



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	凍結融解作用による損傷を有するRCはり部材の3次元非線形有限要素解析
Author(s)	金澤, 健
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第13214号
Issue Date	2018-03-22
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k13214
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/70000
Type	doctoral thesis
File Information	Takeru_Kanazawa.pdf



平成 29 年度博士論文

凍結融解作用による損傷を有する
RC はり部材の 3 次元非線形有限要素解析

Three-dimensional Non-linear Finite Element Analysis of
RC Beams Damaged by Freeze-thaw Action

2018 年 2 月

北海道大学大学院工学院 北方圏環境政策工学専攻
インフラ安全工学分野

金澤 健

目次

第 1 章	序論	4
1.1	背景	4
1.2	本研究の目的	6
1.3	凍結融解作用による劣化機構に関する研究の現状	6
1.4	凍結融解作用を受けた RC 部材の実験的研究に関する研究の現状	7
1.5	材料劣化を生じた RC 構造の有限要素解析に関する研究の現状	8
1.6	凍結融解作用により RC はり部材に生じる損傷性状	9
1.6.1	解析対象となる RC はりの概要	9
1.6.2	凍結融解試験後の RC はりの状態	10
1.6.3	損傷の空間的分布が RC はりの力学的挙動に及ぼす影響	13
1.6.4	汎用 2 次元非線形 FEM の適用限界	14
1.7	本論文の構成	18
	参考文献	20
第 2 章	凍結融解作用による損傷を考慮した材料構成則の構築	23
2.1	緒言	23
2.2	ひび割れを有する RC 要素の圧縮構成則の構築	23
2.2.1	既往の研究	23
2.2.2	RC 要素の破壊形式と鉄筋の存在による力学的異方性	24
2.2.3	圧縮構成則の構築	36
2.3	鉄筋とコンクリート間の付着構成則の構築	45
2.3.1	既往の研究	45
2.3.2	凍結融解作用による付着劣化機構の考察	47
2.3.3	付着構成則の構築	53
2.3.4	試験結果との比較による構成則の妥当性の検証	58
2.4	第 2 章のまとめ	60

目次	2
参考文献	62
第 3 章 鉄筋の存在を考慮した凍結融解作用による損傷領域の評価	65
3.1 緒言	65
3.2 RC はり断面内の損傷分布予測	66
3.2.1 熱水分の移動を考慮した断面内温度分布の再現	66
3.2.2 最低温度と水セメント比が損傷の進行に及ぼす影響	69
3.3 鉄筋の存在により生じる損傷の異方性の考慮	70
3.4 第 3 章のまとめ	76
参考文献	78
第 4 章 損傷の空間的分布を有する RC はりを対象とした解析手法の構築	79
4.1 緒言	79
4.2 解析手法の概要	79
4.2.1 使用する解析コード	79
4.2.2 鉄筋が存在しない損傷域に適用されるひび割れ後の圧縮構成則と せん断伝達構成則	81
4.3 損傷域に鉄筋が存在しない RC はり部材の解析 (C5, C10)	84
4.3.1 荷重-変位関係	84
4.3.2 破壊形式	85
4.4 損傷域に鉄筋が存在する RC はり部材の解析 (C15, T10, T15)	85
4.4.1 荷重-変位関係	85
4.4.2 破壊形式	88
4.5 圧縮域に存在する損傷の空間的分布が耐力機構に及ぼす影響	89
4.6 第 4 章のまとめ	90
参考文献	93
第 5 章 まとめ	95
謝辞	97
付録 A 要素試験 (2.2 節) から得られた応力-ひずみ関係	98
付録 B 要素試験 (2.2 節) で観察された破壊形式	103
付録 C 非損傷コンクリートおよび鉄筋に使用した材料構成則	108
ひび割れ発生前のコンクリート構成則	108
ひび割れ発生規準	110

ひび割れのモデル化	111
ひび割れ平行方向の圧縮構成則	113
ひび割れ直交方向の引張構成則	113
ひび割れ面におけるせん断伝達構成則	115
鉄筋単体の応力-ひずみ関係	115

第 1 章

序論

1.1 背景

積雪寒冷地においては、凍結融解作用によるコンクリートの劣化によって、既設構造物の性能が著しく損なわれる事例が数多く見られる [1]。このような構造物に対する維持管理は、残存耐力に代表される構造性能に基づいて行われる必要があるが、そのために必要な技術が確立されているとは言い難い状況にある。例えば、橋梁とトンネルには、2014 年から 5 年に 1 度の点検が義務づけられており、2017 年 4 月までに全国で計 340 カ所の施設で IV 判定（緊急措置が必要）となったことが報告されている。しかしながら、その 1/3 以上に対して、2017 年 7 月現在、どのような措置をとるのが決まっていない [2]。橋梁の補修や架け替えには、時に数千万円から億単位の費用が要求されることから、特に、予算や人材が不足する地方自治体においては、著しい損傷を生じた橋梁に対する合理的な対策を提供できる技術が、正にいま、社会に求められている。すなわち、適切な残存耐力評価技術が確立されれば、過度に不経済な維持管理が行われる可能性が小さくなり、対策がとられないまま放置される構造物を減らすことができると思われる。

既設構造物の残存耐力を評価する際に適用される手法は、3 つに大別される [3]。すなわち、(1) 外観の劣化度のグレーディングに基づく方法、(2) マクロな設計式に基づく方法、(3) 非線形有限要素解析に基づく方法、である。凍結融解作用による損傷は表面から進行するため、(1) のグレーディングに基づく方法は、構造物を外観の状態によって大まかにグルーピングする際に有用であるが、残存耐力を把握するには向かない。なぜならば、凍結融解作用による損傷は、水分の供給条件に大きく影響されるため、位置、広さ、深さに大きなばらつきが見られるからである（図-1.1 参照）。(2) の設計式に基づく方法は、損傷のない部材に対しても、多くの実験結果と工学的判断を土台とした経験式が用いられている場合がほとんどであり、後述するように、凍結融解作用を受けた RC 部材の挙動について体系的な検討がなされていない現状では、適用できる状況が非常に限定された



図-1.1 凍結融解作用により著しい損傷を生じた橋梁

ものとなりかねない。このような背景から、これまでは、外観の損傷度や相対動弾性係数の低下を力学的性能の低下と間接的に関連付けて対策の要否を判断する、いわゆる「みなし照査」が行われてきた [3]。

凍結融解作用により著しい損傷を生じた部材では、耐力や破壊形式に代表される力学的性能が、空間的な分布によって大きく左右される可能性がある。この影響を把握する上で、要素毎に異なる損傷度を設定できる材料非線形有限要素解析（以下、非線形 FEM）は強力なツールである。したがって、(3) の非線形 FEM に基づく方法は、損傷の空間的な分布を定量化できるデータが得られれば、緊急措置が必要とされるような橋梁に対して、その残存耐力や破壊形式を予測可能な手法である。コンピュータの高性能化と解析技術の進歩により、非線形 FEM は、2013 年制定コンクリート標準示方書維持管理編 [3] において、一照査技術としての地位を得た。その一方で、呈示される解の信頼性や使用構成則の検討などの点で、ブラックボックス化が進んでいる側面も否めない [4]。特に、凍結融解作用を受けた場合のように、材料劣化を生じた構造物を解析する際には、留意しなければならない点が多く存在する [5]。例えば、要素の強度を低減することが、部材耐力を安全側に評価することにつながるとは、必ずしも限らない [5]。また、鉄筋とコンクリート間の付着の考慮の仕方や、損傷を導入する範囲など、非線形 FEM を標準的な手法として位置づけるためには、検証を要する点が依然として多く残っている。

1.2 本研究の目的

前節で述べられた状況に鑑み、本研究では、3次元非線形 FEM を利用し、凍結融解作用による損傷域の異なる RC はり部材を対象として、その力学的挙動を評価可能な解析手法を構築する。次節から詳述するように、凍結融解作用に関する研究を RC 構造の構造性能評価という観点から概観すると、要素レベル、あるいは部材レベルでの検討が全く不足したまま、非線形 FEM による解析のみが行われ始めている。例えば、凍結融解作用によって生じるミクロおよびマクロなひび割れをどのようにモデル化するのが妥当か、また、付着作用を含む鉄筋とコンクリート間の相互作用の損傷をどのように考慮するのがよいのかといった論点を設けている研究はほとんど見られない。

非線形 FEM による的確な耐力評価には、インプットとして、凍結融解作用の影響を加味できる構成則を含めた、RC に生じる損傷のモデル化が必要不可欠である。本研究における損傷のモデル化とは、セメント硬化体中の熱や水分の移動を熱力学的な考察に基づいて記述しようとするものではなく、R (鉄筋) と C (コンクリート) からなるマクロな (数 10cm オーダーの) 複合体に生じる損傷を、非線形 FEM の枠組みの中に導入するものである。すなわち、本研究の特徴は、鉄筋の存在により損傷の進行と力学的応答の双方に生じる異方性を明らかにし、そのいずれをも考慮可能な構造解析手法を開発するという点にある。

1.3 凍結融解作用による劣化機構に関する研究の現状

凍結融解作用による損傷とは、繰返し温度変化のある環境下で、セメント硬化体組織中で生じる水分の移動と相転移に起因する内圧により、内部に微細なひび割れが蓄積される現象である。それゆえ、損傷の進行にはコンクリート内部の未凍結水の存在が不可欠であり、例えば、コンクリートの飽水度によって、同じサイクル数を与えても生じる劣化度には大きな差が見られる [6]。また、細孔中の水分には細孔径に応じた凝固点降下が生じるため、 -70°C 程度であっても組織中には未凍結水が存在する上、その移動と相転移には、コンクリートの細孔径分布が大きく影響する [7]。凍結融解作用による損傷機構をコンクリートの細孔構造に基づいて説明を試みた最初の研究として、Powers [8] の水圧説がある。この水圧説により、AE 剤による空気連行によって損傷が抑制される効果が定量的に説明されたものの、他にも、細孔水の溶質 [9] や過冷却水の凍結 [10, 11] が損傷の進行に影響することが報告されており、未だにすべての要因をを統一的に説明できる理論は見出されていないのが現状である。Penttala and Al-Neshawy [12] は、弾性体としての振る舞いを仮定したのでは、凍結融解作用によりセメント硬化体内部に生じる応力やひずみの

大きさを適切に記述できないことを示している．このように，種々の要因の相互作用によりセメント硬化体中に蓄積される微細なひび割れが，力学的な非線形挙動の原因となる．

1.4 凍結融解作用を受けた RC 部材の実験的研究に関する研究の現状

損傷を有する RC 部材の構造解析を行う際には，まず，材料劣化によって部材の力学的挙動がどのように影響を受けるのかを把握することが重要である．Powers が提唱した水圧説 [8] を皮切りに，20 世紀には，主としてセメントペーストや無筋コンクリートを対象として，凍結融解作用に関する多くの研究が報告されてきたものの，部材レベルの力学的挙動が議論され始めたのは 21 世紀に入ってからである．

損傷度の大きさが RC はり部材の荷重-変位関係に及ぼす影響について，定性的な傾向を示したいくつかの研究が報告されている．Hassanzadeh and Fagerland [13] は，脱気処理と吸水処理とを施した後に凍結融解試験を行うことで，数サイクルの凍結融解で大きな損傷度（圧縮強度にして 50% 程度の低下）を付与した RC はりを作製した．曲げせん断試験から得られた $M - \phi$ 関係では，最大荷重や曲げ剛性が大きく低下しており，損傷の影響で，鉄筋の降伏に先行してコンクリートの圧壊により終局に至るケースがあることを報告している．Cao et al. [14] は， $a/d=2.1$ のせん断補強筋比が異なる RC はりの荷重-変位関係を報告しているものの，ひび割れ発生荷重や最大荷重に対する損傷の影響を示すに留まっている．Petersen [15] は，引張縁から 3 段階の異なる損傷度を与えた RC はり部材を作製し，損傷が部材内部に進行することで， $M - \phi$ 関係が大きく変化することを報告している．これらの研究では，破壊形式や耐荷機構に関する議論が不足しており，本研究の目的に鑑みると有用な知見は乏しい．

内藤ら [16, 17] は，せん断補強筋の有無と，凍結融解作用による損傷域を変数とした RC はりの曲げせん断試験から，修正トラス理論に基づいたせん断耐力評価式の構築を試みており，せん断耐力におけるコンクリートの貢献分 V_c に引張強度の低下を考慮することで，せん断耐力の低下を実験式により概ね捉えられると報告している．しかしながら，主鉄筋の定着をとっておらず，その影響が耐荷力や破壊形式に含まれている点で，式の適用範囲を検証する必要があると思われる．また，Duan et al. [18, 19] は，凍結融解作用を与えた RC 面部材と棒部材の曲げ試験の結果から，損傷の影響による耐荷挙動の変化を報告している．すなわち，ひび割れの分散性が低下し，最大荷重時における中立軸位置が，損傷のない場合と比べて浅い（圧縮縁に近い）ことを示している．その一方で，終局時の圧壊域は，損傷を有する場合の方が大きいという一見相反する結果が得られており，損傷域の分布との関係性に着目した議論が望まれる．

1.5 材料劣化を生じた RC 構造の有限要素解析に関する研究の現状

鋼材腐食やアルカリシリカ反応による材料劣化を有する RC はり部材を対象とした場合には、非線形 FEM の適切な運用のために実現象をどのように考慮すべきかを検討した報告が見られる。Coronelli and Gambarova [20] は、鋼材腐食が生じた RC はり部材の解析手法を、以下のような点に留意しつつ構築している。すなわち、鋼材に関しては、コンクリート要素とは個別にモデル化した上で、腐食レベルに応じた付着応力-すべり関係や腐食による断面欠損を考慮する点、コンクリートに関しては、かぶりの剥落や、鋼材の腐食膨張に伴うひび割れによる強度低下の影響を考慮した構成則を用いる点である。また、部材レベルでの実験的な知見の蓄積も多いため、適用範囲を検証した上で、せん断耐力算定式の提案もなされている [21, 22]。

アルカリシリカ反応による損傷を有する場合には、上田らが、鋼材の拘束により生じる損傷の方向性を 3 次元的に考慮可能なモデルを構築した上で [23]、非線形 FEM により部材、構造物レベルでの構造性能評価を行っている [24]。損傷の 3 次元的な分布が初期ひずみ、初期応力状態として非線形 FEM に取り入れられ、コンクリートの力学的な応答にも、損傷の方向性が考慮されている点に特徴がある。

こうした既往の取り組みと比較すると、凍結融解作用による損傷を有する場合には、部材レベルの実験的知見が不足していることも相まって、非線形 FEM を耐力評価手法として位置づけるためには、検討を要する点が多く残されている。Hanjari et al. [25]、Berto et al. [26] は、いずれも Hassanzadeh and Fagerland の曲げせん断試験結果 [13] を、非線形 FEM によって再現することを試みている。前者は回転分散ひび割れモデルと離散鉄筋モデルとの組み合わせによって、後者は独自に構築した構成則と分散鉄筋モデルとの組み合わせによって、実験で観察された荷重-変位関係の変化を概ね捉えることができている。しかしながら、回転ひび割れモデルは実現象に則ったものではない点、また、要素実験の結果との比較を行わずに多くのパラメータを導入した構成則を用いている点において、両者とも、解析的なテクニックを拠り所とした結果である可能性が否めない。実現象に即しており、かつ汎用性のある部材解析手法は、未だに確立されていないと言えよう。

このような現状を踏まえると、まず、凍結融解作用による損傷度に応じて、非線形 FEM により部材レベルの構造性能をどの程度まで把握することが可能かを明らかにしておく必要がある。林田ら [27] は、損傷域とその深さが異なる RC はり部材を対象として、汎用の 2 次元非線形 FEM コードの適用性を検討している。解析において、損傷の空間的な分布は、コンクリートの力学特性値 (f'_c , E_c , f_t) の低下として考慮されている。結論として、

損傷が軽微な場合には、分散ひび割れモデルと分散鉄筋モデルの組み合わせにより残存耐力の低下を評価できる可能性があるものの、損傷が鉄筋位置に及び付着劣化が生じているような場合では、残存耐力や破壊形式の変化を全く捉えられないことが示されている。

1.6 凍結融解作用により RC はり部材に生じる損傷性状

1.6.1 解析対象となる RC はりの概要

本研究で解析対象とするのは、図-1.2 に示す引張鉄筋のみを有する RC はり部材 [28] であり、使用されたコンクリートの配合条件を表-1.1 に示す。損傷を早期に顕在化させるため、AE 剤などは使用せず、単位水量と水セメント比が比較的大きく設定されている。セメントには早強ポルトランドセメントを使用し、骨材の最大寸法は 20mm である。また、主鉄筋に用いた D13 鉄筋には、図-1.2 に示すように、ひずみゲージが 200mm 間隔で貼付されている。

作製した供試体は表-1.2 に示すように全 7 体であり、凍結融解作用による損傷域とその深さが実験変数である。表-1.2 中の供試体名のアルファベットが損傷域の別（圧縮域、引張域）を示しており、その後に続く数字が損傷深さである。損傷域の制御は、非損傷域の表面にシリコン樹脂を用いてスタイロフォームを貼付することで行っている。凍結融解促進試験には、部材レベルの供試体でも任意の温度履歴による凍結融解試験が可能な大型外的環境制御室を使用し、最高温度を $+18^{\circ}\text{C}$ 、最低温度を -5°C として、1 サイクルあたり 14 時間の温度履歴を与えた。

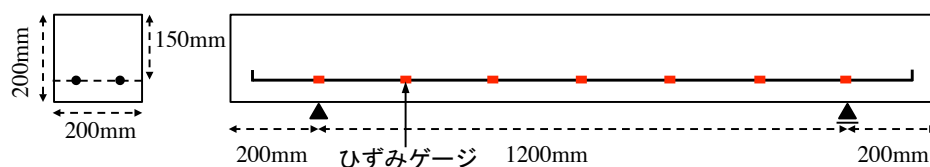


図- 1.2 部材諸元

表- 1.1 配合条件

W/C (%)	単位水量 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
61	184	302	880	1016	47.6

表- 1.2 はり供試体一覧

供試体名	損傷域	損傷深さ (cm)
N	—	—
C5	圧縮域	5
C10	圧縮域	10
C15	圧縮域	15
T5	引張域	5
T10	引張域	10
T15	引張域	15

1.6.2 凍結融解試験後の RC はりの状態

凍結融解後の各供試体の様子を図-1.3 に示す。C15 と T5 供試体に、部材軸方向の水平ひび割れが確認されていることは特筆に値する。この水平ひび割れは、Hassanzadeh and Fagerland [13] らによっても報告されている。損傷域が鉄筋にまで達していない C5, C10 供試体ではこのようなひび割れが確認されていないことから、これは、鉄筋を含む領域が凍結融解作用を受けた結果として生じる、RC に特有の損傷であることが推察される。なぜならば、無筋の円柱供試体に凍結融解サイクルを与えた結果生じる損傷は等方的である [29] のに対して、鈴木ら [30] が実験的に明らかにしたように、RC 要素では、鉄筋軸方向への損傷の進行が抑制されるからである。

このことに鑑みると、非線形 FEM による適切な部材解析のためには、鉄筋の存在により生じる損傷の方向性を考慮可能な構成則が必要不可欠であると考えられる。なぜならば、損傷の異方性に付随して力学的応答にも異方性が生じることが予想されるためである。したがって本研究では、ひび割れを有する RC 要素の圧縮構成則を、構築すべき構成則のひとつとして位置づける。

損傷の空間的分布を推定する手法としては、超音波法が用いられている。すなわち、図-1.4 に示す各位置において、凍結融解試験前後で計測した超音波伝播速度の変化によっ

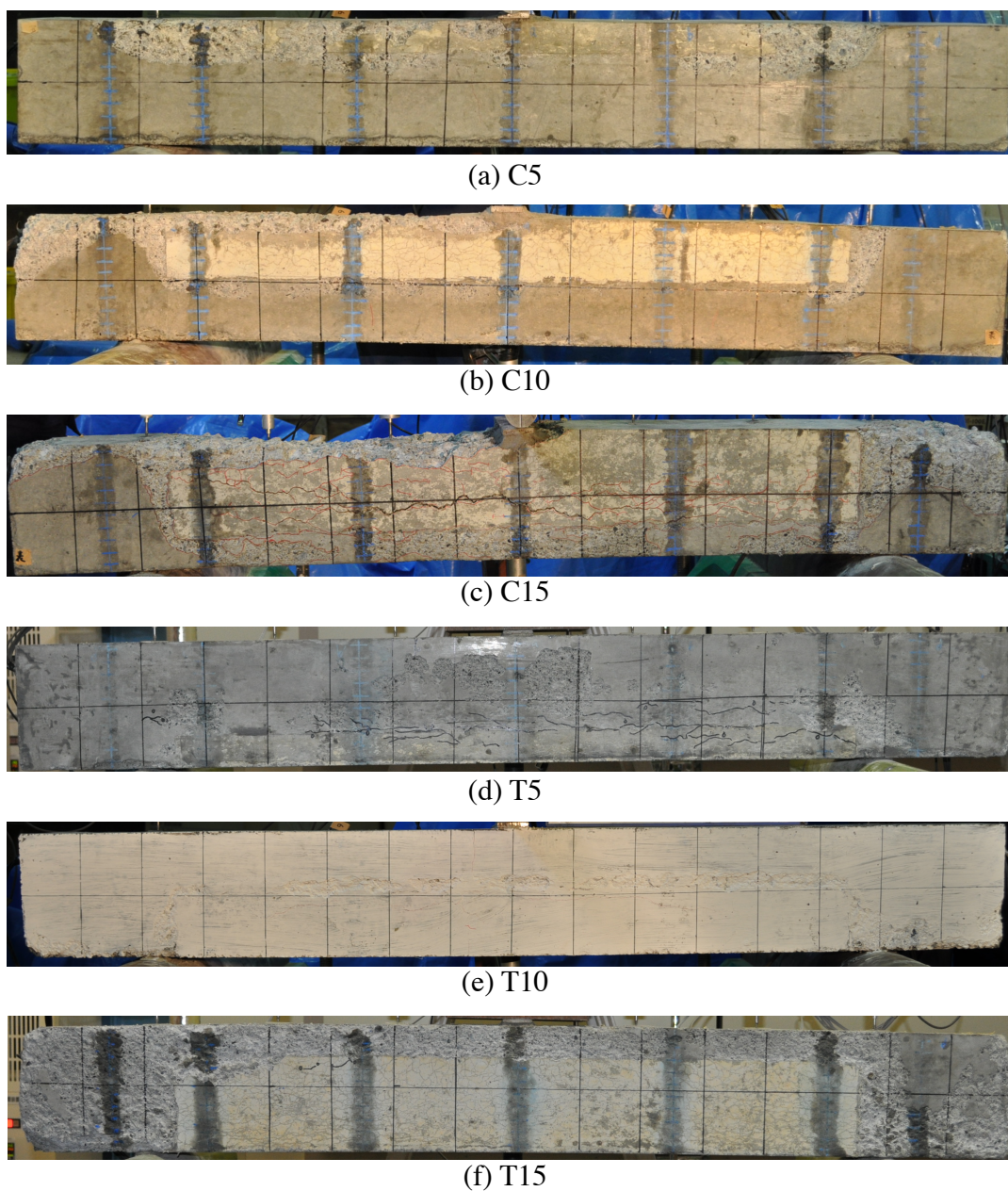


図-1.3 凍結融解試験後の各供試体の外観

て損傷度を推定する。凍結融解試験前に測定した超音波伝播速度は概ね 4km/s 程度であったため、各供試体で、損傷域における伝播速度が 2km/s 以下になるまで試験を継続した。しきい値を 2km/s に設定したのは、円柱供試体を用いた予備試験によって、圧縮強度が 40% 程度低下した場合に、伝播速度がこの値にまで低下することが確認されているためである。凍結融解融解試験後に測定された超音波伝播速度の分布を図-1.5 に示す。図-1.5 には、図-1.4 に示した 5 箇所（位置 1-5）の測定結果が示されている。図-1.5 から明らか

なように、T5 供試体は損傷域の制御が不完全で、はりの軸方向にも損傷度のばらつきが確認された。それゆえ、林田ら [28] と同様、本研究においても、以降の検討から T5 供試体を除外することとした。また、C15 と T15 供試体には、断熱材を貼付した領域にもある程度の損傷が確認されたが、これらについては検討を継続する。

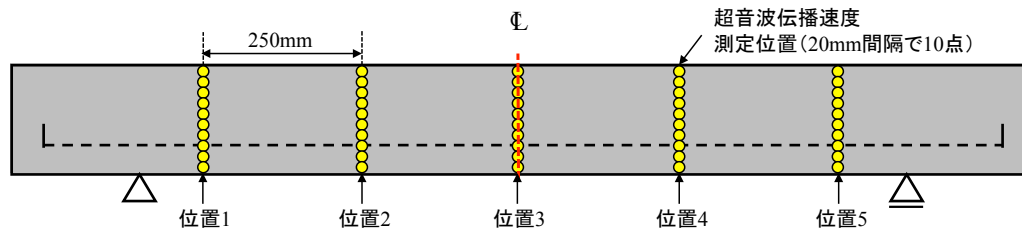


図-1.4 超音波伝播速度の測定位置

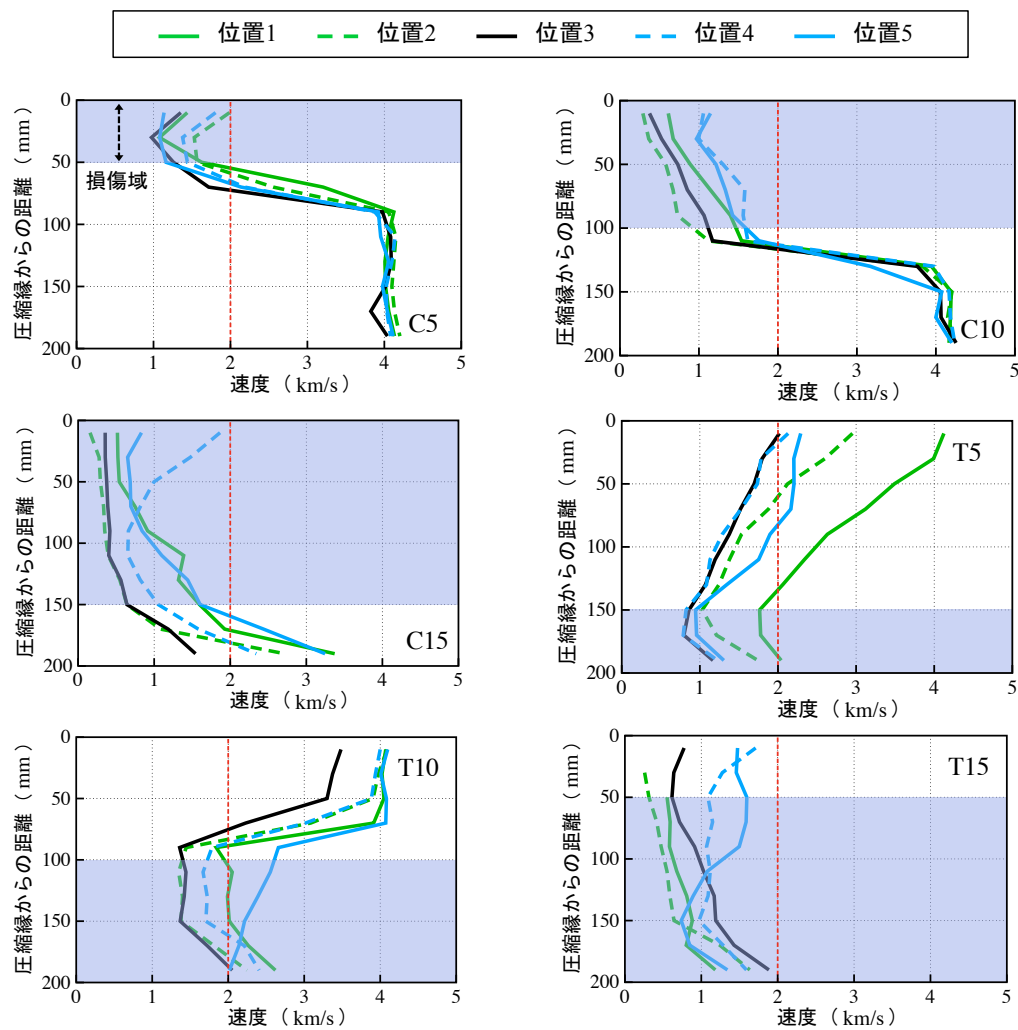


図-1.5 凍結融解試験後の超音波伝播速度分布

1.6.3 損傷の空間的分布が RC はりの力学的挙動に及ぼす影響

1.6.3.1 荷重-変位関係

凍結融解試験後に行った曲げせん断試験の結果を表-1.3 にまとめる。いずれの供試体でも引張鉄筋の降伏が先行する破壊形式を呈しているが、損傷域が大きくなるにつれ、最大荷重に対する鉄筋降伏時荷重の比 P_y/P_{max} も大きくなっており、圧縮域コンクリートの損傷により、鉄筋の降伏後から圧壊に至るまでの余裕が無くなっていることが推察される。各供試体の荷重と変位との関係を図-1.6, 1.7 に示す。まず圧縮域に損傷のある C5, C10, C15 供試体に着目すると、損傷深さが大きくなるとともに、最大荷重および最大荷重に至るまでののはりの曲げ剛性が低下していることが明らかである。一方、引張域に損傷のある供試体に着目すると、T10 供試体は、損傷のない N 供試体とほぼ遜色のない耐荷、変形性状を呈しているのに対し、T15 供試体は、最大荷重に達した後、極めて脆性的に終局に至っていることが分かる。

表- 1.3 曲げせん断試験の結果概要

供試体名	P_{max}	P_y	P_y/P_{max}	破壊形式
N	68.9	40.1	0.59	曲げ引張
C5	68.1	42.9	0.63	せん断圧縮
C10	46.4	36.7	0.79	せん断圧縮
C15	32.6	32.0	0.98	せん断圧縮
T10	68.9	47.0	0.68	曲げ引張
T15	43.0	39.2	0.91	斜め引張

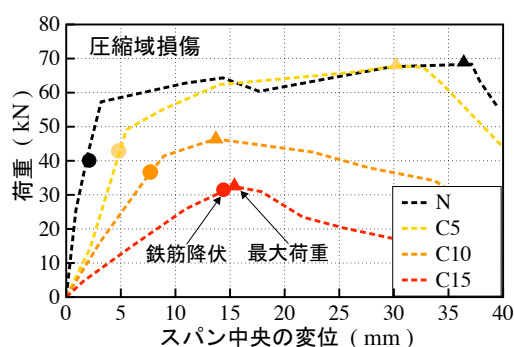


図- 1.6 荷重-変位関係（圧縮域損傷）

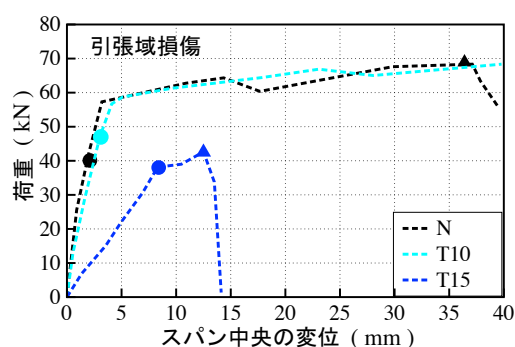


図- 1.7 荷重-変位関係（引張域損傷）

1.6.3.2 破壊性状

図-1.8 に、実験で観察された最大荷重時の破壊性状を示す。圧縮域に損傷のある場合に着目すると、損傷深さが大きくなるとともに圧壊域がせん断スパン内へと広がりを見せており、設計時に前提とした曲げ破壊から、せん断圧縮破壊に近い破壊形式へと変化していることが明らかである。一方、引張域に損傷のある場合では、T10 供試体の破壊性状は損傷のない N 供試体のそれとほぼ同様である。それに対して T15 供試体は、支点付近にまで斜めひび割れが進展しており、これにより斜め引張破壊を呈している。

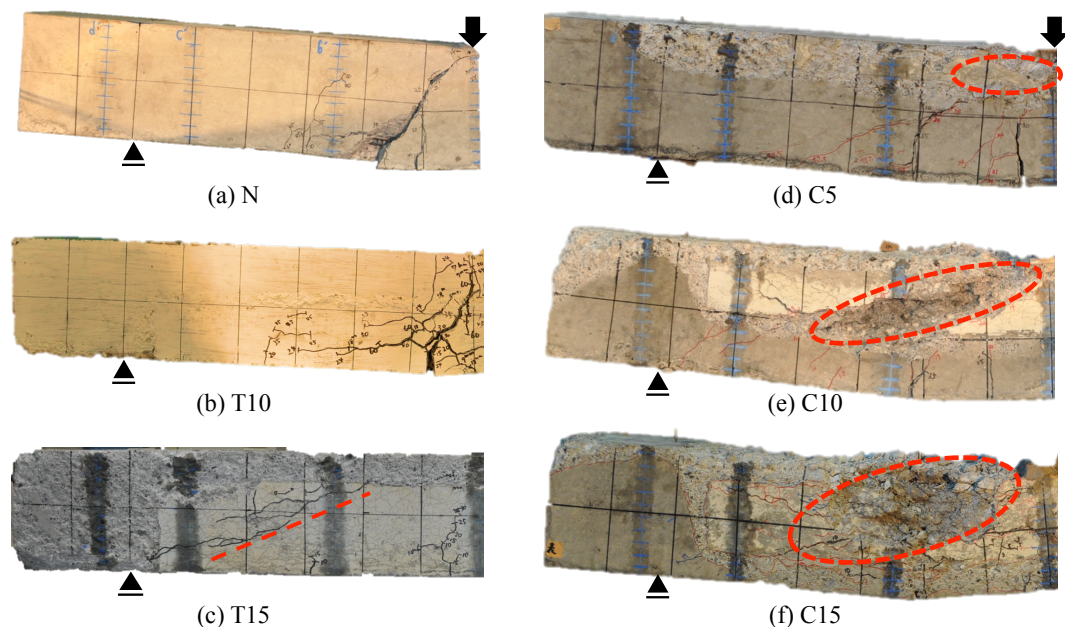


図-1.8 最大荷重時の破壊性状

1.6.4 汎用 2 次元非線形 FEM の適用限界

荷重-変位関係と破壊形式の比較から明らかになったように、損傷域のばらつきにより RC はり部材の力学的挙動は大きく左右される。はり部材は曲げ破壊を前提として設計されることを考えると、既設構造物の維持管理に用いることを前提とした耐力評価手法には、設計時の想定とは異なる破壊挙動をも予測できることが求められる。設計時に用いられるような耐力算定式は、破壊形式を予め想定できて初めて適用可能となる点に鑑みると、損傷を有する部材の構造性能評価には非線形 FEM の適用が必須であると言える。

この目的での汎用の非線形 FEM 解析コードの適用性が、林田らによって検討されている [27]。以下では、本研究で 3 次元非線形 FEM による部材解析手法を構築することを見

据え、汎用の解析手法の適用限界を見極め、的確な力学挙動評価のため考慮すべき点を明らかにすることを目的に、林田らの解析結果（以下、2次元解析）について考察する。

1.6.4.1 解析概要

使用されたコードは、東京大学で開発された WCOMD である。2次元の平面応力状態が仮定されており、図-1.9 に示すようにはりのスパン全長がモデル化されている。RC 要素と無筋コンクリート要素には9つのガウス積分点を有する8節点アイソパラメトリック要素が用いられており、スパン中央の載荷板要素に1ステップあたりの増分が0.1mmの強制変位を与えることで荷重を制御している。

ひび割れと鉄筋の影響は、分散ひび割れモデルと分散鉄筋モデルによって考慮されている。すなわち、ひび割れの表現には、1ガウス点につき4方向までのひび割れを考慮できる多方向非直交固定ひび割れを採用しており、鉄筋の影響は、かぶり厚の2倍に相当する領域を RC ゾーン [31] として設定することで、この領域の面積に対する鉄筋比として各要素に平均化されている。

凍結融解作用による損傷の空間的な分布は、コンクリートの力学特性値 (f'_c , E_c , f_t) にばらつきを与えることで考慮している。具体的には、図-1.9 に示すように、はりを高さ方向に5cmごとに分割し、それぞれの層に異なる損傷度を与えている。例として、T10 供試体に考慮された圧縮強度の分布は、第1層目から順に 30.2MPa, 24.5MPa, 17.5MPa, 18.9MPa であった。各力学特性値の低下度は、式 (1.1), (1.2), (1.3) によって求められている。すなわち、無筋円柱供試体の予備試験から圧縮強度と超音波伝播速度 V との関係 (式 (1.1)) を求めておき、その圧縮強度の値から、式 (1.2) により引張強度を、式 (1.3) によりヤング係数を推定する。なお、式 (1.2), (1.3) は、非損傷コンクリートに対して成立する関係式であり、損傷を有するコンクリートに対する適用性は検討されていないものである。損傷の分布を高さ方向で平均化した理由は、要素毎に異なる損傷度を考慮した解析の荷重-変位関係が、平均化した場合のそれと比較してほとんど差異が見られなかったことによる。

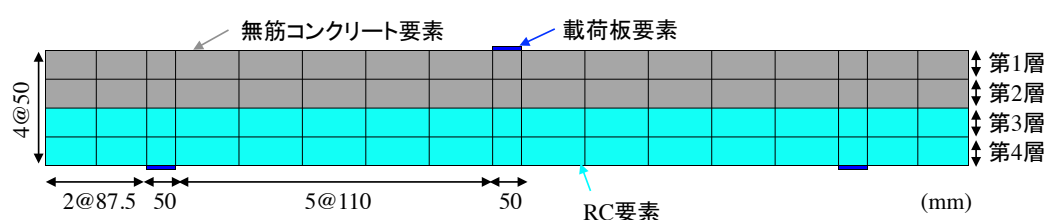


図-1.9 WCOMD における要素分割図

$$f'_c = 6.0637V + 6.8832 \quad (1.1)$$

$$f_t = 0.23f_c'^{2/3} \quad (1.2)$$

$$\begin{cases} E_c = \left(2.2 + \frac{f'_c - 18}{20}\right) \times 10^4 & f'_c < 30\text{MPa} \\ E_c = \left(2.8 + \frac{f'_c - 30}{33}\right) \times 10^4 & 30\text{MPa} \leq f'_c < 40\text{MPa} \end{cases} \quad (1.3)$$

