

コンクリート充填鋼管柱の耐火性に関する研究

菊田 繁美

システム情報工学研究科

筑波大学

2012年 3月

目次

第1章	序論	-1-
1.1	研究の背景	-2-
1.2	既往の研究	-4-
1.3	研究目的	-5-
第2章	CFT 柱の有限要素による精算解析	-7-
2.1	FEM 熱伝導解析	-8-
2.2	コンクリートの高温時における応力と歪の関係	-12-
2.3	FEM 熱応力解析	-23-
2.4	累加強度	-23-
2.5	精算解析結果の検討	-24-
2.6	まとめ	-34-
第3章	CFT 柱の理論数式解	-35-
3.1	温度分布の 2 次関数近似	-36-
3.2	コンクリートのモデル化	-39-
3.3	CFT 柱の高温軸耐力式	-42-
3.4	破壊の判定	-47-

3.5	累加強度	-60-
3.6	理論数式解の適用性の検討	-61-
3.7	まとめ	-70-
第4章	CFT 柱の耐火性能	-71-
4.1	軸圧縮柱	-73-
4.2	曲げ圧縮柱	-77-
4.3	指針式の適用性	-87-
4.4	まとめ	-90-
第5章	結論	-91-
5.1	結論	-92-
5.2	残された課題	-94-
	【参考文献】	-96-

第1章 序 論

1. 序論

1.1 研究の背景

コンクリート充填鋼管構造は、鉄骨構造に比べてコンクリート充填鋼管柱（以下、CFT柱）の高い剛性により振動が小さく居住性に優れ、鉄骨鉄筋コンクリート構造に比べて型枠が不要、下層階から高流動コンクリートの圧入が可能などの施工性に優れている。また、CFT柱や鉄骨梁を用いるため、鉄筋コンクリート構造に比べて階高や梁スパンを大きくできる空間自由度に富む構造である。したがって、近年、コンクリート充填鋼管構造は、鉄骨構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造に替わる構造形式として、事務所、ホテル、物販店舗、倉庫など多用途で採用されるようになっており、超高層集合住宅の主流である鉄筋コンクリート構造に対しても建築計画の自由度を向上させるために用いられることがある。平成12年～19年における日本建築センター超高層建築物構造審査件数（図1.1.1を参照）からも、超高層建物の構造形式に占めるコンクリート充填鋼管構造の割合が増加傾向にあり35%を超えるまでになっていることがわかる。

以上のように、耐震構造やコンクリート施工方法の面で優れた構造として認知されてきているが、耐火構造の面では鉄骨構造と同等の耐火対策を施すのが通例であった。これは、耐火構造の建築基準法の規則では鋼材温度が規定されているため、コンクリートの温度にかかわらず鋼材温度を抑制しなければならないことが原因である。そこで、CFT柱充填コンクリートの熱容量による昇温抑制効果を安全余裕度として、鉄骨柱と同じ耐火被覆を施す方法がとられてきた。近年、コンクリートの優れた耐火性能を利用してCFT柱の耐火性能が見直されつつある。しかし、日本では、図1.1.2に示すように昭和34年の建築基準法の第2次改正により鉄筋コンクリート構造が耐火構造として規定されたため、それ以降、鉄筋コンクリート構造の耐火性能に関する研究は長い間滞っていた。これが原因となって、鋼管鉄骨とコンクリートから

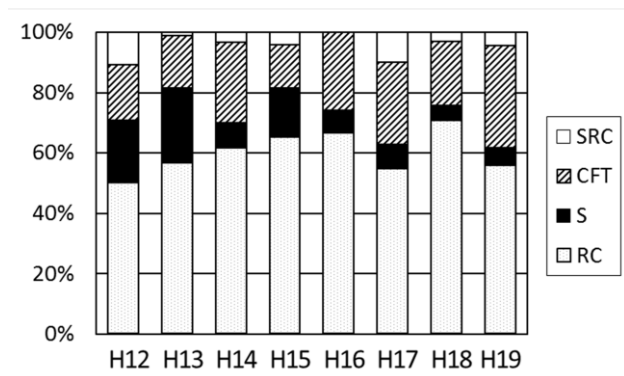


図 1.1.1 日本建築センター
超高層建築物構造審査件数

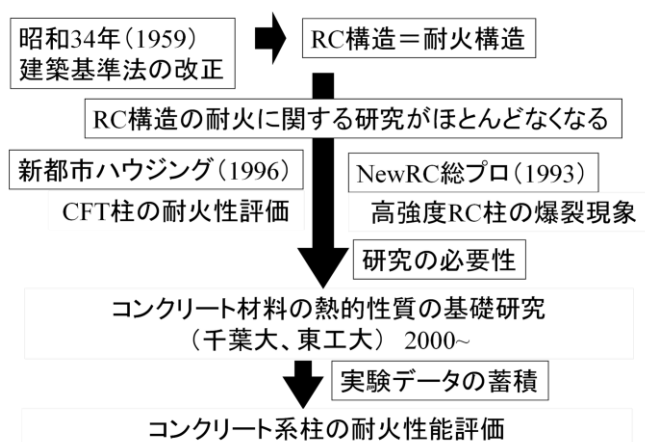


図 1.1.2 背景・経緯

なる CFT 柱の耐火性能を評価するために必要となるコンクリートの高温時性能に関する研究はほとんど存在しなかった。コンクリートの高温時性能については、1993 年に行われた NewRC 総プロにおいて、コンクリート強度が 100N/mm^2 レベルの高強度コンクリート柱に火災時爆裂現象が観察されたのを始めとして研究の必要性が表面化した。1996 年には CFT 柱コンクリートの大きな熱容量を利用して無耐火被覆を可能とする設計法¹⁾が、新都市ハウジング協会から提案されたところであり、コンクリート系構造物の耐火性能に関する研究は始まったばかりとも言える。

元来、建築基準法における耐火構造としての認定基準は鋼材の温度であったため、火炎にさらされて早期に高温となる鋼管を有する無耐火被覆 CFT 柱は耐火構造となりえなかった。新都市ハウジング協会では CFT 柱の耐火性能を検証した載荷加熱実験データを積み上げと耐火設計法の構築を行い、建設大臣認定を取得することで無耐火被覆 CFT 柱を可能とした。鋼管の耐火被覆は躯体工事完了後の仕上げ工事の施工工程を遅らせることや、柱断面が大きくなり居住面積を減少させることなどデメリットが大きいため、無耐火被覆を可能とした新都市ハウジング協会の設計法は画期的ともいえ、数多くの建物に採用されている。しかし、この設計法における CFT 柱の耐火性能評価方法は、載荷加熱実験結果の下限値を設定するものであり、実験結果の母集団に依存するものである。実験結果の母集団に依存しない破壊機構を解明した評価方法が望まれる。

以上のように、CFT 柱には普及・発展性が見込めること、しかし、そのためには耐火上の優位性を明確に証明することが必要であるといえる。

1.2 既往の研究

耐火性能の理論的評価を困難にしているのは、前述したように、高温時におけるコンクリートの応力～歪関係の実験データが不足していたことや、温度分布が一様でないコンクリート断面に複雑に発生する各種歪を適切に評価できなかったことが原因である。

高温時におけるコンクリートの応力～歪関係については、古くは古村らの研究^{2),3),4)}、近年では高強度コンクリートを含む研究^{5),6),7)}が行われており、実験資料の獲得・蓄積と共に詳細な構成関係が明らかにされつつある。コンクリートが圧縮応力を受けながら温度上昇する際に生じる各種歪には、剛性低下による圧縮歪、熱膨張による伸び歪、クリープによる圧縮歪、過渡歪と呼ばれる圧縮歪があり、これら各歪の発生量に関する評価式が提案されるようになってきた^{6)~16)}。過渡歪はAnderbergらが1970年代に発案した概念¹⁷⁾であり、熱膨張歪と圧縮応力に依存して温度上昇に即時応答する圧縮歪である。高軸力下における過渡歪は他の歪に比べて大きな歪成分となるため、過渡歪を適切に評価し、鉛直荷重支持能力への影響を把握する必要がある。過渡歪を精算モデルに組み込んでこれを考慮した高温コンクリートの解析はいくつか見られる^{21)~23)}。筆者らも、材料試験に基づいて上に挙げた各種歪を定式化し、これを有限要素解析に組み込んで、高強度鉄筋コンクリート柱が終局に至るまでの挙動を解析しており、これから、柱の荷重加熱実験結果は解析的に模擬可能であること、特に高軸力を受ける柱については過渡歪の影響で耐火性能の低下が危惧されることを明らかにした^{18)~20)}。これらの荷重加熱実験結果を模擬可能な解析は鉄筋コンクリート柱と鉄筋を内蔵するCFT柱を対象としたものであり、無筋のCFT柱の荷重加熱実験結果に対して模擬可能な解析は見られない。これらの既往の研究成果は、何れも、数値実験的な例解集に止まるといえる。今日、火災加熱を受けるコンクリート柱の終局挙動に対して、過渡歪はどのような役割を果たすのか、さもなければ、どのような悪影響を及ぼすのかを、理論的かつ具体的に論じようとした研究は未だ見られない。

無耐火被覆CFT柱は、火災時において表面の鋼管が早期に高温になり強度や剛性を喪失するため、終局状態は無筋コンクリート柱として荷重を支持することになる。無筋コンクリート柱という単純な構造でありながら、火災時の鉛直荷重支持能力の推定には実験式¹⁾が用いられており、破壊状況を把握した理論式を構築するには至っていない。

1.3 研究目的

CFT 柱は建物の長期荷重に対して許容応力度設計されているものの、火災時に表面鋼管が高温になり強度・剛性が低下するにつれて、鋼管が支持してきた圧縮力のコンクリート部分への応力再配分が進行するため、コンクリートが高圧縮応力状態となる。設計基準強度の 1/3 以下の応力で長期許容応力度設計された無耐火被覆 CFT 柱のコンクリートが、火災時には応力再配分により設計基準強度の 0.5 倍以上の圧縮応力となることがある。また、高温となった鋼管の拘束効果もなくなるため、コンクリートの温度上昇により長期設計荷重を支持できなくなる。このように応力再配分によって高圧縮応力状態となる CFT 柱は、鋼材が高温とならないために応力再配分の少ない鉄筋コンクリート柱や鉄骨鉄筋コンクリート柱に比べて耐火性能に劣る構造形式である。

また、CFT 柱に接合される鉄骨梁は、大スパンとなることが多く耐火被覆されているものの火災時には 300℃程度の高温になる可能性があり、梁の熱膨張が CFT 柱に大きな水平変形を強制する。比較的小スパンで熱容量が大きく昇温が緩慢な鉄筋コンクリート梁が接合する鉄筋コンクリート柱に比べてこの点でも耐火性能に劣る構造形式である。

CFT 柱の高温軸圧縮耐力を推定する設計式として、軸圧縮柱と曲げ圧縮柱に関する実験式¹⁾が提案されているが、試験体数、パラメーターの範囲、実験結果と設計式のばらつきを見ても十分な精度を有しているとは言えない。

既往の軸圧縮柱の研究^{24)~29)}においては、高軸力を受ける CFT 柱や高強度コンクリート CFT 柱の高温軸圧縮耐力は当該柱の累加強度を下回るという報告があるものの、今日、その原因についてはほとんど解明されていない。

コンクリート材料に特有に発生する過渡歪が大きな歪であることに着目し、過渡歪の軸圧縮耐力に及ぼす影響を解明することが原因究明につながるものと考えた。本研究では、まず、無耐火被覆 CFT 柱を対象とし、当該柱の火災時挙動をシミュレーションできる FEM 精算解析モデルを構築し、シミュレーション解析により過渡歪の挙動を把握する。次に、過渡歪の作用を組み込んだ理論高温軸圧縮耐力式を開発することによって CFT 柱の高温軸圧縮時の破壊機構を理論的に明らかにする。最後に、これらの解析手法を用いたパラメトリックスタディにより、無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能を明らかにすることを研究目的とする。ただし、検討対象 CFT 柱は理論的扱いが容易な円形の無耐火被覆 CFT 柱に止めるものとする。

本論文を構成する全5章について、各章の概要を以下にまとめる。

第1章では、近年のコンクリート系構造の耐火性が問題視されはじめたことが研究の背景であり、研究の現状として既往の研究では解明されていない問題があることを示した。この問題は、コンクリート系構造の中でも耐火性に劣る CFT 柱の耐火性に影響すると予想されることから、研究対象に CFT 柱を選択したことを示した。

第2章では、コンクリートの材料実験結果をもとに、新たに定式化した応力歪、過渡歪を組み込んで、無耐火被覆 CFT 柱の火災時性状を精度よくシミュレーションできる FEM 精算解析を構築した。FEM 精算解析を用いて、過渡歪が軸圧縮耐力に及ぼす影響を把握した。

第3章では、新たに開発した理論数式解の導出について示した。理論数式解は、過渡歪を近似的に捉えることによって軸圧縮耐力を数式表示するものであり、過渡歪の影響により CFT 柱には2つの破壊モードが存在することを明らかにした。

第4章では、パラメトリックスタディにより、無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能を明らかにするとともに、現在用いられている無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能評価法とパラメトリックスタディを比較検討することにより、耐火設計法の信頼性について検討する。

第5章では、2章から4章のまとめを示し、今後の課題について言及する。

第2章 CFT柱の有限要素による精算解析

2. CFT 柱の有限要素による精算解析

火災時における CFT 柱の挙動を把握すべく、有限要素法による精算解析を構築する。火災時 CFT 柱は長期軸力下において加熱される場合、および長期軸力下において梁の熱膨張による水平変形を強制されながら加熱され場合があり、これらの状況を精度よくシミュレーションできる精算解析モデルを構築するものである。

精算解析は 2 段階の解析となっており、最初に、FEM 熱伝導解析により CFT 柱の断面内温度分布の時刻歴を求め、次に、この得られた温度分布を用いて FEM 応力変形解析を行うものである。

2.1 FEM 熱伝導解析

表面が加熱されるコンクリート内部の温度上昇推移とその分布を評価すべく、図 2.1.1 に示す軸対称要素による FEM 平面熱伝導解析を用いる。FEM 平面熱伝導解析には汎用 FEM プログラム ADINA を用いた。齋藤らは、この方法によって部材内温度を推定するときコンクリートの体積比熱を Euro Code の 1.2 倍、熱伝導率を Euro Code の 0.8 倍とすることで実験結果によく適合すると報告している³⁰⁾。これに倣って、円形 CFT 柱の断面内温度分布とその時間的推移を求めた。加熱は ISO 標準加熱曲線による。コンクリートおよび鋼材の体積比熱と熱伝導率を図 2.1.2、図 2.1.3 に示すように温度によって変化するものとした。コンクリートについては下式で定義される Euro Code と総プロの体積比熱 (c) と熱伝導率 (λ) を併記した。

(Euro Code)

$$c = 2.07 + 1.53 \times 10^{-3}T - 6.39 \times 10^{-7}T^2 \quad J/cm^3 \cdot ^\circ C$$

$$\lambda = 0.02 - 2.00 \times 10^{-5}T + 8.33 \times 10^{-9}T^2 \quad J/cm \cdot s \cdot ^\circ C$$

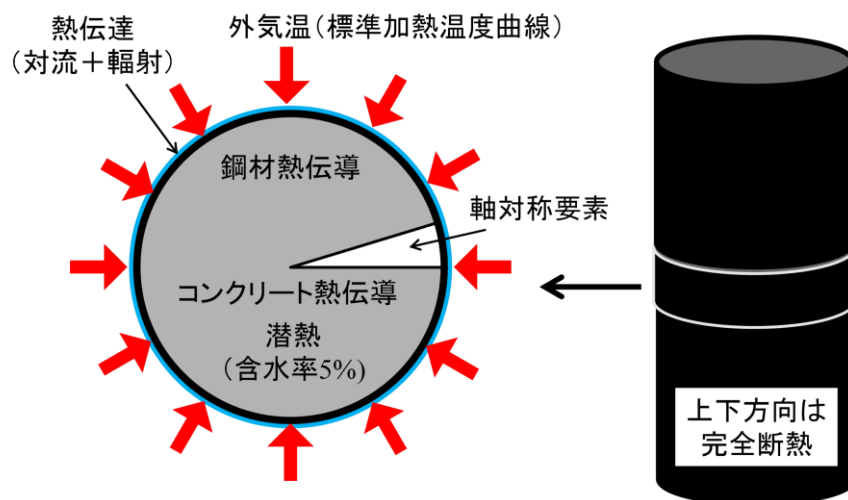


図 2.1.1 コンクリートの熱定数

(総プロ)

$$\begin{aligned}c &= 1.61 + 2.82 \times 10^{-3}T - 1.55 \times 10^{-6}T^2 && J/cm^3\text{°C} \\ \lambda &= 0.029 - 5.08 \times 10^{-5}T + 3.61 \times 10^{-8}T^2 && J/cm \cdot s \cdot \text{°C}\end{aligned}$$

鋼材については下式で定義される総プロの体積比熱 (c) と熱伝導率 (λ) を用いた。

(総プロ)

$$\begin{aligned}c &= 3.80 + 6.31 \times 10^{-6}T^2 && J/cm^3\text{°C} \\ \lambda &= 0.519 + 6.31 \times 10^{-6}T^2 && J/cm \cdot s \cdot \text{°C}\end{aligned}$$

コンクリートの含水率を 5%、潜熱を 237 J/cm³ とし、100°C で温度を停滞させた。鋼材表面の熱伝達率を総合熱伝達率(h_f)として、図 2.1.4 に示すように対流熱伝達率(h_c)と放射熱伝達率(h_R)の和で与えた。対流熱伝達率は風速 3m/s における値として $h_c=0.0019J/cm^2s\text{°C}$ を採用した。鋼管表面の放射熱伝達率は物体面の放射率を 0.8 とし、下式を用いて求めた。

$$h_R = 0.8 \sigma ((T_o + 273) + (T_w + 273))((T_o + 273)^2 + (T_w + 273)^2)$$

σ : ステファンボルツマン定数(=1.38065 × 10⁻²³ J/K)

T_o : 気温 T_w : 物体温度

新都市ハウジング協会の CFT 柱耐火設計指針に記載されている载荷加熱実験の試験体について熱伝導解析を実施した。断面直径が 150φ から 508φ の 6 種類の CFT 柱について図 2.1.5 に示す ISO834 標準加熱温度曲線による加熱時の断面内温度分布を図 2.1.6 に示す。断面直径が小さい 150φ では約 30 分で中心部が 100°C になるが、その約 2 倍の断面直径 318φ では約 90 分、約 3 倍の断面直径 508φ では約 240 分と大きく異なる。加熱初期には外縁から内部に入ると急激に温度が低下し、100°C になると存在する水分の気化熱により温度の停滞がみられ、100°C 以下では中心に近づくにつれて緩やかに温度が低下する。

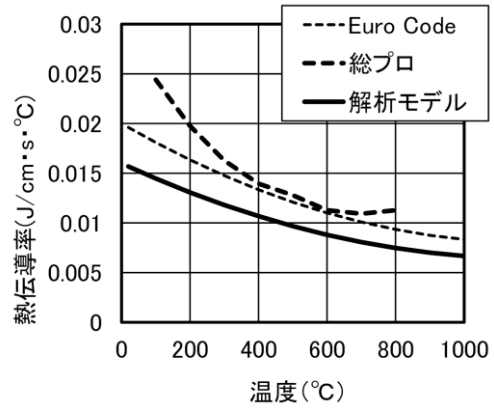
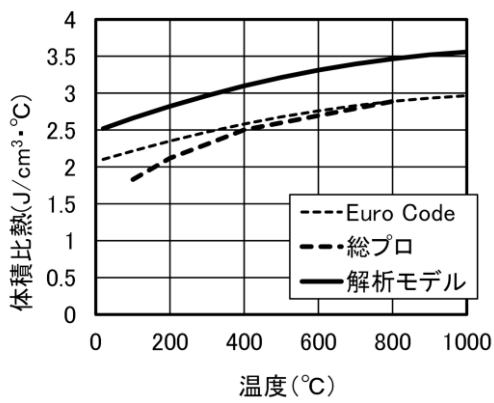


図 2.1.2 コンクリートの体積比熱と熱伝導率

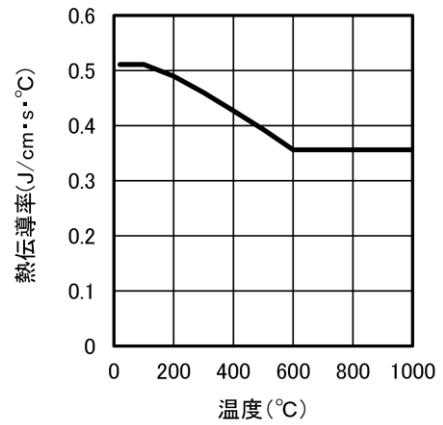
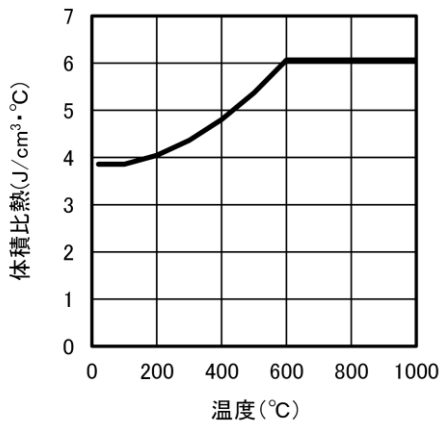


図 2.1.3 鋼材の体積比熱と熱伝導率

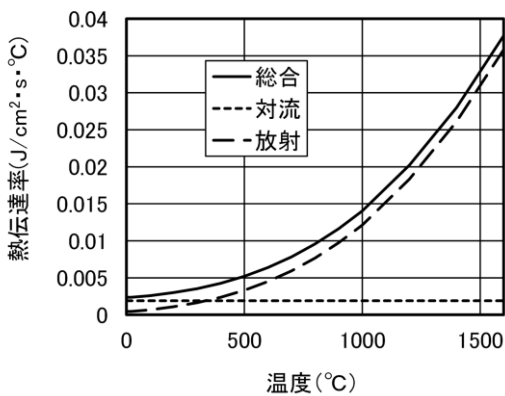
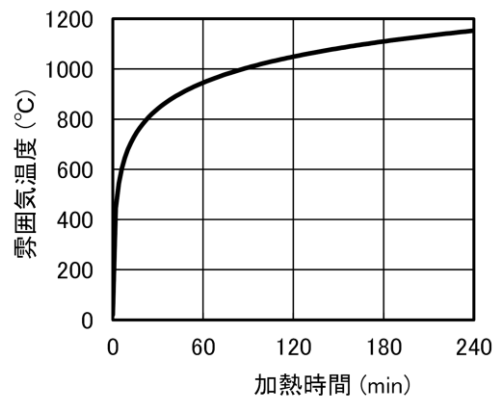


図 2.1.4 熱伝達率



(ISO834 標準火災温度曲線)
図 2.1.5 加熱温度

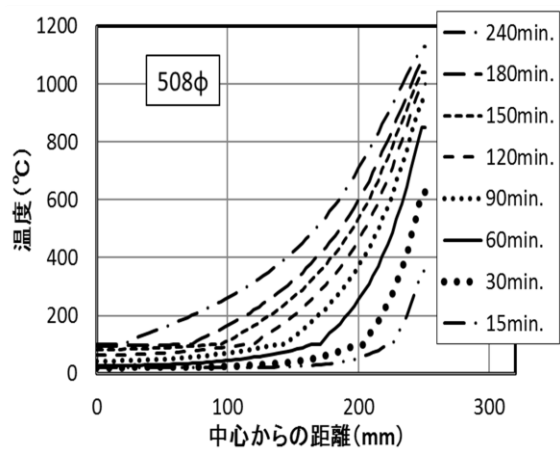
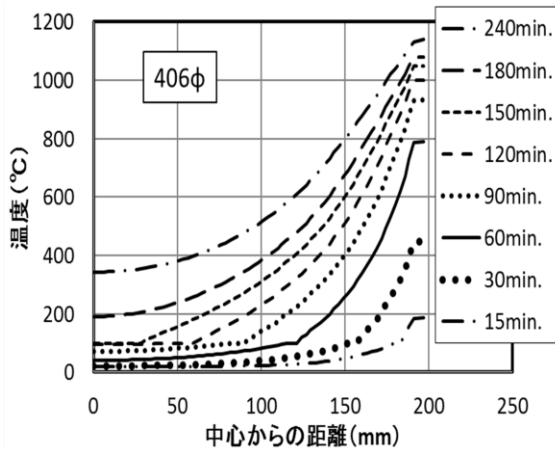
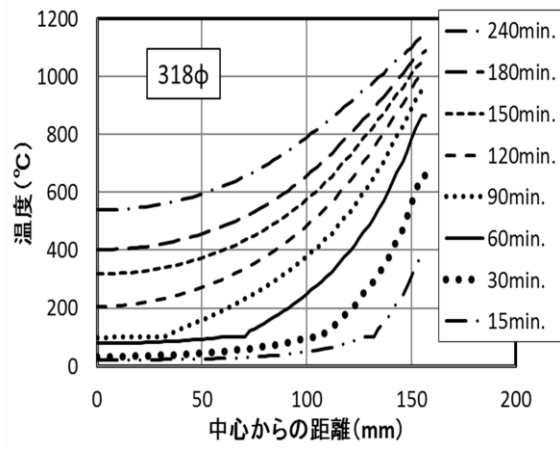
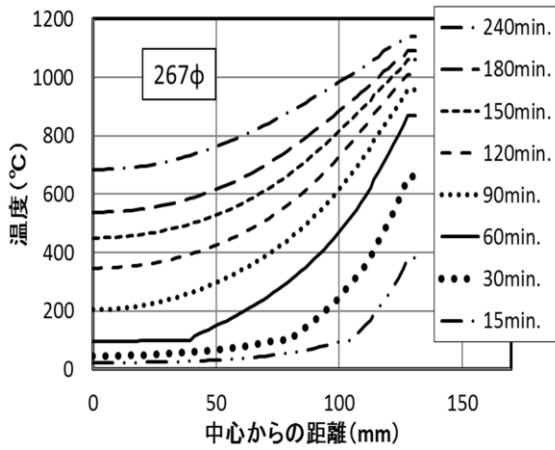
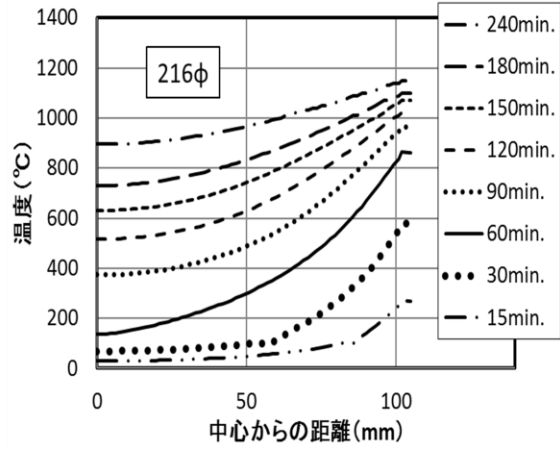
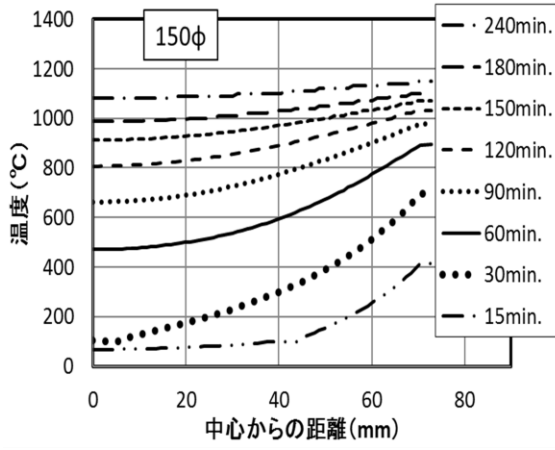


図 2.1.6 断面内温度分布

2.2 コンクリートの高温時における応力と歪の関係

(1) コンクリートの高温素材試験

火災による加熱と長期荷重による圧縮応力を受けるコンクリートには、熱膨張歪、応力歪、クリープ歪、過渡歪の4種類の歪が発生する。これら4種類の歪の中でクリープ歪、過渡歪に関しては、コンクリート供試体の高温圧縮試験を基に定式化した例は少なく、数例の報告にとどまる。筆者らも文献 8)~16)に示すように、コンクリート強度が 37、80、100、110N/mm²の4種類について高温圧縮試験を行い、これらの歪の定式化を試みた。高温素材試験の概要を以下に示す。

供試体寸法は最大寸法 20mm の骨材同士が干渉しないように、その 2 倍以上の寸法として、φ75mm×150mm とした。以下に供試体の調合を示す。

高強度コンクリートと普通強度コンクリートの調合を表 2.2.1、2.2.2 に示す。

表 2.2.1 高強度コンクリートの調合

水結合材比	スランプ フロー	空気量	粗骨材の 最大寸法	細骨材率	単位水量	質量(kg/m ³)					混和剤
						セメント	細骨材①	細骨材②	粗骨材	混和材	
(%)	(cm)	(%)	(mm)	(%)	(kg/m ³)						(B×%)
18	66	1.1	20	39.8	160	800	164	385	848	89	1.5
24	63	0.7	20	47.0	160	600	218	517	848	67	1.8
35	65	0.4	20	51.7	165	424	265	621	848	47	1.4

セメント：低熱ポルトランドセメント

細骨材①：市原産山砂

細骨材②：相模川産陸砂

粗骨材：青梅産砕石(硬質砂岩)

混和材：粉末状シリカフェーム

混和剤：ポリカルボン酸系の高性能 AE 減水剤

表 2.2.2 普通強度コンクリートの調合

水結合材比	スランプ	空気量	粗骨材の 最大寸法	細骨材率	単位水量	質量(kg/m ³)			混和剤	
						セメント	細骨材	粗骨材		
(%)	(cm)	(%)	(mm)	(%)	(kg/m ³)				(B×%)	
57	20	5.0	20	45.0	174	306	804	1019		0.765

セメント：普通ポルトランドセメント

細骨材：鹿島産陸砂

粗骨材：葛生産砕石(石灰岩)

混和剤：AE 減水剤 標準形 (I 種)

実験装置を図 2.2.1、2.2.2 に示す。外周に加力フレームが配置され、内側の中心軸に沿って下から油圧ジャッキ・下側治具・供試体および電気炉・上側治具・球座・ロードセルが配置されている。

実験変数は一定に保持する圧縮応力と温度であり、以下のように設定した。

圧縮応力： 0, $0.05\sigma_c$, $0.1\sigma_c$, $0.2\sigma_c$, $0.3\sigma_c$, $0.4\sigma_c$, $0.5\sigma_c$

温度： 常温, 100°C , 200°C , 300°C , 400°C , 500°C , 600°C , 700°C

熱膨張歪、応力歪、クリープ歪、過渡歪を分離するために、図 2.2.3 に示す 3 種類の载荷加熱形式を採用した。



図 2.2.1 実験装置

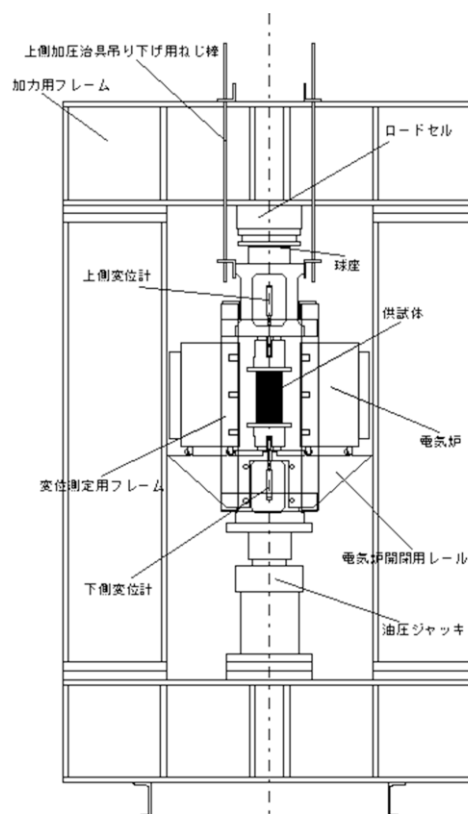


図 2.2.2 実験装置

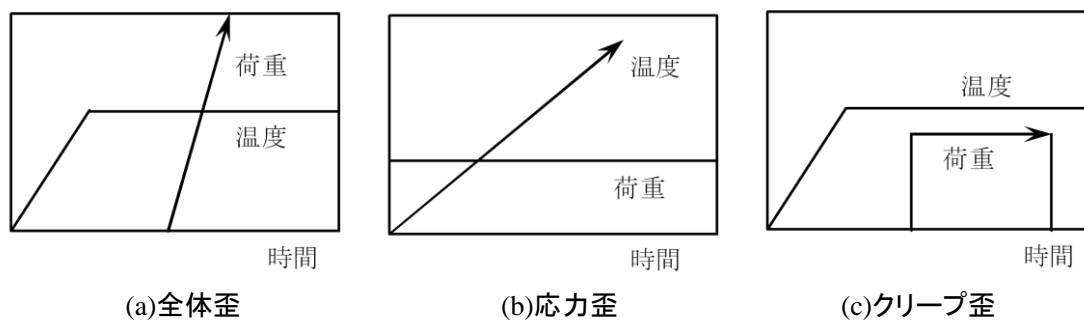


図 2.2.3 载荷加熱形式

- ① 常温で一定荷重とし、荷重を保持しながら断面内温度が均一になるように1°C/min.で徐々に温度上昇させることにより、全ての歪が発生する。この歪が全体歪である。
- ② 無荷荷で一定温度とし、一定温度の下で破壊するまで圧縮する。一定温度とする過程で熱膨張歪が得られ、圧縮試験により応力歪が得られる。圧縮試験が短時間のためクリープ歪は無視できる。また、温度一定のため過渡歪は発生しない。
- ③ 無荷荷で一定温度とし、一定温度と一定荷重の下で経時変化するクリープ歪を測定する。温度と荷重が一定のため応力歪、熱膨張歪、過渡歪は発生しない。
- ④ 過渡歪は圧縮応力下で温度上昇時に発生する歪のため、全体歪に含まれている。全体歪から、熱膨張歪、応力歪、クリープ歪の各成分を削除すると過渡歪が得られる。

(2) 全体歪

加熱と圧縮を受けるコンクリートの全体歪 ε は、(2.2.1)式で示される。圧縮応力による圧縮歪 ε (応力歪)、熱膨張による伸び歪 ε_{th} (熱膨張歪)、クリープによる収縮歪 ε_{cr} (ク

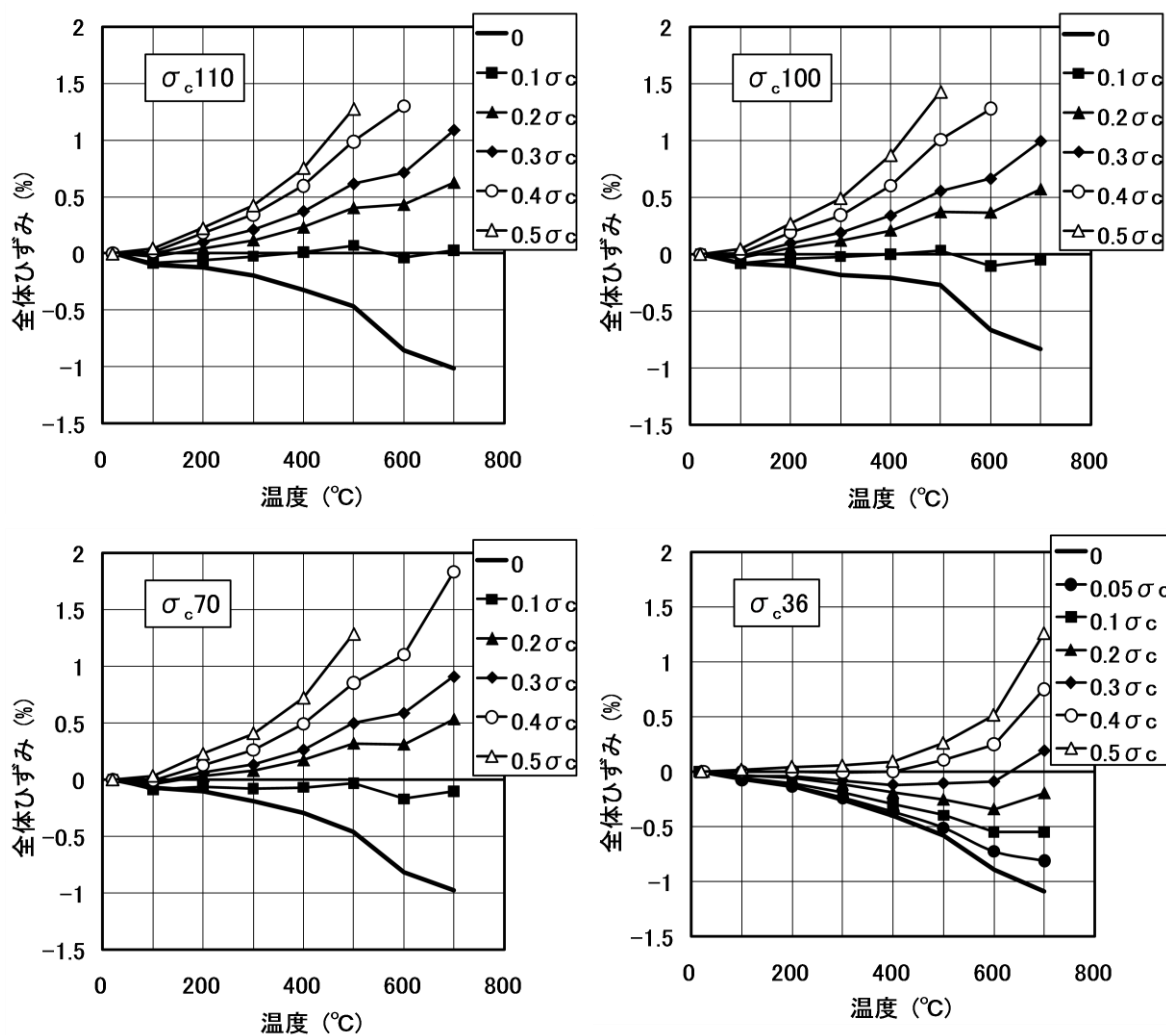


図 2.2.4 全体歪の実験値

リープ歪)、および過渡歪による収縮歪 ε_{tr} の和であり、全体歪は柱の変位に適合する歪である。

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{tr} \quad (2.2.1)$$

全体歪の実験結果を図 2.2.4 に示す。高強度コンクリートほど大きな圧縮歪が発生する。

(3) 応力と応力歪の関係

(2.2.1)式で表される諸歪のうち応力 σ に寄与するのは応力歪 ε である。応力と応力歪の関係の実験結果を図 2.2.5 に示す。

高温時におけるコンクリートの応力 σ ～歪 ε 関係を Popovics の式³¹⁾ を用いて表現し、これを σ ～ ε 関係の精算モデルとする。既に、同じ方法によって高強度コンクリートの σ ～ ε 関係は的確に表現し得ている²⁰⁾。これを実験結果⁹⁾に基づいて拡張し、普通強度から高強度コンクリートに亘り適用可能な σ ～ ε 関係式として (2.2.2)式を考案した。

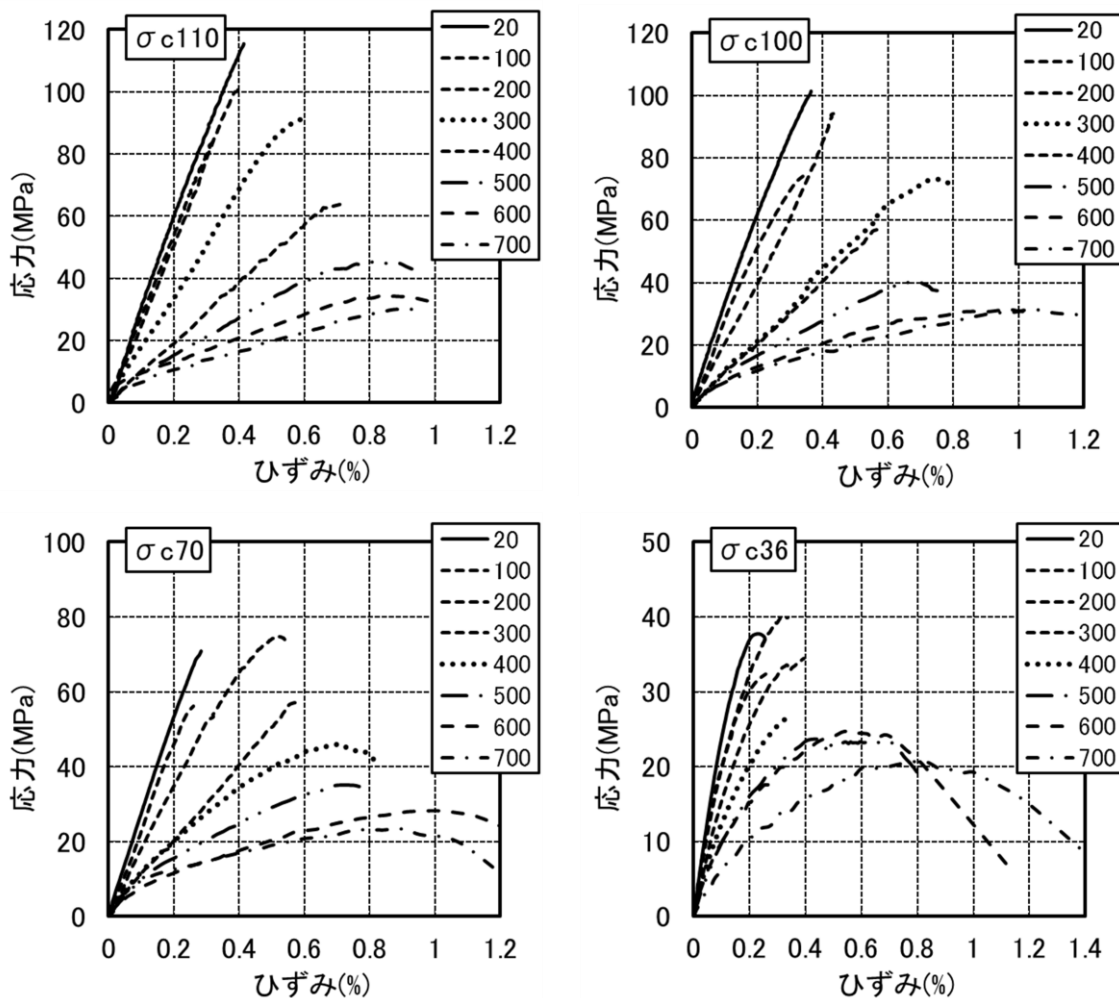


図 2.2.5 応力-応力歪関係の実験値

$$\sigma = \sigma_{cT} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cT}} \cdot \frac{n_T}{n_T - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cT}}\right)^{n_T}} \quad (2.2.2)$$

(2.2.2)式における3パラメター σ_{cT} , ε_{cT} , n_T は次式で与えられる。

$$\frac{\sigma_{cT}}{\sigma_c} = \left\{ 0.5 \cos\left(\frac{3.14T}{1500}\right) + 0.5 \right\}^{\frac{2.5\sigma_c}{80}} \quad (2.2.3)$$

$$\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_c} = 0.0025 T + 1 ; \quad \varepsilon_c = 2.4 \cdot 10^{-5} \sigma_c + 0.00128 \quad (2.2.4)$$

$$n_T = 7.5 - 6.0 \times 10^{-3} T \quad (2.2.5)$$

ここに、 σ_c , ε_c はそれぞれ常温時のコンクリート圧縮強度、圧縮強度時歪であり、 σ_{cT} , ε_{cT} は温度 T 時のそれらである。様々な強度を持つコンクリートに対する σ_{cT} , ε_{cT} の数値分布を図 2.2.6, 図 2.2.7 に示す。

コンクリートの高温時 $\sigma \sim \varepsilon$ 関係に関して、同じく Popovics の式を用いた安部らの研究がある 5),6),7)。彼らはコンクリートの常温強度毎に個別に σ_{cT} , ε_{cT} , n_T を設定し、100℃付近のローカルな強度低下を考慮している。至る所で温度勾配を持つ柱の耐力評価に際してこの現象の影響は副次的と考えられ、本論ではこれは無視する。(2.2.2)式と安部らの常温時コンクリート圧縮強度 50,80 N/mm² の提案式を図 2.2.8 で比較する。(2.2.2)式の $\sigma \sim \varepsilon$ 関係は、強度 80N/mm² のコンクリートについては文献 5)と 7)が与えるそれらの中間に行く関係となっており、50N/mm²については文献 6)の与えるそれと大差ないといえる。

