

**時間依存性を考慮した高強度鉄筋コンクリート柱の
弾塑性挙動に関する解析的研究**

平成 28 年 1 月

日本大学大学院理工学研究科博士後期課程

建築学専攻

堀川 真之

時間依存性を考慮した高強度鉄筋コンクリート柱の 弾塑性挙動に関する解析的研究

第 1 章	序論	
1.1	国土強靱化計画にみる建築構造分野の重要課題	1
1.2	耐久性能の評価項目	3
1.3	高層鉄筋コンクリート造建物に関する構造分野の研究動向	4
1.4	本論文の目的	9
1.5	本論文の構成	10
第 1 章	参考文献	12
第 2 章	コンクリートの時間依存挙動を考慮した数値解析手法に関する既往の研究	
2.1	はじめに	14
2.2	普通強度鉄筋コンクリート柱および構造物を対象とした解析的研究	14
2.3	高強度鉄筋コンクリート柱を対象とした解析的研究	21
2.4	まとめ	25
第 2 章	参考文献	27
第 3 章	時間依存解析モデルの定式化と検証	
3.1	コンクリート材齢の定義	28
3.2	若材齢挙動のモデル化	29
3.2.1	はじめに	29
3.2.2	体積変化の適用範囲と各予測モデル	29
3.2.2.1	適用範囲	29
3.2.2.2	線膨張係数および温度ひずみの予測モデル	31
3.2.2.3	自己収縮ひずみ予測モデル	33
3.2.2.4	乾燥収縮ひずみ予測モデル	37
3.2.3	力学的特性のモデル化	38
3.2.4	応力・クリープ解析フローと有限要素定式化	38
3.2.4.1	シミュレーションフロー	38
3.2.4.2	熱伝導解析の定式化	40
3.2.4.3	応力・クリープ解析の有限要素定式化	44
3.2.4.4	応力・クリープ解析における求解法	48

3.2.5	提案手法の検証 -----	51
3.2.5.1	はじめに -----	51
3.2.5.2	熱伝導解析と自己収縮ひずみ予測モデルの検証 -----	51
3.2.5.3	応力・クリープ解析の検証 -----	56
3.3	長期挙動のモデル化 -----	67
3.3.1	はじめに -----	67
3.3.2	クリープひずみおよびその他の材料挙動のモデル化 -----	67
3.3.3	粘弾性モデルへのクリープ曲線適合性の検討 -----	69
3.3.4	軸力によるクリープモデルの検証 -----	70
3.4	応力の重ね合わせに基づく若材齢および長期挙動の解析的評価 -----	73
3.4.1	弾性応力-ひずみ関係に基づく応力移植の概要 -----	73
3.4.2	解析手法の検証 -----	74
3.5	まとめ -----	80
第3章	参考文献 -----	82
第4章	若材齢・長期挙動による初期応力を考慮した高強度 RC 柱の短期挙動解析	
4.1	はじめに -----	85
4.2	時間依存挙動に起因する初期応力を考慮した有限要素の一般定式化 -----	87
4.3	弾塑性構成則の定式化 -----	91
4.3.1	ひずみ分解モデルの誘導とひび割れのモデル化 -----	92
4.3.2	全ひずみモデルの誘導とひび割れのモデル化 -----	96
4.3.3	ひび割れモデルの比較 -----	98
4.3.4	引張領域におけるコンクリートの構成則 -----	99
4.3.5	圧縮領域におけるコンクリートの構成則 -----	100
4.3.6	拘束効果モデル -----	102
4.3.7	鉄筋のモデル化 -----	104
4.4	数値解析手法の検証 -----	107
4.4.1	解析対象試験体概要 -----	107
4.4.2	検証フロー -----	107
4.4.3	短期解析モデルの概要 -----	109
4.4.4	初期応力導入の確認 -----	109
4.4.4.1	フロー①の確認 -----	109
4.4.4.2	フロー②の確認とフロー①との比較 -----	112
4.4.5	初期応力を考慮した短期挙動の解析結果の検証 -----	113
4.4.5.1	フロー①に対する短期挙動の解析結果 -----	113
4.4.5.2	フロー②に対する短期挙動の解析結果 -----	114

4.4.6	破壊過程の考察	116
4.4.7	柱の耐震性能に影響を及ぼす時間依存挙動の抽出	121
4.4.8	長期クリープ量を変動因子としたパラメータ解析	122
4.4.9	仮想骨組を対象とした長期クリープ挙動の考察	123
4.5	まとめ	127
第4章	参考文献	129
第5章	結論と今後の課題	131
	謝辞	135

第1章 序論

1.1 国土強靱化計画にみる建築構造分野の重要課題

平成25年12月に「強くしなやかな国民生活の実現を図るための防災・減災に資する国土強靱化基本法」が公布・施行された。これを受けて、南海トラフ地震や首都直下地震などによって、国家的危機が発生した際に十分な強靱性を発揮できるよう準備するため、平成26年6月3日「国土強靱化基本計画（以下、基本計画）」が策定された。本計画では、以下に示す4項目を基本目標として掲げている[1.1]。

- ① 人命の保護が最大限図られること
- ② 国家及び社会の重要な機能が致命的な障害を受けず維持されること
- ③ 国民の財産及び公共施設に係る被害の最小化
- ④ 迅速な復旧復興

我が国では、この目標を達成するため、本計画において個別施策分野と横断的分野の2つに大別し推進方針を定めている。さらに、設定方針に沿って各分野の進捗状況を管理し、効果的・効率的に施策を推進できるように「アクションプラン2015」[1.2]を策定することにより、適切なPDCA（Plan-Do-Check-Act）サイクルの実現を図っている。ここで、基本計画の中から、主として建築構造分野において検討すべき課題に着目すると、以下の3つが挙げられる。

- (A) 建築物の長周期地震動対策（住宅・都市分野）
- (B) 長寿命化計画に基づくメンテナンスリサイクルの構築（老朽化対策分野）
- (C) 老朽化対策における技術課題の解決（研究開発分野）

課題(A)は、基本目標①に対応する施策として位置づけられる。主として高層建築物の長周期地震動対策の推進が目的であり、重点化プログラムにも指定されている[1.2]。平成26年度には「耐震対策緊急促進事業制度要綱」[1.3]が改正され、長周期地震動対策に係る耐震改修の支援制度も整備されており、今後は設計用地震動の見直しや構造安全性の確認の促進が予定されている。この重点化プログラムに係る工程表に目を移すと、他の重要項目として、更なる安全性と機能維持を目的とした高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物の耐震実験等の実施が予定されている。

課題(B)は、個別施策分野に共通する横断的分野として位置づけられる。建築分野だけでなく道路・鉄道・港湾・空港等の産業基盤や学校等の生活基盤等のインフラが今後一斉に老朽化することを踏まえ、その対策を推進することやインフラの点検・診断・修繕・更新に係るメンテナンスリサイクルの構築を目的としている。さらに、課題(C)は課題(B)を解決するための技術開発に焦点が当てられており、優れた技術の普及・活用を促すことにより、老朽化対策における技術的課題の解決に積極的に努める我が国の姿勢が示されている。

基本計画は、多くの施策から構成されるものであるが、少なくとも「高層 RC 造建物」、「メンテナンスサイクル」、「老朽化対策」といったキーワードは施策の大項目として位置づけられており、これらの重要度は極めて高いと思われる。ただし、基本計画は現状の問題点の解決に主眼が置かれているためか、これらの3つのキーワードの相互関係を直接的に明示していない。すなわち、近い将来想定される「高層 RC 造建物の老朽化対策」に関しては課題が残されたままである。

この問題は、高層 RC 造建物の主要な用途の1つであるタワーマンションにおいて重要である。近年では、タワーマンションの大規模修繕に関する新聞記事が多く見受けられ、主として金銭面での問題が指摘されている。このような事態を受け、国土交通省は、「マンションの修繕積立金に関するガイドライン」(平成23年4月)を策定した。ここでは、将来予想される修繕工事を盛り込んだ長期修繕計画を策定しこれに基づき修繕積立金を設定することの重要性を指摘している[1.4]。しかし、真に重要な問題は、タワーマンションの寿命に直面した時に表面化する。現状では技術的に解体が困難であり、仮にこの技術が開発されたとしても、相当のコスト負担が予想されるため、建替えをするのか、それとも補修・補強による更新を選択するのか、居住者や管理者にとって重大な判断となる。そのため、様々な情報に基づく精緻な分析によってこれらの判断が下されるべきであるが、高層 RC 造建物の経年に伴う性能低下ならびにそれを考慮した地震等に対する短期性能を把握することは現状では困難であり、そのための試みも極めて少ない。

本項では、国土強靱化計画に着目し、その内容を紐解くことによって、高層建築物の老朽化対策に着目する必要性と解決すべき問題点を指摘した。高層 RC 造建物の老朽化問題における猶予は残り30年程度であり、可及的速やかに長期修繕計画を適切に策定するためのシステムを構築する必要がある。そのためにも、高層 RC 造建物に焦点を当てた老朽化対策手法について議論をはじめめる必要があり、並行して高層 RC 造建物の耐久性能、特に施工から経年によって生じる長期挙動の適切な評価に基づく短期性能評価手法の開発を進めることが重要である。

1.2 耐久性能の評価項目

老朽化対策は、補修・補強等を施すことで建築物を長く使用することを意味している。これまでも供用中の RC 造建築物の寿命を少しでも伸ばすために、構造躯体に対して適切な補修・補強を施すことの重要性について議論されており、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針(案)・同解説」[1.5]等が策定されてきている。

一般的に耐久性能とは、設計耐用期間にわたる①安全性、②使用性、③復旧性の各種性能の経時変化に対する抵抗性と定義され、要求性能を満足し続けることとされている[1.6]。図-1.1 に示すとおり、要求性能は5つの性能項目から評価される。

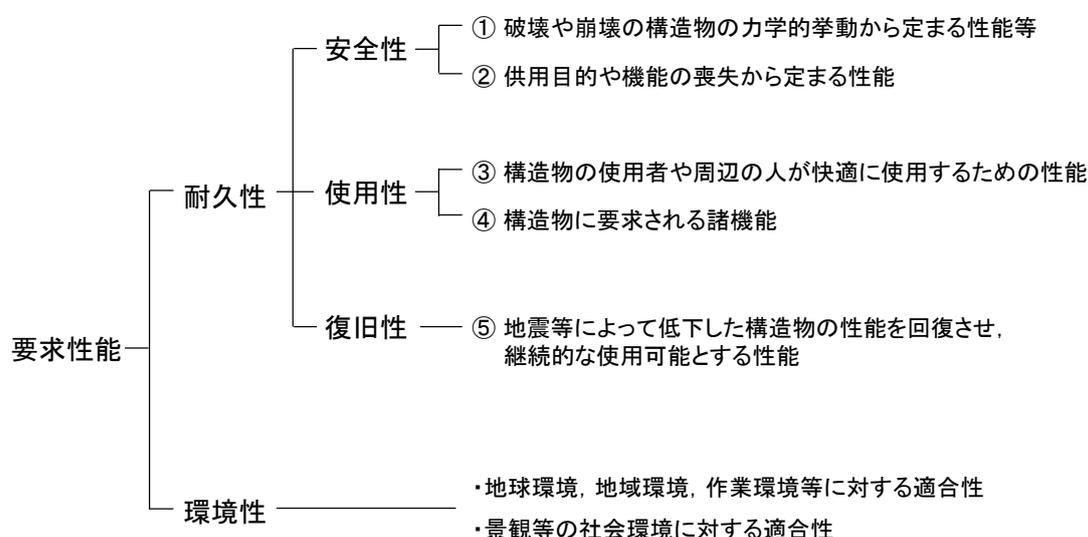


図-1.1 耐久性能の評価項目
(文献 1.6 を参考に筆者が作成)

前述のとおり、RC 造建物の耐久性能を考慮するためには、経時変化に伴う各種性能の変化を評価する必要がある。ここで、RC 構造物に対する時間と性能の関係に着目した既往の研究例を紹介する。日本コンクリート工学会にて設置された「被災構造物の復旧性能評価研究委員会」では、「復旧(修復)性能を明確にした耐震設計法」の構築を目的として、図-1.2 に示す概念図を示している[1.7]。経年に伴う性能低下をベースとして、任意時間において大地震により被った損傷に伴う性能低下とその後の補修・補強に伴う性能回復、さらに総合的な復旧性能を考慮した耐震設計法の枠組みを示したこの図は、超高層 RC 造建物の耐久性能評価を試みる本研究においても重要な意味を持つ。すなわち、経年に伴う性能低下を考慮した上で、地震等に対する短期性能評価の必要性を示唆するとともに、その後の補修・補強ならびにコストの観点から復旧性能を判断する点は、本研究の将来展望と合致する。

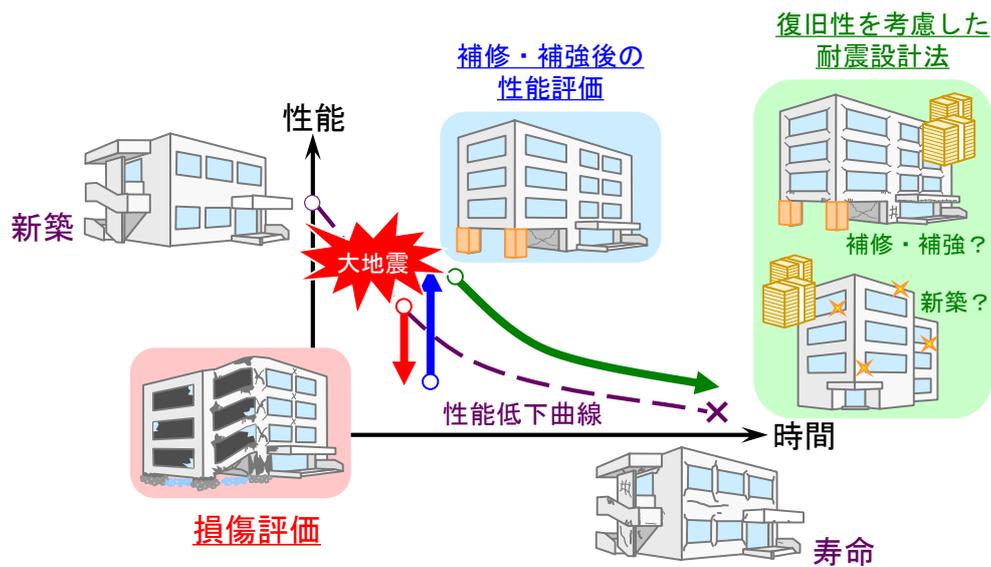


図-1.2 復旧（修復）性能を明確にした耐震設計法の概念図[1. 7]

1.3 高層鉄筋コンクリート造建物に関する構造分野の研究動向

本研究が対象とする高層 RC 造建物に着目した場合、前述した長周期地震動の問題は解決すべき非常に重要な課題として多くの研究者・技術者に認識されている。しかし、建築構造分野の研究者・技術者にとって、高層 RC 造建物の耐久性問題に対する認識は乏しく、その研究例は極めて少ない。一方、建築材料分野においては、特に高層 RC 造建物に使用される超高強度コンクリートの自己収縮問題に対する研究事例など、積極的な研究が行われている。今後、建築材料分野における貴重な知見を建築構造分野に適用し、高層 RC 造建物の長期・短期性能評価に結び付けることが重大な課題であることは間違いない。

このような背景の下、近年では、実際に高層 RC 造建物の施工に携わる建設会社の研究者らが、施工した実建物におけるコンクリートの時間依存挙動を実測し、コンクリートに生じる収縮やクリープが建物の構造安全性能に影響を及ぼす可能性を指摘するなど、いくつかの研究事例が報告され始めている。本項では、これらの研究の概要について述べるとともに、今後の研究課題を明確にしたい。

小室ら[1. 8~12]は、高軸力が作用する高層 RC 造建物の下層階に生じるクリープ変形について十分に検討すべきであると指摘し、寸法・載荷材齢・段階施工荷重等をパラメータとした長期圧縮載荷実験を通じて、RC 柱のクリープひずみ予測式を提案している。さらに、複数の実建物において柱の軸ひずみを計測し、提案した予測式の妥当性を確認している。また、圧縮強度 $150[\text{N}/\text{mm}^2]$ 級の高強度コンクリートを使用した RC 柱試験体に対して、軸力比 0.2 を想定した長期圧縮載荷を行った後、曲げせん断実験を行っている（図-1.3）[1. 13]。その結果、軸力無載荷の試験体と比較して、初期剛性と一

次ピークが高くなる一方、二次ピーク耐力と変形性能が低下したことを報告している(図-1.4)。特に、クリープの影響により、早期に軸力保持限界に至るという結果は極めて重要である。

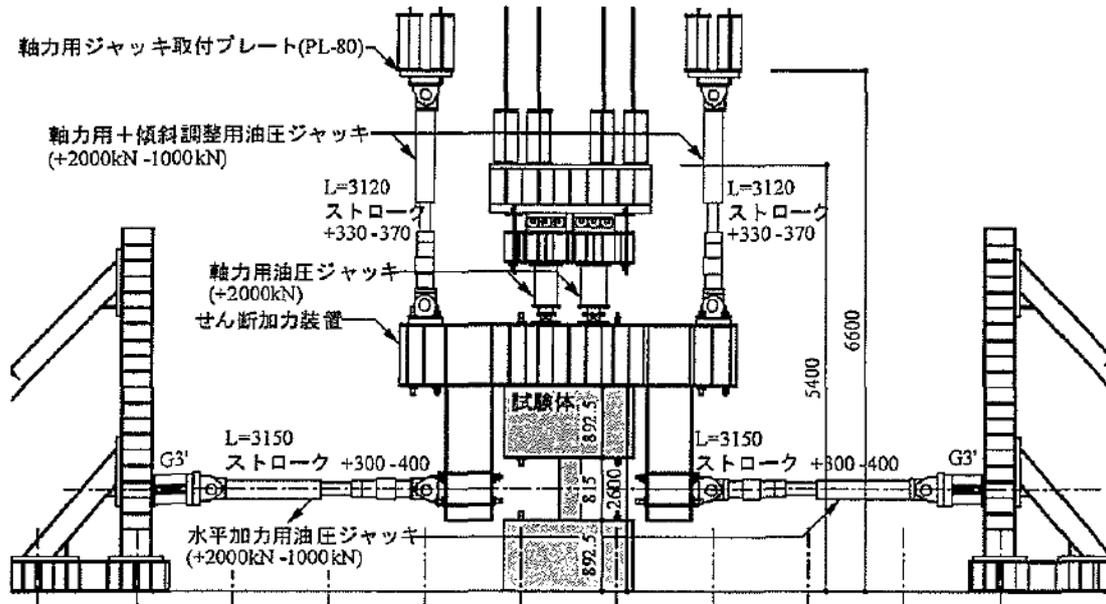


図-1.3 試験装置概要[1.13]

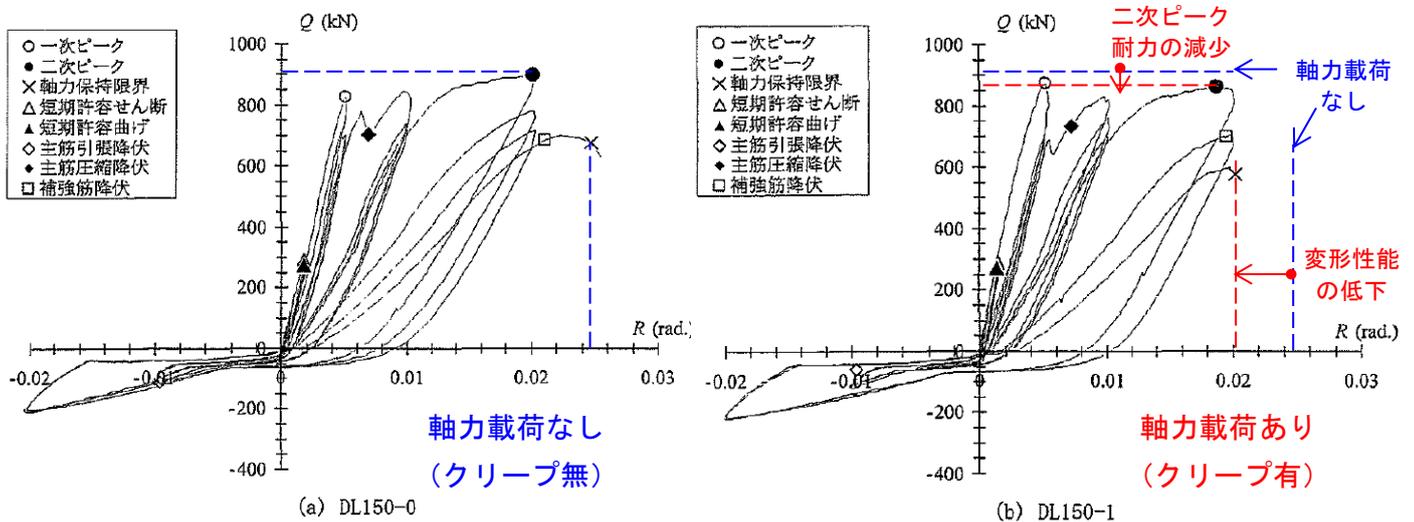


図-1.4 クリープの有無に着目した曲げせん断実験結果の比較

※ 実験結果は文献[1.13]より引用

一方、佐々木ら[1.14][1.15]は、コンクリートに生じる収縮ならびに軸力によるクリープなどの長期挙動がRC造柱の耐震性能に及ぼす影響を把握することを目的として一連の実験を行っている。その実験過程は興味深く、約4年間という長期に渡って軸力比0.3の軸圧縮荷重実験を実施した後、曲げせん断実験を行っている(図-1.5)。また、

小室らの実験と比較して、軸力比が高い点も本実験の特徴である。実験の結果、長期軸圧縮荷の影響によりクリープ変形が生じ、その影響で主筋が早期に圧縮降伏するとともに、同一部材角における軸縮み量が増大し、軸力保持限界が小さくなることを報告している(図-1.6)。また、クリープの影響により、初期剛性や最大耐力が向上する一方、ポストピーク挙動がやや脆性的となる傾向も見受けられる。しかし、本実験においては、クリープの影響に主眼が置かれており、コンクリートの収縮挙動の取扱いに関しては検討の余地があると考えられる。特に、高強度コンクリートの場合、高温となる水和熱が自己収縮ひずみを促進させ初期欠陥の発生(ひび割れの発生)に寄与することが知られているため、取扱いには注意が必要となる。

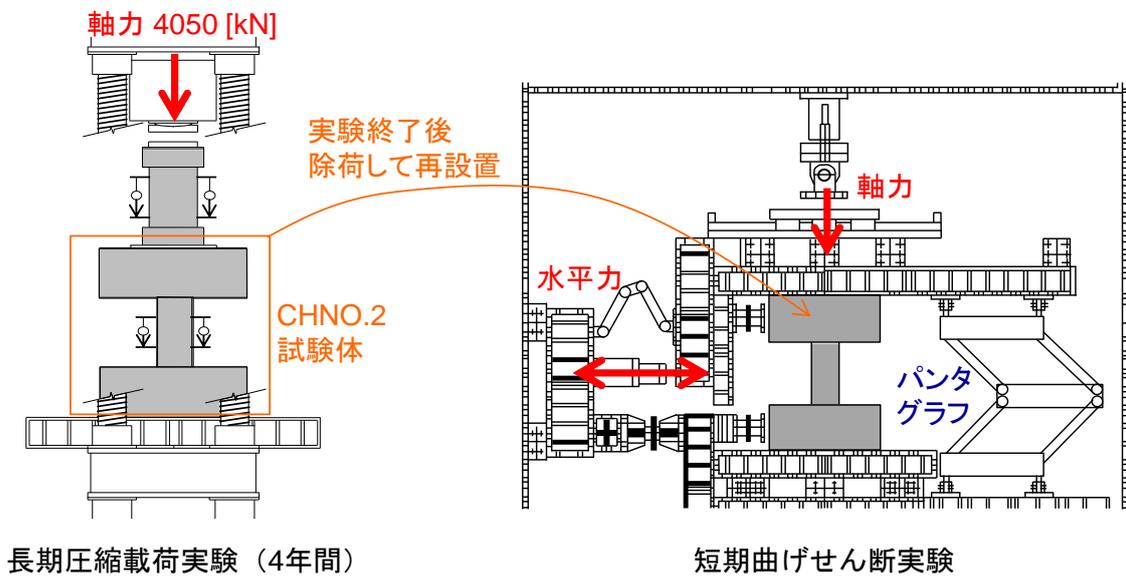


図-1.5 実験概要 [1.14][1.15]

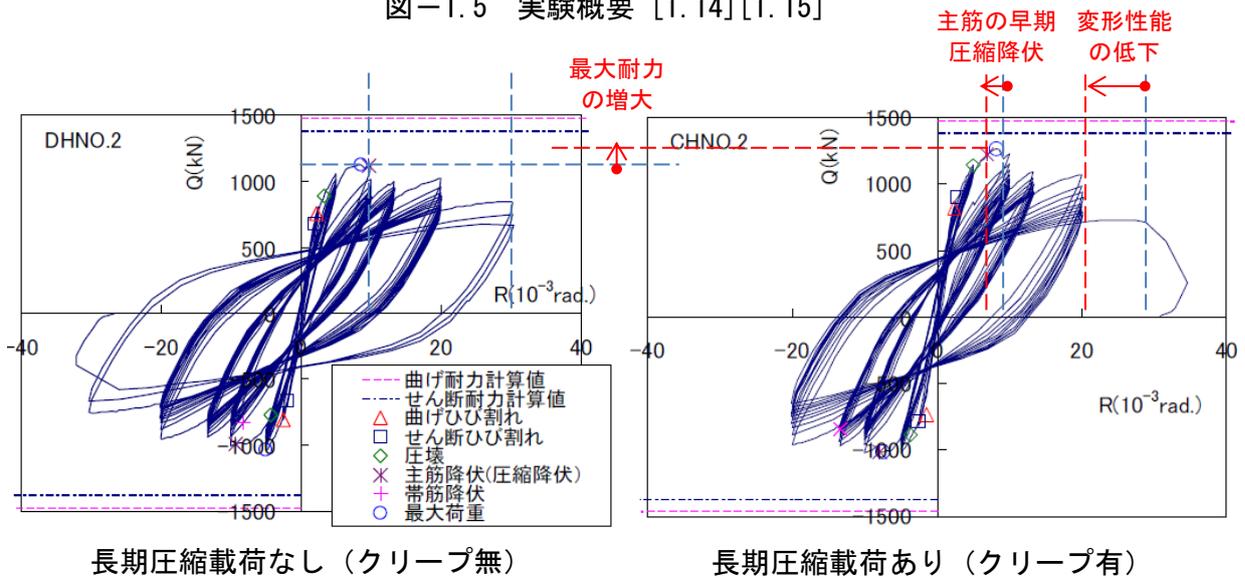


図-1.6 クリープの有無に着目した曲げせん断実験結果の比較
実験結果は文献[1.14][1.15]より引用

高強度コンクリートに生じる自己収縮ひずみに関しては、建築材料分野において研究が盛んであることは前述したとおりであるが、丸山ら[1.16][1.17]は、超高強度コンクリートを用いたRC部材に生じる自己収縮ひずみに着目し、その影響について検討している。特筆すべき成果の1つとして、RC柱中の鉄筋近傍にひび割れが集中していることを実験的に確認している(図-1.7)。このような鉄筋周囲のひび割れは、コンクリートに生じる自己収縮が鉄筋によって拘束されることにより発生すると考えられ、それが部材断面の有効かぶり厚さが減じる可能性が高いことを指摘している。さらに、コンクリートと鉄筋間の付着すべり挙動に及ぼす影響や曲げ、せん断挙動に及ぼす影響の把握を今後の重要課題として挙げており、建築構造分野における検討が求められている。もう1つの成果として、自己収縮ひずみが練り上がり温度の影響を受けることを明らかにしている。加えて、冬季施工の方が自己収縮ひずみに起因するひび割れ発生の危険性が高くなることを明らかにしている。このように、高強度コンクリートを使用したRC部材においては、自己収縮ひずみが種々の要因によって拘束され、表面ひび割れ、鉄筋周囲のひび割れおよび内部ひび割れを誘引することから、それらがRC部材の性能に及ぼす影響を把握することが急務である。

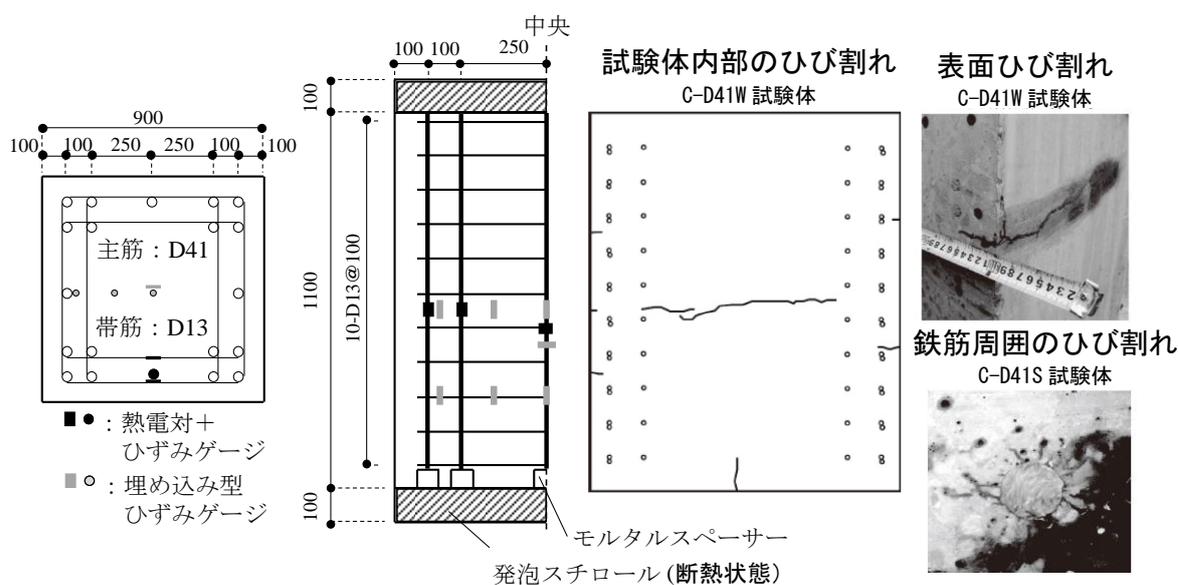


図-1.7 自己収縮ひずみの影響により観察された初期ひび割れ[1.16] [1.17]

一方、片寄ら[1.18]は、若材齢時に高強度RC柱内部に生じるひび割れが、使用性・耐震性に及ぼす影響を把握することが重要であるとして、実大RC部材を対象に部材寸法や鉄筋の有無を変数としたひび割れ観察実験を行っている。その結果として、圧縮強度150[N/mm²]級の有筋試験体において、中央断面付近に水平に表面まで貫通するひび割れが生じたことを報告している(図-1.8)。また、内部応力によるひび割れ発生の評価にあたっては、実大の有筋試験体で行う必要があることを指摘している。

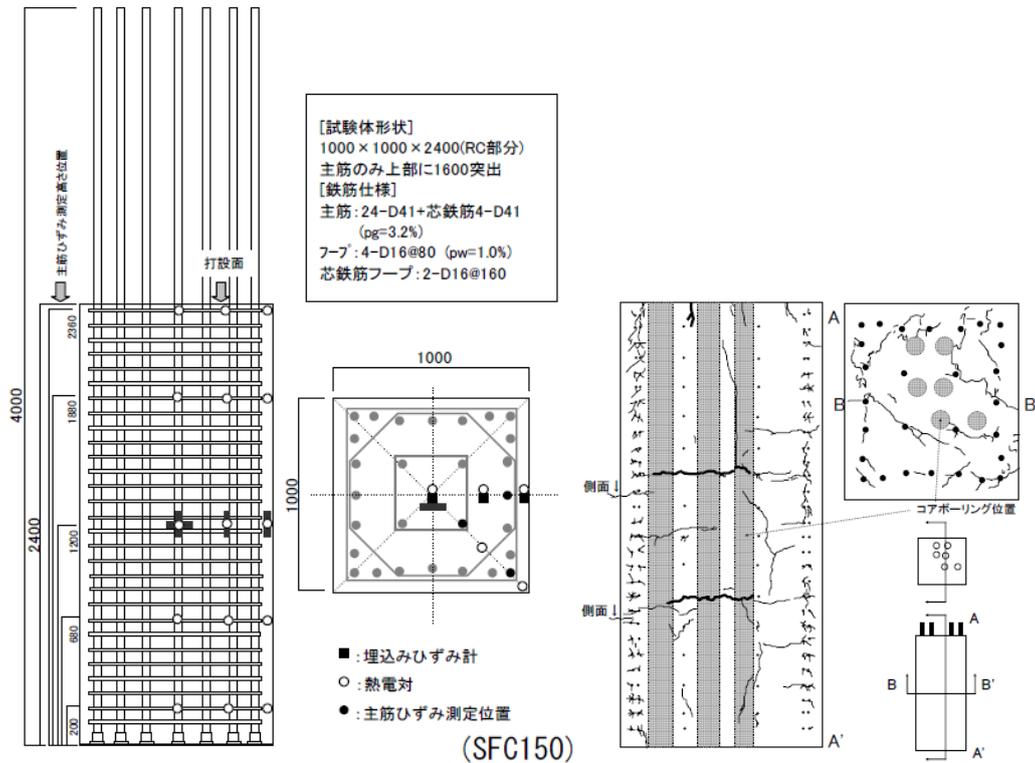


図-1.8 若材齢時に生じる実大 RC 部材のひび割れ観察結果 [1. 18]

これまで述べてきたように、近年発表されたこれらの論文の成果から、高強度コンクリートを使用した高層 RC 造建物の下層階柱には、自己収縮ひずみの影響による初期欠陥（ひび割れ）が少なからず存在し、さらに高軸力を受ける柱ほどクリープの影響を受けやすく、その耐震性能に影響が生じることが予測される。しかし、自己収縮ひずみやクリープ、さらにはその他の長期挙動も含めて、それらが RC 部材あるいは RC 造建物の耐震性能に及ぼす影響を定量的に評価するには至っておらず、具体的に破壊メカニズム等の実挙動に及ぼす影響も未知である。このような時間依存挙動により生じる初期欠陥等の問題は、国策に位置づけられている長周期地震動に対する安全性評価にも影響を与える可能性も十分考えられる。そのため、早急に解決すべき課題ではあるが、高強度コンクリートを使用した RC 部材における若材齢挙動からクリープ等の長期挙動までを連続的に評価した上で、さらに地震等に対する短期性能評価を統一的に試みた研究例は国内外において殆ど存在しない。したがって、高層 RC 造建物に生じる収縮・クリープの影響を考慮した耐震性能評価手法の確立が早急の課題であると考えられる。

1.4 本論文の目的

国土強靱化計画から得られたキーワードに基づき、高層 RC 造建物の老朽化対策にも目を向けることの重要性を示すとともに、この課題に早急に着手することの必要性を述べた。また、その第一歩として、経年に伴う性能低下を適切に考慮した建物の耐久性能評価手法を構築する必要があることを述べた。さらに、高強度コンクリートに生じる自己収縮およびクリープに関する近年の建築構造分野の研究動向を概観することにより、それらが耐久性能評価項目の 1 つである構造安全性能に影響を及ぼす可能性が高いことを把握するとともに、高層 RC 造建物に生じる収縮・クリープの影響を考慮した耐震性能評価手法の確立が早急の課題であることを確認した。これらを踏まえ、以下に本論文の目的を示す。

高強度コンクリートは、若材齢時に大きな体積変化が生じる材料である。この自由な変形が、鉄筋や柱、はり、スラブ、壁などの構成部材により拘束を受けることにより、断面内に大きな応力を生じさせることになる。これが、セメントの水和に伴って発達する引張強度を超えるとひび割れが発生する。また、施工の進行に伴い、下層階柱には上層部の荷重が高軸力として常時作用する。これにより時間と共にクリープ変形が進行し、主筋には大きな圧縮ひずみが累積されることが想定される。この影響を受けた RC 柱の耐震性能については、限られた範囲の実験結果によって検証・報告されているが、その影響を定量的に評価するには至っていないのが現状であり、さらには構造物レベルにおける検証も課題として残されている[1. 19]。一方、この分野の研究が促進されない理由も存在すると思われる。その原因の一つは、実験コストにあるだろう。片寄ら[1. 18]が指摘するように、初期欠陥の検討は実大スケールで行うことが望ましく、かつ、軸力によるクリープによる影響を把握するならば、数年単位の軸圧縮載荷試験を要することになる。したがって、試験装置や時間の制約を考えるならば、総合的に実験コストが問題となり、実験的研究を中心としたアプローチには限界があると思われる。

本論文の目標は、高層 RC 造建物に焦点を当て、数値解析に基づいてコンクリートに生じる種々の時間依存挙動の影響を考慮し、構造解析を通じて耐震性能評価を行う統一的なシステムを構築することである。図-1.9 に本研究の全体像を示す。建築材料分野ならびに建築構造分野において個別に蓄積されてきた多くの知見を抽出・選択・統合し、数値解析の精度と容易さを両立させる方針の下、コンクリートの時間依存挙動を時間の関数として数値解析に組込む手法を採用する点が本研究の特徴である。このシステムが構築されることにより、実験的に確認すべき事項を整理できることから、膨大な実験コストを回避できる可能性が高い。ここで、本論の目標に対して以下の4つの課題を掲げることとする。

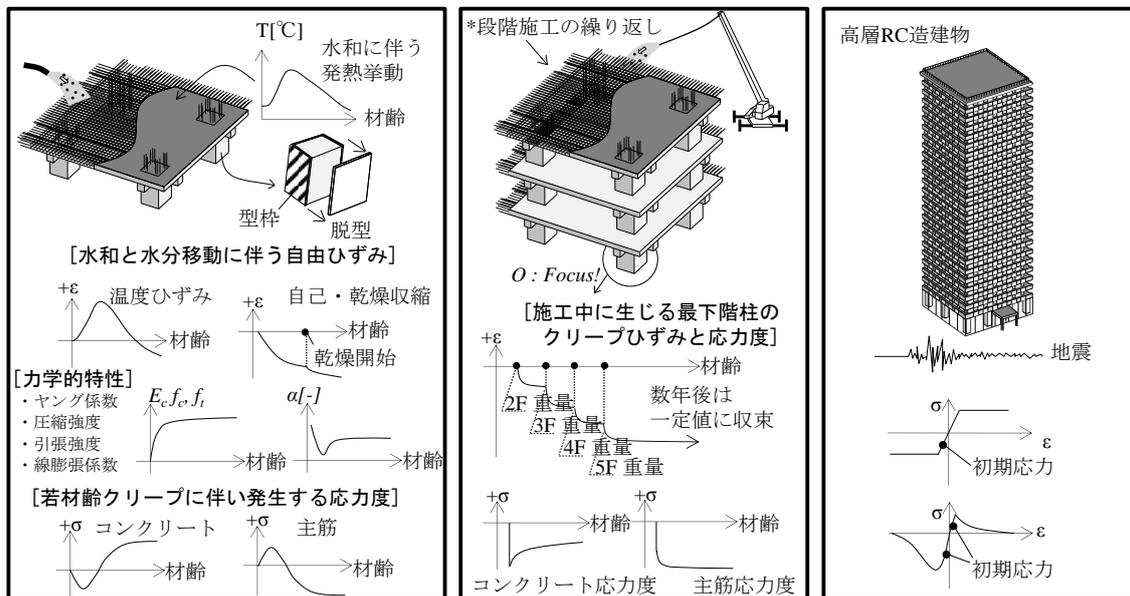


図-1.9 数値解析に基づく本研究の全体像

- 1) 若材齢コンクリートの時間依存挙動の評価
- 2) 硬化コンクリートの時間依存挙動の評価
- 3) コンクリートと鉄筋間の応力伝達の評価
- 4) 初期応力を考慮した短期性能評価

課題 1)は、温度ひずみ、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみとして現れる体積変化と線膨張係数やヤング係数の発現を表現可能な力学的特性のモデル化を行うとともに、応力履歴に依存する若材齢クリープひずみのモデル化に取り組む。

課題 2)では、下層階柱を想定した軸力によるクリープ挙動をモデル化することを目的とする。

課題 3)では、課題 1)と課題 2)の各応力場を重ね合わせることで時間依存挙動の統一的な評価を達成する。さらに、得られた応力状態を課題 4)で構築されるモデルへ移植し、初期応力状態を再現する手法を確立する。

最終的に、課題 4)において、短期挙動までを统一的にシミュレート可能な統合数値解析システムを構築する。

1.5 本論文の構成

本論は以下に示す全5章で構成されている。

第1章 序論

第2章 数値解析に基づく収縮・クリープを考慮したRC構造物の短期性能評価に関する既往の研究

時間依存解析と短期挙動解析は、材料特性が異なるためモデル化方法も異なる。つまり、時間依存解析から得られる応力およびひずみ状態と同様の応力場およびひずみ場を短期挙動解析モデルにおいても再現するプロセスが含まれる。現状のシステムでは、2つの解析モデルをつなぐ架け橋が必要である。本章では、既往の研究を通じて、この架け橋をどのように取扱い長期と短期の整合性を図ったのか、その手法を明らかにすることを主目的とする。また、一連の研究において、若材齢期挙動、長期挙動および短期挙動のモデル化方法についても触れることとした。

第3章 時間依存解析モデルの定式化と検証

温度依存性を有する自己収縮ひずみの予測手法と経時変化する線膨張係数を考慮した温度ひずみの予測法を3次元有限要素法（以下、FEM）に基づく熱伝導解析モデルを通じて構築し、さらに、乾燥収縮ひずみも考慮した3次元応力・クリープ解析モデルを構築する。加えて、軸力によるクリープ解析も3次元FEMに基づき検証し、若材齢モデルから得られた応力を軸力によるクリープ解析結果に重ね合わせることで時間依存挙動を統合する手法の検証を試みる。

第4章 若材齢・長期挙動による初期応力を考慮した高強度RC柱の短期挙動解析

本章では、前章から得られた状態を踏まえた短期挙動解析までを統一的にシミュレートする手法の検証を行う。前章において計算された応力状態が、短期挙動解析モデルの応力-ひずみ関係へ引き渡される。弾性体から計算された引張強度を超える応力状態をひび割れモデルへ移植した時の現状と課題について考察している点が特徴である。短期解析のモデル化手法は、これまで日本大学理工学部建築学科RC構造研究室（白井研究室）において構築されてきた有限要素解析手法を採用する。この手法は、理論、計算精度、計算時間および計算労力に関する多方面の問題点を意識して構築されたものであり、破壊力学の概念[1. 20]を材料構成則に取り込んでいる点が特徴である。これまで多くのRC造建物や部材の破壊挙動を解析可能であることも実証されている。以上、本章では、短期挙動解析のモデル化手法と本論文で構築した時間依存解析との統合を試みて、その妥当性を検証する。

第5章 結論

最後に得られた成果を総括し、今後の課題について整理する。

第1章 参考文献

- [1.1] 内閣官房：国土強靱化基本計画について，平成26年6月3日，
http://www.cas.go.jp/jp/seisaku/kokudo_kyoujinka/pdf/kk-honbun-h240603.pdf
- [1.2] 国土強靱化推進本部決定：国土強靱化アクションプラン2015，平成27年6月16日，
http://www.cas.go.jp/jp/seisaku/kokudo_kyoujinka/pdf/ap2015.pdf
- [1.3] 国土交通省住宅局長通知：耐震対策緊急促進事業制度要綱，国住市第53号，平成25年5月29日，最終改正：国住市第214号，平成26年4月1日
- [1.4] 国土交通省：マンションの修繕積立金に関するガイドライン，平成23年4月，
<http://www.mlit.go.jp/common/001080837.pdf>
- [1.5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針（案）・同解説，1997年1月
- [1.6] コンクリート標準示方書「設計編：本編」：土木学会，pp.13-14，2012
- [1.7] 被災構造物の復旧性能評価研究委員会（委員長：白井伸明）：被災構造物の復旧性能評価研究委員会報告書，社団法人日本コンクリート工学協会，pp.1-7，2007年8月
- [1.8] 小室努，今井和正，是永健好，渡邊史夫：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性，日本建築学会構造系論文集，第605号，pp.151-158，2006年7月
- [1.9] 小室努，今井和正，是永健好，渡邊史夫：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の施工過程を考慮したクリープ予測法，日本建築学会構造系論文集，第616号，pp.165-172，2007年6月
- [1.10] 小室努，小田切智明，今井和正，是永健好：超高層建築物における超強度コンクリートRC柱の長期圧縮性状，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.255-256，2009年8月
- [1.11] 服部敦志，宮田哲治，今井和正，岡田直子，小室努，森康浩：超高層建築物における超高強度コンクリートのRC柱の長期性状，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.103-104，2011年8月
- [1.12] 服部敦志，岡田直子，太田貴士，今井和正，中島徹，小室努：超高層建築物における超高強度コンクリートRC柱の長期性状，その3：Fc200RC柱のひずみ実測，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.521-522，2013年8月
- [1.13] 小室努：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性に関する研究，京都大学博士論文，pp.164-175，2007年11月
- [1.14] 佐藤幸博，高森直樹，佐々木仁，松戸正士，寺岡勝：超高強度材料を用いたRC造柱の耐震性能に及ぼす長期性状の影響（その1 RC造柱の収縮および圧縮クリープ特性）：日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.233-234，2009

年 8 月

- [1.15] 佐々木仁, 高森直樹, 佐藤幸博松戸正士, 寺岡勝: 超高強度材料を用いた RC 造柱の耐震性能に及ぼす長期性状の影響 (その 3 長期圧縮載荷後の曲げせん断実験): 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.237-238, 2009 年 8 月
- [1.16] 丸山一平, 佐藤良一: 超高強度コンクリートを用いた RC 部材中の鉄筋近傍における微細ひび割れの発見, 日本建築学会構造系論文集, 第 617 号, pp.1-7, 2007 年 7 月
- [1.17] 丸山一平, 鈴木雅博, 中瀬博一, 佐藤良一: 温度履歴が RC 柱の初期応力・初期欠陥に及ぼす影響に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 629 号, pp.1035-1042, 2008 年 7 月
- [1.18] 片寄哲務, 高森直樹, 西田浩和, 寺岡勝: 高強度コンクリートの若材齢時における力学的特性と自己収縮挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.497-502, 2006
- [1.19] 小室努, 今井和正, 是永健好, 渡邊史夫: 超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性, 高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告書・論文集, 社団法人日本コンクリート工学協会, pp.408-415, 2006 年 7 月
- [1.20] 三橋博三, 六郷恵哲, 国枝稔: コンクリートのひび割れと破壊の力学, 技報堂出版, pp.65-152, 2010 年 7 月

第2章

コンクリートの時間依存挙動を考慮した 数値解析手法に関する既往の研究

2.1 はじめに

本節では、コンクリートに生じる収縮・クリープ等の時間依存挙動とそれに付随して生じる鉄筋との相互作用を含めたRC部材としての時間依存挙動を考慮した数値解析と水平外力に対する短期性能評価のための数値解析の融合を試みた研究事例を取り上げる。本章では、特に、①コンクリートの時間依存挙動のモデル化手法、②時間依存挙動解析と短期性能解析の統合手法、③短期性能評価に採用する数値解析手法の3点に着目し、既往の手法の有効性と問題点の整理を通じて本研究で採用すべき数値解析手法について検討する。また、④研究により得られた成果より、コンクリートの時間依存挙動がRC部材・構造物に及ぼす影響を整理する。なお、これらの研究事例は極めて少ないのが現状であり、本研究が対象とする高強度コンクリートを使用した高層RC造建物に関する研究事例に限定せず、普通強度を使用したRC部材・構造物を対象とした研究事例も広く調査対象とする。

2.2 普通強度コンクリートを使用したRC部材・構造物を対象とした解析的研究

(1) コンクリートの収縮の影響を考慮したRC柱の短期性能評価

Lampropoulos と Dritsos(2011)[2.1]は、有限要素法(FEM)を用いて、コンクリートに生じる収縮がRC柱の構造性能に及ぼす影響を把握することを目的として、単調および繰返し載荷解析を実施している。全部で5体の試験体に対して解析的検討が行われたが、ここでは応力解析による検証が行われた試験体A、Bに着目する。試験体AおよびBのコンクリートの圧縮強度は、それぞれ $30.6[\text{N}/\text{mm}^2]$ および $24.7[\text{N}/\text{mm}^2]$ である。図-2.1に試験体断面図および要素分割図を示す。

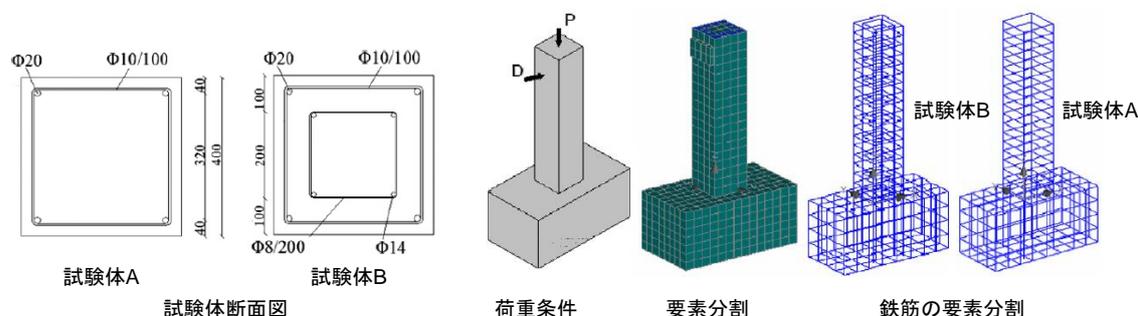


図-2.1 試験体断面図および要素分割図[2.1]

① コンクリートの時間依存挙動のモデル化手法（乾燥収縮ひずみ）

コンクリートの収縮挙動を対象とした本研究では、ACI 209R-92[2. 2]の計算式を用いて収縮ひずみを算出している。なお、計算式による予測では、対象試験体に生じる収縮ひずみは $-600[\mu]$ と推定されている。また、収縮ひずみが拘束されることによってコンクリートに生じる引張応力を次式により計算している。

$$\{\sigma\} = E_c\{\varepsilon_r\} = E_c\{\varepsilon_{sh}\} - \{\varepsilon_a\} \quad (2.1)$$

ここで、 E_c ：コンクリートの弾性係数、 ε_r ：拘束された収縮ひずみ、 ε_{sh} ：自由収縮ひずみ（無拘束状態でのひずみ）、 ε_a ：実ひずみである。

