実大鉄骨柱の高温座屈耐力に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON BUCKLING LOADS OF STEEL COLUMNS UNDER ELEVATED TEMPERATURES IN LARGE SCALE

茂木 武*, 遊佐秀逸**, 西田 一郎***, 岡村義徳****, 仲谷 一郎*****

*Takeshi MOTEKI, Syuitu YUSA, Ichirou NISHIDA,
Yoshinori OKAMURA and Ichirou NAKAYA*

The buckling loads of steel columns in large scale under elevated temperatures that are achieved by fire tests are discussed in this paper. The ISO standard and the other heating tests with loading through rounded supports were done for 24 specimens covered with some kind of thermal insulation. H-shape steelworks of the steel grades of SN400B and SS400 which have several different section sizes specified in the JIS standard and the support lengths of specimens are 3.8, 3.5 or 3.0 meters. After the careful observation of tests results, authors concluded as followings: The collapse loads of the columns can be obtained from the test results of mean steel temperatures between 34°C and 739°C. The contraction of the columns can be induced by load, steel temperature and some other parameters. Although the allowable temperature of a column with the maximum service load by the AIJ design method for the 2.4 tonf/cm² yield strength and the 2100 tonf/cm² Young's modulus, is revealed to be less than 513°C or so, the buckling loads decreased with the temperature increase from ambient to 739°C.

Keywords: *Buckling load, Fire-resistance, Large-scale fire test, High temperature strength, Steel column.*

座屈耐力、耐火性能、実大耐火試験、高温強度、鉄骨柱

1. はじめに

建築には鋼材が多く利用されており、火災のような高温現象に直接これらがさらされた場合には、鋼材の温度が相当程度上昇する。この温度上昇により鋼材強度は部材に作用する荷重を支持することができない程に低下することが知られている¹⁾。

鋼部材の温度上昇を防ぐ方法の一つとして部材周囲に断熱材を取り付け、火災時の鋼材温度を構造上安全とされる温度(350℃)以下にするための処置(いわゆる耐火被覆)が鋼部材には施されている。この構造上安全な鋼材温度は、それまでに行われた一連の実験的^{2) 3)}あるいは理論的^{4) 5)}研究を基に決定された値である。

一方、耐火性能を評価する方法としては耐火試験方法^{6) 7)}があり、現在の運用は主に鋼材温度に注目する方法を採用しているため耐火被覆材の断熱性能を評価するものとなっているが、ISO等^{8) 9)}の試験方法では部材に荷重を作用させた状態で加熱試験し、荷重支持能力が失われる時点の評価の対象としている。この差が、例えば安全とされる鋼材温度の差として評価規定に表れている¹⁰⁾。

また、国際貿易の観点からこのような差が、貿易障壁の一つであるとの認識にもとづき、ISOによる国際的な試験規格統一の動きがある。これに対応するため日本の耐火試験をISO規格に適合させるための研究が進められており、その結果が文献[11]に報告

されている。

本研究は、その中¹¹⁾の鉄骨柱の実験結果を座屈荷重と鋼材温度の関係に注目してまとめたものである。まとめるにあたっては、数値実験及び単純塑性理論に基づき架構の高温安全性を明らかにした文献[12]で定義される崩壊温度の概念を、載荷耐火試験で座屈した鉄骨柱(両端ピン支持)の座屈時鋼材温度に対応させた。

2. 研究の概要

常温での鉄骨柱の座屈耐力はオイラー及びジョンソンの座屈式等により計算され、長期応力に対する許容圧縮応力はこれに安全率を考慮して決定される¹³⁾。本研究では、これに基づく荷重を鉄骨柱に加えた加熱実験等により室温から739℃の範囲で、座屈耐力(以下、高温座屈耐力と言う)とその時の平均鋼材温度(以下、崩壊温度と言う)の関係を求めるとともに、現行の耐火試験評価基準である許容平均鋼材温度350℃の安全性を載荷加熱実験により検証したものである。加えて実験結果をモデル化し、統計的方法によりモデル定数を決定することで、高温座屈耐力と載荷加熱時の柱軸方向伸縮量を予測する実験式を提案している。

2.1 研究の方法

* 建築研究所第五研究部防火材料研究室 主任研究員

** 建築研究所第五研究部防火研究 調整官・博士(工学)

*** 建材試験センター中央試験所試験管理課

**** 日本建築総合試験所耐火防火試験室 主査

***** 建築研究所第五研究部防火材料研究室 室長・博士(工学)

Chief Research Engineer, Fire Preventive Material Division, Building Research Institute

Assoc. Director for Fire Safety Division, Building Research Institute, Dr. Eng.

Engineer, Japan Testing Center for Construction Materials

Chief Engineer, General Building Research Corporation of Japan

Head for Fire Preventive Material Division, Building Research Institute, Dr. Eng.

研究は、はじめに現在実施されている許容平均鋼材温度 350°C の判定基準（この他に最高温度 450°C の基準があるが、この値については調整できないため対応しなかった）を規定の荷重を支持した柱に適用し、鉄骨柱の安全性を確認する。その後、鉄骨柱の高温座屈耐力をISOに規定される荷重加熱試験等により調べる。これらの目的で以下の3種類の試験を行った。

①の試験は、鉄骨柱に長期応力に対する許容圧縮応力度¹³⁾を生ずる荷重（以下、長期許容圧縮荷重と言う）の1.2倍を作用させた状態⁶⁾で加熱試験を行い、平均鋼材温度が告示、JISに規定される許容値の 350°C に達した時点で加熱を停止し、柱が加熱停止後の鋼材温度上昇によっても荷重支持能力を失わないことを確認するための試験である。

