

防波堤の設計波力算定式についての検討

谷本 勝利*・本 浩 司**・石塚 修次**・合田 良実***

1. ま え が き

直立壁を有する防波堤の設計波力は、碎波、重複波の別により、広井式あるいは部分碎波圧を考慮したサンフルーの簡略式を使い分けて算定するのが標準であり^{1),2)}、長年の実績に裏付けられて、有効にその役割を果たしている。しかしながら、こうした現行の算定式では、両式の適用限界において波力が不連続になる等の二、三の問題点が指摘されているところである。

これに対し、伊藤ら³⁾は混成堤直立部の安定性を検討するなかで、重複波から碎波に至る連続的な波高と波圧の関係を与え、かつ不規則波群中の最大波力に対して検討すべきことを指摘した。さらに、最高波を含めた波高の出現が確率的特性を有することから、不規則波群の作用による期待滑動量を求める方法を提案した。これに続き合田⁴⁾は、連続的表現における波圧をさらに精度高く求めるための系統的实验を行い、その結果および現地への適用性等を考慮して、新しい算定式を提案した。

こうした検討のほかに、重複波による波圧、碎波による波圧に関する個々の研究は数多い。その中で、永井⁵⁾⁻⁷⁾らは一連の波力算定法を提案している。本方式では、マウンド形状の影響をとり入れている点に特徴があるが、重複波による波圧、碎波による低基、高基混成堤に働く波圧と条件に応じた使い分けが必要である。

設計計算に用いる波力の算定式としては、設計体系の中でこれを用いて求めた波力がよく実態を説明し、かつできるだけ簡便なものであることが望ましい。合田⁴⁾は現行方式、伊藤ら、合田による算定式などを現地防波堤の滑動に対する被災・無被災例に適用し、合田によるものが比較的よく実態を表わすものであることを示している。本稿はさらに、現行方式および合田によるものを中心とした最近の算定式をモデル防波堤に適用し、種々の要因変化による結果の違いを明らかにして、各算定式の特徴を明白にしようとするものである。

また、直立壁前面が消波ブロックで被覆されたときの設計波力の算定法についても、重複波、碎波の連続的扱いの観点から、既往の実験結果を基に検討している。

2. 波力算定式

検討の対象とする波力算定式は現行の標準式のほかに、伊藤ら、合田による算定式、および永井らによる一連の方法である。本稿においては、これらを単に「現行式」、「伊藤式」、「合田式」、「永井式」と呼ぶことにする。まず、これらの算定式を簡単に説明しておく。用いる記号のうち主要なものの定義は以下のとおりである。

h : 堤体設置位置における水深(潮位を含む)

d : 根固め工、あるいはマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深

h' : 直立壁底面の水深

h_c : 直立壁の静水面上の天端高

η^* : 静水面上波圧が0となる高さ

p, p_1, p_2 : 前面波圧強度(図-1 参照)

p_u : 底面前端における揚圧力強度

γ_0 : 海水の単位体積重量

H_D : 設計計算に用いる波高

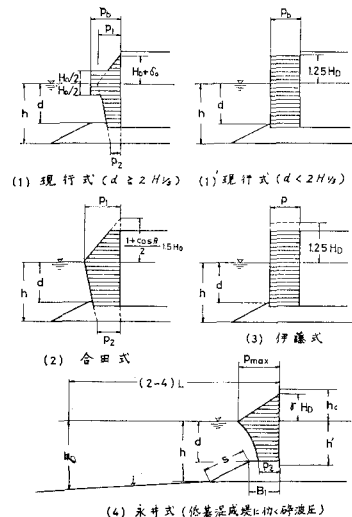


図-1 各算定式による波圧分布(説明図)

* 正会員 運輸省港湾技術研究所 水工部
 ** 正会員 運輸省港湾技術研究所 設計基準部
 *** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 海洋水理部