図-2.2に収縮応力分布の推定結果を示す。切断面における応力分布の結果に基づいて考察しており、鉄筋量の多い試験体Bの方が鉄筋による自由収縮ひずみの拘束が強く、コンクリートに作用する引張応力が増大することを解析的に確認している。また、このように、単純な数式に基づいてコンクリートの収縮ひずみを評価するだけでも、断面内の応力度分布を妥当に評価できるということは、本研究を進めるにあたり、極めて重要な知見である。

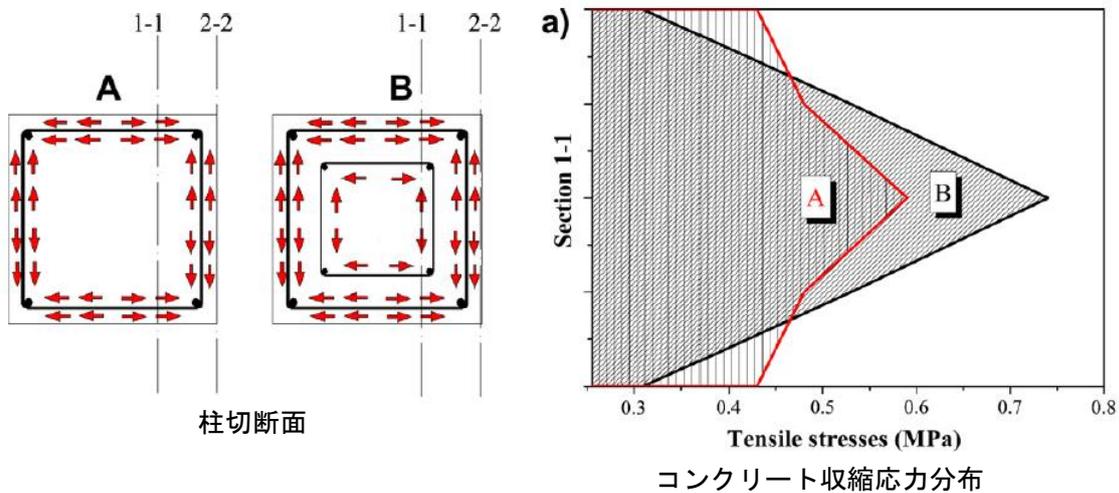


図-2.2 柱切断面のコンクリート収縮応力分布[2. 1]

②時間依存挙動解析と短期性能解析の統合手法

拘束により生じた引張応力を初期条件として入力した後、プッシュオーバー解析を実施している。しかし、残念ながら具体的な解析モデルに関する記述がなく、初期条件の入力手法についても言及されていないため、その詳細は不明である。

この点は非常に重要な問題である。長期挙動解析によってコンクリートおよび鉄筋に生じる応力度ならびにひずみ度の分布を短期挙動解析にて再現することが短期性能評価解析の成否を左右する。数値解析手法の信頼性を高めるためにも、この統合手法に関する検討は必須であり、本研究においては詳細な検討に基づき、その手法を提案することが必要である。

③ 短期性能評価に採用する数値解析手法

短期性能評価には有限要素法が採用されている。なお、解析には、汎用解析コード ATENA が使用された。コンクリートの材料構成則は、圧縮側には CEB-FIP モデルに基づく多直線応力-ひずみ関係が採用され、引張側では破壊エネルギーを考慮した引張軟化曲線が採用されている。また、鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係も CEB-FIP モデルにより考慮されている。

④ 研究により得られた成果

はじめに軸力 N (試験体 A : $N = 1040[\text{kN}]$, 試験体 B : $N = 1050[\text{kN}]$) が負荷された後、フーチングからの高さ $1600[\text{mm}]$ の位置で変位制御による水平荷重 P が載荷された。図-2.3 に実験と解析の水平荷重-水平変形関係の結果を示す。なお、図中にはコンクリートの収縮を考慮しない場合の解析結果も併記されている。コンクリートの収縮挙動を考慮することにより、解析結果は実験結果と良好な対応を示した。これにより、コンクリートの収縮挙動と周囲の鉄筋の拘束により発生する引張応力の影響は、ひび割れ発生後の二次剛性と最大耐力の低下として現れることが確認できる。

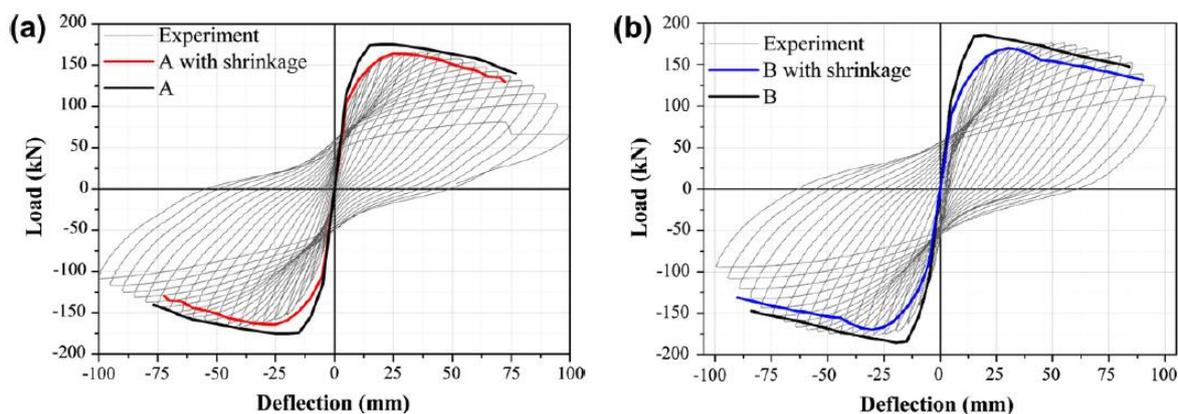


図-2.3 コンクリートの収縮が RC 柱の構造性能に及ぼす影響 [2.1]

続いて、構築した解析モデルを用いて、軸荷重 N および試験体寸法をパラメータとしたパラメトリック解析が実施された。検討した軸力比は、0.05, 0.1, 0.2 および 0.4 の4水準である。また、検討した断面寸法は、 $h[\text{mm}] \times b[\text{mm}]$ として 200×200 , 200×400 ,

400×200, 400×400 の4種類である。なお、材料特性および配筋は試験体 A と同様である。パラメータ解析では、軸力比と断面寸法の各組合せにおいて、収縮の影響を考慮しないケースについても解析を実施しており、その際に得られた最大耐力を F_{max} として評価し、収縮を考慮した場合の最大耐力 $F_{reduced}$ との比によって収縮の影響による柱の耐力低下率を評価している。図-2.4 に解析結果を示す。この結果より、次の知見が得られている。

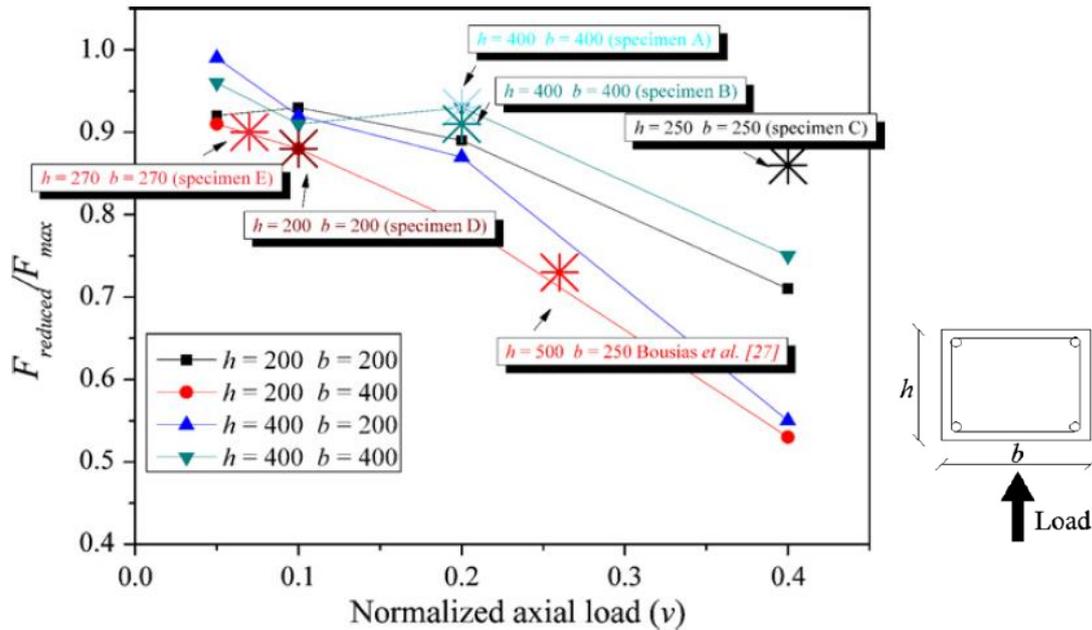


図-2.4 コンクリートの収縮がRC柱の耐力低下に及ぼす影響 [2. 1]

- 1) 作用軸荷重の増大に伴い、コンクリートの収縮の影響を考慮した場合のRC柱の耐力低下が顕著になる。
- 2) コンクリートの収縮の影響は柱の寸法に依存する。正方形断面と比較して、長方形断面を有する柱の耐力低下が著しい。

残念ながら、論文中にこれらのメカニズムに関する分析が示されていないため、詳細については不明な点があるものの、定性的な傾向を捉える意味では貴重な知見である。1)に関しては、収縮の影響を考慮しない場合、作用軸荷重が増大するにつれて柱の耐力も増大することが予想される。したがって、収縮の影響、特に早期のひび割れの発生等により、柱の耐力の増大が阻害されたのではないかと推測される。また、2)に関しては、断面形状が長方形の場合、正方形の場合に比べて断面内に形成される2軸応力場が不均等になると予想されるため、特定の方向に顕著なひび割れが早期に発生する可能性が高いと考えられる。これらの詳細な検討においては、有限要素法の利点を生かし、各所の

応力度分布ならびにひずみ度分布に基づく考察が必要不可欠であろう。

(2) 温度応力を考慮した RC 構造物の短期性能評価

田辺ら[2.3]は、格子等価連続体モデルを用い、初期応力を考慮した RC 造構造物の 3次元解析を実施している。図-2.5 に構造解析の概念図を示す。また、解析事例として、図-2.6 に示す仮想の RC 構造物を設定し、土木構造物において特に問題となる温度応力が耐震性能に及ぼす影響を解析的に検討している。

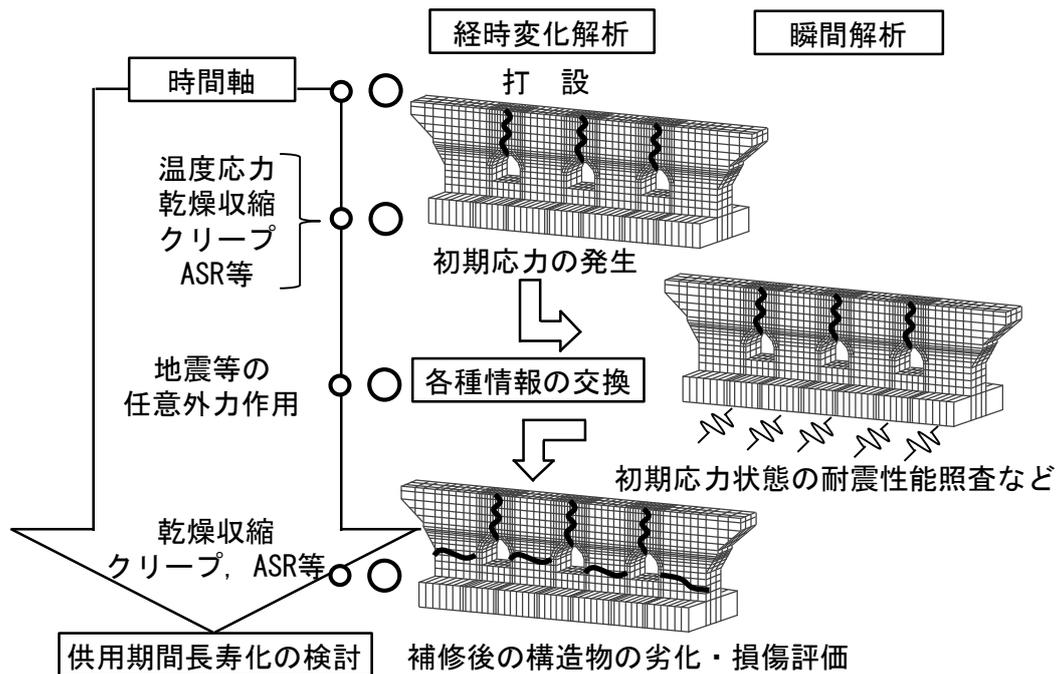


図-2.5 構造解析の流れ図[2.2]

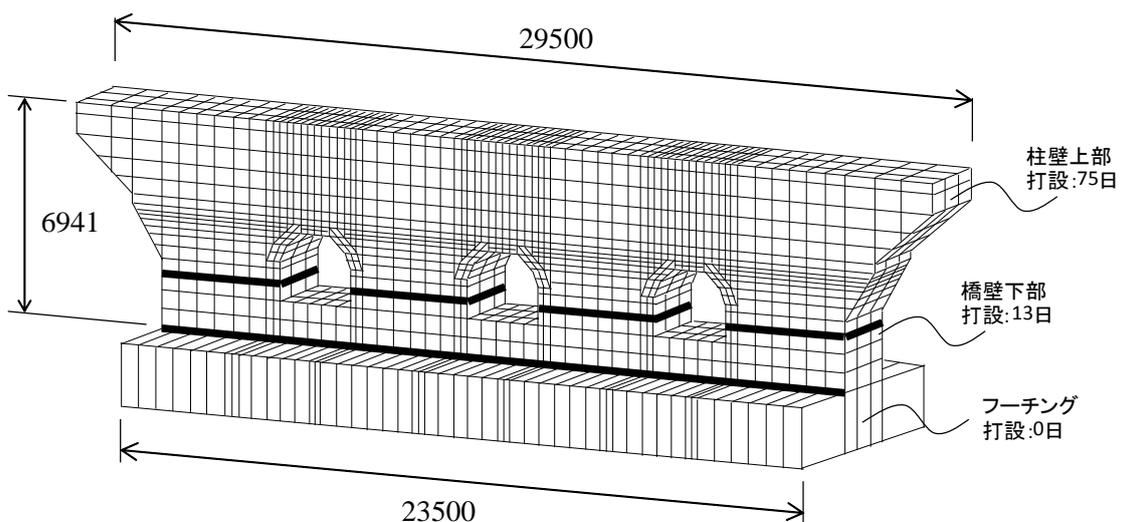


図-2.6 仮想 RC 構造物の要素分割図[2.2]

① コンクリートの時間依存挙動のモデル化手法（特に温度応力）

本手法では、時間に依存する解析を「経時変化解析」と称している。経時変化解析から、時間軸に沿って進行する打設後の温度応力、乾燥収縮、クリープおよびアルカリ骨材反応(ASR)等による初期応力を評価する。例題解析においては、打設完了後190日目に地震動を受けると仮定し、経時変化解析において熱伝導・熱応力解析を通じて温度応力を求め、ひび割れの発生を考慮している。なお、解析には格子等価連続体モデルが採用されている。詳細については後述するが、温度応力解析においては、コンクリートの水和に伴う力学特性の発展を考慮することが可能であり、ヤング係数、圧縮強度および引張強度を時間の関数として考慮している。ただし、線膨張係数の経時変化や若材齢クリープ挙動は考慮されていないようである。

②時間依存挙動解析と短期性能解析の統合手法

本手法では、短期性能解析を「瞬間解析」と証しており、時系列のある任意の時間に地震等の外乱が作用する場合、時間依存挙動の結果生じる応力情報を経時変化解析から受けとり、それを初期状態として瞬間解析を実施する。また、瞬間解析終了後、経時変化解析において必要となる情報を引き渡した後、再び経時変化解析が実行される。ここで、時間依存挙動においてひび割れが発生した場合の取扱いについて確認する。図-2.7その概念図を示す[2.4]。

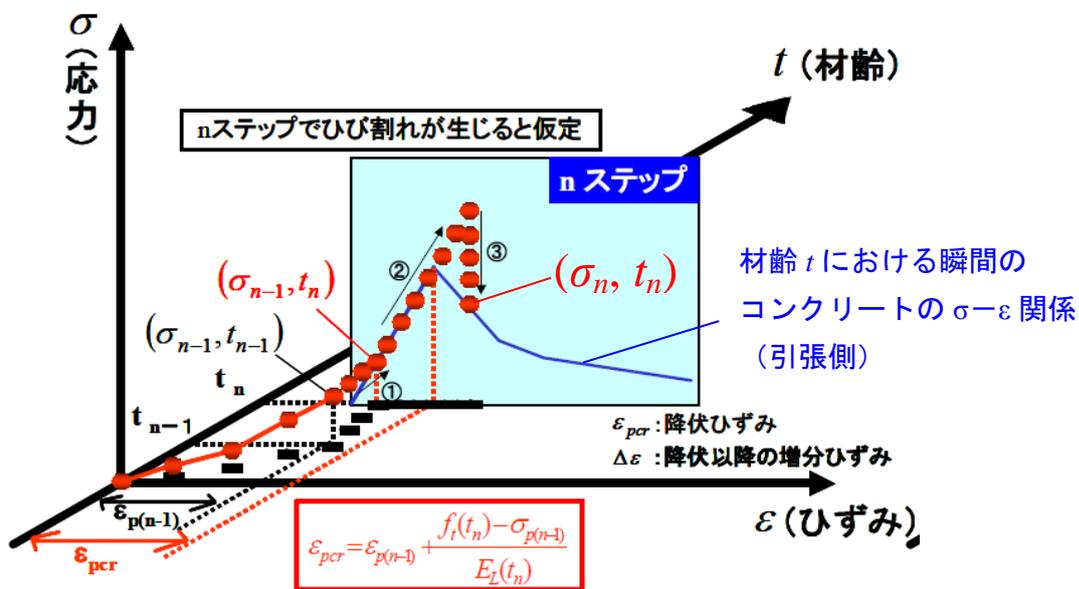


図-2.7 瞬間解析への応力移植に基づく時間依存挙動の反映

※文献[2.3]の図に加筆

経時変化解析における任意の n ステップ目でひび割れが発生したと仮定し、その状態を瞬間解析へ引き渡す場合、瞬間解析で用いる材齢 t_n におけるコンクリートの構成則へ応力情報のみを反映する手法を採用している。具体的には、応力情報の連続性を保つため、材齢 t_{n-1} における応力値を材齢 t_n 時点の応力の初期値として引き渡す（図中①の経路）。ただし、この段階ではまだ材齢 t_n における経時変化解析が行われていない点に注意が必要である。続いて、材齢 t_n 時点のコンクリートのヤング係数値に従い、弾性状態を仮定して、経時変化解析を実施する。当然ながら、本ステップにおいてひび割れが発生することを想定するため、求められる弾性応力は材齢 t_n 時点の引張強度を超えることになる（図中②の経路）。ここで田辺らは、「リターンマッピング」という手法を採用している。具体的には、この段階で求められた弾性応力に対応する弾性ひずみ値に基づいて、構成則の対応する軟化勾配上の応力点に応力値を適合させている（図中③の経路）。

コンクリートの時間依存挙動を考慮する場合、水和の進行に伴い応力-ひずみ関係が時間軸に沿って変化するため、時間依存挙動解析においてコンクリートに生じる応力あるいはひずみは時間軸も含めた3次元空間で記述される。さらに、コンクリート特有の現象であるひび割れがこの問題をより一層複雑にする。田辺[2.2]も指摘している通り、この問題は新しい課題であり、コンクリート力学特有の問題として今後解決されなければならない。筆者らが研究を進める場合においても、この問題を解決するための手法について十分な検討が必要であり、田辺らの手法は非常に参考になると思われる。

③ 短期性能評価に採用する数値解析手法

打設完了後 190 日目に地震動を受けると仮定し、経時変化解析における初期応力を考慮して瞬間解析が実施される。瞬間解析には、格子等価連続体モデルが採用されている。格子等価連続体モデルは、二羽らが提案した RC 部材を 1 軸部材の集合体として扱う格子モデル[2.5]を改良し、格子を等価な連続体に置き換えた数値解析モデルである。一般的な有限要素法へ組み込み可能な構成則として再構築されており、コンクリートおよび鉄筋はそれぞれ分散ひび割れモデルおよび分散鉄筋モデルと等価に記述される。特に、ひび割れが発生した RC 要素の複雑な挙動の記述に優れており、非直交多方向ひび割れモデルを採用し、瞬間外力によるひび割れ情報と経時変化解析から得られるひび割れ情報の双方が考慮できる手続きへと拡張されている。

数値解析手法の汎用性を考えた場合、現時点において格子等価連続体モデルは一般に普及しているとは言い難い。本研究では、第1章で述べたように、「数値解析の精度と容易さを両立」させる方針であり、既往の汎用コードの使用を前提としている。しかしながら、理論的に整備された等価格子連続体モデルによる種々の解析結果との比較・検討を通じて、筆者らの数値解析手法の検証が可能となるであろう。

④ 研究により得られた成果

図-2.8に解析結果を示す。図(a)に示す荷重-変位関係からは、温度応力の影響を考慮することにより、初期剛性と最大耐力が低下することが確認できる。一方、水平変位10mmまでを拡大して表示した図(b)からは、初期応力を考慮することにより、鉄筋が早期に降伏するとともに、降伏部位や箇所数にも違いが見られることが確認できる。

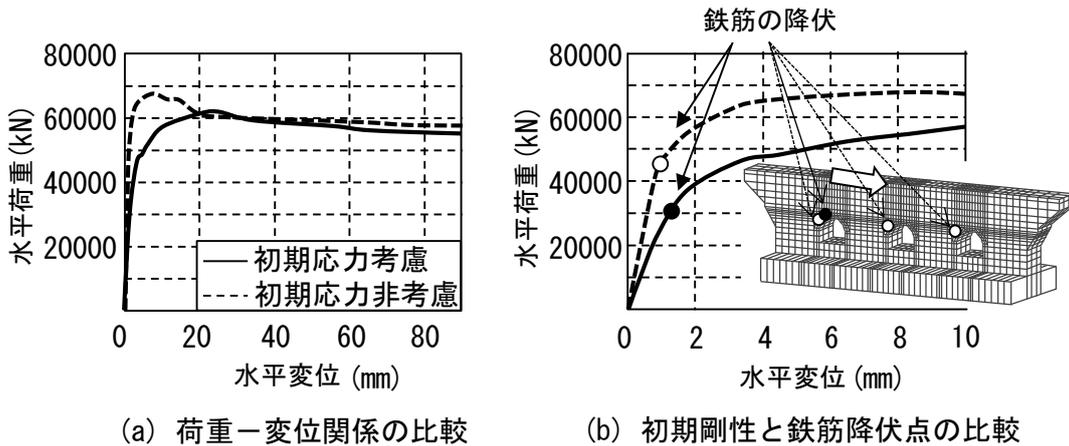


図-2.8 水平荷重-変位関係結果と鉄筋降伏位置の比較 [2. 2]

この研究では、土木構造物を対象として、マスコンクリートに生じる温度応力が耐震性能に及ぼす影響について検討しているが、温度応力による初期欠陥も RC 構造の破壊過程に大きく影響を及ぼすことが解析的に示されている。筆者が研究対象とする高層 RC 造建物では、高強度コンクリートの水和時に発生する高温の水和熱の問題が想定されるため、温度応力の問題が無視できない可能性が高いと考えられる。

2.3 高強度 RC 柱を対象とした解析的研究

(1) 自己収縮ひずみと軸力載荷後のクリープひずみを考慮した RC 柱の短期性能評価

小室[2.6]は、高強度コンクリートに生じる自己収縮ひずみと軸力載荷後の弾性ひずみおよびクリープひずみを考慮して RC 柱の短期挙動を評価している。

① コンクリートの時間依存挙動のモデル化手法 (クリープひずみ)

高強度 RC 柱に生じる弾性ひずみ $\epsilon_{elastic}$ とクリープひずみ ϵ_{creep} は、クリープ係数を考慮するコンクリートの等価ヤング係数法および重合法により、次式により求めている。

$$\epsilon_{elastic} + \epsilon_{creep} = \sum \frac{N_i}{A_S E_S + \frac{A_C + E_{C56}}{1 + \phi(t, t_0 - i)}} \quad (2.2)$$

ここで、 N_i : i ステップに加わる長期軸力、 A_s : 軸方向鉄筋断面積、 E_s : 鋼材ヤング係数、 A_c : コンクリート断面積、 E_{c56} : コンクリートヤング係数 (材齢 56 日)、 $\varphi(t, t0_i)$: i ステップ $t0_i$ 日 載荷の材齢 t 日のクリープ係数である。なお、クリープ係数については、CEB-FIP model code 1990[2. 7]をベースとして、超高強度コンクリートに対応させるための修正を加えるとともに、施工過程に対応した段階載荷の影響も考慮可能なように改良を加えている。一方、自己収縮ひずみに関しては、詳細な検討を行っておらず、既往の超高強度コンクリートの実験結果を参考にして $300[\mu]$ を仮定している。

②時間依存挙動解析と短期性能解析の統合手法

時間依存挙動として考慮する自己収縮ひずみおよび弾性ひずみとクリープひずみに基づいて、鉄筋とコンクリートの負担軸力の推移を力の釣合い条件式から算出し、各々に得られた負担軸力を短期性能解析にあらかじめ作用させる。図-2.9 に示すとおり、載荷前においてはコンクリートの自己収縮のみが考慮され、載荷後には鉛直力による弾性ひずみとクリープひずみの和に関して、それぞれコンクリートおよび鉄筋の負担軸力が評価される。

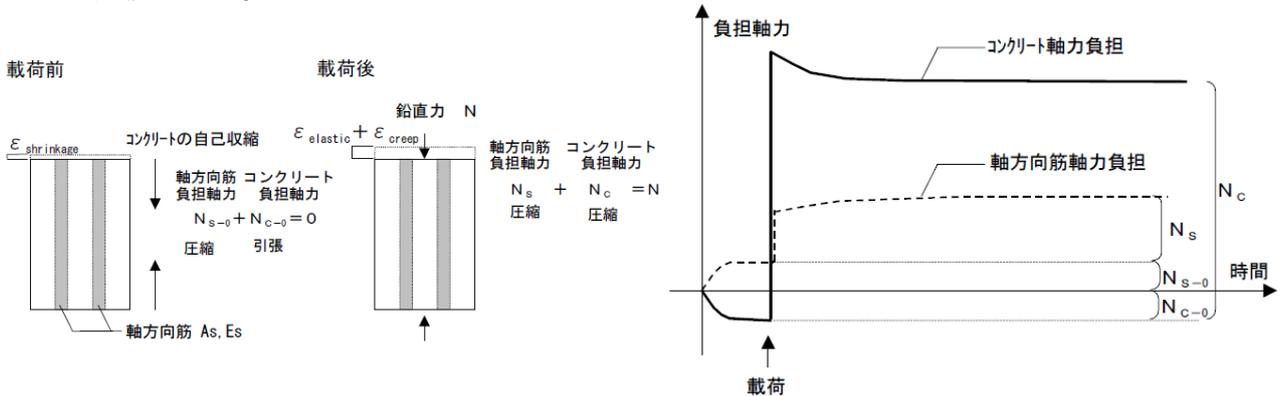


図-2.9 コンクリートおよび軸方向筋の負担軸力の推移[2. 8]

非常に単純かつ簡易的な手法により、時間依存挙動を短期性能評価解析に連成させている好例である。しかし、この手法では、コンクリート-鉄筋間が完全付着であることのほか、コンクリートにひび割れが発生しないという状況下でないと適用できないという問題点も存在するため、その適用範囲には十分注意が必要であろう。

③ 短期性能評価に採用する数値解析手法

短期性能評価においては、解析モデルとしてファイバーモデルを採用している。解析モデルの制約上、平面保持が仮定されるため、コンクリート-鉄筋間は完全付着が仮定されている。また、せん断補強筋によるコアコンクリートの拘束効果については、超高強度コンクリートに対応するように開発したコンクリートの構成則モデルを適用してすることにより考慮している。

④ 研究により得られた成果

図-2.10 にファイバー解析により得られたモーメントー曲率関係を示す。特筆すべきは、収縮・クリープを考慮した場合、極めて早期に圧縮軸方向鉄筋の降伏が生じていることであろう。この現象について小室らは、収縮・クリープの影響により、軸方向鉄筋が負担する応力度が規格降伏応力度の 0.81 倍に及んでいることに触れ、このことにより、大地震時における軸方向筋の座屈や中小地震後における損傷の可能性を指摘している。このことから、柱に作用する軸力比の制限や軸方向鉄筋に生じる長期圧縮応力度の制限等の提案を行っている。

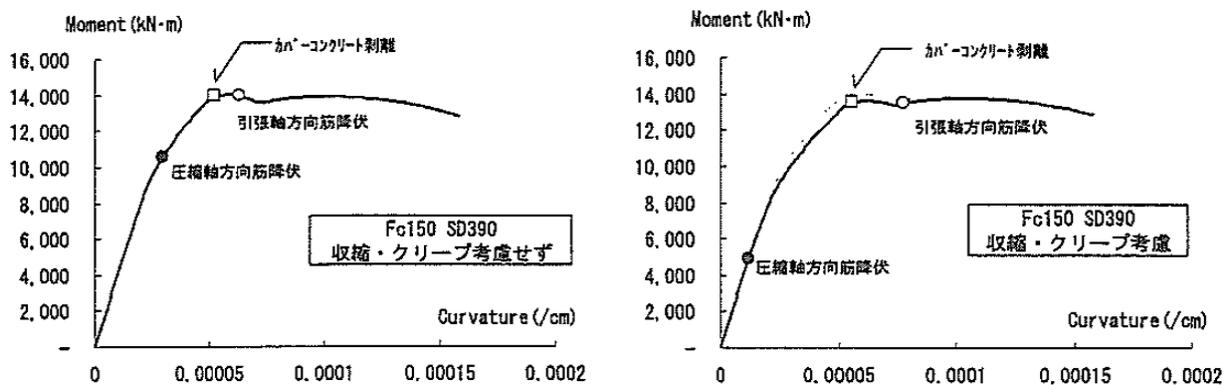


図-2.10 モーメントー曲率関係および各種破壊現象の発生状況 [2. 5]

この成果は、本研究で対象とする高層 RC 造建物において極めて重要な知見である。同時に、筆者が開発を目指している数値解析システムの必要性を裏づける結果であると考えられる。

(2) 自己収縮ひずみを考慮した RC 柱の短期性能評価

丸山ら [2. 9] は、小室らの手法を参考にして、自己収縮ひずみを考慮した RC 柱の短期性能評価を試みている。特に、繰返し載荷による短期性能評価を検討している点が興味深い。

① コンクリートの時間依存挙動のモデル化手法

コンクリートの強度、ヤング係数、自己収縮、クリープに関する時間依存性挙動は、いずれも実験に基づく実験式により評価している。応力の算出に際しては、ヤング係数の経時変化や若材齢クリープが考慮されている [2. 10]。

② 時間依存挙動解析と短期性能解析の統合手法

前述した小室らの手法をコンクリートの体積変化の影響を考慮できるように改良し、

鉄筋とコンクリートの釣合いとひずみの適合条件（コンクリートひずみ＝鉄筋ひずみ）を連立させ、時間依存性挙動により生じるコンクリートひずみとコンクリート応力を得ている。

③ 短期性能評価に採用する数値解析手法

前述した小室らと同様に、ファイバーモデルを採用している。ただし、コンクリートの体積変化を考慮するために、コンクリート応力がゼロとなるひずみと鉄筋応力がゼロとなるひずみが異なる点を考慮し、コンクリートの原点移動量 $\epsilon_{c,0}$ を導入している。

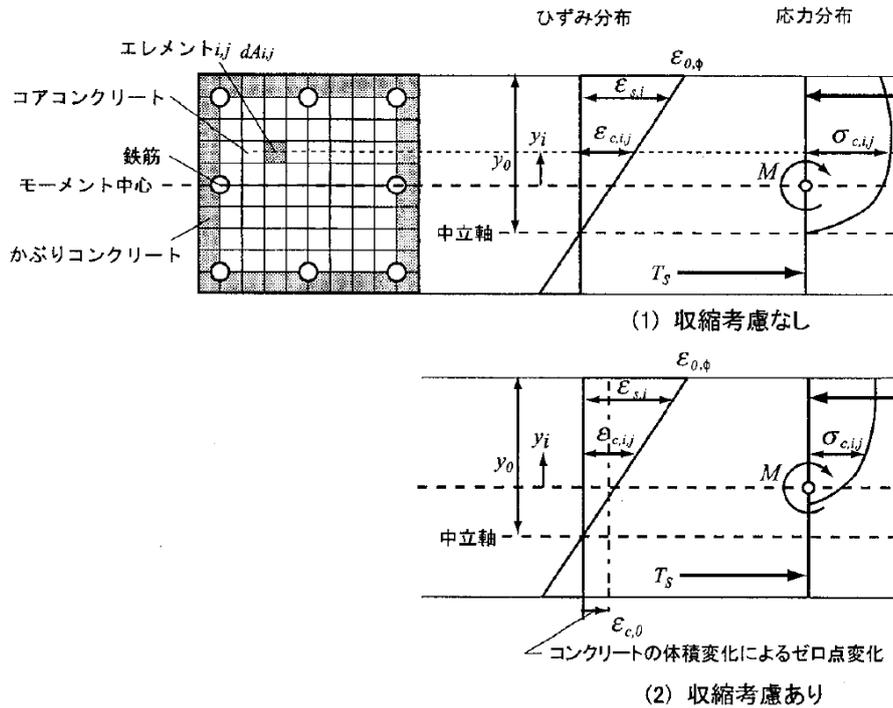


図-2.11 体積変化を考慮可能なファイバーモデルの概念図[2.7]

④ 研究により得られた成果

主要な成果は、以下の3点に集約される。

- ・自己収縮ひずみはRC柱の曲げ耐力に殆ど影響を及ぼさない。
- ・自己収縮ひずみの影響により、釣合い鉄筋比以下で設計した場合であっても、主筋の圧縮降伏が先行する可能性がある。
- ・繰り返し荷重下においては、主筋降伏後の応力負担に関して自己収縮の影響は無視でき、RC柱の応力状態は自己収縮を考慮していない状態に近づく。

しかし、丸山らが指摘しているように、ファイバーモデルにはモデル化の制約が多く、これらの知見はあくまでも断面解析の仮定の上に成立しているに過ぎない。すなわち、圧縮鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落および柱部材内の初期ひび割れの影響等を

考慮できないため、その適用範囲には注意が必要であるとともに、改善の余地が残されている。

また、ファイバーモデルを用いたこれら2つの研究は、いずれも曲げ破壊が先行するRC柱に限定して破壊過程を検討している。そのため、せん断破壊の傾向が現れる破壊モードに対しては議論を拡張できない。実際、佐々木らの実験的研究[2.11]において、曲げ圧縮降伏後のせん断破壊となった試験体も存在しており、RC柱のせん断抵抗までを含めたモデル化を行うことも重要な課題の1つであろう。

2.4 まとめ

コンクリートの時間依存挙動とRC部材・構造物の短期性能評価を統合した数値解析を試みた既往の研究を概観した。いずれの研究においても、時間依存挙動の影響により、RC部材・構造物の短期性能が低下する結果が得られており、この分野の研究の重要性が確認された。また、若材齢時のコンクリートの時間依存挙動から長期的な時間依存挙動まで連続して考慮して短期性能評価を試みる事例が少ないことから、本研究の独自性を明確にすることもできた。

今回取り上げた4つの研究事例においては、いずれも重要な成果が示される一方、今後検討すべき課題が挙げられている。普通強度RC部材および構造物を対象として、FEM解析を活用し、時間依存挙動と短期挙動を統合する試みにおいては、両者の統合手法において課題が残されていると言えるだろう。このことは、田辺が述べているように「新しい課題」であると捉え、何段階にも渡る詳細な検討の積み重ねが必要となるだろう。一方、高強度RC部材を対象とした研究では、若材齢挙動や軸力によるクリープ挙動を考慮した短期性能評価手法として、ファイバーモデルに基づく解析的検討が実施されている。しかし、モデル化の制約もあり、若材齢における初期ひびわれの影響やRC柱のせん断破壊の考慮は現時点では難しいと言わざるを得ない。反面、建物全体の短期性能評価を実施する際には、ファイバーモデルは計算時間および計算労力の点から非常に有用であり、今後の検討が待たれるところである。

以上の背景より、本論文では、FEM解析をベースとして、コンクリートの時間依存挙動を考慮した高強度RC部材の短期性能評価を試みる。将来的には、本研究により得られた成果を応用し、ファイバーモデルに組み込むことも想定し、高層RC造建物の短期性能評価へ発展させることも見据えたいと考えている。研究の方針としては、数値解析の精度と容易さの両立を図りながら、随時、建築材料分野において蓄積されるコンクリートの時間依存挙動に関する知見、具体的には、近年活発に研究が行われている自己収縮ひずみや温度ひずみ、ヤング係数の経時変化および若材齢クリープに関する最新の

知見を積極的に反映した数値解析手法の構築を目指す。

一方、時間依存挙動と短期挙動の解析上の統合手法については、慎重な判断が必要となることから、基本的に田辺らの手法を参考にしたい。簡便に応力情報のみをコンクリートと鉄筋に移植し、その残差力として評価される状態を反復的に求解することで短期挙動解析の初期状態を評価することを考える。なお、これらの詳細については、FEMの全体定式化や増分型反復手法に関する知識が必要となることから、次節以降において論述する。

第 2 章 参考文献

- [2.1] A.P. Lampropoulos, S.E. Dritsos : Concrete shrinkage effect on the behavior of RC columns under monotonic and cyclic loading, *Construction and Building Material*, pp.1596-1602, 2011
- [2.2] ACI 209R-92 : Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures. Farmington Hills, ACI, 1997
- [2.3] 田辺忠顕 編著：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム, 技報堂出版株式会社, 2004
- [2.4] 野田智也, 伊藤睦, 石川靖晃, 田辺忠顕：格子等価連続体モデル(LECOM)による初期応力を考慮した RC 構造の解析, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.26, No.2, pp.1129-1134, 2004
- [2.5] 二羽淳一郎, 崔益暢, 田辺忠顕：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究, *土木学会論文集*, No.508/V-26, pp.79-88, 1995.2
- [2.6] 小室努, 今井和正, 是永健好, 渡邊史夫：超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性に関する考察, *京都大学博士論文*, pp.159 -163, 2007 年 11 月
- [2.7] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, 1991.7
- [2.8] 小室努：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性に関する研究, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.30, No.3, pp.223 -228, 2008
- [2.9] 丸山一平, 勅使川原正臣：超高強度コンクリートの自己収縮が RC 柱の曲げ性能に及ぼす影響に関する考察, *日本建築学会構造系論文集*, 第 73 巻, 第 630 号, pp.1331-1338, 2008 年 8 月
- [2.10] Hidetoshi Ito, Ippei Maruyama, Makoto Tanimura and Ryoichi Sato : Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.2, No.2, pp.155-174, June, 2004
- [2.11] 佐々木仁, 高森直樹, 佐藤幸博, 松戸正士, 寺岡勝：超高強度材料を用いた RC 造柱の耐震性能に及ぼす長期性状の影響(その 3 長期圧縮載荷後の曲げせん断実験)：日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.237-238, 2009 年 8 月

第3章

時間依存解析モデルの定式化と検証

3.1 コンクリート材齢の定義

セメントの水和反応に起因して、コンクリートの力学的特性である引張強度、圧縮強度および弾性係数は時間と共に大きく変化する。この現象は、計測開始点から急激な変化を示し、概ね材齢 28 日以降に一定値に落ち着く傾向があることが一般的に知られている。

本論文では、この力学的特性の変化に着目し、打設した材齢（材齢 0 日）から材齢 28 日までを「若材齢期」と称し、この期間に水和反応に起因する種々の挙動を「若材齢挙動」と定義する。これは、初期材齢コンクリート (*early age or green concrete*) の定義が、未だ明確でないこと [3.1] から本報において独自に設定するものである。また、材料特性が一定に落ち着く、材齢 28 日目以降を「長期」と称し、この期間に生じる挙動を「長期挙動」と定義することとする (図-3.1)。

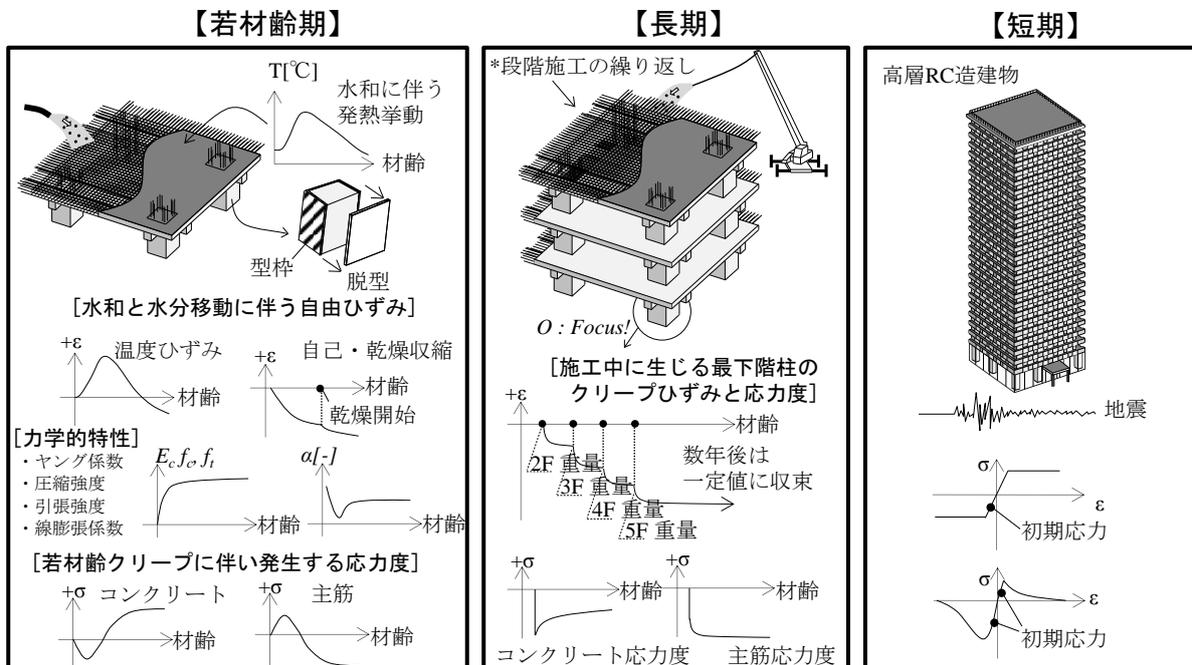


図-3.1 本研究の全体像と材齢の関係

3.2 若材齢挙動のモデル化

3.2.1 はじめに

本論文では、若材齢挙動として①体積変化；温度ひずみ，自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみ，②力学的特性の変化；弾性係数および線膨張係数，③鉄筋や外部境界条件の拘束に起因するクリープを取り扱うこととした。最終的に，3分類の若材齢挙動を考慮した若材齢応力予測手法を提案しその妥当性を確認する。なお，便宜上，線膨張係数は「3.2.2 体積変化の適用範囲と各予測モデル」の中で取り扱うこととした。

3.2.2 体積変化の適用範囲と各予測モデル

3.2.2.1 適用範囲

表-3.1に体積変化の特徴を示す [3.1]。これは，日本コンクリート工学協会の自己収縮研究委員会にて定義されたものをまとめた一覧表であり，各種体積変化の種類を材齢毎に分類し，備考欄にその特徴が示されている。種々の体積変化が生じる過程で，凝結点を境に一つの棲み分けがなされている点が特徴である。ここで，凝結の始発とは，硬化体の剛性が連続的に増加する過程と定義されており，各種規定に定められた貫入抵抗値に達した時点とされている [3.1]。

同委員会では，先の「凝結の始発」を自己収縮ひずみの基点と定義している。その理由は，「自己収縮ひずみをコンクリートのひび割れ要因として検討する前提に立つと，流動に伴うフレッシュコンクリートの体積変化は除外することが適切である。」と考えられているためである。宮澤は，練り混ぜ直後に生じるプラスチック収縮や沈下は，流動または大きな塑性変形を伴い，殆どの応力の発生を伴わないことから，研究対象に応じてその現象を区別して各種ひずみを取り扱うことが工学的判断のうえで重要であることを指摘している [3.2]。

筆者の研究目的の一つは，本論文を通じて若材齢および長期期間に生じる応力を重ね合わせることで時間依存挙動を解析的に評価する手法の妥当性を検証することである。この目的に対しては，応力が発現する材齢を基点と定義することが最も合理的であると考えられる。したがって，体積変化の基点は「凝結の始発」として扱うこととし，体積変化の定義も同委員会に従うこととした。結果として，「凝結の始発」から生じるひずみに着目すると，表-3.1のうち①温度膨張・収縮，②自己体積変化，③乾燥収縮の3種類が本論文において考慮される体積変化となる。

表-3.1 体積変化の特徴[3.1]

種類	材 齢		備考	質量変化
	打設	凝結		
	フレッシュコンクリート 液体が連続相を形成	硬化コンクリート 個体が連続相を形成		
外部からは観察不可能な変形	水和収縮		フレッシュ時はマクロな体積変化となり上面に現れるが、凝結後は大部分が内部空隙の増加となる。	無
		沈下	打ちあがり面の鉛直下方への移動として観測される。	無
巨視的な体積変化	プラスチック収縮	鉛直方向・二次元的	内部でも起こる。表面に水が存在する状態でも起こる。	有
		自己乾燥 水分逸散	上表面の局所的な水平方向の収縮(ブリーディング速度)<(表面乾燥速度)でなければ起こらない。	無
	プラスチック膨張	三次元的	発砲または結晶の生成による。	無
温度膨張・収縮	自己収縮	三次元的	水和熱の発生による。凝結前にも温度変化による体積変化を生じる。	無
		三次元的 三次元的または自己乾燥が起こる部材全体で生じる。	自己乾燥による。	無
自己体積変化	自己膨張	三次元的		無
		乾燥収縮	乾燥による水分の逸散によって生じる。	有

注) 灰色部分は体積変化が生じる材齢を表す。

3.2.2.2 線膨張係数および温度ひずみの予測モデル

従来から、線膨張係数は、 $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と仮定して利用 [3. 3] されているが、本来は水和の進行と共に経時変化することが知られており、高強度コンクリートに対してもいくつか実験的研究事例が存在している [3. 4] [3. 5] [3. 6] [3. 7]。

高強度コンクリート分野において線膨張係数が計測される理由は、温度ひずみが自己収縮ひずみの抽出に大きく影響するためであると言える。それは、現在の自己収縮ひずみの評価方法が、実測される全ひずみから温度ひずみを差し引くことで表現されているためであり、結果として温度ひずみの評価方法に大きく依存してしまう現状がある。したがって、線膨張係数は自己収縮ひずみと表裏一体であり、自己収縮ひずみの抽出にあたっては線膨張係数の評価がとりわけ重要となると考えられる。

このような背景のもと高強度コンクリートに対する最新の知見は、萩原ら [3. 6] ならびに寺本ら [3. 7] により水和発熱による温度履歴の影響を考慮した線膨張係数の計測に関する実験的研究に見受けられる。その変化は初期材齢に大きく減少し、その後、水和の進行と共に緩やかに増加するというものである。図-3.2 (a)に示すように萩原らの研究は、水和熱による温度上昇を受けた際の線膨張係数を求めることを目的として、実大柱部材を用いて温度変化とひずみ変化の測定を行ったものである。図-3.2 (b)に線膨張係数の測定結果を示す。ここで示す横軸は、得られた温度変化を考慮した Arrhenius 則に基づく有効材齢 (当該論文では「相当材齢」と表現されている。) により評価されている。論文によれば、凝結付近から線膨張係数は減少し、相当材齢 1 日付近で最小値を示し、その後、相当材齢の進展に伴って徐々に大きくなり、やがて約 $10 \sim 15 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 付近へ収束してゆく傾向が得られている。

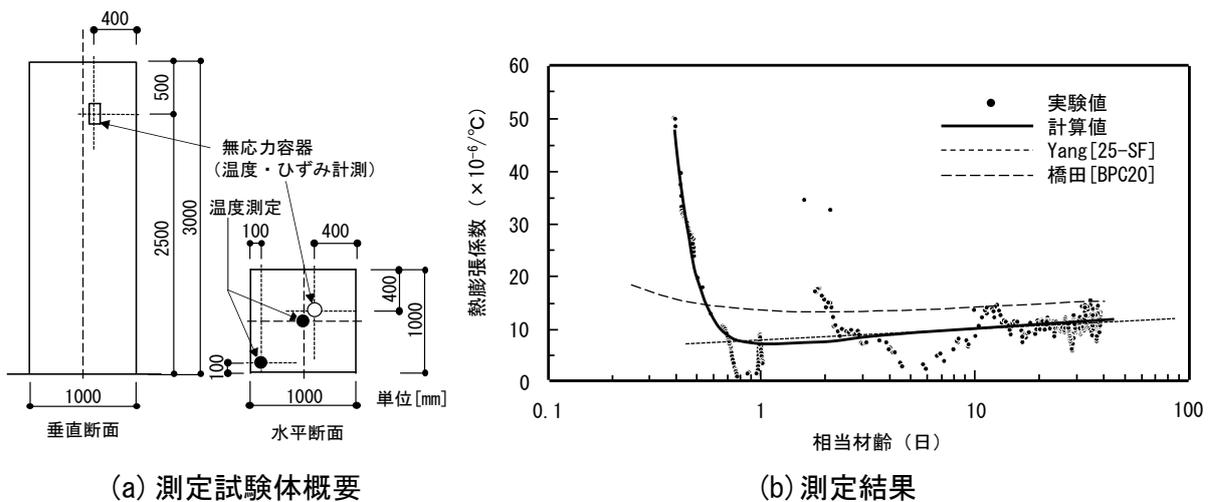


図-3.2 線膨張係数の測定に関する萩原らの研究 [3. 6]

第3章 時間依存解析モデルの定式化と検証

同様の傾向が寺本らの研究成果にも見て取れる。図-3.3(a)に示す装置を開発し、種々の調合や温度履歴を考慮したセメントペーストの線膨張係数を評価しており、萩原らと比較してより定量的な評価を試みている(図-3.3(b))。図-3.3(b)に示されている横軸も萩原らと同様の評価式を用いており、結果の一部として線膨張係数 α の経時変化が最小値をとった後、水セメント比が小さいものほど α が上昇する材齢が早くなることなどが明らかとなっている。さらに、骨材量の影響も実験的に把握し、複合理論に基づく評価手法を提案し、コンクリートの線膨張係数を予測可能なモデルを開発している。複合理論とは、コンクリートを母材と骨材から成る二相材料と捉え、母材と骨材の体積比および各々の対象とする特性を用いてコンクリートの特性を推定する方法であり、弾性係数の推定を目的とした多くの研究が報告されている[例えば3.8]。

