

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。

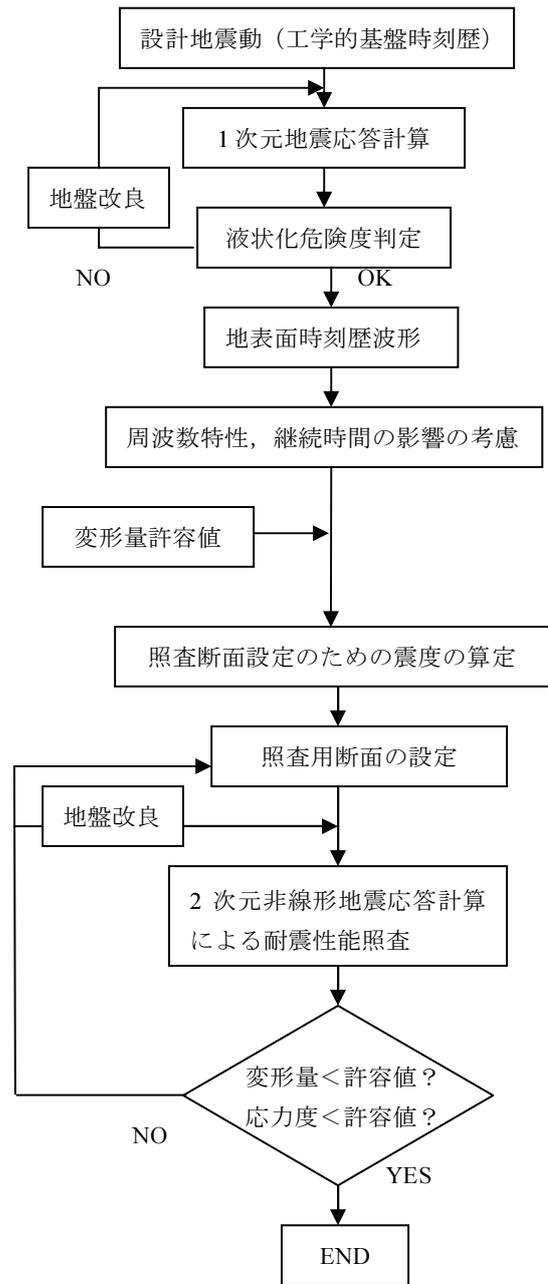


図-1 耐震性能照査フロー

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

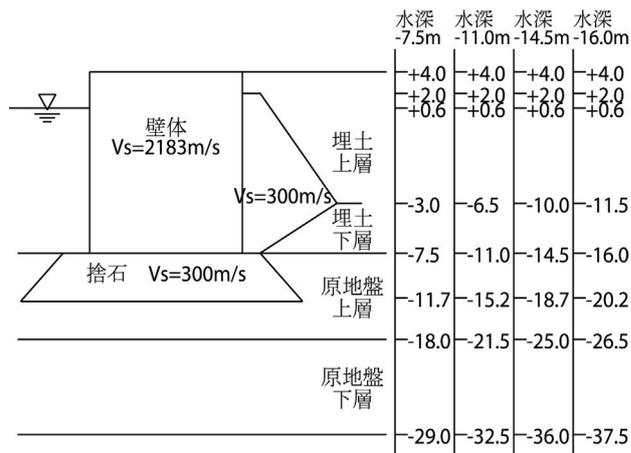
水深 震度	-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
0.10	○△	○△	○	
0.15	○△□	○△□	○	
0.20	○	○△□	○△□	
0.25		○	○△□	○△□
0.27		○	○□	○□

注：○；重力式，△；控え直杭矢板，□；控え組杭矢板

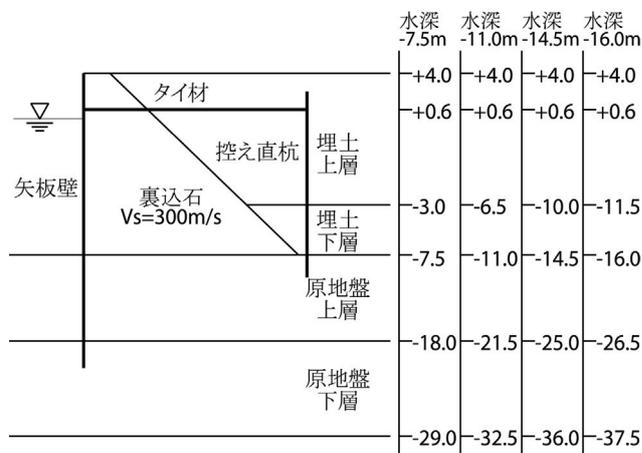
3.2 検討方法

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

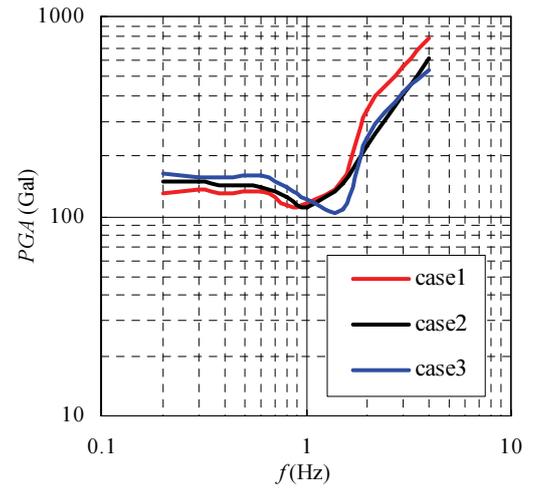
以上述べた条件をもとに、まず周波数特性と岸壁変形量の相関を検討するため、正弦波を用いた検討を行った。正弦波は継続時間の影響の条件を揃えるために継続時間を40秒、主要動継続時間を5秒に調整して、主要動の前後はコサイン状のテーパーをかけた波形を用いた。用いた周波数は、0.2、0.3、0.4、0.6、0.8、1.0、1.5、2.0、3.0、4.0Hzの10種類とした。入力振幅を調整して、岸壁の天端残留変形量が20cmとなる条件を探索した。この20cmは、レベル1地震動作用後の変形量として供用制限を行うことなく岸壁が引き続き供用できる値の上限に近い値として設定している。

