

# 論文 長周期地震動による RC 系超高層建物の揺れ振幅と揺れ回数の関係

若林 哲平\*1・保木 和明\*2

**要旨：**本研究は、長周期地震動による RC 系超高層建物の応答性状、とくに横揺れ性状（どの程度の振幅がどの程度繰り返されるのか）をあきらかにすることをめざし、その端緒として、地震応答解析を用いた長周期地震動による超高層建物の揺れ振幅と揺れ回数の関係について検討した。対象建物は、RC 建物 3 棟（高さ：43m, 85m, 127m）、CFT 建物 3 棟（同：66m, 129m, 213m）の合計 6 棟とした。その結果、耐震設計で考慮される地震動レベル（地動最大速度 50cm/s）の場合、長周期地震動による揺れ回数は、「Lv1」（層間変形角：0.5%以上 1.0%未満）が約 30 回、「Lv2」（同：1.0%以上 1.5%未満）が約 10 回となること、などがわかった。  
**キーワード：**RC 建物, CFT 建物, 揺れ振幅, 揺れ回数, 最大層間変形角, 中間層

## 1. はじめに

長周期地震動による超高層建物の応答性状については、1) 継続時間が 10 分以上となり長く揺らされること、2) 長時間にわたる大きな揺れ（とくに、横揺れ）は、家具類の転倒・落下・移動による室内環境および身体への被害、などが報告されている<sup>1)</sup>。ところで、近年、長周期地震動に対する超高層建物の主要構造部材の耐震性能に関する実験的研究（静的載荷）が行われてきている<sup>たとえば 2)~5)</sup>。

このとき重要となる載荷履歴は、超高層建物を対象とした地震応答解析の結果に基づいて決定されている場合や、ある一定の振幅を多数回繰り返す（たとえば、部材角 1%を 100 回繰り返す）場合があり、研究機関ごとに大きく異なっている。これは、対象としている超高層建物の規模や対象部材（柱や梁など）、さらに想定する長周期地震動が異なることに起因すると考えられる。すなわち、長周期地震動による超高層建物の横揺れ性状は、ある程度想定することができるものの、不明な点も多い、というのが実情なためである。

より効率的な長周期地震動に対する超高層建物の構造部材実験を行うためには、長周期地震動における超高層建物の応答性状、とくに横揺れ性状（どの程度の振幅がどの程度繰り返されるのか）を把握しておくことは、きわめて有用なことである。そこで本研究では、長周期地震動による RC 系超高層建物の横揺れ性状をあきらかにすることをめざし、その端緒として、地震応答解析を用いた長周期地震動による超高層建物の揺れ振幅と揺れ回数の関係について検討する。

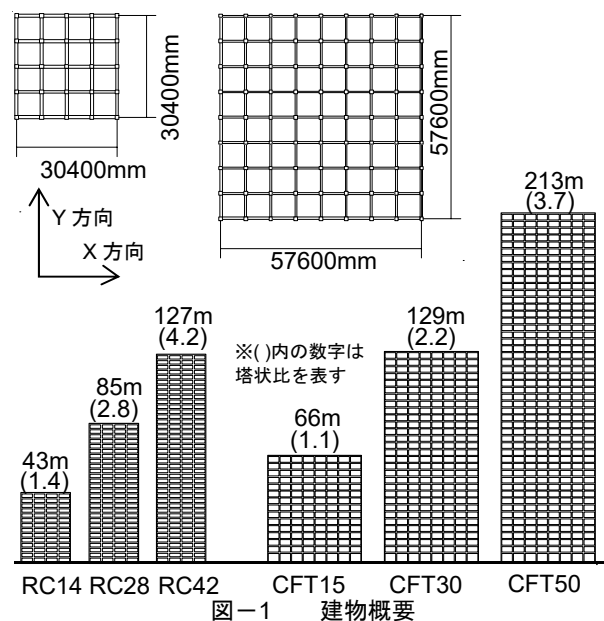
ところで、これまでの主要構造部材の実験的研究では、主に短周期地震動に対して数多く行われてきたことから、長周期地震動が短周期地震動に対してどの程度の横揺れ性状であるか把握しておくことも有用である。そ

こで、本研究では短周期地震動との比較・検討を試みる。

## 2. 建物概要

検討対象建物の概要を図-1 に、主要な柱および梁部材の概要（後述する「最大変形層」を含む下層部）を表-1、表-2 に示す。対象建物数は、鉄筋コンクリート造建物（以下、RC 建物）が 3 棟、コンクリート充填鋼管構造建物（以下、CFT 建物）が 3 棟の合計 6 棟である。