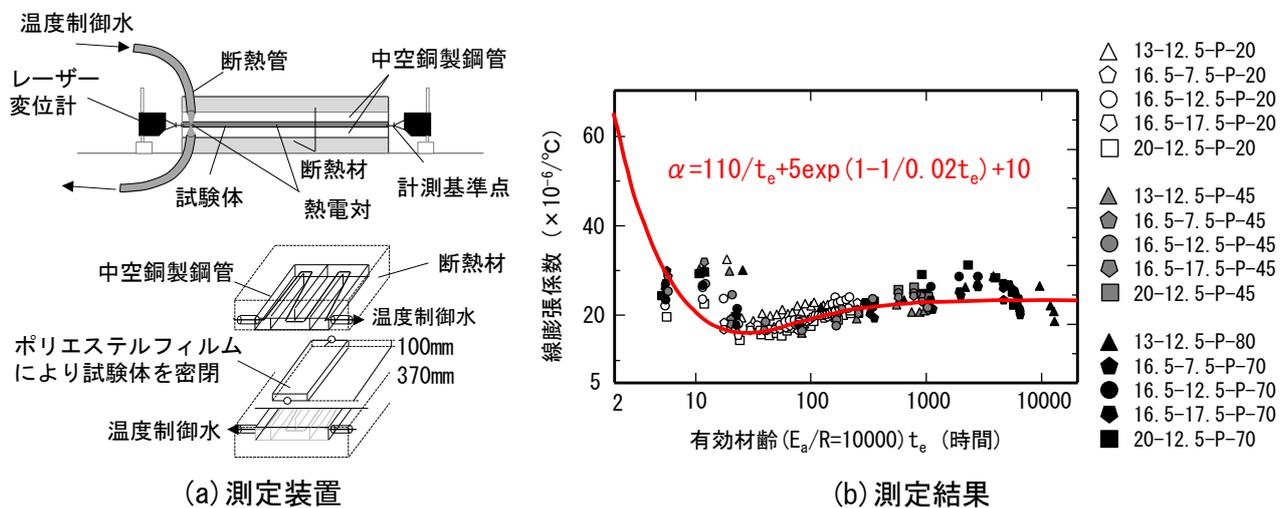


図-3.3 線膨張係数の測定に関する寺本らの研究[3.8]

本論文では線膨張係数および温度ひずみの算出にあたって、次式に示す寺本らの予測モデルを採用することとした[3.9]。その特徴は、水和発熱の影響を有効材齢に基づき評価する点であり、セメントペーストのみならず、任意の骨材量を考慮したコンクリートの線膨張係数も考慮できる点である。

$$\alpha_p(t_e) = \frac{110}{t_e} + 0.5 \cdot \exp\left(1 - \frac{1}{0.02 \cdot t_e}\right) + 1 \quad (3.2.1)$$

ここで、 $\alpha_p(t_e)$ は有効材齢 t_e におけるセメントペーストの線膨張係数 $[\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}]$ である。さらに、骨材の線膨張係数を考慮して、次式からコンクリートの線膨張係数を算出している。

$$\alpha_c(V_a) = \frac{1}{\frac{1-V_a}{\alpha_p(t_e)} + \frac{V_a}{\alpha_a}} \quad (3.2.2)$$

ここで、 V_a は骨材体積比[-]、 $\alpha_c(V_a)$ は骨材体積比 V_a のコンクリートの線膨張係数[$\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]、 α_a は骨材の線膨張係数[$\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]である。以上により求められる線膨張係数から温度ひずみ増分は次式により算出される。なお、骨材の線膨張係数は $7.6[\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}]$ と仮定されている。

$$\{\Delta\varepsilon_t\} = \frac{\alpha_t - \alpha_{t-1}}{2} \cdot (T_t - T_{t-1}) \quad (3.2.3)$$

ここで、 t はコンクリート材齢、 ε_t は時刻 t における温度ひずみ [-]、 α_t は時刻 t における線膨張係数[$\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]、 T_t は時刻 t における試験体温度[$^{\circ}\text{C}$]である。

3.2.2.3 自己収縮ひずみ予測モデル

(1)セメントの自己収縮に影響を及ぼすパラメータ

自己収縮ひずみの進展や絶対量に及ぼす影響を把握するため、種々の実験が報告されている [3. 1] [3. 10]。報告書を要約すると、①セメント種類の影響、②混和剤（例えば高性能減水剤）の影響、③混和材（例えばシリカフューム）の影響、④温度履歴の影響および⑤調合の影響に大別され、以下のことが具体的に明らかとなっている。

① セメント種類の影響

早強セメントや高炉セメントは自己収縮が大きく、中庸熟セメントや低熟セメントは自己収縮が小さくなる傾向が強い。

② 混和剤の影響

高性能減水剤の添加による自己収縮ひずみの低減効果はそれ程大きくない。一方で、収縮低減剤の使用は、種類や量の調整を行えば有効となる。

③ 混和材の影響

高炉スラグ微粉末および低水セメント比のコンクリートにシリカフュームを使用した場合、自己収縮ひずみは増大する。特に、シリカフューム置換率に敏感である。

④ 温度履歴の影響

養生温度が高いほど自己収縮ひずみの発生が急速であり、自己収縮ひずみは概ね積算温度によって表現できる。近年の事例では、Arrhenius 則に基づく有効材齢により自己収縮ひずみを表現している研究事例も存在する [3. 9] [3. 11]。いずれにせよ、自己収縮ひずみの評価には温度履歴による影響を考慮する必要がある。

⑤ 調合の影響

水セメント比，単位結合材量，単位水量および骨材量などの影響度に関する実験的研究が行われ，主に，水セメント比が小さくなると自己収縮は大きくなり，骨材が付加されることで自己収縮は小さくなる。

ここで，積算温度と Arrhenius 則に基づく有効材齢について注釈を加える。積算温度は，マチュリティ指標とも呼ばれ，もともとは，時間-温度関係がコンクリート強度の発現に及ぼす影響を適切に反映させることを目的として開発された手法と言われている [3. 12]。積算温度は次式により表現される。

$$M = \sum^t (T - T_0) \Delta t \quad (3.2.4)$$

ここで， M はマチュリティ指標（積算温度）[°C-時間あるいは日]， T は時間間隔 Δt における平均コンクリート温度[°C]， T_0 は標準温度（通常は-10[°C]）， t は時間経過[時間あるいは日]， Δt は時間間隔[時間あるいは日]である。

1970 年代後半には，積算温度の線形近似の問題点が改良され，次式に基づく Arrhenius 方程式に基づく手法が提案された。この式は，温度が化学反応速度に及ぼす影響を記述できる利点を有している。

$$t_e = \sum_0^t e^{\frac{-E}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right)} \Delta t \quad (3.2.5)$$

ここで， t_e は基準温度における有効材齢， E は見かけの活性化エネルギー[J/mol]， R は一般気体定数(8.314[J/mol-K])， T は区間 Δt におけるコンクリートの平均絶対温度[K]， T_r は絶対基準温度[K]である。

CEB Model Code 1990 は，式(3.2.5)の指数モデルを元に構成されたものと考えられており [3. 14]，実用的な式として我が国でも多く利用されている。また，近年では，修正 Arrhenius 方程式に基づく評価方法なども開発されており，その検証に関する報告も見受けられる [3. 13]。なお，理論から応用までのマチュリティ法に関する詳細は，文献 [3. 12] を参照されたい。

以上より，コンクリートの自己収縮ひずみは，セメント種類，混和材，温度，水セメント比，骨材量による影響を大きく受けることが既往の研究から明らかになっている。このことを考慮して，本論文において使用する予測式について概説する。

(2)自己収縮ひずみの予測モデル概要

本論文では、自己収縮ひずみを寺本式によりモデル化することとした [3.9]。前項でも述べたように、自己収縮ひずみは温度ひずみと表裏一体の現象であり、異なる実験から評価された自己収縮ひずみと温度ひずみを重ね合わせることは適切ではない。このことが、自己収縮ひずみの予測に寺本式を採用した最大の理由である。さらに、寺本式は本研究で対象とする超高強度コンクリートの適用範囲内において、既往の研究を整理し最新の実験的検討が加えられた予測式でもある。

寺本らは、セメント種類、水セメント比、混和剤、混和材、温度履歴、骨材寸法、骨材量が自己収縮ひずみに及ぼす影響を実験的に検討し以下の予測式を提案した。予測式は、自己収縮ひずみの進行速度に着目して次式により構成されている。

$$\varepsilon_{shmax} = \varepsilon_{sh1} + \varepsilon_{sh2} \quad (3.2.6)$$

ここで、 ε_{shmax} は終局自己収縮ひずみ、 ε_{sh1} は変曲点以前の自己収縮ひずみ（以下、ステージ1）、 ε_{sh2} は変曲点以後（以下、ステージ2）の自己収縮ひずみである。なお、変曲点とは自己収縮ひずみの速度勾配が大きく変化する点を指しており、この点を境に予測式が大別されている。この方針に従い、セメントペーストの自己収縮ひずみ予測モデルを構築し、Hobbsモデルを用いて骨材量を考慮することで高強度コンクリートの自己収縮ひずみが予測される。セメントにおけるステージ1の最大自己収縮ひずみ ε_{sh1} は次式により算出される。

$$\varepsilon_{sh1,20} = -4400(W/C) + 1260 \quad (3.2.7)$$

ここで、 $\varepsilon_{sh1,20}$ は練り上がり温度が20°C条件時の変曲点以前の自己収縮ひずみ[$\times 10^{-6}$]、 W/C は水セメント比[-]である。変曲点以前の自己収縮ひずみは、40°C以下の低い温度履歴を経験するほど、ひずみが進行することから次式により近似される。

$$\varepsilon_{sh1} = \tau \cdot \varepsilon_{sh1,20} \quad (3.2.8)$$

ここで、 τ は練り上がり温度の影響を表す係数である。また、セメントにおけるステージ2の最大自己収縮ひずみ ε_{sh2} は次式により決定される。

$$\varepsilon_{sh2} = \varepsilon_{shmax,20} - \varepsilon_{sh1,20} \quad (3.2.9)$$

ここで、 $\varepsilon_{shmax,20}$ は練り上がり温度が20°C条件時の最大ひずみ（ -1710 [$\times 10^{-6}$]) であ

る。これは、変曲点以降の最大ひずみは、水セメント比やシリカフェーム置換率をパラメータとした実験から概ね一定値をとることが明らかとなっているためである。

続いて、混和剤の影響（ステージ1）および高温履歴を経験するものほど自己収縮が急激に進行する傾向（ステージ2）を考慮して、次式によりセメントペーストの自己収縮ひずみ予測式を提案している。

$$\varepsilon_p(t_e) = \frac{-\varepsilon_{sh1}}{1+\exp(t_e-a)} - \varepsilon_{sh2} \cdot \exp\left(-\frac{t_e}{1000}\right) + \varepsilon_{shmax} \quad (3.2.10)$$

ここで、 $\varepsilon_p(t_e)$ は有効材齢 t_e におけるセメントペーストの自己収縮ひずみ[$\times 10^{-6}$]、 a は練り上がり温度や高性能AE減水剤量(SP量)により決定される凝結に関する係数[時間]である。ここで、有効材齢は Arrhenius 則に基づく次式により算出された。

$$t_e = \sum \exp\left\{\frac{E_a}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T_k}\right)\right\} \cdot \Delta t \quad (3.2.11)$$

ここで、 t_e は有効材齢 [時間]、 E_a はみかけの活性化エネルギー [kJ/mol]、 R はガス定数[8.31 J/(K・mol)]、 T_0 は基準温度 [293K]、 T_k は試験体温度 [K]である。検討実験を通じて、シリカフェームを含む結合材を使用する高強度コンクリートにおいては、 $E_a/R = 10,000$ が推奨値とされている。最後に骨材量を次式により考慮してコンクリートの自己収縮ひずみが予測される。

$$\Delta\varepsilon_c = \Delta\varepsilon_p \frac{(1-V_a)(K_a/K_p+1)}{\{1+K_a/K_p+V_a(K_a/K_p-1)\}} \quad (3.2.12)$$

ここで、 ε_c はコンクリートの自己収縮ひずみ[$\times 10^{-6}$]、 ε_p はセメントペーストの自己収縮ひずみ[$\times 10^{-6}$]、 V_a は骨材が占める体積割合である。骨材の体積弾性係数 K_a およびセメントペーストの体積弾性係数 K_p は次式により算出される。

$$K_a = \frac{E_a}{3(1-2\nu_a)} \quad (3.2.13)$$

$$K_p = \frac{E_p}{3(1-2\nu_p)} \quad (3.2.14)$$

ここで、 E_a は骨材のヤング係数 (49 [GPa]と仮定される)、 ν_a は骨材のポアソン比 (0.16

[-]と仮定される), E_p はセメントペーストのヤング係数 [GPa], ν_p はセメントペーストのポアソン比 (0.16 [-]と仮定される) である。この予測式を用いて既往の研究で確認される最大ひずみ値との比較検証を行った結果, 概ね 30%以内の範囲内で予測可能であることが示されている。

3.2.2.4 乾燥収縮ひずみ予測モデル

乾燥収縮ひずみを予測するため次式の CEB-FIP Model Code 式を採用した [3. 14]。

$$\{\varepsilon_{as}\} = \varepsilon_{CS0} \cdot \beta_S(t - t_S) \quad (3.2.15)$$

ここで, ε_{CS0} は収縮係数, β_S は時間に伴う収縮の発達を記述する係数, t はコンクリート材齢, t_S は収縮の開始時におけるコンクリート材齢である。式中のパラメータは, 次式により与えられる。

$$\varepsilon_{CS0} = \varepsilon_S(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (3.2.16)$$

$$\varepsilon_S(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \quad (3.2.17)$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \cdot \beta_{SRH} \quad \text{for } 40\% \leq RH \leq 99\% \quad (3.2.18)$$

$$\beta_{SRH} = 1 - (RH/RH_0)^3 \quad (3.2.19)$$

$$\beta_S(t - t_S) = \left[\frac{(t-t_S)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t-t_S)/t_1} \right] \quad (3.2.20)$$

ここで, f_{cm} は材齢 28 日における圧縮強度, β_{sc} はセメント種類に依存する係数, RH は周辺環境の相対湿度である。また, f_{cm0} は 10[MPa], RH_0 は 100[%], t_1 は 1[日]および h_0 は 100[mm]である。

モデルコードを利用する理由は, 多くの実験的研究成果に支えられている点と国際的に一般合意が得られている点であり, 信頼性が高いことが挙げられる。一方で, CEBモデルコードの適用範囲は圧縮強度 90[MPa]までとされていることから, シリカフェームなどの結合材を含む超高強度コンクリートに対する適用性については検討が不十分である。超高強度コンクリートの分野において, より厳密な乾燥収縮ひずみ予測式の開発が望まれるが, 適用範囲を超える場合においても CEB 予測式が適用できるか否かについて検証することも重要であると考えている。

3.2.3 力学的特性のモデル化

弾性係数の経時変化を予測するため次式の CEB-FIP Model Code 式を採用した [3. 14]。

$$E_C(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{c28} \quad (3.2.21)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_e}} \right) \right] \quad (3.2.22)$$

ここで、 E_{c28} は材齢 28 日におけるヤング係数、 $\beta_{cc}(t)$ は時間依存係数、 s はセメント種類に依存する係数、 t_e は有効材齢である。

3.2.4 応力・クリープ解析フローと有限要素定式化

3.2.4.1 シミュレーションフロー

図-3.4 に本研究で採用したシミュレーションフローを示す。計算過程は、①熱伝導解析、②温度ひずみ、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみの算出、③力学的特性の算出および④応力解析の 4 つに大別される。まず、熱特性値を入力とした 3 次元有限要素法に基づく熱伝導解析を実施し、要素毎に有効材齢、温度および反応度を算出する。なお、反応度の定義は、式(3.2.26)を参照されたい。

各体積変化は、まず有効材齢を用いて自己収縮ひずみを求め、次に温度と線膨張係数を用いて温度ひずみを算出する。なお、乾燥収縮ひずみの算出には、温度解析の出力値を必要としない。これらのひずみを重ね合わせて自由ひずみを評価する。並行して、有効材齢を用い、線膨張係数およびヤング係数を算出する。反応度は、しばしば水和度として取り扱われ、強度等と関連づけされる指標である。最後に、自由ひずみおよびヤング係数を用いて応力解析とクリープ解析を実施する。この際、自由ひずみは時間の関数として要素毎に入力される。また、密度およびポアソン比は一定と仮定し、クリープ解析に適用する二重べき乗則 [3. 22] [3. 23] に関するパラメータを入力する。その結果、弾性ひずみとクリープひずみが算出され、コンクリートおよび鉄筋に生じる応力も求められる。以上の過程を時間ステップ毎に行い、コンクリートの時間依存挙動を記述する。

現段階で提案する力学モデルは、ひび割れの発生、進展、付着劣化を考慮していない弾性体モデルであるため、解析上最も大きな応力を受ける領域と建設現場で得られるひび割れとを比較することは理論的には適切ではない。しかし、当該モデルによって、ひび割れリスクの高い領域を特定することが可能となり、高層 RC 建造物の建設現場において初期ひび割れ制御の観点に立った材料調合および施工計画策定に大いに役立てられるものと考えている。

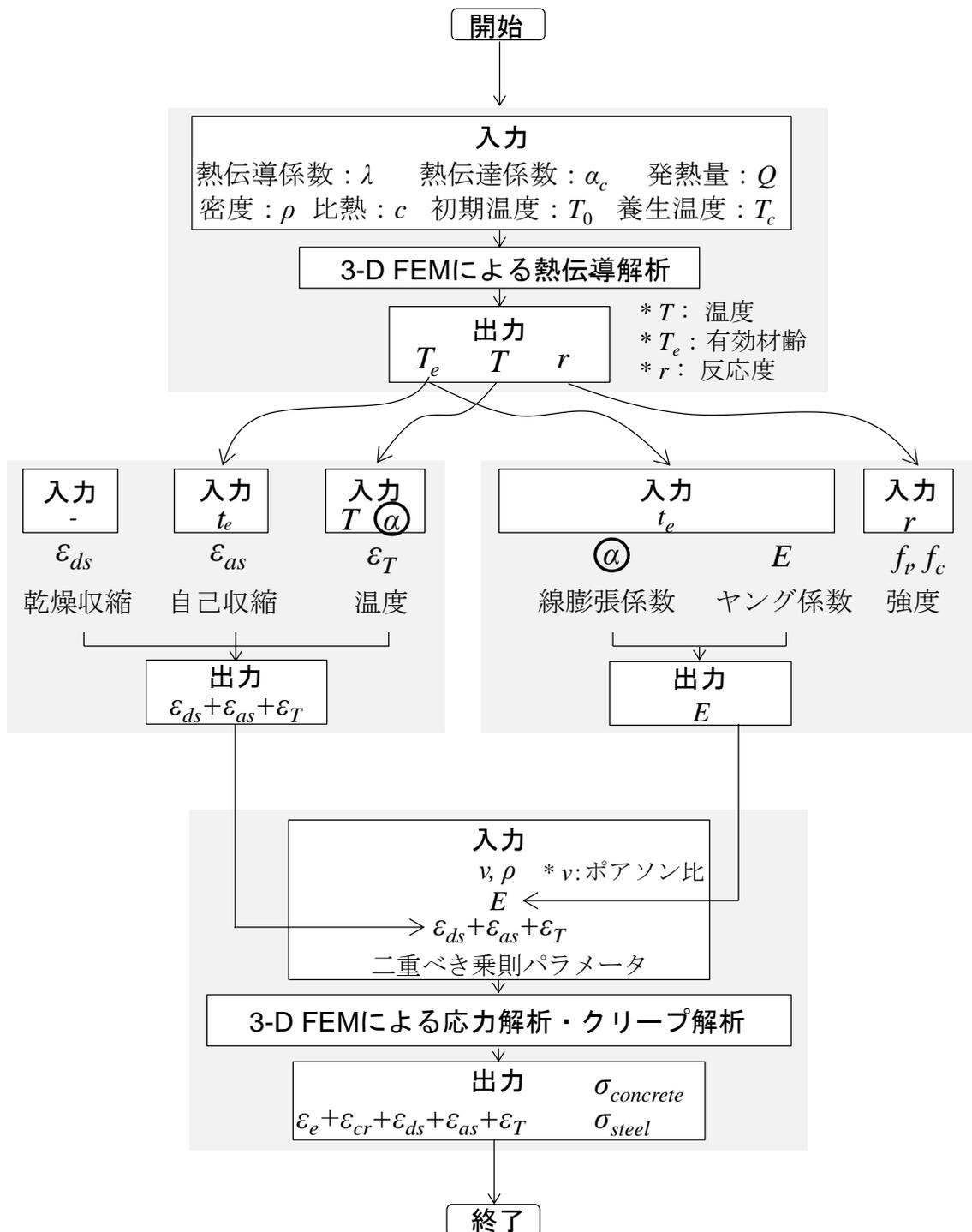


図-3.4 応力・クリープ解析フロー

3.2.4.2 熱伝導解析の定式化

図-3.4に基づくシミュレーションを行う場合、線膨張係数、温度ひずみ、自己収縮ひずみおよび弾性係数を算出するために構造体に生じる温度分布の予測が必要となる。そこで、応力・クリープ解析フローの出発点となる熱伝導解析について概説する。ここでは、熱伝導解析フローを示すと共に一般的な非定常熱伝導問題における有限要素定式化について述べると共に、熱伝導解析における熱源として取り扱われるコンクリートの水和発熱を断熱温度上昇曲線に基づきモデル化する手法について述べることにする。

非定常熱伝導問題の支配方程式は、物体内の熱伝導率があらゆる方向で一定である場合、次式で表現される [3.15]。

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + \dot{Q} \quad (3.2.23)$$

ここで、 ρ は密度[kg/m³]、 c は比熱[kJ/(kg・K)]、 T は温度[K]、 λ は熱伝導率[W/(m・K)]、 \dot{Q} は発熱率、 ρc は熱容量[kJ/m³]である。この熱伝導方程式を解くためには、初期温度 T_0 [K]と次式で表現される熱流束 q [W/m²]が必要である。

$$q = \alpha_c (T - T_c) \quad (3.2.24)$$

ここで、 α_c は熱伝達率[W/(m²・K)]、 T は物体の境界面温度[K]、 T_c は外部温度[K]である。式(3.2.23)にガラーキン法を適用して整理することにより、解析対象全体の支配方程式は次式のようになる。

$$[K]\{\emptyset\} + [C] \left\{ \frac{\partial \emptyset}{\partial t} \right\} = \{F\} \quad (3.2.25)$$

ここで、 $[K]$ は熱伝導マトリクス、 $[C]$ は熱容量マトリクス、 $\{F\}$ は熱流束ベクトル、 $\{\emptyset\}$ は全体の節点温度ベクトルであり、本式の右辺が発熱量と境界条件により構成されるベクトル量である。

図-3.5に熱伝導解析のフローを示す。熱伝導解析では、任意時間増分 Δt において、式(3.2.25)の節点温度 $\Delta \emptyset$ を解く。本報では、熱伝導マトリクス $[K]$ と熱容量マトリクス $[C]$ は一定であると仮定した。

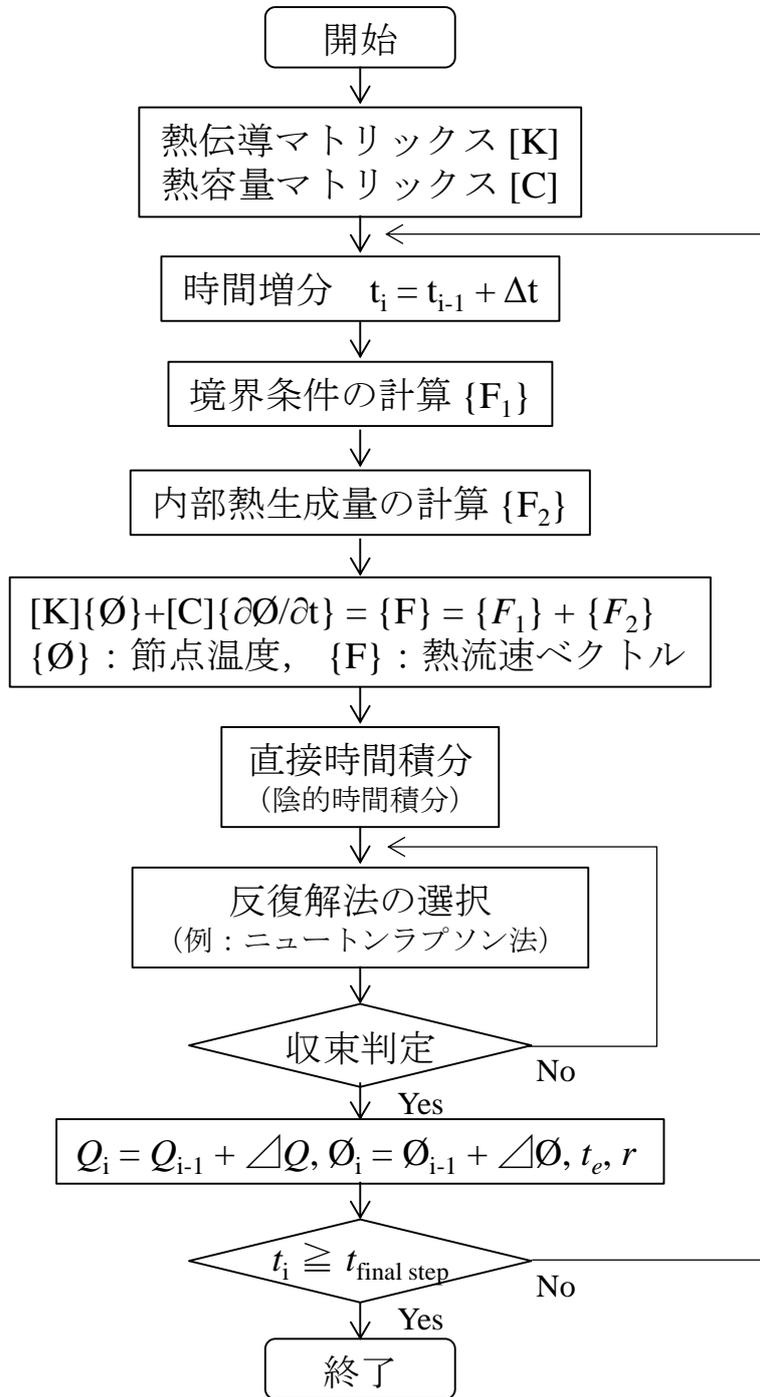


図-3.5 熱伝導解析フロー

第3章 時間依存解析モデルの定式化と検証

まず、任意の時間増分を選択し、それに応じて境界条件と内部発熱量を求める。内部発熱量は、日本建築学会マスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施行指針(案) [3. 3] や HYMOSTRUC [3. 16], CEMHYD3D [3. 17], 複合水和発熱モデル [3. 18] および CCBM [3. 19] などの水和反応モデルに基づき予測される断熱温度上昇量を要素毎に与えることで評価する。その後、一般化台形則を用いた直接時間積分と増分型反復手法を選択し、指定した収束条件を満たせば、熱量 Q , 節点温度 ϕ , 有効材齢 t_e , 反応度 r が保存される。これを指定時間まで繰返して解析は終了となる。

断熱温度上昇曲線を用いて内部発熱量を求める場合、熱生成速度は平均熱生成速度とみなされる。Reinhardt & Blaauwendraad ら [3. 20] の手法を参考にして、次式に示す反応度(*degree of reaction*)に基づき整理する。この手法を用いたシミュレーションは、多くの研究者によりその有効性が検証されている [3. 21]。

$$r = Q(t)/Q_{max} \quad (3.2.26)$$

ここで、 Q_{max} は全水和熱、 $Q(t)$ は時間 t までに生成される熱量であり、熱生成速度を積分することで求められる。熱生成速度は反応度と温度の関数として次式により表現される。

$$q(r, T) = \alpha \cdot q(r) \cdot q(T) \quad (3.2.27)$$

ここで、 α は材料定数、 $q(r)$ は反応度の関数である。 $q(T)$ は温度の関数として次式により算出される。

$$q(T) = \exp\left(-\frac{b}{T_k}\right) \quad (3.2.28)$$

ここで、 b は材料定数(Arrhenius 定数)、 T_k は絶対温度である。断熱温度上昇曲線を用いて内部発熱量を求める場合、 $q(r, t)$ は次式に示す平均熱生成速度 \bar{q} とみなされる。

$$q(r, T) = \bar{q} = \frac{c\Delta T}{\Delta t} \quad (3.2.29)$$

ここで、 c は熱容量、 Δt は選択した時間間隔、 ΔT は当該時間間隔における温度上昇である。実験値を用いて式(3.2.28)および式(3.2.29)から $q(T)$ および $q(r, T)$ が求められる。続いて式(3.2.27)にこれらを代入すると未知量 $\alpha \cdot q(r)$ が求まる。さらに $\alpha \cdot q(r)$ を基準化す

ることによって $q(r)$ が得られる。

この手法は、①ポルトランドセメントの基準化熱生成速度－反応度関係の誘導・定式化と②その定式化に基づく断熱温度曲線を利用したコンクリートの基準化熱生成速度－反応度関係の誘導に大別される。特徴は、初期反応度と呼ばれるパラメータが重要となる。Reinhardt & Blaauwendraad らは以下の手順により初期反応度を定義している。まず、ポルトランドセメントの熱生成速度－時間関係（図-3.6）を実験的に取得し、熱生成速度－反応度関係（図-3.7）および最大熱生成速度－温度関係（図-3.8）を用いて、基準化熱生成速度－反応度関係（図-3.9）を誘導・定式化している。図-3.9 は養生温度が異なっても、対象とした全てのセメントについて共通の関係が現れることが示されている。続いて、コンクリートに対する図-3.9 の関係が求めれば、コンクリートの熱生成速度が求まると考え、実験的に取得したコンクリートの断熱温度曲線取得から平均熱性速度を求めることで（図-3.10）、コンクリートの基準化熱生成速度－反応度関係（図-3.11）が得られるとされている。

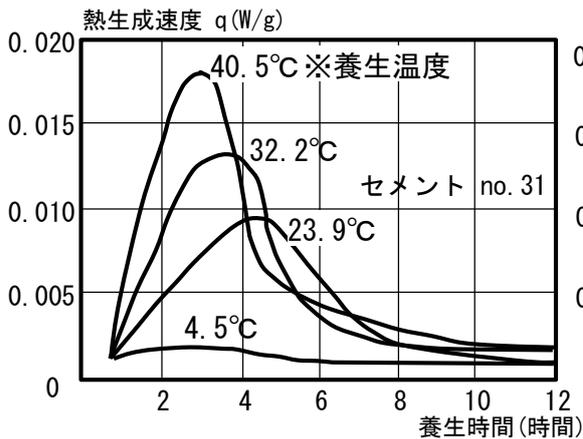


図-3.6 ポルトランドセメントの熱生成速度－時間関係 [3.18]

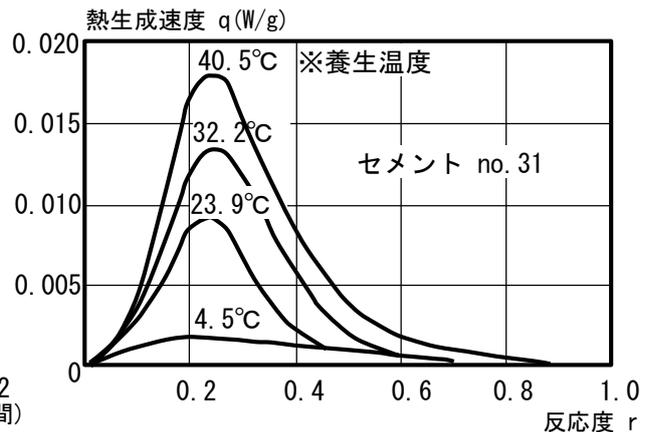


図-3.7 ポルトランドセメントの熱生成速度－反応度関係 [3.18]

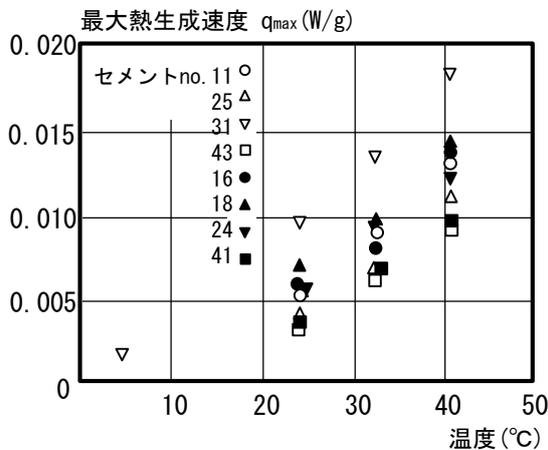


図-3.8 ポルトランドセメントの最大熱生成速度－温度関係 [3.18]

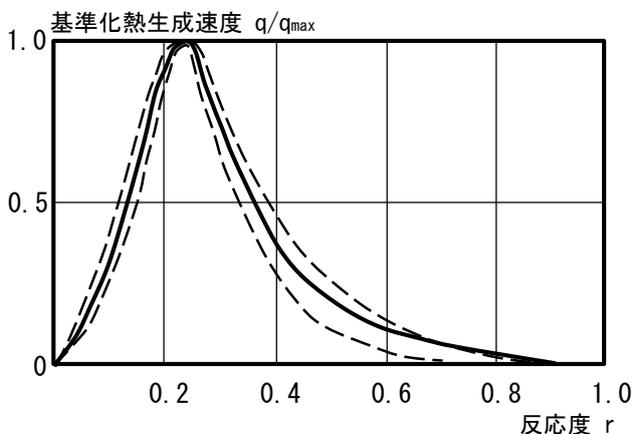


図-3.9 ポルトランドセメントの基準化熱生成速度－反応度関係 [3.18]

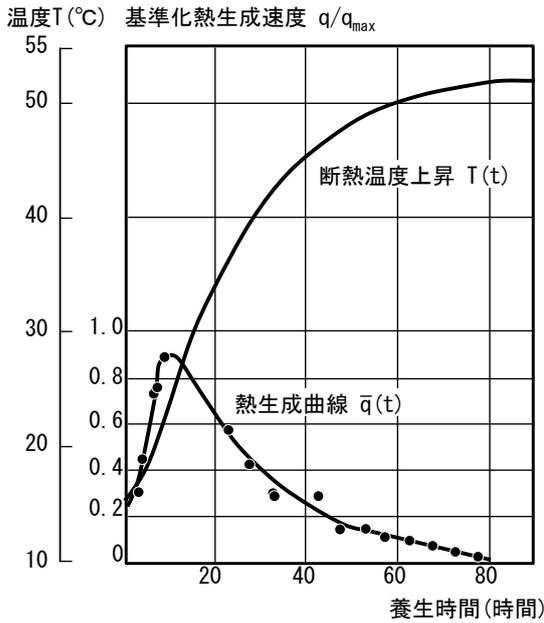


図-3.10 コンクリートの断熱温度上昇曲線から求めた基準化熱生成速度-時間関係 [3.18]

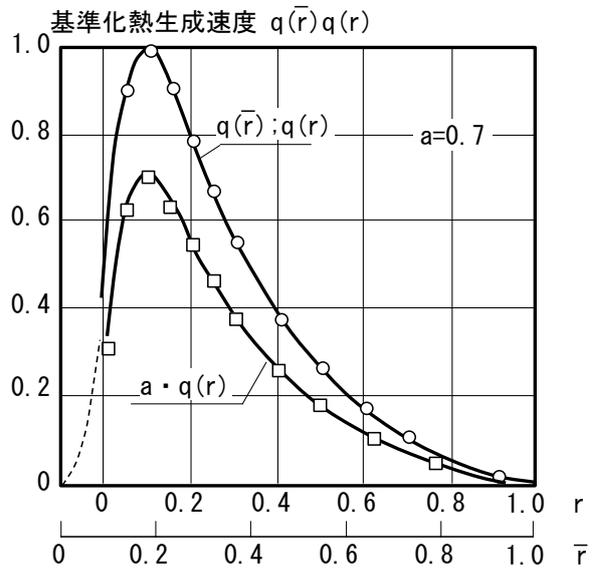


図-3.11 コンクリートの基準化熱生成速度-反応度関係 [3.18]

図-3.11 に示すように、この定式化では $r = 0$ 時点で熱生成が生じており実現象と乖離する。これは、断熱温度曲線から平均熱生成速度を求めたことにより、断熱温度曲線の時刻 0 に対応する初期温度が反映されたためと考えられる。この手法では、 $r = 0$ に対応する r' を初期反応度と定義し、 r 軸を r' 軸に写像することで実現象との整合を図っている。Reinhardt & Blaauwendraad らが検討したコンクリート調合の範囲では、初期反応度として $r' = 0.1$ が推奨値として示されている。

3.2.4.3 応力・クリープ解析の有限要素定式化

図-3.4 に示したように、応力・クリープ解析においても有限要素法を適用する。ここでは、応力・クリープ解析の有限要素定式化を述べるとともに、本論文で採用したクリープ則について概説する。クリープひずみは、応力履歴に依存するため便宜上本項で取り扱うこととした。

応力速度 $\{\dot{\sigma}\}$ の釣り合いは、速度形式の仮想変位の原理を適用すると次式となる [3.22]。

$$\sum_e \int_{V_e} [B]^T \{\dot{\sigma}\} dV = \{\dot{R}\}^a \quad (3.2.30)$$

ここで、 $[B]$ はひずみ-変位マトリクス、 $\{\dot{R}\}^a$ は外部節点力速度である。次に、材料の構成挙動は、次式により表現される。

$$\{\dot{\varepsilon}\} = \{\dot{\varepsilon}\}_e + \{\dot{\varepsilon}\}_c + \{\dot{\varepsilon}\}_s + \{\dot{\varepsilon}\}_T \quad (3.2.31)$$

ここで、 $\{\dot{\varepsilon}\}$ は全体ひずみ速度、 $\{\dot{\varepsilon}\}_e$ は弾性ひずみ速度、 $\{\dot{\varepsilon}\}_c$ はクリープひずみ速度成分、 $\{\dot{\varepsilon}\}_s$ は収縮によるひずみ速度成分、 $\{\dot{\varepsilon}\}_T$ は温度膨張・収縮によるひずみ速度成分である。すべての変数は、時間 t の関数である。弾性ひずみ速度と応力速度は次式により関係づけられる。

$$\{\dot{\sigma}\} = [D](\{\dot{\varepsilon}\} - \{\dot{\varepsilon}\}_c - \{\dot{\varepsilon}\}_s - \{\dot{\varepsilon}\}_T) \quad (3.2.32)$$

式(3.2.32)を式(3.2.30)に代入すると次式が導かれる。

$$[K]\{\dot{\delta}\} = \{\dot{R}\}^a + \{\dot{R}\}^\eta \quad (3.2.33)$$

ここで、 $[K]$ は要素剛性マトリクス、 $\{\dot{\delta}\}$ は未知節点変位速度、 $\{\dot{R}\}^a$ は外部節点力の速度に対応する等価節点力ベクトル、 $\{\dot{R}\}^\eta$ は収縮、クリープおよび温度過程のひずみ速度に対応する等価節点力ベクトルであり、次式により表現される。

$$[K] = \sum_e \int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV \quad (3.2.34)$$

$$\{\dot{R}\}^\eta = \sum_e \int_{V_e} [B]^T [D] \{\dot{\eta}\} dV \quad (3.2.35)$$

ここで、 $\{\dot{\eta}\}$ は収縮ひずみ、クリープひずみおよび温度過程で生じるひずみによる速度ベクトルである。

続いて、時間-離散化手法について説明するため、弾性挙動およびクリープ挙動は種々の体積ひずみ変化を重ね合わせるにより求められると仮定する。ここでは、de Borst ら [3.23] を参照して、時間 t における全ひずみベクトル $\{\varepsilon(t)\}$ を次式のように整理する。

$$\{\varepsilon(t)\} = \int_0^t J(t, \tau) \mathbf{C} \dot{\sigma}(\tau) d\tau + \{\varepsilon\}_{s,T} \quad (3.2.36)$$

ここで、 $\dot{\sigma}$ は応力速度テンソル、 $J(t, \tau)$ はクリープ関数、 τ は応力作用時のコンクリート材齢、 $\{\varepsilon\}_{s,T}$ は応力履歴の影響を受けない温度ひずみと収縮ひずみの和、 \mathbf{C} はコンプライアンスであり、各成分がポアソン比の関数として、次式により定義される。なお、太字はマトリクスを意味している。

$$C_{ijkl} = \frac{1}{2}(1 + \nu)(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) - \nu\delta_{ij}\delta_{kl} \quad (3.2.37)$$

ここで、 ν は荷重作用時間には依存しない一定値と仮定したポアソン比、 δ_{ij} と δ_{kl} はクロネッカーデルタ($i, j, k, l = x, y, z$)である。時間間隔 Δt を考え、対応する応力増分とひずみ増分を次式のように定義する。

$$\{\Delta\sigma\} = \{\sigma(t + \Delta t)\} - \{\sigma(t)\} \quad (3.2.38)$$

$$\{\Delta\varepsilon\} = \{\varepsilon(t + \Delta t)\} - \{\varepsilon(t)\} \quad (3.2.39)$$

式(3.2.39)を考慮すると式(3.2.36)は次式で表現できる。

$$\{\Delta\varepsilon\} = \left[\int_0^{t+\Delta t} J(t + \Delta t, \tau) \mathbf{C} \dot{\sigma}(\tau) d\tau + \{\varepsilon(t + \Delta t)\}_{s,T} \right] - \left[\int_0^t J(t, \tau) \mathbf{C} \dot{\sigma}(\tau) d\tau + \{\varepsilon(t)\}_{s,T} \right] \quad (3.2.40)$$

式(3.2.40)を整理すると次式となる。

$$\{\Delta\varepsilon\} = \int_0^t (J(t + \Delta t, \tau) - J(t, \tau)) \mathbf{C} \dot{\sigma}(\tau) d\tau + \int_t^{t+\Delta t} J(t + \Delta t, \tau) \mathbf{C} \dot{\sigma}(\tau) d\tau + \{\varepsilon(\Delta t)\}_{s,T} \quad (3.2.41)$$

有限要素法に組み込むために、式(3.2.41)の応力増分がひずみ或いは応力履歴の関数となるように再整理する。なお、応力が時間増分 Δt にわたり線形に変化すると仮定し($\dot{\sigma} \approx \Delta\sigma/\Delta t$ と仮定)、一般化中点則 $t_i \leq t^* \leq t_{i+1}$ を適用する。ここで、式(3.2.41)の右辺第2項に着目する。この項は、現ステップでのクリープひずみ増分を表しており、これを $\Delta\varepsilon$ とおいて整理すると次式となる。

$$\{\Delta\varepsilon\} = \int_t^{t+\Delta t} J(t + \Delta t, \tau) \mathbf{C} \frac{\Delta\sigma}{\Delta t}(\tau) d\tau \quad (3.2.42)$$

式(3.2.42)は次式のように表現できる。

$$\frac{\{\Delta\varepsilon\}}{\mathbf{c}} = \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} J(t + \Delta t, \tau) (\tau) d\tau \cdot \Delta\sigma \quad (3.2.43)$$

ここで,

$$\tilde{\mathbf{E}}^{-1}(t^*) = \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} J(t + \Delta t, \tau) d\tau \quad (3.2.44)$$

とおくと次式が得られる。

$$\Delta\sigma = \mathbf{C}^{-1} \cdot \tilde{\mathbf{E}}(t^*) \cdot \Delta\varepsilon \quad (3.2.45)$$

ここで, $\mathbf{C}^{-1} = \mathbf{D}$ と置いて, 式(3.2.41)を式(3.2.42)～式(3.2.45)に基づき $\Delta\sigma$ について整理すると最終的に次式を得る。

$$\Delta\sigma = \tilde{\mathbf{E}}(t^*) \mathbf{D} \{\Delta\varepsilon\} - \tilde{\mathbf{E}}(t^*) \int_0^t (J(t + \Delta t, \tau) - J(t, \tau)) \dot{\sigma}(\tau) d\tau + \tilde{\mathbf{E}}(t^*) \mathbf{D} \{\Delta\varepsilon\}_{s,T} \quad (3.2.46)$$

式(3.2.46)における $J(t, \tau)$ は, 一般的には, 長期クリープシミュレーションに対して Dirichlet 級数が採用され, 短期クリープシミュレーションに対して Taylor 級数が採用されることで実現象と良い対応を示すことが知られている [3. 23]。

本論文におけるクリープひずみのモデル化は, 一般的に利用されることの多い有効弾性係数法と Step-by-step 法の計算精度とコストに関する問題点を考慮して, de Borst らの二重べき乗則を Taylor 級数近似する手法を採用した [3. 23]。ここでは, クリープ関数を次式のように定義する。

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} [1 + q\tau^{-d}(t - \tau)^p] \quad (3.2.47)$$

ここで、 q, d, p は材料定数、 τ^{-d} は荷重の作用時間に関する係数、 $(t - \tau)^p$ はクリープ期間に関する関数である。 $g(t - \tau) = (t - \tau)^p$ とにおいて、 $g(t - \tau)$ を $t - \tau = t_d$ (展開点)まわりに Taylor 展開して整理すると次式を得る。

$$g(t - \tau) = \sum_{r=0}^N h_r(t, t_d) \tau^r \quad (3.2.48)$$

ここで、 N は Taylor 展開で使われる級数の数 (本論文では $N = 5$ とする。), h_r はべき数 p に依存する $(t - t_d)$ の関数である。式(3.2.46)右辺の第二項を $\{\tilde{\sigma}(t)\}$ と置き、式(3.2.48)を代入して整理すると次式が得られる。

$$\{\tilde{\sigma}(t)\} = -\tilde{E}(t^*) q \sum_{r=0}^5 (h_r(t + \Delta t, t_d) - h_r(t, t_d)) \tilde{\varepsilon}_r(t) \quad (3.2.49)$$

ただし、

$$\tilde{\varepsilon}_r(t) = \int_0^t \frac{1}{E(\tau)} \tau^{r-d} \dot{\sigma}(\tau) d\tau \quad (3.2.50)$$

ここで、 $\tilde{\varepsilon}_r$ 項は解析時の総和により次式のように近似される。

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_r(t + \Delta t) &= \tilde{\varepsilon}_r(t) + \int_t^{t+\Delta t} \frac{1}{E(\tau)} \tau^{r-d} \dot{\sigma}(\tau) d\tau \\ &\approx \tilde{\varepsilon}_r(t) + \left(\frac{\Delta \sigma}{E(t^*) \Delta t} \right) \left(\frac{(t+\Delta t)^{r-d+1} - t^{r-d+1}}{r-d+1} \right) \end{aligned} \quad (3.2.51)$$

式(3.2.49)は、積分区間に実時間が現れないので、各材料点の全荷重履歴の保存を要せず、 $N = 5$ までの近似解を保存するのみである。また、時間ステップが増しても計算時間が長くない特徴も有しており、計算量の節減を図ることが可能となる。

3.2.4.4 応力・クリープ解析における求解法

ここまで、空間的ならびに増分を用いた時間的離散化方法について整理してきた。定式化された方程式を解くためには、増分-反復型求解アルゴリズムを適用する必要がある。ここでは、求解アルゴリズムの概要を述べると共に、本論文で採用した反復型線形剛性法について概説する。

まず、内力と外力の釣合いを与える「変位増分ベクトル」および内力と増分変位を関係づける「剛性マトリクス」について考え、境界条件を満足する釣合状態を求めるために次式を定義する [3. 24]。

$$f_{int}(u, history) = f_{ext}(u) \quad (3.2.52)$$

ここで、 f_{int} は内力ベクトル、 f_{ext} は外力ベクトルであり、変位の関数として表現される。ここでは次式に示す時間に関する離散化を考える。

$${}^{t+\Delta t}u = {}^t u + \Delta u \quad (3.2.53)$$

時間的離散化においては、時刻 t における近似解 ${}^t u$ から始まり時間増分 Δt に対する増分 Δu を考えて、式(3.2.53)が成立する ${}^{t+\Delta t}u$ を探し求める。説明を簡便にするため、ここでは荷重制御の場合について考える。増分内における釣合方程式は Δu のみに依存するとすれば、式(3.2.52)を用いて不釣合力ベクトル $g(\Delta u)$ は次式のように定義される。

$$g(\Delta u) = f_{ext}(\Delta u) - f_{int}(\Delta u) \quad (3.2.54)$$

図-3.12 に反復フローを示す。種々の反復手法において、全変位増分 Δu は、所定の許容値の範囲内で釣合いに達するまで、反復増分 δu を用いて反復的に適合させる。ここで、反復 $i+1$ における増分変位は次式となる。

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1} \quad (3.2.55)$$

反復増分 δu は、剛性マトリクス K を用いて次式の線形関係から計算される。

$$\delta u_i = K_i^{-1} g_i \quad (3.2.56)$$

ここで、 g_i は反復 i の開始時における不釣合力ベクトルである。種々の反復手法は、 δu を決定する過程に違いが見受けられ、本節では図-3.13に示す「初期剛性法」を採用する。この手法は、収束速度がやや遅いデメリットを有しているが、剛性マトリクスの対称性を維持できることから、解の安定性を期待できるメリットがある。

以上、外力ベクトル f_{ext} を直接増分することにより、増分開始時に外部荷重が増加する反復過程について説明した。これは一般的に「荷重制御」と呼ばれる(図-3.14a)。外部荷重を構造物に作用する別の方法はある変位 u を規定する方法である。これは「変位制御」と呼ばれている(図-3.14b)。変位制御の場合、外力ベクトルは直接増分されないため、適当な変位予測値を得るために規定変位が外力ベクトルに組み込まなければならない。

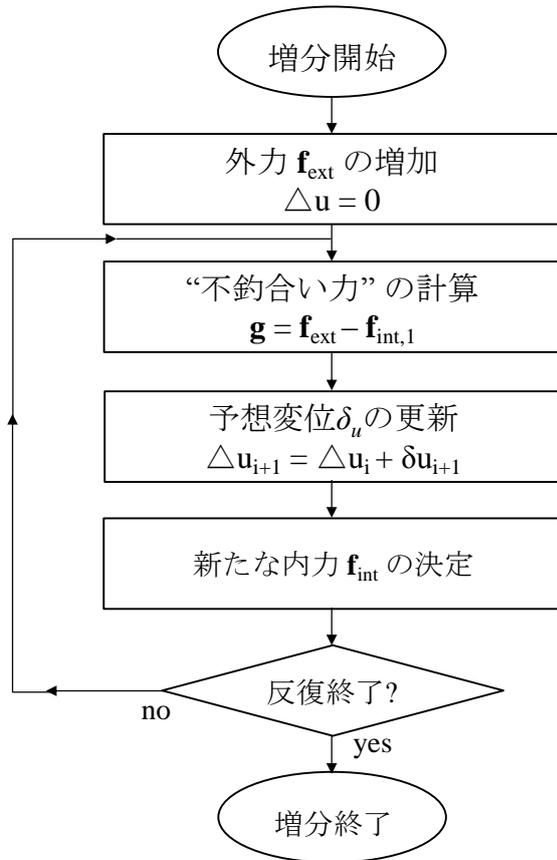


図-3.12 反復計算フロー [3.23]

