

せん断パネル及び張力材を有するロッキング架構の耐震性能

ー汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験 その1ー

SEISMIC PERFORMANCE OF CONTROLLED ROCKING FRAMES
WITH SHEAR FUSE AND PT WIRE ANCHORAGE

ー Shaking table tests on controlled rocking steel frames using multipurpose inertial mass system Part I ー

緑川 光正^{*1}, 竹内 徹^{*2}, 引野 剛^{*3}, 笠井 和彦^{*4}グレゴリー・ディアライン^{*5}, 大林 優^{*6}, 山崎 僚平^{*7}, 吉敷 祥一^{*8}

Mitsumasa MIDORIKAWA, Toru TAKEUCHI, Tsuyoshi HIKINO,

Kazuhiko KASAI, Gregory DEIERLEIN, Masaru OHBAYASHI,

Ryohei YAMAZAKI and Shoichi KISHIKI

Previous studies of rocking frame systems have established their ability to resist earthquake ground motions by transforming the input energy into potential energy through uplift of the building self weight and damping out the motions through energy dissipating devices. These rocking systems are effective to minimize the residual deformation after shake and prove the resilience of a building after big earthquakes; however they have difficulty to apply to low-rise buildings because there is not enough self weight to overcome the reaction forces of energy dissipation devices. In this paper, a concept of controlling rocking deformation with additional post-tensioning (PT) wires is proposed, and its performance under various intensity levels of earthquake motions is confirmed by large-scale shaking table tests using a universal inertial mass "Testbed" system.

Keywords: Rocking frame, Shaking table test, Elasto-plastic damper, Post-tensioning wire, Inertial mass system

ロッキング架構, 振動台実験, 弾塑性ダンパー, PT ワイヤ, 慣性質量装置

1. 序論

1994 年の米国ノースリッジ地震, 1995 年の阪神大震災以後, 財産保護と早期復旧の観点から地震時に建物に入力したエネルギーの吸収を主体構造の塑性化に求めず, 特定のエネルギー吸収部材に担わせる損傷制御の考え方¹⁾が構造設計の上で一般化しつつある。その一形式として, 転倒モーメントによる構造体の柱脚の浮き上がりを許容し, 長周期化により地震入力を低減すること, 瞬間入力エネルギーの一部を一時的に建物自重の位置エネルギーに置換すること, そして上部構造や基礎構造の応力を制限する機能を持たせることを意図するロッキング架構の考え方^{2)~6)}も数多く研究されている。その中で, 地震時に柱脚の浮き上がりを許容することで, 地震入力エネルギーが一時的に建物の鉛直方向の運動エネルギーと位置エネルギーに置き換わり, 上部構造の最大歪エネルギーが低減されることが明らかにされている^{4), 6)}。さらに, 緑川ら^{5)~8)}は, 浮き上がりを許容した建物最下層柱脚部に上部構造に先行して降伏するベースプレート⁹⁾を配し, 浮き上がり変形を制御すると同時にこの部位でのエネルギー吸収を行うことにより, 安定した応答性状を実現し得ること

を明らかにし, その特性を実験および解析により確認するとともに, エネルギーの釣り合いに基づく応答予測手法の提案を行ってきた。

同様の考え方は米国においても研究され⁹⁾, 各種のエネルギー吸収部材を有するロッキング構造システムが提案されている。特に, 鉄骨架構では, ラーメン構造を主体とする我国と異なり, 米国では耐震要素を除く架構は梁端が柱にピン接合され水平力を負担しない設計となっていることが多く, 通常の架構内に弾塑性ダンパーを挿入した制振構造では架構耐力に対するダンパー耐力の比が大きくなり, 強震動を受けた後に残留変形が残る課題が指摘されている。

これらの背景の下, 強震動後の弾塑性ダンパーの残留変形を建物自重で除去し得るロッキング架構は, 強震動後に建物の継続使用を可能とする一つの有力な方法として研究されている。しかしながら, 上記の考え方は建物の中低層で自重が軽い場合には適用が困難となる。そこで, 筆者らは構造体頂部から基礎にかけて定着した初期張力導入の張力材 (PT ワイヤ) をロッキング架構に付加することで, 弾塑性ダンパーの残留変形を効果的に除去する方法を提案し, 大型試験体の静加力実験¹⁰⁾を行ってその性能を確認してきた。

*1 北海道大学大学院 教授・工博

*2 東京工業大学大学院 教授・博士(工学)

*3 元 独立行政法人防災科学技術研究所 修士(工学)
(現 新日鉄エンジニアリング(株))

*4 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph. D.

*5 スタンフォード大学 教授・Ph. D.

*6 元 東京工業大学 大学院生・修士(工学)

(現 ㈱竹中工務店)

*7 元 北海道大学 大学院生・修士(工学)

(現 ㈱竹中工務店)

*8 東京工業大学建築物理研究センター 助教・博士(工学)

Prof., Faculty of Eng., Hokkaido Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Arch. & Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Former Researcher, Nat'l Res. Inst. for Earth Science and Disaster Prev., M. Eng.
(Nippon Steel Eng. Co., Ltd.)

Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Prof., Stanford Univ., Ph. D.

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

(Takenaka Corp.)

Former Graduate Student of Hokkaido Univ., M. Eng.

(Takenaka Corp.)

Asst. Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

本論文では、エネルギー吸収部材および張力材付きロッキング架構（以下、制御型ロッキング架構という）に対する大規模震動台実験を実施し、提案した制御型ロッキング架構の地震動入力下における応答性状を検証する。震動台実験では、筆者らにより提案された汎用慣性質量装置（以下、テストベッドという）¹¹⁾を使用し、それが有効に機能することを確認する。さらに、得られた実験結果を数値解析と比較しながら分析・評価するとともに、エネルギーの釣り合いに基づく応答評価の可能性について検討する。

2. 制御型ロッキング架構の概要

2.1 ロッキング架構とその特性

図1に制御型ロッキング架構を有する構造物の例を示す。制御型ロッキング架構は、構造物の外周部やエレベータなどのコア部に組み込まれ、他の主架構とピン接合されることを想定しており、ロッキング架構柱脚部が浮き上がることで地震時の応答低減が可能であると考えられる。現在までに提案されているロッキング架構の例を図2に示す。図2a)は単純に柱脚の浮き上がりを許容する形式¹²⁾であり、図2b)は柱脚部に早期に塑性化するベースプレートを設置

した形式⁹⁾である。一方、本研究で取り扱う形式の例を図3に示す。図3a)はロッキング架構の1層中央下部に塑性化により地震入力を遮断しエネルギー吸収を行うせん断パネル型の弾塑性制振部材（以下、ヒューズという）を設置するとともに、架構中央または両側に初期張力を導入したPTワイヤを付加することにより、最大応答の制御および地震動入力後の残留変位を除去する形式である。図3b)は2列のロッキング架構の間にヒューズを設置し、それぞれの架構の相対変位に対してエネルギー吸収を行うとともにPTワイヤによる応答の制御を行う形式である。

制御型ロッキング架構の履歴特性を図4に模式的に示す。図4a)に示すように、PTワイヤに初期張力を導入することで、ヒューズを除くロッキング架構の復元力特性は、浮き上がり前後で剛性が変化する(a点)、全体として原点回帰型のバイリニア型となる。また、ヒューズは片振幅型の履歴を描く。PTワイヤを含むロッキング架構とヒューズの履歴特性を融合させることにより、ロッキング架構全体の履歴特性は図4c)に示すようにフラッグ型となる。従って、ヒューズの降伏耐力以上の初期張力をPTワイヤに導入しておくことで、除荷後の残留変形を生じさせないことが可能となる。

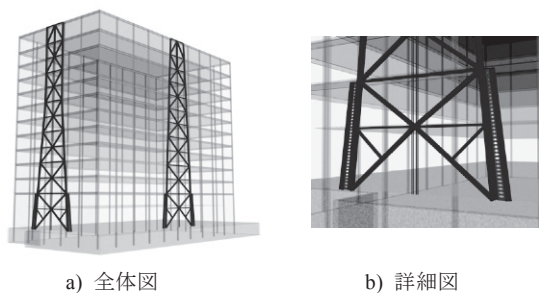


図1 制御型ロッキング架構を有する構造物の例
(Tipping & Mar, Assoc.)

