

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 454

March 2008

レベル1地震動に対する自立矢板式および二重矢板式係船岸の
耐震性能照査用震度の設定方法

築地 健太朗 田川 辰也 長尾 毅

Seismic Coefficients of Cantilever Sheet Pile Type and Double Sheet Pile Type
Quay Walls against the Level-one Earthquake Ground Motion

Kentarou TSUIJI, Tatsuya TAGAWA, Takashi NAGAO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

レベル1地震動に対する自立矢板式および二重矢板式係船岸の 耐震性能照査用震度の設定方法

築地 健太郎*・田川 辰也**・長尾 毅***

要 旨

2007年に改正された港湾の施設の技術上の基準・同解説では、レベル1地震動に対する係船岸の耐震性能照査において、係船岸の許容変形量に応じて、地震動の周波数特性や継続時間等の影響を考慮して照査用震度を算出する方法が導入された。しかし、この方法は重力式、控え直杭式および控え組杭式係船岸に対するもので、その他の構造形式については、未検討となっている。そこで本研究では、自立矢板式および二重矢板式係船岸を対象として、レベル1地震動に対する耐震性能照査用震度の算出方法について検討した。提案する方法は、地震動の周波数特性や継続時間等の影響に加えて、各構造形式の変形特性を考慮して、係船岸の許容変形量に応じた照査用震度を算出するものである。

キーワード：自立矢板式係船岸，二重矢板式係船岸，レベル1地震動，耐震設計

*港湾研究部港湾施設研究室 交流研究員（若築建設株式会社）

**港湾研究部港湾施設研究室 研究官

***港湾研究部港湾施設研究室 室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5029 Fax：046-844-5081 e-mail: nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

Seismic Coefficients of Cantilever Sheet Pile Type and Double Sheet Pile Type Quay Walls against the Level-one Earthquake Ground Motion

Kentarou TSUIJI*
Tatsuya TAGAWA**
Takashi NAGAO***

Synopsis

New methods of evaluating the seismic coefficients for earthquake resistant design of quay walls against the level-one earthquake ground motion were introduced in the technical standards for port and harbour facilities revised in 2007. The methods are for caisson type and sheet pile type quay walls, and those for other structural types have not been examined yet. In this paper, we examined and proposed the methods of evaluating the seismic coefficients for cantilever sheet pile type and double sheet pile type quay walls. The proposed methods are in consistent with those by the previous study and take into consideration of the effect of frequency characteristic and duration time of earthquake ground motion on the deformation quay walls.

Key Words: cantilever sheet pile quay wall, double sheet pile quay wall, level-one earthquake ground motion, earthquake resistant design

* Exchanging Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
** Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
*** Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone: +81-46-844-5029 Fax: +81-46-844-5081 e-mail: nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定方法の検討	1
2.1 自立矢板式係船岸の設計法	1
2.2 検討条件	2
2.3 検討方法	4
2.4 周波数特性の影響の評価	4
2.5 継続時間の影響の評価	9
2.6 照査用震度算出方法	12
2.7 変形量許容値の検討	12
2.8 フィルターの上下限値の検討	16
3. 二重矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定方法の検討	17
3.1 二重矢板式係船岸の設計法	17
3.2 検討条件	19
3.3 検討方法	20
3.4 周波数特性の影響の評価	20
3.5 継続時間の影響の評価	23
3.6 照査用震度算出方法	24
3.7 照査用震度算出方法の妥当性の検討	24
3.8 フィルターの上下限値の検討	27
3.9 変形量許容値の検討	27
4. おわりに	28
謝辞	29
参考文献	29

1. はじめに

今般改訂された港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾(以下港湾基準と呼ぶ)では、耐震性能照査における入力地震動は、震源特性、伝播経路特性およびサイト特性を考慮した時刻歴波形を用いることとなり、これに伴い、係船岸のレベル1地震動に対する照査用震度は、これまで用いてきた地域別震度・地盤種別係数・重要度係数の積ではなく、地震動の周波数特性・継続時間等の影響を考慮して設定することが標準的な方法となった²⁾。しかしながら、現時点では、港湾構造物の構造形式毎にこの方法が提示されているのではない。例えば矢板式係船岸については、控え直杭式および控え組杭式矢板式係船岸については提示されているが、自立矢板式や二重矢板式係船岸についての提示はなく、参考扱いの考え方として、これらの構造形式については便宜的に控え直杭式矢板式係船岸についての方法を準用してもよいとしている。

控え工を有する矢板式係船岸に対する照査用震度算出方法は、矢板式係船岸のレベル1地震動に対する破壊モードは変形先行型であり、鋼材の降伏先行型ではないこと³⁾などを踏まえて構築されている。控え直杭式矢板式係船岸の変形に関する既往の研究⁴⁾によると、レベル1地震動に対する矢板壁の変形には矢板控え間距離が支配的であり、この距離が長いほど変形量が減少することが明らかとなっている。ここで、自立矢板式および二重矢板式係船岸については、控え直杭式矢板式係船岸と比較すると、矢板控え間距離が短い形式とみなすことができる。従って、自立矢板式および二重矢板式係船岸については、その変形特性に着目した照査用震度の算出方法を構築する必要があるといえる。

自立矢板式係船岸に関する既往の研究として、長尾ら⁵⁾は、自立矢板式係船岸のレベル1地震動に対する破壊モードは控え工を有する矢板式係船岸と同様に変形先行型であり、矢板壁天端位置での残留変形量は矢板剛性に大きく依存し、控え工を有する矢板式係船岸とは異なる傾向を示すことを明らかにしている。二重矢板式係船岸については既往の研究事例は皆無である。

よって、本研究では、自立矢板式および二重矢板式係船岸の照査用震度の設定方法について検討し、地震動に対する抵抗メカニズムを踏まえた照査用震度の算出方法を提案した。研究内容としては、先行する研究事例²⁾と同様に、まず正弦波を用いた2次元地震応答解析を行い、矢板壁天端の残留変形量が20cmとなるときに振幅レベルを探索した。その結果を用いて、壁高、地盤固有周期等を説明変数とした重回帰分析を行い、地震動の周波数特性を考慮する

ためのフィルターを作成した。次に地震動の継続時間の影響を考慮するため、9種類の地震波形を用いて同様の解析を行い、地表面加速度の二乗和平方根をパラメータとした加速度最大値の低減係数の検討を行った。さらに、同じ9種類の地震波形を用いた解析によって残留変形量が5,10,15,20cmとなる振幅レベルを探索し、その結果を用いて補正加速度最大値、変形量許容値を引数とする照査用震度の算出式を構築した。

また、港湾構造物の設計においてはレベル1地震動に対して液状化を許容しないことを基本としていることから、本研究においても液状化に対する安全性は確保されているという前提で議論を進める。

2. 自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定方法の検討

2.1 自立矢板式係船岸の設計法

現行の自立矢板式係船岸の設計法の基本的な考え方は、旧港湾基準⁶⁾と同様であり、想定される性能照査の方法は、過去の設計法における設定に基づく方法(形式的な部分係数法)である。性能照査の手順としては、永続状態、レベル1地震動および船舶による作用に関する変動状態に対して、矢板壁の応力照査、根入れ長さの検討および矢板壁天端の変位量の照査を行い、さらに永続状態に対して円弧すべり、沈下に対する検討を行うことが一般的である。また、必要に応じてレベル1地震動に対する動的解析を行い、変位量の検討を行う。

矢板壁の性能照査を行う際、一般的には、図-1に示すように、主働土圧と残留水圧の和が受働土圧と等しい点を仮想海底面とし、自立矢板壁に作用する土圧および残留水圧は、これより上に作用するものとしている。

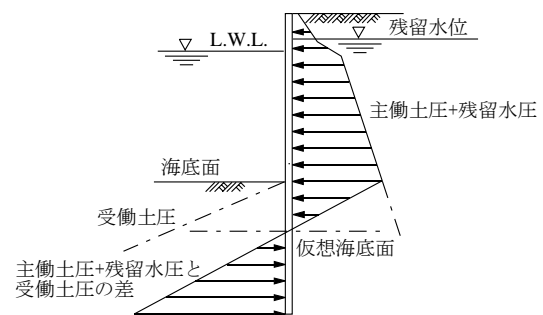


図-1 仮想海底面¹⁾

矢板壁の応力照査については、矢板壁に生じる最大曲げモーメントを、杭の横抵抗に関する港研方式に基づいて算出する方法が一般的である。港研方式は杭を弾性床上の梁

と仮定して、式(1)によってその挙動を解析的に推定する手法であり、地盤反力 p と杭の変位の関係は N 値が深度方向に増加するS型地盤と深度方向に一定とみなせるC型地盤でそれぞれ式(2)、式(3)によって表している。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -pB \quad (1)$$

$$\text{S型地盤} \quad p = k_s x y^{0.5} \quad (2)$$

$$\text{C型地盤} \quad p = k_c y^{0.5} \quad (3)$$

ここで、

EI : 矢板の曲げ剛性 (kN・m²)

x : 地表面からの深さ(m)

y : 深さ x における矢板の変位 (m)

p : 深さ x における矢板の単位面積当たりの地盤反力 (kN/m²)

B : 矢板の計算幅 (=1.0m)

k_s : S型地盤における横抵抗定数 (kN/m^{3.5})

k_c : C型地盤における横抵抗定数 (kN/m^{2.5})

であり、地盤の横抵抗定数は、それぞれ対応する図-2の横抵抗定数推定図から求めることができる。

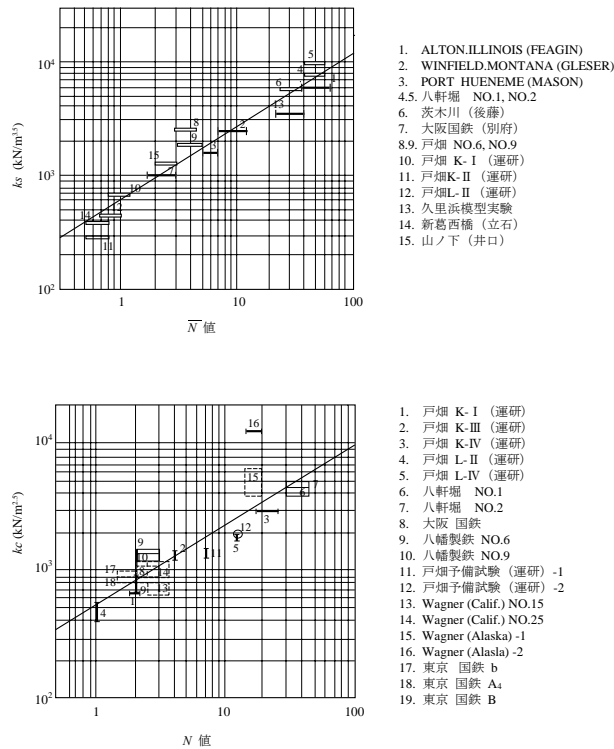


図-2 横抵抗定数推定図¹⁾

また、矢板の根入れ長は、港研方式によって頭部自由杭の曲げモーメント第1ゼロ点の深さ ℓ_{m1} を求め、仮想海底面から $1.5\ell_{m1}$ の深度を必要根入れ長として設定することが一般的である。

また、港研方式による矢板壁天端の変位量は、仮想海底面でのたわみ量 δ_1 、仮想海底面から上の矢板のたわみ量 δ_2 および仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転のために生じる矢板天端のたわみ量 δ_3 の和として表される {図-3}。

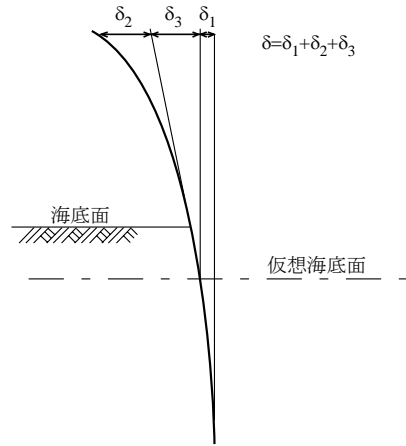


図-3 矢板壁天端の変位量¹⁾

2.2 検討条件

水深2ケース、地盤条件3ケース、設計震度3ケースの条件で、港湾基準の設計法により自立矢板式係船岸の断面を設定した。図-4に断面図、表-1に地盤条件、表-2に矢板諸元を示す。ここで、水深については、自立矢板式係船岸が水深の浅い条件で専ら用いられる⁷⁾ことを考慮して設定している。矢板式係船岸の過去の設計事例を分析した結果⁷⁾によると、自立矢板式係船岸が用いられる一般的な計画水深は-4.5m未満であり、本研究は水深-4.5m未満の自立矢板式係船岸を対象とすることとする。

地盤条件は既往の照査用震度設定手法の検討²⁾における地盤条件に準じて設定した。なお、港研方式を用いて設計された矢板式係船岸の実績を調査した結果、C型地盤が大多数であったため、本研究ではC型地盤として検討断面の設定を行った。検討モデルの地盤の固有周期は緩い地盤(第III種地盤相当)で0.7秒程度、締まった地盤(第I種地盤相当)で0.3秒程度、その中間の地盤(第II種地盤相当)で0.5秒程度である。

また、積載荷重については、水深-4.5m未満の小型の係船岸を対象としていることを考慮して、永続状態においては10kN/m²、変動状態においては5kN/m²として設定した。

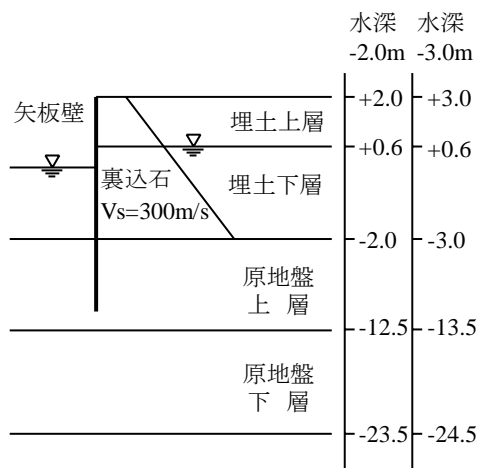


図-4 検討対象断面

また、2.1において述べたように、自立矢板式係船岸の設計法では、矢板壁の応力度の照査に加えて、港研方式に従って変形の照査も行う。本研究で想定した条件における自立矢板式係船岸のレベル1地震動に対する破壊モードは、港研方式を用いた震度法の照査結果としては、鋼材の降伏先行型ではなく、変形先行型であり、許容変形量10cmにより断面諸元が決定されている。

矢板の断面設定において、矢板剛性は腐食を考慮した断面二次モーメントにより設定した。ただし、既製規格品の矢板剛性は離散的な値であるため、設計上必要となる矢板剛性よりも大きな剛性が設定されることが多い。剛性に過度に余裕が含まれているデータを用いて解析を行うと、得られる結果の精度に問題が生じることが考えられたため、本研究では、検討条件に対応する範囲の既製規格品の

鋼矢板および鋼管矢板を対象として腐食前後の断面二次モーメントの回帰式を作成し、この回帰式に基づいて、設計上必要となる腐食前の断面二次モーメントおよび腐食後の断面係数を設定した。回帰に用いた矢板は、U型鋼矢板としてSP-I_A~VI_L(広幅鋼矢板を含む)、鋼管矢板

表-1 地盤条件

地盤	土層区分	土層区分	湿潤密度 (t/m ³)	基準有効拘束圧 (kN/m ²)		基準初期せん断剛性 (kN/m ²)	基準初期体積剛性 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	最大減衰	S波速度 (m/s)
				水深-2.0m	水深-3.0m						
case1	埋土	上層(水面上)	1.8	23.4	36.9	25920	67595	0	37	0.24	120
		下層(水面下)	2.0								
	原地盤	上層	2.0	119.0	140.0	45000	117353	0	38	0.24	150
		下層									
case2	埋土	上層(水面上)	1.8	23.4	36.9	58320	152089	0	38	0.24	180
		下層(水面下)	2.0								
	原地盤	上層	2.0	67.7	82.0	72200	188286	0	38	0.24	190
		下層		158.4	179.4	125000	325980				
case3	埋土	上層(水面上)	1.8	23.4	36.9	79380	207011	0	38	0.24	210
		下層(水面下)	2.0								
	原地盤	上層	2.0	67.7	82.0	156800	408910	0	39	0.24	280
		下層		158.4	179.4	405000	1056176				
共通材料	裏込石	裏込石	2.0	98.0		180000	469412	0	40	0.24	300

表-2 矢板諸元

水深	地表面標高	壁高	地盤	設計震度	矢板規格					
					断面二次モーメント (m ⁴ /m)	材質	矢板長 (m)	矢板天端標高(m)	根入れ下端標高(m)	
-2.0m	2.0m	4.0m	case1	0.10	9.094E-05	SY295	9.0	1.0	-8.0	
				0.15	1.437E-04	SY295	10.0	1.0	-9.0	
				0.20	2.742E-04	SY295	11.5	1.0	-10.5	
				0.10	6.382E-05	SY295	8.0	1.0	-7.0	
				0.15	9.188E-05	SY295	8.5	1.0	-7.5	
				0.20	1.478E-04	SY295	9.5	1.0	-8.5	
			case2	0.10	3.693E-05	SY295	6.5	1.0	-5.5	
				0.15	4.747E-05	SY295	7.0	1.0	-6.0	
				0.20	6.382E-05	SY295	7.0	1.0	-6.0	
				case3	0.10	6.469E-04	SKY400	14.5	2.0	-12.5
					0.15	1.024E-03	SKY400	16.0	2.0	-14.0
					0.20	1.923E-03	SKY400	18.5	2.0	-16.5
-3.0m	3.0m	6.0m	case1	0.10	4.510E-04	SY295	12.5	2.0	-10.5	
				0.15	6.512E-04	SKY400	13.5	2.0	-11.5	
				0.20	1.039E-03	SKY400	15.0	2.0	-13.0	
			case2	0.10	2.572E-04	SY295	10.0	2.0	-8.0	
				0.15	3.329E-04	SY295	10.5	2.0	-8.5	
				0.20	4.487E-04	SY295	11.5	2.0	-9.5	

