

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

A fundamental study on the simple evaluation method of the seismic performance of sheet pile quay walls with vertical pile anchorage against Level-one earthquake ground motion

宮下健一朗*・長尾 毅**

Kenichirou Miyashita and Takashi Nagao

*工修 パシフィックコンサルタンツ(株) (〒206-8550 東京都多摩市関戸 1-7-5)

** 工博 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

Earthquake resistant design of quay wall is usually carried out by using pseudo-static method for Level-one earthquake ground motion. Although the method is easy to be implemented, it is not necessarily in harmony with the failure mechanism of quay walls. Therefore, it is very important to establish an earthquake resistant design method of quay walls that is both simple and precise enough for practical design. This paper presents a fundamental study as a first step to establish a simple evaluation method of the seismic performance of sheet pile quay walls with vertical pile anchorage. The proposed method employs frame model analysis and one-dimensional earthquake response analysis of ground. We found that distributed and concentrated soil spring is adequate for sheet pile and vertical pile anchorage respectively. We then examined the applicability of the proposed method by comparing the results by the proposed method and those by the two-dimensional earthquake response analysis.

Key Words: sheet pile quay wall, earthquake resistant design, earthquake response analysis, frame model

キーワード: 矢板式岸壁, 耐震設計, 地震応答解析, 骨組みモデル

1. はじめに

今般、港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾が改訂され、設計体系は仕様規定型から性能規定型へ移行した。本研究で対象とする矢板式岸壁の耐震設計を例にとると、仕様規定型の設計体系の下では、極限状態での力の釣り合いに基づいて構造部材の断面力の観点のみにより耐震性能を規定していたが、性能規定型の設計体系の下では、構造部材の断面力のみならず、地震後の残留変形量が供用上の観点から規定される許容変形量以下となることも耐震性能として要求される。特にレベル 1 地震動に対しては、矢板式岸壁の破壊モードは変形先行型であり、鋼材の降伏先行型ではないこと²⁾³⁾が指摘されており、性能規定型の設計体系の下では精度の良い残留変形量算出方法が重要となる。

この点を踏まえて、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算出方法として、地震動の周波数特性と継続時間を考慮し許容変形量に対応した震度を求める方法が提案され⁴⁾、今後標準的な方法として採用されることとなった。しかしながらこの方法は、設計者の便を考慮して、耐震性能照査方法としては従来の断面力照査法を踏襲したものとなっており、実際の変形メカニズムと必ずしも調和したものではないため、残留変

形量評価法としての精度には問題を残している。

控え直杭式矢板岸壁における標準的な設計法と実際の変形メカニズムの相違点としては、例えば、標準的な設計法が構造を矢板と控え杭に分けて部材ごとに照査を行うのに対し、実際の変形は、矢板、控え杭、地盤の相互作用により決定すること、また、標準的な設計法が矢板と控え杭の下端を固定点として扱うのに対し、実際には固定点として取り扱うことができない可能性があることなどが挙げられる。

従って、精度の良い耐震性能の評価のためには、耐震性能照査用震度⁴⁾を用いて断面諸元を設定したとしても、最終的にはより精度の高い方法によって性能の確認を行うことが望ましい。

精度の高い方法として、2 次元有限要素法による地震応答解析を例にとると、例えば港湾構造物の照査に用いられる機会の多い解析コード FLIP⁵⁾では、小堤ら⁶⁾によりまとめられているとおり、初期応力状態の評価法⁷⁾⁸⁾⁹⁾などの各種改良が行われ、被災事例の再現性が確認されている。しかしながら、2 次元有限要素法による地震応答解析は計算負荷が大きく、レベル 1 地震動に対する耐震設計など頻度の多い設計実務にとっては、適切な残留変形量算出手法とは言い難い。

2 次元有限要素法による地震応答解析以外の簡易な方

法によって、耐震性能の評価を行う方法として、例えば、安田ら¹⁰⁾は地震後の液状化地盤の剛性低下率を細粒分含有率 F_c と液状化抵抗率 F_L で与え、液状化に伴って生じる地盤の流動変形を2次元有限要素法によって簡易的に評価する手法を提案している。しかしこの評価法は、逐次変形量を計算することはないが有限要素法であるため、2次元のメッシュを作成する必要がある、また地盤の液状化に伴う流動による大規模な変形が生じる状態を主に対象としている。

この他、林ら¹¹⁾は、簡易な骨組みモデルと液状化時の地盤バネを液状化バネ低減率によって与えることにより、簡易耐震評価手法を提案しているが、対象としているのは地震動が大きく液状化の発生も危惧されるレベル2地震動作用時としており、レベル1地震動のような数十cm程度の変形量許容値の状態に対する精度は確認されていない。

このように、レベル1地震動を対象に、2次元有限要素地震応答解析を使わずに、精度良く残留変形量を算出できる簡易耐震性能照査法が求められていると考えられるが、そのような手法は現在十分に確立されていない。このような背景のもと、本研究では、控え直杭式矢板岸壁にレベル1地震動が作用する場合を対象に、変形メカニズムに調和した簡易耐震性能照査法を構築することを目的とした基礎的検討を実施した。

簡易照査法としては一次元の地震応答解析と骨組み解析を併用する方法を想定し、まず地盤ばねの設定方法等のモデル化に関する基礎的検討を行った。また、骨組みモデルに一次元地震応答解析による地盤剛性低下の評価を取り入れた簡易耐震性能照査法を提案し、提案法と2次元有限要素法による地震応答解析による解析結果の比較検討を行った。

2. 骨組みモデルの適用性の検討

まずは、図-1に示す一般的な骨組みモデルの簡易耐震性能照査モデルへの適用性について検討する。

図-1に示す骨組みモデルの場合、岸壁の地震による変形を①土圧の増加、②矢板、控え杭下端固定点の残留変形量（構造系より下の地盤変形の評価）、③矢板、控え杭前面の地盤バネの低減で評価することとなる。③の地盤バネの評価については、入力地震動による地盤バネへの作用を、応答変位法のように地震後の地盤の変形により評価し、地盤バネの低減と併せて評価する方法も考えられるが、本研究ではより簡易な照査法として、地盤バネの低減のみの方法を選択している。本研究では以後、①～③のモデル化による簡易耐震性能照査方法について検討することとするが、ここではまず、図-1に示す骨組みモデルの適用性を見るため、2次元地震応答解析結果から逆算した土圧、矢板と控え杭下端の残留変形量、矢板と控え杭前面の水平地盤反力係数を用いて、矢板と