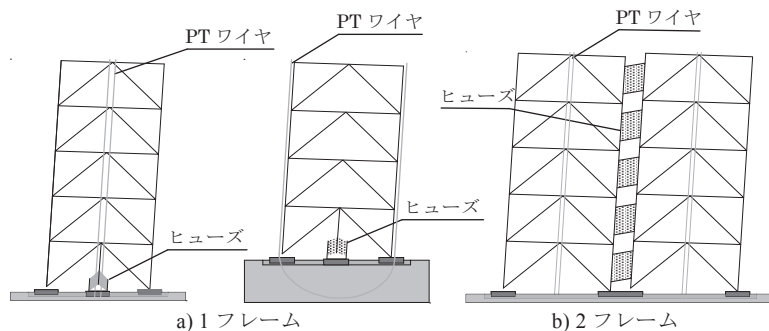


図3 提案する制御型ロッキング架構の例

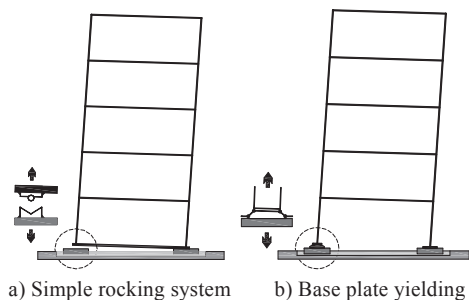


図2 ロッキング架構の例

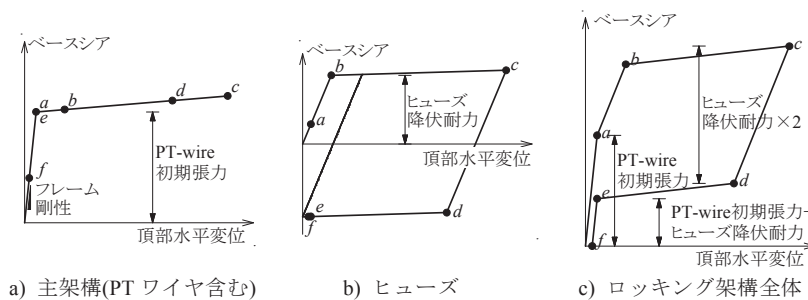


図4 制御型ロッキング架構の履歴特性

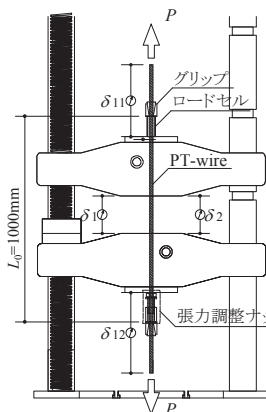


図5 PTワイヤ性能確認試験

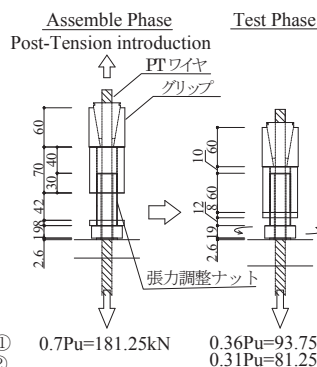


図6 初期張力導入過程

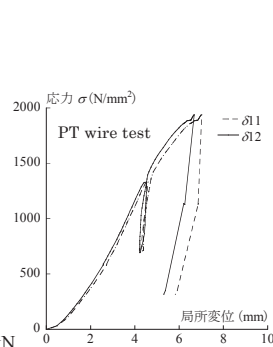


図7 応力度—局所変位関係

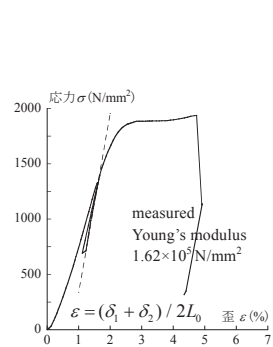


図8 PTワイヤ σ - δ 関係

2.2 張力材 (PT ワイヤ) の性能確認試験

震動台実験に先立ち、制御型ロッキング架構試験体に使用する PT ワイヤの部材特性を把握し、その軸力測定用に製作したロードセルの性能を確認する。PT ワイヤには鋼より線 SWPR7BL ϕ 15.2 (JIS G 3536) の PT ワイヤを使用する。図 5 に試験セットアップを示す。震動台実験時と同様に、まず PT ワイヤをグリップに確実に噛ませるために 180kN の張力を与え、張力調整ナットにより初期張力を 93.75kN に落とし(図 6 参照)、静的単調載荷試験を行う。図 7 に PT ワイヤの応力度-局所変位(δ_{11} , δ_{12})関係を示す。載荷前後でグリップ頂部-PT ワイヤ端部間長さは変化していないため、 δ_{11} 及び δ_{12} はグリップが噛むことで生じた変位である。図 8 に PT ワイヤの応力度-歪度関係を示す。グリップ同士が噛む時の滑りにより、ヤング率は所定の値より小さい値を示すが、実験で想定される応力度範囲 ($700\text{N/mm}^2 \sim 1300\text{N/mm}^2$) では $1.62 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ で、比較的安定した値を示す。表 1 に PT ワイヤの力学特性を示す。降伏荷重は 219kN、破断荷重は 266kN となり、降伏後の靱性も塑性率 2.5 程度まで期待できる。図 9 のアクチュエータ荷重(入力荷重)とロードセル測定荷重の比較より、両者は良好な対応関係を示し、製作したロードセルで PT ワイヤの軸力を精度良く測定可能なことが確認できる。

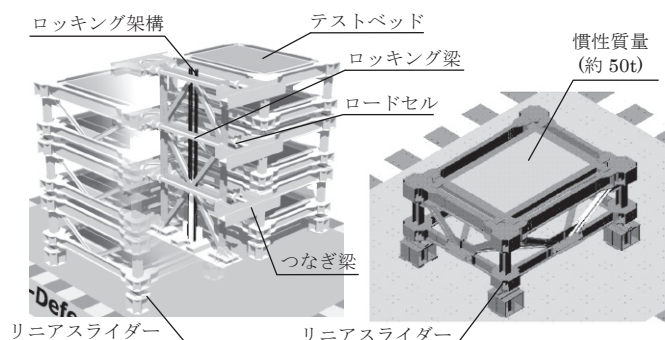


図 10 実験システム外観

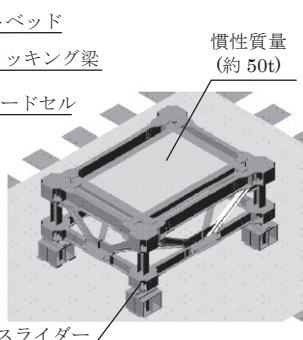


図 12 テストベッドユニット

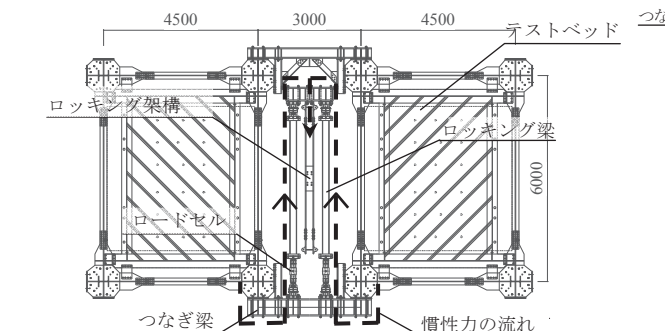


図 11 実験システム平面図

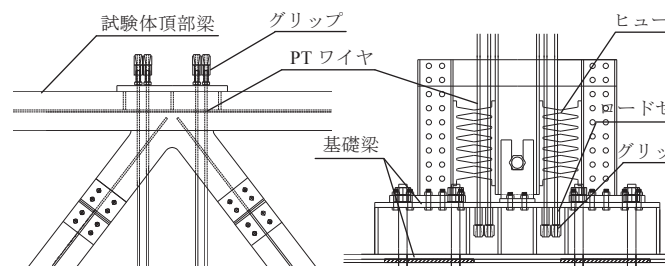


図 14 PT ワイヤ上部

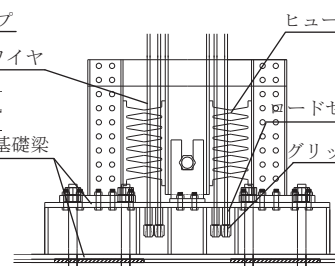


図 15 PT ワイヤ下部

3. 制御型ロッキング架構震動台実験の概要

3.1 震動台実験システム

震動台実験システムを図 10 に示す。制御型ロッキング架構とその両側に 3 層 6 基の汎用慣性質量装置¹¹⁾を配置し、ロッキング挙動に追従する梁(以下、ロッキング梁という)によって各床位置で接続することにより、ロッキング架構に慣性力を与える(図 11 参照)。実験システム全体の寸法は、平面 $12 \times 6\text{m}$ 、高さ 8.85m で、震動台上の全重量は約 3500kN である。図 12 に示すテストベッドユニット(高さ 2.7m 、幅 $4.5 \times 6\text{m}$) は、1 基の質量が約 50t であり、各層は文献 11) で性能確認試験を行ったものと同様のリニアスライダーによって支持されている。リニアスライダーは 1.9kN 程度(1F)の摩擦抵抗力を有する。ロッキング梁の端部にはロードセルを設置し、テストベッドからの慣性力を測定する。一体化したロッキング梁とロードセルは両端でそれぞれつなぎ梁及びロッキング架構にピン接合されることでロッキング架構の上下動に追従し、系全体で制御型ロッキング架構付き構造物を模擬している。

表 1 PT ワイヤ力学特性

断面積	137.4 [mm ²]
降伏荷重	219 [kN]
降伏応力度	1595 [N/mm ²]
破断荷重	266 [kN]
破断応力度	1937 [N/mm ²]

表 2 縮小率換算比

質量	$1/\lambda^2$	0.46
時間軸	$1/\sqrt{\lambda}$	0.82
加速度	1	1
速度	$1/\sqrt{\lambda}$	0.82
慣性力	$1/\lambda^2$	0.46
歪・応力	1	1
変形	$1/\lambda$	0.68

