

分散型載荷実験システムによる統合化耐震性能評価法に関する研究 (その3) 露出柱脚を有する5層建物の評価

玉井 宏章* ・高松 隆夫* ・山西 央朗**
白木 剛*** ・五十嵐秀一****

(平成18年10月30日受理)

Distributed Loading System for Collaborative Seismic Performance Evaluation on Overall Buildings (Part 3)

— Seismic Performance Evaluation on 5-Story Steel Buildings with Exposed Column-Bases —

Hiroyuki TAMAI, Takao TAKAMATSU, Teruaki YAMANISHI,
Tsuyoshi SHIRAKI and Hideichi IGARASHI

(Received Oct. 30, 2006)

Abstract

In this study, a substructure online system for investigating the seismic responses of buildings is developed along with the loading system. In addition, we develop an interface between analysis and experiment that can easily connect with each other. This substructure online loading system (so-called distributed loading system) and the interface of CSA (collaborative structural analysis) forms a collaborative seismic performance evaluation system. This system enables collaboration among researchers by linking their programs and experimental systems through the Internet. Also we developed a new effective column-base (non-slip-type column-base) to improve seismic performance of a building frame. Hence, collaborative seismic performance evaluations using distributed loading system were carried out on 5-story-2-bay steel buildings with a non-slip-type exposed column-base, and the effectiveness and availability of a distributed loading system were investigated. The results obtained from those tests were drawn as follows:

- 1) A pseudo-dynamic test method using the presented distributed loading system can simulate the elasto-plastic response of a 5-story steel building under a strong earthquake.
- 2) The maximum base plate rotation response in a non-slip-type column-base was less than 10% of that in a conventional column-base under a severe earthquake.
- 3) A non-slip-type column base has high self-rehabilitation and its structural characteristics may not change after a severe earthquake.

Key Words: pseudo dynamic test, internet, distributed loading system, non-slip-type exposed column-base

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 広島工業大学大学院工学研究科知の機能科学専攻

*** 広島工業大学大学院工学研究科建設工学専攻

**** 理研精機株式会社 技術部

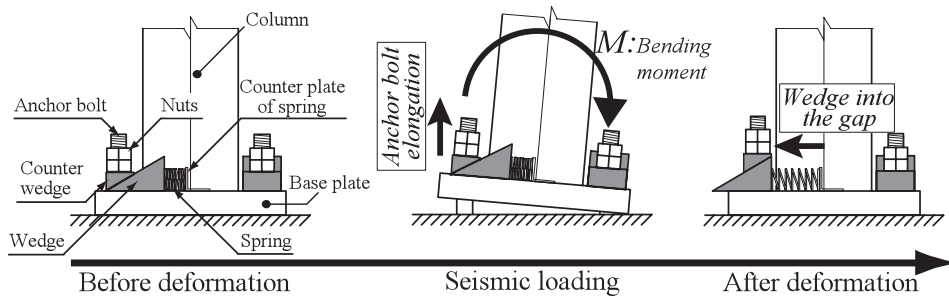


Fig. 2 ノンスリップ型露出柱脚の機能

1. はじめに

建築物に耐震安全性を付与させるため、多くの研究者が研究を行っている。その際、建物の部分に着目して、部分構造の解析・実験が行われている。建築物の地震時における弾塑性挙動を明らかにするためには、各部分構造間の連成効果・相互作用を考慮すべきであるが、建物全体を対象とした解析・実験は、現状では容易に行えない。

著者等は、各研究者が保有する、部分的に正確な解析を行えるプログラムや、部分構造実験システムを、インターネットをインターフェイスとして、現在の一般的な施設・技術を用いて構造物を正確に評価する手法「統合化評価法」を提案している。

ところで、現在、構造物の耐震性能に大きな影響を与える柱脚部分に、アンカーボルト降伏先行型の柱脚が多く採用されている。このタイプの柱脚はスリップ現象が発生することによって、エネルギー吸収効率が低下し、ひいては応答が増大することが危惧されている。柱脚の履歴性状を十分な精度で考慮した地震応答解析や仮動的実験を行った研究は数少なく、未解明な部分を多く含んでいる。

一方、これまで著者等は、スリップ現象を解消できる「ノンスリップ型柱脚」を開発・提案している⁸⁾。ノンスリップ型柱脚は、部分架構試験体による載荷実験および解析により検証が行われているものの、地震応答実験などによる不規則な繰り返し載荷下の性能検証は行っていない。

これらの背景から、本論文では、分散型実験システムの概要を示し、回転角を接続自由度とする、分散型仮動的実験として、アンカーボルト降伏先行型柱脚およびノンスリップ型柱脚を有する5層2スパン鉄骨構造物について、統合化評価法を用いて分散型実験・解析(オンライン実地震応答シミュレーション)を行って、通常柱脚のものとノンスリップ型柱脚の応答性状から、ノンスリップ型柱脚の耐震有効性を検討する。

