

論文 履歴損傷とスリップ挙動を考慮した耐力劣化型復元力特性を有する多質点系ばねモデルにおける心棒効果

田川 浩之^{*1}・山下 拓三^{*2}・長江 拓也^{*3}

要旨: 本研究では鉄筋コンクリート(RC)造骨組を対象に、建物を高さ方向に貫く弾性の柱材が地震時において、層崩壊メカニズムを阻止し、特定層への変形集中を緩和する効果、所謂、心棒効果を定量的に評価する。非線形時刻歴応答解析には、多質点系ばねモデルである混合せん断+曲げ棒モデルを用い、せん断棒の各層のばねには履歴損傷とスリップ挙動を考慮した復元力特性を与え、曲げ棒(心棒)は弾性状態と保つと仮定した。4層、10層のRC造建物について、心棒の曲げ剛性率を変数に非線形時刻歴応答解析を行った。心棒の曲げ剛性が増加するに従い、特定層への変形集中が緩和され、各層の層間変形角はより均一となった。

キーワード: 履歴損傷, スリップ挙動, 心棒効果, 全体崩壊メカニズム, 変形集中

1. はじめに

建物を高さ方向に貫く弾性柱材や連層耐震壁は、地震時において、特定層への変形集中を緩和し、層崩壊メカニズムを阻止し、建物全体に安定性を与える^{1)~8)}など。既往の研究⁶⁾では、鋼構造骨組を対象に、多質点系ばねモデルである混合せん断+曲げ棒モデルにおいて、せん断棒の各層の履歴復元力特性をバイリニア型に設定した場合に、曲げ棒(心棒)の剛性を増加させると各層の層間変形角が均一に揃ってくる(心棒効果)を確認した。本論文では、鉄筋コンクリート(RC)造の建物を想定し、混合せん断+曲げ棒モデルにおいて、せん断棒の各層に履歴損傷とスリップ挙動を考慮した耐力劣化型の履歴復元力特性⁹⁾を与える場合にも、弾性柱材や連層耐震壁による心棒効果が発現するのか定量的に明らかにする。

2. 混合せん断+曲げ棒モデル

本研究では図-1に示す混合せん断+曲げ棒モデル⁶⁾を数値解析に用いる。このモデルは大きな強度と剛性を各層に有する剛のせん断棒に、しなやかに弾性的に変形する柔の曲げ棒(心棒)を並列的に合わせた柔剛混合構造¹⁾である。せん断棒の各層の水平ばねには3章で後述する履歴損傷とスリップ性状を考慮した耐力劣化型の復元力特性⁹⁾を与える。曲げ棒は弾性を保つとする。

2.1 心棒効果のメカニズム

混合せん断+曲げ棒モデルを用いて心棒効果を説明する。設計外力に対して均一の層間変形角となるようにせん断棒の各層の水平ばねの剛性が設定され、曲げ棒は地面にピン支持されているとする。せん断棒が弾性状態である場合、図-2(a)に示すように、せん断棒は概ね均一

の層間変形角で直線的に変形する。その場合、せん断棒の変形に追従する曲げ棒は単純にロッキング(剛体回転)をするため曲げ棒の水平抵抗力は小さい。ところが、水平外力が大きくなり、せん断棒のある特定層の水平ばねが塑性化を起こすと、図-2(b)に示すように、建物を高さ方向に貫く曲げ棒からせん断棒にその塑性変形を抑えようとする水平抵抗力が作用する。そのため、曲げ棒は特定層の変形集中を緩和し層崩壊メカニズムを阻止する。

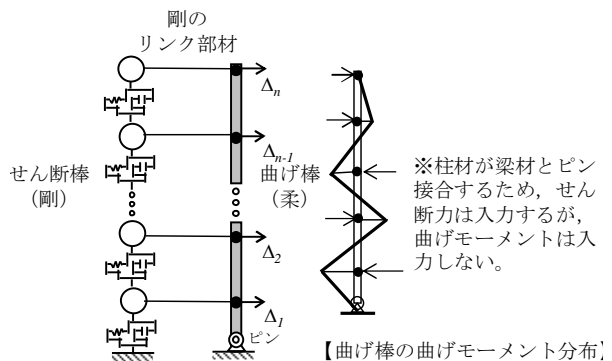


図-1 混合せん断+曲げ棒モデル

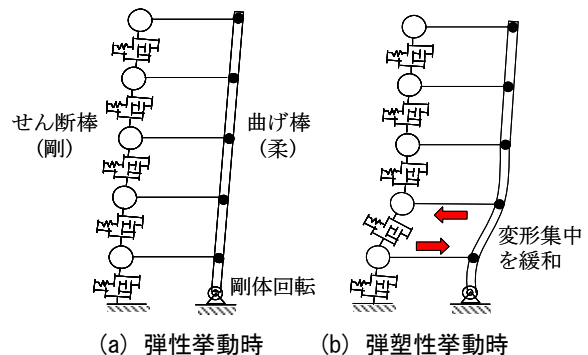


図-2 混合せん断+曲げ棒モデルにおける心棒効果

*1 独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター特別研究員 Ph.D. (正会員)