一般に、耐火被覆された鉄骨柱の鋼材温度は加熱停止後も上昇し、ある時間経過後に最高温度に達する。その時の温度と時間は耐火被覆の種類により異なるため、ここでは代表的耐火被覆材料について加熱停止後の温度上昇によっても柱が荷重支持能力を失わないことを確認する。

②の試験は、①の試験全てで試験体が荷重を健全に支持していたため、試験後の試験体を再利用して行ったものである。試験は試験体の荷重を一度下げた後（転倒防止のため完全には除荷できない）、試験体を放置冷却したり、加熱するなどの方法により目標鋼材温度に調整（1体については加熱せずに常温で実施、TC-10②）、その温度で荷重を増加させて柱を破壊し耐力を調べるものである。これは一般の構造試験で用いられる方法と同じで、鋼材温度の高い点のみが異なる。

③の試験は、ISOに規定される荷重加熱試験⁸⁾で、荷重を柱に加えた状態で試験を行ない、柱軸方向伸縮量と伸縮速度により荷重支持能力が失われた時点を判定するものである。

試験体に施した耐火被覆は、代表的な材料として吹付ロックウールとケイ酸カルシウム板を、加熱停止後の温度上昇の大きい材料としてプラスチック粒子を含有する軽量モルタルを選んだ。また、参考のため耐火被覆していない柱（無被覆、TC-1③）に対して同様の荷重加熱試験を行った。

被覆材厚さは、既に耐火構造として指定されている値を参考に耐火2時間に相当する被覆厚さを選んだ。ただし、2つの試験体については、鉄骨内により大きな温度の不均一を生じさせる目的で両フランジの片側、あるいは一方のフランジ全部の被覆厚さを半分にした（詳細は図-2に示す）。また、細い柱（OC-10、11）では被覆厚さ 25mm とした。

被覆厚さを耐火2時間相当と比較的厚く選んだ理由は、加熱時間を長くすることで加熱初期（約30分まで）の不安定な加熱の影響を相対的に小さくしトータルな加熱外力を安定させるためと、被覆が厚ければ鋼材温度の上昇に時間を要するため、鋼材断面内温度がより均一化され、断面内温度の不均一による試験結果への影響を小さくできると考えたためである（部分的に被覆厚さを薄くした2体は除く）。なお、被覆厚さは耐火2時間を目標にして選んだが、実際の加熱時間は2時間とは異なる。それは目標の鋼材温度に達するまで、或いは荷重支持能力を失うまで加熱を行ったためである。

荷重は主に中心圧縮で行い、3試験体については偏芯圧縮を実施した。荷重は上下の球座を介して導入し加熱中一定に保持した。但

し、財団法人 日本建築総合試験所の長さ 3m の試験体では、上球座部を図-1(a)に示す方法とした。上下球座により加力点は回転自由の条件となることを期待している。加力システムの概要を図-1に示す。

図-1 加力システム図

2. 2 試験体

試験体の総数は24体で、5種類のH形鋼を用い、鋼種はSN400BとSS400の2種である。試験体高さは建築研究所では 3.8m 、日本建築総合試験所では 3.5m あるいは 3m である。

試験体の上下端にはベースプレート（ 32 または 30t ）を溶接し、ベースプレートの球座面は建築研究所ではプレーナー加工とし、日本建築総合試験所では加工を施さなかった。試験体の概要と温度測定点等を図-2に、試験体仕様（試験結果である崩壊温度を含む）は表-1に示す。

図-2 伸縮・鋼材温度測定位置等

3. 実験結果

ここでは柱の高さ方向中央で測定した鋼材温度7点の算術平均（以下、平均鋼材温度と言う）と試験体高さ方向の伸縮量測定結果（以下、伸縮と言う）を用いて考察を行う。なぜなら、本研究が鋼材温度に対する柱の性能に注目して研究を進めているためである。そして平均鋼材温度を代表温度に採用する理由は、柱試験体長さの中央 $1/3$ では鋼材温度があまり変わらないこと、およびこの部分の温度が柱崩壊に大きく影響していると考えたためである。事実、実験では柱の中央部付近が座屈して「く」の字に曲がって壊れているし、既往の研究¹⁴⁾での扱いも同様なものである。

3. 1 平均鋼材温度 350°C の安全性検証

これは①の方法による実験である。したがって、平均鋼材温度が

表一 柱試験体の仕様等 (建築研究所+日本建築総合試験所, 但し、実験結果である崩壊温度を含む)

