

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

DYNAMIC BEHAVIOR OF STEEL FRAMES WITH YIELDING BASE PLATES
IN UPLIFT MOTION FOR SEISMIC RESPONSE REDUCTION

緑川光正*, 小豆畑 達哉**, 石原 直***, 和田 章****

*Mitsumasa MIDORIKAWA, Tatsuya AZUHATA, Tadashi ISHIHARA
and Akira WADA*

Shaking table tests are carried out to examine the seismic response of structural systems with yielding base plates using a half scale steel frame with three stories and one bay. During a strong earthquake, these systems cause rocking vibration with the base plates yielding to reduce the seismic response. In the test, the seismic response of base plate yielding systems are compared with that of fixed base systems. Furthermore, simplified methods are proposed to predict their seismic responses, which are vertical stress at column bases, uplift displacements, base shears and roof displacements.

Keywords: Rocking vibration, Uplift, Base plate yielding, Seismic response reduction, Shaking table test, Simplified response prediction

ロッキング振動、浮き上がり、ベースプレート降伏、地震応答低減、振動台実験、簡易応答予測

1. 序

過去の地震被害調査等から、地震時に建築物がロッキング振動により浮き上がりを生じることによって、その地震被害が軽減される場合のあることが指摘されている^(例えは1), 2)。こうした知見に基づき、地震時にロッキング振動による浮き上がりを意図的に許容する構造方法も提案されている³⁾⁻⁶⁾。岩下ら⁷⁾が明らかにしているように、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。しかしながら、一方で、建築物に浮き上がりを許容する場合には、建築物頂部における水平変位の増大や浮き上がり後着地した時点での衝突の影響が懸念されることも事実である。

現在のところ、浮き上がりを意図的に許容する構造方法は、建築物の地震応答を低減する可能性が明らかにされているにもかかわらず、必ずしも一般化された耐震技術とはなっていない。その要因の一つは、浮き上がりに伴い懸念される側面、すなわち建築物頂部における水平変位の増大や柱脚部での衝突の影響を許容範囲内に収めつつ、建築物に浮き上がりを許容することの困難さにあるものと考えられる。岩下ら⁶⁾は浮き上がりを許容し頂部水平変位が増大される場合には浮き上がり部分にダンパ類を設置する必要があることを

指摘しているがその具体的な効果については言及していない。また、ダンパ類を設置する場合でもその取り付け部分等の仕様は複雑なものとなる傾向にある^(例えは5)。

さらに、浮き上がりを許容する構造方法の実用化を図るには、簡易応答予測法等の形で、地震入力及び構造方法のパラメータと地震応答との関係に関する知見を蓄積していくことも今後の課題であろう。このような簡易応答予測法は、構造計画の段階で建築物に浮き上がりを許容することの有効性を判断する場合や浮き上がりを許容する建築物の時刻歴地震応答解析結果を解釈する場合等において必要になると考えられる。

このような状況の下、筆者らは、鉄骨架構を対象として、より簡潔な機構により地震時に浮き上がりを許容する構造方法を提案している⁸⁾⁻¹³⁾。提案する構造方法では、Fig. 1(a)に示すように鉄骨架構の最下層柱脚部に上部構造の降伏に先行して浮き上がり降伏するように工夫されたベースプレートが配置されている。最下層柱脚部に鋼製の板バネを配置するHuckelbridgeら³⁾⁴⁾の構造方法はこれと類似のものとも考えられるが、彼らの方法では板バネを弾性部材として用いている。筆者らの方法では、ベースプレートの降伏後に建築物の浮き上がりを許容するものであり、一定レベル以下の地震動入力においてはベースプレートを弾性範囲内として極力浮き上がりの抑

* 御建築研究所 研究専門役・工博

** 御建築研究所国際地震工学センター
主任研究員・博士(学術)*** 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部
研究官・博士(工学)

**** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Research Coordinator of Building Technology, Building Research Institute,
Dr. Eng.
Senior Researcher, IISEE, Building Research Institute, Ph. D.Researcher, National Institute for Land and Infrastructure Management, MLIT,
Dr. Eng.
Prof., Struct. Eng. Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

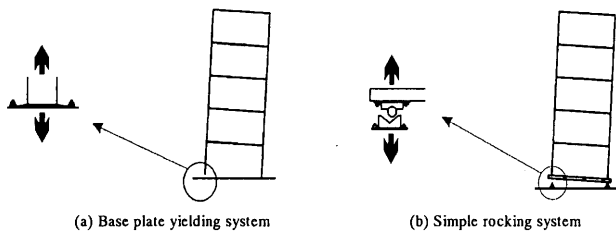


Fig.1 Two types of rocking structural systems

制を図る。また、筆者らの方法による場合にはベースプレートの塑性化による履歴エネルギー吸収が期待でき、さらにHuckelbridgeらの方法で用いられている板バネよりもベースプレートを小型化できるという利点もある。

これまでのところ、提案する構造方法を適用した場合と、浮き上がりを生じさせるためFig.1(b)に示すように基礎梁の下で水平変形のみを拘束した場合との振動台実験結果の比較から、提案する構造方法は、浮き上がりを許容することによる地震応答低減効果を確保しつつ、架構の頂部水平変位及び浮き上がり変位を一定以下に抑制できることを明らかにした⁽¹¹⁾⁻⁽¹³⁾。しかしながら、建築物の浮き上がり後着地した時点での衝突の影響については未だ十分な検討を行っていない。

本研究においては、1/2スケール3層1スパン鉄骨架構試験体を用いた振動台実験を実施し、提案する構造方法についてベースプレートの形状等をパラメータとした場合の地震応答低減効果に関し検討を重ねるとともに、柱脚部での鉛直方向応力に着目して衝突の影響を検討する。さらに、振動台実験結果に基づき、提案する構造方法の衝突の影響も含めた柱脚部鉛直方向応力、頂部水平変位等の地震応答を簡潔に予測する方法を検討する。本研究は直接的にはFig.1(a)に示す筆者らの提案する構造方法を対象とするが、柱脚部鉛直方向応力や簡易応答予測法等に関する本研究での成果は浮き上がりを許容する構造方法一般に応用し得るものである。

