

自立式矢板護岸の動的有効応力解析

上田恭平*・飛田哲男・井合 進

* 京都大学大学院工学研究科

要 旨

地震時における自立式矢板護岸の動的変形挙動を把握するため、遠心模型実験および数値解析を実施した。数値解析においては、地震動が加わる前の矢板の初期拘束条件や、矢板・土要素間のモデル化の方法など、種々の条件を変化させ、解析条件の違いが解析結果に及ぼす影響について考察を行った。その結果、自立式矢板護岸の地震時挙動を精度良く予測するためには、地震動が加わる前の矢板の初期曲げモーメント分布に代表される、静的な応力状態を正確に再現することが必要不可欠であることが確認された。また、飽和砂地盤を対象とした場合、受働側の矢板・土要素間にジョイント要素を導入することで、解析精度が向上することがわかった。

キーワード: 自立式矢板, 地震応答, 遠心模型実験, 有効応力解析, 初期応力状態

1. はじめに

自立式矢板工法は、他の矢板工法と比較して構造的に簡便であり建設費用も安価であることから、都市域の臨海部で広く採用されている。しかしその一方で、タイロッドやアンカーなどを用いた控え式矢板工法に比べて水平方向のたわみが大きく、大地震に対する既設自立式矢板護岸の脆弱性が近年問題視されるようになってきている。そこで本研究では、まず地震時における自立式矢板護岸の動的変形挙動を把握するために、遠心場において模型振動実験を実施した。続いて、有限要素法による数値解析を実施し、模型実験の再現を試みとともに、解析条件の違いが結果に及ぼす影響について考察を行った。

2. 遠心模型実験

本章では、遠心模型実験の概要について述べる。

2.1 遠心力载荷装置と振動負荷装置

本実験には、京都大学防災研究所の遠心力载荷装置を使用した。アームの回転軸からプラットホームに設置した土槽の中心までの距離である有効回転半径は2.5mである。最大遠心加速度は振動台を用いない静的な実験で200G、振動台を用いる動的な実験で

は振動台の性能による制限から50Gである。また最大積載重量は200G下で120kgである。

本実験で使用した振動負荷装置は、Electro-Hydraulic型の油圧アクチュエータ式である。駆動油タンクやアキュムレータタンク、油圧ポンプなどの制御系機器は、デスクトップパソコンを除いて全て遠心アーム上に搭載されている。アーム上に設置された制御用ノートパソコンに、観測室内に設置された制御用デスクトップパソコンから無線LANを介してリモート接続し、専用のソフト（マルイ製）を用いて振動台の制御操作を行う。振動制御は入力信号により油圧サーボバルブをコントロールすることで、アキュムレータタンクからピストンに流入する油の量を調節することにより行う。この油圧サーボ制御方式は、比較的単純な機構で大きな加振力と変位を発生できることや、加振周波数を制御しやすいといった利点がある。ただし、本実験に用いた振動負荷装置は変位制御方式のため、加速度記録として得られている想定波を入力する場合には、それを変位波形に変換したものを入力する必要がある。

遠心実験では、模型の縮尺が1/Nの場合、重力場のN倍の加速度を与えて実験することにより、実際の地盤内応力状態を近似的に再現することができる。本実験では縮尺1/50の模型を用いた。以下特にことわりがない限り、数値などはプロトタイプスケールで

表すものとする。

2.2 計測システムと計測機器の設置

本実験において用いた計測機器は、すべての実験ケース共通で加速度計（SSK製：A6H-50）5個、レーザー変位計（キーエンス製：LBP-080）1個、間隙水圧計（SSK製：P306A-2）3個である（Fig. 1）。

加速度計、レーザー変位計、間隙水圧計のデータは、遠心载荷装置のアーム上に設置した動ひずみ計（東京測器研究所製：DC-104R）のアンプでチャンネルごとに増幅され、無線LANを介して観測室内の計測用デスクトップパソコンでデータの取得、記録の操作を行うことができる。データ取得用ソフトウェアには動ひずみ計添付のプログラム（DC-7104）を利用した。

