

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1060 September 2003

大規模可動式高潮防潮堤に関する基礎的研究
—フラップゲートの水理特性と試設計—

富田 孝史
下迫 健一郎
山田 昌郎
横田 弘

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

| | |
|--------------------------------|----|
| 要 旨 | 3 |
| 1. まえがき | 4 |
| 1.1 研究の背景 | 4 |
| 1.2 大規模ゲートの事例 | 4 |
| 1.3 研究の目的と内容 | 5 |
| 2. 水理模型実験 | 5 |
| 2.1 実験方法 | 5 |
| 2.2 実験結果 | 7 |
| 3. 数値解析 | 10 |
| 3.1 数値波動水路CADMAS-SURFの概要 | 10 |
| 3.2 モデルの改良 | 11 |
| 3.3 計算条件 | 13 |
| 3.4 計算結果 | 14 |
| 4. 試設計 | 22 |
| 4.1 検討条件 | 22 |
| 4.2 構造概要 | 23 |
| 4.3 試設計結果 | 23 |
| 5. まとめ | 30 |
| 5.1 主要な結論 | 30 |
| 5.2 今後の課題 | 31 |
| 謝辞 | 31 |
| 参考文献 | 31 |

Fundamental Study on Large Mobile Storm Surge Barrier - Hydraulic Characteristics of Flap Gate and Its Structural Design -

Takashi TOMITA*
Ken-ichiro SHIMOSAKO**
Masao YAMADA***
Hiroshi YOKOTA****

Synopsis

It is apprehensive for the sea level rise due to global warming. The sea level rise increases vulnerability to inundation in coastal areas due to storm surges and high waves. In this study, it is investigated that a mobile storm surge barrier as one countermeasure against the storm surges and high waves. The mobile storm surge barrier is installed at a mouth of a harbor. Concretely, a flap gate is taken up. It can emergently close the mouth of the harbor in order to protect both of land areas and water areas from the storm surges and high waves without using obstacles to ship navigation. It has also a merit that is not to disturb seawater exchange because of it stored on a sea bed under normal circumstances.

In this study, hydraulic model experiments are conducted to investigate the wave transmission behind the gate and wave forces acting on it. The experimental results shows availability of the wave forces evaluated by the Goda formula for the vertical gate and inclined gate toward the inside of harbor. The Goda formula is usually used for evaluation of the wave pressure acting on composite breakwaters. For the inclined gate toward the outside of harbor, the wave forces are about 1.2 - 1.4 times as large as the wave forces evaluated by the Goda formula. The wave transmission rate is lower for the inclined gate toward the outside of harbor than for the inclined gate toward the inside of harbor. The gate whose height is enough to reduce the wave transmission rate results in small difference of the waver transmission rate by directions of inclination of the gate.

In order to examine the wave transmission and wave forces, the numerical model, CADMAS-SURF, is improved. The computational results are good agreement with the experimental results for the wave transmission rate and wave forces.

Finally, the flap gate against a condition of the storm surge and high wave is structurally designed, especially for the vertical gate. Moreover, cost of the gate is estimated.

Key Words: flap gate, mobile storm surge barrier, hydraulic model test, numerical simulation, structural design

* Head of Storm Surge and Tsunami Division, Marine Environment and Engineering Department
** Head of Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
*** Senior Researcher, Geotechnical and Structural Engineering Department
**** Head of Structural Mechanics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-8445052 Fax : +81-46-8441274 e-mail: tomita@pari.go.jp

大規模可動式高潮防潮堤に関する基礎的研究

－フラップゲートの水理特性と試設計－

富田 孝史*
下迫 健一郎**
山田 昌郎***
横田 弘****

要 旨

地球温暖化による海面水位の上昇が危惧されている。海面水位が上昇すれば、内湾沿岸域における高潮や高波による浸水の危険度が增大することは避けられない。本研究では、今後の海面水位上昇に対応できる新しい高潮防護対策として、港湾の入り口を高潮時に可動式高潮防潮堤によって締め切る対策について検討した。港湾の入り口に設置するため、背後の陸域および海域を同時に防護することができるという長所がある。しかし、平常時の船舶航行や海水交換に支障になってならず、さらに開口部の途中に支柱等の船舶航行に支障になるような障害物を設置しない構造形式である必要があるため、本研究ではこの条件を満足する一形式として、フラップゲートを取り上げている。

水理模型実験を行って、フラップゲートの波高伝達率と作用波力を明らかにしている。直立あるいは港内側に傾斜するゲートに作用する波力は、防波堤などの波圧を算定する合田式で計算した波力によって算定可能であるが、港外側に傾斜するゲートの場合には合田式による計算値よりも2割から4割程度大きな波力が作用することが判明した。また、波高伝達率は、静水面上のゲート天端高が入射波高以上の高さであれば、ゲートの傾斜方向による波高伝達率の差異は小さくなることが判明した。

また、フラップゲートの水理特性を数値計算によって検討できるように、数値波動水路CADMAS-SURFを改良した。波高伝達率や作用波力について水理模型実験結果と比較したところ、良好な結果が得られた。

フラップゲートに水理特性に基づいて、直立するゲートについて試設計を行って構造の検討を行っている。我が国の内湾におけるような高潮や高波の条件に対して、フラップゲートが構造的に実現可能であることが明らかになっている。さらに、この場合のコストの試算を行っている。

キーワード：可動式高潮防潮堤，フラップゲート，水理模型実験，数値解析，試設計

* 海洋・水工部高潮津波研究室長
** 海洋・水工部耐波研究室長
*** 地盤・構造部主任研究官
**** 地盤・構造部構造強度研究室長
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5052 Fax：046-844-1274 e-mail: tomita@pari.go.jp

1. まえがき

1.1 研究の背景

内湾の沿岸都市部は、人口や資産が集中し高度に利用されている反面、台風時の高潮や高波に対して脆弱な地域である。このため、高潮対策施設等によって防護されてきている。しかし、「気候変動に関する政府間パネル」(IPCC)の第3次評価報告書によれば、地球温暖化によって海面水位が、1900年に比べ2100年には9~88cm上昇すると予想されている。実際に数十cm規模の海面水位の上昇が起これば沿岸域の浸水に対する危険度は増大する。また、海流などに起因した異常潮位が近年度々観測されるようになってきている。例えば、2001年の台風15号のときには、通常よりも20~30cm上昇していた潮位に台風の高潮が重なって、東京湾沿岸部で思わぬ浸水被害が起こっている。このような異常潮位による海面水位の上昇が今後も引き続き起こるようであれば、これへの対策も緊急に検討しなければならない。

予想される海面水位の上昇に伴って既存の防潮堤等の天端高を今以上に高くすることは、現在の高度に利用されている都市沿岸部の状況を考えると極めて困難である。最近精力的に整備されてきているハザードマップに将来想定される海面水位の上昇を考慮した浸水域等の情報を掲載すれば、一つの有効なソフト対策になる。ソフト対策を充実させることによって人命の損失は防ぐことは可能になるが、財産の損失を防ぐことに対しては必ずしも十分でない。そこで、防潮堤等の天端高のかさ上げに代わる新たなハード対策が必要となる。

特に高度利用の著しい都市港湾の背後地域を防護することを考えると、ハード対策の一つとして、高潮時に港湾の入り口をゲートによって閉鎖する案が考えられる。この対策では、背後地域だけでなく港内水域も防護できるという利点がある。しかし、大都市圏の港湾では入港する大型コンテナ船に合わせて幅や水深を確保した航路が整備されているため、港湾の入り口といっても幅は数百m、水深は十数mの規模になる。さらに、航路上には船舶の航行に支障を来すような門柱などの障害物を設置することはできない。このような構造的な制約条件があるものの、高潮の危険が予想された場合にのみ入り口の開口部を閉鎖する手法が実現すれば大変魅力的である。そこで、本研究では、大規模可動式高潮防潮堤に関する検討を行い、我が国の特性にあった形式について考える。

1.2 大規模可動式防潮堤の事例

可動式防潮堤の第1案を考えるに当たり、これまで防

潮施設として使われてきている水門(ゲート)を参考にする。ゲート形式には、ローラーゲート、スライドゲート、ライジングゲート、マイターゲート、スイングゲート等(水門鉄管協会編、1973)様々なものがある。実際に大阪湾に流れ込む寝屋川等の河川に径間60m規模のバイザーゲートが建設されている。しかし、一般的なゲートの構造は、途中に門柱などを設置しないで数百m規模の港湾の開口部を締め切るのに不向きである。

我が国においては、100mを超える径間をもったゲートの事例はないが、海外においては大規模防潮ゲートの建設事例がある。それは、ロッテルダム港につながる新水路に建設されたマエスラント・バリア(Maeslant Barrier)である。ロッテルダム港は、コンテナ取扱量が世界第6位(2001年)のヨーロッパのハブ港湾であり、北海から20万トンクラスの船舶がロッテルダム港の内港地区へ向けて新航路を通過する。このため、水路幅および水深はそれぞれ360mと17m(マエスラント・バリアの設置位置において)というように大規模である。マエスラント・バリアは1991~1997年に建設された世界最大規模のセクターゲートである。左右対となっている2基の扇状のゲート扉体部は延長210m、高さ22mである。高さ22mとなっているのは、計画潮位を+5m(H.W.L.は+1.5m、L.W.L.は-0.65m)としているからである。平常時にはゲートは水路に併設された広場にあるドライドックに格納されており、メンテナンスが容易に行える。ゲートの閉鎖は3.0m以上の高潮が予想されるときに行われる。閉鎖にかかる時間は、格納ドック内への注水とドックゲートを開くのに30分、ゲートの水平移動に30分、ゲート内に注水し底面上1mまで沈むのに1時間、底面の土砂をフラッシングして着床するのに1時間の合計3時間である。ドックへの注水およびドックゲートの開放を余裕をもって事前に行ったとしても、セクターゲートによって水路を実質的に閉鎖するために2.5時間が必要である。このようにゲートによる閉鎖に時間がかかることが難点であるが、我が国では台風情報が事前に気象庁から発表されるので、高潮に対してゲートを閉鎖することは不可能ではない。ただし、このゲートのメンテナンスを容易にするためにドライドックが必要なことが、我が国の国土利用の事情を考えると最大のデメリットになる。

もう一つは計画段階の例である。それは、水の都といわれるイタリアのベニスにおけるフラップゲートである。現在のベニスは高潮が無くても大潮時に浸水してしまうことは有名であるが、そのベニスの街を含む面積550km²のベニス・ラグーンを高潮から防護するために、ラグー

ンに3つある入り江を浮上式フラップゲートで締め切ることが計画（モーゼ計画）されている。3つの入り江の規模は、長さ360~420m、深さ6~15mの範囲にあり、この規模の開口部を締め切るために、高さ20~30m、厚さ3~5m、幅20mのゲートを横につなげている。ゲート幅が思ったより狭いのは、施設の維持管理、運搬、万一ゲートが動かないときの影響を極力小さくするためである（Gentilomo, 1997）。このゲート形式の場合、平常時には水中に格納されているので、メンテナンスの実施が容易でない。一方、浮上させるときに空気をゲート扉体の中に注入するなどすることによって、閉鎖時間は30分程度と短いことが長所である。

1.3 研究の目的と内容

我が国の港湾の入り口では、門柱のような障害物の設置や、マエスラント・バリアのように広大な格納用地を確保できないことが多い。さらに、閉鎖による船舶の運行への影響を極力小さくするためには、できるだけゲートを閉鎖する開始時期を遅くした方がよいと考えられる。すなわち、閉鎖を始めてから完了するまでの時間が短いことがゲートに要求される。以上のような条件を満足する一つの形式として、フラップゲートを本研究においてとりあげることにする。フラップゲートはベニスで検討されているものの、十分にその特性が解明されているとは言えない。そこで、本研究では、フラップゲートの防護性能を知るためにゲート背後への波高伝達率の特性と

耐波安定性能を検討するための作用波力の特性を水理模型実験から明らかにする。さらに、フラップゲートの防護性能と耐波安定性能を照査するためツールとして使用できる数値計算モデルを開発し、その適用性を検討する。最後に、主に水理模型実験の結果に基づいた試設計を行って、フラップゲートの適用可能性と実現性を考察する。

2. 水理模型実験

2.1 実験方法

(1) 実験水路と実験断面

実験は長さ105m、幅3m、深さ2.5mの造波水路で実施した。この水路は途中から隔壁によって幅0.8mの主水路と2.0mの副水路に分割されており、今回の実験は主水路で行った。造波装置は低慣性直流電動機駆動のピストン型であり、パソコンで作成した入力信号に追従して任意波形の波を造波することができる。

図-1は、実験断面を示しており、実験の模型縮尺には現地スケールの1/16を想定している。港内側（ゲート背後）の水深 h_1 は10.8m（以下、特に既述がない場合には現地換算量による数値を使用する）で一定としている。港外側で高潮による潮位偏差を考慮するためにゲート前後で静水深を変化させる場合には、ゲート背後の水位をポンプによって連続して水を吸い出し、その水を副水路に戻すことにより調整した。

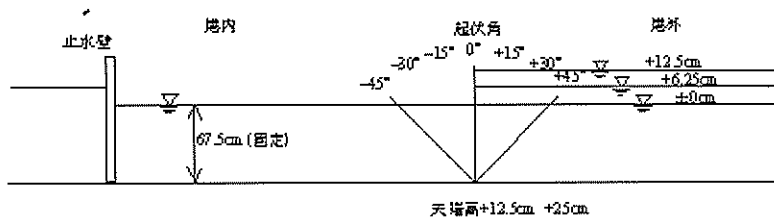


図-1 実験水槽

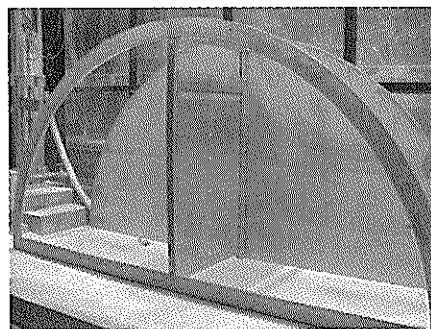


写真-1 フラップゲート模型

(2) フラップゲート

写真-1に、使用したフラップゲート模型を示す。ゲートは、厚さ 10mm (模型量) のステンレス板でできており、ゲート長 l は、800mm (現地量では 12.8m) および 925mm (現地量 14.8m) の 2 種類である。ゲート傾斜角度 θ は、 0° 、 $\pm 15^\circ$ 、 $\pm 30^\circ$ および $\pm 45^\circ$ の合計 7 種類に変化させて実験を行うことができる。なお、 θ は、直立の場合を 0° として、港内側に傾斜する場合にマイナス値になるようにしている。

(3) 波浪および高潮条件

実験は全て不規則波で行った。不規則波の有義波周期 T を 4.5s、8.0s および 12.0s、有義波高 H_i を約 1m から 3.5m まで変化させた。また、ゲート前面における高潮偏差 S は、0m、1m および 2m である。

(4) 計測器

実験では、波高計および波圧計を使用して入射波と伝達波およびゲートに作用する波力を計測した。波高計については、入射波測定用として港外側に 2 台、ゲート前面に 1 台、伝達波測定用として港内側に 2 台の合計 5 台の容量式波高計を設置した。波圧計については、図-2 に示すようにゲートの前面と背面にそれぞれ 5 個の超小型波圧計を取り付けた。

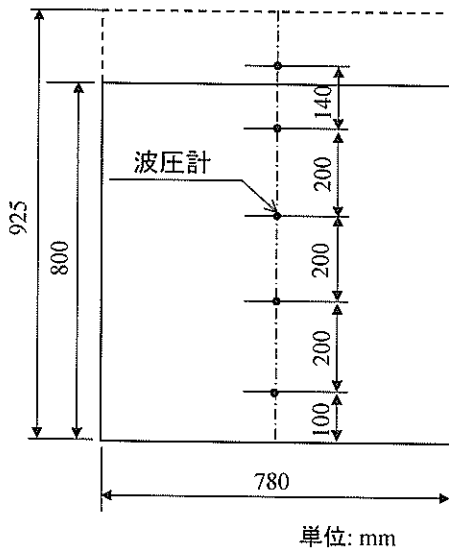


図-2 波圧計設置位置 (数値は模型量)

(5) 実験ケースのまとめ

表-1 は実験ケース一覧である。 $\theta = 0^\circ$ の場合について高潮偏差 S やゲート長 l を変化させた。これは、今回

表-1 実験条件

| ゲート | | 高潮偏差 S (m) | 作用波 (不規則波) | | |
|-------------|-------------------------------|-----------------|------------------|------------------|------------|
| 長さ l (cm) | 傾斜角度 θ ($^\circ$) | | 周期 T (s) | 有義波高 H_i (m) | |
| 12.8 | 0 | 0 | 4.5 | 0.96, 1.84 | |
| | | | 8 | 1.25, 2.33, 3.22 | |
| | | | 12 | 1.12, 2.23, 3.27 | |
| | | 1 | 4.5 | 0.99, 1.82 | |
| | | | 8 | 1.18, 2.23, 3.04 | |
| | | | 12 | 1.12, 2.09, 3.05 | |
| | 14.8 | 0 | 0 | 8 | 2.36, 3.24 |
| | | | | 12 | 2.31, 3.38 |
| | | | | 4.5 | 1.74 |
| | | | 1 | 8 | 2.41, 3.26 |
| | | | | 12 | 2.15, 3.07 |
| | | | | 4.5 | 2.15 |
| 2 | | | 8 | 2.19, 3.23 | |
| | | | 12 | 2.19, 3.18 | |
| | | | 4.5 | 1.79 | |
| 15 | | | 0 | 8 | 2.21, 3.01 |
| | | | | 12 | 2.27, 3.38 |
| | | | | 4.5 | 1.97 |
| | | -15 | 8 | 2.33, 3.35 | |
| | | | 12 | 2.32, 3.33 | |
| | | | 4.5 | 0.94, 1.75 | |
| 30 | | 0 | 8 | 1.18, 2.13, 2.92 | |
| | | | 12 | 1.20, 2.23, 3.35 | |
| | | | 4.5 | 1.16, 2.31, 3.34 | |
| | | -30 | 8 | 1.29, 2.46, 3.26 | |
| | | | 12 | 1.24, 2.27, 3.22 | |
| | | | 4.5 | 0.95, 1.75 | |
| 45 | | 0 | 8 | 1.15, 2.17, 3.09 | |
| | | | 12 | 1.05, 2.07, 3.06 | |
| | | | 4.5 | 0.88, 1.78 | |
| | -45 | 8 | 1.06, 2.11, 2.98 | | |
| | | 12 | 1.03, 2.02, 2.99 | | |
| | | 4.5 | | | |