2. 分散型実験システムの概要

分散型実験の実験システムとして構築した、実大柱脚載荷装置の概要を以下に示す。

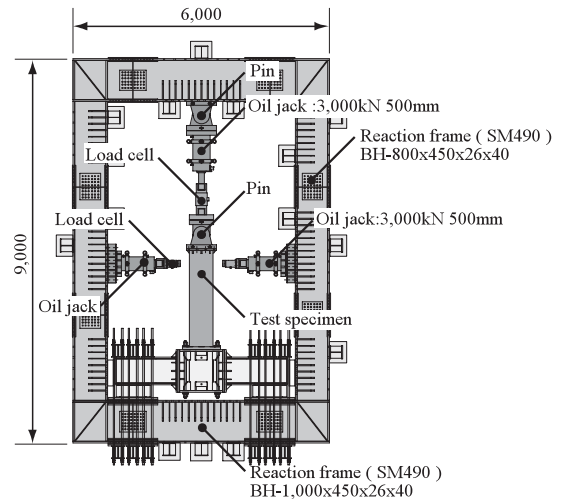


Fig. 1 柱脚載荷システム

Fig. 1に柱脚載荷システムを示す。外法寸法で9,000mmx6,000mmの口型反力フレーム(BH-1,000x450x26x40, BH-800x450x26x40, SM490)にストローク500mm、載荷能力 $\pm 3,000\text{kN}$ の複動式油圧ジャッキが3台設置されている。

露出柱脚付柱が鋼製基礎に緊結された実大試験体をゲビンデで反力フレームに固定している。鉛直力を作用させるジャッキが、柱軸線上に、ピンを介して、接続され、水平力を作用させる左右2本のジャッキが柱直交方向に圧縮力のみ作用するように設置されている。この載荷システムの3本のジャッキを載荷制御とジャッキストローク制御とを切替えながら、互いに連動させて試験を行う。

ジャッキ先端のロードセル(容量3,000kN)とストローク計測用のデジタル変位計とが各油圧ユニットコントローラーに接続されている。

独立した3台の油圧ユニットコントローラーは、RS485通信回線で、制御用コンピュータと接続されている。制御用コンピュータは、イーサネット回線でインターネットに接続されている。本分散型実験システムは、ソケット通信プログラムを介して全世界の研究者、研究機関と、統合化実験を実施することができる。

3. 対象建物の構造特性

3.1 ノンスリップ型露出柱脚の概要

ノンスリップ型露出柱脚の機能・概念を Fig. 2 に示す。アンカーボルトに塑性伸びが生じると、ナットとベースプレートとの間に間隙が発生し、ナットとベースプレートが接触するまで、アンカーボルト張力に基因する曲げ抵抗は生じない。このことが、復元力特性におけるスリップ現象の原因である。ノンスリップ型露出柱脚では、ベースプレートとナットとの間に楔デバイスを設置するのみでこのスリップ現象を防止できる。この楔デバイスは、楔、楔受けおよびベースプレートが一体となってナットを押し上げ、楔が常に間隙を埋めることにより、アンカーボルトに引張力が作用して曲げに抵抗する。結果として、復元力特性にスリップ現象は生じないことになる。

Table 1 各層の柱梁断面

階数	G1	階数	C1
R	H - 400 x 300 x 11 x 18	5	□ - 450 x 450 x 19
5	H - 488 x 300 x 11 x 18	4	□ - 500 x 500 x 19
4	H - 488 x 300 x 11 x 18	3	□ - 500 x 500 x 19
3	H - 588 x 300 x 12 x 20	2	□ - 550 x 550 x 22
2	H - 588 x 300 x 12 x 20	1	□ - 550 x 550 x 22

SN400 ($\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$) コンクリートスラブ合成効果: $1.4 \cdot E_s$
 BCR295 ($\sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$)
 $E_s: 205 \text{ (kN/mm}^2)$

Table 2 荷重設計

	固定荷重 (N/m^2)	
	屋根	一般階
スラブ	3,530	3,530
防水層	1,470	
仕上げ	200	200
梁	390	390
柱	100	100
内壁	490	490
合計	6,180	4,710

	積載荷重 (N/m^2)	
	屋根	一般階
架構用	650	1,800
地震力用	300	800

外壁 バラベット 固定荷重
(N/m^2)
2,940

Table 3 架構検討用鉛直荷重と1次設計用地震荷重

階数	架構検討用鉛直荷重 (kN)		1次設計用地震荷重 (kN)	層質量 (t)
	P1	P2	H	mi
R階	102.5	93.5	244.2	68.1
5階	97.7	104.0	135.8	61.9
4階	97.7	104.0	105.2	61.9
3階	97.7	104.0	79.5	61.9
2階	97.7	111.3	56.8	63.4

