部分骨組の履歴ループ形状が建物の安定性と最大応答変形に及ぼす影響

HYSTERESIS LOOP EFFECTS ON STABILITY AND
MAXIMUM DRIFT OF STRUCTURES田川 浩之*, グレゴリー マックレイ**, ローラ ローズ***
Hiroyuki TAGAWA, Gregory MACRAE and Laura LOWES

The influence of hysteretic loops with negative post-yield tangent stiffness and multi-yield characteristics on seismic response of single-degree-of-freedom (SDOF) and multi-degree-of-freedom (MDOF) structures is investigated in this study. The SDOF models, MDOF shear-beam models, and MDOF coupled shear-flexural-beam models with various structural parameters are analyzed for a number of ground motions to identify the trend of structural response. Major findings are 1) SDOF and MDOF shear-beam model have a large probability of crawling collapse once the structure exhibits a negative post-yield tangent stiffness, 2) the change of hysteretic loop with negative slope to multi-yield loop is effective to reduce the maximum story drift particularly for MDOF shear-beam model, and 3) the addition of flexural-beam to the shear-beam is very effective to reduce the maximum story drift and drift concentrations, which diminishes the multi-yield hysteretic loop effects.

Keywords: Coupled shear-flexural-beam model, Hysteretic loop shape, Negative tangent stiffness, Dynamic stability

混合せん断+曲げ棒モデル、履歴復元力ループ形状、負の接線剛性、動的安定性

1. はじめに

兵庫県南部地震では多数の建築構造物が崩壊した。建物崩壊の防止は、構造研究者及び設計者の第一義の目的である。近年、建築基準^{1),2)}に取り入れられた性能評価型の耐震設計法に於いても、耐震設計および補強の段階で建物に付与すべき重要な性能指標の1つである。建物崩壊を防ぐには、(1)建物の不安定な挙動の開始点を予測し、(2)多少の不安定挙動を許容する場合、それによる建物応答の増加を正しく評価し、(3)不安定挙動を低減する方法を取り入れる、ことが必要である。不安定挙動を起こすような大地震に対する建物の挙動は、地震動の特性や建物の固有周期のみならず、塑性域における建物特性(建物要素の履歴復元力ループ形状、特に塑性時での接線剛性)にも大きく依存する。

過去の解析的研究^{3),4)}において、1自由度モデルに対して多数の動的非線形解析が行われ、モデルが降伏後に材料劣化、もしくは $P-\Delta$ 効果により負勾配を呈するようになると、建物変形量が1方向に偏り不安定な挙動を起こし、さらには崩壊に至る危険性が著しく大きくなることが明らかになっている。しかしながら、実験等で得られる構造要素の負の接線剛性が建物全体の挙動に及ぼす影響については今までのところ必ずしも明確化されているとはいえない。

負勾配の履歴復元力特性を改良して第一降伏点を低下させるかわりに正勾配に対応する変形領域を増加させ原点指向型の復元力特性

を持たせることは、建物の地震時応答量を低減させる可能性がある。図1に負勾配をもつ Bilinear モデルとそれを改良した並列結合型の Tri-linear モデル⁵⁾を示している。Bilinear モデルは Tri-linear モデルよりも高い降伏強度をもつため、強度の点では特に塑性率がごく小さい領域において小さな最大応答変形を示すと考えられる。ところが、Bilinear モデルは Tri-linear モデルよりも小さな変形応答量で負の勾配に入る。従って、ある程度塑性率が大きくなった時に大きな最大応答変形を示すと考えられる⁶⁾。エネルギー論の観点からは、図1(a)に示されるように Bilinear モデルの方が Tri-linear モデルよりも静的崩壊点に至るまでのエネルギー吸収量は大きくなる。また図1(b)に示されるように1サイクルにおける構造物が吸収するエネルギー量(ループ面積で表される)も Bilinear モデルの方が Tri-linear モデルよりも大きくなる。しかしながら、この多段階降伏ループの地震時における動的効果について多自由度系の構造モデルに対しては筆者の知る限りでは過去に研究がなされていない。

本論文の研究目的は、(1)1自由度モデルにおいて、降伏後の負勾配、ならびに負勾配を含む多段階降伏型の履歴性状が最大応答変形量にどのような影響を及ぼすかを明らかにすることである。次いで(2)多自由度せん断型モデルに対しては、各層の降伏後の負勾配、ならびに負勾配を含む多段階降伏型の履歴性状が層間最大応答変形量にどのような影響を及ぼすかを調べる。さらには、(3)建物全体を貫

* 東京工業大学都市地震工学センター COE 研究員・Ph. D.

