

基礎浮上り機構を有する建物の地震時挙動に関する研究

中川 太郎 小林 勝 已
吉井 靖 典^{*1} 山本 秀 明

概 要

本報では基礎浮上り機構を有する建物に対して、地震時の建物の応答低減効果と基礎に発生する応力について検討した結果を報告する。

まず、実建物の 1/12 スケールの模型を用いた振動台実験を行い、地震時の上部構造および基礎部の応力を測定し、また基礎部の地震時挙動を検討した。その結果、浮上りを生じることで上部構造および基礎部の応力が大きく低減されることが確認でき、また、着地時の支承部の軸力は最大でも自重の 3 倍程度となっていることがわかった。また、3 次元フレーム解析ソフト(Daisy)により振動台実験のシミュレーションを行った結果、良い整合性が確認でき、ソフトの有用性が検証できた。

さらに実建物を想定して上部構造の剛性および支持ばねの剛性を変化させたときのパラメトリックスタディを行った。本建物では、支持ばねと上部構造の剛性の組合せにより建物頂部の速度応答と変位応答に大きな差が生じる結果となった。

A Study on a Behavior of a Building whose Foundation is Lifted During Earthquake.

Abstract

In this study, the behavior of a structure whose foundation is lifted during earthquake is reported.

Initially, behavior of a 1/12 scale superstructure and a foundation was examined by shaking table tests. Stresses on the structure whose foundation was lifted were reduced in comparison with the structure whose footing was fixed at the pile head. Also, it was observed that the measured axial forces at bearings were approximately three times larger than the dead load when the lifted superstructure landed. Simulation studies using a three-dimension frame model (Daisy) for the shaking table tests were also shown. The simulation results were in good agreement with experimental results, and it was shown that Daisy was applicable to buildings with their foundations lifted during earthquake.

Moreover results of a parametric simulation study using the frame model for an actual building were shown. The axial stiffness of the piles and the stiffness of the superstructure have a great influence on velocity response and displacement response at the top of the structure.

§1. はじめに

キーワード: 杭, 基礎, 浮上り, 振動台実験, 解析, 塔状建物, 軸力

*1 設計センター

本報では基礎浮上り機構を有する建物に対して、地震時の建物の応答低減効果と基礎に発生する応力について検討した結果を報告する。

まず、実建物の 1/12 スケールの模型を用いた振動台実験により、地震時の上部構造および基礎部の挙動を検討する。次に振動台実験の結果と 3 次元フレーム解析ソフト (Daisy) の解析結果を比較検討し、Daisy の有用性を検討する。

さらに、実建物を想定して上部構造の剛性および支持ばねの剛性を変化させたときのパラメトリックスタディを行い、上部構造の応答性状の比較を行う。

§2. 実験概要

2.1 試験体モデル

実建物と試験体の比較を表 1 に示す¹⁾。試験体は実建物の 1/12 スケールとする。杭周地盤平均せん断波速度を 150m/s、杭底以深のせん断波速度は 350m/sとして弾性論により杭のばね定数を算出した。図 1 に試験体概要を示す。

表 1 実建物と試験体の比較

	実建物	試験体
大きさ	幅 10m, 高さ 49m	幅 0.8m, 高さ 4m
重量	15000 kN	104 kN
固有周期	0.6 秒 (1.7Hz)	0.18 秒 (5.4Hz)
杭	径 1.8m, 長さ 15m	積層ゴム
全杭鉛直ばね	5800 MN/m	600 MN/m
全杭水平ばね	1150 MN/m	110 MN/m

