

弾性地盤上の建築構造物の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験

SHAKING TABLE TESTS OF UPLIFT BEHAVIOR OF BUILDINGS
ON ELASTIC FOUNDATION DURING EARTHQUAKE和田 章^{*1}, 山田 哲^{*2}, 小野 泰寛^{*3}, 小林 勝巳^{*4}, 佐々木 康人^{*5}

Akira WADA, Satoshi YAMADA, Yasuhiro ONO,

Katsumi KOBAYASHI and Yasuhito SASAKI

The interaction of building and foundation is important when considering dynamic behavior of the building structure during an earthquake. Many buildings were collapsed by destruction of columns in compression or foundation failure in compression also. There is almost no building that was collapsed by tension failure of columns or uplift of the basement from foundation. We will discuss about shaking tables tests and numerical analysis for two-story model and four-story model on elastic spring foundations, with considering uplift motion.

Keywords: earthquake resistant structure, earthquake response, uplift, elastic layer, model test, shaking table test

耐震構造、地震応答、浮き上がり現象、弾性地盤、模型実験、振動台実験

1. 序

地震時の地動は変位、速度、加速度で表せるが、それぞれは時間微分・積分の関係にあり独立ではない。地震時に構造物に働く力は応答加速度に質量を乗じて求まるが、これは時間とともに激しく変化する量である。静的耐震設計法では、この力または層せん断力の最大値が構造物に静的に作用し続けるとして、地震時の構造物の変形や内部の力を求める。静的な力の軸でみると直方体の小さな積み木と大きな超高層ビルに相似の関係が成り立つように思われるが、地動変位そのものは数 10cm であり、積み木の大きさの 10 倍以上であるが、大きな超高層建築の幅に比べると 1/1000 以下の動きである。浮き上がりによる転倒問題を考えるとき、転倒を起こすまでには、長い時間、同じ方向の力が作用し続けなくてはならないことに気付く。石山¹⁾が論じているように、転倒には加速度だけでなく速度、さらに構造物の規模が関係することが分かる。

地震時に構造物の基礎に浮き上がりが生じる場合は、構造物の重心位置は原位置より高い方へ移動する。この場合、棚橋²⁾が論じたように傾斜復元力が作用し、大きな構造物の基礎の浮き上がりは安定現象といえる。しかし、構造物の重量に加え転倒モーメントによって生じる圧縮力が加算される側において、生じる圧縮力が支持能力を超えようとする場合は、圧縮側に大きな下向きの変位が生じてしまう。この場合、構造物の重心位置は揺れにともない原位置より低い方へ移動するため、負の傾斜復元力が作用することになる。その結果、構造物の振動は一方に偏り易くなり、最終的に倒壊してしまうこともある。過去の地震被害によると、新潟地震(1964)の川岸町アパート、メキシコ地震(1985)の地下鉄駅上の鉄骨高層ビルの組

立箱形断面柱の圧縮破壊による倒壊³⁾、兵庫県南部地震(1995)の柏井ビルの倒壊、台湾集集地震(1999)の台北市内の鉄筋コンクリート造高層アパートの倒壊など圧縮側の基礎または柱の破壊による転倒事例は数多くある。

一方、圧縮側の強度は十分にあり、浮き上がりが生じたものの転倒を免れ、さらには地震時の被害も低減された例は、兵庫県南部地震(1995)の際にいくつか報告されている。芦屋浜の鋼構造高層住宅群⁴⁾では、1階の箱形断面柱に脆性的な引張破断が生じたが、構造物は倒壊せず修復後使用可能になっている。このほか、鉄筋コンクリート構造物などでも基礎の浮き上がりによって、被害を免れたという報告もある⁵⁾。

基礎の浮き上がり、柱の引張破断が原因となる地震被害はほとんど報告されていないことに注目し、この現象を解明し、積極的に耐震設計に取り込もうとする動きがある。ニュージーランドの South Rangitikei 橋では、橋脚部に浮上り変形を許容し、その部分でエネルギー吸収を行う構造が使われている⁶⁾。Huckelbridge⁷⁾は、柱脚部に弾塑性バネを配置した9層立体骨組の振動台実験と、それを追跡した応答解析を行っている。岩下^{8),9)}は、建築物に浮き上がりを許容する場合、建築物への地震入力エネルギーの一部がその位置エネルギーと上下方向の運動エネルギーに置換されるため、建築物各階の水平方向変形に伴う歪エネルギーを低減できるようになることを明らかにした。このほかにも、最下層柱脚部に粘弾性ダンパーを配置した笠井らの構造¹⁰⁾、最下層柱脚部にベースプレートを配置した緑川らの構造^{11),12)}などがある。

*1 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

*2 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

*3 元 東京工業大学 大学院生・修士(工学)

*4 ㈱フジタ技術センター 主任研究員・博士(工学)

*5 ㈱フジタ技術センター 研究員・工修

Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Senior Research Engineer, Technology Development Division, Fujita Corporation, Dr. Eng.

Research Engineer, Technology Development Division, Fujita Corporation, M. Eng.

既往の構造物の浮き上がり現象と耐震性能の関係に関する研究^{14)~16)}の多くは、建物を支持する地盤が硬いことを想定して実験を行っている。もちろん、地盤の影響を考慮した研究^{17)~19)など}も行われているが、上部構造の特性まで視野に入れた振動台実験^{19)など}では、試験体として縮小模型を用い時間軸を縮小して実験を行う場合が多い。本研究では、弾性地盤上の多層せん断系構造物を対象に縮小模型を用いた振動台実験および数値解析を行うことにより、建築構造物の浮き上がり現象と耐震性能の関係について基本的な検討を行うが、試験体の水平剛性を調整し固有周期を実構造物に近いものとする事で、時間軸を縮小せず視覚的にも捉えやすい研究を行った点に特徴がある。

2. 実験の概要

2.1 試験体

試験体の概要を、パラメーターと併せて記述する。試験体は図-1ならびに写真-1(1)に例示する1スパン建物を模擬した模型であり、①浮き上がり拘束の有無、②地盤を模擬する支持バネの剛性を3段階、③層数を2種類、④柱スパンおよび基礎幅を2種類の4つのパラメーターを設定した合計24体である。試験体の一覧を、加振のパラメーターである地震動の種類ならびに入力レベルと併せて表-1に示す。図-1ならびに写真-1は、2層基礎幅20cmの試験体である。