2. 試験体と実験方法

Photo.1及びFig.2に本振動台実験に用いる3層鉄骨架構試験体⁽¹⁴⁾を示す。加振はFig.2に示すように水平1方向とする。試験体は、加振方向において3構面、及び、その直交方向において2構面を有する。各層高さは1層1.7m及び2、3層1.8mであり、全体の高さは5.3mである。加振方向のスパン幅は3.0mであり、塔状比(全体高さ/加振方向スパン幅)は、1.77となる。また、加振方向において、各構面の各層に直径11mmのPC鋼棒によるブレースを挿入する。各ブレースには引張歪約1000μに相当する初期張力を導入することにより、これらを圧縮側及び引張り側の双方で有効なものとする。Table 1に各階質量を、Table 2に各部材断面を示す。柱については加振方向に対して弱軸曲げを受ける向きで使用している。なお、加振直交方向の構面にはL-75×12をX型ブレースとして配置している。

実験は、以上の鉄骨架構試験体の最下層柱脚部を固定した場合と、この部分にPhoto.2及びFig.3に示すベースプレートを取り付けた場合について行ない、これらの実験結果を比較することで、Fig.1(a)に示す構造方法(以下、これを「ベースプレート降伏型ロックシステム」と呼ぶ)の地震応答低減効果を検証する。Photo.2に示すように、ベースプレートの端部に40mm厚の鋼板を載せてボ

ルトにより固定することで、ウィング(Fig.3に示すベースプレートのうち幅を狭くした部分と呼ぶ)の両端に塑性ヒンジが形成されることを意図している。

ベースプレート降伏型ロックシステムでは、上部構造の浮き上がり時ベースシアは、ベースプレートを構成するウィングの形状、材質及びこれらの枚数により決定される^{(12),(13)}。本実験では、ウィングを4枚としてウィングを含むベースプレートの厚さが6mmのもの、9mmのもの2種類を用意する。さらに、ベースプレートの厚さ9mmのものについては加振方向に対して直交する方向のウィング取り付けボルトをはずし、ウィングの枚数を2枚とした場合についても実験を行なう。文献(11)-(13)で示す実験ではウィングの枚数を

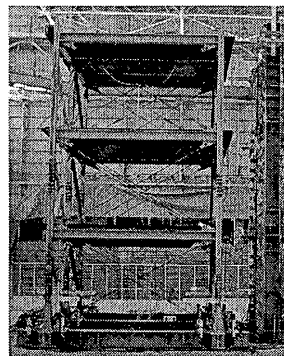


Photo.1 Test steel frame

Table 1 Mass at floor level

Floor	RF	3F	2F
Mass[t]	4.60	5.20	5.20

Table 2 Cross section

Column	H-148x100x6x9
Beam	
Brace	φ11 (PC steel bar)

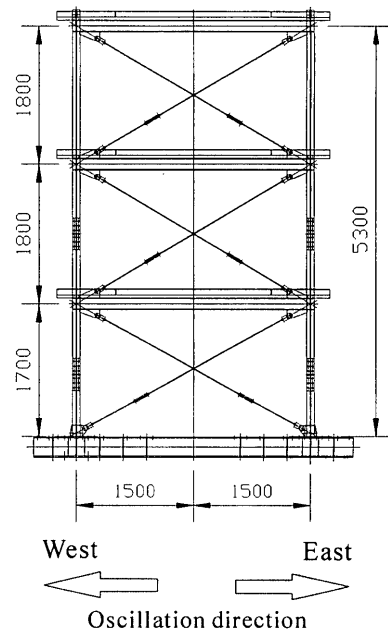


Fig.2 Elevation of test steel frame

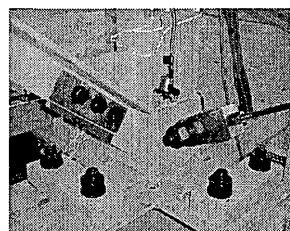


Photo.2 Base plate

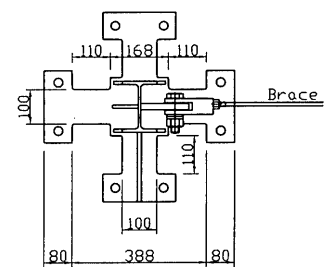


Fig.3 Plan of base plate

Table 3 Mechanical properties of base plates

Model	JIS	Yield Point (N/mm ²)
BP6	SS400	329.85
BP9, BP9-2	SS400	292.11

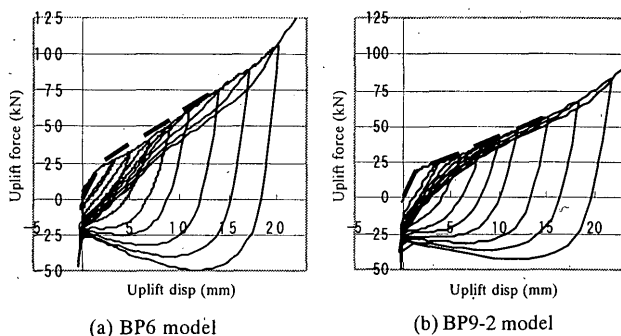


Fig. 4 Uplift force-deformation relationships of base plates from static tensile test

Table 4 Characteristics values of base plates of BP6 model

Q_y (kN)	δ_y (mm)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_2/K_1
23.75	1.83	12.98	4.33	0.33

Table 5 Characteristics values of base plates of BP9 model

Q_y (kN)	δ_y (mm)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_2/K_1
47.32	1.84	25.70	5.04	0.20

Table 6 Characteristics values of base plates of BP9-2 model

Q_y (kN)	δ_y (mm)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_2/K_1
23.66	1.84	12.85	2.52	0.20

2枚とし、その取り付け方向は加振方向に直交する方向とした。文献11)~13)に示す実験と合わせ、今回の実験によりウィングの枚数を2枚とする場合について、加振方向及びその直交方向のいずれにウィングを取り付けても建築物に浮き上がりを許容する構造方法を実現し得るか、検討することになる。

