高温における T 形断面鋼柱のクリープ座屈

CREEP BUCKLING OF STEEL TEE COLUMNS AT HIGH TEMPERATURES

古村福次郎*, 安部武雄**, 岡部 猛***, 篠原保二****

Fukujiro FURUMURA, Takeo AVE, Takeshi OKABE and Yasuji SHINOHARA

The creep buckling behavior of steel tee columns was studied experimentally and theoretically at high temperatures. The tee column specimens with width-to-thickness ratio $b/t=10$ were subjected to various constant load with eccentricities at high temperatures from 500 to 550°C, and all of them failed by local buckling of the tee stem. The lateral deflection and contraction curves of the columns versus time were obtained and it was clarified how the load, eccentricities and temperatures affected the creep buckling behavior of tee columns. The test results were also compared with the values of nonlinear analysis by the finite element method which adopted the mechanical model of structural steel at high temperature proposed by authors. Consequently the validity and efficiency of the present analytical method were examined by the experimental results.

Keywords : creep buckling, high temperature, steel column, local buckling, finite element method

§1. 序

火災時高温状態での鋼柱の耐荷性能は、高温で起こる各種の座屈挙動のために常温時の耐荷性能よりもかなり減少する。特に、鋼材温度が 500°C 以上に達するような場合においては、構造用鋼材は応力-ひずみ関係が低下するばかりではなくクリープひずみが顕著に生じるようになるため、圧縮荷重下にある柱材には大きなクリープ変形を生じるようになり、クリープ変形挙動下の座屈現象が部材崩壊の原因となる場合が考えられる。したがって、500°C 以上の高温状態において鋼構造建築物の耐火設計を合理的に実現するためには、高温クリープの影響（時間のファクター）も無視できないものと思われる。

このような観点から著者らは、先に文献 1), 2) において、種々の偏心距離で一定荷重を受ける H 形断面鋼柱の高温クリープ座屈挙動の実験並びに解析を行い、その性状を調べた。この研究では、鋼柱のクリープ座屈挙動を実験的に検討することの手始めとして、試験体には極厚の H 形断面を用い、柱部材が弱軸回りに変形するような偏心荷重を加え、構面内の過度の変形が鋼柱のクリープ座屈を誘発するように設定した。しかしながら、現実の建築物では極厚断面の部材だけではなく、高温クリー

プ変形時に局部座屈や曲げねじれ座屈を起こして崩壊に至るような幅厚比、細長比を持つ部材も使用されている。したがって、鋼構造建築物の耐火設計をより現実的なものとするためには局部座屈や曲げねじれ座屈の検討も必要である。

近年、高温時の局部座屈挙動に関連して実験的、解析的研究^{3)~5)}が見られるが、高温時の鋼柱に局部座屈が生じてクリープ座屈を起こす場合を検討した研究は著者らの知る限り行われていない。

本論文では、鋼柱部材が高温時のクリープ変形挙動下で局部座屈を生じて崩壊する場合の実験データを得ることを目的として、一定温度下で偏心圧縮荷重を受ける T 形断面鋼柱材の高温クリープ座屈実験を行う。また、板要素を用いた有限要素法による熱弾塑性クリープ解析法で本実験のシミュレーションを行い、局部座屈を伴う鋼柱部材のクリープ座屈解析に対する解析法の妥当性および高温時の鋼材料データの有用性を確認する。

§2. T 形断面鋼柱の高温クリープ座屈実験

Fig. 1 に示すように、H 形断面鋼柱部材に偏心圧縮荷重が加わり弱軸まわりに曲げモーメントが作用すると、柱部材を構成するフランジ板要素は軸荷重と面内の曲げ

本論文は、参考文献 8), 9) を加筆修正し、取りまとめたものである。

* 東京工業大学 教授・工博

** 東京工業大学 助教授・工博

*** 熊本大学 助教授・工博

**** 東京工業大学 助手・工修

Professor of Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Associate Professor of Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Associate Professor of Kumamoto University, Dr. Eng.

