

4.6 非線形地震応答解析における各部の吸収エネルギー

本制震架構の非線形地震応答解析でのエネルギー吸収状況を検討する。建物への入力エネルギー(E_{in})に対するエネルギー吸収状況を(4.11)式で表し、各項目のエネルギー吸収量を時刻歴で算出する。

$$E_{in} = E_e + E_{damper} + E_h + E_p \quad (4.11)$$

$$E_{in} \quad : \text{建物への入力エネルギー} = \Sigma \int m_i \cdot \dot{x}_i \cdot \ddot{y}_0 dt$$

$$E_e \quad : \text{建物の運動エネルギー} = \Sigma \frac{1}{2} m_i \cdot \dot{x}_i^2$$

$$E_{damper} \quad : \text{ダンパ(制震装置)による吸収エネルギー} \\ = \Sigma \int f_{dj} \cdot v_{dj} \cdot dt$$

$$E_h \quad : \text{建物粘性減衰による吸収エネルギー} \\ = \int \{\dot{x}\}^T [C_v] \{\dot{x}\} dt$$

$$E_p \quad : \text{建物構造部材の履歴エネルギー} \\ = \int \{\dot{x}\}^T [K] \{x\} dt$$

ここに、 \ddot{y}_0 : 地動入力加速度

$\{x\}, \{\dot{x}\}, x_i$: 建物相対変位・速度スペクトル

及び i 番自由度の相対速度

m_i : i 番自由度の質量

f_{dj}, v_{dj} : j 番ダンパ要素の減衰力と相対速度

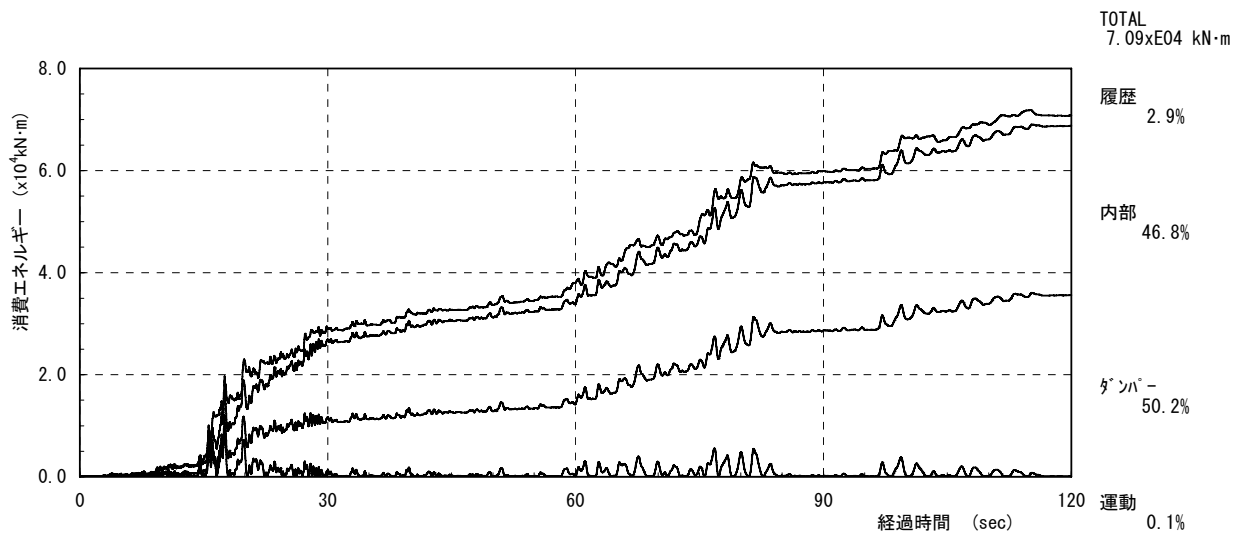
$[C_v]$: 建物の全体減衰行列

(ダンパのダッシュポットを除く)

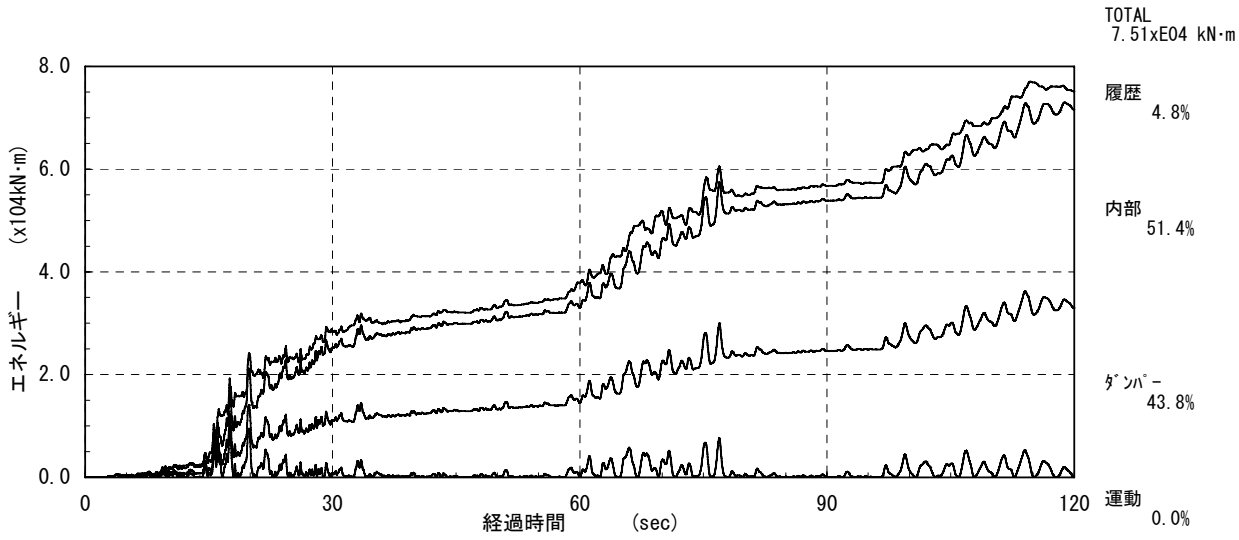
$[K]$: 建物の全体剛性行列

図 4.111～4.113 に、告示波の RINKAI 位相の地震動の場合の 40 階、30 階、20 階モデルにおいてダンパを建物 1 次モードで付加減衰が最も大きくなるよう設定したケースについて、各部の時刻歴上のエネルギー吸収結果を示す。ここで、解析終了時には運動エネルギー(E_o)は 0 となっている。また、スーパーウォールは非線形に入り武藤ループの第 2 折点を越えていないこと、床は非線形に入り第 2 折点は超えるものの原点指向型を設定していること、以上から履歴エネルギーの負担は小さくなっている。また、ダンパによる付加減衰は建物の一次振動モードに対し有効であるが高次振動モードには効果が少ないこと、一方、建物の内部粘性減衰は高次振動に対しても有効であることから、結果として、ダンパのエネルギー吸収量と建物内部粘性減衰のエネルギー吸収量はほぼ同等になったと考えられる。

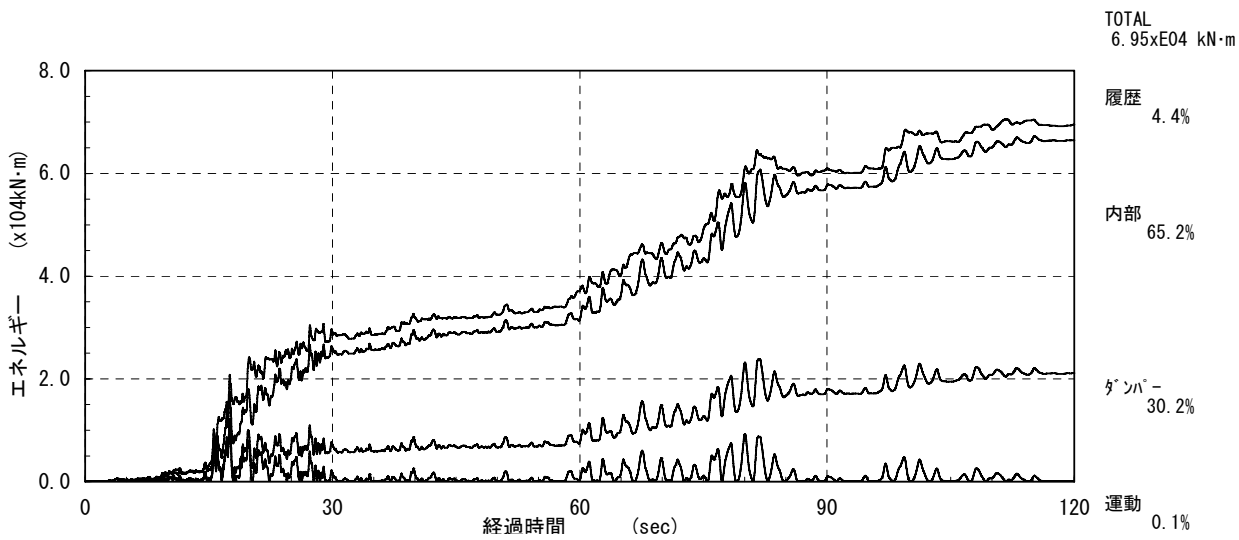
表 4.4 に振動解析終了時の各項目のエネルギー吸収比率を各階数モデルごとにまとめる。ダンパのエネルギー吸収割合は、40 階、30 階、20 階ともに、ダンパを建物 1 次振動モードで設定したケースが、ダンパのエネルギー負担割合が最も大きかった。このことは、建物 1 次振動モードに対してダンパを設定したケースは応答結果では変形を最小に抑えることができおり、ダンパが応答低減に有効に作用していることに符合する。