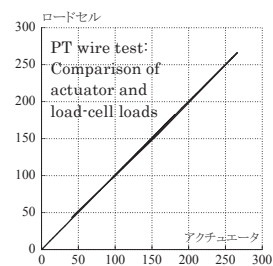


図 9 荷重比較(単位 kN)

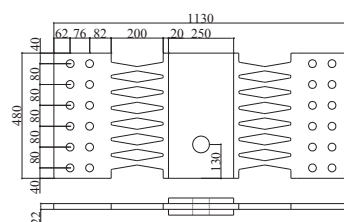


図 16 ヒューズ(SS400)

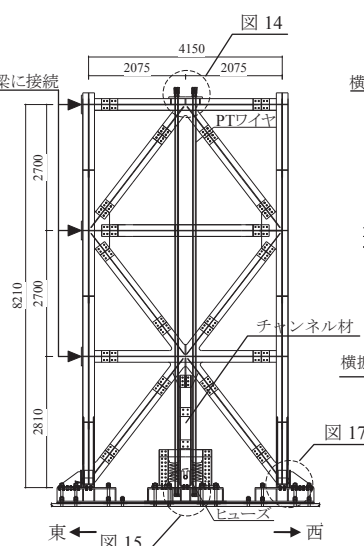


図 13 制御型ロッキング架構試験体

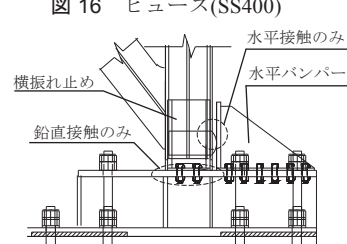


図 17 a) 柱脚部側面

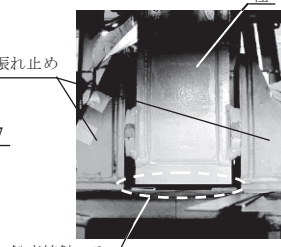


図 17 b) 柱脚部内側

表 3 部材寸法

		材質	寸法
柱		SM490A	BH-250×250×12×25
梁	1F, 3F	SM490A	BH-250×250×12×25
ブレース	2F	SM490A	BH-250×250×9×16
チャンネル材		SM490A	2BC-250×100×16×16

3.2 制御型ロッキング架構試験体

図 13 に示す制御型ロッキング架構試験体は、スパン 4.15m、基礎高さ 0.34m、1 階階高 2.81m、基準階高 2.7m、合計 8.55m の 3 層鉄骨造平面骨組であり、想定建物に組み込まれた制御型ロッキング架構を 0.68 倍に縮小したものである(表 2 参照)。表 3 に柱、梁及びブレースの寸法を示す。試験体中央には、図 14、15 に示すように、最上層の梁と基礎の間に PT ワイヤが計 8 本設置されている。また、基礎梁とグリップの間には 2.2 節で性能を確認したロードセルを設置し、軸力を常時測定する。各 PT ワイヤにはそれぞれ 93.75kN (計 750kN) の初期張力を導入することで、架構に復元力を与える。1 層中央下部には図 16 に示す楕形せん断パネルによるヒューズを取り付ける。柱脚は図 17 のように固定されておらず、鉛直方向は基礎梁に接触するのみで浮き上がり自由であり、水平方向は各柱脚外側のバンパー(バンパーと柱脚の間隔は 2mm)に接触するのみで水平移動が拘束されている。入力には地震動記録(1995 JMA Kobe の NS 成分及び 1994 Northridge Canoga Park の N196E 成分)を用い、いずれも主架構が弾性範囲で、ヒューズのみが塑性化する範囲(DBE レベル)、PT ワイヤの一部とヒューズが塑性化する範囲(MCE レベル)、PT ワイヤ全数とヒューズが塑性化する範囲(PHY レベル)の 3 レベルの強さで加振を行う。

4. 制御型ロッキング架構の震動台実験

前章で述べた実験システムを、兵庫県三木市にある(独) 防災科学技術研究所大型震動台(E-Defense 震動台)上に設置して加振実験を行い、制御型ロッキング架構の動的特性を検証する。

計測事項・方法を表 4 に示す。主な計測項目は変位、加速度、荷重、歪であり、変位計測にはレーザー変位計を、加速度計測にはサーボ型(テストベッド)と歪型(試験体)の加速度計を主に用いた。

4.1 DBE レベル加振実験

DBE レベル(Design Basis Earthquake Level)は所謂 Level-2 に相当する入力レベルである。時間軸を 0.82 倍(他入力レベルも同様)、加速度軸を 0.461 倍した JMA Kobe-46.1%($A_{max}=3.77m/s^2$)加振実験を行う。頂部水平変位比((1)式参照, Roof Drift Ratio, 以下 RDR という)及び浮き上がり変位比((2)式参照, Uplift Ratio, 以下 ULR という)の時

刻歴を図 18 に示す。RDR は最大 1.57%(129mm)、ULR は最大 1.39%(57.6mm)である。RDR が ULR より大きい値を示すのは、ロッキング架構の弾性変形によるものと考えられる。 i 層床位置のロードセルの値 P_i から算出した基部転倒モーメント M_{OT} -RDR の関係を図 19 に、PT ワイヤ張力の時刻歴を図 20 に、ヒューズの荷重-変形関係を図 21 に示す。図 22 に示すように、ヒューズの荷重 P_h 及び変位 δ_h は、それぞれヒューズのせん断力及び中央鉛直変位を表す。なお、式(1)~(3)に RDR、ULR 及び M_{OT} の算出式を示す。ここに、 h_i は i 層高さである。

$$RDR = \text{頂部水平変位} / \text{架構高さ} (8.21m) \times 100(\%) \quad (1)$$

$$ULR = \text{柱脚浮き上がり変位} / \text{スパン長} (4.15m) \times 100(\%) \quad (2)$$

$$M_{OT} = \sum_{i=1}^3 P_i \times h_i \quad (3)$$

図 20 を見ると DBE レベルでは PT ワイヤは塑性化せず、加振後の剛性が変化し、図 19 のようなフラッグ型の履歴曲線を描いている。柱脚浮き上がり時及びヒューズ塑性化時で制御型ロッキング架構全体も初期張力 750kN のまま加振前の張力を維持していることが分かる。PT ワイヤにヒューズの降伏耐力以上の初期張力を入れることで、ロッキング架構には加振後も残留変形が残らないことが確認できる。図 23 からは、a)テストベッド 1、2 層の層間変位の和 δ_2 とつなぎ梁-ロッキング架構間の相対変位 δ_3 の和が b)架構 3 階床の水平変位 δ_1 と一致していることが確認できる。また、図 24 に柱及びブレースの歪ゲージより算出したベースシアとロードセルにより得られたせん断力(慣性力)の和を比較して示す。両者はよく一致しており、せん断力の測定システムは有効に機能していると考えられる。

4.2 MCE レベル加振実験

MCE レベル(Maximum Considered Earthquake Level)は 50 年超過確率 2%に相当する入力レベルで、加速度軸を 0.65 倍した JMA Kobe-65% ($A_{max}=5.32m/s^2$)加振実験である。頂部水平変位比 RDR 及び浮き上がり変位比 ULR の時刻歴を図 25、 M_{OT} -RDR の関係を図 26、PT ワイヤ張力の時刻歴を図 27、ヒューズの荷重-変形関係を図 28 に示す。RDR は最大 2.36%(191.2mm)、ULR は最大 2.26%(93.8mm)である。また、DBE レベル同様、ヒューズが塑性化し、エネルギーを吸収している。PT ワイヤは一部塑性化し、加振後の張力が 737kN に落ちるが、ヒューズ耐力以上の張力を維持しているため、残留変形はまだ生じていない。制御型ロッキング架構全体の履歴曲線も DBE レベルと同様の結果が得られ、MCE レベル加振においてもロッキング架構に加振後の残留変形は生じておらず本構造システムが有効に機能していることが確認できる。

4.3 PHY レベル加振実験

PHY レベル(PT-wire Yield Level)は、PT ワイヤ 8 本全部が塑性化し、かつ加振後残留変形が生じる入力レベルで、加速度軸を 1.75 倍した Northridge-175% ($A_{max}=5.73m/s$)加振実験である。MCE レベル加振実験後、ヒューズは交換した。PHY レベル加振前に、Northridge -115%、135%、150%を加振し、PT ワイヤ張力は 629kN に低下したがロッキング架構に残留変形は生じていない状態で、PHY レベルの加振を行った。RDR 及び ULR の時刻歴を図 29、 M_{OT} -RDR の関係を図 30、PT ワイヤ張力の時刻歴を図 31、ヒューズの荷重-変形関係を図 32 に示す。図 32 に示すように、ヒューズは引張側の降伏後 2 次剛性が上昇し、圧縮側では低下している。また、PT ワイヤには 1%程度の