板としてφ500~φ800の既製規格を用いた。それぞれの矢板について腐食後の断面二次モーメントを求め、腐食前の値との関係から回帰式を作成した。回帰結果を図-5に示す。検討断面の設定では、設計上必要となる腐食後の断面二次モーメントの値から、図に示す回帰式を用いて、腐食前の断面二次モーメントを求め、この値を用いて、矢板根入れ長の検討を行った。同様に、矢板の腐食後の断面係数を既製規格品の諸元から計算し、腐食後の断面二次モーメントとの関係から回帰式を作成した【図-6】。図中に示す回帰式を用いて、設計上必要となる腐食後の断面二次モーメントの値に対応する腐食後の断面係数を求め、この値を用い

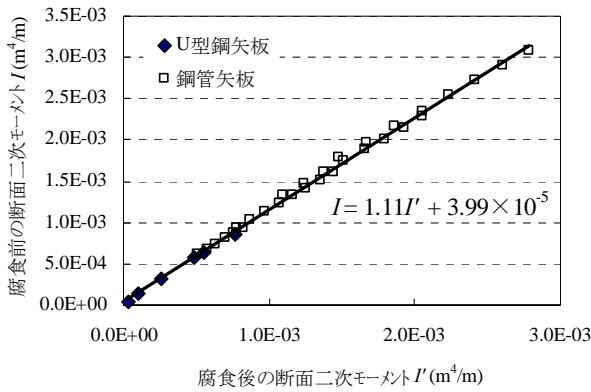


図-5 腐食前後の断面二次モーメント

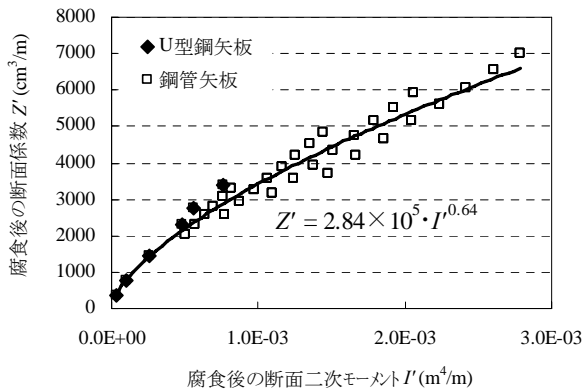


図-6 腐食後の断面二次モーメントと断面係数

て矢板の応力照査を行った。なお、設計上必要となる腐食後の断面二次モーメントの値が、鋼管矢板の既製品最低規格（φ500×t9mm）の腐食後の値より小さくなる場合は、矢板形式を「鋼管矢板」、材質をSY295とした。それ以外は「鋼管矢板」、材質をSKY400とした。

2.3 検討方法

地震応答解析に用いた解析コードは既往の研究と同様にFLIP⁸⁾とした。従って、本論文で述べる方法も、FLIPによる計算結果を用いる場合に適用可能である。

FLIPによる控え工を有する矢板式係船岸の解析においては、自重解析を3段階で実施することが標準⁹⁾となっている。このため、本研究では、自立矢板式係船岸の解析方法として、控え工を有する矢板式係船岸と同様に自重解析を多段階で実施することとした。ただし、控え工がないことを考慮して、図-7に示すように自重解析2段階+動解析とした。また、地盤と矢板壁の接触条件は図に示したとおりとしている。数値解析の安定性の観点から与えるローラー減衰は初期剛性比例係数βとして与え、既往の研究との整合性を考慮して、同様にβ=0.002とした。なお、表-1

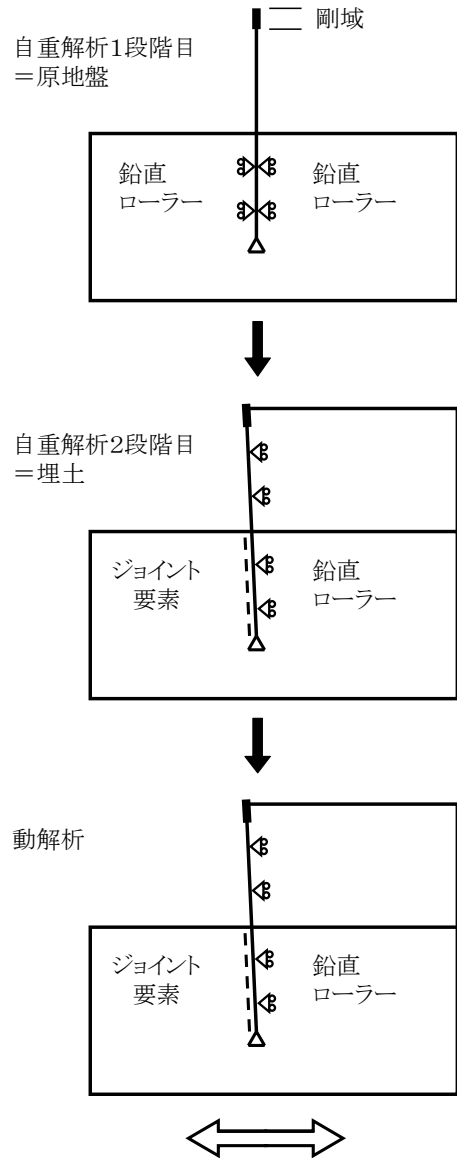


図-7 解析の手順

に示した地盤物性はFLIPにおいて標準的な方法¹⁰⁾に従って設定したものである。また、液状化は検討対象外としているため、液状化に関するパラメータは考慮していない。

2.4 周波数特性の影響の評価

まず周波数特性と矢板壁天端の残留変形量の相関を検討するため、既往の研究と同様に正弦波を用いた検討を行った。検討に用いた正弦波の波形処理の方法も既往の研究に準じ、継続時間は40秒、主要動継続時間は5秒に調整し、主要動の前後はコサイン状のテーパをかけている。正弦波の周波数は、0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0Hzの9種類とし、各波形の入力振幅レベルを調整して矢板壁天端の水平方向残留変形量が20cmとなる条件を探索した。この20cmは、既往の研究において、レベル1地

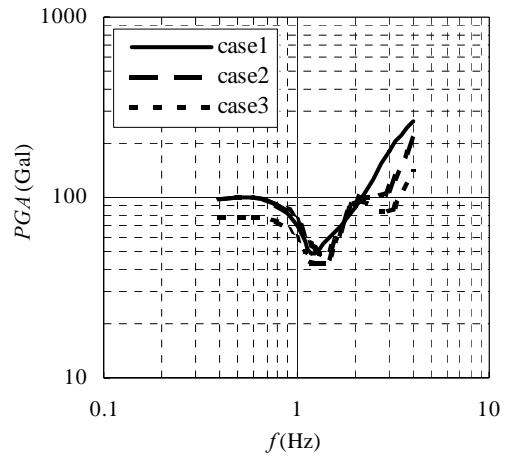
震動作用後の変形量として供用制限を行うことなく係船岸が引き続き供用できる値の上限に近い値として設定されたものであり、本研究においても、既往の研究との整合を考慮して、この値を用いて検討を行った。

図-8 に、設計震度 0.10 の条件について、残留変形量が 20cm となる条件における周波数ごとの地表面加速度最大値を示す。この加速度最大値は、FLIP の自由地盤部における 1 次元地震応答計算から得られる値であり、既往の研究に基づいた現行の照査用震度の標準的な設定手法¹⁾では、この値をもとに照査用震度を設定している。

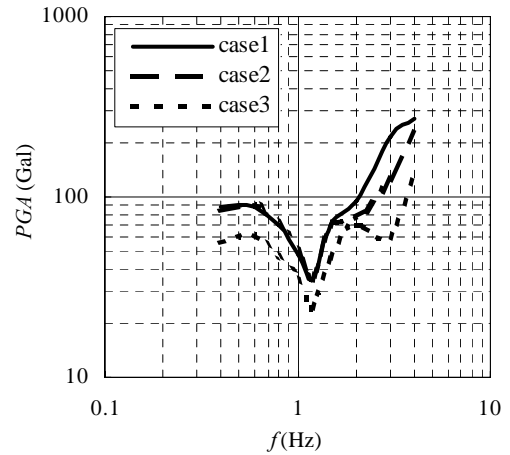
この図より、どの地盤条件においても、低周波数側では変形量が 20cm となるときの応答加速度はほぼ同程度であること、また、高周波数側では、変形量が 20cm となるときの応答加速度の値が急激に大きくなるのがわかる。この結果は、応答加速度が同じ条件の場合、低周波数側では同程度の変形が生じ、高周波数になるほど変形が小さくなることを示している。また、応答加速度が最も小さくなる周波数をほぼ境として、それより低周波数側では水深が浅い条件のほうが応答加速度の値が大きい。これは、応答加速度が同じ条件の場合、壁高が高いほど変形しやすいことを示している。これらの傾向は、既往の研究^{2),11)}による重力式係船岸や控え工を有する矢板式係船岸、根入れセル式係船岸と同様である。

また、case1 と case2 の結果に着目すると、1.5Hz 以下の条件ではほぼ同じ結果であるのに対して、case3 の結果とは大きな差を示している。既往の研究によるその他の構造形式の場合、地盤条件が異なる場合には、同じ変形量となるときの応答加速度は異なる値となっており、case1 と case2 の結果がほぼ一致しているのは自立矢板式係船岸の場合だけである。そこで、この理由について考察する。

港研方式を用いた震度法では、例えば、地表面載荷杭 (C 型地盤、頭部自由杭) の場合には、式(4)により地表面変位および地表面における杭のたわみ角を推定することができる¹⁾。式(4)から地盤の横抵抗定数 (k_c) が大きいほど、また、杭の曲げ剛性 (EI) が大きいほど、地表面変位および地表面における杭のたわみ角は小さな値として見積もられることがわかる。矢板式係船岸の場合、壁高と矢板剛性が同じ場合には、地盤の横抵抗定数が小さいほど、すなわち、矢板の受働抵抗を受け持つ地盤が軟弱なほど変位が大きく見積もられることとなる。本研究における検討断面の設定では、矢板壁の変形量を抑えるために、表-2 に示すように case1 は case2 よりも剛性の高い矢板を用いている。長尾ら⁵⁾の研究によれば、自立矢板式係船岸の地震応答解析による変形量は矢板剛性に大きく影響され、矢板剛性を大きくすることで変形が抑えられることがわかっている。



(a) 水深-2.0m (壁高 4.0m)



(b) 水深-3.0m (壁高 6.0m)

図-8 20cm 変形時の周波数と地表面加速度最大値の関係

<地表面載荷杭 (C 型地盤、頭部自由杭) >

$$\begin{aligned} \log y_0 &= 0.11328 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log Bk_c + \frac{8}{5} \log T \\ \log i_0 &= -0.00634 - \frac{3}{5} \log EI - \frac{4}{5} \log Bk_c + \frac{7}{5} \log T \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、

y_0 : 地表面変位(m)

i_0 : 地表面における杭のたわみ角(rad)

EI : 杭の曲げ剛性(kN・m²)

B : 杭幅(m)

k_c : 地盤の横抵抗定数(kN/m^{2.5})

T : 杭頭にかかる水平方向の作用(kN)

このことから、矢板剛性に注目すると、case1はcase2よりも変形しにくいようになっているといえる。

次に、case1とcase2の結果がほぼ同じとなった解析結果のなかから、水深-2.0mの条件での矢板の変形状況の一例を図-9に示す。case1はcase2よりも地盤が軟弱なため、地中部での変形量が相対的に大きくなっていることがわかる。

ここで述べた矢板剛性の違いが変形に及ぼす影響と地盤条件の違いが変形に及ぼす影響は相対的なものであり、本研究で設定した検討条件では、case1とcase2でこれらが相殺したため、地表面加速度最大値が同程度となる入力地震動に対して矢板壁の変形量がほぼ一致したものと考えられる。

また、周波数と地表面加速度最大値の関係の一例を構造形式別に示した図-10をみると、重力式や控え直杭式矢板式係船岸では、1Hz程度以上になると地表面加速度の値が急激に大きくなるのに対して、自立矢板式係船岸は2Hz程度以上で急激に大きくなっている。また、自立矢板式係船岸では1.2Hz前後で特に応答加速度の値が小さくなっており、構造形式の違いによる変形特性の違いが明確に現れている。そもそも自立矢板式係船岸は、作用に対して矢板壁前面の受働抵抗と矢板剛性（すなわち、矢板の変形性能）のみによって変形に抵抗する構造形式であり、壁体全体として変形に抵抗する重力式係船岸や、矢板壁前面の受働抵抗と矢板剛性および控え杭の水平方向抵抗力によって変形に抵抗する控え直杭式矢板式係船岸と比べて、変形しやすいという特徴がある。自立矢板式係船岸が他の構造形式と比べて、同程度の変形量となる際の応答加速度が高周波数側で特に小さい理由は、この変形しやすい構造特性によるものと考えられる。

以上の検討により、自立矢板式係船岸のこれらの特性を考慮して、1.5Hz以下の領域でフラット、1.5Hz以上で急減する値を持ち、矢板剛性等の影響を考慮したフィルターを用いることによって地震動の周波数特性を考慮することとする。

1次元地震応答解析により得られる地表面加速度時刻歴を高速フーリエ変換したものにこのフィルターを乗じることにより、一様変形スペクトルが得られることになる²⁾。従って、一様変形スペクトルをフーリエ逆変換することにより得られる加速度最大値は、矢板壁天端の残留変形量に対応するといえる。

既往の研究と同様に、設計震度0.10の条件における結果であることを考慮して、フィルター処理後の加速度最大値が100Galとなるようなフィルターを検討する。ここで、1.5Hz以下の応答値の代表値として、ピーク値とフラット

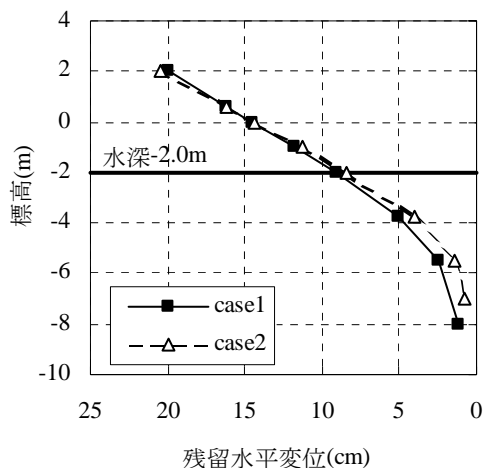


図-9 矢板変形図

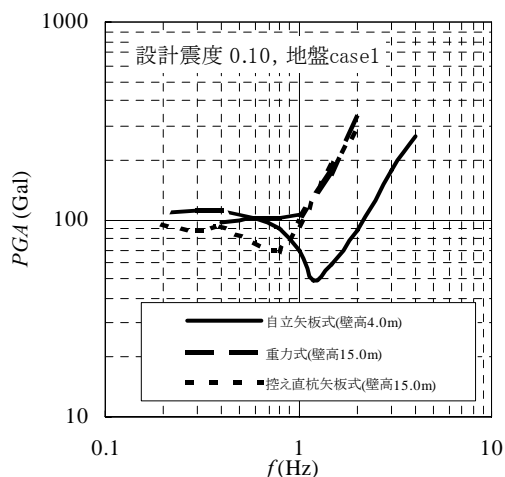


図-10 構造形式別の周波数と地表面加速度最大値の関係

な部分の値の平均値を求め、この平均値に対して、次に示す線形重回帰分析を行い1.5Hz以下のフィルターに相当するフラットな部分の値（これをbase値の意味でb値と呼ぶ）に対する回帰式を求めた。

まず、検討結果をもとに壁高 H 、背後地盤（ $V_s \geq 300\text{m/s}$ の工学的基盤から背後地盤の地表面まで）の固有周期 T_b 、海底面下の地盤の固有周期 T_u および矢板の断面二次モーメント I の4つを説明変数とした線形重回帰分析を行い b 値に対する回帰式を求めた。なお、地盤の固有周期は1/4波長則により求めるが、背後地盤の固有周期 T_b については、既往の研究と同様に、裏込石を無視して固有周期を算出した。またその際、地盤の固有周期に乗じる係数については、控え工を有する矢板式係船岸における設定手法と同様に重力式係船岸と同じ値を用いることとし、それ以外の係数に対する回帰とした。これは、自立矢板式係船岸の検討ケース数が重力式係船岸と比較して少ないため、地盤の固有周期を説明変数として用いた回帰結果をそのまま用いる

と本研究の検討範囲外の地盤剛性のケースにおいて過大若しくは過小な震度を算出してしまうことがわかったためである。よって、壁高と矢板の断面二次モーメントの2つを説明変数とした回帰を行った。回帰式を式(5)に示す。回帰目標値と回帰式による計算値の関係を図-11に示す。図には1:1の関係を示す点線があり、この線上に値がプロットされていれば精度良く回帰が行えていることになる。図より、式(5)による回帰精度は概ね良好と考えられる。

ただし、式(5)に示した b 値の回帰式には矢板の断面二次モーメントが説明変数として入っていることに注意が必要である。このことは、照査用震度の算出においてまず矢板の断面二次モーメントを仮定する必要があることを示している。仮定した矢板の断面二次モーメントを用いた性能照査によって性能が満足されていないことが判明した場合に、対処方法として矢板剛性を変更すると、照査用震度が矢板の断面二次モーメントを説明変数としているため照査用震度を求め直す必要があり、繰り返し計算が必要になることになる。このため、実務への適用を考えると計算負荷が非常に大きいと考えられる。

設計実務における計算負荷低減の観点からは、控え工を有する矢板式係船岸の b 値の回帰式作成方法²⁾と同様に、壁高と地盤の固有周期を説明変数とした回帰により b 値が決定されることが望ましい。このため自立矢板式係船岸についても、壁高と地盤の固有周期を説明変数とした回帰式{式(6)}を作成した。しかしながら、式(6)による b 値の計算値は図-11に示すように精度が悪い結果となり、適用性が低いことがわかる。計算負荷と精度の両方を満足する回帰の方法について検討するために、式(6)の適用性が低い理由について考察する。

$$b = 8.01 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 1.62 \frac{I}{I_R} - 2.61 \quad (5)$$

$$b = 2.97 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.30 \quad (6)$$

ここに、

- H : 壁高 (m)
- H_R : 基準壁高 (=8.0m)
- T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)
- T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.80s)
- T_u : 海底面下地盤の初期固有周期 (s)
- T_{uR} : 海底面下地盤の基準初期固有周期 (=0.40s)
- I : 矢板の断面二次モーメント (m^4/m)
- I_R : 矢板の基準断面二次モーメント ($=5.00 \times 10^{-4} m^4/m$)