Table 3に、ベースプレートに用いた鋼材の規格及び降伏点を示す。なお、同表中において、BP6とは板厚6mmのベースプレートを、BP9とは板厚9mmのベースプレートを用いた試験体を指し、BP9-2とはウィングを2枚とした板厚9mmのベースプレートを用いた試験体を指す。BP6モデル及びBP9-2モデルの柱脚の繰返し引張試験結果の例をFig. 4に示す。また、各モデルの柱脚が引抜き力を受ける場合の降伏耐力 Q_y 、降伏変形 δ_y 、弾性剛性 K_1 及び2次剛性 K_2 をTable 4~6に示す。降伏耐力はウィングを梁と見なすことにより計算し¹²⁾、降伏変形、弾性剛性及び2次剛性は、それぞれFig. 4の破線に示すように試験結果から得られる履歴曲線の包絡線から求めた。

入力地震動としては、時間軸を $1/\sqrt{2}$ に縮めた継続時間24.0sの1940 El Centro NSを用いる。加振に際しては、各試験体毎に、最大入力加速度を徐々に増加させた地震動を複数回入力し、その間、各ベースプレートはそのまま使用した。また、基礎固定の場合は、鉄骨架構が降伏する怖れがあるため、原波の0.5倍の入力まで加振を行い、それ以上の入力に対する応答は線形に外挿することにより求めた。

計測項目は、各床の水平加速度と水平相対変位、各柱と各ブレースの軸方向歪、1層柱脚部の浮き上がり変位及び振動台上の水平加速度とした。計測の最大サンプリング周波数は2000Hzである。各柱での歪ゲージの貼付位置をFig. 5に示す。

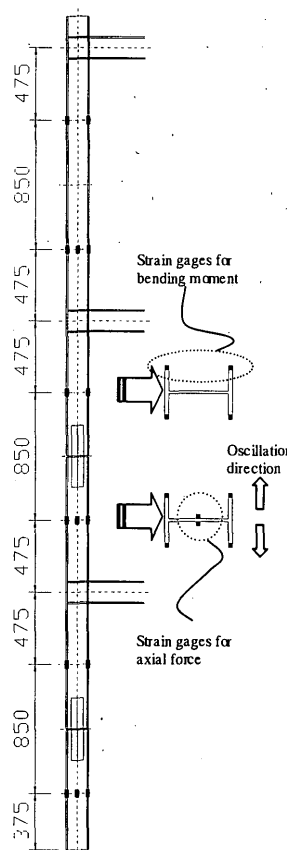


Fig. 5 Location of strain gages

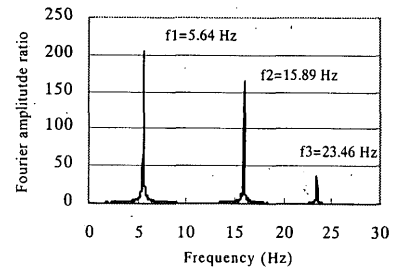


Fig. 6 Transfer function of fixed-base model

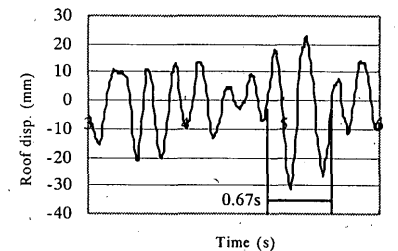


Fig. 7 Time history of roof displacement of BP9-2 model (3.0s-6.0 s)

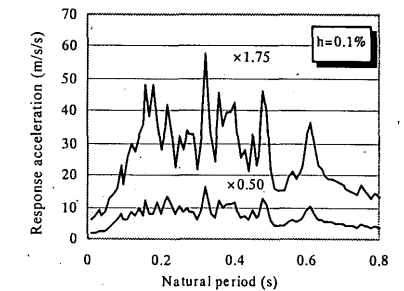


Fig. 8 Acceleration response spectra of measured table acceleration

3. 実験結果

3.1 試験体の振動特性及び入力特性

Fig. 6に、基礎固定としてホワイトノイズを入力した場合に、振動台加速度と試験体頂部加速度から得られる伝達関数を示す。図より鉄骨架構試験体の1次固有周期は0.18sである。なお、 $1/\sqrt{2}$ 法で求めた本鉄骨架構試験体の減衰定数は0.5%である。Fig. 7にはBP9-2モデルに原波の1.75倍の地震動(最大入力加速度は5.84 m/s²)を入力した場合の頂部の時刻歴(3.0s-6.0s)を示す。本実験では1.75倍の入力に対するBP9-2モデルが最も大きな浮き上がり変位を示したが、この場合の応答周期はFig. 7においてゼロクロッシング法を適用すると、約0.34sとなる。Fig. 8には、基礎固定モデルに原波の0.50倍の地震動を入力した時の振動台上の加速度記録と、BP9-2モデルに原波の1.75倍を入力した時の振動台上の加速度記録を用いて求めた加速度応答スペクトルを合わせて示す。Fig. 8によると、入力倍率にかかわらず、ほぼ同様の周波数特性が再現されている。また、浮き上がりを生じる試験体の場合、その応答周期は、基礎固定時の1次固有周期0.18sから0.34s程度まで長くなるが、この範囲は加速度応答スペクトルが固有周期に応じて減少する速度一定領域までには至っていない。