表 4 計測事項及び計測方法

計測事項	計測方法	計測箇所
T.B.層間変位(加振方向)	レーザー変位計	3 層(4)、2 層(4)、1 層(4)
T.B.層間変位(直交方向)	磁歪式変位計	3 層(4)、2 層(4)、1 層(4)
試験体と T.B.の相対変位	レーザー変位計	R 階(2)、3 階(2)、2 階(2)
試験体の絶対変位	レーザー変位計	3 階(2)、2 階(2)
試験体の面外変位	レーザー変位計	R 階(2)、2 階(2)
柱脚浮き上がり変位	レーザー変位計	東側柱(2)、西側柱(2)
柱脚水平変位	レーザー変位計	東側柱(1)、西側柱(1)
	ばね式変位計	水平バンパー：東側(1)、西側(1) 横振れ止め：東側(2)、西側(2)
PT ワイヤ伸び変位	レーザー変位計	頂部(1)
ヒューズ変形	ばね式変位計	ピン(2)
T.B. 慣性力	ロードセル	R 階(2)、3 階(2)、2 階(2)
PT ワイヤ張力	ロードセル	全数(8)
T.B. ・震動台上加速度 (水平・上下動 3 成分)	サーボ型加速度計	R 階(4)、3 階(4)、2 階(4) 震動台上：6 箇所
試験体加速度 (水平・上下動 2 成分)	歪型加速度計	R 階(2)、3 階(2)、2 階(2)、柱脚(2)
歪	歪ゲージ	柱 12 断面(60)、梁 6 断面(30)、 ブレース 6 断面(30) ロッキング梁 6 断面(6) 面外拘束ロード 6 断面(12) チャンネル材 2 断面(12) [注 4] ヒューズ上部連結板(2)
		合計：245 箇所

注 1)()内の数値は、計測箇所数を表す。注 2)表中の T.B.はテストベッドを表わす。
注 3)東側、西側は各々図 13 の左側、右側を指す。
注 4)チャンネル材(2BC-250x100x16x16)に添付した歪ゲージはヒューズに作用する荷重を測定するためのもので、予めキャリブレーションを行っている。

歪が生じており、塑性化したことが分かる。

加振後の PT ワイヤの張力は 461kN に低下しており、PT ワイヤ張力がヒューズ耐力を下回ったことでロッキング機構には残留変形が生じ、ロッキング機構が浮き上がった状態で実験を終了した。

5. 時刻歴応答解析

5.1 解析モデルの設定

制御型ロッキング機構の実験結果を分析するために非線形有限要素法¹³⁾を用いた時刻歴応答解析を実施する。解析モデルを図 33 に示す。テストベッドは 3 質点系せん断型モデルとし、ロッキング機構の左端の各階床節点にピン接合する。ロッキング機構は節点で連結される非線形要素の二次元集合体とする。要素タイプは柱梁要素とトラス要素の 2 種類で、荷重-変形関係はバイリニア型、降伏後及

び座屈後 2 次剛性は初期剛性の 1% とする。ただし、解析結果では全て弾性範囲に収まった。粘性減衰は初期剛性比例型で、1 次モードの減衰定数を 0.5% とする。ただし、ヒューズと柱脚部ばね要素及びリニアスライダの粘性減衰は考慮せず、リニアスライダの摩擦による履歴とヒューズの履歴による減衰のみを考慮する。柱脚部の浮き上がりを表現するため、引張側には剛性を持たず、圧縮側에만剛性を有するばね要素(以下、コンタクト要素という)を鉛直及び水平方向に付加する。ここで、コンタクト要素の圧縮側剛性として、鉛直方向については 1 層柱の軸方向剛性と同程度の 1.2×10^6 N/mm、水平方向については水平方向バンパーの剛性である 7.8×10^6 N/mm とし、引張側の剛性はいずれも 0 とする。図 34 にヒューズ、リニアスライダ及びコンタクト要素の履歴モデルを示す。表 5 にヒューズ、表 6 にリニアスライダの部材諸元を示す。PT ワイヤに

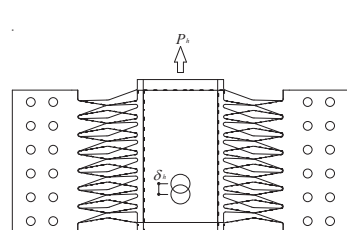


図 22 ヒューズ P_h , δ_h の定義

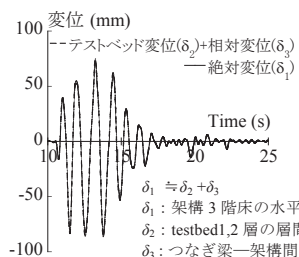


図 23 加振方向測定水平変位時刻歴の比較(DBE)

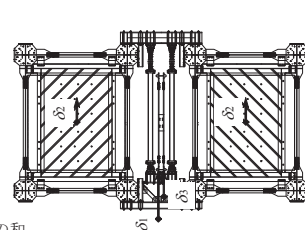


図 24 慣性力時刻歴(DBE)

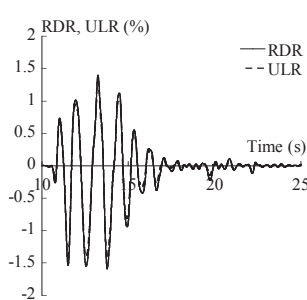


図 18 RDR 時刻歴(DBE)

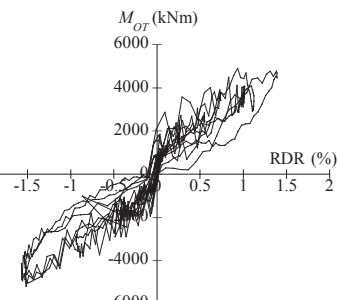


図 19 M_{OR} -RDR 関係(DBE)

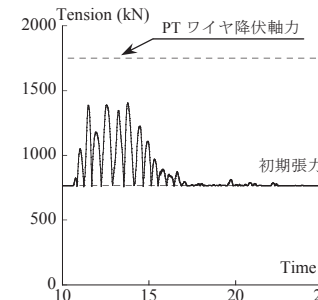


図 20 PT ワイヤ張力時刻歴(DBE)

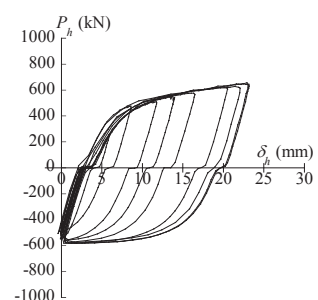


図 21 ヒューズ荷重-変形関係(DBE)

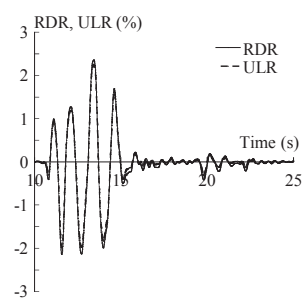


図 25 RDR 時刻歴(MCE)

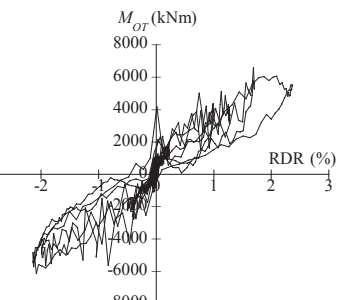


図 26 M_{OR} -RDR 関係(MCE)

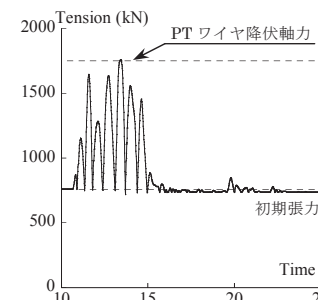


図 27 PT ワイヤ張力時刻歴(MCE)

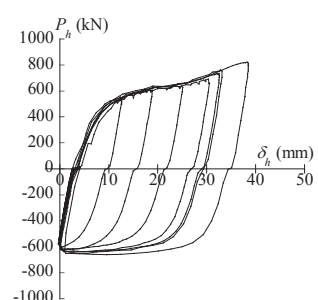


図 28 ヒューズ荷重-変形関係(MCE)

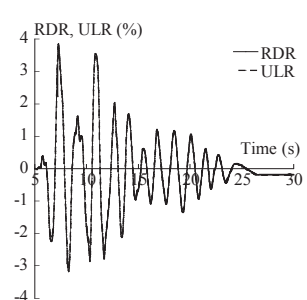


図 29 RDR 時刻歴(PTY)

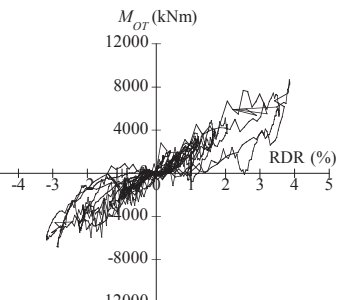


図 30 M_{OR} -RDR 関係(PTY)

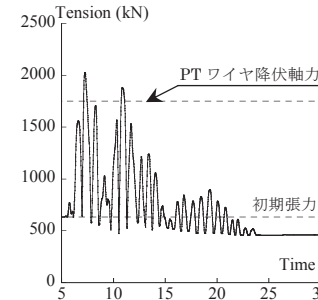


図 31 PT ワイヤ張力時刻歴(PTY)

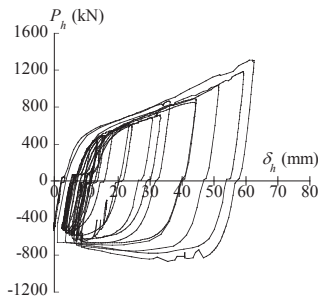


図 32 ヒューズ荷重-変形関係(PTY)