試験体記号 実験記号		実験目的	鋼材等	$N_d = N_u / N_{f2.4} *1$	崩壊温度 (℃) *7 (実験結果)	耐火被覆			被覆 形状	
						厚さ(mm)	含水率 (%)	気乾比重		
TC-1	③	無被覆 (装置動作確認)	H300x300x10x15 座屈長さ3.8 (m) $N_{p2.4}=288\text{tonf} *5$ 細長比=50.6	0.908 (実験中 *2)	520	なし			BOX 型	
TC-2	①	告示、JIS性能確認		0.908 (非破壊 *3)	—	ケイ酸カルシウム板				
	②	382℃での耐力 (再利用)		1.178 (MAX *4)	382	公称40	3.10	公称0.5		
TC-3	③	ISOによる実験		0.837 (実験中)	551	ケイ酸カルシウム板			BOX 型	
TC-4	①	告示、JIS性能確認		0.864 (非破壊)	—	ロックウール			H型	
	②	453℃での耐力 (再利用)		0.986 (MAX)	453	57.9	2.80	公称0.3		
TC-5	③	ISOによる実験		0.837 (実験中)	527	ロックウール			H型	
TC-6	③	ISOによる実験		0.837 (実験中)	531	ロックウール 55+30t, 両フランジ 半厚			H型	
						58.6, 33.0	2.44	公称0.3		
TC-7	①	告示、JIS性能確認		0.864 (非破壊)	—	軽量セメント			H型	
	②	254℃での耐力 (再利用)		1.260 (MAX)	254	50.7	5.45	公称0.55		
TC-8	③	ISOによる実験		0.837 (実験中)	571	軽量セメント			H型	
TC-9	①	告示、JIS性能確認		0.864 (非破壊)	—	軽量セメント 50+30t, 片フランジ 半厚			H型	
	②	637℃での耐力 (再利用)	0.366 (MAX)	637	52.3, 31.9	4.04	公称0.55			
TC-10	②	室温 (34℃) での耐力	1.334 (MAX)	34	ケイ酸カルシウム板			BOX 型		
TC-11	③	ISOによる実験 (上下片偏芯)	0.418 (実験中)	517	ケイ酸カルシウム板			BOX 型		
					40.6	3.3	0.52			
TC-12	③	ISOによる実験 (上片偏芯)	0.418 (実験中)	616	ケイ酸カルシウム板					
TC-13	③	ISOによる実験 (上下逆偏芯)	0.377 (実験中)	632	ケイ酸カルシウム板					
					40.5	3.0	0.52			
OC-1	③	ISOによる実験	H300x300x10x15 座屈長さ3.5 (m) $N_{p2.4}=288\text{tonf}$ 細長比=46.6	0.182 (t^* → t 後 3mm *6)	739	ケイ酸カルシウム板			BOX 型	
OC-2							公称40	約4		0.48-0.50
OC-3							ケイ酸カルシウム板			
							公称40	約7		0.48-0.50
OC-4							ケイ酸カルシウム板			
							公称40	約7		0.48-0.50
OC-5							ケイ酸カルシウム板			
					公称40	約7	0.48-0.50			
OC-6				0.777 (t^* → t 後 3mm)	435	ケイ酸カルシウム板				
OC-7						公称40	約4	0.48-0.50		
						公称40	約7	0.48-0.50		
OC-8			H400x400x13x21-3.5m $N_{p2.4}=525.6$ 細長比=34.6 0.400 (t^* → t 後 3mm)	640	ケイ酸カルシウム板					
OC-9					公称40	約7	0.48-0.50			
			H250x250x9x14-3.5m $N_{p2.4}=221.28$ 細長比=55.6 0.362 (t^* → t 後 3mm)	640	ケイ酸カルシウム板					
OC-10					公称40	約7	0.48-0.50			
			H200x200x8x12-3m $N_{p2.4}=152.4$ 細長比=59.8 0.728 (t^* → t 後 3mm)	525	ケイ酸カルシウム板					
OC-11					公称25	約7	0.48-0.50			
			H100x100x6x8-3m $N_{p2.4}=52.56$ 細長比=121.4 0.664 (t^* → t 後 3mm)	589	ケイ酸カルシウム板					
					公称25	約7	0.48-0.50			

*1: 崩壊荷重比 $N_d = N_u / N_{f2.4}$ (N_u は試験時の軸力 (②実験では最大荷重), $N_{f2.4}$ は常温の座屈荷重: 両端ピン支持, $\sigma_c = 2.4 \text{ tonf/cm}^2$, $E = 2100 \text{ tonf/cm}^2$ とした)

*2: 荷重支持能力を失った時点 *3: ①の実験で荷重支持能力を失わなかった *4: ②の実験の最大 *5: 降伏軸力 *6: 柱が伸ひのピークに達した後 3mm 縮んだ時点で実験終了

*7: 崩壊温度は荷重支持能力を失った時点の鋼材温度の算術平均を意味する。但し、日本建築総合試験所の実験では*6の時点である。

TC: 建築研究所の実験で鋼種はSM400B (TC1~10)、SS400 (TC11~13) OC: 日本建築総合試験所の実験で鋼種はSM400B

350°Cに達した時点で加熱を停止している。図-3に4試験体の平均鋼材温度と伸縮の関係を示す。この図は加熱停止後に鋼材温度が後追い上昇し、その後の冷却により温度が下がる部分も含む結果である。全ての試験で平均鋼材温度が低下に転じ、伸縮がある程度

戻った状態で荷重を支持していることを確認している。

これより加熱停止時点で平均鋼材温度が350°Cであれば、加熱停止後の後追い温度上昇があっても、今回使用した耐火被覆を含む試験体では荷重支持能力を失っていない。ちなみに、後追い温度上

図-3 平均鋼材温度と伸縮 (告示、JIS)

昇を含む平均鋼材温度の最大値は459℃で軽量モルタルの試験体 (TC-7①) に加熱停止後55分に生じ、最小値は405℃で軽量モルタルの試験体 (TC-9①) で片側フランジの被覆厚さが半分のものに加熱停止後29分に生じている。

全体的傾向として、伸縮は平均鋼材温度の上昇とともに増加し、上に凸の緩いカーブを描き最高温度より少し低い温度で減少し始めている。但し、TC-2① (ケイ酸カルシウム板) は約300℃で伸縮が低下しているが原因は明らかでない。また、これら試験体のフランジ間最大温度差はTC-9①で327℃あった。従ってフランジ間の温度差がこの程度であれば荷重支持能力は確保されと言える。図-3には鋼の熱膨張による伸びの線を示すが、測定された伸縮は平均鋼材温度の低い範囲でこれに対応している。

3. 2 一定鋼材温度での高温座屈耐力 (荷重と伸縮)

これは②の方法による実験である。即ち、試験体鋼材温度を目標温度 (20、250、350、400、650℃) より少し高い温度に調整し、その後の冷却により鋼材温度が目標値近くになってから (室温は除く)、荷重を順次増加させて柱を破壊した。この実験では実験の手順上、荷重を増加させる間にも鋼材温度が低下するため、目標温度と座屈時点の鋼材温度は異なり、荷重支持能力を失った時点の温度は34、254、382、453、637℃である。その際、鉄骨断面内の温度分布については、調整の方法もないことから成り行きにまかせた。