(a) 一次モードで設定

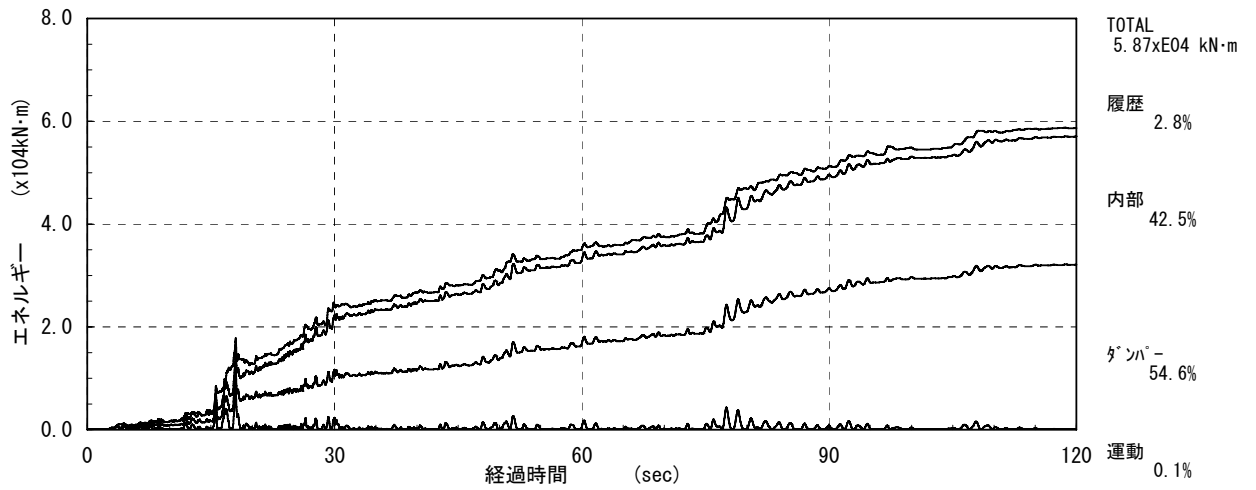


(b) 二次モードで設定

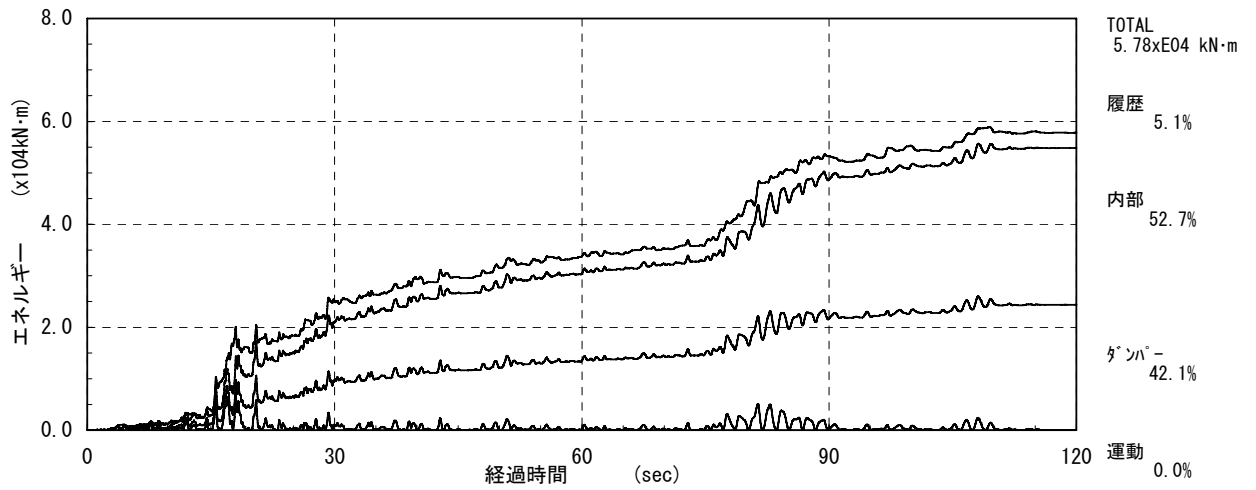


(c) 過大な減衰設定

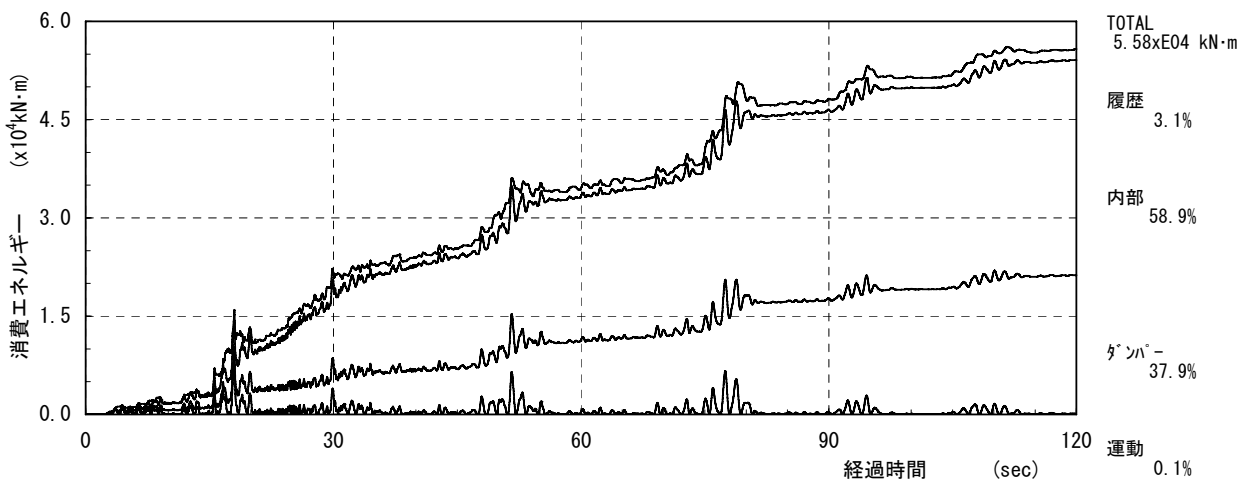
図 4.111 各部位エネルギー吸収(40階/告示波-RINKAI92)



(a) 一次モードで最大

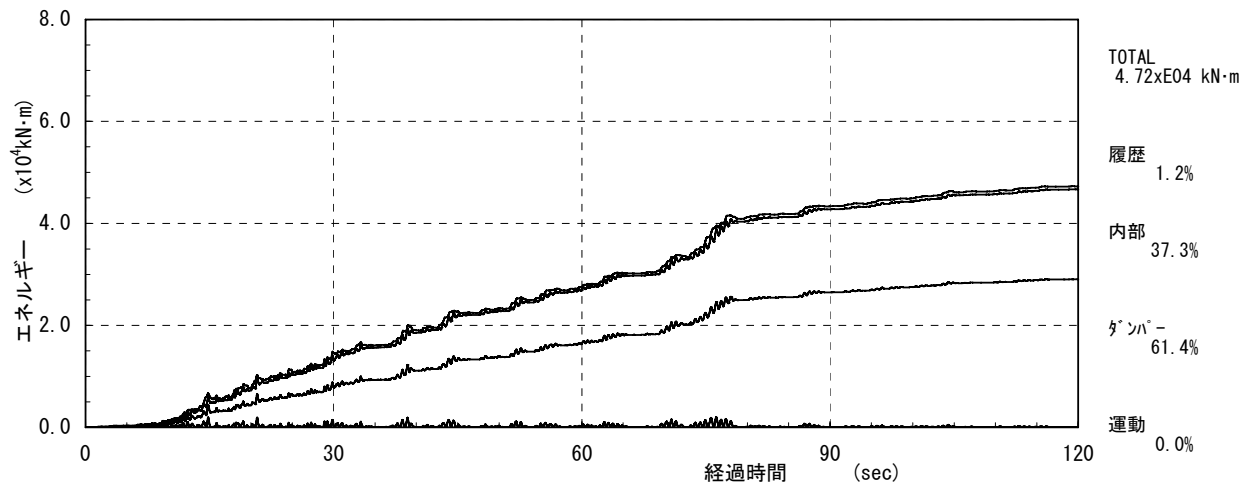


(b) 二次モードで最大

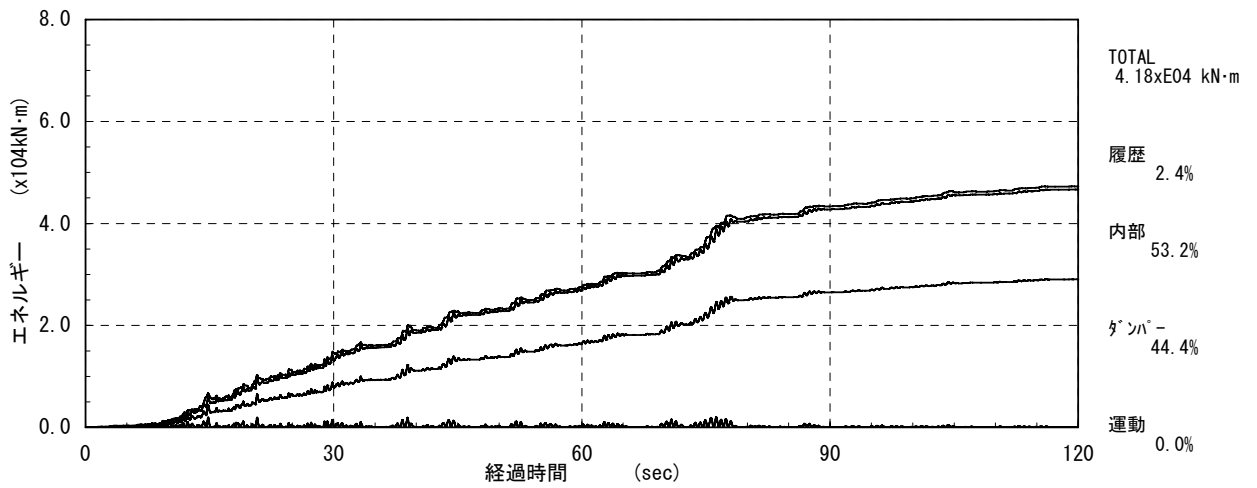


(c) 過大な減衰設定

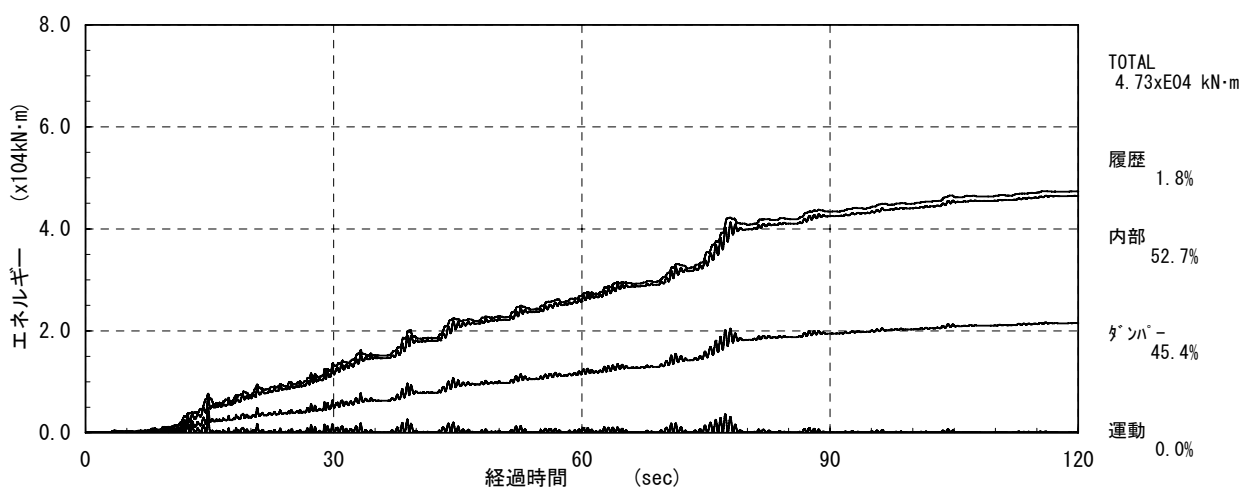
図 4.112 各部位エネルギー吸収(30階/告示波-RINKAI92)



(a) 一次モードで最大



(b) 二次モードで最大



(c) 過大な減衰設定

図 4.113 各部位エネルギー吸収(20階/告示波-RINKAI92)

表 4.4 振動解析終了時でのエネルギー吸収比率 (%)

解析モデル／ダンパ設定		E_{dampar}	E_h	E_p
40 階	1 次モード	50.2	46.8	2.9
	2 次モード	43.8	51.4	4.8
	過大な減衰	30.2	65.2	4.4
30 階	1 次モード	54.6	42.5	2.8
	2 次モード	42.1	52.7	5.1
	過大な減衰	37.9	58.9	3.1
20 階	1 次モード	61.4	37.3	1.2
	2 次モード	44.4	53.2	2.4
	過大な減衰	45.4	52.7	1.8

※入力地震動 告示波(RINKAI-92 位相)

ここで、ダンパのエネルギー吸収比率を比較するとダンパを一次モードで最大の減衰が得られるように設定した場合、40 階では 50.2%、30 階では 54.6%、20 階では 61.4%となっている。ダンパが建物の一次モードにのみ最大の減衰を与えているので、一次モードで揺れやすい低い建物程、ダンパのエネルギー吸収比率が増したと考えられる。

一方、建物に与えた内部粘性減衰(レーリー型)は振動数が高くなると大きな減衰を与えることになるので、40 階ではダンパと同等のエネルギー吸収を示すほどになっている。

以下に、エネルギー吸収比率についての考察を加える。

検討に用いる振動解析は非線形の影響を排除するため、第3章で用いた40階建て建物実大モデル(固有周期4.08sec、ダンパによる付加減衰量は建物一次モードに対し9.2%)による弾性解析とする。

また、高次モードの影響を排除するため、図4.114に示す告示波(RINKAI-92位相)を周波数領域で0.33Hzから0.2Hz(3秒から5秒)のフィルターを掛けた地震動を作成し用いることとする。

