

矢板式係船岸の耐震性に関する実験および解析

EXPERIMENT AND ANALYSIS OF EARTHQUAKE PERFORMANCE OF SHEET PILE QUAY WALLS

塩崎禎郎¹・菅野高弘²・小濱英司³

Yoshio SHIOZAKI, Takahiro SUGANO and Eiji KOHAMA

¹正会員 工修 鋼管杭協会 (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10鉄鋼会館6F)

²正会員 工博 (独) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部構造振動研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

³正会員 工博 (独) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部主任研究官(同上)

Dynamic behavior of sheet pile quay walls is not sufficiently investigated because of a few case histories of sheet pile quay wall damages during 1995 Hyogoken-nambu earthquake. A series of centrifuge model tests and 2-dimensional finite element analyses based on effective stress concept were conducted to investigate the stability of sheet pile quay walls during earthquakes. Two actual quay walls were modeled in the tests and the analyses and subjected to examination in this study: the south quay wall of Fishery Wharf at Kushiro East Port and the south quay wall of wharf No.1 at Kushiro West Port as damage and no-damage cases, respectively. Results of the model test and the numerical analysis corresponded well with the actual residual deformation of sheet pile quay walls.

Key Words : sheet pile quay wall, centrifuge model test, effective stress analysis

1. はじめに

矢板式係船岸の耐震設計法に関する検討は、1980年代初頭までに、1G場の模型振動実験と、被災事例の検証から概ね完成を見ていた¹⁾。地震による壊滅的な被災事例は、さほど多くなく、1983年日本海中部地震時の秋田港大浜2号岸壁、1993年釧路沖地震時の釧路港漁港埠頭南側岸壁など、背後地盤の液状化によって過大な外力が作用したケースがほとんどである。したがって、耐震設計法自体に問題があるという認識をもたれることはなかった。ところが、1995年兵庫県南部地震時に多くの係船岸施設が被災したことを契機にして、L2地震動まで対象とした耐震性に関する検証が進められてきた。被災事例が多かった重力式や栈橋式などは精力的に検討が行われ、耐震設計法が改定されてきた。一方、矢板式に関しては、被災事例が少なかったことから(施設数も少なかった)、あまり検討が行われてこなかった。このようにL2地震時における挙動は未解明のままであるうえ(数値解析で検討はされてきているが、その結果が正しいという担保が無かった)、近い将来に導入が予定されている性能照査型設計に備えるためにも、L2地震時の挙動を明らかにしておくことは重要である。そこで、本研究では、遠心模型振動実験と数値解析手法を用いて検討を行った。

検討対象事例として、1993年釧路沖地震における

被災事例²⁾である漁港埠頭南側岸壁(設計震度0.2, 図-1参照, 以降, 漁港埠頭と略して表記)と、無被災事例である第1埠頭南側岸壁(設計震度0.2, 図-2参照, 以降, 第1埠頭と略して表記)を取り上げた。釧路港では、多くの重力式係船岸が被災したが、背後地盤の液状化対策が実施されていた第1埠頭は健全であった。これは、矢板式の耐震性が重力式に比べて劣るというわけではないことを示唆している。

2. 遠心場における模型振動実験

(1) 遠心載荷実験のメリット

矢板式係船岸は、壁体自体に慣性力が作用する重力式係船岸に比べて、地盤の応力状態が地震時挙動に与える影響が大きい。二次元有効応力解析でも、地盤の初期応力状態の違いによって、地震時の解析結果が大きく異なることが明らかにされている³⁾。地盤の応力状態は、施工過程に左右され、タイロッドに導入される張力の大きさにも影響を受ける。この様に、模型地盤の出来具合で実験結果が大きく異なる可能性が高いため、1G場の実験に比べて模型地盤製作のハンドリングが良い遠心場で実験を行うことにした。

