

# 半固定型柱を用いた変形一様化構造システムの設計 ならびに応答性状に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 明治大学理工学部 公開日: 2016-06-01 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 積山, 悠, 平石, 久廣, 和泉, 寛幹, 都祭, 弘幸 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10291/17919">http://hdl.handle.net/10291/17919</a>

## Ⅲ-90 半固定型柱を用いた変形一様化構造システムの設計 ならびに応答性状に関する研究

積山 悠\*<sup>1</sup>, 平石久廣\*<sup>2</sup>, 和泉寛幹\*<sup>1</sup>, 都祭弘幸\*<sup>3</sup>

### STUDY ON EARTHQUAKE RESPONSE OF STRUCTURE SYSTEMS DEFORMING WITH UNIFORM STORY DRIFT ANGLE USING SEMI-RIGID COLUMNS

Yu TSUMIYAMA, Hisahiro HIRAISHI, Hiroki IZUMI and Hiroyuki TOMATSURI

#### Abstract

In the current structural design, the story drift angle has very important meaning. If the maximum story drift angle of the building might exceed the specified value, the structure plan should be changed by mean of the reinforcement of strength or the installation of damper, etc.. This story drift angle is generally different along the height of the structures and mostly the maximum at a middle story of the structures.

In order to reduce the maximum story drift angle, many researches have been conducted to achieve uniform story drift angle. However, the outputs of these past researches were not simple and universal.

This paper investigated the general adaptability of past method designing the columns with semi-rigid detail at the base of the first story columns and the top of the upmost story columns, and proposed the modified design theory and detailed procedure defining the strength of beams and the semi-rigid columns.

The major findings obtained in this paper were as follows:

- 1) In the case of the artificial seismic wave with random phase based on the spectrum provided by Notification, the uniform story drift angle was generated and the maximum story drift angle was smaller than that of common structures in both low-rise and high-rise buildings.
- 2) In the case of past observed waves, same results were found in low-rise building. However, the sufficient uniform story drift angle was not generated in high-rise buildings for particular waves.
- 3) In the insufficient cases mentioned above, there was the significant difference between the external force distribution ( $A_i$  distribution) which was used for defining the strength of beams along the height and that of the semi-rigid columns and the external force distribution at the maximum response.
- 4) The buildings in which the strength of members was defined by the external force distribution at the maximum response obtained from time history analyses generated sufficient uniform story drift angle and the maximum story angle was outstandingly reduced.

**Key Words:** Theoretical Analysis, Reinforced Concrete Building, Story Drift Angle, Semi-rigid Column, Deforming with the Uniform Story Angle, Earthquake Response Analysis

## 1. はじめに

近年、建築物の設計では、超高層建築物のみならず建

物高さが60mを下回るような建物においても、大地震時に対しても建物の継続使用性の確保や、二次部材の損傷防止などのため、最大層間変形角の上限値を設計クライテリアとすることが一般的になりつつある。建築物の最大層間変形角がこれらの規定値を上回る場合には、強度の増大や制振部材の設置など構造計画の変更が余儀なくされているのが現状である。また、建築物の地震時の変形は全体降伏形では一般に建物の中層部で大きくなる傾向にあり、層間変形角はこの中層部で最大値となる事が

\*<sup>1</sup> Graduate Student, School of Science & Technology, Meiji Univ.

\*<sup>2</sup> Prof., Dept. of Architecture, School of Science & Technology, Meiji Univ., Dr. Eng. (Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

\*<sup>3</sup> Professor, Department of Architecture, Faculty of Engineering, Fukuyama University, Dr. Eng.

多い。従って建物の高さ方向に関して変形の一様化が図れば、結果として最大層間変形角は小さくすることが出来る。

このような層間変形の一様化や最大層間変形角の低減に関する研究としては、エネルギーの釣り合いに基づいて各層の部材耐力を調整する方法<sup>1)</sup>や、履歴型ダンパーの耐力を調整することによる最大層間変形角の応答改善法<sup>2)</sup>など、これまでに数多く行われている。しかしながら、これらの従来の方法についても、入力レベルにより変形分布が異なるなどの課題や、ダンパー設置に係わる意匠・構造計画の変更やコストの上昇などの問題がある。

そこで、著者らは、建築物の最下層の柱脚および最上層の柱頭を半固定型柱にすることにより、各層の層間変形の一様化、結果として最大層間変形角の低減や変形の集中に伴う層崩壊の防止、地震時応答の抑制が可能であると考へ、既に5階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とし、変形一様化を実現するための半固定型柱および梁の耐力の設定方法を示すとともに、地震応答解析を行いその効果を示している<sup>3)</sup>。

本論文では、この手法の一般化を図るため、既往の研究<sup>3)</sup>では検討されていない低層建物や高層建物への適用を検討した。具体的には、設計事例集<sup>4)</sup>より3階、10階、14階建て建物を解析対象とし、魚骨形モデルを用いて地震応答解析を行った。さらに、特定の入力地震動を用いた場合、高層建物において既往の方法では最大層間変形角の低減は見られたものの、目標とした変形の十分な一様化が図れないケースが生じたため、 $A_i$ 分布を用いた応答解析によって得られた最大応答時の外力分布を用いた修正設計法を提示した。さらに、この修正した設計法の妥当性を地震応答解析により示した。

