

ベースプレート降伏により柱脚浮き上がりを許容した
鉄骨造縮小模型架構の3次元振動台地震応答実験
THREE-DIMENSIONAL SHAKING TABLE TESTS ON SEISMIC RESPONSE OF
REDUCED-SCALE STEEL FRAMES WITH YIELDING
BASE PLATES ALLOWED TO UPLIFT

緑川光正*, 堀 泰健**, 石原 直***, 小豆畑 達哉****
草刈 崇圭*****, 麻里 哲広*****

*Mitsumasa MIDORIKAWA, Hirotake HORI, Tadashi ISHIHARA,
Tatsuya AZUHATA, Takayoshi KUSAKARI and Tetsuhiro ASARI*

The seismic response of three-story one-third-scale steel frames with columns allowed to uplift is evaluated and compared with that of fixed-base frames by three-dimensional shaking table tests. The test frames were retested using four different frame conditions: uplift-base and fixed-base frames; plan symmetric and asymmetric frames. The results are: 1) While the column uplift displacements of the uplift frames is increased by the vertical component of the input motion, the horizontal response values such as the roof drifts and base shears are not affected by that; 2) The difference of the roof floor rotations between the symmetric and asymmetric uplift frames are not increased in spite of the increase of the input motion intensity; 3) The base shears of the uplift frames are effectively reduced from those of the fixed-base frames; and, 4) The deformation of the uplift frames excluding the rocking component is nearly equal to or smaller than the elastic response value of the fixed-base frames.

Keywords : 3-dimensional seismic response, Shaking table test, Reduced-scale steel frame, Rocking response, Column uplift, Base plate yielding

3次元地震応答, 振動台実験, 鉄骨造縮小模型架構, ロッキング応答, 柱浮き上がり, ベースプレート降伏

1. はじめに

建築構造物に要求される基本性能の一つは、鉛直荷重を支持することである。これに関して、建物重量の位置エネルギーは地震入力エネルギーに比べて遙かに大きいものであり、地震動により建物が損傷を受けて鉛直荷重支持能力を失うと、この位置エネルギーが解放されることで、建物の損傷が著しく進行することが指摘されている¹⁾。このように、鉛直荷重は一般に建物の耐震性能を減ずるものと考えられている。他方、今までの地震被害調査等から、地震動を受けた建物がロッキング振動に伴う基礎浮き上がりを生じることにより地震被害が軽減される場合があることが指摘されており^{例えば 2)~4)}、鉛直荷重が建物の耐震性能に正の効果をもたらす場合があることを示唆している。

建物の浮き上がりに関する研究は文献2を始めとして古くから行

われている。基礎浮き上がりを伴う1質点2自由度モデルや連層耐震壁付建物モデルを対象として基礎と地盤の完全塑性衝突を仮定し、基礎浮き上がりによって建物のベースシアと転倒モーメントが大幅に低減することを示した Meek^{5), 6)}の研究、基礎浮き上がりを伴う1自由度系及び多自由度系構造物を対象とし、塔状比の大きな場合及び或る周期範囲で応答低減が顕著になることを示した Chopra^{7), 8)}の研究などがある。また、建物程度の規模になると転倒に必要なポテンシャルエネルギーが大きくなるために転倒が起こり難くなること^{2), 9)~11)}も示されている。

以上の知見に基づき、浮き上がりを積極的に利用した建築構造システムに関する筆者らの研究^{例えば 12)~16)}、そして、異なる機構を持つ構造システムに関する幾つかの研究^{17)~22)}が行われている。これらの構造システムの特徴として、建物に浮き上がりが生じると、地震

* 北海道大学大学院 教授・工博

** 鹿島建設(株)

(元北海道大学 大学院生)

*** 国土交通省国土技術政策総合研究所
主任研究官・博士(工学)

**** 国土交通省国土技術政策総合研究所 室長・博士(学術)

***** 北海道大学大学院 大学院生

***** 北海道大学大学院 助教・博士(工学)

Prof., Graduate School of Eng., Hokkaido Univ., Dr. Eng.
Kajima Corp.

(Former Graduate Student of Hokkaido Univ.)

Senior Researcher, Nat'l Inst. for Land and Infrastr. Management, MLIT, Dr. Eng.

Division Head, Nat'l Inst. for Land and Infrastr. Management, MLIT, Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Eng., Hokkaido Univ.

Asst. Prof., Graduate School of Eng., Hokkaido Univ., Dr. Eng.

入力エネルギーの一部が建物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、建物各層の水平変形に伴う歪エネルギーが低減されることが指摘されている^{13), 21)}。

上述の浮き上がりに関する殆どの研究は、平面架構の2次元挙動を検討したものであり、縮小模型の振動実験による研究^{12)~13), 17), 18), 20), 22)~26)}も報告されている。しかし、浮き上りを伴う架構の地震時3次元挙動については、筆者らの解析による研究¹⁵⁾で、地震動の上下動成分の影響や振れ応答などが検討されているものの、実験によるものはこれまで報告されていない。

本論文では、3層鉄骨造縮小模型架構を用いて、浮き上がり降伏するベースプレート(以下、BPY という)を1層柱脚部に組み込んだ試験体と1層柱脚部を固定した試験体の2種類の偏心無しモデル、及びそれらに偏心を持たせた2種類の偏心有りモデル、計4種類の試験体について3次元振動台実験を実施し、水平1方向(1成分地震動)、水平2方向同時(2成分地震動)、水平・上下3方向同時(3成分地震動)の地震動を入力した場合の弾塑性応答性状、すなわち、ベースシア、頂部水平変位、柱脚部浮き上がり変位などの時刻歴応答や最大応答値に関する比較検討を行い、それらの地震時立体挙動について考察する。

2. 試験体と実験方法

試験体は、図1及び写真1に示す高さ3.0m、2×1スパン、スパン長2×2.0m及び2.0mの縮尺1/3の3層鉄骨架構で、BPYを1層柱脚部に組み込んだ試験体(以下、BPYモデルという)と1層柱脚部を固定した試験体(以下、FIXモデルという)の2種類の偏心無しモデル、及びそれらの短辺(Y)方向に偏心を持たせた2種類の偏心有りモデル(以下、BPYAS及びFIXASモデルという)の計4種類である。鋼材にはSS400を用い、床には小梁と水平ブレースを配した。各階床には1.4tの錘を4個ずつ載せた。各階重量は、2階60.9kN、3階60.9kN、屋上階60.2kNで、総重量182kNである。

偏心無しモデルでは短辺(Y)方向3構面に径9.2mmのPC鋼棒ブレースを、偏心有りモデルではY1構面に径9.2mm、Y2、Y3構面に径11mmのPC鋼棒ブレースを配し、何れのブレースにも初期張力を降伏耐力の50%まで導入した。偏心有りモデル短辺(Y)方向における偏心率は1~3層で各々0.073、0.079、0.077である。これらの偏心率は、比較的整形な建物でも不可避免的に生じるであろうと考えられる偏心を想定したものである。

BPYモデルの1層柱脚部には図2(a)に示す4枚のウィングを持つBPYを設置した。BPYはウィング外端部を鋼板(厚さ40mm)と高力ボルト(M24)で、BPY下面の鋼製基礎梁に緊結した。ウィングは柱浮き上がり時に面外曲げを受け、ウィング両端部に塑性ヒンジラインが形成される。図2(b)に示すウィング鋼材の素材試験結果から求めたウィングの浮き上がり降伏耐力は平均常時軸力の37.6%(12.4kN)である。