の実験ではフラップゲートが直立 ($\theta = 0^\circ$) することによって、高潮と高波を防護することを想定しているからである。また、ほとんど越波しない $S = 0m$ で $l = 14.8m$ のケースは実験を行わなかった。さらに、フラップゲートは高潮と高波をともに防ぐ構造物であるので、ゲート天端が高潮時の静水面と一致して高波を防ぐことのできない $S = 2m$ で $l = 12.8m$ のケースも実験を行っていない。

(6) 実験波の特性

実験に先立って、造波板の偏心量とゲートに作用する波の波高の関係を求めるため、模型を設置しない状態で通過波の検定を行った。不規則波による実験では、通常長時間実験を行うので、造波板から発生させた波が水路内の模型等で造波板方向に反射し、その反射波が造波板で再反射され、水路内は多重反射状態になる。したがっ

て、造波板からの再反射波も含めて波高が安定した状態で実験を行うため、再反射波が到達してから収録を開始し、必要な波数分の時間だけデータを収録した。今回は200波程度を目標として、平均周期（≡有義波周期 $T \times 0.9$ ）の200倍の時間である。なお、再反射波が含まれるため、模型の反射率が高い場合、通過波検定時と同じ造波板偏心量であっても、模型設置状態では波高は多少大きくなる可能性がある。したがって、通過波検定時に、模型から十分に離れた位置（以下、沖と記す）と模型設置予定位置の2か所にそれぞれ2台ずつ設置している波高計から得られた水位波形を使った入射波分離計算から沖と模型設置予定地における入射波高を求め、沖と模型設置位置との波高の関係を調べておく。ついで、模型設置時に、沖で改めて行った入射波分離計算による沖の入射波高と前に求めた沖と模型設置予定位置での入射波高の関係から、模型位置での波高を確定する。なお、今回の実験では、沖と模型設置位置とで波高がほとんど同じであったため、模型設置時の波高として沖での波高の値をそのまま用いている。

2.2 実験結果

(1) 波高伝達率

フラップゲートによって港内に伝達する波が低減する特性を波高伝達率によって検討する。波高伝達率 K_t は、ゲート背後への伝達波の有義波高と入射波の有義波高の比で定義している。伝達波の有義波高はゲート背後の2箇所における波高の平均値としている。図-3は、ゲート傾斜角度 $\theta = 0^\circ$ の場合について、高潮偏差を含めたゲート前面の水位からゲート天端までの高さ h_c と入射波の有義波高 H_i による相対天端高 h_c/H_i による K_t の変化を示したものである。図中の実線は、次式で示される近藤・佐藤（1964）による混成防波堤の波高伝達率に関する実

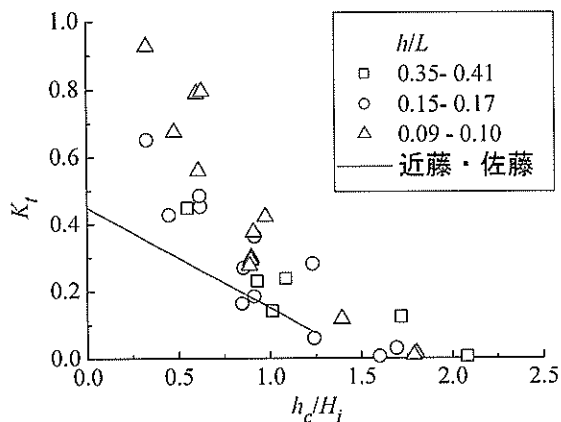


図-3 直立ゲートの波高伝達率

験式に基づいた計算値である。なお、この実験式では混成堤前面での高潮は考慮していない。

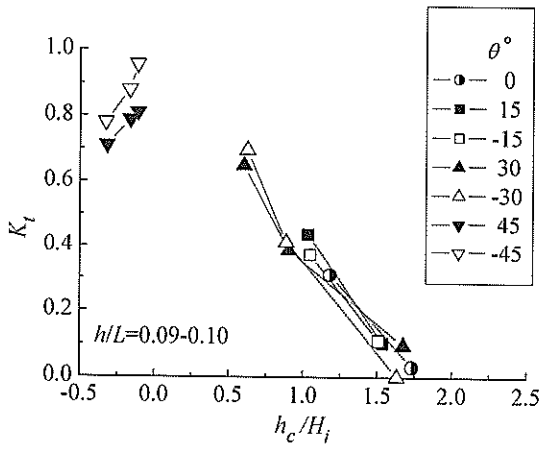
$$K_t = 0.3(1.5 - \frac{h_c}{H_i}) \quad ; \quad 0 \leq \frac{h_c}{H_i} \leq 1.25 \quad (1)$$

本実験値と計算値を比較すると、全体的に本実験値の方が波高伝達率は高くなっている。これは、本実験で使用したゲートの厚さが混成防波堤の幅に比べて極めて薄いために、ゲートを越波した波がゲート上で勢いを減じられることなく港内側に落下して、大きな伝達波を形成しているからであると考えられる。また、水深波長比 h/L （ここに、 h は高潮偏差を考慮したゲート前面水深、 L はその水深における有義波の波長である）が小さいほど波高伝達率は大きくなる傾向にある。これは、規則波による直立防波堤の波高伝達率を実験的に検討した Goda（1969）の結果と同じである。

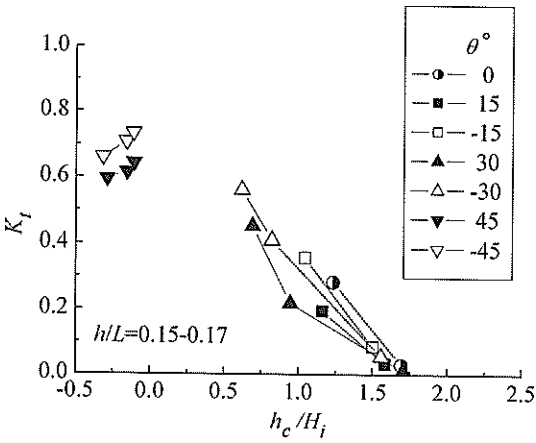
つぎに、フラップゲートが傾斜した場合の波高伝達率を図-4に示す。ゲート長 l を一定としているために、傾斜角度の絶対値が大きな値になるほど水面上に出ているゲート天端高は低くなり、 $\theta = \pm 15^\circ$ では $h_c = 3.50\text{m}$ 、 $\theta = \pm 30^\circ$ では 2.02m 、 $\theta = \pm 45^\circ$ では 0.33m となってゲートは水中に没してしまう。このため、傾斜角度の絶対値が大きくなるほど、波高伝達率は当然大きくなる。

ゲートが港外側に傾斜する場合と港内側に傾斜する場合の波高伝達率の定性的な差異については、実験に先立って護岸における越波特性から類推できた。すなわち、港内側へ傾斜する場合には波がゲート斜面上を遡上して越波しやすくなるので伝達波高が大きくなること、逆に港外側へ傾斜する場合には護岸の波返しによる現象と同じように、ゲートに沿って斜め上そして沖向きに波が返されるのでゲート背後への越波は少なくなり伝達波高も小さくなること、これらのため港外側に傾斜させた方が波高伝達率は小さくなることが予想された。実際に、図-4に示した実験結果でも、港外側に傾斜させると港内側に傾斜した場合よりも波高伝達率は小さくなり、特に $\theta = \pm 45^\circ$ の場合にその波高伝達率の差は大きい。しかし、ゲートが水没 ($h_c/H_i < 0$) して越波が厳しい条件であっても、港内外への傾斜方向による波高伝達率の差は0.2程度であり、さらに $h_c/H_i \geq 1$ となって越波が激しくない条件では、ゲート傾斜方向による波高伝達率の差異はさらに小さくなる。このため、相対天端高 h_c/H_i が1以上であれば、波高伝達率に関してはフラップゲートを港内側あるいは港外側のどちらに傾斜させても大きな差がないということが水理模型実験から明らかになった。

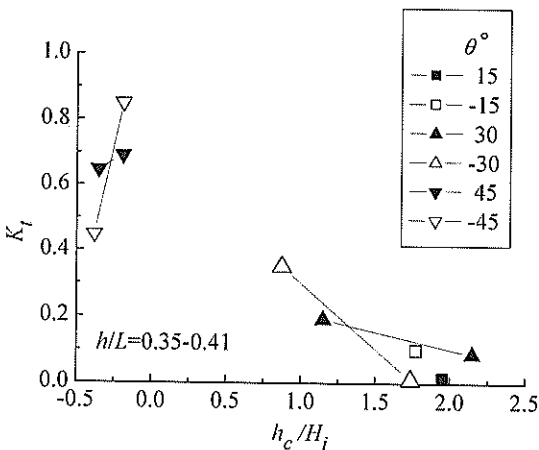
また、直立ゲートと同様に、傾斜ゲートの場合でも水深波長比 h/L が小さくなるほど波高伝達率は大きくなる



(a) $h/L=0.09\sim 0.10$



(b) $h/L=0.10\sim 0.15$



(c) $h/L=0.35\sim 0.41$

図-4 傾斜ゲートの波高伝達率

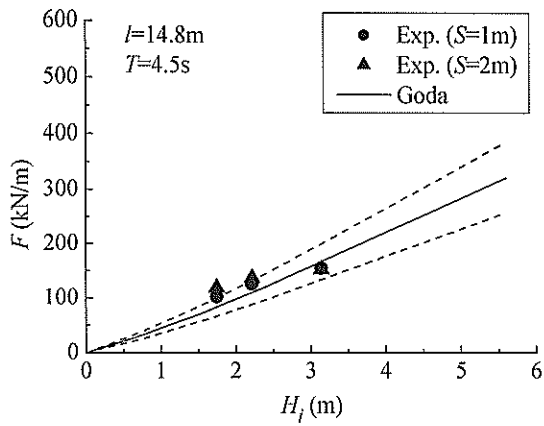
傾向にあるが、港内外への傾斜方向による波高伝達率の差異に及ぼす影響はこの実験結果では明らかでない。

(2) 作用波力

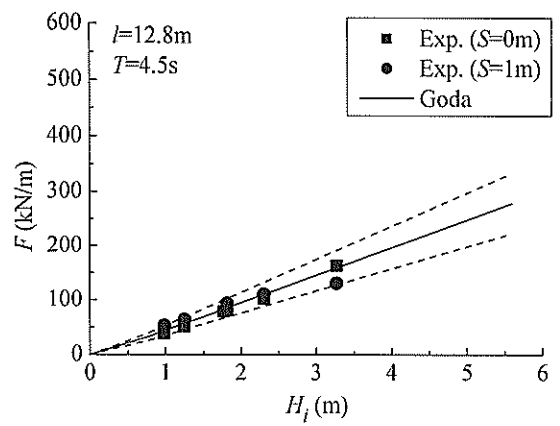
ゲートに作用する外力としては、ゲート前後の潮位差による静水圧と、波による波力を考慮する必要がある。静水圧については、港外側と港内側の水位がわかれば容易に計算できるので、ここでは動的な波力について検討を行う。なお、ゲート模型の港外側と港内側の両方に設置した圧力計の圧力の差を用いてゲートに作用する波力を求めている。その際、港外側と港内側のいずれも造波前の状態を0としており、潮位差分の静水圧を除去している。

図-5 および-6 は、直立ゲートに作用する波力を示したものである。不規則波群中の1波ごとに波高と波力を対応させる代わりに波力に関する代表的な統計量として1/3 最大波力、1/10 最大波力および最高波力を算出し、それらを有義波高、1/10 最大波高および最高波高と関連づけている。すなわち、1つの実験ケースにつき3つのデータをプロットしている。なお、1/10 最大波高は有義波高の1.27倍、最高波高は1.8倍と仮定している。ただし、最高波高の値は実際にはばらつきが大きく、今回の実験における通過波検定の結果によれば有義波高の1.5~1.8倍の範囲でばらついている。したがって、最高波力に対応している波高は、やや過大な値となっている可能性がある。同図には高潮がない場合の合田の波圧式(合田, 1990)による計算波力も実線で示しており、その0.8倍および1.2倍の波力を破線で実線の上下に併記している。高潮を考える場合には、港外側の水位を高くして水深を深くするので合田による波力が若干変化するが、あまり大きな違いはないので、目安として高潮がない場合の $h=10.8\text{m}$ における波力を示している。実験結果は多少のばらつきはあるものの、合田による波力の計算値とかなりよく一致しており、高潮による波力の違いはほとんど見られない。したがって、直立ゲートに作用する外力としては、高潮偏差によってゲート前後で異なる静水圧と合田の波圧式による波力を考えればよいことがわかる。

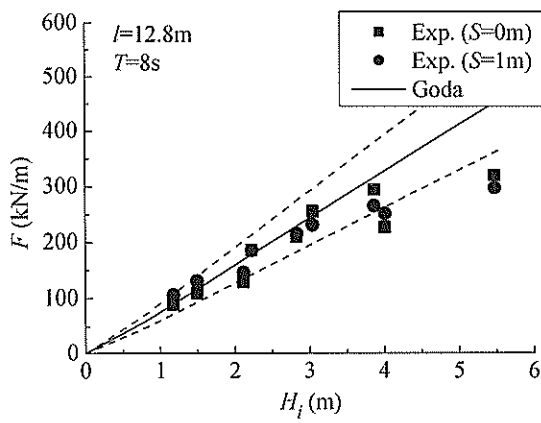
フラップゲートが傾斜する場合の波力を図-7 に示す。高潮偏差は無く ($S=0\text{m}$)、ゲート長 l は 14.8m である。同図でも、1つの実験ケースについて1/3 最大値、1/10 最大値、最高値の3つのデータを示している。また、 $\theta=0^\circ$ の場合の合田の波圧式による計算波力を実線で、その上下に破線で0.6倍、0.8倍、1.2倍および1.4倍の波力を示している。波に対して受圧面積が最も大きくなる $\theta=0^\circ$ の場合に波力が最も大きくなることを予想してい



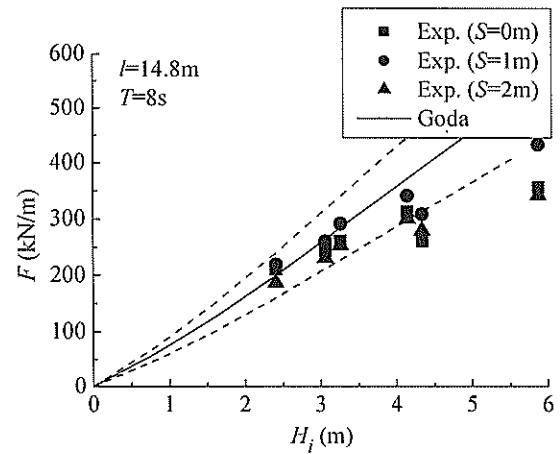
(a) $T=4.5\text{s}$



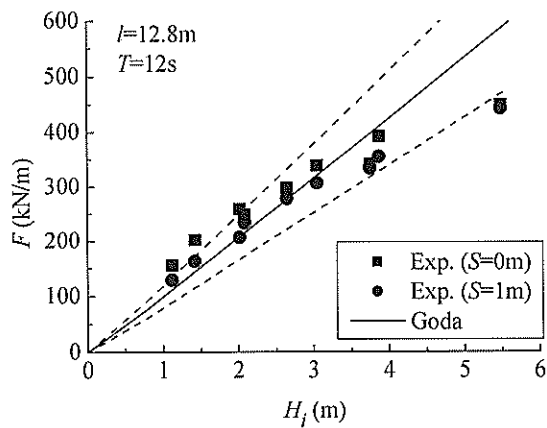
(a) $T=4.5\text{s}$



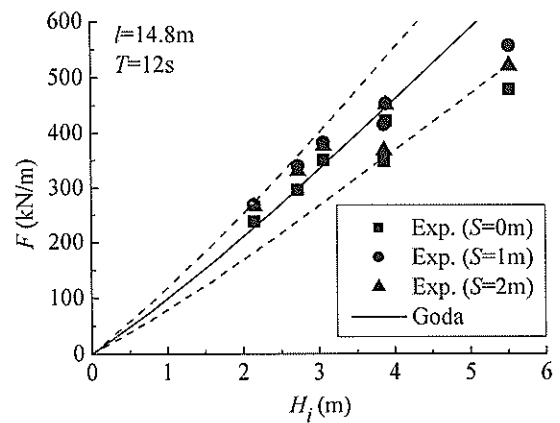
(b) $T=8\text{s}$



(b) $T=8\text{s}$



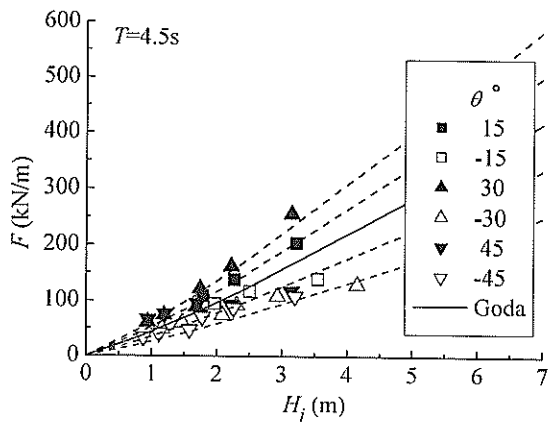
(c) $T=12\text{s}$



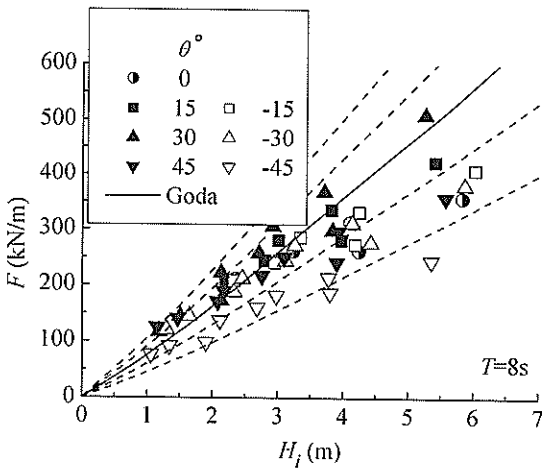
(c) $T=12\text{s}$

図-5 直立ゲート ($l=12.8\text{m}$) に作用する波力

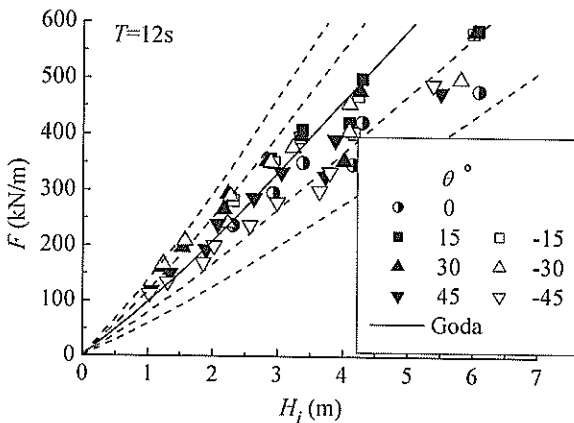
図-6 直立ゲート ($l=14.8\text{m}$) に作用する波力



(a) $T=4.5s$



(b) $T=8s$



(c) $T=12s$

図-7 傾斜ゲートに作用する波力 ($l=14.8m$)