本論文では、浮き上がりを許容した試験体を「浮き上がり」モデル、浮き上がりを拘束した試験体を「拘束」モデルと呼ぶ。拘束モデルでは、引っ張り反力が生じるよう支持バネの上下端を基礎と建物に接続する。地盤を模擬する支持バネ剛性は2400N/mm、800N/mm、160N/mmの3種類とする。これらの値は、図-2に示すように、2層で基礎幅が30cmのモデルの最上層に水平外力Pが作用した時に生じる水平変位において、骨組の変形によって生じる変位と基礎の回転によって生じる変位の比率を α とし、 α の値がおおよそ15.5, 1となるように設定した。また、建物の層数は2層と4層の2種類であり、各層の階高は図-1に示すように400mmである。そして、上部構造の柱スパンで表される基礎幅は、200mmと300mmの2種類とする。従って、浮き上がり現象の支配的パラメーターとなるアスペクト比(高さ/基礎幅)は、図-1に示す2層基礎幅200mmのモデルで $800\text{mm}/200\text{mm}=4.0$ 、2層基礎幅300mmのモデルで2.7、4層基礎幅200mmのモデルで8.0、4層基礎幅300mmのモデルで5.3となる。各試験体の α 、1次固有周期及び減衰については、自由振動させて計測した結果(実験値)で表-1に示す。

次に、具体的な試験体の詳細について記述する。試験体各層の床は、450mmx450mmx12mmの鋼板であり、各階の柱は、上部構造のみの固有周期が中低層建物の固有周期相当、即ち2層で0.4秒、4層で0.8秒程度となるように、幅200mm厚さ1.6mmのバネ鋼を各層4枚ずつ配し、アングルを接合金具として用い床に固定する。接合金具を含む各階質量は、基礎階で43kg、中間階で41kg、最上階で31kgとなる。また、浮き上がりが発生した場合には、基礎梁を兼ねた1階床(以後基礎梁)の水平方向の移動を拘束すると同時に、スムーズに上下方向への移動と回転ができるよう、基礎梁の中央に写真-1(2)に示す上下方向の移動と回転を同時に許容するベアリングを配置している。ベアリングの軸は振動台に固定されており、試験体に作用する水平方向の慣性力を振動台に伝達する。

2.2 実験方法

加振は油圧サーボ水平振動試験機を用いて行った。入力波は1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録NS成分(以下神戸波)と1968年十勝沖地震八戸港湾記録EW成分(以下八戸波)とし、水平1方向加振を行った。入力波の強さは、浮き上がりモデルにおいて浮き上がりが発生すると予想される入力波の強さを1として、最大加速度を0.7倍、0.9倍、1.1倍、1.3倍を目標とした。また、入力波については、振動台の性能の制約から長周期成分と短周期成分を取り除いた0.25Hz~10Hz(周期で0.1秒~4秒)の成分を使用した。減衰を10%とした弾性応答解析により求めた入力波のエネルギースペクトル(各固有周期に対応する1質点弾性系への総エネルギー入力Eの速度換算値 $V_E = \sqrt{2E/M}$ 、Mは質量、をプロットしたものを)、2nu1試験体の0.9倍入力時の台上記録を用いて計算し、図-3に示す。本実験で扱う固有周期帯においては、フィルタリングの影響はほとんど受けられないことがわかる。

一般に縮小模型を用いた振動台実験^{8)~17)など}においては、試験体の固有周期が短くなるのに合わせて入力波の時間軸を縮小して用いるが、本実験では実構造物の約1/10の縮小モデルを使用しているものの、試験体の水平剛性を調整することで実構造物と同等の固有周期を実現し、実時間軸に則した実験を行うこととし、時間軸の縮小は行わなかった。水平剛性を調整したことで層間変形角は実構造物の約10倍になる。また、模型実験における地盤の剛性は上部構造のせん断剛性と関連して決めていることから、支持ばねの伸縮に伴う基礎の回転角も実構造物の約10倍に拡大される。従って、本実験においてP- Δ 効果などは実現象に比べ過大なものとなる。

一方、計測項目であるが、本実験では1)振動台上に貼付した加速度計により加振方向の台上加速度を、2)上部構造の各階床上に貼付した加速度計により各階の加振方向の絶対加速度を、3)振動台上に設置した計測フレームよりレーザー変位計を用いて各階の振動台に対する相対水平変位ならびにばね直上の床の鉛直変位および回転角を、4)基礎梁両端に貼付した加速度計により基礎梁の鉛直加速度を、5)各階の柱の両端表裏に貼付した歪ゲージにより各階に作用するせん断力を、それぞれ計測した。これらのデータは動歪計によりサンプリング周波数1000Hzで収録した。

3. 解析の概要

3.1 解析モデル

解析モデルは、図-4に示す基礎の浮き上がりを考慮したモデルであり、多質点せん断型である上部構造と地盤を模した支持バネを剛な基礎梁要素で結合している。このモデルでは、基礎梁は水平方向の移動に対しては拘束し、浮き上がりと回転のみを考慮する。質量分布であるが、上部構造については各階の質量を基礎梁中点の鉛直上に質点として配置する。この質量は、水平方向の慣性力の発生源としてのみ考慮し、鉛直方向ならびに回転の効果は無視する。基礎部については上部構造を含めた構造物の全質量の1/2ずつを基礎梁両端部に質点として配するが、この質量は基礎梁の浮き上がりと回転に寄与する鉛直方向の慣性力の発生源として考慮する。上部の質点には水平方向の、基礎梁両端の質点には鉛直方向の慣性力しか作用しないものとして扱うことから、系全体でみれば質量を2倍にし