## 2. 地震応答解析の概要

### 2.1 解析対象モデル

解析対象建物は、3、10、14階建て鉄筋コンクリート造無限均等ラーメンである。解析対象は、 $6\text{ m} \times 6\text{ m}$ で柱一本当たりの支配面積は $36\text{ m}^2$ 、単位面積当たりの重量を $12\text{ kN/m}^2$ とした(図1斜線部分)。支配面積に対する重量は、集中荷重として各層の柱・梁節点に作用させた。解析モデルは、図2のように魚骨形モデルとした。柱・梁の部材断面は構造設計・部材断面事例集<sup>4)</sup>に記載された寸法、配筋の値を用いた。また、本論で用いた10、14階建て建物は  $A_i$  分布に対して  $D_s=0.3$  として設計されている。3階建て建物については、(株)ユニオンシステム一貫構造計算ソフト Super Build/SS3を用い、 $A_i$  分布に対し  $D_s=0.3$  として断面設計を行った。内部粘性減衰

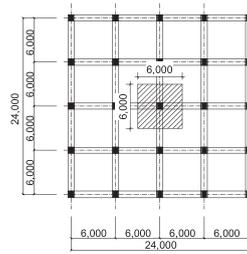


図1 解析建物平面図

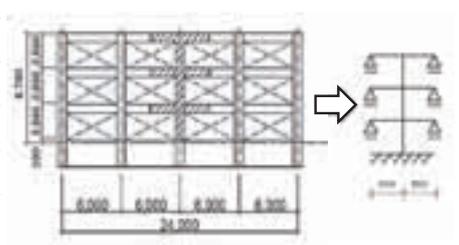


図2 魚骨形モデルへのモデル化

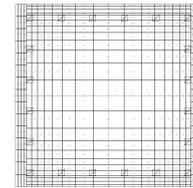


図3 ファイバーモデル

定数は、瞬間剛性比例型で1次固有周期に対し3%とした。なお、解析の簡略化のため、柱・梁の接合部の断面すべてを剛域とした。半固定型柱部分も含め柱にはファイバーモデルを、梁は  $M-\theta$  梁モデルとして復元力特性は武田モデル<sup>5)</sup>を用いた。柱をファイバーモデルとしたのは、ヒンジの性状を精確に把握するためである(図3参照)。通常用いられる魚骨形モデルでは、梁の支点はピン支持であるため、長期荷重による柱の伸縮に伴う二次的な梁の押さえ込みの影響が生じる。そのため、本論文では、各時刻歴の解析ステップにおいて、梁両端部の鉛直変位が柱・梁接合部の鉛直変位と同一となるように、変位拘束して解析を進めた。

### 2.2 半固定型柱

本論文で用いる解析対象の半固定型柱は、図4に示すように、柱脚、柱頭部分の断面積を縮小し、鉄筋量を減らすことにより半固定型柱とした。半固定部分の高さ  $h_H$  は柱のせい  $B$  の  $1/2$  とした(図4参照)。

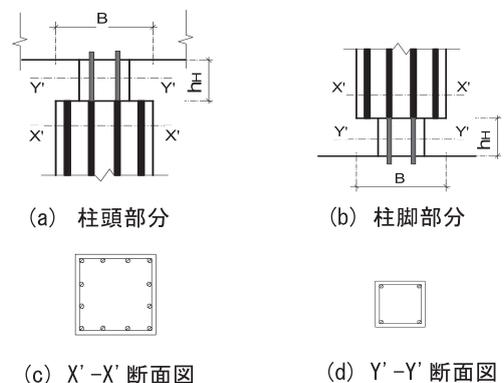


図4 半固定型柱の概念図

### 2.3 柱の解析モデル

#### 1) コンクリート

非線形特性は New RC モデル<sup>6)</sup>の式を用いた。図 5 (a)にその応力-ひずみ関係を示す。

#### 2) 鉄筋

鉄筋の非線形性能は Masing 型バイリニアモデルを用いた。降伏後の剛性は初期剛性の1/1000とした。鉄筋の応力-ひずみ関係を図 5 (b)に示す。

### 2.4 梁の解析モデル

梁における  $M-\theta$  関係の復元力特性は、武田モデル<sup>5)</sup>とし、降伏剛性低下率  $\alpha_y$  を 0.3、ひび割れモーメントは降伏モーメントの1/3とした。また、トリリニアカーブの第3勾配は初期剛性の1/1000とし、除荷係数  $\gamma$  は 0.4とした。

### 2.5 入力地震動

地震動は、表層地盤の増幅として平成12年建設省告示1461号に規定された略算値を用いた第二種地盤の加速度応答スペクトルを基に作成した波（ランダム位相）と既往の観測波3波（El Centro-NS, Taft-EW, Hachinohe-EW）を用いた。それぞれの加速度スペクトルと時刻歴波形を図 6, 7に示す。また、観測波は様々な波が発表されているが、本論では文献<sup>7)</sup>の観測波3波を用い、表 1に示すようにそれぞれの地震動の最大速度をレベル 2



図 5 応力-ひずみ関係

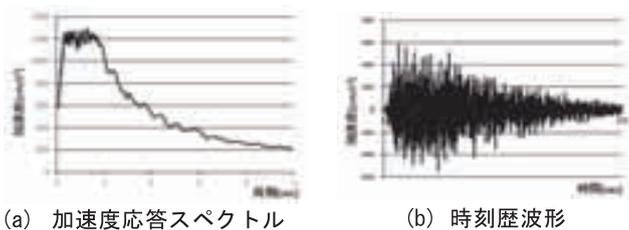


図 6 検討地震動(告示波)

表 1 検討用地震動

	El Centro-NS	Taft-EW	Hachinohe-EW
最大速度(cm/s)	50	50	50
最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )	510.8	238.5	496.5

