

波力発電ケーソン防波堤の耐波安定性に関する現地実験結果

中田 博昭* ・ 鈴木 勝**・加藤 久雄***
大根田秀明****・高橋 重雄*****

1. ま え が き

波のエネルギーは、クリーンで枯渇することのない自然エネルギーであり、近年波エネルギーを利用した発電システムが多数開発されている（エネルギー土木委員会（1990））。しかし、波の変動性は大きく、特に台風などの異常波浪に耐えられ、しかも経済的なシステムを設計することは非常に困難であり、実用化が期待できるものは多くはない。この異常波浪に対して設計される防波堤こそ、経済的な波エネルギー変換装置として利用できる可能性がある。著者らは、波エネルギーを吸収し変換することのできる波力発電ケーソン防波堤の開発研究を1982年より行っている。1987年からはこの防波堤の現地実証実験を山形県の酒田港で実施している（合田ら、1991）。

図-1は、実験堤の概要を示すものである。波力発電ケーソン防波堤は、空気室と呼ぶ水柱振動型（OWC型）の一次変換装置を通常のケーソンの前面に持ち、また上部の機械室にタービン発電機の二次変換装置や保護対策装置を持つものである。実験堤は、1989年夏に完成し1989年12月より発電を行っている。

本報告は、この現地実験結果に基づいて波力発電ケーソン防波堤の耐波安定性を検討したものである。ただし、防波堤の特性を明らかにし、また現地実験結果と比較するために、先に実施した模型実験結果（高橋ら（1988））とそれに基づく耐波設計法についても述べるこ

ととする。

2. 実験堤の機能と耐波設計法

2.1 空気出力効率と反射率

図-2は、1/20縮尺模型による断面実験結果の例であり、空気室における波パワーから空気パワーの変換効率を示す。空気出力効率 $\overline{EFFa}$ は、空気室の幅と波長の比が0.1から0.2の場合に最も大きくなり、また波高が比較的小さい時には前面のカーテンウォール没水水深 d_0 が小さいほど大きくなることがわかっている。実験堤の設計では発電対象波浪の周期を6sとして空気室の幅をその波長の13%としている。この実験結果にもこれまでの知見と同様な傾向が認められており、効率の値はばらついているが、有義波高が4m以下では0.7程度となっている。

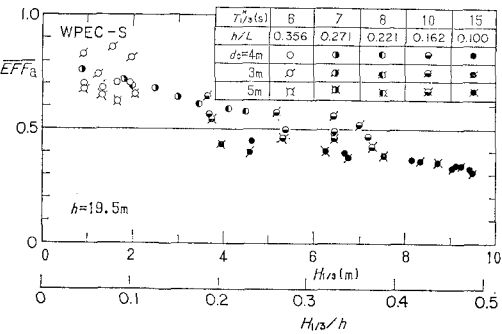


図-2 空気出力効率

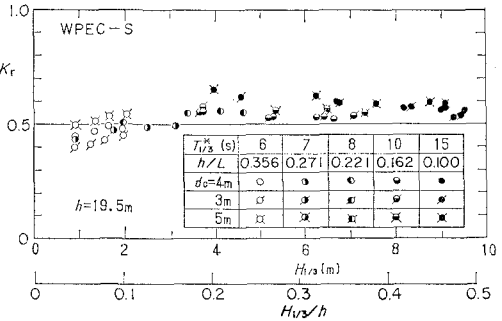


図-3 反射率

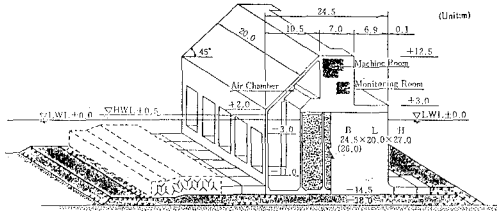


図-1 ケーソンの断面図

* 正会員 工修 運輸省第一港湾建設局 新潟調査設計事務所長
** 工修 運輸省第一港湾建設局 新潟調査設計事務所次長
*** 運輸省第一港湾建設局 新潟機械整備事務所長
**** 工修 運輸省第一港湾建設局 酒田港工事事務所長
***** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室長