(2) 遠心載荷実験装置

本実験では、最大回転半径7.0m(有効半径6.65m)、最大搭載容量6,860kNの遠心載荷実験装置を用いた⁴⁾。

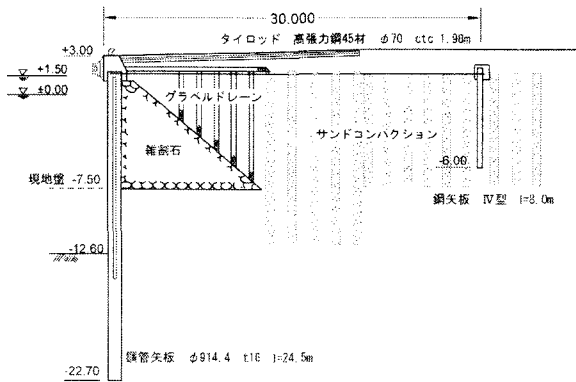


図-1 釧路港漁港埠頭南側岸壁(文献2をもとに作成)

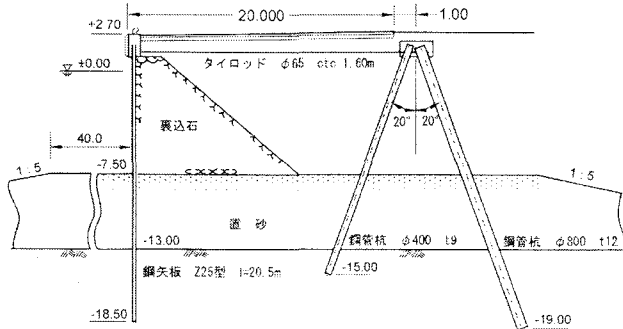


図-2 釧路港第1埠頭南側岸壁(文献2をもとに作成)

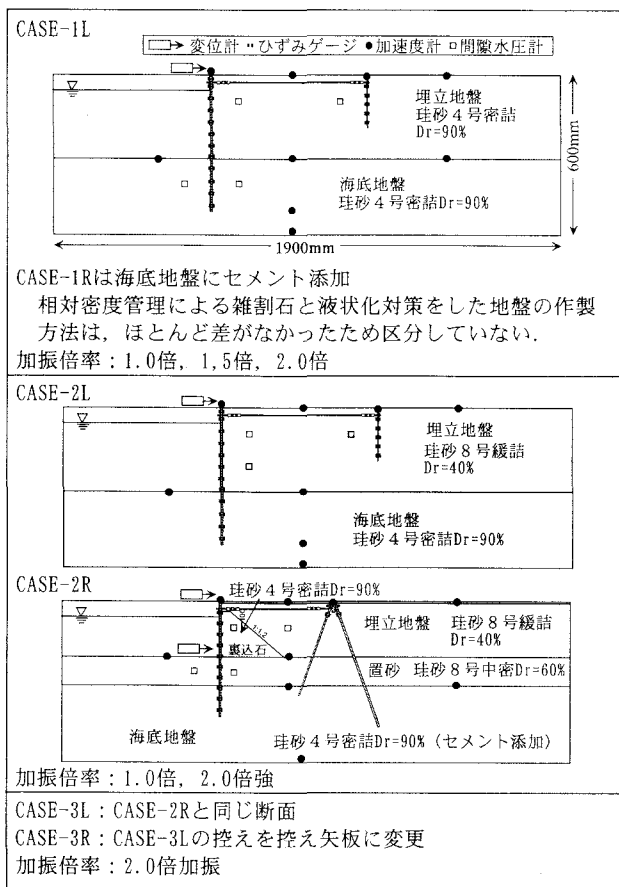


図-3 実験ケース(シリーズ1)

バケット部には、電気油圧式アクチュエータによる振動台が搭載されている。振動台上に設置した土槽のサイズは、1.9m長さ×0.6m高さ×0.8m幅(奥行き)であり、

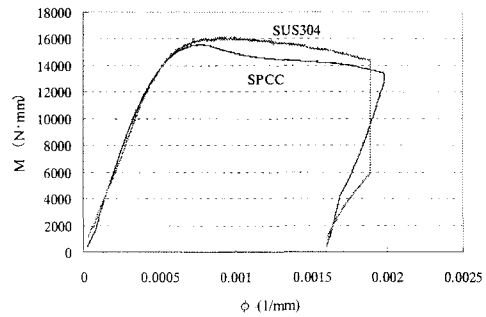


図-4 矢板模型のM~φ関係

奥行き方向を2分割することで、1度に2断面の実験を行うことができる。今回は50G場で実験を行うことにした。

(3) 実験概要(シリーズ1)

a) 実験ケース

実験シリーズ1に関する実験ケースを図-3に示す。実験シリーズ1では、無被災、被災事例を再現することを念頭に、遠心場における矢板式係船岸に対する実験手法を確立することを主目的としている。

