

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	細径断面を有する鉄筋コンクリート造柱の火災時における力学的挙動に関する研究
Title(English)	Study on Mechanical Behavior of Slender Reinforced Concrete Columns in Fire
著者(和文)	加藤雅樹
Author(English)	Masaki Kato
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10964号, 授与年月日:2018年9月20日, 学位の種別:課程博士, 審査員:坂田 弘安,竹内 徹,河野 進,堀田 久人,西村 康志郎
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10964号, Conferred date:2018/9/20, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

平成 30 年度 学位論文

細径断面を有する鉄筋コンクリート造柱の
火災時における力学的挙動に関する研究

STUDY ON MECHANICAL BEHAVIOR OF
SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS
IN FIRE

指導教員 坂田弘安

東京工業大学 大学院理工学研究科 建築学専攻

博士後期課程 加藤雅樹

謝辞

本研究を行うにあたり、終始、熱心なご指導、ご助言を賜りました恩師・東京工業大学教授・工学博士・坂田弘安先生に深く感謝の意を表します。

本論文の副査をしていただいた東京工業大学教授・博士(工学)・竹内徹先生、東京工業大学教授・Ph.D.・河野進先生、東京工業大学准教授・博士(工学)・堀田久人先生、東京工業大学准教授・博士(工学)・西村康志郎先生、には、本論文をまとめるにあたり貴重なご助言をいただきました。心から感謝いたします。坂田研究室助教・博士(工学)・山崎義弘氏には研究を進めるにあたり多くのご助言をいただきました。心から感謝いたします。

東京理科大学名誉教授・工学博士・松崎育弘先生には、構造工学の基礎、実験に関わる技術など、技術者としての素養を養っていただきました。心から感謝いたします。

大成建設株式会社技術センター長 長島一郎氏、防災研究室長 道越真太郎氏、火災安全チームリーダー 馬場重彰氏、課長 中濱慎司氏、主任研究員 池畠由華氏には、本研究に際してのご理解と格別のご配慮を賜りました。心から深謝いたします。特に、道越真太郎氏には、筆者が2010年に大成建設株式会社に入社以来、直属の上司として耐火構造についてご指導をいただき、本論文をまとめるにあたっても積極的なご支援と多くのご助言をいただきました。ここに深く感謝し厚く御礼申し上げます。同技術センター 今井和正氏、杉山智昭氏、山本佳城氏、渡邊悟士氏には、実験・解析の計画から結果の分析に至るまで、一方ならぬご支援と惜しみないご協力ならびに多くの有益なご助言をいただきました。心から感謝いたします。

筆者が所属している大成建設株式会社技術センター都市基盤技術研究部防災研究室の皆様、修士課程・博士課程合わせて5年間在籍した坂田研究室の皆様には、終始暖かい励ましをいただきました。心から感謝いたします。

最後に、いつも温かく応援してくれた両親と、日常生活を献身的に支えてくれた妻の亜沙紀に心から感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。

2018 年 9 月

加藤 雅樹

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	2
1.2 既往の耐火設計法	3
1.2.1 耐火性能検証法	3
1.2.2 欧州構造規準	3
1.3 既往の火災時挙動に関する研究	5
1.3.1 座屈荷重	5
1.3.2 初期不整	6
1.3.3 不均一加熱および偏心圧縮	6
1.3.4 骨組における挙動	7
1.4 研究の新規性	8
1.5 研究の目的	9
1.6 本論文の構成	9
第1章の参考文献	11
第2章 中心圧縮を受ける細径鉄筋コンクリート造柱の火災時座屈耐力	13
2.1 はじめに	14
2.2 実験検討	14
2.2.1 実験概要	14
2.2.1.1 試験体	14
2.2.1.2 使用材料	16
2.2.1.3 実験方法	17
2.2.2 実験結果および検討	19
2.2.2.1 荷重実験	19
2.2.2.2 加熱実験	22
2.2.2.3 荷重加熱実験	22
2.3 解析検討	26
2.3.1 解析概要	26
2.3.1.1 火災時座屈耐力の評価方法	26
2.3.1.2 断面モデル	26
2.3.1.3 コンクリートの高温物性値	27
2.3.1.4 主筋の高温物性値	32
2.3.2 熱伝導解析結果	33
2.3.3 熱応力解析結果	34
2.3.3.1 軸力が曲げ剛性に与える影響	34

2.3.3.2 破壊性状および耐火時間	35
2.4 過渡ひずみおよび主筋の影響	37
2.4.1 過渡ひずみの影響	37
2.4.2 主筋の影響	39
2.5 まとめ	41
第2章の参考文献	42
第3章 元たわみを有する細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動	43
3.1 はじめに	44
3.2 解析概要	44
3.2.1 解析手法	44
3.2.2 解析モデル	45
3.2.3 解析手順	45
3.2.4 解析に用いる各種物性値	45
3.2.4.1 熱伝導解析	45
3.2.4.2 熱応力解析	46
3.2.5 解析パラメータ	47
3.2.6 Shanley の理論に基づく耐火性能の評価	48
3.3 解析結果	49
3.3.1 耐火時間と変形挙動	49
3.3.2 破壊モード	51
3.3.3 曲げ変形発生後の耐火性能	53
3.3.3.1 荷重支持能力	53
3.3.3.2 曲げ剛性の変化	53
3.4 耐火性能に及ぼす影響要因	58
3.4.1 過渡ひずみ	58
3.4.2 曲げ変形が生じる方向	61
3.4.3 材端の力学的境界条件	63
3.5 まとめ	64
第3章の参考文献	66
第4章 片面加熱および偏心圧縮を受ける細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動	67
4.1 はじめに	68
4.2 実験検討	68
4.2.1 実験概要	68
4.2.1.1 RC 長柱試験体	68
4.2.1.2 使用材料	69
4.2.1.3 コンクリートおよび主筋の熱間材料試験方法	70

4.2.1.4	RC 長柱の載荷加熱実験方法	71
4.2.2	実験結果および検討	74
4.2.2.1	コンクリートおよび主筋の熱間材料試験結果	74
4.2.2.2	RC 長柱の載荷加熱実験結果	76
4.3	解析検討	86
4.3.1	解析概要	86
4.3.1.1	解析手法	86
4.3.1.2	解析モデル	86
4.3.1.3	解析手順	87
4.3.1.4	熱伝導解析に用いる各種物性値	87
4.3.1.5	コンクリートおよび主筋の高温物性値	87
4.3.2	熱伝導解析結果	89
4.3.3	熱応力解析結果	89
4.4	まとめ	90
	第 4 章の参考文献	91
	第 5 章 平面骨組における細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動	92
5.1	はじめに	93
5.2	解析概要	93
5.2.1	解析手法	93
5.2.2	骨組モデルと設定条件	93
5.2.2.1	共通の条件	93
5.2.2.2	変数とする条件	95
5.2.3	解析手順	96
5.2.4	解析に用いる各種物性値	97
5.2.4.1	熱伝導解析	97
5.2.4.2	熱応力解析	97
5.3	平面骨組の解析結果と検討	99
5.3.1	各部材の断面温度	99
5.3.2	耐火時間と RC 柱の変形挙動	101
5.3.2.1	部材角の影響	101
5.3.2.2	偏心軸力の影響	105
5.3.2.3	元たわみの影響	106
5.3.2.4	片面加熱の影響	107
5.3.2.5	座屈長さの影響	109
5.3.3	破壊モード	113
5.3.3.1	曲げ塑性ヒンジの形成位置	113

5.3.3.2 座屈荷重	115
5.4 まとめ	118
第5章の参考文献	119
第6章 結論	120
6.1 各章の結論の総括	121
6.2 今後の課題	123
付録1 発表論文	124
付録2 各種実験の载荷および計測方法	130

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

鉄筋コンクリート(以下、RC)構造物は、使用材料の高強度化や、免震・制振構造システムとの併用も行われ、高層化、長スパン化に加え、高耐久・高品質な架構として実現されている。近年では、RC柱に高強度コンクリートを用いて断面積を縮減した細径柱部材^{1-1)~1-3)}や、断面の最小径が小さく扁平な断面を有する壁状の柱部材¹⁻⁴⁾が開発され、前者は主に軸力を負担する部材として、後者は架構の水平剛性を高める耐震要素として建物に使用されている。これらの柱を建築空間に用いることで、大断面のRC柱を用いる場合に比べて、意匠性・視認性に優れた開放感のある空間の実現が可能となる。しかし、いずれも柱の高さをその最小径で除した値が大きく、断面の弱軸周りには曲げ剛性が小さいために地震時の水平力およびねじれに対する剛性には期待せずに構造設計される場合が多い。

RC柱の設計を行う場合、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁻⁵⁾では構造上主要な支点間の距離を断面の最小径で除した値が15を超える場合に関して、この値に応じた応力度の割増係数が示されている。構造上主要な支点間の距離は構造設計者が合理的に設定する必要があるが、一般的には隣接部材心間の距離が用いられる。この割増係数を設計用応力度に乗じた値が許容応力度を超えなければ、常温の構造設計は成立する。一方で、2000年に建築基準法に導入された耐火性能検証法¹⁻⁸⁾により、従来の仕様規定によらない火災室ごとの火災性状や部材の耐火性能を個別に設計する性能設計が可能となったが、RC柱の隣接部材間の内法寸法を断面の最小径で除した値(以下、高さ径比)を10以下に制限している。これは、火災時において高さ径比が10を越えるRC柱は、部材表層の高温領域が相対的に断面の多くを占め、また部材表層は曲げ剛性への寄与が大きいため、かぶりコンクリートの熱劣化により曲げ剛性が大幅に低下することから、常温時には断面耐力により圧縮破壊する高さ径比であっても、火災時には早期に座屈する懸念があるためである。よって、高さ径比が10を越えるRC柱の耐火設計法は未だ無い。

本論文では、耐火性能検証法で設定される高さ径比の上限を超える高さ径比12以上のRC柱を扱うこととし、これらのRC柱をRC長柱と定義する。

RC柱には実構造物において、製作上・施工上不可避な元たわみや軸力の偏心といった初期不整、火災発生区画内外における不均一加熱、直交梁の偏心接合による軸力の偏心、火災時に梁の熱膨張により生じる部材角、柱と接合する周辺架構の接合方法・剛性の変化による座屈長さの変化などの様々な現象が生じると考えられる。断面の最小径が大きく高さ径比が小さいRC柱は曲げ剛性が大きく、また不均一加熱時には断面全周が加熱される場合に比べて部材の熱劣化範囲が小さくなるため、これらの現象が耐火性能を低下させる可能性は低い。故にRC構造は一般に火災に強い構造として認知されてきた。しかし、RC長柱は前述した通り火災時に曲げ剛性が大幅に低下するため、実構造物において想定されるこれらの現象下においては耐火性能が低下する可能性がある。さらに高強度コンクリートは普通強度コンクリートと比べ、高温時における圧縮強度の低下や過渡ひずみによる収縮が大きいことが知られている^{1-6),1-7)}ため、高強度コンクリートを用いることでRC長柱の耐火

以上に述べたことから、RC 長柱の耐火性能については不明な点が多く、これを明らかにすることは、耐火性能検証法で設定されている高さ径比の上限を越える RC 柱の耐火性能の評価や、RC 長柱の耐火性能設計方法の確立につながると考えられる。

本節では、国内外における RC 柱の耐火設計法について概説する。

建築基準法では耐火建築物の主要構造部に必要とされる耐火性能として非損傷性・遮熱性・遮炎性を規定しており、所定の耐火性能を確保するための適合ルートには、例示仕様(H12 建告 1399 号)または認定耐火構造に従う仕様規定(ルート A)、耐火性能検証法による設計¹⁻⁸⁾(ルート B)、高度な評価法による審査(ルート C)の 3 種類がある。本項では、耐火性能検証法による RC 柱の耐火設計法について概説する。なお、RC 柱のような防火区画を形成しない耐力部材の耐火性能には非損傷性が要求される。

全断面
(面積 A_c 、外周長 H_c)

荷重を負担する部分
(面積 $A_c - dH_c$ 、許容応力度 $(2/3)F_c$)

本設計方法では、火災時の爆裂による断面欠損の懸念を排除するため、コンクリートの常温圧縮強度は 60N/mm^2 以下を対象とし、また前節で述べた通り座屈が生ずる恐れを排除するため高さ径比を 10 以下に制限している。

欧州構造規準(以下、ユーロコード)は、建築・土木構造物の実用的な設計法について国際的な規準として開発されている構造設計基準であり、Eurocode 2ではコンクリート構造に関する設計法が記載され、Part1-2では耐火設計法に関して記載されている¹⁻⁹⁾。本項では、ユーロコードによるRC柱の耐火設計法について概説する。

RC 柱の設計には大きく分け 3 種類の設計法があり、表データを用いた設計、簡易計算法による設計、高度な計算による設計である。これらはそれぞれ前述した国内における建築基準法令の適合ルートのうち、例示仕様または認定耐火構造に従う仕様規定(ルート A)、前項で示した耐火性能検証法(ルート B)、高度な評価法による審査(ルート C)と完全に一致するものではないが、近い内容となる。表データを用いた設計、簡易計算法による設計法はコンクリートの常温圧縮強度が 50N/mm^2 以下を対象としている。

表データを用いた設計を行う場合、A 法と B 法の 2 通りの方法があり、A 法は主に軸力を負担する柱、B 法は主に軸力と曲げを負担する柱に適用され、ブレース構造にのみ適用できる。表データは RC 柱に必要とされる耐火性能を確保するために必要な、断面の最小径、かぶり厚さに関する数値が荷重レベルごとにまとめられており、これらの数値は過去の経験と実験の理論的な考察により確認され、一般的な構造部材に安全側の仮定であるとされている。A 法では座屈長さが 3m 以下、B 法では座屈長さを断面二次半径で除した細長比が 30 以下において設計が可能であり、細長比 30 は 250mm 角の正方形断面の場合は座屈長さ 2165mm に相当する。

簡易計算法による設計を行う場合も 2 通りの方法があり、 500°C 法と断面分割法である。 500°C 法は RC 柱断面の温度分布を求め、図 1-2 に示すように 500°C を超える熱劣化領域を除いた残りの有効断面を求め、この有効断面のコンクリート強度を常温時の強度と同一として終局耐力を求める方法である。断面分割法は RC 柱断面の温度分布を求め、加熱面の強度を無視する領域と、有効断面の強度低減係数を求め終局耐力・曲げ剛性を求める方法である。断面分割法は 500°C 法よりも複雑ではあるが、柱に対してはより正確な方法とされている。

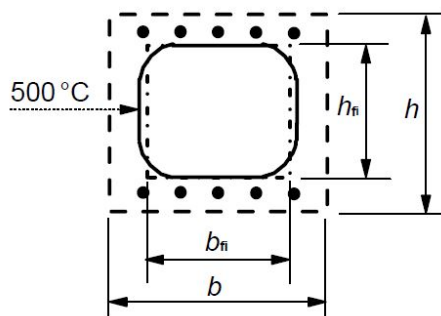
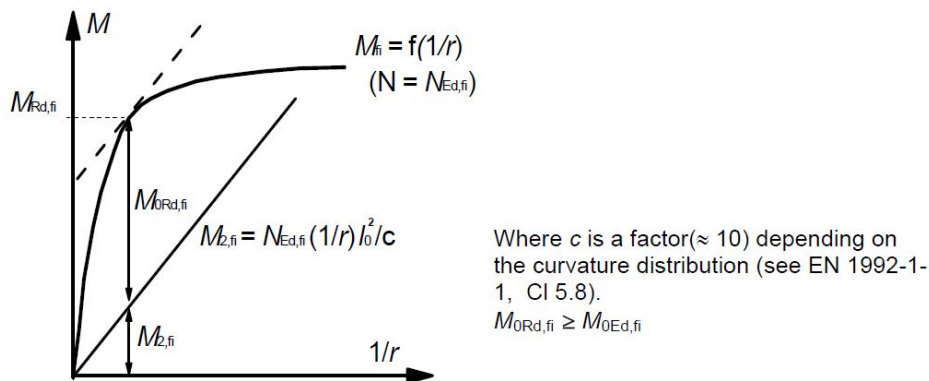


図 1-2 RC 柱の熱劣化深さ 1-9)

座屈に関する設計は、この簡易計算法により終局曲げ耐力 $M_{Rd,f}$ を求めた後、図 1-3 に示すように $P-\delta$ 効果による二次的モーメント $M_{2,f}$ を差し引いた終局一次曲げ耐力 $M_{0Rd,f}$ と設計一次曲げ耐力を比較することで行う。



$M_{Rd,fi}$: 終局曲げ耐力, $M_{0Rd,fi}$: 終局一次曲げ耐力, $M_{2,fi}$: 二次的モーメント,
図 1-3 終局曲げ耐力, 二次的モーメント, 終局一次曲げ耐力の関係¹⁻⁹⁾

高度な計算による設計を行う場合は、計算の原則が示されているのみで、具体的な計算方法については記載されていない。

以上に示したように、耐火性能検証法およびユーコードによる簡易計算法では断面の温度分布から断面の熱劣化部分を除いた有効断面を求めているが、熱劣化部分の残存強度や有効断面に生じる温度分布は考慮されていない。

1.3 既往の火災時挙動に関する研究

本節では、本研究に関連する既往の研究について、火災時挙動に関する文献を中心に概説する。

1.3.1 座屈荷重

高温時における圧縮材の座屈現象に関する研究は鋼構造柱部材を中心に数多く報告されている^{例えば 1-10)}。鋼構造の火災時の終局強度の指標として崩壊温度¹⁻¹¹⁾を取り入れた鋼構造耐火設計指針¹⁻¹²⁾では高温時の鋼構造柱部材の座屈耐力に関する研究成果がまとめられており、接線係数理論により高温時の柱の座屈耐力を精度よく評価できるとしている。接線係数理論は非弾性域の座屈理論であり、応力度とひずみの関係における接線勾配を用いて座屈耐力を評価するものである。

RC 柱部材においても火災時の座屈挙動を実験や解析により評価した研究は見られるが、報告数は少ない。実験による研究報告に関しては、Lie らが文献 1-13)において、コンクリートの常温圧縮強度が 34~43N/mm² で高さ径比が約 9.4~18.8 の RC 柱の載荷加熱実験を行っており、高さ径比 18.8 で軸力比が約 0.1 の条件下において座屈することを確認している。解析による研究報告に関しては、筆者らは文献 1-14)において、RC 長柱の火災時の座屈耐力を数値解析によって求めている。数値解析では RC 長柱の断面を複数の要素に分割し、

各要素の火災時の温度に応じた応力度とひずみの関係における初期勾配，すなわちヤング係数を用いて座屈耐力を算出しているが，要素によっては応力状態が非弾性域に達している可能性がある。その場合，座屈耐力の評価にヤング係数を用いることは座屈耐力を過大に評価することになり，非弾性域の応力状態を考慮することが課題であった。また，Huangらは文献 1-15)において，断面内部の温度分布を均一とした RC 柱を対象に，高温時に過渡ひずみが座屈耐力に与える影響について検討している。柱に曲げ変形が生じ始めると，過渡ひずみの影響で凹側の圧縮ひずみが大きくなり曲げ変形が進行するため，過渡ひずみを考慮した座屈耐力は考慮しない場合に比べ小さくなると述べている。しかし断面内部に温度勾配を有する場合については検討していない。これらは火災時における RC 長柱の座屈耐力を数値解析により検討した研究であるが，非弾性域の曲げ剛性および断面内部の温度勾配の影響を共に考慮してはおらず，またその評価方法の妥当性を実験的に検証していない。

一方で，Bajc らは文献 1-16)において，RC 柱の非弾性域の曲げ剛性および断面内部の温度勾配を考慮した座屈耐力の評価方法を示し，コンクリートの常温圧縮強度が $24 \sim 42 \text{ N/mm}^2$ で高さ径比が $12.5 \sim 23.8$ の RC 長柱の既往の実験結果 1-17)~1-19)を用いて評価方法の妥当性を検証している。この評価方法は，断面内部の温度分布と非弾性域の曲げ剛性を考慮している。非弾性剛性は応力度にのみ依存するメカニカルなひずみ，自由熱膨張ひずみ，過渡ひずみ，クリープひずみを考慮することで導き，既往の実験結果を良い精度で評価しているが，評価に用いる材料モデルには材料試験結果ではなくユーロコードによる値 1-9)を用いており，評価方法の妥当性に関しては検討の余地が有る。

1.3.2 初期不整

鋼構造における圧縮部材については，元たわみに加え，避けられない荷重の偏心や製造の過程で溶接や圧延等によって生じる残留応力といった理想状態と異なる初期不整による強度低下を考慮し，常温時には部材の細長比に応じて基準強度を低減し許容圧縮応力度を定め 1-20)，火災時には細長比に加えて高温時における降伏応力度の低下を考慮し座屈温度を定めている 1-21)。

一方で RC 部材に関しては，日本建築学会による建築工事標準仕様書 1-22), 1-23)の中で個々の部材製作時の寸法精度について一般に用いられる許容差の標準値や例が示されているが，原則は特記によるとされているため，寸法精度は設計者が構造安全性や使用性，施工性等を考慮して定める必要がある。RC 造における圧縮部材の初期不整には製作上，施工上不可避な元たわみと軸力の偏心があるが，これらの初期不整が RC 長柱の耐火性能に与える影響について検討した研究報告は見られない。

1.3.3 不均一加熱および偏心圧縮

不均一加熱や偏心圧縮を受ける RC 壁や柱部材の火災時挙動に関する研究は国内外で報告されている。

森田ら¹⁻²⁴⁾は、コンクリートへのポリプロピレン短繊維混入の有無や表面局部破壊の有無が中心圧縮軸力下で片面加熱を受ける RC 壁の崩壊時間に与える影響を載荷加熱実験で検討し、局部破壊した RC 壁は無損傷の壁に比べ崩壊時間が早くなり、また壁厚さと主要支点間距離の比が 1/10 程度である RC 壁が片面から加熱を受ける場合、軸剛性よりも曲げ剛性の低下が耐火性能に影響することを述べている。

MACLEAN ら¹⁻²⁵⁾は、高さ中央部の片面に局所加熱を受ける RC 柱の変形挙動に与える軸力の大きさや偏心距離の影響を解析で検討し、偏心距離が大きいほど水平変位が大きくなることを示し、加熱面側に偏心圧縮を受ける場合には圧縮力による収縮に加熱面側の昇温による自由熱膨張が加わるため、水平変位が小さくなると述べているが、最長の加熱時間を 2 時間としており、荷重支持能力を喪失する時間(以下、耐火時間)に与える影響については検討していない。

BUCHANAN ら¹⁻²⁶⁾は、材端の力学的境界条件が中心圧縮軸力下で片面加熱を受ける RC 壁の変形挙動および崩壊時間に与える影響を解析で検討し、端部の回転剛性を大きくすると RC 壁に生じる水平変位が小さくなるため耐火性能が向上すると述べている。

以上のように、片面加熱および偏心軸力を受ける部材レベルの挙動を実験あるいは解析で検討した研究は見られるが、破壊に至るまでの火災時挙動を載荷加熱実験により検討するとともに、その挙動を解析で評価した研究は見られない。

1.3.4 骨組における挙動

骨組における RC 柱の耐火性能を検討した既往の報告として、丹羽ら¹⁻²⁷⁾は、火災時の爆裂によりかぶりコンクリートが剥落した RC 柱の火災時耐力を架構の熱応力解析により検討し、RC 柱の終局曲げモーメントと軸耐力の関係を示すと共に、梁の伸び出しにより強制変形を受ける過程で RC 柱に生じるせん断力とせん断耐力の評価方法について述べている。

井口ら¹⁻²⁸⁾は、RC 柱と鉄骨梁(以下、S 梁)からなる部分架構モデルを対象に、コンクリートの爆裂および梁の熱膨張による柱頭への強制水平変位が RC 柱の耐火性能に及ぼす影響を解析により検討し、柱頭の強制水平変位が RC 柱の耐火性能を低下させる可能性があること、さらに爆裂がこれを助長させる可能性があることを示している。

いずれも部材角が生じる RC 柱の耐火性能について検討しているが、前述した実構造物において部材角以外に想定される元たわみや片面加熱、偏心圧縮が耐火性能に与える影響について検討した報告はみられない。また、これら RC 柱の高さ径比は約 3.6~5.3 を対象としており、高さ径比がより大きな RC 長柱は曲げ剛性が小さいため軸力による付加曲げモーメントにより曲げ変形が進行することで耐火性能が低下する恐れがあるが、RC 長柱を対象として検討した報告もみられない。

1.4 研究の新規性

これまでに述べた通り、RC 長柱は火災時に部材表層の熱劣化により曲げ剛性が大幅に低下することから、早期に座屈する懸念がある。既往の耐火設計法として 1.2 節に示した耐火性能検証法とユーロコードによる簡易計算法ではコンクリート強度の有効範囲をそれぞれ 60N/mm^2 以下と 50N/mm^2 以下に制限しており、さらに高強度のコンクリートは設計法の有効範囲から逸脱する。1.3 節に示した RC 長柱の火災時挙動に関する既往の実験報告においてもコンクリートの常温圧縮強度は約 $24\sim 43\text{N/mm}^2$ を対象としている。高さ径比が大きな RC 長柱は曲げ剛性が小さく軸力による付加曲げモーメントにより曲げ変形が進行することで耐火性能が低下する恐れがあるが、高強度コンクリートは高温時における圧縮強度の低下や過渡ひずみによる収縮が普通強度コンクリートと比べて大きいため、RC 長柱に高強度コンクリートを用いることで耐火性能が大きく低下する可能性がある。そこで本研究では、常温圧縮強度約 120N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた RC 長柱を対象とし、火災時挙動を把握する。本論文で扱うコンクリート強度は既往の設計法や研究で検討されていないことから新規性があり、得られた知見は RC 長柱の耐火性能設計方法の確立のために資することが可能と考えられる。

また、コンクリート強度によらず、火災時における RC 長柱の中心圧縮軸力下における基本的な座屈耐力の評価およびその評価法の実験による検証は行われていない。さらに、通直な圧縮部材は中心圧縮軸力下では座屈することはないが、製作上・施工上不可避な元たわみや軸力の偏心といった初期不整、直交梁の偏心接合による軸力の偏心、火災時に火災発生区画内外における不均一加熱、梁の熱膨張による強制部材角が RC 長柱に生じると、RC 長柱には曲げ変形により水平変位が生じるため座屈する可能性がある。火災時には RC 長柱と接合する周辺架構の接合方法・剛性が変化することで RC 長柱の座屈長さが変化すると考えられるが、これらの実構造物において想定される各種条件が RC 長柱の火災時挙動に与える影響も十分に検討されていない。本研究では前述した通り常温圧縮強度約 120N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた RC 長柱を対象として、これらの各種条件が耐火性能に与える影響を検討するが、異なるコンクリート強度を用いた RC 長柱の耐火性能についても今後検討する必要があると考えられる。

1.5 研究の目的

本研究は、RC 長柱の実構造物における荷重支持能力や変形挙動、破壊性状を明らかにするため、圧縮強度約 120N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた RC 長柱を対象に、中心圧縮軸力下における基本的な座屈挙動、元たわみ、片面加熱および軸力の偏心が RC 長柱の耐火性能に与える影響を部材レベルの実験・解析により検討する。その後、部材レベルで検討した元たわみ、片面加熱および軸力の偏心に加えて、梁の熱膨張による強制部材角、座屈長さを変数として組み合わせた複数の骨組に対して熱応力解析を行い、これらが RC 長柱の耐火性能に与える影響を検討する。実構造物で想定される様々な条件が RC 長柱の耐火性能に与える影響の程度を明らかにし、構造設計時に留意すべき条件を示すことを目的とする。

1.6 本論文の構成

本論文は、以下に述べる全 6 章から構成されている。

第 1 章 序論

第 2 章 中心圧縮を受ける細径鉄筋コンクリート造柱の火災時座屈耐力

第 3 章 元たわみを有する細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動

第 4 章 片面加熱および偏心圧縮を受ける細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動

第 5 章 平面骨組における細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動

第 6 章 結論

本研究を遂行するにあたり、RC 長柱の部材レベルの検討を行うことで RC 長柱の基本的な火災時の挙動を把握し、その次のステップとして骨組レベルの検討を行うことで実構造物において想定される様々な条件が RC 長柱の耐火性能に与える影響を把握する。この部材レベルの検討は第 2 章から第 4 章で、骨組レベルの検討は第 5 章で扱うこととし、段階的に検討を進める。また、第 2 章と第 4 章で実施する部材レベルの実験結果を解析で評価することにより解析手法の妥当性を検証し、同手法を用いて骨組レベルの検討を行うことから、本論文では一貫した解析手法による検討を行っている。以下に各章の概要を述べる。

第 1 章では、本研究の背景を述べ、既往の研究を整理し、本研究の目的を示す。

第 2 章では、RC 長柱の中心圧縮載荷加熱実験を実施し、火災時における荷重支持能力、変形挙動および破壊性状を明らかにする。さらに、火災時の断面内部の温度勾配および非弾性域の曲げ剛性を共に考慮した接線係数理論に基づく座屈耐力の評価方法を提案し、その妥当性を検証するとともに、同評価方法を用いて過渡ひずみの発生量および主筋の強度が RC 長柱の座屈耐力に与える影響を検討する。

第 3 章では、正弦形半波の元たわみの大きさの違いが RC 長柱の荷重支持能力、変形挙

動および破壊性状に与える影響を熱応力解析により把握する。また、元たわみに伴い RC 長柱に生じる火災時の曲げ変形が Shanley の理論に基づく曲げ剛性に与える影響を明らかにするとともに、断面の曲げ耐力を算定し塑性ヒンジの発生位置と数を検討することで RC 長柱の破壊モードを明らかにする。さらに、過渡ひずみの発生量、曲げ変形が生じる方向(断面の対面方向・対角方向)および材端の力学的境界条件が元たわみを有する RC 長柱の耐火性能に与える影響について考察する。

第 4 章では、片面加熱および偏心圧縮を受ける RC 長柱の荷重加熱実験を実施し、火災時における荷重支持能力、変形挙動および破壊性状を明らかにする。さらに、この実験結果を熱応力解析により評価し、解析手法の妥当性を検証する。

第 5 章では、RC 長柱を有する平面骨組を対象とし、梁の熱膨張により生じる部材角の大きさ、軸力の偏心量、元たわみの有無、片面加熱の有無、座屈長さを変数として組み合わせた複数の骨組に対して熱応力解析を行い、平面骨組における RC 長柱の荷重支持能力や変形挙動、破壊性状を明らかにする。さらに、これらが RC 長柱の耐火性能に与える影響の程度を明らかにすることで、構造設計時に留意すべき条件を把握する。

第 6 章では、各章で得られた結論を総括して述べ、今後の課題を示す。

第 1 章の参考文献

- 1-1) 是永健好, 今井和正, 山本佳城, 道越真太郎, 小室努, 服部敦志ほか 4 名: 超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の開発 その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.547-556, 2013.8
- 1-2) 辰濃達, 山本佳城, 河合邦彦, 河本慎一郎: 超高強度コンクリートにより構築された立体都市広場の設計および施工, コンクリート工学, Vol.50, No.7, pp.621-627, 2012.7
- 1-3) 今井和正, 山本佳城, 加藤雅樹, 村松晃次: 設計基準強度 300N/mm^2 のコンクリートを用いた RC 細柱の開発と適用, コンクリート工学, Vol.51, No.12, pp.959-966, 2013.12
- 1-4) 藤山淳司, 今津裕子, 森山多加浩, 小室努: 扁平柱を利用した免震事務所ビルの設計と施工, コンクリート工学, Vol.50, No.11, pp.1029-1034, 2012.11
- 1-5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.144-147, 2010.2
- 1-6) 日本建築学会: 構造材料の耐火性ガイドブック, pp.27-28, 2017
- 1-7) 菊田繁美, 鈴木弘之: コンクリート充填鋼管柱の耐火性に関する研究 軸圧縮耐力に及ぼす過渡歪の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1171-1180, 2011.6
- 1-8) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省建築研究所, 日本建築主事会議, (財) 日本建築センター: 耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説, 2001.3
- 1-9) Eurocode 2, Design of concrete structures – part1-2: Structural fire design EN1992-1-2:2004, 2004
- 1-10) 岡部猛: 矩形断面を持つ鋼柱模型(SM490)の高温時の座屈強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 515 号, pp.161-171, 1999.1
- 1-11) 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
- 1-12) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, pp.135-139, 2008.3
- 1-13) T. T. Lie and T. D. Lin: Fire Performance of Reinforced Concrete Columns, Fire Safety: Science and Engineering, ASTM, STP 882, 1985, pp.176-205
- 1-14) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 坂本成弘, 山本佳城, 黒岩秀介, 陣内浩, 辻谷薫, 吉田泰: 300N/mm^2 級超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐火性能, 大成建設技術センター報, 第 44 号, No.40, 2011
- 1-15) SHAN-SHAN HUANG, IAN BURGESS, ZHAO-HUI HUANG and ROGER PLANK: EFFECT OF TRANSIENT THERMAL STRAIN ON THE BUCKLING OF SLENDER CONCRETE AND CONCRETE- FILLED COLUMNS IN FIRE, Fifth International Conference on Structures in Fire, Singapore, pp.594-605, 2008.5
- 1-16) U. Bajc, M. Saje, I. Planinc, S. Bratina: Semi-analytical buckling analysis of reinforced concrete columns exposed to fire, Fire Safety Journal, Vol.70, January 2015, pp.110-122

- 1-17) K. H. Tan, Y. Yao: Fire resistance of four-face heated reinforced concrete columns, J.Struct.Eng.129(2003), pp.1220–1229
- 1-18) T. T. Lie, R. J. Irwin: Fire resistance of reinforced-concrete columns: test results, Internal Rep.No.569, National Research Council of Canada, Quebec, 1988.
- 1-19) J.-C. Dotreppe, J.-M. Franssen, A. Bruls, P. Vandeveld, R. Mine, D. van Nieuwenburg, H. Lambotte: Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behavior of reinforced concrete columns under fire conditions, Mag.Concr.Res.49(1996), pp.117–127
- 1-20) 日本建築学会: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—, pp.46-48, 2005.9
- 1-21) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, pp.135-139, 2008.3
- 1-22) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事 2015, 2015.7
- 1-23) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 10 プレキャスト鉄筋コンクリート工事 2013, 2013.1
- 1-24) 森田武, 別府万寿博, 鈴木誠: 剛飛翔体の高速衝突を受けた鉄筋コンクリート造壁の構造耐火性に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 708 号, pp.357-367, 2015.2
- 1-25) JAMIE MACLEAN, VADIMS GOREMIKINS, LUKE BISBY and TIM STRATFORD: Effects of Localised or Non-Uniform Heating on Reinforced Concrete Columns, 9th International Conference on Structures in Fire, USA, pp.102-109, 2016.6
- 1-26) ANDREW H. BUCHANAN, V. RAO MUNUKUTLA: Fire Resistance of Load-Bearing Reinforced Concrete Walls, Proceedings of the 3rd International Symposium on Fire Safety Science, pp.771-780, 1991.
- 1-27) 丹羽博則, 長尾寛博, 長沼一洋, 江戸宏彰: 高強度コンクリートを使用した RC 架構の火災時耐力に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.407-414, 2003.3
- 1-28) 井口真吾, 平島岳夫, 松戸正士, 篠塚航, 兼城莉乃: 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の耐火性能 —その2— コンクリートの爆裂および柱頭での強制水平変位が RC 柱の耐火性能に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, 第 685 号, pp.623-631, 2013.3

第 2 章

中心圧縮を受ける

細径鉄筋コンクリート造柱の火災時座屈耐力

2.1 はじめに

本章では、RC 長柱の中心圧縮荷重加熱実験を実施し、火災時における荷重支持能力および破壊性状を明らかにする。さらに、火災時の断面内部の温度勾配および非弾性域の曲げ剛性を共に考慮した接線係数理論に基づく座屈耐力の評価方法を提案し、実験結果と比較することでその妥当性について検討するとともに、同評価方法を用いて過渡ひずみの発生量および主筋の強度が、RC 長柱の座屈耐力に与える影響を検討する。

2.2 実験検討

2.2.1 実験概要

2.2.1.1 試験体

試験体一覧を表 2-1 に、試験体の形状および寸法を図 2-1 に示す。試験体は計 6 体であり、その内訳は、常温における荷重実験用の試験体が 1 体、加熱実験用の試験体が 1 体、荷重加熱実験用の試験体が 4 体である。断面は一辺が 250mm の正方形断面で全試験体共通とし、コンクリートは全て横打ちとした。

荷重実験は、常温の中心圧縮軸力下における破壊荷重および破壊性状を把握するため実施した。試験体の高さは 5000mm であり、高さ径比は 20.0 である。試験体高さ方向の計 5 断面にひずみゲージを設置した。荷重加熱実験は、試験体の断面中心に作用する軸力および試験体の高さ径比が荷重支持能力および破壊性状に与える影響を把握するため実施した。軸力比は 0.15, 0.20, 0.33 の 3 水準、高さ径比は 20.0, 14.3 の 2 水準である。荷重加熱実験を行う試験体については熱電対による断面欠損を避けるため、熱電対を設置していない。断面内部の温度分布を把握するために、高さ 900mm の温度測定用の試験体を製作し、試験体高さ方向中央の断面に径 1.6mm の K 型シース熱電対を設置して加熱実験に供した。

表 2-1 試験体一覧

試験体 名称	断面形状 ・ 寸法D	高さ H	高さ/最小径 H/D (高さ径比)	軸力比* ¹ $N/(A \cdot \sigma_B)$	実験方法
	[mm]	[mm]			
H/D20-RT	□250	5000	20.0	漸増荷重* ²	荷重実験
H/D4-H		900	3.6	無荷重	加熱実験
H/D20-0.15		5000	20.0	0.15	荷重加熱 実験
H/D20-0.20		5000	20.0	0.20	
H/D20-0.33		5000	20.0	0.33	
H/D14-0.20		3570	14.3	0.20	

*1 : N…軸力, A…断面積, σ_B …コア供試体の圧縮強度(表2-3参照)

*2 : 常温で破壊に至るまで軸力を漸増荷重する

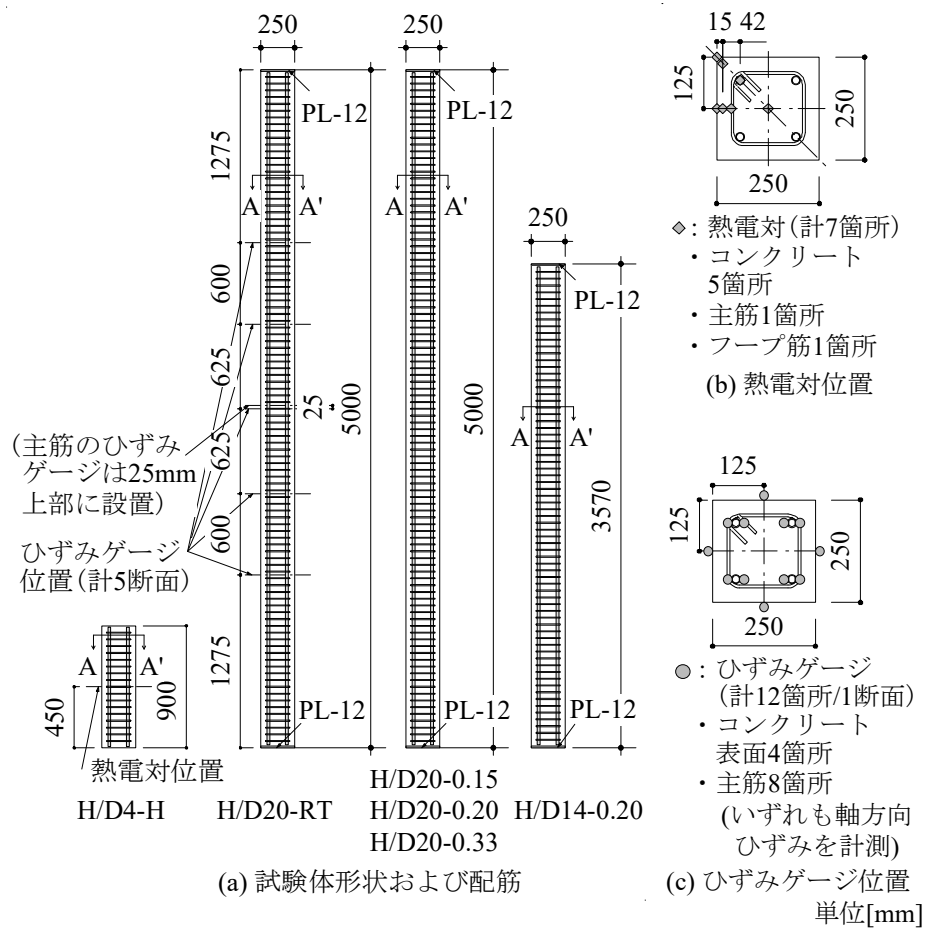


図 2- 1 試験体の形状および寸法

2.2.1.2 使用材料

試験体に打設したコンクリートの使用材料および調合を表 2-2 に、実験時のコンクリートの材料試験結果を表 2-3 に、鉄筋の材料試験結果を表 2-4 に示す。表 2-3 と表 2-4 に示した材料試験結果は、各供試体 3 個の平均値である。ポリプロピレン繊維は、加熱実験および載荷加熱実験時の爆裂を防止するために混入した。実験時のコンクリートの含水率は 5.4% であり、材齢は 3~4 ヶ月である。

表 2-2 コンクリートの使用材料および調合

結合材B	普通ポルトランドセメント：スラグせつこう系 混和材：シリカフューム＝7：2：1(密度2.99g/cm ³)							
細骨材S1	君津産山砂(表乾密度2.61g/cm ³)							
細骨材S2	大月産砕砂(表乾密度2.62g/cm ³)							
粗骨材G	大月産碎石(安山岩，最大寸法20mm， 表乾密度2.62g/cm ³)							
混和剤SP	ポリカルボン酸エーテル系高性能減水剤							
有機繊維 PP	ポリプロピレン繊維 (径0.048mm，長さ20mm，密度0.91g/cm ³)							

W/B	空気量	単位量					SP量	PP量
		W	B	S1	S2	G		
[%]	[%]	[kg/m ³]					[kg/m ³]	
22.5	2.0	150	667	335	337	918	11.2	1.5

表 2-3 コンクリートの材料試験結果

供試体種類 ^{*1}	圧縮強度 σ_B	ヤング係数 E_c	ポアソン比 ν
	[N/mm ²]	[$\times 10^4$ N/mm ²]	[-]
現場封緘養生供試体	127	4.23	0.21
コア供試体 ^{*2}	126	-	-

*1：供試体形状は直径100mm×高さ200mmのシリンダー

*2：同一断面模擬部材から採取

表 2-4 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種別	降伏点	ヤング係数	引張強さ	破断伸び
	[N/mm ²]	[$\times 10^5$ N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
D19(SD490)	589	1.97	790	14.5
D6(SD295A)	385	1.99	570	14.6

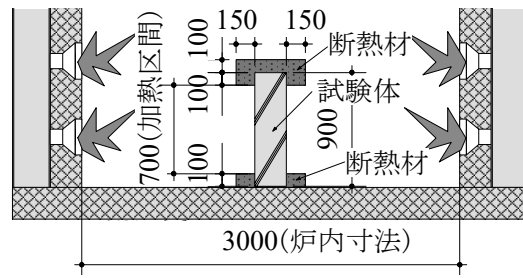
2.2.1.3 実験方法

各実験のセットアップを図 2- 2 に示す。実験方法の詳細は付録 2 に示したが、概要を以下に述べる。

載荷実験は、試験体の柱頭に回転半径 230mm、柱脚に回転半径 300mm の球座を設置し、常温で中心圧縮軸力を与え、試験体が破壊に至るまで軸力を漸増載荷した。実験時は主筋および試験体表面のひずみ、柱頭柱脚に設置した球座の鉛直方向変位を計測した。各球座の鉛直方向変位は、試験体の断面中心から 400mm の位置を計 4 点計測しており、柱頭および柱脚の回転性状を把握できる。試験体の軸方向の縮み量は、柱頭および柱脚の平均鉛直変位を差し引くことで算出する。

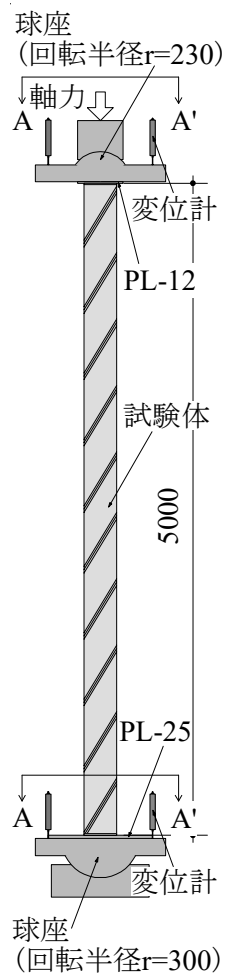
加熱実験は、試験体の上下端部に断熱材を設置し、試験体高さ 900mm に対して加熱区間を 700mm として、無載荷で実施した。加熱は ISO834 に記載されている標準加熱温度曲線に従い、240 分間実施した。実験時は炉内温度および試験体内部温度を計測した。

載荷加熱実験は、載荷実験と同様に試験体の柱頭柱脚に球座を設置し、常温で断面中心に所定の圧縮軸力を与え、ISO834 に記載されている標準加熱温度曲線に従い、試験体が荷重支持能力を喪失するまで加熱を実施した。各試験体に導入した所定の軸力比は、表 2- 3 に示したコア供試体の材料試験結果を用いて算出した。図 2- 2(c)は試験体の高さが 5000mm の場合を示したが、試験体の高さが 3570mm の場合は、柱脚に設置する球座の下部に高さ 1000mm の鋼製スタブを設置した。加熱区間は、試験体高さ 5000mm の試験体が 3600mm、高さ 3570mm の試験体が 2600mm である。実験時は炉内温度および試験体柱頭の鉛直変位を計測した。座屈発生時の柱頭の回転を緻密に計測することを意図し、柱頭の球座四隅の鉛直方向変位をサンプリング周波数 10Hz で計測した。

