

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 310

June 2006

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

長尾 毅・岩田 直樹・藤村 公宜・森下 倫明・佐藤 秀政・尾崎 竜三

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

Takashi NAGAO, Naoki IWATA, Masaki FUJIMURA, Noriaki MORISHITA, Hidemasa SATO
and Ryuzo OZAKI

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 and Transport, Japan

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

長尾 毅*・岩田直樹**・藤村公宜***・森下倫明****・佐藤秀政*****・尾崎竜三*****

要 旨

重力式および矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能設計体系の構築に寄与する観点から、耐震性能照査用震度の算出方法を検討した。レベル1地震動が時刻歴波形の形式で与えられ、かつ耐震性能照査を2次元の動的解析により行う場合を想定し、計算負荷の軽減の観点から、震度法を用いながらも、従来の方法よりも手戻りの少ない照査用断面を設定するための震度の設定方法を示している。提案する方法は、地震動の周波数特性などを考慮して、岸壁の許容変形量に応じた震度を算出するものである。またさらに、重力式および矢板式岸壁のレベル1地震動に対する変形量の標準的な許容値を示した。

キーワード：岸壁、レベル1地震動、耐震設計

*港湾研究部港湾施設研究室 室長
**前港湾研究部港湾施設研究室 研究員（現 中部地方整備局港湾空港部港湾計画課）
***港湾研究部港湾施設研究室 研究員
****港湾研究部港湾施設研究室 研究員
*****港湾研究部港湾施設研究室 交流研究員（復建調査設計株式会社）
*****前港湾研究部港湾施設研究室 交流研究員（現 中央復建コンサルタンツ（株））
〒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 Caisson Type and Sheet Pile Type Quay Walls against the Level-one Earthquake Ground Motion

Takashi NAGAO*

Naoki IWATA**

Masaki FUJIMURA***

Noriaki MORISHITA****

Hidemasa SATO*****

Ryuzo OZAKI*****

Synopsis

This paper aims at proposing the method to evaluate the seismic coefficient of caisson type and sheet pile type quay walls against the level-one earthquake ground motion. The proposed method takes the frequency characteristic and the effect of duration time of earthquake motion into consideration. We conducted two-dimensional earthquake response analyses and showed that the proposed method well evaluates the seismic coefficients to be applied to the design of the quay walls within the displacement range of 5 to 20 cm. We also proposed the standard allowable displacement for the quay wall of each structural type against the level-one earthquake ground motion.

Key Words: quay wall, level-one earthquake ground motion, earthquake resistant design

* Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
** Ex-Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
*** Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
**** Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
***** Exchanging Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
***** Ex-Exchanging Researcher 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. 性能設計体系における岸壁の耐震性能照査法	2
3. 岸壁の耐震性能照査震度	2
3.1 検討条件	2
3.2 検討方法	3
3.3 周波数特性の影響の評価	5
3.4 継続時間の影響の評価	6
4. 局所的な地盤改良がある場合等の評価	16
5. フィルターの上下限値の検討	18
6. 岸壁の変形量許容値	20
6.1 検討条件	20
6.2 検討結果	21
7. おわりに	25
謝辞	25
参考文献	25

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震を契機とした土木学会の提言¹⁾を踏まえて、港湾構造物の耐震設計²⁾においてもレベル1、レベル2地震動を対象とした2段階設計法が取り入れられている。このうちレベル2地震動に対する性能照査は、入力地震動を時刻歴波形の形式で与え、2次元の動的解析により構造物の応答を評価する手法が主流になりつつある。しかしながら、重力式および矢板式岸壁のレベル1地震動に対する照査は、現時点では地域別震度・地盤種別係数・重要度係数の積で得られる設計震度を用いた震度法によって行っている。

現在、性能設計体系への移行という流れを踏まえて、設計地震動は、土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会が策定した土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)³⁾の考え方に従い、レベル1地震動についても震源特性・伝播経路特性・深層地盤による地震動増幅特性を考慮した確率論的地震ハザード解析に基づいて算出される時刻歴波形として与えることが検討されている⁴⁾。

また、耐震性能照査方法については、震度法は簡便であるものの、基本的に加速度最大値をもとに震度に換算して耐震性能を評価するものであるため、地震動の周波数特性が岸壁の変形に与える影響を十分に考慮できているとは言いがたいという問題がある。この問題点に関する研究事例は幾つかあり、例えば野津らは、重力式岸壁を対象とした地震応答解析をもとに、岸壁の変形量は入力地震動の周波数特性と強い相関があり、概ね2Hz以上の高周波数成分が変形に及ぼす影響は小さいことを示した⁵⁾⁶⁾。

さらに、震度法については、照査式と変形などの破壊メカニズムとの調和性に関する問題が考えられる。例えば、重力式岸壁については、外的安定条件として滑動・転倒・支持力の3つの破壊モードを想定する。このうち滑動モードについては、堤体に大きな慣性力が作用することにより捨石マウンドとケーソンの間で滑動変形が生じる破壊モードを想定している。しかしながら、例えば1995年兵庫県南部地震で破壊した神戸港の重力式岸壁については、1m以上の大変形が認められたものの、被災後の現地調査ではケーソン壁体と捨石マウンド間の相対的変形は生じていなかった⁷⁾。このことは、関連して実施された有効応力解析⁸⁾で確認されているほか、別の条件であるが、模型振動実験⁹⁾でも確認されている。また、重力式壁体に作用する慣性力と壁体背後より作用する地震時土圧との位相差の問題も指摘されている¹⁰⁾¹¹⁾。さらに、矢板式岸壁についても、照査式は矢板等の応力度に関するものであるが、地震応答解析の結果より、岸壁が供用上の観点からの制限値で

ある20~30cm変形時には断面力には余裕があり、構造部材に降伏は生じておらず、控え直杭式矢板岸壁の破壊は変形先行型であり、降伏先行型ではないことが指摘されている¹²⁾。

以上のような問題点を克服するために、重力式岸壁については、簡易に性能を照査する方法の検討がこれまでに行われてきた。例えば風間ら¹³⁾は、重力式岸壁を対象として2質点3ばねモデルによる壁体の滑動解析モデルを提示している。また、三浦ら¹⁴⁾は、重力式岸壁を対象に、質点にバネとダッシュポット、スライダーを組み合わせて壁体の地震時挙動を解析するモデルを提示している。さらに、有限要素法をもとにした地震応答解析における重力式岸壁の変形量の簡易推定法として、一井ら¹⁵⁾は、加速度最大値と地盤条件などをパラメータとしたチャートを提案している。

しかしながら、これら震度法の問題点を克服し、簡易に岸壁の性能を照査する方法の検討対象は主に重力式岸壁に対するものが多く、矢板式岸壁まで含めて統一的に照査を行う方法が整備されているわけではない。

性能設計体系への移行を考慮すると、重力式および矢板式岸壁については、具体的に変形量等の許容値を設定し、レベル1地震動の作用に対して変形量等がそれを上回らないことを確認する性能照査体系の導入が必要である。

そのような体系に適合する手法として、2次元の有限要素法による地震応答解析¹⁶⁾がこれまでに提案されており、解析で被災を説明できるという知見が蓄積されてきた。例えば、重力式岸壁については、上述した一井ら⁸⁾の研究事例があり、また、矢板式岸壁についても、小堤ら¹⁷⁾によりまとめられているとおり、初期応力状態の評価法¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾など各種の改良が行われ、特に大変形時の被災事例などの再現性が確認されている。被災事例の再現においては岸壁の変形のみならず、矢板壁・控え直杭の断面力の面からも被災の有無が定量的に表現されている²⁰⁾。

2次元の有限要素法による地震応答解析の実務への適用を考えると、主な問題点は計算負荷にあるといえる。特に、設定した照査断面が所要の性能を満足しない場合は断面を変更して性能を満足するまで照査を行う必要があるが、有限要素法において断面変更~再照査は設計者に計算負荷を強いることになる。従って、2次元の地震応答解析において用いる照査用断面が、手戻りの少ない合理的なものとして簡易に設定できることが望ましい。

以上の点を踏まえて、本研究では重力式岸壁および矢板式岸壁のそれぞれについて、性能照査を最終的には2次元有限要素法により行う場合を想定し、震度法を用いながらも、従来の方法よりも手戻りの少ない照査用断面を設定す

るための震度の設定方法について検討する。

レベル1地震動の作用に対しては岸壁が引き続き供用できることが求められることから、変形量は過去の地震被災における供用制限の変形量などを考慮し、概ね 20cm 以下となるような条件において検討を実施した。

また、港湾構造物の設計においては、レベル1地震動に対しては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。また、本研究では通常岸壁が設計される地盤条件を対象としている。このため、岩盤上に直接建設されるような岸壁については対象外である。

2. 岸壁の耐震性能照査体系

図-1 に性能設計体系における岸壁の耐震性能照査フローを示す。基本的には2次元非線形地震応答計算などにより耐震性能を照査する形態を想定する。ただし、設計実務における計算負荷の軽減の観点から、1次元の地震応答計算により得られる地表面の応答地震動をもとに照査用断面決定のための震度を算出し、震度法に基づいて照査用断面を設定する。このとき、重力式岸壁、矢板式岸壁のいずれもレベル1地震動の作用に対しては変形量が支配的な要因となると考えられることから、変形量に対応した震度が求められる必要が有る。特に、岸壁の重要度などに応じてレベル1地震動に対する変形量許容値が変化することがあることから、変形量許容値に応じて照査用震度が設定できることが求められる。その際、従来の方法では、岸壁の変形量に影響を及ぼす地震動の周波数特性や継続時間の影響などが必ずしも十分に考慮されているとはいえない可能性があり、かつ変形量に対応したものはなっていないことから、本研究においてこの方法を検討するものである。

2次元の地震応答計算によって、性能が達成されていないことが判明した場合は、何らかの方法で対処方法を考える必要がある。しかしその場合、照査用震度を増加させて断面諸元を変更する以外にも、地盤改良を検討する方法がある。断面諸元の設定がある程度妥当なものであれば、断面諸元を更に増加させるよりは地盤改良を検討の方が合理的な結果が得られる場合があると考えられるが、地盤改良の検討であれば2次元有限要素法における再照査は比較的容易と考えられる。

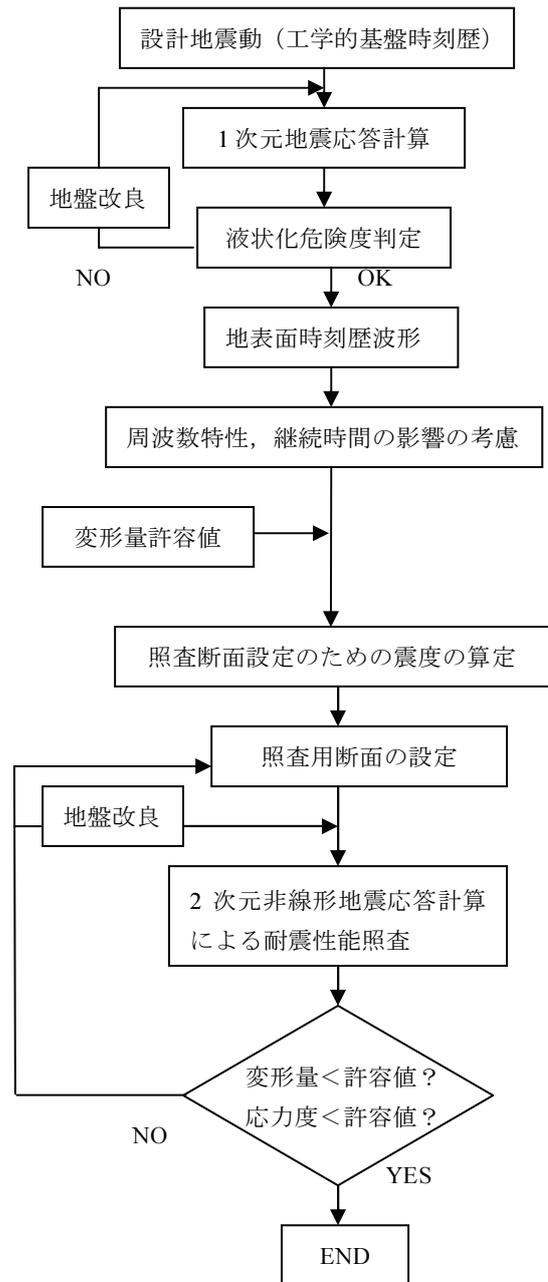


図-1 耐震性能照査フロー

3. 岸壁の耐震性能照査用震度

3.1 検討条件

重力式岸壁、矢板式岸壁（控え直杭、控え組杭）について、表-1 に示す条件で、現行設計法²⁾により断面を設定した。水深は岸壁の標準的な水深の範囲から設定している。また、設計震度も標準的な設計震度の範囲から設定しているが、以下の点を考慮している。まず、水深が深い条件は

ど岸壁の重要度が高く、大きな設計震度が採用される傾向が強いことを考慮している。また、重力式岸壁の設計事例は他の構造形式と比較して多いことから、重力式岸壁の検討条件を多く設定している。さらに、矢板式岸壁のうち、直杭式矢板は設計震度の比較的小さい場合に、控え組杭式矢板は設計震度の比較的高い場合に用いられることが多いため、検討ケースにおいてもその点を考慮している。検討モデル断面は図-2に示すとおりである。地盤条件は全国の港湾の強震観測地点のS波速度構造から固有周期を整理した結果に基づき、地盤の固有周期は緩い地盤で1.0~1.4秒、縮まった地盤で0.6秒以下、その中間の地盤で0.6~1.0秒程度と考えられたため、固有周期として緩い地盤（第Ⅲ種地盤相当）で1.2秒、縮まった地盤（第Ⅰ種地盤相当）で0.6秒、その中間の地盤（第Ⅱ種地盤相当）で0.8秒と設定した。矢板式岸壁の鋼材については、矢板壁は水深-7.5mの場合SY295、その他の場合SKY490とした。控え直杭式の控え工にはSHK490M、控え組杭の控え工にはSKK400とした。控え組杭の控え工の組杭が鉛直となす角は、イン・バター杭（陸側）およびアウト・バター杭（海側）のいずれも実績の多い20度とした。

表-1 検討条件

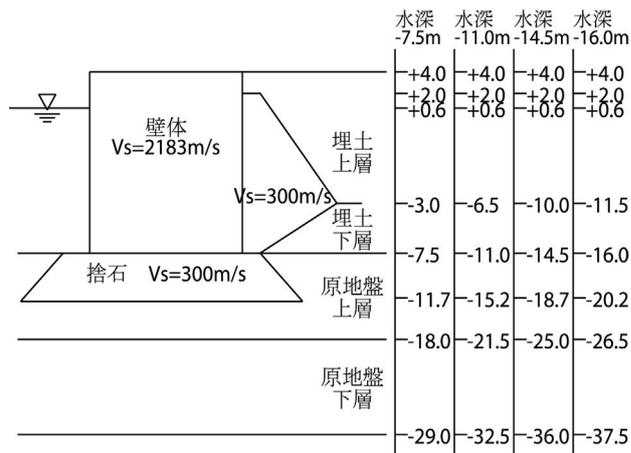
水深 震度	-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
0.10	○△	○△	○	
0.15	○△□	○△□	○	
0.20	○	○△□	○△□	
0.25		○	○△□	○△□
0.27		○	○□	○□

注：○；重力式，△；控え直杭矢板，□；控え組杭矢板

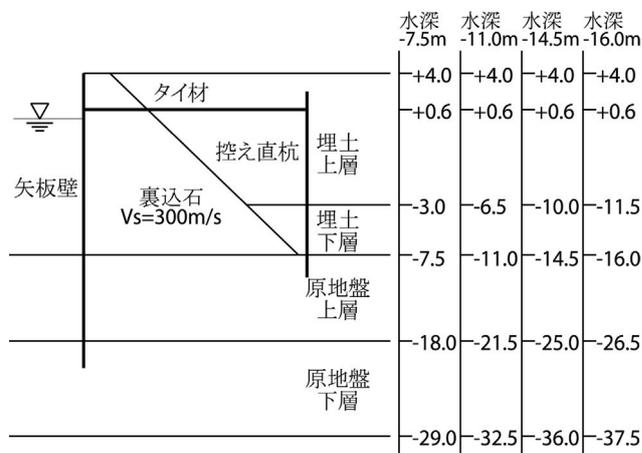
3.2 検討方法

地震応答計算はマルチスプリング要素を採用した解析コードFLIP¹⁰⁾を用いた。上記のとおり、重力式岸壁、矢板式岸壁のいずれについても、被災事例の再現性の実績があり、実務においても現在広く用いられている解析コードであることから対象とした。