** カンタベリー大学土木工学科 准教授・Ph. D.

*** ワシントン大学土木工学科 助教授・Ph. D.

Post-Doctoral Research Fellow, CUEE, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Ph. D.

Assistant Prof., Dept. of Civil Engineering, Univ. of Washington, Ph. D.

く曲げ棒を加えた場合、各層の降伏後の負勾配、ならびに負勾配を含む多段階降伏型の履歴性状は、層間最大応答変形量にどのような影響を及ぼすかを、非線形動的解析を通して明らかにする。

2. 1 自由度系モデルの地震時挙動

2.1 負勾配の効果

はじめに降伏後の接線剛性、特に負勾配の建物応答に対する影響を評価するために1自由度系モデルに対して多数の動的解析を行った。図2に示す1自由度系 Bilinear モデルにおいて降伏後の接線剛性率($r-\theta$)を1.0(弾性)から負の値まで小刻みに変えて最大応答変形量を求めた。固有周期は1.285秒、粘性減衰率は2%に設定した。固有周期の値は、後の解析結果と比較するため、9階建ての鉄骨建物を想定し IBC(2003)⁷⁾における固有周期の推定式により求めた。SAC(1997)⁸⁾で用いられた断層近傍型の20個の Strike Normal(SN)波と20個の Strike Parallel(SP)波の地震波を用いた。図3にそれらの加速度応答スペクトルを示す。モデルの降伏強度は各々の地震波に対して強度低減係数 R が4となるように設定した。

各々の接線剛性率($r-\theta$)に対して、繰り返し時には式(1)で表される(ここで d_u^+ 、および d_u^- は、正側、および負側の最大変形量、 d_e は降伏時の変形量)ような最大塑性変形量の最大弾性変形量に対する比率(C_μ^{SDOF} 所謂、塑性変形増加係数)を20個の SN 波に対して図4(a)に、20個の SP 波に対して図4(b)に示す。図4(a)より20個の SN 波に対して Median(50th Percentile)⁹⁾の値は、降伏後の接線剛性率が正の間は、最大弾性変形量よりやや大きくなる。つまり、 $C_\mu^{SDOF} = 1$ で表される変位一定則(EDM)は、少し危険側の予測となる。一方、図4(b)より20個の SP 波に対して Median の値は、降伏後の接線剛性率が正の間は、最大弾性変形量より小さくなる。これは、SN 波には Pulse の特性が含まれており、これが一方方向への塑性変形を促すからで、この傾向は短周期の建物に対して特に観察される¹⁰⁾。SN 波、および SP 波に対しても、降伏後の接線剛性率が負になると最大応答変形量は著しく増大する。これは、負の接線剛性に対応する応答は一般に指数関数的に増加するからで、過去の研究結果^{3),4)}等と一致する。84th Percentile⁹⁾の値は、式(2)で表される一方方向載荷時での最大変形量までの弾性時と塑性時における吸収エネルギーが等しいと仮定して得られたエネルギー一定則(EEM)の曲線にほぼ一致する。

$$C_\mu^{SDOF} = \frac{\max(d_u^+, d_u^-)}{d_e} \quad (1)$$

$$C_\mu^{SDOF} (EEM) = \frac{(r-\theta) - 1 + \sqrt{1 + R^2(r-\theta) - (r-\theta)}}{R(r-\theta)} \quad (2)$$