*2 独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター研究員 博士(工学)

*3 独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター主任研究員 博士(工学)

2.2 混合せん断+曲げ棒モデルの定式化

混合せん断+曲げ棒モデルの増分型の運動方程式は式(1)で表される。ここで $[M]$ は質量行列, $[C]$ は減衰行列, $[K_s]$, $[K_f]$ は各々, せん断棒と曲げ棒の剛性行列である。 Δ は建物の相対水平変形量, Δ_g は地動の水平変形量である。

$$[M]\{d\ddot{\Delta}\} + [C]\{d\dot{\Delta}\} + ([K_s] + [K_f])\{d\Delta\} = -[M][I]\{d\ddot{\Delta}_g\} \quad (1)$$

せん断棒の剛性行列 $[K_s]$ は式(2)で表される。ここで K_i はせん断棒の i 層の水平ばねの接線剛性である。

$$[K_s] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & \cdots & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & \ddots & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & \ddots & \ddots & K_{n-1} + K_n & -K_n \\ 0 & \cdots & 0 & -K_n & K_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

曲げ棒の剛性行列 $[K_f]$ は, 節点での水平変位でのみ表される必要があるため, 拘束条件を考慮した行列式の縮小を行う必要がある。曲げ棒全体の剛性行列式は, 式(3)で表される各層の梁要素剛性行列を重ねて合わせて, さらに変位(水平力)と回転式(曲げモーメント)の項で分離して式(4)で表される。ここで EI_f は曲げ棒の曲げ剛性, H_i は i 層の階高である。さらに曲げ棒の各節点における曲げモーメント $\{M_{total}\}$ が0である境界条件を用いて, 変位および水平力のみで表される曲げ棒の剛性行列式 $[K_f]$ は式(5)で算出される。

$$\begin{Bmatrix} F_i^a \\ M_i^a \\ F_i^b \\ M_i^b \end{Bmatrix} = \frac{EI_f}{H_i^3} \begin{bmatrix} 12 & 6H_i & -12 & 6H_i \\ 6H_i & 4H_i^2 & -6H_i & 2H_i^2 \\ -12 & -6H_i & 12 & -6H_i \\ 6H_i & 2H_i^2 & -6H_i & 4H_i^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_i^a \\ \theta_i^a \\ \Delta_i^b \\ \theta_i^b \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$\begin{Bmatrix} \{F_{total}\} \\ \{M_{total}\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{\Delta\Delta}] & [K_{\Delta\theta}] \\ [K_{\theta\Delta}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta_{total}\} \\ \{\theta_{total}\} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$[K_f] = \frac{\{F_{total}\}}{\{\Delta_{total}\}} = [K_{\Delta\Delta}] - [K_{\Delta\theta}][K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta\Delta}] \quad (5)$$

幾何学的非線形性である P-Delta 効果を考慮するには幾何剛性行列を式(1)の剛性行列式の項に足し込むことで容易に考慮することができる⁶⁾が, 本解析では材料非線形性に焦点をあてるため P-Delta 効果は考慮しない。建物全体の1次固有周期 T_1 と周期0.2秒において2%となるような初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を用いる。

非線形時刻歴応答解析では, 式(1)の増分型運動方程式を Newmark- β 法の平均加速度法($\alpha=1/2, \beta=1/4$)を用いて時間刻み毎に解き進める。外力増分量に対する変位増分量を算出する際には, Newton-Raphson 法により収斂計算を行う。

3. 履歴損傷とスリップ挙動を考慮した復元力モデル⁹⁾

3.1 材料状態

復元力特性モデルを定式化するための, 図-3に示すように6つの材料状態を定義する。材料状態は荷重-変形関係における始点と終点によって定義され, 各々の材料状態は荷重方向に関係する。例えば, 状態1の材料では変形増分は正でなければならない。変形方向が反転するか繰変形要求量が材料状態の閾値を超過すると材料状態が移行する。材料状態が変化すると, 材料状態の閾値は新しく定義され, 別の状態に移行されない限りは一定に保たれる。

