

論文 曲げ降伏時の変形に着目した鉄筋コンクリート柱部材の解析モデルに関する研究

星野 和也*1・北山 和宏*2

要旨 : Multi-Spring (MS) モデルを用いた柱の解析モデルにおける各種変数の設定法の確立を目指すため、MS モデルの仮定の塑性域長さを変数として柱部材の静的漸増載荷解析を行い、解析と菅野の降伏点剛性低下率を用いた略算とによる曲げ降伏時部材角の比較から、適切な塑性域長さを検討した。シアスパン比が 2 以上の柱部材では塑性域長さを柱せいと等しくし、かつ柱内法高さの 1/6 倍以下に制限することで解析と略算は良好に対応したが、シアスパン比が 2 未満の柱部材では両者は対応しなかった。解析モデルでせん断剛性の低下を考慮し、解析と実験とを比較した場合でも、解析は実験を過小評価した。

キーワード : Multi-Spring モデル, 塑性域長さ, 降伏点剛性低下率, 曲げ降伏時部材角, 静的漸増載荷解析

1. はじめに

軸力の変動を含む 3 軸の外力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動は極めて複雑であり、解析で正確に再現することは難しい。トロント大学の S.S.Lai, G.T.Will らは、鉄筋コンクリート骨組の解析に用いる柱部材の弾塑性モデルとして、危険断面を分割し、その分割された領域のコンクリートおよび鉄筋の軸剛性を軸方向ばねで表すことにより、軸力と曲げモーメントの相互作用を含む 2 軸曲げ挙動を表現する Multi-Spring モデル (以下、MS モデル) を提案した。また、李, 小谷ら²⁾はこのモデルを用いて 3 軸外力を受ける鉄筋コンクリート柱の解析を行った結果、実験結果と比較的良好に対応したことを報告した。

MS モデルは曲げによる塑性変形が危険断面に集中するものとした部材の解析モデルであり、部材端部に 4 つ以上の軸方向ばねを設置することにより構成される (図-1 参照)。部材端の曲げ変形および軸変形は平面保持の仮定に基づき、細分化した各軸方向ばねから求められる。この MS モデルを用いることで、軸力と曲げモーメントの相互作用を簡単に表現でき、骨組の応答解析にも容易に応用可能であり、立体骨組解析における柱部材のモデル化方法としてその有用性が注目されている。しかし解析に MS モデルを用いる場合、コンクリートばね (以下、C ばねと呼ぶ) や鉄筋ばね (以下、S ばねと呼ぶ) の復元力特性、コンクリート断面の分割数、仮定の塑性域長さ P_z (2.1 節参照) などを設定する必要があり、それらの違いが部材の復元力特性に与える影響は正確には確認されていない。解析における部材のモデル化は骨組の地震応答解析の結果に大きな影響を及ぼすことが想定されるため、実部材の挙動を精度良く再現するように MS モデルにおける各変数の設定方法を確立する必要がある。

本研究はその第一段階として、MS モデルを骨組解析

に適用する際に用いる仮定の塑性域長さ P_z を適切に設定することを目的とする。具体的には、逆対称曲げを受ける柱部材を対象に仮定の塑性域長さ P_z を変数とした静的漸増載荷解析を実施して得られた曲げ降伏時部材角 θ_y と、実験値に対して $\pm 30\%$ の範囲でほぼ納まる精度を持つ菅野の剛性低下率 α_y ^{3), 4)} を用いた略算による θ_y との比較により、仮定の塑性域長さ P_z の適切な設定値を求めた。

また上記の検討のなかで、シアスパン比 $\frac{a}{D}$ (a : シアスパン, D : 柱せい) が 2.0 未満の柱部材における解析と菅野の剛性低下率 α_y を用いた略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の対応が良好でなかった。そこで、シアスパン比が 2.0 未満の場合の菅野の剛性低下率 α_y の算定式 (後述する式(14)) の提案に用いられた実験結果⁴⁾ について調査を行い、その原因について検討を行った。

2. 検討方法

2.1 柱部材のモデル化

図-1 に MS モデルを用いた柱部材の解析モデルを示す。ここで、 L_0 は柱の内法高さ、 L_e は弾性要素の長さ、 P_z は仮定の塑性域長さを表す。柱部材は部材の両端に複数の軸ばね (C ばねおよび S ばね) を持つ物理的な長さを持たない MS モデルと、中央に曲げと軸力に対して弾性変形を生じる弾性要素を配置することによって構成さ