たが、実際にはやや港外側に傾斜したゲートの方が大きい場合もかなりあり、特に $\theta = 15^\circ$ と 30° の場合に $\theta = 0^\circ$ の実験値や合田式の計算値よりも大きな波力が作用している。特に、 $\theta = 30^\circ$ の場合にその傾向は強く現れている。その増大傾向は、波の周期が短くなるほど大きくなり、 $T=12s$ では合田による波力の 1.2 倍以下であるのに対し、 $T=4.5s$ では 1.4 倍程度に達する場合が認められる。一方、港内側に傾斜する場合にも、波の周期が長くなるほど作用波力は大きくなる傾向は同様である。ただし、 $T=4.5s$ では、多くの場合に合田による波力よりも小さいのに対し、 $T=12s$ では 1.2 倍になるようなケースも認められる。その結果、 $T=12s$ では港外側と港内側のどちらに傾斜させても同じような作用波力になるのに対し、 $T=4.5s$ ではどちらに傾斜させるかによって作用波力に大きな差異が現れる。すなわち、港外側に傾斜させる場合には、合田による波力の計算値よりも大きな波力が作用することがあるので注意が必要である。こうした波力の特徴は、波が作用するときの波面とゲート壁面の角度によるものと考えられる。

3. 数値解析

3.1 数値波動水路 CADMAS-SURF の概要

(1) CADMAS-SURF の適用

フラップゲート背後の伝達波は、ゲートに作用した高波浪が越波し、越波水塊がゲート背後の水面に突入り水面を擾乱させることによって生じる。このため、数値モデルはこれらの現象を再現できるものでなければならない。それを可能にする計算手法の一つが VOF (Volume of Fluid) 法である。近年、VOF 法を組み込んだ数値モデルを耐波設計の実務に適用しようとする試みが数多く見られる。

本研究では、フラップゲートからの越波及び伝達波の数値計算に、VOF 法を組み込んだ数値波動水路 CADMAS-SURF (Super Roller Flume for Computer Aided Design of MARitime Structure) (数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会, 2002) を適用する。このモデルには以下に示すような主要な特徴がある。

- ・ 砕波のように自由表面が多価関数となる複雑な現象にも適用できる。
- ・ 流体の最も基本的な方程式である Navier-Stokes 方程式と連続式を基礎方程式とする。
- ・ 自由表面の解析に VOF 法を用いる。

このため、護岸における越波などの計算に適用可能な数値モデルである。

(2) 基礎方程式

CADMAS-SURF の基礎方程式は、透過性構造物を考慮するために 2 次元非圧縮性粘性流体を対象とした連続式および Navier-Stokes 方程式に、透過性構造物の空隙率、流体抵抗などを導入した Porous Body Model に基づいて拡張した式を採用している。

・連続式

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = S_p \quad (2)$$

・運動方程式

(x 方向)

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = \\ - \frac{\gamma_x}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_c \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_c \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_x u + S_u - R_x \end{aligned} \quad (3)$$

(z 方向)

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x w u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = \\ - \frac{\gamma_z}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_c \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_c \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z w + S_w - R_z - \gamma_v g \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 t は時間、 x および z は水平および鉛直座標、 u および w は流速の水平および鉛直成分、 ρ は流体密度、 p は圧力、 ν_c は分子動粘性係数と渦動粘性係数の和、 g は重力加速度、 γ_v は空隙率、 γ_x は水平方向の面積透過率、 γ_z は鉛直方向の面積透過率である。また、 D_x および D_z はエネルギー減衰帯のための係数である。

λ_v 、 λ_x 、 λ_z は慣性力係数 C_M を用いると次のように表現される。なお、下式の右辺第 2 項は構造物から受ける慣性力の効果を示す。

$$\begin{aligned} \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\ \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_z &= \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M \end{aligned} \quad (5)$$

S_p 、 S_u および S_w は造波ソースに関するソース項である。

$$S_p = q(z, t) \quad (6)$$

$$S_u = uq(z, t) \quad (7)$$

$$S_w = wq(z, t) + \frac{v}{3} \frac{\partial q(z, t)}{\partial z} \quad (8)$$

$$S_F = Fq(z, t) \quad (9)$$

ここで、 F は体積率であり、詳細は後述する。 $q(z, t)$ は $x=x_s$ の位置での格子間隔を Δx_s として次式で表される。

$$q(z, t) = 2 \frac{U(z, t)}{\Delta x_s} \quad (10)$$

多孔質体からの抵抗力 R_x 、 R_z は次のように流速の二乗に比例する形で表される。

$$R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \quad (11)$$

$$R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \quad (12)$$

ここで、 C_D を抵抗係数、 Δx および Δz は水平および鉛直方向の格子間隔である。

(3) VOF法

通常の数値計算モデルでは、計算セル毎に、「流体である」あるいは「流体でない」というような 0 か 1 の 2 進数的な扱いから計算される流体表面を、VOF 法では 0 ~ 1 の間で変化する VOF 関数 F を導入することによって精度良く計算する。計算セルにおける VOF 関数 F の値が、 $F=0$ のときにはその計算セルは「気体である」となり、 $F=1$ のときに「流体である」、 $0 < F < 1$ のとき「流体表面である」というように判断される。流体表面となった計算セルでは、 F の値が計算セル内の流体の体積となり、隣接する計算セルにおける流体/気体の状態から当該計算セルにおける流体の占める位置を求めることになる。数値計算上は、VOF 関数 F は以下に示す Porous Body Model に基づく移流方程式を解くことによって求められる。

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_F \quad (13)$$

ここで、 S_F は式(9)に示すように造波ソース項である。

3.2 モデルの改良

(1) 高潮の考慮

CADMAS-SURF の原型モデルでも、高潮偏差による数十分規模の水位の時間的な変動に、数秒程度の波浪成分を重ね合わせることで、高潮に伴った高波を再現することは可能である。しかし、この場合には時・空間スケールの大きいものと小さいものが混在するために計算時間が非常に長くなり、計算領域も大きくとらなければならない。このため、本研究では、高潮の最盛期における高波を計算することを目的として、ゲート前面の高潮を初期水位として予め与えて、その上に波浪を造波することにする。このような状況を数値計算するためには、ゲート前後の初期水位を変えられるようにする必要があ

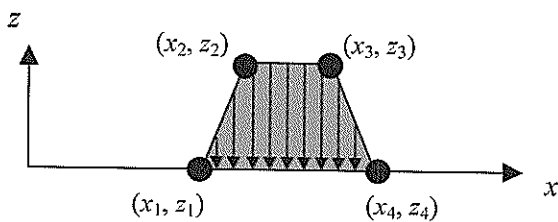


図-8 改良前の構造物の決定法

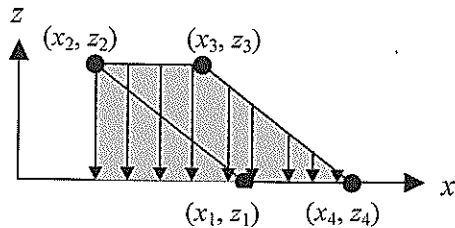


図-9 改良前の構造物形状入力プログラムの問題点

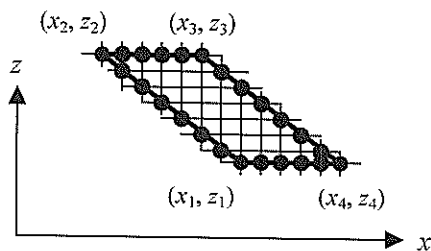


図-10 改良後の構造物入力方法

る。しかし、CADMAS-SURFの原型モデルでは、計算領域内で2つの異なる初期水位差を設定することができない。このため、計算領域内の任意の位置で初期水位を変えられるようにモデル改良を行った。改良したモデルによって高潮最盛時において高波が作用するときのゲートからの越波を比較的短い時間および狭い計算領域で計算することが可能になり、経済的である。

(2) 任意形状の構造物の導入

既存の構造物形状入力プログラムでは、図-8に示すように、構造物の頂点の x 座標を小さい順から $x_1, x_2, \dots, x_m, x_{m+1}, \dots$ と、それらに対応する z 座標を $z_1, z_2, \dots, z_m, z_{m+1}, \dots$ と定義し、頂点の座標を結ぶことにより構造物表面を決定する。そして、 $x_{m+1} - x_m \geq 0$ の条件下で、構造物表面から z 軸の負方向に x 軸まで垂直に下ろした範囲を全て構造物としている。

しかし、図-9に例示するように、 (x_1, z_1) と (x_2, z_2) から作られる斜線部分に構造物の表面があつてそれよりも下

の領域に水域があるような場合、すなわち、構造物がオーバーハングするような場合には、既存の構造物形状入力プログラムでは構造物下部の水域部分も構造物の一部と判断されてしまう。すなわち、フラップゲートが起きあがるときまたは倒れ込むときにゲート下部に水域ができる場合には、その水域を水域として扱うことができない。このため、フラップゲートのような構造物を含めて任意形状を有する構造物を設定できるようにモデル改良を行った。

具体的には、図-10に例示するように、まず、改良前の場合と同様に、構造物の頂点の座標 (x_i, z_i) から (x_{i+1}, z_{i+1}) を決定し、それらを結ぶことで構造物表面を決定する。ついで、構造物表面と x と z 格子線の交点を求め、その交点間を構造物とみなすことにより、任意形状構造物の設定を可能にした。

つぎに、実際に計算するときの構造物の表現方法、すなわちPorous Body Modelにおける面積透過率と空隙率の算定方法に関する改良しなければならない。まず計算セルの種類を、セル内が全て構造物である「完全構造物セル」、セル内に構造物表面を含むセル(セル内の一部が構造物によって占められているセル)を「ポーラスセル」、それら以外を「その他セル」に分類する。この判定を行った後、VOF関数を用いて、「その他セル」を「流体セル」、「表面セル」、「気体セル」に分類する。プログラム内では、それぞれのセルにフラグ(旗づけ)を定義し、面積透過率と空隙率の計算の際に利用している。

面積透過率と空隙率は、「完全構造物セル」の場合にはそれぞれ0であり、「その他セル」ではそれぞれ1である。しかし、「ポーラスセル」の場合には計算セルに占める構造物の面積や位置により面積透過率や空隙率は変化する。さらに、図-11に例示するように(図中、灰色部分が構造物、白色部分が流体、太線が構造物表面)、1つの構造物表面に対して2パターンが考えられる。そこで、対象とするポーラスセルに対して、 x と z 軸方向に隣接するセルの種類を調べ、どちらのパターンであるか分類した上で、面積透過率と空隙率を計算することにする。図-11のパターンaのように、ポーラスセル (i, k) の上側の計算セル $(i, k+1)$ と右側の計算セル $(i+1, k)$ が完全構造物セルであれば、ポーラスセル内の構造物表面に対して上部が構造物、下部が流体となる。同様に、上側の計算セル $(i, k+1)$ と右側の計算セル $(i+1, k)$ がその他セルであれば、構造物表面に対して上部が流体、下部が構造物と設定される。この判定を行った後、セル (i, k) の境界面 i と k のそれぞれに対して流体の割合を調べることにより、面積透過率と空隙率を求めることができる。

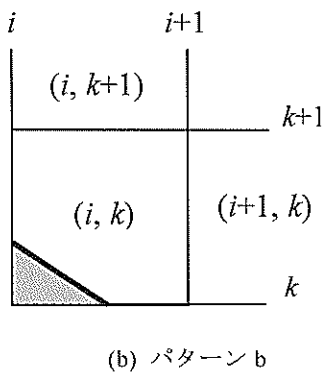
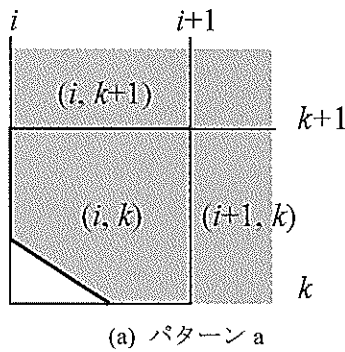


図-11 構造物表面に対するポーラスセルの分類

ある1つの計算セル (i, k) を構造物表面が横切る仕方は、水平、鉛直および4方向の斜めの合計6通りである。さらに、図-11に示したように、1つの構造物表面に対して2種類が考えられるので、合計12パターンでの分類が必要である。この計算アルゴリズムを整理すると、図-12のようになる。

なお、図-13の上図のようにポーラスセル内に構造物の頂点がある場合には、これを厳密に表現することはできない。そこで、図-13の下図に示すような近似作業を行っている。

3.3 計算条件

(1) 数値波動水路

計算領域は、後述する発生波の波長の6倍程度に相当する430.4mの長さ、およびフラップゲート背後の静水深を第2章の水理模型実験と合わせて10.8mとした。フラップゲートは水路のほぼ中央の233.2m地点に設置している。

計算格子間隔は、水平方向では、ゲートの前後1波長区間 $(x=160\text{m}\sim 306.4\text{m})$ を $\Delta x=0.4\text{m}$ （入射波長の1/182倍）、それ以外を $\Delta x=0.8\text{m}$ （入射波長の1/91倍）にしている。鉛直方向の格子間隔は一定とし、 $\Delta z=0.4\text{m}$ （入射波高の1/5倍以下）である。

使用した数値モデルでは、数値的な安定性を保つため

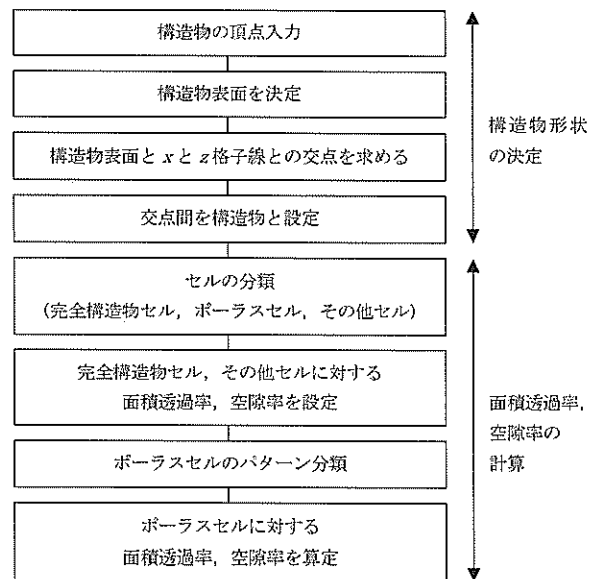


図-12 任意形状構造物の設定に関する計算フロー

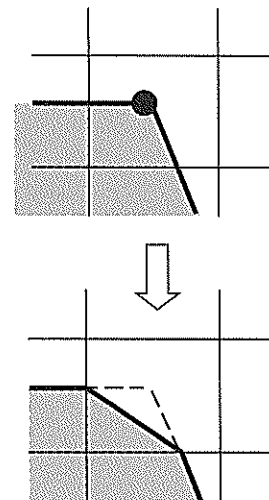


図-13 セル内の構造物頂点の近似

に以下に示すCFL条件を満足しなければならない。

$$\Delta t \leq \min\left(\frac{\Delta x}{u}, \frac{\Delta z}{w}\right) \quad (14)$$

ここに、 $\min()$ は $()$ 内の数値のうち小さい方を選択するという意味である。本研究では、計算時間間隔は、CFL条件を十分に満足する $\Delta t=0.005\text{s}$ にしている