3.2 浮き上がり地震応答低減効果

Fig. 9に入力加速度の最大値と各最大応答値の関係を示す。なお、

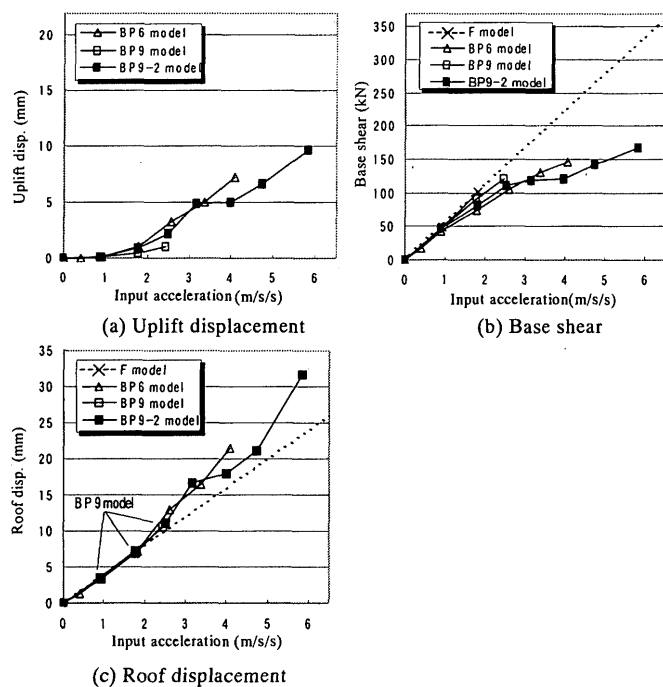


Fig.9 Peak input acceleration vs. maximum response relations

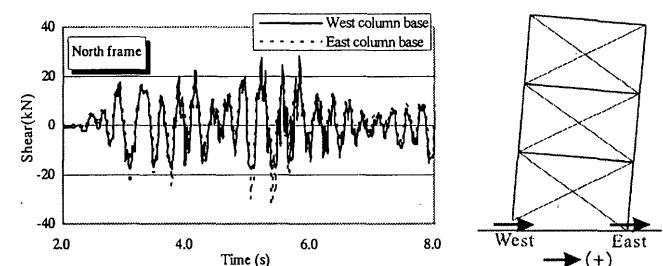


Fig.10 Time history of shear force at column base of BP9-2 (Input: 5.84 m/s²)

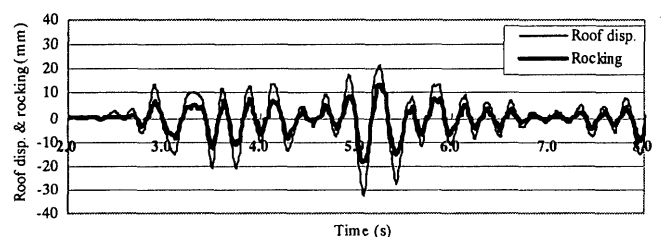


Fig.12 Time history of roof displacement and rocking of BP9-2 (Input: 5.84 m/s²)

全ての加振において、BPモデル(BP6、BP9及びBP9-2モデルを総称する。)のベースプレートを除き、試験体中の部材に塑性化は生じなかった。また加振方向の3構面は、いずれもほぼ同じ応答を示した。

BPモデルの浮き上がりは、最大入力加速度が約2.0m/s²以上の範囲で生じている。この範囲では浮き上がり量は入力加速度が大きくなるにつれ単調に増加し、最大入力加速度が3.3m/s²程度のとき、BP6モデル及びBP9-2モデルで、ともに約5.0mmとなっている。さらに、BP9-2モデルの場合には、最大入力加速度が5.84 m/s²の時に、最大浮き上がり量は9.7mmに達している。Fig. 10は、この時のBP9-2モデルの西側柱脚と東側柱脚のそれぞれにおいて負担されるせん断力の時刻歴を示している。せん断力の正負はFig. 11に基づく。Fig. 10によると浮き上がり側(引張側)の柱脚部がより多くのせん断

力を負担している。すなわち、Fig. 3に示すベースプレートは浮き上がりを生じる場合にあってもせん断力を十分に負担できる。圧縮側柱脚部の負担するせん断力が浮き上がり側柱脚部の負担するせん断力より小さくなるのは、ある程度せん断力が大きくなったところでこれに取り付くブレースの引張歪が0以下となり、このブレースの負担する水平力が頭打ちとなることによる。

浮き上がりを許容することによる地震応答低減効果は、浮き上がりが観測された最大入力加速度2.0m/s²以上の範囲で、ベースシアに関する実験結果に明瞭に現れている。すなわち、この範囲において、BPモデルのベースシアは点線で示す基礎固定とした場合のモデル(以下「Fモデル」と呼ぶ)の応答値を明らかに下回るようになる。

なお、BPモデルの頂部水平変位は、浮き上がりが顕著となる最大入力加速度2.0m/s²以上の範囲で、弾性を維持すると仮定した場合のFモデルの値を上回る傾向を示している。しかしながら、Fig. 12に示されるBP9-2モデルの頂部水平変位の時刻歴(最大入力加速度は5.84 m/s²)によると、BPモデルの頂部水平変位にはロッキング成分がかなり含まれており、浮き上がり後においては架構自体の変形は抑制されていることが分かる。

3.3 柱脚部の鉛直方向応力

Fig. 13に、BP9-2モデルにおける最下層柱脚部での変動鉛直方向応力に関する時刻歴(最大入力加速度は5.84 m/s²)を示す。図では引張側を正とする。また、これに対応させて浮き上がり変位の時刻歴をFig. 14に示す。変動鉛直方向応力は、構造モデルに対し水平力を静的に加力する場合には、圧縮側と引張側とで正負対称の関係にある。しかしながら、Fig. 13に示す変動鉛直方向応力は、引張側に対し大きく圧縮側に偏ったものとなっており、その圧縮側での最大値は引張側のその3倍程度となっている。この最大値は最大浮き上がり変位を生じた柱が着地した直後に生じている。時刻歴波形からも判断できるように、圧縮側の変動鉛直方向応力は、柱脚部の着地時での衝突の影響を大きく受けるものと考えられる。なお、変動鉛直方向圧縮応力の最大値に占めるブレースの負担割合は4%であり、その大部分は柱により負担されている。Fig. 15に入力加速度

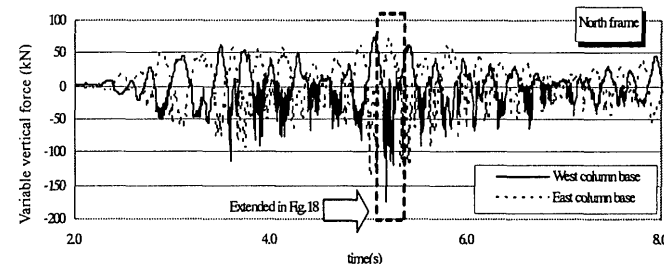


Fig.13 Time history of variable vertical force at column base of BP9-2 (Input: 5.84 m/s²)