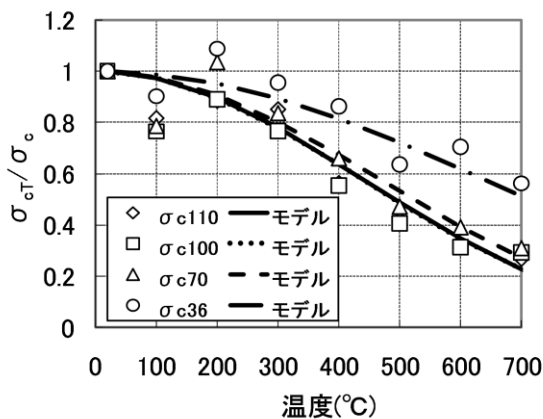


図 2.2.6 高温圧縮強度

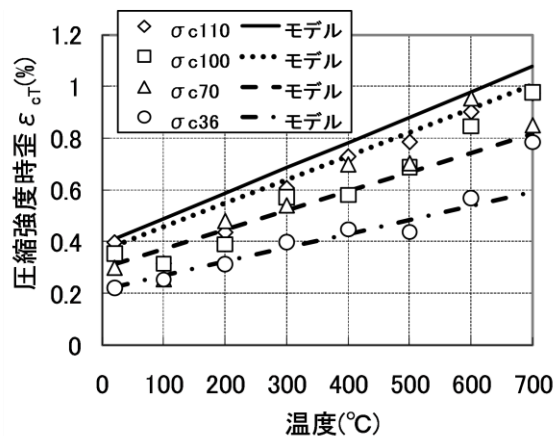


図 2.2.7 高温圧縮強度時歪

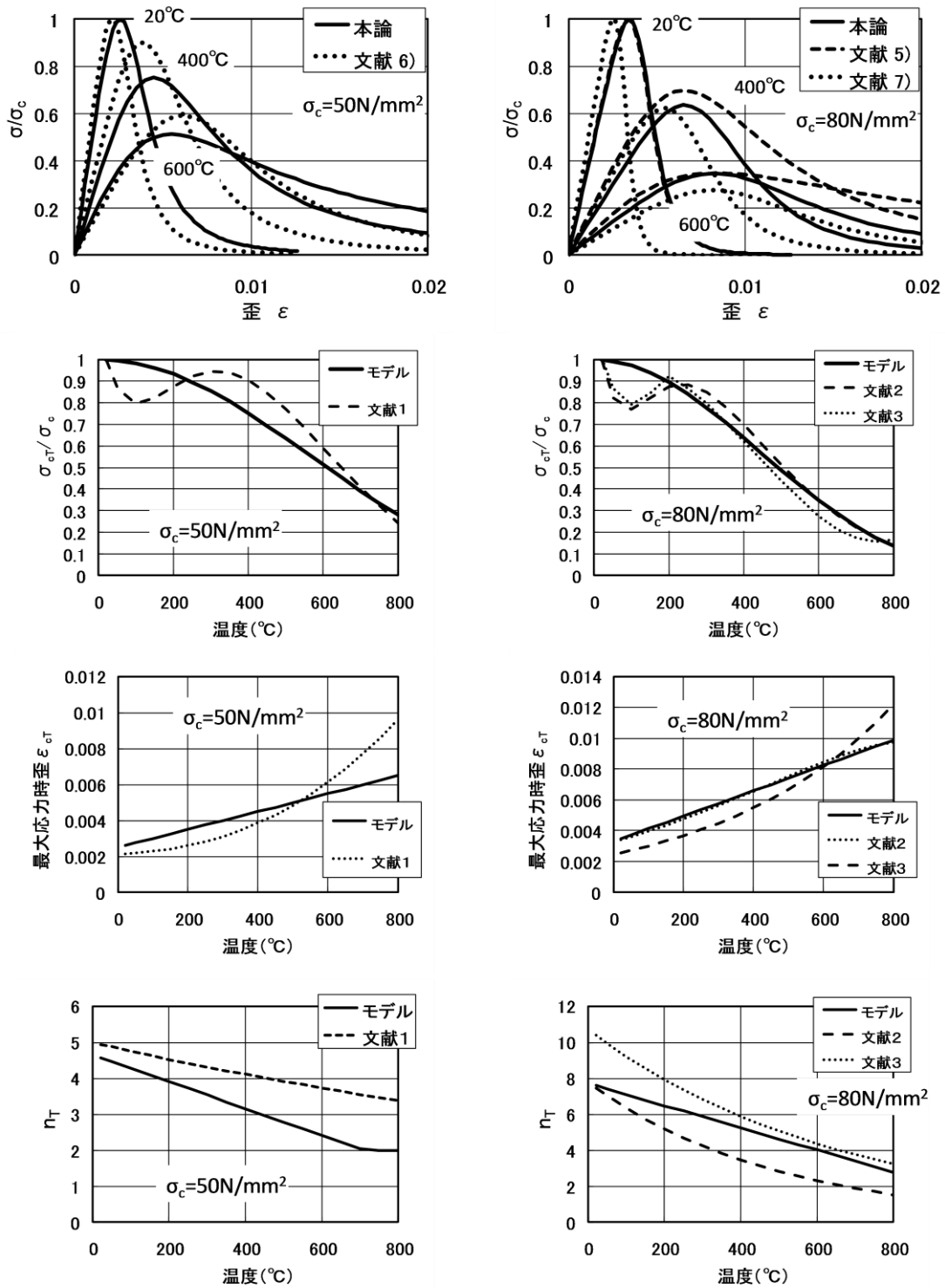


図 2.2.8 コンクリートの応力-応力歪関係の比較

(4) 熱膨張歪

普通強度コンクリートと高強度コンクリートの熱膨張歪の実験結果^{9),10)}を図 2.2.9 に示す。熱膨張歪はコンクリート強度に関係なく設定できるものと考えられ、精算モデルでは EuroCode 式を参考にして数式化した実験値に良く一致する次式¹³⁾を圧縮歪を正として用いる。

$$\varepsilon_{th} = \begin{cases} -5.0 \cdot 10^{-6}(T-T_{RT})-2.3 \cdot (T-T_{RT})^3 & ; T \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{th}(700-T_{RT}) & ; T > 700 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.2.6)$$

T_{RT} は常温を表わす。

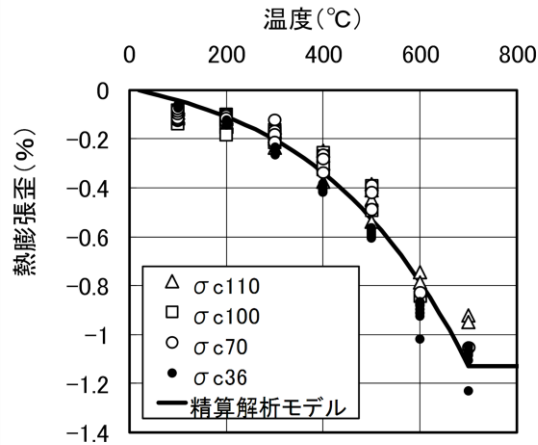


図 2.2.9 熱膨張歪

(5) クリープ歪

普通強度コンクリートの一定応力・一定温度下において発生する歪の実験結果¹⁰⁾を図 2.2.10 に示す。この歪にはクリープ歪と応力歪が含まれているため、定式化した応力歪を除くことにより、クリープ歪が得られる。一定応力・一定温度として 2 時間後および 5 時間後におけるクリープ歪を図 2.2.11 に示す。

文献 15)では強度が 100N/mm² レベルの高強度コンクリートについてクリープ歪を定式化している。これらの文献に倣って、5 時間後のクリープ歪を基準として、精算モデルにおけるクリープ歪を次の(2.2.7)式で与える。

$$\varepsilon_{cr} = \beta_0 \left(\frac{t}{t_r} \right)^q \cdot \frac{\sigma}{\sigma_c} e^{\tau(T-T_{RT})} \quad (2.2.7)$$

$\sigma_c \leq 60$ のとき: $\beta_0 = -0.00020, \tau = 0.0056, t_r = 300$ 分, $q = 0.30$

$\sigma_c > 60$ のとき: $\beta_0 = -0.00088, \tau = 0.0026, t_r = 300$ 分, $q = 0.46$

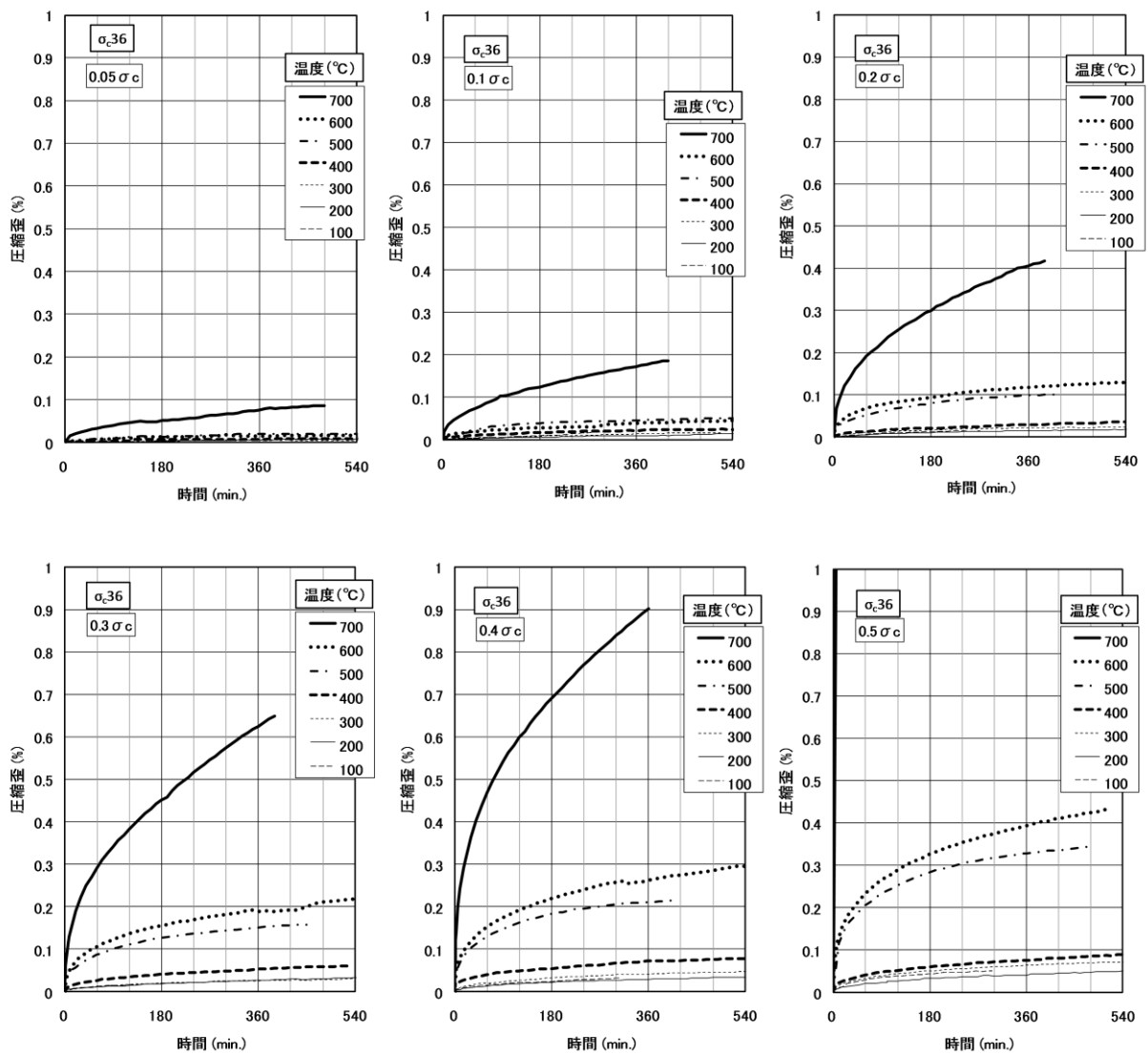


図 2.2.10 一定応力・一定温度下における発生歪

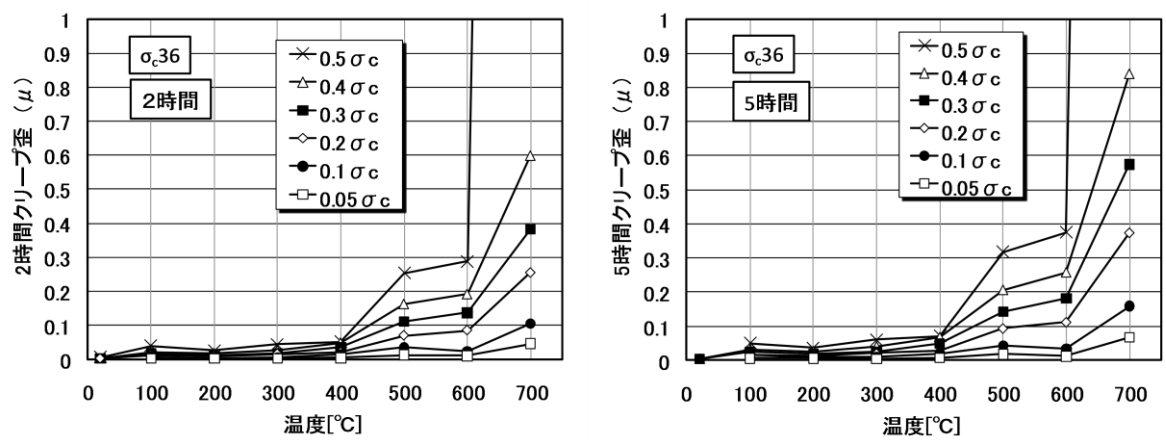


図 2.2.11 クリープ歪

精算解析におけるクリープ歪（ ε_{cr} ）の計算については、Anderberg らの方法に従い、歪硬化則を適用する。温度 T_i 、応力 σ_i の状態から温度 T_{i+1} 、応力 σ_{i+1} の状態に移行する場合について図 2.2.12 に示す。(2.2.7)式に示すようには T_i, σ_i におけるクリープ歪 $\varepsilon_{cr,i}$ は時間 t_i の関数で与えられる。 T_i, σ_i から T_{i+1}, σ_{i+1} に異なる曲線移行する場合は、 T_{i+1}, σ_{i+1} の曲線上でクリープ歪が $\varepsilon_{cr,i}$ となる等価時間 $t_{m,i}$ を基点としてクリープ歪を算定する。温度と応力で規定されるクリープ歪曲線を順次更新することにより、その時点のクリープ歪を求める。

$$\varepsilon_{cr,i+1} = \beta_0 \left(\frac{t_{m,i} + \Delta t_i}{t_r} \right)^q \cdot \frac{\sigma_{i+1}}{\sigma_c(T_{i+1})} e^{\tau(T_{i+1} - T_{RT})}$$

$$t_{m,i} = t_r \left[\frac{\varepsilon_{cr,i}}{\beta_0 \frac{\sigma_{i+1}}{\sigma_c(T_{i+1})} \cdot e^{\tau(T_{i+1} - T_{RT})}} \right]^{\frac{1}{q}}$$

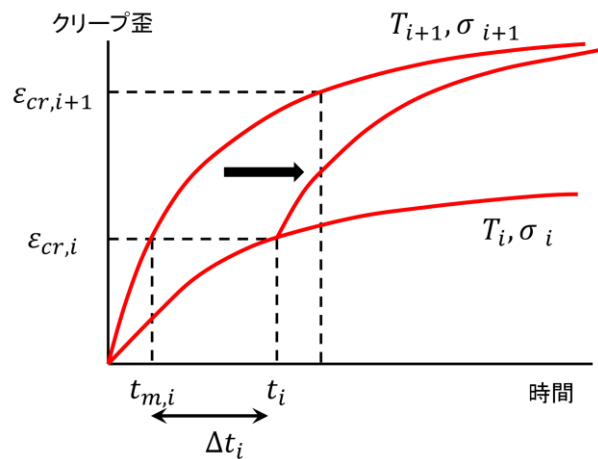


図 2.2.12 クリープ歪

(6) 過渡歪

過渡歪 ε_{tr} は、Anderberg によって初めて見出された歪であり、圧縮応力が存在するとき、温度上昇に伴って時間遅れなく直ちに現れ、熱膨張歪を打ち消す向きに発生する。これは次のような増分形式で定義される¹⁷⁾。

$$d\varepsilon_{tr} = K_2 \frac{\sigma}{\sigma_c} (-d\varepsilon_{th}) \quad (2.2.8)$$

実際、引張応力時、あるいは、温度下降時には過渡歪増分は 0 であり、したがって、過渡歪は不可逆であって、全過渡歪の大きさはコンクリートが受けた過去の圧縮応力と温度の履歴に依存する。また、過渡歪は 100°C 以下ではほとんど発生しないこと判明している²³⁾。

前記したように全体歪に含まれる応力歪、熱膨張歪、クリープ歪が定式化されたことにより、全体歪からそれらの歪を除くことにより過渡歪が得られる。普通強度コンクリートについて得られた過渡歪を図 2.2.13 に示す。この場合は、最適モデル化として係数 $K_2=1.75$ を設定した。

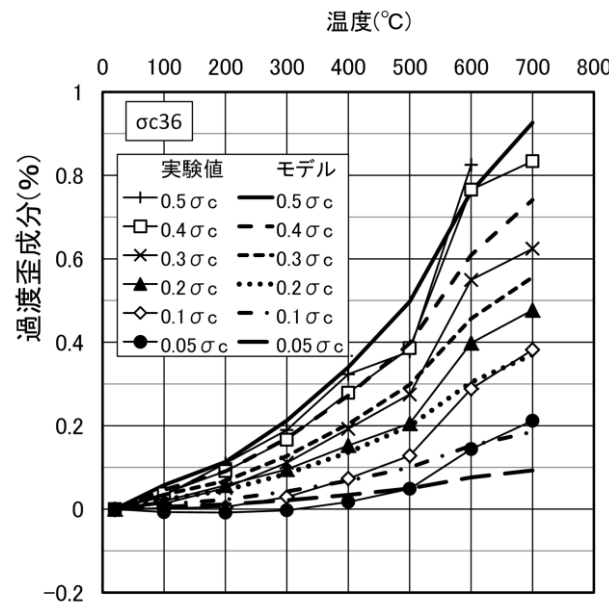


図 2.2.13 過渡歪

我が国では、近年、数種類の強度を持つコンクリートについて、過渡歪の大きさに関する実験研究^{11), 16), 29)}が行われており、これらをまとめると、係数 K_2 はコンクリート強度のみの一次関数である次式によって近似できる。

$$K_2 = 0.037 \sigma_c + 0.34 \quad (2.2.9)$$

図 2.2.14 は、上記実験において各コンクリート強度に対する最適な K_2 をプロットしたも

のであり、(2.2.9)式はこのプロットを最小二乗法で回帰した関係である。精算モデルでは、コンクリートが受ける応力と温度の履歴を考慮した(2.2.8), (2.2.9)式によって過渡歪を評価する。

しかし、同図はより簡明な K_2 と σ_c の同次一次関係

$$K_2 = 0.04 \sigma_c \quad (2.2.10)$$

の成立を示唆してもいる。これを仮定すると、(2.2.8)式は次のように簡略化される。

$$d\varepsilon_{tr} = \frac{\sigma}{\sigma_o} (-d\varepsilon_{th}) \quad (\sigma_o = 25 \text{ N/mm}^2) \quad (2.2.11)$$

σ_o は定値であってコンクリート強度に依存せず、かつ熱膨張歪も同様であるから、(2.2.11)式を用いると、過渡歪はコンクリート種には依らず単に圧縮応力の大きさと温度上昇のみに依存して定まることとなる。後に示す数式解モデルでは、過渡歪として、単純な(2.2.11)式を採用する。

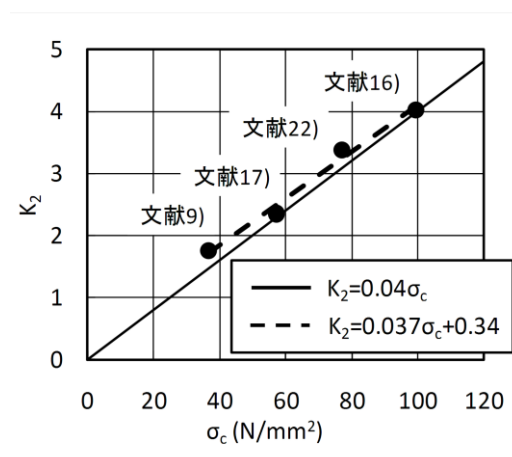


図 2.2.14 過渡歪係数 K_2 と σ_c の関係

2.3 FEM 熱応力解析

解析方法は、図 2.3.1 に示したように、断面の鋼管を 48 要素、コンクリートを 240 要素に分割、高さ方向に 10 等分して平面保持の仮定に基づき解析するものであり、千葉大学上杉教授の開発したプログラム FIRE FRAME³⁹⁾を基本に材料の構成式を見直したものである。熱伝導解析により得られた各要素の温度時刻歴を与えて、一定圧縮軸力および一定圧縮軸力と柱頭部に水平変形を受ける CFT 柱について破壊に至るまで微小歪有限変位問題として解析するものである。

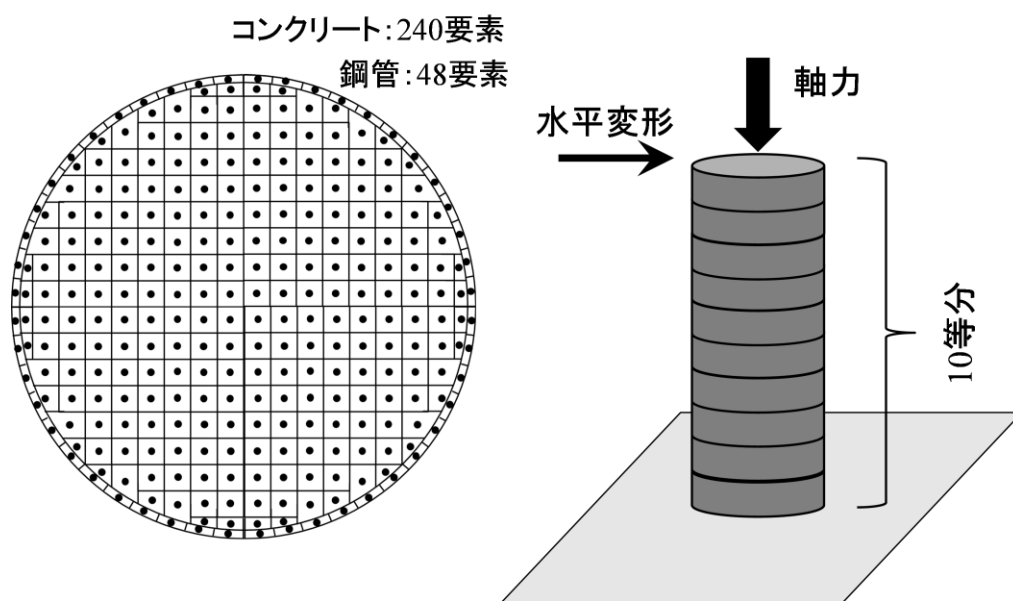


図 2.3.1 解析モデル

2.4 累加強度

累加強度はある時間における断面内の高温強度分布を全断面で積分した値である。即ち、ある温度分布において取りうる軸圧縮耐力の最大値である。精算解モデルの累加強度は、熱伝導解析から直接得る温度分布に基づいて、図 2.2.6 に示した圧縮強度分布を持つ強度を全断面に亘って総計したものであり、軸圧縮破壊する柱の基準となる耐力である。柱の軸耐力は高温時に複雑に発生する種々の歪の影響により累加強度から低下するものである。

2.5 精算解析結果の検討

精算解析の実現象への適合精度を検証するために、既往の載荷加熱実験結果との比較を行う。

(1) CFT 柱の載荷加熱実験

一定軸力下において加熱と水平変形が与えられる載荷加熱実験について、新都市ハウジング協会が筆者が参加・実施した例^{35)~38)}を用いて概要を示す。実験装置を図 2.5.1 に示す。柱脚を固定し、2 台のジャッキを柱頭にピン接合して一定軸力と水平変形を作用させる。水平変形は、柱の部材角 $1/50\text{rad.}$ での破壊を対象としているため、加熱時間 30 分あるいは 60 分で $1/50\text{rad.}$ に達するように一定の変形スピードで制御され、その後は $1/50\text{rad.}$ の一定変形に保持される。これは、CFT 構造技術指針・同解説の適用範囲を部材角 $1/50\text{rad.}$ 以下に制限していることによる。加熱は、炉内雰囲気温度が ISO834 標準加熱温度曲線に一致するように制御される。

直径が 318.5mm 、鋼管厚さ 9.5mm 、コンクリート強度が 57.8N/mm^2 の円形 CFT 柱について、実験後の破壊状況および内部コンクリートの損傷状況の例を図 2.5.2 に示す。これらの試験体はコンクリート断面に対する軸力比が 0.304 と 0.355 、部材角 $1/50\text{rad.}$ の変形で 206 分と 177 分で破壊した。両試験体とも柱脚部において鋼管が局部座屈しコンクリートが圧壊していた。また、柱のほぼ全長にわたりコンクリートに縦ひび割れが発生していた。破壊モードは脚部コンクリートの軸圧縮破壊と考えられる。

図 2.5.3 に示す軸変形と加熱時間の関係を用いて実験経過について説明する。全試験体とも加熱初期には伸び変形を示す。これは、高温となり軸方向と円周方向に熱膨張した鋼管

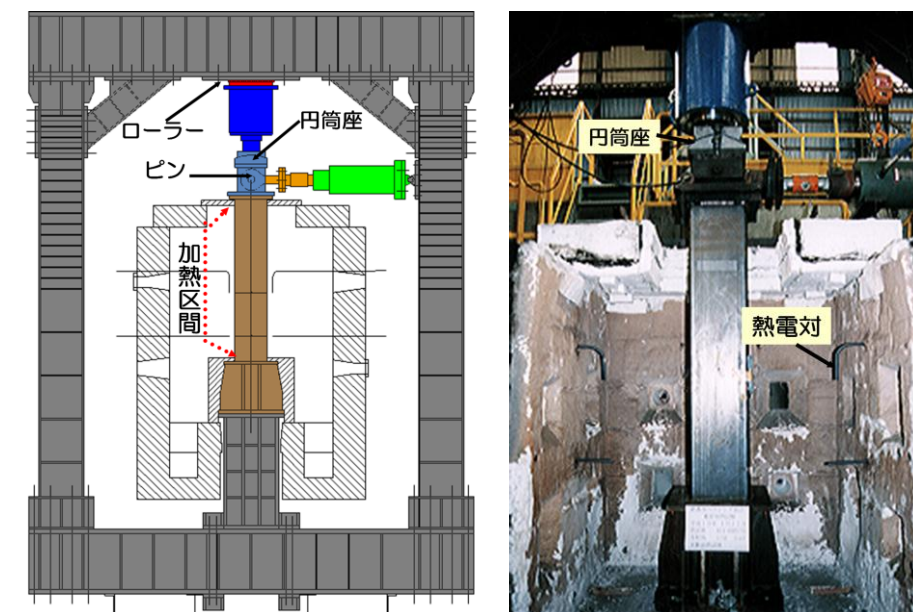


図 2.5.1 実験装置

と低温のコンクリートの付着が切れ、鋼管が全軸力を負担した状態である。その後、伸び変形が小さくなり、30分近傍で軸変形が0mmとなったのち収縮に転じる。これは、鋼管の温度上昇に伴い鋼管の強度とヤング係数が低下して応力歪増分の絶対値が熱膨張歪増分の絶対値を上回るために変形の伸びが止まり、収縮に転じるためである。軸変形0mm近傍で鋼管の負担していた全軸力がコンクリートに再配分される。鋼管温度が800℃以上となる45～60分以降は、鋼管強度が常温強度の1/10以下となり、局部座屈が生じるために無筋コンクリート円柱として軸力を保持することになる。最終的にはコンクリートが温度上昇に伴い圧縮強度が低下して破壊に至る。

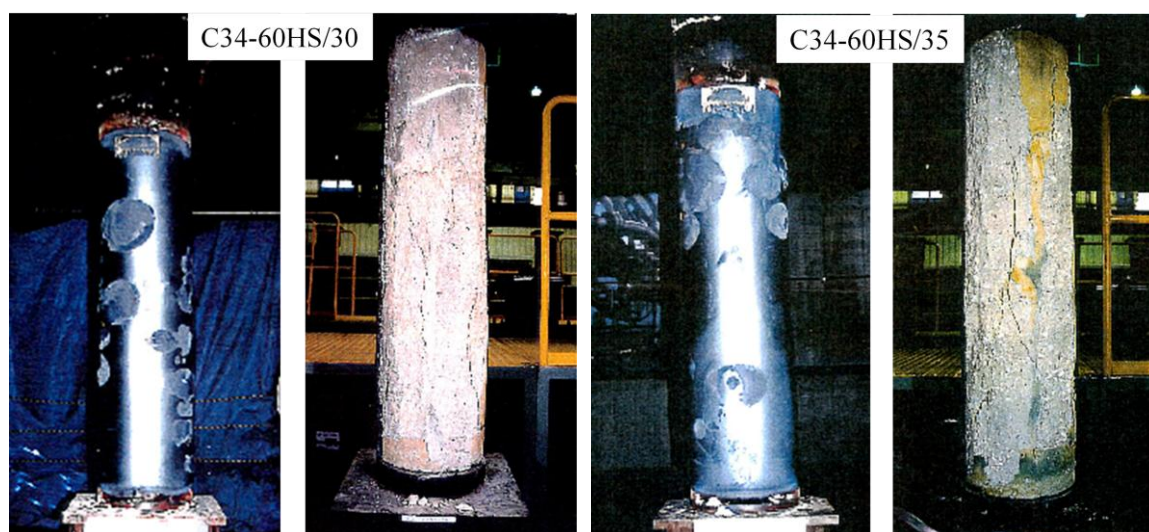


図 2.5.2 円形 CFT 柱の破壊状況

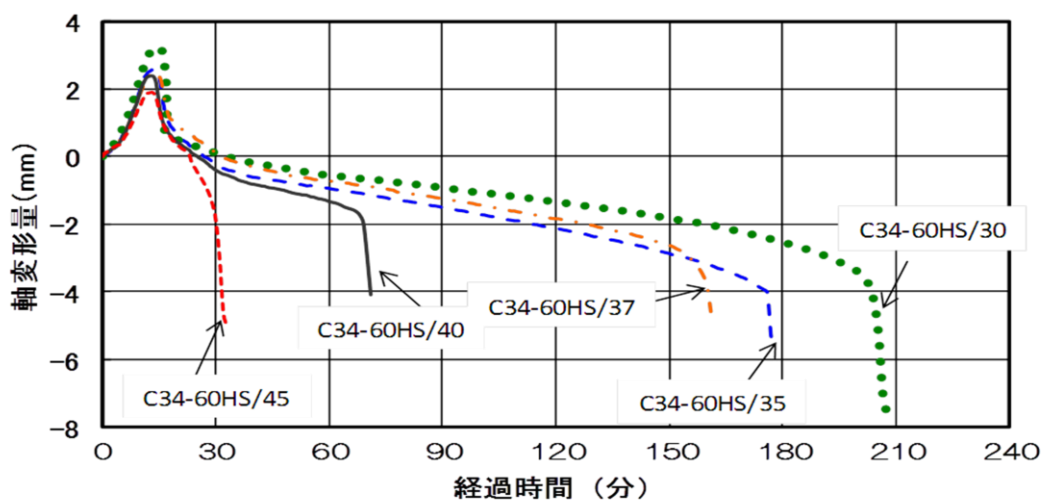


図 2.5.3 円形 CFT 柱の軸変形と加熱時間の関係

(2) スケール効果

コンクリートは断面寸法が大きくなると圧縮強度が低下することがよく知られており、スケール効果と呼ばれている。常温時の CFT 柱の充填コンクリートは、鋼管のコンファインド効果により強度と靱性が增大するためスケール効果は顕在化しにくい、火災による加熱時には鋼管が早期に高温となるため鋼管の強度が消失し、それ故にこれがコンクリートをコンファインドする効果も消失してスケール効果が顕在化する。スケール効果に関する既往の研究は、常温における研究が数例みられる程度であり、高温における研究は存在しない。文献 32) は様々な直径を持つコンクリート円柱の圧縮強度を比較している。文献 33) はスケール効果に及ぼすコンクリート強度の影響を調べている。両文献の比較を図 2.5.4 に示す。図の縦軸は、直径 D を持つ柱の圧縮強度 $\sigma_c(D)$ と基準直径 $d=100\text{mm}$ を持つ柱のそれ $\sigma_c(d)$ との比、横軸は直径の比 D/d である。文献 32) が対象としたコンクリートは文献 33) が対象とした $\sigma_c = 40\text{N/mm}^2$ のコンクリートに相当する。断面が大きくなるほど圧縮強度は低下すること、このスケール効果はコンクリート強度にはあまり依存しないことが分かる。本論では、高温コンクリートについても、スケール効果によって同様に圧縮強度が低下すると仮定し、文献 32) が提案する次式を採用する。

$$\frac{\sigma_c(D)}{\sigma_c(d)} = \left(\frac{D}{d}\right)^{-0.1} \quad (2.5.1)$$

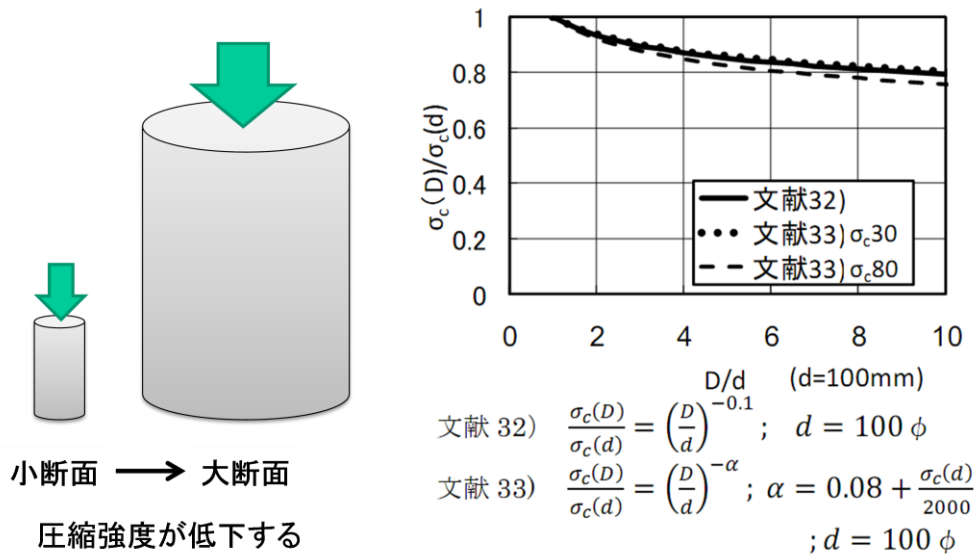


図 2.5.4 過渡歪係数 K_2 と σ_c の関係

(3) 精算解析結果と実験値の比較

精算解析の精度を検証すべく既往の実験結果との比較検討を行う。実験結果は新都市ハウジング協会で実施され、「CFT 構造技術指針・同解説，2000 年度版設計指針」に記載された円形 CFT 柱のものである。精算解析では、鋼管とコンクリートの断面を忠実にモデル化した CFT モデルと鋼管の強度を無視したコンクリートモデルについて実施した。これは、第 3 章に示す鋼管を考慮していない理論数式解モデルの妥当性を検証するためのものである。軸圧縮実験結果と精算解析の比較を図 2.5.5、軸圧縮と 1/50rad. の水平変形をうける実験結果と精算解析の比較を図 2.5.6 に示す。全試験体とも精算解析と実験結果はよく一致した。

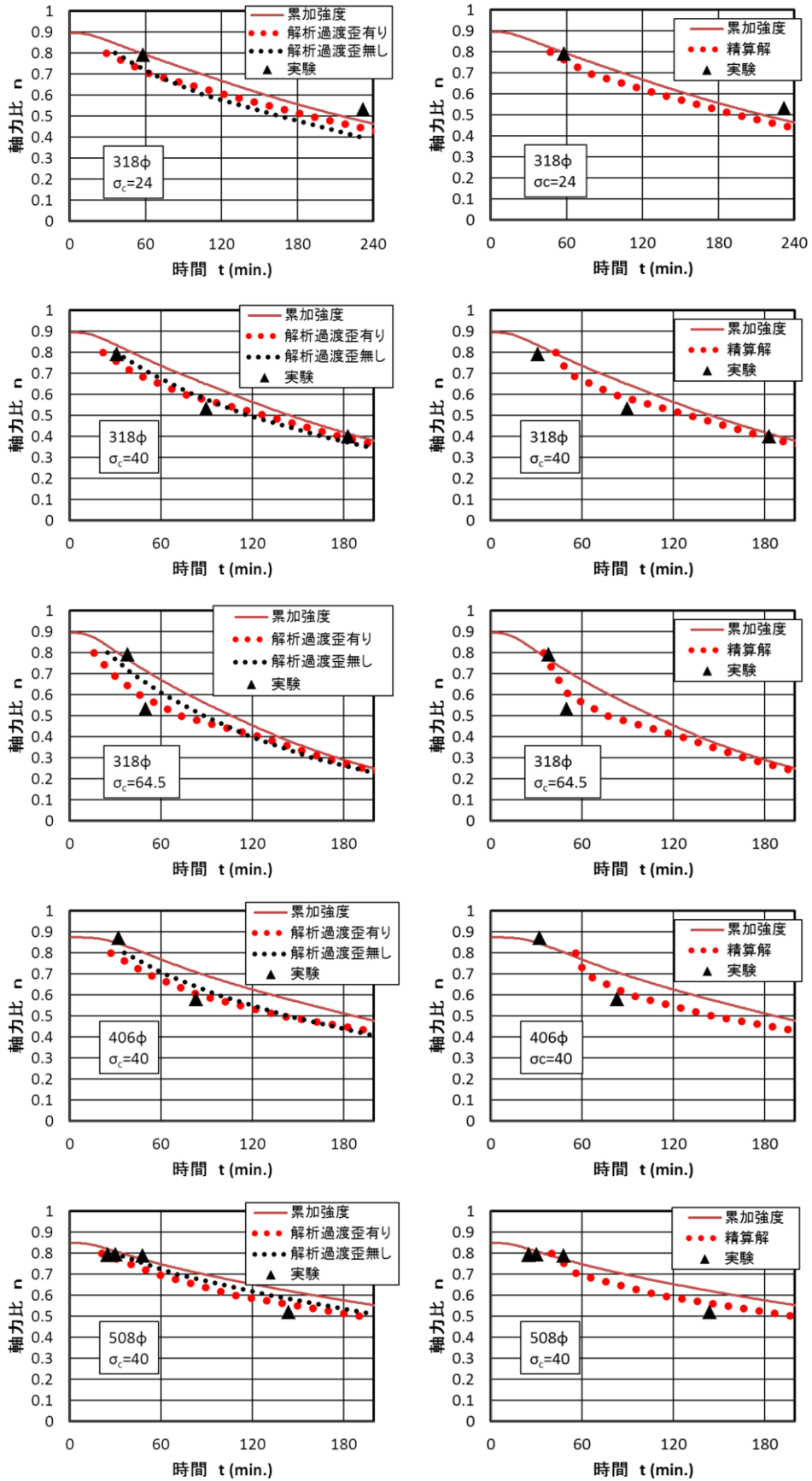
鋼管を考慮した CFT モデルと鋼管を無視したコンクリートモデルの違いを見てみる。加熱開始後約 45 分までは同じ耐火時間でも CFT モデルの方コンクリートモデルに比べて大きな耐力を示すが、45 分以降は両者ともほぼ同じ解析結果となる。加熱時間 45 分以前では鋼管温度が 800℃以下のため軸耐力に寄与できていたが、45 分以降では鋼管温度が 800℃以上となるため、鋼管の耐力が消失するためである。従って、45 分以降では、3 章に示す理論数式解モデルにおいて鋼管を考慮しないことの妥当性が明らかになった。また、45 分以降では耐火性能評価に鋼管を考慮する必要がないことを示唆するものであり、耐火設計で問題となる 1 時間、2 時間、3 時間における耐火性能評価には鋼管を無視できることを意味する。

軸圧縮のみを受ける場合も軸圧縮と曲げ変形を受ける場合も、高温になるにつれて累加強度に漸近するのは同じである。軸圧縮と曲げ変形を受ける場合には断面直径が 318φと 406φに見られるように 60 分以降で累加強度に一致するまで一定軸耐力を示す範囲がある。しかし、断面直径が 267φと小さくコンクリート強度が 76N/mm²と大きい場合は一定軸耐力を示す範囲がほとんどみられない。

次に、図中に併記した過渡歪有り と過渡歪無し の解析結果と比較することにより過渡歪の影響を見てみる。

軸圧縮においては、318φ、64.5N/mm²に見られるように、120 分以降で高温低軸力の場合には過渡歪有りの方が過渡歪無しに比べて大きな耐力を示すが、120 分以下で比較的低温高軸力の場合には過渡歪有りの方が過渡歪無しに比べて小さな耐力を示すことがわかる。また、コンクリート強度が高いほど過渡歪有り と過渡歪無し の耐力差が大きくなる。従って、過渡歪は、コンクリート強度と軸応力が高いほど、軸圧縮耐力を大きく低下させるが、高温にならば軸圧縮耐力を増加させるものである。