L_D : 設計計算に用いる波長

(1) 現行式

H_D および L_D は、水深 h における有義波高 $H_{1/3}$ 、有義波周期に対応する波長 $L_{1/3}$ とし、 $d \geq 2H_{1/3}$ か $d < 2H_{1/3}$ により、部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式、広井式を使い分ける。算定式の記述は省略する。

(2) 合田式

L_D は水深 h における $L_{1/3}$ 、 H_D は最高波高 $H_{\max}$ とし、直立壁が砕波帯以深にあるときは水深 h における値、砕波帯内にあるときは直立壁面から $5H_{1/3}$ だけ沖側での水深 h_b における値を用いる。

i) 波圧の作用高: $\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_D \cdots (1)$
ここに、 β : 直立壁の法線に対する垂線と、波の主方向とのなす角度。

ii) 前面波圧強度 (図-1 (2) 参照):

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)w_0 H_D \cdots (2)$$

$$p_2 = p_1 / \cosh(2\pi h / L_D) \cdots (3)$$

ここに、

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h / L_D}{\sinh(4\pi h / L_D)} \right]^2 \cdots (4)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \cdots (5)$$

$\min \{a, b\}$: a または b のいずれか小の値

iii) 揚圧力: $p_u = 0.5(1 + \cos \beta)\alpha_1 \alpha_3 w_0 H_D \cdots (6)$
ここに、

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L_D)} \right] \cdots (7)$$

ただし、本算定式における波向補正については、合田による原式を修正し、前面波圧および揚圧力全体、および静水面上の作用高に $0.5(1 + \cos \beta)$ を乗じて補正するように改めている。これは第一港湾建設局による実験結果¹⁵⁾その他を参考にしたものである。

(3) 伊藤式

H_D , L_D は (2) の合田式に対するものと同一とする。

i) 波圧の作用高: $\eta^* = 1.25H_D \cdots (8)$

ii) 前面波圧強度 (一様分布, 図-1 (3) 参照):

$$\begin{aligned} p &= 0.7w_0 H_D & : H_D/d \leq 1 \\ &= \left\{ 0.7 + 0.55 \left(\frac{H_D}{d} - 1 \right) \right\} w_0 H_D & : H_D/d \geq 1 \end{aligned} \cdots (9)$$

iii) 揚圧力: $p_u = p$ (三角形分布) $\cdots (10)$

(4) 永井式

H_D , L_D は壁面から3波長沖での水深 h_D における $1/10$ 最大波高 $H_{1/10}$ 、 $1/10$ 最大波周期に対応する波長 $L_{1/10}$ ($L_{1/3}$ に等しいとする) を用いる。

本算定法では、主として d/h によって直立堤、低基

混成堤、高基混成堤に対する算定式の使い分け、またその中であっても各種条件による使い分けが必要である。この適用限界条件は必ずしも明確でないが、今回の計算では次のように使い分ける。算定式は省略する。

(a) $d/h \geq 0.75$ でかつ $h/H_D \geq 1.8$ のとき、重複波の波圧算定式を用いる。さらに、 h_D/L_D , H_D/L_D によって三種の式を使い分ける⁸⁾。

(b) $0.75 > d/h > 0.4$ のとき、 h_D/L_D , h/H_D , B_1/h (B_1 はマウンド天端の水平肩幅), d/h による重複波、砕波の別により、(a) の重複波圧算定式あるいは低基混成堤の砕波の波圧算定式を用いる⁹⁾。

(c) $d/h < 0.5$ のときは、高基 (高マウンド) 混成堤に対する算定式を用いる。さらに、 s/L_D (s はマウンドの前のり面の長さ), d/H_D , H_D/L_D , T_D (周期) により、A 型分布, B 型分布, C 型分布を使い分ける⁹⁾。ただし、最大波圧強度 $p_{\max}$ は普通砕波の値を用いた。

