地震後に層全体火災を受ける多層多スパン架構の崩壊温度

－地震被害を受けた鋼架構の火災時安定性（その3）－

POST-EARTHQUAKE ULTIMATE TEMPERATURES OF MULTI-STORY AND
MULTI-SPAN FRAMES SUBJECTED TO WHOLE FLOOR FIRE－ Structural stability of steel frames damaged
by earthquake at fire －近 藤 史 朗^{*1}, 宮 内 智 矢^{*2}, 大熊 晃 一 路^{*3}, 大 宮 喜 文^{*4}
池 田 憲 一^{*5}, 鈴 木 弘 之^{*6}*Shiro KONDO, Tomoya MIYAUCHI, Koichiro OHGUMA,
Yoshifumi OHMIYA, Kenichi IKEDA and Hiroyuki SUZUKI*

To clarify post-earthquake fire resistance of steel frames, this paper studies analytically the ultimate temperatures of seismically designed multi-story and multi-span steel frames which have suffered some or severe damages due to preceding earthquakes. Refined finite element analysis and simplified theoretical analysis have both been conducted assuming that the frames, which have undergone permanent relative story displacement and/or fracture of beam-end-connection due to earthquakes, are next subjected to whole floor fire at the first floor. It is found that the lowering in ultimate temperature of the damaged frames is caused by P- Δ effect depending on the amount of the residual relative story displacement of the floor in fire. Their ultimate temperatures are therefore affected solely by the amount of axial forces and slenderness ratios of columns, but they are almost independent of the number or length of spans or of the number of stories. Theoretical consideration aims to analyze simply the post-earthquake P- Δ effect of the heated columns and the resulting predicted ultimate temperatures are found in good agreement with finite element solutions for all cases.

Keywords : *Ultimate temperature , Damage by earthquake , Steel frame , Multi-Story and Multi-Span Frame , Fire at the whole floor*
崩壊温度, 地震被害, 鋼構造建物, 多層多スパン架構, 層全体火災

1 はじめに

火災が発生している数時間の間に構造体を損傷させるような地震が発生する確率は極めて低い。しかし地震により構造体が何らかの被害を受けた後、火災が発生する可能性は十分にある。

前報^{1) 2)}では、1 層 1 区画の鋼構造建物において地震後の残留部材角及び梁端部破断が崩壊温度に及ぼす影響を、単純な架構（1 層 1 スパンや 3 層 1 スパン）における有限要素法による精算解析と終局時の力の釣合のみに着目した簡明な理論解析によって明らかにした。1 層 1 区画の鋼構造建物とは、1 層の内、階段や ELV シャフト等の堅穴を除いた全部分が単一の火災区画を構成する建物を示し、近年の建築面積 3000m² 以下のスプリンクラーが設置された建物の過半にあてはまる。このような建物では層全体火災が発生して同一層内の柱および梁の大半が同時に火災加熱を受ける可能性が高く、その場合横移動型の崩壊形となる。崩壊温度は地震後の残留部材角が大きいほど低下し、軸力比や細長比が大きいほどその傾向は顕著となることを示した。

一方、実際の建物はスパン数、スパン長および層数の様々な組み合わせにより構成されている。その様な一般の実建物に対しても、前報^{1) 2)}で示した 1 層 1 区画に対する知見が適用できるか否かを検

証することは、実建物の地震後の耐火設計の枠組みを構築する上で重要となる。

本研究では、架構の設定条件である軸力比、細長比、スパン数、スパン長および層数を組合せた複数の架構に対して 1 階に層全体火災を想定し、前報^{1) 2)}と同様の有限要素解析および理論解析によって崩壊温度を導く。それにより地震被害を受けた実建物において崩壊温度に影響する設定条件と影響しない設定条件を明らかにする。現行の耐火設計の枠組は先行する地震被害を想定するに至っていないが、これを想定する場合、耐火設計において新たにどのような条件を考慮すべきかを提案する。

地震後の火災は喫緊の課題と指摘されている。しかし、地震後火災における市街地火災拡大や避難安全の研究は見られるものの、地震後の構造耐火性能に関する研究はほとんど見られない。本研究は、我国の耐火研究に関するこのような状況を踏まえての取組である。

2 地震被害の組合せおよび建物の設定

地震被害および建物の条件を設定する。

表 1 に地震被害の組合せを示す。地震被害の組合せは、兵庫県南部地震の被害事例⁴⁾⁸⁾を踏まえ、頻度の高い地震被害として残留部材

*1 清水建設株式会社ソリューション本部
*2 成田国際空港株式会社
*3 筑波大学大学院システム情報工学研究科
*4 東京理科大学理工学部建築学科 准教授・博士(工学)
*5 清水建設株式会社ソリューション本部 博士(工学)
*6 筑波大学大学院システム情報工学研究科 教授・工博

Technical Solution Division, Shimizu Corporation
Narita International Airport Corporation
Graduate School of Systems and Information Engineering, University of Tsukuba
Assoc. Prof., Faculty of Science and Technology, Tokyo University of Science, Dr. Eng.
Technical Solution Division, Shimizu Corporation, Dr. Eng.
Prof., Graduate School of Systems and Information Engineering, University of Tsukuba, Dr. Eng.

