

筑波大学大学院博士課程

システム情報工学研究科修士論文

ECC の引張応力－歪モデルに関する研究

鬼塚 由佳

(構造エネルギー工学専攻)

指導教員 金久保 利之

2010 年 3 月

ECC の引張応力-歪モデルに関する研究

論 文 概 要

従来のコンクリートの引張に対する脆性的な破壊を改善するためにモルタルに短繊維を混入したセメント系複合材料の DFRCC がある。DFRCC は曲げ応力下において初期ひび割れ発生後も繊維の架橋効果により応力を保持し、複数のひび割れを生じる特徴を有している。また、DFRCC の中でも引張応力下において歪硬化・複数ひび割れ特性を示す HPFRCC は、構造部材としての適用が報告されている。構造部材には主として地震力が作用するため、繰返し応力下における HPFRCC の性能を的確に把握する必要があるが、部材の性能評価は部材そのものに対する加力実験によって行われており、HPFRCC の引張性能に及ぼす繰返し载荷の影響に着目した研究は少ない。

本研究では、HPFRCC の代表的な一種である ECC を研究対象として、ECC の応力-歪関係の構築という観点で、繰返し応力下および鉄筋との複合体における ECC の引張性能を評価することを目的とした。

本論文は、全 5 章から構成される。各章の概要は以下の通りである。

第 1 章では、本研究の背景について整理し、目的を明確にした。

第 2 章では、ECC 自体の繰返し性能の把握および評価を目的として、繰返し载荷の曲げ試験を行い、その結果を元に ECC の応力-歪モデルおよび繰返し構成則を構築し、繰返し断面解析と実験結果を比較することで、モデルの妥当性を検証した。

繰返し载荷において、片側繰返し载荷では単調载荷と比較してモーメントの低下が見られないのに対し、正負交番繰返し载荷においてはモーメントの低下が顕著であった。最もモーメントが低下した試験体では最大モーメントは単調载荷の 60%から 70%の値となっていた。圧縮力と引張力が繰返し作用することでひび割れを架橋している繊維に影響を与え、モーメントが低下したと考えられる。実験から得られた繰返し作用によるモーメントの低下を考慮した ECC の応力-歪モデルを構築して繰返し断面解析を行った結果、実験結果と良い対応を示し、本モデルの妥当性が確認された。

第 3 章では、鉄筋との複合構造において重要となる鉄筋と ECC の付着性状およびそれに起因する ECC のテンションスティフニング効果を定量的に評価することを目的として、試験体の断面中央に鉄筋を 1 本配した試験体の両引き試験を行った。また、ひび割れ箇所に作用する ECC の架橋応力を考慮した付着解析手法を構築し、ECC の引張力負担分、および ECC のテンションスティフニング効果に相当する応力を解析によって算出した。

両引き試験において、試験体の引張力は鉄筋単体の引張力より大きくなったことから、ECC

による引張力負担があることが分かる。

両引き付着解析において、実験結果を良く追従する結果が得られた。解析結果では、ECC と鉄筋間の付着応力は非常に小さく付着区間における鉄筋の引張力分布はほぼ一定値となった。ひび割れ箇所における ECC の架橋効果が部材の剛性増大に与える影響が大きいことを示している。また ECC の負担応力のうち、付着応力に依存する分をテンションスティフニング効果に相当する応力とすると、その値は非常に小さいことが確認された。ECC の負担応力はひび割れ箇所における架橋応力がほとんどを占めており、その値は材料試験から得られる初期ひび割れ強度以下の値となる。さらに、ECC と鉄筋の付着効果によりひび割れ幅の増大が抑制され、無筋の場合よりも大きな歪を示すようになると考えられる。

第 4 章では、実構造部材に近づけるために有筋試験体における ECC の繰返し性能の把握および評価を目的として、第 2 章と同様に繰返し载荷の曲げ試験を行った。有筋試験体においては繰返し载荷によるモーメントの低下がほとんど見られなかったが、最大モーメント時の引張縁歪が小さくなるといった ECC の変形能への繰返し载荷の影響が確認された。

その後、第 3 章より得られた ECC のテンションスティフニング効果を考慮した ECC の引張性能を純曲げ区間に平均的に作用する平均応力ー平均歪モデルとし、このモデルに第 2 章で示した ECC の繰返し構成則を適用して繰返し断面解析を行った。断面解析結果と実験結果を比較すると、断面解析結果がやや実験結果を下回るものの繰返し载荷の傾向をよく捕らえており、本モデルの妥当性が確認された。