1.6.4.2 解析結果

図-1.10 に、解析から得られた荷重-変位関係を、実験結果と比較する。損傷のあるはりに着目すると、破線で示された実験結果に見られる耐力や曲げ剛性の変化が、2次元非線形 FEM による解析結果にはほとんど反映されていないことが分かる。また、解析においては、全ての供試体が、鉄筋降伏後、載荷点近傍の要素が圧壊することによる曲げ破壊を呈した（図-1.11 参照）。

図-1.12 に、実験と 2 次元解析から得られた 30kN 時の鉄筋ひずみ分布を比較する。損傷域に鉄筋が含まれる供試体（C15, T10, T15）では、同じ位置の鉄筋ひずみがその他の供試体と比較して明らかに大きく、凍結融解作用による付着劣化が生じていたことが明らかである。さらに、2 次元解析の結果に着目すると、実際に生じていた鉄筋ひずみを過小に評価していることから、付着劣化が部材挙動に及ぼす影響が適切に反映されていなかったことが分かる。例えば、異形鉄筋ではなく丸鋼を用いた場合にせん断耐力が上昇するように [32]，付着劣化がはり部材の力学的挙動に及ぼす影響は無視できない。T10 供試体が引張域に有する損傷にも関わらず非損傷の N 供試体と同程度の耐力力を保持していたことは、付着劣化により、タイドアーチ的な耐力機構へと移行したことが原因であると推察される。

2 次元解析により実際の付着劣化性状を評価できないことは、分散鉄筋モデルが完全付着を前提としていることを考えれば当然の結果であると言える。すなわち、損傷が鉄筋位置にまで達している場合の部材解析には、解析上、鉄筋をコンクリート要素とは個別にモデル化した上で（離散鉄筋モデル）、付着応力とすべりとの関係により、付着劣化性状を直接評価することが肝要であると言える。それゆえ、鉄筋とコンクリート間の付着構成則を、本章で構築する構成則のひとつとして位置づける。

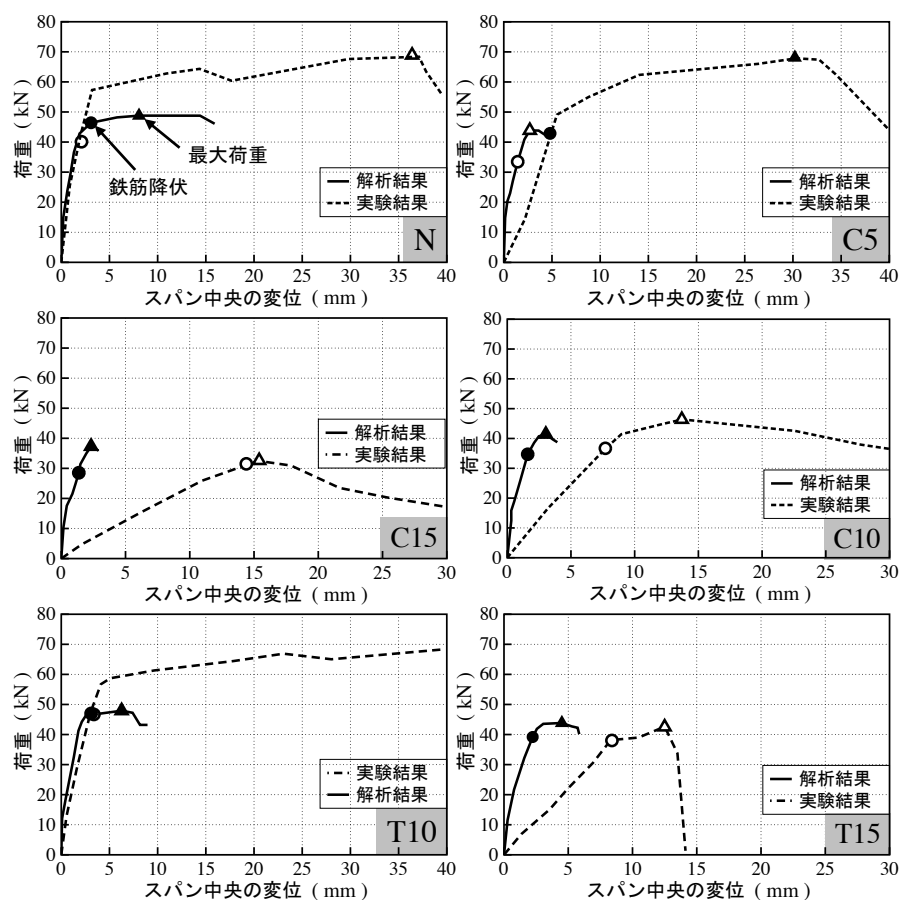


図-1.10 汎用2次元非線形FEMによる解析結果と実験結果との比較

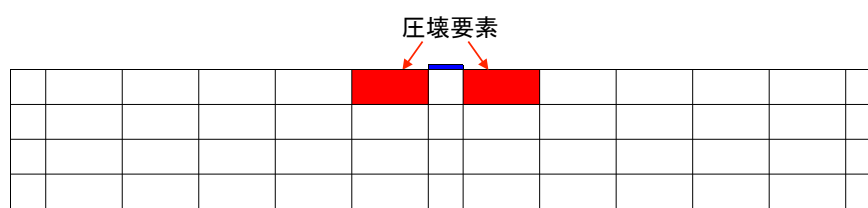


図-1.11 2次元解析における終局時の圧壊要素

以上の議論から、本研究で構築する部材解析手法に考慮すべき事柄が明らかとなった。それらを以下にまとめる。

- 1) RC はり軸方向に水平ひび割れが生じることから、部材内部の損傷が、鉄筋の存在により等方的ではなくなることを考慮する必要がある。
- 2) 上記のような損傷の異方性に付随して力学的な異方性も生ずるとすれば、圧縮域コンクリートの力学的応答を評価するために、力の作用方向と損傷の方向との関係性

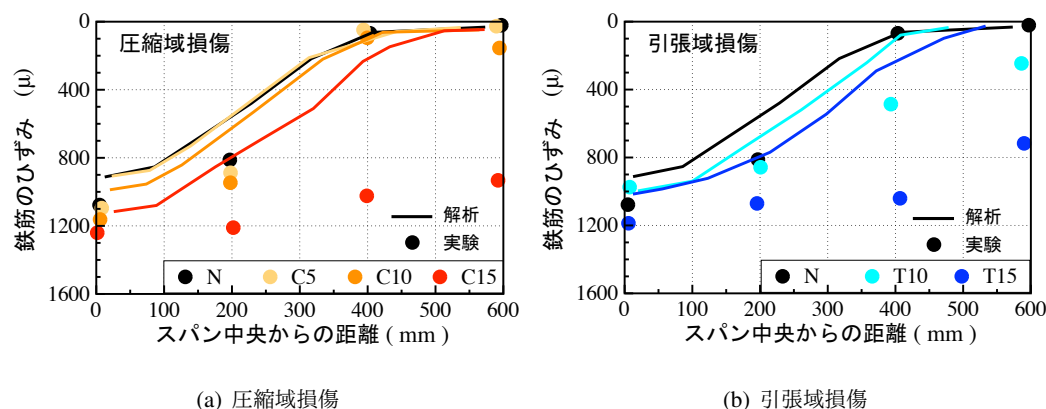


図-1.12 鉄筋に生じたひずみ分布の比較 (30kN 時)

を考慮できる圧縮構成則を構築する必要がある。

- 3) 完全付着を前提とした分散鉄筋モデルでは、引張域に損傷のある RC はりに生じる付着劣化を適切に評価できない。それゆえ、非線形 FEM では鉄筋をコンクリート要素とは別にモデル化する必要があり、また、その鉄筋-コンクリート界面に考慮する付着構成則を構築する必要がある。

1.7 本論文の構成

本論文は全 5 章から構成されており、材料構成則の構築 (第 2 章) および損傷領域の評価 (第 3 章) を行った成果を取り入れた非線形 FEM を用いて、第 4 章において損傷域の異なる RC はり部材 [28] の解析を行い、静的破壊挙動を再現するとともに、破壊機構を明らかにすることを試みる。以下に各章の概要を示す。

第 1 章では、まず、著しい損傷を有する既設土木構造物を取り巻く社会的課題、およびそれに関連する既往の取り組みを整理した。非線形 FEM による的確な耐力評価には、無筋コンクリートと RC とを明確に区別した上で損傷の影響を論じる必要があることを明らかにし、本研究で取り組むべき課題を示した。

第 2 章の主たる内容は、凍結融解作用を与えた RC 要素試験の結果に基づく、圧縮構成則および鉄筋とコンクリート間の付着構成則の構築である。圧縮構成則の構築では、鉄筋比の異なる RC 要素の 1 軸圧縮試験結果から、損傷の進行方向と圧縮力の作用方向との関係性によって力学的応答が大きく左右されることを見出し、それを評価可能な力学モデルを定式化した。付着構成則の構築では、RC 角柱要素の 1 軸引張試験に基づいた付着劣化機構を既往の構成則に基づいて考察することで、実験定数を含まない合理的なモデリング

を達成した。また、両構成則に関して、要素試験結果との比較検討を通じて、その妥当性や適用範囲を明らかにした。

第3章では、損傷度の指標として、セメント硬化体組織の緩みを表す膨張ひずみを採用し、非線形 FEM にその膨張ひずみを初期ひずみとして考慮することで3次元的な損傷分布を再現する方法を提示した。この方法は、損傷の大きさを決定づける外的要因として最低温度に着目し、部材断面内の温度分布予測に基づいて、膨張ひずみ分布を再現するものである。既往の研究から、損傷の大きさを決定づける内的要因であるコンクリートの水セメント比と最低温度の差異を考慮した凍結融解サイクル数を利用し、断面内の温度分布から凍結融解サイクル数分布を算出する。その上で、鉄筋比の関数として定式化した凍結融解サイクル数-膨張ひずみ関係を用いることで、鉄筋の存在が損傷の分布に及ぼす影響を考慮する。

第4章の主たる内容は、第2章と第3章の成果を利用した、RC はり部材を対象とした3次元非線形 FEM による解析手法の構築である。この解析手法の特徴は、損傷域に存在する鉄筋の有無によって、考慮される初期ひずみ状態と適用される材料構成則が異なるため、部材の力学的応答に及ぼす損傷の異方性の影響が考慮される点にある。解析を通じて、損傷域が大きく鉄筋位置にまで達する場合には、鉄筋の存在を前提とした材料構成則と損傷領域評価双方を適用することで、耐荷力と部材剛性が低下し、より実挙動に近い結果が得られることを明らかにした。また、構築した解析手法は、圧縮域に存在する損傷の分布により設計時の想定とは異なる破壊形式が観察される場合にも、それを予測可能であることを示した。さらに、実験的に把握することが困難な部材内部の3次元的な耐荷機構に対して損傷の空間的分布が及ぼす影響を論じることで、破壊形式が変化するメカニズムを明らかにした。

第5章では、本研究から得られた結論を総括した。

参考文献

- [1] 日本コンクリート工学会北海道支部編, (2008). 積雪寒冷地コンクリート複合劣化要因研究委員会 中間報告書
- [2] 朝日新聞「老朽橋・トンネル 進む撤去」, 2017 年 7 月 17 日付朝刊, 14(1)
- [3] 土木学会コンクリート委員会編, (2013). 2013 年制定 コンクリート標準示方書 維持管理編
- [4] 土木学会編, (2003). コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会 成果報告書, コンクリート技術シリーズ 50
- [5] 土木学会編, (2006). 材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能研究小委員会 成果報告書, コンクリート技術シリーズ 71
- [6] Fagerlund, G., (1977). The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete, *Materials and Structures*, 10(4), 217-229.
- [7] 鎌田英治, (1981). セメント硬化体の微細構造とコンクリートの凍害. *コンクリート工学*, 19(11), 36-42.
- [8] Powers, T. C., (1945). A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete, *ACI Journal Proceedings*, 41(1), 245-272.
- [9] Powers, T. C., (1975). Freezing effects in concrete, *ACI Special Publication*, 47, 1-12.
- [10] Litvan, G. G., (1972). Phase transitions of adsorbates: IV, Mechanism of frost action in hardened cement paste, *Journal of the American Ceramic Society*, 55(1), 38-42.
- [11] 桂修, (1999). 過冷却現象を考慮したコンクリートの凍害機構に関する研究, 北海道大学学位論文
- [12] Penttala, V. and Al-Neshawy, F., (2002). Stress and strain state of concrete during freezing and thawing cycles, *Cement and Concrete Research*, 32(9), 1407-1420.
- [13] Hassanzadeh, M., and Fagerlund, G., (2006). Residual strength of the frost-damaged reinforced concrete beams, III European conference on computational mechanics, Lisbon, Portugal.
- [14] Cao, D. F., Zhou, K. F., Zhou, M., Ge, W. J., and Wang, B. Y., (2014). Study on the shear behaviors of RC beams after freeze-thaw cycles, *Applied Mechanics and Materials*, 488,

- 750-754.
- [15] Petersen, L., Lohaus, L., and Polak, M. A., (2007). Influence of freezing-and-thawing damage on behavior of reinforced concrete elements, *ACI Materials journal*, 104(4), 369-378.
- [16] 土屋祐貴, 八嶋宏幸, 内藤英樹, 王倍, 山洞晃一, 古賀秀幸, 鈴木基行, (2014). 凍結融解によって劣化した RC はりのせん断耐力, *構造工学論文集 A*, 60, 751-760.
- [17] 近栄一郎, 八嶋宏幸, 内藤英樹, 松崎裕, 山洞晃一, 鈴木基行, (2017). 凍結融解を受けた RC はりの安全性評価に関する基礎的研究, *構造工学論文集 A*, 63, 784-794.
- [18] Duan, A. and Jin, W. L., (2011). Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Members Subjected to Freeze-Thaw Cycles, *Applied Mechanics and Materials*, 71, 712-716.
- [19] Duan, A., Li, Z. Y., Zhang, W. C., and Jin, W. L., (2017). Flexural behaviour of reinforced concrete beams under freeze-thaw cycles and sustained load, *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(10), 1350-1358.
- [20] Coronelli, D. and Gambarova, P., (2004). Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines, *Journal of Structural Engineering*, 130(8), 1214-1224.
- [21] Xue, X., 関博, 広森紳太郎, (2009). 鉄筋が腐食した RC はりのせん断耐荷挙動に関する研究, *土木学会論文集 E*, 65(2), 161-177.
- [22] 村上祐貴, 董衛, 大下英吉, 鈴木修一, 堤知明, (2011). 鉄筋腐食により定着不良を生じた RC はり部材の耐荷性状評価, *土木学会論文集 E2*, 67(4), 605-624.
- [23] 上田尚史, 澤部純浩, 中村光, 国枝稔, (2007). アルカリ骨材反応による RC 部材の膨張予測解析, *土木学会論文集 E*, 63(4), 532-548.
- [24] 上田尚史, 中村光, 国枝稔, 前野裕文, 森下宣明, 浅井洋, (2011). コンクリート構造物における ASR 損傷と損傷後の構造性能の評価, *土木学会論文集 E2*, 67(1), 28-47.
- [25] Hanjari, K. Z., Kettil, P., and Lundgren, K., (2013). Modelling the structural behaviour of frost-damaged reinforced concrete structures, *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(5), 416-431.
- [26] Berto, L., Saetta, A., and Talledo, D., (2015). Constitutive model of concrete damaged by freeze-thaw action for evaluation of structural performance of RC elements, *Construction and Building Materials*, 98, 559-569.
- [27] 林田宏, 佐藤靖彦, 小林竜太, 吉田安寿, (2013). 凍結融解作用により劣化した RC はり部材の非線形有限要素解析による構造性能評価, *コンクリート工学年次論文集*, 35(1), 901-906.
- [28] 林田宏, 佐藤靖彦, (2012). 凍害劣化域の大きさと位置に着目した RC はり部材の破壊

- 性状, コンクリート工学年次論文集, 34(1), 922-927.
- [29] Hasan, M., Okuyama, H., Sato, Y., and Ueda, T., (2004). Stress-strain model of concrete damaged by freezing and thawing cycles, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2(1), 89-99.
- [30] 鈴木邦康, 濱幸雄, 原田彩加, (2007). コンクリートの長さ変化及び凍害劣化に及ぼす鉄筋拘束の影響, コンクリート工学年次論文集, 29(1), 1149-1154.
- [31] An, X., Maekawa, K., and Okamura, H., (1997). Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of JSCE*, 564, 297-316.
- [32] Kani, G. N. J., (1964). The riddle of shear failure and its solution, *ACI Journal Proceedings*, 61(4), 441-468.

第 2 章

凍結融解作用による損傷を考慮した 材料構成則の構築

2.1 緒言

本章で構築する材料構成則は、ひび割れを有する RC 要素の 1 軸圧縮構成則、および鉄筋とコンクリート間の付着構成則である。流れとしては、まず、RC 要素試験の概要と結果について示した上で、実験から観察された凍結融解作用による損傷機構を、力学モデルに合理的な形で取り入れていく。

圧縮構成則の構築では、鉄筋の方向に対して圧縮力の作用方向が異なる 2 シリーズの試験結果によって、損傷の進行方向と圧縮力の作用方向との関係性が力学的応答に及ぼす影響を明らかにし、その影響を考慮可能な力学モデルを定式化する。

付着構成則の構築では、RC 角柱要素の 1 軸引張試験の結果から、既往の研究において考慮されてこなかった新たな付着劣化機構を見出した上で、既往の構成則をベースとしてその劣化機構をモデル化していく。モデル化の際には、逐次計算による数値実験的な検討により、実験結果との適合を前提としない、すなわち実験的に決定したパラメータを含まない構成則の構築を試みる。

2.2 ひび割れを有する RC 要素の圧縮構成則の構築

2.2.1 既往の研究

Collins と Vecchio が行った RC 平板要素の試験から [1]，ひび割れ平行方向の圧縮強度や剛性は、無筋円柱供試体のそれと比較して低下することが指摘された。この圧縮劣化特性は、面内せん断を受ける RC 平板部材の力学的挙動に支配的な影響を与えることが報告されている [2]。Vecchio and Collins [3] はさらに、RC 要素をひび割れを含んだ連続体と

見なすことで、圧縮力と直交する方向の平均引張ひずみの関数として、平均応力-平均ひずみ関係を定式化した。これはすなわち、ひび割れの本数や幅が異なっても、平均ひずみが同じであれば強度比や剛性比も同じになることを意味しており、分散ひび割れモデルを用いた非線形 FEM に、構成則として簡単に取り入れられるという数値計算上の利点でもある。以来、多くの研究者 [4-6] によって、ひび割れ平行方向の圧縮劣化特性が主として実験的に検討されてきた。これらの研究では、細部においてそれぞれ多少異なる見解が得られているものの、ひび割れ直交方向の平均引張ひずみが圧縮劣化特性を表現できる指標として適当であるという知見は共通している [7]。この平均引張ひずみには、付着の効果により導入される内部ひび割れの影響や、ひび割れ近傍の領域の力学的非線形性の影響などが含まれていると思われるが、なぜ強度や剛性の低下が平均引張ひずみの関数として表されるのかという点に関しては、未だに明らかになっていない。

凍結融解作用による損傷の影響を応力-ひずみ関係に取り入れる指標としては、膨張ひずみが有用であることが奥山ら [8] や Hasan et al. [9] によって報告されている。本研究でも、この膨張ひずみを損傷指標として、ひび割れを有する RC 要素の平均応力-平均ひずみ関係に取り入れていく。すなわち、分散ひび割れモデルを用いた非線形 FEM に適用することを前提に数値計算上の簡便性を優先させ、損傷そのものや圧縮力の作用によって生じるひずみ場の不連続性を考慮しない平均化構成則を構築していく。

2.2.2 RC 要素の破壊形式と鉄筋の存在による力学的異方性

2.2.2.1 実験概要

供試体は、図-2.1 に示すような鉄筋 1 本を断面中央に埋設した RC 要素である。実験変数は、鉄筋の存在による損傷の方向性と圧縮力の作用方向との関係性が、圧縮劣化特性に及ぼす影響を明らかにできるように設定した。全供試体は 2 シリーズからなり、シリーズ 1 は圧縮力の作用方向が鉄筋軸方向に対して直交であり、シリーズ 2 では、鉄筋軸方向と圧縮力の作用方向とを一致させている。シリーズ 1 は鉄筋の有無（鉄筋比）、ひび割れの有無と幅、膨張ひずみの大きさが異なる全 28 体（表-2.1 参照）、シリーズ 2 はひび割れを導入する際の荷重回数と膨張ひずみの大きさが異なる全 11 体（表-2.2 参照）により構成されている。

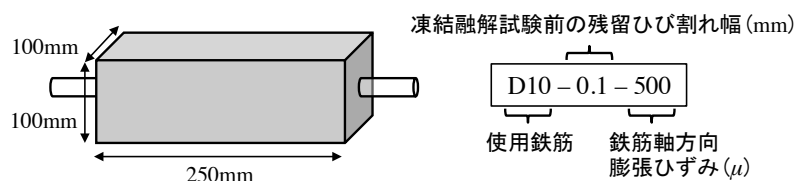


図-2.1 供試体諸元（左）および名称（右）

表- 2.1 シリーズ 1 供試体一覧 (圧縮力の作用方向が鉄筋軸方向に直交)

供試体名	要素鉄筋比 (%)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋軸方向膨張ひずみ (μ)
N0	0	—	—
N0-0-500	0	—	500
N0-0-1000	0	—	1000
N0-0-2000	0	—	2000
D10-0-500	0.71	—	500
D10-0-1000	0.71	—	1000
D10-0-2000	0.71	—	2000
D10-0	0.71	—	—
D10-0.05	0.71	0.05	—
D10-0.1	0.71	0.1	—
D10-0.05-500	0.71	0.05	500
D10-0.05-1000	0.71	0.05	1000
D10-0.05-2000	0.71	0.05	2000
D10-0.1-500	0.71	0.1	500
D10-0.1-1000	0.71	0.1	1000
D10-0.1-2000	0.71	0.1	2000
D13-0-500	1.27	—	500
D13-0-1000	1.27	—	1000
D13-0-2000	1.27	—	2000
D13-0	1.27	—	—
D13-0.05	1.27	0.05	—
D13-0.1	1.27	0.1	—
D13-0.05-500	1.27	0.05	500
D13-0.05-1000	1.27	0.05	1000
D13-0.05-2000	1.27	0.05	2000
D13-0.1-500	1.27	0.1	500
D13-0.1-1000	1.27	0.1	1000
D13-0.1-2000	1.27	0.1	2000

表-2.2 シリーズ2 供試体一覧 (圧縮力の作用方向が鉄筋軸方向に平行)

供試体名	要素鉄筋比 (%)	载荷回数	膨張ひずみ (μ)
D19-0	2.87	—	—
D19-0-1000	2.87	—	1000
D19-0-2000	2.87	—	2000
D19-0-3000	2.87	—	3000
D19-1-0	2.87	1	—
D19-1-1000	2.87	1	1000
D19-1-2000	2.87	1	2000
D19-1-3000	2.87	1	3000
D19-10-1000	2.87	10	1000
D19-10-2000	2.87	10	1000
D19-10-3000	2.87	10	1000

表-2.3 配合条件

W/C (%)	単位水量 (kg/m^3)	セメント (kg/m^3)	細骨材 (kg/m^3)	粗骨材 (kg/m^3)	細骨材率 (%)
65	172	265	880	1016	47.6

使用したコンクリートには、損傷を促進させるため、表-2.3 に示すように AE 剤などを用いず、単位水量を通常より大きめに設定した上で水セメント比を 65% とした。供試体の作製時は、鉄筋を型枠に固定するため、鉄筋径相当の孔を有する木製板を両端に設置した状態で打設を行った。なお、構成則構築の際に基準となる 1 軸圧縮強度を測定するために、RC 供試体と同じバッチから直径 10cm の円柱供試体を 3 体同時に作製した。

実験の手順としては、まず、ひび割れを導入する供試体に対して両引き、あるいは曲げ試験を行ったのち、凍結融解試験を行い、最後に圧縮試験を行った。

ひび割れの導入は、シリーズ 1 に対しては曲げ試験により、シリーズ 2 に対しては両引き試験により行った。これは、予備試験としてシリーズ 1 に両引き試験を行った結果、ひび割れが生じる以前に、端部のコンクリートがコーン状に引き抜ける破壊形式が確認されたためである。シリーズ 1 に対して行った曲げ試験の様子を図-2.2 に示す。ひび割れが生じる位置を制御するため、供試体の上下面にはハンドカッターを用いて深さ 3mm 程度の切り欠きを導入している。このシリーズでは、凍結融解試験前のひび割れ幅を大きく

2段階（0.05mm 程度，0.1mm 程度）に制御することを意図している．いずれの供試体でも概ね 2.5kN で引張縁にひび割れが生じたため，その後のひび割れ幅の増加に合わせて最大で 10kN 程度まで載荷し，その後上下面を入れ替え，ひび割れの状態を見ながら再度載荷した．また，シリーズ 2 に対して行った両引き試験には，精密型万能試験を用いた（図-2.3 参照）．鉄筋に十分なひずみを生じさせ供試体内部に付着ひび割れによる損傷を導入することを目的として，鉄筋降伏荷重の 90 %（100kN）まで載荷を行い，その後完全に除荷した．載荷中は，同図に示すようにコンタクトチップによってひび割れ幅を計測し（図-2.4 参照），両端の鉄筋露出部に貼付したひずみゲージの測定値によって，荷重の偏心がないことを確認している．最大荷重時には，鉄筋端部に 1800 μ 程度のひずみが生じていた．

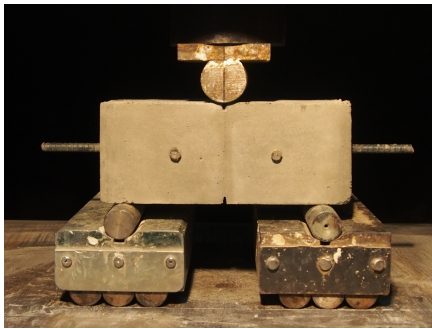


図-2.2 ひび割れ導入の様子（シリーズ 1）

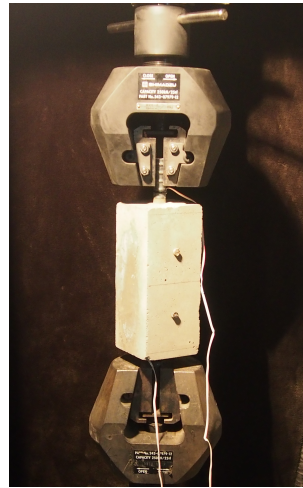


図-2.3 ひび割れ導入の様子（シリーズ 2）



図-2.4 コンタクトチップによるひび割れ幅の計測

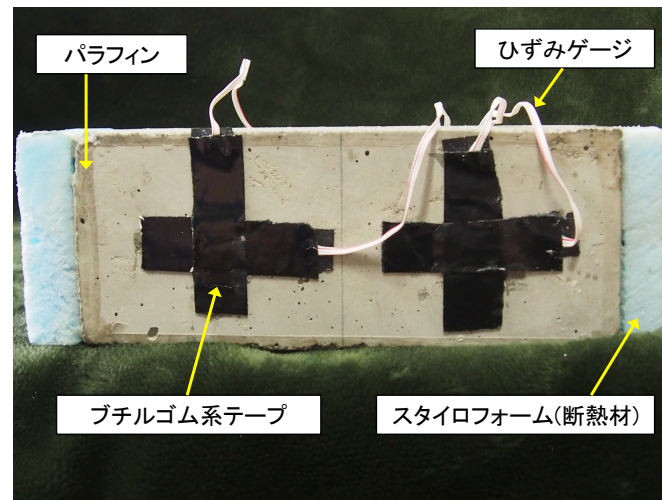


図-2.5 凍結融解試験前の供試体

凍結融解試験後の供試体を力学試験に供する場合には、損傷により試験の継続が困難にならないよう事前処理が要求される。凍結融解試験前の供試体を図-2.5 に示す。まず、端部鉄筋を露出させたまま試験に供すると、急激な温度変化が生じ実環境と異なる損傷状態になることが懸念されたため、溶解したパラフィンを用いて端部に断熱材（スタイロフォーム）を接着させた。また、凍結融解作用による損傷は、熱と水分の伝達に対する過酷な境界条件のため、実構造物でも隅角部において特に著しい傾向にある。隅角部の損傷が卓越すると、圧縮試験時に破壊域の局所化が生じることが懸念されたため、パラフィンによるコーティングを施した。凍結融解試験中に生じるひずみの測定には、検長が60mmの3線式ワイヤストレインゲージを用いた。データの欠測を防ぐため、ゲージの貼付は以下の3点に留意しつつ行った。

- 1) 接着剤として、24時間の養生を要する遅延型のエポキシ系接着剤を用いる。
- 2) 測定部とリード線との接続部から水分が侵入することを防ぐため、上記のエポキシ系接着剤を接続部の上に塗布する。
- 3) 絶縁のためにリード線の下側に、防水のためにゲージの上側にブチルゴム系コーティングテープを貼り付ける。

凍結融解試験は、図-2.6 に示す $100 \times 100 \times 400(\text{mm})$ の角柱供試体に対応した凍結融解試験機を用いて行った。任意の温度履歴を設定することが可能であり、試験中の温度制御は、層内に満たされたブライン液（不凍液）の温度に基づいて行われる。供試体はゴムスリーブ内に静置し、スリーブ内部には、供試体が入るのに十分な量の水を加えた。凍結融解試験機にインプットした温度履歴を、2サイクル目のブライン液の温度変化とともに図-2.7 に示す。この温度履歴は、ゴムスリーブ内の水が完全に凍結し、かつ、融解ス



図-2.6 凍結融解試験機

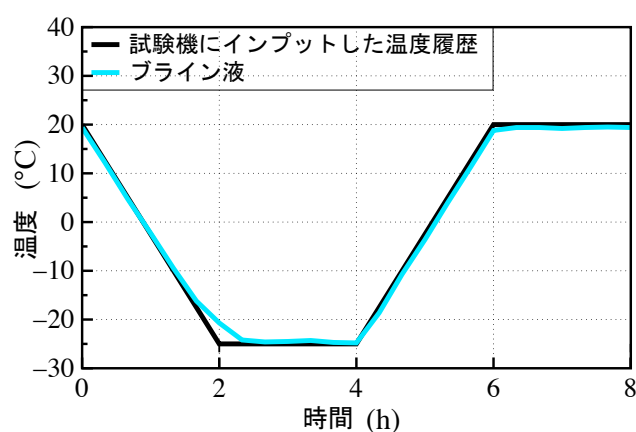


図-2.7 凍結融解試験温度履歴

テップで完全に融解するよう事前に見出されたものである。試験中は膨張ひずみの値をデータロガーに記録し、目標の値に達した供試体から随時試験を終了させた。

圧縮試験は、最大 1000kN までの载荷が可能な万能試験機を用いて行った。図-2.8 に示すように、载荷板と供試体面との摩擦を低減するために、グリスを塗布したテフロンシートを 2 枚挿入した。さらに、载荷板と供試体面との接触を均一なものとするため、供試体とテフロンシートとの間に石膏ペーストを、テフロンシートと载荷板との間に硬度 65 のゴムパッドを挟み込んだ。シリーズ 2 の供試体は、圧縮力の作用方向と鉄筋軸方向とが一致するため、鉄筋径相当の大きさの孔を有する鋼板やゴムパッドを用いた。载荷は変位制御にて行い、まず、0.1MPa 程度の余圧をかけて石膏ペーストを硬化させたのち、供試体への負荷速度が毎秒 0.6MPa を超えないよう、手動で油圧を制御した。

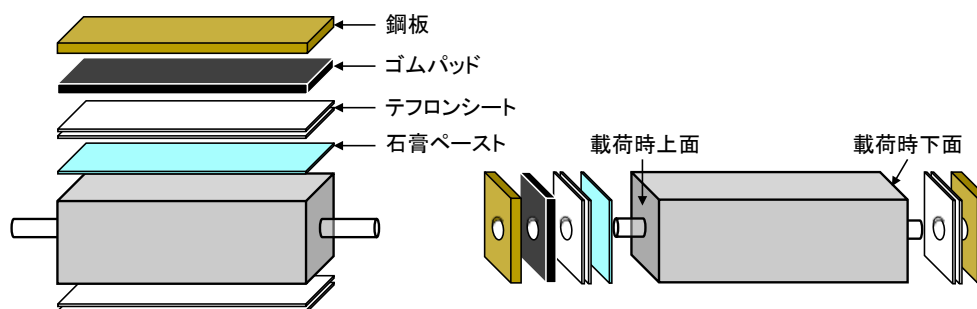


図-2.8 圧縮試験前の処理の模式図（左: シリーズ1, 右: シリーズ2）

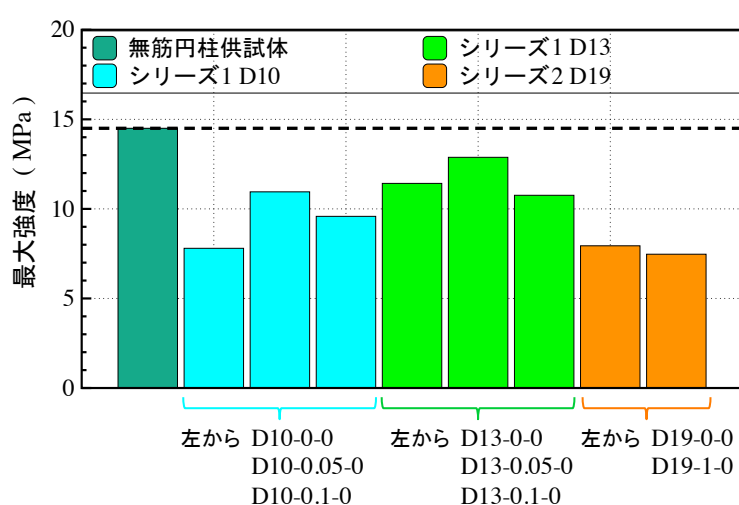


図-2.9 非損傷 RC 供試体と円柱供試体の最大応力の比較

2.2.2.2 実験結果

RC 要素の圧縮劣化特性を議論するにあたって、まず無筋円柱供試体の圧縮強度との差異を明らかにしておく必要がある。無筋円柱供試体の1軸圧縮強度は、3体の平均値で14.5MPaであった。図-2.9に、非損傷RC供試体の最大強度と無筋円柱供試体から得られた圧縮強度とを比較する。本実験の非損傷供試体は、すべて無筋円柱供試体よりも小さい圧縮強度を示す結果となった。この理由を考察するために、シリーズ1よりD10を配した非損傷供試体の載荷終了時の様子を表-2.4に示す。無筋円柱供試体の破壊形式（図-2.10参照）と比較して特徴的なのは、鉄筋軸方向からの写真に着目すると明らかなように、割裂ひび割れの存在である。最大荷重近傍では、この割裂ひび割れが大きく開口し、供試体が左右に分断されるような挙動が観察された。凍結融解作用による損傷を有する供試体との比較のため、表-2.5にD13を配した損傷有供試体の破壊性状を示す。鉄筋軸方向からの写真に着目すると明らかなように、損傷を有する場合には割裂ひび割れが観察されず、周囲のコンクリートが圧壊することで終局に至った。また、この損傷の有無により生じた破壊形式の差異は、シリーズ2においても同様に確認された（表-2.6参照）。

したがって、非損傷供試体の最大強度が無筋円柱供試体の1軸圧縮強度と比較して小さかったのは、破壊形式の差異によるものだと考えられる。割裂破壊を呈した供試体は、無筋円柱供試体と力学挙動を直接比較することができないため、圧壊形式の破壊を呈した供試体を対象として構成則を構築していく。なお、後述するように、本実験では損傷を与えたRC要素のすべてが圧壊を呈して終局に至った。

表-2.4 非損傷 RC 供試体（シリーズ1）の破壊形式の整理

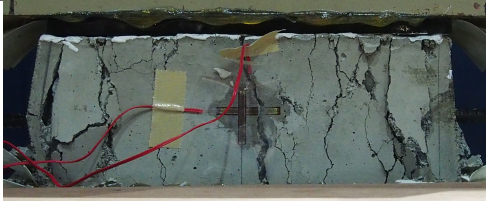
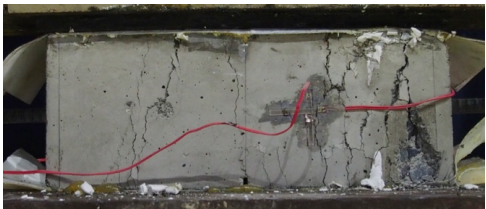
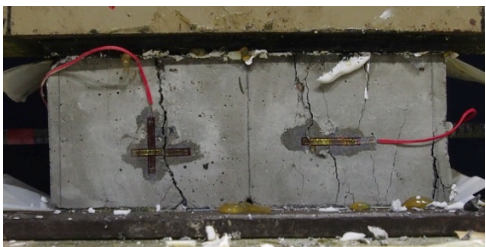
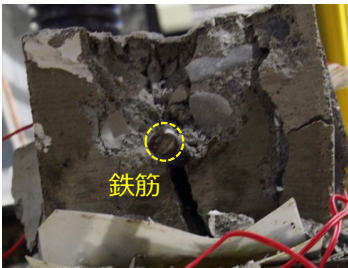
供試体名	試験終了時の様子	破壊形式
D10-0-0		割裂
D10-0.05-0		割裂
D10-0.1-0		割裂
D10-0-0（鉄筋軸方向より）		—