解析手法は、矢板式岸壁については標準的な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。矢板とその両側の地盤の節点を分離し、同一座標上に3個の節点を配置する3重節点とした。控え直杭も矢板壁と同じトリリニアモデルによる非線形はり要素として扱った。組杭の控え工については、組杭に大きな軸力の発生が予想されるため現在FLIPで軸力を考慮することが可能なバイリニアモデルの非線形はり要素を用



(a) 重力式岸壁



(b) 矢板式岸壁

図-2 検討断面

いた。地盤要素と節点を分離し、2重節点とした。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。矢板壁、控え直杭との連結部は節点を共有している。タイ材が軸力のみを負担するように、断面2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は初期剛性比例係数として与え、すべての検討断面を対象に背後地盤の1次固有周期と1次減衰($\xi_1=0.01$ を仮定)より算出した β の平均値より、 $\beta=0.002$ と設定した。重力式岸壁については、壁体底面と捨石マウンド上面の間にジョイント要素を用いている。

地盤物性及び断面諸元は表-2~表-3に示すとおりである。表-3では ϕ 材として設定しているが、FLIPにおいては、非線形特性は双曲線モデルを採用し、最大せん断強度は粘着力 c_u または内部摩擦角 ϕ を用いて $\sigma'_m \sin \phi$ (σ'_m :有効拘束圧)により与える。後述するように、粘土層の場

表-2 断面諸元

設計震度	水深(m)	地盤	重力式 堤体幅(m)	矢板式									
				矢板		タイ材		控え直杭		控え組杭			
				断面二次モーメント (m ⁴ /m)	根入長(m)	鋼種	断面積 (m ² /m)	断面二次モーメント (m ⁴ /m)	杭長(m)	海側(out)		陸側(in)	
										断面二次モーメント (m ⁴ /m)	杭長(m)	断面二次モーメント (m ⁴ /m)	杭長(m)
0.10	-7.5	case1	3.2	2.66E-04	7.1	SS400	1.92E-03	4.04E-04	16.3	-			
				2.59E-04	6.9	SS400	1.92E-03	3.32E-04	13.9	-			
				2.40E-04	6.3	SS400	1.92E-03	2.47E-04	11.3	-			
	-11.0	case1	5.4	1.41E-03	10.9	SS400	2.84E-03	8.19E-04	19.4	-			
				7.82E-04	9.1	SS400	2.51E-03	6.01E-04	16.2	-			
				7.56E-04	8.4	SS490	2.21E-03	4.63E-04	13.3	-			
	-14.5	case1	7.8	-									
				case2	-								
				case3	-								
0.15	-7.5	case1	4.6	3.27E-04	7.5	SS400	2.21E-03	5.28E-04	17.3	3.90E-04	16.9	9.72E-04	23.7
				3.18E-04	7.3	SS400	2.21E-03	4.22E-04	14.7	8.54E-05	11.9	2.44E-04	17.6
				2.92E-04	6.7	NHT-490	1.41E-03	3.20E-04	11.9	5.96E-05	6.7	5.96E-05	14.9
	-11.0	case1	7.4	2.15E-03	12.1	NHT-490	2.21E-03	1.14E-03	21.1	6.80E-04	18.7	3.37E-03	27.5
				2.08E-03	11.8	NHT-490	2.21E-03	9.07E-04	17.8	1.18E-04	13.4	3.90E-04	23.8
				1.16E-03	9.4	SS490	2.51E-03	6.01E-04	14.0	8.54E-05	7.3	2.44E-04	16.5
	-14.5	case1	10.4	-									
				case2	-								
				case3	-								
0.20	-7.5	case1	7.2	-									
				case2	-								
				case3	-								
	-11.0	case1	11.4	3.27E-03	13.4	SS490	3.54E-03	1.54E-03	22.2	7.14E-04	20.9	5.20E-03	28.6
				3.16E-03	13.1	NHT-590	2.21E-03	1.30E-03	19.2	1.18E-04	16.6	3.90E-04	26.6
				1.71E-03	10.4	NHT-490	2.51E-03	8.37E-04	15.0	1.18E-04	6.6	3.90E-04	17.7
	-14.5	case1	15.4	5.32E-03	15.0	NHT-740	2.21E-03	2.86E-03	25.1	9.72E-04	22.3	1.04E-02	33.9
				4.52E-03	14.1	NHT-740	2.21E-03	2.29E-03	21.3	1.18E-04	19.8	6.80E-04	29.6
				4.26E-03	13.0	NHT-740	2.21E-03	1.57E-03	17.7	1.18E-04	10.6	2.44E-04	25.6
0.25	-11.0	case1	13.4	-									
				case2	-								
				case3	-								
	-14.5	case1	20.4	8.06E-03	16.6	NHT-740	2.84E-03	4.92E-03	28.0	1.02E-03	24.4	1.45E-02	35.2
				6.31E-03	15.3	NHT-690	3.18E-03	3.79E-03	23.4	2.44E-04	18.1	7.14E-04	34.6
				5.98E-03	14.1	NHT-740	2.51E-03	2.25E-03	18.3	1.18E-04	12.9	2.57E-04	27.8
	-16.0	case1	23.2	1.02E-02	17.6	NHT-740	3.18E-03	6.11E-03	29.4	1.52E-03	24.4	1.96E-02	37.4
				8.88E-03	16.7	NHT-740	2.84E-03	4.83E-03	24.9	2.44E-04	19.8	9.72E-04	35.2
				8.52E-03	15.4	NHT-740	2.84E-03	2.96E-03	19.6	1.88E-04	11.9	6.80E-04	27.1
0.27	-11.0	case1	15.2	-									
				case2	-								
				case3	-								
	-14.5	case1	22.8	8.81E-03	17.0	NHT-740	2.84E-03	-		1.02E-03	25.1	1.69E-02	35.2
				7.73E-03	16.1	NHT-740	2.84E-03	-		2.44E-04	18.7	9.72E-04	33.7
				7.32E-03	14.9	NHT-740	2.84E-03	-		1.18E-04	14.0	2.57E-04	28.4
	-16.0	case1	26.2	1.21E-02	18.4	NHT-740	3.18E-03	-		1.60E-03	24.2	2.58E-02	36.5
				1.11E-02	17.6	NHT-740	3.18E-03	-		3.90E-04	20.5	1.34E-03	34.6
				1.02E-02	16.2	NHT-740	3.18E-03	-		1.88E-04	12.7	7.14E-04	28.0

表-3 地盤物性

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							
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							
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							
共通材料	基礎捨石裏込石	基礎捨石裏込石	2.0	98.0	180000	469412	0	40	0.24	300

合もφ材として設定することは一般的である。ただし、正規圧密粘性土が存在する場合、砂置換などにより改良され、図-2のような成層状態ではない場合があるため、別途検討した結果を後述する。地盤物性の与え方は解析コードFLIPにおいて標準的な方法²¹⁾に従っている。また、液状化は検討対象外であるため液状化パラメータは考慮していない。

3.3 周波数特性の影響の評価

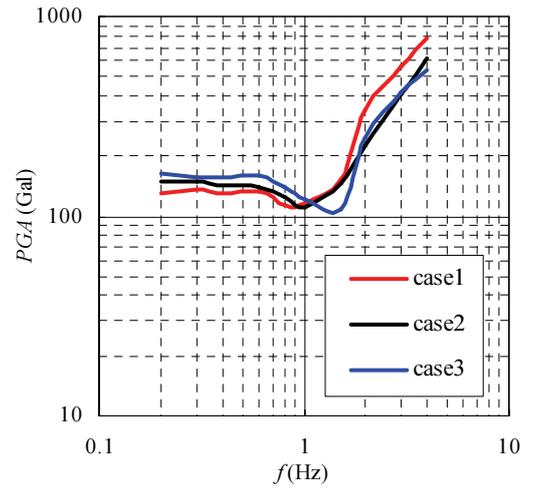
以上述べた条件をもとに、まず周波数特性と岸壁変形量の相関を検討するため、正弦波を用いた検討を行った。正弦波は継続時間の影響の条件を揃えるために継続時間を40秒、主要動継続時間を5秒に調整して、主要動の前後はコサイン状のテーパーをかけた波形を用いた。用いた周波数は、0.2、0.3、0.4、0.6、0.8、1.0、1.5、2.0、3.0、4.0Hzの10種類とした。入力振幅を調整して、岸壁の天端残留変形量が20cmとなる条件を探索した。この20cmは、レベル1地震動作用後の変形量として供用制限を行うことなく岸壁が引き続き供用できる値の上限に近い値として設定している。

重力式岸壁の設計震度が0.10の条件について、変形が20cmとなる条件について周波数ごとの地表面加速度最大値を示したものが図-3である。この加速度最大値は、照査用震度が1次元の地震応答計算における地表面加速度をもとに設定されることを想定し、解析コードFLIPの自由地盤部における1次元の応答結果をもとに評価している。従って、本論文で述べる方法は、基本的に1次元の地震応答計算もFLIPを用いて行う場合に適用可能であるといえる。

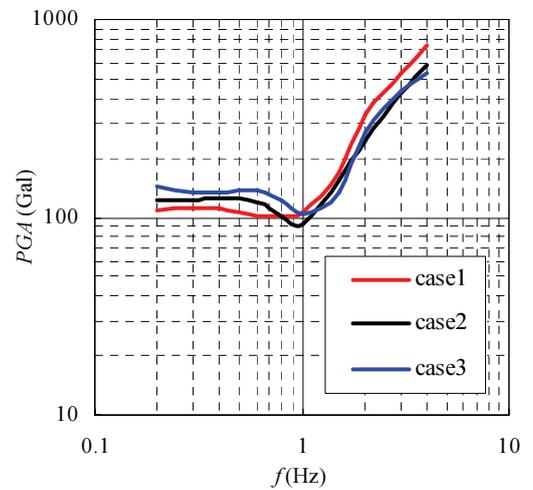
図より3つの特徴が指摘できる。まず、1Hz以上になると壁体に変形を起こさせるためには非常に大きな入力地震動が必要になる。また、1Hz以下の領域では基本的にほぼ同程度の入力地震動により等量の変形が発生する。さらに、水深が浅いほど同じ入力に対して変形が生じにくいことが分かる。これは、同じ設計震度で設計した断面であっても、壁高さが高いほど変形しやすいことを示している。矢板式岸壁についても同様の傾向の結果が得られた。

以上の検討より、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り、地震動の周波数特性を考慮することとする。1次元地震動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ることにより、一様変形スペクトルが得られることとなる。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岸壁の変形量に対応するといえる。

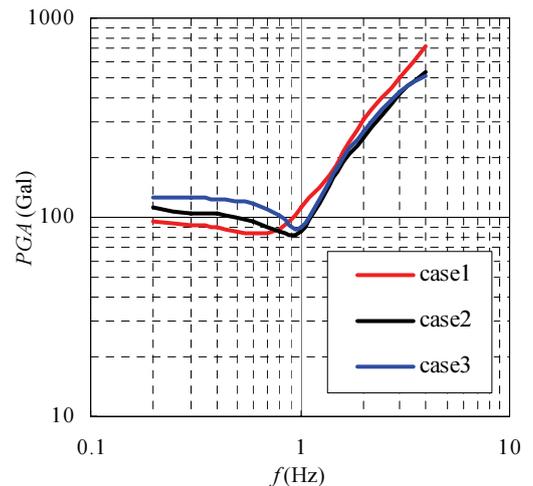
設計震度0.10の条件における結果であることを考慮して、フィルター処理後の加速度最大値が100Galとなるよ



(a) 水深-7.5m



(b) 水深-11.0m



(c) 水深-14.5m

図-3 20cm変形時の周波数と地表面加速度最大値の関係

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、0.8Hz入力に対する値に対して、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 、壁体下の固有周期 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以下のフラットな部分の値 (これを base 値の意味で b と呼ぶ) に対する回帰式を求めた。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、裏込石を無視し、重力式岸壁の壁体下の固有周期 T_u については壁体直下の捨石は無視し、それぞれ原地盤として固有周期を算出した。さらに1Hz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。その際、従来港湾構造物の設計震度算出の際には 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) が用いられてきたことを考慮し、SMAC フィルターの関数を参考にして設定している。

矢板式岸壁についても同様の検討を行った。控え直杭式については重力式と同様に設計震度 0.10 の断面を対象としたが、控え組杭式については設計震度 0.15 以上で検討しているため、設計震度 0.15 の断面を対象とし、フィルター処理後の加速度最大値が 150Gal になるように調整した。またその際、地盤固有周期に乗じる係数 c_3 、 c_4 については、重力式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、矢板式岸壁の検討ケース数が重力式と比較して少ないため、 c_3 、 c_4 を含めた回帰結果をそのまま用いると地盤が軟弱なケースの方が地盤が良好なケースよりも震度が小さくなる場合が生じることがわかったためである。

フィルター $a(f)$ の関数を式(1)～式(3)に、参考として式(4)に SMAC フィルター $S(f)$ の関数もあわせて示す。地盤固有周期については、背後地盤固有周期 T_b に対して負、海底面下地盤固有周期 T_u に対して正の係数が得られている。これは回帰によるものであり、背後地盤固有周期 T_b に対する係数が負であることには物理的根拠はない。従って、背後地盤固有周期と海底面下地盤固有周期との相対関係が通常と大きく異なる場合には、そのままの形では適用できないと考えられる。例えば正規圧密粘土層を壁体直下のみ置換砂などで改良した場合がこれにあたる。そのような場合の取り扱いについては後に示す。

フィルター形状を図-4～図-6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。矢板式控え組杭岸壁については、地盤ケース3の場合の一致度がやや悪いが、矢板式控え組杭岸壁は主に地盤が軟弱な場合に用いられることから大きな問題ではないと考えられる。

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

$$g(f) = 0.34(f - 1.0) \quad (2)$$

$$b = c_2 \frac{H}{H_R} - c_3 \frac{T_b}{T_{bR}} + c_4 \frac{T_u}{T_{uR}} - c_5 \quad (3)$$

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 : 壁体下 (重力式) または海底面下 (矢板式) 地盤の初期固有周期 (s)

T_{uR} : 壁体下 (重力式) または海底面下 (矢板式) 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

$c_1 = 6.8$ (重力式), 11.0 (矢板式)

$c_2 = 1.05$ (重力式), 2.25 (矢板式)

$c_3 = 0.88$, $c_4 = 0.96$

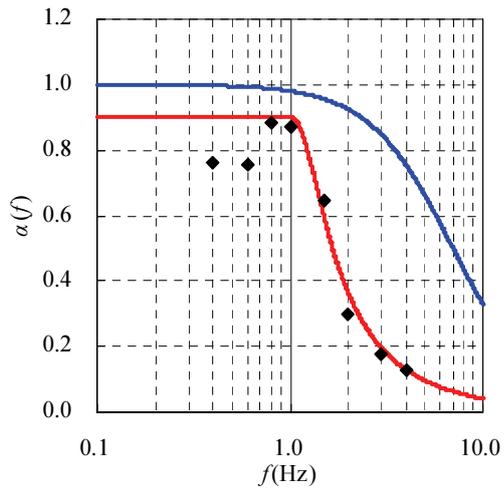
$c_5 = 0.23$ (重力式), 0.96 (矢板控え直杭式), 0.76 (矢板控え組杭式)

$$S(f) = \frac{1}{1 - \left(\frac{f}{7.14}\right)^2 + 2\left(\frac{f}{7.14}\right) i} \quad (4)$$