水路の境界は、左側を造波境界、右側にSommerfeldの放射条件に基づいた無反射境界を設定している。造波境界側には無反射境界を設定していないので、計算開始から終了までの時間を長くするとゲート前面水域で多重反射が起こってしまう。このため、計算時間は入射波周期の10周期分とし、解析対象を多重反射の影響のない9周期

までとしている。

また、底面はスリップ境界としている。

(2) 波浪条件

作用波は規則波で、5次近似のStokes波理論に基づいたものである。周期 T は、水理模型実験で使用した1つの有義波周期に合わせて8sにしている。入射波高 H_i は、水理模型実験における有義波高 $H_i = 2\text{m}$ 程度の結果と比較するために、有義波高と同じ2.0m、有義波高2mの不規則波群中の1/10最大波高に相当する2.54m（有義波高の1.27倍）、および最高波高に相当する3.6m（有義波高の1.8倍）の3種類としている。さらに、 $H_i=3.0\text{m}$ の計算も数ケース行っている。

(3) 高潮条件

高潮を考慮する場合には、静水面上2mに設定している。すなわち、ゲート前面における初期水深は10.8mあるいは12.8mである。

(4) フラップゲート

フラップゲートに関しては、厚さは1.6mで一定とし、長さは14.8mを基本としている。ただし、直立のゲートの場合には、長さを12.8m、13.2m、13.6m、14.0m、14.4m、15.2mおよび15.6mとしたケースもある。また、傾斜したゲートの場合には、水理模型実験では行わなかった静水面上のゲート天端高が一定となるようにゲート長を調整したケースもある。

ゲートの傾斜角度 θ については、模型実験と同様に、海底面に対して垂直に立っている角度を 0° とし、港外側に傾斜している場合をプラスの角度と定義して、 $\theta=0^\circ$ 、 $\pm 15^\circ$ 、 $\pm 30^\circ$ 、 $\pm 45^\circ$ および $+67.5^\circ$ の8種類である。

3.4 計算結果

(1) 伝達波の特性

a) 伝達波の波形

図-14に、ゲート背後の水位波形の一例として、入射波 $T=8\text{s}$ 、 $H_i=3.6\text{m}$ およびゲート $l=14.8\text{m}$ 、 $\theta=15^\circ$ のケースの計算結果を示す。同図の波形は、 $x/L=4.20$ 、4.50および4.71の位置のものであり、ゲート設置位置は $x/L=3.20$ である。ゲート背後の水面波形は、入射波がたとえ規則波であっても、不規則に変化している。

ゲート背後の不規則な波形をスペクトル解析した結果の一例を図-15に示す。図中のデータは、 $H_i=3.6\text{m}$ 、 $T=8\text{s}$ 、 $l=14.8\text{m}$ 、 $\theta=\pm 15^\circ$ の計算ケースにおける位置 $x/L=4.20$ の水面波形のスペクトル解析結果である。同図には、ゲ

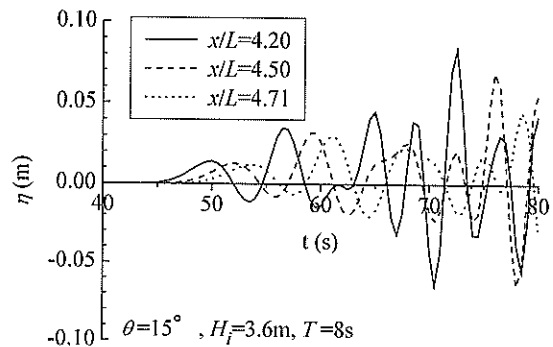


図-14 伝達波の時間波形

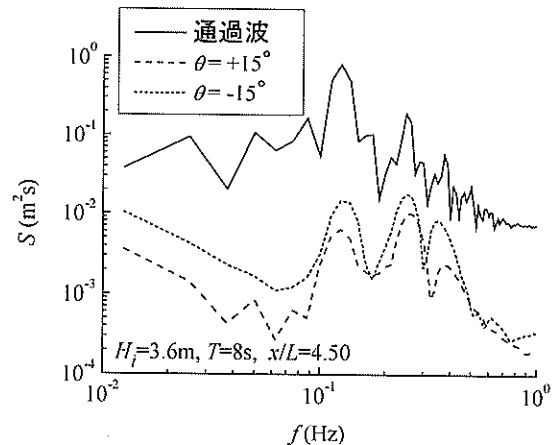


図-15 伝達波形のスペクトル解析結果

ートを設置しない状況における通過波（図中の実線）の結果も合わせて示している。通過波の場合には、入射波の周波数（基本周波数） $f=0.125\text{Hz}$ に第1のピークが認められ、2倍周波数0.25Hzおよび3倍周波数0.375付近にもそれぞれピークが出現している。同様に、 $\theta=\pm 15^\circ$ の結果でも、基本周波数、2倍周波数および3倍周波数付近にスペクトルのピークが認められる。しかし、通過波と異なるのは、2倍周波数におけるスペクトルが基本周波数のスペクトルとほぼ同程度であり、高周波数成分のエネルギーが強いことである。

また、図-16に、基本周波数から3倍周波数の成分波の波速について、微小振幅波理論から計算される波速（ C_{ana} ）と図-14に例示したような $x/L=4.20$ と4.50における水面波形の位相差から計算した数値計算上の波速（ C_{cal} ）を比較した結果を示す。同図において、ゲートを設置した $\theta=\pm 15^\circ$ の場合には、理論的な波速によく一致していることから、ゲート背後の伝達波では、基本

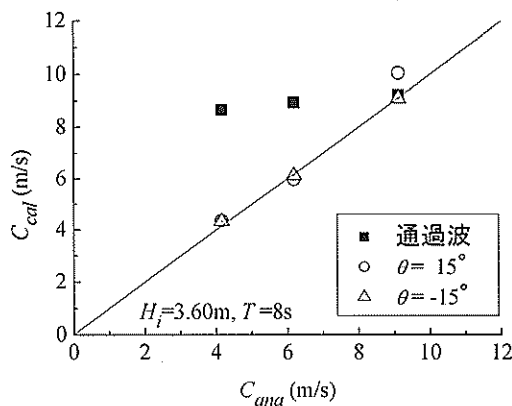


図-16 位相速度

周波数成分だけでなく、2倍や3倍周波数成分も独自の波速で進行する自由波であると判断することができる。したがって、たとえ入射波が規則波であっても、ゲート背後の伝達波の高周波数成分が自由波であるために、ゲート背後の水面波形は不規則になる。一方、通過波の場合には、2倍および3倍周波数成分は基本周波数成分とほぼ同じ波速で移動していることから、高周波数成分は入射波に含まれる非線形成分であるといえる。なお、同図中で、9m/s程度の波速を持つ成分が基本周波数成分、6m/sおよび4m/s程度の波速のものがそれぞれ2倍および3倍周波数成分である。

規則波による直立堤の波高伝達特性は、Goda et al. (1967) や合田・竹田 (1966) によって実験的に明らかにされている。彼らによると、直立堤背後の伝達波の波形は不規則で、さらに、2倍周波数や3倍周波数の成分は自由波として進行しているので、本研究における計算結果は、物理的に正しいと考えることができる。

b) 波高伝達率

つぎに、波高伝達率 K_t について検討する。なお、前述したようにゲート背後の伝達波は不規則な波形であるので、伝達波高はゲート設置位置から1.0, 1.3および1.5波長離れた3箇所の波高を平均して求めている。

Goda et al. (1967) の模型実験結果について修正を行ったGoda (1969) と比較した結果を図-17に示す。同図で■印で示した本数値解析結果は、Goda et al. (1967) に示されている実験条件のうち $h/L=0.14$ および $B/h=0.8$ (B は直立堤幅) の数ケースについて追加計算したものである。図中の破線、点線および実線は、Goda (1969) に示されている比較的厚みのある直立堤 ($B/h=0.8\sim 1.1$) を使って、水深波長比 h/L ($=0.07\sim 0.5$) や波形勾配 H_i/L を幾つか変

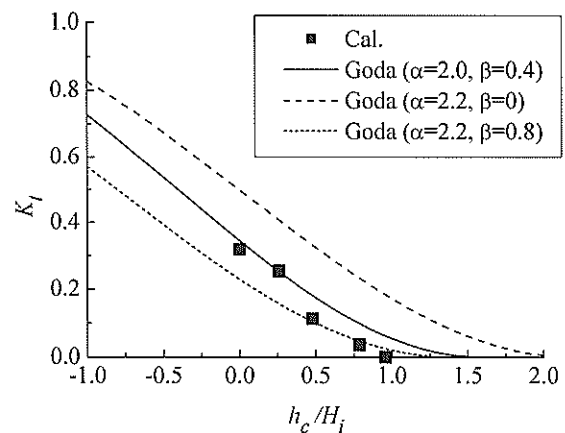


図-17 波高伝達波に関する既往の規則波実験結果との比較

化させて行った模型実験結果の上限、下限および $h/L=0.14$ に対する実験式を示したもので、パラメータ α と β を使って以下の式で表現されるものである。

$$K_t = 0.5 \left[1 - \sin \frac{\pi}{2\alpha} \left(\frac{h_c}{H_i} + \beta \right) \right] \quad (15)$$

相対天端高 h_c/H_i が増大するにつれて波高伝達率が減少する特性については、数値解析結果は模型実験結果によく一致している。さらに、模型実験結果では同じ水深波長比の実験データでも上限および下限曲線の範囲内にデータは散らばっていることを考えると、本数値解析結果は若干小さめの値をとっている感じはあるが、実験における上限および下限曲線の中に入っているので定量的にも大きな問題が無いと考えられる。

傾斜したフラップゲートの波高伝達率については、規則波を使った水理模型実験結果がないので、本研究で行った不規則波実験結果と比較した。その結果が図-18である。不規則波実験では、有義波高 H_i が正確に 2.0m のケースが無かったので、波高 2m に近い実験結果を補間して波高 2.0m の波高伝達率を求めている。フラップゲートが完全に没水してしまう $\theta = \pm 45^\circ$ の場合に数値解析結果が若干小さくなっていることを除き、波高 $H_i = 3.6m$ の場合の数値解析結果が $H_i = 2.0m$ の不規則波実験結果とほぼ同じような値を示している。 $H_i = 3.6m$ という有義波高 2.0m の不規則波群中における最高波の波高に相当する。したがって、この比較結果は、不規則波の越波・伝達波の現象は不規則波中の大きな波高の波によって強く支配されるので、それを規則波で検討しようとするときには不規則波群中の最高波相当の波を使用しな

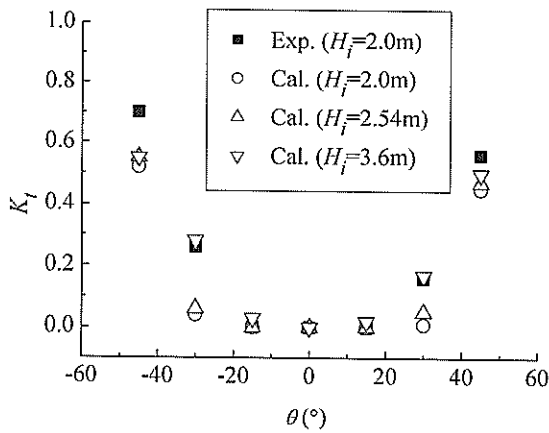


図-18 波高伝達率に関する本実験結果との比較

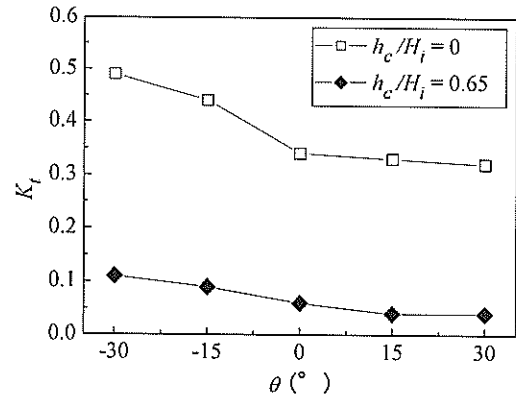


図-19 ゲート傾斜角度による波高伝達率の変化
(天端高が傾斜角度によらず一定の場合)

なければならないことを示している。

また、今回の水理模型実験では行っていないゲート天端高を一定にした場合（ゲート傾斜角度が変化しても静水面上の天端高が変化しない場合）の、ゲート傾斜角度による波高伝達率の変化を数値解析から検討した結果を図-19に示す。これは、ゲート前面に高潮偏差 $S=2\text{m}$ および $H_i=3\text{m}$ の波が作用している状況における計算結果であり、高潮上のゲート天端高 h_c は 0m と 2m としているので、 $h_c/H_i=0$ および 0.65 である。この計算結果を見ると、相対天端高の高い $h_c/H_i=0.65$ よりも相対天端高の低い $h_c/H_i=0$ の方が当然大きな波高伝達率になっている。また、相対天端高によらず、傾斜の程度が同じであれば、ゲートが港外側に傾斜している場合（傾斜角 θ がプラス値になる場合）の方が、波高伝達率が小さくなっており、ゲート背後に波を伝達させないという防護性能が高いことがわかる。例えば、 $h_c/H_i=0.65$ の場合、港外側に 30° 傾斜させた場合の波高伝達率は直立ゲートの場合よりも 30% 減少し、港内側に 30° 傾斜させた場合には 80% 増大している。さらに、港外側に傾斜させた場合には、傾斜角度を 15° から 30° に増大させても波高伝達率は大きく変化しないことも特徴としてあげることができる。

さて、 $h_c/H_i=0.65$ の場合の防護性能の差異を換算天端高係数 β を使って図-20に示す。通常、換算天端高係数は、対象となる消波ブロック被覆護岸などの護岸の越波流量に等しい越波流量が発生する直立護岸の天端高と対象護岸の天端高の比で定義されるものである。したがって、換算天端高係数が小さくなるほど防護性能が高いと判断できる。本研究における換算天端高係数 β は、直立ゲートを基準として（直立護岸に相当）、傾斜ゲートと同

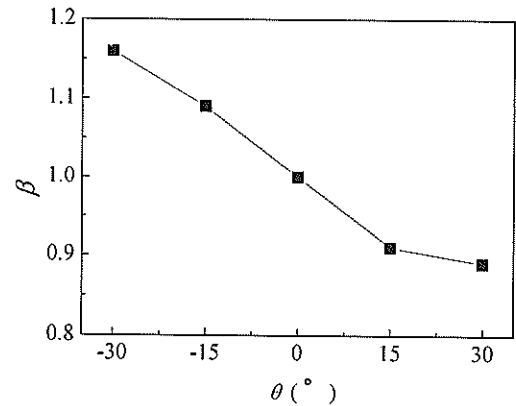


図-20 傾斜ゲートの換算天端高係数

じ波高伝達率になる直立ゲートの天端高と傾斜ゲートの天端高の比で定義している。港内側に 30° 傾斜させた場合には、 β は 1.2 程度であることから、同じ防護性能を発揮するためには直立ゲートに比べて 1.2 倍の天端高さ、ゲート長に換算すれば約 1.4 倍長くする必要がある。一方、港外側に傾斜させた場合には、傾斜角度が 15° から 30° へ増大しても β は大きく変化せず約 0.9 である。このため傾斜角度が 30° になってもゲート長を短くすることはできない。

(2) 波圧特性

図-21 および-22 は、入射波 $T=8\text{s}$ 、 $H_i=3.6\text{m}$ の場合の計算結果であり、それぞれゲート傾斜角度 θ が -45° 、 $+30^\circ$ の場合の波圧分布である。図に示していない計算

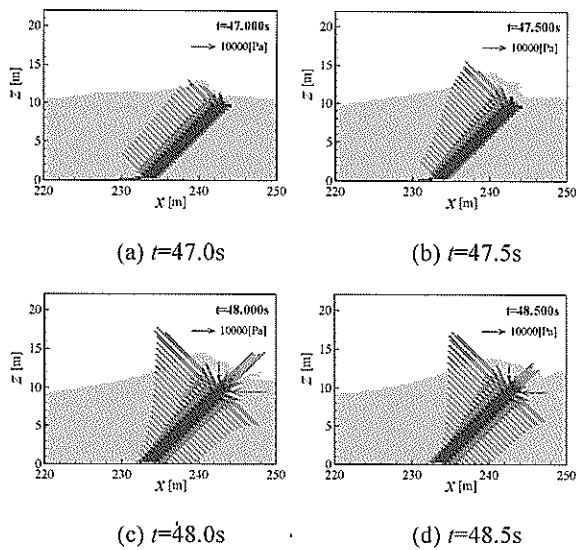


図-21 傾斜ゲートに作用する波圧 ($\theta = 45^\circ$)

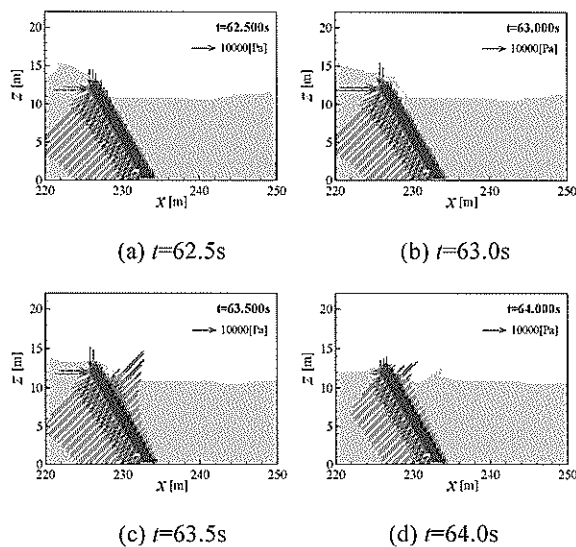


図-22 傾斜ゲートに作用する波圧 ($\theta = 30^\circ$)