基本固有周期: 0.592s, 第2種地盤,
地震地域係数: $Z = 1.0$

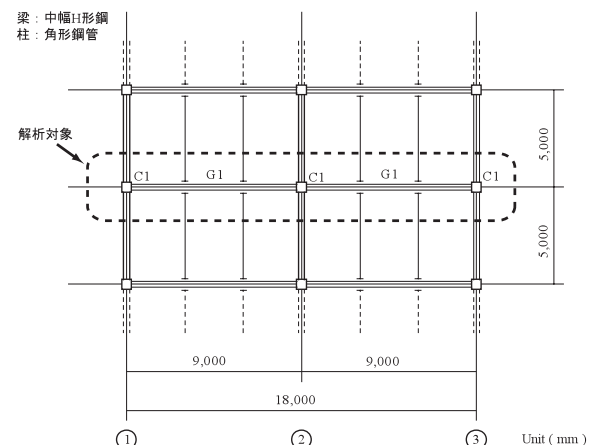
3.2 対象建物

対象建物の梁伏図を Fig. 3 (a) に、軸組図を Fig. 3 (b) に、それぞれ、示す。柱梁の部材断面を Table 1 に示す。

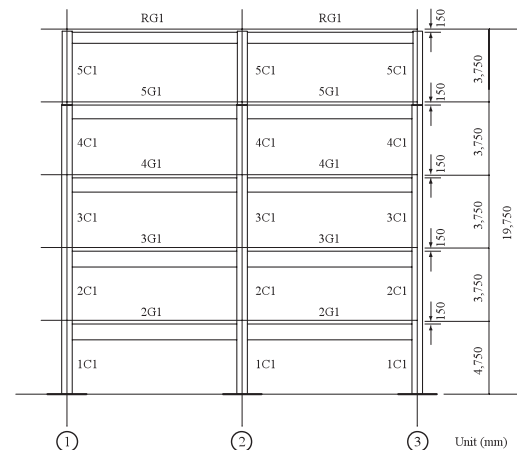
対象とする構造物は、角形鋼管柱、中幅H形鋼梁と露出柱脚を有する5層2スパンの純フレーム鉄骨造架構（1構面）である。鋼種は、梁はSN400 ($\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$), 柱はBCR295 ($\sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$) とする。梁はコンクリートスラブ (150mm 厚) による合成効果をヤング係数のみ 1.4 倍して考慮する。露出柱脚及びノンスリップ型柱脚の諸元を Fig. 3 (c), (d) に、それぞれ、示す。アンカーボルトには M42 ($\phi 38.9$), ABR400 ($\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$) を用い、ナット間距離を 1,260mm とし、ベースプレート四隅に設置した。

骨組モデルを Fig. 4 に示す。骨組の軸心位置として、鉄骨梁部材芯を採用していることに留意されたい。Table 2 に仮定設計荷重を示す。第2種地盤、地震地域係数 1.0 の地点に建設すると仮定すると、各節点に作用させる架構検討用鉛直荷重と、1次設計用地震荷重 (A_i 分布) は、Table 3 のように得られる。

また、対象建物の性能としては、Table 4 (a) に1次設計

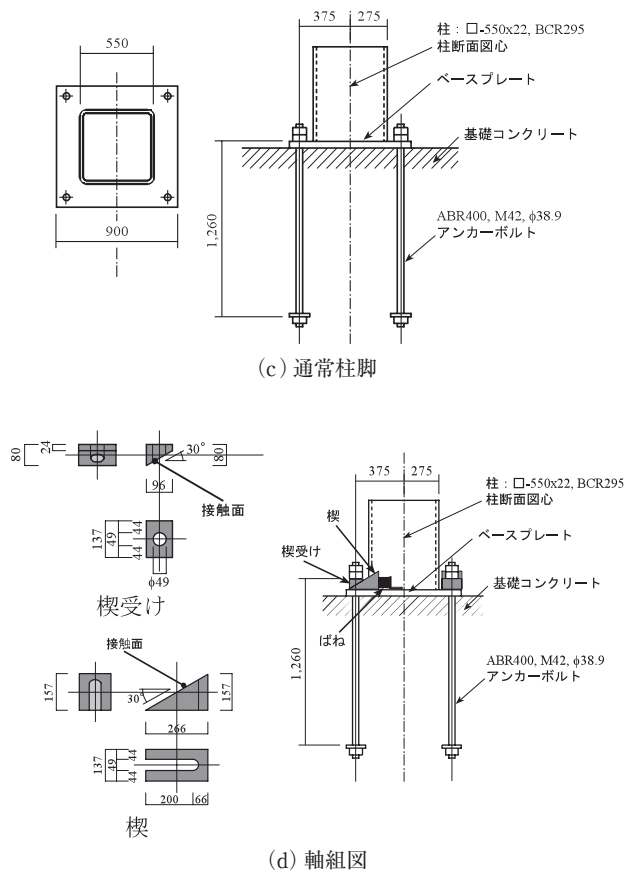


(a) 梁伏図



(b) 軸組図

Fig. 3 対象建物



(d) 軸組図
Fig. 3 対象建物

用地震荷重と鉛直荷重を作用させた時（短期荷重時）の層間変形角を示す。いずれの階も、制限時の0.005rad（1/200）を満足している。Table 4 (b) には、建物頂部の変形角が1/30radの時の層せん断力を建物重量で割った値を示す。本建物の保有水平耐力は0.427であり、塑性ヒンジの発生状況から、梁降伏型の崩壊機構を有することがわかっている。

尚、露出柱脚は半剛接とし、回転ばねを組み込んで、応力解析を行うのが一般的であるが、この通常の方法では長期軸力による回転剛性の上昇特性が表現しえないため、著者の一人が開発した、文献7)の方法を用いて解析を行う。また、部材の塑性化は塑性ヒンジ法で評価した。