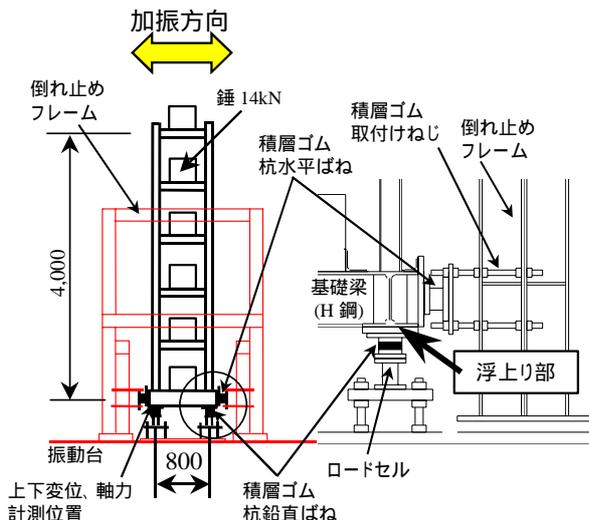


図 1 試験体概要

- ・ 試験体は浮上りを許容した SR モデルと基礎固定モデルの 2 体としている。

- ・ 試験体フレームは水平、鉛直とも 4 箇所の積層ゴム支承で支持する機構としている。
- ・ 基礎梁横に設置した積層ゴムは杭の水平ばねを、基礎梁下に設置した積層ゴムは杭の鉛直ばねをモデル化したものである。浮上りは基礎梁と積層ゴムの間で生じる機構としている。
- ・ 基礎部の H 鋼と積層ゴムの間に厚さ 1mm のテフロンを 2 枚重ねて設置し、水平動および上下動の際の摩擦抵抗を低減させる構造としている。なお本テフロンによる衝撃緩衝効果はほとんど認められないことを確認している。

2.2 計測の概要

各支承の上下方向荷重、支承上部梁の上下方向加速度、頂部の上下方向加速度、各層の水平方向加速度、層間変形、5 階、3 階、1 階柱の曲げひずみおよび 1 階柱の軸ひずみとしている。サンプリングは 2000Hz で行っている。

2.3 入力地震動

El Centro NS, Hachinohe EW, JMA Kobe NS および BCJ Level2 の波を、最大速度 5 ~ 40cm/s に基準化して入力している。

§3. 実験結果

実験結果を示す。相似則に基づき、以後の表記で、時間、速度は実建物の 1/12^{0.5}、変位は 1/12、荷重は 1/12²、加速度は 1/1 としている。

3.1 頂部の応答倍率

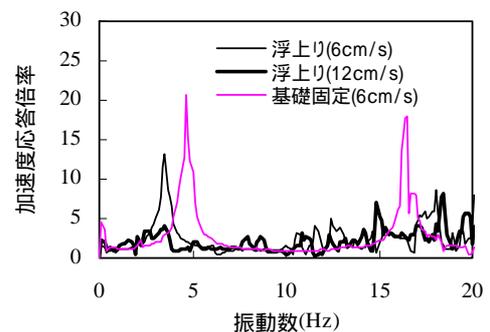


図 2 上部構造頂部の加速度応答倍率

図 2 に Hachinohe EW 波について浮上りモデルの入力速度が 6cm/s、12cm/s、および基礎固定モデルの入力速度が 6cm/s のときの振動台に対する頂部の加速度応答倍率を示している。基礎固定時の固有周期は 4.8Hz 程度となっており、想定した固有振動数 5.4Hz に近い値が得られた。

浮上りを生じない 6cm/s の入力では 1 次固有振動数およびピーク値が明確であるが、浮上りを生じている 12cm/s 入力時では明確なピークは確認できない。

3.2 基礎部の応力と浮上り量

- 浮上り(EI Centro NS) △ 浮上り(Hachinohe EW)
- 浮上り(Kobe NS) ◇ 浮上り(BCJ_L2)
- 基礎固定(EI Centro NS) ▲ 基礎固定(Hachinohe Ew)
- 基礎固定(Kobe NS) ◆ 基礎固定(BCJ_L2)