控え杭の変形量を骨組みモデルで算出し、2次元地震応答解析結果との比較を行う。

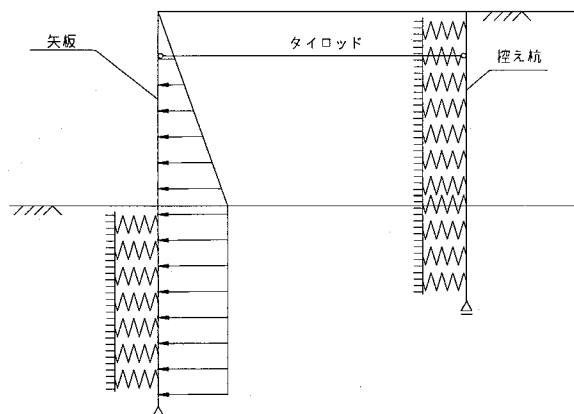


図-1 一般的な骨組みモデル

2.1. 2次元地震応答解析検討条件

2次元地震応答解析には解析コードFLIP⁵⁾617を用いた。検討ケースは、水深-11.0m、設計震度0.15で設計された断面である。表-1に本研究で用いた全地盤ケースを示すが、本章の検討では、控え直杭式矢板岸壁が比較的軟弱な地盤に適用されることを考慮し、代表地盤としてこのうちの地盤case1を利用している。ここで、地盤case1は固有周期1.20s程度の比較的緩い地盤（第Ⅲ種地盤相当）である。またその他の地盤case2は固有周期0.8s程度のやや締まった地盤（第Ⅱ種地盤相当）、地盤case3は固有周期が0.6s以下の締まった地盤（第Ⅰ種地盤相当）である。FLIPに用いる各種パラメータは、現在標準的に用いられている設定方法に従って設定した¹²⁾。ここで、 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、 m_g ：せん断剛性の拘束圧依存性を制御するパラメータである。

表-2に構造諸元、図-2に基本断面を示す。

表-1 地盤条件

地盤	土層区分	ρ (t/m^3)	G_{ma} (kN/m^2)	σ_{ma} (kN/m^2)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
case1(第Ⅲ種相当)	埋土	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
	原地盤	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5
case2(第Ⅱ種相当)	埋土	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
	原地盤	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
case3(第Ⅰ種相当)	埋土	1.8	79380	72.9	0.33	38	0.24	0.5
		2	125000	142.3	0.3	38	0.24	0.5
	原地盤	2	156800	198.5	0.33	38	0.24	0.5
		2	405000	279.2	0.33	39	0.24	0.5
共通物性	裏込め石	2	180000	98	0.3	40	0.24	0.5

表-2 構造諸元

矢板		タイ材		控え杭	
種別	断面2次モーメント (m^4/m)	種別	断面積 (m^2/m)	種別	断面2次モーメント (m^4/m)
SKY490	2.15E-03	HT-490	2.21E-03	SHK490M	1.14E-03

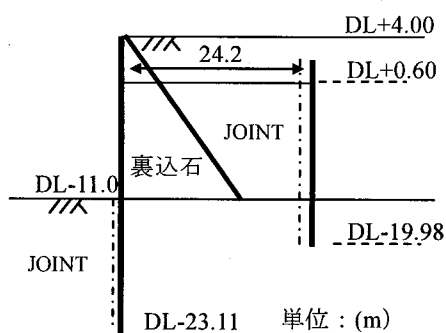


図-2 基本断面

入力地震動は周波数 0.8Hz、最大振幅 45Gal と 20Gal の 2 つの正弦波とした。継続時間は 40s として、そのうち主要動は 5 秒に調整し、主要動の前後は余弦波形を包絡線とする波形としている。45Gal の入力地震動波形を図-3 に示す。

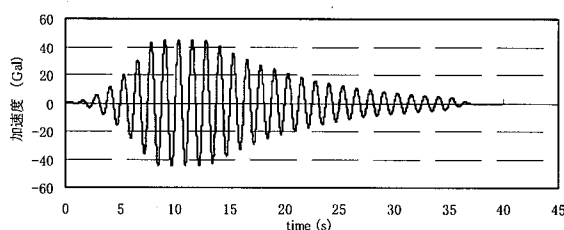


図-3 入力地震動波形

解析手法は、控え直立式矢板岸壁の FLIP による解析で一般的に使われている 4 段階解析法³⁾を使用した。また、矢板、控え杭とその前面地盤の間には JOINT 要素(摩擦角 15 度)を設置し、相互作用バネは使用しなかった。これは、本研究はレベル 1 地震動を対象としており、大規模な残留変形量発生時を想定していないため、相互作用バネの使用、不使用で残留変形量に大きな差はないと判断したためである。なお、矢板と背後地盤の間は 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した。矢板、控え工の上部工は剛域扱いとした。

2.2. 骨組み解析の検討条件

骨組み解析に用いる土圧は 2 次元地震応答解析結果の矢板の曲げモーメントを 2 回微分することにより求めた。ただし、海底面より下は受働側の土圧が働き、曲げモーメントより主働側の土圧強度を求められないため、土圧を矢板背後土要素の直応力の水平方向成分 σ_x としている。海底面より上において、曲げモーメントを 2 回微分して求めた土圧と σ_x で大きな差が見られなかったため、土圧を σ_x で統一することも考えられるが、本章では 2 次元有限要素法で表現されるような複雑な地盤抵抗を骨組みモデルで用いられる簡易な分布バネで表現できるかを見極めることが目的であるため、土圧はできるだけ 2

次元地震応答解析結果における変形時と同条件にする必要があると考え、曲げモーメント 2 回微分を用いている。図-4 に 45Gal 入力時の 2 次元有限要素法による地震応答解析から逆算した残留変形時の土圧分布を示す。比較として、自重解析後の土圧分布と、静止土圧係数 $K_0=0.5$ での土圧分布とを示す。この結果から、動的解析後は海底面から天端までの範囲で自重解析後よりも土圧が増加していること、海底面より下の土圧は、動的解析後と自重解析後の土圧ともに静止土圧に近いことが分かる。ここで、骨組みモデルにおける矢板前面の地盤バネは、変位ゼロの状態からの変位増分に比例した地盤反力を評価する形になっている。よって、骨組みモデルに作用させる海底面より下の土圧については、変位ゼロ時の静止土圧からの増加分にする必要がある。ここで、変位ゼロ時は地盤標高が海底面レベルの状態(盛土前)に対応する。本研究では図-4 より、海底面より下の盛土後の土圧も静止土圧と仮定する。よって、土圧増加分は図-1 に示すような海底面位置での静止土圧強度による等分布荷重となる。

