

# 衝撃砕波力に対する混成防波堤の動的応答の計算

高橋 重雄\*・下迫健一郎\*\*・上部達生\*\*\*・谷本勝利\*\*\*\*

## 1. ま え が き

混成防波堤の直立部には、海底勾配あるいはマウンドの高さや前肩幅によっては非常に強大な衝撃砕波力が作用する場合がある。衝撃力の発生機構に関する研究は、Bagnold (1939), Mitsuyasu (1966), 合田ら (1967), 堀川ら (1970), 荒見ら (1990) によって行われている。また、著者ら (1992) は、滑動実験結果に基づく衝撃波力係数を提案している。

衝撃砕波力は、非常に強大であるけれども作用時間が極めて短いという特徴がある。そのため、ケーソンはマウンドおよび地盤と一体となって振動し、ケーソンの滑動に寄与する有効波力、すなわち底面に作用するせん断力はあまり大きくならない。こうしたケーソンの動的応答特性についても多くの研究が行われている。例えば、合田 (1973) は連成ばね系モデルを用いて動的応答特性を定量的に説明し、この問題に一応の解決を与えている。また最近では、Oumeraci (1992) らがバネモデルでの検討を行っている。

本報告は、衝撃砕波力によるケーソンの滑動量を検討することを目的とし、まず衝撃力によるケーソンの動的応答について再検討するものである。すなわち、水一構造物―地盤連成系の FEM 解析プログラム (BEAD) を用いて、衝撃砕波力に対するケーソンの動的応答特性を計算し、合田の連成ばね系モデルや、マウンドおよび地盤をすべて弾性体と仮定した通常の FEM 構造解析プログラム (ISAP) を用いた計算結果との比較を行った。また、模型実験結果について計算による再現を行い、さらに本計算法の現地への適用の妥当性について検討した。

## 2. 動的応答の計算

### (1) 計算手法の概要

合田 (1973) の提案した連成ばね系モデルは、マウンドと地盤を含めた弾性基礎の上にケーソンが載っていると仮定するもので、ケーソンは線形な連成ばね系上に摩

擦接触面を介して配置され、ばね自身もケーソンと等しい仮想質量を持つ。このモデルに基づく運動方程式を解くことにより、ケーソンの慣性力および底面に働くせん断力などを計算できる。

ISAP は、すべての要素を弾性体とした FEM 構造解析プログラムであり、ケーソン、マウンド、地盤のそれぞれについて、各要素における変位、速度、加速度、応力、ひずみ等の時間変化を計算できる。

BEAD は、上部ら (1987) が防波堤の地震応答解析用に開発したプログラムで、構造材料の非線形性を評価し、間隙水を含めた水と構造物の連成を考慮することができる。非線形性の評価方法としては、材料のせん断弾性定数および減衰定数のひずみ依存特性を考慮した等価線形手法を用いた。この方法は厳密な意味での非線形計算ではないが、実用的であり地震応答解析によく用いられている。

本研究ではこのプログラムを波力応答解析用に改良したものを用いた。BEAD における支配方程式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \rho_f \frac{\partial^2 w_x}{\partial t^2} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} + \rho_f \frac{\partial^2 w_y}{\partial t^2} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \frac{\rho_f}{f} \cdot \frac{\partial^2 w_x}{\partial t^2} + \frac{\rho_f g}{k} \cdot \frac{\partial w_x}{\partial t} \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = \rho_f \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} + \frac{\rho_f}{f} \cdot \frac{\partial^2 w_y}{\partial t^2} + \frac{\rho_f g}{k} \cdot \frac{\partial w_y}{\partial t} \dots\dots\dots (4)$$

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) P = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \dots\dots\dots (5)$$

構造物との境界面において

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho a_n \dots\dots\dots (6)$$

自由表面において

$$P = 0 \dots\dots\dots (7)$$

ここに

$\sigma_x, \sigma_y$  : 直応力 (全応力),  $\tau_{xy}$  : せん断応力,  $\rho$  : 水一構造物系の密度,  $\rho_f$  : 水の密度,  $p$  : 間隙水圧,  $f$  : 間隙率,  $k$  : 透水係数,  $g$  : 重力加速度,  $u_x, u_y$  : 構造物

\* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室長  
 \*\* 正会員 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室  
 \*\*\* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部地震防災研究室長  
 \*\*\*\* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設基礎工学科