第 5 章では、本論文の結論について述べた。

ECC の引張応力-歪モデルに関する研究

目 次

第 1 章 序論.....	1
第 2 章 無筋 ECC の繰返し性状	4
2.1 はじめに.....	4
2.2 実験概要.....	5
2.2.1 試験体および使用材料.....	5
2.2.2 加力方法.....	7
2.3 実験結果.....	9
2.3.1 モーメント-曲率関係と破壊状況	9
2.3.2 最大モーメント	11
2.3.3 耐力比.....	12
2.4 断面解析.....	13
2.4.1 応力-歪モデル	13
2.4.2 断面解析結果.....	17
2.5 まとめ.....	19
第 3 章 鉄筋と ECC の付着効果	20
3.1 はじめに.....	20
3.2 ECC のテンションスティフニング効果	21
3.3 実験概要.....	22
3.3.1 試験体および使用材料.....	22
3.3.2 加力方法.....	23
3.4 実験結果.....	24
3.5 両引き付着解析概要	26
3.5.1 解析方法.....	26
3.5.2 構成則モデル.....	28
3.5.3 解析対象.....	30
3.6 両引き付着解析結果.....	31
3.6.1 荷重-全体変形関係	31
3.6.2 鉄筋とコンクリートの荷重負担割合	34
3.6.3 ECC のテンションスティフニング効果に関する検討	35
3.7 まとめ.....	36

第4章 有筋 ECC の繰返し性状	37
4.1 はじめに	37
4.2 実験概要	38
4.2.1 試験体および使用材料	38
4.2.2 加力方法	41
4.3 実験結果	42
4.3.1 モーメントー曲率関係およびひび割れ状況	42
4.3.2 曲げ応力	45
4.3.3 最大モーメント	46
4.3.4 耐力比	46
4.4 断面解析	47
4.4.1 平均応力ー平均歪モデル	47
4.4.2 断面解析結果	49
4.5 まとめ	51
第5章 結論	52
参考文献	54
謝辞	55

第1章 序論

近年、高靱性繊維補強セメント複合材料（以下、DFRCC：Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites）の構造材料としての利用が注目を集めている。DFRCC はコンクリートの引張に対する脆性的な破壊を改善するために、モルタルに 10 数 mm 程度の短繊維を混入した材料である。混入されている繊維は様々であり、鋼繊維やポリプロピレン繊維、ポリビニルアルコール繊維（以下、PVA 繊維）が一般的に用いられている。普通コンクリートは曲げ応力下において、引張縁がひび割れ強度に達するとひび割れが発生し脆性的な破壊を示すが、DFRCC は初期ひび割れ発生後、繊維がひび割れ間を架橋することでひび割れの開口を防ぎ、応力を保持するたわみ効果特性を示す。この性能は、主に繊維の架橋効果と言われるモルタル部分と繊維の付着性状に依存しており、繊維の種類や繊維径、マトリクスの調合により大きく異なる。

DFRCC の中には引張応力下において初期ひび割れ発生後も引張応力が大きくなる歪硬化特性を示す材料があり、高性能繊維補強セメント複合材料（以下、HPFRCC：High Performance Fiber Cementitious Composites）と呼ばれる（図 1.1②）。HPFRCC は、繊維の架橋効果によりひび割れが局所化せずに複数のひび割れ（マルチプルクラック）が生じ、数%の歪に至るまでひび割れ間の架橋応力によって引張応力を保つことが可能である。

HPFRCC を構造部材に適用した場合、HPFRCC 自体が引張力を負担してひび割れの局所化を防止することにより耐力、変形能の向上が期待できる。さらに繊維の架橋効果によって HPFRCC のひび割れ幅を抑制できることから鉄筋を腐食させる有害物質の進入を防ぎ、高耐久な部材とすることが可能と考えられる。従来の鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）の構造部材に普通コンクリートの代用として HPFRCC を使用することで、HPFRCC の引張性能による付加価値を付すことができる。