Research Associate of Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Fig. 1 弱軸曲げを受けるH形断面鋼柱材

モーメント荷重とを同時に受けて板要素の面内方向に変形を起こす。H形断面鋼柱部材のフランジ板要素は、このような変形下で面外へ座屈する可能性がある。

ここでは、偏心圧縮荷重を受けて弱軸回りに変形するH形断面鋼柱部材のフランジ板要素を理想化した試験体としてT形断面鋼柱部材を設定し、高温クリープ座屈挙動実験を行う。

2-1 試験体

実験に用いた試験体は、Fig. 2に示す形状・寸法を持つT形断面鋼柱材 (T-99×90×9×9) である。試験体のウェブの幅厚比 (b/t) は10であり、実験装置の電気炉の寸法の制約から、このように小型でかつT形断面の試験体を用いる。

Fig. 2 T形断面鋼柱試験体 (T-99×90×9×9)

この試験体は、鋼種 SM 50A の 12 mm 厚の鋼板を溶接してT形断面柱に組み立てた後、所定の板厚に削り落とし、両端に 15 mm 厚のエンドプレート (鋼種 MUKI) を溶接にて取り付けて製作したものである。実験時には、Fig. 3に示すように試験体両端のエンドプレートに加力治具が取り付けられ、部材両端の黒丸の位置にヒンジがセットされる。

使用鋼材のミルシートによる化学成分および常温時の力学的性質を Table 1～2 に示す。

2-2 実験方法

実験装置は、文献 1), 2) と同じく東京工業大学設置のヴォールドウィン大型万能試験機および同機付属の円筒形大型電気炉を用いた。したがって、電気炉の寸法、ヒータの構造、温度の制御方法、試験体に荷重を伝達させるための圧縮装置そしてヒンジ等の治具類は文献 1), 2) に記載したものと同様である。

柱の変形も文献 1), 2) と同様に横たわみと材長方向の伸縮を測定した。ただし、柱の伸縮に関しては Fig. 2, 3 に示すようにウェブの自由端付近とフランジ

Fig. 3 ダイアルゲージとヒンジ位置

Table 1 試験体鋼板の化学成分 (ミル・シート値) (%)

JIS grade	C	Si	Mn	P	S
SH50A	0.18	0.48	1.42	0.015	0.004
MUKI	0.11	0.18	1.47	0.005	0.002

Table 2 試験体鋼板の機械的性質 (ミル・シート値)

JIS grade	plate thickness (mm)	Tensile test (JIS No.5)		
		Yield Strength (kgf/mm ²)	Tensile Strength (kgf/mm ²)	Elongation (%)
SH50A	12	42 (36.9)	58	38
MUKI	22	38	49	54

() : Yield strength obtained from the tensile test by authors

付近の伸縮を別々に測定できるように、エンドプレート上の水平方向に100 mm離れた点を検長405 mmで4点測定した。

圧縮装置と柱変形測定装置の概要を Fig. 4 に示す。

試験体の試験温度は、500, 525, 550°C の3種類とし、各温度における作用荷重レベルは軸力比 (β) で0.25～0.4の範囲とし、偏心距離は断面の図心位置よりウェブの自由端に圧縮が加わる方向へ10～25 mmの範囲で5.0 mm 間隔で設定した。ここで、 $\beta = P/AF$ であり、 P は軸力、 A はT形柱断面積、 F は鋼構造設計規準の F 値 (33 kg/mm²) である。実験は、一定温度下での一定荷重試験と階段状変動荷重試験とを行った。全試験条件を Table 3 に示す。

実験の手順は次のとおりである。

- (1) 試験体を電気炉内の所定位置にセットする。
- (2) 傾斜板および球座を用いて、試験体セット位置を調整する。
- (3) 弾性変形の範囲内の荷重を作用させ、試験体に貼付された。8枚のワイヤストレインゲージでひずみを測定する。
- (4) 測定されたひずみを計算値と比較し、良好なひずみ分布が得られたなら次へ進む。ひずみ分布状態が悪い場合は(2)にもどる。
- (5) 試験体の転倒を防ぐため、およそ100～250 kgの

Fig. 4 加力装置と測定装置の概要

Table 3 実験条件

β	e (mm)	T (°C)											
		500				525				550			
		10	15	20	25	10	15	20	25	10	15	20	25
0.25													○
0.30		●			●				○	●	○	○	
0.35				○	○		○						
0.40			○				○						