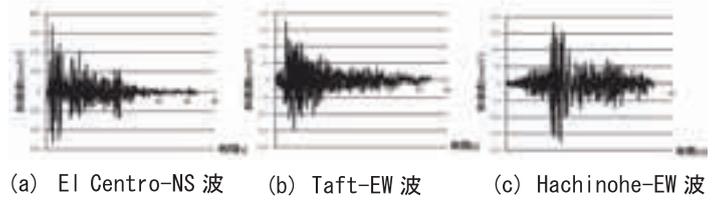


図 7 観測波 3 波の時刻歴波形

に相当する50cm/sに基準化し検討した。

## 3. 検討モデル設定方法

### 3.1 柱・梁断面設定

3階、10階、14階建て建物のそれぞれの柱の断面を表 2に示す。なお、本構造システムでは半固定モデルの場合においても、最下層と最上層の半固定型柱部分（柱せいの1/2の値を半固定型柱部分の高さとした）を除き固定モデルと同様、表 2の断面とした。

3階、10階、14階建て建物のそれぞれの梁の断面を表 3に示す。ただし、梁の断面は固定モデル、半固定モデルで同一である。

また、各建物モデルの材料強度を表 4に示す。

表 2 柱断面  
(a) 3階建て建物

層	柱断面表		
	B×D	主筋	フープ
3F	850×850	12-D25	□・D13@100
2F	850×850	12-D25	□・D13@100
1F	850×850	16-D29	田・D13@100

(b) 10階建て建物

層	柱断面表		
	B×D	主筋	フープ
9-10F	850×850	20-D29	□・D13@100
6-8F	850×850	20-D29	田・S13@100
3-5F	850×850	20-D32	田・S13@100
2F	850×850	20-D35	田・S13@100
1F	850×850	20-D35	田・S13@100

(c) 14階建て建物

層	柱断面表		
	B×D	主筋	フープ
13-14F	850×850	16-D29	田・D13@100
10-12F	900×900	20-D29	田・S13@100
7-9F	950×950	20-D32	田・S16@100
4-6F	950×950	20-D35	田・S16@100
2-3F	1000×1000	24-D38	田・S16@100
1F	1000×1000	24-D38	田・S16@100

表3 梁断面  
(a) 3階建て建物

梁断面表				
層	B×D	上端筋	下端筋	フープ
RF	500×700	3-D25	3-D25	□・D13@200
3F	500×700	3-D25	3-D25	□・D13@200
2F	500×700	4-D29	3-D29	□・D13@200

(b) 10階建て建物

梁断面表				
層	B×D	上端筋	下端筋	フープ
RF	550×750	5-D25	3-D25	□・D13@150
10F	550×750	7-D25	4-D25	□・D13@200
8-9F	550×750	7-D29	5-D29	□・S13@200
6-7F	600×800	7-D32	7-D32	□・S13@150
2-5F	600×800	8-D35	7-D35	□・S13@200

(c) 14階建て建物

梁断面表				
層	B×D	上端筋	下端筋	フープ
RF	550×800	5-D25	3-D25	□・D13@200
14F	550×800	6-D29	4-D29	□・D13@150
13F	550×800	8-D29	5-D29	□・S13@200
11-12F	600×850	9-D32	5-D32	□・S13@150
7-10F	600×850	10-D35	9-D35	□・S16@150
2-6F	650×900	10-D35	10-D35	□・S16@150

表4 材料強度

	3F	10F				14F			
		1~2F	3~5F	6~8F	9~10F	1~6F	7~10F	11~12F	13~14F
Fe	24N/mm <sup>2</sup>	33N/mm <sup>2</sup>	30N/mm <sup>2</sup>	27N/mm <sup>2</sup>	24N/mm <sup>2</sup>	36N/mm <sup>2</sup>	33N/mm <sup>2</sup>	27N/mm <sup>2</sup>	24N/mm <sup>2</sup>
主筋強度	SD345	1~5F SD390	6~10F SD345		1~9F SD390		10~14F SD345		
せん断補強筋強度	SD295A	KSS785		SD295A	KSS785		SD295A		

### 3.2 半固定型柱および梁の終局曲げモーメント設定

半固定型柱および梁の終局曲げモーメントは既往の研究<sup>3)</sup>を参考にし、以下のように定めた。

i) 想定するメカニズム時の各層の地震時層せん断力係数  $C_i$  を求める際には、高さ方向の層せん断力分布係数として  $A_i$  分布を用いた。地震時に各層に生じるせん断力  $Q_i$  は式(1)のように求めた。なお、本論の解析対象である文献<sup>4)</sup>の3階、10階、14階建て建物では、1層の地震時層せん断力係数(ベースシア係数)はそれぞれ約0.66、約0.34、約0.26である。

$$Q_i = C_i \sum_{j=1}^n m_j g \quad (1)$$

- $m_j$ :  $i$  層の建物質量
- $g$ : 重力加速度
- $n$ : 層数

ii) 中間層は式(2)、(3)より、中層部各層に生じる柱の

曲げモーメントの反曲点が層の中央になるように、外力分布に応じて各層の柱の節点の曲げモーメント  $cM_i$  および柱端部の曲げモーメント  $cM_{0i}$  を定めた。

$$cM_i = Q_i \cdot \frac{h_i}{2} \quad (i=2 \sim n-1) \quad (2)$$

$$cM_{0i} = Q_i \cdot \frac{h_{0i}}{2} \quad (i=2 \sim n-1) \quad (3)$$

$h_i$ :  $i$  層の階高

$h_{0i}$ :  $i$  層の柱の可撓長さ

iii) 最下層と最上層の柱の曲げモーメントは、半固定型柱部分の長さ  $h_H$  をヒンジ長さとして仮定し、 $i$  層の可撓長さ  $h_{0i}$  から半固定型柱部分の長さ  $h_H$  を引いた高さの半分に反曲点が生じるような曲げモーメントとなるように設定した。この時の最下層の半固定部上端の柱の曲げモーメントおよび最上層の半固定部下端の柱の曲げモーメントは式(4)から与えられる。最下層の半固定型柱部分最下部の曲げモーメント  $cM_B$  は、式(5)に示すように層せん断力に反曲点から半固定型柱部分最下部までの距離を乗じた値である。また、最上層の半固定型柱部分の最上部の曲げモーメント  $cM_T$  も、同様にして与えられる(式(6)参照)。