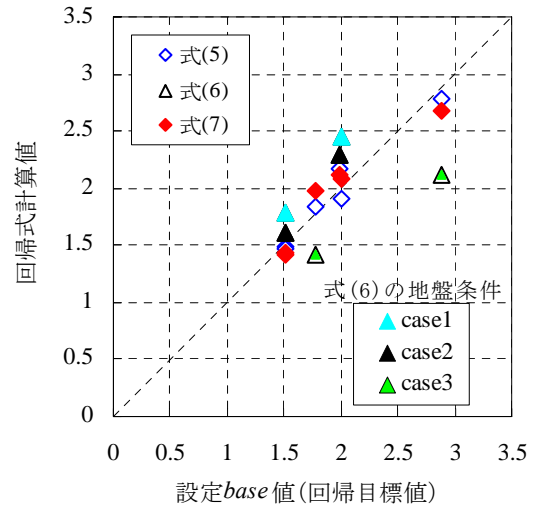


図-11 回帰精度の比較

式(6)は、重力式係船岸や控え工を有する矢板式係船岸の b 値算定式と同様に、地盤強度の係船岸の変形に対する影響を地盤の固有周期によって考慮するための式である。すなわち、他の条件が同じ場合に、地盤が軟弱であるほど係船岸の変形は大きく、地盤が良好であるほど変形は小さくなることを考慮しようとするもので、同一壁高の条件では、地盤が軟弱な場合に b 値が相対的に大きく算出され、地盤が良好な場合には b 値が相対的に小さく算出される式となっている。この点では、式(6)は変形の傾向に対応した回帰式になっている。

ここで、 b 値の大小は、照査用震度の大小に対応していることから、地震時土圧などによる作用効果の大小に対応しているといえる。すなわち、地盤が軟弱な場合には作用効果を大きく見積もることで、性能照査において変形が大きくなる状況に対応させようという方法であるといえる。

既往の研究で扱った控え工を有する矢板式係船岸の性能照査のうち矢板の降伏問題を例にとると、裏込めの地震時土圧が支配的な作用のうちの一つとなるが、この値は裏込めの内部摩擦角を 40 度の一定値と仮定することがほとんどであるために、照査用震度の大小だけが作用効果の大小に影響し、矢板の剛性は概ね作用効果の値のみによって決定される。換言すると、必要な矢板の剛性に対する地盤の強度の影響は、概ね b 値のみによって反映されるといえる。

しかしながら、本研究で対象としている自立矢板式係船岸は、 b 値を設定して照査用震度を算出した後に、標準的な方法として港研方式によって断面諸元を決定する条件で検討を行っていることに注意が必要である。

港研方式による自立矢板式係船岸の断面諸元の設定に

おいては、先述したように、変形が支配的であり、港研方式による矢板壁の変形には、式(4)に示したように、矢板壁に対する作用だけでなく、地盤強度や矢板剛性も大きく影響を及ぼしている。地盤強度については、地盤が軟弱であるほど変形が大きいという傾向を考慮する式となっている。従って、式(6)により設定した b 値を用いて算出した照査用震度を用いて港研方式により断面諸元を設定すると、 b 値の設定において地盤の固有周期によって地盤強度による影響を考慮した上で、さらに港研方式によって地盤の横抵抗定数によって地盤強度による影響を考慮することとなり、変形に対する地盤強度の影響を二重に考慮してしまうことになる。このことが、式(6)による b 値が、地盤が軟弱な case1 では目標値よりも過大に、地盤が良好な case3 では目標値よりも過小に算出された理由と考えられる。

ただし、図-9 に示したように、自立矢板式係船岸の変形量には、矢板の上下端間の変形量のみならず、矢板根入下端以深の変形も含まれているため、 b 値の評価において地盤強度の考慮を無視することは適切ではないと考えられる。

そこで、 b 値の回帰式を作成する際のパラメータとして、地盤の固有周期と併せて地盤の横抵抗定数を用いることによって、地盤強度を二重に考慮している影響を緩和することを考える。なお、地盤の横抵抗定数は、地盤条件により定まるものであり、性能照査の結果により、その特性値が変更されるものでもないため、計算負荷としては重力式や控え工を有する矢板式係船岸に対する照査用震度算出方法と同等であると考えられる。

壁高と地盤の固有周期および地盤の横抵抗定数を説明変数とした回帰により求めた b 値の回帰式を式(7)に、各地盤ケースの地盤の横抵抗定数の値を表-3 に示す。この値は表-1 に示した原地盤上層の S 波速度から推定した N 値を用いて、地盤の横抵抗定数推定図から設定したものである。

式(7)の回帰式における地盤の横抵抗定数の回帰係数は正の値となっており、地盤の固有周期の項によって地盤が軟弱な場合に相対的に大きな b 値となり、地盤が良好な場合に小さな b 値となる関係を、地盤の横抵抗定数の項によって緩和することができている。

図-11 に式(7)による b 値の回帰結果を示す。式(7)による回帰結果は、係船岸の変形に対する地盤強度の影響を二重に考慮することとなる式(6)よりも精度が大幅に改善しており、係船岸の変形に対する矢板剛性の影響を考慮した式(5)と比べてもほぼ同程度の精度で概ね精度良く回帰が行えていると考えられることから、本研究では b 値の回帰式として式(7)を採用し、以後の議論を進める。

ここで、式(7)は C 型地盤として設計した検討断面に基づ

いて構築したものであり、S 型地盤の場合にはそのまま用いることができない。ここで、表-1 に示した地盤条件を S 型地盤として評価すると、地盤の横抵抗定数は表-4 のとおりとなる。ほぼ同じ地盤条件を仮に C 型地盤と判断した場合の照査用震度と S 型地盤と判断した場合の照査用震度は同じであるべきと考えられることから、C 型地盤の場合と S 型地盤の場合で b 値がほぼ同じとなるように、S 型地盤の基準横抵抗定数は $550\text{kN/m}^{3.5}$ とする。よって、式(7)の地盤の横抵抗定数に関する記号を書き直した式(8)を b 値の算出式とする。

式(8)による b 値を用いて、1.5Hz 以上については、結果にフィットする関数形を用いてフィルターを作成した。フィルターに用いる関数は、既往の研究と同様に、従来の港湾構造物の設計震度算出の際に用いられてきた SMAC 型強震計の特性に補正するフィルター(以下 SMAC フィルターと呼ぶ)の関数を参考に設定している。

フィルター $a(f)$ の関数を式(9)および式(10)に、参考として式(11)に SMAC フィルター $S(f)$ の関数もあわせて示す。

$$b = 2.97 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} + 0.32 \frac{k_c}{k_{cR}} - 1.18 \quad (7)$$

ここに、

k_c : 地盤の横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{2.5}$)

k_{cR} : 地盤の基準横抵抗定数 ($=1000\text{kN/m}^{2.5}$)

表-3 地盤の横抵抗定数 (C 型地盤)

地盤	地盤の横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{2.5}$)
case1	1600
case2	2200
case3	4500

表-4 地盤の横抵抗定数 (S 型地盤)

地盤	地盤の横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{3.5}$)
case1	800
case2	1250
case3	2500

$$b = 2.97 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} + 0.32 \frac{k}{k_R} - 1.18 \quad (8)$$

ここに、

k : 地盤の横抵抗定数

(C 型地盤 : $\text{kN/m}^{2.5}$, S 型地盤 : $\text{kN/m}^{3.5}$)

k_R : 地盤の基準横抵抗定数

(C型地盤 : $1000\text{kN/m}^{2.5}$, S型地盤 : $550\text{kN/m}^{3.5}$)

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.5\text{Hz}) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + 4.5g(f)i} & (f > 1.5\text{Hz}) \end{cases} \quad (9)$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.5) \quad (10)$$

$$S(f) = \frac{1}{1 - \left(\frac{f}{7.14}\right)^2 + 2\left(\frac{f}{7.14}\right)i} \quad (11)$$

ここに,

f : 周波数 (Hz)

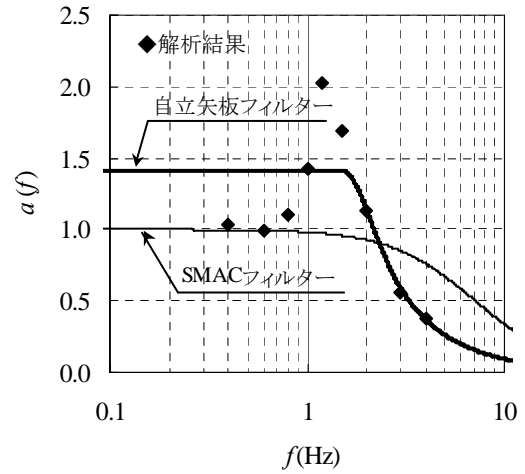
i : 虚数単位

地盤の横抵抗定数の大きさの影響, すなわち, 水平地盤反力の大きさの影響を考慮したフィルター形状を図-12~図-13に示す. 図中, ◆のプロットが正弦波による地震応答解析結果に対応する値である. 図に示すとおり, 解析結果との一致度は概ね良好とみなせる.

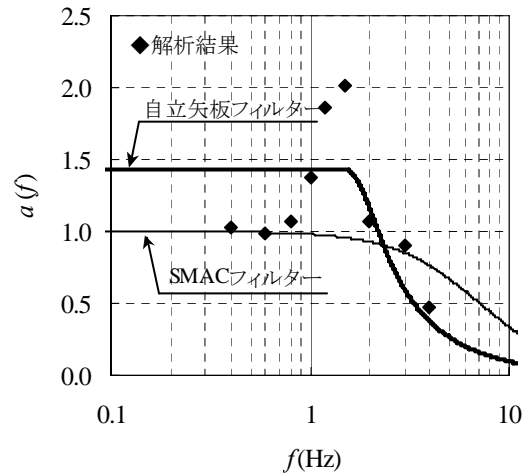
2.5 継続時間の影響の評価

照査用震度の標準的な設定手法¹⁾における表記方法に準じて, 地震動の周波数特性の影響を考慮するフィルターによって処理した地表面加速度の最大値を α_f と表記する. ここでは, この α_f に対して, 地震動の継続時間の影響を補正する方法について検討する. 検討方法は既往の研究に準じ, 検討条件は周波数特性に関する検討条件と同じ設計震度0.10とした. 検討対象波形は既往の研究で用いた波形と同じ9波形とした. 表-5に各波形の継続時間と卓越周波数を示し, 図-14に加速度波形, 図-15に最大値で基準化したフーリエスペクトルを示す. これらの波形は, 図-15に示すように周波数特性に偏りがないうように選定されたものであり, No.1~5は港湾等における代表的な観測波形, No.6は鉄道構造物における設計波, No.7~9は模擬地震動である.

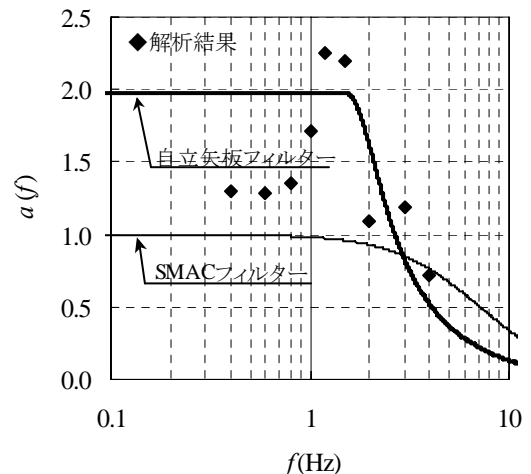
以上の9波形を用いて, 入力振幅レベルを調整することにより, 矢板壁天端の水平方向残留変形量が20cmとなる条件を探索した. 設計震度0.10, 水深-3.0mの条件における自由地盤部の地表面加速度について上述のフィルター処理後の加速度最大値 α_f を図-16に示す. 図中の◇がフィルター処理を行った結果である. 継続時間が短い地震動の場合, 短時間で20cmの変位を引き起こすた



(a) case1



(b) case2



(c) case3

図-12 周波数特性考慮用フィルター (水深-2.0m)

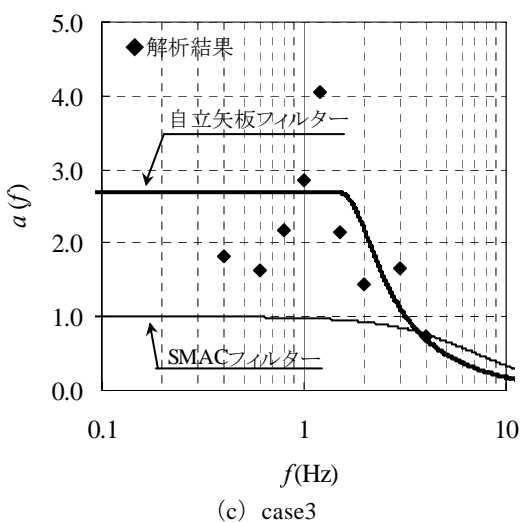
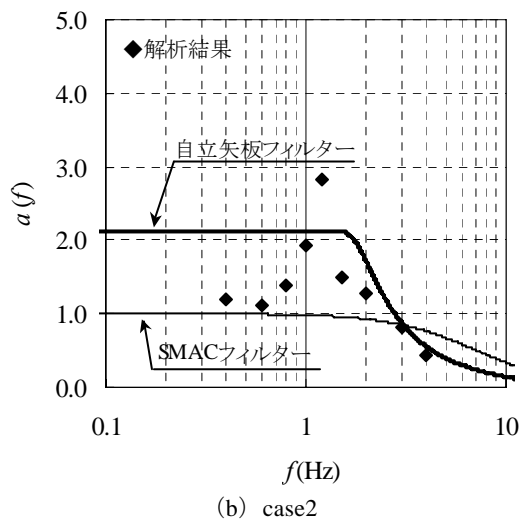
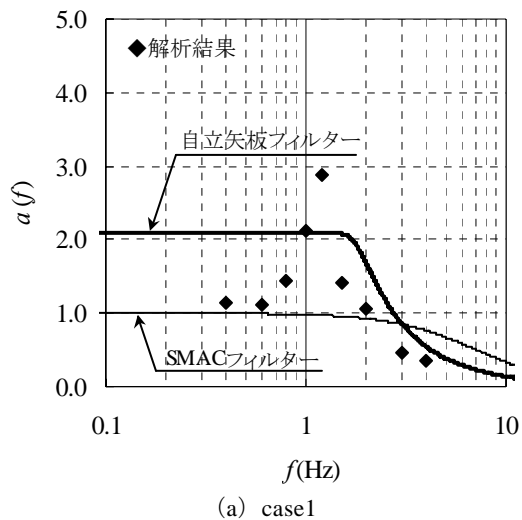


図-13 周波数特性考慮用フィルター (水深-3.0m)

表-5 検討対象波形

No.	名称	継続時間 (s)	卓越周波数 (Hz)
1	八戸波	19.0	0.39
2	神戸波	20.0	2.88
3	大船渡波	19.0	2.34
4	宮崎波	80.0	4.55
5	美都波	161.0	0.37
6	JR2波	40.0	1.34
7	Dip波	29.1	0.68
8	Strike波	29.1	1.66
9	Subduction波	40.3	0.60