材料状態の関係図を図-4に示す。図中の実線の矢印は元の状態と同じ方向の荷重を示し, 点線の矢印は荷重方向の反転を示す。例えば, 材料が状態3にあると, 負方向の変形増分により状態2に移り, 正方向の変形要求量により荷重方向の反転が起こり, 状態4もしくは状態5に移行する。灰色の矢印は, 変形増分の絶対値が大きいと起こる可能性のある荷重もしくは除荷の経路を表す。

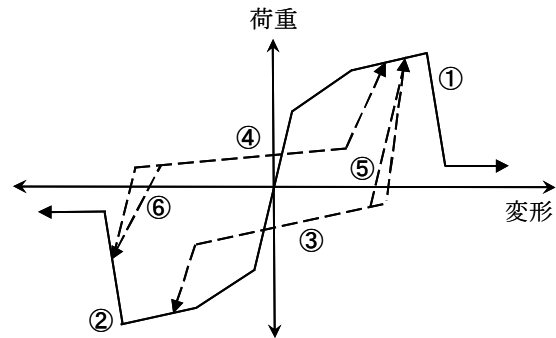


図-3 復元力特性モデルを定義する材料状態

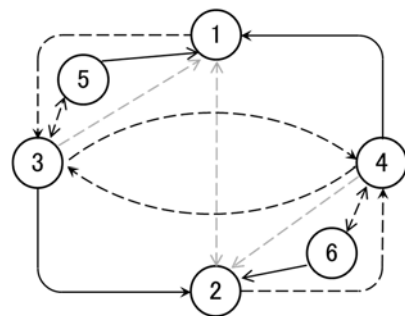


図-4 材料状態の関係図

3.2 復元力特性モデルを定義する38個のパラメーター

本研究で用いる復元力特性モデルでは, 正負方向の荷重-変形関係の包絡線(16パラメーター), 除荷-再載荷曲線(6パラメーター), 繰り返し荷重による剛性, 耐力劣化特性(16パラメーター)の計38パラメーターを必要とする。これらのパラメーターは, 図-5に示されるように, 以下のように定義される。

eP = 正方向載荷の荷重-変形関係の包絡線を定義する
[4×2]行列の点
eN = 負方向載荷の荷重-変形関係の包絡線を定義する
[4×2]行列の点
cP = cN = [rDisp, rForce, uForce] = 変形増分に対する除荷
-再載荷挙動を定義するパラメーター
rDisp = 再載荷の開始点における最大変形の割合
rForce = 再載荷の開始点における荷重の包絡線荷重(最大
変形に相当)に対する割合
uForce = スリップ開始時の荷重の単調載荷時荷重に対
する割合

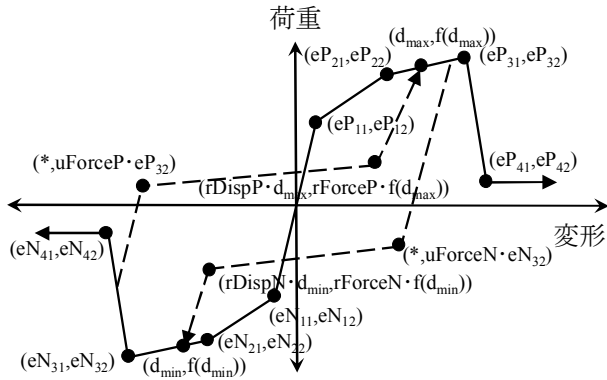


図-5 包絡線, 除荷-再載荷曲線のパラメーター

上記の 38 個のパラメーターは任意の値に設定できるが、本研究の解析では、ひび割れ強度(eP₁₂, eN₁₂)は降伏強度(eP₂₂, eN₂₂)の 0.2 倍, 最大強度(eP₃₂, eN₃₂)は降伏強度の 1.2 倍, 残留強度(eP₄₂, eN₄₂)は降伏強度の 0.5 倍とする。ひび割れ発生後の 2 次勾配を初期勾配の 0.5 倍, 降伏後の 3 次勾配を初期勾配の 0.05 倍とする。残留強度の開始する変形量(eP₄₁, eN₄₁)は、最大強度時の変形量(eP₃₁, eN₃₁)の 2.0 倍とする。除荷-再載荷挙動を定義するパラメーターは以下の値を設定する。

$$cP = cN = [rDisp, rForce, uForce] = [0.5, 0.5, 0.05] \quad (6)$$

3.3 履歴損傷

cDamage は、繰返し載荷による損傷(以下、履歴損傷)を定義する 16 個のパラメーターから構成される。

$$cDamage = \begin{bmatrix} \alpha k1 & \alpha k2 & \alpha k3 & \alpha k4 & \alpha k \lim \\ \alpha d1 & \alpha d2 & \alpha d3 & \alpha d4 & \alpha d \lim \\ \alpha f1 & \alpha f2 & \alpha f3 & \alpha f4 & \alpha f \lim \\ \alpha E & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