図-2.10 円柱供試体の破壊形式

表-2.5 ひび割れを有する D13 供試体（シリーズ 1）の破壊形式の整理

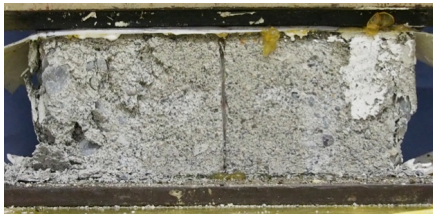
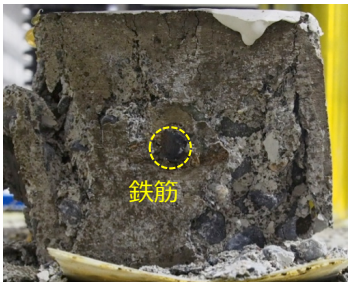
供試体名	試験終了時の様子	破壊形式
D13-0.05-500		圧壊
D13-0.05-1000		圧壊
D13-0.05-2000		圧壊
D13-0.05-2000（鉄筋軸方向より）		—

表-2.6 ひび割れを有する D19 供試体（シリーズ2）の破壊形式の整理

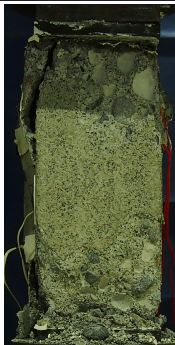
供試体名	D19-1-0	D19-1-1000	D19-1-2000	D19-1-3000
試験終了時の様子				
破壊形式	割裂	圧壊	圧壊	圧壊

図-2.11 に、強度低下率と圧縮力平行方向の膨張ひずみとの関係を示す。縦軸の強度低下率とは、無筋円柱供試体の圧縮強度で正規化することで得られた値である。図-2.11 から、圧縮力の作用方向によって、RC 要素の強度低下特性が無筋円柱供試体のそれと比較して大きく異なることが見て取れる。まず、圧縮力作用方向が鉄筋軸に直交するシリーズ1に着目すると、無筋円柱供試体に対して、同じ膨張ひずみに対する強度低下率が小さいことがわかる。それに対して、圧縮力作用方向が鉄筋軸に平行するシリーズ2では、同じ膨張ひずみに対応する強度低下率が明らかに大きい。このことから、構築する RC 要素の圧縮構成則は、力学的異方性を評価し得るものでなければならないことが明らかとなった。図-2.12, 2.13 に、シリーズ1, 2 からそれぞれ鉄筋軸方向の膨張ひずみが異なる3供試体を代表させ、その応力-ひずみ関係を示す。圧縮力作用方向によらず、鉄筋軸方向の膨張ひずみが大きくなるにつれ、強度や剛性が低下していることが分かる。このことから、RC 要素の平均応力-平均ひずみ関係に対しても、膨張ひずみが損傷指標として有用であることが明らかとなった。本節のまとめとして、全供試体の実験結果（凍結融解試験前のひび割れ幅、与えた凍結融解サイクル数、鉄筋軸方向膨張ひずみ、圧縮強度、破壊形式）をまとめたものを表-2.7 に示しておく。

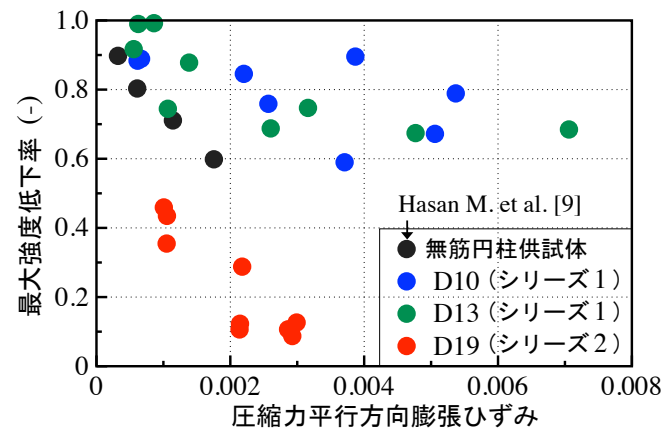


図-2.11 強度低下と圧縮力平行方向膨張ひずみとの関係

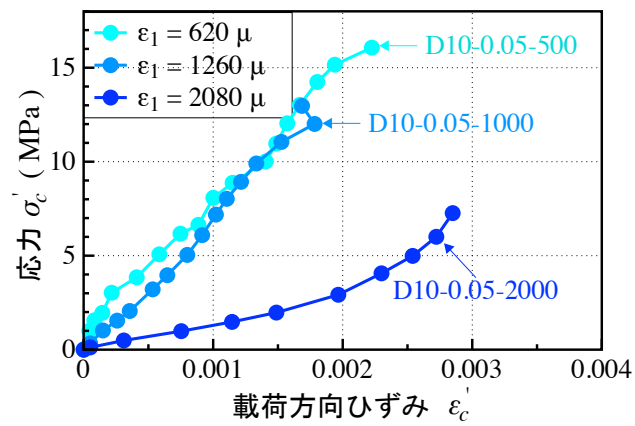


図-2.12 D10 を用いた供試体 (シリーズ 1) の応力-ひずみ関係

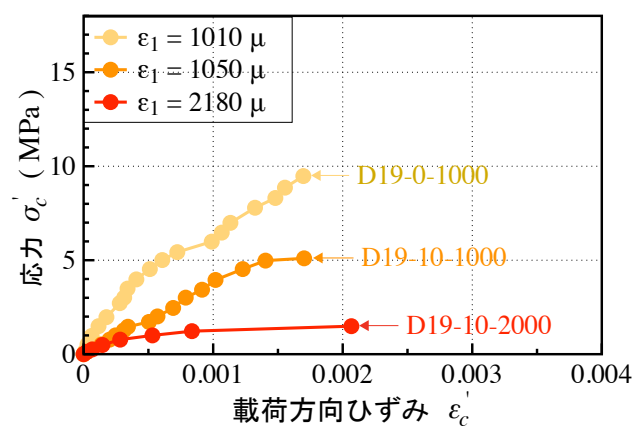


図-2.13 D19 を用いた供試体 (シリーズ 2) の応力-ひずみ関係

表-2.7 全供試体の試験結果

供試体名	ひび割れ幅 (mm)	凍結融解 サイクル数 (回)	鉄筋軸方向 膨張ひずみ (μ)	f'_c (MPa)	破壊形式 —
N0-0-0	—	—	—	8.01	割裂
N0-0-500	—	17	666	10.7	圧壊
N0-0-1000	—	26	886	5.90	割裂
N0-0-2000	—	54	2357	3.74	割裂
D10-0-0	—	—	—	7.80	割裂
D10-0-500	—	17	559	12.9	圧壊
D10-0-1000	—	20	2223	11.4	圧壊
D10-0-2000	—	25	2115	8.55	圧壊
D10-0.05-0	0.002	—	—	10.9	割裂
D10-0.05-500	0.054	13	621	15.5	圧壊
D10-0.05-1000	0.041	17	1260	12.9	圧壊
D10-0.05-2000	0.043	24	2081	9.74	圧壊
D10-0.1-0	0.10	—	—	9.58	割裂
D10-0.1-500	0.08	7	482	12.8	圧壊
D10-0.1-1000	0.079	17	1142	12.3	圧壊
D10-0.1-2000	0.092	24	2083	11.0	圧壊
D13-0-0	—	—	—	11.4	割裂
D13-0-500	—	20	779	14.4	圧壊
D13-0-1000	—	20	1529	9.97	圧壊
D13-0-2000	—	21	2264	9.78	圧壊
D13-0.05-0	0.035	—	—	12.9	割裂
D13-0.05-500	0.042	17	556	13.3	圧壊
D13-0.05-1000	0.051	19	1066	10.8	圧壊
D13-0.05-2000	0.043	26	3088	10.8	圧壊
D13-0.1-0	0.099	—	—	10.8	割裂
D13-0.1-500	0.055	13	641	14.4	圧壊
D13-0.1-1000	0.19	21	1054	12.7	圧壊
D13-0.1-2000	0.08	26	2085	9.92	圧壊
D19-0-0	—	—	—	7.71	割裂
D19-0-1000	—	11	1010	6.47	圧壊
D19-0-2000	—	23	2140	1.73	圧壊
D19-0-3000	—	73	2930	1.23	圧壊
D19-1-0	0.055	—	—	7.47	割裂
D19-1-1000	0.066	19	1053	6.30	圧壊
D19-1-2000	0.051	26	2173	4.18	圧壊
D19-1-3000	0.052	53	2991	1.83	圧壊
D19-10-1000	0.056	11	1049	5.14	圧壊
D19-10-2000	0.066	26	2033	1.54	圧壊
D19-10-3000	0.055	39	2941	1.54	圧壊

2.2.3 圧縮構成則の構築

2.2.3.1 損傷のモデル化の方針

本研究では、既往の構成則の中でも、要素試験による検討が十分になされている Collins and Vecchio のモデル [3]（以下、Collins モデル、式 (2.1)）を基本として、損傷の影響を取り入れていく。

$$\begin{cases} \beta = \frac{1}{0.85 + 0.27 (\varepsilon_t / \varepsilon'_c)} \\ \sigma'_c = \beta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{c0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{c0}} \right)^2 \right] \\ \sigma'_c = \beta f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon'_c - \varepsilon'_{c0}}{2\varepsilon'_{c0} - \varepsilon'_{c0}} \right)^2 \right] \end{cases} \quad (2.1)$$

ここで、 β : ひび割れの存在による強度低下を考慮するパラメータ、 ε_t : 平均主引張ひずみ、 σ'_c : 圧縮応力、 ε'_c : 圧縮ひずみ、 ε'_{c0} : 最大応力時のひずみである

平均引張ひずみがひび割れの存在による力学的な非線形性を表す指標であるとするれば、凍結融解作用による損傷の影響は、圧縮力作用方向に直交する方向の膨張ひずみによって表すことができると考えるのが自然である。損傷を有する RC 要素レベルの試験は他に例がないため、現象論的な考察により、Collins モデルに対してどのような修正が妥当であるかを考察していく。

凍結融解作用を受けたコンクリートの力学的応答における顕著な特徴のひとつに、非損傷コンクリートと比較して相当に小さい応力レベルから生じる非線形性がある。これは、凍結融解作用によるセメント硬化体組織の緩みにより、応力-ひずみ関係の立ち上がりが下に凸の形状を呈するもので、最大強度時のひずみの増加とともに、損傷を有する無筋コンクリートを対象とした構成則にも考慮されている現象である [10, 11]。Collins モデルは 2 次関数を用いた放物線型のモデルであるため、式 (2.2) の指数部 γ を修正することでこの非線形性を取り入れていく。

凍結融解作用による強度低下は、Collins モデルでひび割れの存在による強度低下を表すパラメータである β を修正することで表現する。Collins モデルでは、強度低下率に対する平均引張ひずみの重みとして 0.27 が実験的に定められているが、膨張ひずみの大きさには主としてセメント硬化体に蓄積された損傷が反映されと考えられるため、それが強度低下に及ぼす影響度は、ひび割れの存在による影響度とは異なると考えられる。それゆえ、膨張ひずみの影響を 0.27 とは異なる係数 α により取り入れた β_{ftc} を定式化するこ

ととする．以上の考察から，Collins モデルを式 (2.2) に示すように修正していくことで，凍結融解作用による損傷の影響を考慮する．具体的には，実験結果と最もよく適合するような係数 α ， γ の値を圧縮力直交方向の膨張ひずみの関数として見出していく．

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_{ftc} = \frac{1}{0.85 + 0.27 (\epsilon_t / \epsilon'_c) + \alpha (\epsilon_l / \epsilon'_c)} \\ \sigma' = \beta_{ftc} f'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_{c0}} \right)^\gamma \right] \\ \gamma, \epsilon'_{c0}: \text{応力-ひずみ関係の立ち上がりに見られる非線形性の考慮} \\ \alpha: \text{凍結融解作用による強度低下の考慮} \\ \epsilon_l: \text{圧縮力直交方向の膨張ひずみ} \end{array} \right. \quad (2.2)$$

ここで，各変数の定義は式 (2.1) と同じである．

Collins モデルをベースとして実験結果との適合を図るには，圧縮力に平行および直交方向のひずみが最大強度時まで計測されていることが必要である．圧壊形式の破壊を呈した供試体では，荷重の増加に伴うコンクリートのはらみ出しにより，ひずみの計測が途中で困難となることがあった．このような供試体は構成則構築の際には破棄せざるを得なかったものの，表-2.8 に示すように，シリーズ 1，2 から鉄筋比や膨張ひずみの値に偏りなく，全 17 体から得られたデータを採用することが可能であった．

表-2.8 構成則の構築に使用した供試体一覧

圧縮力直交方向		圧縮力直交方向	
供試体名	膨張ひずみ (μ)	供試体名	膨張ひずみ (μ)
D10-0-1000	2200	D13-0.05-1000	1070
D10-0.05-500	620	D13-0.05-2000	3160
D10-0.05-1000	1260	D13-0.1-2000	2090
D10-0.05-2000	2080	D19-0-1000	1760
D10-0.1-1000	1140	D19-0-2000	5970
D10-0.1-2000	2080	D19-1-1000	6470
D13-0-1000	1530	D19-10-1000	2300
D13-0-2000	2260	D19-10-2000	7010
D13-0.05-500	560		

2.2.3.2 損傷の影響を考慮するパラメータの定式化

まず，最大強度時のひずみ ϵ'_{c0} を膨張ひずみの関数として与える．図-2.14 に，圧縮力直交方向の膨張ひずみ ϵ_1 と最大強度時のひずみとの関係を示す．なお ϵ_1 には，凍結融解試験終了時，各供試体に貼付されたひずみゲージによる測定値を用いた．図-2.14 では，実験データのばらつきがあるものの，膨張ひずみがゼロ，すなわち非損傷コンクリートでは 0.002 に一致するものとして，最大強度時のひずみを式 (2.3) のように表すこととする．なお，表-2.8 の供試体のうち，実験中に最大強度が得られる直前でひずみゲージが破損したものを除いたため，図-2.14 のプロット数は 10 個となっている．

$$\epsilon'_{c0} = 0.002 + 0.56\epsilon_1 \quad (2.3)$$

各供試体に対して，実験から得られた応力-ひずみ関係をよく表せる値として見出された係数 α と γ を表-2.9 にまとめる． α の値は，いずれの供試体でも 0.27 より大きい結果となった．これは，強度低下に及ぼす膨張ひずみの影響が，ひび割れの存在による影響よりも大きいことを示唆するものである． α と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係をシリーズ毎に図-2.15, 2.16 に示す．ふたつのシリーズで α と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係が異なることから，同程度の膨張ひずみを有していても，圧縮力の作用方向により力学的応答が異なることが示された．シリーズ 1 に着目すると，鉄筋比によって同じ膨張ひずみに対する α の値が異なる傾向が見て取れる．具体的には，鉄筋比が大きくなると同じ膨張ひずみに対する α の値が小さくなっている．これは定性的には，鉄筋の拘束により，膨張ひずみが強度低下に及ぼす影響が抑制されるような傾向を示唆していると考えられる．

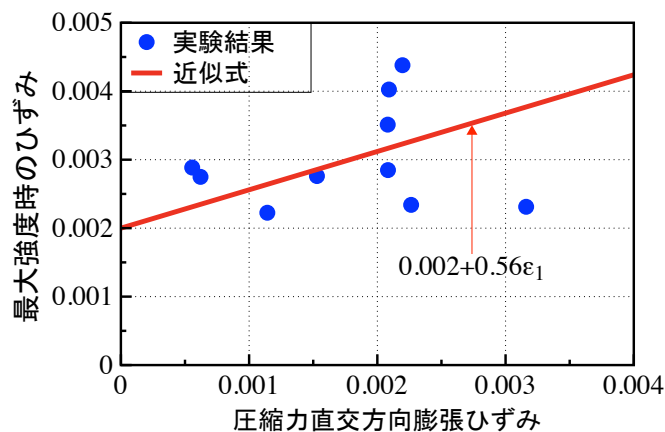


図-2.14 膨張ひずみが最大強度時のひずみに及ぼす影響

図-2.15, 2.16 から, α の値は, 膨張ひずみの関数として式 (2.4) のように見出された.

表-2.9 α と γ の値の組

供試体名 (シリーズ 1)	α	γ	供試体名 (シリーズ 2)	α	γ
D10-0-1000	4.35	1.36	D19-0-1000	0.45	1.72
D10-0.1-1000	2.45	1.54	D19-0-2000	2.51	1.43
D10-0.1-2000	4.10	1.37	D19-1-2000	3.10	1.26
D10-0.05-500	1.13	1.54	D19-10-1000	1.25	1.80
D10-0.05-1000	2.40	1.43	D19-10-2000	3.40	1.36
D10-0.05-2000	3.80	1.37			
D13-0-1000	2.55	1.40			
D13-0-2000	3.80	1.36			
D13-0.1-2000	3.80	1.37			
D13-0.05-500	1.15	1.55			
D13-0.05-1000	1.97	1.45			
D13-0.05-2000	1.80	1.32			

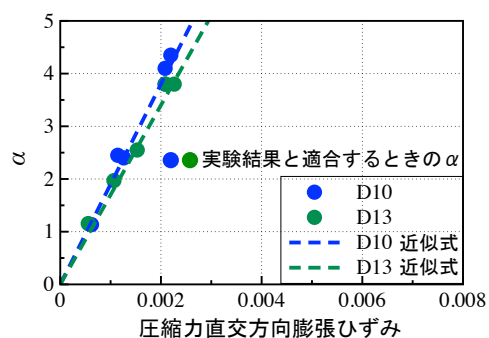


図-2.15 α と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係 (シリーズ 1)

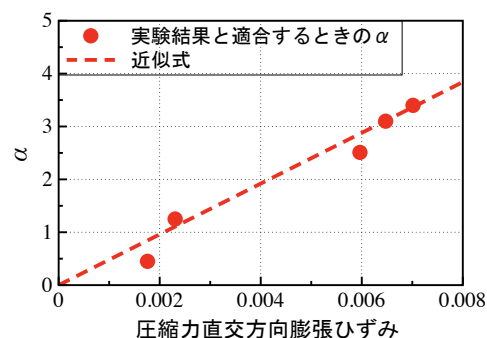


図-2.16 α と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係 (シリーズ 2)

$$\begin{cases} \alpha = 0.73 \times 10^3 \rho^{-0.194} \varepsilon_1 & \text{鉄筋軸直交方向に圧縮力が作用 (シリーズ 1)} \\ \alpha = 0.48 \times 10^3 \varepsilon_1 & \text{鉄筋軸平行方向に圧縮力が作用 (シリーズ 2)} \end{cases} \quad (2.4)$$

ここで, ε_1 : 圧縮力直交方向の膨張ひずみ, ρ : 鉄筋比 (%) である.

損傷によって応力-ひずみ関係の立ち上がりに見られる非線形性を表す係数 γ は, 表-2.9

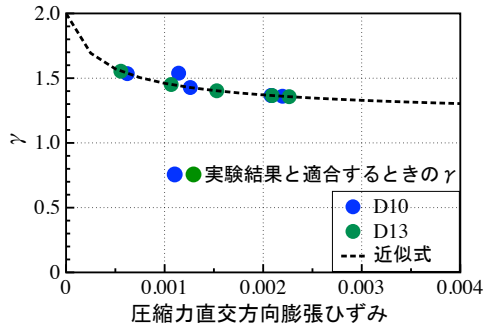


図-2.17 γ と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係 (シリーズ 1)

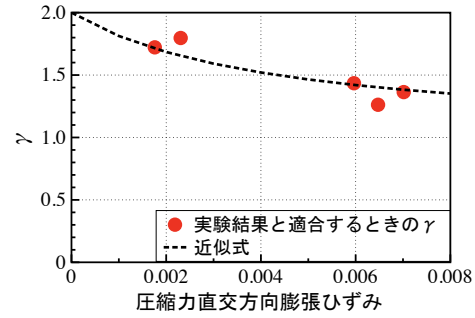


図-2.18 γ と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係 (シリーズ 2)

よりいずれも 2 より小さい結果となった。これは、損傷の影響により応力-ひずみ関係の形状が下に凸に近づくことを表しているものである。 γ と圧縮力直交方向膨張ひずみとの関係を図-2.17, 2.18 に示す。 α の場合と同様、圧縮力の作用方向により、同じ膨張ひずみに対応する γ の値が異なる結果となった。なお、図-2.17 に示したシリーズ 1 の結果からは、 α の場合とは異なり、 γ と膨張ひずみとの関係は鉄筋比によらないことが明らかとなった。以上から、 γ の値は、膨張ひずみがゼロ（非損傷）のとき Collins モデルの 2 に一致し、損傷度が大きくなるにしたがって 1 に漸近するような関数として、式 (2.5) のように与えられることが明らかとなった。

$$\begin{cases} \gamma = \frac{1}{[\ln(1 + 2.23 \times 10^3 \varepsilon_1)]} & \text{鉄筋軸直交方向に圧縮力が作用 (シリーズ 1)} \\ \gamma = \frac{1}{[\ln(1 + 0.23 \times 10^3 \varepsilon_1)]} & \text{鉄筋軸平行方向に圧縮力が作用 (シリーズ 2)} \end{cases} \quad (2.5)$$

ここで、 ε_1 は圧縮力直交方向の膨張ひずみである。

最終的に本章で提案する圧縮構成則は式 (2.6) である。Collins モデルは最大荷重時の前後で式が異なるものの、本研究は、部材解析において最大荷重以後の挙動までもを正確に捉えることを目的とするものではないため、ポストピーク域には、ピーク前の式に用いている損傷関数 β_{frc} をそのまま適用するに留めた。

式 (2.6) を、圧縮試験の結果から得られた応力-ひずみ関係と比較する。図-2.19, 2.20, 2.21 は、それぞれ D10, D13, D19 を配した RC 要素の応力-ひずみ関係を提案した構成則によりプロットし、実験結果と比較したものである。提案した構成則は、凍結融解作用による損傷度および圧縮力の作用方向によらず、実験結果を概ね再現可能であると言える。なお、シリーズの D13-0.05-500 および D13-0.05-2000 に着目すると、実験結果と

構築した構成則とが大きく乖離している．この原因として，この2体の実験から得られた応力-ひずみ関係が，構成則の構築で対象とした供試体の全体的な傾向とは異なるものであったことが考えられる．すなわち，図-2.12, 2.13のように， ϵ_1 が大きくなるほど強度が低下し応力-ひずみ関係に現れる非線形性も強くなる傾向に対して，D13-0.05-500とD13-0.05-2000には定性的に逆の傾向が現れている．したがって，この乖離が単に実験結果のばらつきによるものなのかについては，より多くの実験結果との比較を通じて確認していく必要があると思われる．

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma' = \beta_{ftc} f'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_{c0}} \right)^{\gamma_{ftc}} \right] \\ \epsilon'_{c0} = 0.002 + 0.56 \epsilon_1 \\ \beta_{ftc} = \frac{1}{0.85 + 0.27 (\epsilon_t / \epsilon'_c) + \alpha (\epsilon_1 / \epsilon'_c)} \\ \text{圧縮力作用方向が鉄筋に対して直交する場合} \\ \alpha = 0.73 \times 10^3 \rho^{-0.194} \epsilon_1 \\ \gamma = \frac{1}{[\ln(1 + 2.23 \times 10^3 \epsilon_1)]} \\ \text{圧縮力作用方向が鉄筋に対して平行な場合} \\ \alpha = 0.48 \times 10^3 \epsilon_1 \\ \gamma = \frac{1}{[\ln(1 + 0.23 \times 10^3 \epsilon_1)]} \\ \text{ポストピーク} \\ \sigma' = \beta_{ftc} f'_c \left[1 - \left(\frac{\epsilon'_c - \epsilon'_{c0}}{2\epsilon'_{c0} - \epsilon'_{c0}} \right)^2 \right] \end{array} \right. \quad (2.6)$$

ここで，各変数の定義は式 (2.1) と同じである．

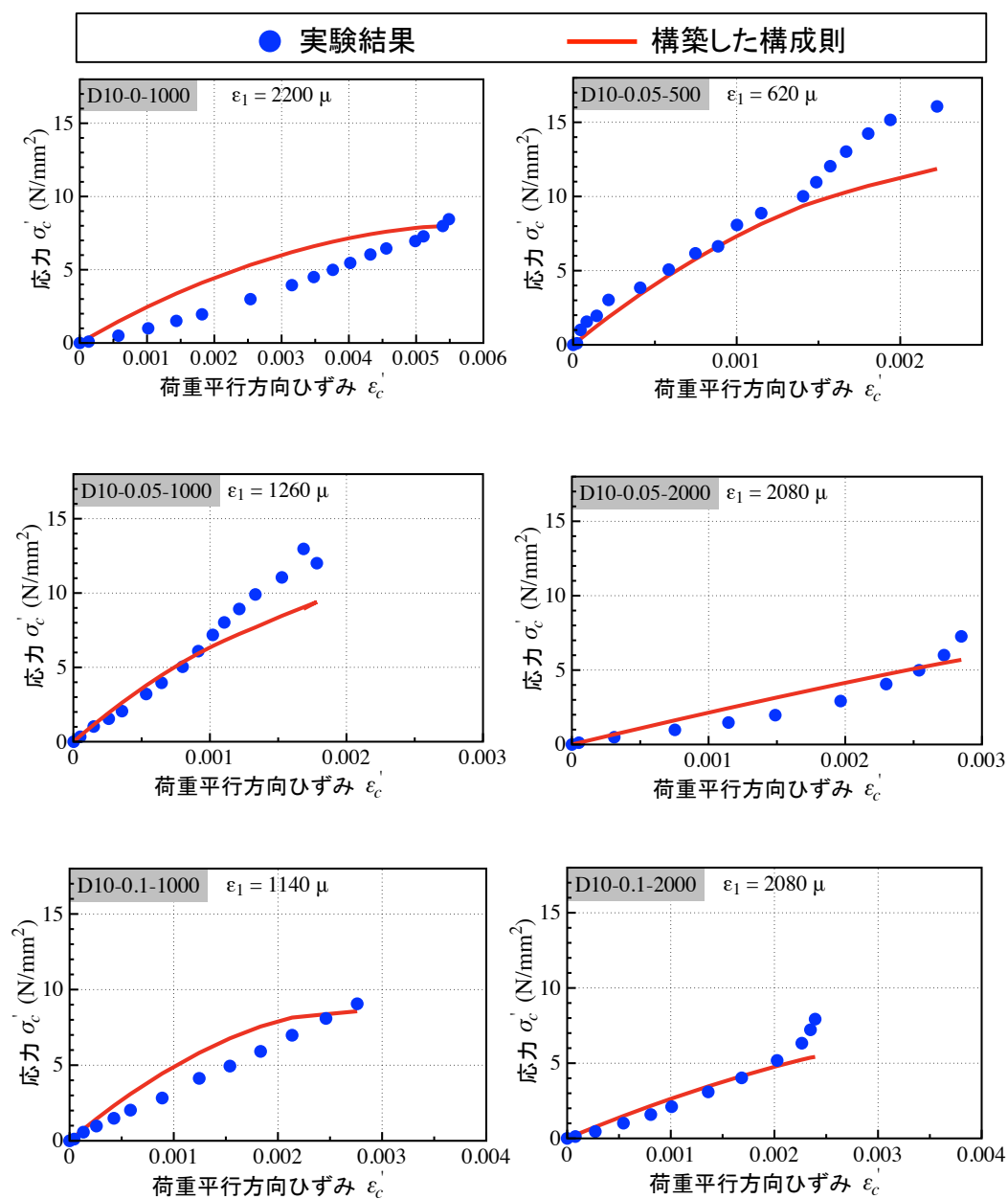


図-2.19 構築した構成則と実験結果との比較（シリーズ 1 D10）

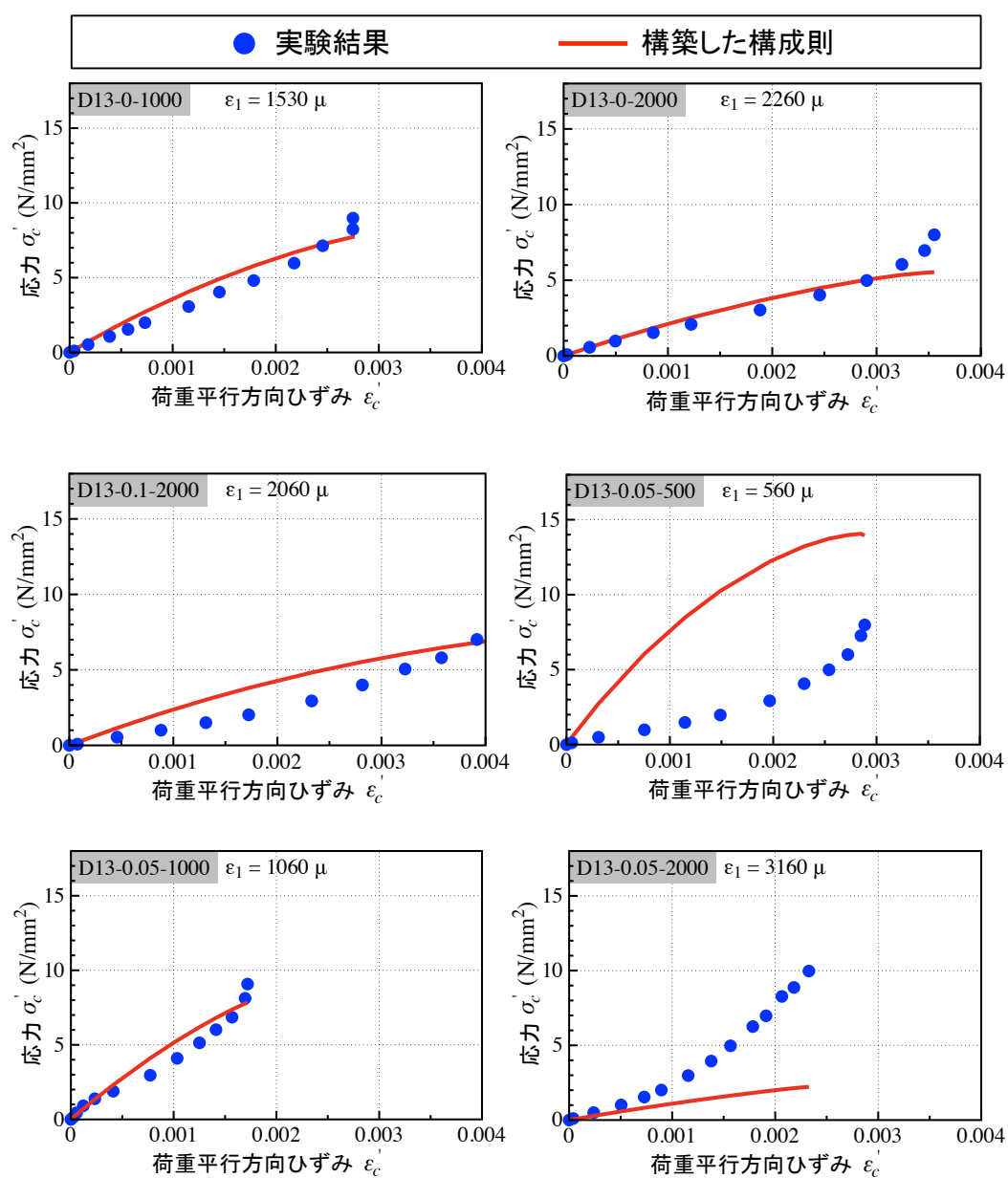


図-2.20 構築した構成則と実験結果との比較 (シリーズ 1 D13)

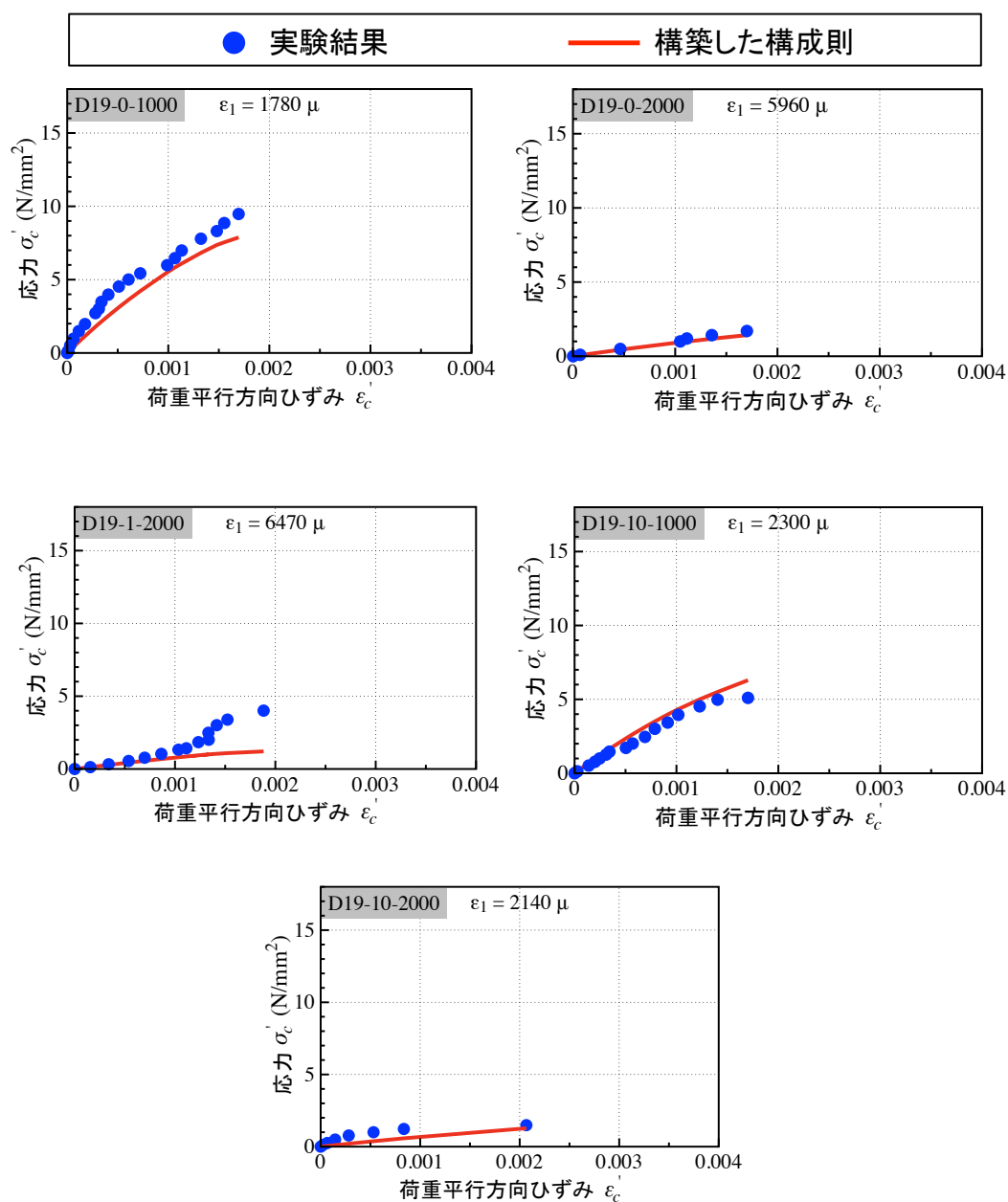


図-2.21 構築した構成則と実験結果との比較（シリーズ2 D19）

2.3 鉄筋とコンクリート間の付着構成則の構築

RC 構造物は、鉄筋とコンクリート間で付着が良好な状態に保たれていることを前提に設計されている。例えば、曲げを受ける RC はりの断面解析では、鉄筋とコンクリート間の完全付着を前提として、終局曲げモーメントを求める。したがって、付着が損なわれることにより、RC 構造物が期待通りの力学的挙動を示さない可能性が生まれる。特に、本研究のように、鉄筋位置にまで凍結融解作用による損傷が進行した部材を対象とした場合、その挙動は、適切な付着構成則（付着応力 τ とすべり S との関係）の下で評価される必要がある。鉄筋とコンクリート間の付着問題は、微小 RC 要素に作用する力の釣り合いを考えることで、式 (2.7) に示されるような微分方程式を解く問題に帰着する。この微分方程式を解くために必要な関係式が、付着応力とすべりとの関係であり、凍結融解作用による損傷の影響を考慮可能な $\tau - S$ 関係を構築することが本節の目的である。

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = \frac{1 + n\rho}{E_s A_s} \tau_x \phi \quad (2.7)$$

ここで、 x : 鉄筋軸方向、 S_x : すべり、 E_s : 鉄筋のヤング係数 (MPa)、 A_s : 鉄筋断面積 (mm^2)、 τ : 付着応力 (MPa)、 n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (E_s/E_c)、 ρ : 鉄筋比である。

2.3.1 既往の研究

式 (2.7) は鉄筋軸方向の 1 次元問題として付着応力とすべりを捉えたものであるが、実際は、鉄筋のふしを介してかぶりコンクリートに 3 次元的な力の伝達が行われている。すなわち、鉄筋とコンクリート間の応力伝達機構に基づいて付着応力の大きさを定量化するには、鉄筋周囲のコンクリートの状態を把握することが不可欠である。このことは、Goto [12] によって鉄筋近傍に生じた付着ひび割れが可視化されたことで、広く認識された。また、それ以前の先駆的な研究として、Lutz と Tepfers の研究を挙げることができる。Lutz [13] は、鉄筋から伝播する付着力の影響によるかぶりコンクリートの変形や応力状態の変化を、FEM 解析を用いて詳細に検討している。この Lutz の研究をもとに、Tepfers [14] はかぶりコンクリートの応力状態を、一様に内圧を受ける中空円筒の軸対称問題としてとらえ、かぶりコンクリートが付着力によって周方向に割裂する応力を定量的に示した。

さらに、これまで多くの研究者によって、付着応力とすべりの関係が提案されてきた。国内では、六車ら [15] が、式 (2.7) の微分方程式を出発点とし、付着応力とすべりの関係を実験的に定めた。これは、付着応力ーすべり関係に非線形性を考慮した世界初の事例と

