

## 論文 超高層RC造住宅の内部粘性減衰と地震応答の評価

和泉信之<sup>\*1</sup>・清水 隆<sup>\*2</sup>・千田啓吾<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造住宅を対象として、内部粘性減衰の大きさを変えた地震応答解析を行い、最大応答値の変化を検討した。その結果、1次減衰定数や減衰設定方法の違い等、最大応答値に対する内部粘性減衰の影響を評価することができた。

**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

筆者らは、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>。超高層RC造の地震応答解析では、通常、数波の地震動波形を用いて多質点系非線形振動解析を行う。その際、内部粘性減衰は剛性比例型とし、1次減衰定数(h1)はRC造では設計慣用値として3%程度を用いることが多い。

超高層建物の微動レベルにおける減衰の観測値は、耐震設計に用いる慣用値より小さい傾向が見られる。RC造建物の1次減衰定数の観測値は、1%から5%程度であり、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、観測値の分析から、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的な傾向が見られると指摘されている<sup>3)</sup>。

減衰定数の観測値の多くには、地盤による逸

散減衰の効果が含まれており、特別な観測システムの場合を除き、観測値から上部構造のみの減衰を分離して評価することは難しい。さらに、大地震の観測値を得る機会は少なく、比較的大きな変形レベルの減衰定数を観測値から評価することは困難であろう。

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り、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、地震応答解析では減衰定数の設定が重要であるが、現状では建物の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。

本研究では、内部粘性減衰について、1次減衰定数と減衰の設定方法という二つの観点から減衰の大きさを変えて、粘性減衰エネルギーの割合と最大応答値の変動を評価する。なお、本研究において基本とする内部粘性減衰は、超高層RC造の耐震設計で多く用いられる瞬間剛性比例型減衰とし、1次減衰定数は3%とする。

\*1 戸田建設(株)構造設計部グループ長 博(工)(正会員)

\*2 戸田建設(株)構造設計部

\*3 戸田建設(株)構造設計部 工修

## 2. 解析計画

### 2.1 解析対象建物

本解析では、現在建設されている超高層 RC 造住宅の階数を概ね網羅するように、20 階建から 54 階建までの 5 棟の建物<sup>1)</sup>を対象とする(表-1)。この 5 棟の構造特性は、超高層 RC 造住宅の実例を参考として、現行の耐震規定<sup>2)</sup>を満足するように設定する。

### 2.2 解析方法

減衰定数による地震応答の違いを検討するために、1 次減衰定数の値を変えるケース A と減衰の設定方法を変えるケース B を計画する。

ケース A では、1 次減衰定数は、基本とする 3%を中心に、減衰定数の観測結果<sup>3)</sup>を参考にして 1%から 5%まで変化させる。また、内部粘性減衰は基本の瞬間剛性比例型とする。

ケース B では、減衰の設定方法は、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前述したように剛性比例型より小さい傾向が見られるためである<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。また、剛性比例型の 1 次減衰定数は、基本の 3%とする。レイリー型の 1 次および 2 次減衰定数は、3%とする。

### 2.3 解析方法

解析モデルは、耐震設計の基本振動系モデルとして多く採用されている等価曲げせん断モデルとする。このモデルは、骨組の静的非線形解析結果に基づいた等価な曲げせん断ばね(曲げばね:弾性,せん断ばね:弾塑性)である。せん断ばねの復元力特性は、TAKEDA モデル<sup>4)</sup>とする(図-1)。また、基礎は固定とする。

### 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)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 2 段階の強さとし、各波形の基礎底位置の擬似速度応答スペク

トルを図-2に示す。なお、表層地盤は第 2 種地盤(東京都下丸子地域)を想定している。

表-1 超高層 RC 造建物の諸元

名称	U20	R28	T36	S45	S54
階数	20	28	36	45	54
軒高(m)	61.75	94.03	114.60	146.05	174.20
dCb	0.125	0.095	0.075	0.063	0.055
T1(秒)	1.32	1.99	2.27	3.05	3.49
Qc/ΣW	0.055	0.044	0.033	0.025	0.026
Qy/ΣW	0.248	0.178	0.145	0.104	0.098
ky/k1	0.266	0.272	0.323	0.335	0.302
k3/k1	0.012	0.012	0.021	0.025	0.015