図1 Bilinear、Tri-linear の履歴復元力特性のモデル

図2 1 自由度系 Bilinear モデル

図3 SAC 地震動の加速度応答スペクトル

(a) SN 成分に対する最大変形応答

(b) SP 成分に対する最大変形応答

図4 様々な塑性時接線剛性をもつ SDOF モデルの最大変形応答

2.2 多段階降伏の効果

2.1 において、1 自由度系の建物は降伏後に負の接線剛性をもつと、応答が著しく増加する可能性が大きくなることが分かった。そこでその1つの改善案として Bilinear 型の履歴を Tri-linear 型にかえて動的解析を行い、1 自由度系における多段階降伏の効果を調べた。1 自由度系 Tri-linear モデルを図 5(a)に示し、それらの1方向の層間変位—荷重曲線を図 5(b)に示す。この研究では、図 5(b)に示すように、Tri-linear モデルの曲線は、折れ曲がり部分(第二分枝)以外は Bilinear モデルと同じと設定し、図 6(a)に示すように降伏強度低減係数を $\alpha_{tr}=0.25, 0.5, 0.75$ 、及び、1.0(Bilinear)とし、また、図 6(b)に示すように最大耐力に相当する変形量の増加係数を $\beta_{tr}=1$ (Bilinear)、2, 3, 4, 及び、5と設定した。ここでは、Bilinear における塑性域の接線剛性率を 0.0、及び、-0.03 と設定した。ここでは、 $\beta_{tr}=1$ (Bilinear)、2, 3, 4, 及び、5について述べる。

まず、SAC(1997)⁸⁾の NF05 の地震動を用い徐々に地震動の強さを増加させ、最大変形応答を求める、所謂 Incremental Dynamic Analysis(IDA)解析⁹⁾を行い、様々の地震動強さに対する多段階降伏効果を評価した。元となる Bilinear モデルの降伏強度を強度低減係数 R (弾性挙動を仮定したときの強度に対する実際の降伏強度の比)が4となるように設定した。その結果を図7に示す。 R が3までは、Bilinear モデルも Tri-linear モデルもほぼ同じ最大変形応答を示す。ところが、 R が4を超えるようになると、 β_{tr} の値が増えるに従って、同じ大きさの地震動強さに対して最大変形応答が小さくなり、また、大きな地震動の強さで崩壊に至ることが分かる。

40 個の SAC(1997)⁸⁾の NF 地震波に対する、 R が4の時の Bilinear 及び Tri-linear モデルにおける C_{μ}^{SDOF} を図8、またそれらの Median の値を表1で比較する。Bilinear モデルの塑性域の接線剛性率を 0.0 に設定した時、Tri-linear モデルは、Bilinear よりも僅かに小さな最大応答変形を持つ(Median の値は、 $\beta_{tr}=1$ (Bilinear)で1.08、 $\beta_{tr}=5$ で0.93)。しかし、塑性域の接線剛性率を-0.03 に設定した時は、Tri-linear モデルは、Bilinear モデルよりも小さな最大変形応答を持つことが分かる(Median の値は、 $\beta_{tr}=1$ (Bilinear)で1.18、 $\beta_{tr}=5$ で0.91)。このことは、塑性域の接線剛性が特に負になった時に特に、多段階降伏の効果が表れたことを示すが、この効果はあまり顕著ではない。

図5 1 自由度系 Tri-linear モデル

図6 Tri-linear モデルのパラメーター

図7 多段階降伏ループをもった SDOF の最大変形応答

(a) C_{μ}^{SDOF} for $r - \theta = 0.0$

(b) C_{μ}^{SDOF} for $r - \theta = -0.03$

図8 1 自由度系 Bilinear、Tri-linear モデルの動的応答

表1 1 自由度系モデルにおける多段階降伏効果 (C_{μ}^{SDOF} : Median)

β_{tr}	($r-\theta$)=0.03	($r-\theta$)=0.00	($r-\theta$)=-0.03
1 (bilinear)	1.02	1.08	1.18
2 (tri-linear)	1.00	1.02	1.08
5 (tri-linear)	0.92	0.93	0.91

3. 多自由度系せん断棒モデルの地震時挙動

3.1 多自由度系せん断棒モデル

実際の建物は多層であることが多く構造設計において多自由度系せん断棒モデルが頻繁に用いられてきた。図9に示されるせん断棒モデルの剛性行列式は、式(3)で表され帯状となる。ここで、 k_i は、 i 層におけるバネ係数である。この形式の剛性行列では、式(4)に示される特性をもち(ここで Ω_n は n 次モードの固有値)、この式が示すようにバネ要素が負の接線剛性をもつ層の数と剛性行列の負となる固有値の数が一致する¹⁰⁾。

$$[K_s] = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & \ddots & \ddots & k_{n-1}+k_n & -k_n \\ \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$k_1 k_2 k_3 \cdots k_n = \Omega_1 \Omega_2 \Omega_3 \cdots \Omega_n \quad (4)$$