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。

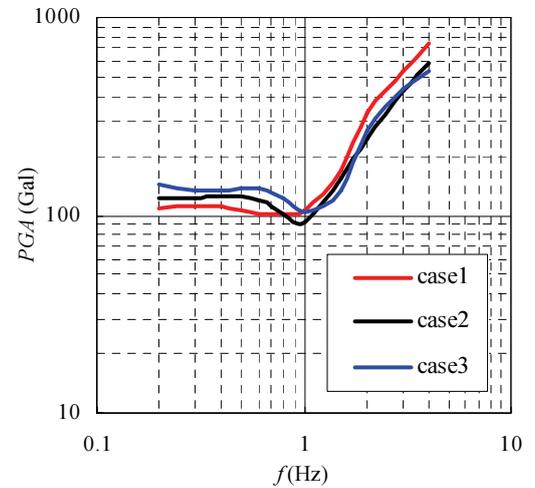
図より3つの特徴が指摘できる。まず、1Hz以上になると壁体に変形を起こさせるためには非常に大きな入力地震動が必要になる。また、1Hz以下の領域では基本的にほぼ同程度の入力地震動により等量の変形が発生する。さらに、水深が浅いほど同じ入力に対して変形が生じにくいことが分かる。これは、同じ設計震度で設計した断面であっても、壁高さが高いほど変形しやすいことを示している。矢板式岸壁についても同様の傾向の結果が得られた。

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。

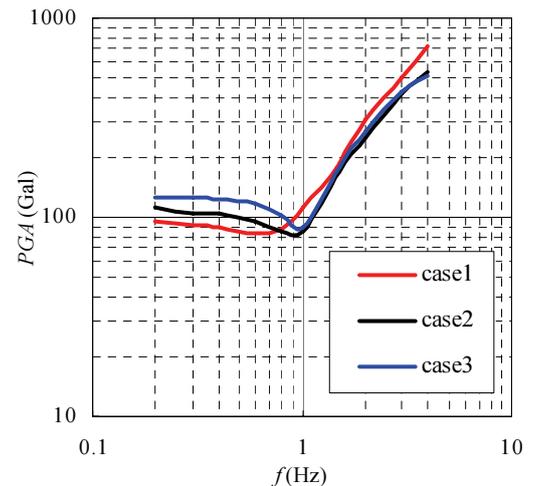
設計震度0.10の条件における結果であることを考慮して、フィルター処理後の加速度最大値が100Galとなるよ



(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)

$c_3 = 0.88$, $c_4 = 0.96$

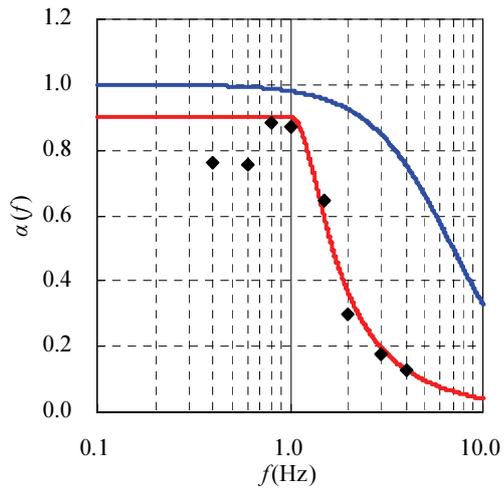
$c_5 = 0.23$ (重力式), 0.96 (矢板控え直杭式), 0.76 (矢板控え組杭式)

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

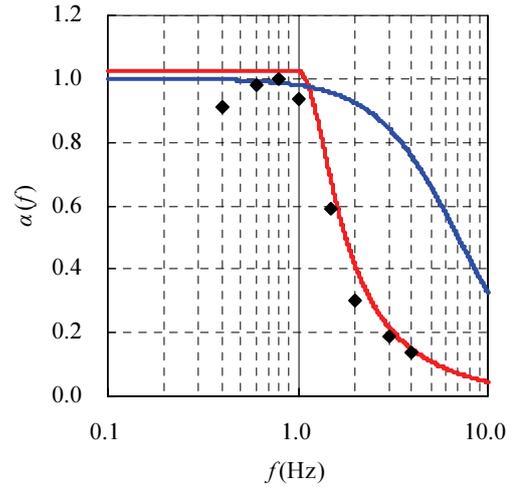
3.4 継続時間の影響の評価

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。

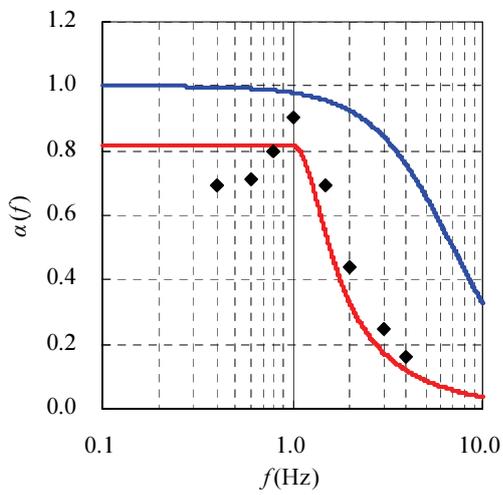
検討条件は周波数特性の検討と同様に、重力式および矢板控え直杭式は設計震度 0.10、矢板控え組杭式は設計震度 0.15 とした。周波数特性に偏りがないように、港湾等における代表的な観測波形、鉄道構造物における設計波および模擬地震動を9波形抽出した。用いた波形とその卓越周波数を表-4 および図-7に示す。



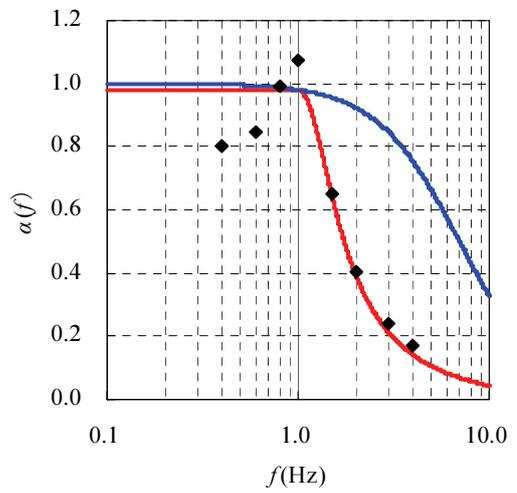
(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1