変位,  $w_x, w_y$ : 構造物—水相対変位 ( $w_x = f(U_x - u_x)$ ),  $U_x, U_y$ : 水の絶対変位,  $P$ : 動水圧,  $c$ : 水中の音速 ( $= \sqrt{K/\rho_f}$ ),  $K$ : 水の体積弾性率,  $n$ : 連成面の外向き法線方向,  $a_n$ : 外向き法線方向の加速度  
式(1), (2)は構造部の平衡方程式, 式(3), (4)はダルシー則である。また, 式(5)は水の圧縮性を考慮した, 水中を伝播する粗密波に関する基礎方程式で, 式(6), (7)は境界条件である。

本研究ではおもに現地スケールの断面を対象として計算を行った。図-1は, 計算対象とした断面およびその要素分割モデルを示したものである。水深-22.5 m, マウンドの厚さ 5 m, 砂地盤の厚さ 60 m, ケーソンの高さ 22.5 m, 幅 20 m としている。左右の上部にあるのは水要素で, 太線が構造物と水の境界面を表している。また, 砂地盤の境界条件は側面を水平方向のみ拘束, 底面を鉛直方向のみ拘束とした。

動的解析にあたっては, マウンドおよび砂地盤の低ひずみ時せん断弾性定数  $G_0$  を各要素ごとに与える必要がある。一般に,  $G_0$  の値は拘束圧によって変化する。したがって, まず, 地盤条件等から  $G_0$  の初期値を仮定し, 次に自重解析を行って各要素ごとの拘束圧を求め, その値を用いて動的解析に用いる  $G_0$  を決めるのが厳密な方法である。実際の計算では, 初期値の  $G_0$  から各要素のひずみレベルに合わせたせん断弾性係数  $G$  と減衰率を用いて非線形の計算としている。ここでは詳しくは述べないが, これらは通常地震に対する応答計算の場合とほぼ同じである。

なお, マウンドや砂地盤全体の特性の違いによる応答の変化を定性的に調べる場合には, 便宜的にすべての要素の  $G_0$  を均一の値でしかも線形としても十分検討できる。

## (2) 地盤条件と地盤係数

地盤の弾性の度合は, 単位面積あたりのばね定数, すなわち地盤係数で表される。地盤上に設置されたケーソ

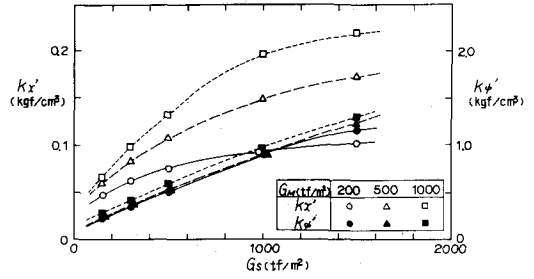


図-2 せん断弾性係数と地盤係数の関係

ンの場合, 水平, 鉛直, 回転の3種類に対する地盤係数が定義される。これらをそれぞれ  $k_x', k_z', k_\phi'$  で表す。各地盤係数の値は, 当然ながら地盤条件によって異なる。ここでは, 地盤条件としてマウンドおよび砂地盤のせん断弾性係数の値を変化させ, 地盤係数との関係について検討する。すなわち, 図-1の断面に対して, 種々の地盤条件に対して水平方向または鉛直方向に静的荷重を作用させ, BEAD (ただし線形計算) により得られるケーソンの変位量から地盤係数を計算する。

図-2は, 砂地盤のせん断弾性係数  $G_s$  と水平地盤係数  $k_x'$  および回転に関する地盤係数  $k_\phi'$  の関係を示したものである。 $k_x'$  の値は,  $G_s$  の増加, すなわち砂地盤が硬くなるにしたがって増加している。また, 図ではマウンドのせん断弾性係数  $G_M$  の値ごとに記号を変えて示しており,  $G_M$  の増加に対しても,  $k_x'$  が増加していることがわかる。 $k_\phi'$  は  $G_s$  とほぼ比例関係にあり,  $G_M$  の値とはほとんど無関係となっている。ここでは示していないが, 鉛直地盤係数  $k_z'$  も  $k_\phi'$  と同じ傾向であった。