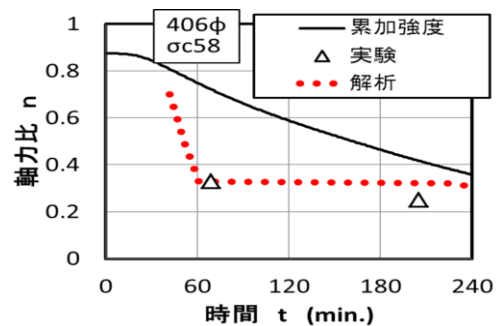
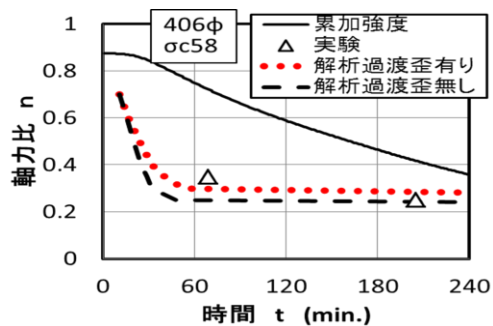
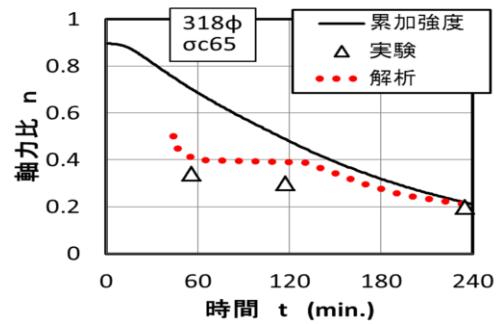
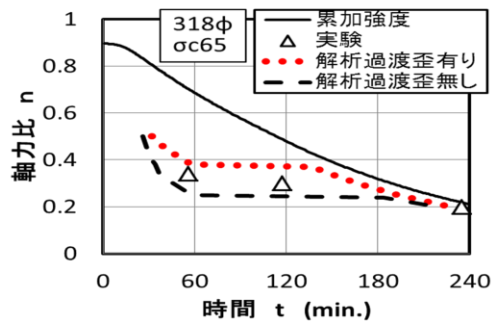
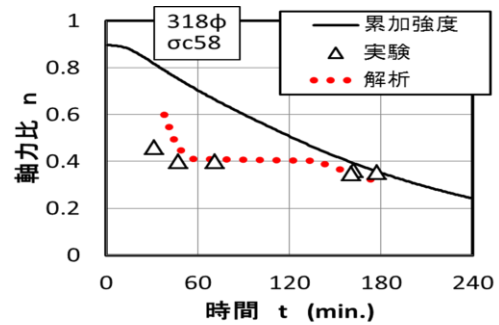
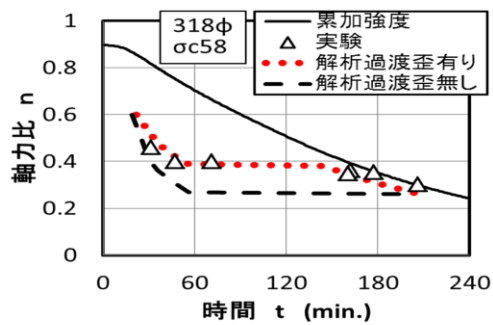
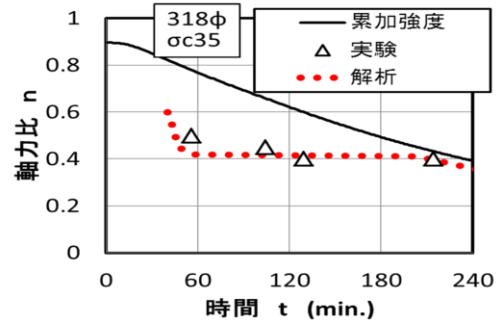
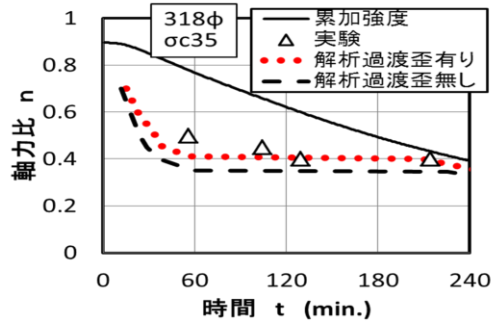
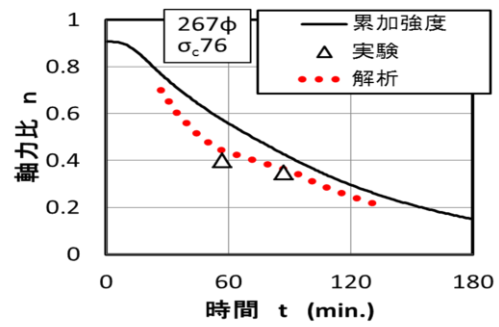
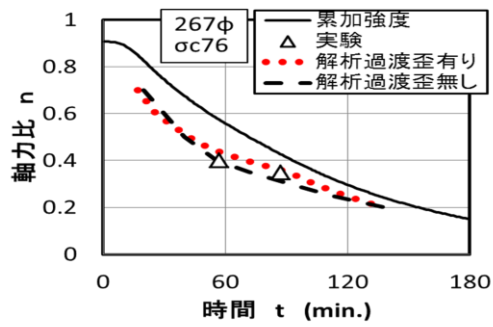
軸圧縮と曲げ変形を受ける場合は、必ず、過渡歪有りの方が過渡歪無しに比べて大きな軸耐力を示す。断面直径が 318φと同じでコンクリート強度が 35、58、64.5N/mm²と異なる図に見られるように、コンクリートが高強度になるに従い過渡歪有り と過渡歪無し の耐力差が大きくなる。軸圧縮と曲げ変形を受ける場合は、過渡歪は軸圧縮耐力を増加させる効果があり、コンクリートが高強度になるに従い顕著に表れる。



(a) コンクリートモデル

(b) CFT モデル

図 2.5.5 軸圧縮実験と精算解析の比較



(a) コンクリートモデル

(b) GFT モデル

図 2.5.6 軸圧縮+曲げ変形実験と精算解析の比較

(4) 過渡歪の影響

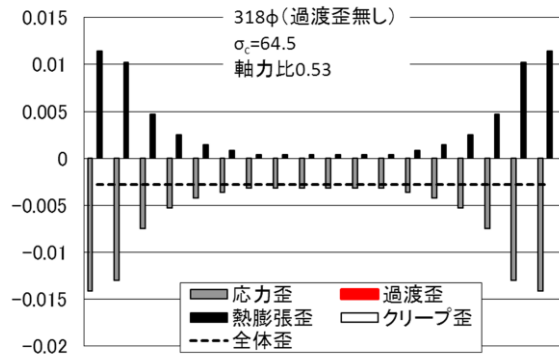
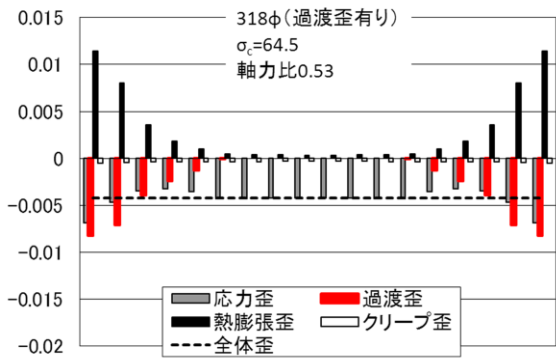
過渡歪の有無の精算解析結果を比較することにより、過渡歪の影響について検討する。

前節において、軸圧縮の 318φ、64.5N/mm²で 120 分以下の比較的低温の場合には過渡歪有りの方が過渡歪無しに比べて小さな耐力を示していた。この状態を代表し実験データの存在する軸力比 0.53 について、破壊直前の断面内の歪および応力の状態の解析結果を図 2.5.7 に示す。左半分の(a)図が過渡歪有り、右半分の(b)図が過渡歪無しである。

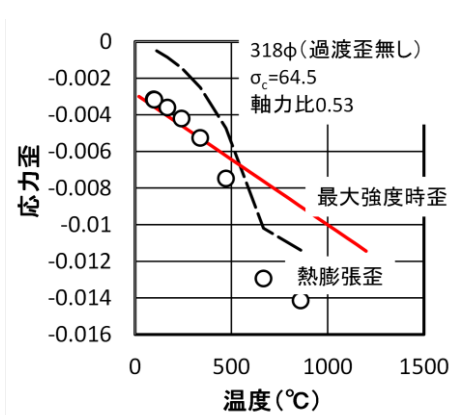
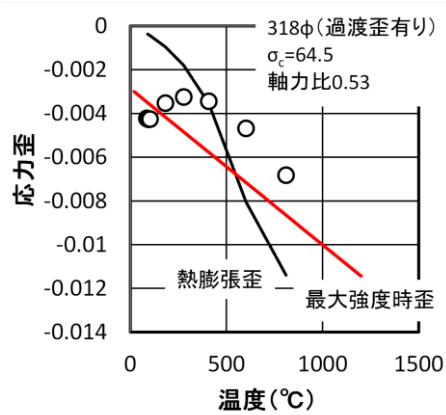
各種歪を見ると外周高温部の応力歪の発生量が過渡歪の有無により大きく異なる。過渡歪無しでは 0.01 を超える大きな応力歪が発生するが、過渡歪有りでは過渡歪が発生して応力歪の発生を抑制するため 0.01 を超える大きな応力歪は発生しない。最大強度時歪および応力歪曲線上の位置をみると、過渡歪無しでは 500°C 以上の高温部は最大強度時歪を大きく上回り負勾配の応力低下状態にあり、500°C 以下では最大強度時歪とほぼ一致する。過渡歪有りでは中心部の低温域で最大強度時歪を上回るが、高温域では最大強度時歪を大きく下回る。高温の外周部に過渡歪が発生することによって、この部分の破壊が抑制され低温の中心部が先に破壊するようになる。低温の中心部の圧縮強度と最大強度以降の下り勾配が比較的大きいために、中央部が破壊すると応力再配分を外周部で負担できなくなり破壊するものと考えられる。一方、高温の外周部では圧縮強度と最大強度以降の下り勾配が比較的小さいために、外周部が破壊すると応力再配分を中心部で負担し中心部が破壊するまで破壊しないものと考えられる。

同様に軸圧縮と曲げ変形を受ける場合については、318φ、58N/mm²で軸力比 0.38 について、破壊直前の断面内の歪および応力の状態を図 2.5.8 に示す。軸力比 0.38 は図 2.5.6 の中段左図において過渡歪有りは耐火時間が 170 分、過渡歪無しは 30 分となったものである。各種歪の発生状況をみると、過渡歪有りでは全断面に渡り過渡歪が発生し、圧縮域では 0.01 を超える大きな過渡歪が発生する。そのため、各温度の応力歪が最大強度時歪に近似して累加強度にほぼ一致する。過渡歪無しでは低温域が弾性範囲の状態から高温域から破壊するため、各温度の応力歪が最大強度時歪から乖離して累加強度から大きく低下する。

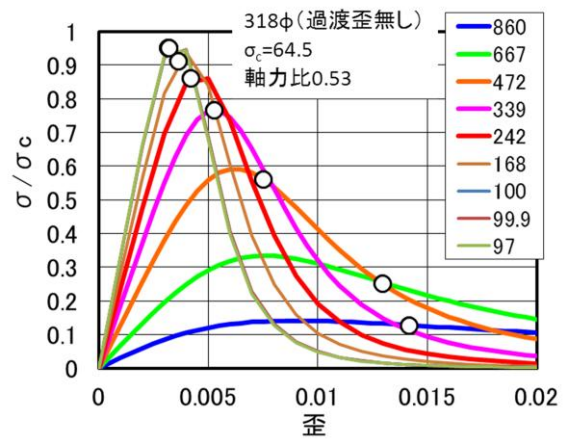
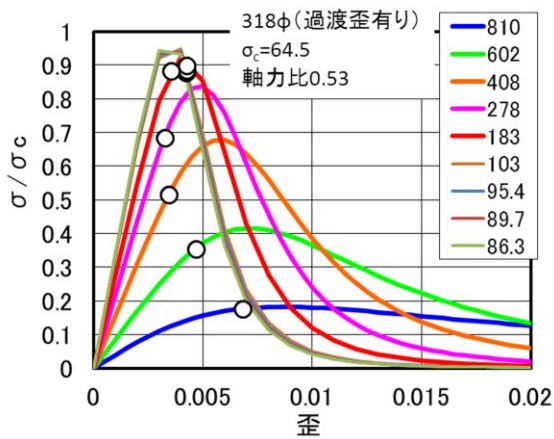
軸圧縮と曲げ変形を受ける場合で、僅かな軸力比の違いが大きな耐火時間の違いをもたらした 318φ、58N/mm²で軸力比 0.38 (A 点) と 0.39 (B 点) について破壊直前の柱脚部の応力状態を図 2.5.9 に示す。両者の耐火時間は 50 分と 165 分と大きく異なる。A 点の応力分布は軸圧縮時の応力分布に近似し、曲げ変形の影響がほとんど見られない。一方、B 点の応力分布は曲げ変形により断面半分に圧縮応力が集中する。圧縮域の頂部に見られる応力の窪みは、この部分のコンクリートが最大強度を超え負勾配域にあることを意味しており、この部分から圧縮破壊が進行し始めた状態である。A 点もこの状態を 1 度経験したが左半分の弾性域でこの窪んでいく部分の応力再配分を受け持つことができたため破壊しなかったものと考えられる。



各種歪



応力歪と最大強度時歪

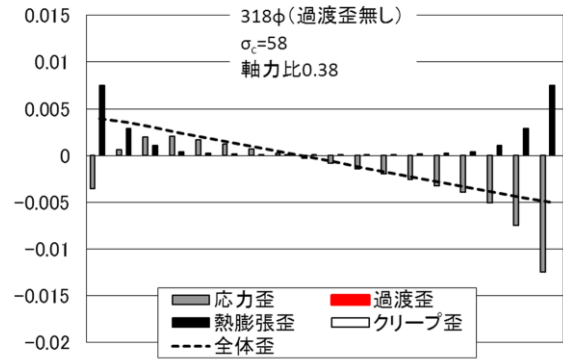
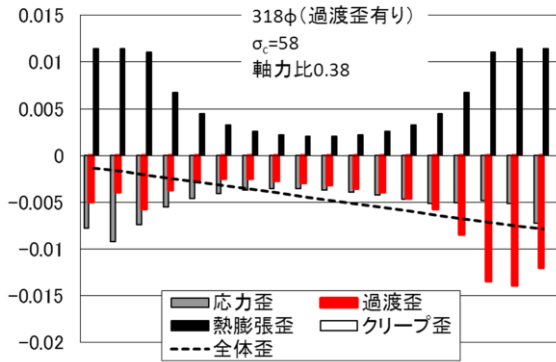


破壊直前における応力歪曲線上の位置

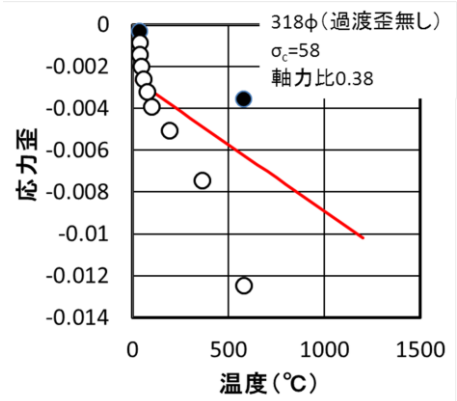
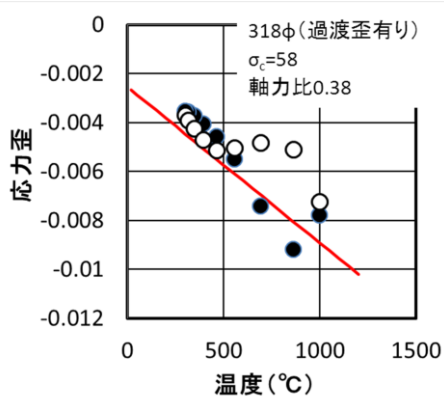
(a) 過渡歪有り

(b) 過渡歪無し

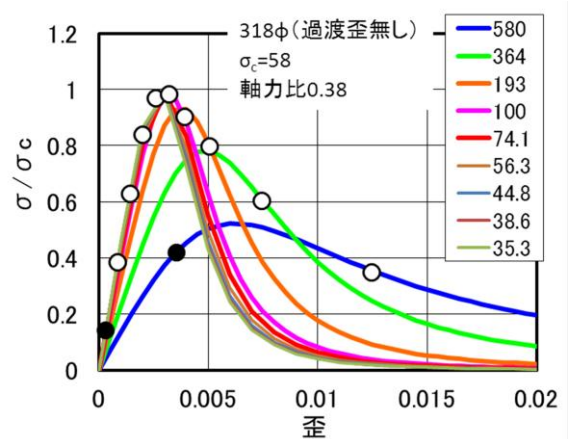
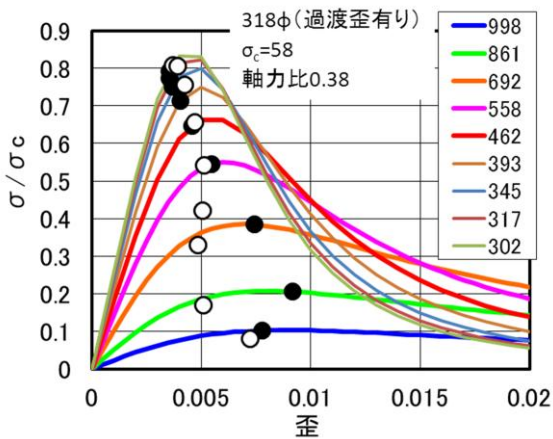
図 2.5.7 軸圧縮解析における過渡歪の影響



各種歪



応力歪と最大強度時歪

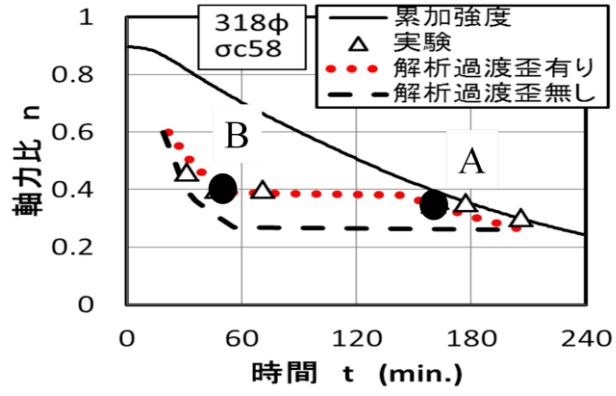


破壊直前における応力歪曲線上の位置

(a) 過渡歪有り

(b) 過渡歪無し

図 2.5.8 軸圧縮+曲げ変形解析における過渡歪の影響



破壊軸力と破壊時間

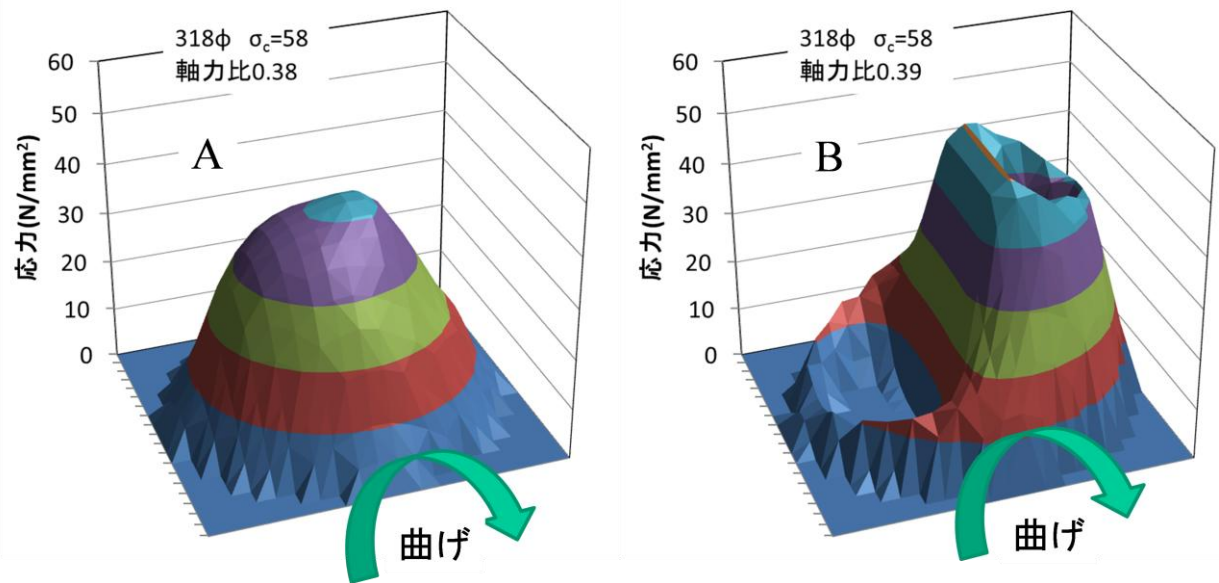


図 2.5.9 軸圧縮+曲げ変形解析における破壊直前における柱脚の応力分布

2.6 まとめ

無耐火被覆 CFT 柱の火災時挙動のシミュレーションを目的として、熱伝導解析により求めた断面内温度分布を用いて、FEM 熱応力解析を行った。FEM 熱応力解析プログラムは、コンクリートの材料実験結果をもとに、新たに定式化した応力歪、過渡歪を組み込んだものである。本章のまとめを以下に記す。

- ① コンクリート強度が $36\sim 110\text{N/mm}^2$ の実験結果を基に、低強度から高強度にわたるコンクリートの応力歪関係を定式化した。
- ② コンクリート強度が 36 と 100N/mm^2 の実験結果および既往の文献を基に低強度から高強度にわたりコンクリートの過渡歪を定式化し、過渡歪がコンクリート強度にほとんど依存しないことを示した。
- ③ 本精算解析により、新都市ハウジング協会の CFT 技術指針に記載される円形 CFT 柱の軸圧縮実験および曲げ圧縮実験を精度よくシミュレーションできた。
- ④ 無耐火被覆 CFT 柱の鋼管は加熱後約 45 分で強度を消失するため、それ以降は無筋コンクリート柱として挙動する。加熱初期から無筋コンクリート柱として解析しても 45 分以降の耐火性能を精度よくシミュレーションできることが判明した。
- ⑤ 過渡歪を無視した解析結果と比較することにより、過渡歪が軸圧縮柱の軸耐力を低下させ、曲げ圧縮柱の軸耐力を増加させることがわかった。
- ⑥ 加熱後 60 分で曲げ変形を $1/50\text{rad.}$ で固定する載荷加熱実験では、60 分以降に軸圧縮耐力が一定となる領域が存在することがわかった。

第3章 CFT柱の理論数式解

3. CFT 柱の理論数式解

2章で示した無耐火被覆 CFT 柱の高温軸圧縮耐力に及ぼす過渡歪の影響を理論的に説明するために、過渡歪を考慮した理論数式解を構築する。2章で示したように、CFT 柱は鋼管が早期に高温となり強度と剛性を消失して無筋コンクリート柱となることから、理論数式解は鋼管を無視した無筋コンクリート柱について構築する。

3.1 温度分布の 2 次関数近似

数式解モデルでは、図 3.1.1 に示す 2 つの 2 次関数の大きい方で各時刻の温度分布を表現する。2本の 2 次曲線は T_1 (100°C) で交わる。曲線は外縁温度 T_2 、中央温度 T_0 と係数 k_2 により、次式のように確定する。

$$T = \begin{cases} T_0 + k_1 r^2 & (0 \leq r < r_1) \\ T'_0 + k_2 r^2 & (r_1 \leq r \leq r_2) \end{cases} \quad (3.1.1)$$

ここに、 r_2 はコンクリートの外縁部半径、 r_1 は温度 T_1 を示すコンクリート部分の半径で

$$r_1^2 = r_2^2 - \frac{T_2 - T_1}{k_2}, \quad k_1 = \frac{T_1 - T_0}{T_1 - T'_0} k_2,$$

$T'_0 = T_2 - k_2 r_2^2$ である。ただし、 $T_0 = T'_0 \geq T_1 = 100^\circ\text{C}$ のときは、柱全域に対して(3.1.1)式の下段の式を採用。 k_2 は、得られる温度分布が CFT 柱の FEM 熱伝導解析結果に整合するように最小 2 乗法によって定める。

このように、温度分布を 2 次曲線で表現することにより、温度が円盤上に軸対称に $T = T_0 + k r^2$ と放物線状に分布しているとき (r は半径方向座標)、半径 $r_1 < r < r_2$ の間の輪状域 B における面積積分は、 $dT = 2krdr$ であるから、次のように温度積分に置換できる。

$$\int_B \dots dA = \int_{r_1}^{r_2} \dots 2\pi r dr = \frac{\pi}{k} \int_{T_1}^{T_2} \dots dT$$

ここに、 $T_i = T_0 + k r_i^2$ ($i = 1, 2$) である。

外径が 150mm、216mm、267mm、318mm、406mm と 508mm の円形 CFT 柱について求めた k_2 、 T_0 および T_2 を 15 分間隔で表 3.1.1 に示す。それぞれのコンクリート部分の直径は 141mm、204mm、255mm、300mm、382mm と 495mm とした。熱伝導解析結果と 2 次曲線近似モデルの 60 分と 120 分加熱時における温度分布の比較を図 3.1.2 に示す。両者の対応は良好であることが分かる。

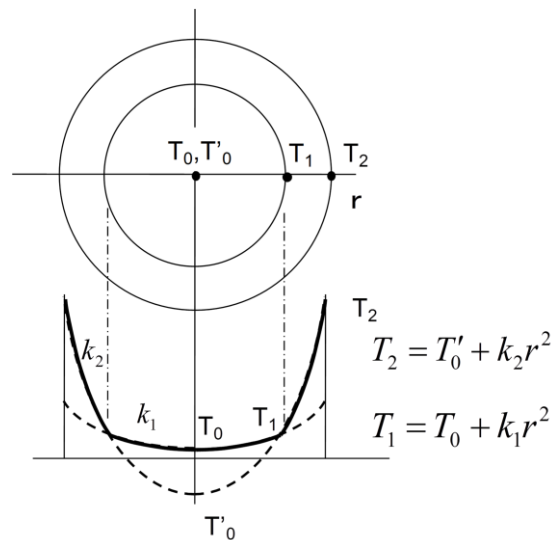


図 3.1.1 断面内温度分布

表 3.1.1 2次曲線近似の係数

141φ (150φCFT柱)				204φ (216φCFT柱)				255φ (267φCFT柱)			
t (min.)	k ₂ (°C/mm ²)	T ₀ (°C)	T ₂ (°C)	t (min.)	k ₂ (°C/mm ²)	T ₀ (°C)	T ₂ (°C)	t (min.)	k ₂ (°C/mm ²)	T ₀ (°C)	T ₂ (°C)
15	0.1097	68	414	15	0.0596	29	270	15	0.0577	23	381
30	0.1179	105	695	30	0.0763	68	580	30	0.0643	46	660
45	0.1020	337	822	45	0.0774	96	765	45	0.0605	77	793
60	0.0867	471	893	60	0.0719	136	863	60	0.0557	96	868
75	0.0734	575	942	75	0.0650	281	922	75	0.0520	98	919
90	0.0617	663	978	90	0.0593	373	965	90	0.0482	204	957
105	0.0526	740	1010	105	0.0541	449	998	105	0.0451	283	988
120	0.0427	807	1030	120	0.0486	516	1020	120	0.0420	346	1010
135	0.0355	864	1050	135	0.0454	576	1050	135	0.0402	401	1040
150	0.0304	912	1070	150	0.0415	630	1070	150	0.0380	450	1060
165	0.0269	953	1090	165	0.0368	681	1080	165	0.0352	496	1070
180	0.0218	987	1100	180	0.0342	730	1100	180	0.0337	538	1090
195	0.0176	1020	1110	195	0.0305	776	1110	195	0.0314	577	1100
210	0.0179	1040	1130	210	0.0287	819	1130	210	0.0303	614	1120
225	0.0156	1060	1140	225	0.0259	859	1140	225	0.0285	650	1130
240	0.0139	1080	1150	240	0.0235	895	1150	240	0.0268	684	1140

300φ (318φCFT柱)				382φ (406φCFT柱)				495φ (508φCFT柱)			
t (min.)	k ₂ (°C/mm ²)	T ₀ (°C)	T ₂ (°C)	t (min.)	k ₂ (°C/mm ²)	T ₀ (°C)	T ₂ (°C)	t (min.)	k ₂ (°C/mm ²)	T ₀ (°C)	T ₂ (°C)
15	0.0438	21	308	15	0.0251	20	186	15	0.0269	20	355
30	0.0476	32	556	30	0.0339	22	449	30	0.0313	20	626
45	0.0463	54	696	45	0.0374	29	653	45	0.0300	21	771
60	0.0437	77	784	60	0.0376	41	791	60	0.0279	24	851
75	0.0412	94	844	75	0.0358	56	877	75	0.0259	30	904
90	0.0390	98	890	90	0.0338	72	932	90	0.0243	38	944
105	0.0373	102	927	105	0.0320	85	972	105	0.0231	48	976
120	0.0352	205	957	120	0.0303	95	1000	120	0.0220	58	1000
135	0.0337	267	984	135	0.0288	98	1030	135	0.0211	69	1020
150	0.0325	317	1010	150	0.0280	99	1050	150	0.0203	78	1040
165	0.0311	361	1030	165	0.0266	105	1070	165	0.0197	87	1060
180	0.0300	401	1050	180	0.0257	190	1080	180	0.0192	93	1080
195	0.0284	439	1060	195	0.0250	237	1100	195	0.0186	97	1090
210	0.0275	474	1080	210	0.0241	276	1110	210	0.0180	99	1110
225	0.0262	507	1090	225	0.0233	311	1120	225	0.0178	99	1120
240	0.0250	539	1100	240	0.0225	343	1140	240	0.0174	99	1130

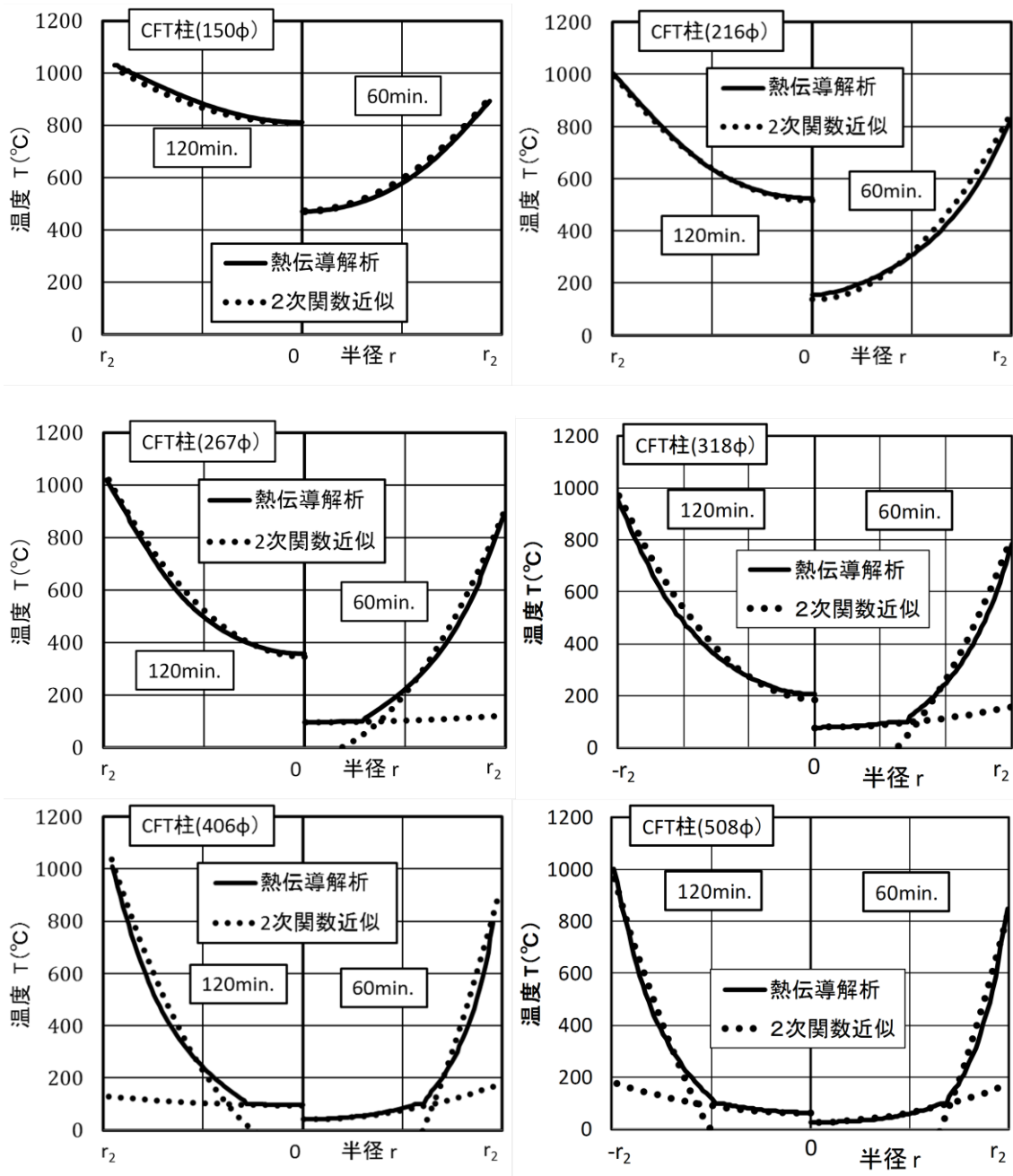


図 3.1.2 解析値と 2 次曲線近似の比較

3.2 コンクリートのモデル化

(1) 全体歪

2章の精算解析で示したように、加熱と圧縮を受けるコンクリートの全体歪 $\bar{\varepsilon}$ は、応力歪 ε 、熱膨張歪 ε_{th} 、クリープ歪 ε_{cr} 、および過渡歪 ε_{tr} の和である。しかし、2章で示したように、クリープ歪は、長時間加熱時における高温部で顕著にみられ、通常火災加熱時間内においては熱膨張歪・応力歪・過渡歪に比べて小さく、これを踏まえて、数式解モデルではクリープ歪を無視する。したがって、数式解モデルにおける歪は、応力と温度の作用に対して時間遅れなく直ちに発生する歪ばかりとなり、全体歪 $\bar{\varepsilon}$ は(3.2.1)式であらわされる。

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{tr} \quad (3.2.1)$$

(2) 応力と応力歪の関係

2章の精算モデルでは、高温時におけるコンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 関係を Popovics の式³¹⁾を用いて表現した。高温部が最大強度時歪を超えず、中央近傍の破壊が先行すると、精算解析結果をふまえて、精算解析モデルにおけるコンクリートは、温度毎に線形弾性体であると仮定する。すなわち、このモデルにおけるコンクリートの力学特性は、温度毎の圧縮強

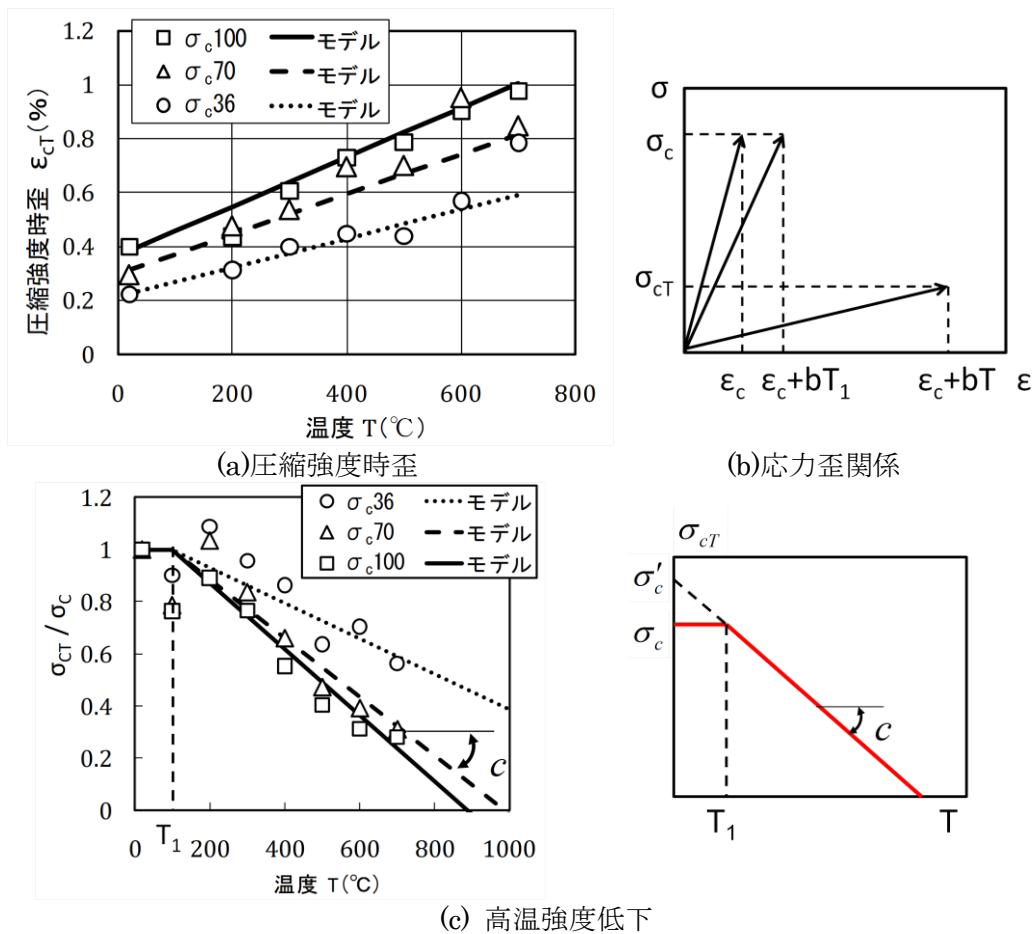


図 3.2.1 応力歪関係のモデル化

度 σ_{cT} を同強度時歪 ε_{cT} で除したヤング率のみで特徴付けられるとする(図 3.2.1(b)参照)。したがって、 $\sigma - \varepsilon$ 関係は(3.2.2)で与えられる。さらに、圧縮強度時歪 ε_{cT} は精算モデルと同様に1次式(3.2.3)とし、高温圧縮強度 σ_{cT} は、図(c)に示すように、100°C未満では強度低下せず100°Cを上回るとき温度の1次式で強度低下する(3.2.4)式とする。係数 c は、図 3.2.1(c)に見るように、3種類のコンクリート強度について200°C以上の実験データを線形近似して求めた強度低下の負勾配をコンクリート強度の1次式としたものである。

$$\sigma = E \varepsilon; \quad E = \frac{\sigma_{cT}}{\varepsilon_{cT}} \quad (3.2.2)$$

$$\varepsilon_{cT} = \varepsilon_c + bT \quad (3.2.3)$$

$$\sigma_{cT} = \begin{cases} \sigma_c & : T \leq T_1 \\ \sigma'_c - cT \quad (\sigma'_c = \sigma_c + cT_1) & : T > T_1 \end{cases} \quad (3.2.4)$$

ここに、 $b = 0.0025 \varepsilon_c$, $c = 0.0016 \sigma_c - 0.033$

弾性体近似は材料特性に対する大幅な簡略化であるが、前述したように火災加熱と圧縮を同時に受けるコンクリート柱の挙動の特徴を踏まえた上での仮定である。

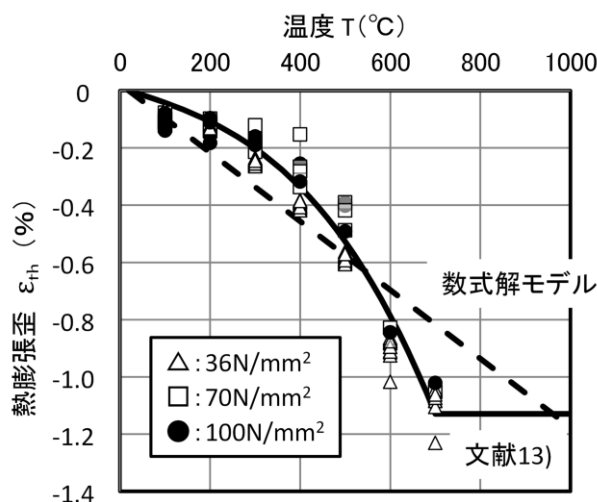


図 3.2.2 熱膨張歪

(3) 熱膨張歪

数式解モデルでは精算モデルの常温から950°Cまでの熱膨張歪を平均的に評価した次の1次式を採用する。

$$\varepsilon_{th} = -\alpha(T - T_{RT}); \quad \alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1} \quad (3.2.5)$$

(4) 過渡歪

筆者らの研究成果を含めた既往の研究成果4件から、過渡歪が次式で近似しえることを精算解析で示した。

$$d\varepsilon_{tr} = \frac{\sigma}{\sigma_o} (-d\varepsilon_{th}) \quad (\sigma_o = 25 \text{ N/mm}^2)$$

さらに、熱膨張歪は(3.2.5)式で与えられるから、過渡歪 ε_{tr} は、次のような増分形式で定義される。

$$d\varepsilon_{tr} = \frac{\sigma}{\sigma_0} \alpha dT \quad (\sigma_0 = 25 \text{ N/mm}^2) \quad (3.2.6)$$

(3.2.6)式に示すように、数式解の導出を困難にする第一の要因は、過渡歪が応力と温度の履歴に依存する点にある。一定圧縮力と火災加熱を受けるコンクリート円柱各部の過渡歪の発達と分布の特徴を捉え、数式解モデルでは、到達した最終の応力と温度の関数として過渡歪の大きさを次のように近似評価する。図 3.2.3 にコンクリート円柱代表部の温度と応力の関係の推移を模式化して示す。図(a)は低温の中央部、図(b)は高温の外縁部のそれである。外縁部コンクリートの温度が 100°C未滿のときは、ここの過渡歪はゼロである一方、熱膨張が断面中央の低温部に拘束されるためここの応力は上昇する(図(b))。外縁部が 100°Cを超えるとこの部分の応力は、図示のように、温度上昇と共に漸減に転ずる。漸減するのは、 σ/σ_0 が 1 を上回るほどの過渡歪が発生して、ここの熱膨張歪をこれが相殺することと、高温化に伴いここのヤング率が減小することが相乗するためである。一方、中央部の応力は、柱全体は一定軸力を保持するので、上記の外縁部の応力変化を補って、図(a)に示すように、初期には漸減、その後には漸増となる。 $T_1(100^\circ\text{C})$ を上回る温度 T におけるコンクリートの全過渡歪は、各点の温度は時間と共に単調増加であるので、(3.2.6)式を積分した

$$\varepsilon_{tr} = \int_{T_1}^T \frac{\sigma}{\sigma_0} \alpha dT = \frac{\alpha}{\sigma_0} \int_{T_1}^T \sigma dT \quad (3.2.7)$$

である。上記右辺の定積分項は、図 3.2.2 のように推定される $\sigma \sim T$ 曲線下部の T_1 から T までの面積に等しい。コンクリートのどの部分の $\sigma \sim T$ 関係もこの温度範囲では単調かつ緩慢に変化することを考慮して、被積分関数である σ は T の一次関数であると見なし、この面積を図上の斜線部面積で近似する。そうすると、数式解モデルにおける過渡歪が次式のように確定する。

$$\varepsilon_{tr} = \frac{\alpha}{2\sigma_0} (T - T_1)(\bar{\sigma} + \sigma) \quad (3.2.8)$$

ここに、 $\bar{\sigma}$ は円柱全体の平均応力、 σ と T はコンクリート各部が到達した最終の応力と温度である。

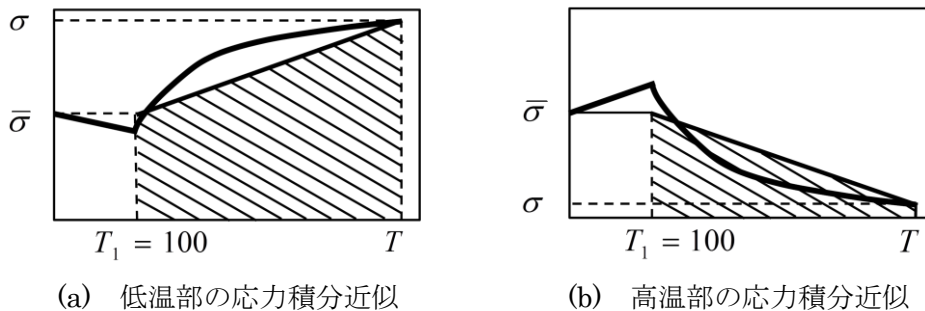


図 3.2.3 コンクリートの過渡歪

3.3 CFT 柱の高温軸耐力式

円形無筋コンクリート柱が(3.2.1)式で表される温度分布の1つを受けたとき、このコンクリート柱は曲げ圧縮条件下でどれほどの軸圧縮力に耐え得るかを、数式解モデルを用いて導出する。

(1) 数式解モデルにおける応力と全体歪の関係

コンクリート各部応力 σ と全体ひずみ $\bar{\varepsilon}$ の関係を導く。図 3.3.1 に示すように全体ひずみ $\bar{\varepsilon}$ は平面保持され、曲げ変形によって生じる曲率 ϕ 、中央歪 ε_0 、曲げ中心軸からの距離 $r \cdot \cos\theta$ を用いて表わされる。コンクリート各部の応力歪 ε は単調に増えると仮定して応力 σ と全体歪 $\bar{\varepsilon}$ の関係を導く。すなわち、(3.2.1)式に応力歪(3.2.2)式、熱膨張歪(3.2.5)式および過渡歪(3.2.8)式を代入して次式を得る。

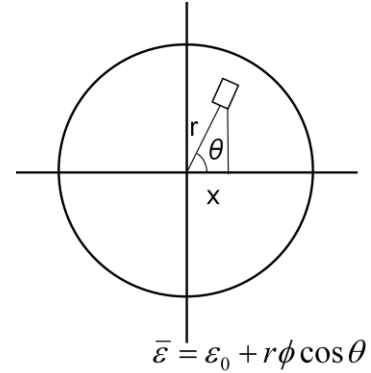


図 3.3.1 平面保持仮定

$$\begin{aligned}\bar{\varepsilon} &= \varepsilon + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{tr} \\ &= \frac{\sigma}{E} - \alpha(T - T_{RT}) + \frac{\alpha}{2\sigma_0}(T - T_1)(\bar{\sigma} + \sigma) \\ &= \frac{\sigma}{E'} - \alpha'T - f + \alpha T_{RT}\end{aligned}\quad (3.3.1)$$