計測事項・方法を表1に示す。各階床水平変位は、図3(a)に示すように、長辺(X)方向では各層の梁スパン中央部で、短辺(Y)方向では各階床位置柱中心部で計測した。柱脚部浮き上がり変位は、図3(b)に示すように、各柱脚部柱フランジ外側にアングルを長辺(X)方向に取り付け、各柱脚部につき2か所ずつ計測した。

1層柱とPC鋼棒ブレースには歪ゲージを貼付した。柱の歪ゲー

ジは図3(c)のように柱中間部2ヶ所にそれぞれ4枚ずつ貼付し、PC鋼棒各ブレースには1ヶ所に2枚ずつ貼付した。各階床には加速度計をXYZ三方向に設置した。図3(d)に示すように、最上階では各柱付近に計6ヶ所、三階床以下には床中央部に1ヶ所ずつ、振動台上(試験体平面中央位置)と基礎梁上面にも1ヶ所ずつ設置した。

実験に用いた地震動記録は原記録の主要動部分の30秒間を取り出した1995 JMA Kobeであり、時間軸を $1/\sqrt{3}$ 倍した。入力は、水平1方向、水平2方向同時、水平鉛直3方向同時の3種類とし、長辺(X)方向にEW成分を、短辺(Y)方向にNS成分を作用させた。なお、実験では水平2成分を合成した時の最大地動速度を0.05~0.5(m/s)に規準化して入力した。なお、この入力レベルの範囲では、BPYモデルのBPYを除く上部構造は全て弾性範囲に保たれている。また、FIXモデルについては、応答が弾性範囲に保たれるように入力レベルを0.2(m/s)以下とした。研究対象の構造システムは、浮き上がりによるベースシアの頭打ち効果を活用したものであり、架構を弾性とした場合のFIXモデルのベースシアと比較することで、この頭打ち効果をより明瞭に検証できると考えたためである。

図4に原記録の時間軸を $1/\sqrt{3}$ 倍した地動速度の軌跡を示す。また、原記録(30s)の最大地動速度を0.2(m/s)に規準化したもの、時間軸を $1/\sqrt{3}$ 倍(17.32s)して最大地動速度を0.2(m/s)に規準化し

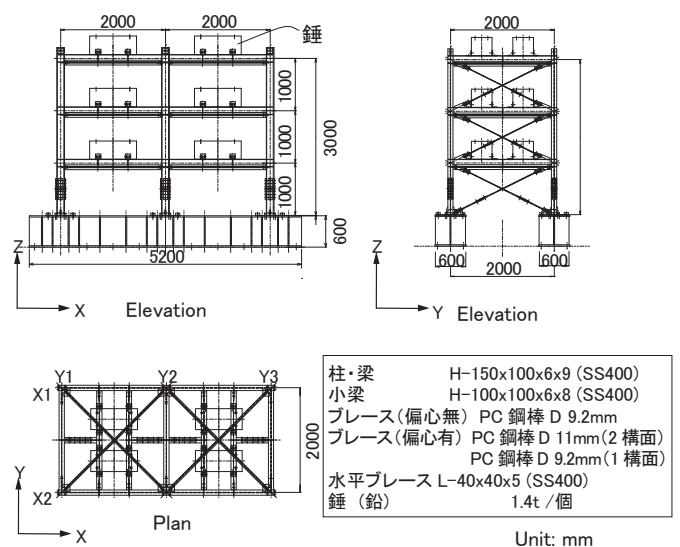


図1 試験体

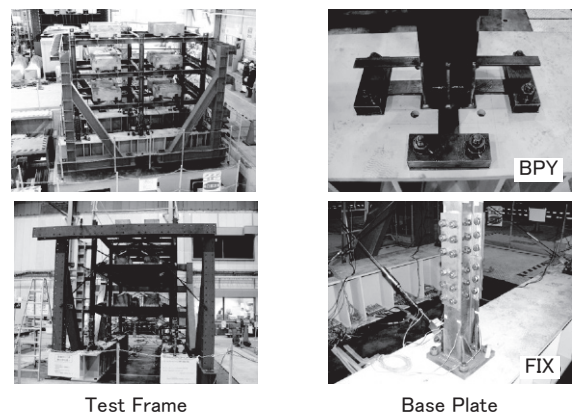


写真1 試験体と浮き上がり降伏ベースプレート

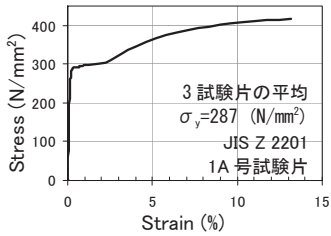
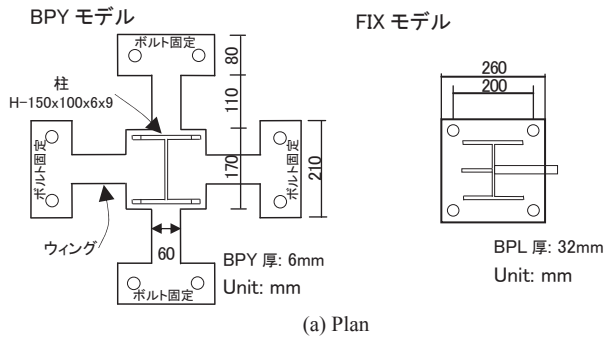


図2 浮き上がり降伏ベースプレート

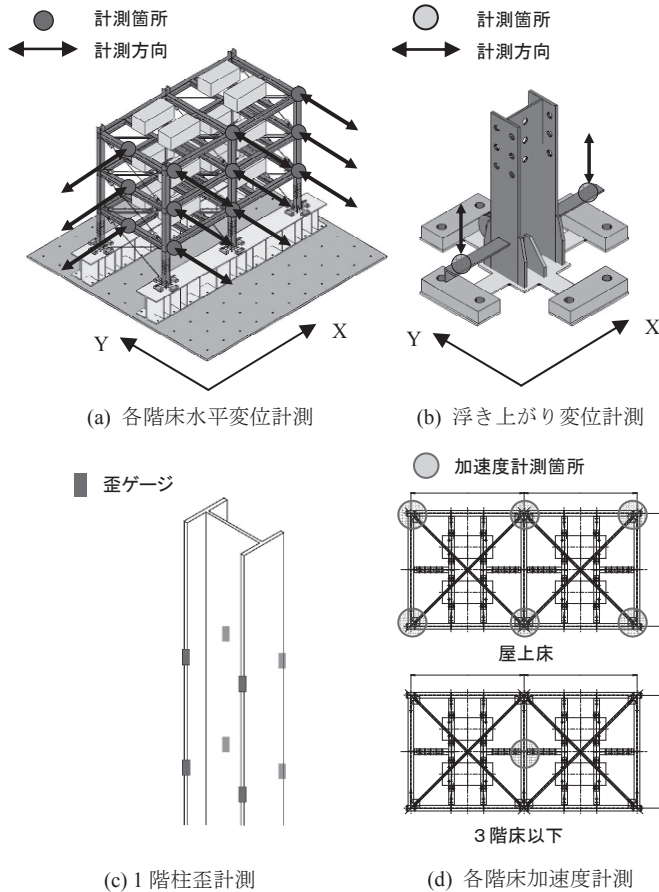


図3 計測計画

た目標入力地震動、及び振動台上で測定した記録の加速度応答スペクトル S_A を図5に示す。目標入力地震動と振動台上の測定記録の応答スペクトルは良く一致している。

3. 実験結果と考察

3.1 固有周期と減衰定数

表1 計測事項および計測方法

計測事項	方法	計測箇所
浮き上がり変位	レーザー変位計	1階柱脚: 12箇所
各階床水平変位	レーザー変位計	屋上床: 4箇所 3階床: 4箇所 2階床: 4箇所
層せん断力	歪ゲージ	1層柱: 48箇所 1層ブレース: 6箇所 2層ブレース: 6箇所 3層ブレース: 6箇所
加速度 (水平・上下動 3成分)	加速度計	屋上床: 6箇所 3階床: 1箇所 2階床: 1箇所 振動台上: 1箇所 基礎梁フランジ上: 1箇所

