

混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案

高橋重雄*・谷本勝利**・下迫健一郎***・細山田得三****

1. ま え が き

混成堤の直立壁には、マウンド形状（マウンドの高さや前肩幅）によって、厳しい衝撃的な波力が作用する。これは古くから知られている事実であり、できるだけ危険なマウンド形状にならないようにするのが一般的な衝撃波力対策である。しかしながら、地盤や付近の航路の関係で危険なマウンド形状となったり、施工中に危険な形状となることも少なくない。たとえば、施工中の消波ブロックの端部（防波堤法線方向の端部）では、不完全な消波となり、衝撃波力によってケーソンの滑動や壁の破壊が生じることがある。また、堤体前面に広い範囲にわたる底質の移動によって前面水深が変化して、危険な条件となることもある。

こうした被災を防ぐには、その危険性を定量的に評価できることが不可欠であり、一般の設計者が容易に評価できることが必要である。本報告では、新たに衝撃波力係数を提案し、衝撃力を含めて混成堤に作用する波力を合田式で算定できるようにすることを目的としている。

本報告では、これまでの衝撃波力の研究を振り返り、衝撃波力の基本的特徴や問題点を示す。次に、新たに大型の断面模型実験を行い、波圧と変位の測定結果に基づいて波力とケーソンの応答、特に滑動との関係を見直す。これらの検討によって、衝撃波力係数を求めるには、滑動実験結果によることが妥当であることを示し、過去に実施している滑動実験結果を再整理し、衝撃波力係数を提案する。さらに、この係数がケーソン壁の設計に対しても適用できるかどうかを検討する。

なお、衝撃波力係数は、波圧から重複波圧的な成分を差し引いた衝撃波圧成分のみを表す無次元量であり、 α_I で表す。合田式（合田 1990）においては、碎波による波圧成分を示す α_2 に相当し、波圧の算定においては、 α_2 と α_I のどちらか大きいほうを用いる。合田式における静水面での波圧 p_i は、以下の式で表される。

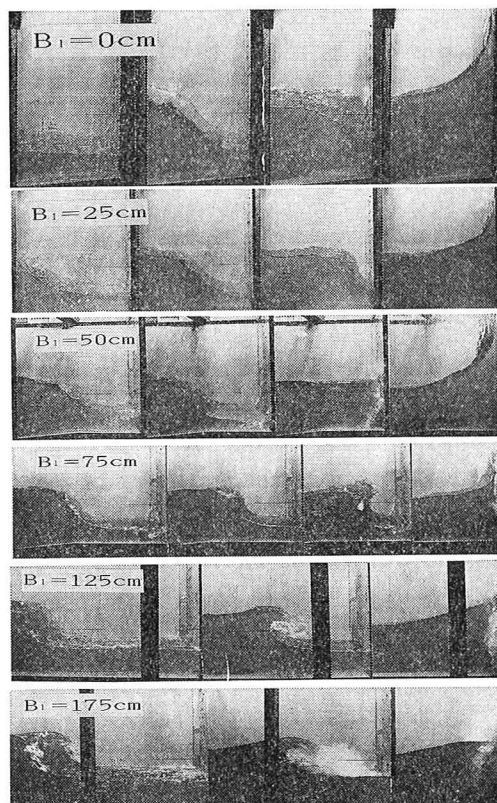


写真-1 碎波の波面と衝撃波力

$$p_i = (\alpha_1 + \alpha^* \cos^2 \beta) w_0 H_D \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2, \alpha_I\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 α_1 は重複波圧的な成分を表す波圧係数、 β は波向き、 w_0 は水の単位体積重量、 H_D は設計波高である。

2. 衝撃波力のこれまでの研究

2.1 衝撃波力の発生機構

写真-1 は、著者ら（高橋・谷本1983）が実施した衝撃波圧測定実験で得た波の作用状況の一例である。この実験では 1/10 勾配の斜面とそれに続く水平海底床上を設け、堤体を水平床上に直接設置して波を作用させている。この写真は、堤体の位置を斜面上端からの距離 B_1 を次第に大きくした場合（水深 $h=30$ cm、周期 $T=$

* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所耐波研究室長

** 正会員 工博 埼玉大学工学部建設基礎工学科教授

*** 正会員 運輸省港湾技術研究所耐波研究室

**** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所海洋エネルギー利用研究室

3s, 波高 $H=35.1\text{cm}$) の波の作用の変化を示している。衝撃波力は、急激な水深の変化によって巻波状の碎波が生じ、波面と壁面の衝突によって発生する。この写真のように、たとえ同じ波高であっても堤体の位置によって衝突する波形が変わり、その結果、衝撃波力も異なる。衝撃力が最も大きくなるのは、最も波面と壁面のなす角が小さく空気の巻き込みがない $B_1=25\text{cm}$ の場合であり、 $8w_0H$ 程度の波圧である。 B_1 が大きくなるほど空気の巻き込み量が大きくなり波力は低減する。著者らは、空気を巻き込まない衝撃波力を Wagner 型、巻き込むものを Bagnold 型と呼んでいる。

こうした衝撃力の発生機構に関する研究は、Bagnold (1939), Mituyasu (1966), 堀川ら (1970), 合田ら (1967) によって古くから行われ、また、最近では荒見・服部 (1990) も関連する研究を実施している。

衝撃波力の発生機構に関する研究を進めることによって、衝撃波力の算定法を確立することができる。たとえば著者らの研究では、衝突する波面の速度、角度や高さ、空気の巻き込み量などによって衝撃力を算定する方法を提案している。ただし、波の条件や海底条件、マウンドの条件などに対して衝突する波面の諸量を求める方法も提案する必要がある。

2.2 波圧測定実験

前節の発生モデルを介する衝撃波力の算定法には、まだ解決すべき問題が多くあり、波力を直接測定して算定式を提案する方が容易と考えられる。たとえば、永井 (1959) は、波圧測定実験に基づき衝撃波力の算定式を提案している。このほか、算定式を提案するまでには至っていないが、衝撃波圧を測定してその結果を図等にした研究は、Mituyasu (1962) や鴻上 (1970) をはじめ数多い。

しかしながら、衝撃波力の測定においては以下のような問題がある (谷本・高橋・吉本, 1983)。

- ① 衝撃力の測定には、固有振動数が大きい測定系を使う必要がある。
- ② Wagner 型の衝撃波圧であると局所的に大きな波圧であり、受圧面の大きさによって波圧が変わる。
- ③ ケーソンの運動によって波圧が影響を受ける。
- ④ 空気圧縮力などには相似則上の問題がある。
- ⑤ 側壁とケーソンの間からの空気もれなどによって波力が変化する。
- ⑥ 造波初期の波面が滑らかな場合には、空気の介在が少なく現実より大きな波力になる可能性がある。

このように測定上の問題も少なくないなど、衝撃波圧は複雑であり、また値のばらつきも大きく、有効な衝撃波力の算定法は確立していないのが現状である。

なお、実際の設計ではケーソンの滑動やケーソン壁の

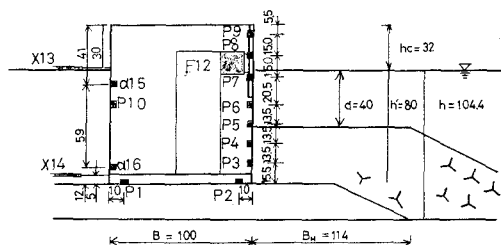


図-1 大型実験の模型断面

破壊が問題となる。よく知られているようにケーソンは衝撃力に対して動的に応答するため、衝撃波力の値そのものよりも応答結果を含めた等価な波力を示すことの方が実用的と思われる。衝撃波力に対するケーソンの応答については、林ら (1964), 伊藤ら (1966), 合田 (1973) の理論的検討を中心とした研究がある。但し、実際の波力とケーソンの変位の関係を実験的に検討した例は、堀川ら (1972) の研究などわずかである。

3. 波圧と滑動に関する大型断面実験

3.1 実験方法

図-1 は、新たに実施した実験の模型断面図である。模型は、高さ 112cm, 幅 $B=100\text{cm}$, 法線方向の長さ 78cm のアクリル合成樹脂製で底面をコンクリートの床版としたものである。この模型を 1/100 の海底床上に厚さ 24.4cm の捨石マウンドを設置して据え付けた。消波ブロックによるマウンド被覆層を 40cm にして、ケーソンの前面水深 d を 40cm と浅くし衝撃波力が発生し易い条件としている。また、マウンドの前肩幅 $B_m=114\text{cm}$ であり、ケーソン位置での水深 h は 104.4cm である。ケーソンの重量は、鉛塊を用いており、その位置を調整していないために現実のものよりかなり重心が下になっている。

