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

A SIMPLIFIED MODEL OF STEEL STRUCTURAL MEMBERS WITH STRENGTH DETERIORATION USED FOR EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS

孟 令樺*, 大井 謙一**, 高梨 晃一***

Linghua MENG, Kenichi OHI and Kohichi TAKANASHI

In this paper, inelastic portion of steel beam-columns are modeled as a simple mechanism composed of inelastic bars and a shear panel. A hysteresis rule for the bar behaviors is also proposed in consideration of strain-hardening, softening due to Bauschinger's effect, and resistance deterioration due to local buckling failure as well.

The parameters of the model are calibrated to the results of monotonic loading tests on *H*-shaped and box-shaped members. Then the response analysis based on the model was performed and compared with the results of the on-line earthquake response tests. It was confirmed that their global responses were well predicted by the present model.

Keywords: steel frame, local buckling, analytical model, hysteresis rule, response analysis

鉄骨骨組, 局部座屈, 解析モデル, 履歴則, 応答解析

§1. 序

構造物の地震時における弾塑性挙動を把握することは、終局限界状態設計法を構築する上で最も重要である。骨組の終局限界状態に至るまでの弾塑性挙動を数値解析的に追跡するために、その終局限界状態が左右される主な要因を考慮できる解析モデル、解析方法の構築が必要となる。例えば、転倒モーメントによって生じる変動軸力による部材耐力の変化、*P-Δ*効果ならびに部材要素の局部座屈による耐力劣化等の要因が挙げられる。

局部座屈を考慮した鋼構造部材の曲げ変形挙動およびその解析モデルに関する研究がすでに数多くなされている。全体挙動を直接モデル化するもの²⁾から、部材を要素分割するもの^{3)~5)}まで精粗さまざまな解析モデルが提案されているが、骨組解析への適用性・計算効率等の点で一長一短がある。

本論文ではまず、(1) 骨組の部材が弾性要素と弾塑性要素から成ると仮定し、複数の軸方向履歴ばねとせん断ばねを用いて弾塑性要素の挙動を表現するという解析モデルを提示する (Fig. 1)。なお弾塑性ヒンジ領域と剛体とから成る解析モデルについて松井らの提案があ

Fig. 1 Modeling of steel structural member

る⁶⁾。本論文ではさらに、(2) 繰返し荷重を受ける鋼構造骨組の弾塑性挙動に影響を大きく及ぼす材料のひずみ硬化による耐力上昇、局所不安定現象による耐力劣化および剛性の軟化現象等を考慮した履歴ばねの復元力特性モデルを提案する。また、(3) 実地震波に対して行われた数多くの骨組の弾塑性応答実験結果を用いて、提示した解析モデルおよび復元力特性モデルの信頼性を実証する。

§2. 解析骨組のモデル化

§2.1 基本仮定

梁・柱の任意危険断面を中心として配置する弾塑性要

本論文の一部は既に文献1)に発表した。

* 株式会社フジタ技術研究所 研究員・博士(工学)

** 東京大学生産技術研究所 助教授・博士(工学)

*** 東京大学生産技術研究所 教授・博士(工学)

Research Engineer, Technical Research Institute Fujita Corporation, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Prof., Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Fig. 2 Inelastic element composed of bar-springs and shear panel

Fig. 3 Internal forces and deformations of bar-springs and shear panel

素を次のように複数の履歴ばねでモデル化する (Fig. 2 を参照)。

(1) 弾塑性要素断面は平面保持の仮定が成立するものとする。部材の塑性化領域の広がりまたは板要素の局部座屈部分長さを考慮して弾塑性要素の長さ L_a を決める。

(2) 材料の非線形性は、弾塑性要素の両端を結ぶ複数の履歴ばねの復元力特性を与えることによって表現される。また、必要に応じて板要素の局部座屈後の挙動や接合部の滑り等を考慮した履歴特性も取り入れられる。

(3) 弾塑性要素は、両端に結ばれる4つの軸方向履歴ばねと1つのせん断履歴ばねからなるものとする。複数の軸方向履歴ばねによって変動軸力および変動曲げモーメントに対する弾塑性要素の挙動が表現される。なお、せん断履歴ばねは、軸方向ばねとは独立に扱うこととする。