履歴損傷は数学的に以下のように定義される。

$$\begin{aligned} kP_i &= kP_{elastic} \cdot (1 - \delta_k) \\ kN_i &= kN_{elastic} \cdot (1 - \delta_k) \\ d \max_i &= d \max_{i-1} \cdot (1 + \delta_d) \\ d \min_i &= d \min_{i-1} \cdot (1 + \delta_d) \\ eP(:,2)_i &= eP(:,2)_{i-1} \cdot (1 - \delta_f) \\ eN(:,2)_i &= eN(:,2)_{i-1} \cdot (1 - \delta_f) \end{aligned} \quad (8) \sim (13)$$

ここで、kP, kN は正, 負方向載荷時の弾性剛性, dmax と dmin は到達した載荷履歴の最大, 最小変形要求量, e*(:,2) は正(eP)と負(eN)の変形要求量のための単調載荷包絡線を定義する耐力値である。下添え字 i は、現在の荷重増分を示す。正-負方向の変形要求量, 剛性低下, 変形損傷, 耐力劣化の損傷指標は、解析中の異なった時点で更新される。kP は正荷重包絡線からの除荷時に, kN は負荷重包絡線からの除荷時に更新される。dmax は正荷重包絡線に向けて再載荷が起こる時に更新されて dmin は負荷重包絡線に向けて再載荷が起こる時に更新される。eP は正荷重包絡線に向けて再載荷が起こる時に更新され, eN は負荷重包絡線に向けて再載荷が起こる時に更新される。損傷指標($\delta_k, \delta_d, \delta_f$)は、損傷無しの場合の 0 から完全損傷としての数値上の上限を表す $\alpha_{klim}, \alpha_{dlim}, \alpha_{flim}$ までの値を取ることができる。これらの指標は、上の cDamage で定義される異なったパラメーターの同じ数式を用いて算出される。例えば、 δ_k は以下のように定義される。

$$\delta_{ki} = \left(\alpha k1 \cdot \left(\frac{d \max_i}{d_{ult}} \right)^{\alpha k3} + \alpha k2 \cdot \left(\frac{E_i}{\alpha E \cdot E_{mono}} \right)^{\alpha k4} \right) \cdot \alpha k \lim \quad (14)$$

ここで、

$$\left(\frac{d \max_i}{d_{ult}} \right) = \max \left[\frac{d \max_i}{eP_{41}}, \frac{d \min_i}{eN_{41}} \right]$$

$$E_i = \int_{load \ history} dE \quad (15) \sim (17)$$

$$E_{mono} = \max \left(\int_0^{eP_{41}} f \hat{c} d, \int_0^{eN_{41}} f \hat{c} d \right)$$

履歴損傷は(1)除荷時の剛性低下, (2)再載荷時の剛性低下, (3)耐力劣化の 3 つの要因により定義される。履歴損傷を考慮しない場合、すなわち、cDamage の全ての項を 0 とする場合の静的漸増繰返し載荷に対する挙動を図-6 に示す。上記 3 つの履歴損傷の各々が履歴復元力特性に及ぼす影響を図-7, 図-8, 図-9 に赤線で示す。cDamage には式(18)中の値¹⁰⁾を用いる。図-7 は式(18)の第 1 行目の値を用い、それ以外は 0 とし、(1)除荷時の剛性低下のみの影響を確かめる。比較のために同図中に履歴損傷を考慮しない場合を黒線で示す。同様に図-8 では式(18)の第 2 行目、図-9 では第 3 行目の値を用い、それ以外の値は 0 とし算出した。

$$cDamage = \begin{bmatrix} 1.299 & 0.0 & 0.235 & 0.0 & 0.894 \\ 0.120 & 0.0 & 0.230 & 0.0 & 0.950 \\ 1.110 & 0.0 & 0.319 & 0.0 & 0.125 \\ 0.0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (18)$$

