

# 論文 内部粘性減衰の違いによる超高層 RC 造骨組の地震応答の変動

和泉 信之<sup>\*1</sup>・濱田 聡<sup>\*2</sup>・千田 啓吾<sup>\*3</sup>・太田 行孝<sup>\*3</sup>

**要旨:** 超高層 RC 造建物の耐震設計では、一般に 2 段階の強さの地震動に対して地震応答解析を行うが、その際、内部粘性減衰は剛性比例型とし、1 次減衰定数は一定の慣用値を用いることが多い。一方、超高層建物の微動レベルにおける減衰の観測値は、設計に用いる慣用値より小さい傾向がある。そこで、超高層 RC 造骨組を対象として、内部粘性減衰の大きさを変えたフレーム地震応答解析を行い、骨組、特に内柱に着目して、最大応答値の変動を検討した。その結果、1 次減衰定数や減衰設定方法の違いなどによる内部粘性減衰の設定が超高層 RC 造骨組の内柱の最大応答せん断力に与える平均的な変動幅（応答増減比）を評価できた。

**キーワード:** RC 造, 減衰, 地震応答解析, 非線形解析, 超高層建築物

## 1. はじめに

著者らは、鉄筋コンクリート造（RC 造）による高さ 60m 以上の建物（超高層 RC 造建物）の耐震設計法について研究している<sup>1)</sup>。

一般に、超高層 RC 造建物の耐震設計では、レベル 1（稀に発生する地震動）とレベル 2（極めて稀に発生する地震動）の 2 段階の強さの地震動に対して地震応答解析を行い、耐震安全性を検証している<sup>2)</sup>。その際、地震応答解析では、内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次減衰定数（h1）は設計慣用値として 3% 程度を用いることが多い。

RC 造建物の微動レベルにおける 1 次減衰定数の観測値は、1% から 5% 程度であるが、1 次固有周期が 1.5 秒以上では、1% から 2% 程度である。また、RC 造建物の高次モードの減衰定数は、モード次数が高いほど大きくなる傾向はあるが、剛性比例型と減衰定数一定型の間期的な傾向が見られると指摘されている<sup>3)</sup>。したがって、超高層 RC 造建物の微動レベルにおける減衰は、耐震設計に用いる慣用値より小さいと推測される。一方、大地震時には部材が降伏して履歴減衰が相対的に大きくなるので、地震応答に与える減衰定数の影響は小さいとも考えられる。このように、現状では超高層 RC 造建物の耐震設計に用いる減衰定数に関する定量的な根拠は明らかになっていない。そのため、内部粘性減衰の設定を変えた場合に、設計慣用値を用いた地震応答に比べて、どのような違いが生じるのか、その変動幅を把握することは、耐震設計上重要な課題である<sup>1)</sup>。

著者らは、超高層 RC 造建物を対象として、内部粘性減衰の大きさを変えた質点系等価曲げせん断型モデル

による地震応答解析を行い、内部粘性減衰と各層の地震応答との関係について既に報告した<sup>1)</sup>。層におけるレベル 2 最大応答値の変動幅はあまり大きくないが、レベル 1 最大応答値の変動幅は上層階や下層階において比較的大きいことを示した。これは、履歴減衰があまり期待できない応答領域、すなわちレベル 1、あるいはレベル 1 とレベル 2 の中間の強さとなる地震動に対しては内部粘性減衰の設定が重要であることを意味する。また、この応答領域は骨組の損傷限界を検討する地震動の強さに対応する変形領域のため、各層の応答値とともに、部材レベルの応答値の変動を評価することが必要である。

そのため、本研究では、超高層 RC 造骨組を対象として、内部粘性減衰の設定を変えたフレーム地震応答解析を行い、骨組、特に内柱に着目して、その最大応答値の変動を評価する。なお、20 階建から 54 階建までの 5 棟を対象とした既報告の研究<sup>1)</sup>では、内部粘性減衰の設定によるベースシア係数、全体変形角の変動幅に階数による大きな差異が見られなかった。そのため、本研究では、既存超高層 RC 造建物で多数を占める規模<sup>4)</sup>にほぼ相当する 28 階建骨組を対象とする。階数の増減による柱などの地震応答の変動は今後の研究課題としたい。

## 2. 解析計画

### 2.1 解析対象骨組

解析対象とする骨組は、28 階建 RC 造骨組である。この骨組は、現行の耐震規定<sup>2)</sup>を満足するように設定した一般的な純ラーメン構造の骨組<sup>4)</sup>である（図-1）。骨組に用いた使用材料、代表的な柱や梁の断面寸法や配筋を表-1 に示す。