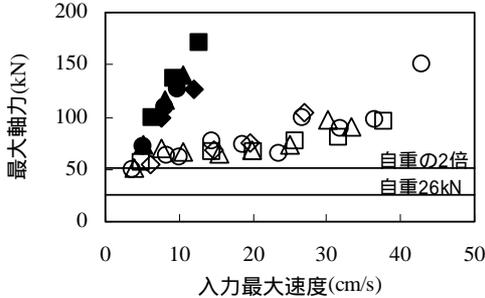


図 3 入力最大速度と最大軸力の関係

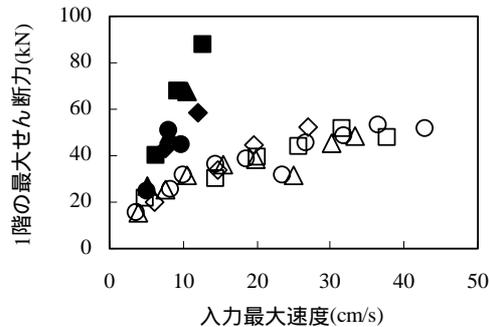


図 4 入力最大速度と 1 階の最大せん断力の関係

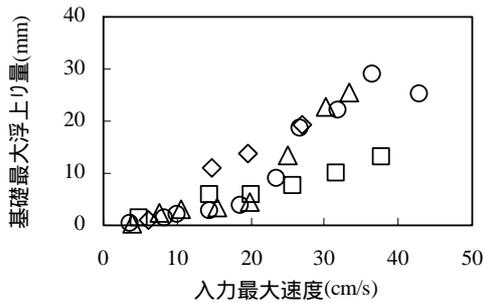


図 5 入力動の最大速度と浮上り量の関係

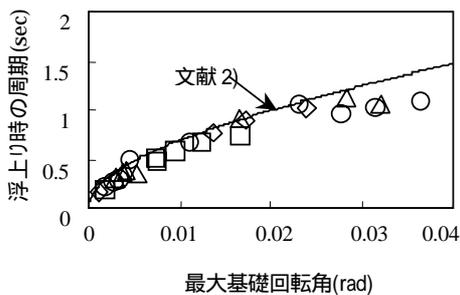


図 6 最大回転角と浮上り時固有周期の関係

図 3 に入力動の最大速度と、一支承での最大軸力の関係を示している。浮上りモデルでは基礎固定モデルに比べ大きく軸力が低減されるのが確認できる。静的には浮上り時の最大軸力は自重の 2 倍となるので、着地時の衝撃力は最大軸力から自重の 2 倍を引いた値と考えられるが、入力動の最大速度 25cm/s までは自重の半分程度の値となっている。25cm/s より大きな入力動では増大傾向にある。

図 4 に入力動の最大速度と 1 階柱の最大せん断力の関係を示している。概ね図 3 と同様の傾向であるが、浮上りモデルでは、最大速度が大きくなるに従い、55kN 程度の値に収束する傾向がある。この応力の頭打ちの現象は、設計の際の有用なデータと考えられる。図 3, 4 と入力動の違いによる顕著な差は認められない。

図 5 に入力動の最大速度と浮上り量の関係を示している。入力動の違いによるばらつきが見られ、最大速度が大きくなるに従い、浮上り量の増分量が増える傾向がみられる。

図 6 に最大基礎回転角と浮上り時の周期の関係を示している。最大基礎回転角が大きくなるに従い、浮上り時の周期の伸びの割合が小さくなる傾向が見られる。図中に秋山等²⁾の理論式を示しているが、本実験結果はこの理論式と良い整合性が見られる。また、回転角 0.03rad 時の入力動の最大速度は、実大レベルで 150cm/s に近い値であるが、本モデルの転倒分岐点である回転角 0.2rad に比べ 1/7 程度で、浮上りによる転倒の危険性はほとんどないことが確認できた。

3.3 大きな浮上りを生じるときの基礎部の挙動

浮上り構造では、地震時に大きな浮上りを生じるときの基礎部への影響が懸念される。ここでは、浮上りから着地に至る基礎部の挙動を詳細に検討する³⁾。入力動は Hachinohe 1968EW を 30cm/s に基準化したものとする。

3.3.1 浮上りおよび着地時の挙動

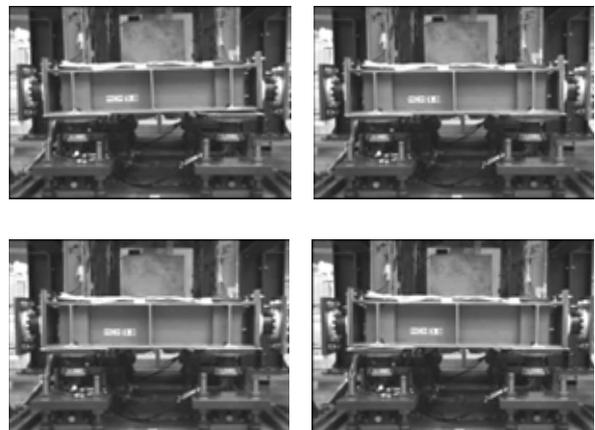


写真 1 地震時の基礎部の浮上りおよび着地状況

写真1に地震時の支承の挙動を順番に示している。
 右側支承上部梁が浮上がった状態で、左側支承のみで建物全体が支持されている。
 右側支承上部梁の一部が着地している。
 右側支承上部梁が完全に着地し、さらに下方に押し込められている。
 左側支承上部梁が完全に浮上り、右側支承のみで建物全体が支持されている。