(4) 弾塑性要素端部の移動による幾何学的非線形性は、全体座標系への変換マトリックスを step by step に更新することによって考慮される。一方、要素内部の変形による幾何学的非線形性は考慮しない。

なお、弾性要素については通常の弾性梁要素を用いる。

§ 2.2 弾塑性要素の定式化

Fig. 2 に示すように弾塑性要素 ij は4つの軸ばねと1つのせん断ばねで構成される。両端 i, j は節点に接続される。節点 i (左側) と節点 j (右側) を結ぶ線を基線 (部材軸線) とし、軸方向履歴ばねは基線と平行に配置されるものとする。また、部材の断面を4要素に分割し、各軸ばねをその面積要素の中心に置くことにする。軸ばねの基線からの位置を座標で表し、 r_n ($n=1, 2, 3, 4$) とする。ただし、Fig. 2 に示す場合、基線の上側

にあるものを正とする。

弾塑性要素端の力と変位を Fig. 2 に示されるように表し、次のようにベクトルで記する。

$$\{f\} = (f_{xi}, f_{yi}, m_i, f_{xj}, f_{yj}, m_j)^T \dots\dots\dots (1)$$

$$\{d\} = (d_{xi}, d_{yi}, \theta_i, d_{xj}, d_{yj}, \theta_j)^T \dots\dots\dots (2)$$

また、弾塑性要素内部のばねの力と変形を Fig. 3 に示されるように表し、次のようにベクトルで記する。

$$\{p\} = (p_1, p_2, p_3, p_4, q)^T \dots\dots\dots (3)$$

$$\{\delta\} = (\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4, \gamma)^T \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 p_k : 軸ばね k の中央における軸力

q : せん断ばねにおけるせん断力

δ_k : 軸ばね k の変形

γ : せん断ばねの変形

弾塑性要素内部の力と要素端の力の釣合い関係式および要素内部の変形と要素端の変位の関係式は、次の式 (5) および式 (6) によって表すことができる。

$$\{f\} = [c] \{p\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\{\delta\} = [c]^T \{d\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $[c]$ は接続行列であり、

$$[c] = \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ r_1 & r_2 & r_3 & r_4 & L_a/2 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ -r_1 & -r_2 & -r_3 & -r_4 & L_a/2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

と表される。

釣合い式 (5) を導出する際、弾塑性要素の i 端と j 端を結ぶ軸線の中央点で軸線と直交する面において要素を切断し、釣合いを考えたのであり、各軸ばね中央の軸力 p_k の切断面における作用位置は、最初 (変形前) の位置 r_k と変わらないものと仮定している。

弾塑性要素の力と変位の関係式は

$$\{\Delta f\} = [k] \{\Delta d\} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる。 $[k]$ は弾塑性要素の増分間の剛性行列であり、次式から求められる。

$$[k] = [c][k^*][c]^T \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{ここに、} [k^*] = \begin{bmatrix} k_1 & & & & 0 \\ & k_2 & & & \\ & & k_3 & & \\ & & & k_4 & \\ 0 & & & & k_s \end{bmatrix}$$

k_n^* ($n=1, 2, 3, 4$) および k_s は、各軸ばねおよびせん断ばねの増分間剛性である。

式 (9) を具体的に書くと、

$$[k] = \begin{bmatrix} T & & & & & \\ 0 & k_s & & & & \\ -S & k_s \frac{La}{2} & I + k_s \frac{La^2}{4} & & & \\ -T & 0 & S & T & & \\ 0 & -k_s & -k_s \frac{La}{2} & 0 & k_s & \\ S & k_s \frac{La}{2} & -I + k_s \frac{La^2}{4} & -S & -k_s \frac{La}{2} & I + k_s \frac{La^2}{4} \end{bmatrix} \quad \text{sym.} \quad (9)'$$

$$\text{ただし, } T = \sum_{n=1}^4 k_n^*, \quad S = \sum_{n=1}^4 k_n^* r_n, \quad I = \sum_{n=1}^4 k_n^* r_n^2$$

