

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

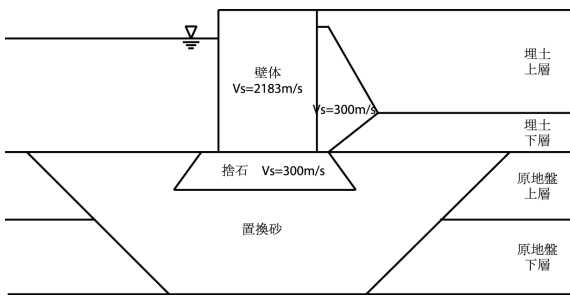


図-18 重力式岸壁検討断面

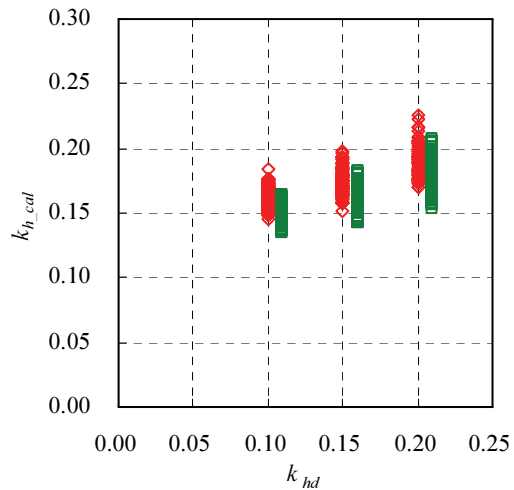
究⁸⁾を参考に設定した。また、粘性土以外の地盤物性値は、正規圧密粘土の砂置換断面については表-3の地盤ケース1の値を、過圧密粘土の断面については同表の地盤ケース2の値を用いた。検討はこれまでと同様に、FLIPにより表-4に示す9波形の地震動で変形量が概ね20cm以下となるように振幅調整を行った。

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)

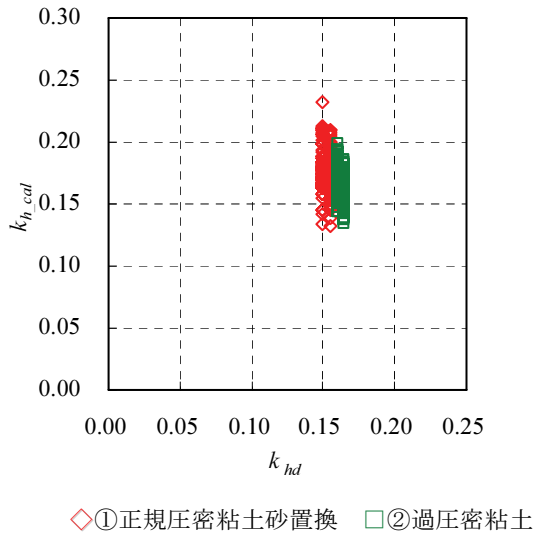


図-20 算出震度の比較 (矢板控え直杭式)

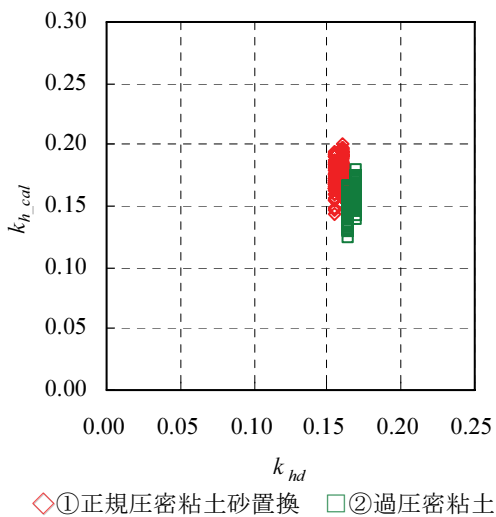


図-21 算出震度の比較 (矢板控え組杭式)