ここに、

$$\frac{1}{E'} = \frac{1}{E} + \frac{\alpha(T - T_1)}{2\sigma_0} = \begin{cases} \frac{\varepsilon_c + bT}{\sigma_c} & ; T < T_1 \\ \frac{\varepsilon_c + bT}{\sigma'_c - cT} + \frac{\alpha(T - T_1)}{2\sigma_0} & ; T \geq T_1 \end{cases}\quad (3.3.2)$$

$$\alpha' = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}}{2\sigma_0}\right)\alpha\quad (3.3.3)$$

$$f = \frac{\alpha T_1 \bar{\sigma}}{2\sigma_0}\quad (3.3.4)$$

見かけのヤング率の逆数を表す(3.3.2)式を得るのに(3.2.3),(3.2.4)式を用いた。(3.3.1)式を応力 σ について解くと求める(3.3.5)式が得られる。

$$\begin{aligned}\sigma &= E'(\bar{\varepsilon} + \alpha'T + f - \alpha T_{RT}) \\ &= E'(\varepsilon_0 + r\phi \cos\theta + \alpha'T + f - \alpha T_{RT})\end{aligned}\quad (3.3.5)$$

(3.3.1)式、(3.3.5)式において、 $\sigma_0 \rightarrow \infty$ とすると過渡歪を無視したことに対応する。したが

って、 $T < T_1$ のときは、 $\sigma_0 \rightarrow \infty$ である。

(2) 柱の全体耐力式

平面保持則より、平押しを受ける柱の横断面内の全体歪 $\bar{\epsilon}$ は、温度分布によらず一様である。全体歪は全断面に対する力の釣り合いから求められる。すなわち、軸圧縮力 P は(3.3.5)式を全断面で積分することにより(3.3.6)式で表現され、これを $\bar{\epsilon}, \epsilon_0$ について解いて、全体歪の表示(3.3.7)式および中央歪の表示(3.3.8)式を得る。

$$P = \bar{\sigma}A = \int_A \sigma dA$$

$$= \int_A \bar{\epsilon}E' dA + \int_A E'\alpha'T dA + \int_A E'fdA - \alpha T_{RT} \int_A E' dA \quad (3.3.6)$$

$$= \epsilon_0 \int_A E' dA + \phi \int_A E'rcos\theta dA + \int_A E'\alpha'T dA + \int_A E'fdA - \alpha T_{RT} \int_A E' dA \quad (3.3.7)$$

$$\epsilon_0 = \frac{\bar{\sigma}A - \int_A E'\alpha'TdA - \int_A f \cdot E'dA + \alpha T_{RT} \int_A E'dA - \phi \int_A E'rcos\theta dA}{\int_A E'dA} \quad (3.3.8)$$

(3.3.8)式を(3.3.5)式に代入すると(3.3.9)式が得られる。(3.3.9)式は、軸力と1つの温度分布が与えられたときの各部の応力を表す。

$$\sigma = E' \left(\frac{\bar{\sigma}A - \int_A E'\alpha'TdA - \int_A E'fdA + \alpha T_{RT} \int_A E'dA}{\int_A E'dA} + \alpha'T + f - \alpha T_{RT} \right)$$

$$= E' \left(\frac{\bar{\sigma}A - \int_A E'\alpha'TdA - \int_A E'fdA - \phi \int_A E'rcos\theta dA}{\int_A E'dA} + r\phi cos\theta + \alpha'T + f \right) \quad (3.3.9)$$

(3.3.9)式より、応力分布は T_{RT} に依存しないことが分る。(3.3.9)式に現れる3つの積分式を、それぞれ、過渡歪の発生しない $T_1 (=100^\circ\text{C})$ 未満の断面積部分 A_1 に対する積分と、過渡歪の発生する T_1 以上の断面積部分 A_2 に対するそれに分割すると、次の通りとなる。

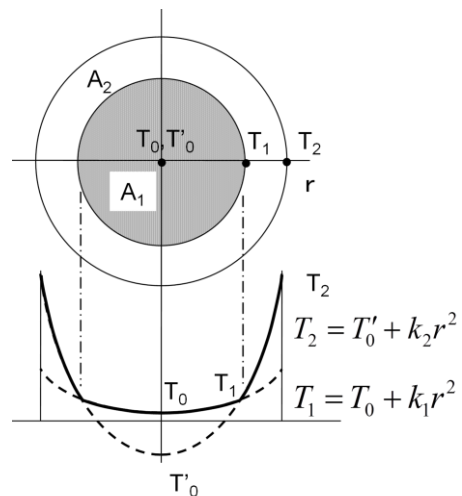


図 3.3.2 積分範囲

$$\int_A E' dA = \int_{A_1} E dA + \int_{A_2} E' dA \quad (3.3.10)$$

$$\int_A E' \alpha' T dA = \alpha \int_{A_1} E T dA + \alpha' \int_{A_2} E' T dA \quad (3.3.11)$$

$$\int_A E' f dA = f \int_{A_2} E' dA \quad (3.3.12)$$

(3.3.10),(3.3.11),(3.3.12)式右辺の分割された各積分の被積分項それぞれに(3.3.2)式を代入し、以下に示す置換積分を行う。

$$T_1 > T_0 \text{ のとき} \quad : \quad \int_{A_1} \dots dA = \frac{\pi}{k_1} \int_{T_0}^{T_1} \dots dT$$

$$\int_{A_2} \dots dA = \frac{\pi}{k_2} \int_{T_1}^{T_2} \dots dT$$

$$T_0 = T'_0 \geq T_1 \text{ のとき} \quad : \quad \int_{A_1} \dots dA = 0$$

$$\int_{A_2} \dots dA = \frac{\pi}{k_2} \int_{T_0}^{T_2} \dots dT$$

各被積分関数 \dots は何れも T の有理関数であり、各々の原始関数を容易に見出すことが出来る。

$T < T_1$ である T に対しては、

$$E' = E = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c + bT} = \frac{d}{dT} \left[\frac{\sigma_c}{b} \ln(\varepsilon_c + bT) \right]$$

$$E'T = ET = \frac{\sigma_c T}{\varepsilon_c + bT} = \frac{d}{dT} \left[\frac{\sigma_c}{b} \left\{ T - \frac{\varepsilon_c}{b} \ln(\varepsilon_c + bT) \right\} \right]$$

$T \geq T_1$ である T に対しては、

$$E' = \left(\frac{\varepsilon_c + bT}{\sigma'_c - cT} + \frac{\alpha(T - T_1)}{2\sigma_o} \right)^{-1} = \frac{2\sigma_o}{\alpha} \frac{T - \frac{\sigma'_c}{c}}{T^2 - 2\left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{T_1}{2} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c}\right)T + \frac{\sigma'_c}{c}T_1 - \frac{2\sigma_o \varepsilon_c}{\alpha c}}$$

上式において分母を 0 にする 2 つの T の値を μ , ν とすると、上式は

$$= \frac{2\sigma_o}{\alpha} \left(\frac{B}{T - \mu} + \frac{C}{T - \nu} \right) = \frac{d}{dT} \left[\frac{2\sigma_o}{\alpha} \{ B \ln(T - \mu) + C \ln(T - \nu) \} \right]$$

$$\mu = \left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right)^2 - \frac{\sigma'_c}{c}T_1 + \frac{2\sigma_o \varepsilon_c}{\alpha c}}$$

$$\nu = \left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right)^2 - \frac{\sigma'_c}{c}T_1 + \frac{2\sigma_o \varepsilon_c}{\alpha c}}$$

$$B = \frac{\mu - T_3}{\mu - \nu}, \quad C = \frac{\nu - T_3}{\nu - \mu}$$

となる。同様に、

$$E'T = \frac{2\sigma_0}{\alpha} \frac{T^2 - \frac{\sigma'_c}{c}T}{T^2 - 2\left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{T_1}{2} + \frac{\sigma_0 b}{\alpha c}\right)T + \frac{\sigma'_c}{c}T_1 - \frac{2\sigma_0 \varepsilon_c}{\alpha c}}$$

$$= \frac{2\sigma_0}{\alpha} \left(1 + \frac{D}{T - \mu} + \frac{F}{T - \nu}\right) = \frac{d}{dT} \left[\frac{2\sigma_0}{\alpha} \{T + D \ln(T - \mu) + F \ln(T - \nu)\} \right]$$

$$D = \mu B, \quad F = \nu C$$

各項の積分結果をまとめて表 3.3.1 に示す。

次に、(3.3.9)式において積分記号の外にある σ, T, E' を分かり易くするために σ^*, T^*, E'^* と書き換え(ただし、 $T^* < T_1$ のときは $E'^* = E^*$ と書く)、さらにこれに(3.3.3), (3.3.4)式を代入して、この等式を平均応力 $\bar{\sigma}$ について解く。そうすると任意点の応力・温度・見かけのヤング率が σ^*, T^*, E'^* のときの断面の平均応力 $\bar{\sigma}$ が得られる。解いた結果を(3.3.13),(3.3.14)の2つの式で表す。

表 3.3.1 (3.3.13)、(3.3.14)式における各積分の値

$T_1 > T_0$ $> T'_0$ のとき	$\int_{A_1} E dA = \frac{\pi \sigma_c}{k_1 b} \ln \frac{bT_1 + \varepsilon_c}{bT_0 + \varepsilon_c}$	$\int_{A_2} E' dA = \frac{\pi 2\sigma_0}{k_2 \alpha} \left(B \ln \left \frac{T_2 - \mu}{T_1 - \mu} \right + C \ln \left \frac{T_2 - \nu}{T_1 - \nu} \right \right)$
	$\int_{A_1} E T dA = \frac{\pi \sigma_c}{k_1 b} \left(T_1 - T_0 - \frac{\varepsilon_c}{b} \ln \frac{bT_1 + \varepsilon_c}{bT_0 + \varepsilon_c} \right)$	$\int_{A_2} E' T dA = \frac{\pi 2\sigma_0}{k_2 \alpha} \left(T_2 - T_1 + D \ln \left \frac{T_2 - \mu}{T_1 - \mu} \right + F \ln \left \frac{T_2 - \nu}{T_1 - \nu} \right \right)$
$T_0 = T'_0$ $\geq T_1$ のとき	$\int_{A_1} E dA = 0$	$\int_{A_2} E' dA = \frac{\pi 2\sigma_0}{k_2 \alpha} \left(B \ln \left \frac{T_2 - \mu}{T_0 - \mu} \right + C \ln \left \frac{T_2 - \nu}{T_0 - \nu} \right \right)$
	$\int_{A_1} E T dA = 0$	$\int_{A_2} E' T dA = \frac{\pi 2\sigma_0}{k_2 \alpha} \left(T_2 - T_0 + D \ln \left \frac{T_2 - \mu}{T_0 - \mu} \right + F \ln \left \frac{T_2 - \nu}{T_0 - \nu} \right \right)$
ここに、 $T_3 = \frac{\sigma'_c}{c}$ と置くと、 μ, ν は τ の2次方程式 $\tau^2 - 2\left(\frac{T_1 + T_3}{2} + \frac{\sigma_0 b}{\alpha c}\right)\tau + T_1 T_3 - \frac{2\sigma_0 \varepsilon_c}{\alpha c} = 0$ の2根(実根)で、 $B = \frac{\mu - T_3}{\mu - \nu}$ 、 $C = \frac{\nu - T_3}{\nu - \mu}$ 、 $D = \mu B$ 、 $F = \nu C$ である。上記各積分において、 T_2 が T_3 を超えるときは $T_2 = T_3$ とする。		

$T^* < T_1$ のとき :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \frac{\left(\frac{\sigma^*}{E^*} - \alpha T^* - r^* \phi \cos\theta^*\right) \left(\int_{A_1} EdA + \int_{A_2} E'dA\right) + \alpha \int_{A_1} ETdA + \alpha \int_{A_2} E'TdA + \phi \int_A E'rcos\theta dA}{A + \frac{\alpha}{2\sigma_0} \left(\int_{A_2} E'TdA - T_1 \int_{A_2} E'dA\right)} \\ &= \frac{\left(\frac{\sigma^*}{E^*} - \alpha T^* - r^* \phi \cos\theta^*\right) \left(\int_{A_1} EdA + \int_{A_2} E'dA\right) + \alpha \int_{A_1} ETdA + \alpha \int_{A_2} E'TdA}{A + \frac{\alpha}{2\sigma_0} \left(\int_{A_2} E'TdA - T_1 \int_{A_2} E'dA\right)}\end{aligned}\quad (3.3.13)$$

$T^* \geq T_1$ のとき :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \frac{\left(\frac{\sigma^*}{E'^*} - \alpha T^* - r^* \phi \cos\theta^*\right) \left(\int_{A_1} EdA + \int_{A_2} E'dA\right) + \alpha \int_{A_1} ETdA + \alpha \int_{A_2} E'TdA + \phi \int_A E'rcos\theta dA}{A + \frac{\alpha}{2\sigma_0} \left(\int_{A_2} E'TdA - T^* \int_A E'dA + T_1 \int_{A_1} EdA\right)} \\ &= \frac{\left(\frac{\sigma^*}{E'^*} - \alpha T^* - r^* \phi \cos\theta^*\right) \left(\int_{A_1} EdA + \int_{A_2} E'dA\right) + \alpha \int_{A_1} ETdA + \alpha \int_{A_2} E'TdA}{A + \frac{\alpha}{2\sigma_0} \left(\int_{A_2} E'TdA - T^* \int_A E'dA + T_1 \int_{A_1} EdA\right)}\end{aligned}\quad (3.3.14)$$

数式解モデルでは、 σ^* が臨界値に達したときコンクリート柱は破壊すると仮定する。(3.3.13),(3.3.14)式はこの場合のコンクリート柱の軸圧縮耐力を与える表現式である。臨界値は次節で推定する。(3.3.13),(3.3.14)式中の値は置換積分により表 3.3.1 から直接得られる。

ここで、(3.3.13),(3.3.14)式の第 1 式の右辺の分子最終項 ($\phi \int_A E'rcos\theta dA$) は

$$\phi \int_A E'rcos\theta dA = 2\phi \int_0^R \int_0^\pi E'rcos\theta \cdot r dr d\theta = 2\phi \sin(\pi) \int_0^R E'r^2 dr = 0$$

となり、円の全面積積分においては消去できることにより、最終的に第 2 式が得られる。

3.4 破壊の判定

軸力と火災加熱を受けるコンクリート柱においては、高温となる外縁部分では過渡歪が生じて応力が緩和されるために、外縁部分が圧縮強度に達する前に中央部から破壊の進行する傾向があり、この傾向は大きな過渡歪が発生する高軸力になるほど顕著である。これは曲げ変形を受ける場合についても同様であり、圧縮応力の大きい圧縮域外縁部では大きな過渡歪が発生するため弾性域に留まり、引張域外縁部では過渡歪の発生は小さいものの圧縮応力が小さいために弾性域に留まる。曲げ歪の小さい中央部では軸力の場合と同様であるため、軸力と曲げ変形を受ける場合も軸力の場合とほぼ同様に考えることができる。数式解モデルで対象とする破壊モードは、このように、外縁部分が弾性に留まっている間に断面中央部が破壊する形式である。一方、過渡歪の発生が小さい低軸力の場合は、外縁部分の過渡歪による応力緩和は小さく、終局に至る前に外縁部分の塑性変形が発達するために、弾性解である数式解は適用できない。この場合の耐力推定は次項で述べる。

(1) 軸圧縮柱の破壊特定位置 (r^*)

曲げ曲率 ϕ が 0 である軸力のみを受ける場合について軸圧縮耐力を推定する。数式解耐力推定式(3.3.13),(3.3.14)を用いてコンクリート柱の軸圧縮耐力を求めるためには、破壊位置の半径 r^* 、その温度 T^* 、見かけのヤング率 E^* および臨界応力 σ^* を特定する必要がある。 θ^* も特定する必要があるが、点対称であるため θ^* は任意に選択できる。低温部の断面中央部からコンクリートの破壊が進行しても、高温部への応力再配分が可能であれば全体破壊には至らない。終局時、中央部低温コンクリートは $\sigma \sim \varepsilon$ 関係における圧縮強度後の負勾配域にあり、外縁部高温コンクリートは圧縮強度前の正勾配域にある。負勾配域の総剛性が正勾配域の総剛性を上回ると軸剛性が負となり、柱は軸方向に破壊する。これを考慮して r^* を定める。次の 2 つの仮定を設ける。

- ① 1 つの温度における $\sigma \sim \varepsilon$ 関係の圧縮強度前後の正負勾配の絶対値は同じと仮定して、低温負剛性域と高温正剛性域を分ける半径 r_{cr} を求める。
- ② 低温負勾配域内のコンクリートの応力重心を r^* とし、ここが高温圧縮強度 σ_{cT} に達したとき、柱は軸圧縮破壊すると仮定する。

応力重心を求めるに際して、この域内の終局時応力は半径方向に直線分布すると仮定して、半径 r_{cr} の円断面上に応力が軸対称に $\sigma = \sigma_o + ar$ と線形分布しているとき (r は半径方向座標)、応力重心の作用半径 r^* は次に示す方程式を満足するものである。

$$(\sigma_o + ar^*) \pi r_{cr}^2 = \int_0^{r_{cr}} (\sigma_o + ar) 2\pi r dr = \left(\sigma_o + a \left(\frac{2}{3} r_{cr} \right) \right) \pi r_{cr}^2$$

r^* について解くと、

$$r^* = \frac{2}{3} r_{cr} \quad (3.4.1)$$

を得る。 T^* , E^* はこの位置の温度・見かけのヤング率、 σ^* は(3.2.4)式で与えられるこの位置のコンクリート強度とする。

以下、低温負剛性域と高温正剛性域を分ける半径 r_{cr} を求める手順を示す。まず、剛性の総計を評価すべく次の 2 関数 f と g を定義する。温度 T が $T_i \leq T \leq T_j < T_1$ の範囲の中央部コンクリート部分 B の剛性総計は次式で与えられる。

$$f(\varepsilon_i, \varepsilon_j) = \int_B E dA = \frac{\pi}{k_1} \int_{T_i}^{T_j} \frac{\sigma_c}{bT + \varepsilon_c} dT = \frac{\pi \sigma_c}{k_1 b} \ln \frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_i} \quad (3.4.2)$$

同様に、温度 T が $T_1 \leq T_m \leq T \leq T_n$ の範囲の外縁部コンクリート部分 C の剛性総計は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} g(\varepsilon_m, \varepsilon_n) &= \int_C E dA = \frac{\pi}{k_2} \int_{T_m}^{T_n} \frac{\sigma'_c - cT}{bT + \varepsilon_c} dT \\ &= \frac{\pi c}{k_2 b^2} \left(-\varepsilon_n + \varepsilon_m + \varepsilon_3 \ln \frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_m} \right) \end{aligned} \quad (3.4.3)$$

ここに、 $\varepsilon_i, \varepsilon_j, \varepsilon_m, \varepsilon_n$ は $\varepsilon_0, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_{cr}$ の何れかで、これらは温度が各々 T_0, T_1, T_2, T_{cr} のときの圧縮強度時歪であり、 ε_3 は強度消失温度 $T_3 = \frac{\sigma'_c}{c}$ における圧縮強度時歪、 T_{cr} は半径 r_{cr} 位置の温度である。(3.2.3)式より、これらは各々次の一括式で定義される。

$$\varepsilon_k = \varepsilon_c + b T_k; \quad k = 0, 1, 2, cr, 3 \quad (3.4.4)$$

σ^*, T^*, E^* は次の 2 ケースに分けて求められる。

$T_1 > T_0$ のとき

まず、 $T_1 > T_{cr} > T_0$ を仮定して ε_{cr} を推定する。この場合には劣化部分の総負剛性は仮定①より $-f(\varepsilon_0, \varepsilon_{cr})$ であり、これが高温部の正剛性 $f(\varepsilon_{cr}, \varepsilon_1) + g(\varepsilon_1, \varepsilon_2)$ に釣り合うという方程式 $-f(\varepsilon_0, \varepsilon_{cr}) + f(\varepsilon_{cr}, \varepsilon_1) + g(\varepsilon_1, \varepsilon_2) = 0$ を ε_{cr} について解く。

$$\begin{aligned} -\frac{\pi \sigma_c}{k_1 b} \ln \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_0} + \frac{\pi \sigma_c}{k_1 b} \ln \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{cr}} + \frac{\pi c}{k_2 b^2} \left(-\varepsilon_2 + \varepsilon_1 + \varepsilon_3 \ln \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \right) \\ = 0 \end{aligned}$$

$$\ln \frac{\varepsilon_0 \varepsilon_1}{\varepsilon_{cr}^2} + \frac{k_1 c}{b k_2 \sigma_c} \left(\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \ln \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \right) = 0$$

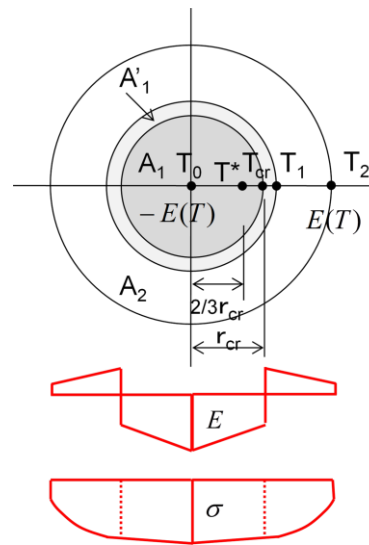


図 3.4.1 $T_1 > T_{cr} > T_0$ の場合

$$\varepsilon_{cr} = \sqrt{\varepsilon_1 \varepsilon_0 \exp \left\{ \frac{k_1 c}{b k_2 \sigma_c} \left(\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \cdot \ln \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \right) \right\}} \quad (3.4.5)$$

を得る。この ε_{cr} が実際 ε_1 未満ならばこれが ε_{cr} の解である。さもなければ、 $T_{cr} > T_1 > T_0$ となるので、これを考慮すると、剛性が釣り合うという方程式は

$$-f(\varepsilon_0, \varepsilon_1) - g(\varepsilon_1, \varepsilon_{cr}) + g(\varepsilon_{cr}, \varepsilon_2) = 0 \quad \text{に変更される。}$$

しかし、これは ε_{cr} について陽には解けない。そこで、歪 $\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8}$ を初期近似解とする 1 回の Newton 法によって解を近似的に評価して、 $T_{cr} > T_1 > T_0$ の場合の次の解を得る。

方程式 $F(\varepsilon_{cr}) = 0$ を Newton 法によって解くとき、初期近似解を $\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8}$ とすると 1 回目の近似解は次式で与えられる。

$$\varepsilon_{cr} = \frac{(7\varepsilon_0 + \varepsilon_2)}{8} - \frac{F\left(\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8}\right)}{F'\left(\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8}\right)} \quad (3.4.6)$$

$$F\left(\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8}\right) \text{ と } F'\left(\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8}\right) \text{ は次式で与えられる。}$$

$$\begin{aligned} F(\varepsilon_{cr}) &= -f(\varepsilon_0, \varepsilon_1) - g(\varepsilon_1, \varepsilon_{cr}) + g(\varepsilon_{cr}, \varepsilon_2) \\ &= \varepsilon_{cr} - \varepsilon_3 \ln \varepsilon_{cr} - \frac{k_2 \sigma_c b}{2k_1 c} \ln \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} - \frac{1}{2} \{ \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_3 \ln(\varepsilon_1 \varepsilon_2) \} \end{aligned}$$

$$F'(\varepsilon_{cr}) = 1 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_{cr}}$$

を(3.4.6)式に代入して(3.4.7)式を得る。

$$\varepsilon_{cr} = \frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2 - 8\varepsilon_3} \left\{ \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} - \varepsilon_3 + \varepsilon_3 \cdot \ln \left(\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8\sqrt{\varepsilon_1 \varepsilon_2}} \right) + \frac{k_2 \sigma_c b}{2k_1 c} \ln \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right\} \quad (3.4.7)$$

得た ε_{cr} から(3.2.3), (3.1.1), (3.2.4), (3.3.2)式を辿れば、 T_{cr} , r_{cr} , $r^* = \frac{2}{3}r_{cr}$, T^* , σ^* , E^* がこの順で求まる。次の場合も同様である。

$T_0 = T'_0 > T_1$ のとき

$T_{cr} > T_0 > T_1$ となるので、 ε_{cr} を求める方程式は $-g(\varepsilon_0, \varepsilon_{cr}) + g(\varepsilon_{cr}, \varepsilon_2) = 0$ である。これも陽には解けないので上と同じ Newton 近似を施して、 ε_{cr} の次の近似解を得る。

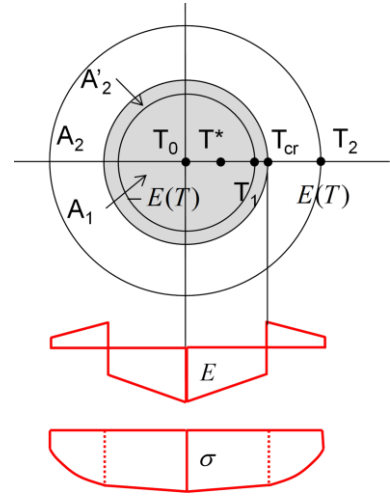


図 3.4.2 $T_{cr} > T_1 > T_0$ の場合

$$F(\varepsilon_{cr}) = -g(\varepsilon_0, \varepsilon_{cr}) + g(\varepsilon_{cr}, \varepsilon_2)$$

$$= \varepsilon_{cr} - \varepsilon_3 \cdot \ln(\varepsilon_{cr}) - \frac{1}{2} \{ \varepsilon_0 + \varepsilon_2 - \varepsilon_3 \cdot \ln(\varepsilon_0 \varepsilon_2) \}$$

$$F'(\varepsilon_{cr}) = 1 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_{cr}}$$

$F(\varepsilon_{cr})$ 、 $F'(\varepsilon_{cr})$ を(3.4.6)式に代入して(3.4.8)式を得る。

$$\varepsilon_{cr} = \frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2 - 8\varepsilon_3} \left\{ \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{2} - \varepsilon_3 + \varepsilon_3 \cdot \ln \left(\frac{7\varepsilon_0 + \varepsilon_2}{8\sqrt{\varepsilon_0 \varepsilon_2}} \right) \right\}$$

(3.4.8)

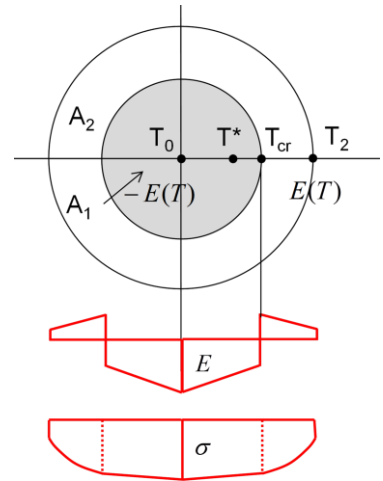


図 3.4.3 $T_{cr} > T_0 > T_1$ の場合

ただし、外縁部が高温になってここが T_3 を上回る場合は $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ とする。

断面が 318φ でコンクリート強度が 100N/mm² と 508φ でコンクリート強度が 40N/mm² の CFT 柱について、剛性釣り合い位置 r_{cr} の数値的正解と近似解(3.4.7),(3.4.8)式がよく一致することを図 3.4.4 に示す。剛性釣り合い半径 r_{cr} は、常温時には半径 $1/\sqrt{2} r_2$ の位置にあり、これは加熱時間と共に始めは漸減し、次に、これが T_1 を超える領域に達する 60 分(図(a))および 120 分(図(b))あたりから、徐々に停滞に向かう傾向にある。しかし、図(a)に見るように、 r_{cr} が断面中央に向かう傾向は高強度コンクリートの方が強い。初期に r_{cr} が小さくなるのは、外縁部の温度が急上昇してこの部分のヤング率が急低下するからであり、しばらくするとこれが停滞気味になるのは、中央部も温度上昇し始めて外縁部と中央部のヤング率低下がバランスしようとするからである。それでも尚高強度コンクリートの r_{cr} が減少傾向であるのは、高強度コンクリートの温度上昇に伴うヤング率低下が普通コンクリートのそれよりも激しいからである。

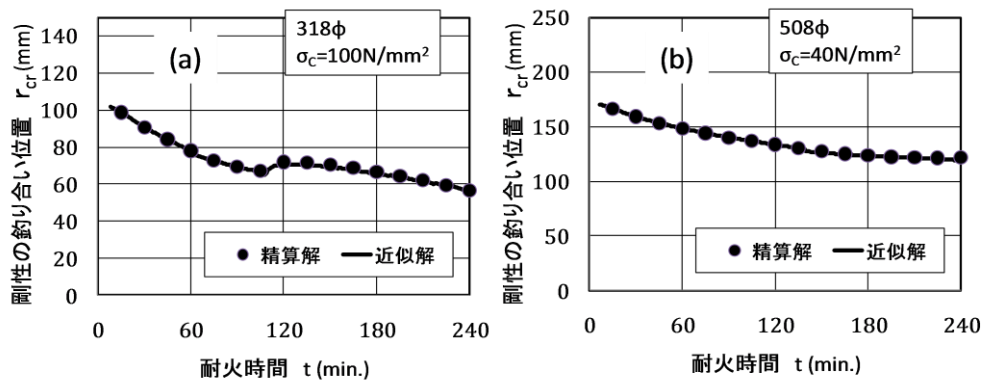


図 3.4.4 剛性の釣り合い位置

(2) 曲げ圧縮柱の破壊特定位置 (r^* 、 θ^*)

軸力と水平変形を受ける場合の軸圧縮耐力を推定する。数式解耐力推定式(3.3.13),(3.3.14)を用いて、曲率 ϕ が与えられたコンクリート柱断面の軸圧縮耐力を求めるためには、軸圧縮柱で特定する必要のなかった θ^* についても特定する必要がある。曲げ変形によって生じる曲率 ϕ が断面内の点対称歪分布を崩すからである。曲率 $\phi=0$ の場合が圧縮柱であることから、圧縮柱の破壊特定位置 r_0^* を起点として曲率 ϕ によって破壊特定位置 r^* が移動するものと考えられる。破壊特定位置 (r^* 、 θ^*) は図 3.4.5 の応力分布を想定し、軸力のみを受ける場合に加え、次の2つの仮定を設ける。

- ① 曲率の増大に伴って圧縮柱の円形破壊面が変形する。断面の片側半分の圧縮歪減少域が小さくなる。
- ② 起点とする曲率 $\phi=0$ における圧縮柱の破壊特定位置 θ^* を $\pi/2$ とする。

精算解析結果においても圧縮域の楕円形部分で応力増大域がみられていることから①の仮定を設定した。圧縮柱の破壊特定位置は θ^* によらないが、曲げ圧縮柱では歪分布が点対称とはならないため、 r^* と θ^* によって破壊特定位置を指定する必要がある。起点とする曲率 $\phi=0$ の圧縮柱の破壊特定位置 θ^* は、 $0\sim\pi$ の任意の角度をとれるが、円形から楕円形への応力重心の移動を表現できる $\pi/2$ とした。破壊特定位置 (r^* 、 θ^*) は、圧縮柱の破壊特定位置(r_0^* 、 $\pi/2$)がコンクリートの応力重心の移動量 Δr 分、圧縮域に移動すると考える。

破壊特定位置 (r^* 、 θ^*) の設定方法を以下に示す。

破壊部分の応力分布は、(3.4.9)式のように定義できる。

$$\sigma_{cr} = -ar + b + cr \cos\theta \quad (3.4.9)$$

$-a$: 中心からの応力勾配

b : 中心の応力

c : 曲率によって生じる応力勾配

$\theta = \frac{\pi}{2}$ の破壊境界応力は

$$\sigma_{cr} = -ar_{cr} + b$$

となり、曲げ引張域 $\theta = \pi$ の破壊境界 r^- の応力は、

$$\sigma_{cr} = (-a - c)r^- + b$$

となる。両者は同じ応力 σ_{cr} であると仮定すると、

$$-ar_{cr} + b = (-a - c)r^- + b$$

から、 r^- が得られる。

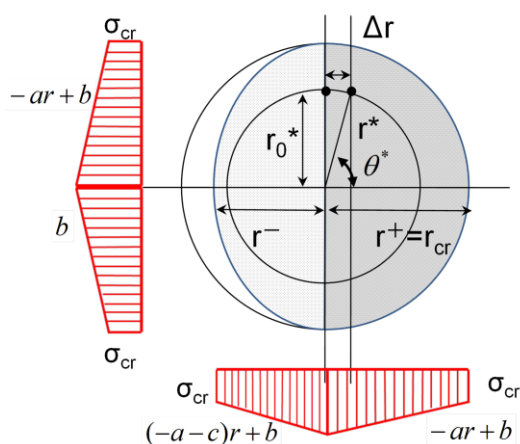


図 3.4.5 曲げ圧縮柱の破壊特定位置

$$r^- = \frac{ar_{cr}}{a+c}$$

曲げ圧縮域では大きな過渡歪が発生するため、破壊境界 r^+ は r_{cr} から変動しないと考えられるため、破壊特定位置の移動量 Δr を、

$$\Delta r = \frac{r_{cr} + r^-}{2}$$

と考える。破壊特定位置 (r^* 、 θ^*) は、圧縮柱の破壊特定位置 r_0^* と Δr から、(3.4.10)、(3.4.11)式で与えられる。

$$r^* = \sqrt{\Delta r^2 + r_0^{*2}} \quad (3.4.10)$$

$$\cos\theta^* = \frac{\Delta r}{r^*} \quad (3.4.11)$$

従って、 a, c を設定することにより、破壊特定位置 (r^* 、 θ^*) が得られる。 a, c の設定方法を以下に示す。

c は曲率 ϕ によって生じる応力勾配であるので、以下のように曲率 ϕ とヤング率 E_{cr} の1次関数とする。

$$c \cdot r_{cr} = \phi \cdot r_{cr} \cdot E_{cr}$$

$$c = \phi \cdot E_{cr}$$

$-a$ は中心から外縁に至る応力の勾配であり、ここでは、中心圧縮強度 $\sigma_{0,T}$ と r_{cr} 位置の圧縮強度 σ_{cr} を距離 r_{cr} で除した値とする。

$$a = \frac{\sigma_{0,T} - \sigma_{cr}}{r_{cr}}$$

さらに c を求めるには、梁の伸び出し変形によって生じる柱部材角 R から柱脚の曲率 ϕ を特定する必要がある。図 3.4.6 に示すように、柱脚を固定、柱頭を自由として柱頭に鉛直荷重と水平変形を受ける柱について、時間によって変化するコンクリートのヤング係数分布を用いて部材角 R と曲率 ϕ の関係を求める。

曲げモーメント M と曲率 $\phi = \dot{y}$ には次の関係がある。

$$M = EI\dot{y} = P(\delta - y) + Qx$$

従って、変形 y の微分方程式(3.4.12)解くことによって曲率 \dot{y} が得られる。

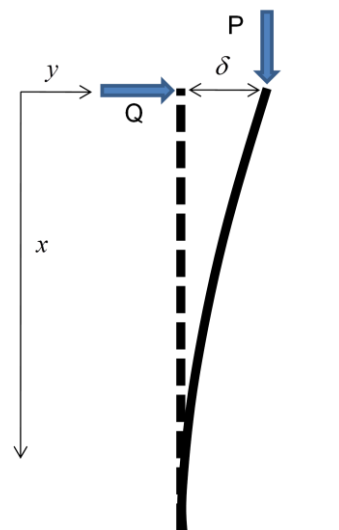


図 3.4.6 変形解析モデル

$$EI\ddot{y} + Py = P\delta + Qx \quad (3.4.12)$$

y を以下のように表される。

$$y = A\sin(\beta x) + B\cos(\beta x) + \delta + \frac{Q}{P}x$$

$$\beta = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

境界条件 $y(0) = \delta$, $\dot{y}(l) = 0$, $y(l) = 0$ より、A,B,Q を消去する。

$$y(0) = B + \delta = \delta$$

$$B = 0$$

$$\dot{y}(l) = A\beta\cos(\beta l) + \frac{Q}{P} = 0$$

$$\frac{Q}{P} = -A\beta\sin(\beta l)$$

$$y(l) = A\sin\beta l + \delta + \frac{Q}{P}l = 0$$

$$A\sin(\beta l) + \delta - A\beta l\cos(\beta l) = 0$$

$$A = \frac{\delta}{-\sin(\beta l) + \beta l\cos(\beta l)}$$

従って、各部の変位y、回転角 \dot{y} 、曲率 \ddot{y} は下式で求められる。

$$y = A\sin(\beta x) - A\beta x\cos(\beta l) + \delta \quad (3.4.13)$$

$$\dot{y} = A\beta\cos(\beta x) - A\beta\cos(\beta l) \quad (3.4.14)$$

$$\ddot{y} = -A\beta^2\sin(\beta x) \quad (3.4.15)$$

ある時刻における曲率 \ddot{y} を求めるためには、EI を特定し、 β を設定する必要がある。EI は次式で与えられる。

$$EI = \int Ex^2 dA$$

温度 T_1 を境界としてヤング率の定義式が異なるため、次式のように温度 T_1 以下の面積 A_1 と温度 T_1 以上の面積 A_2 について積分を行う。

$$EI = \int_{A_1} Ex^2 dA + \int_{A_2} Ex^2 dA \quad (3.4.16)$$

$$T_0 \leq T \leq T_1$$

$$\begin{aligned}
\int_{A_1} E x^2 dA &= \int_{A_1} \frac{\sigma_{cT}}{\varepsilon_{cT}} r^2 \cos^2 \theta dA = \int_{A_1} \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c + bT} r^2 \cos^2 \theta dA \\
&= \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^{r_1} \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c + bT} r^2 \cos^2 \theta r dr d\theta = \int_{-\pi}^{\pi} \int_{T_0}^{T_1} \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c + bT} \frac{T - T_0}{k_1} \cos^2 \theta \frac{1}{2k_1} dT d\theta \\
&= \frac{\sigma_c}{2k_1^2} \int_{-\pi}^{\pi} \int_{T_0}^{T_1} \frac{T - T_0}{\varepsilon_c + bT} \cos^2 \theta dT d\theta = \frac{\sigma_c}{2k_1^2} \int_{-\pi}^{\pi} \int_{T_0}^{T_1} \frac{T - T_0}{\varepsilon_c + bT} \left\{ \frac{1}{2} \theta + \frac{1}{4} \sin(2\theta) \right\} dT d\theta \\
&= \frac{\pi \sigma_c}{2k_1^2} \int_{T_0}^{T_1} \frac{T - T_0}{\varepsilon_c + bT} dT = \frac{\pi \sigma_c}{2bk_1^2} \int_{T_0}^{T_1} \frac{T - T_0}{T + \frac{\varepsilon_c}{b}} dT = \frac{\pi \sigma_c}{2bk_1^2} \int_{T_0}^{T_1} \left(1 - \frac{\frac{\varepsilon_c}{b} + T_0}{T + \frac{\varepsilon_c}{b}} \right) dT \\
&= \frac{\pi \sigma_c}{2bk_1^2} \left\{ T_1 - T_0 - \left(\frac{\varepsilon_c}{b} + T_0 \right) \ln \left(\frac{T_1 + \frac{\varepsilon_c}{b}}{T_0 + \frac{\varepsilon_c}{b}} \right) \right\} \tag{3.4.17}
\end{aligned}$$

$$T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\begin{aligned}
\int_{A_2} E' x^2 dA &= \int_{A_2} \left(\frac{\varepsilon_c + bT}{\sigma'_c - cT} + \frac{\alpha(T - T_1)}{2\sigma_o} \right)^{-1} x^2 dA \\
&= \int_{A_2} \frac{2\sigma_o}{\alpha} \frac{T - \frac{\sigma'_c}{c}}{T^2 - 2 \left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{T_1}{2} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} \right) T + \frac{\sigma'_c}{c} T_1 - \frac{2\sigma_o \varepsilon_c}{\alpha c}} x^2 dA
\end{aligned}$$

上式において分母を 0 にする 2 つの T の値を μ , ν とし、

$$\begin{aligned}
\mu &= \left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right)^2 - \frac{\sigma'_c}{c} T_1 + \frac{2\sigma_o \varepsilon_c}{\alpha c}} \\
\nu &= \left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{\sigma'_c}{2c} + \frac{\sigma_o b}{\alpha c} + \frac{T_1}{2} \right)^2 - \frac{\sigma'_c}{c} T_1 + \frac{2\sigma_o \varepsilon_c}{\alpha c}} \\
B &= \frac{\mu - T_3}{\mu - \nu}, \quad C = \frac{\nu - T_3}{\nu - \mu}
\end{aligned}$$

とすると、以下のように定式化できる。

$$\begin{aligned}
\int_{A_2} E' x^2 dA &= \int_{A_2} \frac{2\sigma_o}{\alpha} \left(\frac{B}{T - \mu} + \frac{C}{T - \nu} \right) r^2 \cos^2 \theta dA \\
&= \frac{2\sigma_o}{\alpha} \int_{-\pi}^{\pi} \int_{r_1}^{r_2} \left(\frac{B}{T - \mu} + \frac{C}{T - \nu} \right) r^2 \cos^2 \theta r dr d\theta \\
&= \frac{2\sigma_o}{\alpha} \int_{-\pi}^{\pi} \int_{T_1}^{T_2} \left(\frac{B}{T - \mu} + \frac{C}{T - \nu} \right) \frac{T - T_0'}{k_2} \cos^2 \theta \frac{1}{2k_2} dT d\theta
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\sigma_0}{\alpha k_2^2} \int_{-\pi}^{\pi} \int_{T_1}^{T_2} \left(\frac{B}{T-\mu} + \frac{C}{T-\nu} \right) (T-T_0') \cos^2 \theta dT d\theta \\
&= \frac{\pi \sigma_0}{\alpha k_2^2} \int_{T_1}^{T_2} \left(\frac{B}{T-\mu} + \frac{C}{T-\nu} \right) (T-T_0') dT \\
&= \frac{\pi \sigma_0}{\alpha k_2^2} \left\{ B \int_{T_1}^{T_2} \frac{T-T_0'}{T-\mu} dT + C \int_{T_1}^{T_2} \frac{T-T_0'}{T-\nu} dT \right\} \\
&= \frac{\pi \sigma_0}{\alpha k_2^2} \left\{ B \left(T_2 - T_1 + (\mu - T_0') \ln \frac{T_2 - \mu}{T_1 - \mu} \right) + C \left(T_2 - T_1 + (\nu - T_0') \ln \frac{T_2 - \nu}{T_1 - \nu} \right) \right\}
\end{aligned} \tag{3.4.18}$$

本ビームコラムモデルによる柱脚曲率の継時変化を図 3.4.7 に示す。柱頭部水平変位を 60 分で部材角 1/50rad.となるように一定速度で与え、60 分以降は 1/50rad.で一定とした。これは、水平変形を与える载荷加熱実験で多く行われている標準的な方法である。同図中には柱脚から高さ 1.0D (D:柱直径) の範囲のみが回転変形し、その他の部分は剛体とした柱脚集中モデルを示す。柱脚集中モデルは次式(3.4.19)で表され、曲率は直径に反比例する。柱脚集中モデルと比較することにより、柱脚への曲率集中度合いを見てみる。

$$\phi = \frac{R}{D} \quad (R: \text{部材角}) \tag{3.4.19}$$

図 3.4.7 (a)は、コンクリート強度 100N/mm²と柱高さ 1500mm を一定として、断面直径を 267φ、318φ、406φ、508φと変化させた場合である。直径が大きいほど、柱脚への曲率集中が大きくなり、508φでは柱脚集中モデルとほぼ同じまでになる。曲率の絶対量は径が大きくなると徐々に増加するが、増加量は僅かである。図中に併記した精算解析における柱脚から高さ 1.0D (D:柱直径) の範囲の平均曲率と比較すると 60 分における最大曲率や 406φ、508φの大径の曲率をよくとらえているものの、267φ、318φの小径では時間が経過して断面中心部が 100℃に達したあたりから適合性が悪くなる。小径の場合の精算解では、断面全体が高温になり過渡歪が発生して応力再配分が進み、応力-歪関係上の劣化域に達する部分が増加することによる。それに伴って、断面の曲げ剛性が低下するために全体座屈モードに移行するものと考えられる。弾性論に基づく本モデルは応力-歪関係上の劣化域を考慮しないため精算解に比べて断面の曲げ剛性低下が少ないのが原因である。柱脚曲率を大きく評価する本モデルは、柱脚破壊時の軸耐力を小さく評価するものであり、適切なモデルといえる。

断面直径を変化させると柱脚集中モデルの(3.4.19)式に示すように曲率の絶対量が変化する。(3.4.19)式の曲率が同じになるように断面直径を 318φで一定として、柱高さを変化させ径長さ比 (l/D) を 6、5、4、3とした場合を図 3.4.7 (b)に示す。柱の径長さ比が小さくなるほど曲率が柱脚に集中し、絶対量も大きくなる。曲率は径長さ比に大きく依存することがわかる。