は初期張力 750kN を導入する。また、入力加速度は実験で計測した振動台上加速度とする。図 35 に計測した入力加速度時刻歴(MCE)を、図 36 にその加速度応答スペクトルを示す。図 36 中には実験と解析から求めた 1 次周期を示す。実験の浮き上がり前はランダム加振(最大加速度 0.5m/s^2) より 0.36s 、浮き上がり後は MCE レベル加振より 1.28s である。固有値解析においては柱脚を浮き上がり前は固定、浮き上がり後は片側柱脚を剛性の低い($1.0 \times 10^4 \text{N/mm}$) 鉛直ばね支持、他方をピン支持として求めている。

5.2 実験と解析の比較

実験と解析の結果を比較し、解析の妥当性を検証する。入力は MCE レベルとする。図 37 に RDR の時刻歴、図 38 に ULR の時刻歴、図 39 に M_{OT} -RDR 関係、図 40 にヒューズの荷重-変形関係、図 41 に PT ワイヤ張力の時刻歴を示す。実験結果と解析結果は良く対応しており、実験結果が解析で再現可能であることが確認できる。

6. 高次振動モードの影響

1 層の層せん断力時刻歴を図 43 に示す。柱脚が浮き上がることで、部材の歪及び各層の層せん断力に 6Hz 程度の高次振動が生じている。そこで、固有値解析を行うことにより、高次振動の影響を検討する。固有値解析には図 33 のモデルを使用し、柱脚の片側は鉛

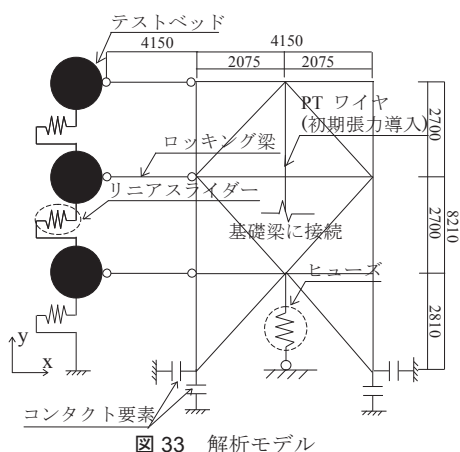


図 33 解析モデル

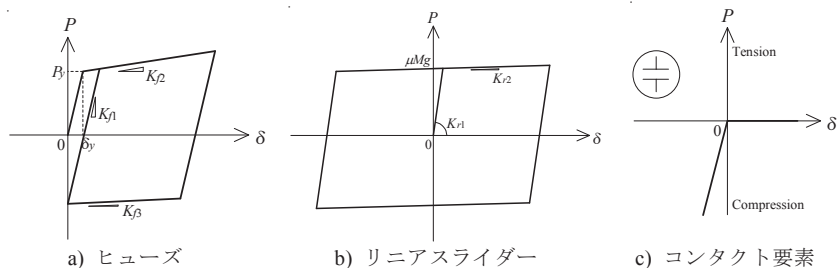


図 34 部材履歴モデル

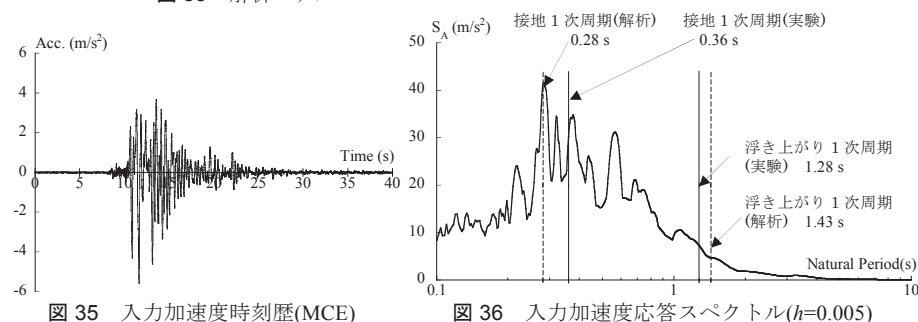


図 35 入力加速度時刻歴(MCE)

図 36 入力加速度応答スペクトル(h=0.005)

表 5 ヒューズ諸元

降伏強度	1次剛性	2次剛性	
		引張	圧縮
P_y [kN]	K_{f1} [N/mm]	K_{f2} [N/mm]	K_{f3} [N/mm]
500	2.2×10^5	8.8×10^3	4.4×10^3

表 6 リニアスライダ諸元

層	降伏荷重 μMg [kN]	1次剛性	2次剛性
		K_{r1} [N/mm]	K_{r2} [N/mm]
1F	15.08	1.5×10^5	15.0
2F	8.64	8.6×10^4	9.0
3F	3.61	3.6×10^4	4.0

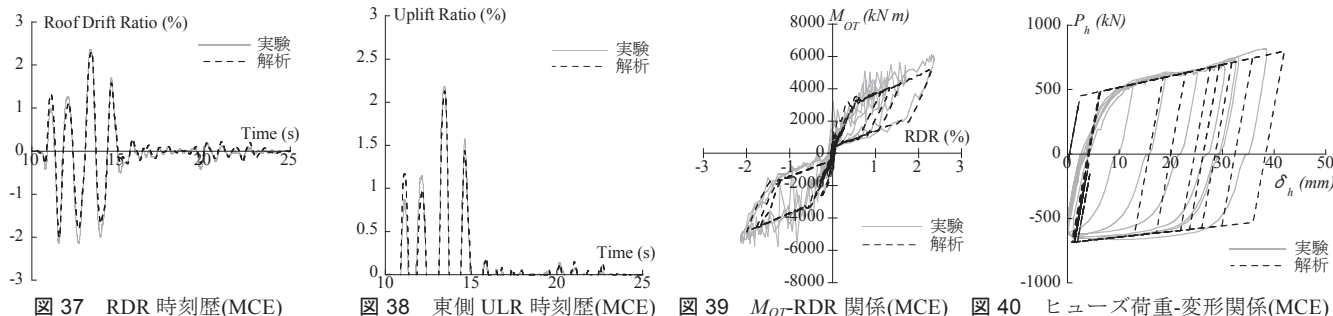


図 37 RDR 時刻歴(MCE)

図 38 東側 ULR 時刻歴(MCE)

図 39 M_{OT} -RDR 関係(MCE)

図 40 ヒューズ荷重-変形関係(MCE)

直及び加振方向に前述した弱い引張剛性を有するばね要素を付加し、他方はピン支持とした浮き上がり時のモデルを想定する。リニアスライダ及びヒューズの剛性は降伏後の 2 次剛性とする。以上のモデル化を行った制御型ロッキング架構の卓越固有振動モードの固有周期と有効質量を表 7 と図 44 に示す。柱脚が浮き上がる 1 次モードがまず卓越し、その有効質量比は約 86% である。2 次モードでは、1 層柱が振動する固有モード(周期 0.157s)が生じる。また、1 次モードと 2 次モードの有効質量比の和は 99% 以上となることから、制御型ロッキング架構の振動性状は、浮き上がりによるモードと柱脚の振動によるモードが支配的であることが分かる。

以上より、柱脚の歪や層せん断力に見られる 6Hz 程度の高次モード振動は、図 44b) に示す 2 次振動モードによるものと考えられる。

7. 柱脚着地時の衝撃荷重による加速度及び部材歪への影響

応答中に柱脚が基礎梁に着地する際、柱脚に大きな衝撃荷重が生じ、居住性や部材設計に影響する可能性が考えられる。そこで、柱脚に生じる衝撃荷重による柱の鉛直加速度及び部材歪への影響を調査する。なお、柱脚加速度は柱底面から 546.5mm 上方の柱側面位置で歪ゲージ式加速度計で測定し、実験時の計測サンプリング周波数は 2000Hz とする。

7.1 鉛直加速度への影響

図 45 及び図 46 に示すように、時刻 13.55s で東側の柱脚が着地する際の衝撃荷重の影響により、東側の柱脚部には瞬間的に大きな鉛直加速度が生じている。ただし、実験で用いた加速度計は図 47 のように高

振動数領域で感度が低下するため、実測した鉛直加速度記録をフーリエ変換し、出力感度の逆数で補正し、再度フーリエ逆変換した。

このように補正した鉛直加速度時刻歴を図 48 に示す。柱脚着地時の衝撃荷重により、柱脚部の鉛直加速度は瞬間的に最大 800m/s^2 程度にまで達する。一方、これらの加速度は図 49 に示すように 3 階床または屋上に達するまでには急速に減衰していることが分かる。

7.2 部材歪への影響

図 42、図 50 に時刻 12～15s における 1 層の柱脚及びブレースの軸方向歪時刻歴をそれぞれ示す。衝撃荷重の影響により着地時に高振動数の歪振幅が見られるものの、ロッキング振動に伴って生じる最大歪と比較して大きい値を示すことはなく、部材歪への影響は小さい。以上より、部材の設計を行う上で柱脚着地時に生じる衝撃荷重による影響はあまり大きくないものと考えられる。

7.3 時刻歴応答解析結果との比較

MCE レベル加振時の実験結果と時間刻み 2000Hz で解析した結果を比較する。柱脚に生じる鉛直加速度の時刻歴を図 51、13.6～14.6s における 1 層の柱及びブレースの軸方向歪時刻歴をそれぞれ図 52、図 53 に示す。柱及びブレースの歪についても、解析によってある程度の再現が可能であることが分かる。また、値の差異はあるが解析においても実験で見られた大きな鉛直加速度（実験 80g、解析 30g）が生じることが確認できる。