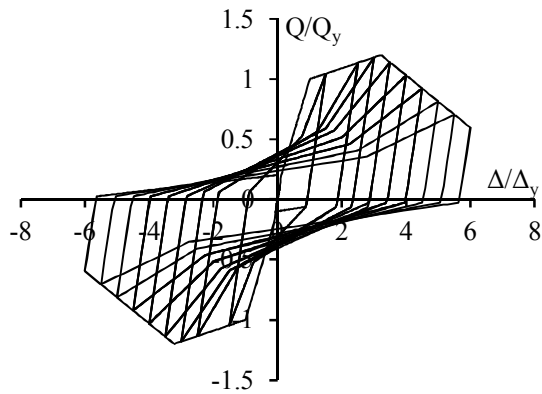


図-6 履歴損傷非考慮の場合

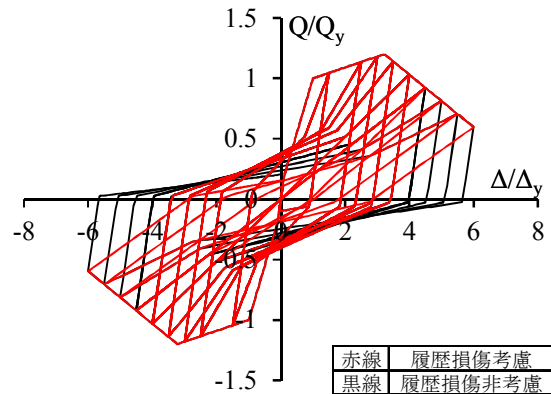


図-7 除荷時の剛性低下

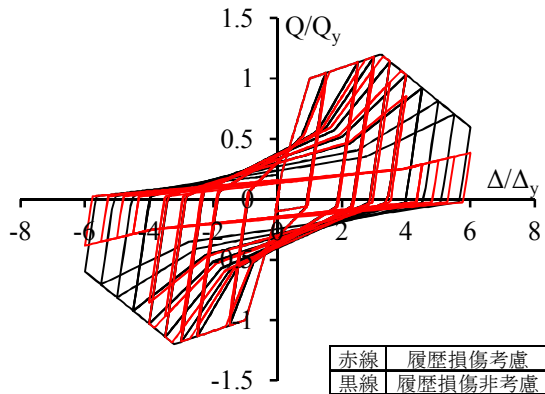


図-8 再載荷時の剛性低下

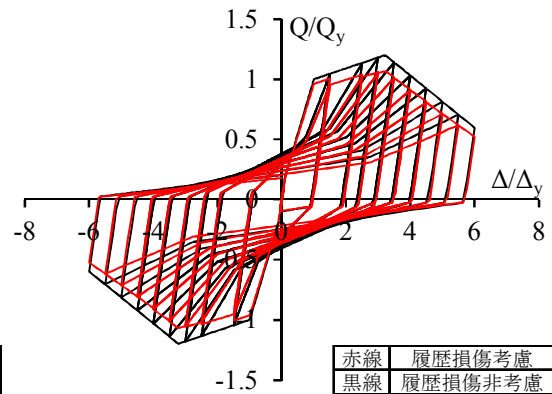


図-9 耐力劣化

4. 非線形時刻歴応答解析

4.1 設計諸元と復元力モデル特性値

本解析では4層、10層の2種類のRC造建物を想定する。各層の高さは3.5mとし、1次固有周期 T_1 は $T_1 = 0.02H$ (H : 建物の高さ(m))で仮定する。従って4層建物では0.28秒、10層建物では0.7秒となる。設計用水平外力 A_i 分布に対して各層の層間変形角が均一となるようにせん断棒の各層の水平ばねの初期剛性を設定する。設計用ベースシヤール係数を4層建物では0.3、10層建物では0.2として設計用せん断力を求め、その1.5倍を最下層の降伏強度とする。最下層の降伏強度の0.4倍を最上階の降伏強度とし、中間階の降伏強度は線形補間する。履歴損傷を考慮する場合は式(18)の値を用いる。

4.2 地震応答解析結果

1995年兵庫県南部地震のJMA神戸波EW成分に対して非線形時刻歴応答解析を実施する。混合せん断+曲げ棒モデルの曲げ棒の曲げ剛性率 α_{cc}^0 を0, 0.1, 10とする。 α_{cc} は以下の式で定義される。ここで、 EI_f は曲げ棒の曲げ剛性、 H_i は i 層の階高、 K_i はせん断棒の i 層の水平ばねの初期剛性である。

$$\alpha_{cc} = \frac{EI_f / H_i^3}{K_i} \quad (19)$$

(1) 4層建物の地震応答

4層RC造建物に対する1層せん断力-層間変形角の

関係を図-10~12に示す。履歴損傷を考慮すると各層の層間変形角は大きくなった。最大層間変形角の分布を図-13に示し、履歴損傷考慮の場合の各層の層間変形角の時刻歴応答を図-14に示す。曲げ棒が存在しない場合($\alpha_{cc}=0$)、建物の各層は独立して挙動し、最下層で最大耐力に到達後、著しい剛性、耐力劣化が起これ、層崩壊メカニズムを起こした。曲げ剛性率 α_{cc} が0.1の場合、最大層間変形角は3.1%となった。 α_{cc} を10まで増加させると、曲げ棒の大きな曲げ剛性によって、耐力劣化による変形の進行は緩和され、各層の層間変形角は均一に揃い、最大層間変形角は1.67%まで減少した。