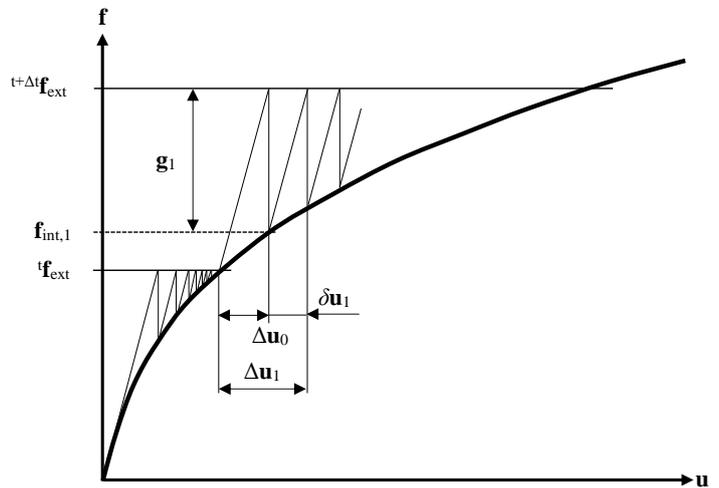


図-3.13 初期剛性反復法 [3.23]

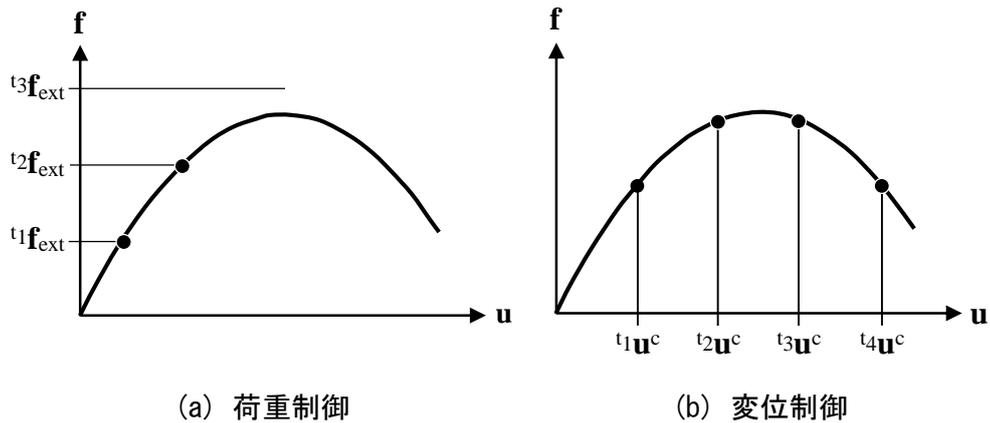


図-3.14 荷重制御と変位制御 [3.23]

応力・クリープ解析は、時間増分内において自由ひずみ増分が規定される「変位制御」と見なすことができることから、式(3.2.56)を次式のように書き直す。

$$\begin{bmatrix} K^{uu} & K^{uc} \\ K^{cu} & K^{cc} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u^u \\ \Delta u^c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} g^u \\ g^c \end{Bmatrix} \quad (3.2.57)$$

ここで、 Δu は増分変位ベクトル、 K は剛性マトリクス、 g は不釣り合い力であり、上添え字 u は無拘束、上添え字 c は拘束状態を表している。これにより、未知変位増分 Δu^u は次式のように計算される。

$$\Delta u_0^u = (K^{uu})^{-1} \{-K^{uc} \Delta u^c + \Delta g^u\} \quad (3.2.58)$$

ここで、荷重増分を考えた式(3.2.56)と比較すると、 $-K^{uc} \Delta u^c$ は規定した変位と等価な力のベクトルとして扱うことができる。以上のような定式化により、変位増分においても釣合を逐次計算することで近似解を求めることが可能となる。なお、本論文では、エネルギーノルムに基づく収束判定を行っている。

3.2.5 提案手法の検証

3.2.5.1 はじめに

本項では、これまで定式化してきた手法の妥当性を確認すると共に、高強度 RC の若材齢挙動を解析的に検討することを目的とする。目的を達成するために、2つの解析例題に取り組んだ。①熱伝導解析と自己収縮ひずみ予測モデルの検証、および ②応力・クリープ解析の検証である。

3.2.5.2 熱伝導解析と自己収縮ひずみ予測モデルの検証

(1) 解析対象試験体概要

ここでは、熱伝導解析および寺本らの自己収縮ひずみ予測モデルの検証を試みる。そのために、橋田ら [3. 25] により行われた実験を解析対象とした。実験では、簡易断熱養生を施すことで実大柱中心の水和発熱を模擬し (図-3.15)、初期に高温履歴を受ける高強度コンクリートの自己収縮ひずみが計測されている。論文中から予測式に必要な各材料パラメータを読み取ることが可能な点も解析対象とした理由である。

図-3.15 に示す試験体のうち、無筋試験体において供試体中央の埋込型ひずみ計から自己収縮ひずみが計測された。表-3.2 にコンクリートの使用材料、表-3.3 にコンクリートの調合を示す。ここでは、シリカフェームを混和剤とした低熱セメントが使用されている「BS20」試験体について検証する。

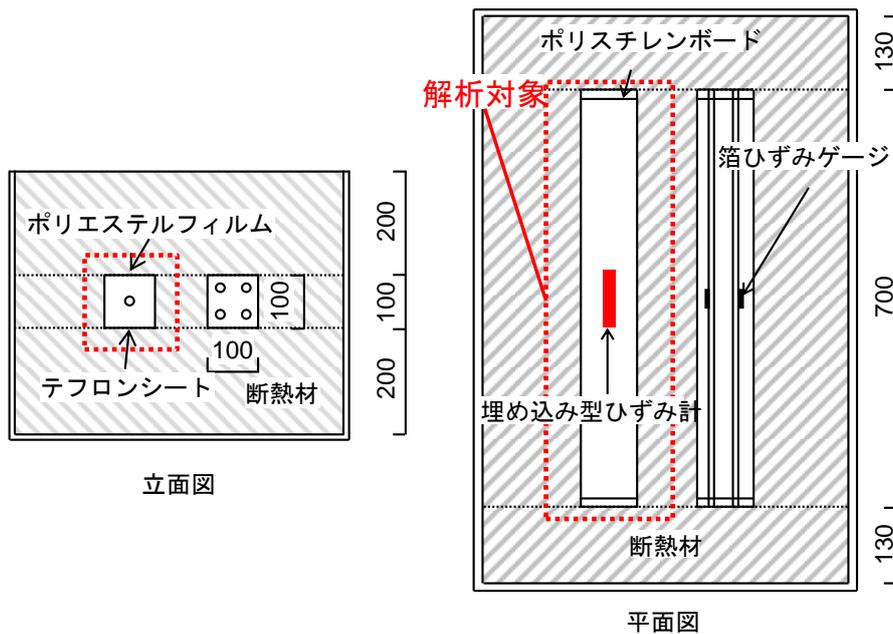


図-3.15 解析対象試験体と養生図 [3.25]

表-3.2 コンクリートの構成材料 [3.25]

材料	記号	種類, 物性
セメント	OP	普通ポルトランドセメント 比重3.15, 比表面積3,270cm ² /g
	BP	高ビーライト系セメント (C2S 46%) 比重3.20, 比表面積4,110cm ² /g
混和剤	SF	シリカヒューム 比重2.25, 比表面積18.5m ² /g
細骨材	S	陸砂 比重2.59, 吸水率1.63%, 粗粒率2.80
粗骨材	G	硬質砂岩碎石 (最大粒径20mm) 比重2.65, 吸水率0.60%, 粗粒率6.75
混和剤	SP-A,B,C	ポリカルボン酸系高性能AE減水剤3種類

表-3.3 コンクリートの調合 [3.25]

種類	W/B (%)	W	C	S	G	SF	SP	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	F _{cs} (N/mm ²)	E _{cs} (N/mm ²)
OP40	40	168	420	780	975	-	A	21*	2.7	68.2	34100
OP27	27	165	611	692	940	-	A	50	1.9	97.4	37900
OP20	20	165	825	573	896	-	C	63	1.5	109	39800
BP27	27	165	611	697	940	-	B	61	2.2	101	38700
BP20	20	165	825	581	896	-	C	70	2.1	119	39600
BP20	20	165	784	606	856	41	B	58	2.1	123	40800

図-3.16 に温度履歴結果を示す。「□：BS20-断熱」が検証対象試験体である。材齢約1日目に約60°Cの最大温度を経験し、材齢約10日目には一定温度に落ち着いた。概ね、実大RC柱試験体中心の温度履歴が計測されているものと考えられる。

図-3.17 に自己収縮ひずみの測定結果を示す。自己収縮ひずみは、測定した全ひずみから温度ひずみを差し引くことで求めており、拘束試験体の鉄筋ひずみに変化が現れた点（当該論文では、「凝結の終結時間に相当」と掲載）を初期値としている。また、線膨張係数は、 $13.3 [\times 10^{-6}]$ （一定値）とされており、材齢3ヵ月時点における実験終了後の供試体を用いて実測されたものである。ひずみ速度の変化に着目すると、勾配は2段階に大別され、材齢約1日目には500[μ]に達し、材齢約2日目以降では一定値に落ち着くことが確認されている。

自己収縮ひずみの評価にあたり、①開始材齢を凝結の終結としている点、②線膨張係数を一定値としている点において、本論文で定義した内容や検証モデルと相違している部分はあるが、評価環境による差異がひずみ速度や絶対量に及ぼす感度を把握することも重要であると考えている。

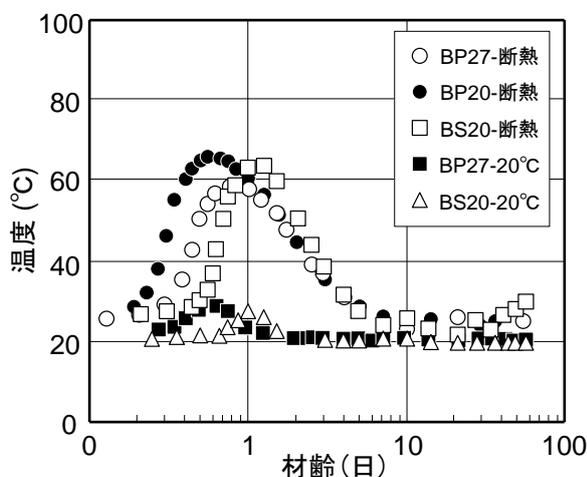


図-3.16 温度履歴結果 [3.25]

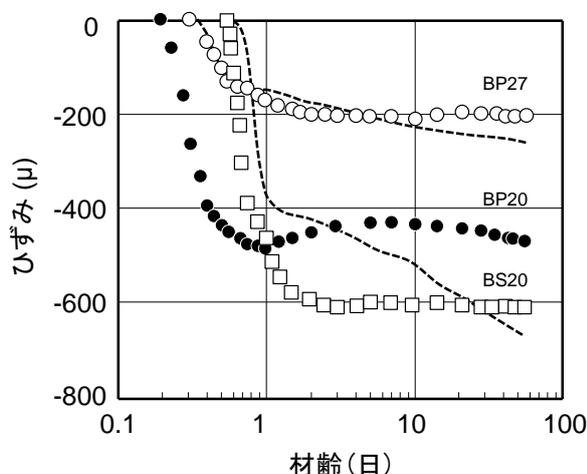


図-3.17 自己収縮ひずみの測定結果 [3.25]

(2) 熱伝導解析および自己収縮ひずみパラメータの概要

図-3.18 に熱伝導解析に使用した要素分割図を示す。コンクリートは8節点ソリッド要素を用いた。また、4節点四辺形要素を用いて、外気と接する境界面上の熱伝達をモデル化した。表-3.4 に解析パラメータを示す。熱伝導率はマスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施工指針（案）に定められている力学的特性データベースを参照し決定した [3.3]。熱伝達率は、実験結果に合うように0.5~2[W/m²°C]の範囲でパラメ

第3章 時間依存解析モデルの定式化と検証

リックに検討し決定した。なお、鉄筋は要素としてはモデル化せず、コンクリートの密度と比熱に質量換算することで考慮した。また、有効材齢の算出においては、Arrhenius定数を 10,000 とした。

図-3.19 に断熱温度上昇曲線を示す。ここでは、①シリカフェームが使用された点、②最大骨材径が 20mm である点、③28 日の圧縮強度が同等である点を考慮して、次式を採用した。[3.26]

$$Q(t) = \frac{1}{1+a \cdot e^{bt}} \cdot Q_{\infty}(1 - e^{-\gamma t}) \quad (3.2.59)$$

ここで、 $Q(t)$ は時間 t (day)の断熱温度上昇量[°C]、 Q_{∞} は終局断熱温度上昇量[°C]、 γ は発熱開始から発熱終結期に至るまでの温度上昇速度に関する係数、 a は発熱加速期の温度上昇速度に関する係数、 b は発熱開始から発熱加速期に至るまでの時間に関する係数である。

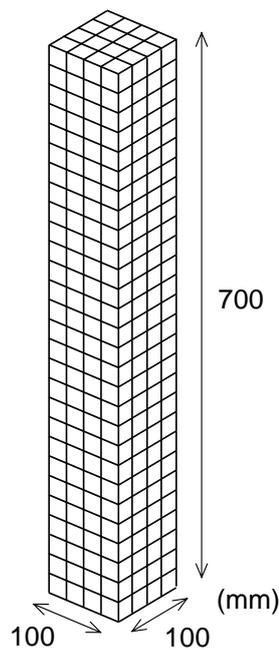


図-3.18 要素分割図

表-3.4 熱伝導解析パラメータ

密度 (kg/m ³)	2300
比熱 (J/kg·K)	1023
熱伝達率 (J/sec·m ² ·K)	0.5
熱伝導率 (J/sec·m·K)	2.42
アルレニウス定数	10000

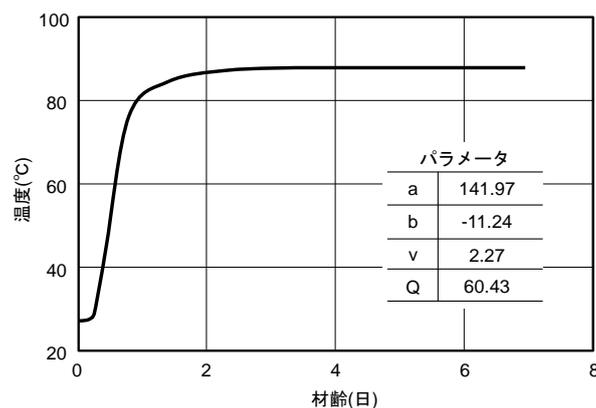


図-3.19 断熱温度曲線と設定パラメータ [3.25]

表-3.5 に自己収縮ひずみの予測に用いたパラメータを示す。ここでは、凝結時間が不明であることから、凝結に関する係数 a (式3.2.10)を実験に合うように決定している。また、練り上がり温度については、温度履歴実験結果の始発点を採用し、骨材の線膨張

係数は、式(3.2.2)を参照して $7.6[\times 10^{-6}]$ としている [3.9]。なお、骨材体積比は、材料表より粗骨材と細骨材の重量と密度から体積を算出して合算し算出した。

表-3.5 自己収縮ひずみの予測パラメータ

水結合材比	0.2
凝結に関する係数	100
練りあがり温度の影響係数	0.8
V_a (骨材体積比)	0.56
骨材の線膨張係数($\times 10^{-6}$)	7.6
練りあがり温度	26.8

(3) 解析および自己収縮ひずみの予測結果

図-3.20 に熱伝導解析結果を示す。温度上昇開始時点が若干早いものの最大温度までの上昇勾配、最大温度およびポストピークは実験値と良い対応を示している。図-3.21 に温度コンター図を示す。温度の閾値が $61.3^{\circ}\text{C} \sim 63.2^{\circ}\text{C}$ までの約 2°C の範囲において、打設後 18 時間~26 時間までの変化を示している。材齢 22 時間目で最大温度を経験し、試験体長手方向の中心（高さ方向中央部分）温度が最も高く、端部が低いことが見て取れ温度分布における妥当性も確認できる。

図-3.22 に自己収縮ひずみの予測結果を示す。赤線が解析結果、黒線が実測値である。図からも分かるように、ひずみ速度が変化する傾向が模擬できており、予測結果は実験値と良い対応を示している。これにより、熱伝導解析および寺本モデルの適用性が確認された。

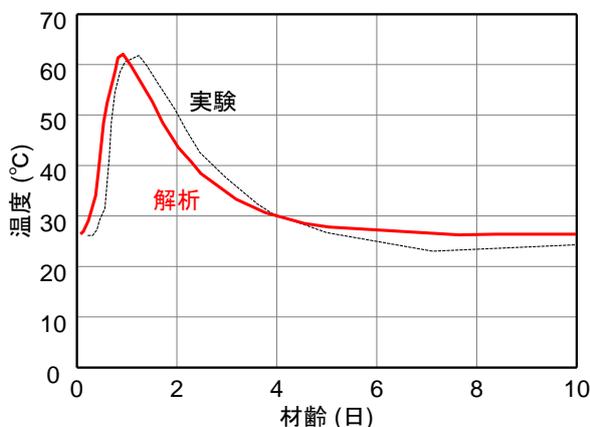


図-3.20 温度解析結果

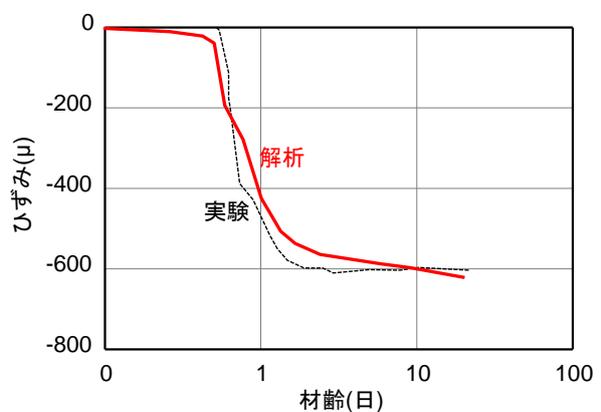


図-3.22 自己収縮ひずみの予測結果

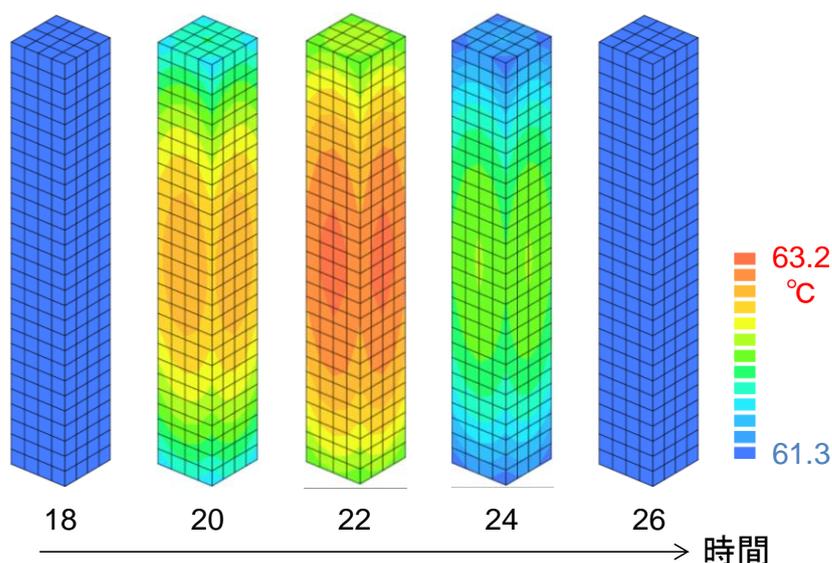


図-3.21 温度コンター図

3.2.5.3 応力・クリープ解析の検証

(1) 解析対象試験体概要

解析対象とする実験には、種々の挙動の予測に必要な情報と数値解析結果の検証に必要な実験結果の両方が求められる。この点を考慮して、丸山ら [3.27] によって行われた実大高強度 RC 柱の実験を検討対象とする。超高強度 RC 柱内部の初期応力発生メカニズムを検証することを目的とした本実験では、自己収縮ひずみの予測に必要な材料特性が明示されているとともに、温度分布や発生応力についても数値解析に基づき検証 [3.28] されている。

図-3.23 に試験体の概要を示す。本論文では、夏期施工を想定し、8月にコンクリートを打設した C-D41 試験体を解析対象とする。コンクリートの調合は、文献 [3.26] に記載されているバッチ B2 である (表-3.6)。寸法は、900×900×1100[mm]の実大模擬柱であり、主筋は D41 (主筋比 3.3%)、帯筋は D13 (帯筋比 0.56%) を使用している。型枠は、鋼製とし打設直後から材齢 3 日までシート養生を行い、脱型後は実験室内に静置された。温度分布予測に必要なコンクリートの断熱温度上昇量は、CCBM に基づき予測された値 [3.28] を使用した。

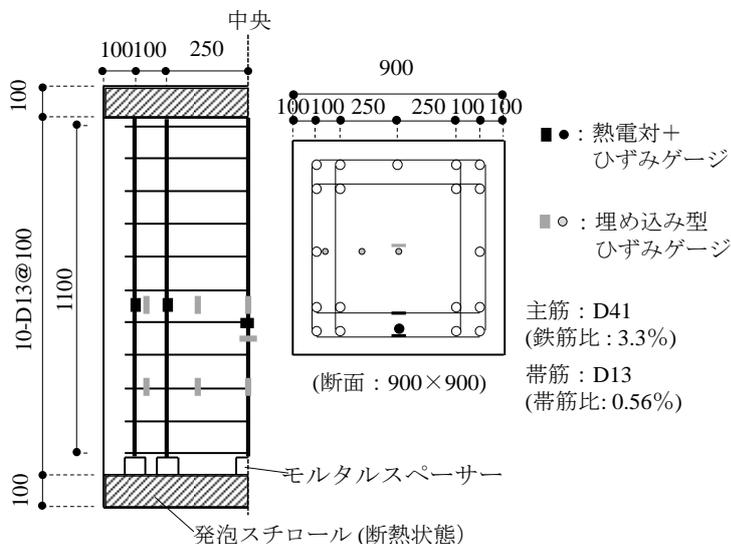


図-3.23 試験体概要 [3.26]

表-3.6 コンクリートの調合 [3.26]

バッチ	試験体	記号	ベースセメント	シリカフューム	W/B	W	C	S	G	SF	SP	D	Air	スランプフロー	練上り温度	環境温度
					(%)											
B1	C-D6S	SFLC1	LC1	SF1	15	155	930	451	932	103	2.6	0.6	1.4	715x715	29.0	29.0
B2	C-D41S	SFLC1	LC1	SF1	15	155	930	451	932	103	2.6	0.6	1.5	745x720	29.5	31.0
B3	C-D6W	SFLC2	LC2	SF2	15	155	930	451	932	103	2.6	0.6	2.4	730x710	14.5	8.0
B4	C-D41W	SFLC2	LC2	SF2	15	155	930	451	932	103	2.6	0.6	2.2	710x705	15.5	10.5

(2) 熱伝導解析および自由ひずみパラメータの概要

図-3.24 に熱伝導解析に用いる有限要素分割図と要素種類を示す。コンクリートには8節点ソリッド要素を用いた。また、4節点四辺形要素を用いて、外気と接する境界面上の熱伝達をモデル化した。鉄筋は要素としてモデル化せず、コンクリートの密度と比熱に質量換算することで考慮した。表-3.7 に解析パラメータを示す。比熱および熱伝導率は、コンクリート内の水和の進行や含水率等に伴って変化するが、その影響は小さいことから定数として取り扱うことが多い [3.3]。本研究においてもこれらを一定値と仮定し、日本建築学会指針 [3.3] に記載された下限値を設定した。熱伝達率は、型枠種類を考慮し、脱型前後の変化を反映させるため、指針式を用いて発砲スチロールを 2[W/m²°C]、型枠を 11[W/m²°C]とし、脱型後の値は杉山ら [3.29] の研究を参考にしてコンクリート露出面を 17[W/m²°C]とした。また、初期反応度に関しては、解析対象試験体のコンクリートが Reinhardt & Blaauwendraad [3.20] らが検討したコンクリート調合の範囲外のため、パラメータスタディを行い r' = 0.05 とした。

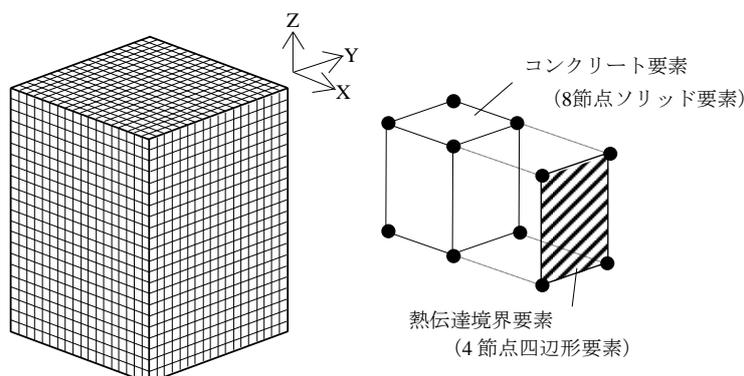


図-3.24 熱伝導解析に用いた要素分割図と要素種類

なお、自己収縮ひずみの予測においては、温度による膨張ひずみの最大値が解析対象試験体の実験値と同程度となるように、混和剤量の影響を考慮する係数として $\alpha = 17$ (式 3.2.10) を仮定した。また、 $V_a = 0.5$ とした。乾燥収縮ひずみの予測においては、 β_{sc} 値として 5.0 を仮定した。また、 $RH = 60\%$ とした。有効材齢の算出においては、Arrhenius 定数を 4,000 とした。

(3) 熱伝導解析結果と自由ひずみの重ね合わせ

図-3.25 に表-3.7 に示す本論文で採用したパラメータを用いた温度解析結果 (以下, Analysis A) と実験結果 (図-3.25 中の点線) に適合するように丸山らが決定したパラメータ [3.28] を用いて実施した温度解析結果 (以下, Analysis B) を示す。ここでは、試験体中央部および中央から 350mm 外側の地点の 2 箇所について考察する。Analysis A は、2 箇所とも発熱の開始、温度上昇勾配および全体履歴は実験結果と良い対応を示しているが、ピーク温度および温度下降勾配を過小評価した。一方で、Analysis B では上述した 2 点が改善されることが分かる。Analysis B と実験値との対応は、丸山らの解析結果と同等である。解析パラメータを比較すると鋼製型枠の熱伝達率に大きな差があり、これが解析結果に違いを生じさせた要因の 1 つであると考えられる。熱伝達率の設定方法に課題は残すものの、指針式および杉山らの研究成果を用いることで実験結果を概ね追従できることが確認された。

図-3.26 に材齢 1 日、1.5 日および 2.0 日目のコンター図を示す。温度分布は、モデルの中心から同心円状に分布しており、中心ほど温度が高く、外気に近づくにつれて低下する。実験結果と比較して①温度変化の傾向が捉えられている点、②断面内外で生じる温度分布の違いを表現できている点で良い対応を示していることから、本解析結果に基づきひずみおよび力学的特性を予測するために必要な有効材齢を出力する。

表-3.7 熱伝導解析パラメータ

比熱[J/g°C]		1.0 (1.1)*
熱伝導率[W/m°C]		1.5 (1.2)*
熱伝達係数 [W/m ² °C]	鋼製型枠	11.0 (6.5)*
	発泡スチロール	2.0
	型枠なし	17.0
密度[kg/m ³]		2.3 (2.3)*

* () に示す値は丸山らの仮定

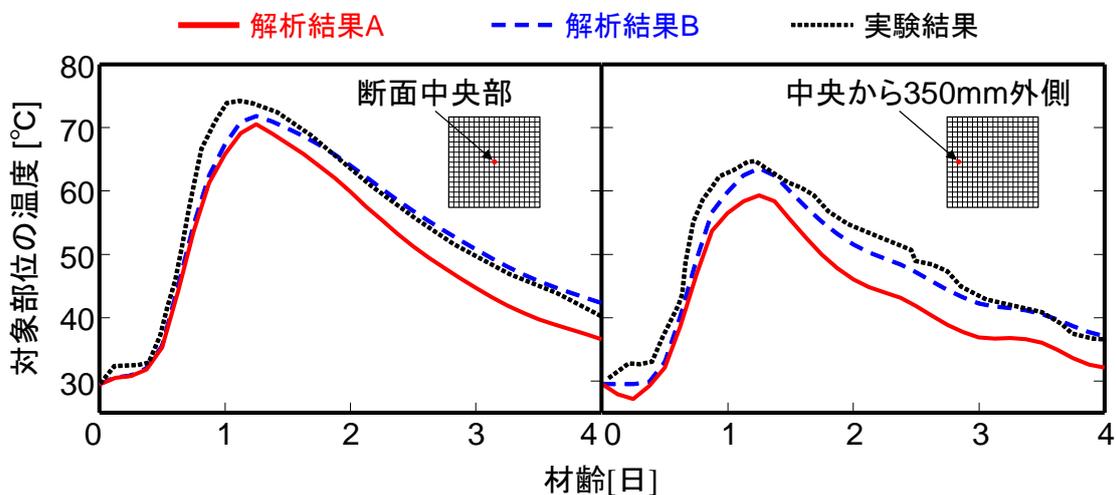


図-3.25 温度解析結果

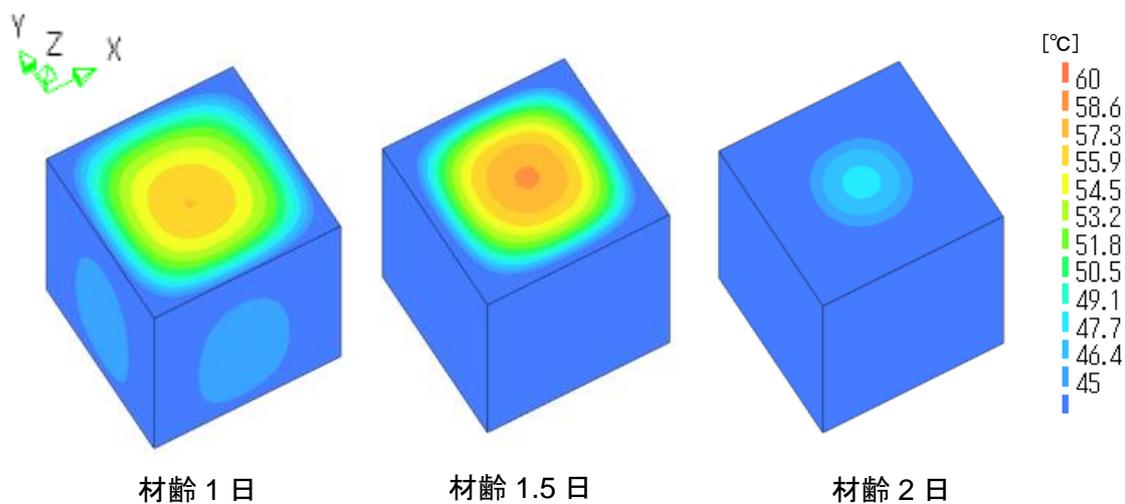


図-3.26 温度コンター図

図-3.27 に試験体中央要素の各ひずみを重ね合わせた結果を示す。ここでは、 ϵ_t は温度ひずみ、 ϵ_{ds} は乾燥収縮ひずみ、 ϵ_{as} は自己収縮ひずみである。温度ひずみは、材齢1日目までに約 400μ 膨張し、その後収縮側へ転じ30日目には約 80μ の収縮ひずみが生じた。自己収縮ひずみは、収縮領域で増加し材齢30日目までに約 540μ となった。両者に比べ、乾燥収縮ひずみは非常に小さい。これらを重ね合わせると、30日目には約 650μ の収縮ひずみが生じることになる。材齢1日前後の膨張ひずみは自己収縮ひずみにより緩和され、材齢10日以降の温度ひずみおよび乾燥収縮ひずみは 0μ 近傍で進展するため、材齢30日目に生じる自由ひずみの大部分を自己収縮ひずみが占めることになることが確認された。

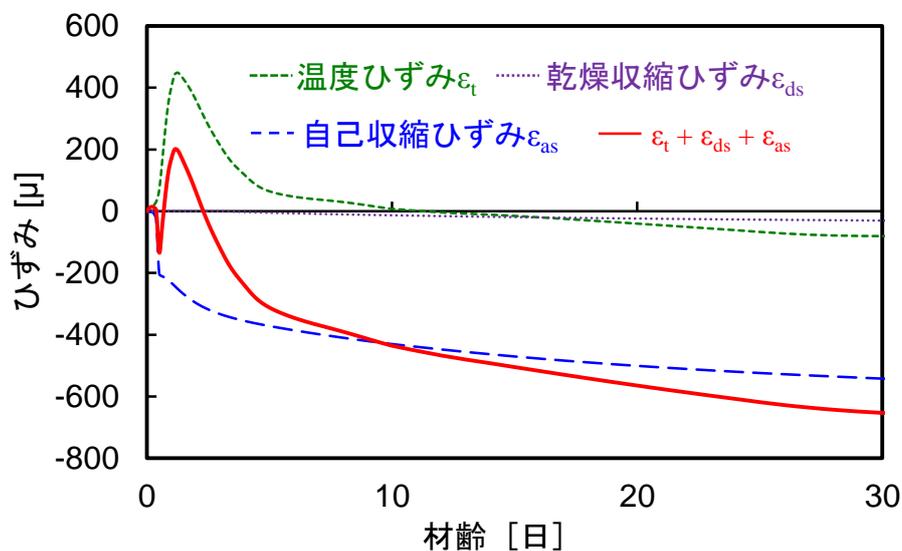


図-3.27 自由ひずみの重ね合わせ結果

(4) 応力解析概要

図-3.28 に要素分割図を示す。コンクリートは8節点ソリッド要素、鉄筋は2節点トラス要素によりモデル化した。境界条件は、図に示すように外部拘束による影響が極力小さくなるように設定した。材齢0.4日程度で強度発現が開始した[3.27]ことから、自重を0.4日目に与え、以後一定とした。また、解の安定性を得るために釣合反復手法として初期剛性法を採用した。時間増分間隔は、0.5日/stepとした。

ここで、弾性係数は、式(3.2.21)および式(3.2.22)より推定するものとし、 s は遅延硬化セメントに対する値(0.38)とした。また、 E_{c28} は実験値を採用した。クリープ解析では、de Bosrt & van Den Boogaard [3.23]らの研究を参照して、二重べき乗則に必要なパラメータを $q = 0.3$ 、 $d = 0.35$ 、 $p = 0.3$ とした。

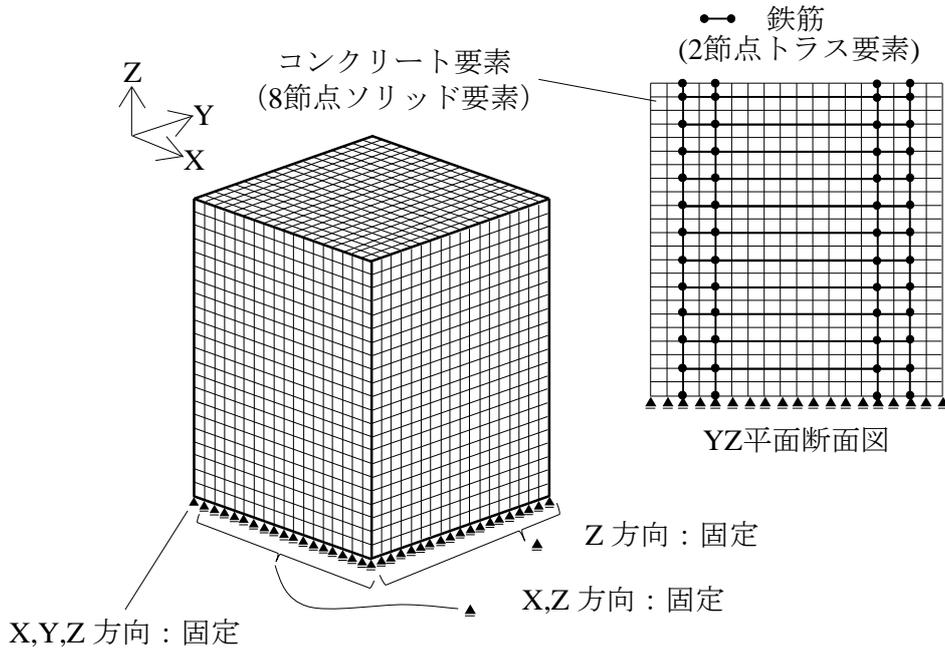


図-3.28 応力・クリープ解析の要素分割図と境界条件

(5) 解析結果①—全ひずみの比較検証

図-3.29 に全ひずみの実験結果と予測結果の比較を示す。ここでは、中央要素の結果を比較する。鉛直方向のひずみは、実験値が収縮領域で増加しているが、予測値は材齢1日目まで温度膨張を示している。これは、丸山らが指摘するように、実験において沈降ひずみが生じた影響であると考えている。材齢4日目に生じる収縮ひずみの増加速度の低下傾向は実験値と良い対応を示している。一方、水平方向のひずみは、材齢1日目の膨張ひずみ、その後の収縮傾向、ひずみ速度の変化および材齢25日までに生じたひずみ総量に関して実験値と良く対応している。

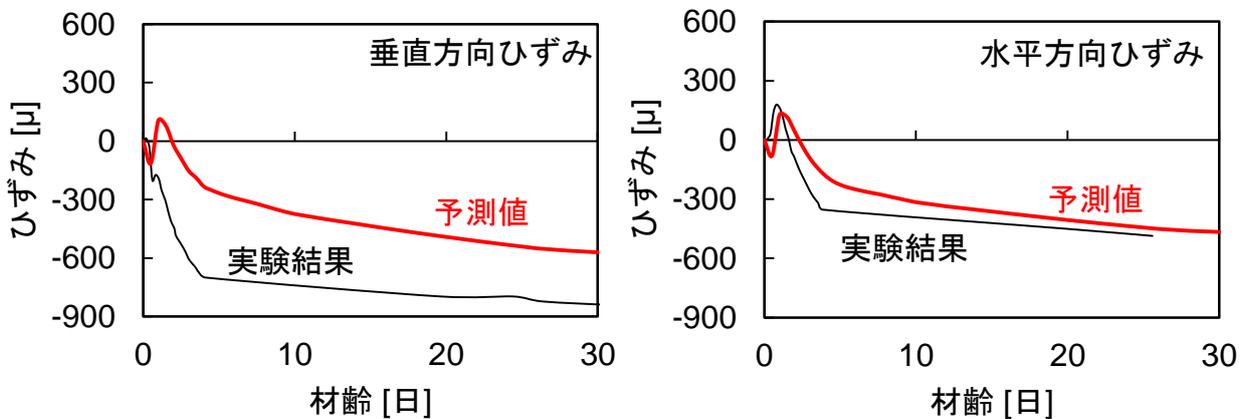


図-3.29 柱中央要素における全ひずみの比較

図-3.30 に最大主ひずみ分布図を示す。高さ方向(A-A')および水平方向(B-B')の2か所を切断し分布状態を考察する。1日目は、鉛直・水平断面内で引張ひずみのみが分布している。試験体中央の膨張ひずみは、かぶりコンクリートに比べて大きく、温度履歴の差が反映されている。30日目では、B-B'断面の主筋周囲に引張ひずみが生じている。これは、コンクリートの自由収縮を主筋が拘束することで、局所的に引張方向のひずみが計算されたためである。同様の現象が、帯筋周囲でも観察されている。A-A'断面に示したように帯筋周囲のコンクリート要素は、周辺要素に比較して収縮ひずみが緩和されていることが分かる。また、断面上端付近の収縮ひずみは、周辺要素に比較して大きい。これは、上端節点に境界条件を設定していないため、拘束度が低いことが原因と考えられる

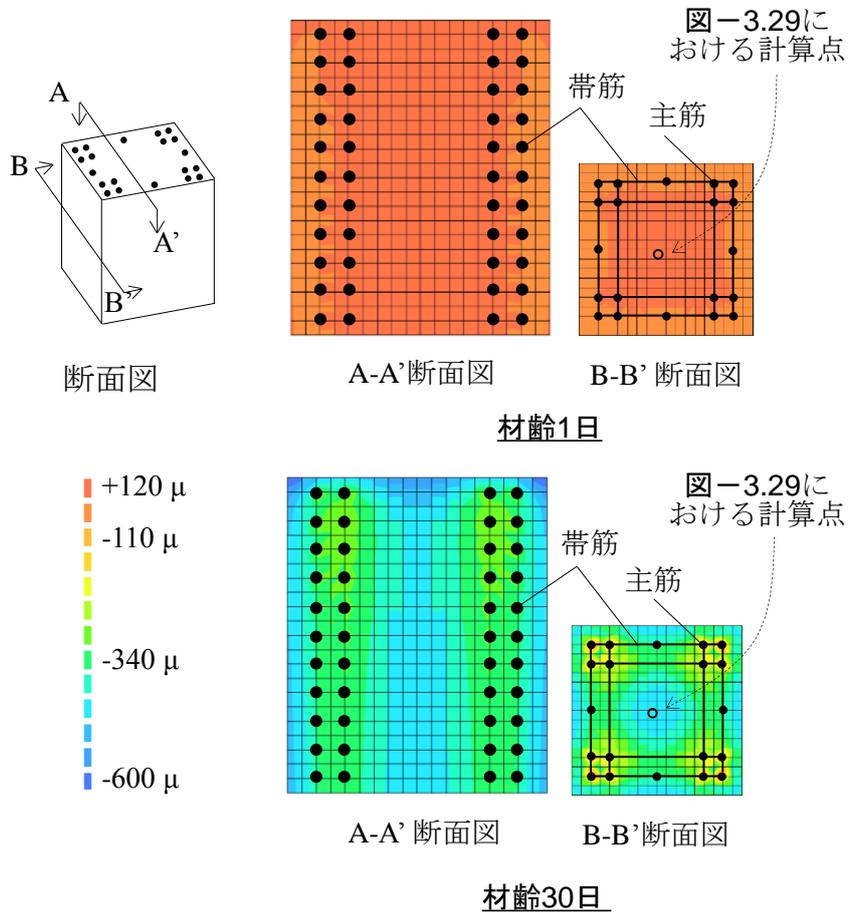


図-3.30 柱に生じた最大主ひずみ分布

(6)解析結果②ーコンクリートの応力進展結果

図-3.31 に、初期応力の FEM 解析結果を示す。比較のため、Step-by- step 法に基づく丸山らの解析結果を併記した。解析結果は、初期材齢において膨張する温度ひずみの拘束によってコンクリートに作用する圧縮応力とその後の温度降下および自己収縮の進展によってひずみが圧縮側へ転じることで作用するコンクリートの引張応力を評価しており、最終的に材齢 5 日程度で一定値へ収束している。本解析結果は、Step-by-step 法の結果に比べて、各成分ともに実材齢 20 日までに生じた引張応力を小さく評価している。これは、線膨張係数の経時変化を考慮したことにより、初期の圧縮応力の進展が表現されていることが要因である。クリープひずみに用いたパラメータに関しては、高強度コンクリートに対する検討が十分でない可能性も考えられるが、各成分ともに引張側へ転じた際の応力勾配や全体的な傾向に関しては、Step-by-step 法の解析結果と良い対応を示しており、本手法の妥当性も認められる。

続いて、断面内部に生じる応力分布を考察する。図-3.32 に最大主応力分布図を示す。材齢 1 日目では、膨張ひずみを鉄筋および下端の境界条件が拘束することで断面内は圧縮応力が支配的となる。上端部は拘束されていないため圧縮応力の分布が緩和されている。B-B' 断面に注目すると、図-3.30 において高温履歴を経験したコアコンクリートは、周囲の鉄筋拘束により大きな圧縮応力を体験する。その後、収縮ひずみの進行により、材齢 30 日目の断面内は、引張応力が支配的となる。とりわけ両断面とも鉄筋周囲に大きな引張応力が作用しているのが分かる。コンクリートの引張応力が引張強度を超えるとひび割れが発生する。このことは、①鉄筋とコンクリート間の付着劣化および②拘束効果の低下を招くことが想定され、RC 柱の損傷過程に影響を与える可能性がある。今後は、本枠組内において引張強度の発現予測とひび割れ発生・進展を考慮する数値解析モデルの導入が課題であろう。

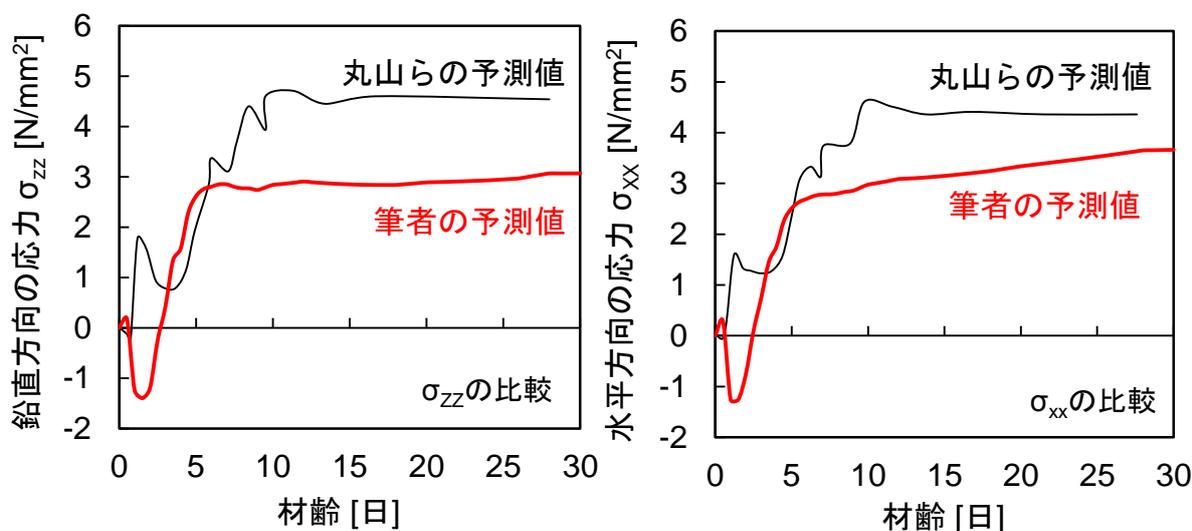


図-3.31 柱中央要素における応力進化

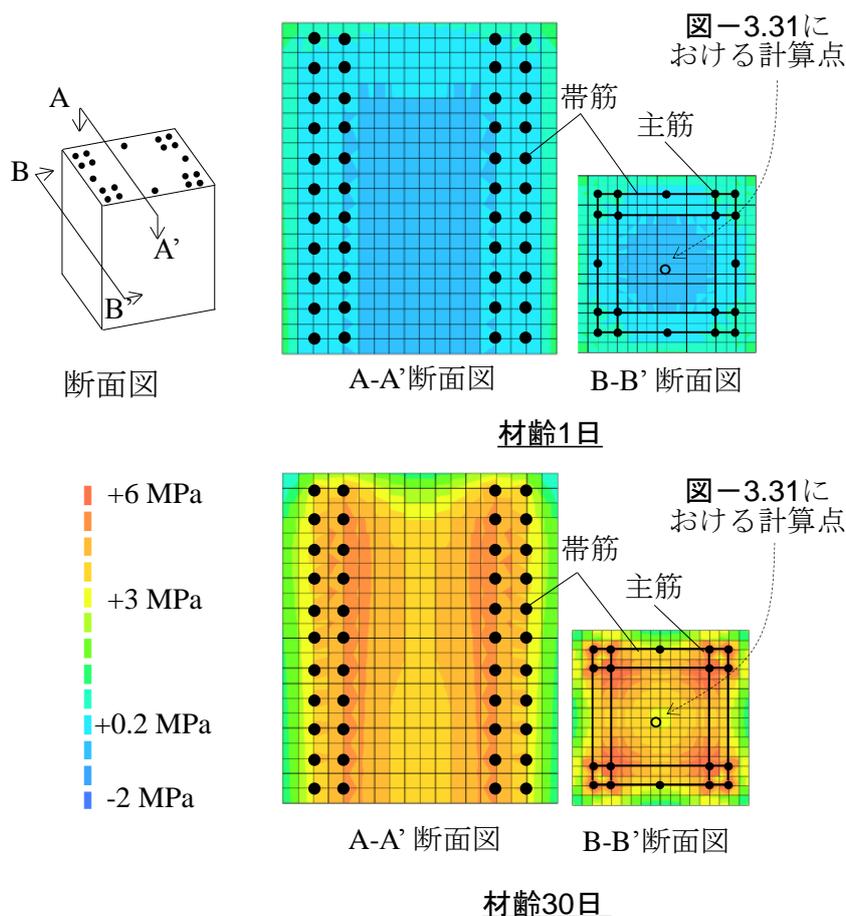


図-3.32 柱に生じた最大主応力分布

(7) 各種ひずみの応力寄与分に関する解析的検討

ここでは、各種ひずみが応力変化に与える影響を分析する。図-3.31 の鉛直応力の進展を分離した結果を図-3.33 に示す。弾性ひずみおよびクリープひずみは、全ケースにおいて考慮されている。自由ひずみは自己収縮ひずみが支配的であることは図-3.27 で確認されたが、全応力の進展は温度応力による成分が支配的であることが分かる。このことを考察するために、図-3.34 に材齢 5 日目までの自由ひずみとヤング係数の経時変化を示す。なお、乾燥収縮ひずみは殆ど生じないためここでは記載していない。材齢 0 日から 0.5 日目までは、温度ひずみは殆ど生じず、自己収縮ひずみのみが増加するが、対応するヤング係数が 10[GPa]と低いため結果として殆ど応力は生じない。

一方、0.5 日～1.5 日の区間では、自己収縮ひずみに比べ温度による増分ひずみが大きく、対応するヤング係数も 30[GPa]と大きいため、温度応力が卓越する。1.5 日～5 日の区間でも同様の傾向が見られ、自己収縮ひずみ増分の減少に伴い、対応する応力も減少していることが分かる。以上のことから、若材齢時応力の評価においては、ヤング係数の経時変化と温度ひずみの予測が重要である。