図-3は、模型実験における反射率 K_r を示している。有義波高が 3 m 以下では 0.45 から 0.5 である。有義波高が 4 m 以上でも 0.55 程度となっている。波力発電ケーソンは、空気室で波のエネルギーを吸収しているため反射率が低くなっている。

2.2 堤体の耐波設計法

(1) 衝撃的な空気圧と空気室の設計波圧

堤体、特に空気室の設計において問題となるのは衝撃的な空気圧である。この圧力は、波面が空気室のカーテンウォール下端より下がって空気室内が大気圧になった後、上昇する波面によって空気室内の空気が再び閉じ込められ急激に圧縮される時に発生する。模型実験では、この圧力は $2w_0H$ 以上とかなり大きい、縮尺効果によって現地ではそれほど大きな値とはならない(高橋ら、1984))。

図-4は、衝撃的な空気圧の計算値であり、波の条件や構造条件等を変えて行った結果である。 D_0+d_c は、静水面から測った空気室の平均的な高さ、カーテンウォールの没水水深との和である。これは、空気層の厚さに相当するが、この値がある程度以上であれば、空気圧 P_c は $1w_0H_{\max}$ 以下となることがわかる。このように現地では、通常の波力と大差がなくなり、また作用時間も長くなるため衝撃的とはいえない程度の空気圧である。もちろん、この衝撃的な空気圧は、空気ノズルの開口率 ε によっても変化する。適切な開口率が常に確保できるように設計する必要がある。

図-5は、模型実験結果とこうした計算結果に基づいて決定した空気室の設計波圧であり、衝撃的な空気圧が働いただけでなく、引き波時や上部斜面に波が作用する時の波圧も示している。なお、空気室の隔壁には $0.25w_0H$ の波圧が作用するとしている。

(2) 堤体の設計法

混成防波堤ケーソンに作用する波圧は、標準的に合田式によって計算されている(運輸省港湾局(1989))。波力発電ケーソンについても合田式を準用することにした。すなわち、このケーソンは直立消波ケーソンであることから、合田式における係数 α_2 を 0 として算定する。また、このケーソンは、上部が斜面となっているため、斜面部については上部斜面堤として波力を計算することとした。

波力発電ケーソンは、必ずしも上部斜面堤である必要はないが、耐波安定性を向上させるためにこの形状を選んでいる。実際、模型実験の滑動実験結果では、上部斜面堤以上の耐波安定性が認められた。なお、上部斜面は一般に伝達波が大きくなるため、天端高を静水面上 $1.0H_{1/3}$ と通常の防波堤より高くしなければならない。ただし波力発電ケーソンの場合は、空気室をできるだけ高くした方がよく、高い天端が必要なことはかえって好都合である。