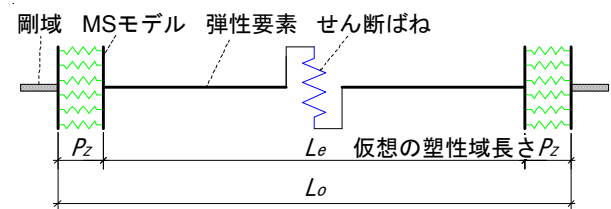


図-1 柱部材の解析モデル

*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域 博士前期課程 (学生会員)

*2 首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 教授 工博 (正会員)

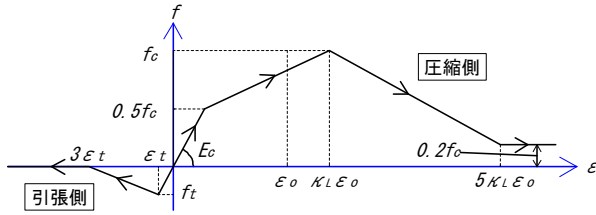


図-3 コンクリートバネ (Cバネ) の復元力特性

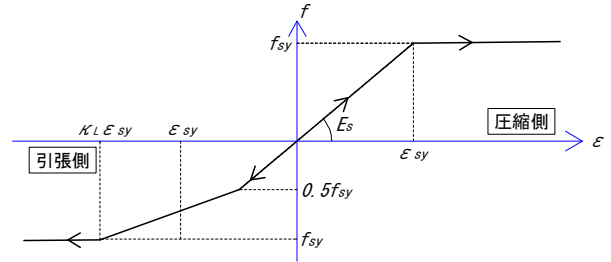


図-4 鉄筋バネ (Sバネ) の復元力特性

れる。すなわち $L_e = L_o$ となる。せん断変形はせん断ばねによって考慮した。

MS モデルでは、C ばねおよび S ばねの初期剛性を評価するために、仮定の塑性域長さ P_z を決定する必要がある。式(1)に MS モデルを構成する C ばねおよび S ばねの初期軸剛性 K_{s0}^i の計算式、式(2)に MS モデルの断面の図心に対する初期回転柔性、式(3)に弾性要素の初期回転柔性、式(4)にせん断ばねの初期剛性 $K_{o,s}$ の計算式を示す。

$$K_{s0}^i = \frac{E_i A_i}{P_z} \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta_{MS1} \\ \theta_{MS2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{P_z}{\sum E_i A_i Y_i^2} & 0 \\ 0 & \frac{P_z}{\sum E_i A_i Y_i^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta_{e1} \\ \theta_{e2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\gamma L_o}{3E_c I_e} & -\frac{L_o}{6E_c I_e} \\ -\frac{L_o}{6E_c I_e} & \frac{\gamma L_o}{3E_c I_e} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$K_{o,s} = \frac{GA}{\kappa L_o} \quad (4)$$

ここで、 θ_{MS1} 、 θ_{MS2} は柱頭および柱脚の MS ばねの変形により生じる回転角、 θ_{e1} 、 θ_{e2} は弾性要素の変形により柱頭および柱脚に生じる回転角、 M_1 、 M_2 は柱頭および柱脚に作用する曲げモーメントを表す。また、 E_i は断面を細分化した第 i ばねの材料のヤング係数、 A_i は第 i ばねの断面積、 Y_i は断面図心から第 i ばねまでの距離、 L_o は柱の内法高さ、 I_e は等価断面二次モーメント、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 A は部材の断面積、 κ は断面形状係数 (矩形断面では 1.2) を表す。また、式(3)の γ は柔性低減係数を表す。柔性低減係数 γ は MS モデルと弾性要素による回転変形を組み合わせた部材全体の初期剛性を弾性論によるそれと一致させるための係数であり、式(5)を満たすよう逆算することで求められる。ここで、式(5)の左辺はたわみ角法により求めた柱部材の初期柔性であり、右辺は MS モデルと弾性要素を組み合わせた解析モデルにおける柱部材全体の初期柔性を表す。式(5)から得られる柔性低減係数 γ を式(6)、(7)に示す。ここで、 ε_b は MS モデルの弾性要素に対する剛性比を表す。

$$\begin{bmatrix} \frac{L_o}{3E_c I_e} & -\frac{L_o}{6E_c I_e} \\ -\frac{L_o}{6E_c I_e} & \frac{L_o}{3E_c I_e} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\gamma L_o}{3E_c I_e} + \frac{P_z}{\sum E_i A_i Y_i^2} & -\frac{L_o}{6E_c I_e} \\ -\frac{L_o}{6E_c I_e} & \frac{\gamma L_o}{3E_c I_e} + \frac{P_z}{\sum E_i A_i Y_i^2} \end{bmatrix} \quad (5)$$

