

[55] 弹塑性地震応答に及ぼす部材モデルの効果

正会員 ○塩原 等 (東京大学大学院)

正会員 小谷俊介 (東京大学工学部)

正会員 青山博之 (東京大学工学部)

1. 序

部材を最小構成単位とした弾塑性解析は、蓄積の豊富な既往の部材実験の結果と対照して、建物の損傷量をより正確に推定できる利点がある。しかし鉄筋コンクリートの柱・梁の弾塑性挙動で、(1)損傷が危険断面だけに集中せずスパン中央に向かって拡がること、(2)剛性が部材の変形履歴に依存する特徴がある。部材の剛性を評価するにはこのふたつに対するモデル化が必要で、そのうち部材の損傷が材軸に沿って分布する状態をモデル化したのが「部材モデル」であり、変位履歴に応じて、損傷部分の剛性低下を表わしたのが履歴モデルである。この部材を最小構成単位とする建物の弾塑性解析のために、これまでに数多くの部材モデルと復元力モデルが提案されている^{1), 2)}。それらのうち特に復元力モデルについてはそれぞれの特性の比較や地震応答に及ぼす影響を調べた研究も多い^{3), 4)}。しかしながら部材モデルについては比較検討された例は少なく、モデルの相互関係や精度については良く知られていない。そこで本論文ではいくつかの部材モデルについてそれらの特色を明確にし、同一の復元力モデルを用い、仮想的に載荷条件を模して、数値実験により挙動を比較し、さらに2層1スパンの骨組の地震応答解析を行なって、部材モデルの応答に及ぼす効果を検討する。

2. 部材モデル

鉄筋コンクリート部材の剛性は、部材内における損傷の分布と、部材の応力履歴によって変化するものであるが、千変万化する応力履歴に応じて刻々と変化する損傷分布を、構造物の解析に精確に反映させることは難しい。そこで部材内における損傷分布をあらかじめ仮定してしまう部材モデルと、あらかじめ定められた分布で部材応力振幅が変化する時の部材の復元力特性をあらわす復元力モデルを用いて、部材の弾塑性剛性を表わすことが多い。部材モデルとしては、材端弾塑性ばねモデル⁵⁾、分割ばりモデル^{6), 7)}、柔軟パラボラ分布モデル⁸⁾、片持梁結合モデル⁹⁾、材軸直交分割法¹⁰⁾、などさまざまな手法がある。ここでは最初の3つのモデルを取り上げる。部材モデルの部材端における状態をモニター制御するために、部材中央に反曲点のある逆対称曲げを受ける仮想部材の、材端モーメントと材端回転角の関係を表わす1自由度の復元力モデルを利用する。実際の部材端の回転角は仮想部材の回転角である復元力モデルの回転角とは同一ではない。復元力モデルの状態と剛性に従って部材モデルの剛性が定められ、部材端変形が定義されることになる。まずここで取り上げる部材モデルについて簡単に説明し、つぎに、これらとの比較の対象とした、精解に近いと考えられる離散ばねモデルを説明する。

材端弾塑性ばねモデル⁵⁾：部材の両端に長さのない塑性回転ばねを、中間部には弾性部材を、あわせて3つの曲げ回転ばね要素を直列に結合したモデルである（図1）。このモデルは変数が少なく塑性変形を材端に集中させた物理的意味が理解しやすい。しかし部材に沿って分布する損傷を部材端のばねに集中させるため、塑性変形量はばねのある側のモーメントの大きさでのみ定まる。

分割ばりモデル^{6), 7)}：部材剛性を材軸に沿って部材端に剛塑性ヒンジを設けた仮想上の複数の要素に分割しこれらを部材端のみで繋結したのが分割ばりモデルである（図2）。ここでは滝沢⁸⁾の示したように、任意の復元力特性