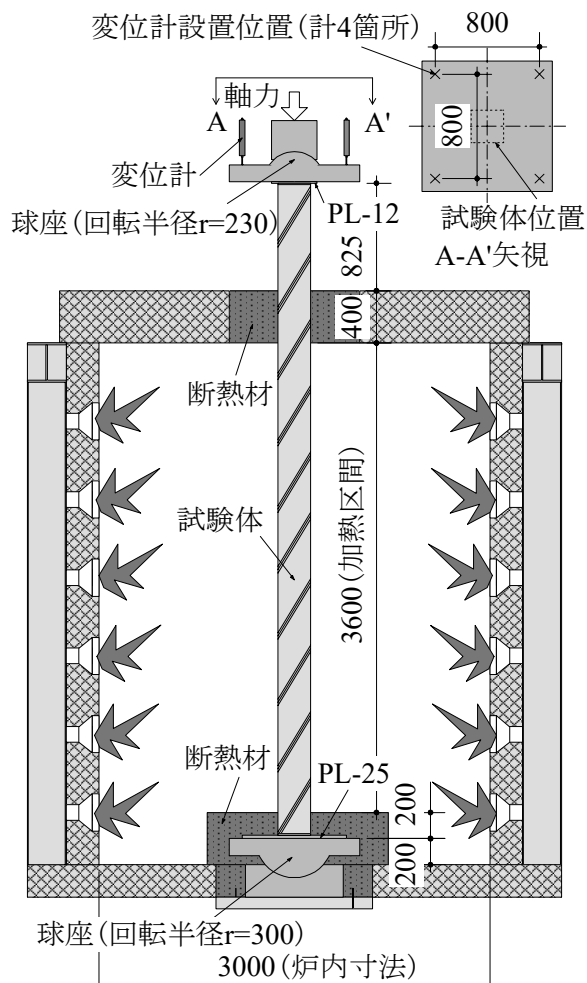


炉の寸法は(c)と同じ(炉上部は図示を省略)

(a) 加熱実験



(b) 載荷実験



(c) 載荷加熱実験(試験体高さ 5000mm)

[単位 : mm]

図 2-2 各実験のセットアップ

2.2.2 実験結果および検討

2.2.2.1 載荷実験

軸力と試験体の軸変位の関係を図 2-3 に示す。実験は軸力を約 2.3 MN まで載荷後、約 1MN まで除荷し、その後試験体が破壊に至るまで漸増載荷した。図 2-3 中の初期剛性および断面耐力は表 2-3 に示した現場封緘養生供試体の材料試験結果を用いて算出し、座屈荷重は表 2-3 および表 2-4 の材料試験結果に示したヤング係数を用いて、主筋の曲げ剛性を考慮し式(2-1)により算出したオイラー座屈荷重である。

$$P_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{l_k^2} \quad (2-1)$$

P_{cr} : 座屈荷重, E_c : コンクリートのヤング係数,
 I_c : コンクリートの断面二次モーメント, E_s : 主筋のヤング係数,
 I_s : 主筋の断面二次モーメント, l_k : 座屈長さ

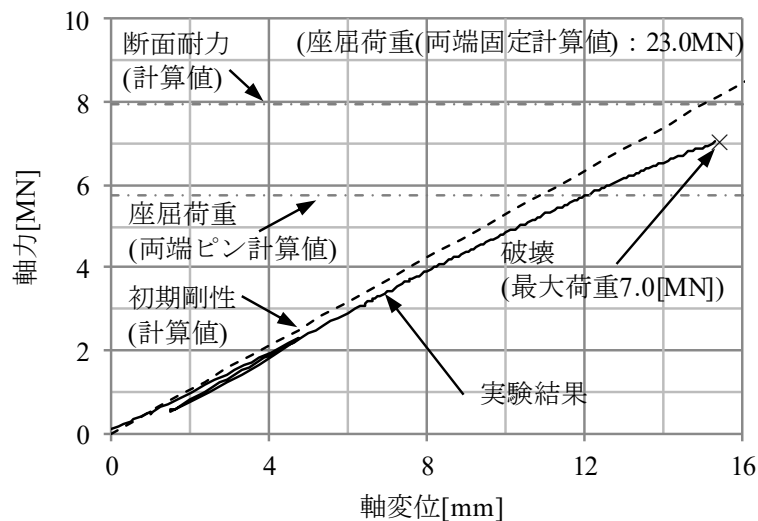


図 2-3 軸力と軸変位の関係(載荷実験)

座屈長さは、材端の力学的境界条件を柱頭柱脚ともにピン(以下、両端ピン)の場合は試験体全長、材端の力学的境界条件を柱頭柱脚ともに固定(以下、両端固定)の場合はその 1/2 とした。試験体の各種耐力の計算値の大小関係は、両端ピンの座屈荷重<断面耐力<両端固定の座屈荷重であった。実験では、試験体の軸剛性は荷重の増加とともに徐々に低下し、軸力が両端ピンの座屈荷重の計算値を超え、試験体角部のコンクリートが一部剥離した直後、軸力が 7.0MN で破壊に至った。

最大荷重時の試験体高さ方向のひずみ分布を図 2- 4 に示す。ひずみは初期不整の影響でややばらつきはあるが概ね均等な値を示しているため、概ね断面中心に圧縮軸力を導入できており、試験体に発生した曲げは小さいと考えられる。最大荷重時、コンクリートの表面ひずみは図中 W の一部が圧縮強度時の応力ひずみに達し、主筋のひずみは SE の一部を除き全て降伏ひずみに達していた。破壊直前に剥離したコンクリートは試験体の SW 方向であり、主筋およびコンクリート表面のひずみが相対的に大きい箇所であることから、コンクリートが圧縮強度時の応力ひずみに達して剥離し、その後破壊に至ったと考えられる。

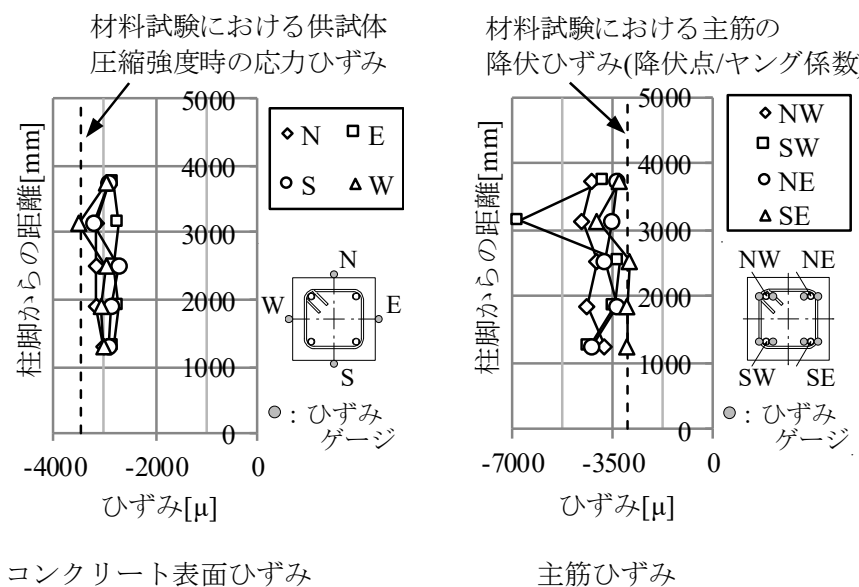


図 2- 4 最大荷重時のひずみ分布(載荷実験)

柱頭と柱脚の球座の回転性状を図 2-5 に示す。各球座には変位計を 4 か所設置しており、図中の変位は各変位計の計測値から 4 か所の平均変位を差し引いた、当該球座中心からの回転変位を表している。球座は試験体破壊時においてもほとんど回転していない。また写真 2-1 に示すように、実験後の試験体は「く」の字に折れ曲がっていなかったことから、試験体は座屈ではなく、断面耐力により圧縮破壊したと考えられる。

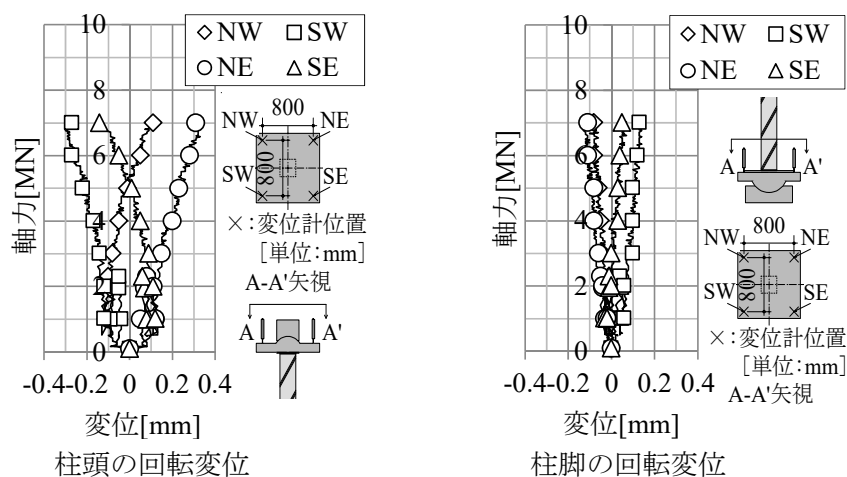


図 2-5 柱頭と柱脚の球座の回転性状(載荷実験)

ここで、柱頭と柱脚に設置した球座の力学的境界条件について検討する。球座面の接線方向の最大静止摩擦力と球座の回転半径の積として算出できるモーメント(以下、最大静止摩擦モーメント)を超える曲げモーメントが球座に発生すると、当該球座は球座面の動摩擦力に応じた曲げモーメントを維持した状態で回転する。本載荷実験においては球座の摩擦抵抗、すなわち材端の回転拘束が大きく座屈耐力が断面耐力を上回り、前述したように初期不整により発生した曲げは小さく材端の球座もほとんど回転していなかったことから、柱に曲げ変形はほとんど生じなかった。結果として、材端の球座に最大静止摩擦モーメントを超える曲げモーメントは生じず、破壊に至るまで材端の力学的境界条件は両端固定であったと考えられる。

2.2.2.2 加熱実験

試験体温度の経時変化および実験後の試験体の状況を図 2- 6 に示す。コンクリートの温度は 2 面加熱を受ける角部(T-0',T-15')が面中央(T-0,T-15)に比べ高くなり，断面中央(T-125)は加熱 240 分で約 600℃に達した。主筋(T-m)とフープ筋(T-s)の温度は概ね同じ結果となり，加熱 240 分で約 900℃に達した。また，試験体に爆裂は発生しなかったが，実験後の試験体には材軸方向にひび割れが発生していた。実験中に試験体を目視で確認できなかったことから，ひび割れの発生時期は不明である。

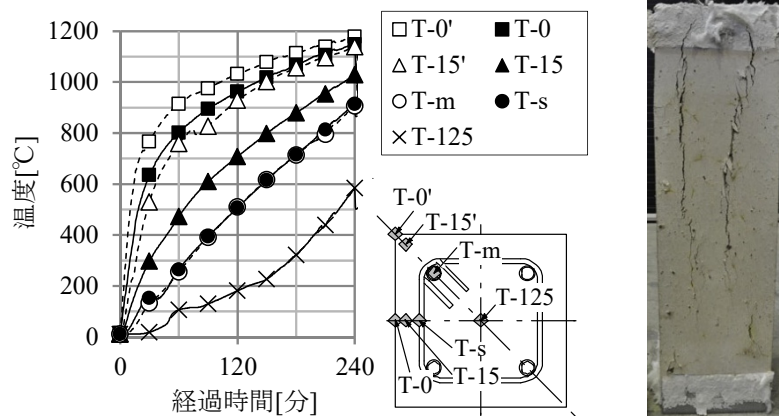


図 2- 6 試験体温度の経時変化および実験後の状況(加熱実験)

2.2.2.3 载荷加熱実験

柱頭鉛直変位の経時変化を図 2- 7 に示す。なお柱頭鉛直変位は，計 4 点計測した柱頭球座の鉛直変位の平均値を示している。全試験体共通して爆裂は発生せず，加熱開始直後に材軸方向に膨張し，以降収縮に転じて荷重支持能力を喪失した。耐火時間は H/D20-0.15 が 220 分，H/D20-0.20 が 192 分，H/D20-0.33 が 142 分，H/D14-0.20 が 194 分であった。高さ径比が同じ試験体(H/D20-0.15，H/D20-0.20，H/D20-0.33)は軸力が大きいほど耐火時間は短くなり，高さ径比が異なり同一軸力の試験体(H/D20-0.20，H/D14-0.20)の耐火時間は概ね一致した。

柱頭の球座の回転性状を図 2- 8 に示す。変位は図 2- 5 と同様に当該球座中心からの回転変位を表した。H/D20-0.15 と H/D20-0.20 は耐火時間の約 2 分前に球座が回転し始め，H/D20-0.15 は概ね NW-SE 軸周りに，H/D20-0.20 は概ね E-W 軸周りに球座が回転し，球座が回転している間も試験体は荷重支持能力を有していた。H/D20-0.33 と H/D14-0.20 は耐火時間に至るまで球座は回転しなかった。

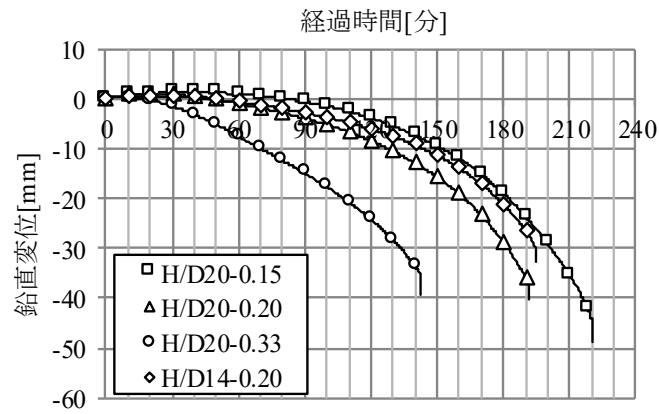


図 2-7 柱頭鉛直変位の経時変化(載荷加熱実験)

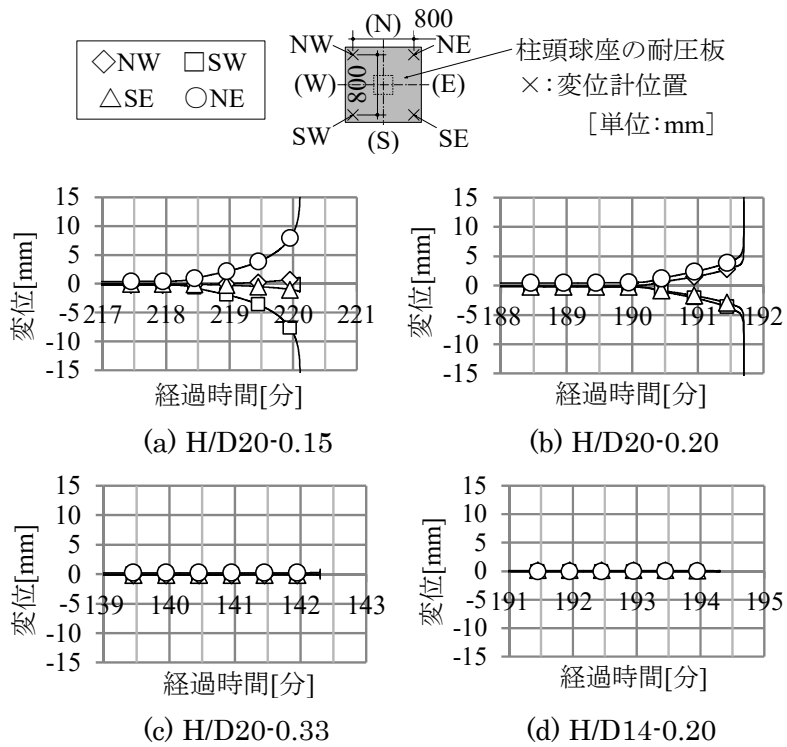


図 2-8 柱頭の球座の回転性状(載荷加熱実験)

実験後の試験体の状況を写真 2- 1 に示す。耐火時間の約 2 分前に球座が回転を始めた H/D20-0.15 と H/D20-0.20 は「く」の字に折れ曲がっており、その他の試験体は折れ曲がっていない。前述した通り球座の力学的境界条件は、球座に所定のモーメントが発生するまでは固定であると考えられる。H/D20-0.15 と H/D20-0.20 は、図 2- 9 (i) に示すように、試験体が座屈変形を始めると偏心圧縮状態となり球座に生じる曲げモーメントが増加し、この曲げモーメントが最大静止摩擦モーメントを超えたときに、図 2- 9 (ii) のように球座の回転が始まったと考えられる。以上のことから、試験体の破壊形式は、H/D20-0.15 と H/D20-0.20 が座屈、H/D20-0.33 と H/D14-0.20 は断面耐力による圧縮破壊であると考えられる。



写真 2- 1 実験後の試験体の状況

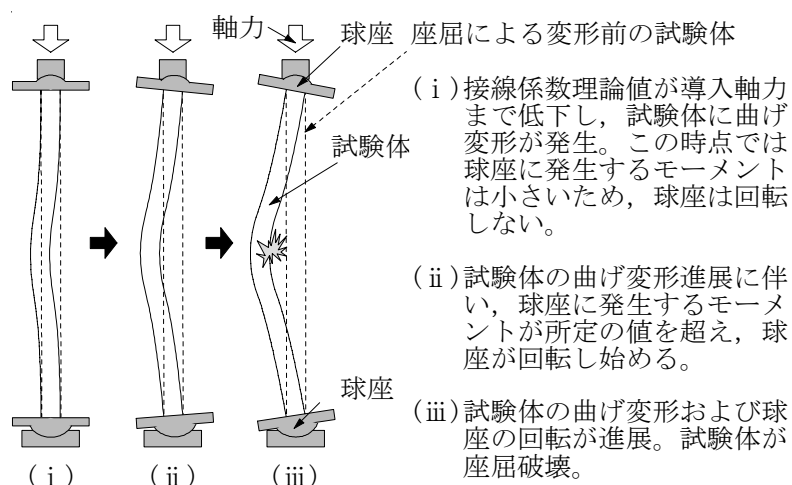


図 2-9 载荷加熱実験における試験体の座屈挙動

ここで、球座回転発生後の試験体の荷重支持能力について検討する。前述した通り $H/D20-0.15$ と $H/D20-0.20$ は座屈変形および球座の回転が発生してから破壊に至るまでの約 2 分間、試験体は荷重支持能力を有していた。二重係数理論や Shanley の理論²⁻¹⁾によると、非弾性域にある圧縮材の座屈荷重は接線係数理論に基づき評価した座屈荷重(以下、接線係数荷重)を超える。これは、軸力が接線係数荷重に達し座屈に伴う曲げ変形が発生すると、断面の一部は除荷され弾性になり、断面全体の曲げ剛性が増加し、座屈耐力が上昇するためである。本実験のような異種材料により構成される複合部材で、断面内部に温度勾配を有する場合であっても、座屈に伴う曲げ変形により断面内部に除荷される領域が存在すれば、曲げ剛性は除荷剛性を用いた値となり、座屈耐力は上昇する。 $H/D20-0.15$ と $H/D20-0.20$ についても非弾性域にあったため同様のことが発生し、座屈変形が発生した瞬間に破壊せず、座屈変形開始後徐々に変形が進み、球座の回転が発生してから約 2 分間载荷荷重を支持したと考えられる。

次に、試験体の座屈長さについて検討する。試験体には载荷加熱実験において図 2-2 に示すように炉外の実験区間が存在し、試験体は高さ方向で曲げ剛性が非一様の変断面圧縮部材となる。鋼構造座屈設計指針²⁻²⁾では、変断面圧縮部材の座屈長さを座屈長さ係数 γ により評価している。式(2-1)で示したオイラー座屈荷重式の左辺を変断面座屈耐力、右辺分子を加熱区間の曲げ剛性、分母を $\gamma \cdot I_k$ (以下、等価座屈長さ)とすると等価座屈長さは、加熱前は試験体全長 $\times 1/2$ であるが、加熱中は加熱区間の方が非加熱区間よりも曲げ剛性が低下するため試験体全長 $\times 1/2$ よりも短くなる可能性がある。この等価座屈長さを定量的に評価するには高さ方向の曲げ剛性を次節で述べる解析手法により把握する必要があるが、非加熱区間の温度を実験で計測していないことから、加熱中の等価座屈長さは不明である。

前述した「約 2 分間」には、座屈に伴う曲げ変形による座屈耐力の上昇、加熱中の等価座屈長さの変化、さらに球座の回転による材端回転剛性の変化といった複合的な要因が含まれると考えられる。

2.3 解析検討

2.3.1 解析概要

本項では、解析に用いる断面モデルや材料の各種高温物性値について述べる。また解析は、熱伝導解析により得られた各要素温度の時刻歴結果を用いた熱応力解析を行う。この一方向の連成解析に関して、熱伝導解析は汎用 FEM プログラム ABAQUS により 2 次元ソリッド要素を用い、熱応力解析は文献 2-3) に示されている FEM 熱応力解析手法によりファイバーモデルを用いて行うこととした。本熱応力解析においては、中心圧縮軸力下における座屈荷重を接線係数理論に基づいて評価することを目的としているため、幾何学的非線形効果を考慮した柱部材の座屈解析は実施していない。

2.3.1.1 火災時座屈耐力の評価方法

火災時座屈耐力の評価方法については文献 2-4) による手法を用いた。本評価方法は、RC 柱のように火災時に断面内部に温度勾配を有する部材の曲げ剛性、すなわち座屈耐力を接線係数理論に基づき評価するものである。本解析で考慮するひずみとしては、コンクリートと主筋の応力にのみ依存するメカニカルなひずみ(以下、応力ひずみ) ε_o および自由熱膨張ひずみ ε_{th} 、さらに圧縮応力下で温度上昇に伴いコンクリートに生じる収縮ひずみである過渡ひずみ ε_{tr} である。これらの和を全体ひずみ ε_{tot} とし、全体ひずみの平面保持を仮定した熱応力解析を、RC 柱の高さ方向を 1 要素とした解析モデルに対して実施する。本解析ではこの 1 要素の高さを 100mm としたが、中心圧縮軸力下における解析であるため、この要素の高さが解析結果に影響を与えることは無い。解析結果から断面内の要素 i の応力度－応力ひずみ関係における接線勾配 $E_{t,i}$ を抽出し、断面二次モーメント I を乗じて断面全体で積分することで、式(2-2)により部材の曲げ剛性 $E_t \cdot I$ を評価し、座屈耐力を得る。

$$E_t \cdot I = \int_A E_{t,i}(T, \varepsilon_o) y^2 dA \quad (2-2)$$

$E_{t,i}(T, \varepsilon_o)$: 要素 i の温度 T 、応力ひずみ ε_o における応力度－応力ひずみ関係の接線勾配、 y : 要素 i の図心軸からの距離、 dA : 要素 i の断面積

2.3.1.2 断面モデル

断面モデルを図 2-10 に示す。解析は実験結果と比較して本評価方法の妥当性を検証するため、断面モデルは 2.2 節で示した試験体の断面を想定することとした。断面モデルは 1 辺が 250mm の正方形断面を 196 要素に分割した。主筋は要素の断面積が D19 の鉄筋と概ね一致するように 1 辺が 16.9mm の正方形断面として、断面モデルの表面から要素中心までの距離が 2.2 節で示した試験体と概ね一致するようモデル化を行った。

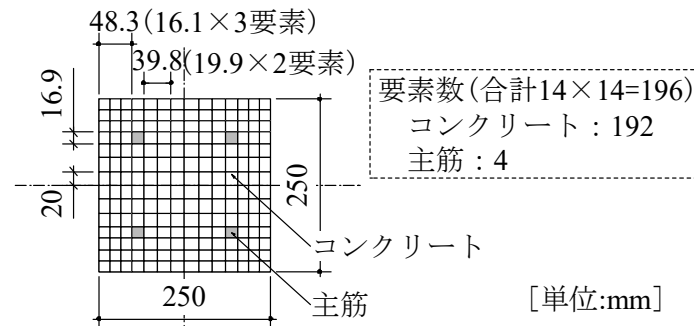


図 2- 10 断面モデル

2.3.1.3 コンクリートの高温物性値

コンクリートは昇温過程において載荷を行い材軸方向の熱膨張を拘束した場合、無載荷に比べ圧縮強度やヤング係数が増大し、圧縮強度時の応力ひずみが小さくなることが知られている^{2-5), 2-6)}。熱応力解析に使用する高温時におけるコンクリートの応力度－応力ひずみ関係をモデル化するにあたり、昇温過程における圧縮軸力による拘束効果の影響を考慮する。この拘束効果が解析結果に影響を与える可能性があることから、拘束効果の有無をパラメータとして応力度－応力ひずみ関係のモデルを定め、解析を実施することとした。

高温時におけるコンクリートの応力度－応力ひずみ関係を図 2- 11 に示す。2.2 節で示した調合の応力度－応力ひずみ関係は常温時のみのデータを有しているため、200℃以上の応力度－応力ひずみ関係には調合は若干異なるが、既報の実験データを使用することとした。図 2- 11 (a)は圧縮軸力による拘束効果が無い場合の応力度－応力ひずみ関係であり、200℃以上は文献 2-7)で実施した W/B=22.5%の調合の高温圧縮実験結果である。実験方法の詳細は付録 2 に示した。昇温過程において試験体と載荷治具との芯ずれを防ぐために 2N/mm²の圧縮軸力を試験体に与えているが、微小荷重であることから圧縮軸力は 0 と見做している。また図 2- 11 (b)は拘束効果を考慮した応力度－応力ひずみ関係であり、200℃以上は文献 2-6)と同様の調合および方法で、昇温過程における圧縮軸力として軸力比 0.2 を導入した高温圧縮実験結果である。火災時における RC 柱の断面内部コンクリートの応力状態はこのような一定圧縮応力下ではなく熱応力の影響で時々刻々と変化し、さらに材軸方向のみではなく多軸の複雑な応力状態にあると考えられる。この温度および応力履歴を要素実験で再現することは困難であることから、拘束効果を考慮した応力度－応力ひずみ関係としては、載荷加熱実験を行った試験体の平均的な軸力である軸力比 0.2 の一定圧縮軸力下の要素実験データを用いることとした。なお、昇温過程で軸力比 0.2 を導入した場合、800℃の高温圧縮強度を把握する試験体は加熱中に圧縮破壊したため、追加で 700℃の高温圧縮実験を行った。

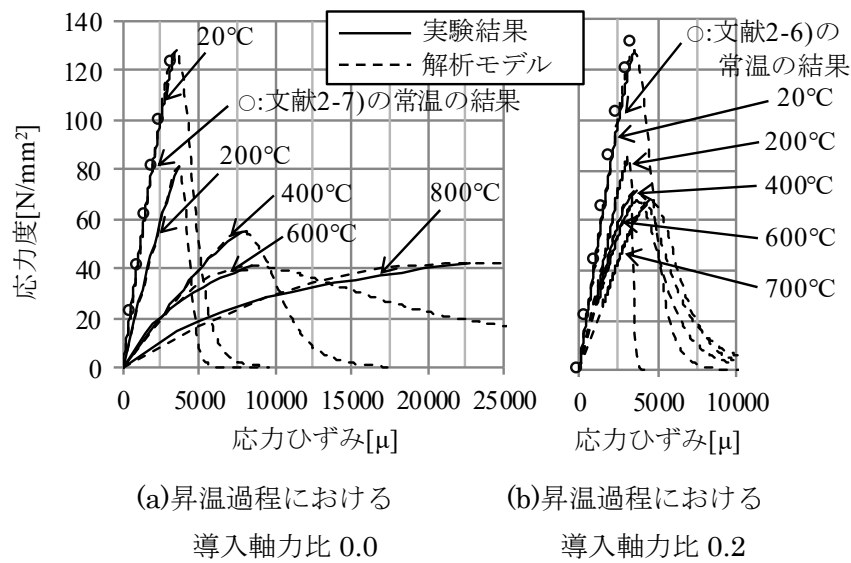


図 2- 11 高温時のコンクリートの応力度と応力ひずみの関係

使用材料および調合の比較を表 2- 5 に示す。文献 2-6) と 2-7) の調合はともに 2.2 節で示した調合と異なるが、常温時の応力度－応力ひずみ関係の形状は図 2- 11 に示したように酷似しており、また高温物性値に与える影響が特に大きいとされる水結合材比やセメント、粗骨材の種類や量に大きな差はないことから、本節では図 2- 11 の応力度－応力ひずみ関係を用いて熱応力解析を実施し、実験結果と比較することとした。

表 2- 5 使用材料および調合の比較

(a)文献 2-7)の使用材料

細骨材S2	大月産砕砂(表乾密度2.66g/cm ³)
粗骨材G	大月産碎石(安山岩, 最大寸法15mm, 表乾密度2.62g/cm ³)
混和剤SP	ポリカルボン酸エーテル系高性能AE減水剤

※記載無き使用材料は, 表2-2と同じ

(b)文献 2-6)の使用材料

有機繊維 PP	ポリプロピレン繊維 (径0.030mm, 長さ10mm, 密度0.91g/cm ³)
------------	---

※記載無き使用材料は, 表2-2と同じ

(c)2.2 節と文献 2-6), 2-7)の調合比較

調合	W/B	空気量	単位量					SP量	PP量
			W	B	S1	S2	G		
	[%]	[%]	[kg/m³]					[kg/m³]	
本論2.2節	22.5	2.0	150	667	335	337	918	11.2	1.5
文献2-7)	22.5	2.0	150	667	335	342	918	16.7	1.5
文献2-6)	23.0	2.0	155	674	658	-	912	18.9	1.5

図 2- 11 の(a)と(b)を比較すると, 既往の研究報告と同様に, 昇温過程において圧縮軸力を導入することで圧縮強度およびヤング係数は増大し, 圧縮強度時の応力ひずみは小さくなった。図 2- 11 中の解析モデルは, Popovics による提案式²⁻⁸⁾である式(2-3)を用いて, 圧縮強度および圧縮強度時の応力ひずみに加え, 応力度－応力ひずみ関係の形状を調整できる係数(以下, 形状係数) n_T を温度に依存させることとした。

$$\sigma = \sigma_T \frac{\varepsilon_\sigma}{\varepsilon_T} \frac{n_T}{n_T - 1 + (\varepsilon_\sigma / \varepsilon_T)^{n_T}} \quad (2-3)$$

σ : 応力度, ε_σ : 応力ひずみ, σ_T : 温度 T における圧縮強度,

ε_T : 温度 T における圧縮強度時の応力ひずみ, n_T : 温度 T における形状係数

また, 熱応力解析結果から各要素の応力度－応力ひずみ関係における接線勾配を抽出するにあたり, 当該要素に生じた応力ひずみが圧縮強度時の応力ひずみを超えて軟化域に達した場合, 接線勾配は負の値となる。負の接線勾配は, 算定上は曲げ剛性を低下させるが, 軟化域に達したコンクリートが部材の曲げ剛性を低下させる働きはしないと考えたため, 曲げ剛性算定時において負の接線勾配は 0 として扱うこととした。

解析ケース一覧を表 2- 6 に, 解析に用いたコンクリートの各種高温物性値を図 2- 12 に示す。解析ケースは計 3 ケースであり, 高温時の応力度－応力ひずみ関係のみが異なる。

CASE①は昇温中に軸力を導入しない場合の応力度－応力ひずみ関係であり、CASE②と③は昇温中に軸力を導入した場合の応力度－応力ひずみ関係である。それぞれ、実験で得た応力度－応力ひずみ関係の最高温度は800℃と700℃である。文献2-9)によると、コンクリートは1200℃以上で熔融する。また前述した通り、軸力比0.2を与えて800℃の高温圧縮強度を把握する試験体は加熱中に圧縮破壊したため、800℃の応力度－応力ひずみ関係は得られていない。よって、圧縮強度とヤング係数は、解析の収束性に配慮しCASE①と②では1200℃で常温時の1%に、CASE③では800℃以上で常温時の1%になると仮定した。この図2-12(a),(c),(d)に示す値を式(2-3)に代入することで応力度－応力ひずみ関係を得ることができる。また、図2-12(b)は高温時のヤング係数であり、熱応力解析結果から接線勾配を抽出する際、要素に除荷が生じた場合に使用している。CASE②と③のヤング係数は、実験で得られた応力度－応力ひずみ関係における圧縮強度×1/3と軸力の漸増载荷を開始する軸力比0.2の2点を結ぶ割線剛性である。図2-12(d)は式(2-3)に用いる形状係数 n_T であり、その数値一覧を表2-7に示す。図2-12(e),(f)は文献2-7)で実施したW/B=22.5%の調合の実験結果であり、解析にはCASE①～③共通して図中の破線で示した解析モデルを用いることとした。コンクリートの過渡ひずみはAnderbergらによって式(2-4)で定義され²⁻¹⁰⁾、本解析モデルでは図2-12(f)に示すように $K=16.3$ を用いることとした。

$$d\varepsilon_{tr} = K \frac{\sigma}{\sigma_B} (-d\varepsilon_{th}) \quad (2-4)$$

$d\varepsilon_{tr}$ ：過渡ひずみの増分量， K ：過渡ひずみ発生量を表す係数，

σ ：応力度， σ_B ：常温圧縮強度， $d\varepsilon_{th}$ ：自由熱膨張ひずみの増分量

表2-6 解析ケース一覧

解析ケース	コンクリートの $\sigma - \varepsilon_{\sigma}$ 関係	仮定した高温時の 圧縮強度とヤング係数
CASE①	図2-11(a)	800→1200℃で常温時の1%に低下
CASE②	図2-11(b)	700→1200℃で常温時の1%に低下
CASE③		700→800℃で常温時の1%に低下

昇温過程における軸力比：●軸力比0.0，◇軸力比0.2

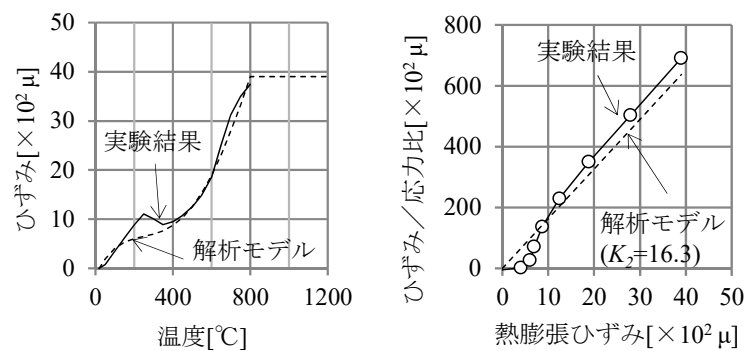
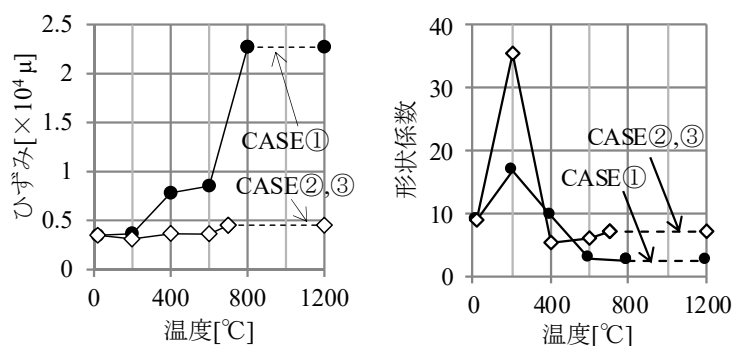
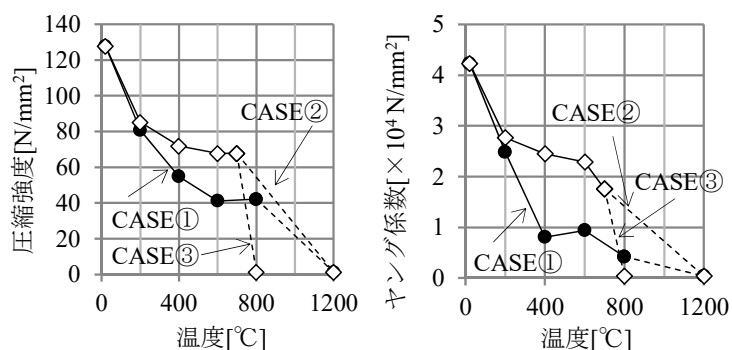


図 2-12 高温時におけるコンクリートの各種物性値

表 2-7 形状係数 n_T 一覧

解析ケース	20℃	200℃	400℃	600℃	700℃	800℃	1200℃
CASE①	8.93	16.7	9.57	2.67	(2.47)	2.27	(2.27)
CASE②,③		35.5	5.06	5.97	7.03	(7.03)	(7.03)

※表中 () は、高温圧縮実験結果を得ていない箇所を示す

2.3.1.4 主筋の高温物性値

主筋の応力度－応力ひずみ関係を図 2- 13 に示す。熱応力解析には式(2-5)で示される図 2- 13 (a)に示した SD490 の実線のモデルを用いた。

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_e + \varepsilon_p = \frac{\sigma}{E_T} + \left(\frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^k \quad (2-5)$$

ε_{σ} : 応力ひずみ, ε_e : 弾性ひずみ, ε_p : 塑性ひずみ,

σ : 応力度, E_T : 温度 T におけるヤング係数

σ_k, k : 温度 T における塑性ひずみを定める係数

式(2-5)のヤング係数 E_T および塑性ひずみを定める定数である σ_k と k は、既報の鉄筋の高温引張試験結果 2-11),2-12)を用いた。実験で用いた主筋と文献 2-11),2-12)の鉄筋はロットが異なるため降伏点および引張強度は異なるが、接線勾配に違いはほとんどないと考えられるため、文献 2-11),2-12)に記載の高温引張試験結果を用いることとした。また、載荷加熱実験では主筋として SD490 を用いたが、次節で主筋を高強度鉄筋 USD685 とした場合の RC 長柱の耐火性能について検討するため、図 2- 13 には USD685 の応力度－応力ひずみ関係も併せて示した。

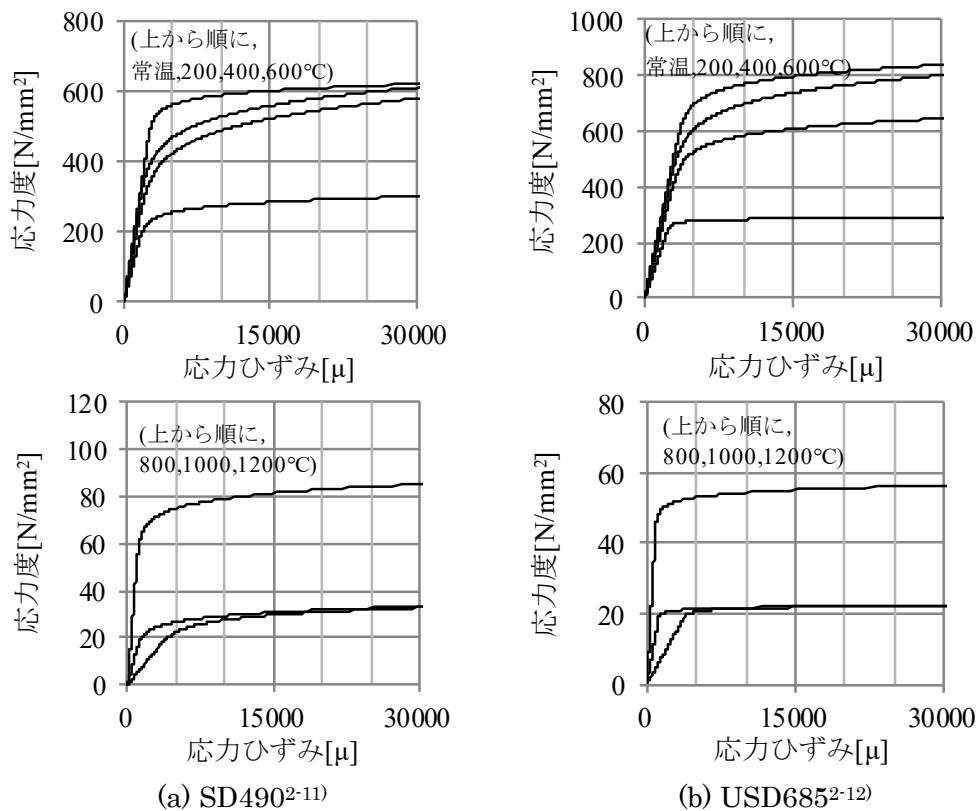


図 2- 13 主筋の応力度と応力ひずみの関係

2.3.2 熱伝導解析結果

熱応力解析を行うに当たり、図 2-10 の断面モデルを構成する各要素の温度を熱伝導解析により把握する。そこで、図 2-10 の断面モデルを対象とした解析に先立ち、2.2 節で示した加熱実験結果を用いて、熱伝導解析に用いる各種物性値の妥当性を確認するための予備解析を行った。予備解析モデルとしては、図 2-2 の熱電対位置を正確に表すため、1 辺が 250mm の正方形を 1mm 角のメッシュに分割した断面を対象とすることとした。解析に用いるコンクリートの熱的性質には文献 2-13) に記載の値を用いることとし、主筋は考慮せず全てコンクリートと見做した。コンクリートの密度は $2.4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ とし、含水率は 5.0% として 100~120°C 間で蒸発潜熱を考慮した。加熱面の熱的境界条件については、有効輻射率を 0.82、対流熱伝達率を $23.2 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ とした。加熱温度は実験と同様に ISO834 に記載されている標準加熱温度曲線を用いた。

熱伝導解析結果を図 2-14 に示す。実験結果と解析結果の温度は加熱約 220 分までは概ね一致しているが、以降は実験結果の温度が解析結果よりもやや高くなっている。これは図 2-6 で示した通り、試験体の材軸方向に発生したひび割れが影響した可能性がある。前節で示した载荷加熱実験結果によると、試験体の耐火時間は全て 220 分以下であり、本実験結果を解析で評価する上では影響は小さいと考え、熱伝導解析には本項で示した各種物性値を用いることとする。

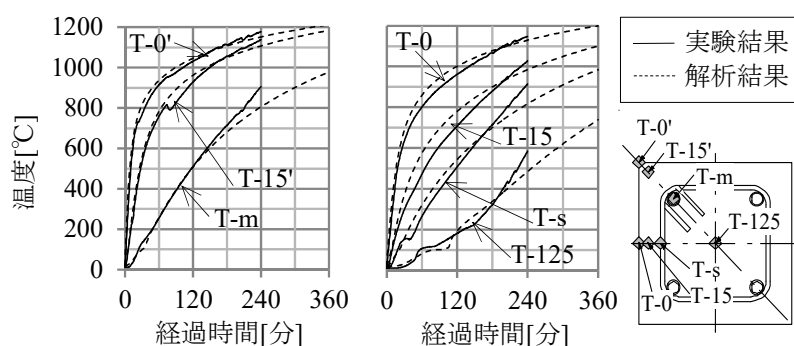


図 2-14 試験体温度の実験結果と解析結果の比較

以上から、次項に示す熱応力解析には図 2-10 の断面モデルを対象に、本項で妥当性を確認した各種物性値を用いた熱伝導解析結果を使用する。また、加熱 220 分以降の熱伝導解析結果を用いた座屈耐力は参考データとして示すこととした。

2.3.3 熱応力解析結果

2.3.3.1 軸力が曲げ剛性に与える影響

表 2- 6 の各解析ケースにおいて、火災時における RC 柱の曲げ剛性の変化および、加熱前に導入した軸力の違いが曲げ剛性に与える影響について検討する。

曲げ剛性 $E_t \cdot I$ の経時変化について、軸力比が 0.1 と 0.3 の結果を図 2- 15 に示す。図 2- 15(a)には断面全体の曲げ剛性を、(b)には主筋が負担する曲げ剛性を示した。CASE①～③ 全てにおいて、加熱開始直後に断面全体の曲げ剛性が大きく低下した。また、軸力比 0.1 では加熱約 45 分で、軸力比 0.3 では加熱約 25 分で主筋の降伏が生じた。軸力が大きいほど、主筋が負担する圧縮応力が大きいため加熱開始後早期に降伏する。また、CASE①は CASE ②と③に比べ高温時の応力度－応力ひずみ関係における接線勾配が小さいことから、曲げ剛性の低下が大きい。CASE②と③を比較すると CASE③の曲げ剛性の低下が大きい。CASE②と③は常温～700℃までの各種物性値は同じであることから、700℃を超える部分、すなわち加熱面に近い部材表層が曲げ剛性に与える影響が大きいと言える。