となる。

§3. 履歴ばねの復元力特性

鋼構造部材・骨組の復元力特性モデルについては、既に数多く提案されている。大別すると、区分的に線形型のモデルと何かの関数で表される滑らかなモデルに分類できる。

区分的に線形型のモデルとしては、古くから使われている Bi-linear モデル、Tri-linear モデルがある。また、加藤・秋山⁷⁾は3本の直線で構成されるスケルトンに基づく履歴則を提案している。この履歴則の基本は、任意の変形履歴下の荷重変形関係を順次つなぎ合わせて得られるものは単調1方向荷重下の荷重-変形関係に一致すること、および弾性勾配は不変であるということである。この履歴則は簡明であるが、繰り返しの剛性の軟化が考慮されていない。

一方、連続関数で表される滑らかな復元力特性モデルとして、Ramberg-Osgood モデル⁸⁾および1つの微分方程式の形で表す微分方程式型モデル⁹⁾が挙げられる。これらの復元力特性モデルは、すでに多くの研究者に応用されており、その有用性が指摘されている(例えば、文献10)、11))。しかし、これらの復元力特性モデルでは、部材の局部的不安定等による急激な耐力劣化を表現することは困難である。

上述の既往研究を踏まえ、鋼材のひずみ硬化による繰返し時の耐力の上昇、局部的な不安定等による耐力の劣化および剛性軟化効果等の現象を配慮して、前節で述べた弾塑性要素を構成する軸方向履歴ばねの復元力特性モデルを提案する。

(1) スケルトン曲線

引張り軸力下と圧縮軸力下のスケルトン曲線を、Fig. 4(a) に示しているようにそれぞれ三本の直線を用いて表す。引張側は弾性域①、ひずみ硬化域②_t、および最大強度域③_tからなり、圧縮側は弾性域①、ひずみ

(b) Shift of skeleton curve and unloading path

Fig. 4 Hysteresis rule for bar-springs

硬化域②_cおよび劣化域③_cからなると仮定する。

(2) スケルトン曲線における目標点とその更新

引張側と圧縮側において履歴曲線の目指す点、すなわち、目標点の一つずつ定義する。初期目標点は、弾性限界点 Y_t , Y_c とする。載荷点が弾性限を過ぎてスケルトン上で移動する場合には、Fig. 4(b) に示しているように、載荷点側の目標点を載荷点と同時に移動させ、更新する。このとき、反対側の目標点をそのスケルトン曲線とともに、載荷点の経験する塑性変形量 $\Delta \delta_p$ の Ψ 倍だけ変形軸に沿って移動させる。除荷後の履歴曲線は、この二つの目標点を参照して決められる。 Ψ の値を 0 とすると、スケルトン部分以外は通常の Ramberg-Osgood モデルとなる。また、 Ψ の値を 1 とすると、加藤・秋山モデルに一致し、スケルトン上の目標点を、載荷点が経過した塑性変形量の全値移動させることになる。実際の鋼部材の履歴はこの両極端の中間に位置すると考える。

鋼材の応力-ひずみの履歴曲線においては、いわゆる Prandtl の法則が満足され、逆方向の塑性変形を受けた後に再負荷した場合、再負荷の方向と逆方向に最後の除荷した点を通るという特徴がある。提案した復元力特性モデルは、スケルトン曲線上においてのみ、Prandtl の法則を満足している。

(3) 履歴曲線関数とその定め方

除荷が起こる度にこの除荷点とこれからの指向方向にある目標点を用いて履歴曲線を定める必要がある。ここでは、Ramberg-Osgood 関数を参照して履歴間の荷重 p