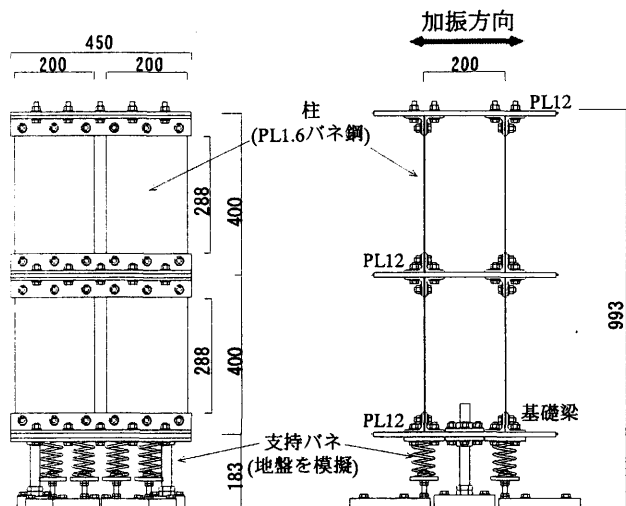
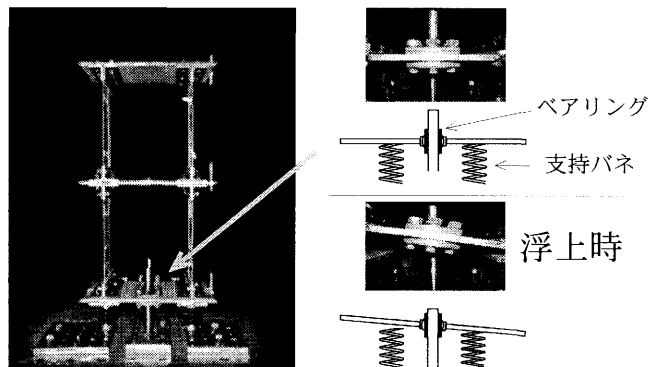


図-1 試験体図(2nu1)



(1)試験体全景 (2)回転中心詳細
写真-1 試験体写真 (2nu1)

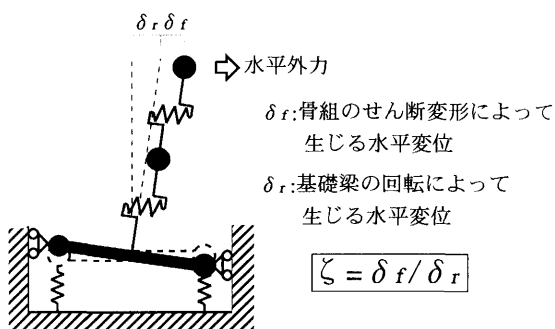


図-2 支持ばねの剛性の決定方法(水平変位の成分)

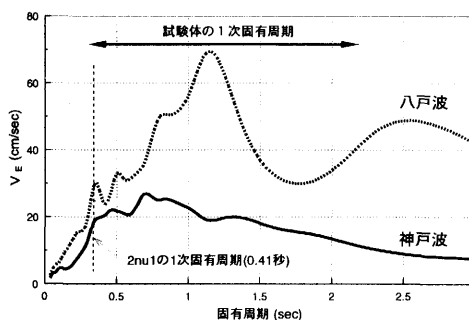
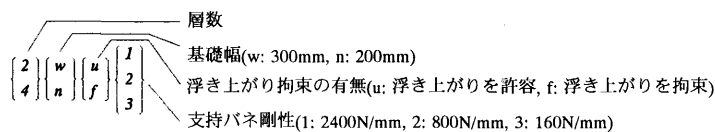


図-3 入力波のエネルギースペクトル

表-1 試験体一覧

試験体	浮き上がり拘束の有無	支持ばね剛性 (N/mm)	基礎幅 (mm)	層数	アスペクト比	固有周期 (sec)	と (実験値)	減衰定数 h(%)	最大加速度(cm/sec ²)							
									入力レベル(神戸波入力)				入力レベル(八戸波入力)			
									0.7	0.9	1.1	1.3	0.7	0.9	1.1	1.3
2nu1	浮き上がり	2400	200	2	4	0.41	6.58	0.32	60	77	94	111	66	85	104	123
4nu1	浮き上がり	2400	200	4	8	0.85	3.73	0.51	24	31	37	44	26	33	41	48
2wu1	浮き上がり	2400	300	2	2.7	0.40	13.58	0.08	57	74	90	106	70	89	109	129
4wu1	浮き上がり	2400	300	4	5.3	0.80	7.75	0.32	43	55	67	79	28	36	44	52
2nu2	浮き上がり	800	200	2	4	0.47	1.88	0.93	53	68	83	98	58	74	92	108
4nu2	浮き上がり	800	200	4	8	1.06	0.93	0.93	61	78	96	113	32	41	50	59
2wu2	浮き上がり	800	300	2	2.7	0.43	4.51	0.52	95	122	149	176	113	145	177	209
4wu2	浮き上がり	800	300	4	5.3	0.92	2.01	0.81	46	59	72	85	30	39	47	56
2nu3	浮き上がり	160	200	2	4	0.72	0.22	2.70	100	129	158	186	66	85	104	123
4nu3	浮き上がり	160	200	4	8	2.14	0.03	5.20	125	161	196	232	40	51	63	74
2wu3	浮き上がり	160	300	2	2.7	0.55	1.05	3.28	55	71	87	102	103	132	161	186
4wu3	浮き上がり	160	300	4	5.3	1.39	0.56	2.37	100	129	158	186	65	83	102	120
2nf1	拘束	3600	200	2	4	0.40	9.97	0.31	60	77	94	111	66	85	104	123
4nf1	拘束	3600	200	4	8	0.82	5.03	0.44	24	31	37	44	26	33	41	48
2wf1	拘束	3600	300	2	2.7	0.40	20.37	0.21	57	74	90	106	70	89	109	129
4wf1	拘束	3600	300	4	5.3	0.79	12.55	0.53	43	55	67	79	28	36	44	52
2nf2	拘束	850	200	2	4	0.45	2.39	1.13	53	68	83	98	58	74	92	108
4nf2	拘束	850	200	4	8	1.00	1.25	1.31	61	78	96	113	32	41	50	59
2wf2	拘束	850	300	2	2.7	0.42	5.09	0.26	95	122	149	176	113	145	177	209
4wf2	拘束	850	300	4	5.3	0.89	2.59	0.66	46	59	72	85	30	39	47	56
2nf3	拘束	180	200	2	4	0.70	0.22	3.48	100	129	158	186	66	85	104	123
4nf3	拘束	180	200	4	8	2.06	0.03	2.55	125	161	196	232	40	51	63	74
2wf3	拘束	180	300	2	2.7	0.55	1.02	2.85	55	71	87	102	103	132	161	186
4wf3	拘束	180	300	4	5.3	1.38	0.55	1.64	100	129	158	186	65	83	102	120