通常, マウンドの条件はそれほど大きくは変化しないが, 基礎地盤の条件は場所によって大きく異なる。したがって, 硬い地盤の場合は相対的に水平変位が大きく, 柔らかい地盤の場合は回転および鉛直変位が相対的に大きくなると考えられる。

## (3) 各モデルによる動的応答の比較

衝撃波力に対する動的応答特性について, 図-1の断面を対象として, 連成ばねモデル, ISAP, BEAD で計算を行い, ケーソンの慣性力およびケーソン底面のせん断力(滑動力)の時間変化を比較した。地盤条件として,  $G_0$  の値はマウンドを 1000 tf/m², 砂地盤を 500 tf/m²とした。波力としては, 図-3に示すように, 衝撃波力のピーク値が 500 tf/m, 作用時間が 0.06 s の三角波形と 100 tf/m の腰掛け部波力からなる水平波力を, 静水面下 2.5 m の位置に集中荷重として作用させた。この場合, BEAD において実際の動的解析に用いられるせん断弾性係数  $G$  の値は,  $G_0$  からかなり小さくなり, 非線形性が顕著となる。そこで, BEAD で線形計算も行っており,

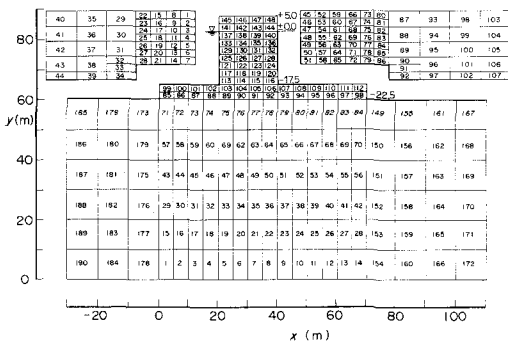


図-1 計算対象断面と要素分割モデル

これを BEAD-2 と表している。

図-3 は、上から順に、作用させた水平波力  $F_H$ 、慣性力  $m\ddot{x}_0$ 、底面でのせん断力  $F_t$  の時間変化を示したものである。どの計算結果についても、衝撃波力作用後は、せん断力と慣性力の和が腰掛け部波力とほぼ等しく、せん断力が最大となるときの慣性力は負のピークとなっている（高橋ほか（1992））。

連成ばねモデルでは、せん断力のピーク値が腰掛け部波力の約 2 倍と大きく、最大となる時刻も ISAP や BEAD-1 に比べて遅れている。ISAP と BEAD-2 は、慣性力、せん断力ともに波形がほぼ一致しており、地盤内の間隙水やケーソン周辺の動水圧の影響が比較的少ないことがわかる。

BEAD-1 では、BEAD-2 に比べてせん断力が最大となる時刻が遅くなっている。これは、地盤係数が小さくなることにより連成系の固有周期が長くなるためである。ただしこの例では、ピーク値そのものは、あまり差がないことに注意する必要がある。このように、BEAD ではケーソンの動的応答を地盤の非線形性の影響を含めて評価できる。

### 3. 模型実験

#### (1) 実験方法

BEAD による計算の妥当性を確認するため、模型実験を実施し、結果の比較を行った。模型実験は、波を作用させて波力、慣性力、せん断力、変位等を測定する実験（波力測定実験）と、静的な荷重を作用させてケーソンの変位を測定する実験（静的荷重載荷実験）とに大別され

る。図-4 は、波力測定実験における堤体断面を示したものである。波力測定実験では、衝撃波力を発生させるため、破線で示した部分に消波ブロックを設置し、ケーソン前面での砕波を促進し、その波圧と加速度や変位を測定している。静的荷重載荷実験は、水平荷重と鉛直荷重について実施し、水平荷重では、荷重の作用位置を図-4 における静水面の高さと、ケーソン底面から 7 cm の高さの 2 通り行った。

#### (2) 静的荷重載荷実験結果

図-5 は、静水面の高さに水平荷重を作用させた場合の、ケーソンの水平変位  $\delta_x$  と水平荷重  $F_H$  の関係を示したものである。図ではケーソン重量および実験ケースごとに記号をかえて示している。同じ重量でも実験ケースごとに変位がばらついているが、全体として  $\delta_x$  は  $F_H$  の 1.7 乗程度に比例している。

図には、砂地盤とマウンドのせん断弾性係数の初期値を 1000 tf/m<sup>2</sup> と 2000 tf/m<sup>2</sup> にして BEAD で計算した場合の変位と荷重の関係を示しており、ほぼ測定結果と一致している。