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

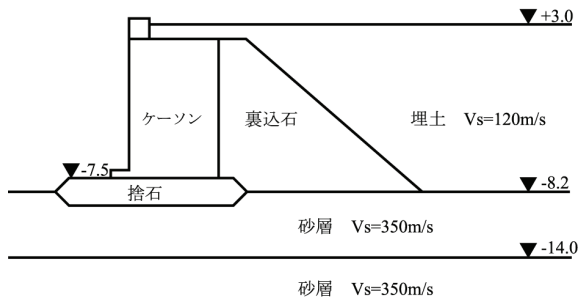
岸壁の地盤条件が良い場合について検討する。控え組杭式矢板は非常に地盤条件の良い場合に用いられることは少ないためここでは検討対象外としている。

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。

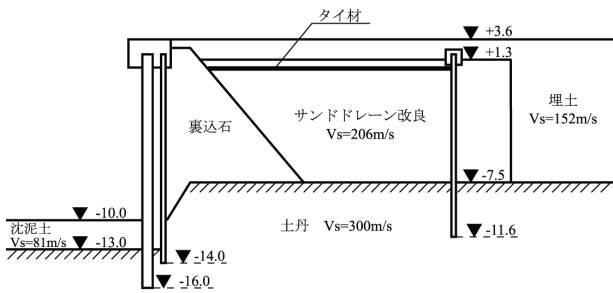
次に矢板式岸壁について検討する。事例岸壁は図-22(b) に示すように、支持層相当の土丹に根入れされており、さらに埋土部分はサンドドレーン改良が施されている。設計震度は 0.25、壁高は 14.2m である。固有周期は T_b は未改良埋土部分を評価して 0.23s、 T_u は海底面位置が矢板壁直背後では支持層相当であるためゼロとなる。これにより base 値を算出すると 0.87 となり、これも検討してきた範囲外の値である。

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 base 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

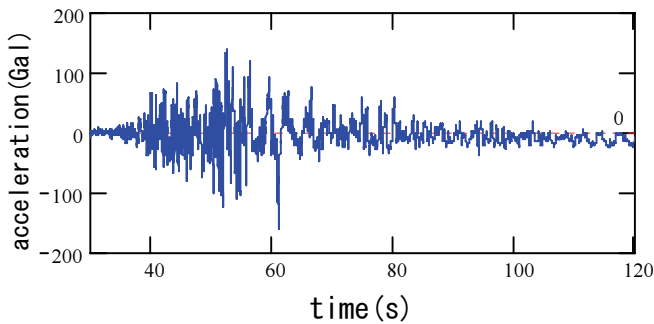


図-23 加速度時刻歴

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)

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

$$0.41 \leq b$$

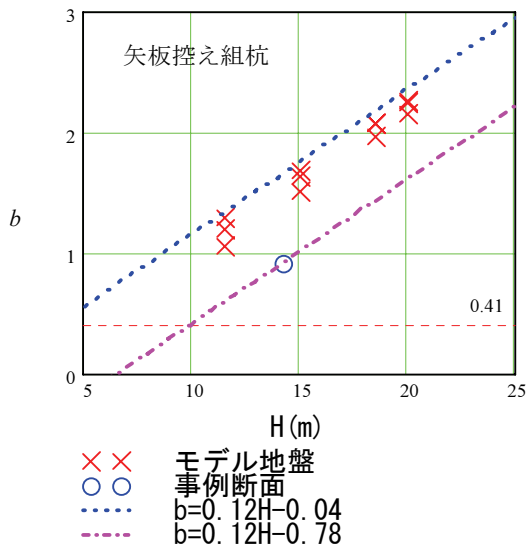
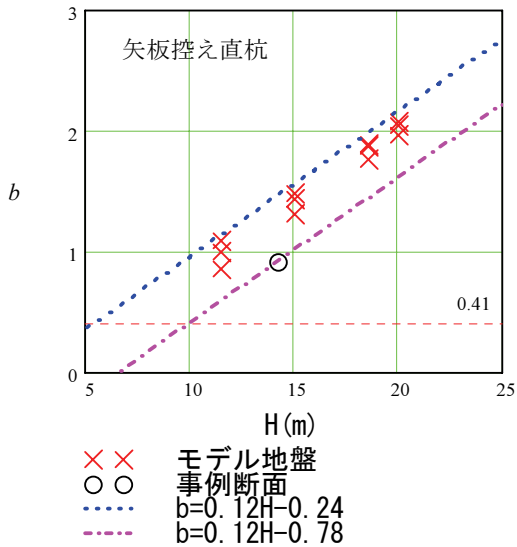
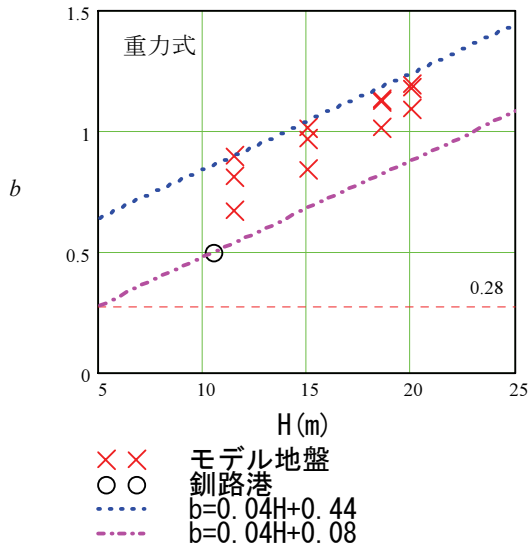