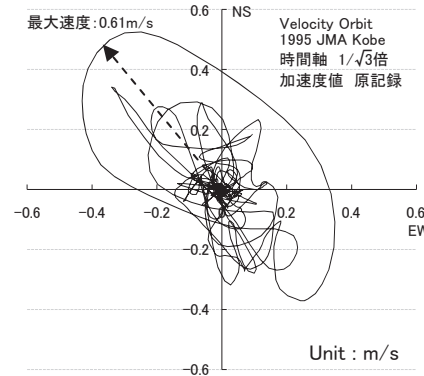
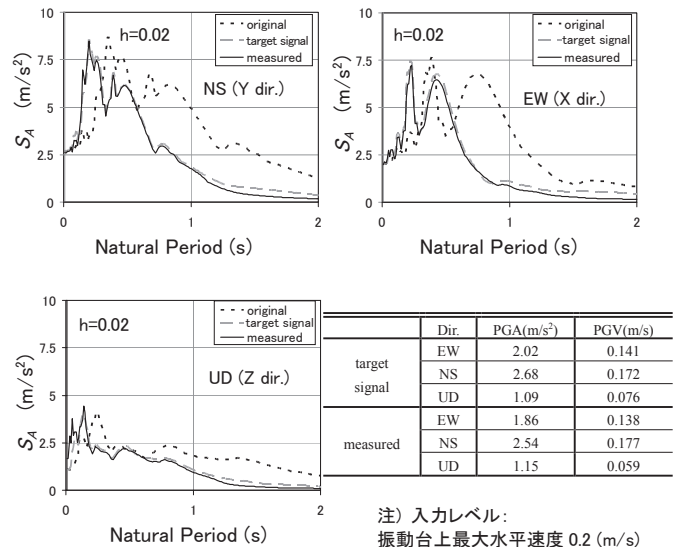


図4 水平地動速度の軌跡



注) 入力レベル:
振動台上最大水平速度 0.2 (m/s)

図5 加速度応答スペクトル (1995 JMA Kobe)

表2 1次固有周期及び1次減衰定数

試験体		1次固有周期 (s)	1次減衰定数 (%)
偏心無	BPY	短辺	0.181
		長辺	0.245
	FIX	短辺	0.168
		長辺	0.192
偏心有	BPYAS	短辺	0.172
		長辺	0.252

木製ハンマーによる打撃試験結果より算出した試験体の1次固有周期、及びハーフパワー法により算出した1次減衰定数を表2に示す。FIXモデルに比べると、BPYモデルの1次固有周期は、長辺方向で28%、短辺方向で8%長くなっている。

3.2 時刻歴応答

図6は3方向0.2(m/s)と0.5(m/s)入力時の頂部水平変位(平面図心位置、以下同じ)の時刻歴である。なお、図中に破線で示す0.5(m/s)入力時FIXモデルの応答は、FIXモデルの実験時の最大入力速度が0.2(m/s)までであるために、0.2(m/s)入力時の応答を2.5倍に拡大したもので、FIXモデルが弾性応答を保つものとした時の応答を示す。0.2(m/s)入力時の短辺方向ではBPYモデルの応答が大きい(最大値の比、長辺BPY/FIX=0.97、短辺BPY/FIX=1.36)。0.5(m/s)入力時では長辺方向でBPYモデルの応答がやや小さくなる(長辺BPY/FIX=0.83、短辺BPY/FIX=1.42)。

3方向0.2(m/s)と0.5(m/s)入力時の歪ゲージより算出したベースシア係数の時刻歴を図7に示す。図中の破線は図6と同様にFIXモデルの応答を示す。入力レベルによらず、長辺、短辺方向ともにBPYモデルの方がFIXモデルより小さく(0.2(m/s)入力時：長辺BPY/FIX=0.56、短辺BPY/FIX=0.79、0.5(m/s)入力時：長辺BPY/FIX=0.37、短辺BPY/FIX=0.48)、特に長辺方向でベースシア係数の差が大きい。また、入力レベルが大きいほど差が大きくなる。

図8に3方向0.5(m/s)時におけるBPYモデル柱脚部の浮き上がり変位(柱断面図心位置、以下同じ)の時刻歴を示す。浮き上がり始めはX2Y3位置の柱から反時計回りに順に浮き上がり、7秒辺りからは短辺方向でX1構面とX2構面が交互に浮き上がりを繰り返している。

図9に3方向0.2(m/s)と0.5(m/s)入力時におけるBPYモデル短辺方向の頂部水平変位及び頂部水平変位から剛体回転成分を除いた時刻歴を示す。剛体回転成分は柱脚部の浮き上がり変位から算出した。架構の剛体回転による変位が占める割合は入力レベルが大きくなるにつれて増加する。

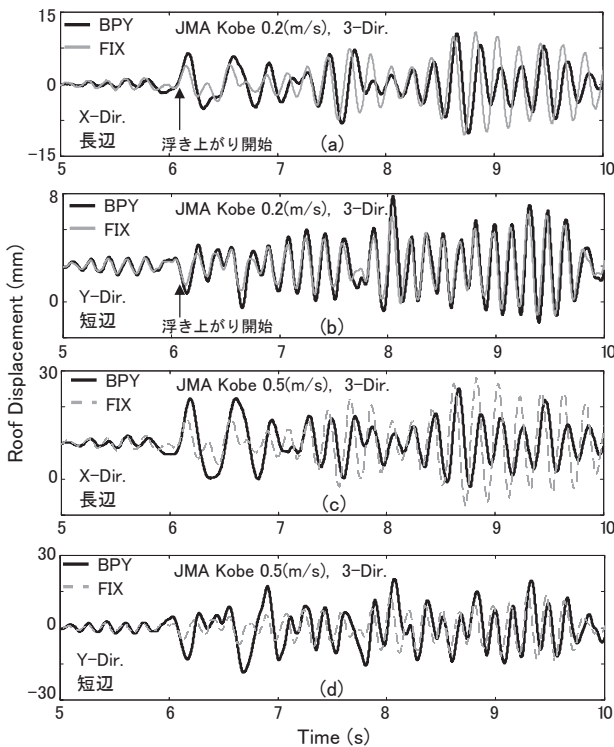


図6 頂部水平変位時刻歴 (BPYモデルとFIXモデルの比較)