模型実験結果から地盤係数を計算すると、 $k'_x=0.1\sim6.6$  kgf/cm<sup>3</sup>、 $k'_y=0.5\sim7.1$  kgf/cm<sup>3</sup>、 $k'_z=9.1\sim38.1$  kgf/cm<sup>3</sup> であった。 $k'_x$  および  $k'_y$  については、合田 (1973) の実験結果ともほぼ一致しており、妥当な値と考えられるが、 $k'_z$  の値は、一般的な関係式  $k'_z=0.5k'_x$  あるいは  $k'_y=2k'_z$  に比べて 1 桁大きい。これは、実験における砂地盤の

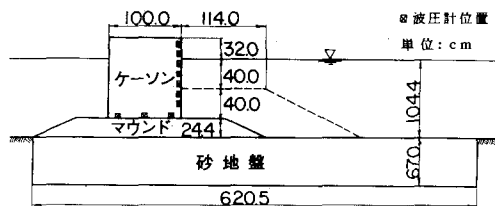


図-4 模型実験における堤体断面

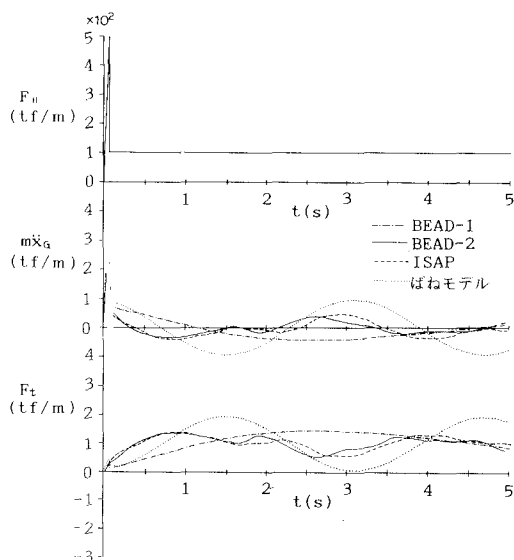


図-3 各モデルによる計算結果の比較

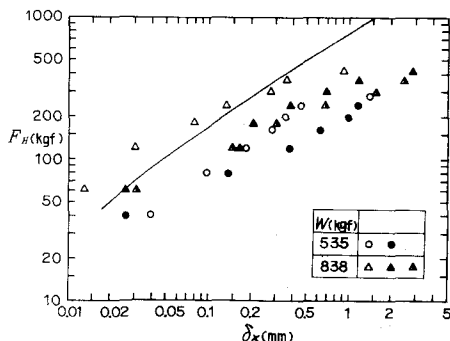


図-5 ケーソンの水平変位と水平荷重の関係

厚さが67 cmしかないため、砂地盤下のコンクリート床の影響と考えられる。

#### 4. 計算結果の現地への適用

##### (1) 計算による実験結果の再現

図-6の上側は、実験で得られた水平波力  $F_H$ 、慣性力  $m\ddot{x}_G$ 、底面でのせん断力  $F_t$ 、重心での水平変位  $x_G$  の時間変化をそれぞれ表したものであり、下側は、 $G_0$  を3(2)と同じにした計算値を示したものである。慣性力、せん断力については、計算結果のほうがピーク値がわずかに大きいけれども、全体としては波形をほぼ再現できている。変位については、計算値は実測値よりやや大きくでている。この原因の一つとして、マウンドの  $G_0$  をすべて同じ値とした影響が考えられる。すなわち、本来は拘束圧が高く  $G_0$  が大きいケーソン下の碎石部分の  $G_0$  を過小に評価することになるため、変位が大きく計算されたと思われる。また、計算ではケーソンをコンクリート製としているのに対して、実際はアクリル合成樹脂製であり、衝撃波力の一部がアクリル板のひずみとして吸収されたことも考えられる。

##### (2) 現地と模型の違い

よく知られているように、地盤の応答は模型実験結果をフルードの相似則で単に現地量にただけでは、その縮尺効果によって、適切な現地量にならない。これを、地盤の非線形性を含めて示すために、同じ条件で縮尺のみを変えた計算をBEADで行った。基準としたケースは、作用させる衝撃波力のピーク値が現地量で400 tf/m、作用時間が0.12 s、腰掛け部波力が80 tf/mである。また、 $G_0$  については自重解析を行い、得られた応力を用いて各要素ごとに異なる値を与えた。これに対して、縮尺を1/5および1/20にしたケースについては、地盤係数はそのままにし、波力やケーソンの大きさ等を縮尺に応じて小さくして計算を行った。