7.4 3 質点系モデルによる着地時衝撃応答解析

柱脚部着地時に生じる衝撃荷重の部材歪への影響を、図 54 に示す 3 質点系モデルを用いて鉛直方向の衝撃応答解析を行うことにより

検討する。ロッキング架構の片側半分を、柱を鉛直ばねとして各層質点を結合した簡易な解析モデル⁵⁾で表わす。各質点の質量は、ロッキング架構各階の半分とし、鉛直ばね剛性は各層柱の軸方向剛性とする。入力する衝撃鉛直加速度には、MCE レベル加振時に柱脚部で測定された加速度で、図 55 のように実験で最大値を示した部分から取り出した単発の衝撃加速度と連続的な衝撃加速度の 2 つを用いる。

図 56 の衝撃応答解析の結果より、衝撃荷重を受けた時の柱軸歪は、衝撃荷重の継続時間が短いために実験時に生じた歪を上回らず、ロッキング振動に伴う柱の付加軸力を含む図 52 の歪と併せて考えると衝撃荷重の部材歪への影響はあまり大きくないと言える。

7.5 ショックスペクトルによる検討

MCE レベル加振において、柱脚着地時に最大約 1300m/s^2 の鉛直加速度(補正後)が生じた。この鉛直加速度に対する応答を、ショックスペクトル¹⁴⁾ (インパルス荷重に対する応答スペクトル)を用いて検討する。

衝撃加速度を正弦波インパルスと仮定すると、インパルス応答の動的増幅率 D とロッキング架構の固有周期に対する正弦波周期の比 β との関係は式(4)となる。衝撃加速度の継続時間は約 0.001s、図 33 のモデルで柱脚をピン支点として求めたロッキング架構の鉛直方向 1 次固有周期は 0.0124s であり $\beta=0.161$ となる。これを式(4)に代入すると $D=0.325$ となり、1層柱脚に生じる鉛直力 ΔP は式(5)の値となる。

$$D = \left\{ 2\beta / (1 - \beta^2) \right\} \cos(\pi / 2\beta) \quad (4)$$

$$\Delta P = D \times m \times \alpha = 0.325 \times (27.0\text{kN} / g) \times 1300\text{m/s}^2 = 1163\text{kN} \quad (5)$$

ここで、 m ：架構の鉛直 1 次モード有効質量の 1/2、 g ：重力加速度で

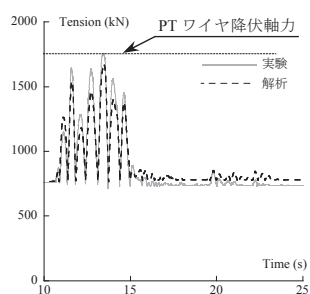


図 41 PT ワイヤ張力時刻歴(MCE)

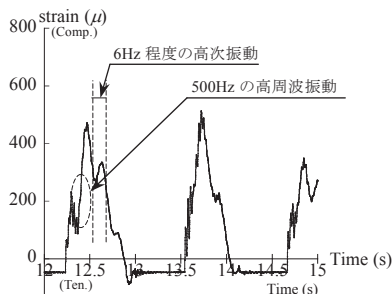


図 42 東柱脚部軸歪時刻歴

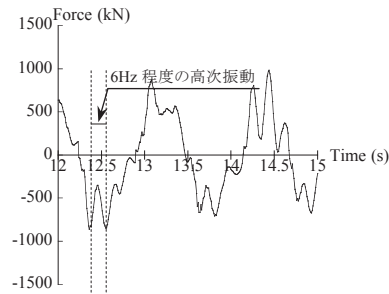
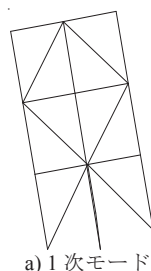


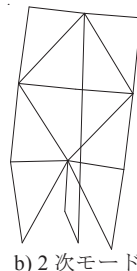
図 43 層せん断力時刻歴(1 層)

表 7 固有周期及び有効質量

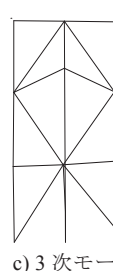
	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	有効質量比 [%]
1次モード	1.87	0.53	85.85
2次モード	0.157	6.37	13.76
3次モード	0.091	10.99	0.15



a) 1 次モード



b) 2 次モード



c) 3 次モード

図 44 卓越固有振動モード

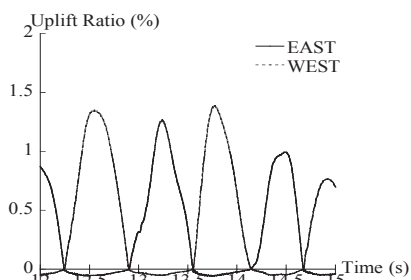


図 45 ULR 時刻歴(DBE)

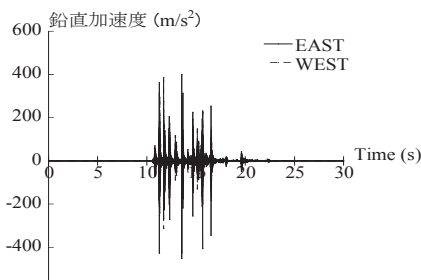


図 46 鉛直加速度時刻歴(柱脚部)(DBE)

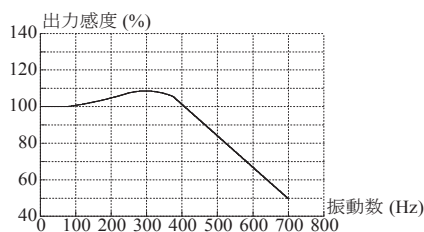


図 47 加速度計出力感度

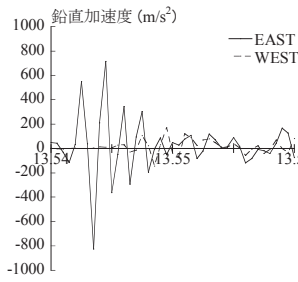
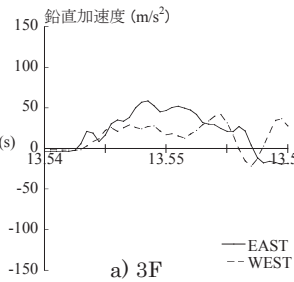
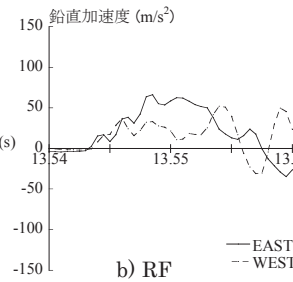


図 48 補正鉛直加速度時刻歴(DBE)



a) 3F



b) RF

図 49 鉛直加速度時刻歴(3F, RF)

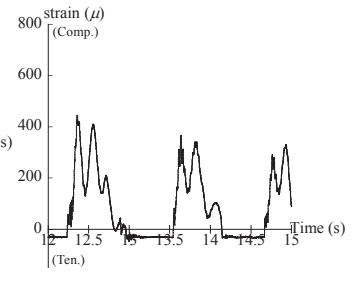


図 50 東ブレース軸歪時刻歴(1層)

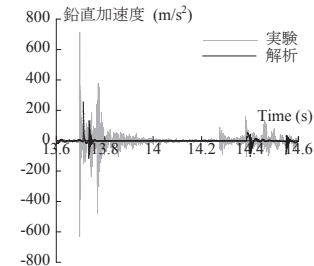


図 51 鉛直加速度時刻歴(柱脚部)

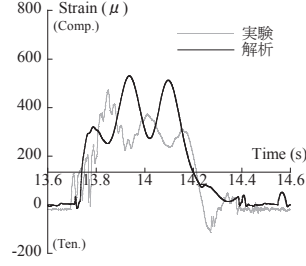


図 52 1層東柱軸歪時刻歴

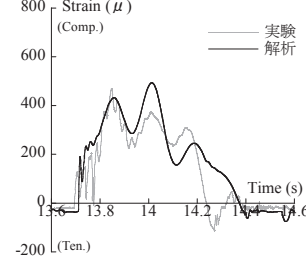


図 53 1層東ブレース軸歪時刻歴

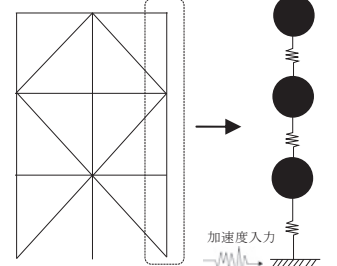


図 54 鉛直方向3質点系モデル

ある。よって、柱脚での柱・ブレースの軸力分担を考えると、1層柱の座屈耐力 N_k に対する付加軸力 $\Delta N = \Delta P \times 0.81 = 942 \text{ kN}$ の比は、

$$\Delta N / N_k = 942 \text{ kN} / 4900 \text{ kN} = 0.19 \quad (6)$$

となり、柱脚着地時の衝撃加速度は、継続時間が極めて短いため、架構に与える影響は最大でもこの程度の値であると考えられる。

8. エネルギー応答時刻歴

MCE レベル加振時の制御型ロッキング架構の実験及び解析より求められたエネルギー応答の時刻歴を図 57～図 59 に示す。

水平 1 方向入力時におけるエネルギー入力は次式で表わされる⁶⁾。

$$E_I = ({}_h E_V + {}_v E_V) + E_h + E_G + (E_S + E_F) \quad (7)$$

ここに、 E_I ：総入力エネルギー、 ${}_h E_V$ ：水平運動エネルギー、 ${}_v E_V$ ：鉛直運動エネルギー、 E_h ：減衰エネルギー、 E_G ：位置エネルギー、 E_S ：上部構造歪エネルギー(構造減衰吸収含む)、 E_F ：ヒューズ履歴吸収エネルギーである。各エネルギーの算出方法については、総入力エネルギー E_I は下式(8)、水平・鉛直運動エネルギーはロッキング架構節点相対速度の自乗と節点質量(水平方向はテストベッド慣性質量含む)の積の1/2の総和、位置エネルギーは節点重量と節点鉛直変位の積の総和、上部構造歪エネルギーはロードセル測定値より得られた各層せん断力と層間変形増分の積の積分値、履歴吸収エネルギーはヒューズの反力と変形増分の積の積分値より算出している。

$$E_I = - \sum_{i=1}^3 \int_0^t m_i \cdot \dot{x}_i \cdot \ddot{x}_G dt \quad (8)$$

