

ケーソン式防波堤の耐震性能設計に関する研究

Performance-based earthquake resistant design for caisson type breakwaters

長尾 毅*, 尾崎竜三**

Takashi Nagao and Ryuzo Ozaki

*工博 国土交通省 国土技術政策総合研究所 港湾施設研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

**博(工) 中央復建コンサルタンツ(株) 港湾・空港系グループ主任 (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 4-11-10)

Seismic stability, which is on sliding and overturning, is verified for a design of a caisson type breakwater if necessary. Static method is used in the practical design, which doesn't take the dynamic response of the breakwater into account. In this study, the framework of the performance-based earthquake resistant design for caisson type breakwaters is presented. The procedure is as follows. Firstly, necessity of the earthquake resistant design is judged by the schematic chart. Secondly, dimension of the breakwater for the evaluation of earthquake resistant performance is calculated by the proposed method. Finally, earthquake resistant performance is checked by the methodology based on single degree of freedom system.

Key Words: earthquake resistant design, breakwater, performance-based design

キーワード: 耐震設計, 防波堤, 性能設計

1. はじめに

港湾構造物の主要な施設である防波堤の設計においては、主に耐波安定性が照査され、地震動に対する安定性照査は省略されることが多い¹⁾。これは、土圧の作用によって海向きの荷重が卓越する岸壁と異なり、防波堤においては慣性力に起因する荷重作用の方向が変化するため、特定の方向への荷重作用が卓越することがないと考えられるためである。この現行設計法の措置の妥当性は、過去の地震時に強震動の影響により大きな被害を受けた防波堤の事例が少ないことから裏付けられると考えられる。例えば、岸壁などの港湾構造物に被害が生じた1983年日本海中部地震²⁾、1993年釧路沖地震³⁾では防波堤には大きな被害は認められなかった。ただし、1994年三陸はるか沖地震⁴⁾においては基礎地盤の剛性低下などに起因する沈下が生じ、1995年兵庫県南部地震^{5,6)}においては、沈下や0.3m程度の防波堤の滑動が生じた。

防波堤の耐震設計が必要となる条件としては、例えば、設計波高が小さいため耐波安定性の観点からは大きな堤体重量を必要としない場合が考えられる。しかしながら、防波堤の耐震設計を行うか否かについては、これまで明確な判定指標が存在しなかったため、責任技術者の判断によっていた。さらに、防波堤の耐震実務設計では、地震動の作用を静的な荷重作用に置き換える震度法を用い、安全率によって安全性を評価してきた。しかしながら、安全率は構造物の安全性を定性的に示す指標でしかない

ため、設計法の性能規定化の流れを踏まえると、構造物の安全性を定量的に評価しうる信頼性設計法の導入⁷⁾または構造物の荷重応答を具体的に照査する設計法の導入が必要と考えられる。また、次期港湾基準においては、耐震設計の合理化の観点から、設計地震動は地域別震度の形で与えるのではなく、工学基盤(S波速度で300~400m/s程度の地層)の時刻歴波形で与え、地盤の地震応答計算により地表面の地震応答を算出したうえで耐震性を照査するスタイルを検討している⁸⁾。このため、設計地震動の表現形式の今後の変化に対応した耐震性能照査体系を構築する必要がある。

以上の背景のもと、本稿は、防波堤の耐震性能設計の枠組みを提示するものである。このため、耐震性能照査の必要性判定チャート、耐震性能照査用断面の設定方法、耐震性能照査方法の提示を主な目的とする。耐震性能の照査方法については、防波堤ケーソンの地震時の滑動・転倒問題を一自由度系で評価するシステムを用いた。また、今回の検討は地震時にマウンドが破壊せず健全であるケースを扱っている。

2. 防波堤の耐震性能設計の枠組み

2. 1 照査体系

防波堤の耐震性能照査フローを図-1のように提示する。手順としては、耐波設計が行われた後に耐震性能の照査を考慮するものとする。最初に、工学基盤の加速度

最大値 A_{max} や堤体諸元等に関するパラメータをもとに耐震性能照査の必要性を判定する。次に、耐震性能照査が必要と判断される場合には、上述のように地盤の地震応答計算により防波堤ケーソンの底面に入射する加速度時刻歴を算出し、これをもとに震度を算出したうえで震度法により耐震性能照査用の断面を仮定する。照査用断面の堤体幅算出値 B_{eq} と耐波設計による堤体幅 B_w を比較し、大きな堤体幅を照査用堤体幅として、一自由度系モデルを用いて防波堤の滑動・転倒の地震応答を算出し、耐震性能を照査する。ここで、震度法による照査用断面の設定のステップが介在する理由は、耐震性能照査の効率化が目的である。この性能設計体系において、新規に構築する必要がある項目は太枠で囲んだ部分である。なお防波堤に要求される性能は港内を静穏に保つことである。一般に、防波堤に多少の滑動変形が生じて直ちに港内の静穏度の低下に結びつくわけではないが、変形を放置しておくと波浪の収斂などにより大きな変形が生じる危険性が高い。このため、50cm 程度の変形が生じると被災と認定されて原型復旧されることが多い。そこで本研究では、防波堤の限界状態として滑動変形については残留変形 50cm、転倒は残留回転角 90° とする。