Fig. 1に示すように、入力加速度の計測用として土槽外部に1台（A1）、土槽の右側から6.75m（模型スケールで13.5cm）、底から10m（模型スケールで20cm）の場所に1台（A3）、土槽の左側から4.5m（模型スケールで9cm）、底から10m（模型スケールで20cm）の場所に1台（A3）、陸側の地表面に1台（A2）、自立式矢板の天端に1台（A4）の計5台の加速度計を設置した。レーザー変位計（D2）は自立式矢板の天端の水平変位を測定するため土槽上部に固定した。間隙水圧計は土槽の底から10m（模型スケールで20cm）の位置に1台（P1）、5m（模型スケールで10cm）の位置に2台（P2,P3）の計3台を設置した。また曲げモーメントを測るため、矢板の天端より2cm（模型スケール）下を基点（M1）に2.25cm（模型スケール）間隔で合計10断面（矢板両面で20個）のひずみゲージが貼られている。なお、センサー設置の際には釣り糸を用い、各々を所定の高さに固定した。

2.3 模型の作成

用いた土槽の内寸は45cm×15cm×30cm（長さ×奥行き×高さ）で鋼製の剛土槽を使用した。片方の側面が強化ガラス板で、矢板と地盤の挙動を観察することができる。地盤の作成にはすべての実験ケースにおいて5号珪砂を使用した。

飽和砂を用いる実験では相似則により粘性の高い流体を使用することが多い。本研究では環境に配慮してメトロゾ（信越化学製水溶液セルローズエーテル）を使用した。粉末を温水に溶かして自由に粘性を変えられる利点もあるが、シリコンオイルに比べて温度に敏感である。そのため地盤作成前に粘度計により常温下で所定の粘性が得られていることを確認した。振動実験は50G場で行うので、相似則に従って室温において水の50倍の粘性のものを用了。

矢板模型としてはアルミニウム板を使用した。寸

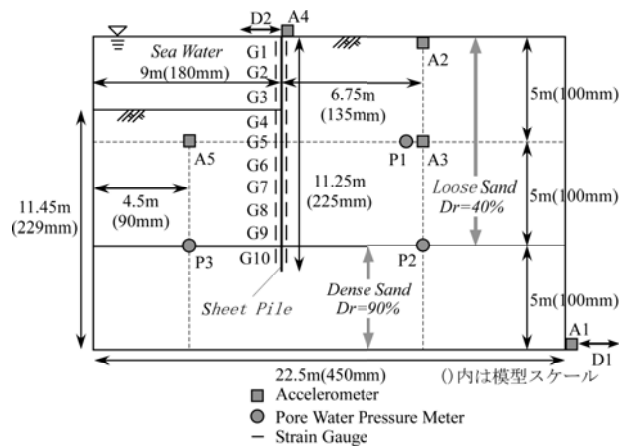


Fig. 1 Cross-section diagram of the centrifuge model

法は、厚さ0.2m（模型スケールで0.002m）、高さ22.5m（模型スケールで0.225m）、幅15m（模型スケールで0.15m）である。矢板を所定の位置に設置するため、層厚100mm（模型スケール）となったところで矢板を約3cm地盤中に埋め込み、矢板上部海側に押えのための治具を取付け、給砂による矢板の海側への変位を拘束した。また土槽と接する矢板側面に防水シリコンを塗り、土槽との隙間から砂がすり抜けるのを防止した。

乾燥地盤の作成は、空中落下法により相対密度が70%になるように行った。一方、飽和地盤の作成は、まずメトロゾを注入し、水中落下法により行った。なお、自立式矢板と珪砂の挙動をより視覚的にするため、土槽内側のガラス面に乾燥ソバを軽く付着させた。飽和砂地盤の場合には、まず矢板の根入れ層として相対密度90%で層厚5m（模型スケール100mm）の地盤を作成し、乾燥砂地盤と同様に矢板を設置してから相対密度40%の地盤を作成した。砂を所定の重量投入後、土槽上部の釣り糸の固定を解いた後、模型を遠心载荷装置に載せ、50Gの遠心力場で5分間の圧密を行った。圧密終了後、1G場に戻して矢板上部の治具を取り外した上で、再度50Gの遠心力場に載せ加振を実施した。

2.4 実験ケース

実験はTable 1に示すとおり、乾燥砂地盤3ケース（内訳は、同一模型に対し0.5mm, 2mm, 3mmの3ケ

Table 1 Experiment cases

地盤条件	入力加振変位(mm)	入力加速度 (Gal)	相対密度 (%)
DC1	0.5	56.7	70
DC2	2.0	191.0	70
DC3	3.0	258.6	70
SC1	2.0	141.2	40/90
SC2	2.0	101.4	40/90
SC3	2.0	210.9	40/90