角のみが発生した場合を Case1、残留部材角と梁端部破断が組み合わさって生じた場合を Case2 とする。梁端部端断は、兵庫県南部地震において5層鉄骨造建物の2FLと3FLのほぼ全ての梁端部が破断していた事例⁴⁾を踏まえ、安全側の仮定として2FLと3FLの全ての梁端部が破断した状態を想定する。火災は、柱の軸力比が最大となる1階に層全体に発生し、上階延焼しないものとする。

図1に架構モデルを、表2に架構の設定を示す。柱・梁断面は、建物がAi分布に基づく地震力（以下、Ai分布地震力と呼ぶ）に対し、新耐震設計法におけるDs=0.25相当の保有水平耐力を有する鋼構造純ラーメン架構となるように設定し、柱は正方形形鋼管、梁はH形鋼で構成する。柱断面は、1階の軸力比が0.3となるように設定し、全層同一とする。側柱と中柱は同一断面とし、側柱の軸力比は中柱の軸力比と同一となるように、柱頭部の節点荷重を調整する。

表2の架構の設定条件は、新耐震設計法により設計される標準的な鋼構造純ラーメン架構を基本とする。柱の軸力比は、既往の鋼構造建物の調査結果¹⁰⁾に基づき設定する。柱の軸力比を(1)式に示す。表2の柱の軸力比は1階の値を示し、同一階柱の軸力比は同一とする。階高は、ホテルや事務所の基準階で採用される値を参考に設定する。スパン数やスパン長はホテルや事務所の桁方向で一般的に採用される値と共に、層全体火災時の梁の熱伸びの影響を見るため少し極端なケースも含める。スパン長は全スパン同一とする。層数は、高さ60mの建物が事務所の一般的な階高4mを有する場合の層数を最大値とする。梁上荷重は、通常の構造設計における小梁の配置を考慮し、7.2mおよび10mスパンは20.6 KN/m、13mスパンの場合50.0 KN/mとする。

表3に解析対象架構とそれぞれの細長比を示す。細長比は階高に対して定義し、2)式に示す。解析対象架構は表2の設定条件を組合せて構成し、表3にそれぞれの架構の柱の細長比を示す。架構のアスペクト比（建物高さと長さの比）は4以下¹³⁾を基本とし、極端なケースとして5.2も設定する。アスペクト比5.2は、階高5m、15層、スパン数2、スパン長7.2mが該当する。

$$\bar{p} = \frac{P}{\sigma_y A_c} \quad (1)$$

$$\tilde{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_0} = \frac{l}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{h}{i} \quad (2)$$

ここに、 P : 軸力(KN) 、 A_c : 柱の断面積(mm²)
 σ_y : 常温時の降伏強度(N/mm²)
 E : 常温時のヤング係数(N/mm²)
 i : 断面2次半径(mm)
 h : 階高(mm)

図1 架構モデル (5層4スパンの例)

図2 梁下フランジ破断の事例

図3 高温時応力～歪関係⁹⁾ (SM490A)

表1 地震被害の組合せ

解析ケース	火災層の 残留部材角 (γ)	火災層直上部 梁端部破断の 有無
Case1 (残留部材角のみ)	0~0.03 (rad)	なし
Case2 (残留部材角+梁端部破断)		2FL及び3FL 梁端部全て

表2 架構の設定条件

項目	値
柱の軸力比 ($\bar{p}$)	0.1、0.2、0.3
階高 (h)	3、4、5
スパン数	2、4、8、20
スパン長	7.2、10、13
層数	5、10、15

表3 解析対象架構とそれぞれの細長比

階高 (m)	軸力比	スパン数	層数5層			層数10層	層数15層
			スパン長 7.2m	スパン長 10m	スパン長 13m	スパン長 7.2m	スパン長 7.2m
3	0.3	2	0.25			0.25	0.25
		4	0.25	0.25	0.26	0.20	0.17
		8	0.25	0.25	0.26	0.20	0.17
		20	0.25				
4	0.3	2	0.30 0.33			0.30	0.30
	0.1	4	0.33				
	0.2		0.33				
	0.3		0.33	0.34	0.34	0.26	0.22
		8	0.33	0.34	0.33	0.26	0.22
		20	0.33				
5	0.3	2	0.35 0.38			0.35	0.35
		4	0.35	0.35	0.35	0.32	0.28
		8	0.33	0.33	0.34	0.30	0.28
		20	0.34				