b) 実験模型

第1埠頭の模型矢板断面は、断面剛性を合わせるため7.64mm厚の鋼板を用いている。控え矢板も同様の考え方で、3.33mm厚の鋼板を用いた。漁港埠頭の模型矢板断面は、被災事例であるため断面剛性ととも、断面係数も合わせる必要がある。そこで0.3mmの鋼板を用いて、折り曲げ加工を行い、断面剛性と断面係数を調整した。鋼板の種類は、CASE-2Rでは冷延鋼板(SPCC)を、CASE-3ではステンレス鋼板(SUS304)を用いた。いずれの鋼板も材料としては降伏点が明瞭でないため、模型矢板の一部を切り出して載荷試験を行った。試験結果のM~φ関係を図-4に示す。どちらの材料もほぼ同じ結果となり、明瞭な降伏が生じている。降伏モーメント M_y を11000~13000N·mmとすると、全塑性モーメント M_p は、概ね、 $M_p=1.2\sim 1.3M_y$ の関係となっている。この値は実際の鋼矢板と同等の値である。また、鋼材の降伏応力 $\sigma_y(=M_y/Z, Z: 断面係数)$ で求められ、 $\sigma_y=180\sim 220\text{N/mm}^2$ となる。漁港埠頭の控え組杭は、実物は鋼管杭であるが、模型では、押し込み耐力と引き抜き耐力が等しくなるように矩形の鋼棒でモデル化した。タイロッドは、SS400材の鋼棒φ4mm(133mmピッチで配置)でモデル化した。このモデル化では、実物に比べて、若干耐力が大きくなるが、被災事例でもタイロッドの破断が生じていないため問題ないものと考えられる。また、矢板背後と、控え工の前面にリングジョイントを設けて、タイロッドにモーメントが生じないようにしている。

c) 模型地盤の作製方法

地盤材料は珪砂を用いた。実地盤の強度を再現するため、砂降らし器を用いた相対密度管理と、必要に応じてセメント添加を行った。

d) 遠心載荷手順

遠心載荷手順は以下に示すとおりである。

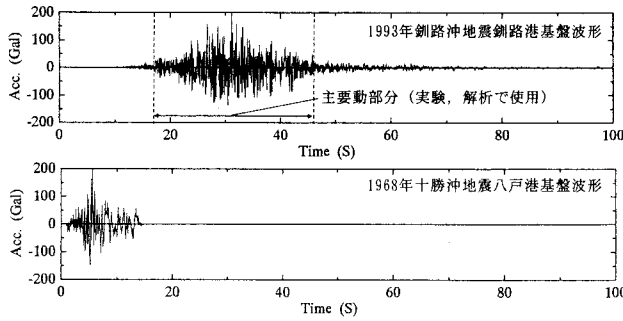


図-5 入力地震動波形

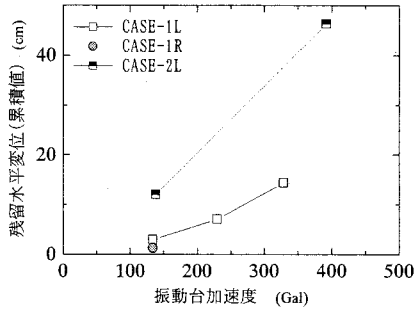


図-6 CASE-1R, -1L, -2Lの残留水平変位

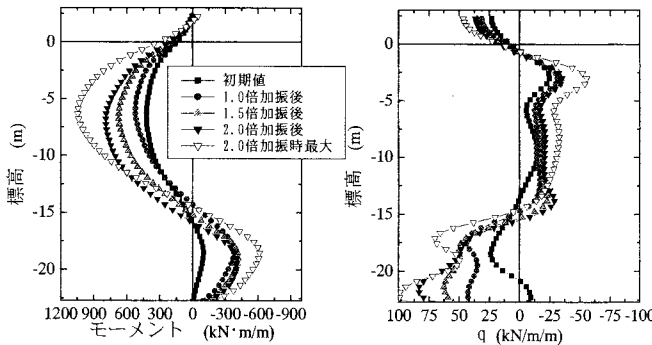


図-7 CASE-1Lの曲げモーメントと地盤反力分布

- ①初期荷重(0G→50G→0G)：遠心荷重過程で、背後地盤の圧密により矢板の過大な変位を避けるため、タイロッド取り付け部を固定した状態で初期荷重を行う。固定点にはロードセルを挿入して反力を測定。
- ②タイロッド張力調整：初期荷重終了後に残留している反力を解消するため、タイロッドの張力を導入。張力を増やしても、反力が減少しない状態(地盤が崩壊する可能性があるため)になったら終了として、固定点を取りはずす。
- ③加振実験：遠心加速度を50Gにして加振実験。