図-24 フィルター制限

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・水深などを変化させた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

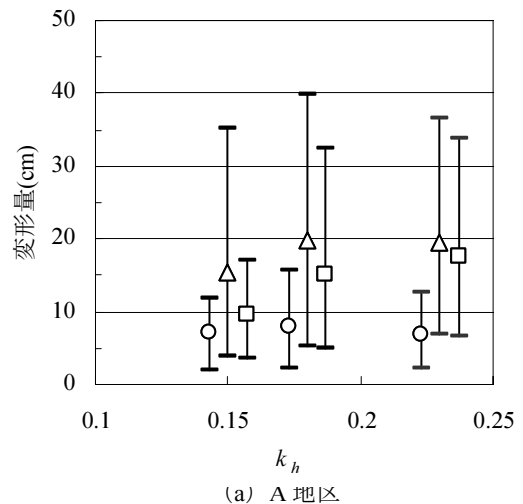
地域ブロック	港湾名	加速度最大値(Gal)
A	釧路港	172.6
	十勝港	391.0
	木更津港	175.9
	尾鷲港	228.0
	和歌山下津港	284.5
	東京港	106.5
	横須賀港	89.9
	名古屋港	87.9
	清水港	163.9
大阪港	100.8	
B	久慈港	231.0
	小名浜港	389.7
	鹿島港	267.3
	橘港	182.2
	宿毛湾港	293.6
	釜石港	109.3
	大船渡港	133.6
	日立港	284.1
	須崎港	128.2
徳島小松島港	648.3	
C	船川港	193.5
	境港	142.2
	松山港	256.7
	油津港	156.6
	大分港	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

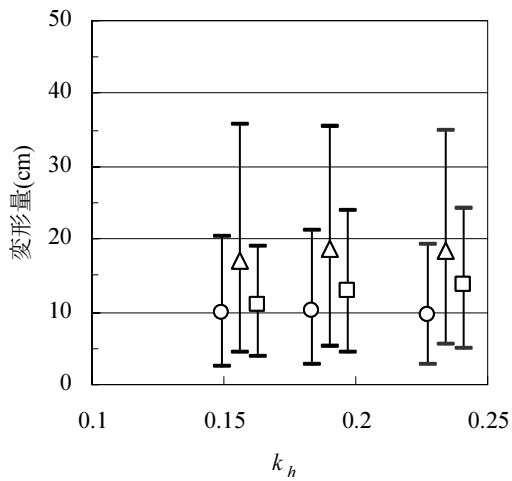
図-25 に地域ブロック別の変形量を示す。図-26 には構造形式別の変形量の頻度分布を示す。各構造形式について、D地区を除いては変形量にばらつきが大きい。また、従来地域別震度としては全国平均的な値であったC地区についても、細島港波、松山港波については大きな変形量が算出された。変形量が大きい理由としては、当該港湾のサイト特性の影響が考えられる。図-27 には松山港の強震観測地点におけるサイト特性を示す。これは地震基盤から地表面に至るサイト特性であるが、図より分かるように1Hzに非常に鋭いピークを有する増幅特性となっている。このため、松山港強震観測地点のレベル1地震動は岸壁の変形に大きな影響を及ぼ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