されている。海外では、Nilson [16] や Mirza and Houde [17] が、すべりの高次関数として付着応力を定式化している。さらに、森田、角 [18] は、六車らの研究の拡張として、繰返し荷重下における付着応力-すべり関係を定式化した。他に繰返し荷重をターゲットとした付着応力-すべり関係として、Ciampi et al. [19] が、柱とはりの接合部を模した供試体に対する試験結果から導いたものがある。このように多くの付着応力-すべり関係が提案されてきたにも関わらず、付着応力とすべりの関係は、コンクリート強度や鉄筋径、さらには端部での境界条件など、さまざまな要因によって影響を受けるので、これらの要因を統一的にひとつの式で扱うことは困難とされてきた。

このような問題に対して島らは、付着応力とすべりの関係に、鉄筋のひずみ ε の影響をとり入れた τ - S - ε 関係（以下、島モデル）を提案し、境界条件（埋め込み長）のちがいで生じる付着応力-すべり関係の変化を、ひとつの式で表現できることを示した [20]。他にも、Tepfers の研究 [14] に基づき、かぶりコンクリートの応力状態のモデル化を出発点とした付着応力-すべり関係も、いくつか提案されている。代表的なものとして、Den Uijl and Bigaj [21] は、かぶりコンクリートの拘束応力を付着応力とすべりとの関係に取り入れ（以下、Bigaj モデル）、島らの実験結果とよく一致するモデルを構築している。

凍結融解作用が付着特性に及ぼす影響を検討した例は限られているが、そのほとんどは、コンクリート立方体の中央に鉄筋を埋め込んだ供試体を用いた引抜き試験を採用している [22–26]。これらの研究では、使用した供試体の寸法や凍結融解作用による損傷度に差はあるものの、実験的に得られた知見は以下の2点にまとめられる。すなわち、凍結融解作用による損傷度により、(1) 最大付着強度とそれに対応するすべり量に変化する点と、(2) 最大付着強度に達した後の軟化挙動が異なる点、である。この原因は、いずれの研究でも、凍結融解作用によってかぶりコンクリートが劣化した影響によるものと結論づけられており、その影響は、相対動弾性係数 (RDME) の関数として付着応力とすべりの関係に取り入れられることが多い [23–26]。Shih et al. [22] および Xu et al. [26] は、単調載荷のみでなく、繰返し載荷も行っている貴重な例であり、Petersen et al. [24] は、鉄筋近傍とその周囲の領域とで異なる材料劣化度が、付着応力とすべりとの関係に影響することに言及している。

一方、三河、佐藤 [27] は、材長が 1m の RC 角柱の両引き試験を通じて、興味深い結果を報告している。それは、凍結融解サイクル中に水分を供給せず、かぶりコンクリートの劣化がほとんど見られない場合にも、付着応力が低下するという事実である。これは、かぶりコンクリートの材料劣化以外にも付着劣化機構が存在することを示唆しており、また、付着構成則を定式化する際にも、単に RDME を取り入れるのみでは不十分である可能性を示している。実構造物が置かれる状況に鑑みても、かぶりコンクリートが鉄筋近傍まで均一に劣化するような状態は考えづらい。したがって、付着劣化機構に基づいた上

で、鉄筋近傍とかぶりコンクリートの損傷性状が付着応力に及ぼす影響を分けて扱えるような構成則が合理的であると考えられる。

2.3.2 凍結融解作用による付着劣化機構の考察

2.3.2.1 実験概要と使用供試体

本研究で提案する付着構成則は、三河の実験結果 [27] に基づいて考察した付着劣化機構を取り入れたものであるため、その実験概要と結果について言及する。

供試体は図-2.22 に示すように、D16 鉄筋を 10cm 四方のコンクリート角柱供試体の中央に 1 本埋設したものである。引張試験時に治具と連結させるため、端部には D25 鉄筋が予め溶接されており、D16 鉄筋にはひずみゲージが 100mm 間隔で貼付されている。両シリーズにおける、コンクリートの配合と使用した D16 鉄筋の材料特性を表-2.10 にまとめる。いずれのシリーズでも、凍結融解作用による損傷を早期に発現させることを意図して、単位水量と水セメント比を大きめに設定し、また、AE 剤は使用していない。鉄筋のヤング係数と降伏強度は、引張試験から得られた値であり、1 軸引張供試体に使用したものと同様の鉄筋から切り出した 3 本の試験片の平均値である。供試体一覧を実験変数とともに表-2.11 に示す。実験変数は、凍結融解試験時のひび割れの有無、水分供給の有無、凍結融解サイクル数の 3 つとし、全 9 体の供試体を作製した。実験変数は、水分供給による材料劣化および温度変化が、付着性状に及ぼす影響を個別に検討する目的で設定した。供試体名の P は凍結融解試験前のひび割れの導入を、W は凍結融解試験中の水分供給を意味し、これらに該当しない供試体を N とする。アルファベットに続く数字は、凍結融解サイクル数を示している。S100, PS100 の 2 体は、内部の温度変化を測定するために作

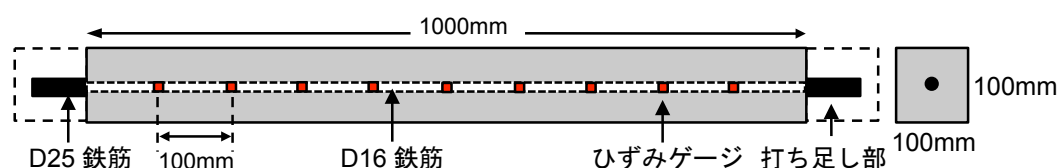


図-2.22 供試体諸元

表-2.10 配合条件（左）と鉄筋の力学特性値（右）

W/C	水	セメント	細骨材	粗骨材	細骨材率	ヤング係数	降伏強度
(%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(%)	(GPa)	(MPa)
55	165	300	889	1125	45	177	351

表-2.11 供試体一覧

供試体	ひび割れの有無	水分供給の有無
N0	無	無
W50	無	有
PW50	有	有
N100	無	無
PN100	有	無
PW100	有	有
S100	無	無
PS100	無	無

製されたものである。

実験の手順としては、まず、ひび割れを導入する供試体に対してプレ引張試験を行い、N0を除くすべての供試体を凍結融解試験に供したのち、再度一軸引張試験を行った。凍結融解試験時に端部のD25鉄筋を露出させると急激な温度変化が生じ、実環境と大きく異なる状態になることが懸念されたため、鉄筋を塩ビパイプで覆い、コンクリートを打ち足したのちに凍結融解試験を行い、試験後には取り取った。また、水分供給の有無による劣化度の違いを確認するため、同じバッチから直径100mmの円柱供試体を作製し、一軸圧縮試験を行った。

凍結融解試験は、大型外的環境制御室を用いて行われた。これは、部材レベルの大型供試体でも、任意の温度履歴の下で凍結融解試験ができるよう開発されたものである。水分を供給する供試体は、ステンレス製のプール内に水を満たした状態で試験に供した。凍結融解の温度履歴を供試体中心部の温度とともに図-2.23に示す。これは、凍結ステップで供試体中心部の温度が -20°C まで低下し、プール内の水が完全に凍結することに加え、融解ステップでプール内の氷がすべて融解することが達成されるよう、事前に見出された履歴である。

一軸引張試験は、図-2.24に示したように、供試体を水平に設置して行った。両端の鉄筋をカプラーでロッドに接続し、一方は反力桁に固定、もう一方をセンターホールジャッキに接続して引張力を作用させた。供試体と反力桁間の摩擦を低減するために、ローラーを2箇所を設置した。試験中は、ジャッキとカプラー間のロードセルによって荷重を、供試体表面に100mm間隔で貼付したコンタクトチップとコンタクトストレインゲージによってひび割れ幅を計測した（図-2.25参照）。

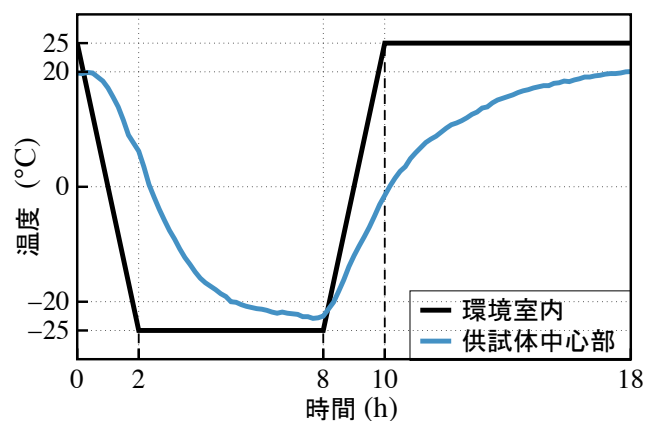


図-2.23 凍結融解試験の温度履歴

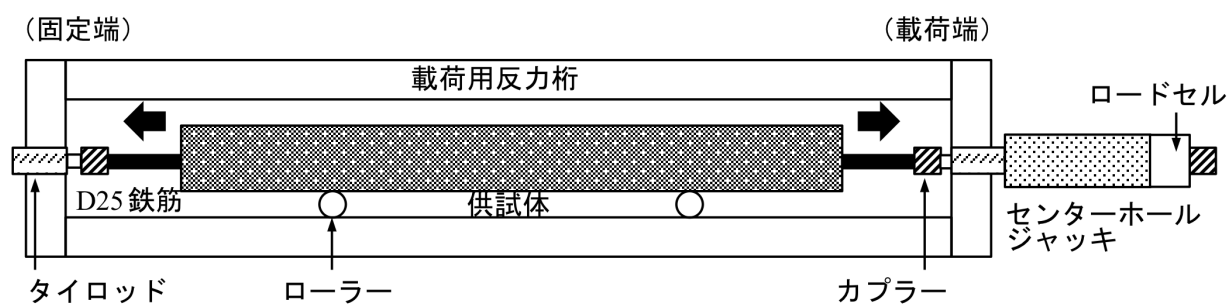


図-2.24 1軸引張試験の荷重方法



図-2.25 コンタクトストレインゲージによるひび割れ幅の測定

2.3.2.2 実験結果

一軸引張試験の結果を、平均付着応力と平均ひずみとの関係として整理する。平均ひずみは、コンタクトチップを用いて計測したひずみの全計測区間における平均値であり、平均付着応力とは、隣接する区間の平均ひずみの勾配を用い、式 (2.8) から求めた付着応力を全計測区間で平均した値である。ひずみゲージで測定した値を用いず平均値として整理した理由は、ゲージの防水処理が完全でなく、いくつかの点でデータの欠測があったこと、また、欠測がなくとも、任意の荷重時におけるひずみ分布が、ひび割れ位置を反映したものではなかったからである。

$$\tau = \frac{E_s D}{4} \frac{d\varepsilon}{dx} \quad (2.8)$$

ここで、 x : 鉄筋軸方向、 E_s : 鉄筋のヤング係数 (MPa)、 D : 鉄筋径 (mm)、 ε : 鉄筋ひずみである。

以上のように求めた平均付着応力と平均ひずみとの関係を図-2.26 に示す。同図 (b) では、凍結融解試験前にひび割れを導入するために行ったプレ引張試験の結果も合わせて示した。プレ引張試験では、40kN まで引張力を与え、ひび割れ幅が 0.1mm 程度となったのちに除荷した。PW50, PN100, PW100 にはいずれも 4 本のひび割れが発生し、完全に除荷した時の残留ひび割れ幅は 0.03mm 程度であった (図-2.27 参照)。また、一軸引張試験終了時の平均ひび割れ間隔は、最も小さかった N0 で 160mm (ひび割れ 5 本)、最も大きかった W100 で 250mm (ひび割れ 3 本) であった。図-2.28 に一軸引張試験終了後のひび割れ図を、凍結融解試験に供した供試体の外観とともに示す。凍結融解試験中に水分を供給した W100 と PW100 供試体が、他の供試体と比較してかぶりの劣化度が大きいことが分かる。なお、ここでは平均応力と平均ひずみとの関係により力学的応答を整理しようとしており、この観点でひび割れ間隔の半長を考えると、図-2.26 は 80~120mm 程度の要素長の平均的な劣化特性を反映した結果と言え、非線形 FEM における部材解析において想定している要素寸法 (50~100mm 程度) とほぼ一致する領域を対象としていることになる。凍結融解試験前にひび割れを有すると、ひび割れから水分や冷気が侵入して付着劣化が促進されることが考えられる。図-2.26(b) で、PW100 の平均付着応力が最も低下していることや、凍結融解サイクル数の差が同じ平均ひずみに対応する平均付着応力の大きさにも反映されていることから、平均値を用いた整理でも、ひび割れや水分供給の有無による付着劣化特性の違いを捉えられていると推察される。ここで注目すべきは、N100 と PN100 の結果である。凍結融解試験中、温度変化のみを与えた両供試体で平均付着応力が低下しており、同じ平均ひずみに対応する平均付着応力を比較すると、その低下度

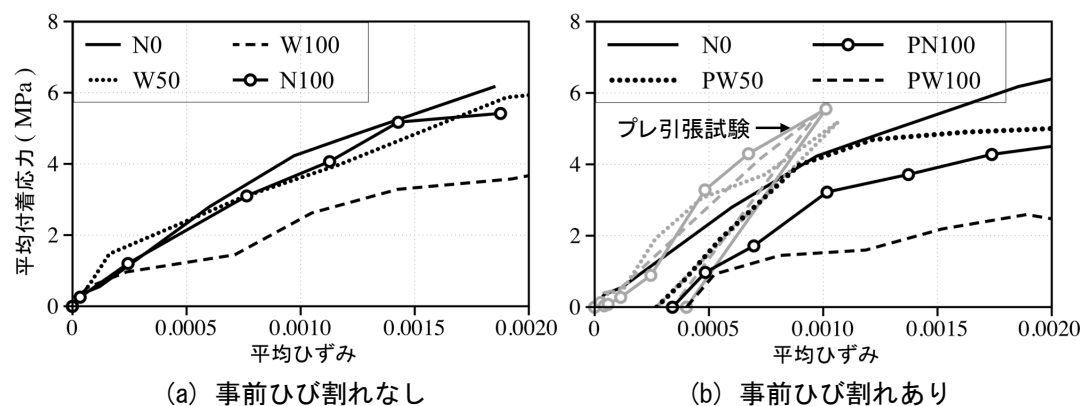


図-2.26 平均付着応力と平均ひずみとの関係

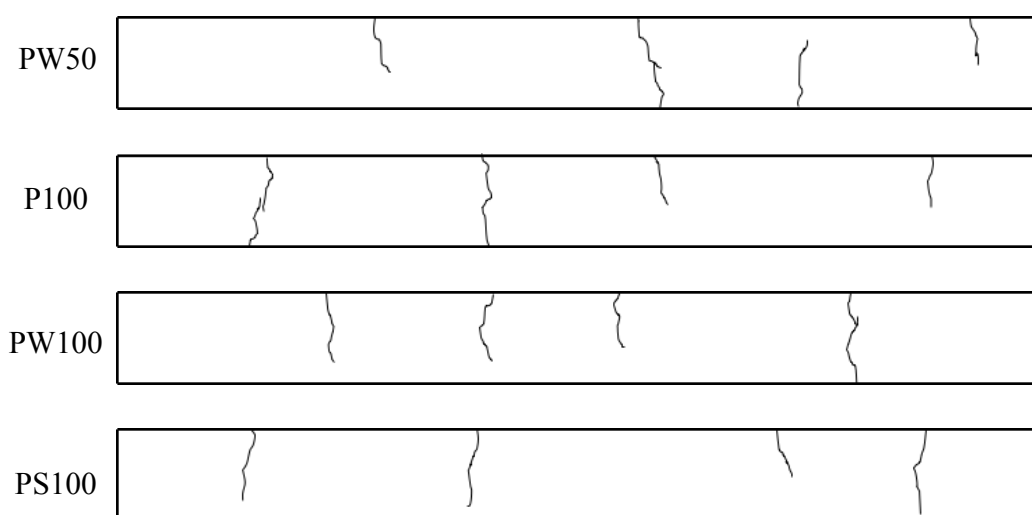


図-2.27 プレ引張試験におけるひび割れ図

は、試験前にひび割れを導入した PN100 の方が大きい。

2.3.2.3 付着劣化機構の整理

これまで、凍結融解作用による付着劣化は、かぶりコンクリートの表面から徐々に劣化が進行した結果として説明されてきた [22, 23, 26]。しかし水分供給がなければ、温度変化を受けてもかぶりコンクリートはほとんど劣化しない。したがって、N100 と PN100 に見られる付着劣化は、従来とは異なる機構によって生じたと考えられる。付着応力は、鉄筋のすべりに対する周囲のコンクリートの拘束の大きさを反映したものであると考えられており、かぶりコンクリートの材料劣化に起因する付着損傷は、この拘束力が損なわれた結果であることは想像に難くない。しかしながら、かぶりコンクリートの拘束が十分にあって、例えば丸鋼を用いた場合に大きな付着応力が期待できないように、拘束に加

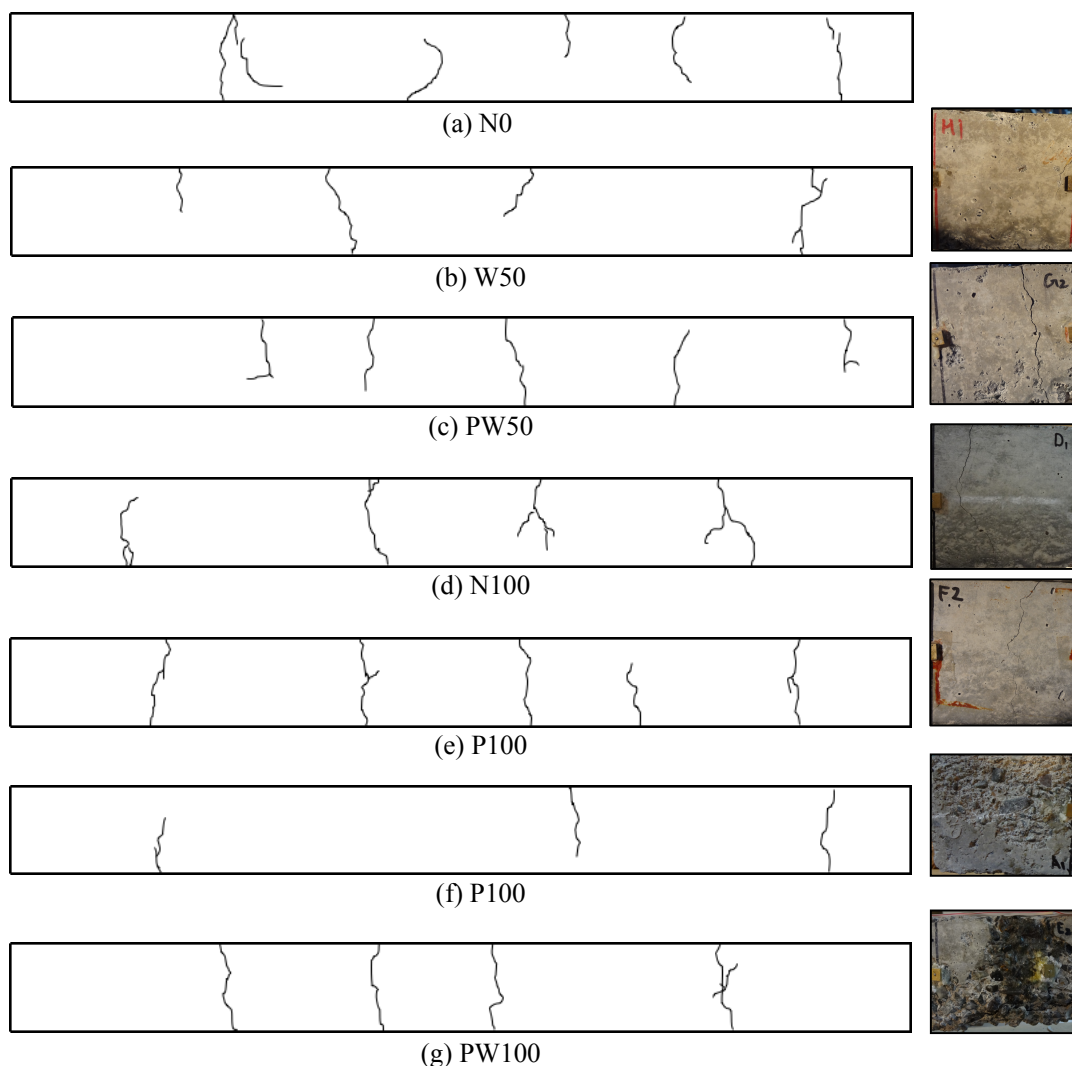


図-2.28 一軸引張試験後のひび割れ図（左）と凍結融解試験に供した各供試体の外観（右）

え，界面における摩擦が付着機構では重要である．

図-2.29 は，凍結融解試験中の S100 と PS100 で測定された，最大温度と最低温度の差異を示したものである．それぞれの供試体で，鉄筋近傍に埋設された熱電対と，表面近くに埋設された熱電対を用いて計測されたデータが示されている．図-2.29 から，どちらの位置においても，凍結融解試験前にひび割れを導入した PS100 内における温度の差異が，S100 内のそれよりも大きいことが明らかである．この鉄筋近傍においても生じている温度変化が，付着劣化を招いていると考えられる．鉄筋とコンクリートは，線膨張係数は同じであることが知られているが，比熱は倍程度異なるため，鉄筋はコンクリートよりも温度変化が生じやすい材料と言える．同じ凍結融解環境下であっても鉄筋とコンクリートに

生じる温度変化が異なれば、温度ひずみの違いにより界面にずれが生じ、付着応力の低下を招くことが予想される。この劣化機構によって、N100と比較してPN100の付着劣化度が大きいことも説明がつく。すなわち、ひび割れ位置で鉄筋が直接温度変化にさらされ、周囲のコンクリートに対する温度ひずみの差異が大きくなったことによるものと推察される。なお、S100およびPS100に埋め込んだ熱電対からは、2体の内部に生じた温度変化に有意な差異が見られなかった。これは、PS100に導入したひび割れの位置が熱電対の位置と一致していなかったことが原因であると思われる。

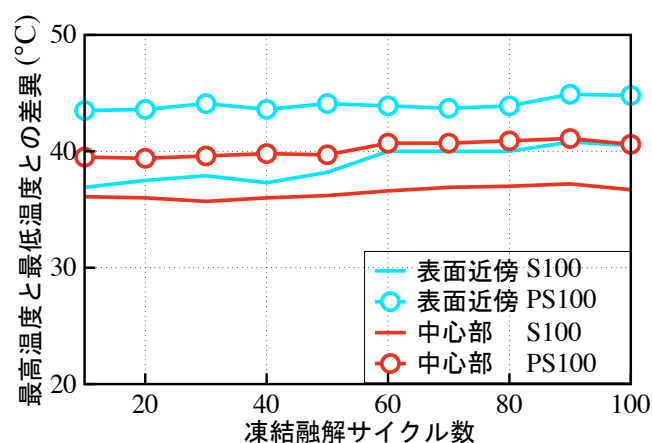


図-2.29 凍結融解試験中の最大温度と最低温度の差異

2.3.3 付着構成則の構築

2.3.3.1 ベースとなる既往の付着構成則

島らは、 $\tau - S$ 関係に鉄筋ひずみの影響を取り入れることで、境界条件によって異なる付着性状を1つの式で表した [20] (以下、島モデル、式 (2.9))。温度変化による摩擦低下は、周囲のコンクリートに対して鉄筋の相対変位を容易にすると考えられる。それゆえ、摩擦低下を付着応力に及ぼす鉄筋ひずみの影響としてモデル化することが可能な島モデルを基本形として、付着劣化機構をモデル化していく。

$$\begin{cases} \tau = f_c' k \ln(1 + 5 \times 1000 S / D)^3 \cdot g(\epsilon) \\ g(\epsilon) = 1 / (1 + \epsilon \cdot 10^5) \end{cases} \quad (2.9)$$

ここで、 S : すべり (mm), D : 鉄筋径 (mm), ϵ : 鉄筋ひずみ, $k = 0.73$ (定数) である。

凍結融解作用を受けたコンクリートは、強度だけでなく応力-ひずみ関係が大きく変化

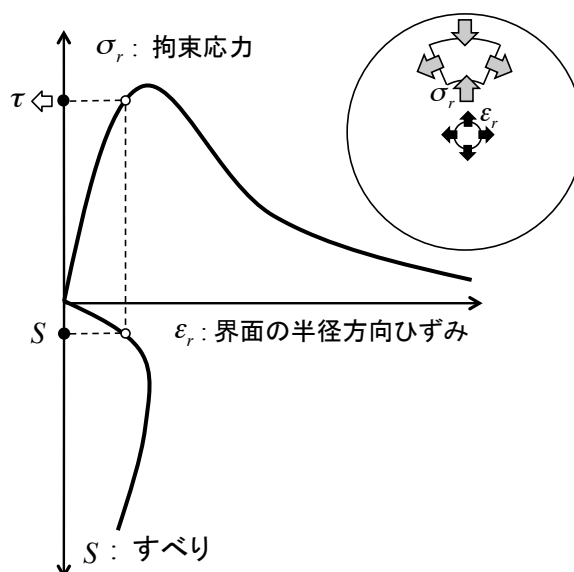


図-2.30 Bigaj モデルの模式図

することが知られているため、島モデルのみでは、かぶりコンクリートの特性変化を考慮するのに不十分である。そこで、かぶりコンクリートの応力-ひずみ関係を拘束力に反映させることが可能な、Bigaj and Den Uijl のモデル（以下、Bigaj モデル）を参考にする。

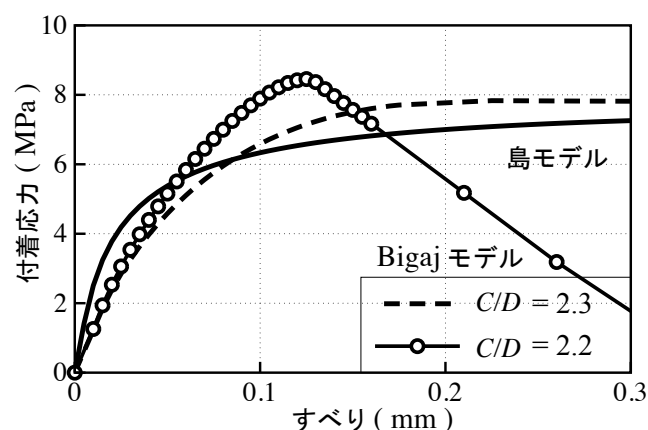
Bigaj モデルの概要を図-2.30 に示す。かぶりコンクリートの拘束応力 (σ_r) は、厚肉円筒が内圧を受けた場合の厳密解 [28] に基づき、仮想ひび割れ [29] と引張軟化則とを考慮して評価されている。 σ_r を $\tau - S$ 関係に反映させるには、鉄筋軸方向の挙動と半径方向の挙動とを関連づける必要があり、Bigaj モデルでは界面の半径方向ひずみ (ε_r) がその役割を果たしている。拘束応力 (σ_r) と界面の半径方向ひずみ (ε_r) との関係はかぶりコンクリート内の応力の釣り合いを解くことで求められ、任意の ε_r に対する σ_r の大きさに、かぶりコンクリートの応力-ひずみ関係が反映される。

2.3.3.2 付着劣化機構のモデル化

2.3.3.3 モデルの適用が可能なかぶり厚の範囲

式 (2.9) の島モデルは、かぶりが小さい部材には適用できないことが、飯塚ら [30] によって指摘されている。それゆえ、かぶり厚の影響を考慮できる Bigaj モデルを利用して劣化機構のモデル化を行う前に、両モデルが適用可能なかぶり厚の下限を予め確認しておく必要がある。

図-2.31 に、Bigaj モデルにおいて、かぶり厚を鉄筋径で除した C/D を変化させた場合

図-2.31 かぶり厚を変数とした両モデルの $\tau - S$ 関係

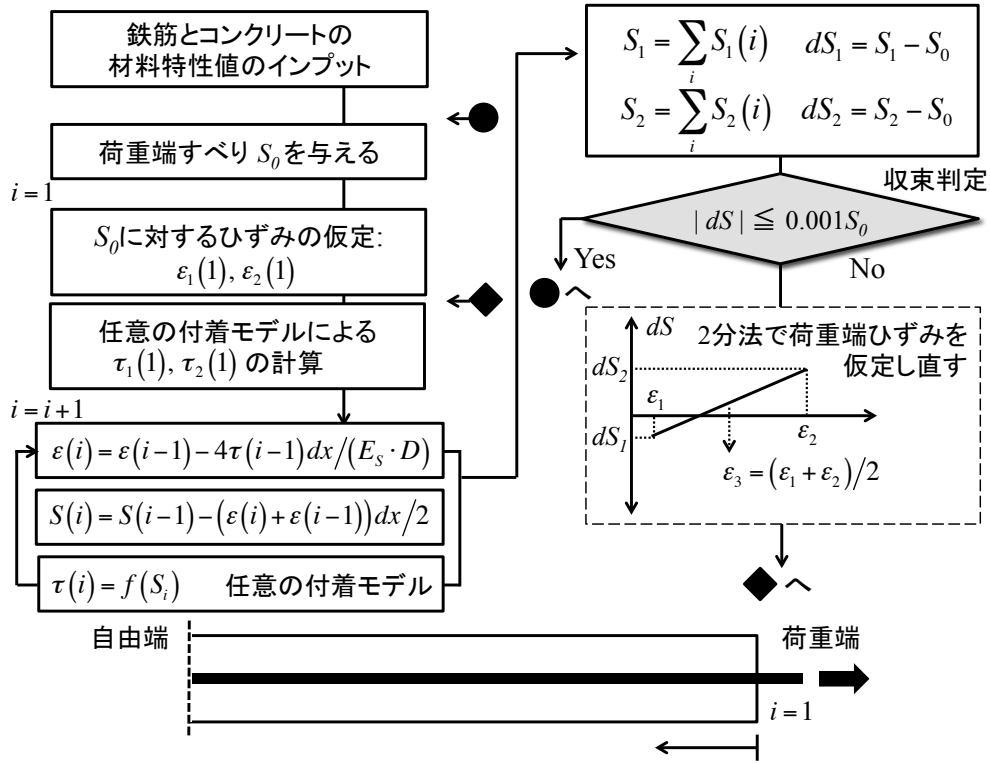
の $\tau - S$ 関係と島モデルとの比較を示す．ここで示す $\tau - S$ 関係は，鉄筋軸方向 1 次元の力の釣り合いと変形の適合のみを考慮した逐次計算（図-2.32 参照）から得られたものである．定着長が十分に長い場合の境界条件（自由端で $\varepsilon = S = 0$ ）が想定されており，鉄筋に沿った各位置の $\tau - S$ 関係は等しい．

図-2.31 では， $C/D = 2.3$ の場合に両モデルから得られる $\tau - S$ 関係がほぼ一致するが， $C/D = 2.2$ の場合では，Bigaj モデルでかぶりの割裂が生じ， $\tau - S$ 関係が異なることは確認された．これは， C/D が 2.0 程度までであれば，式 (2.9) の $g(\varepsilon)$ で鉄筋ひずみの影響を評価できるという飯塚らの見解とも符号する．なお，図-2.22 で示した一軸引張試験体の C/D は 2.6 であった．

2.3.3.4 かぶりコンクリートの材料劣化による劣化機構

Bigaj モデルでは，任意のすべりに対する拘束応力の剛性が大きいほど，付着応力も大きくなる．この拘束応力の剛性は，かぶりコンクリートのヤング係数 (E_c) により決定されるが，かぶり厚が非常に大きい場合には，この剛性の大きさは一定になると考えられる．島モデルは，かぶり厚が非常に大きい部材への適用を前提として考えると，式 (2.9) における $\tau - S$ 関係の剛性，すなわち k は，拘束の剛性の大きさを反映した定数であると解釈できる．したがって， k を E_c と関連づけることで，かぶりコンクリートの材料劣化のモデル化が可能となる．以下，凍結融解作用を受けた場合の力学特性値に添字 *dam* を付け，劣化のない場合と区別する．

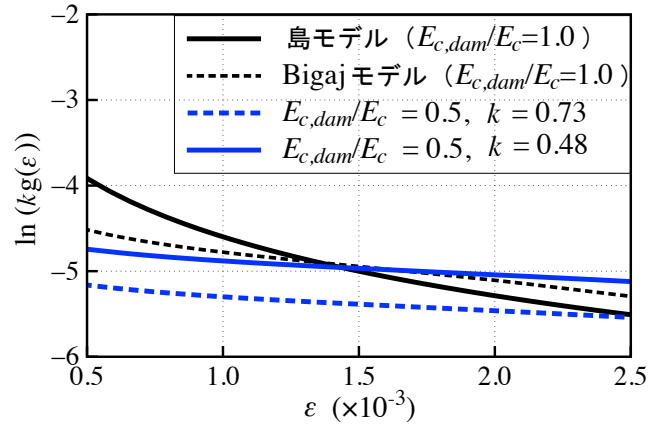
島らは，式 (2.9) を変形した式 (2.10) に，実験から得られた τ, S, ε を代入することで k を決定している．これを参考に，凍結融解作用によるヤング係数の低下率を $E_{c,dam}/E_c$ とし，以下のような手順で k と $E_{c,dam}/E_c$ とを関連づけた．

図-2.32 十分に長い付着長を想定した $\tau - S$ 関係の計算フロー

$$kg(\varepsilon) = \frac{\tau}{f'_c \ln(1 + 5 \times 1000S/D)^3} \quad (2.10)$$

- 1) Bigaj モデルを用いた数値計算（図-2.32 参照）から、任意の $E_{c,dam}/E_c$ が反映された $\tau - S$ 関係を得る。
- 2) 得られた τ, S を式に代入することで、任意の $E_{c,dam}/E_c$ が反映された $kg(\varepsilon)$ を得る。
- 3) k を変化させることで、任意の ε と Bigaj モデルから得られた $kg(\varepsilon)$ との関係が、島モデルのそれに最も近づくような k の値を決定する。

図-2.33 に、Bigaj モデルにおいて $E_{c,dam}/E_c=0.5$ を考慮した場合の一例を示す。 k 式 (2.9) のとる範囲が大きいため、縦軸は対数をとって表した。同図では、 $k=0.73$ のとき、Bigaj モデルから求めた $kg(\varepsilon)$ は島モデルのそれと乖離しているが、 $k=0.48$ のときに両者は概ね一致する。このように、任意の $E_{c,dam}/E_c$ に対し k を決定する作業を繰り返すと、両者の関係は式 (2.11) のように見出される。

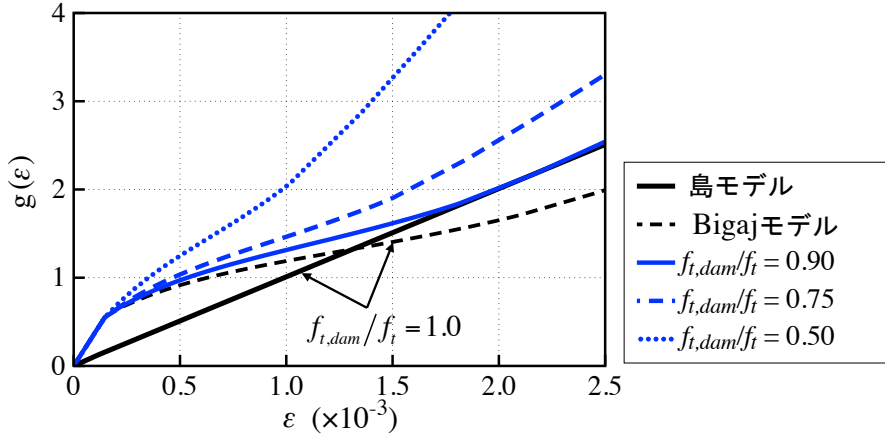
図-2.33 E_c の低下が $kg(\epsilon) - \epsilon$ 関係に及ぼす影響

$$k = f_1(E_{c,dam}) = 0.73(E_{c,dam}/E_c)^{0.56} \quad (2.11)$$

ここで、 $E_{c,dam}$: 凍結融解作用により低下したかぶりのヤング係数 (MPa), f_1 : かぶりの材料劣化の影響を考慮する関数である。

2.3.3.5 界面における摩擦低下による劣化機構

かぶりコンクリート内の鉄筋近傍には付着ひび割れが存在し [12], これは、周方向に生じる引張応力が、かぶりコンクリートの引張強度を越えたときに発生するものと解釈されている [14]。この付着ひび割れの発生によって界面の摩擦が低下し、周囲のコンクリートに対する鉄筋の相対変位が容易になる。このように、鉄筋近傍のコンクリートの引張強度と界面の摩擦との間には大きな関連性があると考えるのが自然である。界面の摩擦低下を引張強度の変化として考慮するにあたって、 $E_{c,dam}/E_c$ と k とを関連づけた場合と同様の手法を用いる。図-2.34 には、凍結融解作用による引張強度の低下率を $f_{t,dam}/f_t$ として、式 (2.10) の両辺を k で除した場合の $g(\epsilon)$ と ϵ との関係が示されている。図-2.34 で、 $g(\epsilon)$ の傾きが 1 となるのが、島モデルである。これに対して Bigaj モデルから得られた $g(\epsilon)$ は、引張強度の低下が大きいほど、その傾きも大きい。これは、Bigaj モデルにおける鉄筋近傍のコンクリートの引張強度の低下、すなわち界面の摩擦の低下が、島モデルにおける鉄筋ひずみが付着応力に及ぼす影響、すなわち関数 $g(\epsilon)$ の傾きに対応していることを意味する。Bigaj モデルから得られた $g(\epsilon)$ は高次関数の形状を呈しているが、シンプルな形の定式化を優先し、これを 1 次関数 (直線) を見なす。この傾きを α とおき、引張強度の低下度と関連付けたのが式 (2.12) である。以上の検討により得られた付着構成則は、式 (2.13) のようになる。