注) dCb:許容応力度設計用ベースシア係数, T1:1 次固有周期, Qc, Qy:1 階層せん断力の第 1 折点, 第 2 折点, ΣW:建物全重量, k1, k3, ky: 1 階第 1 剛性, 第 3 剛性, 降伏点剛性

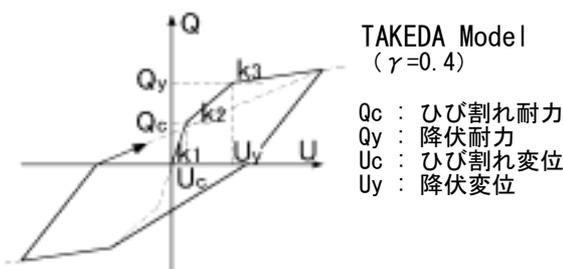


図-1 建物の復元力特性

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	
	cm/s <sup>2</sup>	cm/s	cm/s <sup>2</sup>	cm/s	sec
CODE-EL	89	11	349	55	60
CODE-HA	72	14	394	66	80
CODE-BCJ	76	11	330	54	120

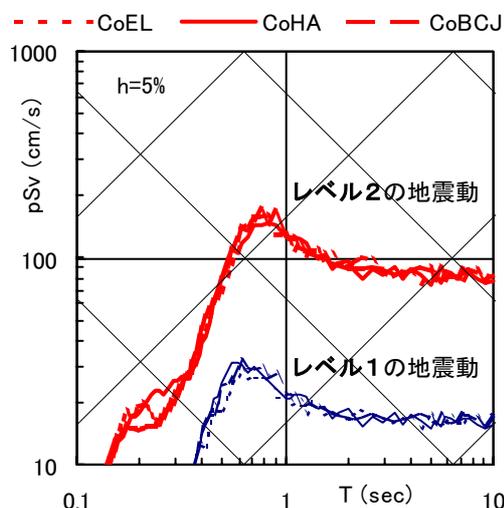


図-2 地震動の擬似速度応答スペクトル

### 3. 解析結果

#### 3.1 エネルギー比率

R28 建物の累積エネルギーの時刻歴を図-3に示す。減衰は瞬間剛性比例型 ( $h1=3\%$ ) である。内部粘性減衰エネルギー (減衰エネルギー) が徐々に累積されている。地震動最終時刻における減衰エネルギーの累積値が入力エネルギーの累積値に占める比率 (減衰エネルギー比率) を図-4に示す。減衰エネルギー比率は、地震動によらず、 $h1$  が大きくなる程大きくなり、瞬間剛性比例型に比べて、初期剛性比例型が大きく、レイリー型が小さい。

#### 3.2 最大応答値

R28 建物を一例として最大応答値を図-5～図-9に示す。L1 地震動による層せん断力を見ると (図-5), 階によりやや異なるが,  $h1$  が小さくなる程大きくなり, 高次モードの影響が強くなる。上層階では,  $h1=3\%$  に比べて,  $1\%$  では約  $20\%$  増大,  $5\%$  では約  $15\%$  減少している。また, 瞬間剛性比例型に比べて, 初期剛性比例型はあまり違いがないが, レイリー型は上層階や下層階において高次モードの影響が見られる。上層階では, 層せん断力は瞬間剛性比例型に比べて, レイリー型では約  $15\%$  増大している。図中には, 比較のため, 許容応力度設計用層せん断力を示すが, 各応答値に対して余裕がある。これは, 超高層建物の耐震設計では, L1 地震動として, 告示波とともに, 従来からの設計との連続性等を考慮して, 告示波より強い標準波 (最大速度値を増幅した観測波) に対しても検討しているためである。L1 地震動による層間変形角を見ると (図-6), 層せん断力の比較で見られた高次モードの影響がより明らかである。層間変形角は, 上層階では,  $h1=3\%$  に比べて,  $1\%$  では約  $55\%$  増大,  $5\%$  では約  $15\%$  減少している。また, 上層階では, 瞬間剛性比例型に比べて, レイリー型では約  $55\%$  増大している。

