

控え直杭式矢板岸壁の簡易耐震性能照査法 における控え杭のモデル化方法の改善

宮下 健一郎¹・長尾 毅²

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町三丁目 22 番地）

E-mail:kenichirou.miyashita@os.pacific.co.jp

²正会員 神戸大学教授（〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1）

E-mail: nagao@people.kobe-u.ac.jp

本研究は、著者が提案している控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動に対する簡易耐震性能照査手法について精度向上のため、控え杭のモデル化方法について検討を行ったものである。本モデルは骨組み解析と 1 次元地震応答解析で構成されており、2 次元地震応答計算解析と比較して計算負荷が少なく、従来の震度法による設計法と比較して、実際の破壊メカニズムに即した照査手法となっている。しかしながら、既往の研究モデルは岸壁天端の残留変位量の評価に着目したモデルであり、控え杭の断面力の評価に対応したモデルとはなっていなかった。本研究は、控え杭の断面力の評価を可能にするため、控え杭のモデル化方法について改良の検討を行ったものである。構築したモデルによる結果を 2 次元地震応答解析結果と比較し妥当性を検証した。

Key Words: sheet pile quay wall, earthquake resistant design, lateral ground reaction

1. はじめに

2007 年に港湾の施設の技術上の基準が改定され、設計体系は仕様規定型から性能規定型へ移行された¹⁾。性能規定型の設計体系のもとでは、要求される性能を適切に評価できる照査法が求められる。レベル 1 地震動に対する岸壁の耐震設計の場合、現行港湾基準では地震動の周波数特性や継続時間が岸壁の変形に及ぼす影響を考慮した照査用震度²⁾による震度法が標準的な照査法として位置づけられている。この方法は、本研究で対象とする控え直杭式矢板岸壁に関しては、レベル 1 地震動程度の地震動の作用に対する破壊モードは変位先行型で鋼材の降伏先行型ではない³⁾ことに対応した手法となっているものの、基本的には設計者の便を考慮して旧基準の手法に準拠しているため、考慮している変形メカニズムは実際の岸壁のものと乖離しており、性能評価の精度には問題が残されている。

精度良く岸壁の性能を評価できる照査法としては、2 次元地震応答解析が挙げられ、様々な精度向上の工夫が行われた結果⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾、現在主にレベル 2 地震動に対する性能照査において設計実務に広く用いられている。しかしながら、2 次元地震応答解析では設定した断面が要求

性能を満足していないか、または過度な性能を有することが分かったときには断面変更による再照査の必要があり、現時点では計算負荷の問題を無視できない。このため現行港湾基準において、2 次元地震応答解析はレベル 1 地震動に対する標準的な性能照査方法として位置づけられていない。従って、レベル 1 地震動に対する耐震照査に対して、2 次元地震応答解析のように計算負荷が大きくはなく、簡便でありながらも実際の破壊メカニズムに即した照査法の開発が必要であるといえる。筆者は、既往の研究において 1 次元地震応答解析により地盤の剛性低下を評価して控え杭及び矢板の横抵抗をモデル化し、骨組みモデルによって岸壁の残留変形量及び部材の断面力を求める簡易耐震性能照査法の検討を行っている¹⁰⁾¹¹⁾。このモデルは、地震応答計算は 1 次元、断面力の計算は静的な骨組解析であるために 2 次元地震応答解析と比較して断面データの作成、計算の実行の何れにおいても計算負荷が極めて少なく、簡易に実行できるという利点を有している。2 次元地震応答解析が 1 ケースの実行に半日程度要するのに対して本モデルの実行時間は 1~2 分程度であり、断面決定までに数ケースの検討を行うことを考えると、計算負荷低減の効果は非常に大きい。

しかしながら、既往のモデル¹¹⁾は岸壁天端の残留変位

量の評価に着目したモデルで控え杭の地盤バネを杭頭の集中バネとしてモデル化しており、控え杭の断面力の評価に対応したモデルとはなっていない。本研究は、著者が提案している簡易耐震性能照査法において控え杭の断面力の評価を可能にするため、控え杭のモデル化方法を改良するための検討を行ったものである。本研究では、まず2次元地震応答解析を実施し、控え杭の地盤反力及び変形モードについて考察する。その結果をもとに、控え杭のモデル化方法を提案する。提案したモデルによる結果を2次元地震応答解析結果及び港湾基準による方法の結果と比較し妥当性を検証する。

2. 既往の研究モデルの概要と問題点

既往の研究¹⁰⁾¹¹⁾はモデルは1次元の地震応答解析と骨組みモデルを用いたモデルであり、控え杭前面バネを図-1に示すようなタイ材取付点での集中バネとしたモデルとしている。これは既往の研究¹⁰⁾において、控え直杭式矢板岸壁では矢板の変形により、矢板背後地盤は杭頭部以外では水平方向に広がるような変形モードとなるため地盤の水平方向の圧縮量が増加せず、大きな地盤反力が発生しないことが明らかとなったため、これを簡易に表現するためである。

また、控え直杭式矢板岸壁では、水平成層地盤と異なる応力状態となっており、地震によるひずみの増加も水平成層地盤とは異なる。例えば、矢板前面地盤では地震前から大きなせん断応力が発生しているため、水平成層地盤に比べて地震動の繰り返し作用により地盤の変形が進む。既往の研究¹⁰⁾ではこれを表現するため、矢板前面地盤の地震前の応力状態をモデル化して初期せん断応力を与えた1次元地震応答解析を行い、矢板下端における変位量を評価した。そしてこの変位量を骨組み解析により得られた矢板及び控え杭の変位量に足すことにより、岸壁全体の変形量として評価した。また、矢板下端より上の矢板前面地盤については、1次元地震応答解析から地盤のせん断剛性の低下率を求め、骨組みモデルにおける矢板前面地盤バネのバネ値にこの低下率を乗じることにより、地震動の繰り返し作用による地盤変形の影響を表現した。以上が既往のモデルの概要であり、既往の研究モデルが目的としていた岸壁天端の残留変形量の評価はこのモデルにより概ね満足することが出来ていた。しかしながら、このモデルは控え杭に対する地盤バネを杭頭の一つで表現しているため、地盤反力は杭頭にしか作用せず、控え杭の曲げモーメントが地盤反力によって深度方向への変化することを表現することができないため、控え杭の曲げモーメントの評価に適したものとはなっていない。

また、控え杭の曲げモーメントを評価するには、分布バネで控え杭のバネをモデル化する必要があるが、既往の研究¹⁰⁾において、分布バネの適用について検討されており、矢板前面地盤バネ同様に一般的な分布バネ値に地盤の剛性低下率を乗じた分布バネを適用した場合、杭の下端から変形するような変形モードを表現することはできなかった。よって、分布バネを適用する場合に至っては、地盤剛性の低下に代わる新たな地震動の繰り返し作用による地盤変形の影響の表現方法について検討する必要があると考えられる。

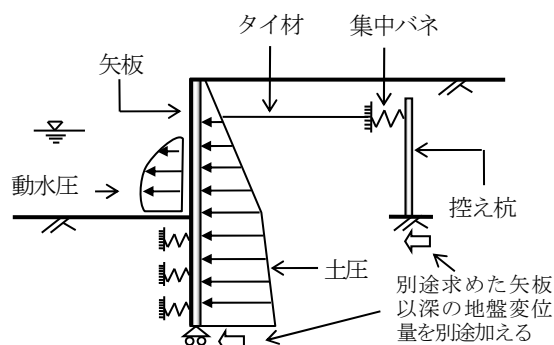


図-1 既往の研究のモデルのイメージ

3. 控え杭に対する地盤反力と控え杭の変形モードの特徴

(1) 検討内容

ここでは、控え杭のモデル化方法について検討する前段として、2次元地震応答解析により控え杭に対する地盤反力と控え杭の変形モードの特長について整理する。2次元地震応答解析には解析コードFLIP⁹⁾を使用する。

