

高軸力下で繰返し曲げを受ける H 形断面鋼柱の弾塑性座屈モデル

ELASTO-PLASTIC BUCKLING MODEL OF H-SECTION STEEL COLUMNS
SUBJECTED TO CYCLIC BENDING MOMENT UNDER HIGH AXIAL FORCE竹内 徹^{*1}, 松井良太^{*2}, 長路秀鷹^{*3}, 森下邦宏^{*4}Toru TAKEUCHI, Ryota MATSUI, Hidetaka NAGAJI
and Kunihiro MORISHITA

In the heavy plant structures as thermal power plants composed with the braced frame structures, the H-section columns receive bending moment under high axial force ratios. In such conditions the columns is tend to cause local and overall buckling under axial forces and bending moments. It is difficult to express the collapse characteristics of columns under such conditions with multi-spring models because the yield areas distributes not only at the ends of the columns but along the member. However, modeling all such columns as detailed FEM models is still time-consuming and not practical in structural design. To solve such problem, a single-dimensioned macro-member model composed of fiber elements is proposed in this paper. Each element has the hysteresis of local buckling characteristics and hence can express the local and overall buckling phenomena with simple element which can be easily plugged into time-history analyses. The validity of the proposed element is compared with experiments and FEM models with shell elements, followed by the discussions on their accuracies.

Keywords : H-section steel column, Local buckling, Deteriorating behavior, High axial force, Cyclic bending moment, Variable axial force

H 形断面鋼柱, 局部座屈, 劣化挙動, 高軸力, 繰返し曲げ, 変動軸力

1. 序

火力発電プラント等の大型重プラント架構を構成するブレース付鋼構造骨組において、想定を超える大地震時に高軸力下で繰返し曲げを受ける H 形断面鋼柱に対する部材降伏後の塑性座屈性状まで含めた限界状態の把握が重要となっている。地震時においてこういった柱には自重による一定軸力下で 2 方向の繰返し曲げモーメントと架構全体の転倒モーメントに伴う変動軸力が加わり、終局状態で局部座屈や全体座屈を生じる可能性がある。しかし変動軸力下で繰返し曲げが作用する柱の劣化挙動まで含めた弾塑性座屈性状の評価方法については明確な指針がなく、現実の設計では作用軸力に応じ曲げ耐力を低減させる等の簡易な評価が一般的である¹⁾。

各部材をシェル要素で構成し（以下、シェル要素モデル）有限要素法解析を行えばその挙動を比較的精度良く追跡することが可能であるが、大規模架構を対象とした実際の設計では現実的でなく、簡便な線材モデルを用いた解析が行われている。部材の数値解析モデルの構築に関しては旧来より多くの試み²⁾⁻¹⁵⁾がなされてきており、山田・秋山ら^{6),7)}は局部座屈を伴う箱形断面および H 形断面部材の劣化挙動に関し短柱圧縮実験に基づき定式化を行っている。また、これを参考に山田・石田ら^{8),9)}は局部座屈を伴う角形鋼管に対し、大井・高梨ら^{10),11)}も用いているマルチスプリングモデルを利用した

解析モデルを提案している。安井・井上^{12),13)}は軸圧縮力を受け局部座屈する円形鋼管の座屈後性状に関して周方向応力を考慮した劣化型弾塑性直線材で表現した解析法を提案している。しかしこれらのモデルでは、部材の局部座屈による劣化挙動のみを取り扱っており、高軸力下で塑性域が柱部材端部以外に広がり、繰返し曲げを受け局部座屈のみならず全体座屈が連成する部材の履歴性状を表現することは困難である。一方、元結・大塚^{14),15)}は個材座屈を生ずるトラス梁や局部座屈を生ずる H 形鋼梁等を対象に、軟化則を有する要素として組み込んだマクロモデルを提案しているが、構成則が複雑となり、独自のアルゴリズムを組込む必要がある。

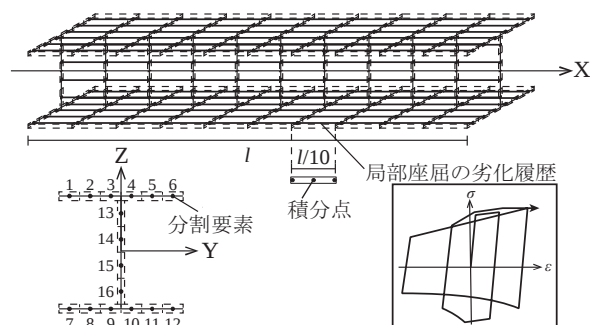


図1 一次元部材モデル

^{*1} 東京工業大学 建築学系 教授・博士(工学)^{*2} 東京工業大学 建築学系 助教・博士(工学)^{*3} 森ビル株式会社 修士(工学)(元東京工業大学建築学専攻)^{*4} 三菱重工業(株)技術統括本部総合研究所 博士(工学)Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Mori Building Co., LTD., M. Eng. (Former Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology)
Research manager, Research & Innovation Center, Mitsubishi Heavy Industries Co., Ltd., Dr.Eng.

本研究では、文献 16) を参照して高軸力を受ける H 形断面鋼柱を図 1 に示すような部材断面および材軸方向に積分点を有する線材要素を 10 要素直列させて表現し、局部座屈による劣化挙動を表現した履歴則をフランジとウェブに分類して組込むことで、汎用プログラムを利用しながら局部座屈および全体座屈を表現し得る線材モデルの構築を試みる。各線材要素断面は 16 分割、軸方向は要素ごとに 3 つの積分点を設け、Gauss-Legendre 求積法に Gauss-Lobatto rule を用いて歪エネルギー変分を評価する。せん断変形およびそりは考慮しない。以下、本モデルを一次元部材モデルと呼び、その結果を実験およびシェル要素モデルと比較することで妥当性を検証する。

2. 変動軸力下で繰返し曲げを受ける H 形断面鋼柱の準静的荷重実験

2.1. 試験体パラメータの選定

まず柱全長の半領域を想定したハーフモデルの部材実験を行う。試験体パラメータの選定にあたり、複数の既存プラント架構鉄骨柱の実績調査を行う。図 2 に調査した範囲内の柱部材で使用されている断面の幅厚比および細長比の使用頻度を整理して示す。(a) はフランジ幅厚比 $B/2t_f$ の分布であるが、6~8 程度が最も多く、次いで 8~12 程度である。また 14 を超える部材は見受けられない。(b) はウェブ幅厚比 H/t_w の分布であるが、15~25 および 35~40 程度が多い傾向にある。ウェブ幅厚比が 15~20 程度となる部材は、弱軸方向に大きな荷重を受ける部材であり、材幅を大きくした断面の柱が多く、材幅と材せいのアスペクト比が 1:1 程度である断面の柱については、ウェブ幅厚比が 35~40 程度のものが多い。(c) は細長比 λ_y

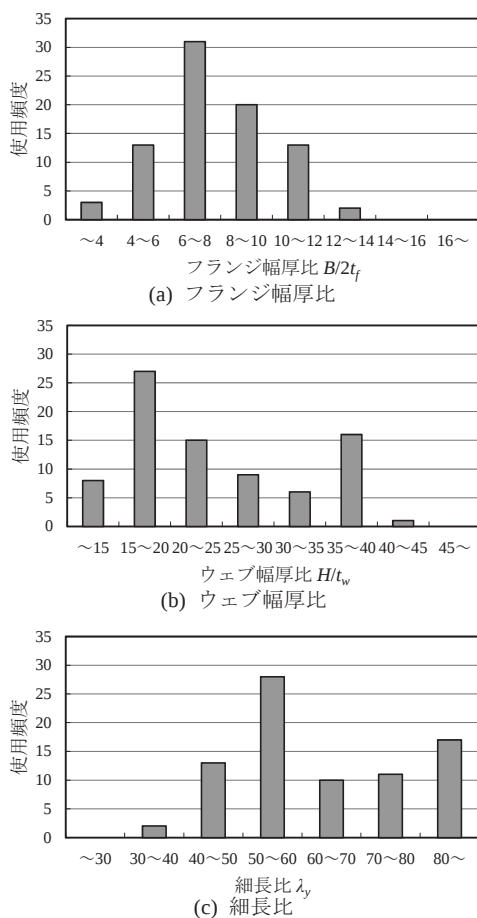


図 2 部材使用頻度

の分布であるが、幅厚比の分布に比べばらつきが大きく、50~60 程度の柱が多い傾向にある。以上の調査結果より試験体のパラメータをフランジ幅厚比とし、表 1 に示すように局部座屈の影響が大きいと考えられる実績で最大の 12, 14 の 2 種類を選定する。またウェブ幅厚比は 37.5, 細長比は 50 とする。