対象建物は、実在する建物の分析データ<sup>6)~8)</sup>に基づき、不足する情報を構造設計事例集<sup>9)</sup>や超高層建物を解析的に検討した既往の研究<sup>たとえば 10)</sup>を参考に仮定した。設計用ベースシアは地域係数を 1.0、標準せん断力係数を 0.2、振動特性係数を第 2 種地盤と仮定して設計用一次固有周期を用いて算定した。なお、建物重量は、平均重量として、RC 建物が約 9.2~13.6kN/m<sup>2</sup>、CFT 建物が約 8.5~9.6kN/m<sup>2</sup>と仮定した。以下、構造種別ごとに建物概要を示す。



\*1 北九州市立大学大学院 国際環境工学研究科 環境工学専攻 建築デザインコース (学生会員)

\*2 北九州市立大学 国際環境工学部 建築デザイン学科 准教授 博士(工学) (正会員)

表-1 RC 建物の主要な柱・梁部材概要

対象範囲	RC14 1~6F	RC28 1~12F	RC42 1~18F
$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	36	42	54
柱		梁	
$B \times D$ (mm)	1100×1100	$B \times D$ (mm)	700×1150
主筋 X 方向	7-D38, SD295A	上端筋	11-D38,SD295A
主筋 Y 方向	7-D38, SD295A	下端筋	10-D38,SD295A
帯筋	S16@100 KSS785	あばら筋	S16@150 KSS785

※ $B$ : 幅,  $D$ : せい, 柱の対象範囲 RC14: 1~8F, RC28: 1~12F, RC42: 1~18F, 梁の対象範囲 RC14: 2~8F, RC28: 2~12F, RC42: 2~18F

表-2 CFT 建物の主要な柱・梁部材概要

建物	CFT15	CFT30	CFT50
$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	36	60	60
柱 (mm)		梁 (mm)	
700×700× $t$		H-800×300× $t_1 \times t_2$	
	$t$	$t_1$	$t_2$
1~4F	60	2F	16 32
5~9F	56	3~13F	12 28
10~14F	52	14~25F	12 25
15~19F	48		

※柱・梁ともに SN490B を使用  
 $F_c$  は全層共通

## 2. 1 RC 建物

RC 建物の階数および高さは、14 階建て 43m (以下, RC14), 28 階建て 85m (以下, RC28), 42 階建て 127m (以下, RC42) である。3 棟とも同じ階高および平面形状として仮定した。階高は、1 階が 4m, 2 階以上がすべて同じ 3m である。平面形状は、一边を 7.6m×4 スパンとし、30.4m×30.4m の正方形である。塔状比は、RC14 が 1.4, RC28 が 2.8, RC42 が 4.2 である。なお、柱断面は 1100×1100~950×950, 梁断面は 700×1150~550×900 となり、上層では断面寸法が小さくなる。

## 2. 2 CFT 建物

CFT 建物の階数および高さは、15 階建て 66m (以下, CFT15), 30 階建て 129m (以下, CFT30), 50 階建て 213m (以下, CFT50) である。3 棟とも同じ階高および平面形状として仮定した。階高は、1 階が 6.8m, 2 階以上がすべて同じ 4.2m とした。平面形状は、一边を 7.2m×8 スパンとし、57.6m×57.6m の正方形とした。塔状比は、CFT15 が 1.1, CFT30 が 2.2, CFT50 が 3.7 である。なお、柱断面は 700×700, 梁断面は H-800×300 であり、板厚が上層のほうでは薄くなるものの、断面寸法は全層で同じである。

## 3. 解析の概要

解析は、非線形三次元骨組を用いた地震応答解析を実施した。解析ソフトは、SNAP (ver.7)<sup>11)</sup>を使用した。以下に、解析モデルおよび非線形バネの特性について簡単に述べる。

### 3. 1 解析モデルの概要

対象建物の柱、梁部材は、剛域を有する線材に置換し

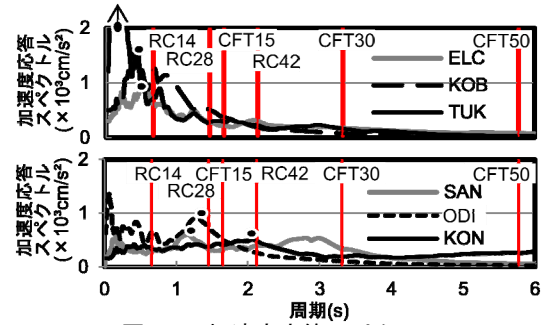


図-2 加速度応答スペクトル  
(上: 短周期, 下: 長周期, 黒点はピークを示す)