3.3.2 支承部の上下変位, 軸力, 上下加速度

図7に右側支承上部梁および左側支承上部梁の上下変位時刻歴を示す。右側支承上部梁が完全に着地すると同時に左側支承上部梁に浮上りを発生しその応答性状が繰り返され、両支承上部梁が完全に着地している時間はほとんどない。

図8に右側支承および左側支承の軸力時刻歴を示す。自重の2倍の値を中心とし、上部構造の上下固有振動数17Hzでの自由振動を行っている。また、両支承ともに軸力が作用する時間が0.03秒程度あるのがわかる。

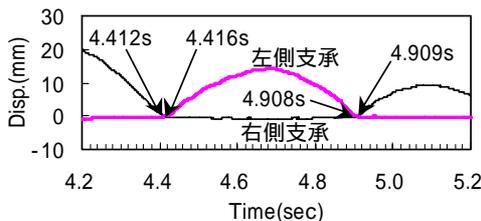


図7 支承上部梁の上下変位時刻歴

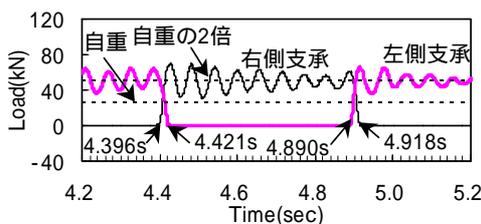


図8 右側支承上部梁の上下変位と支承の軸力時刻歴

図9に右側支承上部梁の上下変位と支承に生じる軸力の時刻歴を重ね書きしたものを示す。上下変位が0になる(4.412s)前に軸力が生じ(4.396s)ている。これは支承上面に設置したプレート端部から徐々に荷重が生じることによるためである。さらに上下変位が0になってから最大軸力を生じる(4.428s)まで0.016sの時間差があり、写真1のからの押し込みに相当するものと考えられる。最大軸力は右側支承上部梁端着地時より0.032秒遅れて発生している。浮上りを発生する時刻(4.915s)と軸力が0になる時刻(4.911s)はほぼ同時という結果となっている。

図10に右側支承上部梁の着地時に発生する最大軸

力の理論値⁴⁾をプロットしたものを示す。最大軸力 N_{max} は(1)式, 着地時の上下方向速度 v_0 は(2)式で示される。

$$N_{max} = v_0 / \omega \cdot K + N_w \quad (1)$$

$$v_0 = b \sqrt{g \Delta h / i_{ol}^2} \quad (2)$$

ω は建物の上下1次固有振動数, K は建物上下方向の等価剛性, N_w は自重, b は建物幅, g は重力加速度, h は浮上り量, i_{ol} は回転2次半径を示す。最大荷重の理論値は実験値とよく整合している。最大浮上り量2.32cmのときの着地時上下速度は16.2cm/sと算定された。

