

海水交換機能を有する直立消波ケーソンの開発 ～高波浪域への適用に向けて～

DEVELOPMENT OF A WAVE DISSIPATING CAISSON ENHANCING SEAWATER EXCHANGE

塩崎 禎郎¹・本田 秀樹¹・堀内 博²・中村 宏²

Yoshio SHIOZAKI, Hideki HONDA, Hiroshi HORIUCHI and Hiroshi NAKAMURA

¹正会員 工修 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田1-1)

²正会員 工修 NKK 鉄構建設部 港湾技術グループ (〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町2-1)

The authors developed a wave dissipating caisson breakwater having a function of seawater exchange. This caisson is a permeable slit caisson with a submerged vertical plate in a water chamber. This caisson generates a one-way flow from offshore to harbour. This flow enhances the exchange between contaminated harbour water and clean offshore water. Originally, this caisson was intended for calm sea. However, the function of seawater exchange came to be required even for outer breakwaters at large harbours facing rough sea. In offshore areas the width of a caisson must be extended to resist against strong wave forces. Therefore, the caisson needs to have channels piercing itself. In order to make clear its hydraulic characteristic, a two-dimensional hydraulic model experiment was carried out. It revealed that the channels never spoiled the seawater exchange, even in the condition of smaller wave height.

Key Words : Seawater exchange, wave dissipating caisson, rough sea

1. はじめに

筆者らは、これまでに図-1に示すような海水交換機能を有する直立消波ケーソンの開発（以下、従来型と記述）を行い、水理特性に関して報告を行ってきた^{1)~3)}。この構造は、透過型の直立消波ケーソンの遊水室内に、越波版を設けたことを特徴としている。海水交換のメカニズムは図-2に示すとおりである。押し波時には、スリット壁を透過してきた波が越波版を越え、港内側との水位差が生じ、後壁に設けた開口部から海水が港内へ導水される。一方、引き波時には、越波版と後壁との間の水位低下が越波版によって妨げられるため、港外側への戻り流れを

防ぐことができる。したがって、常に港内側への一方向流を造り出すことが可能となる。

開発当初は、港内の水質悪化の可能性が高い低波浪域に設置する防波堤を想定していたため、遊水室の背後に中詰砂を投入する壁体部分の無い構造を対象としていた。ところが、最近では、環境問題への意識の高まりや、港内での蓄養を目的として、直接外洋に面する高波浪域に建設される防波堤に対しても海水交換機能を求められることが多くなってきた。そのためには、図-3に示すように遊水室背後に壁体部分が必要となり、遊水室から港内側へ海水を通すための導水管が必要となる（以下、高波浪対応型と記述）。そこで、導水管の設置により海水交換性能に与える影響を把握することを目的として水槽実験を実施した。