Fig. 5 Response analyses using different hysteresis rules

と変形 δ の関係を次式で与える。

$$(p - p_v)[a + b|p - p_v|^{r-1}] = \delta - \delta_v \quad (10)$$

p_v と δ_v は現在除荷点における荷重と変形であり、 a と b は係数である。指数 r の変化によって履歴曲線の丸みを変えることができる。式 (10) の両辺を δ に関して微分すると、

$$\frac{dp}{d\delta} = \frac{1}{a + br|p - p_v|^{r-1}} \quad (11)$$

が得られる。これは履歴ばねの接線剛性 k^* となる。

次の2つの条件を用いて係数 a , b を定める。

- (i) 現在の除荷点における接線剛性はスケルトン曲線の初期弾性勾配に等しいこと。
- (ii) 目標点を通ること。

初期弾性勾配を k_1 、目標点における荷重と変形を p_r , δ_r とする。上記の2つの条件を式 (11) と式 (10) に代入して整理すると、

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{1}{k_1} \\ b &= \frac{1}{|p_r - p_v|^{r-1}} \left(\frac{1}{k_{ur}} - \frac{1}{k_1} \right) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ただし、 $k_{ur} = \frac{p_r - p_v}{\delta_r - \delta_v}$

k_{ur} は現在除荷点と目標点間の履歴曲線の割線勾配となる。

式 (12) を式 (11) に代入すると、履歴ばねの接線剛性は式 (13) で表される。

$$k^* = \frac{k_1 k_{ur}}{k_{ur} + r(k_1 - k_{ur}) \left| \frac{p - p_v}{p_r - p_v} \right|^{r-1}} \quad (13)$$

目標点を更新する時に用いた係数 Ψ が応答挙動に及ぼす効果を示す例として、Fig.5 には $\Psi = 0.0$ (Ramberg-Osgood モデル)、 $\Psi = 0.8$ および $\Psi = 1.0$ (加藤・秋山モデル) とした場合の応答解析結果を示している。 $\Psi = 1.0$ の場合は、応答変位が最も早期に発散した。なお、解析例は §5 で述べる梁・柱のオンライン地震応答実験の一例を解析したものである。

§4. 地震応答解析法

地震応答解析において無減衰の場合の水平振動方程式は次式で表される。

$$[M]\ddot{X} + [F_v] = -[M]1\ddot{Y} \quad (14)$$

ただし、 $\{X\}$: 質量のある節点の水平変位ベクトル

$\{F_v\}$: 水平外力に対する骨組の復元力ベクトル

$\ddot{Y}$: 地震動加速度

$[M]$: 質量行列

"...": 時間に対する2階微分

ここでは、骨組の増分方程式を次式のように表す。

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_v \\ \Delta F_\theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & K_2 \\ K_3 & K_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta X \\ \Delta \theta \end{Bmatrix} \quad (15)$$

ただし、 $\{\theta\}$: 力の拘束のある方向の節点変位ベクトル

$\{F_\theta\}$: $\{\theta\}$ に対応する節点荷重ベクトル

中央差分法を用いて、運動方程式 (14) を解くと、

$$\{\Delta X\}^i = \{\Delta X\}^{i-1} - (\Delta t)^2 \cdot ([M]^{-1} \{F_v\}^i + 1) \ddot{Y}^i \quad (16)$$

ここで、 $\{\Delta X\}^i = \{X\}^{i+1} - \{X\}^i$

Δt : 時間刻み

になる。式 (16) の右辺にあるのはすべて i ステップ以前の情報で、既知である。したがって、それを用いて $(i+1)$ ステップの変位応答が解かれる。

節点の移動による幾何学的非線形は、増分解析において、要素端部の力・変形関係が骨組の全体座標系へ変換するときに用いた座標変換行列を、各ステップにおける節点位置に基づいて更新することによって考慮される。

弾塑性要素が構成される複数の履歴ばねの剛性は、変位増分法による骨組の弾塑性数値解析中、頻繁に変化していると予測される。一般に増分量が未知の場合、このような剛性のある履歴則のもとで確定することは困難である。近似値として現在の弾塑性状態のもとの履歴ばねの接線剛性を用いている。この場合、現在の増分区間の状態が変わると誤差が生じる。このような誤差によって節点に生じた不釣合力の累積を避けるため、現時点において生じた不釣合力を次ステップで修正する方法を用いる。具体的には、現時点に生じた不釣合力を次ステップで負の節点外力として節点荷重ベクトル $\{F\}$ に加える¹²⁾。