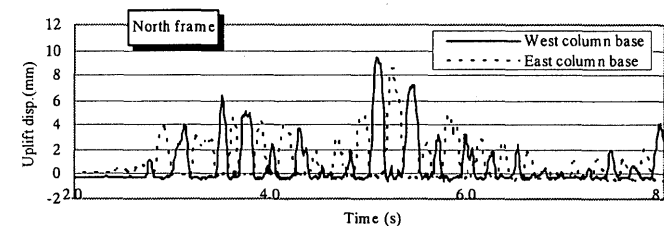


Fig.14 Time history of uplift displacement at column base of BP9-2 (Input: 5.84 m/s²)

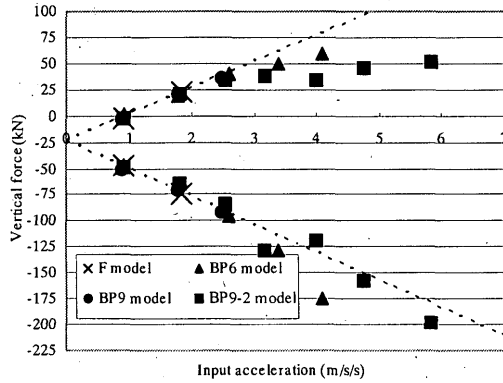


Fig.15 Peak input acceleration vs. maximum vertical force relations

の最大値と柱脚部の鉛直方向応力の最大値の関係を示す。鉛直方向応力には変動鉛直方向応力に、最下層各柱の負担する試験体の自重-24.5kNを加えている。同図によると、鉛直方向引張応力は浮き上がり変位に対応したベースプレートの引抜き耐力を上限とするのに対し、鉛直方向圧縮応力の最大値は最大入力加速度の増加に対応して上昇を続ける。しかしながら、その上昇の度合は、点線で示すFモデルの場合と比較して極端に大きなものではない。

4. 簡易応答予測法に関する検討

4.1 柱脚部の鉛直方向応力の予測

Fig. 13 では、柱脚部での鉛直方向圧縮応力は、試験体の着地時での衝突の影響を大きく受けることを示した。この衝突の影響を、Fig. 16 に示すモデルにより予測することを検討する。Fig. 16 では、架構の半分を、質点を鉛直バネで結合したモデル（以下これを「衝撃力予測用質点モデル」と呼ぶ）により表している。各質点の質量は各層質量の1/6とし、鉛直バネの剛性は柱の軸方向剛性とする。この衝撃力予測用質点モデルは、柱脚部が着地した瞬間から着地時における柱脚部の衝突速度 v_0 を各質点の初期条件とした自由振動を開始するとする。この各鉛直バネに生じる鉛直方向応力を各層柱脚部において衝突により生じる圧縮力（以下「衝撃圧縮力」と呼ぶ。）と等価であるとし、各層柱脚部の変動鉛直方向圧縮応力を(1)式により予測する。

$$N_c^i = -N_T^i + IMP^i \quad (1)$$

ここに、 N_c^i : 第 i 層の変動鉛直方向圧縮応力、 N_T^i : 第 i 層の変動鉛直方向引張応力、 IMP^i : 衝撃力予測用質点モデルにより予測される第 i 層の衝撃圧縮力

衝突の影響がなければ、圧縮側の変動応力は引張側の変動応力と釣り合っているため、 N_T^i として引張側変動応力の実測値を用いることとする。

また初期速度 v_0 は、浮き上がり変位の時刻歴から、次式により近似する。

$$v_0 = \frac{2\pi}{T_{uplift}} \max \delta_{uplift} \quad (2)$$

ここに、 T_{uplift} : 浮き上がり変位振動の応答周期 (Fig. 17 に示すように求める)、 $\max \delta_{uplift}$: 最大浮き上がり変位

Fig. 18 では、BP9-2モデル(最大入力加速度は5.84 m/s²)の第1層及び第3層の西側柱脚部での変動鉛直方向圧縮応力の5.0~5.5 sにおける時刻歴について、計測値と式(1)による予測値を比較して

いる。(1)式中の IMP^i 、すなわち衝撃力予測用質点モデルの各層鉛直方向圧縮応力は、まず衝撃力予測用質点モデルを1次モードに基づき等価1質点モデルに縮約しその自由振動解を得た上で、さらに等価1質点モデルと元の多質点モデルの応答を対応させることにより求めた。その際、等価1質点モデルの減衰定数は3%とした。こうして得られる圧縮側の変動鉛直方向圧縮応力の予測値は、周波数特性及び最大値とも計測値と比較的良好に対応している。なお、Fig. 16 に示す衝撃力予測用質点モデルは鉛直バネの鉛直方向応力が圧縮側となる場合のみ成立するものであり、この鉛直方向応力が引張側となる場合は、軸方向の外力はベースプレートや自重により負担されるものとなる。

次に、式(1)による変動鉛直方向応力の最大値を予測することを検討する。式(1)において、第1層での変動鉛直方向引張応力 N_T^1 の最大値は、最大浮き上がり変位に対応したベースプレートの引き抜き耐力に柱の負担する重量を加えたものである。一方、式(1)における衝撃圧縮力 IMP^1 の最大値については、まず衝撃力予測用等価1質点モデルの最大鉛直変形を(3)式により求め、これに対応する元の多質点モデルの各鉛直バネの変形にそれぞれの剛性を乗じることにより求める。

$$\Delta_{max} = \frac{T_v}{2\pi} \cdot v_0 \quad (3)$$

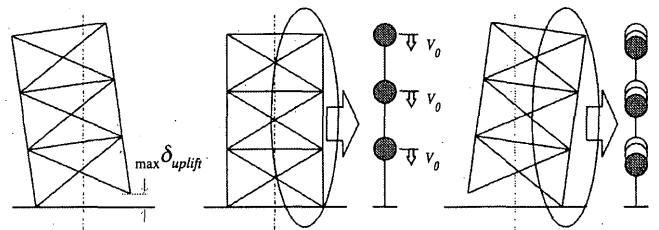


Fig.16 Mass-spring model for evaluation of impact effect on columns

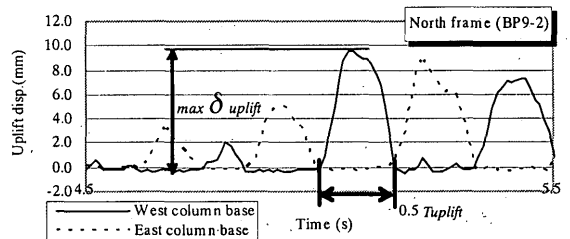
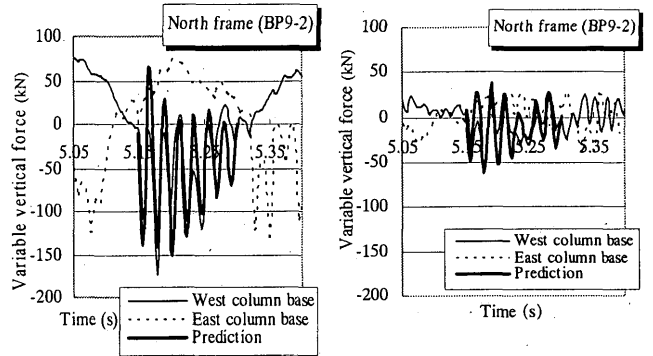