\*1 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻教授 博（工）（正会員）

\*2 戸田建設（株）構造設計部主管 工修（正会員）

\*3 戸田建設（株）構造設計部 工修（正会員）

## 2.2 解析方法

解析モデルは、耐震設計で比較的多く採用される材端ばねモデルを用いた平面フレームモデル(B1階を含めた29層、基礎固定)とする。部材モデルの曲げに関する復元力特性は、トリリニア型のTAKEDAモデル<sup>5)</sup>とする(図-2)。曲げのスケルトンカーブは、第1折れ点を曲げひび割れ点、第2折れ点を曲げ降伏点とする(正負別)。なお、各点の耐力および剛性は、一般的な超高層RC造建物の耐震設計<sup>2)</sup>で採用される設計式を用いて算定する。その際、柱の軸力として、略算的な評価であるが、ひび割れ点では短期許容応力度設計用層せん断力作用時(図-1に示すCi)の値を、曲げ降伏点ではCiの1.5倍の地震力作用時軸力(目標保有水平耐力の下限值相当)の値を用いる。そのため、柱の曲げ剛性には瞬間変動軸力の影響が考慮されていない。瞬間変動軸力が大きい変形領域における外柱の検討は、今後の課題としたい。

## 2.3 解析ケース

内部粘性減衰は、ケースAからCまでの3ケースを計画する。なお、基本とする内部粘性減衰は、超高層RC造建物の耐震設計で慣用的に用いられている瞬間剛性比例型として、1次減衰定数(h1)は3%とする。その際、剛性低下による固有振動数の低下を考慮する。

ケースAでは、瞬間剛性比例型減衰を用いて、h1は、基本とする3%を中心に、減衰定数の観測結果<sup>3)</sup>を参考に1%から5%まで変化させる。

ケースBでは、減衰の設定方法に着目して、剛性比例型のほかに、レイリー型を用いる。これは、高次減衰の観測値は剛性比例型より小さい傾向があるためである<sup>3)</sup>。剛性比例型は、初期剛性比例型と瞬間剛性比例型とする。瞬間剛性比例型は、初期剛性比例型に比べて、ひび割れや降伏による剛性低下に応じて内部粘性減衰を小さく評価する。h1は基本の3%とし、レイリー型では、1次および2次減衰定数(h2)は同じ値とする。

ケースCでは、高次減衰に着目して、レイリー型減衰を用いる。h1は、1%から5%まで変化させる。なお、既報告の研究<sup>1)</sup>では、ケースCは検討していない。

## 2.4 検討用地震動

検討用地震動は、平成12年建設省告示第1461号に基づく位相の異なる模擬地震動(告示波、第2種地盤)である(表-2)。地震動は、レベル1(L1地震動)とレベル2(L2地震動)の強さのほかに、レベル1.5(L1.5