本研究で用いられたモデルは、IBC(2003)⁸⁾に定められる層せん断力に対して全層において層間変形角が一定となるように、また、固有周期が1.285秒となるように、式(5)、(6)で表される式¹⁰⁾を用いて、せん断棒の水平バネの剛性を定めた。ここで、 SDA は層間変形角、 T は固有周期、 F_i は i 階に加える設計水平外力、 h_i は i 階の高さ、 m_i は i 階の質量、 N は階数、 k_i は i 階のせん断バネのバネ定数である。

$$SDA = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N (F_i h_i)}{\sum_{i=1}^N (m_i h_i^2)} \quad (5)$$

$$k_i = \frac{\sum_{n=i}^N F_n}{SDA \cdot h_i} \quad (6)$$

3.2 負勾配の効果

9自由度系 Bilinear せん断棒モデルにおいて、各層における接線剛性率を 1.0(弾性)から負の値まで小刻みに変えて各層の最大応答変形量を求めた。ここでは、全層における質量、および接線剛性率は一定値に設定した。動的解析には、SAC(1997)⁹⁾の断層近傍型の40個の地震波を用い、各層のせん断バネの降伏強度は、各々の地震波に対して各層の強度低減係数 R が4となるように設定した。式(7)で定義されるように、各層の接線剛性率に対する、各層の最大応答変形量の、弾性応答を仮定した時の各層の最大応答変形量に対する比率($C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$)の最大値を図10(a)に、式(8)で定義される変形集中率(DCF)を図10(b)に示す。ここで、 $RDA_{\text{inelastic}}^{\text{max}}$ は、建物最上部における最大変位を建物高さで標準化したものである。

$$C_{\mu, \text{story}}^{MDOF} = \max \left(\frac{d_u^{\text{story}}}{d_e^{\text{story}}} \right) = \max \left(\frac{SDA_{\text{inelastic}}^{\text{max}}}{SDA_{\text{elastic}}^{\text{max}}} \right) \quad (7)$$

$$DCF = \max \left(\frac{SDA_{\text{inelastic}}^{\text{max}}}{RDA_{\text{inelastic}}^{\text{max}}} \right) \quad (8)$$

図10より、接線剛性率が0.2以上の時は、 $C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$ はほぼ一定で変位一定則がほぼ成り立つが、接線剛性率が0に近づくと、 $C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$ 、DCFは増加し、負になるとそれらは著しく増大する。表2で $C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$ を同じ固有周期、接線剛性率を持つ1自由度モデルの C_{μ}^{SDOF} と比較する。接線剛性率が0に近づくと、多自由度せん断棒モデルでは特定層に変形集中が起こるため、同じ接線剛性率に対しても、 $C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$ は、 C_{μ}^{SDOF} よりも大きくなるのが分かる。

図9 多自由度系 Bilinear せん断棒モデル

9-story Shear-beam: $T_p = 1.285s$, $R=4$, 40 SAC NF records

(a) $C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$

(b) DCF

図10 9自由度系せん断棒 Bilinear モデルの動的応答

表2 多自由度系モデルにおける $C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$ と C_{μ}^{SDOF} の比較

$(r_s - \theta_s)$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1
$C_{\mu, \text{story}}^{MDOF}$	2.00	1.08	0.99	1.01	1.01	1.00
C_{μ}^{SDOF}	1.08	0.90	0.84	0.87	0.98	1.00
DCF	2.74	1.54	1.34	1.26	1.25	1.27

3.3 多段階降伏の効果

3.2において、Bilinear型せん断棒モデルはある層において降伏後に負の接線剛性をもつと、層間変形量が著しく増加することが分かった。そこでその1つの改善案としてBilinear型の履歴をTri-linear型にかえて動的解析を行い、多自由度系せん断棒モデルにおける多段階降伏の効果を調べた。多自由度系Tri-linearせん断棒モデルを図11(a)に示す。また、それらのモデルの1方向の層間変位-荷重曲線モデルは図11(b)とする。本研究では、 $\alpha_{tri}=0.5$ 、 $\beta_{tri}=1, 2, 3, 4, 5$ と仮定し、モデルは9質点とし固有周期を1.285sとした。動的解析には、これまでの解析と同じく、SAC(1997)⁹⁾の断層近傍型の40個の地震波を用い、元となるBilinearモデルの各層の降伏強度は強度低減係数(弾性挙動を仮定したときの強度に対する実際の降伏強度の比)が4となるように設定した。Bilinearにおける各層の塑性時の接線剛性率を0.0、及び-0.03と設定する。