$\beta = P/(A \cdot F)$

P: Axial load (ton)

A: Sectional area (cm²)

F: F-value = 3.3 (ton/cm²)

P ($\beta = 1$) = 53.48 ton : T-99x90x9x9

e : Eccentric distance (mm)

○: Constant load test

●: Step-wise change load test

荷重を保持した状態で試験温度まで加熱し、比較的良好な温度分布が得られるまで待つ。

(6) 一定荷重試験の場合、載荷開始時に試験荷重レベルまで載荷した後、柱がクリープ座屈するまで試験荷重を保持し続ける。変動荷重試験の場合、載荷開始時に初期の試験荷重レベルまで載荷して一定荷重に保持し柱をクリープ変形させ、その後所定の時刻において荷重を次の試験荷重レベルまで素早く変化させ、最終的に柱がクリープ座屈するまで試験荷重を一定に保持し続ける。

2-3 実験結果

Fig. 5, 6 に一定荷重試験の実験結果を、Fig. 7, 8 に

Fig. 5-a 変位の時刻歴 ($T=500^{\circ}\text{C}$, $e=20\text{ mm}$, $\beta=0.35$, 一定荷重)

Fig. 5-b 変位の時刻歴 ($T=500^{\circ}\text{C}$, $e=25\text{ mm}$, $\beta=0.35$, 一定荷重)

Fig. 5-c 変位の時刻歴 ($T=525^{\circ}\text{C}$, $e=15\text{ mm}$, $\beta=0.35$, 一定荷重)

Fig. 5-d 変位の時刻歴 ($T = 525^{\circ}\text{C}$, $e = 15\text{ mm}$, $\beta = 0.40$, 一定荷重)

Fig. 5-h 変位の時刻歴 ($T = 550^{\circ}\text{C}$, $e = 25\text{ mm}$, $\beta = 0.25$, 一定荷重)

Fig. 5-e 変位の時刻歴 ($T = 525^{\circ}\text{C}$, $e = 25\text{ mm}$, $\beta = 0.30$, 一定荷重)

Fig. 6-a 荷重-変形関係 ($T = 500^{\circ}\text{C}$, $e = 20\text{ mm}$, $\beta = 0.35$, 一定荷重)

Fig. 5-f 変位の時刻歴 ($T = 550^{\circ}\text{C}$, $e = 15\text{ mm}$, $\beta = 0.30$, 一定荷重)

Fig. 6-d 荷重-変形関係 ($T = 525^{\circ}\text{C}$, $e = 15\text{ mm}$, $\beta = 0.4$, 一定荷重)

Fig. 5-g 変位の時刻歴 ($T = 550^{\circ}\text{C}$, $e = 20\text{ mm}$, $\beta = 0.30$, 一定荷重)

Fig. 6-g 荷重-変形関係 ($T = 550^{\circ}\text{C}$, $e = 20\text{ mm}$, $\beta = 0.3$, 一定荷重)

Fig. 7-a 変位の時刻歴 ($T = 500^{\circ}\text{C}$, $e = 10\text{ mm}$, $\beta = 0.3 \rightarrow 0.35 \rightarrow 0.45$, 階段状変動荷重)

Fig. 8-b 荷重-変形関係 ($T=500^{\circ}\text{C}$, $e=25\text{ mm}$, $\beta=0.3 \rightarrow 0.35$, 階段状変動荷重)

Fig. 7-b 変位の時刻歴 ($T=500^{\circ}\text{C}$, $e=25\text{ mm}$, $\beta=0.3 \rightarrow 0.35$, 階段状変動荷重)

Fig. 8-c 荷重-変形関係 ($T=550^{\circ}\text{C}$, $e=10\text{ mm}$, $\beta=0.3 \rightarrow 0.35$, 階段状変動荷重)

Fig. 7-c 変位の時刻歴 ($T=550^{\circ}\text{C}$, $e=10\text{ mm}$, $\beta=0.3 \rightarrow 0.35$, 階段状変動荷重)

変動荷重試験の実験結果をそれぞれ破線で示した。また、実験後の試験体の残留変形を Photo. 1 に示す。

Fig. 5, 7 は柱の中央たわみ⑥および材長方向伸縮①③等の時刻歴を示しており, Fig. 6, 8 は横軸を変位①③⑥, 縦軸を荷重 P にして荷重-変形関係を表している。