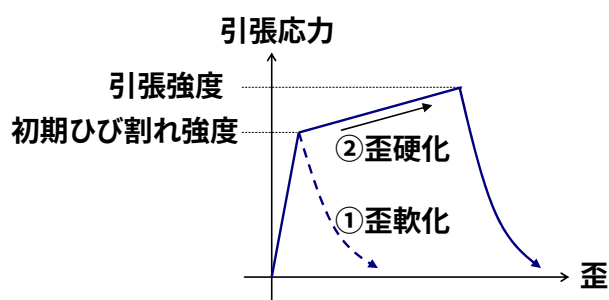


図 1.1 DFRCC の特性

実際に HPFRCC を建築構造物に利用した例として、超高層 RC 造集合住宅のコア壁の境界梁への適用が報告されている¹⁾。本架構の境界梁では、高応力が作用する極短スパン梁において大地震時においても部材の脆性的な破壊を生じさせず、地震後の残留ひび割れ幅が 0.3mm 以下になるように計画されており、部材にその性能を発揮させるために、HPFRCC が利用されている。HPFRCC 自体の引張性能に期待をして、部材内部を無筋とすることも可能と考えられるが、現状ではプレキャスト部材として用いられることから、部材接合部での応力伝達は主筋に依存する部分が多いこと、また、高せん断応力下での十分な耐力確保のためにせん断補強筋が用いられることから、従来の RC 部材と同様に鉄筋との併用が主体となっている。

引張応力下における RC 部材の性状は、鉄筋やコンクリートの力学性状および配筋（鉄筋量）とともに鉄筋とコンクリート間の付着性状に大きく影響を受ける。特にコンクリートのひび割れ間隔やひび割れ幅は、付着性状によって変化する。また、付着応力の存在によって鉄筋とコンクリートの歪は軸方向に一樣ではなく、コンクリートのひび割れ箇所における鉄筋の歪が増大する。すなわち、ひび割れ箇所においてはコンクリートの引張力負担がなくとも、付着応力によってひび割れが生じていない箇所のコンクリートに引張応力が流れ、見かけ上のコンクリートの引張力負担が発生する。これらの現象は、鉄筋単体の引張力－変形関係に比べてあたかも剛性が増大したような挙動を示すことから、テンションスティフニング効果として知られている。RC 部材と同様に HPFRCC を構造部材に適用するためには、この付着性状による影響を把握しておく必要がある。

さらに境界梁等への適用では、地震力が主たる外力となるため、繰返し応力下における HPFRCC の性状を的確に把握する必要がある。現在、HPFRCC を用いた部材の性能評価は部材そのものに対する加力実験によって行われることが多く、HPFRCC の引張性能に及ぼす繰返し加力の影響に着目した研究は少ない。

以上より、本研究では HPFRCC の引張性能に対する繰返し加力およびテンションスティフニング効果に現われる鉄筋との付着性状の影響に着目し、HPFRCC の応力－歪関係の構築という観点で HPFRCC の性能を評価することを目的とした。本研究では HPFRCC の代表的な一種である ECC（Engineered Cementitious Composites）を研究対象材料とした。

以下に本論文の構成および目的を示す。

本章では、研究背景について整理し、研究目的を明快にする。

第 2 章では、ECC 自体の繰返し性能の評価を目的とする。無筋試験体について材料試験で一般的に行われる 3 等分点曲げ載荷試験の単調載荷および繰返し載荷を行い、実験的に繰返し載荷の影響を把握し、ECC の応力－歪モデルおよび繰返し構成則の構築を通して繰返し断面解析を行い、実験結果と比較することでモデルの妥当性を確認する。

第 3 章では、複合構造における ECC の引張特性の評価を目的として、RC 構造において重要な項目であり、ECC を用いた場合にも重要と考えられる ECC と鉄筋の付着性状およびテンションスティフニング効果について検討する。鉄筋を軸方向に 1 本配した試験体の両引き試験を行い、その結果を元に ECC 特有のひび割れ箇所における架橋効果を考慮した付着解析手

法の構築を通して、ECC のテンションスティフニング効果の定量的評価を試みる。

第 4 章では、ECC と鉄筋の複合構造における繰返し性状を表現するような ECC の応力－歪モデルの構築を目的として、軸方向に鉄筋を配した有筋試験体の繰返し載荷曲げ試験を行う。その後、第 2 章に述べる ECC の繰返し応力下における引張性能と第 3 章に述べる鉄筋と ECC のテンションスティフニング効果を考慮して ECC の引張応力－歪モデルを構築し、繰返し断面解析結果と実験結果を比較することでモデルの妥当性を検証する。