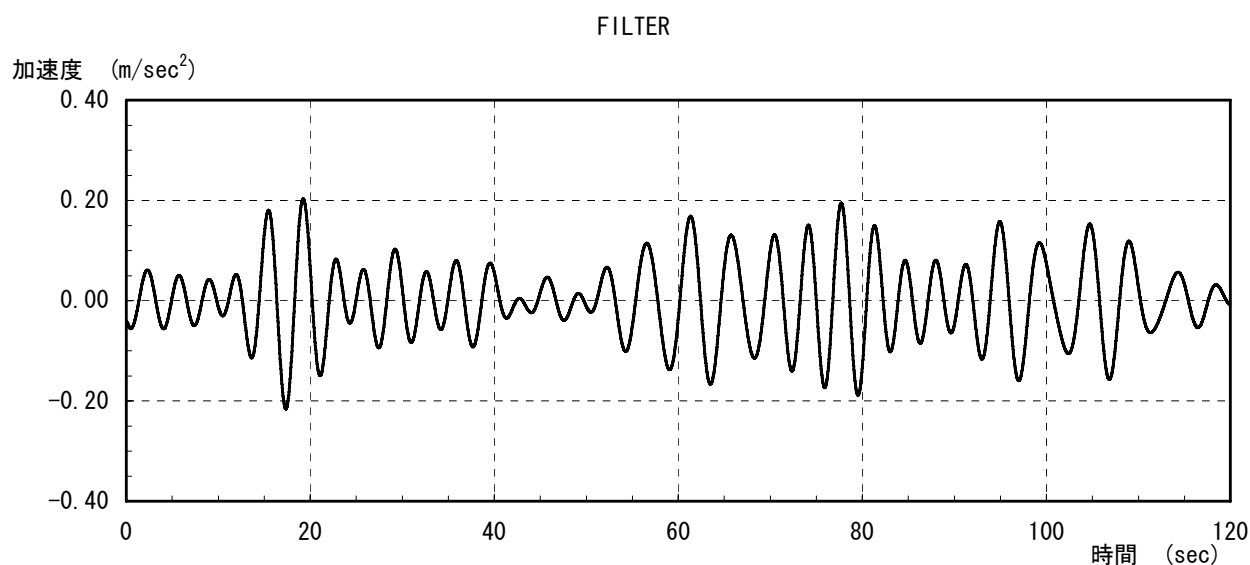


図 4.114 告示波(RINKAI-92位相)に
0.33~0.2Hzのフィルターを掛けた地震動

図4.115に弾性振動解析モデルの結果を、図4.116に弾性振動解析モデルで入力地震動に3秒から5秒のフィルターを掛けた場合の結果を示す。

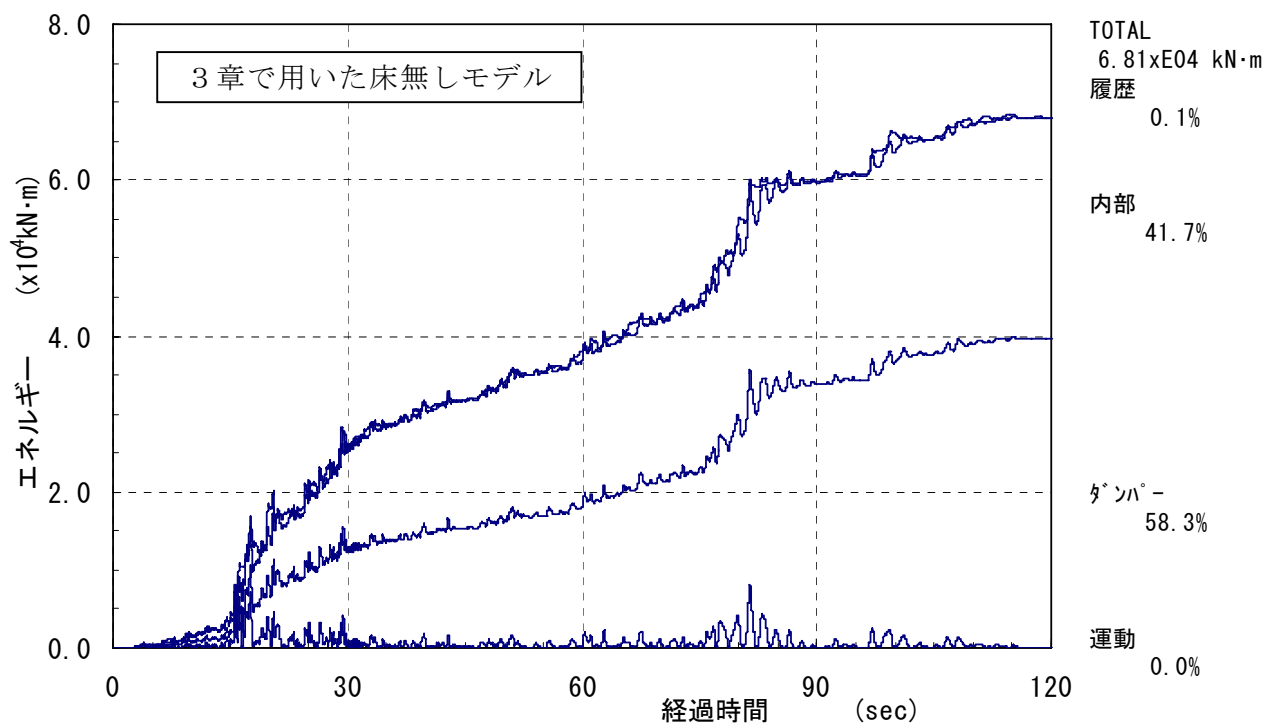


図-4.115 40階モデル 弾性モデルでのエネルギー吸収

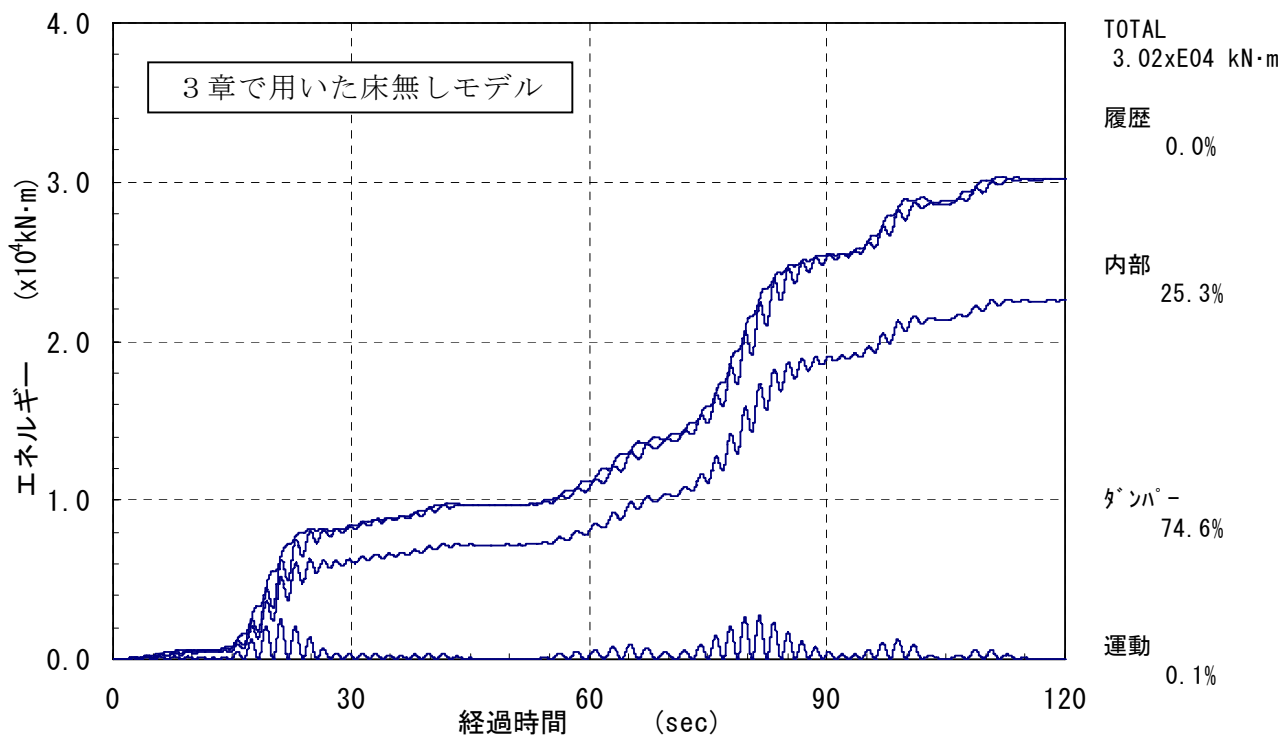


図-4.116 弾性モデルでのエネルギー吸収(フィルターを掛けた地震動での結果)

表 4.5 振動解析終了時でのエネルギー吸収比率 (%)

解析モデル／ダンパ設定		E_{dampar}	E_h	E_p
40F	非線形応答解析結果	50.2	46.8	2.9
	弾性(第3章の床無しモデル)	58.3	41.7	0.0
	弾性(フィルターを掛けた地震動)	74.6	25.3	0.0

※入力地震動 告示波(RINKAI-92 位相)

表 4.5 に結果を整理する。弾性振動解析モデルの結果では、ダンパによるエネルギー吸収は 58.3%、内部粘性減衰でのエネルギー吸収は 41.7%となり、弾塑性応答解析の結果よりダンパの吸収割合が多くなった。更に、入力地震動に 3 秒から 5 秒のフィルターを掛けた場合では、ダンパによるエネルギー吸収は 74.6%、内部粘性減衰でのエネルギー吸収は 25.3%となった。建物の一次モードで振動しているためにダンパの吸収割合が大きくなったと考えられる。(4.7 節で後述するダンパの想定負担割合約 8%と内部粘性減衰 3%の減衰比率に符合する結果となった。)

以上から、高い階数ほど、高次モードの影響を受け、ダンパのエネルギー吸収割合は減ってくるのが想定される。

4.7 非線形地震応答解析から推定されるダンパによる付加減衰

非線形振動解析時にどの程度の付加減衰が付与されているかを検証するため、振動解析途中の頂部変形最大時から地震動入力を0とし、建物を自由振動させ、その振動性状より推定する。採用した地震動は告示波の RINKAI-92 位相とする。検証対象は各階モデルの建物1次モードに対しダンパを設定したケースとし、自由振動開始点である頂部最大水平変位が最大となる時点は40階では77.30sec、30階では78.27sec、20階では75.96secとなっている。

自由振動より推定される全体減衰量(h_T)は次式³⁵⁾により算定する。

$$h_T = \frac{\log_e d}{2\pi} \bigg/ \sqrt{1 + \left(\frac{\log_e d}{2\pi}\right)^2} \approx \log_e d / (2 \cdot \pi) \quad (4.12)$$

d : 振幅比(自由振動時)

上記には、建物全体に与えたレーリー型減衰による減衰(h_h)³⁵⁾を含んでいるので、ダンパによる付加減衰(h_{damper})は次式で評価する。

$$h_{damper} = h_T - h_h \quad (4.13)$$

$$h_h = 1/2 \cdot (a_0/\omega + a_1 \cdot \omega)$$

ω : 固有円振動数

a_0, a_1 : レーリー減衰定数 (それぞれ質量,剛性の係数)

