 曲げモーメントから被覆中に生ずる応力を求めた。計算条件は表-3のとおりで, 計算結果を表-4に示す。

この結果によると, 地盤係数により応力はかなり異な

表-3 計算条件

No.	l (m)	a (m)	b (m)	q (t/m^2)	k (t/m^3)	E (t/m^2)	I (m^4)	d (m)
1	10	4.0	3.0	10	10^3	2.1×10^6	10^{-2}	0.5
2	10	4.0	3.0	10	5×10^3	2.1×10^6	10^{-2}	0.5
3	10	4.0	3.0	10	10^4	2.1×10^6	10^{-2}	0.5
4	10	4.0	3.0	10	10^3	2.1×10^6	3.5×10^{-2}	0.75
5	10	4.0	3.0	10	10^3	2.1×10^6	8.3×10^{-2}	1.0
6	10	4.0	3.0	10	10^3	2.1×10^6	2.8×10^{-1}	1.5
7	10	4.0	3.0	5	10^3	2.1×10^6	10^{-2}	0.5
8	10	4.0	3.0	2.5	10^3	2.1×10^6	10^{-2}	0.5

表-4 計算結果

No.	γ_m (mm)	M_m (t-m)	σ (kg/cm ²)
1	6.5	21.2	53.0
2	1.8	8.24	20.6
3	0.99	5.31	13.3
4	4.5	35.4	37.9
5	3.5	43.6	26.2
6	4.0	49.9	13.4
7	3.3	10.4	26.0
8	1.6	5.2	13.0

る。コンクリートの許容曲げ引張り応力を 10 kg/cm^2 とすると、 $k=1000 \text{ t/m}^3$ では $1\sim 2 \text{ t/m}^2$ の波圧に耐えうるのみである。 $k=5000 \text{ t/m}^3$ とすると、許容波圧は $4\sim 5 \text{ t/m}^2$ 、 $k=10000 \text{ t/m}^3$ とすると、 $7\sim 8 \text{ t/m}^2$ の波圧に耐えうることになる。 k の値は明瞭でないが、一般の海岸堤防の場合、 1 m^2 当り数トン程度の波圧は作用していると推定され、しかも、その程度の波圧では破壊していないようなので、 k の値は 5000 t/m^3 程度は期待できるのであろう。

被覆厚を厚くすると当然応力は小さくなるが、これは k の値が 10^3 t/m^3 の場合で、この値が大きくなると、この計算ほど厚さの効果は表われてこない。

また、ケース 1, 7, 8 を比較すると、応力はほぼ荷重の減少に比例して小さくなっていることがわかる。

被覆中にどの程度の応力が発生したら危険なのかよくわからないので、この程度の計算では不十分であるが、地盤係数、端部の条件、被覆工の長さ、波圧分布などを種々変えて計算すれば、設計上相当参考になる資料が得られるであろう。

5. 結 論

海岸堤防に作用する碎波圧の最大値、波圧分布などできるだけ簡単に求める実験公式を提案した。簡略化したため不備な面もあるが、かなり広範囲な条件に適用しうると考えられる。紙数の都合で、説明を省略した部分もあり、また、波返しに作用する波圧、汀線において海浜勾配が異なる場合の波圧などの推定法も省略したが、これらの細部については、土木研究所報告 142 号を参照されたい。また、被覆中の応力計算は現地調査、模型実験などで、その適用性をさらに検討する必要がある。

以上の研究結果を要約すると次のとおりである。

(1) 堤防の設置水深が h/H_0 にして 0.5 以下の場合に碎波圧が作用する。碎波圧は、堤防が汀線より海側にある場合は式 (6)、汀線より陸側にある場合は式 (8) で与えられる。この場合、 $\alpha=4$ とする。

(2) 碎波圧の鉛直分布は、汀線より海側では台形分布、汀線より陸側では三角形分布とする。台形分布の一樣部の高さは $1.4h$ とする。また、波圧が 0 となる高さは、台形分布の場合は式 (16)、三角形分布の場合は式 (17) で与えられる。

(3) 5 分～1 割の傾斜堤の最大碎波圧は、鉛直堤の最大波圧に $\sin^2 \theta$ をかけて求められるが、2 割勾配の場合は 0.35 程度の係数をかけるのが適当である。

(4) 表のり被覆を弾性支持されたはり(一端ヒンジ、一端自由)と仮定して、碎波圧が静的に作用する場合について被覆中に生ずる応力を検討した。その結果、被覆中の応力は、地盤係数により異なるが、地盤係数を 5000 t/m^3 と仮定すると、コンクリート被覆厚 50 cm の場合、許容波圧は $4\sim 5 \text{ t/m}^2$ 程度である。

最後に、模型実験における波圧の測定、資料整理においては、海岸研究室の末吉一成技官、高松幹夫技官の助力を得たこと、および応力計算のプログラミング、計算については、坂本忠彦前研究員、小林貞夫前技官の手をわずらわしたことを付記して深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) Bowen, A.J., Inman, D.L. and Simmons, V.P.: Wave set-down and set-up, Jour. Geoph. Res. Vol. 73, No. 8, 1968.
- 2) 岩垣雄一・酒井哲郎: 有限振幅波の shoaling について, 第 14 回海岸工学講演会講演集, 1967.
- 3) Hunt, I.A.: Design of seawalls and breakwaters, U.S. Corps Eng., Lake Surv. Detroit, 1959.
- 4) 福井芳朗・中村 充・白石英彦・佐々木泰雄: 堤防の津波対策に関する水理学的研究, 農業土木試験場報告第 1 号, 昭和 38 年 2 月.
- 5) 本間 仁・堀川清司・長谷直樹: 海岸堤防(護岸)に作用する波圧の分布について, 第 10 回海岸工学講演会講演集, 1962.
- 6) Beach Erosion Board: Shore protection planning and design, Tech. Report No. 4, 1961.
- 7) 豊島 修・富永正照・橋本 宏: 海岸堤防に関する研究(8), 波のうちあげ高, 土木研究所報告 No. 131, 1967.
- 8) 細井庄延・三井 宏: 碎波点より陸側にある堤防への波のうちあげ高, 第 9 回海岸工学講演会講演集, 1962.
- 9) Timoshenko, S. (北島顕正, 片山健次郎訳): 材料力学下巻, p. 1.