表-3 使用した入力地震動

地震波	種類	地点	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/s)	解析時間 (s)	記号
El Centro 1940 EW	観測波 (短周期)	Imperial Valley (米)	210	35	60	ELC
JMA KOBE 1995 NS	観測波 (短周期)	神戸 (兵庫)	818	83	360	KOB
築館 2011 EW	観測波 (短周期)	築館 (宮城)	1268	51	300	TUK
SANNOMARU EW	想定波 (長周期)	三の丸 (愛知)	186	50	330	SAN
小千谷 2004 EW	観測波 (長周期)	小千谷 (新潟)	1676	133	180	ODI
此花	想定波 (長周期)	此花 (大阪)	98	31	740	KON

た。柱部材は、マルチスプリングモデルとせん断バネを用いて、非線形性を考慮した。梁部材は、材端バネモデルとせん断バネを用いて、非線形性を考慮した。減衰は、瞬間剛性比例型とし、減衰定数を 3% とした。なお、 $P \Delta$  効果は考慮しなかった。

### 3. 2 非線形バネの特性

#### (1) マルチスプリングモデルおよび材端バネモデル

マルチスプリングモデルのコンクリート要素は、最大耐力まで指数関数で表し、最大耐力以降の耐力低下を考慮しなかった。鉄筋および鋼材の要素は、バイリニア型とした。材端バネモデルは、CFT 建物がバイリニア型とし、RC 建物がトリリニア型の Takeda モデルとした。

#### (2) せん断バネモデル

CFT 建物における柱および梁部材のせん断バネは、どちらも弾性とした。RC 建物における柱および梁部材のせん断バネは、どちらもトリリニア型の原点指向型とした。

### 3. 3 入力地震動

本研究で使用した入力地震動を表-3 に、各地震動を地動最大速度 50cm/s に基準化した加速度応答スペクトルを図-2 に示す (対象建物の固有周期については後述する)。なお、減衰定数は 5% とした。

本研究では、加速度応答スペクトルにおいて、周期が 1 秒より長いところに加速度応答の最大値、もしくは、それに相当する値をもつ地震動を長周期地震動と定義した。周期を 1 秒以上とした理由は、本研究で対象とする建物を、主として高さ 60m 以上としていることから、これらの建物 (たとえば、高さ 60m の RC 建物の設計用一次固有周期は 1.2 秒) が影響を受けるであろう地震動を

長周期地震動として扱うことにしたためである。

入力地震動の種類は、長周期地震動が3波と短周期地震動が3波の合計6波である。なお、これらの地震動を耐震設計で考慮される地震動レベルとして地動最大速度25cm/sと50cm/sに基準化した。さらに、それよりもやや大きい地震動レベルとして地動最大速度75cm/s、想定外地震動レベルとして地動最大速度100cm/sに基準化して用いた。入力方向は、本研究では基礎的な横揺れ性状を把握することを目的に、1方向(図-1中X方向)入力とした。

### 3.4 対象建物の固有周期と加速度応答スペクトルの関係

固有値解析の結果より、対象建物の固有周期を図-2に併せて示す。対象建物の固有周期はRC14が0.66秒、RC28が1.45秒、RC42が2.12秒、CFT15が1.65秒、CFT30が3.31秒、CFT50が5.77秒であった。RC14を除くすべての対象建物の固有周期において、長周期地震動における加速度応答は、短周期地震動に比べて、大きい。

たとえば、RC42は、長周期地震動の加速度応答が263~484cm/s<sup>2</sup>、短周期地震動の加速度応答が188~304cm/s<sup>2</sup>である。長周期地震動のほうが1.4~1.6倍大きい。