数値解析の流れを以下に示す。

(1) 式 (16) を用いて $\{\Delta X\}^i$ を計算する。

(2) 式 (15) を用いて $\{\Delta X\}^i$ より $\{\Delta \theta\}^i$ を求める。

このとき、剛性行列の一部分だけを利用する。さらに上述の不釣合力の修正法を用いて、 $\{\Delta \theta\}^i$ を次式で表すことができる。

$$\{\Delta \theta\}^i = [K_4]^{-1} (\{F_\theta\}^0 - \{F_\theta\}^i - [K_3] \{\Delta X\}^i) \quad (17)$$

ここに、 $\{F_\theta\}^0$ は節点外力ベクトル、 $\{F_\theta\}^i$ は要素端力より求められたものである。したがって、 $\{F_\theta\}^0 - \{F_\theta\}^i$ は i step において生じた不釣合力となる。

(3) 節点変位増分 $\begin{Bmatrix} \Delta X \\ \Delta \theta \end{Bmatrix}^i$ より座標変換によって部材端変位増分 $\{\Delta d\}^i$ を求め、さらに、式 (6) から弾塑性要素内部の変形増分 $\{\Delta \delta\}^i$ を求める。

(4) 弾塑性要素の履歴ばねの復元力ベクトル $\{p\}^{i+1}$ を、§3 で述べた復元力特性モデルから求める。

(5) 式 (5) を用いて要素端力ベクトル $\{f\}^{i+1}$ を求める。さらに座標変換を通して $(i+1)$ step の全節点力ベクトル $\{F_v\}^{i+1}$, $\{F_\theta\}^{i+1}$ を求めることができる。

以上 (1)~(5) を繰り返すことによって運動方程式 (14) が解かれる。

§5. 解析結果と実験結果の比較

§5.1 実験の概要

本節では、鉄骨H形断面、箱形断面の梁・柱試験体と3層骨組模型に対して行われた静的単調載荷実験およびオンライン地震応答実験の結果^{(13)~(15)}を用いて、前節までに述べた鋼構造平面骨組の弾塑性解析法、復元力特性モデルの有用性を実証する。本論文において利用した実験の概要を簡単に述べる。

1) 試験骨組

H形断面の梁・柱試験体は、フランジに板厚9mm、ウェブに板厚6mmの圧延板を使用して隅肉溶接で制作されたものであり、箱形断面の試験体は6mmの圧延板を使用してかど溶接で製作されたものである。また、すべての試験体の強軸まわりの細長比が20程度であり、H形断面の片フランジの幅厚比が10, 8と6, 箱形断面幅厚比が40, 30と20のそれぞれ3種類である。各試験

Fig. 6 Test setup of beam-column specimens

Table 1 Properties of members

No	t_f	t_w	$2b$	b/t_f	H
H-10	9	6	180	10	1600
H-8	9	6	144	8	1300
H-6	9	6	108	6	1000
No	t	B	B/t	H	
B-40	6	240	40	2000	
B-30	6	180	30	1300	
B-20	6	120	20	1000

体の諸元を Table 1 に示す。試験体は断面形状と幅厚比の組み合わせで6種類に分類され、それぞれ H-10, H-8, H-6 および B-40, B-30, B-20 と称する。

実験のセットアップ状況は Fig. 6 に示すように、一端がピン支持、他端がピンローラ支持である。試験体に一定の軸力を加え、さらに中央で鉛直方向の載荷を行った。

3層骨組模型試験体は Fig. 7 に示しているように、1スパン1構面のラーメン骨組模型である。試験体は試験床に高力ボルトで緊結され、各階の梁の材軸位置に水平載荷が行われた。

また、すべての実験において試験体の構面外座屈が生じないようにしている。試験体に使用した鋼材は、最近開発された降伏比の低い60キロ級高張力鋼である。鋼材の応力-ひずみ関係を Fig. 8 に示している。

2) 実験の概要

梁・柱の静的単調載荷実験とオンライン地震応答実験は、軸力のない場合と軸力のある場合(軸力比 $n_y=0.4$, ただし B-40 は 0.2) のそれぞれ12例である。また、3層骨組模型の実験は、逆三角形分布を水平外力分布とした静的単調比例載荷実験とオンライン地震応答実験の各1例である。