L2 地震動による層間変形角を見ると (図-7),  $h1$  が小さくなる程大きくなり, 最大値は  $h1=3\%$  に比べて,  $1\%$  では約  $30\%$  増大,  $5\%$  では約  $25\%$

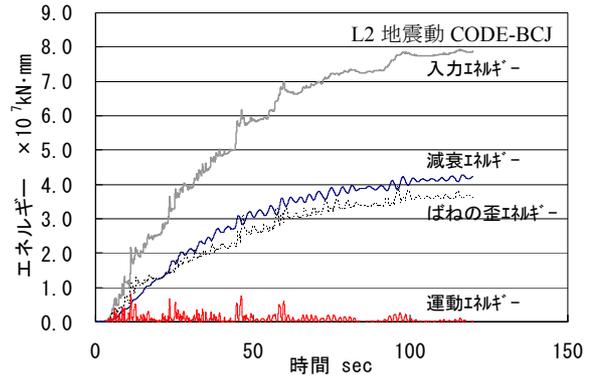


図-3 R28 建物の累積エネルギー時刻歴

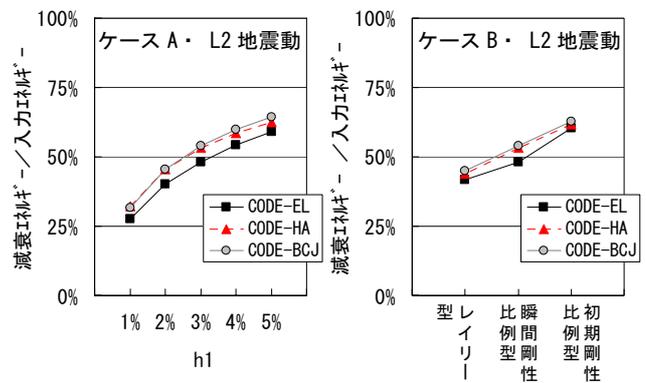
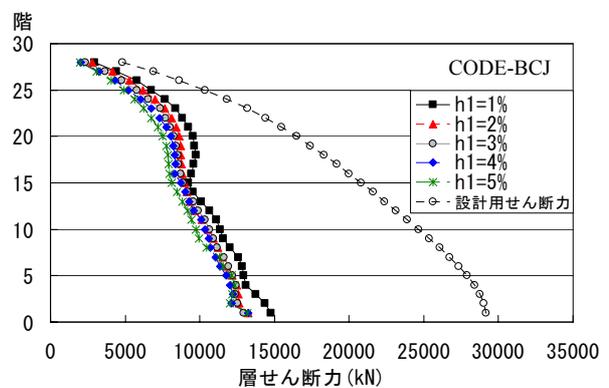
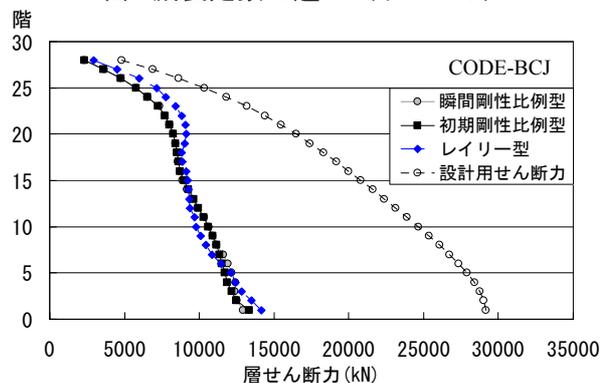


図-4 R28 建物の減衰エネルギー比率

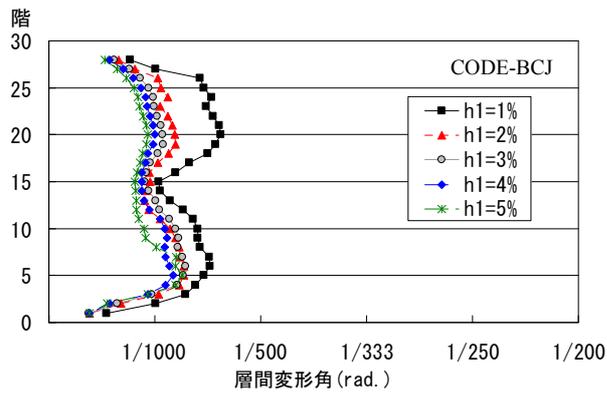


(a) 減衰定数の違い (ケース A)