(2) 検討条件

2次元地震応答解析を行う検討断面は図-2に示す5.5m、7.5m、11m、14.5mの4水深の断面でそれぞれ基盤から地表面までの地盤の固有周期が1.2s程度の地盤Case1と0.8s程度の地盤Case2の2地盤条件を設定する。地盤条件は矢板式が採用され易い比較的軟弱な地盤条件としている。各水深の構造諸元及び照査用震度は表-1に示すとおりであり、港湾基準における標準的な方法により設計されている。地盤条件は表-2に示す。また、本研究はレベル1地震動を対象としているため、液状化の可能性がある場合、液状化対策が行われるとして、地盤は液状化しないことを前提としている。表-2に示したパラメータは現在標準的に用いられている設定方法¹²⁾に従って設定している。FLIPにおける解析手法は、控え直杭式矢板岸壁のFLIPによる解析で一般的に使われている4段階解析法⁹⁾を使用した。4段階解析法とは、地盤各部の初期応力状態が実際に近い状態を再現するように、

岸壁の施工過程を踏まえ自重解析を3段階に分けて行った後で動的解析を実施する手法である。また、矢板とその前面地盤の間には JOINT 要素（摩擦角 15 度）を設置し、背後地盤と矢板の間は FLIP における標準的なモデル化に従い鉛直ローラー扱いとする。控え杭とその前面地盤間は相互作用バネ¹³⁾でつなぎ、杭間隔や杭径の影響を考慮できるようモデル化する。なお、矢板、控え工の上部工は剛域扱いとする。

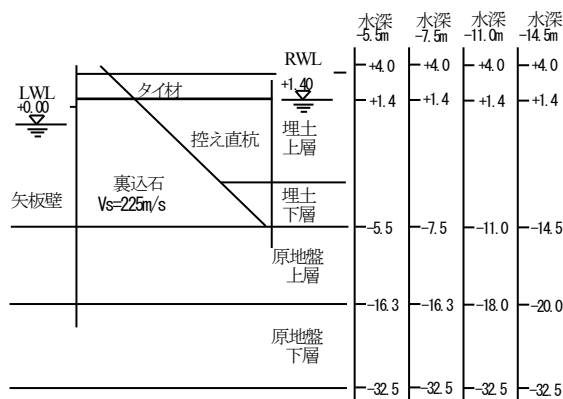


図-2 控え直杭式矢板岸壁 断面図

表-1 構造諸元

(a)地盤Case1

水深 (m)	照査用震度	矢板			タイ材	
		種別	根入長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)	種別	断面積 (m ² /m)
-5.5	0.10	II w	5.9	0.000104	HT690	0.00066
-7.5	0.15	IV w	8.7	0.000510	HT690	0.00106
-11	0.15	φ900t10	12.7	0.002483	HT690	0.00176
-14.5	0.20	φ1300t15	18.7	0.008314	HT690	0.00264

水深 (m)	種別	控え杭		矢板控え 間距離 (m)	控え杭 間隔 (m)
		杭長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)		
-5.5	φ700t9	16.25	0.000430	15.10	2.40
-7.5	φ800t9	17.75	0.000645	19.50	2.40
-11	φ900t10	19.95	0.001242	24.50	2.00
-14.5	φ1100t13	24.25	0.003018	36.00	2.00

(b)地盤Case2

水深	照査用震度	矢板			タイ材	
		種別	根入長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)	種別	断面積 (m ² /m)
-5.5	0.10	II w	6.3	0.000104	HT690	0.00063
-7.5	0.10	III w	7.6	0.000279	HT690	0.00072
-11	0.15	VJL	9.1	0.000791	HT690	0.00128
-14.5	0.20	φ1100t16	15.1	0.003198	HT690	0.00254

水深	種別	控え杭		矢板控え 間距離 (m)	控え杭 間隔 (m)
		杭長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)		
-5.5	φ600t9	14.2	0.000304	13.50	2.40
-7.5	φ700t9	12	0.000430	13.80	2.40
-11	φ700t9	12.5	0.000516	18.90	2.00
-14.5	φ1100t11	16	0.002162	28.40	2.34

ある。図-3 に地震波形、図-4 にフーリエスペクトルを示す。

表-2 地盤条件

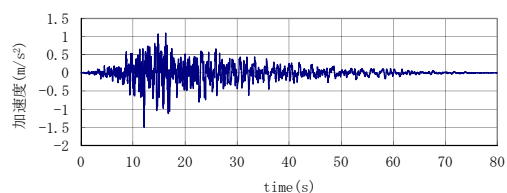
(a)地盤Case1

土層区分	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	K_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ϕ (deg)
埋土	1.8	25920	67595	89.8	37
	2.0				
原地盤上層	2.0	45000	117353	240	38
原地盤下層	2.0	45000	117353	240	38
裏込め石	2.0	101250	264000	98	40
共通物性	$h_{max}=0.24, m_g=0.5, K_w=2200000\text{kN/m}^2, \nu=0.33$				

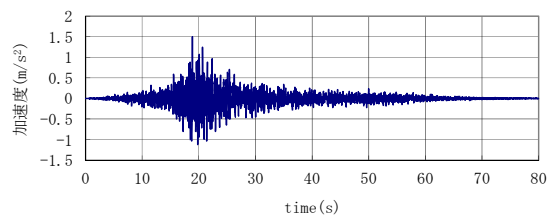
(b)地盤Case2

土層区分	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	K_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ϕ (deg)
埋土	1.8	58300	152037	89.8	38
	2.0				
原地盤上層	2.0	72200	188286	198.5	39
原地盤下層	2.0	125000	325980	279.2	39
裏込め石	2.0	101250	264000	98	40
共通物性	$h_{max}=0.24, m_g=0.5, K_w=2200000\text{kN/m}^2, \nu=0.33$				

(注) G_{ma} : 基準せん断剛性, σ_{ma} : 基準拘束圧, ρ : 質量密度, h_{max} : 最大減衰定数, K_w : 間隙水の体積剛性, m_g : せん断剛性の拘束圧依存性を制御するパラメータ



(a)八戸波



(b)岩国波

図-3 入力地震動地震波形

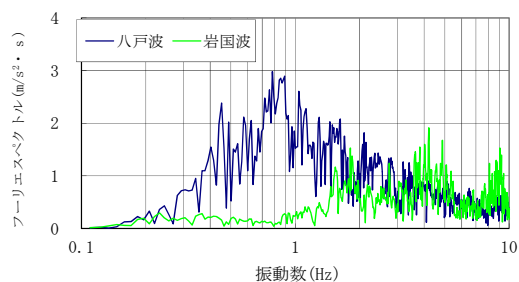


図-4 入力地震動フーリエ振幅スペクトル

検討に用いる地震波形は周波数特性の異なる2波形で

(3) 控え杭の地盤反力と変形モードの特徴

まず、控え杭に対する地盤反力の特徴について整理する。図-5 に 2 次元地震応答解析による水深-11m 地盤 Case2 の断面に八戸波を入力した時の控え杭に対する地盤反力と控え杭の曲げモーメントにより求めた変位の履歴曲線を示す。曲げモーメントによる変位は杭の曲率を 2 回数値積分することにより求めている。着目点はタイ材取付高からの深度 0.4m, 1.8m, 3.6m, 7.0m である。ここでの地盤反力は杭前面と背面からの反力の差としての値である。既往の研究¹⁰⁾で示したように、深度が小さい方が地盤反力が大きくなっていることが分る。比較的杭の上部である深度 0.4m, 1.8m, 3.6m に着目すると、地盤反力は変位 0.05m 程度で上限値に達しており、分布バネのモデル化にあたっては上限値を考慮できるバイリニアモデルする必要があると考えられる。この杭上部の地盤反力上限値と水平成層地盤での地盤反力上限値の比較を行う。水平成層地盤における地盤反力上限値として、現行の港湾基準に採用されている地盤の受動崩壊を想定した受働土圧と比較する。水平成層地盤における地盤反力上限値は深度 0.4m, 1.8m, 3.6m でそれぞれ 358kN/m², 450kN/m², 570kN/m² であり、地盤反力上限値として水平成層地盤における値を使用する場合、地盤反力を過大評価してしまうことが分る。控え杭地盤反力上限値は地盤の受動崩壊に起因するものではないと考えられる。