図-4に5試験体の荷重と伸縮の関係を示す。この図より座屈

図-4 荷重と伸縮 (定温破壊)

荷重は平均鋼材温度の上昇とともに低下し、座屈は伸縮量約-25 mm以内 (縮み0.65%) で生じていることがわかる。柱が座屈した時の最大荷重を常温の座屈荷重 (降伏強度を2.4 tonf/cm²に、ヤング率を2100 tonf/cm²と仮定し、ジョンソン式とオイラー式

を降伏強度の0.6倍の位置で接続した座屈曲線による座屈荷重) との比 (以下、崩壊荷重比と言う) で表わせば、平均鋼材温度34℃で1.33、254℃で1.26、382℃で1.17、453℃で0.98、637℃で0.36である。

一方、鋼材温度の上昇に伴うヤング率の低下傾向は各試験体の荷重-伸縮曲線の初期勾配で特徴づけられるが、伸縮の小さい範囲を除けば34~453℃の範囲ではあまり低下していない。なお、図中のE、E/2の直線は荷重により伸縮のみが生じると仮定して計算したヤング率2100 tonf/cm²と、その半分の荷重-伸縮関係を示している。測定された34℃の伸縮-荷重関係はEの線よりやや傾斜が少ないが、これは反力架構の剛性が小さいためであると考えられる。

3. 3 ISO試験による高温座屈耐力 (平均鋼材温度と伸縮)

これは③の方法による荷重加熱試験である。試験は主に中心圧縮で行い、偏芯圧縮 (3体) も実施した。

中心圧縮試験の荷重は、ミルシート値あるいは別途実施した引張り試験の降伏強度による長期許容圧縮荷重の約1/5、1/2、3/4、1、6/5を目標に選んだ。崩壊荷重比の計算には、②実験の最大荷重の代わりに、試験中一定に保持した荷重を用いた。

偏芯圧縮実験は、偏芯圧縮による高温座屈耐力の変化を調べることを目的としている。偏芯圧縮の試験体は3体 (TC-11③~13③) で、それぞれ偏芯状態を変えてある (詳細は図1参照)。偏芯の方法としては、試験体上下ベースプレートの加力中心をH形鋼の断面中心から強軸方向 (ウェブ面外方向) に、上下端部に生じさせるモーメントの方向に合わせて50 mm移動させた。荷重の大きさは、試験体の高さ方向の上中下断面 (上、下はベースプレートから205 mm離れた位置) に取り付けたストレインゲージの圧縮側歪み値 (縁応力位置) の最大が1.6 tonf/cm²の応力度に相当する荷重を導入した。一般に、端部に曲げと軸力を受ける柱 (偏芯圧縮と等価) の座屈耐力は軸力のみが作用する場合の耐力に比較して小さくなることから理解できるように、偏芯柱に導入した荷重は、上下ピン支持された柱の長期許容圧縮荷重より小さくなった。

試験体OC-10③とOC-11③は、文献 [2] において実施されている試験体と同じ鋼材寸法、荷重による実験で、ここでの結果と文献²⁾の結果を比較するために行った。

ISOの試験規格では、柱の荷重支持能力を失う時点の判定は伸縮量と伸縮速度で行なわれ、それぞれの許容値は式 (1)、(2) で計算される。規定では両方の値を超えた時点で荷重支持能力を失ったと判定する。

$$C_a = \frac{h}{100} \quad (1)$$

$$\frac{dC_a}{dt} = \frac{3 \times h}{1000} \quad (2)$$

ここに C_a : 許容軸方向伸縮 (mm) h : 試験体高さ (mm)
 dC_a/dt : 許容軸方向伸縮速度 (mm/min)

建築研究所の実験では、許容伸縮量より少ない伸縮で、試験体が大いなる音を発して壊れたため、実験は加力装置の油圧が低下したことを確認して荷重支持能力を失ったと判定した。

一方、日本建築総合試験所の実験では、伸縮がピークに達した後、ピークから3mm伸縮量が下がった時点で実験を終了した。これは試験体が座屈するまで実験を続けると、座屈による試験体変形のため耐火加熱炉から試験体を取り出すことが困難になることを配慮した処置である。従って、日本建築総合試験所の実験結果は荷重支持能力を失わない時点のものである。この結果を建築研究所の崩壊温度と直接比較することは、共通の判定基準による結果でないため適当でない。これを補正するため建築研究所の結果から作成した、伸縮のピークから伸縮量が3mm下がった時点の平均鋼材温度と崩壊温度との関係を図-5に示す。データは7ヶと多くはないが、他に

図-5 データ補正関係-建築研究所の結果より

良い補正方法もないことから、この図により日本建築総合試験所の結果を崩壊温度に補正した^{注1)}。

図-6、7に建築研究所と日本建築総合試験所の試験結果を平均鋼材温度と伸縮の関係として示す。これらの図より、柱が崩壊する

図-6 平均鋼材温度と伸縮-建築研究所

図-7 平均鋼材温度と伸縮-日本建築総合試験所

最終段階では鋼材温度の上昇に伴い急激に伸縮が低下し、建築研究所の結果より柱の元の長さから約10mm短くなるまでに荷重支持能力を失っていることが理解できる。これは式(1)による許

容伸縮量(38mm)に比較して小さい。さらに詳細に伸縮曲線を観察すると荷重の大きい試験体では約300℃の鋼材温度から伸縮がやや減少に転ずる傾向が見られる。また、荷重支持能力を失う鋼材温度は約300～800℃の範囲にあることも分かる。