模型には、波圧計を設置し、また、受圧版 (18cm*44.9cm) を荷重計に取り付け、静水面付近の波圧合力を測っている。このほか、加速度計を底面と静水付近に取り付け、変位計も設置している。実験波は規則波である。

3.2 実験結果

図-2 は、 $T=3\text{s}$, $H=56.9\text{cm}$, 堤体重量を後述する衝撃波力係数を含む波力算定式で安全率 SF を 1.1 とした時 (2.0tf, 算定式では静水面の波圧強度 p_1/w_0H は 2.25) の測定波形を示すものである。上から揚圧力、直立壁の水平波圧、受圧版の水平波力、水平変位、そして水平加速度である。ただし、受圧版の波力は平均波圧で表し、測定器の都合によって下向きが正となっている。

波圧には、Bagnold 形の衝撃的な波圧が現れていることがわかる。例えば受圧版には $5w_0H$, 作用時間 0.02s

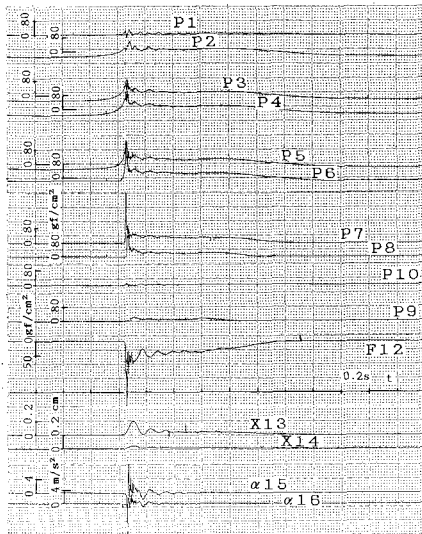


図-2 波圧と変位の波形の例

程度の波圧が作用している。静水面付近の加速度計には衝撃力とはほぼ同じ様な位相と波形で 12 m/s^2 程度の重力加速度を越える加速度が現れ、底版付近でもその $1/2$ 程度の加速度となっている。変位は衝撃力や加速度よりやや遅れてピークを迎えるが、周期が 0.14 秒程度の減衰振動波形となっている。静水面付近の変位のピークは 0.2 cm で底面付近では 0.02 cm 程度である。しかしながら、ケーソンの残留変位(滑動)はほとんどみられない。

実験では、波高や重量を変化させて検討したが、結果をまとめると以下のとおりである。

①ケーソンの動的応答効果

やはり、これまでの研究で言われているように、ケーソンの動的応答の結果、滑動が生じにくくなっている。この事実を検討するために、以下の水平方向の運動方程式でケーソンの応答について考える。

$$m\ddot{x}_G + F(t) = P(t) \quad \dots\dots\dots (3)$$

図-3 は、ケーソンに作用する外力と変位を説明するものである。 m はケーソンの質量、 x_G はケーソン重心での水平方向変位、 x_L は底面での水平方向変位である。 k_x は水平方向のバネ定数、 k_ϕ は回転バネ定数である。 $P(t)$ は水平波力であり、 $F(t)$ はケーソン底面での剪断

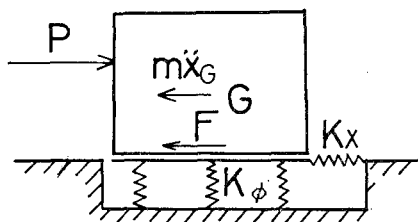


図-3 ケーソンの運動モデル

力である。 $m\ddot{x}_G$ は、ケーソンの慣性力である。衝撃力ではこれが大きくなり、剪断力がそれほど大きくならないことが動的応答効果である。ここでは基本的特性を説明するため、伊藤や合田よりも簡単なモデルを用い、また速度に比例する減衰項を省略している。

今回の実験では、式(3)の各項が測定されており、具体的に動的効果が把握できる。すなわち、加速度と波力は直接測定されており、慣性力 $m\ddot{x}$ や剪断力 $F(t)$ は求められる。また滑動が生じるまでは、図-3 のモデルでは

$$F(t) = k_x x_L \quad \dots\dots\dots (4)$$

であり、 k_x が与えられれば $F(t)$ は x_L からも推定できる。ただし剪断力 $F(t)$ には以下の条件がある。

$$F(t) < \mu(W' - U) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに μ は摩擦係数、 W' はケーソンの水中重量、 U は揚圧力の合力である。なお m の値は、より正確には合田が指摘しているように、影響するマウンドの質量や、周辺の水の質量(付加質量)を考慮すべきであるが、ここでは簡単のために省略する。