径長さ比を5で一定とし断面直径を267φ、318φ、406φ、508φと変化させた場合を図3.4.7(c)に示す。柱脚集中モデルの(3.4.19)式に示すように断面直径によって曲率の絶対量は変化するが、60分での(3.4.19)式に対する割合はすべて約0.5と同じである。図3.4.7(b)(c)から、径長さ比は柱脚への曲率集中度合いを決める因子といえる。

断面直径318φ、径長さ比5を一定としてコンクリート強度を変化させた場合について図3.4.7(d)に示す。120分以降の高温域では高強度になるほど曲率が小さくなる。コンクリートは高強度になるほど高温強度低下が大きく劣化勾配も大きいためと考えられる。しかし、この高温部分を除けば、全強度において同じ曲率となっていることから、コンクリート強度が曲率に及ぼす影響はほとんどないといえる。

以上より、柱脚曲率は径長さ比に依存するといえる。

この方法で水平変形から柱脚曲率を算定し、曲げ圧縮柱の破壊特定位置 r^* を求める。

断面直径が318φでコンクリート強度が100N/mm²と断面直径が508φでコンクリート強度が40N/mm²のCFT柱について、軸圧縮時と曲げ圧縮時の破壊特定位置 r_0^* 、 r^* の比較、軸圧縮時から曲げ圧縮時への水平移動量 Δr を図3.4.8に示す。まず、上段の断面が318φの破壊特定位置について軸圧縮と曲げ圧縮を比較する。曲げ変形が一定となる60分までは水平移動量 Δr が増加して、曲げ圧縮の破壊特定位置 r^* は軸圧縮との差が大きくなる。曲げ変形を一定とした60分以降は破壊特定位置の水平移動量が徐々に小さくなり、軸圧縮の破壊特定位置に漸近する。これは、曲げ変形の影響が小さくなり、軸圧縮時の軸耐力に近づくことを意味する。さらに、断面中心部が100℃となる100分経過時以降は徐々に水平移動量が小さくなり、軸圧縮と同様に累加強度に漸近する。断面の大きい508φの場合も同様の傾向を示すが、断面内温度上昇が緩慢なため大きな変化はなく、徐々に水平移動量が小さくなり軸圧縮に漸近している。左図の破壊特定位置 r^* から、318φのような小断面に比べて508φのような大断面の方が曲げの影響が大きくなるものと予想される。

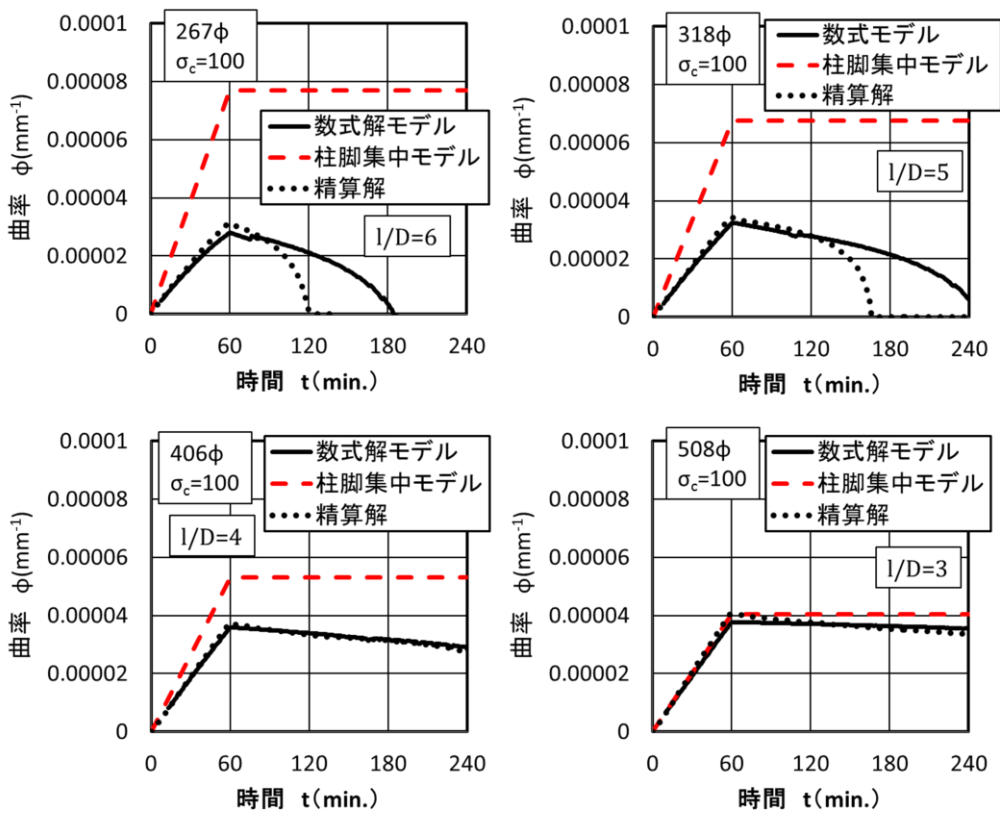


図 3.4.7(a) 柱脚曲率 (同一強度)

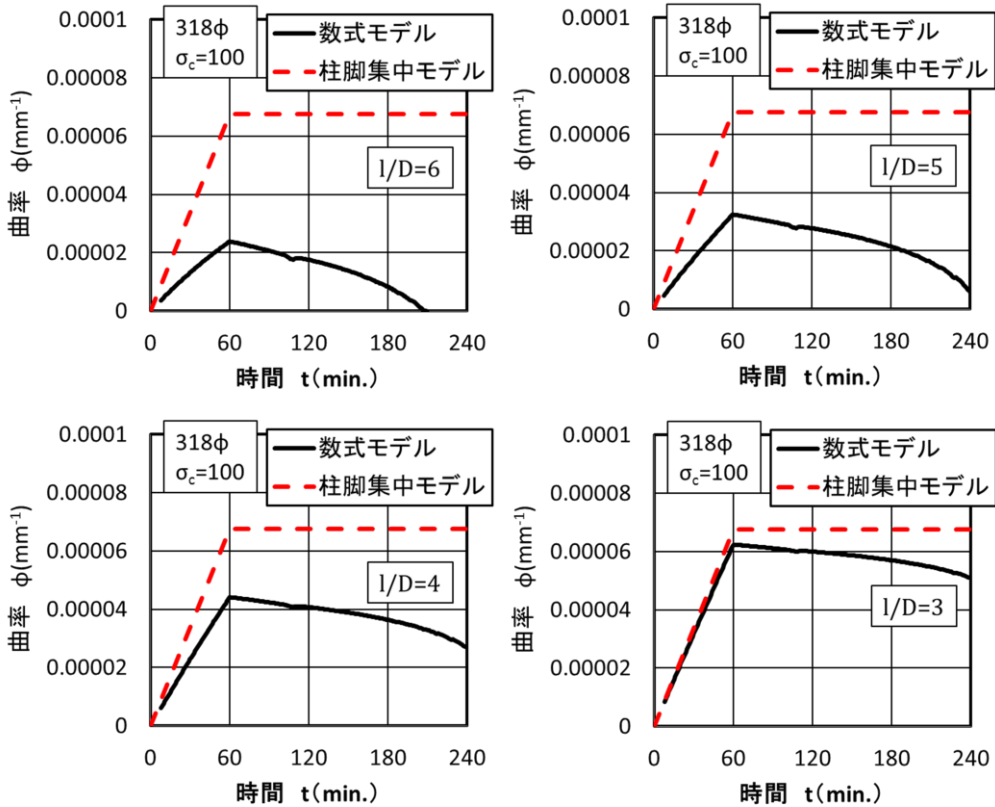


図 3.4.7(b) 柱脚曲率 (同一強度、同一径)

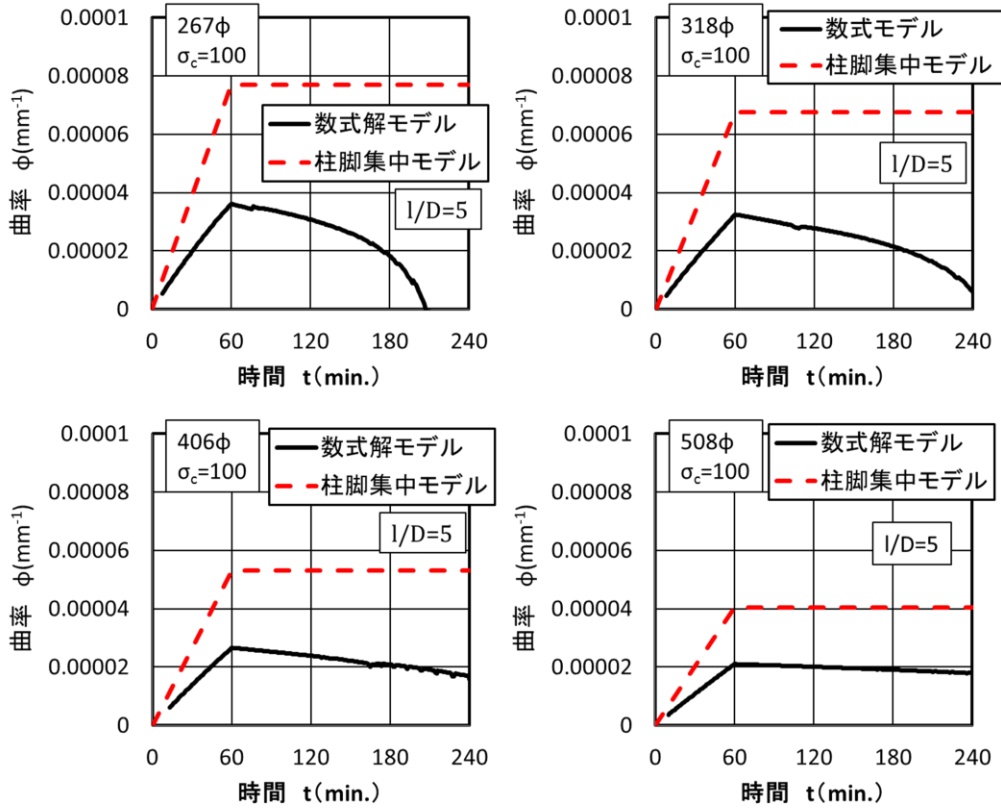


図 3.4.7(c) 柱脚曲率 (同一強度、同一径長さ比)

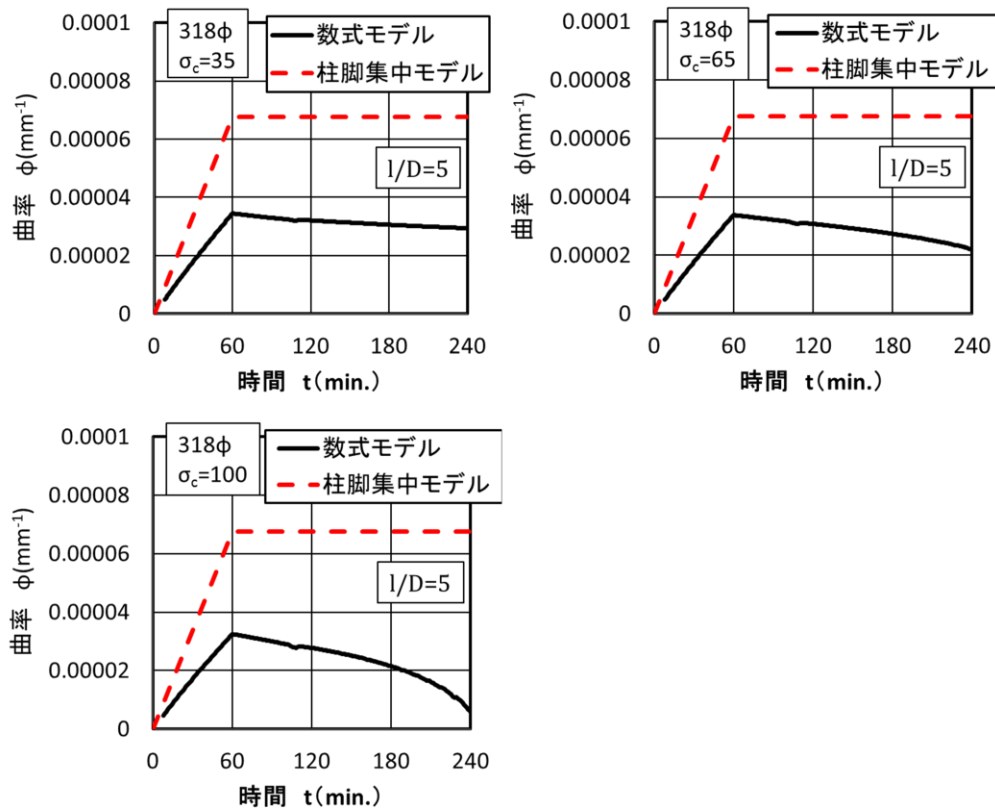


図 3.4.7(d) 柱脚曲率 (同一直径、同一径長さ比)

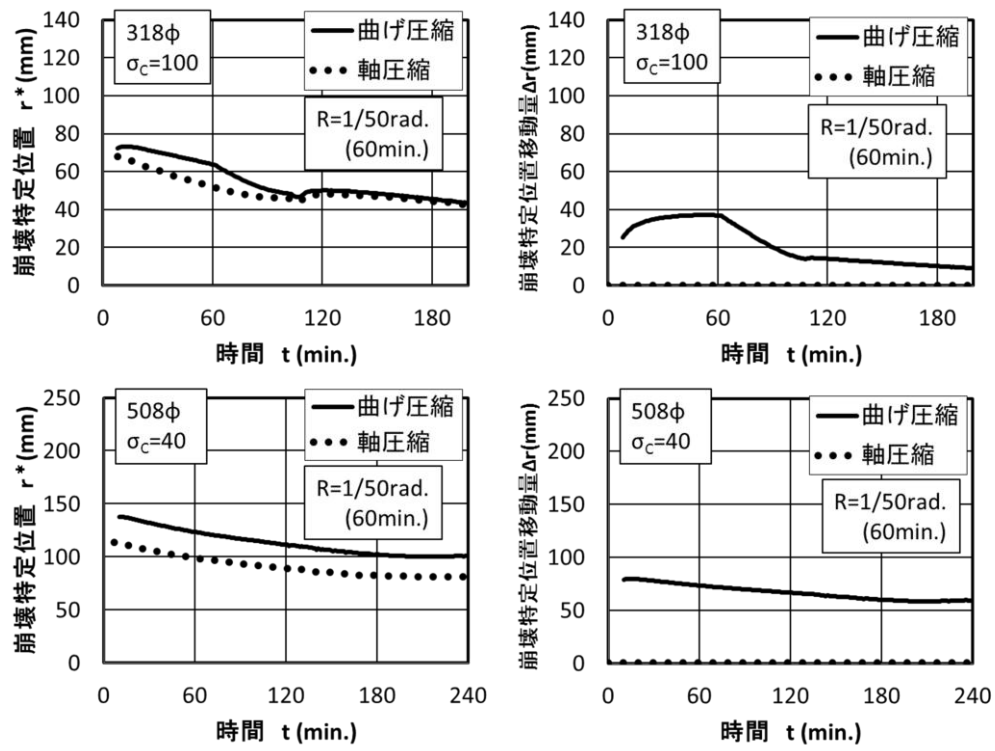


图 3.4.8 破壞特定位置

3.5 累加強度

累加強度はある時間における断面内の高温強度分布を全断面で積分した値である。即ち、ある温度分布において取りうる軸圧縮耐力の最大値である。累加強度は、2次関数で規定した温度分布(3.1.1)式に基づいて、図 3.2.1(e)に示す圧縮強度分布(3.2.4)式を持つ強度を全断面について積分したものとする。累加強度数式解 \bar{P} は次式で与えられる。

$T_0 < T_1$ のとき :

$$\begin{aligned}\bar{P} &= \int_A \sigma_{cT} dA = \int_{A_1} \sigma_{cT} dA + \int_{A_2} (\sigma'_c - cT) dA \\ &= \frac{\pi}{k_1} \int_{T_0}^{T_1} \sigma_c dT + \frac{\pi}{k_2} \int_{T_1}^{T_2} (\sigma'_c - cT) dT \\ &= \frac{\pi}{k_1} \sigma_c (T_1 - T_0) + \frac{\pi}{k_2} \left\{ \sigma'_c (T_2 - T_1) - \frac{c}{2} (T_2^2 - T_1^2) \right\}\end{aligned}\quad (3.5.1)$$

$T_0 \geq T_1$ のとき :

$$\begin{aligned}\bar{P} &= \int_A \sigma_{cT} dA = \int_{A_2} (\sigma'_c - cT) dA = \frac{\pi}{k_2} \int_{T_0}^{T_2} (\sigma'_c - cT) dT \\ &= \frac{\pi}{k_2} \left\{ \sigma'_c (T_2 - T_0) - \frac{c}{2} (T_2^2 - T_0^2) \right\}\end{aligned}\quad (3.5.2)$$

ただし、外縁温度が T_3 ($= \frac{\sigma'_c}{c}$) を超えるときは、 $T_2 = T_3$ とする。

前章までに述べた (3.3.13),(3.3.14)式で与えられる耐力数式解は、柱の高温外縁部の応力緩和が十分に行われず、低温部が弾性に止まっている間にこの応力が圧縮強度を超えてしまうとき、累加強度を上回る。このような場合、実際には外縁部は塑性化し、この歪は ϵ_{cT} を超えて応力は低下に転ずる。この後、低温部の応力が圧縮強度に達してコンクリート柱は終局状態に至る。しかし、塑性化の先行する高温外縁部コンクリートの終局時応力の σ_{cT} からの低下量は僅かであると仮定する。そうすると、終局時における柱内の応力分布は累加強度式が仮定するそれとほぼ同一となり、したがって、この場合は累加強度を柱の軸圧縮耐力とすることが出来る。すなわち、コンクリート柱の高温軸圧縮耐力数式解は、前章の耐力数式解(3.3.13),(3.3.14)式と本章の累加強度数式解(3.5.1),(3.5.2)式の小さい方で与えられる。

3.6 理論数式解の適用性の検討

(1) 精算解と数式解の比較

一連の例題を解き、加熱と軸力を受ける CFT 柱の終局状態の特徴を精算結果に基づいて考察し、これを踏まえて数式解と精算解の整合性を検討する。精算解析とは、2章で述べたコンクリートの精算モデルを組み込んだ FEM 解析であるが、ここでは、スケール効果を無視して数式解と精算解を直接比較する。図 3.5.1 は、直径が 318mm でコンクリート強度 σ_c が 100N/mm²の高強度の CFT 柱に対する精算解と数式解を示している。前章での精算解析においては実験結果と対比するためにコンクリート強度が 60N/mm²程度までにとどめたが、ここでは、より高強度の 100N/mm²について見てみることにした。図中(a),(b)は軸圧縮、(c)は曲げ圧縮の解析結果である。(a),(c)の各プロット点の縦座標は CFT 柱に加える定軸力の軸力比 ($\bar{\sigma}/\sigma_c$)、横座標はその柱の耐火時間、すなわち柱がこの軸力を保持できる加熱時間である。(b)の縦座標は CFT 柱の軸方向全体歪 ($\bar{\epsilon}$)、横座標はその柱の耐火時間、すなわち柱の破壊時軸歪である。曲げ圧縮解析は柱の高さを 1500mm として、径長さ比を約 5 とした。

数式解はある温度分布、水平変形、コンクリート強度が与えられた状態での軸圧縮耐力を算定するものであり、水平変形速度については考慮できないように見える。しかし、温度分布が時間の関数であることから、与えられた水平変形を与えられた温度分布の時間で除することにより得られる平均変形速度を変形速度とした。60 分までについては、時間に比例して 1/50rad/h の速度で部材角を与え、60 分以降の温度分布に対しては部材角 1/50rad. を保持した。精算・数式両方の累加強度解、および、精算モデルに対しては過渡歪を無視したときの解が併記されている。

図中の精算解について検討する。軸圧縮時と曲げ圧縮時では過渡歪の影響が異なるため、まず、軸圧縮について考察する。過渡歪を無視した解と累加強度解を比較する。(a)図に見る通り、全軸力比に亘って両解はほぼ一致する。過渡歪を無視した解では、応力歪は(3.2.1)式より $\epsilon \approx \bar{\epsilon} + |\epsilon_{th}|$ であるから、柱内の熱膨張歪 $|\epsilon_{th}|$ はすべて圧縮歪 ϵ に転化し、このとき $|\epsilon_{th}|$ と ϵ_{CT} の温度上昇に伴う増加傾向は近似している(図 3.2.1(a)と図 3.2.5 を参照)というコンクリート特有の材料特性が働いて、高軸力を受ける柱は全断面がほぼ同時に塑性化して破壊する。したがって、この場合の柱の軸圧縮耐力は必然的に累加強度解に一致する。低軸力を受ける柱の場合は、柱全体がより高温化するので圧縮歪に転化する $|\epsilon_{th}|$ も大きく、加熱途上、塑性化は高温外縁部から始まり、これが中央部に向かって順次拡大するという推移を経て破壊する。しかし上に見たようにこの場合の耐力解も累加強度解にほぼ一致しており、高温となる外縁部コンクリートの塑性化後の強度劣化が緩慢であることがこのことに寄与していると考えられる。

精算解析において過渡歪を考慮すると、柱の軸圧縮耐力は、低軸力比の場合には累加強度解に一致するが、軸力比が増すと累加強度解を有意に下回ってくる。実際、図(a)の過渡歪を考慮する精算解は、軸力比が 0.4 以上の範囲で累加強度解を下回っている。過渡歪の影

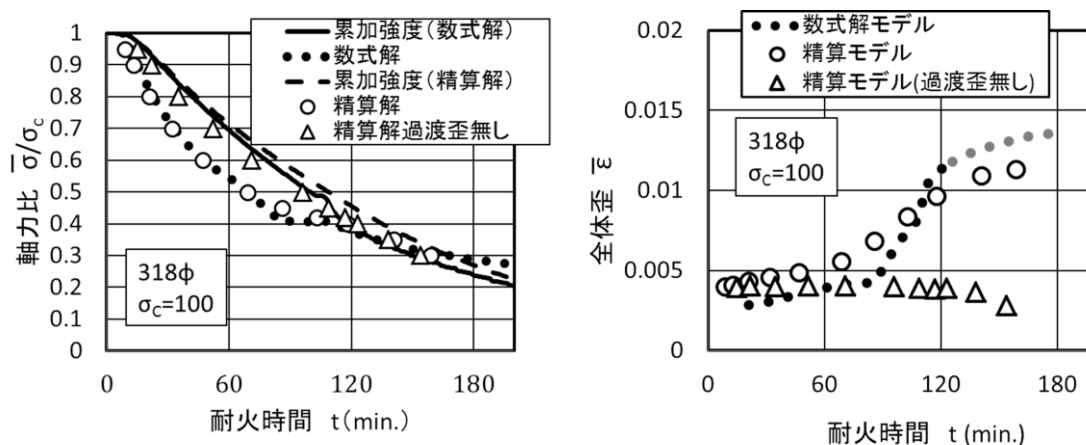
響によって、応力歪 ε の発達は過渡歪無しの場合より必ず鈍化する。低軸力比の柱の場合、その鈍化は小さく、高温外縁部から中央部に向かって順次塑性化するという挙動推移は変わらず、むしろ終局時における高温部の ε は ε_{CT} により近づいて、軸力比が 0.35 以下の範囲で軸圧縮耐力はより累加強度解に一致する傾向が見られる。柱の軸力比が増すと、高温部の応力歪 ε の発達はより大きく鈍化する。ある軸力比 (図(a)の例では 0.4) を超えると、柱の高温外縁部の ε が ε_{CT} に至る前に低温中央部が σ_{CT} に達し、そうするとこの部分のコンクリートの強度劣化は低温故に激しく、このことによってこの柱は破壊してしまう。このとき、高温外縁部の応力は σ_{CT} に達しておらず、これが柱の軸圧縮耐力が累加強度を下回る原因となる。

曲げ圧縮時においては、過渡歪無しに比べて過渡歪を考慮したほうが大きな軸耐力を示す。過渡歪が無いと外周高温部の曲げ圧縮域から破壊が始まるが、過渡歪が有ると外周の高温部に発生する応力歪を抑制するため破壊を抑制する。曲げ圧縮域ではさらに大きな圧縮応力が作用するため大きな過渡歪が発生し応力歪が緩和される。したがって、過渡歪には曲げ圧縮域から始まる破壊を防止し、耐火時間を延ばす効果がある。120 分以降では高温となった全断面で過渡歪が発生し、コンクリートの塑性化後の強度劣化も緩慢となることから応力再配分が可能となって軸圧縮時と同様に累加強度にほぼ一致する。軸圧縮と同様に 2 つの破壊モードの存在が予想できる。

次に、数式解を検討する。累加強度数式解が精算のそれと若干異なるのは、図 3.2.1(a) と(c)に示したように、高温強度の設定方法が異なるためであり、これは本質的な差異ではなく、したがって、累加強度数式解(3.5.1),(3.5.2)式は精算のそれを的確に近似しているといえる。上に見たように、柱の破壊モードは、高温部の塑性化が先行する型と、高温部が弾性に止まっている間に低温部が破壊してしまう型の 2 つに分類できるが、数式解(3.3.13),(3.3.14)式は後者のモードに対する弾性解析による耐力推定である。図の精算解と数式解に見る通り、過渡歪が影響するのは軸力比が 0.4 以上の範囲となって精算モデルのそれと整合していること、この範囲では軸圧縮耐力の累加強度からの低下傾向を(3.3.13),(3.3.14)式は適切に評価できていることの両面において、(3.3.13),(3.3.14)式は精算に整合する的確な耐力推定になっているといえる。数式解(3.3.13),(3.3.14)と累加強度数式解(3.5.1),(3.5.2)式が表す曲線の交点は、上記 2 破壊モードの遷移点である。遷移点を上回る軸力比の範囲では柱の軸圧縮耐力は累加強度を下回る。遷移点を下回る範囲で(3.5.1),(3.5.2)式が妥当であるのは、この範囲で累加強度精算解が妥当であるのと同じ理由からである。よって、前項末尾で設定した数式解に対する仮定は妥当である。

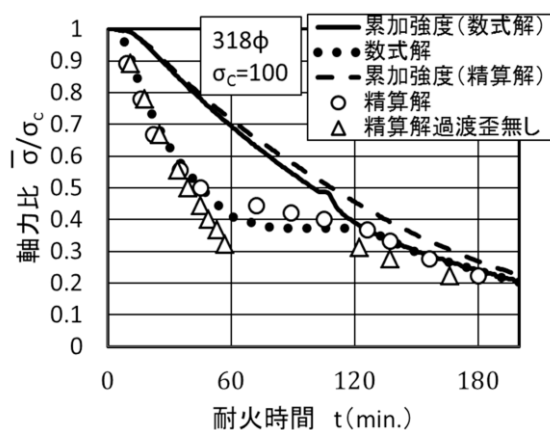
図 3.6.1(b)は様々な軸力比を持つ柱の耐火時間とこのときの柱の全体圧縮歪 $\bar{\varepsilon}$ の大きさを示している。軸圧縮では材長に亘り一様歪であるので、数式解の $\bar{\varepsilon}$ は(3.3.1)式から得られ、材の軸圧縮歪となる。図(a)に示すように、数式解では破壊モードの遷移点 (耐火時間 125 分) で(3.3.13),(3.3.14)式から(3.5.1),(3.5.2)式の累加強度式に移行するが、耐火時間 180 分程度までは両耐力の違いは大きくない。図(b)に示す(3.3.1)式も 125 分以降は適用範囲外と

なるが、耐火時間 180 分程度まで延長してこれを適用してみた。耐火時間と共に $\bar{\epsilon}$ は増加し、数式解と精算解はほぼ対応している。比較のために示した過渡歪無しの精算モデルの軸圧縮歪 $\bar{\epsilon}$ は 0.0035 前後でほぼ一定であるが、過渡歪を考慮したモデルでは、耐火時間が 60 分を上回って柱全体が高温になるほど $\bar{\epsilon}$ は大きくなり、過渡歪無しの場合の約 3 倍の 0.01 にまで達することもある。したがって、軸圧縮変形の推定には過渡歪を考慮することが不可欠である。



(a) 軸圧縮時の軸耐力

(b) 軸圧縮時の軸変形



(c) 曲げ圧縮時の軸耐力

図 3.6.1 精算モデルと数式解モデルの比較

(2) スケール効果

以下の実験結果の検討における数式解モデルでは、精算解で示したように次式を用いてスケール効果を考慮する。

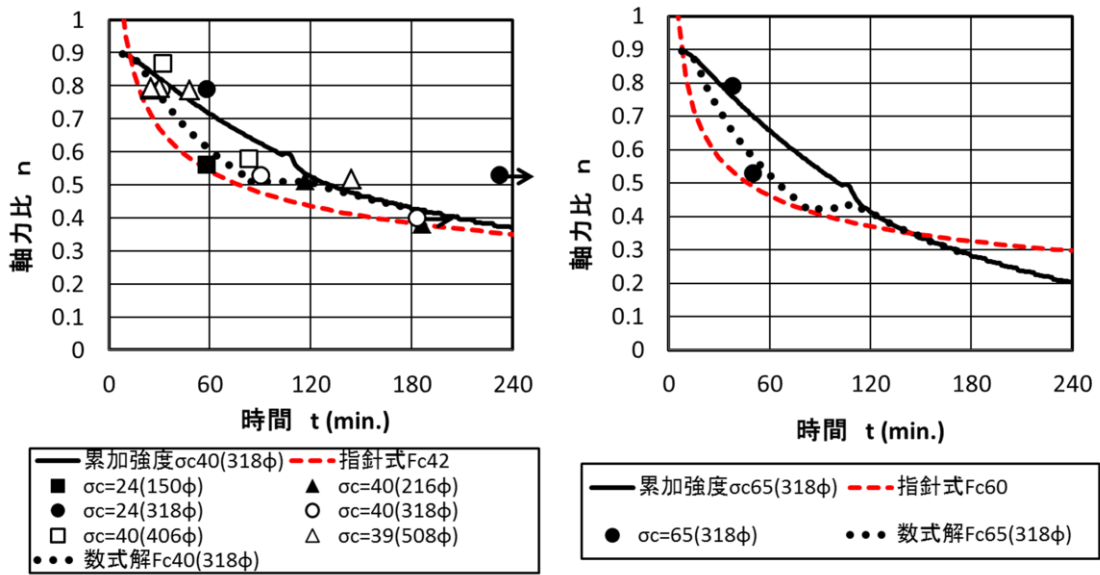
$$\frac{\sigma_c(D)}{\sigma_c(d)} = \left(\frac{D}{d}\right)^{-0.1}$$

(3) 実験結果との比較

新都市ハウジング協会は、2000年度版 CFT 構造技術指針・同解説¹⁾において、円形コンクリート充填鋼管柱の火災時軸圧縮耐力評価式を公にしている。この指針式は一連の耐火試験に基づく実験式である。円形 CFT 柱の指針式を図 3.6.2(a)、(b)に示す。同図中には、指針式作成に際して直接参照した全実験結果がプロットされている。これに文献 34)の実験結果を加えた。図中の右向き矢印を付した実験結果の横座標は終局に至らなかった試験体に対する加熱が終了するまでの時間である。

軸圧縮柱の指針式は、柱の軸圧縮耐力(平均応力)が耐火時間の負のべき乗に比例するという形にまとめられており、コンクリート強度 σ_c が 42N/mm^2 未満の柱と、それ以上の柱に対して異なるべき指数を採っている。曲げ圧縮柱についてはコンクリート強度および耐火時間のべき乗の関数となっており、 36N/mm^2 未満の柱に対してはコンクリート強度を 36N/mm^2 で一定としている。指針式の具体的な形とコンクリート強度の適用範囲を同図中に埋め込んでおく。一方、図(a)における数式解とは、コンクリート強度が上限の 42N/mm^2 で、径が試験体として多用されている直径 318mm の柱に対する推定曲線である。図(b)の数式解は、コンクリート強度 60N/mm^2 ・直径 318mm の柱に対するそれである。図に見るように、指針式と数式解は、高軸力のとき累加強度数式解を大きく下回る評価を与えるという同じ傾向を共にしているものの、総じて、指針式の方が安全側である。実際、指針式は、図中の全実験結果の下限を包絡する曲線になっている。

実験結果は大きくばらついている。ばらついてはいるものの、 σ_c と寸法が数式解の仮定するそれらと同じ試験体の実験結果(図(a)中の○と図(b)中の□)は推定曲線にほぼ沿っており、過渡歪の影響が窺われる。ばらつきは、統計的なそればかりではない。実際、図(a)において、耐火時間が約 60 分の $\sigma_c \cong 24\text{N/mm}^2$ を持つ 2 試験体 ■と●は、断面直径がそれぞれ 150ϕ 、 318ϕ であり、終局時に柱の中央部の温度がより低い大断面後者の方が、軸圧縮耐力は高い。また、同図中、軸力比が 0.53 で直径が 318ϕ の 2 試験体●と○の σ_c はそれぞれ 23.9 、 40.2N/mm^2 であり、高温時に強度劣化の激しい高強度の後者の方が耐火時間は短い。図(b)においては、コンクリート強度が同じでも断面直径が異なる 318ϕ と 406ϕ (□と□)を比べると、直径の大きい 406ϕ の方が小さな軸圧縮耐力となっている。これは、断面が大きいほど暖まりにくいいため大きな軸耐力を保有するという図(a)とは逆の結果である。

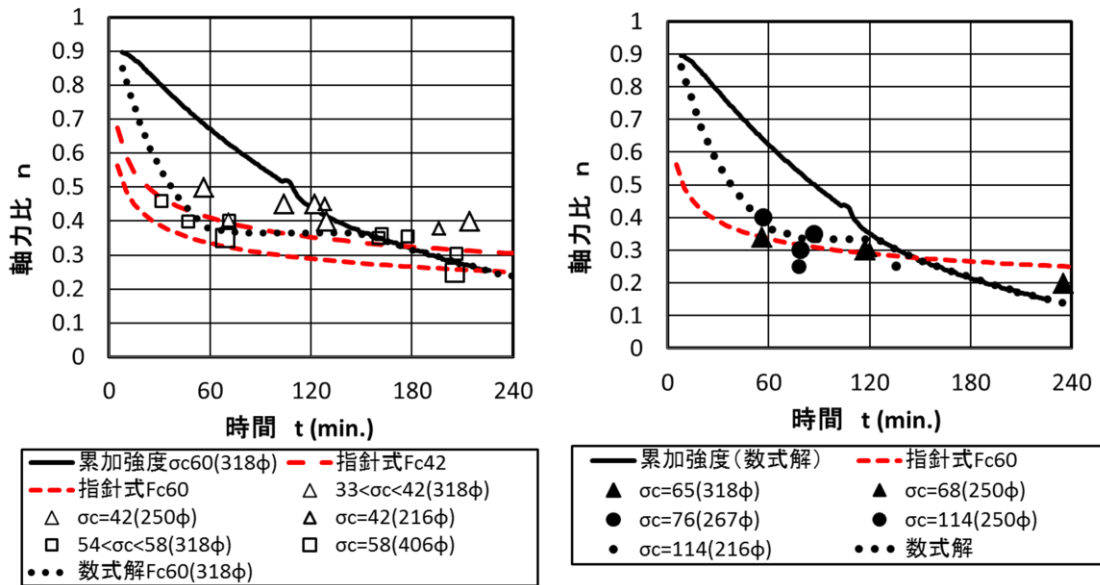


指針式：

$$(24 \leq \sigma_c < 42) : n = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_c} = 1.950t^{-0.313}$$

$$(42 \leq \sigma_c \leq 60) : n = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_c} = 1.701t^{-0.318}$$

(a) 軸圧縮柱



$$\text{指針式} : (24 \leq \sigma_c < 36) : n = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_c} = (5.75 \times 10^{-5} \times 36^{2.63} \times t + 1)^{-0.214}$$

$$(36 \leq \sigma_c \leq 60) : n = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_c} = (5.75 \times 10^{-5} \times \sigma_c^{2.63} \times t + 1)^{-0.214}$$

(b) 曲げ圧縮柱

図 3.6.2 新都市ハウジング指針式

(4) 数式解・精算解・実験値の比較

円形コンクリート充填鋼管柱に関する前節に挙げた軸圧縮 16 体および曲げ圧縮 19 体の実験結果と本論の与える数式解・累加強度数式解を詳細に比較する。数式解は、実験に供した試験体の寸法・コンクリート強度・水平変形を踏まえたパラメータを用いて求める。すなわち、軸圧縮実験においては直径とコンクリート強度別に試験体を 5 パターンに分類して 5 種の推定を行い、これと対応する実験値とを比べたものを図 3.6.3 の(a)~(e)にそれぞれ示す。曲げ圧縮実験において直径とコンクリート強度別に試験体を 5 パターンに分類して 5 種の推定を行い、これと対応する実験値とを比べたものを図 3.6.4 の(A)~(E)にそれぞれ示す。数式解を求めるには表 3.1.1 に示した断面寸法毎の温度分布設定用係数表が必要である。充填管外縁の鋼管は 1 章に示したように早期に高温化し、加熱を始めてほぼ 45 分が経つとどの試験体の鋼も強度を失う。大部分の試験体の耐火時間はこの時間を上回り、これらに対して数式解を適用する。

図 3.6.3 に示す軸圧縮実験について見てみる。(a)~(e)全図において数式解は精算解析に対して若干小さめの値を示す傾向があるものの、実験値によく一致している。これより、低軸力域においては累加強度の概念が成立すること、一方、高軸力域においては柱の高温軸圧縮耐力は累加強度にまでは達せず、過渡歪の発生が耐力を低下させる主な要因であること、しかもその小さくない低下量は数式解によつて的確に評価できることが分かる。

過渡歪の影響を、コンクリート強度の違いについて見てみる。同じ断面直径 318φ と異なるコンクリート強度を持つ柱の圧縮強度を図(c),(d),(e)を参照して比較する。23.9→40.2→64.5N/mm² とコンクリート強度が高くなるにつれて、過渡歪の影響する軸力比の範囲が、高軸力比域から低軸力比域に向かって、拡大する。実際、低強度コンクリートに対する図(c)では軸力比 0.65 以上の軸力のとき柱の軸圧縮耐力は累加強度を下回り、より高強度に対する図(d)では軸力比 0.5 以上のとき、さらに図(e)では軸力比 0.4 以上のとき、同様となる。高強度になるほどコンクリートの高温強度 σ_{CT} の低下は激しく(図 3.2.1(c)参照)、それ故に柱の累加強度もコンクリート強度が高まるほど、同じ耐火時間のとき、より低下する。過渡歪が影響する範囲では柱の軸圧縮耐力はさらに低下するのであるが、高強度コンクリート柱の場合、累加強度を下回る軸力比の範囲が、上に見たように、より拡大する。これより、同じ軸力比の下では、コンクリート強度が高くなるほど、柱の耐火時間は短くなることが分かる。実際、図(d)と(e)に示される軸力比 0.53 のときの 2 実験結果は何れも解とよく一致しており、高強度になると柱の耐火時間が短くなることを、両実験結果と解は的確に例証している。

次に、断面寸法の違いについて見てみる。コンクリート強度が約 40 N/mm² とほぼ同一で断面直径の異なる図(a),(b),(d)に示される実験結果と解を比較する。断面直径が 318φ (図(d))→406φ (図(b))→508φ (図(a))と大きくなるにつれて、耐火時間が伸びて、過渡歪の影響する軸力比の範囲が拡大傾向にある。断面直径が大きくなると断面中央部の温度上昇はより緩慢になるために、これに対応して柱の累加強度は、断面直径が大きいほど大きい。し

しかし、断面直径が大きいと、上に見たように、累加強度を下回る軸力比の範囲は拡大する。したがって、柱の軸力比が同じとき、断面を大きくしても耐火時間が延びるとは限らない。これも過渡歪の影響である。

次に、図 3.6.4 に示す曲げ圧縮実験について見てみる。(A)～(E)全図において数式解、実験値および精算解析はよく一致している。軸圧縮と同様に、低軸力域においては累加強度の概念が成立すること、一方、(A)～(D)に見られるように、60 分以降に発生する軸耐力の停滞域についても数式解によつて的確に評価できることが分かる。

コンクリート強度の違いについて見てみる。断面直径が 318φ と同じでコンクリート強度が 35,58,65N/mm² と異なる(B),(C),(D)を比較する。軸力比 0.4 近傍で軸耐力の停滞域が存在するが、コンクリート強度が小さいほど停滞域の軸耐力は大きくなるが、その違いは僅かである。

断面の大きさの違いについて見てみる。コンクリート強度が 58N/mm² と同じで断面直径が 318φ、406φ と異なる(C)と(A)を比較する。軸力比の停滞域は、断面直径が大きい 406φ では約 0.3 で断面直径の小さい 318φ の 0.4 に比べて小さい。これは、断面直径が小さいほど軸耐力が大きいという軸圧縮実験とは逆の傾向とである。

コンクリート強度が 76 N/mm² と高強度で断面直径が 267φ と小さい(E)では、軸耐力の停滞域がみられない。

曲げ圧縮実験では水平変形を 60 分後に 1/50rad. で一定とする加力方法をとるため、上記のような軸耐力の停滞域を生じさせるものと考えられる。数式解、実験および精算解とも 60 分から停滞域が始まっていることから加力方法の影響と考えられる。

以上の通り、CFT 柱の耐火時間は、軸力比・断面の大きさ・コンクリート強度の三者に依存し、それらを適切に評価するためには過渡歪を的確に考慮する必要がある。的確に評価できれば、指針式策定に際して大きくばらついていた図 3.6.2 に見る実験結果は、図 3.6.3 および図 3.6.4 に見るように、ほとんどばらつかなくなる。

ここで、疑問点が 2 つ生じた。1 つ目は、曲げ圧縮実験では、断面直径が小さいほど軸耐力が大きくなっており、軸圧縮実験とは逆の傾向となる点である。2 つ目は、水平変形を 60 分後に 1/50rad. で一定とする加力方法による曲げ圧縮実験においては、1/50rad. に達すると同時に軸耐力の停滞域が生じる。火災時における実変形と異なる変形を強制する実験から得られる軸耐力が実火災時の軸耐力を適切に評価できているかという点である。これらの疑問については、次章で検討する。