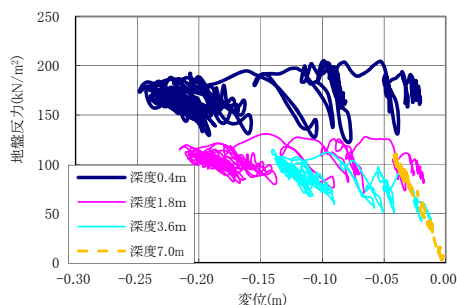


図-5 控え杭に作用する地盤反力-変位履歴曲線

分布バネ上限値として水平成層地盤のものは使用できないため、受動崩壊に起因しない、地盤反力上限値設定方法について検討する。図-6 に図-5 の深度 3.6m における杭前面及び背面の地震時における水平直応力の地震前からの変化量 $\Delta\sigma_x$ とタイ材張力の変化量の時刻歴を示す。水平直応力は圧縮増が負、圧縮減が正であり、タイ材張力は引張増が正である。タイ材の引張力増加時に $\Delta\sigma_x$ は杭前面背面ともに正側へ推移しており、 σ_x は圧縮力が減少していることが分かる。更に、杭前面に比べ杭背面の振幅は大きく、杭背面の方が減少量が多い。つまり、杭前面と背面の差し引きでは控え杭に作用する水平方向直応力は海側から陸側方向へ増加している。図-5

における地盤反力上限値は、杭背面からの圧縮力の減少が杭前面の圧縮力の減少より大きいことにより発生していると考えられ、このようなメカニズムを考慮して分布バネの地盤反力上限値をモデル化する必要があると考えられる。

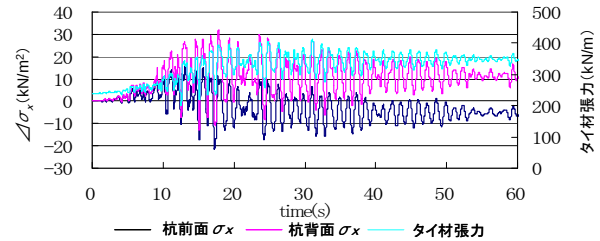


図-6 $\Delta\sigma_x$ とタイ材張力の変化分

次に、控え杭の変形モードについて調べる。図-7 に同解析の残留変形図を示す。図を見ると矢板下端付近から地盤が大きく変形する領域が発生しており、この領域境は控え杭と交差し控え杭背後まで達している。これに伴い、矢板と控え杭は一体となって海側へ変形している。図-8 に図-7 における控え杭の残留変位量を示す。図には控え杭に発生している地震後の残留曲率を杭の高さ方向に 2 回数値積分して求めた曲率による変位量、それらの差として求めた剛体変位量を合わせて示す。剛体としての変位量が杭下端から発生しており、杭が下端から回転するように変形している。仮に、控え杭前面地盤バネを線形バネとしてモデル化する場合、分布バネでは図-8 の曲率による変位量しか表現することはできない。図-5 を見ると、深度 7.0m (標高-5.6m) で変位と地盤反力は線形関係となっており、深度 7.0m (標高-5.6m) 以下の深度では変位と地盤反力が線形関係になっていると考えられる。分布バネで控え杭前面バネをモデル化するには、変位と地盤反力が線形関係にある状態でも杭の曲率による変位以外の変位を表現できるモデルとする必要があると考えられる。

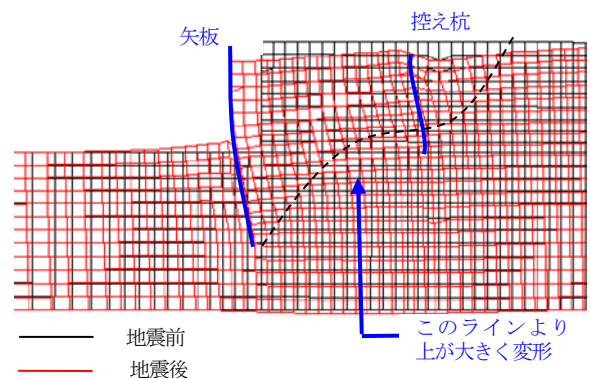


図-7 残留変形図

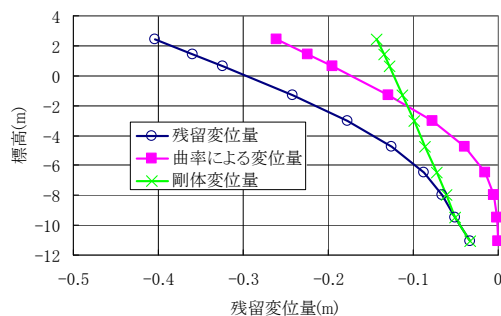


図-8 控え杭の変位量

4. 控え杭のモデル化方法

(1) 控え杭のモデル化方法のイメージ

上述の検討より、本研究では控え杭を以下のようにモデル化することとする。まず、地盤は分布バネとしてモデル化する。これにより既往の研究では出来なかった控え杭の断面力の評価が可能になる。また、分布バネはすぐに上限値に達することを考慮してバイリニア型モデルとし、地盤反力がすぐ上限値に達する杭上部とそれ以外の杭下部の2つの区分に分けてモデル化する。区分境については後述する。次に、控え杭前面バネは変位と地盤反力が線形関係にあっても、杭の曲率による変位以外の変位を表現できるモデルとする必要があるため、本研究では、図-9 に示すように分布バネのバネ先を変位させることによりこれを表現する。

なお、図-8 の剛体変形量は上述の通り地盤反力と変位が線形関係の深度でも発生しており、地盤反力の増加に起因しない変形量であり、地震動による繰り返し作用による地盤変形の影響と考えられる。よって、このバネ先変位量を考慮することにより、地盤の剛性低下の変わりに地震動による繰り返し作用による地盤変形が表現できるモデルとなる。以下、バネ先に与える変位量及び地盤バネのモデル化方法の検討を行う。