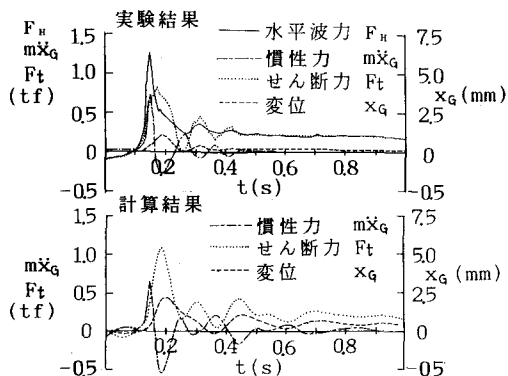


図-6 実測波形とBEADによる再現波形

表-1は、その結果を示すもので、せん断力の最大値は、現地スケールでは111 tfで、縮尺1/5では138 tf(現地換算値、以下同様)、1/20では250 tfと、縮尺を小さくするほど大きな値となった。また変位は、30.6 cm、3.75 cm、1 cmとなる。線形な計算では変位は模型縮尺分違ってくるが、非線形であるため縮尺効果がより大きくでている。すなわち、現地では模型に比べて動的応答による波力低減効果が高いが、非線形性によってより強調されるようである。

##### (3) 波力の違いによる応答特性の変化

同じ地盤条件であっても、応答特性は波力の大きさや作用時間によって変化する。そこで、波力を種々変化させて計算を行い、せん断力および慣性力との関係を調べた。波力の大きさは、衝撃力のピーク値で約53 tf/m<sup>2</sup>、腰掛け部で約7 tf/m<sup>2</sup>を最大とした。これは、仮に波高を8 mとすれば、ピーク値で約7 $w_0H$ 、腰掛け部で約0.9 $w_0H$ であり、かなり大きな衝撃力である。

図-7は、計算結果を示すもので、衝撃波力のピーク値  $f_p$  とせん断力  $f_t$  のピーク値の関係を示したものである。衝撃波力の作用時間  $t_i$  が短い場合は、衝撃波力のピーク値が大きくなっても、せん断力はほとんど増加せず、腰掛け部波力  $f_s$  の1.2~1.5倍程度である。一方、作用時間が比較的に長い場合は、衝撃波力の増加とともにせん断力も大きくなる。最もきびしい条件である衝撃力のピーク53 tf/m<sup>2</sup>、腰掛け部約7 tf/m<sup>2</sup>、作用時間0.48 sのケースでは、せん断力は15 tf/m<sup>2</sup>で腰掛け部の2倍以上の値になっており、作用時間が0.24 sでも腰掛け部の波圧の1.5倍以上となっている。さらに、力積が同じケースどうし、たとえば衝撃波力のピーク53 tf/m<sup>2</sup>で作用時間0.12 sのケースと、26 tf/m<sup>2</sup>で0.24 sのケースに注目すると、せん断力がほぼ同じとなることもわかる。

##### (4) 衝撃砕波力とせん断力の値の範囲

衝撃砕波力の大きさ等については、合田(1973)や高橋ら(1983)がその算定モデルを検討している。後者のモデルから、その空気圧縮型(Bagnold型)の衝撃波力ピーク値の平均波圧強度と作用時間の概略値として以下の式が導かれる。

表-1 動的応答の縮尺効果

| 縮尺   | 慣性力<br>(tf/m) | せん断力<br>(tf/m) | 変位<br>(cm) | せん断力ピーク時刻<br>(s) |
|------|---------------|----------------|------------|------------------|
| 1/1  | 294.8         | 110.6          | 30.6       | 1.44             |
| 1/5  | 236.0         | 138.1          | 3.75       | 0.28             |
| 1/20 | 130.0         | 249.6          | 1.00       | 0.15             |