ースのステップ加振), 飽和砂地盤3ケースを行った。模型に加える入力地震波は50Hz, 15波の正弦波とした。これはプロトタイプで1Hzに相当する。Table.1に各ケースの最大入力加速度の値を示す。得られた実験データは第4章に解析結果と併せて示す。

3. 有限要素法による数値解析

本章では, 有限要素法による数値解析の概要について述べる。

3.1 数値解析法の概要

本研究では, 多重せん断機構モデル (Iaiら,1990a) に基づく有効応力解析プログラムであるFLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) (井合,1989) を用いて数値解析を行った。多重せん断機構モデルは平面ひずみ状態にある砂の繰り返し载荷時の挙動を表現するためのものである。このモデルは, 平均成分に関する構成則と偏差成分に関する構成則から成り, 平均成分に関する構成則では平均有効応力-体積弾性ひずみ関係が規定される。一方, 偏差成分に関する構成則では, Towhataら (1985) が提案した多重せん断ばねモデル (Fig. 2参照) によりせん断応力-せん断ひずみ関係が規定される。このモデルでは, 任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとし, これらのせん断面に対して双曲線型モデルが適用されている。このモデルの特徴は, 以下の通りである。

- 1) 排水条件におけるせん断応力 - せん断ひずみの履歴ループの特性 (いわゆるひずみ依存カーブ) は, 既往の試験データとよく適合する。
- 2) 主応力回転の影響が新たなパラメータを導入しなくても自然に考慮される。
- 3) 材料としての異方性が導入しやすい形となっている。

なお, 多重せん断ばねモデルは, 任意の最大減衰定数の双曲線型せん断ひずみ-減衰定数関係を再現で

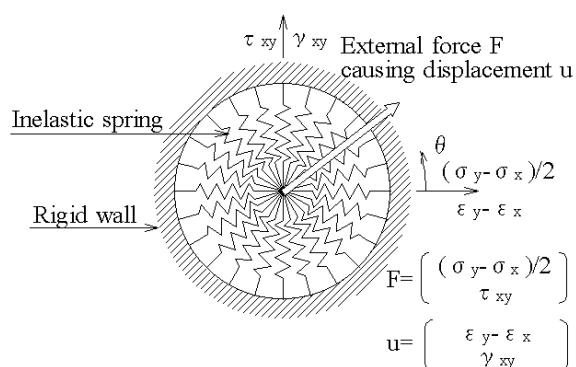


Fig. 2 Multi inelastic spring model

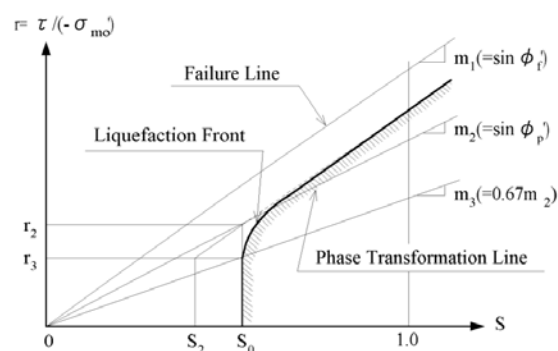


Fig. 3 Schematic figure of liquefaction front

きるよう拡張されている (Iaiら,1990b)

また過剰間隙水圧の発生は, 液状化フロントの概念 (Fig. 3参照) を導入して, 累積塑性せん断仕事の関数として定義されている (Iaiら,1990a)。

3.2 数値解析の手順

前節で述べたFLIPによる数値解析の手順を以下に示す。まず完全排水条件の下で静的解析であるモデルの自重解析を行う。この自重解析は, 数値解析上は地震応答解析におけるモデルの初期状態 (初期応力, 初期変位など) を計算するための解析であるが, 物理的には地盤の圧密を行っていることに相当する。自重解析の後, 遠心模型実験で得られた入力波の波形を用いて, 動的解析である地震応答解析を非排水条件下で行う。

前章で述べた遠心模型実験では, 治具を用いて矢板上部を水平方向に拘束した上で50G場での初期圧密を行い, その後, 治具を取り外した上で再度50Gの遠心場に載せ加振を行っている。このような载荷ステップを正確に再現するために, 本解析では自重解析を2段階に分けて実施している (以下, 多段階解析)。すなわち,

- 1) 矢板上端を水平方向に拘束し (BOUN命令使用) 第1段階の自重解析を行う。
- 2) 矢板上端の拘束を解いた上で (BOUN命令解除) 第2段階の自重解析を行う。