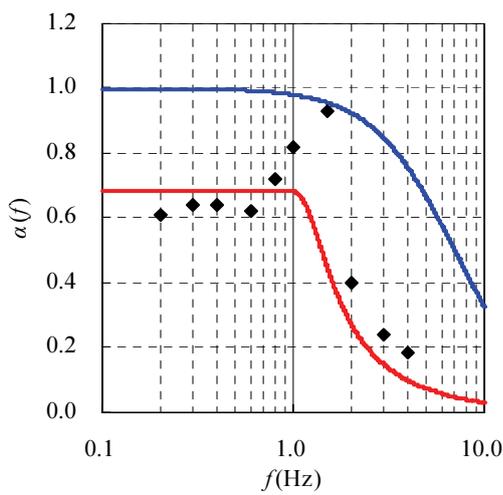
(d) 水深-11.0m, 地盤ケース 1



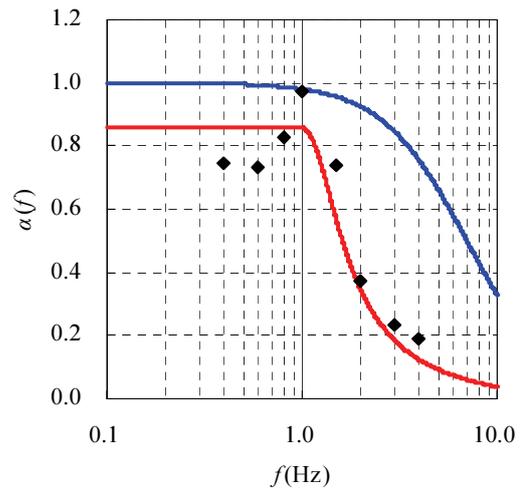
(b) 水深-7.5m, 地盤ケース 2



(e) 水深-11.0m, 地盤ケース 2



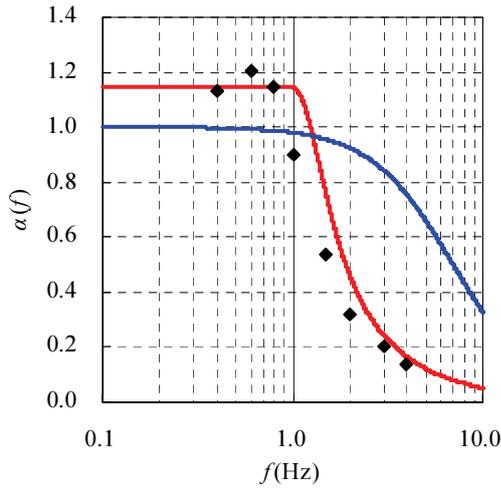
(c) 水深-7.5m, 地盤ケース 3



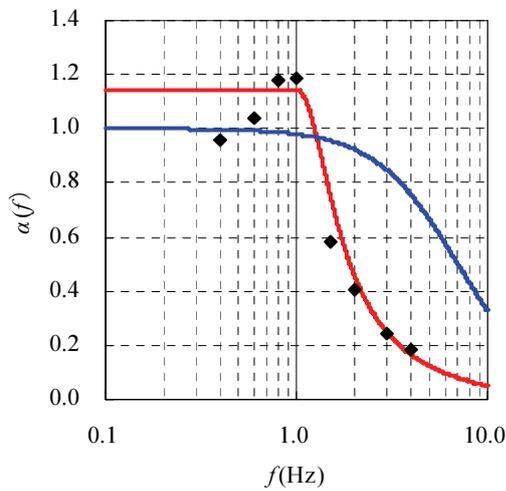
(f) 水深-11.0m, 地盤ケース 3

— 本研究 — SMAC フィルター

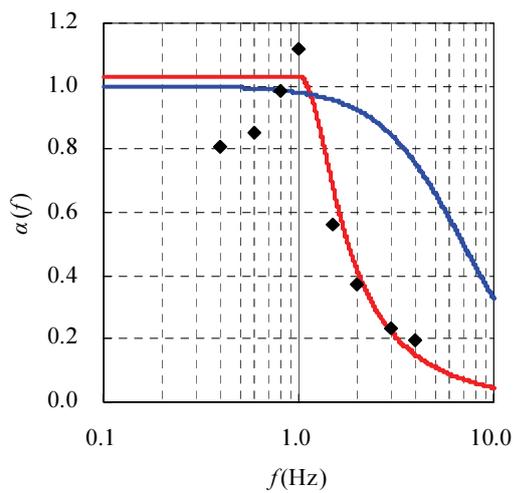
図-4(a) 周波数特性考慮用フィルター (重力式)