図 4.117 に自由振動させた頂部変位時刻歴を示す。

ダンパによる付加減衰を(4.12)式及び(4.13)式から推定すると、40階では以下となる。

$${}_{40F} h_{damper} = {}_{40F} h_T - {}_{40F} h_h = 0.116 - 0.035 = 0.081$$

$${}_{40F} h_T = \log_e(2.07)/(2 \cdot \pi) = 0.116$$

$${}_{40F} h_h = 1/2 \cdot (0.09253/1.482 + 0.005417 \times 1.482) = 0.035$$

同じように、付加減衰は30階では0.094、20階では0.085となった。結果として、各階数モデルとも約8%の減衰が付加されている。

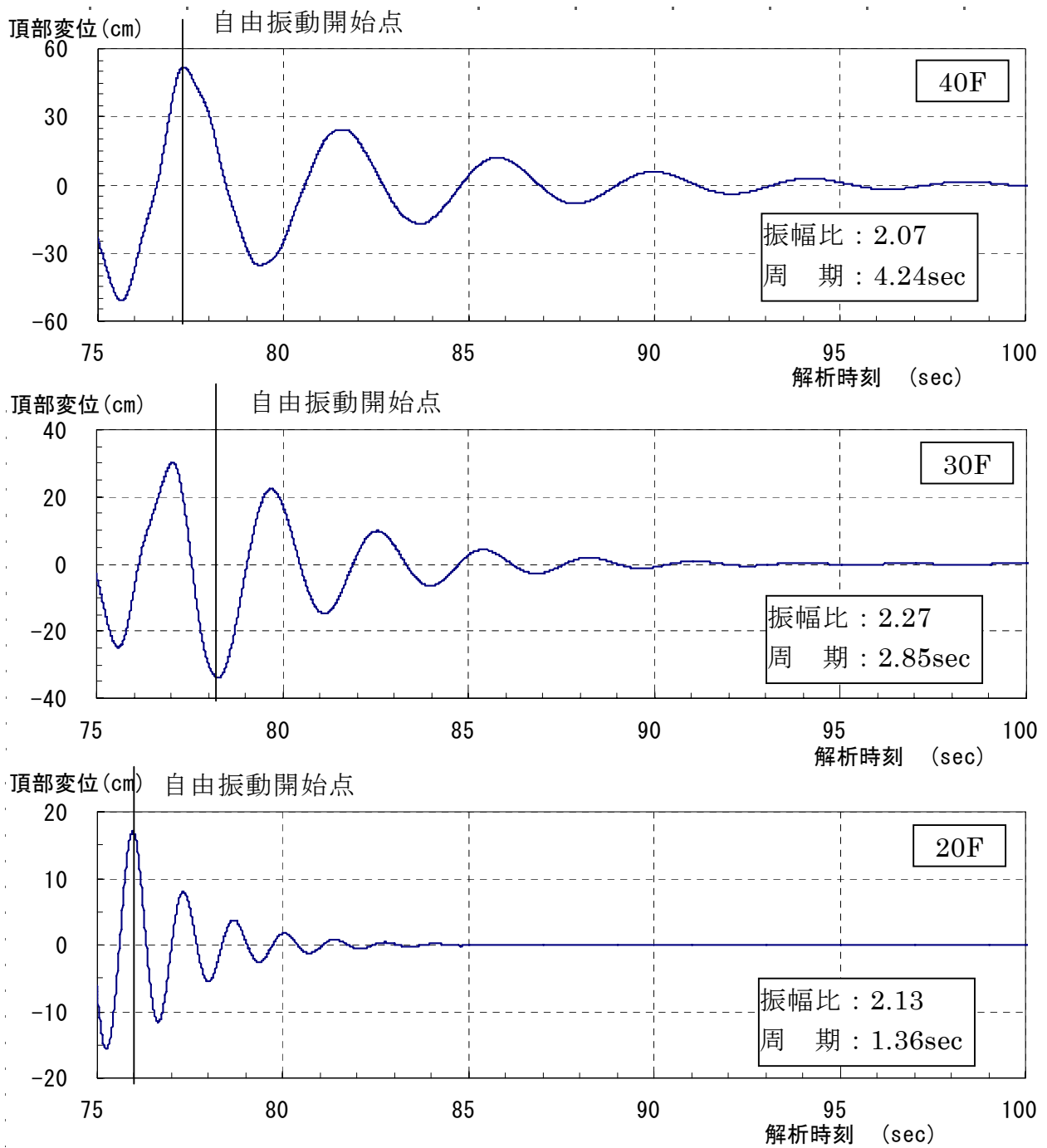


図 4-117 振動解析途中で自由振動させた頂部変位時刻歴

振動解析ではスーパーウォールと床の曲げが非線形に入っており、図 4.118 に振動解析結果時のそれぞれの曲げ剛性低下率を示す。この剛性低下を考慮した部材剛性によって固有値解析検討を行うと、建物 1 次固有周期は 40 階で 4.21sec、30 階で 2.83sec、20 階で 1.36sec となり、自由振動周期とほぼ合致する。

複素固有値解析により得られる建物 1 次振動モードに対するダンパによる付加減衰を剛性低下を考慮した場合と床部材を考慮しなかった場合を併せて図 4.119 に示す。剛性低下を考慮した解析結果は床剛性を考慮していない解析結果に近く、前述の自由振動から求められる付加減衰値とほぼ一致している。

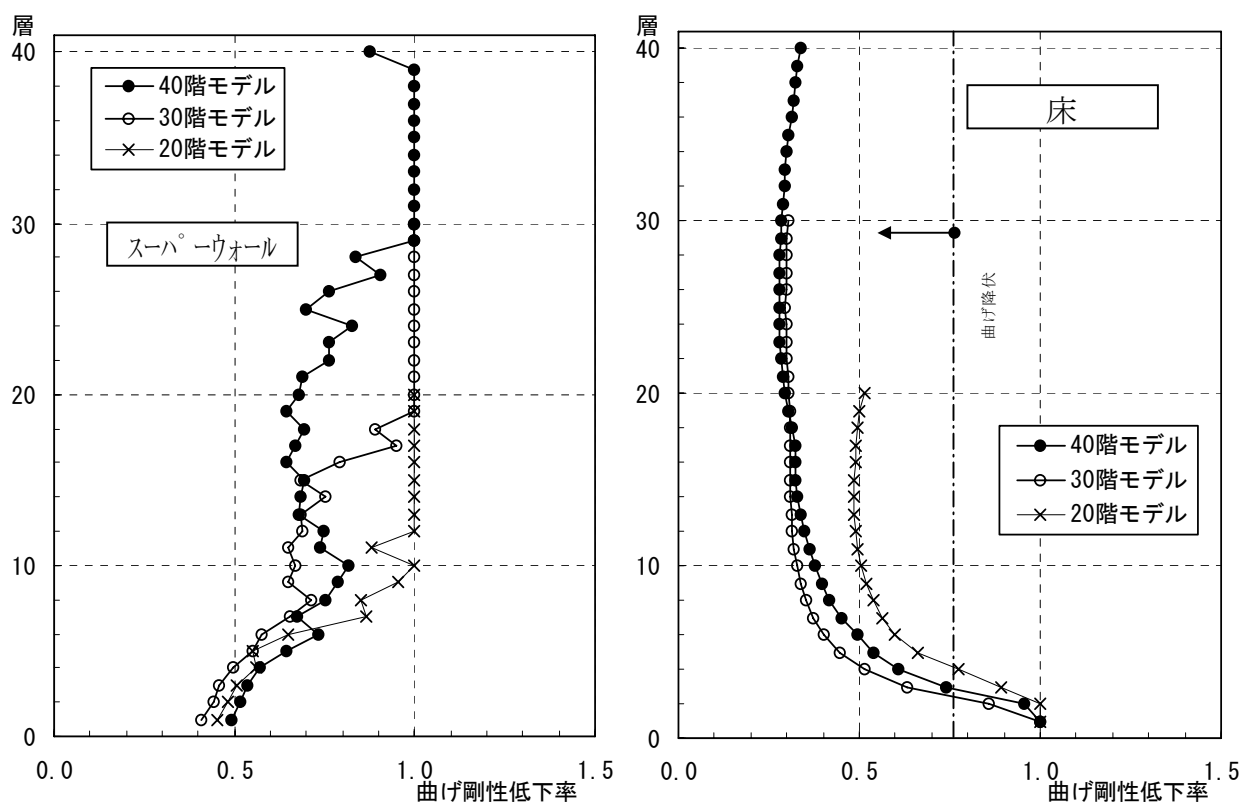


図 4.118 振動解析終了時の各部材の曲げ剛性低下率

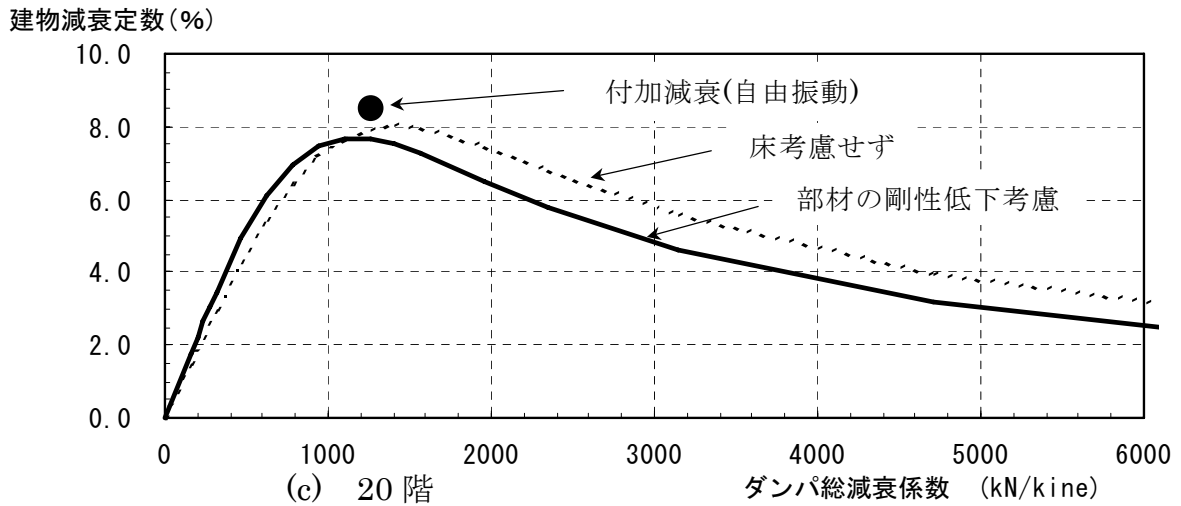
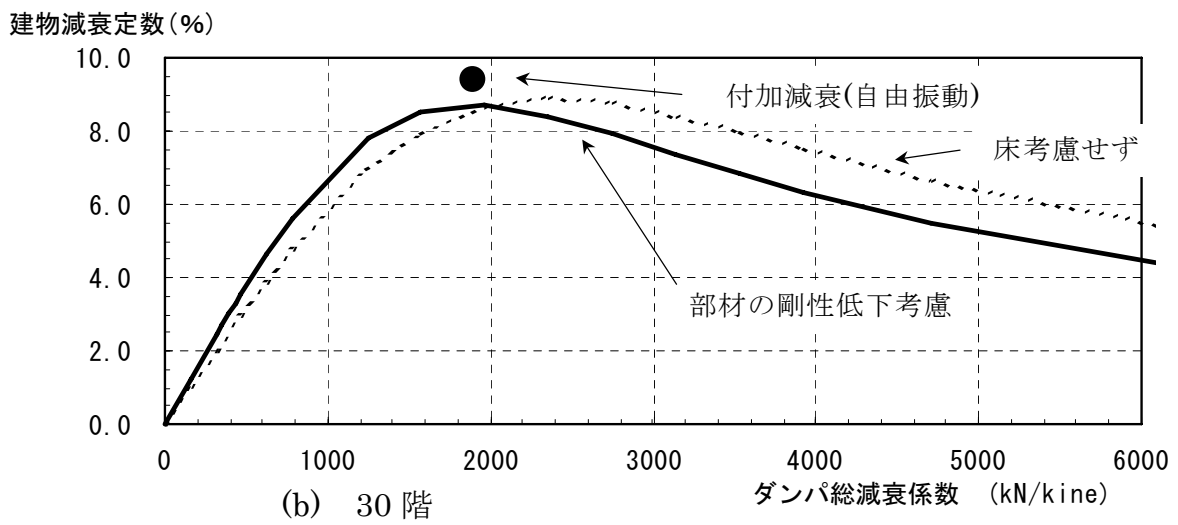
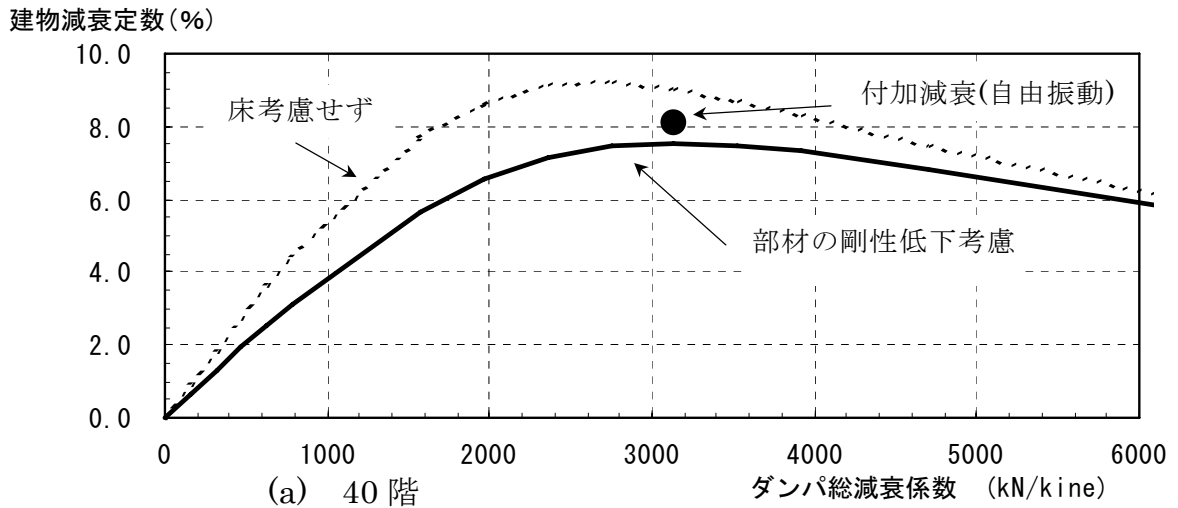