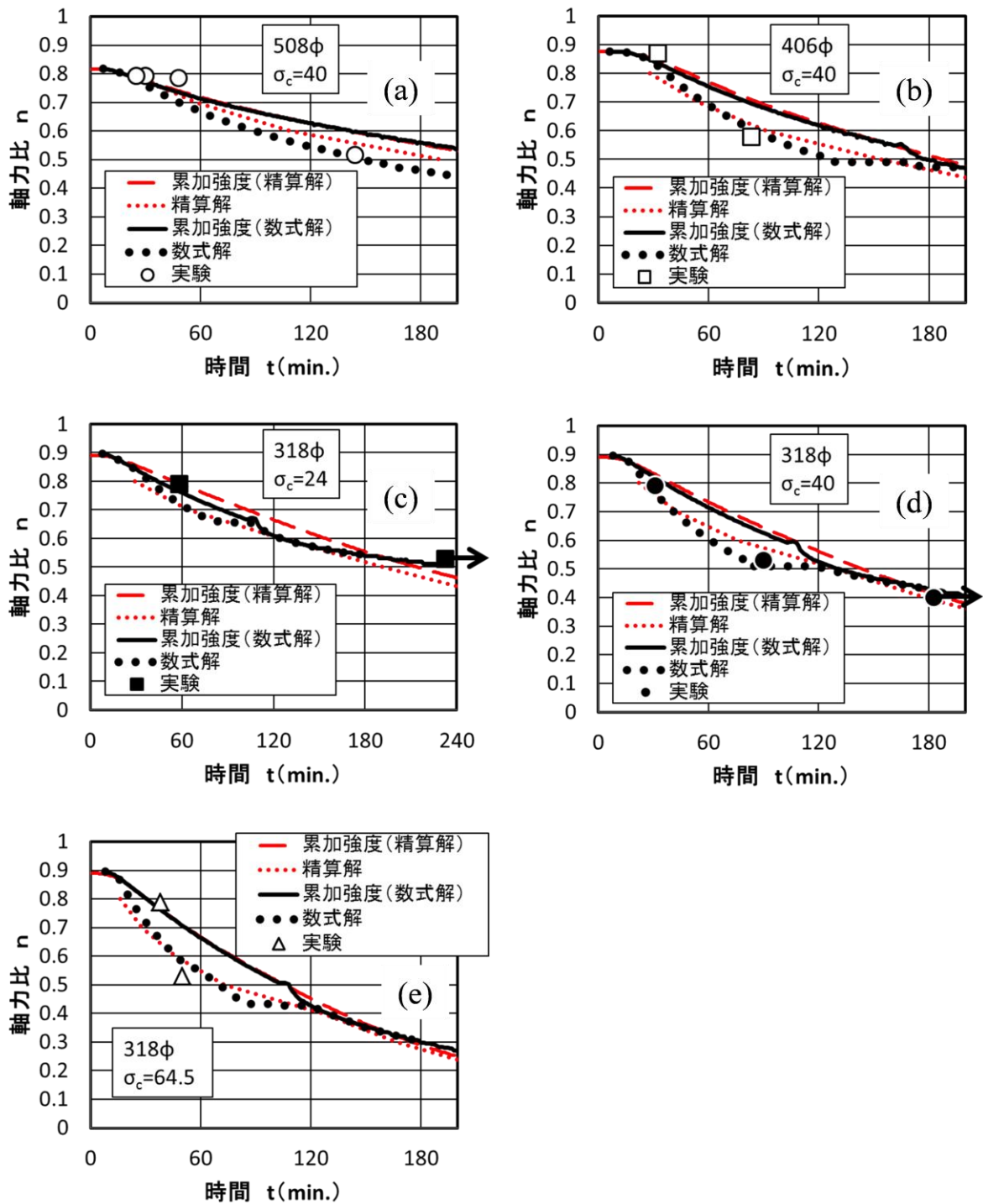


図 3.6.3 数式解モデルと軸圧縮実験値の比較

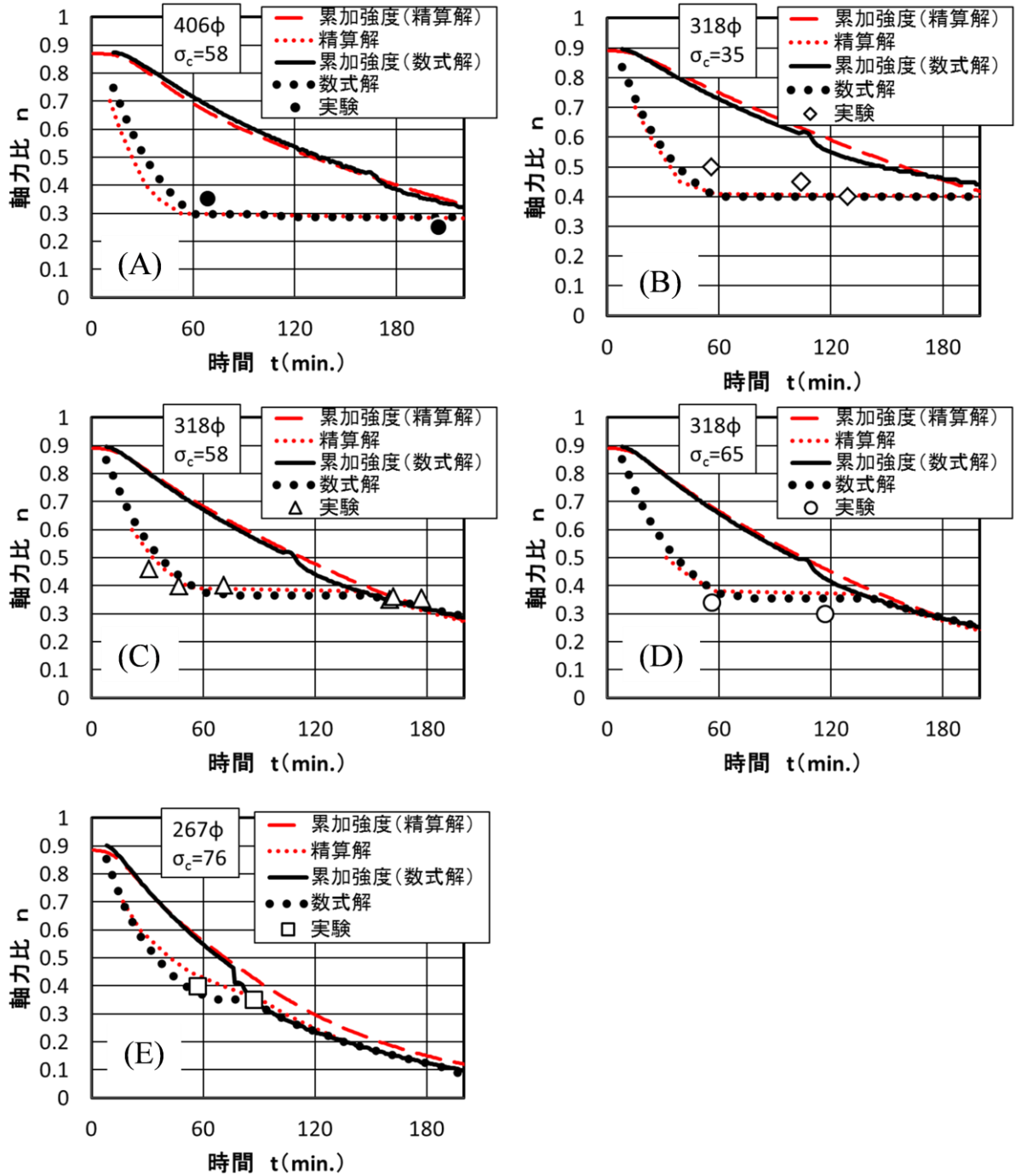


図 3.6.4 数式解モデルと曲げ圧縮実験値の比較

3.7 まとめ

無耐火被覆 CFT 柱の火災時軸圧縮耐力におよぼす過渡歪の影響を説明するために、弾性論に基づく理論数式解を導いた。理論数式解の導出を可能にした理由として以下の 2 点が特出される。1 点目として、断面内温度分布を 2 種類の 2 次関数により近似表現したことで円形断面の面積積分を温度積分に簡略化し得たことである。2 点目としては、応力変動の温度による積分値の関数として定義される過渡歪を、応力-温度平面において最終応力と最終温度によって求められる台形の面積として近似し得たことである。

理論数式解は、中央部低温域から破壊するモードと外周部高温域から破壊するモードから構成される。弾性論に基づいて導出した数式解は前者の中央部低温域から破壊するモードに対応するものであり、後者の外周部高温域から破壊するモードは累加強度として数式を導いた。数式解、精算解、実験値を比較し以下のことが判明した。

- ① 無耐火被覆 CFT 柱の破壊モードは、低軸力域において高温部の塑性化が先行する累加強度型と、高軸力域において過渡歪により高温部が弾性に止まっている間に低温部が破壊してしまう型の 2 つに分類できる。
- ② 弾性数式解と累加強度式が表す曲線の交点は、高温部の塑性化が先行する型と、高温部が弾性に止まっている間に低温部が破壊してしまう型の 2 破壊モードの遷移点である。
- ③ 軸圧縮柱において、数式解は精算解析に対して若干小さめの値を示す傾向がある。
- ④ 径長さ比は柱脚の曲率に大きく影響する因子であり、径長さ比が小さいほど柱脚の曲率が大きくなって軸耐力が低下する。
- ⑤ CFT 柱の耐火時間は、軸力比・断面の大きさ・コンクリート強度・水平変形に依存し、過渡歪を的確に評価することにより、新都市ハウジング協会の CFT 技術指針の評価式策定に際して大きくばらついていた実験結果がほとんどばらつかなくなる。
- ⑥ 曲げ圧縮実験では、断面直径が小さいほど破壊時軸力比が大きくなっており、軸圧縮実験とは逆の傾向となる点の原因が明らかでない。
- ⑦ 水平変形を 60 分後に 1/50rad. で一定とする加力方法による曲げ圧縮実験においては、1/50rad. に達すると同時に軸耐力の停滞域が生じており、実変形と異なる変形を強制する実験から得られる軸耐力が実火災時の軸耐力を適切に評価できているかを検証する必要がある。

第4章 CFT柱の耐火性能

4. CFT 柱の耐火性能

前章までの検討から、精算解析は実験結果を正確にシミュレーションができること、理論数式解は柱の破壊モードや高温軸耐力が理論的に得られ、実験結果によく一致することを示した。これらの手法は無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能を評価する上で有効である。特に、弾性論に基づく理論数式解は、過渡歪を考慮することによって高温軸圧縮破壊問題の本質をとらえた初めての評価式と言える。

本章は、前章において検討課題としてあげられた以下の3項目の検討を通して、無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能をより明確にするものである。

- ① 軸圧縮柱において、数式解は精算解析に対して若干小さめの値を示す傾向がある。
- ② 曲げ圧縮実験では、断面直径が小さいほど破壊時軸力比が大きくなっており、軸圧縮実験とは逆の傾向となる点の原因をまだ明らかにしていない。
- ③ 水平変形を 60 分後に 1/50rad. で一定とする加力方法による曲げ圧縮実験においては、1/50rad. に達すると同時に軸耐力の停滞域が生じており、実変形と異なる変形を強制する実験から得られる軸耐力が実火災時の軸耐力を適切に評価できているかを検証する必要がある。

本章では、これらの検討課題を解明すべく、精算解析と理論数式解を用いてより詳細な検討を行う。具体的には、CFT 柱の軸圧縮耐力に影響する因子をパラメータとするパラメトリック解析結果を基に検討するものである。CFT 柱の軸圧縮耐力に影響する因子は、断面直径、コンクリート強度、曲率であることが、以下に再掲する理論数式解(3.3.13)式および(3.3.14)式からもわかる。(3.3.13)式は破壊特定位置が T_1 (100°C) 以下で過渡歪が発生しない状態を表し、(3.3.14)式は破壊特定位置が T_1 以上で過渡歪が発生する状態を表す。

$T^* < T_1$ のとき :

$$\bar{\sigma} = \frac{\left(\frac{\sigma^*}{E^*} - \alpha T^* - r^* \phi \cos \theta^*\right) \left(\int_{A_1} E dA + \int_{A_2} E' dA\right) + \alpha \int_{A_1} E T dA + \alpha \int_{A_2} E' T dA}{A + \frac{\alpha}{2\sigma_0} \left(\int_{A_2} E' T dA - T_1 \int_{A_2} E' dA\right)} \quad (3.3.13)$$

$T^* \geq T_1$ のとき :

$$\bar{\sigma} = \frac{\left(\frac{\sigma^*}{E^*} - \alpha T^* - r^* \phi \cos \theta^*\right) \left(\int_{A_1} E dA + \int_{A_2} E' dA\right) + \alpha \int_{A_1} E T dA + \alpha \int_{A_2} E' T dA}{A + \frac{\alpha}{2\sigma_0} \left(\int_{A_2} E' T dA - T^* \int_{A_2} E' dA + T_1 \int_{A_1} E dA\right)} \quad (3.3.14)$$

面積積分は 100°C で区分される範囲 A_1, A_2 について行われ、温度分布と断面直径によって範囲が規定される。また、理論数式解で温度分布を断面直径の 2 次関数で近似しえたように、温度分布は断面直径で定義できることから、断面直径が因子となる。式中の E, E' を定義するコンクリート強度が因子である。 $\sigma^*, E^*(E'^*), T^*, r^*, \cos \theta^*$ は破壊特定位置の諸量であり、これらを定義する因子はコンクリート強度と曲率である。したがって、

CFT 柱の軸圧縮耐力に影響する因子は、断面直径 (D)、コンクリート強度 (σ_c)、曲率 (ϕ) である。曲率 $\phi=0$ である軸圧縮柱のパラメータは、コンクリート強度と断面直径となる。前章で示したように、柱脚曲率は水平変形と径長さ比 (l/D) に依存することから、曲げ圧縮柱のパラメータは、コンクリート強度、断面直径、水平変形角および径長さ比とする。これらパラメータの寄与度を把握することにより、無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能をより明確にするものである。

4.1 軸圧縮柱

軸圧縮柱の数式解は精算解析に対して若干小さめの値を示す傾向がある点について、軸圧縮耐力に影響する因子であるコンクリート強度と断面直径をパラメータとして検討する。

断面直径が 318ϕ と同一で、コンクリート強度を 35、60、80、 100N/mm^2 の 4 種類に変化させた場合について、精算解析と数式解による軸力比と耐火時間の関係を図 4.1.1 に示す。コンクリートは強度が高くなるにつれて常温強度に対する高温強度の低下割合が大きくなるため、柱の累加強度も同様に高温になるに従い常温軸耐力からの低下割合が大きくなる。図 4.1.1 において、累加強度はコンクリートが高強度になるほど右下がりの勾配が大きくなるのはこのためである。この累加強度からの低下割合を用いて軸圧縮耐力を検討する。

低強度コンクリートほど、数式解が精算解析を下回っており、数式解は軸耐力を低めに評価する傾向にあることがわかる。これは、図 4.1.2 に示すように、数式解では、応力-歪関係における最大応力以降の劣化勾配を初期弾性勾配の符号を変えたものと仮定して破壊条件を組み立てたことが原因である。精算解析と理論数式解における劣化勾配が、ほぼ同じになるコンクリート強度 100N/mm^2 においては、図 4.1.1 の $\sigma_c=100$ で示したように精算解析と数式解がほぼ一致する。コンクリート強度が 80、60、 35N/mm^2 と低くなるにつれて、精算解析の劣化勾配が数式解の破壊条件における劣化勾配よりも緩やかとなるために、低温部の破壊の進行が緩やかになる。従って、数式解は精算解析に比べて低強度コンクリートほど厳しい破壊条件を採用しているために、軸圧縮耐力を低く評価する。この点は、改良すべきではあるものの、この数式解は精算解析の下限値を評価できるものである。

同様に、断面の大きさの影響について検討する。コンクリート強度が 60N/mm^2 と同一で、断面直径を 267ϕ 、 318ϕ 、 406ϕ 、 508ϕ の 4 種類に変化させた温度分布の影響が現れる場合について、軸力比と耐火時間の関係を図 4.1.3 に示す。断面直径が大きくなるにつれて熱容量が増大して比較的強度の大きい低温部の面積割合が大きくなるため、累加強度も大きくなる。前述したコンクリート強度の影響と同様に数式解は精算解析よりも軸耐力を小さく評価しており、数式解が精算解析の下限値を評価できることを示している。断面直径が大きくなるにしたがって数式解と精算解析が累加強度に漸近する時間が遅くなるが、漸近する軸力比は約 0.4 と同様である。また、累加強度と精算解析の差異は断面直径の大きさにはよらないことがわかる。これは、図 4.1.4 に示す累加強度に漸近した時間における温度分布が各断面直径とも近似したためである。図の横軸は半径で無次元化したものである。温度分布が同

じであれば過渡歪の発生は同様であるので、この温度分布で破壊するときの柱の軸力比は、断面の大きさによらず、同じになる。実際、精算解析においても累加強度からの低下量に断面直径がほとんど影響しない。このことは、大断面柱の軸耐力は温度分布が同じ縮小試験体の軸耐力で評価できるという、載荷加熱実験への相似則の適用可能性を示唆するものである。

以上より、軸圧縮柱の数式解は精算解析に対して若干小さめの値を示すのは、数式解は精算解析に比べて応力-歪関係における最大応力以降の劣化勾配を大きく設定しているためであることがわかる。低強度コンクリートほど数式解と精算解析の劣化勾配が大きく異なるため、両者の差異がやや大きめに表れる。

次に、軸圧縮柱の精算解析に対して数式解が若干小さめの値を示す時間領域において、数式解の軸耐力曲線にほぼ一定軸力比を示す時間帯が存在することについて考察する。図 4.1.1、図 4.1.3 に示すように、加熱初期のほとんど温度上昇しないわずかな時間で一定軸耐力を示した後、単調に耐力低下し、ある時点で耐力が停滞しながら累加強度に接近している。図 4.1.1 の 318φ の同一断面では、各強度とも軸耐力が累加強度に一致するのは耐火時間が約 110 分以降と同様である。加熱後約 110 分とは、断面中心部が 100°C に達して全断面に過渡歪が発生する時間である。各強度とも、軸力比がほぼ一定となるのは加熱後約 80 分からであり、加熱後約 80 分とは、破壊特定位置が 100°C となり破壊特定位置に過渡歪が発生する時間である。加熱後 80 分までは断面中央部が過渡歪を生じず破壊するモードであり、80 分以降は断面中央の破壊領域に過渡歪を生じながら破壊するモードに移行する。80 分以降では、破壊領域においても過渡歪による応力緩和が進行するため、応力再配分により外周部の応力が上昇して、この分軸圧縮耐力の低下が抑制される。これは、前項に再掲した理論数式解(3.3.13)式から(3.3.14)式に移行することであり、(3.3.14)式の分母の()内の T^* が 100°C 以上となって(3.3.13)式の分母の()内よりも小さくなることによる。この部分は、過渡歪発生範囲の応力低下量を面積換算する部分であり、破壊特定位置に過渡歪が生じると応力低下量が減少し換算面積が小さくなる。その結果、分母全体が小さくなって軸耐力の低下が抑制される。加熱後 110 分以降は、高応力の中心部が 100°C を超えて大きな過渡歪が発生して中心部の応力を緩和するため、外周部の破壊モードに移行した状態であり、累加強度として評価可能な領域である。外周部破壊モードに遷移する軸力比は、中心部が 100°C となる 110 分における累加強度であり、コンクリートが高強度になるにしたがって、その軸力比は徐々に低下する。

図 4.1.3 の断面直径を変化させた場合においても、破壊特定位置が 100°C となって過渡歪が発生する時間から断面中央が 100°C となって軸耐力が累加強度となる時間までは耐力低下が抑制される性状は同じである。

以上から、数式解は精算解析の下限値として扱えること、軸耐力の累加強度からの低下割合は、断面直径が異なってもほとんど変わらないこと、コンクリート強度が高いほど大きく低下することが判明した。これらを検証する実験結果は少ないものの、前章の図 3.6.3 に示した数式解、精算解析、実験結果の比較から同じ状況が伺える。

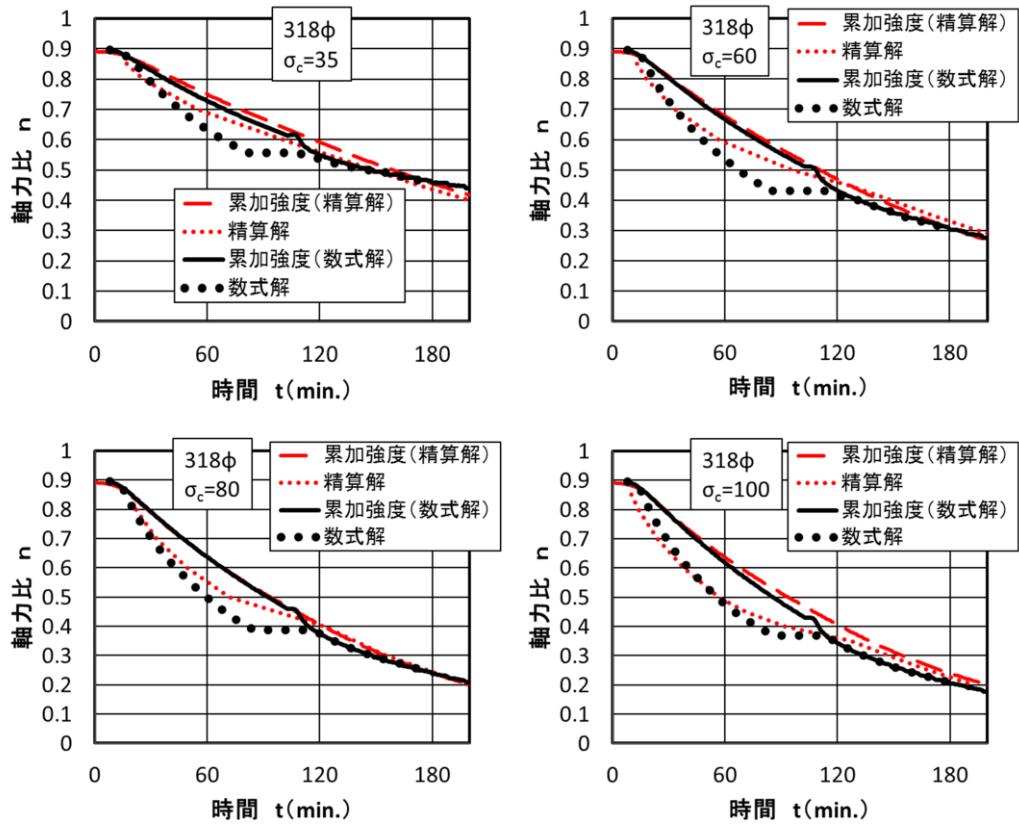


図 4.1.1 コンクリート強度の影響

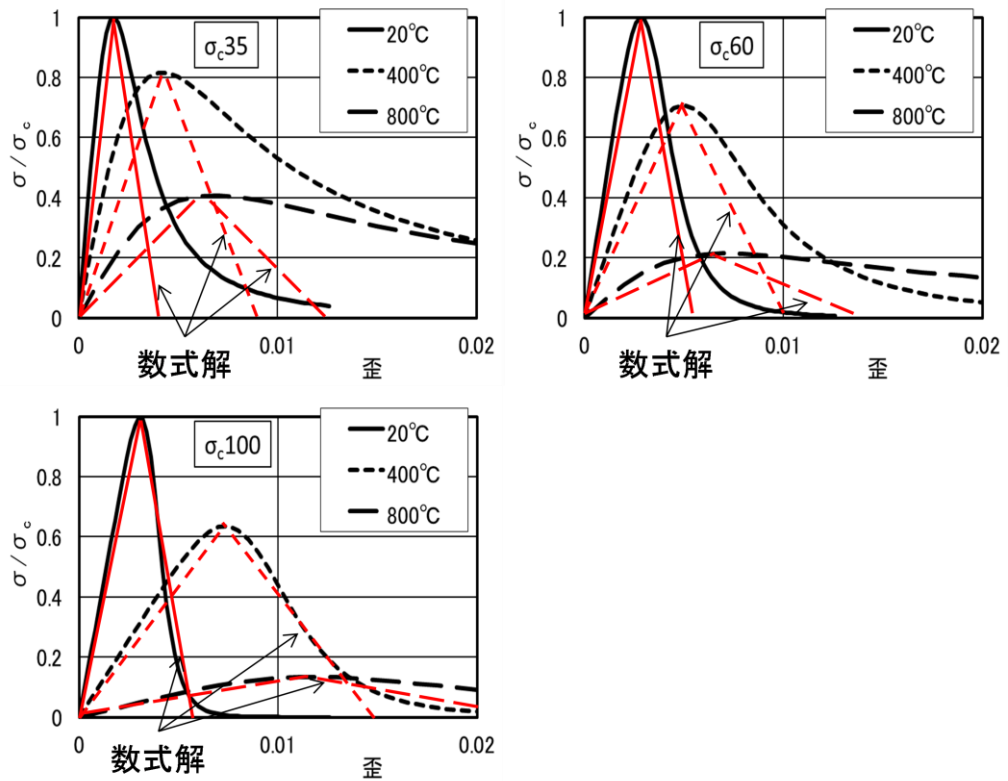


図 4.1.2 最大強度以降の剛性

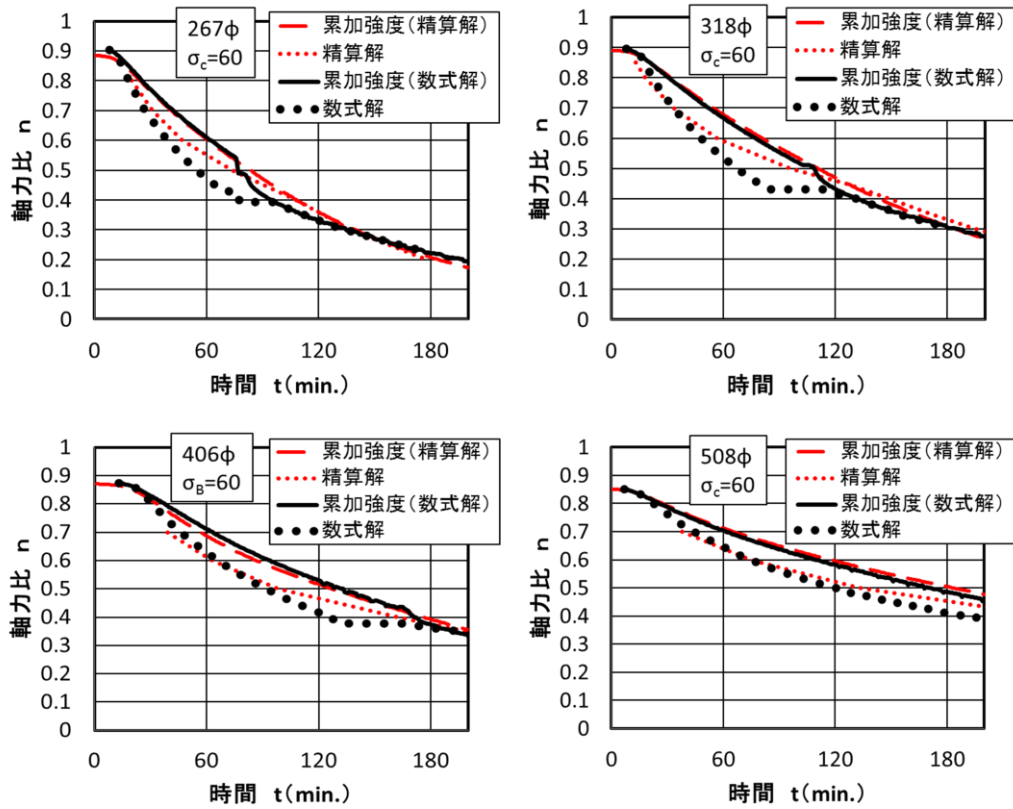


図 4.1.3 断面直径の影響

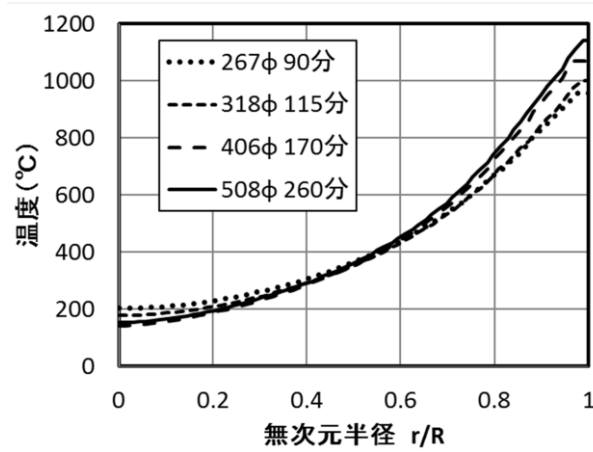


図 4.1.4 温度分布の比較

4.2 曲げ圧縮柱

曲げ圧縮に関する検討事項は、2点あり、第1点は、曲げ圧縮実験(図3.6.4の(A),(C)を参照)では、断面直径の小さいほうの破壊時軸力比が大きくなっており、軸圧縮実験とは逆の結果となったことについてである。第2点は、水平変形を60分後に1/50rad.で一定とする曲げ圧縮実験のように、実変形と異なる変形を強制する実験から得られる軸耐力が実火災時の軸耐力を適切に評価できているかということについてである。

曲げ圧縮柱の軸圧縮耐力に影響する因子である、コンクリート強度(σ_c)、断面直径(D)および径長さ比(l/D)について検討する。

建築基準法における耐火構造認定では、長期許容応力度の軸圧縮荷重下で破壊しないことを確認する荷重加熱実験あるいは鋼管の平均温度が350℃以下であることを確認する加熱実験が用いられており、水平変形については対象とされていない。現状では、新都市ハウジング協会の耐火設計指針のみが水平変形を対象としているが、水平変形角1/50rad.の軸耐力をそれ以下の変形に対しても適用するものである。この指針の式は荷重加熱実験結果を基にしているが、その水平変形の荷重方法については規定されていない。既往の多くの実験は、柱部材角を時間に比例させて60分で1/50rad.となるように荷重し、60分以降は1/50rad.で一定に保持する方法をとっている。これは、耐火被覆された鉄骨梁の熱膨張による水平変形を対象としているためと考えられる。最も変形速度が大きくなるのは、1時間耐火構造の鉄骨梁を想定した場合であり、1時間で最大変形となる。新都市ハウジング協会の耐火設計指針ではCFT柱の火災時許容最大変形を1/50rad.で制限しているため、60分で1/50rad.の水平変形速度が最速で最も厳しい状態と考えられる。従って、60分以下の耐火性能については評価可能である。

しかし、60分以降に1/50rad.となる場合の耐火性能評価については検討する必要がある。60分で変形を一定とする実験結果が、60分以降の軸圧縮耐力を適切に評価できているかを検証する。即ち、指針式は、60分で1/50rad.とした後120分まで1/50rad.を保持しても軸圧縮破壊しなければ、120分で1/50rad.としても軸圧縮破壊しないとの仮説の上で適用されていることになる。この仮説の検証には、ある変形までの時間、即ち、変形速度が軸圧縮耐力に及ぼす影響を把握することが必要である。そこで、変形速度もパラメータに追加した。

2章で示した精算解析モデルを用いて、コンクリート強度、変形速度、径長さ比、断面直径をパラメータとして精算解析を行った。本精算解析では、部材角1/50rad.以降についても水平変形速度を一定として変形を増分させた。

断面直径と径長さ比の影響を明らかにするために、コンクリート強度を58N/mm²で一定とし、直径318,406,508mmのそれぞれについて径長さ比を5,4,3、水平変形速度を0,1/200,1/100,1/75,1/50rad./hと変化させた解析結果を図4.2.1に示す。変形速度0とは、圧縮軸力のみ解析であり、1軸解析と表記した。図中には、4種類の変形速度1/200,1/100,1/75,1/50rad./hの水平変形1/50rad.の点をつないだ線および各断面直径の累加強度も併記した。4種類の変形速度1/200,1/100,1/70,1/50rad./hで水平変形1/50rad.にな

る時間は、それぞれ 240,120,90,60 分である。この図を横方向に比較すると断面の大きさの影響がわかり、縦方向に比較すると径長さ比の影響がわかる。

変形速度の影響について見てみると、変形速度が速くなるにつれて軸圧縮柱の軸耐力から低下する。これは、変形速度が速くなると柱脚の曲率が大きくなるためである。この軸耐力の低下は、断面直径と径長さ比の大きさで異なる。断面直径が大きいほど過渡歪の発生量が少ない低温部の割合が大きいため、十分な応力再配分ができず軸耐力の低下が大きくなるものと考えられる。径長さ比が小さいほど柱脚曲率が大きくなるために、軸圧縮柱の軸耐力からの低下が大きくなる。図中の右上図は断面直径が最小で径長さ比が最大となるため、変形速度による軸耐力低下が最小となり、累加強度からの低下が小さい狭い帯状のグラフとなった。一方、左下図は断面直径が最大で径長さ比が最小となるため、変形速度による軸耐力低下が最大となり、累加強度からの低下が大きい広幅の帯状のグラフとなった。

1 つ目の検討項目である曲げ圧縮実験（図 3.6.4 の (A) , (C) を参照）で断面直径の小さいほうの破壊時軸力比が大きくなったのは、径長さ比と断面直径の影響である。図 3.6.4 の (A) , (C) は柱高さが同じであるために、断面直径が小さい (C) の径長さ比(l/D)が大きくなり、破壊時軸力比が大きくなった。さらに、断面直径が小さい (C) は高温になりやすいため大きな過渡歪が発生して応力緩和が進行したことにより、破壊時軸力比が大きくなったものである。したがって、過渡歪は、軸圧縮柱では周辺高温部に発生して熱膨張による応力を過度に緩和するために軸耐力を低下させるが、曲げ圧縮柱では、この過度の緩和が曲げによる圧縮応力の緩和として使われるために、軸圧縮耐力の低下を抑制する。

2 つ目の検討項目は、水平変形を 60 分後に $1/50\text{rad.}$ で一定とする曲げ圧縮実験のように、実変形と異なる変形を強制する実験から得られる軸耐力が実火災時の軸耐力を適切に評価できているかということについてである。水平変形を $1/50\text{rad.}$ で一定とする曲げ圧縮実験結果に相当するものは、変形 $1/50\text{rad.}$ を結んだ曲線である。変形 $1/50\text{rad.}$ における軸圧縮耐力は時間とともに高温になるにしたがって減少するとは限らず、変形 $1/50\text{rad.}$ を結んだ曲線は上に凸の曲線となる。上に凸の曲線となる理由については後に説明する。水平変形を 60 分後に $1/50\text{rad.}$ で一定とする曲げ圧縮実験では、この曲線は得られず、60 分以降は 1 軸解析強度近傍まで破壊しない。3 章の図 3.6.4 に示した実験結果もこの性状を示している。従って、水平変形を 60 分後に $1/50\text{rad.}$ で一定とする曲げ圧縮実験結果は、これよりも遅い変形速度の軸圧縮耐力を過小評価するため、結果として指針式の安全余裕度になると考えられる。

理論数式解の適用性を検討するために、上記精算解析のパラメーターと同様に、直径 318,406,508mm のそれぞれについて径長さ比を 5,4,3 と変化させた理論数式解の結果を図 4.2.2 に示す。数式解は時間に依存しない解であるが、温度分布が時間の関数で定義されているため、ある温度分布を設定する時間とその時の水平変形を用いて平均変形速度を定義した。この平均変形速度を 0, $1/200$, $1/100$, $1/75$, $1/50\text{rad./h}$ と一定とした数式解である。

この理論数式解と精算解析の図 4.2.2 を比較すると両者はほぼ一致し、数式解が若干小さくなるのがわかる。しかし、径長さ比が 4 および 5 で変形速度が速い場合には、数式解が精算解析を上回る場合がある。この原因は、精算解析と数式解の破壊時応力状態が異なるためであり、差異の出る原因と状況について精算解析を用いて以下で説明する。

図 4.2.1 の直径 318 φ、変形速度 1/50rad./h において、径長さ比 (l/D) が 5 と 3 で耐火時間 60 分となる精算解析結果を比較して図 4.2.3 に示す。両者の軸耐力は大きく異なり、 $l/D = 3$ では軸力比 0.22、 $l/D = 5$ ではその約 2 倍の軸力比 0.42 である。柱脚における全体歪の分布を比較すると、 $l/D = 3$ では大きな引張歪が発生し、 $l/D = 5$ の約 3 倍の曲率となっている。応力分布を比較すると、 $l/D = 5$ ではほぼ全断面に圧縮応力が生じているが、 $l/D = 3$ では圧縮域端部のみに圧縮応力が生じている。数式解では引張歪発生部位において引張応力が発生してしまうため、 $l/D = 3$ の数式解の破壊時応力状態は、精算解析とは異なる分布となる。数式解は $l/D = 5$ のように全断面が圧縮応力状態で破壊する場合を対象としているため精算解によく一致するが、 $l/D = 3$ のように引張域が大きくなると適合性が低下する。理論数式解で $l/D = 3$ の軸耐力を適切に評価できないのは、引張領域を伴う破壊モードを考慮していないことが原因である。

この影響によって両解析が一致しない状況は、図 4.2.1 の直径 406 φ と 508 φ で変形速度が 1/50rad./h と速い場合について見られる程度であり、変形速度が 1/75 rad./h 以下については数式解が適用可能である。さらには、1 時間以下の耐火性能評価に対しては鋼管の高温耐力を考慮して適用性を検討する必要があること、1 時間を超える実用的な耐火時間の評価には数式解を適用できることがわかった。

図 4.2.1 の精算解析の図中に指針として併記した新都市ハウジングの指針式と水平変形 1/50rad.における軸耐力を比較する。指針式は下に凸の曲線であるが、精算解析では上に凸の曲線と形状が異なる。断面直径が 406 φ と 508 φ の場合や径長さ比が 3 の場合には、指針式が 1/50rad.の軸耐力を上回ることがある。径長さ比が 3 の場合は指針式が 1/50rad.の軸耐力をほとんど上回っており、径長さ比が小さい CFT 柱への指針式の適用性についてより詳細な検討が必要と考えられる。指針式の定式化に用いられた実験データに、径長さ比が 3 程度のデータが含まれていないことも原因と考えられることから、実験による確認は不可欠である。径長さ比が 3 の CFT 柱は実用的にも多用されていることから、指針式の適用性については次項 4.3 に検討を追加する。

上記のような、指針式と異なり精算解析では上に凸の曲線となっていることについて精算解析を用いて検討する。コンクリート強度 58N/mm²、直径 318 φ、径長さ比を 4 とし、水平変形速度を 0、1/200、1/100、1/70、1/50rad./h と変化させた解析結果を図 4.2.4 に示す。軸力比と耐火時間の関係の①から⑤の点における歪分布と応力分布を示す。①は常温で 1/50rad.の変形時に破壊する軸力比であることから、耐火時間を 0 分とした。①から④と変形速度が遅くなると、1/50rad.に達する時間が遅くなるため、コンクリートが高温になって累加強度が低下するが、軸耐力は上昇する。①の常温では大きな引張域の発生で曲げ

剛性の低下する柱脚の曲率が増大するために、圧縮域の狭い範囲のコンクリートだけが軸力に抵抗するようになる。平面保持仮定のもとでは曲率が増大することにより、抵抗するコンクリート面積が狭小化して軸耐力が小さくなる。②の変形速度 $1/50\text{rad./h}$ では、圧縮域外端のコンクリートの応力-歪関係がなだらかになることと 100°C を超えて過渡歪が生じるため、この部分のコンクリートの劣化進行が緩和されて軸力抵抗要素として残存する。①に比べて引張域が断面の半分以下と小さく、曲率も $1/2$ 以下と小さくなり、広い面積で軸力に抵抗するため、軸耐力が増大する。③④と変形速度が遅くなるにしたがって、広範囲で過渡歪が発生し、曲率が小さくなる。③の変形速度 $1/75\text{rad./h}$ では引張域がほとんどなくなり、全断面で軸力に抵抗するようになる。④の変形速度 $1/100\text{rad./h}$ では、引張域であった左半分の圧縮応力が増大して軸圧縮状態に近似する。⑤の変形速度 $1/200\text{rad./h}$ では、全断面が高温となり、過渡歪の発生とコンクリートの高温軟化が進行するため累加強度に近似する。以上から、変形速度が遅くなると断面内の温度上昇に伴って過渡歪の発生とコンクリートの高温軟化が進行するため、圧縮域のコンクリートの破壊が抑制されると同時に引張域が減少することで曲げ剛性が増加して曲率が小さくなることが判明した。これが、変形速度が遅くなると、軸耐力が上昇して上に凸の曲線になる原因である。

次に、上記の現象に対するコンクリート強度の影響について検討する。3種類のコンクリート強度 35 、 58 、 100N/mm^2 を用いた直径 318ϕ の同一断面 CFT 柱についての精算解析結果を図 4.2.5 に示す。コンクリート強度の違いによって軸耐力の低下傾向が異なることが分かる。水平変形無しの1軸解析は、2章で述べたように高軸応力をうける高強度コンクリートほど周辺高温部コンクリートにおおきな過渡歪が発生して、断面中心部破壊が先行するため、累加強度に比べて大きく耐力低下する。耐火時間が120分以上では全断面に過渡歪が発生して中央部にも過渡歪による応力緩和が生じるため、周辺高温コンクリートの応力が増大して累加強度に一致するようになる。水平変形を受けた場合は、変形速度の増大とともに1軸解析からの耐力低下が大きくなり、低強度コンクリートほど耐力低下が大きい。これは、同じ軸力比でも高強度コンクリートほど大きな圧縮応力が作用しているため大きな過渡歪が発生して応力緩和が増進するためである。即ち、高強度コンクリートは低強度コンクリートに比べて、曲げ圧縮域に生じる大きな過渡歪によって圧縮域の応力歪の増加が抑制されるため断面全体が圧縮応力状態となって、軸耐力の低下が小さくなったものである。応力分布からも高強度になるほど引張域が少なくなり、軸圧縮状態の応力分布に近似することがわかる。コンクリート強度が低い 35N/mm^2 では $1/75\text{rad./h}$ から $1/50\text{rad./h}$ に変形速度が速くなると、変形 $1/50\text{rad.}$ の軸耐力が大きく低下するのは、引張域が発生して軸圧縮力に抵抗する圧縮領域が減少するためである。一方、コンクリート強度が高い 100N/mm^2 では $1/75\text{rad./h}$ から $1/50\text{rad./h}$ に変形速度が速くなっても変形 $1/50\text{rad.}$ の軸耐力は低下しない。高強度コンクリートに比べて低強度コンクリートの応力-歪関係の方が緩やかな勾配を有しており応力再配分が可能なため、低強度コンクリートの軸耐力の低下は少ないと考えられる。しかし、高強度コンクリートに発生する大きな過渡歪が応

力歪の増加を抑制することにより応力再配分が可能となり、変形 1/50rad.の軸耐力が低下しないといえる。

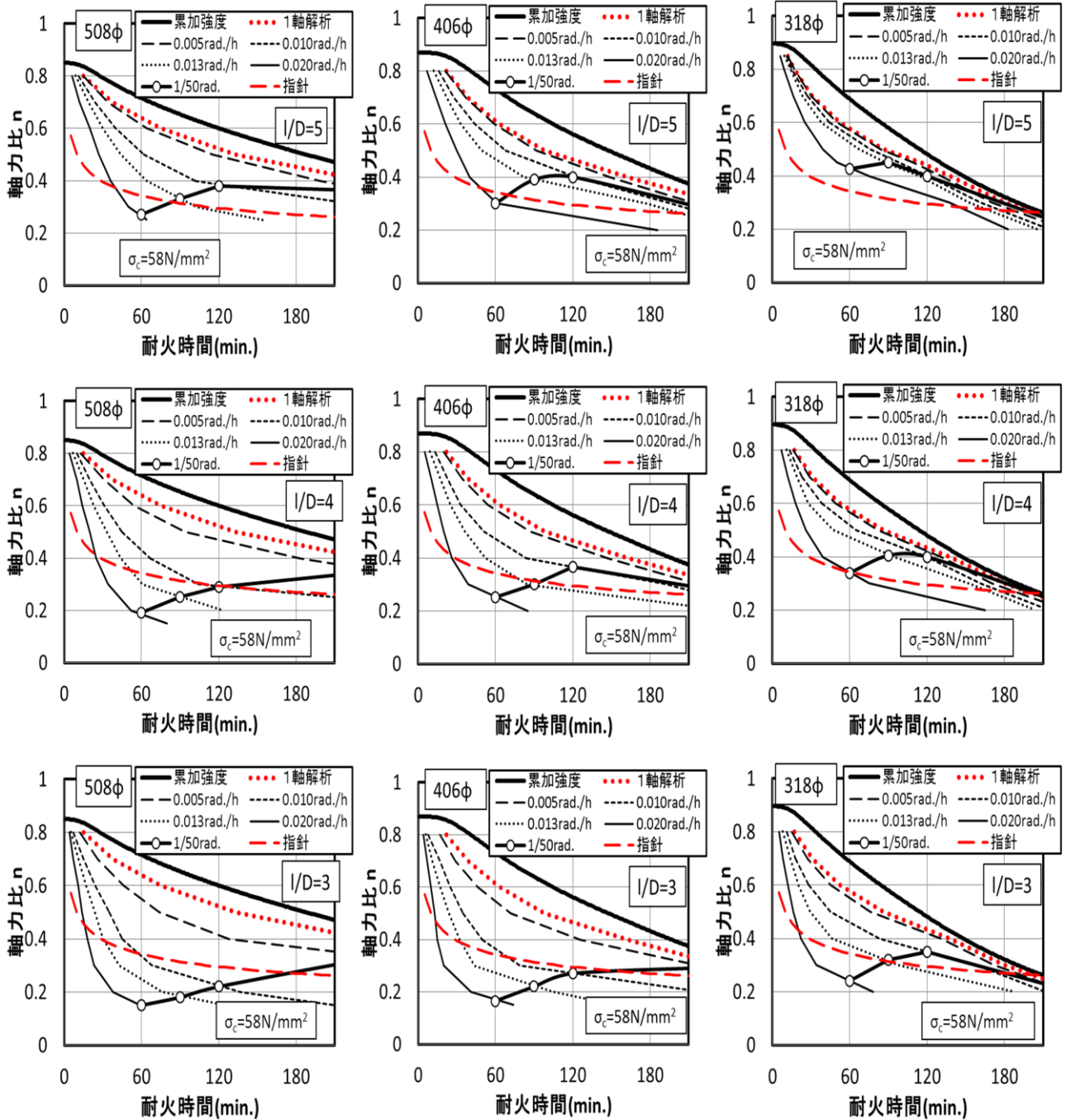


図 4.2.1 変形速度一定の精算解析結果 (径長さ比の影響)