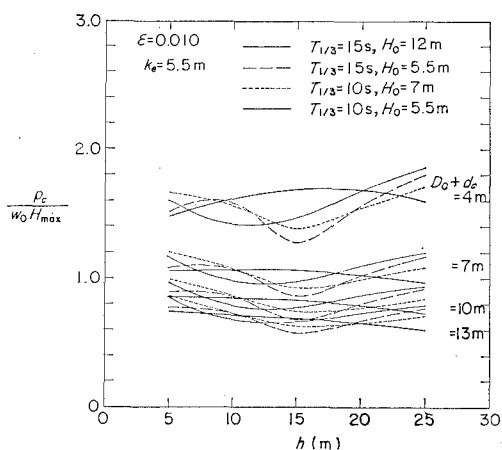


図-4 衝撃空気圧の計算結果

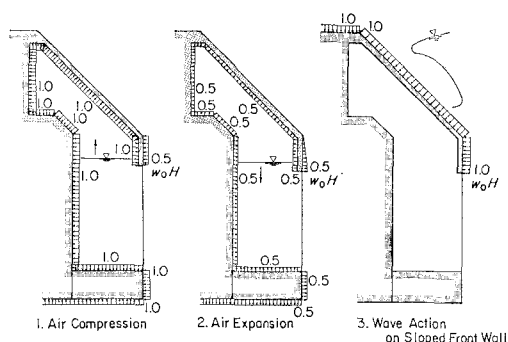


図-5 空気室の設計波圧分布図

合である。機械室への海水の侵入の危険性を少なくするため、空気室の高さは $0.5H_{\max}$ 以上とする必要がある。

(3) 実験堤の形状

実験堤の形状は、すでに図-1に示しており、設置水深が -18m 、基礎マウンドの天端高が -14.5m 、カーテンウォールの没水水深が -3m 、堤体の天端高が $+12.5\text{m}$ 、空気室の幅(内側)が 6.5m 、ケーソンの全体幅が 24.5m 、法線方向の長さが 20m である。空気室は 4m 幅で5室に分けられているが、隔壁上部に設けられた通気開口部でつながっている。設計波は、 $H_{1/3} = 10.2\text{m}$ ($H_{\max} = 15.3\text{m}$)、 $T_{1/3} = 14.5\text{s}$ であり、上述した方法に基づいて設計している。構造設計では FEM 解析を用いているが、その結果空気圧のために側壁付け根部に大きな曲げモーメントが作用することが判明した。この部分は格子状の梁によって補強している。なお、堤体の滑動安全率は 1.15 であり、転倒の安全率は 2.07 である。また鉄筋の許容応力は $2,000\text{kgf/cm}^2$ 、コンクリートの許容圧縮応力は 300kgf/cm^2 である。

実験堤の機械室には、保護対策装置の一つとして過大な空気圧を開放する圧抜弁がある。この圧抜弁は、正圧

に対して働く重力式の弁で、2台で合計の実質開口率 ε が 1/144 となる。発電装置は有義波高 5m まで発電するように設計されており、これを超える場合には、空気ノズル内にある空気流調整弁を大気側に開放し、同時にタービン側を閉じることによって発電を停止している。この場合の実質的な開口率 ε は 1/121 である。

3. 計測の概要

本実験では、ケーソンや発電システムに種々のセンサーを設置して計測を行っている。その内容は、以下の3項目に大別できる。

- ①波浪……波高、周期、波向き、波パワー等
- ②堤体の安定性……波圧、(揚圧力、空気圧)、鉄筋応力
- ③波エネルギー変換……空気出力、発電出力等

本報告で対象にしているのは、特に②の項目である。

図-6 は、ケーソンに取り付けられたセンサーを示すもので、波圧計が20台、鉄筋計が20台設置されている。計測されたデータは、海底ケーブルで陸上監視局に送られ、パソコンでリアルタイム解析されるとともにデータレコーダに収録し、詳細解析を行った。データのサンプリングタイムは標準的には 20Hz であるが、波高が大きい場合には最大 100Hz にしている。データの長さは20分である。

計測は順調に実施されており、多くのデータが収録されている。実験期間中、有義波高が 7m を超す異常波浪が数回来襲しており、最大の有義波高は、1990年12月2日16時の 8.67m ($H_{max}=14\text{m}$, $T_{1/3}=12.88\text{s}$) であった。このように大きな波に対する防波堤の波力が測定された例はあまり無く、貴重なデータである。

本報告において解析の対象としたのは、波高が大きく発電を停止した有義波高が 5m 以上のものである。実際には $H_{1/3}$ が 5.85m から 8.67m ($T_{1/3}=10.5\text{s}$ —13.1s, 防波堤法線の垂線と、波の主方向となす角 $\beta=11^\circ$ — 44°) の 20 ケースを解析している。

なお、波高計はこの堤体より 275m はなれた位置にあり、必ずしも一波一波の入射波は同じではない。したがって、最高波高については20分間に約 100 波の波が来襲するとして、理論的な期待値である $1.61 H_{1/3}$ の値

を用いた。しかしながら、波浪観測は通常毎正時行っており、その1時間の間にはもっと多くの波数が来襲しており、最高波高はさらに大きくなり、設計に用いている $1.8 H_{1/3}$ に近づくと考えられる。もちろん実験堤の位置では碎波によって最高波高が抑えられることにも留意する必要がある。

4. 現地実験結果

4.1 堤体の変形

実験期間中、設計波にほぼ匹敵する波浪が作用したが、空気室を含めケーソンの各部材に被害は認められなかった。またケーソンの移動もほとんど無く、マウンドの沈下による天端の低下が認められたが、この沈下量 (0.8m) は、設計時の予想沈下量 (1m) 以下であった。