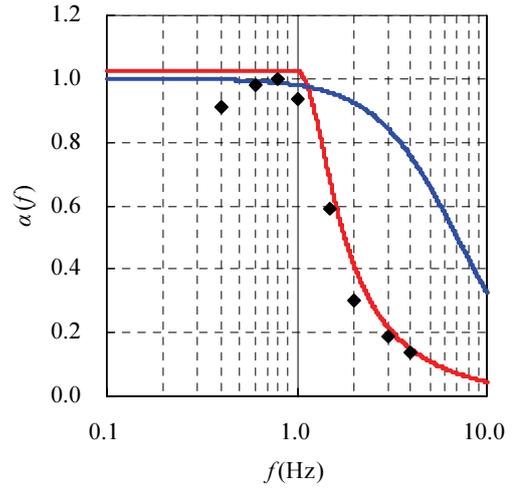
3.4 継続時間の影響の評価

正弦波の検討により周波数特性を考慮できることとなるが、この他に岸壁の変形に影響を及ぼす要素として地震動の継続時間の影響の考慮を検討する。

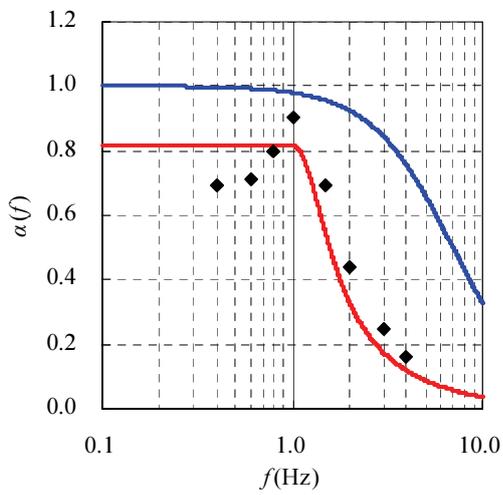
検討条件は周波数特性の検討と同様に、重力式および矢板控え直杭式は設計震度 0.10、矢板控え組杭式は設計震度 0.15 とした。周波数特性に偏りがないように、港湾等における代表的な観測波形、鉄道構造物における設計波および模擬地震動を9波形抽出した。用いた波形とその卓越周波数を表-4 および図-7に示す。



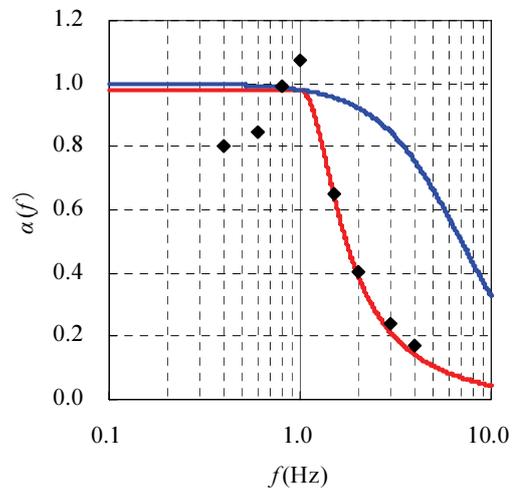
(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1



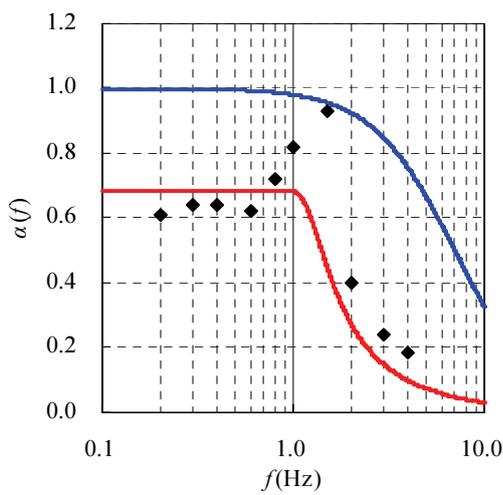
(d) 水深-11.0m, 地盤ケース 1



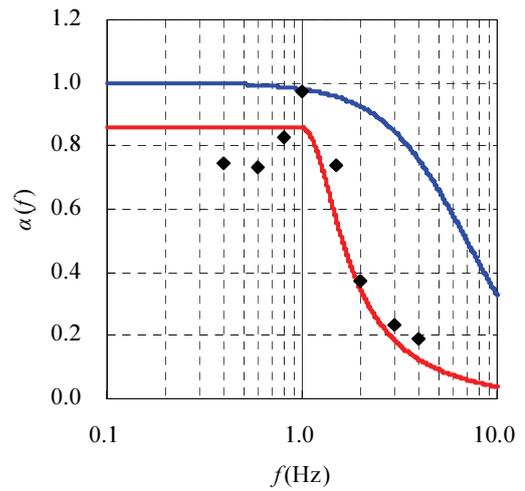
(b) 水深-7.5m, 地盤ケース 2



(e) 水深-11.0m, 地盤ケース 2



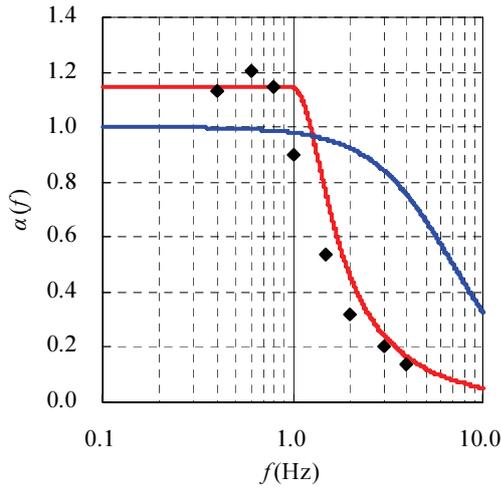
(c) 水深-7.5m, 地盤ケース 3



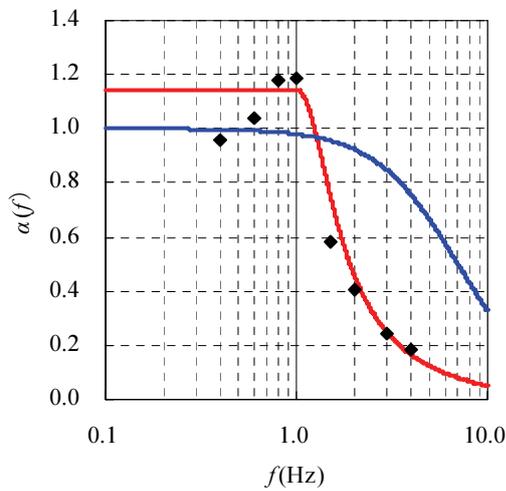
(f) 水深-11.0m, 地盤ケース 3

— 本研究 — SMAC フィルター

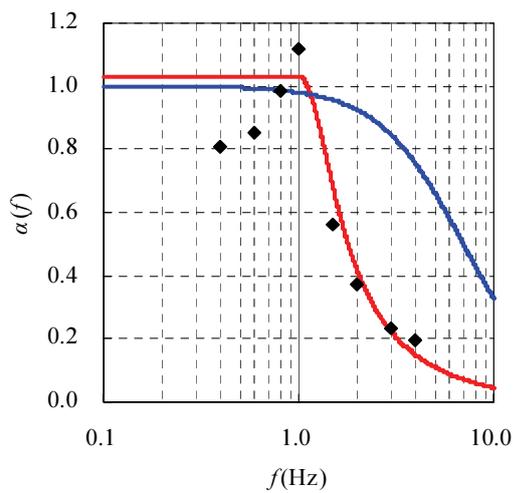
図-4(a) 周波数特性考慮用フィルター (重力式)



(g) 水深-14.5m, 地盤ケース 1

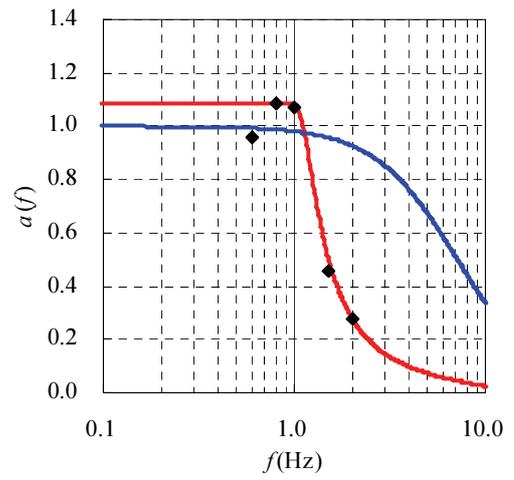


(h) 水深-14.5m, 地盤ケース 2

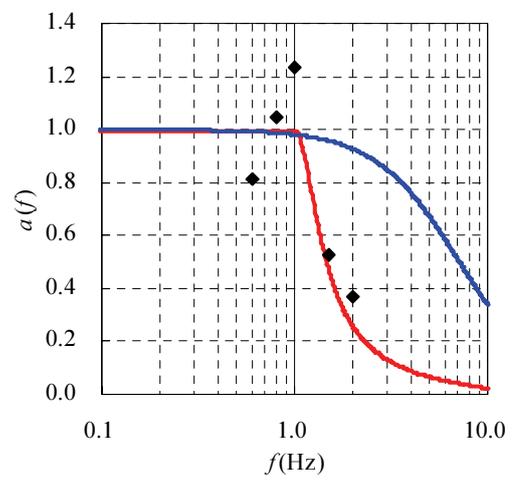


(i) 水深-14.5m, 地盤ケース 3

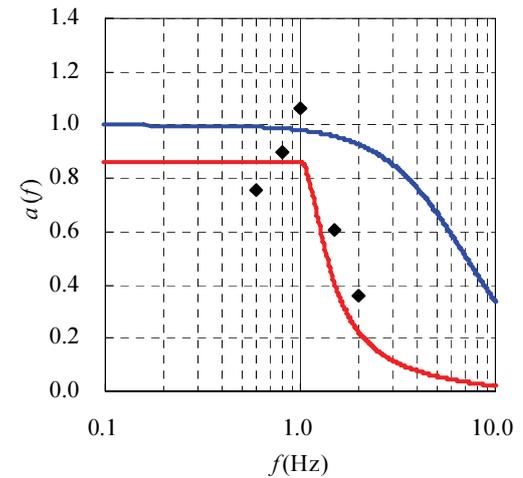
— 本研究 — SMAC フィルター



(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1



(b) 水深-7.5m, 地盤ケース 2

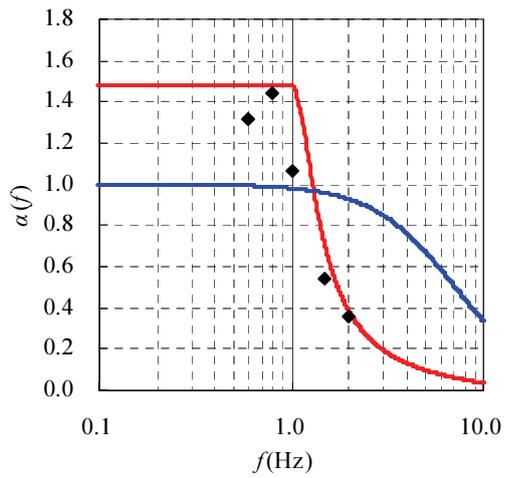


(c) 水深-7.5m, 地盤ケース 3

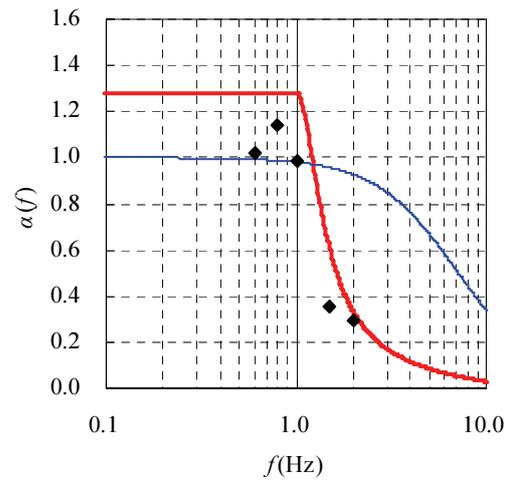
— 本研究 — SMAC フィルター

図-4(b) 周波数特性考慮用フィルター (重力式)

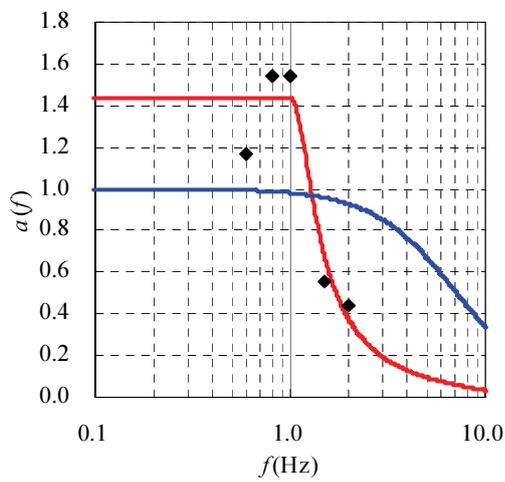
図-5(a) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え直杭式)



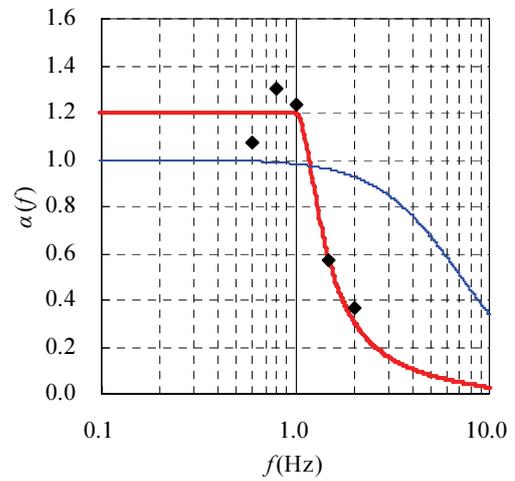
(d) 水深-11.0m, 地盤ケース 1



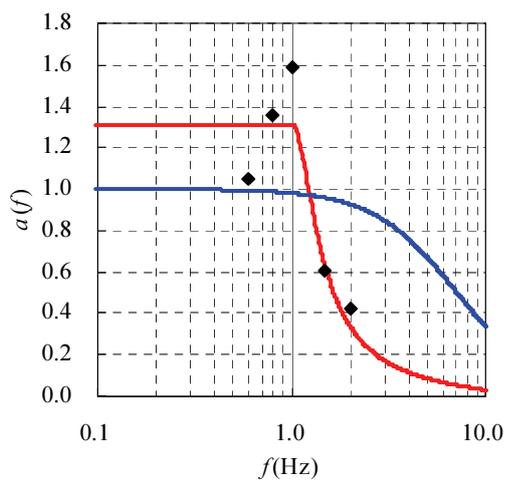
(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1



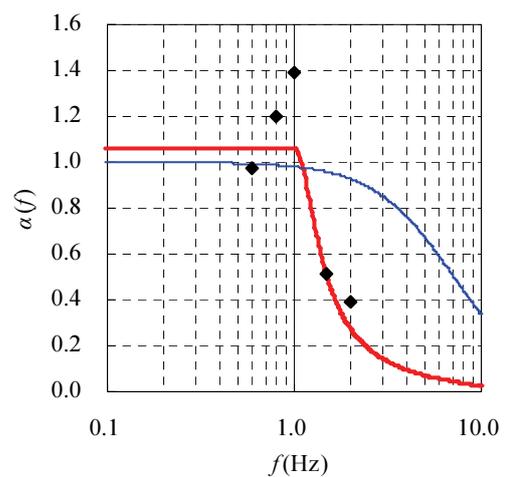
(e) 水深-11.0m, 地盤ケース 2



(b) 水深-7.5m, 地盤ケース 2



(f) 水深-11.0m, 地盤ケース 3



(c) 水深-7.5m, 地盤ケース 3

— 本研究 — SMAC フィルター

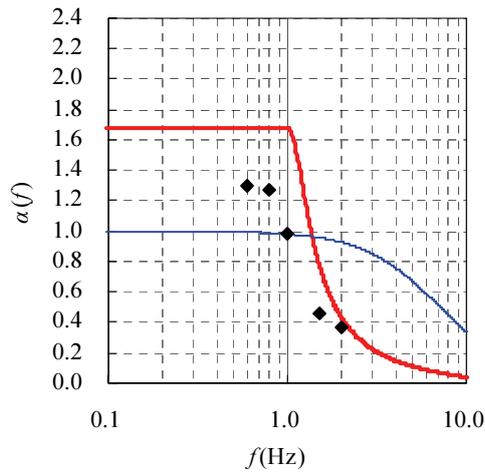
— 本研究 — SMAC フィルター

図-5(a) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え直杭式)