図 4.119 複素固有値解析結果と自由振動から求まる付加減衰量

4.8スーパービーム及びコネクティング柱の

非線形特性が応答に及ぼす影響

前節までは、スーパーウォール及びそれに取り付くスラブの非線形性が建物の応答に与える影響について検討してきた。本節では、スーパーウォール頂部のスーパービームの曲げ非線形と制震装置を受ける柱(コネクティング柱)の軸非線形性を考慮した地震応答解析を実施する。

解析に採用した地震動は告示波の RINKAI92 位相とする。建物の減衰・スーパーウォールの特性は前節までと同様とする。ダンパの設定は、建物の 1 次固有周期で最も減衰係数が大きくなるように設定したものをを用いる。

4.8.1 各種非線形特性

各部材に与えた非線形特性を以下に示す。

(1)コネクティング柱 (CC)

柱は曲げと軸方向力に対して独立した非線形性を考慮する²⁹⁾。曲げ復元力特性については4.3節に前述の復元力特性とする。軸方向復元力特性については、図4.120に示すように、コンクリートの引張り、圧縮の非線形特性を考慮した圧縮側5折線、引張側3折線とする当社で開発したモデルを仮定する。ここで耐力及び各折点の設定を以下のように行う。

・圧縮軸耐力 ${}_C N_{max}$ 圧縮耐力時ひずみ ${}_C \varepsilon_{max}$

$${}_C N_{max} = \sigma_{Bcore} \cdot A_{core} + \sigma_{Bcover} \cdot A_{cover}$$

$${}_C \varepsilon_{max} = \frac{\varepsilon_{0core} \cdot A_{core} + \varepsilon_{0cover} \cdot A_{cover}}{A_{core} + A_{cover}}$$

ここで、 σ_{Bcore} : 拘束領域の圧縮強度(崎野・孫の式による)

ε_{0core} : 拘束領域の圧縮強度時の歪み(崎野・孫の式による)

A_{core} : 拘束領域の断面積

σ_{Bcover} : 非拘束領域の圧縮強度

ε_{0cover} : 非拘束領域の圧縮強度時の歪み

A_{cover} : 非拘束領域の断面積

・圧縮側第1折点 ${}_C N_{C1}, {}_C \varepsilon_{C1}$

$${}_C N_{C1} = \frac{2}{3} \cdot {}_C N_{max}$$

$${}_C \varepsilon_{C1} = \frac{N_{C1}}{K_1}$$

$$K_1 = E_C \cdot (A_{core} + A_{cover}) + E_s \cdot A_s$$

ここで、 E_C : コンクリートのヤング率

E_s : 鉄筋のヤング率

・ 圧縮側第 2 折点 ${}_C N_{C2}, {}_C \varepsilon_{C2}$

$${}_C N_{C2} = 0.95 {}_C N_{max}$$

$${}_C \varepsilon_{C2} = \frac{\varepsilon_{C1} + \varepsilon_{max}}{2}$$

・ 圧縮側第 3 折点 ${}_C N_{C3}, {}_C \varepsilon_{C3}$

$${}_C N_{C3} = {}_C N_{C2} + 0.001 \cdot K_1 \cdot (\varepsilon_{C3} - \varepsilon_{C2})$$

$${}_C \varepsilon_{C3} = \varepsilon_{max} + (\varepsilon_{max} - \varepsilon_{C2}) \cdot \frac{\sigma_{Bcover} + 30}{40}$$

・ 圧縮側第 4 折点 ${}_C N_{C4}, {}_C \varepsilon_{C4}$

$$\varepsilon_U = 3 \cdot \varepsilon_{max}$$

$$N_U = \sigma_{Bcore}(\varepsilon_U) \cdot A_{core} + \sigma_{Bcover}(\varepsilon_U) \cdot A_{cover} + \sigma_y \cdot A_s$$

$${}_C N_{C4} = 0.2 \cdot N_{max}$$

$${}_C \varepsilon_{C4} = {}_C \varepsilon_{C3} + (\varepsilon_U - {}_C \varepsilon_{C3}) \cdot \frac{N_{C4} - N_{C3}}{N_U - N_{C3}}$$

ここで、

$\sigma_{Bcore}(\varepsilon_U)$: 歪み ε_U 時拘束領域コンクリート応力度

$\sigma_{Bcover}(\varepsilon_U)$: 歪み ε_U 時非拘束領域コンクリート応力度

・ 引張側第 1 折点 ${}_C N_{T1}, {}_C \varepsilon_{T1}$

$${}_C N_{T1} = 0.313 \sqrt{Fc} (A_{core} + A_{cover})$$

$${}_C \varepsilon_{T1} = \frac{N_{T1}}{K_1}$$

$$K_1 = E_C \cdot (A_{core} + A_{cover}) + E_s \cdot A_s$$

・引張側第1折点 ${}_C N_{T2}, {}_C \varepsilon_{T2}$

$${}_C N_{T2} = \sigma_y \cdot A_s$$

$${}_C \varepsilon_{T2} = \frac{N_{T1}}{K_2}$$

$$K_2 = E_s \cdot A_s$$

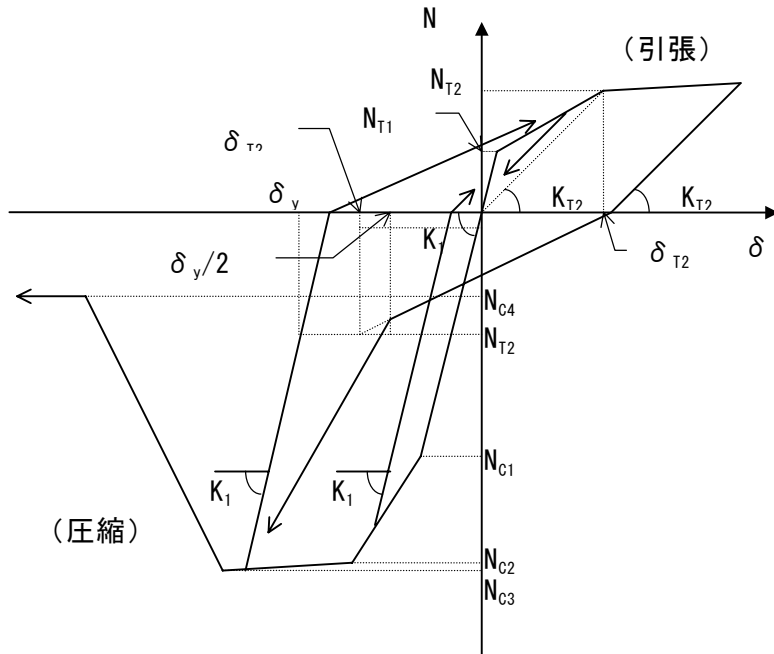


図-4.120 軸方向弾塑性履歴モデル

(2)スーパービーム (SB)

スーパービームの曲げ復元力特性は、材軸を含む鉛直面内の材端モーメント(M)と材端接線回転角(θ)との関係が三折線型の復元力特性を有するものとする。

ひび割れ後の剛性低下については学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)、8条構造解析の基本事項」³¹⁾に示す降伏時の剛性低下率 α_y (8.9) 式を参考に求めている。

スーパービームに与える履歴法則は、図 4.121 に示す武藤博士提案の Degrading Tri-Linear 型とする。

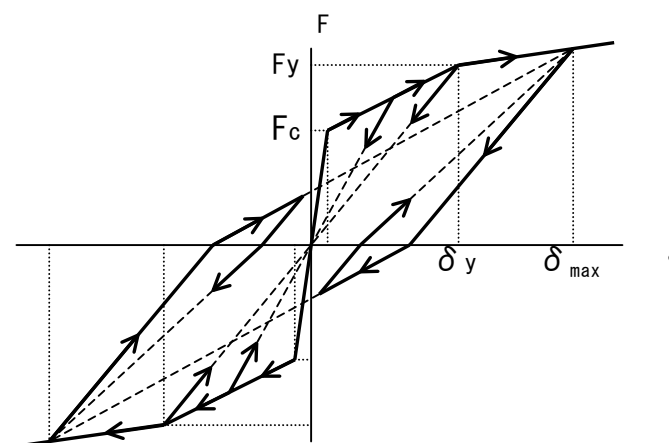


図 4.121 荷重・変形曲線(武藤モデル)の履歴法則

4.8.2 解析ケース

解析のケースとしては、前節までのケース(床・壁のみ)とスーパービーム (SB) を曲げ非線形とした場合、さらに柱 (CC) を軸・曲げ非線形とするケースとその軸引張耐力(第 2 折れ点)を 1/2 とするケース(CC PY50%)の合計 4 ケースとする。