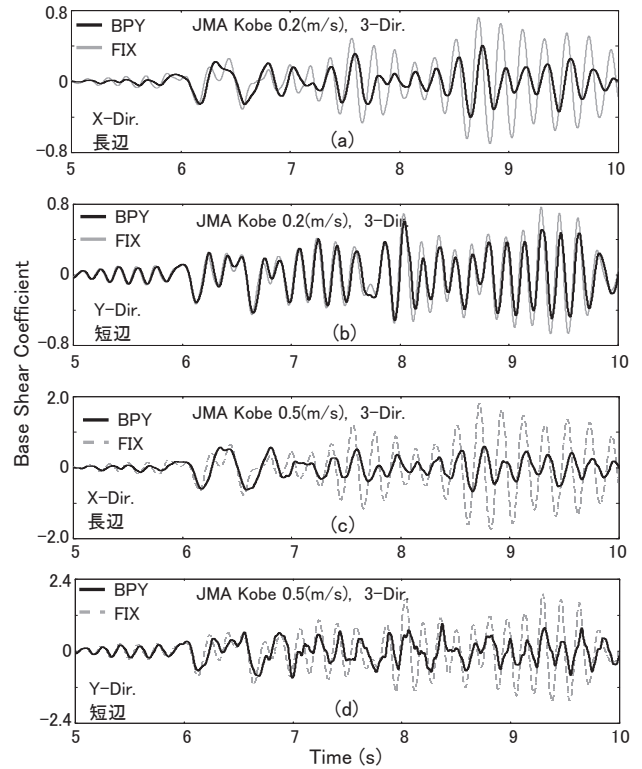


図7 ベースシア係数時刻歴 (BPYモデルとFIXモデルの比較)

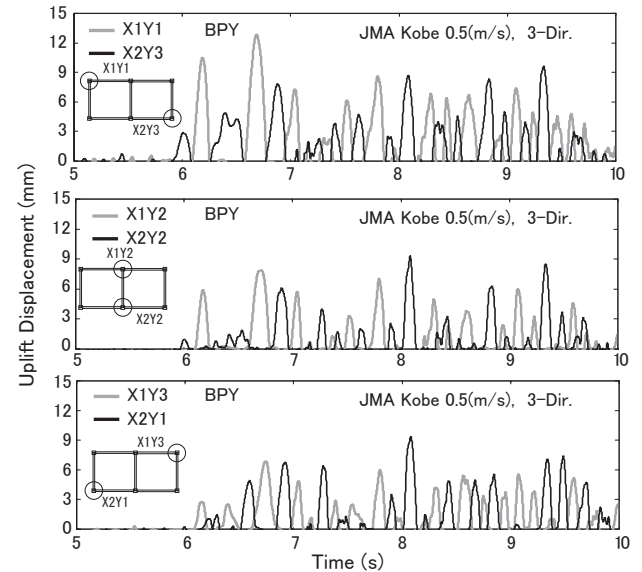


図8 柱脚部浮き上がり変位時刻歴 (BPYモデル)

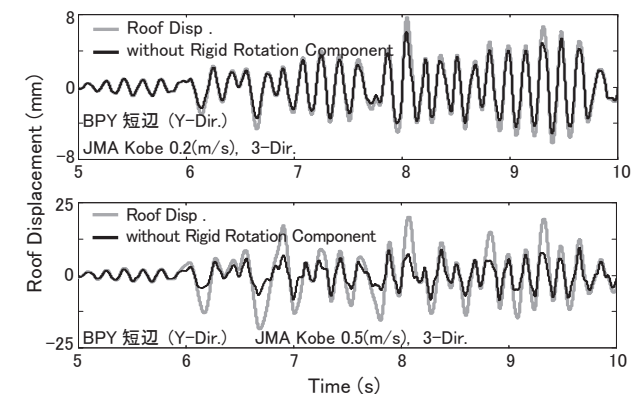


図9 剛体回転成分を除いた頂部水平変位時刻歴 (BPYモデル)

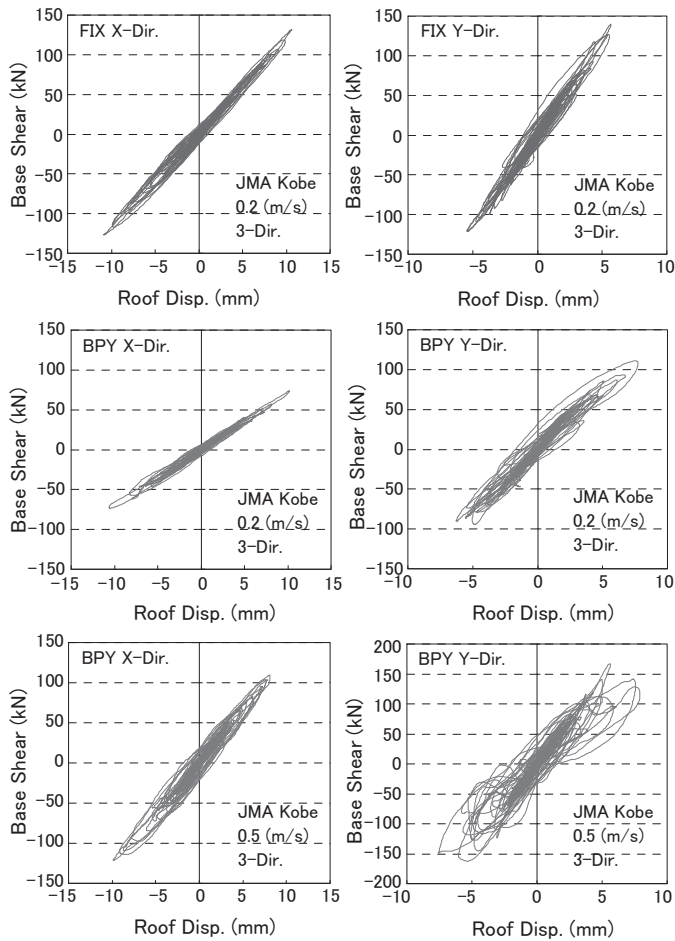


図10 ベースシアと頂部水平変位の関係

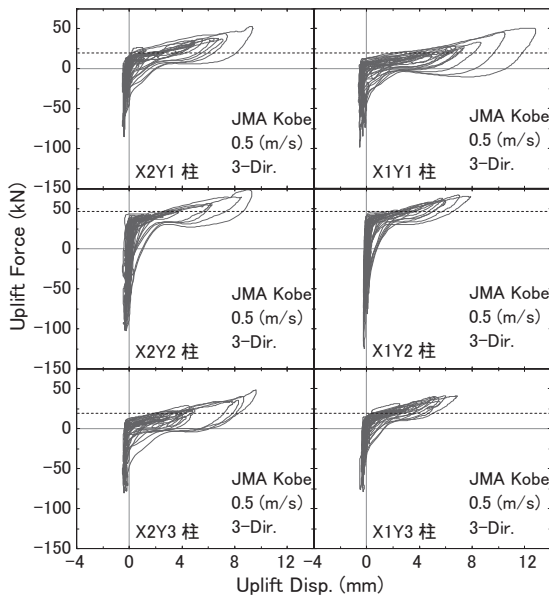


図11 柱脚部の浮き上がり力と浮き上がり変位の関係

3.3 ベースシアと頂部水平変位の関係

3方向0.2(m/s)と0.5(m/s)入力時のベースシアと頂部水平変位の関係を図10に示す。0.2(m/s)入力時では、長辺、短辺方向ともに、BPYモデルでは浮き上がりの影響のためFIXモデルよりもベースシアが小さく、頂部水平変位は同程度かやや大きくなっている。また、BPY