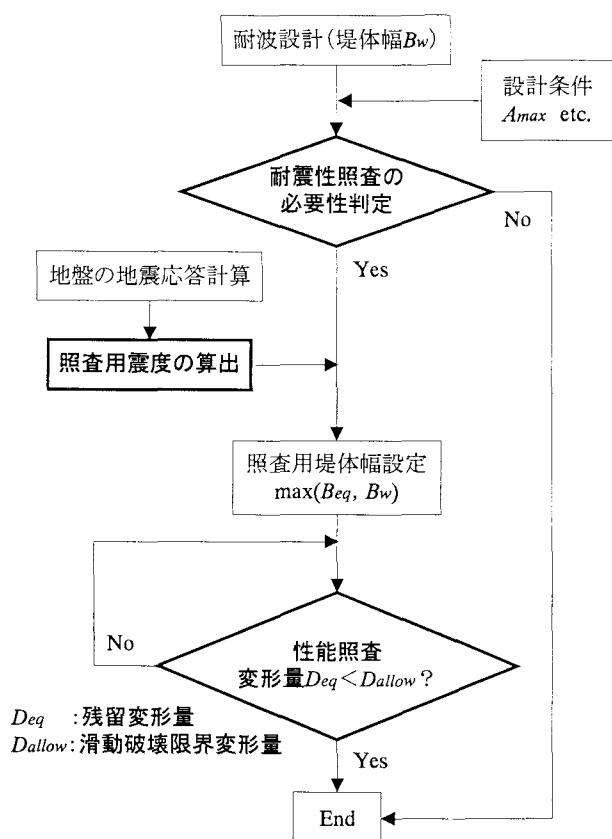


図-1 防波堤の耐震性能照査体系

2. 2 耐震性能照査手法

耐震性能照査方法としては、防波堤ケーソンを一自由度系でモデル化し、防波堤の地震応答を評価する方法を用いる。破壊モードとして滑動破壊と転倒破壊を考慮す

る。滑動については水平方向の運動方程式、転倒については防波堤底面端部まわりの角運動方程式⁹⁾の数値積分により、それぞれ式(1)および式(2)をもとにして防波堤ケーソンの地震応答を評価する。式(1)、(2)の右辺第 1、2 項の和で示される荷重効果が、第 3 項の抵抗力を上回るとき初めて積分が実施される。図-2 に防波堤の荷重モデルを示す。なお、潮位については、本研究では抵抗力と荷重効果の比が最も小さくなる条件として朔望平均満潮面 H.W.L.とする。また、摩擦係数 f については、港湾基準において構造物の滑動に対してコンクリートと捨石の間の摩擦係数として用いられている 0.6 を採用する¹⁾。

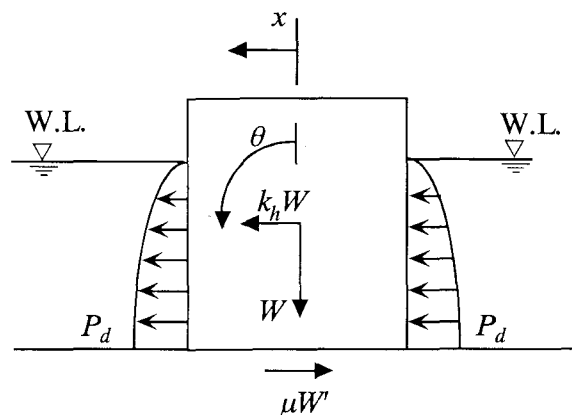


図-2 防波堤の荷重モデル

(滑動安全性)

$$\frac{W}{g} \frac{d^2x}{dt^2} = k_h W + 2P_d - \mu W' \quad (1)$$

(転倒安全性)

$$I \frac{d^2\theta}{dt^2} = a k_h W + 2b P_d - c W' \quad (2)$$

ただし、
$$P_d = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (3)$$

$$I = \frac{W}{g} \frac{(B^2 + h^2)}{3} \quad (4)$$

ここに、

k_h : 震度($=\alpha/g$)

α : 作用加速度(cm/s^2)

g : 重力加速度($=980\text{cm/s}^2$)

W : 単位奥行きあたりのケーソン重量(kN/m)

P_d : 単位奥行きあたりの動水圧合力(kN/m)

W' : 単位奥行きあたりの水中におけるケーソンの有効重量(kN/m)

H : ケーソン設置水深(m)

γ_w : 海水の単位体積重量(kN/m^3)

μ : ケーソンと捨石マウンド間の摩擦係数

I : 単位奥行きあたりの極慣性モーメント($\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2/\text{m}$)

h : ケーソン高さ(m)

$a\sim c$: 荷重のアーム長さ(m)

2. 3 兵庫県南部地震の被災事例への適用

2. 2で示した手法について、兵庫県南部地震における神戸港防波堤へ適用し、解析手法の妥当性について検討する。検討対象とするのは、神戸港第7防波堤である。当該防波堤は東西方向に設置されており、兵庫県南部地震の卓越方向（南北方向）に対してほぼ直交する方向に位置する。地震後の測量により最大 0.3m の滑動が認められており、転倒は生じなかった⁹⁾。図-3 に検討対象防波堤の断面図を示す。

検討においては、神戸市により取得されたポートアイランド Kp-79m 地点の強震記録をもとに 1 次元の等価線形解析によりケーソン底面に作用する地震動を算出した。解析は NS, EW のそれぞれの成分について行ったうえで防波堤法線（防波堤建設延長方向）直角方向の成分を求めた。その際、地震計設置における方向誤差¹⁰⁾を考慮している。

防波堤ケーソン底面に入射する地震動時刻歴および防波堤ケーソンの応答を図-4 に示す。地盤が軟弱であるためケーソン底面に入射する加速度は長周期化しており、加速度最大振幅の 7 秒の部分で大きな滑動量が生じている。残留滑動量は 0.4m となり、実際の変形量とほぼ整合する結果となった。また、回転については加速度最大振幅相当部分で 0.1° 程度の回転角しか生じない結果となった。なお、等価線形の地震応答解析では加速度レベルが大きい場合には精度が問題となるが、本解析結果の範囲からは等価線形解析を用いても妥当な結果が得られると判断される。以上により、本システムにより防波堤の地震応答を評価しようと考え、以降の検討に用いた。

3. 耐震性能照査の必要性判定手法

3. 1 検討方法

耐震性能照査体系を構成する要素のひとつとして、ここではまず耐震性能照査の必要性を判定する指標について検討する。設計者の便を考慮して、地震動に関する情報は防波堤ケーソン底面ではなく、工学基盤における加速度最大値を考慮する。工学基盤の加速度最大値により耐震性能照査が不要と判断されれば地盤の地震応答解析をスキップすることができるためである。さらに、耐波設計によりケーソンの堤体幅が決定していることを考慮して、堤体幅と水深の比(B/H)と工学基盤の加速度最大値の 2 つのパラメータを指標とした判定法を検討する。

検討にあたり、全国に建設されている既往の防波堤断面から表-1 に示すように 7 断面を水深や地盤条件などの条件で偏りがないように抽出し、検討に用いた。また、入力地震波には、2. 3 で用いた神戸波のほかに、港湾