e) 計測項目

加振実験における計測項目は、矢板、控え工、タイロッドのひずみ、加速度、変位、間隙水圧である。

f) 入力地震動

入力地震動は1993年釧路沖地震時の港湾強震観測網における釧路港基盤での計測データ(実験シリーズ1)と、1968年十勝沖地震時の八戸港基盤変換波形(実験シリーズ2)を用いた(図-5参照)。加振は加速度振幅を調整したステージ加振(CASE-3は1回の加振)とした。

(5) 実験結果(シリーズ1)

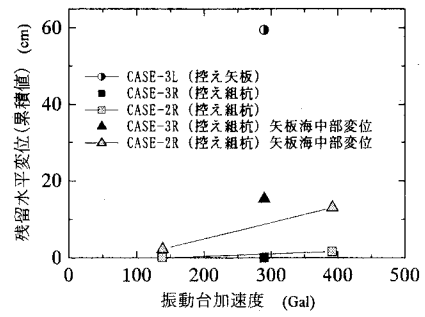


図-8 CASE-2R, -3R, -3Lの残留水平変位

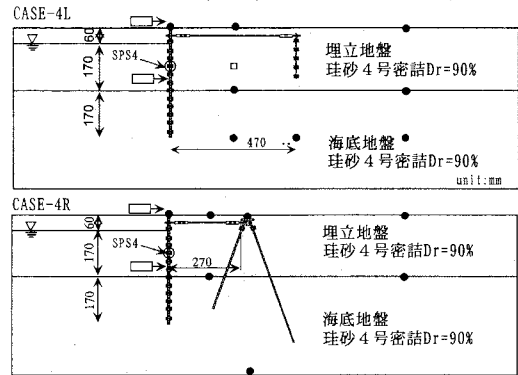


図-9 CASE-4の模型断面

実験結果はすべて実スケールに換算した値で示す。

a) CASE-1R, -1L, -2L(第1埠頭を対象)

振動台の最大加速度と矢板先端での残留水平変位の関係を図-6に示す。海底地盤の作製方法を変えたCASE-1R, -1Lでは、最初の1.0倍加振の残留変位は、ほぼ同じ値であった。1.5倍加振以降ではCASE-1Rは、矢板側面から背後地盤の砂が漏れてしまったためデータは記載していない。背後地盤の相対密度を変えたCASE-1LとCASE-2Lと比較すると、緩詰にしたCASE-2Lは、土圧が増加と過剰間隙水圧上昇の影響で変位も大きくなっている。

第1埠頭を対象とした実験ケースは、矢板模型を等厚の鋼板でモデル化したため、きれいなひずみ分布が計測された。そこで、ひずみから曲げモーメントを求め、2回微分することで地盤反力分布を求めた。なお、微分する際には、スプライン関数による平滑化処理を行った⁵⁾。図-7にCASE-1Lの曲げモーメントと地盤反力分布を示す。矢板背面の地盤反力(分布荷重)は、設計で考えている様な、三角形分布にならないことがわかる。上部で分布荷重が大きくなる原因は、タイロッドによって地盤が締め付けられている影響と考えられる。また、海底地盤の受働側の反力は、加振レベルを上げるにしたがって、矢板が海側に変位するため大きくなっていくことがわかる。

b) CASE-2R, -3R, -3L(漁港埠頭を対象)

振動台の最大加速度と矢板先端での残留水平変位の関係を図-8に示す。CASE-2Rの1.0倍加振では、矢板前面の置砂部では、ほぼ液状化したものの、背後地盤は液状化に至らず、残留変位はほとんど生じなかった。実際には、背後地盤が液状化していたこと