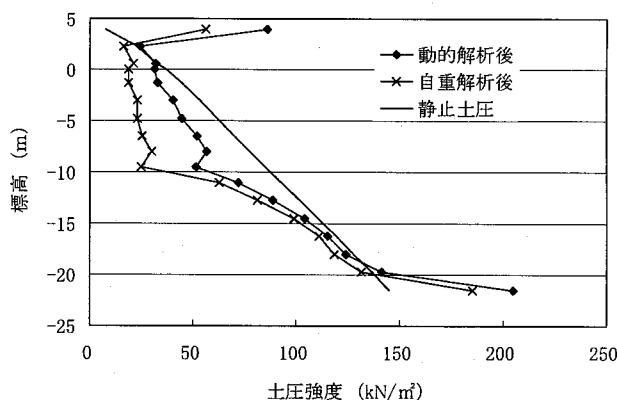


図-4 土圧分布

水平地盤反力係数については、2 次元有限要素法による地震応答解析結果から得た矢板、控え杭前面土要素の残留変形時のせん断ひずみを式(1)に代入してせん断剛性を算出し、式(2)により求めることとした。式(1)は土のひずみ-応力関係を双曲線モデルで表す時の任意のせん断ひずみにおける割線剛性を示す式である。双曲線モデルは FLIP においても利用されており、これを用いることとした。

$$G = \frac{G_0}{1 + \gamma_{xy} G_0 / \tau_f} \quad (1)$$

ここで、 G_0 : 初期せん断剛性、 γ_{xy} : せん断ひずみ、 τ_f : せん断強度である。

式(2)はせん断剛性から水平地盤反力係数を求める式であり、道路土工-仮設構造物工指針¹³⁾や道路橋示方書¹⁴⁾などに示されており、橋梁や建築の杭基礎の地盤バネを評価するのに使われている。

$$k_h = \frac{2(1+\nu)G}{B_0} \left(\frac{B_H}{B_0} \right)^{-3/4} \quad (2)$$

ここで、 k_h ：水平地盤反力係数 (kN/m³)、 ν ：ポアソン比=0.33、 B_0 ：基準載荷幅(=0.3m)、 B_H ：換算載荷幅である¹²⁾。

2.3. 検討結果

比較検討結果を図-5に示す。ここで、骨組みモデルの残留変形量は、2次元地震応答解析結果の矢板と控え杭下端の残留変位量を骨組み解析結果に足し合わせた値である。

矢板および控え杭下端に着目すると、残留変位が生じていることが判る。これは、現行設計法では矢板および控え杭の下端は固定される深度まで根入れすることを条件としているが、実際にはこの想定が満足されていないことを示すものである。2次元地震応答解析の結果では、控え杭の残留変形量は杭下端から海底面(標高-11m)までほとんど変化していないが、それより上においてゆるやかに増加している。一方、骨組みモデルによる残留変形量は、矢板、控え杭ともに2次元地震応答解析の結果に比べ小さな値である。特に、控え杭の残留変形量は、標高-5.0m付近より上の部分はわずかに増加しているが、標高-5.0mより下部では控え杭下端からの残留変位量の増加量はほぼゼロである。即ち、骨組みモデルは、2次元地震応答解析に比べて控え杭を地盤バネにより強く拘束しているのが分かる。控え杭前面土要素のせん断ひずみと式(1)によりせん断剛性を算出し、式(2)により算出した水平地盤反力係数では、控え杭の拘束性を2次元地震応答解析結果より強く評価し、骨組みモデルによる控え杭の変形は再現性が良くないことが分かった。

また、今回矢板前面の水平地盤反力係数は矢板前面で最も矢板に近い土要素のせん断ひずみを用いて算出しているが、矢板の海底面(標高-11.0m)より下の残留変形量に限っては、2次元地震応答解析と大きな差はなく、矢板の変形モードを概ね良く再現していた。

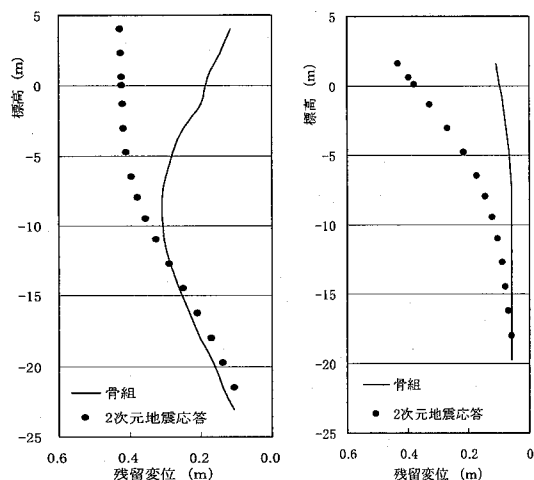
なお、20Gal入力時の結果についても検討したが、傾向は同じであった。

3. 控え杭に対する水平地盤反力係数の検討

2骨組みモデルの適用性の検討では、特に水平地盤反力係数に問題があり、骨組みモデルによる再現性は良くなかった。ここでは2次元地震応答解析結果の控え杭に作用する地盤反力を残留変形量で除して、2次元地震応答解析結果の控え杭の状態を表す見かけ上の水平地盤反力係数を求め、せん断ひずみと式(2)により算出した水平地盤反力係数と比較し問題点について議論する。地盤反力は控え杭の曲げモーメントを2回微分することにより

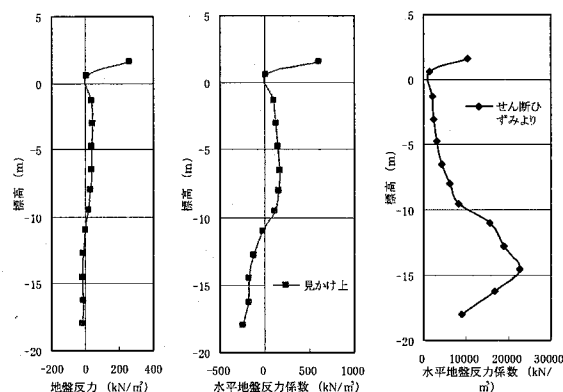
算出する。

図-6(a)に2次元地震応答解析結果から得た控え杭の地盤反力の鉛直分布を示す。杭頭部での地盤反力は杭頭部以外に比べ非常に大きくなっているのが分かる。また、図-6(b)に見かけ上の水平地盤反力係数と杭前面のせん断ひずみより求めた水平地盤反力係数を示す。後者が、2骨組みモデルの適用性の検討の骨組みモデルで用いた水平地盤反力係数である。見かけ上の水平地盤反力係数は地盤反力同様、杭頭部での値が杭頭部以外に比べ非常に大きい。控え杭下部で負の値なのは、控え杭下端が地盤とともに変位しているため、杭下端からの相対的な変位は陸側へ変位し、控え杭は陸側から海側へ荷重を受けているのに、見かけ上の水平地盤反力係数を算出するのに用いた絶対的な変位量は陸側から海側への変位となっているためである。せん断ひずみより算出した水平地盤反力係数は、見かけ上の水平地盤反力係数に比べて非常に値が大きく、地盤の抵抗を大きく評価しているのが確認できる。また、せん断ひずみより算出した水平地盤反力係数は海底面より下では深度が増すにつれて値が大きくなっているのに対し、見かけ上の水平地盤反力係数は減少しており傾向が異なることが分かる。