図-2 の例では、波力ピーク時には $P(t)$ が約 1230 kgf 、 $m\ddot{x}_G$ が約 1750 kgf 、従って $F(t)$ は約 480 kgf となる。変位がピークの時 $P(t)$ は 340 kgf 、 $m\ddot{x}_G$ が負で -290 kgf であり、 $F(t)$ は 630 kgf の大きさとなる。この場合、 1200 kgf 以上では滑動することになるが、実際の剪断力の推定値はこれ以下であり、滑動を生じていない。このように、 1230 kgf ($2.5 w_0 H$ の平均波圧強度)の水平波圧強度の水平波力に対して 630 kgf ($1.3 w_0 H$) の剪断力となり、ケーソンの動的応答が顕著であることが直接的に理解できる。

②衝撃力と滑動

実験では、重量を軽くして滑動を発生させている。実際には、重量が 2000 kgf でも非常にわずかであるが残留変位が測定されている。ただし、重量が 1680 kgf (衝撃波力係数を含めた算定式で安全率が 0.9) では、一波で 0.02 cm 程度の滑動が認められる。図-4 は、重量が

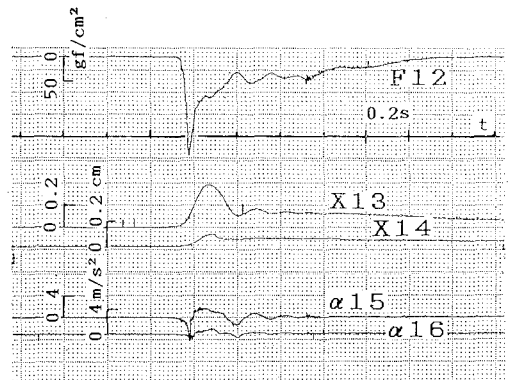


図-4 滑動時の波形の例

1380 kgf (従来の合田式で安全率 1.2) の場合の受圧版の波圧, 変位, 加速度である。この場合は約 0.1 cm の滑動が生じている。この重量では 720 kgf の剪断力で滑動する。すなわち 0.005 cm 程度のごく小さな変位から滑動する。このときは加速度がほぼ負に変わるところであり, これまでの加速度の面積, すなわち, その時の速度 (3 cm/s) で滑動し始める。このように初速度が小さく負の加速度となるために滑動量は小さい。なお, 重量をさらに低減させ 1150 kgf (従来の合田式で安全率 1.0) とした場合は, 0.4 cm 程度の滑動となった。

③パネ定数と固有振動数

図-2 の衝撃波力ピーク時における底面の変位は, 0.01 cm 程度であり, 式 (4) を用いると水平パネ定数は 64000 kgf/cm (地盤定数は 8 kgf/cm³) となる。この値は, 合田が測定した模型の地盤定数に近い。変位が 0.02 cm でピークとなるとときには, このパネ定数を用いると 1270 kgf の剪断力となる。しかしながら実際には合田が指摘しているように, 地盤定数は非線形の -0.8 乗になるとすると地盤定数は 4.6 kgf/cm³ 程度となって剪断力は 720 kgf 程度となり, 上述した 630 kgf に近い。

ケーソンの変位に現れる振動はほぼ 0.15 秒程度である。もちろんこの周期に比して波力の作用時間が短いほど動的な効果が顕著となる。振動周期は, ケーソン重量が大きくなるほど長くなるが, 非線形性の効果により, 変位が大きくなっても長くなる。

パネ定数は, ケーソンの動的応答の相似則に大きく影響する。マウンドを弾性体と仮定すれば, 現地の方が相対的にパネ定数が小さくなり, 滑動にとっては安全側になると考えられる。

④加速度と付加質量

前掲 図-2 には, ケーソンの背面に取り付けられた波圧計のデータも示している。これには, 越波による波圧の他にケーソンの加速度による波圧, すなわち付加質量力が現れている。この付加質量は, 実際にはケーソンの質量に比して大きくはない。しかしながら, 揚圧力に対しては加速度の影響がよく認められ, 衝撃波力作用時にその衝撃力が現れていない。底面では, マウンドの影響によって顕著になると考えられる。