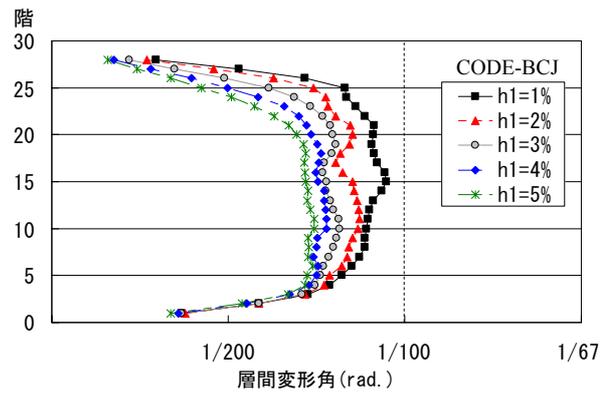


(b) 減衰設定の違い (ケース B)

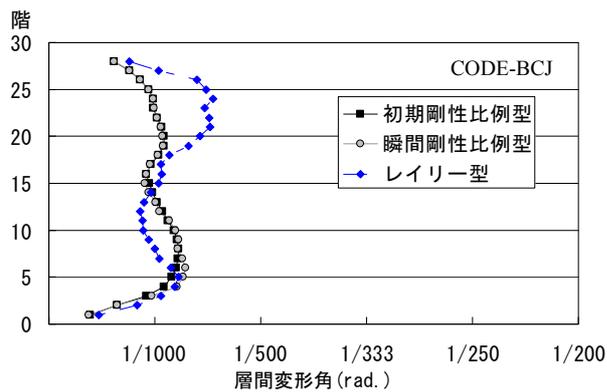
図-5 R28 建物の層せん断力 (L1 地震動)



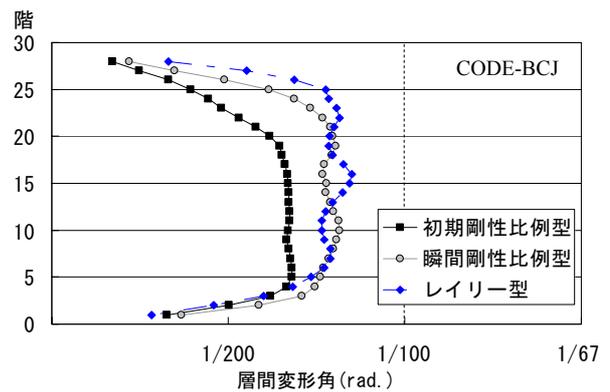
(a) 減衰定数の違い (ケース A)



(a) 減衰定数の違い (ケース A)



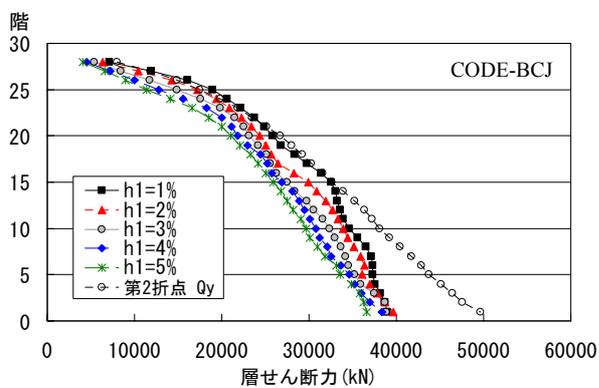
(b) 減衰設定の違い (ケース B)



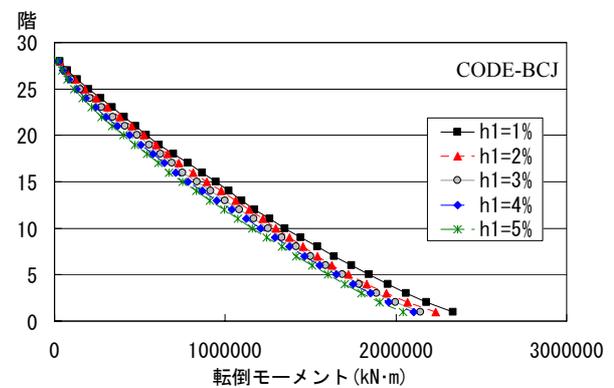
(b) 減衰設定の違い (ケース B)