Fig.17 Evaluation of natural period of an uplift response



(a) The first story

(b) The third story

Fig.18 Comparison between predicted values and test results: time history of variable vertical force

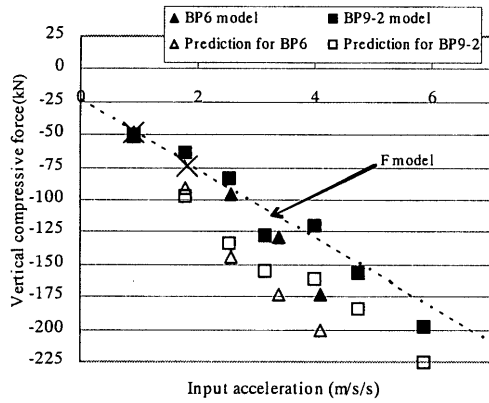


Fig.19 Comparison between predicted values and test results: maximum vertical compressive force

ここに、 T_v : 衝撃力予測用等価1質点モデルの固有周期

(3)式による変形は、衝撃力予測用質点モデルにおける衝突時の運動エネルギーが、減衰により消費されることなく全て歪エネルギーに変換される場合の値となる。各柱の最大変動鉛直方向圧縮応力は、変動鉛直方向引張応力の最大値に-1を乗じた値と式(3)による最大鉛直変形に基づく衝撃圧縮力との単純和とする。Fig. 19では、以上の方法により得られる各モデルの第1層柱脚部の最大変動鉛直方向圧縮応力に各柱の負担する重量(試験体総重量÷柱本数とする。) -24.5kNを加算したものと実験結果とを比較している。図において、予測値は計測値と比較的良好に対応しており、安全側の評価となっている。

以上において、柱脚部での最大鉛直方向圧縮応力を予測するには、ベースプレートの引き抜き耐力のほか、衝撃圧縮力の予測値 IMP' を必要とする。この予測値は衝撃力予測用質点モデルと衝突速度を用いることにより得ることができるが、衝突速度は、(2)式により、最大浮き上がり変位と周期 T_{uplift} により求めることができる。周期 T_{uplift} は構造モデル全体の応答周期であるから、結局、圧縮側の最大値についても、最大浮き上がり変位と対応させて予測することが可能となる。すなわち、柱脚部に生じる鉛直方向応力は最大浮き上がり変位が明らかにされていれば、圧縮側及び引張側の双方においてある程度の精度で予測することが可能であると言える。

4.2 浮き上がり変位、ベースシア及び頂部水平変位の応答予測

4.2.1 予測方法の概要

ベースプレート降伏型ロッキングシステムの浮き上がり変位、

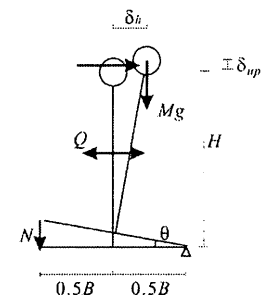


Fig.20 Equivalent one-mass system

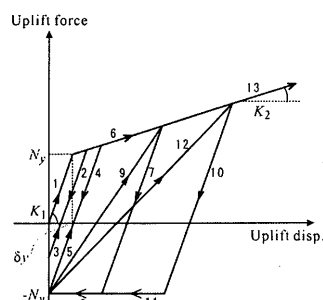


Fig.21 Uplift force-deformation relationship of base plate

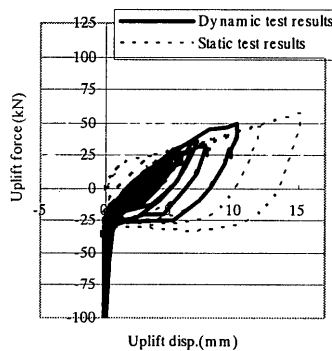


Fig.22 Static and dynamic test results of base plates

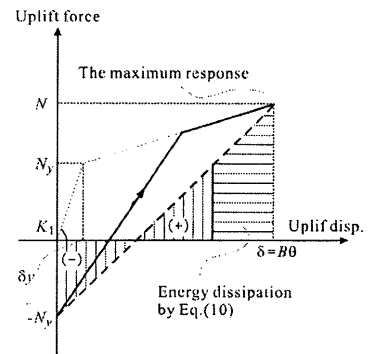


Fig.23 Energy dissipation by base plates

ベースシア及び頂部水平変位を、耐震工学で一般に慣用されている見かけのエネルギー一定則^{(15),(16)}に基づき予測することを検討する。すなわち、応答浮き上がり変位が0から最大値に達するまでにベースプレート降伏型ロッキングシステム全体に吸収されるエネルギーを評価し、これと地震力のなす仕事との釣り合いを考慮することにより、その地震応答を予測する。システムに吸収されるエネルギーとしては、上部構造の弾性変形の歪エネルギー E_s 、上部構造重心の上方移動による吸収エネルギー E_G 、及び、ベースプレートの弾塑性変形による吸収エネルギー E_B を考える。なお、上部構造の弾性変形には、衝突によって圧縮側柱に生じる軸方向変形は考慮しない。

以下の検討においては、Fig. 20に示されるように上部構造は等価な1質点モデルに置換できるものとし、浮き上がり変位 δ は剛体回転角 θ と建物幅 B との積により表されるものとする。また、ベースプレートの復元力特性は静的引張実験結果に基づき Fig. 21に示すように表すこととする。