## 4. 地震応答解析結果の概要

### 4.1 各層の最大層間変形角

地動最大速度25cm/sの場合、対象建物の最大層間変形

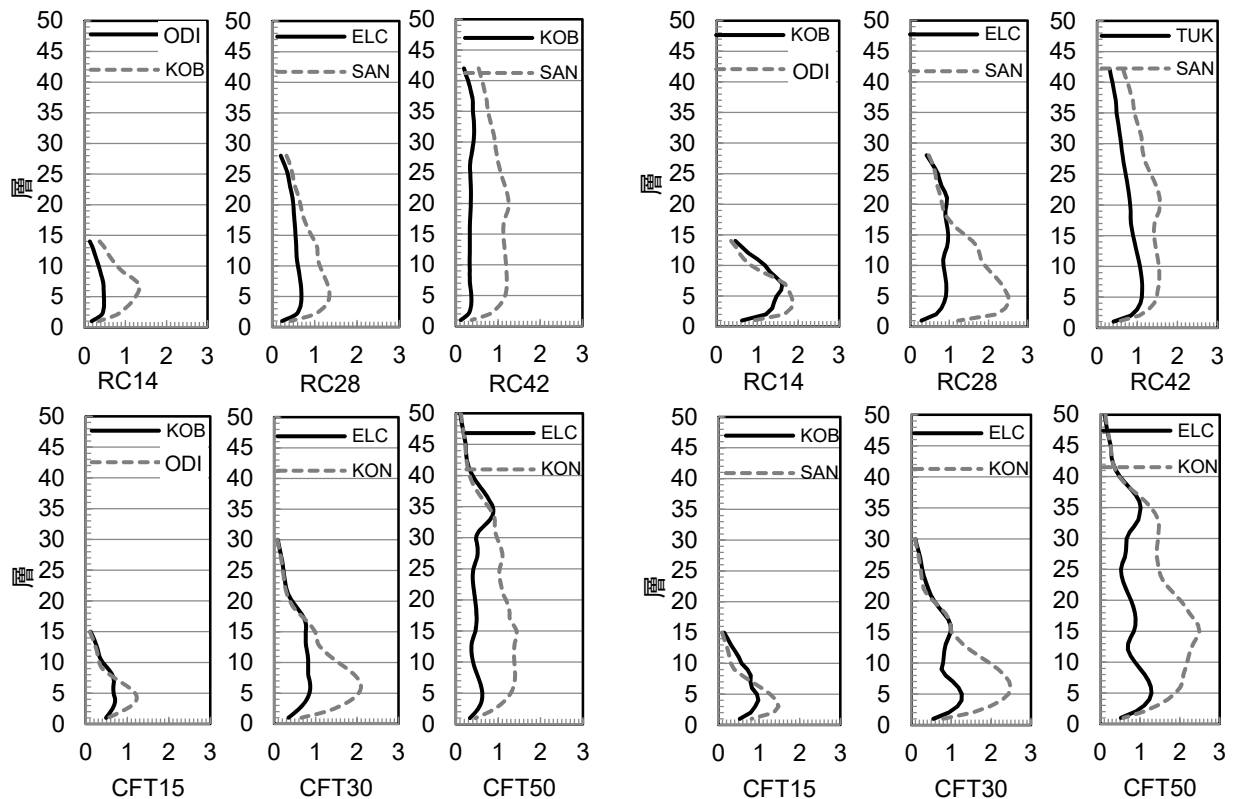


図-3 各層の最大層間変形角

(左:地動最大速度50cm/s, 右:地動最大速度75cm/s, 横軸は最大層間変形角(%)を示す)

角は大きくても0.7%程度となり、その時の揺れ回数は1回であった(たとえば、CFT30, なお「揺れ回数」については後述)。地動最大速度25cm/sは、最大層間変形角が小さく、かつ、その揺れ回数も少ないため、これ以降の議論では省略する。

一例として、地動最大速度50cm/s、75cm/sにおける対象建物の各階の最大層間変形角を図-3に示す。なお、長周期地震動および短周期地震動において、対象建物の最大層間変形角がもっとも大きかった地震動の結果をそれぞれ1波ずつ示している。対象建物において、最大層間変形角がもっとも大きくなる層は、すべての地震動で中間層(建物高さの20~80%にある層)である。本研究では、このように各建物において最大層間変形角がもっとも大きくなった層を「最大変形層」と定義し、これ以降の議論で着目することとした。

### 4.2 「最大変形層」の最大層間変形角 - 長周期地震動と短周期地震動の比較 -

RC14を除くすべての対象建物において、長周期地震動による「最大変形層」の最大層間変形角は、短周期地震動に比べて、大きかった。たとえば、地動最大速度75cm/sのとき、RC42の「最大変形層」の最大層間変形角は、長周期地震動が1.6%、短周期地震動が1.1%となり、長周期地震動のほうが約1.5倍大きい(図-3参照)。