3 地震被害を受けた後層全体火災を受ける鋼架構の崩壊温度

前章表3で設定した鋼架構が表1のような地震被害を受けた後、1階に層全体火災が生じる場合の架構の崩壊温度を解析的に導き、表2に示す架構の設定条件の各々が崩壊温度に及ぼす影響を考察する。全ケースにつき、以下に述べる1次元有限要素法による崩壊温度と理論解析によるその両方を取り上げる。

3.1 有限要素解析仮定および解析手順

解析仮定および解析手順は前報¹²⁾と同様である。解析仮定の主なもののおよび解析手順の概要を再掲する。

- ・梁端部破断は、図2に示すように、梁端部下フランジが破断してウェブ下部に亀裂が発生した状態とする。この場合梁の曲げ抵抗が失われるため、破断した梁端部はピン接合と設定する。それ以外の接合部は剛接合、柱脚は固定とする。
- ・材質は柱・梁共 SM490A とし、鋼構造耐火設計指針（1999 年版）⁹⁾に示された当該鋼材の高温時応力－歪関係を採用する。図3にその高温時応力－歪関係を示す。
- ・有限要素は平面保持則に従う梁要素とする。
- ・図3の応力－歪関係に順じた鋼材の材料非線形、線膨張および架構の有限変位を考慮する。鋼材の線膨張率は $12.0 \times 10^{-6} \text{K}^{-1}$ とする。
- ・柱・梁共、要素分割数は各部材の軸方向に 10 分割とする。

解析手順は以下の通りである。図4に解析手順を示す。

- ① 各階柱頭に一定軸力(P)を、梁上に一定荷重(q)をかけながら、水平方向に静的に強制変位を与える。強制変位の位置は 5FL とし、対応する水平力を Q とする。梁端部が破断しているケース (Case2) では、地震で破断する梁端部を予めピン接合として、強制変位を与える。
- ② Q が 0 となるまで、除荷する。この時点で残留部材角 (γ) が発生する。
- ③ 1 階の全柱・梁に対し鋼材温度を一樣かつ等温に上昇させる。力の釣合が保持できなくなる温度を崩壊温度とする。

図4 解析手順 (Case2、5層4スパンの例)

3.2 理論解析仮定および理論式

解析仮定および解析手順は前報¹²⁾と同様である。残留部材角のみが発生する場合(Case1)および残留部材角と梁端部破断が組合さって発生する場合(Case2)それぞれについて、解析仮定の主なものおよび理論式を下記に再掲する。

3.2.1 残留部材角のみが発生する場合(Case1)

図5(a)に理論解析モデルを示す。解析仮定を下記に示す。

- (1) 表3の全ての架構モデルに対して、図1に示すように内柱1階 (火災層) 柱の反曲点から下の片持ち柱を切り出してモデル化する。軸力は当該部分の値とする。
- (2) 反曲点高さは、階高さの 0.5 倍とする。
- (3) 柱脚部は two flange 断面に置換し、その上方の部分は高温時接線係数 E_t をもつ角形鋼管として弾性的に挙動するものとする。

- (4) 地震によって柱脚部に残留回転角 θ_{pc} が発生し、火災中保持されるものとする。
- (5) 火災中、片持ち柱には自由端からの鉛直力 P のみが作用し、せん断力は作用しない。

柱脚部が釣合を保持できなくなった時点の温度を架構の崩壊温度とする。崩壊温度の理論式は(3)式による。理論崩壊温度は(3)式が満たされる上限温度である。詳細は前報¹⁾による。

$$\sigma(\theta_3, T) = \frac{2}{A_c \cdot d} \cdot \frac{P \cdot \tan \beta_1 \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)}{\beta_1} \cdot (\theta_3 + \theta_{pc}) + \sigma_0 \quad (3)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{P}{E_t I}}$$

ここに、 $\sigma(\theta_3, T)$ は温度 T における two flange 部分圧縮 flange の応力-歪関係、 A_c は柱の断面積、 I は柱の断面 2 次モーメント、 σ_0 は P/A_c である。

図5(a) 理論解析モデル (残留部材角のみの場合)

3.2.2 残留部材角と梁端部破断を組合わせる場合(Case2)