一方、表-1の同一寸法部材についての荷重の大小から、荷重が大きければ荷重支持能力を失う鋼材温度は低下する傾向にあることも理解できる(例えばOC-1～7)。

図-6、7には鋼の熱膨張($12.18 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$)による伸びの線を示してあるが、この直線は伸縮量が減少し始める前の伸縮傾向と一致している。すなわち、柱の伸縮は、柱が十分余裕を持って荷重を支持している範囲では熱膨張による伸びが主要成分で、これに温度上昇にともなう鋼柱の性能低下による縮みが重なったものと考えられる。

なお、実験後の試験体観察によれば、大きく変形した柱は中央部のフランジに局部座屈が発生し、弱軸回りの変形(ウェブ面外方向)により「く」の字に大きく変形していた。

偏芯圧縮の結果と文献[2]の再現実験の結果については次節で述べる。

3. 4 崩壊温度と崩壊荷重比

ここでは柱の崩壊温度と崩壊荷重比について考察する。崩壊荷重比による考察は、鋼材温度上昇による高温座屈耐力の低下を、常温の座屈耐力からの低下として検討するためである。

実験で得た鉄骨柱の崩壊荷重比と崩壊温度の関係を図-8に示す。

図-8 崩壊温度と崩壊荷重比

この図には建築研究所の実験②、③の結果と日本建築総合試験所の実験③の結果及びそれを補正したものが、それぞれの崩壊温度の近似曲線(細線)とともに描かれている。両曲線とも崩壊温度の上昇に伴い崩壊荷重比は低下している。そして日本建築総合試験所の結果として約780℃(補正後)で崩壊荷重比約0.2になっている。2つの細線は約300～500℃の範囲で差があり、崩壊温度400℃では建築研究所の崩壊荷重比は約1.1で日本建築総合試験所のそれは約0.9である。この差は主に鋼強度のパラッキに起因するものと考えられるが、他の原因、例えば球座の回転拘束、初期たわみ等の影響も含まれよう。

一方、実験した鉄骨柱の常温での長期許容圧縮荷重は崩壊荷重比で約0.6だから(正確にはH400で0.63、H300で0.61、H250で0.59である)、対応する崩壊温度は約590℃である(偏芯は除く)。

中心圧縮試験で崩壊荷重比が同じ(約0.4)でH形鋼の断面寸

法を変えた (H400、H300、H250)、3 試験体 (OC-8③、2③、9③) の結果は、それぞれ 640、635、640℃ であることから、崩壊荷重比が同じであれば、この程度に断面寸法が変わっても、鋼材温度はほぼ同じであることが理解できる。なお、これら断面寸法を変えた柱の細長比は 34、46、55 であり、実際の建物では柱の細長比が 40 以下の場合が多い¹⁵⁾ とされる状況に対応している。

偏芯圧縮試験では崩壊荷重比約 0.4 で上下片偏芯させた試験体 (TC-11③) の崩壊温度は他の 2 偏芯試験体より低い 517℃ で、上片偏芯 (TC-12③) では 616℃、上下逆偏芯 (TC-13③) では 632℃ である。これが偏芯による崩壊温度への影響である。上下片偏芯の崩壊温度が他の 2 偏芯試験体より低いのは、偏芯圧縮により柱上下端に導入されたモーメントによる柱高さ中央の曲げ変形が、この試験体で最も大きくなるためであると考えられる。

文献 [2] の実験結果と比較する目的で実施した 2 試験体の伸縮のピークから 3 mm 下がった時点の平均鋼材温度は OC-10③ (H200) で 525℃、OC-11③ (H100) で 589℃ である。これに対応する文献²⁾の結果^{注2)}は、それぞれ 241℃ と 504℃ である。その差は前者が文献の結果より 284℃ 低く、後者が文献の結果より 85℃ 低い。特に、前者 (OC-10③) で差が大きいが原因は明らかではない。しかし、差を生じた原因の一部には、注 2 で述べた崩壊の判定基準の差が影響していると考えられる。ちなみに、細長比の大きい場合の崩壊温度への影響については、実験結果が 1 つ (細長比 121 の OC-11③) で、比較するのに必要な実験条件による結果もなかったため明らかに出来なかった。

4. 崩壊温度と伸縮の予測式および鋼材強度

ここでは崩壊温度と伸縮の予測式の提案と鋼材降伏強度の崩壊荷重比への影響について述べる。崩壊温度の予測式は主要パラメータを崩壊荷重比とし、これに偏芯と断面内温度の不均一による効果を考慮したものである。詳しくは 4.1 節で述べる。伸縮の予測式は、熱膨張による伸びと温度上昇にともなう鋼柱の性能低下による縮みの和で構成されと考え、鋼の性能低下による縮みは崩壊温度で飽和する (縮みが無限大になる) とするものである。詳しくは 4.2 節で述べる。

上記の予測式は、熱膨張を除いた鉄骨柱の「伸縮-平均鋼材温度」関係が鉄骨梁の「たわみ-平均鋼材温度」関係に極めて類似していたことから、梁と同様な考え方によりモデル化したものである¹⁵⁾。

予測式に組み込まれた各定数は実験データに最小 2 乗法を適用して決定した。

4.1 崩壊温度の予測式

図-8 で、実験結果の差は低い鋼材温度で大きい、柱の常温座屈ではこの程度の差が生じるらしく、文献¹⁶⁾にこの程度のバラツキを示す座屈データが示されている。ここでは建築研究所と日本建築総合試験所の違い (図中の 2 細線) をモデル化するために新しいパラメータ M_f を導入する。 M_f は常温での崩壊荷重比を M_f で除した時 1 になるように選ぶ (これは常温の崩壊荷重比と同じ値)。従って、建築研究所のデータに対する M_f は 34℃ の結果から 1.