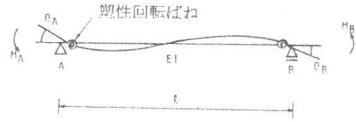


図1 材端弾塑性ばねモデル

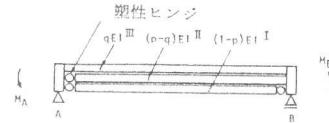


図2 分割ばりモデル

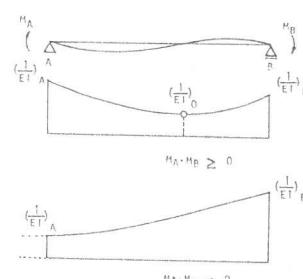


図3 柔軟パラボラ分布モデル

と適合するように、分割幅を可変にした定式化を示す。初期剛性を 1 としたときの両端の復元力モデルの剛性の大きい方を p 、小さい方を q とする。そこで部材は、 $1-p : p-q : q$ の比に分割し、 $(1-p)$ の比率の要素（要素Ⅰ）は両端塑性ヒンジ、 $(p-q)$ の比率の要素（要素Ⅱ）は、剛性の低い側に、塑性ヒンジを、 q の比率の要素（要素Ⅲ）は、両端のヒンジとも剛とする。A 端の復元力モデルの剛性 k_A が、B 端の値 k_B より小さい時に、部材剛性マトリックス K は、

$$K = \frac{EI}{l} \left[(1-p) \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} + (p-q) \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 3 \end{bmatrix} + q \cdot \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \right] \quad k_A \leq k_B \quad (1)$$

である (E : 曲げ剛性, l : 部材長)。要素Ⅰは両端の剛性低下を、Ⅱは剛性の差を、Ⅲは低い方の剛性を表現している。 p と q は両端の復元力モデルの剛性に従って刻々変化するものとする。ここでは $k_A < k_B$ ならば p は $k_A \cdot l / 6EI$, q は $k_B \cdot l / 6EI$ となる。大小が逆の場合は A と B を読み換える。このモデルでは、分割したそれぞれの要素の変形は、部材内ではらばらであるので実際の部材の挙動との対応が理解しにくい。

柔軟パラボラ分布モデル ⁸⁾: 部材の損傷分布は、最小値を $1/EI$ とする放物線であると仮定したモデルである。この方法では、部材軸に沿った損傷分布を近似的に表わすことができる。

離散ばねモデル: 部材の剛性を部材に沿って設けられた離散ばねで近似したモデルであり、材軸直交分割法 ¹⁰⁾ の 1 つである(図 4)。図に示すように、梁を N 個の弾塑性回転ばねと $(N+1)$ 個の剛体棒で交互に結合する。梁の中間荷重は考慮しない。各断面の復元力特性は、その位置のモーメント履歴にのみ依存して定まる仮定に於いて、 i 番目のばねの柔性を f_i 、ばねと B 端との距離の部材長に対する比を λ_i とすると、柔軟マトリックス F は

$$F = \frac{E}{EI} \begin{bmatrix} \sum (1-\lambda_i)^2 f_i & -\sum \lambda_i (1-\lambda_i) f_i \\ -\sum \lambda_i (1-\lambda_i) f_i & \sum \lambda^2 f_i \end{bmatrix} \quad (2)$$

と表わせる。ばねの復元力特性を適当に定め個数を充分多くすれば現実の部材の曲げ挙動に近づいていくと考えられる。

3. 部材モデルの強制変位履歴に対する挙動

単純支持ばりの両端に回転角履歴を与えて部材モデルの挙動を比較する。R/C 部材では、収縮や小地震によって部材にひび割れが生ずることが多く、また大地震に対する挙動を考える時には、ひび割れの影響が比較的小さいことから、部材には一様にひび割れが生じていると仮定し、復元力モデルには Clough のモデル ¹¹⁾ を用いた。但し除荷剛性は最大変位 D_m と降伏変位 D_y の比に従って式(3)に示すように低下するものとした。

$$K_s = K_0 \cdot (D_m/D_y)^{\alpha} \quad (3)$$

ここで K_s : 除荷剛性, K_0 : 初期剛性, α : 除荷剛性低下指数

部材の単調載荷時のモーメントと曲率の関係は Bi-Linear とし降伏後の剛性は弾性(ひび割れ)剛性の 2 %, 除荷剛性低下指数は 0.4 と仮定した。離散ばねモデルのはねの回転角は、曲率に要素長さを乗じたものとした。任意部材に逆対称曲げモーメントを加えた場合の材端モーメントの関係は Bi-Linear とはならないが、降伏点と塑性率 9 の点を結ぶ直線で降伏後の剛性を定義して、Bi-Linear の関係に近似した。この結果、部材端の復元力モデルでは降伏後の剛性は弾性(ひび割れ)の 5 % となった。また除荷剛性を、塑性率 9 の点からの除荷剛性と定義すると、剛性低下指数 α は約 0.429 となった。