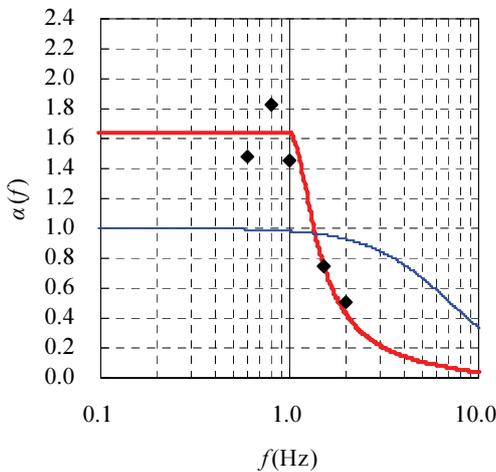
図-6(a) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え組杭式)

表-4 検討対象波形

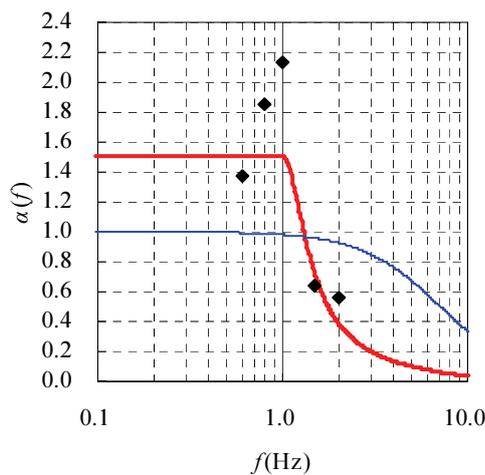
No.	名称	卓越周波数(Hz)
1	八戸波	0.39
2	神戸波	2.88
3	大船渡波	2.34
4	宮崎波	4.55
5	美都波	0.37
6	JR波	1.34
7	Dip波	0.68
8	Strike波	1.66
9	Subduction波	0.60



(d) 水深-11.0m, 地盤ケース 1



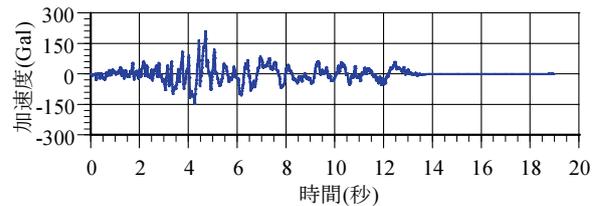
(e) 水深-11.0m, 地盤ケース 2



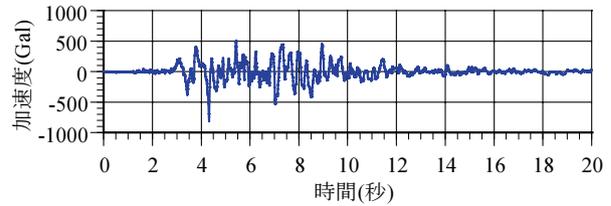
(f) 水深-11.0m, 地盤ケース 3

— 本研究 — SMACフィルター

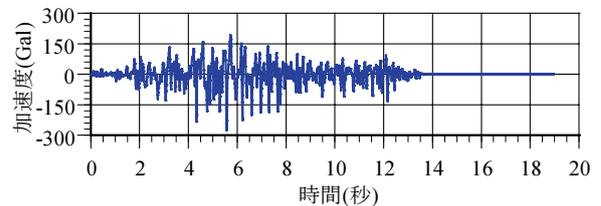
図-6(b) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え組杭式)



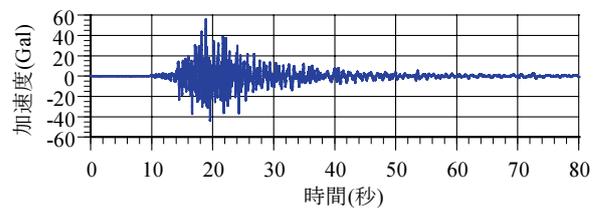
(a) No.1 (八戸波)



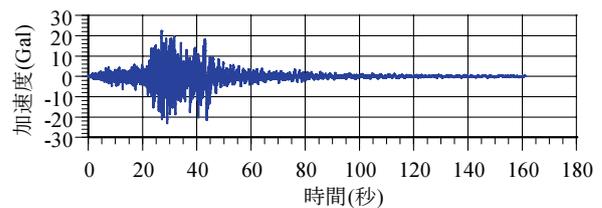
(b) No.2 (神戸波)



(c) No.3 (大船渡波)

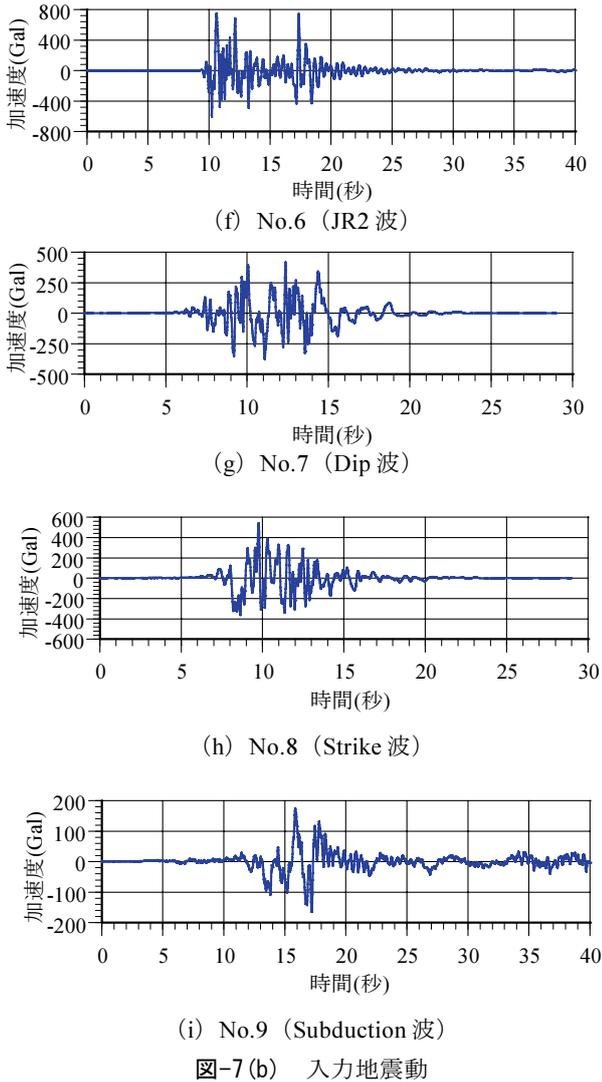


(d) No.4 (宮崎波)



(e) No.5 (美都波)

図-7(a) 入力地震動



これら波形の採用理由は次の通りである。まず現在港湾構造物の耐震設計に用いられる代表的な波形として、内陸直下型地震では神戸波、海溝型地震では八戸波、大船渡波を抽出した。その他の観測波形として宮崎波は1996年日向灘地震において港湾地域強震観測網²²⁾により観測された基盤波形、美都波は2001年芸予地震において基盤強震観測網(KiK-net)²³⁾により観測された基盤波形である。なお、宮崎波については、1.0Hzにも強い成分を有する。その他、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²⁴⁾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JRスペクトルII適合波²⁵⁾を採用した。模擬地震動およびJRスペクトルII適合波はレベル2地震動として想定されているものであるが、ここでは模擬地震動を検討に取り入れるため採用している。

以上の9波形を用いて、重力式岸壁について、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-14.5m、地盤ケース1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-8に示す。図中の◇がフィルター処理を行った結果であるが、地震波形によってかなりのばらつきがある。これは、入力波形の継続時間の長短等の影響が考えられ、継続時間が短い地震動ほど水平変位20cmを発生させる α_f は必然的に大きくなるものと考えられる。

そこで継続時間に関するパラメータとして加速度最大値 α_f で基準化したフィルター処理後の加速度の二乗和平方根 S を用いて補正を行う。図-9および式(5)に S/α_f と低減率 p の関係を示す。ここで、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/ α_f)である。図より、地盤ケースに関係なく S/α_f と低減率 p の間には比較的高い相関があり、この関係を用いることで継続時間の影響を考慮できると考えられる。式(5)に示す関係を用いて継続時間の影響を考慮した結果、図-8の●で示す結果が得られた。波形間のばらつきが適切に補正されていることが分かる。

矢板式岸壁についても同様の検討を行った。結果を図-9～図-11に示す。矢板式岸壁の結果は、ややばらつきが大きいですが、同様の補正を行うことにより継続時間の影響を考慮できると考えられる。式(5)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(6)により得られる。なお、ここでは図-9～図-11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。

$$p = c_6 \ln(S/\alpha_f) - c_7 \quad (5)$$

ここに、

S : フィルター処理後の加速度自乗和平方根 (Gal)

α_f : フィルター処理後加速度最大値 (Gal)

$c_6 \sim c_7$: 定数で、以下のとおり

$c_6 = 0.36$ (重力式、矢板控え直杭式), 0.31 (矢板控え組杭式)

$c_7 = 0.29$ (重力式), 0.20 (矢板控え直杭式), 0.10 (矢板控え組杭式)

$$\alpha_c = p \cdot \alpha_f \quad (6)$$

ここに、

α_c : 補正加速度最大値(Gal)

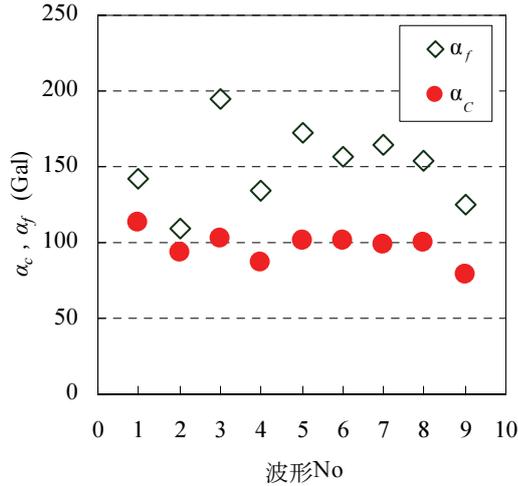


図-8 加速度最大値の比較

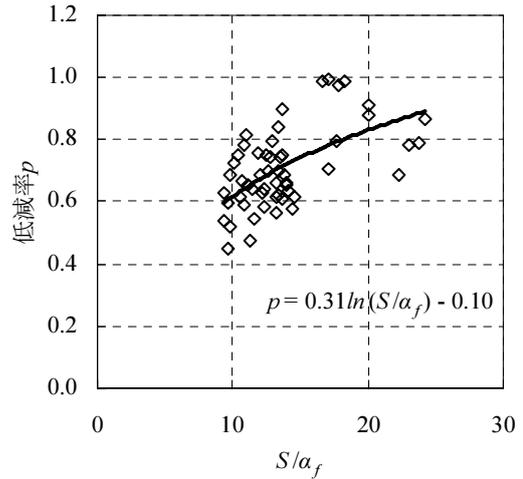


図-11 低減率 (矢板控え組杭式)

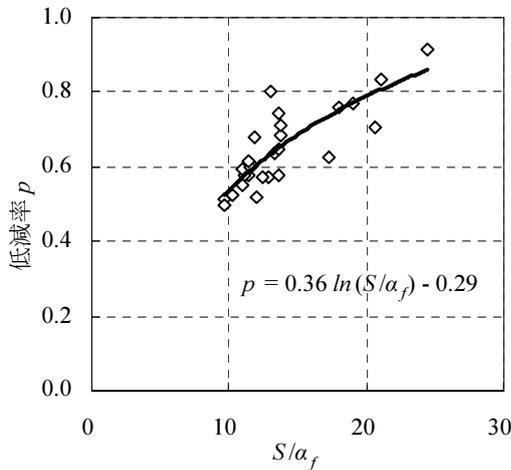


図-9 低減率 (重力式)

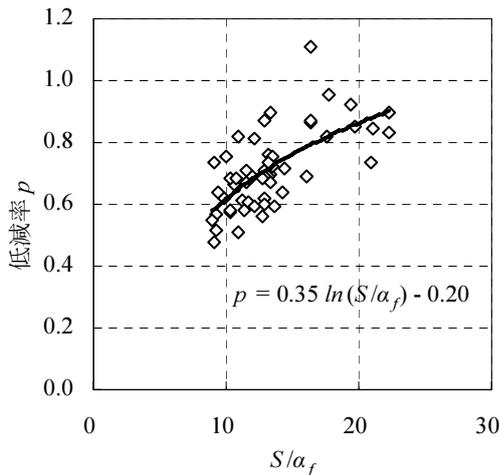


図-10 低減率 (矢板控え直杭式)

3.5 照査用震度算出方法

以上の方法により、岸壁の許容変形量が 20cm の場合の照査用震度を算出することが可能となるが、岸壁の許容変

形量は岸壁の重要度や求められる機能などに応じて変化するものである。岸壁の供用性を考慮すると、レベル1地震動に対する変形量として 20cm は上限に近いと考えられる。このため、20cm 以下の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-4 に示した 9 波形を用いて、残留変形量が 5,10,15cm 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、現行設計震度に対して、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 を説明変量とした回帰分析により求めることとした。用いたデータ数は重力式岸壁は 972、矢板式岸壁はそれぞれ 648 である。ただし、単純な線形回帰は精度が悪く、かつ非線形の多項式回帰を適用すると、 α_c/g のべき乗の値が 1 以上となり、その結果 α_c/g の値が大きい場合に非常に大きな震度が算出される場合があることがわかった。このため、 α_c/g については 1 次の回帰関係を求める観点から以下のように設定した。

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、現行設計震度 k_h に対して α_c/g を説明変量とした線形回帰 ($k_h = A \alpha_c/g + B$) 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 $D_r (= 10\text{cm})$ で除した値の回帰を求めた。以上により、式(7)が各構造形式に対して得られた。

$$k_h = c_8 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{c_9} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + c_{10} \quad (7)$$

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
- $c_8 = 1.78$ (重力式), 1.91 (矢板控え直杭式), 1.32 (矢板控え組杭式)
- $c_9 = -0.55$ (重力式), -0.69 (矢板控え直杭式), -0.74 (矢板控え組杭式)
- $c_{10} = 0.04$ (重力式), 0.03 (矢板控え直杭式), 0.05 (矢板控え組杭式)

式(7)では定数項 c_{10} が $0.03 \sim 0.05$ となっているため、地表面応答加速度がゼロであっても最低 0.03 の設計震度を要求することになる。従って式(7)はあくまでレベル1地震動のような、ある程度の振幅を有する地震動に限定して用いることが適切である。なお、岸壁の設計では地震動に対する安全性照査以外にも、永続作用に対しても安全性照査が行われ、永続作用に対する安全率は地震動作用時の安全率よりも大きく設定されている²⁾。従って、設計地震動の非常に小さい地域においても最低設計震度 0.05 相当以上の安全性は求められていると考えられ、式(7)の定数項は現状と比較して不都合は生じないと考えられる。

式(7)による精度を、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²⁶⁾と比較する。野田らによる震度²⁶⁾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(8)により算出される。

$$\begin{aligned}
 k_h &= \alpha_s / g && : (\alpha_s \leq 200 \text{Gal}) \\
 k_h &= 1/3 \cdot (\alpha_s / g)^{1/3} && : (\alpha_s > 200 \text{Gal}) \quad (8)
 \end{aligned}$$