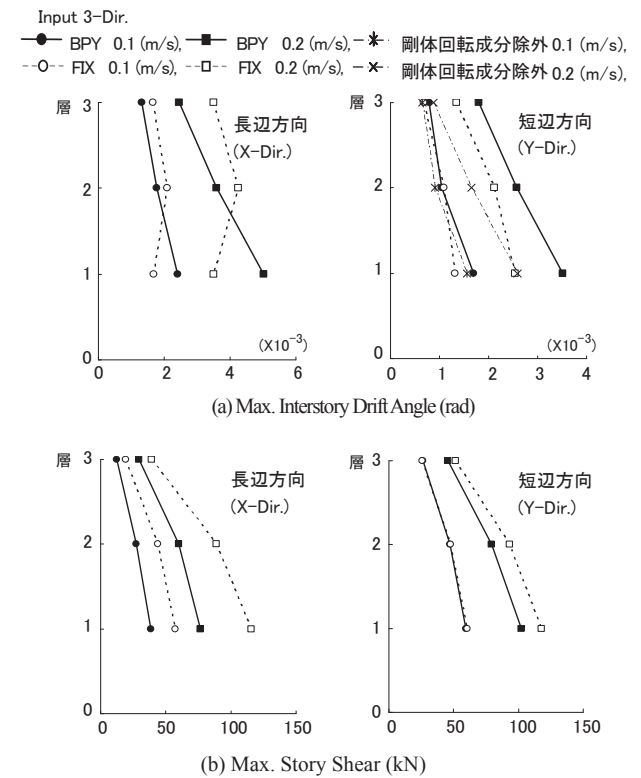


図12 最大応答値の高さ方向分布

モデルの方がFIXモデルより若干大きな履歴を描いている。0.5(m/s)入力時のBPYモデルでは、浮き上がり変位の増加に伴って履歴の膨らみが大きくなっている。

3.4 柱脚部の浮き上がり力と浮き上がり変位の関係

図11に3方向0.5(m/s)入力時の柱脚部の浮き上がり力と浮き上がり変位の関係を示す。浮き上がり力とは柱軸力とブレース軸力の鉛直成分からなるベースプレートにかかる鉛直方向力であり、歪ゲージの測定値から算出した。実験の測定時には、振動台加振直前に歪ゲージの初期値が0に設定されるため、図の浮き上がり力の0値は、自重による常時軸力がかかった状態に対応する。なお、図中の破線は自重による常時軸力の値を示す。多方向地震動入力による振動実験から得られた柱脚部BPYの履歴においても既往の1方向载荷による静加力実験²⁷⁾⁻²⁹⁾から得られた履歴と同様な性状を示すことが確認できる。

3.5 最大応答値の高さ方向分布

図12(a)は、3方向入力0.1(m/s)と0.2(m/s)入力時の最大層間変位角(平面図心位置、以下同じ)の高さ方向分布である。長辺方向では、2層以上でBPYモデルの方がFIXモデルよりも小さくなるが、1層ではBPYモデルの方が大きくなる。1層の応答が大きくなるのは、既報¹⁵⁾で指摘したように、BPYモデルの1層柱脚部ではFIXモデルに比べて回転に対する固定度が小さくなるためである。後述するように、1層の柱強軸回りにかかる曲げモーメントを比べると、BPYモデルでは柱脚部が小さくなるが、柱頭部では増加している(図13(d)参照)。短辺方向では全層でBPYモデルが大きくなっているが、図12(a)中の×印で示した剛体回転成分を除いたBPYモデルの最大層間

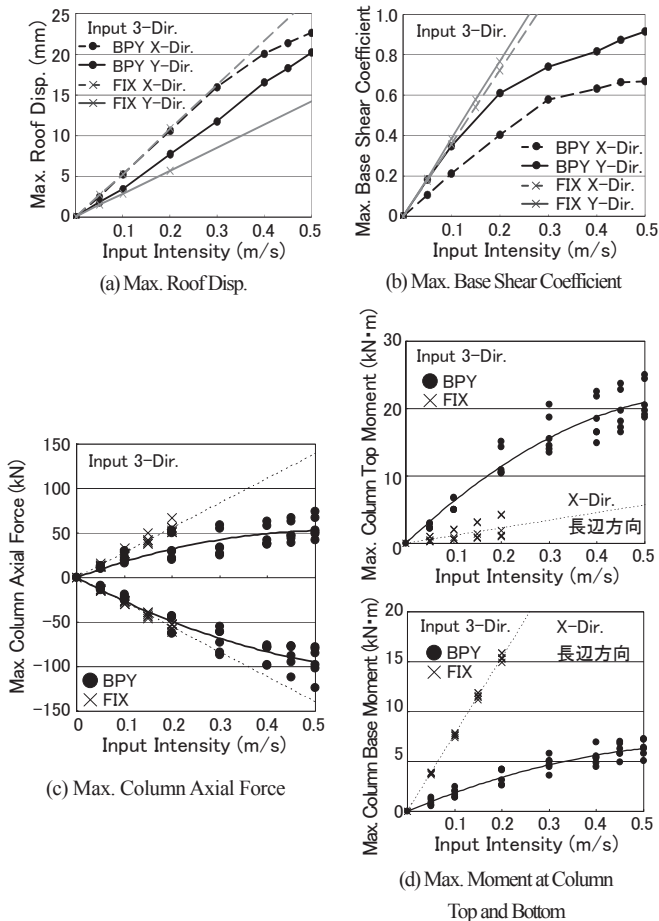


図 13 最大応答値と入力レベルの関係

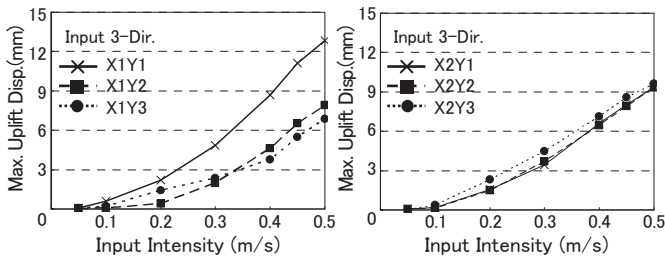


図 14 柱脚部の最大浮き上がり変位 (BPY モデル)

変形角を見ると、1層でFIXモデルと同程度、2層以上ではFIXモデルよりも小さくなっていることが分かる。

図 12(b)は最大層せん断力の高さ方向分布である。長辺、短辺方向とも全層でBPYモデルの方がFIXモデルを下回っており、BPYモデルでは層せん断力応答が低減することを示している。

以上のことから、BPYモデルでは、架構全体の剛体回転が生じることにより、上部構造自体の変形が抑制されることが分かる。

3.6 最大応答値と入力レベルの関係

縦軸を最大応答値、横軸を地震動入力レベルとした関係を図 13に示す。入力は全て3方向である。

図 13(a)に示す最大頂部水平変位を見ると、短辺方向では入力レベルによらずFIXモデルよりBPYモデルの方が約40%大きい、長辺方向では0.3(m/s)以下ではほぼ同じで、それを超えるとBPYモデル