精解に近いと考えられる離散ばねモデルでは部材軸に沿って 20 等分した要素とした。要素数をこれ以上増しても結果に大きな差は生じなかつた。このモデルでは、ばねが要素の中央にあるため、最外端のはねも部材端より多少内側なので実際の部材より遅れて降伏が起こることになる。

純曲げに於ける剛性低下: 部材モデルの剛性を制御する復元力特性

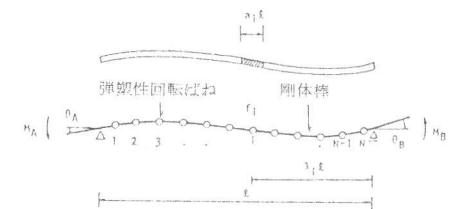


図 4 離散ばねモデル

モデルは逆対称曲げに対して定められているが、実際の部材ではこのような応力分布になることはむしろ稀である。そこで部材モデル特性の検討の一つとして単純増加する純曲げを与えた時に弾性剛性に対する剛性の低下比を調べてみる。純曲げ状態では剛性低下率は2%となる筈であるが、図5に示すように、分割ばりモデル、柔軟分布モデル、材端弾塑性ばねモデルの順に剛性低下率は大きくなり材端ばねモデルでは13%を超えてしまう。この比較から柔軟分布モデルは、分割ばりモデルと弾塑性ばねモデルの中間的傾向を示すので、後者2つのモデルについて、これ以後の検討を行なう。

強制回転角履歴： 部材モデルの繰り返し荷重に対する特性を調べるために図6で示すような部材端回転角経路(0→11)の強制変形を与える。最大変形角は降伏回転角の6倍、12倍で1サイクルずつ計2サイクルを部材端Aの位相をBより $\pi/2$ 早く与えた。部材モデルでは一定の小さな変形増

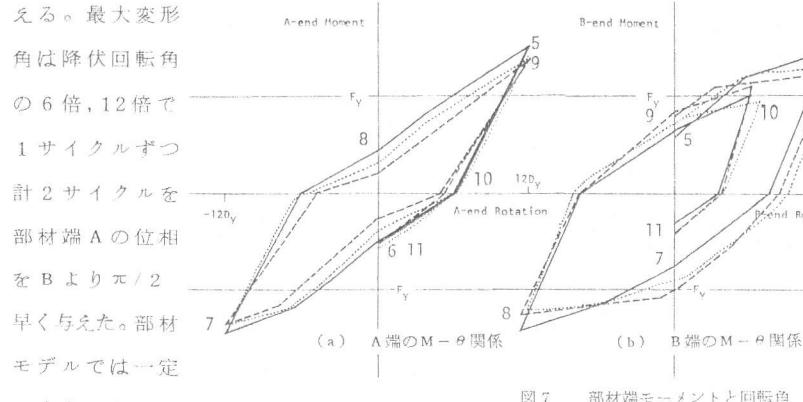


図5 純曲げ時の剛性低下

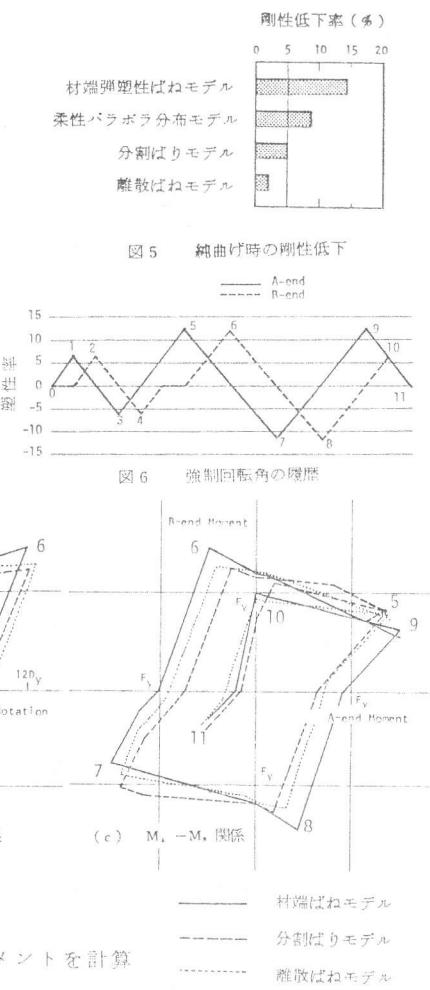


図6 強制回転角の履歴

分に分割し、瞬間剛性マトリックスを乗じモーメント増分とし応答モーメントを計算した。離散ばねモデルでは、すべてのばね位置で釣り合いを満足し、部材端回転角と強制変位の適合条件が満たされるように修正Newton-Raphson法で、反復収束させた。