まず、2.2で1自由度系モデルで行ったように多自由度系せん断棒モデルに対してもIDA解析⁹⁾を行い、様々の地震動強さに対する多段階降伏効果を評価した。その結果を図12に示す。図より各層の強度低減係数 R_s が5になると、Bilinearモデルは崩壊する。ところがTri-linearでは、 R_s が10より大きくなると崩壊するものの、層間最大変位応答はBilinearより小さい。

Bilinear、Tri-linearモデルにおける $C_{\mu,story}^{MDOF}$ を図13で比較する。また、それらのMedianの値を表3に示す。括弧の中の数字は、周期、強度低減係数、および塑性時の剛性率が等しい、等価な1質点モデルに対する C_{μ}^{SDOF} を示している。塑性時の接線剛性率が0.0、及び-0.03の時、Tri-linearモデルは、Bilinearモデルよりかなり小さな最大変形応答を持つことが分かる。Medianの値は、塑性時の接線剛性率が0.0の時、 $\beta_{tri}=1$ (Bilinear)で2.05、 $\beta_{tri}=5$ で1.25、-0.03の時、 $\beta_{tri}=1$ (Bilinear)で4.20、 $\beta_{tri}=5$ で1.31となる。また、等価な1自由度系モデルと比較して、多段階降伏による最大変形応答の低減効果は大きくなることが分かる。これは、多自由度系ではある特定層に変形が集中し、その層において多段階降伏の効果が強く表れるからであると考えられる。

図11 多自由度系Bilinear、Tri-linearせん断棒モデル

図12 多段階降伏ループをもった9自由度系せん断棒モデルの最大層間変位応答

図13 9自由度系Bilinear、Tri-linearせん断棒モデルの動的応答

表3 9自由度系モデルにおける多段階降伏効果 ($C_{\mu,story}^{MDOF}$:Median)

β_{tri}	$(r_s - \theta_s) = 0.00$	$(r_s - \theta_s) = -0.03$
1 (bilinear)	2.05 (1.08)	4.20 (1.18)
2 (trilinear)	1.66 (1.02)	2.07 (1.08)
5 (trilinear)	1.25 (0.93)	1.31 (0.91)

4. 多自由度系混合せん断+曲げ棒モデルの地震時挙動

4.1 多自由度系混合せん断+曲げ棒モデル

3.2 および 3.3 において多自由度系せん断棒モデルである層の履歴が負勾配に入るとその層の変形量が著しく増加する可能性があることが分かった。そこでその変形集中を軽減する1つの改善案として図14に示すように1D多自由度系せん断モデルに建物の高さ方向に貫く曲げ棒を加え、その曲げ棒の効果を調べた。せん断棒の各層の節点と曲げ棒の節点は完全に剛のリンク部材で結ばれておりそれらの節点の水平変位は同じとする。なお曲げ棒は弾性挙動を仮定し曲げ棒と地表面はピンで接合されているものとする。この1D混合せん断+曲げ棒モデルは、梁先行降伏型のモーメント骨組の地震時挙動、崩壊メカニズムを良く表す¹⁰⁾。

この構造モデルに対する微小時間に於ける増分型の運動方程式は式(9)で表される。ここで $[M]$ は質量行列式、 $[C]$ は減衰行列式、 $[k_s]$ は式(3)で表されるせん断棒モデルの剛性行列、 $[k_f]$ は曲げ棒の剛性行列、 Δ は建物の相対水平変形量で、 Δ_g は地動の水平変形量を示す。曲げ棒の剛性行列式 $[k_f]$ は、ここでは、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。まず、図15(b)に表されるはり要素の剛性行列式は、式(10)で表される。これを重ね合わせて、曲げ棒全体の剛性行列式は変位と回転角の自由度に分けて式(11)で表される。さらに、図15(a)及び図15(c)に表されるように、曲げ棒の各節点において曲げモーメント $\{M_{total}\}$ が0である条件を用いて、水平変位のみに関する曲げ棒全体の剛性行列式は式(12)で表される。曲げ棒の剛性行列式は、全ての項において0以外の数となるので、その結果、多自由度系混合せん断曲げ棒モデルの剛性行列式は全項において0以外の数を持つ。これは、曲げ棒の存在により各層における履歴挙動が他層の履歴特性の影響を受けることを示す。