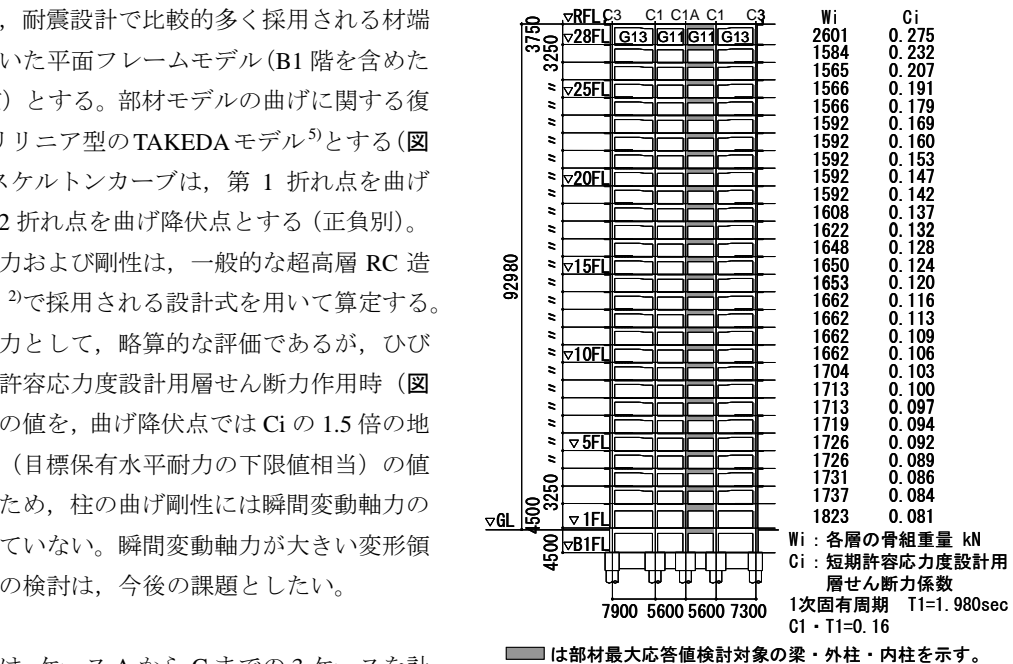


図-1 解析対象骨組の諸元と略軸組図

表-1 解析対象骨組の使用材料と代表断面

階	柱Fc (N/mm <sup>2</sup> )	外柱断面(C3)		内柱断面(C1A)		梁Fc (N/mm <sup>2</sup> )	梁断面(G11)			
		BxD (mm)	主筋*	BxD (mm)	主筋*		BxD	上端主筋*	下端主筋*	
R	-	-	-	-	-	-	-	-		
28	30	800 x 800	12-D32	850 x 850	12-D32	30	570 x 850	6-D29	6-D29	
27								16-D35	6-D32	6-D32
26								16-D38	6-D32	6-D32
25									6-D35	6-D32
24	36	850 x 850	12-D38	900 x 900	16-D41	36	620 x 850	5-D35	5-D35	
23								5-D38	5-D35	
22								5-D38	5-D35	
21								5-D38	5-D35	
20	42	850 x 850	16-D38	900 x 900	16-D41	36	670 x 850	5-HD41	5-HD41	
19								2-HD32	2-HD32	
18								5-HD41	5-HD41	
17								2-HD32	2-HD32	
16	48	900 x 900	20-HD41	950 x 950	20-HD41	36	550 x 1200	4-HD38	4-HD38	
15								2-HD32	2-HD32	
14								5-HD41	5-HD41	
13								2-HD32	2-HD32	
12	54	900 x 900	20-HD41	950 x 950	20-HD41	36	550 x 1200	4-D38	4-D38	
11								4-D38	4-D38	
10								8-D35	8-D35	
9								8-D35	8-D35	
8	60	1000 x 1000	24-HD41	1000 x 1000	28-HD41	48	550 x 1000	4-HD38	4-HD38	
7								2-HD32	2-HD32	
6								4-D38	4-D38	
5								4-D38	4-D38	
4	48	1000 x 1000	20-HD41	1000 x 1000	24-HD41	36	1200 x 3000	8-D35	8-D35	
3								8-D35	8-D35	
2	48	1000 x 1000	20-HD41	1000 x 1000	24-HD41	36	1200 x 3000	8-D35	8-D35	
1								8-D35	8-D35	
B1	48	1000 x 1000	20-HD41	1000 x 1000	24-HD41	36	1200 x 3000	8-D35	8-D35	

\* 主筋DはSD390を、HDはSD490を示す。

表-2 検討用地震動

波形名称	レベル1の地震動		レベル2の地震動		継続時間
	最大加速度	最大速度	最大加速度	最大速度	
CODE-EL	89	11	349	55	60
CODE-HA	72	14	394	66	80
CODE-BCJ	76	11	330	54	120

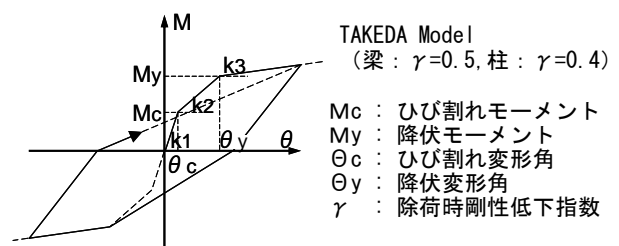


図-2 TAKEDAモデル

地震動)の強さを設けて3段階とする。これは、既研究<sup>1)</sup>を参考に新たに設定した中間的な強さであり、履歴減衰が小さい応答領域における検討のためである。ここでは、L1.5地震動はL1地震動の2倍の強さとする。

### 3. 解析結果

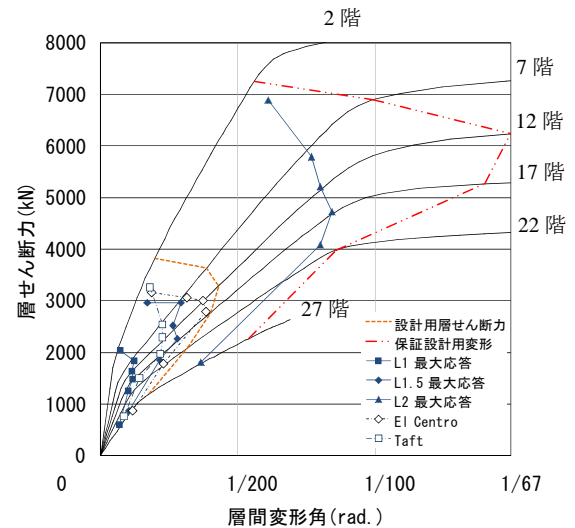
#### 3.1 静的非線形解析による層のスケルトンカーブ

静的非線形解析(外力は $A_i$ 分布の地震力<sup>2)</sup>)から得られた層のスケルトンカーブと基本ケースの最大応答値の対応を図-3に示す。L1.5地震動の最大応答ベースシアは、許容応力度設計用層せん断力( $Q_i$ )のほぼ80%程度に相当することがわかる。参考に、入力最大速度を25cm/sに基準化した既往観測波(従来の設計慣用のレベル1相当)の最大応答値を示すが、 $Q_i$ 以下である。