ケースを含めて、ゲート傾斜角度によらず、ゲート前後面に対して垂直に台形分布の波圧が現れている。とくに、 $\theta = 0^\circ$ の場合には、合田による波圧式とよく一致することを確認している。

ゲート前後面にかかる最大波圧は、水位が初期水位よりも高くなる場合には初期水位の高さに、初期水位よりも水位が低くなる場合には実際の水位のところに発生する。

図-21 に示すように、ゲート傾斜角度が大きくて没水してしまうような場合には、ゲート上を波が通過すると

きに、ゲート上端部に瞬間的に急激な波圧が発生する。この圧力はゲートのヒンジに直接大きな力を与える。また、図-22 から没水状態でないゲートの場合でも、ゲートを越波した水塊の作用によって、越波後にゲート背面の波圧が急激に増大することがある。これは、ゲート背面に水塊が落ちることによって瞬間的に生じた波圧である。これに加えて、背後水面に突入した水塊による水位変動も影響している。

これらの波圧により、規則波によって本来規則的に変化する波力の時間波形が後述するように若干乱れることになる。

(3) 波力特性

a) 全波力

ゲート面に沿って圧力を積分して求めた波力の時間波形を、入射波高 $H_i = 2.54\text{m}$ のケースについて図-23 に示す。なお、波力は絶対値で示されており、その作用方向は、最上段に示した水位波形から判断できる。水位波形は海底面におけるゲート前面位置である。図に示した通過波の水位が極大値をとる時刻、実際にはゲート前面に形成される重複波の最も水位が高くなる時刻では、波力の水平方向成分（以下、水平波力と記す）は港内向き、鉛直方向成分（鉛直波力と記す）は上向きである。逆に、水位波形が極小値をとる時刻、実際には重複波の最も水位が低くなる時刻では、港外向きの水平波力と下向きの鉛直波力が作用する。ただし、ゲートが港外側に傾斜する場合には図に示した水位波形よりもゲートの上部に波が到達するのは0s~1s程度早くなり、逆に港内側に傾斜するときには同程度遅くなる。ゲート傾斜角 θ が 0° や $\pm 15^\circ$ で相対天端高 h_c/H_i が高いケースでは、ゲートに作用する波が規則波であるために、波力の時間的な変化も規則的になっている。すなわち、ゲート前面水域で形成される多重反射の影響が現れ始める $t = 72\text{s}$ より前の時間では、港内向きかつ上向きのやや大きな波力と港外向きかつ下向きのやや小さな波力が順番に規則正しくゲートに作用している。しかし、 $\theta = \pm 30^\circ$ から波力の波形に若干乱れが認められ、 $\theta = \pm 45^\circ$ の場合にはその乱れが大きくなっている。これは、波圧のところでも述べたような越波するときに瞬間的に作用する波力やゲート背後の伝達波の影響によるものであると考えられる。

ゲートに作用する最大波力について、模型実験結果と数値解析結果との比較を図-24 に示す。実験結果については、第2章におけるデータ整理と同様に1つの実験ケースにつき有義値、1/10 最大値および最高値の3つのデータをプロットしている。また、数値解析結果について

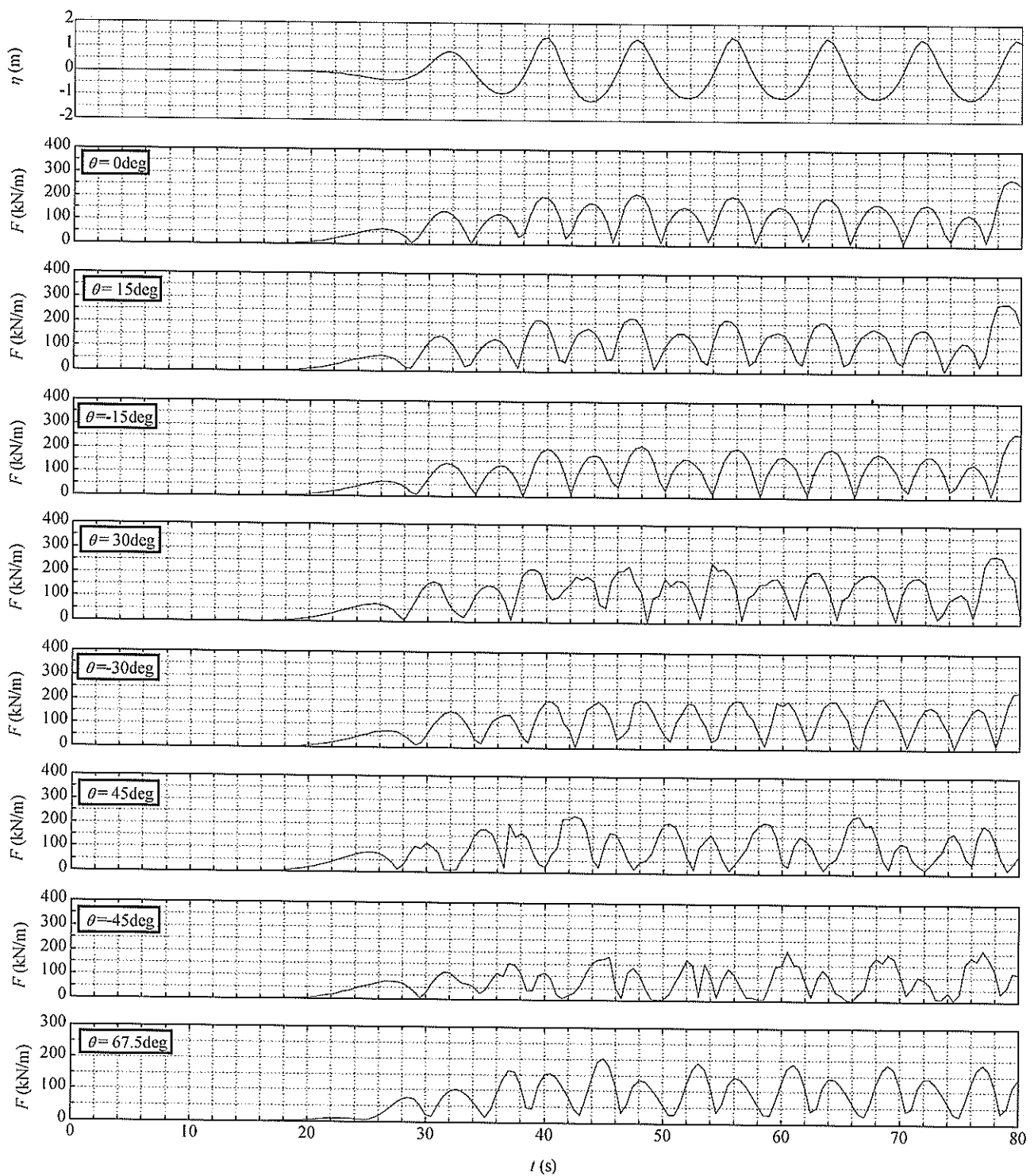
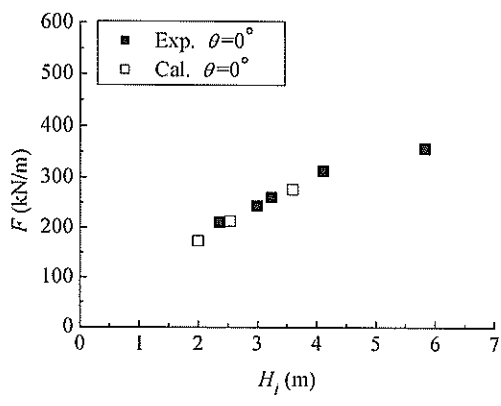


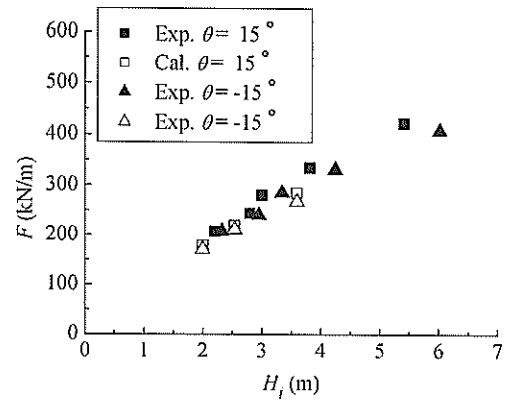
図-23 波力の時間変化 ($H_i=2.54\text{m}$, $T=8\text{s}$)

は、多重反射の影響が無く、波力の波形が安定している $t = 40 \sim 70\text{s}$ の間に現れる波力の極大値を平均している。ゲート傾斜角度 $\theta = 45^\circ$ の場合に数値解析結果が実験結果よりも若干小さな波力となっているが、その他のほと

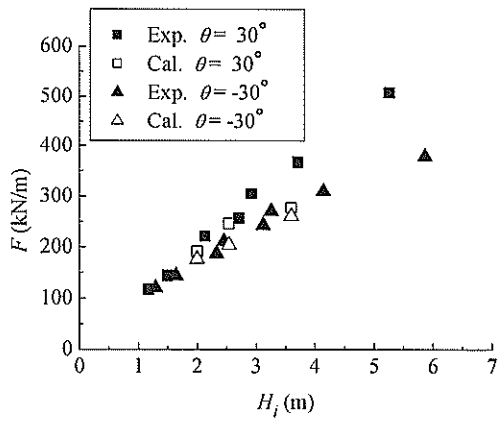
んどケースでは数値解析結果は実験結果と同じような波力になっている。このことから、波力に関しても数値解析モデルが十分に適用可能であると言える。



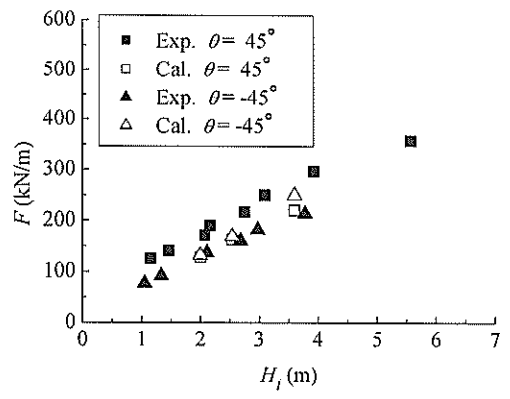
(a) $\theta = 0^\circ$



(b) $\theta = \pm 15^\circ$



(c) $\theta = \pm 30^\circ$



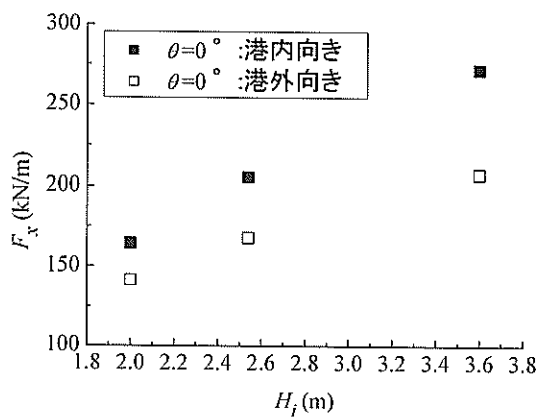
(d) $\theta = \pm 45^\circ$

図-24 最大波力に関する水理模型実験と数値解析の結果の比較

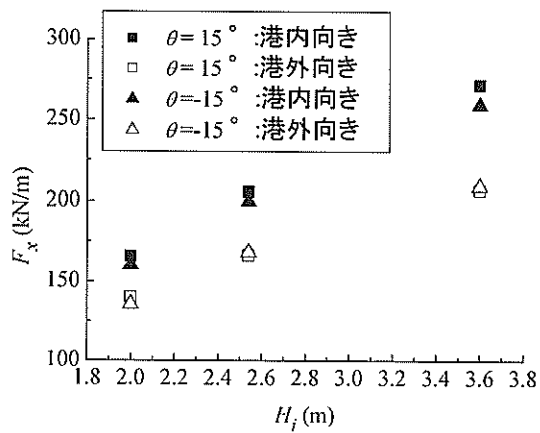
b) 水平波力

港内向きおよび港外向きに作用する水平波力の最大値に関する計算結果を図-25 に示す。図中、白抜きのマークが港内向きの水平波力、黒塗りのマークが港外向きの水平波力を示している。まず、ゲート傾斜角度による波力の差異に着目すると、 $\theta = \pm 15^\circ$ 程度であれば、港内向きおよび港外向きのどちらにおいても直立ゲートの場合とほぼ同程度の水平波力が働いている。このことから、 $\theta = \pm 15^\circ$ 程度あれば、水平波力を合田による波圧式から算定できる。傾斜ゲートには後述するような鉛直波力も作用するので、水平波力と鉛直波力をベクトル合成した波力は合田式による波力よりも若干大きくなるが、直立に近い状態であるので全波力はほとんど水平波力によって評価できる。したがって、全波力についても合田の波圧式による波力計算値が適用できる。

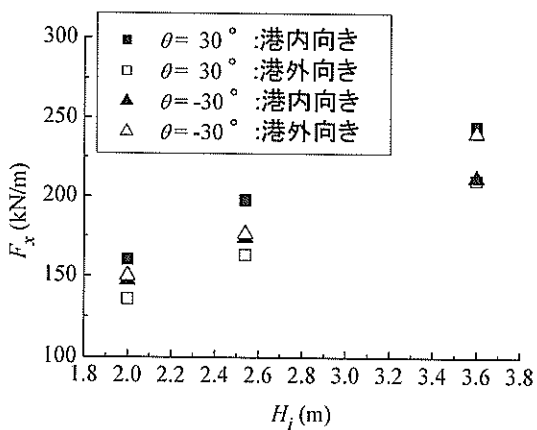
つぎに、港内向きと港外向きの水平波力の大きさに着目すると、ゲートの傾斜角度が急な 0° や $\pm 15^\circ$ の場合には、港内向きに作用する水平波力が大きい。しかし、ゲート天端が水面ぎりぎりになる $\theta = \pm 45^\circ$ では大小関係が逆転し、港外向きに作用する波力が大きくなる。さらに、 $\theta = 67.5^\circ$ になってゲートが水中深くに沈み込む（水面下 5m 程度）と、再び港内向きの波力が増大する。一般に、非線形な重複波による波力では、波の進行方向に作用する波力が大きくなるため、港内向きの波力が港外向きの波力よりも大きいことは容易に理解できる。しかし、 $\theta = \pm 45^\circ$ のようにゲート天端が水面ぎりぎりになる場合に、港外向きに作用する大きな水平波力には別の機構が働いている。なお、 $\theta = -30^\circ$ や -15° でゲート長を短くしてゲート天端が静水面ぎりぎりになる状態で追加計算した結果でも、港外向きに作用する水平波力が港



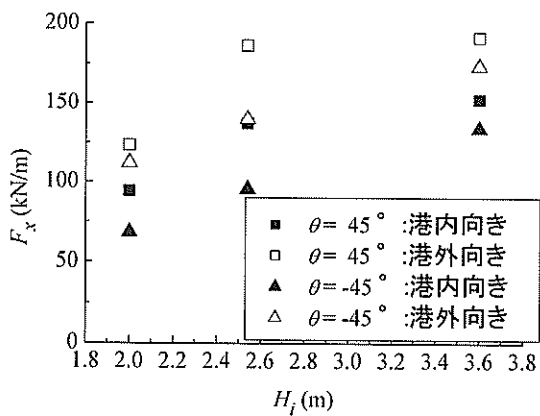
(a) $\theta = 0^\circ$



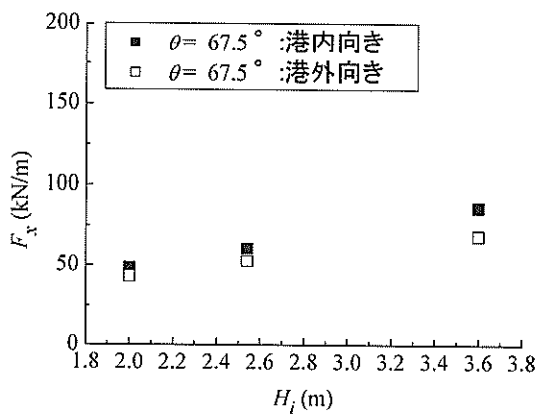
(b) $\theta = 15^\circ$



(c) $\theta = 30^\circ$



(d) $\theta = 45^\circ$

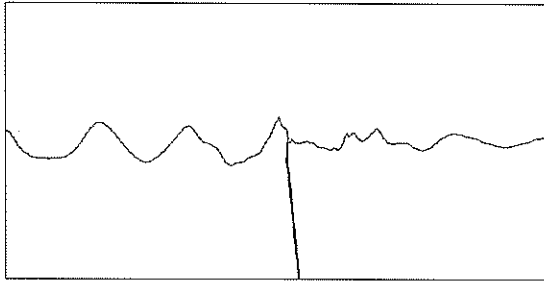


(e) $\theta = 67.5^\circ$

图-25 最大水平波力($H_i=2.54\text{m}$, $T=8\text{m}$)



(a) 港外向きに大きな波力が作用する時刻



(b) 港内向きに大きな波力が作用する時刻

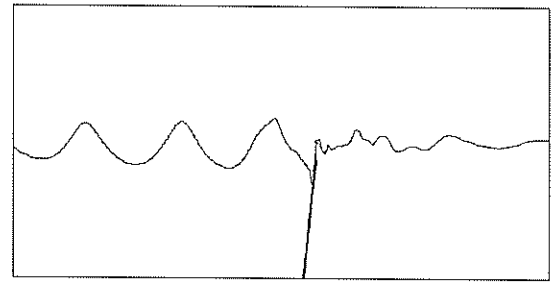
図-26 水位の空間波形 ($\theta = 45^\circ$, $H_i = 2.54\text{m}$, $T = 8\text{s}$)