## 5. 対象建物の「最大変形層」における揺れ振幅と揺れ回数の関係

### 5. 1 揺れ振幅と揺れ回数の計測方法

層間変形角の時刻歴の模式図を図-4 に示す。本研究において、「揺れ回数」は、基準位置（変形前の位置）から地震動により層が変形して、その後基準位置に戻るときを1回としてカウントする。図-4 において、点 AB 間の凸、および、点 BC 間の凹を、それぞれ1回とカウントする。なお、点 AB 間および点 BC 間それぞれにおいて、層間変形角の最大値（絶対値）を「揺れ振幅」と定義する（図-4 中点 A' および点 B'）。

ところで、図-4 のように、残留変形が大きい場合には、基準位置に戻らない（基準位置を超えない）揺れがみられた。このような場合では、それまでの揺れ回数はカウントして、残留変形部分における揺れ回数はカウントしないこととした。なお、このとき、残留変形が大きく、その部分の揺れ回数をカウントしていないことがわ

かるように「シフトあり」と表示している（たとえば、後述の図-5 中の「\*」）。ここで、図-4 における揺れ振幅と揺れ回数は、揺れ振幅 1.0%が1回、同 2.0%が3回、同 3.0%が1回、「シフトあり」となる。

### 5. 2 「最大変形層」の揺れ振幅と揺れ回数の関係

「最大変形層」の揺れ振幅と揺れ回数の関係を対象建物ごと（固有周期順）に図-5 に示す。本研究では、揺れ振幅が 0.5%以上になる揺れに着目し、次のように 4

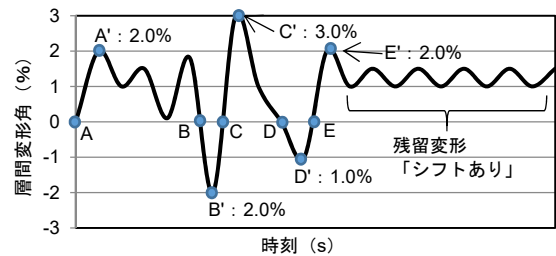


図-4 層間変形角の時刻歴の模式図

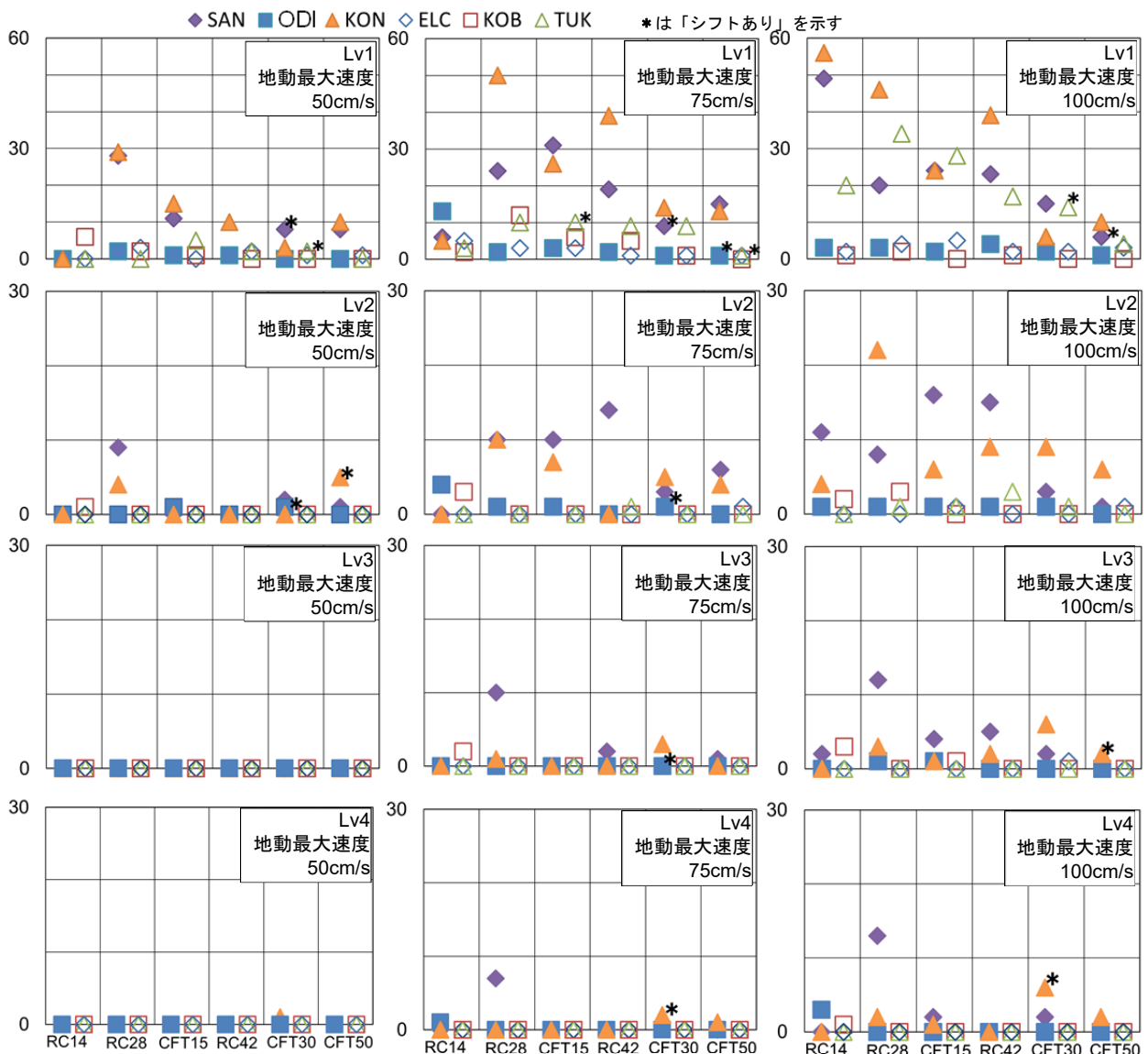


図-5 最大変形層の揺れ振幅と揺れ回数の関係

つの変形域に分けて議論することとした。揺れ振幅が0.5%以上1.0%未満を「Lv1」、同1.0%以上1.5%未満を「Lv2」、同1.5%以上2.0%未満を「Lv3」、同2.0%以上を「Lv4」とした。以下に、地震動レベルごとに、各変形域（「Lv1」～「Lv4」）における揺れ回数を述べる。