図5(b)に理論解析モデルを示す。解析仮定を下記に示す。

- (6) 表3の全ての架構モデルに対して、図1に示すように外側スパンの下部3層1スパン部分左半分を切り出してモデル化する。軸力は当該階の値とする。
- (7) 地震時に端部がピン接合となる 2FL 及び 3FL 梁を無視する。
- (8) 地震後 1 階柱脚部に前述(4)と同様に θ_{pc} 、4FL 梁端部に θ_{pb} の残留回転角が生じ、火災中は保持されるものとする。
- (9) 柱は、2 階および 3 階において常温時弾性係数 E を持つ弾性部材とし、1 階においては前述(3)と同様に仮定する。

柱脚部が釣合を保持できなくなった時点の温度を架構の崩壊温度とする。崩壊温度の理論式は(4)式による。理論崩壊温度は(4)式が満たされる上限温度である。詳細は前報²⁾による。

$$\sigma(\theta_3, T) = \frac{2}{A_c \cdot d} \cdot \left\{ \frac{B}{C} \cdot (\theta_3 + \theta_{pc}) + \frac{D}{C} \cdot \theta_{pb} \right\} + \sigma_0 \quad (4)$$

$$A = a_{12}^2 \cdot K_b - (a_{11} + c_{11}) \cdot (1 + K_b \cdot a_{11})$$

$$B = c_{12}^2 \cdot (1 + K_b \cdot a_{11}) + A \cdot (c_{11} + b_{11})$$

$$C = b_{12}^2 \cdot A - b_{11} \cdot B$$

$$D = -a_{12} \cdot b_{12} \cdot c_{12} \cdot K_b$$

$$a_{11} = -\frac{\beta_3}{P_3} \cot(\beta_3 \cdot h) \quad a_{12} = \frac{\beta_3}{P_3} \cdot \frac{1}{\sin(\beta_3 \cdot h)} \quad \beta_3 = \sqrt{\frac{P_3}{E \cdot I}}$$

$$c_{11} = -\frac{\beta_2}{P_2 + P_3} \cot(\beta_2 \cdot h) \quad c_{12} = \frac{\beta_2}{P_2 + P_3} \cdot \frac{1}{\sin(\beta_2 \cdot h)} \quad \beta_2 = \sqrt{\frac{P_2 + P_3}{E \cdot I}}$$

$$b_{11} = -\frac{\beta_1}{P_1 + P_2 + P_3} \cot \beta_1 \cdot (h - d) \quad b_{12} = \frac{\beta_1}{P_1 + P_2 + P_3} \cdot \frac{1}{\sin \beta_1 \cdot (h - d)} \quad \beta_1 = \sqrt{\frac{P_1 + P_2 + P_3}{E \cdot I}}$$

ここに、 K_b は4FL梁の弾性剛性、 h は階高、 E は常温時弾性係数、 σ_0 は $(P_1 + P_2 + P_3) / A_c$ である。

図 5(b) 理論解析モデル

(残留部材角と梁端部破断を組合せる場合)

3.3 解析結果および考察

3.3.1 地震後の各層の残留部材角分布の影響

本論の架構においては、 A_i 分布地震力が $D_s=0.25$ 相当のレベルに達したときに受ける層せん断力により、各層の梁端部が同時に曲げ降伏するように梁断面を設定している。しかし実際の地震においては、各層の梁端部が同時に降伏するとは限らず、梁端部の降伏が下層のみに発生したり、上層の塑性化が進行することもある。よって様々な残留部材角分布の発生が考えられる。地震時に特定の1フロアを加力する変形制御解析により、加力するフロアを変えて様々な残留絶対変位分布を与え、火災層（1階）以外の残留絶対変位分布が火災時の崩壊温度に及ぼす影響を考察する。変位制御解析を採用したのは、荷重制御解析では最大耐力到達後の残留変形分布を実現できないからである。

本節で取り上げる架構は、15層4スパン、スパン長7.2m、階高4m（細長比0.33）、軸力比0.3とする。この架構に対して次の4通りの加力フロアを設定する。 A_i 分布地震力による弾性変位分布を包絡する残留絶対変位分布を与えるケースとして11FL加力、11FLより下層のみに残留部材角が発生するケースとして5FL加力と8FL加力、11FLより上層に残留部材角が発生するケースとして13FL加力の4通りである。何れの加力に対しても火災層（1階）の残留部材角が0.02となるような加力制御を行って残留部材角分布を発生させ、続いて1階を加熱して崩壊温度を得る。14FL以上の加力は採用しない。14FL以上を加力した場合、加力中に2階柱以上の柱が降伏し、1階に残留部材角が発生させることが困難なためである。