$$cM_{0i} = Q_i \cdot \left( \frac{h_{0i} - h_H}{2} \right) \quad (i=1, n) \quad (4)$$

$$cM_B = Q_1 \cdot \left( \frac{h_{01} - h_H}{2} + h_H \right) \quad (5)$$

$$cM_T = Q_n \cdot \left( \frac{h_{0n} - h_H}{2} + h_H \right) \quad (6)$$

$h_H$ : 半固定型柱部分の高さ

iv) 梁の終局曲げモーメントは簡略化のため、左右の梁の終局曲げモーメントを同一とし、柱・梁節点でのモーメントの釣合いが成立するように定めた(式(7)、式(8)参照)。ただし、最上層の梁は最大応答時でもほぼ線形となるような終局曲げモーメントを設定した。最上層以外の梁の終局曲げモーメントは式(8)で求めた梁端部の終局曲げモーメント  $bM_{0i}$  とした。なお、半固定モデルにおける梁の断面は表3に示した寸法を用いた。また、半固定モデルの場合において、左右の梁の終局曲げモーメントは梁の断面寸法、配筋より求める値ではなく、式(7)、(8)で得られた値とした。さらに、左右の梁の終局モーメントの和のみが変形モードに影響を及ぼすことから、簡易化のため上側引張、下側引張の場合で同一の値を与えた。

想定したモーメント図(最下層柱脚の場合)と降伏機

構を図 8, 9 に示す。

$${}_bM_i = \left( \frac{{}_cM_i + {}_cM_{i+1}}{2} \right) \quad (i=1 \sim n-1) \quad (7)$$

$${}_bM_{0i} = {}_bM_i \cdot \frac{l_0}{l} \quad (i=1 \sim n-1) \quad (8)$$

${}_bM_i$ : 梁節点の終局曲げモーメント  
 ${}_bM_{0i}$ : 梁端部の終局曲げモーメント  
 $l$ : 梁の長さ  
 $l_0$ : 梁の可撓長さ

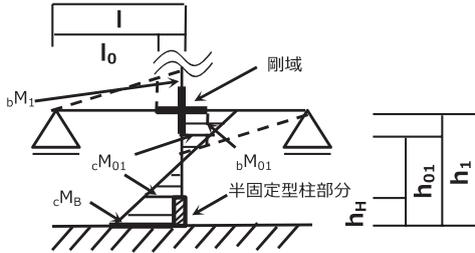


図 8 想定するモーメント図(最下層柱脚の場合)



(a) 柱頭柱脚固定 (b) 柱頭柱脚半固定  
 図 9 降伏機構

### 3.3 曲げ耐力・せん断耐力設計

半固定モデルにおける曲げ耐力は半固定型柱部分を除き、表 2 に示した固定モデルの場合と同一とした。半固定モデルにおける節点での柱・梁曲げ耐力比を表 5 に示す。なお、応答時各層の柱には半固定型柱部分を除いてヒンジは生じていない。

表 5 柱・梁曲げ耐力比(半固定モデル)

(a) 3 階建てモデル

	2F	3F
耐力比	1.362	1.313

(b) 10 階建てモデル

	2F	3F	4F	5F	6F
耐力比	1.357	1.379	1.367	1.339	1.304
	7F	8F	9F	10F	
耐力比	1.362	1.481	1.508	1.361	

(c) 14 階建てモデル

	2F	3F	4F	5F	6F	7F	8F
耐力比	1.308	1.359	1.370	1.417	1.400	1.386	1.399
	9F	10F	11F	12F	13F	14F	
耐力比	1.376	1.377	1.408	1.498	1.510	1.398	

表 6 半固定部分・柱軸部耐力比

	3階建てモデル		10階建てモデル		14階建てモデル	
	最下層	最上層	最下層	最上層	最下層	最上層
耐力比	1.400	3.474	1.291	3.023	1.083	2.799

また、最下層と最上層の半固定部分の柱軸部に対する曲げ耐力比を表 6 に示す。

各層の柱のせん断耐力は文献<sup>8)</sup>より式(9), (10)を用いて定め、曲げ降伏が先行するよう設計を行った。また、解析より得られた各層の柱の応答せん断力に対して 3 階建てモデルでは最大で 2.2 倍、最小でも 1.5 倍の余裕度を確保している。10 階、14 階建てモデルに関しても、それぞれ最大で 2.8 倍、3.4 倍、最小でも 1.9 倍、1.4 倍の余裕度を有している。

梁のせん断耐力については、せん断に対して十分に余裕のある断面設計、配筋としている。

$$Q_{su} = {}_BQ_{su} + 0.1\sigma_0 \cdot b \cdot j \quad (9)$$

$${}_BQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (10)$$

$\sigma_0$ : 終局時平均軸方向応力度

$b$ : 柱幅

$j$ : 応力中心間距離 (=7/8d)

$p_t$ : 引張鉄筋比

$p_w$ : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$ : せん断補強筋降伏強度

## 4. 解析結果と考察

一般に告示波と既往の観測波に対する応答は場合によってはかなり異なり、本論においても一様化の度合いが異なったことから、以下では告示波に対する結果と既往波に対する結果を分けて記す。

### 4.1 告示波による検討結果

#### 4.1.1 3 階建てモデルの場合

表 7 に柱脚および柱頭の半固定型柱部分の詳細を示す。使用したコンクリートの強度は 24N/mm<sup>2</sup> で、主筋は SD345、せん断補強筋は SD295A とした。また、主筋の降伏強度は降伏点の公称値の 1.1 倍として検討した。固定モデル、半固定モデルそれぞれの弾性固有周期は 0.24 秒、0.27 秒である。