(g) 水深-14.5m, 地盤ケース 1

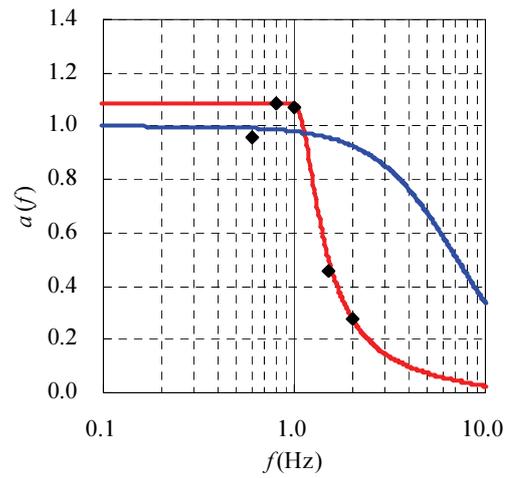


(h) 水深-14.5m, 地盤ケース 2

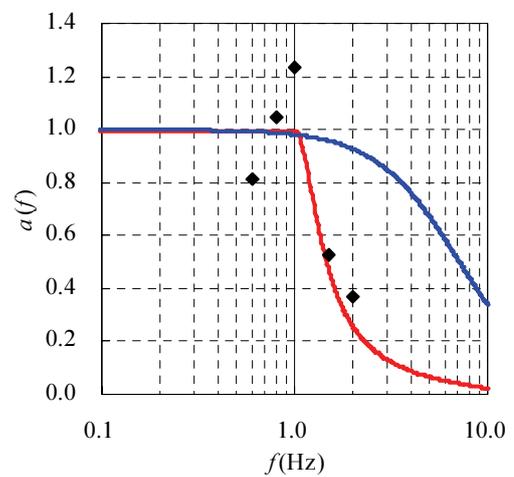


(i) 水深-14.5m, 地盤ケース 3

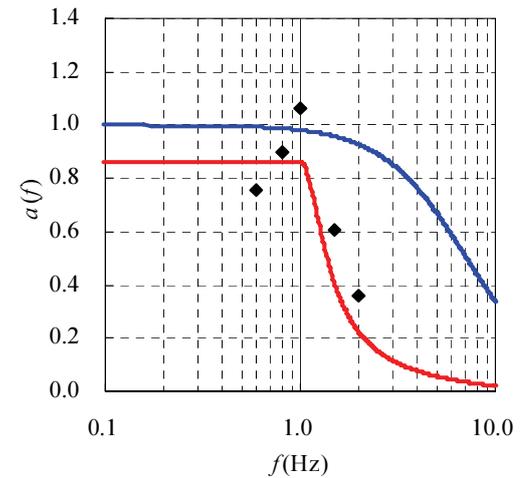
— 本研究 — SMAC フィルター



(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1



(b) 水深-7.5m, 地盤ケース 2

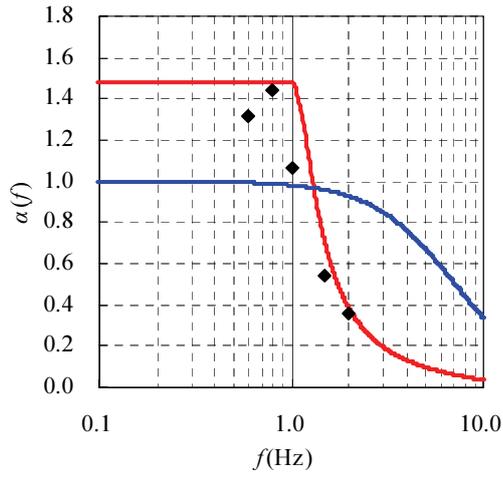


(c) 水深-7.5m, 地盤ケース 3

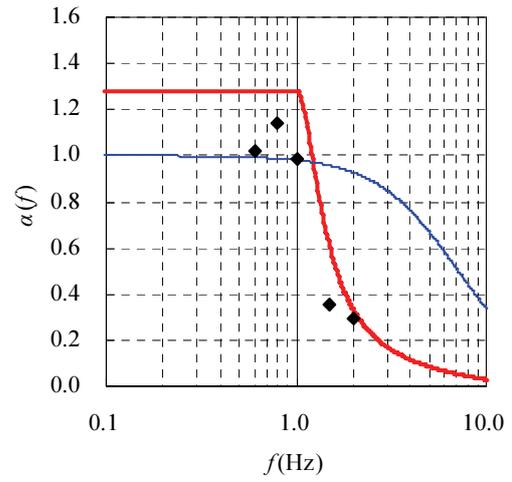
— 本研究 — SMAC フィルター

図-4(b) 周波数特性考慮用フィルター (重力式)

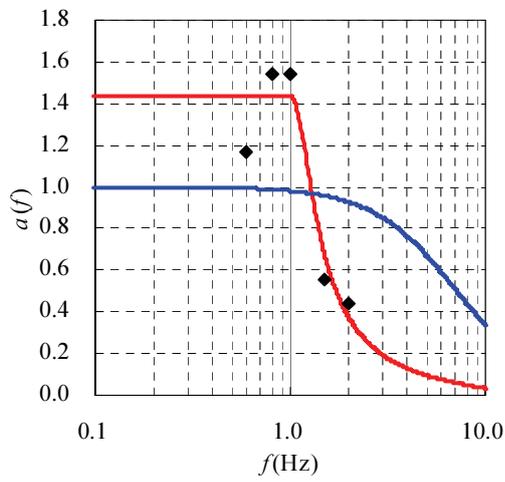
図-5(a) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え直杭式)



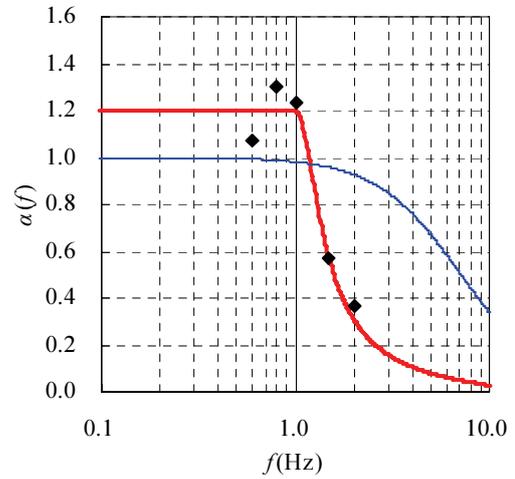
(d) 水深-11.0m, 地盤ケース 1



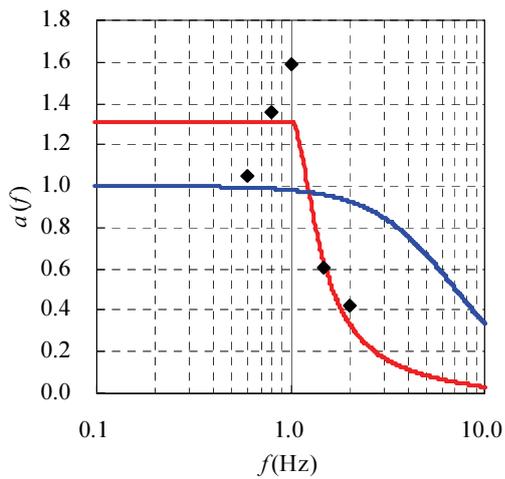
(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1