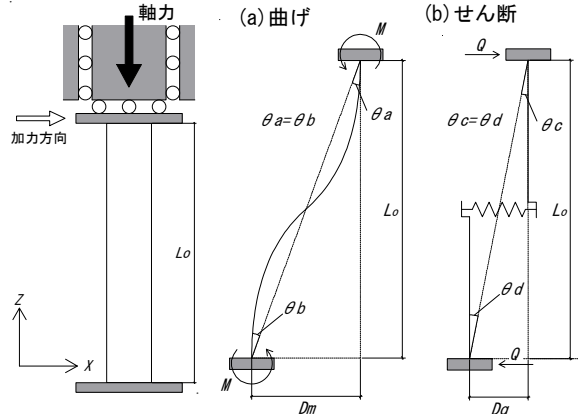


図-2 解析モデル

図-5 曲げとせん断による変形

$$\gamma = 1.0 - \frac{3}{L_o} \cdot \frac{P_z}{\varepsilon_b} \quad (6)$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sum E_i A_i Y_i^2}{E_c I_e} \quad (7)$$

本論では簡単のため逆対称曲げを受ける柱部材を検討対象とする。このとき、弾性要素の初期柔性は式(3)で $M_1 = M_2$ とすることによって式(8)のように計算できる。

$$\begin{Bmatrix} \theta_{e1} \\ \theta_{e2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\gamma L_o}{3E_c I_e} & -\frac{L_o}{6E_c I_e} \\ -\frac{L_o}{6E_c I_e} & \frac{\gamma L_o}{3E_c I_e} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M \\ M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{(2\gamma-1)L_o}{6E_c I_e} M \\ \frac{(2\gamma-1)L_o}{6E_c I_e} M \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ここで、柔性低減係数 $\gamma < 0.5$ となる場合に弾性要素の変形は作用する曲げモーメントに対して負値となり、不適である。このことから、弾性要素の変形を負値としないためには仮定の塑性域長さ $P_z \leq (1/6)L_o$ を満たさなければならない。なおここで、コンクリートの断面分割数が十分に多ければ式(7)の ε_b はほぼ 1 とみなせることを利用した。

2.2 解析の方法

図-2 のモデルを用いて柱の静的漸増荷重解析を実施した。解析では柱脚は固定、柱頭は回転のみを固定とし、逆対称曲げ状態とした。変位増分は 0.05mm とし、部材角 $\theta = 1.2\%$ を目標値とした。解析には弾塑性解析プログラム SNAP⁵⁾ を用いた。柱のせん断ばねは弾性とした。図-3、4 に設定した C ばねおよび S ばねの復元力特性⁶⁾を示す。図中の正値は圧縮側、負値は引張側を表す。コン

表-1 柱断面

柱断面	正方形断面			長方形断面		
柱主筋	12-D25	8-D25	4-D25	12-D25	8-D25	4-D25
引張鉄筋比 p_t	1.22%	0.81%	0.41%	1.27%	0.84%	0.42%
軸力比 η_o	0.1, 0.2, 0.3					
シアスパン比 a/D	1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0					

クリート圧縮強度 f_c は $24N/mm^2$ 、コンクリート引張強度 f_t は $0.33\sqrt{f_c}$ 、コンクリートのヤング係数 E_c は $2.27 \times 10^4 N/mm^2$ 、コンクリート圧縮強度時ひずみ ϵ_o は0.002、鉄筋の降伏強度 f_{sy} は $345N/mm^2$ 、鉄筋のヤング係数 E_s は $2.05 \times 10^5 N/mm^2$ 、MSモデルのコンクリート断面分割数は100で共通とした。また、図中の κ_L は仮定したヒンジ領域よりも部材の中央側で発生するひび割れによる剛性低下、および主筋の付着すべりにより生じる付加変形を考慮するための経験的な変数である。式(9)に κ_L の計算式を示す⁶⁾。

$$\kappa_L = \begin{cases} 1.0 + \frac{a/D-1.0}{a/D} & a/D > 1 \text{ の場合} \\ 1.0 & a/D \leq 1 \text{ の場合} \end{cases} \quad (9)$$