なお、 $0.5 > d/h > 0.4$ に対しては (b) と (c) による結果のどちらか大きい方の値を用いるものとする。

揚圧力については、常に $p_u = 3t/m^2$ の三角形分布とした。さらに、 $h_c \leq \eta^* = \gamma H_D$ (γ は条件による定数) のときには、直立部全体に対する浮力を考慮する。

3. 計算法の概要

計算で対象とするケーソン式混成堤の断面を図-2 に示す。ここに、 i は海底勾配、 D はマウンド厚を表わす。断面諸元のうち、マウンド被覆工の厚さ、同前水平肩幅、ケーソン天端の静水面上の高さは、それぞれ 1.5 m, 8.0 m, 0.5 m で常に一定とする。また、直立部の天端高 h_c は波高に依り $0.6H_{1/3}$ に設定する。

設置水深 h は 4.5~30 m とし、波高、周期、波向、海底勾配、マウンド厚の変化に対し、各算定式による波

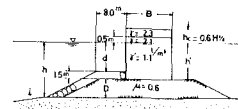


図-2 ケーソン式混成堤

力を求め、滑動、転倒のどちらか危険な方の安全率が 1.2 となるように設計堤幅 B を算定する。堤体静水中重量の算定には、ケーソン水中部分に対して $\gamma' = 1.1 t/m^3$ 、空中部分に対して $\gamma = 2.1 t/m^3$ 、上部工に対して $\gamma = 2.3 t/m^3$ の単位体積重量を用い、ケーソン底面と捨石マウンド天端面との摩擦係数 μ は 0.6 とする。

設計波の条件は、各式に共通なものとして換算沖波 (相当深水波) の諸元として与え、各 H_D は浅水および砕波変形を考慮して設定する。この波の変形には、合田が提案している不規則波に対する略算式¹⁰⁾を用いる。

$$\left. \begin{aligned} H_{1/3} &= K_s H_0' & : h/L_0 \geq 0.2 \\ &= \min \{ (\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', \\ &\quad K_s H_0' \} & : h/L_0 < 0.2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{\max} &= 1.8 K_s H_0' & : h/L_0 \geq 0.2 \\ &= \min \{ (\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0', \\ &\quad 1.8 K_s H_0' \} & : h/L_0 < 0.2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに,

H_0' : 換算沖波 (相当深水) 有義波高 ($H_{1/3}$)'

L_0 : 深水有義波長

$$\left. \begin{aligned} \beta_0 &= 0.028 (H_0'/L_0)^{-0.38} \exp [20 \tan^{1.5} \theta] \\ \beta_1 &= 0.52 \exp [4.2 \tan \theta] \\ \beta_{\max} &= \max \{ 0.92, 0.32 (H_0'/L_0)^{-0.29} \\ &\quad \times \exp [2.4 \tan \theta] \} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_0^* &= 0.052 (H_0'/L_0)^{-0.38} \exp [20 \tan^{1.5} \theta] \\ \beta_1^* &= 0.63 \exp [3.8 \tan \theta] \\ \beta_{\max}^* &= \max \{ 1.65, 0.53 (H_0'/L_0)^{-0.29} \\ &\quad \times \exp [2.4 \tan \theta] \} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (14)$$

K_s : 非線型浅水係数¹¹⁾ (図によっても算定可¹⁰⁾)

$\min \{ \} : \{ \}$ 内の数値のうち最小値

$\max \{ \} : \{ \}$ 内の数値のうち最大値

θ : 海底面と水平面とのなす角度 $\tan \theta = i$

合田式, 伊藤式における H_D としての $H_{\max}$ は式 (12) の第2式 $\{ \}$ 内第1項の h の代りに h_b を用いればよい。また, 永井式における H_D としての $H_{1/10}$ は, h_D での $H_{1/3}$, $H_{\max}$ を式 (11), (12) により求めて, 次式により与える。

$$H_{1/10} = \min \{ 1.3 H_{1/3}, H_{\max} \} \quad \dots\dots\dots (15)$$

各要因の変化による計算条件は表-1に示したとおりである。ここに, 波高変化による影響では, H_0'/L_0 がほぼ 0.04 となるように有義波周期も併せて変化させている。