なお, 初期条件の違いが解析結果に及ぼす影響を考察するため, 矢板上部に拘束を設けず自由端とした場合の自重解析も併せて行った (以下, 通常解析)。

3.3 解析メッシュ

解析に用いたメッシュをFig. 4に示す。同図(a)は乾燥砂地盤 (以下, DC), (b)は飽和砂地盤 (以下, SC) の場合である。解析寸法は遠心模型実験で対象とした実大モデルと同一とした。境界条件は遠心実験における条件を模擬し, 底面境界は水平方向・鉛直方向ともに固定とし, 左右側方境界には鉛直ローラー

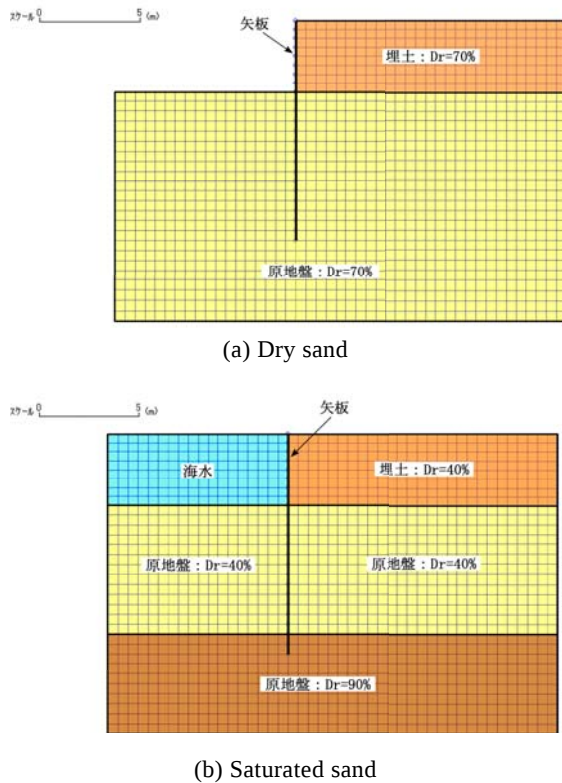


Fig. 4 Finite element meshes for the analysis

を用いて水平方向の変位のみを拘束した。

メッシュの作成においては、矢板と土の境界に同一座標を有する二重節点を設け、一方を矢板要素に、他方を土要素に属するものとした。二重節点は相互に独立に動けるわけではなく、実現象に即したように節点間にある種の拘束条件を設ける必要がある。そこで本解析では、以下に示す2種類のモデル化を行った。すなわち、矢板と土の間に摩擦が無いと仮定し、MPC命令を用い矢板と土の二重節点における水平方向(x方向)の変位を等しくおいたケース(以下、ジョイントなし)と、受働側の矢板・土要素間にジョイント要素(摩擦角 15° と仮定)を導入し、摩擦を考慮したケース(以下、ジョイントあり)である。なお、主働側の矢板・土要素間に関しては、負の水圧が発生する可能性があることから、ジョイント要素の導入を避け同一水平変位条件のみとした。また、矢板下端の節点に関しては、いずれの解析ケースにおいてもMPC命令を用いることで、水平および鉛直方向の変位が同一座標の土節点のそれと等しくなるように設定した。

3.4 解析パラメータの決定方法

解析に用いた矢板のパラメータをTable 2に、地盤および過剰間隙水圧モデルのパラメータをそれぞれTable 3,4に示す。矢板のパラメータには、実験で矢板の材料として用いたアルミニウムの標準的な値を

採用した(理科年表,2003)。次に、地盤のパラメータの決定方法を以下に示す。

- 1) 遠心模型実験で得られた入力地震動の加速度波形(A1)および地表面加速度波形(A2)をフーリエ変換し、それぞれのフーリエスペクトルを求める。
- 2) Parzenウィンドウを用いてスペクトルの平滑化を行った上で、入力加速度に対する地表面加速度の周波数応答関数(伝達関数)を求め、1次卓越振動数を算定する。なお、周波数応答関数にもParzenウィンドウを適用して平滑化を行った。
- 3) 式(1)に示す1/4波長則を用い、1次振動数 f_1 (Hz)、層厚 H (m)よりせん断波速度 V_S (m/s)を求める。

$$V_S = 4 f_1 H \quad (1)$$

- 4) せん断波速度 V_S (m/s)および質量密度 ρ (kg/m³)を用い、式(2)より地盤のせん断剛性 G (kPa)を求める。

Table 2 Sheet pile parameters for the analysis

ヤング率 E(kPa)	せん断剛性 G(kPa)	ポアソン比 ν	質量密度 ρ (kg/m ³)
7.03×10^7	2.61×10^7	0.345	2.70×10^3