図 10 に固定モデルと半固定モデルの各層の層間変形角(時刻歴中での最大値)を比較した図を示す。固定モデルに比べ、半固定モデルの 1 層の層間変形角は 15% 増大したが、2, 3 層ではそれぞれ 22%, 34% 低減した。

以上のように、3 階建て建物の最下層の柱脚と最上層

表7 3階建て建物の半固定型柱の断面詳細

	柱脚	柱頭
$B_H \times D_H$ (mm×mm)	717×717	408×408
主筋	8-D35	8-D35
フープ	■ D19@100	■ D19@100

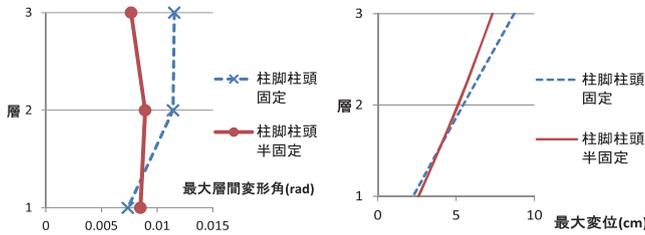


図10 3階建てモデルの場合の各層の最大層間変形角

図11 3階建てモデルの場合の各層の最大変位

の柱頭に半固定型柱を用いることにより、各層の層間変形の一様化および最大層間変形角の低減が可能であると言える。また、図11に固定モデルと半固定モデルの各層の最大応答変位の比較を示す。半固定モデルでは固定モデルに比べ、変形が高さ方向にほとんど直線的に増加しており、結果として最大応答の低減が見られた。

#### 4.1.2 10階建てモデルの場合

表8に柱脚および柱頭の半固定型柱部分の詳細を示す。使用したコンクリートの強度は最下層で $36\text{N/mm}^2$ 、最上層で $24\text{N/mm}^2$ とし、主筋は柱脚部ではSD390、柱頭部ではSD345、せん断補強筋はSD295Aとした。また、主筋の降伏強度は降伏点の公称値の1.1倍として検討した。固定モデル、半固定モデルそれぞれの弾性固有周期は0.65秒、0.68秒である。

図12に固定モデルと半固定モデルの各層の層間変形角(時刻歴中での最大値)を比較した図を示す。固定モデルに比べ、半固定モデルの1層、2層、8層、9層、10層の層間変形角は76%、8%、0.8%、39%、91%増大したが、3層から7層では7%、14%、13%、11%、13%低減し、最大層間変形角の低減も見られた。

以上のように、10階建て建物においても、半固定型柱を用いた本構造システムにより、各層の層間変形の一様化および最大層間変形角の低減が可能であると言える。

表8 10階建て建物の半固定型柱の断面詳細

	柱脚	柱頭
$B_H \times D_H$ (mm×mm)	634×634	428×428
主筋	12-D38	8-D32
フープ	■ D19@100	■ D19@100

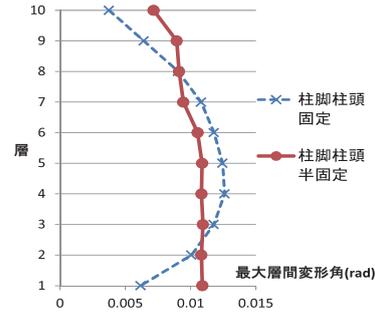


図12 10階建てモデルの場合の最大層間変形角

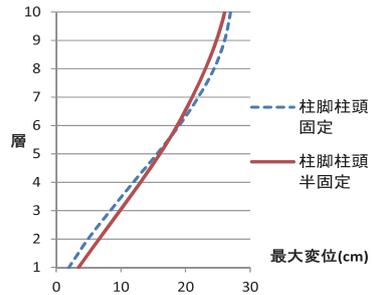


図13 10階建てモデルの場合の各層の最大変位

また、図13に固定モデルと半固定モデルの各層の最大応答変位の比較を示す。3階建てモデルと同様に半固定モデルでは最大変位はほぼ直線的に増加している。

#### 4.1.3 14階建てモデルの場合

表9に柱脚および柱頭の半固定型柱部分の詳細を示す。使用したコンクリートの強度は最下層で $36\text{N/mm}^2$ 、最上層で $24\text{N/mm}^2$ とし、主筋は柱脚部ではSD390、柱頭部ではSD345、せん断補強筋はSD295Aとした。また、主筋の降伏強度は降伏点の公称値の1.1倍として検討した。固定モデル、半固定モデルそれぞれの弾性固有周期は0.74秒、0.76秒である。

図14に固定モデルと半固定モデルの各層の層間変形角(時刻歴中での最大値)を比較した図を示す。固定モデルに比べ、半固定モデルの各層の層間変形角は、1層、8層から14層では23%、11%、58%、102%、128%、154%、224%、371%増大したが、2層から8層では、27%、40%、43%、41%、35%、21%低減し、最大層間変形角も低減した。

以上のように、14階建て建物においても、各層の層間変形の一様化および最大層間変形角の低減が可能である

表9 14階建て建物の半固定型柱の断面詳細

	柱脚	柱頭
$B_H \times D_H$ (mm×mm)	706×706	427×427
主筋	8-D38	8-D29
フープ	■ D19@100	■ D19@100