4. 計算結果

(1) 波高変化の影響

まず, 図-3に水深による $H_{1/3}$, $H_{\max}$ の変化を示す。図により, $H_{\max}$, $H_{1/3}$ は水深が相対的に浅くなると, 直線的に減少していくことがわかる。この砕波変形による波高減衰の始まる水深は $H_{\max}$, $H_{1/3}$ に対して異なり, 本条件の場合 $H_{\max}$ に対して $h/H_0' \approx 2.2$, $H_{1/3}$ に対して $h/H_0' \approx 1.5$ となる水深である。それ以深における波高の変化は, 一般には沖から浅水変形による漸変のち一定となる。

図-4~6は各算定式による平均波圧強度 $\bar{p}$, 有義波高に対する平均波圧係数 $\bar{p}/(w_0 H_{1/3})$, および設計堤幅 B を示したものである。それぞれ図の (a) に現行式と合田式, (b) に伊藤式と永井式による結果を示している。同一条件に対しても, 算定式によって結果の異なることが明白に認められる。主として $\bar{p}$ の結果から, 各算定式の特徴を述べると以下のとおりである。

i) 現行式: 重複波領域では沖から漸増し, $d = 2H_{1/3}$ で不連続的に波圧が増大, $H_{1/3}$ が砕波減衰始める水深に至るまではほぼ一定, それで浅で波高の減少に応じて直線的減少を示す。

ii) 合田式: $d > 2H_{1/3}$ の領域においては, 特に波高の大きい (周期の長い) 条件に対して, 現行式による $\bar{p}$ よりも大きな値を示し, 沖から漸増する。 $H_{\max}$ が砕波減衰を始める水深から別の傾向による漸変を示し, d/h がほぼ 0.4 の付近でピークとなり, 以後直線的に減少する。一般に合田式による $\bar{p}$ は $H_{\max}$ の砕波減衰

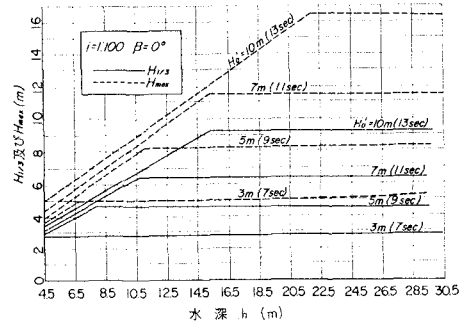


図-3 水深による波高の変化

表-1 モデル防波堤の計算条件

変化要因	波 高 H_0'	周 期 $T_{1/3}$, s	波 向 β	海底勾配 i	マウンド厚 D
一定条件	$i=1:100$ $D=3.0$ m $\beta=0^\circ$	$i=1:100$ $D=3.0$ m $\beta=0^\circ$ $H_0'=7.0$ m	$i=1:100$ $D=3.0$ m $H_0'=7.0$ m $T_{1/3}=11.0$ sec	$D=3.0$ m $\beta=0^\circ$ $H_0'=7.0$ m $T_{1/3}=11.0$ sec	$i=1:100$ $\beta=0^\circ$ $H_0'=7.0$ m $T_{1/3}=11.0$ sec
変化条件のケース	$H_0'=3.0$ m, $T_{1/3}=7.0$ sec =5.0 =9.0 =7.0 =11.0 =10.0 =13.0	$T_{1/3}=9.0$ sec =11.0 =13.0 =16.0	$\beta=0^\circ$ =30 =60 =90	$i=1:100$ =1:30 =1:15 =1:10	$D=1.5$ m =3.0 =7.0 =15.0

が始まる水深で第一のピーク，マウンド高の効果を表わす α_2 が最大値となる水深で第二のピークを示すが，本計算例における $H_0=3\text{m}$ のように，条件によってはその両者が重なり，一つのピークとなることがある。