部材端モーメント・回転角の関係： 1サイクル目と2サイクル目は同じ傾向が見られたので、塑性率12の変形を与えた第2サイクル(5→11)のモーメントの関係及び両端のモーメントの関係を、図7に示し、材端ばねモデル、分割ばりモデル、離散ばねモデルで比較する。位相の早いAは、面積の小さいスリップ状のループを、遅いBでは面積の大きいMassingタイプのループを描く。これは例えば、5→6では、Aが除荷、Bは降伏中で、剛性はBよりAが大きい。そのため剛性の低いBからAへむかって応力の再分配が起こり力がBからAに伝達されるためと考えられる。分割ばりモデルでこの傾向は最も顕著で、図7(c)を見ると、A端のモーメントの増減に対しB端の増減は最も少ない。また図7(c)で経路(5→6)と(7→8)の勾配は、力の再分配の程度を表わしている。応力の再分配に関しては、精解に近い離散ばねモデルは2つの部材モデルの中間である。

仕事量の比較： 除荷剛性をパラメーターとして図6の変位履歴に対し部材端で費やされた仕事総和を図8に比較した。同じ除荷剛性低下指數 α に対して、離散ばねモデル、材端ばねモデルの順に大きく、さらに α の値が大きいほど差は明らかとなる。A、Bに分配される仕事量の比は材端ばねモデルが離散ばねモデルに近い。

4. 応答解析

材端弾塑性ばねモデルと分割ばりモデルを用い、2層1スパン骨組にEI Centro

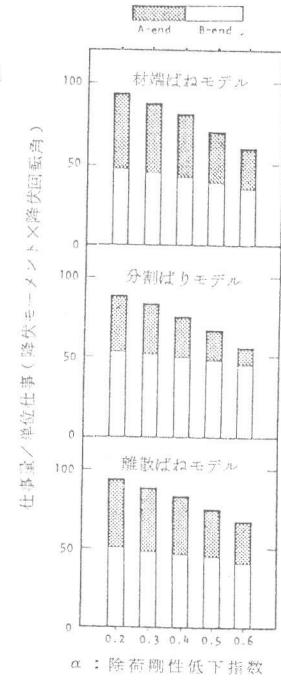


図8 除荷剛性と仕事量

NS 1940, 390 ガルを入力し地震応答を検討する。図 9 は解析骨組を示す。梁はスラブ筋を考慮し、正負の耐力差を与えた。復元力モデルは、梁には Takeda-Slip モデル¹²⁾、柱には Takeda モデル¹³⁾を用いた。降伏剛性は初期剛性の 1 %、基礎は剛固定とした。粘性減衰は零とした。図 10 に 2 層水平変位(a)、1 層層剪断力(b)、復元力特性の変位(c)(d)(e)(f)を示す。層の水平変位の波形形状は、差が小さいが、最大変位は、分割ばかりによるものが少し大でさらに残留変位がある。1 層の梁端の変形は、分割ばかりモデルの応答では、純曲げ成分の残留変位があるため、最大値は分割梁モデルが大きい。柱脚では、材端ばねモデルの応答変形が大きい。柱頭は、分割ばかりモデルに、水平変位の残留変位に相当する残留変形が見られる。

5. 結論

部材モデルとして、材端弾塑性モデル、分割ばかりモデル、柔軟分布モデルについてそれらの特性を検討して次のような結論を得た。

1. 逆対称曲げに対する復元力モデルを用いることにより、純曲げ荷重では降伏剛性が大きくなる傾向があり、材端バネモデルでは特に著しく、柔軟分布モデルは材端ばねモデルと分割ばかりモデルの中間的性質となる。