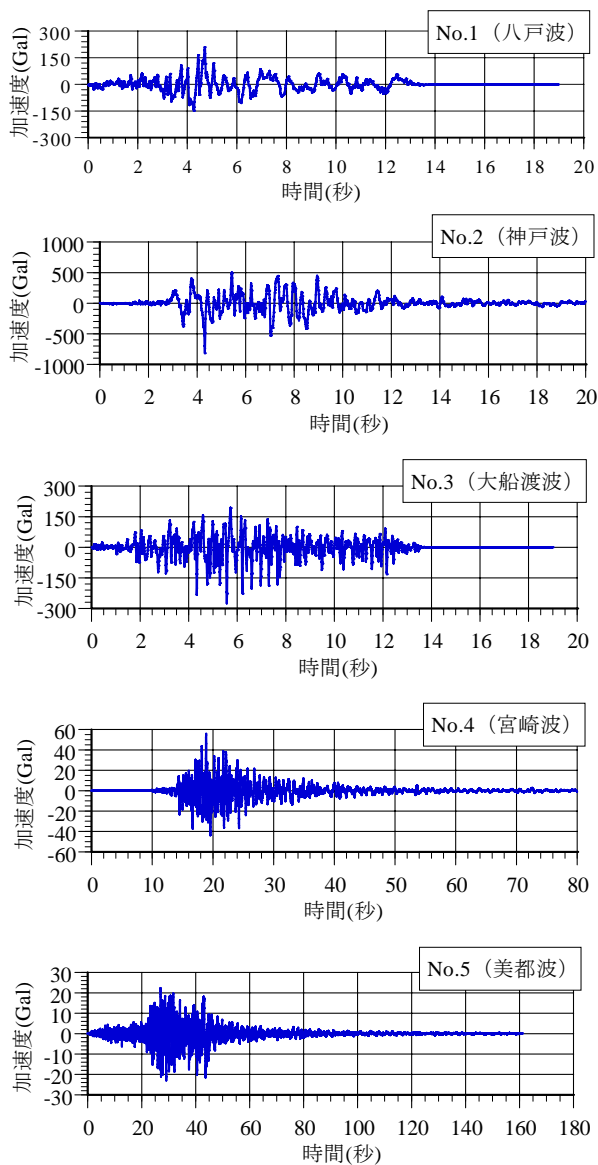


図-14.1 入力地震動

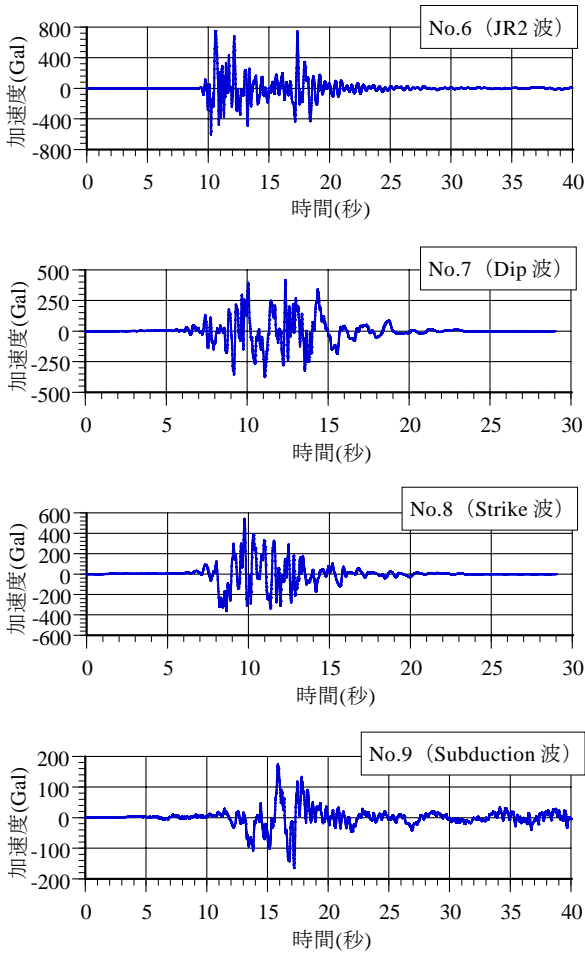


図-14.2 入力地震動

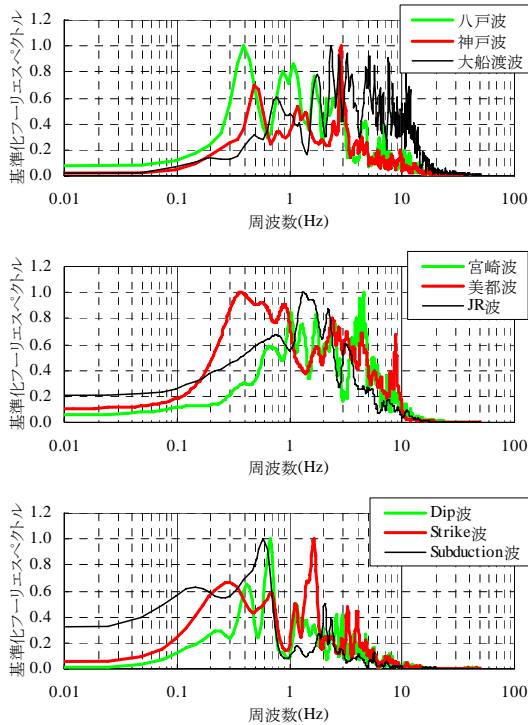


図-15 フーリエスペクトル

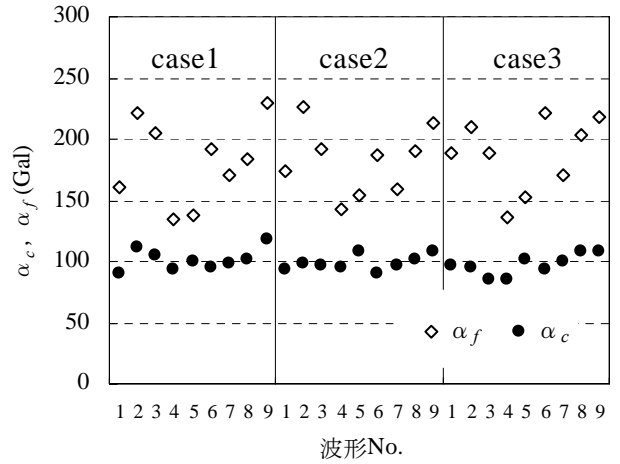


図-16 加速度最大値の比較

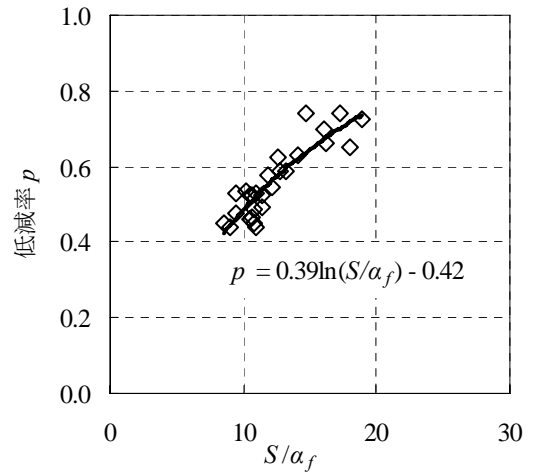


図-17 低減率

めには大きな加速度 α_f が必要となる。この継続時間の影響を補正するための低減率 p の算定式を、既往の研究と同様の手法によって求めた。

図-17 および式(12)に S/α_f と低減率 p の関係を示す。ここで、 S はフィルター処理後の加速度の二乗和平方根であり、 S を加速度最大値 α_f で基準化した S/α_f は地震動の継続時間の長さを表すパラメータとなっている。また、図-17に示すプロットの低減率 p とはフィルター処理して得られた α_f を検討に用いた設計震度0.10相当の100Galに対応させるために設定した値 ($=100/\alpha_f$) である。

式(12)によって求めた低減率 p によって α_f を補正した結果を図-16に●で示した。継続時間の違いによる波形間のばらつきを補正した結果は概ね良好と考えられる。

式(12)により得られる低減率 p を用いて、周波数特性と継続時間の影響を考慮した補正加速度最大値 α_c は式(13)により得られる。なお、ここでは図-17に示したように低減率が1.0以下の条件で検討しているため、低減率の上限

は1.0とする.

$$p = 0.39 \ln(S/\alpha_f) - 0.42 \quad (12)$$

ここに,

S : フィルター処理後の加速度二乗和平方根 (Gal)

α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (Gal)

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f \quad (13)$$

ここに,

α_c : 補正加速度最大値(Gal)

2.6 照査用震度算出方法

ここでは、既往の研究と同様の手法により、想定される任意の変形量許容値に対して震度が適切に算定できるような照査用震度の算出式を作成する。

まず、表-5 に示した 9 波形を用いて、残留変形量が 5,10,15,20cm となるような入力振幅レベルを探索し、得られた条件における自由地盤部の地表面加速度時刻歴をもとに補正加速度最大値 α_c を算出した。

震度算出式は、設計震度に対して、残留変形量と補正加速度最大値を重力加速度で除した値 α_c/g を説明変数とした回帰分析により求める。回帰分析には、残留変形量が 5,10,15,20cm となる条件に対応する全てのデータを用いており、そのデータ数は 648 である。回帰分析の手順は、既往の研究の方法に準じて、二段階の回帰分析を行った。これは、補正加速度最大値 α_c の大きさが照査用震度の算出感度に大きな影響を及ぼさないようにするために、照査用震度の算出式を α_c の 1 次の関係式として表し、また、任意の変形量に対して照査用震度を求めることができる震度算出式を設定するためである。

具体的には、まず、検討した変形量の範囲のうち平均的な 10cm 変形の結果に対して、設計震度 k_h に対して α_c/g を説明変数とした線形回帰 ($k_h = A \alpha_c/g + B$) により係数 A , B を決定した。次に、全ての結果を用いて、係数 A に対して変形量 D を基準変形量 $D_r (=10\text{cm})$ で除した値を説明変数とした回帰分析を行った。このとき B の値は前述した回帰によって求めた値を用いている。以上の方法による回帰を行い、検討した結果設定した震度算出式を式(14)に示す。

$$k_h = 1.40 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.86} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.06 \quad (14)$$

ここに,

k_h : 照査用震度

D_a : 変形量許容値 (cm)

D_r : 基準変形量 (=10cm)

α_c : 補正加速度最大値 (Gal)

g : 重力加速度 (=980Gal)

式(14)による震度算出精度を、従来港湾構造物において用いられてきた野田らによる震度算出方法¹²⁾と比較する。野田らによる震度は、SMAC フィルターを施した地表面加速度最大値 α_s (以下、SMAC 加速度最大値と称する) をもとに、式(15)により算出される。

$$k_h = \alpha_s/g \quad : \quad (\alpha_s \leq 200\text{Gal})$$

$$k_h = 1/3 \cdot (\alpha_s/g)^{1/3} \quad : \quad (\alpha_s > 200\text{Gal}) \quad (15)$$

ここに,

k_h : 震度

α_s : SMAC フィルター処理後の加速度最大値 (Gal)

g : 重力加速度 (=980Gal)

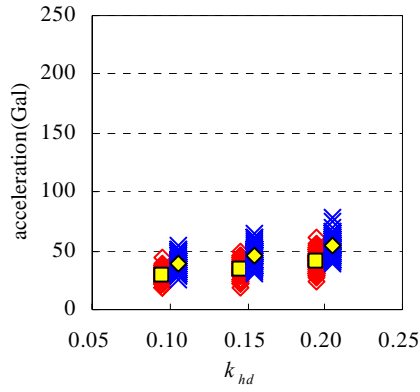
まず、変形量ごとに設計震度 k_{hd} に対する補正加速度最大値 α_c と SMAC 加速度最大値 α_s の分布を図-18 に示す。どちらの加速度最大値も設計震度の増加に対応して増加しているが、そのばらつきは補正加速度最大値 α_c のほうが小さい。

次に、本研究の手法による照査用震度と野田らの式による震度とを比較したものを図-19 に示す。鉛直軸の k_{h_cal} が各方法による算出震度である。野田らによる式は変形量に対応したものではないが、算出精度の比較のために示している。本研究による方法は、野田らによる方法と比較して、算出震度のばらつきも小さく、変形量許容値に対応した合理的な震度を求めることができる。

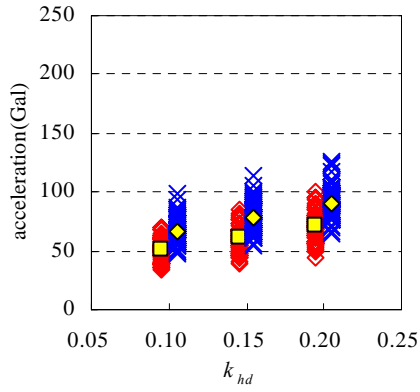
2.7 変形量許容値の検討

港湾基準が 2007 年に改正され、係船岸の耐震性能照査において変形量が制御対象となった。これに伴い、レベル1地震動に対する重力式係船岸や控土工を有する矢板式係船岸の変形量許容値はそれぞれ 10cm, 15cm を標準値として提示している。これは過去の耐震性能照査法による平均的な水準として定められた値²⁾である。ここで、10~15cm という変形量は、実際の被災時の変形量としてみた場合に、直ちに修復を要するような値ではない。すなわち、現在の港湾基準で定められている変形量許容値は、実際の限界値という意味ではなく、各種の不確定要因や係船岸の重要度等を考慮して、安全側に設定された値であるといえる。

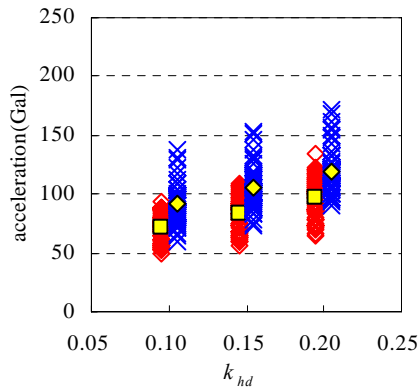
ここで、自立矢板式係船岸については、旧基準では重要度係数が B 級相当 (物揚場を想定) であり、A 級以上の一般の岸壁とは異なった安全性水準が採用されてきた。



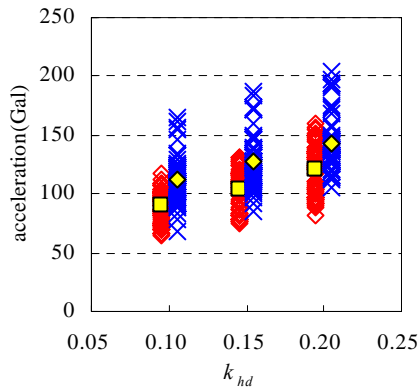
(a) 5cm 変形時



(b) 10cm 変形時



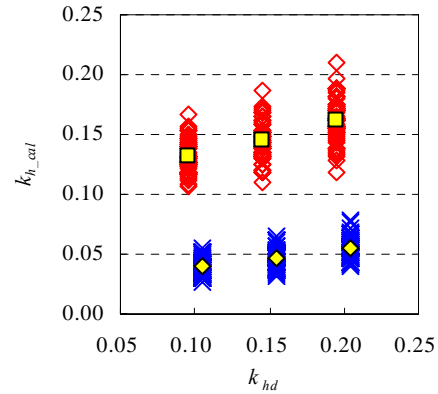
(c) 15cm 変形時



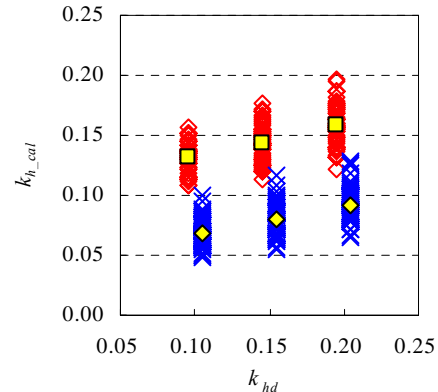
(d) 20cm 変形時

- \diamond α_c
- \square α_c 平均
- \times α_s
- \diamond α_s 平均

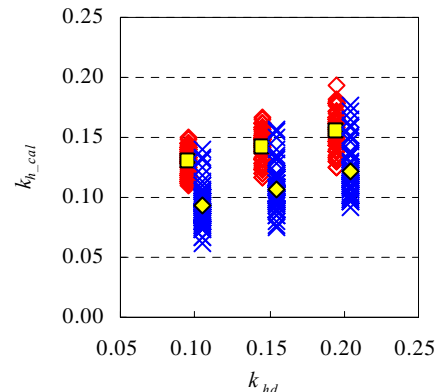
図-18 設計震度と加速度最大値の関係



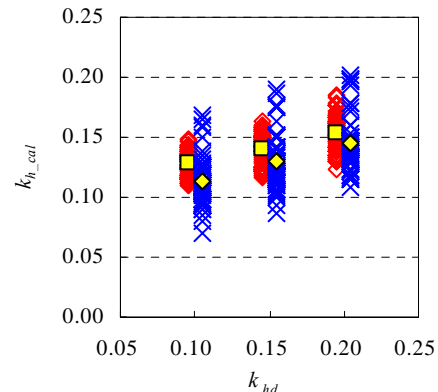
(a) 5cm 変形時



(b) 10cm 変形時



(c) 15cm 変形時



(d) 20cm 変形時

- \diamond 本研究
- \square 本研究平均
- \times 野田ら
- \diamond 野田ら平均

図-19 算出震度の比較

従って、本研究で対象としている水深-4.5m 未満の自立矢板式係船岸については、旧基準で重要度係数 B 級相当の係船岸を設計する場合には、安全性水準を一般的な岸壁よりも緩和することが考えられる。ここでは、その方法について検討する。ただし、あくまでも、旧基準で重要度係数 B 級相当の場合であることを注意が必要である。

まず、旧基準で重要度係数 B 級の場合、設計震度の最大値は 0.18 となる。旧基準による設計震度との整合性の観点から、本研究の方法による自立矢板式係船岸の照査用震度は 0.20 を上限とすることとする。

表-6 に検討に用いたレベル1地震動（港湾名）を示す。これらの地震動は既往の研究において重力式および控え工を有する矢板式係船岸に対する変形量許容値を設定する際に用いられた地震動であり、本研究においても、既往の研究との整合性の観点から同じ地震動を用いることとした。なお、これらの地震動は、従来の地域別震度ブロックのうち、A~D 地区のそれぞれから 10 波形ずつ選出されたものである²⁾。

これらの地震動を用いて FLIP による 1 次元地震応答解析を行い、本研究の方法により照査用震度を算出し、旧基準による設計震度との比較を行った。なお、検討に用いた地震波形の選び方に偏りがなかったことは、既往の研究による控え直杭式矢板式係船岸の解析結果と照査用震度算出式を用いて、同様の比較を行うことにより確認した。

旧基準による設計震度と本研究の方法による照査用震度の比較を図-20 に示す。変形量許容値 D_a を控え工を有する矢板式係船岸に対する標準値 15cm とした場合、本研究の方法による照査用震度の平均値は 0.185 となり、旧基準の設計震度の平均値 0.153 に対して、かなり大きめの値となった。

ここで、自立矢板式係船岸に求められる安全性水準について考察する。

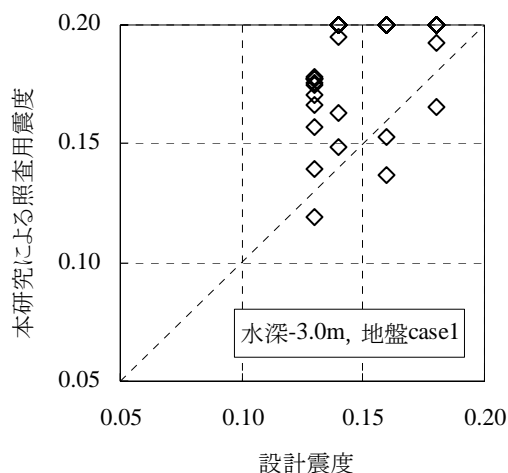
旧基準での重要度係数は、B 級では 1.0 であった。これは、震度に関しては安全性の余裕を見込んでいないと解釈できる。一方、旧基準では許容応力度法が採用されており、地震時には許容応力度は 50% の割り増しがなされていた。このため地震時の許容応力度は、JIS 規格値（保証降伏応力度）に近い値が採用されていたといえる。

以上を勘案すると、旧基準では、地震時に鋼材が降伏に近い状態を許容してきたといえる。

本研究では、ここまで変形量に着目した検討を行ってきた。そこで、次に、変形量と応力度の関係に着目する。既往の研究によると、矢板の変形が 20cm 未満程度の場合には応力度には余裕があることが分かっている³⁾。ただし、水深が浅くなると、同じ残留変形量の場合に、相対的に応