図-6 R28 建物の層間変形角 (L1 地震動)

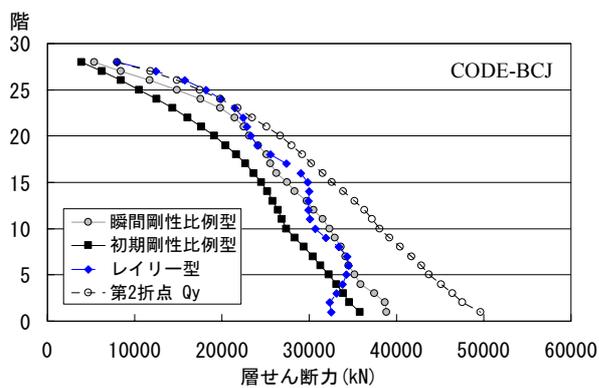
図-7 R28 建物の層間変形角 (L2 地震動)



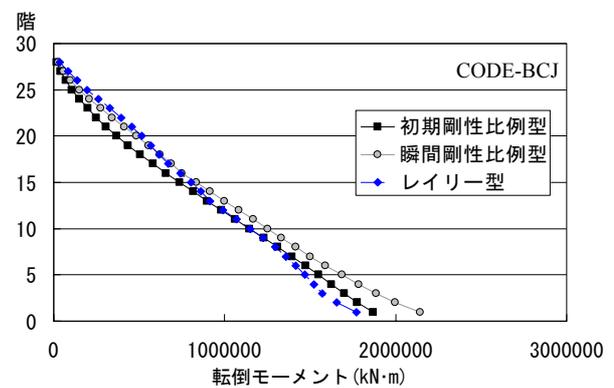
(a) 減衰定数の違い (ケース A)



(a) 減衰定数の違い (ケース A)



(b) 減衰設定の違い (ケース B)



(b) 減衰設定の違い (ケース B)

図-8 R28 建物の層せん断力 (L2 地震動)

図-9 R28 建物の転倒モーメント (L2 地震動)

減少している。また、L1地震動に比べて剛性低下による減衰評価の影響が見られ、瞬間剛性比例型は初期剛性比例型より大きい。レイリー型は、高次モードの影響が表れている。上層階では、瞬間剛性比例型に比べて、初期剛性比例型では約25%減少し、レイリー型では約15%増大している。図中には、L2地震動に対する一般的な許容変形角である1/100を示す。各応答値は1/100以下であるが、高次モードの減衰評価の不確実性を考慮すると、上層階の応答変形には余裕を持たせたい。

L2地震動による層せん断力を見ると(図-8)、中間階ではh1が小さくなる程大きくなり、最大値はh1=3%に比べて、1%では約15%増大、5%では約5%減少している。また、瞬間剛性比例型に比べて、初期剛性比例型は全階で小さいが、レイリー型は上層階では大きく、下層階では小さい。L2地震動による転倒モーメントを見ると(図-9)、層せん断力の比較に比べて、h1が小さくなる程大きくなる傾向が明瞭である。また、レイリー型は、剛性比例型に比べて高次モードの影響が大きい。

#### 4. 解析結果の考察

##### 4.1 減衰評価による減衰エネルギー比率の違い

減衰定数の違いによるL2地震動の減衰エネルギー比率の比較を図-10に示す。棟による比率の違いがややあるが、1次固有周期に対する傾向は明瞭には見られない。減衰エネルギー比率の平均値は、h1=1%では約33%、3%では約55%、5%では約65%であり、1次減衰定数が大きくなる程、大きくなるのがわかる。

減衰設定の違いによるL2地震動の減衰エネルギー比率の比較を図-11に示す。棟による比率の違いがややあるが、減衰定数の違いによる比較と同様に、1次固有周期による違いはあまり見られない。減衰エネルギー比率の平均値は、瞬間剛性比例型の約55%に対して、初期剛性比例型では65%程度と大きく、レイリー型では46%程度と小さいことがわかる。