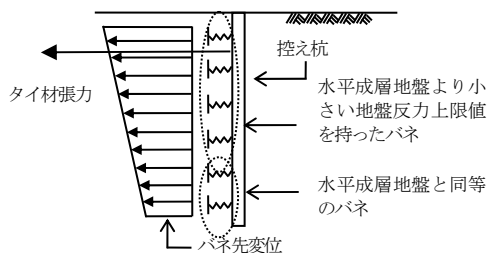


図-9 控え杭のモデル化イメージ

(2) バネ先変位量のモデル化方法

バネ先の変位量に与えるバネ先変位量は、地震動の繰

り返し作用による地盤変形を表現するものであるため、控え杭前面地盤を想定した1次元の地震応答解析によりバネ先変位量を求めることとする。1次元の地震応答解析は、地震動の繰り返し作用による地盤変形は地震前のせん断応力の影響が大きいと仮定し、本研究における1次元の地震応答解析は地震前の初期せん断応力を与えたものとする。以下、初期せん断応力のモデル化方法について検討する。まず、2次元自重解析での矢板控え杭間地盤におけるせん断応力について整理する。図-10 に2次元自重解析でのせん断応力鉛直分布を示す。本研究モデルについては後述する。検討断面は水深-11m 地盤 Case2 である。凡例の X は矢板からの水平距離で、本研究では矢板と控え杭間の概ね中心付近のせん断応力に着目している。図より、せん断応力は天端（標高 4.0m）から海底面（標高-11m）付近までは徐々に増加して、その後一定または減少し、矢板根入れ位置（標高-20.1m）よりやや深い位置から再び増加に転じるような分布形状となっていることが分る。

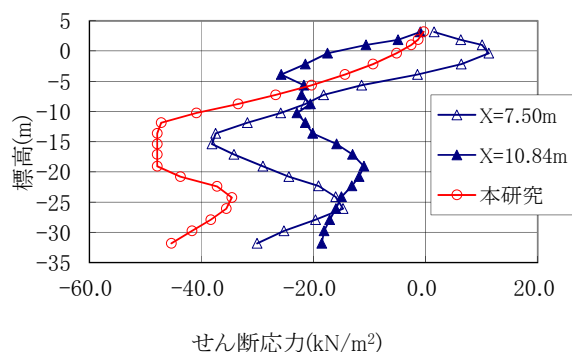


図-10 矢板控え間地盤のせん断応力分布

次に、せん断応力のモデル化方法について検討する。地表面から矢板下端までのせん断応力のモデル化方法について検討する。地表面から矢板下端までの矢板控え杭間地盤間のせん断応力は、図-11 に示すように、矢板前面地盤と控え杭背後から土圧差によって発生していると考え、更にこの土圧は矢板と控え杭によって矢板と控え杭間の地盤は拘束されているため静止土圧状態であると考え、式(1a)にてモデル化する。ただし、式(1a)での矢板前面土圧は海底面高さを地表面とした水平地盤の静止土圧に矢板控え杭間地盤における地表面から海底面までの有効上載圧による静止土圧の増加分が加わるとし、その結果、矢板前面土圧が受働土圧を超える場合は受働土圧とする。矢板下端より下のせん断応力のモデル化について検討する。矢板下端より下のせん断応力は、矢板及び控え杭の拘束がなく、側面からの土圧が静止土圧とは考えにくいいため、地盤内応力の式を使用する。すなわち、図-12 に示すように、矢板下端位置において、式(1a)で求

めた矢板下端におけるせん断応力と地表面から海底面までの有効上載圧が作用するとして式(1b)でモデル化する。この式は、地表面から海底面までの有効上載圧によるせん断応力である式(1b)右辺の第1項と矢板下端におけるせん断応力が伝播することによるせん断応力である式(1b)右辺の第2項を足し合わせたものであり、それぞれBussinesq, Cerrutiの弾性応力解¹⁴⁾よりモデル化している。Bussinesq, Cerrutiの弾性応力解とともに、元来は集中力を載荷したモデルであるが、これをもとにして分布荷重を載荷した場合の解が示されている。

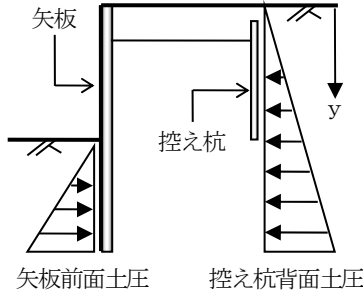


図-11 矢板控え杭間地盤のせん断応力

2次元自重解析のせん断応力と本研究モデルのせん断応力の比較を図-10に示す。2次元自重解析のせん断応力に比べて本モデルのせん断応力は、やや大きめの値となっているが、天端から海底面付近まで増加し、その後一定もしくは減少して矢板下端付近から増加に転じるといった分布形状は良く再現できている。

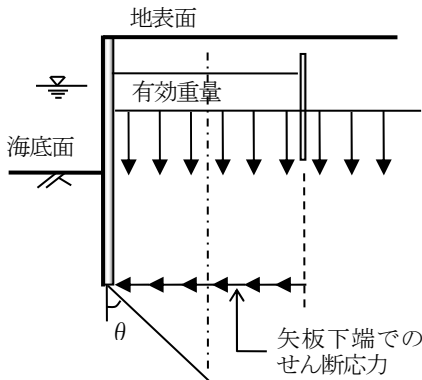


図-12 地盤内応力

$$\tau_{xy}(y) = \frac{P_b(y) - P_f(y)}{X_h} \quad (1a)$$

$$\tau_{xy}(\theta) = -\frac{\omega_b}{\pi} \cos^2 \theta - \frac{s_b}{\pi} (2\theta - \sin 2\theta) \quad (1b)$$

ここに、 τ_{xy} ：せん断応力、 X_h ：矢板控え間距離(m)、 P_b ：杭背後から作用する土圧合力(kN/m)、 P_f ：矢板前面から作用する土圧合力(kN/m)、 s_b ：矢板控え杭間地盤の

矢板下端におけるせん断応力、 ω_b ：矢板控え杭間地盤の海底面における有効上載圧(kN/m²)、 θ ：矢板下端から矢板控え間地盤中心への角度である。

(3) 地盤バネの上限値及び初期勾配モデル化方法

控え杭の地盤反力は杭前面からの地盤反力と杭背後からの地盤反力の差で決定する。本研究では、杭上部の控え杭前面地盤バネの上限値について、杭前面からの地盤反力の増加は地震時には期待できないと考え、杭背後の地盤反力が減少する分のみで考慮する。すなわち、地震前に控え杭作用している地盤反力に杭背後の地盤が塑性化して、杭背後からの地盤反力減少する分を足した値として地盤反力上限値を式(2a)により与える。具体的には、図-13に示すように地震前は概ね静止土圧状態であった控え杭背後地盤が主働側へ塑性化するとモデル化している。また、杭下部は矢板及び控え杭が変形する影響は小さいと仮定し式(2b)により与える。式(2b)は非排水強度を用いたランキンの受働土圧による式であり、本研究では地震時は非排水状態であることからこの式を利用する。非排水せん断強度は地震前の拘束圧により求めることとし、式(3)により求める。杭上部と下部の境は杭の変形が大きく変形し始める位置としてタイ材取付点から1/β深い位置とするがこの設定の妥当性は今後の課題である。

また、地盤バネの初期勾配は道路橋示方書¹⁵⁾で採用されている式(4)を用いる。

$$p_p = q_h + \alpha_s (K_0 - K_a') \sigma_v \quad (2a)$$

$$p_p = \sigma_v + 2c_u \quad (2b)$$

$$c_u = 0.5(\sigma_v + \sigma_h) \sin \phi \quad (3)$$

$$k_h = 2(1/0.3)\alpha_s(1+\nu)G(B_H/0.3)^{-3/4} \quad (4)$$

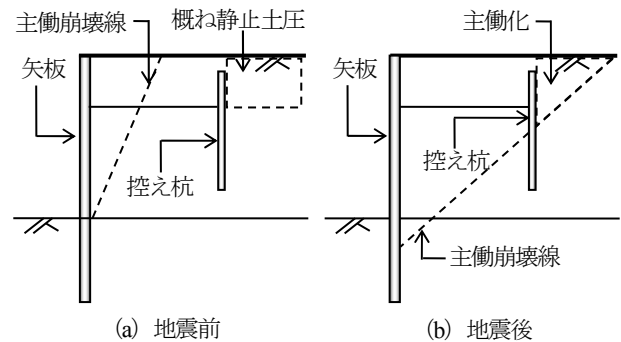


図-13 塑性化の変化のイメージ

ここで、 p_p ：地盤反力の上限値(kN/m²)、 q_h ：地震前に

杭に作用している地盤反力(kN/m^2), K_0 : 静止土圧係数, K_a' : 物部岡部の主働土圧係数, α_s : 3次元効果の補正係数(杭の場合 3.0, 壁の場合 1.0 とする.) σ_v : 地盤の鉛直応力度(kN/m^2), σ_h : 地盤の水平応力度(kN/m^2)であり, 地震前の矢板もしくは杭の地盤反力を利用する, α_u : 非排水せん断強度(kN/m^2), k_H : 水平地盤反力係数, ν : ポアソン比, B_H : 換算載荷幅(m), G : 地盤のせん断剛性(kN/m^2)である.