表-6 レベル1地震動

	地域ブロック			
	A	B	C	D
港湾名	釧路港	久慈港	船川港	石狩港
	十勝港	釜石港	秋田港	小樽港
	木更津港	小名浜港	七尾港	岡山港
	東京港	大船渡港	新潟港	宇野港
	横須賀港	日立港	境港	水島港
	尾鷲港	鹿島港	松山港	浜田港
	名古屋港	橘港	油津港	三隅港
	清水港	須崎港	細島港	坂出港
	大阪港	宿毛湾港	大分港	高松港
	和歌山下津港	徳島小松島港	別府港	西之表港



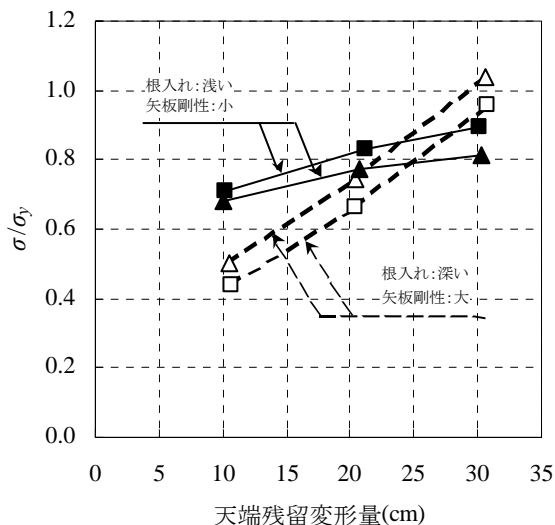
本研究による照査用震度の平均値 = 0.185
 設計震度の平均値 = 0.153

図-20 設計震度と照査用震度 ($D_a=15\text{cm}$) の比較

力度の余裕度が減少していることに注意が必要である。このため、水深-4.5m 未満の自立矢板式係船岸の変形量と矢板の応力度の関係について検討しておく必要がある。

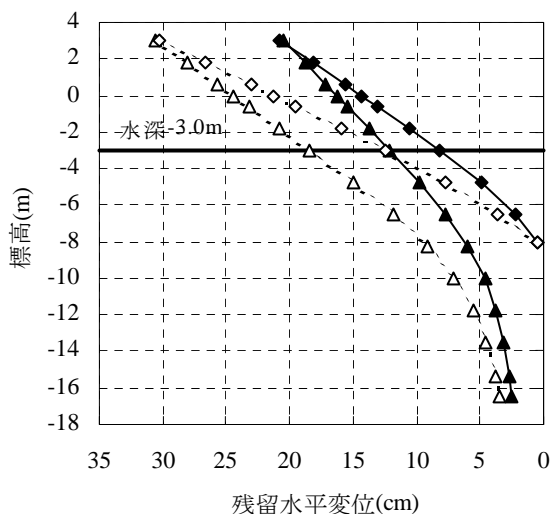
そこで、表-2 に示した矢板諸元から、各水深条件について、矢板剛性が最も大きいケースと最も小さいケースの合計 4 ケースを選び、残留変形量と応力度余裕度の関係を調べた。ここで、各水深条件で矢板剛性が最も大きいケースは、その水深条件で最も根入れが深く、矢板剛性が最も小さいケースは、その水深条件で根入れが最も浅いケースとなっている。また、検討に用いた地震波形は、9 種類の地震波形を用いた解析で平均的な変形量を与えた宮崎波とした。

図-21 に変形量と矢板の応力度余裕度の関係を、図-22 に水深-3.0m のケースにおける矢板の変形図を示す。変形量と応力度余裕度の関係を見ると、根入れの条件によって違いがあることがわかる。図-22 より変形のモードとして



- 水深-2.0m, case1 (設計震度0.20)
- △— 水深-3.0m, case1 (設計震度0.20)
- 水深-2.0m, case3 (設計震度0.10)
- ▲— 水深-3.0m, case3 (設計震度0.10)

図-21 矢板の応力度余裕度の比較



- ▲— case1(設計震度0.10), 変形量20cm相当
- △--- case1(設計震度0.10), 変形量30cm相当
- ◆— case3(設計震度0.20), 変形量20cm相当
- ◇--- case3(設計震度0.20), 変形量30cm相当

図-22 矢板変形図

は、根入れが浅いと、全体に傾斜するようなモード、根入れが深いと、矢板下端は拘束され、折れ曲がるようなモードで変形していることがわかる。このため前者では変形量の増加に対する応力度余裕度の減少の程度は低い。一方、後者は変形量の増加に対する応力度余裕度の減少の程度は高い。ただし、原地盤が粘性土であった場合には、海底

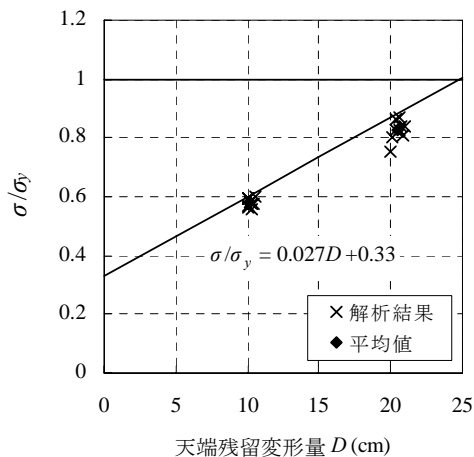


図-23 変形量と応力度余裕度の関係

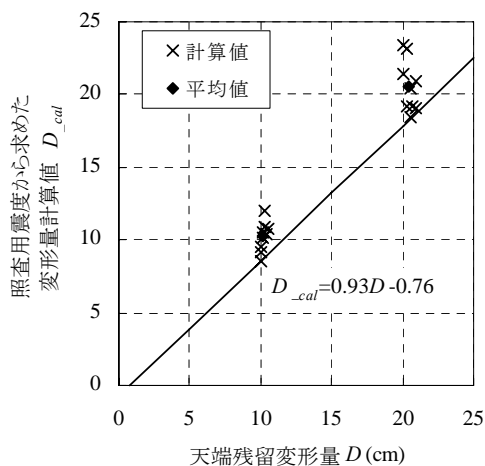


図-24 変形量の計算精度

面付近でも一定のせん断強度を保有しているため、根入れが浅い条件においても本研究の条件における根入れが深い状態のような変形モードを示すと考えられる。よって、根入れ深度で条件分けを行うのは適切ではないと考えられる。

次に、変形量と応力度余裕度の関係から、相対的に変形量に対する矢板の応力度余裕度の感度が高く、より応力度の余裕が少ない条件として、水深-3.0m, case1 (△) の条件に着目し、この条件における変形量と応力度余裕度の関係を用いて、変形量許容値の検討を行った。

具体的には、水深-3.0m, case1 の条件のうち、設計震度が平均的な 0.15 のケースについて、9種類の地震波形を入力地震動として用いた解析結果を用いて、変形量と応力度余裕度の関係を調べ、変形量に対する応力度余裕度の上限を表す式を求めた。その結果を図-23 に示す。この結果から、変形量が 25cm の時に矢板が降伏する可能性があることがわかる。ただし、本研究による変形量評価方法には誤差があるため、図-23 に示す結果に対して、変形量の計算

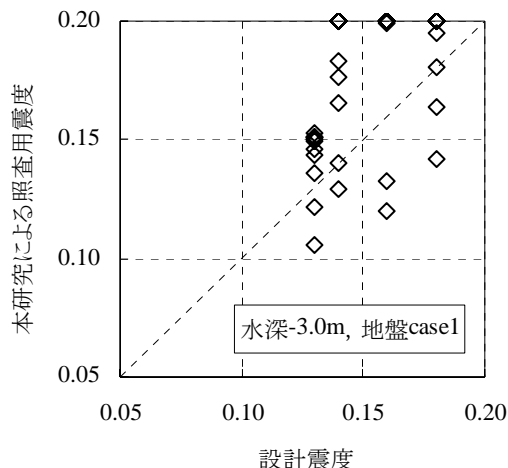
精度を考慮した補正を行い、応力度余裕度が1となる時の変形量を求めた。具体的には、まず、図-23に示す解析結果から求めた補正加速度最大値を用いて、式(14)の照査用震度算出式により変形量を逆算して求め、この値と解析による変形量の関係{図-24}から図中に示す変形量のばらつきの下限を表す式を求めた。次に、図-23と図-24の図中に示した式を用いて、変形量の計算精度を考慮した、矢板の応力度余裕度が1となる変形量を算出した。その結果、 $D_a=22.3\text{cm}$ となった。壁高や地盤条件、入力地震動等の違いによって変形量のばらつき程度は異なると考えられるため、安全側を考慮して、本研究では、変形量許容値を20cmとすることとした。

変形量許容値を20cmとした場合の、本研究の方法による照査用震度と設計震度を図-20と同様に比較した結果を図-25に示す。本研究の方法による照査用震度の平均値は0.173となり、旧基準の方法と平均的には大差ないことがわかる。

ただし、この変形量許容値は、港研方式で地震時の断面力と変形量許容値(10cm)の両方を満足する断面をもとに検討した結果得られたものである。自立矢板式係船岸の場合、変形量により断面が決定することがほとんどであることを考慮すると、港研方式で地震時の変形量許容値を照査する場合に従来の基準値10cmを変更して本研究による照査用震度の D_a の値に一致させてしまうと、まったく異なる断面が得られることとなる。よって、本研究による D_a はあくまでも照査用震度の算出時に用いることが適切であり、震度が算出された後は従来通り、港研方式で地震時の断面力と変形量許容値(10cm)の両方を満足する断面を設定することが適切と考えられる。港研方式は、矢板下端が地盤に拘束されて変形が生じていない状態をもとに構築されており、本研究による矢板の変形とは条件が異なるものである。従って、2つの方法で許容値が異なること自体には矛盾はないと考えられる。

2.8 フィルターの上下限値の検討

本研究で設定した地盤条件は、既往の研究に準じて、港湾地域における標準的な地盤としてモデル化したものであるが、実際に照査用震度を設定する場合の地盤条件が、本研究によるモデル地盤と大きく異なる場合も当然考えられる。検討条件によっては、これまでに述べた方法によって照査用震度を算出すると、現実的でない照査用震度を算出してしまう可能性があり、例えば、地盤の固有周期が本研究の対象範囲と比較して非常に長い場合または非常に短い場合、あるいは壁高が非常に低い場合などに極端に大きいかまたは小さい照査用震度となると考えられる。こ



本研究による照査用震度の平均値 = 0.173
 設計震度の平均値 = 0.153

図-25 設計震度と照査用震度 ($D_a=20\text{cm}$) の比較

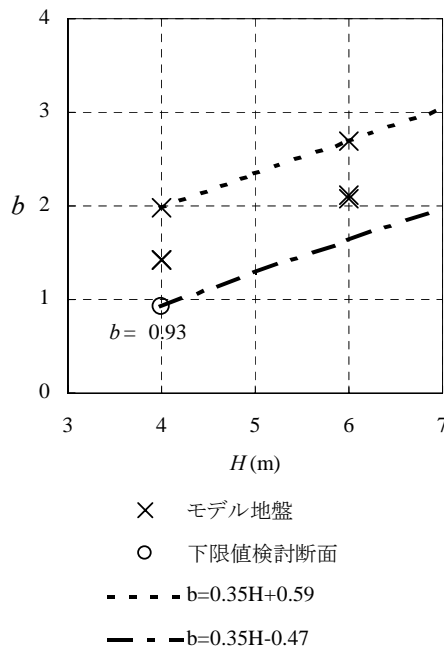


図-26 フィルター制限

の問題を回避するため、本研究においても、既往の研究と同様に、照査用震度算出時に用いるフィルターの b 値に上下限値を設定することとする。

まず、既往の研究と同様に b 値の上限を壁高との関係により表現することを試みる。図-26に式(8)による b 値と壁高の関係を示す。既往の研究による重力式係船岸や控土工を有する矢板式係船岸における関係と同様に、自立矢板式係船岸についても、壁高と b 値の間に明瞭な比例関係が確認できる。よって、自立矢板式係船岸についても b 値の上限を壁高との関係により表現することとする。

同一壁高の条件において、 b 値の値が本研究の対象範囲以上の値となる場合は、工学的基盤が本研究で想定した以上に深い場合か、地盤条件が case3 以上に良好で地盤の横抵抗定数が case3 よりも大きい場合である。

工学的基盤が非常に深い場合については、既往の研究でも述べられているように、深い地盤では初期せん断応力の影響は相対的に小さく成層状態に近くなること、また、深い地盤ほど S 波速度に対する最大せん断強度が相対的に高くなると考えられることから、固有周期の増加に対する変形量の増加程度は低くなると考えられる。

次に、地盤条件が case3 以上に良好な場合について考察する。本研究の検討モデルにおいて、地盤反力を主に受け持つ土層は原地盤上層であり、表-1 に示すように case3 では原地盤上層の S 波速度は 280m/s としてモデル化している。本研究では地盤の S 波速度から N 値を推定し、さらにその N 値から地盤の横抵抗定数推定図により横抵抗定数を設定している。港湾基準での工学的基盤の定義が 300m/s 以上であることを考えると、case3 として設定した原地盤上層の S 波速度の値は十分に大きく、通常、自立矢板式係船岸が適用される地盤条件としては、ほぼ上限に近い値と考えられる。このためここでは、 b 値の上限をモデル地盤による結果の上限値と考えると、図-26 の凡例に示す結果が得られる。

次に下限値について検討する。まず、壁高が低い場合に b 値の値は小さくなるが、本研究の検討条件における壁高の低いケースは 4m であり、港湾施設を対象とする場合、壁高 4m は下限に近い値と考えられるため、ここでは検討から除外してよいと考えられる。

次に、同一壁高の条件において、 b 値の値が小さくなる場合は、地盤反力を受け持つ土層が非常に軟弱で、かつ、工学的基盤が非常に浅い場合が考えられる。そこで、 b 値が小さくなるような条件を考慮した断面モデルを作成し、その解析結果をもとに検討を行った。図-27 に検討断面を、表-7 に矢板諸元を示す。なお、検討断面は水深-2.0m、設計震度 0.10、原地盤の N 値を 2 として港湾基準の設計法によって設定した。また、埋土層の地盤物性は case1 の値を用いた。この断面について式(8)により b 値を求めると、0.93 となる。この値はこれまで検討した断面条件の b 値の下限値を下回っており、この b 値を用いて照査用震度を算出すると、過小な震度を算出してしまふ可能性があると考えられる。そこで、この断面について FLIP による解析を行い、 b 値の下限値について検討した。用いた地震波形は、2.7 での検討と同様に宮崎波とした。まず、矢板壁天端の残留変形量が 20cm となる入力振幅レベルを探索した。次に、その入力条件での自由地盤部地表面加速度時刻歴から本

研究の方法で震度を算出すると 0.103 となり、ほぼ設計震度に一致する震度が算出された。このことは、図-27 のように地盤が非常に軟弱で、かつ、工学的基盤が非常に浅い断面に対しても、式(8)によって妥当な b 値を算出することができることを示している。図-27 に示した検討断面は、自立矢板式係船岸として想定される断面としては、 b 値がほぼ下限に近いモデルと考えられるため、この検討モデルの b 値を用いて b 値の下限を設定することとする。

図-27 の断面モデルに対して式(8)により求めた b 値(0.93)を図-26 に○でプロットしている。この点を通るようにして、既往の研究の手法²⁾に準じて b 値の下限値算定式を設定すると、図中の凡例に示す式ようになる。

以上の検討に基づいて設定した自立矢板式係船岸の b 値の上下限値算定式を式(16)に示す。

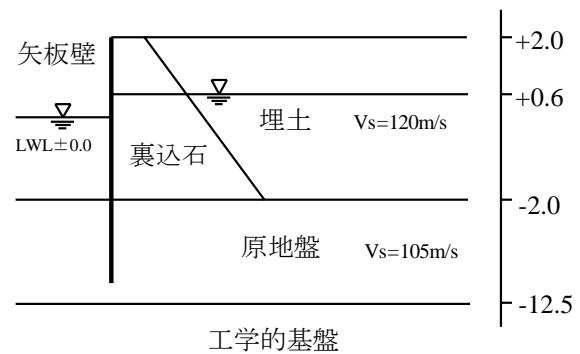


図-27 検討モデル

表-7 矢板諸元

矢板長 (m)	矢板天端 標高(m)	根入れ下端 標高(m)	材質	断面二次モーメント (m ⁴ /m)
11.5	1.0	-10.5	SY295	1.596E-04

$$0.35H - 0.47 \leq b \leq 0.35H + 0.59 \quad (16)$$

ただし、壁高 $H \geq 4.0m$ とする

3. 二重矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定方法の検討

3.1 二重矢板式係船岸の設計法

現行の二重矢板式係船岸の設計法¹⁾の基本的な考え方は、旧港湾基準⁶⁾と同様であり、性能照査の手順としては、永続状態に対して二重矢板壁体のせん断変形に対する照査を行い、次に永続状態、レベル1地震動及び船舶による作用に関する変動状態に対して、矢板壁、タイ材、腹起しの

応力照査，根入れ長さの検討，二重矢板壁体の滑動に対する照査を行い，さらに円弧すべり，沈下に対する照査を行うことが一般的である．また，必要に応じてレベル1地震動に対する動的解析を行い，変位量の検討を行うことになっている．

二重矢板壁体のせん断変形に対する照査については，根入れを有するセル式係船岸の照査方法に準じて，永続作用に対する矢板間の中詰土のせん断変形について，海底面および矢板下端において照査する．

矢板壁の応力照査については，図-28に示すように，タイ材取付点と海底面を支点とした仮想梁法とロウの方法により照査を行う．この手法は，海底面より上を単純梁とみなして断面力を算出し，ロウの方法で補正し照査する手法である．この手法により算出した最大曲げモーメントから，必要となる矢板壁の剛性が決定する．二重矢板式係船岸は，裏込めに先行して，矢板間に中詰土を入れた二重矢板壁体造ることが普通であるため，一般に二列の矢板は同じ規格のものが使用されることが多い．本研究の断面モデルの二列の矢板も同じ規格としている．

二重矢板壁体の滑動に対する照査については，重力式係船岸の照査方法に準じて，二重矢板壁体を一種の重力式壁体と考え，海底面および矢板下端において照査する．

矢板間隔は，この滑動に対する照査と先に述べたせん断変形に対する照査により算定した必要幅の広いほうを採用する．本研究の断面モデルの矢板間隔は，設計震度0.10の断面はせん断変形，その他の断面は滑動の照査により決定している．