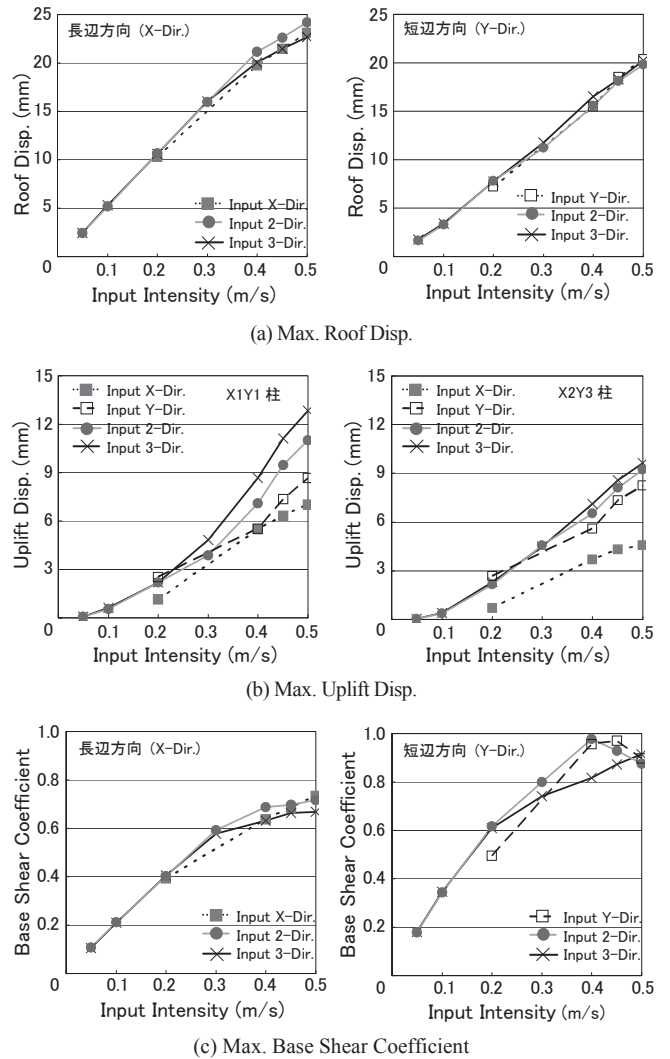
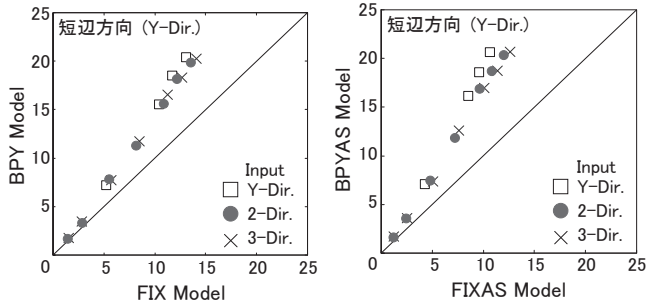


図 15 地震動入力方向回数による最大応答値の比較 (BPY モデル)

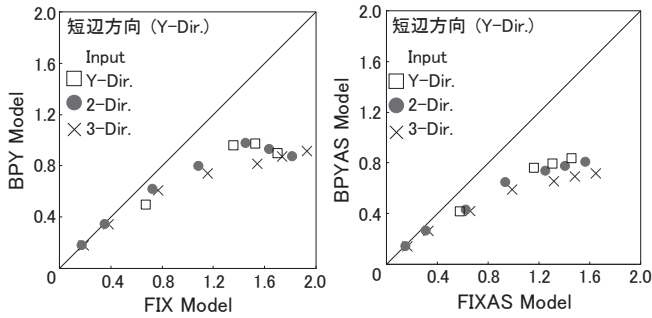
の方がFIXモデルを下回り始め、入力レベルが増加するほど両モデルの差が広がっていく。図 13(b)に示す最大ベースシア係数を見ると、長辺、短辺方向ともにFIXモデルをBPYモデルが下回り、しかもBPYモデルは0.2(m/s)辺りからベースシア係数が頭打ちになる傾向を示し始める。

図 13(c)は1層各柱の最大柱軸方向力、図 13(d)は1層各柱の柱頭と柱脚の最大曲げモーメントを示す。実線はBPYモデル、点線はFIXモデルの最小二乗法による回帰線を表す。なお、図 13(e)では、常時軸力は含まず変動軸力のみを表している。BPYモデルの軸方向力ではFIXモデルを上回ることはない。特に、BPYモデルの引張軸方向力ではBPYが浮き上がり降伏するために頭打ちが顕著に表れている。図 13(d)より、柱頭と柱脚の曲げモーメントを比較すると、柱頭ではBPYモデルの方がFIXモデルより大きくなっているが、柱脚ではBPYモデルの方が小さく、1層の柱の曲げモーメント分布が両モデルでかなり異なっていることが確認できる。

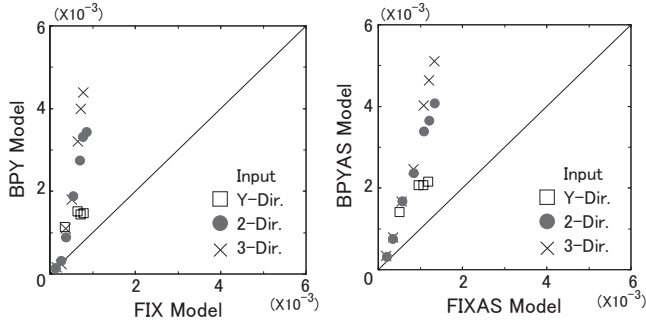
図 14に示すBPYモデル1層柱脚部の最大浮き上がり変位は、入力レベルが大きくなると中柱もX1Y1を除いて隅柱と同程度となり、ベースシアが頭打ちの傾向を示し始める。0.2(m/s)付近から全ての柱の浮き上がり変位が増加する。



(a) Max. Roof Disp. (mm)



(b) Max. Base Shear Coefficient



(c) Max. Roof Rotation Angle (rad)

図16 浮き上がりモデルと柱脚固定モデルの最大応答値の比較
(左：偏心無モデル、右：偏心有モデル)

3.7 地震動入力方向回数による最大応答値の比較

BPY モデルにおける地震動入力方向回数毎の最大応答値の比較を図15に示す。図15(a)は最大頂部水平変位と入力レベルの関係を表す。長辺、短辺方向ともに、入力方向回数による差は殆ど無い。図15(b)はX1Y1柱およびX2Y3柱の最大浮き上がり変位と入力レベルの関係を示す。どちらの柱も、入力レベルが0.2(m/s)を超えると、1方向入力、2方向入力、3方向入力の順に入力方向回数が増えるとともに浮き上がり変位が大きくなる。図15(c)に最大ベースシア係数と入力レベルの関係を示す。長辺、短辺方向ともに入力レベルの増加に伴って頭打ちの傾向を示す。頭打ちの傾向を示し始める入力レベルは、図15(b)の浮き上がり変位が急増する入力レベルと対応していることが分かる。また、長辺方向のベースシアでは入力方向回数による差が小さいが、短辺方向では、入力レベルが0.3(m/s)を超える辺りから、3方向入力時のベースシアが1方向・2方向入力時よりもやや減少しており、上下動入力の影響を僅かに受けているものと考えられる。

3.8 偏心の有無による最大応答値の比較

浮き上がりと柱脚固定の各モデルについて偏心の有無による最大応答値の比較を図16に示す。浮き上がりと柱脚固定の偏心無モデルをそれぞれBPY、FIX、偏心有モデルをそれぞれBPYAS、FIXASと表す。図16(a)に短辺方向の最大頂部水平変位の比較を示す。浮き上がりモデルと柱脚固定モデルの差は偏心が有る場合の方がやや大きい。図16(b)に短辺方向の最大ベースシア係数の比較を示す。偏心の有無によらず、浮き上がりモデルでは、応答が増大するにつれてベースシア係数が頭打ちになり、柱脚固定モデルよりも小さくなる。図16(c)に最大屋上床振れ角の比較を示す。最大振れ角は、FIXモデルに比べてBPYモデルの方が、偏心無の場合で3~4倍、偏心有の場合で3倍程度に増加する。また、1方向入力、2方向入力、3方向入力の順に最大振れ角が大きくなっており、多方向入力の影響によるものであると考えられる。