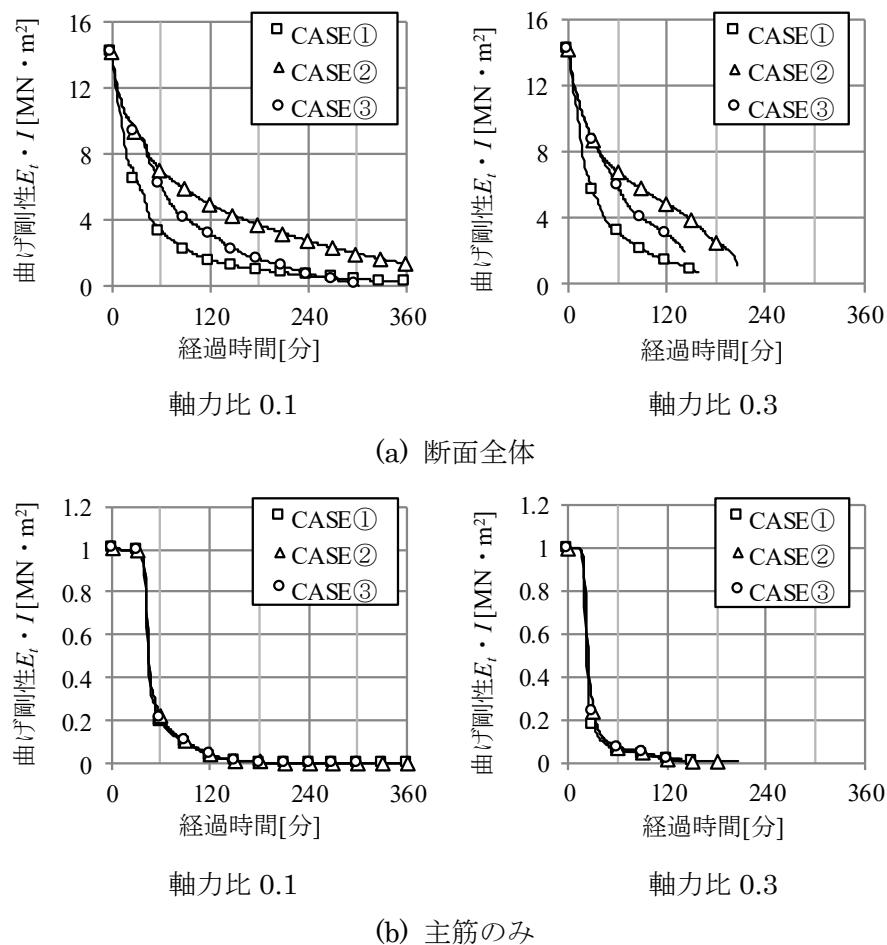


図 2- 15 曲げ剛性の経時変化

2.3.3.2 破壊性状および耐火時間

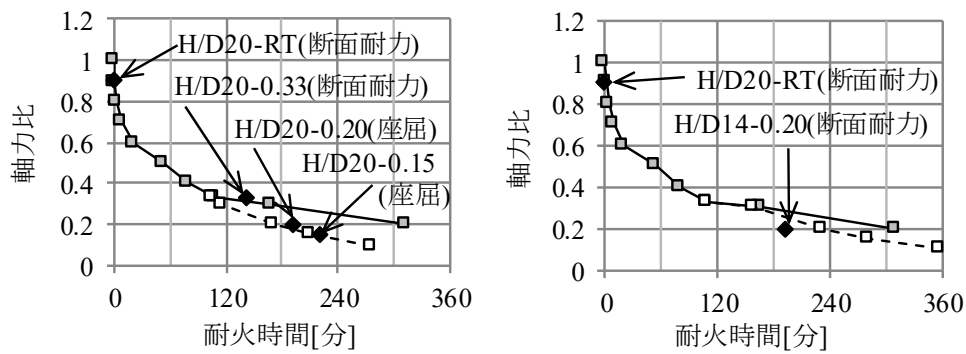
表 2- 6 の各解析ケースにおいて、火災時における RC 長柱の座屈や断面耐力による圧縮破壊といった破壊性状および、これらの破壊が生じる耐火時間について検討する。

軸力比と耐火時間の関係を図 2- 16 に示す。CASE①～③について、等価座屈長さが 2500mm と 1785mm の結果を示した。これらは 2.2 節で載荷加熱実験を実施した試験体の等価座屈長さを想定しており、試験体上下端を固定端と見做して試験体全長×1/2 とし、後に実験結果と比較するため用いた。ただし、載荷加熱実験における試験体の等価座屈長さは、2.2.2.3 で述べたように試験体全長×1/2 よりも短い可能性があるため、解析結果として示した座屈耐力は載荷加熱実験結果を過小評価している可能性がある。熱応力解析は軸力比 0.1～0.9 を 0.1 間隔に加え、載荷加熱実験を実施した軸力比 0.15 と 0.33 を対象に実施した。図中の断面耐力は、熱応力解析において断面耐力が低下し軸力と釣り合いを保てなくなった時間を示した。図 2- 16 の CASE②の等価座屈長さ 1785mm を除く全てにおいて、軸力比が小さい場合に座屈耐力が断面耐力を下回り、断面耐力による圧縮破壊よりも早期に座屈する結果となった。これは本解析において軸力比が比較的小さい場合に、断面中央部よりも部材表層の圧縮破壊が先行するといった傾向が見られ、前述した通り部材表層は火災時においても部材全体の曲げ剛性に占める割合が大きく、座屈耐力が大きく低下したためと考えられる。

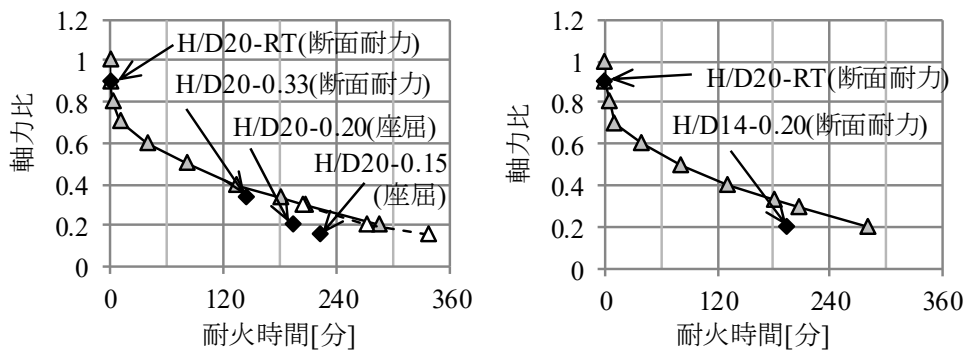
図 2- 16 には比較対象となる実験結果も示した。H/D20-RT は断面耐力により圧縮破壊したと考えられるため等価座屈長さ 2500mm と 1785mm の両図中に示し、載荷加熱実験結果に関しては耐火時間を示した。図 2- 16 に示す載荷加熱実験結果としては、座屈したと考えられる H/D20-0.15 と H/D20-0.20 に関しては試験体に曲げ変形が生じ始める時間、すなわち接線係数理論に基づき評価した座屈耐力が試験体の保持する軸力まで低下した時間(以下、座屈開始時間)が適切であると考えられるが、実験中に耐火炉内の試験体の曲げ変形の計測は困難であったため、耐火時間を示すこととした。

本節で仮定した各種高温物性値および等価座屈長さの条件下においては、耐火時間、破壊性状ともに実験結果と良い対応を示した解析ケースは CASE③であると考えられる。前述した通り、CASE③は昇温過程における導入軸力比を 0.2 で一定とした材料試験の応力度－応力ひずみ関係を適用し、700℃よりも高い温度領域の応力度－応力ひずみ関係が不明であるため圧縮強度とヤング係数は 800℃以上で常温時の 1%になると仮定している。よって、コンクリートが経験する昇温過程における応力履歴が各種高温物性値に与える影響は今後実験データを蓄積する必要がある、その影響を精度よく把握することが本評価方法に基づく火災時座屈耐力だけではなく、コンクリート系構造物の火災時挙動を精度よく評価する上で重要であると考えられる。

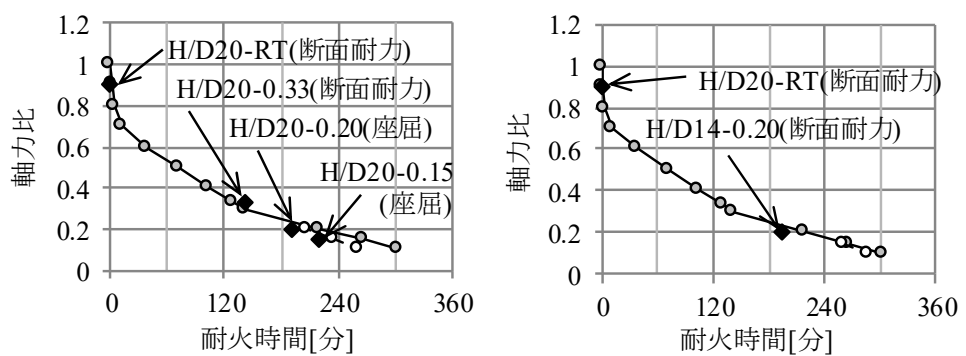
■▲●断面耐力, □△○座屈耐力, ◆実験結果



(a) CASE①(左：等価座屈長さ 2500mm, 右：等価座屈長さ 1785mm)



(b) CASE②(左：等価座屈長さ 2500mm, 右：等価座屈長さ 1785mm)



(c) CASE③(左：等価座屈長さ 2500mm, 右：等価座屈長さ 1785mm)

図 2-16 軸力と耐火時間の関係

2.4 過渡ひずみおよび主筋の影響

本節では 2.3 節で示した評価方法を用いて、火災時における RC 柱の座屈耐力に与える過渡ひずみおよび主筋の影響について検討する。断面モデルは図 2-10 を用い、熱伝導解析には 2.3.2 項で妥当性を確認した各種物性値を用いることとした。また、コンクリートの応力度－応力ひずみ関係については等価座屈長さを試験体全長×1/2 に仮定した条件下ではあるが、2.3.3.2 で耐火時間、破壊性状ともに実験結果と最も良い対応を示した CASE③を用いることとした。熱応力解析は軸力比 0.1～0.9 を 0.1 間隔で実施した。

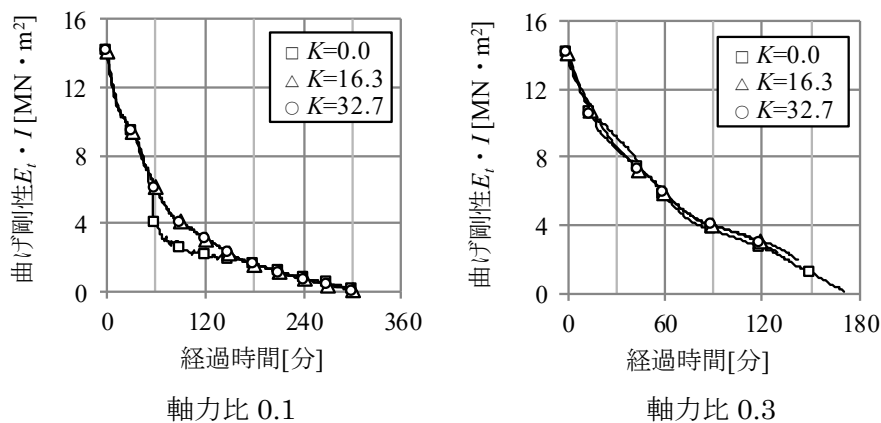
2.4.1 過渡ひずみの影響

過渡ひずみは、圧縮応力下で温度上昇に伴い生じる収縮ひずみであり、火災時における RC 柱の圧縮ひずみの多くの割合を占める。また、その発生量は粗骨材の種類に影響を受けることが知られている²⁻¹⁴⁾。過渡ひずみは自由熱膨張ひずみを打ち消す方向に発生することから、断面中央に比べ高温となる部材表層の圧縮応力を緩和する。軸力が比較的高い場合には、部材表層が圧縮破壊する前に断面中央部の破壊が先行する原因となる²⁻¹⁵⁾など、コンクリート断面内の応力分布、ひずみ分布、ひいては応力度とひずみの関係における接線勾配に影響を与える可能性がある。本項では過渡ひずみを表す式(2-4)の K をパラメータとした解析を行い、過渡ひずみの発生量が火災時の曲げ剛性および耐火時間、破壊性状に与える影響について検討する。 K は図 2-12(f) に示した $K=16.3$ に加え、 $K=0.0$ と 32.7 の計 3 ケースを対象に解析を実施した。 $K=0.0$ は過渡ひずみが発生しない場合、 $K=32.7$ は図 2-12 (f) の概ね 2 倍の値であり、 $K=0.0\sim 32.7$ と幅広く設定し検討を行う。

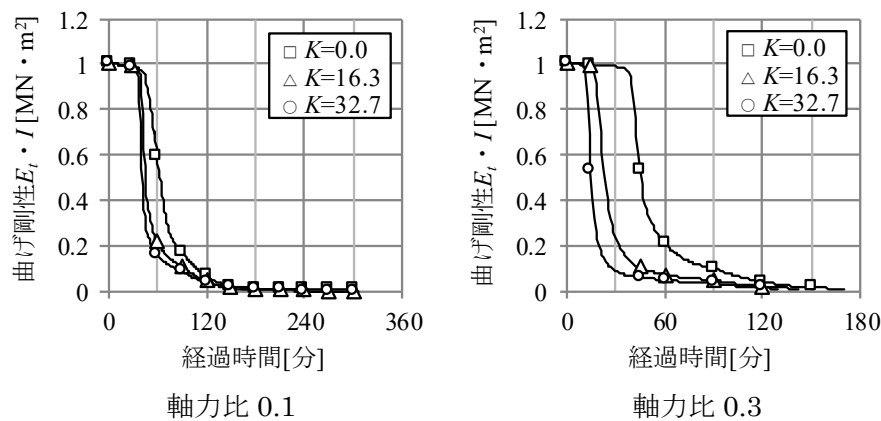
曲げ剛性の経時変化について、軸力比が 0.1 と 0.3 の結果を図 2-17 に、座屈長さ 5000mm における軸力比と耐火時間の関係を図 2-18 に示す。図 2-17 (a) には断面全体の曲げ剛性を、(b) には主筋が負担する曲げ剛性を示した。図 2-17 (b) から、過渡ひずみが大きいほど主筋が早期に降伏する傾向があった。過渡ひずみが大きい場合コンクリートの収縮が大きく、主筋の負担応力が大きくなるためである。また図 2-18 から、断面耐力に達する耐火時間は過渡ひずみが大きいほど短くなった。過渡ひずみが大きい場合は文献 2-15) と同様に断面中央部の圧縮破壊が部材表層よりも先行し、軸力を支持できなくなった。座屈耐力に達する耐火時間は、軸力比 0.2 以上では過渡ひずみの影響はほぼ見られない。軸力比 0.1 に関しては、過渡ひずみが小さい場合の耐火時間が短くなった。この $K=0.0$ かつ軸力比 0.1 の耐火時間が短い理由は、加熱初期に部材表層に発生する圧縮力が大きくなり、その後、断面中央部のコンクリートに引張ひび割れが生じ、応力負担面積が低減したことによる曲げ剛性の低下が影響したためである。

過渡ひずみの発生量をパラメータ($K=0.0\sim 32.7$)として火災時の座屈耐力に与える影響を検討した結果、軸力比 0.2 以上ではほとんど差は無かった。軸力比 0.1 では耐火時間に約 30 分の差が生じた。過渡ひずみの発生量を $K=0.0\sim 32.7$ と幅広く設定しても、耐火時間の

差が約 30 分であったことから、座屈耐力は過渡ひずみの発生量にあまり敏感ではなく、粗骨材の種類が変わる程度であれば座屈耐力に及ぼす影響は小さいものと考えられる。



(a) 断面全体



(b) 主筋のみ

図 2-17 曲げ剛性の経時変化(過渡ひずみの影響)

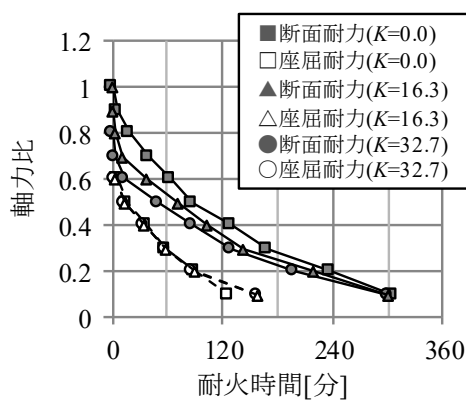
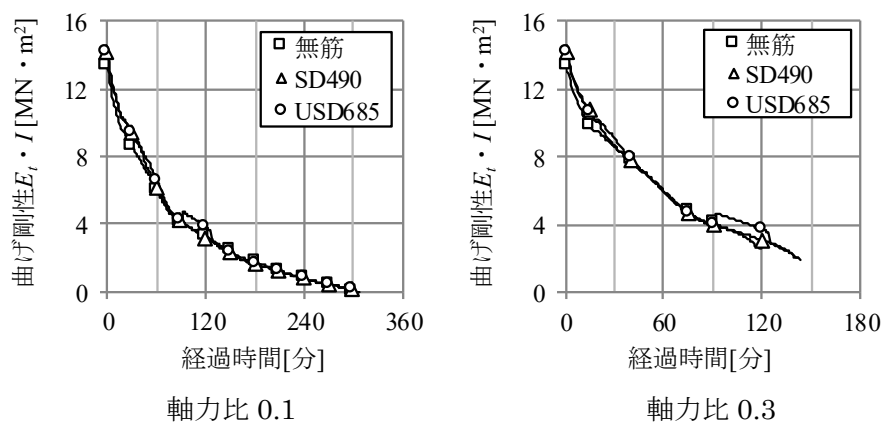


図 2-18 軸力比と耐火時間の関係(過渡ひずみの影響)

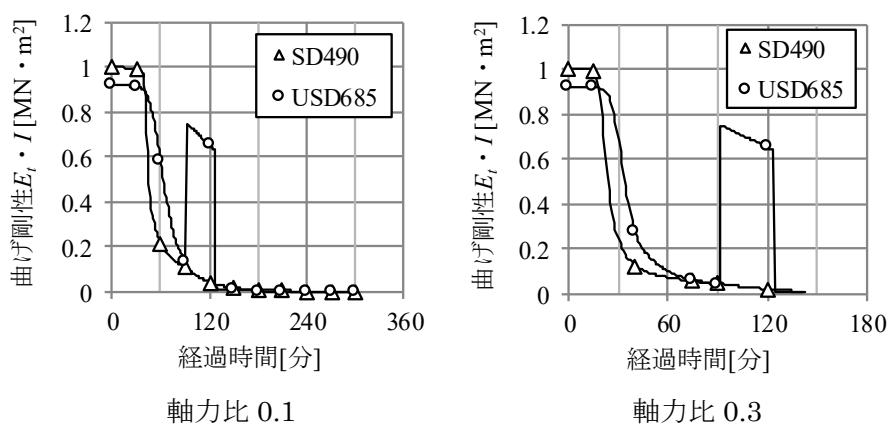
2.4.2 主筋の影響

主筋は強度が異なる場合においてもヤング係数が等しいため、常温時には主筋径が等しければ RC 長柱の座屈荷重は等しくなる。しかし火災時には、図 2-15 や図 2-17 に示したように、主筋の降伏により RC 柱部材の曲げ剛性は急激に低下する。本項では主筋の有無及び主筋の強度をパラメータとした解析を行い、主筋が火災時の曲げ剛性および耐火時間、破壊性状に与える影響について検討する。主筋は図 2-13 に示した SD490 と USD685 に加え、無筋の場合の計 3 ケースを対象に解析を実施した。

曲げ剛性の経時変化について、軸力比が 0.1 と 0.3 の結果を図 2-19 に、座屈長さ 5000mm における軸力比と耐火時間の関係を図 2-20 に示す。図 2-19 (a)には断面全体の曲げ剛性を、(b)には主筋が負担する曲げ剛性を示した。図 2-19 (b)から、主筋の強度が低いほど主筋が早期に降伏する傾向があった。加熱中に主筋の負担応力が徐々に大きくなり降伏するため、強度が高いほど降伏する時間を遅らせ、曲げ剛性の急激な低下を防ぐことができる。主筋降伏後の断面全体の曲げ剛性は無筋コンクリートとほぼ同等となったが、軸力比 0.1 では加熱 92～126 分で、軸力比 0.3 では加熱 92～124 分で USD685 が一時的に弾性となり曲げ剛性が上昇した。また図 2-20 から、断面耐力に達する耐火時間は主筋を有する方が長いことがわかる。主筋がコンクリートに比べ高い応力を負担するためである。座屈耐力に達する耐火時間は、軸力比 0.5 以上の高軸力下では主筋を用いた場合の方がやや長くなるが、低軸力下では主筋の影響はほぼ見られない。これは軸力比 0.5 以下では主筋降伏後に座屈耐力に達するためである。実用の軸力比の範囲では、高強度鉄筋を使用しても火災時の座屈耐力向上は見込めないものと考えられる。



(a) 断面全体



(b) 主筋のみ

図 2-19 曲げ剛性の経時変化(主筋の影響)

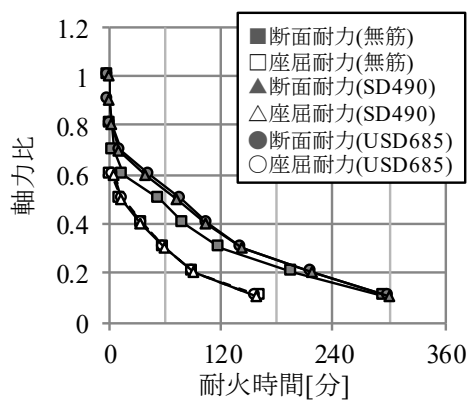


図 2-20 軸力比と耐火時間の関係(主筋の影響)

2.5 まとめ

中心圧縮を受ける RC 長柱の火災時座屈耐力を明らかにすることを目的とし、圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた一辺が 250mm 角の正方形断面を有し、高さが 3570mm と 5000mm の RC 長柱を対象に、加熱実験および常温における載荷実験、載荷加熱実験を実施した。また接線係数理論に基づいた火災時における座屈耐力評価方法を提案し、提案モデルを用いた熱応力解析結果と実験結果との比較、さらに過渡ひずみの発生量および主筋の強度が RC 長柱の火災時挙動に与える影響を検討した結果、以下の知見を得た。

- ・ RC 長柱の載荷加熱実験に対して、材端の力学的境界条件を両端固定とし、等価座屈長さを試験体全長 $\times 1/2$ と仮定した条件下において、接線係数理論に基づく火災時における座屈耐力評価方法によって耐火時間および破壊性状を評価した。その結果、昇温過程において一定圧縮軸力による拘束を与えたコンクリートの高温圧縮実験により得られた応力度－応力ひずみ関係を用いることによって、実験結果を概ね評価できることが確認された。ただし、この拘束効果は破壊性状および耐火時間を評価する上で重要であると考えられるが、昇温過程における履歴応力依存性があると考えられるため、今後も実験データの蓄積が必要である。
- ・ 座屈耐力は過渡ひずみの発生量に影響を受けるものの、その程度は小さく、粗骨材の種類が変わる程度であれば座屈耐力に及ぼす影響は小さいものと考えられる。
- ・ 実用の軸力比の範囲では、高強度鉄筋を使用しても火災時の座屈耐力向上は見込めないものと考えられる。

第2章の参考文献

- 2-1) F.R.Shanley: Inelastic Column Theory, Journal of the Aeronautical Sciences, Vol.14, No.5, pp.261-268, 1947.5
- 2-2) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, pp.19-21, 2009.11
- 2-3) 上杉英樹, 小池浩: 高層鉄骨架構の熱応力解析 (その 1) 区画火災を受ける超高層鉄骨架構の熱応力解析手法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 381 号, pp.73-80, 1987.11
- 2-4) 道越真太郎, 加藤雅樹, 馬場重彰: 超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の開発 その 6 火災時座屈耐力の算定方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.87-88, 2013.8
- 2-5) 常世田昌寿, 山下平祐: 拘束力を伴って 700℃まで加熱されるコンクリートの熱間および冷間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.5-6, 2006.9
- 2-6) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 黒岩秀介, 陣内浩: 100N/mm² 級高強度コンクリートの熱間・冷間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.13-14, 2011.7
- 2-7) 道越真太郎, 小林裕, 黒岩秀介: 圧縮力を受けるコンクリートの高温時におけるひずみ挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.169-174, 2007.11
- 2-8) Sandor Popovics: A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 2-9) 日本火災学会: 火災便覧新版, 共立出版, p.952, 1984.3
- 2-10) Yngve Anderberg and Sven Thelandersson: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden 1976
- 2-11) 長尾覚博, 江戸宏彰, 丹羽博則, 上杉英樹: 鉄筋コンクリート用棒鋼の高温引張試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.75-76, 2000.9
- 2-12) 馬場重彰, 小林裕, 道越真太郎: 高強度鉄筋コンクリート用棒鋼の高温性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.25-26, 2002.8
- 2-13) 道越真太郎, 小林裕: 高強度コンクリートの高温時における力学的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.79-80, 2004.8
- 2-14) U.シュナイダー(著), 森永繁, 山崎庸行, 林章二(訳): コンクリートの熱的性質, 技報堂, 1983.12
- 2-15) 菊田繁美, 鈴木弘之: コンクリート充填鋼管柱の耐火性に関する研究 軸圧縮耐力に及ぼす過渡歪の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1171-1180, 2011.6

第 3 章

元たわみを有する

細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動

3.1 はじめに

RC 造における圧縮部材の初期不整には製作上、施工上不可避な元たわみと軸力の偏心があがるが、本章ではこのうちの元たわみに着目し、元たわみを有する RC 長柱を対象に、その火災時挙動を解析により把握する。さらに、耐火性能に影響を及ぼす要因として過渡ひずみの発生量、曲げ変形が生じる方向および材端の力学的境界条件に着目し、これらが元たわみを有する RC 長柱の耐火性能に与える影響について考察する。

3.2 解析概要

本節で示す解析モデルのうち断面モデル、解析の手順、解析に用いる各種物性値は、第 2 章で示した解析により圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた RC 長柱の載荷加熱実験結果を概ね評価できたものと同一とした。第 2 章と重複する内容は含まれるが、詳細を以下の各項で示す。

3.2.1 解析手法

第 2 章と同様に、熱伝導解析により得られた各要素温度の時刻歴結果を用いることで熱応力解析を行う。熱伝導解析には汎用 FEM プログラム ABAQUS を使用して 2 次元ソリッド要素を用い、熱応力解析には文献 3-1) の熱応力解析手法によるファイバーモデルを用いた。熱応力解析に関して、第 2 章では中心圧縮軸力下における通直な柱の座屈耐力を接線係数理論に基づき評価することを目的としたため幾何学的非線形効果を考慮していないが、本章では付加曲げモーメントの影響を把握するため幾何学的非線形効果を考慮した。

3.2.2 解析モデル

解析モデルを図 3- 1 に示す。解析モデルは X 軸と平行な向き(以下, 対面方向)に正弦形半波の元たわみを有する状態で, 両端部の変位と回転のうち一方の Z 方向変位以外を全て拘束(以下, 両端固定)した。第 2 章では立面モデルを長さ方向 1 要素で構成したが, 本論文では元たわみの影響を検討するため長さ方向 5000mm を 100 要素に等分し 1 要素の長さを全て 50mm とした。断面モデルは第 2 章と同一であり, 1 辺が 250mm の正方形断面を 196 要素に分割し, 192 要素をコンクリートに, 4 要素を主筋に割り当てた。

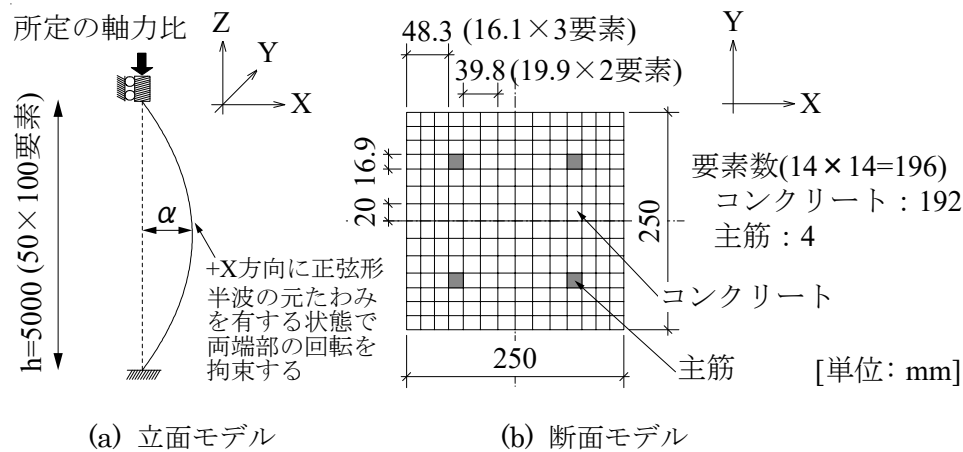


図 3- 1 解析モデル

3.2.3 解析手順

所定の元たわみを有する図 3- 1(a)立面モデル端部に一定圧縮軸力を与えた後, 熱伝導解析で得られた時々刻々と変化する断面温度を立面モデルの Z 方向全ての要素に与えることで, 熱応力解析を行う。

3.2.4 解析に用いる各種物性値

本項で示す熱伝導解析および熱応力解析に関する各種物性値は, 全て第 2 章と同一である。詳細を以下に示す。

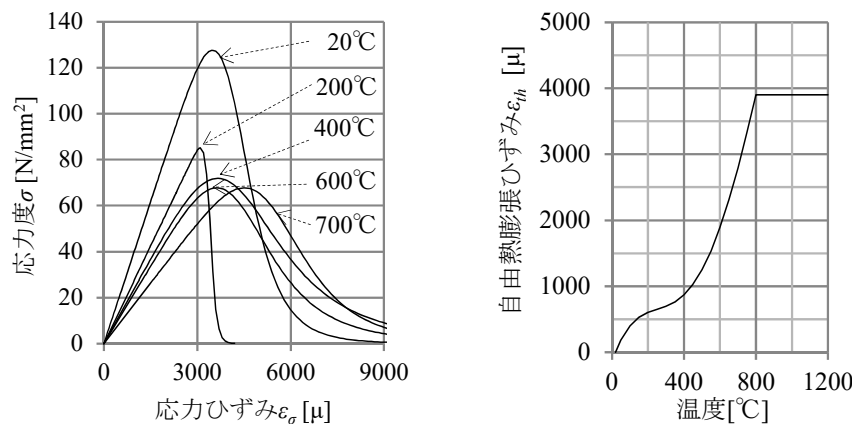
3.2.4.1 熱伝導解析

熱伝導解析に用いるコンクリートの熱的性質には文献 3-2)に記載の値を用い, 主筋は考慮せず全てコンクリートと見做した。コンクリートの密度は $2.4 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, 含水率は 5.0% として 100~120℃間の蒸発潜熱を考慮した。加熱面の熱的境界条件については, 有効輻射率を 0.82, 対流熱伝達率を $23.2 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ とした。加熱温度は ISO834 に記載されている標準加熱温度曲線を用いることとし, 解析モデルの断面全周を加熱した。

3.2.4.2 熱応力解析

熱応力解析では、応力に依存するメカニカルなひずみ(以下、応力ひずみ)、自由熱膨張ひずみ、過渡ひずみの和である全体ひずみの平面保持を仮定し、所定の一定圧縮軸力を保てなくなるまで解析を行った。

熱応力解析に用いるコンクリートの応力度－応力ひずみ関係および自由熱膨張ひずみ－温度関係を図 3- 2 に示す。応力度－応力ひずみ関係は、第 2 章で示した昇温過程において一定圧縮軸力による拘束を与えた高温圧縮実験結果(表 2- 6 の case③)をモデル化したものである。モデル化に用いた Popovics 式³⁻³⁾を式(3-1)に、式中の温度依存の変数を表 3- 1 に示す。表に記載のない温度中間値に関しては線形補間した。コンクリート要素に除荷あるいは除荷後再載荷が生じた場合は、当該要素温度におけるヤング係数の勾配で応力度が変化することとした。コンクリートの過渡ひずみは Anderberg らによって式(3-2)で定義され³⁻⁴⁾、 K には第 2 章で示した値と同一の $K=16.3$ を用いた。



(a) 応力度－応力ひずみ関係 (b) 自由熱膨張ひずみ－温度関係

図 3- 2 コンクリートの高温物性値

$$\sigma = \sigma_T \frac{\varepsilon_\sigma}{\varepsilon_T} \frac{n_T}{n_T - 1 + (\varepsilon_\sigma / \varepsilon_T)^{n_T}} \quad (3-1)$$

σ : 応力度, ε_σ : 応力ひずみ, σ_T : 温度 T における圧縮強度,
 ε_T : 温度 T における圧縮強度時の応力ひずみ, n_T : 温度 T における形状係数

表 3- 1 コンクリートの応力度－応力ひずみ関係に用いる値(図 2- 12 の case③)

温度 T [°C]	20	200	400	600	700	800以上
圧縮強度 σ_T [N/mm ²]	128	85.1	71.9	67.7	67.8	1.3
ヤング係数 E_T [$\times 10^4$ N/mm ²]	4.23	2.77	2.45	2.29	1.76	0.04
圧縮強度時の応力ひずみ ε_T [μ]	3495	3099	3659	3625	4510	4510
形状係数 n_T	8.93	35.5	5.06	5.97	7.03	7.03

$$d\varepsilon_{tr} = K \frac{\sigma}{\sigma_B} (-d\varepsilon_{th}) \quad (3-2)$$

$d\varepsilon_{tr}$ ：過渡ひずみの増分量， K ：過渡ひずみ発生量を表す係数，

σ ：応力度， σ_B ：常温圧縮強度， $d\varepsilon_{th}$ ：自由熱膨張ひずみの増分量

主筋の応力度－応力ひずみ関係には，文献 3-5)に記載されている SD490 の解析モデルを用いた。主筋要素に除荷あるいは除荷後再載荷が生じた場合は，コンクリートと同様に当該要素温度におけるヤング係数の勾配で応力度が変化することとした。

3.2.5 解析パラメータ

解析パラメータは，軸力比および部材長さに対する元たわみの大きさ a/h とした。軸力比は，軸力を柱の断面積とコンクリートの常温圧縮強度の積で除した値である。本解析では軸力比は 0.1, 0.2, 0.3 の 3 水準とし，RC 柱の長期許容圧縮軸力の範囲内で定めた。元たわみは $a/h=0\sim 1/100$ の範囲で 11 水準とし，元たわみが耐火性能に与える影響を幅広く検討する。 $a/h=0$ は元たわみが無い通直な場合， $a/h=1/100$ は本解析モデルでは $a=50\text{mm}$ である。なお，文献 3-1) 上杉英樹，小池浩：高層鉄骨架構の熱応力解析（その 1）区画火災を受ける超高層鉄骨架構の熱応力解析手法，日本建築学会構造系論文報告集，第 381 号，pp.73-80, 1987.11

3-2) 道越真太郎，小林裕：高強度コンクリートの高温時における力学的性質，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-2, pp.79-80, 2004.8

3-3) Sandor Popovics: A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol.3, pp.583-599, 1973

3-4) Yngve Anderberg and Sven Thelandersson: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden 1976

3-5) 長尾覚博，江戸宏彰，丹羽博則，上杉英樹：鉄筋コンクリート用棒鋼の高温引張試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-2, pp.75-76, 2000.9

3-6)で RC 長柱試験体 2 体の元たわみを実測した結果， a/h は $1/2300$ と $1/4500$ であり，本解析で設定した a/h の範囲に含まれる。

以上をまとめた解析ケース一覧を表 3-2 に示す。本節で述べた解析ケースは a/h が 11 水準，軸力比が 3 水準の計 33 ケースであり，これらの解析結果を 3.3 節で述べる。さらに 3.4 節では，過渡ひずみの発生量を表す係数 K ，曲げ変形が生じる方向および材端の力学的境界条件をパラメータとした解析を行い，3.3 節で示す解析結果と比較する。これらの詳細は 3.4 節で述べるが，パラメータごとに 3.3 節と同様 a/h を 11 水準，軸力比を 3 水準として 33 ケースの解析を行うため，本論文における解析ケースは $33 \text{ ケース} \times 4 = 132 \text{ ケース}$ である。

表 3-2 解析ケース一覧

(a) 3.3 節, 3.4 節共通の解析条件

α/h (11水準)	0 ($\alpha=0$), $1/10^8$, $1/10^7$, $1/10^6$, $1/10^5$, $1/10^4$, $1/10^3$, $1/500$, $1/300$, $1/200$, $1/100$
軸力比 (3水準)	0.1, 0.2, 0.3

(b) その他の解析条件

解析パラメータ	3.3節	3.4.1項	3.4.2項	3.4.3項
過渡ひずみ発生 量を表す係数 K	$K=16.3$	$K=5.1$	—	—
曲げ変形が 生じる方向	対面方向	—	対角方向	—
材端の力学的 境界条件	両端固定	—	—	両端ピン

※表中の「—」は3.3節と同一の条件を示す。

3.2.6 Shanley の理論に基づく耐火性能の評価

Shanley の理論によると、非弾性域における座屈荷重は接線係数荷重を超える³⁻⁷⁾。これは、漸増軸力が接線係数荷重に達し曲げ変形が発生すると、断面の一部が除荷され弾性になり、断面全体の曲げ剛性が増加し、座屈荷重が上昇するためである。この Shanley の理論から、曲げ変形後の RC 長柱は火災時においても曲げ剛性が増加し、耐火時間が延びる可能性がある。そこで、第 2 章で提案した座屈開始時間、つまり通直な圧縮部材に曲げ変形が生じ始める時間を超えた直後に大きな曲げ変形が生じ始めるような微小な元たわみを有する解析モデルを対象に、曲げ変形が生じ始めた後の荷重支持能力について検討する。さらに、曲げ変形後の断面の応力度分布および主筋要素の応力度—応力ひずみ関係における応力履歴から、曲げ剛性の変化について考察する。Shanley の理論を解析で評価するには通直な部材の熱応力解析を行い、座屈開始時間に達した時点で微小な横たわみを与える方法もあるが、本章の目的は元たわみが RC 長柱の耐火性能に与える影響を把握することであるため、微小な元たわみを与えることとした。

3.3 解析結果

3.3.1 耐火時間と変形挙動

耐火時間と α/h の関係を図 3-3 に、解析モデルの長さ方向中央位置における X 方向変位(以下、水平変位)の経時変化を図 3-4 に示す。元たわみ無しと $\alpha/h=1/10^8 \sim 1/100$ は、断面耐力が低下し軸力を保てなくなった時間を耐火時間とした。軸力比 0.3 では接線係数理論による座屈耐力が軸力まで低下するよりも前に軸力を保てなくなり、つまり短柱のような断面耐力の低下によって圧縮破壊するため、座屈開始時間は存在しない。図 3-4 は常温载荷前の変位を初期値 0mm としたため、元たわみを有する場合は加熱 0 分において軸力により水平変位が生じている。元たわみが大きいほど加熱初期から大きい水平変位が生じ、耐火時間における水平変位も大きくなる傾向があった。また、軸力が小さいほど耐火時間における水平変位が大きくなり、全ての軸力比について元たわみが大きいと耐火時間は短くなった。 α/h が $1/10^4$ 以下の非常に小さい範囲において、軸力比 0.3 の場合は元たわみが無い場合と耐火時間はほとんど変わらないのに対し、軸力比 0.1 の場合は元たわみが無い場合よりも耐火時間が最大で 2 割程度短くなった。軸力が小さいほど長時間の加熱を受け部材表層の熱劣化が進むことにより部材の曲げ剛性が大幅に低下するため、付加曲げモーメントにより水平変位が大きく発生する。よって軸力比が小さいほど付加曲げモーメントの影響が大きく現れるため、 α/h が $1/10^4$ 以下の非常に小さい範囲においても、元たわみを有する場合の耐火時間が元たわみ無しに比べ短くなったと考えられる。また、 α/h が $1/10^3$ を超えると全ての軸力比において耐火時間が急激に減少する傾向があった。

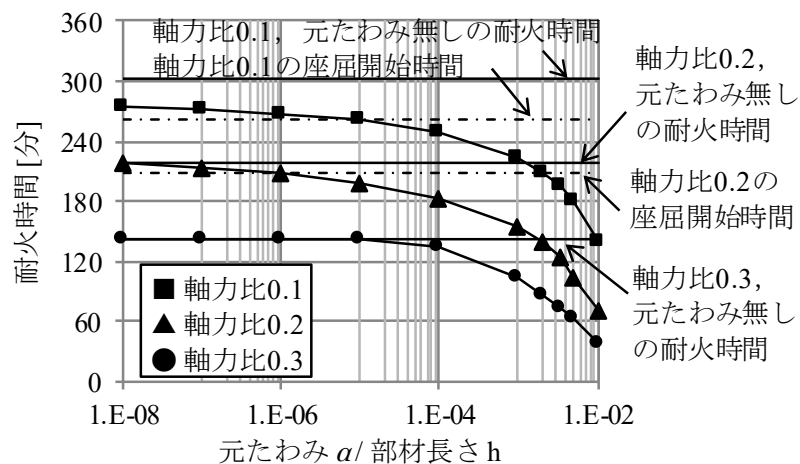
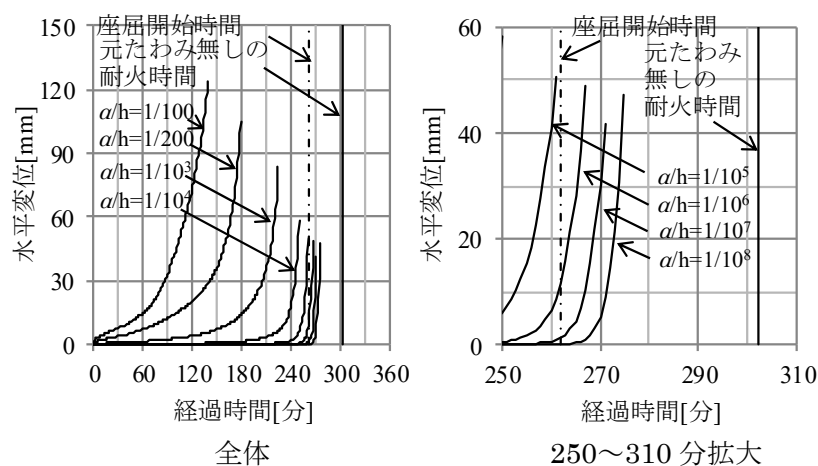
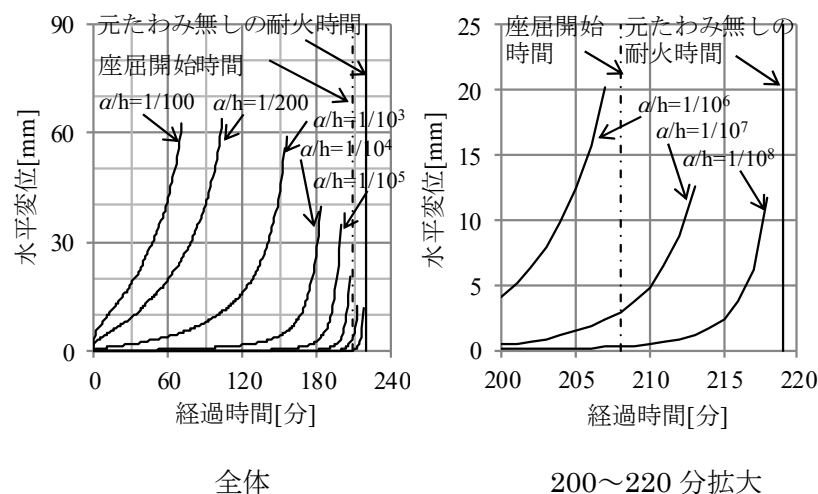


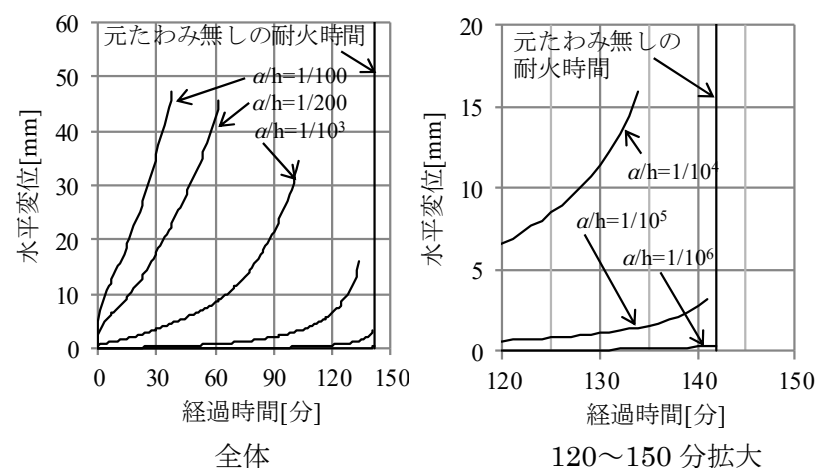
図 3-3 耐火時間と α/h の関係



(a) 軸力比 0.1



(b) 軸力比 0.2



(c) 軸力比 0.3

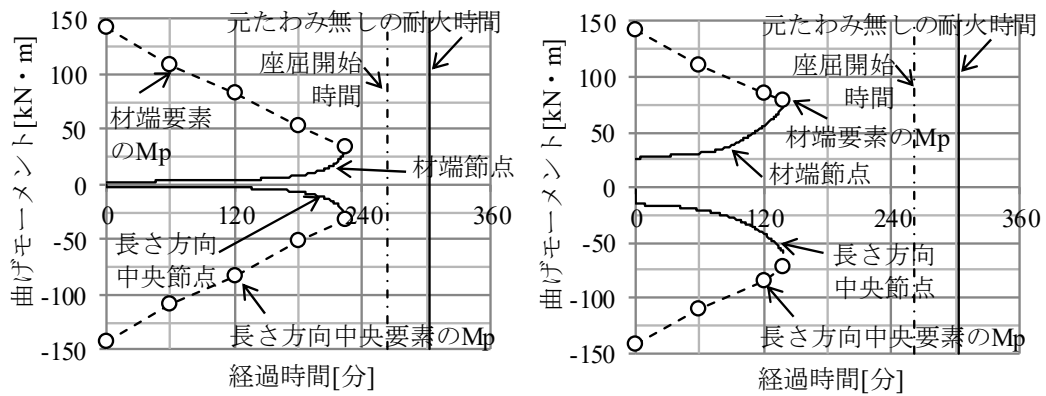
図 3-4 柱長さ方向中央位置における水平変位の経時変化

3.3.2 破壊モード

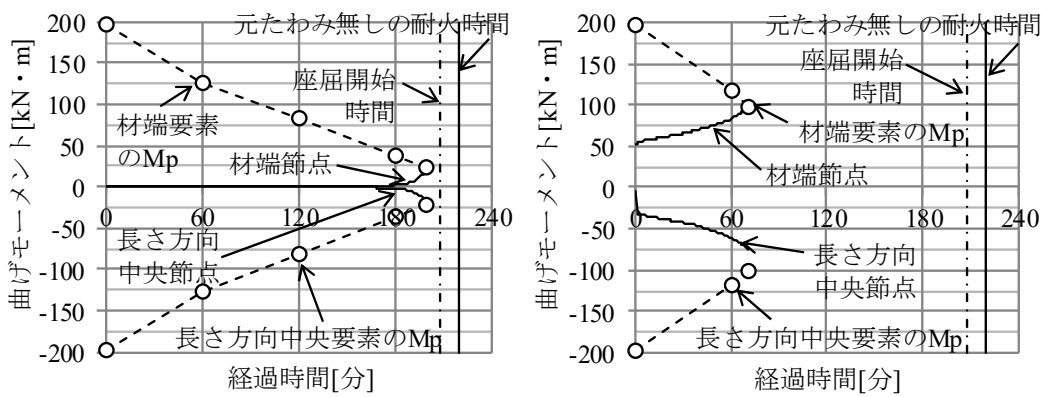
両端拘束の RC 梁部材が火災時に下面から加熱を受けると、熱応力によって両端部の回転を拘束する負曲げモーメントが端部の鉄筋が降伏するまで増加し、端部に塑性ヒンジが発生する。その後、端部の負曲げモーメントは、下面コンクリートの昇温にともなう熱劣化によって応力中心距離が減少し徐々に低下する。端部とスパン中央の曲げ降伏モーメントの和が外力による全曲げモーメントの値まで低下すると、スパン中央に塑性ヒンジが発生し、3 ヒンジ状態となり破壊に至る³⁻⁸⁾。