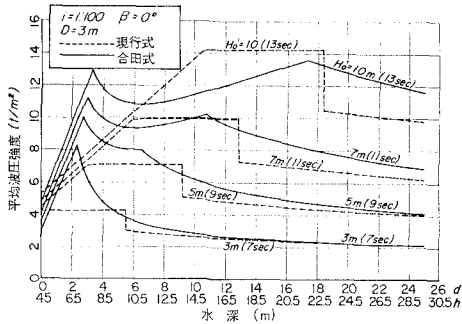


図-4 (a) 平均波圧強度 (波高の変化)

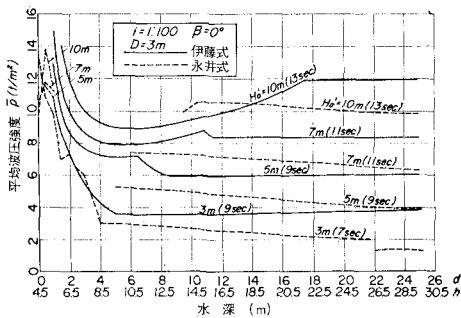


図-4 (b) 平均波圧強度 (波高の変化)

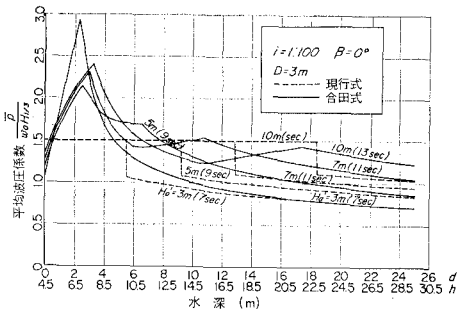


図-5 (a) 平均波圧係数 (波高の変化)

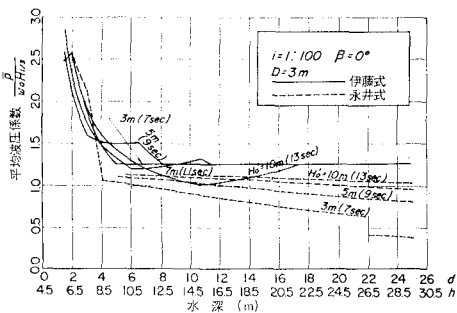


図-5 (b) 平均波圧係数 (波高の変化)

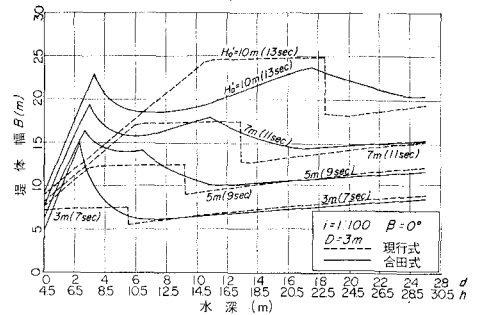


図-6 (a) 設計堤幅 (波高の変化)

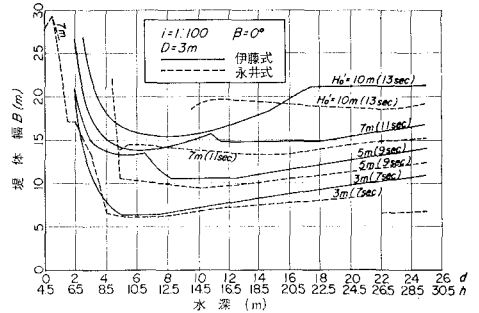


図-6 (b) 設計堤幅 (波高の変化)

iii) 伊藤式: $H_{\max} \leq d$ では $H_{\max}$ の変化に応じた変化, $H_{\max} > d$ では $H_{\max}$ および $H_{\max}/d$ の変化によって漸変, 急増し, $d=0$ では $\bar{p}=\infty$ となる。勿論, この付近は適用範囲外と考えなければならない。

iv) 永井式: $d \geq 2H_{1/3}$ の領域では, 現行式によるものとはほぼ一致する。 d が小さい領域では大きな値となるが, その間種々の算定式を適用していくうえで, 不連続あるいはいずれも適用範囲外で結果が得られないところが現われてくる。