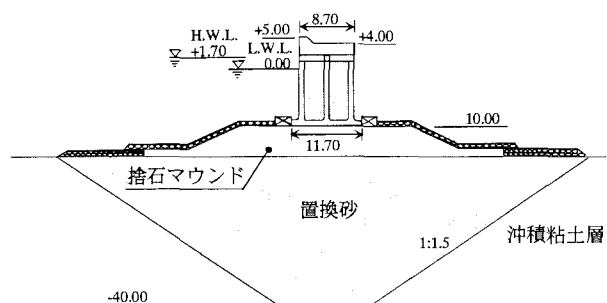


図-3 神戸港第7防波堤断面図

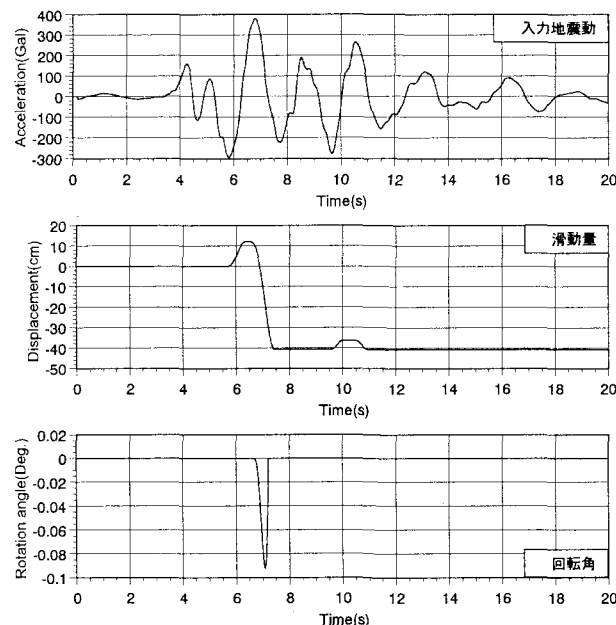


図-4 入力地震動と防波堤ケーソン応答

地域で観測された八戸波、大船渡波、秋田波、さらに模擬地震波として内陸直下型地震の strike 波、dip 波、海溝型地震の subduction 波、鉄道構造物用のレベル 1、レベル 2 地震動対応の基盤地震波¹¹⁾（以下 JR1 波、JR2 波）の計 9 波形を用いた。これら波形の採用理由は次の通りである。まず現行基準によると耐震設計に用いられるのは内陸直下型地震では神戸波、海溝型地震では八戸波、大船渡波であり、これらが実際の港湾地域での観測波形であることから秋田波を含めた 4 波形を採用している。また次期基準では内陸直下型・海溝型地震といった発震機構を考慮して、作成された波形が採用されることとなるため、内陸直下型横ずれ断層・逆断層、海溝型低角逆断層の 3 つのタイプを考慮して、香川ら¹²⁾が作成した模擬地震動（それぞれ、strike 波、dip 波、subduction 波）を採用している。さらに確認のために、港湾とは異なる鉄道構造物の耐震設計で用いられる波形である JR1 波、JR2 波を採用した。用いた地震波の卓越周波数を表-2 に示す。また、代表的な波形として八戸波、神戸波、subduction 波の加速度フーリエスペクトルを図-5 に示す。表示したスペクトルはバンド幅 0.3Hz の Parzen ウィンドウで平滑化し、最大振幅を $100\text{Gal}\cdot\text{s}$ に調整したものである。

表-1 検討対象断面

	水深(-m)	堤体幅 (m)	マウンド 前面幅(m)
case1	11.5	7.5	6.5
case2	8.9	6.6	6.0
case3	12.2	5.5	6.5
case4	11.1	9.5	11.0
case5	11.8	7.5	5.0
case6	9.05	5.0	3.5
case7	11.05	5.0	4.5

表-2 地震波

	卓越周波数(Hz)
八戸波	0.39
大船渡波	2.34
神戸波	2.88
秋田波	0.44
strike 波	1.66
dip 波	0.68
subduction 波	0.60
JR1 波	0.78
JR2 波	1.34

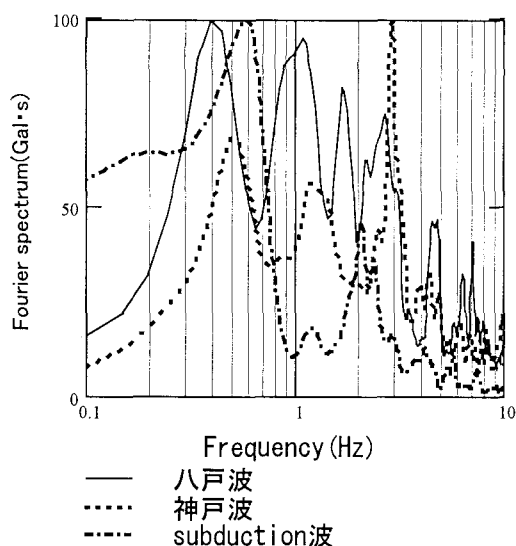


図-5 フーリエスペクトル

解析においては、まず、各地震波形を用いて加速度最大振幅を入射波の2倍の振幅(2E)で120, 250, 400, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1600Galに調整したうえで、一次元等価線形地震応答解析コードDyneq¹³⁾を用い、各caseの地盤構造を対象に防波堤ケーソン底面における地震動を算出した。基盤入力最大振幅と防波堤ケーソン底面の応答最大振幅の関係をcase1を例として図-6に示す。地盤が軟弱であるため加速度最大値の増幅率は小さく、かつ波形ごとに増幅率が大きく異なる結果となった。加速度増幅率の最も高い波形はsubduction波であり、最も増幅率の小さい波形は大船渡波であった。他のcaseについてもほぼ同様な結果が得られた。

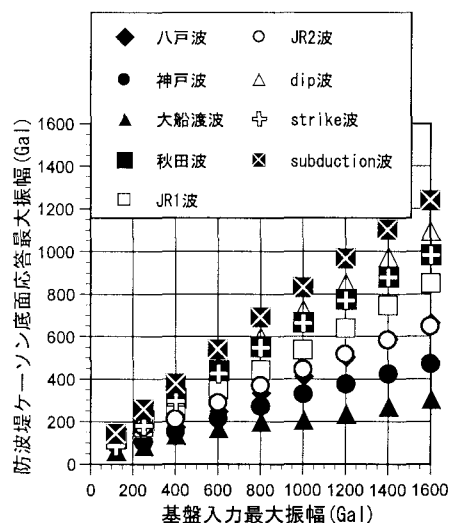
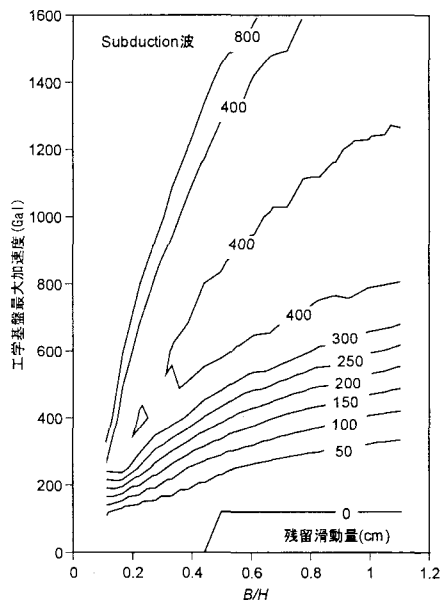