4. 5層建物の仮動的分散型実験の概要

4.1 分散型実験の概要

実験に用いた構造モデルは、Fig. 4に示すように、中柱又は側柱柱脚に関しては実験により、それ以外の柱脚、柱、梁、スラブと動的外力に関しては、解析により評価することとした。

柱（FEM解析）と柱脚（実験）との接続自由度形式は、解析から軸力、 N と回転角、 θ を与えて、抵抗する曲げモーメント、 M を得る方式を採用した。

用いた試験体を Fig. 5 に示す。

Table 4 静的加力解析結果

(a) 層間変形角制限（短期）

階数	層間変形と変形角	
	(mm)	(rad)
5階	9.1	0.00240
4階	11.2	0.00299
3階	12.2	0.00322
2階	12.2	0.00324
1階	16.3	0.00378

(b) 保有水平耐力

階数	無次元化層せん断力： Q_i/W
5階	0.168
4階	0.261
3階	0.333
2階	0.388
1階	0.427

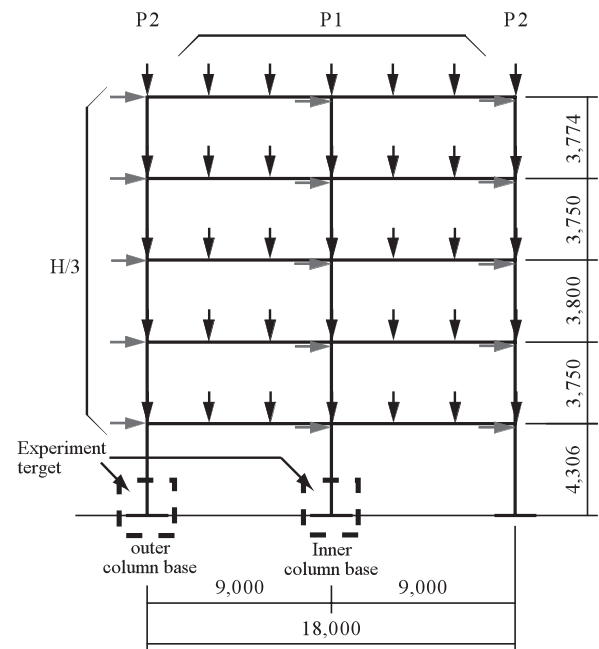


Fig. 4 骨組モデル

Table 5 試験体の素材特性

Member of specimen	Material	E (kN/mm^2)	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	σ_y / σ_u	ϵ_f (%)
Column	BCR295	205	295	490	0.60	-
Base plate	SM490	205	325	490	0.66	-
Anchor bolt	ABR400B	205	298	446	0.67	34

E : Young's modulus
 σ_y : Yield stress
 σ_u : Tensile strength
 ϵ_f : Elongation

試験体は、 $\square$ -550x22 (BCR295) の角形鋼管柱に PL-900x900x60 (SM490) のベースプレートを溶接し、図中ベースプレートの黒丸の位置で転造ネジアンカーボルト (M42, ABR400) 4本を用いて、鋼製基礎と緊結した露出柱脚付片持柱である。尚、ナット間の距離は1,260mmである。これら試験体の素材特性を Table 5 に示す。