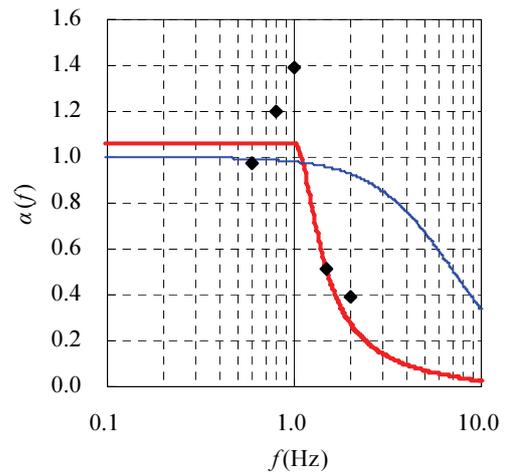
(e) 水深-11.0m, 地盤ケース 2



(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

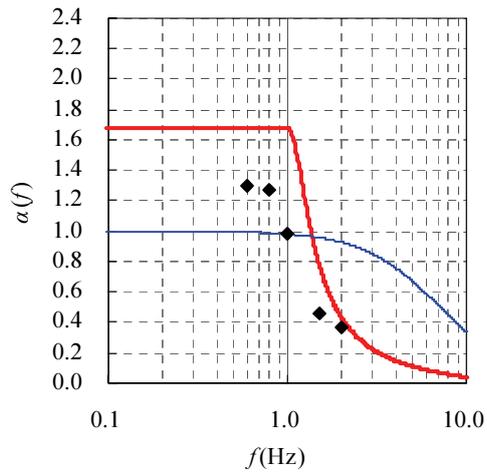
— 本研究 — SMAC フィルター

図-5(a) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え直杭式)

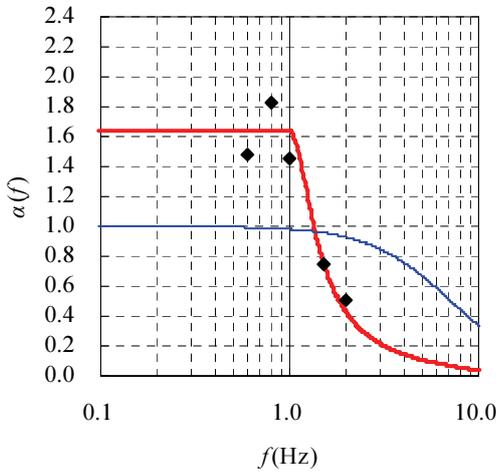
図-6(a) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え組杭式)

表-4 検討対象波形

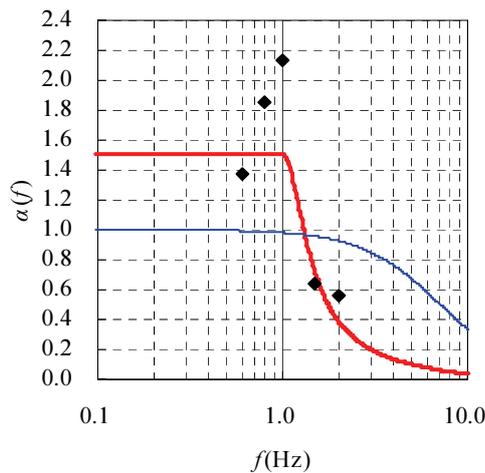
No.	名称	卓越周波数(Hz)
1	八戸波	0.39
2	神戸波	2.88
3	大船渡波	2.34
4	宮崎波	4.55
5	美都波	0.37
6	JR波	1.34
7	Dip波	0.68
8	Strike波	1.66
9	Subduction波	0.60



(d) 水深-11.0m, 地盤ケース 1



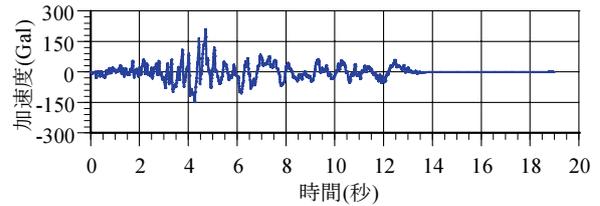
(e) 水深-11.0m, 地盤ケース 2



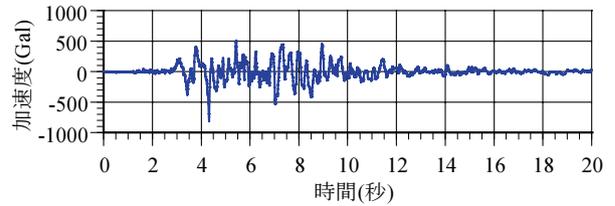
(f) 水深-11.0m, 地盤ケース 3

— 本研究 — SMACフィルター

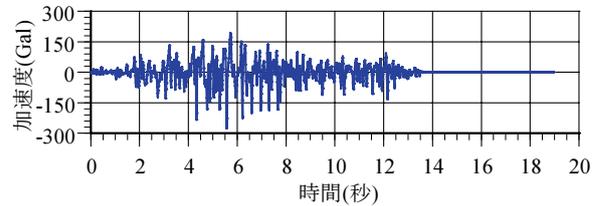
図-6(b) 周波数特性考慮用フィルター (矢板控え組杭式)



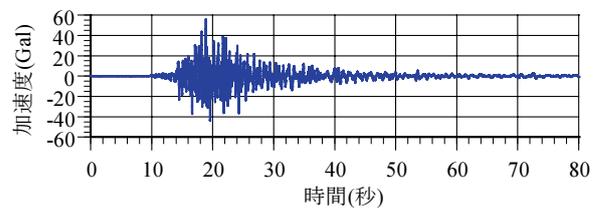
(a) No.1 (八戸波)



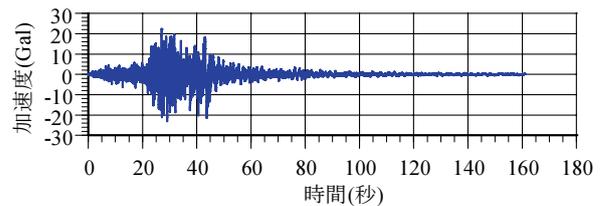
(b) No.2 (神戸波)



(c) No.3 (大船渡波)