本章では RC 長柱を対象に、解析モデル長さ方向に正弦形半波の元たわみを有する状態で両端部の回転を拘束し軸力を導入したため、曲げモーメントは部材長さ方向全長で一様ではなく水平変位が発生する。よって梁部材と同様に材端に回転拘束による曲げモーメントが発生することに加え、柱部材は大きな圧縮軸力を負担するため、RC 長柱においては軸力や元たわみの大きさが火災時の破壊モードに影響を与える可能性がある。そこで、本解析条件において大きな曲げモーメントが発生する材端と長さ方向中央部を対象に、部材に生じる曲げモーメントと曲げ耐力(以下、 M_p)の関係について検討し、火災時における RC 長柱の破壊モードについて考察する。

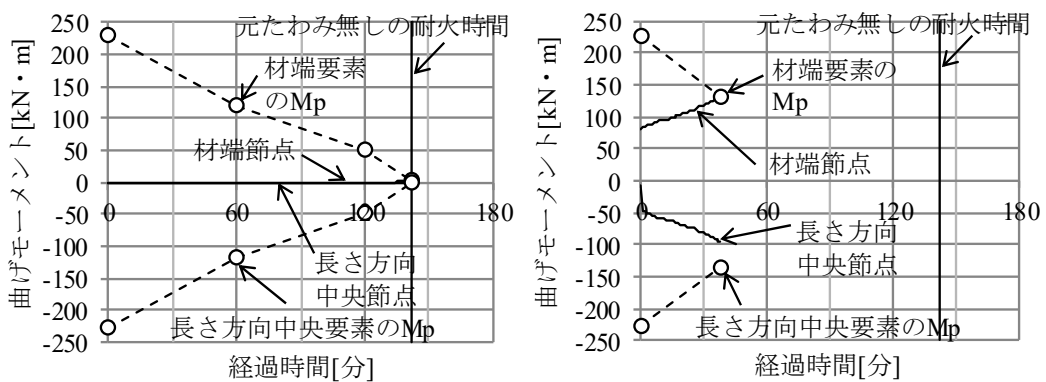
材端と長さ方向中央節点の曲げモーメントの経時変化を図 3- 5 に示す。図中には部材に生じる曲げモーメントを実線で、 M_p の経時変化を経過時間 60 分ごとおよび耐火時間において破線で示した。 M_p は材端および部材長さ方向中央要素を対象に、図 3- 6 に示した算定手順を経て得られるモーメント M —曲率 ϕ 関係におけるモーメントの最大値と定義した。軸力比が 0.1 の場合、 a/h が $1/10^3$ 以下では材端および部材長さ方向中央節点の曲げモーメントが M_p に達し 3 ヒンジ状態となり破壊に至ったのに対し、 a/h が $1/10^3$ よりも大きい場合では材端のみが M_p に達し、部材長さ方向中央節点の曲げモーメントは M_p に達することなく破壊に至った。これは材端節点の曲げモーメントが M_p に達してヒンジが形成され、回転剛性が低下することでヒンジ形成前と比べて座屈長さが長くなり、座屈耐力が低下し破壊に至ったためと考えられる。同様に、軸力比 0.2 の場合は a/h が $1/10^5$ 以下において、軸力比 0.3 の場合は a/h が $1/10^6$ 以下において 3 ヒンジが形成され破壊に至り、それぞれさらに大きい元たわみを有する場合は材端節点の曲げモーメントのみ M_p に達し破壊に至った。軸力比 0.3 で $a/h=1/10^6$ の場合は、図 3- 4(c)に示すように水平変位がほとんど生じないため曲げモーメントが生じなかった。



(a) 軸力比 0.1



(b) 軸力比 0.2



(c) 軸力比 0.3

図 3-5 曲げモーメントの経時変化

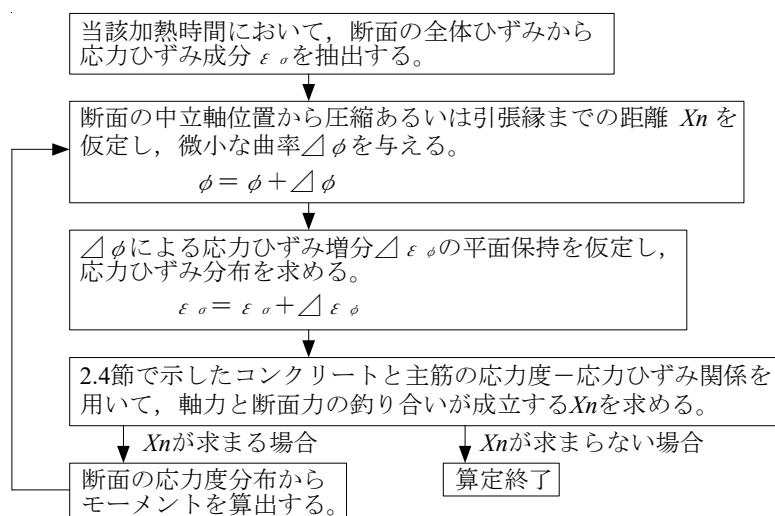


図 3-6 モーメント M－曲率 ϕ 関係の算定手順

3.3.3 曲げ変形発生後の耐火性能

3.2.6 項で述べた評価方法により、曲げ変形が生じ始めた後の荷重支持能力および曲げ剛性の変化について考察する。

3.3.3.1 荷重支持能力

図 3-4 に示した解析モデルの長さ方向中央位置における水平変位の経時変化に関して、軸力比 0.1 は a/h が $1/10^7$ 以下、軸力比 0.2 は a/h が $1/10^8$ と非常に小さい場合に、座屈開始時間を超えてから水平変位が大きくなり始めた。3.3.2.6 で述べた通り、座屈開始時間は通直な圧縮材に曲げ変形が生じ始める時間であるため、荷重支持能力を喪失する時間に対しては安全側の評価を与える。本解析モデルにおいては座屈開始時間に達した後、曲げ変形が増して荷重支持能力を失うまでの時間は 10～15 分程度であった。

3.3.3.2 曲げ剛性の変化

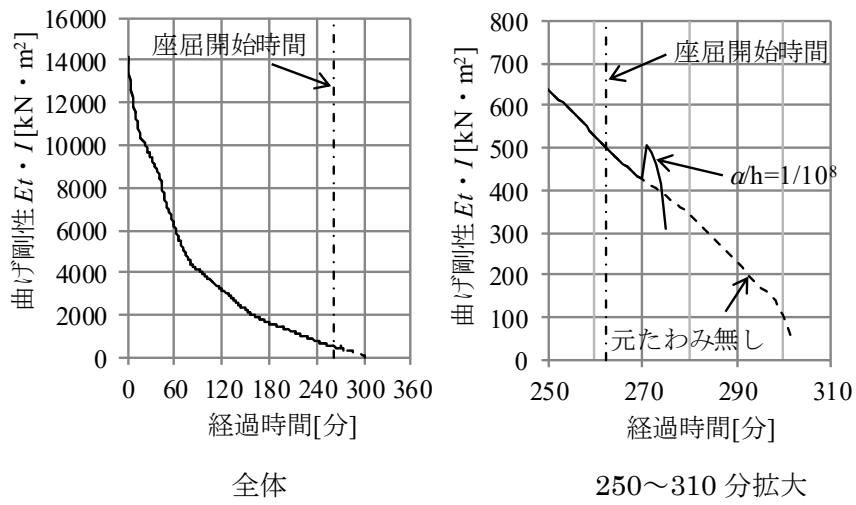
元たわみ無しおよび $a/h=1/10^8$ における断面の曲げ剛性の経時変化を図 3-7 に、 $a/h=1/10^8$ における材端要素断面の応力度分布を図 3-8 に、主筋要素の応力度－応力ひずみ関係における応力履歴を図 3-9 に示す。前述した通り解析モデルの長さ方向で曲げモーメントは異なるが、断面を構成する要素に発生する除荷剛性の影響をより明確に把握するため、最も大きな曲げモーメントが発生する材端要素の結果を示した。軸力比 0.3 の結果は、座屈開始時間が存在しないため示していない。元たわみを有する場合の曲げ剛性は、3.3.2.6 に示した Shanley の理論に基づき求める。元たわみを有するため曲げ変形が生じると、材端については断面を構成する要素のうち図 3-1 に示す X 軸正側の圧縮応力が増し、X 軸負側の要素に除荷が生じる場合は弾性に復帰する。これらを考慮し、式(3-3)により曲げ剛性を求めた。

$$E_S \cdot I = \int_A E_t y^2 dA + \int_A E y^2 dA \quad (3-3)$$

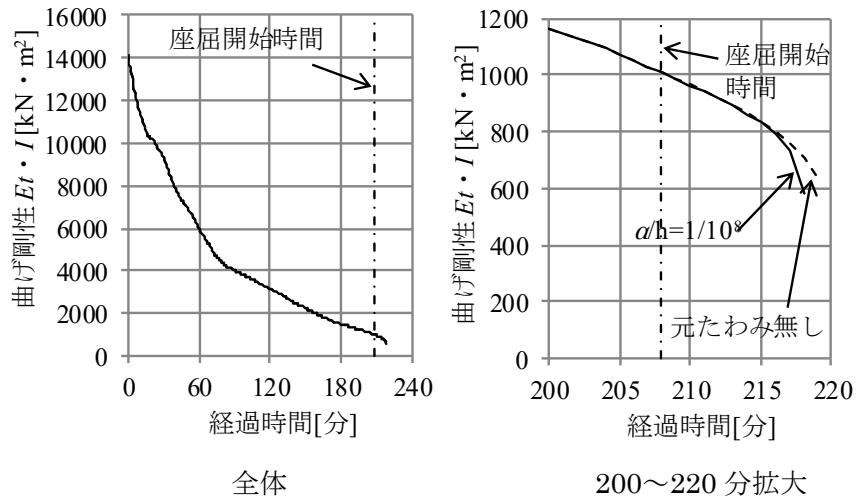
$E_S \cdot I$: Shanley の理論に基づく曲げ剛性, E_t : 圧縮応力が増す要素の応力度－応力ひずみ関係における接線勾配, E : 除荷が生じる要素のヤング係数, y : 図心軸から要素中心までの距離, dA : 要素の断面積

曲げ剛性は、座屈開始時間に達するまでは元たわみ無しの場合とほぼ同じとなった。火災時の RC 長柱は、第 2 章で述べた通り、軸力比が小さい場合は断面中央部よりも部材表層の圧縮破壊が先行して発生し、軸力が大きい場合は断面中央部の圧壊が先行する傾向がある。加熱時間が座屈開始時間を超えた時点で、軸力比 0.1 の場合、図 3- 8 (a)に示すようにすでに部材表層のコンクリートは圧縮強度時の応力ひずみを超えており、曲げ変形が大きくなると図 3- 9(a)に示すように X 軸負側の主筋が除荷されることで、曲げ剛性が 2 割程度上昇した。しかしその後、曲げ剛性の低下により水平変位が増大し、X 軸正側コンクリートの圧縮ひずみが増大することで圧縮強度時の応力ひずみを超える範囲が拡大し、破壊に至った。軸力比 0.2 の場合は図 3- 8(b)に示すようにすでに部材表層および断面中央部のコンクリートが圧縮強度時の応力ひずみを超えており、曲げ変形が大きくなると図 3- 9(b)に示すように主筋は除荷されず、曲げ剛性の低下により水平変位が増大し、X 軸正側コンクリートの圧縮ひずみが増大することで圧縮強度時の応力ひずみを超える範囲が拡大し、破壊に至った。

以上に示したように、軸力比が 0.1 の場合に主筋が除荷されることで曲げ剛性が 2 割程度上昇したが一時的なものであり、軸力比が 0.2 の場合は曲げ剛性は上昇しない。よって、座屈開始時間を超えた後に曲げ変形が生じて、座屈耐力が上昇し耐火時間が大きく延びることは無いものと考えられる。



(a) 軸力比 0.1



(b) 軸力比 0.2

図 3-7 材端要素の曲げ剛性の経時変化($\alpha/h=1/10^8$)

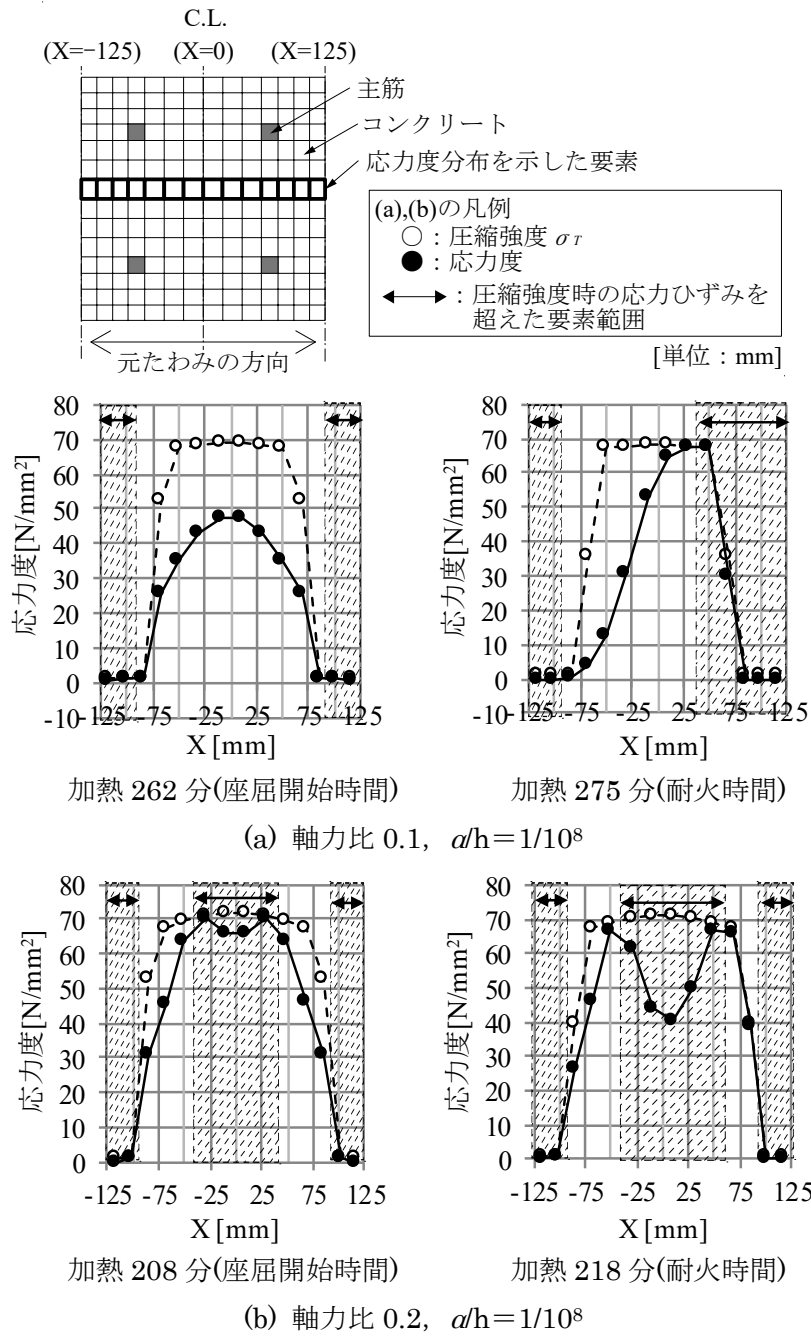
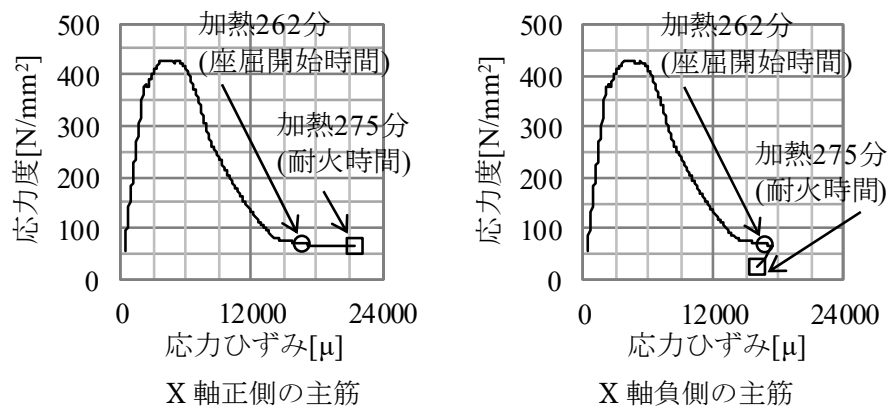
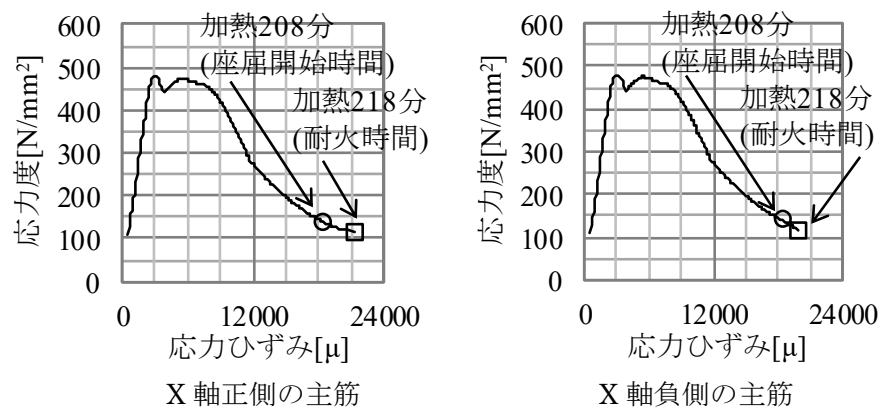


図 3-8 材端要素断面の応力度分布



(a) 軸力比 0.1, $\alpha/h = 1/10^8$



(b) 軸力比 0.2, $\alpha/h = 1/10^8$

図 3-9 主筋要素の応力度－応力ひずみ関係における応力履歴

3.4 耐火性能に及ぼす影響要因

本節では、過渡ひずみの発生量、曲げ変形が生じる方向および材端の力学的境界条件を対象に、これらが元たわみを有する RC 長柱の耐火性能に与える影響について考察する。

3.4.1 過渡ひずみ

過渡ひずみは 2.4.1 節でも述べたように、圧縮応力下で温度上昇に伴い自由熱膨張ひずみを打ち消す方向に発生する収縮ひずみであり、火災時に RC 柱に生じる圧縮ひずみの多くの割合を占めること、またコンクリートの強度が高い程その発生量が多いことが知られている。過渡ひずみは式(3-2)で定義され、式中の過渡ひずみを表す係数 K は式(3-4)に示すように、数種の強度を持つコンクリートの実験結果をまとめることで、コンクリートの常温圧縮強度の一次関数で近似できるとされる³⁻⁹⁾。

$$K = 0.037\sigma_B + 0.34 \quad (3-4)$$

K : 過渡ひずみ発生量を表す係数,

σ_B : 常温圧縮強度

よって、高強度コンクリートを用いた RC 長柱に曲げ変形が生じ始めると、過渡ひずみにより断面のうち圧縮側の圧縮ひずみが大きくなることで曲げ変形が進行し、付加曲げモーメントが発生する。断面の内部温度を均一とした RC 柱を対象に解析を行った結果、過渡ひずみが存在することで火災時の座屈耐力が小さくなるといった報告³⁻¹⁰⁾もあり、この付加曲げモーメントが RC 長柱の耐火性能を大きく低下させる可能性がある。

そこで、3.3 節では K を実験結果に基づく $K=16.3$ の結果を示したが、本項では表 3-1 に示すコンクリートの常温圧縮強度を式(3-4)に代入して得られる $K=5.1$ を用い、過渡ひずみの発生量が元たわみを有する RC 長柱の耐火性能に与える影響について考察する。なお、 $K=16.3$ は式(3-4)で得られる値と比較すると非常に大きい。過渡ひずみの大きさは粗骨材の種類に影響を受け³⁻¹¹⁾、また全体ひずみの大きさはコンクリートの水分量に影響を受けるといった報告もあり³⁻¹²⁾、コンクリートの過渡ひずみの発生量は、常温圧縮強度以外の要因も含まれているためと考えられる。

元たわみ無しにおける耐火時間の比較を表 3-3 に、元たわみを有する場合の耐火時間と a/h の関係を図 3-10 に示す。表 3-3 には次項および次々項に示す解析結果も併せて示した。座屈開始時間に関して、軸力比 0.1 と 0.2 では過渡ひずみの大きさによらず大きな差は見られなかった。第 2 章において $K=0.0\sim 32.7$ の幅広い範囲における座屈開始時間を比較し、過渡ひずみの発生量が座屈開始時間に与える影響は小さいとしている。第 2 章における検討は材端の力学的境界条件が両端ピンであるが、両端固定とした本項における検討においても同様の結果が得られた。元たわみを有する場合の耐火時間は過渡ひずみの大きい方が短くなる傾向があり、 $a/h=1/10^8$ における $K=5.1$ と 16.3 の耐火時間の差は元たわみ無しに

おける耐火時間の差よりも、軸力比 0.1 ではやや大きくなったが、軸力比 0.2 と 0.3 では同程度であった。3.3.1 項で述べたように、軸力比が小さいほど付加曲げモーメントの影響が大きく現れるためと考えられる。しかし、 a/h が $1/10^3$ よりも大きい場合に耐火時間が急激に減少する傾向は、 $K=16.3$ と 5.1 で同様であった。

表 3-3 元たわみ無しにおける耐火時間の比較

解析 パラメータ	3.3節			3.4.1項			3.4.2項			3.4.3項		
過渡ひずみ発生 量を表す係数 K	$K=16.3$			$K=5.1$			-			-		
曲げ変形が 生じる方向	対面方向			-			対角方向			-		
材端の力学的 境界条件	両端固定			-			-			両端ピン		
軸力比	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
元たわみ無しの 耐火時間[分]	302	219	142	306	235	167	3.3節と 同じ結果			302	219	142
座屈開始時間 [分]	262	208	*	270	213	159				159	90	59

※1：表中の「-」は3.3節と同一の条件を示す。

※2：表中の「*」は座屈開始時間が存在しない箇所を示す。

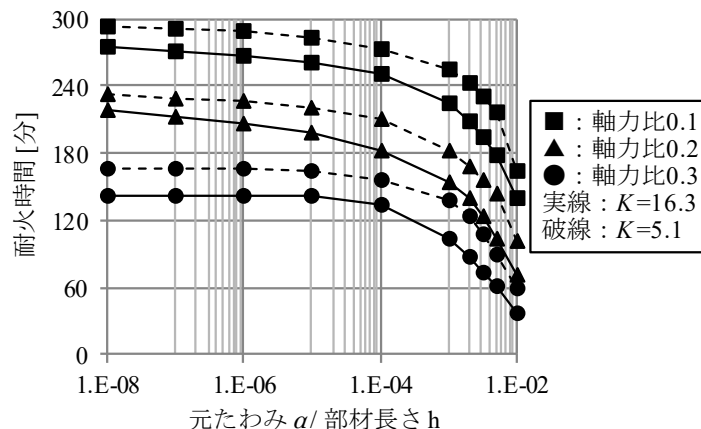
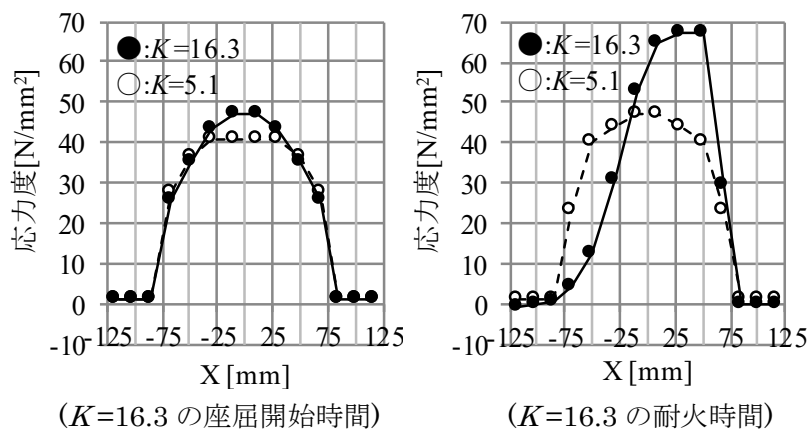


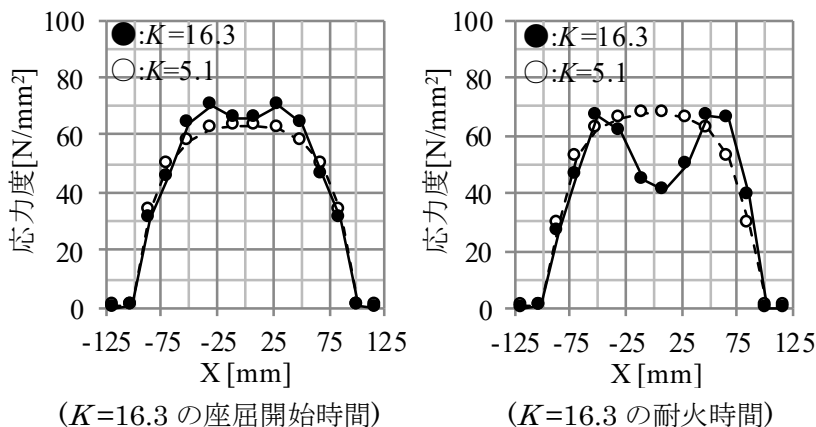
図 3-10 耐火時間と a/h の関係（過渡ひずみの違いによる比較）

次に、過渡ひずみが異なる場合の断面の応力状態について考察する。 $a/h=1/10^8$ における断面の応力度分布を図 3-11 に示す。軸力比 0.1 と 0.2 の座屈開始時間および軸力比 0.3 の耐火時間に至るまでは、断面の応力度分布は概ね左右対称形となった。また、過渡ひずみは自由熱膨張ひずみを打ち消す方向に発生することから、 $K=16.3$ の場合は $K=5.1$ と比較すると、断面中央に比べて高温となる表層側の圧縮応力度が緩和され、断面中央が負担する圧縮応力度が大きくなった。 $K=16.3$ の場合は座屈開始時間を超えた後、元たわみから生じる付加曲げモーメントによる断面圧縮側の収縮が $K=5.1$ に比べ大きくなり、解析モデルの

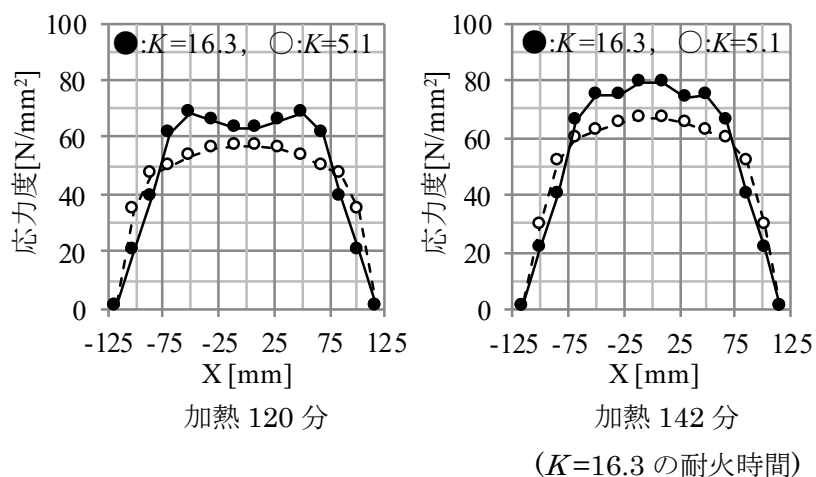
水平変位が大きくなることで断面圧縮側の圧縮応力度が増大するとともに付加曲げモーメントが増大し、耐火時間が短くなったと考えられる。



(a) 軸力比 0.1, $a/h=1/10^8$



(b) 軸力比 0.2, $a/h=1/10^8$



(c) 軸力比 0.3, $a/h=1/10^8$

※表示している要素位置は(a)～(c)全て図 3-8 と同じ

図 3-11 材端要素断面の応力度分布 (過渡ひずみの違いによる比較)

3.4.2 曲げ変形が生じる方向

図 3-1 で示した解析モデルは、XY 平面上のあらゆる方向の曲げ剛性が等しい。常温時だけでなく、断面全周を加熱する場合には火災時においても曲げ剛性は等しくなる。故に、元たわみの無い通直な部材が座屈開始時間を超えた後、曲げ変形が生じる方向は不定である。3.2.2 項に示したように本章でこれまでに示した元たわみは、図 3-1 の X 軸に平行な方向に与えているため、常温載荷時や火災時に曲げ変形が生じる方向は定まるが、実際の圧縮部材が有する元たわみの方向は一方向に定まることは無い。曲げ変形が生じる方向により中立軸から断面を構成する各要素までの距離が変わるため断面の応力状態は異なり、中立軸からの距離が長い場合、コンクリートにおいては圧縮破壊や引張破壊、鉄筋においては圧縮降伏や除荷による曲げ剛性の上昇などが生じ、RC 長柱の耐火性能に影響を与える可能性がある。

そこで、3.3 節では元たわみの方向を図 3-1 の X 軸に平行な対面方向の結果を示したが、本項では曲げ変形時の縁応力が最も大きくなるように、元たわみの方向を X 軸から 45 度回転した断面の対角方向(以下、対角方向)に与え、元たわみの方向が RC 長柱の耐火性能に与える影響について考察する。

耐火時間と a/h の関係を図 3-12 に、断面の応力度分布を図 3-13 に示す。元たわみの方向の違いが耐火時間に与える影響は非常に小さかった。対面方向と対角方向の断面の応力度分布を比較すると、図 3-13 (a)に示すように元たわみが大きい場合は対角方向の方が中立軸から縁までの距離が長いことからやや早期に圧縮側のコンクリートが圧縮強度時の応力ひずみを超え、さらに引張側のコンクリートに引張破壊が生じた。元たわみが小さい場合は、図 3-13 (b)に示すように X 軸の正側と負側で断面の応力状態が非対称となる時間に差は見られなかった。元たわみが小さく軸力比が大きい場合は、曲げ変形がほぼ生じないため、図 3-13 (c)に示すように元たわみの方向によらず断面の応力状態はほぼ同じであった。

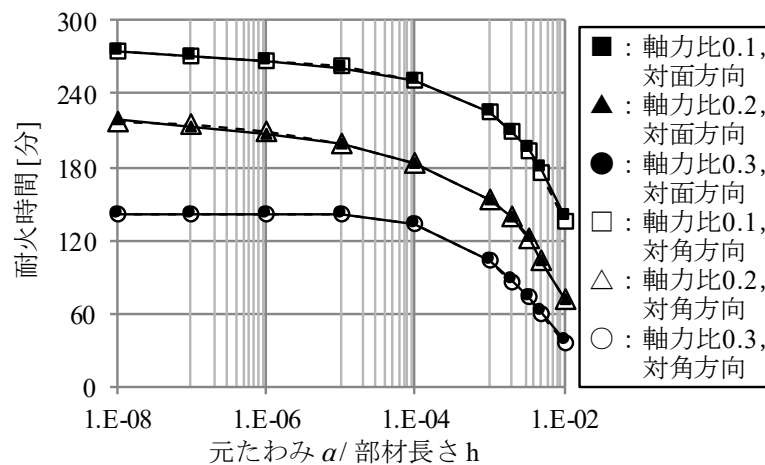
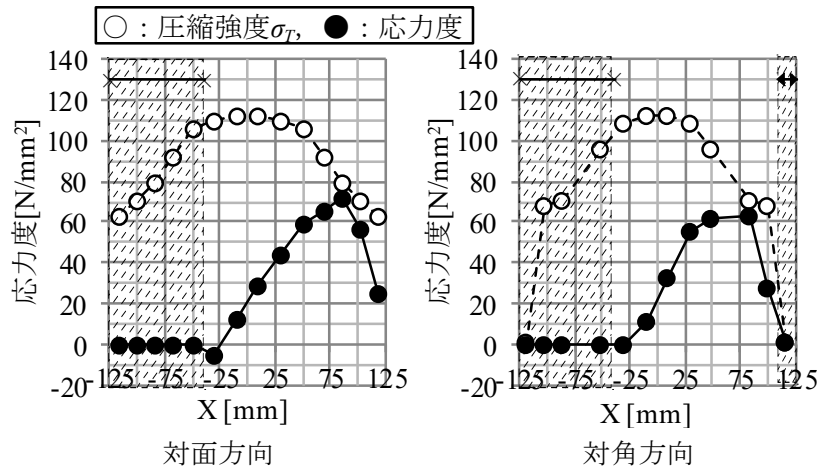
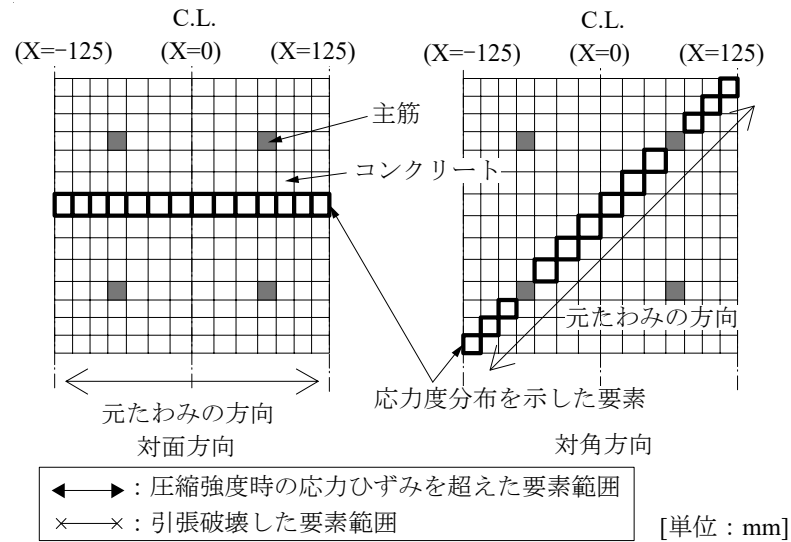
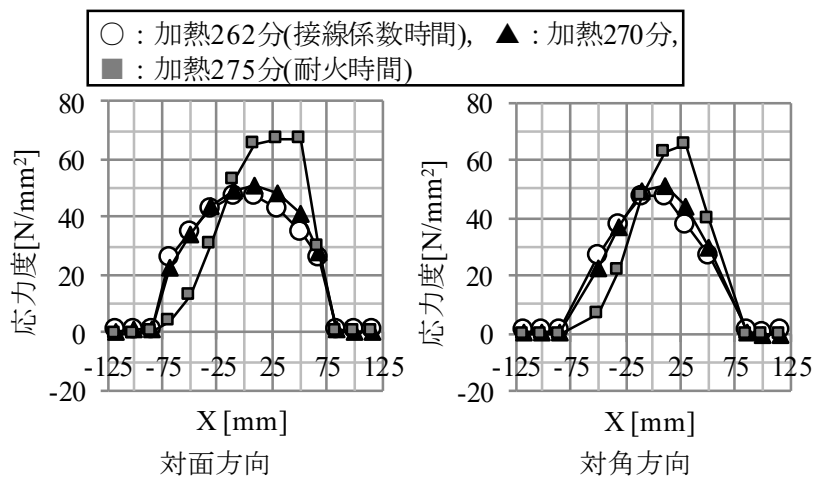


図 3-12 耐火時間と a/h の関係(元たわみの方向の違いによる比較)



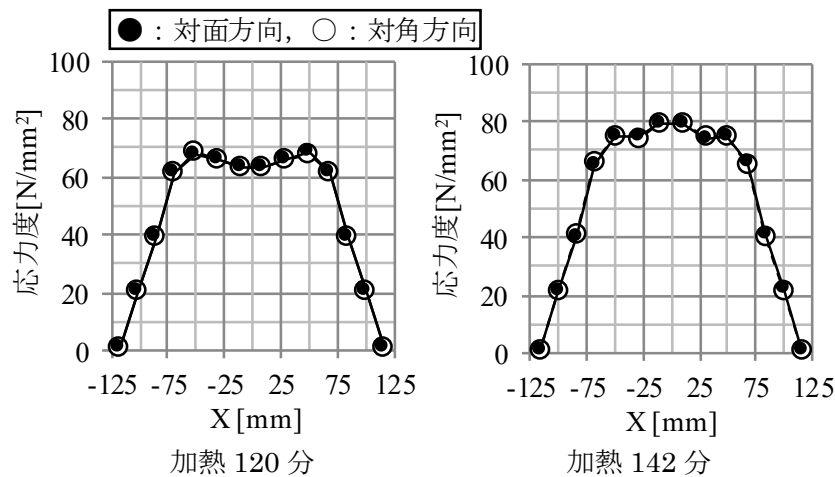
(a) 元たわみが大きい場合 (軸力比 0.2, $\alpha/h=1/10^2$, 加熱 60 分)



※座屈開始時間と耐火時間は、対面と対角方向で同じ

(b) 元たわみが小さい場合 (軸力比 0.1, $\alpha/h=1/10^8$)

図 3-13 材端要素断面の応力度分布



(対面, 対角方向の耐火時間)

※(c)のみ表示している要素位置は図 3- 8 と同じ

(c) 元たわみが小さく軸力比が大きい場合 (軸力比 0.3, $\alpha h = 1/10^8$)

図 3- 13 材端要素断面の応力度分布 (前ページからの続き)

3.4.3 材端の力学的境界条件

圧縮材の座屈長さは座屈耐力の大きさを決める重要な因子の一つであり、材端の力学的境界条件により定まる。

RC 長柱は主に軸力を負担する部材として、主筋あるいは接合筋を接合部内に定着させて使用される場合が多く、材端の固定度は一般的に大きい。さらに火災時において接合部は、柱や梁等の部材が取りつくため直接火災加熱を受ける面積が小さく、柱部材に比べ温度が上昇しない。故に接合部は柱部材に比べ相対的に熱劣化による剛性低下が発生しないため、火災加熱が RC 長柱の材端の回転剛性に与える影響は小さいと考えられる。しかし、意図的に材端の固定度を低く設計する場合も考えられ、固定度が小さく座屈長さが長いことで、RC 長柱の耐火性能が大きく低下する可能性がある。

そこで、3.3 節では材端の力学的境界条件を両端固定とした結果を示したが、本節では図 3- 1(a)の両端部の回転を拘束せず自由(以下、両端ピン)とし、材端部の固定条件が元たわみを有する RC 長柱の耐火性能に与える影響について考察する。

耐火時間と αh の関係を図 3- 14 に示す。元たわみの無い通直な RC 長柱の耐火時間は両端固定と両端ピンで同じとなるが、元たわみを有する場合は両端ピンとすることで座屈長さが 2 倍となるため、同じ元たわみであっても耐火時間が大幅に短くなる。元たわみを有する場合、両端固定の場合は αh が $1/10^3$ を越えると耐火時間が急激に減少する傾向があったのに対し、両端ピンの場合は αh が $1/10^4$ 以下の範囲であっても αh が大きいほど耐火時間は短くなり、元たわみの影響が大きく現れた。

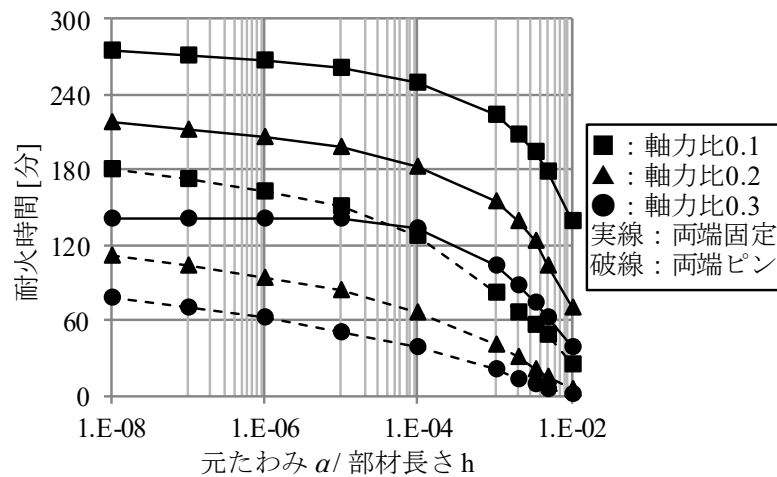


図 3-14 耐火時間と α/h の関係
(材端力学的境界条件の違いによる比較)

3.5 まとめ

元たわみを有する RC 長柱の火災時挙動を明らかにすることを目的とし、正弦形半波の元たわみを有し、圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた一辺が 250mm 角の正方形断面で長さが 5000mm の RC 長柱を対象に、幾何学的非線形効果を考慮した熱応力解析を行った。さらに過渡ひずみの発生量、元たわみの方向および材端の力学的境界条件が RC 長柱の火災時挙動に与える影響について考察し、以下の知見を得た。

- 部材長さに対する元たわみの大きさ α/h が $1/10^3$ を超えると耐火時間が急激に減少する傾向がある。また α/h が $1/10^4$ 程度以下の非常に小さい範囲においては、軸力比 0.3 の場合は元たわみが無い場合と耐火時間はほとんど変わらないのに対し、軸力比 0.1 の場合は元たわみが無い場合よりも耐火時間が最大で 2 割程度短くなる。
- 破壊モードに関して、軸力比 0.1 では α/h が $1/10^3$ 以下、軸力比 0.2 では α/h が $1/10^5$ 以下、軸力比 0.3 では α/h が $1/10^6$ 以下で 3 ヒンジが形成されることで破壊に至り、さらに元たわみが大きい場合は材端にヒンジが形成され、ヒンジ形成前と比べて座屈長さが長くなることで座屈耐力が低下し破壊に至ると考えられる。
- 加熱時間が座屈開始時間を超え曲げ変形が大きくなり始めた後に軸力を保持する時間は 10～15 分程度である。軸力比が 0.1 の場合に主筋が除荷されることで曲げ剛性が 2 割程度上昇するが一時的なものであり、軸力比が 0.2 の場合は曲げ剛性は上昇しない。よって座屈開始時間を越えた後に曲げ変形が生じてても、座屈耐力が上昇し耐火時間が大きく延びることは無いものと考えられる。
- 過渡ひずみが大きい場合、元たわみから生じる付加曲げモーメントによる断面圧縮側の収縮が大きくなり、水平変位が大きくなることで断面圧縮側の圧縮応力度が増大するとともに付加曲げモーメントが増大し、耐火時間が短くなる。
- 元たわみの方向の違いが耐火時間に与える影響はほぼ無い。

- ・材端の固定度が耐火性能に与える影響は大きい。両端ピンの場合は、 α/h が $1/10^4$ 以下の非常に小さい範囲であっても元たわみの影響が大きく現れる。

第3章の参考文献

- 3-1) 上杉英樹, 小池浩: 高層鉄骨架構の熱応力解析 (その 1) 区画火災を受ける超高層鉄骨架構の熱応力解析手法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 381 号, pp.73-80, 1987.11
- 3-2) 道越真太郎, 小林裕: 高強度コンクリートの高温時における力学的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.79-80, 2004.8
- 3-3) Sandor Popovics: A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 3-4) Yngve Anderberg and Sven Thelandersson: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden 1976
- 3-5) 長尾覚博, 江戸宏彰, 丹羽博則, 上杉英樹: 鉄筋コンクリート用棒鋼の高温引張試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.75-76, 2000.9
- 3-6) 加藤雅樹, 山本佳城, 太田貴士, 道越真太郎, 黒岩秀介, 藤山淳司, 山形有紀: Fc300 級超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の耐火性能 その 5 ϕ 298~320 円形断面を有する RC 長柱試験体の耐火実験および熱応力解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, (2018 発表予定)
- 3-7) F.R.Shanley: Inelastic Column Theory, Journal of the Aeronautical Sciences, Vol.14, No.5, pp.261-268, 1947.5
- 3-8) 斎藤光: 材端拘束鉄筋コンクリート部材の火災時の性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.761-762, 1968.10
- 3-9) 菊田繁美, 鈴木弘之: コンクリート充填鋼管柱の耐火性に関する研究 軸圧縮耐力に及ぼす過渡歪の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1171-1180, 2011.6
- 3-10) SHAN-SHAN HUANG, IAN BURGESS, ZHAO-HUI HUANG and ROGER PLANK: EFFECT OF TRANSIENT THERMAL STRAIN ON THE BUCKLING OF SLENDER CONCRETE AND CONCRETE- FILLED COLUMNS IN FIRE, Fifth International Conference on Structures in Fire, Singapore, pp.594-605, 2008.5
- 3-11) U.シュナイダー(著), 森永繁, 山崎庸行, 林章二(訳): コンクリートの熱的性質, 技報堂, 1983.12
- 3-12) 山下平祐, 吉田徹, 平島岳夫: 火災時におけるコンクリートの全体ひずみに与える水分の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.29-32, 2015.9

第 4 章

片面加熱および偏心圧縮を受ける 細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動

4.1 はじめに

本章では、片面加熱および偏心圧縮を受ける RC 長柱の載荷加熱実験を実施し、火災時における荷重支持能力、変形挙動および破壊性状を明らかにするとともに、次章で示す骨組に設置される RC 長柱の耐火性能評価に用いる解析手法の妥当性を検証するため、本実験における RC 長柱の火災時挙動を解析により評価する。