4.2 空気室部材に作用する波圧(空気圧)と応力

(1) 測定波形の例

図-7 は、有義波高が 8.67m の場合の測定波形の例である。最上段に示した空気室内部の +5.5m の波圧計には、 10tf/m^2 の空気圧が働いておりそれに加えて波面の直接的な作用による圧力が働いているのがわかる。この空気圧は空気室内各点に作用しており、隔壁にも波面の直接的な作用による圧力に続いてこの空気圧が認められる。また、外側の斜面部には切り立った波圧波形が認められる。

図には鉄筋の応力波形も示しているが、斜面部(外側鉄筋)には外側からの波の作用によって一度圧縮応力が

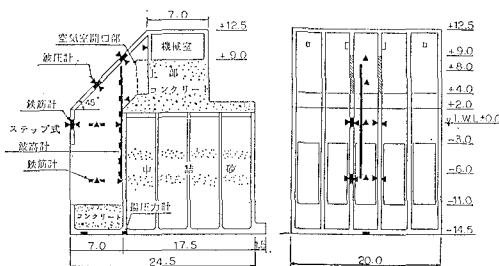


図-6 センサーの配置図

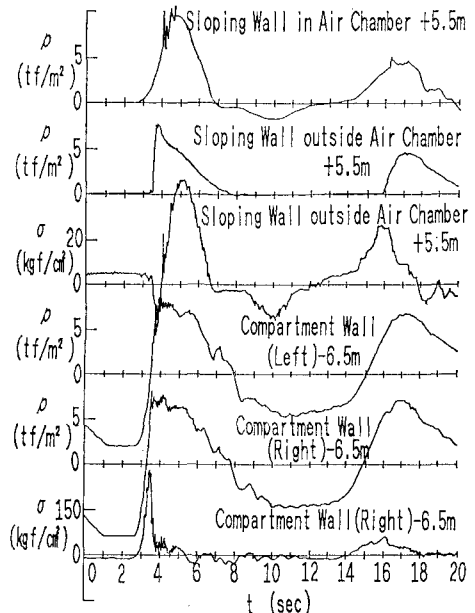


図-7 波圧及び部材応力波形の例

発生し、その後内側からの空気圧力によって 50 kgf/cm^2 程度の引っ張り応力が発生し、さらに負の空気圧力によって圧縮応力が生じている。また隔壁の鉄筋応力は、隔壁の右側と左側の圧力の差によって生じており、 300 kgf/cm^2 と斜面壁に比して大きな応力が発生している。これは波面の直接的な作用による圧力の差によって生じたものである。空気圧の差は無くこれによって応力は発生していない。隔壁の左右の波圧波形を比較すれば、右側（西側）から最初に波圧が作用しているのがわかる。この場合の平均波向きは、西側に 31° 傾いており、こうした波圧の差が生じている。

(2) 空気室斜面部に作用する圧力と応力のピーク値

図-8(a)は、空気室内（+5.5m）の圧力のピークの代表値を、対応する代表波高を横軸にプロットしたものである。正のピーク値は、設計波高に近いところでは 0.7 から $1.0 w_0 H$ である。設計では、 $1.0 w_0 H$ を考えており、ほぼ妥当な値と考えられる。なお、模型実験結

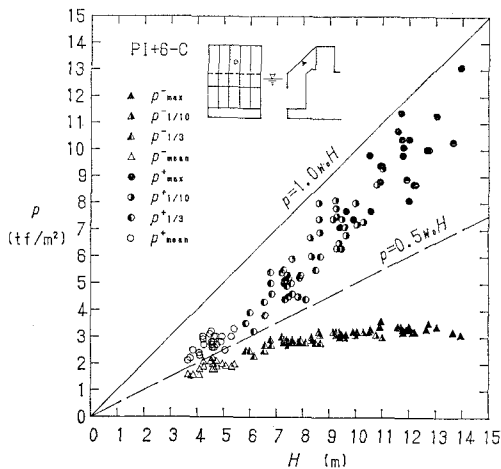


図-8(a) 空気室斜面部の波圧 (内側)