33 とする。一方、日本建築総合試験所では常温の結果がないため、常温から高温までの結果が揃っている建築研究所の結果と崩壊荷重の形が相似であると仮定し、崩壊温度 301℃ (補正後の値) のデータから常温の M_f を 0.94 とした。

予測式は崩壊温度を修正崩壊荷重比 (崩壊荷重比 / M_f) の 3 次式で近似し、偏芯量と鉄骨断面内温度の不均一による影響は崩壊温度に線形で影響するとした式 (3) を提案する。なお、偏芯量は試

$$cT_f = C_0 \times N_{rn}^3 + C_1 \times N_{rn}^2 + C_2 \times N_{rn} + C_3 \times e + C_4 \times T_d + C_5 \quad (3)$$

ここに cT_f : 崩壊温度 (℃)

$C_0 \sim C_5$: 定数 (無次元でない)

($C_0 = 4407.2$, $C_1 = 6719.2$, $C_2 = 3455.2$, $C_3 = 799.27$, $C_4 = 18.48$, $C_5 = 1228.1$)

N_{rn} : 修正崩壊荷重比 (軸荷重 / 常温座屈荷重 / M_f)

M_f : 強度パラメータ

e : 無次元偏芯量 (柱高さ中央偏芯 / H 型钢のせい)

T_d : 両フランジ最大温度差 / H 型钢のせい (℃ / mm)

験体の高さ方向中央の曲げモーメントを代表する値 (図-1 の記号 e) を選び、鉄骨断面内温度の不均一による変形の効果は H 型钢の両フランジ間の最大温度差で代表させ、それぞれを H 型钢のせいで除した。

実験崩壊温度と予測崩壊温度の関係を図-9 に示す。これより予

図-9 崩壊温度の予測値結果と誤差

測値は実験値のほぼ ±10% の範囲にある。なお、式 (3) による崩壊温度は、本来、力学的解法に基づき、軸力、初期変形、偏芯量、断面温度の不均一による効果を考慮した次元に矛盾のない定式化がなされるはずであるが、ここでは崩壊温度に対して感度を有するパラメータを抽出し、簡単な実験式としてモデル化したため、定数は次元を持つ形となった。また、式の各定数は実験結果を基に統計的に得られたものであり、異なる実験結果にたいしてはその値も変化する。したがって、今回の実験条件と異なる場合に式を用いるには十分な注意が必要である。これらのことは式 (4)、(4') についても言える。

4.2 崩壊過程の伸縮予測式

鉄骨柱は鋼材温度上昇にともなう伸縮が増加し、上記の崩壊温度で荷重支持能力を失う。ここでは、この過程を熱膨張による伸びと鋼柱の材料性能低下による縮みの影響を表わす飽和曲線の和で近似する。飽和曲線は飽和への速さを表す係数で特徴づけられるが、この係数を崩壊温度に比例し、塑性軸力比に反比例するとする式 (4)、(4') を実験式として提案する。予測結果と実験結果の

$$\delta = L \times (S_t + E_x \times cT) \quad (4)$$

$$T = cT_f \times \left\{ 1 - \exp \left(K_1 \times \frac{dT_f}{\sigma_r} \times S_t \right) \right\} \quad (4')$$

ここに δ : 伸縮量 (mm) L : 柱高さ (mm)
 S_t : 柱ひずみ (—) E_x : 線熱膨張率 ($12.18 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$)
 cT : 鋼材温度 ($^\circ\text{C}$) K_1 : 定数 (無次元でない)
 σ_r : 塑性軸力比 (—) ($K_1 = 1.2187$)

図-10 伸縮の実験と予測の比較-日本建築総合試験所

比較を図-10に示す。これより予測結果は崩壊温度が高ければ(400 $^\circ\text{C}$ 以上)実験結果に良く対応していることが理解できる。なお、この図には鋼材寸法、荷重等を変えた日本建築総合試験所の結果を示してあるが、建築研究所の比較結果も誤差は少し大きいと同様な傾向にある。

4. 3 鋼材降伏強度 (常温及び500 $^\circ\text{C}$)と M_f について

一般に鋼材はバラツキを有するため、製造段階では許容応力度の基準値より高い強度を目標に製造管理される。強度が高くなれば柱の座屈耐力も大きくなる。このため常温での座屈耐力は鋼材の降伏強度で無次元化して整理されることが多い。本実験においても常温試験体の崩壊荷重比が1.334だから降伏強度は2.4 tonf/cm 2 より高かったと予想される。事実、ミルシート値の降伏強度は3.48 tonf/cm 2 である。

表-2に使用した鋼材2種の常温および500 $^\circ\text{C}$ における降伏強度を示す。常温での降伏強度は3種類あり、ミルシート値、試験体

表-2 試験体の降伏強度 (高温500 $^\circ\text{C}$ を含む)

単位: tonf/cm 2

試験体記号 (鋼種、製造会社の記号)		TC-1~10 (SN400B, SN社)	TC-11~13 (SS400, SN社)	OC-1, 4	OC-2, 3, 5, 6, 7	OC-8	OC-9	OC-10	OC-11
ミルシート値		3.48	2.90	3.23	3.17	3.13	3.11	3.55	3.45
試験体サンプル	JIS Z 2241 1A号試験片*1	なし	なし	2.82	2.93	3.06	3.03	2.97	3.24 *2
	室温			2.85	3.03	3.00	2.94	3.18	3.41 *2
	高温強度 JIS G 0567 (下降伏点or 0.2%耐力)	2.87 *3	2.72	2.85	2.81	2.95	2.89	3.11	3.23 *4
	10 Φ -50mmG.L.	2.70 *3 3.03 *3	2.61	2.67				3.19	3.27 *2
	500 $^\circ\text{C}$	1.48 *3 1.38 *3 1.50 *3	1.55 1.50	1.59 1.58	1.44	1.51	1.27	1.42	1.55 *4

*1: 上降伏点強度 2: JIS 5号試験片 (50mmG.L.), *3: 8 Φ -40mmG.L., *4: 6 Φ -30mmG.L.