4.2 実験検討

4.2.1 実験概要

4.2.1.1 RC 長柱試験体

試験体一覧を表 4-1 に、試験体の形状および寸法を図 4-1 に示す。試験体は計 5 体であり、全て載荷加熱実験に供した。試験体は全て断面が 250mm×600mm の長方形、高さが 4500mm である。加熱条件は、断面の全周を加熱する場合(以下、4 面加熱)と、1 辺のみを加熱する場合(以下、1 面加熱)の 2 水準とした。軸力比は 0.3 と 0.4 の 2 水準とし、偏心圧縮は断面の弱軸周りに曲げモーメントが生じる向きに与え、偏心距離は 0mm (中心圧縮)、25mm、42mm(断面の核半径の最外端)の 3 水準とした。偏心圧縮を与える試験体には柱頭に載荷用の梁形を設けた。

表 4-1 試験体一覧

名称	断面 サイズ [mm]	柱高さ [mm]	断面の加熱範囲	軸力比 $N / (\sigma_B \cdot A)$ *	軸力の 偏心距離 [mm]
H4-03-0	600×250	4500	4面(全周)	0.30	0
H1-03-0			1面	0.30	
H1-04-0				0.40	
H1-03-25				0.30	25
H1-03-42				0.30	42

* N : 軸力, σ_B : コンクリートの常温圧縮強度, A : 断面積

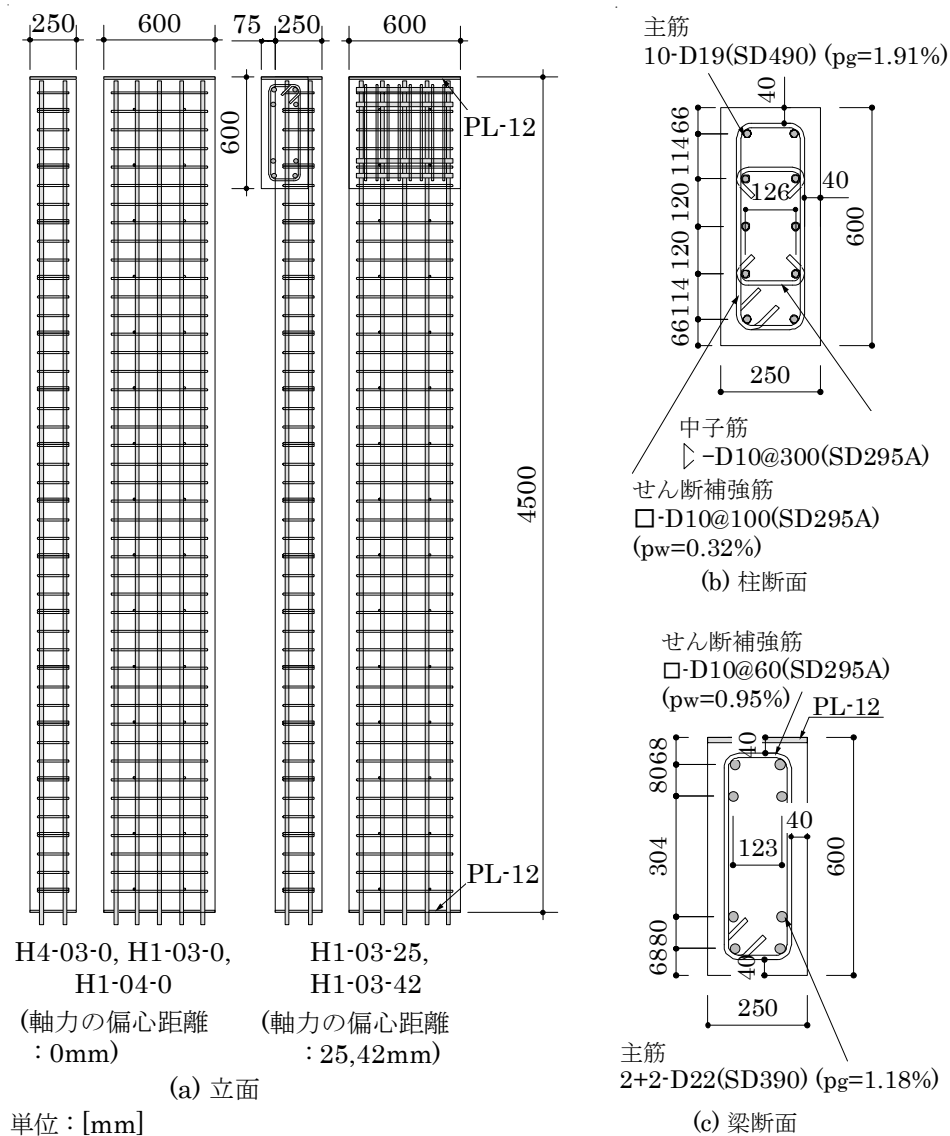


図 4-1 試験体の配筋

4.2.1.2 使用材料

試験体に打設したコンクリートの使用材料および調合を表 4-2 に、実験時のコンクリートおよび鉄筋の常温における材料試験結果を表 4-3 に示す。表 4-3 に示す材料試験結果は、供試体 3 体の結果の平均値である。ポリプロピレン繊維は、加熱時のコンクリートの爆裂を防止するために混入した。載荷加熱実験時のコンクリートの含水率は 5.7%，材齢は約 6 ヶ月である。

4.2.1.3 コンクリートおよび主筋の熱間材料試験方法

4.3 節で示す解析により載荷加熱実験結果の評価を行うため材料の解析モデルを得る目的で、RC 長柱試験体に使用したコンクリートの熱間圧縮試験および鉄筋の熱間引張試験を行った。

コンクリートの熱間圧縮試験については既報 4-1)で示し、最高温度 800℃までの応力度と応力にのみ依存するメカニカルなひずみ(以下、応力ひずみ)の関係、自由熱膨張ひずみおよび過渡ひずみを測定した。実験方法の詳細は付録 2 に示した。各試験温度における供試体数は 1 体である。コンクリートの応力度－応力ひずみ関係は、昇温過程において圧縮軸力により材軸方向の熱膨張を拘束した場合、無載荷に比べて圧縮強度やヤング係数が増大し、圧縮強度時の応力ひずみが小さくなることが知られている^{4-2), 4-3)}。第 2 章において、この昇温中の圧縮軸力による拘束効果の有無をパラメータとして RC 長柱の座屈耐力を解析で評価し、一定圧縮軸力による拘束を与えて得られる応力度－応力ひずみ関係を用いることで RC 長柱の載荷加熱実験結果を概ね評価できることを示した。よって本章でも、昇温過程において供試体に一定圧縮軸力を与えた場合の試験結果を解析に使用した。一定圧縮軸力は第 2 章と同一の軸力比 0.2 とした。

鉄筋の熱間引張試験は、4.3 節で後述する解析において柱主筋としてモデル化する D19(SD490)を対象とし、JIS G 0567 に従い実施した。供試体にはⅡ-6 形試験片を用い、試験温度は 200,400,600,800,1000℃の 5 水準とした。ただし載荷速度は JIS G 0567 の規定を逸脱し、応力ひずみ 10%まで 0.3%/秒、以降破断に至るまで 7.5%/秒で実施した。各試験温度における供試体数は 1 体である。

表 4-2 コンクリートの調合

結合材B	普通ポルトランドセメント：スラグせつこう系 混和材：シリカフューム＝7：2：1(密度2.99g/cm ³)
細骨材S	君津産天然砂(表乾密度2.62g/cm ³)
粗骨材G	大月産碎石(安山岩，最大寸法20mm， 表乾密度2.62g/cm ³)
混和剤SP	ポリカルボン酸エーテル系高性能減水剤
有機繊維 PP	ポリプロピレン繊維 (径0.048mm，長さ20mm，密度0.91g/cm ³)

W/B	空気量	単位量				SP	PP
		W	B	S	G		
[%]	[%]	[kg/m ³]				[kg/m ³]	
26.0	2.0	155	597	726	912	10.15	

表 4-3 常温における材料試験結果

(a) コンクリート				
圧縮強度 σ_B	ヤング係数 E_c	ポアソン比 ν		
$[\text{N/mm}^2]$	$[\times 10^4 \text{ N/mm}^2]$	$[-]$		
123	4.30	0.22		

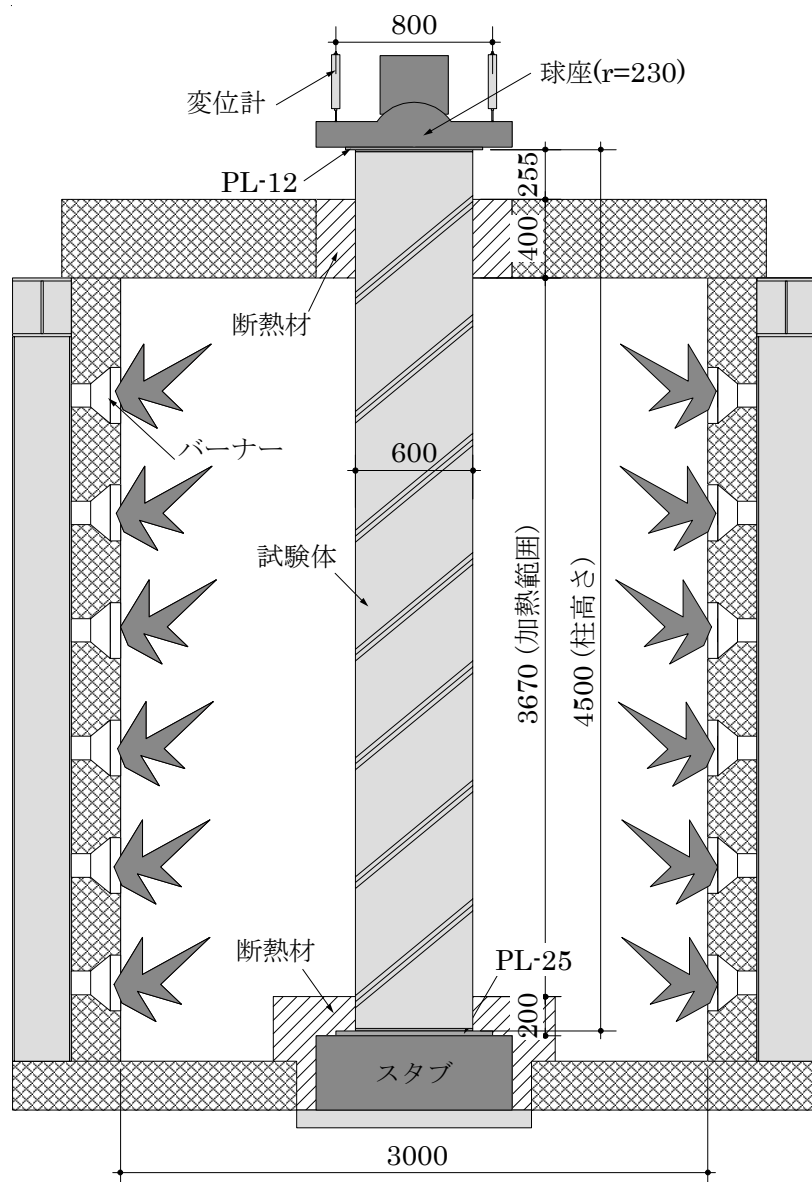
(b) 鉄筋				
径(材種)	降伏点 σ_y	ヤング係数 E_s	引張強度 σ_t	破断伸び
	$[\text{N/mm}^2]$	$[\times 10^5 \text{ N/mm}^2]$	$[\text{N/mm}^2]$	$[\%]$
D19(SD490)	540	1.92	733	16.1
D22(SD390)	448	1.86	634	14.4
D10(SD295A)	370	1.83	513	17.5

4.2.1.4 RC 長柱の載荷加熱実験方法

載荷加熱実験のセットアップに関して、断面の加熱範囲が 4 面の場合を図 4-2 に、1 面の場合を図 4-3 に示す。実験方法の詳細は付録 2 に示したが、概要を以下に述べる。

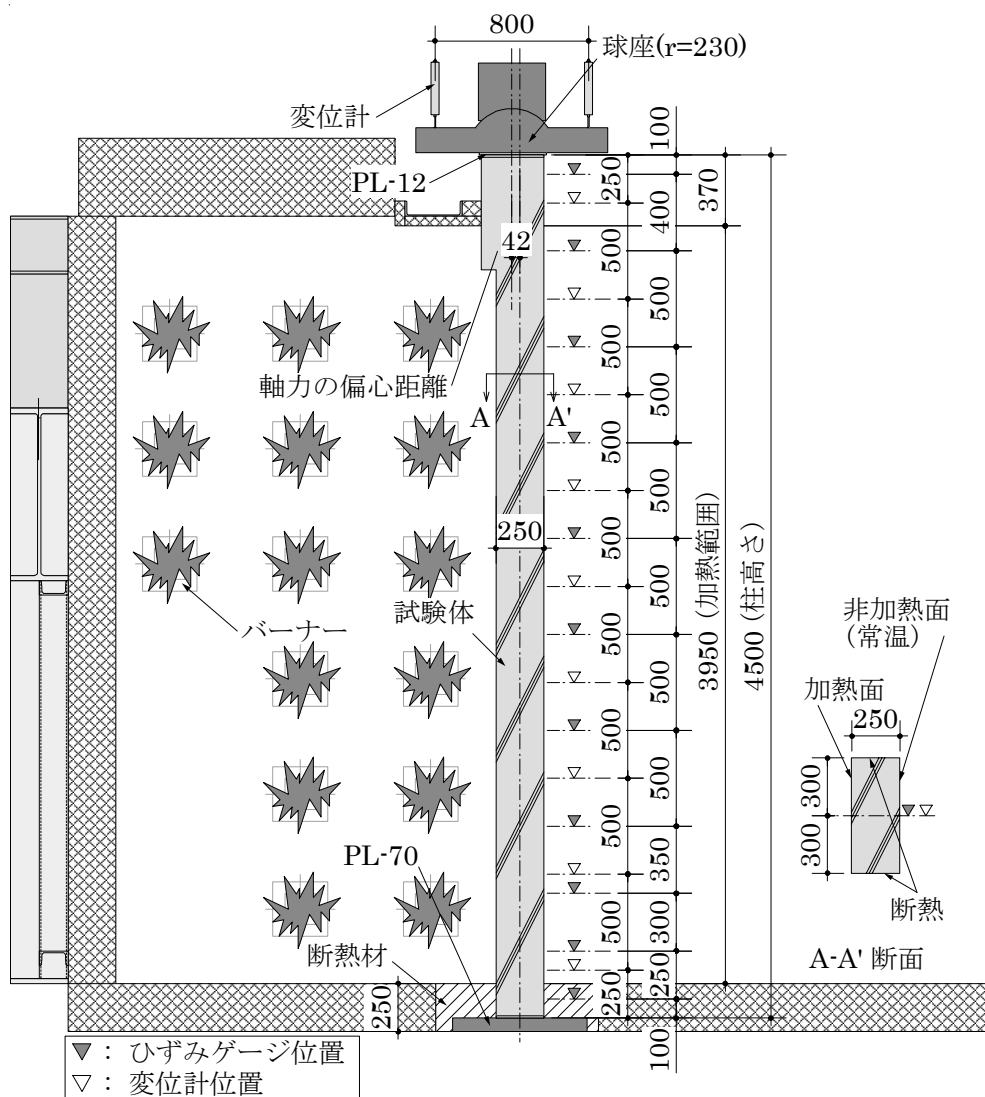
実験は、試験体の柱頭に球座を設置し、柱脚は鋼製のスタブあるいは 70mm 厚さの鋼板を介して反力床に固定した。実際の架構における両材端の固定度は、材端に接合される柱や水平部材との接合方法により様々であるが、一般的に大きく、座屈長さは部材全長よりも短い。一方で両材端の回転が完全に拘束されることは無いため、載荷加熱実験では柱頭は球座に、柱脚は反力床に設置することとした。試験体には常温で所定の圧縮軸力を与え、ISO834 に規定されている標準加熱温度曲線に従い、試験体が荷重支持能力を喪失するまで加熱を実施した。各試験体に導入した所定の軸力は、表 4-3 に示したコンクリートの常温圧縮試験結果から算出した。偏心圧縮軸力は断面中心に対して加熱面側に偏心させて与え、屋内火災時に外周架構の柱が柱頭の屋内側に接合される水平部材から偏心圧縮を受ける状況を想定した。図 4-3 は 1 面加熱を行う試験体の内、偏心距離が 42mm の例を示したが、他の試験体のセットアップと異なる点は偏心距離(柱頭の球座位置)のみである。1 面加熱は開口が少ない外周架構の柱や防火区画上の柱を想定し、柱幅 600mm の面の片側のみを加熱し、その裏面側の雰囲気温度は常温とした。また柱せい 250mm の面は断熱材を設置した。

実験時は炉内温度、試験体の断面温度および柱頭の鉛直変位を計測した。1 面加熱とした試験体には図 4-3 に示す通り試験体の非加熱面側表面にひずみゲージおよび変位計を設置し、コンクリートの表面ひずみおよび試験体の水平変位を計測した。断面温度は試験体高さ方向中央に熱電対を設置して計測した。熱電対の設置箇所を図 4-4 に示す。



単位：[mm]

図 4-2 载荷加熱実験のセットアップ(断面加熱範囲：4面(全周))



単位 : [mm]

図 4-3 载荷加熱実験のセットアップ(断面加熱範囲 : 1 面, 軸力の偏心距離 42mm の例)

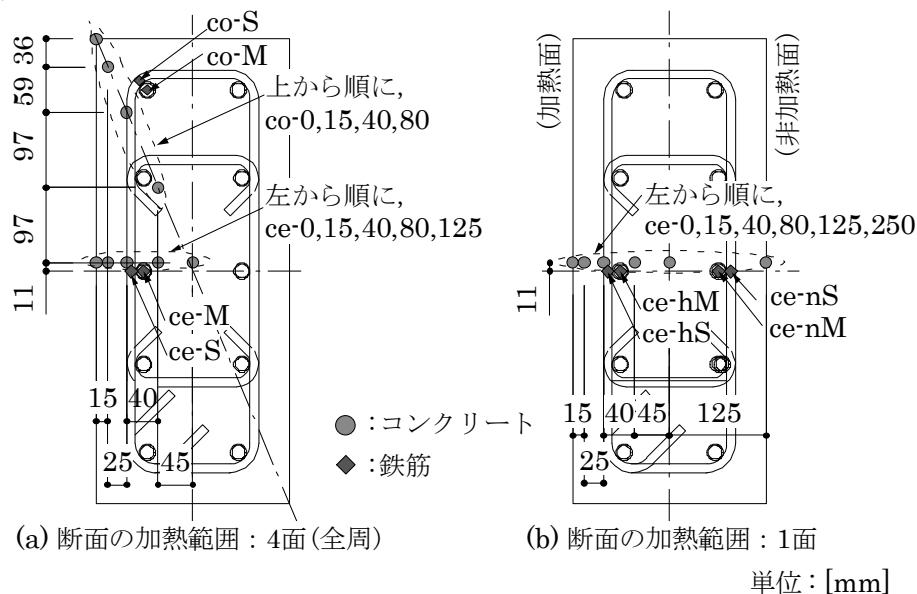


図 4-4 熱電対の位置

4.2.2 実験結果および検討

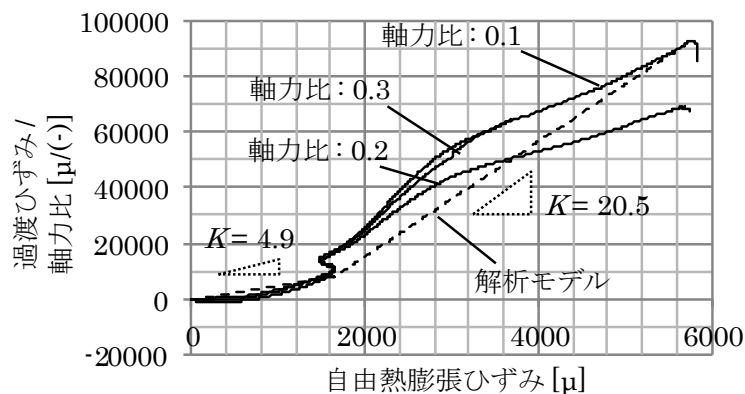
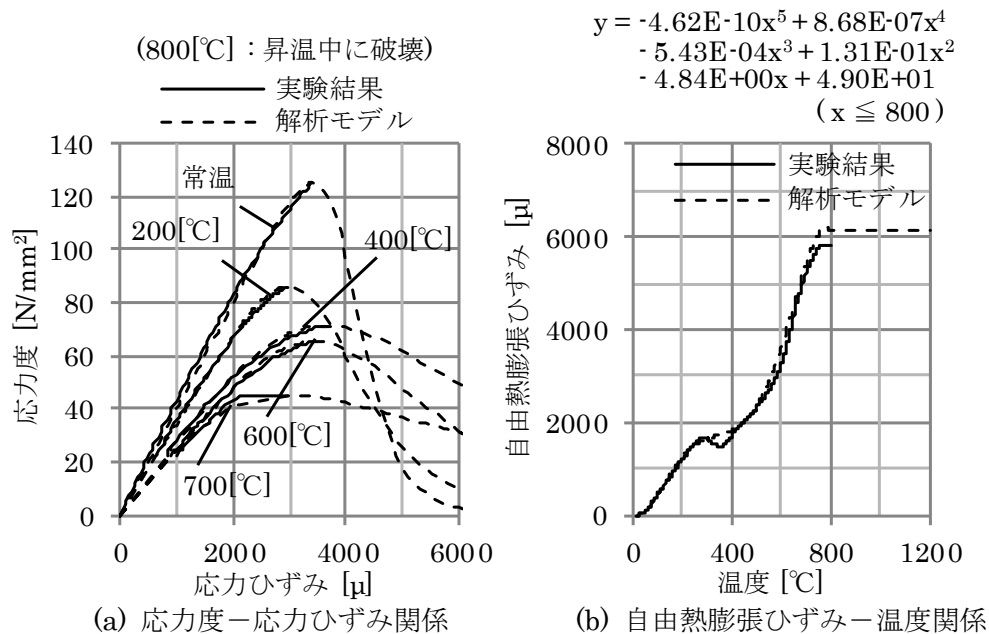
本項では、使用材料の熱間試験および RC 長柱の載荷加熱実験の結果と検討について示す。実験結果に関する図中には、4.3 節で述べる解析モデルおよび解析結果を破線で示しており、これらについては 4.3 節で詳述する。

4.2.2.1 コンクリートおよび主筋の熱間材料試験結果

コンクリートの熱間圧縮試験については既報 4-1)で示したため同一となる内容は含まれるが、その結果を以下に示す。

コンクリートの応力度－応力ひずみ関係、自由熱膨張ひずみと温度の関係および単位軸力比あたりの過渡ひずみと自由熱膨張ひずみの関係を図 4-5 に示す。図 4-5 に示したコンクリートの材齢は、熱間圧縮試験結果が約 3 ヶ月、常温圧縮試験結果が約 6 ヶ月である。800℃の熱間圧縮試験は、昇温中に供試体が破壊に至った。自由熱膨張ひずみは 300℃程度で減少したが、これはセメント水和物の脱水及び分解⁴⁻⁴⁾や、ポリプロピレン繊維の熔融により形成された空隙からの水分逸散による収縮と考えられる。

鉄筋 SD490 の熱間引張試験結果を表 4-4 および図 4-6 に示す。図 4-6 の応力度－応力ひずみ関係には、表 4-3(b)で示した常温引張試験結果も示した。応力度－応力ひずみ関係は 200℃以上では明確な降伏点を示さず、また 600℃以上で降伏点および引張強度が大きく低下した。



(c) 過渡ひずみ／軸力比－自由熱膨張ひずみ関係

図 4-5 コンクリートの熱間圧縮試験結果

表 4-4 主筋の熱間引張試験結果

温度 [°C]	降伏点 * [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	破断伸び [%]
200	491	839	15.5
400	426	665	21.5
600	201	265	26.5
800	48	77	52.5
1000	17	30	24.5

* 0.2%オフセット耐力

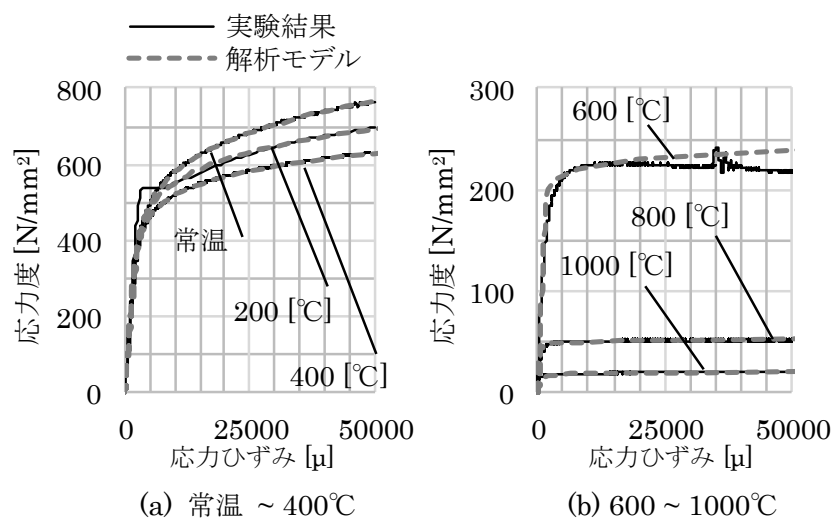
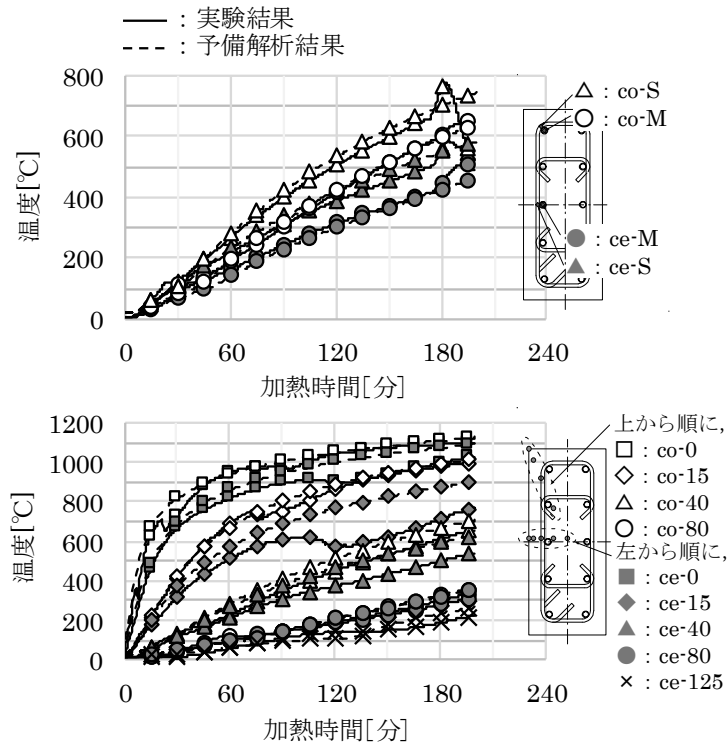


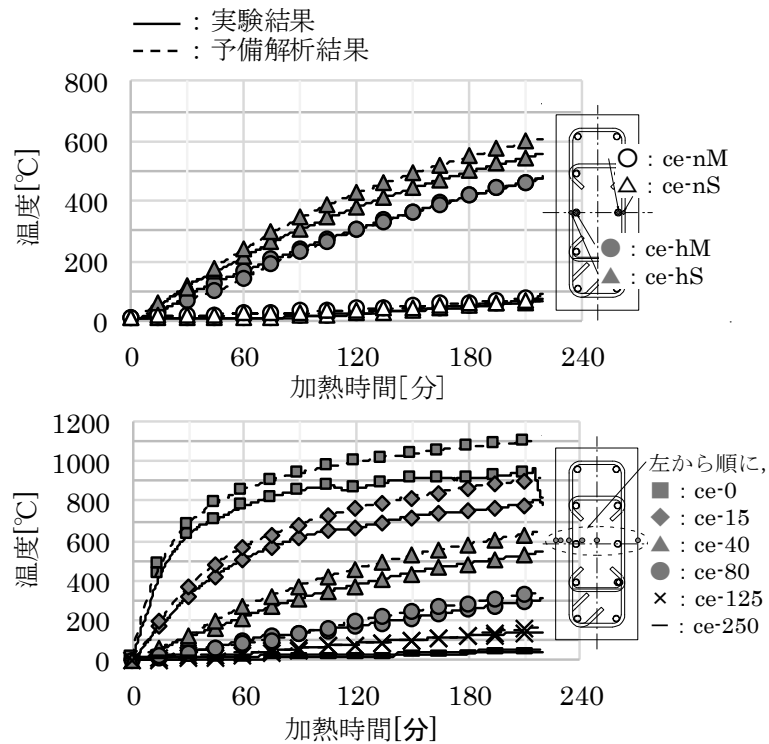
図 4-6 主筋の熱間引張試験結果

4.2.2.2 RC 長柱の载荷加熱実験結果

断面温度の経時変化を図 4-7 に示す。全試験体共通して爆裂は発生しなかった。4 面加熱を受ける H4-03-0 の断面温度は、2 面から加熱を受ける角部が面中央に比べ高くなり、断面中央の温度は加熱 120 分で約 140°C、加熱 180 分で約 190°C に達した。1 面加熱を受ける H1-03-0 の断面温度は、加熱面が少ないことから H4-03-0 に比べ低くなり、加熱 180 分で断面中央の温度は約 120°C、非加熱面側の表面温度は加熱前の 7°C に対し約 30°C となった。図 4-7 には 1 面加熱を実施した試験体の内、耐火時間が最も長くなった H1-03-0 の結果を示したが、耐火時間に至るまでは 1 面加熱を受ける他の試験体も概ね同様の温度結果であった。



(a) H4-03-0



(b) H1-03-0

図 4-7 断面温度の経時変化

柱頭鉛直変位の経時変化を図 4-8 に示す。変位は加熱開始時を変位 0mm として示した。全試験体共通して加熱直後に材軸方向に膨張し、以降収縮に転じて荷重支持能力を喪失した。耐火時間は、H4-03-0 が 199 分、H1-03-0 が 215 分、H1-04-0 が 126 分、H1-03-25 が 144 分、H1-03-42 が 93 分であった。軸力の大きさと偏心距離が同一の試験体(H4-03-0, H1-03-0)は、4 面加熱の方が耐火時間が短くなり、加熱条件と軸力の大きさが同一の試験体(H1-03-0, H1-03-25, H1-03-42)は偏心距離が大きいほど耐火時間が短くなった。耐火時間における試験体の収縮変位は、4 面加熱を受ける試験体が約 26mm、1 面加熱を受ける試験体が約 4mm となり、熱劣化範囲の大きい試験体の収縮が大きくなった。

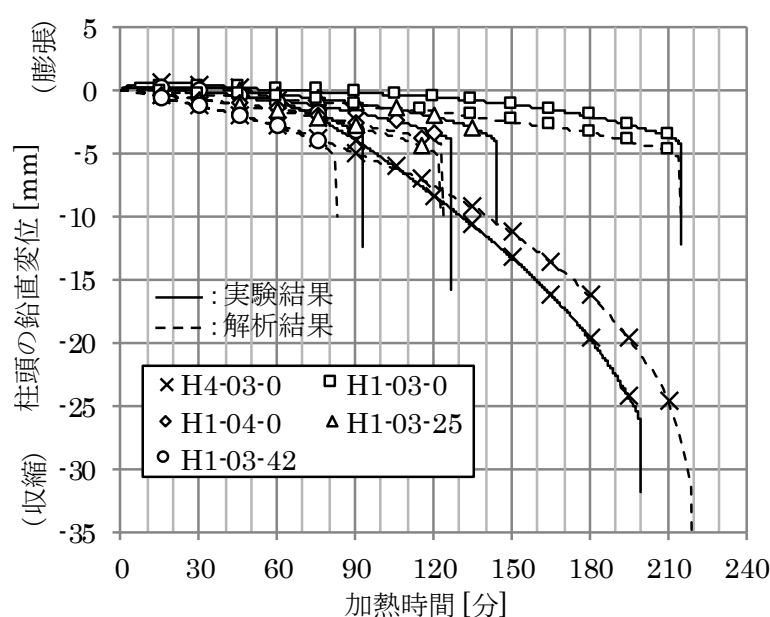
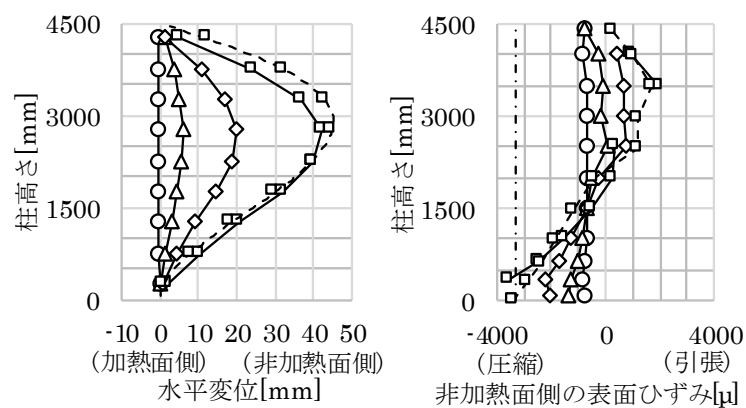


図 4-8 柱頭鉛直変位の経時変化

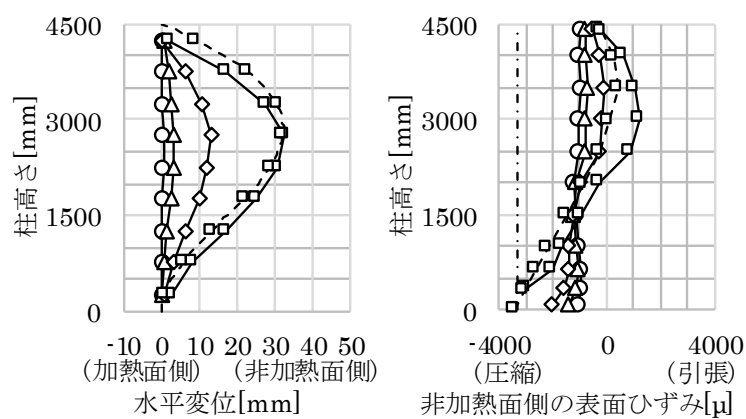
1 面加熱を受ける試験体の水平変位および非加熱面側コンクリート表面の応力ひずみ分布を図 4-9 に示す。水平変位は加熱開始時を変位 0mm として示した。ひずみは常温載荷前を 0μ として示したため、常温載荷軸力により生じた応力ひずみを含んでいる。中心圧縮とした試験体は加熱開始直後から約 10~15 分まで、偏心圧縮とした試験体は加熱開始直後から約 5~10 分まで加熱面側コンクリートの熱膨張により加熱面側に凸に変形し、以降加熱面側の熱劣化により非加熱面側に凸の変形に転じた。その後全ての試験体で柱脚部における非加熱面側コンクリートの表面が一部剥落した直後、荷重支持能力を喪失した。

名称	○	△	◇	□(耐火時間)	
				実験結果	解析結果
H1-03-0	30分	120分	180分	215分	214分
H1-04-0	30分	60分	90分	126分	123分

— 実験結果 - - - - 常温圧縮強度時の応力ひずみ
 - - - - 解析結果



(a) H1-03-0

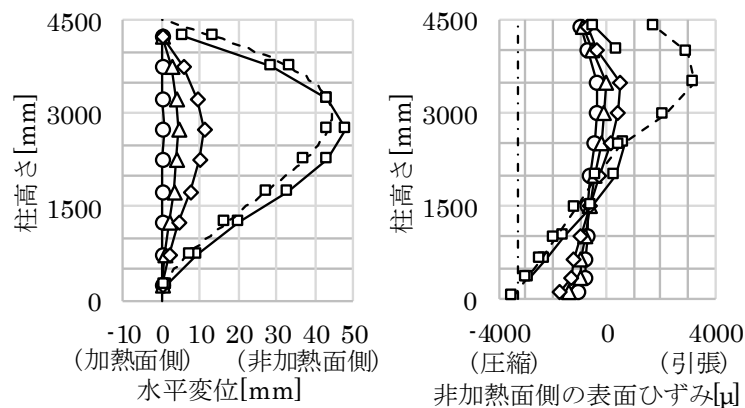


(b) H1-04-0

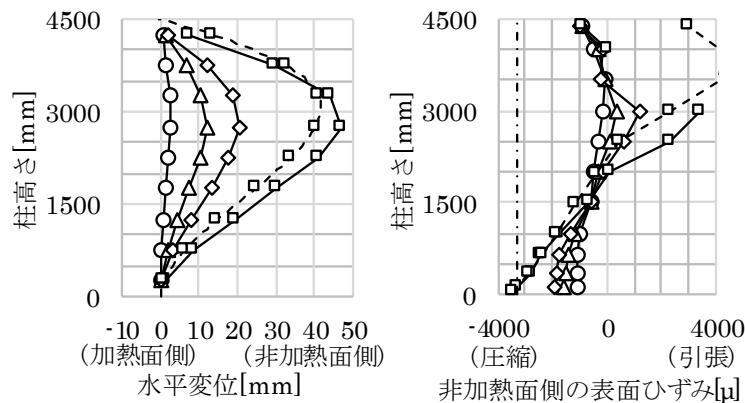
図 4・9 水平変位および非加熱面側表面ひずみ分布

名称	○	△	◇	□(耐火時間)	
				実験結果	解析結果
H1-03-25	30分	60分	90分	144分	122分
H1-03-42	30分	60分	75分	93分	82分

— 実験結果 - - - - 常温圧縮強度時の応力ひずみ
 - - - - 解析結果



(c) H1-03-25



(d) H1-03-42

図 4-9 水平変位および非加熱面側表面ひずみ分布(前ページからの続き)

試験体の柱脚は球座を設置せず反力床に固定し、柱頭の水平変位を拘束した状態で片面加熱したため、柱頭支点の水平反力が変化することで、加熱中に曲げモーメント分布は変動する。常温载荷から破壊に至るまでの曲げモーメント分布の推移は、常温载荷時は図 4-10(a)に示すように偏心圧縮により加熱面側に倒れようとする試験体を支点が支持するため、支点水平反力が増加する。加熱初期は図 4-10(b)に示すように、加熱面側が膨張することで試験体は非加熱面側に倒れようとするため、支点水平反力が減少し、柱脚の曲げモーメントが減少する。以降図 4-10(c)に示すように、加熱側のコンクリートの劣化が進むと、試験体は加熱面側に倒れようとするが、支点がこれを支えるため、支点水平反力が増加し、柱脚の回転を拘束する曲げモーメントが増加する。この曲げモーメントが変形の増大に伴い

大きくなり、非加熱面側コンクリート表面の応力ひずみが圧縮強度時の応力ひずみに達することで表面のコンクリートが剥落し、破壊に至ったと考えられる。

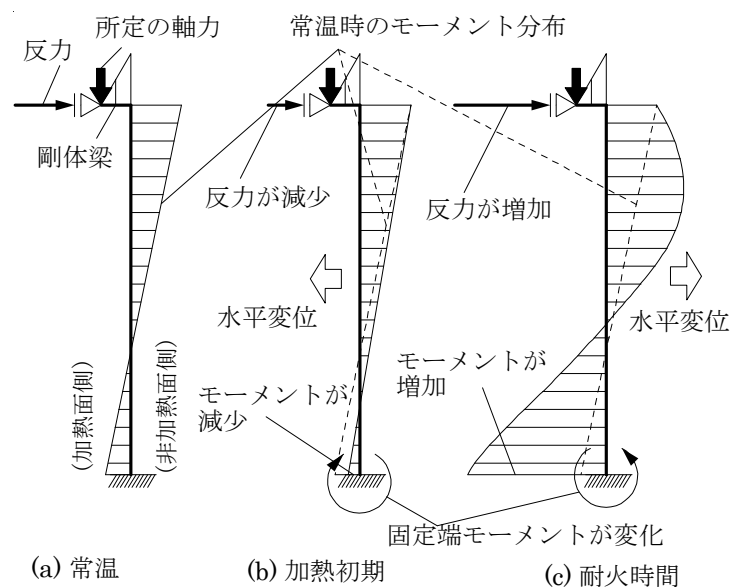
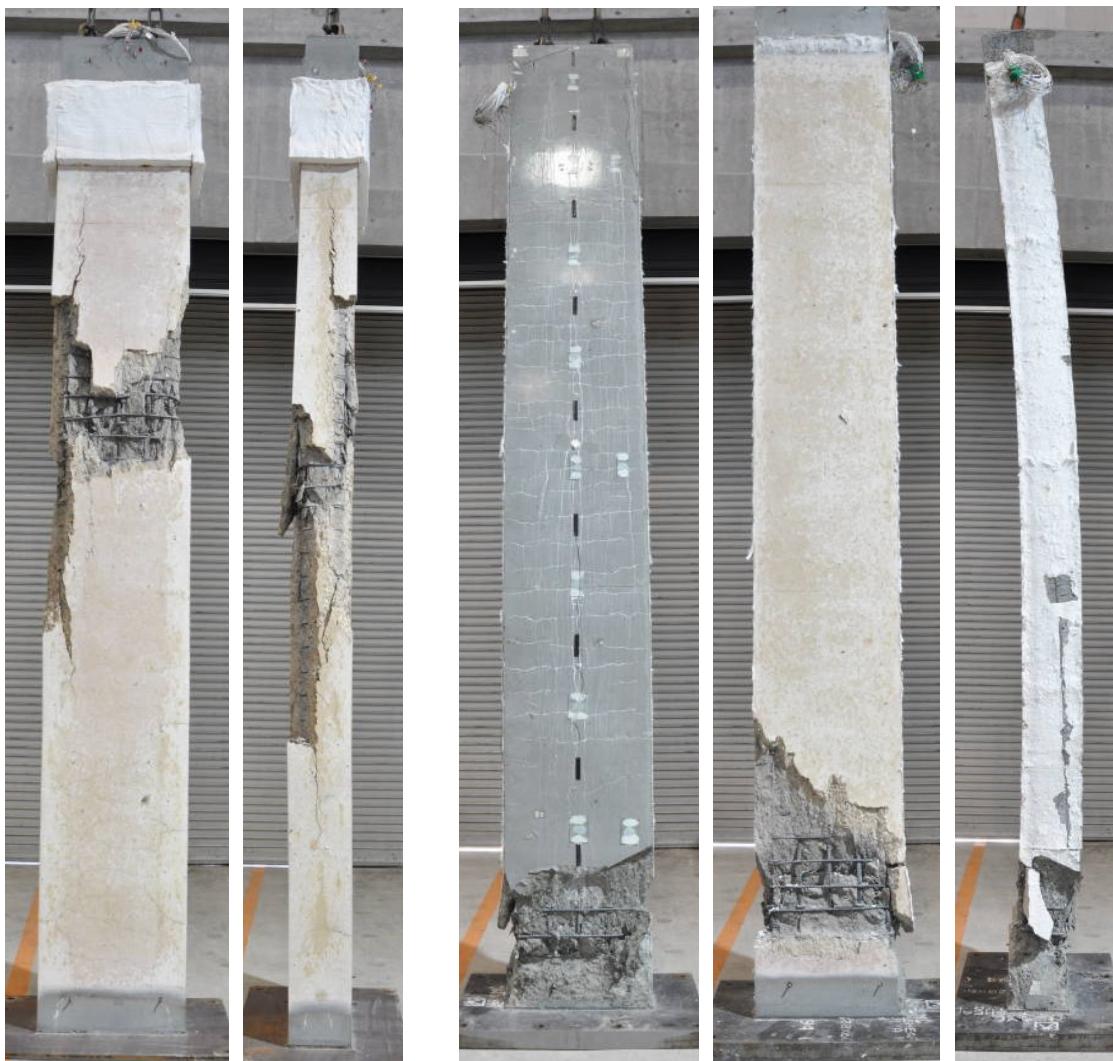


図 4-10 モーメント分布(偏心圧縮の例)

実験後の試験体の状況を写真 4-1～写真 4-4 に示す。4 面加熱とした H4-03-0 は弱軸方向に「く」の字に折れ曲がっておらず、断面耐力により圧縮破壊したと考えられる。1 面加熱とした全ての試験体は、非加熱面側が凸の状態で破壊し、柱脚は非加熱面側だけでなく加熱面側のコンクリートも剥落し、さらに主筋の座屈が見られた。



加熱面

H4-03-0

非加熱面

加熱面

H1-03-0

断熱面

写真 4・1 実験後の試験体(H4-03-0, H1-03-0)



非加熱面 加熱面 断熱面

写真 4-2 実験後の試験体(H4-03-0)



非加熱面 加熱面 断熱面
 写真 4- 3 実験後の試験体(H1-03-42)



非加熱面



加熱面



断熱面



柱脚部拡大

写真 4-4 実験後の試験体(H1-03-42)

4.3 解析検討

本節では、4.2 節で示した載荷加熱実験結果を解析で評価し解析手法の妥当性検証を行う。

4.3.1 解析概要

本項で示す解析手法、解析手順、コンクリートおよび主筋のモデル化に用いる数式は第 2 章、第 3 章と同一である。第 2 章、第 3 章と重複する内容は含まれるが、詳細を以下に示す。

4.3.1.1 解析手法

熱伝導解析により得られた各要素温度の時刻歴結果を用いた熱応力解析を行う。熱伝導解析には汎用 FEM プログラム ABAQUS を使用して 2 次元ソリッド要素を用い、熱応力解析には文献 4-5) の熱応力解析手法によるファイバーモデルを用いた。また、付加曲げモーメントの影響を考慮するため、元たわみの影響を検討した第 2 章と同様に幾何学的非線形効果を考慮した。