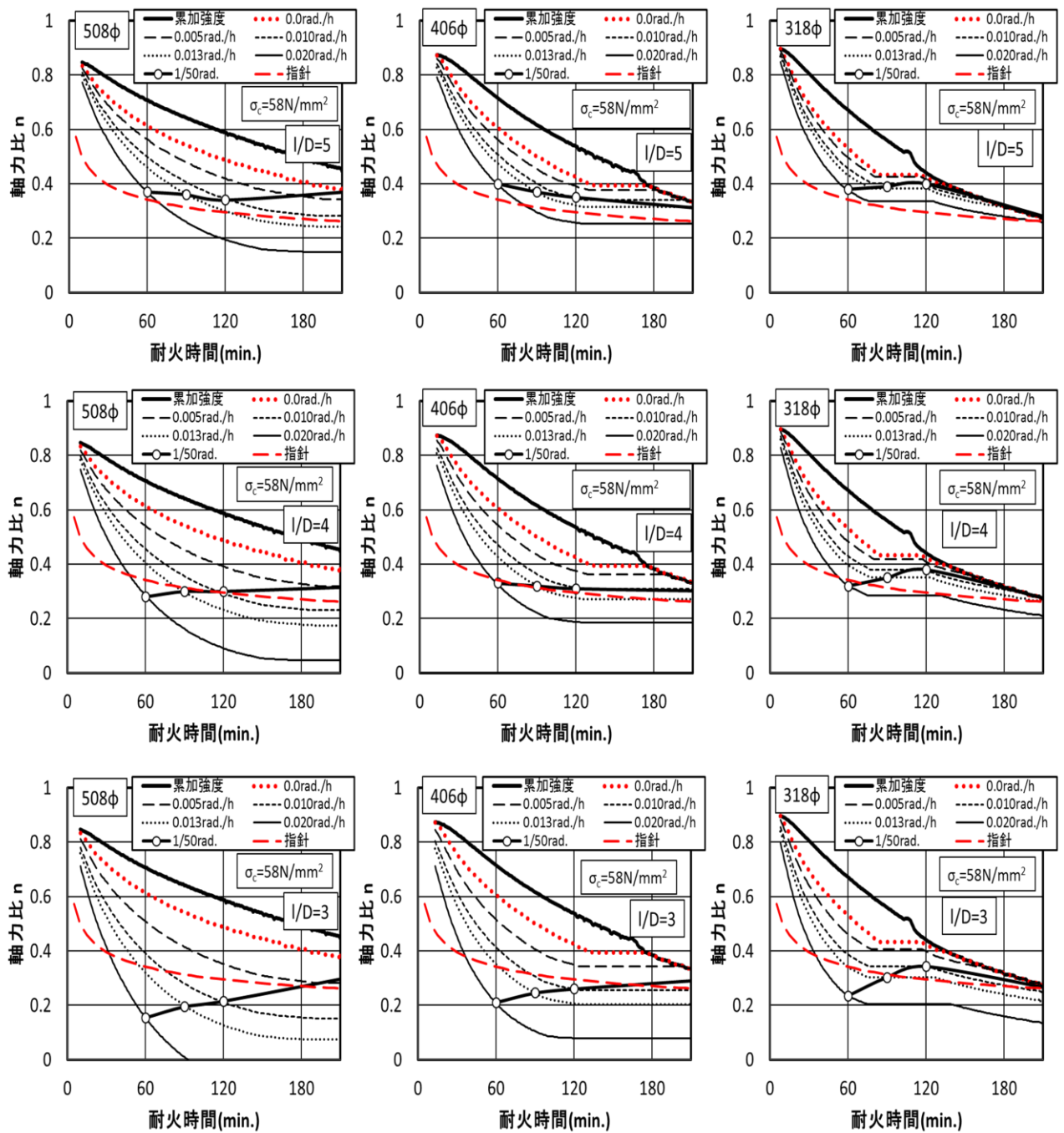
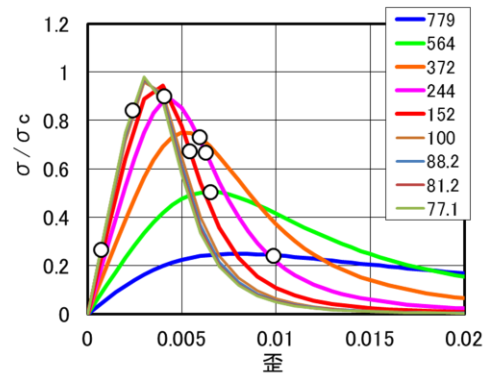
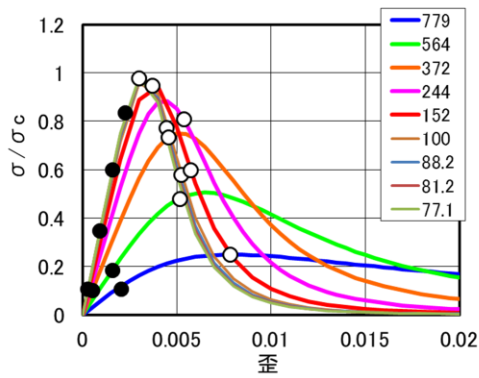
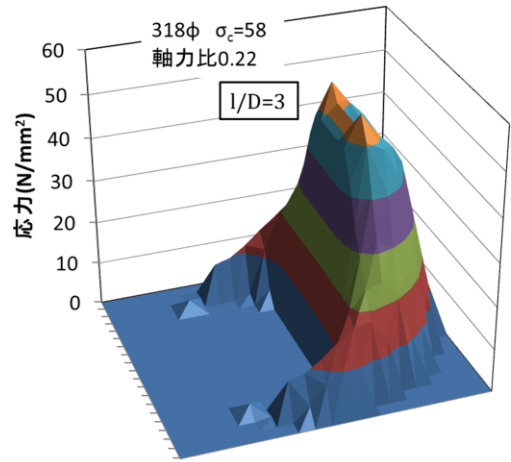
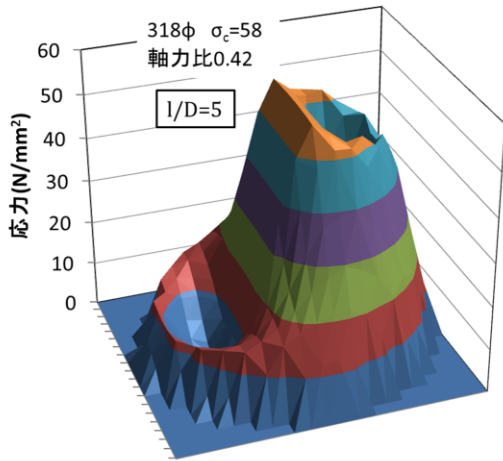
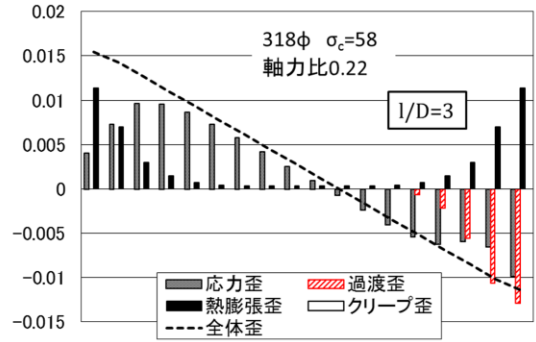
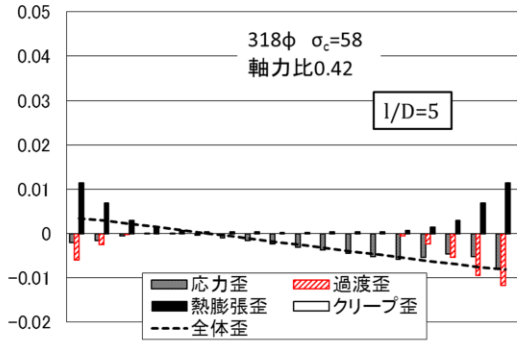


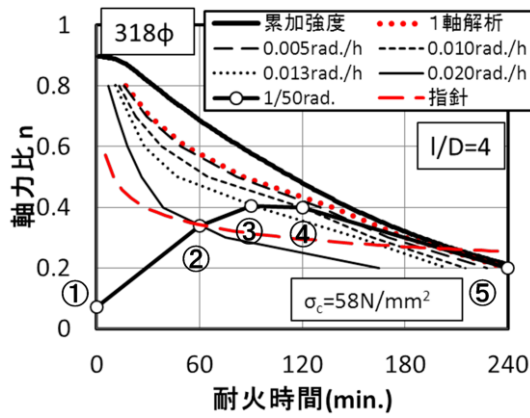
図 4.2.2 変形速度一定の数式解結果 (径長さ比の影響)



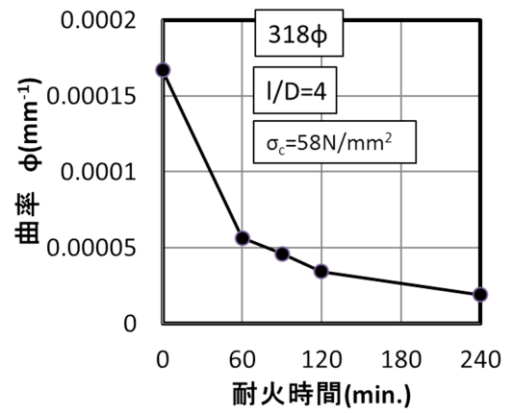
(a) 径長さ比 $l/D=5$ ($\phi=0.000036\text{mm}^{-1}$)

(b) 径長さ比 $l/D=3$ ($\phi=0.0009\text{mm}^{-1}$)

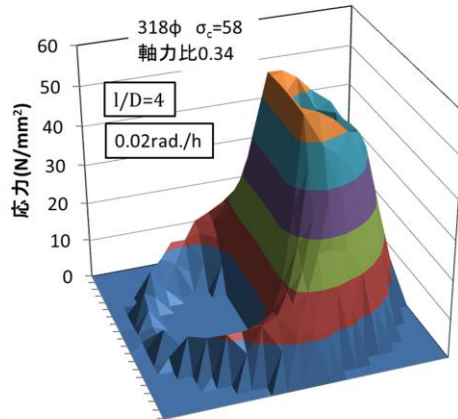
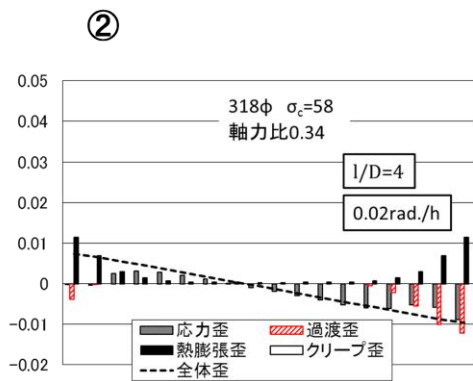
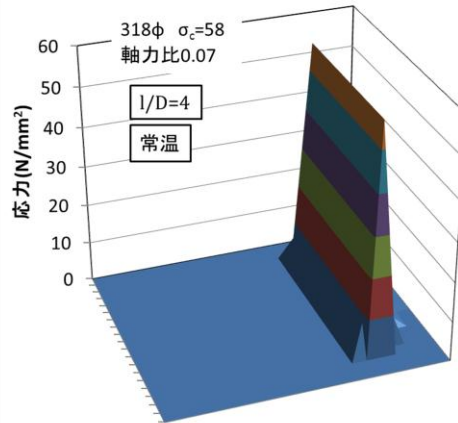
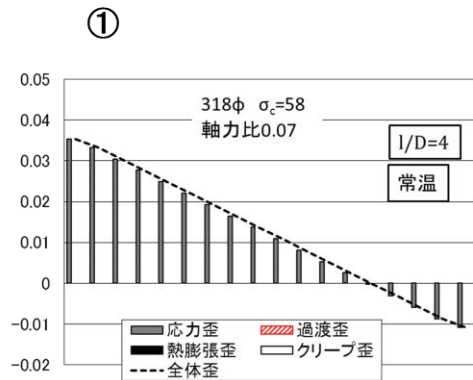
図 4.2.3 径長さ比による破壊モードの違い



軸力比と耐火時間の関係



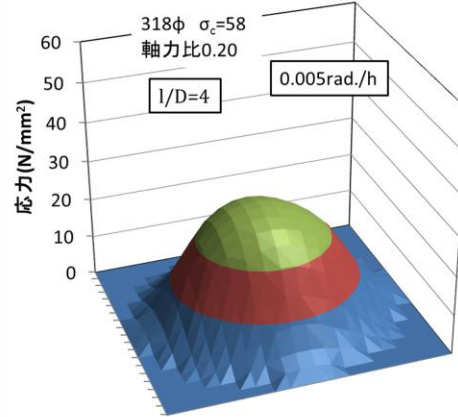
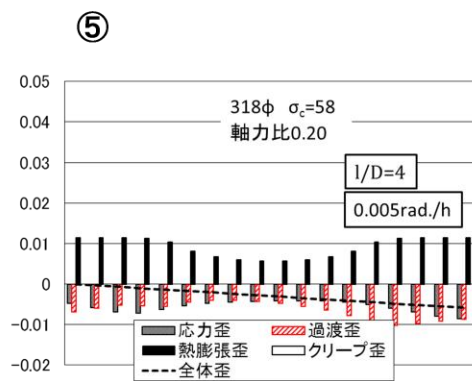
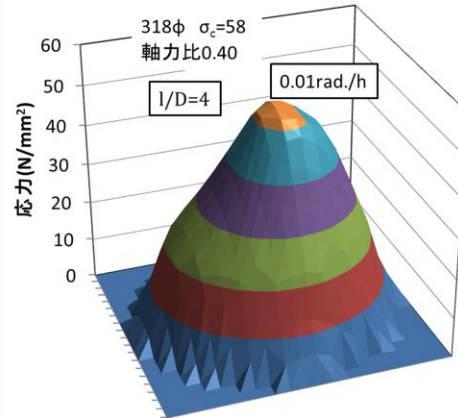
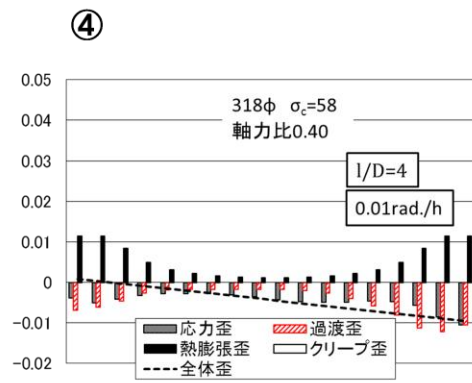
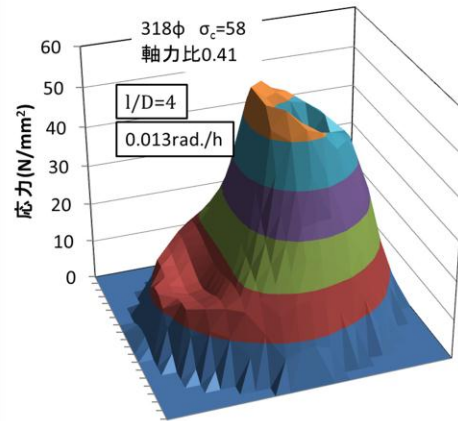
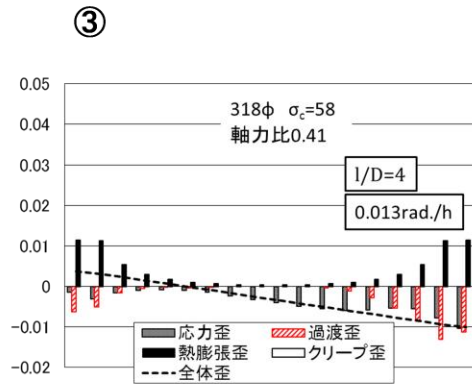
柱脚曲率



歪分布

応力分布

図 4.2.4(a) 荷重速度による破壊モードの違い



歪分布

応力分布

図 4.2.4(b) 荷重速度による破壊モードの違い

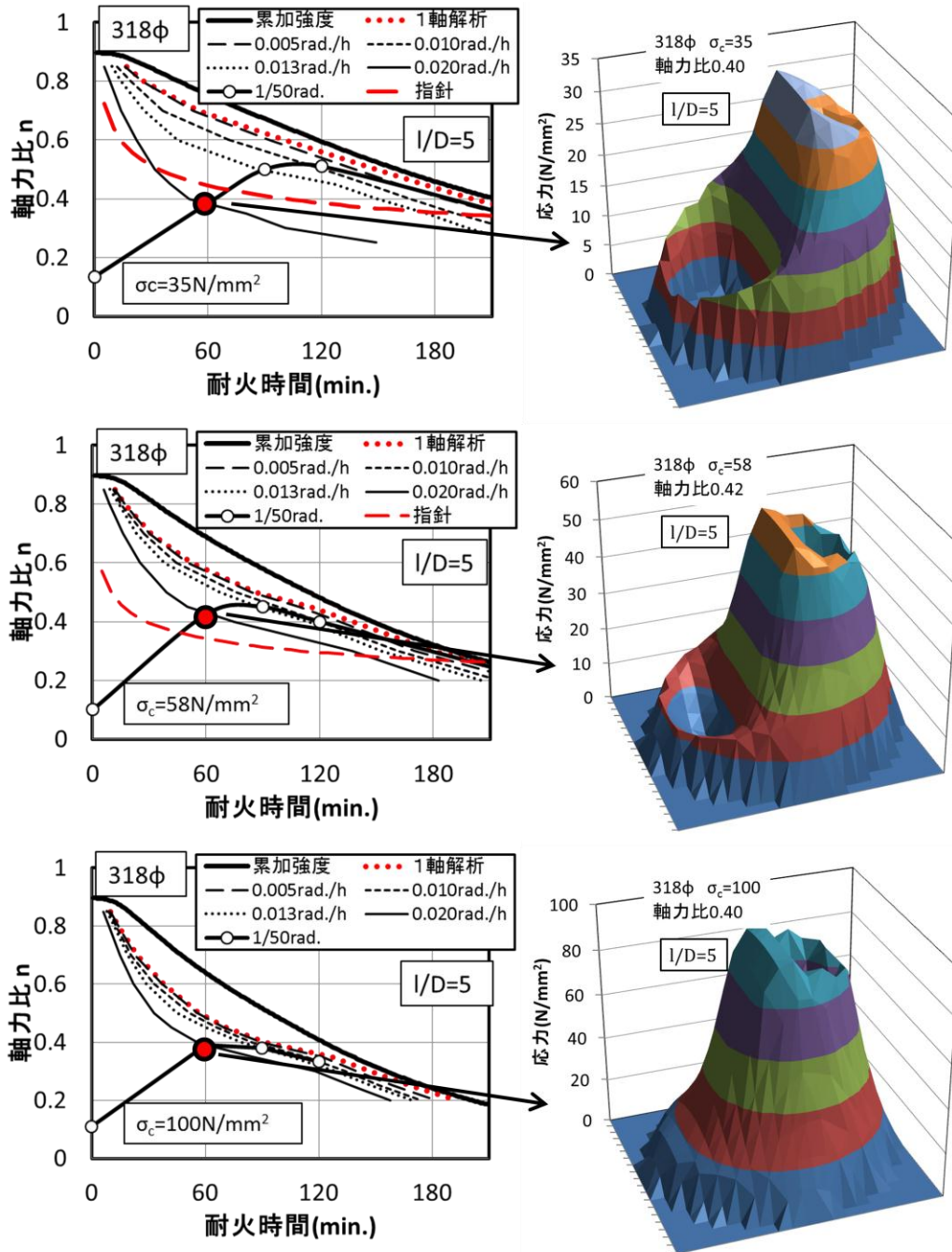


図 4.2.5 コンクリート強度の影響

4.3 指針式の適用性

前項 4.2 の図 4.2.1 で新都市ハウジングの指針式は断面直径が 406φ と 508φ の場合や径長さ比が 3 の場合には、1/50rad. の軸耐力を上回ることがあることを指摘した。この点については、載荷加熱実験が行われておらず明確な検証ができないが、精算解析を用いて若干の追加検討を行う。

まず、鋼管を含めた CFT 柱の軸圧縮耐力について精算解析を行い、鋼管の影響について検討する。解析対象 CFT 柱を、断面直径が 406φ、鋼管厚さ 12mm、鋼管材種 SS400、コンクリート強度 58N/mm²、径長さ比 3 とした。鋼管については座屈を考慮せず高温応力-歪関係に文献 40) を採用した。鋼管の有無の比較を図 4.3.1 に示す。鋼管が存在すると、約 60 分までは鋼管の強度が寄与して軸耐力が大きく増加するが、60 分以降では鋼管の有無による違いはほとんどなくなる。変形 1/50rad. の軸耐力についても鋼管の有無による違いはほとんどない。従って、指針式は 1/50rad. の軸耐力を上回ることがあるという結果は変わらない。

次に、架構として見た場合の柱の軸圧縮耐力を検討する。解析モデルと解析結果を図 4.3.2、図 4.3.3 に示す。ここでは、外柱を対象として、梁の熱膨張変形により層間変形角が 120 分で 1/50rad. となるように梁スパンを 600cm とした。解析対象 CFT 柱は上記解析と同様に、断面直径が 406φ、鋼管厚さ 12mm、鋼管材種 SS400、コンクリート強度 58N/mm² とした。径長さ比については、柱頭と柱脚の固定度が異なるため一義的には決められないが、径高さ比を 6 とし、上部と下部の平均的な径長さ比で 3 とした。上階の柱は同じ CFT 柱で常温とした。図 4.3.2 の破壊時軸力比の計算結果から、柱単材解析の崩壊時間が 120 分であったのに対して、架構解析では 63 分と半分程度に低下する。崩壊時の変形角は柱単材解析では 1/50rad. であったが、架構解析では 1/100rad. と半分まで減少した。図 4.3.2 に示したように柱頭の曲率が柱脚の約 1.8 倍と大きく、上階の傾斜した常温柱の影響を受けて柱頭が破壊したものである。即ち、層間変形が 1/100rad. であっても、柱頭には 1/50rad. の変形時に相当する曲率が生じるため、単材に比べて耐火時間が半減したものである。この結果からは、指針式が 1/50rad. の軸耐力を上回ることがあるという結果は変わらないだけでなく、水平変形 1/50rad. の制限を 1/100rad. 程度までに制限を厳しくし、最大曲率を抑制する必要があることになる。

上記のように柱脚に比べて柱頭の曲率が大きくなることは、径高さ比 12、柱直径 300φ の CFT 長柱の載荷加熱実験^{41)~44)}において指摘されているものの、径長さ比が小さく、実用的な大断面を有する CFT 柱の載荷加熱実験による軸耐力の検証が望まれる。

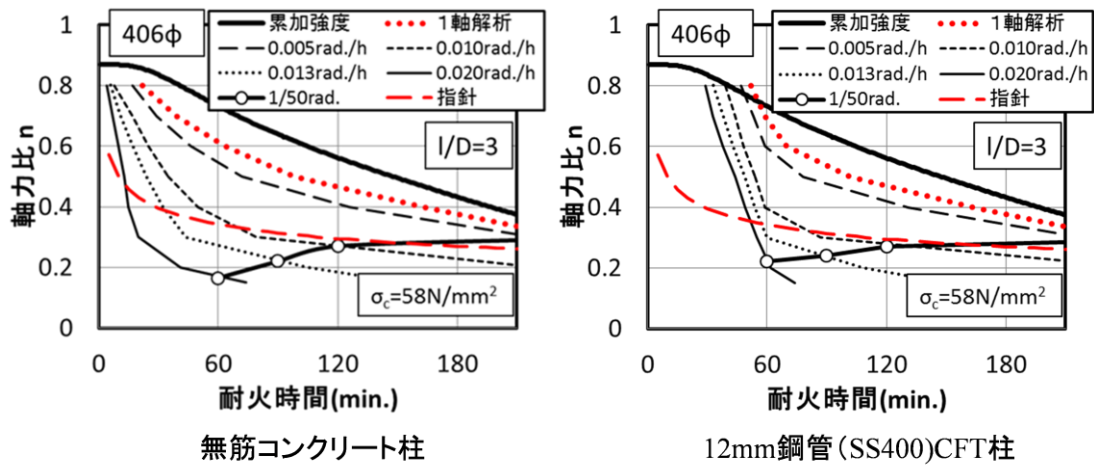


図 4.3.1 鋼管の軸圧縮耐力におよぼす影響

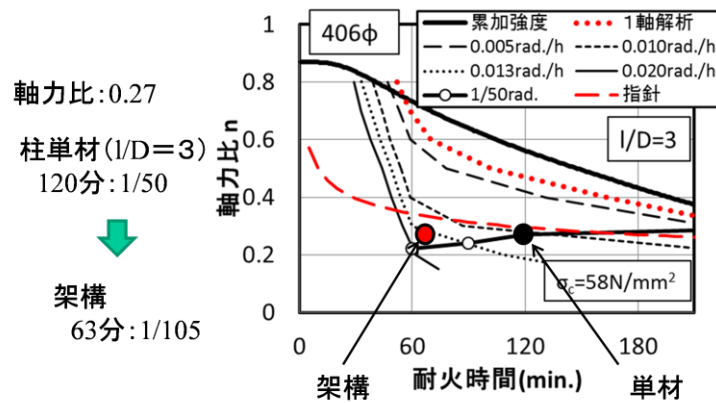
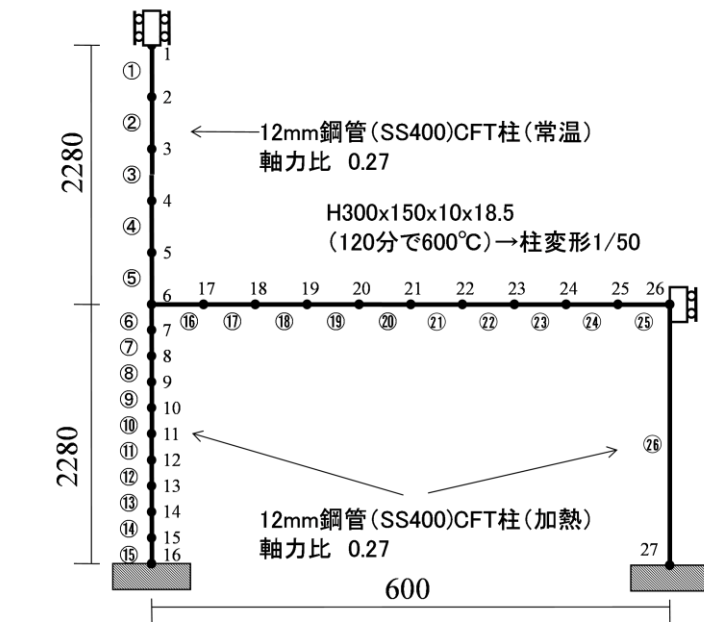


図 4.3.2 架構モデルと解析結果

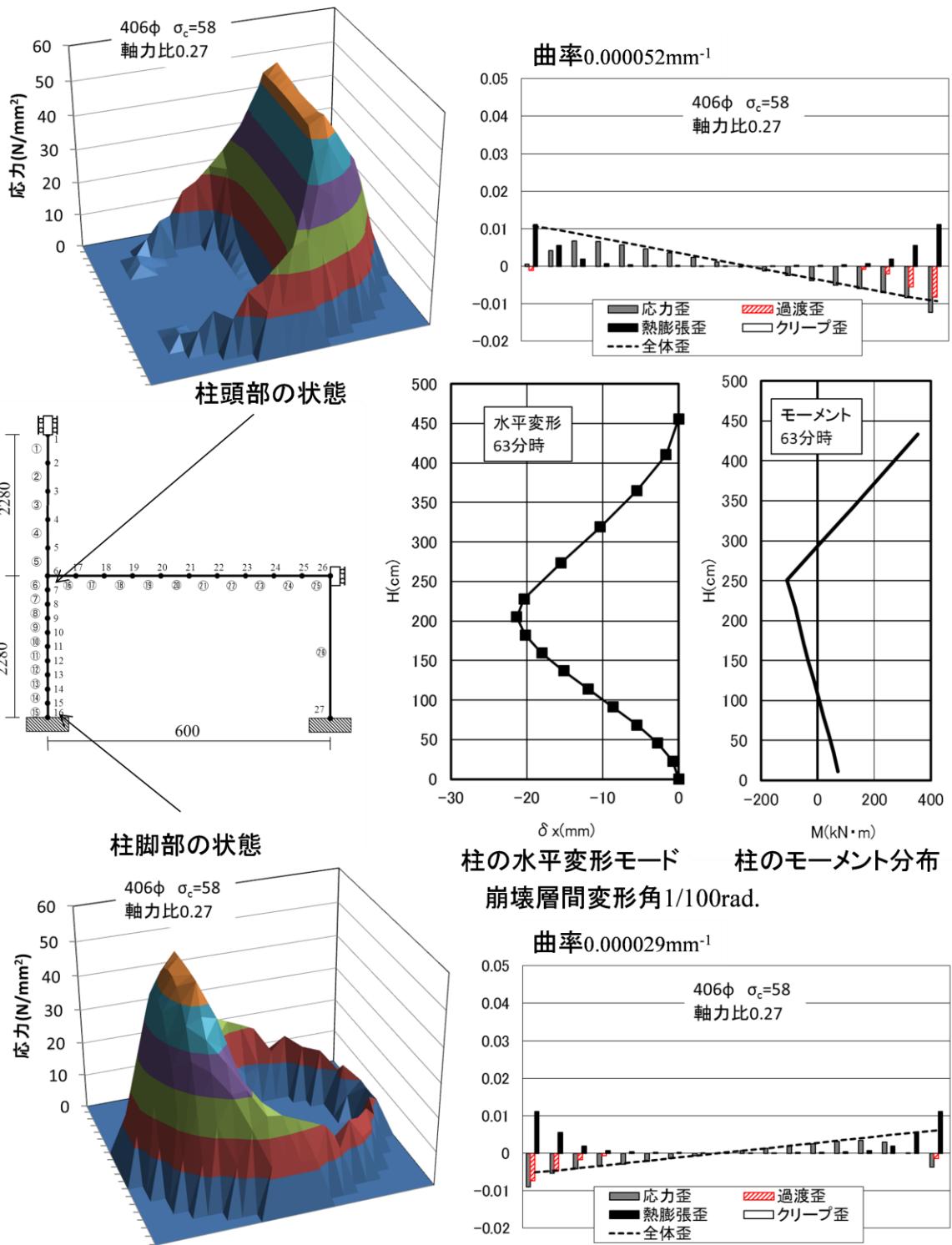


図 4.3.3 架構解析結果

4.4 まとめ

無耐火被覆 CFT 柱について軸圧縮柱および曲げ圧縮柱を対象として、耐火性能に及ぼすパラメータの影響について検討した。

軸圧縮柱の耐火性能について、コンクリート強度と断面直径をパラメータとして検討した結果以下のことが判明した。

- ① 軸耐力の累加強度からの低下割合は、断面直径が異なってもほとんど変わらないが、コンクリート強度が高いほど大きく低下する。
- ② 数式解はコンクリート強度 (σ_c)、断面直径 (D) の各パラメータの影響を適切にとらえており、各パラメータの影響を説明する上で十分なモデルと言える。
- ③ 数式解は精算解析の下限値として扱える。

曲げ圧縮柱の耐火性能について、コンクリート強度、断面直径、径長さ比をパラメータとして検討した結果以下のことが判明した。

- ① 水平変形が $1/50\text{rad.}$ と同じであっても変形速度が遅くなると軸耐力が増大する。これは、加熱 60 分後に水平変形 $1/50\text{rad.}$ で保持する実験方法で $1/50\text{rad./h}$ よりも遅い変形速度の軸圧縮耐力を代用する場合、軸耐力を過小評価することを意味する。
- ② 曲げ圧縮柱の軸耐力は、径長さ比 (l/D) の影響を大きく受け、断面直径が 406ϕ と 508ϕ の場合や径長さ比が 3 の場合には、新都市ハウジングの指針式を下回る可能性がある。
- ③ 数式解はコンクリート強度 (σ_c)、断面直径 (D)、径長さ比 (l/D) の各パラメータの影響を適切にとらえており、各パラメータの影響を説明する上で十分なモデルと言える。
- ④ 変形速度が遅くなると、軸耐力が上昇する傾向がある。これは、変形速度が遅くなると断面内の温度上昇に伴って過渡歪が発生するため、圧縮域のコンクリートの破壊が抑制されると同時に引張域が減少することで曲げ剛性が増加して曲率が小さくなることが原因である。
- ⑤ 高強度コンクリートでは大きな過渡歪が発生して応力歪を緩和することにより、応力再配分が可能となるため、低強度コンクリートに比べて曲げ変形による軸耐力低下が少ない。

第 5 章 結論

5. 結論

5.1 結論

本研究は、無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能を明らかにするために実施したものである。まず、コンクリートの材料実験結果をもとに、新たに定式化した応力歪、過渡歪を組み込んで、無耐火被覆 CFT 柱の火災時性状を精度よくシミュレーションできる FEM 精算解析を構築し、過渡歪が軸圧縮耐力に及ぼす影響を把握した。次に、過渡歪を考慮できる軸圧縮耐力の理論数式解を新たに開発し、過渡歪の影響により無耐火被覆 CFT 柱には 2 つの破壊モードが存在することを明らかにした。最後に、パラメトリックスタディにより、無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能を明らかにするとともに、現在用いられている無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能評価法とパラメトリックスタディを比較検討することにより、耐火設計法の信頼性について検討した。

以下に本論の要点を列記する。

第 2 章 FEM 精算解析のまとめ

- ① コンクリートの材料実験結果をもとに、低強度コンクリートから高強度コンクリートまでの高温時応力-歪関係を定式化した。
- ② コンクリートの材料試験結果をもとに、過渡歪はコンクリート強度によらず存在応力と温度によるものであることを見出した。
- ③ 新たに定式化した応力歪、過渡歪を組み込むことにより、無耐火被覆円形 CFT 柱の軸圧縮実験および曲げ圧縮実験を精度よくシミュレーションができる FEM 熱応力解析プログラムを構築した。
- ④ 無耐火被覆 CFT 柱の鋼管は加熱後早期に強度を消失するため、加熱初期から無筋コンクリート柱としても耐火性能を精度よく把握できることを明らかにした。
- ⑤ 加熱後 60 分で曲げ変形を $1/50\text{rad.}$ で固定する載荷加熱実験では、60 分以降に軸圧縮耐力が一定となる領域が存在することを明らかにした。

第 3 章 理論数式解のまとめ

- ① 無耐火被覆円形 CFT 柱の破壊モードは、低軸力域で高温部の塑性化が先行する累加強度型と、高軸力域で高温部が過渡歪により弾性に止まっている間に低温部が破壊してしまう型の 2 つに分類できることを明らかにした。
- ② 発生する過渡歪を問題の特徴に照らして近似的に捉えることによって、低温部破壊条件式を付与した耐力数式解と累加強度数式解の小さい方で与えられる高温軸圧縮耐力数式解を開発した。
- ③ 開発した高温軸圧縮耐力数式解は、新都市ハウジング協会の CFT 技術指針の評価式策定に際して大きくばらついていた実験結果に対して、ばらつきのない評価ができることを示した。

- ④ 径長さ比は柱脚の曲率に大きく影響する因子であり、径長さ比が小さいほど柱脚の曲率が大きくなって軸耐力が低下することを示した。

第4章 CFT 柱の耐火性能のまとめ

軸圧縮柱の耐火性能

- ① 数式解はコンクリート強度 (σ_c)、断面直径 (D) の各パラメーターの影響を適切にとらえており、各パラメーターの影響を説明する上で十分なモデルと言えることを示した。
- ② 軸耐力の累加強度からの低下割合は、断面直径が異なってもほとんど変わらないが、コンクリート強度が高いほど大きく低下することを明らかにした。
- ③ 理論数式解は精算解の下限値として扱えることを明らかにした。

曲げ圧縮柱の耐火性能

- ① 水平変形が 1/50rad. と同じであっても変形速度が遅くなると軸耐力が増大する。従って、加熱 60 分後に水平変形 1/50rad. で保持する実験方法で 1/50rad./h よりも遅い変形速度の軸圧縮耐力を代用する場合、軸耐力を過小評価することを明らかにした。
- ② 曲げ圧縮柱の軸耐力は、径長さ比 (l/D) の影響を大きく受け、断面直径が 406φ と 508φ の場合や径長さ比が 3 の場合には、新都市ハウジングの指針式を下回る可能性があることを指摘した。
- ③ 変形速度が遅くなると、断面内の温度上昇の進行に伴って過渡歪が発生するため、圧縮域のコンクリートの破壊が抑制されると同時に引張域の減少による曲げ剛性の増加で柱脚曲率が小さくなるため、軸耐力が上昇することを明らかにした。
- ④ 高強度コンクリートでは大きな過渡歪が発生して応力歪緩和が進行することにより、応力再配分が可能となるため、低強度コンクリートに比べて曲げ変形による軸耐力低下が少ないことを明らかにした。

5.2 残された課題

無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能について精度のよい精算解析を構築し、導出した理論数式解により破壊モードを明らかにしたが、その過程でいくつかの課題も浮上した。また、本論の検討範囲外の課題も残されている。最後に、これらの課題を記し、今後の展開を展望する。

理論数式解について

理論数式解では曲げ変形を受ける場合に引張領域が生じて軸圧縮強度が低下することに対応できていないため、断面が大きく、径長さ比が小さい柱の軸圧縮耐力を過大評価してしまうことを改良する必要がある。また、応力-歪関係が最大応力を境として弾性剛性と劣化剛性の絶対値を同じとして破壊の判定を構築している。このモデル化の影響について考察したものの改善するまでには至らなかった。これを改善することにより、理論数式解の精度が向上するばかりではなく、超高層建築に近年用いられるようになってきた鉄筋内臓 CFT 柱の軸圧縮耐力評価にコンクリートのコンファインド効果を考慮できるものと考えられる。

今後の展開について

本論では無耐火被覆 CFT 柱の円形断面柱に限定して、その耐火性能を明らかにした。矩形断面の無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能については、本論の精算解析によりその性状を把握することは可能であるが、矩形断面の高温軸圧縮性能を明解に説明するためには理論数式解を適用する必要がある。軸圧縮柱については矩形断面の温度分布を円形断面に置換することにより円形断面の理論数式解が適用可能と考えられるが、曲げ圧縮柱の場合は矩形断面の圧縮域コンクリートの形状が円形断面と異なるために円形断面の理論数式解の適用には工夫を要する。建築物に採用されている CFT 柱は円形断面よりも矩形断面の方が多い現状からもこれは重要である。

径長さ比が小さく大きな断面を持つ CFT 柱の耐火性能は実験的には未だ知られていない。第 4 章では、現在実務上行われているこれに対する評価が必ずしも適切ではない可能性のあることを指摘した。しかし、大断面 CFT 柱の実大載荷加熱試験は、加力装置の容量の制約から事実上不可能である。一方で、同じく 4 章では、断面の大きさによらず、同じ断面内温度分布を持ち同じ軸力比を受ける CFT 柱は、数式解では、同じ耐火性能を持つことが見出されている。実大 CFT 柱の高温軸圧縮耐力を縮小試験体で評価できる可能性をこれは示唆している。載加加熱実験に成り立つであろう相似則を解明することは、実用上、極めて有意義である。

4 章末尾では、CFT 柱を持つ骨組の耐火性能の一例を本論で得た成果を踏まえた数値解で示した。隣接部材への応力再配分による柱の軸力変動、隣接部材との相互作用による柱への損傷集中などが骨組では認められる。したがって、骨組の耐火性能は柱単独のそれを

上回ることも、場合によっては下回ることもあり得る。本論は柱単独の性能把握を主題としたが、それが可能となるに伴って、骨組そのものの耐火性能を評価することの重要性が益々明白になってきている。

【参考文献】

- 1) 新都市ハウジング協会：CFT 構造技術指針・同解説，2000 年度版，2001.2
- 2) 古村福次郎：高温度におけるコンクリートの力学的性質に関する研究（その 1），日本建築学会論文報告集，第 172 号，pp.11～18，1970.6
- 3) 古村福次郎：高温度におけるコンクリートの力学的性質に関する研究（その 2），日本建築学会論文報告集，第 173 号，pp.17～24，1970.7
- 4) 古村福次郎：高温度におけるコンクリートの力学的性質に関する研究（その 3），日本建築学会論文報告集，第 174 号，pp.1～7，1970.8
- 5) 宮本圭一，安部武雄：高温度における高強度コンクリートの力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 574 号，pp.227～234，2003.12
- 6) 安部武雄，大塚貴弘，小林裕，道越真太郎：高温度における普通強度コンクリートの力学的特性，日本建築学会構造系論文集，第 615 号，pp.7～13，2007.5
- 7) 松戸正士，西田浩和，大塚貴弘，平島岳夫，安部武雄：高温加熱時における高強度コンクリートの力学的特性について 高強度コンクリートの耐火性に関する研究（その 1），日本建築学会構造系論文集，第 624 号，pp.341～347，2008.2
- 8) 豊田康二，常世田昌寿，織茂俊泰，菊田繁美，高橋孝二，堀昭夫，松戸正士，中込昭，吉田正友：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究（その 1 実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2，pp.23～24，2001.9
- 9) 常世田昌寿，豊田康二，織茂俊泰，菊田繁美，高橋孝二，堀昭夫，松戸正士，中込昭，上杉英樹：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究（その 2 結果と考察），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2，pp.25～26，2001.9
- 10) 山下平祐，豊田康二，常世田昌寿，鈴木敏夫，菊田繁美，高橋孝二，堀昭夫，松戸正士，中込昭，吉田正友，平島岳夫，上杉英樹：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究（その 3 クリープひずみの定式化），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2，pp.31～32，2002.8
- 11) 豊田康二，山下平祐，常世田昌寿，鈴木敏夫，菊田繁美，高橋孝二，堀昭夫，松戸正士，中込昭，吉田正友，上杉英樹，平島岳夫：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究（その 4 過渡ひずみの定式化），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2，pp.33～34，2002.8
- 12) 常世田昌寿，豊田康二，山下平祐，鈴木敏夫，菊田繁美，高橋孝二，堀昭夫，松戸正士，中込昭，吉田正友，平島岳夫，上杉英樹：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究（その 5 過渡ひずみを含む構成則と検証実験），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2，pp.35～36，2002.8
- 13) 豊田康二，山下平祐，篠原幸一，野中英，近藤悟，高橋孝二，井上超，松戸正士，中込昭，吉田正友，平島岳夫，上杉英樹：超高強度コンクリートの高温下における力学特性に関する実験的研究（その 1 超高強度コンクリートの熱膨張ひずみ），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2，pp.169～170，2003.9
- 14) 山下平祐，豊田康二，篠原幸一，野中英，近藤悟，高橋孝二，井上超，松戸正士，中込昭，吉田正友，平島岳夫，上杉英樹：超高強度コンクリートの高温下における力学特性に関する実験的研究（その 2 超高強度コンクリートの全体ひずみ），日本建築学会