鋼材から試料を採取した引張試験結果の値 (JIS Z 2241_1 A号試験片) および高温引張強度用の試験片による値 (JIS G 0567) である。これらの測定値に文献¹⁷⁾によるSS41の降伏強度分布を加えて図-11に示す。これより降伏強度がミルシート、

図-11 鋼材の常温引張降伏強度

1A号試験片、高温引張強度試験片の順に低下し、ミルシート値と1A号試験片の一部に、分布標準偏差の2倍の範囲を超える値が見られる。

一方、図-8において、常温での降伏強度が高いことにより崩壊荷重比が大きくなったと考えられる建築研究所の結果 (室温~約500 $^\circ\text{C}$) に比較して、同程度の降伏強度を有する試験体OC-5, 6, 7の崩壊荷重比が約300~450 $^\circ\text{C}$ の範囲で小さい。このことは常温降伏強度が同程度であることから理解できない。さらに、高温における鋼の応力-歪み曲線には降伏棚が見られなくなるため、座屈耐力性状は常温の応力-歪み曲線に基づく耐力性状と異なることも考えられる。

これらのことから、ここで使用した鋼種の高温領域を含む座屈耐力の全体を明らかにするには、降伏強度の違いを含む結果を知ることが必要であると考えたため、降伏強度による無次元化の処理を行わなかった。

高温降伏強度 (下降伏強度あるいは0.2%オフセット) のバラツキについては、鋼材温度500 $^\circ\text{C}$ で検討する。なぜなら、この温度で高温引張試験を実施していること、およびこの温度は長期許容圧縮荷重が作用した柱の崩壊温度約590 $^\circ\text{C}$ (3.4節) に比べやや低い、この温度より少し高い温度域に実験結果が多いので、比較するのに都合が良いと考えたためである。

高温降伏強度のサンプル数は12と少ないが、平均値1.48 tonf/cm 2 で、母標準偏差 (σ) は0.087である。正規分布を仮定すれば平均値 $\pm 2\sigma$ が約95%の確立で生じる範囲である。この強度のバラツキ幅が崩壊荷重比に直接対応すると仮定した場合の範囲 ($M_f = 1$ で崩壊温度500 $^\circ\text{C}$ の崩壊荷重比を中心とする ± 1.1 、

7%の範囲、 $\pm 2\sigma$ に相当) を図-8に示す。

この範囲は、直ぐ右の実験結果のバラツキ幅にほぼ対応しているが、本来、高温降伏強度の崩壊荷重比への影響を実験的に調べるためには、高温強度をできるだけ大きく変化させて感度を調べる必要がある。本研究では、それを実施しておらず、この結果から強度のバラツキ幅 ($\pm 2\sigma$) のみにより崩壊荷重比のバラツキ幅を説明することは適切でないと考える。

次に M_f について説明する。図-8の崩壊荷重比-崩壊温度の結果は、常温及び高温の降伏強度はもとより、柱の初期変形、鋼材断面内温度の不均一、載荷中心位置や荷重の誤差および実験装置特性などの崩壊荷重比に影響する全ての効果を含んでいる。これらの影響を明らかにし、高温座屈耐力の予測式を作ることは重要であるが相当な困

難が予想される。そのため、ここでは実験結果を基に崩壊荷重比－崩壊温度のバラツキを扱うための指標として M_f を導入した。

5. 構造上安全な崩壊温度の提案

上で述べたように、両端ピン支持された鉄骨柱の崩壊温度は、鉄骨寸法、試験体高さ、荷重、両フランジ温度差、偏芯量等が与えられれば式(3)で決定される。表-3に幾つかの鉄骨部材に長期許容圧縮荷重が作用した場合の崩壊温度を計算したものを示す。なお、

表-3 鉄骨柱の崩壊温度(式3による)

鋼材仕様・計算条件	両フランジ最大温度差℃	崩壊温度℃
H400x400x13x21, $N_{p2.4}=525.6\text{tonf}$, $N_{f2.4}=504.9\text{tonf}$, $pN_s=322.5\text{tonf}$, $L=380\text{cm}$, $e=1.6\text{cm}$, $M_f=1$	0	582
	25	570(538*)
	50	558
	100	535
H300x300x10x15, $N_{p2.4}=288.8\text{tonf}$, $N_{f2.4}=267.5\text{tonf}$, $pN_s=165.5\text{tonf}$, $L=380\text{cm}$, $e=1.2\text{cm}$, $M_f=1$	0	586
	25	571(539*)
	50	555
	100	525
H250x250x9x14, $N_{p2.4}=221.3\text{tonf}$, $N_{f2.4}=198.8\text{tonf}$, $pN_s=119.1\text{tonf}$, $L=380\text{cm}$, $e=1\text{cm}$, $M_f=1$	0	590
	25	571(539*)
	50	553
	100	516

$N_{p2.4}$: 降伏軸力(降伏強度 $2.4\text{tonf/cm}^2 \times$ 断面積による), pN_s : 長期許容圧縮荷重
 $N_{f2.4}$: 座屈荷重(降伏強度 2.4tonf/cm^2 , ヤング率に 2100tonf/cm^2 とする λ/λ_0 , λ の式による)
 (*): カッコ内の数値は偏芯量のみを2倍(8%)にした結果

両フランジ最大温度差は0, 25, 50, 100℃を仮定した。温度差0℃は他との比較のために、25℃は2時間耐火構造のBOX型耐火被覆に認められるレベルの温度差として、50, 100℃はH型耐火被覆あるいは耐火被覆厚さが大きくばらついた場合や加熱が局部的に差のある場合および無被覆の鉄骨等の場合に生じるレベルの値として選んだ。偏芯量は鉄骨せい寸法の4%(一部では8%)を選んだ。4%の偏芯量はH形鋼の寸法規格を考慮すれば安全側の値である。