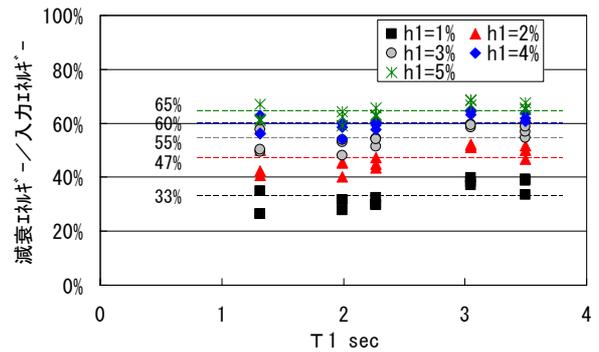


図-10 減衰定数の違いによる減衰エネルギー比率の比較 (ケース A, L2地震動)

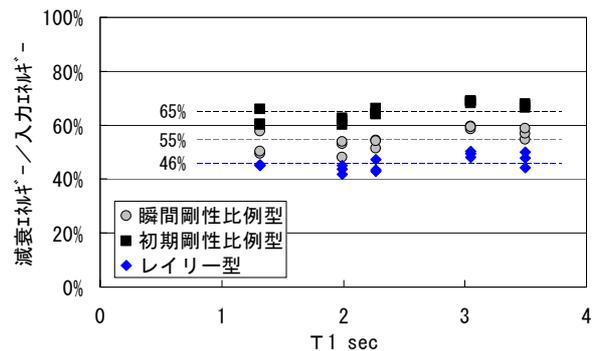


図-11 減衰設定の違いによる減衰エネルギー比率の比較 (ケース B, L2地震動)

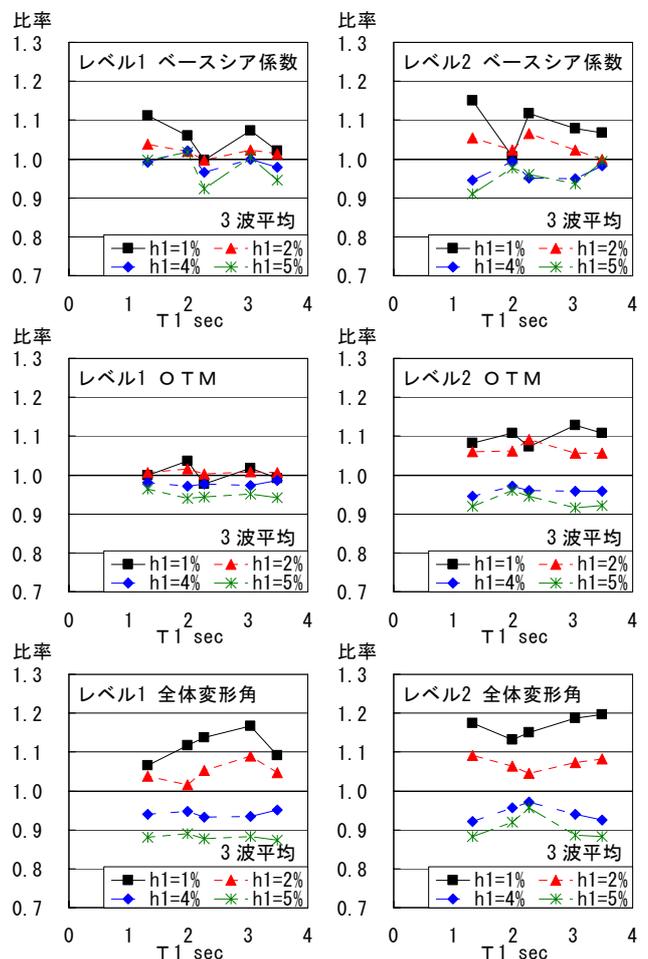


図-12 減衰定数の違いによる応答増減比

## 4.2 減衰評価による最大応答値の違い

ベースシア係数 (CB), 転倒モーメント (OTM) および全体変形角 (TR) について, 基本の瞬間剛性比例型 ( $h1=3\%$ ) の応答値に対する各減衰の応答値の比率 (応答増減比) を検討する。ここでは, 応答増減度合の平均的な傾向を見ることとして, 応答増減比は 3 波の平均値とする。なお, 全体変形角は, 建物頂部の水平変位を建物高さで除した変形角である。