Table 3 Soil model parameters for the analysis

	N値	質量密度	変形特性			
			初期 せん断 剛性	体積 弾性 係数	内部 摩擦角	
		ρ (N)	G_{ma} (kg/m ³) (kPa)	K_{ma} (kPa)	ϕ_f (°)	
DC	21.6	1.44×10^3	1.248×10^5	3.256×10^5	41.15	
液状化層	SC1	6.2	1.86×10^3	5.537×10^4	1.444×10^5	38.47
	SC2	6.2	1.86×10^3	5.537×10^4	1.444×10^5	38.47
	SC3	5.3	1.86×10^3	5.018×10^4	1.309×10^5	38.24
非液状化層	31.2	1.92×10^3	1.596×10^5	4.162×10^5	42.33	

Table 4 Pore water model parameters for the analysis

		N値					
			液状化パラメータ				
		(N)	S _i	w _i	p _i	p ₂	c _i
液状化層	SC1	6.2	0.005	1.156	0.50	1.115	1.601
	SC2	6.2	0.005	1.156	0.50	1.115	1.601
	SC3	5.3	0.005	0.760	0.50	1.131	1.524
非液状化層		31.2	0.005	13.670	0.50	0.665	7.532

$$G = \rho V_S^2 \quad (2)$$

4) 求められたせん断剛性を用い、パラメータ簡易設定法(森田ら,1997)により各種パラメータを決定する。

なお、飽和砂地盤における非液状化層(相対密度 $Dr=90\%$)のパラメータに関しては、非液状化層の加速度記録が得られていないことより、式(3)に示す Meyerhof の関係式を用いて、相対密度より経験的に N 値を求めパラメータを決定した。

$$Dr = 21\sqrt{N/(\sigma'_v/98+0.7)} \quad (3)$$

ここで、 σ'_v (kN/m²) は地盤の鉛直有効応力である。

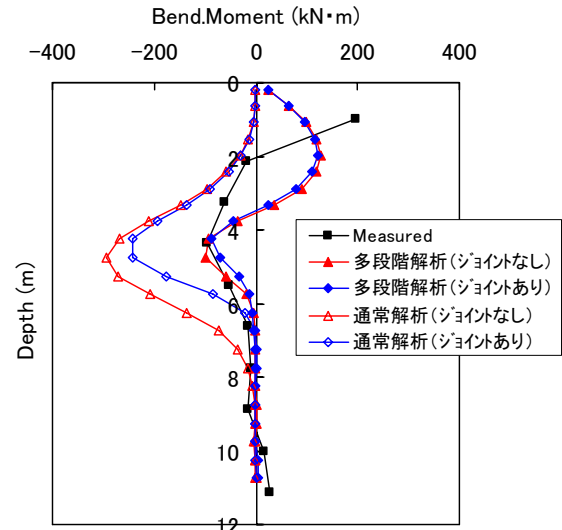
4. 実験結果と解析結果との比較

本章では、遠心模型実験により得られた結果と数値解析により得られた結果との比較を行い、数値解析の有効性について検討する。また、解析条件の違いが結果に及ぼす影響についても考察する。なお、飽和砂地盤に関しては、ひずみゲージの欠測などの理由により SC1,2 では一部実験データが得られていないため、SC3 における解析結果のみを考察の対象とする。

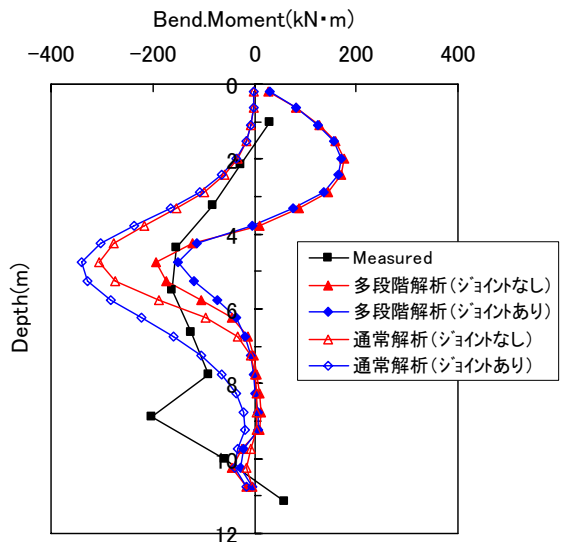
4.1 初期曲げモーメント分布

本節では、地震動が加わる前の初期曲げモーメントに関して比較を行う。自重解析後の曲げモーメントの深度分布を Fig. 5 に示す。同図(a)が乾燥砂地盤、同図(b)が飽和砂地盤における分布形状であり、両図ともに遠心模型実験における圧密後の曲げモーメント分布を併せて示してある。