2.2. 実験および再現解析の概要

図 3 に示すように荷重は 2 つのアクチュエータを用い、大型火力発電プラント架構の地震時応答をもとに、図 4 に示すような軸力比 0.4 ± 0.4 および層間変形角 0.02rad までの曲げが連動した正負交番繰返し荷重を 3cycle ずつ行う。水平力荷重(曲げ)は変位で制御し、頂部変形角 θ が目標値となるように頂部変位 $u = L\theta$ を与える。軸力は荷重で制御し、ブレース付鋼構造骨組における柱の地震応答を模擬して、曲げモーメントに合わせて軸力比 N/N_y を変動させた荷重を与える。荷重方向は強軸 (0°), 弱軸 (90°), 45° 方向の 3 種類とする。材料特性は、実験に際し行った鋼素材 (SS400) の引張試験より、降伏応力度 $\sigma_y = 278\text{N/mm}^2$, 引張強さ $\sigma_u = 471\text{N/mm}^2$ である。

併せてシェル要素モデルによる実験再現解析を行い、実験との整合性を確認する。解析モデルは図 5 に示すように実験と同様のハー

表 1 試験体諸元

No.	柱せい H (mm)	柱幅 B (mm)	ウェブ厚 t_w (mm)	フランジ厚 t_f (mm)	ウェブ幅厚比 H/t_w	フランジ幅厚比 $B/2t_f$	材長 L (mm)	弱軸細長比 λ_y
1	120	77	3.2	3.2	37.5	12.0	420	49.8
2	120	90	3.2	3.2	37.5	14.1	510	50.1

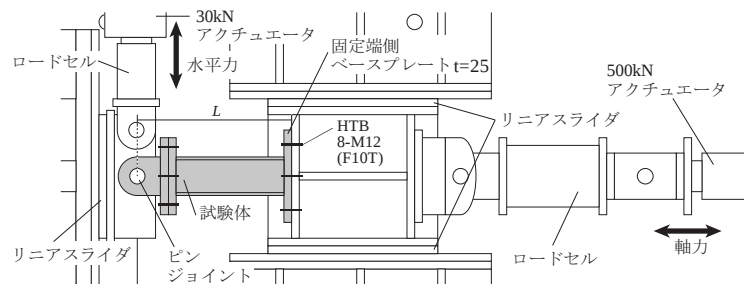


図 3 試験体セットアップ図

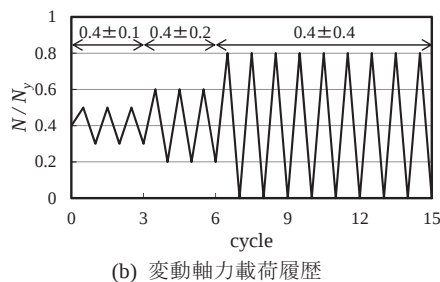
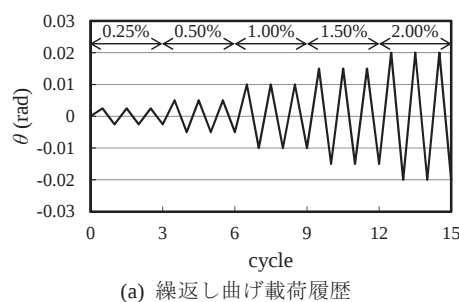


図 4 実験荷重履歴

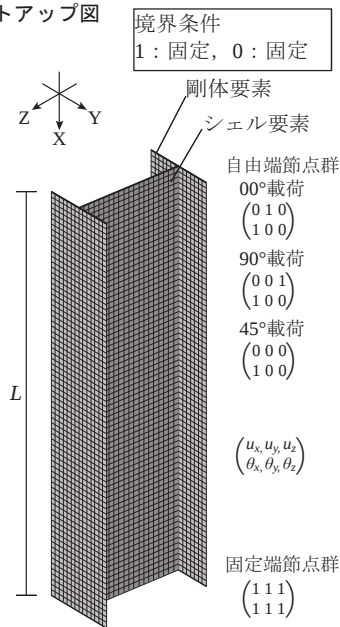


図 5 シェル要素モデル

モデルの片持ち柱とする。材料特性は引張試験で得られた応力度－歪度関係とし、実験に準じた軸力および頂部変位を自由端節点群に与える。解析には汎用解析プログラム ABAQUS¹⁷⁾を用いる。繰返し変形に伴う硬化則には移動硬化と等方硬化を組み合わせた複合硬化則を使用する。

2.3. 実験および解析結果

実験を行った全試験体において、図 6 に示すように固定端側における局部座屈により最大耐力が決定された。なお、試験を通じてベースプレート部に離間は生じていないことを確認している。図 7 に実験結果およびシェル要素モデルによる再現解析結果を併せて示す。一点鎖線は軸力による低減を考慮した全塑性モーメント M_{pc} であり、文献 18) より強軸載荷では式 (1)、弱軸載荷では式 (2) を用いて算出する。

$$M_{pc} = \begin{cases} \left[1 - \frac{A^2}{(4A_f + A_w)A_w} \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 \right] M_p & \left(\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{A} \right) \\ \left[\frac{2A}{4A_f + A_w} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) \right] M_p & \left(\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{A} \right) \end{cases} \quad (1)$$

$$M_{pc} = \begin{cases} M_p & \left(\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{A} \right) \\ \left[1 - \left(\frac{N - N_{wy}}{N_y - N_{wy}} \right)^2 \right] M_p & \left(\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{A} \right) \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 M_p ：全塑性モーメント、 A ：断面積 ($= A_w + 2A_f$)、 A_f ：フランジ断面積、 A_w ：ウェブ断面積、 N_y ：降伏軸力、 N_{wy} ：ウェブ降伏軸力 ($= A_w \times \sigma_y$) である。図 7 では、変動軸力圧縮側で軸力比 0.8、変動軸力引張側で軸力比 0 の全塑性モーメントを示している。

実験結果はシェル要素モデルによる解析結果と比較し、フランジ幅厚比や載荷方向によらず変動軸力圧縮側の最大曲げ耐力が約 2~4kNm 程度高い値を示す。これは図 3 中のリニアスライダ（またはピンジョイント）において見られた、軸力 N および頂部変形角 θ

に依存する回転抵抗のためと考えられる。以下、シェル要素モデルによる解析結果を正しいものと考え、実験結果における回転抵抗による曲げモーメントの上昇分を式 (3) に基づき補正する。

$$M' = M - \gamma NL\theta \quad (3)$$

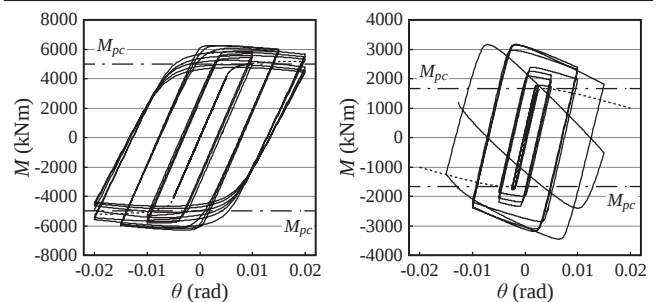
ただし M' は低減させた曲げモーメント、 L は図 3 中の試験体長、 γ は乗数で 2.5 である。