図-6 に示した設計堤幅 B の変化もこうした波圧の変化に応じたものとなっているが, 水深の大きい領域において $\bar{p}$ が沖へ漸減しているにもかかわらず, B は漸増傾向を示している。これは堤体幅 B が滑動により決まるのではなく, 転倒に対して決まるようになるためである。

(2) その他の要因変化による影響

図-7~10 に周期, 波向, 海底勾配, マウンド厚の変化による B の計算結果を示す。ただし, 波向, 海底勾配に対しては, 現行式と合田式による結果のみを示している。なお, 現行式では波向補正に対し $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向を計算に用いるべきであるが, 本計算例では β そのものを用いている点に注意が必要である。

5. 消波ブロックで被覆したときの波力

直立壁を消波ブロックで被覆したときには, 波力が変化する。現行設計では碎波に対し, 消波ブロックの天端が設計潮位上 $0.5H_{1/3}$ 以上あるとき, 式(16)による平

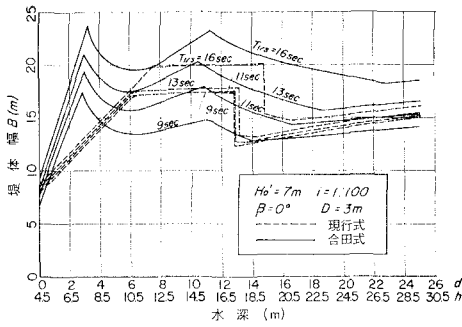


図-7 (a) 設計堤幅 (周期の変化)

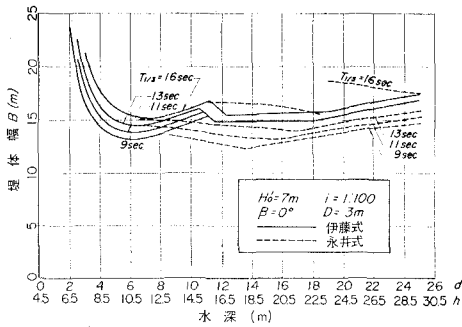


図-7 (b) 設計堤幅 (周期の変化)

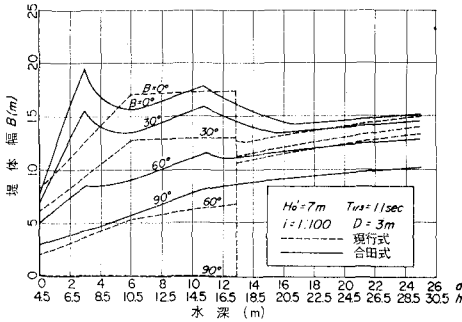


図-8 設計堤幅 (波向の変化)

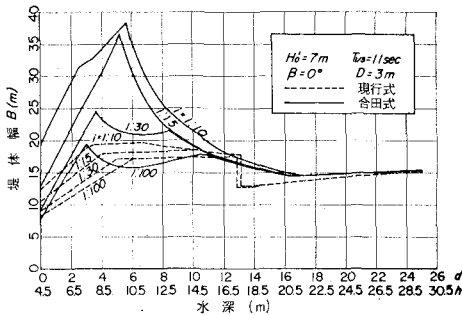


図-9 設計堤幅 (海底勾配の変化)