第 5 章では、本論文の結論を述べる。

第2章 無筋 ECC の繰返し性状

2.1 はじめに

HPFRCC は繊維がひび割れ間を架橋することで引張応力を伝達しているため、繰返し荷重下においてひび割れの開口・閉口を繰返すことでひび割れを架橋している繊維に影響を与え、引張性能が低下すると考えられる。繊維に及ぼす影響を局所的に考えた場合、図 2.1 に示すような繊維とモルタル部分との付着性状の劣化や、繰返しによる繊維の損傷・破断が起きると考えられる。その他にも HPFRCC には繊維の配向角の影響などの複数の要因があり、これらの要因に対して個々に評価することは難しい。そのため局所的に検討するのではなく、HPFRCC の繰返し荷重による影響を実験的に把握することとした。

HPFRCC の引張性能を評価する試験方法として一軸引張試験と曲げ試験がある。一軸引張試験は実験結果から直に材料の応力－歪関係が得られ、引張性能を明確に把握することができるが、一軸引張試験では特殊な加力治具や加力装置が必要となる。またセメント系材料は不均一な材料であるため、純粋に一軸引張試験を行うことは非常に難しいとされている。一方、曲げ試験は一軸引張試験に比べ実験自体は比較的容易に行えるが、実験から得られる値は圧縮力と引張力が作用した断面としての性能であり、HPFRCC 自体の引張性能を把握するためには、実験結果からの評価方法を考える必要がある。これまで HPFRCC の一軸引張圧縮繰返し実験を行った研究はいくつか報告されているが^(例えば 2)、種々の HPFRCC や加力履歴に対して数多くの実験を行うことは容易ではない。一方、曲げ試験において、HPFRCC の繰返し応力－歪関係のモデルの構築を通して、断面解析を行い曲げ試験結果との適合性を検証することで、HPFRCC の繰返し载荷による影響を評価することが可能と考えられる。

本章では、ECC を用いて単調载荷および繰返し载荷の曲げ試験を行い、その実験結果を元に、ECC の応力－歪モデルおよび繰返し構成則を構築し、繰返し断面解析によって繰返し载荷が ECC の曲げ性能に及ぼす影響を評価することを目的とする。

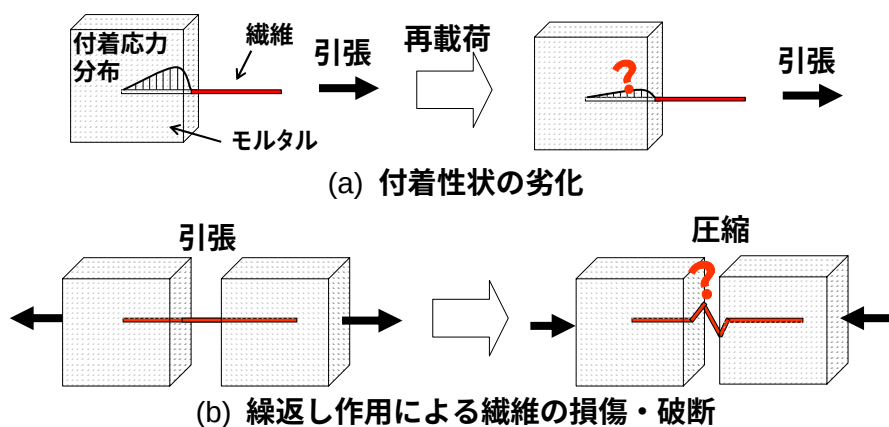


図 2.1 繰返し作用による繊維への影響

2.2 実験概要

2.2.1 試験体および使用材料

試験体は、JIS A 1106 に規定されている $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の角柱試験体用鋼製型枠を用いて作製し、蒸気養生後、実験室で気中養生とした。PVA 繊維の体積混入率 V_f は 1.5% と 2.0% の 2 種類とし、試験体は各 24 体ずつ全 48 体作製した。使用材料の調合計画、使用繊維の材料特性、ECC の圧縮力学特性および試験体一覧をそれぞれ表 2.1、表 2.2、表 2.3 および表 2.4 に示す。試験体作製においては繊維の配向性を考慮し、バイブレータ等の機器を用いずに打設を行った。