図 7 中にはシェル要素モデルとの比較より同定した $\gamma=2.5$ として補正した結果を示す。曲げ耐力の最大値が加力方向で異なるため補正の影響度にも差があるが、上記の補正を行うことで、実験結果とシェル要素モデルの結果は整合性が概ねとれることがわかる。

表 2 解析モデル諸元

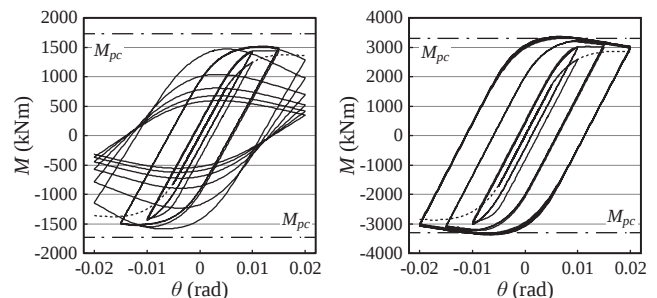
No.	柱せい H (mm)	柱幅 B (mm)	ウェブ厚 t_w (mm)	フランジ厚 t_f (mm)	ウェブ幅厚比 H/t_w	フランジ幅厚比 $B/2t_f$	材長 L (mm)	弱軸細長比 λ_y
3	700	700	19	22	36.8	15.9	4000	46.9
4	700	700	19	25	36.8	14.0	4000	46.0
5	700	700	19	29	36.8	12.1	4000	45.1
6	700	700	19	35	36.8	10.0	4000	44.2
7	700	700	19	45	36.8	7.8	4000	43.1

— 繰返し載荷結果 単調載荷結果 --- 全塑性モーメント



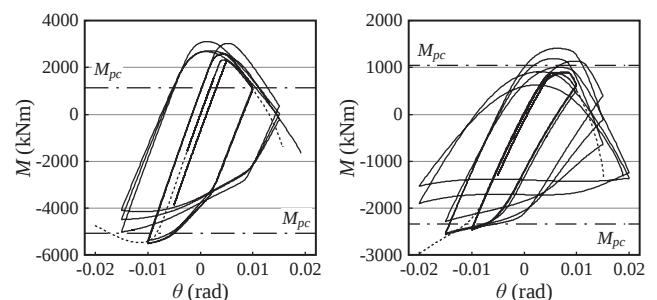
(a) No.7 $N/N_y=0.4$ 強軸

(b) No.7 $N/N_y=0.8$ 強軸



(c) No.3 $N/N_y=0.4$ 弱軸

(d) No.7 $N/N_y=0.4$ 弱軸



(e) No.5 変動軸力 強軸

(f) No.5 変動軸力 弱軸

図 8 シェル要素モデル解析結果

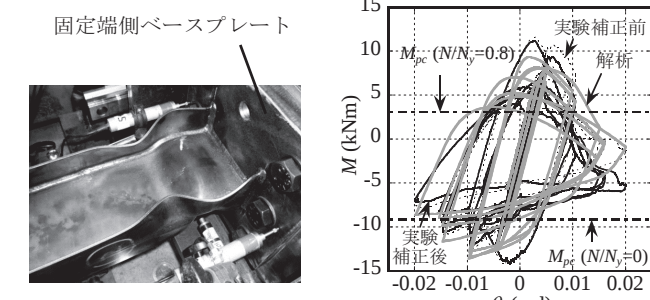
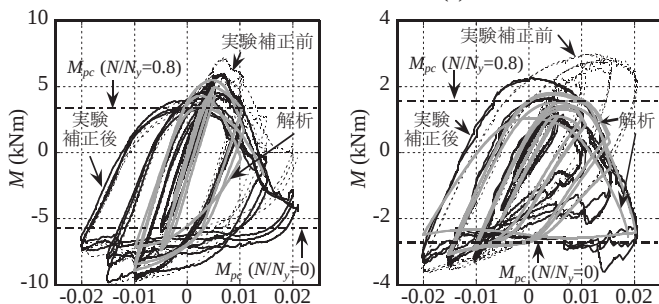


図 6 局部座屈形状 (No.2 強軸)

(a) No.2 強軸



(b) No.1 45°

(c) No.1 弱軸

図 7 実験および再現解析結果

3. フランジ幅厚比をパラメータとしたシェル要素モデルの解析

3.1. 解析概要

前章にて実験との整合性を確認したシェル要素モデルを用いて、実建物の柱断面を想定しフランジ幅厚比をパラメータとした解析を行う。載荷履歴は図4、解析モデルは図5に示すものと同様とする。表2に示すようにフランジ幅厚比は5種類を設定し、載荷方向は強軸、弱軸の2種類とする。材料特性は降伏応力度 $\sigma_y = 325\text{N/mm}^2$ を折れ点とし、弾性剛性 $E = 2.05 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 、2次勾配 $E/100$ としたバイリニアとする。

3.2. 解析結果

図8に解析結果を示す。一点鎖線は軸力による低減を考慮した全塑性モーメントであり、一定軸力下での解析ではその軸力比での全塑性モーメント、変動軸力下での解析では変動軸力圧縮側で軸力比0.8、変動軸力引張側で軸力比0での全塑性モーメントを示している。

(a), (b) はNo.7における強軸載荷での軸力比の違いを比較したものであり、軸力比が高くなるにつれ耐力劣化が著しく、耐力が劣化する頂部変形角が低下することがわかる。(c), (d) は軸力比0.4における弱軸載荷でのフランジ幅厚比による違いを比較したものであり、繰返しに伴う耐力劣化がフランジ幅厚比によらずみられ、局部座屈に伴う降伏後の劣化挙動はフランジ幅厚比が大きいほど顕著である。(e), (f) は変動軸力下での繰返し載荷結果であり、載荷方向によらず