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、各構造形式について、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-12~図-14に示す。補正加速度最大値 α_c はばらつきが少なく、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、かつ設計震度との相関が低い。また、上限値が設計震度の増加に伴って減少する場合があるのが特徴である。これは、設計震度の上昇に伴って耐震性能の高い断面を等量変形させるための基盤入力振幅が大きくなり、このために地盤

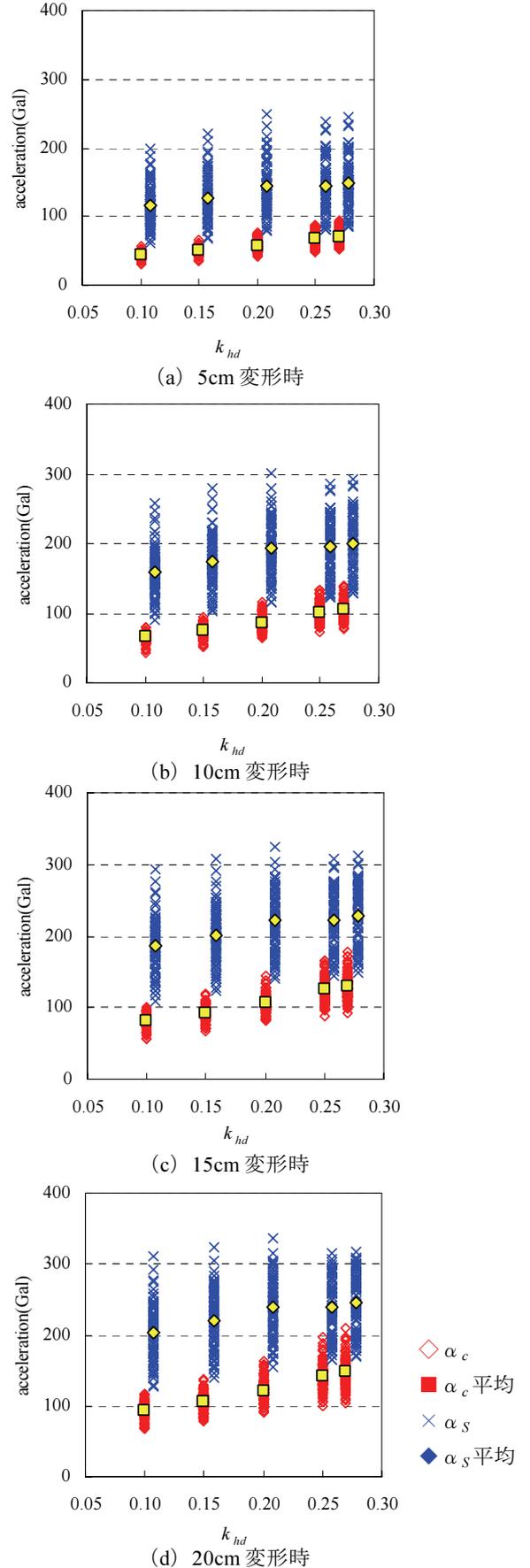
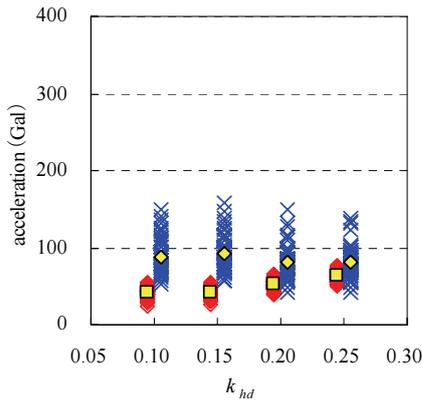
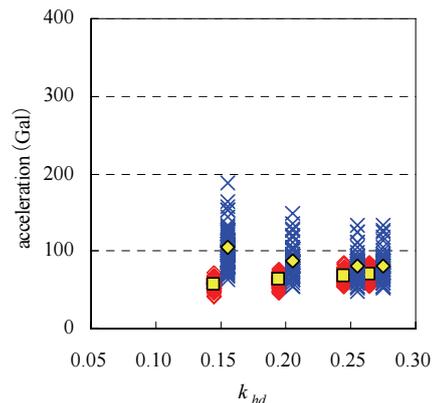


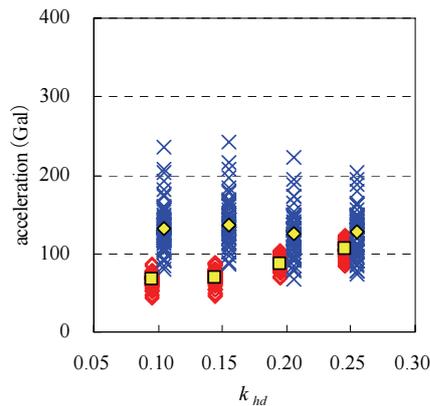
図-12 設計震度と加速度最大値の関係(重力式)



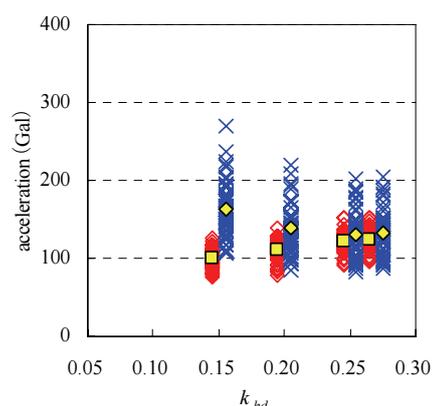
(a) 5cm 変形時



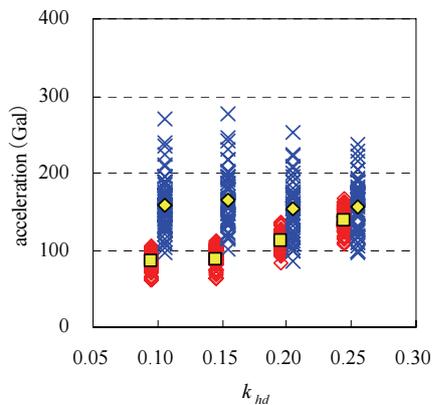
(a) 5cm 変形時



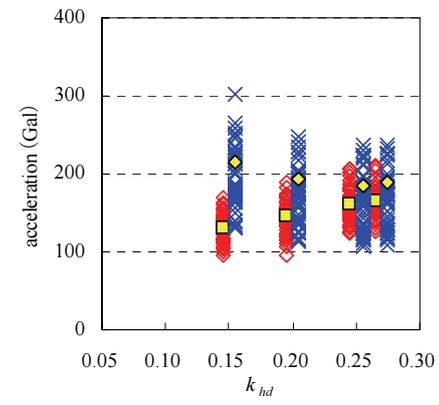
(b) 10cm 変形時



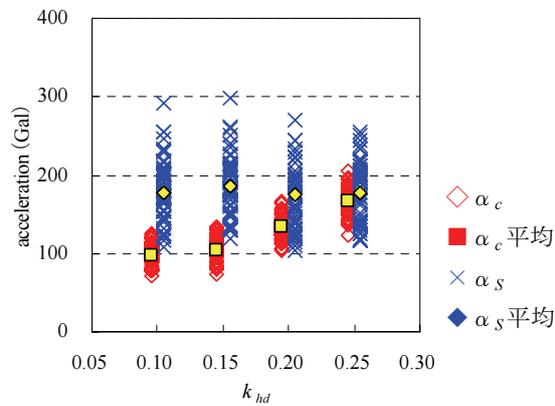
(b) 10cm 変形時



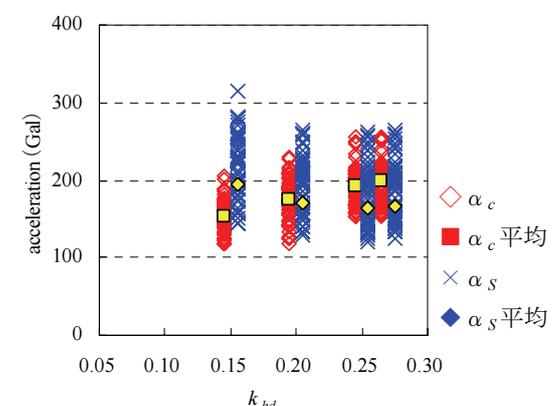
(c) 15cm 変形時



(c) 15cm 変形時



(d) 20cm 変形時



(d) 20cm 変形時

図-13 設計震度と加速度最大値の関係(矢板控え直杭式)

図-14 設計震度と加速度最大値の関係(矢板控え組杭式)

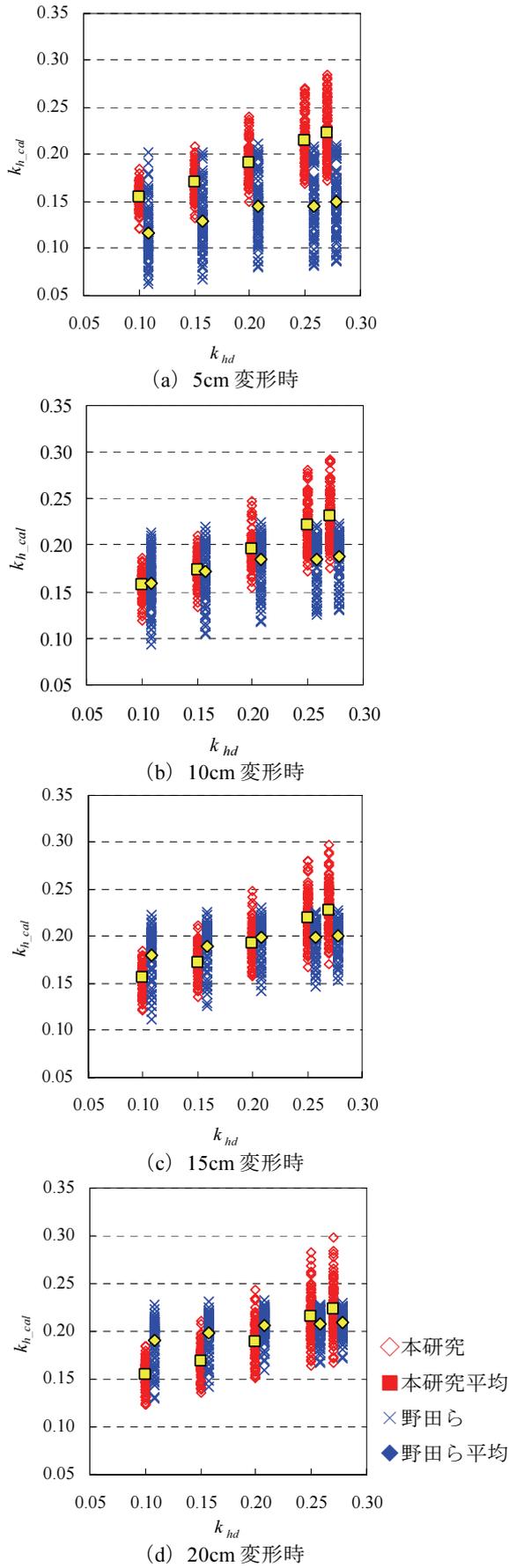


図-15 算出震度の比較(重力式)

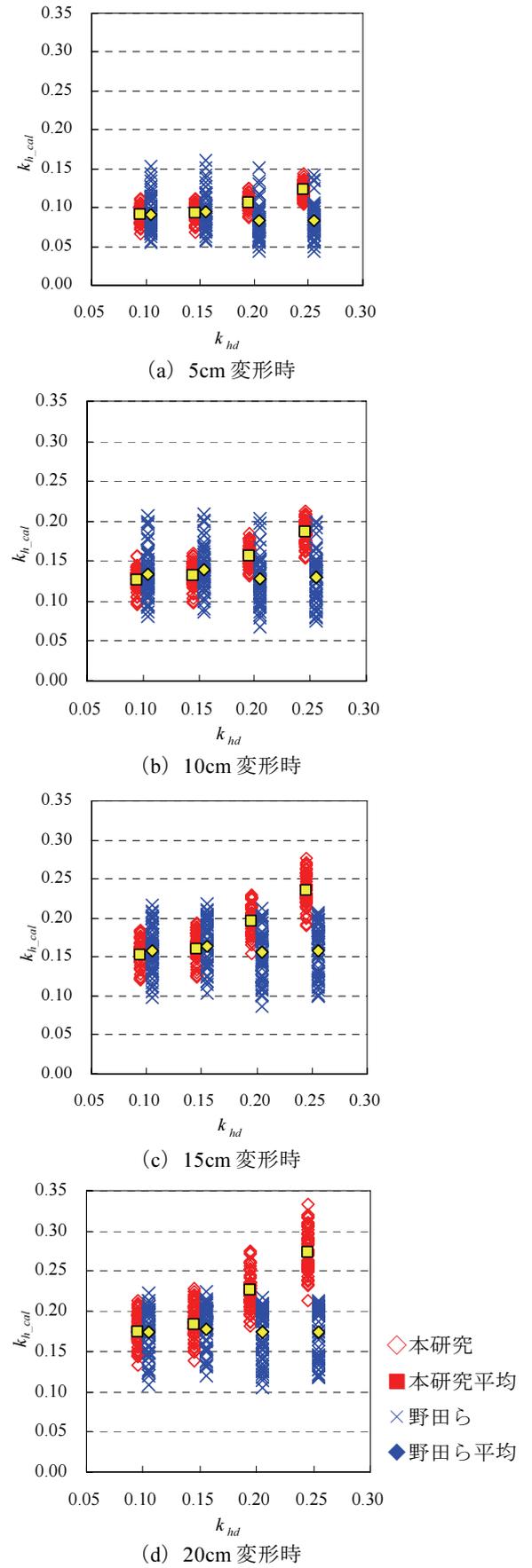


図-16 算出震度の比較(矢板控え直杭式)

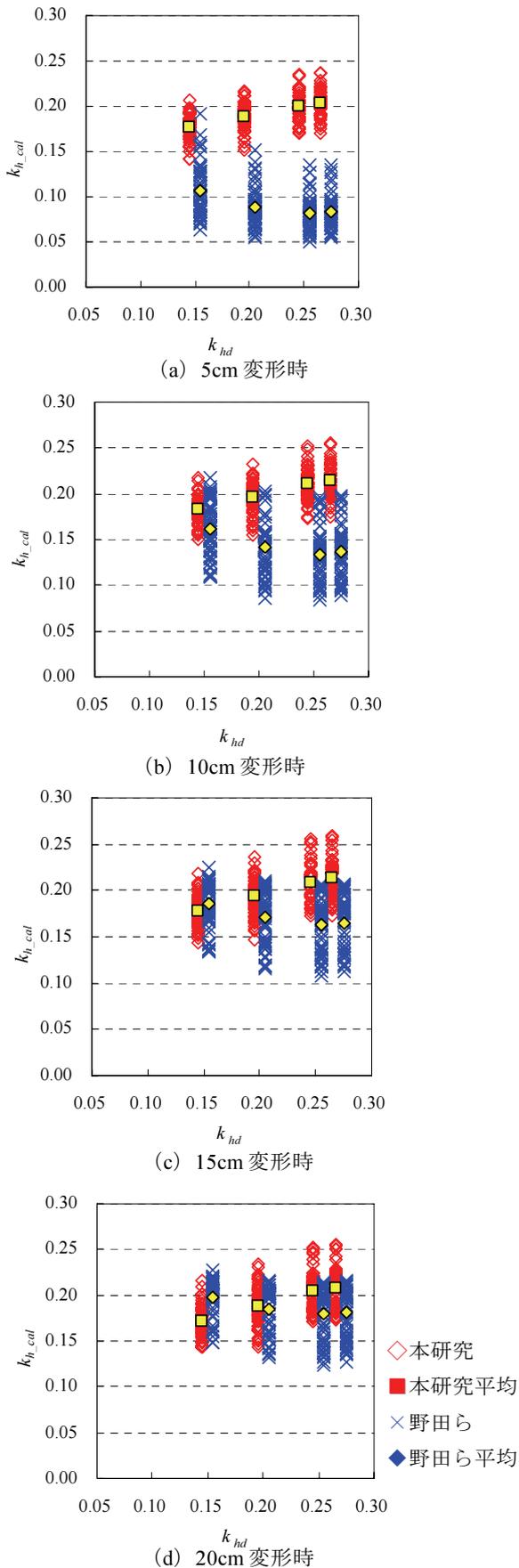


図-17 算出震度の比較(矢板控え組杭式)