5. 控え杭モデル化方法の妥当性についての検証

提案した控え杭のモデル化方法の妥当性を検証するため, 図-14 に示すような本研究で提案する控え杭のモデル化を方法を組み込んだ骨組みモデルを構築し, 骨組みモデルと2次元地震応答解析による結果の控え杭の最大断面力と残留変形量の比較を行う.

控え杭のモデル化方法の検証のため, 骨組みモデルに与える海底面より上の土圧及び動水圧は, 2次元地震応答解析により得られた矢板に作用していた最大の土圧及び動水圧とする. 海底面下の土圧は静止土圧とした. また, 骨組み解析において矢板に作用する土圧分布が矢板の変形に応じて再分配したものになる様, 土圧は図-14 に示すように剛梁を介して与えることとする. また, 既往の研究¹⁾において矢板前面地盤は剛性低下により地震動による地盤変形の影響を表現していたが, 控え杭同様, バネ先変位量により地盤変形による影響を考慮することとする.

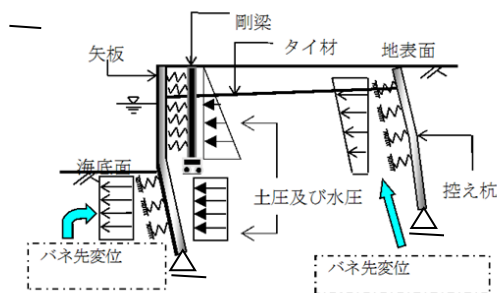


図-14 骨組みモデルのイメージ

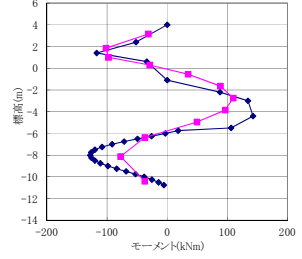
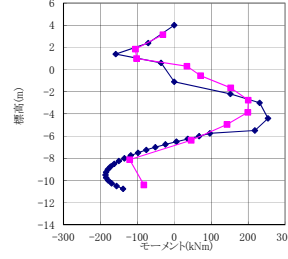
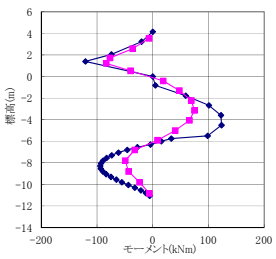
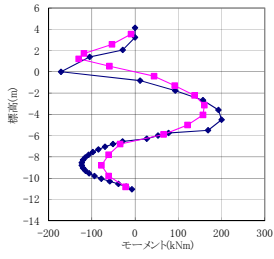
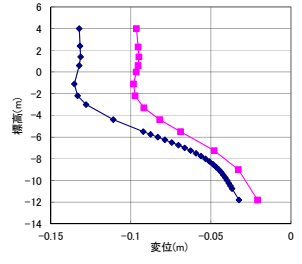
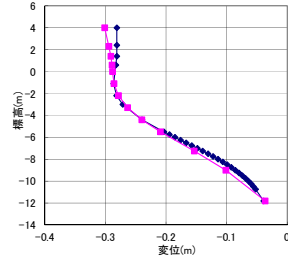
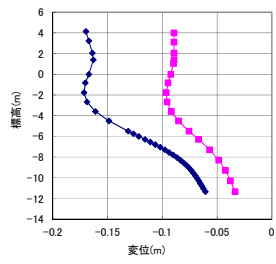
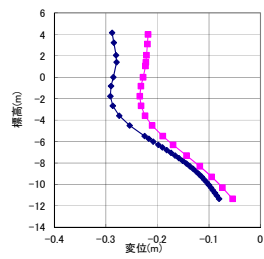
比較結果を図-15～図-22 に示す. 控え杭のモデル化方法の妥当性についての検証であるが, 参考として矢板の最大モーメント及び残留変形量の比較も示している. 控え杭の変形モードは杭下端から変形する変形モードである¹⁰⁾が, 本研究モデルは, 変形量をやや過大・過小評価しているケースがあるものの, 概ねこのような変形モードを表現することができている. 控え杭の最大モーメントに着目すると, 変形量の小さい岩国波で過大評価とな

る傾向にあった. これは, 変形量が小さいために控え杭前面地盤の圧縮力が矢板の変形に伴って減少する影響が小さく, 本研究モデルで想定しているよりも大きな地盤反力が控え杭に作用していたためと考えられる. 本研究モデルと現行の港湾基準に採用されている港研式による控え杭の曲げモーメントと頭部変位量を比較した結果を図-23～図-24 に示す. 港湾基準の方法は杭を弾性床上の梁とし, 更にバネ反力がバネ変位の 0.5 乗に比例するとして解析的に曲げモーメント及び変形量を求める方法である. バネ反力をバネ変位の 0.5 乗に比例させることにより, 地盤の非線形性を考慮できる方法とされている. また, 各手法の2次元地震応答解析結果との比の平均, 標準偏差, 最大最小を表-3 に示す. 港湾基準の方法において外力として作用させるタイ材張力は2次元地震応答解析結果の張力を利用した. 図-23 及び表-3 より, 控え杭の曲げモーメントについては本研究モデルと港湾基準による方法で平均的には同程度の結果となっているが, 標準偏差は本研究の方が小さく, 2次元地震応答解析結果に近い結果となっている. 図-24 より, 控え杭頭部の残留変位量は本研究モデルの方が, 2次元地震応答解析結果に近い結果になっている. 港湾基準による方法が2次元地震応答解析結果に比べて小さい結果となっているのは, 矢板控え杭間地盤の地震動による地盤変形を考慮できないためと考えられる.

5. まとめ

本研究で得られた主要な結論は以下のとおりである.

- ① 分布バネとバネ先変位量により, 控え杭をモデル化する方法について提案を行った. これにより, 地震動の繰り返し作用による地盤変形を考慮した控え杭の変形を表現することができる.
- ② バネ先変位量は控え杭前面地盤のせん断応力をモデル化し, それを初期せん断応力として与えた1次元地震応答解析により評価した.
- ③ 提案した方法を簡易耐震性能照査法に取り込むことにより, 残留変形量に加えて控え杭の曲げモーメントを評価できるようになった.
- ④ 提案した方法は, 現行の港湾基準による方法より控え杭の曲げモーメント及び変形量を精度高く評価することができた.