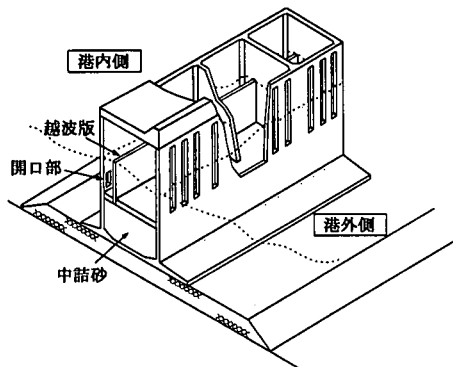


図-1 海水交換機能を有する直立消波ケーソン（従来型）

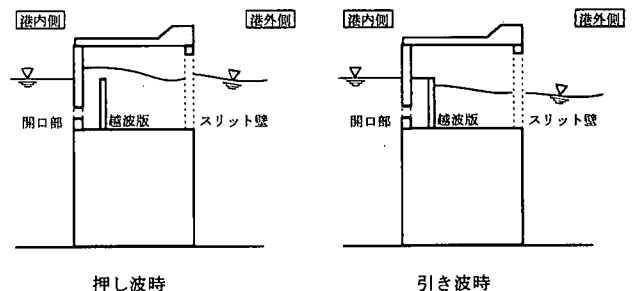


図-2 海水交換のメカニズム

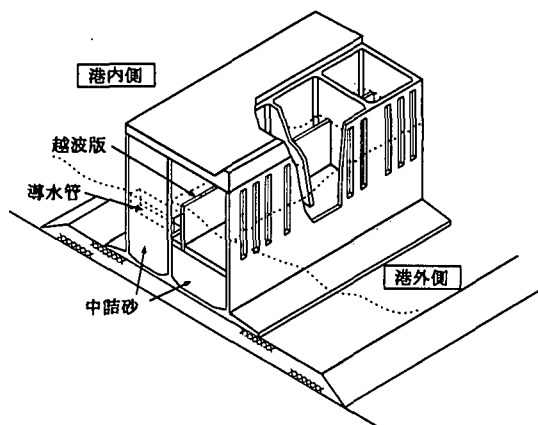


図-3 海水交換機能を有する直立消波ケーソン
(高波浪対応型)

2. 実験概要

水深-15mに設置される防波堤を想定して、下記の2種類の水槽実験を実施した。

- 1) 1/30縮尺実験：従来型と高波浪対応型の比較実験
- 2) 1/10縮尺実験：高波浪対応型に対して、海水交換が特に求められる、波高1m以下となるような低波浪時（静穏時）の導水特性を明らかにするための実験。導水管の断面積と、潮位（水位）をパラメーターとして導水特性に与える影響の検討を行った。

水槽実験は、吸収制御式の2次元造波水路（長さ13.5m×高さ0.8m×幅0.9m）を用いて行った。実験波は規則波とした。波浪条件を表-1に示す。模型はアクリルで製作し、模型背後（港内側）への流入水を還流できるように模型の底面を嵩上げて設置した。

表-1 波浪条件(カッコ内は現地換算値)

	1/30縮尺実験	1/10縮尺実験
水深 h	50cm (15.0m)	57cm (5.7m)
波高 H	3.3~10.0cm (1.0~3.0m)	2.5~10.0cm (0.25~1.0m)
周期 T	0.5~2.2s (2.5~12.0s)	1.29s, 1.9s (4.0s, 6.0s)

計測項目は以下のとおりである。

- ・導水量：開口部、導水管の港内側排出口で流速を測定して導水量を算定。
- ・反射率：模型と造波機との間(港外側)で計測した波高を用いて入・反射分離法で反射率を算定。
- ・波高伝達率：港内側に設置した波高計で伝達波高を計測し、伝達率を算定。開口部を設けたことで生じる伝達波を把握するために、防波堤天端高を高くして越波が生じないようにしている。

実験結果の整理は、造波開始後、波高の安定した時刻から5波分のデータの平均値を使用した。また、実験結果はすべて現地換算値で整理している。

3. 1/30縮尺実験模型

1/30縮尺実験では、下記の3種類の模型を製作した。模型断面図を図-4に示す。

- ・MODEL-A：従来型（1重スリット）
- ・MODEL-B：従来型（2重スリット）
- ・MODEL-C：高波浪対応型（2重スリット）

MODEL-BとMODEL-Cで2重スリット構造とした理由は、風波から、うねりまでの幅広い周期帯で、良好な消波性能を確保するためである。また、すでに多くのケースの実験^{1)~3)}を行って導水特性が明らかになっている1重スリット構造のMODEL-Aに対しても実験を行った。すなわち、MODEL-AとMODEL-Bを比較することで、スリット数の導水特性に与える影響を把握することができる。また、今回の実験の主目的である、導水管の設置による影響は、MODEL-BとMODEL-Cを比較することで把握できる。なお、各モデルの開口部と導水管の断面形状は3.3cm×3.3cm(現地換算値1.0m×1.0m)の矩形であり、設置間隔は22.5cm(現地換算値6.75m)とした。