数値はすべて現地換算値

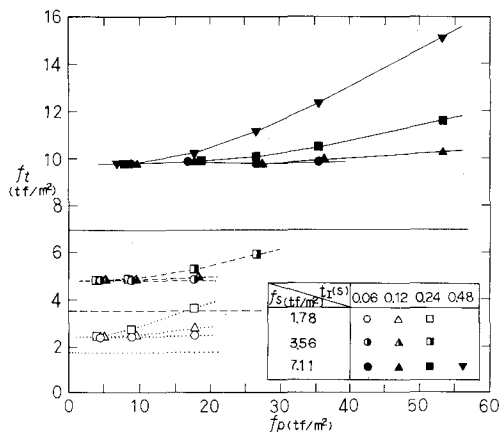


図-7 衝撃波力とせん断力の関係

$$\begin{aligned} \bar{p} &= \frac{1.6 B_g p_0}{(h' + h_c) w_0 H} \\ &= \frac{0.4 \pi \kappa_m^2 \kappa_l}{\kappa_a} \frac{(h + 0.75 H)}{(h' + h_c)} \dots \dots \dots (8) \end{aligned}$$

$$\tau = \pi \sqrt{\frac{\pi w_0 \kappa_m^2 \kappa_l^2 \kappa_a H^2}{5.6 g p_0}} \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 $B_g$  は Bagnold 数、 $\kappa_a$  は空気量係数、 $\kappa_m$  は質量補正係数、 $\kappa_l$  は作用高係数であり、 $h$  は堤体設置水深、 $h'$  はケーソンの没水水深、 $h_c$  はケーソン天端高さである。 $p_0$  は大気圧、 $g$  は重力加速度、そして  $w_0$  は水の単位体積重量である。たとえば、 $\kappa_a = 0.06$ 、 $\kappa_m = 0.83$ 、 $\kappa_l = 0.5$  として図-1 の堤体形状で波高  $H$  が 8 m の場合は、衝撃波力のピーク値は、約  $8w_0H$  で作用時間が 0.2 s となり上述した衝撃波力に近い値となっている。もちろん衝撃破力のピーク値や作用時間は堤体形状によって異なり、さらに大きな値となり得る。地盤が硬くなると地盤係数が大きくなり、動的応答による波力低減効果が小さくなるため、せん断力がさらに大きくなることも考えられる。これらを考慮して計算を行った結果、ケーソンに働く有効せん断力は、最大で腰掛け部波力の 3 倍程度、平均波力強度としては合田が既に述べているように

$3w_0H$  が限界と思われる。

## 5. ま と め

本研究により、混成防波堤の動的応答が動水圧や間隙水圧そして地盤の非線形を考慮して数値計算できること、そしてやはり衝撃波力に対する動的応答効果によりケーソンに働く有効な滑動力が減少することなどが明らかになった。

著者らは、混成防波堤の期待滑動量について、現在研究を進めている。今回の研究では、ケーソンの滑動量については検討していないが、BEAD による計算では、ケーソンとマウンドの間に非線形ジョイント要素を考慮することにより滑動量を計算することも可能である。この点については、今後さらに検討を進める予定である。

## 参 考 文 献

- 荒見敦史・服部昌太郎 (1990): 衝撃砕波力の算定モデル, 海岸論文集, 第 37 巻, pp. 629-633.
- 上部達生・守屋正平 (1987): 砂地盤上の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験と地震応答解析, 港湾技研資料, No. 589, pp. 1-61.
- 合田良実・原中祐人 (1967): 衝撃砕波圧に関する一考察, 港湾技研資料, No. 32, pp. 1-18.
- 合田良実 (1973): 衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察, 港研報告, 第 12 巻第 3 号, pp. 3-29.
- 高橋重雄・谷本勝利・鈴木諭司 (1983): 直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構に関する一考察, 港研報告, 第 22 巻 3 号, pp. 3-31.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸論文集, 第 39 巻, pp. 676-680.
- 堀川清司・野口雄三 (1970): 直立壁に作用する砕波の波力と波面の関係, 第 17 回海講論文集, pp. 177-184.
- Bagnold, R. A. (1939): Interim report of wave pressure research, Jour. of Inst. of Civil Engineers, Vol. 12, pp. 210-226.
- Mitsuyasu, H. (1962): Experimental study on wave force against a wall, Coastal Eng. Japan, Vol. 5, pp. 24-27.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A., (1992): Analysis of the dynamic response of caisson breakwaters, Proc. 23rd ICCE, Venice, ASCE.