### (1) 地動最大速度 50cm/s

地動最大速度 50cm/s の地震動レベルの場合、長周期地震動による揺れ回数は、もっとも多くて、「Lv1」が RC28 の 29 回 (KON), 「Lv2」が RC28 の 9 回 (SAN), 「Lv3」および「Lv4」が 0 回である。このレベルの地震動を考える場合、長周期地震動による揺れ回数は、「Lv1」が約 30 回, 「Lv2」が約 10 回となる。一方、短周期地震動による揺れ回数は、もっとも多くて、「Lv1」が RC14 の 6 回 (KOB), 「Lv2」がほぼ 0 回, 「Lv3」および「Lv4」が 0 回である。長周期地震動による揺れ回数は、短周期地震動に比べて、「Lv1」が 4.83 倍である。なお、CFT30 が SAN, ODI および ELC, CFT50 が KON において、「シフトあり」であった。

### (2) 地動最大速度 75cm/s

地動最大速度 75cm/s の地震動レベルの場合、長周期地震動による揺れ回数は、もっとも多くて、「Lv1」が RC28 の 50 回 (KON), 「Lv2」が RC42 の 14 回, 「Lv3」が RC28 の 10 回 (SAN), 「Lv4」が RC28 の 7 回 (SAN) である。このレベルの地震動を考える場合、長周期地震動による揺れ回数は、「Lv1」が 50 回, 「Lv2」～「Lv4」が各 10 回程度となる。なお、CFT15 が TUK, CFT30 が SAN および ODI, CFT50 が ODI および ELC において、「シフトあり」であった。

一方、短周期地震動による揺れ回数は、もっとも多くて、「Lv1」が RC28 の 12 回 (ELC), 「Lv2」が RC14 の 3 回 (KOB), 「Lv3」および「Lv4」がほぼ 0 回である。長周期地震動による揺れ回数は、短周期地震動に比べて、「Lv1」が 4.17 倍, 「Lv2」が 4.67 倍である。