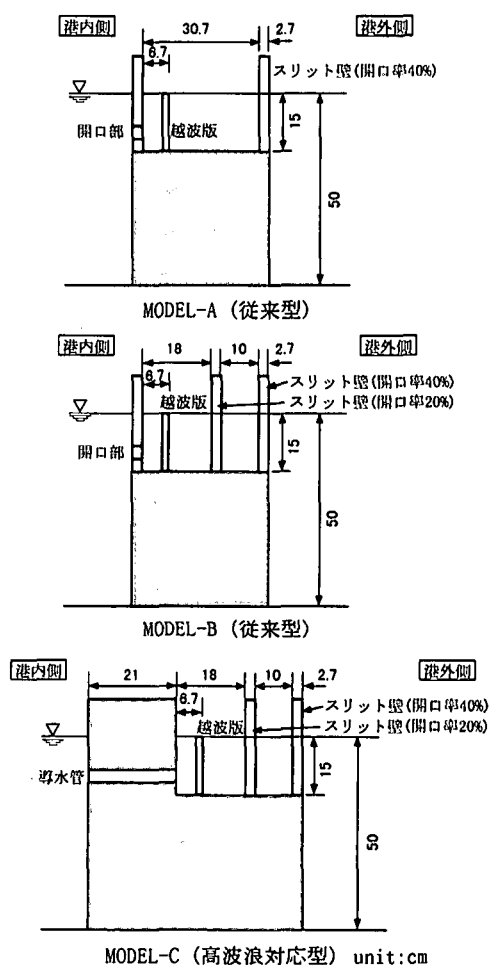


図-4 1/30縮尺実験模型

(1) 導水特性

導水量と波高の関係を、図-5と図-6に示す。導水量は、単位時間、防波堤法線方向の単位幅当たりの導水量 $Q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$ で整理している。今回の条件では、周期、モデルの違いによらず、波高が高くなるにつれ導水量が増加していることがわかる。これは、波高の増加にともない、越波版背後部の水位上昇量も増加し、港内側との水位差が増えることが、導水量の増加に結びついているためである。

モデル別に見ると、スリット壁を複数としたMODEL-Bは、遊水室内のスリットを透過して越波版背後部へ流入する水塊の量が減少するため、MODEL-Aと比べて小さな値を示している。また、導水管を有するMODEL-Cの導水量は、開口部としたMODEL-Bより減少している。比較的短周期側の $T=4.0\text{s}$ 、 $T=6.0\text{s}$ では、10%程度の差であるが、 $T=9.0\text{s}$ 、 $T=12.0\text{s}$ では20%程度まで差が開いている。MODEL-Cの導水量が減少する要因としては、管長が長くなるにつれて、越波版背後部と港内側の水位差を解消するために必要な時間が長くなるため、越波した水塊が、すべて港内側に流れるのではなく、スリット側へ戻り流れとなってしまうためである。また、管長に比例して増加する摩擦損失の影響も考えられる。今回の比較では、導水部分の断面積を等しくしているため、このような結果となったが、当然、MODEL-Cの導水管サイズを大きくしたり、配置を密にすることで、容易に導水量を増加させることができる。

次に、MODEL-BとMODEL-Cの流速波形の一例を図-7に示す。どちらも、港内側へ向かう一方向で変動する波形となっていることがわかる。波高 $H=3.0\text{m}$ に対する流速の最大値は、MODEL-Bで 5.5m/s 、MODEL-Cで 3.5m/s となっている。港内側排出口での流速は、距離が離れるにしたがって、指数関数的に減少していくため⁴⁾、さほど問題にならないものと考えられるが、防波堤直背後に生け簀等を設置する場合には、最大流速値を抑えることのできるMODEL-Cのような構造が有効と考えられる。