図11に右側支承上部梁の上下加速度時刻歴を示す。図10との比較により、浮上り時に大きな加速度値を示している。

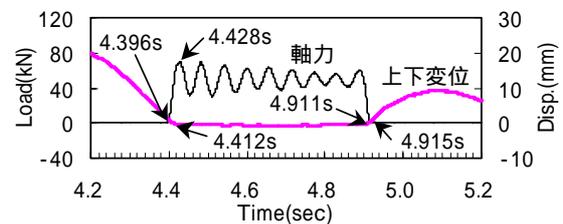


図9 右側支承上部梁の上下変位と支承の軸力時刻歴

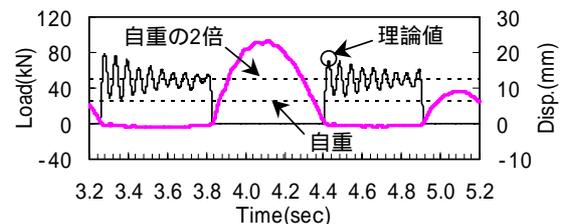


図10 右側支承上部梁の上下変位と支承の軸力時刻歴

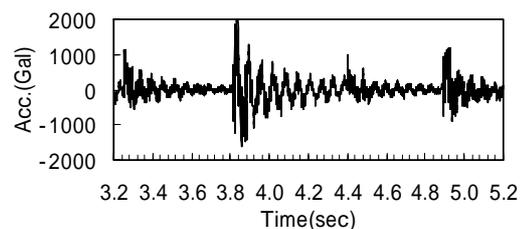


図11 右側支承上部梁の上下加速度時刻歴

§4. 振動台実験のシミュレーション解析

4.1 解析モデルと入力動

解析モデルの概要を図12に示す。解析には、3次元非線形地震応答解析ソフトDaisy[®]を用いた。上部構造を線形梁要素に、基礎部の水平ばねを弾性ばねに、鉛直ばねを非線形弾性ばねにモデル化した。鉛直ばねは杭の鉛直剛性をモデル化しているため、以下では、鉛直ばねの軸力を杭頭軸力と呼ぶ。減衰は、上部構造に対して初期剛性を用いたRayleigh減衰(基礎固定時の1次と2

次のモードに対して $h=3\%$)とし、基礎の水平および鉛直ばねには夫々 $h=3\%$ と $h=0\%$ の粘性減衰を付加した。鉛直ばねの減衰定数 h を 0% としたのは、基礎浮上り時には鉛直ばねの剛性がゼロとなると同時に、減衰定数もかなり小さくなると考えられるためである⁵⁾。入力動は振動台実験において得られた振動台上の水平加速度(Kobe NS波)とした。

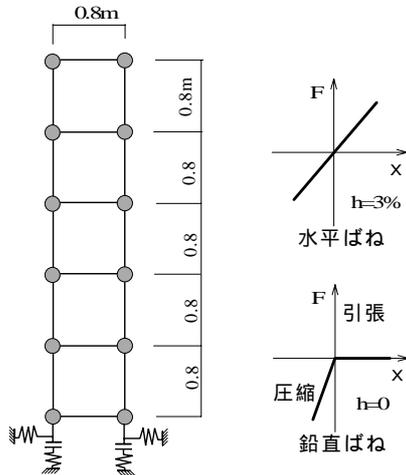


図 12 解析モデルの概要

4.2 実験結果と解析結果の比較

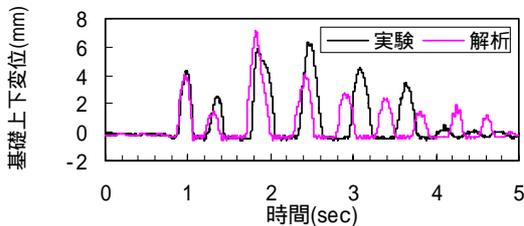


図 13 基礎上下変位の比較例

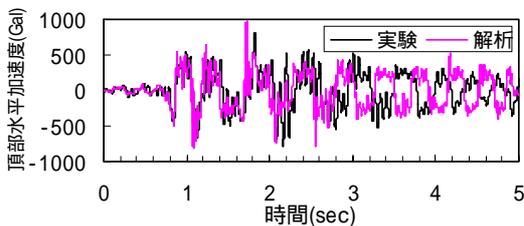


図 14 頂部水平加速度の比較例

図 13, 14 に、基礎上下変位と頂部水平加速度時刻歴の比較を示している。基礎の上下変位は、図 12 に示す鉛直ばねの上端の変位であり、一つの支承の値である。図より、いずれの最大応答値においても実験結果と解析結果は概ね一致しており、0~2.5 秒の間では位相もよく合っている。2.5 秒以降においては、解析結果と実験結果の位相がずれているが、この原因は現時点では不明であり今後の検討