4. 衝撃波力係数の提案

衝撃波力に対する堤体の安定性を検討する最も直接的な方法は, 堤体の滑動実験を実施することである。滑動実験からは, 滑動限界の堤体重量が求められ, 滑動に寄与する等価な波力が逆算される。これまでの検討からも, この方法は単純であるが最も妥当な滑動に対する等価な波力を得ることができると考えられる。

著者らは, 混成堤のマウンド形状による衝撃波力の影

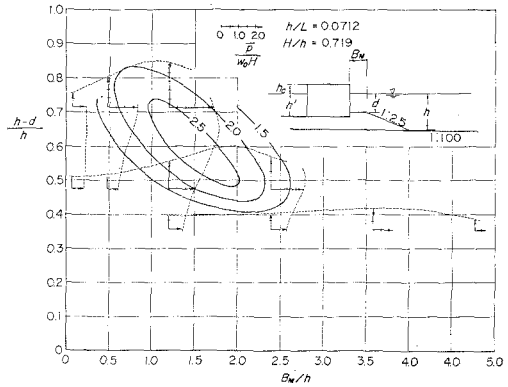


図-5 滑動実験結果の一例

響を検討するため, 規則波による系統的な滑動実験を実施している (谷本・高橋・北谷 1981)。ここでは, その結果を再整理して衝撃波力係数を定式化する。

図-5 は, その実験結果の一例で, 横軸をマウンド前肩幅と水深との比 B_M/h , 縦軸をマウンドの相対高さ $(h-d)/h$ にとって無次元平均波圧強度 $p/w_0 H$ を示すものである。衝撃波力は, この図のようにマウンドが高いほど大きい。またマウンド前肩幅については, すでに述べたように, ある程度大きい時に最大となる。これは, h/L が 0.0712 で H/h が 0.719 の場合であるが, 同様な図が種々の波の条件に対して求められている。

図-6 は, こうした実験結果をまとめて作成した衝撃波力係数 α_I の算定図である。すなわち, α_I は図中の等高線で表す α_n と図中の計算式で表す α_{10} との積で表される。 α_n は図中の式でも表している。なお, α_I は,

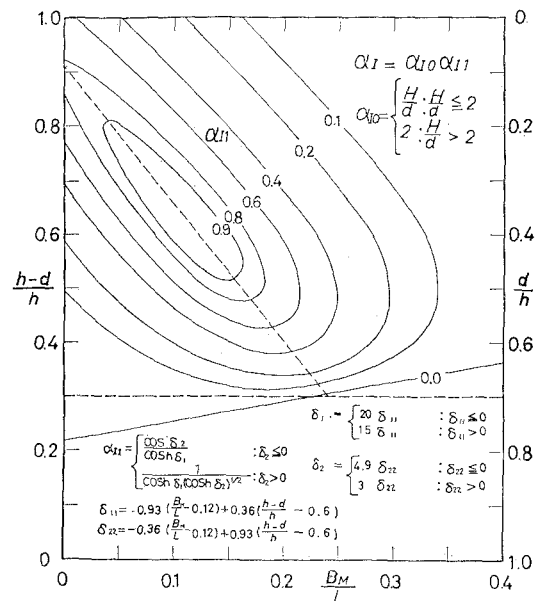


図-6 衝撃波力係数の算定図

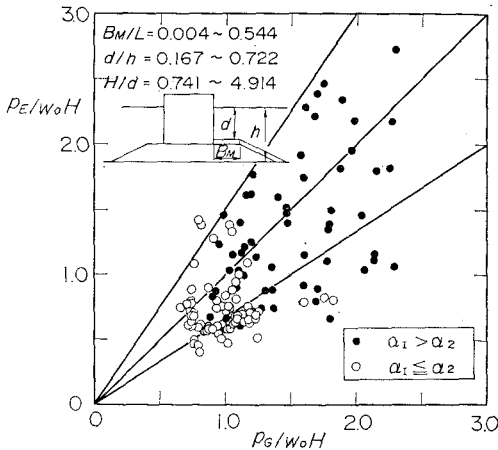


図-7 波力の計算値と実測値の比較

$H/d > 2$, $B_M/L = 0.12$, $d/h = 0.4$ で最大値の2となる。衝撃波力は d/h が0.7以上ではほとんど発生せず、この領域では α_1 は0である。また、図において等高線の峰の線から左側が Wagner 型で右側が Bagnold 型と考えることができる。