試験体名称



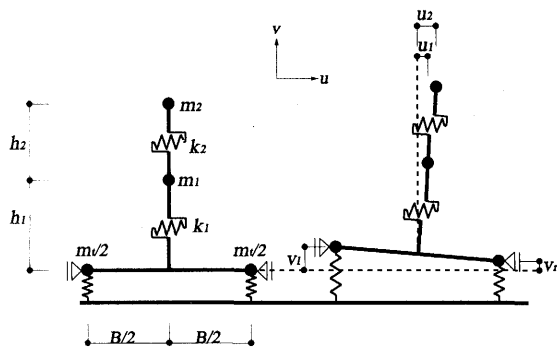
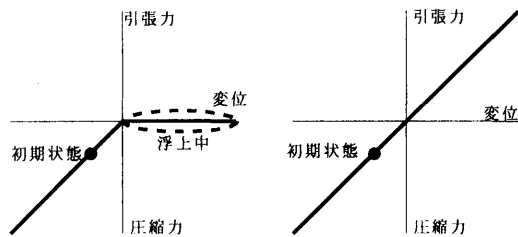


図-4 解析モデル



(1)浮き上がりモデル (2)拘束モデル

図-5 支持ばねの復元力特性

ていることにはならない。また、支持バネの復元力特性は、a)一般的な建物を想定する拘束モデルでは図-5(1)に示す線形ばね、b)支持ばねに引張力が作用すると抵抗を失い、地盤から上部構造物が離れる浮き上がりモデルでは、解析の便宜上引張側の剛性を圧縮側の剛性の1/10000とした図-5(2)に示す非線形弾性ばねとする。

3.2 解析方法

解析においては建物の上部構造は弾性とし、各ばねの剛性は実際に実験で用いた試験体の静的載荷試験による計測結果を用いる。入力波には、各加振における振動台上加加速度の計測結果を用い、数値積分法は平均加速度法とし、時間刻みは1/10000秒とする。減衰は1次モードのみを考慮した初期剛性比例型とし、減衰定数は自由振動により求めた結果を用いる。解析の初期状態としては自重の影響を考慮するが、水平変位の発生により生じるP-Δ効果は考慮しない。

図-4に示す2質点のモデルを例に、解析方法を詳述する。上部構造の質量を m_1 、 m_2 、上部構造と基礎を併せた全質量を m_i 、各階の階高を h_1 、 h_2 、基礎幅を B 、上部構造各層のせん断剛性を k_1 、 k_2 、左右の支持ばねの剛性をそれぞれ k_l 、 k_r とする。また、各質点の基礎からの相対水平変位を u_1 、 u_2 とし、基礎梁両端の鉛直変位を左右それぞれ v_l 、 v_r とすると、全体座標系における変位ベクトルは次式で表すことができる。

$$\{\psi\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ v_l \\ v_r \end{Bmatrix} \quad (1)$$

各層に発生するせん断変形 δ_1 、 δ_2 、左右の支持ばねの変形 δ_l 、 δ_r を

$$\delta_1 = \{1, 0, -h_1/B, h_1/B\} \{\psi\} = \{I_1\} \{\psi\} \quad (2)$$

$$\delta_2 = \{-1, 1, -h_2/B, h_2/B\} \{\psi\} = \{I_2\} \{\psi\} \quad (3)$$

$$\delta_l = \{0, 0, 1, 0\} \{\psi\} = \{I_l\} \{\psi\} \quad (4)$$

$$\delta_r = \{0, 0, 0, 1\} \{\psi\} = \{I_r\} \{\psi\} \quad (5)$$

と表すと、剛性マトリックスは

$$[K] = \{I_1\}^T k_1 \{I_1\} + \{I_2\}^T k_2 \{I_2\} + \{I_l\}^T k_l \{I_l\} + \{I_r\}^T k_r \{I_r\}$$

$$= \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & -k_1 \frac{h_1}{B} + k_2 \frac{h_2}{B} & k_1 \frac{h_1}{B} - k_2 \frac{h_2}{B} \\ -k_2 & k_2 & -k_2 \frac{h_2}{B} & k_2 \frac{h_2}{B} \\ -k_1 \frac{h_1}{B} + k_2 \frac{h_2}{B} & -k_2 \frac{h_2}{B} & k_1 \left(\frac{h_1}{B}\right)^2 + k_2 \left(\frac{h_2}{B}\right)^2 + k_l & -k_1 \left(\frac{h_1}{B}\right)^2 - k_2 \left(\frac{h_2}{B}\right)^2 \\ k_1 \frac{h_1}{B} - k_2 \frac{h_2}{B} & k_2 \frac{h_2}{B} & -k_1 \left(\frac{h_1}{B}\right)^2 - k_2 \left(\frac{h_2}{B}\right)^2 & k_1 \left(\frac{h_1}{B}\right)^2 + k_2 \left(\frac{h_2}{B}\right)^2 + k_r \end{bmatrix}$$

ここで、 T は転置を表す

と表される。減衰を1次のみを考慮した初期剛性比例型と仮定すると、運動方程式は

$$[M] \{\ddot{\psi}\} + [C] \{\dot{\psi}\} + [K] \{\psi\} = -[M] \{\ddot{\psi}_0\} \quad (7)$$

ここで、

$$\{\ddot{\psi}_0\} = \begin{Bmatrix} \ddot{z}_0 \\ \ddot{z}_0 \\ \ddot{z}_0 \\ g \\ g \end{Bmatrix}$$

\ddot{z}_0 : 地動加速度

g : 重力加速度

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_l/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_r/2 \end{bmatrix} \quad \text{質量マトリクス}$$

$$[C] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K]; \text{減衰マトリクス}$$

h_1 : 1次の減衰定数

ω_1 : 1次の固有円振動数

と表される。なお、浮き上がっているのは非常に短い時間に限られることから、応答解析結果に与える影響はほとんど無いと考え、本研究では浮上中も減衰係数は一定とした。

4. 実験結果と解析結果の検討

4.1 浮き上がりの検討

全試験体中最も質量が軽く、基礎幅が広く、かつ支持ばねが硬いことから一番安定した挙動を示す2wu1と2wf1に着目して浮き上がり現象を考察する。両試験体に八戸波1.3倍の入力を行った際の基礎梁右端の鉛直変位、鉛直方向加速度、最上層(2層)の水平変位、最下層(1層)柱に作用するせん断力を図-6~図-9に示す。

各図において、左側の図が実験結果であり、右側の図が解析結果である。また、図中には浮き上がりモデル2wu1の上部構造物が支持ばねから浮き上がり始めた時点をも×でプロットし、浮き上がり現象が観察されたおおよその時間帯を矢印で示す。

図-6に示す基礎梁端部の鉛直変位の時刻歴であるが、浮き上がりモデル(2wu1)における最大変位の発生状況や、大きく浮き上がった後に発生した短周期の振動についても、解析結果は実験結果を良く