2. 反曲点の移動を伴なう定振幅強制変位載荷で梁端の仕事量は、分割ばかりモデルが最も小さいが、離散ばねモデルを精解すると、分割ばかり、材端ばねモデルは甲乙つけ難い。

3. 応答解析を行なうと、構造物全体の応答波形は、材端ばねモデル・分割ばかりモデルとも似ている。しかし、部材端の応答では、分割ばかりモデルに、変形の集中と残留変形が大きくなる傾向が見られた。

6. 謝辞

本研究にあたって弾塑性解析プログラムを快く使用させてくださった横浜国立大学助手壁谷沢寿海氏に感謝いたします。

<引用文献>

1. Otani, S. : Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Building Structures, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 2, pp. 333-44, 1980. 4.
2. 壁谷沢春男： 鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析、コンクリートジャーナル, Vol. II, № 2, pp. 10-21, 1973. 2.
3. Otani, S. : Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, 東京大学工学部紀要 , 第36巻, 第2号, pp. 125-159, 1981. 9.
4. 野村毅郎： 復元力特性とそのモデル化、建築物の耐震設計資料 65, 建築雑誌, 1976. 6.
5. Gibson, M.F. : Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST2, pp. 137-157, 1969. 2.
6. Clough, Benuska and Wilson : Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, Proc. 3-WCEE, Vol. II, pp. 68-89, New Zealand, 1965. 1.
7. 青山博之： 鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析(第1報)、学会号外, 昭和42年10月, pp. 357.
8. Takizawa, H. : Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures (Part I), Transactions of AJJ, No. 240, pp. 51-62, 1976. 2.
9. Otani, S. : Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, Proc. ASCE, Vol. 100, ST7, pp. 1433-49, 1974. 7.
10. 表佑太郎, 他： 鉄筋コンクリート造煙突の弾塑性応答に関する研究(その1 模型実験)、日本建築学会, 論文報告集, 第215号, pp. 21-32, 1974. 1.
11. Clough, R.W. and S.B. Johnston : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム, pp. 227-232, 1966. 10.
12. 壁谷沢寿海： 一日本共同研究—鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究(その3 擬似動的解析)、第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 1161-68, 1982. 12.
13. Takeda, Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 96, ST12, pp. 2557-2573, 1970. 12.

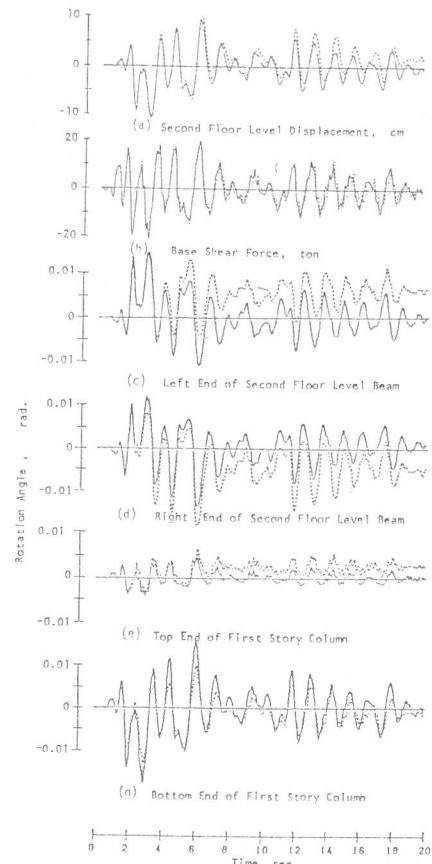
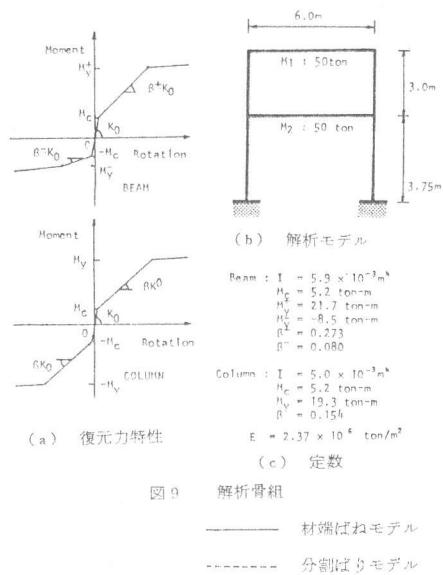


図 10 応答時刻歴波形