ここに、 m_i ：各階床の慣性質量、 $\dot{x}_i$ ：各階床の相対水平速度、 $\ddot{x}_G$ ：震動台水平加速度である。

図 57 に示す実験の各エネルギー応答時刻歴によると、地震動入力ほぼ終了した 15s の時点で、ヒューズ履歴吸収エネルギー E_F は、総入力エネルギー E_I の 6 割程度を占めている。このことより、ヒューズはエネルギー吸収機構として有効に機能していることが分かる。また、総入力エネルギー増分は 13s 前後で最大になるが、図 37、図 38、図 57 から明らかなように、この増分最大値 $\Delta E_{\max}$ を示す時点において、応答変位及び各層の層せん断力も最大になる。図 57 と図

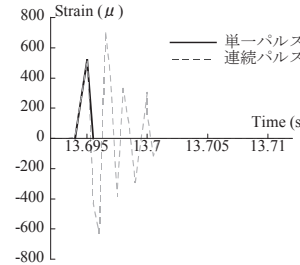


図 55 入力鉛直衝撃加速度

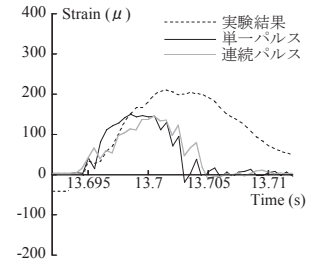


図 56 1層東柱軸歪時刻歴

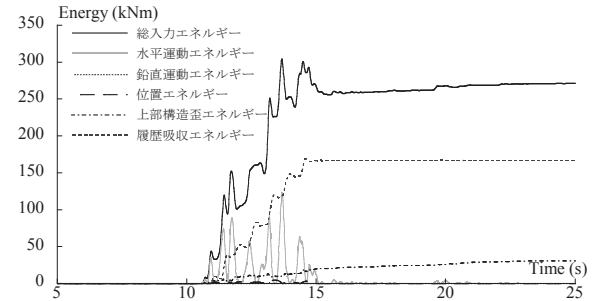


図 57 エネルギー応答時刻歴 (MCE 実験)

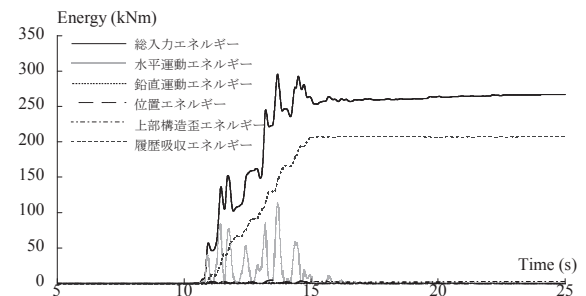


図 58 エネルギー応答時刻歴 (MCE 解析)

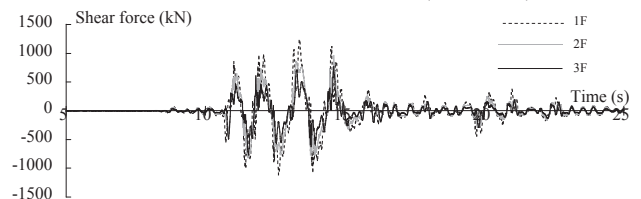


図 59 層せん断力時刻歴 (MCE 実験)

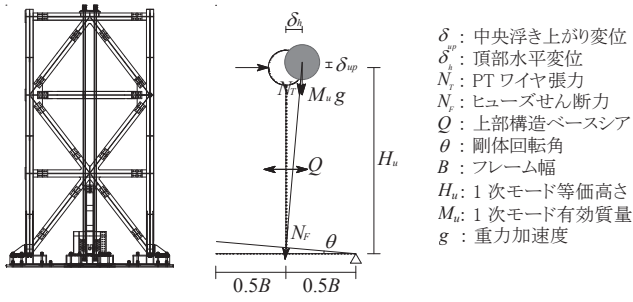


図 60 等価 1 質点系モデルへの置換

表 8 等価 1 質点系モデル特性

ロッキング架構全質量	M	12.5[t]
ロッキング架構+テストベッド質量	M_{total}	316[t]
1次モード等価高さ	H_u	6.32[m]
1次モード有効質量	M_u	237[t]
1次固有周期	T	0.274[s]
1次角振動数	ω	22.9[rad/s]

58を比較すると、実験結果と解析結果は概ね良い対応を示しており、エネルギー応答についても解析によりほぼ評価可能であることが確認される。なお、実験で上部構造は弾性状態を保ったにも拘わらず、図 57 の上部構造歪エネルギーに累積がみられる。これは、上部構造の構造減衰による吸収エネルギーが含まれること、そして、水平パンパーと柱脚の間に 2mm の間隙があるために、そこで柱脚が滑ることによる影響と考えられる。

9. エネルギーの釣り合いに基づく応答評価

エネルギーの釣り合いに基づく制御型ロッキング架構の簡便な応答評価手法について検討する。柱脚浮き上がり変位が 0 から最大値に達するまでの 1/4 周期で、架構に吸収されるエネルギーは、上部構造の弾性歪エネルギー ΔE_S 、上部構造重心の上方移動による位置エネルギー ΔE_G 、ヒューズの弾塑性変形による吸収エネルギー ΔE_F 及び PT ワイヤの弾性歪エネルギー ΔE_P に分けられる。各値を、図 60 に示すように制御型ロッキング架構を等価 1 質点系に置換したモデルで評価する。表 8 に等価 1 質点系に置換したモデル特性を示す。柱脚浮き上がり変位 δ_{cup} は剛体回転角 θ とフレーム幅 B の積によって表わされるものとする。

制御型ロッキング架構が浮き上がった状態で上部構造に生じるベースシア Q を式(9)により近似し、ヒューズのせん断力 N_F 及び PT ワイヤ張力 N_T を図 61 より式(12)、(13)で算出し式(9)に代入すると、上部構造に生じるベースシア Q は式(10)で表わされる。上部構造の弾性歪エネルギーは式(11)により得られ、式(11)に式(10)を代入すると、上部構造の弾性歪エネルギー ΔE_S は剛体回転角 θ で表わされる。

$$Q(H_u + \delta_{up}) = Mg \left(\frac{1}{2}B - \delta_h \right) + N_F \cdot \frac{1}{2}B + N_T \cdot \frac{1}{2}B \quad (9)$$

$$Q = \left\{ \frac{B^2(K_{f2} + K_T)}{4H_u} - Mg \right\} \theta + \frac{B}{2H_u} (Mg + N_y - K_{f2}\delta_y + N_{IT}) \quad (10)$$

$$\Delta E_S = 0.5Q^2/K = 0.5Q^2/(\omega^2 \cdot M_u) \quad (11)$$

$$N_F = N_y + K_{f2}(\delta_{up} - \delta_y) \quad (12)$$

$$N_T = K_T \left(\frac{N_{IT}}{K_T} + \delta_{up} \right) \quad (13)$$

ここで、 K ：上部構造の弾性剛性、 N_y ：ヒューズの降伏耐力、 K_{f2} ：ヒューズの降伏後 2 次剛性、 N_{IT} ：PT ワイヤの初期張力、 K_T ：PT ワイヤの初期剛性である。

次に、上部構造重心の上方移動による位置エネルギー ΔE_G は式(14)により得られ、 θ^2 の微小項を無視すると式(15)となる。

$$\Delta E_G = Mg \cdot \int (0.5B - H_u \cdot \theta) d\theta \quad (14)$$

$$\Delta E_G = 0.5Mg \cdot B \cdot \theta \quad (15)$$

ヒューズの弾塑性変形による吸収エネルギー ΔE_F は図 61a)の斜線部として、また PT ワイヤの弾性歪エネルギー ΔE_P は図 61b)の斜線部として式(16)により評価する。

$$\Delta E_P = 0.25B\theta(N_{IT} + N_T) \quad (16)$$

実験(JMA Kobe, MCE)において得られた各エネルギー値の推移例を図 62 に示す。最大変形は 13.4s 付近で発生しており、その前の着地時 13.1s からの増分は、 ΔE_F が実験値 39.7kNm に対し評価値 31.1kNm、 $\Delta E_S + \Delta E_G + \Delta E_P$ が実験値 60.3kNm に対し評価値 68.7kNm と概ね対応する値を示す。この間の減衰エネルギー増分を ΔE_h とし、最大浮き上がり変位を生じる 1/4 周期の浮き上がり開始時(柱脚離開