追跡している。また、浮き上がりモデルにおいて、実験で浮き上がりが観察された時間帯が解析と比べて長くなっているが、これは実験で右端側で浮き上がりが観察される半サイクル前に左端側でわずかな浮き上がりが発生したことによる。もっとも解析結果と実験結果の対応が良いのは、一番安定した挙動を示す試験体で比較したからであり、後述するように支持ばねの剛性が低いような場合には、両者の対応は若干悪くなる。

同じく、基礎梁右端における鉛直方向の加速度であるが、図-7に示すように、拘束モデルでは小さな値で変動しないが、浮き上がりモデルでは浮き上がり後の衝突以降で大きな振幅で変動する現象が実験結果と解析結果のいずれにおいても観察できる。実験結果では解析結果に見られないうねりの振動成分が見られるが、これは実験において最下層の柱に弾性座屈に伴う軸方向の伸縮が発生したことによる。解析では柱の軸変形や座屈は考慮していないので、このような振動成分は見られない。

骨組の全体挙動を代表し、最上層(第2層)の水平変位と最下層の柱に作用するせん断力の時刻歴を図-8および図-9に示す。実験結果と解析結果は良い対応を示しており、浮き上がりに伴う長周期化が観察できる。浮き上がりに伴う変位応答の変化であるが、図-8に示した基礎梁端部の鉛直変位では浮き上がりモデルに大きな変位が発生することで拘束モデルとの間に顕著な違いが見られたが、最上層の水平変位で見ると、浮き上がった状態で浮き上がりモデルに発生する変位は拘束モデルとほぼ同等となり、着地後はやや小さくなっている。一方、最下層の柱に作用するせん断力は、浮き上がりの発生に伴いやや低下している。

そこで、浮き上がりモデル(2wu1)の最上層(第2層)の水平変位の成分を、①基礎の回転によって生じた成分、②第1層のせん断変形によって生じた成分、③第2層のせん断変形によって生じた成分に分解して考察する。各成分の時刻歴を、最上層の水平変位と併せて図-10に示す。実験、解析ともに、浮き上がることにより各層のせん断変形によって生じる変位成分が低下する一方で、基礎の回転によって生じる変位成分が増加している。最上層(第2層)の水平変位においては、両方の効果が相殺したことで、拘束モデルとほぼ同等の結果となったことがわかる。

4.2 回転剛性と限界転倒モーメント

基礎に作用する転倒モーメントとそれによって生じる回転角の関係は、図-11のように模式的に表すことができる。浮き上がりが生じない領域での両者の関係は式(8)で与えられる。 $(B^2k/2)$ は回転剛性となる。また、基礎の片側が浮き上がるために必要な転倒モーメント(以後限界転倒モーメント)は式(9)で表される。

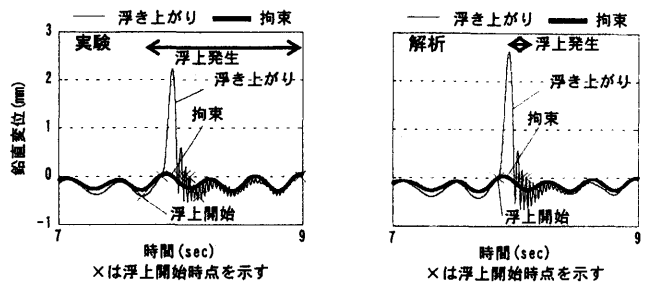


図-6 基礎梁右端の鉛直変位の時刻歴

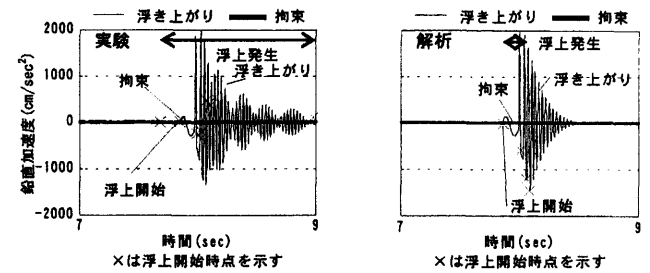


図-7 基礎梁右端の鉛直方向加速度の時刻歴

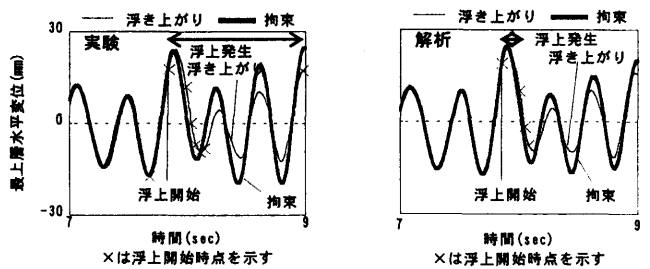


図-8 最上層(2層)の水平変位の時刻歴

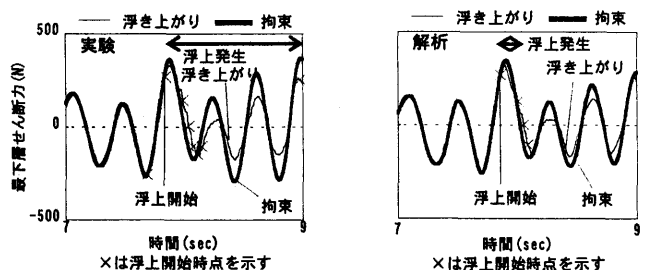


図-9 最下層(1層)柱に作用するせん断力の時刻歴

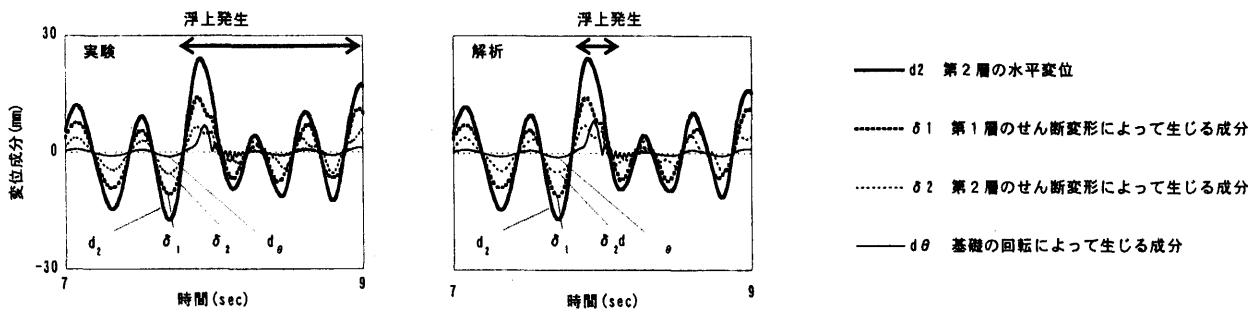


図-10 最上層(第2層)の水平変位の成分

$$M_{ovr} = (B^2 \cdot k_w / 2) \cdot \theta \quad (8)$$

$$M_l = m_l \cdot g \cdot B / 2 \quad (9)$$

ここで、 M_{ovr} : 転倒モーメント

B : 基礎幅

k_w : 支持ばねの剛性(初期剛性)