各層における曲げ棒の曲げ剛性は式(13)で表される曲げ剛性率 α_{cc} で表し(ここで EI_f は1層における曲げ棒の曲げ剛性、 H_i は1層の高さ、 K_{oi} は1層におけるせん断棒の水平剛性)、本研究では全層にわたり一定に設定した。固有周期は曲げ棒なしの時に1.285sに設定し、せん断棒モデルはIBC(2003)⁷⁾で定められる層せん断力に対して全層間変形角が一定となるように設計したので、曲げ棒の剛性が増加しても固有周期はほとんど増加しなかった。せん断棒モデルの各層の降伏強度は、強度低減係数 R_v が4となるように設定した。

$$[M]\{d\ddot{\Delta}\} + [C]\{d\dot{\Delta}\} + ([K_s] + [K_f])\{\Delta\} = -[M]\{d\ddot{\Delta}_g\} \quad (9)$$

$$\begin{Bmatrix} F_i^a \\ M_i^a \\ F_i^b \\ M_i^b \end{Bmatrix} = [K_i^{element}] \begin{Bmatrix} \Delta_i^a \\ \theta_i^a \\ \Delta_i^b \\ \theta_i^b \end{Bmatrix} \quad (10)$$

$$\begin{Bmatrix} \{F_{total}\} \\ \{M_{total}\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{\Delta\Delta}] & [K_{\Delta\theta}] \\ [K_{\theta\Delta}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta_{total}\} \\ \{\theta_{total}\} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

$$[K_f] = \{F_{total}\} / \{\Delta_{total}\} = [K_{\Delta\Delta}] - [K_{\Delta\theta}][K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta\Delta}] \quad (12)$$

$$\alpha_{cc} = \frac{EI_f / H_i^3}{K_{oi}} \quad (13)$$

図14 多自由度系混合せん断+曲げ棒モデル

図15 曲げ棒モデルの力学的メカニズム

4.2 負勾配の効果

9自由度系の混合せん断(Bilinear)+曲げ棒モデルにおいて様々の曲げ棒の曲げ剛性に対して動的解析を行い層間最大応答変形を求めた。各層の塑性時の接線剛性率は-0.03、または-0.06と設定した。

図16に、SAC(1997)⁸⁾のNF17の地震波に対して様々の曲げ棒の α_{cc} に対する各層における層間最大応答変形を示す。ここで曲げ棒の α_{cc} が小さい時は、ある層に変形集中が起こり、塑性時の接線剛性率が-0.06の時、崩壊が起こるのが分かる。しかし、曲げ棒の α_{cc} が多少でもあれば、せん断棒モデルの各層における塑性域の負の接線剛性は、不安定挙動や崩壊を引き起こさないことが分かる。つまり、せん断棒モデルの各層における負勾配の最大応答に対する影響は、曲げ棒の曲げ剛性の効果によって著しく小さくなる。また、曲げ棒の α_{cc} が上がるに従って建物高さ方向の床最大変位の分布モードが図16(a)中に示すように変わる。

各層せん断バネの塑性域の接線剛性率が-0.06、曲げ棒の曲げ剛性率が0.3の時の、せん断棒および曲げ棒の3階部分における履歴を図17に示す。ここで、せん断棒の履歴は大きな負勾配をもつが、曲げ棒からの連成作用により、層全体の履歴の勾配は所々、正に変わっていることが分かる。この結果は、曲げ棒なしでは不安定挙動を起こし崩壊していたところが、曲げ棒の存在により特定層への変形集中が軽減し建物の挙動は安定する現象、所謂、心柱効果、を表している。