(2) 10層建物の地震応答

10層RC造建物に対する6層せん断力-層間変形角の関係を α_{cc}^0 が0.1の場合に対して図-15に示す。最大層間変形角の分布を図-16、履歴損傷考慮の場合の各層の層間変形角の時刻歴応答を図-17に示す。曲げ棒が存在しない場合($\alpha_{cc}=0$)、履歴損傷を考慮すると6層に変形が集中し最大層間変形角は2.8%となった。もし現行の設計基準に則った強度分布とすれば中間階の強度が相対的に大きくなるが、本モデルでは線形の強度分布を仮定したため中間階で変形集中が起こったことも推測される。 α_{cc} が0.1の場合、最大層間変形角は7層で1.2%となった。 α_{cc} を10まで増加させると各層の層間変形角は均一に揃い、最大層間変形角は0.8%まで減少した。

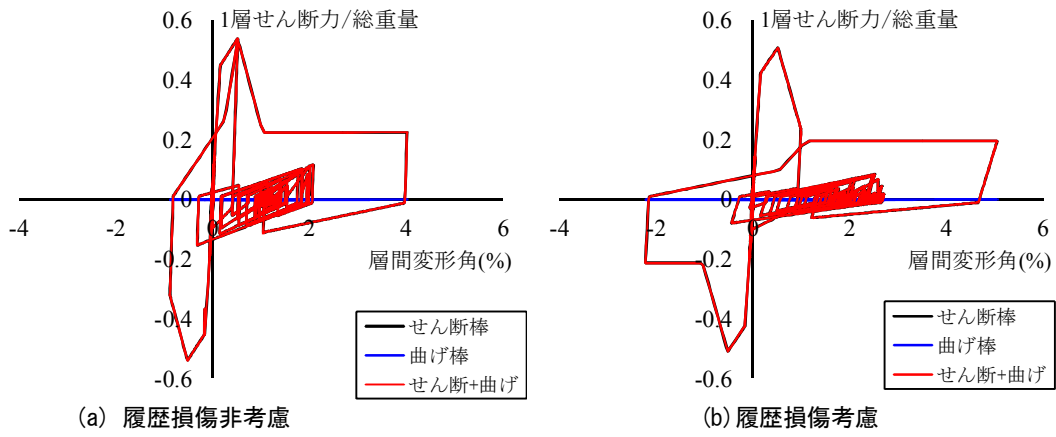


図-10 $\alpha_{cc}=0$ の場合の解析結果 (4層)

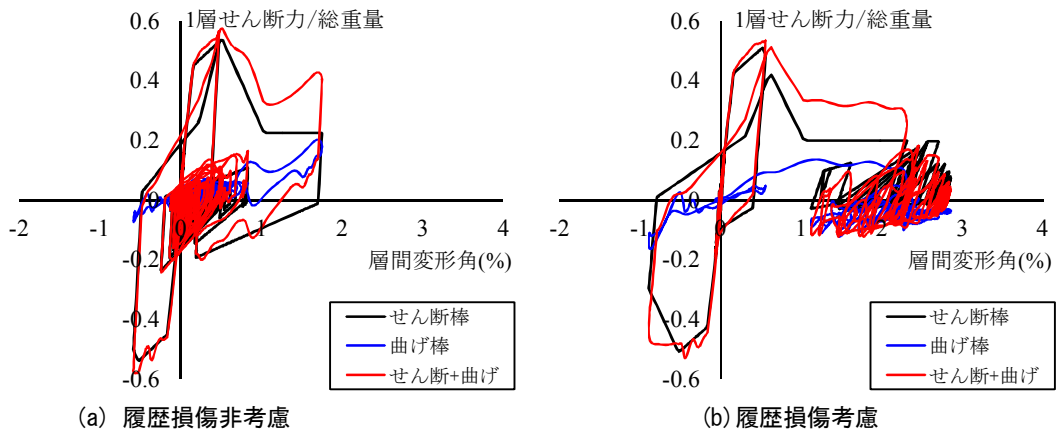


図-11 $\alpha_{cc}=0.1$ の場合の解析結果 (4層)