2.3 解析による曲げ降伏時部材角の定義

解析による部材角 $\theta_{analysis}$ は図-5(a)、(b)に示すような曲げ変形とせん断変形の双方を考慮し、式(10)により算出した。引張鉄筋の降伏を確認した荷重ステップの部材角 $\theta_{analysis}$ を解析による曲げ降伏時部材角 θ_y とした。

$$\theta_{analysis} = \frac{D_m + D_q}{L_o} \quad (10)$$

2.4 略算による曲げ降伏時部材角の定義

式(11)~(15)に略算による曲げ降伏時部材角 θ_y の算出方法を示す。算出には菅野の剛性低下率 α_y を用いた。

$$K_{o, M} = \frac{6EcI_e}{L_o} \quad (11)$$

$$M_y = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B}\right) \quad (12)$$

($\frac{a}{D} \geq 2.0$ の場合)

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043\frac{a}{D} + 0.33\eta_o\right) \left(\frac{a}{D}\right)^2 \quad (13)$$

($\frac{a}{D} < 2.0$ の場合)

$$\alpha_y = \left(-0.0836 + 0.159\frac{a}{D} + 0.169\eta_o\right) \left(\frac{a}{D}\right)^2 \quad (14)$$

$$\theta_y = \frac{M_y}{\alpha_y K_{o, M}} \quad (15)$$

ここで、 $K_{o, M}$ は弾性時の曲げ剛性計算値、 M_y は曲げ降伏モーメント⁸⁾、 α_y は剛性低下率、 d は有効せいを表

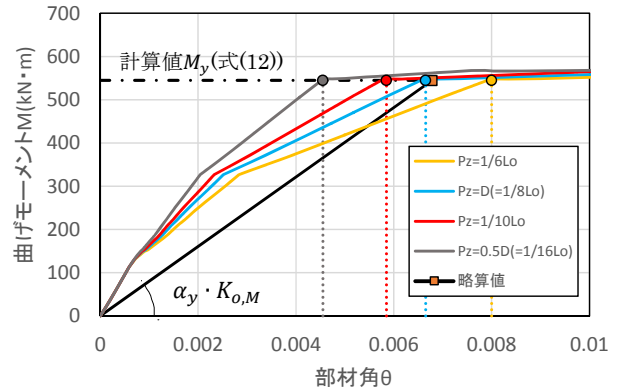


図-6 検討例

す。その他の記号は文献 8)を参照のこととする。なお、曲げ降伏モーメント M_y の計算式(式(12))は通常は曲げ終局モーメント M_u の算定式⁹⁾として扱われる。しかし構造設計の現場で曲げ部材の復元力特性を三折れ線で近似する場合は第二折れ点の強度として M_u を慣用するので、本論ではそれを曲げ降伏モーメントに設定した。

3. 解析値と略算値の比較

3.1 検討対象とする柱断面および検討例

表-1に検討対象として設定した柱断面を示す。柱幅 b と柱せい D は500mm×500mm(正方形断面)、400mm×600mm(長方形断面)の2通りとし、柱主筋として12-D25、8-D25、4-D25の3種類、軸力比 η_o として0.1、0.2、0.3の3種類、シアスパン比 $\frac{a}{D}$ として1.0、1.5、2.0、3.0、4.0の5種類を採用し、各シアスパン比で18通り、計90通りの組み合わせを対象とした。解析における降伏点を明瞭にするため、対象とした柱断面に中段筋は配さなかった。仮定の塑性域長さ P_z の設定値としては $P_z = 0.5D$ (ただし、 $P_z \leq (1/10)L_o$)が推奨されていること⁵⁾、⁶⁾、また、 $P_z > (1/6)L_o$ の場合において弾性要素の変形が負値となることから、解析では塑性域長さ $P_z = (1/10)L_o$ 、 $(1/6)L_o$ 、 $0.5D$ 、 D の4通り(ただし、 $P_z \leq (1/6)L_o$)に変化させ、解析と略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を行った。

図-6に解析と略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の検討例を示す。図-6は正方形断面で $p_t = 1.22\%$ 、 $\frac{a}{D} =$

4.0, $\eta_0 = 0.1$, $\alpha_y = 0.33$ の場合を示し, 図中の縦点線は各解析値における曲げ降伏時部材角 θ_y を, 一点鎖線は式(12)による曲げ降伏モーメント M_y を示す。この場合, 仮定の塑性域長さ $P_z = D$ の場合で解析と略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y が最も良好に対応した。

3.2 シアスパン比 $\frac{a}{D} \geq 2.0$ の場合

図-7(a), (b), (c) にシアスパン比 $\frac{a}{D} = 4.0, 3.0, 2.0$ の場合における解析と略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を示す。柱せい D と内法高さ L_0 との大小関係から, $\frac{a}{D} = 4.0$ の場合は P_z として $(1/10)L_0, (1/6)L_0, 0.5D, D$ の 4 通り, $\frac{a}{D} = 3.0$ の場合は $(1/10)L_0, 0.5D, D (= (1/6)L_0)$ の 3 通り, $\frac{a}{D} = 2.0$ の場合は $(1/10)L_0, (1/6)L_0, 0.5D$ の 3 通りを検討した。