乾燥砂地盤における多段階解析では、同図(a)より実験における深度4.5m付近のピークが、その大きさも含めて精度良く再現されていることがわかる。一方、通常解析では、ピークの発現位置こそほぼ等しいものの、モーメントの絶対値最大値を3倍程度過大評価している。多段階解析、通常解析ともにジョイント要素を導入することにより、モーメントの絶対値最大値が僅かではあるが小さくなる傾向にある。なお、多段階解析で浅部における分布形状が実験と異なるのは、解析では平面ひずみ状態を仮定しており矢板上端が奥行き方向に様に固定されているのに対し、実験では奥行き方向の両端点のみ(土槽壁との接点)を治具で固定し、ひずみゲージを取り付けた矢板中央付近における曲げモーメントを計測値



(a) Dry sand

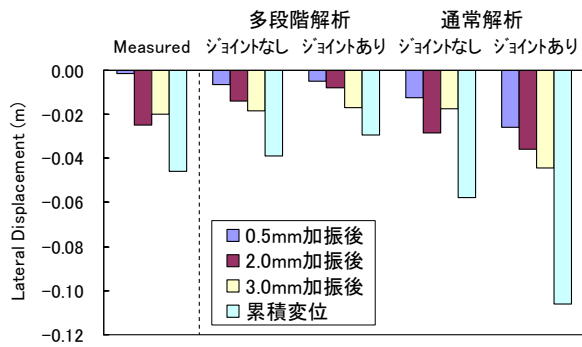


(b) Saturated sand

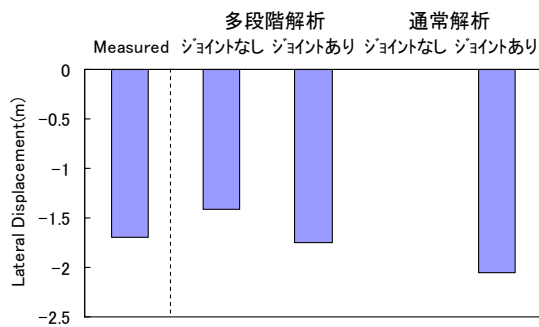
Fig. 5 Bending moments of the sheet pile before shaking

として用いているためであると思われる。以上より、乾燥砂地盤では多段階解析を用い実験条件を忠実に再現することで、モーメントの絶対値最大値を精度良く再現することが可能であると言える。また、初期曲げモーメント分布に関しては、ジョイント要素の有無による影響はそれほど見受けられない。

一方、飽和砂地盤を対象にした多段階解析においても、同図(b)に示すモーメント分布より、乾燥砂地盤の場合と同様に深度5m付近におけるピークの発現が概ね再現されており、ジョイント要素を用いた場合、モーメントの絶対値最大値もほぼ等しいことがわかる。一方、通常解析では実験におけるモーメントの絶対値最大値を2倍程度過大評価しているのが見て取れる。多段階解析において浅部における分布形状が実験と異なるのは、乾燥砂地盤のそれと同



(a) Dry sand



(b) Saturated sand

Fig. 6 Lateral displacements of the sheet pile head after shaking

様の理由によるものであると思われる。以上より、飽和砂地盤においても多段階解析により実現を再現することが可能であり、ジョイント要素を導入した方がその精度が高くなると言える。

4.2 加振後水平変位

本節では、地震動により生じる矢板上端の水平変位について考察を行う。ここでは加振中に生じる変位量のみを考察の対象としており、加振後の過剰間隙水圧消散に伴う変形に関しては取り扱わないこととする。遠心実験および数値解析の各ケースにおける矢板上端の水平変位量をFig. 6に示す。同図(a)は乾燥砂地盤、同図(b)は飽和砂地盤における結果である。なお、同図(b)に示すように、通常解析においてジョイント要素を用いなかった場合、収束計算が途中で発散したため最終的な変位量が得られていない。