均波圧強度が静水面上 $1.0 H_{1/3}$ ままで一様に作用するものとして、算定するのが標準である¹⁾。

$$\bar{p}=1.0w_0H_{1/3} \quad \dots\dots\dots(16)$$

本稿では、重複波領域を含めて一般的に適用できるも

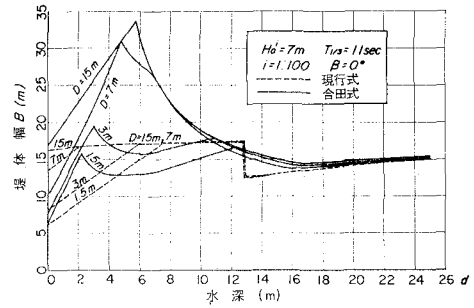


図-10 (a) 設計堤幅 (マウンド厚の変化)

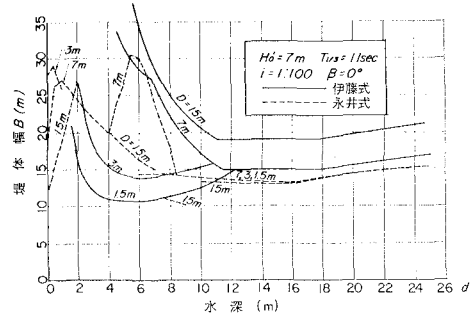


図-10 (b) 設計堤幅 (マウンド厚の変化)

のとして、混成堤に対する合田式を以下のように準用する方法を既往の実験結果に基づいて検討した。

i) 波圧の作用高: $\eta^*=0.75(1+\cos\beta)\lambda H_D$ (17)

ii) 前面波圧強度: 式 (2) の p_1 を次式で与える。

$$p_1=\frac{1}{2}(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1w_0H_D \quad \dots\dots\dots(18)$$

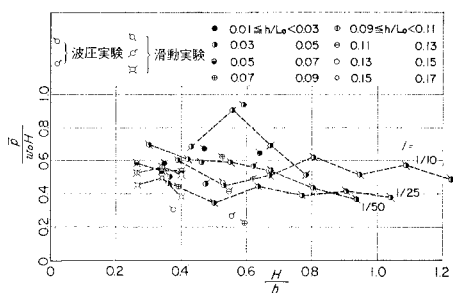
iii) 揚圧力: $p_u=0.5(1+\cos\beta)\lambda\alpha_3\alpha_5w_0H_D$ (19)

ここに、 λ はブロック被覆による減率である。

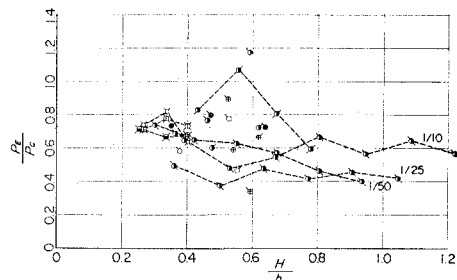
まず、図-11 は既往の種々の実験結果^{12)~15)}から、消波ブロックがほぼ直立壁天端の高さまで被覆してあるときの結果のみを $\bar{p}/(w_0H)$ のかたちで示したものである。ただし、この整理にあたって、平均波圧強度の作用範囲は静水面上 $0.75H$ か直立壁天端のいずれか低い方の高さまでとし、また滑動実験における揚圧力の推定には $\lambda=1.0$ とした式 (19) を用いている。

本結果によれば、 $\bar{p}/(w_0H)$ は 1.0 以下に分布しており、特に堤体設置位置付近で碎波する波に対してはほぼ 0.6 以下である。規則波実験における波高 H は不規則波群中の最高波高 H_{max} と考えるのが妥当であるから、現行の碎波に対する式 (16) はほぼ妥当な結果を与えるものといえる。

図-12 は 図-11 と同じデータを用いて、実験による全波力 P_E と式 (18) において $\lambda=1.0$ とした求めた計算全波力 P_C の比を示したものである。この P_E/P_C は