(i) 八戸波

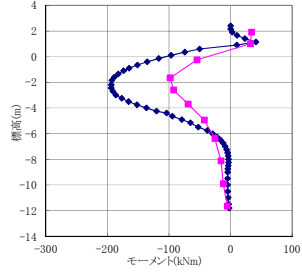
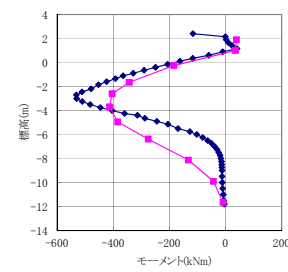
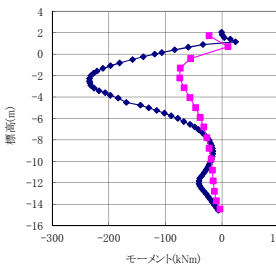
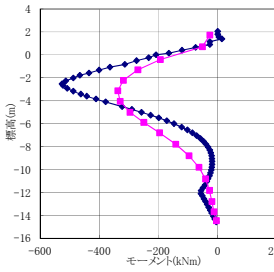
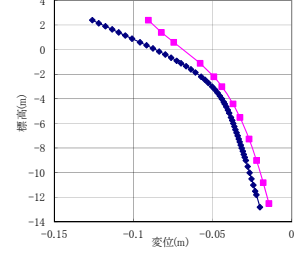
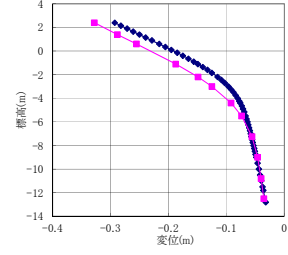
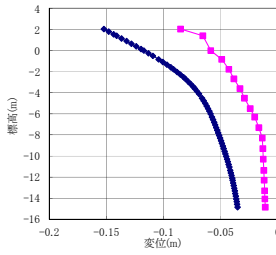
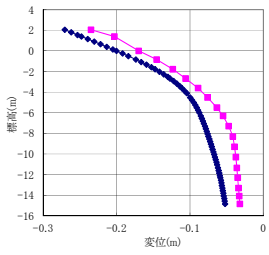
(ii) 岩国波

(a) 矢板

(i) 八戸波

(ii) 岩国波

(a) 矢板



(i) 八戸波

(ii) 岩国波

(b) 控え杭

(i) 八戸波

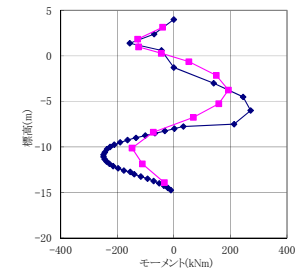
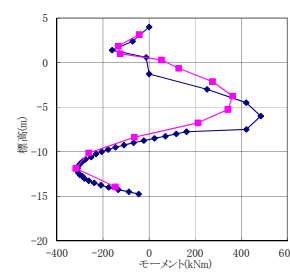
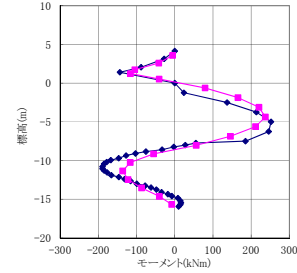
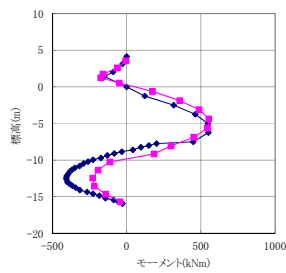
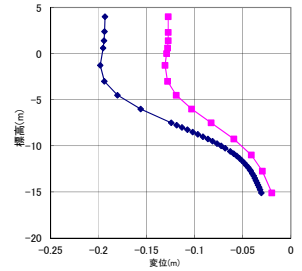
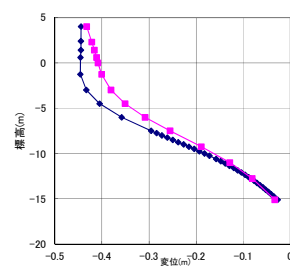
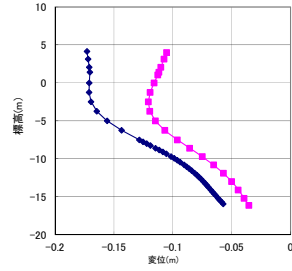
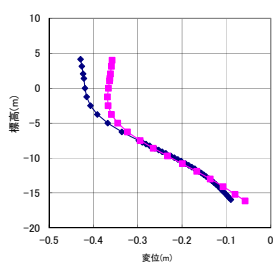
(ii) 岩国波

(b) 控え杭

図-15 水深5.5m 地盤Case1

図-16 水深5.5m 地盤Case2

◆ 本研究モデル
■ 2次元地震応答解析



(i)八戸波

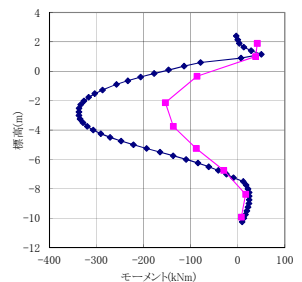
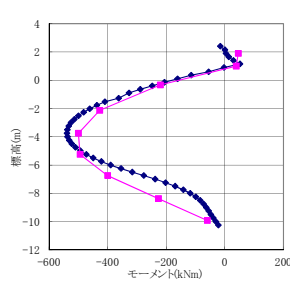
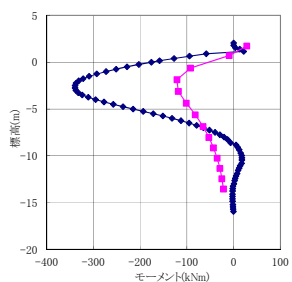
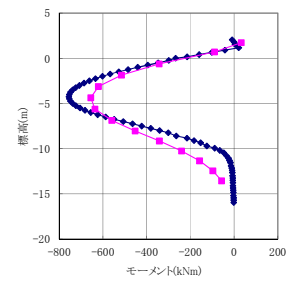
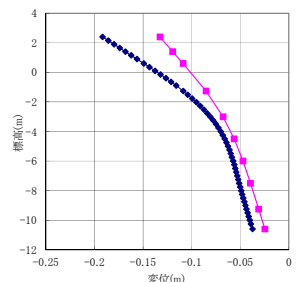
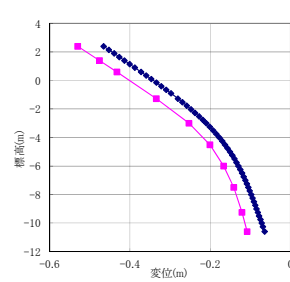
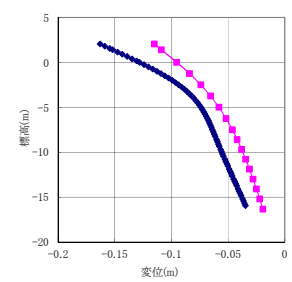
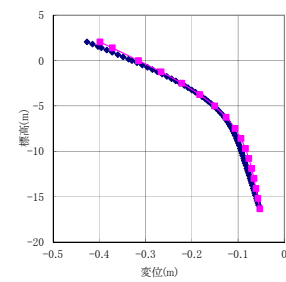
(ii)岩国波