ここで，本研究において比較対象とした既往の研究²⁾における控え直杭式矢板式係船岸の断面モデルの設定方法との主な相違点について述べておく．矢板壁の応力照査の手法について仮想梁法とロウの方法により照査を行う点については同様であるが，控え直杭式矢板式係船岸の矢板控え間距離については，図-29に示すように，杭とタイ材の取付点よりも $\ell_{m1}/3$ 深い点から引いた杭の受働崩壊面と，海底面から引いた矢板の主働崩壊面が，杭とタイ材の取付点を含む水平面以下で交わらないように設定している．このため表-8のとおり，水深，地盤条件，設計震度が同じ断面を比較すると，本研究で対象としている水深-7.5m，-11.0mでは，控え直杭式矢板式係船岸の矢板控え間距離のほうが二重矢板式係船岸の矢板間隔より広がっているが，水深-14.5m，-16.0mの設計震度0.25では傾向が逆転する結果となった．3.2では，このことも考慮し検討条件を設定している．

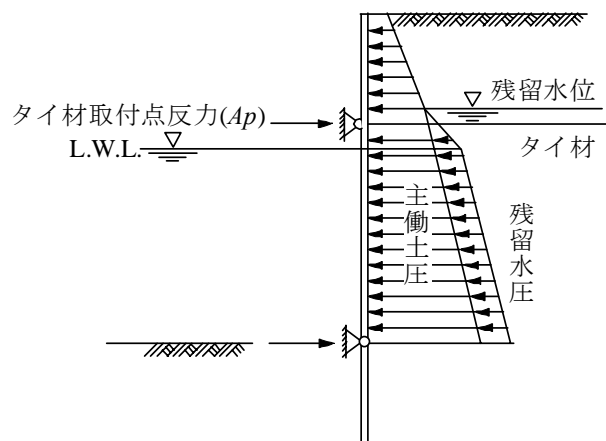


図-28 仮想梁法

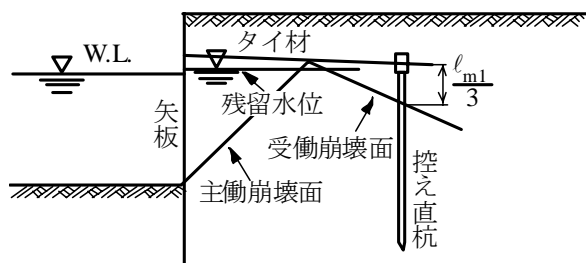


図-29 矢板控え間距離

表-8 矢板間隔比較

水深	地盤	設計震度	二重矢板式係船岸 矢板間隔(m)	控え直杭式矢板式係船岸 矢板控え間距離(m)
-7.5m	case1	0.10	6.5	16.8
		0.15	7.5	18.6
	case2	0.10	6.5	15.3
		0.15	7.5	16.8
	case3	0.10	6.5	13.3
		0.15	7.5	14.6
-11.0m	case1	0.10	8.5	21.4
		0.15	10.5	24.2
		0.20	16.5	27.2
	case2	0.10	8.5	19.3
		0.15	10.5	21.9
		0.20	16.5	25.0
	case3	0.10	8.5	17.1
		0.15	10.5	19.0
		0.20	16.5	21.7
-14.5m	case1	0.20	21.5	33.0
		0.25	40.0	38.7
		0.27	55.5	-
	case2	0.20	21.5	30.3
		0.25	40.0	35.0
		0.27	55.5	-
	case3	0.20	21.5	27.3
		0.25	40.0	30.8
		0.27	55.5	-
-16.0m	case1	0.25	45.5	42.1
		0.27	64.0	-
	case2	0.25	45.5	38.4
		0.27	64.0	-
	case3	0.25	45.5	33.9
		0.27	64.0	-

3.2 検討条件

表-9 に示す条件で、3.1 で述べた設計法により二重矢板式係船岸の断面を設定した。図-30 に断面図、表-10 に地盤条件、表-11 に断面諸元を示す。ここで、水深については、二重矢板式係船岸が用いられる計画水深は-10m 未満が多いこと⁷⁾から、本研究では水深-7.5m と-11.0m を対象とした。設計震度についても、二重矢板式係船岸が設計震度0.15以下の場合に用いられることが多いこと⁷⁾を考慮して設定した。なお、旧港湾基準の設計法において、水深が深いほど岸壁の重要度が高く、大きな設計震度が採用されてきた傾向が強いことを考慮し、水深-11.0m の条件では設計震度0.20 についても対象とした。

また、3.1 で述べたとおり、計画水深が深い条件および設計震度が大きい条件では、表-8 に示したように、二重矢板式係船岸の矢板間隔が控え直杭式矢板式係船岸の矢板控え間距離より広くなるため、上屋や倉庫など背後の土地利用の観点から、このような条件では二重矢板式係船岸は採用されにくいことも考慮して設定した。

地盤条件は、既往の照査用震度設定手法の検討²⁾における地盤条件に準じて設定した。検討モデルの地盤の固有周期は緩い地盤（第Ⅲ種地盤相当）で1.0秒程度、締まった地盤（第Ⅰ種地盤相当）で0.5秒程度、その中間の地盤（第Ⅱ種地盤相当）で0.7秒程度である。なお、2.2 自立矢板式係船岸では、壁高が低いため埋土層を2層としているが、二重矢板式係船岸は、既往の研究において設定された水深-7.5m、-11.0m の地盤条件と同様に3層として設定した。

積載荷重については、二重矢板式係船岸は水深が浅い条件で採用されることが多いことを考慮し、永続状態におい

ては10kN/m²、変動状態においては5kN/m²として設定した。

矢板壁の鋼材については、水深-7.5m の場合 SY295、水深-11.0m の場合、設計震度0.10 のケースでは SYW390、設計震度0.15、0.20 のケースでは SKY490 とし、二列の矢板は同じ規格とした。タイ材については、タイロッド HT690 とした。

表-9 検討条件

水深 震度	-7.5m	-11.0m
0.10	○	○
0.15	○	○
0.20		○

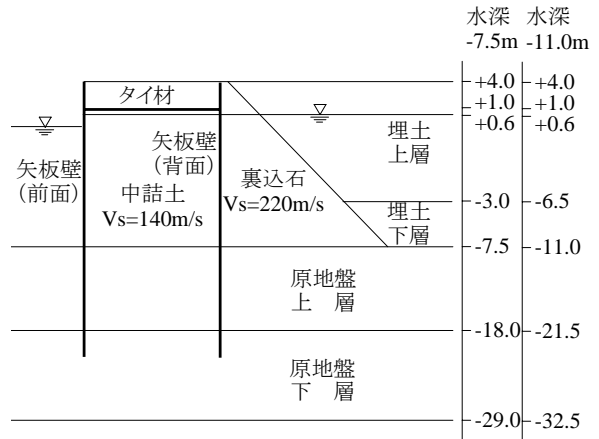


図-30 検討対象断面

表-10 地盤条件

地盤	土層区分	土層区分	湿潤密度 (t/m ³)	基準有効拘束圧 (kN/m ²)	基準初期せん断剛性 (kN/m ²)	基準初期体積剛性 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	最大減衰	S波速度 (m/s)
case1	埋土	上層(水面上)	1.8	89.8	25920	67595	0	37	0.24	120
		上層(水面下)	2.0							
	原地盤	上層	2.0	239.8	45000	117353	0	38	0.24	150
		下層								
case2	埋土	上層(水面上)	1.8	89.8	58320	152089	0	38	0.24	180
		上層(水面下)	2.0							
	原地盤	上層	2.0	198.5	72200	188286	0	38	0.24	190
		下層		279.2	125000	325980	39	250		
case3	埋土	上層(水面上)	1.8	72.9	79380	207011	0	38	0.24	210
		上層(水面下)	2.0							
	原地盤	上層	2.0	142.3	125000	325980	39	250		
		下層		198.5	156800	408910	39	280		
共通材料	中詰土	水面上	1.8	98.0	42640	111193	0	38	0.24	140
		水面下	2.0							
	裏込石	裏込石	2.0	98.0	180000	469412	0	40	0.24	300

表-11 断面諸元

水深	地表面 標高	壁高	地盤	設計 震度	矢板				タイ材			
					断面二次 モーメント (m^4/m)	材質	矢板長 (m)	矢板天端 標高(m)	根入れ下端 標高(m)	矢板間隔 (m)	鋼種	断面積 (m^2/m)
-7.5m	4.0m	11.5m	case1	0.10	2.295E-03	SY295	18.0	2.0	-16.0	6.5	HT690	1.383E-03
				0.15	2.678E-03	SY295	18.5	2.0	-16.5	7.5	HT690	1.414E-03
			case2	0.10	2.295E-03	SY295	18.0	2.0	-16.0	6.5	HT690	1.383E-03
				0.15	2.678E-03	SY295	18.5	2.0	-16.5	7.5	HT690	1.414E-03
			case3	0.10	2.295E-03	SY295	17.0	2.0	-15.0	6.5	HT690	1.178E-03
				0.15	2.295E-03	SY295	17.0	2.0	-15.0	7.5	HT690	1.178E-03
-11.0m	4.0m	15.0m	case1	0.10	3.247E-03	SY390	22.5	2.0	-20.5	8.5	HT690	1.659E-03
				0.15	6.108E-03	SKY490	27.0	2.0	-25.0	10.5	HT690	2.004E-03
				0.20	7.349E-03	SKY490	27.5	2.0	-25.5	16.5	HT690	2.566E-03
			case2	0.10	3.247E-03	SY390	22.5	2.0	-20.5	8.5	HT690	1.659E-03
				0.15	6.108E-03	SKY490	27.0	2.0	-25.0	10.5	HT690	2.004E-03
				0.20	7.349E-03	SKY490	27.5	2.0	-25.5	16.5	HT690	2.566E-03
			case3	0.10	3.247E-03	SY390	21.5	2.0	-19.5	8.5	HT690	1.659E-03
				0.15	5.481E-03	SKY490	25.0	2.0	-23.0	10.5	HT690	2.004E-03
				0.20	5.481E-03	SKY490	25.0	2.0	-23.0	16.5	HT690	2.156E-03

3.3 検討方法

地震応答解析は、既往の研究および2.3自立矢板式係船岸と同様にFLIP⁸⁾を用いた。

解析手法は、図-31に示すように標準的な4段階解析法(初期自重解析3段階+動解析)とし、構造部材のモデル化については、矢板壁はトリリニアモデルによる非線形はり要素とした。また、地盤と矢板壁の接触条件は図に示したとおりとしているが、動解析時の地盤と矢板壁背面の接触条件はジョイント要素とした。これは鉛直ローラーとした場合、残留変形量が控え直杭式矢板式係船岸の水深、地盤条件、設計震度が同じ断面モデルの残留変形量と比較して極端に大きくなったため、鉛直方向の接点のズレを許容しないジョイント要素を用いることにより、控え直杭式矢板式係船岸の残留変形量との整合を図った。このことの妥当性の確認は今後の課題である。タイ材は、非線形バネ要素とし引張には抵抗、圧縮には無抵抗となるように設定した。タイ材が軸力のみを負担するように、断面二次モーメント、有効せん断面積率は0としている。数値解析の安定性の観点から与えるレーレー減衰、地盤物性の与え方、液状化に関するパラメータは、2.3自立矢板式係船岸と同様とした。

3.4 周波数特性の影響の評価

まず周波数特性と岸壁変形量の相関を検討するため、既往の研究および2.4自立矢板式係船岸と同様に正弦波を用いた検討を行った。用いた周波数は、0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0Hzの8種類とした。

図-32に、設計震度0.10の条件について、残留変形量が20cmとなる条件における周波数ごとの地表面加速度最大

値を示す。

周波数に対する地表面加速度最大値の傾向としては、重力式係船岸や控え工を有する矢板式係船岸²⁾、根入れセル式係船岸¹¹⁾、2.4自立矢板式係船岸と同様である。すなわち、まず水深-7.5mでは1Hz、水深-11.0mでは0.8Hz以上になると壁体に変形を起こさせるためには非常に大きな入力地震動が必要になる。また、0.4Hz以下の領域では基本的にほぼ同程度の入力地震動により等量の変形が発生する。さらに、水深が浅いほど同じ入力に対して変形が生じにくく、同じ設計震度で設計した断面であっても、壁高が高いほど変形しやすい。

以上の検討により、既往の研究と同様に、1Hz以下の領域でフラット、1Hz以上で急激に減衰する値を持つフィルターを用いることによって地震動の周波数特性を考慮することとする。

既往の研究と同様に、設計震度0.10の条件における結果であることを考慮して、フィルター処理後の加速度最大値が100Galとなるようなフィルターを検討する。1Hz以下の応答値の代表値として、ピーク値と0.4Hz以下のフラットな部分の値の平均値に対して、検討結果をもとに壁高 H 、背後地盤の固有周期 T_b 、海底面下の地盤の固有周期 T_u の3つのパラメータを用いて線形重回帰分析を行い1Hz以下のbase値(b 値)に対する回帰式を求めた。なお、地盤の固有周期に乗じる定数 c_3 、 c_4 については、2.4自立矢板式係船岸におけるものと同様の理由から、既往の研究による設定と同様としている。

さらに1Hz以上については、結果にフィッティングする関数形を用いて、フィルターを作成した。

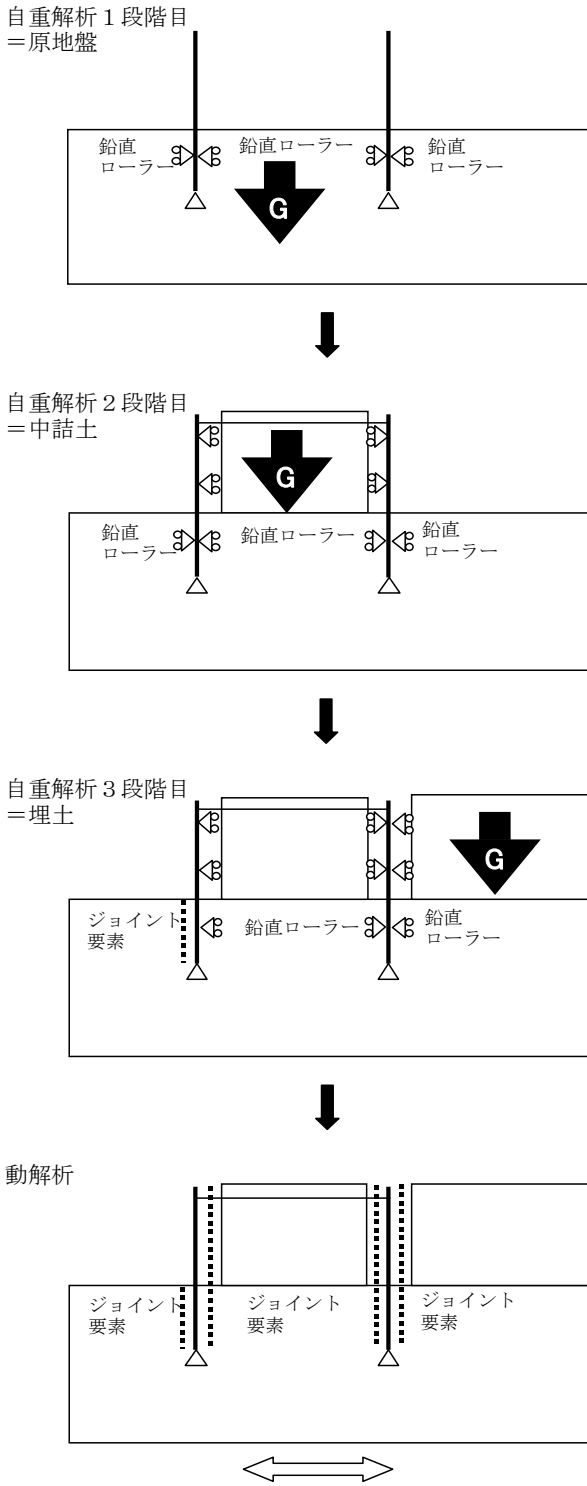
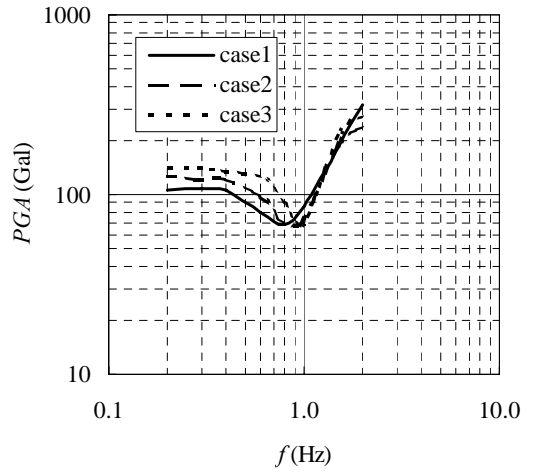
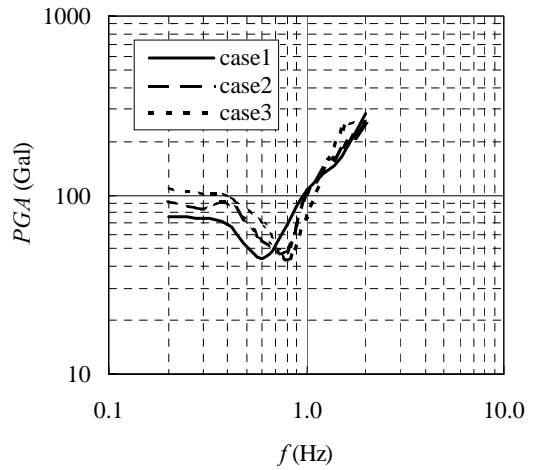


図-31 解析の手順



(a) 水深-7.5m (壁高 11.5m)