これより崩壊温度は、鉄骨断面寸法が本研究の実験範囲程度で、耐火構造2時間の被覆であれば(両フランジ最大温度差25℃)570℃に計算される。これに予測誤差範囲 $\pm 10\%$ を考慮すれば、崩壊温度は513℃と提案できる。両フランジ温度差が100℃の場合は最小で516℃と計算される。但し、この崩壊温度は M_f が1の場合である。ちなみに、計算条件が同じで M_f が1.3の場合、それぞれ586℃と525℃となる。また、偏芯量については、表-3で偏芯量のみをH形鋼せい寸法の4%から8%にした場合には崩壊温度が32℃低下している。

6. まとめ

本研究により鉄骨柱の高温座屈耐力に関して、下記のことが指摘できる。

- 1) 現在の耐火試験で規定されている、加熱終了時の平均許容鋼材温度の判定値350℃は、吹付ロックウール、ケイ酸カルシウム板、軽量モルタルで被覆した2時間耐火構造においては、加熱終了後の後追い鋼材温度上昇によっても、荷重支持能力を失っていない。
- 2) 実験した鉄骨柱の高温座屈耐力(崩壊荷重比)は平均鋼材温度(崩壊温度)の上昇とともに低下し、崩壊温度は鉄骨寸法、荷重、偏芯量、両フランジ鋼材温度差、 M_f により、式(3)によ

り約 $\pm 10\%$ の精度で予測できる。しかし、鋼材の高温強度のバラツキと密接に関係するはずの M_f を、鋼素材の高温降伏強度との関係において必ずしも明確にすることのできなかった点は、今後検討すべき課題であると考えられる。

- 3) 加熱された鉄骨柱の伸縮挙動は、熱膨張と材料性能低下を表わす飽和曲線の和として式(4)、(4')で近似でき、崩壊温度400℃以上において比較的良く実験結果に一致している。
- 4) 本研究により、実験に用いた程度の鋼材寸法と耐火被覆で、両フランジ温度差が25℃であれば、上下球座の実験条件で長期許容圧縮荷重を支持した柱の崩壊温度は、式(3)より約570℃と計算される。これに予測誤差範囲 $\pm 10\%$ を考慮すれば、崩壊温度は513℃と提案できる。但し、この温度は M_f が1の場合である。一方、偏芯量については、偏芯量をH形鋼せい寸法の4%から8%に増加させた場合に崩壊温度が32℃低下する。

7. 謝辞

本研究は、斎藤光先生を委員長とする『建設省総合技術開発プロジェクト「防・耐火性能評価技術の開発/構造分科会」』の下で行われた実験結果を取りまとめたものである。研究の実施にあたっては、委員長ならびに関係した多くの委員の方々に御指導・御協力をいただきましたことを心から感謝いたします。また、実験実施に当たっては関係団体ならびにその関係者の協力を頂きました。大変ありがとうございました。

参考文献

- 1) 五十嵐定義、高橋慶太、鷲尾健三: 建築構造 その事故と災害、丸善、1978.6
- 2) 雅井孝一、川越邦夫、高野孝次、斎藤光: 鉄骨構造の耐火性に関する研究、鉄骨耐火構造研究会、1984.3
- 3) 高野孝次: 鉄骨構造の耐火性能に関する研究、学位論文、1983.10
- 4) 斎藤光: 鉄骨構造の火災に対する安全率、日本建築学会論文報告集、No.76、1962.9
- 5) 斎藤光: 鋼構造の耐火設計、建築技術、No.210、1969.2
- 6) 建設省告示第2999号 別記第1 耐火性能試験方法
- 7) JISA1304 建築構造部分の耐火試験方法、1975
- 8) ISO834-1, 2, 6, Fire Resistance Tests - Elements of building construction.. Draft, 1995 (なお、最新版は1999.9に確定している)
- 9) BS476: part 20, Fire tests on building materials and structures.
- 10) 遊佐秀造: 耐火性能評価に関する一考察、建築研究所春季研究発表会 建設省建築研究所、平成8.5
- 11) 建設省総合技術開発プロジェクト 防・耐火性能評価技術の開発/構造分科会 報告書 平成6~10年、建設省建築研究所・(財)日本建築センター発行
- 12) 鈴木弘之: 火災時における鋼骨組の崩壊温度、日本建築学会構造系論文集、第477号 pp.147-156 1995.11
- 13) 鋼構造設計指針、日本建築学会、1982.2
- 14) 宮本圭一、大内富夫: 鉄骨部材の載荷加熱実験、日本建築学会 学術講演要集 防火 pp.1397-1398 1994.4 (東海)
- 15) 茂木武、他3名: 実大鉄骨梁の高温曲げ耐力に関する実験的研究 日本建築学会論文集(構造系) 投稿中
- 16) 高梨晃一: 耐火設計における座屈式: カラム No.99, pp.43-46, 1980
- 17) 青木博文: 鋼材の機械的性質 カラム No.79, 1981.1

注1 このような補正方法はISOの耐火試験方法に規定されていないが、荷重支持能力を失う時点での崩壊温度を比較するため、建築研究所の結果を用いて補正した。補正は2つの判定値の相関関係を根拠とするものであるが、少ないデータを基にしており精度的には検討の余地のあるものと考えられる。

注2 文献[2]では、「柱の伸縮が漸減し、ついにとまった後、急激に縮みはじめて崩壊した」とする観察に基づき、伸縮が急変した時点で座屈したと判定(文献のグラフによれば伸縮のピークより少し手前)しており、ここの値は文献の値を採用した。しかし、この判定方法は、本研究において用いたISO規格や日本建築総合試験所での判定基準とは異なっており、本研究の崩壊温度より低い鋼材温度結果を示すと予想される。

(2000年1月6日原稿受理、2000年7月31日採用決定)