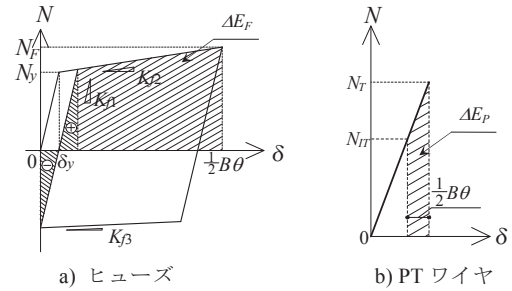


図 61 部材履歴モデル

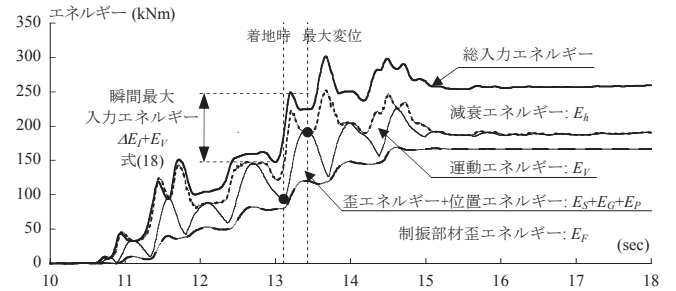


図 62 入力エネルギーと吸収エネルギーの累積値(MCE)

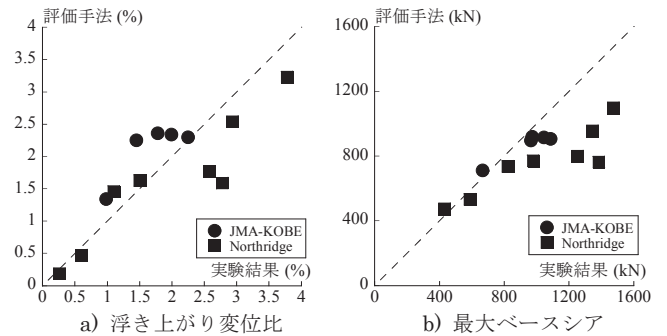


図 63 応答予測法と実験結果の比較

時)運動エネルギーを E_V とすると最大変位時には速度は 0 となるので式(17)のエネルギー釣り合い式が成り立つ。

$$\Delta E_I = \Delta E_S + \Delta E_G + \Delta E_P + \Delta E_F + \Delta E_h - E_V \quad (17)$$

ただし、減衰エネルギーは架構の高次振動モードに対応するため剛体回転に近いロッキング時には殆ど増加していない($\Delta E_h=0$)。従って瞬間最大入力エネルギー ΔE_I と E_V との和が得られれば、式(17)より架構の最大変形を予測できる可能性がある。今、この値を基礎固定時の弾性ポテンシャルエネルギーにより式(18)で近似してみる。

$$\Delta E_I + E_V = 0.5 Q_E^2 / K = 0.5 Q_E^2 / (\omega^2 \cdot M_u) \quad (18)$$

ここで、 Q_E は実験より得られた振動台上の計測加速度の加速度応答スペクトル $S_A(h_0=0.02)$ における浮き上がり前の弾性固有周期時の値と 1 次モードの有効質量 M_u の積により算出している。式(18)で求めた $\Delta E_I + E_V$ を矢印で図 62 中に示すが、着地時～最大変位間の $\Delta E_S + \Delta E_G + \Delta E_P + \Delta E_F$ の値と概ね対応している。この方法で式(17)により算出した剛体回転角 θ から求めた ULR 及びベースシア評価値と実験値との比較例を図 63 に示す。両者はある程度のばらつきはあるが概ね対応しており、 $\Delta E_I + E_V$ の値が評価できれば制御型ロッキング架構の最大変位を評価出来るものと考えられる。

10. 結論

せん断パネルによるヒューズ及び張力材(PT ワイヤ)を有する制御型ロッキング架構を提案し、既報¹¹⁾で提案した汎用慣性質量装置を用いて大規模震動台実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 制御型ロッキング架構はほぼ想定通りの動的挙動を示すことが確認された。即ち、PT ワイヤにヒューズの降伏耐力以上の初期張力を導入することで、架構に復元力を与え、大地震動後にも残留変形を生じさせない架構が実現できることが確認できた。以上の応答性状は簡単な平面フレーム解析モデルで概ね再現が可能である。
- 2) 既報¹¹⁾で提案された汎用慣性質量装置は、多層架構の震動台実験においても有効に機能する。各層の慣性力は慣性質量装置と試験体の間に挿入されたロッキング挙動に追従する梁(ロッキング梁)によって伝達され、試験体と慣性質量装置はほぼ一体に挙動していることが確認された。また、入力された各層のせん断力はロードセルによって正確に測定できていることが確認された。
- 3) 架構が浮き上がっている間には、架構特有の高次振動モードの影響が部材の歪や変形の時刻歴に見られた。また、柱脚着地時の衝撃荷重の影響については、着地時に柱脚近傍で瞬間的に大きな加速度値を示すものの、これは上層に行くに従って急速に減衰し、また部材歪に与える影響はあまり大きくないことが確認された。
- 4) 制御型ロッキング架構の最大応答は、瞬間最大入力エネルギーと最大浮き上がり変位を生じる 1/4 周期の浮き上がり開始時(柱脚離間時)運動エネルギーの和が予測できればエネルギーの釣り合いに基づいて概ね評価し得ることを確認した。

なお、本論では、架構の瞬間最大入力エネルギー ΔE_I と E_V の和を最大速度時の割線剛性周期に近い基礎固定時の固有周期における減衰定数 2%の加速度応答スペクトル値から予測した。長周期化を伴う非線形ロッキング振動の最大応答を短周期の線形応答スペクトルに対応する弾性歪エネルギーから予測した点の妥当性、および瞬間エネルギー入力値の評価手法および累積エネルギー吸収性能の評価手法について、今後さらに検討を行う予定である。

謝辞

本研究は(独)防災科学技術研究所「E-ディフェンスを活用した鉄骨造建物実験研究」分科会(主査:和田章 東京工業大学教授)実行部会(部会長:笠井和彦 東京工業大学教授)テストベッドWG(主査:竹内徹 東京工業大学教授)の活動の一環であり、Stanford 大学との共同研究として実施した。研究に当たり、以下の方々の協力を戴いた。兵庫耐震工学研究センター長:中島正愛 京都大学教授、Stanford 大学:H. Krawinkler 教授、X. Ma 氏、Illinois 大学:J. F. Hajjar 教授、M. Eatherton 氏、日建設計:朝川剛氏、巴技研:久保寺勲 博士、黒川裕士氏、北海道大学:麻里哲広 助教、松浦芳樹氏、東京工業大学:山田哲 准教授、松井良太氏、島田侑子氏、山本洋介氏。また、研究の一部は(社)日本鉄鋼連盟及び日本学術振興会科学研究費補助金(19360244)の助成を受けた。ここに深く謝意を表する。

参考文献

- 1) 和田章, 清水敬三, 川合広樹, 岩田衛, 安部重孝: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.9
- 2) 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
- 3) 岩下敏三, 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, No.561, pp47-54, 2002.11
- 4) 岩下敏三, 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
- 5) 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, No.572, pp.97-104, 2003.10
- 6) 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を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
- 7) 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
- 8) 緑川光正, 堀泰健, 石原直, 小豆畑達哉, 草刈崇圭, 麻里哲広: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 647 号, pp. 213-221, 2010.1
- 9) Pacific Earthquake Engineering Research Center: Session on rocking and uplifting at the base of structures, PEER Annual Meeting, San Francisco, 2009.10 (http://peer.berkeley.edu/events/annual_meeting/, 2010.2.10 参照)
- 10) Hajjar, J. F., Eatherton, M., Ma, X., Gregory G. Deierlein, G. G. and Krawinkler, H.: Seismic Resilience of Self-centering Steel Braced Frames with Replaceable Energy-dissipating Fuses—Part I: Large-scale Cyclic Testing, Joint Conf. Proc. 7th Int'l Conf. on Urban Earthq. Engrg. (7CUEE) & 5th Int'l Conf. on Earthq. Engrg. (SICEE), pp. 1071-1077, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, 2010.3
- 11) 竹内徹, 笠井和彦, 緑川光正, 松岡祐一, 吉敷祥一, 安藤広隆: 汎用慣性質量装置を用いた梁端ダンパー架構の震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No.634, pp. 2239-2246, 2008.12
- 12) 緑川光正ほか: 高知能建築構造システム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 構造 II, pp. 895-896, 2002.8
- 13) MIDAS IT Co., Ltd: Analysis & Design, MIDAS/Gen ver.761, 2009
- 14) Clough, R. W. and Penzien, J.: Dynamics of structures, McGraw-Hill, 1975

(2010年2月10日原稿受理, 2010年5月17日採用決定)