θ : 基礎の回転角

M_l : 限界転倒モーメント

m_l : 上部構造と基礎を併せた全質量

g : 重力加速度

図-12(1)に、前述の 2wu1 および 2wf1 について、八戸波 1.3 倍の入力を行った際の基礎に作用する転倒モーメントと回転角の関係を示す。拘束モデルである 2wf1 では転倒モーメントと回転角は比例関係にあるが、浮き上がりモデルである 2wu1 では転倒モーメントが限界転倒モーメントを超えると転倒モーメントが頭打ちになり、回転角のみ増加している。なお、拘束モデルの回転剛性が浮き上がりモデルより大きくなっているが、これは実験において拘束治具の影響で支持ばねの剛性が高くなったことによるものである。

また、4 層のモデル 4wu1 において、頂部を静的に引っ張り浮き上がらせた時の、基礎に作用する転倒モーメントと回転角の関係と、その後自由振動させた結果を図-12(2)に示す。これらはいずれも実験結果である。静的載荷において限界転倒モーメントを超えた後に見られる緩やかな勾配は P- Δ 効果の影響を表す。振動台実験結果ならびに解析結果に見られる転倒モーメントが限界転倒モーメントより大きくなる現象は、P- Δ 効果の他に浮き上がっている側の鉛直方向の慣性力による影響によるものである。また、大きな浮き上がり後に発生する振り戻しによる浮き上がりでは、限界転倒モーメントより小さな値で浮き上がりの発生が観察されている。

パラメーターの違いによる、回転剛性と限界転倒モーメントへの影響であるが、まず層数の違いは本研究で用いたモデルでは質量の違いであり、層数の増加とともに限界転倒モーメントが増加する。一方、層数と回転剛性は無関係となる。基礎幅が広く支持ばねの剛性が高い 2wu1 と 4wu1 について、八戸波 1.3 倍の入力を行った際の転倒モーメントと回転角の関係を図-12(3)に示す。実験、解析ともに層数に関わらず、浮き上がりが発生するまでは回転剛性上にあるが、転倒モーメントが限界転倒モーメントを超えると浮き上がりが発生し、限界転倒モーメントをやや上回るあたりで転倒モーメントが頭打ちになる。また基礎幅の影響であるが、基礎幅が広がると回転剛性は高くなり、限界転倒モーメントは増加する。2 層で支持ばねの剛性が高い 2nu1 と 2wu1 について、八戸波 1.3 倍の入力を行った際の転倒モーメントと回転角の関係を図-12(4)に示す。実験、解析ともに、浮き上がりが発生するまでは回転剛性上にあるが、転倒モーメントが限界転倒モーメントを超えると浮き上がりが発生し転倒モーメントが頭打ちになる様子は他のパラメーターと同様である。最後に支持ばねの剛性の影響であるが、限界転倒モーメントとは無関係であるが、支持ばね剛性が高くなると回転剛性は高くなる。支持ばねの剛性を変化させた 2 層の浮き上がりモデルである 2wu1, 2wu2, 2wu3 に、八戸波 1.3 倍の入力を行った際の転倒モーメントと回転角の関係を図-12(5)に示す。支持ばねの剛性によらず、実験、解析ともに、浮き上がりが発生するまでは回転剛性上にあるが、転倒

モーメントが限界転倒モーメントを超えると浮き上がりが発生し転倒モーメントが頭打ちになっている。

浮き上がりを伴う建物においては、基礎に作用する転倒モーメントと回転角の関係を、回転剛性と限界転倒モーメントで概ね評価することができる。

4.3 支持ばね剛性(地盤)の影響

支持ばねの剛性を変化させた 2 層の浮き上がりモデルである 2wu1, 2wu2, 2wu3 に、八戸波 1.3 倍の入力を行った際の基礎梁右端の鉛直変位の時刻歴を図-13に示す。4.1 節でも示した支持ばねが剛な 2wu1 では実験と解析は良い対応を示しているが、2wu2 では浮き上がり量に大きな違いが見られ、最も支持ばねの柔らかい 2wu3 では実験では発生した浮き上がりが解析では発生しないというように、支持ばねの剛性が柔らかくなるにつれて実験と解析の対応が悪くなった。その理由としては、支持ばねの剛性が柔らかくなることで、基礎の回転が大きくなり、その結果上部構造の水平変位も大きくなることで P- Δ 効果の影響が大きくなったことが挙げられる。本実験では、固有周期を実構造物と合わせるために試験体のばね剛性を非常に柔らかくしている。実構造物ではこれほどの変形は生じず、従って P- Δ 効果の影響もこれほど大きくはならないと考えられることから、今回は問題にしないことにした。ただし、実験結果の評価という点においては今後検討すべき課題である。

4.4 入力の大さきの影響

基礎幅が狭く支持ばねの剛性が中程度の 2 層のモデルである 2nu2 に神戸波を入力した場合、入力倍率が 0.9 でも浮き上がりが発生した。基礎梁の重心位置は浮き上がりが発生しない限り鉛直方向には移動しないが、浮き上がることで上方に移動することから、入力の強さ毎の基礎梁の重心鉛直変位の時刻歴を描き、図-14に示す。入力を強くすることで、浮き上がりが発生する時間が早まり、浮き上がる回数が多くなる。浮き上がりによる基礎梁重心位置の最大変位量は、入力倍率を 1.1 倍としたときと 1.3 倍としたときでほぼ等しくなっているが、これは浮き上がっている間の固有周期が長周期側に移ることで試験体への入力に変化した事によるものである。即ち、同じ波形を強さを変えて入力した場合、浮き上がり開始する時間は入力を強くすることで早まるが、浮き上がる回数と浮き上がりによって生じる鉛直変位の大きさは、必ずしも入力の強さと比例関係にはならない。なお、今回の実験ならびに解析においては、2nu2 に神戸波を入力した場合以外は、入力を大きくすると浮き上がり量も増加していた。