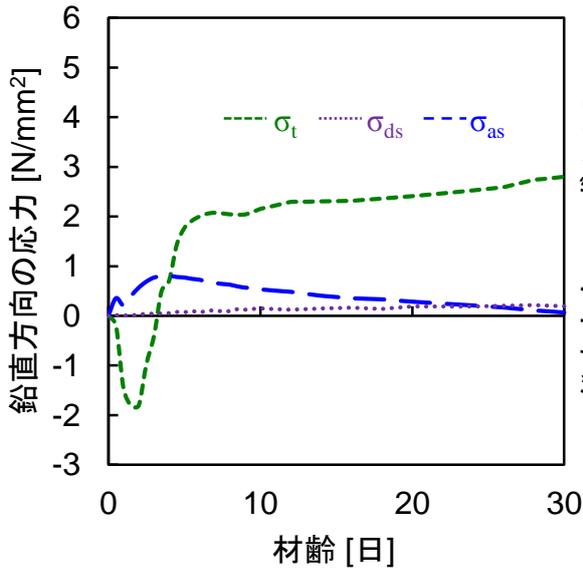


図-3.33 鉛直応力の分離結果

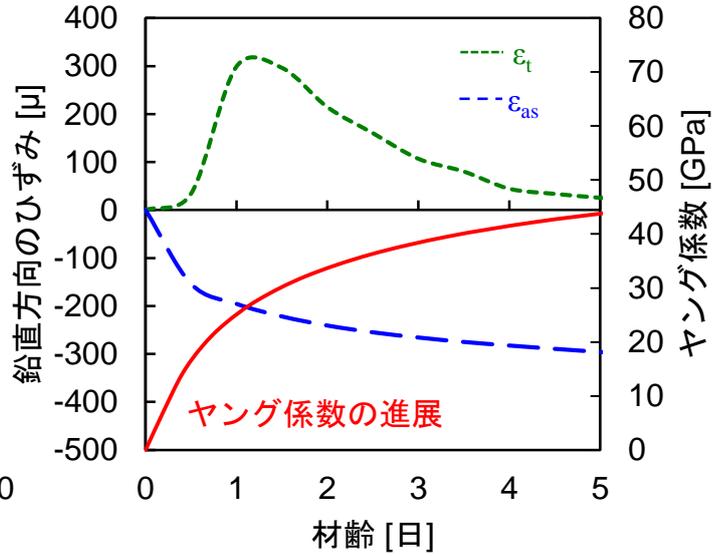


図-3.34 自由ひずみとヤング係数の進展

(8) 時間増分の違いが応力計算に与える影響の検討

初期剛性法は、解の安定性が得られる一方、反復計算に時間を要する。計算コスト削減の可能性を検討するため、時間ステップをパラメータとした検証解析を実施した。図-3.35 に解析結果を示す。なお、時間増分を 0.5 日/step とした結果は図-3.33 と同じである。比較すると、1 日/step とした場合は、膨張ひずみの最大値を考慮できておらず、圧縮応力を過小評価した。その後、収縮ひずみ増分を大きくとるため、結果として大きな応力を計算してしまう。一方、3 日/step とした場合には、1step 目において材齢 3 日のひずみ増分を用いるため、膨張ひずみの増分を考慮しきれないことから圧縮応力の増加が表現されていない。材齢 30 日目には、0.5 日/step の場合と同程度の引張応力が作用する結果となったが、実現象とは乖離している。このように、ひずみ勾配が急激に変化するコンクリートの若材齢時には、自由ひずみの進展速度に配慮した時間増分の選択が望ましいと考えられる。

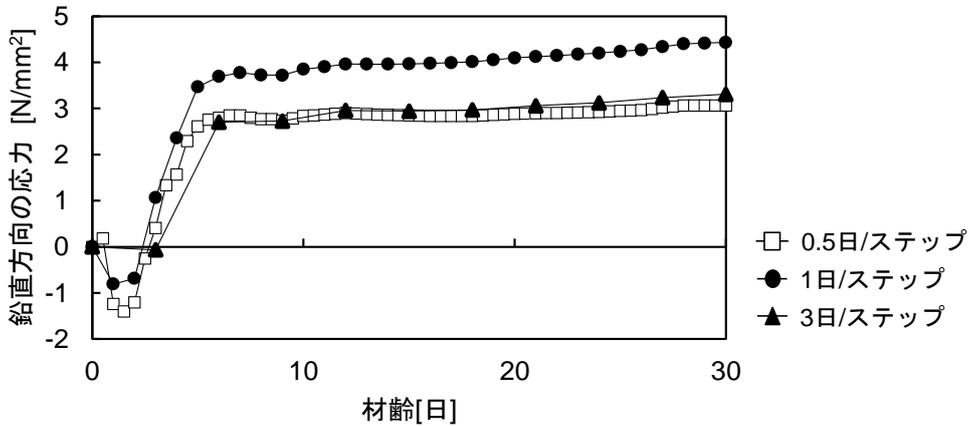


図-3.35 鉛直応力における時間増分サイズの影響

(9) 鉄筋応力の進展結果

図-3.36 に主筋の応力進展と鉄筋応力分布を示す。図中の主筋応力は、コンター図に示す3点における応力値を出力した。図-3.31 に示したコンクリート応力の経時変化に釣り合うように、鉄筋には圧縮応力が累積される。下端部は境界条件による拘束を受けるため、A および B 点では、材齢 30 日に約 80[MPa]の圧縮応力が作用する。上端部は境界条件による拘束がないことから、C 点の応力は他の 2 点に比較して小さい。主筋に累積される圧縮応力は、RC 柱の圧縮降伏を早期に生じさせるため、施工段階に生じるクリープとの作用を複合的に評価する必要がある。応力分布から、せん断補強筋には 30~55[MPa]の圧縮応力が分布している。このことは、丸山らが指摘するように [3.27] [3.28]，せん断補強筋と直交する方向のコンクリートに引張応力を生じさせ、外乱による RC 柱の縦ひび割れを早期に発生させる可能性があると考えられる。

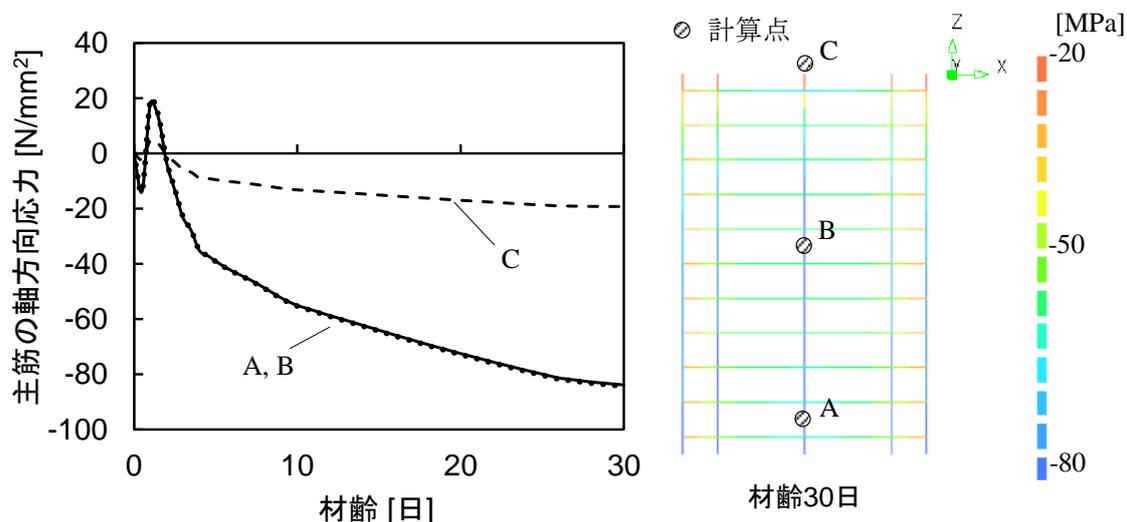


図-3.36 主筋に作用する軸応力の進展と鉄筋の応力分布

3.3 長期挙動のモデル化

3.3.1 はじめに

本節では、高層 RC 造建物の下層階柱を想定し、高軸力に起因して生じるクリープをモデル化することに焦点を当てる。この段階のコンクリートは若材齢段階と比較して水和が進行し、ある程度硬化している状態である。したがって、極端な時間依存材料挙動を有しているわけではないことから、体積変化を除く材料挙動は一定値として扱うこととする。

3.3.2 クリープひずみおよびその他の材料挙動のモデル化

本論文では、長期挙動におけるコンクリートの特性は硬化状態と仮定して、硬化コンクリートのクリープに対して図-3.37に示す Kelvin チェーンモデルを採用した。ここでは、クリープ関数を次式に示す Dirichlet 級数として表現する [3.30]。

$$J(t, \tau) = \sum_{\alpha=0}^n \frac{1}{E_{\alpha(\tau)}} \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_{\alpha}}} \right) \tag{3.2.60}$$

ただし、

$$\lambda_{\alpha} = \frac{\eta_{\alpha}}{E_{\alpha}} \tag{3.2.61}$$

ここで、 $J(t, \tau)$ はクリープ関数、 $E_{\alpha(\tau)}$ はバネの剛性、 η_{α} はダッシュポットの粘性係数、 λ_{α} は遅延時間を示す。遅延時間 λ_{α} は、Kelvin チェーン内の各ユニットのバネの剛性およびダンパーの粘性から決定される。

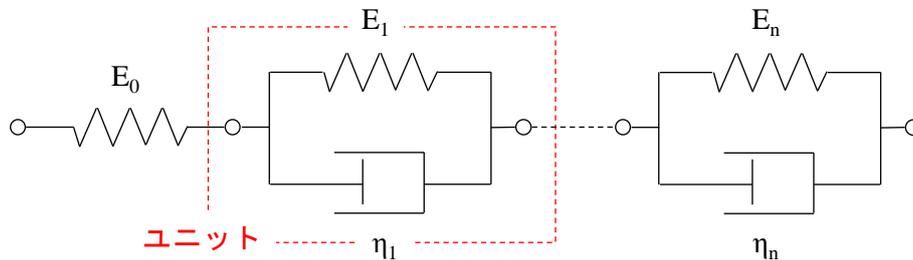


図-3.37 Kelvin チェーンモデル

第3章 時間依存解析モデルの定式化と検証

本論文では、これらユニット毎のパラメータを決定するために CEB-FIP Model Code 1990 [3. 14] から算出されるクリープ関数を最小二乗法により曲線適合させることにした。CEB-FIP Model Code 1990 では、クリープ関数およびクリープ係数を次式により定義している。

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (3.2.62)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t - t_0) \quad (3.2.63)$$

ここで、 $J(t, t_0)$ はクリープ関数、 $E_c(t_0)$ は載荷時のコンクリート材齢における弾性係数、 E_{c28} はコンクリート材齢 28 日における弾性係数、 $\varphi(t, t_0)$ はクリープ係数、 φ_0 は概念クリープ係数、 β_c は載荷後の時間に伴うクリープの発達を記述するための係数、 t は考慮する時点におけるコンクリート材齢、 t_0 は載荷時におけるコンクリート材齢を表している。 φ_0 は次式により算出される。

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm28}) \beta(t_0) \quad (3.2.64)$$

ただし、

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0.46 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad (3.2.65)$$

$$\beta(f_{cm28}) = \frac{5.3}{(f_{cm28})^{\frac{1}{2}} f_{cm0}} \quad (3.2.66)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{\frac{1}{5}}} \quad (3.2.67)$$

$$h = \frac{2A_c}{u} \quad (3.2.68)$$

ここで、 RH は周辺環境の相対湿度[%]、 RH_0 は 100[%]、 A_c は断面積[mm²]、 u は大気に接する周長[mm]、 h_0 は 100[mm]である。一方、 β_c は次式により算出される。

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0.3} \quad (3.2.69)$$

ただし,

$$\beta_H = \min(1500, 150 \left(1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right)) \frac{h}{h_0} + 250 \quad (3.2.70)$$

3.3.3 曲線適合の検討

モデルコードを用いて Kelvin チェーンモデルを曲線適合する際、作成されるチェーン内のユニット数を検討する必要がある。ここでは、ユニット数の違いが解析結果に及ぼす影響を把握するために、ユニット数をパラメータとした要素解析を行う。

表-3.8 に材料特性、表-3.9 に検証パラメータ一覧、図-3.38 に要素解析モデルを示す。コンクリート要素には、8 節点のソリッド要素を用いた。クリープひずみは、クリープ関数を CEB-FIP Model Code 1990 から算出し、Kelvin チェーンモデルを曲線適合することでモデル化した。また、軸力は節点荷重として材齢 28 日目に各節点に与え、以後一定値を保持とした。

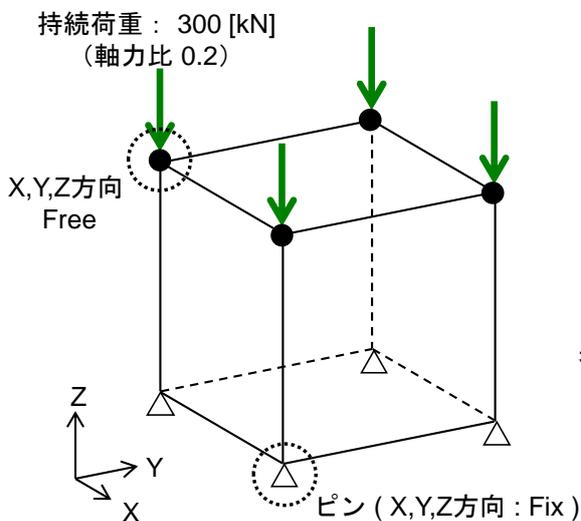


図-3.38 要素解析モデル

表-3.8 材料特性

平均圧縮強度 [N/mm ²]	150
ヤング係数 [N/mm ²]	43400
ポアソン比 [-]	0.2
相対湿度 [%]	60

表-3.9 検証するユニットパラメータ一覧

CASE	ユニット数
CASE-1	3
CASE-2	5
CASE-3	10

図-3.39 に解析結果を示す。CASE1 および CASE2 は、計算値とは完全には一致しない曲線であり、適合性は不十分である。一方、CASE3 では、計算値と良い対応を示している。よって、曲線適合される際にユニット数が少ないと、解析精度が低下することが分かる。以上のことから、本論文では、Kelvin チェーンモデルをクリープ曲線に適合させる場合には、ユニット数を 10 個として解析を行う。

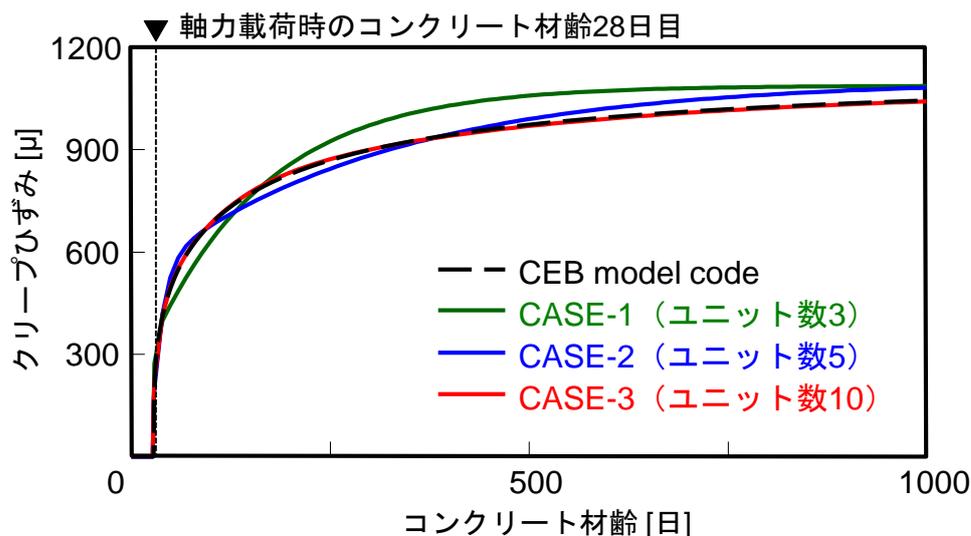


図-3.39 要素解析結果

3.3.4 軸力によるクリープモデルの検証

(1) 解析対象試験体概要

硬化コンクリートのモデル化を検証するために、佐々木らの実験を解析対象とした [3.31]。表-3.10 に鉄筋および材齢 28 日におけるコンクリートの材料特性、図-3.40 に試験体の概要を示す。試験体寸法は実大寸法の約 1/3~1/4 であり、材齢 28 日の圧縮強度が 150[MPa]の超高強度コンクリートを用いた RC 造柱 (DHNO.2 および CHNO.2) を解析対象試験体とした。

実験では、コンクリート打設後 7 日間は湿布とシートにより養生され、材齢 8 日目に型枠が脱型された後、実験室に放置された。長期軸力荷重は材齢 28 日目より開始され、軸力比 0.3(4050kN)を保つように約 1400 日間制御された。試験体内部に埋設した埋込型ひずみ計および鉄筋各所に貼付したひずみゲージよりひずみ度が計測されている。また、熱電対により試験体内の温度も計測されている。変位は、柱試験区間内表面に埋設したボルト間の相対変位を変位計により測定され、これを測定区間内長さで除して平均ひずみとしている。クリープひずみは、荷重試験体の測定値から無荷重試験体の平均ひずみを差し引いており、室内の温度変化による影響が無視されている。

表-3.10 材齢 28 日におけるコンクリートおよび鉄筋の材料特性[3. 30]

コンクリート		鉄筋			
材齢 [日]	28	鉄筋種類	D13	D16	U6.4
圧縮強度 [N/mm ²]	150.7	降伏点 [N/mm ²]	720.2	739.7	1374.0
ヤング係数 [$\times 10^4$ N/mm ²]	4.34	ヤング係数 [$\times 10^5$ N/mm ²]	1.91	1.99	2.10
圧縮強度時ひずみ [μ]	3713	降伏ひずみ度 [μ]	3777	3716	6540
割裂引張強度 [N/mm ²]	7.33	引張強さ [N/mm ²]	931.2	931.2	1431.0
ポアソン比 [-]	0.201	伸び [%]	9.6	11.9	10.7

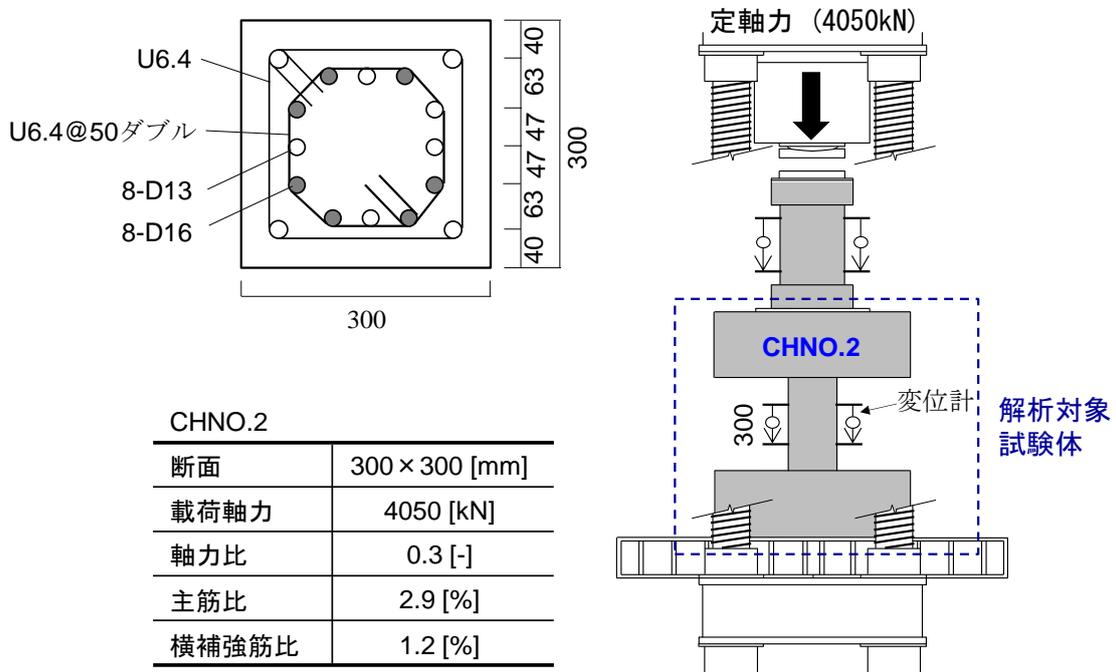


図-3.40 解析対象試験体概要[3. 30]

(2) 解析モデルの概要

図-3.41 に有限要素分割図を示す。コンクリート要素には、8 節点ソリッド要素を用いた。鉄筋はトラス要素とし、完全付着を仮定している。試験体のスタブは剛体とした。また、材齢 28 日目に定軸力(4050kN)を試験体上部に作用する。境界条件は、スタブ下面を完全拘束とした。また、スタブ上面は、クリープ解析時に面外および面内水平方向の自由度を拘束した。ここでも求解法として初期剛性法を採用し、エネルギーノルム比による収束判定を行っている。鉄筋は降伏点、弾性係数および降伏ひずみ度を考慮した弾塑性体を仮定した。解析では、 $RH=60[\%]$ を仮定した。また、材齢 28 日の圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比は実験値を使用している。

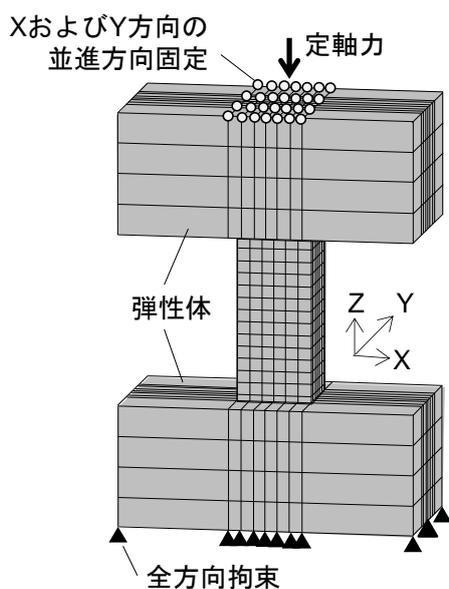


図-3.41 有限要素分割図

(3) 解析結果

図-3.42 にクリープひずみの解析結果を示す。実験では、ひずみの評価を有効材齢に基づき評価しているが、算出に必要な実験室内の温度履歴が不明であることから直接的な比較は行わず実材齢と対応させている。解析結果は、計測位置による違いを模擬できていないが、実験終了時に生じたひずみの値は、実験値と良い対応を示しており、解析モデルは概ね妥当と判断される。

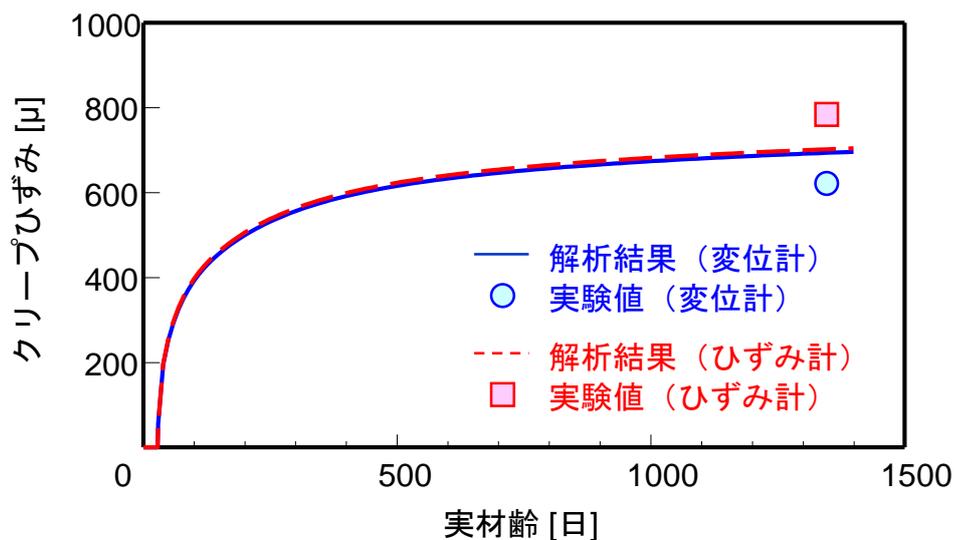


図-3.42 クリープ解析結果

3.4 応力の重ね合わせに基づく若材齢および長期挙動の解析的評価

3.4.1 弾性応力-ひずみ関係に基づく応力移植の概要

ここまで、時間依存挙動を若材齢挙動と長期挙動に大別し別々に検証してきた。本節では、2つの時間挙動を重ね合わせ、若材齢から長期までの挙動を統一的に評価できる手法の構築を目的としている。

この章を設けた一番の理由は、各時間挙動を統一的にモデル化する手法が未だ確立されていないことにある。例えば、クリープ挙動は若材齢挙動に対して二重べき乗則の適用、長期挙動に対して Dirichlet 級数を適用することが実情に即したモデル化であることが検証されている [3. 23]。さらに、軸力によるクリープが加わると、荷重制御点に対して新たに荷重および境界条件を設ける必要が生じることから外的拘束条件も変化する。このように、時間依存挙動をモデル化するためには、時間の進行に伴って材料特性や荷重および境界条件が変化することを認識しておくことが重要である。また、各挙動を個別にモデル化する必要があるのが現状である。よって、本研究の最終目的を達成するためには、これらの事象をどのように連続的に評価するかについて検証を行う必要がある。そのためには、性質が異なる2つの時間依存挙動を橋渡しするための新たな手続きを考えなければならない。この問題を解決するための手法の一つが、田辺ら [3. 32] が実施している「初期応力」を用いた手法である。本論文では、田辺らの手法を参考にして以下に示すステップにより若材齢と長期を統一的に評価することとした。

- ① 若材齢解析モデルの最終時間ステップで評価された応力状態を抽出し、後続する解析モデルに対する「初期応力」を評価する。
- ② 続いて、長期解析モデルの各要素へ、①で抽出した初期応力を移植し、力の釣合を計算することで初期応力状態を評価する。この作業は、長期解析の0-Step目に行われる。
- ③ ②において計算された初期応力状態を出発点とした長期解析を実施する。

以上のフローを踏むことで、統一的に時間依存挙動が評価でき得るのかを検証することとした。重要な点は、「ひび割れを考慮しない点 (=弾性体)」と「応力状態を重ね合わせる点」を仮定していることである。コンクリートがひび割れた状態は、応力-ひずみ関係のポストピーク領域に存在していることになる。この場合、応力のみを移植することは適切ではなく、ひずみ状態を移植する必要があると考える。高強度コンクリート分野において、若材齢および長期解析における「ひび割れ」の問題を扱い、「ひずみ」も移植することで統一的に時間依存挙動を評価できる連成手法の検証を行うことが今後の重要課題であると言えるだろう。

3.4.2 解析手法の検証

前項で述べた手法を検証するために、佐々木ら[3.31]の実験を解析対象とする。若材齢挙動をモデル化するにあたり必要な材料特性が一部不足しているが、若材齢から長期クリープ挙動までを統一的に検討した実験的研究であることから、本手法の検証に適していると考えた。なお、実験概要は、前項を参照されたい。

図-3.43に初期応力を考慮した若材齢および長期挙動の統合概念を示す。まず、熱伝導解析によりRC柱の温度分布および各要素の有効材齢を算出する。続いて、経時変化する自由ひずみ、弾性係数およびクリープひずみを考慮した3次元FEMによる応力・クリープ解析を実施し、軸力が作用する実材齢28日までに鉄筋およびコンクリートに生じた応力状態を抽出する。この段階をPhase-1と呼ぶこととし、抽出した応力状態をPhase-1における初期応力と呼ぶこととする。次に、軸力によるクリープ解析を実施する。この段階をPhase-2と呼ぶこととする。まず、Phase-1における初期応力をPhase-2解析モデルに移植し釣合計算を実施することで初期状態を評価する。続いて、長期軸力を作用させたクリープ解析を実施する。この際、温度ひずみ、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみは軸力によるクリープひずみに重ね合わせることで引き続き考慮される。

検証では、応力状態の連続性を解析的に確認し、28日までの若材齢挙動および軸力によるクリープ挙動を実験値と比較する。なお、RC柱に生じた温度履歴は公表されていないためモデル化の妥当性は確認できないが、これまで構築してきた手法を用いることで、妥当性は保証されるものと考えている。

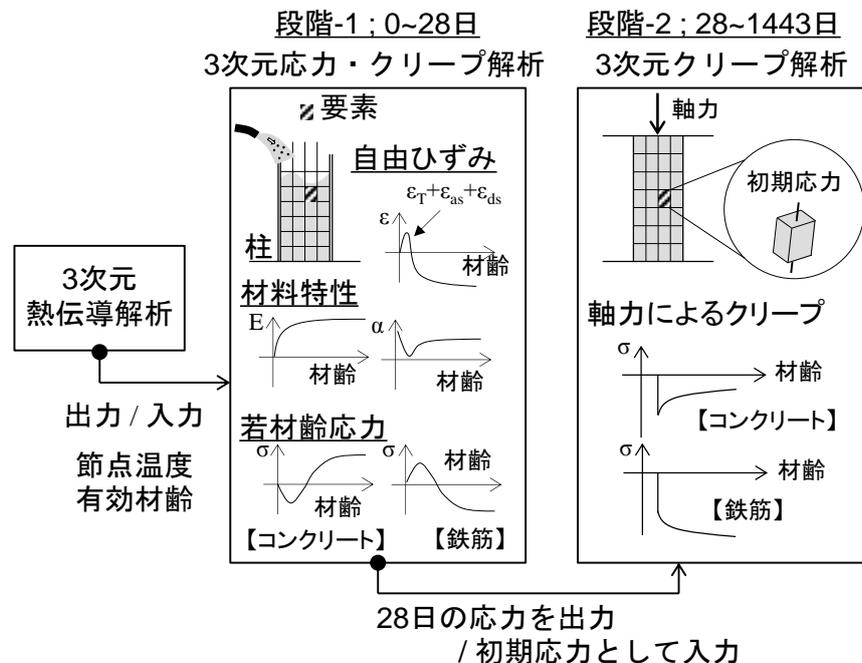


図-3.43 初期応力に基づく若材齢および長期挙動の統一手法概要

(1) 解析モデルの概要

図-3.44 に熱伝導解析モデルを示す。温度解析では、柱部分のみを対象とした。コンクリートは8節点ソリッド要素を用いた。また、4節点四辺形要素を用いて外気との熱伝達をモデル化した。なお、スタブとの境界面は断熱境界を仮定し熱伝達率を0とした。また、図-3.45 に応力・クリープ解析モデルを示す。スタブは弾性体とし、柱部分のみを応力解析の対象とする。コンクリートには8節点ソリッド要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素とした。境界条件は、下スタブの底面を完全拘束とした。自重は、材齢0.25日目(有効材齢)より作用させ、ポアソン比は28日の実験値を一定値として与えた。なお、型枠のモデル化は行っていない。解の安定性を得るために、釣合反復手法として初期剛性法を採用した。なお、エネルギーノルムに基づく収束判定を行っている。表-3.11 に材齢0日~28日目までの若材齢解析用のパラメータ一覧を示す。本解析で採用したパラメータは着色部分を除いて論文から推測した仮定値である。既往の研究においては、時間依存挙動解析に必要なパラメータが不足していることが多く、解析パラメータを仮定する手法の確立とその妥当性の検証も重要である。

図-3.46 に長期解析モデルを示す。応力・クリープ解析と同様にスタブは弾性体とし、柱部分のみを解析対象とする。コンクリートおよび鉄筋のモデル化も同様である。スタブ下面は完全拘束とし、軸力を節点荷重として柱頭スタブに作用させた。この時、面外方向の変形を拘束するため荷重点に直交する全体座標系のXおよびY方向の変位を固定している。ポアソン比および弾性係数は28日の実験値を一定に与えている。28日以後に生じる自由ひずみも考慮されており、軸力によるクリープはKelvinチェーンモデルのユニット数を10としている。なお、長期解析パラメータは前節と同様にRH=60[%]を仮定し、材齢28日の圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比は実験値を使用している。

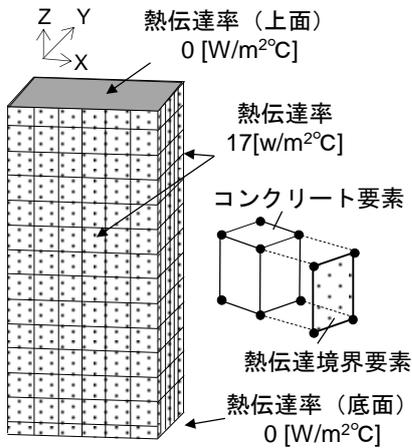


図-3.44 熱伝導解析モデルの概要

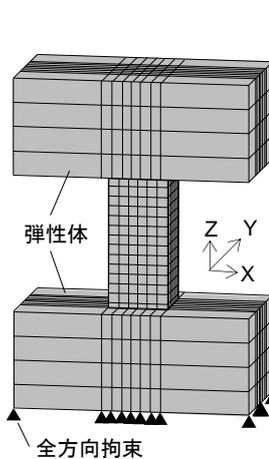


図-3.45 若材齢応力・クリープ解析モデル

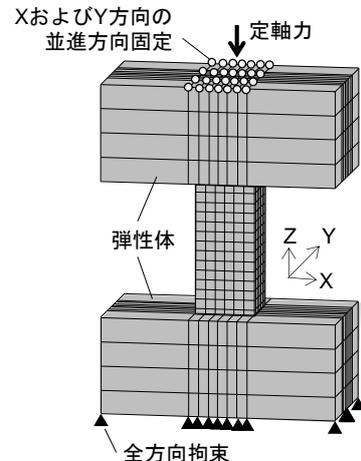


図-3.46 長期クリープ解析モデル

表-3.11 解析パラメーター一覧

熱伝導解析			力学的特性・各ひずみの予測		
比熱 [J/g°C]	1.0	自己収縮ひずみ 線膨張係数	骨材体積比 V_a [-]	0.5	
熱伝導率 [W/m°C]	1.5		骨材の体積弾性係数 K_a [GPa]	39.8	
熱伝達率 [W/m²°C]	鋼製型枠		11	セメントペーストの体積弾性係数 K_p [GPa]	17.1
	コンクリート表面		17	水結合材比 W/B [-]	0.19
	柱上下面(断熱)		0.0	練上り温度を表す係数 τ [-]	0.8
密度 [kg/m³]	2.52		凝結に関する係数 a [時間]	17	
断熱温度 上昇曲線	a		338.86	骨材の線膨張係数 α_a [$\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$]	7.6
	c		-12.38	ϵ_{cs0}	1.0E-4
	Q		62.55	$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350(150/100)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]$	
	γ		2		
初期温度 [°C]	30	クリープひずみ	二重べき乗則パラメータ q, d, p	3.0, 0.35, 0.3	
外気温度 [°C]	28	弾性係数	セメント種類に依存する係数 [-]	0.38	
アレニウス定数 C_A	4000		材齢28日のヤング係数 E_{28} [GPa]	43.2	

(2) 解析結果

図-3.47 に温度解析結果を示す。図中には、断熱温度上昇曲線[3.11]とコンター図も併せて示している。断熱上昇曲線は、90[°C]まで上昇するが、試験体断面は 300×300[mm]と小さいため、中心の温度は、最大で 47.3[°C]までしか上昇しない。ピーク温度時の温度分布をコンター図に示した。温度分布が同心円状であることから、結果は概ね妥当であると考えられるが、実験結果が不明なため仮定した熱特性値が妥当であるかは判断できない。

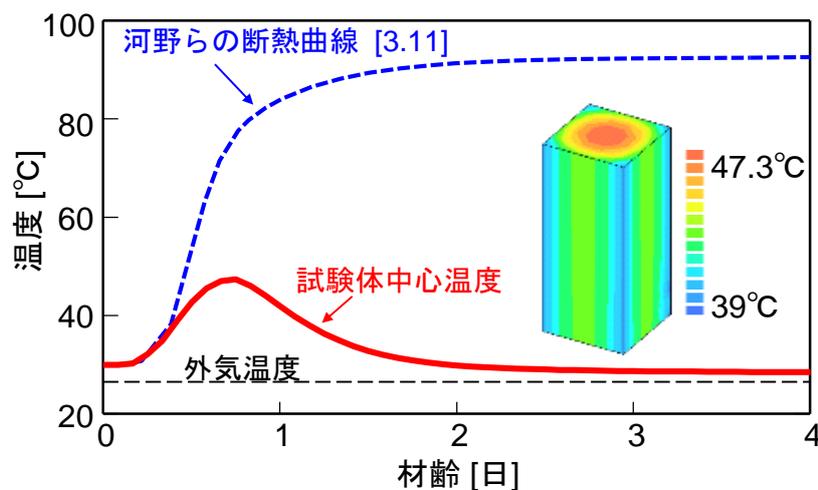


図-3.47 温度解析結果

図-3.48 に応力・クリープ解析に入力する自由ひずみを示す。材齢 0.5 日以前では、温度上昇に伴う膨張ひずみが生じるが、自己収縮ひずみにより材齢 1 日前後から圧縮ひずみが卓越する。乾燥収縮ひずみは、脱型後 8 日から生じるものの自己収縮ひずみと比較して小さい。したがって、予測結果は、自己収縮ひずみが大部分を占めることとなった。

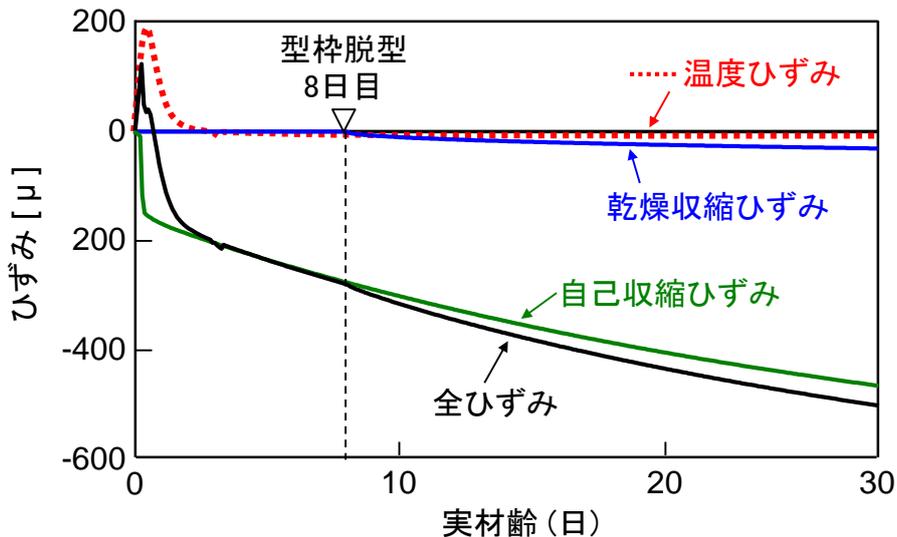


図-3.48 応力・クリープ解析に入力する自由ひずみ

図-3.49 は材齢 28 日目までに柱中央に生じた時間-ひずみ関係を示す。解析値は柱高さ中央の要素から抽出している。図中の横軸に関して、論文[3.31]では実験室内の温度変化を有効材齢で評価した値となっている。一方、解析モデルの横軸は試験体中央要素の温度履歴に基づき評価した有効材齢としている。ただし、有効材齢 40 日目は実験値および解析値ともに実材齢 28 日に対応している。供試体の膨張ひずみを過小評価した原因は、温度上昇量を過小評価したためであると推察される。また、ひずみ履歴の違いは、式(3.2.10)の第 1 項より表現される若材齢時の自己収縮を過小評価したことが原因と考えられる。よって、有効材齢に関するパラメータの設定方法と断熱温度上昇曲線や熱伝達率の設定方法に改善が必要であると考えている。その他のパラメータの仮定方法に改善が必要な部分も考えられるが、有効材齢 5 日程度にひずみ速度の勾配が変化する傾向や有効材齢 40 日目（実材齢 28 日目）に生じた水平方向の値は比較的良い対応を示している。

図-3.50 に若材齢時の応力進展を示す。全ひずみは殆ど圧縮領域内において進展している。このため、鉄筋には圧縮応力が発達し、コンクリートにはそれと釣り合うように引張応力が生成される。最終的に柱高さ中央の要素には、 $2.0[\text{N}/\text{mm}^2]$ の引張応力が材軸方向に生じている。次に、この応力状態を初期値とした長期挙動解析を実行する。

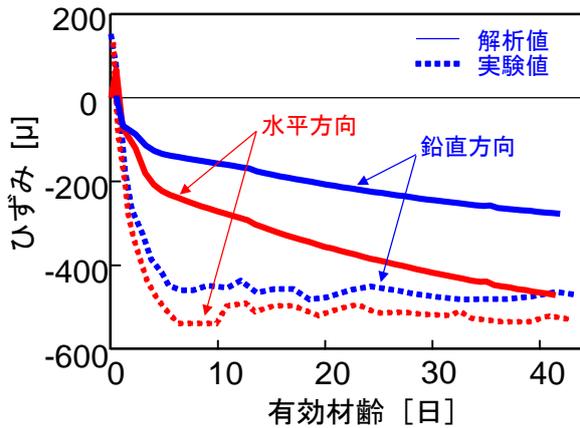


図-3.49 材齢28日までの時間—ひずみ関係

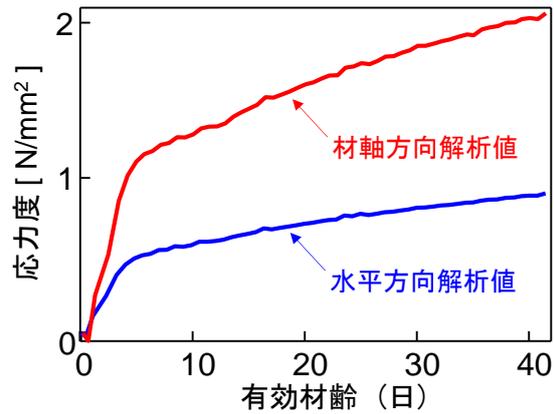


図-3.50 材齢28日までの時間—応力関係

図-3.51は初期応力の導入を確認するためのコンター図を示す。コンター図の閾値は、1443日の引張強度（実験値）である $7.7[\text{N}/\text{mm}^2]$ としている。Phase-1の最終ステップとPhase-2の初期応力入力時の応力分布は、コンクリートおよび鉄筋それぞれにおいてほぼ一致していることが見受けられることから、初期応力の連続性はほぼ保たれたことが確認できた。

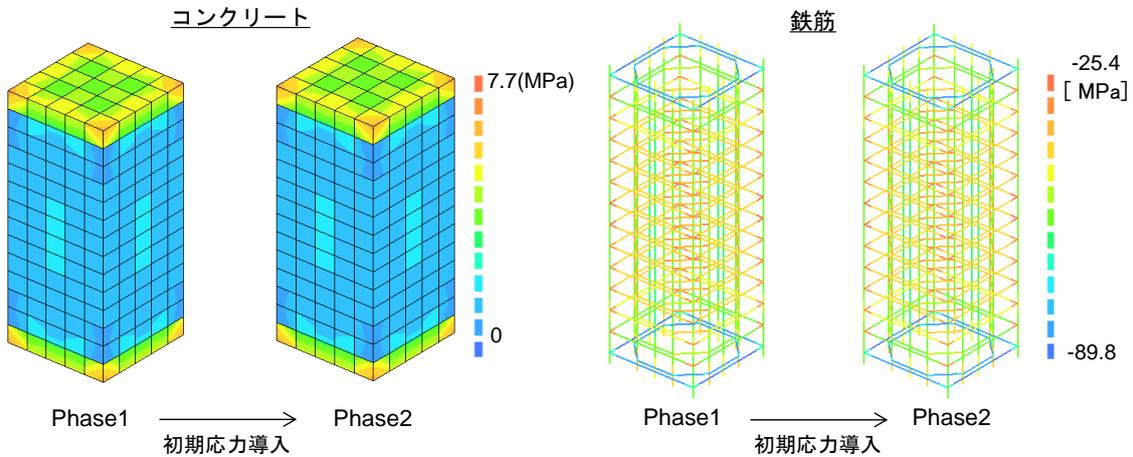


図-3.51 初期応力による応力移植の確認
(コンクリート：最大主応力分布，鉄筋：軸方向応力分布)

図-3.52に長期クリープ解析により主筋に累積された圧縮ひずみを示す。佐々木らの実験では、約1400日間の長期軸圧縮荷重を行った後、軸力を一旦除荷している。このことを模擬するために、長期クリープ解析終了後、軸力は43日間徐々に除荷されたと仮定した解析を行った。赤実線が解析結果であり、実験値は軸力荷重時と最大累積値をプロットしている。図からも分かるように僅か2点との比較ではあるが、実験値と解析値は良く対応している。軸力を除荷すると約 $1000[\mu]$ の圧縮ひずみが残留していることが分かる。これが、若材齢および長期挙動によりRC柱に生じた「損傷」とみなすことができると考えている。

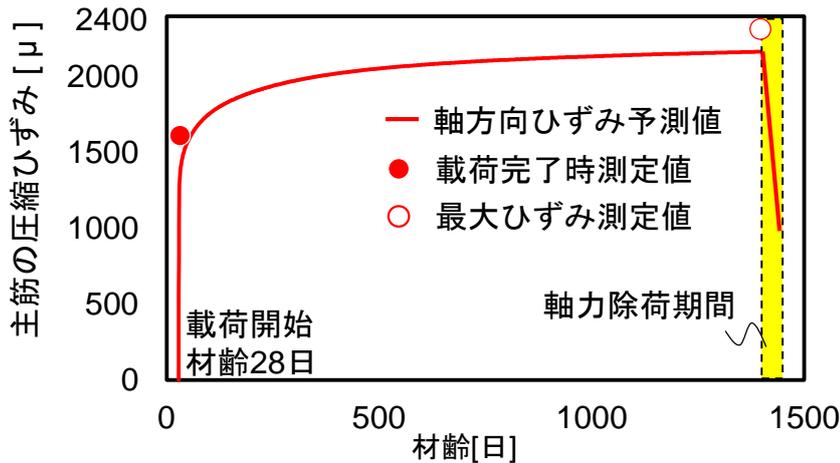


図-3.52 主筋に累積された圧縮ひずみの経時変化

図-3.53 にコンクリートと鉄筋の応力分布のコンター図を示す。コンクリートには引張応力が分布している。また、鉄筋には圧縮応力が分布しており、力の釣合い条件が満足されている。スタブによる拘束により上下端では引張強度を超えている部分が存在しているが、実現象において引張強度を超える応力分布は存在しえないことから、当該部分にはひび割れが生じているものと考えられる。

超高強度コンクリートは、構成材料の特殊性により打設後の硬化過程において、体積変化が拘束されると弾性係数の発現に伴って引張応力が発達する。また、高層 RC 建造物の下層階には、高軸力によりクリープ変形が進行することで柱に生じる引張応力はさらに増幅される可能性がある。このように、供用を開始した構造体内部には、様々な原因により生じた「損傷」が潜在している。この損傷が、短期挙動に何らかの影響を及ぼすことは容易に想像できよう。次章では、短期挙動までを統一的に扱う手法について概説し、その手法の検証を試みることで解析システムの構築を目指すこととする。

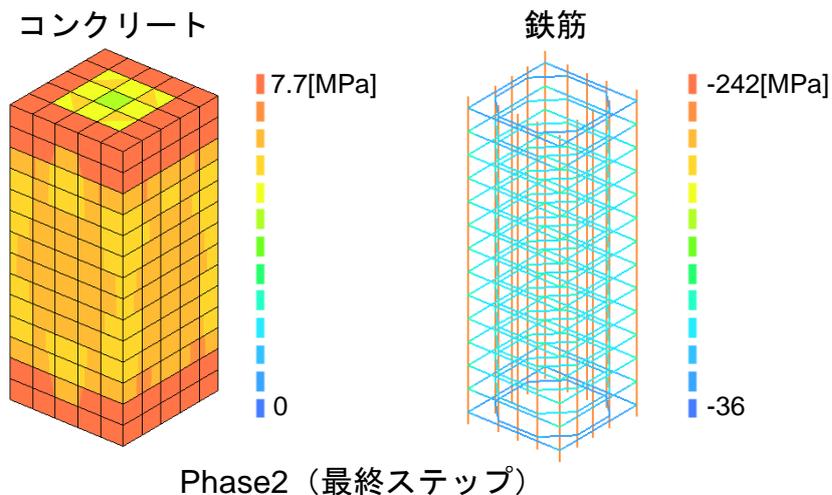


図-3.53 Phase-2 の最終応力状態

(コンクリート：最大主応力分布，鉄筋：軸方向応力分布)

3.5 まとめ

本章では、超高強度 RC 柱に生じる時間依存挙動をコンクリートに生じる支配的な挙動に応じて若材齢期と長期に大別し、応力・クリープ解析および長期クリープ解析モデルの構築を行った。さらに、若材齢挙動と長期挙動を「初期応力」を介して統合する手法を構築した。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 熱伝導解析では、熱伝達率を既往の研究成果に基づき設定することで断面内部の温度分布を概ね評価できた。
- (2) 線膨張係数の経時変化および自己収縮ひずみの温度依存性を考慮するため、有効材齢を変数とする寺本らの予測モデルを採用した結果、高強度コンクリートの実験結果の傾向を模擬できた。
- (3) クリープひずみの予測において、二重べき乗則を Taylor 展開してクリープ関数を近似し、一般化中点則を用いて応力増分を計算する de Bosrt & van den Boogaard らの手法が高強度コンクリートに対しても有効であり、計算コストの節減が可能である。
- (4) 実大 RC 柱の解析結果から、材齢 30 日目の応力分布から確認された鉄筋周囲の引張応力の集中は、コンクリートのひび割れ発生、鉄筋とコンクリート間の付着劣化、コアコンクリートの拘束効果の低下および縦ひび割れ発生強度の低下の原因となり、建物の損傷過程に影響を及ぼす可能性があることが明らかとなった。
- (5) 実大 RC 柱を対象とした検証において、若材齢コンクリートの応力を分離した結果、温度応力による影響が大きく、その要因として弾性係数の経時変化の影響が考えられる。高強度コンクリートにおける弾性係数の発現モデルの検証を通じて、初期応力に最も敏感な体積変化を抽出し明確にする必要がある。
- (6) 若材齢および長期解析モデルを弾性体と仮定した初期応力の移植手法は、高強度コンクリートに対しても有効であり、応力状態の連続性を模擬できることが明らかとなった。
- (7) コンクリートに生じる各種ひずみを拘束する鉄筋に圧縮応力が累積されていることを確認した。これにより、外乱に対して圧縮鉄筋が早期に降伏する可能性があると思われる。

若材齢および長期挙動を統一的に検証した実験は非常に少ない。これらの実験は非常

に貴重であり、コンクリート工学の発展に大きく貢献できるものと考えられるが、時間依存挙動をシミュレートするために必要な材料特性が殆ど公開されないことが多い。これまで実験的に検討されてきた各種論文からは、シミュレーションに必要な材料特性を読み取ることが困難な場合が想定され、各種解析パラメータを設定する手法の確立についても検証が必要である。