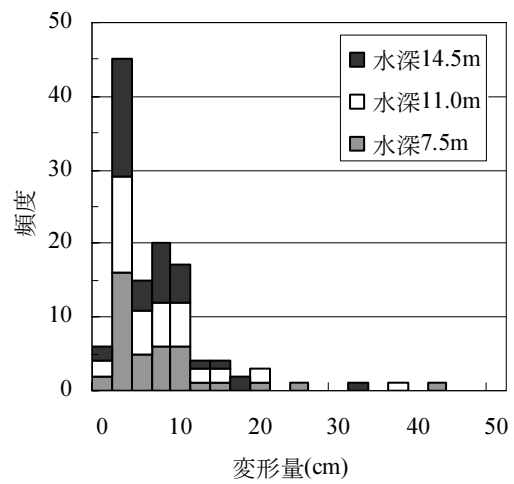


○重力式 △控え直杭矢板 □控え組杭矢板

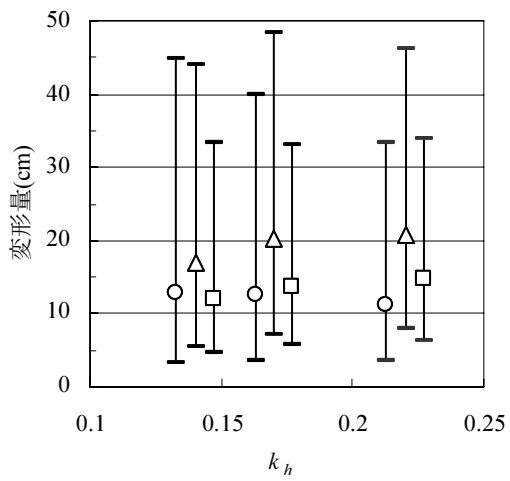
図-25(a) 地域ブロック別変形量



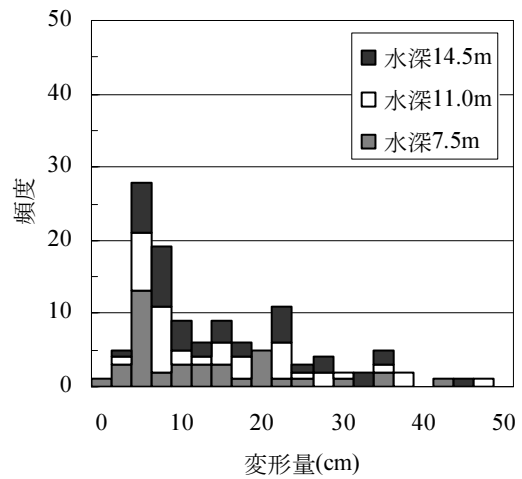
(b) B地区



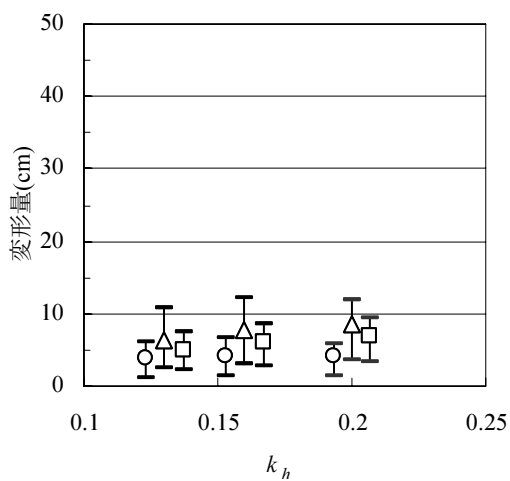
(a) 重力式