(2) 反射率

波高 $H=1.0\text{m}$ における周期と反射率 K_r の関係を図-8に示す。直立消波ケーソンの反射率は、波長 L と遊水室幅 B の関係で概ね推定することができる。谷本ら⁵⁾は、 $B/L=0.1\sim 0.3$ としたときに、 K_r を0.4以下とすることができると報告している。MODEL-Aで $B/L=0.1\sim 0.3$ となるのは、 $T=5\text{s}\sim 8\text{s}$ の範囲であるが、遊水室水深とスリット開口率を調整して、長周期側で消波性能を向上させている。逆に、 $T=3.5\text{s}$ のときには、 $B/L=0.48$ となり、重複波の腹の部分が、スリット位置と一致して流速成分の上下方向が卓越してしまうため、反射率が0.8を越えてしまっている。このような現象を回避するために、MODEL-BとMODEL-Cでは、2重スリット構造とした。その結果、短周期側($T=2.5\text{s}\sim 5\text{s}$)でも、 $K_r<0.4$ となり、幅広い周期帯で消波機能を確保できることが確認できた⁶⁾。

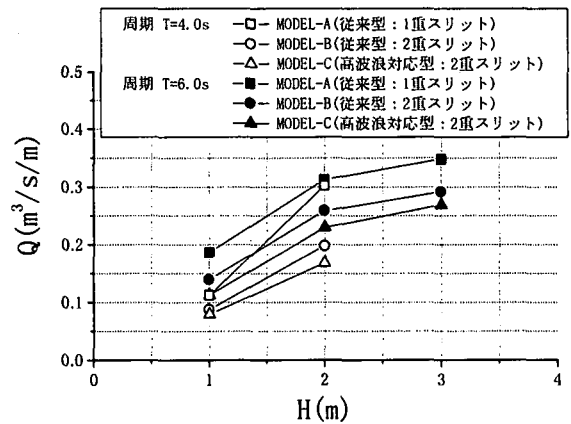


図-5 導水量と波高の関係 ($T=4.0\text{s}$, $T=6.0\text{s}$)

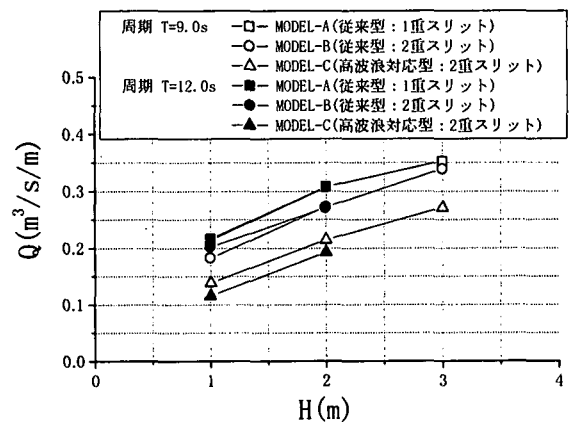


図-6 導水量と波高の関係 ($T=9.0\text{s}$, $T=12.0\text{s}$)

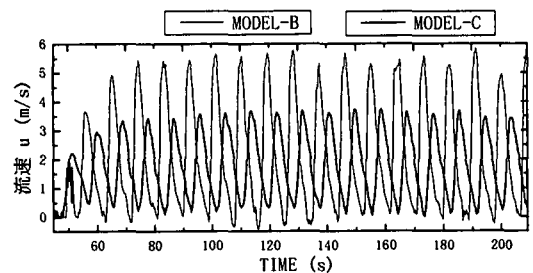


図-7 流速波形 ($T=9.0\text{s}$, $H=3.0\text{m}$)

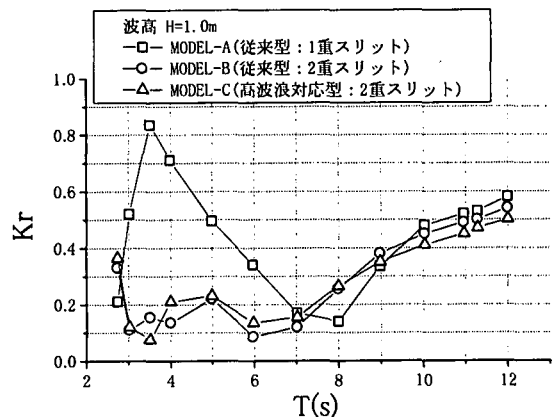


図-8 反射率と周期の関係 ($H=1.0\text{m}$)