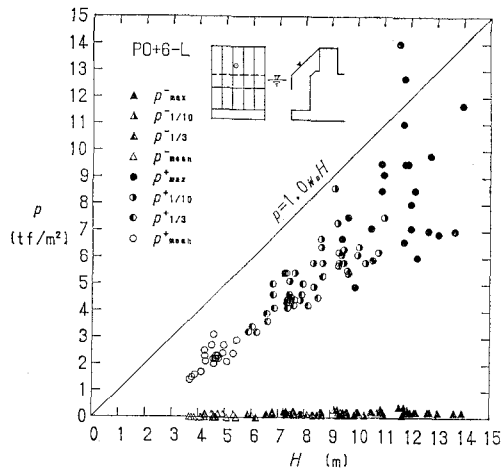


図-8(b) 空気室斜面部の波圧 (外側)

果だけからは $2 w_0 H$ 以上になると予測されており、やはり縮尺効果があることが確認され、衝撃的な空気圧の計算法の妥当性が確かめられた。

図には、負のピーク値も示しているが、波高が大きい時には空気室が大気へ開放されるため、ほぼ 3 tf/m^2 で上限となっている。したがって、設計で与えていた $-0.5 w_0 H$ は、やや過大な値であった。

図-8(b)は、斜面部外側（+5.5m）の波圧のピーク値をプロットしたものである。波高の大きいところでは 0.6 から $1.2 w_0 H$ であり、ばらつきが大きい。ここには図-7で見たような波面の衝突による切り立った波形の圧力が作用しており、局部的に大きな値となることがあるため、ばらつきが大きくなっていると考えられる。設計に用いた波圧は $1.0 w_0 H$ であり、測定値は全体にやや小さい。

図-9は、斜面部の鉄筋応力のピーク値を示すものである。鉄筋の応力は、波高が大きい場合でも 80 kgf/cm^2 以下であり、設計波高であっても 100 kgf/cm^2 以下と考えられ、鉄筋の許容応力の $1/20$ 以下である。これは鉄筋コンクリートの設計で無視しているコンクリートの引っ張り応力によって、鉄筋の応力が小さくなっているためと考えられる。コンクリートの引っ張り応力については次項で説明する。なお設計では、空気圧が内側から作用している時には外側からの波圧を考慮していないが、実際にはある程度外側からの波力も作用しており、実際に作用する合力も設計よりやや小さくなっていると考えられる。

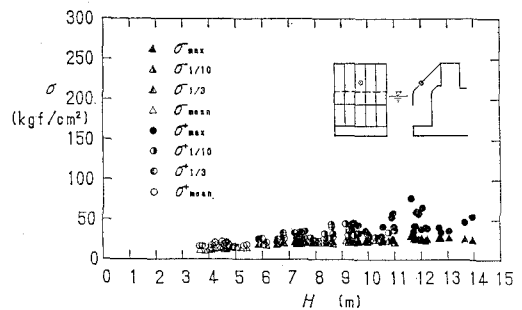


図-9 空気室斜面部の鉄筋応力

(3) 空気室隔壁に作用する圧力と応力のピーク値

空気室隔壁には、両側から圧力が作用するが、隔壁の設計では、その差の合力が問題となる。すでに述べたように、空気圧は両側ではほぼ同じであり、波の直接的な作用による波力の差が重要となる。図-10は、隔壁（-6.5m）における波圧の差をプロットしたものである。正の波圧（東から西方向の波圧）は、設計値の $0.25 w_0 H$ よりやや小さいが、負の波圧（西から東方向の波圧）は、波高が大きい時には $0.5 w_0 H$ 程度となること

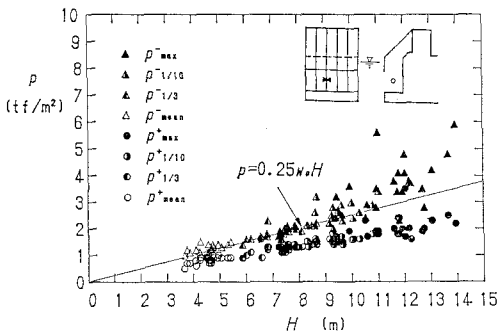


図-10 空気室隔壁部に作用する波圧差

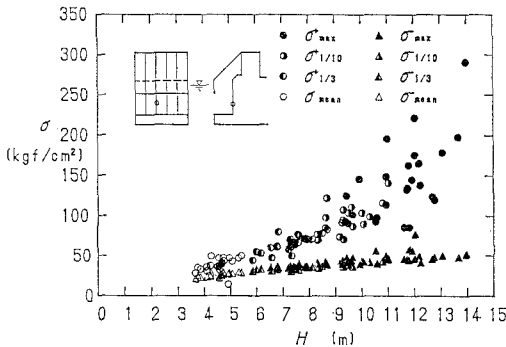


図-11 空気室隔壁部の鉄筋応力

もある。これは図-7でみたようなやや衝撃的な波圧が少し時間差を持って作用するからである。解析したケースはすべて西側からの波であり、負の波圧にこうした圧力が現われていると考えられる。