表4に40個のSAC(1997)⁸⁾のNF地震波に対する $C_{\mu,story}^{MDOF}$ のMedianの値を示す。曲げ棒の曲げ剛性が増加するに従って、 $C_{\mu,story}^{MDOF}$ の値は、等価な一質点系モデルに対する C_{μ}^{SDOF} の値(1.18)に近付いてゆくの分かる。つまり、曲げ棒の剛性を増加させるに従って、建物モデルの全体挙動は1自由度系モデルの挙動に近づく。

9-story Coupled Shear-Flexural-Beam Model, $R_s=4$, $r_s-\theta_s=0.03$, NF17 (a) Response for $(r_s - \theta_s) = -0.03$ 9-story Coupled Shear-Flexural-Beam Model, $R_s=4$, $r_s-\theta_s=-0.06$, NF17 (b) Response for $(r_s - \theta_s) = -0.06$

図 16 9 自由度系混合せん断+曲げ棒モデルの最大層間変形応答

9-story Coupled Shear-Flexural-Beam Model, $R_s=4$, $r_s-\theta_s=-0.06$

図 17 せん断棒、曲げ棒の3階部分における履歴

表 4 9 自由度系混合せん断+曲げ棒モデルにおける多段階降伏効果

SDOF	C_{μ}^{SDOF}	1.18
MDOF	$C_{\mu,story}^{MDOF}$	C.C.=0.0 4.20
		C.C.=0.1 1.44
		C.C.=0.3 1.32
		C.C.=1.0 1.23

4.3 多段階降伏の効果

次に1D 混合せん断+曲げ棒モデルにおける多段階降伏の効果調べる。多自由度系混合せん断(Tri-linear)+曲げ棒モデルを図 18 に示す。この研究では、 $\alpha_{tr}=0.5$ 、 $\beta_{tr}=1, 2, 3, 4, 5$ と仮定し、また、モデルは9質点とし、固有周期を1.285 sとした。動的解析には、同じく、SAC(1997)⁸⁾の断層近傍型の40個の地震波を用いた。Bilinear における各層の塑性時の接線剛性率を 0.0、及び、-0.03 とし、曲げ棒の $\alpha_{c.c.}$ を、0.0(純せん断モデル)、0.1、0.3、及び、1.0とする。

まず、2.2 および 3.3 で行ったように、多自由度系混合せん断+曲げ棒モデルに対しても様々の地震動強さに対する多段階降伏効果を評価した。図 19 より各層の強度低減係数 R_s が 20 以上になっても Bilinear、Tri-linear 型モデルともに地震動の強さが増加するに従って、層間最大変形応答も徐々に増加し、ほぼ同じような層間最大変位応答を示すことが分かる。

次に、元となる Bilinear せん断棒モデルの各層の降伏強度を、強度低下係数(弾性挙動を仮定したときの強度に対する実際の降伏強度の比)が4となるように設定した。1D 混合せん断(Bilinear、Tri-linear)+曲げ棒モデルにおける層間最大応答変形を、層間弾性最大応答変形で標準化した値の最大値を図 20 で比較する。曲げ棒の $\alpha_{c.c.}$ を 0.3、および 1.0 に、また塑性時の接線剛性率を-0.03 に設定した。Tri-linear モデルにおいて、 $\alpha_{tr}=0.5$ 、 $\beta_{tr}=2$ 、および5を設定した。図より、 $\alpha_{c.c.}$ が上がるにつれて、Bilinear モデルと Tri-linear モデルは、同じような最大応答変形をもつことが分かる。このことは、曲げ棒による層間の連成効果により、せん断モデルの各層における多段階降伏効果が消失することを意味する。

(a) Tri-linear モデル

図 18 1D 多自由度系混合せん断(Tri-linear)+曲げ棒モデル

9-story Bl- Tri-linear Shear-beam Models with C.C. ($T_p=1.285s$, $\alpha_n=0.5$, $\beta_{tr}=1,2,3,4,5$)

図 19 9 自由度系混合せん断(Bilinear, Tri-linear)+曲げ棒モデルの最大層間変形応答

9-story Coupled Multi-linear Shear-Flexural-Beam ($T=1.285s$, $\alpha_{vi}=0.5$) (a) Drift for $\alpha_{c,c} = 0.3$ 9-story Coupled Multi-linear Shear-Flexural-Beam ($T=1.285s$, $\alpha_{vi}=0.5$) (b) Drift for $\alpha_{c,c} = 1.0$