図6(a)に各加力フロア毎の地震後残留絶対変位分布を、図6(b)に各加力フロア毎の地震後残留部材角分布および崩壊温度を示す。 A_i 分布地震力による変位（図6(a) A_i 分布(1)）とそれを11FL加力時2FL残留変位と同じとなるように係数倍した変位（図6(a) A_i 分布(2)）も併せて示す。11FL加力時、残留部材角分布は A_i 分布(2)を包絡する。図6(b)に見る通り、火災層（1階）の残留部材角が同じであれば、強制変位を与えるフロアによらず崩壊温度はほとんど変わらないという重要な知見を得るが、その理由は4章で後述する。

以下の3.3.2節から3.3.5節の解析では、上記を念頭に置いて強制変位を与える位置を5FLに統一する。以下、5層、4スパン、スパン長7.2m、1階軸力比0.3を基本架構として、表2の設定条件の各々が崩壊温度に及ぼす影響を考察する。

図 6(a) 地震後残留絶対変位分布

図 6(b) 地震後残留部材角分布

3.3.2 火災層柱の軸力比の影響

火災層(1 階)柱の軸力比は、地震被害を受けた鋼架構の崩壊温度に大きく影響する¹⁾。火災層柱の軸力比を 0.1、0.2、0.3 に設定し、5 層 4 スパン、スパン長 7.2m の架構に対して地震被害後の崩壊温度を導く。図 7 に軸力比を変化させた場合の崩壊温度-火災層残留部材角関係を示す。プロット点は有限要素解を示し、同じ架構のプロット点は細い破線で結ぶ。太い実線と太い破線はそれぞれ Case1 と Case2 の階高 5m (細長比 0.35) の理論解析解を示す。火災層軸力比が 0.1 の場合、火災層残留部材角が 0.02 で、かつ直上 2 層の梁端部が破断した Case2 においても崩壊温度は 10℃程度しか低下しない。しかし軸力比が 0.2、0.3 と増加するに伴い火災層残留部材角の増加による崩壊温度の低下が顕著となり、Case1 と Case2 の崩壊温度の差が大きくなる。Case2、細長比 0.35、残留部材角 0.02 で軸力比 0.1 から 0.3 への変化により崩壊温度は 175℃程度低下する。Case1、Case2 いずれの場合も理論解析解は有限要素解析解を近似する。

図 7 崩壊温度-残留部材角関係 (軸力比の影響)
(5 層 4 スパン、スパン長 7.2m)

3.3.3 火災層柱の細長比の影響

柱の細長比は、軸力比とともに地震被害を受けた鋼架構の崩壊温度に大きく影響する^{1) 2)}。火災層柱の細長比を変化させ、火災層柱軸力比 0.3 の架構に対して地震被害後の崩壊温度を導く。図 8(a) および図 8(b) に崩壊温度-火災層残留部材角関係を表 3 に示す全ての有限要素解析結果について示す。図 8(a) は Case1 について、図 8(b) は Case2 について示す。プロット点は有限要素解を示し、同じ架構のプロット点は細い破線で結ぶ。太い実線と太い破線はそれぞれ Case1 と Case2 の理論解析解で、細長比 0.25 と 0.38 について示す。細長比が大きいくほど火災層残留部材角の増加に伴う崩壊温度低下の程度は大きくなる。そして細長比 0.22 以下の場合 Case1 と Case2 で崩壊温度の低下は同程度であるが、細長比 0.33 以上では Case1 より Case2 で崩壊温度の低下はより顕著となる。Case2、残留部材角 0.02 で細長比 0.17 から 0.38 への変化により崩壊温度は 100℃程度低下する。

Case1、Case2 いずれの場合も理論解析解は有限要素解析解を近似

する。火災層の軸力比と細長比は理論解析における最も重要な因子である。両者と火災層残留部材角発生に伴う $P-\Delta$ 効果のみを考慮し、他の諸因子を捨象した理論解析解が有限要素解析における終局状態をとらえているといえる。

図 8(a) 崩壊温度-残留部材角関係 (細長比の影響、Case1)

図 8(b) 崩壊温度-残留部材角関係 (細長比の影響、Case2)