$\frac{a}{D} = 4.0, 3.0, 2.0$ いずれの場合においても $P_z = D$ (ただし, $P_z \leq (1/6)L_0$) とした場合に解析と略算との対応が最も良好となり, 解析値を略算値で除した値の平均値と標準偏差は $\frac{a}{D} = 4.0$ の場合で 1.03, 0.043, $\frac{a}{D} = 3.0$ の場合で 1.08, 0.053, $\frac{a}{D} = 2.0$ の場合で 0.91, 0.058 となった。

以上の結果より, シアスパン比 $\frac{a}{D} \geq 2.0$ の柱部材においては仮定の塑性域長さ $P_z = D$ (ただし, $P_z \leq (1/6)L_0$) とすることで解析と菅野の剛性低下率 α_y を用いた略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y は良好に対応し, その差分はほとんどの場合で 1 割程度以内におさまった。

3.3 シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の場合

図-7(d), (e) にシアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.5, 1.0$ の場合における解析と略算による曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を示す。柱せい D と内法高さ L_0 との大小関係から, $\frac{a}{D} = 1.5$ の場合は P_z として $(1/10)L_0, 0.5D (= (1/6)L_0)$ の 2 通り, $\frac{a}{D} = 1.0$ の場合は $(1/10)L_0, (1/6)L_0$ の 2 通りを検討した。

$\frac{a}{D} = 1.5$ の場合においては $P_z = 0.5D (= (1/6)L_0)$ とした場合の解析値を略算値で除した値の平均値は 0.54, 標準偏差は 0.072 となった。 $\frac{a}{D} = 1.0$ の場合においては $P_z = (1/6)L_0$ とした場合の解析値を略算値で除した値の平均値は 0.30, 標準偏差は 0.036 となった。

以上の結果より, 仮定の塑性域長さ P_z の本論での検討範囲では, シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の柱部材において解析と略算との対応が良好でなかった。

4. 菅野の剛性低下率に関する検討

4.1 既往研究の調査と検討対象とする試験体

以上のように, シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の柱部材において, 解析と菅野の剛性低下率 α_y を用いた略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の対応は良好でなかった。この原因を検討すべく, 式(14)の提案に用いられた実験⁴⁾を調査した。