図-2.34 f_t の低下がひずみ関数 $g(\varepsilon)$ に及ぼす影響

$$\alpha = f_2(f_{t,dam}) = (f_{t,dam}/f_t)^{-1.3} \quad (2.12)$$

ここで、 $f_{t,dam}$: 凍結融解作用により低下した鉄筋近傍のコンクリートの引張強度 (MPa), f_2 : 界面の摩擦低下による付着劣化を考慮する関数である。

$$\begin{cases} \tau = f'_{c,dam} \frac{f_1(E_{c,dam}) \ln(1 + 5 \times 1000S/D)^3}{1 + f_2(f_{t,dam}) \cdot \varepsilon \times 10^5} \\ f_1(E_{c,dam}) = 0.73(E_{c,dam}/E_c)^{0.56} \\ f_2(f_{t,dam}) = (f_{t,dam}/f_t)^{-1.3} \end{cases} \quad (2.13)$$

ここで、 $f'_{c,dam}$: 凍結融解作用により低下したかぶりの圧縮強度 (MPa), $E'_{c,dam}$: 凍結融解作用により低下したかぶりのヤング係数 (MPa), $f_{t,dam}$: 凍結融解作用により低下した鉄筋近傍のコンクリートの引張強度 (MPa), S : すべり (mm), D : 鉄筋径 (mm) である。

2.3.4 試験結果との比較による構成則の妥当性の検証

2.3.4.1 検証方法の概要

前節で提案した構成則式 (2.13) の妥当性を検証するため、一軸引張試験 [27] から得られた平均付着応力-平均ひずみ関係との比較を行う。提案式 (2.13) を用いた平均付着応力-平均ひずみ関係の計算フロー [18] を図-2.35 に示す。図-2.35 では、両引き試験の境界条件 (ひび割れ間中央で $\varepsilon \neq 0$) が想定されており、試験から得られた平均ひび割れ間隔の半長で付着応力とひずみが平均化されている。

式 (2.13) を用いるためには、2つの付着劣化機構を考慮するために引張強度比 ($f_{t,dam}/f_t$) およびヤング係数比 ($E_{c,dam}/E_c$) を推定する必要がある。凍結融解作用によるコンクリー

トの力学特性値の低下とよく対応する指標としては、RDME がよく知られている。そこで、実験から得られた円柱供試体の圧縮強度比に基づいて、図-2.36 に示すように、RDME と力学特性値比とを関連づけた既往の研究 [31, 32] を参考に各劣化度を推定した。各ケースで推定された劣化度を表-2.12 に示す。

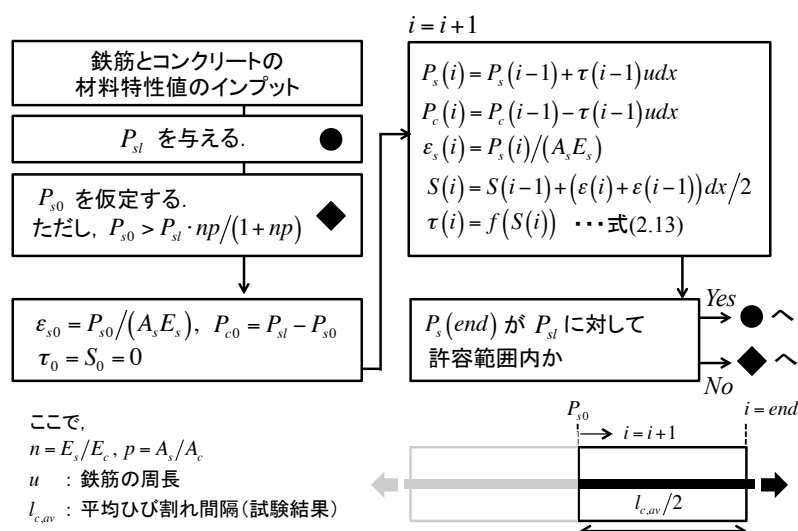
図- 2.35 両引き試験を想定した $\tau - S$ 関係の計算フロー

図- 2.36 提案した構成則の検証に用いるコンクリートの損傷度の推定

表- 2.12 提案した構成則の検証に用いたコンクリートの損傷度

凍結融解 サイクル数	一軸引張試験体 との対応	圧縮強度 (MPa)	圧縮 強度比 (%)	RDME (%)	ヤング 係数比 (%)	引張 強度比 (%)
0	N	38.7	100	100	100	100
50 水分あり	W50, PW50	38.2	99	99	98	100
100 水分なし	N100, PN100	35.6	92	87	79	87
100 水分あり	N	30.4	79	80	60	85

2.3.4.2 平均付着応力-平均ひずみ関係の比較

図-2.37 に、試験結果と提案した構成則から求めた平均付着応力と平均ひずみとの関係を比較する。また、凍結融解作用を与えた供試体（N0 以外）には、表-2.12 に示す損傷度を用いて、島モデルと Bigaj モデルを直接適用した結果も合わせて示した。なお、損傷のない場合、提案した構成則は島モデル（式 (2.9)）と一致することを付記しておく。

図-2.37 から、提案した構成則は、凍結融解サイクル数の違いやひび割れの有無に関わらず、RC 一軸引張部材の付着劣化性状を概ね評価可能であると言える。特に、水分を与えながら凍結融解試験に供した PW50 と PW100 の挙動は、提案した構成則による予測結果と近い。また、島モデルと Bigaj モデルを直接適用すると、PN100 を除き、試験結果を過大に評価する結果となり、提案した構成則の有用性が示された。

提案した構成則と実験結果との差異は、温度変化のみを与えた場合に目立つ傾向にある。具体的には、平均ひずみが 0.001 以上の領域で、N100、PN100 の結果を過小に評価している。摩擦低下の影響を鉄筋近傍のコンクリートの引張強度のみによって考慮し得るのか、また、島モデルに鉄筋ひずみの影響として取り入れるのみでよいのかについては、さらに検討が必要であると考えられる。

2.4 第 2 章のまとめ

本章では、非線形 FEM による部材解析に不可欠な要素である材料構成則を構築した。具体的には、損傷を与えた RC 要素の力学試験から圧縮構成則および付着構成則を構築し、試験結果との比較を通じてその適用範囲と妥当性を確認した。得られた知見は以下のようにまとめられる。

- 1) 鉄筋の有無と圧縮力の作用方向とをパラメータとした RC 要素の 1 軸圧縮試験を行った。その結果から、損傷を有する場合には、鉄筋に対する圧縮力作用方向により強度低下傾向が大きく左右されることが新たに明らかとなった。この力学的異方性を考慮した圧縮構成則を構築し、損傷度、鉄筋比、圧縮力作用方向によらず、RC 要素試験の結果を概ね再現可能であることを確認した。
- 2) 鉄筋とコンクリートの付着劣化機構には、かぶりの材料劣化に加え、温度変化により鉄筋-コンクリート界面の摩擦抵抗が低下する機構があることを見出した。さらに、数値実験的な検討により、2 つの劣化機構を実験的に定められた係数を含むことなく考慮した付着構成則を構築した。既往の構成則に材料劣化の影響のみを考慮した場合と比較して、構築した構成則が付着劣化特性を精度よく再現できることを確認した。

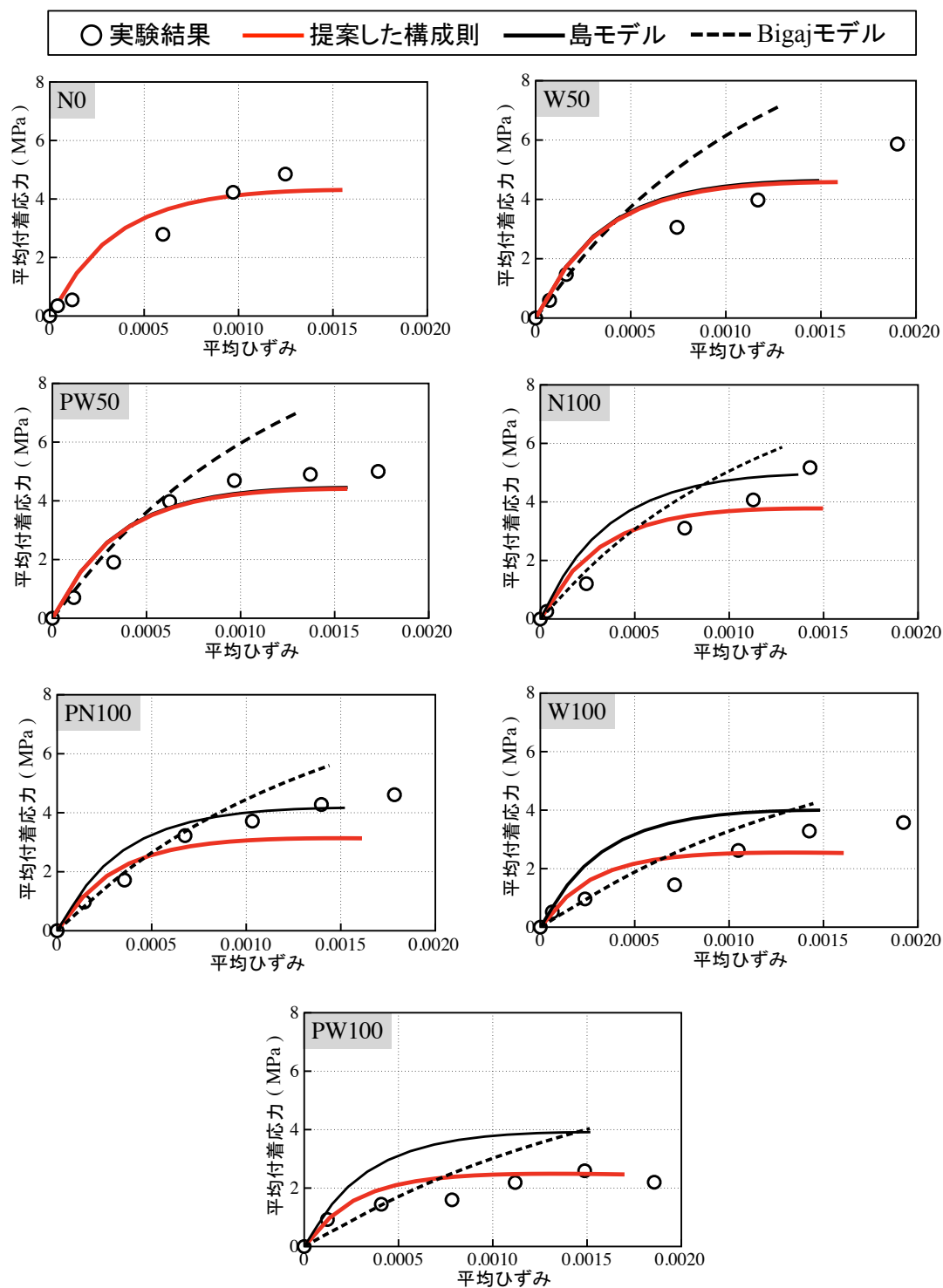


図-2.37 平均付着応力-平均ひずみ関係の比較

参考文献

- [1] Collins, M. P. and Vecchio, F., (1982). The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, Department of Civil Engineering, 82(3)
- [2] 出雲淳一, 島弘, 岡村甫, (1987). 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, 25(9), 107-120.
- [3] Vecchio, F. J. and Collins, M. P., (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal Proceedings, 83(2), 219-231.
- [4] Belarbi, A. and Hsu, T. T., (1995). Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression, ACI Structural Journal, 92(5), 562-573.
- [5] 白井伸明, 松井洋司, 佐藤稔雄, (1989). びわれを含むコンクリートの圧縮劣化特性, コンクリート工学年次論文報告集, 11(2), 317-322.
- [6] 宮原長久, 川上泰司, 前川宏一, (1987). ひびわれを含む鉄筋コンクリート板要素の一軸圧縮応力下における非線形挙動, 土木学会論文集, (378), 249-258.
- [7] Vecchio, F. J. and Collins, M. P., (1993). Compression response of cracked reinforced concrete, ASCE Journal of structural engineering, 119(12), 3590-3610.
- [8] 奥山英俊, 佐藤靖彦, 進藤邦雄, 成田義昭, (2002). 凍結融解作用により劣化したコンクリートの圧縮特性, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集 V-546 (CD-ROM)
- [9] Hasan, M., Okuyama, H., Sato, Y., and Ueda, T., (2004). Stress-strain model of concrete damaged by freezing and thawing cycles, Journal of Advanced Concrete Technology, 2(1), 89-99.
- [10] Duan, A., Jin, W., and Qian, J., (2011). Effect of freeze-thaw cycles on the stress-strain curves of unconfined and confined concrete, Materials and structures, 44(7), 1309-1324.
- [11] 林田宏, 坂口淳一, (2015). 凍結融解作用により劣化したコンクリートの圧縮応力下における応力-ひずみ関係のモデル化に関する研究, 土木学会論文集 A2, 71(2), 411-418.
- [12] Goto, Y., (1971). Cracks formed in concrete around deformed tension bars, ACI Journal Proceedings, 68(4), 244-251.

- [13] Lutz, L. A. and Gergely, P., (1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete, *ACI Journal Proceedings*, 64(11), 711-721.
- [14] Tepfers, R., (1979). Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars, *Magazine of concrete research*, 31(106), 3-12.
- [15] 六車熙, 森田司郎, (1967). 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究: I 付着応力分布について, *日本建築学会論文報告集*, 132, 1-10.
- [16] Nilson, A. H., (1968). Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method, *ACI Journal Proceedings*, 65(9), 757-766.
- [17] Mirza, S. M. and Houde, J. (1979). Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete, *ACI Journal Proceedings*, 76(1), 19-46.
- [18] 森田司郎, 角徹三, (1975). 繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究, *日本建築学会論文報告集*, 229, 15-24.
- [19] Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. V., and Popov, E. P., (1982). Analytical model for deformed bar bond under generalized excitations, Report No.UBC/EERC-82/83, University of California, Berkeley.
- [20] Shima, H., Chou, L. L., and Okamura, H., (1987). Micro and macro models for bond in reinforced concrete, *Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo*, 39(2), 133-194.
- [21] Den Uijl, J. A. and Bigaj, A. J., (1996). A bond model for ribbed bars based on concrete confinement, *HERON*, 41 (3), 201-226.
- [22] Shih, T. S., Lee, G. C., and Chang, K. C., (1988). Effect of freezing cycles on bond strength of concrete, *Journal of structural engineering*, 114(3), 717-726.
- [23] Hanjari, K. Z., Utgenannt, P., and Lundgren, K., (2011). Experimental study of the material and bond properties of frost-damaged concrete, *Cement and Concrete Research*, 41(3), 244-254.
- [24] Petersen, L., Lohaus, L., and Polak, M. A., (2007). Influence of freezing-and-thawing damage on behavior of reinforced concrete elements, *ACI Materials Journal*, 104(4), 369-378.
- [25] Ji, X., Song, Y., and Liu, Y., (2008). Effect of freeze-thaw cycles on bond strength between steel bars and concrete, *Journal of Wuhan University of Technology*, 23(4), 584.
- [26] Xu, S., Li, A., and Wang, H., (2017). Bond properties for deformed steel bar in frost-damaged concrete under monotonic and reversed cyclic loading, *Construction and Building Materials*, 148, 344-358.

- [27] 三河智将, 佐藤靖彦, (2012). 凍結融解作用を受けた鉄筋コンクリートの一軸引張性状, コンクリート工学年次論文集, 34(2), 577-582.
- [28] Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N., (1982). Theory of elasticity, MacGraw Hill International Book.
- [29] Hillerborg, A., Modeer, M., and Petersson, P. E., (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and concrete research, 6(6), 773-781.
- [30] 飯塚敬一, 檜貝勇, 斉藤成彦, 高橋良輔, (2011). かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 E2, 67(2), 280-296.
- [31] 松村宇, 桂修, 吉野利幸, (2003). 凍害を受けたコンクリートの性状と劣化度評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 68(563), 9-13.
- [32] 林田宏, 佐藤靖彦, (2012). 凍結融解を受けたコンクリートの引張強度に関する基礎的検討, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集 V-185 (CD-ROM)

第 3 章

鉄筋の存在を考慮した凍結融解作用による損傷領域の評価

3.1 緒言

第 2 章では、要素レベルで損傷が均一に生じているという仮定の下で材料構成則を構築した。しかしながら、構築した構成則を 3 次元非線形 FEM へと適用するには、部材レベルの大きさの断面に生じる損傷の空間的な分布を予測する手法が必要である。本章の目的は、非線形 FEM へと引き渡す初期損傷状態として、任意の凍結融解サイクルを受けた RC はり部材中に生じる損傷の分布を再現することである。

本章で提示する損傷分布予測手法の概要を図-3.1 に示す。まず、損傷度に大きな影響を及ぼす外的要因として最低温度に着目し、部材断面内の温度分布予測を損傷分布予測の出発点とする。続いて、損傷度に大きな影響を及ぼす内的要因として水セメント比（以下、 W/C ）に着目した上で、温度分布をインプットとし、断面内の損傷度に重み付けを行う。すなわち、最低温度と W/C の差異を凍結融解サイクル数に反映させた既往の取り組みを利用し、断面内の凍結融解サイクル数分布を得る。そして、圧縮構成則の構築に用いた RC 要素試験の凍結融解試験結果から、凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係を定式化する。ここで、すでに得られている断面内の凍結融解サイクル数をインプットとすることで、断面内の膨張ひずみ（損傷）分布が得られることとなる。また、仮に鉄筋の有無により同じ凍結融解サイクル数に対応する膨張ひずみに差異が生まれるとすれば、この手法により、損傷の異方性を考慮することが可能となる。

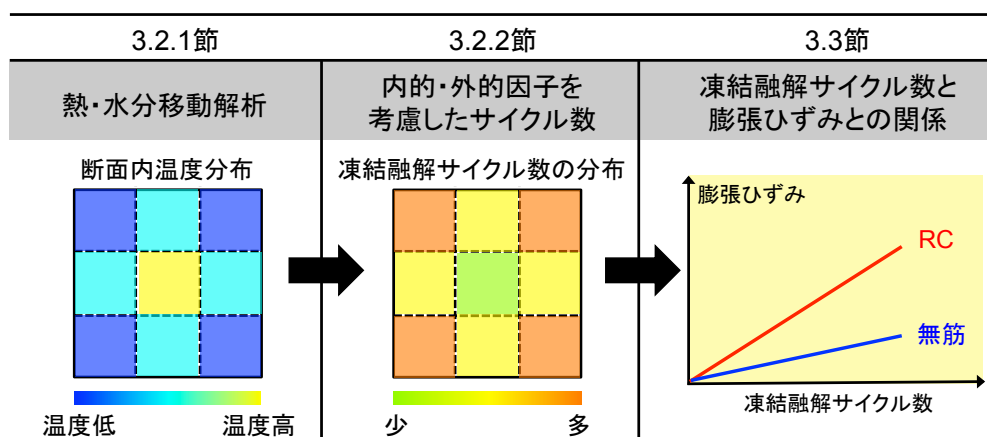


図- 3.1 損傷分布予測手法の概要

3.2 RC はり断面内の損傷分布予測

3.2.1 熱水分の移動を考慮した断面内温度分布の再現

損傷分布を予測するにあたり、まず、2次元差分解析により凍結融解試験中の断面内温度分布を再現することから出発する。コンクリートの様な多孔材料中における熱と水分の移動は、それぞれ個別の駆動力に支配されるのではなく互いに影響し合うため、それを精緻に再現するには同時移動方程式を解く必要がある [7]。さらに、熱水分同時移動を的確に記述するための駆動力として化学ポテンシャルが有用であることが報告されているが [6]、3相系（固相、液相、気相）のミクロな水分収支機構を取り扱う必要があるなど、マクロな連続体力学に基づく非線形 FEM には馴染まない。そこで本手法では、熱伝導率の含水率依存性（式 (3.1) [8]）を考慮しつつ、熱伝導と水分伝達を表す偏微分方程式を交互に解くことによる擬似的な同時移動解析を採用した。

ある領域内における熱伝導と水分移動の支配方程式を式 (3.2) および (3.3) に示す。熱拡散率を決める諸定数および拡散係数は、表-3.1 に示すように非損傷コンクリートに対して一般的に用いられる値を採用した。差分解析では、部材断面（20cm×20cm）を差分格子で離散化することで式 (3.2)、(3.3) を解く。時間微分および空間微分はともに中心差分により離散化されており、連立方程式の解法として Crank-Nicolson 法を用い、時間刻みを 60 秒とした。境界条件は、精緻な解析であれば外界との境界層において対流の影響を加味する必要があるが [11, 12]、ここでは外界と接する境界要素に温度と相対湿度を直接与えることとした（第 1 種境界条件、図-3.2 参照）。さらに、実験中の損傷域の制御は、非損傷域に相当する境界要素の温度と相対湿度を一定とすることで模擬されている。また、RC はり部材は融解ステップ中に定期的な散水を受けていることから、融解ステップ

中の境界要素は飽和状態にあると仮定し、その相対湿度を 100% として与えた [13]。初期条件として与えた温度は 20°C、相対湿度は 50% である。相対湿度については根拠となるデータがないものの、感度解析により、初期相対湿度を 20% 変化させても、その結果として得られる膨張ひずみの差異は数 10 μ 程度であった。それゆえ、鉄筋の存在により損傷分布に生じる定性的な差異を再現するのに差し支えはないと判断した。

$$\lambda = 1.3348 + 3.6053\psi \quad (3.1)$$

ここで、 λ : 熱伝導率 ($\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$)、 ψ : 体積含水率 (%) である

$$\begin{cases} \frac{\partial U}{\partial T} = \kappa \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \right) \\ \kappa = \frac{\lambda}{c\rho} \end{cases} \quad (3.2)$$

ここで、 U : 温度、 T : 時間である。

$$\frac{\partial R}{\partial T} = D \left(\frac{\partial^2 R}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 R}{\partial y^2} \right) \quad (3.3)$$

ここで、 R : 相対湿度、 T : 時間、 D : 拡散係数 (m^2/s) である。

表-3.1 熱水分同時移動解析に用いた諸定数

係数	値	参考文献
c ($\text{J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$)	963	[9]
ρ (kg/m^3)	2300	—
D (m^2/s)	20.0×10^{-8}	[10]

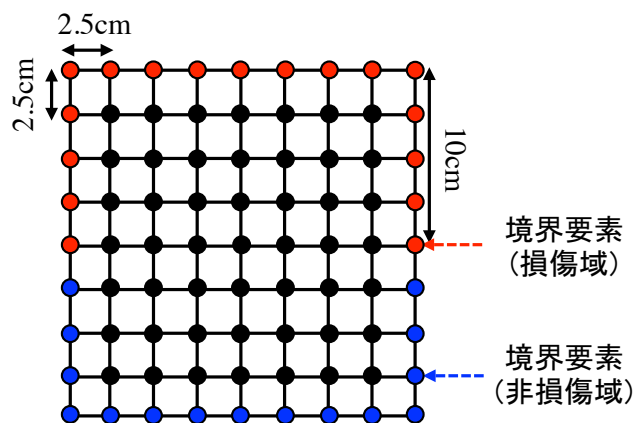


図-3.2 熱水分同時移動解析における境界条件 (C10 の例)

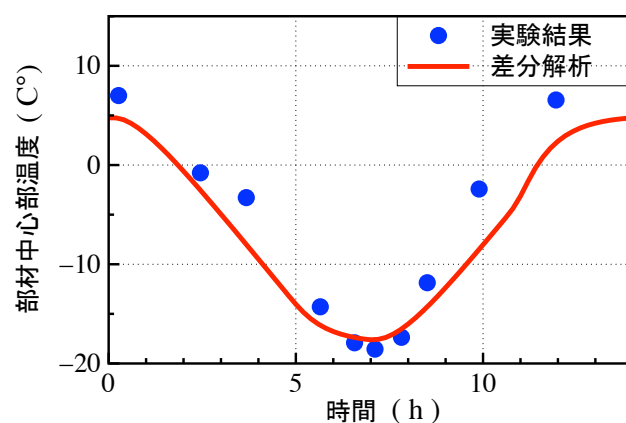


図-3.3 部材断面中心の温度変化の比較

この解析手法の妥当性を、実験中に測定された RC はり部材の中心部における温度変化と比較することで検証する。検証には、部材内の温度変化を測定することを目的に作製された、解析対象の RC はり部材と同様の寸法を持ち、同じ温度履歴の凍結融解促進試験に供されたはり（以下、温度変化測定用 RC はり）の結果を用いる。図-3.3 に、2 サイクル目の凍結融解中に得られた、温度変化測定用 RC はりと差分解析の部材断面中心部の温度変化とを比較する。差分解析の結果は、実際に測定された温度変化と概ね一致している。この結果から、部材断面内の温度分布の再現を目的とすれば、本手法は十分な妥当性を有していると言える。

3.2.2 最低温度と水セメント比が損傷の進行に及ぼす影響

凍結融解作用による損傷は、セメント硬化体中の凍結水量が大きいほど急速に進行する [2, 3]。それゆえ、同じ回数の凍結融解サイクルを受けた場合にも、経験した最低温度やコンクリートの W/C が異なれば、生じる損傷度も異なる。石井ら [4] は、促進試験の環境が自然環境と比較して非常に過酷なものであることを指摘した上で、温度変化が不規則な自然環境下でも損傷進行予測が可能な基準化凍結融解サイクルを提案している。基準化凍結融解サイクルは式 (3.4) により定義されるもので、凍結融解サイクル中の最低温度とコンクリートの W/C の差異によって生じる損傷度の差異を重み ϕ により考慮したものである。この基準化凍結融解サイクルの θ に、差分解析から得られた最低温度を代入することで、断面内の基準化凍結融解サイクル数 N の分布が求められる。

$$\begin{cases} N = 10^{A\theta+B} & \cdots (a) \\ A = 0.14 \cdot \ln(C/W) + 0.04 & \cdots (b) \\ B = 3.15 \cdot \ln(C/W) + 1.43 & \cdots (c) \\ \phi = \frac{N_1}{N_2} & \cdots (d) \end{cases} \quad (3.4)$$

ここで、 N : 相対動弾性係数が 60% に達するときの凍結融解サイクル数、 A, B : 最低温度と W/C の差異を考慮する係数、 θ : 凍結融解サイクルの最低温度、 $N_{1,2}$: 任意の凍結融解サイクルを受けたコンクリートの N 、 ϕ : 凍結融解試験条件の差異を考慮する重みである。

本手法の最終的なアウトプットである膨張ひずみの予測には、2.2 節の RC 要素に対する凍結融解試験の結果を利用するため、解析対象の RC はりが受けた温度履歴および W/C との差異（表-3.2 参照）を考慮する必要がある。具体的には、2.2 節の RC 要素に対する基準化凍結融解サイクル数を式 (3.4d) の N_1 とし、RC はりに対するそれを N_2 とする。その上で、 N_1/N_2 で求められる ϕ を、RC はりが実際に経験した凍結融解サイクル数に乘じればよい。

表-3.2 2つの凍結融解促進試験における破壊サイクル数の比較

	RC はり部材 [5]	2.2 節の RC 要素試験
最低温度	差分解析の結果 (3.2.1 節参照) を利用	-25°C
水セメント比	61%	65%
N (破壊サイクル数)	最低温度分布に依存	1.9

3.3 鉄筋の存在により生じる損傷の異方性の考慮

2.2 節の RC 要素試験の結果から、凍結融解試験中に計測された膨張ひずみと凍結融解サイクルとの関係を示す。図-3.4, 3.5, 3.6, 3.7 は、順に無筋供試体、D10 を配した供試体、D13 を配した供試体、D19 を配した供試体から得られたものである。凍結融解試験中に測定される膨張ひずみは、同じバッチから作製した同じ供試体でも結果が大きく異なることがあるため [1]，各図では、1 本の膨張ひずみ-凍結融解サイクル数関係が 3 体の供試体（ひずみゲージ 6 本）で測定されたデータの平均値として示されている。

図-3.4 に示した無筋供試体の結果に着目すると、長辺、短辺方向で、ある凍結融解サイクル数に対してほぼ同程度の膨張ひずみが生じている。一方、図-3.5, 3.6, 3.7 に示す RC 要素の結果に着目すると、いずれの鉄筋比でも、鉄筋軸（長辺）方向に対して、鉄筋軸直交（短辺）方向の膨張ひずみが卓越する傾向が明らかである。また、ひび割れを導入した RC 要素の定性的な傾向として、ひび割れ幅が大きくなるほど同じ凍結融解サイクル数に対する膨張ひずみが大きくなることが予想されたが、図-3.5, 3.6, 3.7 では、必ずしもそのような傾向は見られない。例えば図-3.5 では、ひび割れの有無やその幅によらず、ほぼ同じ凍結融解サイクル数-膨張ひずみ関係が得られている。一方、図-3.6 では、同じ凍結融解サイクル数に対する膨張ひずみが最も小さいのは、D13-0.1 シリーズ（ひび割れ幅が 0.1mm 程度）である。事前に有していたひび割れの有無や幅が損傷の進行に及ぼす影響は、本研究の範囲では明らかとならなかった。

D19 を配した供試体では、両引き試験により導入される内部ひび割れによって、凍結融解サイクル数により生じる損傷の大きさが影響を受けるものと考えられた。図-3.7 に着目すると、D19-10 シリーズ（ひび割れ導入の際に载荷を 10 回行ったもの）において、同じ凍結融解サイクル数に対する膨張ひずみが最も大きいという結果が得られた。内部ひび割れの影響によるものとも考えることも可能ではあるものの、同図 (a) において、1 回の载荷によりひび割れを導入した D19-1 シリーズの膨張ひずみが最も小さいことを加味すると、この結果のみによって、内部ひび割れの影響を論じることはできない。

以上の議論から、本章では、凍結融解サイクル数-膨張ひずみ関係が鉄筋の有無と鉄筋比にのみ依存すると仮定して検討を進めていく。すなわち、鉄筋の存在による損傷の異方性を、鉄筋軸方向と軸直交方向とに異なる凍結融解サイクル数-膨張ひずみ関係を定式化することで考慮する。

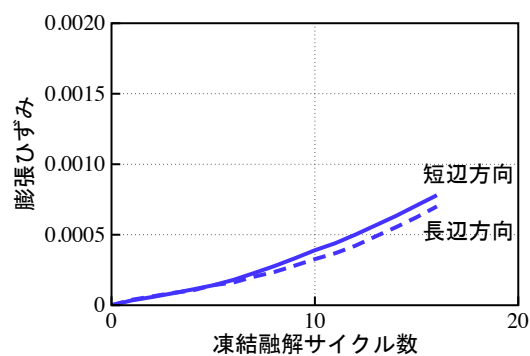
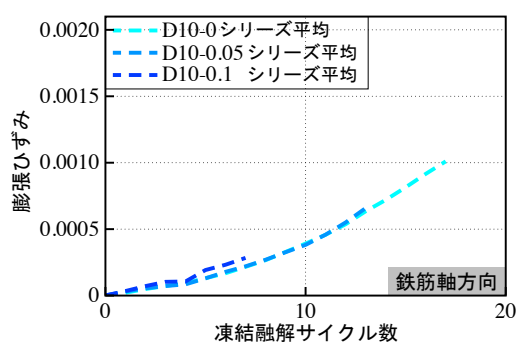
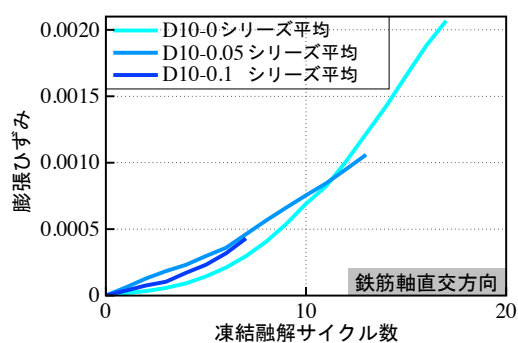


図-3.4 凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係（無筋供試体）

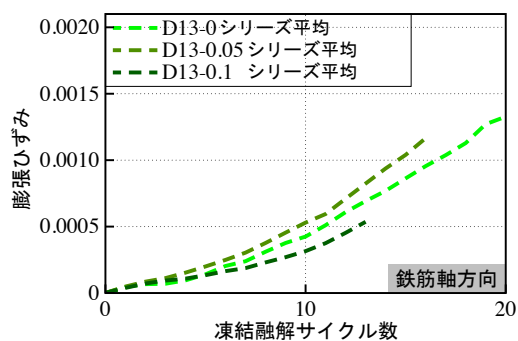


(a) 鉄筋軸方向

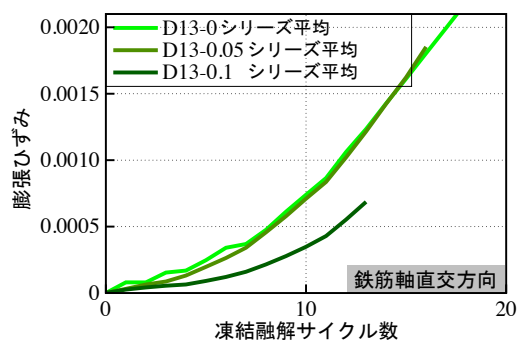


(b) 鉄筋軸直交方向

図-3.5 凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係（D10 供試体）



(a) 鉄筋軸方向



(b) 鉄筋軸直交方向

図-3.6 凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係（D13 供試体）

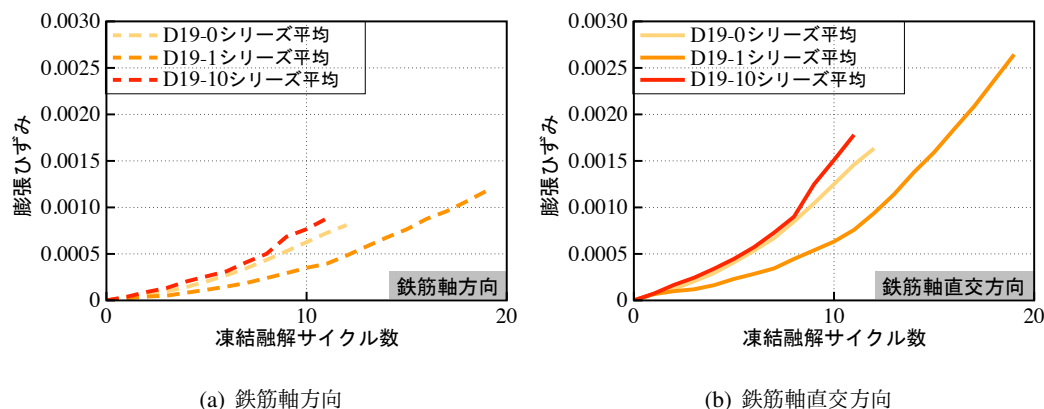


図-3.7 凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係 (D19 供試体)

図-3.4, 3.5, 3.6, 3.7 では、凍結融解サイクル数の増加に伴い、膨張ひずみが指数関数的に増加する傾向が認められる。しかし、凍結融解サイクル数-膨張ひずみ関係を指数関数により定式化すると、サイクル数の増加に伴い傾きが無限大に漸近するため、膨張ひずみの大きさを過大に評価することが懸念される。そこで、適当な式の形を見出すべく、膨張ひずみの大小により両者の関係に現れる差異を検討していく。

図-3.8 は、膨張ひずみの値として 500μ をしきい値として、2.2 節から得られた凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係をバイリニア直線として近似した際の傾きを示したものである。同図で 500μ 以下の領域では、直線の傾きが鉄筋の有無や鉄筋比にほとんど依存せず、無筋と RC に同じ凍結融解サイクル数-膨張ひずみ関係を適用することも可能であると言える。一方、 500μ 以上の領域に着目すると、鉄筋軸方向には、鉄筋比の増加とともに直線の傾きが減少する傾向があり、鉄筋による膨張の拘束効果が現れている。これに対して鉄筋軸直交方向では、鉄筋比の増加とともに損傷が急激に進行する傾向が伺える。このことは、曲げを受ける RC はりの力学的応答の分岐点がひび割れの発生にあるように、凍結融解作用による損傷の進行にも、無筋と RC とを分ける分岐点が存在することを示唆している。現時点でこの分岐点を定量的に明らかにすることはできないが、本研究では、 500μ をしきい値として凍結融解サイクル-膨張ひずみ関係をバイリニアの直線として近似することとする。図-3.8 から、直線の傾きを鉄筋比の関数として線形近似することで、式 (3.5) が得られた。本研究で構築する解析手法では、式 (3.5) により、鉄筋の存在による膨張ひずみの異方性を考慮する。

なお、式 (3.5) 中の鉄筋比 ρ_{FT} は、RC はりの耐力算定等に用いる ρ とは異なるものである。これは、損傷の異方性を論じる際、RC として無筋コンクリートとは区別する領域

の大きさを $A_{c,FT}$ とすると, $A_s/A_{c,FT}$ により定義される. すなわち, $A_{c,FT}$ の大きさにより, 膨張ひずみの大きさと異方性の度合いが異なることを, 式 (3.5) は意味している. 損傷域に鉄筋が 1 本存在したときの $A_{c,FT}$ を定めることは, RC に生じる損傷を論じる際の重要なポイントではあるが, 本研究では実験の損傷域をそのまま $A_{c,FT}$ として用いることで ρ_{FT} を算出した (表-3.3 参照).