3.3.4 スパン数の影響

スパン数が多い場合、スパン長が同一でも層全体火災時の梁の加熱長さが長くなり、崩壊温度に影響を及ぼすことが考えられる。スパン数を変化させ、5 層、スパン長 7.2m、火災層軸力比 0.3 の架構に対して地震被害後の崩壊温度を導く。図 9(a) に階高 3m (細長比 0.25) の場合、図 9(b) に階高 4m (細長比 0.33) の場合、図 9(c) に階高 5m (細長比 0.33~0.38) の場合の崩壊温度-火災層残留部材角関係を示す。プロット点は有限要素解を示し、同じ架構のプロット点は細い破線で結ぶ。太い実線と太い破線はそれぞれ Case1 と Case2 の理論解析解で、4 スパン架構の柱断面による解を示す。Case1 の場合、細長比によらずスパン数の増加に伴う崩壊温度の低下はほとんどない。Case2 の場合、細長比 0.25 ではスパン数の影響はほとんど見られない。Case2 で細長比 0.33 以上の場合、崩壊温度に差が生じるが、残留部材角 0.02 においてスパン数 2 から 20 の間でその差は 20℃程度である。

終局時横移動後の柱の傾斜角は柱によってばらつくが、理論解析

はこれを無視している。このばらつきは多スパン架構ほど際立つ。柱の細長比が小さいときは、これを無視しても崩壊温度に及ぼす影響はほとんどない。しかし、柱の細長比が大きい多スパン架構では、傾斜角の大きい柱の不安定が無視できなくなって崩壊温度の有限要素解を低下させていると推察される。しかし Case2、残留部材角 0.02 の場合の理論崩壊温度と有限要素解下限の差は 20℃程度に止まっており、大きな差ではないと考えられる。

図 9(a) 崩壊温度-残留部材角関係 (スパン数の影響)
(階高 3m、軸力比 0.3、5 層スパン長 7.2m)

図 9(b) 崩壊温度-残留部材角関係 (スパン数の影響)
(階高 4m、軸力比 0.3、5 層スパン長 7.2m)

図 9(c) 崩壊温度-残留部材角関係 (スパン数の影響)
(階高 5m、軸力比 0.3、5 層スパン長 7.2m)

3.3.5 スパン長の影響

スパン長が長い場合、スパン数が同一でも層全体火災時の梁の加熱長さが長くなり、崩壊温度に影響を及ぼすことが考えられる。スパン長を変化させ、5 層 4 スパン、火災層軸力比 0.3 の架構に対して地震被害後の崩壊温度を導く。図 10(a)に階高 3m(細長比 0.25~0.26)の場合、図 10(b)に階高 4m(細長比 0.33~0.34)の場合、図 10(c)に階高 5m(細長比 0.35)の場合の崩壊温度-火災層残留部材角関係を

図 10(a) 崩壊温度-残留部材角関係 (スパン長の影響)
(階高 3m、軸力比 0.3、5 層 4 スパン)

図 10(b) 崩壊温度-残留部材角関係 (スパン長の影響)
(階高 4m、軸力比 0.3、5 層 4 スパン)

図 10(c) 崩壊温度-残留部材角関係 (スパン長の影響)
(階高 5m、軸力比 0.3、5 層 4 スパン)

示す。プロット点は有限要素解を示し、同じ架構のプロット点は細い破線で結ぶ。太い実線と太い破線はそれぞれ Case1 と Case2 の理論解析解で、スパン長 7.2m と 13m について示す。Case1 の場合、細長比によらずスパン長の増加に伴う崩壊温度の低下はほとんどない。Case2 の場合、細長比 0.25 ではスパン長の影響はほとんど見られない。Case2 で細長比 0.35 の場合崩壊温度に差が生じるが、残留部材角 0.02 においてスパン長 7.2m から 13m の間で崩壊温度の差は 30℃ 程度である。

スパン長が長い架構では、火災時梁が大きく下方にたわみ、終局時の柱の傾斜角は、理論解析が仮定するそれよりむしろ小さくなる可能性がある。理論崩壊温度が有限要素解析解の下限になっているのはこれが理由であると考えられる。

3.3.6 層数の影響

3.3.1 節で 15 層架構における地震後の各層の残留部材角分布が崩壊温度に影響しないことを示したが、層数の違いが崩壊温度に影響する可能性はある。層数を変化させ、2 スパン、スパン長 7.2m、火災層柱軸力比 0.3 の架構に対して地震被害後の崩壊温度を導く。層数によらず階高 3m で細長比 0.25、階高 4m で細長比 0.30、階高 5m で細長比 0.35 となるように断面を設定する。地震時変形制御解析における加力フローは、Ai 分布地震力による弾性変位分布を包絡する残留絶対変位分布となるように、15 層の場合 11FL、10 層の場合 8FL、5 層の場合 5FL と設定する。図 11(a) に階高 3m (細長比 0.25) の場合、図 11(b) に階高 4m (細長比 0.30) の場合、図 11(c) に階高 5m (細長比 0.35) の場合の崩壊温度-火災層残留部材角関係を示す。プロット点は有限要素解を示し、同じ架構のプロット点は細い破線で結ぶ。太い実線と太い破線はそれぞれ Case1 と Case2 の理論解析解で、15 層について示す。Case1 の場合、層数の変化による崩壊温度の差はほとんどない。Case2 の場合、細長比 0.30 以下では層数の影響はほとんど見られない。Case2 で細長比 0.35 の場合崩壊温度に差が生じるが、残留部材角 0.02 において 5 層から 15 層の間で崩壊温度の差は 25℃ 程度である。