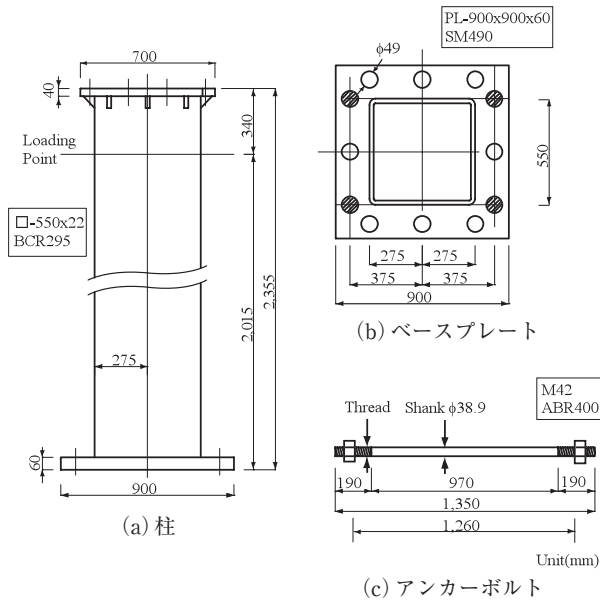


Fig. 5 試験体の形状・寸法

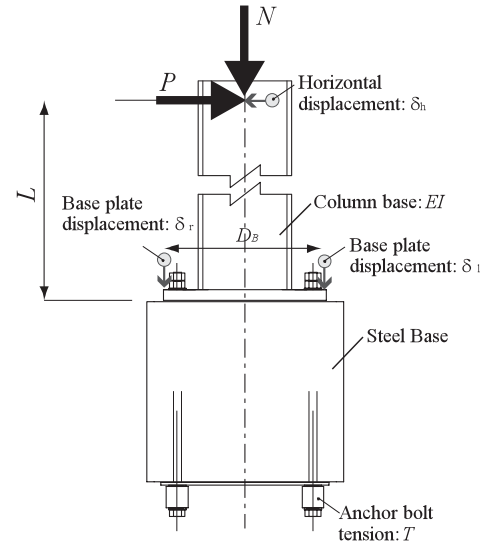


Fig. 6 実験試験体の測定箇所

Table 6 様々な柱脚を持つ建物の地震応答解析結果

	Normal column-base		Wedge column-base		Fixed		Pinned	
T_I (s)	0.817		0.817		0.787		1.050	
V_I (mm/s)	1,628		1,709		1,638		1,339	
V_H (mm/s)	1,342		1,440		1,454		1,148	
Story	r_i (rad)	B_i	r_i (rad)	B_i	r_i (rad)	B_i	r_i (rad)	B_i
1	0.0116	0.446	0.0106	0.432	0.0057	0.489	0.0179	0.349
2	0.0088	0.365	0.0088	0.368	0.0097	0.445	0.0101	0.284
3	0.0086	0.342	0.0086	0.342	0.0101	0.375	0.0064	0.255
4	0.0090	0.305	0.0090	0.311	0.0106	0.334	0.0055	0.228
5	0.0072	0.221	0.0072	0.230	0.0085	0.216	0.0046	0.155

入力地震動は、地動最大速度を 50kine に基準化した El centro NS 波を用い、継続時間は主要動を含む 10s とした。系の 1 次・2 次固有周期は、0.817s、0.269s であり、積分時間刻みは 0.005s とした。減衰は、1 次の減衰定数を 0.02 とする初期剛性比例型内部粘性減衰を採用した。柱脚の仮定回転剛性、 K^I を計算回転剛性、 K_{BS} ($=8.17 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{mm}$) の 150 倍、ベースプレート回転角の位置決め条件、 e_θ を $3 \times 1.43 \times 10^{-5} \text{ rad}$ とし、直接積分法として α T-OS 法を用いることとした。

実験シリーズは、柱脚形式を、通常柱脚、ノンスリップ型柱脚と変化させ、地震動を連続して 2 回加振する弾塑性地震応答実験とした。

また、比較のために、解析のみを用いた、地震応答解析を行った。その際、柱の境界条件をピン支持、固定とした場合も解析を行った。

4.2 実験試験体の評価方法

Fig. 6 に、実験試験体の測定箇所を示す。柱脚部の曲げ

モーメント、 M とベースプレート回転角、 θ は、次式により評価できる。

$$M = P \cdot L \quad (1)$$

$$\theta = \frac{\delta_l - \delta_r}{D_B} \quad (2a)$$

$$\theta = \frac{\delta_h}{L} - \frac{P \cdot L^2}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2b)$$

ここに、 P : 水平荷重、 δ_l, δ_r : ベースプレート左右両端の鉛直変位、 D_B : ベースプレート幅、 L : 水平加力点からベースプレート位置までの距離、 δ_h : 水平加力点の水平変位、 EI : 柱の曲げ剛性である。

柱に塑性化が生じない場合、(2a)、(2b) は同一の値が得られるので、本研究では式 (2a) を採用した。

接触状況や柱脚の耐力を推定するには、基礎からの圧縮合力の位置が判ればよい。

そこで、次式により、圧縮合力点位置を算定した。

$$d_c = \frac{M - d_t \cdot \sum T_i}{\sum T_i + N} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 d_c :柱図心から圧縮合力点位置までの距離、 $\sum T_i$:引張側アンカーボルトのアンカーボルト軸力の総和、 d_t :柱図心からアンカーボルト位置までの距離、 N :柱軸力である。

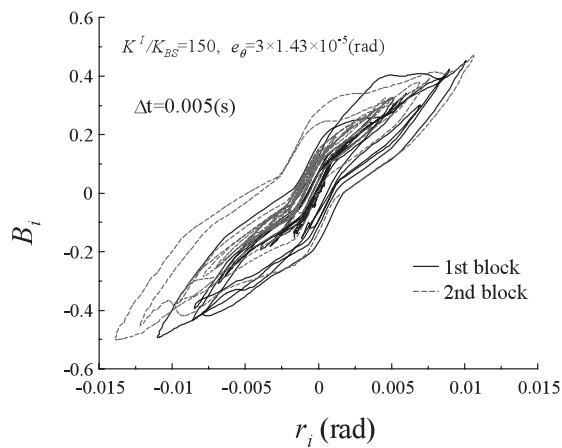
5. 実験結果とその考察

連続して2回地震応答実験を行った実験結果を Fig. 7～10 に示す。圧縮合力点位置、 d_c -ベースプレート回転角、 θ 関係を Fig. 11 に示す。また、解析のみの結果を Table 6 に示す。Fig. 7～10 の図中 (a) は通常柱脚、(b) はノンスリップ柱脚の結果である。いずれの図も第1回目の加振を実線で、第2回目の加振を破線で示している。