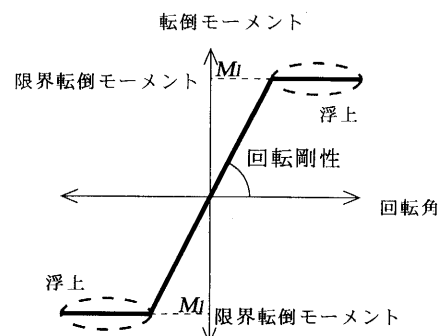
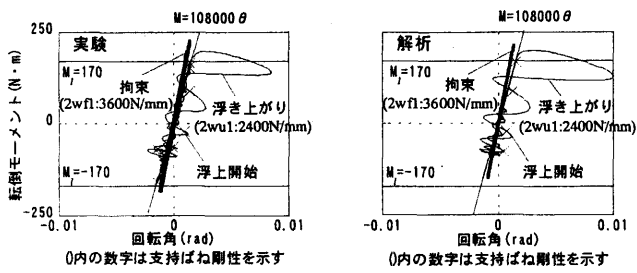
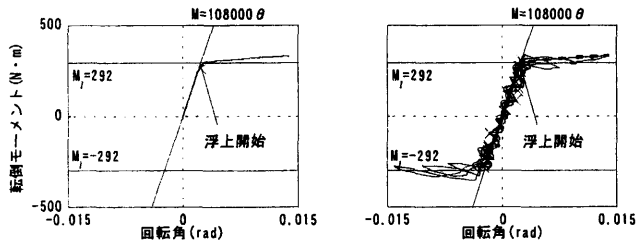


図-11 基礎に作用する転倒モーメントと回転角の関係

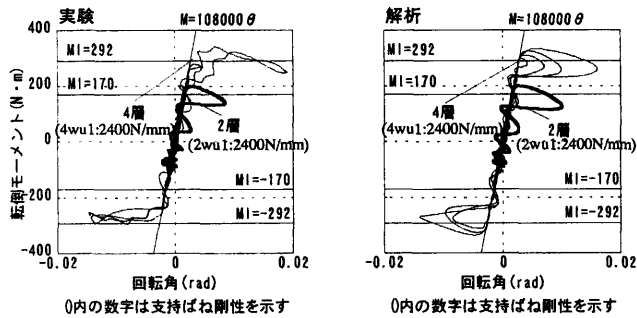


(1) 浮き上がり拘束の有無による違い(2wu1, 2wf1)

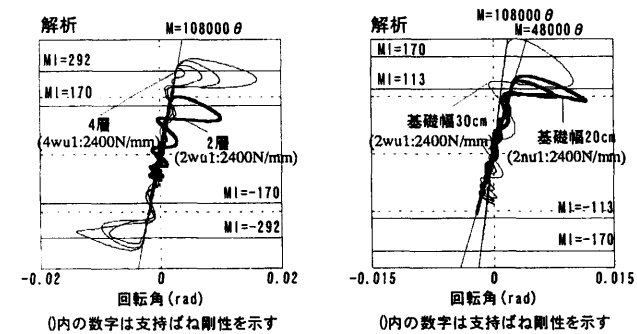


静的載荷 自由振動

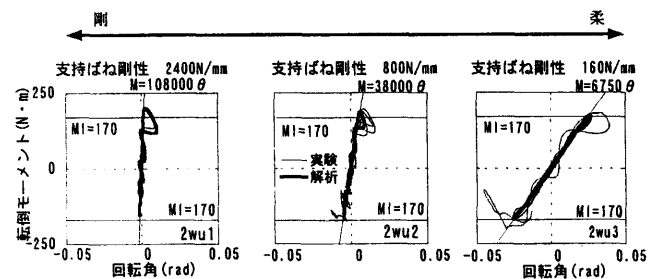
(2) 静的載荷と自由振動の比較



(3) 層数の違い



(4) 基礎幅の違い



(5) 支持ばねの剛性の違い

図-12 転倒モーメントと基礎の回転角の関係

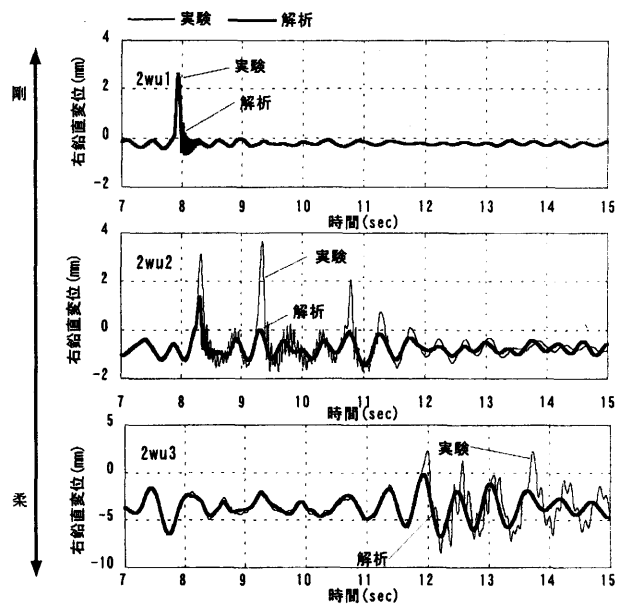


図-13 実験結果と解析結果の対応への支持ばね剛性の影響

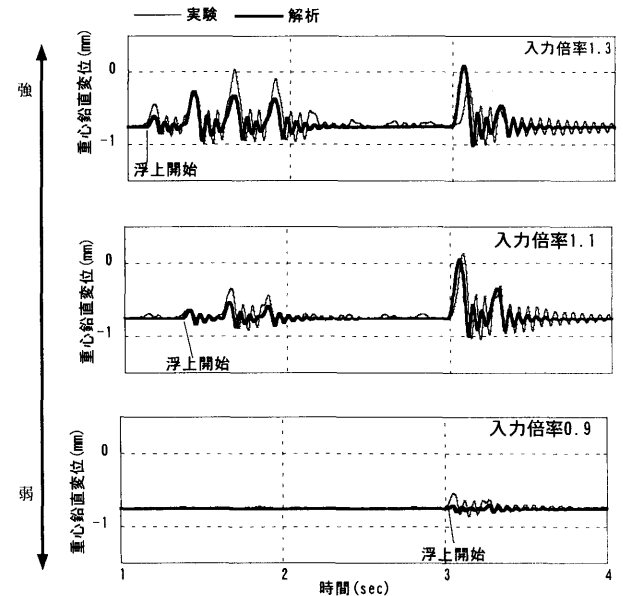


図-14 入力の強さと重心位置鉛直変位の関係(2nu2)