Case1 で細長比 0.35 以下の場合と、Case2 で細長比 0.3 以下の場合、理論解析解と有限要素解析解の崩壊温度差はほとんどない。15 層、Case2、残留部材角 0.02 においても理論解析解と有限要素解析解の崩壊温度差は 20℃ 程度であり、大きな差ではないと考えられる。

図 11(a) 崩壊温度-残留部材角関係 (層数の影響、階高 3m)

図 11(b) 崩壊温度-残留部材角関係 (層数の影響、階高 4m)

図 11(c) 崩壊温度-残留部材角関係 (層数の影響、階高 5m)

図 12 火災層に対する鉛直力による付加曲げ効果の概念図

4 火災層に作用する P-Δ 効果

本論で想定する地震被害を受けた鋼架構は、層全体火災時、火災層の横移動により崩壊する。横移動増加の要因となっているのは、火災層に対する鉛直力による付加曲げ効果であり、P-Δ 効果と転倒モーメントが増大する効果の両面が考えられる。図 12 に 2 スパン架構の火災層に対する鉛直力による付加曲げ効果の概念図を示す。火

災層に作用する $P-\Delta$ 効果による終局時の釣合は下式で表せる。

$$\{\sum(P_{1i} + P_{2i} + P_{3i})\}(\Delta_1/h) = (M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6)/h \quad (5)$$

ここに、左辺は $P-\Delta$ 効果による外力効果を、右辺は火災層の抵抗せん断力を表す。 P_{1i} 、 P_{2i} 、 P_{3i} は各階の節点鉛直荷重を、 Δ_1 は 2FL の 1FL からの相対変位を、 $M_1 \sim M_6$ は 1 階柱上下端部の曲げ耐力を表す。 $\Delta_1 = h \cdot \gamma$ 、 h は火災層階高、 γ は火災層部材角を表す。

一方、終局時、火災層床部(1FL)における転倒モーメントの釣合は、この架構の場合、下式で表せる。

$$\sum\{(P_{1i} + P_{2i} + P_{3i}) \cdot \Delta_i\} = \{M_1 + M_2 + M_3 + (N_1 - N_3) \cdot 2L\} \quad (6)$$

ここに、 Δ_i は各層の 1FL からの相対変位を、 $N_1 \sim N_3$ は柱の軸方向耐力を、 L はスパン長を表す。

転倒モーメントが崩壊温度に影響すると考えるなら、層数が多く火災層上層の残留水平変位が大きい場合、右端の柱の軸力が大きくなって崩壊温度が低下することになるが、有限要素解析ではそうはなっていない。本論で扱っている架構のアスペクト比の最大値が 5.2 以下であり極端なペンシル型になっていないことや、耐震設計されているために細長比が小さいことがこのことの要因と考えられる。

崩壊温度に影響があるのは火災層に作用する $P-\Delta$ 効果だけと考えられる。そうすると、(5)式に見るように、 $\sum(P_{1i} + P_{2i} + P_{3i})$ と Δ_1/h だけが外力効果となり、火災層以外の層の変位とその分布は崩壊温度に影響を及ぼさないことになって、問題の様相は極めて単純になる。理論解析ではそのことを考慮して、火災層に作用する鉛直力の総計 $\sum(P_{1i} + P_{2i} + P_{3i})$ 、火災層の細長比 (階高 h および断面形状)、断面形状から決まる曲げ耐力 (two flange 部、圧縮 flange の耐力) および火災層部材角 (Δ_1/h) のみから成る解析モデルを構成している。取り上げたすべての解析ケースに見た通り、有限要素解と理論解はよく一致しており、上記の推量のほぼあてはまることが検証されているといえる。

5 現状の耐火設計への提案

現状の耐火設計では、地震被害を受けた後に火災を受けることを想定していない。地震被害を受けた後放任火災により建物が横移動して崩壊することを防止する設計を目指す場合、層全体火災に対して下記のような設計上の配慮が必要と考える。