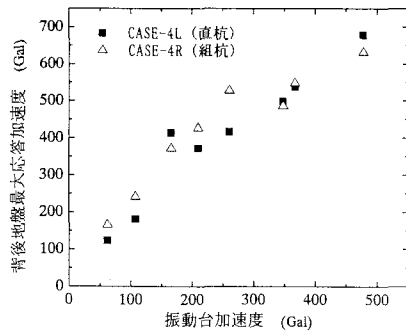


図-10 地盤の応答加速度

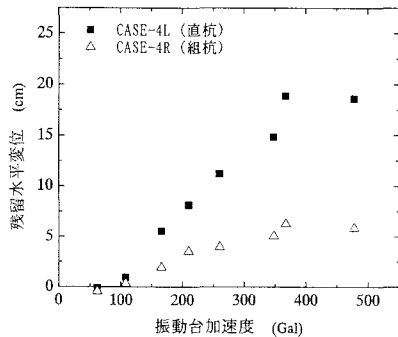


図-11 CASE-4の残留水平変位

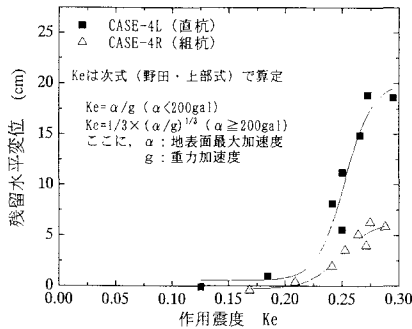


図-12 作用震度と残留水平変位の関係

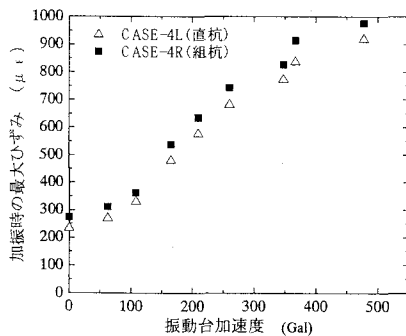


図-13 加振中における矢板のひずみの最大値

から、加振レベルを上げて2.0倍強加振とすることで、背後地盤が液状化させたところ、矢板が海中中部ではらみ出すように変形し、実際の被災モードと同じになった。CASE-3は、CASE-2Rの結果をふまえて、1度の加振で液状化させることを念頭においたケースである。CASE-3Rは、CASE-2Rと同じ断面である。CASE-3Lは、控え工をCASE-1の第1埠頭のを流用して、控え工の違いによる影響を見ている。加振は最初から2.0倍加振とした。その結果、CASE-3Rで

は、天端では変位が生じていないものの、海中中部で16cm程度はらみ出すように変形した。また、海中中部と、海底地盤と置砂部の境界で矢板が降伏していた。一方、控え矢板としたCASE-3Lでは、海底地盤と置砂部の境界で矢板が降伏し、矢板天端で60cm程度海側に折れ曲がるように変形した。

(6) 実験概要(シリーズ2)

実験シリーズ2(CASE-4)では、実験シリーズ1の結果をふまえて、設計震度0.25(耐震強化相当)の断面を新たに設計し直した断面を対象とした。模型地盤の密度や実物の矢板の剛性などを勘案して、-8.5m水深の岸壁をモデル化することにした。鋼矢板はVI_L型で、控え工は2種類(直杭、組杭)とした。模型断面を図-9に示す。

本ケースの目的は、耐震強化岸壁相当の断面に対して、L2地震動相当の入力地震動が作用したときの地震時挙動を把握することにある。また、小加振時の挙動との違いを明らかにするために、ステージ加振の加速度振幅レベルを細かく設定した(加速度倍率0.25倍~2.0倍まで0.25倍ピッチ、最後に2.3倍加振を実施、0.75倍加振は欠測)。

(7) 実験結果(シリーズ2)