内向きよりも大きくなることを確認している。

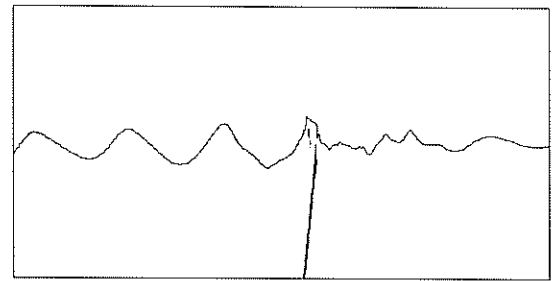
図-26 および-27 は、 $\theta = \pm 45^\circ$ の水位の空間波形であり、それぞれの図において(a)は港外向きに大きな波力が作用する時刻、(b)は港内向きに大きな波力が作用する時刻の水面波形である。なお、図は見やすいように縦方向を10倍している。 $\theta = 45^\circ$ の場合に港外向きに大きな波力が作用するとき(図-26 (a))には、ゲート背後の伝達波が斜めのゲート背面に沿って遡上し、一方ゲート前面の水位は、1波長前方の重複波の腹の位置における水位よりもさらに低くなっている。この2つの作用により、ゲート前後に大きな水位差ができて港外向きの大きな波力が生じていると考えられる。

$\theta = -45^\circ$ の場合に港外向きに大きな波力が作用するとき(図-27 (a))には、ゲート前面ではゲート斜面に沿って重複波の水位が下がり、港外側に傾斜したときよりも水位は低くなる。合わせてゲート背後では伝達波も峰がゲートに作用する。このため、港内向きよりも港外向きに大きな波力が作用することになる。

なお、上記は波が無いときにゲート前後の水位が等しい条件、すなわち高潮偏差が無い条件で計算した結果であるので、高潮によってゲート前面の水位が上昇すると



(a) 港外向きに大きな波力が作用する時刻



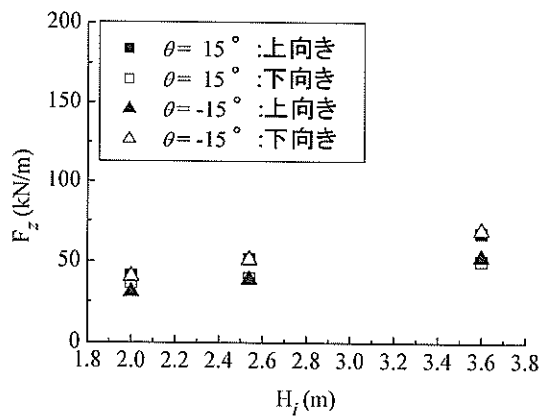
(b) 港内向きに大きな波力が作用する時刻

図-27 水位の空間波形 ($\theta = -45^\circ$, $H_i = 2.54\text{m}$, $T = 8\text{s}$)

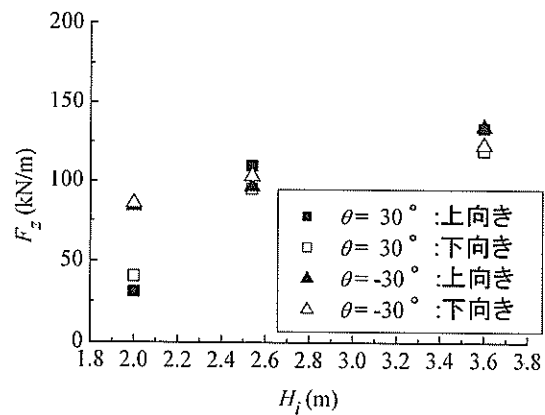
港内向きの高潮による静水圧が増大して、港外向きと港内向きの作用力の差は小さくなる。そして、波高の半分程度以上の高潮が作用すると $\theta = 45^\circ$ の場合でも港内向きの作用力が大きくなる。しかし、河合ら(2002)による東京湾における既往台風による高潮の特性の整理からは、横浜港のように湾西岸では高波が高潮よりも2時間程度も早く来襲する場合があったことが指摘されており、高潮よりも早く来襲する高波に合わせてフラップゲートを閉鎖するときには、ゲート前後の水位差があまり無いので港外向きに大きな力が生じる可能性がある。

c) 鉛直波力

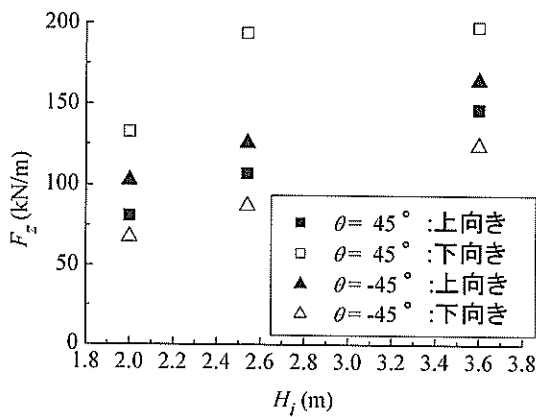
上向きおよび下向きに作用する最大鉛直波力を図-28に示す。ゲートの傾斜角度の絶対値が大きくなるほど、鉛直波力が増大する傾向が数値計算結果によく現れている。港外側にわずかに傾斜したゲート($\theta = 15^\circ$)では、ゲート前面における非線形な重複波の高い峰の位相で港内向きの水平波力と同時に上向きの大きな鉛直波力がゲートに作用する。一方、港内側に傾斜した $\theta = -15^\circ$ の場合には、同様に非線形な重複波の峰がゲートの上のしかかるような状況になり、大きな港内向きの波力とともに



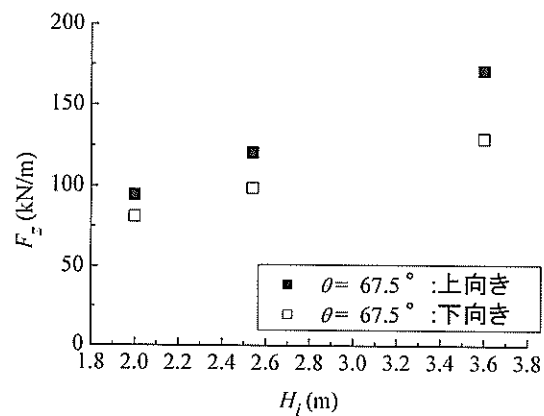
(a) $\theta = \pm 15^\circ$



(b) $\theta = \pm 30^\circ$



(c) $\theta = \pm 45^\circ$



(d) $\theta = \pm 67.5^\circ$

図-27 最大鉛直波力 ($H_i=2.54\text{m}$, $T=8\text{s}$)

に下向きに大きな鉛直波力が作用する。この鉛直波力の傾向は、ゲートの傾斜の程度が大きくなるほど崩れてゆき、 $\theta = \pm 30^\circ$ では、上向きと下向きの鉛直波力の大きさに大きな差異はなくなり、 $\theta = \pm 45^\circ$ のときには逆転してしまう。しかし、ゲートが完全に水没してしまう $\theta = 67.5^\circ$ のときには再び重複波の峰が作用する位相で上向きに大きな鉛直波力が作用するようになる。

$\theta = \pm 45^\circ$ のときに他の傾斜角度と比べて傾向が逆転してしまうのは、港外向きに大きな水平波力を生み出したのと同じメカニズムによって理解できる。すなわち、ゲート斜面に沿ってゲート前面では水位が下がりやすくなる一方で、ゲート背後には伝達波の峰が作用するため、ゲート背後の水位が前面よりも高くなり、ゲートの背後からゲートを押すためである。したがって、港外側に傾斜しているゲートには下向き、港内側に傾斜しているゲ

ートには上向きに大きな鉛直波力が作用する。

4. 試設計

4.1 検討条件

フラップゲート式防潮堤の実構造物としての成立可能性を試設計によって検討した。構造設計は防潮堤の可動部、すなわち扉体とテンションロッド(図-28~30)について行った。防潮堤の幅は航路の幅と等しく 300 m、航路水深は 10m と仮定した。高潮等により水深が 11m に達した時点でフラップゲートを起動させて航路を閉鎖した結果、港外側で水位が 4m 上昇し、同時に有義波高 3m (最大波高 5.4m)、周期 7s、波向 0° (直角入射) の波浪が作用すると仮定して構造設計を行った。なお、これらの設計条件は特定の施設の値ではなく仮定値である。

4.2 構造概要

(1) 構造形式

扉体の構造形式は、扉体を開断面の縦桁、水平桁、補助桁、スキンプレート等で構成する「桁構造」と、扉体全体を密閉シェルで構成する「シェル構造」に大別され、それぞれ表-2 に示すような長所と短所がある。

試設計では、両者の長所を兼ね備えた「桁・シェル複合構造」を採用した。この構造形式は閉断面（パイプ形状）の部材で構成され、強度部材が浮力タンクを兼ねるため別途浮力タンクを設置する必要がなく、かつ浮力の微調整が容易で函体の重量を最小化できる、などの長所を有する。

扉体と函体をつなぐテンション材の構造としては、図-29 で示すように、2本のテンションロッドとその連結部から構成されるタイプを採用した。このタイプは中空パイプ部材を使用することにより、水中でのロッド自重を自在に調整可能である。また、扉体倒伏時は、連結プレートの自重によってロッドが自動的に折りたたまれるので、スムーズな格納動作が期待できる。

ここでは、図-28 のように扉体は 25m 幅を 1 ユニットとし、12 ユニット設けて総幅員 300m の防潮堤を構築した。その際、扉体の天端高を港外側の設計水位の上 3.75m（有義波高の 1.25 倍）に設定した。扉体 1 ユニット当たり 5 箇所（5m 間隔）にテンションロッドを設置し、扉体直立時に扉体とテンションロッドのなす角度を 45° とした。縦桁（上部縦桁、縦主桁、端縦桁）の配置間隔を 5m とし、各テンションロッドが各縦桁間の中央に位置するようにした。中間水平桁を、中心高さが港外側の

設計水深と一致するように配置した。また、隣接する扉体ユニットの隙間での水密性を確保するため、端縦桁は側部水密ゴムを有する箱形断面とした。

(2) 使用材料

扉体およびテンションロッドは、通常時海水中にあり、塗装、塗り替え等の継続的なメンテナンスが困難であるため、ステンレスクラッド鋼（母材 SM490、合わせ材 SUS316：厚さ 2mm）を採用した。ただしステンレスクラッド鋼を使用しても堆泥等の影響により孔食が発生する可能性があることから、浮力タンクを兼ねる部材には安全のためポリウレタンフォームを充填し、万が一の海水の浸入を防止することとした。また、扉体のスキンプレートについては、クラッド鋼の採用は製作上困難であるので、ステンレス鋼（SUS316）とした。各使用材料の許容応力度は、ダム・堰施設技術基準（案）に準拠して設定した。クラッド鋼を用いた部材の設計では合わせ材の寄与を考慮せず、母材のみを考慮して応力度を計算した。

4.3 試設計結果

(1) 構造設計の方法

第 2 章で述べた水理模型実験の結果に基づき、ゲート内外の水位差による静水圧と合田式による波力の合計を扉体への水平荷重とした。図-31 にその鉛直方向の分布を示す。

スキンプレートは、縦桁（上部縦桁、縦主桁、または端縦桁）と水平桁（上部水平桁、中間水平桁、底部水平桁、または補助桁）で支持される四辺固定版として設計した。設計水圧は水深によって変わるため、簡略化して各版の中心における水圧がその版に均等に作用するものと見なした。補助桁を 1.9m 間隔で配置し、スキンプレートの板厚を 45mm とすることによって、スキンプレートのいずれの区画においても曲げ応力度が SUS316 の許容応力度 90N/mm² 以下となった。

上部水平桁および補助桁は、スキンプレートへの水圧荷重を受け、縦桁で支持される両端固定梁として設計した。上部水平桁では外径 1000mm、補助桁では外径 800mm、板厚はいずれも 10mm としたとき、曲げ応力度、せん断応力度ともに SM490 の許容応力度（曲げ 160N/mm²、せん断 90N/mm²）以下となった。

縦桁は、スキンプレートへの水圧荷重を受け、中間水平桁と底部水平桁で支持される張り出し梁として設計した。梁として曲げモーメントとせん断力を求め、曲げ応力度とせん断応力度を計算した。また同時に、縦主桁お

表-2 フラップゲート扉体の構造形式の比較

| | 桁構造 | シェル構造 |
|----|--|--|
| 長所 | <ul style="list-style-type: none"> ①スキンプレートの設計水圧が小さい。 ②テンションロッドを主桁間に配置することにより、通常時（ゲート格納時）の高さを小さくできる。 | <ul style="list-style-type: none"> ①扉体全体を密閉シェルとすることにより必要な浮力を確保でき、別途浮力タンクを設置する必要がない。 ②扉体外面構造が単純で接水面積が小さく、メンテナンス性に優れる。 |
| 短所 | <ul style="list-style-type: none"> ①強度部材に浮力がほとんど期待できず、別途大きな浮力タンクを設置する必要がある。 ②接水面積が大きく、メンテナンス性に劣る。 | <ul style="list-style-type: none"> ①スキンプレートの設計水圧が大きい。 ②通常時（ゲート格納時）の高さが大きくなる。 |

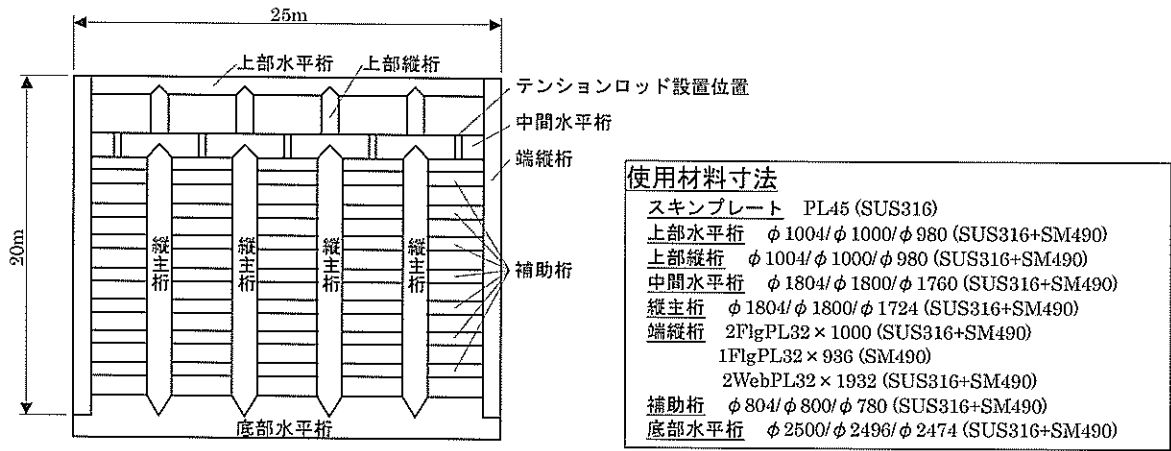


図-28 フラップゲート扉体1ユニット正面図(港外側から見)