図-7 は、この衝撃波力を用いて計算した値 p_G と、実験値 p_E の比較を示すものである。ばらついているが実験値のほとんどが計算値の150%以下であり、衝撃力の変動性を考慮すれば計算値はほぼ妥当と思われる。

図中の○は、従来と同じ α_2 できまる条件であり、実験値は比較的小さい。●は α_1 できまる条件であり、これまで表せなかった衝撃波力を適切に表せることがわかる。

5. 衝撃波力係数とケーソン壁の破壊

図-8 は、ケーソン壁が破壊した事例等に対して、新しい算定式の波力を用いて部材に発生する応力を計算し、許容応力との比を示すものである。これは、谷本・小舟ら (1975) のケーソン壁の研究で検討したものを修正したものである。○は非破壊例であり、ほとんどが許

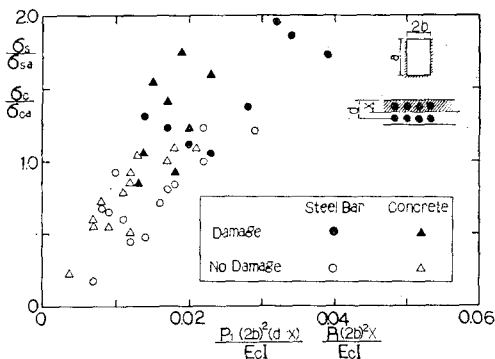


図-8 応力の実験値と計算値の比

容応力を下回っている。●は破壊事例で、ほとんど計算応力が許容応力を上回っており、新しい計算法がケーソン壁の破壊に対しても一応適用できることを示している。ただし、ケーソン壁は固有振動周期が短く、衝撃力の応答についてさらに検討が必要であり、コンクリート壁の強度、特に動的な強度に関する研究も必要である。

6. あとがき

衝撃力の実用的な算定をめざして、衝撃波力係数を提案した。混成堤の設計において、衝撃波力の発生しやすい形状にすることは、やはり避けるべきであり、衝撃波力係数はその判断に利用できると思われる。

ただし、これらは規則波による検討であり、不規則波の場合は変動性がより大きく、注意が必要である。また、波向きが衝撃力に及ぼす影響は大きく、それを考慮することも重要である。

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, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 629-633.
- 伊藤善行・藤島 睦・北谷高雄 (1966): 防波堤の安定性に関する研究, 港研報告, 第5巻, 第14号, 134 p.
- 鴻上雄三・時川和夫 (1970): 施工段階における消波工の波圧軽減効果に関する実験的研究, 第17回海岸工学講演会論文集, pp. 205-210.
- 合田良実・原中祐人 (1967): 衝撃砕波圧に関する一考察, 港研資料, 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.
- 合田良実 (1990): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 333 p.
- 高橋重雄・谷本勝利・鈴木諭司 (1983): 直立壁に作用する衝撃砕波圧の発生機構に関する一考察, 港研報告, 第22巻, 第4号, pp. 3-31.
- 谷本勝利・小舟浩治・大里睦男 (1975): ケーソン壁に作用する波力と応力計算, 港研資料, No. 224, 39 p.
- 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄 (1983): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力の発生と対策, 港研報告, 第20巻, 第2号, pp. 3-39.
- 谷本勝利・高橋重雄・吉本靖俊 (1983): 衝撃砕波力とその測定について, 第30回海岸工学講演会論文集, pp. 317-321.
- 林 泰造・今井 孝 (1964): 砕波の圧力と堤体の滑動, 第11回海岸工学講演会論文集, pp. 184-192.
- 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回海岸工学講演会論文集, pp. 177-184.
- 堀川清司・小沢保臣・高橋邦夫 (1972): 高基混成堤直立部の期待滑動量について, 第19回海岸工学講演会論文集, pp. 351-356.
- 永井荘七郎 (1959): 防波堤に働く砕波の圧力に関する研究, 土木学会論文集, No. 66-3-3, pp. 1-38.
- Bagnold, R. A. (1939): Interim report of wave pressure research, Jour. of Institute of Civil Engineers, Vol. 12, pp. 210-226.
- Mituyasu, H. (1962): Experimental study on wave force against a wall, Coastal Engineering in Japan, Vol. 5, pp. 24-27.
- Mituyasu, H. (1966): Shock pressure of breaking wave, Proc. of 10th International Conference on Coastal Engineering, pp. 268-283.