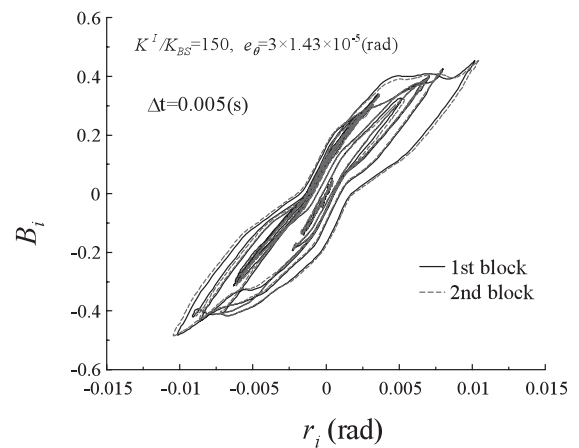
Fig. 7 には、中柱を実験対象とした場合の、建物の重量で無次元化した第1層の層せん断力、 B_i と第1層の層間変形角、 r_i の関係を、Fig. 8、及び Fig. 9 には、中柱及び側柱を実験対象とした場合について、柱脚の曲げモーメント、 M とベースプレート回転角、 θ との関係を、Fig. 10 には、側柱における、柱脚軸力、 N と柱脚の曲げモーメント、 M の関係を、それぞれ、示す。

Table 6 には、柱脚及び柱下端支持条件を、通常柱脚、ノンスリップ型柱脚、ピン支持及び固定とした場合における、建物の基本固有周期、 T_1 、地震入力エネルギー及び損傷に寄与するエネルギーの速度換算値、 V_I 、 V_H 、各層の最大応答層間変形角、 r_i 及び建物重量で無次元化した最大応答層せん断力、 B_i を示す。

これらの図・表から以下のことがわかる。

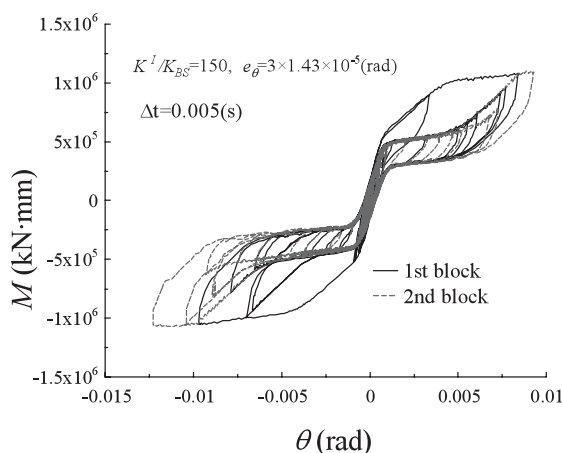


(a) 通常柱脚

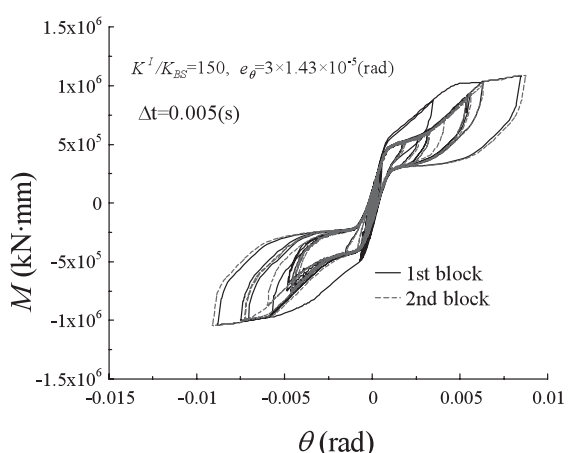


(b) ノンスリップ型柱脚

Fig. 7 ベースシヤ係数-層間変形角関係

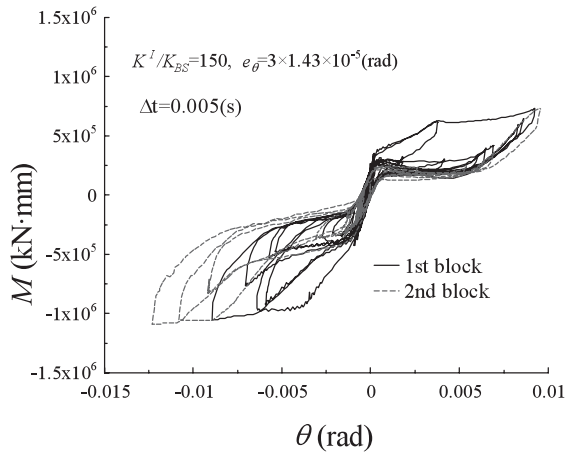


(a) 通常柱脚

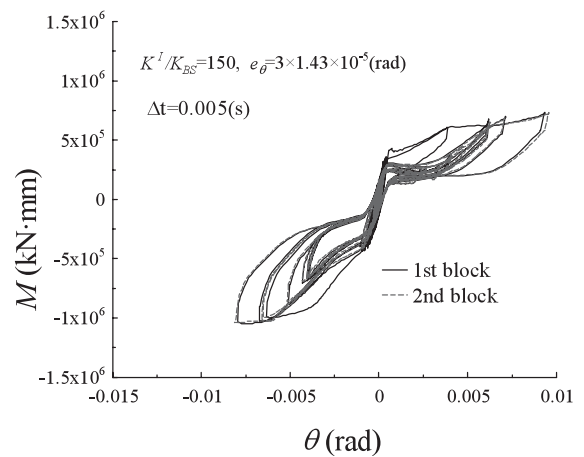


(b) ノンスリップ型柱脚

Fig. 8 柱脚の曲げモーメント-ベースプレート回転角関係 (中柱を実験対象とした場合)