CASE-4のステージ加振における振動台加速度最大値と背後地盤の最大応答加速度の関係を図-10に、残留水平変位との関係を図-11に示す。また、作用震度Keと変位の関係を図-12に示す。これらの結果から、震度0.25くらいから非線形性が現れていることがわかる。控え工が直杭であるCASE-4Lは、控え工の横抵抗が震度0.25程度で上限値に達し、それ以降は、控え工の海側方向への移動に起因して、矢板の海側変位が進行していく。一方、控え工を組杭としたCASE-4Rの変位は、直杭に比べて1/3程度以下で非常に小さな値となっている。図-13は、各加振における矢板に生じるひずみの最大値を図示したものである。CASE-4L、-4Rの両方とも、標高-4.2m地点の計測点で最大値が生じていた(計測点:SPS4)。加振レベルが上がるにしたがって、最大ひずみが大きくなっていく様子がわかる。また、組杭の方が一貫して大きなひずみが生じているが、これは、矢板天端での海側への変位が抑制されているためである。2.0倍加振の時点でひずみは900 $\mu\epsilon$ (応力では180N/mm²)を越え、降伏点に到達している可能性が高い領域に入っている。これらの結果を、総合的に判断すると、今回の模型断面の破壊震度を上回る地震力(L2地震動)が作用しても、矢板の変位とひずみは急増しないで、概ね連続的な挙動を示すものと考えられる。

3. 二次元有効応力解析法による数値解析

(1) 解析概要

第1埠頭と漁港埠頭を対象として二次元有効応力解析法による数値解析を行った。二次元有効応力解析法は、耐震性能照査の実務や、被災事例のシミュ

表-1 FLIPの解析ケースと結果

解析ケース	解析対象	震波波	矢板天端 残留水平 変位(cm)	鋼矢板最 大応力 (N/mm ²)	備考
CASE-A	第1埠頭	釧路沖	21.6	171	
CASE-A1	第1埠頭	釧路沖	66.5	316	背後地盤の液化化対策無し
CASE-Aa	第1埠頭	東方沖	9.6	169	
CASE-Ab	第1埠頭	十勝沖	16.8	139	
CASE-B	漁港埠頭	釧路沖	10.6	406	*)天端は陸側に変位。海中部での海側への最大はらみだし量は95cm
CASE-B1	漁港埠頭	釧路沖	1.2	343	置砂部の等価N値を5から10に変更

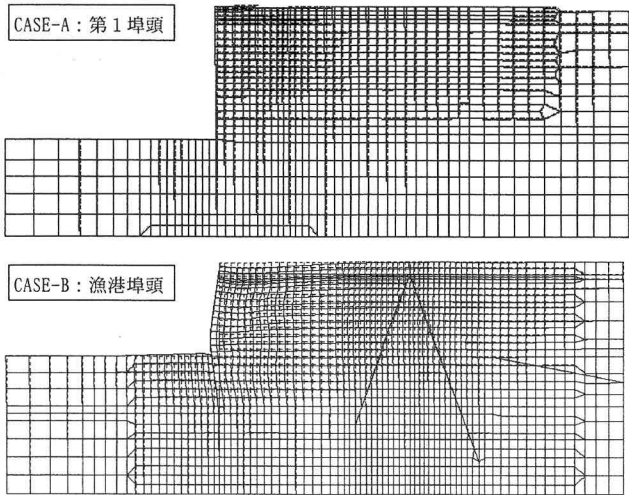


図-14 残留変形図(変形スケール1倍)

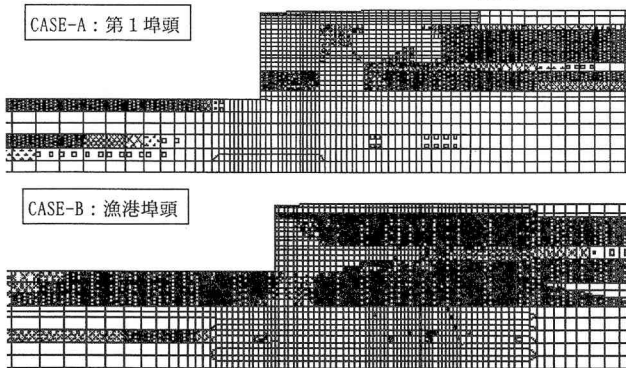
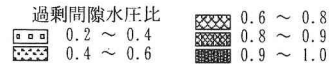


図-15 解析終了後の過剰間隙水圧比分布

レーション等で非常に有用なツールであるが、解析条件の設定の違いが、結果に大きな影響を与えるケースも少なくない。二次元有効応力解析プログラムFLIP⁶⁾は、解析精度の向上を目的として、最適な解析手法を把握するため検討が進められてきている。本検討では、矢板式係船岸である秋田港大浜1号岸壁(無被災)、大浜2号岸壁(被災)の事例を対象とした検討で推奨しているモデル化を採用した。モデル化の詳細に関しては文献⁷⁾を参照されたい。