(a)矢板

(i)八戸波

(ii)岩国波

(a)矢板



(i)八戸波

(ii)岩国波

(b)控え杭

(i)八戸波

(ii)岩国波

(b)控え杭

図-17 水深-7.5m 地盤Case1

図-18 水深-7.5m 地盤Case2

◆ 本研究モデル
■ 2次元地震応答解析

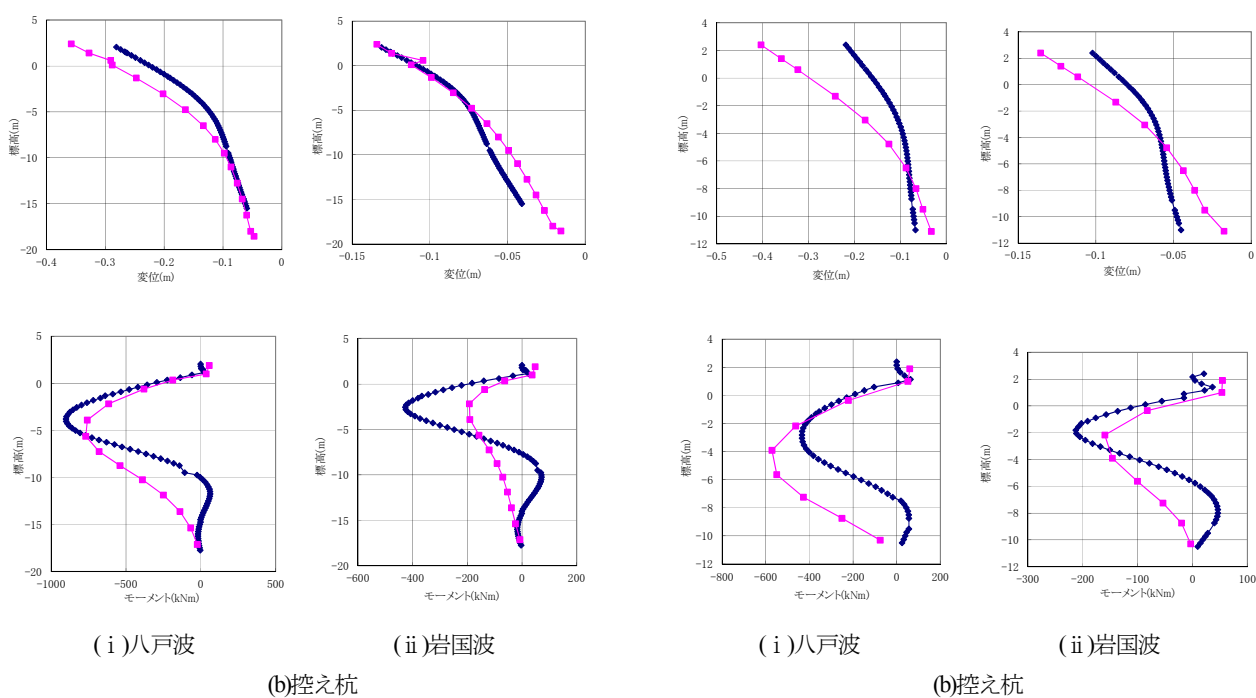
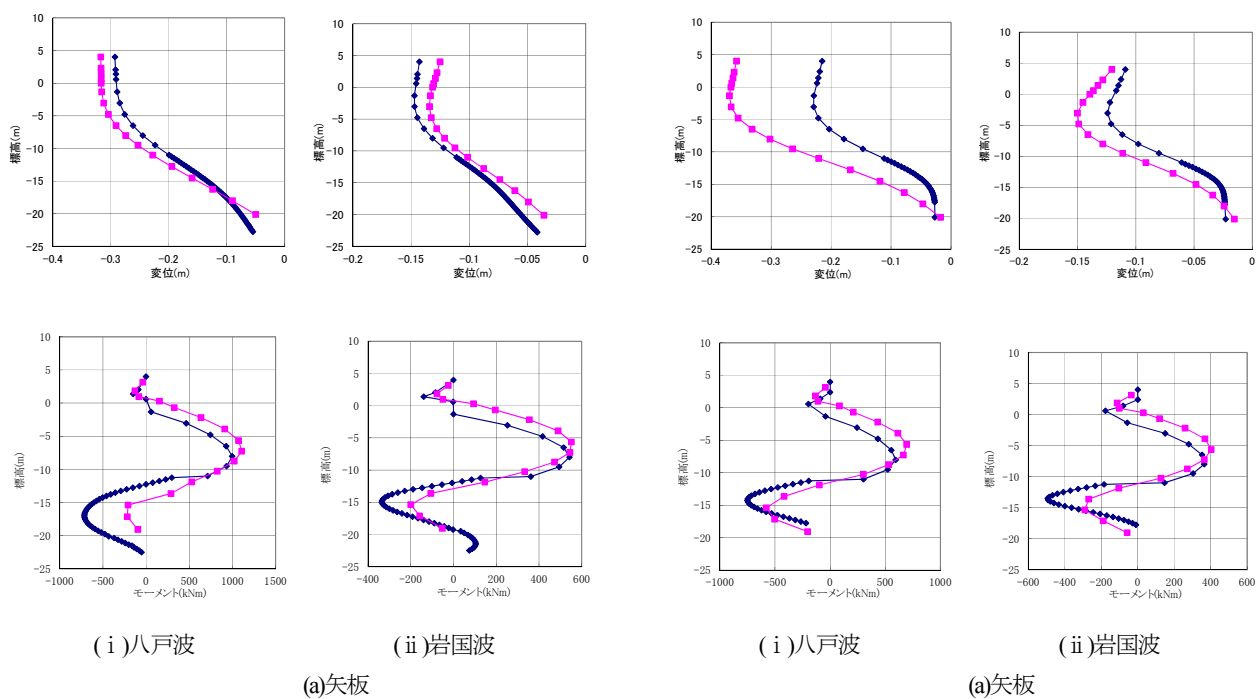