実験因子は後述の 3 種類の加力方向（単調載荷、片側繰返し載荷、正負交番繰返し載荷）、3 種類の加力履歴（A、B、C）および V_f とし、各実験因子について 3 体ずつ加力を行った。なお加力に 1 ヶ月程度要したため、材令による影響を確認するために、単調載荷のみ試験開始時（材令 29 日）と試験終了時（材令 60 日）に 3 体ずつ加力を行った。

表 2.1 ECC 調合計画

名称	W/C	S/B	空気量(%)
ECC	0.42	0.77	10

表 2.2 使用繊維の力学性能

種類	繊維長 (mm)	繊維径 (mm)	破断強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
PVA 繊維	12	0.04	1600	40

表 2.3 ECC 圧縮力学特性

種類	V_f (%)	圧縮強度 (MPa)	1/3 割線剛性 (GPa)
ECC	2.0	38.2	14.7
	1.5	52.6	18.4

表 2.4 試験体一覧

試験体名	V_f (%)	加力方向	加力履歴
V20-M	2.0	単調載荷(M)	
V20-C1A		片側繰返し載荷(C1)	A
V20-C1B			B
V20-C1C			C
V20-C2A		正負交番繰返し載荷(C2)	A
V20-C2B			B
V20-C2C			C
V15-M	1.5	単調載荷(M)	
V15-C1A		片側繰返し載荷(C1)	A
V15-C1B			B
V15-C1C			C
V15-C2A		正負交番繰返し載荷(C2)	A
V15-C2B			B
V15-C2C			C

2.2.2 加力方法

加力装置を図 2.2 に示す。加力は「曲げモーメントー曲率曲線試験方法」(JCI-S-003-2007)に準拠し、単調載荷 (M)、片側繰返し載荷 (C1)、正負交番繰返し載荷 (C2) の 3 種類の方法で行った。歪は試験体側面の上下に配した π 型変位計によって計測し、平面保持の仮定により曲率を算出した。

繰返し載荷は、加力方向に対して引張側の歪計の歪の値 (以下、引張歪) をモニター値として加力を行った。また正負交番繰返し載荷では、正側の載荷を行った後、試験体の上下を反転し、負側の加力を行った。

加力履歴は図 2.3 に示した単調載荷 (V20-M) の実験結果より、引張歪で 0.1% (初期ひび割れ発生後)、0.5% (複数ひび割れ発生時)、1.0% (ひび割れ局所化時) を基準に決定し、 V_f によらず同一の加力履歴とした。加力履歴を図 2.4 に示す。加力履歴 A では 0.1%、0.5%、1.0% の各目標引張歪で 3 回ずつ、加力履歴 B では目標引張歪が 0.1% で 1 回、0.5% で 10 回繰り返し、その後荷重が低下するまで加力することとした。また加力履歴 C は目標引張歪を 0.1% ずつ漸増させるものとし、荷重の低下を確認もしくは目標引張歪が 3.0% に達するまで加力を行うこととした。なお片側繰返し載荷では除荷後に引張歪は 0 にならないため、荷重が 0 になった時点で再載荷を開始した。