(2) 1993釧路沖地震に対する解析

a) 解析条件の設定

地盤定数は、設計計算書および文献2のボーリングデータから等価N値を算定して簡易設定法⁸⁾で決定

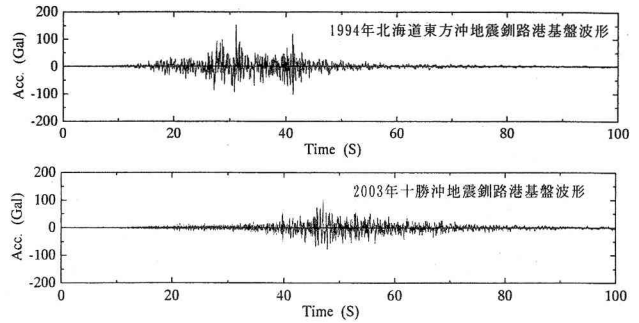


図-16 FLIPで用いた入力地震動

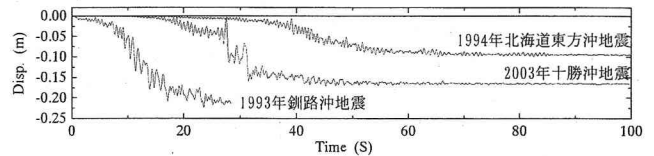


図-17 矢板天端水平変位時刻歴

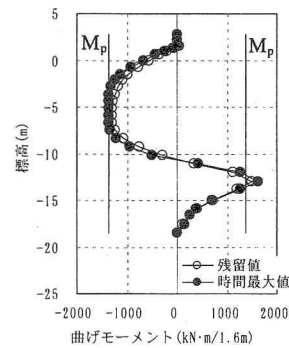


図-18 CASE-Bの矢板の曲げモーメント分布

した。ただし、液化化パラメタの一部は、プログラムの非線形反復計算と構成則を見直しに合わせて再調整している。漁港埠頭の控え組杭は、相互作用ばね要素を介して地盤要素と連結した⁹⁾。

b) 解析結果

解析ケースと解析結果を表-1に示す。また、CASE-AとCASE-Bの残留変形図を図-14に、解析終了後の過剰間隙水圧分布図を図-15に示す。第1埠頭を対象としたCASE-Aは、矢板天端での残留変位は20cm程度で概ね無被災を再現できている。背後地盤の過剰間隙水圧比は1.0近くまで上昇した部分が多いが、液化化対策した矢板と控え工の間は間隙水圧の上昇が抑制されたことで、大きな変形が生じなかったものと考えられる。背後地盤の液化化対策を無しとしたCASE-A1では、変形量は3倍以上になり、矢板に生じる応力も降伏応力を上回っていることから、液化化対策が有効であったことが裏付けられた。

CASE-Aの第1埠頭に対して、入力地震動の違いによる影響を把握するため、1994年北海道東方沖地震および2003年十勝沖地震の観測データを用いて解析を実施した(CASE-Aa, CASE-Ab)。それぞれの時刻歴波形を図-16に示す。解析では0~100秒までを対象として計算を行った。残留変位は、表-1に示すとおり無被災と判断できる程度の値で、変位量は、釧路沖>十勝沖>北海道東方沖の関係となった。小さな

変位量ではあるが、時刻歴波形を比べると(図-17参照)釧路沖と北海道東方沖は、主要動中に変位が徐々に累積するタイプ、十勝沖は、30秒前後の大きな2つの波形で大半の変位が生じるタイプであることがわかる。

漁港埠頭を対象としたCASE-Bでは、矢板天端での残留変位は陸側に10cm、タイロッド取り付け部と海底面の中間部で最大95cm海側にはらみ出すように変形している。矢板のモーメント分布を図-18に示す。-3m~-7m地点と、-13m地点で全塑性モーメントを越えている。現地では-3m~-4m付近で矢板が折損(電気防食のアルミニウム陽極を水中溶接したため材質が脆化していた)していたが、この部分に過大な応力が生じていたことが解析でも裏付けられた。置砂の等価N値を10に上げたCASE-B1では、矢板の応力が M_p 相当以下の値であることから、漁港埠頭の被災は、背後地盤の液状化による過大な外力とともに、置砂部分の液状化に起因する矢板前面での地盤の横抵抗の減少が影響したものと考えられる。