課題としたい。

図 15 に、入力動の大きさを変えた場合について、基礎の最大浮上り量の実験値と解析値との比較を示す。解析値は実験値と概ね対応していることがわかる。

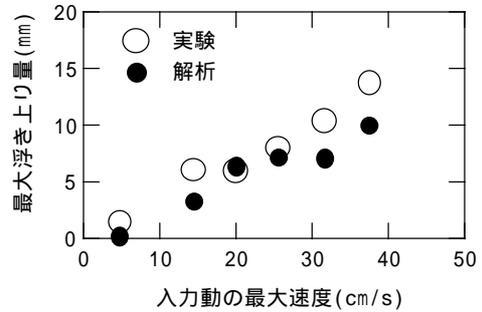


図 15 最大浮上り量の比較例

§5 建物剛性と地震時挙動の関係

実建物を想定して、建物の剛性を変化させたときの応答性状や減衰定数を比較し考察を行う⁷⁾。解析ソフトには Daisyを用いている。

5.1 建物の設定

表 2 に建物の設定を示す。建物は9階建のS造ラーメン構造の店舗としている。表 3 に基準モデルを示す。上部構造のせん断剛性を GA、曲げ剛性を EI で示す。

表 2 建物の設定

建物概要	<ul style="list-style-type: none"> ・9階建店舗(地下なし) ・上部建物:S造ラーメン構造 ・基礎梁,場所打ち杭:RC造
大きさ	<ul style="list-style-type: none"> ・幅6m(1スパン) 奥行き20m(3スパン) ・高さ30m 塔状比5
基礎形式	<ul style="list-style-type: none"> ・杭頭と基礎梁の縁を切り,浮上りを許容する ・支点間の距離は7mとする

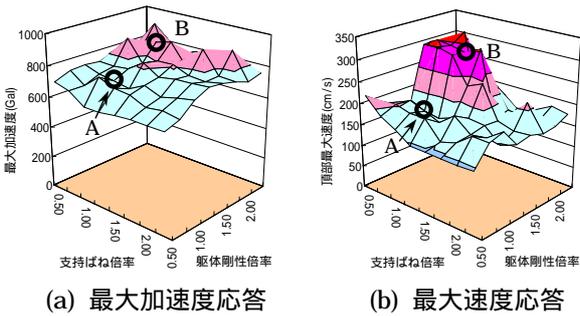
表 3 基準モデル

	階高 (m)	重量 (kN)	軸剛性 (kN/m)	GA (kN)	EI (kNm ²)
最上階	3.3	900	2.24×10^7	5.25×10^5	4.30×10^8
中間階	3.3	900	2.24×10^7	5.40×10^5	5.45×10^8
最下階	4.3	900	2.24×10^7	6.30×10^5	5.70×10^8
基礎		2500	非常に剛	非常に剛	非常に剛

5.2 解析モデルと入力動

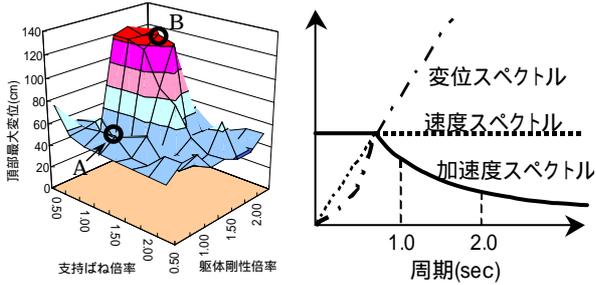
解析モデルは9質点の曲げせん断ばねモデルとし、基礎部の鉛直ばねは図 12 と同様のモデル化とし、押し込み側の鉛直剛性は $6.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$ とした。水平ばねは接地時に非常に剛、浮上り時は非常に柔となるような摩擦支承とした。入力動はBCJ Level2 の原波とした。