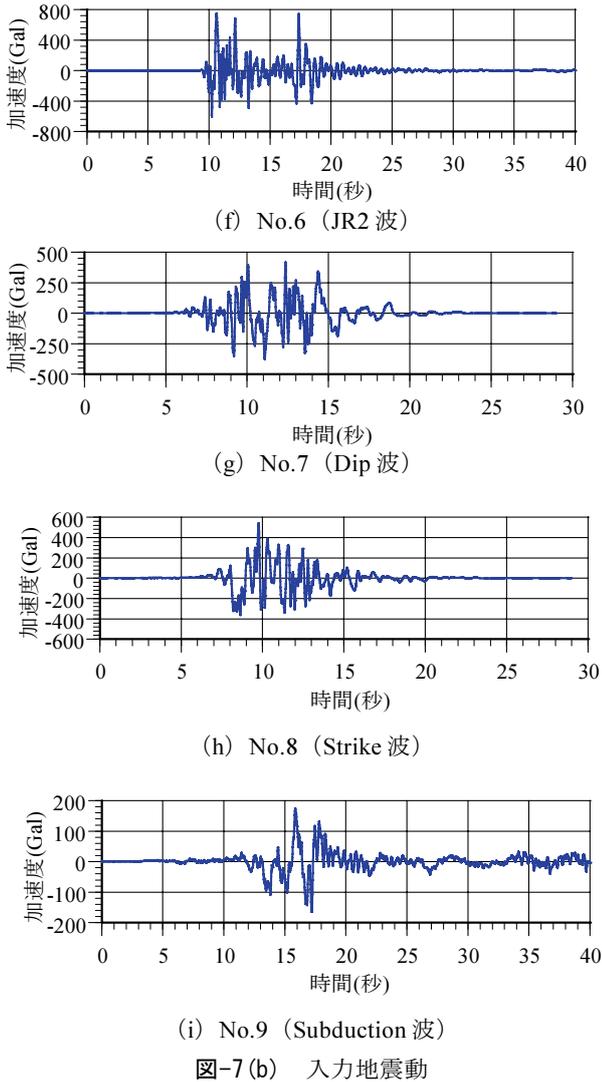


(d) No.4 (宮崎波)



(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。この他、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)

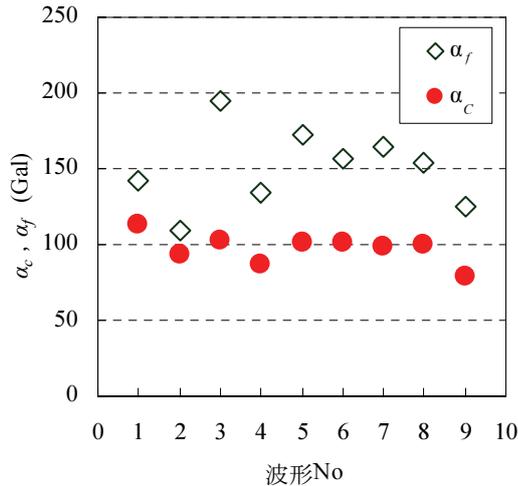


図-8 加速度最大値の比較

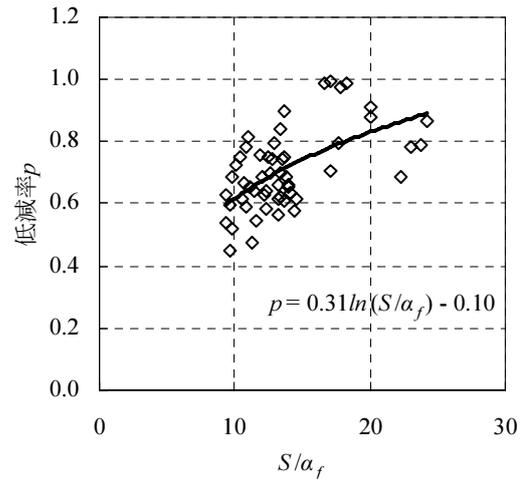


図-11 低減率 (矢板控え組杭式)

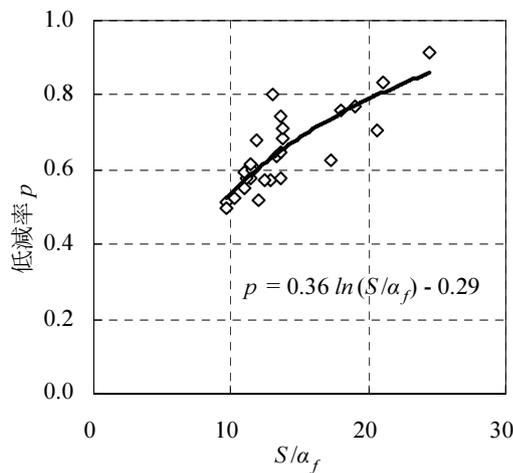


図-9 低減率 (重力式)

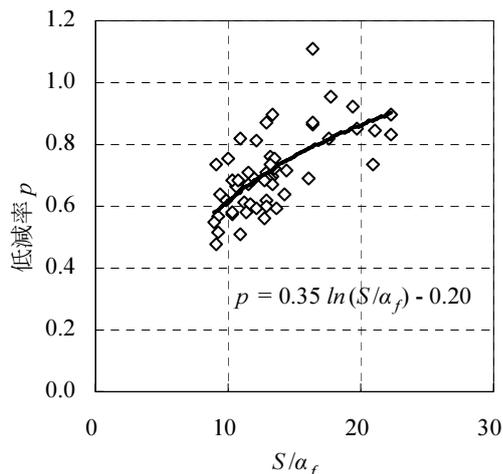


図-10 低減率 (矢板控え直杭式)