第3章 参考文献

- [3.1] 委員長 田澤栄一：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書，社団法人日本コンクリート工学協会，2002年9月
- [3.2] 宮澤伸吾：自己収縮の機構および予測法：コンクリート工学，Vol.43, No.5, pp.27-33, 2005, 5
- [3.3] 日本建築学会：マスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，2008.2
- [3.4] 丁海文，河野広隆，渡辺博志，佐藤重一：高強度コンクリートの線膨張係数に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.2, pp.955-960, 2000
- [3.5] 楊楊，佐藤良一，田澤栄一：硬化過程にある高強度コンクリートの線膨張係数測定方法の一提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.2, pp.961-966, 2000
- [3.6] 萩原伸治，榊田佳寛，中村成春：高強度コンクリートの若材齢における熱膨張係数に関する実験，日本建築学会構造系論文集，第572号，pp.9-16, 2003年10月
- [3.7] 寺本篤史，宮治友也，丸山一平，鈴木雅博：超高強度コンクリートの若材齢線膨張係数に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.1, pp.633-638, 2007
- [3.8] 川上英男：コンクリートの弾性係数推定試案，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.1, pp.417-422, 2004
- [3.9] 寺本篤史，丸山一平，谷村充，三谷裕二：超高強度コンクリートの自己収縮予測式の提案，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第654号，pp.1421-1430, 2010年8月
- [3.10] 委員長 田澤栄一：自己収縮研究委員会報告書，社団法人日本コンクリート工学協会，1996年11月
- [3.11] 河野政典，榊田佳寛，上西隆，萩原伸治：自己収縮の温度依存性を考慮した高強度コンクリート柱部材の初期材齢時発生応力の解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.2, pp.979-984, 2000
- [3.12] Nicholas J. Carino and H. S. Lew : The Maturity Method : From Theory to Application, Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23, 2001, Washington, D.C., ASCE, Virginia, Peter C. Chang, Editor, pp.1-19
- [3.13] H.G.Park, H.J.Hwang, J.Y.Kim, G.H.Hong, J.H.Im, Y.N.Kim : Creep and effective stiffness of early age concrete slabs, Proceedings of FraMCoS-7, pp.751-754, May 23-28, 2010
- [3.14] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft,

Chapters 1 – 3, 1991.7

- [3.15] 矢川元基, 宮崎則幸 共著: 有限要素法による熱応力・クリープ・熱伝導解析, 株式会社サイエンス社, 1991.3
- [3.16] van Breugel, K. :Simulation of hydration and formation of structure hardening cement-based materials, PhD Thesis, Delft University of Technology, 1991
- [3.17] Bentz, D.P and Garboczi, E.J : Digital-Image based computer modeling of cement-based materials.in Digital Image Processing :Techniques and Application in Civil Engineering, J.D.Frost et al.(eds.), ASCE, New York, pp.63-74, 1993
- [3.18] 岸利治, 前川宏一: ポルトランドセメントの複合水和発熱モデル, 土木学会論文集, Vol.29, No.526, pp.97-109, 1995
- [3.19] 丸山一平, 野口貴文, 松下哲郎: ポルトランドセメントの水和反応モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 593 号, pp.1-8, 2005.7
- [3.20] Reinhardt, H.W., Blaauwendraad, J. and Jongedijk, J. : Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties, International Conference on Concrete at Early Ages, Paris, Vol. I , pp.211-218, 1982
- [3.21] Geert De Schutter : Hydration and temperature development of concrete made with blast-furnace slag cement, Cement and Concrete Research 29, pp.143-149, 2003
- [3.22] Bazant.Z.P : Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete, John Wiley & Sons Ltd, 1988
- [3.23] de Borst, R. and van den Boogaard, A.H., : Finite-Element Modeling of Deformation and Cracking in Early-Age concrete, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.120, No.12, pp.2519-2533, 1994.12
- [3.24] DIANA User's Manual Analysis Procedures Release 9.4.3 : Background Theory, Solution Procedures for Nonlinear Systems, pp.489-509
- [3.25] 橋田浩, 山崎庸行: 初期高温履歴を受ける高強度コンクリート構造体の自己収縮応力の算定法に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 537 号, pp.7-12, 2000 年 11 月
- [3.26] 河野正典, 梶田佳寛, 上西隆, 起橋孝徳: シリカフェームを使用した 100N/mm² 級高強度コンクリートの発熱・強度特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.2, 1998
- [3.27] 丸山一平, 鈴木雅博, 中瀬博一, 佐藤良一: 温度履歴が RC 柱の初期応力・初期欠陥に及ぼす影響に関する実験的検討—超高強度コンクリートを用いた RC 柱の初期応力・初期欠陥に関する研究 その 1—, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 629 号, pp.1035-1042, 2008.7
- [3.28] 丸山一平, 鈴木雅博, 勅使川原正臣, 佐藤良一: 超高強度コンクリート柱の断面内応力に関する解析的検討—超高強度コンクリートを用いた RC 柱の初

- 期応力・初期欠陥に関する研究 その 2-1, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 637 号, pp.425-1042, 2009.3
- [3.29] 杉山央, 梶田佳寛: セメントの水和反応・組織形成モデルを用いたコンクリート部材の初期温度上昇予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 623 号, pp.9-17, 2008.1
- [3.30] DIANA User's Manual Material Library Release 9.4.3 : Background Theory, Viscoelasticity, pp.428-431
- [3.31] 佐々木仁, 高森直樹, 佐藤幸博, 松戸正士, 寺岡勝: 超高強度材料を用いた RC 造柱の耐震性能に及ぼす長期性状の影響その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.233-234, 2009.8
- [3.32] 田辺忠顕 編著: 初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム, 技報堂出版株式会社, 2004

第4章

若材齢・長期挙動による初期応力を考慮した 高強度 RC 柱の短期挙動解析

4.1 はじめに

鉄筋コンクリートの破壊挙動をシミュレートする方法はいくつかあるが、目的に応じてモデル化方法を選択することが重要である。建築構造分野におけるモデル化は、線材置換によるマクロモデルと FEM に基づくマイクロモデルに大別される[4.1]。

建築分野における構造設計に着目すると、土木分野と比較して FEM の実務への応用は限定的であり、マクロモデルによる設計が一般的である。しかし、現状のマクロモデルに関しては、以下の2点が今後の課題として挙げられている[4.1]。

- ① コンクリートのクリープなどの時間依存挙動の評価
- ② 温度応力等を考慮できるモデルの開発

この課題を解決する方法、つまり、簡易的かつ高精度なマクロモデルの開発を支援する手法として FEM の有効活用が挙げられる。

Tajima ら[4.2]は、曲げ降伏後せん断破壊する RC 柱の繰返し載荷実験を行い、マクロモデルの構築を試みた。その概要は、FEM による詳細な検証を行い、把握できた破壊メカニズムをマクロモデルの定式化へ反映することで部材の破壊挙動をシミュレートしようというものである。このような FEM の利用は、マクロモデルを開発するプロセスの一つとして、注目すべき重要なアプローチであると考えられる。

本研究の目的の一つは、超高強度 RC 構造に限定し、上記2つの評価を意識した破壊モデルを構築することである。将来的には、実務設計への展開も目指し、FEM を活用したマクロモデルの構築も視野に入れている。そこで、本節ではマイクロモデルである FEM を用いて収縮・クリープを考慮した短期解析モデルの構築を試みる。

FEM は、Ngo と Scordelis[4.3]が RC はりの非線形解析に適用して以来、現在までに、はり、柱、柱-はり接合部、耐震壁、多層骨組、さらには、鉄骨ブレース補強された RC 骨組にいたるまで様々な解析に広く応用されるようになってきている。近年、既存建物の性能評価を目的として組織された日本コンクリート工学会内の委員会では、FEM

を活用して鉄筋腐食と構造性能の関連性を検証した事例も報告されている[4.4]。このように、新設建物の設計だけでなく、既存建物の耐久性照査においても利用価値は高く、多くの研究者が FEM に注目していると言えよう。以上の背景からも、若材齢・長期・短期を FEM により評価する試みは、既存の超高層 RC 造建物における耐久性性能評価手法の開発にも大きく貢献できるものと考えている。

本節では、鉄筋コンクリートの短期材料挙動に関して提案されている既往のモデルのうち、モデルのメリットとデメリットを述べたうえで、本研究において採用するモデルについて概説し、時間依存挙動と短期挙動を連続させる手法として、初期応力の移植による手続きの検証を試みる。

4.2 時間依存挙動に起因する初期応力を用いた有限要素の定式化

全ひずみ成分を ① 時間に依存しないひずみ成分と ② 時間依存するひずみ成分の和として考える。時間に依存しないひずみ成分は、弾性ひずみと塑性ひずみ成分の和と定義され、弾塑性ひずみ $\{\varepsilon^{ep}\} = \{\varepsilon^e\} + \{\varepsilon^p\}$ として表現し、時間に依存するひずみ成分は $\{\varepsilon^t\}$ と表現する。ここで、構成方程式は次式のように表現できる [4.5]。

$$\{\sigma\} = [D^{ep}]\{\varepsilon^{ep}\} = [D^{ep}](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^t\}) \quad (4.1)$$

ここで、 $\{\varepsilon\}$ は任意時間までに構造体に生じている全ひずみベクトルである。続いて、時間依存ひずみ成分が短期 FEM にどのように反映されるのかを確認することを目的として、ここでは次式の仮想仕事を考える。

$$\int_V \delta\{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV = \delta\{u\}^T \{P\} + \int_S \delta\{\mu\}^T \{w_s\} dS \quad (4.2)$$

ここで、 $\delta\{u\}$ は仮想節点変位、 $\delta\{\mu\}$ は仮想一般化変位、 $\{P\}$ は節点荷重、 $\{w_s\}$ は分布表面荷重、 $\delta\{\varepsilon\}$ は仮想ひずみ、 $\{\sigma\}$ は応力を表している。なお、外部作用力は節点荷重と表面荷重のみを仮定し、物体力は無視している。

式(4.2)に式(4.1)を代入すると次式を得る。

$$\int_V \delta\{\varepsilon\}^T [D^{ep}]\{\varepsilon\} dV = \delta\{u\}^T \{P\} + \int_S \delta\{\mu\}^T \{w_s\} dS + \int_V \delta\{\varepsilon\}^T [D^{ep}]\{\varepsilon^t\} dV \quad (4.3)$$

式(4.3)を形状マトリクス $[N]$ 、変位-ひずみマトリクス(微分演算子マトリクス) $[B]$ 、弾塑性応力-ひずみマトリクス(構成則) D^{ep} を用いて節点変位 $\{u\}$ の関数として表現すると次式を得る。

$$\int_V [B]^T [N]^T [D^{ep}] [B] [N] \{u\} dV = \{P\} + \int_S [N]^T \{w_s\} dS + \int_V [B]^T [N]^T [D^{ep}]\{\varepsilon^t\} dV \quad (4.4)$$

この展開から、弾塑性ひずみ成分以外のひずみ成分による影響は、荷重作用に加算されるよう取り扱われ、初期応力を内部応力として作用させることにより考慮されることが分かる。この付加的な換算外力は、一般的に等価節点荷重と称される。前節までに構築した時間依存解析モデルを用いて計算される応力は、初期応力として右辺第3項の短期モデルの内部応力に代入される。ここで、式(4.4)は次式のように簡略化される。

$$[K]\{u\} = \{P\} + \{P_s\} + \{P_t\} \quad (4.5)$$

ただし,

$$[K] = \int_V [B]^T [N]^T [D^{ep}] [B] [N] dV \quad (4.6)$$

また,

$$\{P_s\} = \int_S [N]^T \{w_s\} dS \quad (4.7)$$

$$\{P_t\} = \int_V [B]^T [N]^T [D^{ep}] \{\varepsilon^t\} dV \quad (4.8)$$

ここで、 $\{P_s\}$ は分布表面荷重に対する等価節点荷重、 $\{P_t\}$ は時間依存挙動により生じる初期応力に対応する等価節点荷重である。等価節点荷重は各外力項に変位関数に関わってくるため選択する要素によって異なる点に留意する。

ここまで、単一要素に関する定式化を行い、最終的に一要素に対して解くべき要素剛性方程式は式(4.5)のように導かれることを示した。

続いて、各要素の剛性を集合し、構造体レベルの構造剛性方程式を誘導する。構造体内の全要素からの寄与分を直接重ね合わせると、式(4.5)は次式のように一般化される。

$$[S_N]\{D_N\} = \{A_N\} + \{A_{NS}\} + \{A_{NT}\} \quad (4.9)$$

ただし,

$$[S_N] = \sum_{i=1}^{ne} [K_i], \quad \{A_N\} = \sum_{i=1}^{ne} \{P_{Ni}\}, \quad \{A_{NS}\} = \sum_{i=1}^{ne} \{P_{si}\}, \quad \{A_{NT}\} = \sum_{i=1}^{ne} \{P_{ti}\} \quad (4.10)$$

ここで、 $[S_N]$ は構造全体の剛性マトリクスであり各要素の剛性マトリクスを足しあわせたもの、 $\{D_N\}$ は構造物全体の節点変位ベクトル、 $\{A_N\}$ は節点作用荷重、 $\{A_{NS}\}$ 、 $\{A_{NT}\}$ は等価節点荷重を足しあわせた外力である。なお、記号 S は **Stiffness** (剛性)、 D は **Displacement** (変位)、 A は **Action** (作用力) の頭文字であり、 ne は要素数である。式(4.9)を整理して節点自由度と節点拘束自由度に分離すると次式を得る。

$$\begin{bmatrix} [S_{DD}] & [S_{DR}] \\ [S_{RD}] & [S_{RR}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_D \\ D_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_D \\ A_R \end{Bmatrix} \quad (4.11)$$

ここで、添え字 D は自由度(*Degree of freedom*), R は拘束(*Restraint*)である。式(4.11)を分離形式で表現すると次式となる。

$$[S_{DD}]\{D_D\} + [S_{DR}]\{D_R\} = \{A_D\} \quad (4.12)$$

$$[S_{RD}]\{D_D\} + [S_{RR}]\{D_R\} = \{A_R\} \quad (4.13)$$

ここで求めたい未知量は、変位ベクトル $\{D_D\}$ と外力ベクトル $\{A_D\}, \{A_R\}$ である。ただし、 $\{D_R\}$ は拘束された変位であることから0と仮定される。そこで、式(4.12)の両辺に前方から $[S_{DD}]^{-1}$ を乗じると次式を得る。

$$\{D_D\} = [S_{DD}]^{-1}\{A_D\} \quad (4.14)$$

式(4.14)から変位ベクトル $\{D_D\}$ が決定される。また、反力 $\{A_R\}$ は式(4.13)に式(4.14)を代入することにより求めることができる。このように、変位ベクトルが既知になると、各要素の節点変位が求まり、次式から全体系と各要素を関係づけることができる。

$$\{\sigma\} = [D^{ep}](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^t\}) = [D^{ep}]([B][N]\{u\} - \{\varepsilon^t\}) \quad (4.15)$$

FEM は、節点変位から全ての応力状態を説明できるという利点を有している。ここで、式(4.15)に再度注目すると、 $[B]$ は要素種類により決定され、 $[N]$ は変換マトリクスであるため一律に決定されることが分かる。結果として、残された重要な問題は材料調合などにより異なり、応力あるいはひずみ状態により変化する弾塑性マトリクス $[D^{ep}]$ をどのように決定し、定式化するかに焦点が当てられる。したがって、次節ではこの問題について扱い、本論文で採用する $[D^{ep}]$ のモデル化方法について詳しく述べることにする。

最後に、上記の定式化を具体的に適用するに当たっては、次の点に留意する：

- (1) 若材齢時の挙動のうち、自由ひずみ；つまり、乾燥収縮ひずみ、自己収縮ひずみおよび温度ひずみは重ね合わせることができ、弾性の構成則を用いて、自由ひずみから若材齢応力が計算される。
- (2) 若材齢時のクリープは非線形となるので、クリープ解析モデルを用いてクリープひずみと応力が独立に計算される。

- (3) 持続軸荷重による長期クリープも非線形となるので、(2)と同様にクリープ解析モデルを用いてクリープひずみと応力が独立に計算される。
- (4) 上記の(1), (2), (3)で求めた応力を加算して、これを短期解析のための初期応力とする。なお、初期応力の移植では、初期応力を等価節点荷重として作用し、不釣合い力を解放し収束解を求める反復解法が採用される(第3章 3.2.4 節を参照)。なお、式(4.1)の時間依存ひずみ $\{\varepsilon^t\}$ は、短期解析モデルにおける初期応力移植後のひずみに相当する。
- (5) 短期解析は漸増する荷重の下での解析が行われ、重大な非弾性挙動が生じることが想定される。よって、剛性方程式は小さな荷重増分に対して求解する増分形式に書き直され、収束解を求めるため不釣合い力が反復的に解放される増分型反復手法が適用される。反復計算の概念は、第3章 3.2.4 節で述べたとおりである。

なお、本章では、第3章にて述べた考え方にに基づき、求解法として Newton-Raphson 法を採用した。

4.3 弾塑性構成則の定式化

コンクリートの構成則（材料剛性マトリクス） $[D]$ は、3次元等方性弾性体を仮定すると次式となる[4. 1]。

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

ここで、 E はヤング係数、 ν はポアソン比である。この2つのパラメータのみで弾性範囲の $[D]$ が記述される。式(4.16)は、ひび割れ発生前のコンクリートの挙動を十分に表現できる材料剛性として知られている。しかし、コンクリートにひび割れが発生すると、式(4.16)はその挙動を表現できなくなり、コンクリート自身は異方性を帯びる。なお、ひび割れ発生後のコンクリートの挙動は、**図-4.1**に示す3種類の破壊モードとしてモデル化され、ひび割れ面に垂直に作用する応力とひび割れひずみ（以下、クラックひずみ）とひび割れ面の接線方向に作用するせん断応力とせん断ひずみの関係を記述する構成則をどのように定式化するかという問題に帰着する。よって、ここでは、モードⅠ～モードⅢのひび割れをモデル化する手法の構築に焦点を当てる。

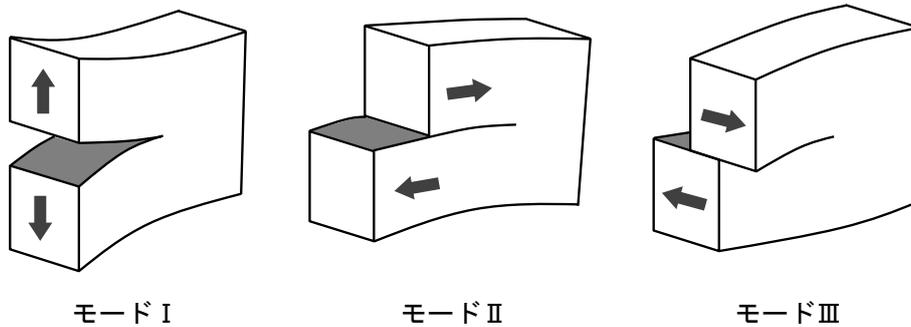


図-4.1 コンクリートにおける破壊の基本モード[4. 12]

ひび割れのモデル化は、一般的には2つに大別される。**図-4.2**にひび割れのモデル化方法を示す[4. 6]。まず、最初は隣接する要素境界にひび割れ面を設けて、節点を分離する方法で「離散ひび割れモデル(*discrete crack model*)」と呼ばれている[4. 3]。次に、2番目は、要素全体あるいは一部に平均的に分布したひび割れが一様には発生するものと仮定し、要素剛性を修正することで直交異方性材料として扱う方法で、「分散ひび割れモデル(*smearred crack model*)」と呼ばれている[4. 7]。

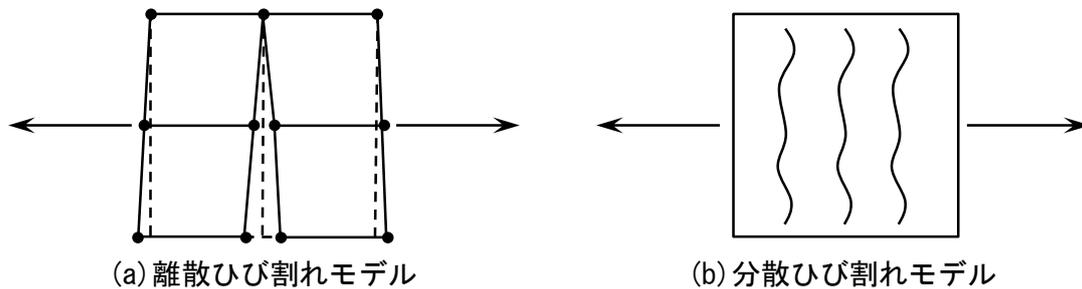


図-4.2 コンクリートのひび割れのモデル化方法[4.6]

離散ひび割れモデルは、ひび割れが局所的な場合や少数のひび割れが破壊を支配する部材などの解析に有効である。しかし、このモデルの利用は、ひび割れパターンをあらかじめ予測できる場合に限定されてしまうデメリットを有している。一方で、破壊形状を予測できない場合や複数のひび割れが破壊を支配する場合には、ひび割れを要素内で平均的にとらえる分散ひび割れモデルが有効である。しかし、ひび割れ幅、ひび割れ間隔を評価しにくいデメリットを有している。本研究では、局所的な破壊をシミュレートすることが目標ではなく、時間に伴う体積変化等による微細なひび割れを考慮して、部材や構造物の全体挙動をシミュレートすることに主眼を置いていることから、分散ひび割れモデルを採用することが適当と判断した。

分散ひび割れモデルは、弾性ひずみとクラックひずみに分解する「ひずみ分解モデル」と歪弾性モデルとして知られる「全ひずみモデル」に大別される。ひずみ分解モデルは多方向分散ひび割れの概念であり、全ひずみモデルは主応力と主ひずみの共軸性および固定応力-ひずみ関係の概念の適用例として知られている。そこで、本節では両モデルの定式化を通じてその特徴を述べ、せん断応答に着目した例題の考察から、本論文で採用するひび割れモデルを決定する。

4.3.1 ひずみ分解モデルの誘導とひび割れのモデル化

分散ひび割れモデルの基本特性は、全ひずみ ε を弾性ひずみ ε^e とクラックひずみ ε^{cr} に分解することであり、増分形式で次式のように表される。

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^e + \Delta\varepsilon^{cr} \quad (4.17)$$

式(4.17)の本質は、コンクリートのひび割れ部分とソリッド部分を完全に分離し、離散ひび割れの概念に近づかせる試みと言われている[4.8]。この定式化は Litton[4.9]により始められたとされ、多くの研究者によりその定式化が適用されている。

ひび割れ面における応力とクラックひずみを考慮するためには、**図-4.3**に示すように、ひび割れ方向と一致する局所 n, t, s 座標系を設定するのが一般的である。局所座標系における局所クラックひずみベクトル Δe^{cr} を次式のように定義する。

$$\Delta e^{cr} = [\Delta \varepsilon_{nn}^{cr}, \Delta \gamma_{nt}^{cr}, \Delta \gamma_{ns}^{cr}]^T \quad (4.18)$$

ここで、 $\Delta \varepsilon_{nn}^{cr}$ はモード I のクラックひずみ増分、 $\Delta \gamma_{nt}^{cr}, \Delta \gamma_{ns}^{cr}$ はそれぞれモード II およびモード III に対応するクラックひずみ増分である。ここでは、**図-4.3** に示すひび割れ面を考慮しているので、第 3 の成分は物理的意味を持たず省略される。局所クラックひずみ Δe^{cr} は、全体座標系へ次式により変換される。

$$\Delta \varepsilon^{cr} = N \Delta e^{cr} \quad (4.19)$$

ここで、 N はひび割れ方向を反映する変換マトリクスである。同様に、各ひび割れに対する増分クラック応力 Δs^{cr} は次式となる。

$$\Delta s^{cr} = [\Delta s_n^{cr}, \Delta s_s^{cr}, \Delta s_t^{cr}]^T \quad (4.20)$$

ここで、 Δs_n^{cr} はモード I、 Δs_t^{cr} はモード II、 Δs_s^{cr} はモード III のひずみ増分に対応するひび割れ面の応力（表面応力）増分である。全応力増分と局所表面応力増分の関係は次式となる。

$$\Delta s^{cr} = N^T \Delta \sigma \quad (4.21)$$

ここで、 N は変換マトリクスであり、式(4.19)と同様に定義される。ここで、クラック応力 Δs^{cr} とクラックひずみ Δe^{cr} は次式により関係づけられると仮定する。

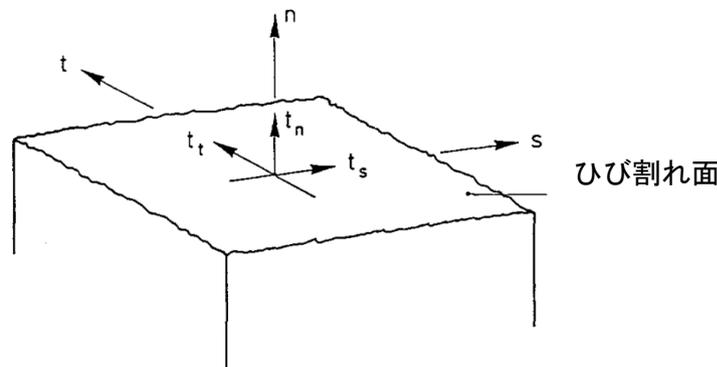


図-4.3 局所座標系とひび割れを横切る表面応力 [4.8]

$$\Delta s^{cr} = D^{cr} \Delta e^{cr} \quad (4.22)$$

ただし、 D^{cr} は次式により与えられる。

$$D^{cr} = \begin{bmatrix} D^I & 0 & 0 \\ 0 & D^{II} & 0 \\ 0 & 0 & D^{III} \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

ここで、 D^I, D^{II}, D^{III} は、それぞれモードⅠ、モードⅡ、モードⅢに対応する局所座標系における剛性係数である。一般に、せん断成分と垂直成分の非対角項は、非対称になることや実験データが不足しているなどの理由から0と仮定されることが多い。さらに、弾性コンクリートの構成方程式を次式として表現する。

$$\Delta \sigma = D^{co} \Delta \varepsilon^{co} \quad (4.24)$$

ここで、 D^{co} 、 $\Delta \varepsilon^{co}$ は、コンクリート要素のそれぞれソリッド部分の弾性材料剛性およびひずみ増分である。

最後に、全体座標系における増分応力ベクトル $\Delta \sigma$ と増分ひずみベクトル $\Delta \varepsilon$ の関係を考える。式(4.17)を考慮すると、式(4.24)は次式となる。

$$\Delta \sigma = D^{co} [\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon^{cr}] \quad (4.25)$$

式(4.25)に式(4.19)を代入すると次式となる。

$$\Delta \sigma = D^{co} [\Delta \varepsilon - N \Delta e^{cr}] \quad (4.26)$$

式(4.26)について前方から N^T を乗じ、式(4.21)を左辺に代入すると次式を得る。

$$\Delta s^{cr} = N^T D^{co} [\Delta \varepsilon - N \Delta e^{cr}] \quad (4.27)$$

式(4.27)の左辺に式(4.22)を代入し、 Δe^{cr} について整理すると次式を得る。

$$\Delta e^{cr} = [D^{cr} + N^T D^{co} N]^{-1} N^T D^{co} \Delta \varepsilon \quad (4.28)$$

式(4.28)により局所クラックひずみ増分 Δe^{cr} と全体ひずみ増分 $\Delta \varepsilon$ の関係が誘導された。これを式(4.26)に代入すると、次式に示す全体座標系における弾塑性構成方程式が導かれる。

$$\Delta \sigma = [D^{co} - D^{co} N [D^{cr} + N^T D^{co} N]^{-1} N^T D^{co}] \Delta \varepsilon \quad (4.29)$$

ここまで、本論文で採用する分散ひび割れモデルのうち、ひずみ分解モデルに基づく定式化を示した。次に、このモデルの特徴であるクラック応力とひずみを関係づける材料剛性 D^{cr} の定式化について述べる。今度は、単純化のため図-4.4 に示す n, t 座標系に関するひび割れ挙動のモデル化について考察する。つまり、式(4.23)のモードⅢを無視すると、構成方程式は次式となる[4.10]。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_{nn}^{cr} \\ \Delta \tau_{nt}^{cr} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D^I & 0 \\ 0 & D^{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta_n / S \\ \Delta \delta_t / S \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D^I & 0 \\ 0 & D^{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{nn}^{cr} \\ \Delta \gamma_{nt}^{cr} \end{Bmatrix} \quad (4.30)$$

ここで、 $\Delta \sigma_{nn}^c$ は垂直応力増分、 $\Delta \tau_{nt}^c$ はせん断応力増分、 $\Delta \varepsilon_{nn}^{cr}$ は開口変位増分 $\Delta \delta_n^{cr}$ に対する要素内の平均垂直ひずみ増分、 $\Delta \gamma_{nt}^{cr}$ は相対すべり変位 $\Delta \delta_t^{cr}$ に対する要素内の平均せん断ひずみ増分、 D は材料剛性、 S は平均ひび割れ間隔を表している。なお、式(4.23)と同様に非対角項は 0 と仮定している。

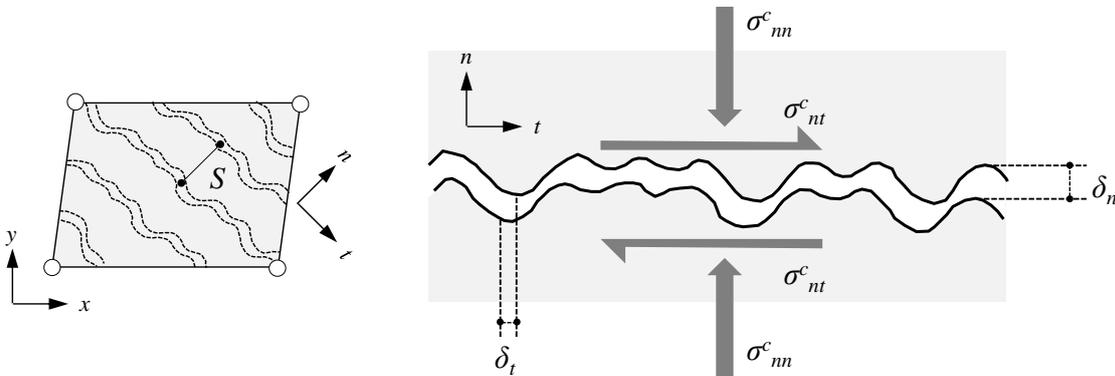


図-4.4 ひび割れ界面の応力と変形の定義[4.10]

式(4.30)の D^I と D^{II} は、図-4.5 に示す割線クラック剛性を表している。図からも分かるように、割線剛性を求めるためには、各応力-ひずみ関係の軟化曲線のモデル化が重要であると言える。一般的に、 D^I は破壊エネルギー試験に基づく引張軟化曲線より決定されることから、パラメータとしては明快である。しかし、 D^{II} の決定方法は実験的な検証は少なく、ひずみ分解モデルでは弾性せん断剛性 G に低減率 β を乗じることにより、次式のように仮定されている。

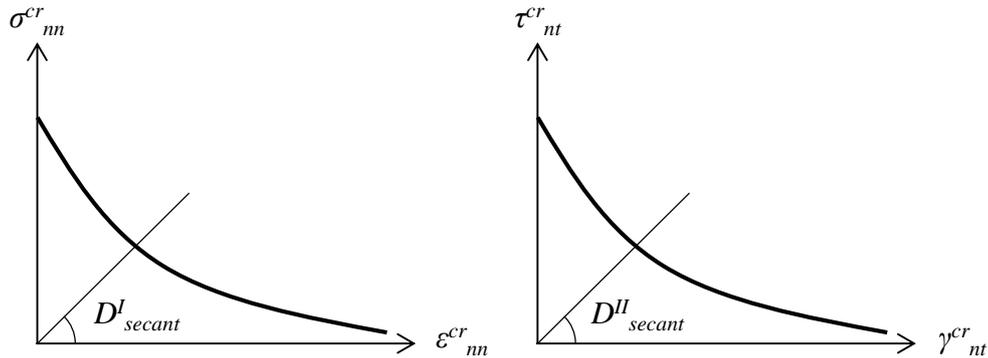


図-4.5 割線クラック剛性の模式図 [4.10]

$$D^{II} = \frac{\beta}{1-\beta} G \quad (4.31)$$

ここで、 β はせん断剛性低下率、 G は弾性せん断係数である。一方、全ひずみモデルに基づく共軸応力-ひずみ概念では、 D^{II} の定式化はひずみ分解モデルと大きく異なる。次節では、この定式化について詳細に述べることとする。

4.3.2 全ひずみモデルの誘導とひび割れのモデル化

全ひずみモデルのうち、主応力と主ひずみの共軸性の概念は回転ひび割れモデル (*Rotating crack model*)として知られている。一方、固定応力-ひずみの概念は直交固定ひび割れモデルとして知られている。本項では、回転ひび割れモデルについて概説する。

全ひずみモデルの基本概念は、ひび割れ方向と定義される方向に基づき応力が評価される点である。一方、回転ひび割れモデルは、ひずみベクトルの主方向とともにひび割れ方向が連続的に回転すると仮定する。要素座標系 x, y, z におけるひずみベクトル ϵ_{xyz} は、次式によりひずみ増分を考慮して更新される。

$${}^{t+\Delta t} \epsilon_{xyz} = {}^t \epsilon_{xyz} + {}^{t+\Delta t} \Delta \epsilon_{xyz} \quad (4.32)$$

ここで、添え字 t は現在の時間、 Δt は増分時間、 i はひび割れ方向の番号を示している。式(4.32)より求まるひずみベクトル ${}^{t+\Delta t} \epsilon_{xyz}$ は、変換マトリクス T を用いて次式のように局所座標系 n, t, s におけるひび割れ方向のひずみベクトルに変換される。

$${}^{t+\Delta t} \epsilon_{nst} = T {}^{t+\Delta t} \epsilon_{xyz} \quad (4.33)$$

回転ひび割れモデルでは、ひずみベクトルの主方向は現在の全ひずみに依存するため、次式のように表現される。

$$T = T({}_{i+1}^{t+\Delta t}\varepsilon_{xyz}) \quad (4.34)$$

構成則モデルは、 xyz 要素座標系で表すと次式となる。

$${}_{i+1}^{t+\Delta t}\sigma_{xyz} = T^T({}_{i+1}^{t+\Delta t}\varepsilon_{xyz})\sigma({}_{i+1}^{t+\Delta t}\varepsilon_{nst}) \quad (4.35)$$

次に回転ひび割れモデルにおける材料剛性マトリクス D を考える。ここでは、接線剛性マトリクスとして次式を考える。

$$D = T^T D_{tangent} T \quad (4.36)$$

ここで、 T はひずみ変換マトリクス、 $D_{tangent}$ はひび割れ座標系における接線剛性マトリクスである。なお、 $D_{tangent}$ が式(4.30)と同様の形式で与えられるものとする、 D^II は次式により表現される。

$$D^II = \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{tt}}{2(\varepsilon_{nn} - \varepsilon_{tt})} \quad (4.37)$$

ここで、 σ_{nn} 、 σ_{tt} は現在の全応力より求まる主応力、 ε_{nn} 、 ε_{tt} は現在の全ひずみにより求まる主ひずみである。式(4.31)と比較して、 D^II にはせん断弾性係数 G は現れず、現在の主応力と主ひずみの関係として求まる特徴を有している。

回転ひび割れモデルは、Cope ら [4. 11] らが、材料の直交異方性軸を主ひずみ軸と同時に回転させたことに始まり、後に回転ひび割れモデルへと進化したと言われている [4. 8]。解析者にとっては、主方向に対する非線形応力-ひずみ曲線を指定すれば済むので、工学的な観点からは簡易かつ高精度に予測できるメリットを有している。しかし、ひび割れ方向は必ず主方向と一致すると仮定しているため、破壊としてはモード 1 しか許容されないデメリットを有している [4. 8]。つまり、異なったひび割れせん断モデルを組み込む可能性を諦めなければならない。

Bazant [4. 12] は、材料の直交異方性軸が主ひずみ軸と同時に回転する時、主ひずみ軸は主応力軸と一致しなくなることから、回転ひび割れの概念に対して反論をしている。一方、Vecchio と Collins [4. 13] らは、鉄筋コンクリート平板に対して任意のせん断、引張、圧縮応力を組み合わせた載荷実験を行い、回転ひび割れの概念に基づき修正圧縮場理論を構築した。検証過程では、コンクリートの主ひずみ方向と主応力方向は偏差する

結果を示した上で、圧縮主ひずみ軸と圧縮主応力が一致するとする仮定は妥当な単純化であると主張している。

物理現象を考えると Bazant[4. 12]らの指摘は無視できないが、回転ひび割れモデルは、国内の多くの研究者によってその妥当性が検証され、せん断応答に対して非常に良い対応を示すことが解析的に示されている。これら検証結果は、Vecchio と Collins[4. 13]の実験結果を裏付ける貴重な研究成果と言えるだろう。

4.3.3 ひび割れモデルの比較

ここでは、前項までに述べてきたひび割れモデルについて、せん断応答に着目した解析事例から、本論文で採用するひび割れモデルを決定する。図-4.6 に各種ひび割れモデルを用いた破壊解析例を示す[4. 8]。有限要素分割は同じとして、構成則の定式化の影響を考察している。試験体の概念図が、図中に示したものである。荷重は、楔荷重と斜め圧縮荷重により構成されているが、ひび割れ先端は引張-引張状態にあり、主としてモード I の破壊が生じている。ここでは、せん断剛性低下率に着目すると、剛性低下率が大きくなるほど実験値に近づく傾向が見て取れる。しかし、最も実験との対応が良いのは回転ひび割れモデルであることが分かる。このことから、回転ひび割れモデルはせん断応答の予測に優れており、また、必要とするパラメータも少なく非常に有効であると考えられる。本論文では、この検証例題から導かれた結論を踏まえ、回転ひび割れモデルを採用することとした。

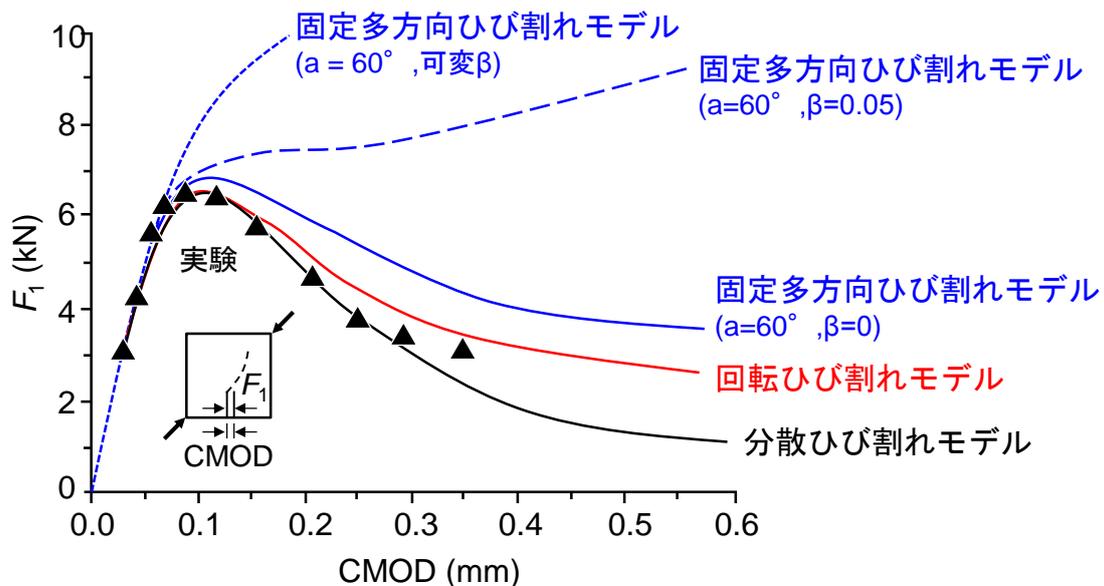


図-4.6 異なったひび割れモデルに対する GLWL-DCB 試験体の荷重-CMOD 応答[4. 8]

4.3.4 引張領域におけるコンクリートの構成則

引張側構成則は、全ひずみ形式でモード I に対応する破壊関数が必要となる。具体的には、ひび割れを生成するのに必要なエネルギー量として定義される破壊エネルギー G_f と引張軟化曲線の形状である。

本研究では、引張強度までは線形弾性を仮定し、引張軟化曲線は大岡[4.14]らにより提案された破壊エネルギー式および3直線モデルにより推定することとした。破壊エネルギー G_f は次式により算出される。

$$G_f = (0.23f_{cm} + 136)/1000 \tag{4.38}$$

ここで、 G_f は破壊エネルギー[kN/m]、 f_{cm} は圧縮強度[N/mm²]である。図-4.7に実験から得られた引張軟化曲線モデルを示す。引張軟化曲線を決定するために必要な開口変位および応力は、引張強度および式(4.38)から算出される破壊エネルギーに基づき決定される。実験では、圧縮強度 100[N/mm²]（実強度は 120[N/mm²]) を超える高強度コンクリートが破壊エネルギー試験において検討されており、本研究で対象とする超高強度コンクリート（150N/mm²以上の圧縮強度）にも近似的に適用可能と考えている。

本研究で採用する破壊エネルギーを考慮した引張側構成則の概要を図-4.8に示す。ここで、 E はヤング係数、 G_f は破壊エネルギー、 L_c は要素代表長さである。図-4.9に要素代表長さ L_c の定義を示す。ここでは、要素の体積 V と等価な球を考え、その直径を要素代表長さとして定義した。引張側構成則の下降域では、破壊エネルギーを要素代表長さ L_c で除すことにより非弾性仕事 $g_f (= G_f / L_c)$ がモデル化される。

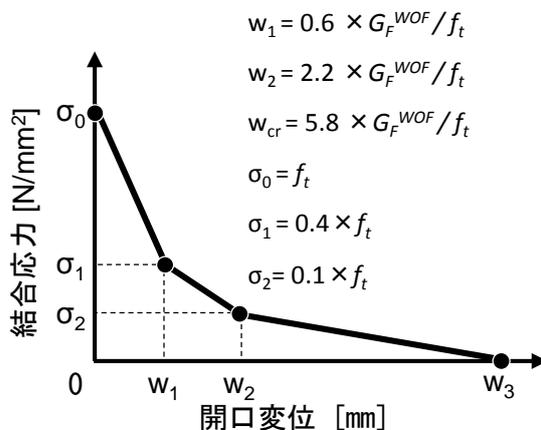


図-4.7 引張軟化曲線モデル[4.14]

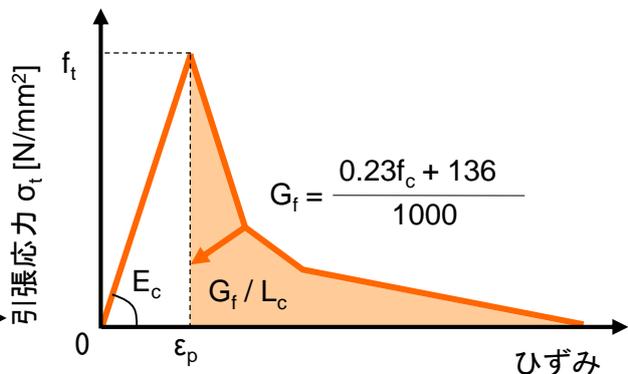


図-4.8 コンクリートの引張側構成



図-4.9 要素代表長さ L_c

4.3.5 圧縮領域におけるコンクリートの構成則

全ひずみ型の圧縮応力-圧縮ひずみ関係は、Feenstra[4.15]による圧縮破壊エネルギー G_{fc} に基づく定式化を採用する。圧縮応答は、3点により決定される放物線として記述される（図-4.10）。最大圧縮強度 f_c の 1/3 に対応する相当ひずみ $\alpha_{c/3}$ は次式により決定される。

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E} = \varepsilon_e \quad (4.39)$$

ここで、 E は初期ヤング係数である。次に、最大圧縮強度 f_c に対応する相当ひずみ $\alpha_c (= \varepsilon_p)$ は次式により決定される。

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} = 5\alpha_{c/3} = \varepsilon_p \quad (4.40)$$

最後に、終局相当ひずみ $\alpha_u (= \varepsilon_u)$ を次式のように仮定する。

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_{fc}}{hf_c} = \varepsilon_u \quad (4.41)$$

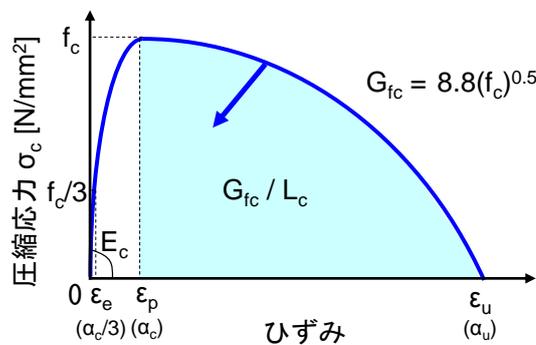


図-4.10 圧縮側構成則[4.15]

終局相当ひずみ α_u は、圧縮破壊エネルギー G_{fc} と要素面積あるいは体積と関係づけられる特性要素長さ h により決定づけられる。これにより解析における破壊の局所化を防ぐためのレギュラリゼーションが行われる。Feenstra[4. 15]らが提案する特性要素長さ h は、2次元要素に対して次式より求められる。

$$h = \alpha_h \sqrt{A_e} = \alpha_h \left(\sum_{\xi=1}^{n_\xi} \sum_{\eta=1}^{n_\eta} \det(\mathbf{J}) w_\xi, w_\eta \right)^{1/2} \quad (4.42)$$

ここで、 w_ξ, w_η はガウス積分則による重み係数である。 α_h は修正係数である。なお、式(4.42)は2次元要素に対する定式化であり、3次元要素に対する定式化ではない点に注意する。本研究は3次元問題を対象としており、この特性要素長さ h は、図-4.9に示す要素代表長さ L_c と等しいと仮定する。本来は重み係数を考慮した評価法に基づく定式化が適切であると考えている。この点についての検証は、非常に重要であると認識しており、今後解決すべき問題の1つである。

最後に3点を通る圧縮応力-圧縮ひずみ曲線は次式により決定される。

$\alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0$ のとき

$$\sigma_c = -f_c \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{\alpha_j}{\alpha_{c/3}} \quad (4.43)$$

$\alpha_c < \alpha_j \leq \alpha_{c/3}$ のとき

$$\sigma_c = -f_c \cdot \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right)^2 \right) \quad (4.44)$$

$\alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c$ のとき

$$\sigma_c = -f_c \left(1 - \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right) \quad (4.45)$$

$\alpha_j \leq \alpha_c$ のとき

$$\sigma_c = 0 \quad (4.46)$$

本研究では、圧縮破壊エネルギー G_{fc} を次式に示す Nakamura[4. 16]らの予測式を用いて算出した。

$$G_{fc} = 8.8 \sqrt{f_c} \quad (4.47)$$

本式の構築にあたり検討した供試体は、最大骨材寸法 20mm、高さ 450mm×径 150mm のコンクリートシリンダーであり、圧縮強度を $10[\text{N}/\text{mm}^2] \sim 50[\text{N}/\text{mm}^2]$ の範囲で変化させたものである。圧縮破壊エネルギーを評価する研究は非常に少なく、超高強度コンクリートまで拡張された研究は殆どない現状がある。したがって、本研究で対象とする圧縮強度が、Nakamura 式の適用範囲外となってしまうが、現段階ではやむを得ないと考えている。適切な解析モデルの構築にあっては、 $150[\text{N}/\text{mm}^2]$ 級の超高強度コンクリートに対しても圧縮破壊エネルギーに関する研究の蓄積が望まれる。

4.3.6 拘束効果モデル

本研究では、上昇域と軟化域を異なるモデル化を試みた。上昇域は、修正圧縮場理論を 3次元に拡張した Selby と Vecchio [4. 17] らの手法を参照して、3 軸圧縮応力条件下での強度上昇を考慮する。軟化域は、Mander et al [4. 18] に基づく拘束および非拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線を積分した面積比から、圧縮破壊エネルギーの増分を表現し延性傾向をモデル化した。

強度上昇は、非拘束の圧縮応力-ひずみ曲線（以下、ベース曲線と呼ぶ。）のピーク応力を修正することによりモデル化される。ここでは、次式に示す Hsieh [4. 19] により提案された破壊条件を採用する [4. 17]。

$$f = 2.0108 \frac{J_2}{f_c'^{1/2}} + 0.9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_c'} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f_c'} + 0.2312 \frac{I_1}{f_c'} - 1 = 0 \quad (4.48)$$

ここで、 J_2 は偏差応力の第 2 不変量、 I_1 は応力テンソルの第 1 不変量である。これは、1 軸圧縮強度 f_c' および式(4.49)により定義される最大主応力 f_{c1} が与えられる時、破壊を生じさせる主圧縮方向に要求される主応力 f_{c3} を求めるために使用される。 f_{c1} は次式で定義される最大コンクリート主応力である。

$$f_{c1} = \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) \quad (4.49)$$

主応力 f_{c3} は、破壊を生じさせる応力であると仮定され、上式より決定される。多軸応力状態における圧縮破壊応力は次式により与えられる。

$$f_{c3} = s \cdot \min(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) \quad (4.50)$$

ここで、 s は縮尺係数である。正の破壊応力が得られるならば、応力ベクトルは破壊面の引張側に縮尺され、破壊強度は十分に大きな負値 ($-30f_c'$) に等しく設定される。

ピーク応力係数 K_σ は次式により定義される。

$$K_\sigma = \frac{f_{c3}}{f_c'} \geq 1 \quad (4.51)$$

また、ピークひずみ係数は次式により与えられると仮定する。

$$K_\varepsilon = K_\sigma \quad (4.52)$$

拘束を受けない圧縮の場合、ピーク時の値は1軸圧縮強度値 f_c' により与えられ、ピーク応力係数は1に等しい。今度は、圧縮応力-ひずみ関係のパラメータは次式となる。

$$f_{c3} = K_\sigma f_c' \quad (4.53)$$

$$\varepsilon_p = K_\sigma \varepsilon_0 \quad (4.54)$$

ここで、初期ひずみ値 ε_0 は次式の関係により与えられる。

$$\varepsilon_0 = \frac{n}{n-1} \times \frac{f_c'}{E} \quad (4.55)$$

ここで、 n は次式により算出される。

$$n = 0.80 + \frac{f_c'}{17} \quad (4.56)$$

ここで、 f_c' [N/mm^2] はベース曲線のピーク時の応力である。以上により、初期ヤング係数の勾配を用いて、拘束圧縮下での最大強度の漸次増大を表現する。完全3軸圧縮応力状態の下で破壊面に到達することはなく、線形応力-ひずみ関係が求められる。