すべてのオンライン実験に使用した地震動波形は1940年 Imperial Valley 地震の際、El Centro で観測さ

Fig. 7 Test setup of 3-story frame model

Fig. 8 Typical stress-strain curve of steel material

れた記録のNS成分の主要部分15秒間の加速度波であり、実験別に単調載荷実験で得られた試験骨組の最大水平耐力に応じて適宜に増減して用いた。原波の最大加速度は347.2 galである。また、固有周期（または1次固有周期）を約0.8秒とした。

なお、すべての実験において、局部座屈変形が観察された。

§5.2 復元力特性モデルを定める諸パラメータ

1) 軸ばねの引張側のスケルトン曲線については、素材の応力・ひずみ関係に基づいて降伏耐力 $i p_y$ と最大耐力 $i p_u$ を定め、各軸ばねの受け持つ面積と弾塑性要素の長さ L_a から弾性域①の勾配 k_1 を定める。 L_a として、部材断面の幅（材長の1割程度）と同じものを用いる。硬化域②の勾配 k_2 は、弾性勾配 k_1 に対する比率が素材

の応力・ひずみ関係のそれと同じになるように定める。最大耐力に達した後、変形の進行に伴ってその耐力レベルを保つとし、すなわち $i k_3$ を0とする。

2) 軸ばねの圧縮側のスケルトン曲線は、局部座屈などの影響を受けると考えて部材の形状に応じて評価する必要がある。また、後に示す梁・柱の単調載荷実験の $M-\theta$ 関係から分かるように、軸力のある場合は最大耐力後の耐力劣化が顕著になっている。一方、構造物が地震のような繰返し荷重を受ける場合、骨組を構成する各部材、特に柱材における軸力は時々刻々変動している。それに応じて個々のばねの特性を変化させることは、困難かつ煩雑である。そこで、圧縮側のスケルトン曲線を定める諸パラメータを、部材に作用する軸力に関係なく評価するとする。具体的には、弾性勾配 k_1 と降伏耐力 $c p_y$ は引張側のスケルトン曲線のそれらと同じものとする。硬化勾配 $c k_2$ 、劣化勾配 $c k_3$ および最大耐力 $c p_u$ には、部材断面形状のほか、材長方向および断面内の応力分布の勾配も影響を及ぼしている。事実、梁・柱の応力上昇率は短柱圧縮時の応力上昇率よりかなり高いことが分かっている¹³⁾。したがって短柱圧縮実験から得られた局

Fig. 9 Analytical model for beam-column tests

Fig. 11 Story shearing force vs. story displacement relationships of 3-story frame under monotonic loading—tested (thin curve) and computed (bold curve)

Fig. 10 Moment vs. rotation angle relationships of beam-columns under monotonic loading—tested (thin curve) and modeled (bold curve)

Fig. 12 Hysteresis curves of beam-columns—tested and computed

部座屈耐力や応力・ひずみ関係の劣化勾配は、 $c k_2$, $c k_3$ および $c p_u$ を決めるために必ずしもそのまま適用できない。ここでは梁・柱の静的単調載荷実験を分析し、分析結果を実験結果と対比させて試行錯誤でこれらのパラメータを決めることとする。その際には、 $c k_2$, $c k_3$ の k_1 に対する比率および $c p_u$ の $c p_y$ に対する比率が各軸ばねについて等しくなるようにしている。

3) 履歴曲線の曲がり具合（剛性軟化の度合い）は、目標点を更新する時に用いる係数 Ψ と指数 r によって支配される。文献 16) において H 形断面の梁・柱の繰返し載荷実験結果に本モデルをあてはめた結果、 $\Psi=0.8$, $r=5$ とすれば、解析結果は実験結果とよく一致していることが示された。本論文においても同様な値とした。

4) セン断ばねを弾性とし、弾塑性要素部のウェブパネルのせん断剛性を k_s とした。

§5.3 解析結果と実験結果の比較

Fig. 9(a) に示すように、曲げ荷重と軸荷重を受ける梁・柱試験体は、中央プレート近辺において局部座屈変形が発生する。その後、片方の局部座屈変形が進行する。それに伴って中央プレートが回転し、試験体の変形が非対称となる。試験体局部座屈後の挙動を忠実に表現するために、ここでは、Fig. 9(b) に示すような解析モデルを用いる。つまり、中央プレートの両側に弾塑性要素を