一般に、鋼柱の横たわみおよび伸縮は、鋼材の第一期クリープの影響により、クリープ試験の初期荷役段階に、かなり急速に増加する。その後、変位速度がほぼ一定の期間があり、再び突然に変位が増加し始めて荷重が保持できなくなる。

実験結果から明らかなように、横たわみ⑥が約10

mm を超えると、変位速度は加速度的に増加し、クリープ座屈する。また、T 形断面材のウェブ自由端付近の伸縮量①は、フランジ付近の伸縮量③等に比較して大きい。なお、ウェブ付近の伸縮量が急激に変化するとともに荷重が保持できなくなっている。

これらの図から明らかなように、T形断面材のクリープ座屈挙動は、温度、作用荷重、偏心距離に大きく影響される。

文献1), 2) で行った極厚H形断面柱の高温クリープ座屈実験の結果と本実験のそれを比較すると、変位速度がほぼ一定のクリープ変形状態から、たわみが急増を始めて荷重を維持できなくなるまでの時間が短いようである。これは、文献1), 2) の実験では柱部材の面内の曲げ変形が過大となって部材崩壊が起こるのに対して、本実験ではT形断面材のウェブ板要素の面外の局部座屈が原因となり突然に部材崩壊が起こるためと思われる。

Photo. 1 より実験後に試験体に残留している変形状態が分かる。ウェブ自由端の面外の残留変形は、 $T=500^{\circ}\text{C}$ 、 $e=10\text{ mm}$ 、 $\beta=0.3 \rightarrow 0.35 \rightarrow 0.45$ の場合を除き他のほとんどのものが両端固定条件の2波逆対称座屈形状である。なお、 $T=500^{\circ}\text{C}$ 、 $e=15\text{ mm}$ 、 $\beta=0.4$ の場合は、クリープ座屈が起こる以前に実験を中止したものであり、試験体には面内方向変形のみが残留している。

§3. T形断面鋼柱部材の高温クリープ座屈挙動解析

ここでは前節で示したT形断面鋼柱のクリープ座屈実験を数値解析法を用いてシミュレートし、実験結果と解析結果との比較から、解析法の妥当性を確かめる。

3-1 解析方法

Fig. 5, 6, 7, 8やPhoto. 1に見られるように、T形断面鋼柱材は高温状態で偏心圧縮荷重を受けると、初めに部材全体としての面内の曲げクリープ変形を起こし、最終的にはウェブ板要素が面外方向へ座屈することにより崩壊する。このような崩壊に至るまでの実験挙動を数値解析法によってうまくシミュレートするためには、まず最初に柱材の面内の曲げ変形挙動を精度良くとらえることが必要であり、同時にウェブ板要素の高温での局部座屈挙動を評価する必要もある。

ここでは、著者が先に文献4)で示した鋼平板の高温挙動解析法に改良を加えてT形断面柱の解析法を開発し、高温クリープ座屈挙動解析を行う。したがって、文献4)で用いた鋼材の高温挙動をモデル化する仮定や板材の理論に関する基本的な仮定は本解析においても同様に用いる。

しかしながら、文献4)で示した解析法は面内圧縮を受ける単一鋼平板の高温時挙動を解くために開発したものであるため、本論文のT形断面柱材の解析に適用しようとする場合、二つの問題点がある。最初の問題点は、文献4)で用いた三角形有限要素には面内の回転を表す自由度 θ_z が考慮されていない点である。T形断面柱の試験体はFig. 9左図に示すように鋼板で立体構成されており、文献4)の有限要素ではこれを直接的に表現することができない。

この点に関しては試験体の方をFig. 9, 10, 11に示すような理想化した解析モデルとすることで対処する。

Fig. 9 試験体のモデル化

Fig. 10 試験体断面の解析モデル

Fig. 9, 10, 11の解析モデルは、全体座標系 θ_z 方向のモーメントの不均衡を無視し、T形断面材のウェブ、フランジともに自由度 θ_z を持たない gX - gY 平面上の三角形板要素で表されている。試験体のフランジ部分はFig. 9, 10に示されているように元々は gX - gZ 平面に平行に配置された $B \times t_b$ の矩形断面であるが、解析モデルでは寸法 B を gZ 軸方向に t_b に圧縮し、面積 $B \times t_b$ を $t_b \times t_b$ の正方形断面に集中させている。すなわち、Fig. 10下図の解析モデルのフランジ部分の板要素の gZ 軸方向の板厚は t_b とするが、計算上はフランジ板要素の断面積は $B \times t_b$ とする。