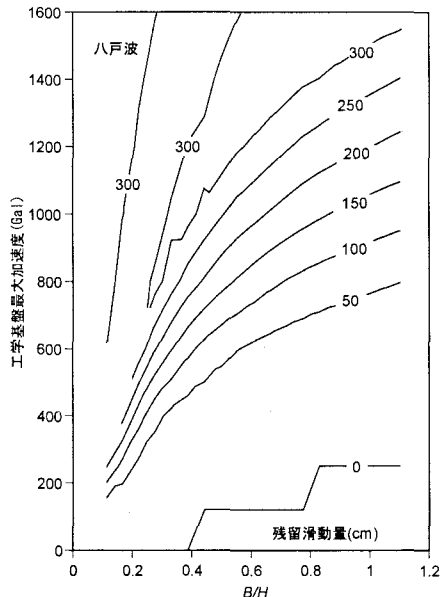
図-6 基盤とケーソン底面の最大加速度の関係

次に、検討対象断面について、堤体幅を0.5m刻みで原設計の堤体幅から変化させ、各堤体幅に対して2.2で示した一自由度系のモデルにより防波堤ケーソンの応答を評価した。図-7に工学基盤最大加速度に対して、残留変形が最大となるcase6を対象に、subduction波、八戸波、神戸波について残留滑動量のコンター図を示す。水平軸はケーソン幅と水深の比(B/H)であり、鉛直軸は工学基盤の最大加速度である。図-7から、同じ基盤最大加速度の条件でも波形が異なると滑動変形は大きく異なる結果となり、subduction波が最も大きな滑動変形を示すことが分かる。この理由のひとつは、図-6に示したようにsubduction波が加速度増幅率が最も高いためである。他の理由としては、subduction波に対する防波堤ケーソンの滑動変形は、慣性力の方向の変化に伴って変形方向が何度も変化するのではなく、一方向の変形が卓越するためである。この防波堤の滑動パターンの違いについては4.で詳しく検討する。

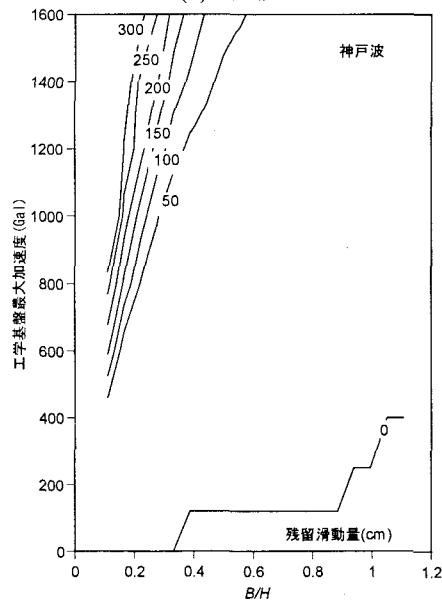
なお、防波堤ケーソンが滑動する際に、残留変形量は僅かなものであっても、地震応答の過程で非常に大きな変形量が生じ、その結果捨石マウンドから防波堤ケーソンが滑落する事態も想定される。このため、防波堤ケーソンの残留滑動量と地震応答過程の最大滑動量の関係についても検討した。検討の結果、神戸波が残留滑動量に対して最大滑動量の割合が最も大きいことが分かった。case6を対象に、神戸波について最大滑動量のコンター図を図-8に示す。前述のように防波堤ケーソンの被災認定は残留滑動量として50cm程度であるが、図-7(c)との比較から残留滑動量が50cm未満の場合に最大150cm程度の滑動量が生じる場合があることがわかる。他のcaseでは残留滑動量が50cmの際に最大400cmの変形が生じる場合(case1)もあるが、いずれも表-1に示したマウンド前面幅以内に収まっており、その滑動量はマウンドからの滑落を伴うほどのものではない。よって、滑動変形に関する耐震性能照査の必要性判定においては、基本



(a)subduction 波



(b)八戸波



(c)神戸波

図-7 基盤最大加速度と残留滑動量の関係

的に残留変形量に着目して整理しておけばよいと考えられる。なお、400cm 程度の最大変形量が生じるような条件は加速度最大振幅が 1000Gal 程度の非常に大きい場合であり、地震波形を変えた場合にはそれよりも小さな加速度最大値で残留変形量が 50cm を超えることを付け加えておく。

次に滑動破壊と転倒破壊を比較すると、図-3 に示したような若干の回転挙動を示す場合もあるが、安定状態へ回復するため、転倒には至らないことが多く、転倒破壊が生じるのは非常に大きな加速度最大振幅の場合に限られる。滑動に対して転倒の条件が厳しい地震波形を検討した結果、subduction 波に着目すると（図-9）、転倒が生じるのはケーソン幅と水深の比(B/H)が極めて小さく、かつ 300cm 程度以上の残留滑動量が生じた際に限られる。このため、防波堤の転倒条件は基本的には照査する必要はないといえる。よって以降では、滑動破壊を対象に議論を進める。

検討対象としたすべての防波堤断面について、堤体幅を 0.5m 刻みで原設計の堤体幅から変化させ、subduction 波によって 50cm 以上の残留滑動量が生じる条件を示すと図-10 のようになる。case6 が下限値となり、下限値を結んだ曲線が、防波堤の滑動破壊照査の判定指標となる。ケーソン幅と水深の比(B/H)が 2.0 に達しても条件によっては滑動破壊が生じることがわかる。堤体幅の増加は滑動抵抗力の増加をもたらすとともに慣性力の増加ももたらすためである。なお図-10 には参考情報として八戸波 (case2) において 50cm の滑動残留変形が生じる下限も併せて示している。この下限曲線は地震波形に大きく依存する。従って、この判定指標に近い条件で必ずしも大きな残留変形が生じるわけではないことに注意が必要である。