横軸に偏心無モデル、縦軸に偏心有モデルの最大応答値をとり図17に示す。図中の実線は偏心無と偏心有の比が1の場合を示し、点線は両モデルの最小二乗法による相関を表す。

図17(a)の最大頂部水平変位を見ると、浮き上がりモデルでは、短辺、長辺方向ともに偏心の有無による差は殆ど無い(長辺平均BPYAS/BPY=0.99、短辺平均BPYAS/BPY=1.02)。基礎固定モデルでは、短辺方向では偏心が有る場合の方が変位がやや小さくなり、長辺方向ではFIX、FIXASのどちらも偏心が無いのほぼ1に近い値となる(長辺平均FIXAS/FIX=1.04、短辺平均FIXAS/FIX=0.86)。なお、最大頂部水平変位は地震動入力方向回数による影響を殆ど受けないことが分かる。

図17(b)の最大ベースシア係数を見ると、浮き上がりモデルの長辺方向では偏心の有無による差は殆ど無いが、短辺方向では偏心が有る場合の方が若干小さい(長辺平均BPYAS/BPY=0.96、短辺平均BPYAS/BPY=0.81)。また、基礎固定モデルでも同様のことが言える(長辺平均FIXAS/FIX=1.02、短辺平均FIXAS/FIX=0.87)。浮き上がりモデルでは、後述の図17(d)に示すように偏心が有る場合の方が浮き上がり変位がやや大きく、このため短辺方向のベースシアの低減も大きいと考えられる。基礎固定モデルでは、図17(a)に示すように偏心が有る場合の方が頂部水平変位が小さくなった結果、ベースシア係数も小さくなったと考えられる。なお、最大ベースシア係数は地震動入力方向回数による影響を殆ど受けないことが分かる。

図17(c)に示す最大屋上床振れ角では、浮き上がりモデル、柱脚固定モデルともに、偏心が有る場合の方が偏心が無い場合より大きくなるが(FIXAS/FIX=1.44)、浮き上がりモデルでは、入力レベルが大きくなって振れ角が増加しても偏心の有無による差が広がらないで一定になる傾向が見られる。

図17(d)の浮き上がりモデル隅柱X1Y1の最大浮き上がり変位では、偏心が有る場合の方が偏心が無い場合よりやや大きく、かつ入力レベルが大きくなって両者の差は広がらずに一定になる傾向、あるいは差が縮まる傾向を示す。他の柱でも同様の傾向であった。

図17(e)の浮き上がりモデル短辺方向の最大剛体回転角では、偏心が有る場合の方が全柱の浮き上がり変位が大きいために、剛体回転角も大きくなっている。また、両者の差は、屋上振れ角や柱脚部浮き上がり変位と同様に、入力レベルが大きくなって広がらずに一定になる傾向を示す。

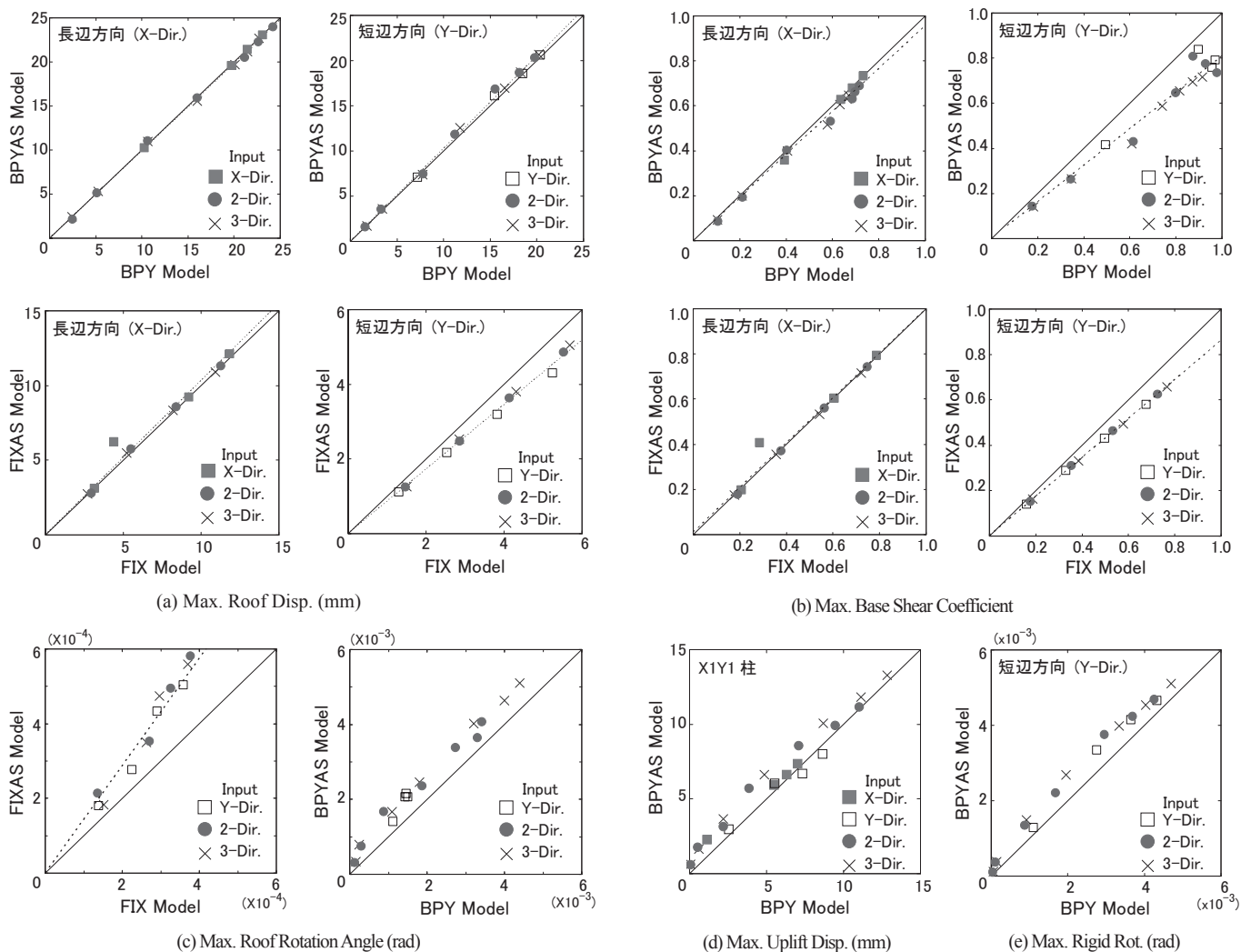


図 17 偏心の有無による最大応答値の比較

4. まとめ

浮き上がり降伏するベースプレート(BPY)を 1 層柱脚部に組み込んだ BPY モデルと 1 層柱脚部を固定した FIX モデル、並びにそれぞれに偏心が有る BPYAS、FIXAS モデルの計 4 種類の 3 層鉄骨造縮小模型試験体について、3 次元地震動入力による振動台実験を行い、それらの弾塑性応答性状(BPY のみが塑性化)を検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 浮き上がりモデル(BPY 及び BPYAS モデル)に対する地震動入力方向次数の影響を検討した結果、柱脚部の最大浮き上がり変位は 3 方向入力でも大きく、次いで 2 方向、1 方向の順になる。また、頂部水平変位やベースシア係数などの水平方向の最大応答は、入力方向次数による影響を殆ど受けない。
- 2) 浮き上がりモデルと柱脚固定モデル(FIX 及び FIXAS モデル)の最大応答値を比較した結果、浮き上がりモデルのベースシア係数は、入力の増大に伴って頭打ちとなる傾向を示し、偏心の有無に拘わらず柱脚固定モデルよりも小さくなり、浮き上がりモデル短辺方向では、柱脚固定モデルよりも 15~20%程度減少する。また、屋上床振れ角は、浮き上がりモデルの方が柱脚固定モデルより 3~4 倍程度大きくなる。
- 3) 浮き上がりモデルである BPY 及び BPYAS モデルの最大屋上床振れ