図-11は、隔壁の鉄筋応力をプロットしたものである。ただし鉄筋計の位置は、波圧計より後壁に近い位置である。図-10で調べたように、波高が大きいところでは設計波力を上回る合力が作用しているため、200 kgf/cm²を超える鉄筋応力となっている。しかしながら、最大でも許容応力の1/7以下である。やはりコンクリートの引張り応力が働き、鉄筋の応力を小さくしていると考えられる。

コンクリートの引張り応力の限界値は、一般に30 kgf/cm²程度である。鉄筋応力が80 kgf/cm²のとき、コンクリートに鉄筋と同じひずみが発生しているとなると、11 kgf/cm²の引張り応力が発生していると考えられる。この値は限界値よりかなり小さく、コンクリートの引張り応力が発生していると十分考えられる。鉄筋の応力が300 kgf/cm²の場合はやや限界値を上回るが、それでもある程度コンクリートの引張り応力が発生していると考えられる。ただし、コンクリートにひび割れが生じた場合には、このコンクリートの引張り応力は期待できず、鉄筋の応力が急速に大きくなると考えられる。

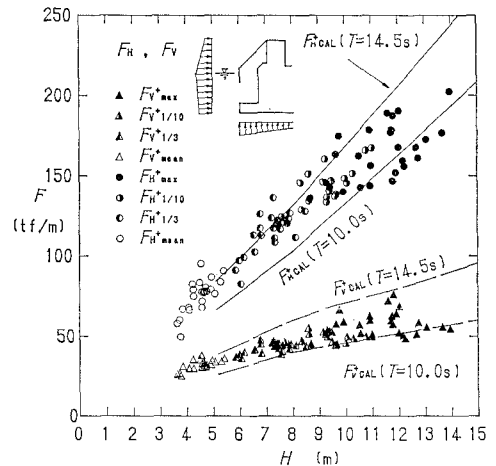


図-12 堤体に作用する合力

4.3 堤体全体に作用する波力

図-12は、各点の圧力から求めた水平波力と鉛直力（揚圧力と斜面に働く波力の鉛直成分）の正のピーク値を示すものである。図には、それぞれの合田式による計算値も示している。ただし、計算値は波向きが10°の場合であり、周期が10sと14.5sについて示している。水平力および揚圧力の実験値はこの計算値の間にばらついており、ほぼ計算法が妥当であることを示している。

5. あとがき

波力発電ケーソン防波堤の耐波安定性に関して、現地の貴重なデータが得られ、その耐波設計法がほぼ妥当であることが確かめられた。特に衝撃的な空気圧について、縮尺効果を考慮した計算法が妥当であることが確認された。ただし、隔壁の設計波圧が過小であること等さらに検討する必要がある。

この実証実験は、合田良実横浜国大教授を委員長とする委員会の指導のもとに実施している。また、実験の計画から現在までには非常に多くの方々のご協力を得ている。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- エネルギー土木委員会新エネルギー小委員会 (1990): 波エネルギーの利用技術の現状と将来展望, 土木学会, 219 p.
- 運輸省港湾局 (1989): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会.
- 合田良実ほか (1991): 波力発電ケーソン防波堤の実証実験結果, 第16回海洋開発シンポジウム, 土木学会.
- 高橋重雄・谷本勝利 (1984): 直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力, 第2報-現地観測波圧データの解析-, 港研報告, 第23巻2号, pp. 3-25.
- 高橋重雄・安達 崇・田中 智 (1988): 改良型波力発電ケーソン防波堤の特性-波エネルギーの利用に関する研究, 第7報-, 港研報告, 第27巻2号, pp. 23-57.