乾燥砂地盤ではステップ加振を行っており、同図(a)より通常解析では各加振段階において変位量を幾分過大評価していることがわかる。一方、多段階解析では、2.0mm加振による水平変位量が実験よりも小さく見積もられており、その結果として累積変位もジョイントなしで実験の85%、ジョイントありで65%程度の値となっている。ただし、矢板長(11.25m)と比較するといずれの場合も1%にも満たない非常

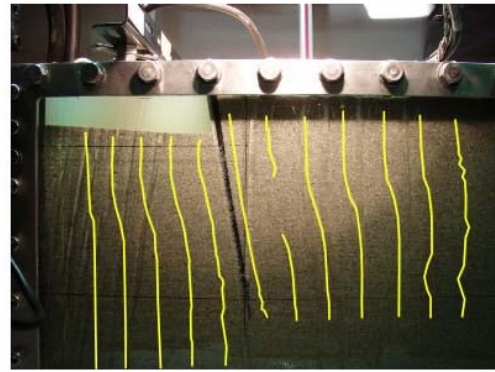
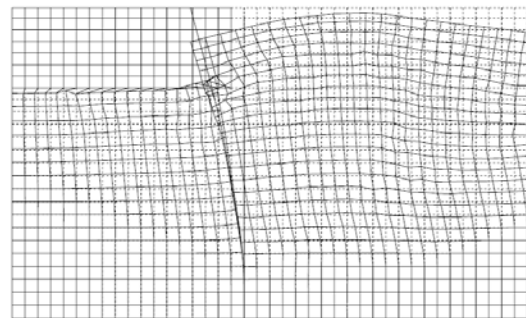
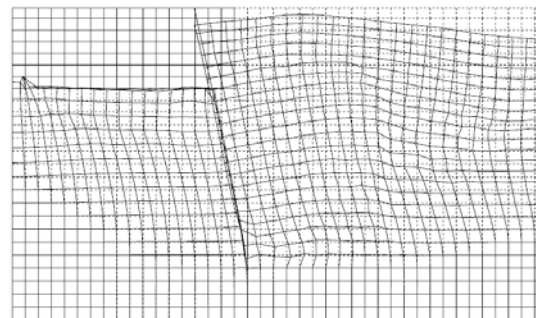


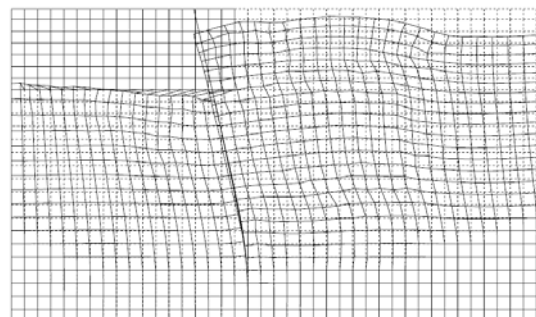
Photo 1 Deformation of the centrifuge model after shaking



(a) Multistage analysis with no joints



(b) Multistage analysis with joints



(c) Normal analysis with joints

Fig. 7 Computed deformation of the sheet pile wall after shaking

に小さな変位量であり、相対密度70%程度の乾燥砂地盤であれば、300Gal近い地震動が加わっても工学

上問題となるような変形は生じないことがわかる。以上より、乾燥砂地盤では変位のスケールこそ非常に小さいものの、多段階解析と通常解析の差異、およびジョイント要素の有無による影響は明確に見て取ることができる。

一方、飽和砂地盤における水平変位量は、同図(b)より、多段階解析においてジョイント要素を用いない場合で実験結果の約83%、用いる場合で約103%、通常解析においてジョイント要素を用いる場合で約121%となっている。乾燥砂地盤の場合と同様に、通常解析の方が多段階解析よりも若干変位が大きく算出される傾向にある。同図(b)より、実験と等価な拘束条件を課した上で、かつ受働側の矢板・土要素間にジョイント要素を導入した場合（多段階解析・ジョイントあり）に、実験結果と最も整合性の高い解析結果が得られている。Fig.5(b)とFig.6(b)とを比較すると、自重解析後、すなわち加振前における曲げモーメント分布の再現性が高ければ、加振後における矢板変位量も精度良く再現できることがわかる。つまり、ある地震動により生じる矢板の水平変位量を精度良く予測するためには、地震動が加わる前の曲げモーメント分布に代表される初期応力状態を正確に再現することが必要不可欠となる。