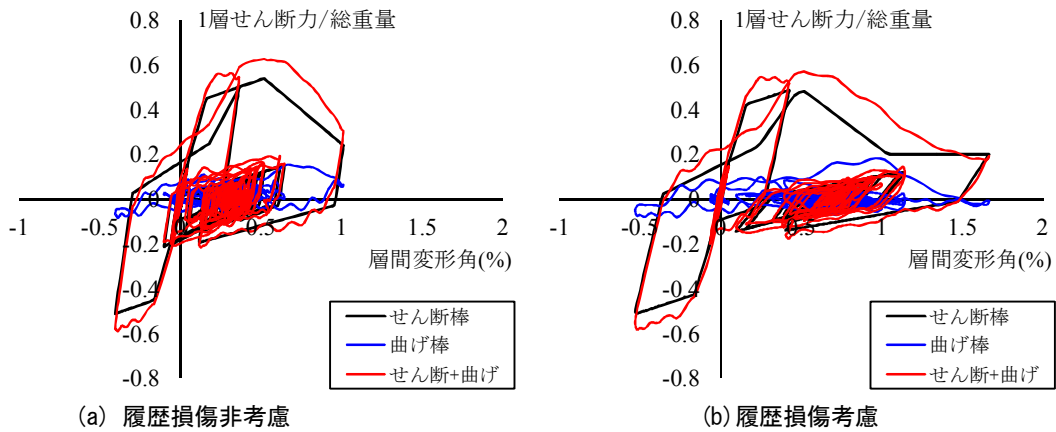


図-12 $\alpha_{cc}=10$ の場合の解析結果 (4層)

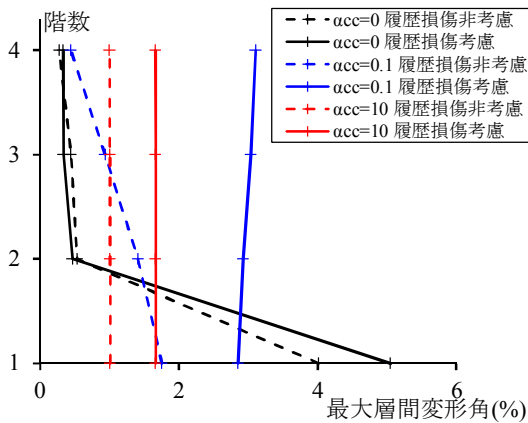


図-13 最大層間変形角の分布 (4層)

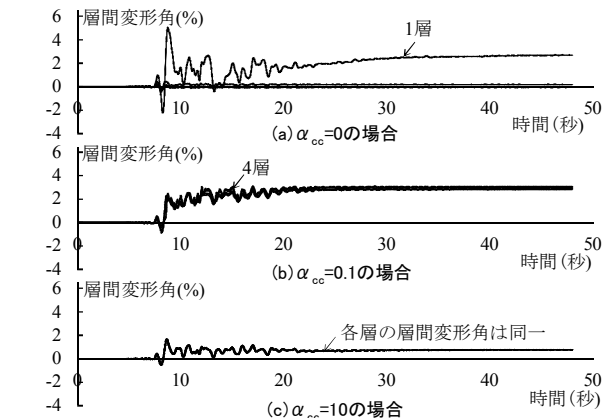


図-14 層間変形角の時刻歴応答 (4層, 履歴損傷考慮)

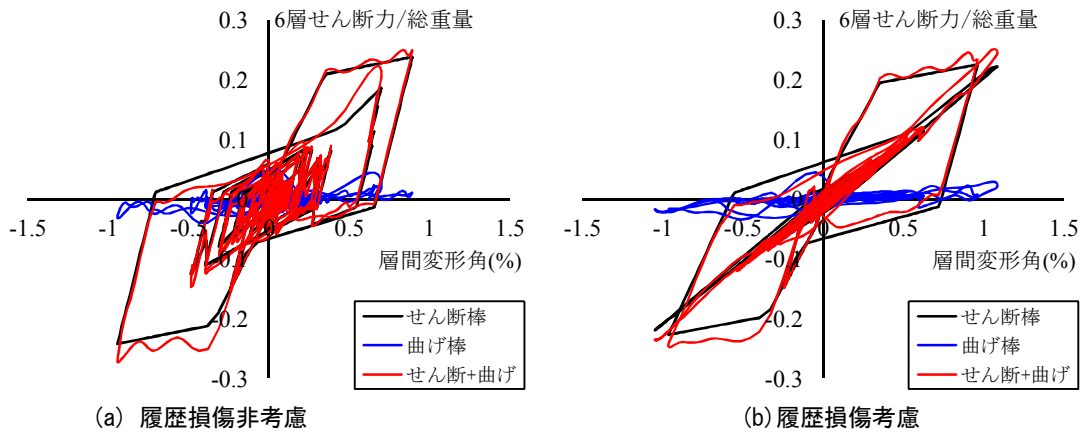


図-15 $\alpha_{cc}=0.1$ の場合の解析結果(10層)