(a) 矢板残留変形量 (b) 控え杭残留変形量

図-5 骨組みモデルと2次元地震応答解析の変形量



(a) 地盤反力 (b) 水平地盤反力係数

図-6 控え杭の地盤反力と水平地盤反力係数

4. 地盤変形モードの検討

見かけ上の水平地盤反力係数が小さい理由としては、杭に作用する地盤反力が小さいことが挙げられる。地盤反力は、地盤のせん断応力、直応力といった地盤内応力に起因する。地盤の変形モードから控え直杭式矢板岸壁における地盤内応力について整理を行う。

有限要素法において、土要素の上下節点間の相対変位は図-7のように要素の回転による変位とせん断による変位に分けられる。また、左右節点間の相対変位は図-8のように要素の圧縮による変位と伸張による変位に分けられる。控え直杭式矢板岸壁の断面を構成する各土要素について、上下節点間の相対的な残留変位量をせん断と回転、左右節点間の相対的な残留変位量を圧縮と伸張によるものに分けて整理し、その変形モードを整理する。

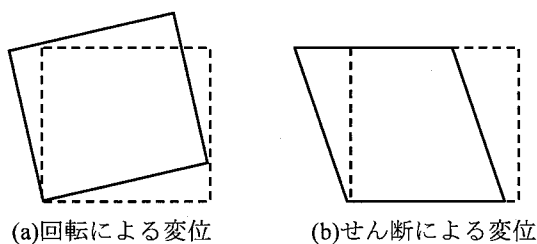


図-7 土要素の上下節点の変位モードの違い

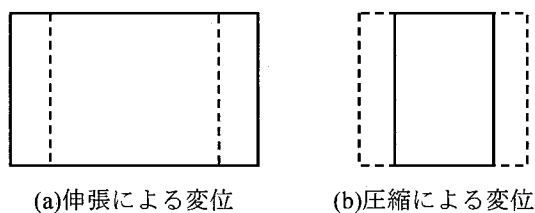


図-8 土要素の左右節点の変位モードの違い

4.1. 上下節点間の変位モード

せん断による残留変位量 δ_s はせん断ひずみと要素高さの積で式(3)により求める。また、回転による残留変位量 δ_r は全残留変位量からせん断による残留変位量を引いた値として式(4)により求める。

$$\delta_s = \gamma_{xy} \Delta Y \quad (3)$$

$$\delta_r = \delta - \delta_s \quad (4)$$

ここで、 δ ：全残留変位量、 γ_{xy} ：せん断ひずみ、 ΔY ：要素高さである。また、ここで検討している残留変位量は自重解析による変位量を含んだ値である。なお、2次元の有限要素解析では、せん断ひずみはせん断応力のみ依存するものではなく、直応力などの影響を受ける。従ってここで、せん断による変位、として記したものは

厳密にはせん断応力のみによるものではない。ただし、ここでは、矢板式岸壁の背後地盤の変形モードとしてせん断による影響と回転による影響のいずれが支配的かを議論することを主目的とするため、便宜的にこのようにして変位量の評価を行うこととする。

δ_r/δ_s の断面分布を図-9に示す。着色部は $\delta_r/\delta_s > 1$ を示す。図-9より矢板背後、控え杭前面の海底面より上の土要素では1以上となっており、せん断残留変位よりも回転残留変位の方が支配的であることが分かる。水平成層地盤に地震動が作用する場合、1次元の地震応答解析においてせん断応力の伝播のみを考慮する波動理論が用いられている事からも分かるように、地盤はほぼせん断による変形モードとなる。今回、矢板背後地盤で回転残留変位が支配的となったのは、本解析では上述のように矢板背後と地盤の接触条件は鉛直ローラーになっているために矢板直背後地盤のせん断変形は小さくなり回転による変位が卓越したと考えられる。矢板から陸側へ向かうにつれてこの影響は小さくなり、せん断残留変形の影響は増加する。しかし、控え杭前面では摩擦の違いによって控え杭と地盤の間のせん断応力が地盤要素間のせん断応力より小さいことや、控え杭の剛性によりせん断変形が抑制されることにより回転による変位が卓越すると考えられる。図-10に矢板背後の動的解析後の変形図を拡大したものを示すが、矢板直背後の土要素に比べ陸側に離れた土要素はせん断による変形モードが支配的であることが分かる。

なお、控え杭背後地盤においても、回転による残留変位の影響が大きい範囲があるが、これは、控え杭背後においても地盤の応答における控え杭と地盤の相互作用の影響が強いことなどが原因と考えられる。

また、杭頭部ではせん断変位量が小さいことがわかる。図-6(b)右において杭頭部で水平地盤反力係数が大きくなっていたのはこのためだと考えられる。

4.2. 左右節点間の変位モード

土要素における2次元有限要素法による地震応答解析結果の ϵ_x の正負は、それぞれ水平方向に対する伸張・圧縮に対応する。 ϵ_x の正負を調べ、変位モードを整理した結果を図-11に示す。着色部は圧縮部を示す。図-11より矢板前面においては圧縮している土要素がほとんどであるが、矢板-控え杭間においては控え杭頭部以外ではほとんどの土要素が伸張の状態にある。これは、矢板背後地盤の土圧により矢板が海側へ押し出され、土要素が水平方向に広がるように挙動するためだと考えられる。矢板や杭の頭部では圧縮の状態であった。これは頭部がタイロッド取付点に近く、タイロッドと結ばれた上部工により土要素が水平方向に広がる動きを抑制されているためだと考えられる。