これまでの検討により, 任意の温度履歴を受けた RC はりの断面内温度分布から出発し, 損傷の異方性を考慮した膨張ひずみ分布の再現が可能となった. 解析対象の RC はり部材から, C15 供試体 (圧縮縁から 15cm の深さまで損傷を有する) に本手法を適用した

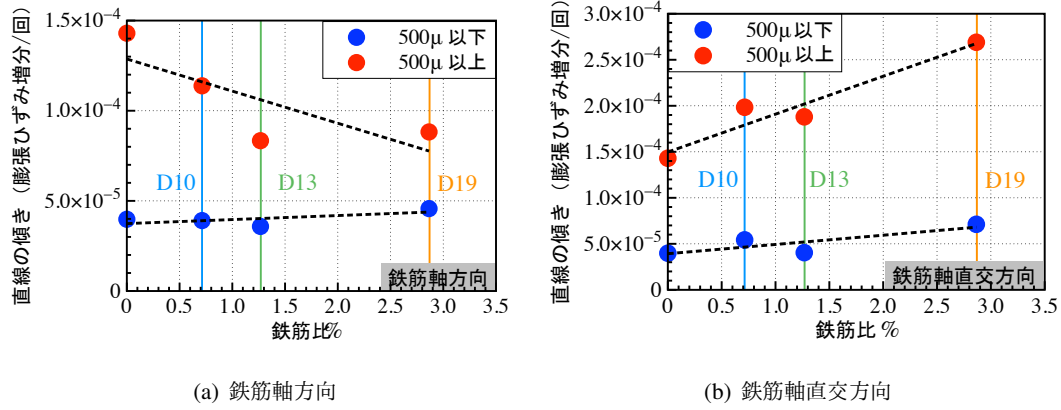


図-3.8 凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係の傾き

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{鉄筋軸方向} & \\ \varepsilon = 3.98 \times 10^{-5} x & (0 < \varepsilon \leq 500\mu) \\ \varepsilon = (14.3 - 2.45\rho_{FT}) \times 10^{-5} x & (500\mu < \varepsilon) \\ \text{鉄筋軸直交方向} & \\ \varepsilon = (3.98 + 0.98\rho_{FT}) \times 10^{-5} x & (0 < \varepsilon \leq 500\mu) \\ \varepsilon = (14.3 + 4.43\rho_{FT}) \times 10^{-5} x & (500\mu < \varepsilon) \end{array} \right. \quad (3.5)$$

ここで, ε : 膨張ひずみ, x : 凍結融解サイクル数, ρ_{FT} : 鉄筋比 (%) である.

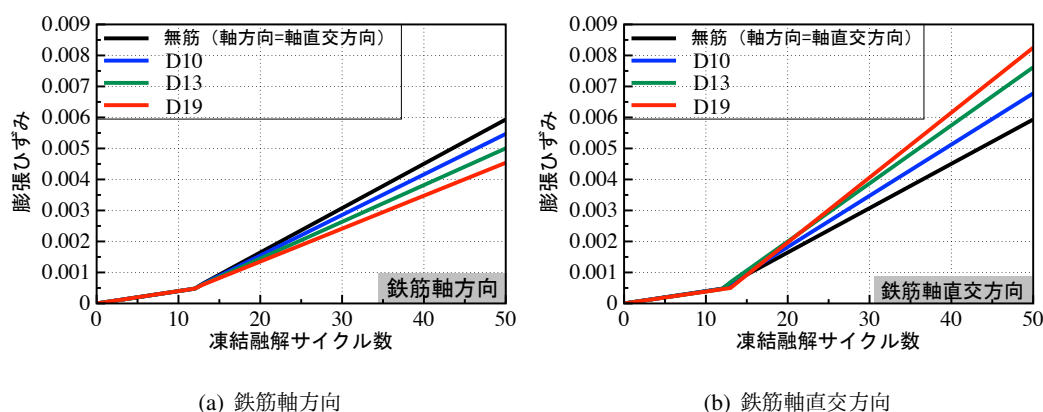


図-3.9 式 (3.5) から得られた凍結融解サイクル数と膨張ひずみとの関係の比較

表-3.3 解析対象 RC はりの ρ_{FT}

RC はり	$A_{c,FT}(\text{cm}^2)$	$\rho_{FT} (\%)$
C15	300 (15cm×20cm)	0.85
T10	200 (10cm×20cm)	1.27
T15	300 (15cm×20cm)	0.85

結果を図-3.10 に示す．図-3.10 に示されているのは，鉄筋軸直交方向膨張ひずみの断面内分布であり，基準化凍結融解サイクル数の分布を式 (3.5) の x として用いることで，鉄筋の存在が損傷の進行に及ぼす影響が評価可能となった．

この手法によって再現された膨張ひずみ分布を非線形 FEM に初期ひずみ状態として引き渡す．差分格子とコンクリートを表現するソリッド要素の寸法を一致させており，図-3.11 に示すように，差分格子 4 点における膨張ひずみの平均値を 1 要素に与える．また，断面内の分布のみを考慮し，軸方向には損傷が一様に生じるものと仮定した．

本章の最終的なアウトプットとして，解析対象の各 RC はりで再現された初期膨張ひずみ ε_{p1} 分布を示す．図-3.12 は損傷域に鉄筋が存在しない RC はり (C5, C10) の結果であり，図-3.13 には，損傷域に鉄筋が存在する RC はり (C15, T10, T15) の結果である．図-3.12, 3.13 に着目すると，損傷域に鉄筋の存在を考慮しない場合には最大で 6000μ 程度の膨張ひずみが生じているが，鉄筋の存在を考慮することにより，最大で 8000μ 程度の膨張ひずみが生じる結果となった．このひずみ分布は，次章で構築される解析手法において，非線形 FEM に初期ひずみ状態として考慮されるものである．このように，本手法によって，鉄筋の存在による損傷の異方性を加味した，RC はり部材内の 3 次元的な損傷分布の再現が可能となった．

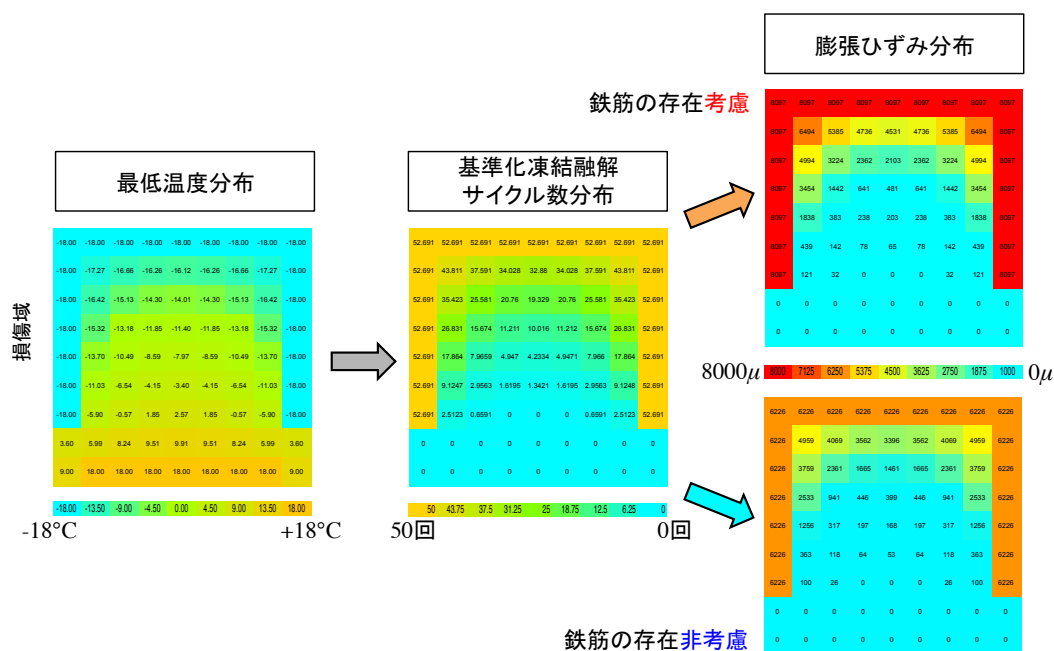


図- 3.10 RC はり断面内の膨張ひずみ分布の予測

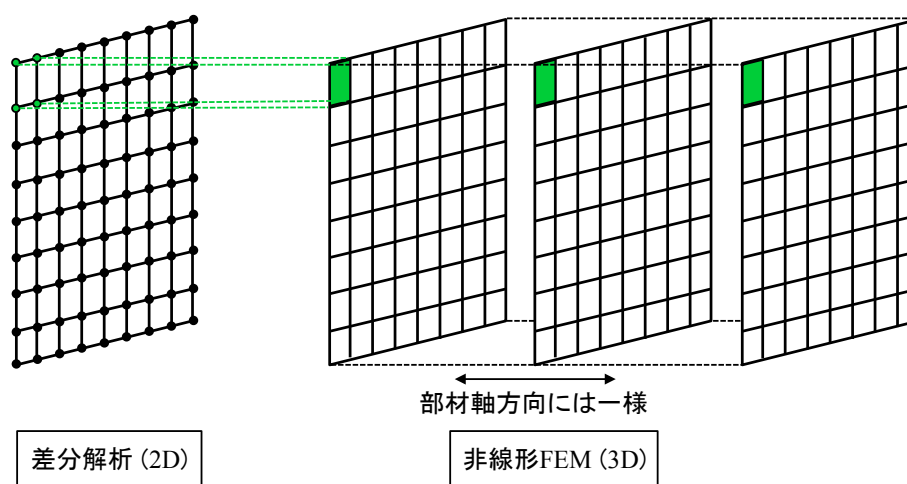


図- 3.11 差分解析による膨張ひずみ分布の非線形 FEM への引き渡し

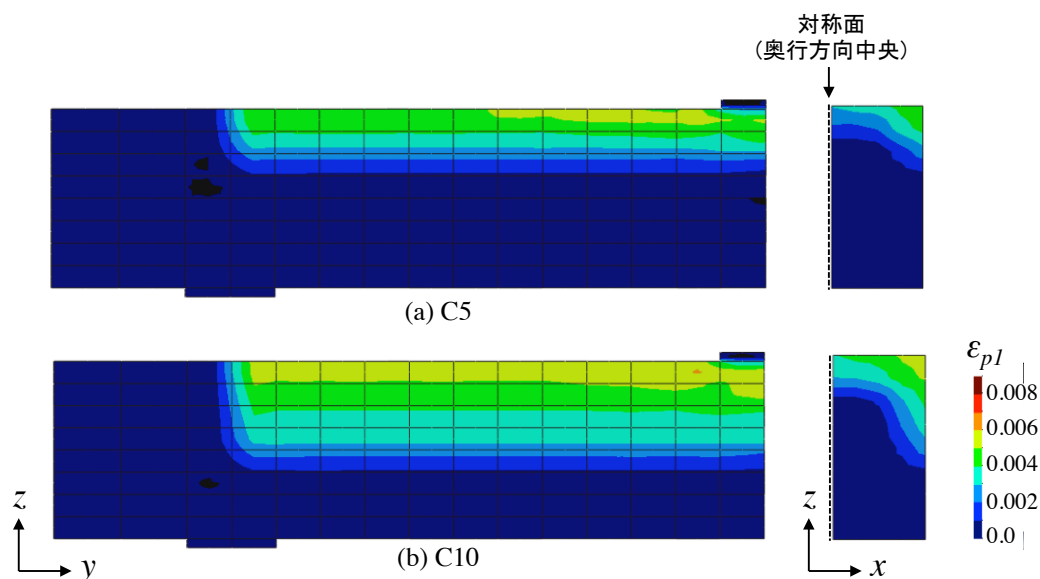


図- 3.12 損傷域に鉄筋が存在しない RC はりの初期膨張主ひずみ分布

3.4 第3章のまとめ

本章では，鉄筋の存在による損傷の異方性を考慮した，RC はり部材断面内の膨張ひずみ分布を再現する手法を提示した．本章から得られた結論は以下のようにまとめられる．

- 1) 部材断面中心部の温度変化は，熱伝導と水分移動とを個別に解く擬似的な同時移動解析により，十分妥当な精度で再現することができる．
- 2) 凍結融解作用による損傷は，無筋コンクリートでは等方的に，RC では異方的に進行する．すなわち，鉄筋軸方向には損傷が抑制され，軸直交方向には促進される傾向がある．
- 3) 基準化凍結融解サイクル数を利用することで，使用したコンクリートの W/C や経験した最低温度によらず，鉄筋の存在による異方性を加味した RC はり断面内の膨張ひずみ分布の再現に成功した．

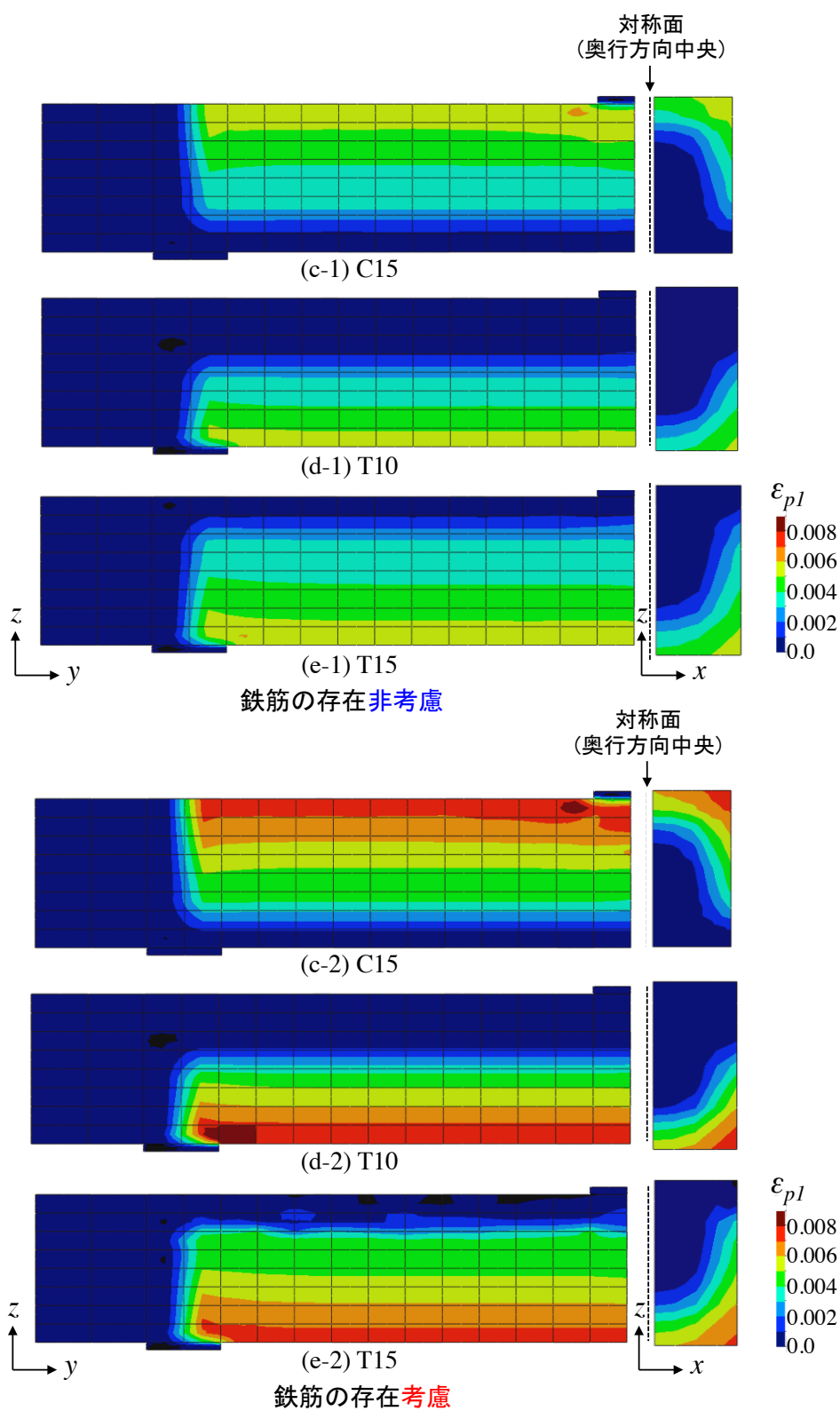


図-3.13 損傷域に鉄筋が存在するRCはりの初期膨張主ひずみ分布

参考文献

- [1] 山本泰彦, 長合友造, (1993). 膨張ひずみ特性を利用した若材令コンクリートの耐凍害性評価法, 土木学会論文集, (460), 75-84.
- [2] 江川顕一郎, 千代田将明, 野本高憲, 野口博章, (1993). 長期現地暴露試験に基づくダムコンクリートの耐凍害性に関する基礎的研究, 土木学会論文集, (472), 39-48.
- [3] 鎌田英治, (1969). コンクリートの耐凍害性に関する研究: 凍伸度を指標とする耐凍害性の判定について, 日本建築学会論文報告集, 166, 11-17.
- [4] 石井清, 江川顕一郎, 堤知明, 野口博章, (1997). 凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化予測に関する研究, 土木学会論文集, (564), 221-232.
- [5] 林田宏, 佐藤靖彦, (2012). 凍害劣化域の大きさと位置に着目した RC はり部材の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, 34(1), 922-927.
- [6] 松本衛, 馬沙, (1996). 地盤の凍結と融解過程の解析に関する研究, 日本建築学会計画系論文集, 61(482), 25-34.
- [7] Harlan, R. L., (1973). Analysis of coupled heat-fluid transport in partially frozen soil, Water Resources Research, 9(5), 1314-1323.
- [8] Campbell-Allen, D. and Thorne, C. P., (1963). The thermal conductivity of concrete, Magazine of Concrete Research, 15(43), 39-48.
- [9] 緒方英彦, (2008). 凍結期の熱的性状を考慮したコンクリートの温度解析, コンクリート工学年次論文集, 30(1), 855-859.
- [10] 村田二郎, (1961). コンクリートの水密性の研究, 土木学会論文集, 1961(77), 69-103.
- [11] 伊庭千恵美, (2010). 粘土瓦の水分移動特性と温暖地における凍結・融解過程に関する基礎的研究, 京都大学学位論文
- [12] 丸山一平, 野口貴文, 佐藤良一, (2006). 水熱連成移動解析にもとづく高強度マスコンクリート中の温度及び湿度分布の予測, 日本建築学会構造系論文集, 71(609), 1-8.
- [13] 岸本嘉彦, 濱幸雄, 中村暢, Mohamed Z., (2013). 外界気象条件による空隙構造変化が凍結融解性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, 35(1), 937-942.

第 4 章

損傷の空間的分布を有する RC はりを対象とした解析手法の構築

4.1 緒言

本章では、第 2 章で構築した材料構成則と第 3 章で構築した損傷分布評価手法とを 3 次元非線形 FEM に導入することで、部材の力学的応答に及ぼす損傷の異方性の影響を考慮可能な解析手法を構築する。まず、ひび割れや鉄筋モデル化の方法も含め、損傷域に存在する鉄筋の有無により初期損傷状態と適用される材料構成則とがどのように異なるのかを再整理することで、本解析手法の概要を示す。その上で、解析対象となる RC はり部材を損傷域に存在する鉄筋の有無により分類し、それぞれに構築した解析手法を適用していく。最終的に、実験結果および汎用の 2 次元非線形 FEM から得られた荷重-変位関係と破壊形式との比較により、本解析手法の妥当性を検証するとともに、損傷の空間的分布を有する RC はりの静的破壊挙動と破壊機構とを明らかにしていく。

4.2 解析手法の概要

4.2.1 使用する解析コード

本解析手法では、北海道大学で開発された 3 次元非線形 FEM コード 3D-CAMUI を使用する [1]。汎用のコードとは異なり、コード自体を修正することで任意の構成則を実装することが可能である。本解析コードは、RC 面部材の押抜きせん断解析 [2] や、T 型ばりのせん断耐荷機構の検討 [3]，鋼材腐食を生じた RC はり部材の解析 [4] などに適用実績がある。したがって、コンクリート系部材の 3 次元的な破壊性状をシミュレートすることに関して十分な性能を有している。

本解析で使用した要素の情報を表-4.1 にまとめる。ひび割れの影響は、非直交固定の分

散ひび割れモデルによって考慮されている。すなわち、ひび割れは要素に平均ひずみとして導入され、1 ガウス積分点につき2つまでのひび割れを許容できる。鉄筋はトラス要素としてコンクリート要素とは個別に離散化されており、両要素の節点間にはボンドリンク要素が挿入されている。

解析対象となる RC はり部材の要素分割を図-4.1 に示す。供試体諸元と载荷条件の対称性を利用し、実寸法の 1/4 をモデル化した。また、スパン中央の載荷板要素に 1 ステップあたり 0.1mm の変位を与えることで荷重を制御した。求解法としては修正 Newton Raphson 法を用い、1 ステップあたり最大 200 回の繰返し計算を行った。

表-4.1 解析で用いた要素の概要

適用材料	要素タイプ	節点数	ガウス積分点数
無筋コンクリート	ソリッド要素	20	8
載荷板	ソリッド要素	20	8
鉄筋	トラス要素	3	2
付着 (ボンドリンク)	バネ要素	2	1

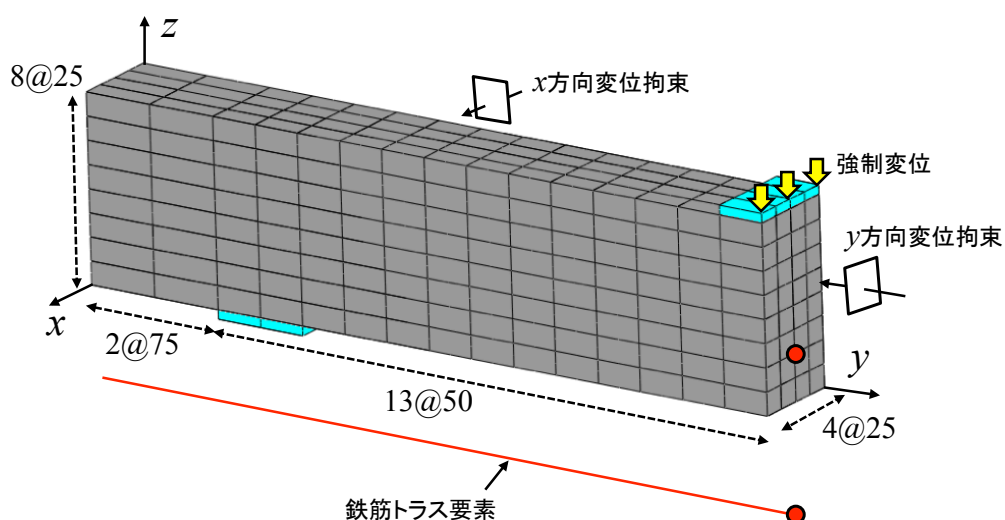


図-4.1 要素分割図

4.2.2 鉄筋が存在しない損傷域に適用されるひび割れ後の圧縮構成則とせん断伝達構成則

4.2.2.1 無筋損傷域のひび割れ後圧縮構成則

無筋損傷域の圧縮構成則として，Collins モデル [5] に膨張ひずみ ε_p を取り入れることで損傷の影響を考慮したものを用いる [6] (式 (4.1))．膨張ひずみの感度を表す係数 η は，圧縮強度の低下率 ζ を加味しつつ，Hasan et al. の実験結果 [7] を参考に定めた．指数関数を用いたのは，凍結融解作用を受けた場合に特有の，損傷度が大きくなるにつれ圧縮強度よりもヤング係数の低下が卓越する傾向を再現するためである．式 (4.1) から得られる主圧縮応力-主圧縮ひずみ関係を図-4.2 に示す．図-4.2 の縦軸は，非損傷コンクリートの 1 軸圧縮強度で正規化されている．膨張ひずみ ε_p は，第 3 章の議論に基づき損傷域に等方的に導入されたものである．それゆえ，第 2 章で構築した圧縮構成則とは異なり，主圧縮応力の方向によらず，強度や剛性の低下度は等しい．

$$\begin{cases} \beta = \frac{1}{0.85 + 0.27(\varepsilon_t + \varepsilon_p/\varepsilon'_c)} \\ \sigma' = \beta f'_c \cdot \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon'_c - \varepsilon'_{c0}}{\eta \varepsilon_p - \varepsilon'_{cu}} \right)^2 \right] \\ \eta = 0.1 \\ \eta = 1.0 \end{cases} \quad \begin{matrix} (0.71 \leq \zeta < 1.0) \\ (\zeta < 0.71) \end{matrix} \quad (4.1)$$

ここで， ε_t ：平均主引張ひずみ， ε_p ：コンクリート要素に導入される等方的な膨張ひずみ， ε'_c ：圧縮ひずみ， ε'_{c0} ：最大強度時のひずみ， ε'_{cu} ：終局ひずみ， η ：膨張ひずみの影響度を表す係数， ζ ：圧縮強度低下率である．

4.2.2.2 損傷の影響を考慮したせん断伝達構成則

1.6 節で示したように，圧縮域に損傷を有する場合には損傷深さとともに終局時の圧壊域がせん断スパン内へ広がりを見せていることを考えると，損傷域のせん断伝達特性も部材の力学的挙動に影響を及ぼしていることが推察される．ひび割れ面におけるせん断応力の伝達機構では粗骨材同士の噛み合わせが主たる役割を果たすものの，実現象に即した構成則を定式化することは，非損傷コンクリートの場合でさえ容易ではない [8]．凍結融解作用による損傷を有する場合に伝達されるせん断応力は，例えば，粗骨材周囲のモルタルマトリクスの損傷や，マトリクス自体のせん断応力とせん断ひずみとの関係に影響されることが予測されるが，実験的な検討に基づく構成則の定式化は困難であることが予想され

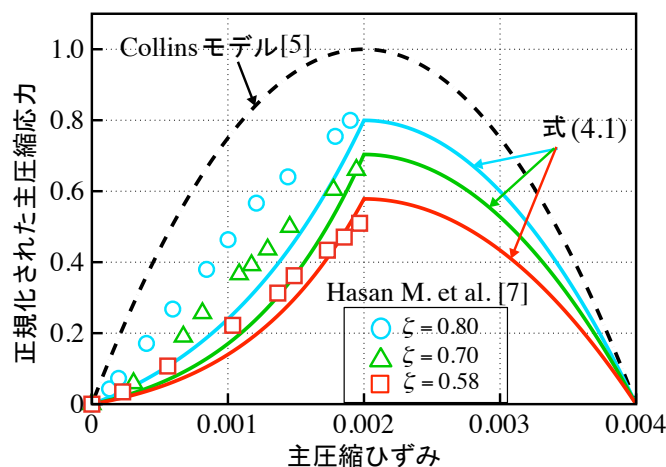


図-4.2 式 (4.1) より得られる主圧縮応力-主圧縮ひずみ関係

た．そこで本手法では，これらの影響を，損傷域のせん断剛性を低減することで加味する．

ひび割れた後コンクリートのせん断剛性 G は，ひび割れ面に沿った方向のせん断ずれによる成分 G_{cr} およびコンクリートのせん断変形による成分 G_c により構成される．しかしながら，これらのうちいずれが支配的であるかはひび割れ幅の大きさに依存すると考えられるため， G_c と G_{cr} を単に平均化したものをせん断剛性とするのは適切でない．出雲ら [9] は RC 板要素の部材解析において，平均せん断剛性 G を G_c と G_{cr} の剛性を有する直列バネと見なすことでその力学的挙動の再現に成功しており，本研究でもこれを採用する．具体的には，損傷による圧縮強度の低下に伴い G_c および G_{cr} も低下すると仮定し，圧縮強度低下率を ζ として，出雲らのモデルを式 (4.2) のように修正して用いることとした．なお，せん断伝達強度の最大値 f_{st} にも，圧縮強度低下率 ζ によって損傷の影響を考慮している．

$$\begin{cases} G = \frac{1}{\frac{1}{\zeta G_c} + \frac{1}{\zeta G_{cr}}} \\ f_{st} = 3.8 \zeta f_c'^{1/3} \end{cases} \quad (4.2)$$

本節のまとめとして，表-4.2 に本解析手法の特徴を整理する．凍結融解試験後の RC はりで実際に観察された水平ひび割れ（図-1.3 参照）は，鉄筋軸方向に膨張が拘束され，軸直交方向には促進された結果であると推察されるため，損傷域に鉄筋が存在する場合には，これを初期ひび割れとして考慮した．図-4.3 に，C15 供試体の例を示す．ひび割れの方法は，ひび割れの発生を判定するサブルーチンにおいて，固有ベクトルの値を強制的に設定することで制御した．また，圧縮構成則における力学的異方性は，発生したひび割れ

の方向と鉄筋との角度 θ を算出し、式 (2.6) の連続化を図ることで考慮した。図-4.4 で、引張鉄筋は全体座標系の y 方向に一致しているものとする。ここで、 y - z 座標に投影したひび割れベクトルと鉄筋方向ベクトルとの内積から $\cos\theta$ を算出し、式 (2.6) で損傷の影響を考慮するパラメータ α および γ に考慮した（表-4.3 参照）。

表-4.2 損傷域に存在する鉄筋の有無により区別される初期損傷状態および材料構成則

	損傷域に鉄筋が存在しない	損傷域に鉄筋が存在する
初期ひずみ状態	式 (3.5) において $\rho_{FT} = 0$ （等方的損傷）	式 (3.5)
水平ひび割れ	考慮しない	考慮
ひび割れ後の 圧縮構成則	式 (4.1)	式 (2.6)
せん断剛性	式 (4.2)	
付着構成則	式 (2.13)	

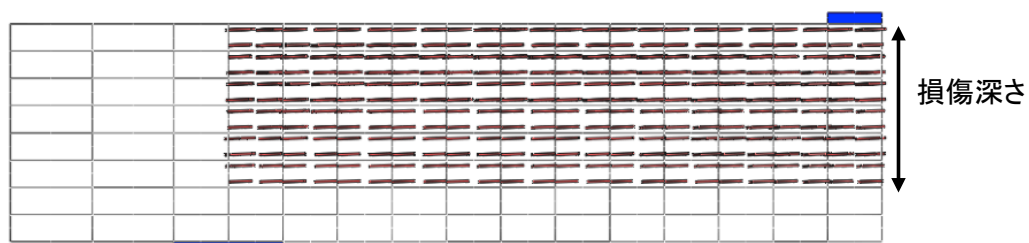


図-4.3 初期水平ひび割れ（C15 の例）

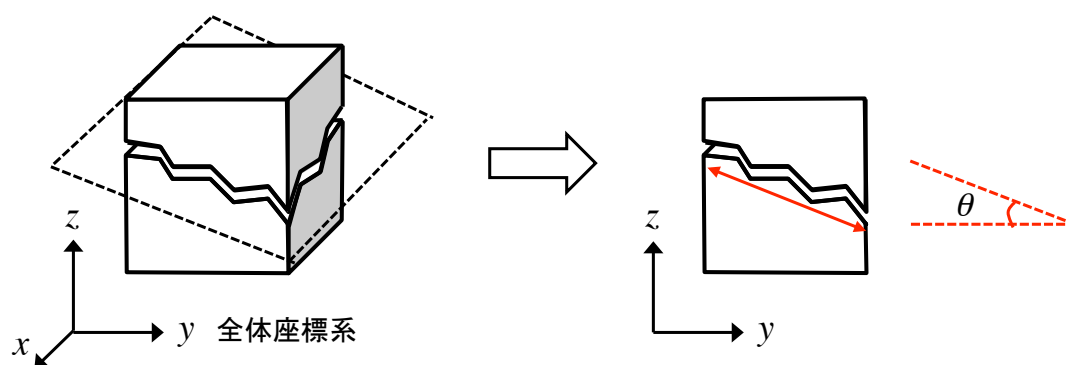


図-4.4 ひび割れ発生後の力学的異方性の考慮

表-4.3 ひび割れ後圧縮構成則における損傷を考慮するパラメータの連続化 (γ の例)

	圧縮力作用方向が 鉄筋に対して直交 ($\theta = 90^\circ$)	圧縮力作用方向が 鉄筋に対して平行 ($\theta = 0^\circ$)
γ (連続化前)	$1/\left[\ln\left(1+2.23 \times 10^3 \varepsilon_1\right)\right]$	$1/\left[\ln\left(1+0.23 \times 10^3 \varepsilon_1\right)\right]$
γ (連続化後)	$1/\left[\ln\left(1+(2.23-2\cos\theta)10^3 \varepsilon_1\right)\right]$	

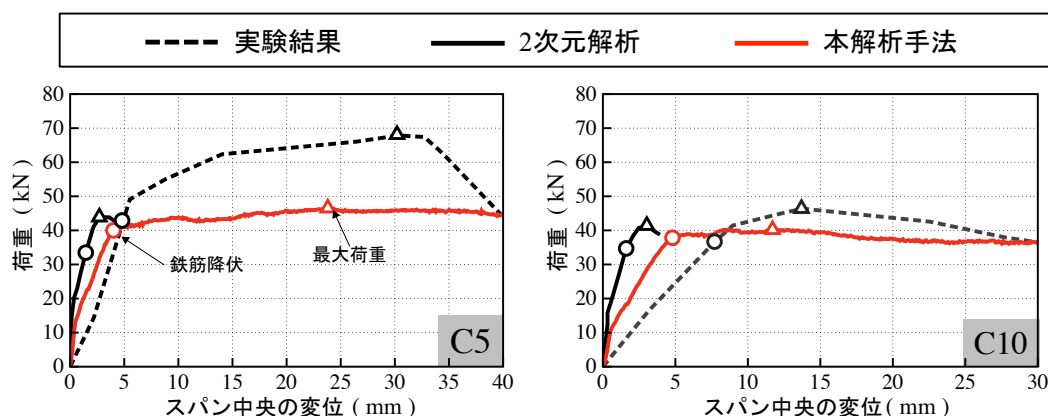


図-4.5 荷重-変位関係の比較 (C5)

図-4.6 荷重-変位関係の比較 (C10)

4.3 損傷域に鉄筋が存在しない RC はり部材の解析 (C5, C10)

4.3.1 荷重-変位関係

図-4.5, 4.6 に, 本研究で構築した解析手法により得られた荷重-変位関係を示す. 同図には, 実験結果 [10] および林田らの 2 次元非線形 FEM による解析結果 (以下, 2 次元解析) [11] を合わせて示した. 本解析手法による結果は, 以下の 2 点において, 2 次元解析と比較して定性的に実験結果に近いことが明らかである. すなわち, 鉄筋降伏までの部材剛性の低下を再現できている点, および鉄筋降伏後もさらに荷重を負担しながら変形を続けていく挙動を再現できている点である.