今回使用している Feenstra [4. 15] による破壊エネルギーに基づく圧縮側構成則は、側圧が大きい場合、実現象と乖離する応答が生じることが報告されている [4. 20]。側圧と圧縮モデルの組み合わせについては、さらなる検証が必要ではあるが、本研究では局所破壊に対するレギュラリゼーション（正則化）も重要であると考えているため、圧縮破壊エネルギーを考慮した Feenstra [4. 15] らの曲線モデルと Selby と Vecchio [4. 17] らの手法に基づく強度上昇を組み合わせたモデルを採用することとした。

拘束効果は、強度上昇だけではなくポストピークにも影響を与え、より延性的になる。図-4.11にMander[4.18]らが提案した拘束コンクリートに対する統一応力-ひずみ手法を示す。応力-ひずみ曲線で囲まれる面積比を利用して、拘束および非拘束における面積差が、拘束コンクリートにより増大されるエネルギー量であると定義される。特徴は、エネルギー・バランス法に基づいて、帯筋の第一破断時におけるコンクリートの縦方向圧縮ひずみを予測する合理的手法の確立を試みた点である。この手法では、コンクリートが拘束されている時、付加的な靱性は横補強筋に保存されるエネルギー量によると考えられている。また、コンクリートの3軸圧縮状態における拘束圧縮強度の上昇も定式化し、全応力-ひずみ関係の形式で拘束コンクリートのモデル化に成功している。

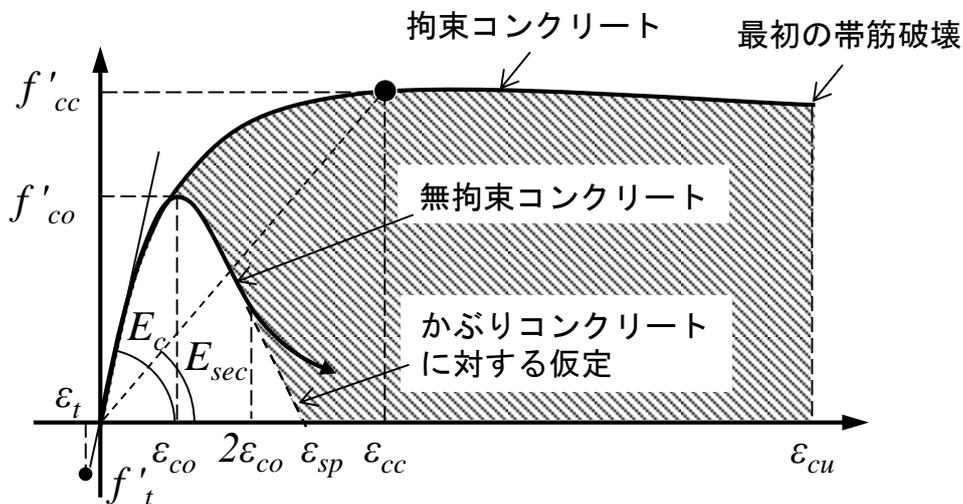


図-4.11 拘束効果モデル[4.18]

4.3.7 鉄筋のモデル化

鉄筋を考慮する手法は、①分散鉄筋、②離散鉄筋および③埋め込み鉄筋の3に大別される。図-4.12[4.6]に分散鉄筋の模式図を示す。この方法は、鋼材をコンクリート要素全体に分布させ、単一の鉄筋コンクリート要素とみなすものである。これは、鉄筋とコンクリートの要素剛性を重ね合わせることで定式化される。配筋が一樣である壁などの解析に有効であるが、鉄筋とコンクリート間の付着-すべりをモデル化できないデメリットを有している。図-4.13(a)[4.6]に離散鉄筋の模式図を示す。この方法は、鉄筋とコンクリート間の付着-すべり現象をばね要素により考慮できる利点や鉄筋の抜け出しを考慮できる利点を有している。しかし、コンクリートの要素分割が、鉄筋の配筋方法に依存するデメリットを有しており、コンクリートの局所破壊を誘発する可能性があることから好ましくない。図-4.13(b)[4.6]に埋め込み鉄筋の模式図を示す。この方法は、鉄筋がコンクリート要素内に離散体として考慮されることで、鉄筋に依存する

メッシュ分割の制約を取り除くことができる。近年、この方法における付着—すべりモデルも開発されてきており、①のデメリットを克服できるモデルとして注目されている。本研究では、以上を踏まえて埋め込み鉄筋を採用した。ただし、現段階では鉄筋とコンクリート間の付着—すべり関係はモデル化しないこととする。

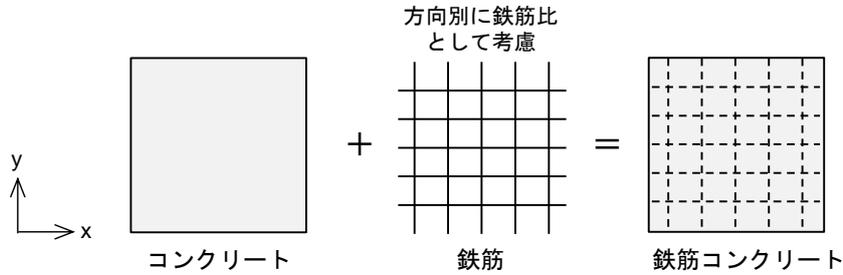


図-4.12 分散鉄筋の模式図[4.6]

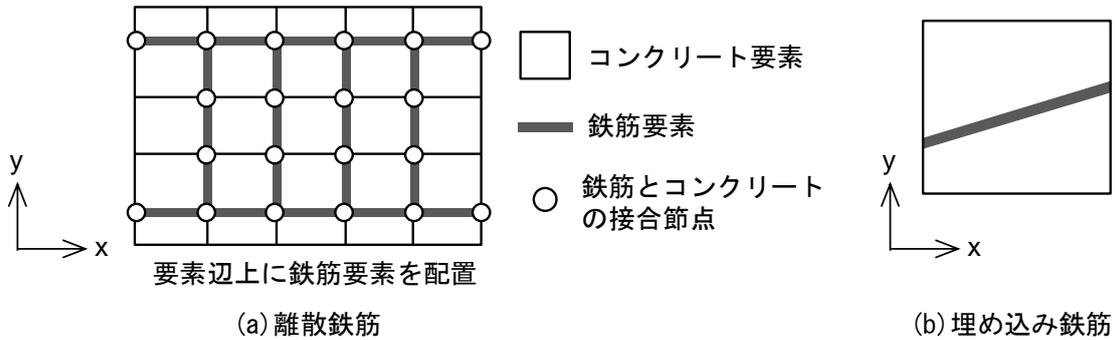


図-4.13 分散鉄筋および埋め込み鉄筋の模式図

鉄筋は、Von-Mises 降伏基準に基づく弾塑性構成則を採用した[4.21]。図-4.14 に示すように Von-Mises の降伏基準は、主応力空間における幾何学的形状として静水圧軸を中心とする半径 k の円筒として表現される。一般に、Von-Mises 基準は次式により表現される。

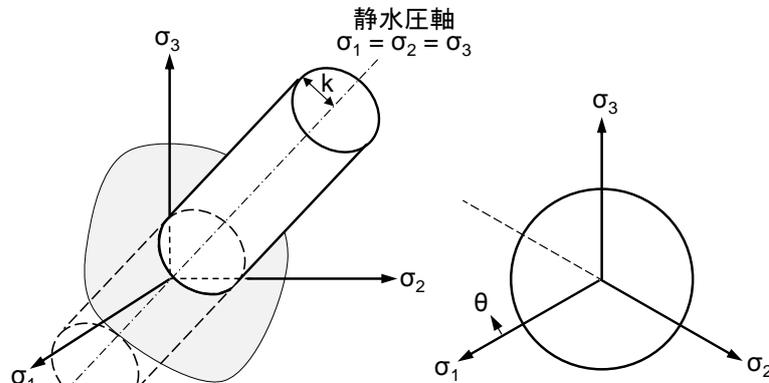


図-4.14 Von-Mises 基準 [4.20]

$$f = \sqrt{J_2} - k \quad (k > 0) \quad (4.57)$$

ここで、 J_2 は偏差応力の第2不変量、 k は次式により表現される。

$$k = \sigma_y / \sqrt{3} \quad (4.58)$$

ここで、 σ_y は1軸引張試験から得られる降伏強度である。なお、本研究では1軸応力-ひずみ関係を図-4.15に示すBi-linear型モデルとした。

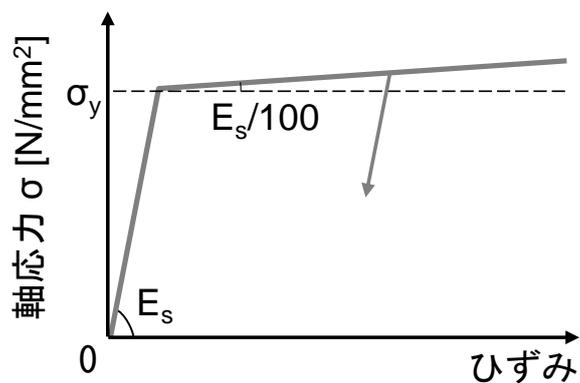


図-4.15 鉄筋の応力-ひずみ関係

4.4 数値解析手法の検証

4.4.1 解析対象試験体概要

数値解析手法を検証するためには、若材齢，長期および短期挙動を統一的に検討した実験を解析対象とする必要がある。このことを考慮して，佐々木ら[4.22] [4.23]の実験を採用することとした。打設直後からのひずみの計測と材齢 28 日目からは軸力によるクリープひずみが計測され，材齢約 1400 日後に軸力を一旦除荷し，材齢 1443 日目に再度所定の軸力を載荷した後，一定に保持したまま正負交番繰返し水平載荷が実施された。なお，試験概要(図-3.39)および長期軸圧縮試験概要および加力装置(図-1.5)については，前掲の図を参照願いたい。

表-4.1 に材齢 1443 日目(曲げせん断実験時)のコンクリートの力学的性質を示す。コンクリートの一軸特性は，材齢 28 日と比較して圧縮・引張ともに強度増進が見られる。なお，軸力は長期軸圧縮試験と同様としている。各繰返し載荷は，1/200 以上は長周期地震動による繰返しを想定し各 10 回に設定された。

表-4.1 材齢 1443 日目のコンクリートの強度特性 [4.22]

調合記号	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (×10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 時ひずみ度 (μ)	割裂 引張強度 (N/mm ²)	ポアソン 比*
150N	1443	177	4.70	4046	7.70	0.22

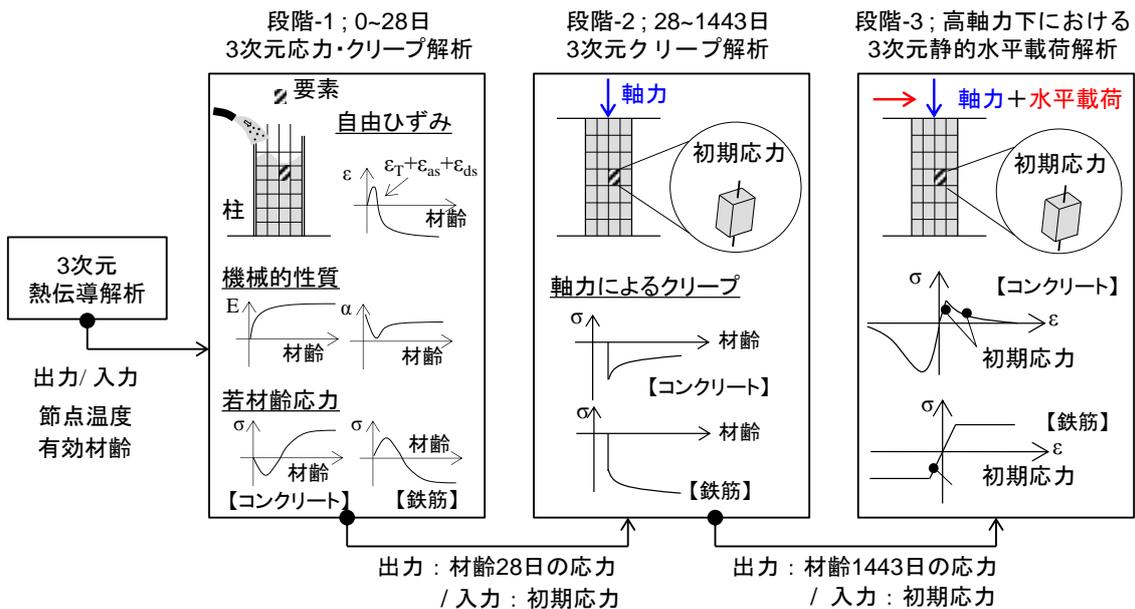
[試験法]圧縮:JIS A 1108,割裂:JIS A 1113,[供試体]φ100×200mm,封緘養生,
*圧縮強度の 1/3 時

前掲の図-1.6 に示したせん断力-部材角関係を確認する。なお，せん断力は，P-Δ 効果を考慮した値となっている。いずれの試験体も部材角 1/400 で曲げひび割れ，1/200 で端部コンクリートの圧壊，1/100 付近で端部の圧壊が進行し荷重が低下した。その後，荷重が再び漸増し 1/50 まで上昇した。部材角 1/50 から部材角 1/33 へ移行する際に，軸圧縮載荷によりクリープ損傷を受けた試験体は，損傷を受けていない試験体と比較して，軸力が保持できなかった。なお，両試験体の破壊モードは，曲げ降伏後のせん断破壊となっている。主筋の降伏に着目すると，クリープ損傷を受けた試験体は最大耐力以前に圧縮降伏している。一方で，クリープ損傷を受けていない試験体は，最大耐力直後に圧縮降伏している。軸力によるクリープの発達のため，主筋が早期に圧縮降伏することが実験的に確認された。

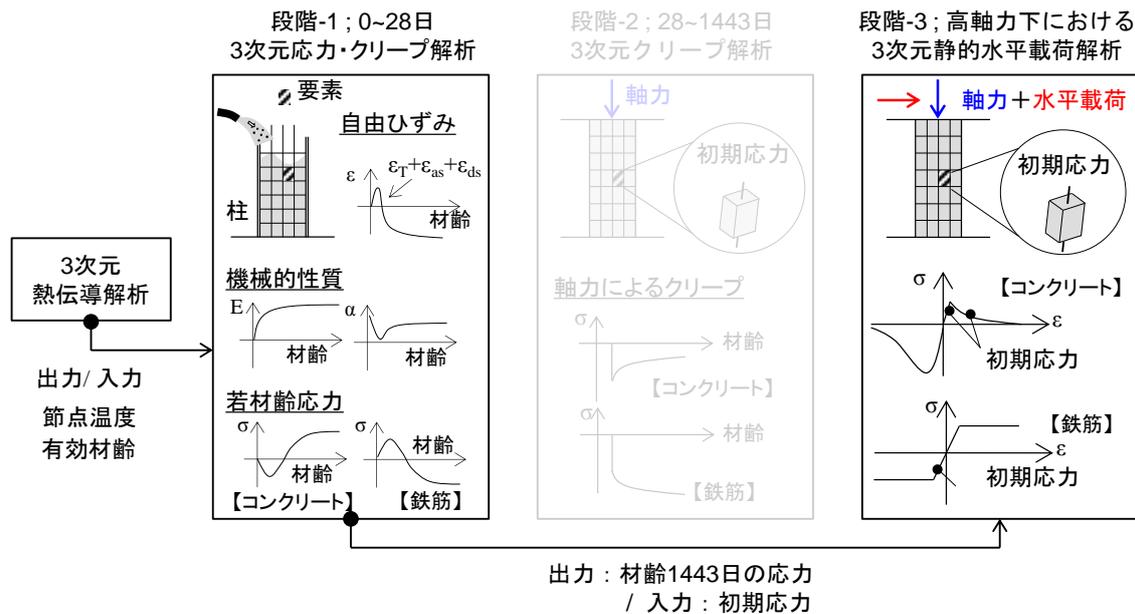
4.4.2 検証フロー

図-4.16 および図-4.17 に検証フローを示す。ここでは，実験結果に対応させて 2 パターンの検証を試みる。図-4.16 は，軸力によるクリープの損傷を受けた試験体(CHNO.2)をシミュレートするフローである(以下，フロー①)。このフローにおける段

階-1 および階-2 までの時間依存解析結果は前節までにシミュレートされている (図-3.51 および図-3.52 を参照)。続いて、初期応力を考慮した階-3 の解析を実施する。図-4.17 は、打設後曲げせん断実験が行われるまで実験室に放置された試験体(DHNO.2)に対するシミュレートフローである (以下、フロー②)。階-1 の解析を材齢 1443 日目まで行い、続いて、初期応力を考慮した階-3 の解析を実施する。ここでは、階-2 における解析は行わない。以上の結果を実験結果と比較することで、提案手法の妥当性を検証する。



(軸力によるクリープ損傷を受けた試験体(CHNO.2)をシミュレートするフロー)



(若材齢の損傷のみを受けた試験体(DHNO.1)をシミュレートするフロー)

4.4.3 短期挙動解析モデルの概要

図-4.18 に要素分割，荷重条件および境界条件を示す。長期挙動解析モデルと異なる点は，水平加力に伴う荷重条件を加えた点である。本解析では，実験の繰り返し載荷に対して単調載荷によるモデル化を試みた。水平荷重は，変位制御法を選択した。つまり，載荷方向（全体座標系 X 方向）の節点変位を拘束し，これらの点に拘束方向に沿った同一の強制変位を与えることでモデル化する。したがって，この節点から得られる反力の合計が，柱に作用するせん断力として評価される。なお，実験に対応する繰り返し載荷を考慮した解析モデルの構築は今後の課題である。

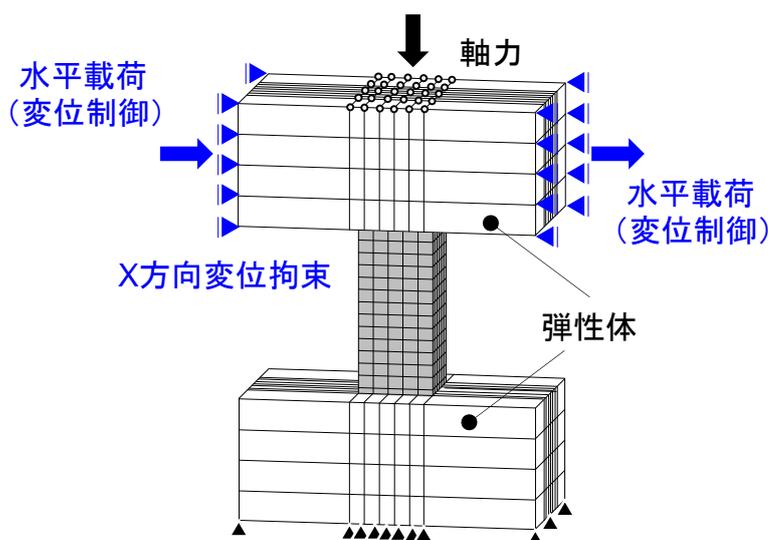


図-4.18 短期解析モデルの要素分割図，荷重条件および境界条件

コンクリートの材料特性は，表-4.1 に示した材齢 1443 日目の実験値を用いた。引張および圧縮側構成則は前節までに述べたモデル化を行っている。鉄筋の 1 軸材料特性は，実験値を参考に Bi-linear 型でモデル化した。

拘束コンクリートの軟化域については，Mander らの手法[4.18]を参照して，コアコンクリートの圧縮破壊エネルギーを無拘束コンクリート G_{fc} の 20 倍として解析を行った。

4.4.4 初期応力導入の確認

ここでは，各フローにおける段階-3 の初期応力導入状況についてコンター図を用いて確認する。また，フロー①および②を段階-3 の視点で比較考察を行う。

4.4.4.1 フロー①の確認

図-4.19 にフロー①に対するコンクリートの最大主応力コンター図を示す。図には，若材齢および長期挙動解析におけるコンター図も併記した。段階-2 解析終了時の応力

を初期応力として段階-3解析モデルへ移植すると応力分布に違いが見られる。これは、段階-2においてコンクリートの引張強度を超えた領域が存在し、この応力場が引張側構成則の軟化域にプロットされたものと推測される。

このことを確認するために、図-4.20にガウスの積分点におけるひずみ分布を示す。図は、赤プロットが引張側構成則の軟化域にあることを示している。予想通り、長期解析時に引張強度を超えていた要素は、初期応力を導入した短期挙動解析モデルにおいてひび割れを伴っている。軟化域に入った要素は、引張応力が解放されることで応力低下を生じる。周辺要素はこの影響を受けて引張応力を低下させながら力の釣り合いを保ちつつ、要素内で一様に応力が分布する傾向に変化したものと考えられる。その結果、高さ中央部分において約5.6~6.3[N/mm²]の引張主応力が分布していることが分かった。

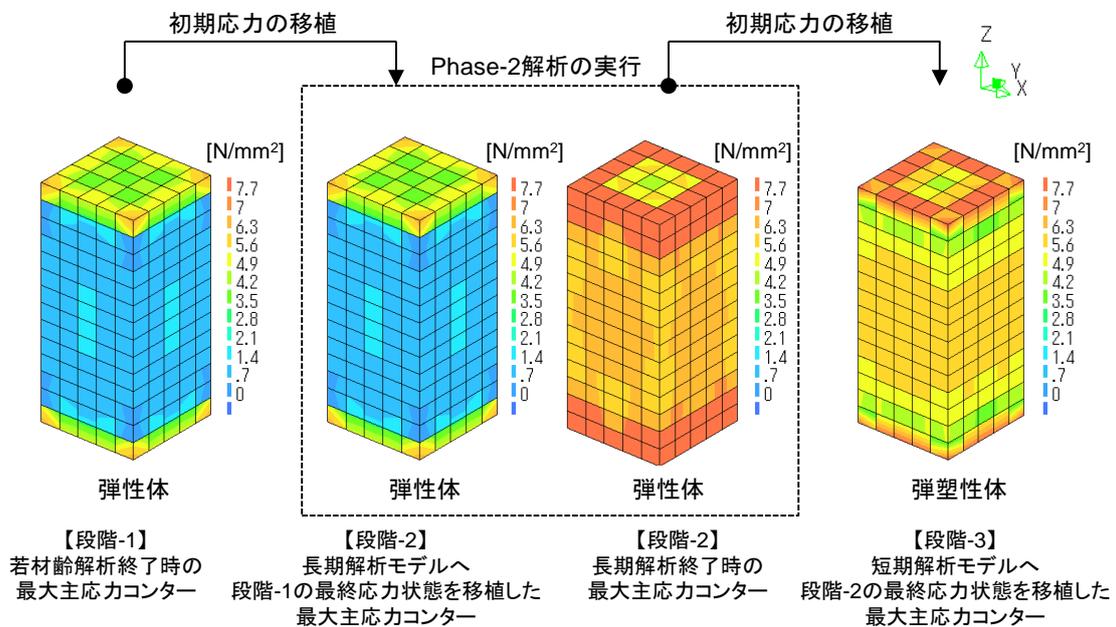
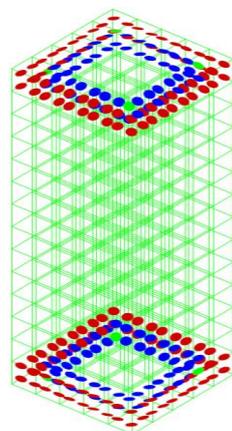


図-4.19 検証フロー①に対する初期応力導入結果（コンクリートの最大主応力分布図）



青点：引張強度時のひずみ以下
赤点：軟化域にあるひずみ

図-4.20 ガウスの積分点におけるひずみ分布図

図-4.21 にフロー①に対する鉄筋応力のコンター図を示す。コンクリートの引張強度に達した要素の引張応力が低下したのと同様の傾向が見受けられ、長期から短期へ移行した際には累積している圧縮応力が低減されている。コンター図の閾値は弾性範囲であるから、この低下はコンクリートの引張応力が低下したことに起因していると考えられる。低下度合は、大きくないことから連続性は概ね保たれていたものと考えられる。主筋には約 205[N/mm²]の圧縮応力が最大で生じていることが分かった。軸力が除荷された状況下で累積された圧縮応力（つまり、若材齢および長期により蓄積された圧縮応力）は、一軸圧縮降伏強度（720.2[N/mm²]）の約 1/3.5 であった。

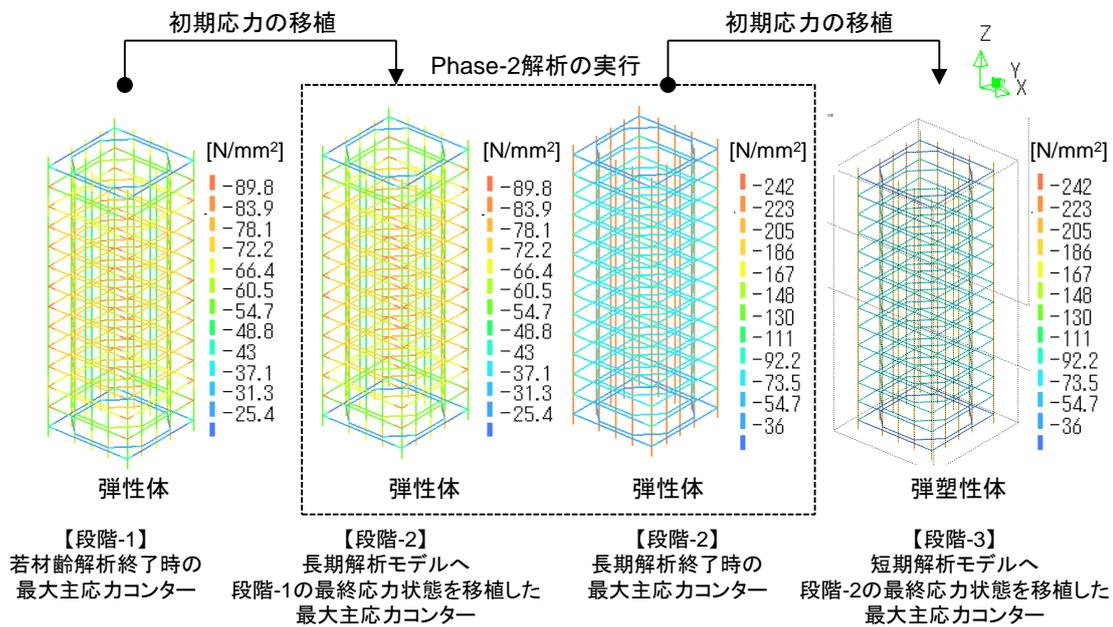


図-4.21 検証フロー①に対する初期応力導入結果
(鉄筋の局所座標系における圧縮応力分布図)

段階-3における応力-ひずみ状態が、妥当な結果なのかどうかについては現段階では検証できない。確認する方法はいくつか考えられる。一つの可能性は、時間依存解析におけるひび割れの発生・進展などをモデル化することで得られる段階-2の応力およびひずみ状態を本手法により得られた段階-3の初期応力移植状態と比較する方法である。しかし、この検証は、本論文では考慮しておらず、議論を行うことはできない。したがって、本研究における初期応力移植手法の妥当性の検証は、プッシュオーバー解析の結果と短期の水平載荷実験から得られるせん断力-変位関係との比較を通じて行うものとする。

4.4.4.2 フロー②の確認とフロー①との比較

図-4.22にフロー②に対するコンクリートの最大主応力コンター図を示す。図には、若材齢解析終了時のコンター図も示した。フロー①での考察と同様に引張強度を超える要素の応力はひび割れモデルを考慮することで解放されたことが確認できる。その後、引張応力は柱に一様に分布している。柱中央部の引張主応力の値は約 $2.8\text{[N/mm}^2\text{]}$ であり、フロー①と比較して最大約 $3.5\text{[N/mm}^2\text{]}$ の差があることが見て取れる。この差は、段階-2の解析の有無によるものであるから、軸力によるクリープにより生じる損傷とみなすことができる。

図-4.23にフロー②に対する鉄筋応力のコンター図を示す。フロー①と同様に圧縮応力が低減されている。主筋には最大で約 $93\text{[N/mm}^2\text{]}$ の圧縮応力が生じており、フロー①と比較して約 $112\text{[N/mm}^2\text{]}$ の差が生じており、これがクリープによる損傷とみなされる。それぞれ、主筋に累積される圧縮応力は、降伏強度比で $1/7.7$ と $1/6.4$ であることが分かった。

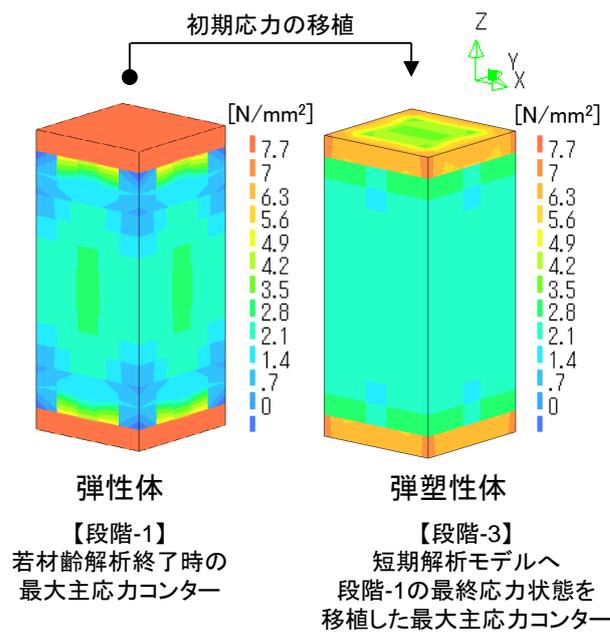


図-4.22 検証フロー②に対する
初期応力導入結果
(コンクリートの最大主応力分布図)

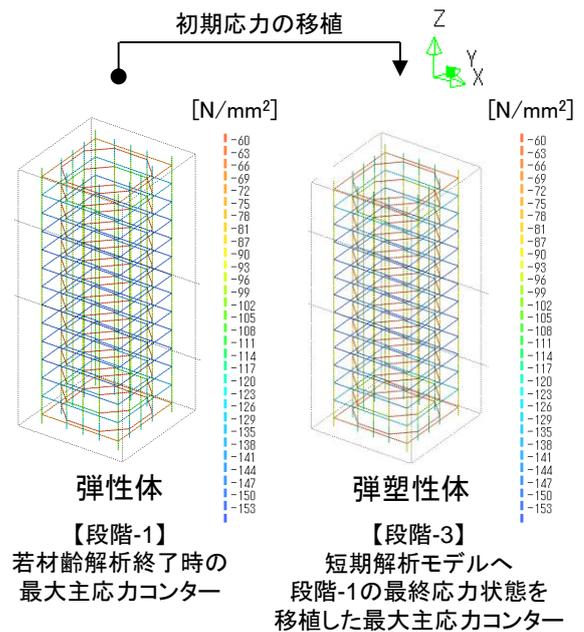


図-4.23 検証フロー②に対する
初期応力導入結果
(鉄筋の局所座標系における圧縮応力分布図)

4.4.5 初期応力を考慮した短期解析結果の検証

4.4.5.1 フロー①に対する短期解析結果

図-4.24 にフロー①における短期解析結果を示す。ここでは、初期応力を考慮しない場合も併記した。実験値は、破線で表現し包絡曲線として正側を併記している。はじめに、初期応力を考慮した解析結果について考察する。ここでは、せん断ひび割れと主筋の圧縮降伏点に着目する。解析結果は、せん断ひび割れの発生時耐力をやや大きく評価した。また、主筋の圧縮降伏に対応するせん断耐力を過小評価したものの部材角は概ね実験値と整合した。

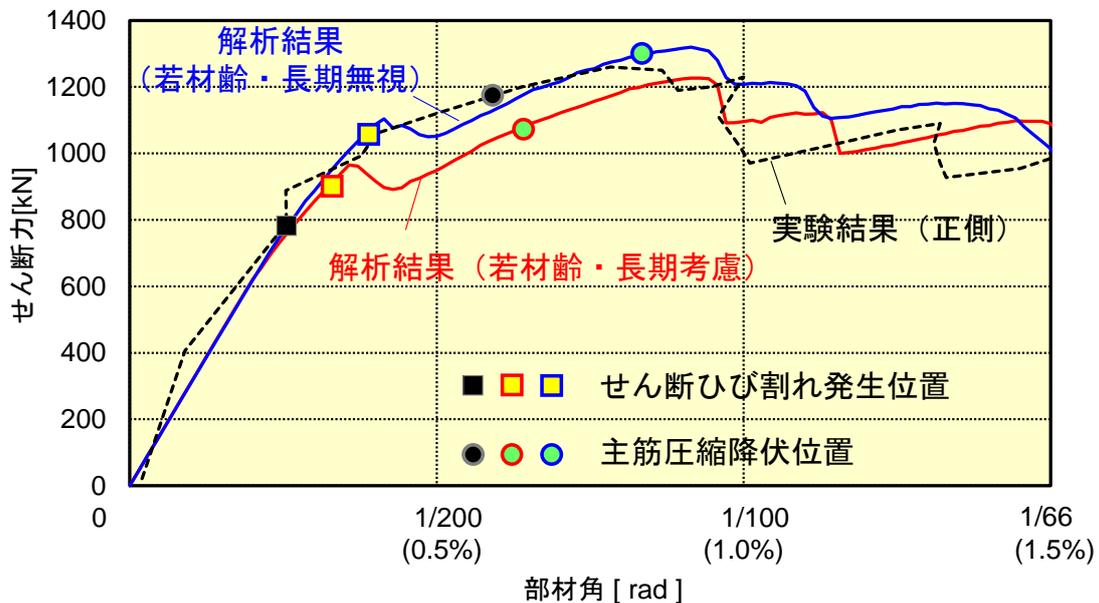


図-4.24 フロー①に対する短期解析結果と実験値との比較

せん断ひび割れ点は、コンター図において RC 柱の材軸方向に沿ったせん断ひび割れが確認された時点と対応しており、せん断応力の評価に起因していると判断できる (図-4.25)。この実験値との違いは、図-4.19 において確認したように、ひび割れモデルを考慮したことにより引張応力が低下し、応力分布が一様状態に近づいたことに起因していると考えられる。その後、せん断ひび割れの進展に伴いせん断耐力が急激に低下する現象は、解析では部材角 0.004[rad]付近で観察されたが、実験では部材角 0.005[rad]付近で生じた。これは、鉄筋とコンクリート間の付着すべりを考慮していない点が挙げられ、この点を考慮することで改善が見込まれるものと考えている。

主筋の圧縮降伏点は、図-4.21 において確認した主筋の累積圧縮ひずみが反映されているものと考えられる。初期応力移植時には、軟化したコンクリートの影響により、主筋の圧縮応力も低下したことから、対応するせん断力が多少低く評価されたものと考えられるが、実験値と比較して良い対応を示していることが分かる。

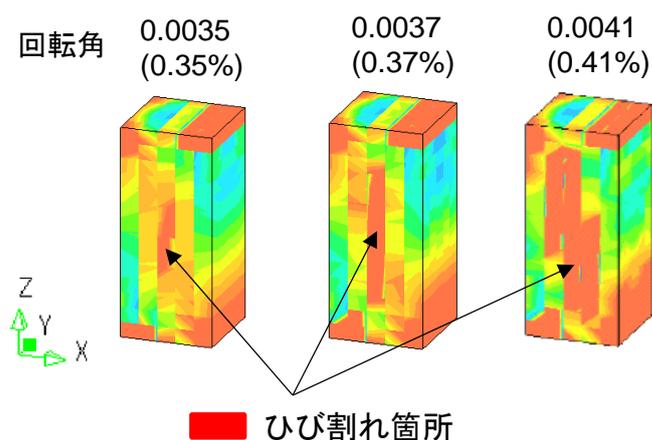


図-4.25 縦ひび割れ発生点前後の最大主応力分布図

次に、最大耐力点に着目する。解析結果は、実験値の正側に近い応答となっており概ね妥当性が確認された。しかし、対応する部材角がやや小さく、この点については付着すべりを考慮することでより変形が増すものと考えられる。

最後に、ポストピーク領域の3か所で観察された耐力低下点以後の変形性能に着目する。実験値と比較すると、その差はポストピーク領域で大きくなっている。これは、付着挙動のモデル化や繰返しによる影響を含めた圧縮降伏後の軟化モデル化にさらなる改善を要することを示唆しているものと考えている。解決策としてRC柱の主筋を離散鉄筋でモデル化し、付着挙動を評価する方法が挙げられる。この場合、本モデルに対しては、鉄筋を埋め込み要素でモデル化しているが、離散鉄筋要素を採用することにより改善されよう。また、既往の繰返しモデルの適用性を検討することも重要である。

続いて、初期応力の有無による比較を行う。注目した点は2つある。初期応力を考慮することで、①主筋が早期に圧縮降伏すること、②最大耐力が約9[%]程度低下すること、③せん断補強筋の引張降伏が遅れ変形性能が増すことである。①は若材齢および長期挙動の解析により主筋に累積された圧縮ひずみ（もしくは、圧縮応力）に起因していることで説明が可能である。この影響で、最大耐力が低下することも合理的に説明できる。柱の破壊モードは、実験報告によると曲げ圧縮降伏後のせん断破壊と記されており、最大耐力は圧縮領域の挙動が支配的であるから、①に起因して柱の最大耐力が低下したものと考えられる。③は、図-4.21 から分かるように、若材齢および長期挙動の解析時に帯筋に圧縮応力が累積されており、この分布に起因しているものと考えられる。

4.4.5.2 フロー②に対する短期解析結果

図-4.26 にフロー②に沿って行った短期挙動の解析結果を示す。ここでも、破壊過程に着目して考察する。せん断ひび割れの発生タイミングは、フロー①の場合と同様に、発生時のせん断耐力を実験結果よりもやや過大に評価した。これは、図-4.19 ならび

に図-4.21に示したコンクリートおよび鉄筋に対する段階-3における初期応力導入結果が、解析対象試験体の実際の状況を十分に再現できていないためであると考えられる。しかし、主筋の圧縮降伏については、最大耐力以前に生じている点で実験結果と対応しており、本解析手法の妥当性が確認できる。また、鉄筋に累積される圧縮応力がフロー①と比較して小さいことから、主筋の降伏タイミングが遅くなることを解析的にも確認することができた。図-4.27に初期応力の有無による比較を示す。最大耐力は、フロー①と同様に初期応力を考慮すると低下するが、その度合いは小さい。コンター図にも示した縦ひび割れの発生時せん断力は、段階-1の初期応力を考慮するだけでも低下することが確認された。

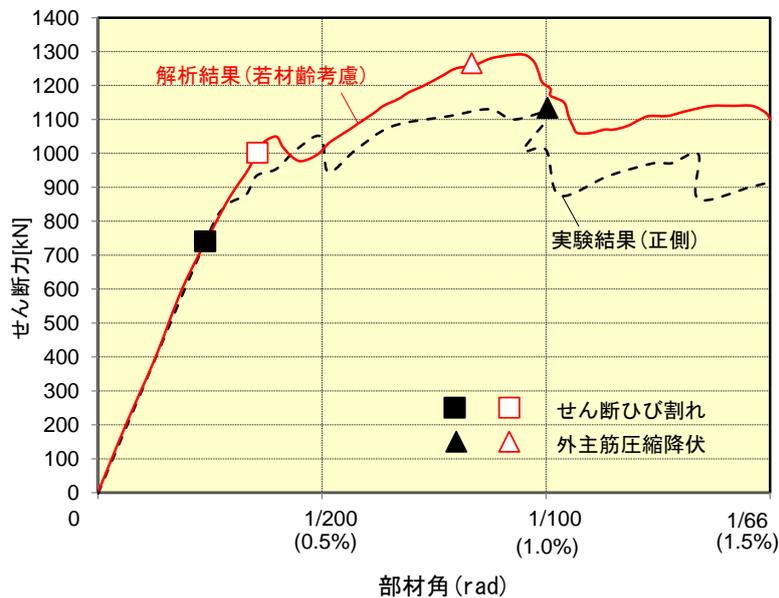


図-4.26 フロー②に対する短期解析結果と実験値との比較

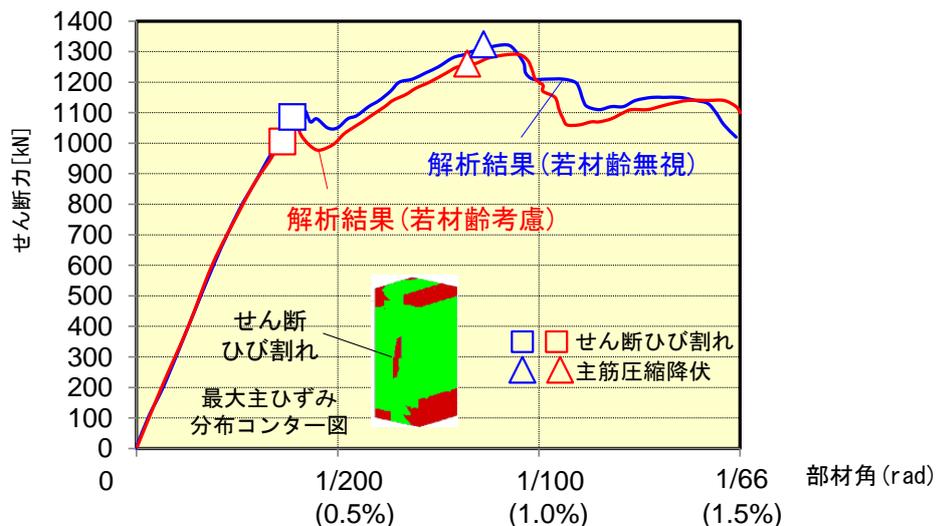


図-4.27 フロー②における初期応力の有無の比較と縦ひび割れ発生時の最大主ひずみコンター図

4.4.6 破壊過程の考察

ここでは、4.4.5.1にて構築した解析モデルに基づき、破壊過程の考察を行う。図-4.28に解析結果から得られた、せん断力-部材角関係と破壊イベントを示す。柱の破壊は、①せん断ひび割れの発生、②圧縮鉄筋の圧縮降伏、③柱脚部の圧壊を経て、ポストピークに至ることが分かる。ここでは、より詳細に抵抗機構を把握するため、種々の考察を行った。まず、図-4.29にせん断補強筋一部材角関係を示す。

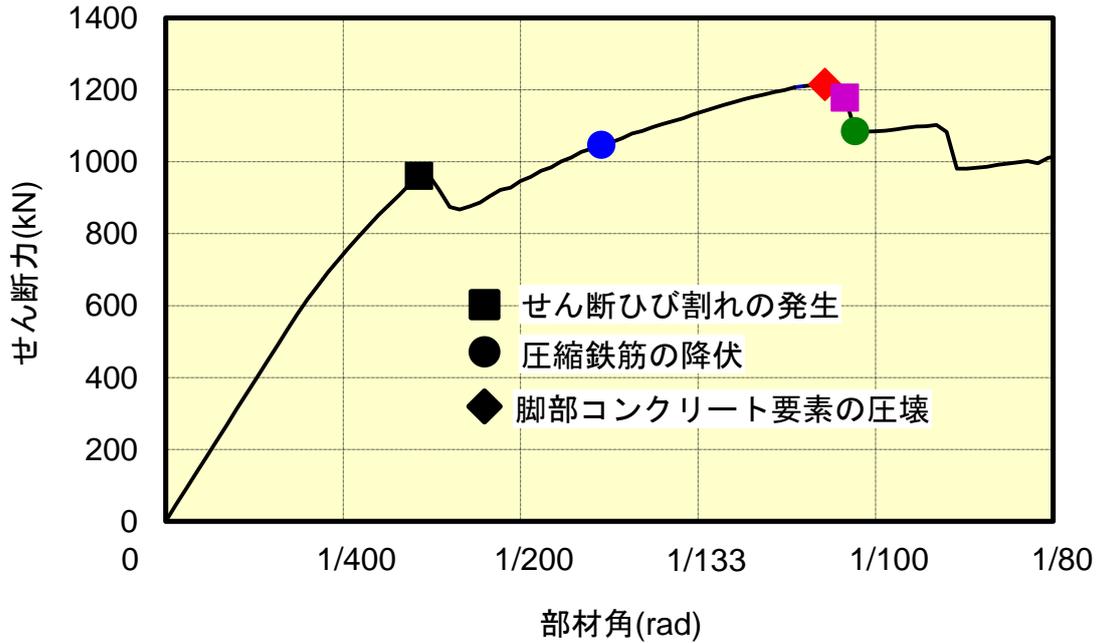


図-4.28 せん断力-部材角関係と破壊イベント（若材齢挙動+長期挙動を考慮）

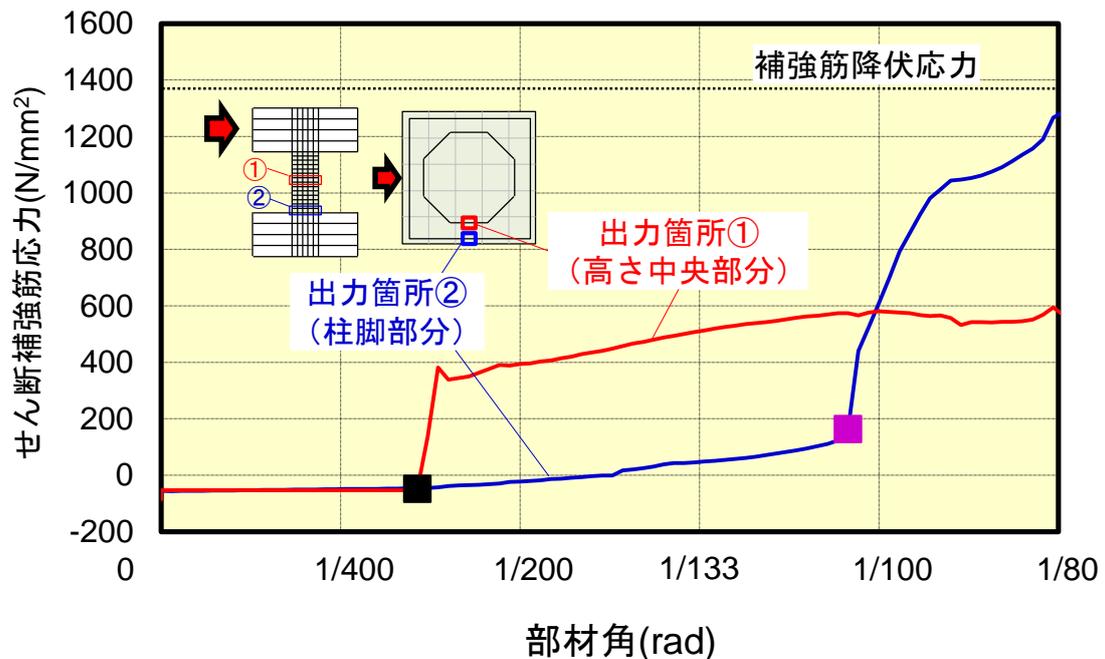


図-4.29 せん断補強筋応力-柱部材角関係

ここでは、図に示す2か所について応力の推移を図-4.28と関連づけて考察する。柱の高さ中央部分にてコンクリート部分にせん断ひび割れが生じた際に、内側のせん断補強筋に力が流れ、応力を負担することが確認できる。しかし、最大耐力以降も降伏応力に達していないことが分かる。一方で、脚部の補強筋は、最大耐力を少し過ぎた部材角において、急激に応力を負担し始める。これは、柱脚部のコンクリートが膨張を伴いながら、圧壊(Z方向の圧壊)することにより生じるものである。同様に、脚部においても最大耐力を過ぎ、部材角 1/80 までは降伏は見られない。このように、補強筋に着目すると、降伏応力まで達していないことから、トラス機構の消失に伴うせん断破壊は生じていないと考えられる。

続いて、図-4.30に圧縮鉄筋の圧縮応力-柱の部材角関係を示す。ここでは、図に示す2か所の応力推移に着目する。まず、主筋①が圧縮降伏し、その後、主筋②が圧縮降伏をすることが見て取れる。図-4.28と比較すると、主筋①の圧縮降伏時には、柱の全体挙動に大きな変化は見られない。しかし、主筋①が負担していた軸圧縮応力の大部分を付近のコンクリート要素が負担する。これにより、端部コンクリートの圧縮破壊が早期に誘発されると考えられる(後述する図-4.32参照)。そして、最大耐力直後に柱の挙動が大きく軟化し、これと同時に、主筋②が急激に応力を負担し始め、すぐさま圧縮降伏する。これは、主筋①の圧縮降伏および端部コンクリートの圧壊により、柱の圧縮側端部において、主筋②のみしか軸方向力に抵抗できないからである。

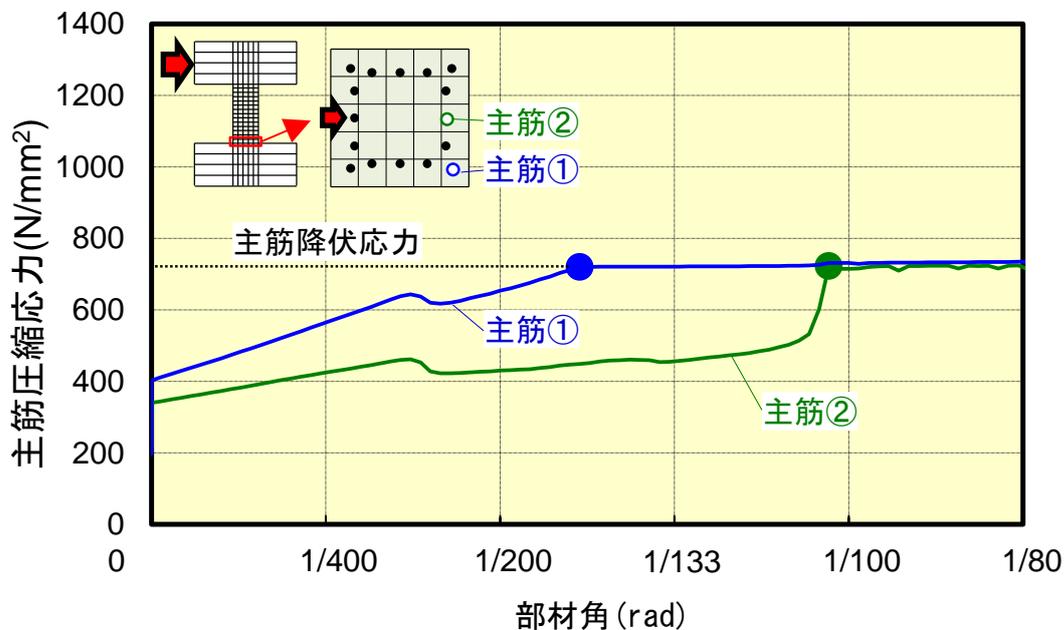


図-4.30 主筋の圧縮応力-柱部材角関係

図-4.31 に引張側主筋の応力推移を示す。ここでも、図に示す2か所の応力推移を出力した。柱にせん断ひび割れが生じたタイミングで、多少の応力を負担するが、その後一度除荷を生じ、弾性範囲内において一定の勾配で徐々に引張応力が大きくなる。しかし、部材角 1/80 までにおいて引張降伏しないことが確認された。