図—11 消波ブロックで被覆したときの平均波圧係数

図—12 実験全波力と計算全波力 ($\lambda=1.0$) の比

ほぼ λ の値と考えることができる。結果はばらついてはいるが、大多数は 0.8 以下であり、一般には $\lambda=0.8$ と考えてよいようである。しかしながら、 H/h が 0.6 付近においてこれを上回るものもあり、また消波ブロック天端が不十分な場合にはさらに大きな波力となることもあるので、消波ブロックを被覆したときの設計波力はできるだけ条件に応じた模型実験の結果等を参考にして決定するのがよいと思われる。

6. ま と め

(1) 各算定式によって結果が異なる。現行式の $d=2H_{1/3}$ における波力急変の不自然なことは今回の結果でも明瞭に現われている。合田式、伊藤式ではこの不連続を解消することができる。ただし、伊藤式では H/d が大きいとき波圧が著しく大となり、適用限界があると考えなければならない。合田式では、マウンド厚の影響に対して d/h が 0.3~0.4 付近でピークをもち、 d がさらに小さくなると減少するのが特徴である。

(2) 現行式と合田式との差は一概にいえませんが、 $d>2H_{1/3}$ に対して特に周期が長いとき合田式、 $d<2H_{1/3}$ となった付近では現行式、 d/h が小さいところでは合田式による結果がそれぞれ大きくなる傾向をもつ。また、急勾配、高マウンドに対しては合田式によるものが大きくなり、波力の一般的性質をよく反映している。

(3) 永井式の重複波式による結果は、 $d>2H_{1/3}$ において現行式による結果とほぼ一致する。碎波波圧に対してマウンド形状の効果を取り入れている点に特徴があるが、条件による使い分けが必要であり、またいずれの適用条件からまはずれてしまうこともある。

(4) 波向補正に対して新しく修正した合田式では、現行式における極端な補正を排して、 $\beta=90^\circ$ のときはほぼ進行波による波圧を与え、より妥当なものといえる。

(5) 消波ブロックの天端高を静水面上十分な高さとするとき、碎波条件に対する現行式 $\bar{p}=1.0w_0H_{1/3}$ はほぼ妥当な結果を与えるものといえる。しかしながら、重複波から碎波に対し連続的に適用できるものとして、一般の合田式において $\alpha_2=0$ とし、さらに波圧強度、静水面上の作用高について、てい減率 λ を乗じて算定することができる。 λ の値は 0.8 程度と考えるのが適当であるが、 H/h が 0.6 付近ではこれを上回る値となることがあり、注意が必要である。

参 考 文 献

- 運輸省港湾局編：港湾構造物設計基準，日本港湾協会，1967.
- 土木学会編：水理公式集，610 p., 1971.
- 伊藤・藤島・北谷：防波堤の安定性に関する研究，港研報告，5巻14号，134 p., 1966.
- 合田：防波堤の設計波圧に関する研究，港研報告，12巻3号，pp. 31~69, 1973.
- 永井・大坪：低基混成堤に働く波圧，第15回海講，pp. 109~114, 1968.
- 永井：浅海波および深海波の重複波の圧力式，第12回海講，pp. 92~98, 1965.
- 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)，38 p., 1959.
- 永井：水理学(改訂版)。
- 永井：港湾工学，オーム社，322 p., 1960.
- 合田：浅海域における波浪の碎波変形，港研報告，14巻3号，pp. 59~106, 1975.
- 首藤：非線型長波の変形—水路幅，水深の変化する場合—，第21回海講，pp. 10~15, 1974.
- 森平・柿崎・菊谷：異形コンクリートブロックの波力減殺効果に関する研究，港研報告，6巻4号，pp. 3~31, 1967.
- 鴻上・時川：施工段階における消波工の波圧減殺効果に関する研究，土木試験所報告，第53号，pp. 81~95, 1970.
- 赤塚・竹田・速見：重複波堤前面に消波工を設置した場合の波力，第22回海講，pp. 427~431, 1975.
- 新潟調査設計事務所：安全港湾対策に関する防波堤の諸問題について(II)，第一港湾建設局第13回管内工事報告会，186 p., 1975.