Fig. 11 要素分割と三つの座標系

このように解析モデルと試験体の間でフランジ断面の Y 軸方向の座標位置と面積値を等しくし、なおかつ、解析モデルのフランジ断面の Z 軸方向の板厚を t_0 とすることにより、T形断面柱の X - Y 面内での曲げ変形に対する抵抗力と Z - Y 面内でのねじれ変形に対する抵抗力との二つを解析モデルと試験体の間でほぼ等価にすることができる。

なお、T形断面柱試験体のエンドプレートと試験体に取り付けられた加力治具は一体のものと仮定し、試験体のT形断面部分のフランジ幅 B (90 mm) とウェブの幅 $H+t_0$ (99 mm) 並びに X 方向の長さ47.5 mmを辺長とする立方体の鋼製ブロックとみなし、Fig. 11 左図の解析モデルの上下端の一系列の有限要素帯で表現する。したがって、この板有限要素の Z 方向の長さ、つまり板要素の板厚は90 mmである。

また、解析モデルの支持条件は以下のように設定する。まず最初に、T形断面柱試験体のエンドプレートと試験体に取り付けられた加力治具を表現する鋼製ブロック部分は X - Y 平面内の移動のみが許されるようにブロックを構成する節点の Z 軸方向の変位と X , Y 軸回りの回転を拘束する。また、図中の白矢印 P の先端に位置する加力点の節点は X 軸方向にのみ変位することができるように、 Y 軸方向の変位も拘束する。次に、Photo. 1に示した残留変形を考慮して、T形断面柱材は Y 軸回りに逆対称変形をするものと仮定し、数値計算にはFig. 11 左図の柱材の上半分を用いるとともに、 Y 座標軸上に位置する節点は Y 軸方向変位と Y 軸回りの回転のみが許されるように X , Z 軸方向の変位と X 軸回りの回転とを拘束する。最後に、試験体のフランジ板要素は寸法から判断して Z 軸方向の曲げ変形に対する抵抗力は大きいので、T形断面柱材のフランジ板材とウェブ板材の結合部分の節点は Z 軸方向へはほとんど変位しないものと思われる。しかしながら、解析モデルにおいてはフランジ幅を Z 軸方向に厚さ t_0 に圧縮している関係から Z 軸方向の曲げ変形に対する抵

抗力が実際の試験体に比較して小さくなっている。そこで、解析モデルのフランジ板材とウェブ板材の結合節点は Z 軸方向には変位しないように拘束する。

以上のように簡略化した解析モデルを用いて計算を行う理由は、主に次の二点を考慮したものである。

1) 本論文で示すT形断面鋼柱材の高温クリープ座屈実験では、ウェブ材の座屈が顕著に起こり、フランジ材はウェブ材の変形に対して拘束材として働いており、両者の連成座屈の挙動は見られないので、あえて立体構成されたモデルを用いて解析を行う必要はない。

2) この種の解析法では一般に膨大な計算量が必要となる。したがって、節点の自由度ならびに解析モデルを構成する有限要素数を可能な限り減し、計算量の減少を計ることが数値解析を経済的に実行する上で有効である。

二つ目の問題点は、文献4)で用いた三角形有限要素は面内変形に対して一定ひずみの三角形有限要素を用いていることである。この種の有限要素を用いて部材全体の曲げ変形を精度良くとらえることは困難である。この問題に対して、山田ほか⁶⁾は、一定ひずみの三角形有限要素に曲げ変形を考慮した補正関数を導入し、部材全体の曲げ変形解析の精度を上げることを提案している。ここでもこの方法を用いることにして、有限要素内の変位増分 Δu , Δv , Δw を次のように仮定する。すなわち、面外方向の変位増分 Δw には面積座標系で3次の多項式を仮定し、面内方向の変位増分 Δu , Δv には文献6), 7)と同様に面内の曲げ変形を考慮して曲率を表す項を付加した次式を仮定する。