4.2.2 上部構造の弾性変形による歪エネルギー

ロッキングシステムにおける浮き上がった状態での上部構造に生じるベースシアを、Fig. 20に示すモデルに基づき、次式により近似する。

$$Q(H + \delta_{up}) = M \cdot g(0.5B - \delta_h) + n \cdot N \cdot B \quad (4)$$

ここに、 Q : 上部構造のベースシア、 H : 上部構造の1次有効高さ、 δ_{up} : 質点の上方移動変位、 M : 上部構造の全質量、 δ_h : 質点の水平変位、 n : 浮き上がり側の柱の数、 N : ベースプレートの引抜き抵抗力
ここで、質点の上方移動変位 δ_{up} 及び水平変位 δ_h は、それぞれ建物高さ及び建物幅に対して微小であり、これらを見捨てる。また、ベースプレートの引抜き抵抗力は、Fig. 21に示す復元力特性より、次式によって表される。

$$N = N_y + K_2(B \cdot \theta - \delta_y) \quad (5)$$

ここに、 N_y : ベースプレートの降伏耐力、 K_2 : ベースプレートの2次剛性、 δ_y : ベースプレートの降伏変形

(4)式に(5)式を代入すると、

$$Q = \frac{n \cdot B^2 \cdot K_2}{H} \cdot \theta + \frac{B}{H} (0.5 \cdot M \cdot g + n \cdot N_y - n \cdot K_2 \cdot \delta_y) \quad (6)$$

上部構造の弾性変形による歪エネルギーは(7)式により得られるが、これに(6)式を代入すると、その値は剛体回転角 θ の関数となる。

$$E_s = 0.5 \cdot Q^2 / K = 0.5 \cdot Q^2 / (\omega^2 \cdot M_v) \quad (7)$$

ここに、 ω : 上部構造の1次固有円振動数、 M_U : 上部構造の1次有効質量

4.2.3 上部構造の上方移動による吸収エネルギー

Fig. 20 に示す等価1質点系モデルにおいて、質点の上方移動により吸収されるエネルギーは次式により得られる。

$$E_G = M \cdot g \cdot \int (0.5B - H \cdot \theta) d\theta \quad (8)$$

上式において、 θ^2 の項は微小であるので無視すると次式となる。

$$E_G = 0.5 \cdot M \cdot g \cdot B \cdot \theta \quad (9)$$

4.2.4. ベースプレートの弾塑性変形による吸収エネルギー

Fig. 22 に、BP9-2 モデルの柱脚に関する静的繰返し引張試験結果と振動台実験結果(最大入力加速度は5.84m/s²)を重ね合わせて示す。この図にも示されるように、ベースプレートの浮き上がり変形が最大となる直前での応答履歴を模式的に示すと、Fig. 23 の太線に示すようなものになる。図では浮き上がり変形が最大となる以前に、既に数回の振動によりベースプレートが降伏し、その剛性も初期剛性より低下している(Fig. 22 の振動台実験結果の場合は、既に数回の実験を繰返し実施しているため振動開始時から剛性が低下している。)。この場合、ベースプレートの浮き上がり変形が最大となる直前までに、どの程度、剛性が低下するかは個々の入力地震動の特性により異なる。そこで、ベースプレートによるエネルギー吸収を評価するに当たり、図の破線に示す荷重-変形関係を考える。この関係による場合、エネルギー吸収量の評価は実際よりも安全側なものとなる。この時、ベースプレートによるエネルギー吸収量は次式により表される。

$$E_B = 0.5 \cdot n \cdot B \cdot \theta (B \cdot \theta - \delta_y) \cdot K_2 \quad (10)$$

4.2.5. 見かけのエネルギー-一定則による応答予測

ベースプレート降伏型ロッキングシステムの見かけのエネルギー-一定則は次式により表される。

$$E_I = E_S + E_G + E_B \quad (11)$$

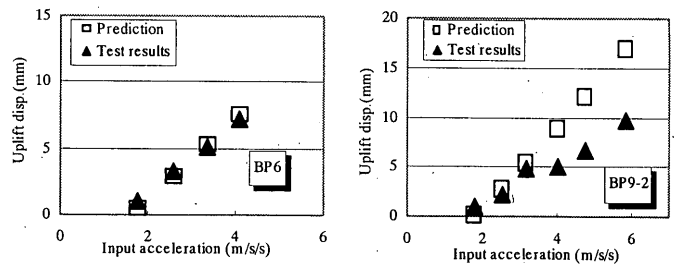
上式において、 E_I は上部構造を基礎固定とした場合のその弾性ポテンシャルエネルギーにより近似できるとする。すなわち、

$$E_I = 0.5 \cdot Q_E / (\omega^2 \cdot M_U) \quad (12)$$

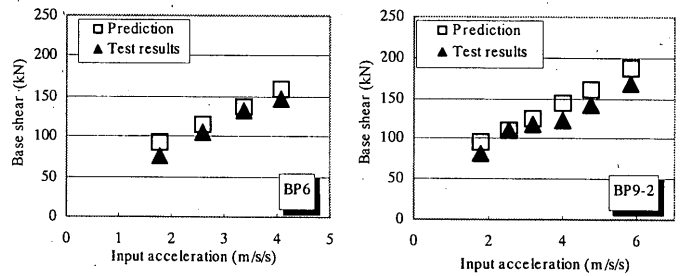
ここに、 Q_E : 基礎固定とした場合の上部構造の弾性ベースシア
結局、(11)式に(7)、(9)、(10)及び(12)式を代入すれば、剛体回転角 θ が得られる。また、これに建物幅 B を乗じれば浮き上がり変位 δ を、これを(6)式に代入すれば上部構造のベースシア Q を、ベースシア Q を用いた弾性計算により算出した上部構造の頂部弾性変形 δ 、