C5, C10 供試体は損傷域に鉄筋が存在しないことから, 損傷と力学的応答に異方性は考慮されていない. それにも関わらず 2 次元解析と比較して本解析手法による再現精度が向上している理由としては, 部材断面内の損傷分布が考慮されていることから, 損傷度が比較的小さい断面内部の領域が荷重を分担する挙動が再現されている可能性が考えられる. この点については, 4.5 節にて考察を加える. なお, 図-4.5 で鉄筋降伏後の最大荷重を比

較すると、本解析は実験結果を過小に評価しているものの、この理由は現段階では明らかにすることができなかった。

4.3.2 破壊形式

図-4.7, 4.8 に、本研究で構築した解析手法から得られた最大荷重時の主圧縮ひずみコンター図を、実験で観察された破壊性状と比較する。林田らの2次元解析では、損傷域の深さによらず、全供試体で載荷点近傍のコンクリートが圧壊することで終局に至っている [11]。図-4.7, 4.8 では、本解析手法により、圧縮域の損傷深さとともに、圧壊域がせん断スパン内へと広がりを見せる傾向が再現されており、実験結果ともよく一致している。

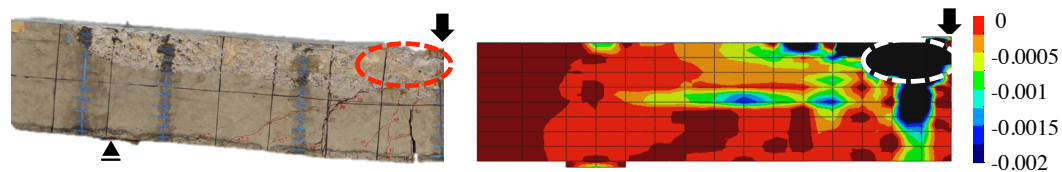


図-4.7 C5 供試体の最大荷重時の破壊性状（左）および主圧縮ひずみコンター図（右）

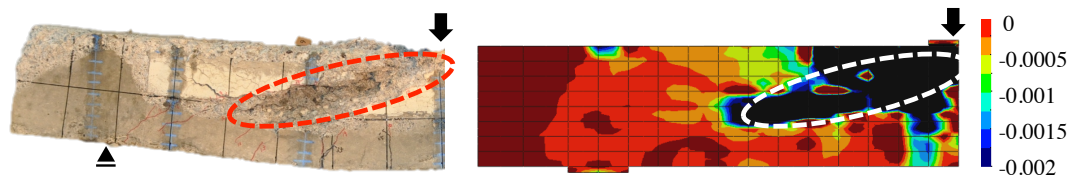


図-4.8 C10 供試体の最大荷重時の破壊性状（左）および主圧縮ひずみコンター図（右）

4.4 損傷域に鉄筋が存在する RC はり部材の解析（C15, T10, T15）

4.4.1 荷重-変位関係

図-4.9, 4.10, 4.11 に、本研究で構築した解析手法により得られた荷重-変位関係を示す。同図には、実験結果 [10] および2次元解析の結果 [11]，そして本解析手法において損傷域に鉄筋の存在を考慮しなかった場合の結果が示されている。まず、圧縮域に損傷のある C15 供試体に着目すると、損傷域に鉄筋を考慮しない解析では、部材剛性および最大荷重の点で実験結果を過大に評価している。それに対して鉄筋の存在による損傷と力学的応答の異方性を考慮した場合には、最大荷重が実験結果とほぼ一致しており、曲げ剛性もより近づいていることが明らかである。損傷を考慮した構成則が荷重-変位関係に及ぼす

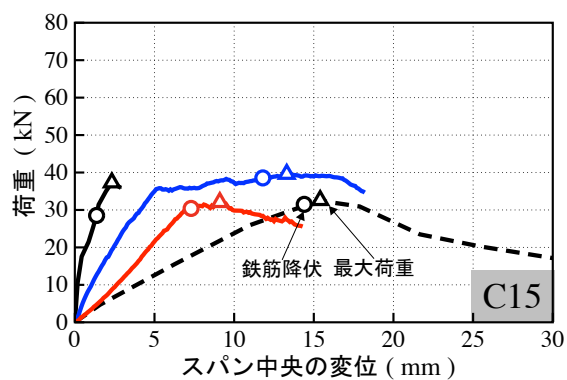
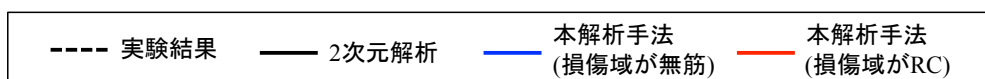


図-4.9 荷重-変位関係の比較 (C15)

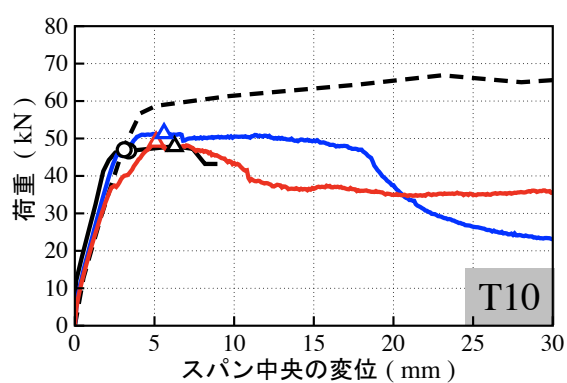


図-4.10 荷重-変位関係の比較 (T10)

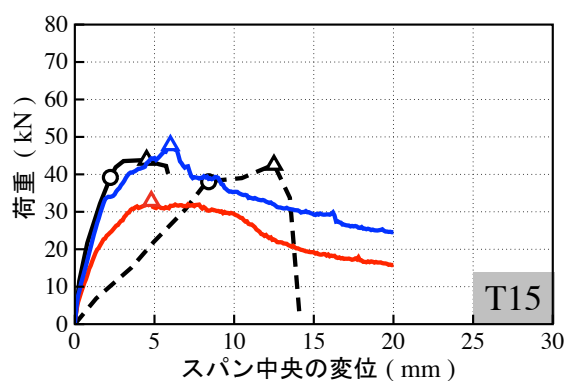


図-4.11 荷重-変位関係の比較 (T15)

定性的な影響として、ひび割れ後圧縮構成則の剛性が曲げ剛性に、また、せん断剛性が最大荷重に支配的であることが明らかとなっている [6]。それゆえ、本研究で構築した材料構成則を、より広範の要素試験との比較と検証を通じて改良していくことで、再現精度はさらに向上すると思われる。

引張域に損傷のある T10 供試体に着目すると、圧縮域に損傷を有する場合と比較して、鉄筋の存在を考慮することによる荷重-変位関係への影響は小さい。また、T15 供試体は、実験で唯一斜め引張破壊により終局に至った。斜めひび割れの発生に伴う脆性的な挙動を解析的に再現するには、ひびわれ面での応力伝達特性を実現象に忠実に考慮する必要がある [12]。それゆえ分散ひび割れモデルに基づく平均化構成則を採用している本解析手法では、その挙動を再現しきれない。

2次元解析が引張域に損傷のある供試体の力学的挙動を再現できないひとつの要因として、分散鉄筋モデルを用いていることにより、付着劣化を考慮できない点があった。この点に関して、本解析から得られた T10、T15 供試体の鉄筋のひずみ分布（30kN 時）を実験結果および2次元解析の結果と比較することで、構築した付着構成則の部材解析における妥当性を検討する。図-4.12 で本解析から得られた鉄筋のひずみ分布を2次元解析と比較すると、第2章にて構築した付着構成則によって、実際の付着劣化性状を的確に捉えられていることが分かる。

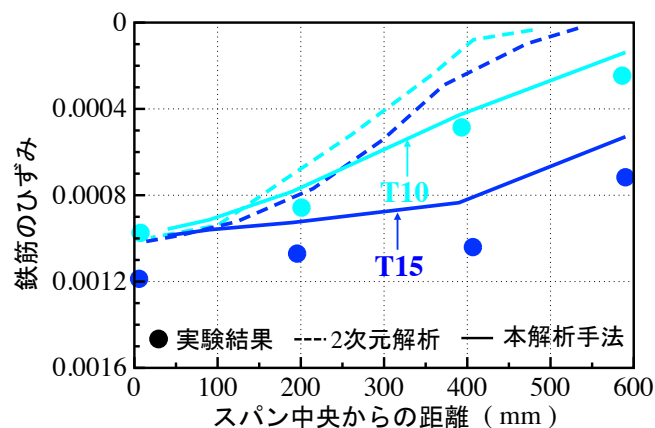


図-4.12 30kN 時の鉄筋のひずみ分布の比較

4.4.2 破壊形式

図-4.13, 4.14, 4.15 に, 本解析手法から得られた最大荷重時の主圧縮ひずみコンター図(損傷域に鉄筋の存在を考慮した場合の結果)を実験で観察された破壊性状と比較する. まず図-4.13 の C15 供試体の結果に着目すると, 圧壊域が C10 供試体(図-4.8 参照)よりもさらにせん断スパン内へと広がりを見せており, 実験の破壊形式を概ね再現できていると言える. この結果から, 本解析手法は, 圧縮域に存在する損傷の影響により破壊形式が設計時の想定と異なるような場合でも, それを予測可能であることが確認された.

図-4.14 の T10 供試体の結果に着目すると, 実験では損傷を有するにも関わらず曲げ破壊を呈しており, その挙動は本解析においても再現されている. しかし, はりの下部が支点近傍まで圧壊するような挙動は実験では観察されておらず, これが図-4.10 において最大荷重を過小評価した一因であると推察される.

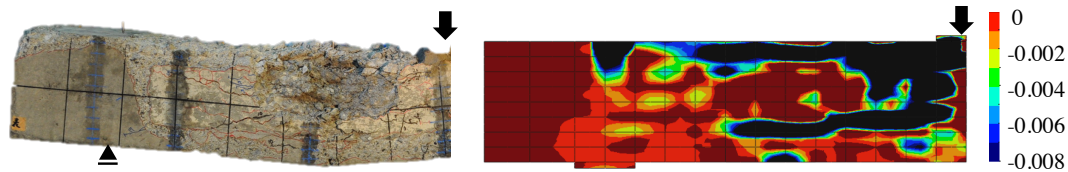


図-4.13 C15 供試体の最大荷重時の破壊性状(左)および主圧縮ひずみコンター図(損傷域に鉄筋の存在を考慮した場合, 右)

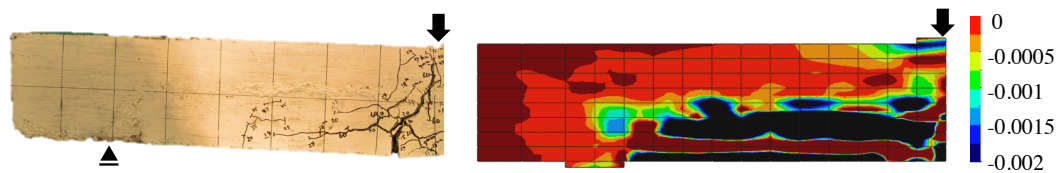


図-4.14 T10 供試体の最大荷重時の破壊性状(左)および主圧縮ひずみコンター図(損傷域に鉄筋の存在を考慮した場合, 右)

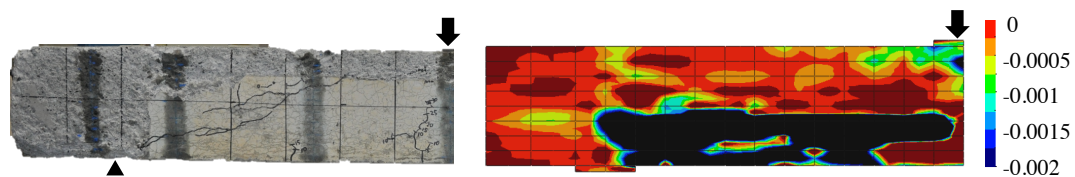


図-4.15 T15 供試体の最大荷重時の破壊性状(左)および主圧縮ひずみコンター図(損傷域に鉄筋の存在を考慮した場合, 右)

4.5 圧縮域に存在する損傷の空間的分布が耐荷機構に及ぼす影響

4.3, 4.4 節の検討により、圧縮域に損傷を有する場合には、本解析により実験で観察された荷重-変位関係と破壊形式の傾向を概ね再現できることが確認された。これらのりはいずれも曲げ破壊を前提として設計されたものの、実験ではせん断スパン内における載荷点近傍のコンクリートが軟化に至ることでせん断圧縮破壊を呈した。このように、設計時の想定とは異なる破壊形式がいかなる機構により生じるのかを、構築した解析手法を用いて検討する。すなわち、実験では把握することのできない部材内部の力の流れを可視化し、損傷の空間的分布が RC はり部材の耐荷機構に及ぼす影響を 3 次元的に把握することで、せん断圧縮破壊に至る過程を明らかにしていく。

せん断圧縮破壊を呈するはり部材の耐荷機構においては、せん断力を分担できるコンクリートの領域を決める中立軸位置が重要な役割を果たす [13]。図-4.16 は各供試体において最大荷重の 95% 時に得られた中立軸位置の部材軸方向分布を示すものである。図-4.16 の N 供試体からは、曲げ破壊を起こすはりの典型的な挙動、すなわち載荷点ごく近傍で中立軸が上昇し破壊断面となる挙動が見て取れる。それに対して、圧縮域に損傷のある 3 供試体では、損傷深さが大きくなるにつれ中立軸位置がはりの下部へと移動している。これは定性的には、任意断面における抵抗モーメント $M = C'z$ (C' : 圧縮域コンクリートが負担する圧縮力, z : アーム長) を考えると、ある M に対応する C' を生み出すために必要な領域の大きさが、損傷域が深くなるにつれ大きくなるものと解釈できる。図-4.16 の中立軸位置の変化は、実験での破壊時に観察された圧壊域の広がりやと密接に関係していることが推察される。すなわち、損傷の空間的分布により同じ圧縮力を分担するために必要な領

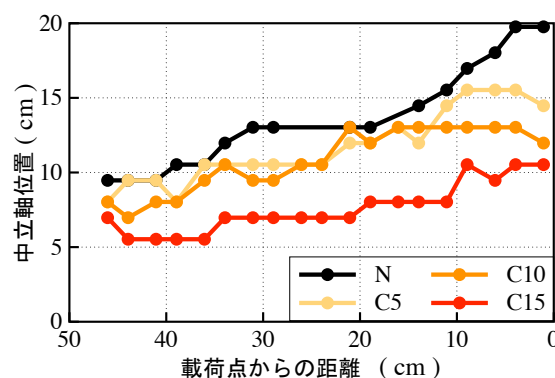


図-4.16 最大荷重の 95% 時における中立軸位置の比較

域が大きくなった結果、せん断圧縮破壊に至るものと予想される。そこで、図-4.17 に同じく最大荷重の 95% 時における断面内の主圧縮応力分布を示す。圧縮力を負担する領域に着目すると、損傷の有無およびその空間的分布の影響が明らかである。すなわち、非損傷の N 供試体では、載荷点近傍の圧縮縁からごく近い領域で大きな圧縮力を負担しているのに対して、圧縮域に損傷を有する場合には、損傷深さが大きくなるにつれ圧縮力を負担する領域がはり下部へ移動すること、さらには、支点へと向かってアーチ的な圧縮力の流れが形成されていることが明らかである。

このように圧縮力を負担する領域に差異が生じる原因を明らかにするため、図-4.18 に各供試体の断面内における主圧縮ひずみの分布を比較する。同図では圧縮強度時のひずみをコンター図のピークとしており、黒色の領域は応力-ひずみ関係において軟化域に入っていることを示すものである。圧縮域に損傷を有する 3 供試体に着目すると、損傷深さが大きくなるにつれ、圧縮縁からの軟化域が大きくなること、さらにはより支点に近い断面でも軟化を生じていることが分かる。これは、損傷の空間的な分布により、断面内で応力の再分配が生じることを示唆するものである。すなわち、任意断面において圧縮縁近傍には部材内部と比較して大きい膨張ひずみが導入されているため、圧縮域の損傷深さが大きいほど、圧縮縁近傍のコンクリートは比較的小さい荷重で軟化域に入る。そして軟化域では変位の増加とともに荷重分担能力が失われていくので、その損失分を損傷度の小さい部材内部の領域が負担するのである。この機構により、圧縮域の損傷深さが大きいほど圧壊域が拡大する現象も説明が可能である。したがって、仮に数値実験的な検討により、損傷深さおよび損傷度と圧縮域コンクリートが負担するせん断力とを関連付けることができれば、圧縮域に損傷を有する RC はり部材のせん断耐力がより簡便に予測可能となる。

4.6 第4章のまとめ

本章では、3次元非線形 FEM に第3章で再現した膨張ひずみ分布を初期ひずみとして考慮し、第2章で構築した材料構成則を導入することで、鉄筋の存在により損傷と力学的応答に生じる異方性を考慮した解析手法を構築した。汎用 2次元非線形 FEM による結果 [11] と比較して、本解析手法が損傷の空間的な分布を有する RC はり部材の力学的挙動を精度よく再現できることが明らかとなった。具体的には、荷重-変位関係に見られる定性的な傾向の再現のみならず、設計時と破壊形式が異なる場合にもそれを予測可能であることが示された。さらに、圧縮域の損傷の分布が破壊機構に及ぼす影響を検討し、断面内での応力の再分配が、曲げ破壊を前提として設計されたはり部材をせん断圧縮破壊に至らしめる一因であることを明らかにした。

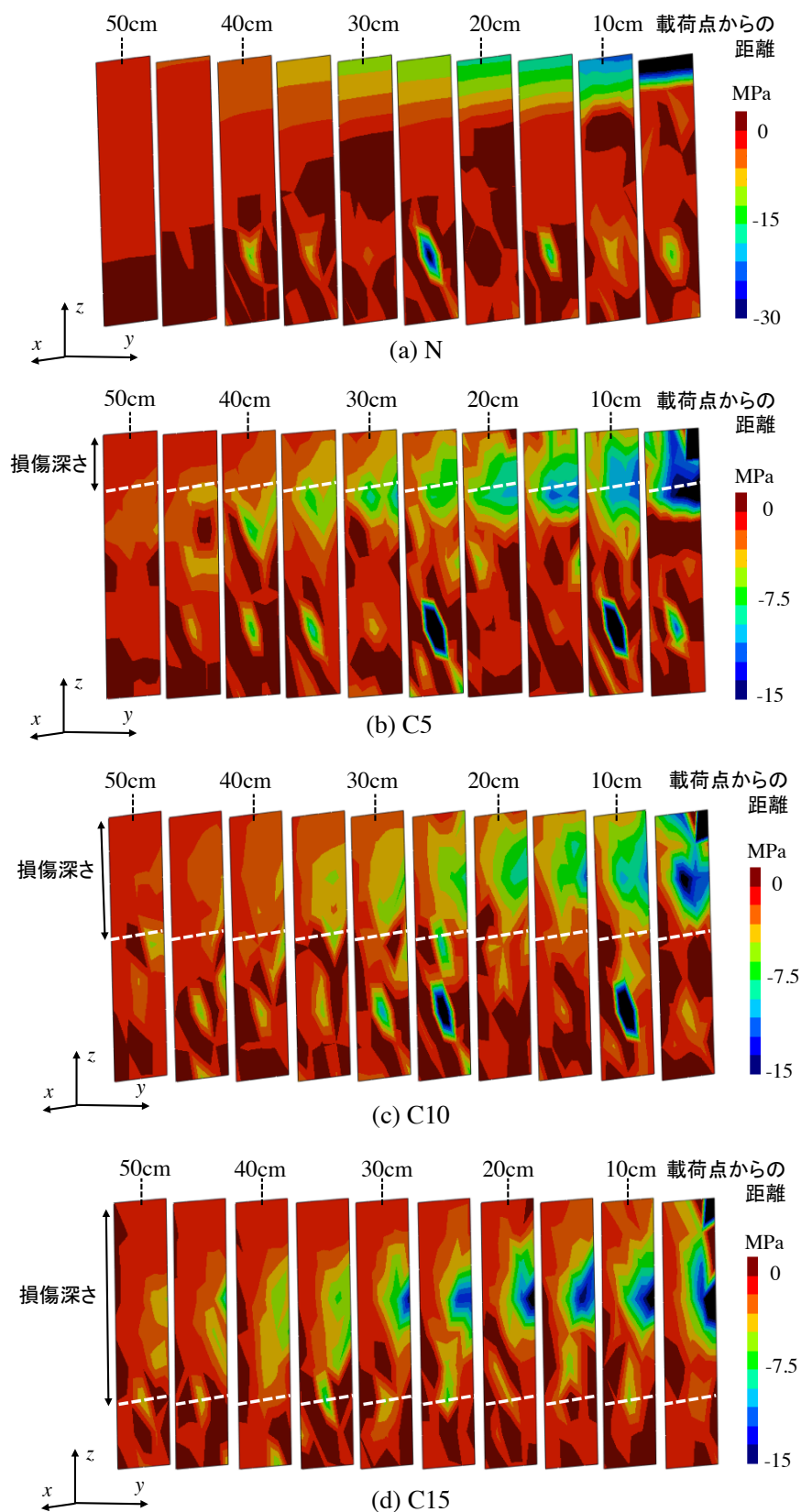


図-4.17 最大荷重の95%時における主圧縮応力分布の比較

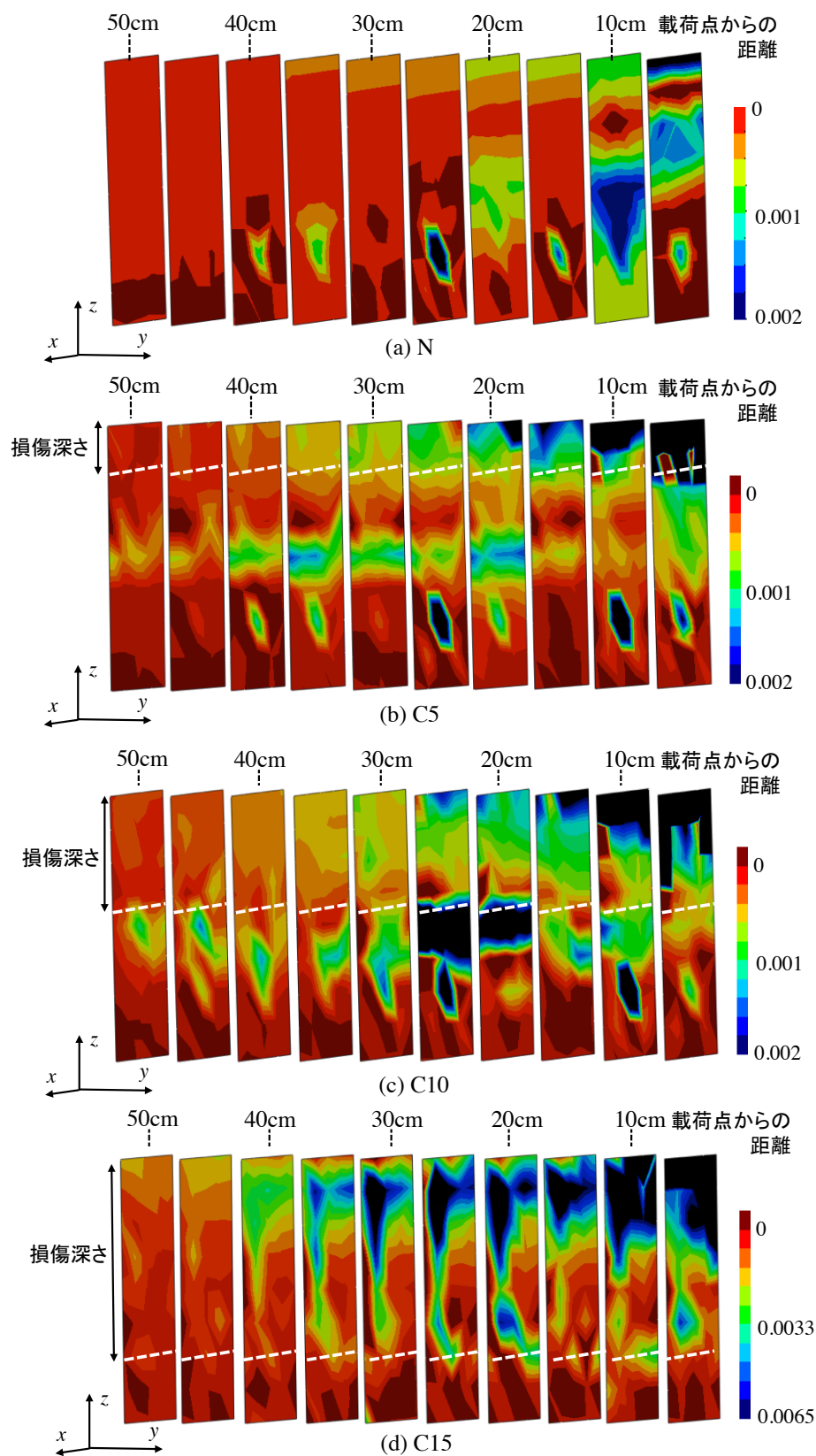


図-4.18 最大荷重の95%における主圧縮ひずみ分布の比較

参考文献

- [1] 高橋良輔, (2003). 3次元非線形有限要素法によるコンクリート系部材の挙動解析に関する研究, 北海道大学学位論文
- [2] Takahashi, R., Sato, Y., Konno, K., and Ueda, T., (2005). 3D nonlinear punching shear simulation of steel-concrete composite slab, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 3(2), 297-307.
- [3] Pansuk, W. and Sato, Y., (2007). Shear mechanism of reinforced concrete T-beams with stirrups, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 5(3), 395-408.
- [4] 土木学会編, (2009). 続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能研究小委員会 成果報告書, コンクリート技術シリーズ 85
- [5] Vecchio, F. J. and Collins, M. P., (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Journal Proceedings*, 83(2), 219-231.
- [6] 金澤健, 佐藤靖彦, 高橋良輔, 林田宏, (2016). 凍結融解作用による損傷を考慮した RC はり部材の 3次元非線形有限要素解析, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 16, 381-386.
- [7] Hasan, M., Okuyama, H., Sato, Y., and Ueda, T., (2004). Stress-strain model of concrete damaged by freezing and thawing cycles, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2(1), 89-99.
- [8] 吉川弘道, 田辺忠顕, (1986). コンクリート部材のひびわれ界面における力学的挙動に関する解析的研究, 土木学会論文集, 372, 101-110.
- [9] 出雲淳一, 島弘, 岡村甫, (1987). 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, 25(9), 107-120.
- [10] 林田宏, 佐藤靖彦, (2012). 凍害劣化域の大きさと位置に着目した RC はり部材の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, 34(1), 922-927.
- [11] 林田宏, 佐藤靖彦, 小林竜太, 吉田安寿, (2013). 凍結融解作用により劣化した RC はり部材の非線形有限要素解析による構造性能評価, コンクリート工学年次論文集, 35(1), 901-906.

- [12] 田所敏弥, 佐藤靖彦, 上田多門, (2003). 斜めひび割れ面のせん断伝達機構と鉄筋コンクリート棒部材の斜め引張破壊, 土木学会論文集, (739), 195-211.
- [13] 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄, (1995)., せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価, 土木学会論文集, (520), 157-169.
- [14] 岡村甫, 前川宏一, (1991). 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則., 技法堂出版
- [15] Niwa, J., Yamada, K., Yoshizawa, K., and Okamura, H., (1987). Reevaluation of the equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Concrete Library of JSCE, 9, 65-84
- [16] 青柳征夫, 山田一字, (1983). 面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル要素の耐力変形特性, 土木学会論文報告集, (331), 167-180.
- [17] Rots, J. G. and Blaauwendraad, J., (1989). Crack models for concrete, discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?, HERON, 34 (1), 1-59.
- [18] 山谷敦, 中村光, 檜貝勇, (1999). 回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析., 土木学会論文集, (620), 187-199.
- [19] Hanjari, K. Z., Kettil, P., and Lundgren, K., (2013). Modelling the structural behaviour of frost-damaged reinforced concrete structures, Structure and Infrastructure Engineering, 9(5), 416-431.
- [20] Reinhardt, H. W., Cornelissen, H. A., and Hordijk, D. A., (1986). Tensile tests and failure analysis of concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, 112(11), 2462-2477.
- [21] 田所敏弥., (2002). ひずみ軟化構成則の構築と有限要素法による鉄筋コンクリート部材の終局挙動の解明に関する研究, 北海道大学学位論文.
- [22] 李宝禄, 前川宏一, (1988). 接触面密度関数に基づくコンクリートひびわれ面の応力伝達構成式, コンクリート工学, 26(1), 123-137.
- [23] Kato, B., (1979). Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic action, AICAP-CEB symposium, 131, 7-27.

第 5 章

まとめ

本研究では、「凍結融解作用により RC に生じる損傷」として損傷そのものと要素レベルの力学的応答とに生じる異方性に着目し、その両者を 3 次元非線形 FEM に考慮した新たな部材解析手法を開発した。また、開発した手法による損傷の空間的な分布を有する RC はりの静的破壊挙動の再現に成功し、さらにはその破壊機構をも明らかにした。本研究から新たに得られた結論は以下のようにまとめられる。

- 1) 非線形 FEM を用いて損傷を有する RC はりの耐力評価を的確に行うには、分散鉄筋モデルと分散ひび割れモデルとの組み合わせは適当でない。その主たる理由は、特に損傷が鉄筋位置に達している場合には、鉄筋とコンクリート間の付着劣化が部材挙動に及ぼす影響を評価できないからである。
- 2) 凍結融解試験後の RC はりには、鉄筋軸に沿う方向のひび割れが発生する。このようにひび割れが特定の方向性を持つことは無筋コンクリートには見られない現象であり、鉄筋の存在により損傷の異方性が生じることを示すものである。
- 3) 上述のような損傷の異方性に付随して、RC 要素の力学的応答にも異方性が生じることが実験的に明らかとなった。また、ひび割れを有する RC 要素を対象として、この力学的異方性を考慮した 1 軸圧縮構成則を構築した。
- 4) 凍結融解作用による鉄筋とコンクリート間の付着劣化機構には、これまで考慮されてきたかぶりの材料劣化に加え、温度変化で生じる鉄筋-コンクリート界面の摩擦抵抗の劣化がある可能性を指摘した。また、この 2 つの劣化機構を考慮した付着構成則を構築した。
- 5) 凍結融解試験中の熱伝導と水分移動に基づき、鉄筋の存在により部材断面に生じる損傷の異方性を再現可能な手法を構築した。これはすなわち、損傷度に大きな影響を与える要因として最低温度および水セメント比に着目し、両者の差異を凍結融解サイクル数に反映させた上で、鉄筋に対する方向によって異なる凍結融解サイクル

数-膨張ひずみ関係を適用する手法である。

- 6) 3次元非線形 FEM を用い、損傷の異方性を初期ひずみ状態と初期ひび割れとして、力学的応答の異方性を構成則として考慮した部材解析手法を開発した。この手法は、特に損傷が圧縮域にある場合には、その空間的な分布が荷重-変位関係に及ぼす影響や、設計時の想定とは異なる破壊に至らしめる現象も再現可能であることを確認した。
- 7) 損傷が圧縮域にある場合には、はり断面内で、損傷の著しい圧縮縁近傍から損傷の軽微な内部へと応力の再分配が生じる。この現象によって圧壊域が広がり、曲げ破壊型のはりでもせん断圧縮破壊によって終局に至るという破壊機構を明らかにした。

本研究で開発した解析手法により、損傷の空間的な分布が部材レベルの力学的挙動に及ぼす影響を定性的に再現することが可能となった。しかしながら、その再現精度には改善の余地があり、そのために解決すべき点が今後の課題として位置付けられると考える。具体的には以下のようにまとめられる。

- 凍結融解作用におけるゾーニングの問題、すなわち、損傷と力学的応答に異方性を考慮する領域の大きさを、鉄筋 1 本に対してどの程度に設定するかという問題である。解析上 RC として扱う領域の大きさにより考慮される異方性の程度も異なるため、部材挙動にも大きな影響を及ぼすと考えられる。
- FEM における要素寸法と分散ひび割れモデルの適用範囲の問題、これは、損傷を要素に平均化して考慮することの問題とも換言できる。分散ひび割れモデルを用いる限り、要素の力学的応答は平均応力-平均ひずみ関係として部材挙動に反映される。すなわち、平均ひずみが同じであれば同じ平均応力が算出されることになり、例えば、実構造物のマクロなひび割れの近傍で、損傷が局在化したことに起因する破壊などは再現することができない。
- 損傷の異方性により生ずるマクロなひび割れの再現の問題、これは、本研究では天下りの非線形 FEM の初期状態として水平ひび割れを導入している点についてである。すなわち、本解析手法では、ひび割れ面に対して平行、直交方向にひび割れ発生後のコンクリート構成則を適用しているため、初期ひび割れの向きが、部材挙動にも影響を与えると予想される。熱水分の移動を考慮した損傷の再現解析の帰結として発生するひび割れの方向が得られれば、例えば、せん断補強筋を有する RC はりなどに対しても、損傷の異方性をより合理的に再現することができると考えられる。

謝辞

本論文は、著者が北海道大学大学院工学院北方圏環境政策工学専攻に所属していた5年間の研究を取りまとめたものです。まず、本論文の主査であり、学部4年次から6年間にわたって、終始妥協を許さないご指導とご鞭撻を賜りました佐藤靖彦先生に心より御礼を申し上げます。また、副査をお引き受け頂いた横田弘先生、松本高志先生、千歩修先生には、学位審査の際に的確なご批判を賜りましたことを厚く御礼申し上げます。

佐藤靖彦先生には、「社会に本当に必要とされていることにエネルギーを注ぐ」という研究に対する根本的な姿勢を学ばせて頂きました。博士課程への進学を決断してから、研究室にいる時間は誰よりも長かったにも関わらず、それが最終的なアウトプットとして実を結ばないという経験を何度も繰り返しました。その都度、「枝葉ばかりではなく森を見なさい」というお言葉とともに、失敗の過程にも温かい眼差しを向けて頂いた経験が著者の血肉となり、何とかここまで辿り着くことができたと思っております。また、研究自体のご指導のみならず、国際会議や熊本地震の被災構造物の視察に同行させて頂いた機会のひとつひとつが、佐藤先生の研究に対する思いを共有でき、また、研究者としての素養を培うことができたかけがえのない経験となりました。学部4年次から6年間、著者に全力で向き合って頂いたことに、心より御礼を申し上げます。

また、本研究で使用した解析プログラムは、秋田大学大学院理工学研究科高橋良輔先生が開発されたものです。高橋先生には、プログラムをご提供頂いただけでなく、2度にわたり使い方を直接ご指導して頂きました。学生時代に、3次元非線形有限要素解析プログラムと格闘するという貴重な機会を頂戴したことに、厚く御礼を申し上げます。

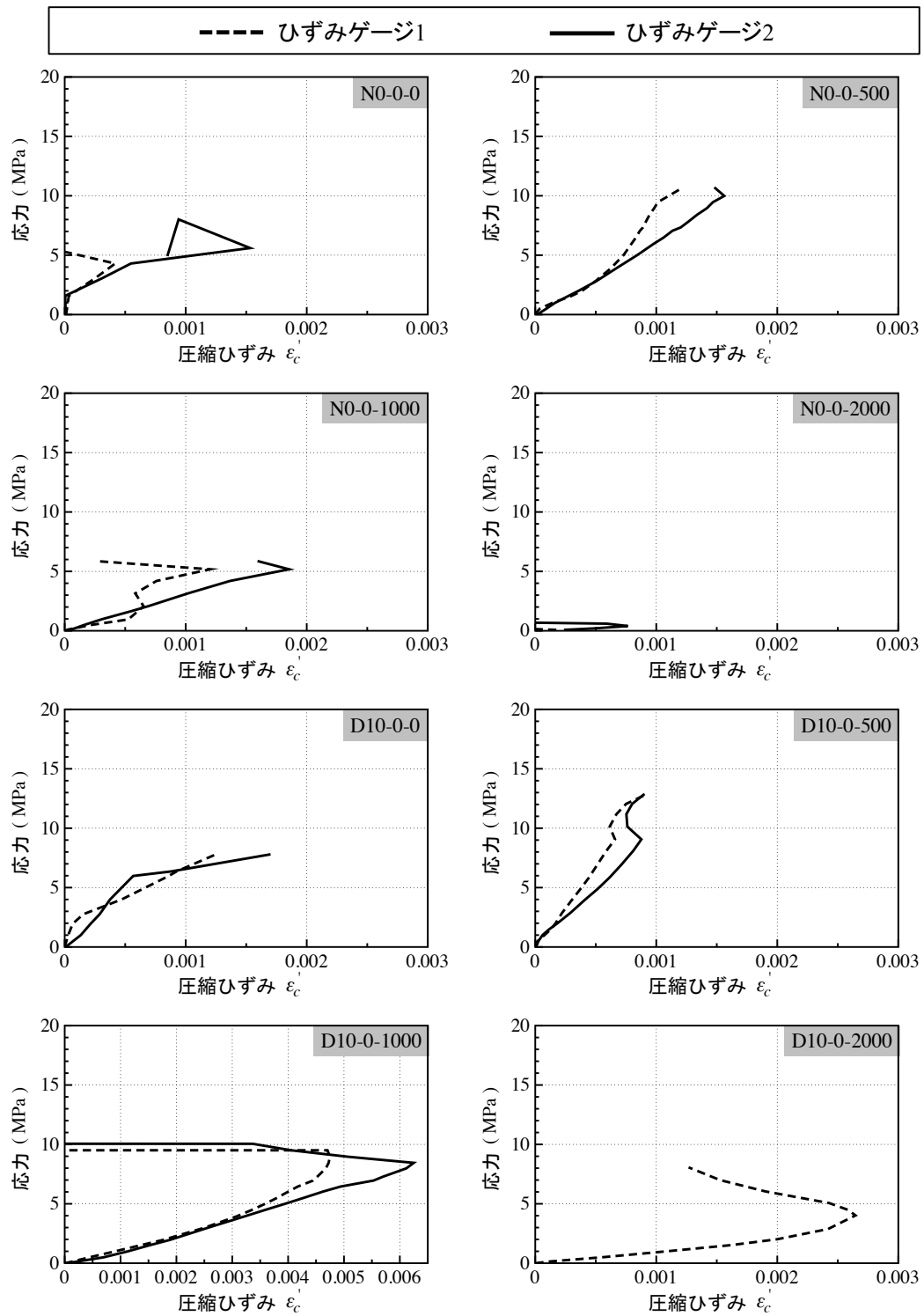
寒地土木研究所林田宏氏には、本研究にとってなくてはならない、貴重な実験データをご提供いただきました。厚く御礼を申し上げます。

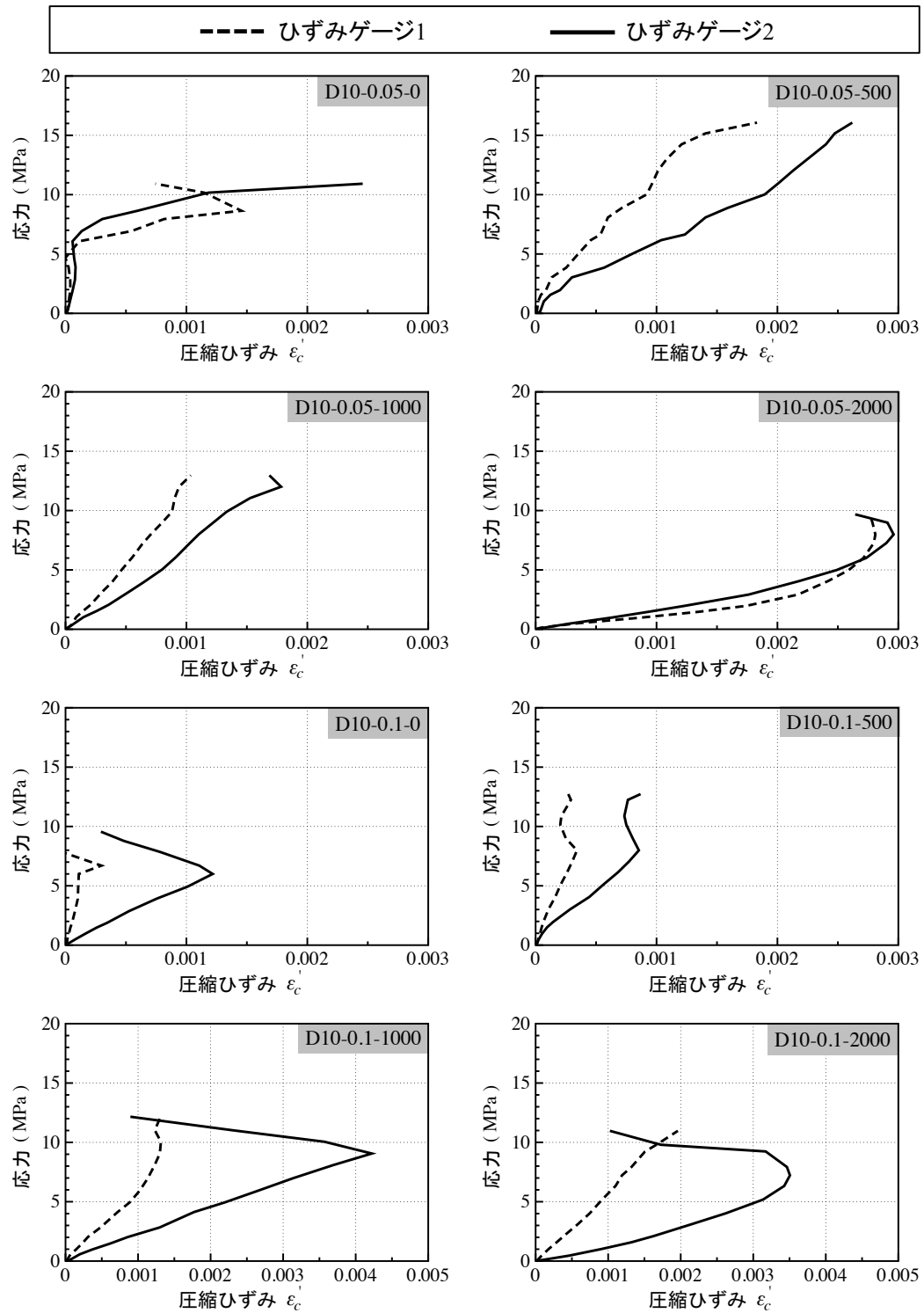
インフラ安全工学分野の皆様には、ゼミでのディスカッションを通じて刺激を受け、また、著者が立ち止まりそうになったときには、温かく励まして頂きました。皆様がいなければ、本論文は今とは違った形になったものと思います。ここに、深く感謝を申し上げます。