(3)波高伝達率

実験ケース中の最大波高 $H=3.0\text{m}$ に対する周期と波高伝達率 K_t の関係を図-9に示す。波高伝達率は、港内側排出口での流速が影響するため、MODEL-Cが最も小さな値($K_t=0.03$ 程度)となっている。一方、MODEL-AとMODEL-Bに対しても、波高伝達率は $K_t=0.05$ 以下であり、港内の静穏度は十分に保たれていることがわかる。

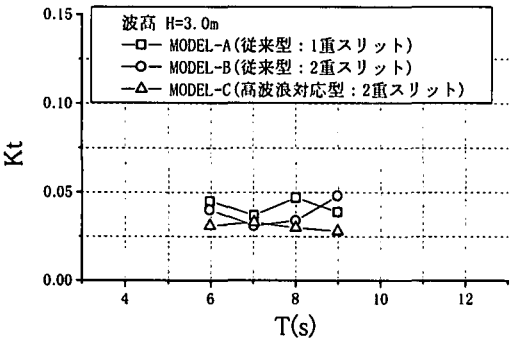


図-9 波高伝達率と周期の関係 ($H=3.0\text{m}$)

4. 1/10縮尺実験模型

1/10縮尺実験は、低波浪時（静穏時）を対象としているため、造波性能から縮尺を決定した。さらに、造波水路の水深の制約から、1/30縮尺模型を、そのままモデル化することは不可能であるため、概ね遊水室下端までの部分模型実験とした。模型断面図を図-10に示す。導水管は、矩形形状として断面積を変化させた4種類用意している（表-2参照）。設置間隔は45cm（現地換算値4.5m）とした。また、潮位変動が導水性能に与える影響を把握するために、水位を変化させて実験を行っている。水位条件は表-3に示すとおりである。

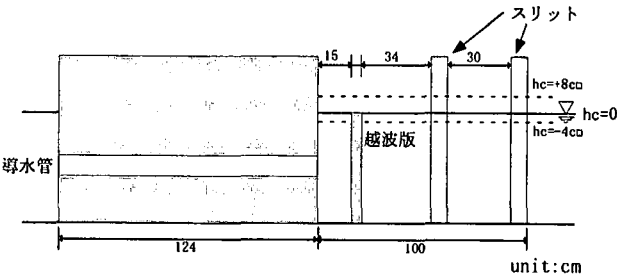


図-10 1/10縮尺実験模型

表-2 導水管サイズ

1/10縮尺模型	現地換算値	単位幅当たりの導水管断面積
3cm×3cm	0.3m×0.3m	0.020 m ² /m
5cm×5cm	0.5m×0.5m	0.056 m ² /m
10cm×10cm	1.0m×1.0m	0.222 m ² /m
15cm×15cm	1.5m×1.5m	0.500 m ² /m

表-3 水位条件

	1/10縮尺実験	現地換算値
水位 (hc)	-4cm 0cm +4cm +8cm	-0.4m 0.0m +0.4m +0.8m

(1)導水量

単位時間単位幅当たりの導水量 $Q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$ と波高の関係を図-11に示す。1/10縮尺実験では、 $H=0.25\text{m}$ のような低波浪に対する導水特性に着目していたが、今回の実験結果から、確実に導水されることがわかった。また、導水管サイズ（1.0m×1.0m）に対する導水量を、1/30縮尺実験と比較すると、構造諸元が全く同一ではないが、 $H=1.0\text{m}$ 、 $T=6\text{s}$ の条件では、どちらも0.11($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)程度となっており、実験の信頼性（再現性）を確認することができた。