設置し、片方の弾塑性要素においてのみ、局部座屈を想定するばねの復元力劣化を生じさせる。

Fig. 10 は、静的単調載荷場合の解析結果を実験結果と比較したものである。縦軸と横軸は、中央プレートを中心にして試験体を左右 2 つに分離したときのそれぞれの材端曲げモーメント M と材端回転角 θ である。図中の太線は解析結果であり、細線は実験結果である。これらの図に示されるように、局部座屈が起こると、片方は曲げ耐力劣化が生じ、片方は弾性除荷が生じている。解析結果はこの現象をよく捉えており、局部座屈後の挙動を含めて実験結果をよく反映している。

3 層骨組模型実験に対する解析では、骨組のすべての部材両端部を弾塑性要素でモデル化した解析モデルを用いた。静的載荷解析方法としては、水平外力の分布形とある節点の変位増分を与えてその点の反力増分、荷重パラメータの増分および他の節点変位増分を求める変位増分制御法を用いた。この方法は、特に骨組の不安定領域を含む変形挙動を追跡する数値解析法として妥当であると指摘されている^{17), 18)}。Fig. 11 は層せん断力と層間変位について解析結果と実験結果を比較したものである。

以上、単調載荷の解析と実験の比較によって、各種の部材について実験結果からあてはめた軸ばねの復元力特性のスケルトン曲線は適切であることを確認した。

Fig. 13 Time histories of response displacements of beam-columns—tested (thin curve) and computed (bold curve)

Fig. 14 Hysteresis curves of 3-story frame—tested and computed

Fig. 15 Time histories of response displacements of 3-story frame—tested (thin curve) and computed (bold curve)

Fig. 12 と Fig. 13 は、梁・柱試験体に対して行われたオンライン地震応答実験結果とそれらの解析結果を比較したものである。Fig. 12 にせん断力と中央水平変位の関係を示しており、Fig. 13 に中央水平変位の時刻歴を示している。図中の解析名または実験名は、“a-b-c”の形で表しており、a に試験体の種類、b に軸力比、c に降伏加速度比（単調載荷で得られた最大水平耐力を慣性質量で除したものを降伏加速度とし、最大入力加速度を降伏加速度で除した値）を表している。これらの図から、数値解析結果は局部座屈後の挙動についてもある程度追跡できていることが分かる。

Fig. 14 と Fig. 15 は 3 層骨組模型の応答解析結果と実験結果を比較したものである。Fig. 14 に層せん断力と層間変位の関係を示しており、Fig. 15 に各相対変位の時刻歴を示している。

§6. まとめ

(1) 局部座屈後の挙動を含む鋼構造骨組の弾塑性地震応答解析のための簡易部材モデルを示した。この解析モデルは、骨組の部材が危険断面を中心とする一定の長さを持つ弾塑性要素と弾性要素から成ると仮定し、弾塑性要素を複数の履歴ばねでモデル化している。この解析モデルの利点として、転倒モーメントによる変動軸力の影

響を簡便に考慮できること、部材を構成する板要素の局部座屈後の挙動を履歴ばねの復元力特性に取り入れられること等が挙げられる。

(2) 耐力上昇・劣化、剛性の軟化等の諸現象を取り入れた復元力特性モデルを提案した。

(3) H 形断面、箱形断面の梁・柱および 3 層骨組模型に対して実施された数多くの単調載荷実験とオンライン地震応答実験の解析を行った。弾塑性要素における履歴ばねの復元特性のスケルトン曲線を、梁・柱の単調載荷実験結果と適合するように定めれば、本論文で提案した解析モデルを用いて鋼構造骨組の局部座屈後の挙動を含む地震時の弾塑性挙動を追跡することができる。