#### 3.2 層の最大応答値

ケースAの最大応答層せん断力の比較を図-4に示す。

L1地震動に比べて、L1.5地震動の応答値に対する減衰定



注: 応答値はフレームモデルによる最大値を示し、最大層せん断力と最大層間変形角の発生時刻は異なる場合がある。

図-3 静的解析結果と最大応答層せん断力

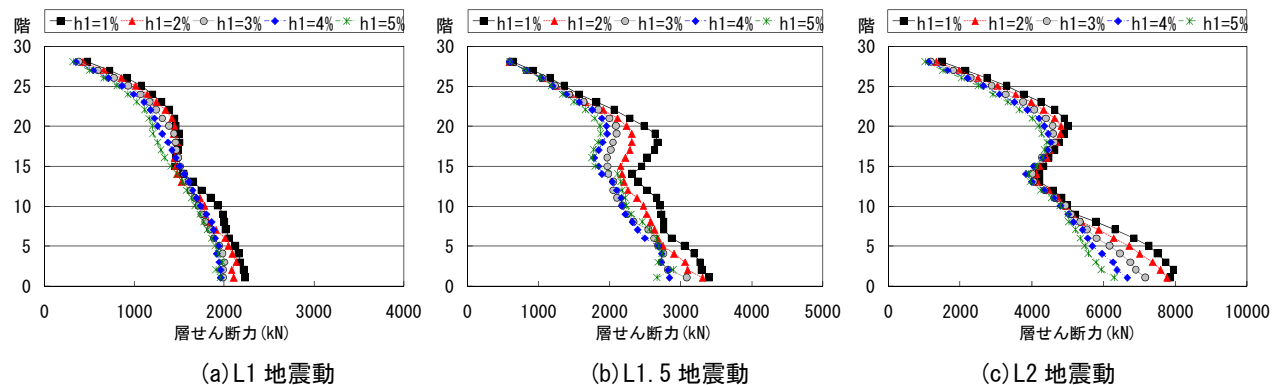


図-4 最大応答層せん断力の比較(ケースA, CODE-HA波)

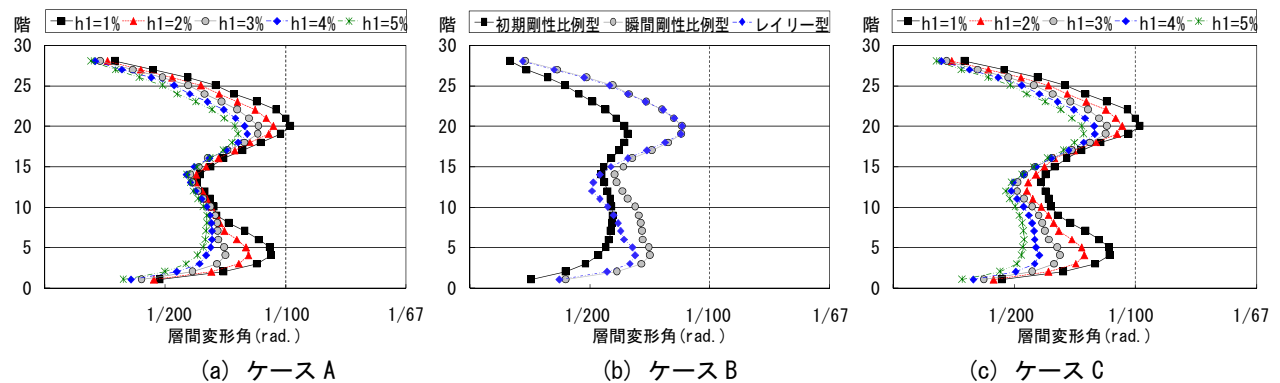


図-5 最大応答層間変形角の比較(L2地震動, CODE-HA波)

数の設定の影響が大きいことがわかる。なお、L2地震動の応答値を見ると、下層階で減衰定数の設定の影響が他の階に比べて比較的大きいが、他の検討波形ではこのような傾向は見られない。

L2地震動の最大応答層間変形角の比較(図-5)を見ると、各ケースにおいて高次減衰の与える影響が上層階および下層階で大きいことがわかる。

#### 3.3 部材の最大応答値

ケースAの最大応答柱せん断力の比較(図-6)を見ると、層せん断力と同様に、L1地震動に比べて、中間階においてL1.5地震動の応答値に対する減衰定数の設定の影響がやや大きい。また、本解析の部材モデルでは、柱の曲げ剛性には瞬間変動軸力の影響が考慮されていないため、参考ではあるが、外柱の応答値の変動幅は内