(2)導水管サイズの影響

導水量と単位幅当たりの導水管断面積の関係を図-12に示す。今回対象とした波浪条件では、概ね1.0m×1.0m (0.222 m^2/m)の導水管で、導水量は頭打ちとなっている。すなわち、越波版を乗り越えた水塊を、効率的に港内側に導水するための最適な導水管の諸元（断面積、管長、設置間隔）が存在することがわかる。

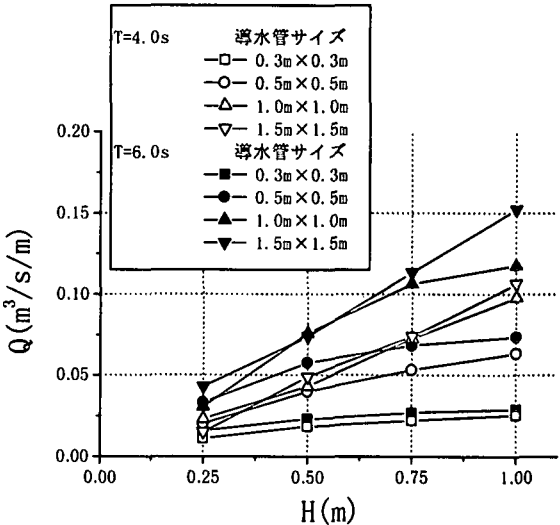


図-11 導水量と波高の関係

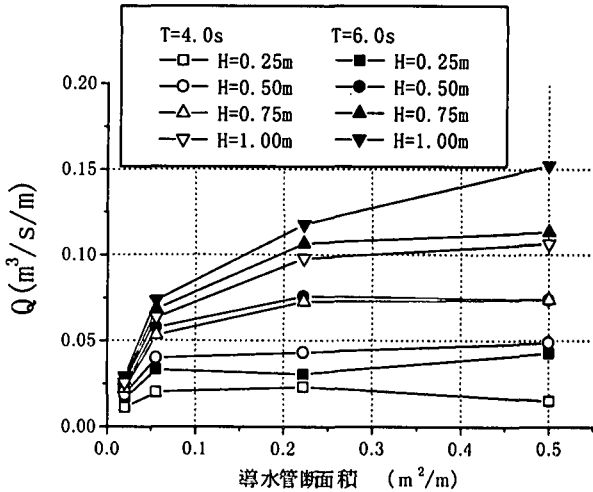


図-12 導水量と導水管断面積の関係

(3) 潮位変動の影響

潮位変動による導水量への影響を把握するために、水位を変化させて行った実験の導水量Qを、無次元天端高 (hc/H) との関係で整理した。導水管サイズ1.0m×1.0mと、1.5m×1.5mのデータを、それぞれ図-13、図-14に示す。最も導水量が多くなるのは、当然のことながら、越波版天端と水面が一致した場合である。水位が上昇すると (hc/Hがプラス側)、緩やかに導水量は減少していく。一方、水位が低下して、越波版が静水時に、水面上に突出している状態 (hc/Hがマイナス側) では、急激に導水量が減少する。特に、hc=-0.4mでH=0.25mの条件 (hc/H=-1.6) では、波が越波版を乗り越えないため、全く導水されない。このように、越波版天端高と水位の関係で、導水量は変動するため、越波版天端高を決定する際には、特に越波版が水面上に突出する条件に留意して決める必要がある。また、潮位差の大きな場所に適用する場合には、法線方向に天端高を変えた越波版を設置することで対応することが考えられる。

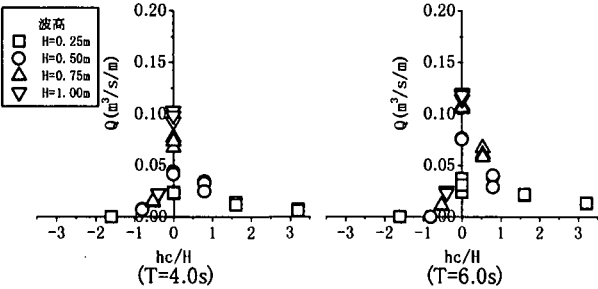


図-13 導水量と無次元天端高の関係 (導水管サイズ1.0m×1.0m)