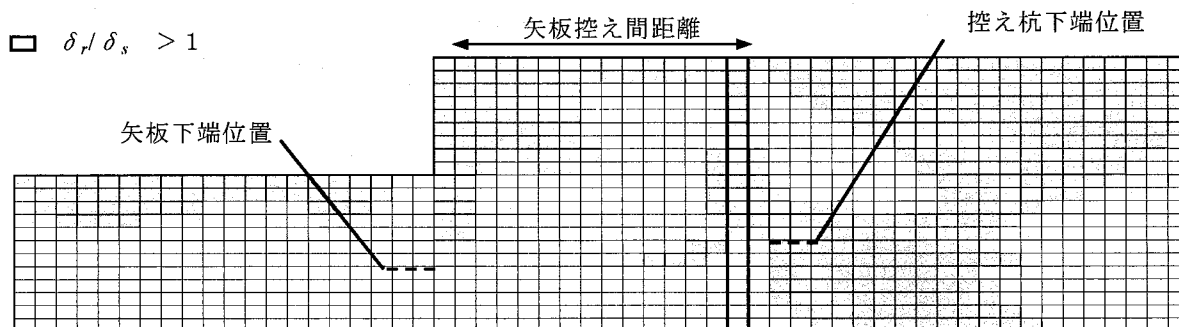


図-9 δ_r/δ_s の断面分布

4.3. 地盤変形モードのまとめ

以上の検討より、控え杭前面の海底面より上の土要素では、せん断変形より回転変位の影響が大きく、また杭頭部以外では伸張の状態であることが分かった。これは、控え杭前面の地盤の応力状態が水平成層地盤における応力状態と異なることを示している。この理由については、控え杭前面地盤の応力状態が水平成層地盤と異なり、矢板、控え杭、その間の地盤の相互作用により決定されることが挙げられる。図-6(b)右側で示したように、せん断ひずみより評価した水平地盤反力係数が過大である理由は、矢板の変形の影響を受け骨組みのみならず地盤も同時に変位することによって水平地盤反力が大きな値とならない現象を骨組みモデルではうまく表現できないことなどが考えられる。

また、杭頭部では左右方向の変位モードが圧縮になっており、比較的大きな地盤反力になっている。

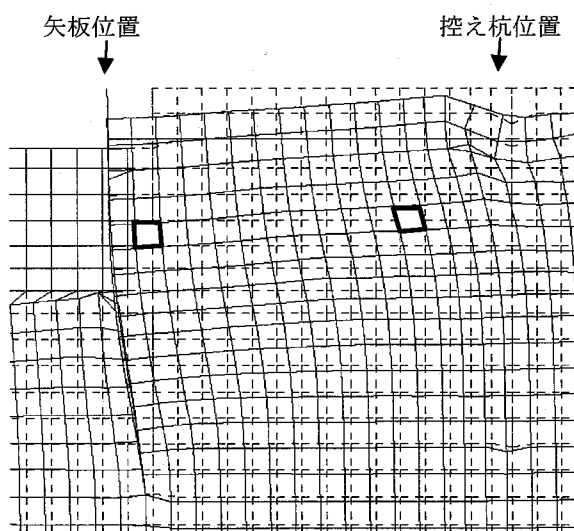


図-10 矢板背後土要素の動的解析後の変形

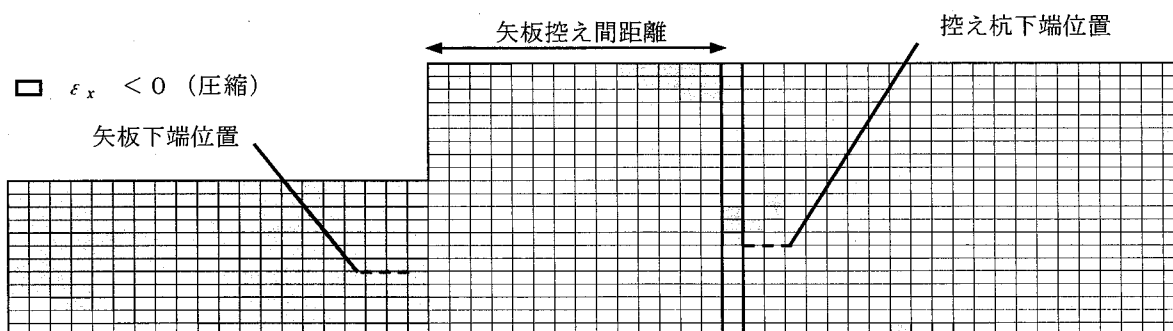


図-11 ϵ_x の断面分布

5. 簡易耐震性能照査法の提案

これまでの検討結果より、式(2)による水平地盤反力係数を用いた図-1の骨組みモデルでは、控え杭の拘束性を強く評価し、2次元地震応答解析結果の再現性が良くないことが分かった。また、杭頭部では地盤反力が杭頭

部以外に比べて大きいことが分かった。

本研究ではこれらのことを勘案し、控え直杭式矢板岸壁の変形を表現する簡易なモデルとして、図-12に示すタイロッド取付点における集中バネを用いた骨組みモデルを用いることとした。このモデルでは、杭頭部以外の地盤反力はほとんど控え杭に作用しないとしている。土圧と矢板前面のバネを2骨組みモデルの適用性の検討と

同様に与え、集中バネを2次元地震応答解析結果に合うよう調整し与えた時の矢板と控え杭の変形図を図-13に示す。図-5での骨組みモデルでの再現結果に比べ、控え杭に対する拘束性が2次元地震応答解析結果に近く、再現性は良くなっているのが分かる。

次に、集中バネを用いた骨組みモデルをベースに2骨組みモデルの適用性の検討で述べた①～③のモデル化について検討を行う。モデル化に当たり、簡易な1次元の地震応答解析を利用する。1次元の地震応答解析にも解析コード FLIP を利用した。検討ケースは、これまでと同様、水深-11.0m、設計震度0.15で設計された断面である。ただし、地盤条件は表-1に示す地盤 case1、地盤 case2とする。入力地震動は周波数特性や継続時間の違いを考慮し、表-3に示すNo1～No3の3つの地震動を用いた。図-14に時刻歴波形、図-15にフーリエスペクトルを示す。

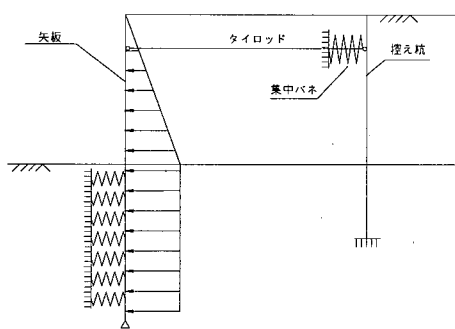
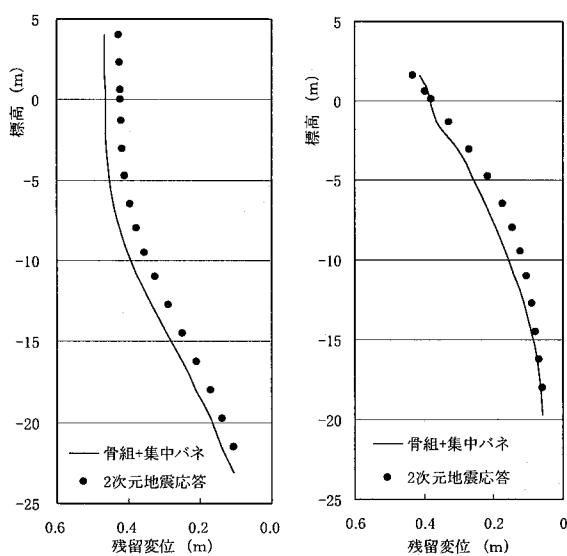