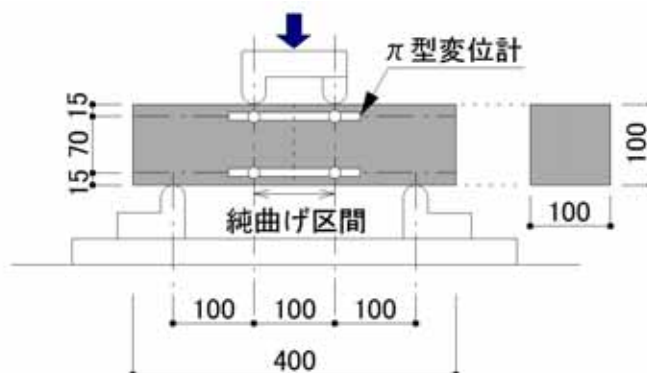


図 2.2 加力装置

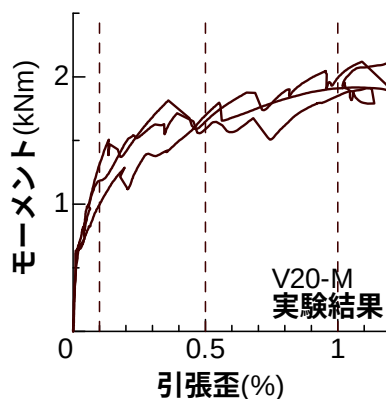


図 2.3 単調載荷実験結果

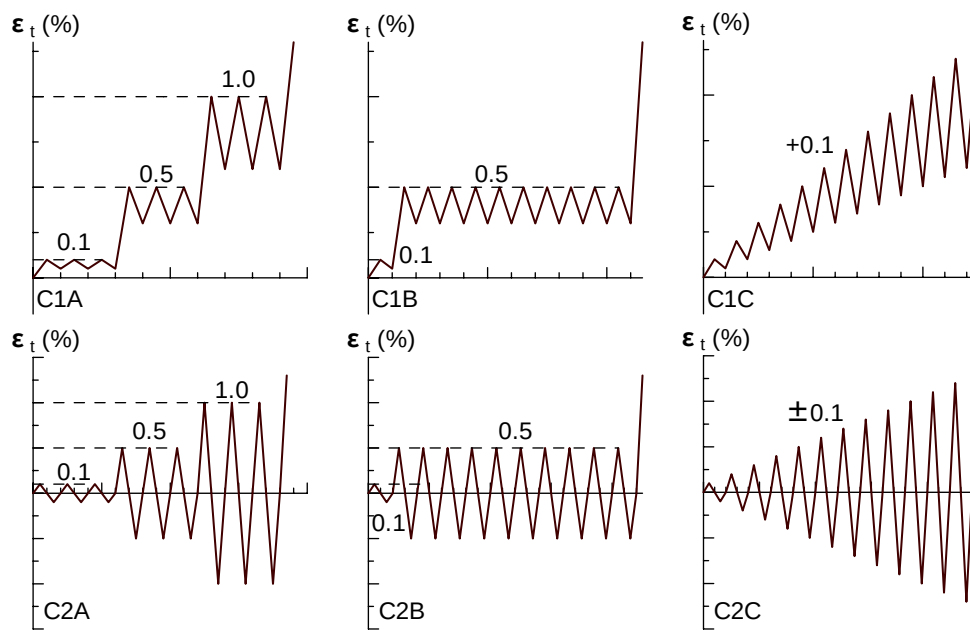


图 2.4 加力履歴

2.3 実験結果

2.3.1 モーメントー曲率関係と破壊状況

単調載荷試験体のモーメントー曲率関係（以下、 $M-\phi$ 関係）を図 2.5 に、繰返し載荷を行った試験体の $M-\phi$ 関係の例を図 2.6 に、試験体 V20-C2 の純曲げ区間の最終ひび割れ状況を図 2.7 に示す。単調載荷した全ての試験体でたわみ硬化、複数ひび割れを確認した。また、試験開始時と試験終了時に加力した試験体の相違はほとんど見られなかったため、材令による差異はないものとして取り扱う。試験体 V15-M は、試験体 V20-M と比較してひび割れ本数が少なく、2 本目のひび割れが発生した直後にひび割れ開口が局所化する試験体が多くみられ、強度、変形能ともに劣っていた。

繰返し載荷においては、いずれの試験体も引張歪が未経験の歪に達するまで新しいひび割れは観測されなかった。ひび割れの発生本数が多く、ひび割れ間隔が均等に生じている試験体ほど最大荷重が大きくなる傾向があった。また全ての試験体でスリップ型の履歴を示し、同一の目標引張歪で繰り返した場合、繰返し回数が増えるにつれピーク時の荷重が低下することを確認した。

片側繰返し載荷では、除荷後における残留引張歪の値は経験した最大引張歪の 50% から 70% 程度であり、最大歪が大きくなるにつれ残留歪の割合も大きくなった。また、試験体 V15-C1A では引張歪が 1.0% 前後で終局に至り、それ以降の加力を行うことはできなかった。