4.3.1.2 解析モデル

解析モデルを図 4-11 に示す。断面は 196 要素に分割し、184 要素をコンクリートに、12 要素を主筋に割り当てた。主筋は要素中心位置および断面積が 4.2 節で示した試験体と概ね一致するよう要素寸法を定めた。4 面加熱を受ける解析モデルにおいては、断面の対称性を利用して 1/4 断面で熱伝導解析を実施したため、中央部の主筋を 2 要素に分割した。長さは 4500mm を 90 要素に分割して 1 要素の長さを全て 50mm とし、元たわみは与えず通直な圧縮部材を想定した。材端の力学的境界条件は、載荷加熱実験において試験体の柱頭には球座を設置したため、柱頭の回転は拘束せず変位は Z 方向以外を全て拘束(以下、ピン)し、柱脚の回転及び変位は全て拘束(以下、固定)した。載荷加熱実験において球座は第 2 章で考察した通り、球座に所定のモーメントが発生するまでは回転を拘束すると考えられる。この所定のモーメントの大きさは球座面の摩擦抵抗に依存するため不明であるが、載荷加熱実験において 1 面加熱とした試験体には加熱開始直後に面外変形により球座にモーメントが発生し球座が回転することから、柱頭の力学的境界条件はピンとした。4 面加熱とした試験体は中心圧縮であり、解析モデルには元たわみを与えていないことから、解析モデルの長さや材端の力学的境界条件が解析結果に影響を与えることは無い。断面の加熱範囲は、4 面加熱については実験と同様に 4 辺を加熱し、1 面加熱については図 4-2 に示した実験セットアップと同様に、柱幅 600mm の面の片側のみを加熱し、裏面側の雰囲気温度は常温、柱せい 250mm の面は断熱とした。柱高さ方向の加熱範囲は解析モデル全長とした。載荷加熱実験においては実験セットアップの都合上、柱頭に非加熱区間が存在するが、文献 4-6) に示すように、加熱区間と非加熱区間を有する部材の座屈長さは、非加熱区間側の材端の力学的境界条件をピンとした場合、部材全長を加熱区間とした座屈長さとほぼ等しくなる。

よって解析モデルでは、部材全長を加熱範囲とし、実験結果と比較することとした。

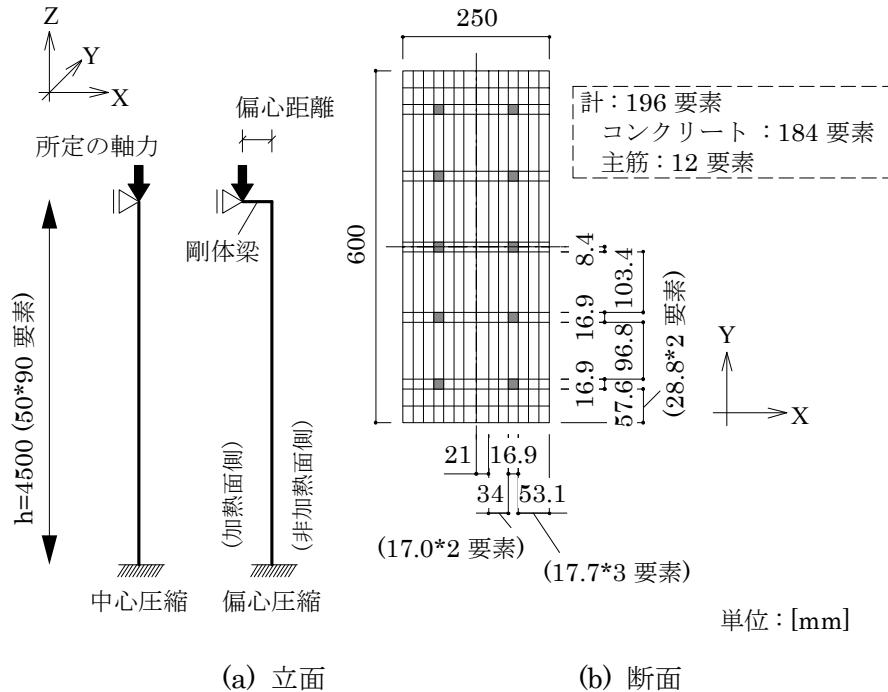


図 4-11 解析モデル

4.3.1.3 解析手順

立面モデルに示す所定の载荷位置に一定圧縮軸力を与えた後、熱伝導解析で得られた時々刻々と変化する断面温度を立面モデルの Z 方向全ての要素に与えることで熱応力解析を行う。

4.3.1.4 熱伝導解析に用いる各種物性値

ここで示す物性値は第 2 章、第 3 章と同一である。コンクリートの熱的性質には文献 4-7) に記載の値を用い、主筋は考慮せず全てコンクリートと見做した。コンクリートの密度は $2.4 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、含水率は 5.0% として 100~120℃間の蒸発潜熱を考慮した。加熱面の熱的境界条件については、有効輻射率を 0.82、対流熱伝達率を $23.2 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ とし、1 面加熱を行う場合の非加熱面側の対流熱伝達率は $5.8 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ とした。加熱温度は ISO834 に記載されている標準加熱温度曲線を用いた。

4.3.1.5 コンクリートおよび主筋の高温物性値

コンクリートおよび主筋の高温物性値は、4.2.2.1 で示した熱間試験結果をモデル化したものを用いる。

コンクリートの応力度-応力ひずみ関係のモデル化に用いた Popovics 式⁴⁻⁸⁾を式(4-1)に、

式中の温度依存の変数を表 4- 5(a)に示す。表に記載の無い温度中間値は線形補間した。実験結果と解析モデルの比較は図 4- 5 (a)に示した通り，良い対応を示した。コンクリート要素に除荷あるいは除荷後再載荷が生じた場合は，当該要素温度におけるヤング係数の勾配で応力度が変化することとした。

$$\sigma = \sigma_T \frac{\varepsilon_\sigma}{\varepsilon_T} \frac{n_T}{n_T - 1 + (\varepsilon_\sigma / \varepsilon_T)^{n_T}} \quad (4-1)$$

σ : 応力度, ε_σ : 応力ひずみ, σ_T : 温度 T における圧縮強度,

ε_T : 温度 T における圧縮強度時の応力ひずみ

n_T : 温度 T における形状係数

表 4- 5 温度依存の変数

(a) コンクリート

温度 T [°C]	20	200	400	600	700	800 以上
圧縮強度 σ_T [N/mm ²]	123	86.4	71.5	65.5	45.4	1.2
ヤング係数 E_T [$\times 10^4$ N/mm ²]	4.30	3.54	2.76	2.49	2.28	0.04
圧縮強度時の応力ひずみ ε_T [μ]	3334	2982	3640	3431	2979	2979
形状係数 n_T	10.18	6.75	3.59	4.57	2.53	2.53

(b) 主筋

温度 T [°C]	20	200	400	600	800	1000 以上
ヤング係数 E_T [$\times 10^5$ N/mm ²]	1.92	1.83	1.58	1.15	0.56	0.16
塑性ひずみを定める係数	σ_k [N/mm ²]	1010.7	1198.3	859.0	269.9	57.3
	k	8.18	6.86	9.94	25.12	35.47

自由熱膨張ひずみは図 4- 5(b)に示した通り実験結果を温度の 5 次関数で近似した。コンクリートの過渡ひずみは Anderberg らによって式(4-2)で定義され⁴⁻⁹⁾， K は 図 4- 5(c)に示した通り実験結果をバイリニアで近似することで定めた。

$$d\varepsilon_{tr} = K \frac{\sigma}{\sigma_B} (-d\varepsilon_{th}) \quad (4-2)$$

$d\varepsilon_{tr}$: 過渡ひずみの増分量, K : 過渡ひずみ発生量を表す係数,

σ : 応力度, σ_B : 常温圧縮強度, $d\varepsilon_{th}$: 自由熱膨張ひずみの増分量

主筋の応力度－応力ひずみ関係のモデル化は，文献 4-10)と同様に応力ひずみを弾性ひずみと塑性ひずみの和として表す式(4-3)を用いることとした。ヤング係数の温度依存性については文献 4-5)の回帰式を用いた。式中の温度依存の変数を表 4- 5(b)に示す。表に記載の

無い温度中間値は線形補間した。実験結果と解析モデルの比較は図 4-6 に示した通り、良い対応を示した。主筋要素に除荷あるいは除荷後再載荷が生じた場合は、コンクリートと同様に当該要素温度におけるヤング係数の勾配で応力度が変化することとした。

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_e + \varepsilon_p = \frac{\sigma}{E_T} + \left(\frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^k \quad (4-3)$$

ε_{σ} : 応力ひずみ, ε_e : 弾性ひずみ, ε_p : 塑性ひずみ,

σ : 応力度, E_T : 温度 T におけるヤング係数

σ_k, k : 温度 T における塑性ひずみを定める係数

4.3.2 熱伝導解析結果

熱応力解析を行うにあたり、図 4-11(b)の断面モデルを構成する各要素の断面温度を熱伝導解析により把握する。そこで、図 4-11 (b)の断面モデルを対象とした解析に先立ち、図 4-7 の断面温度の実験結果を用いて、熱伝導解析に用いる各種物性値の妥当性を確認するための予備解析を行った。予備解析モデルとしては、図 4-4 の熱電対位置を正確に表すため、600mm×250mm の断面を 1mm 角のメッシュに分割した断面を対象とすることとした。予備解析における熱伝導解析結果は図 4-7 に破線で示した。実験結果に関して、H4-03-0 はかぶりコンクリートの温度である ce-0,ce-15 が加熱約 100 分以降で低くなる現象がみられ、加熱中にコンクリートに生じたひび割れ等の影響の可能性があるが、原因は不明である。H1-03-0 の ce-0,ce-15 についても同様に、加熱約 100 分以降で温度の上昇が緩やかになる現象がみられたが、その他の温度は試験体が破壊に至るまで実験結果と概ね一致したため、熱伝導解析には 4.3.1.4 で示した各種値を用いることとした。

4.3.3 熱応力解析結果

柱頭鉛直変位の経時変化、耐火時間における水平変位および非加熱面側コンクリート表面の応力ひずみ分布について、解析結果は図 4-8 および図 4-9 に破線で示した。実験結果と解析結果を比較すると、柱頭の鉛直変位、耐火時間における水平変位を概ね良く評価できた。非加熱面側コンクリートの表面ひずみに関して、偏心圧縮とした試験体(H1-03-25, H1-03-42)の柱頭においては実験結果よりも解析結果が大きくなったが、これは、実験では試験体の柱頭に載荷用の梁形を設けたのに対し、解析では解析モデルの長さ方向を図 4-11(b)に示す断面で一樣としたため実験における柱頭の断面が大きいこと、また実験では試験体の柱頭に非加熱区間が存在するのに対し、解析では解析モデルの全長を加熱区間としたため柱頭において加熱面側の収縮により大きな曲率が生じたことが原因と考えられる。なお、解析においても柱脚における非加熱面側コンクリート表面の応力ひずみが図 4-9 に一点鎖線で示した圧縮強度時の応力ひずみ(3334 μ)に達することで破壊に至り、実験の破壊挙動を解析で評価できた。

軸力比と耐火時間の関係を図 4-12 に示す。熱応力解析は載荷加熱実験を行った軸力比に加え、軸力が耐火時間に与える影響を把握するため、軸力比 0.2～0.9 の範囲を 0.1 間隔で実施した。各載荷加熱実験結果と解析結果は良い対応を示している。なお、4 面加熱とした解析モデルを対象に、第 2 章で提案した接線係数理論に基づく座屈耐力を両端部の回転を拘束した座屈長さで評価した結果、軸力比 0.2 においては断面耐力により圧縮破壊する 301 分よりやや短い 299 分で座屈により耐火時間に至り、軸力比 0.3～0.9 の範囲においては座屈せず断面耐力により圧縮破壊する結果となった。1 面加熱で軸力の偏心距離が異なる解析結果に関して(図 4-12 の△と○と×)、偏心距離が大きいほど同軸力比における耐火時間は短くなった。また、中心圧縮で加熱条件が 4 面加熱と 1 面加熱で異なる解析結果(図 4-12 の□と△)に関して、軸力比が約 0.3 を超えると、同軸力比における耐火時間は 4 面加熱に比べ 1 面加熱が短くなった。

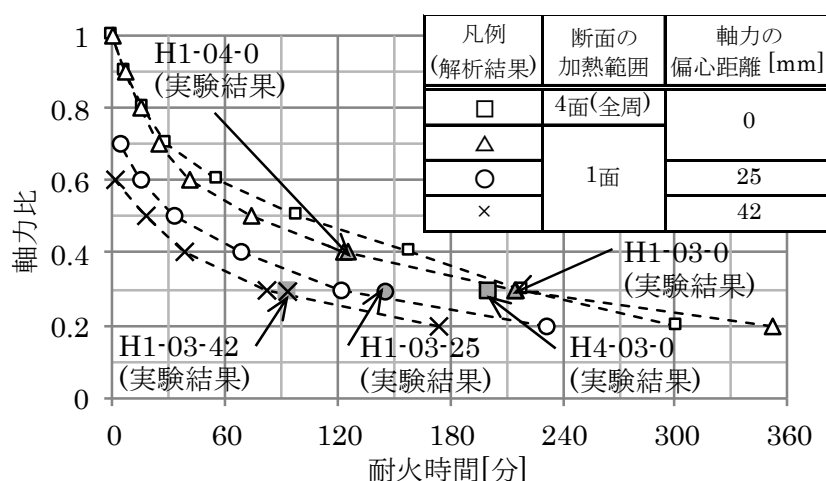


図 4-12 軸力と耐火時間の関係

4.4 まとめ

片面加熱および偏心圧縮を受ける RC 長柱の火災時挙動を明らかにすることを目的とし、常温圧縮強度約 120N/mm² のコンクリートを用いた、250×600mm の長方形断面で高さが 4500mm の RC 長柱の載荷加熱実験を実施した。また、幾何学的非線形を考慮した熱応力解析により実験結果を評価することで解析手法の妥当性を検証し、以下の知見を得た。

- ・片面加熱および偏心圧縮を受ける RC 長柱の載荷加熱実験結果に対し、第 2 章、第 3 章と同一の解析手法および使用材料の熱間材料試験に基づく解析モデルを用いることで、火災時における変形挙動、破壊位置および耐火時間を概ね良く評価できる。
- ・片面加熱を受ける場合、固定端には面外変位に伴う回転拘束モーメントが柱の水平変位を抑制する向きに発生する。
- ・本解析モデルにおいて、中心圧縮で 1 面加熱と 4 面加熱を受ける場合の耐火時間は、軸力比が約 0.3 を超えると、同軸力比では 4 面加熱に比べ 1 面加熱が短くなる。

第4章の参考文献

- 4-1) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 坂田弘安: 圧縮強度 110N/mm²級高強度コンクリートの熱間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.195-196, 2017.8
- 4-2) 常世田昌寿, 山下平祐: 拘束力を伴って 700℃まで加熱されるコンクリートの熱間および冷間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.5-6, 2006.9
- 4-3) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 黒岩秀介, 陣内浩: 100N/mm² 級高強度コンクリートの熱間・冷間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.13-14, 2011.8
- 4-4) 山下平祐, 吉田徹, 穴倉大樹, 常世田昌寿, 平島岳夫: コンクリートの載荷時熱ひずみに及ぼす養生条件と水セメント比の影響 コンクリートの高温時特性に及ぼす水分の影響(その2), 日本建築学会構造系論文集, 第 727 号, pp.1597-1607, 2016.9
- 4-5) 上杉英樹, 小池浩: 高層鉄骨架構の熱応力解析 (その 1) 区画火災を受ける超高層鉄骨架構の熱応力解析手法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 381 号, pp.73-80, 1987.11
- 4-6) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰: 加熱区間と非加熱区間を有する RC 長柱の火災時座屈に関する基礎検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.63-64, 2015.9
- 4-7) 道越真太郎, 小林裕: 高強度コンクリートの高温時における力学的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.79-80, 2004.8
- 4-8) Sandor Popovics: A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 4-9) Yngve Anderberg and Sven Thelandersson: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden 1976
- 4-10) 長尾覚博, 江戸宏彰, 丹羽博則, 上杉英樹: 鉄筋コンクリート用棒鋼の高温引張試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.75-76, 2000.9

第 5 章

平面骨組における 細径鉄筋コンクリート造柱の火災時挙動

5.1 はじめに

本章では、RC 長柱を有する平面骨組を対象とし、梁の熱膨張により生じる部材角の大きさ、軸力の偏心量、元たわみの有無、片面加熱の有無、座屈長さを変数として組み合わせた複数の骨組に対して熱応力解析を行い、RC 長柱の火災時における荷重支持能力や変形挙動、破壊性状を明らかにする。さらに、これらが RC 長柱の耐火性能に与える影響の程度を明らかにすることで、構造設計時に留意すべき条件を把握することを目的とする。

5.2 解析概要

本節で示す解析手法、コンクリートおよび主筋のモデル化に用いる数式は、載荷加熱実験における RC 長柱の耐火時間や変形挙動、破壊性状を精度良く評価できた第 2 章～第 4 章と同一である。第 2 章～第 4 章と重複する内容は含まれるが、詳細を以下に示す。

5.2.1 解析手法

熱伝導解析により得られた各要素温度の時刻歴結果を用いた熱応力解析を行う。熱伝導解析には汎用 FEM プログラム ABAQUS を使用し 2 次元ソリッド要素を用いた。熱応力解析には文献 5-1) のファイバーモデルを用い、幾何学的非線形効果を考慮した。

5.2.2 骨組モデルと設定条件

5.2.2.1 共通の条件

骨組の共通する条件について、骨組モデルの一例を図 5-1(a) に、柱部材の断面を図 5-2 に示す。解析対象は 14 層 3 スパンの平面骨組とした。柱は X1～X3 通りを図 5-2(a) に示す 600mm 角の正方形断面を有する RC 柱、X4 通りを図 5-2(b) に示す 250×400mm 角の長方形断面を有する RC 長柱で全層同一とし、常温圧縮強度約 120N/mm² の高強度コンクリートを用いた。RC 長柱の材端節点間の距離と断面の最小径の比は 16 である。梁は全て鉄骨とし、SM490A を用いた。柱に所定の軸力が導入されるよう、全ての梁のスパン中央に一定集中荷重 P を載荷した。骨組の設定条件に応じてある特定の階における火災を想定する。加熱温度は ISO834 に記載されている標準加熱温度曲線(以下、ISO834 加熱)を用いることとし、火災発生階以外の部材温度は常温で一定とした。各部材の分割数に関して、柱は火災発生階と近接する 3 層分は応力状態を詳細に把握するため 8 分割し、その他の層は 2 分割した。梁は全て 2 分割し、後述する柱に偏心圧縮を導入する場合は別途図 5-1(b) に示すように偏心用の剛体梁を設けた。

なお、RC 長柱は曲げ剛性が小さいため主に軸力を負担する部材として建物に使用され、地震時の水平力およびねじれに対する剛性は別途耐震壁等の耐震要素が負担する⁵⁻²⁾。偏平断面を有する柱においては断面の強軸方向に水平剛性を高める耐震要素として使用される⁵⁻³⁾ため、建物は立体骨組として所定の耐震性を有している。本平面骨組モデルは、これら

の耐震要素を有する立体骨組の一部を想定している。

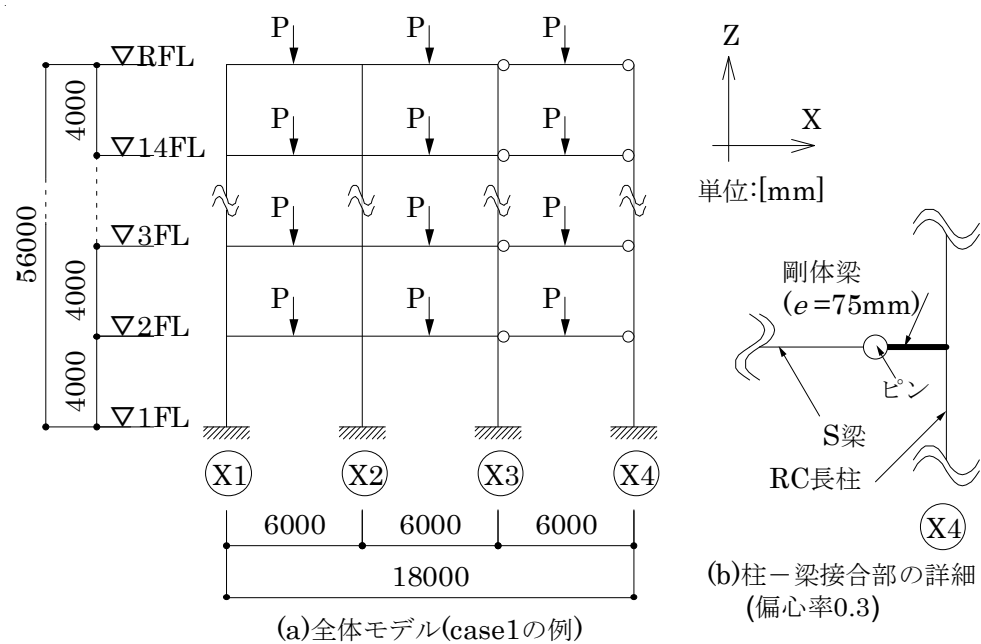


図 5-1 骨組モデル

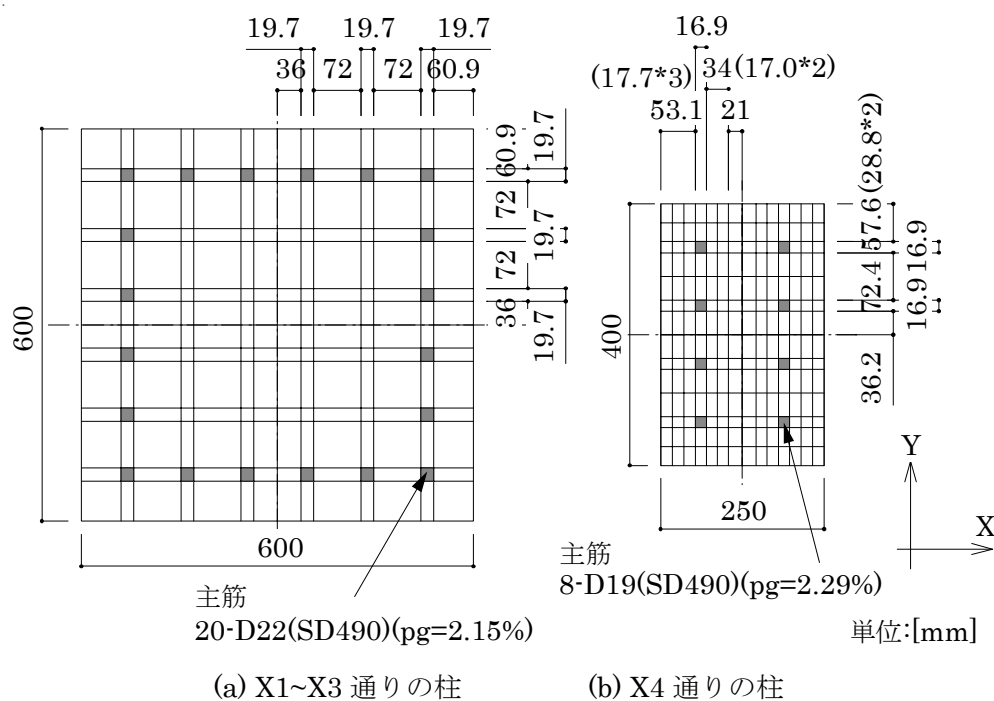


図 5-2 断面モデル

5.2.2.2 変数とする条件

解析ケース一覧を表 5- 1 に示す。表には 5.3 節で示す解析結果の耐火時間も示した。以下から順に示す通り、各条件を設定した複数の骨組をそれぞれ比較することで、RC 長柱に生じる部材角、偏心圧縮、元たわみ、片面加熱、座屈長さが耐火性能に与える影響を検討する。

表 5- 1 解析ケース一覧

解析 ケース	骨組の条件				火災の条件		RC長柱の条件				耐火時間 [分]
	X3-X4 間の距離 [m]	1階柱脚の 固定条件	梁端の 固定条件	火災発生階に おける RC長柱の軸力比*1 $N_{TOTAL}/(A \cdot \sigma_B)$	火災 発生階	火災発生 区画	梁の 熱膨張	軸力の 偏心率*2 e/D	元たわみ a/h *3	裏面の 温度条件*4	
1	6	固定	ピン	0.23	1	層全体	小	0	0	加熱	186
2	18	固定	ピン	0.23	1	層全体	大	0	0	加熱	166
3	6	固定	ピン	0.23	1	層全体	小	0.3	0	加熱	185
4	6	固定	ピン	0.23	1	層全体	小	0	1/1000	加熱	177
5	6	固定	ピン	0.23	1	層全体	小	0	0	常温	210
6	6	固定	ピン	0.23	1	層全体	小	0	0	低速加熱	263
7	18	固定	ピン	0.23	1	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	159
8	18	ピン	ピン	0.23	1	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	95
9	18	固定	固定	0.23	1	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	174
10	18	固定	ピン	0.15	1	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	205
11	18	固定	ピン	0.15	6	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	203
12	18	固定	ピン	0.23	1	1区画	大	0.3	1/1000	加熱	167
13	18	固定	ピン	0.23	1, 2	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	69
14	18	ピン	ピン	0.23	1, 2	層全体	大	0.3	1/1000	加熱	25
15	18	ピン	ピン	0.23	1	層全体	大	0.3	1/1000	常温	108
16	18	ピン	ピン	0.23	1	層全体	大	0.3	1/1000	低速加熱	104

*1: N_{TOTAL} ...RC長柱の軸力, A ...RC長柱の断面積, σ_B ...コンクリートの常温圧縮強度

*2: e ...RC長柱の柱頭に接合される梁から伝達される軸力の偏心量, D ...RC長柱の柱せい(=250mm)

*3: a ...RC長柱の高さ方向中央部の元たわみ量, h ...RC長柱の高さ(=4000mm)

*4: $T = \beta \times 345 \log(8t + 1) + 20$, T ...加熱温度[℃], t ...加熱時間[分], β ...加熱: 1.0, 低速加熱: 0.5, 常温: 0.0

5.2.2.2.1 部材角の影響を把握するための設定条件

RC 長柱と隣接する X3-X4 スパン間距離、火災発生区画の 2 条件を用いて検討する。

X3-X4 スパン間距離は 6m と 18m とすることで、梁の熱膨張量を 2 水準設定した。

火災発生区画は 1 階の層全体火災と 1 階 X3-X4 スパン間の区画火災の 2 水準設定した。火災時に柱に生じる部材角は周辺骨組の剛性に応じて異なるが、本骨組の層全体火災では X3,X4 通りの 1 階柱頭が X 軸正方向に変位し、区画火災では X3~X4 間の梁が相対的に剛性の大きい X1-X3 側の骨組を反力として X4 通りの 1 階柱頭を押し出すように変位する。

5.2.2.2.2 偏心軸力の影響を把握するための設定条件

偏心率は 0 と 0.3 の 2 水準設定した。偏心率 0.3 は図 5- 1 (b)に示したように 75mm の偏心を与える。

5.2.2.2.3 元たわみの影響を把握するための設定条件

元たわみ α/h は 0(元たわみ無し)と 1/1000 の 2 水準設定した。元たわみは X 軸正方向に正弦形半波の元たわみを与えた状態で隣接する部材を接合した。第 3 章において耐火性能が大きく低下する閾値が概ね $\alpha/h = 1/1000$ であったことから、この値を選定した。また、次章で述べるが、元たわみの無い通直な部材の場合、RC 長柱は屋外側に凸の変形が生じ破壊に至ることから、元たわみは耐火性能が低くなる屋外側に凸の形状とした。

5.2.2.2.4 片面加熱の影響を把握するための設定条件

RC 長柱断面の内、屋内側 3 面の加熱温度は ISO834 加熱とし、屋外側 1 面の加熱温度は式(5-1)に示す通り β を 3 水準設定することで、火災発生区画内外における温度差の影響を検討する。

$$T = \beta \times 345 \log(8t + 1) + 20 \quad (5-1)$$

T : 屋外側の加熱温度[°C], t : 加熱時間[分], β : 屋外側の加熱条件による定数(屋内と同一の ISO834 加熱: $\beta=1.0$, 低速加熱: $\beta=0.5$, 常温(非加熱): $\beta=0.0$)

5.2.2.2.5 座屈長さの影響を把握するための設定条件

1 階柱脚の支持条件、RC 長柱に接合する梁端部の接合条件、火災発生階、吹き抜けの 4 条件を用いて検討する。

1 階柱脚の支持条件は固定とピンの 2 水準設定した。

RC 長柱に接合する梁端部の接合条件はピン接合と剛接合の 2 水準設定した。梁端部を剛接合とすることで RC 長柱材端の固定度が大きくなり座屈長さが短くなる。なお、RC 長柱と接合する梁は柱の弱軸周りに曲げを伝達しないようにピン接合されることが多いことから(例えば 5-3), X3-X4 間の梁端はピン接合を基本とした。

火災発生階は 1 階と 6 階の 2 水準設定した。1 階火災では柱脚を固定端としたが、6 階火災では柱脚の固定度が低いため座屈長さが長くなる。

吹き抜けは無し、X3-X4 間の 1-2 階吹き抜けの 2 水準設定した。吹き抜けを有する骨組モデルは X3-X4 間の 1 階の梁を無くことで作成し、吹き抜け内部の温度は ISO834 加熱で一様とした。

5.2.3 解析手順

図 5-1 に示した梁の中央位置に所定の一定集中荷重 P を与えた後、熱伝導解析で得られた時々刻々と変化する断面温度を火災加熱を受ける全ての柱・梁に与えることで熱応力解析を行う。

5.2.4 解析に用いる各種物性値

5.2.4.1 熱伝導解析

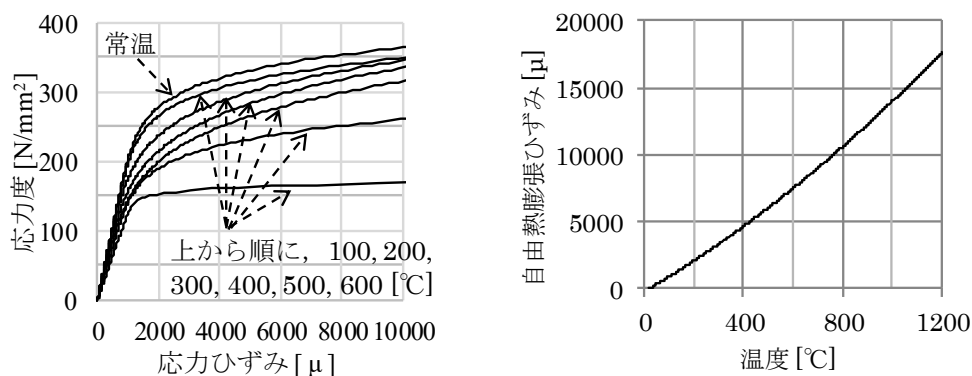
本節で示す RC 長柱および RC 柱の解析に使用する各種物性値は第 2 章～第 4 章と同一である。コンクリートの熱的性質には文献 5-4)に記載の値を用い、主筋は考慮せず全てコンクリートと見做した。コンクリートの密度は $2.4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 、含水率は 5.0%として 100～120℃間の蒸発潜熱を考慮した。加熱面の熱的境界条件については有効輻射率を 0.82 とし、対流熱伝達率は屋外側を常温(式(5-1)の $\beta=0.0$)とした場合の屋外側は $5.8 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ 、その他の場合は全て $23.2 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ とした。

S 梁の温度算定に用いる各種物性値および算定式は、耐火性能検証法 5-5)に記載されている被覆鋼材の温度上昇算定式 5-6)を用いることとし、梁の上フランジは床スラブと密着した構造で 3 面から加熱を受けるものとした。S 梁の断面形状は 6m スパンを H600*250*12*19, 18m スパンを H900*250*16*22 とし、鋼材の密度は $7.85 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ とした。耐火被覆材は共に厚さ 40mm の繊維混入ケイ酸カルシウム板とし、被覆材の裏面へ熱が浸透するまでの時間(以下、温度上昇開始時間)の算定には密度 $4.2 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 、比熱 $8.0 \times 10^{-4} \text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$ 、熱伝導率 $0.18 \text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ を用いた 5-7)。

5.2.4.2 熱応力解析

RC 長柱および RC 柱の解析に用いるコンクリートと主筋の高温物性値は、第 4 章で片面加熱および偏心圧縮を受ける RC 長柱の火災時挙動を精度よく評価できた、材料の熱間試験結果をモデル化したものと同一の値を用いる。

S 梁の解析に用いる応力度－応力にのみ依存するメカニカルなひずみ(以下、応力ひずみ)関係と、自由熱膨張ひずみと温度の関係を図 5- 3 に示す。応力度－応力ひずみ関係は文献 5-8)の実験結果を主筋と同様に式(5-2)および表 5- 2 に示した温度依存の変数を用いてモデル化した。600℃以上の温度は実験結果が無く、本章は RC 長柱の火災時挙動の把握を目的としていることから、600℃以上の応力度－応力ひずみ関係は 600℃で一定とした。自由熱膨張ひずみは式(5-3)で定めた 5-9),5-10)。



(a) 応力度－応力ひずみ関係(SM490A) (b) 自由熱膨張ひずみ－温度関係

図 5-3 鋼材の解析モデル

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_e + \varepsilon_p = \frac{\sigma}{E_T} + \left(\frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^k \quad (5-2)$$

ε_{σ} : 応力ひずみ, ε_e : 弾性ひずみ, ε_p : 塑性ひずみ,

σ : 応力度, E_T : 温度 T におけるヤング係数

σ_k, k : 温度 T における塑性ひずみを定める係数

表 5-2 鋼材(SM490A)の温度依存の変数

温度 [°C]	ヤング係数 E_T [N/mm ²]	k [-]	σ_k [N/mm ²]
20	210843	9.30	609.3
100	208503	8.95	595.3
200	201482	6.14	753.6
300	189780	5.05	866.0
400	173397	4.95	833.1
500	152334	7.56	490.5
600以上	126590	23.71	206.2

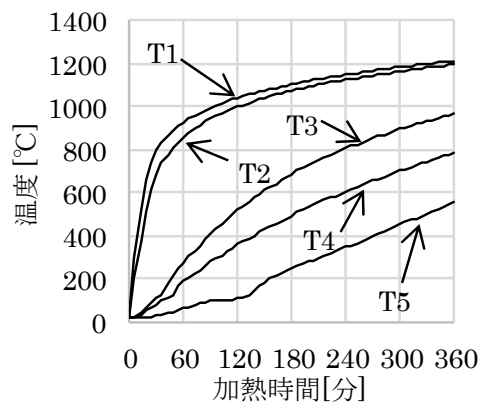
$$\varepsilon_{th} = (10.8 + 0.00675 T) T \times 10^{-6} \quad (5-3)$$

ε_{th} : 自由熱膨張ひずみ, T : 温度[°C]

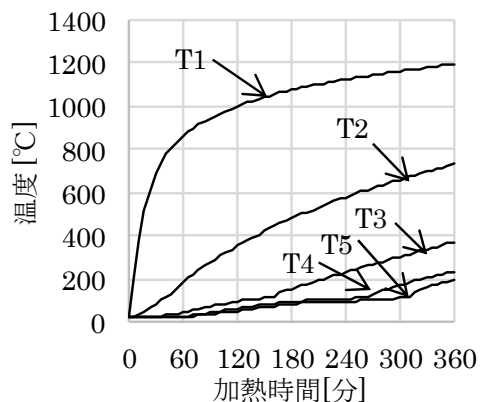
5.3 平面骨組の解析結果と検討

5.3.1 各部材の断面温度

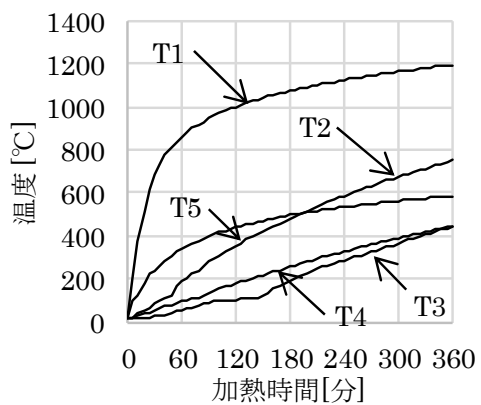
RC 長柱，RC 柱および S 梁の断面温度の経時変化を図 5-4 に示す。S 梁の温度は断面で一様とした。RC 長柱の温度は屋外温度の加熱条件により大きく異なり，屋外温度が常温に近いほど断面に大きな温度勾配を有する。S 梁は断面が大きく熱容量が大きい H900*250*16*22 の温度がやや低くなった。また，温度上昇開始時間と，被覆材の水分が蒸発する間の 100℃で停滞する時間(以下，温度上昇遅延時間)の影響で，鋼材温度はそれぞれ加熱約 50 分までは 100℃以下となった。



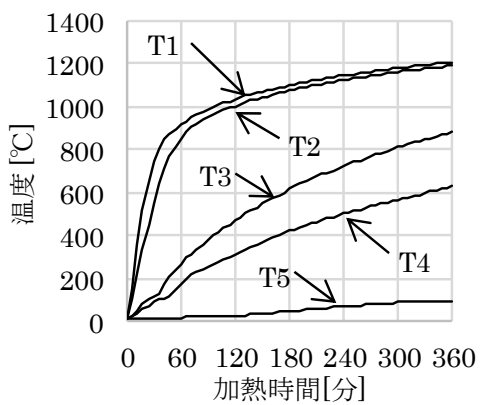
(a) RC 長柱(裏面温度：ISO834 加熱)



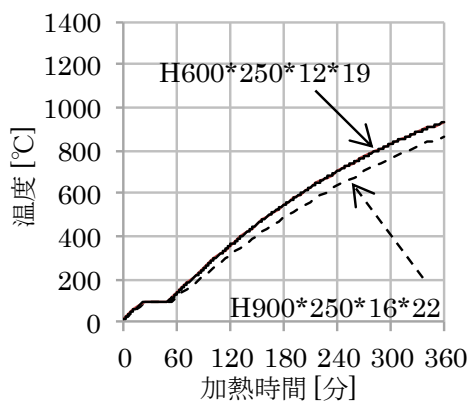
(b) RC 長柱(裏面温度：常温)



(c) RC 長柱(裏面温度：低速加熱)



(d) RC 柱



(d) S 梁

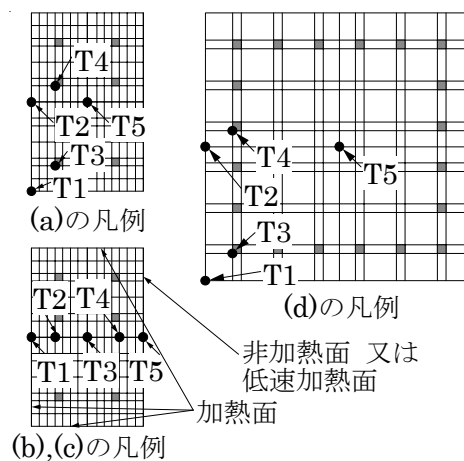


図 5-4 断面の温度

5.3.2 耐火時間と RC 柱の変形挙動

本節では 5.2.2.2 で示した通り、表 5-1 に示した各条件を設定した複数の解析ケースをそれぞれ比較することで、RC 長柱に生じる部材角、偏心圧縮、元たわみ、片面加熱、座屈長さが耐火性能に与える影響を検討する。なお、本解析に先立ち、図 5-2(b) に示した断面および骨組の階高と同一の 4m の長さを有する RC 長柱の、中心圧縮軸力、断面全周を ISO834 加熱とした条件下における基本的な解析モデルの耐火時間を把握するため、第 2 章で示した接線係数理論に基づく座屈耐力を算定した。その結果、RC 長柱の柱頭と柱脚の回転を完全に拘束した座屈長さにおいては、座屈は発生せず断面耐力による圧縮破壊が加熱 240 分で生じた。この結果と表 5-1 に示した解析ケースの内、屋外側の加熱条件を $\beta=1.0$ とした RC 長柱の耐火時間を比較すると、骨組には 5.2.2 項で設定した各種条件の影響が生じるため、表 5-1 に示す RC 長柱の耐火時間が短くなる結果となった。

5.3.2.1 部材角の影響

(case1,2 と case7,12 の比較)

RC 長柱と隣接する X3-X4 スパン間距離を 6m とした case1 と、18m とした case2 を比較する。耐火時間における X3,4 通りの柱の水平変位分布と X4 通りの RC 長柱の曲げモーメント分布を図 5-5 に示す。梁の熱膨張により 1 階柱頭に水平変位が case1 で約 80mm, case2 で約 130mm 生じ、部材角はそれぞれ約 $1/50$, $1/31\text{rad}$ となったが、耐火時間に大きな差はみられなかった。柱の中央では柱頭よりも大きな水平変位が屋外側に凸の形状で生じ、軸力による付加曲げモーメントの影響で 1 階中央部の曲げモーメントが大きくなった。

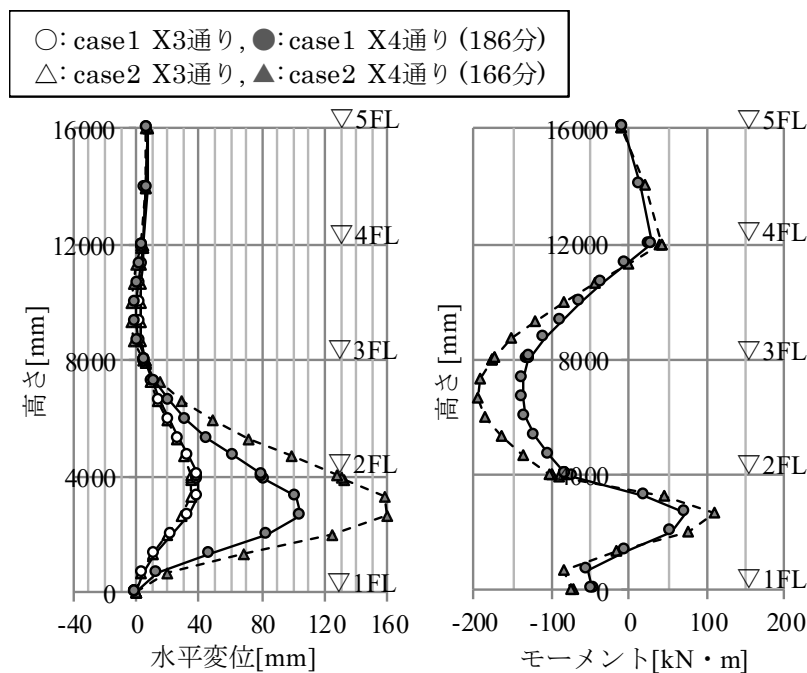


図 5-5 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case1 と case2 の比較)

火災発生階 X3・X4 間における S 梁の熱膨張による水平伸びと軸力の経時変化を図 5・6 に示す。水平伸びは梁端節点の相対水平変位を示した。解析結果の水平伸びは式(5-3)による自由熱膨張量とほぼ等しい。梁に生じる軸力に関して、加熱初期の温度上昇開始時間以降は梁の膨張とともに圧縮軸力が増加し、温度上昇遅延時間帯は梁の膨張が止まり柱の曲げ剛性が低下するため圧縮軸力は減少し、その後は軸力が引張に転じて耐火時間に至った。また、図 5・5 に示すように RC 長柱の 1 階柱脚に曲げモーメントの減少が見られるが、これは図 5・7 に示すように S 梁に生じる引張力によるものである。また、X3~X4 間の梁に生じる軸力の階毎の分布を図 5・8 に示す。圧縮力が最大となる 24 分と耐火時間における結果を示した。加熱初期は図 5・8 (a) に示すように各階ごとに軸力の正負が入れ替わり、火災発生階から離れるにつれ軸力の絶対値が小さくなった。また耐火時間においては 2 階の梁には軸力がほとんど生じない結果となった。

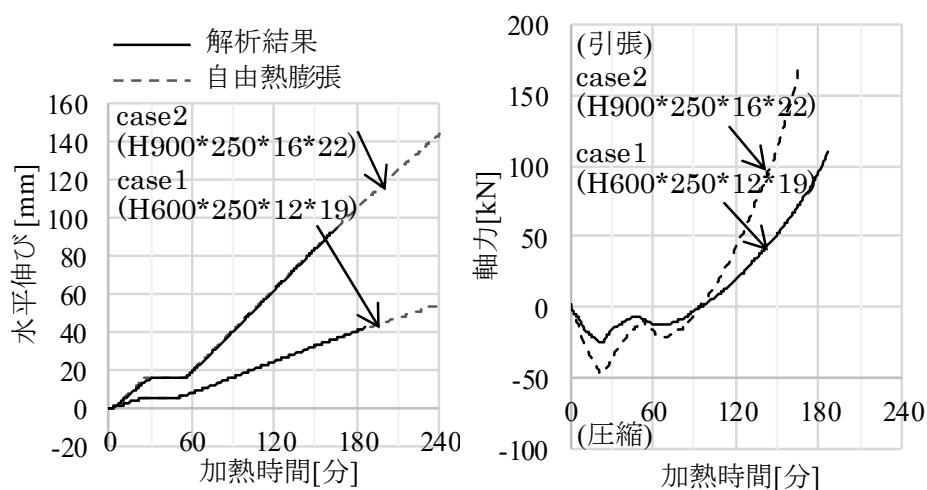


図 5・6 1 階 S 梁の水平伸びと軸力の経時変化(case1 と case2 の比較)