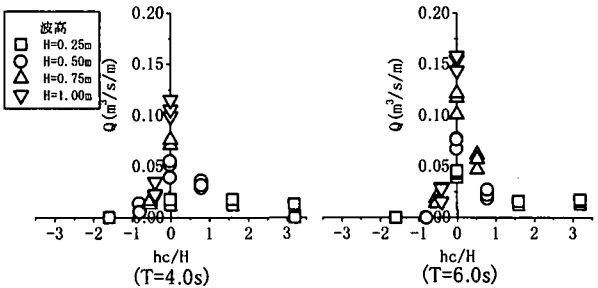


図-14 導水量と無次元天端高の関係 (導水管サイズ1.5m×1.5m)

(4) 導水量の推定

大村ら⁷⁾は、潜堤付き海水導水工 (防波堤の一部に開口部を設け、沖側に潜堤を設置して、防波堤と潜堤で囲まれる遊水部での水位上昇によって海水を導入する構造) に対して、遊水部の水位差と、導水管内の流速の関係を、非定常流のエネルギー式を用いて検討している。その中で、流速が小さい場合を除いて、エネルギー式の加速度項の影響が小さいものとして、時間平均化を行い、定常的に解いても適用性があることを確認している。流速と水位差の関係は次式(1)～(3)を用いて求めることができる。

$$u = C_{in} \sqrt{2g \Delta \eta} \quad \dots (1)$$

$$C_{in} = \sqrt{\frac{1}{1 + f(\ell/D) + f_e + f_o}} \quad \dots (2)$$

$$f = 12.7gn^2/D^{1/3} \quad \dots (3)$$

ここに、 u : 導水管内の時間平均流速、 C_{in} : 流量係数、 g : 重力加速度、 $\Delta \eta$: 導水管両端での時間平均水位差、 f : 摩擦損失係数、 ℓ : 管長、 D : 管径、 f_e : 入口損失、 f_o : 出口損失、 n : 粗度係数である。

この計算方法を用いて、本構造 (高波浪対応型) への適用を試みた。計算の対象は、押し波時に、越波版背後部の水面が、ほぼ一定となって上昇する実験ケース (導水管サイズ1.0m×1.0m、周期T=6.0) とした。計算では、 $f_e=0.5$ 、 $f_o=1.0$ 、 $n=0.009$ 、 $D=1.0m$ 、 $\ell=12.4m$ の値を用いた。なお、 D は円形に対する値であるが、ここでは、矩形の一辺の長さを代用した。上記の方法で求めた流速 u_{cal} と、実験値 u_{exp} を表-4に示す。その結果、計算値 u_{cal} と実験値 u_{exp} は、比較的一致しており、計算手法の本構造 (高波浪対応型) への適用性を確認することができた。

表-4 実験値と計算値の比較

実験値			計算値
波高H(m)	$\Delta \eta$ (m)	u_{exp} (m)	u_{cal} (m)
0.25	0.0041	0.139	0.176
0.50	0.0146	0.339	0.331
0.75	0.0426	0.477	0.567
1.00	0.0544	0.532	0.641