大会学術講演梗概集 A-2, pp.171~172, 2003.9

- 15) 篠原幸一, 山下平祐, 豊田康二, 平島岳夫, 上杉英樹: 超高強度コンクリートの高温下における力学特性に関する実験的研究(その3 定常状態における超高強度コンクリートのクリープひずみ), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.73~74, 2004.8
- 16) 山下平祐, 篠原幸一, 豊田康二, 平島岳夫, 上杉英樹: 超高強度コンクリートの高温下における力学特性に関する実験的研究(その4 超高強度コンクリートの過渡ひずみ), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.75~76, 2004.8
- 17) Y.Anderberg, S.Thelandersson: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden 1976
- 18) 菊田繁美: 鉄筋コンクリート造柱部材の火災時耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.55~58, 2002.8
- 19) 菊田繁美, 平島岳夫, 吉田正友, 上杉英樹: 超高強度コンクリート柱の耐火性に関する解析的研究, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp.187~192, 2003.7
- 20) 菊田繁美: 超高強度コンクリート柱の耐火性に関する研究, コンクリート工学, Vol.28, No.2, pp.631~636, 2006.7
- 21) 一戸康生, 鈴木弘之, 久保田一男, 平山博巳, 上田弘樹, 湯谷孝夫: 鉄筋で補強した円形コンクリート充填鋼管柱の耐火性能, 日本建築学会構造系論文集, 第548号, pp.167~174, 2001.10
- 22) 藤田大, 清峰俊太郎, 篠原幸一, 山下平祐, 平島岳夫, 上杉英樹: 標準加熱を受ける高強度 RC 柱の熱変形解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.90~91, 2004.8
- 23) 豊田康二, 平島岳夫, 菊田 繁美: 火災時における鉄筋コンクリート柱の軸変形挙動に及ぼすコンクリートの過渡ひずみの影響, コンクリート工学, Vol.32, No.1, pp.1127~1132, 2010.7
- 24) 吉野茂, 畑戸龍夫, 多賀章, 今村輝武: 無耐火被覆鋼管コンクリート柱の耐火性能—中心載荷加熱実験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 防火, pp.1425~1426, 1994.9
- 25) 井垣亮, 中村武: 充填型角形鋼管コンクリート柱の高温時挙動, 構造工学論文集 Vol.40B, pp.595~603, 1994.3
- 26) 西垣太郎, 杉田和直, 道越真太郎: 高強度コンクリート充填鋼管柱の耐火性能実験(その1 実験計画の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.19~20, 1998.9
- 27) 杉田和直, 西垣太郎, 道越真太郎: 高強度コンクリート充填鋼管柱の耐火性能実験(その2 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.21~22, 1998.9
- 28) 道越真太郎, 杉田和直, 西垣太郎: 高強度コンクリート充填鋼管柱の耐火性能実験(その3 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.23~24, 1998.9
- 29) 齋藤秀人: 無耐火被覆充填鋼管コンクリート柱の耐火性能について(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.261~262, 2003.9
- 30) 齋藤秀人, 森田武, 上杉英樹: 中心圧縮を受ける充填鋼管コンクリート柱の内部温度と耐火時間に関する研究, 日本建築学会環境系論文集, 第582号, pp.9~16, 2004.8
- 31) Sandor Popovics: A NUMERICAL APPROACH TO THE COMPLETE STRESS-STRAIN CURVE OF CONCRETE, CEMENT and CONCRETE

RESEARCH, Vol.3, pp.583~599, 1973

- 32) Blanks,R.F, McNamara, c. : Mass Concrete Tests in Large Cylinders', Journal, American Concrete Institute, Vol. 3, pp. 280~303, 1935
- 33) 遠藤芳雄, 熊谷仁志, 塚越英夫, 三橋博巳 : 超高強度鉄筋コンクリート構造 ($F_c=120\text{N/mm}^2$)の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造 IV, pp.453~454, 2002.8
- 34) 池田憲一, 熊谷敏男, 中村賢一, 最上滋二, 斎藤光 : アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究 (その1 7 耐火性能実験 (その2)), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.557~558, 1989.10
- 35) 湯谷孝夫, 古平章夫, 丹羽博則, 窪田伸, 小林秀雄 : 高強度コンクリートを用いた無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能 (その1 : 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.51~52, 1999.9
- 36) 吉野茂, 西垣太郎, 宮本圭一, 平山博巳, 藤原敏夫 : 高強度コンクリートを用いた無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能 (その2 : 温度分布および力学的性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.53~54, 1999.9
- 37) 酒井雅康, 池田憲一, 村上行夫, 菊田繁美 : 高強度コンクリートを用いた無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能 (その3 : 耐火性能および観察結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.55~56, 1999.9
- 38) 堀昭夫, 清水一秋, 若松高志, 塩崎洋一 : 高強度コンクリートを用いた無耐火被覆 CFT 柱の耐火性能 (その4 : 既往文献データを含めた火災時耐力式の提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.57~58, 1999.9
- 39) 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), 日本建築学会論文報告集, 第381号, pp.73~80, 1987.11
- 40) 日本建築センター : 建築物の総合防火設計法(第4巻 耐火設計法), 1989.4
- 41) 西垣太郎, 湯谷孝夫, 池田憲一, 村上行夫, 宮本圭一 : 無耐火被覆 CFT 長柱の耐火性能 (その1 : 全体計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.83~83, 2001.9
- 42) 堀昭夫, 若松高志, 丹羽博則, 菊田繁美, 平山博巳 : 無耐火被覆 CFT 長柱の耐火性能 (その2 : 解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.84~85, 2001.9
- 43) 道越真太郎, 小林裕, 西村俊彦, 松戸正士, 吉野茂 : 無耐火被覆 CFT 長柱の耐火性能 (その3 : 角型断面試験体の耐火実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.86~87, 2001.9
- 44) 道越真太郎, 西垣太郎, 湯谷孝夫, 池田憲一, 丹羽博則, 宮本圭一, 村上行夫, 若松高志, 平山博巳, 小林裕, 杉田和直, 西村俊彦, 菊田繁美, 堀昭夫, 松戸正士, 吉野茂 : 無耐火被覆 CFT 長柱の耐火性能 (その4 : 円型断面試験体の耐火実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, pp.3~4, 2002.8

謝辞

本論文は、筆者が社会人として取り組んできた研究を、筑波大学大学院システム情報工学研究科構造エネルギー工学専攻博士課程に在籍中に発展させ研究成果としてまとめたものであります。本研究を進めるにあたり、同専攻教授鈴木弘之先生には指導教官として研究活動全般にわたり格別なる御指導と御教示を賜りました。私が博士論文をまとめることができたのは、先生の研究者としての姿勢や考え方に接することができ、研究のやりがいと面白さを感じられたからに他なりません。ここに深謝の意を表します。

また、論文審査に当たり、副査としてご助言を戴くとともに、貴重なご指導・ご教示を頂きました筑波大学大学院システム情報工学研究科構造エネルギー工学専攻教授境有紀先生、同専攻准教授金久保利之先生、同専攻助教八十島章先生、東京理科大学工学部建築学科教授河野守先生に深く御礼申し上げます。

筆者が所属する戸田建設におきましては、本論文を纏めるにあたりご配慮いただいた、技術統括部・山下専務(兼)統括部長、技術研究所・伊勢本所長には謹んで感謝の意を表します。

鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究は千葉大学名誉教授上杉英樹先生の下で実施した共同研究、CFT 構造物の耐火性に関する研究は新都市ハウジング協会での共同研究を基礎としております。これらの研究を発端に今日に至るまで、耐火に携わる多くの方々から、いろいろな場において防耐火のご教授をいただけたことは忘れられません。

本論文は、これらの方々のご指導とご協力のもとに纏めたものであります。ここに感謝の意を表したいと思います。

2012年3月

菊田 繁美

本研究に関する公表文献

- 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
- 豊田康二,平島岳夫,菊田繁美: 火災時における鉄筋コンクリート柱の軸変形挙動に及ぼすコンクリートの過渡ひずみの影響: コンクリート工学年次論文集 32(2),1127~1132,2010
- 菊田繁美: 超高強度鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究: コンクリート工学年次論文集 28(2),631~636,2006
- 菊田繁美: 超高強度鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究: 2006 年, A-2 分冊, p.17
- 松戸正士,濱田真,菊田繁美,高橋孝二,増田隆行,吉野茂,山田人司,西田浩和,梶田秀幸: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究 その 9 荷重加熱実験概要, その 10 $F_c=120\text{N/mm}^2$ 級コンクリート柱の荷重加熱実験結果,その 11 $F_c150\text{N/mm}^2$ 級コンクリート柱の荷重加熱実験結果,その 12 実大規模柱の加熱実験結果: 2005 年, A-2 分冊, p.75
- 松戸正士,菊田繁美,高橋孝二,井上超,吉野茂,平島岳夫,吉田正友,上杉英樹,齋藤光: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究 その 7 爆裂対策を施した鉄筋コンクリート柱の荷重加熱実験結果,その 8 ポリプロピレン繊維混入による爆裂対策の加熱実験結果: 2004 年, A-2 分冊, p.97
- 菊田繁美,平島岳夫,吉田正友,上杉英樹: 超高強度鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する解析的研究: コンクリート工学年次論文集 25(2),187~192,2003
- 菊田繁美,平島岳夫,吉田正友: 超高強度鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する解析的研究: コンクリート工学年次論文集 25(2),187~192,2003
- 常世田昌寿, 豊田康二, 織茂俊泰, 菊田繁美, 高橋孝二, 堀昭夫, 松戸正士, 中込昭, 平島岳夫, 上杉英樹: 普通コンクリートの過渡ひずみに関する研究: 構造工学論文集 Vol.48B, pp.149-154, 2002 年 3 月
- 菊田繁美: 鉄筋コンクリート造柱部材の火災時耐力に関する研究: 2002 年, A-2 分冊, p.55
- 道越真太郎,西垣太郎,湯谷孝夫,池田憲一,丹羽博則,宮本圭一,村上行夫,若松高志,平山博巳,小林裕,杉田和直,西村俊彦,菊田繁美,堀昭夫,松戸正士,吉野茂: 無耐火被覆 CFT 長柱の耐火性能 その 4 円形断面試験体の耐火実験: 2002 年, A-2 分冊, p.3
- 吉野茂,松戸正士,菊田繁美,高橋孝二,井上超,平島岳夫,吉田正友,上杉英樹,齋藤光: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究 その 2 荷重加熱実験結果: 2002 年, A-2 分冊, p.23
- 山下平祐,豊田康二,常世田昌寿,鈴木敏夫,菊田繁美,高橋孝二,堀昭夫,松戸正士,中込昭,吉田正友,平島岳夫,上杉英樹: 普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究 その 3. クリープひずみの定式化,その 4. 過渡ひずみの定式化,その 5 過渡ひずみを含む構成則と

検証実験：2002年，A-2分冊，p.31

- 梅本宗宏,菊田繁美,千葉脩：超高強度コンクリート柱部材の爆裂対策に関する研究：2001年，A-2分冊，p.19
- 豊田康二,常世田昌寿,織茂俊泰,高橋孝二,堀昭夫,松戸正士,中込昭,菊田繁美,吉田正友：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究（その1 試験概要）（その2 結果と考察）：2001年，A-2分冊，p.23
- 堀昭夫,丹羽博則,若松高志,菊田繁美,平山博巳：無耐火被覆CFT長柱の耐火性能 —（その2 解析による検討）：2001年，A-2分冊，p.85
- 酒井雅康,池田憲一,村上行夫,菊田繁美：高強度コンクリートを用いた無耐火被覆CFT柱の耐火性能（その3：耐火性能および観察結果）：1999年，A-2分冊，p.55

著者が関係した公表文献

超高層RC構造関係

- 傳野悟史,菊田繁美,濱田聡,竹中啓之：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 33(2),307～312,2011
- 澤田晃成,向井智久,菊田繁美,斉藤大樹：多数回繰り返し変形を受けるRC梁部材の劣化性状に関する研究：コンクリート工学年次論文集 33(2),247～252,2011
- 菊田繁美,斉藤大樹,福山洋,向井智久,壁谷澤寿一,濱田真,出水俊彦,金川基：長周期地震動を受けるRC超高層建築物の構造性能 その15 地震応答解析の層間変形を用いた動的実験：2011年，C-2分冊，p.503
- 澤田晃成,向井智久,斉藤大樹,衣笠秀行,福山洋,菊田繁美,牧田敏郎,佐々木仁：長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能 その14 接合部破壊した試験体の劣化性状,その15 地震応答解析の層間変形を用いた動的実験：2011年，C-2分冊，p.501
- 千田啓吾,太田行孝,濱田聡,菊田繁美,竹中啓之,清水隆,渡部幸宏,石岡拓：L型立体耐震壁による超高層RC造建物の実験的研究 その1 実験概要と破壊状況,その2 実験結果と考察：2011年，C-2分冊，p.557
- 高橋俊之,濱田真,菊田繁美：多数回繰り返し変形を受ける端部固定度の異なるRC造梁部材の劣化性状,向井智久：コンクリート工学年次論文集 32(2),241～246,2010
- 高橋俊之,向井智久,菊田繁美,衣笠秀行：多数回繰り返し変形を受けるRC造柱梁接合部の劣化性状：コンクリート工学年次論文集 32(2),283～288,2010
- 竹中啓之,菊田繁美,濱田聡,和泉信之：90°フック重ね継手を用いたプレキャストRC梁の接合に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 32(2),583～588,2010
- 菊田繁美,斉藤大樹,福山洋,森田高市,向井智久,出水俊彦,濱田真,金川基,薬研地彰,佐々木仁：長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能その10 付着およびせん断余裕度の異なる柱梁部分架構の実験：2010年，C-2分冊，p.729

- 濱田聡,石川勝美,清水隆,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓,傳野悟史:プレキャスト鉄筋コンクリート造梁のスパン中央接合継手に関する実験的研究 その4 90° フック重ね継手の最大耐力の評価:2010年, C-2分冊, p.205
- 太田行孝,傳野悟史,石川勝美,清水隆,濱田聡,千田啓吾,菊田繁美,竹中啓之:超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究 その1 実験概要,その2 実験結果の検討:2010年, C-2分冊, p.429
- 濱田真,齊藤大樹,福山洋,森田高市,出水俊彦,金川基,菊田繁美,佐々木仁,薬研地彰,向井智久:長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その8 柱梁接合部実験結果の検討1, その9 柱梁接合部実験結果の検討2, その10 付着およびせん断余裕度の異なる柱梁部分架構の実験, その11 スラブ付き梁の端部補強実験および結果の概要, その12 スラブ付き梁の端部補強実験の検討, その13 耐力劣化と P Δ 効果を考慮した地震応答解析:2010年, C-2分冊, p.725
- 菊田繁美,齊藤大樹,福山洋,向井智久:多数繰り返し変形を受ける高強度鉄筋コンクリート柱に関する研究:コンクリート工学年次論文集 31(2),103~108,2009
- 石岡拓,竹中啓之,菊田繁美,和泉信之:プレキャスト鉄筋コンクリート造骨組の最上階主筋の定着方法に関する実験的研究:コンクリート工学年次論文集 31(2),289~294,2009
- 竹中啓之,菊田繁美,濱田聡,和泉信之:超高強度コンクリートを用いた柱とその柱脚部に関する実験的研究:コンクリート工学年次論文集 31(2),571~576,2009
- 菊田繁美,齊藤大樹,福山洋,森田高市,向井智久,濱田真,出水俊彦,金川基,薬研地彰,佐々木仁:長周期地震動を受ける RC 超高層建築物の構造性能 その1 地震応答性状, その2 梁実験と結果の概要, その3 スラブ付き梁の検討, その4 スラブ無し梁の検討,その6 高強度鉄筋コンクリート柱の変形性能,その7 柱梁接合部実験および結果の概要:2009年, C-2分冊, p.509
- 濱田聡,石川勝美,清水隆,和泉信之,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓,傳野悟史:プレキャスト鉄筋コンクリート造梁のスパン中央接合継手に関する実験的研究 その1 実験概要,その2 曲げ実験結果,その3 曲げせん断実験結果:2009年, C-2分冊, p.209
- 竹中啓之,和泉信之,菊田繁美:接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組の接合部補強に関する実験的研究:コンクリート工学年次論文集 30(3),337~342,2008
- 太田行孝,和泉信之,渡部幸宏,濱田聡,清水隆,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓:プレキャスト鉄筋コンクリート造の T 形部分架構に関する実験研究:2008年, C-2分冊, p.167
- 千田啓吾,和泉信之,渡部幸宏,濱田聡,清水隆,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓:超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 その12 超高強度コンクリートを用いた1階柱とその柱脚接合部:2008年, C-2分冊, p.615
- 菊田繁美,和泉信之,濱田聡:超高強度コンクリートを用いた1階柱とその柱脚接合に関する実験的研究:コンクリート工学年次論文集 29(3),553~558,2007
- 竹中啓之,和泉信之,菊田繁美:材端近傍に開口を持つプレキャスト RC 梁の構造性能に関

- する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 29(3),181～186,2007
- 菊田繁美,和泉信之,竹中啓之,濱田聡,石岡拓,渡部幸宏,清水隆：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究その 11 1 階柱とその柱脚接合部：2007 年, C-2 分冊, p.285
 - 濱田聡,和泉信之,渡部幸宏,清水隆,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓：材端近傍に開口を持つプレキャスト RC 梁の構造性能に関する実験的研究：2007 年, C-2 分冊, p.215
 - 石岡拓,和泉信之,濱田聡,渡部幸宏,清水隆,菊田繁美,竹中啓之：プレキャスト鉄筋コンクリート造の L 形部分架構に関する実験的研究：2007 年, C-2 分冊, p.663
 - 清水隆,和泉信之,渡部幸宏,濱田聡,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 その 16 接合部を補強した梁せいの大きい接合部一体型高強度プレキャスト RC 造骨組：2007 年, C-2 分冊, p.669
 - 竹中啓之,和泉信之,菊田繁美：梁せいの大きい接合部一体型高強度プレキャスト RC 造骨組に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 28(2),589～594,2006
 - 石岡拓,和泉信之,菊田繁美：X 型配筋を用いた高強度プレキャスト RC 梁に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 28(2),253～258,2006
 - 多田公平,和泉信之,菊田繁美,濱田聡,竹中啓之,清水隆,石岡拓：X 型配筋を用いた高強度プレキャスト RC 梁に関する実験的研究 その 1 実験概要,その 2 実験結果および考察：2006 年, C-2 分冊, p.267
 - 濱田聡,和泉信之,稲永英治,渡部幸宏,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 その 14 梁せいの大きい接合部一体型高強度プレキャスト RC 造骨組の実験概要,その 15 梁せいの大きい接合部一体型高強度プレキャスト RC 造骨組の実験結果：2006 年, C-2 分冊, p.727
 - 菊田繁美,千葉脩,和泉信之：超高強度プレキャスト RC 柱の耐震性能に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 27(2),625～630,2005
 - 菊田繁美(戸田建設),和泉信之,濱田聡,清水隆,竹中啓之,石岡拓,多田公平：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究その 6 実験結果の概要：2005 年, C-2 分冊, p.203
 - 多田公平,和泉信之,濱田聡,清水隆,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 その 5 実験概要,その 6 実験結果の概要：2005 年, C-2 分冊, p.201
 - 渡部幸宏,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓,和泉信之,濱田聡,稲永英治：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 その 12 接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組の実験概要,その 13 接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組の実験結果：2005 年, C-2 分冊, p.319
 - 菊田繁美,千葉脩,羽鳥敏明：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱に関する実験研究：コンクリート工学年次論文集 26(2),781～786,2004

- 菊田繁美,千葉脩,羽鳥敏明,山内茂一,鹿籠泰幸,飯塚信一,高橋孝二: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 その 9 実験概要,その 10 実験結果の概要: 2004 年, C-2 分冊, p.479
- 菊田繁美,千葉脩,羽鳥敏明,山内茂一,竹中啓之,石岡拓,和泉信之: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 その 7 実験概要,その 8 実験結果の概要: 2003 年, C-2 分冊, p.157
- 菊田繁美,千葉脩,羽鳥敏明: プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究: コンクリート工学年次論文集 24(2),679~684,2002
- 菊田繁美,千葉脩,羽鳥敏昭: 超高強度材料を用いた鋼板巻き RC 柱部材に関する実験研究: コンクリート工学年次論文集 23(3),787~792,2001
- 菊田繁美,千葉脩,羽鳥敏明,山内茂一,大井貴之,石川勝美,和泉信之: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究—その 6 実験結果の概要: 2001 年, C-2 分冊, p.425
- 石川勝美,千葉脩,羽鳥敏明,菊田繁美,大井貴之,和泉信之,濱田聡: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 —その 10 実験概要,—その 11 実験結果の概要: 2001 年, C-2 分冊, p.205
- 山内茂一,千葉脩,羽鳥敏明,菊田繁美,大井貴之,和泉信之,柳川憲治: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 —その 3 実験概要,—その 4 実験結果の概要: 2001 年, C-2 分冊, p.399
- 岡本守,千葉脩,羽鳥敏明,菊田繁美,大井貴之,石川勝美,和泉信之: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 —その 5 実験概要,—その 6 実験結果の概要: 2001 年, C-2 分冊, p.423
- 菊田繁美,大井貴之,千葉脩,石川勝美,山内茂一,和泉信之,竹中啓之: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 (その 8 高強度材料を用いた実験の概要) (その 9 高強度材料を用いた実験の結果): 2000 年, C-2 分冊, p.817
- 山内茂一,大井貴之,千葉脩,石川勝美,菊田繁美,和泉信之,竹中啓之: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究 (その 3 実験概要) (その 4 実験結果の概要): 2000 年, C-2 分冊, p.191
- 菊田繁美,千葉脩,山内茂一,大井貴之,竹中啓之,和泉信之: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 (その 7 梁主筋接合部内継手): 1998 年, C-2 分冊, p.591
- 菊田繁美,千葉脩: 超高強度材料を用いた RC 柱部材に関する実験研究: コンクリート工学年次論文集 19(2),591~596,1997
- Yoshikazu Kanoh, Osamu Chiba, Shigemi Kikuta, Jun Ohkawa, Hiroto Katoh: Development of super-high-rise reinforced concrete flat plate building: 1996WCEE11
- 菊田繁美,岡本守,千葉脩,竹中啓之,山内茂一: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造

- の柱部材に関する実験研究 (その 1 実験概要) (その 2 実験結果の概要) : 1996 年, C-2 分冊, p.171
- 山内茂一,石川勝美,千葉脩,和泉信之,柳下和男,渡辺秀仁,菊田繁美:プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究(その 5 段差梁及び幅広梁:実験概要)(その 6 段差柱及び幅広梁:実験結果の検討):1996 年, C-2 分冊, p.827
- 菊田繁美,千葉脩:プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究:コンクリート工学年次論文集 17(2),249~254,1995
- 山内茂一,千葉脩,菊田繁美,大井貴之,和泉信之:プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究:その 4 高強度鉄筋を用いた場合:1995 年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(4)分冊, p.79
- 菊田繁美,千葉脩:プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究:日本地震工学シンポジウム論文集 9-2,1411-1416,1994
- 菊田繁美,千葉脩,大井貴之,山内茂一:プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究:その 1 実験概要,その 2 実験結果の概要:1994 年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(2)分冊, p.459
- 菊田繁美,千葉脩,山内茂一,市村敦史,大井貴之,石川勝美,和泉信之:プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究:その 1 構造実験概要,その 2 実験結果,その 3 実験結果の検討:1993 年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(2)分冊, p.543
- O.Chiba,T.Fukuda,S.Kikuta,T.Teramoto,H.Kihara:Experimental and Analytical studies on the seismic behavior of reinforced concrete frame-wall structural building : 3245-3251 ,1992WCEE10
- 菊田繁美,千葉脩:柱梁接合部の付着劣化性状に関する実験研究:コンクリート工学年次論文集 14(2),369~372,1992
- 菊田繁美,千葉脩:柱梁接合部の付着劣化性状に関する実験研究:1992 年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(2)分冊, p.265
- 菊田繁美,千葉脩,山内茂一,根本大治,大井貴之,和泉信之:プレキャスト梁を用いた超高層 RC 造集合住宅に関する耐震設計:その 1 建築物概要および耐震設計概要、その 3 構造実験概要、その 4 実験結果の検討:1991 年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C.構造 II 分冊, p.933
- 菊田繁美,千葉脩,柳下和男,山内茂一:高配筋梁を用いた柱梁部分架構の実験的研究:コンクリート工学年次論文集 12(2),645~650,1990
- 山内茂一,千葉脩,柳下和男,菊田繁美:高層鉄筋コンクリート造建築物の柱梁部分架構に関する実験研究 その 1 実験概要、その 2 実験結果の検討:1990 年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 1990 年度 C 分冊, p.365
- 伊藤光康,菊田繁美,福田武久,鳥谷利夫:連層耐震壁に関する実験的研究:コンクリート工学年次論文集 9(2),409~412,1987

- 菊田繁美,木原碩美,伊藤光康,鳥谷利夫,千葉脩,山内茂一：25階建連層耐震壁付鉄筋コンクリート造建物の研究開発（その5）柱・はり部分架構の実験,（その6）連層耐震壁の実験：1987年,日本建築学会大会学術講演梗概集1987年度C分冊, p.281
- 菊田繁美,伊藤光康,福田武久,鳥谷利夫：鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する研究（その1）実験概要：1986年,日本建築学会大会学術講演梗概集1986年度C分冊, p.403

制震構造関係

- 和泉信之,竹中啓之,菊田繁美：低降伏点鋼パネル付きRC造間柱の復元力特性に対する面外方向載荷の影響：コンクリート工学年次論文集28(2),919～924,2006
- 清水隆,和泉信之,濱田聡,渡部幸宏,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓：低降伏点鋼を用いた制振部材に関する実験研究 その11 低降伏点鋼付きRC間柱の水平載荷実験：2006年, C-2分冊, p.413
- 渡部幸宏,千葉脩,和泉信之,菊田繁美,竹中啓之,石岡拓,清水隆：低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究 その9 制震柱の直交方向載荷の影響,その10 接着接合による制震柱の水平載荷実験：2004年, C-2分冊, p.81
- 高橋孝二,飯塚信一,和泉信之,菊田繁美,竹中啓之,白井一義,上田宣人：制振デバイス付き超高強度RC造骨組の耐震性能に関する実験的研究 その2 RPC実験シリーズ:2004年, C-2分冊, p.879
- 清水隆,和泉信之,羽鳥敏明,竹中啓之,山内茂一,菊田繁美,石岡拓：低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究その8 低降伏点鋼パネルの軸降伏後の復元力特性：2003年, B-2分冊, p.857
- 竹中啓之,千葉脩,山内茂一,菊田繁美,和泉信之,笠原章,西浦範昭：制振デバイス付RC造骨組の耐震性能に関する実験的研究 その4 オイルダンパー複合制振試験体の実験結果：2002年, B-2分冊, p.757
- 渡部幸宏,千葉脩,清水隆,菊田繁美,竹中啓之,和泉信之,海老澤弘道：粘弾性ダンパーを用いた制震柱に関する実験的研究 —（その1）制震柱実験：2001年, B-2分冊, p.325
- 鈴木昌彦,千葉脩,山内茂一,菊田繁美,竹中啓之,和泉信之,海老澤弘道：低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験的研究 —その7 制震柱の変動軸力載荷実験：2001年, B-2分冊, p.333
- 竹中啓之,千葉脩,菊田繁美,和泉信之,海老澤弘道,阿世賀宏,高井茂光：履歴依存型ダンパーと速度依存型ダンパーを組み合わせた複合制震デバイスに関する研究 —（その2）複合制震デバイスのエネルギー吸収量の分担：2001年, B-2分冊, p.341
- 竹中啓之,千葉脩,菊田繁美,和泉信之,阿世賀宏,海老澤弘道,小林康之：履歴依存型ダンパーと速度依存型ダンパーを組み合わせた複合制震デバイスに関する研究 （その1）基本性能確認実験：2000年, B-2分冊, p.859

- 岡本守,千葉脩,和泉信之,山内茂一,海老澤弘道,菊田繁美,竹中啓之:低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その5)制震柱(タイプⅡ)試験体載荷実験(その6)制震パネルの復元力特性:1999年,C-1分冊,p.777
- 岡本守,千葉脩,和泉信之,山内茂一,渡部幸宏,菊田繁美,竹中啓之:低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その1)実験概要(その2)漸増載加実験結果(その3)定振幅載荷実験結果(その4)制震柱試験体載荷実験:1998年,C-1分冊,p.785
- 菊田繁美,千葉脩,山内茂一,竹中啓之,大井貴之,和泉信之:極低降伏点鋼を用いた制震壁に関する実験研究(その1 実験概要)(その2 実験結果の概要):1997年,C-1分冊,p.765

鋼構造耐火関係

- 平島岳夫,織茂俊泰,菊田繁美,高橋孝二,堀昭夫,中込昭,松戸正士,吉田正友,山内泰之,中村賢一,上杉英樹,齋藤光:高力ボルト摩擦接合継手の高温時におけるせん断耐力に関する実験:構造工学論文集 Vol.47B, pp.311-316, 2001年3月
- 平島岳夫,織茂俊泰,菊田繁美,高橋孝二,堀昭夫,中込昭,松戸正士,鈴木隆生,吉田正友,山内泰之,中村賢一,上杉英樹,齋藤光:高温時における鋼構造部材の耐力変形性能に関する研究:構造工学論文集 Vol.46B, pp.735-746, 2000年3月
- 平島岳夫,織茂俊泰,菊田繁美,高橋孝二,堀昭夫,中込昭,吉田正友,山内泰之,中村賢一,上杉英樹,齋藤光:高温時における高力ボルトの終局強度に関する実験:1999年,A-2分冊,p.39

複合構造関係

- 竹中啓之,渡邊秀仁,市村敦史,桑素彦,豊嶋昭彦,菊田繁美:柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する実験的研究 その4 接合部にブレースが取り付く場合の検討:2011年,C-1分冊,p.1257
- 竹中啓之,渡邊秀仁,市村敦史,桑素彦,稲井慎介,豊嶋昭彦,菊田繁美:柱RC梁S構造の柱梁接合部の実験的研究 その3 超高強度タイプの検討:2010年,C-1分冊,p.1305
- 稲永英治,渡邊秀仁,菊田繁美,中原理揮,竹中啓之,桑素彦,濱野輝久:柱RC梁S構造の柱梁接合部の実験的研究 その2 高強度タイプの検討:2007年,C-1分冊,p.1137
- 渡邊秀仁,濱野輝久,桑素彦,菊田繁美,中原理揮,竹中啓之:鉄筋内蔵型鋼管コンクリート構造に関する実験的研究 その7 接合部鋼管増厚タイプの検討:2007年,C-1分冊,p.1195
- 渡邊秀仁,中原理揮,濱野輝久,桑素彦,三輪明宏,菊田繁美,竹中啓之:鉄筋内蔵型鋼管コンクリート構造に関する実験的研究 その6 接合部鋼管増厚タイプの実験概要:掲載:2005年,C-1分冊,p.1135
- 山内茂一,大井貴之,千葉脩,渡邊秀仁,羽鳥敏明,菊田繁美:鉄筋内蔵型鋼管コンクリート構造に関する実験的研究 その4 リブ付きダイアフラム要素の実験的概要,その5 リブ付き大口径有孔通しダイアフラムの設計式:2004年,C-1分冊,p.1111

- 山内茂一,大井貴之,千葉脩,渡邊秀仁,羽鳥敏明,菊田繁美：鉄筋内蔵型鋼管コンクリート構造に関する実験的研究 その1 柱梁部分架構の実験概要,その2 柱の曲げせん断実験概要,その3 大口径有孔通しダイヤフラムに関する数値解析：2003年, C-1分冊, p.1199
- 渡辺秀仁,千葉脩,大井貴之,山内茂一,菊田繁美,濱野輝久：CFT柱とSC梁架構の力学的性状に関する実験的研究：2001年, C-1分冊, p.1151
- 渡辺秀仁,千葉脩,大井貴之,佐々木裕幸,小堀隆治,菊田繁美:SC梁架構の繰り返し水平方向加力実験：2000年, C-1分冊, p.1161
- 菊田繁美,千葉脩,渡辺秀仁,石川勝美,山内茂一,鳥谷利夫：CFT柱および部分架構の実験的研究：1999年, C-1分冊, p.1225
- 山内茂一,千葉脩,岩下静司,菊田繁美,三輪明広,鳥谷利夫：柱RC梁S構造の柱梁接合部の実験的研究：1999年, C-1分冊, p.1035
- 菊田繁美,千葉脩,渡辺秀仁,石川勝美,山内茂一,鳥谷利夫：CFT柱および部分架構の実験的研究：1999年, C-1分冊, p.1225
- 鳥谷利夫,千葉脩,岩下静司,菊田繁美：定着金物を用いた柱RC、梁Sの部分架構の実験的研究:その3接合部に水平力を有する部分架構の実験：1995年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(3)分冊, p.92
- 流田隆,和泉信之,山内茂一,菊田繁美：端部RC造中央部S造の複合梁の研究開発:その3部材実験-実験結果：1995年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(3)分冊, p.981
- 岩下静司,鳥谷利夫,千葉脩,菊田繁美：定着金物を用いた柱RC、梁Sの部分架構の実験的研究:その1実験概要：1994年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造(2)分冊, p.1689
- 菊田繁美,園部泰寿,井上哲郎,鈴木弘之：連続鋼梁にコンクリート系柱が接合される混合式架構の耐力実験：1982年, 日本建築学会構造系分冊, p.2289
- 菊田繁美,松島豊,南忠夫：変則H形平面を有する高層SRC建物の常時微動測定：1981年, 日本建築学会大会

プレストレス構造関係

- 傳野悟史,中原理揮,菊田繁美,石岡拓,森伸也,寺本博：SCシアキーを用いたPCaPC構造に関する実験研究 その1 SCシアキーのせん断実験：2011年, C-2分冊, p.885
- 濱野輝久,城戸隆宏,渡邊秀仁,大川郁夫,菊田繁美,竹中啓之：PCaPC部材を耐震要素に用いた中間層免震構造の設計と施工 その2PCaPC耐震壁の縮小モデル実験：2009年, C-2分冊, p.827
- 石丸達朗,石岡拓,菊田繁美,竹中啓之：プレストレスRC梁を用いた柱軸力仮受工法の開発 その1 工法概要と実験計画,その2 実験結果とFEM解析：2009年, C-2分冊, p.77
- 菊田繁美,千葉脩,埜亨,佐藤雄一郎,渡辺邦夫,三井所清典,本田実：プレキャストプレストレスト耐震壁付フレームに関する実験研究：1995年, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造(4)分冊, p.951

耐震補強関係

- 石岡拓,石坂隆幸,三輪明広,海老澤弘道,菊田繁美,鈴木信也：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その 21. 外側耐震補強の要素実験：2011 年, C-2 分冊, p.351
- 三輪明広,菊田繁美,石坂隆幸,石岡拓,鈴木信也：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その 20. 有開口 RM 増設壁実験,その 22 ブロック耐震壁の施工：2010 年, C-2 分冊, p.895
- 三輪明広,菊田繁美,石岡拓,石坂隆幸,海老澤弘道,鈴木信也：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その 17 鋼管コッター間隔と増設部側埋込み長さ,その 18 間接接合部に用いる高靱性モルタル,その 19 制震補強による架構実験：2009 年, C-2 分冊, p.1
- 菊田繁美,三輪明広,中原理輝：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集 30(3),1183～1188,2008
- 菊田繁美,三輪明広,石岡拓,鈴木信也：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究（その 16RM 増設壁実験）：2008 年, C-2 分冊, p.975
- 佐藤直樹,上長三千良,甲野陸泰,舘野孝信,菊田繁美：地下 1 階柱脚免震レトロフィットにおける柱の仮支持方法：2008 年, A-1 分冊, p.285
- 石坂隆幸,三輪明広,菊田繁美,海老澤弘道,石岡拓,鈴木信也：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その 12. 鋼管コッターの引き抜きおよび接合部のせん断要素実験,その 13. 枠付鉄骨ブレース補強による架構実験：2008 年, C-1 分冊, p.1257
- 鈴木信也,三輪明広,菊田繁美,石岡拓,高橋和雄：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究（その 14 RM ブロック耐震壁のプリズム強度及び施工実験）,（その 15 RM 要素の斜め圧縮および接合部せん断実験）,（その 16 RM 増設壁実験）：2008 年, C-2 分冊, p.971
- 三輪明広,菊田繁美,石岡拓,古田島清彦,流田隆,鈴木信也：UFC ブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究 その 3 補強耐震壁実験：2007 年, C-2 分冊, p.449
- 古田島清彦,三輪明広,菊田繁美,石岡拓,鈴木信也,中原理輝：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その 11. 枠付鉄骨ブレース補強における間接接合法：2007 年, C-2 分冊, p.519
- 三輪明広,菊田繁美,石岡拓,古田島清彦：UFC ブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究 その 2 既存躯体への接合方法：2006 年, C-2 分冊, p.569
- 三輪明広,荒井豊人,古田島清彦,菊田繁美,石岡拓：RPC ブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究：2005 年, C-2 分冊, p.559
- 三輪明広,荒井豊人,中原理輝,向井幸一,千葉脩,羽鳥敏明,山内茂一,菊田繁美,中村茂：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その 8.ブレース補強への適用、仕上げモルタルの影響および実大耐力,その 9.鋼管コッター接合部支圧耐力,その 10.鋼管コッ

- ターによる耐震壁・ブレース補強の設計式：2004年，C-2分冊，p.669
- 向井幸一，荒井豊人，中原理揮，千葉脩，羽鳥敏明，山内茂一，菊田繁美，三輪明広，山下英利：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究（その6.標準仕様による補強耐震壁）（その7.補強構面内ブレース）：2003年，C-2分冊，p.685
- 向井幸一，荒井豊人，中原理揮，千葉脩，羽鳥敏明，山内茂一，菊田繁美，三輪明広，山下英利：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その3.既存躯体の破壊形式，その4.増設耐震壁側の破壊形式，その5.埋込み深さが大きい場合の破壊形式及び引張り強さ：2002年，C-2分冊，p.713
- 向井幸一，佐藤則勝，荒井豊人，岩波光一，三輪明広，千葉脩，羽鳥敏明，山内茂一，菊田繁美：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 一その1.概要及び接合部実験，一その2.耐震壁実験：2001年，C-1分冊，p.1191
- 海老澤弘道，千葉脩，山内茂一，菊田繁美，大井貴之，向井幸一：既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する実験研究 一その4.壁付き柱の鋼板巻き補強実験：2001年，C-2分冊，p.759
- 菊田繁美，千葉脩：鉄筋コンクリート2層試験体の補修効果に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集22(2),535～540,2000
- 林田則光，堀江啓，岩淵一徳，角一行，飯塚信一，菊田繁美：炭素繊維シートを用いた既存柱の耐震補強に関する実験的研究（その1）格子形SRC柱の実験結果：1999年，C-1分冊，p.1183
- 新藤健太，犬飼瑞郎，上之菌隆志，高見信嗣，菊田繁美，高橋茂治：PCa・PC耐震壁により補強されたRCフレームの耐震性能（その2.実験結果と考察）：1999年，C-2分冊，p.229
- 鳥谷利夫，柳下和男，大井貴之，千葉脩，菊田繁美，和泉信之：既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する実験研究（その2.実験結果の検討）：1997年，C-2分冊，p.659

コンクリート材料関係

- 井戸康浩，梅本宗宏，菊田繁美，端直人：200N/mm²級超高強度コンクリートの基礎的研究（その1.試し練り実験），（その2.実機製造・小型柱実験）：2010年，A-1分冊，p.997
- 井戸康浩，菊田繁美，梅本宗宏，端直人：鋼繊維補強した超高強度コンクリートの基礎的研究：2008年，A-1分冊，p.527
- 阿部宏，松沢晃一，白都滋，菊田繁美，松崎育弘：ポリマーセメントモルタルおよびコンクリートの構造部材への利用に関する研究，（その2）短繊維補強ポリマーセメントコンクリートの基本性状，（その3）短繊維補強ポリマーセメントコンクリートを用いた梁部材の構造実験：2008年，C-2分冊，p.205
- 梶田秀幸，濱田真，菊田繁美，梅本宗宏，高橋孝二，山田人司，西田浩和，片寄哲務：Fc=150N/mm²級超高強度コンクリートの製造技術に関する実験的研究 その2.使用材料及び調合の検討：2005年，A-1分冊，p.329

- 菊田繁美,友沢史紀,梶田佳寛,阿部道彦,安田正雪,高橋仁,平賀友晃,千葉脩,篠崎徹,小俣富士夫：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験：1990年,日本建築学会大会学術講演梗概集1990年度A分冊, p.147
- MichihikoAbe,ShigemiKikuta,YoshihiroMasuda,FuminoriTomozawa：Experimental study on mechanical behavior of reinforced concrete members affected by alkali-aggregate reaction：691-696,1989ICAAR8
- 小俣富士夫,友沢史紀,梶田佳寛,阿部道彦,安田正雪,高橋仁,平賀友晃,千葉脩,篠崎徹,菊田繁美：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その3.劣化状況と補修方法：1989年,日本建築学会大会学術講演梗概集1989年度A分冊, p.627
- 菊田繁美,友沢史紀,梶田佳寛,阿部道彦,安田正雪,高橋仁,平賀友晃,千葉脩,篠崎徹,小俣富士夫：アルカリ骨材反応を生じた構造部材の性能評価に関する実験その4.劣化部材および補修部材の曲げせん断実験：1989年,日本建築学会大会学術講演梗概集1989年度A分冊, p.165
- 梶田佳寛,友沢史紀,阿部道彦,安田正雪,高橋仁,平賀友晃,千葉脩,篠崎徹,菊田繁美,小俣富士夫：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その1.塩害による構造部材の劣化の特徴および実験計画、その4.劣化部材及び補修部材の曲げせん断実験結果：1988年,日本建築学会大会学術講演梗概集1988年度A分冊, p.473
- 菊田繁美,友沢史紀,梶田佳寛,阿部道彦,安田正雪,高橋仁,平賀友晃,千葉脩,篠崎徹,小俣富士夫：アルカリ骨材反応を生じた構造部材の性能評価に関する実験その1.実験計画と実験方法、その2.試験体の劣化状況、その3.実験結果の概要：1988年,日本建築学会大会学術講演梗概集1988年度A分冊, p.469

その他構造

- 杉井一繁,菊田繁美,原田公明,竹中啓之：柱と梁が台形断面を有する部分架構の実験：2011年, C-2分冊, p.513
- 中原理揮,菊田繁美,佐藤直樹,濱野輝久,石岡拓,傳野悟史：K型補強筋を用いた有開口PCaRC梁の実験的研究：2010年, C-2分冊, p.207
- 稲永英治,和泉信之,菊田繁美,濱田聡,石岡拓,高橋孝二,上田宣人：超高強度繊維補強コンクリートUFCを用いた骨組みに関する研究 その1 柱部材に関する実験的研究：2005年, C-2分冊, p.183
- 牧野充記,飯田良春,濱田聡,清水隆,市村元,菊田繁美：中空プレキャスト床スラブを用いた工業化構法に関する実験研究 その1 設計および工法概要,その2 実験概要,その3 実験結果の概要：2005年, C-2分冊, p.443
- 濱田聡,和泉信之,菊田繁美：鉛直接合部と開口を有するRC造耐震壁に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集26(2),595～600,2004
- 岡本守,千葉脩,大井貴之,羽鳥敏明,和泉信之,菊田繁美,濱田聡,山内茂一：鉛直打ち継ぎと開

- 口を有する連層耐震壁に関する実験的研究その1 実験概要,その2 実験結果:2003年, C-2分冊, p.305
- 矢下伸之,藤原達夫,阪井真人,千葉脩,菊田繁美,金子治:地下連続壁の継手構造性能に関する実験的研究 その6 実物試験体の面内・面外せん断, 面外曲げ実験:1997年, B-1分冊, p.649
- 大竹徹,千葉脩,藤原達夫,菊田繁美,阪井真人,金子治:地下連続壁の継手構造性能に関する実験的研究 その4 面内, 面外せん断および面外曲げ実験の耐力検討:1996年, B-1分冊, p.785
- 阪井真人,千葉脩,大竹徹,菊田繁美,藤原達夫,金子治:地下連続壁の継手構造性能に関する実験的研究:その2 実験結果の検討:1995年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造(1)分冊, p.949
- 山内茂一,千葉脩,菊田繁美,渡壁守正,早間将之,岡本守,和泉信之:梁主筋の定着形式が異なる RC 壁柱・梁接合部のせん断強度に関する研究:その2 実験方法および実験結果:1992年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造(2)分冊, p.245
- 尾崎保,五十嵐定義,井上一朗,中島茂壽,野村義清,菊田繁美,村瀬良秀:長大スパン構法に関する実験的研究:その2 実験結果の概要:1991年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C.構造 II 分冊, p.1233
- 木野本圭児,佐藤則勝,伊藤光康,大井貴之,遠藤直邦,菊田繁美,手塚純一:幅広梁・柱部分架構の水平加力性状に関する実験研究(その2. 実験結果の検討):1990年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 1990年度 C 分冊, p.417
- 伊藤光康,千葉脩,山内茂一,菊田繁美:壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造鉛直接合部に関する実験的研究(その6. 2層連層壁の場合):1988年, 日本建築学会大会学術講演梗概集 1988年度 C 分冊, p.797
- 菊田繁美,山内泰之:日米共同大型耐震実験研究〈鉄骨造〉34-K型筋かい付鉄骨造実大6層建物の耐震実験(その7) 仮動的実験結果を用いた応答エネルギー評価:1985年, 日本建築学会構造工学系分冊, p.781
- 菊田繁美,鈴木弘之:履歴系への地震入力エネルギーに関する考察:1984年, 日本建築学会構造系分冊, p.835

注) ●: 査読付き論文