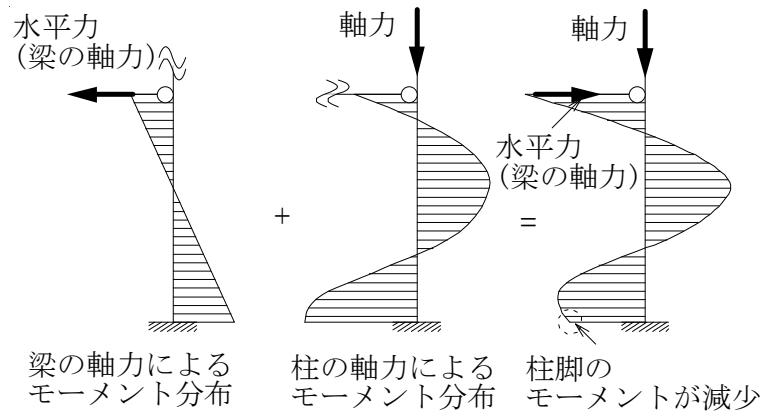


図 5-7 耐火時間におけるモーメント分布

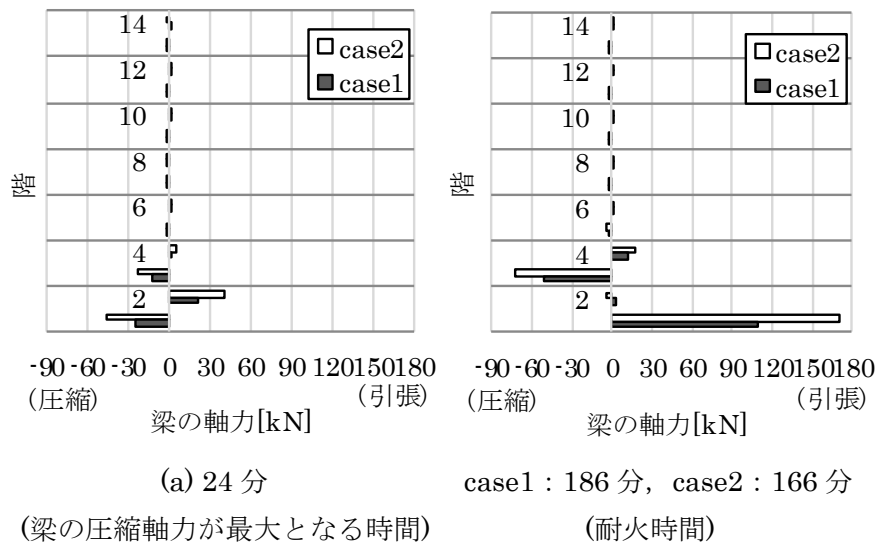


図 5-8 各階における S 梁の軸力分布

次に、1階の層全体火災を想定した case7 と、X3-X4 間の区画火災想定した case12 を比較する。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5-9 に示す。X3~X4 間の梁の熱膨張量は case7 と 12 でほぼ同じであるが、X3 通りの RC 柱の水平変位が異なるため部材角は case7 の方が大きい。しかし、曲げモーメント分布と耐火時間に大きな差はみられなかった。

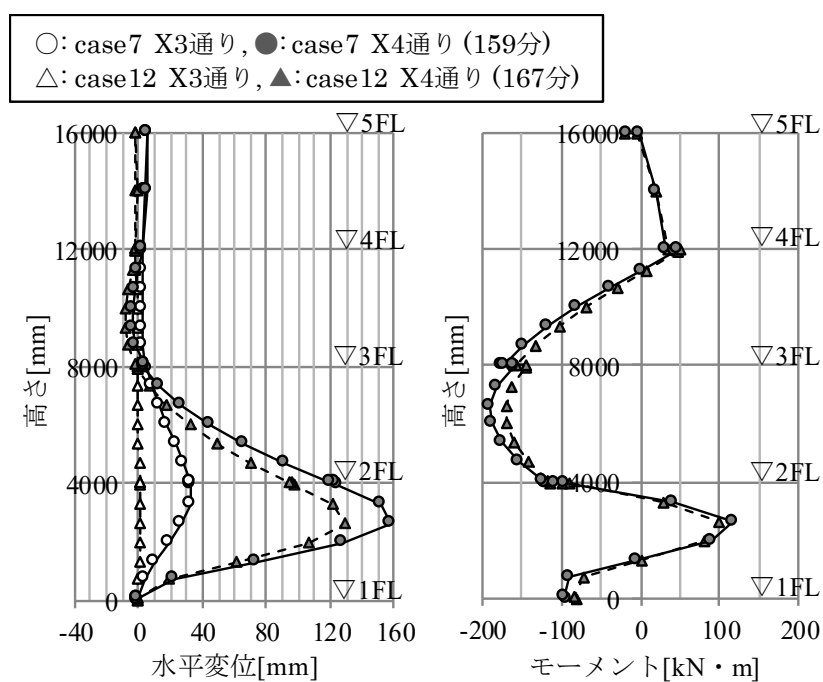


図 5-9 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case7 と case12 の比較)

以上の結果から、梁の熱膨張により RC 長柱に生じる部材角が $1/31\text{rad}$ 以下の範囲においては、耐火性能に与える影響は小さいと考えられる。

5.3.2.2 偏心軸力の影響

(case1,3 の比較)

1 階の梁から RC 長柱に伝達される軸力の偏心率を 0.3 とした case1 と、偏心率を 0.3 とした case3 を比較する。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5-10 に示す。偏心軸力が生じた場合においても水平変位分布、曲げモーメント分布、耐火時間に大きな差はみられなかった。よって、RC 長柱に生じる偏心軸力が耐火性能に与える影響は小さいと考えられる。

また、軸力の偏心率を 0.3 と大きく設定した本解析においても耐火性能の低下はほぼみられなかったことから、施工上不可避となる微小な偏心についても同様に、耐火性能に与える影響は小さいと考えられる。

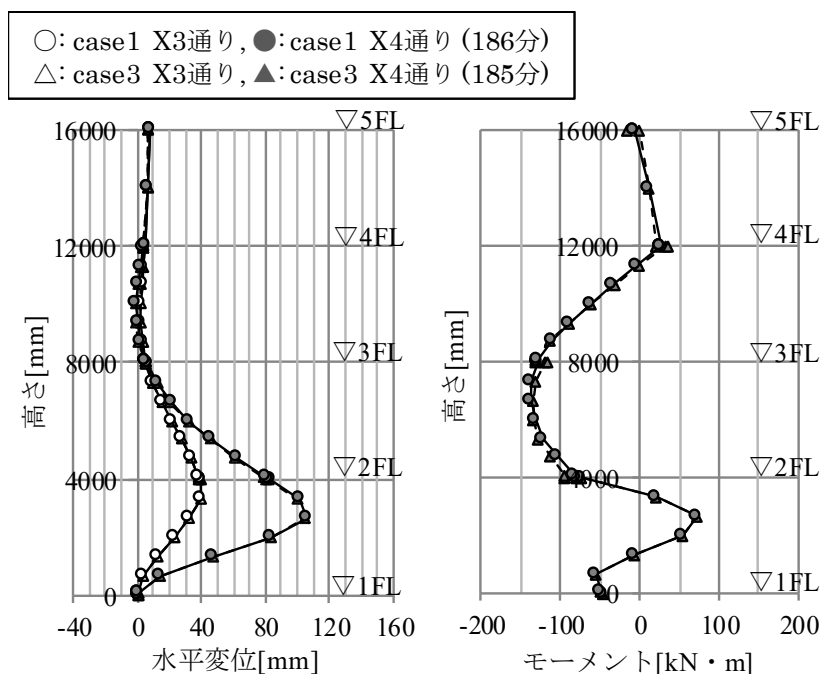


図 5-10 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case1 と case3 の比較)

5.3.2.3 元たわみの影響

(case1,4 の比較)

RC 長柱の元たわみ a/h を 0(元たわみ無し)とした case1 と、1/1000 とした case4 を比較する。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5- 11 に示す。元たわみを有する場合において水平変位分布、曲げモーメント分布、耐火時間に大きな差はみられなかった。よって、元たわみ a/h が 1/1000 以下の範囲においては、耐火性能に与える影響は小さいと考えられる。

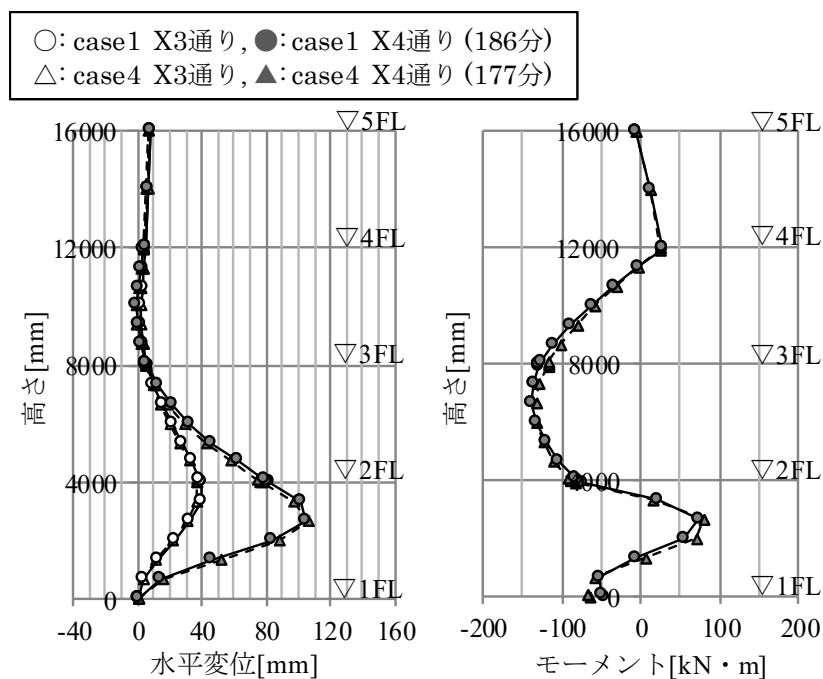


図 5- 11 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case1 と case4 の比較)

5.3.2.4 片面加熱の影響

(case1,5,6 と case8,15,16 の比較)

屋外側の加熱温度に関して、式(5-1)の $\beta=1.0$ とした case1, $\beta=0.0$ とした case5, $\beta=0.5$ とした case6 の比較を行う。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5- 12 に示す。断面の熱劣化範囲が最も大きい $\beta=1.0$ とした RC 長柱の耐火時間が短くなった。破壊時に RC 長柱は屋外側に凸状の変形が生じ、柱頭および柱脚には回転を拘束する曲げモーメントが生じる。この曲げモーメントは屋外側の温度が低く断面の温度勾配が急なほど大きくなり、さらに柱頭よりも回転を完全に拘束した柱脚に大きく生じる。その結果 case5,6 では、1 階における RC 長柱のほぼ全長が屋内側引張となる方向に曲げモーメントが生じた。

次に、柱脚をピン支持とした case8,15,16 の同様の解析結果を図 5- 13 に示す。case8 が $\beta=1.0$, case15 が $\beta=0.0$, case16 が $\beta=0.5$ である。この場合においても $\beta=1.0$ の耐火時間が最も短くなった。 $\beta=0.0$ よりも $\beta=0.5$ の耐火時間が短くなったがその差は小さく、耐火時間に大きな差は見られなかった。

以上の結果から、RC 長柱に生じる水平変位に伴う材端の回転拘束モーメントは非加熱面側の温度によって大きく異なる結果となり、RC 長柱の水平変位を抑制する向きに発生する。耐火時間は本解析条件においては $\beta=1.0$ とした場合が最も短くなった。

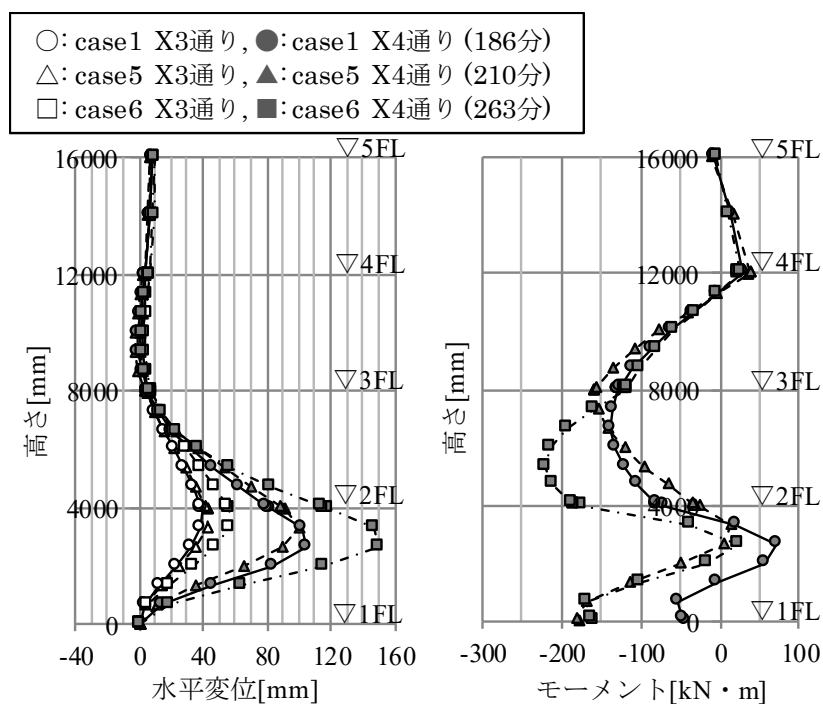


図 5- 12 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case1 と case5 と case6 の比較)

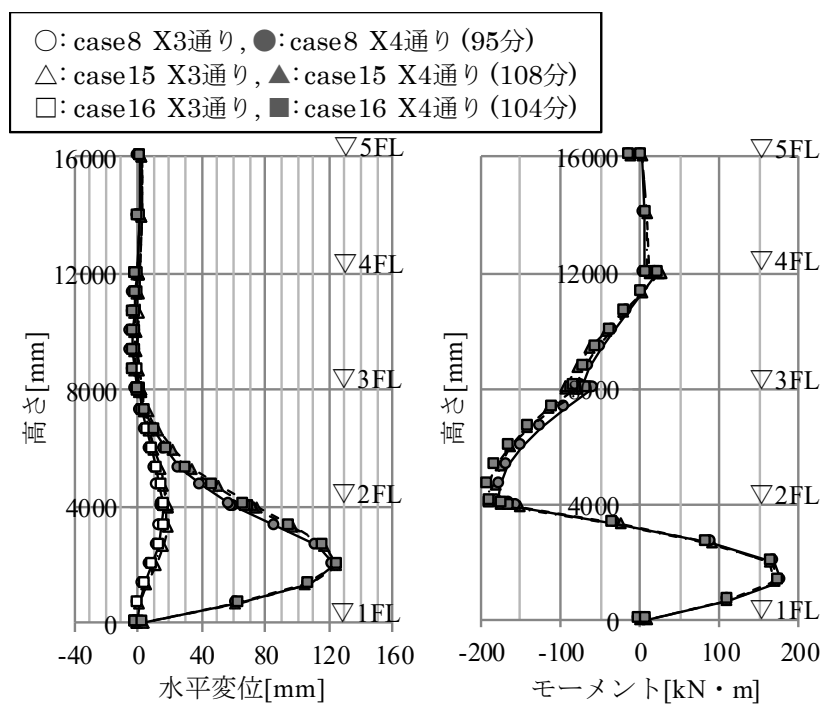


図 5- 13 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case8 と case15 と case16 の比較)

5.3.2.5 座屈長さの影響

(case7,8 と case7,9 と case10,11 と case7,13,14 の比較)

RC 長柱の 1 階柱脚の力学的境界条件を固定とした case7 と、ピンとした case8 の比較を行う。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5-14 に示す。柱脚を固定とした場合、柱に水平変位が大きく生じていても端部に回転を拘束する曲げモーメントが生じるため RC 長柱中央部の水平変位と曲げモーメントは小さくなるが、柱脚をピンとした場合は加熱後早期に RC 長柱中央部に水平変位と曲げモーメントが大きく生じ、耐火時間が大幅に短くなった。

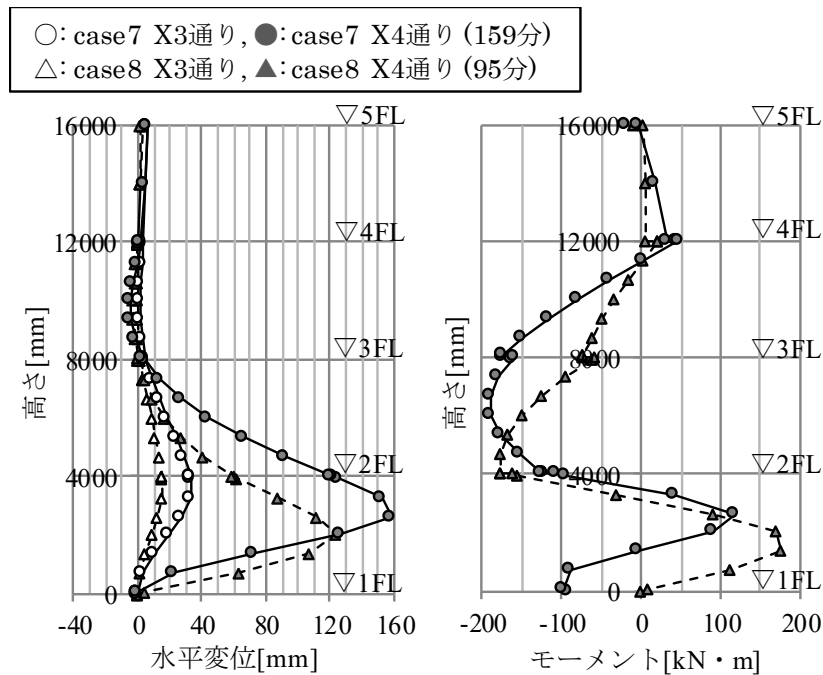


図 5-14 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case7 と case8 の比較)

次に、RC 長柱に接合する梁端部の接合条件をピン接合とした **case7** と、全層で剛接合とした **case9** の比較を行う。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5-15 に示す。火災発生階における水平変位分布、曲げモーメント分布に大きな差はみられなかった。梁端部を剛接合とすることで RC 長柱の座屈長さが短くなるため耐火時間はやや長くなったが、その差は小さかった。なお、梁端を剛接合とした場合は RC 長柱の軸縮みに伴い軸力が減少する。RC 長柱に生じる軸力の経時変化を図 5-16 に示す。軸力は約 3% 低下しており、耐火時間の上昇にはこの影響も含まれるが、軸力の減少は非常に小さく、梁端部の接合条件が耐火性能に与える影響は小さいと考えられる。

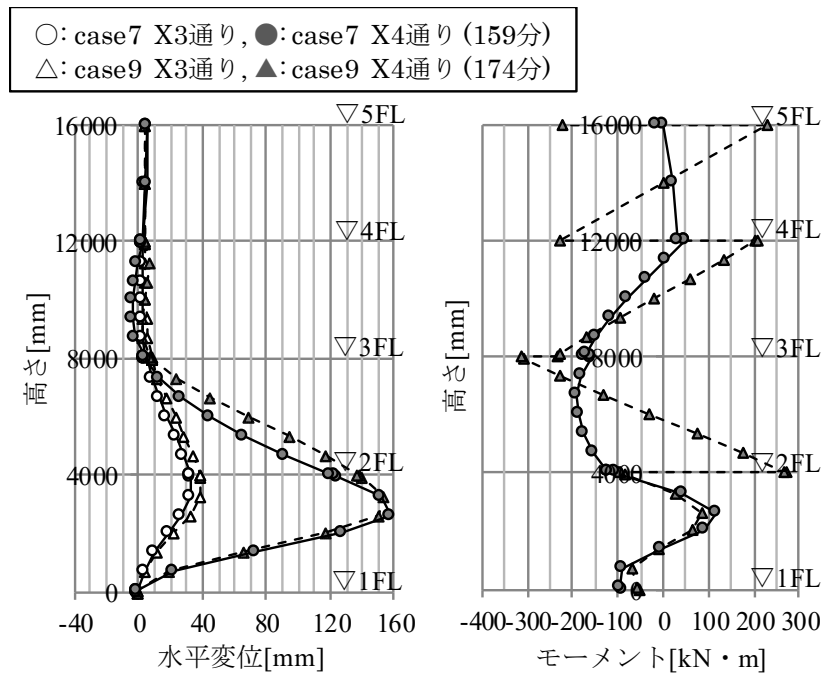


図 5-15 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case7 と case9 の比較)

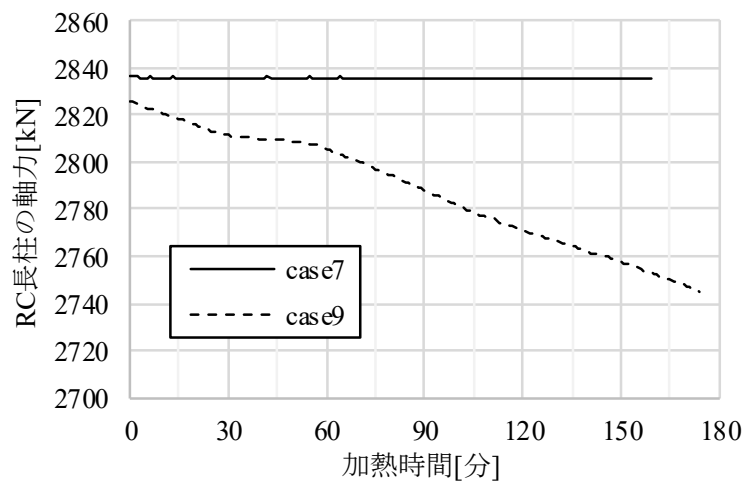


図 5-16 RC 長柱軸力の経時変化(case7 と case9 の比較)

次に, 1 階の層全体火災とした case10 と, 6 階の層全体火災とした case11 の比較を行う。火災発生階における RC 長柱の軸力は両解析ケースで同一となるよう梁の載荷荷重 P を調整した。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5-17 に示す。1 階の層全体火災とした場合は柱脚の回転が完全に拘束されているため座屈長さが短く耐火時間が長くなったが, その差は小さく, 耐火時間において火災発生階に発生する水平変位と曲げモーメントは概ね同じとなった。

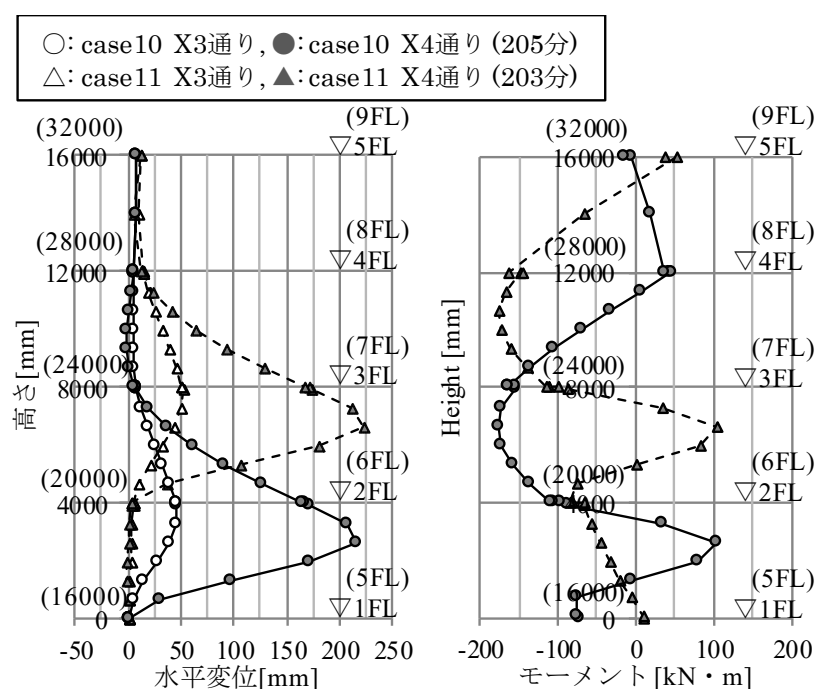


図 5-17 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case10 と case11 の比較)

次に、1階のみで火災を想定した case7 と、X3-X4 間の 1 階の梁を無くして吹き抜けを想定した case13 と、case13 の柱脚をピン支持とした case14 の比較を行う。case13,14 の X3-X4 間では 2 階の梁が加熱される。耐火時間における柱の水平変位分布と曲げモーメント分布を図 5-18 に示す。X3-X4 間を吹き抜けとすることで座屈長さが長くなり耐火時間が大幅に短くなった。case13,14 の耐火時間においては 2 階の S 梁の温度は図 5-4(e) から 150°C 以下であり、熱膨張量は小さく RC 長柱の柱頭水平変位は小さいが、RC 長柱の中央部で水平変位が大きく生じ、軸力による付加曲げモーメントも大きく発生した。

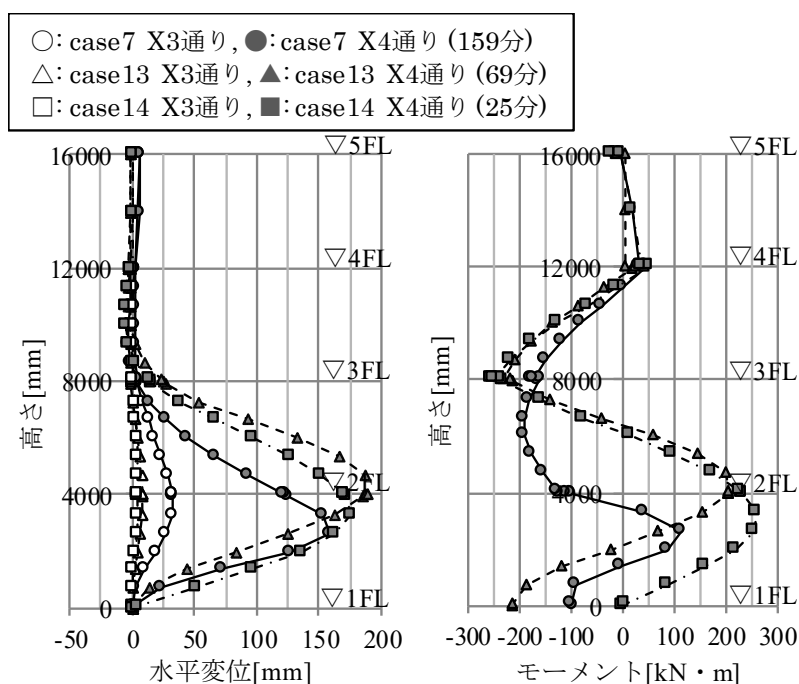


図 5-18 耐火時間における水平変位とモーメント分布(case7 と case13 と case14 の比較)

以上から、梁端部の固定条件や火災発生階の違いによる RC 長柱の座屈長さの違いが耐火性能に与える影響は小さいが、RC 長柱の材端をピン支持する場合や吹き抜けを設けて座屈長さが大幅に長くなる場合においては耐火性能が大きく低下する可能性がある。よって、RC 長柱の構造設計時には座屈長さを適切に評価する必要があり、火災時の耐力が小さくなる場合には、RC 長柱が負担する軸力を小さくする、あるいは火災時に RC 長柱が破壊した場合でも周辺部材に応力再配分し架構として崩壊しないような計画とするなど、配慮する必要があると考えられる。

5.3.3 破壊モード

本章では、骨組において RC 長柱に生じる部材角，偏心圧縮，元たわみ，片面加熱，座屈長さを複数組み合わせため，RC 長柱には前節で示した通り様々な水平変位や曲げモーメントが生じる。本項では，各解析ケースにおいて RC 長柱に生じる曲げモーメントと曲げ耐力(以下， M_p)の関係について検討するとともに，RC 長柱の残存座屈耐力について検討し，RC 長柱の破壊モードを明らかにする。

5.3.3.1 曲げ塑性ヒンジの形成位置

第 3 章では，元たわみを有する RC 長柱に生じる曲げモーメントと M_p の関係について検討し，RC 長柱の破壊モードについて考察した。ここでも同一の手法により RC 長柱の M_p を求め，RC 長柱に形成される塑性ヒンジの位置と数を把握し，破壊モードについて考察する。

M_p は第 3 章で示した通り，断面に生じる全体ひずみの内，自由熱膨張ひずみと過渡ひずみを固定した状態で断面に曲率を与え，全体ひずみ増分の平面保持を仮定し，軸力と断面力の釣り合いが成立する中立軸位置を求めることで得られる曲げモーメントー曲率関係のモーメントの最大値と定義した。

前節で示した RC 長柱の曲げモーメントが M_p に達した位置の一覧を表 5-3 に示す。 M_p は分割した要素ごとに求めた。耐火時間において case1~5,9,15,16 は 2 ヒンジが，その他の解析ケースは 3 ヒンジが発生していた。・

表 5-3 Mp の形成位置

要素の位置 (柱脚からの距離) [mm]	解析ケース											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3950~4000	*	*	*	*		*	*	*	*	*	*	*
3300~3950												
2650~3300												
2000~2650	*	*	*	*		*	*	*	*	*	*	*
1350~2000												
700~1350												
50~700					*							
0~50					*	*	*	—		*	*	*
ヒンジ数の 合計	2	2	2	2	2	3	3	3	2	3	3	3

要素の位置 (柱脚からの距離) [mm]	解析 ケース		要素の位置 (柱脚からの距離) [mm]	解析 ケース	
	13	14		15	16
7950~8000	*	*	3950~4000		
6650~7300,7300~7950			3300~3950		
5350~6000,6000~6650			2650~3300		
4050~4700,4700~5350			2000~2650		
4000~4050	*		1350~2000	*	*
3300~3950,3950~4000			700~1350		
2650~3300		*	50~700		
1350~2000,2000~2650			0~50	—	—
50~700,700~1350			ヒンジ数の 合計	2	2
0~50	*	—	* : Mpに達した要素 — : 柱脚ピン支持		
ヒンジ数の 合計	3	3			

5.3.3.2 座屈荷重

3 ヒンジが形成されずに耐火時間に達した解析ケースに関して、第2章で示した接線係数理論により求まる接線係数 $E \cdot I$ を用いて座屈荷重を求め、RC 長柱に加わっている軸力と比較する。

耐火時間における接線係数分布を図 5-19 に示す。図中には中心圧縮軸力、同一の加熱条件で高さ方向 1 要素として求めた接線係数と、曲げモーメントが M_p に達し塑性ヒンジが形成された箇所も併せて示した。高さ方向 1 要素とした場合は片面加熱においても水平変位は生じないため、曲げ剛性は柱高さ方向で一様となる。図 5-19 から、曲げモーメントが比較的小さい位置における接線係数は高さ方向 1 要素として求めた接線係数(図中の破線)とほぼ等しくなったが、曲げモーメントが大きく生じた位置では断面に曲率が大きく生じるため接線係数は小さくなった。

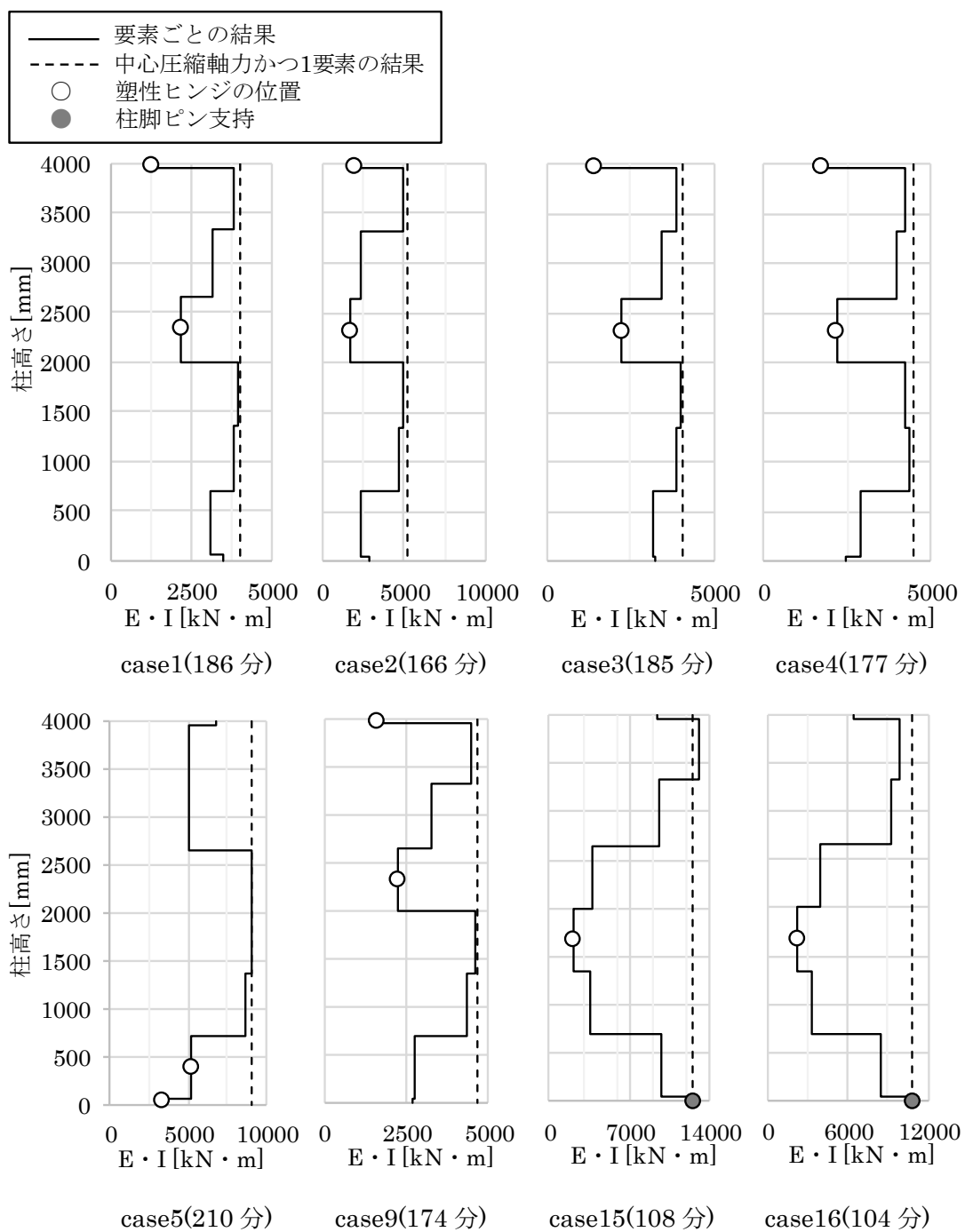


図 5- 19 耐火時間における接線係数分布

座屈荷重は、図 5- 19 の接線係数分布と塑性ヒンジの位置を用いて座屈解析により求める。解析は、汎用 FEM プログラム ABAQUS を使用して梁要素を用いた。断面は図 5- 2(b) と同一の 250×400mm 角の長方形とし、接線係数 $E \cdot I$ が図 5- 19 と一致するよう E を調整した。柱長さ 4000mm を 160 要素に等分し、耐火時間における変位は与えずに通直な部材を対象とした。解析結果と軸力の比較を表 5- 4 に示す。解析結果は図 5- 19 の塑性ヒンジの位置をピン接合とした場合と剛接合とした場合を示した。座屈荷重は塑性ヒンジを考慮することで軸力を大きく下回った。よって、3 ヒンジが形成されずに耐火時間に達した解析ケースは、塑性ヒンジが形成されることで座屈長さが長くなり、座屈荷重が急激に低下することで破壊に至ったと考えられる。

なお、本座屈解析に関して、例えば図 5- 19 に示す case1 の RC 長柱高さ中央 1 箇所だけに塑性ヒンジを仮定した場合、座屈荷重は 2273kN となり RC 長柱に加わっている軸力 2836kN を下回った。よって、本論文において骨組の熱応力解析は時間刻みを 1 分としたが、さらに細かい時間刻みとした場合は RC 長柱高さ方向の一部に先行して塑性ヒンジが形成され、座屈荷重が急激に低下することで水平変位が増大し、解析ケースに応じて連鎖的に 2 箇所目、3 箇所目の塑性ヒンジが形成されることで RC 長柱が破壊に至ると考えられる。

表 5- 4 座屈解析結果

解析 ケース	軸力 [kN]	座屈荷重(解析結果) [kN]	
		ヒンジ無しの場合	ヒンジを考慮した場合
case1	2836	7128	1741
case2		7010	1949
case3		7278	1823
case4		7494	2057
case5		16067	114
case9		7523	1988
case15		5825	2020
case16		5244	1746

5.4 まとめ

実構造物における RC 長柱の火災時挙動を明らかにすることを目的とし、常温圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた、 $250 \times 400\text{mm}$ の長方形断面で材端接点間の距離が 4000mm の RC 長柱を有する 14 層 3 スパンの平面骨組の熱応力解析を行った。梁の熱膨張により生じる部材角、偏心圧縮、元たわみ、片面加熱、座屈長さの違いに着目し、これらが RC 長柱の耐火性能に与える影響を検討した結果、以下の知見を得た。常温圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた、

- ・梁の熱膨張により RC 長柱に生じる部材角が $1/31\text{rad}$ 以下の範囲においては、耐火性能に与える影響は小さい。梁の熱膨張量は自由熱膨張量とほぼ等しく、梁には加熱初期には圧縮軸力が生じるが、RC 長柱の破壊時には引張軸力が生じる。
- ・RC 長柱に生じる偏心軸力が耐火性能に与える影響は小さい。軸力の偏心率 e/D を 0.3 (偏心距離 $e = 75\text{mm}$) と大きく設定した本解析においても耐火性能の低下はほぼみられなかったことから、施工上不可避となる微小な偏心についても同様に、耐火性能に与える影響は小さい。
- ・RC 長柱の元たわみ a/h が $1/1000$ 以下の範囲においては、耐火性能に与える影響は小さい。
- ・片面加熱を受ける場合の RC 長柱の耐火時間は、断面全周を ISO834 加熱とした場合よりも長い。RC 長柱に生じる水平変位に伴う固定端の回転拘束モーメントは非加熱面側の温度によって異なり、柱の水平変位を抑制する向きに発生する。
- ・梁端部の固定条件や火災発生階の違いによる RC 長柱の座屈長さの違いが耐火性能に与える影響は小さいが、RC 長柱の材端をピン支持する場合や吹き抜けを設けて座屈長さが大幅に長くなる場合は耐火性能が大きく低下する。
- ・破壊モードに関して、RC 梁が曲げにより破壊する場合は 3 ヒンジが形成されるが、軸力を負担する RC 長柱は高さ方向の一部に塑性ヒンジが形成され、座屈長さが長くなることで座屈荷重が急激に低下するとともに水平変位が増大し、解析ケースに応じて連鎖的に 2 箇所目、3 箇所目の塑性ヒンジが形成されることで破壊に至ると考えられる。

以上から、RC 長柱の耐火性能を大きく低下させる可能性がある要因は座屈長さであり、構造設計時には RC 長柱の座屈長さを適切に評価する必要がある。RC 長柱の火災時耐力が小さくなる場合には、RC 長柱が負担する軸力を小さくする、あるいは火災時に RC 長柱が破壊した場合でも周辺部材に応力再配分し架構として崩壊しないような計画とするなど、配慮する必要がある。

第 5 章の参考文献

- 5-1) 上杉英樹, 小池浩: 高層鉄骨架構の熱応力解析 (その 1) 区画火災を受ける超高層鉄骨架構の熱応力解析手法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 381 号, pp.73-80, 1987.11
- 5-2) 今井和正, 山本佳城, 加藤雅樹, 村松晃次: 設計基準強度 300N/mm² のコンクリートを用いた RC 細柱の開発と適用, コンクリート工学, Vol.51, No.12, pp.959-966, 2013.12
- 5-3) 藤山淳司, 今津裕子, 森山多加浩, 小室努: 扁平柱を利用した免震事務所ビルの設計と施工, コンクリート工学, Vol.50, No.11, pp.1029-1034, 2012.11
- 5-4) 道越真太郎, 小林裕: 高強度コンクリートの高温時における力学的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.79-80, 2004.8
- 5-5) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省建築研究所, 日本建築主事会議, (財) 日本建築センター: 耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説, 2001.3
- 5-6) 原田和典: 鋼材温度上昇の簡易算定式, 日本火災学会研究発表会梗概集, pp.360-363, 2000.5
- 5-7) 富山涼, 鈴木淳一, 王兪翔, 大宮貴文: 防火被覆の熱特性を考慮した区画構成部材の耐火性能 その 2 温度予測モデルの構築, 日本建築仕上学会大会学術講演会研究発表論文集, pp.63-66, 2015 英語表記要確認
- 5-8) Morihisa Fujimoto, Fukujiro Furumura and Takeo Ave: Primary Creep of Structural Steel (SM50A) at High Temperatures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.306, pp.148-156, 1981.8
- 5-9) Becker, J., Bresler, B.: FIRES-RC A Computer program for the Fire Response of Structure - Reinforced Concrete Frames, Report No.UCB FRG74-3, University of California Berkley, July, 1974
- 5-10) Tasnim Uddin, Charles G. Culver : Effects of Elevated Temperature on Structural Members, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.101, No.ST7, 1975.7

第 6 章

結論

6.1 各章の結論の総括

以下に、本研究の各章で得た知見をまとめ、研究成果を総括して述べる。

第1章では、RC長柱の常温における構造設計および耐火設計の現状を概説するとともに、既往の研究で得られている知見を整理し、高強度コンクリートは普通強度コンクリートと比べ高温時における圧縮強度の低下や過渡ひずみによる収縮が大きいこと、高強度コンクリートを用いたRC長柱は軸力による付加曲げモーメントにより曲げ変形が進行することで耐火性能が低下する恐れがあることを指摘した上で、本研究の目的について示した。

第2章では、圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた一辺が 250mm 角の正方形断面を有し、高さが 3570 と 5000mm のRC長柱の中心圧縮軸力下における載荷加熱実験を実施し、火災時における荷重支持能力、変形挙動および破壊性状を明らかにした。また、接線係数理論に基づいた火災時における座屈耐力評価方法を提案し、その妥当性を検証した。その結果、昇温過程において一定圧縮軸力による拘束を与えたコンクリートの高温圧縮実験により得られた応力度-応力ひずみ関係を用いることによって、実験結果を概ね評価できることを示した。さらに、同評価手法を用いて過渡ひずみの発生量および主筋の強度がRC長柱の座屈耐力に与える影響を検討した結果、過渡ひずみの発生量は座屈耐力に影響を与えるがその程度は小さいこと、鉄筋の強度の違いは実用の軸力比の範囲では座屈耐力に与える影響は小さいことを示した。

第3章では、元たわみを有し、圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた一辺が 250mm 角の正方形断面で長さが 5000mm のRC長柱の荷重支持能力、変形挙動および破壊性状に与える影響を熱応力解析により検討した。その結果、部材長さに対する元たわみの大きさ αh が $1/10^3$ を超えると耐火時間が急激に減少する傾向があることを示した。またRC長柱の破壊モードに関して、軸力比 0.1 では αh が $1/10^3$ 以下、軸力比 0.2 では αh が $1/10^5$ 以下、軸力比 0.3 では αh が $1/10^6$ 以下で3ヒンジが形成されることで破壊に至り、さらに元たわみが大きい場合は材端にヒンジが形成され座屈長さが長くなることで座屈耐力が低下し破壊に至ることを示した。Shanleyの理論に基づくRC長柱の曲げ剛性を評価した結果、曲げ剛性は軸力比が 0.1 の場合に主筋が除荷されることで2割程度上昇するが一時的なものであり、軸力比が 0.2 の場合は上昇せず、座屈開始時間を越えた後に曲げ変形が生じて、座屈耐力が上昇し耐火時間が大きく延びることは無いことを示した。さらに、過渡ひずみの発生量、曲げ変形が生じる方向(断面の対面方向・対角方向)および材端の力学的境界条件が元たわみを有するRC長柱の耐火性能に与える影響について検討した結果、過渡ひずみが大きい場合、元たわみに伴い生じる付加曲げモーメントにより断面圧縮側の収縮が大きくなり、水平変位が大きくなることで付加曲げモーメントが増大し耐火時間が短くなること、元たわみの方向の違いが耐火時間に与える影響はほぼ無いこと、材端の固定度

が耐火性能に与える影響は大きく、両端ピンの場合は a/h が $1/10^4$ 以下の非常に小さい範囲であっても元たわみの影響が大きく現れることを示した。

第 4 章では、片面加熱および偏心圧縮を受ける RC 長柱の火災時挙動を把握するため、常温圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた、 $250 \times 600\text{mm}$ の長方形断面で高さが 4500mm の RC 長柱の荷重加熱実験を実施し、火災時における荷重支持能力、変形挙動および破壊性状を検討した。片面加熱を受ける場合、固定端には面外変位に伴う回転拘束モーメントが柱の水平変位を抑制する向きに発生すること、本解析モデルにおいて中心圧縮で 1 面加熱と 4 面加熱を受ける場合の耐火時間は、軸力比が約 0.3 を超えると同軸力比では 4 面加熱に比べ 1 面加熱が短くなることを示した。また、この実験結果を第 2 章および第 3 章に示した熱応力解析方法と同一の方法により精度よく評価し、解析手法の妥当性を示した。

第 5 章では、第 2 章から第 4 章で得られた RC 長柱部材レベルの基本的な火災時挙動に関する知見を基に、部材レベルの検討では表現しきれなかった実構造物において想定される各種境界条件が RC 長柱の火災時挙動に与える影響を把握するため骨組レベルの検討を行った。具体的には、常温圧縮強度約 120N/mm^2 のコンクリートを用いた、 $250 \times 400\text{mm}$ の長方形断面で材端接点間の距離が 4000mm の RC 長柱を有する平面骨組を対象とし、梁の熱膨張により生じる部材角の大きさ、軸力の偏心量、元たわみの有無、片面加熱の有無、座屈長さを変数として組み合わせた複数の骨組に対して熱応力解析を行い、平面骨組における RC 長柱の荷重支持能力や変形挙動、破壊性状を検討した。その結果、耐火性能に与える影響が大きい要因は RC 長柱の座屈長さであり、構造設計時には座屈長さを適切に評価する必要があることを示した。その他の要因として設定した項目について、梁の熱膨張により RC 長柱に生じる部材角が $1/31\text{rad}$ 以下、RC 長柱に生じる軸力の偏心率 e/D が 0.3 以下、元たわみ a/h が $1/1000$ 以下、片面加熱は RC 長柱の耐火性能を低下させるが、その影響は小さいことを示した。以上から、RC 長柱の構造設計時には常温時と同様に座屈長さを適切に評価する必要があり、火災時耐力が小さくなる場合には、RC 長柱が負担する軸力を小さくする、あるいは火災時に RC 長柱が破壊した場合でも周辺部材に応力再配分し架構として崩壊しないような計画とするなど、配慮する必要があることを示した。

以上、本研究論文では、実構造物で想定される様々な現象・力学的境界条件が RC 長柱の火災時における力学的挙動に与える影響を検討し、中心圧縮軸力下における座屈耐力評価法を示すとともに、元たわみ、片面加熱、軸力の偏心、梁の伸び出しによる強制部材角、座屈長さが RC 長柱の耐火性能に与える影響を明らかにした。

6.2 今後の課題

最後に、今後の課題について以下にまとめる。

1. 本研究では、部材レベル・骨組レベルの検討を行うことで RC 長柱の火災時における力学的挙動を明らかにした。しかし、RC 長柱の火災時の挙動が骨組に与える影響は未検討である。骨組の火災時挙動を検討できれば、例えば、RC 長柱が破壊した場合でも周辺部材に応力再配分し、骨組としては崩壊しないよう構造設計することが可能となり、つまり骨組としての性能設計が可能になると考えられる。また、本論文の第 5 章で実施した解析は平面骨組を対象としており、実構造物は面外にも部材が取り付く立体骨組となる。部材レベルの検証により RC 長柱に曲げ変形が生じる方向(断面の対面方向・対角方向)が耐火性能に与える影響は小さいこと、平面骨組レベルの検討により周辺部材による RC 長柱の材端拘束が耐火性能に与える影響が小さいことを確認したため、立体骨組における各種境界条件が RC 長柱の火災時挙動に与える影響は小さいと考えられるが、平面骨組と比べて RC 長柱破壊後の周辺部材への応力再配分はし易くなると考えられ、これらについては更なる検討が必要と考えられる。
2. 解析に用いたコンクリートの高温時における応力度－応力ひずみ関係には、昇温過程における履歴応力依存性がある。本研究における解析には、昇温過程において一定圧縮軸力による拘束を与えたコンクリートの高温圧縮実験により得られた応力度－応力ひずみ関係を用いたが、実際の RC 部材は火災時に熱応力の影響で応力状態は時々刻々と変化し、さらに多軸の応力状態にあるため、更なる実験データの蓄積が望まれる。
3. 本研究では、コンクリートの常温圧縮強度は約 120N/mm^2 を扱った。RC 長柱は、その断面形状により設計基準強度約 $30\sim 300\text{N/mm}^2$ と幅広いコンクリートによる実績がある。周知の通りコンクリートの圧縮強度とヤング係数は比例関係に無い。コンクリートの物性値が変わっても、本論文で示した解析方法と同一の方法で RC 長柱の耐火性能の評価は可能と考えられるが、RC 長柱の耐火性能に影響を与える梁の伸び出しによる部材角や元たわみの大きさ等の閾値はコンクリート強度により変動する可能性がある。よって、様々なコンクリート強度に対する検討も必要と考えられる。
4. 本研究では、RC 長柱の寸法は $H'/D > 12$ の範囲を扱ったが、 $D=250\text{mm}$ で一定とした。同じ H'/D であっても異なる形状の RC 長柱に対しては、上記 3.と同様に本研究の結論が異なる可能性がある。よって、様々な H' や D に対する検討も必要と考えられる。

付録 1 発表論文

本研究に関連した発表論文

日本建築学会構造系論文集

(本論文の第 2 章)

- (1) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 今井和正, 渡邊悟士: 中心圧縮を受ける鉄筋コンクリート造長柱の火災時座屈耐力 鉄筋コンクリート造長柱の耐火性能に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 708 号, pp.345-355, 2015.2

(本論文の第 3 章)

- (2) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 坂田弘安: 元たわみを有する鉄筋コンクリート造長柱の火災時挙動 鉄筋コンクリート造長柱の耐火性能に関する研究 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 736 号, pp.959-968, 2017.6

(本論文の第 4 章)

- (3) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 坂田弘安: 片面加熱および偏心圧縮を受ける鉄筋コンクリート造壁柱の火災時挙動 鉄筋コンクリート造長柱の耐火性能に関する研究 その 3, 日本建築学会構造系論文集, 第 744 号, pp.343-352, 2018.2

(本論文の第 5 章)

- (4) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 坂田弘安: 平面骨組における鉄筋コンクリート造長柱の火災時挙動 鉄筋コンクリート造長柱の耐火性能に関する研究 その 4, 日本建築学会構造系論文集, (2018.10 掲載予定)

国際会議

(本論文の 2 章)

- (5) Kato M., Michikoshi S., Baba S., and Imai K.: Buckling Strength of Slender Reinforced HSC and VHSC Columns in Fire, 9th International Conference on Structures in Fire, USA, pp. 94-101, 2016.