地震動は、RINKAI92 位相の告示波とする。

(1)解析結果

解析の結果を図 4.122~4.133 に示す。

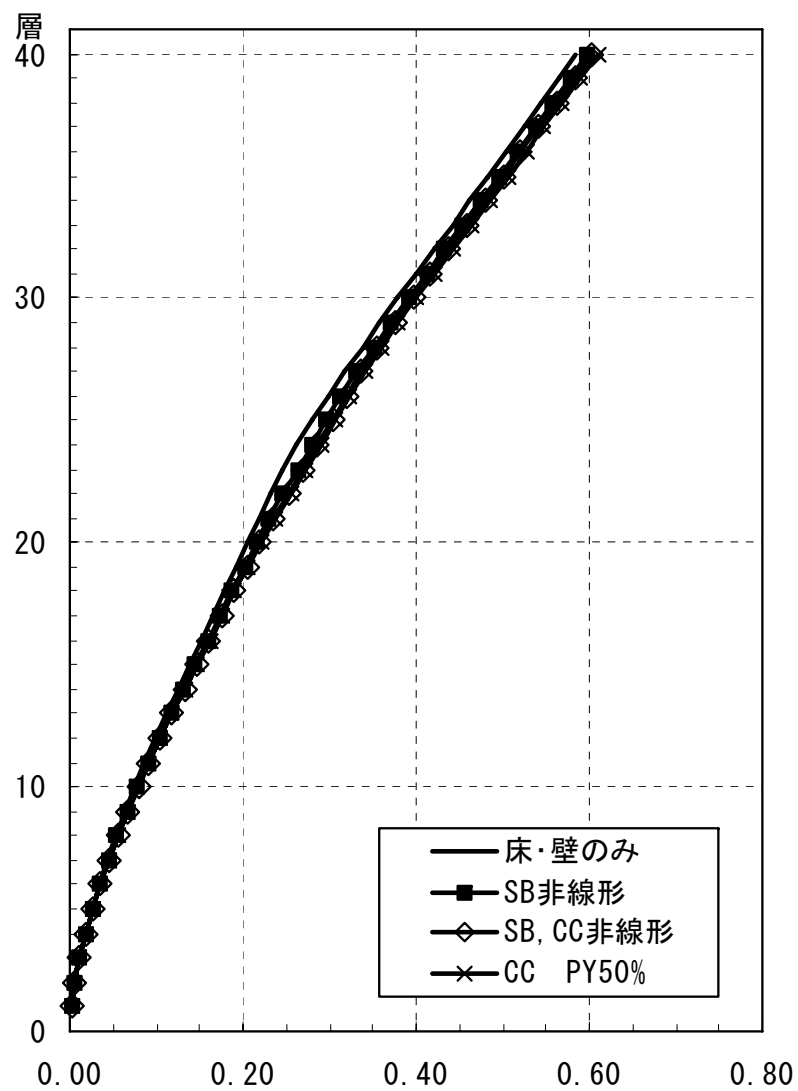


図 4.122 応答最大水平変位 (m):40 階

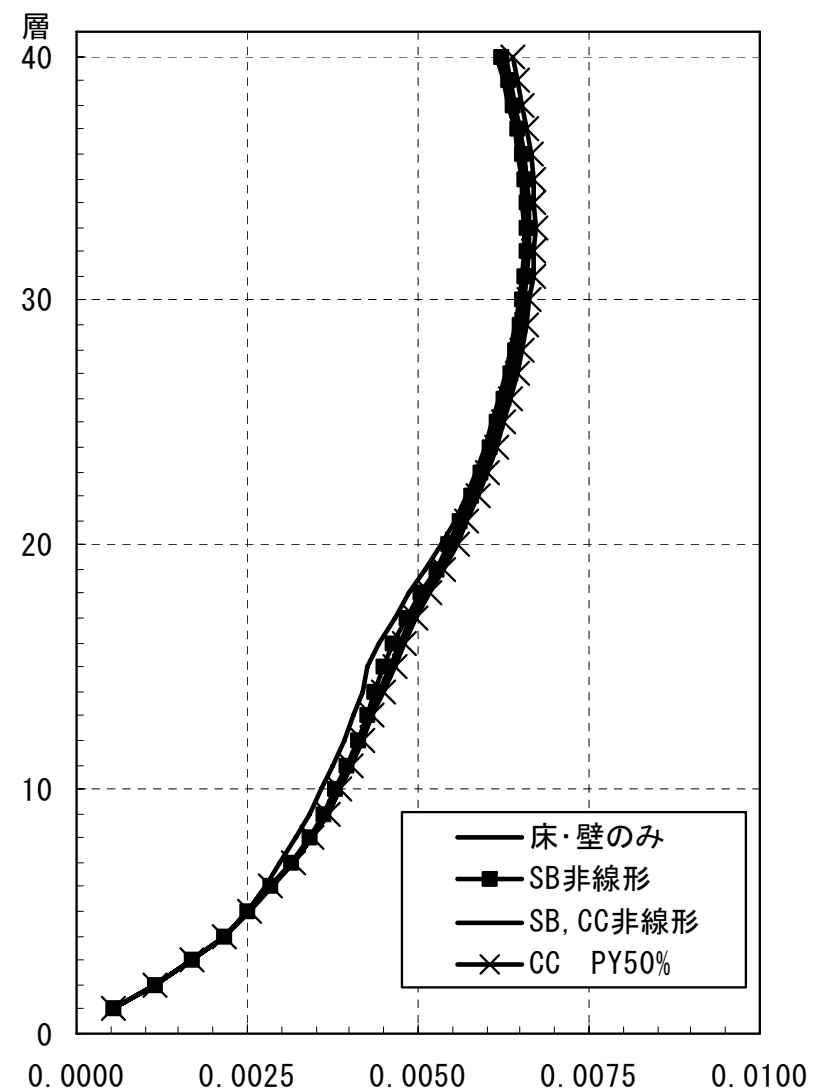


図 4.123 応答最大層間変形角 (rad):40 階

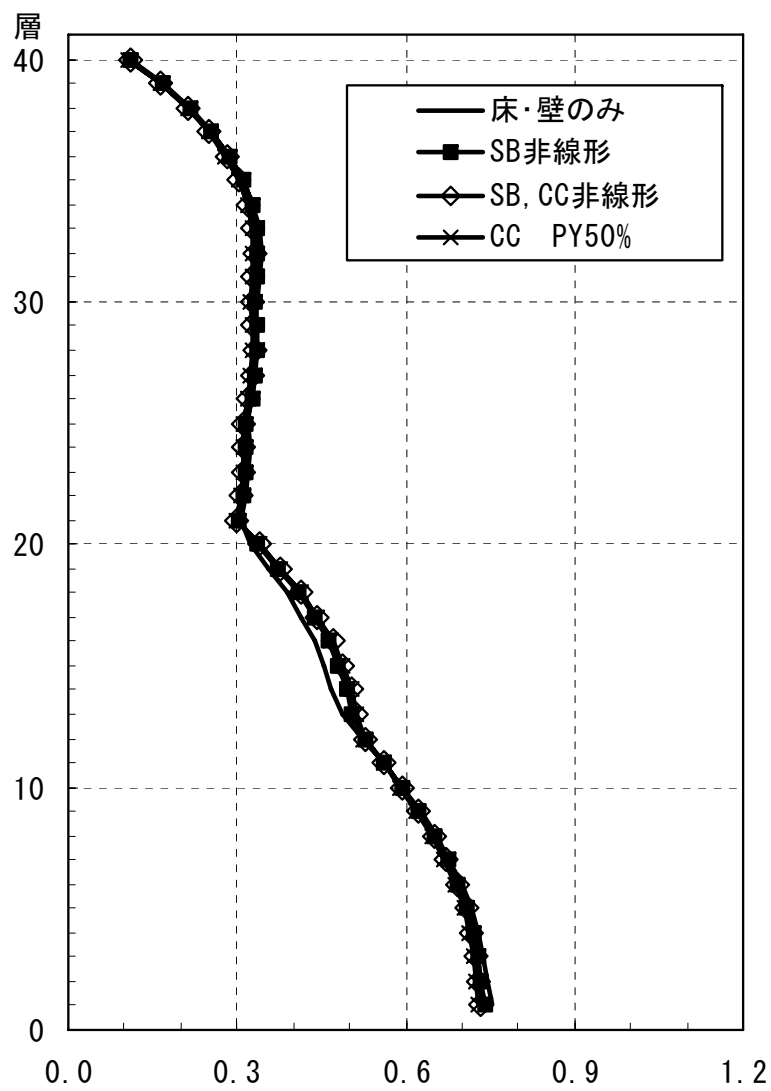


図 4.124 応答最大層せん断力 ($\times 10^5 \text{ kN}$):40 階

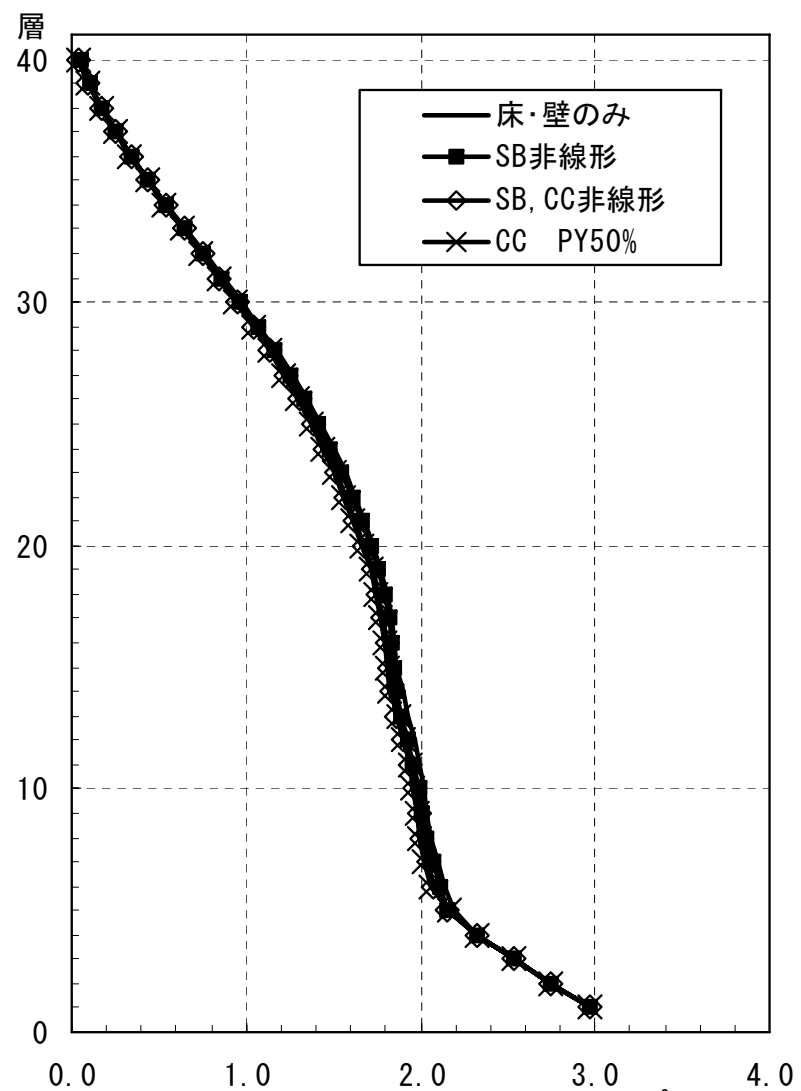


図 4.125 応答最大層間変形角 ($\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$):40 階