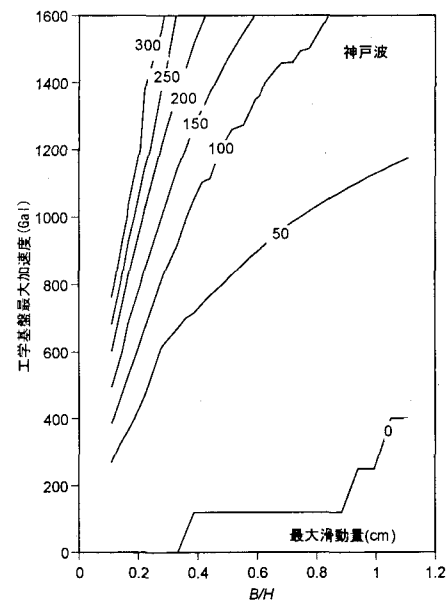


図-8 基盤最大加速度と最大滑動量の関係（神戸波）

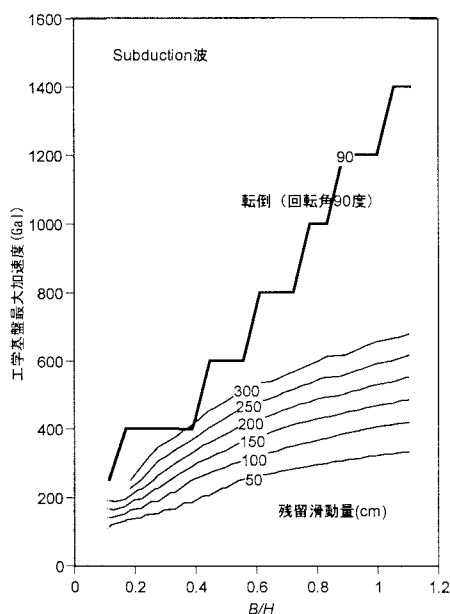


図-9 基盤最大加速度と滑動・転倒破壊の関係
Subduction 波（滑動破壊と転倒破壊の比較）

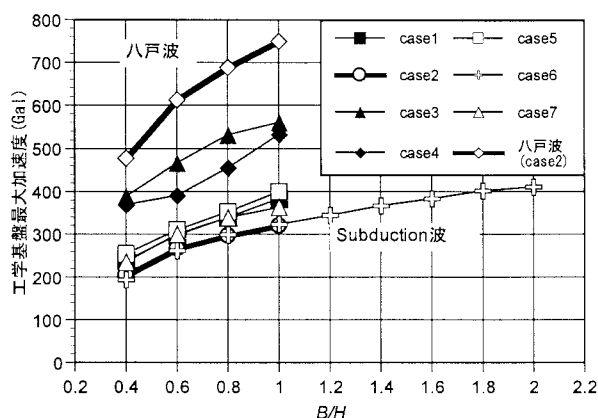


図-10 耐震性能照査の必要性判定図

4. 照査用断面の設定方法

4. 1 残留変形と最大変形の比較

次に、防波堤の耐震性能照査が必要と判定された場合の性能照査用断面の設定方法について検討する。本来は耐震設計により必要と判定される堤体幅を用いて耐震性能照査を行い、滑動量が判定基準を超える場合は堤体幅を増加させて再計算を行えばよいわけであるが、最適解を得るためには何度も繰り返して計算を行わなければならない。ここでは、設計者の便を考慮して、最適な照査用断面を設定する方法について検討するものである。

すでに図-7 において検討したように、基盤加速度最大値と防波堤ケーソンの残留滑動量との関係は地震波形に応じて違いが大きい。そこでまず、防波堤ケーソン底面の加速度最大値と残留滑動量の関係について検討した。case1($B/H=0.65$)について、八戸波、神戸波、JR2 波および subduction 波を用いて、防波堤ケーソン残留滑動量が 50cm になるときの堤体幅水深比(B/H)と防波堤ケーソン底面の入力加速度最大振幅の関係を図-11 に示す。防波

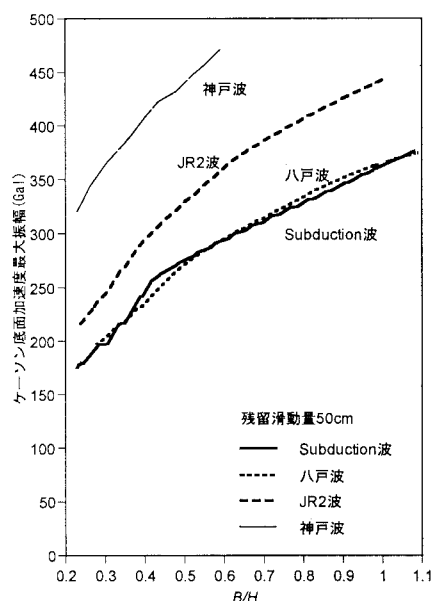
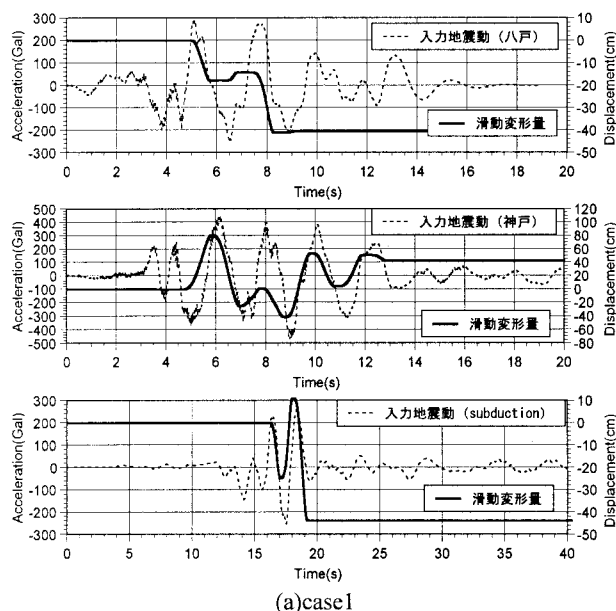


図-11 ケーソン底面加速度最大振幅と残留変形量の関係

堤ケーソン底面における加速度最大値についても、波形が異なると残留滑動量は大きく異なる結果となることがわかる。他の case についても同様な結果が得られた。このため、単純に防波堤ケーソン底面の加速度最大振幅を用いて震度を算出することは適切とはいえない。なお速度についても検討したが、同様な結果であった。

この理由を詳細に検討するために、地盤条件が対照的な断面である case1 と case4 を対象に、同様の堤体幅水深比を選択して、残留滑動量が 40cm となるように入力加速度最大振幅を調整した場合のケーソン底面の地震動時刻歴および防波堤変形時刻歴を図-12 に示す。また、防波堤ケーソン底面の入力地震動のフーリエ振幅スペクトルを図-13 に示す。