柱と大きな違いは見られない。

次に、L1地震動より大きく部材降伏前であるL1.5地震動の最大応答柱せん断力の比較を図-7に示す。柱せん断力は、ケースAやケースCにおいて変動幅が大きいことがわかる。

最大応答外柱変動軸力の比較(図-8)を見ると、ケ

ースAやCでは減衰定数の設定の影響が大きく、ケースBでは初期剛性比例型が変動軸力を小さく評価することがわかる。

最大応答梁せん断力の比較(図-9)では、高次減衰の与える影響が大きい上層階や下層階において変動幅が大きいことがわかる。

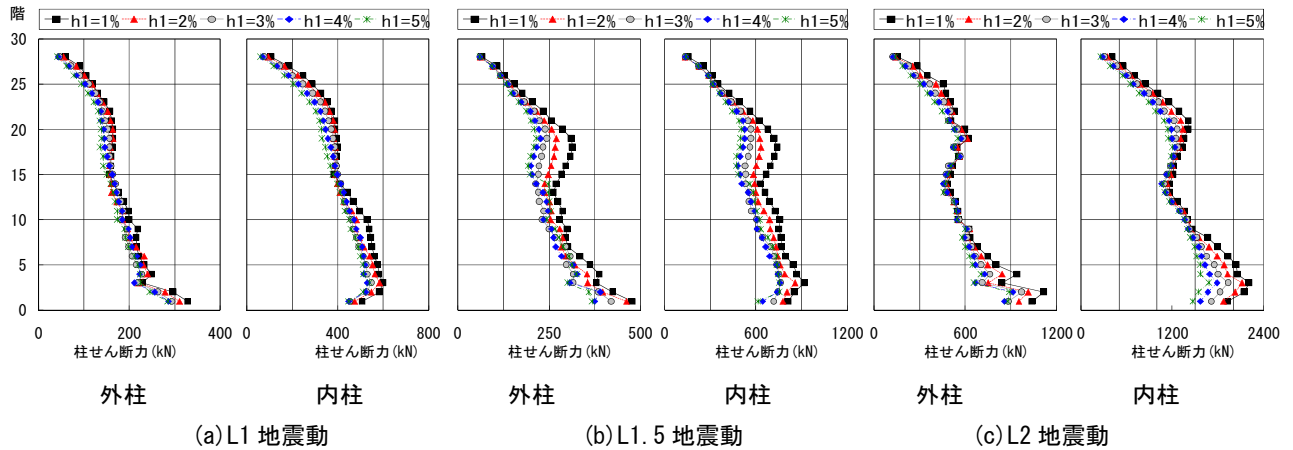


図-6 最大応答柱せん断力の比較(ケースA, CODE-HA波)

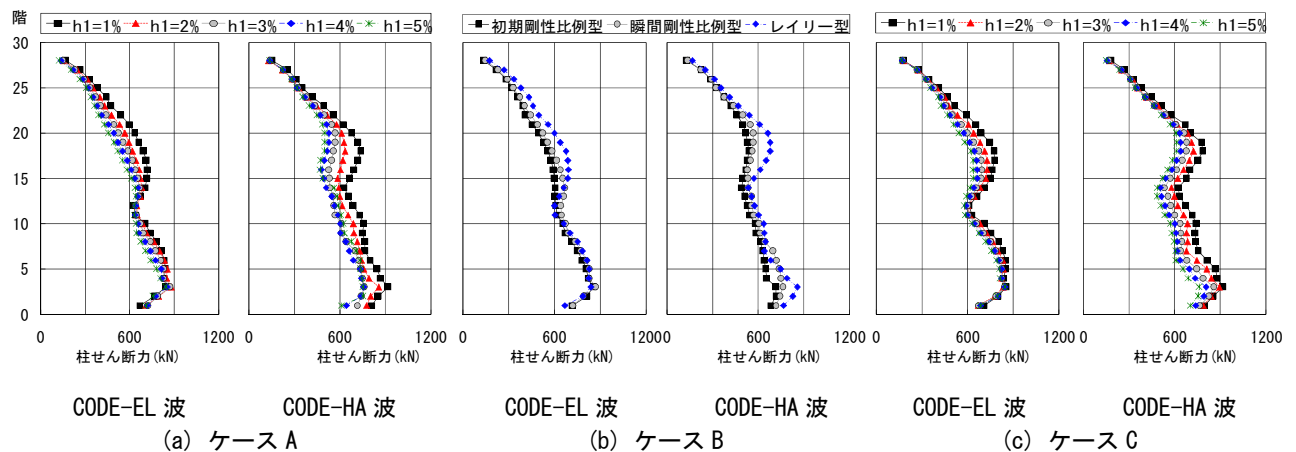


図-7 最大応答柱せん断力の比較(L1.5地震動)