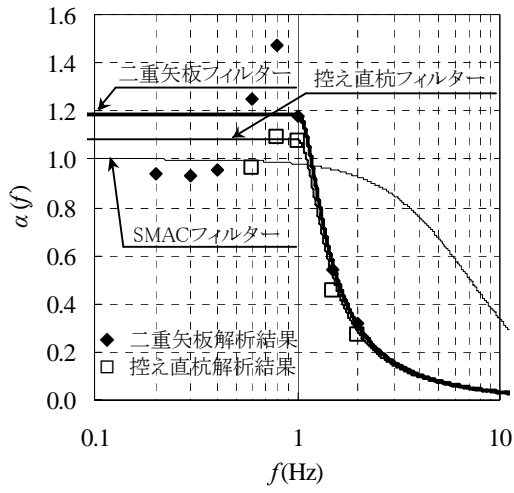


(b) 水深-11.0m (壁高 15.0m)

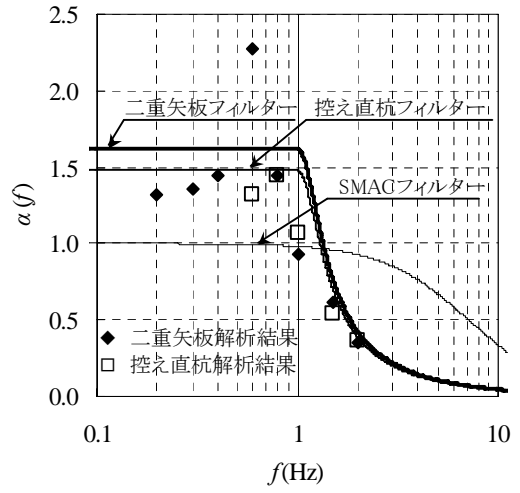
図-32 20cm 変形時の周波数と地表面加速度最大値の関係

フィルター $a(f)$ の関数を式(17)~式(19)に、フィルター形状を図-33~図-34に示す。図中、◆のプロットが正弦波による地震応答計算結果に対応する値である。図に示すとおり、解析結果との一致度は概ね良好とみなせる。

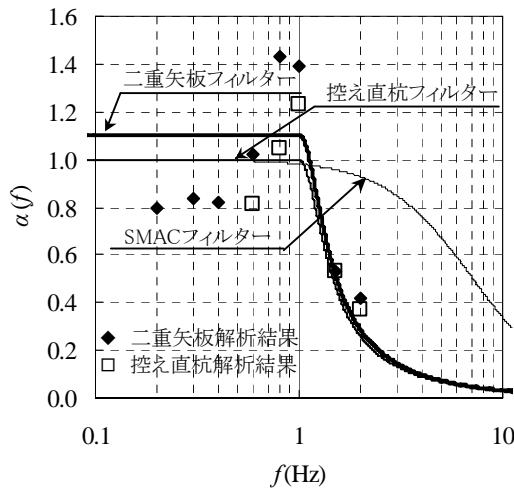
また参考として、既往の研究において設定された控え直杭式矢板式係船岸のフィルターの定数を式(17)~式(19)に、フィルター形状を図中に示す。二重矢板式係船岸の b 値のほうが控え直杭式矢板式係船岸の b 値より 10%程度高い結果となった。この倍率は壁高および地盤ケースによる大きな差はなく、周波数特性が岸壁変形量に与える影響は、両者同じ傾向にあると考えられる。これらは同じ条件で設計した控え直杭式矢板式係船岸より、二重矢板式係船岸のほうが一様に変形しやすいことを示している。従って、フィルター処理後の加速度最大値を用いて算出した照査用震度も、二重矢板式係船岸のほうが控え直杭式矢板式係船岸より大きくなることになる。



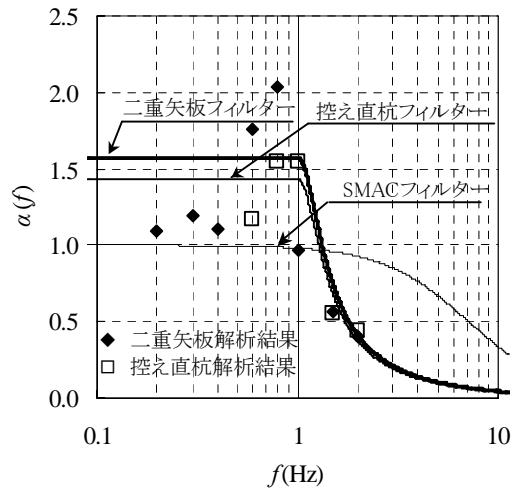
(a) case1



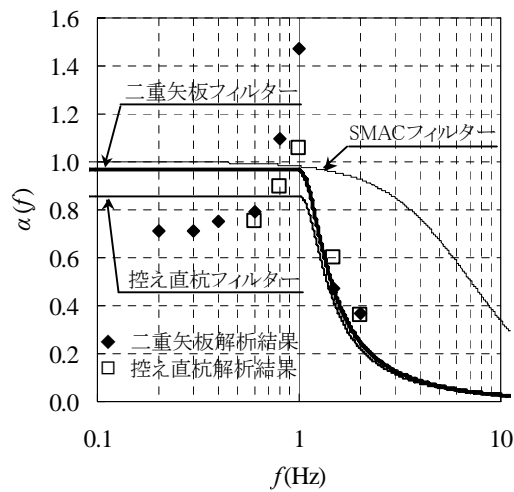
(a) case1



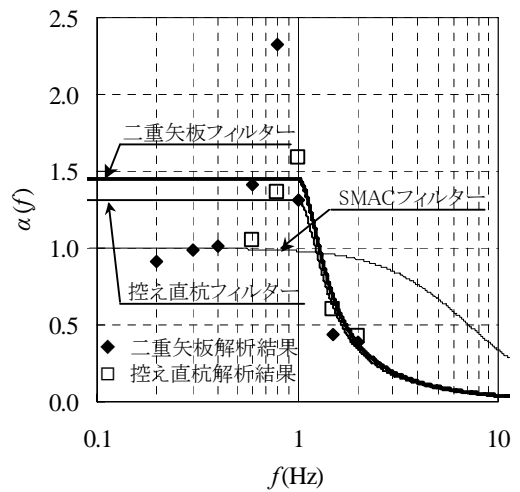
(b) case2



(b) case2



(c) case3



(c) case3

図-33 周波数特性考慮用フィルター (水深-7.5m)

図-34 周波数特性考慮用フィルター (水深-11.0m)

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.0\text{Hz}) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + c_1 g(f) i} & (f > 1.0\text{Hz}) \end{cases} \quad (17)$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.0) \quad (18)$$

$$b = c_2 \frac{H}{H_R} - c_3 \frac{T_b}{T_{bR}} + c_4 \frac{T_u}{T_{uR}} - c_5 \quad (19)$$

ここに、

f : 周波数 (Hz)

i : 虚数単位

H : 壁高 (m)

H_R : 基準壁高 (=15.00m)

T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)

T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.80s)

T_u : 海底面下地盤の初期固有周期 (s)

T_{uR} : 海底面下地盤の基準初期固有周期 (=0.40s)

$c_1 \sim c_5$: 定数で、以下のとおり

$c_1 = 11.0$ (二重矢板式), 11.0 (控え直杭式)

$c_2 = 2.40$ (二重矢板式), 2.25 (控え直杭式)

$c_3 = 0.88, c_4 = 0.96$

$c_5 = 0.97$ (二重矢板式), 0.96 (控え直杭式)

3.5 継続時間の影響の評価

次に、地震動の継続時間の影響について、既往の研究および2.5 自立矢板式係船岸と同様に検討を行った。

検討条件は周波数特性の検討と同様に、設計震度 0.10 とした。検討対象波形は既往の研究で用いた9 波形とした(表-5)。

この9 波形を用いて、入力振幅を調整することにより、岸壁の残留変形量が 20cm となる条件を探索した。設計震度 0.10、水深-11.0m の条件における自由地盤部の地表面加速度について上述のフィルター処理後の加速度最大値 α_f を図-35 に示す。図中の◇がフィルター処理を行った結果である。図-36 および式(20)に S/α_f と低減率 p の関係を示す。 S, p の定義は2.5 自立矢板式係船岸と同様である。周波数特性と継続時間の影響を考慮した補正加速度最大値 α_c は、式(20)により得られる低減率 p を用いて、式(21)により得られる。低減率の上限は既往の研究と同様に 1.0 とする。参考として、既往の研究において設定された控え直杭式矢板式係船岸の定数を式(20)に、低減率を図-36 に示す。式の定数は異なるものの、算定される低減率の値は同程度とみなすことができる。すなわち、周波数特性につい

ては控え直杭式矢板式係船岸と二重矢板式係船岸は傾向が異なるものの、継続時間の影響については傾向は類似しているとみなせることになる。

継続時間の影響を考慮した補正加速度最大値 α_c を図-35 に示す。図中の●が継続時間の影響を考慮した結果である。 α_f には地震波形によってかなりのばらつきがあるが、継続時間の影響を考慮することにより、ばらつきが適切に補正されていることが分かる。

$$p = c_6 \ln(S/\alpha_f) - c_7 \quad (20)$$

ここに、

S : フィルター処理後の加速度二乗和平方根 (Gal)

α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (Gal)

$c_6 \sim c_7$: 定数で、以下のとおり

$c_6 = 0.46$ (二重矢板式), 0.35 (控え直杭式)

$c_7 = 0.50$ (二重矢板式), 0.20 (控え直杭式)

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f \quad (21)$$

ここに、

α_c : 補正加速度最大値(Gal)

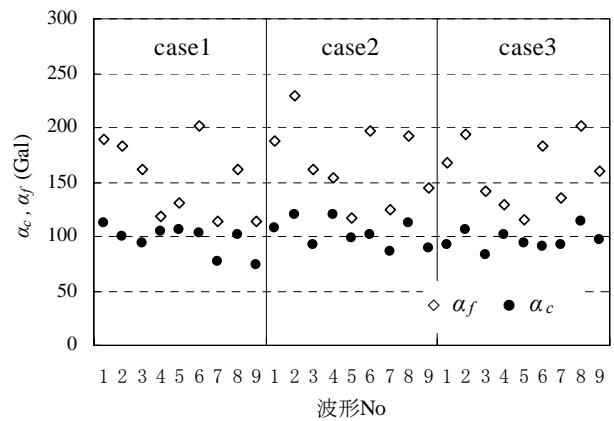


図-35 加速度最大値の比較

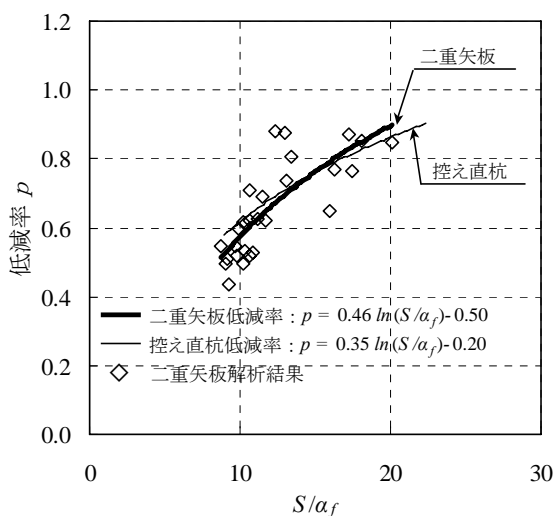


図-36 低減率

3.6 照査用震度算出方法

以上の方法により、任意の変形量許容値に対して照査用震度が適切に算定できるように、表-5 に示した9波形を用いて、既往の研究と同様に残留変形量が5,10,15,20cmとなるように入力振幅調整を行い、得られた条件における自由地盤部の地表面加速度時刻歴をもとに補正加速度最大値 α_c を算出した。

震度算出式は、設計震度に対して、岸壁変形量と補正加速度最大値を重力加速度で除した値 α_c/g を説明変数とした回帰分析により求めた。用いたデータ数は540である。

2.6 自立矢板式係船岸と同様に、二段階の回帰分析を行った結果、式(22)が得られた。

また参考として、既往の研究において設定された控え直杭式矢板式係船岸の定数を式(22)に示す。

$$k_h = c_8 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{c_9} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + c_{10} \quad (22)$$

ここに、

- k_h : 照査用震度
- D_a : 変形量許容値 (cm)
- D_r : 基準変形量 (=10cm)
- α_c : 補正加速度最大値 (Gal)
- g : 重力加速度 (=980Gal)
- $c_8 \sim c_{10}$: 定数で、以下のとおり
- $c_8 = 1.58$ (二重矢板式), 1.91 (控え直杭式)
- $c_9 = -0.66$ (二重矢板式), -0.69 (控え直杭式)
- $c_{10} = 0.03$ (二重矢板式), 0.03 (控え直杭式)

3.7 照査用震度算出方法の妥当性の検討

これまで検討してきた照査用震度算出方法の妥当性の検討を行う。既に見てきたように、二重矢板式係船岸は控え直杭式矢板式係船岸と比較して、周波数特性についてはより変形しやすく、継続時間についてはほぼ同程度である。従って、同じ条件で設計された二重矢板式係船岸は控え直杭式矢板式係船岸と比較して変形しやすいといえる。このことは、表-8 に示したように、二重矢板式係船岸は、通常同じ震度、地盤条件で設計した控え直杭式矢板式係船岸と比較すると、矢板間隔が狭くなることが多いのが特徴であり、最も変形に影響を与えるパラメータは矢板控え間距離である⁴⁾ことが原因であると考えられる。従って、同じ条件では二重矢板式係船岸の照査用震度は控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度よりも大きく設定されるべきであるといえる。

これまでの検討ケースの中から、広範囲での算出震度の傾向を見るため、水深、地盤条件、設計震度、入力波形の組み合わせを変えた15ケースを選定し、式(17)~(22)の二重矢板式係船岸の定数により算出した照査用震度と、同じ水深、地盤条件、設計震度、入力波形で、控え直杭式矢板式係船岸の定数により算出した照査用震度を比較した結果を図-37に示す。二重矢板式係船岸の照査用震度の方が小さく算出されることが分かる。

本研究の照査用震度は、回帰分析の結果をもとに構築されている。本研究による二重矢板式係船岸の結果と既往の研究による控え直杭式矢板式係船岸の結果との不整合については、回帰に用いた条件の違いなどの要因が考えられる。すなわち、控え直杭式矢板式係船岸は設計震度0.15~0.25の範囲を対象としているのに対し、二重矢板式係船岸では設計震度0.10~0.20の範囲を対象としている。これは、既に述べたように、それぞれの形式が採用されることの多い範囲に基づいて設定している。この回帰分析の対象震度の違いが、図-37に示す比較結果に大きく影響していると考えられる。

いずれにせよ、最終的に照査用震度を用いた安定性の照査は震度法によることになるため、実際の変形メカニズムに即した照査が行われているとは必ずしもいえない。震度法の枠組みによった照査においては精度の面で限界があることは避けられない。よって、既往の研究による控え直杭式矢板式係船岸との整合性などの観点から、二重矢板式係船岸の照査用震度の算出方法について再検討した。

周波数特性の影響を考慮したフィルター、継続時間の影響を考慮した低減率、最終的な変形量を考慮した照査用震度の3段階のうち、周波数特性の影響については、図-33~図-34に示したように二重矢板式係船岸と控え直杭式矢

板式係船岸の変形しやすさの差は反映されている。また、継続時間の影響についてはほぼ同程度であった。以上により、最終的な照査用震度の評価式(22)における定数の不整合が二重矢板式係船岸と控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度の不整合の原因であるといえる。従って、式(22)の定数を二重矢板式係船岸と控え直杭式矢板式係船岸で統一しておけば、両者の不整合は解消される可能性が高い。さらに、継続時間の影響についても、結果として得られる低減率に大きな差はないことから、設計実務における混乱の低減という観点からは、式(20)の定数についても統一することが考えられる。

以上のことから、二重矢板式係船岸の照査用震度算出方法について、周波数特性以外の項目については、控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度算出方法と同じとする方法について検討した。すなわち、式(17)~式(22)における定数 $c_1 \sim c_{10}$ を以下のとおりとするものである。

$$c_1=11.0, c_2=2.40, c_3=0.88, c_4=0.96, c_5=0.97, \\ c_6=0.35, c_7=0.20, c_8=1.91, c_9=-0.69, c_{10}=0.03$$

図-37 に示した条件の二重矢板式係船岸の照査用震度を、上記の方法で算出し直した結果を図-38 に示す。二重矢板式係船岸の照査用震度のほうが大きく算出され、両者の不整合は解消されていることが分かる。

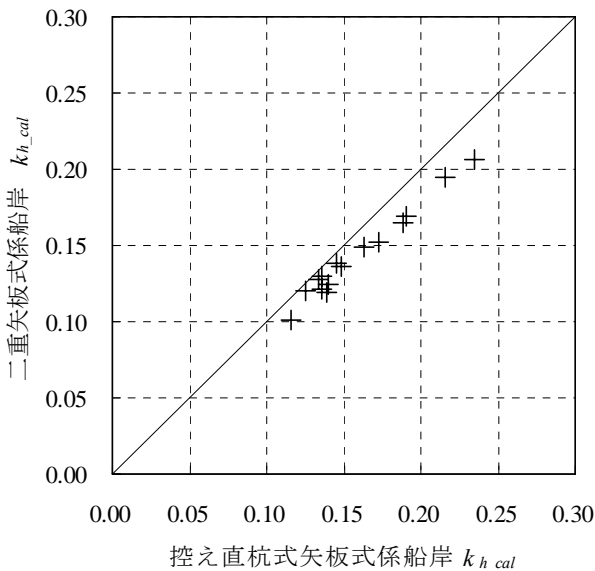


図-37 算出震度比較 (見直し前の定数により算定)