図-19 水深-11.0m 地盤Case1

図-20 水深-11.0m 地盤Case2

◆ 本研究モデル
■ 2次元地震応答解析

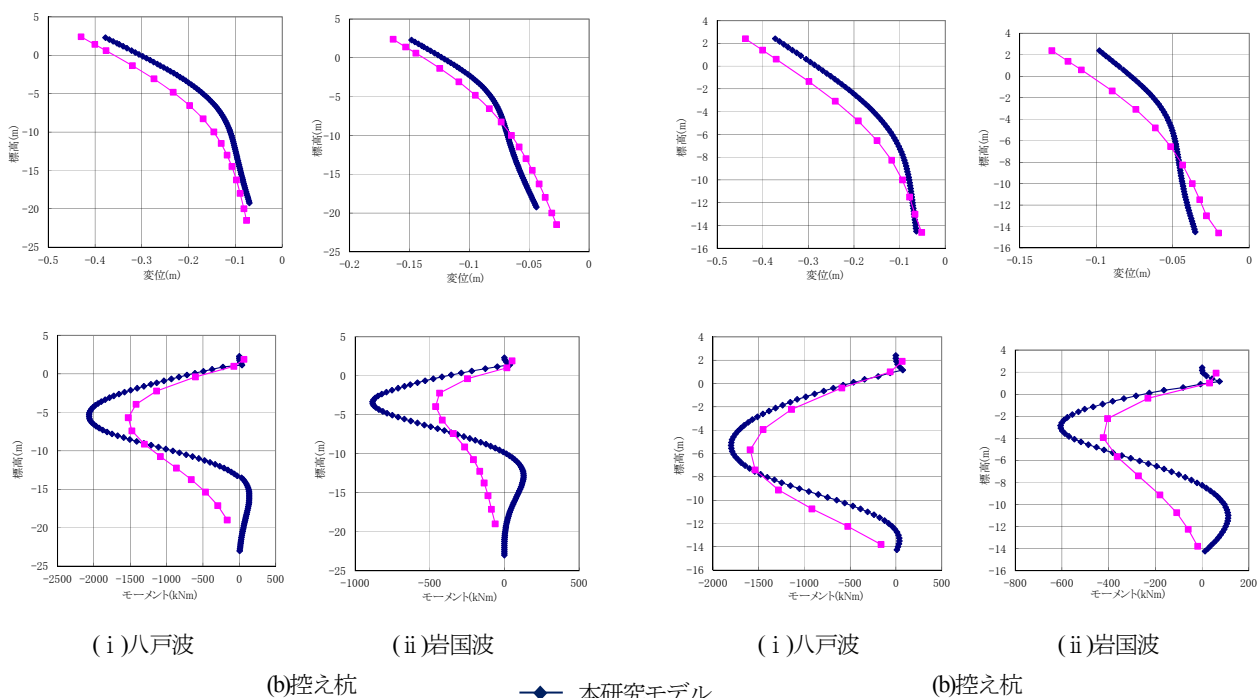
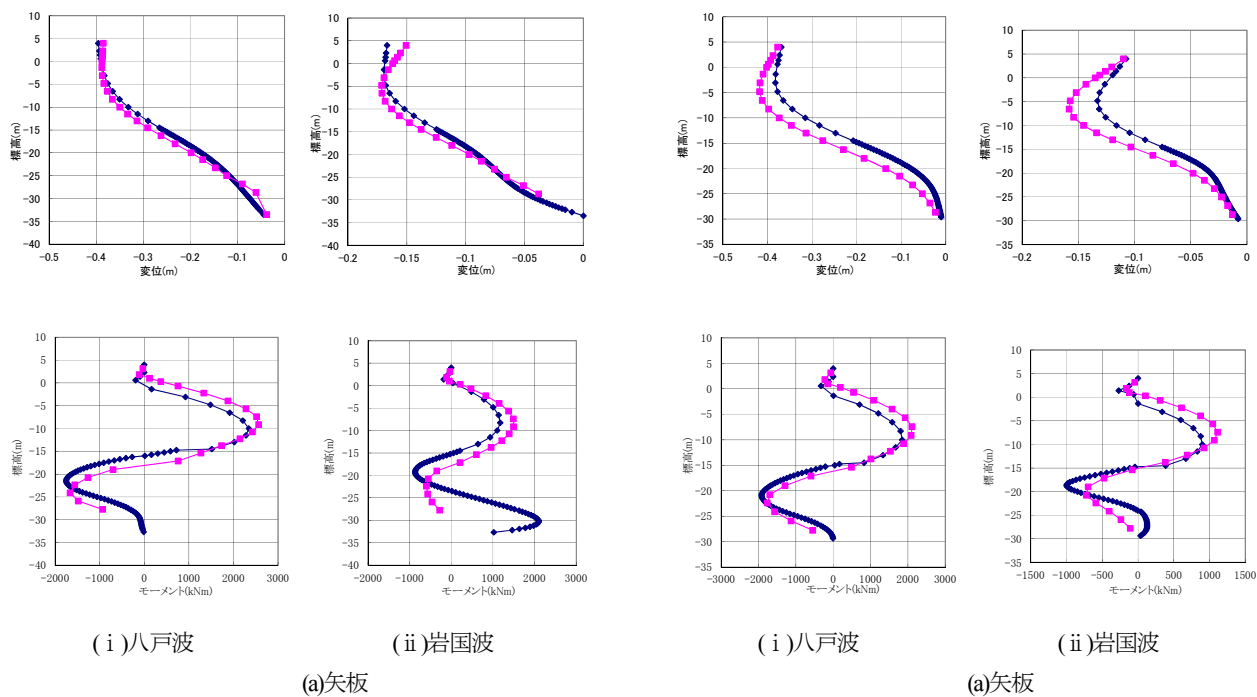


図-21 水深-14.5m 地盤Case1

図-22 水深-14.5m 地盤Case2

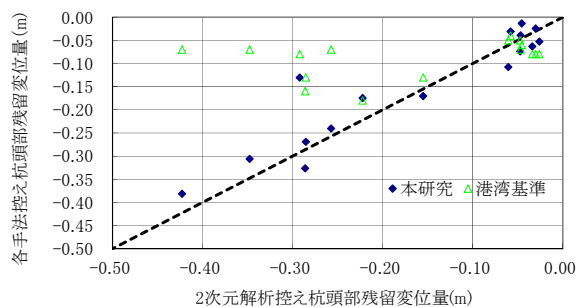
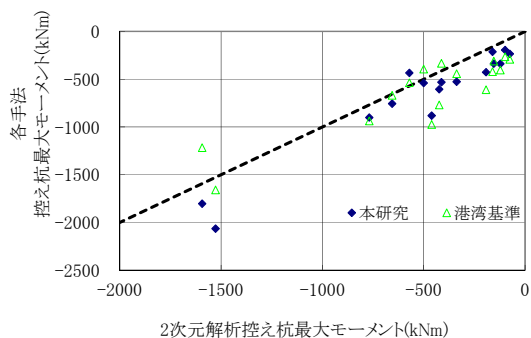


表-3 2次元地震応答解析との比

		平均	標準偏差	最大	最小
控え杭頭部 変位量	港湾基準	1.07	0.87	3.07	0.17
	本研究	1.05	0.49	2.02	0.30
最大控え杭 曲げモーメント	港湾基準	1.85	0.99	3.87	0.76
	本研究	1.65	0.64	3.12	0.76

謝辞：本研究で用いた地震波の一つは防災科学技術研究所の基盤強震観測網（KiK-net）によるものを使用しました。ここに感謝します。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修, (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 2) 長尾 毅, 岩田直樹：重力式及び矢板式岸壁のレベル 1 地震動に対する耐震性能照査用震度の設定方法, 構造工学論文集 Vol.53A, pp.339-350, 2007
- 3) 北島昭一, 上部達生：矢板岸壁地震時被災の分析, 港湾技術研究所報告, Vol.18, No.1, pp.67-127, 1979
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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講演論文集, pp.809-812, 2001

- 8) 岡 由剛, 三輪 滋, 石倉克真, 平岡慎司, 松田英一, 吉田 晃：鋼矢板岸壁の被災事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
- 9) 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
- 10) 宮下健一郎, 長尾 毅：控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動に対する簡易耐震照査法に関する基礎的研究, 応用力学論文集, Vol.10, pp.601-611, 2007
- 11) 長尾 毅, 宮下健一郎：骨組みモデルを用いた控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動に対する変位性能評価の高度化に関する研究, 第 55 回構造工学論文集, Vol.55A, pp.421-434, 2009
- 12) 森田年一, 井合 進, H. Liu, 一井康二, 佐藤幸博：液化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
- 13) 小堤治, 溜幸生, 岡由剛, 一井康二, 井合進, 梅木康之：2 次元地震有効応力解析における杭と液化化地盤の相互作用のモデル化, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.1899-1900, 2003
- 14) 例えば, (社)地盤工学会：土質工学ハンドブック, 1982
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説－IV 下部工編, 2002

MODEL OF LATERAL SOIL RESISTANCE FOR SIMPLIFIED EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN METHOD OF SHEET PILE QUAY WALL WITH VERTICAL PILE ANCHORAGE

Kenichiro MIYASHITA and Takashi NAGAO

In the technical standards for port and harbours, static force-based method that does not take the effect of deformation of quay walls by earthquake into consideration is applied as a general earthquake resistant design method against the Level-one earthquake ground motion for sheet pile quay walls. It is difficult to evaluate the performance of the quay walls by earthquake precisely by the method. Previous study was undertaken in order to establish the simplified earthquake resistant design method based on the frame analysis for the quay walls. Although the method fairly reproduced the performance of the quay walls, section forces of anchor pile could not be evaluated. This study aims at improving the simplified design method by modifying the lateral soil resistance in front of the anchor pile. Two-dimensional earthquake response analyses were conducted in order to discuss the applicability of the modified simple design method.