の非線形化の影響で地表面応答加速度が長周期化するとともに加速度最大値としては減少しているためである。SMAC 加速度は図-4～図-6 に示したようにある程度周波数特性を考慮するものとなっているが、それでも SMAC 加速度最大値からは岸壁の変形量は推定できない。

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が図-15～図-17 である。鉛直軸の $k_{h,cal}$ が各方法による照査用震度である。野田らによる式は変形量に対応したものではないが、ここでは従来法との比較のためにあえて比較している。野田らの式は SMAC 加速度最大値が 200Gal 以上の領域で α_s/g を 1/3 乗するために、0.20 以上の大きな震度が算出されにくい。加速度最大値の上限のばらつきは抑えられているが、逆に大きな震度を必要とする場合にも小さな震度を算出してしまうことになる。また、設計震度の上昇に伴う算出震度は大きな変化は示さない。本研究による震度は、ばらつきはあるものの、野田らの方法によるよりも誤差は少なく、より合理的な震度を与えると評価できると考えられる。

4. 局部的な地盤改良がある場合等の評価

これまでは地盤条件が成層状態の検討であった。地盤に軟弱な正規圧密粘土層が存在する場合、岸壁では沈下の問題などがあるため砂置換等の方法により改良することが多い。このような場合、地盤条件が成層状態でないため、これまで検討してきた手法の適用性を確認しておく必要がある。このため、図-18 に重力式岸壁を例にして示したように、鉛直壁前後の正規圧密粘土層を砂置換により地盤改良を局部的に行う場合について検討した。さらに、成層状態で過圧密粘土層が存在する場合についても検討を行った。

表-5 に検討条件を、物性値を表-6 に示す。粘土層の最大せん断強度は内部摩擦角をもとに与えることとし、正規圧密粘土では文献(21)に示されている標準値 30 度とした。また、過圧密粘土については 40 度とした。初期せん断弾性係数などはこれらをもとに設定している。例えば、初期せん断弾性係数 G_0 は、 $G_0 = 340 \tau_{max}$ (τ_{max} : 最大せん断強度) により得られる。最大せん断強度 τ_{max} は前述のとおり $\tau_{max} = \sigma'_m \sin \phi$ (σ'_m : 有効拘束圧) により求めている。これは、正規圧密粘土においては埋め土による強度増加があることを考慮したもので、土質試験により得られる粘着力そのものを用いているわけではないことに注意が必要である。置換砂の物性値については不明な点が多いため、ここでは兵庫県南部地震における神戸港の被災事例の再現研

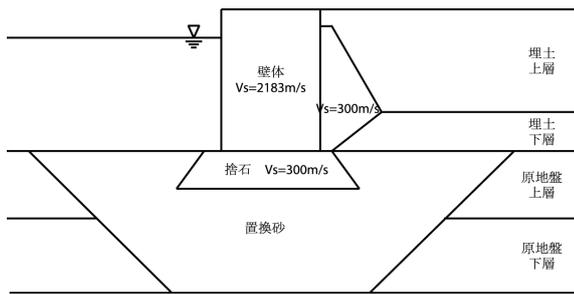


図-18 重力式岸壁検討断面

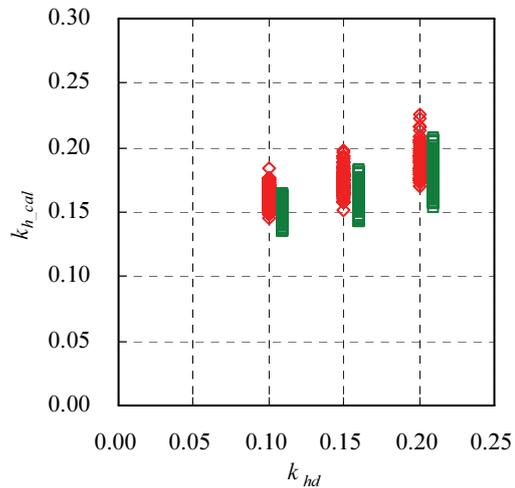
究⁸⁾を参考に設定した。また、粘性土以外の地盤物性値は、正規圧密粘土の砂置換断面については表-3の地盤ケース1の値を、過圧密粘土の断面については同表の地盤ケース2の値を用いた。検討はこれまでと同様に、FLIPにより表-4に示す9波形の地震動で変形量が概ね20cm以下となるように振幅調整を行った。

検討の結果、まず正規圧密粘土層を砂置換により改良する場合は、式(3)の T_b と T_u をそのまま用いると両者のバランスが悪くなり、式(3)の b 値が必要以上に低く算定されることがわかった。この理由は、式(3)における T_b と T_u の係数がそれぞれ負と正であるためである。検討の結果、壁体下の固有周期 T_u について、改良された条件の固有周期を用いるのではなく、改良前の正規圧密粘土の状態で評価することがよいことが分かった。なおこれは、地盤改良が砂置換により行われた場合の結果であることに注意が必要である。例えば、高置換のサンドコンパクション改良や深層混合処理による改良が行われる場合は、砂置換の場合と比

表-5 検討条件

震度	水深		
	-7.5m	-11.0m	-14.5m
0.10	○	○	
0.15	△□	○△□	
0.20			○

注：○;重力式, △;控え直杭矢板, □;控え組杭矢板



◇①正規圧密粘土砂置換 □②過圧密粘土

図-19 算出震度の比較(重力式)

較して岸壁の対変形性能は高いと考えられるため、別途検討が行われている。次に、過圧密地盤の場合は式(3)がそのまま適用できることがわかった。以上の方法で算出した照査用震度の分布を図-19～図-21に示す。

表-6 物性値

土層名	岸壁水深(m)	土層区分	湿潤密度(t/m ³)	初期せん断弾性係数(kN/m ²)	初期体積弾性係数(kN/m ²)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)	最大減衰
原地盤(正規圧密粘土層)	-7.5	上層	1.6	25900	67400	0	30	0.20
		下層	1.6	31900	83100	0	30	0.20
原地盤(過圧密粘土層)	-7.5	上層	1.6	28500	74300	0	40	0.20
		下層	1.6	39000	102000	0	40	0.20
	-11.0	上層	1.6	34200	89200	0	40	0.20
		下層	1.6	44800	117000	0	40	0.20
	-14.5	上層	1.6	39900	104000	0	40	0.20
		下層	1.6	50500	132000	0	40	0.20
置換砂	-7.5 -11.0 -14.5	置換砂	1.8	58300($\sigma'_m/106$) ^{0.5}	15200($\sigma'_m/106$) ^{0.5}	0	37	0.24

※ σ'_m は、有効拘束圧力(kN/m²)

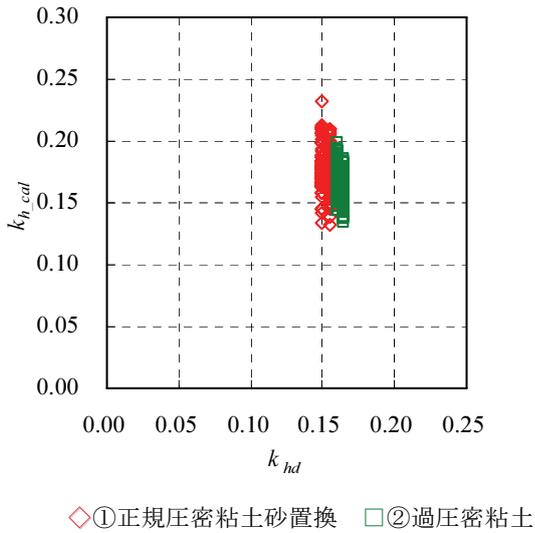


図-20 算出震度の比較 (矢板控え直杭式)

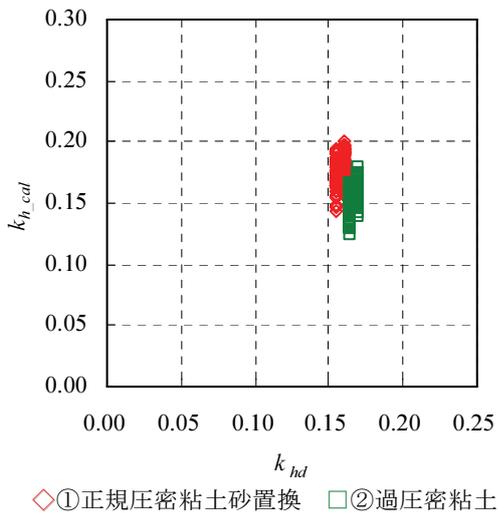


図-21 算出震度の比較 (矢板控え組杭式)

5. フィルターの上下限値の検討

本研究では、港湾地域における標準的な地盤条件について検討を行ってきた。しかしながら、これまで述べた方法により照査用震度を算出する場合、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場合があることがわかった。このため、照査用震度の算出時に用いるフィルターの b 値 (式(3)) に上下限を設けることによりそのような問題の発生の回避を試みる。

検討断面を図-22 に示す。重力式岸壁と控え直杭式矢板

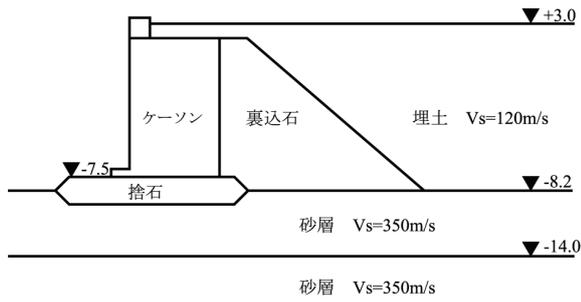
岸壁の地盤条件が良い場合について検討する。控え組杭式矢板は非常に地盤条件の良い場合に用いられることは少ないためここでは検討対象外としている。

まず重力式岸壁については、北海道開発局により実施された釧路港試験重力式岸壁の 2003 年十勝沖地震における変状調査結果²⁷⁾²⁸⁾²⁹⁾をもとに検討する。図-22 に試験岸壁の断面図を示す。当該岸壁は地震動と岸壁の変形との相関などを調査し、合理的な耐震設計法を提案することを目的に設置されたもので、設計震度は通常的设计震度よりも小さな 0.10 とされている。2003 年十勝沖地震において自由地盤部で法線直角方向に図-23 に示すように 160Gal 程度の最大加速度を観測し、裏埋め部分が未改良の試験岸壁で約 20cm の変形が生じた。地盤条件は図示したように良好なもので、支持層の上にほぼ直接建設されている。固有周期は $T_b=0.37s$, $T_u=0.05s$ であり、壁高は 10.44m であることから、式(3)の b 値は 0.21 となる。この値はこれまで検討した b 値の下限値を下回るもので、このまま 20cm 変形に対する震度を評価すると 0.07 と過小な値が得られた。このため、設計震度相当の震度を与える b 値を検討したところ、当該施設では 0.50 となった。なお、得られた加速度時刻歴は基線のずれが認められ、そのまま継続時間の影響を考慮すると式(5)の加速度自乗和平方根 S が過大に評価されることになるため、ハイパスフィルターを用いてこれを補正していることを付記しておく。

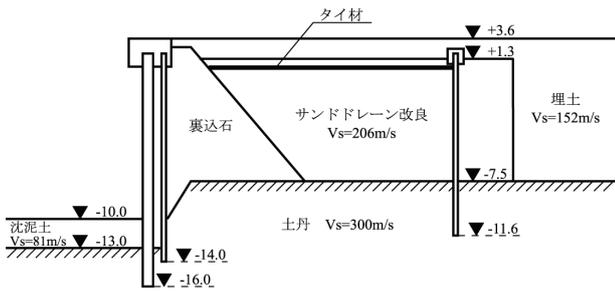
次に矢板式岸壁について検討する。事例岸壁は図-22(b) に示すように、支持層相当の土丹に根入れされており、さらに埋土部分はサンドドレーン改良が施されている。設計震度は 0.25、壁高は 14.2m である。固有周期は T_b は未改良埋土部分を評価して 0.23s、 T_u は海底面位置が矢板壁直背後では支持層相当であるためゼロとなる。これにより b 値を算出すると 0.87 となり、これも検討してきた範囲外の値である。

この断面について FLIP を用いて解析を行った。用いた地震波形は矢板式控え直杭岸壁で平均的な結果を与えた JR2 波とし、変形量 15cm となる振幅を探索し、その結果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 0.24 となった。これはほぼ設計震度に近い結果であったが、設計震度の 0.25 となる b 値を重力式岸壁と同様に探索すると 0.92 となった。

以上の結果をこれまでの検討と対照する。図-24 に、これまでの検討例 (×)、5. での検討事例 (○) を示す。水平軸は壁高 $H(m)$ 、鉛直軸はフィルター式(3)の b 値である。いずれの構造形式についても、これまでのモデル地盤による検討結果は壁高に対する b 値の関係として表示すると明瞭な比例関係が確認できる。このため、 b 値の上限を



(a) 釧路港試験岸壁



(b) 矢板式岸壁

図-22 検討対象断面

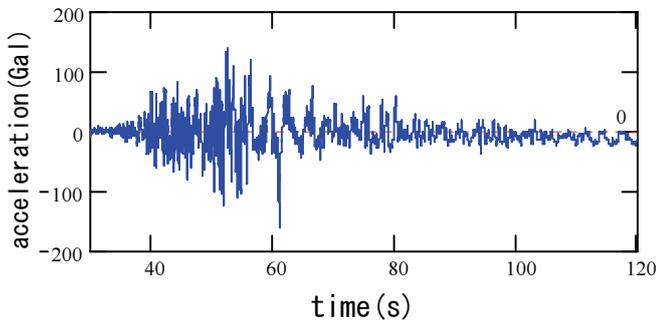


図-23 加速度時刻歴

ここでは壁高との関係により表現することとする。

まず上限について検討する。いま、壁高に対する b 値の値として本研究の対象範囲以上の値となる場合は、地盤条件がケース 1 以上に軟弱か、または工学的基盤が本研究で想定した以上に深い場合である。このうち、地盤がケース 1 以上に軟弱な場合は、通常地盤改良が行われる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、工学的基盤が非常に深い場合であるが、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、さらに深い地盤ほど 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ため、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。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-24 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。重力式については釧路港試験岸壁、矢板式岸壁については事例岸壁の結果を通るように、上限値の壁高と b 値の関係式の勾配を変えずに切片を変化させることにより、下限値として図-24 の凡例に示す結果が得られる。ここで、矢板式岸壁控え組杭式については検討例がないため、控え直杭式の結果をそのまま準用している。この妥当性については今後の課題とする。

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な b 値となる可能性がある。重力式岸壁の壁高 5m に対する下限値は 0.28 となる。壁高 5m は係船岸として下限に近い値と考えられるため、この値を下限値とする。ただし、矢板式岸壁については、壁高 5m における下限値は非常に小さな値となるため、下限値の式の壁高 5m の値を採用することは非常に小さな照査用震度を与えるため現実的ではない。とはいえ、ここで壁高が非常に低い場合の構造形式別の耐震性能の比較を論じる余裕はない。このため、便宜的に壁高 5m における重力式岸壁の b 値下限値による照査用震度と等価な矢板式岸壁の照査用震度を与える 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、重力式岸壁は 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 0.09 となる。矢板式岸壁について同じ照査用震度を与える b 値は 0.41 となる。このため、ここでは矢板式岸壁の b 値下限値は 0.41 とする。