菅野らは曲げ降伏が先行した柱部材の実験から, 計 135 体の実験結果に基づいて曲げ降伏時の変形について検討した。加力装置としては建研式, 若林式, 大野式の

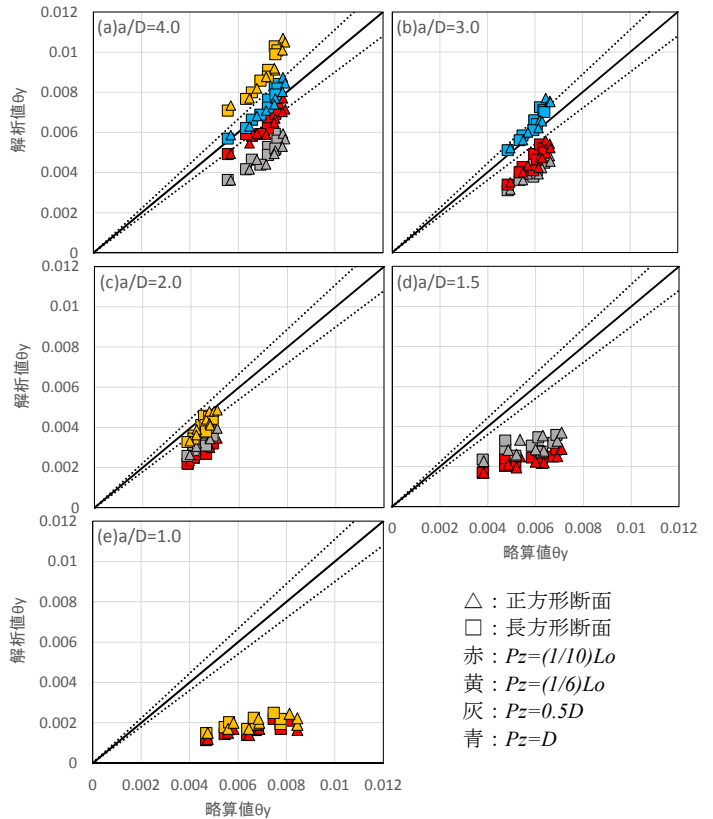


図-7 曲げ降伏時柱部材角 θ_y の解析値と略算値

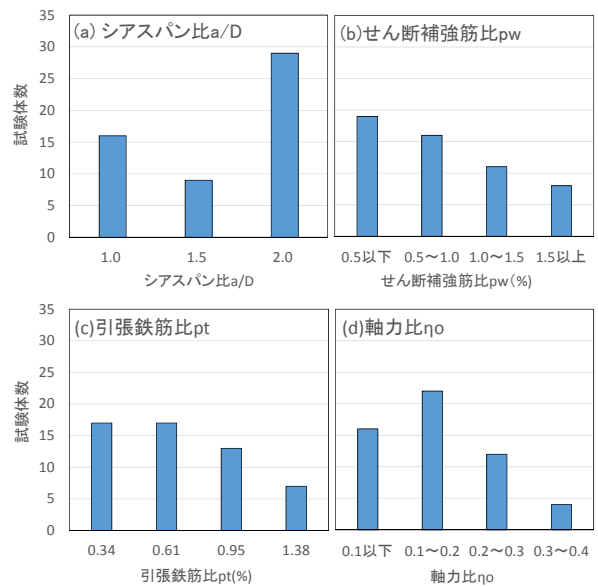


図-8 対象試験体のヒストグラム

加力装置が用いられた。それらの試験体では, 実験変数として引張鉄筋比 p_t , せん断補強筋比 p_w , 軸力比 η_0 およびシアスパン比 $\frac{a}{D}$ の 4 つが採用された。

本論では, これらの実験の中から逆対称曲げ状態となる建研式加力装置を用いた 54 体の実験結果を検討対象とした。帯筋形状を変数とした実験結果は単純化のため検討から除外した。図-8 に検討対象とした 54 体の変数毎のヒストグラムを示す。シアスパン比 $\frac{a}{D}$ は 1.0~2.0, せ

せん断補強筋比 p_w は0.09~2.44%, 引張鉄筋比 p_t は0.34~1.38%, 軸力比 η_o は-0.11(引張)~0.37であった。

4.2 せん断剛性の低下による影響

試験体 54 体の実験結果を用い, 曲げ降伏以前のせん断ひび割れ発生によるせん断剛性低下が曲げ降伏時の変形に与える影響について検討した。せん断剛性の低下は, 曲げ降伏時のせん断力 Q_y とせん断ひび割れ発生時のせん断力 Q_{sc} との差が大きいほど顕著になると考えられる。そこで, Q_y と Q_{sc} との差分を表す指標として式(16)の β を定義する。ただし, 曲げ降伏以前にせん断ひび割れが生じない場合は $\beta=0$ とする。なお, 実験結果および試験体形状などについては文献4)を参照のこととする。

$$\beta = \frac{Q_y - Q_{sc}}{Q_y} \quad (16)$$

図-9 に実験値における β と曲げ降伏時部材角 θ_y との関係を示す。実験値における曲げ降伏時部材角 θ_y は引張鉄筋の降伏が最初に確認されたときの変形とした。図より, シアスパン比 $\frac{a}{D}$ の値に関わらず, β の増大とともに曲げ降伏時部材角 θ_y が増大する傾向が確認できる。そのため, 曲げ降伏以前にせん断ひび割れが発生した試験体では, せん断剛性の低下により曲げ降伏時の変形が増大した可能性がある。

5. せん断剛性低下を考慮した解析モデルの検討

せん断剛性の低下による変形の増大を考慮するため, せん断ばねの復元力特性においてひび割れ発生後の剛性低下を考慮し, 解析と実験とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を行った。解析値との比較対象とする実験結果は図-8 に示す試験体 54 体の内, シアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.5$ の試験体 9 体およびシアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.0$ の試験体 16 体の計 25 体とした。図-10 に設定したせん断ばねの復元力特性を示す。せん断ひび割れ耐力 Q_{sc} には菅野らの既報⁴⁾における実験値を用い, せん断ひび割れ発生時の水平変位 D_{sc} は式(17), せん断終局耐力 Q_{su} は式(18), せん断終局耐力時の水平変位 D_{su} は落合らによる既報¹⁰⁾を参考に式(19)で算出した。そのため, せん断ひび割れ発生後の二次剛性を決定するパラメータ α_2 (図-10) は式(20)より求められる。ここで, σ_{wy} はせん断補強筋の降伏強度を表す。その他の記号は文献9)を参照のこととする。