正負交番繰返し載荷試験体では、正側加力で生じたひび割れにつながるように負側の加力でひび割れが発生し、加力履歴によってひび割れの発生状況が異なった。加力履歴 A では、引張歪が未経験の歪に達する最初の加力サイクルでひび割れが発生し、最終サイクルにおいても引張縁から新たなひび割れが生じた。加力履歴 B では、加力初期段階におけるひび割れ発生状況は加力履歴 A と同様であったが、最終サイクルでは開口していたひび割れの先端から枝分かれするように新しいひび割れが発生した。同一の引張歪で繰返し載荷を 10 回行ったことで、ひび割れを架橋している繊維の負担応力が低下し、その部分のひび割れが切欠けのような状態になったことで、切欠け上部において応力の再分配が起きたと考えられる。また加力履歴 C においては、未経験の引張歪に達した直後に除荷を開始することになるため、ひび割れがあまり生じず、加力初期段階で発生したひび割れにおいて破壊に至った。

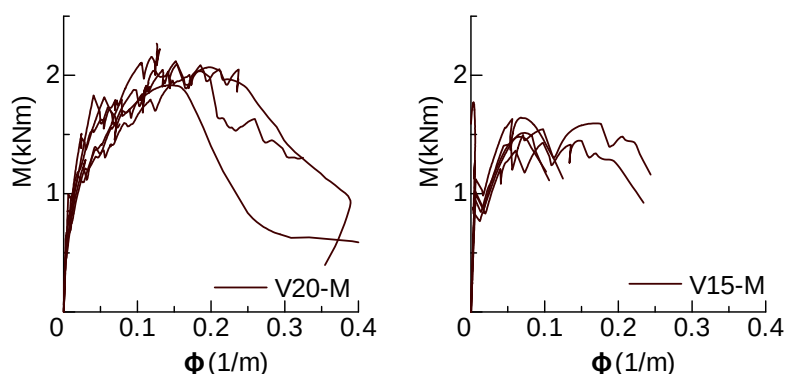
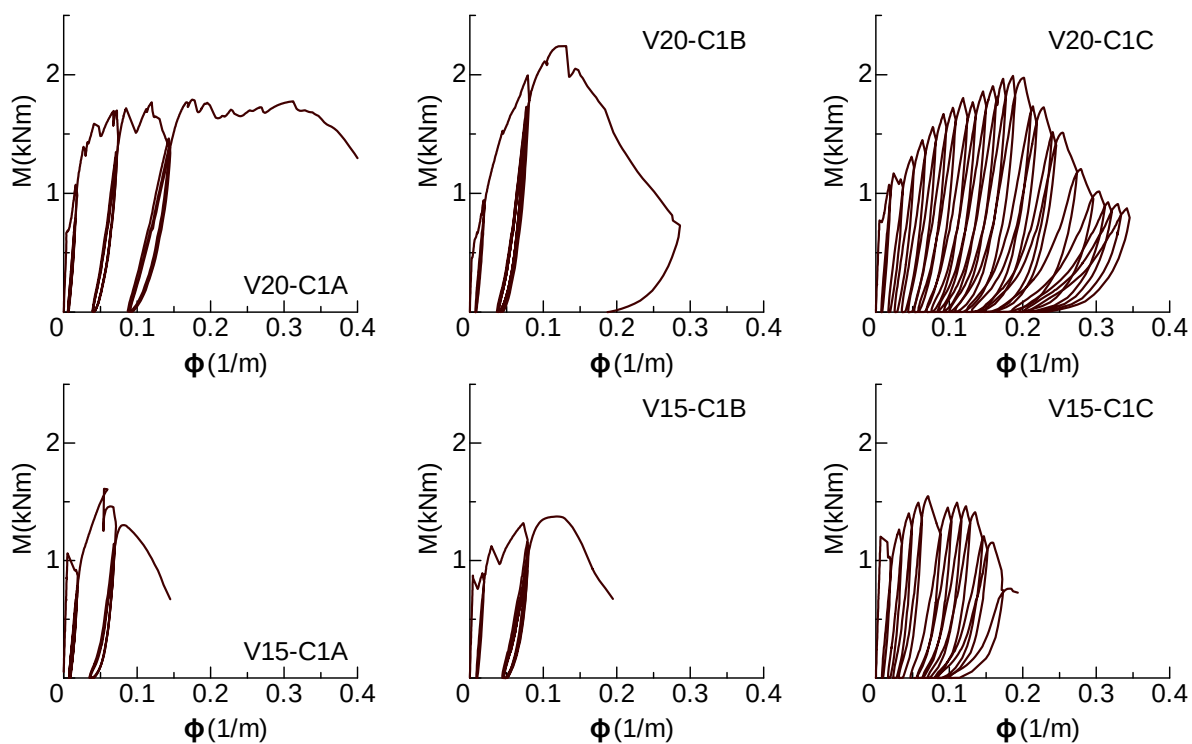
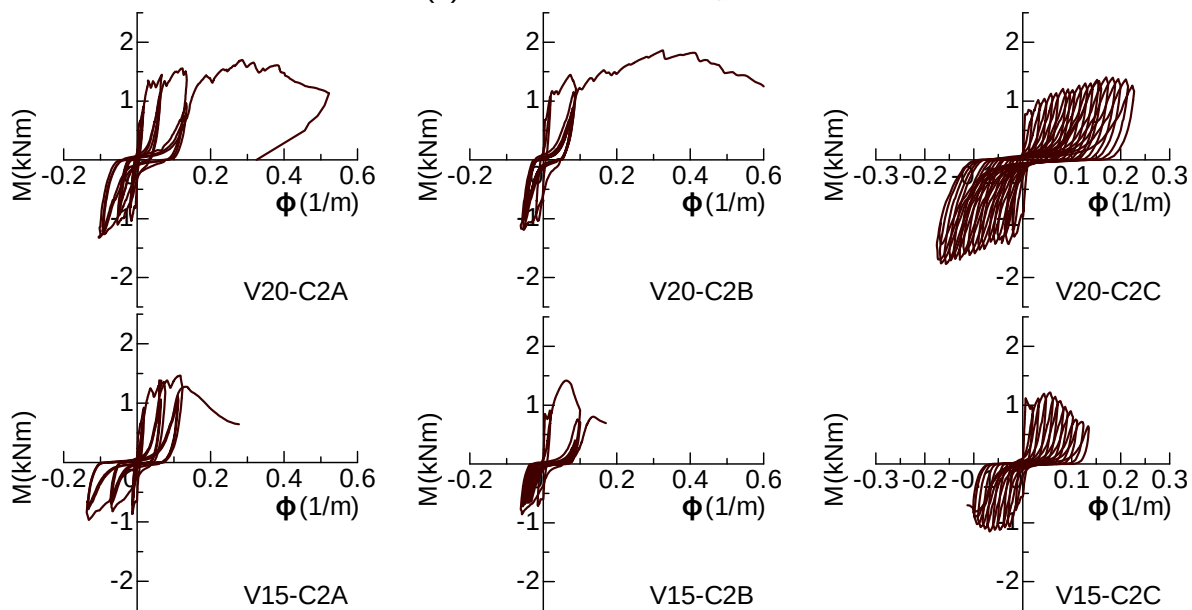