(a)case1
図-12 防波堤底面入力地震動および防波堤変形

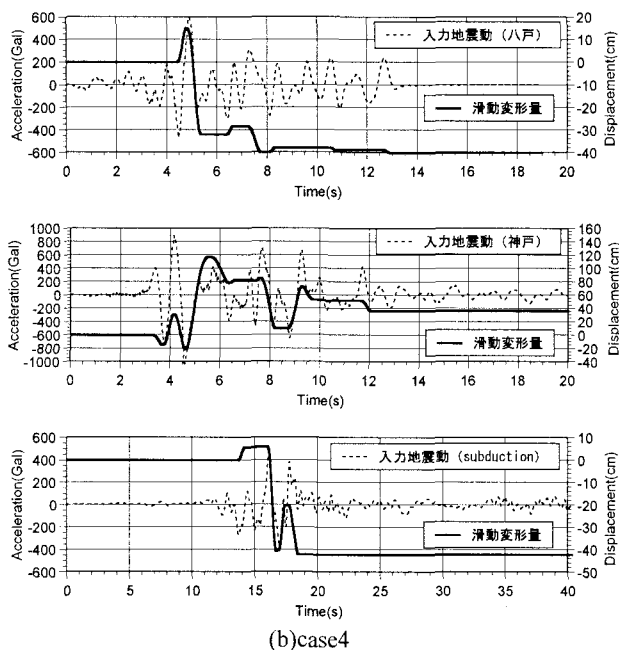
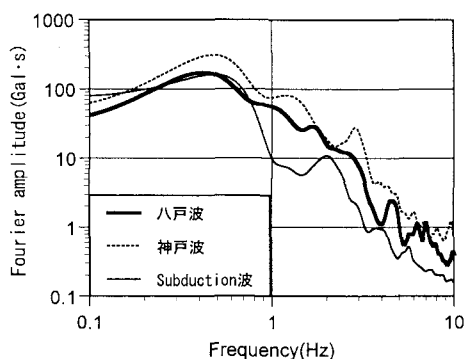
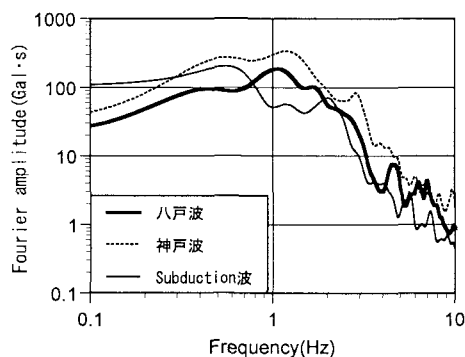


図-12 防波堤底面入力地震動および防波堤変形



(a)case1



(b)case4

図-13 防波堤底面入力地震動フーリエスペクトル

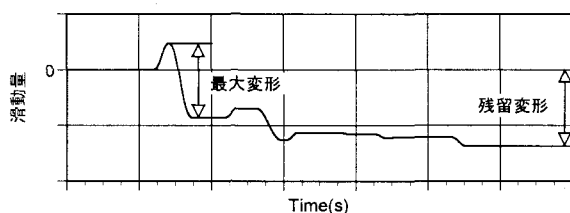


図-14 最大変形の定義

まず図-13 でケーソン底面に入射する地震動の周波数特性の影響を考察すると、case4の低周波数側を除けば、フーリエ振幅スペクトルは神戸波が全周波数において卓越している傾向にある。しかしながら残留変形量は同じであるため、残留変形量を周波数特性のみから説明することは困難であるといえる。

図-12 に示した残留変形の発生の仕方として、case1の八戸波は2回の変形が累積していく形状を示すのに対して、subduction波では1回の変形でほぼ残留変形量に相当する変形が生じる。また、神戸波では正負の変形が繰り返されて最終的には最大変形量よりも小さな残留変形量に落ち着く。これは波形ごとに必ずしも決まった傾向を示すのではなく、例えば八戸波の場合、case4ではほぼ1回の変形で残留変形相当の変形が生じている。

このような最大変形と残留変形の関係を事前に推定しておくことが耐震性能照査を効率的に行ううえで重要であることはいうまでもない。各caseの検討結果より、正負の加速度最大振幅（それぞれ acc_{max} , acc_{min} ）の和の絶対値を加速度最大振幅の絶対値の大きい方で除した値 (R_{acc})により残留変形と最大変形の比 (R_{def})を推定できる可能性があることが分かった。ここで、最大変形は図-14 に示すように変形のベクトルの変化点から変化点までの差の最大値と定義し、加速度については式(5)に示すパラメータにより整理した。

$$R_{acc} = \frac{|acc_{max} + acc_{min}|}{\max(|acc_{max}|, |acc_{min}|)} \quad (5)$$

両者の関係を図-15 に示す。滑動の破壊基準が残留変形量で50cmであることを考慮して、表-1に示す7断面の工学基盤に表-2に示す9波形を振幅調整して入力し、得られる残留変形量が30cm~100cmになる106ケースを採用している。ばらつきは大きいものの、 R_{acc} の増加に伴って R_{def} が増加する関係にあることが分かる。そこで、両者の関係を線形回帰した結果（図中の直線、式(6)）を用いて加速度時刻歴波形から R_{def} を推定する。

$$R_{def} = 0.87R_{acc} + 0.44 \quad (6)$$

なお、検討においては R_{acc} と併せて卓越周波数などの指標も考慮して重回帰分析も実施したが、相関係数が大きく向上する結果とはなかった。このため、簡便さを考慮して、正負の最大加速度のみから R_{def} を推定する。

なお、ケーソン式防波堤の耐震設計に用いられると考えられる波形の特徴は、本研究で採用した9波形でほぼ考慮できており、またそれらが対象地点の工学基盤に振幅調整して入力されるため、構築した式(6)は他の地震動にも適用はおおむね可能と考えられる。