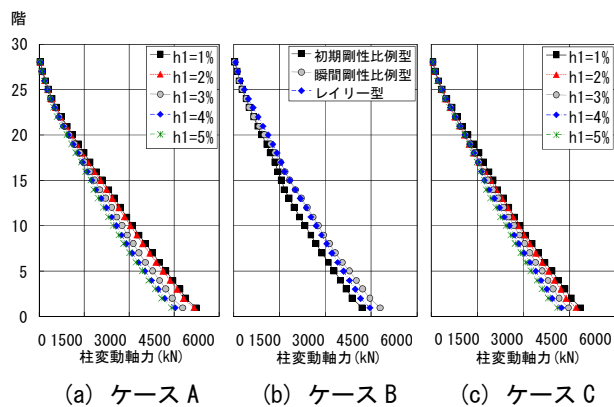


図-8 最大応答外柱変動軸力の比較  
(L1.5地震動, CODE-HA波)

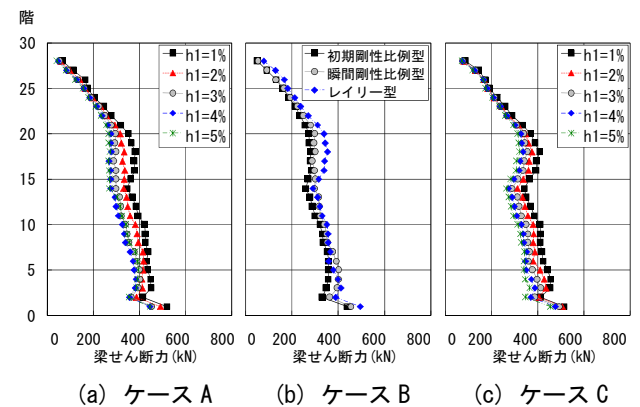


図-9 最大応答梁せん断力の比較  
(L1.5地震動, CODE-HA波)

## 4. 解析結果の考察

### 4.1 応答増減比

耐震設計で慣用的に用いられる基本ケースの最大応答値に対する各減衰の最大応答値の比率（応答増減比）を検討する。基本ケースは、瞬間剛性比例型で $h1=3\%$ のケースである。ここでは、応答増減割合の平均的な傾向を見るため、応答増減比は3波の平均値とする。なお、既報告の研究<sup>1)</sup>では、応答増減比はベースシア係数など建物全体の応答値について示したが、高さ方向の分布などについては検討していない。

### 4.2 応答増減比の比較

柱せん断力と層せん断力に関する応答増減比の比較

を図-10~12に示す。内柱のせん断力の応答増減比は、解析ケースによらず層せん断力の値と比較的よく対応していることがわかる。図-11を見ると、L1地震動やL1.5地震動に対するレイリー型の応答変動比が上層階において大きい。L2地震動では、レイリー型の応答変動比は上層階においても基本ケースとほぼ同等であり、中間層以下では小さくなっている。この傾向は、図-12に示す中間層以下の階においても見られ、応答変動比は、1次減衰定数の大きさだけでなく、L1地震動やL1.5地震動のような履歴減衰の比較的小さい領域とL2地震動のような大きい領域で区別して評価する必要があることがわかる。