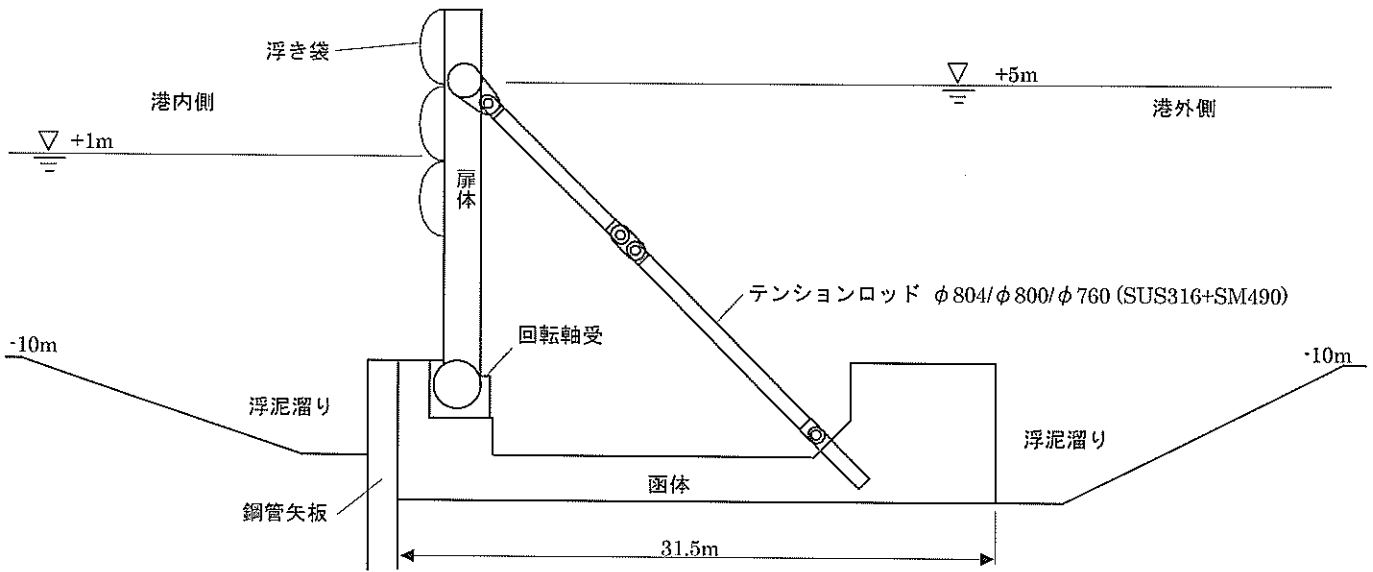


図-29 フラップゲート起立時側面図

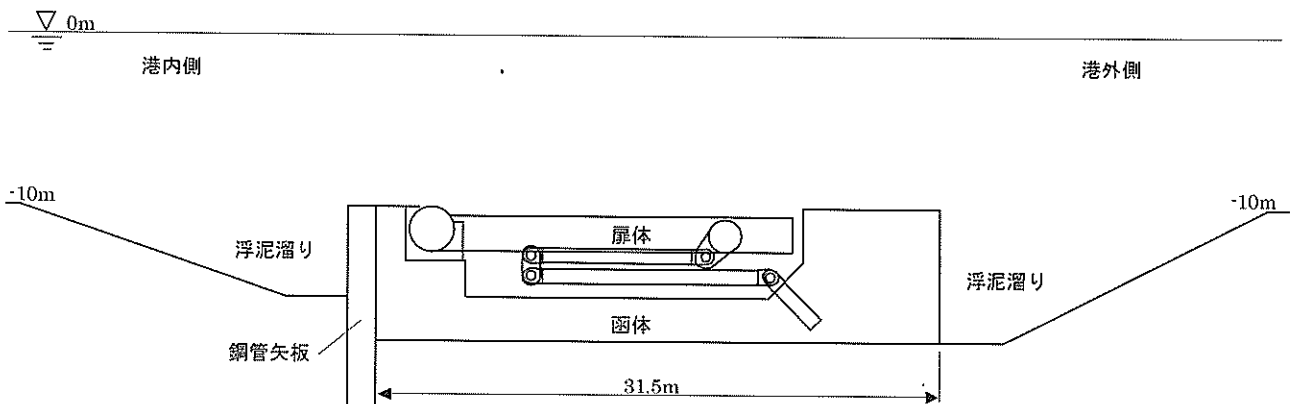


図-30 フラップゲート倒伏時側面図

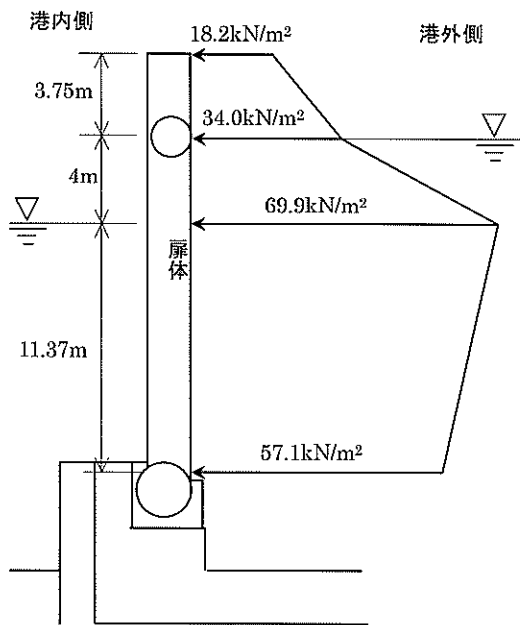


図-31 扉体の設計水平荷重分布

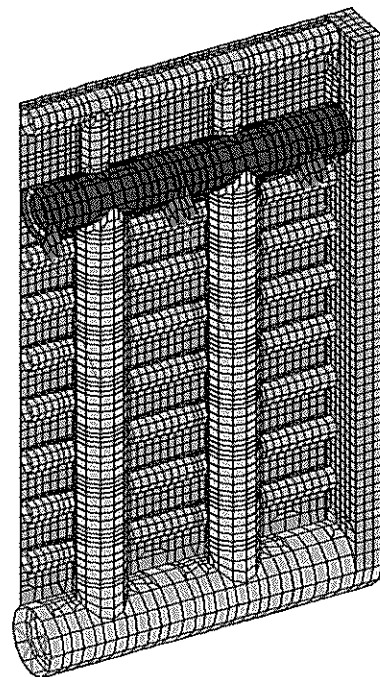


図-32 FEM モデル図

よび端縦桁には、テンションロッド張力の鉛直成分が中間水平桁を介して軸方向に作用するので、この軸力による圧縮応力度を計算した。上部縦桁では外径 1000mm、板厚 10mm、縦主桁では外径 1800mm、板厚 38mm、端縦桁では外寸 1992×998mm、板厚 30mm（内部に補剛板 1 枚：板厚 32mm を有する）としたとき、各応力度が許容応力度以下となった。

中間水平桁には、縦桁の設計時に計算された支点反力が集中荷重として作用し、テンションロッドで支持されるとして、連続梁として設計した。平面骨組解析プログラムを用いて支点反力、曲げモーメント、せん断力を計算した。外径 1800mm、板厚 20mm としたとき、曲げ応力度とせん断応力度が許容応力度以下となった。

底部水平桁には、縦桁の設計時に計算された支点反力が集中荷重として作用し、底部回転支承（5m 間隔で縦桁間の中央に配置）で支持されるとして、連続梁として設計した。縦桁反力は、水平方向の縦桁下部反力と鉛直方向の軸方向力との合力とした。中間水平桁と同様に、平面骨組解析プログラムを用いて支点反力、曲げモーメント、せん断力を計算した。外径 2496mm、板厚 11mm としたとき、曲げ応力度とせん断応力度が許容応力度以下となった。

テンションロッドは、中間水平桁の設計時に計算された支点反力が引張荷重として作用するとして設計した。この引張荷重はテンションロッドの位置によって異なり、

扉体中央のロッドでは 4.6MN、その隣のロッドでは 3.3MN、扉体両端のロッドでは 4.8MN であった。外径 800mm、板厚 20mm で引張応力度が許容応力度 160N/mm² 以下となった。テンションロッドの連結部については、径 500mm の連結ピン、幅 350mm の軸受けブッシュ、厚さ 90mm のリンクプレート 2 枚で構成したとき、連結ピンの曲げ応力度とせん断応力度、軸受けブッシュの面圧、リンクプレートの引張応力度が許容応力度以下となった。

(2) 終局限界状態の解析

試設計で断面諸元を決定したフラップゲートに、設計条件を大きく上回る外力が作用したときの安全性を確認するため、動的非線形構造解析ソフト LS-DYNA3D を用いて弾塑性大変形解析を行った。扉体の FEM モデルを図-32 に示す。幅 25m の扉体 1 ユニットの、対称条件を考慮した 1/2 モデル（幅 12.5m）とした。管部材を円周方向に 12 分割（中間水平桁、縦主桁、底部水平桁）または 8 分割（上部水平桁、上部縦桁、補助桁）し、シェル要素にモデル化した。板厚方向の積分点数は 5 とした。材料の弾性域での特性を表-3、塑性域での特性を表-4 と図-33 に示すように設定した。

テンションロッドは剛体と仮定した。テンションロッドが破断すると防潮堤としての機能が一挙に完全に失われるので、扉体がテンションロッドより先に破壊するような設計を前提とした。なおテンションロッドは構造的

表-3 弾性域での材料特性設定値

| 材料 | ヤング率 (kN/mm ²) | ポアソン比 | 降伏応力 (N/mm ²) |
|--------|-------------------------------|-------|------------------------------|
| SM490 | 206 | 0.3 | 320 |
| SUS316 | 190 | 0.3 | 200 |

表-4 塑性ひずみ-応力関係の設定

| SM490 | | SUS316 | |
|-------|----------------------------|--------|----------------------------|
| 塑性ひずみ | 応力 (N/mm ²) | 塑性ひずみ | 応力 (N/mm ²) |
| 0 | 320 | 0 | 175 |
| 0.05 | 423 | 0.08 | 314 |
| 0.15 | 490 | 0.14 | 380 |
| 0.4 | 490 | 0.26 | 447 |
| | | 0.36 | 480 |
| | | 0.4 | 480 |

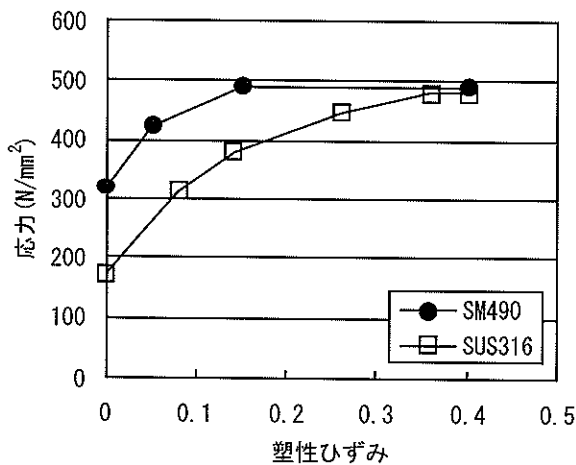


図-33 塑性ひずみ-応力関係の設定

には単純な引張部材であるため、部材断面積を変えることにより容易に所要の強度を付与することが可能である。

底部水平桁を支持する回転支承は、桁の半径方向変位のみ拘束し、円周方向の回転は自由とした。回転支承の間隔は5mとし、縦桁間の中央に配置した。各回転支承の幅は1mとした。

部材内部には補剛のため図-34のようにダイヤフラム(SM490)を配置した。ダイヤフラムはドーナツ型の中空円板もしくは中空矩形板とした。各部材のダイヤフラムの設置位置、厚さ、寸法は、表-5のように設定した。

荷重条件として、港外水深を試設計時の15mよりもさらに1.5m高い16.5m(内外水位差5.5m)とした。有義波高を試設計時(3m)の1.5倍の4.5m、最大波高を試設計時(5.6m)の1.5倍の8.1mとし、波高8.1mに相当す

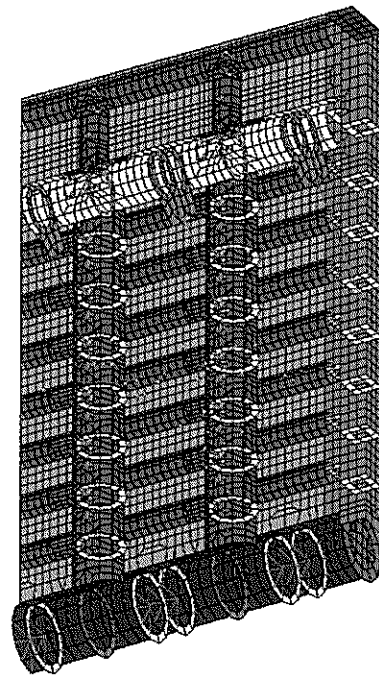


図-34 ダイヤフラムの配置

表-5 ダイヤフラムの位置と寸法

| 部材 | 設置位置 | 図-34での表示色 | 寸法(mm) | | |
|-------|------------|-----------|-----------|------|------|
| | | | 厚さ | 外径 | 内径 |
| 上部水平桁 | 上部縦桁位置 | 黄色 | 20 | 1000 | 700 |
| 中間水平桁 | 縦主桁位置 | 黄色 | 20 | 1800 | 1300 |
| | テンションロッド位置 | 青 | 40 ×2枚 | 1800 | 1300 |
| 縦主桁 | 補助桁位置 | 黄色 | 20 | 1800 | 1300 |
| 端縦桁 | 補助桁位置 | 黄色 | 20 | 1000 | 500 |
| 底部水平桁 | 縦主桁位置 | 青 | 40 | 2500 | 2000 |
| | 回転支承位置 | 黄色 | 20 | 2500 | 2000 |

る波圧を作用させた。この波圧で終局状態に到らない場合、波圧が波高に比例するとして、終局状態に達するまで波高を増大させた。

解析の結果、静水圧作用時の最大応力は183N/mm²で、底部水平桁と縦主桁(中央寄り)の交差部に生じた。波高8.1mに相当する波圧では終局状態に到らなかったため、さらに波圧を増大させた。波高30mに相当する波圧が作用すると扉体反力が頭打ちとなり、扉体反力の上限値は50MNであった。この終局時のMises相当塑性ひずみ分布を図-35に示す。底部水平桁の縦主桁取り付け位置付近に局所的な塑性化が生じた。試設計で用いた設計

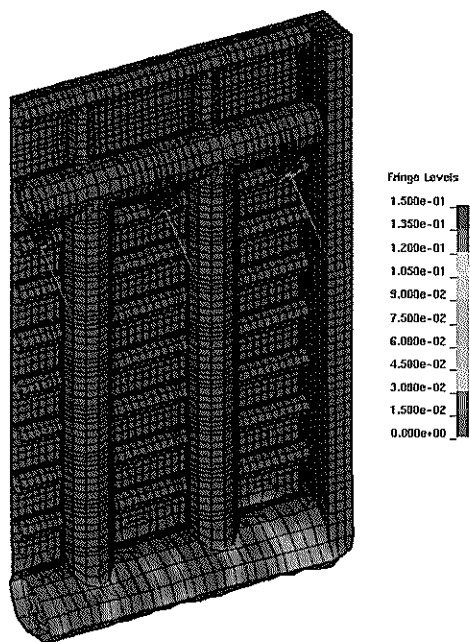


図-35 終局時の Mises 相当塑性ひずみ分布

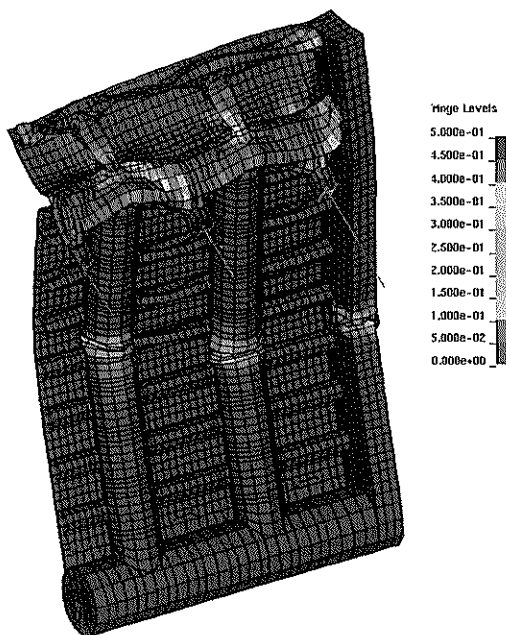


図-36 終局時の Mises 相当塑性ひずみ分布
(底部水平桁にコンクリートを充填した場合)

条件（内外水位差 4m，有義波高 3m）による水平荷重の合力は 14MN（扉体半分幅）であったことから，設計荷重の 3 倍以上の反力が生じるまで扉体は塑性化しなかったことになる。また，波高が 30m に達することは現実には生じ得ないことから，本試設計による扉体は破壊に対して十分大きな余裕度を有すると考えられる。

さらに，底部水平桁にコンクリートを充填して補強した場合の終局限界状態解析を同様に行った。コンクリートの材料特性としては，ヤング係数を $3.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ，ポアソン比を 0.17，単位体積質量を 2.35t/m^3 とした。この場合，波高約 80m に相当する波圧で，中間水平桁付近のスキムプレートに曲げ破壊が生じた後，波高約 100m に相当する波圧で縦主桁および端縦桁に曲げ破壊が生じた（図-36）。このときの水平荷重の合力は 115MN（試設計荷重の約 8 倍）であった。

(3) 起立・倒伏解析

試設計したフラップゲートは，浮き袋への給排気により起立，倒伏する。この起立，倒伏時のゲートの挙動を解析した。

扉体を 1 剛体，テンションロッドを上部，連結部，下部の 3 剛体にモデル化した。作用外力は，静水圧と流体抵抗とした。各剛体の運動エネルギー，ポテンシャルエネルギー，外力のエネルギーから成る汎関数の停留条件から，各剛体の運動方程式を求め，繰り返し計算により各剛体の重心位置と角度（水平を 0° とする反時計回りの回転角）を時々刻々求めた。

起立時の解析では，初期の水深を港内外ともに 12.25m とした。簡単のため初期条件を，ゲート角度 0° で，浮き袋 3 個（容量 $75.9 \text{m}^3 \times 3 = 227.7 \text{m}^3$ ）への給気が完了している状態と仮定した。時刻 20s から港外側の水位が 0.45m/s の速度で上昇すると仮定した。ゲート角度の時系列計算結果を図-37 に示す。

起立開始から約 4s で扉体頂部が水面に達し，約 9s で釣り合い角度 45° になった。港外水位上昇開始後，ゲート角度は約 4s で 90° （全閉状態）に達した。

倒伏時の解析では，初期の水深を港内側 12.25m，港外側 19.675m とした。簡単のため初期条件を，ゲート角度 90° で，浮き袋の浮力=0 と仮定した。時刻 4s から港外側の水位が -0.45m/s の速度で下降すると仮定した。ゲート角度の時系列計算結果を図-38 に示す。

港外水位下降開始後，港内外水位差が約 0.6m になるまで，ゲート角度は 90° （全閉状態）であった。その後ゲートは緩やかに下降を開始し，下降開始約 14s 後以降，ほぼ一定速度で下降し，下降開始約 28s で 0° （全開状態）となった。