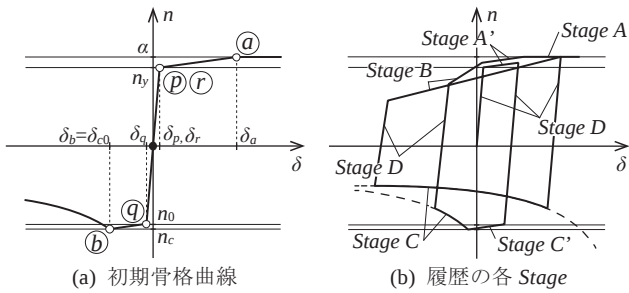


図9 復元力特性

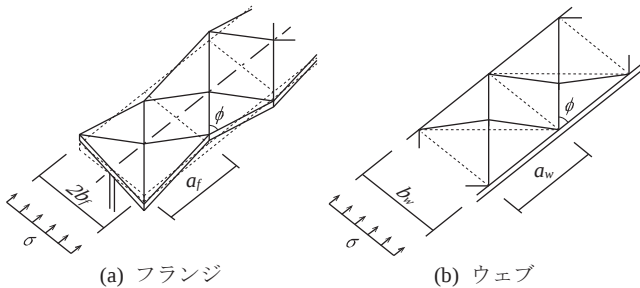


図10 局部座屈機構

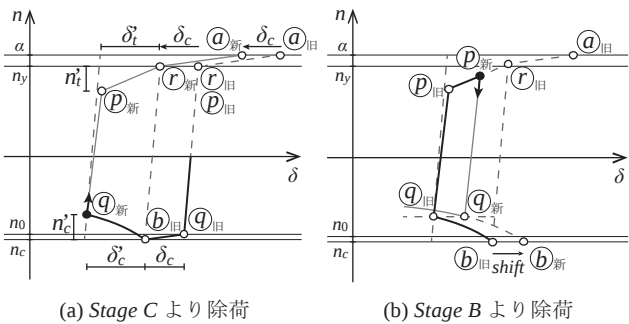


図11 基準点の再設定

一定軸力下での繰返し載荷に比べ変動軸力圧縮側における耐力劣化が顕著となる。

4. 一次元部材モデルの設定

4.1. 線材要素の復元力特性

次に大規模架構モデルの時刻歴応答解析への適用を想定した一次元部材モデルに対する検討を行う。まず線材要素に組込む復元力特性の構築を試みる。各積分点に適用する復元力特性は、柴田・若林^{19),20)}のモデルおよび大井・高梨^{8),11)}のモデルを参考に、図9に示す無次元化応力 n —無次元化歪 δ 関係 ($n = \sigma / \sigma_y$, $\delta = \varepsilon / \varepsilon_y$, σ_y : 降伏応力度, ε_y : 降伏歪 $= \sigma_y / E$, $E = 2.05 \times 10^5\text{N/mm}^2$) における6つのStageを用いて設定する。引張側では、 δ が基準点 r を超えると弾性勾配の1/100を勾配とした引張側歪硬化領域Stage A'に至る。その後、 δ が基準点 a を超えると最大応力領域Stage Aに至り、無次元化応力 n は一定値 α (降伏比の逆数に相当, $\alpha = \sigma_u / \sigma_y$, σ_u : 引張強さ) となる。圧縮側では、 δ が基準点 q を下回ると弾性勾配の1/100を勾配とした圧縮側歪硬化領域Stage C'に至る。その後、応力を維持できる無次元化座屈後最大応力 n_c に達する、すなわち δ が基準点 b を下回ると、座屈劣化領域Stage Cの耐力劣化則に至る。Stage A, A', C', Cから除荷されると除荷領域Stage Dに至る。またStage CからStage Dを経験した後、歪がさらに引張側に進展し基準点 p を超えるとStage Bに至る。

4.2. 圧縮側耐力曲線

まず無次元化初期座屈応力 n_0 は、ウェブおよびフランジの境界条件を設定し、式(4)に示す板の弾性座屈応力 σ_{cr} における基準化細長比 λ_c を式(5)に示されるカラムカーブに適用し決定する。

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}}, \quad \sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad \left(\begin{array}{l} \text{flange: } k=1 \\ \text{web: } k=4 \end{array} \right) \quad (4a), (4b)$$

$$n_0 = \frac{\sigma_0}{\sigma_y} = \begin{cases} 1 & (\lambda_c \leq 1) \\ \frac{1}{\lambda_c^2} & (1 < \lambda_c) \end{cases} \quad (5)$$

次に加藤・福知²¹⁾の方法を参照し劣化則を設定する。まず図10(a)に示すようにフランジの局部座屈機構を仮定する。このときせん断および曲げによる内力仕事と外力仕事のつり合いより、フランジ軸応力に対する関係は式(6)となる。

$$n_f = \frac{1}{2} + \kappa_f \sqrt{\frac{1}{\delta_f \varepsilon_y} \frac{t_f}{b_f}}, \quad \kappa_f = \frac{\mu}{2\sqrt{2} \sin \phi \cos \phi} \quad (6a), (6b)$$

$$\mu = \frac{\beta^2 - (2 \sin^2 \phi - \cos^2 \phi)}{2\beta} \quad (6c)$$

$$\beta = \sqrt{\cos^4 \phi + 4(\alpha^2 - \cos^2 \phi)(1 + 2 \sin^2 \phi)} \quad (6d)$$

図10中の局部座屈の半波長 a_f を基準幅(フランジ半幅) b_f の2倍と仮定すると、崩壊線の角度 ϕ は 45° となる。同様に、図10(b)に示すようにウェブの局部座屈機構を仮定すると、局部座屈機構における基準幅(ウェブ幅) b_w はフランジの機構において基準幅 b_f の2倍とした場合と同等となる。フランジ軸応力に対する劣化則において $b_f = b_w / 2$ とすると、ウェブ軸応力に対する関係は式(7)となる。

$$n_w = \frac{1}{2} + \kappa_w \sqrt{\frac{1}{\delta_w \varepsilon_y} \frac{t_w}{b_w}}, \quad \kappa_w = \frac{2\mu}{2\sqrt{2} \sin \phi \cos \phi} \quad (7a), (7b)$$

ここに、 μ , β に式(6c), (6d)の値を用いる。局部座屈の半波 a_w

を基準幅 b_w と仮定すると、フランジと同様に崩壊線の角度 ϕ は 45° となる。

式 (6) や式 (7) に示すように、耐力劣化則の曲線は無次元化歪 δ_p , δ_w の増加に伴い劣化が進む。鋼素材の降伏歪 ε_y が等しい場合、劣化則は κ_f , κ_w によって規定される。 κ_f , κ_w は降伏比の逆数 α により規定されるため、 α は劣化を生じる歪および劣化勾配を決める要因となる。また劣化則は板要素の幅厚比の逆数 t/b によって規定される。以降、式 (6), (7) に基づく劣化則をフランジおよびウェブに分けて各積分点の履歴を設定する。

また無次元化座屈後最大応力 n_c は、初期の *Stage C'* と *Stage C* の交点または弾性領域と *Stage C* の交点により求められ、式 (8) に示す 3 次方程式の解となる。

$$\begin{cases} n_c(n_c - 0.5)^2 = \left(\kappa_{f,w} \frac{t}{b}\right)^2 \frac{1}{\varepsilon_y} & (\lambda_c \leq 1) \\ \left\{ \left((n_c - n_0) \frac{E}{E_t} + n_0 \right) (n_c - 0.5)^2 = \left(\kappa_{f,w} \frac{t}{b}\right)^2 \frac{1}{\varepsilon_y} \right. & (1 < \lambda_c) \end{cases} \quad (8)$$

ここに、 $\kappa_{f,w}$ はフランジでは κ_f 、ウェブでは κ_w を表す。

4.3. 繰返し履歴における基準点の設定

以上より、復元力特性の関数を式 (9) によって表す。

$$n = \begin{cases} \alpha & (\text{Stage A} : \delta_o \leq \delta, \Delta\delta \geq 0) \\ n_r + \frac{\delta - \delta_r}{100} & (\text{Stage A}' : \delta_r \leq \delta \leq \delta_o, \Delta\delta \geq 0) \\ n_p + \frac{n_r - n_p}{\delta_r - \delta_p} (\delta - \delta_p) & (\text{Stage B} : \delta_p \leq \delta \leq \delta_r, \Delta\delta \geq 0) \\ -\frac{1}{2} - \kappa_{f,w} \sqrt{\frac{1}{(\delta_b + \delta_{c0} - \delta)\varepsilon_y}} \frac{t}{b} & (\text{Stage C} : \delta \leq \delta_b, \Delta\delta \leq 0) \\ n_q + \frac{\delta - \delta_b}{100} & (\text{Stage C}' : \delta_b \leq \delta \leq \delta_q, \Delta\delta \leq 0) \\ n_q + \frac{n_p - n_q}{\delta_p - \delta_q} (\delta - \delta_q) & (\text{Stage D} : \delta_q \leq \delta \leq \delta_p) \end{cases} \quad (9)$$

なお δ_{c0} は無次元化座屈後最大応力 n_c に対する初期の無次元化歪であり、 $\Delta\delta$ は無次元化歪の増分である。また n_a, n_b, n_p, n_q, n_r は各基準点における無次元化応力であり、 $\delta_a, \delta_b, \delta_p, \delta_q, \delta_r$ は各基準点における無次元化歪である。

また *Stage D* 以外の状態で変形方向が反転する場合（除荷時）、基準点を再設定する。初期の基準点は、図 9 (a) に示すように式 (10) により設定する。

$$\begin{cases} n_a = \alpha & \delta_a = 1.0 + \frac{\alpha - 1.0}{1/100} \\ n_p = n_r = 1.0 & \delta_p = \delta_r = 1.0 \\ n_q = -n_0 & \delta_q = -n_0 \\ n_b = -n_c & \delta_b = \delta_q - \frac{n_c - n_0}{1/100} \end{cases} \quad (10)$$