謝 辞

本研究は、第一著者が東京大学に提出した学位論文「鋼構造骨組の終局限界状態の解明」の一部である。また、本研究は、平成元年度文部省科学研究費補助金・一般研究 (B) 「鋼構造物の終局限界状態の定量化」(No. 63460170, 研究代表者：高梨晃一) の助成を受けた。数多くの実験の実施にあたって、多大なご協力を頂いた東京大学生産技術研究所 嶋脇与助・近藤日出夫両技官、ならびに試験体の製作にご助力を頂いた新日本製鐵株式会社に深く感謝致します。

参考文献

- 1) Ohi, K., Takanashi, K. and Meng, L.H. : Multi-spring Joint Model for Inelastic Behavior of Steel Members with Local Buckling, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, Institute of Industrial Science, Univ. of TOKYO, No.24, pp.105~114, March, 1991
- 2) 加藤 勉, 秋山 宏, 帯 容一 : 局部座屈を伴う H 形断面材の変形, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 257 号, pp.49~58, 1977 年 7 月
- 3) Climenhaga, J.J. and Johnson, R.P. : Moment-Rotation Curves for Locally Buckling Beams, J.S. Div., ASCE, Vol.98, No.ST 6, pp.1239~1254, June, 1972
- 4) 三谷 勲, 牧野 稔, 松井千秋 : H 形鋼柱の局部座屈後の変形性状に関する解析的研究 (その 1) 単調荷重を受ける場合, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 296 号, pp.37~47, 1980 年 10 月
- 5) 辻 文三 : 繰り返し荷重を受ける鋼構造物の弾塑性変形性状ならびに崩壊性状に関する研究, 京都大学学位論文, 1985 年 1 月
- 6) 松井千秋, 森野捷輔, 内田保博 : 水平 2 方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状 (その 1)~(その 3), 日本建築学会論文報告集, 第 319 号, 1982 年 9 月, 第 333 号, 1983 年 11 月, 第 349 号, 1985 年 3 月
- 7) Kato, B., Akiyama, H. : Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending, Proc. ASCE, Vol.95, ST1, Jan., 1969
- 8) Jennings, P.C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.90 (EM 2), pp.131~165, April, 1964
- 9) Wen, Y.K. : Method for Random Vibration of Hysteretic System, J. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol.102 (EM2), pp.249~263, 1976.
- 10) 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中 尚 : 繰り返し載荷を受ける H 形鋼梁の復元力特性—その 1, 定変位振幅繰り返し載荷時の塑性ヒンジ回転能力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 264 号, pp.51~59, 1978 年 2 月
- 11) Baber, T.T. and Wen, Y.K. : Random Vibration of Hysteretic Degrading Systems, J. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol.107 (EM6), pp.1069~1087, Dec. 1981
- 12) Kannan, A.E. and Powell, G.H. : A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures with User's Guide, Report No.EERC 73-6 and EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, April, 1973
- 13) 高梨晃一, 孟 令樺, 福島暁男, 桑村 仁, 鈴木孝彦 : 低 YR 60 キロ級高張力鋼 Beam-Column の耐力と変形能力, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.36 B, pp.399~408, 1990 年 3 月
- 14) 近藤日出夫ほか 5 名 : 低 YR 60 キロ級高張力鋼柱の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1357~1358, (中国) 1990 年 10 月
- 15) Takanashi, K., Meng, L.H. and Simeonov, B. : Static and On-line Earthquake Response Tests on 3 Story Frame of A Low-Yield-Ratio Steel, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, Institute of Industrial Science, Univ. of TOKYO, No.23, pp.33~42, March, 1990
- 16) 陳 以一, 近藤日出夫, 大井謙一, 高梨晃一 : 複合応力状態における H 形鋼柱の耐力劣化現象 その 2 解析報告, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.101~104, 1991 年
- 17) Tanahashi, R. et al. : To the Final State of Rectangular Frames, Proc., 4th WCEE 2, A-4, pp.179~194, Santiago Chili, 1969
- 18) 石田修三ほか 3 名 : 弾塑性骨組の静的たわみ解析における変位増分法の解技法, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.333~336, 1986 年

(1991 年 11 月 8 日原稿受理, 1992 年 4 月 13 日採用決定)