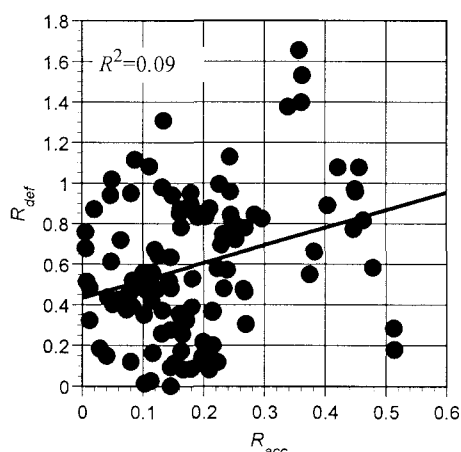


図-15 R_{acc} と R_{def} の関係

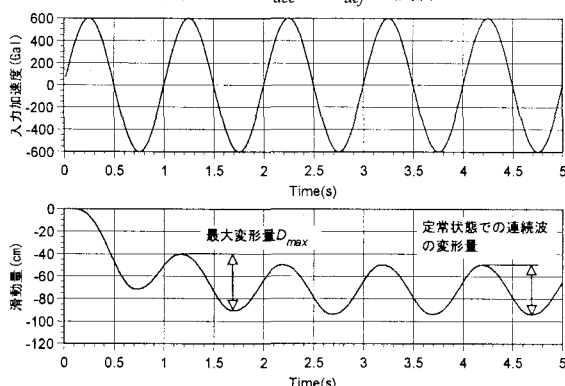


図-16 検討方法

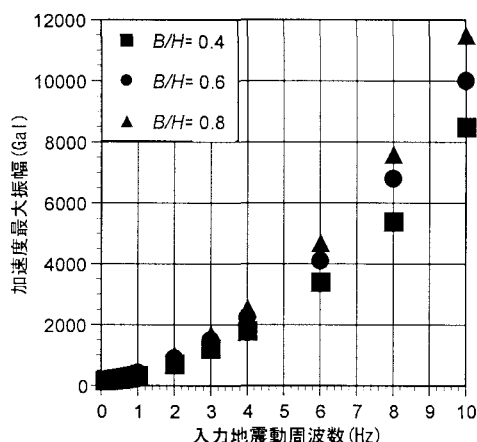


図-17 周波数毎の入力加速度最大振幅

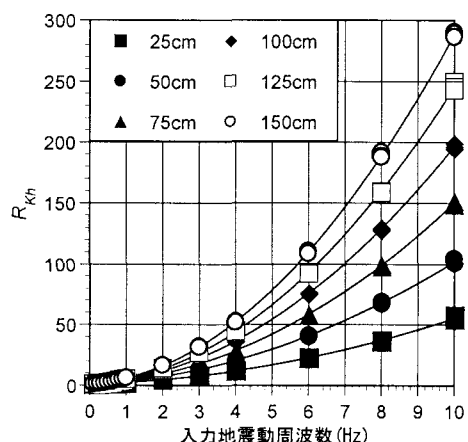


図-18 周波数毎の震度比

4. 2 照査用断面の設定方法

次に、照査用断面の設定方法について検討する。残留変形目標値 (50cm) に対する最大変形目標値を防波堤ケーソン底面の加速度時刻歴から推定できるので、目標の最大変形量が生じるような断面の推定方法について検討する。検討においては、様々な周波数成分を含む実際の地震波ではなく、正弦波を用いた検討を行った。図-16 に示すように D_{max} が所定の値に達する入力加速度最大振幅を検討する。正弦波による1周期の変形量は3~5周期以降でおおむね定常状態となる。しかしながら、実際の防波堤ケーソンの地震応答としての最大変形量は定常状態で得られるものではないことから、本検討では2周期目の波による変形量を最大変形量 D_{max} として考慮する。検討条件として、地震動の周波数を 0.1~10Hz、防波堤ケーソン断面を case1 をベースに $B/H=0.4, 0.6, 0.8$ とし、まず D_{max} が 25cm~150cm に達する加速度最大振幅を検討した。このうち 25cm に対する検討結果を図-17 に示す。防波堤の B/H ごとに異なる最大振幅となる。この振幅を重力加速度で除して、さらに震度法で滑动安全率が 1.0 をちょうど上回る限界の震度で除した値 (R_{kh}) について整理すると図-18 のようになり、 B/H にかかわりなく変形量毎にほぼ一定の関係となる。この関係は式(7)の通りである。

$$R_{kh} = a(D_{max})f^2 + b(D_{max})f + 1$$

$$a(D_{max}) = 0.0178D_{max} - 0.0035 \quad (7)$$

$$b(D_{max}) = 0.0095D_{max} + 0.8174$$

ここに、 f : 周波数(Hz)である。

以上は正弦波に対する検討であるため、図-18 の R_{kh} の値は加速度フーリエスペクトルに対応している。よって、各周波数に対する値が周波数 0Hz の振幅(1.0)と同じ値となるように、防波堤ケーソン底面に入力する加速度フーリエスペクトルにフィルター F を乗じることで、どの周波数の成分も一様に目標とする最大変形を生じるスペクトル (一様目標最大変形スペクトル) が得られることとなる。フィルター F は式(7)の逆数として式(8)のように得られる (図-19 参照)。

$$F = \frac{1}{a(D_{max_t})f^2 + b(D_{max_t})f + 1} \quad (8)$$

ここに、

D_{max_t} : 最大変形量目標値(cm)

$a()$, $b()$: 式(7)と同様

f : 周波数(Hz)

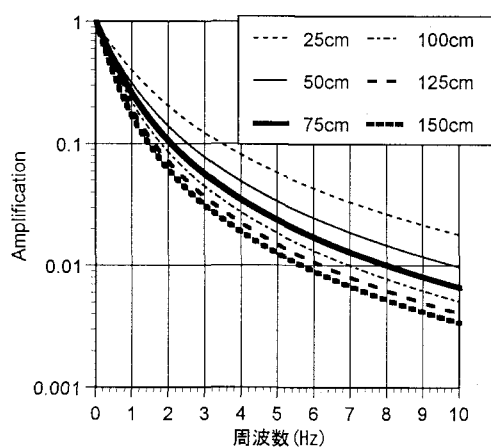


図-19 照査用震度算出用フィルター

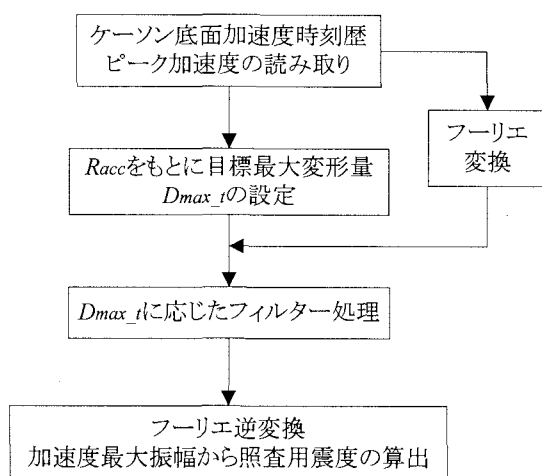


図-20 照査用震度算出フロー

以上より、実際の地震波形のスペクトルにこのフィルターを乗じ、フーリエ逆変換することにより得られた加速度の最大振幅を重力加速度で除することにより、目標とする変形量に対応する照査用震度が得られる。照査用震度の算出フローを図-20 に示す。

4. 3 提案法の妥当性の検証

以上述べた方法により設定した照査用断面の設定方法の妥当性について検証する。図-15 に示した R_{acc} と R_{def} の関係を検討した 106 ケースについて、本研究の方法により照査用震度を算出し、その震度を用いて安全率が 1.0 となる断面を設定し、設定した断面を対象に防波堤ケーソンの滑動量を評価した。

防波堤ケーソン底面の加速度最大値に対する耐震性能照査断面と耐波設計断面の堤体重量比 (R_{weight}) の関係を図-21 に示す。残留滑動量が 50cm 以上か未満かによって記号を変えて表示している。なお実際には、 $R_{weight} < 1.0$ の場合には、耐波設計による断面、すなわち $R_{weight} = 1.0$ の断面をもとに照査が行われることとなる。図より、本研究の方法による場合、 R_{weight} が 3.0 以上と非常に大きく