図-12 集中バネによる骨組モデル



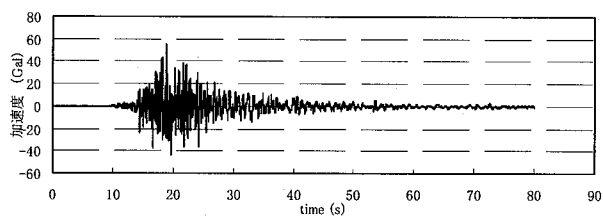
(a) 矢板残留変形量

(b) 控え杭残留変形量

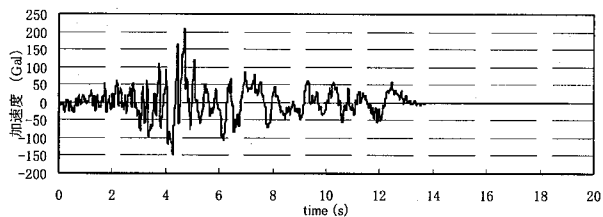
図-13 集中バネ骨組みモデルによる再現

表-3 検討地震動

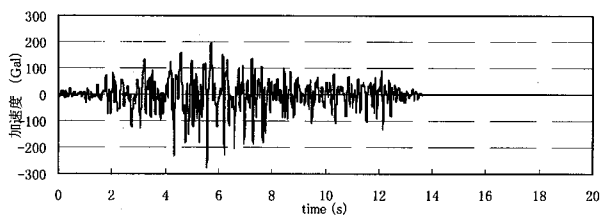
No.	地震波名	最大加速度 (Gal)	卓越周波数 (Hz)	継続時間 (s)
No.1	宮崎波	55.8	4.55	80
No.2	八戸波	209.9	0.39	19
No.3	大船渡波	275.1	2.34	19



(a) No1 宮崎波

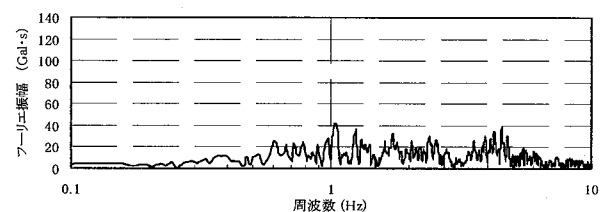


(b) No2 八戸波

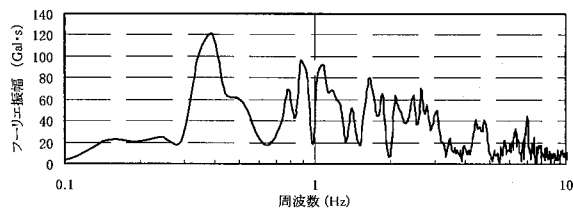


(c) No3 大船渡波

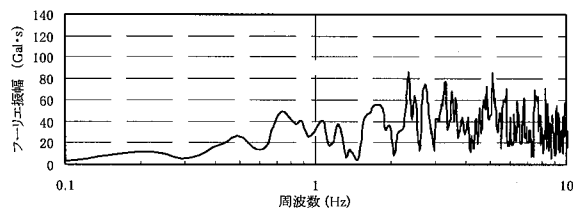
図-14 入力地震波形



(a) No1 宮崎波



(b) No2 八戸波



(c) No3 大船渡波

図-15 入力地震動 フーリエ振幅

5.1. 土圧のモデル化

2 骨組みモデルの適用性の検討で示したように、地震動作用後、海底面より上では土圧は増加し、海底面より下ではほとんど変わらない。本研究では海底面より上での土圧の増加の評価方法として、補正地表面加速度 $\alpha_c^{(4)}$ を重力加速度で除して求めた見かけ上の震度と物部・岡部の土圧式を用いることとした。ここで、 α_c とは地震波の周波数特性や継続時間など、構造物の変形に影響を及ぼす因子で補正した地震動の地表面最大加速度であり、 α_c は岸壁の残留変形量との相関が比較的良好なことが報告されている⁴⁾。そのため本研究では α_c を用いることとしたが、この妥当性については今後更に検討する必要がある。海底面より下の土圧については、2 骨組みモデルの適用性の検討同様、海底面位置での静止土圧強度による等分布荷重で与える。

5.2. 矢板前面の地盤バネのモデル化、矢板と控え杭の下端残留変位量の算出

矢板前面の水平地盤反力係数は、1 次元の地震応答解析により地震動の繰り返し作用による地盤の剛性低下を評価し与えることとした。すなわち、1 次元の地震応答解析により地震後のせん断ひずみを求め、式(1)と式(2)によって与える。2 次元地震応答解析における矢板前面地盤の応答は構造物と地盤の動的相互作用や地盤の初期応力の影響により、1 次元の地震応答解析で対象としている水平成層地盤の応答とは異なる。本研究では、できる限り 2 次元地震応答解析との相違点を減らすため、このうち地盤の初期応力の影響を考慮して地盤剛性の低下を評価することとした。すなわち、1 次元の地震応答解析において地震前に生じている変位を各節点に強制変位として与え初期せん断力を発生させた後、動的解析を行うこととする。本研究では、2 次元有限要素による自重解析結果を用いた重回帰分析により地震前の矢板前面の変形量推定式を作成し、この式により地震前に生じている変位を求めることとした。また、地震後のせん断ひずみは、1 次元の地震応答解析結果の最大ひずみに係数 0.65 を乗じた有効ひずみとした。有効ひずみは 1 次元の地震応答解析を等価線形解析により行う場合に用いられる手法で、不規則な地震動の最大振幅を調和振幅に換算する係数として、一般的に 0.65 が良く用いられる。本研究では有効ひずみを用いた時、骨組みモデルでの 2 次元地震応答解析結果の再現性が良いという理由で、有効ひずみを採用している。よって有効ひずみを用いることに明確な理由はなく、今後更なる検討が必要である。