1 次減衰定数の違いによる応答増減比を図-12 に示す。L1 地震動では,  $h1=1\%$  の場合には, CB は最大 11%, TR は最大 17%程度増加する。L2 地震動では,  $h1=2\%$  の場合には, CB, OTM, TR とも最大 10%程度の増加である。

減衰設定の違いによる応答増減比を図-13 に示す。初期剛性比例型では, L2 地震動の応答増減比が L1 地震動に比べて小さい。また, レイリー型では, 高次モードの影響により, OTM は L2 地震動では 10%程度減少する。

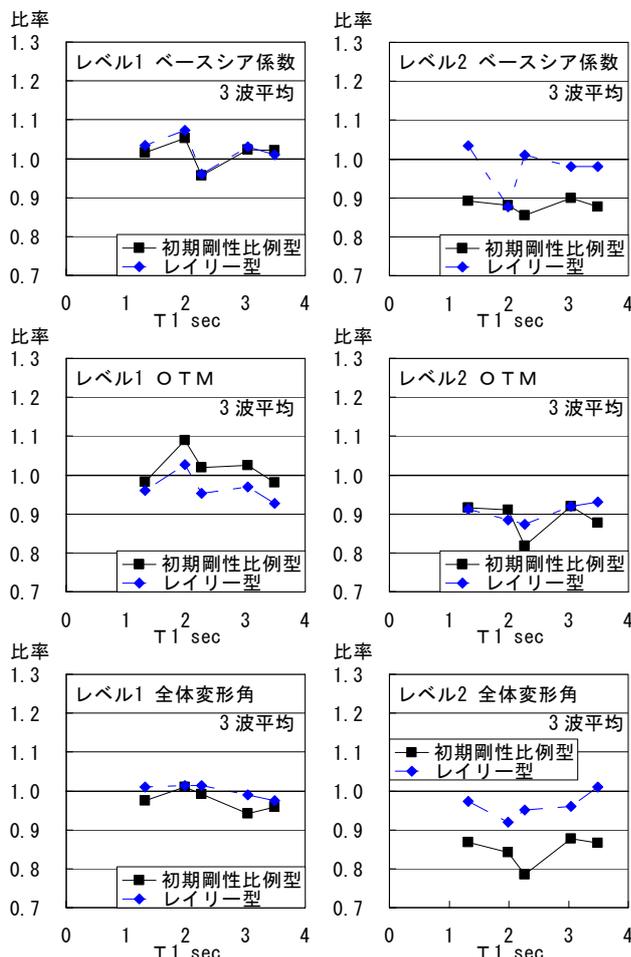


図-13 減衰設定の違いによる応答増減比

## 5. まとめ

現行の耐震規定を満足する超高層 RC 造住宅を対象とした内部粘性減衰を変えた地震応答解析から, 得られた知見を以下に示す。

(1) 超高層 RC 造住宅の耐震設計で慣用的に用いられている内部粘性減衰 (瞬間剛性比例型, 1 次減衰定数  $h1=3\%$ ) の場合, 累積減衰エネルギーの入力エネルギーの累積値に占める平均的な比率は, 本解析の範囲では 55%程度である。

(2) 設計慣用減衰 (瞬間剛性比例型,  $h1=3\%$ ) を基本ケースとして, 内部粘性減衰の大きさを変えた場合について, 応答値の増減程度を応答増減比として示した。

(3)  $h1=2\%$  (瞬間剛性比例型) の場合, 基本ケースに比べて, L2 地震動の応答値を平均的に見ると, ベースシア係数, 転倒モーメントおよび全体変形角が最大 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, 上層階では層間変形角が増大するが, 転倒モーメントは減少傾向が見られる。

## 謝辞

本論文の作成には, 藤堂正喜博士はじめ戸田建設研究開発プロジェクト各位のご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 和泉信之ほか: コンクリートの実強度を考慮した超高層 RC 造建物の地震応答, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp.878-881, 2006
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課: 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.327-331, 2001
- 3) 日本建築学会: 建築物の減衰, pp.126-143, 2000
- 4) Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970