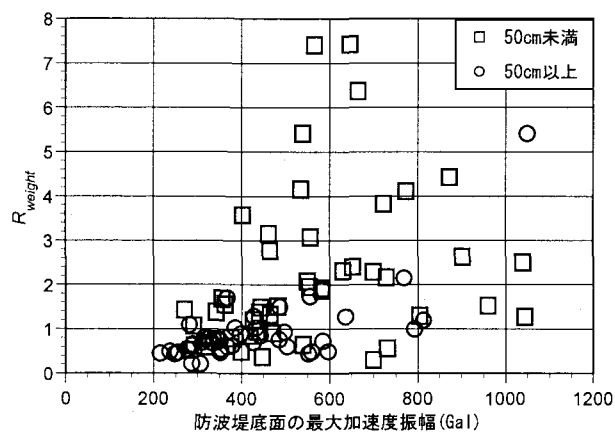


図-21 防波堤底面加速度最大値と R_{weight} の関係

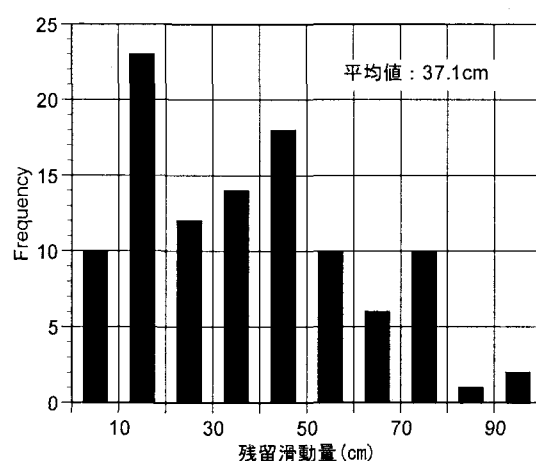


図-22 残留滑動量の頻度分布

なる場合があることがわかる。そのような場合の滑動量を検討すると、目標値 50cm よりも小さく、不経済な断面となる傾向があることが分かった。さらに、全国に建設されている既往の防波堤断面の堤体幅と水深の比 (B/H) の最大値もあわせて考慮すると、実際には照査用震度をもとに堤体幅を算出した後、 R_{weight} の上限値として 3.0 程度を設定しておくことが妥当と考えられる。

以上より、 $1.0 \leq R_{weight} \leq 3.0$ の範囲に堤体重量を補正した結果について、残留滑動量を算出した。残留滑動量の頻度分布を図-22 に示す。残留滑動量は 0~100cm の比較的狭い範囲に分布している。平均的には 40cm 程度の残留変形が生じる結果となり、目標値 50cm をやや下回る。これは、耐波設計で要求される断面が耐震設計断面よりも大きい場合、滑動量が目標値を下回る可能性が高いためである。また、残留滑動量が目標値 50cm を上回る例もあり、例えば残留滑動量が非常に大きい場合は断面を変更して繰り返し計算を実施する必要がある。これは、図-15 の関係より分かるように、本研究の照査用断面設定方法は残留滑動量が許容値 50cm を上回る可能性が 50%近い断面を設定することを目的としているため

である。すなわち、図-15 の関係はばらつきが大きい
ため、最適な断面を試行することなく推定することは困難
であるものの、本研究の方法により、耐震性の観点から
必要となる断面をある程度の精度で見積もることが可能
となり、性能照査が効率的に行えると判断される。一方、
式(1)の数値計算のみによる場合は、平均的には本研究に
よる場合と比較して数多くの試行を繰り返さなければ最
適断面を算出することが出来ないと言える。

5. まとめ

本研究は、ケーソン式防波堤の耐震性能設計の手法を
示した。本研究により得られた主要な結論は次の通りで
ある。

- ①ケーソン式防波堤の耐震性能照査手法を構築した。一
自由度系のモデルにより防波堤ケーソンの滑動および転
倒変形を評価するもので、用いたシステムにより兵庫県
南部地震における神戸港防波堤の応答をほぼ評価するこ
とができた。
- ②防波堤の耐震性能照査の必要性の判定図表を作成した。
判定図表は、基盤入力最大加速度、防波堤の堤体幅と水
深の比より残留滑動量の最大値を見積もるものである。
また、防波堤の破壊モードとしては滑動を考慮すればよ
く、転倒モードは支配的な要因となることはない。
- ③耐震性能照査の必要性が認められる際の照査用断面の
設定方法を示した。防波堤ケーソン底面における入力地
震動の正負の最大値を用いて目標とする最大変形量を設
定し、目標最大変形量に対応した照査用震度の算出方法
を示した。
- ④以上の結果を用いて、ケーソン式防波堤の耐震性能照
査が効率的に行えることを確認した。ただし、耐震性能
照査断面と耐波設計断面の堤体重量比の上限を 3.0 とす
る。

本研究の結果を用いることにより、従来設計者の判断
により行われてきた防波堤の耐震設計を合理的に行うこ
とが可能になると考えられる。なお、本稿執筆の時点で
は地域別の地震動は時刻歴波形の形で与えられていない。
このため本研究による方法を適用する際には、設計者は
波形の違いによる防波堤ケーソンの地震応答の違いを十

分に考慮した上で、性能照査に用いる地震波形を選択す
ることが望ましい。最後に、本研究の遂行にあたり、国
土技術政策総合研究所藤村研究員に解析の遂行に協力い
ただいたことに感謝します。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技
術上の基準・同解説，1999。
- 2) 土木学会：1983 年日本海中部地震震害調査報告書，
1986。
- 3) 土木学会：1993 年釧路沖地震震害調査報告，1994。
- 4) 三陸はるか沖地震災害調査委員会：平成 6 年(1994 年)
三陸はるか沖地震災害調査報告書，地盤工学会，
1996。
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路
大震災調査報告，土木構造物の被害，第 5 章 港湾・
海岸構造物，土木学会，1997。
- 6) 阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告
書（資料編 Vol.1），地盤工学会，1996。
- 7) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002。
- 8) 長尾 毅：港湾構造物の技術基準の改訂動向，第 5
回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土
木学会鋼構造委員会，pp.9-20，2002。
- 9) 柴田 徹，関口秀雄：地盤の支持力，鹿島出版会，
1995。
- 10) 岐阜大学工学部土木工学科，神戸市開発局：ポート
アイランド鉛直アレー観測点における強震記録の解
析，1995。
- 11) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同
解説，耐震設計，丸善株式会社，1999。
- 12) 香川 敬生，江尻 譲嗣：震源断層の破壊過程を考
慮した震源近傍地震動の試算，「土構造物の耐震設
計に用いるレベル 2 地震動を考える」シンポジウム
発表論文集，pp.1-6，1998.12。
- 13) 吉田 望，末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく
水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業
（株）技術研究所報，pp.61-70，1996。

(2003.9.12 受付)