角、最大浮き上がり変位及び最大剛体回転角を比較すると、入力レベルが増加しても両者の差は拡がらず、ほぼ一定か、むしろ小さくなる。

4) 柱脚固定モデルの最大屋上床振れ角は、入力レベルの大きさによらず偏心無より偏心有の方が 40%程度大きくなる。一方、浮き上がりモデルでは、偏心無でも柱脚固定の場合より大きな屋上床振れ角を生じることになるが、入力レベルが増加しても偏心の有無による差は拡がらずにほぼ一定となる。

5) 偏心無である BPY モデルの最大層間変形角は、浮き上がりによる剛体回転成分を除くと、各層で FIX モデルと同程度かそれ以下になる。また、剛体回転による変位が上部架構全体の変位に占める割合は入力レベルが大きくなるに従って増加する。

6) 部材の最大応答値を比較すると、BPY モデルの 1 層の最大柱軸方向力は FIX モデル以下であり、特に、BPY モデルの引張柱軸方向力は BPY が浮き上がり降伏するために頭打ちが顕著となる。また、BPY モデルの 1 層柱脚部では FIX モデルに比べて回転に対する固定度が小さくなるために、1 層柱の曲げモーメント分布は両モデルでかなり異なる。

7) 柱脚部の浮き上がり力と浮き上がり変位の関係は、多方向地震動入力を受ける場合であっても、既往の 1 方向载荷による静加力実験結果と同様な履歴を描く。

上記 1)は架構の 3 次元挙動の解析から得られた結果¹⁵⁾と同様であり、今回の実験で解析結果の妥当性が確認された。また、上記 5)と 6)は、浮き上がり構造システムの一般的特性として既往の研究^{12), 14), 15)}で指摘されていることであり、多方向地震動入力による振動実験においても同様な特性が得られたことになる。

なお、本論文では触れられなかったエネルギー応答やねじれ応答などの検討結果については、今後引き続き報告する予定である。

謝辞

本研究は、国土交通省総合技術開発プロジェクト「高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価法の開発(平成 17～20 年度)」性能評価分科会特殊構造 WG の研究の一環として行われた。実験に際しては西松建設(株)技術研究所の振動台を使用させて頂き、同研究所の高井茂光氏、金川基氏を始めとして WG 委員の多大な協力を得た。また、本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金(19360244、21560607)の助成を得た。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 秋山宏：エネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、pp.101-102、1999
- 2) Housner, G. W.: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp. 403-417, 1963.2
- 3) Rutenberg, A., Jennings, P. C. and Housner, G. W.: The response of Veterans Hospital Building 41 in the San Fernando earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, pp. 359-379, 1982
- 4) 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
- 5) Meek, J. W.: Effect of foundation tipping on dynamic response, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST7, pp. 1297-1311, 1975.7
- 6) Meek, J. W.: Dynamic response of tipping core buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, No. 5, pp. 437-454, 1978
- 7) Chopra, A. K. and Yim, S. C.-S.: Simplified analysis of structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 906-930, 1985.4
- 8) Yim, S. C.-S. and Chopra, A. K.: Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 2708-2731, 1985.12
- 9) 小堀鐸二、南井良一郎：地震に依る構造物の非線形振動に就いて(その 4：角柱の転倒とロッキング)、日本建築学会論文報告集、第 54 号、pp. 405-408、1956.9
- 10) Oliveto, G., Calio, I. and Greco, A.: Large displacement behavior of a structural model with foundation uplift under impulsive and earthquake excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, No. 3, pp. 369-393, 2003
- 11) 田川健吾、松本芳紀、潘健：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
- 12) 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に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
- 13) 小豆畑達哉、緑川光正、石原直：地震応答低減のためベースプレートに浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測、日本建築学会構造系論文集、第 583 号、pp. 61-68、2004.9
- 14) Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T. and Wada, A.: Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, No. 14, pp. 1767-1785, 2006
- 15) 緑川光正、須藤智文、小豆畑達哉、石原直：ベースプレート降伏により柱脚浮き上がりを許容した 10 層鉄骨架構の 3 次元地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 74 巻、第 637 号、pp. 495-502、2009.3
- 16) 石原直、緑川光正、小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がりモード特性と自由振動、日本建築学会構造系論文集、第 74 巻、第 640 号、pp. 1055-1061、2009.6
- 17) Clough, R. W. and Huckelbridge, A. A.: Preliminary experimental study of seismic uplift of a steel frame, Report No. UBC/EERC-77/22, EERC, University of California, Berkeley, Calif., 1977
- 18) 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, Calif., 1977
- 19) 笠井和彦、金田充弘、大熊潔：ステップカラム制振構造の実施例: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、2001.12
- 20) 岩下敬三、木村秀樹、春日康博、鈴木直幹：基礎浮き上がりに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
- 21) 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
- 22) 藤堂正喜、飯塚信一、松本喜代隆、渡壁守正、稲井慎介、石岡拓、鹿籠泰幸、高井茂光：アップリフト制震構造の開発研究(その 1)~(その 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造 II、pp.151-156、2004.8
- 23) 園部泰寿、梅村魁：細高い構造物の転倒振動に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 63 号、pp.257-260、1959.10
- 24) 園部泰寿、梅村魁：構造物の地動による大振幅振動に関する研究—模型の浮き上がりをおこなった場合の自由振動—、日本建築学会論文報告集、第 63 号、pp.261-264、1959.10
- 25) 和田章、山田哲、小野泰寛、小林勝巳、佐々木康人：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、日本建築学会構造系論文集、第 595 号、pp.57-64、2005.9
- 26) 石原直、小豆畑達哉、野口和也、森田高市、緑川光正：層剛性分布を考慮した多層建築物の浮き上がり地震応答モデル実験、鋼構造年次論文報告集、第 14 巻、pp.327-334、2006.11
- 27) 緑川光正、小豆畑達哉、石原直、和田章：浮き上がり降伏型ベースプレート大型試験体の静加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造 II、pp. 295-296、2005.9
- 28) 須藤智文、緑川光正、小豆畑達哉、石原直：浮き上がり制振建築物に用いる降伏型ベースプレートの履歴モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造 II、pp.237-238、2006.9
- 29) 須藤智文、緑川光正、石原直、小豆畑達哉：柱浮き上がり制振構造に用いる降伏型ベースプレートの履歴特性と累積塑性変形性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造 II、pp. 475-476、2007.8

(2009年6月9日原稿受理、2009年9月18日採用決定)