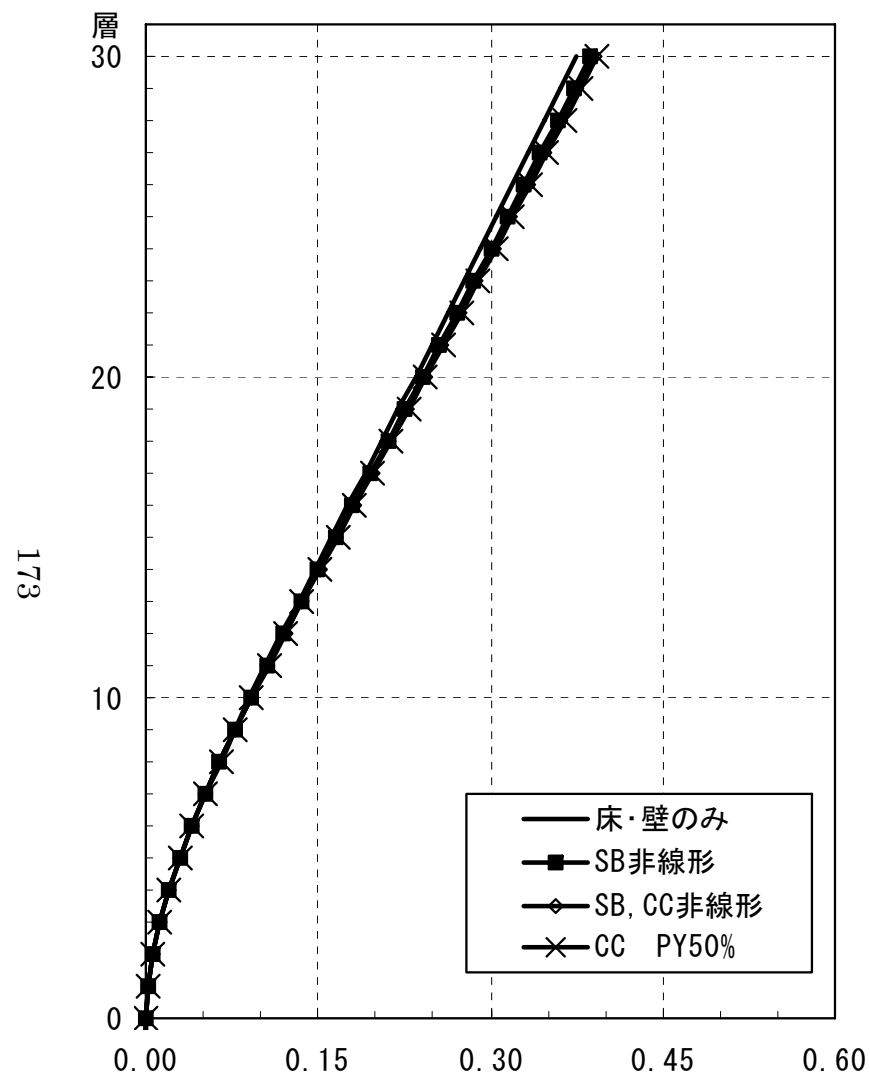


図 4.126 応答最大水平変位 (m):30階

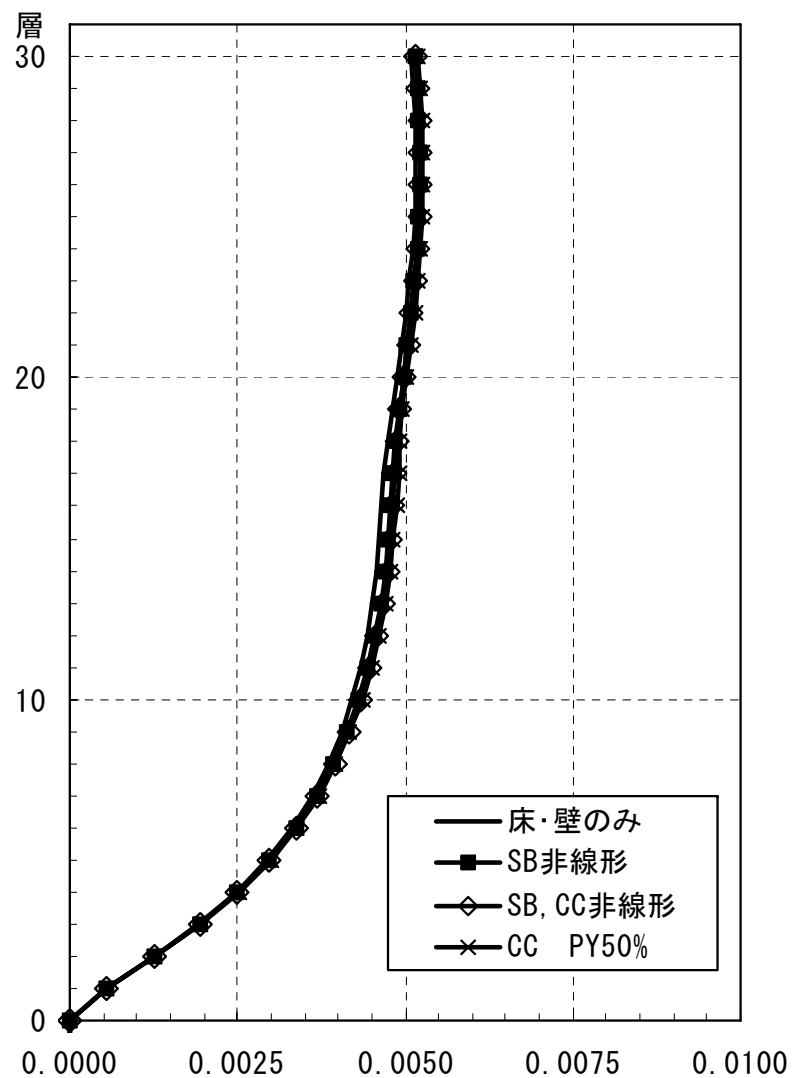


図 4.127 応答最大層間変形角 (rad):30階

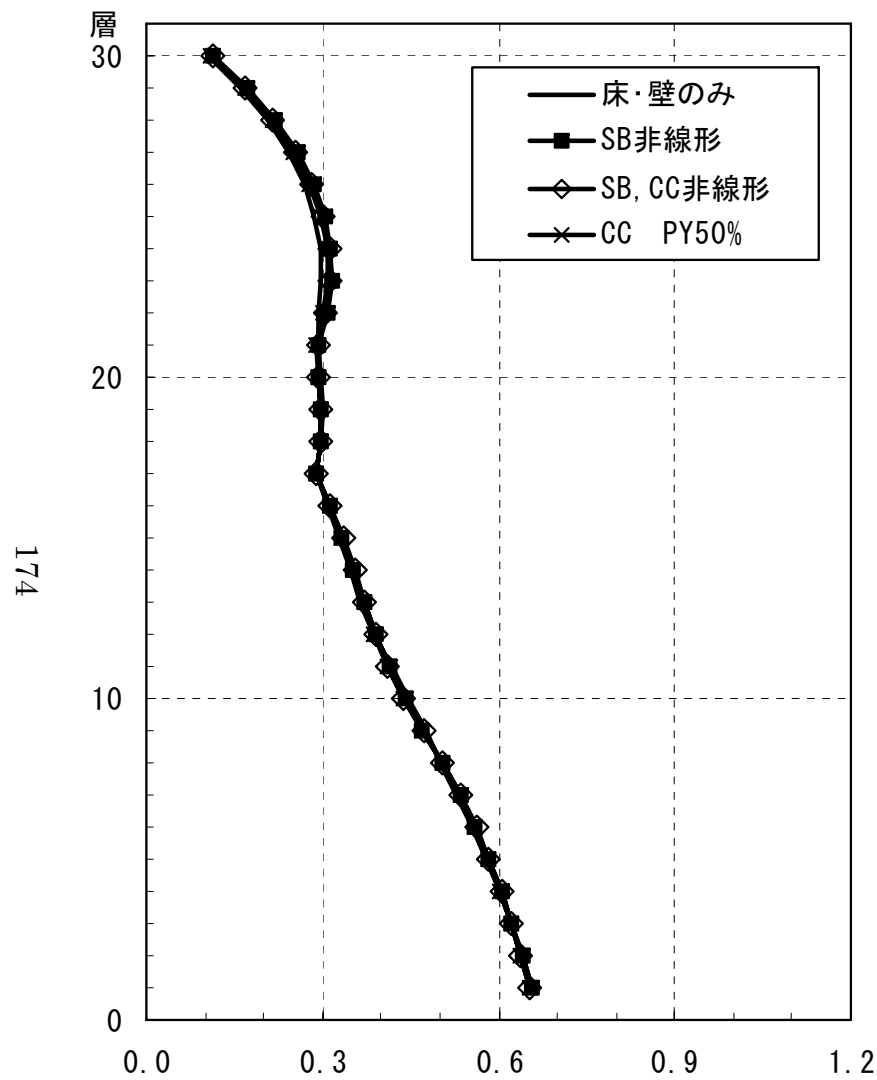


図 4.128 応答最大層せん断力 ($\times 10^5 \text{ kN}$):30 階

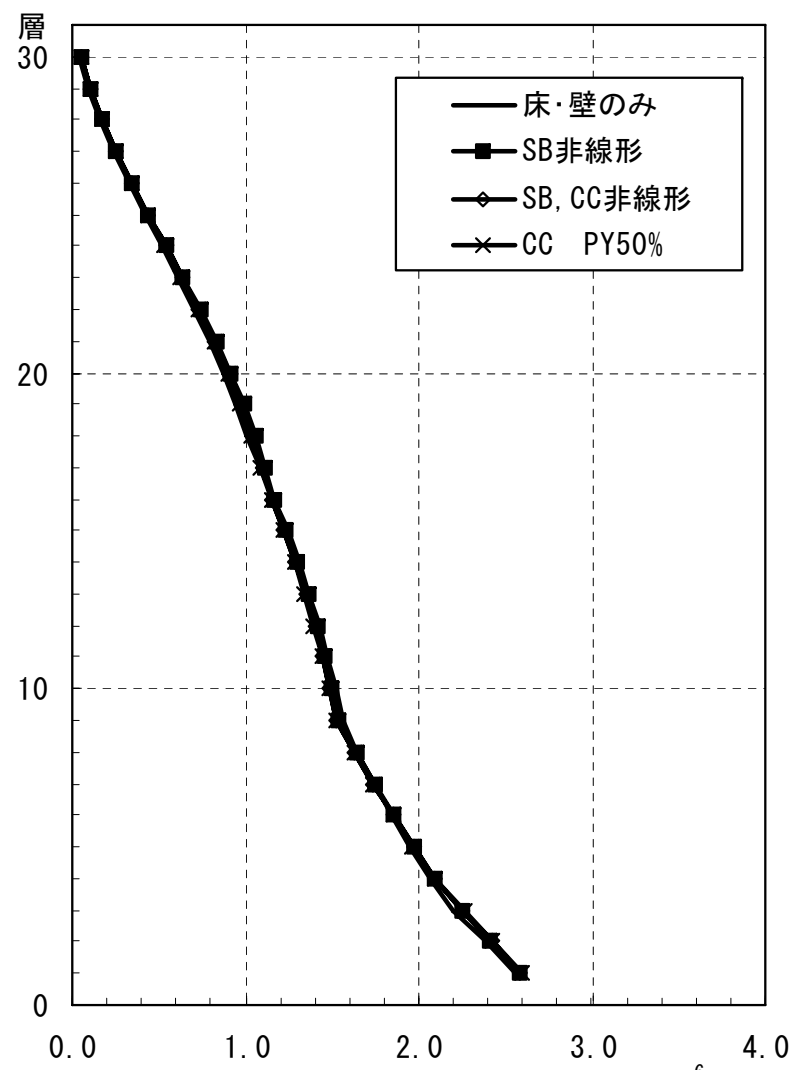


図 4.129 応答最大層間変形角 ($\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$):30 階