$$\Delta u = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = A_1 \cdot \alpha_1 + L_{23} \cdot N(r, s) \cdot \Delta \beta \quad (1)$$

$$\Delta w = A_2 \cdot \alpha_2 \quad (2)$$

ここで、

$$A_1 = \begin{bmatrix} 1 & \xi_1 & \xi_2 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \xi_1 & \xi_2 \end{bmatrix}$$

$$A_2 = [1 \quad \xi_1 \quad \xi_2 \quad \xi_1 \xi_2 \quad \xi_2 \xi_3 \quad \xi_3 \xi_1 \quad \xi_1 \xi_2^2 - \xi_2 \xi_1^2 \quad \xi_2 \xi_3^2 - \xi_3 \xi_2^2 \quad \xi_3 \xi_1^2 - \xi_1 \xi_3^2]$$

$$\alpha_1^T = [\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6]$$

$$\alpha_2^T = [\alpha_7, \alpha_8, \alpha_9, \alpha_{10}, \alpha_{11}, \alpha_{12}, \alpha_{13}, \alpha_{14}, \alpha_{15}]$$

$$N(r, s) = \begin{bmatrix} -2rs & -3r^2s \\ r^2 & r^3 \end{bmatrix}$$

$$\Delta \beta = \begin{Bmatrix} \Delta \beta_1 \\ \Delta \beta_2 \end{Bmatrix}$$

であり、 L_{23} はFig. 11に示す座標系 O_2 と O_3 との間の(2×2)の座標変換マトリックスであり⁷⁾、 $\Delta \beta$ は未定係数である。また、Fig. 11に示す解析モデルのひとつの帯要素に属する三角形要素の未定係数 $\Delta \beta$ は共通のものを用いる。

以上に述べたように試験体を理想化し、要素変位場を

式(1),(2)に示すように仮定すれば、通常の有限要素法の定式化に従うことで文献4)と同様に増分型の平衡方程式を導くことができる。ただし、節点変位ベクトルは次の自由度を持つことになる。

$$\Delta_e \mathbf{u}^T = \{\Delta_e u_1, \Delta_e v_1, \Delta_e w_1, \Delta_e \theta_{x1}, \Delta_e \theta_{y1}, \Delta_e u_2, \Delta_e v_2, \Delta_e w_2, \Delta_e \theta_{x2}, \Delta_e \theta_{y2}, \Delta_e u_3, \Delta_e v_3, \Delta_e w_3, \Delta_e \theta_{x3}, \Delta_e \theta_{y3}, \Delta_e \beta_1, \Delta_e \beta_2\} \dots (3)$$

以下、鋼材の高温挙動をモデル化する仮定や平面応力状態の構造用鋼材の熱弾塑性クリープ挙動構成式並びに増分型の平衡方程式等を用いて、偏心圧縮荷重を受けるT形断面鋼柱の熱弾塑性クリープ座屈挙動解析を実行することができる。

T形断面鋼柱材はFig.11に示すように有限要素分割を行い、有限要素内の積分点は板厚方向に層状に6分割する。

また、初期面外たわみは y 軸に対して逆対称形の次式で仮定する。

$$W_0(X, y) = \delta_1 \cdot y / B \cdot \sin(2\pi \cdot X / L) \dots (4)$$

ここで、 L は柱材長390mm、 B は幅90mmであり、 δ_1 は $L/1000$ と仮定した。

鋼材の σ - ϵ_p 曲線は、T形断面柱試験体を製作した鋼板から採取した引張試験片の高温引張試験を行い、結果を次式で近似した。

$$\sigma = c_T (a_T + \epsilon_p)^{n_T} \dots (5)$$

引張試験結果より求めた σ - ϵ_p 曲線式の係数値をTable4に示す。ここで、 $E_{RT} = 2.1 \times 10^4$ (kg/mm²)、 $\sigma_{yRT} = 36.9$ (kg/mm²)、 $\nu = 0.3$ である。Fig.12に σ - ϵ 曲線の引張試験結果と式(5)による近似値とを示した。