5.3 解析結果



(a) 最大加速度応答

(b) 最大速度応答



(c) 最大変位応答

図 16 頂部の最大応答結果 図 17 BCJ 応答スペクトル

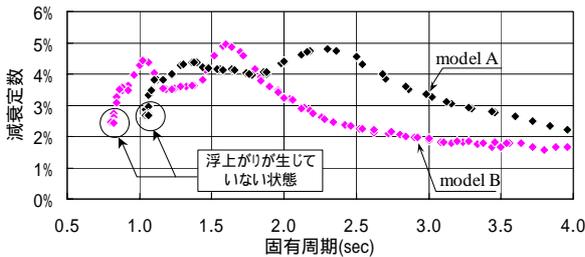


図 18 固有周期と等価減衰定数の関係

図 16 に基準モデルの上部構造の剛性を 0.5 ~ 2.25 倍、杭の軸剛性を模擬した支持ばねの剛性も 0.5 ~ 2.25 倍に変えたときの頂部の最大加速度、速度、変位応答結果を示している。最大加速度は剛性の設定に関わらずほぼ様な応答値となったが、最大速度、変位は上部構造の剛性が高く、支持ばねが柔かいモデルで大きな応答値を示している。

次にモデルの性状の違いを見るため下記の 2 つのモデルに着目した。

- ・ Model A: 支持ばね剛性 1.00 倍, 上部の剛性 1.00 倍
- ・ Model B: 支持ばね剛性 1.00 倍, 上部の剛性 1.75 倍

自由振動解析から求めた上部構造の減衰定数と、変位波形のピーク間隔から求めた固有周期の関係を図 18 に示す。浮上りが生じて固有周期が伸びるに従い、減衰定数は一度上昇した後、減少していくという傾向が見られる。最大値は Model A で 4.8% (頂部変位 63.5cm), Model B で 5.0% (同 31.5cm) である。

図 16 において速度および変位は A と B で大きな差が

生じるのは、図 18 より固有周期 2 秒以上での減衰定数の差によるものと考えられる。加速度にそれほど大きな差がみられないのは、図 17 で 2 秒を超える長周期側での加速度応答値が小さくなっていることで減衰定数の差が目立たないためと考えられる。

§6 . おわりに

本報では、基礎の浮上りを有する機構の地震時挙動を振動台実験で検討し、3次元フレーム解析により、実験結果のシミュレーションを行った。さらに実建物を想定して上部構造および支持ばねの剛性を変えたときの応答傾向をみた。以下にまとめを示す。

- (1) 基礎の浮上りにより、基礎部および上部構造の応力が大幅に低減することが確認できた。
- (2) 基礎が浮き上って着地してから支承部に最大軸力が発生するまでには時間差があり、着地している支承部では上部構造の上下固有周期で自重の 2 倍の値を中心とした自由振動を行っている。
- (3) 着地時の最大軸力は理論値と良い整合を示した。
- (4) 解析結果と実験結果の最大値は概ね一致しており、時刻歴波形の 2.5 秒以前では位相も良い対応がみられたが、2.5 秒以降で位相がずれる結果となった。
- (5) 支持ばねと上部構造の剛性の組合せによっては、長周期側で系全体の減衰が小さくなり、速度や変位応答が大きくなる場合がある。

参考文献

- 1) 中川太郎, 小林勝巳(2002): 塔状建物の浮上りによって基礎部に生じる応力, 日本建築学会学術講演梗概集 pp.477-478
- 2) 秋山宏, 伊山潤, 原田幸博(1996.10): エネルギースペクトルを用いた剛体の転倒予測, 日本建築学会構造系論文集 第 488 号
- 3) 中川太郎, 小林勝巳(2004): 塔状建物の基礎部の地震時挙動, 日本建築学会学術講演梗概集, 投稿中
- 4) 三山剛史, 増田圭司(2003): 積層ゴムを用いたアスペクト比の高い免震建物の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集 No.573 pp.61-68
- 5) Huckelbridge, A(1977): "Earthquake Simulation tests of a nine story steel frame with column allowed to uplift," UCB/EERC-77/23
- 6) 加藤泰正, 三山剛史, 大川出, 羽鳥敏明, 高橋孝二, 加藤貴司, 濱田真, 安田征一郎, 猿渡智治(2001): 塔状比の大きい免震構造建物の地震挙動の検討(その 7), 日本建築学会学術講演梗概集 pp.605-606
- 7) 吉井靖典, 中川太郎(2004): 浮上りを生じる塔状建物の剛性と地震時挙動の関係, 日本建築学会学術講演梗概集, 投稿中



ひとこと

建物が浮き上るといふことには抵抗感をもたれがちだが、人にも建物にも環境にも優しい構造形式であるということをもアピールし、実施にもっていきたい。

中川太郎