矢板下端での残留変位量については、矢板前面の水平地盤反力係数を求めるときに使用した 1 次元動的解析結果の矢板下端位置での残留変位量を用いることとした。

矢板下端以深では 2 次元地震応答解析時において構造物との動的相互作用の影響が少なく、矢板前面と背後で有効拘束圧の違いはあるが、構造物が存在しない自然地盤における応答に近いと判断し、初期応力を考慮した 1 次元地震応答解析の残留変位量は 2 次元地震応答解析結果の残留変位量に近いと判断している。また、図-9 をみると矢板下端以深ではせん断変形量が大きく、せん断変形のみを考慮する 1 次元地震応答解析の適用性は概ね高いと考えられる。

本研究では、控え杭下端での残留変位量は矢板下端での残留変位量と同じ値を与えることとした。しかし、実際は矢板と控え杭下端での変位量は異なると考えられ、この評価法については今後の課題である。

(1) 矢板前面変形量推定式

重回帰分析を行うに当たり、2 次元有限要素法による自重解析を行った検討断面は、水深-7.5m、-11.0m、-14.5m、-16.0m に対して、表-4 に示す設計震度を設定し、技術基準¹⁾により設計した。地盤条件は表-1 に示す地盤 case1~case3 とした。全 24 ケースである。

表-4 設計震度

		水深			
		-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
設計震度	0.10	○	○		
	0.15	○	○		
	0.20		○	○	
	0.25			○	○

矢板前面変位量推定式は、海底面における変位量推定式と海底面に対する海底面以深の相対変位量の推定式をそれぞれ重回帰分析で求め、足し合わせるにより作成することにした。矢板前面変位量推定式を式(5)~式(7)に示す。

$$u_{stat} = u_{sb} - \Delta u \quad (u_{sb} > \Delta u) \quad (5)$$

$$= 0 \quad (u_{sb} < \Delta u)$$

$$u_{sb} = 56.5H^{1.22}(X/H)^{-0.695}G_{98}^{-0.927} \quad (6)$$

$$\Delta u = 0.703y^{0.903}H^{0.477}(X/H)^{-0.983}G_{98}^{-0.543} \quad (7)$$

ここで、 u_{stat} : 矢板前面変形量(m)、 u_{sb} : 海底面変位量(m)、 Δu : 海底面以深の変形量変化量(m)、 H : 壁高(m)、 X : 矢板控え杭間距離(m)、 y : 海底面からの距離(m)、 G_{98} : 矢板前面土要素の有効拘束圧 98kN/m^2 におけるせん断剛性 (kN/m^2) である。 X/H は控え直杭式矢板岸壁の残留変形量に大きく影響を与えるパラメータであることが分かっている¹⁴⁾。矢板変形に及ぼす影響が強いと考えられるせん断剛性の大きさは有効拘束圧に依存するため、ある有効拘束圧下の値に指定する必要がある。ここでは、有効拘束圧 98kN/m^2 のせん断剛性 G_{98} を用いることにした。な

お、 G_{98} はFLIPの地盤パラメータ簡易設定法¹¹⁾において、 N 値からせん断剛性を求める場合、基準せん断剛性として扱われている。

図-16に式(6)による推定値と2次元有限要素解析結果での値を比較したグラフを示す。推定式の決定係数は0.99と高く、本検討ケースでの条件では、良い精度を見せている。

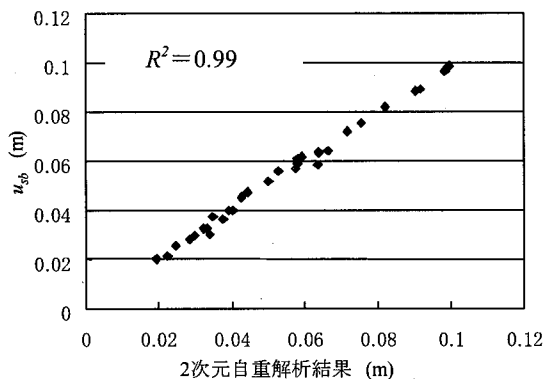


図-16 u_{sb} と2次元自重解析結果の比較

5.3. 控え杭の集中バネのモデル化

地震による変形を考慮するための控え杭の集中バネ k_{hd} は、地震前の変形を表現できる集中バネ k_{hs} に低減率を乗じ式(8)により求める。 k_{hs} は、本研究において重回帰分析により作成した集中バネ位置変位量推定式と骨組み解析により求める。すなわち、まず k_{hs} を仮定し、それを用いて骨組み解析で地震前の変形量を求め、集中バネ位置の変位量が集中バネ位置変位量推定式による変位量と等しくなる k_{hs} を繰り返し計算により求める。骨組みモデルに用いる土圧は、海底面より上はクーロン土圧、海底面より下は海底面位置での静止土圧強度による等分布荷重を用いた。

$$k_{hd} = \alpha k_{hs} \quad (8)$$

ここで、 k_{hd} ：控え杭の集中バネ、 k_{hs} ：地震前の変形を表現する集中バネ、 α ：集中バネ低減率である。

(1) 集中バネ位置変位量推定式

集中バネ位置変位量推定式は、矢板前面変形量推定式と同様、2次元有限要素法による自重解析後のタイロッド取付点位置の変位量を重回帰分析することにより作成する。2次元有限要素法による自重解析に使用した検討ケースは矢板前面変形量推定式作成時と同様である。集中バネ位置変位量推定式を式(9)に示す。

$$u_{ie} = 342(X/H)^{-1.30} h_T^{0.408} G_{98}^{-0.829} \quad (9)$$

ここで、 u_{ie} ：地震前の集中バネ位置での変位量推定値(m)、 h_T ：海底面と集中バネ取付位置の標高差(m)である。

図-17に式(9)による推定値と2次元有限要素法による自重解析結果の値を比較したグラフを示す。推定式の決定係数は0.856と高く、本検討ケースでの条件では、概ね良い精度を見せている。

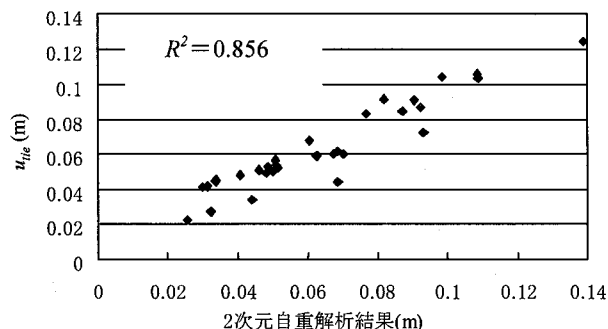


図-17 u_{ie} と2次元自重解析結果の比較

(2) 集中バネ低減率の検討

本研究における簡易モデルでは、控え杭の下端から杭上端にわたって作用する地盤からの抵抗を、集中バネに集約して表現している。集中バネ低減率は、控え杭の下端より上の範囲にある地盤の平均剛性低下率とすることとした。剛性低下率は、控え杭位置の地盤条件で1次元の地震応答解析を行い、地震後のせん断ひずみと式(1)とから算出することとした。地震後のせん断ひずみは、矢板前面の地盤バネ算出時と同様、有効ひずみとした。