- 1) 地震被害は過去の地震被害の事例を踏まえて、残留部材角と火災層上部 2 層分の梁端部破断を想定する。
- 2) 鋼管柱の軸力比が 0.1 以下の場合、火災層の残留部材角や火災層直上 2 層の梁端部破断によらず崩壊温度はほとんど低下しないため、地震被害による崩壊温度低下を考慮する必要はない。
- 3) 軸力比が大きいほど、地震被害による崩壊温度低下の程度は大きくなる。軸力比 0.1 を超える柱は、地震で倒壊しない残留部材角として例えば 0.02 を想定し、それに応じて限界部材温度を低減する。
- 4) 細長比が大きいほど、地震被害による崩壊温度低下の程度は大きくなる。地震で倒壊しない残留部材角として例えば 0.02 を想定し、それに応じて限界部材温度を低減する。

6 まとめ

地震被害を考慮した鋼構建造物の耐火性能を明らかにすることを目的として、多層多スパンの建物に対し 1 階に層全体火災を想定

し、有限要素解析および前報¹⁾²⁾で示した理論解析を適用して崩壊温度を導いた。層全体火災時の架構の崩壊温度は、設計条件として「火災層柱の細長比および軸力比」、地震被害として「火災層柱の残留部材角」および「火災層直上の梁端部破断の有無」に依存する。それらのみを考慮した前報¹⁾²⁾の理論解析による崩壊温度は、多層多スパン架構においても有限要素解析による崩壊温度を近似できる。火災層に作用する $P-\Delta$ 効果による横移動が主要因であり、「火災層以外の層の地震時残留部材角分布」「層数」「スパン数」「スパン長」は崩壊温度にほとんど影響を及ぼさない。上記を踏まえ、地震被害後の放任火災により建物が横移動して崩壊することを防止する場合の層全体火災に対する設計上の提案を示した。

謝辞

本研究の遂行に当り、「科学研究費 (基盤研究 A)、課題番号: 20246088、構造部材・耐火被覆材・区画部材の相互作用が鋼構造物の高温時構造安定性に及ぼす影響、代表者: 鈴木弘之」の援助を得た。また、本研究は、東京理科大学 グローバル COE プログラム「先導的火災安全工学の東アジア教育研究拠点」(総合研究機構 火災科学研究センター) の活動との連携の下で行われた。

参考文献

- 1) 近藤史朗, 池田憲一, 鈴木弘之: 地震後の残留部材角による崩壊温度の低下～地震被害を受けた鋼架構の火災時安定性 (その 1)～, 日本建築学会構造系論文集, 第 630 号, pp.1369-1376, 2008.8
- 2) 近藤史朗, 宮内智矢, 池田憲一, 鈴木弘之: 地震後の梁端部破断による崩壊温度の低下—地震被害を受けた鋼架構の火災時安定性(その 2)—, 日本建築学会構造系論文集, 第 636 号, pp.385-392, 2009.2
- 3) 近藤史朗, 池田憲一, 鈴木弘之: 地震被害を受けた鋼構造物の崩壊温度—その 2: 梁端部破断による崩壊温度の低下, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.193～194, 2008.9
- 4) (社)日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告「鉄骨造建築物」編 1998.10 および「鉄骨造」編, 1998.10
- 5) 寺田岳彦, 矢部喜堂 他: 1995 年兵庫県南部地震における被災鉄骨造建物の地震時挙動と梁端の損傷, 日本建築学会構造系論文集, 第 492 号, pp.139-147, 1997.2
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課他: 2001 年版耐火性能検証法の解説および計算例とその解説, 2006
- 7) 鈴木淳一, 阿部修太郎, 鈴木弘之, 大宮喜文, 若松孝旺: 火災時における鋼架構の崩壊温度とリダンダンシー～耐震設計が耐火性能に与える効果～, 日本建築学会構造系論文集, 第 608 号, pp.157-164, 2006.10
- 8) (社)日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告「鉄骨造建築物」編 1997.10 および「火災」編, 1998.10
- 9) (社)日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, 1999
- 10) 斉藤秀人, 大内富夫他: 建築構造物の長期設計荷重時応力 (その 3) 柱部材, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.169～170, 1997.9
- 11) (社)日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 1996
- 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) 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, p.704, 2007
- 14) 近藤史朗, 池田憲一, 鈴木弘之: 地震被害を受けた鋼構造物の崩壊温度—残留層間変形による崩壊温度の低下, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.141～142, 2007.8
- 15) 宮内智矢, 大熊晃一路, 近藤史朗, 池田憲一, 鈴木弘之, 大宮喜文: 地震被害を受けた鋼構造物の崩壊温度 (その 2)～梁端部の破断が架構の耐火性能に及ぼす影響～, 2008 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.545～548, 2009.3

(2009 年 6 月 10 日原稿受理, 2009 年 8 月 3 日採用決定)