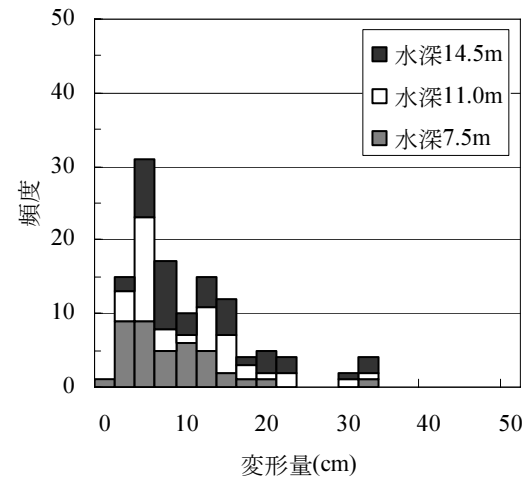
(c) C地区



(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

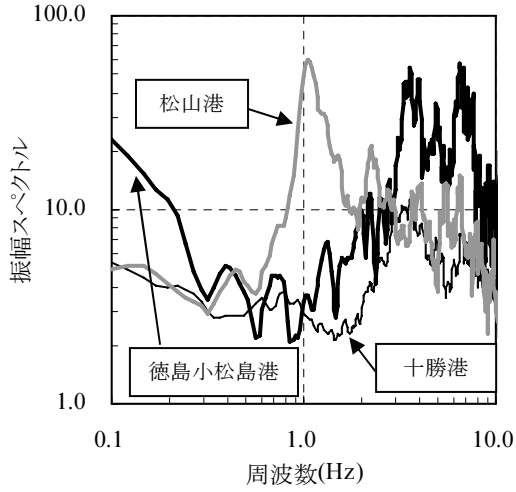
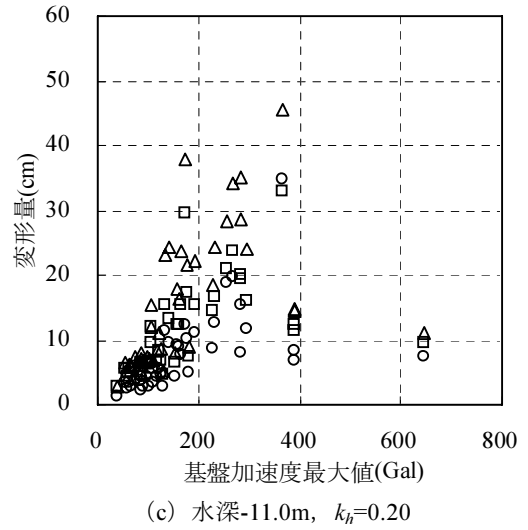
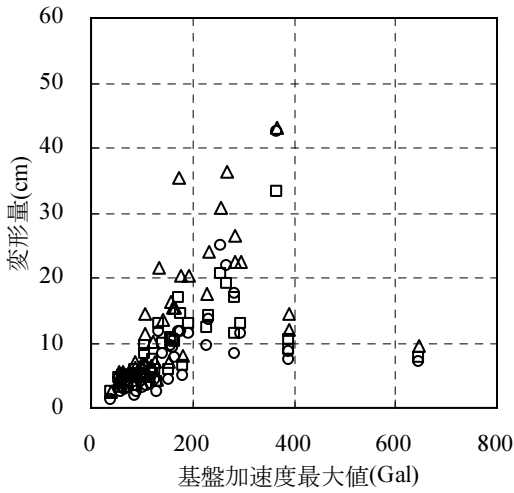