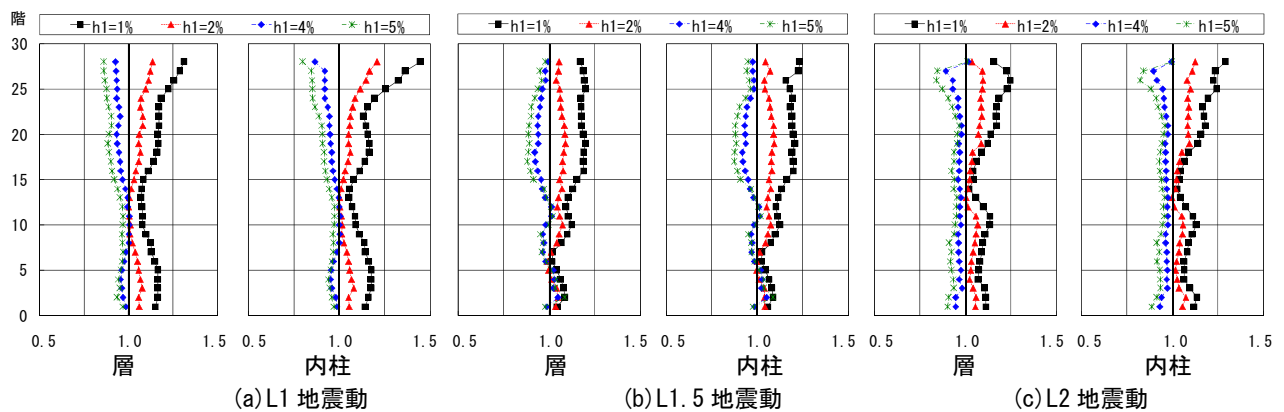


図-10 せん断力の応答増減比（ケース A）

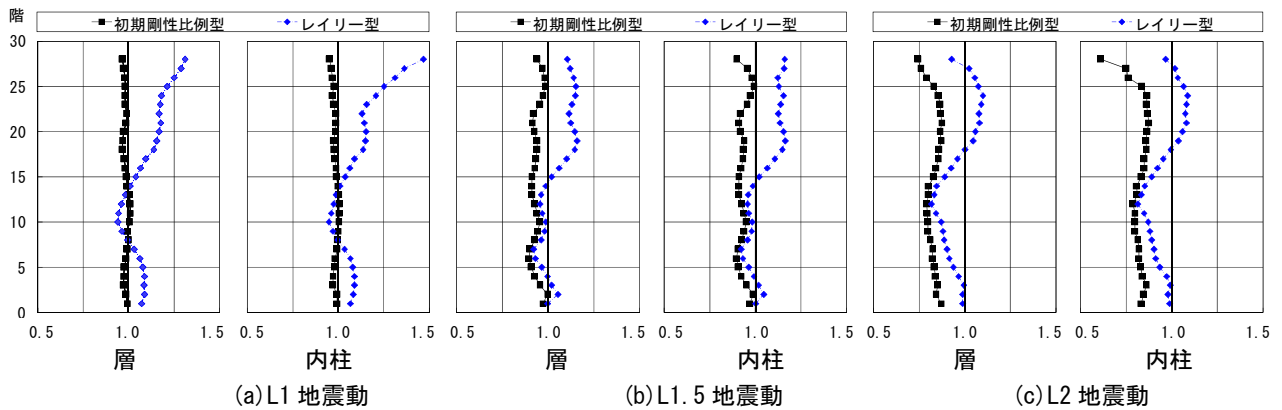


図-11 せん断力の応答増減比（ケース B）

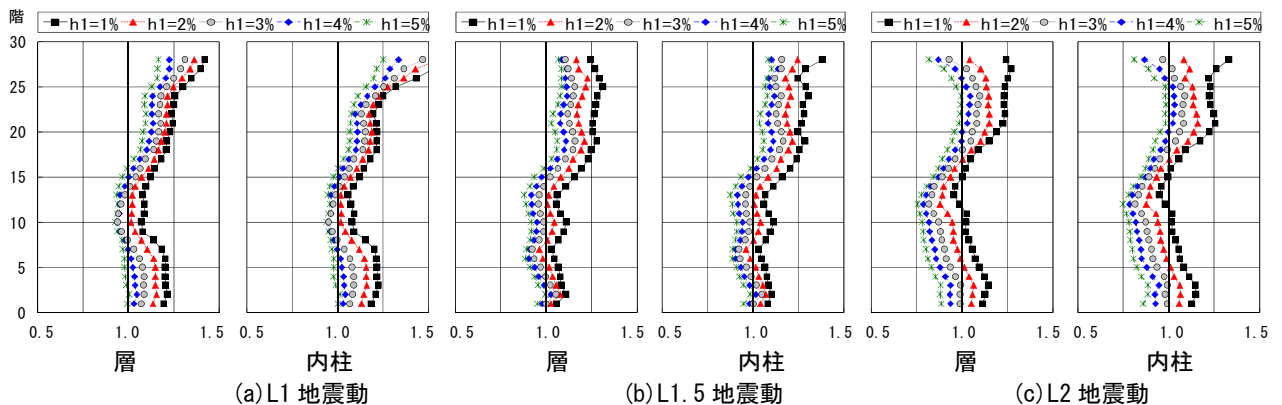


図-12 せん断力の応答増減比（ケース C）

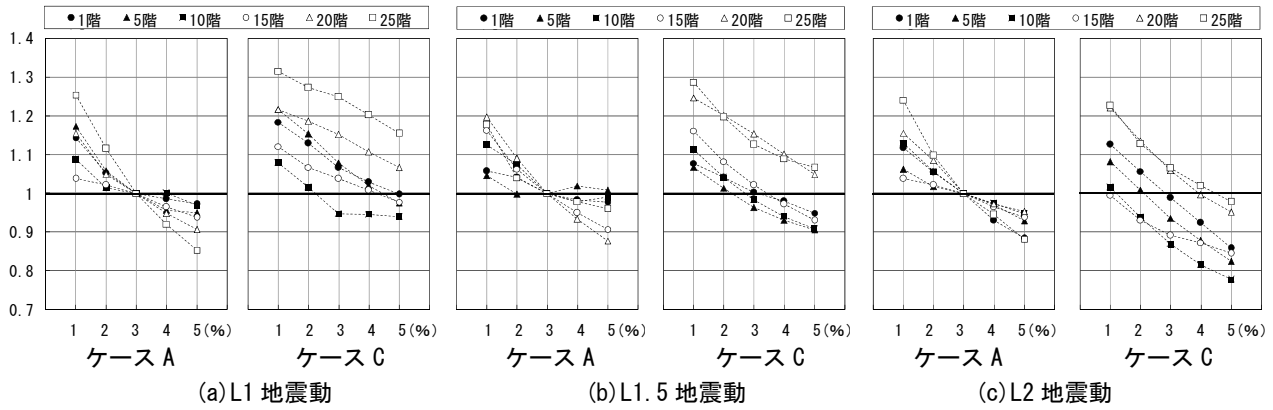


図-13 内柱せん断力の応答増減比と1次減衰定数（ケースA, ケースC）

内柱せん断力の応答増減比と1次減衰定数の関係を図-13に示す。ケースCでは、L1地震動やL1.5地震動の応答値の増幅比率は、L2地震動の値に比べて大きい傾向があることがわかる。

$h1=2\%$ （瞬間剛性比例型）の場合、内柱のせん断力は、基本ケースに比べて、L1地震動では最大15%程度、L1.5地震動では最大10%程度、L2地震動では最大10%程度増加する。

レイリー型（ $h1=h2=3\%$ ）の場合、基本ケースに比べて、高次モードの影響により、上層階では内柱のせん断力が増大する傾向が見られる。

#### 4.3 静的解析値と最大応答値の比較

許容応力度設計用地震力（ $Q1$ ）時における静的非線形解析の内柱せん断力（ $Qc$ ）とL1.5地震動の最大応答値（ $dQc$ ）の比較を図-14に示す。ケースCでは、 $h1=3\%$ の場合でも、 $dQc$ は下層階では $Qc$ よりかなり小さいが、上層階では $Qc$ より大きいことがわかる。ケースAでも同様の傾向が見られる。したがって、上層階の損傷限界耐力は、中間層以下の階に比べて余裕を持たせることが損傷抑制の観点から重要である。

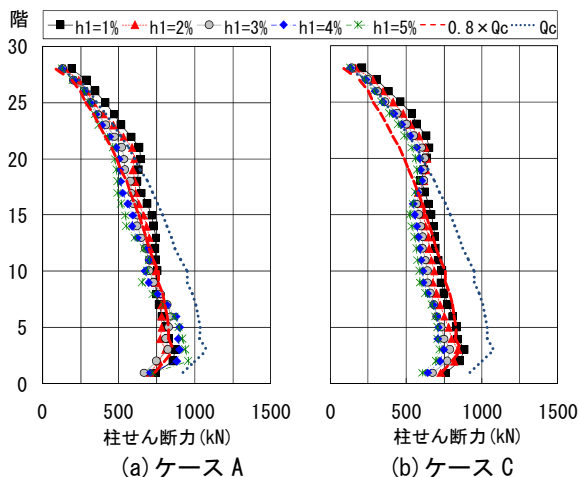


図-14 内柱せん断力の静的解析値と最大応答値