Stage A, A', C' からの除荷時、初期剛性に等しい勾配を持つ *Stage D* に移行し、基準点を再設定する。*Stage C* からの除荷時、図 11 (a) に示すように基準点 r は引張側最大経験降伏歪とする。ただし *Stage C'* を経験した場合は、圧縮側歪硬化時の降伏変形量 δ_c 分だけ基準点 r および基準点 a を圧縮歪側へ移動させる。圧縮時の耐力劣化が顕著になると材の横たわみが増大し、最大圧縮場 *Stage C* からの除荷時剛性も低下する。本研究では、2 章におけるシェル要素モデルによる

解析結果より、圧縮側塑性変形量 δ'_c と引張側塑性変形量 δ'_t 、および圧縮側耐力劣化量 n'_c と引張側耐力上昇量 n'_t との間には式 (11) に示すような関係があると仮定し、基準点 p を再設定する。

$$\begin{cases} \delta'_t = \delta'_c \\ n'_t = n'_c \end{cases} \quad (11)$$

図 11 (b) に示すように *Stage B* における $p_{\text{新}}$ からの除荷時、その勾配は $p_{\text{旧}}$ からの除荷時と $r_{\text{旧}}$ からの除荷時（初期剛性と等しい勾配）の中間になればならず、これらの間を線形補間するように除荷勾配を決定する。また $q_{\text{新}}$ の無次元化応力は $q_{\text{旧}}$ の無次元化応力と等しいと仮定し基準点 q を再設定する。耐力劣化則の曲線は平行移動するのみで、その曲線は変わらないと仮定すると、基準点 q と基準点 b の関係は変わらず、これより基準点 b を再設定する。

以上をまとめると、基準点は式 (12) ~ (16) により再設定を行う。

Stage A からの除荷時

$$\begin{cases} n_{\text{新}a} = n_{\text{新}p} = n_{\text{新}r} = n & \delta_{\text{新}a} = \delta_{\text{新}p} = \delta_{\text{新}r} = \delta \\ \delta_{\text{新}q} = \delta - (n + n_{\text{旧}q}) & \delta_{\text{新}b} = \delta_{\text{新}q} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta_{\text{旧}b}) \end{cases} \quad (12)$$

Stage A' からの除荷時

$$\begin{cases} n_{\text{新}p} = n_{\text{新}r} = n & \delta_{\text{新}p} = \delta_{\text{新}r} = \delta \\ \delta_{\text{新}q} = \delta - (n + n_{\text{旧}q}) & \delta_{\text{新}b} = \delta_{\text{新}q} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta_{\text{旧}b}) \end{cases} \quad (13)$$

Stage C' からの除荷時

$$\begin{cases} n_{\text{新}q} = n & \delta_{\text{新}q} = \delta & \delta_{\text{新}a} = \delta_{\text{旧}a} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta) \\ \delta_{\text{新}p} = \delta_{\text{旧}p} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta) & \delta_{\text{新}r} = \delta_{\text{旧}r} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta) \end{cases} \quad (14)$$

Stage C からの除荷時

$$\begin{cases} n_{\text{新}q} = n & \delta_{\text{新}q} = \delta \\ \delta_{\text{新}a} = \delta_{\text{旧}a} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta_{\text{旧}b}) \leq \delta_{\text{旧}a} \\ \delta_{\text{新}r} = \delta_{\text{旧}r} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta_{\text{旧}b}) \leq \delta_{\text{旧}r} \\ n_{\text{新}p} = n_{\text{新}r} - (n - n_c) & \delta_{\text{新}p} = \delta_{\text{新}r} - (\delta_{\text{旧}b} - \delta) \end{cases} \quad (15)$$

Stage B からの除荷時

$$\begin{cases} n_{\text{新}p} = n & \delta_{\text{新}p} = \delta \\ \delta_{\text{新}q} = \delta_{\text{旧}q} + (\delta - \delta_{\text{旧}p}) & \delta_{\text{新}b} = \delta_{\text{新}q} - (\delta_{\text{旧}q} - \delta_{\text{旧}b}) \end{cases} \quad (16)$$

5. シェル要素および実験結果との比較による解析結果の検討

5.1. 繰返し载荷における実験結果との比較

続いて 2 章にて行った実験に対して、提案した一次元部材モデルの妥当性を確認する。文献 22) および付録 1 に示す検討結果より $\alpha = 1.5$ とする。図 12 に曲げモーメントを補正した実験結果およびシェル要素モデルによる解析結果を一次元部材モデルによる解析結果と比較して示す。図 12(a-3), (b-3), (c-3) に示す累積吸収エネルギー χ_m は式 (17) を用いて算出する。

$$\chi_m = \Sigma(M_{i+1} + M_i)(\theta_{i+1} - \theta_i) / 2 \quad (17)$$

また図 12 (a-4), (b-4), (c-4) に示す変形図は、図 12 (a-2), (b-2), (c-2) に示す▽印位置での変形であり、左側はシェル要素モデルによる結果で色の濃さは軸歪分布を示し、右側は一次元部材モデルによる結果で色の濃さは復元力特性の各 *Stage* を示す。なお一次元部材モデルではハーフモデルとして部材軸方向を 5 分割し、各要素軸方

向に設けられた3つの積分点ごとに局部座屈を模擬した履歴を設定しているため、各変形図においては部材軸方向に15の値を示している。

図12(a)に強軸載荷の結果を示す。実験結果はシェル要素モデルに対し最大耐力以後の劣化が早い。また一次元部材モデルはシェル要素モデルに対し最大耐力は約1kNm程度低い値を示し、最大耐力以後の劣化が早い。累積吸収エネルギーは実験結果に対し概ね±20%以内の精度で捉えられている。図12(b)に45°方向載荷の結果を示す。一次元部材モデルは実験結果やシェル要素モデルに対し変動軸力圧縮側では劣化の程度は概ね良い対応が見られ、累積吸収エネルギーは概ね±15%以内の精度で捉えられている。図12(c)に弱軸載荷の結果を示す。一次元部材モデルは補正された実験結果やシェル要素モデルに対し最大耐力は±10%以内の精度で捉えられ、劣化勾配は概ね良い対応を示している。累積吸収エネルギーは±10%以内の精度で捉えられている。変形図を見ると載荷方向によらず、

シェル要素モデルにおいて局部座屈形状が見られる領域では一次元部材モデルにおいて概ね座屈領域である Stage C に達しており良好な対応関係が見られる。45°方向載荷や弱軸載荷では、材軸方向に塑性化領域が進展する様子が捉えられ、高軸力下におけるH形断面柱の性状が表現できていると考えられる。(付録2も併せて参照)

5.2. 繰返し載荷におけるシェル要素モデルとの比較

最後に実建物を想定した柱断面における繰返し載荷下の一次元部材モデルとシェル要素モデルとの比較を行い、一定軸力下および変動軸力下で繰返し曲げを受ける場合の履歴の妥当性について確認する。解析モデルは表2に示すものと同様とし、一次元部材モデルにおいては $\alpha = 1.5$ とする。図13に一定軸力下および変動軸力下での、一次元部材モデルとシェル要素モデルとの比較解析結果を示す。