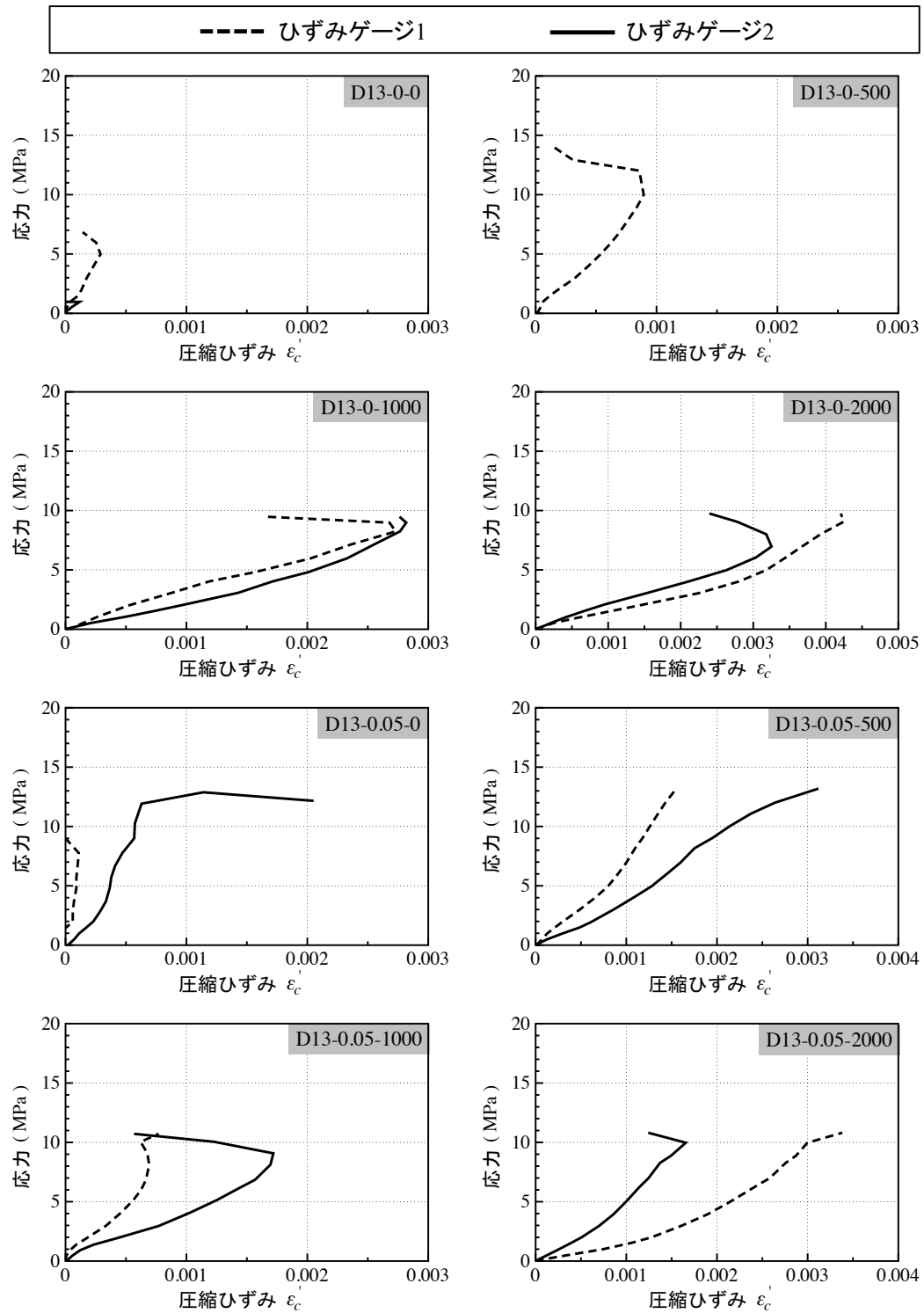
最後に、著者の決断を尊重し、経済的な援助とともに常に温かい激励を頂いた父豊、母涼子に心からの謝意を表して、本論文の結びとさせていただきます。

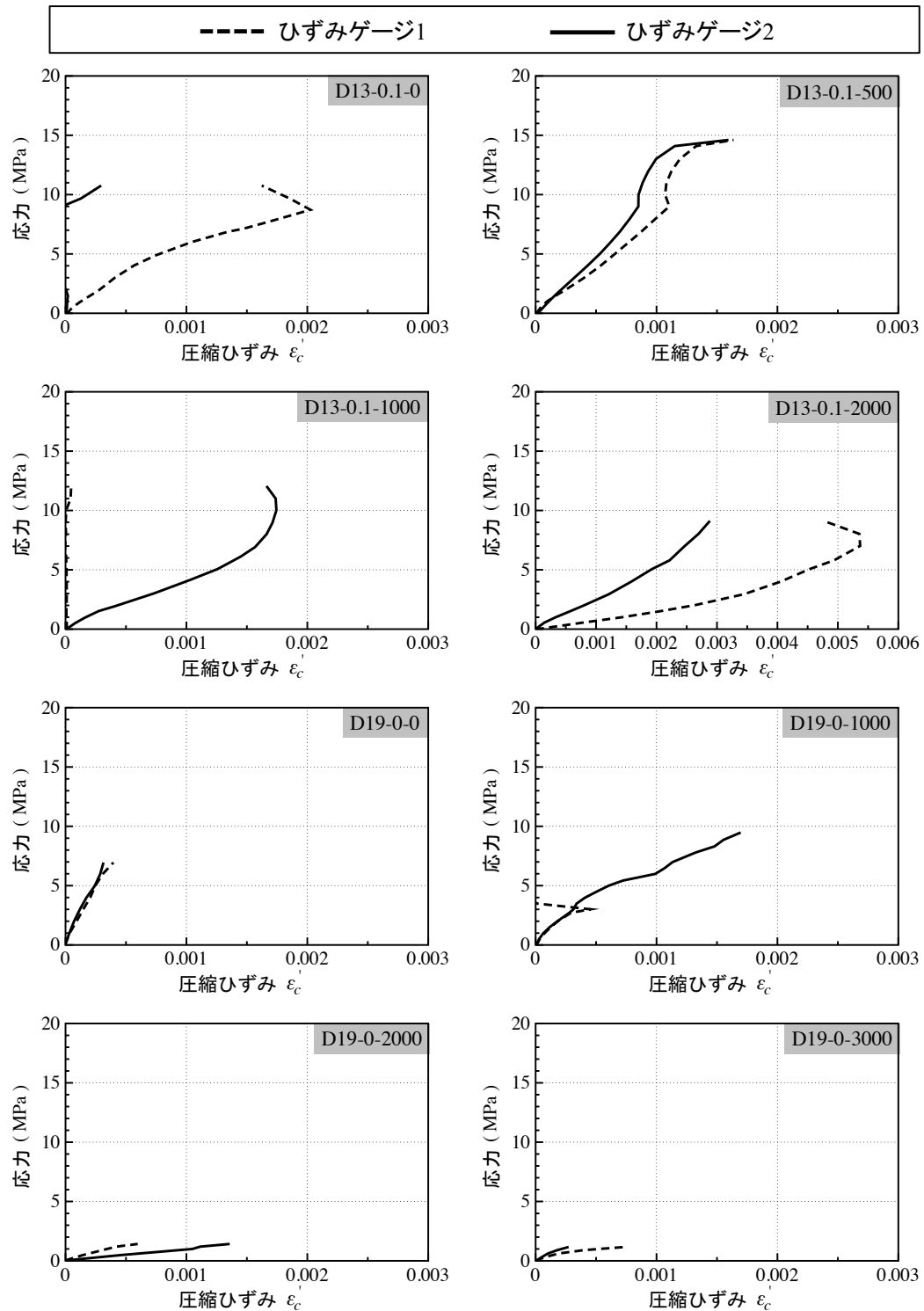
2018年2月16日 金澤 健

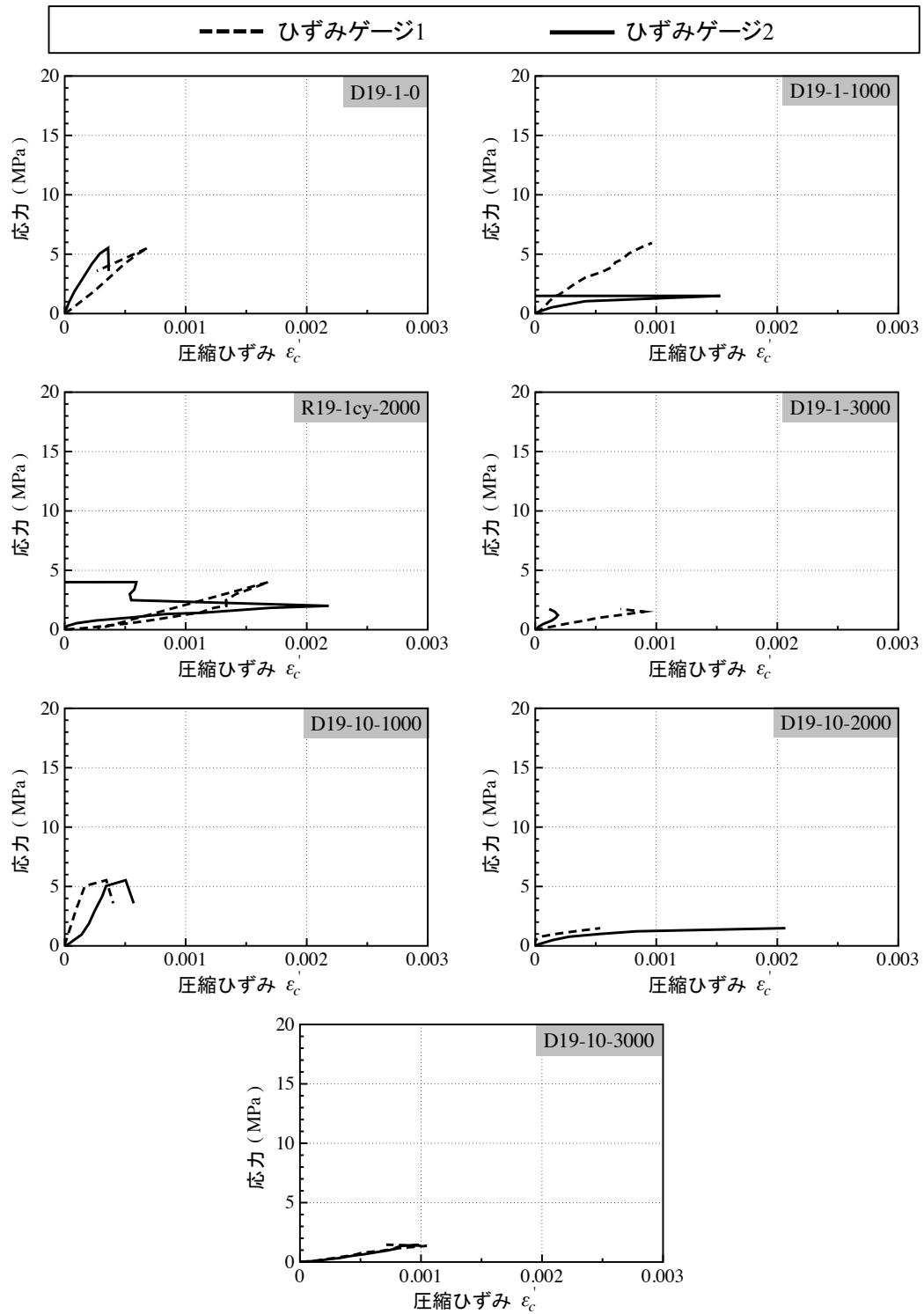
付録 A 要素試験（2.2 節）から得られた応力-ひずみ関係



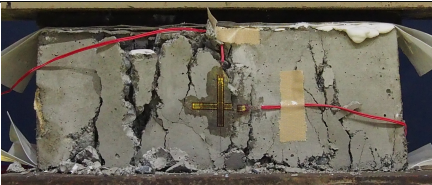
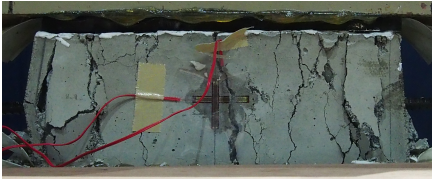


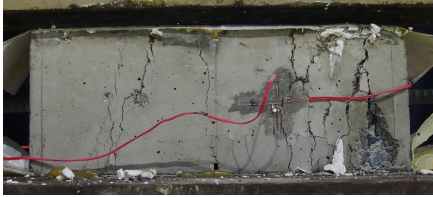
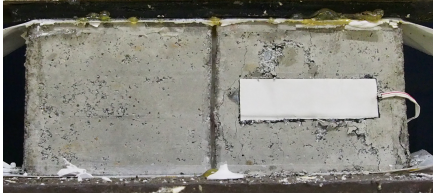
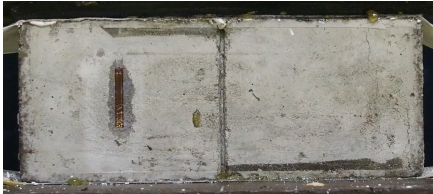


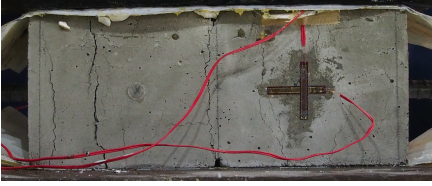


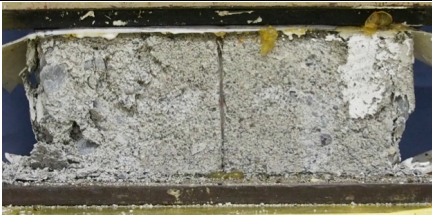
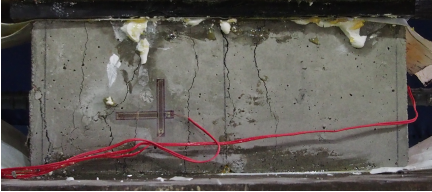
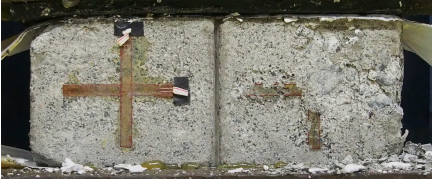


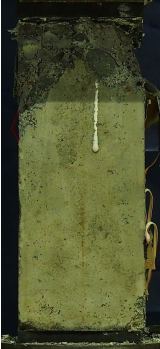
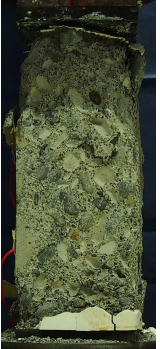
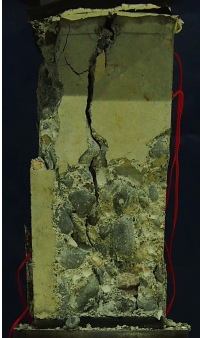
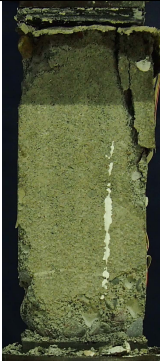
付録 B 要素試験（2.2 節）で観察された破壊形式

供試体名	試験終了時の様子	破壊形式
N-0-0		割裂
N0-0-500		圧壊
N0-0-1000		割裂
N0-0-2000		割裂
D10-0-0		割裂
D10-0-500		圧壊
D10-0-1000		圧壊

供試体名	試験終了時の様子	破壊形式
D10-0-2000		圧壊
D10-0.05-0		割裂
D10-0.05-500		圧壊
D10-0.05-1000		圧壊
D10-0.05-2000		圧壊
D10-0.1-0		割裂
D10-0.1-500		圧壊
D10-0.1-1000		圧壊

供試体名	試験終了時の様子	破壊形式
D10-0.1-2000		圧壊
D13-0-0		割裂
D13-0-500		圧壊
D13-0-1000		圧壊
D13-0-2000		圧壊
D13-0.05-0		割裂
D13-0.05-500		圧壊
D13-0.05-1000		圧壊

供試体名	試験終了時の様子	破壊形式
D13-0.05-2000		圧壊
D13-0.1-0		割裂
D13-0.1-500		圧壊
D13-0.1-1000		圧壊
D13-0.1-2000		圧壊

供試体名	D19-0-0	D19-0-1000	D19-0-2000	D19-0-3000
試験終了時の様子				
破壊形式	割裂	圧壊	圧壊	圧壊
供試体名	D19-1-0	D19-1-1000	D19-1-2000	D19-1-3000
試験終了時の様子				
破壊形式	割裂	圧壊	圧壊	圧壊
供試体名	D19-10-1000			D19-10-3000
試験終了時の様子				
破壊形式	圧壊			圧壊

付録 C 非損傷コンクリートおよび鉄筋に使用した材料構成則

ひび割れ発生前のコンクリート構成則

ひび割れ発生前のコンクリート構成則として、前川、岡村の弾塑性破壊モデル [14] (文献番号は 4 章の章末に対応) を採用する。このモデルの特徴は、圧縮応力下のコンクリートの力学的非線形性を破壊と塑性とに分離し、平均、偏差ひずみとその不変量を用いた等価応力－等価ひずみ関係を定式化している点であり、多軸応力下の挙動を適切に評価できるのみならず、載荷、除荷の履歴下での挙動を、ひとつの式で表現することが可能である。

弾塑性破壊構成則では、図-1 に示すように、コンクリートを弾性成分と塑性成分とを有するバネが連結したものと捉え、弾性バネの切断によって破壊を、塑性バネの挙動によって塑性を表現する。図-1 では、破壊パラメータ $K=1$ が損傷のない状態であり、 K が 0 に近づくほど損傷が進行した状態と見なせる。任意の座標系における応力状態は体積成分と偏差（せん断）成分とで記述できることから、弾塑性破壊モデルでは、破壊および塑性に対する体積成分、偏差成分の影響を、応力の不変量を用いて表-2 のように定式化している。

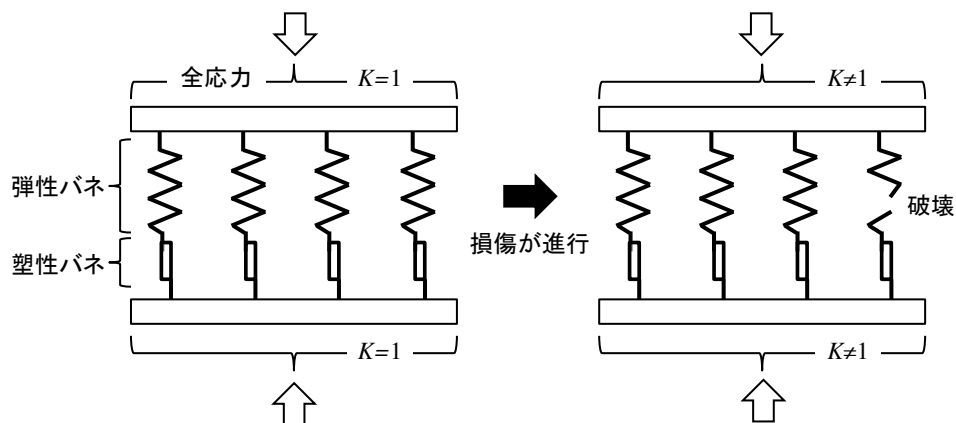


図-1 弾塑性破壊構成則におけるコンクリートの概念図

静水圧（等方圧縮）応力状態におけるコンクリートの圧縮試験から、体積成分が破壊に及ぼす影響はほとんどないことが確認されている。したがって、全応力のうち体積成分は、破壊の進行に影響を及ぼさない。したがって、体積応力と応力の一次不変量との関係は、体積弾性係数 K_0 によって、式 (1), (2) のように定式化される。

$$I_1 = 3K_0 I_{1e} \quad (1)$$

$$K_0 = E_0/3(1 - 2\nu_0) \quad (2)$$

表-2 応力の不変量による破壊、塑性の指標

パラメータ	応力	ひずみ
体積成分	$I_1 = 1/3 \sigma_{kk}$	$I_{1e} = 1/3 \varepsilon_{ekk}$
偏差成分 (第 2 不変量)	$J_2 = \sqrt{1/2 s_{ij} s_{ij}}$	$J_{2e} = \sqrt{1/2 e_{ij} e_{ij}}$
偏差成分 (第 3 不変量)	$J_3 = \sqrt[3]{1/3 s_{eij} s_{ejk} s_{ekl}}$	$J_{3e} = \sqrt[3]{1/3 e_{eij} e_{ejk} e_{ekl}}$
偏差テンソル	$s_{ij} = \sigma_{ij} - I_1 \delta_{ij}$	$e_{ij} = \sigma_{ij} - I_{1e} \delta_{ij}$

また、損傷の程度を表す破壊パラメータ K は、偏差応力の第 2, 第 3 不変量である J_{2e} , J_{3e} とともに増加し、体積応力の第 1 不変量である I_{1e} によって抑制される。ここで、破壊パラメータ K は、3 次元応力下における等価弾性 F により表される。等価弾性 F は内部応力度の大きさを表しており、 F が過去経験した最大値を超えることで、破壊が進行する。これらの相互関係は、式 (3,4,5) のように示される。

$$J_2 = 2G_0 K J_{2e} \quad (3)$$

$$K = K(F) = \exp \left[-\frac{F}{3.25} \left(1 - \exp -\frac{F}{0.8} \right) \right] \quad (4)$$

$$F = \frac{\sqrt{2} J_e}{0.23 \varepsilon_0 - \sqrt{3} I_{1e}} \frac{1}{5} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3e}}{J_{2e}} \right)^3 + 6 \right] \quad (5)$$

応力の体積成分における塑性の進行は、体積応力の第 1 不変量 I_{1e} の影響を大きく受ける。この影響は体積膨張の導関数 D により考慮されている (式 (6), (7), (8))。

$$dI_{1e} = D(I_{1e}, K) \quad (6)$$

$$D(I_{1e}, K) = 4K^2 \frac{-1 + 2\nu_0}{\sqrt{3}(1 + \nu_0)} + \frac{\sqrt{2} I_{1e} + 0.38 \varepsilon_0}{0.28 \varepsilon_0} (1 - 4K^2) \quad (7)$$

$$dI_{1p} = \frac{d\varepsilon_{pkk}}{3} \quad (8)$$

せん断における塑性を表す J_{2p} は、偏差応力の第 2 不変量 J_{2e} により以下のように表される。

$$J_{2p} = H(J_{2e}) \quad (9)$$

上記の関係は体積成分（拘束力）には影響されず、塑性硬化関数 H は、以下のように表される。破壊の進行と同様、 J_{2e} が過去経験した最大値を超えることで塑性が進行する。

$$H = \frac{9}{10} \varepsilon_0 J_{2e} \quad (10)$$

破壊および塑性の進行について記述された式より、応力とひずみとの関係は全ひずみを $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{eil} + d\varepsilon_{pil}$ とすれば、以下のように増分形式で書き表すことが可能である。

$$d\sigma = M_{ijkl} d\varepsilon_{ekl} \quad (11)$$

$$d\varepsilon = L_{ijkl} d\varepsilon_{ekl} \quad (12)$$

ひび割れ発生規準

コンクリートの非線形挙動は、ひび割れの発生を起点として生ずる。本研究では、圧縮–引張領域に二羽モデル（式 (13)）[15] を、引張–引張領域に青柳–山田モデル（式 (14)）[16] を用いることで構成される 2 軸応力下の破壊包絡線を 3 次元空間に拡張した高橋 [1] のひび割れ発生規準を採用する。ひび割れは、コンクリートの応力がひび割れ発生規準に達しすぐに発生するものではなく、主引張ひずみがひび割れ発生限界ひずみに達することで発生する。出雲らはこのひび割れ発生限界ひずみを、応力がひび割れ発生規準に達した時のひずみの 2 倍として提案しており、高橋もこれを採用している。多方向のひび割れ発生に関しても、全体座標系で定義されるひずみテンソルが、主ひずみを定義する座標系に変換されたときの値に対してひび割れ発生規準を適用する。ただし、最初に発生したひび割れとの角度に対して、ある程度の遷移域を設けなければ、数値計算上、1 方向目のひび割

れ発生直後に、それとほとんど同じ角度のひび割れが生ずることが指摘されている．本研究では，高橋 [1] と同様，この遷移域を 15 度としている．

$$\left(\frac{\sigma_1}{f_t}\right)^3 + \left(\frac{\sigma_2'}{f_c'}\right) = 1 \quad (13)$$

$$\left(\frac{\sigma_1}{f_t}\right) + 0.3 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) = 1 \quad (14)$$

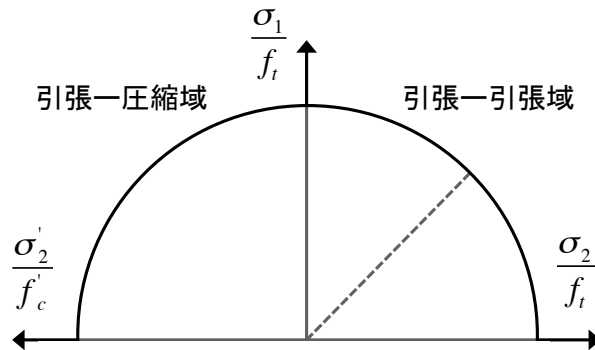


図-2 2次元応力空間におけるひび割れ発生規準

ひび割れのモデル化

非線形 FEM において，コンクリートに発生するひび割れをモデル化する方法は，2 つに大別される．すなわち，分散ひび割れモデルと離散ひび割れモデルである．このうち，離散ひび割れモデルは，要素間に直方向およびせん断方向の応力とひずみとの関係を導入することでひび割れを表現するものである，これは，ひび割れ面での応力伝達機構を適切に考慮した構成則を用いる必要があるものの，ひび割れの発生とひび割れ間の力学的特性が部材挙動に支配的な場合，例えば，RC はりの斜め引張破壊を解析的に表現する際には有用である．その性質上，ひび割れが生じる位置が予め把握されている必要があるが，本研究では既往の RC はりの載荷実験を解析対象としていることから，ひび割れ位置の特定が可能である．しかしながら，ひび割れ面における応力伝達特性，特にせん断方向のそれを適切に表現出来る構成則を定式化することは，非損傷コンクリートを対象とした場合でさえ，試験結果に大きなばらつきが含まれる場合が多く，容易ではない [8]．一方，分散ひび割れモデルは，ひび割れ発生後のコンクリートの力学的挙動を，複数のひび割れを含む領域の巨視的な平均応力-平均ひずみ関係によって表すものであり，ひび割れは要素の Gauss 点に考慮される．それゆえ，鉄筋比が十分で，かつ，鉄筋とコンクリート間の付着

が良好でひび割れの分散性がよいことを前提としていることに注意が必要であるものの、実用上（例えば、設計ツールとして）は、工学的に十分な精度で部材挙動を予測できることが明らかとなっている。

分散ひび割れモデルは、ひび割れの角度の取り扱いにおいて、回転ひび割れモデルと固定ひび割れモデルとに大別される [17]。非線形 FEM では、ひび割れ発生後、ひび割れ面に対して平行方向と直交方向を定義した座標系に対して、構成則を適用するのが一般的である。回転ひび割れモデルは、構成則が主ひずみ方向に対して適用されるよう、ひび割れが主ひずみの方向に合わせて回転するモデルである。すなわち、ひび割れを含んだコンクリートのせん断応力とひずみとの関係を必要としない。一方、固定ひび割れモデルは、ひび割れと主ひずみの方向が一致しないため、ひび割れ面にせん断ひずみが生じることから、せん断応力とせん断ひずみとの関係が必要となる。非損傷 RC はりでは、せん断伝達特性が部材挙動に支配的な場合、例えば斜め引張部材の挙動をある程度の精度で捉えられることが報告されている [18]。また、凍結融解作用による損傷を有する場合にも、Hanjari et al. [19] による、回転ひび割れモデルを用いた解析がある。数値計算上の簡便性も加味すれば、適用範囲がよく検討されていれば、回転ひび割れモデルは工学的に有用である。しかしながら、実現象に則ったモデルではないこと、また、適用範囲の検討が不十分であることから、本研究では、固定ひび割れモデルを採用する。多方向のひび割れが部材の 3 次元的な挙動に大きな影響を与えることが予想される場合、例えば、面部材の押抜きせん断や棒部材のねじり挙動に対しては、3 本以上のひび割れを考慮することの必要性が指摘されている。本研究の解析対象は RC はりの曲げせん断試験であることから、ガウスポイント 1 つあたりに考慮可能なひび割れ本数を最大で 2 本とした。

ひび割れ発生時、分散固定ひび割れモデルを用いて全体座標系（部材に対する基準座標系）における荷重と変位との関係を求めるために、本研究でも採用した一般的な手法を概説する。前節で述べたひび割れ発生規準の下、1 本目のひび割れが発生したと判断された場合、最大、中間、最小主応力方向に定義される座標系を、ひび割れ面座標系と呼ぶこととする。すなわち、ひび割れ面に対する法線ベクトルは、最大主応力の方向と一致し、中間および最小主応力の方向は、ひび割れ面に平行である。全体座標系における応力は、ひずみをひび割れ面座標系に変換し、各方向のひずみに対して、ひび割れ発生後の構成則を用いることで得られる。ひび割れ面座標系で得られた応力とひずみを、全体座標系へと再度変換することで、全体座標系における応力とひずみとの関係が得られる（図-3 参照）。

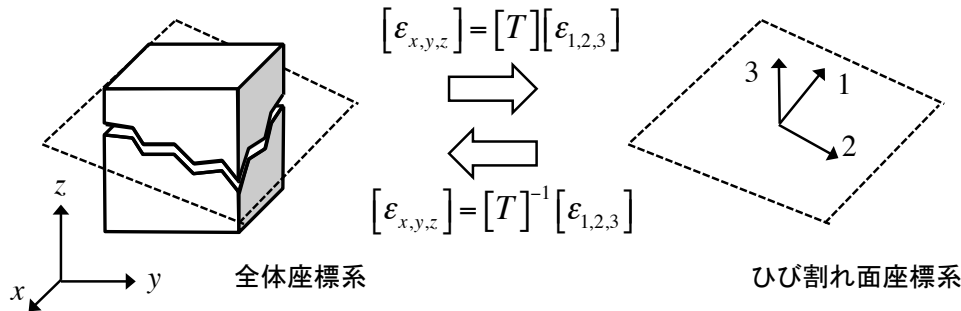


図-3 全体座標系とひび割れ面座標系との関連性

ひび割れ平行方向の圧縮構成則

本研究では、ひび割れ平行方向の圧縮構成則として、Vecchio and Collins [5] のモデル（以下、Collins モデル）を採用する。Collins モデルは式 (2.1) に示されているので、参照されたい。

ひび割れ直交方向の引張構成則

テンションスティフニングモデル

鉄筋が十分に配された RC 部材が一軸引張荷重下に置かれると、ひび割れ間のコンクリートが引張荷重の一部を負担することにより、任意の変位に対する荷重の大きさ（剛性）が、鉄筋単体の引張試験のそれよりも大きくなる、このテンションスティフニング効果を平均応力と平均ひずみとの関係に導入することが可能なモデルとしては、例えば、岡村のモデルがある（式 (15), 図-4 参照）。式 (15) では、平均引張応力と平均ひずみとの関係における軟化勾配が、係数 c により決定されている。これは、ひび割れ発生後、コンクリートが負担する引張力の大きさを決定するものであり、鉄筋とコンクリート間の付着特性を間接的に評価するものである。すなわち、いかに変位（ひずみ）が大きい状況下にあっても、引張力の負担でコンクリートの貢献分を考慮することを意味しており、それゆえ、付着劣化が生じた部材に適用するには注意を要する。本研究では鉄筋とコンクリート間の付着劣化を、付着応力-すべり関係によって直接考慮しており、このテンションスティフニングモデルは用いていない。

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (15)$$

ここで、 ε_{tu} : ひび割れ発生ひずみ、 $c = 0.4$ である。

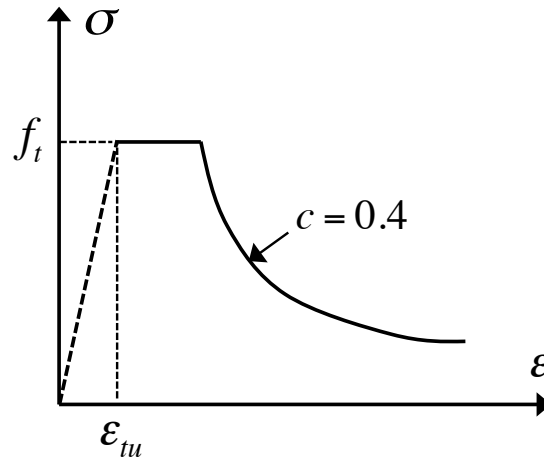


図-4 平均引張応力と平均ひずみとの関係

テンションソフトニングモデル

無筋コンクリートでは、ひび割れ発生直後から、ひび割れ幅の増大に伴って急激に引張応力が減少する軟化性状を示す。これは、ひび割れ先端部周辺のフラクチャプロセスゾーンにおいて、微細なひび割れが発生、進展、結合することによるものである。本研究では、ひび割れ直交方向の応力とひび割れ幅の関係として、Reinhardt のモデル（式(16)）[20] を採用する。

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \frac{\delta}{\delta_0} \right)^3 \right] \exp \left(-c_2 \frac{\delta}{\delta_0} \right) - \frac{\delta}{\delta_0} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (16)$$

ここで、 $c_1 = 3.0$ 、 $c_2 = 6.93$ 、 δ : ひび割れ幅、 δ_0 : 引張応力を伝達しなくなる時点のひび割れ幅 ($160\mu\text{m}$) である。

本研究では分散ひび割れモデルを用いており、Reinhardt のモデルを適用するには、要素の平均ひずみをひび割れ幅に変換する必要がある。実際には、引張ひずみは平均的に生じるのではなく、ひび割れ近傍のある領域に局在化し、引張破壊エネルギーが消費される。3D-CAMUI では、この引張破壊エネルギーが要素全体で平均的に消費されるため、仮想のひび割れ間隔をひずみに乗じることでひび割れ幅を得、Reinhardt のモデルを適用する手法が採用されている [1]。この手法では、引張ひずみを要素で平均化することを認めているため、要素が強いひずみ勾配を有する場合には、非線形 FEM の解が要素寸法に依存することが指摘されている。この要素寸法依存性は、要素形状を反映した等価長さを用いることで低減可能なことが報告されているが、3次元の連続体において等価長さを定義する

のは容易ではなく、これが解に及ぼす影響についても明らかになっていない。本研究では、構成則の定式化を、数 10cm スケールの供試体による要素試験の結果をベースとして行うこと、また、要素寸法を 5–10cm 程度に設定すれば等価長さの問題は回避可能であること [21] から、仮想ひび割れ間隔をそのまま採用することとした。

ひび割れ面におけるせん断伝達構成則

ひび割れ面において、ひび割れに沿った方向にせん断変位が生じると、ひび割れ面平行方向にはせん断力、ひび割れ面直交方向には圧縮力が生ずる。これは、主として粗骨材の噛み合わせによってひび割れ面同士が接触することに起因するものである [8]。李、前川は、このひび割れ面の凸凹を接触密度関数により記述し、除荷、再載荷など載荷履歴によらず、せん断応力とせん断ひずみとの関係をひとつの式で表した [22] (以下、李・前川モデル)。李・前川モデルの厳密形はひび割れ接触面で定式化される関数により記述されるため、積分の困難さから、非線形 FEM への適用には向かない。本研究では、ひび割れ面上の変形がすべて塑性変形であるといった仮定のもとで簡略化された李・前川モデルを用いる (式 (17))。簡略化モデルは、平均せん断ひずみ r_{cr} をひび割れ幅とせん断ずれの比と定義し、それをひび割れ直交方向の平均ひずみで除した β を用いることで、せん断応力とひずみとを関連づけている。これは、算出されるせん断応力がひび割れ間隔によらないものであることを意味する。

$$\begin{cases} \tau_{st} = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \\ \beta = \gamma_{cr} / \varepsilon_t \\ f_{st} = 3.8 f_c'^{1/3} \end{cases} \quad (17)$$

ここで、 τ_{st} : せん断応力、 ε_t : ひび割れ直交方向の平均引張ひずみ、 f_{st} : せん断伝達強度である

鉄筋単体の応力-ひずみ関係

本解析手法において、鉄筋はトラス要素によってコンクリート要素とは別に離散化されているため、鉄筋単体の応力-ひずみ関係を与える必要がある。Kato [23] は、硬化域までを含む鉄筋単体の応力-ひずみ関係をトリリニアな直線としてモデル化しており (式 (18))、RC 部材解析にも多くの適用実績があることから、本研究でもこれを採用する。

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s = \sigma_{sy} & (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \\ \sigma_s = \sigma_{sy} + (1.01\sigma_u - \sigma_{sy}) \left(1.0 - e^{(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_s)/k}\right) & (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s) \\ k = 0.032(400/\sigma_{sy})^{1/3} \end{cases} \quad (18)$$

ここで、 σ_s : 鉄筋応力、 E_s : 鉄筋のヤング係数、 ε_s : 鉄筋ひずみ、 σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力、 σ_u : 鉄筋の引張強度、 ε_{sh} : ひずみ硬化開始時のひずみである。