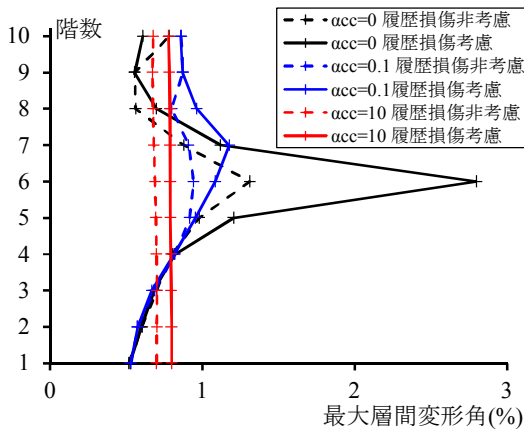


図-16 最大層間変形角の分布(10層)

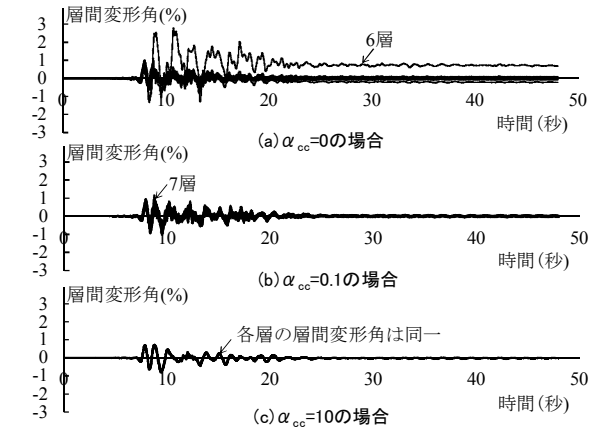


図-17 層間変形角の時刻歴応答(10層, 履歴損傷考慮)

5. まとめ

多質点系ばねモデルである混合せん断+曲げ棒モデルにおいて、せん断棒の各層の水平ばねに剛性、耐力劣化およびスリップ挙動を考慮した履歴復元力特性モデルを与え、非線形時刻歴応答解析を行った。曲げ棒が存在しない時、ある特定層で層崩壊メカニズムを起こした。曲げ棒の曲げ剛性を増加させるに従い、特定層への変形集中が緩和され層間変形角はより均一となり、心棒効果が発現した。

参考文献

- 1) 秋山宏：建築物の極限設計，東京大学出版会，1987
- 2) 手塚武仁，平島新一：五重塔の心柱機構を応用した層損傷集中制御制震構造，清水建設研究報告，第71号，平成12年4月
- 3) 木村祥裕，グレゴリー マックレイ：二層ブレース架構における柱材の力学性能の違いが架構の層間変形集中に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第560号，pp.189-195，2002年10月
- 4) B. Alavi, H. Krawinkler: Strengthening of moment-resisting frame structures against near-fault ground motion effects, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.33, pp.707-722, 2004
- 5) 日高桃子，崎野健治，峯松徹：転倒降伏耐震壁の提案

- とその構造特性に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp.139-145，2005年1月
- 6) 田川浩之，グレゴリー マックレイ，ローラ ローズ：動的安定性の観点からみた鋼構造骨組における心棒効果 その1，日本建築学会構造系論文集，No.618，pp.57-64，2007.8
- 7) MacRae, G.A.: The Development of the Continuous Column Concept, 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering & 5th International Conference on Earthquake Engineering Joint Conference, Tokyo, Japan, 2010.3
- 8) Z. Qu, A. Wada, S. Motoyui, H. Sakata, S. Kishiki: Pin-Supported walls for enhancing the seismic performance of building structures: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.41, pp.2075-2091, 2012
- 9) Laura Lowes, Nilanjan Mitra, Arash Altoontash: A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames, PEER Report, 2003/10, 2003
- 10) Adam Theiss: Modeling the earthquake response of older reinforced concrete beam-column building joints, Master's Thesis, Department of Civil Engineering, University of Washington, 2005