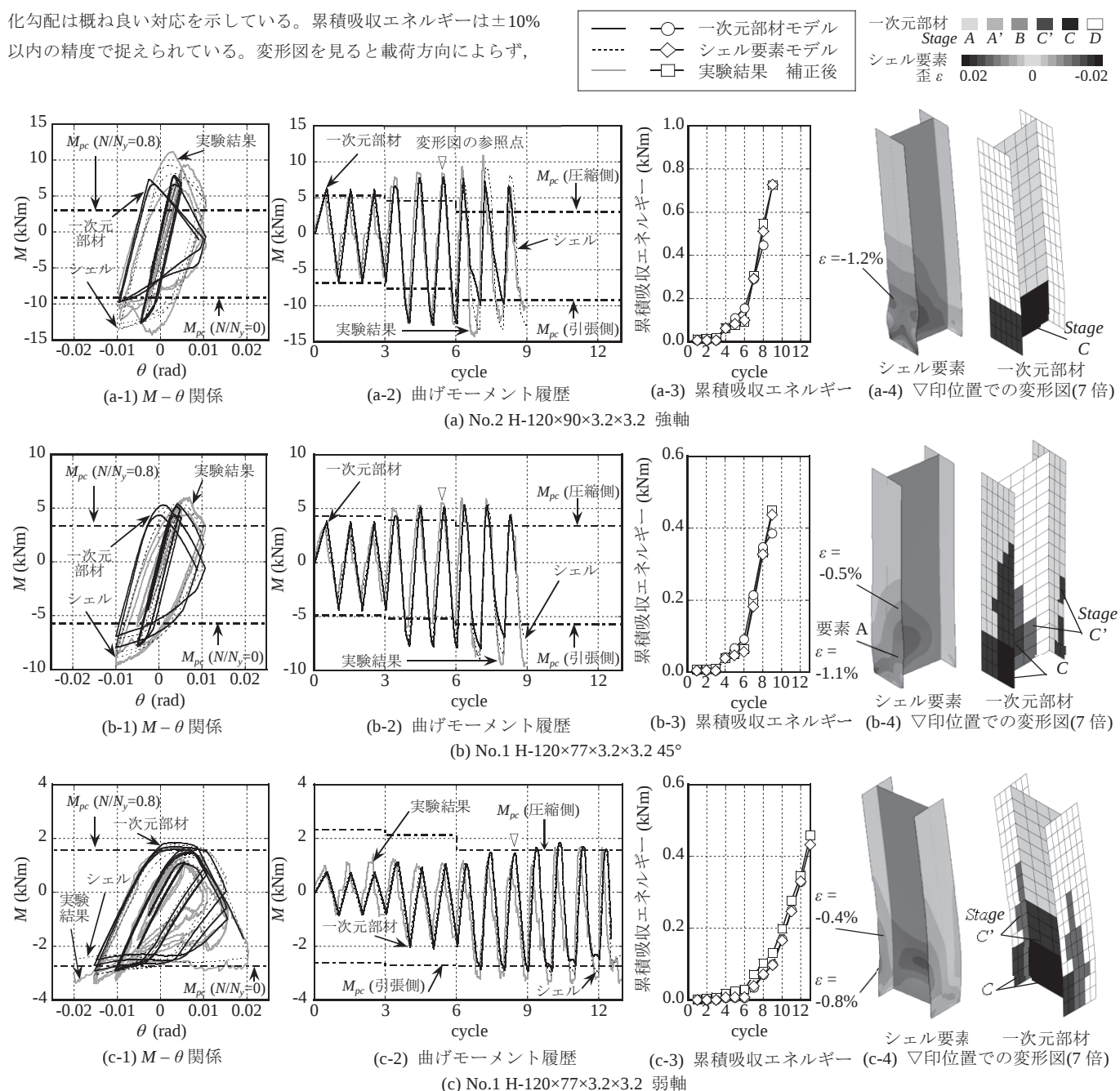


図12 繰返し載荷における一次元部材モデルと実験結果およびシェル要素モデルの結果比較

図 13 (a) に一定軸力下における強軸載荷の結果を示す。一次元部材モデルはシェル要素モデルに対し最大耐力が概ね±20%以内の精度で捉えられ、最大耐力以後の劣化はやや早い。これに対し弱軸載荷の結果である図 13 (b) では、最大耐力が概ね±10%以内の精度で

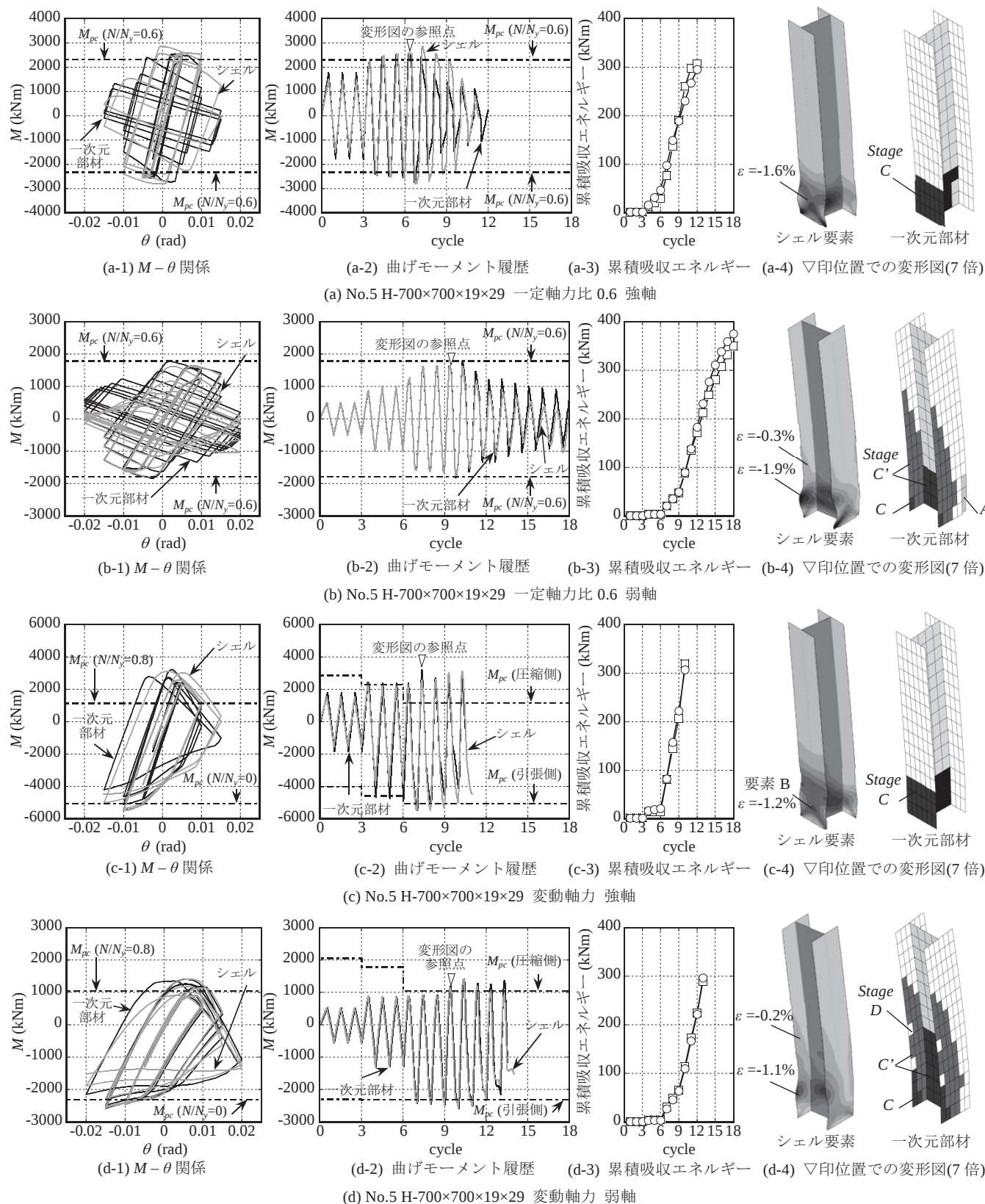
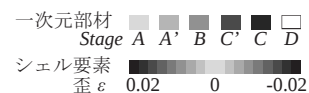
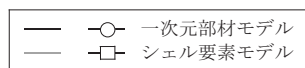