以上により、各構造形式の b 値の上下限は以下のとおりとなる。

(重力式)

$$0.04H + 0.08 \leq b \leq 0.04H + 0.44 \quad (9)$$

$$0.28 \leq b$$

(矢板控え直杭)

$$0.12H - 0.78 \leq b \leq 0.12H - 0.24 \quad (10)$$

$$0.41 \leq b$$

(矢板控え組杭)

$$0.12H - 0.78 \leq b \leq 0.12H - 0.04 \quad (11)$$

$$0.41 \leq b$$

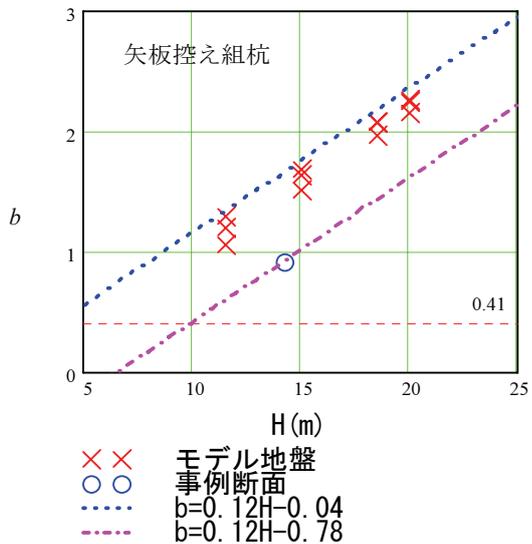
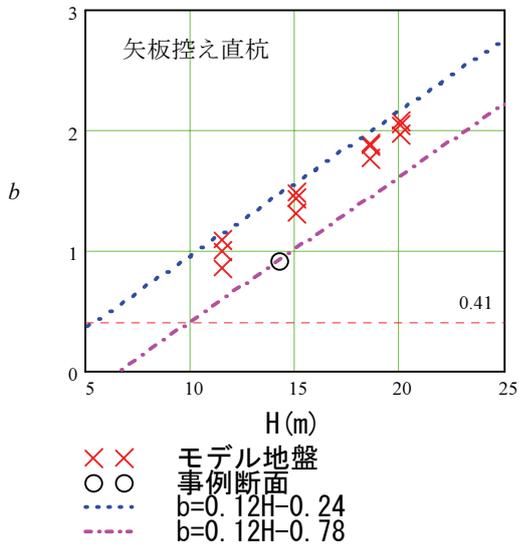
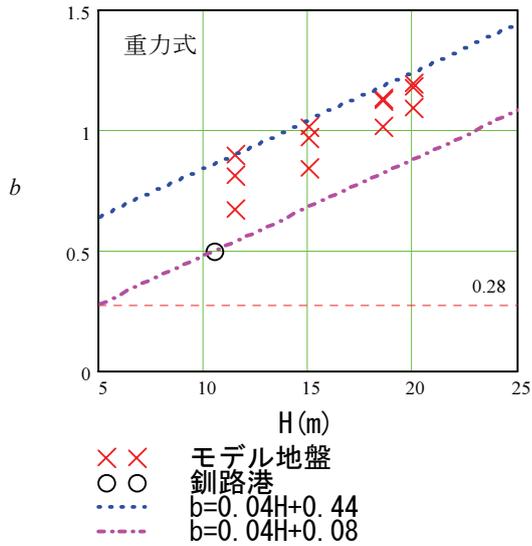


図-24 フィルター制限

6. 岸壁の変形量許容値

6.1 検討条件

確率論的地震ハザード解析⁴⁾により、全国40港湾を対象にレベル1設計地震動を時刻歴波形として作成した。ここで、レベル1地震動は、再現期間75年の信頼度50%となる地震動とし、従来の地域別震度ブロックのうち、A～D地区のそれぞれについて10波形を算出した。ここで、E地区を対象に加えなかった理由は、E地区は地震動レベルが小さいため、永続作用の条件で断面が決定する可能性があり、本研究で目的とする標準的な変形量許容値を算出する観点からは適切ではない可能性があるためと判断したためである。

算出した波形を用いて、3.で述べた断面を対象に、FLIPを用いた変形照査を行った。対象とした構造物は地盤・設計震度・水深などを变化させた17ケース(表-7参照)とした。ここで、水深が深いほど岸壁の重要度係数が高く設計震度が高く設定される傾向があること、矢板式岸壁の控え組杭式は設計震度の小さい条件ではあまり用いられていないことを考慮して条件を設定している。地盤条件は、A地区については地盤ケース2、B～D地区については地盤ケース1とした。ここで、地盤条件は、3.で述べたものと同様である。解析ケース数は680である。表-8に用いたレベル1地震動を示す。加速度最大値は、工学的基盤における2E波としての値である。なおここでの地震波形は、再現期間の長い海溝型地震等の影響を必ずしも十分に反映したものではないため、最終的に提示されるレベル1地震動とは加速度最大値等が異なる可能性がある。

表-7 検討条件

水深 \ 震度	-7.5m	-11.0m	-14.5m
0.10	○△		
0.15	○△□	○△□	
0.20		○△□	○△□
0.25			○△□

注：○；重力式，△；控え直杭矢板，□；控え組杭矢板

地域別ブロック別のレベル1地震動の工学的基盤における加速度最大値は、検討対象とした40波の範囲では、A地区で88～391Gal、B地区109～648Gal、C地区54～367Gal、D地区38～152Galなどと広い範囲にばらついている。

以上の条件によりFLIPを用いて変形量を評価したが、港湾基準²⁾の考えに従って設計震度を算出すると、必ずしも本研究において設定した設計震度と一致しないため、以

下の考えで検討結果を内挿している。まず、水深-14.5mを特定、水深-11mを重要度 A 級、水深-7.5mを重要度 B 級と扱う。地盤条件をケース 1 で第Ⅲ種地盤、ケース 2 を第Ⅱ種地盤とする。以上により地域別震度、地盤種別係数、重要度係数の積により設計震度を求める。例えば A 地区の第Ⅱ種地盤の-14.5mの場合、 $0.15 \times 1.0 \times 1.5 = 0.225$ より設計震度は 0.23 となる。このため、水深-14.5mの設計震度 0.20 と 0.25 の結果を用いて、設計震度 0.23 相当の変形量を算出する。ただし、矢板式岸壁の控え組杭式については設計震度 0.15 が最低であるので、0.15 以下の設計震度に対する結果を 0.15 の断面の変形量で代表させてある。

表-8 レベル 1 地震動

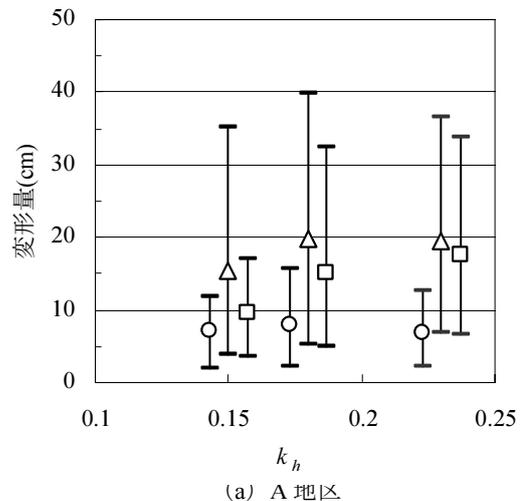
地域ブロック	港湾名	加速度最大値(Gal)
A	釧路港	172.6
	十勝港	391.0
	木更津港	175.9
	尾鷲港	228.0
	和歌山下津港	284.5
	東京港	106.5
	横須賀港	89.9
	名古屋港	87.9
	清水港	163.9
大阪港	100.8	
B	久慈港	231.0
	小名浜港	389.7
	鹿島港	267.3
	橘港	182.2
	宿毛湾港	293.6
	釜石港	109.3
	大船渡港	133.6
	日立港	284.1
	須崎港	128.2
徳島小松島港	648.3	
C	船川港	193.5
	境港	142.2
	松山港	256.7
	油津港	156.6
	大分港	161.7
	秋田港	73.9
	七尾港	54.0
	新潟港	88.0
	細島港	366.7
別府港	106.7	
D	石狩港	37.5
	岡山港	125.4
	宇野港	152.2
	高松港	123.6
	西之表港	66.5
	小樽港	118.6
	水島港	64.6
	浜田港	59.9
	三隅港	96.8
坂出港	85.1	

なお変形量については、実際の各港湾における地盤モデルを用いているわけではないので、あくまで仮想的な条件での変形量であることに注意が必要である。

6.2 検討結果

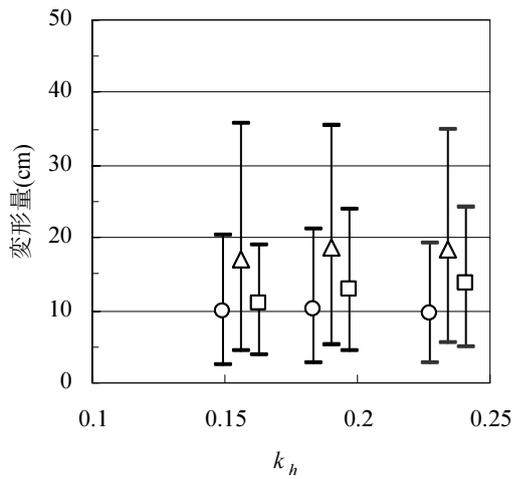
図-25 に地域ブロック別の変形量を示す。図-26 には構造形式別の変形量の頻度分布を示す。各構造形式について、D 地区を除いては変形量にばらつきが大きい。また、従来地域別震度としては全国平均的な値であった C 地区についても、細島港波、松山港波については大きな変形量が算出された。変形量が大きい理由としては、当該港湾のサイト特性の影響が考えられる。図-27 には松山港の強震観測地点におけるサイト特性を示す。これは地震基盤から地表面に至るサイト特性であるが、図より分かるように 1Hz に非常に鋭いピークを有する増幅特性となっている。このため、松山港強震観測地点のレベル 1 地震動は岸壁の変形に大きな影響を及ぼす 1Hz の成分が卓越する波形となっている。加速度最大値が大きいのも基本的にはこの理由によるものである。

また、これとは逆に、A 地区でも変形量の小さい波形があり、例えば十勝港波は加速度最大値が大きいものの変形量は比較的小さい。これも十勝港におけるサイト特性の影響であり、図-27 に示すように、岸壁の変形に大きな影響を及ぼす 2Hz 以下の増幅率が低いために岸壁の変形量は小さい。B 地区の徳島小松島港についても、3.6Hz が卓越しているものの岸壁の変形に影響の強い成分の増幅率は大きくなく、このため変形量は B 地区の中で中位となっている。このように岸壁の変形量は地震動の周波数特性との相関が強く、このため図-28 に示すように加速度最大値は必ずしも変形量との相関は高くない。

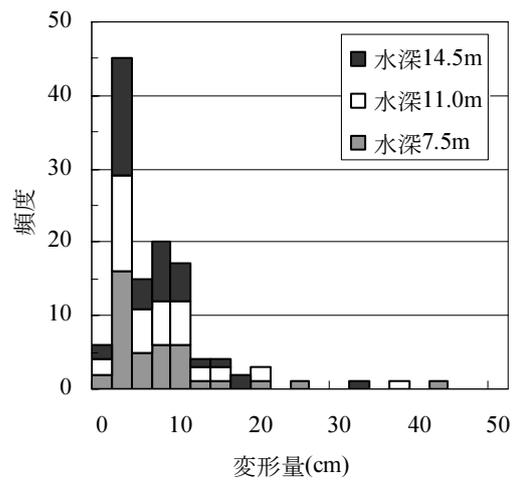


○重力式 △控え直杭矢板 □控え組杭矢板

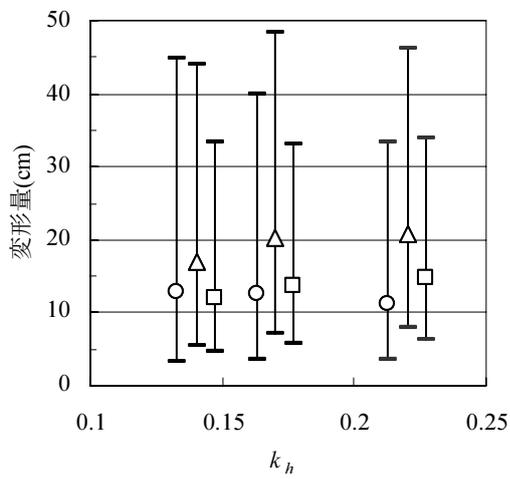
図-25(a) 地域ブロック別変形量



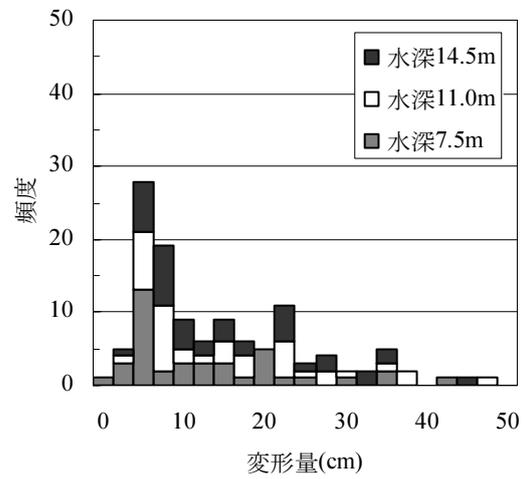
(b) B地区



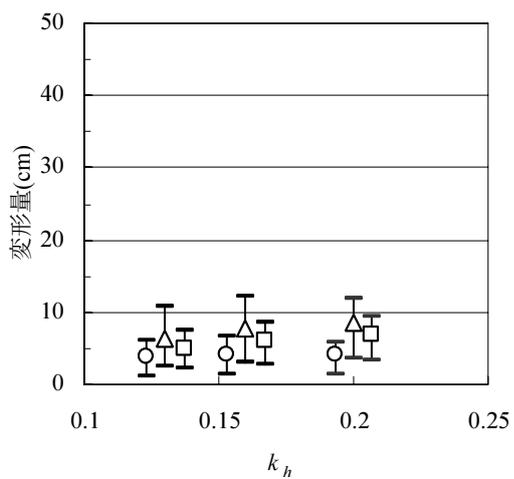
(a) 重力式



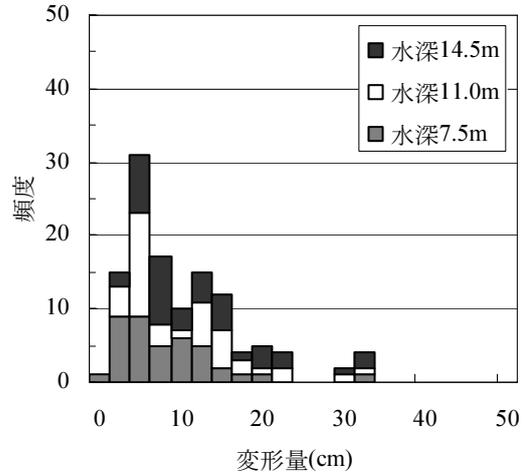
(c) C地区



(b) 控え直杭矢板



(d) D地区



(c) 控え組杭矢板

○重力式 △控え直杭矢板 □控え組杭矢板
 図-25 (b) 地域ブロック別変形量

図-26 変形量頻度分布

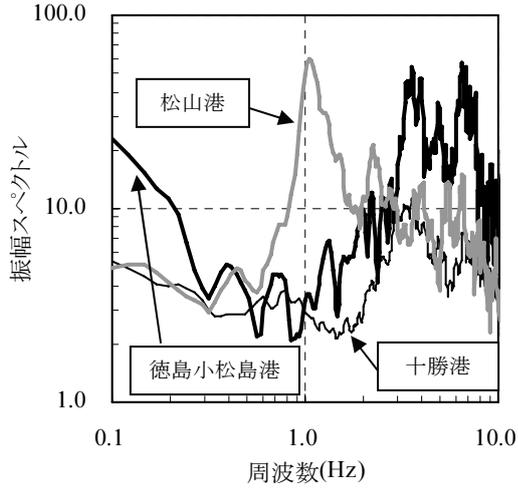
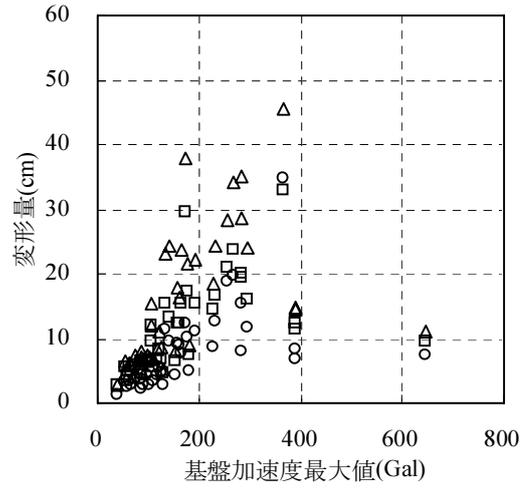
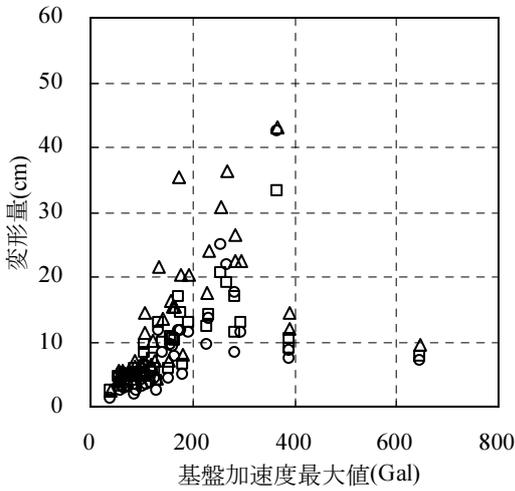