日本建築学会大会学術講演梗概集

- (6) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 黒岩秀介, 陣内浩: 100N/mm²級高強度コンクリートの熱間・冷間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.13-14, 2011.7
- (7) 道越真太郎, 加藤雅樹, 馬場重彰: 超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の開発 その 6 火災時座屈耐力の算定方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.87-88, 2013.8
- (8) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰: 超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の開発 その 7 火災時座屈耐力の算定結果および検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.89-90, 2013.8
- (9) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰: 加熱区間と非加熱区間を有する RC 長柱の火災時座屈に関する基礎検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.63-64, 2015.9
- (10) 道越真太郎, 加藤雅樹, 馬場重彰: Fc300 級超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の耐火性能 その 1 高温圧縮実験、載荷加熱実験、解析の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.111-112, 2016.8
- (11) 馬場重彰, 道越真太郎, 加藤雅樹: Fc300 級超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の耐火性能 その 2 高温時の力学的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.113-114, 2016.8
- (12) 加藤雅樹, 馬場重彰, 道越真太郎: Fc300 級超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の耐火性能 その 3 載荷加熱実験および解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.115-116, 2016.8
- (13) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 坂田弘安: 圧縮強度 110N/mm²級高強度コンクリートの熱間圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.195-196, 2017.8
- (14) 山本佳城, 太田貴士, 加藤雅樹, 道越真太郎, 黒岩秀介, 藤山淳司, 山形有紀: Fc300 級超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の耐火性能 その 4 ϕ 298~320 円形断面を有する RC 長柱試験体の製作, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, (2018 発表予定)
- (15) 加藤雅樹, 山本佳城, 太田貴士, 道越真太郎, 黒岩秀介, 藤山淳司, 山形有紀: Fc300 級

超高強度コンクリートを用いた RC 長柱の耐火性能 その 5 $\phi 298\sim 320$ 円形断面を有する RC 長柱試験体の耐火実験および熱応力解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, (2018 発表予定)

コンクリート工学

- (16) 今井和正, 山本佳城, 加藤雅樹, 村松晃次: 設計基準強度 300N/mm^2 のコンクリートを用いた RC 細柱の開発と適用, コンクリート工学, Vol.51, No.12, pp.959-966, 2013.12

その他の発表論文

日本建築学会構造系論文集

- (17) 坂田弘安, 坂上肇, 加藤雅樹, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた十字形骨組の力学的挙動に対する床スラブの影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 649 号, pp.635-642, 2010.3

日本建築学会大会学術講演梗概集

- (18) 加藤雅樹, 今井孝, 坂上肇, 杉山智昭, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その 22 PC 丸鋼の付着実験および片持ち梁の曲げ実験に関する概要・結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.877-878, 2008.7
- (19) 吉永剛大, 坂上肇, 加藤雅樹, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その 26 床スラブ付き十字形骨組実験・概要および結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.805-806, 2009.7
- (20) 坂上肇, 吉永剛大, 加藤雅樹, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その 27 床スラブ付き十字形骨組実験・結果および検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.807-808, 2009.7
- (21) 加藤雅樹, 吉敷祥一, 坂田弘安, 篠崎洋三, 成原弘之, 宮原貴昭: 低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の速度依存性を考慮した履歴特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.871-872, 2009.7
- (22) 吉永剛大, 加藤雅樹, 吉敷祥一, 坂田弘安, 篠崎洋三, 成原弘之, 宮原貴昭: 低降伏点鋼を用いたせん断パネルの動的効果に関する研究 その 1 実験概要・結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.1053-1054, 2010.7
- (23) 加藤雅樹, 吉永剛大, 吉敷祥一, 坂田弘安, 篠崎洋三, 成原弘之, 宮原貴昭: 低降伏点鋼を用いたせん断パネルの動的効果に関する研究 その 2 実験結果・検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.1055-1056, 2010.7
- (24) 道越真太郎, 加藤雅樹, 馬場重彰, 山本佳城, 黒岩秀介, 陣内浩, 辻谷薫, 吉田泰: 300N/mm² 級超高強度 RC 柱の耐火性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.19-20, 2011.7
- (25) 加藤雅樹, 道越真太郎, 馬場重彰, 黒岩秀介, 陣内浩: 圧縮強度 100~150N/mm² 級高強度コンクリートの冷間圧縮強度試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.191-192, 2012.9
- (26) 桑名秀明, 加藤雅樹, 宮本圭一, 中村正寿, 抱憲誓, 道越真太郎, 西村光太, 加藤圭, 和田環, 後藤和正, 久保田浩: さび止め塗装した小鋼板の加熱実験, 日本建築学会大会

学術講演梗概集, 防火, pp.253-254, 2012.9

- (27) 加藤圭, 後藤和正, 久保田浩, 道越真太郎, 中村正寿, 加藤雅樹, 和田環, 宮本圭一, 桑名秀明, 抱憲誓, 西村光太: 環境配慮型さび止め塗装と吹付け耐火被覆を施した鉄骨梁の加熱実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.255-256, 2012.9
- (28) 山田人司, 加藤雅樹, 梅本宗宏, 中瀬博一, 松戸正士, 梶田秀幸, 濱崎仁, 茂木武, 閑田徹志, 安田正雪: 補修用ポリマーセメントモルタルの耐火性評価に関する実験 その2 壁試験体の加熱実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.1107-1108, 2012.9
- (29) 道越真太郎, 遊佐秀逸, 野口貴文, 山崎裕一, 吉田敏之, 大岡督尚, 吉岡昌洋, 加納嘉, 森田武, 唐沢智之, 梶田秀幸, 加藤雅樹: ポリマーセメントモルタルを用いて補修施工した鉄筋コンクリート造床試験体の耐火試験 その1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.1115-1116, 2012.9
- (30) 梅本宗宏, 遊佐秀逸, 野口貴文, 道越真太郎, 森田武, 山田人司, 起橋孝徳, 唐沢智之, 中瀬博一, 松戸正士, 梶田秀幸, 加藤雅樹: ポリマーセメントモルタルを用いて補修施工した鉄筋コンクリート造床試験体の耐火試験 その2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.1117-1118, 2012.9
- (31) 松戸正士, 森田武, 遊佐秀逸, 野口貴文, 閑田徹志, 安田正雪, 小島正朗, 道越真太郎, 起橋孝徳, 唐沢智之, 中瀬博一, 加藤雅樹: ポリマーセメントモルタルを用いて補修施工した鉄筋コンクリート造柱試験体の耐火実験 その2 軸方向変位および部材温度測定結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.1121-1122, 2012.9
- (32) 加藤雅樹, 馬場重彰, 道越真太郎, 陣内浩: 環境配慮型高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート梁の耐火性能 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.383-384, 2014.9
- (33) 馬場重彰, 加藤雅樹, 道越真太郎, 陣内浩: 環境配慮型高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート梁の耐火性能 その2 実験結果および検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.385-386, 2014.9
- (34) 陣内浩, 山本佳城, 立山香織, 加藤雅樹, 馬場重彰, 並木哲, 黒岩秀介, 渡邊悟士: 躯体に環境配慮コンクリートを使用した建築物の実現とそのCO₂削減効果 その1 計画概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.565-566, 2015.9
- (35) 山本佳城, 陣内浩, 立山香織, 加藤雅樹, 馬場重彰, 並木哲, 黒岩秀介, 渡邊悟士: 躯体に環境配慮コンクリートを使用した建築物の実現とそのCO₂削減効果 その2 CO₂削減効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.563-564, 2015.9

日本建築学会関東支部研究報告集

- (36) 加藤雅樹, 吉敷祥一, 坂田弘安, 篠崎洋三, 成原弘之, 宮原貴昭: 低降伏点鋼を用いた

せん断パネルの動的効果に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集, 80 号, pp.421-424, 2010.3

コンクリート工学

- (37) 陣内浩, 加藤雅樹, 立山香織, 近藤憲二: 主要構造部材を環境配慮型コンクリートで構築した建築物の実現と CO₂ 削減効果, コンクリート工学, Vol.52, No.6, pp.528-533, 2014.6

コンクリート工学年次論文報告集

- (38) 加藤雅樹, 坂上肇, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形骨組の力学的挙動に関する実験研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.505-510, 2009

その他

- (39) 加藤雅樹, 吉敷祥一, 坂田弘安, 篠崎洋三, 成原弘之, 宮原貴昭: 低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の動的効果に関する研究, 日本地震工学会大会梗概集, pp.286-287, 2009.
- (40) 吉川直志, 浅野靖, 佐藤充弘, 加藤雅樹: MMST における仕切壁の耐火性能 (その 2) 大型実験, 土木学会第 66 回年次学術講演会, V-074, pp.147-148, 2011.
- (41) Masaki Kato, Yozo Shinozaki, Narihara Hiroyuki, Hiroyasu Sakata, Shoichi Kishiki, Takaaki Miyabara: Experimental Study on Low Cycle Fatigue and Hysteresis of Shear Panels with Low Yield Strength Steel under Dynamic Loading, IABSE Conference Nara 2015, Proceedings of IABSE Conference Nara 2015, IABSE Conference, May. 2015.

付録 2 各種実験の載荷および計測方法

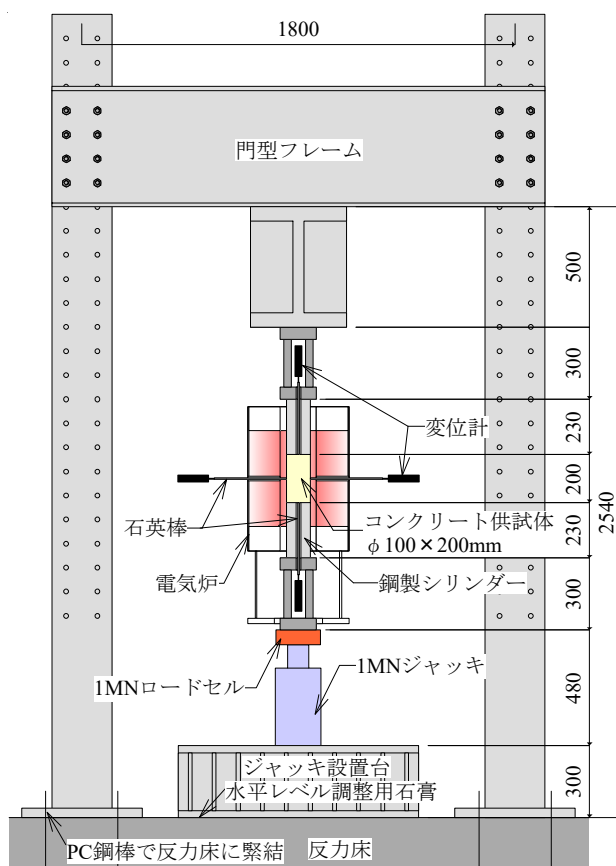
本付録では、実験を行った第 2 章と第 4 章について、実験方法の詳細について示す。

付録 2-1 第 2 章で示した実験方法

付録 2-1-1 コンクリートの熱間圧縮試験

2.3.1.3 で示したコンクリートの熱間圧縮試験方法を付図 2-1 に示す。ひずみは変位計により得た。加熱温度は、コンクリート表面に設置した熱電対を用いて、昇温速度を $2^{\circ}\text{C}/\text{分}$ として制御を行った。試験体断面温度を概ね均一とするため表面が目標温度到達後に 2 時間表面温度を維持した後、漸増載荷することで応力度－応力ひずみ関係を得た。目標温度の維持時間は、別途断面内部に熱電対を埋め込んだ試験体を加熱し、断面温度分布を測定して決定した。昇温過程における所定の載荷軸力は加熱前に導入し、本実験における載荷軸力は $2\text{N}/\text{mm}^2$ または軸力比 0.2 である。

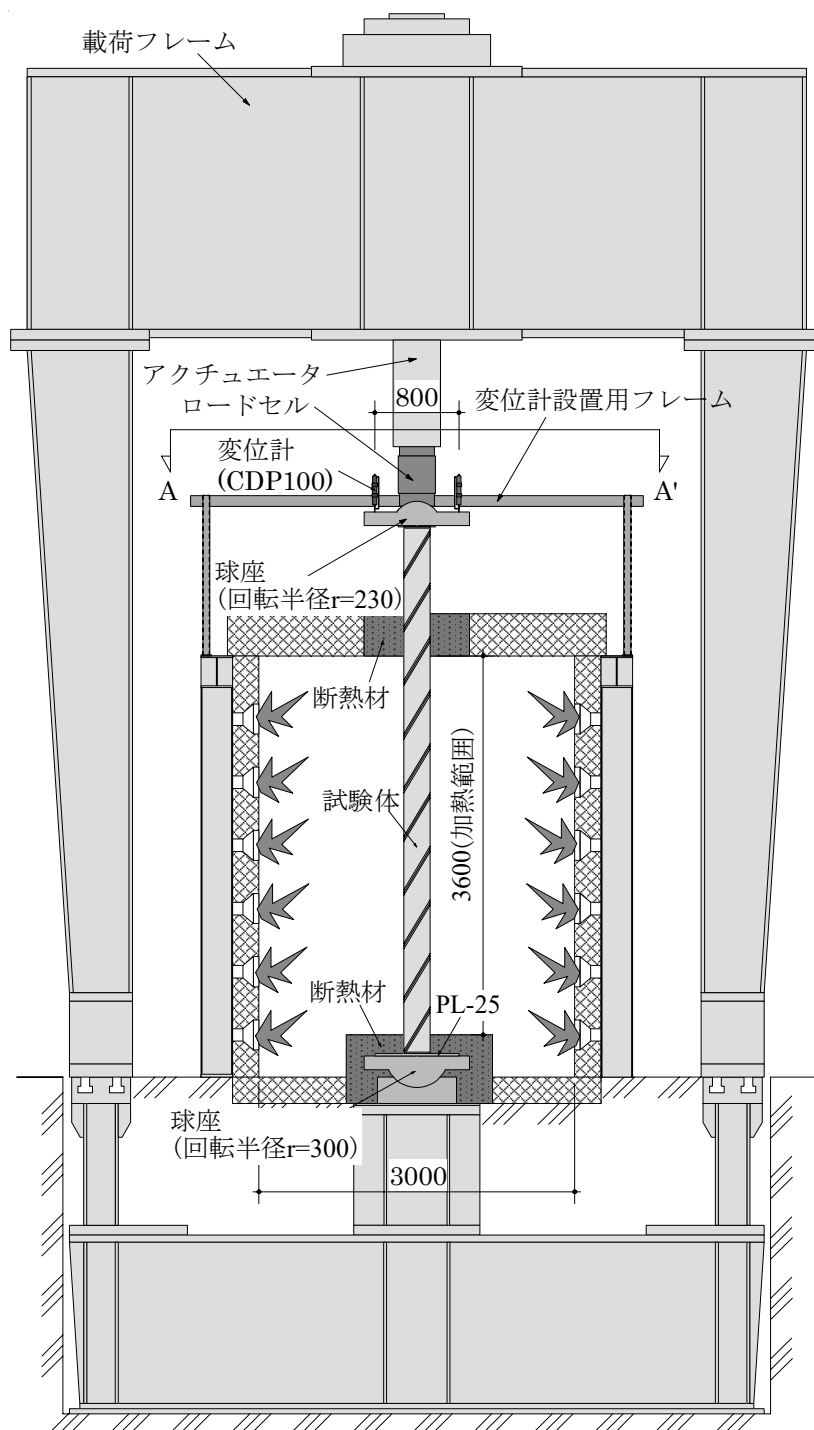
自由熱膨張ひずみは、無載荷で昇温中の全体ひずみを計測することで得た。過渡ひずみは、一定軸力を載荷後に昇温して得られる全体ひずみと自由熱膨張ひずみの差から、同温度・同軸力における応力ひずみ成分を差し引くことで得た。



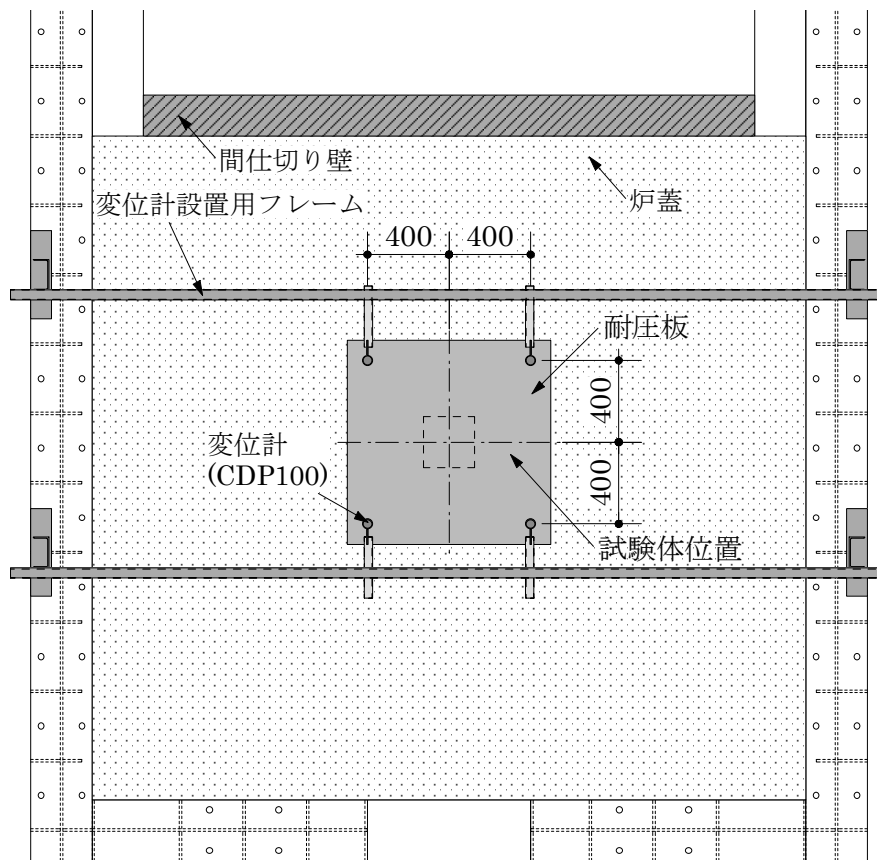
付図 2-1 コンクリートの熱間圧縮試験方法

付録 2-1-2 RC 長柱の荷重加熱実験および荷重実験方法

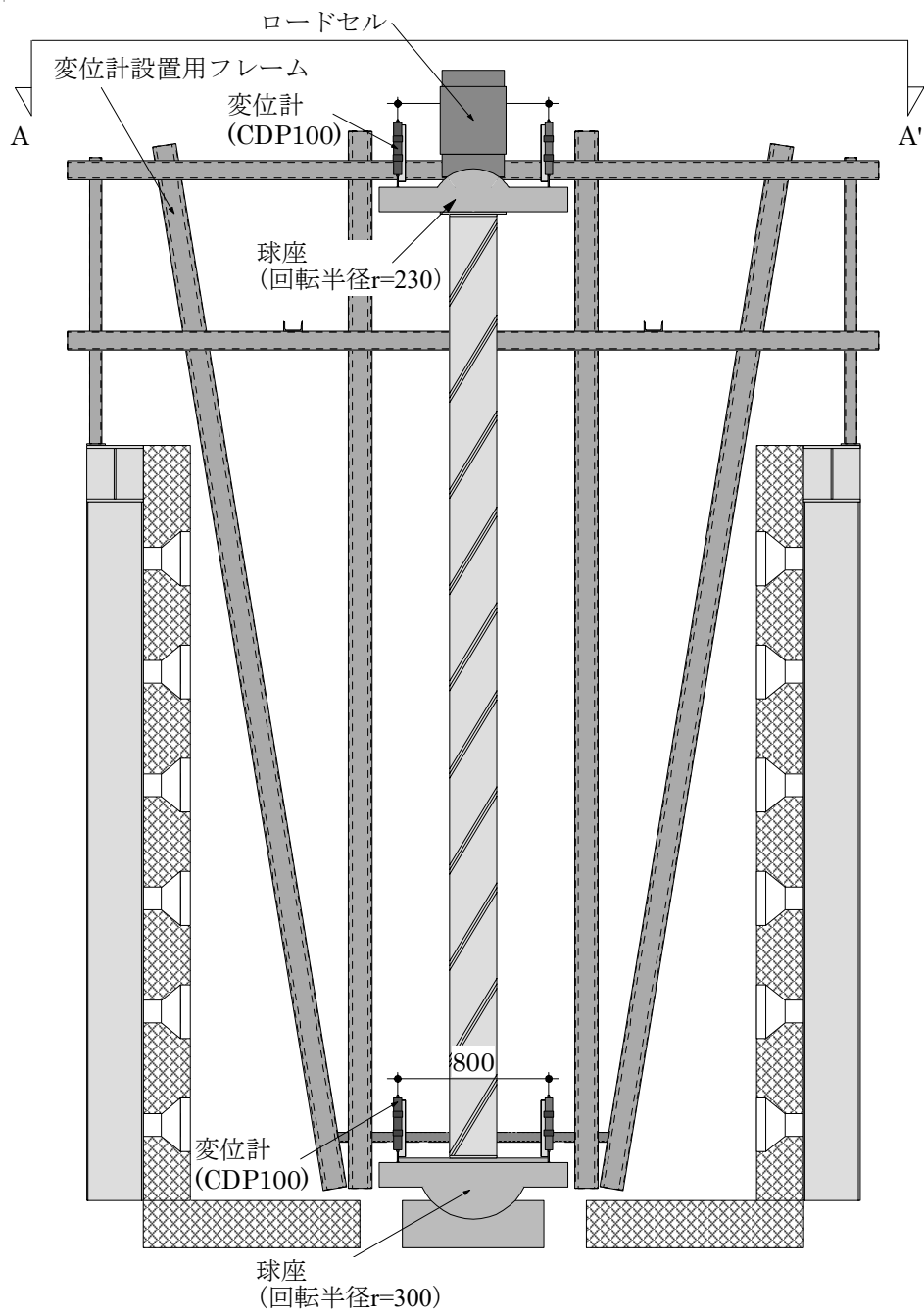
2.2.1.3 で示した RC 長柱の荷重および変位の計測方法について、荷重加熱実験方法を付図 2-2 と付図 2-3 に、荷重実験方法を付図 2-4 と付図 2-5 に示す。荷重実験に使用した荷重フレームは付図 2-2 と同一のため、記載を省略した。



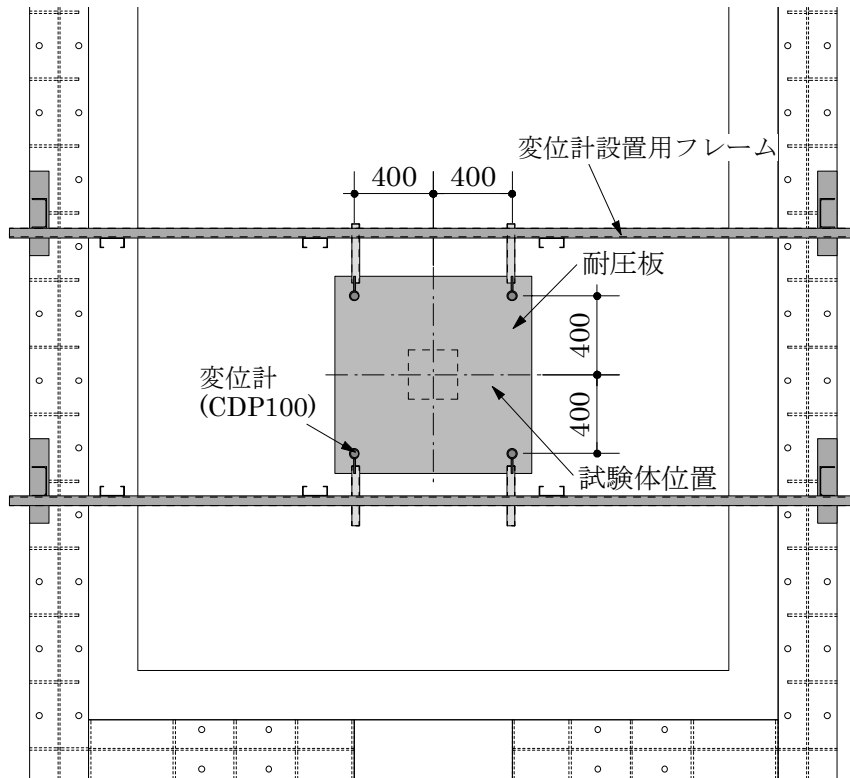
付図 2-2 荷重加熱実験のセットアップ(立面)



付図 2-3 载荷加熱実験のセットアップ(付図 2-2 の A-A'矢視)



付図 2-4 载荷実験のセットアップ(立面)

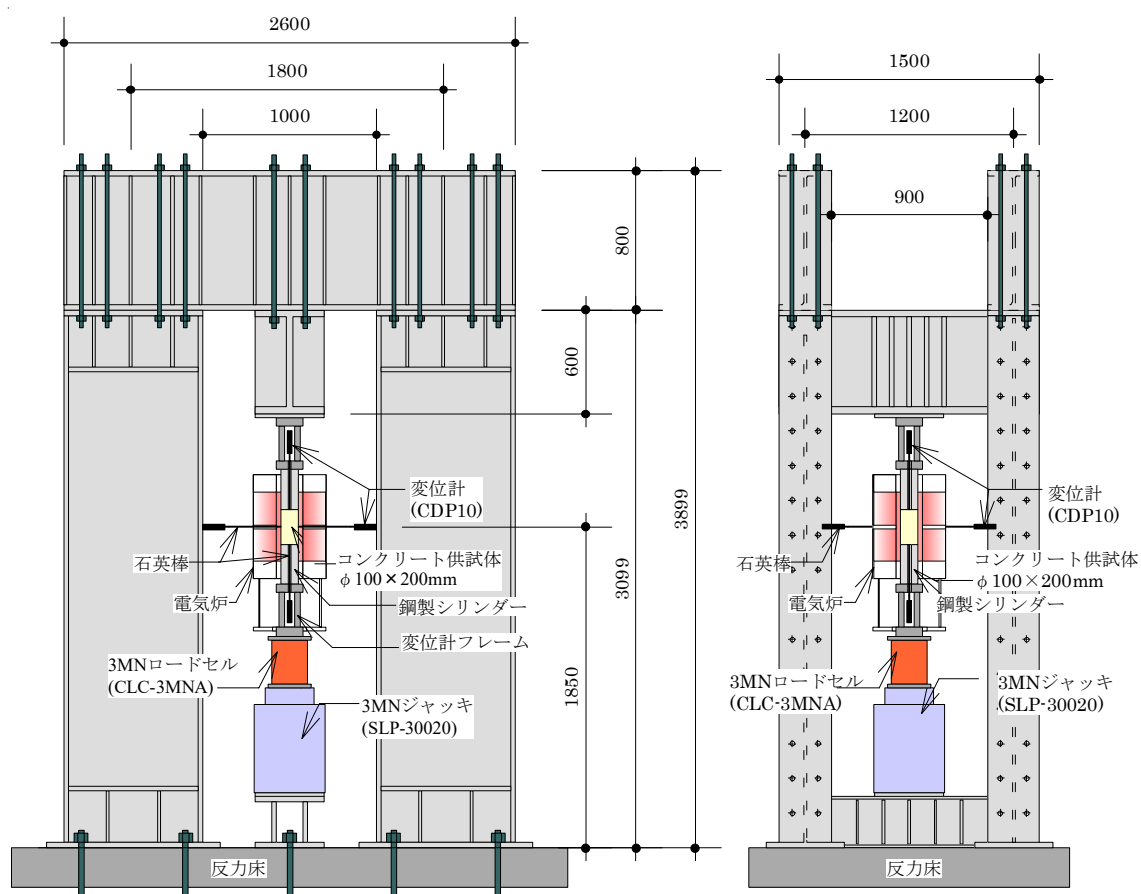


付図 2-5 載荷実験のセットアップ(付図 2-4 の A-A'矢視)

付録 2-2 第 4 章で示した実験方法

付録 2-2-1 コンクリートの熱間圧縮試験

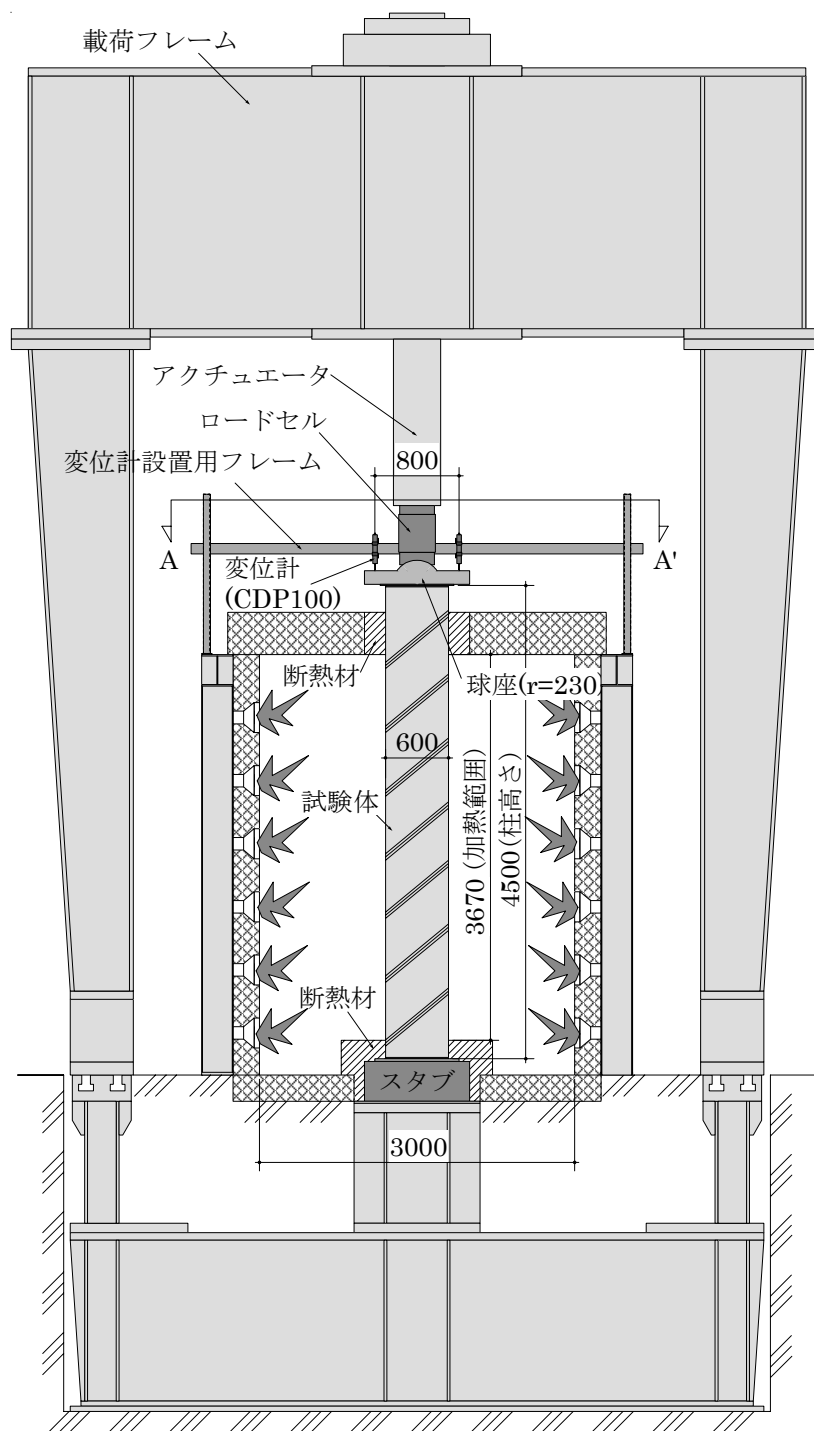
4.2.1.3 で示したコンクリートの熱間圧縮試験方法を付図 2- 6 に示す。付録 2-1-1 の付図 2- 1 で示した試験方法とは載荷フレームが異なるのみで、温度、荷重、各種ひずみの計測方法は付録 2-1-1 と同一である。



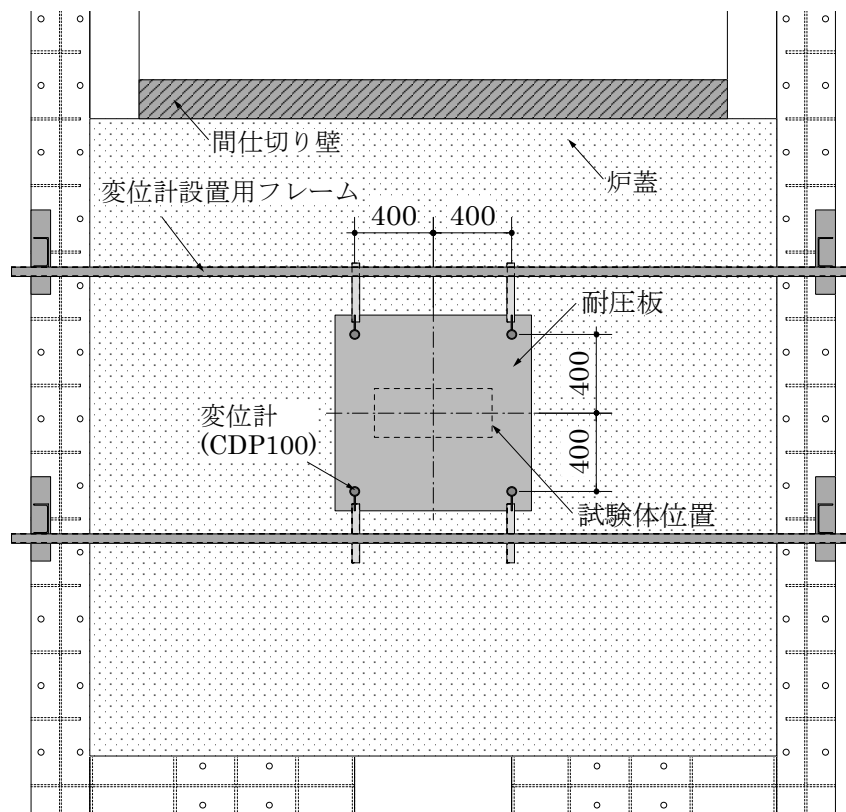
付図 2- 6 コンクリートの熱間圧縮試験方法

付録 2-2-2 RC 長柱の載荷加熱実験

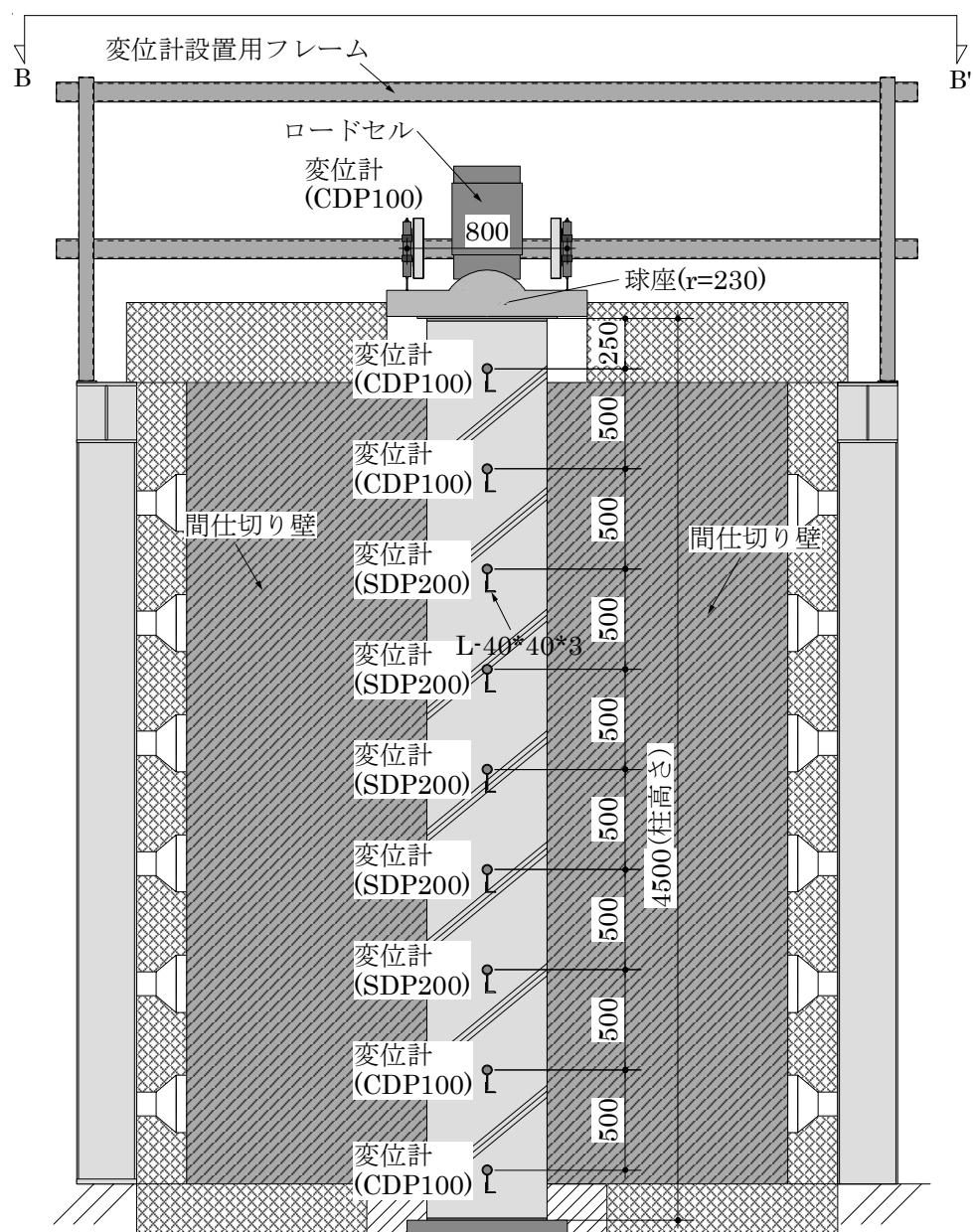
4.2.1.4 で示した RC 長柱の載荷および変位の計測方法について、断面全周を加熱範囲とした試験体(H4-03-0)を付図 2- 7 と付図 2- 8 に、1 面を加熱範囲とした試験体を付図 2- 9～付図 2- 11 に示す。付図 2- 9～付図 2- 11 は軸力の偏心距離 42mm の例を示し、載荷フレームは付図 2- 7 と同一のため記載を省略した。



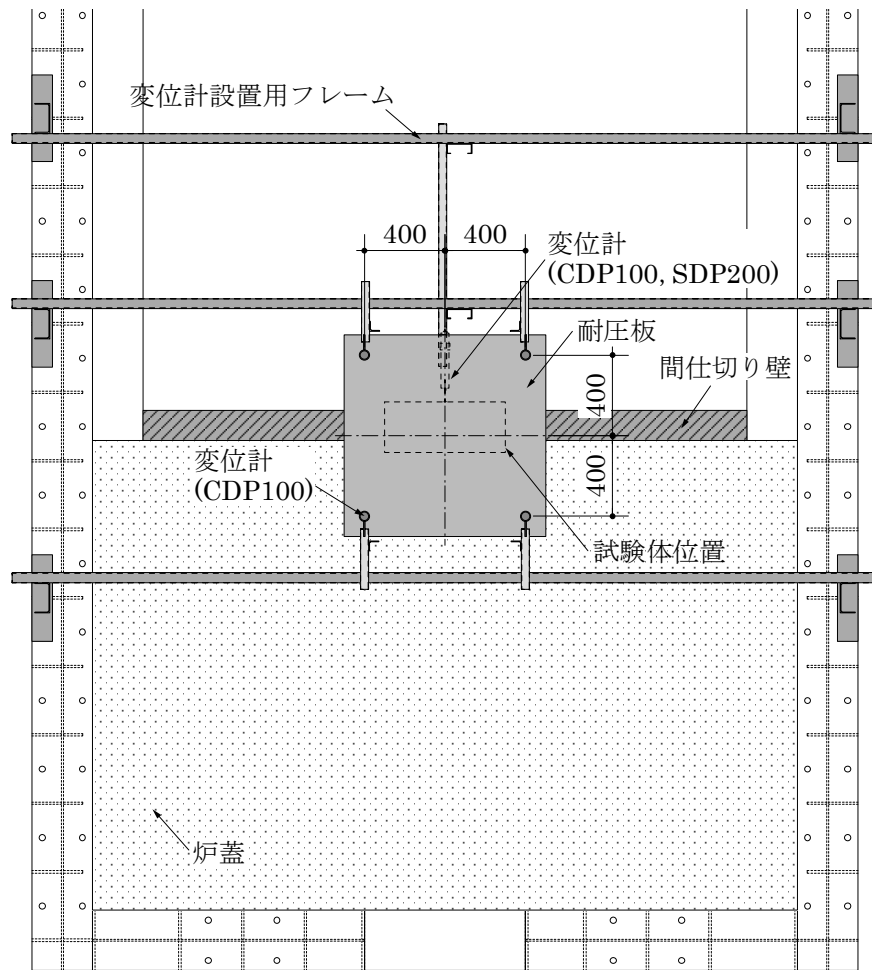
付図 2-7 载荷加熱実験のセットアップ(立面)
(断面加熱範囲：4面(全周))



付図 2- 8 載荷加熱実験のセットアップ(付図 2- 7 の A-A'矢視)
(断面加熱範囲：4 面(全周))



付図 2- 10 荷重加熱実験のセットアップ(付図 2- 9 の A-A'矢視)
(断面加熱範囲：1 面，軸力の偏心距離 42mm の例)



付図 2- 11 载荷加熱実験のセットアップ(付図 2- 10 の B-B'矢視)
(断面加熱範囲：1 面，軸力の偏心距離 42mm の例)