### (3) 地動最大速度 100cm/s

地動最大速度 100cm/s の地震動レベルの場合、長周期地震動による揺れ回数は、もっとも多くて、「Lv1」が RC14 の 56 回 (KON), 「Lv2」が RC28 の 22 回 (KON), 「Lv3」が RC28 の 12 回 (SAN), 「Lv4」が RC28 の 13 回 (SAN) である。このレベルの地震動を考える場合、長周期地震動による揺れ回数は、「Lv1」が約 50 回, 「Lv2」が約 20 回, 「Lv3」および「Lv4」がそれぞれ 10 回程度となる。長周期地震動による揺れ振幅と揺れ回数の関係は、「Lv2」の揺れ回数がやや多いものの、地動最大速度 75cm/s の地震動レベルとほぼ同様な傾向であった。なお、CFT30 が KON および TUK, CFT50 が SAN および KON において、「シフトあり」であった。

一方、短周期地震動による揺れ回数は、もっとも多く

て、「Lv1」が RC28 の 34 回 (TUK), 「Lv2」が RC28 の 3 回 (KOB), 「Lv3」が RC14 の 3 回 (KOB), 「Lv4」が RC14 の 1 回 (KOB) である。長周期地震動による揺れ回数は、短周期地震動に比べて、「Lv1」が 1.64 倍, 「Lv2」が 7.33 倍, 「Lv3」が 4.00 倍, 「Lv4」が 13.0 倍である。

## 5.3 最下層と「最大変形層」の揺れ振幅と揺れ回数の比較

本節では、層せん断力をもっとも大きくなる最下層と「最大変形層」の揺れ振幅と揺れ回数の関係について、比較を行う。地動最大速度 75cm/s と 100cm/s における最下層の揺れ振幅と揺れ回数の関係を図-6 に示す。地動最大速度 50cm/s では、最下層の揺れ振幅が小さかったため、省略した。

地動最大速度 75cm/s の地震動レベルの場合、長周期地震動による揺れ回数は、もっとも多くて、「Lv1」が RC28 の 21 回 (SAN), 「Lv2」が RC28 の 3 回 (SAN) である。なお、「Lv3」および「Lv4」の揺れ回数は 0 回であった。最下層の揺れ回数は、「最大変形層」に比べて、「Lv1」

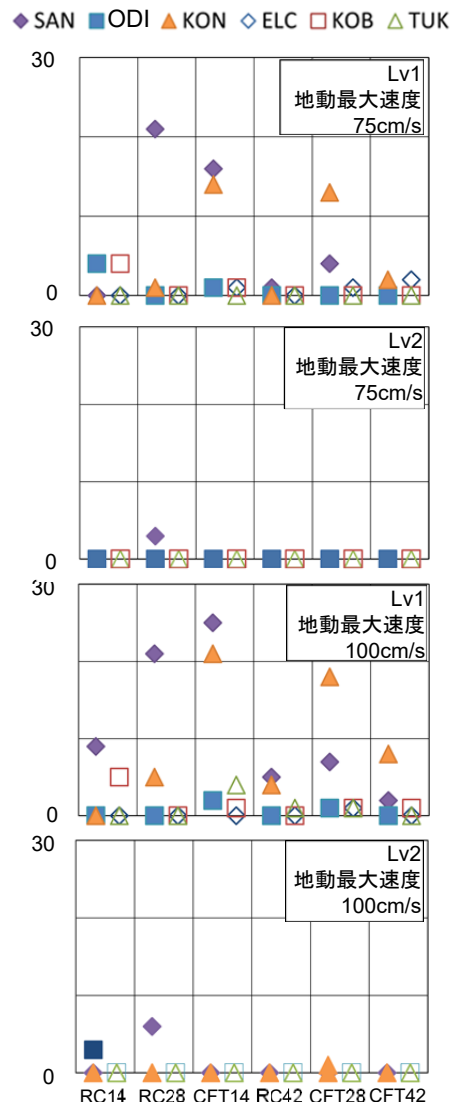


図-6 最下層の揺れ振幅と揺れ回数の関係

が 0.42 倍, 「Lv2」が 0.21 倍である。最下層の揺れ回数は, 「最大変形層」に比べて, きわめて少ない。これは, 地動最大速度 100cm/s の場合もほぼ同様の傾向である。