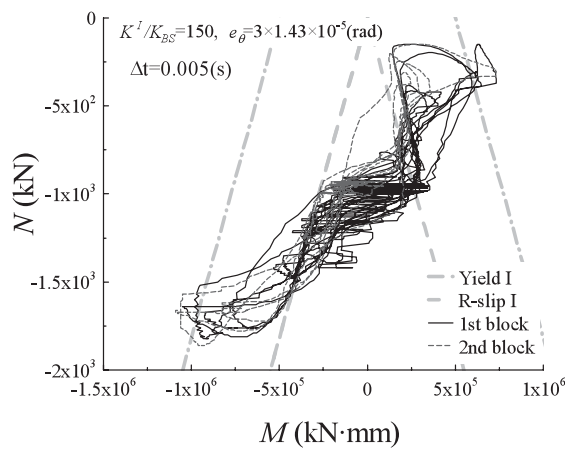


(a) 通常柱脚

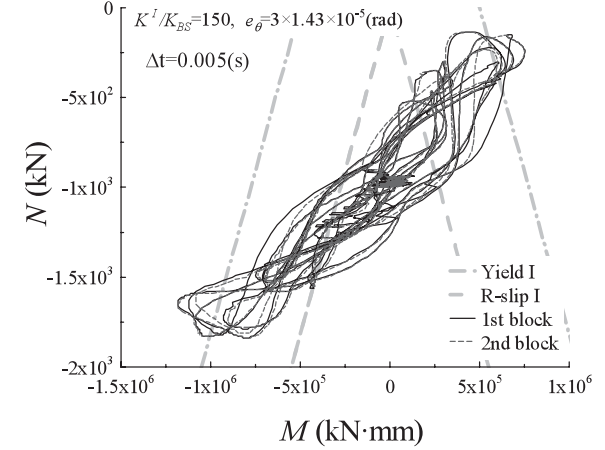


(b) ノンスリップ型柱脚

Fig. 9 柱脚の曲げモーメント - ベースプレート回転角関係（側柱を実験対象とした場合）



(a) 通常柱脚



(b) ノンスリップ型柱脚

Fig. 10 柱軸力 - 柱脚曲げモーメント関係（側柱を実験対象とした場合）

○柱脚復元力の層間変位応答に及ぼす影響

Fig. 7 のベースシヤ係数 - 層間変形角関係から、いずれの柱脚においても、ベースシヤ係数 - 層間変形角関係は S 字型の復元力特性となる。これに基因して、ノンスリップ型柱脚の最大層間変形角は、通常柱脚のそれと比べて 25% 程度小さくなることがわかる。

Fig. 8, 9 の柱脚の曲げモーメント - ベースプレート回転角関係から、初期軸力の効果で初期回転剛性は高くなり、履歴ループはフラッグ型となること、通常柱脚では、顕著なスリップ現象が生じる一方、ノンスリップ型柱脚では大きなスリップ現象は生じず、最大ベースプレート回転角は、通常柱脚のそれと比べて 10% 程度小さくなることがわかる。

○側柱の軸力変化が、曲げモーメント耐力に及ぼす影響

Fig. 10 から分かるように、側柱柱脚では、大きな軸力変動が生じる。また、Fig. 8, 9 の柱脚の曲げモーメント - ベースプレート回転角関係及び柱軸力 - 柱脚曲げモーメント

関係から、軸力の変動によって柱脚の抵抗する曲げモーメント耐力は、正負で約 20% 程度差が生じることがわかる。また、その履歴特性は非常に複雑となる。Fig. 10 には、この軸力変動による曲げモーメント耐力変化を示す、文献 7) の柱脚の $M-N$ 耐力相関関係式を示している。

柱脚の降伏耐力、 M_y および、付加曲げ抵抗、 M_n は、次式により評価できる。

$$M_y = T_y \cdot n \cdot (d_c + d_t) - N \cdot d_c \quad \dots\dots\dots (4.a)$$

$$M_n = -N \cdot d_c \quad \dots\dots\dots (4.b)$$

ここに、 T_y : アンカーボルトの降伏軸力 ($= \sigma_y \times \phi^2 \times \pi/4$), n : 引張側アンカーボルトの本数である。

降伏耐力は、Yield I ライン近傍に留まり、通常柱脚は R-slip I ラインに沿った軌跡が明瞭に表れていることがわかる。

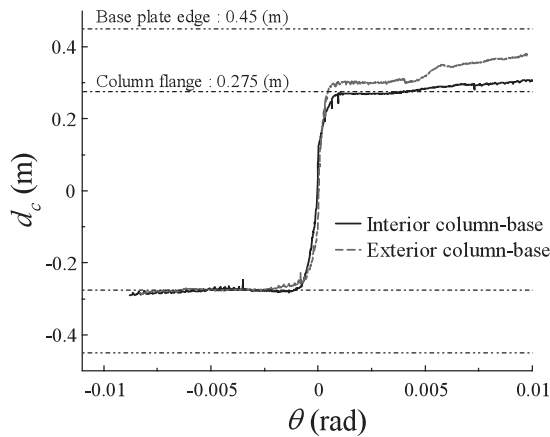


Fig. 11 圧縮合力点位置－ベースプレート回転角関係

○柱脚の特性評価を高精度化する意義について

Table 6 から、柱脚の固定度を変化させると、基本固有周期は、ピン支持 1.050s, 通常柱脚 0.817s, 固定 0.787s と大きく変化し、地震入力エネルギーが変化する。