#### 5. まとめ

現行の耐震規定を満足する超高層RC造建物の骨組を対象とした内部粘性減衰を変えたフレーム地震応答解析から、得られた知見を以下に示す。

- (1) 設計慣用減衰（瞬間剛性比例型、 $h1=3\%$ ）を基本とし、内部粘性減衰を変えた場合について、各層および内柱のせん断力の増減程度を応答増減比として示した。
- (2) 内柱のせん断力の応答増減比は、層せん断力の増減比と比較的よく対応している。
- (3)  $h1=2\%$ （瞬間剛性比例型）の場合、内柱のせん断力は、基本ケースに比べて、L1地震動では最大15%程度、L1.5地震動では最大10%程度、L2地震動では最大10%程度増加する。
- (4) レイリー型（ $h1=h2=3\%$ ）の場合、基本ケースに比べて、高次モードの影響により、上層階では内柱のせん断力が増大する傾向が見られる。
- (5) 履歴減衰の比較的小さい領域では、許容応力度設計用静的地震力は、高次減衰の評価などの不確実性を考慮して、特に上層階において地震応答に対して余裕を持たせることが部材の損傷抑制の観点から望ましい。

#### 参考文献

- 1) 和泉信之ほか：超高層RC造住宅の内部粘性減衰と地震応答の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，pp.1015-1020，2007
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：建築物の構造関係技術基準解説書，pp.449-454，2007
- 3) 日本建築学会：建築物の減衰，pp.126-143，2000
- 4) 和泉信之ほか：超高強度コンクリートの現状・6章適用建物，日本建築学会大会RC構造パネルディスカッション資料，pp.48-53，2007
- 5) Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970