## 6. まとめ

本研究では, 地震応答解析を用いた長周期地震動による超高層建物の揺れ振幅(層間変形角)と揺れ回数(とくに, 横揺れ回数)について, 短周期地震動と比較し, 検討した。揺れ振幅では, 4 つの変形域に分けて議論した。揺れ振幅が 0.5%以上 1.0%未満を「Lv1」, 同 1.0%以上 1.5%未満を「Lv2」, 同 1.5%以上 2.0%未満を「Lv3」, 同 2.0%以上を「Lv4」とした。なお, 本研究では, RC 建物 3 棟, CFT 建物 3 棟の合計 6 棟の各対象建物において, もっとも層間変形角が大きくなった中間層(建物高さの 20~80%にある層)に着目した。限られた範囲の検討であるが, 以下に得られた知見を示す。

- 1) 耐震設計で考慮される地震動レベル(地動最大速度 50cm/s)の場合, 長周期地震動による揺れ回数は, もっとも多く, 「Lv1」が約 30 回, 「Lv2」が約 10 回, 「Lv3」および「Lv4」で 0 回であった。「Lv1」の揺れ回数は, 短周期地震動に比べて, 約 5 倍であった。
- 2) 耐震設計で考慮されるよりも大きい地震動レベルである地動最大速度 75cm/s の場合, 長周期地震動による揺れ回数は, もっとも多く, 「Lv1」が約 50 回, 「Lv2」~「Lv4」がそれぞれ約 10 回であった。「Lv1」および「Lv2」の揺れ回数は, 短周期地震動に比べて, 「Lv1」が約 4 倍, 「Lv2」が約 5 倍であった。なお, 揺れ振幅と揺れ回数の関係は, 想定外地震動レベルである地動最大速度 100cm/s の場合と, ほぼ同様の傾向であった。
- 3) 最下層の揺れ回数は, 中間層に比べて, きわめて少なかった。たとえば, 地動最大速度 75cm/s の地震動レベルの場合, 最下層の揺れ回数は, 「最大変形層」に比べて, 「Lv1」が約 0.4 倍, 「Lv2」が約 0.2 倍であった。

本研究では, 基礎的な知見を得ることを目的に, 入力方向を一方向とし,  $P\Delta$  効果を考慮しなかった。二方向入力, および,  $P\Delta$  効果が揺れ回数に与える影響については, 今後の検討課題としたい。

## 謝辞

使用した地震動の一部は, 防災科学技術研究所(K-NET, KiK-net) および建築研究所(建築研究資料)のデータを使用させていただきました。なお, 最大速度は 10 秒振り子を用いた速度評価<sup>12)</sup>で算出したものである。また, 本報の一部は, 北九州市立大学 学部 4 年生 阿部潮美君(当時)の平成 28 年度(2016 年度)の卒業研究として行われた。ここに深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会: 長周期地震動と超高層建築物の対応策 — 専門家として知っておきたいこと —, 2013.10.
- 2) 永井覚, 金子貴司, 小鹿紀英: 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 梁部材の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, 2008.7.
- 3) 丸田誠, 金子貴司, 永井覚, 鈴木紀雄, 兵頭陽: 多数回繰返し地震荷重をうける鉄筋コンクリート柱部材の構造特性(その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造 IV, pp.595-596, 2008.9.
- 4) 飯田正憲, 石川裕次, 曾我裕: 多数回繰返し荷重を受ける高強度 CFT 長柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1147-1152, 2011.7.
- 5) 城戸将江, 津田恵吾, 吉田キカ, カクオツキン: 一定変位振幅繰返し荷重を受ける角形 CFT 長柱の耐力劣化性状に関する研究 その 1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造 III, pp.1345-1346, 2016.8.
- 6) 和泉信之, 木村秀樹, 石川裕次: 日本における超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性の傾向, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.55B, pp.351-360, 2009.3.
- 7) 秋田知芳, 栗本耕太郎, 五百井壮, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性と骨組モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.7.
- 8) 内藤哲也, 藤本利昭: CFT 造超高層建築物の構造計画に関する研究 その 1 設計資料の調査, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, C-1, pp.1579-1580, 2013.12.
- 9) 日本建築防災協会: 構造設計・部材断面事例集, 2007.6.
- 10) 大川出, 斎藤大樹, 佐藤智美, 佐藤俊明, 北村春幸, 鳥井信吾, 辻奏一, 北村佳久, 関谷裕二, 関松太郎: 長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討, 建築研究所 建築研究資料 No.127 号, 2010.12.
- 11) 株式会社構造システム: 任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム SNAP (ver.7) テクニカルマニュアル, 2015.11.
- 12) 北村春幸: 性能設計のための建築振動解析入門, 彰国社, 2002.9.