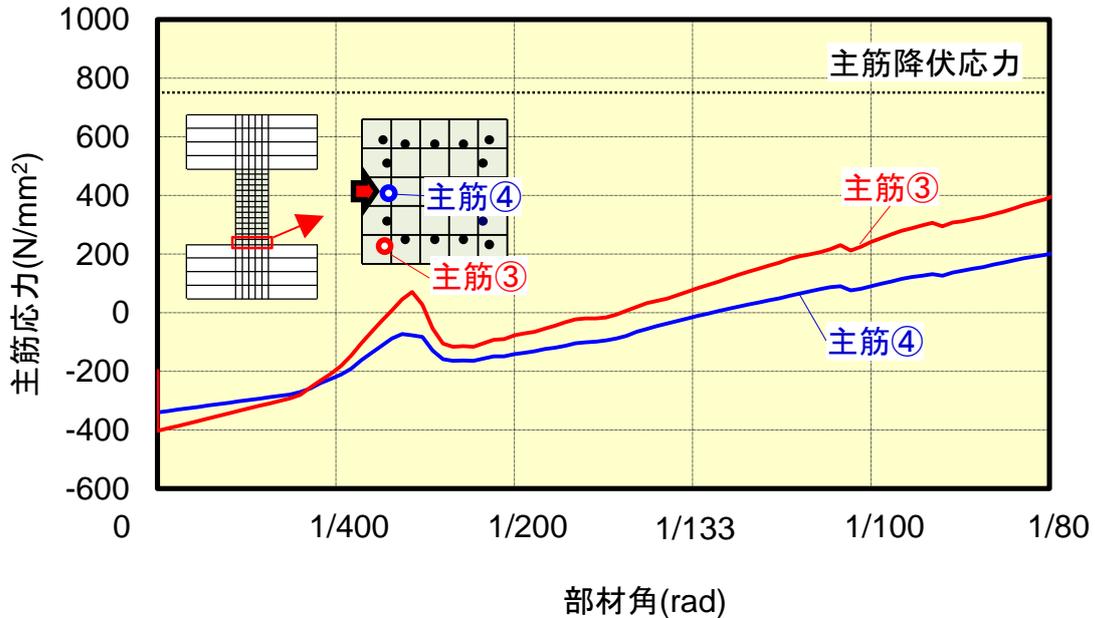


図-4.31 主筋の引張応力-柱部材角関係

図-4.32 に圧縮側端部コンクリート要素のひずみ(Z方向)-柱の部材角関係を示す。ここでは、図-4.30の主筋②が埋め込まれているコンクリート要素を抽出した。

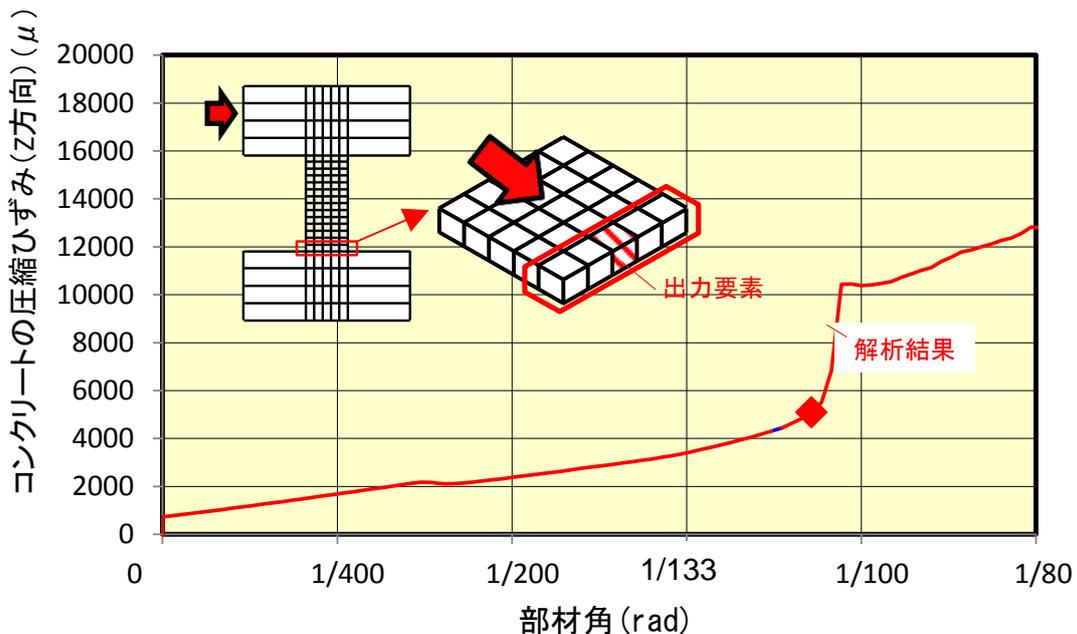


図-4.32 圧縮側端部コンクリートのひずみ(Z方向)-柱部材角関係

図にプロットとした点は、コンクリート要素が急激に圧縮ひずみを負担し始める点である。本論文では、この点を「圧壊」と定義した。図-4.33に当該要素の圧縮応力-圧縮ひずみ関係を示す。図には、Z方向と主軸方向を併記した。圧縮ひずみ4500[μ]付近までは、Z方向と主ひずみ方向の応力-ひずみ関係が概ね一致している。その後、Z方向は軟化域に入るが、主軸方向は上昇し始める。これは、当該コンクリート要素に埋め込まれている鉄筋要素による影響と考えられる。现阶段の考察では、圧縮ひずみが4500[μ]に達した点を「圧壊」と定義するものとする。この局所的な挙動が図-4.28に示す柱の全体挙動にも反映され、柱が軟化挙動を経験したものと考えられる。

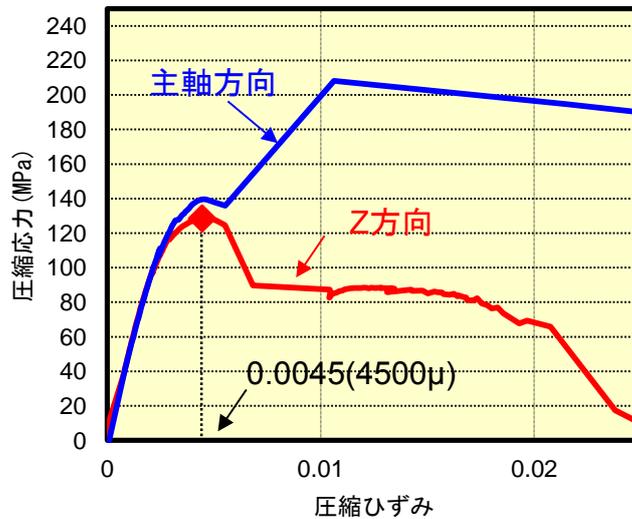


図-4.33 圧縮側端部コンクリート要素の応力-ひずみ関係

図-4.34にZ方向の圧縮ひずみ分布とひび割れ図を示す。ここでは、図-4.33に示した圧壊したコンクリートの挙動が、解析モデルに入力した構成則（圧縮強度177[MPa]を入力している。）と異なっている理由について考察を加える。

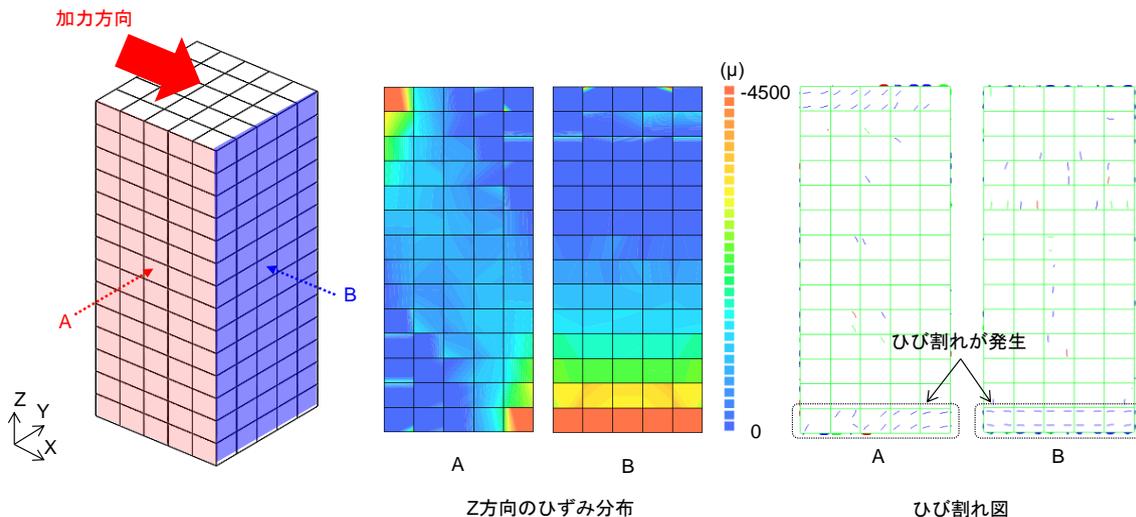


図-4.34 Z方向のひずみ分布図とひび割れ図

ひずみ分布図の閾値は、**図-4.33**に示した応力-ひずみ関係（解析結果）における圧縮強度時のひずみ(-4500 μ)である。まず、曲げ圧縮力を受ける柱脚部のコンクリート要素においては、主軸の回転が生じていることが考えられる。また、Y方向の要素1列が圧縮強度ひずみに達し、圧壊している。これらの要素に着目してひび割れ図に目を移すと、全体にひび割れが生じていることが見て取れる。このようなひび割れの存在によってコンクリート要素の圧縮応答が影響を受け、これが圧縮応力の低下を引き起こしたものと考えられる。圧壊領域に存在するひび割れには、初期応力により生じた初期のひび割れが少なからず影響しているものと考えられ、今後さらなる検討が必要であると考えている。

最後に、これまで述べてきた解析結果に基づき、当該柱の破壊モードについて考える。なお、実験結果の考察では、曲げ圧縮降伏後のせん断破壊と結論付けられている。本試験体は、鉄筋の降伏後（**図-4.30**および**4.31**）、圧縮側端部の圧壊により最大耐力が決定付けられる（**図-4.32**）。続いて、せん断破壊の可能性について考える。**図-4.35**に圧壊時の最小主応力分布図と主応力方向を示す。閾値は、全て圧縮領域であり最小主応力値を実験値(177[N/mm²])として示した。応力分布図より、圧縮ストラットの存在を確認した。また、主応力方向に目を移すと、曲げ圧縮を受ける対角線方向を指し示していることが良く分かる。加えて、柱高さ中央方向のせん断補強筋が降伏しないことから（**図-4.29**）、当該柱はせん断破壊を生じていない可能性が高い。以上の考察により、現段階の解析的に結果に基づくと、柱の破壊モードは、曲げ圧縮降伏後の圧壊と結論付けられる。しかし、変形成分分離による分析やP- Δ 効果をも含めた検証などさらなる検討を要すものと考えており、現段階では断定できないとも考えている。今後、さらなる検討を加える必要がある。

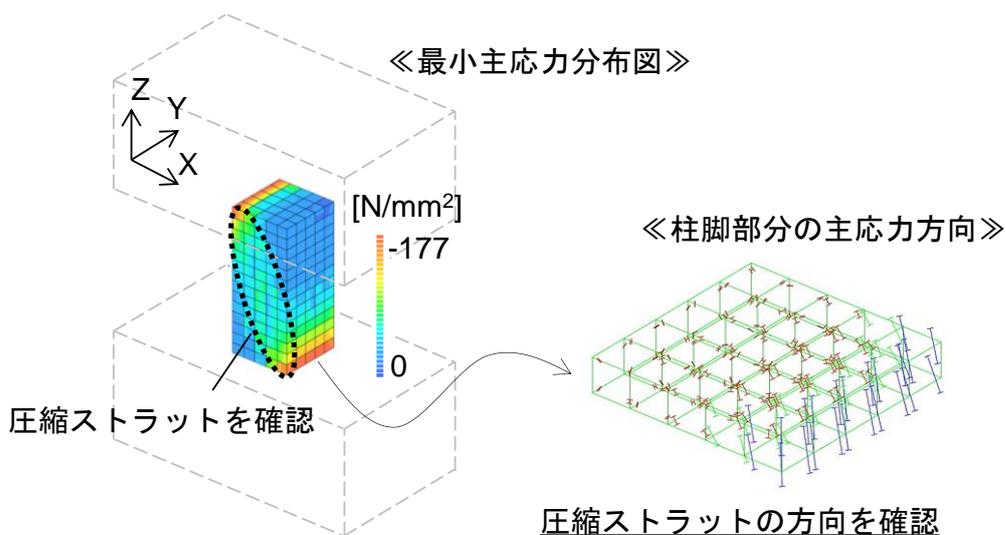


図-4.35 最小主応力分布図と主応力方向

4.4.7 柱の耐震性能に影響を及ぼす時間依存挙動の抽出

ここでは、4.4.5項にて示したフロー①およびフロー②による解析結果を比較し、柱の耐震性能に及ぼす影響因子を明確にする。つまり、若材齢挙動と長期挙動のどちらが耐震性能に及ぼす影響が大きくなるのか、その影響度を明らかにすることを目的としている。図-4.36に各種時間依存挙動を反映したせん断力-部材角関係を示す。

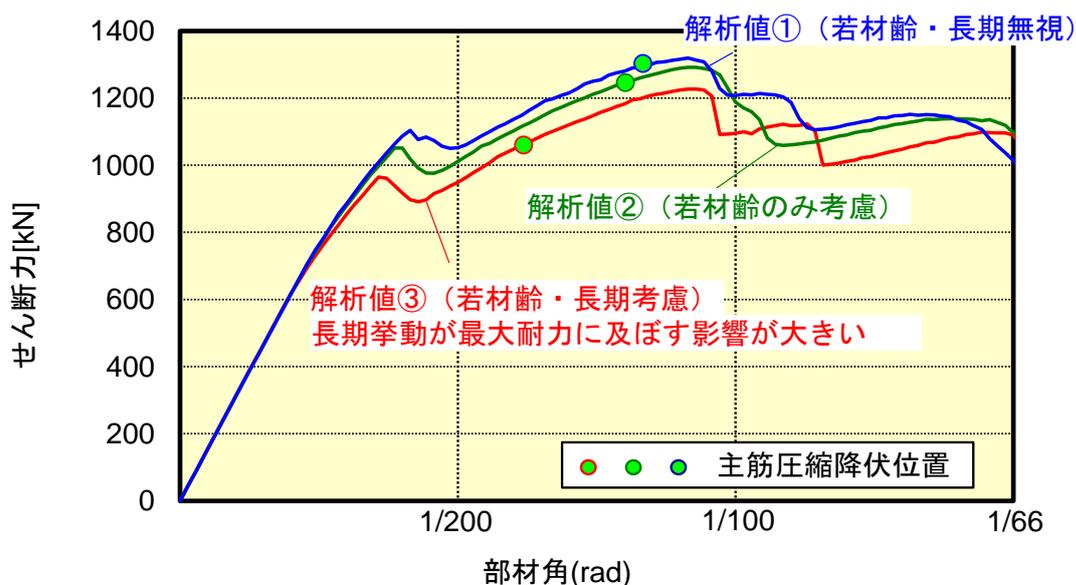


図-4.36 せん断力-部材角関係（各種時間依存挙動の比較）

図には、①若材齢挙動および長期挙動を無視したケース（以下、解析値①）、②若材齢挙動のみを考慮したケース（以下、解析値②）、③若材齢挙動と長期挙動を考慮したケース（以下、解析値③）を併記した。図から、解析値②は、解析値①と比較して最大耐力に及ぼす影響は小さい。しかし、せん断補強筋に圧縮応力が累積していることから柱の変形性能は延性化している。一方、解析値③は、最も大きな耐力低下を示している。これは、図に示した圧縮鉄筋の早期降伏に影響している。圧縮降伏によりコンクリートの圧壊が早期に生じること起因している（詳細は4.4.6項を参照）。したがって、最大耐力を最も低下させる時間依存挙動は、長期挙動ということが明らかとなった。長期クリープ挙動により、主筋に圧縮ひずみが累積する影響がとりわけ大きいことが示された。

4.4.8 長期クリープ量を変動因子としたパラメータ解析

前項を踏まえて、長期クリープ量を変化させたパラメータ解析を実施する。クリープ量を変化させるため、軸力比をパラメータとした。軸力比の範囲は、0.1, 0.2 および 0.3 である。まず、4.4.5 項に基づき解析手順を説明する。解析の開始は、Phase-2 の長期クリープ解析からである。長期クリープ解析を実施したのち、鉄筋とコンクリートに生じる初期応力を評価する。得られた応力状態を Phase-3 の解析モデルへ等価節点荷重として作用させ、ひび割れを考慮した初期状態を評価し、プッシュオーバー解析を実施する。図-4.37 に解析結果を示す。軸力比 0.2 および 0.3 のケースでは、部材角 1/66 以降については解の信頼に欠けると判断し記載していない。軸力比 0.1 のケースでは、部材角 1/50 まで記載した。ここでは、各ケースにおいて、初期応力を考慮しないケースと比較する。軸力比が高いケース（軸力比が 0.2 および 0.3）は、最大耐力が約 9[%]低下することが明らかとなった。一方で、軸力比が小さいケース（軸力比が 0.1）では、最大耐力に大きな違いはない。しかし、軸力が小さいことから、長期クリープ解析により生じたひび割れの影響を受けやすく、大きな初期剛性の低下が確認された。また、軸力比 0.2 および 0.3 では、圧縮鉄筋の降伏が先行したが、軸力比 0.1 のケースでは、引張鉄筋の降伏が先行し、抵抗機構に違いが見られる結果となった。

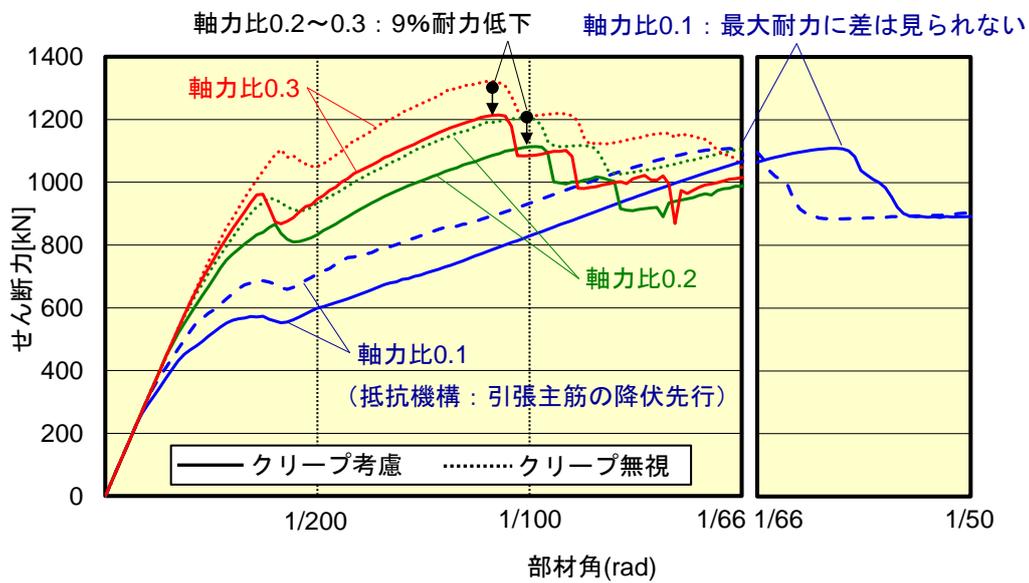


図-4.37 せん断力-部材角関係（軸力比を変化させたパラメータ解析）

4.4.9 仮想骨組を対象とした長期クリープ挙動の考察

本項では、これまで構築してきた解析モデルを用いて例題解析を実施する。とりわけ、長期クリープ挙動に焦点を当て、構造物レベルでの挙動を定性的に把握することを目的とする。その理由は、構形式によっては、柱の負担軸力の違いにより時間とともにクリープによる軸変形差が生じるため、柱間をつなぐ梁に過大な応力が生じることが懸念されるためである。図-4.38 にその一例を示す。図は、セットバックを有し、上層部と下層部が偏在して結合されているものであり、柱の軸縮量が大きくなる事例であろう。

本章の目的を達成するためにセットバックを有したモデル構造物を作成する。本章では高層建物を想定しているが、高層建築物の設計は、時刻歴応答解析をはじめ、実験などを通じて構造性能を把握しなくてはならない。しかし、高層建築物の設計自体が本章の目的ではないため、詳細な設計は行わない。そこで、[4.24]および[4.25]を参考に、図-4.39 に示す仮想骨組を作成した。

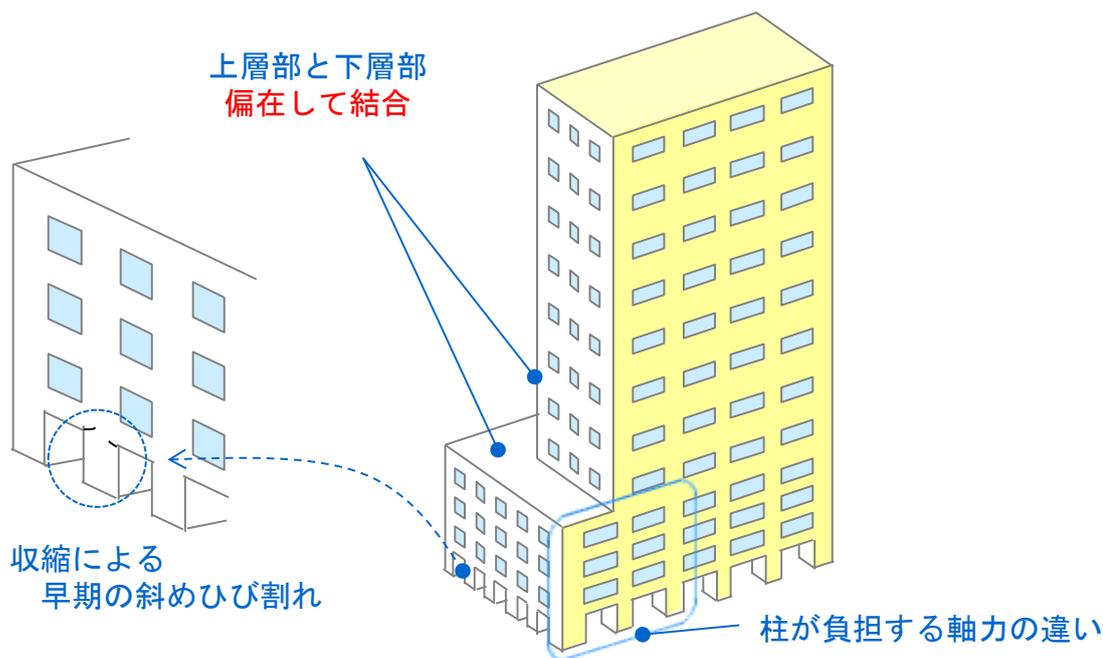


図-4.38 軸縮差が問題視される構造物の一例

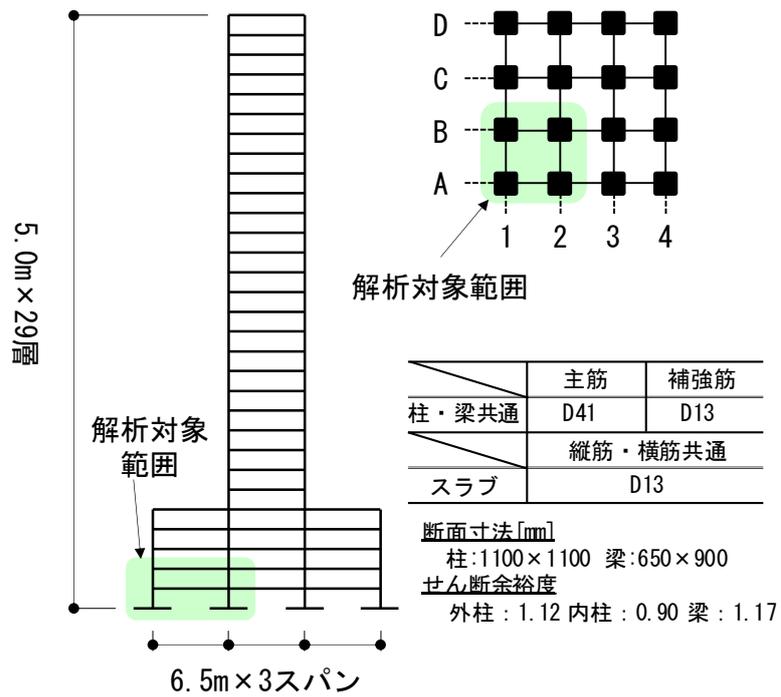


図-4.39 仮想骨組の概要

図-4.40 に FEM 要素分割図を示す。コンクリート要素には、8 節点のソリッド要素を用いて離散化した。基礎および基礎梁は、剛体とした。また、鉄筋には埋め込み鉄筋要素を用いた。

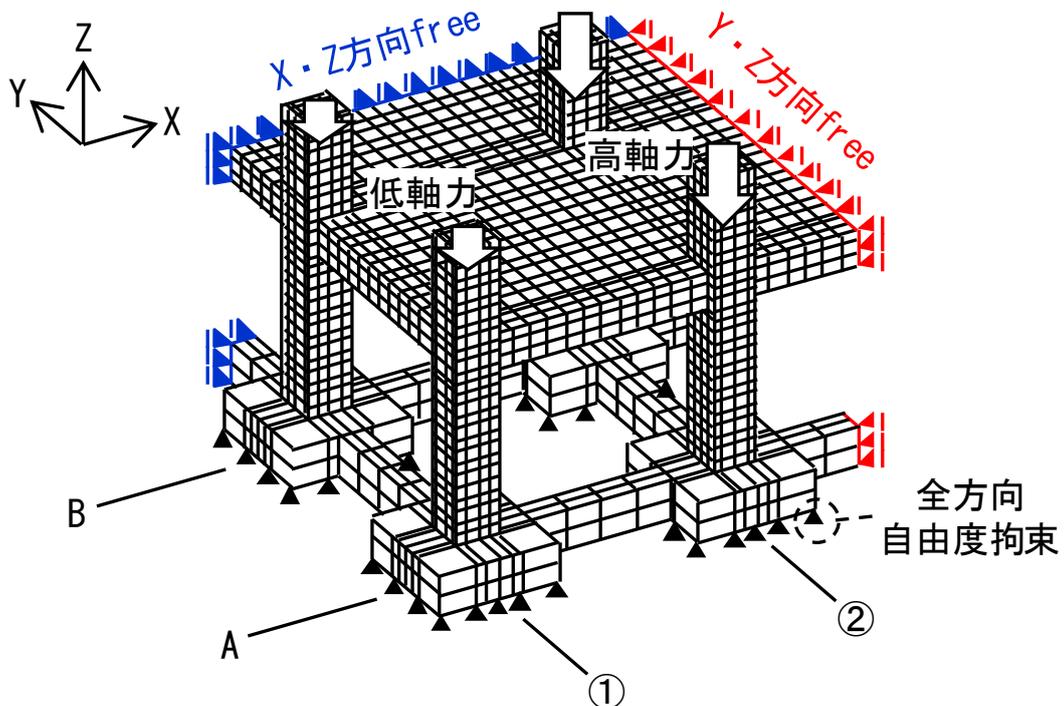


図-4.40 FEM 要素分割図

本解析では、下層階に着目した 1/4 モデルを解析対象とした。フルモデルを解析対象とした場合、計算時間が膨大にかかる事が予想されるからである。また、構造物中で最も高軸力が作用しクリープ変形が大きくなる下層階を抽出している。境界条件は、対象性を考慮して図に示す対象面方向の自由度を拘束した。

解析手法は、3.3 節で述べた手法を採用する。本解析では、柱にのみ乾燥収縮とクリープを考慮し、他の部材は全て弾性体である。コンクリートの強度は、 $49[\text{N}/\text{mm}^2]$ とした。躯体は、材齢 196 日目に完成すると仮定し、軸力は、全層が完成した 196 日目に作用させる。なお、低軸力柱と高軸力柱の軸力比は、各 0.1 と 0.3 である。軸力導入後、約 10 年間時間経過解析を実施する。

図-4.41 に低層部および高層部の材齢-柱軸ひずみ関係を示す。低層部に取り付く柱には、約 $226[\mu]$ が生じている。また、高層部に取り付く柱は、約 $780[\mu]$ のひずみが生じている。図-4.42 に高さ方向のひずみ分布図を示す。高軸力側の柱が大きく縮んでいることが分かる。軸力載荷時に $-330[\mu]$ であったひずみが、約 10 年後には $-780[\mu]$ まで増加している。これにより、外柱や梁が高軸力側の柱に引張りを受け、変形していることが分かる。約 10 年後における A 通り梁の部材角を算出したところ、約 $1/2500$ 程度となった。以上のことから、約 10 年後の予測として、特に、高層 RC 造建物の下層階の長期クリープ挙動を確認したが、一方で、構造物の耐力等には影響はないと考えられる。しかし、水平曲げ部材の撓みは、RC 構造物の使用性能評価において重要な項目であるため、十分な検討が必要である。

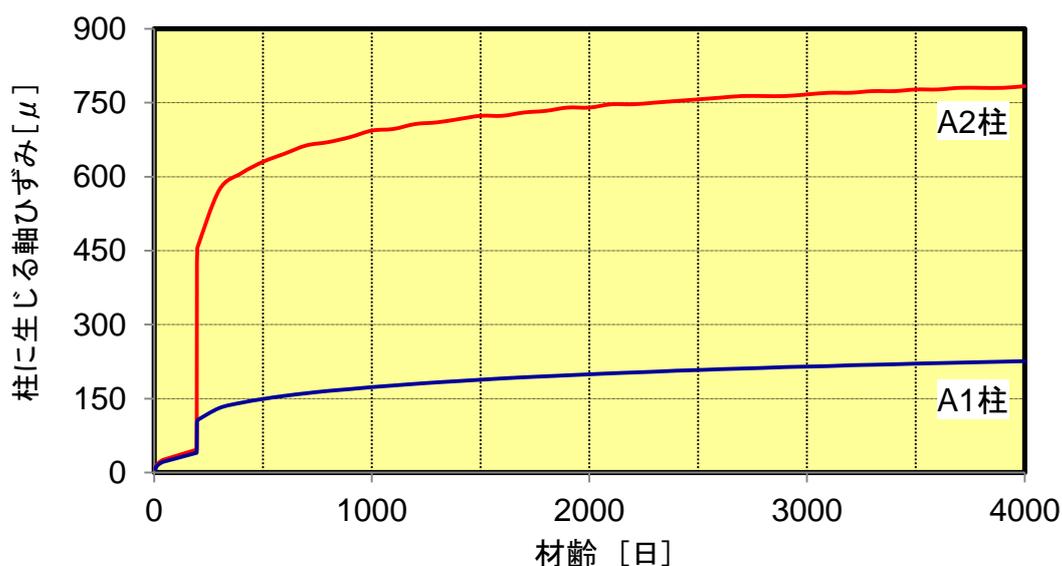


図-4.41 FEM 要素分割図

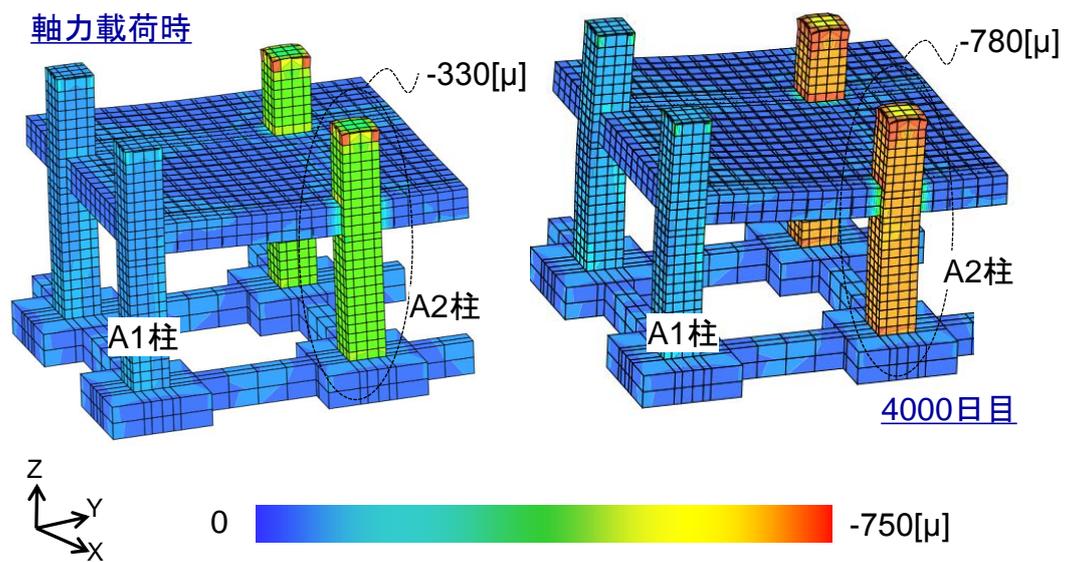


図-4.42 高さ方向のひずみ分布図

4.5 まとめ

本章では、第3章において構築した若材齢および長期挙動解析から得られた初期応力を構成則へ移植して静的非線形挙動をシミュレートできる手法を構築した。さらに、構築したモデルを用いて初期応力が短期挙動に及ぼす影響を解析的に検討した。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 鉄筋およびコンクリートに生じた初期応力を移植すると、コンクリートの引張強度を超えた要素は、引張側応力-ひずみ関係の軟化域にプロットされることが積分点を通じた考察から明らかとなった。その結果、応力の再分配が行われ柱全体には引張強度が一様に分布することが確認された。これにより、Phase-2の最終応力状態と比較して柱に生じる引張応力は最大で20[%]程度低下することが分かった。
- (2) Phase-3の初期状態で観察される主筋の圧縮応力も(1)に起因して低下する。しかし、主筋には最大で約205[N/mm²]の圧縮応力が生じていることが分かった。これは、一軸圧縮降伏強度(720.2[N/mm²])の1/3.5の割合であった。軸力が付加される長期性状下では、降伏強度の1/3を超える可能性がある。
- (3) Phase-1～Phase-3までを考慮した解析結果を検証した。その結果、最大耐力、主筋の圧縮降伏時耐力一部材角および全体変形において実験値と良い対応を示した。これにより、検証した初期応力の移植に基づく若材齢・長期・短期挙動予測手法が概ね妥当であることが確認できた。
- (4) Phase-3における初期応力状態が適切であることを厳密に検証するには、若材齢および長期挙動解析において、ひび割れの発生・進展と付着を考慮した解析モデルの開発に着手し、本モデルで計算されるPhase-3の応力およびひずみ分布と比較検討し考察する必要がある。
- (5) 初期応力を考慮しないモデルとの比較を通じて、Phase-1～Phase-2が短期挙動に及ぼす影響を解析的に確認した。その結果、初期応力を考慮すると、①主筋の早期圧縮降伏が生じること、②最大耐力が約9[%]低下すること、③若材齢挙動により鉄筋に圧縮応力が累積されており、帯筋の引張降伏が部材角ベースで延性化し、柱の変形性能が増大することが明らかとなった。
- (6) 時間依存挙動が短期挙動に及ぼす影響を解析的に検討した結果、長期クリープ挙動により柱の耐力が大きく低下することが明らかとなった。一方で、若材齢挙動

がRC柱の耐震性能に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。

- (7) 長期クリープ挙動をパラメータとした解析を実施した結果、軸力比が大きいほど柱の耐力低下が顕著であることが分かった。また、軸力比が小さいと柱の抵抗機構が変化し引張主筋の降伏が先行した。この場合、初期剛性の低下が著しいものの、最大耐力に大きな違いは見られなかった。
- (8) 本論文では、鉄筋とコンクリート間を完全付着と仮定している。この仮定は、コンクリートの収縮・クリープに起因して生じるコンクリートおよび鉄筋の応力度を評価する上で最も厳しい条件であり、実現象と比べて大きな値を示していると考えられる。柱の耐震性能に最も影響を及ぼす時間依存挙動が長期クリープ挙動であることから、今後、長期にわたる鉄筋-コンクリート間の付着すべり挙動の把握と適切なモデル化を行う必要がある。
- (9) 本試験体の破壊モードは、実験において曲げ圧縮降伏後のせん断破壊と結論付けられているが、解析上、せん断破壊の可能性は低く、曲げ圧縮降伏後の脚部の圧壊である可能性を明らかにした。曲げ破壊である場合、柱のモデル化において、拘束効果のモデル化は重要な意味を持つと考えられる。今後、拘束コンクリートの圧縮靱性の向上にも着目したモデル化が必要であると考えている。
- (10) 今後、繰返しによる耐力劣化を考慮したモデル化が課題である。

第 4 章 参考文献

- [4.1] 委員長 野口博：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用，社団法人日本建築学会，2008 年 3 月
- [4.2] K.Tajima, N.Shirai, E.Ozaki, K.Imai：FE Modeling and Fiber Modeling for RC Column failing in Shear after Flexural Yielding, Computational Modeling of Concrete Structures, pp. 737-748, 2010.3
- [4.3] Ngo, D., Scordelis, A. C., “Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams”, ACI Journal, Vol. 64, No. 3, pp.152-163, March, 1967
- [4.4] 委員長 三島徹也：鉄筋腐食したコンクリート構造物の構造・耐久性能評価の体系化シンポジウム，公益社団法人日本コンクリート工学会，2013 年 11 月
- [4.5] 田辺忠顕 編著：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム，出版株式会社，2004
- [4.6] 委員長 中村光：構造技術者のための非線形有限要素法の基礎と応用と実例，非線形有限要素法の利用に関する研究委員会報告書，社団法人日本コンクリート工学協会，2008 年 9 月
- [4.7] Rashid, Y.R. :”Analysis of prestressed concrete pressure vessels.” Nuclear and Design, v7, n4, pp.334-344, 1968
- [4.8] J.G.Rots：Computational modeling of concrete fracture, Ph. D. Thesis, Delft University of Technology, 1998
- [4.9] Litton R.W., “A contribution to the analysis of concrete structures under cyclic loading”, Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1974
- [4.10] DIANA User’s Manual Material Library Release 9.4.3：Background Theory, Solution Procedures for Nonlinear Systems, pp.489-509
- [4.11] Cope R. J., Rao P. V., Clark L. A., Norris P., : Modelling of reinforced concrete behavior for finite element analysis of bridge slabs, numerical methods for nonlinear problems 1, Taylor C. et al (Eds.), Pineridge Press, Swansea, pp.457-470, 1980
- [4.12] Bazant Z.P：Comment on orthotropic models for concrete and geomaterials, ASCE, pp.849-865, 1983
- [4.13] Frank J. Vecchio and Michael P. Collins：The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, vol.83, No.2 ,March-April, pp.219-231, 1986
- [4.14] 大岡督尚：コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響，日本建築学会構造系論文集，第 529 号，pp.1-6，2000 年 3 月
- [4.15] Feenstra, P. H.：Computational Aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.

- [4.16] Nakamura, H., and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Intelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1990. 10
- [4.17] R. G. Selby and F. J. Vecchio : Three-dimensional constitutive relations for reinforced concrete, University of TORONTO department of civil engineering, publication No.93-02, ISBN 0-7727-7576-1, November, 1993
- [4.18] J.B.Mander: “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.8
- [4.19] Hsieh, S.S., Ting, E.C., and Chen W.F. : ”An elastic-fracture model for concrete”, proc. 3d Eng. Mech. Div. Spec. Conf., ASCE, Austin, Texas, pp.437-440, 1979
- [4.20] 坂東美乃利, 斉藤大樹, 新藤辰典, 難波隆行, 加村久哉, 田嶋和樹, 白井伸明, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋 : 高強度 CFT 柱の構造性能に関する研究—拘束効果を考慮した 3 次元構成則モデルの検証—, 平成 26 年度日本大学理工学部学術講演会論文集, B-42, pp.97-98, 2014 年 12 月
- [4.21] 色部誠, 河角誠, 安達洋 監訳 : コンクリート構造物の塑性解析, 丸善株式会社, 1985 年 7 月
- [4.22] 佐藤幸博, 高森直樹, 佐々木仁, 松戸正士, 寺岡勝 : 超高強度材料を用いた RC 造柱の耐震性能に及ぼす長期性状の影響 (その 1 RC 造柱の収縮および圧縮クリープ特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.233-234, 2009 年 8 月
- [4.23] 佐々木仁, 高森直樹, 佐藤幸博, 松戸正士, 寺岡勝 : 超高強度材料を用いた RC 造柱の耐震性能に及ぼす長期性状の影響 (その 3 長期圧縮載荷後の曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.237-238, 2009 年 8 月
- [4.24] 萩原一, 小鹿紀英, 山本幸正, 鈴木芳隆, 石田雅利 : クリープおよび乾燥収縮を考慮した高層 RC 骨組の解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.703-704, 2004 年 7 月
- [4.25] 鴫田隆, 木村正人, 境治彦, 丸田誠 : プレキャスト工法による超高層 RC 造住宅の骨組構造実験 (その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.591-592, 2000 年 7 月

第5章 結論

本論文は、高層鉄筋コンクリート造建物の時間依存特性として、①高強度コンクリートの若材齢挙動、②硬化コンクリートに対して長期にわたり作用する軸力に起因したクリープ挙動に大別し、③任意の外乱に対して時間依存特性①および②を反映した、短期挙動を有限要素法により統一的に評価できるシステムの確立を目的として行った基礎的な研究である。

本研究では、高強度コンクリートの若材齢挙動として、①-1：温度ひずみ、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみ、①-2：弾性係数および線膨張係数の経時変化、②-3：若材齢クリープひずみに大別し、既往の建築材料分野において蓄積されてきた多くのモデル化手法を取り込んだ応力解析手法の構築を試みた。また、高層RC造建物の施工に伴い下層階に生じる高軸力に起因したクリープ挙動の検証も試みた。そして、弾性体と仮定して応力を重ね合わせることで時間依存特性の統合を図った。さらに、これまで建築構造分野で確立されてきたRC部材や構造物の弾塑性挙動をシミュレートできる手法との統合を図り、打設直後から供用期間に生じる時間依存特性を考慮した短期応答をシミュレートする手法の構築を試みた。これら一連の手法の妥当性を確認するため既往の実験的研究を解析対象に検討を行った。その結果、時間依存特性がRC柱の破壊に及ぼす影響を解析的に追跡できる手法であることを確認し、破壊過程に大きく影響を及ぼす要因がコンクリートのヤング係数の進展と軸力によるクリープ挙動であることを明らかにした。

以下に、順を追って本論文各章の検討項目並びに成果を総括的に述べる。

第1章では、高強度RC柱に生じる時間依存特性である収縮とクリープをキーワードに簡単なレビューを行った。その結果、耐久性能評価項目の1つである構造安全性能に影響を及ぼす因子として、収縮およびクリープ挙動が挙げられることを示した。国土強靱化計画を背景に、来るべき高層RC造建物の更新時期を見据え、収縮・クリープを考慮した耐震性能評価手法の確立が早急の課題であることを述べ、本研究の課題を以下に設定した。

- 1) 若材齢コンクリートの時間依存挙動の評価
- 2) 硬化コンクリートの時間依存挙動の評価
- 3) コンクリートと鉄筋間の応力伝達の評価

4) 初期応力を考慮した短期性能評価

これら課題を解決すべく本論の構成を示し有限要素法に基づくモデル化を試みた。

第2章では、収縮・クリープ挙動と短期挙動を連続的にシミュレートすることを目的とした解析的研究に着目し、若材齢挙動および長期挙動を予測する時間依存解析と短期挙動を予測する短期解析の統合手法を確認することを目的としたレビューを行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 収縮ひずみによる応力や温度応力は、RC部材および構造物の剛性と耐力を低下させる。
- ② 有限要素法を用いて、若材齢挙動および軸力によるクリープ挙動を考慮した短期応答をシミュレートした研究は存在せず、構造物レベルでの挙動は不明である。
- ③ これまで若材齢期および長期に大別した時間依存挙動と短期挙動を連続的に評価することの重要性を意識した研究は少なく、各挙動を連続的に評価し得る解析的手法は確立されていない。

以上の点を踏まえ、本論文では若材齢挙動、長期挙動および短期挙動の統合を図る際に、応力情報のみを移植する手法により解析的に表現し得るのかを検証することを述べた。

第3章では、高強度RC柱の若材齢挙動と長期挙動を追跡できる有限要素解析モデルの構築を行うとともに、両挙動から得られた応力を重ね合わせることで時間依存挙動を統一的に評価でき得るかを検討項目とした。以下に得られた結論を示す。

- ① 高強度RC柱に生じる応力とひずみは、鉄筋周囲に集中し、コンクリートのひび割れ発生、鉄筋とコンクリート間の付着劣化、コアコンクリートの拘束効果の低下および縦ひび割れ発生強度の低下の原因となり、建物の損傷過程に影響を及ぼす可能性があることを明らかにした。
- ② 若材齢挙動において初期欠陥を引き起こす重要なパラメータは、弾性係数の経時変化と温度ひずみに起因する可能性が高いことを解析的に明らかにした。
- ③ コンクリートの応力-ひずみ関係において、強度発現や引張軟化特性を無視した

場合、すなわち、時間依存挙動が弾性体であると、仮定すると応力情報を伝達する本手法は RC 柱内部の応力状態を適切に模擬できることが明らかとなった。

- ④ RC 部材に生じる時間依存特性は、コンクリートの体積変化や軸力によるクリープ変形に追随する鉄筋にも着目する必要がある、任意の外乱を意識した場合、結果として鉄筋に生じる応力状態が早期に圧縮降伏し、破壊過程に違いを生じさせる可能性があることを解析的に明らかにした。

第4章では、前章までに予測された応力状態が短期応答に及ぼす影響を解析的にシミュレートできる手法を構築することを目的としたものである。本章での重要な検討項目は、コンクリートのひび割れを考慮した非線形弾塑性短期構成則に、弾性解析による時間依存解析から得られた応力のみを移植する手法の妥当性を確認することである。ここでは、高強度 RC 柱の短期構成則を構築するにあたり、せん断剛性の評価、拘束効果のモデル化にも力点を置いて定式化を行った。最後に、構築した解析システムを用いて軸力比をパラメータとした検討解析を実施した。以下に得られた知見を示す。

- ① 応力情報のみを移植する本手法により、時間依存解析においてコンクリートの引張強度を超えた要素は、積分点に着目すると引張側構成則の軟化域にプロットされた。これにより、試験体に生じた不釣合い引張応力は再分配される結果となり、分布する引張主応力は最大で約 20[%]低下した。この手法が妥当かどうかを現状で確認する手法はなく、プッシュオーバー解析と実験結果との比較を通じてのみしか議論ができない。
- ② 若材齢挙動および長期挙動により、主筋に累積される圧縮応力が鉄筋の降伏強度の 1/3.5 であることが明らかとなった。長期軸力が付加されると降伏強度の 1/3 を超える可能性がある。この結論は、本研究で解析の対象とした試験体に関して言えることであるが、高層 RC 造建物の下層階柱には、時間依存挙動の影響を考慮した設計および性能評価が重要であることを意味している。
- ③ 若材齢および長期挙動を考慮すると、剛性および最大耐力が低下することが解析的に再現され、実験結果との対応も良い。この結論は、第2章で述べた既往の解析的研究と合致する。これにより本解析手法の妥当性もある程度確認できる結果と判断できる。
- ④ 若材齢挙動が RC 柱の耐震性能に及ぼす影響は、長期挙動を考慮した場合と比較

すると少ない。したがって、時間依存挙動のうち長期挙動(軸力によるクリープ)の影響を考慮することが重要である。

- ⑤ 時間依存挙動および短期挙動を連続させる手法の確立は、今後の RC 構造物分野における重要な研究課題の1つであることを認識する必要がある、将来的に理論的に定式化する試みが期待されるものと考えられる。
- ⑥ 長期にわたるクリープひずみが大きいと、縦ひび割れが早期に生じ最大耐力が低下し、早期に主筋の圧縮降伏が生じる。また、軸力比 0.3 以上の高軸力域ではポストピーク域内で急激な耐力低下を生じる可能性があることが明らかとなった。軸力比が異なる柱が混在する高層 RC 造建物を想定した場合、破壊過程に違いが生じることが想定され、クリープの有無に着目した構造物レベルでの破壊メカニズムを解析的に考察する必要がある。

謝辞

本論文は、筆者が日本大学大学院理工学研究科建築学専攻に在籍した5年間にわたり進めてきた研究成果をまとめたものであります。本研究の遂行にあたり、指導教授である日本大学理工学部建築学科教授工学博士白井伸明先生には、日々貴重なご指導とご助言を賜り、深甚な感謝の意をささげる次第であります。また、本論文をまとめるにあたり、有益なるご指導をいただきました日本大学理工学部建築学科教授工学博士中田善久先生、同大学理工学部建築学科教授工学博士長沼一洋先生、ならびに同大学理工学部建築学科特任教授工学博士榊田吉弘先生に深く感謝いたします。

博士課程在籍時に毎年度開催された理工学部白井研究室、同学部安達・中西・北嶋研究室ならびに生産工学部神田研究室合同マスター会において、有益なるご助言をいただきました東京大学名誉教授（元日本大学総合科学研究所教授）工学博士青山博之先生、日本大学名誉教授工学博士安達洋先生、日本大学理工学部海洋建築工学科特任教授工学博士中西三和先生、同大学理工学部海洋建築工学科教授北嶋圭二先生、同大学生産工学部建築工学科教授工学博士神田亮先生に厚く謝意を申し述べます。

日本大学理工学部建築学科准教授工学博士田嶋和樹先生には、本研究を始めるにあたり肝要なご助言をいただきました。筆者が、コンクリート工学分野における耐久性問題に興味を持ち、そして、博士後期課程に進学するきっかけをつくってくださいました。また、博士後期課程に在籍した間、多大なるご協力をいただきました。心よりお礼申し上げます。

東海大学工学部建築学科教授工学博士渡部憲先生には、若材齢問題に関する基礎的なことから、研究者としてあるべき姿勢まで、多くのことをご教示くださいました。心よりお礼申し上げます。

膨大な解析結果の整理にあたりポスト処理プログラムを作成いただいた株式会社構造ソフト今井究氏に感謝の意を表します。また、多大なるご協力をいただいた佐藤工業株式会社（平成26年度修了生）新藤辰典氏、現大学院生渡邊湊氏、白井研究室の元大学院生および元学生諸氏、ならびに白井研究室の現学生諸氏に感謝いたします。

研究を遂行するにあたり、株式会社フジタにより実施された、貴重な実験的研究を参考にさせていただきました。ここに記して謝意を表します。

最後に，社会人大学院生として博士後期課程へ進学する筆者を応援し，見守り続けてくれた母に感謝を示して，謝辞といたします。

平成 28 年 1 月 堀川 真之