図 13 繰返し載荷における一次元部材モデルとシェル要素モデルの結果比較

捉えられ、最大耐力以後の劣化がやや遅い。また $M-\theta$ 関係における最大耐力以後の除荷勾配に差異が見られるが劣化勾配は概ね良い対応が見られる。載荷方向によらず、シェル要素モデルは劣化が進み続けるのに対し、一次元部材モデルは劣化が進むにつれて緩やかに移行する傾向がある。累積吸収エネルギーにおいて、強軸載荷では最大耐力以後の劣化が早いので 0.015rad のサイクル時に一次元部材モデルがシェル要素モデルよりやや小さな値を示す場合が多いが、弱軸載荷では最大耐力以後の劣化がやや遅いために一次元部材モデルの方が大きな値を示す傾向が見られる。変形図を見ると、シェル要素モデルにおいて局部座屈形状が見られる領域では一次元部材モデルにおいて概ね座屈領域である *Stage C* に達しており良好な対応関係が見られる。また弱軸載荷では、材軸方向に塑性化領域が進展する様子が捉えられている。

変動軸力下において、図 13 (c) に強軸曲げ、(d) に弱軸曲げの結果を示す。載荷方向によらず最大耐力は概ね $\pm 10\%$ 内の精度で捉えられている。曲げモーメント履歴では一定軸力下における結果と同様の傾向が見られるが、履歴性状は良い対応をしている。累積吸収エネルギーは、概ね $\pm 20\%$ の精度で捉えられている。変形図においても一定軸力下における結果と同様シェル要素モデルにおいて局部座屈形状が見られる領域では一次元部材モデルにおいて概ね座屈領域である *Stage C* に達している。また弱軸載荷では一次元部材モデルにおいても材軸方向に塑性化領域の広がりが捉えられている。

6. 結

本研究では高軸力下で繰返し曲げを受ける H 形断面鋼柱に対し、部材断面および材軸方向に積分点を有する線材要素を 10 要素直列させて表現し、各積分点に局部座屈による劣化挙動を表現した耐力劣化則を組込むことで、局部座屈を表現しう一次元部材モデルを構築した。また実験結果およびシェル要素を用いた有限要素法解析結果（シェル要素モデル）と比較を行い、その妥当性を検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 1) シェル要素モデルによる実験再現解析において、どの試験体においても最大耐力が固定端側の局部座屈により決定され、変動軸力圧縮側の最大耐力は実験結果に比べ約 $2\sim 4\text{kNm}$ 程度小さい値を示した。この差については軸力や頂部変形角に依存するリニアスライダ等の回転抵抗により説明できる。
- 2) フランジ幅厚比をパラメータとしたシェル要素モデルにおいて、一定軸力下における繰返し曲げ載荷での履歴曲線は、軸力比が高くなるにつれ耐力が低下し、不安定となる頂部変形角が低下する。繰返しに伴う耐力劣化はフランジ幅厚比によらずみられ、局部座屈に伴う降伏後の劣化挙動はフランジ幅厚比が大きいほど顕著となる。変動軸力下における繰返し曲げ載荷でも、一定軸力下における繰返し曲げ載荷と同様の傾向が見られる。
- 3) 変動軸力下での繰返し曲げ載荷実験結果に対し、 $\alpha = 1.5$ とした一次元部材モデルは最大耐力以後の劣化が早い、実験結果と比較して累積吸収エネルギーを概ね $\pm 10\sim 15\%$ 程度の精度で捉えている。
- 4) 一定軸力下で繰返し曲げ載荷下の実建物を想定した柱断面の解析を行った結果、 $\alpha = 1.5$ とした一次元モデルはシェル要素モデルと比較して、載荷方向によらず最大耐力は概ね $\pm 20\%$ 以内の

精度で捉えられる。強軸載荷の場合はシェル要素モデルに対し最大耐力以後の劣化が早く、弱軸載荷の場合は最大耐力以後の劣化が遅い。シェル要素モデルにおいて局部座屈を生じた領域では、一次元部材モデルにおける座屈領域と概ね対応している。また材軸方向への塑性化領域の広がりも良く対応している。

- 5) 変動軸力下で繰返し曲げ載荷解析を行った結果、全体的に一定軸力下における結果と同様の傾向が見られ、最大耐力は概ね $\pm 10\%$ 以内の精度で対応することを確認した。また累積吸収エネルギーは、概ね $\pm 20\%$ の精度で捉えている。

提案した一次元部材モデルは、繰返し載荷において実験結果およびシェル要素モデルと同程度もしくは安全側の結果を示す。これより初期不整等の影響を除けば、一次元部材モデルは高軸力下で繰返し曲げを受ける H 形断面鋼柱の挙動を安全側に表現できていると考えられる。なお、本検討の範囲では部材の全体座屈や横座屈に対する整合性、初期不整の影響はまだ十分に検討されていない。今後、全体座屈や横座屈に対する妥当性を確認していく予定である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、三菱重工業株式会社：加藤基規氏、三菱日立パワーシステムズ株式会社：宮本芳樹氏の助力を戴いた。ここに深謝したい。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針 第 3 版，2009.11
- 2) 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴う H 形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 257 号，pp.49-58，1977.7
- 3) 鈴木敏郎，小野徹郎：圧縮と曲げを受ける鉄骨 H 形断面柱の塑性変形能力に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 292 号，pp.23-29，1980.6
- 4) 三谷勲，牧野稔，松井千秋：H 形鋼柱の局部座屈後の変形状態に関する解析的研究 その 2 繰返し荷重を受ける場合，日本建築学会論文報告集，第 301 号，pp.77-87，1981.3
- 5) 奥田香二，今井克彦，黒羽啓明，小川厚治：幅厚比の大きい H 形断面曲げ材の変形挙動予測に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 411 号，pp.83-96，1990.5
- 6) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第 444 号，pp.135-143，1993.2
- 7) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の劣化挙動，日本建築学会構造系論文報告集，No.454，pp.179-186，1993.12
- 8) 山田哲，石田孝徳，島田侑子：局部座屈を伴う角形鋼管柱の劣化域における履歴モデル，日本建築学会構造系論文集，No.674，pp.627-636，2012.4
- 9) 石田孝徳，山田哲，島田侑子：変動軸力下で水平 2 方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 699 号，pp.641-650，2014.5
- 10) 大井謙一，陳以一，高梨晃一：変動軸力と水平力を受ける H 形鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38B，pp.421-430，1992.3
- 11) 孟令樺，大井謙一，高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文報告集，No.437，pp.115-124，1992.7
- 12) 安井信行，井上一郎：軸圧縮力を受ける円形鋼管の塑性局部座屈後挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.446，pp.117-126，1993.4
- 13) 安井信行：繰返し軸力を受ける円形鋼管の局部座屈挙動解析に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.543，pp.161-168，2001.5
- 14) 元結正次郎，大塚貴弘：個材の弾塑性座屈挙動を考慮したトラス梁に対する解析手法の提案，日本建築学会構造系論文集，No.549，pp.99-104，2001.11
- 15) 元結正次郎，大塚貴弘：局部座屈を考慮した H 形鋼梁要素モデルの提案，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.81-86，2004.8
- 16) 藤本盛久，和田章，岩田衛，中谷文俊：鋼構造骨組の三次元非線形解析，

17) ABAQUS Ver.6.14-2

18) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説 第 3 版, 2010.2

19) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その 1—定式化関数の誘導, 日本建築学会論文報告集, 第 316 号, pp.18-24, 1982.6

20) 柴田道生, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その 2—応答解析への適用, 日本建築学会論文報告集, 第 320 号, pp.29-35, 1982.10

21) 加藤勉, 福知保長: 板要素の変形能力について, 日本建築学会論文報告集, 第 147 号, pp.19-25, 1968.5

22) 加藤勉: 面内圧縮をうける板の塑性崩壊について, 日本建築学会論文報告集, 第 107 号, pp.37-42, 1965.1

23) 加藤勉, 呉榮錫, 山田哲: 高張力鋼 H 形断面短柱の最大耐力と変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1123-1124, 1968.10