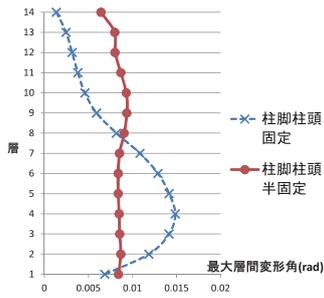


図14 14階建てモデルの場合の最大層間変形角

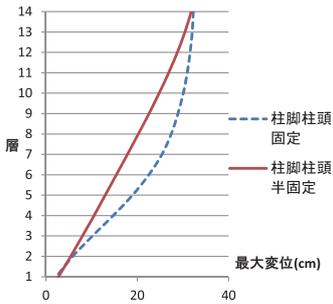


図15 14階建てモデルの場合の各層の最大変位

と言える。また、図15に固定モデルと半固定モデルの各層の最大応答変位の比較を示す。

## 4.2 既往観測波による検討

### 4.2.1 3階建てモデルの場合

3階建てモデルにおいて、El Centro 波を用いた場合の各層の層間変形角（時刻歴中での最大値）を図16に、Taft 波を用いた場合の各層の層間変形角（時刻歴中での最大値）を図17に、Hachinohe 波を用いた場合の各層の層間変形角（時刻歴中での最大値）を図18に示す。固定

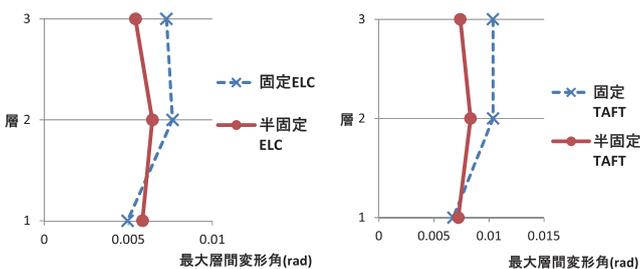


図16 各層の最大層間変形角 (El Centro 波)

図17 各層の最大層間変形角 (Taft 波)

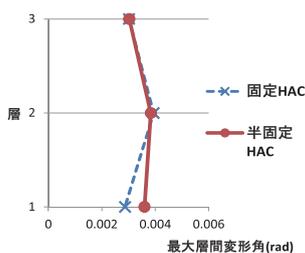


図18 各層の最大層間変形角 (Hachinohe 波)

モデルに比べ、半固定モデルでは層間変形の一様化および最大層間変形角の低減が見られた。

以上より、既往の地震動を用いた場合においても、3階建て建物において本構造システムによる層間変形一様化効果は維持されると言える。

### 4.2.2 10階建てモデルの場合

10階建てモデルにおいて、El Centro 波と Taft 波を用いたそれぞれの場合の各層の層間変形角（時刻歴中での最大値）を図19、20に示す。El Centro 波および Taft 波を用いた場合、固定モデルの場合に比べ、一様な変形分布となり最大層間変形角の低減が見られた。

次に Hachinohe 波を用いた場合においても、固定モデルの場合に比べ、半固定型柱の変形一様化効果により直線的な変形分布となり最大層間変形角の低減が見られた（図22(a) Ai 分布モデル参照）。ただし、下層部の層間変形角は上層部に比べて大きく十分な一様化は図られていない。

ここで、Ai 分布を用いた場合と、解析によって得られた最大応答時のそれぞれの高さ方向の層せん断力係数の分布係数を図21に示す。図22(a) Ai 分布モデルに示した半固定モデルは、Ai 分布を用いて半固定型柱および梁の耐力の設定を行ったが、この外力分布の差異を考慮することで、より理想的な変形分布を実現できると考え、3.2項に示した半固定型柱および梁の終局モーメントの設定時に、最大応答時の外力分布を用いて半固定型柱お

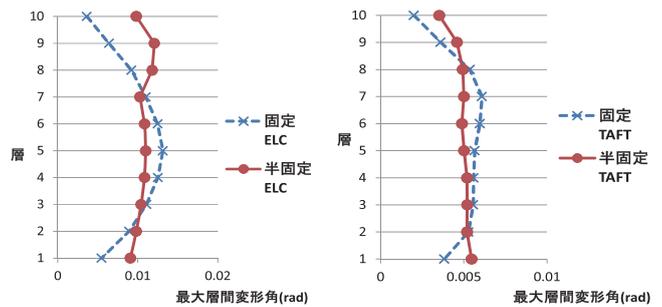


図19 各層の最大層間変形角 (El Centro 波)

図20 各層の最大層間変形角 (Taft 波)

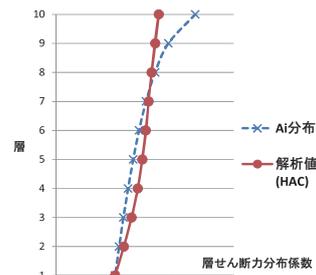
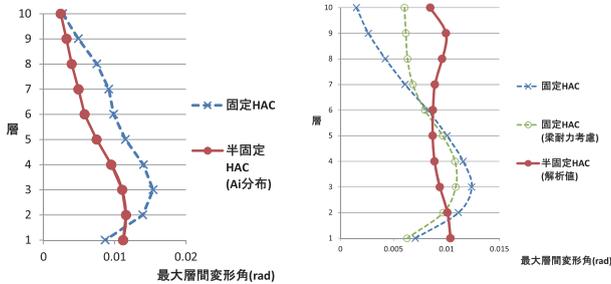


図21 層せん断力係数の分布係数 (10階建てモデル)

表10 10階建て建物の半固定型柱の断面詳細(再設定)

	柱脚	柱頭
$B_H \times D_H$ (mm×mm)	606×606	404×404
主筋	12-D38	8-D22
フープ	■-D19@100	■-D19@100



(a) Ai 分布モデル (b) 解析値モデル  
図22 各層の最大層間変形角(Hachinohe 波)