従って、固有周期帯によっては、柱脚特性評価が建物全体の応答値に大きく影響する。

柱脚の復元力特性は、複雑であるため、ノンスリップ型柱脚のように新しい構造形式の可能性を評価するには、本方法は有効と考えられる。

○ノンスリップ型柱脚の性能評価

Fig. 8, 9 から、2 回目の加振では通常柱脚は大きくスリップが生じており、これに基因して、層間変形角が大きくなる一方、ノンスリップ型柱脚では、ごく初期を除き、1 回目と 2 回目の加振時における履歴特性はほぼ一致することがわかる。このことから、ノンスリップ型柱脚は、激震を受けた後もその構造性能は全く劣化することがなく、高い自己修復性能を有している。

また、2 度の激震に対しても、破損等生じないことから、十分な塑性変形能力を有している。従って、メンテナンスフリーな柱脚であることがわかる。

○圧縮合力点位置について

Fig. 11 に示す、圧縮合力点位置、 d_c -ベースプレート回転角、 θ の関係から、中柱と側柱の圧縮合力点位置の推移より、圧縮合力点位置は柱フランジ近傍に推移していること、また、Fig. 10 からわかるように、正方向载荷では、側柱の柱脚軸力が低減し、圧縮合力点位置がベースプレート端部方向へ推移していることがわかる。

6. ま と め

異種構造解析プログラムや実験システムを統合化し、建築構造物の耐震性能を詳細に調べるための分散型载荷システムを構築し、ノンスリップ型柱脚を有する 5 層 2 スパン鉄骨建物について統合化耐震性能評価を行った。得られた

知見は以下のように要約できる。

- 1) インターネットを介して、実験システムと有限要素法解析プログラムを接続する統合化評価法によれば、建物全体の耐震性能を評価できる。
- 2) 地動最大速度が 50kine の激震に対して、通常柱脚の場合ではスリップ現象が生じ、スリップ現象が生じないノンスリップ型柱脚の場合と較べて 10% 程度最大ベースプレート回転角が大きくなる。
- 3) ノンスリップ型柱脚は、2 度の激震を受けた際も、その構造性能は劣化しないという高い自己修復性を有する。

本研究で開発した分散実験システムで、統合化評価を行えば、新しい構造システムの開発に役立てることができる。現状は、平面構造のみを対象としているが、今後、擬似立体、立体構造への適用・拡張を行う予定である。

謝 辞

本研究は、平成 17 年度 実大三次元震動破壊実験施設 (E-ディフェンス) を活用した構造物の耐震性に関する国内外共同モデル研究 鉄骨建物実験研究「統合化評価法のための部分構造分散载荷システムの構築 (研究代表者: 玉井宏章)」, 並びに広島工業大学「高性能構造システム開発研究センター」(代表者: 高松隆夫教授) のプロジェクト研究の一環として実施しました。直接ソケット通信プログラムは、京都大学 Peng Pan 博士が作成したプログラムを利用させていただきました。また、フルサト工業株式会社より転造ねじアンカーボルトを提供していただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

文 献

- 1) 多田元英, 桑原進: インターネットで異種プログラムを統合した構造解析システムの基本考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 580 号, pp.113-120, 2004. 6.
- 2) Hiroyuki Tamai and Motohide Tada: Internet-Based Collaboration in Structural Elasto-Plastic Numerical Analysis (Part 3 Analysis of Exposed Column-Base), *International Symposium on Network and Center-Based Research for Smart Structures Technologies and Earthquake Engineering*, pp.537-542, 2004. 7.
- 3) 多田元英, 玉井宏章, 吉村真人: 露出柱脚と剛性梁部材の解析プログラムを統合した剛骨組の弾塑性解析コラボレーション, 鋼構造論文集, 第 12 巻, 第 47 号 pp.43-55, 2005. 9.
- 4) 中島正愛, 赤澤隆士, 坂口理: 実験誤差制御機能を有したサブストラクチャ仮動的実験のための数値積

- 分法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第454号, pp.61-71, 1993.12.
- 5) Hilber, H. M., Hughes, T.J.R, Taylor, R.L.: Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics, *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, Vol. 4, pp.283-292, 1977.
- 6) Combescure, D., Pegon, P : α -Operator Splitting time integration technique for pseudo dynamic testing Error propagation analysis, *Soil dynamics and Earthquake Engrg.*, Vol. 16, pp.427-443, 1997.
- 7) 玉井宏章：変動軸力の影響を考慮した露出柱脚付骨組の弾塑性解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.127-135, 2003. 9.
- 8) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗：ノンスリップ型鉄骨露出柱脚の復元力特性モデル, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 51 B, pp.293-302, 2005. 3.
- 9) 玉井宏章, 高松隆夫, 山西央明, 多田元英, 五十嵐秀一：統合化評価法のための分散型仮動的実験システムの構築, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第29巻, pp.237-240, 2006. 3.