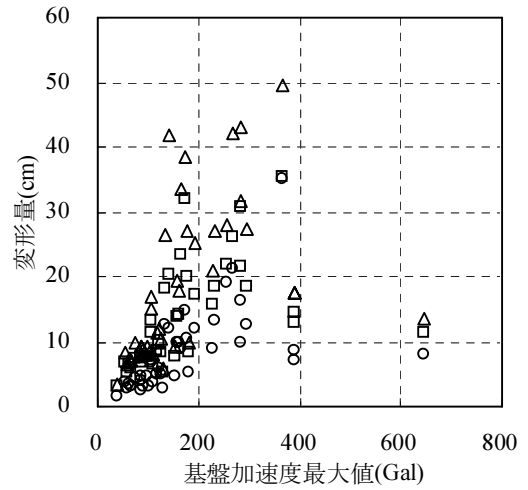
図-27 サイト特性



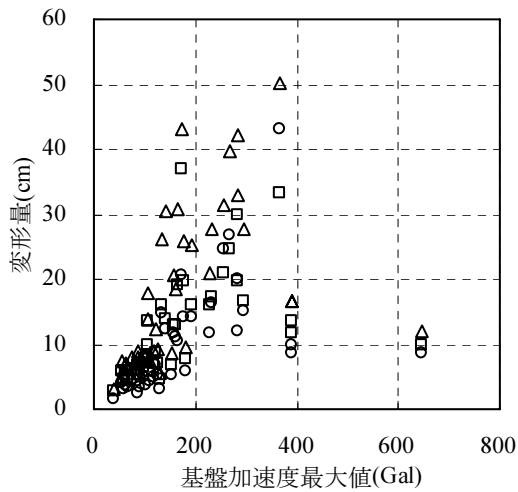
(c) 水深-11.0m, $k_h=0.20$



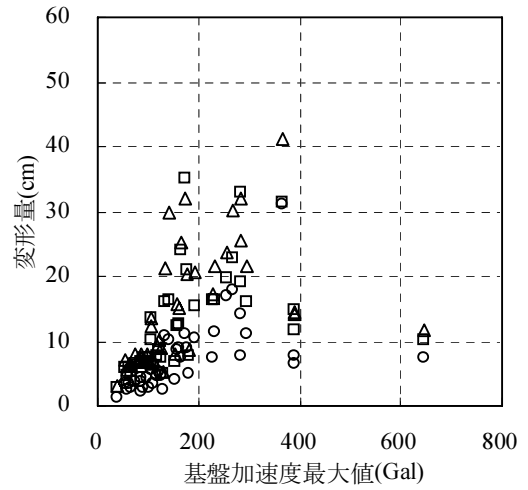
(a) 水深-7.5m, $k_h=0.15$



(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

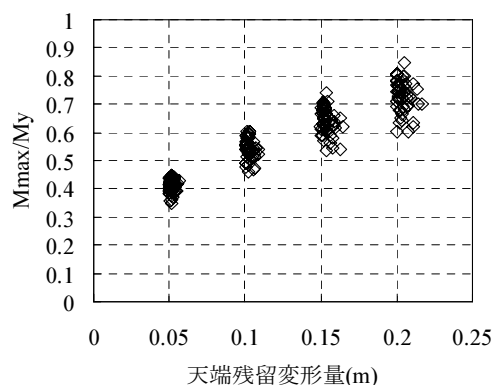
○重力式 △控え直杭矢板 □控え組杭矢板
 図-28(b) 入力加速度最大値と変形量の関係

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。

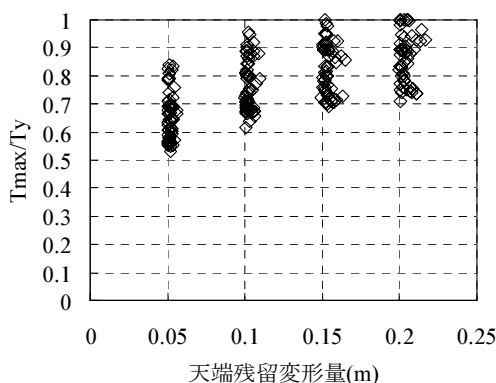
ここで、-11m 岸壁の場合について控え組杭式の矢板岸壁の変形量と断面力余裕度について整理すると図-29に示すとおりである。鉛直軸は断面力を降伏値で除して正規化している。変形量が15cm以下の範囲では断面力には余裕がある場合がほとんどである。控え直杭式の場合¹²⁾と同様に、この傾向は水深が深いほど顕著である。控え組杭式矢板岸壁は水深の深い場合に用いられることが多いことから、控え組杭式矢板岸壁も控え直杭式と同様に、変形量が15cm程度以下の場合には降伏先行型ではなく、基本的に変形先行型であると考えられる。

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大きい結果となった。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

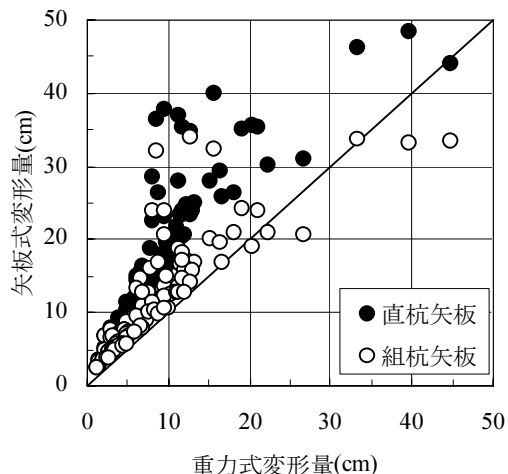


図-30 構造形式別の変形量の比較

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