付録 1 単調載荷における既往実験結果との比較

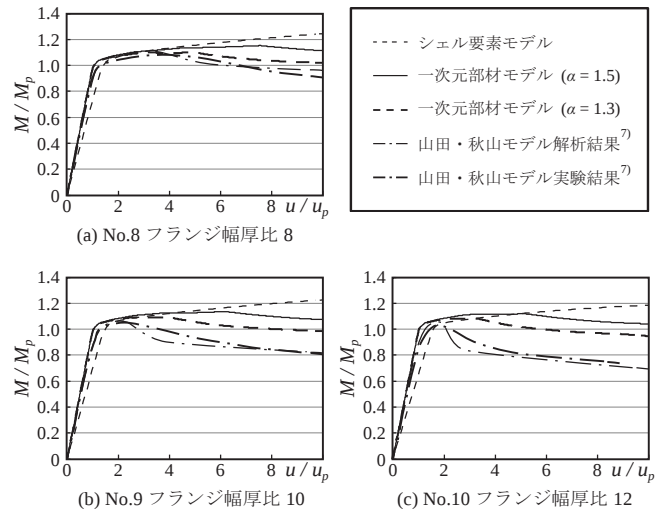
本研究で設定した一次元部材モデルの圧縮側耐力曲線を, 単調載荷下における山田・秋山らの検討⁷⁾(以下, 山田・秋山モデル) および同モデルを一次元部材モデルおよびシェル要素モデルで模擬した解析の結果と比較する。解析モデルはハーフモデルの片持ち柱とし, 自由端側に強軸方向の強制変形を与える。付表 1 に解析モデル諸元を, 付図 1 に解析結果を示す。付図 1 において, 縦軸は無次元化曲げ耐力, 横軸は無次元化曲げ変形である。一次元部材モデルにおいては降伏比の逆数 α は 1.3 または 1.5 とする。一次元部材モデルはすべてのフランジ幅厚比において, シェル要素モデルと山田・秋山モデルの中間の結果を示し, $\alpha = 1.3$ で山田・秋山モデルに近く, $\alpha = 1.5$ でシェル要素モデルに近い結果を示している。山田・秋山らによる試験体鋼材の α はフランジで 1.5, ウェブで 1.3 程度となっており, シェル要素モデルの最大歪に対応した α は 1.4~1.6 程度である。実験結果とシェル要素モデルの差は α 値の差, およびシェル要素モデルにおいて初期不整や残留応力が考慮されていない点によるものと考えられる。なお繰返し載荷下においてはシェル要素モデルにおいても残留変形が残るため, 初期不整や残留応力による差は減少するものと考えられる。一方, 2 章で行った実験に際し行った材料試験における降伏比の逆数は最大応力時(12%前後)に 1.7 に達するが, 今回の解析範囲では最大歪はせいぜい 4~5%程度以下であり, $\alpha = 1.5$ 程度以下の歪硬化にしか達していない。以上の考察より, 繰返し載荷下における一次元部材モデルの α 値としては 1.5 を使用した。

付録 2 一次元部材モデルにおける要素の応力-歪履歴

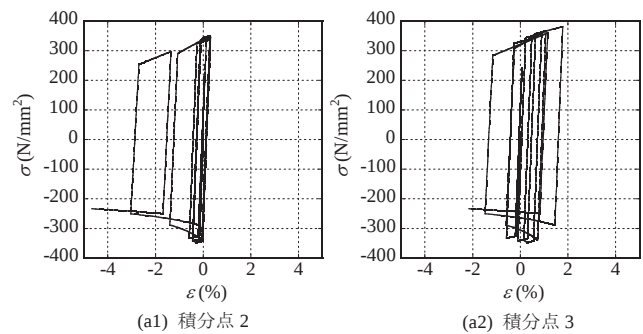
一次元部材モデルの要素の応力-歪関係の例として図 12(b-4)の要素 A と対応する一次元部材モデルの積分点の応力-歪関係を付図 2 に示す。同要素は局部座屈を生じ耐力劣化を生じた後も, Stage C に達しており, 図 9 で設定した局部座屈を表現した応力-歪関係を示していることがわかる。

付表 1 単調載荷下の既往実験比較解析モデル諸元

No.	柱せい H (mm)	柱幅 B (mm)	ウェブ厚 t_w (mm)	フランジ厚 t_f (mm)	ウェブ幅厚比 H/t_w	フランジ幅厚比 $B/2t_f$	材長 L (mm)	弱軸細長比 λ_y
8	300	150	6	9	50.0	8.3	900	53.0
9	300	180	6	9	50.0	10.0	900	42.7
10	300	210	6	9	50.0	11.7	900	35.7



付図 1 既往実験比較解析結果



付図 2 一次元部材モデルにおける要素の応力-歪関係例 (No.1 H-120×77×3.2×3.2 45°)

ELASTO-PLASTIC BUCKLING MODEL OF H-SECTION STEEL COLUMNS SUBJECTED TO CYCLIC BENDING MOMENT UNDER HIGH AXIAL FORCE

*Toru TAKEUCHI^{*1}, Ryota MATSUI^{*2}, Hidetaka NAGAJI^{*3}
and Kunihiro MORISHITA^{*4}*

^{*1} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*2} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*3} Mori Building Co., LTD., M. Eng. (Former Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology)

^{*4} Research manager, Research & Innovation Center, Mitsubishi Heavy Industries Co., Ltd., Dr.Eng.

1. Introduction

In the heavy plant structures such as thermal power plants composed with the braced frame structures, the H-section columns receive cyclic bending moment under high axial forces, and cause local and overall buckling. However, it is difficult to express the collapse characteristics of columns under such conditions with multi-spring models because the yield areas distributes not only at the ends of the columns but along the member. Modeling such columns as detailed FEM with shell-models is still time-consuming and not practical in structural design. To solve such problem, a single-dimensioned macro-member model composed of fiber elements is proposed in this paper. Each element has the hysteresis reflecting local buckling characteristics and hence can express the local and overall buckling phenomena with simple element which can be easily plugged into time-history analyses. The validity of the proposed element is compared with experiments and FEM analyses with shell elements, followed by discussions on their accuracies.

2. Cyclic bending test of H-section columns under interlocking axial loads

Cyclic loading tests with bending moment and interlocking axial loads are carried out on two H-section columns with different width-thickness ratios. FEM analyses were also carried out under the same loading conditions and compared with the test results. Generally the maximum buckling forces observed in the test were higher than FEM analyses with shell elements, however, the deterioration ratios are more significant in the test results.

3. FEM analyses with different width-thickness ratios

Cyclic behavior of H-section columns with various width-thickness ratios under bending moments and high axial forces are researched with constructed FEM analyses. It is confirmed that the deterioration-starting curvature is reduced with higher width-thickness ratios and axial forces. The overall hysteresis are generally covered with the monotonic load-deformation curves.

4. Proposal for a single-dimensioned macro-member model

To construct a simple element applicable to time-history analyses for large structures, a single macro-member models composed of fiber elements whose hysteresis reflects the characteristics of local buckling deteriorations. The hysteresis curves are composed of six stages with different simple functions of normalized axial deformation, and deterioration characteristics of the local buckling is expressed by the parameters of width-thickness ratios.

5. Comparison of macro-model results and shell-model results

The behaviors of H-section columns are analyzed with the proposed macro-models, and compared with the results of cyclic loading tests and the results by FEM analyses with shell-models. Generally the results of macro-models agrees well with those of tests and shell-model results, except for relatively earlier deterioration after the local buckling. The positions of local buckling and the dissipated plastic energy by the hysteresis were also agreed well with the tests and shell-model results.

The results of H-section columns with various width-thickness by FEM analyses with shell-models are also compared with the analyses with the proposed macro-models. Generally the positions of local buckling and the dissipated plastic energy by the hysteresis were agreed well with the results of shell-model.

6. Conclusions

- 1) The results of shell-models are generally agreed with the test results when the effects of boundary conditions and residual deformation are taken into account.
- 2) The results of proposed single macro-member models generally agrees with those of shell-models and modified test results, which are considered to be successful to express the characteristics of H-section columns subjected to bending moment and high axial forces.

(2016年2月19日原稿受理, 2016年7月11日採用決定)