単軸の高温クリープひずみ式は、既に文献2)で用い

Table 4 σ - ϵ_p 曲線の諸係数値

T(°C)	E_T/E_{RT}	C_T/σ_{yRT}	a_T/σ_{yRT}	n_T
500	0.660	0.163	0.0115	1.561
525	0.642	0.154	0.0098	1.358
550	0.646	0.125	0.0056	1.061

T:temperature, RT:room temperature

E:Young's modulus, σ_y :yield strength, $\epsilon_y = \sigma_y/E$

Fig. 12 試験体鋼材の単軸 σ - ϵ 曲線

たSM50鋼材用の次式をここでも用いる。

$$\epsilon_c = 10^a \cdot |\sigma|^b \cdot t^{c|\sigma|+d} \cdot \text{sgn } \sigma \dots (6)$$

ここで、 ϵ_c (%)はクリープひずみ、 t (分)は時間、 σ (kg/mm²)は応力であり、 a, b, c, d はTable5に示す定数である。

また、ヒンジの摩擦による拘束曲げモーメントも文献2)と同様に作用モーメントの5%とする。すなわち、実験で用いた偏心距離 e の0.95倍を解析用の偏心距離として用いる。

なお、試験体のエンドプレートと試験体に取り付けられた加力治具とを表現する鋼製ブロックの材質は、T形断面柱材部分と同じSM50Aとする。

3-2 計算結果

Fig.5,6に一定荷重試験の解析結果を、またFig.7,8に変動荷重試験の解析結果をそれぞれ実線で示した。

一定荷重試験のFig.5,6においては、 $T=550^\circ\text{C}$ 、 $e=15$ mm、 $\beta=0.3$ の場合のように実験結果と計算結果の間に量的な差が見られるものがある。また実験温度が 500°C の場合は計算値は実験値より遅く崩壊する傾向にあり、 525°C 、 550°C の場合は逆に早く崩壊する傾向が見られる。しかし、おおむね実験結果と計算結果とは対応している。

また、Fig.7,8の変動荷重試験の場合も、 $T=500^\circ\text{C}$ の場合は荷重を階段状に上昇させた後の変位増加が実験値に比較して小さい傾向を示しているが、計算結果は実験結果とほぼ対応していると見ることができる。

このように本解析例では、若干の量的差異が見られる例もあるが、計算結果はおおむね実験結果と一致している。

次に、Fig.13では、計算値と実験値の対応が最も悪いと思われる $T=550^\circ\text{C}$ 、 $e=15$ mm、 $\beta=0.3$ の場合を解析例にして、T形断面鋼柱のクリープ座屈挙動の解析結果に影響を与えると思われる諸因子のうち(a)初期たわみ量、(b)ピンの摩擦、(c)クリープひずみの影響度を調べた。

Fig.13-aは初期たわみ式(4)の最大振幅 δ_1 のみを $L/1000$ 、 $L/3000$ 、 $L/5000$ と変化させた場合の計算結果を、Fig.13-bは実験治具のピンの摩擦を考慮して偏心量 e のみを $1.0e$ 、 $0.95e$ 、 $0.90e$ と変化させた場合の計算結果を、Fig.13-cはクリープひずみ量の影響を調べるために式(6)の σ のみを 1.0σ 、 0.95σ 、 0.90σ と変化させた場合の計算結果を示している。

いずれの場合も解析結果にかなりの差が現れており、クリープ座屈挙動解析結果が各種の要因に敏感に影響されることが分かる。ちなみに、常温におけるピンの摩擦係数は約0.05~0.1である。高温では、潤滑材として用いた雲母が軟化する傾向にあるので、更に摩擦係数が増大することも考えられる。また、本実験で用いた鋼は文

Fig. 13-a 初期たわみの影響

Fig. 13-b 偏心量の影響

Fig. 13-c クリープ式の影響

Table 5 クリープ曲線の諸定数値

TEMP. (°C)	MATERIAL CONSTANTS (SM50)			
	a	b	c	d
500	-0.5594×10	0.3397×10	0.1933×10 ⁻¹	0.1526
525	-0.5512×10	0.3488×10	0.2624×10 ⁻¹	0.1484
550	-0.4829×10	0.3126×10	0.3583×10 ⁻¹	0.1174