5. 現地への適用に向けて

ここでは、海水交換機能を有する直立消波ケーン (高波浪対応型) を現地に適用した場合の海水交換性能について考察する。

例えば、港内の平均水深 $h=10m$ 、奥行き $B=1000m$ の港内水域を想定した場合、 $Q=0.11m^3/s/m$ 程度の導水能力 ($H=1.0m$) を有すれば、港内の海水がすべて入れ替わるのに必要な時間は約25時間 ($= (h \times B)/Q$) となる。したがって、波高1.0mのような比較的小さい波でも約1日で港内の海水交換を行うことが可能である。また、森口ら⁸⁾がマダイの養殖 ($6m \times 6m \times 3m \times 12$ 基) に対して検討した所要導水量は $800m^3/h$ ($0.222m^3/s$) であった。特に水質悪化が懸念される夏期の静穏時を想定して $H=0.25m$ と仮定すると、導水管サイズ1.0m×1.0mでは、 $Q=0.025m^3/s/m$ となり、本構造を法線方向で10m設置することで対応が可能となる。このように、本構造 (高波浪対応型) は、現地に適用しても、十分に海水交換を促進する能力を有しているものと考えられる。

6. まとめ

海水交換機能を有する直立消波ケーソンの高波浪域への適用にむけて、遊水室から港内側へ導水管を設置した構造（高波浪対応型）を考案し、導水特性を把握する目的で水槽実験を実施した。今回の実験から得られた結論を以下に示す。

- 1) 1/30縮尺実験から、導水管を設置した構造（高波浪対応型）は、従来型と導水部分の断面積が一定の条件では、80～90%程度の導水能力を有することがわかった。この導水量は、導水管サイズを大きくしたり、導水管を密に配置することで、容易に向上させることができる。
- 2) 外洋域で、風波から、うねりまでの広い周期帯で、高い消波性能が求められる場合には、2重スリット構造とすることで、対応が可能である。
- 3) 高波浪対応型の波高伝達率は、波高 $H=3\text{m}$ に対して、0.03程度で、港内の静穏性を十分確保できることがわかった。
- 4) 1/10縮尺実験から、波高 $H=0.25\text{m}$ のような、静穏時にも、導水が可能であることを確認できた。
- 5) 導水管サイズを変えて行った実験から、越波版を乗り越えた水塊を、効率的に港内側に導水するための最適な導水管の諸元（断面積、管長、設置間隔）が存在することがわかった。
- 6) 潮位変動の影響を把握するために、水位を変化させて実験を行った。越波版が没水する条件では、急激に導水量が低下することはないが、越波版が水面上に突出する条件では、波高によっては、越波版を乗り越えることができないため、全く導水できないことがある。そのため、越波版天端高の設定は、慎重に行う必要がある。
- 7) 越波版背後部の平均水位上昇量がわかれば、導水管の流速は、非定常エネルギー式を用いて、推定することが可能である。

参考文献

- 1) 塩崎禎郎・磯崎総一郎・植村俊郎・内田賢一・水谷直樹:海水交換機能を有する消波スリットケーソンに関する実験的研究, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第Ⅱ部, pp. 664-665, 1995
- 2) 塩崎禎郎・磯崎総一郎・中村 滋・堀内 博:海水交換機能を有する透過型スリットケーソンの水理特性, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 1226-1230, 1996
- 3) 塩崎禎郎・磯崎総一郎・中村 滋・堀内 博:海水交換機能を有する直立消波ケーソンの開発, 海洋開発論文集, Vol. 12, pp. 79-84, 1996
- 4) 山本正昭:潜堤付海水導入工の計画と設計, 水工研技報水産土木, 第16号, pp. 1-12, 1994
- 5) 谷本勝利・吉本靖俊:直立消波ケーソンの反射率に関する理論および実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻第3号, pp. 43-77, 1982
- 6) 角野昇八・塩崎禎郎・原山之克(1999):消波室内水深を浅くした複数スリット壁直立消波工の消波機能-BIM解析-, 海洋開発論文集, 第15巻, pp. 671-676.
- 7) 大村智宏・中山哲蔵・前川拓司:潮位差が大きい漁港での波浪エネルギーによる海水交換の検討, 海岸工学論文集, 第44巻, pp. 986-990, 1996
- 8) 森口朗彦・山本正明・田中輝男:富山市四方漁港における潜堤付孔空き防波堤の建設と導水機現地調査, 海洋開発論文集, Vol. 8, pp. 403-408, 1992