4.3 加振後変形状

本節では、地震動により生じた矢板および地盤の変形状について考察を行う。乾燥砂地盤のケースは変形量が非常に小さいためここでは除外し、飽和砂地盤のみを考察の対象とする。遠心模型実験における加振後の変形の様子をPhoto 1に示す。陸側の地盤が液状化の作用により海側に流動することで、矢板が大きく海側に押し倒され、それに伴い海側の海底地盤が隆起しているのが確認できる。変形の範囲は矢板からの距離に依存しており、矢板近傍ほどより深部まで変形し、逆に矢板から離れるほど変形は浅部にとどまっている。続いて、解析における加振後の変形図をFig. 7に示す。同図(a), (b)はそれぞれ多段階解析においてジョイント要素を用いない場合と用いる場合、同図(c)は通常解析においてジョイント要素を用いる場合である。なお、前節で述べたように、通常解析においてジョイント要素を導入しない場合は、数値計算が発散し最終的な結果が得られていない。Photo 1とFig. 7とを比較すると、Fig. 7(a)では海底地盤の隆起が実験よりも過小評価されている。さらに、陸側の地表面付近の形状も実験結果と幾分異なったものとなっており、解析では矢板側により倒れこむような形になっている。同図(b), (c)では海底地盤の隆起が再現されており、全体的な変形モードも実験結果と似通ったものとなっている。ただ、

同図(b)では矢板近傍の陸側地表面の要素が若干矢板に倒れこむ傾向が見られ、かつ全体的な変形量が実験よりもやや大きく描かれている。以上より、多段階解析においてジョイント要素を導入した場合が、実験結果と最も近い変形モードになっていることがわかる。このことから、前節で述べたのと同様に、加振後の変形モードの予測に関しても、Fig. 5に代表される初期応力状態を正確に把握することが必要不可欠である。

5. 結論

本研究では、地震時における自立式矢板護岸の動的挙動を把握するため遠心場における模型振動実験を行った。同時に有限要素法による数値解析を実施し、種々の解析条件を変化させた上で実験結果との比較を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

遠心模型実験を対象とした数値解析では、実験における拘束条件と等価な条件をモデルに課した上で、多段階解析を実施することにより精度の良い妥当な結果が得られた。これは実際の地盤・構造物系の解析を行う場合でも同様であり、自立式矢板の施工手順を踏まえた上で、地震動が加わる前の矢板の初期曲げモーメント分布に代表される静的な応力状態を正確に再現することが、矢板護岸の地震時挙動を精度良く予測するためには必要不可欠であるといえる。

また本研究では、受働側の矢板・土要素間のモデル化に関して、摩擦を考慮しないケース（ジョイントなし）と考慮するケース（ジョイントあり）の2種類のモデル化を行った。その結果、多段階解析においてジョイント要素を導入した場合が、最も実験結果との整合性が良いことが確認された。実際の自立式矢板においてもある程度の摩擦が存在することを考慮すると、これは妥当な結果であるといえる。なお、ここでは摩擦角をある一定の値と仮定し、また主働側の矢板・土要素間の摩擦に関しては考慮に入れていない。妥当な摩擦角の設定方法や主働側の矢板・土要素間の適切なモデル化が今後の検討課題である。

参考文献

- 井合進（1989）:2.5FLIPによる解析、地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会地盤と土構造物の地震時の挙動に関する研究委員会、pp.94-103。
森田年一、井合進、Hanlong Liu、一井康二、佐藤幸博（1997）: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.
- 文部科学省国立天文台編 (2003) :理科年表, 丸善株式会社.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1990a) :Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1990b) : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.57-83.
- Towhata, I. and Ishihara, K. (1985) :Modelling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530.

Numerical Study of Dynamic Behavior of a Self-supported Sheet Pile Wall

Kyohei UEDA*, Tetsuo TOBITA and Susumu IAI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Physical model tests under centrifugal acceleration are conducted and results are compared with the one obtained by a finite element analysis. When the lateral movement of the sheet pile head is fixed during the self-weight analysis in simulation, that is the same condition as the model tests, computed bending moments due to consolidation agree with measured ones and also deflections after shaking are generally consistent with each other. While if the pile head is free in the self-weight analysis, computed bending moments and deformations disagree with measured ones. Thus, to simulate an existing sheet pile wall behavior during large earthquakes with accuracy required in practice, it is necessary to obtain in-situ bending moment profiles and input them as an initial condition.

Keywords: self-supported sheet pile, seismic response, centrifuge model test, effective stress analysis, initial stress condition