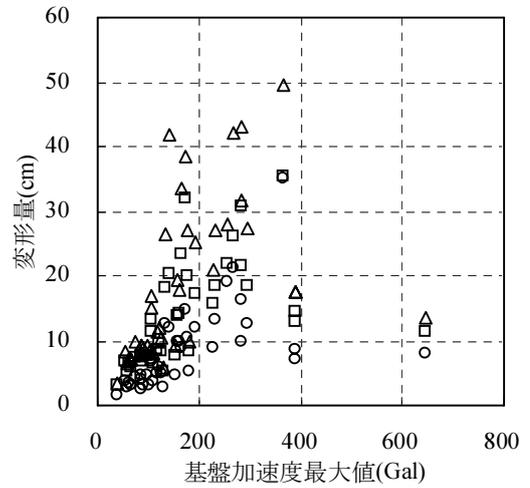
図-27 サイト特性



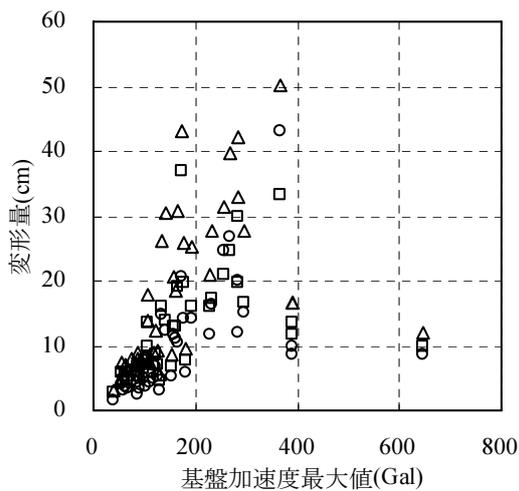
(c) 水深-11.0m, $k_h=0.20$



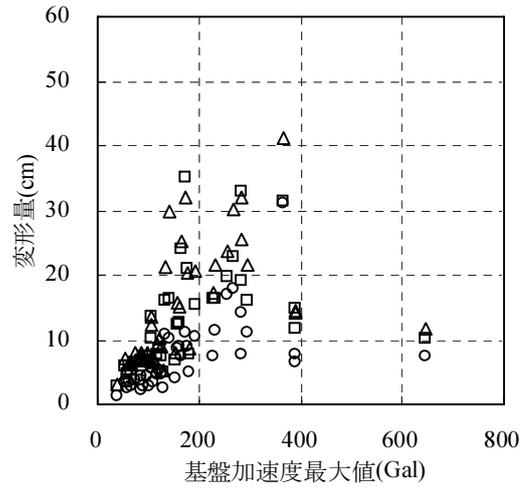
(a) 水深-7.5m, $k_h=0.15$



(d) 水深-14.5m, $k_h=0.20$



(b) 水深-11.0m, $k_h=0.15$



(e) 水深-14.5m, $k_h=0.25$

○重力式 △控え直杭矢板 □控え組杭矢板
 図-28(a) 入力加速度最大値と変形量の関係

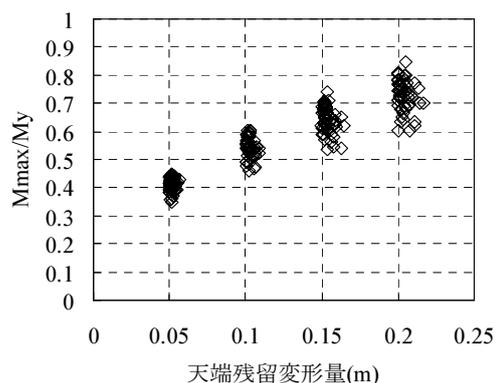
○重力式 △控え直杭矢板 □控え組杭矢板
 図-28(b) 入力加速度最大値と変形量の関係

この他、変形量と設計震度の相関は低いことも特徴である。従来、設計震度においては重要度係数が考慮され、重要度の高い岸壁ほど大きな設計震度が採用される傾向があった。岸壁の重要度はこれまで水深に応じて定められてきたが、水深が深いほど岸壁は地震時に変形しやすい。このことが、変形量と設計震度（岸壁の重要度）の相関が低い理由であると考えられる。

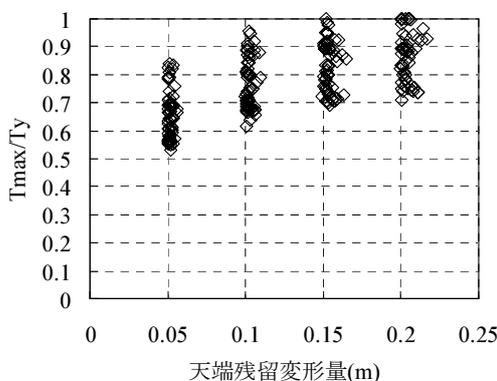
ここで、-11m 岸壁の場合について控え組杭式の矢板岸壁の変形量と断面力余裕度について整理すると図-29に示すとおりである。鉛直軸は断面力を降伏値で除して正規化している。変形量が15cm以下の範囲では断面力には余裕がある場合がほとんどである。控え直杭式の場合¹²⁾と同様に、この傾向は水深が深いほど顕著である。控え組杭式矢板岸壁は水深の深い場合に用いられることが多いことから、控え組杭式矢板岸壁も控え直杭式と同様に、変形量が15cm程度以下の場合には降伏先行型ではなく、基本的に変形先行型であると考えられる。

表-9に構造形式別の変形量を示す。レベル1地震動に対する変形量の平均値は、概ね重力式岸壁で10cm、矢板式岸壁で15cm程度であり、矢板式岸壁の方が変形量が多い結果となった。図-30には構造形式別の変形量の比較を示した。これは、同じ設計震度で断面を設計しても、変形性能としては構造形式によって差がある事を意味する。ただし、重力式岸壁は2次元有限要素解析におけるモデル化の問題は少ないと考えられるのに対して、矢板式岸壁は控え工の杭材を単位奥行きあたりの剛性の等価な矢板に置き換えて解析しており、モデル化の問題がある。また、現在FLIPでは、地盤と杭の3次元的な効果を考慮した地盤バネを考慮できるようになっているが、本研究のような変形の小さい範囲での適用性については不明な点が多い。このため本研究では控え工と地盤は多重接点として地盤と同じ変形を与えている。このような矢板式岸壁の2次元有限要素解析におけるモデル化の問題が、重力式と矢板式岸壁の変形量平均値の差に影響を及ぼしている可能性も否定できない。従って、本研究で対象とした変形量の範囲において、重力式岸壁と矢板式岸壁の耐変形性能の差については慎重な判断が必要と考えられる。

ただし、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、重力式岸壁10cm、矢板式岸壁15cmという平均的な変形量は、いずれも基本的に地震動が作用した後も岸壁を引き続き供用するためには十分に小さな値であると考えられる。ここで、上記平均変形量は地震応答解析によるものであり、20~30cmという数値は実際の変形量であるため、地震応答解析の誤差を考慮する必要があると考えられることに注意が必要である。特に、



(a) 矢板壁



(b) タイロッド

図-29 控え組杭式矢板岸壁の断面力余裕度

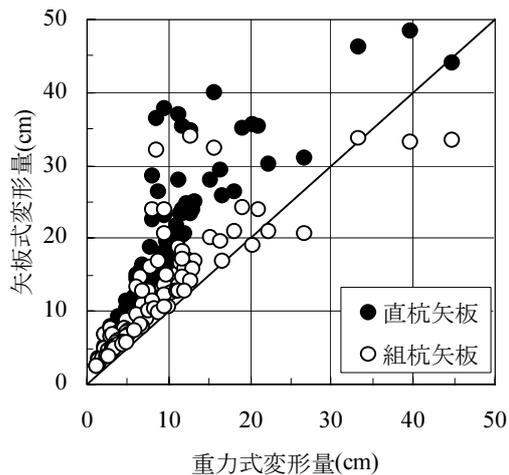


図-30 構造形式別の変形量の比較

ここでは小さな変形量の議論を行っているため、地震応答解析の誤差は無視できないといえる。例えば5.で述べた釧路港の解析²⁹⁾においても、実測と解析では20%程度の変形量の差が認められている。構造物の設計においては必ず

安全性の余裕の考慮が求められる。このため実際の制限値をそのまま設計上の許容値とすることは、一般的には適切ではないと考えられる。このため、本研究では上記の平均値をそのまま標準的な許容値とすることを提案する。なお、矢板控え組杭式岸壁の水深-7.5mの結果はやや変形が小さいが、水深-7.5mで組杭の例は少ないことから問題はないと判断される。

平均値を許容値と設定することにより、平均値よりも大きな変形量が見込まれる港湾については従来よりも大きな設計震度を採用するか、または地盤改良を行うか、あるいはその両方を検討する必要がある。逆に、平均値よりも変形の少ない港湾については、従来よりも設計震度を小さくすることが可能になる。

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。

表-9 構造形式別変形量 (単位: cm)

水深	重力式	矢板控え直杭式	矢板控え組杭式
-7.5m	8.4	13.9	9.4
-11.0m	8.8	16.6	11.9
-14.5m	7.9	16.8	13.3

7. おわりに

本研究では、通常岸壁が建設される地盤条件を対象に、レベル1地震動が時刻歴波形により与えられる場合の重力式および矢板式岸壁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、岸壁の許容変形量に応じて震度を算定するもので、従来の震度算定方法よりも変形量との対応がよい結果を与える。

②従来の地域別ブロック別のレベル1地震動の工学的基盤における加速度最大値は、同一ブロック内でも広い範囲にばらついている。また、この値は、従来想定していた加速度最大値との違いが大きい。また、C地区の細島港波、松山港波のように、従来地域別震度としては全国平均程度のレベルと見なされていた港湾の地震動に対して、変形量が大きい結果が得られた。逆に、A地区の十勝港波のように、

変形量が小さいケースもあった。これは当該港湾のサイト特性の影響によるものと考えられる。

従来、設計震度においては重要度係数が考慮され、重要度の高い岸壁ほど大きな設計震度が採用されてきた。岸壁の重要度はこれまで水深に応じて定められてきた傾向が強いが、水深が深いほど岸壁は地震時に変形しやすい。このため、変形量は岸壁の重要度と相関が低いことがわかった。

レベル1地震動に対する変形量の平均値は、概ね重力式岸壁で10cm、矢板式岸壁で15cm程度である。構造形式別の変形量の差は、杭材を含む構造と含まない構造による地震応答解析精度の差の影響も考えられるため、上記の値をそのまま標準的な許容値とすることを提案する。これら変形量は、基本的に地震動が作用した後も岸壁を引き続き供用するためには十分に小さな値であると考えられる。

謝辞:

本研究のとりまとめにあたり、独立行政法人港湾空港技術研究所・菅野高弘、菊池喜昭各室長、野津 厚、一井康二(当時)、小濱英司各主任研究官より貴重なご意見を頂きましたことを感謝します。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、釧路港試験岸壁の波形は北海道開発局の提供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) 土木学会：耐震基準等に関する提言集，1996
- 2) 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
- 3) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)ー耐震基準作成のための手引きー，2001
- 4) 長尾 毅，山田雅行，野津 厚：フーリエ振幅と群遅延時間に着目した確率論的地震ハザード解析，土木学会論文集，No.801，I -73，pp.141-158，2005
- 5) 野津 厚，井合 進，一井康二：岸壁の変形量と入力地震動タイプに関する一考察，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.73-80，1998
- 6) 野津 厚，井合 進，一井康二，沼田淳紀：ケーソン式岸壁の変形に寄与する地震動の振動数成分，レベル2地震動に対する土構造物の耐震設計シンポジウム，pp.311-318，2000

- 7) 松永康男, 及川 研, 輪湖建雄: 阪神・淡路大震災による重力式港湾構造物の基礎地盤部の変形, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.383-390, 1996
- 8) 一井康二, 井合 進, 森田年一: 兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析, 港湾技術研究所報告, 第36巻第2号, pp.41-86, 1997
- 9) Nakahara, T., E. Kohama and T. Sugano: Model shake table test on the seismic performance of gravity type quay wall with different foundation ground properties, 13WCEE, CD-ROM, 2004
- 10) 風間基樹, 稲富隆晶: ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験, 土木学会論文集, 第416号, I-13, pp.419-428, 1990
- 11) Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Otsuka, N. and Kurita, S.: Instability of Gravity Type Quay Wall Induced by Liquefaction of Backfill during Earthquakes, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.71-84, 1998
- 12) 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
- 13) 風間基樹, 鈴木 崇, 小濱英司, 菅野高弘: 初期土圧を考慮した重力式ケーソン岸壁の滑動解析, 地震工学論文集, CD-ROM, 2005
- 14) 三浦均也, 小濱英司, 吉田 望, 渡邊潤平: すべり土塊および抗土圧構造物の固有振動数を考慮した地震時滑動量の推定法, 地震工学論文集, CD-ROM, 2005
- 15) Ichii, K., Iai, S., Sato, Y., and H. Liu : Seismic performance evaluation charts for gravity type quay walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol.19, No.1, pp.21-31, 2002
- 16) 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
- 17) 小堤 治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合 進, 森 玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.443-448, 2004
- 18) 井合 進, 龍田昌毅, 小堤 治, 溜 幸生, 山本裕司, 森浩章: 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 第26回地震工学研究発表会, pp.809-812, 2001
- 19) 岡 由剛, 三輪 滋, 石倉克真, 平岡慎司, 松田英一, 吉田 晃: 鋼矢板岸壁の被災時例による有効応力解析における初期応力状態のモデル化手法の検証, 第26回地震工学研究発表会, pp.813-816, 2001
- 20) 三輪 滋, 小堤 治, 池田隆明, 岡 由剛, 井合 進: 初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.369-380, 2003
- 21) 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タの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997
- 22) 深澤清尊, 佐藤陽子, 野津厚, 菅野高弘: 港湾地域強震観測年報(2001), 港湾空港技術研究所資料, No.1019, 2002 (<http://www.eq.ysk.nilim.go.jp>)
- 23) <http://www.kik.bosai.go.jp>
- 24) 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
- 25) 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
- 26) 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
- 27) 渥美洋一, 石澤健志, 笹島隆彦, 三浦均也, 大塚夏彦, 成田稔: 2003十勝沖地震における釧路港試験重力式岸壁の変形・変状調査, 第39回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2004
- 28) 笹島隆彦, 窪内 篤, 小濱英司, 三浦均也, 渡邊潤平, 大塚夏彦: 2003十勝沖地震における釧路港試験重力式岸壁の変位挙動, 第39回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2004
- 29) 笹島隆彦, 窪内 篤, 大塚夏彦, 森政信吾, 三浦均也: 2003十勝沖地震における釧路港試験重力式岸壁の2次元FEM解析, 第39回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2004

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 310

June 2006

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:046-844-5018