$$D_{sc} = \frac{Q_{sc}}{K_{o,s}} \quad (17)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (f_c + 18)}{m + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} \cdot b \cdot j \quad (18)$$

$$D_{su} = (1.76 p_w \sigma_{wy} + 9.36) \cdot L_o \times 10^{-3} \quad (19)$$

$$\alpha_2 = \frac{Q_{su} - Q_{sc}}{(D_{su} - D_{sc}) K_{o,s}} \quad (20)$$

図-11 に試験体 25 体の計算によるせん断終局時部材角

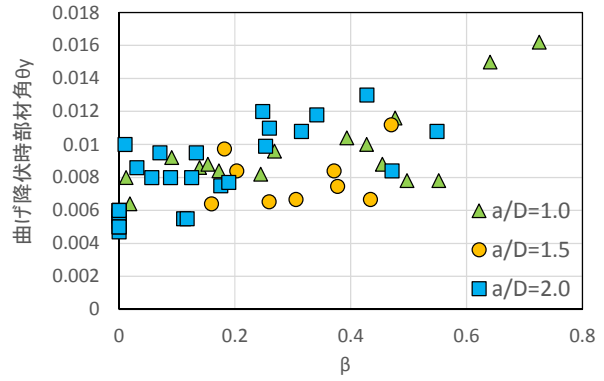


図-9 β と曲げ降伏時部材角 θ_y

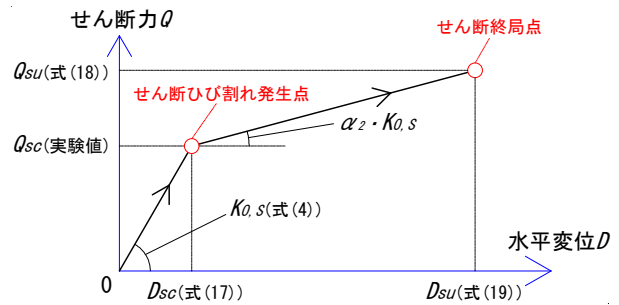


図-10 せん断ばねの復元力特性

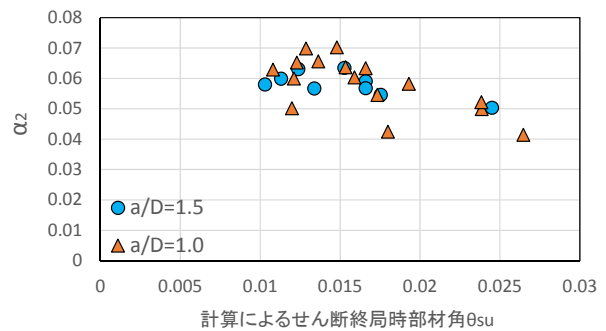


図-11 せん断終局時部材角 θ_{su} と α_2 の計算値

θ_{su} (D_{su} を L_o で除したもの)と α_2 の比較を示す。 α_2 はせん断終局時部材角 θ_{su} の増大と共に減少する傾向を示し, 0.04~0.07の範囲で推移した。

図-12(a), (b)にシアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.5, 1.0$ の場合におけるせん断剛性の低下を考慮した解析と実験とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を示す。柱せい D と内法高さ L_o との大小関係から, シアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.5$ の場合は P_2 として $(1/10)L_o, 0.5D(= (1/6)L_o)$ の2通り, シアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.0$ の場合は $(1/10)L_o, (1/6)L_o$ の2通りを検討した。

シアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.5$ の場合には $P_2 = 0.5D(= (1/6)L_o)$ としたときの解析値を実験値で除した値の平均値は0.58, 標準偏差は0.110となった。シアスパン比 $\frac{a}{D} = 1.0$ の場合には $P_2 = (1/6)L_o$ としたときの解析値を実験値で除した値の平均値は0.39, 標準偏差は0.148となった。また, 解析において, せん断剛性の低下を考慮した場合の曲げ降伏時部材角 θ_y はせん断ばねを弾性とした場合の1.1~

5.0 倍の範囲であった。

以上より本論における検討範囲では、せん断剛性の低下を考慮した場合でも、シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の柱部材において解析と実験とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の対応は良好でなく、解析値は実験値を過小評価する結果となった。この原因として以下の二つが考えられる。第一に、落合ら¹⁰⁾によって提案された式(19)はせん断破壊する梁部材の実験結果を用いて最小二乗法により得られた経験式であり、軸力による影響を考慮できない。第二に、MSモデルを構成するCばねとSばねの復元力特性(図-3, 4)の設定に経験的な変数である κ_L を用いることで、主筋の付着すべりなどにより生じる付加変形を考慮しており、その値は式(9)により定まるとしたが、この方法では実際に生じる付加変形を考慮できない可能性がある。そこで今後は、式(9)の妥当性について検討が必要である。