Table 7 System parameters of the super-structure

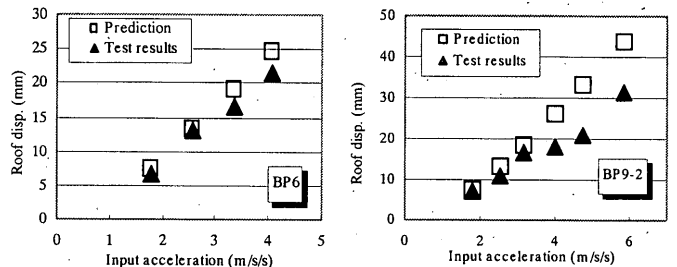
First-mode effective height H	4.13 m
First-mode effective mass M_U	12.82 t
First-mode natural circular frequency of the super-structure ω	33.07 rad/s
Relation between base shear and the maximum input acceleration a_{max} (from test results)	$Q_E = 55.25 \times a_{max}$
Relation between frame roof deformation and base shear (from test results)	$\delta_S = 0.0715 Q_E$



(a) Uplift displacement



(b) Base shear



(c) Roof displacement

Fig.24 Comparison between predicted values and test results: uplift, base shear and roof displacement

と剛体回転角分の変形(ロッキング成分)を加算することにより頂部水平変位 δ_{roof} を、それぞれ得ることができる。

4.2.6. 予測値と実験結果の比較

以上の考えに基づき、BP6 モデル及びBP9-2 モデルの応答予測結果を実験結果と比較する。予測値の算出に当たっては、Table 7 に示す上部構造の特性に係る数値及びTable 4、6 に示すベースプレートの特性値を用いる。上部構造の有効高さ及び有効質量を求めるには、その1次固有モードを必要とする¹⁷⁾が、Table 7においては、これを逆三角形分布であると見なしている。上部構造のベースシア及びこれに対応した上部構造の弾性頂部変形については、Table 7 に示すように、F モデルの実験結果から近似している。

Fig. 24 に比較結果を示す。BP9-2 モデルの浮き上がり変位及び頂部水平変位においてこれらの値が大きくなる場合に、予測値はやや過大な評価となるが、予測値は実験結果と概ね良く対応している。

5. 結論

本研究では、最下層柱脚部に上部構造の降伏に先行して浮き上がり降伏するように工夫されたベースプレートを有する鉄骨架構を対象に振動台実験を実施した。結論を以下にまとめる。

- 1) 浮き上がり降伏するベースプレートのウィングの枚数を2枚及び4枚とした場合とも、鉄骨架構に浮き上がりを許容する構造方法

を実現でき、基礎固定の場合と比較してベースシアを低減できることを確認した。文献11)~13)の成果と合わせると、特にウイングの枚数を2枚とした場合において、これらを加振方向及び加振直交方向のいずれに取り付けた場合においても、浮き上がりを生じさせ得ることを明らかにした。また、浮き上がりを生じる場合においても、本ベースプレートは、柱脚部に作用するせん断力を基礎梁に伝達できることを確認した。

- 2) 水平加振時において、浮き上がりを生じる場合には、柱脚部の変動鉛直方向応力は圧縮側と引張側で正負対称とはならず、浮き上がり後着地した時点での衝突の影響により圧縮側に偏ったものとなる。一方、変動鉛直方向引張応力は、架構の浮き上がりが大きくなるとベースプレートが降伏するため頭打ちとなる。
- 3) 浮き上がり降伏するベースプレートを用いた場合について、柱脚部での鉛直方向圧縮応力を予測する方法を示した。本方法では、架構の圧縮側(着地側)特性を表わす質点-鉛直バネ系モデルを用いる。これにより、鉛直方向圧縮応力は、鉛直方向引張応力と同様、浮き上がり変位と対応させて、ある程度の精度で予測可能である。
- 4) 浮き上がり降伏するベースプレートを用いた場合について、耐震工学で一般に慣用されている見かけのエネルギー一定則を用いて応答値を予測する方法を示した。これにより、浮き上がり変位、ベースシア及び頂部水平変位が、ある程度の精度で予測可能である。

謝辞

本研究は日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」(委員長:小谷俊介 東京大学教授)のシステム部会(主査:和田章 東京工業大学教授)における研究の一環として実施されたものである。振動台実験の実施に当たっては、松葉裕博士(前田建設工業)、福田顕議氏(オリエンタル建設)及び箕輪親宏博士((独)防災科学技術研究所)に多大なご協力を賜った。また、本研究の一部は平成14年度文部科学省科学研究費補助金(14550585)の助成を得た。関係各位に深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) Rutenberg, A., et al., "The Response of Veterans Hospital Building 41 in the San Fernando Earthquake", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 10, No. 3, pp. 359-379, 1982
- 2) 林 康裕:直接基礎構造物の浮上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
- 3) Clough, R.W., Huckelbridge, A.A., "Preliminary Experimental Study of Seismic Uplift of a Steel Frame", Report No. UBC/EERC-77/22, EERC, University of California, Berkeley, CA, 1977
- 4) 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
- 5) 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.
- 6) 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
- 7) 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

- 8) 石原直、緑川光正、小豆畑達哉、松葉裕、松島由到、和田章:高知能建築構造システムに関する日米構造実験研究(その19)ロッキングシステムによる地震応答低減-解析による検討-、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.219-220、2001.9.
- 9) 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
- 10) 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, 2002.3.
- 11) 緑川光正、小豆畑達哉、石原直、松葉裕、松島由到、和田章:高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究(その36)ベースプレート降伏型ロッキングシステムの振動台実験(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.895-896、2002.8
- 12) 小豆畑達哉、緑川光正、石原直、松葉裕、松島由到、和田章:高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究(その37)ベースプレート降伏型ロッキングシステムの振動台実験(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.897-898、2002.8
- 13) 小豆畑達哉、緑川光正、石原直、松葉裕、和田章:ベースプレート降伏型ロッキングシステムの地震応答低減効果に関する振動台実験、第11回日本地震工学シンポジウム、pp.1373-1376、2002.11.
- 14) 藤谷秀雄ほか:高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究(その51)大型実験の概要と試験体の特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.925-926、2002.8
- 15) Penzien, J., *Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-Story Structures Subjected to a strong Motion Earthquake*, II WCEE, Tokyo, 1960.
- 16) 国土交通省住宅局建築指導課、日本建築主事会議、財団法人日本建築センター:建築物の構造関係技術基準解説書、pp.228-230、2001.3.
- 17) 柴田明德:最新耐震構造解析、森北出版、1981.6.

(2003年4月10日原稿受理、2003年7月4日採用決定)