4. まとめ

矢板式係船岸の耐震性について、遠心模型実験と二次元有効応力解析手法を用いて検討を行った。

今回の検討から得られた主な結論を以下にまとめる。

- 1) 50G場の遠心模型実験で矢板式係船岸の被災事例、無被災事例を再現することを念頭に実験手法の確立を試みた。特に被災事例に関しては、断面剛性と断面係数を合わせた模型を用いることで、破壊現象を再現することができた。
- 2) 耐震強化施設を想定した断面の実験において、ステージ加振で、模型断面の破壊震度を上回る地震動(L2地震動)を作用させた場合、加速度応答や残留変位、矢板に生じるひずみ等は非線形性が現れてくるが、矢板が降伏して曲率が急増することに起因する矢板の変位の急増は生じなかった。
- 3) 控え工の違いによって、被災形態が異なることが実験的に確認できた。現行の設計法で設計した断面は、控え工が直杭や控え矢板の場合には、地盤の横抵抗が上限に達すると、控え工の移動によって、矢板の海側への変位が生じる。一方、組杭の場合には、矢板天端の変形を拘束するため、矢板が降伏する可能性が高い。
- 4) 矢板のひずみの計測結果から、矢板背後に作用する土圧は設計で考えているような三角形分布にならないことがわかった。
- 5) FLIPによる二次元有効応力解析手法を用いて、釧路港の第1埠頭(無被災事例)と、漁港埠頭(被災事例)を再現することができた。また、第1埠頭に対して、入力地震動を1994年北海道東方沖地震、2003年十勝沖地震とした解析を実施したが、いずれも無被災の結果となった。
- 6) 漁港埠頭の被災は、背後地盤の液状化とともに、

置砂部分の液状化が大きな要因となったものと考えられる。

- 7) 釧路港第1埠頭で、液状化対策を施さない場合について解析した結果、被災する可能性があったことがわかった。

矢板式係船岸の耐震性(地震時挙動)は、矢板、控え工、タイロッドの強度、矢板背面土圧、矢板前面および控え工の地盤反力などの、非線形挙動する項目が影響しあうため非常に複雑な問題である。今回の検討では、現行の耐震設計法を否定するような結論は得られなかったが、今後は、さらにバランスの取れた最適な耐震設計法を提案できるように検討を進めていく予定である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、北海道開発局釧路開発建設部から第1埠頭および漁港埠頭の設計計算書の提供を受け参考にさせていただきました。遠心実験のひずみデータからスプライン関数を用いて分布荷重を算定するに方法に関して、(独)港湾空港技術研究所地盤・構造部の菊池基礎工研究室長にご指導いただきました。遠心実験全般に関して大林組技術研究所の樋口俊一氏にアドバイスをいただきました。二次元有効応力解析は、(財)沿岸開発技術研究センター内に設置されているFLIP研究会の解析精度向上WGと連携して実施したものです。紙面を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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、V ol.18, No.1, pp.67-127, 1979.
- 2) 上田 茂、稲富隆昌、上部達生、井合 進、風間基樹、松永康男、藤本健幸、菊池喜昭、宮井真一郎、関口信一郎、藤本義則：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告、港湾技術研究所資料、N o.766, 1993.
- 3) 三輪 滋、小堤 治、溜 幸生、岡 由剛、一井康二、井合 進、田河洋一：初期応力状態を考慮したモデルを用い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.
- 4) Matsuda, T. & Higuchi, S., "Development of the large geotechnical centrifuge and shaking table of Obayashi.", Proc. of the 1st Int. Conf. on Physical Modeling in Geotechnics-ICPMG '02, AA Balkema, pp.63-68, 2002.
- 5) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究、東京大学学位論文、2002.
- 6) Iai,S., Matsunaga,Y.and Kameoka,T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.25-56, 1990.
- 7) 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、Vol.20, 2004(投稿中)。
- 8) 森田年一、井合 進、Hanlong 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、港湾技術研究所資料、N o.869, 1997.
- 9) 小堤 治、溜 幸生、岡 由剛、一井康二、井合 進、梅木康之：二次元有効応力解析における杭と液状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講演論文集(CD-ROM), 2003.