5. 結論

地震下での上部構造浮き上がりを考慮した縮小モデルを作成し、振動台実験を行った。併せて、浮き上がりを考慮したせん断型の多質点系モデルによる解析で実験結果を追跡し、実験パラメータの限られた範囲ではあるが以下の結論を得た。なお本研究では、約 1/10 の縮小モデルを試験体として使用したが、試験体の水平剛性を調整することで実構造物と同等の固有周期を実現し、実時間軸に則した実験を実現した。しかしながら、剛性を調整した結果、層間変形角や支持ばねの伸縮に伴う基礎の回転角は実構造物の約 10 倍に拡大されており、P-Δ効果などは実現象に比べ過大なものとなっている。従って、ここでの結論は実構造物に即適用できるものではない。

1)建物頂部の水平変位は、各層の変形によって生じる成分と基礎の回転によって生じる成分に分解することができる。浮き上がることにより各層に作用するせん断力は頭打ちになり、各層の変形も抑えられる一方で、基礎の回転は増加する。各層の変形によって生じる成分と基礎の回転によって生じる成分では、ピークに到達する時間に差が生じるため、最上層の水平変位は浮き上がりを拘束した場合に比べ、必ずしも増加するわけではない。

2)浮き上がりを伴う建物では、基礎に作用する転倒モーメントと回転角の関係を、回転剛性と限界転倒モーメントで概ね表現することができる。但し、一旦浮き上がりが生じると、P- Δ 効果と浮き上がった側の鉛直方向の慣性力の影響により限界転倒モーメントをやや上回る転倒モーメントが作用するが、転倒モーメントの値は頭打ちとなる。また、浮き上がり後に生じる振り戻しによって浮き上がる場合では、作用する転倒モーメントが限界転倒モーメント以下であっても浮き上がる場合がある。

3)入力が強くなると、早期に浮き上がりが発生するようになるが、浮き上がる回数や浮き上がり量は、必ずしも増加するとは限らない。

4)支持ばねの剛性が高い場合には、本研究で行った解析は実験を良く追跡できるが、支持ばねの剛性が低く基礎の回転角が大きくなると、解析では考慮していないP- Δ 効果の影響により、実験結果と解析結果の対応は悪くなる。前述のように、本実験におけるP- Δ 効果の影響は、実現象に比べて過大なものとなっているが、その正当な評価や地盤の逸散減衰は今後の検討課題である。

謝辞

本研究は科学研究費（基盤研究(A)、「重力による復元性を利用した耐震構造および基礎構造に関する研究、課題番号 14205082、研究代表者：和田 章）によって行われた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1)Y. ISHIYAMA: Criteria for Overturning of Bodies by Earthquake Excitation, 日本建築学会論文報告集, 第317号, pp.1-14, 1982.
- 2)R. Tanahashi: Earthquake Resistance of Traditional Japanese Wooden Structures,

Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, July,1960

3)日本建築学会: メキシコ地震(1985)の地下鉄ピノスワレス駅上の鉄骨高層ビル(21階建)の組立箱形断面柱の圧縮破壊による倒壊

4)阪神・淡路大震災調査報告 建築編3, 日本建築学会・地盤工学会・土木学会・日本機械学会・日本地震学会, 1997.10.

5)林 康裕: 直接基礎構造物の浮き上がりによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第485号, pp.53-62, 1996.7

6)Jan Buckle, "Protecting Concrete Structures from Earthquakes Using Seismic Isolation: From Concept of Reality", コンクリート工学, vol.40, No.1, pp.116-122, 2002.1

7)Huckelbridge,A.A., "Earthquake Simulation Tests of a Nine Story Steel Frame with Columns Allowed to Uplift ", Report No.UBC/EERC-77/23,EERC,University of California,Berkeley,CA,1977

8)岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 鈴木直幹: 基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第561号, pp.47-54, 2002.11

9)岩下敬三, 谷口 元, 石原大雅: 杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価, 日本建築学会構造系論文集, 第564号, pp.23-30, 2003.2

10)笠井和彦, 金田充弘, 大熊 潔: ステップカラム制振構造の実例: 解析と実大ダンパー実験, パッシブ制振構造シンポジウム 2001, pp.235-249, 2001.

11)緑川光正, 小豆畑達哉, 松葉 裕, 松島由到, 石原 直: ベースプレート降伏型ロッキングシステムに関する研究, 鋼構造年次論文報告集第9巻, pp.359-364, 2001.11

12)Midorikawa,M., Azuhata,T., Ishihara,T., Matsuba,Y., Matsushima,Y. and Wada,A., "Earthquake Response Reduction of Buildings by Rocking Structural Systems", SPIE's 9th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials,4696-33,2002.8

13)緑川光正, 小豆畑達哉, 石原 直, 和田 章: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第572号, pp.97-104, 2003.10

14)矢野明義, 佐藤仁人, 原 昭夫, 内藤幸雄: 弾性地盤上の剛性建屋—その1. 概要と実験方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.755-756, 1988.9

15)矢野明義, 佐藤仁人, 原 昭夫, 内藤幸雄: 弾性地盤上の剛性建屋—その2. 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.757-758, 1988.9

16)矢野明義, 佐藤仁人, 原 昭夫, 内藤幸雄, 金近 稔, 堀 弘, 内藤幸雄: 弾性地盤上の剛性建屋—その3. 実験のまとめおよび従来設計法との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.759-760, 1988.9

17)太田 光, 岩本真二, 荒川利治, 洪 忠喜: 基礎部に浮き上がり・ロッキング変形を生じる構造物の振動性状, その1 解析仮定と剛体模型による振動実験/その2 地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 分冊, pp.205-208, 1988.10

18)田川健吾, 松本芳紀, 藩 健: 弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界, 日本建築学会技術報告集, 第18号, pp.31-34, 2003.12

19)若林 実, 藤原第三, 中村 武: 基礎の浮き上がりを含む連層耐震壁付架構の振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 分冊, pp.265-266, 1985.10

(2004年12月10日原稿受理, 2005年6月15日採用決定)