(4) 動揺解析

起立解析の結果から，港内外水位差が比較的小さい状態ではゲート角度は 45° と 90° の間にある。このような状態で港外側から波が作用したときに，ゲートがどのよ

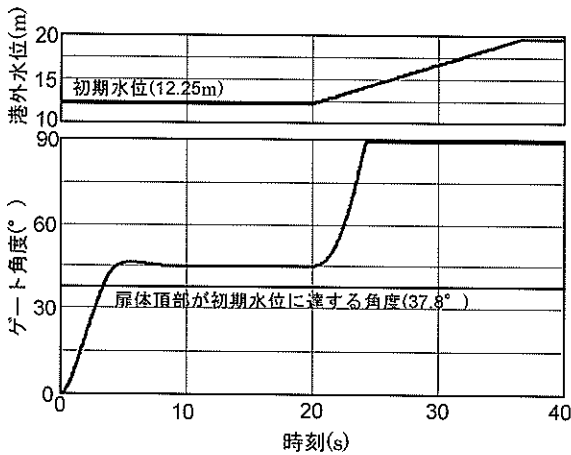


図-37 ゲート角度の時系列計算結果（起立時）

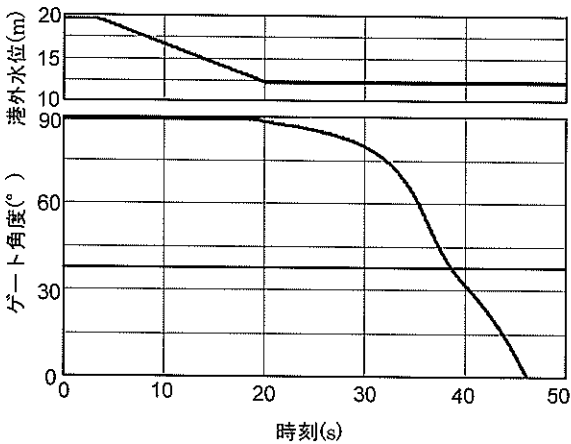


図-38 ゲート角度の時系列計算結果（倒伏時）

うに動揺するか解析した。

ゲート角度の初期値を 45° , 60° , 75° の3ケースとした。港内外水位差は起立解析結果をもとに設定した。入力波の周期を3.0sから13.0sまで0.5sきざみで変化させた21ケースについて解析した結果、入力波の周期が大きいほど回転振幅が大きくなる傾向が見られた。表-6に

入射波の周期を7s、波高を1mとしたときの各剛体の回転振幅と位相差の解析結果を示す。回転振幅は、連結部、テンションロッド上部、ゲート本体、テンションロッド下部の順に大きかった。ゲート初期角度 60° のとき最も回転振幅が大きく、ゲート本体の回転振幅 7.6° （片振幅）であった。なお本解析では粘性抵抗や渦等の発生に伴う非線形減衰は考慮していないため、実際のゲートの動揺振幅は本結果に比べて小さくなると考えられる。

水位変動とゲート本体角度の時系列を図-39~41に示す。初期角度 45° では水位変動に対して2s程度遅れてゲート角度が変動しているが、 60° と 75° では水位変動より1s程度先行してゲート角度が変動している。表-6に示したように、ゲート本体とテンションロッド上部、連結部とテンションロッド下部が、それぞれ同位相となった。

(5) コストの試算

試設計したフラップゲート式防潮堤（幅300m）のコストの概算を行った。

a) 建設費用

建設費の概算額は180億円（6,000万円/m）となった。内訳は、本体150億円、基礎工24億円、点検設備4億円、開閉装置2億円である。

なお本体の使用材料数量は、試設計結果に基づき、扉体（SUSクラッド+SUS 7,080t）、テンションロッド（SUSクラッド+SUS 1,200t）、充填材（ポリウレタンフォーム 5,800m³）、浮き袋（ゴム 2.5m×300m）、函体（鋼材 6,000t、ウエイト（コンクリート+鋼材、比重5）20,000t）である。また、基礎工の数量は、深層混合処理141,000m³、盛上土撤去12,000m³、床堀浚渫188,000m³、基礎捨石投入15,000m³、基礎捨石均し12,000m³、埋戻し（砕石）15,000m³、埋戻し（雑石）55,000m³と仮定した。

表-6 回転振幅と位相差の解析結果（入射波周期7s、波高1m）

| ゲート初期角度 θ_0 | 45° | | 60° | | 75° | |
|--------------------|------------|---------|------------|---------|------------|---------|
| 港内外水位差 | 0m | | 1.13m | | 1.56m | |
| 回転振幅・位相差 | 回転振幅 | 位相差 | 回転振幅 | 位相差 | 回転振幅 | 位相差 |
| 剛体1（ゲート本体） | 2.5° | -119.1° | 7.6° | 47.5° | 3.2° | 66.9° |
| 剛体2（テンションロッド上部） | 4.2° | -119.1° | 14.0° | 47.5° | 6.3° | 66.9° |
| 剛体3（連結部） | 9.3° | 60.8° | 25.5° | -132.5° | 7.5° | -113.1° |
| 剛体4（テンションロッド下部） | 1.0° | 60.8° | 2.4° | -132.5° | 1.4° | -113.1° |

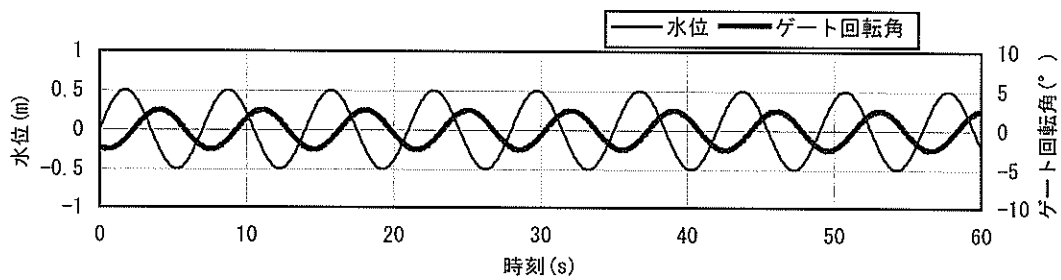


図-39 水位変動とゲート本体角度の時系列 (ゲート初期角度 $\theta_0=45^\circ$, 港内外水位差 0m)

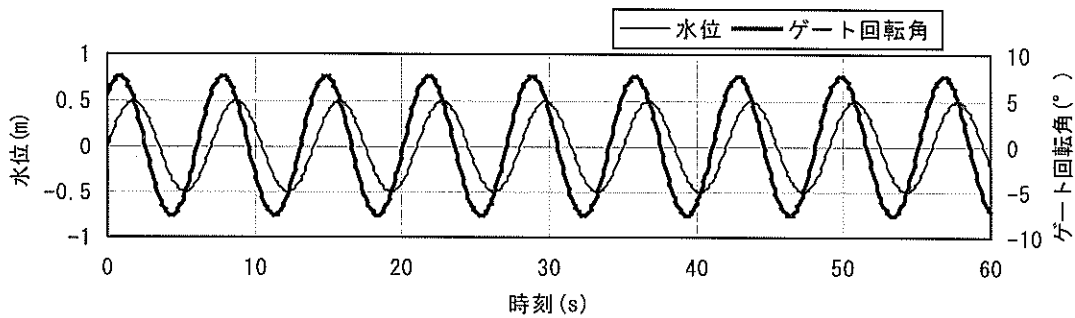


図-40 水位変動とゲート本体角度の時系列 (ゲート初期角度 $\theta_0=60^\circ$, 港内外水位差 1.13m)

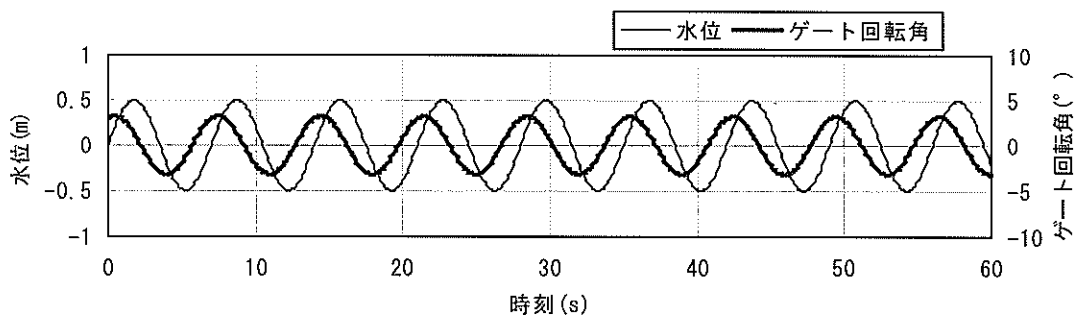


図-41 水位変動とゲート本体角度の時系列 (ゲート初期角度 $\theta_0=75^\circ$, 港内外水位差 1.56m)

点検設備は、水中監視システム（水中カメラ、制御装置、画像伝送装置）1式とした。開閉装置は、一般用発電機、コンプレッサー、側壁兼蓄圧タンク各2基、給・排気管、バルブ、操作盤各1式とした。

b) 運営管理費

1年間当たりの運営管理費の概算額は約1億円となった。この内訳は表-7に示すように、管理運転費用11,160千円、年間管理費用84,500千円、操作運転費用120千円である。年間管理費用は具体的な施設が分からなければ設

定できないため、表-7の値は一例であり、さらに精査、検討の余地がある。

c) 維持・補修費

1年間当たりの維持・補修費の概算額は約3.6億円となった。これは、表-8のように補修更新間隔を仮定して100年間の維持・補修費を計算し、100年で割って求めた値である。たとえば扉体は100年間に2回の一式更新すなわち製作費を見込んでいる。このため年間当たり大きな維持・補修費用となっている。項目ごとの内訳は、表

表-7 運営管理費の試算内訳

| 項目 | | 金額(千円) |
|-------------------|----------|--------|
| 管理運転費用 (1回/年) | 人件費 | 2,500 |
| | 堆砂除去 | 5,000 |
| | 警戒船 | 1,300 |
| | 電力・消耗品 | 60 |
| | 経費 | 2,300 |
| | 小計 | 11,160 |
| 年間管理費用 | 常駐者人件費 | 50,000 |
| | 管理棟運営維持費 | 30,000 |
| | 経費 | 4,500 |
| | 小計 | 84,500 |
| 操作運転費用 (10回/年) | 電力・消耗品 | 100 |
| | 経費 | 20 |
| | 小計 | 120 |
| 合計 | | 95,780 |

表-8 補修更新間隔の仮定

| 項目 | 部分補修 | 一式更新 | |
|------|--------------|---------------|-----|
| 本体 | 扉体 | 20年 | 50年 |
| | 浮き袋 | 10年 | 20年 |
| | テンション ロッド | 20年 | 50年 |
| | 連結軸 | — | 10年 |
| | 函体 | 20年 | 50年 |
| 開閉装置 | 発電機 | 10年 | 20年 |
| | コンプレッ サー | 10年 | 20年 |
| | 給排気管・ バルブ | 10年 | 20年 |
| 点検設備 | 水中監視シ ステム | 10年 | 20年 |
| 基礎工 | 浮泥溜まり | 10年(浮泥 排出) | — |

表-9 維持・補修費の試算内訳

| 項目 | | 金額(千円) |
|------|--------------|---------|
| 本体 | 扉体 | 110,000 |
| | 浮き袋 | 44,000 |
| | テンション ロッド | 18,000 |
| | 函体 | 75,000 |
| | 小計 | 247,000 |
| 開閉装置 | 発電機 | 300 |
| | コンプレッ サー | 300 |
| | 給排気管・ バルブ | 400 |
| | 小計 | 1,000 |
| 点検設備 | 水中監視装置 | 27,000 |
| 定期点検 | | 80,000 |
| 合計 | | 355,000 |

-9 に示すように、本体 247,000 千円、開閉装置 1,000 千円、点検設備 27,000 千円、定期点検 80,000 千円である。

5. まとめ

5.1 主要な結論

本研究では、地球温暖化によって海面水位が上昇したときに、都市港湾等の臨海部を高潮による浸水から防護するハード対策の一つとして、港湾の入り口に可動高潮防潮堤を設置する方策を考え、その構造形式の一つとしてフラップゲートを取り上げた。その水理特性を水理模型実験と数値解析から検討した。さらに、我が国における海象条件で適応するためのフラップ式高潮防潮堤の構造の検討とコストの試算を行っている。

フラップ式高潮防潮堤の防護性能を図る指標としてゲート背後への波高伝達率、安定性能については波力を取り上げ解析した結果以下のような特性が明らかになった。

- ①ゲートを傾斜させる場合の波高伝達率は、護岸の越波流量と同様に、港内側(岸側)よりも港外側(沖側)に傾斜させた方が低くなり、防護性能は高くなる。ただし、相対天端高 h_c/H_t が1よりも高く、ゲートの越波をある程度抑えられるようであれば、ゲートを傾斜させる向きによる波高伝達率の差異は小さくなる。
- ②波力に関しては、直立ゲートの場合は合田による波圧式から算定される波力により作用波力が推定可能であるが、港外側に傾斜するゲートの場合には、合田式による波力よりも大きくなる場合があり、相対水深 h/L が小さくなるほど大きくなる割合は増大する。一方、港内側に傾斜する場合には、 $h/L=0.09$ では作用波力は合田式による波力よりも小さくなるのが、 $h/L=0.15$ になると合田式による波力よりも2割ほど大きくなる。このため、 $h/L=0.15$ よりも相対水深が深い場合には、港外側あるいは港内側のどちらに傾斜させても作用波力に大きな差異は認められなくなる。
- ③したがって、フラップ式高潮防潮堤は、水深11m程度で10s程度の高波に対しては、港外あるいは港内のどちらに傾斜させてもほぼ同じような波高伝達率および作用波力になるため、どちら側にゲートを傾斜させるのかは、ゲート背後水域の水位の上昇、漂流物の衝突等の他の要因によって決められることになる。

また、砕波や越波等を数値解析できるCADMAS-SURFを基本モデルとして、高潮にともなった高波や計算対象

構造物としてフラップゲートを扱えるように改良を加えた。本研究で行った水理模型実験や既往の実験の結果との比較から、今回改良した数値モデルがフラップゲートの波高伝達率や波力の推定に適用可能であることを示すことができ、フラップ式高潮防潮堤の性能照査を行うための有力なツールを開発することができた。

さらに、主に水理模型実験の結果を受けて、直立ゲートに対する構造の検討およびコストの試算を行い、我が国の内湾域で見られるような海象条件で、フラップゲートは適用可能であることを確認した。その際のコストは、300mの開口幅を想定した場合、180億円と推定された。

5.2 今後の課題

今回の水理模型実験や数値解析は、ゲートの直前で砕波するような条件で行っていない。防波堤に作用する波力では、非砕波時と砕波時とで、波力の鉛直分布や作用時間などの特性が異なるので、フラップ式高潮防潮堤に関しても、砕波時の波力についての検討が必要である。さらに、傾斜ゲートの作用波力については、ゲートに波が作用するときの波面角度が大きな影響を及ぼすと考えられるので、波形勾配との関係についても詳細に検討する必要がある。

また、数値解析は、今回規則波を使って行っているが、不規則波についても行う必要がある。ただし、その際には、藤原ら（2002）によって指摘されているような不規則波を造波するときの問題点をクリアしなければならない。

さらに、フラップ式高潮防潮堤の防護性能をゲート背後への波高伝達率で今回は評価しているが、こういった巨大で高価な施設整備に対する国民の理解を得るためには、高潮・高波時の港口部締め切りにより背後地域の浸水域や浸水深がどの程度軽減できるのかを示す必要がある。

また、前節で述べたように、フラップゲートを港内側あるいは港外側のどちらに傾斜させるのかは、あるいは直立の場合においてもどちら側に起立装置を設置するかは、背後水域に流入する河川水等の内水の増大特性、漂流物の衝突等によって大きな影響を受けると考えらるので、そういった現象によるフラップゲートの性能を明らかにする必要がある。

最後に、本研究では、一つの構造形式として従来からのゲート形式を参考にしてフラップゲートを取り上げているが、他の構造形式についても今後考えていく必要がある。

(2003年5月12日受付)

謝辞

水理模型実験は、当時港湾空港技術研究所海洋・水工部耐波研究室の高野忠志氏（現在、国土交通省北陸地方整備局伏木富山港湾事務所）により主として行われ、多大な貢献を得ています。また、数値モデルに関しては、任意構造物を計算するためのプログラム改良に大阪大学大学院工学研究科助手の川崎浩司氏に多大な協力を得ています。ここに、両氏に深甚なる謝意を表します。

また、この研究は、海岸事業調査費で実施されたものです。

参考文献

- 河合弘泰・竹村慎治・原 信彦（2002）：東京湾における台風による高潮と高波の同時性と継続時間，海岸工学論文集，第49巻，pp. 251-255.
- 合田良實（1990）：増補改訂 港湾構造物の耐波設計，波浪工学への序説，鹿島出版会，333p.
- 合田良実・竹田英章（1966）：越波による防波堤背後への波高伝達率，第13回海岸工学講演会講演集，pp. 87-92.
- 近藤一郎・佐藤 功（1964）：防波堤天端高に関する研究，北海道開発局土木試験所月報，第117号，pp. 1-15.
- 水門鉄管協会編（1973）：水門鉄管技術基準一付解説一，社団法人水門鉄管協会，pp. 111-126.
- 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会（2002）：海域施設の耐波設計に適用できる数値波動水路（CADMAS-SURF）の研究・開発とその将来展望，土木学会論文集，No. 705/II-59，pp. 1-17.
- ダム・堰施設技術協会（1999）：ダム・堰施設技術基準（案）.
- 藤原隆一・山崎智弘・橋川正男・早瀬松一（2002）：複合断面地形の波の遡上に対するVOF法の適用性と不規則波モデルへの拡張，海岸工学論文集，第49巻，pp. 136-140.
- Gentilomo, M. (1997): Venice Lagoon Project. Mobile Barriers at the Lagoon Inlets for Controlling High Tides. Int. Conf. on Large Dams, pp. 31-49.
- Goda, Y. (1969): Re-analysis of Laboratory Data on Wave Transmission over Breakwaters, Rep. Port and Harbour Res. Inst., Vol. 8, No. 3, pp. 3-18.
- Goda, Y., Takeda, H. and Moriya, Y. (1967): Laboratory Investigation on Wave Transmission over Breakwaters, Rep. Port and Harbour Res. Inst., No. 13, 38p.

港湾空港技術研究所資料 No.1060

2003.9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 野崎印刷紙器株式会社

Copyright © (2003) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。