6. 結論

本論では、MSモデルを用いて鉄筋コンクリート柱部材をモデル化する場合に必要な仮定の塑性域長さ P_z を適切に設定するため、解析と菅野の剛性低下率 α_y を用いた略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を行った。また、シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の柱部材における剛性低下率 α_y の算定式(式(14))の提案に用いられた実験結果を用いて、解析と実験とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を行った。これらの検討から以下の知見を得た。

- (1) シアスパン比 $\frac{a}{D} \geq 2.0$ の柱部材では、仮定の塑性域長さ $P_z = D$ (D : 断面せい、ただし、 $P_z \leq (1/6)L_o$ 、 L_o : 柱内法高さ)とすることで、解析と菅野の剛性低下率 α_y を用いた略算とによる曲げ降伏時部材角 θ_y は良好に対応した。しかし、シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の柱部材では解析は略算を過小評価し、対応しなかった。
- (2) シアスパン比 $\frac{a}{D} < 2.0$ の場合に、せん断剛性の低下を考慮した解析を行い、解析と実験とによる曲げ降伏時部材角 θ_y の比較を行った。その結果、せん断剛性の低下を考慮しても、解析値と実験値は対応せず、解析が実験を過小評価した。この原因として、落合ら¹⁰⁾によって提案された式(19)がせん断破壊する梁部材の実験結果を用いて得られた経験式であるため、軸力による影響を考慮できないこと、および、MSモデルを構成するコンクリートばねと鉄筋ばねの復元力特性の設定に経験的な変数 κ_L を用いることで、主筋の付着すべりなどにより生じる付加変形を考慮したが、それが適切でない可能性を指摘した。今後はシアスパン比 $\frac{a}{D}$ が 2.0 未満の短柱を対象として、MSモデルを用いる際に部材中央での主筋の付着すべりなどによる付加変形を妥当に評価する手法を検討する必要がある。

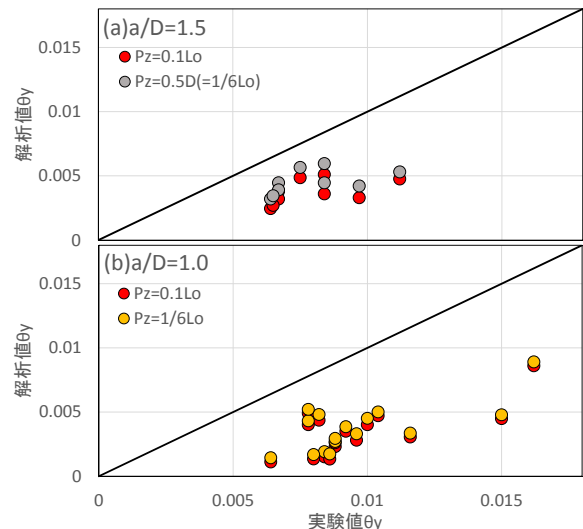


図-12 せん断剛性の低下を考慮した曲げ降伏時部材角 θ_y の解析値と実験値

謝辞 本研究は日本建築学会 RC 構造運営委員会・梁柱部材性能評価 WG (主査：北山和宏) での議論が端緒となった。同 WG の委員諸兄に篤く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) S.S.Lai, G.T.Will and S.Otani: Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, Journal of Structural Division, ASCE, vol.110, ST11, pp.2563-2584, 1984.11
- 2) 李康寧, 小谷俊介, 青山博之: 3 軸変動力を受ける鉄筋コンクリート柱の解析モデル, 構造工学論文集 Vol.33B, pp.169-178, 1998.3
- 3) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究, 東京大学学位論文, 1970.12
- 4) 菅野俊介ほか: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究(その 1~22), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1973.10~1974.10
- 5) 構造システム: 任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル, 2012.2
- 6) Kang-Ning Li and S.Otani: Multi-Spring model for 3-dimensional analysis of RC members, Journal of Structural Engineering and Mechanics, vol.1, No.1, pp.17-30, 1993
- 7) 野口貴文ほか: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係, 日本建築学会構造系論文報告集, No.472, pp.11-16, 1995.6
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
- 9) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 10) 落合等, 北山和宏: せん断破壊する RC 梁および有孔梁のせん断性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.34, No.2, pp.193-198, 2012