献2)で示したクリープ定数 (Table 5) を決定した鋼材と鋼種は同じ SM 50 であるが、同一の鋼板より採取されたものではないので若干、組成や力学的性質が異なっている。したがって、クリープについても多少の差異が存在するものと思われる。

Fig. 13 の結果と本実験の誤差とを考慮すると、Fig. 5, 6, 7, 8 で示した計算結果は実験挙動を良く説明していると解釈することができ、本章で用いた計算方法および仮定した材料の挙動は有効であると言える。

§4. 結 語

本論文では、各種の偏心距離と軸力比のもとで T 形断面鋼柱部材の高温クリープ座屈実験を行い実験結果を得た。また、平板要素を用いた有限要素法熱弾塑性クリープ解析により実験のシミュレーションを行い、解析法の妥当性の確認を行った。

本実験は、高温時の局部座屈が原因で起こる鋼柱のクリープ座屈挙動を詳細に調べる実験としては最初の試みであり、高温弾塑性クリープ域の局部座屈により柱部材に崩壊が起こる場合の実験的資料を得ることができた。このような実験資料は今後、鋼構造建築物の合理的な耐火設計法の発展のために役立つものと思われる。

また、本論文で用いた解析法は、素材の特性、解析モデル、解析理論に関するいくつかの仮定に基づいているが、計算結果は実験結果とおおむね一致するものであった。このことは、本論文で用いた解析方法および素材データの有効性を示すものである。

本研究は、高温時において局部座屈を伴う鋼柱のクリープ座屈挙動を詳細に調べるための試みの一つであるが、ここで示された実験は限られた試験条件におけるものであり、局部座屈を伴う鋼柱のクリープ座屈挙動の全貌が明らかにされた訳ではない。局部座屈を伴う鋼柱のクリープ変形挙動をさらに明らかにするため、なお一層多くの実験的、解析的研究が必要である。

参考文献

- 1) Furumura, F. and Ave, T. : Creep Buckling of Steel Columns at High Temperatures, Part 1 Development of Creep Buckling Test Apparatus, Trans. of A.I.J. No. 344, pp.164~173, 1984.10
- 2) Furumura, F., Ave, T., and Kim, W.J. : Creep Buckling of Steel Columns at High Temperatures, Part 2 Creep Buckling Test and Numerical Analysis, J. of Structural and Construction Engineering, Trans. of A.I.J., No.361, pp.142~151, 1986.3
- 3) 小林秀夫, 上杉秀樹, 齊藤 光, 大内富夫, 古平章夫, 増田秀昭, 中村賢一 : H 形鋼部材の火災時の変形性能に関する実験 (その 1 実験概要) (その 2 実験結果の検討), 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 377~384, 昭和 61 年度
- 4) 古村福次郎, 右田健児, 安部武雄, 岡部 猛, 金 和 中 : 面内圧縮荷重を受ける単一鋼平板の熱弾塑性クリープ座屈挙動解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 394 号, pp.141~151, 昭和 63 年 12 月
- 5) 金子洋文 : 有限要素法による鋼構造部材構成板要素の火

- 災時の力学性状に関する解析法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 406 号, pp.93~102, 1989 年 12 月
- 6) 山田嘉明, 高塚公郎: 平面変形モデルによるはりおよび柱の弾塑性解析, 日本鋼構造協会第 7 回大会研究集会, マトリックス構造解析法研究発表論文集, pp.307~316, 昭和 48 年 (1973)
- 7) 藤本盛久, 和田 章, 彦根 茂: 板の弾塑性解析—形鋼の局部座屈解析, 日本鋼構造協会第 9 回大会研究集会, マトリックス構造解析法研究発表論文集, pp.221~226, 昭和 50 年
- 8) 岡部 猛, 古村福次郎, 安部武雄, 篠原保二: T 形断面鋼柱のクリープ座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.1045~1046, 1989 年度 10 月
- 9) 岡部 猛, 古村福次郎, 右田健児, 田部桂一郎: T 形断面鋼柱の高温クリープ変形挙動解析, 日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第 8 号, pp.201~204, 平成 2 年 3 月
- (1990 年 7 月 9 日原稿受理, 1990 年 12 月 5 日採用決定)
-