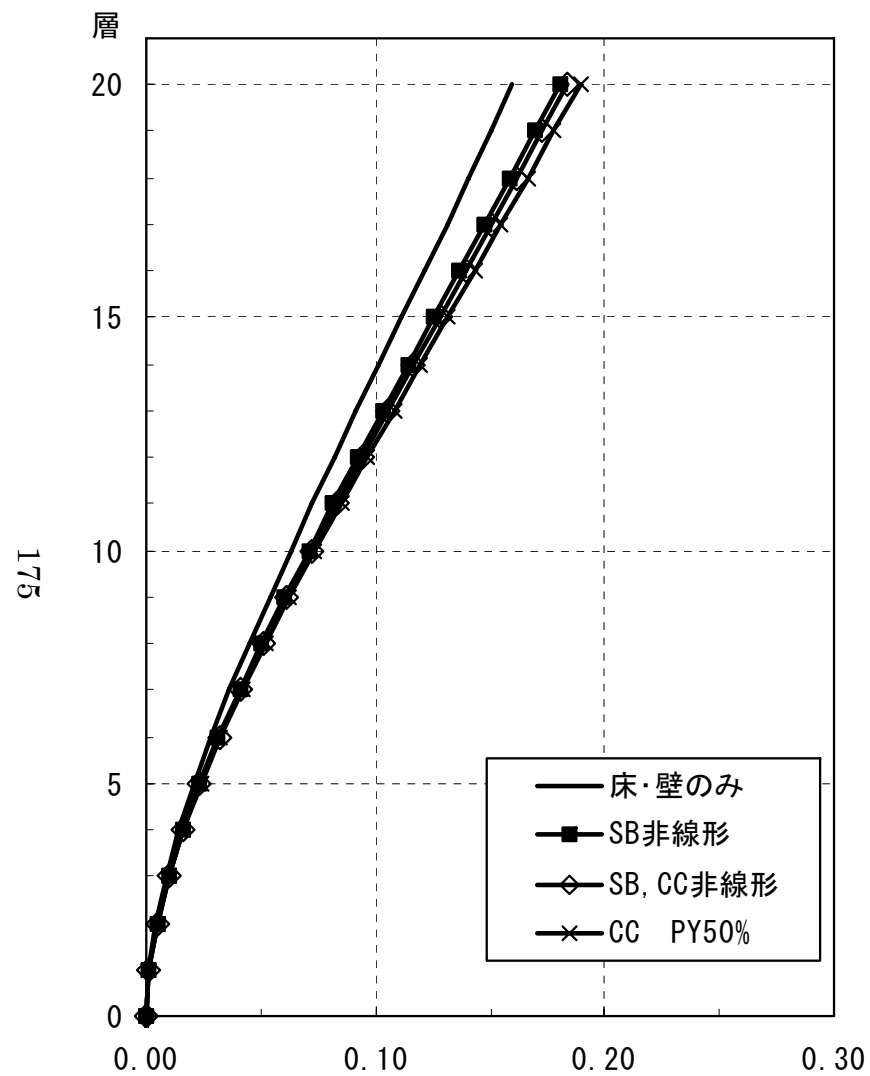


図 4.130 応答最大水平変位 (m):20階

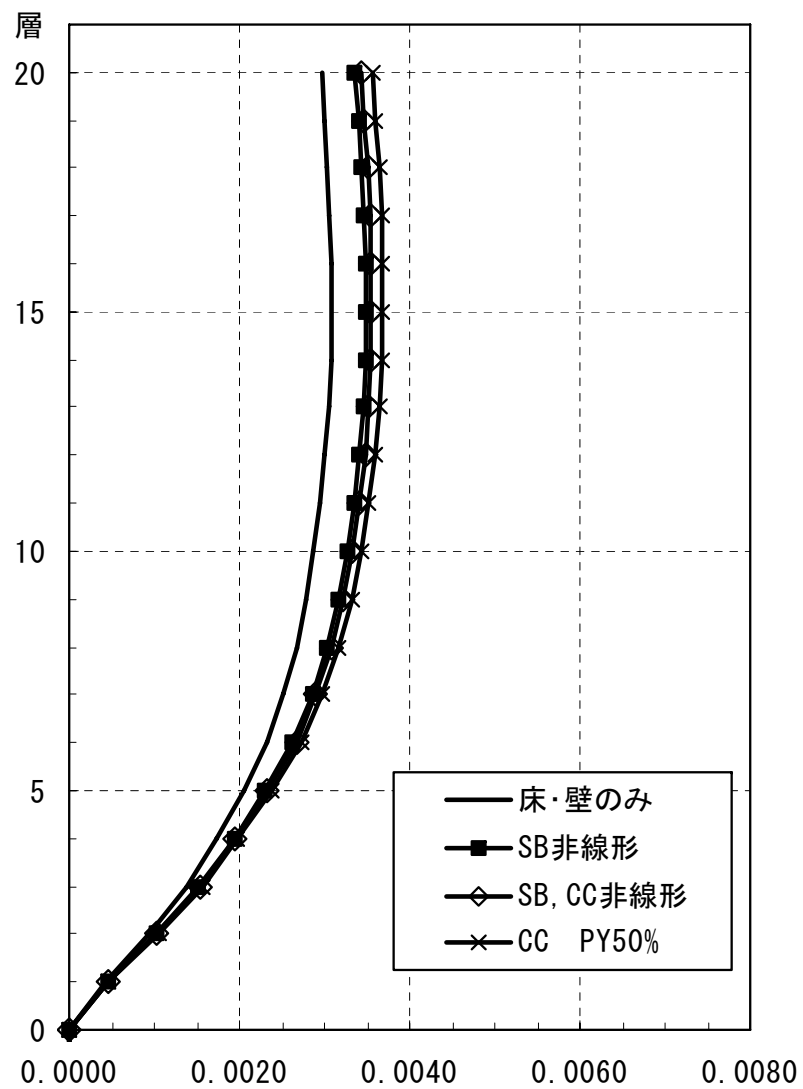
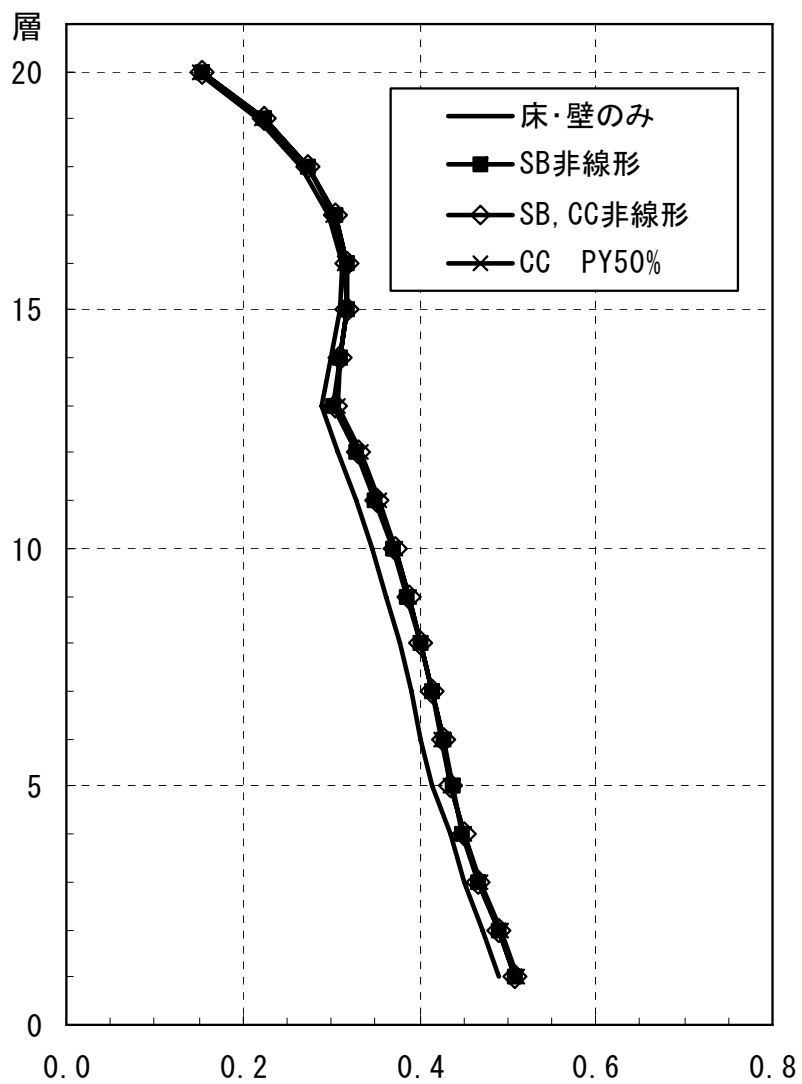
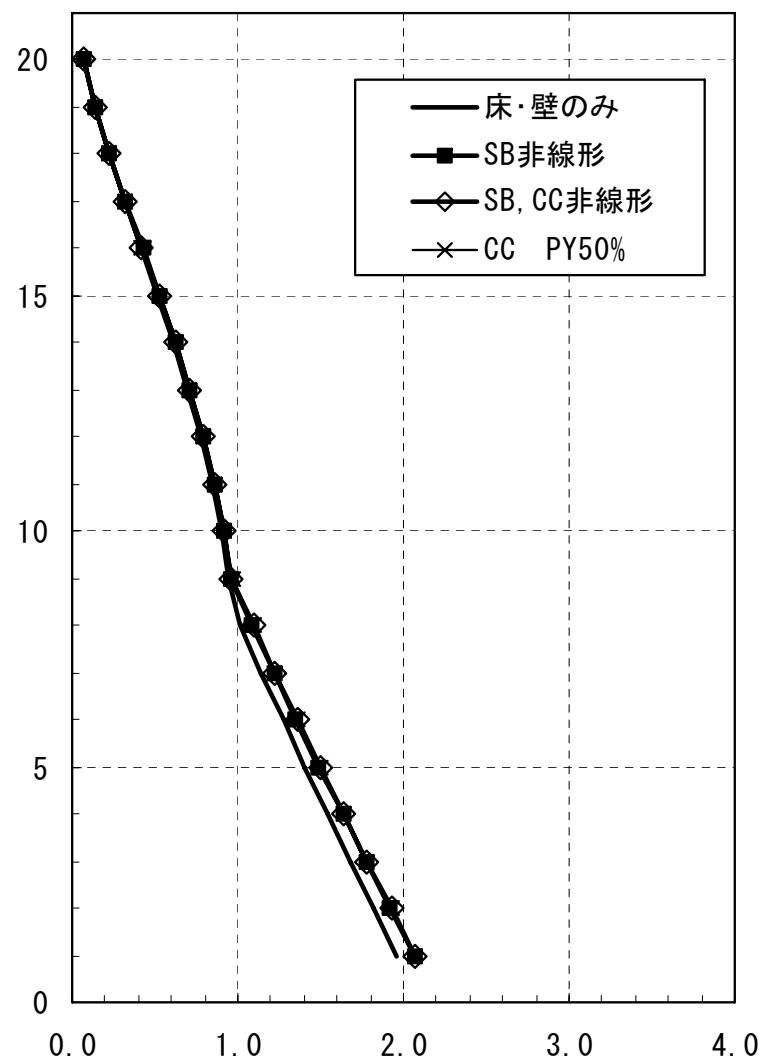


図 4.131 応答最大層間変形角 (rad):20階

図 4.132 応答最大層せん断力 (×10⁵ k N):20 階図 4.133 応答最大層間変形角 (×10⁶ k N·m):20 階

4.8.3 まとめ

解析の結果を以下に纏める。

- a) スーパービーム・柱に非線形性を考慮した場合、応答最大水平変形・応答最大層間変形角は大きくなる。然しながら 30 階 40 階のケースではその量は少なく、有意な差は見られない。
- b) スーパービーム・柱に非線形性を考慮した場合、応答最大層せん断力・応答最大転倒モーメントに 30 階 40 階のケースでは、有意な差は見られない。
- c) 20 階のケースでは、30 階 40 階のケースに比べて、非線形性の影響が大きく、最大応答値が大きくなる。これは、2 章で示した。
- d) 一般的に高層建物では、減衰係数はダンパ機構部剛性(β)が小さくなると小さくなるが、階数の低い建物では、ダンパ機構部剛性比率(β)の中で相対的にスーパービームの占める割合が大きいため、スーパービームの非線形性を考慮すると大きく変動し、柱の非線形性はあまり影響を与えない結果となっている。

4.9 まとめ

実用的な断面におけるスラブとスーパーウォール・コネクティング柱・スーパービームを対象とした非線形振動解析による検討を行い、以下のことが明らかとなった。

- 1) 弾性時は、各階の床の曲げ剛性によってスーパーウォールの曲げ変形が抑制され、床の曲げ剛性を考慮しない場合の付加減衰に比べ 30～70%程度低下する。しかしながら、振動解析では床が非線形に入り(曲げ降伏に至る)、ダンパによる減衰として 8%程度は付加され、応答を十分に低減することが可能であった。床は地震時には曲げ降伏に至るので、建物全体の変形に追従すべく、曲げ靱性能を確保する必要がある。
- 2) ダンパの設定は、建物 1 次振動モードに合わせて設定することにより、応答低減及びエネルギー吸収に有効であることがわかった。但し、高次モードにおいては付加減衰効果は少ない。
- 3) スーパーウォールの曲げ非線形性については、曲げひび割れを考慮しても、付加減衰効果が充分得られることを確認した。但し、曲げ降伏に至ると大きな剛性低下を伴い、かつ、架構全体の不静定次数を減らすことになるので、曲げひび割れによる剛性低下にとどめる必要があると考えられる。
- 4) スーパーウォールおよび床の非線形特性を考慮に入れた振動解析結果から、本曲げ変形制御型制震構造の架構形式は建物全体の応答値を十分に低減可能であることを検証した。
- 5) 上記に加えて、スーパービーム及びコネクティング柱の非線形特性を考慮した振動解析結果では、その影響は微少であった。
- 6) 今回明らかとした各部材に対する設計的配慮を行うことにより、実建物への適用が可能であると考えられる。