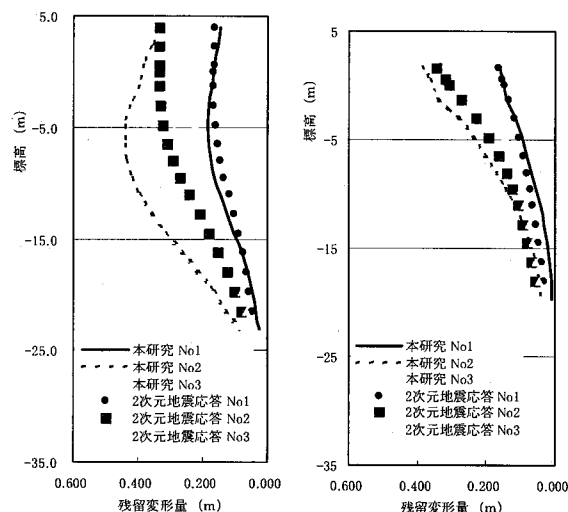
5.4. 検討結果

本提案法と2次元有限要素法による地震応答解析の比較結果を図-18に示す。

まず矢板について検討すると、No.2、No.3の地震動については、変形モードは2次元地震応答解析結果と比べて異なる結果となった。すなわち、2次元地震応答解析結果に比べ海側へ凸に膨らんでおり、海底面(-11m)より下では特に大きな残留変形量となっていた。この原因は主に矢板前面の地盤バネの評価にあると考えられる。

矢板前面の地盤バネ評価の精度が悪かった理由について考察すると、まず、本提案法は地盤バネ算出時に構造部材と地盤の動的相互作用の影響を考慮できないことがあげられる。また、矢板前面の水平地盤反力係数算出時において、矢板前面の変形量推定値により初期応力を考慮しているが、この時1次元地震応答解析では、変形は全てせん断変形によるものとなる。しかし、2次元地震応答解析での矢板前面地盤の変形は、回転による変位量も存在するため、1次元地震応答解析で仮定した初期応力状態とは異なることになる。ただし、矢板天端の残留変位量に関しては、矢板式岸壁の採用の機会が多い軟

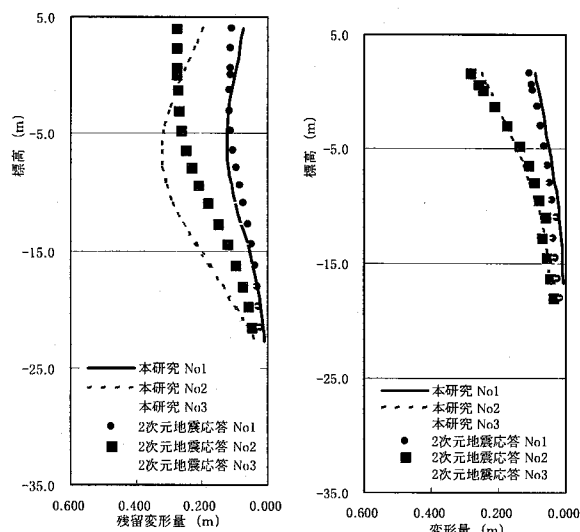
弱地盤の case1 については、概ね 2 次元地震応答解析結果に近い結果が得られたこのほか、控え杭については、変形モードや杭頭部の残留変位量など、2 次元地震応答解析結果に近く、概ね再現性は良かった。従って、今後モデル化の詳細について更に吟味することにより、本提案法の適用性を高めていく可能性があると考えられる。



(a) 矢板

(b) 控え杭

(i) 地盤 case1



(a) 矢板

(b) 控え杭

(ii) 地盤 case2

図-18 提案法と 2 次元地震応答解析結果の比較

6. まとめ

本研究においては、まず控え直杭式矢板岸壁における骨組みモデルの耐震性能照査法への適用性について検討を行った。その後、控え杭の地盤バネを変形モードに合

うように設定し、1 次元の地震応答解析による剛性低下の評価と併せることにより、簡易耐震性能照査法を提案した。本研究で得られた主な知見は以下の通りである。

- ① 控え直杭式矢板岸壁の骨組みモデルについて、控え杭の地盤バネを分布バネとして表現すると、2 次元地震応答解析結果と比較して残留変形量はかなり小さくなる。これは、生じている地盤反力が小さいにもかかわらず、地震動の作用によるせん断剛性低下をもとに水平地盤反力係数を評価すると大きな値を設定してしまうためである。この不整合の理由は、控え杭前面地盤の応力状態は矢板、控え杭、その間の地盤の相互作用で決定されるため、地盤バネについては矢板の変形の影響を受け骨組みのみならず地盤も同時に変位することによって、水平地盤反力が大きな値とならないモデルにする必要があるが、上述のモデルではこれをうまく表現できないことなどが考えられる。
- ② 本研究の範囲では、この不整合は、骨組みモデルにおける控え杭の地盤バネをタイロッド取付け高さでの集中バネにすることにより解消することが概ね可能となった。
- ③ 骨組みモデルと 1 次元の地震応答解析を併用することにより、控え直杭式矢板岸壁の地震動の作用による変形を再現できる可能性がある。ただし、モデル化の詳細については、更に検討が必要である。

本研究で示したモデルについて、土圧算定方法、地盤反力係数の設定方法等については更に改善の余地があると考えられる。また、本研究では限られた地震波形による検討となっており、適用性の検討にあたり、今後さらに検討ケース数を増やすことも必要である。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007。（印刷中）
- 2) 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
- 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，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，2007
- 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

- 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) 安田 進, 吉田 望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 11) Hayashi, K., Matsui, T. and Oda, K. : Simplified prediction method for behavior of sheet pile quay wall on liquified ground, Proc. 12th International Offshore and Polar Engineering Conference, pp.536-541, 2002.
- 12) 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.
- 13) 日本道路協会: 道路土工—仮設構造物工指針, 2000
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説—IV 下部工編, 2002
- 15) 宮下健一朗, 長尾 毅: 控え直杭式矢板岸壁の残留変形量に影響を及ぼすパラメータに関する研究, 第 42 回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2007
(2007 年 4 月 12 日 受付)