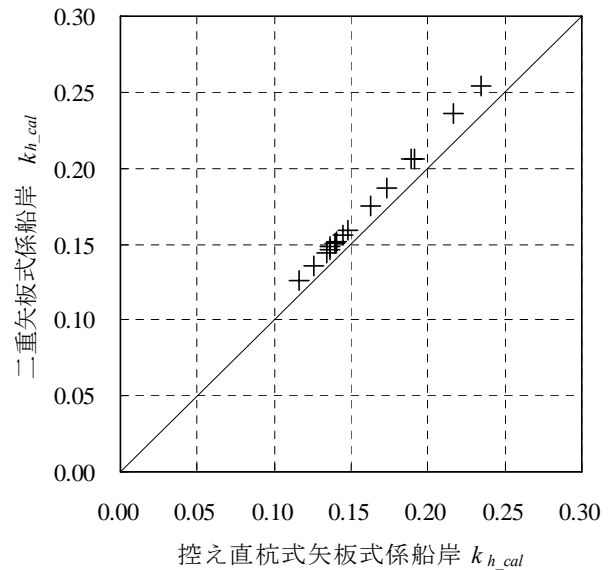
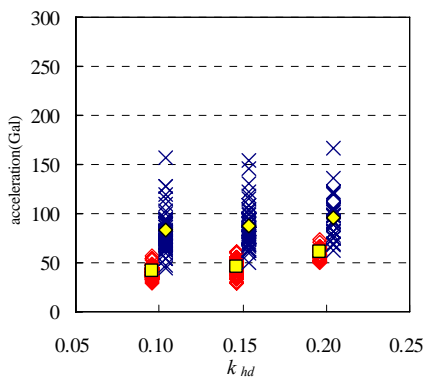


図-38 算出震度比較 (見直した定数により算定)

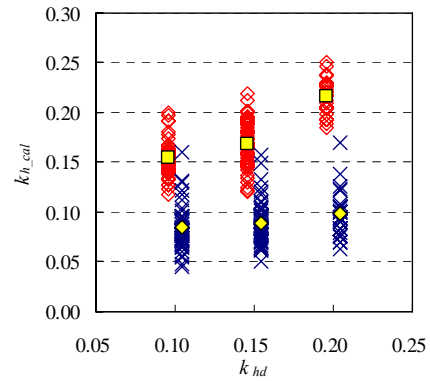
次に、このようにして設定される照査用震度が、二重矢板式係船岸単独で検討した場合に妥当なものなのかどうかを検討する。検討においては、既往の研究と同様に、従来港湾構造物において用いられてきた野田らによる震度算出方法¹²⁾との比較も参考として併せて行う。

まず、変形量ごとに設計震度 k_{nd} に対する補正加速度最大値 α_c と SMAC 加速度最大値 α_s の分布を図-39 に示す。補正加速度最大値 α_c はばらつきが小さく、設計震度の増加に対応して増加している。これに対して SMAC 加速度最大値 α_s はばらつきが大きく、平均値で見ると設計震度の増加に対応して増加しているものの 15cm 変形時、20cm 変形時の上限値は設計震度 0.15 より 0.20 のほうが小さくなっており設計震度との相関が低い。従って、本研究による補正加速度最大値 α_c のほうが精度が良く、設計震度との対応が良いことを示している。

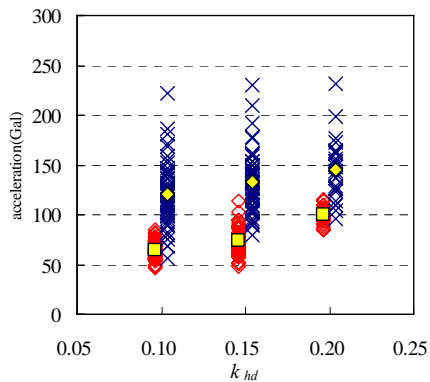
次に、本研究による照査用震度と野田らの式による震度とを比較したものを図-40 に示す。鉛直軸の k_{h_cal} が各方法による照査用震度である。野田らの式による震度は設計震度の上昇に伴う大きな変化は示さないが、本研究による震度は設計震度の増加に伴う対応が良い。本研究による震度は、周波数特性以外の項目を控え直杭式矢板式係船岸の算出方法と同じにしているため、ばらつきはあるものの、野田らの方法による震度よりも誤差は少ない。誤差の程度も控え直杭式矢板式係船岸と同程度であると判断できる。以上により、本研究における二重矢板式係船岸の照査用震度は、既往の研究と同程度の精度で、かつ既往の研究で対象とした構造形式における結果との整合性も保たれていると判断できると考えられる。



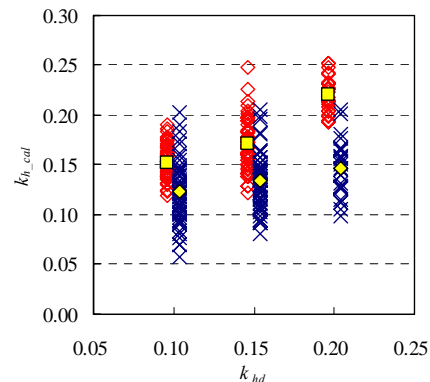
(a) 5cm 変形時



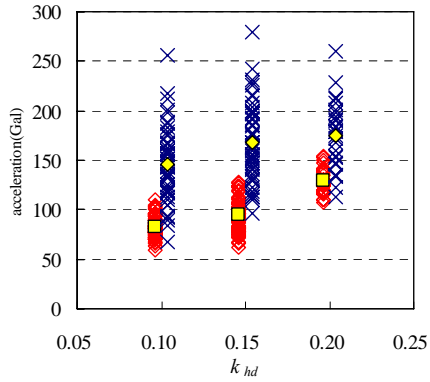
(a) 5cm 変形時



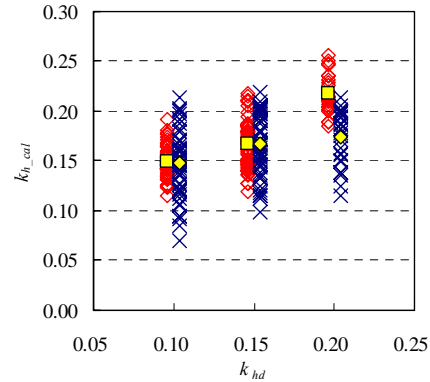
(b) 10cm 変形時



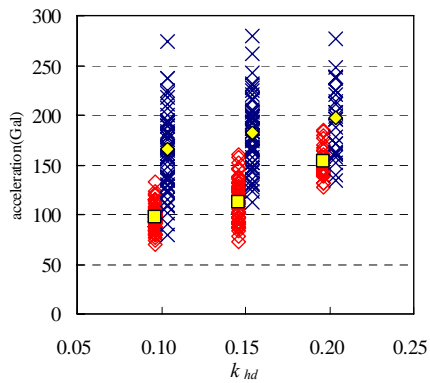
(b) 10cm 変形時



(c) 15cm 変形時

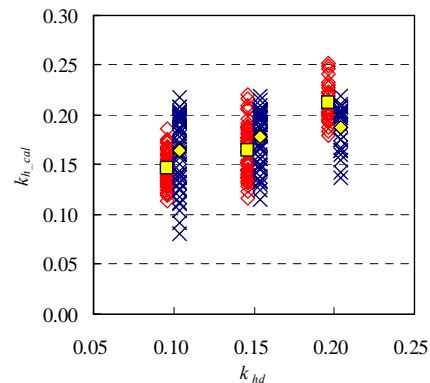


(c) 15cm 変形時



(d) 20cm 変形時

- ◇ 本研究
- 本研究平均
- × 野田ら
- ◆ 野田ら平均



(d) 20cm 変形時

- ◇ 本研究
- 本研究平均
- × 野田ら
- ◆ 野田ら平均

図-39 設計震度と加速度最大値の関係

図-40 算出震度の比較

3.8 フィルターの上下限値の検討

フィルターの上下限値について、既往の研究と同様に検討を行った。

まず、上限について検討する。既往の研究と同様に b 値の上限をモデル地盤による結果 (×) の上限値と考えると、**図-41** の凡例に示す結果が得られる。図の水平軸は壁高 $H(m)$ 、鉛直軸はフィルター式(19)の b 値である。

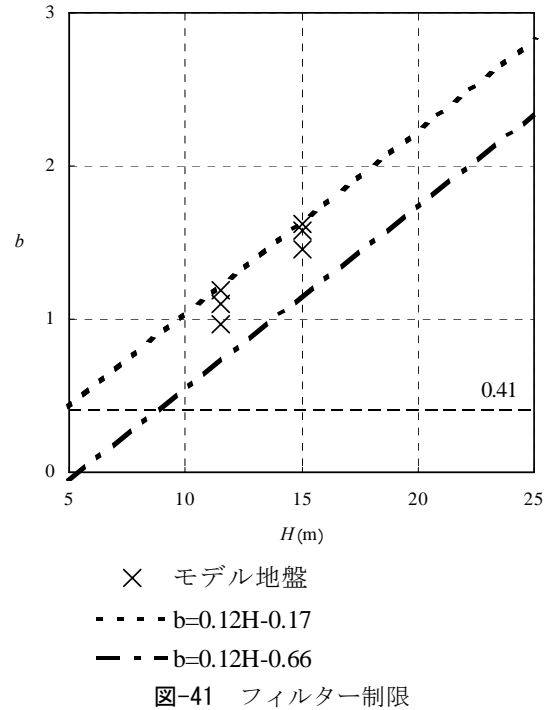
次に、下限について検討する。既往の研究では重力式係船岸については釧路港試験岸壁、控え直杭式矢板式係船岸については事例岸壁の断面の b 値を基に下限値の検討を行っているが、二重矢板式係船岸については検討例がないため、控え直杭式矢板式係船岸の下限値との整合性の観点から、以下のとおり検討する。まず、これまで検討してきた標準的な地盤条件で算出した二重矢板式係船岸の水深-7.5m と水深-11.0m の b 値の平均値を算出する。次に、同じ地盤条件で控え直杭式矢板式係船岸の b 値の平均値を算出し、二重矢板式係船岸の b 値の平均値との差を算出する。最後に、控え直杭式矢板式係船岸の下限値の壁高と b 値の関係式の切片に、上記により求めた b 値の平均値の差を加える。なお、二重矢板式係船岸と控え直杭式矢板式係船岸の上限値の壁高と b 値の関係式の勾配、すなわち下限値の壁高と b 値の関係式の勾配は同じである。以上により算出した結果を二重矢板式係船岸の下限値とすると、**図-41** の凡例に示す結果が得られる。

このように下限値を定めると、壁高が小さい物揚場の場合に非常に小さい b 値となる可能性がある。既往の研究では重力式係船岸の壁高の下限値を 5m とし、壁高と b 値の関係式から b 値下限値を 0.28 としている。また、控え直杭式矢板式係船岸および控え組杭式矢板式係船岸については、壁高 5m における下限値を関係式から求めると非常に小さくなるため、便宜的に壁高 5m における重力式係船岸の b 値下限値による照査用震度と等価な矢板式係船岸の照査用震度を与える b 値下限値を設定している。二重矢板式係船岸についても、壁高 5m における下限値を関係式から求めると非常に小さくなるため、控え直杭式矢板式係船岸および控え組杭式矢板式係船岸と同様に b 値下限値を検討する。いま 1Hz 以下の正弦波による地表面応答加速度最大値が 100Gal であった場合、重力式係船岸は b 値 0.28 のフィルター処理により 28Gal となる。継続時間による低減率を無視すれば照査用震度は重力式係船岸の震度算定式より 0.09 となる。二重矢板式係船岸について同じ照査用震度を与える b 値は、定数を見直した式(22)により逆算し 0.41 となる。

以上により、二重矢板式係船岸の b 値上下限値は式(23)のとおりとなる。

$$0.12H - 0.66 \leq b \leq 0.12H - 0.17 \quad (23)$$

$$0.41 \leq b$$



3.9 変形量許容値の検討

既往の研究では、従来の地域別震度ブロックごとに 40 港湾を抽出し、FLIP を用いて残留変形量を求め、その結果を基に標準的な許容変形量を示している。対象とした断面は、これまで解析に用いてきた検討モデルの中から重力式係船岸 6、控え直杭式矢板式係船岸 6、控え組杭式矢板式係船岸 5 の計 17 断面としている。また、入力地震動は各港湾のレベル 1 地震動を用いている。解析ケース数は 680 である。残留変形量は、従来の震度法により、断面モデルごとの水深から重要度も考慮した設計震度相当となる変形量に換算している。その結果、得られた構造形式別の残留変形量の平均値は、重力式で 10cm、控え矢板式で 15cm となっている。岸壁の供用上の変形量限界値は概ね 20~30cm 程度と考えられることから、求められた残留変形量の平均値は、地震動が作用した後も岸壁を供用するためには十分小さな値であると考えられ、地震動解析の誤差などによる安全性の余裕を考慮し、この平均値をそのまま標準的な許容値とすることが提案されている。

本研究では、二重矢板式係船岸の照査用震度算出方法について、控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度算出方法との整合性の観点から、許容変形量を含めた同じ条件で算出震度を比較し、その結果、周波数特性を考慮したフィルタ

一以外の継続時間の影響を考慮した低減率および震度算出式については控え直杭式矢板式係船岸の算定方法と同じとすることとしている。

従って、二重矢板式係船岸の変形量許容値についても控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度算出方法との整合性の観点から、控え直杭式矢板式係船岸の変形量許容値15cmと同じとすることを提案する。これにより、同じ港湾で変形量許容値を15cmとして照査用震度を算定した場合、控え直杭式矢板式係船岸より二重矢板式係船岸のほうが大きな照査用震度が得られることになる。

なおこの許容値は、あくまで標準値として提案しているものであり、特別な理由がある場合には、岸壁に求められる機能などに応じて変化させることも可能であると考えられる。

4. おわりに

本研究では、係船岸が建設される標準的な地盤条件を対象に、自立矢板式係船岸および二重矢板式係船岸の耐震性能照査用震度算出方法について検討した。本研究による主要な結論は以下のとおりである。

①それぞれの構造形式に対して、地表面の加速度応答波形をもとに地震動の周波数特性や継続時間の影響などを考慮した耐震性能照査用震度の算出方法を提案した。提案方法は、各構造形式の地震動に対する抵抗メカニズムを考慮した上で設定したものである。

②自立矢板式係船岸の変形には矢板剛性および地盤強度が大きく影響しており、この変形特性を便宜的に地盤の横抵抗定数を用いることで表現した照査用震度の算出方法を提案した。提案した方法は港研方式との整合性を考慮して設定したものであり、本手法によって算出する照査用震度は、港研方式によって断面諸元を決定する際に用いることを前提としている。また、自立矢板式係船岸の照査用震度の算出に用いる変形量許容値は、矢板が降伏に達しないような値として設定した。

③二重矢板式係船岸は、同一の条件で設計した控え直杭式矢板式係船岸と比較すると、矢板間隔が狭くなることが多いため、残留変形量は二重矢板式係船岸のほうが大きくなる傾向にある。このことを考慮し、控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度算出方法との整合性の観点から、周波数特性以外の項目については控え直杭式矢板式係船岸の照査用震度算出方法と同じとすることとした。

以下に最終的に提案する照査用震度算出式を示す。

【自立矢板式係船岸】

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.5\text{Hz}) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + 4.5g(f)i} & (f > 1.5\text{Hz}) \end{cases}$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.5)$$

$$b = 2.97 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} + 0.32 \frac{k}{k_R} - 1.18$$

$$p = 0.39 \ln(S/\alpha_f) - 0.42$$

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f$$

$$k_h = 1.40 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.86} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.06$$

【二重矢板式係船岸】

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.0\text{Hz}) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + 11.0g(f)i} & (f > 1.0\text{Hz}) \end{cases}$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.0)$$

$$b = 2.40 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.97$$

$$p = 0.35 \ln(S/\alpha_f) - 0.20$$

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f$$

$$k_h = 1.91 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.69} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.03$$

ここに、

f : 周波数 (Hz)

i : 虚数単位

H : 壁高 (m)

H_R : 基準壁高

(自立矢板式 $H_R=8.0\text{m}$, 二重矢板式 $H_R=15.0\text{m}$)

T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)
 T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.80s)
 T_u : 海底面下地盤の初期固有周期 (s)
 T_{uR} : 海底面下地盤の基準初期固有周期 (=0.40s)
 k : 地盤の横抵抗定数
 (C型地盤 : $\text{kN/m}^{2.5}$, S型地盤 : $\text{kN/m}^{3.5}$)
 k_R : 地盤の基準横抵抗定数
 (C型地盤 : $1000\text{kN/m}^{2.5}$, S型地盤 : $550\text{kN/m}^{3.5}$)
 p : 低減率
 S : フィルター処理後の加速度二乗和平方根 (Gal)
 α_f : フィルター処理後の加速度最大値 (Gal)
 α_c : 補正加速度最大値(Gal)
 k_h : 照査用震度
 D_a : 変形量許容値
 (自立矢板式 $D_a=20\text{cm}$, 二重矢板式 $D_a=15\text{cm}$)
 D_r : 基準変形量 (=10cm)
 g : 重力加速度 (=980Gal)

(2008年2月14日受付)

謝辞

自立矢板式係船岸の断面設定については、日本工営(株)藤森修吾氏(前港湾施設研究室交流研究員)に助言を頂きました。また、二重矢板式係船岸の断面設定にあたっては鋼管杭協会原田典佳氏に協力して頂きました。また、中部地方整備局三河港湾事務所森下倫明氏(前港湾施設研究室研究員)には何度となくご指導頂きました。ここに深く感謝の意を表します。また、本研究で用いた地震波の一つは防災科学技術研究所の基盤強震観測網(KiK-net)によるものを使用しました。ここに併せて感謝します。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修, (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 2) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宜, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法, 国総研資料 No.310, 2006
- 3) 長尾毅, 尾崎竜三: 控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動に対する性能規定化に関する研究, 地震工学論文集, CD-ROM, 2005
- 4) 宮下健一郎, 長尾毅: 控え直杭式矢板岸壁の変形量に寄与するパラメータに関する研究, 海洋開発論文集, 第23巻, pp.841-846, 2007
- 5) 長尾毅, 藤森修吾: 自立式矢板式岸壁の耐震性能に関する基礎的研究, 海洋開発論文集, 第23巻, pp.811~816, 2007
- 6) 運輸省港湾局監修, (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999
- 7) 岩崎直晃, 長尾毅: 矢板式係船岸の構造諸元などに関する統計的分析, 港湾技研資料 No.780, 1994
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27~56, 1990
- 9) (財)沿岸技術研究センター: 港湾構造物設計事例集, 上巻, pp.5-28~5-33, 2007
- 10) 森田年一, 井合進, H. Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997
- 11) 住谷圭一, 長尾毅: レベル1地震動に対する根入れセル式岸壁の耐震性能照査用震度に関する基礎的考察, 国総研資料 No.373, 2007
- 12) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.4, No.4, pp.67-111, 1975

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 454

March 2008

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019