よび梁の耐力の再設定を行い再度検討した。表10に再設定した柱脚および柱頭の半固定型柱部分の詳細を示す。

図22(b)に柱脚柱頭固定モデルと最大応答時の外力分布を用いて設定を行った柱脚柱頭半固定モデル(図22(b)解析値モデル)の各層の層間変形角(時刻歴中での最大値)を比較した図を示す。変形分布は高さ方向でほぼ同様な値となっており、理想的な変形の一様化が図られている。

なお、半固定型柱を用いず、最大応答時の外力分布を用い梁の耐力修正のみを行った固定モデルについても検討を行ったが、上層部の変形モードの改善は見られなかった(図22(b)固定HAC(梁耐力考慮)モデル参照)。

以上のように、10階建て建物において既往の地震動を用いた場合においても、半固定型柱を用いた本構造システムにより最大層間変形角の低減は可能であると言える。さらに、実情に近い最大応答時の外力分布を用いて半固定型柱および梁の終局モーメント設定の修正を行えば、より理想的な変形の一様化が可能となる。

#### 4.2.3 14階建てモデルの場合

14階建てモデルにおいて、El Centro 波と Taft 波を用いた場合の柱脚柱頭固定モデルと柱脚柱頭半固定モデルのそれぞれの各層の層間変形角(時刻歴中での最大値)を図23、図24に示す。この場合固定モデルの場合に比べ、半固定型柱を用いた本構造システムの層間変形一様化効果により、層間変形角はほぼ同様な変形分布となり最大層間変形角の低減が見られた。

次に Hachinohe 波を用いた場合、想定した降伏機構

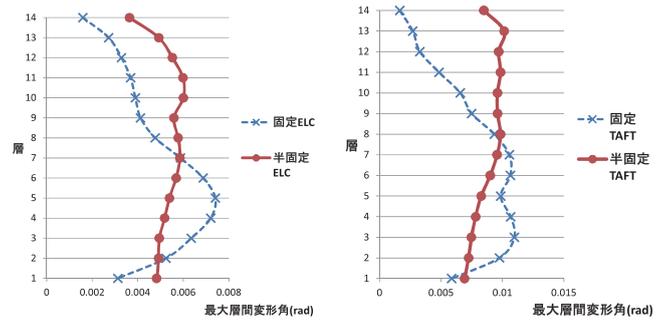


図23 各層の最大層間変形角(El Centro 波) 図24 各層の最大層間変形角(Taft 波)

(図8参照)が形成されなかったため入力レベルを1.5倍として検討した。その結果、想定した降伏機構(全体崩壊形)が形成され、半固定型柱を用いた本構造システムの層間変形一様化効果により、固定モデルの場合に比べほぼ同様で直線的な変形分布となり、最大層間変形角の低減が見られた(図26(a)Ai分布モデル参照)。ただし、上層部では下層部に比べ変形が小さく十分な一様化が得られなかった。

図25にAi分布を用いた場合と、観測波を用いた解析によって得られた最大応答時のそれぞれの高さ方向の層せん断力係数の分布係数を示す。10階建てモデルの場合と同様にAi分布を用いた場合と解析によって得られた外力分布に差異が生じていたため、4.2.2項に示した半固定型柱および梁の設定の修正法を用いて再度検討した。表11に再設定した半固定型柱部分の断面詳細を示す。

図26(b)に固定モデルと最大応答時の外力分布を用いて設定を行った柱脚柱頭半固定モデルの各層の層間変形角(時刻歴中での最大値)を比較した図を示す。変形分

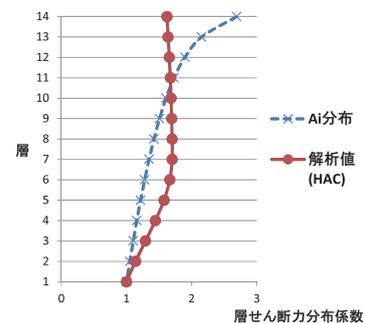
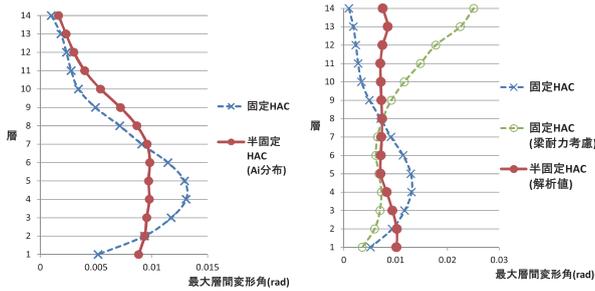


図25 層せん断力係数の分布係数(14階建てモデル)

表11 14階建て建物の半固定型柱の断面詳細(再設定)

	柱脚	柱頭
$B_H \times D_H$ (mm×mm)	660×660	400×400
主筋	12-D38	8-D19
フープ	■-D19@100	■-D19@100



(a) Ai 分布モデル (b) 解析値モデル

図26 各層の最大層間変形角(Hachinohe 波)

布は Ai 分布モデルに比べほぼ一様であり，最大層間変形角も固定モデルに比べ22%低減している。

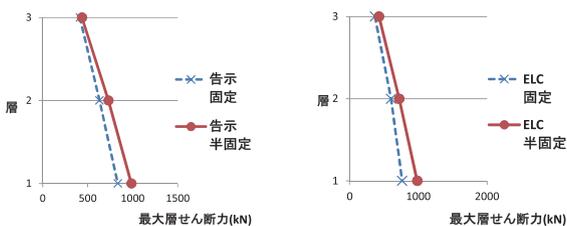
なお，半固定型柱を用いず，最大応答時の外力分布を用い梁の耐力修正のみを行ったモデルについても検討を行ったが，下層部の変形モードの改善は見られたものの，上層部では層間変形角のかなりの増大が見られ一様化には至らなかった(図26(b)固定 HAC (梁耐力考慮)モデル参照)。