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

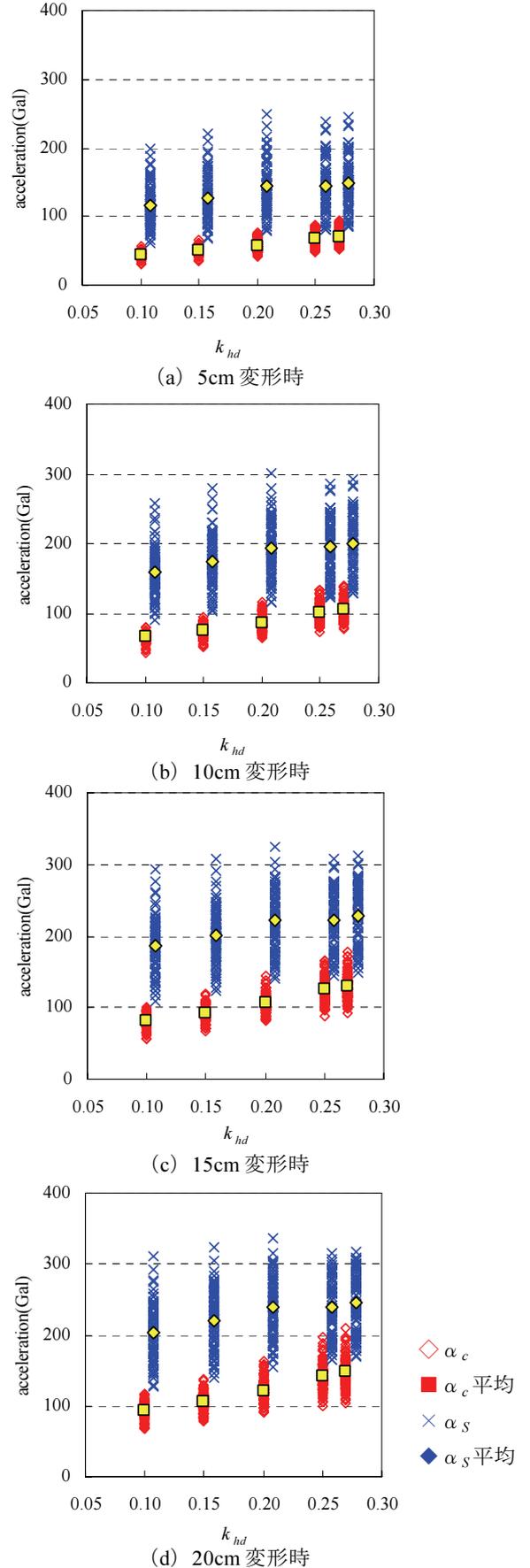
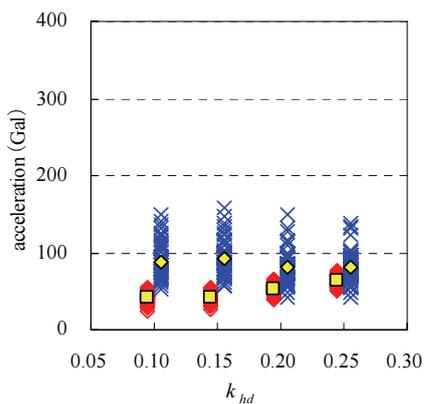
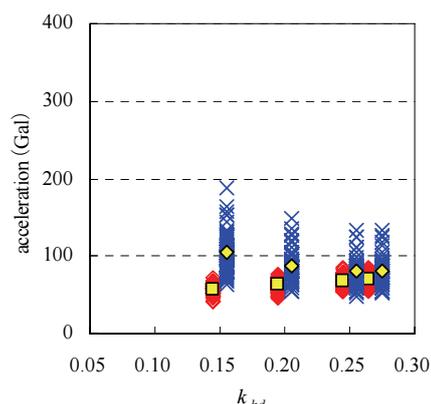


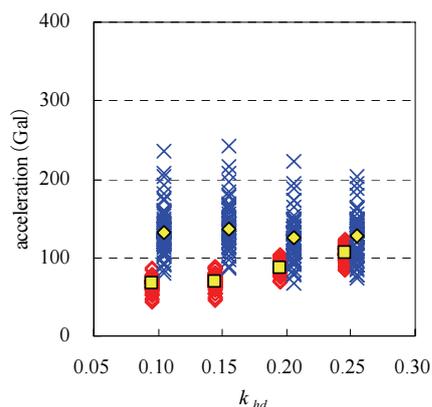
図-12 設計震度と加速度最大値の関係(重力式)



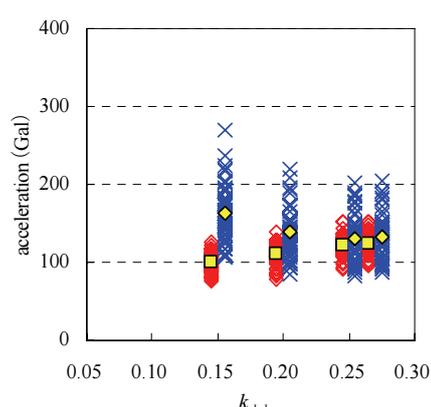
(a) 5cm 変形時



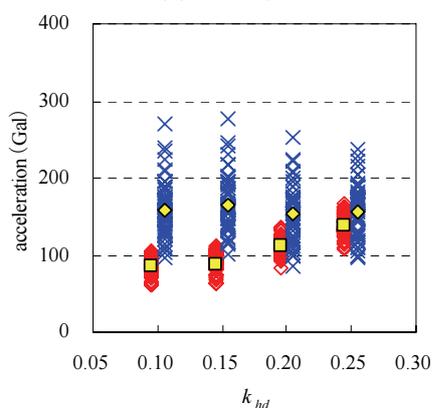
(a) 5cm 変形時



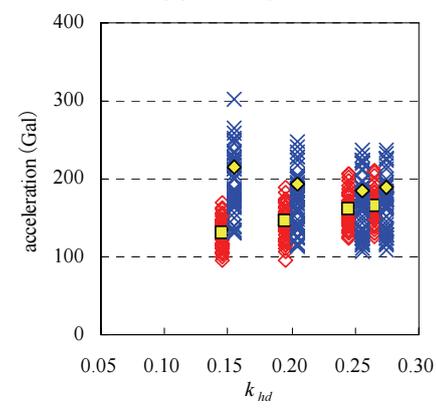
(b) 10cm 変形時



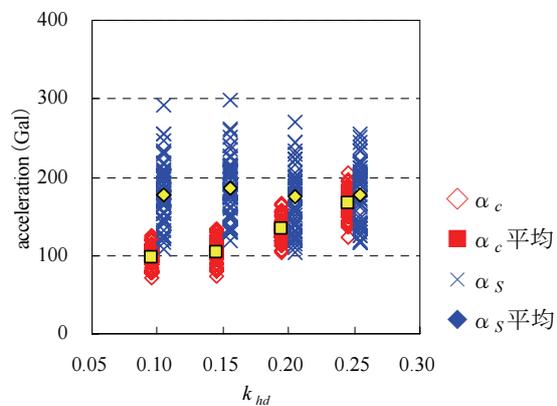
(b) 10cm 変形時



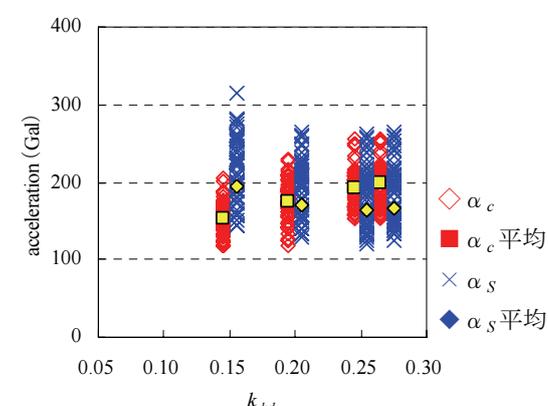
(c) 15cm 変形時



(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)