図 20 1D 混合せん断(Bilinear, Tri-linear)+曲げ棒モデルの動的応答

5. 結論

本研究では、降伏後の負勾配、ならびに多段階降伏型の履歴をもつ 1 自由度、多自由度系モデルを用い、多数の動的非線形解析を行った。本論文では固有周期が 1.285 秒(鉄骨 9 階建てを想定)を取り上げたが、0.546 秒(3 階建て)、2.229 秒(20 階建て)の場合にも同様の結果が得られた¹⁰⁾。主な解析結果、結論は以下になる。

- 1 自由度系モデルでは、降伏後の接線剛性が負になると、最大応答変形が著しく増大し崩壊する危険性が極めて高くなる。
- 1 自由度系モデルにおいては、降伏後に負の勾配を持つ Bilinear モデルの履歴曲線を多段階降伏型にかえると一般に最大応答変形は減少したが、その多段階降伏の効果はあまり期待できない。
- 多自由度系せん断棒モデルでは、降伏後の接線剛性が負になると層間最大応答変形が著しく増大し、崩壊する危険性が極めて高くなる。これは、1 自由度系モデルで見られた現象と同じである。
- 多自由度系せん断棒モデルにおいて、各層において降伏後に負勾配をもつ Bilinear モデルの履歴曲線を多段階降伏型にかえると、層間最大変形は大きく減少した。この多段階降伏の効果は、1 自由度系モデルに対する効果よりも著しく大きい。

- 多自由度系混合せん断+曲げ棒モデルでは、せん断棒の各層における降伏後の接線剛性が負になっても、曲げ棒の曲げ剛性が多少でもあると、層間最大応答変形はあまり変わらない。これは、曲げ棒がせん断棒の降伏後の各層における負の接線剛性を増加させるからである。
- 多自由度系混合せん断+曲げ棒モデルにおいては、曲げ棒の存在により、せん断棒の各層にみられた多段階降伏の効果は消失し、 $C_{\mu,story}^{MDOF}$ は、等価な 1 自由度系で推定される C_{μ}^{SDOF} に近づいてゆく。

本論文中の Bilinear モデルは全ての柱梁接合部が剛の、Tri-linear モデルはピン接合を含む鉄骨部分骨組を想定しており、それらの履歴が建物全体の挙動に与える影響について評価している¹⁰⁾。尚、この後の展開として、本研究の 1D 混合せん断+曲げ棒モデルを用いて、柱材の曲げ剛性が、多層建物に作用する $P-\Delta$ 効果、ならびに建物の動的安定性に及ぼす影響を数量的に評価する予定である。

謝辞

本論文を執筆するに当たり、京都大学教授の渡邊史夫先生、および東京工業大学助教授の山田哲先生に貴重なご意見およびご指導を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建築省住宅局建築指導課、同市街地建築課、(財)日本建築センター編：改正建築基準法令集、2000 年 7 月。
- 2) FEMA: NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA356), Washington D.C., 2000.
- 3) Jennings, P. and Husid, R.: Collapse of Yielding Structures under Earthquakes, Journal of Engineering (Mechanics), ASCE, 94, 1968.
- 4) MacRae, A. G.: $P-\Delta$ Effects on SDOF Structures in Earthquakes, Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 3, 1994.
- 5) 小川厚治、黒羽啓明、待鳥賢治: 劣化域を考慮した鋼構造物のエネルギー吸収能力の評価基準に関する一考察、日本建築学会構造系論文集、第 492 号、113-119 頁、1997 年 2 月。
- 6) 小川厚治、黒羽啓明、待鳥賢治: 強震をうける 1 自由度系の正負 2 方向の損傷分布に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 481 号、117-126 頁、1996 年 3 月。
- 7) ICCI: International Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 2000.
- 8) Somerville, P. 等: Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project, Rep. No. SAC/BD97/04, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 1997.
- 9) Vamvatsikos, D. and Cornell, A.: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, 3, 2002.
- 10) 田川浩之: Towards an Understanding of Seismic Performance of 3D Structures - Stability & Reliability, Doctorate Thesis, University of Washington, Seattle, 2005.
- 11) FEMA: State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, FEMA-355C, 2000.

(2005 年 9 月 9 日原稿受理、2006 年 1 月 10 日採用決定)