以上のように，14階建て建物において既往の地震動を用いた場合においても，想定した降伏機構を形成すれば，半固定型柱を用いた本構造システムの層間変形一様化効果による最大層間変形角の低減は可能であると言える。さらに，実情に近い最大応答時の外力分布を用いて半固定型柱および梁の耐力設定を修正することで，より理想的な変形の一様化，最大層間変形角の低減が可能となる。

### 4.3 最大層せん断力に関する比較・検討

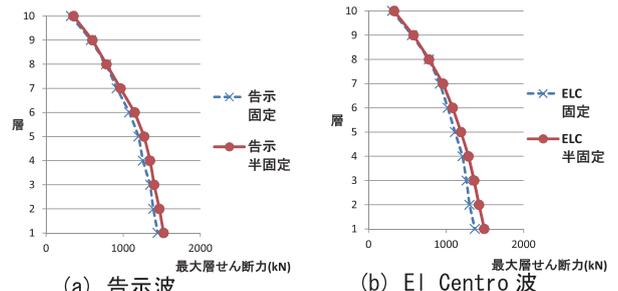
図27, 28, 29に3階，10階，14階建てモデルにおいて，告示波および El Centro 波を用いた場合の固定モデルと半固定モデルの最大層せん断力を比較した図を示す。なお，本節では検討に用いた既往観測波3波のうち一例として El Centro 波の場合のみ図を示すが，Taft 波，Hachinohe 波においても概して同様の傾向が見られた。

本論文で解析対象とした3階建てモデルにおいて，各層における最大層せん断力は固定モデルに比べ，半固定モデルではより急激に減少する傾向が見られた。しかしながら，10階，14階建てモデルにおいては固定モデルと



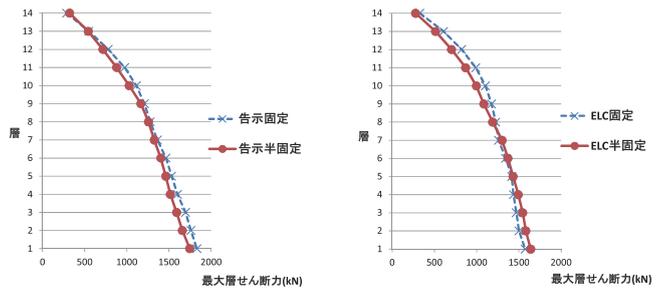
(a) 告示波 (b) El Centro 波

図27 各層の最大層せん断力(3階建てモデル)



(a) 告示波 (b) El Centro 波

図28 各層の最大層せん断力(10階建てモデル)



(a) 告示波 (b) El Centro 波

図29 各層の最大層せん断力(14階建てモデル)

半固定モデルとの間に減少傾向の大きな差異は見られなかった。

## 5. まとめ

本論文では，建築物の最下層の柱脚と最上層の柱頭に半固定型柱を用いたことによる層間変形一様化法について，低層建物から高層建物への適用性を検討するため，地震応答解析を行い柱脚柱頭固定モデルとの比較を行った。また，十分な一様化効果が得られなかったケースについても，より理想的な変形分布を実現するため最大応答時の実情に近似した外力分布を用い，柱および梁の耐力の再設定を行い検討を行った。

以下に，得られた知見についてまとめる。

- 1) ランダム位相とした告示波を用いた場合，低層建物から高層建物に至るまで各層の層間変形の一様化が図られ最大層間変形角も低減した。
- 2) 既往の観測波を用いた場合，低層建物においては層間変形の一様化および最大層間変形角の低減が図られたが，高層建物においては特定の地震波に対して十分な一様化が図られないケースが生じた。
- 3) 上記2)の変形一様化が得られなかった高層建物の場合においては，半固定型柱設定時に想定していた外力分布(Ai分布)と，最大応答時の外力分布との間に差異が生じていた。このため，解析から得られた最大応答時の外力分布を用い半固定型柱および梁の耐力の再設定を行うことで，高層建物においても

理想的な変形一様化が得られ最大層間変形角も低減した。

- 4) 最大層せん断力は、地震波に因らず3階建て建物においては、急激な減少傾向が見られ、10階、14階建て建物においては、固定モデルと半固定モデル間に大きな差異は見られなかった。
- 5) 以上より、半固定型柱を用いた本構造システムでは地震時に想定した降伏機構が形成され、外力分布として最大応答時の外力分布に近似した分布を用いれば、低層から高層建物に至るまで入力地震動に因らず本手法により変形の一様化、最大層間変形角の低減が可能であると言える。

### 謝辞

本研究は、平成26年度日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究(B)：損傷軽減機構を有する半固定柱の耐震性能に関する実験的研究（課題番号 25289189, 研究代表者：平石久廣 明治大学教授）により行った。

本研究において株式会社構造計画研究所の梁川幸盛氏にはRESP-F3Tにおける解析モデルの助言を頂きました。深く感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 国土交通省：建築基準法関連告示第631号「エネルギーの釣り合いに基づく耐震計算等の構造計算を定める件」, 2005
- 2) 河野昭彦, 平田寛：履歴型ダンパー付多層骨組の地震時の応答層間変形角分布の改善法について, 日本建築学会構造系論文集, No.634, pp.2247-2251, 2008.12
- 3) 平石久廣, 仇遠, 阿部優紀, 都祭弘幸：高さ方向に一様な変形モードを形成する建築構造に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.686, pp.865-873, 2013.4
- 4) (財)日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集, pp.96-126, 2007
- 5) Takeda, Sozen and Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, 1970
- 6) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度 高強度鉄筋分科会報告書, 4-pp.132-133, 1992
- 7) (財)日本建築センター：平成6年度 研究助成報告書 No.9404, 「高層建築物の動的解析用地震動の関する研究」
- 8) (財)日本建築センター：建築物の構造規定 - 建築基