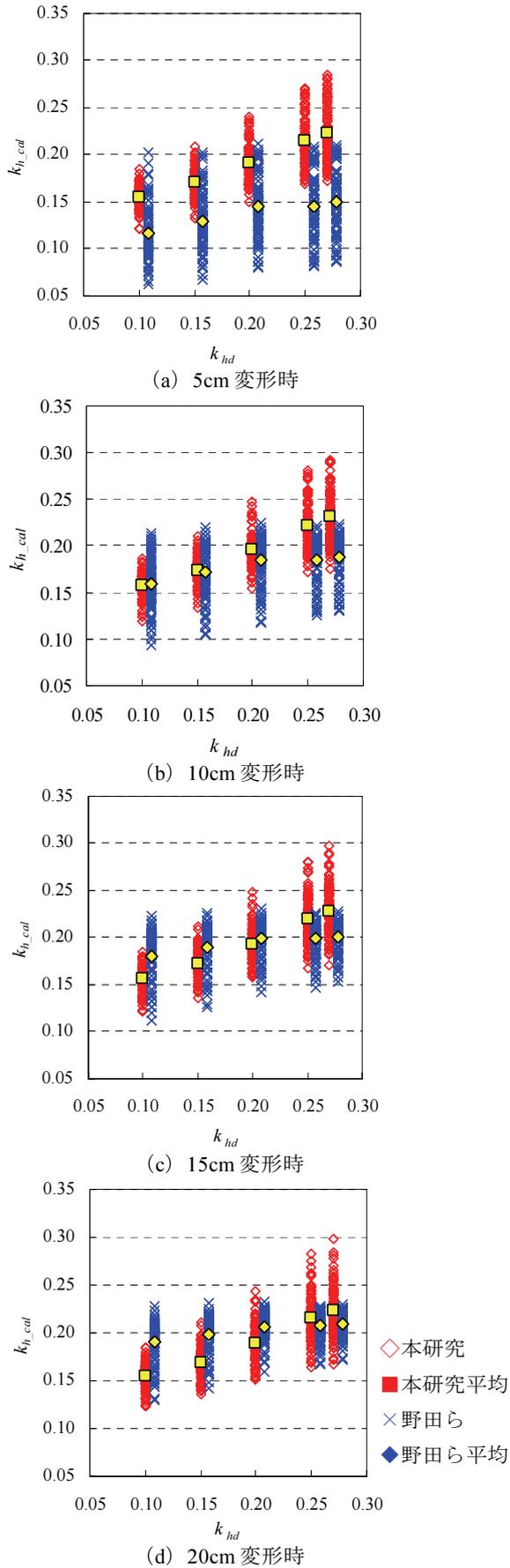


図-15 算出震度の比較(重力式)

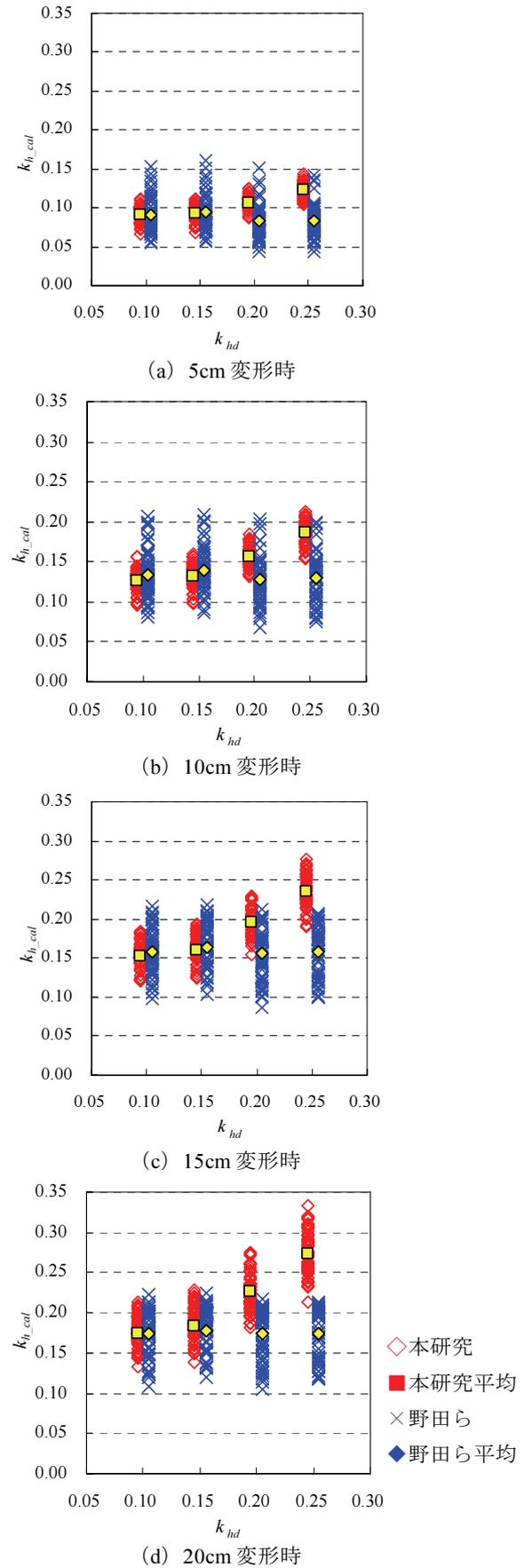


図-16 算出震度の比較(矢板控え直杭式)