図 2.5 単調載荷試験体の $M-\phi$ 関係



(a) 片側繰返し载荷試験体



(b) 正負交番繰返し载荷試験体

図 2.6 繰返し载荷試験体の M - ϕ 関係

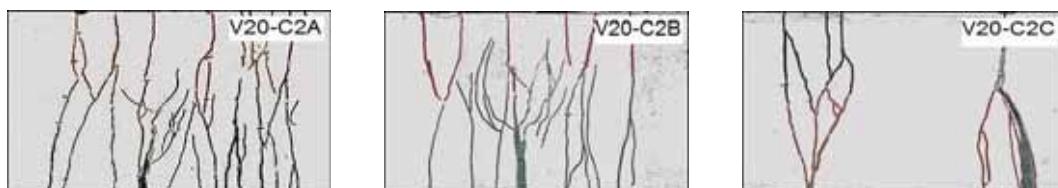


図 2.7 最終ひび割れ状況

片側繰返し载荷および正負交番繰返し载荷（正側加力）試験体の $M-\phi$ 関係包絡線を図 2.8 に示す。なお、比較を行うために単調载荷試験体の結果も同図に示した。片側繰返し载荷の V20-C1、V15-C1 試験体では、単調载荷との大きな差異が見られないが、正負交番繰返し载荷の試験体 V20-C2、V15-C2 では、モーメントの値が低下している。これより繰返し载荷の影響による荷重低下は、引張力と圧縮力が繰返し作用することが原因と考えられ、一度開口したひび割れに圧縮力が作用することで、繊維の架橋効果に影響を与えているものと思われる。

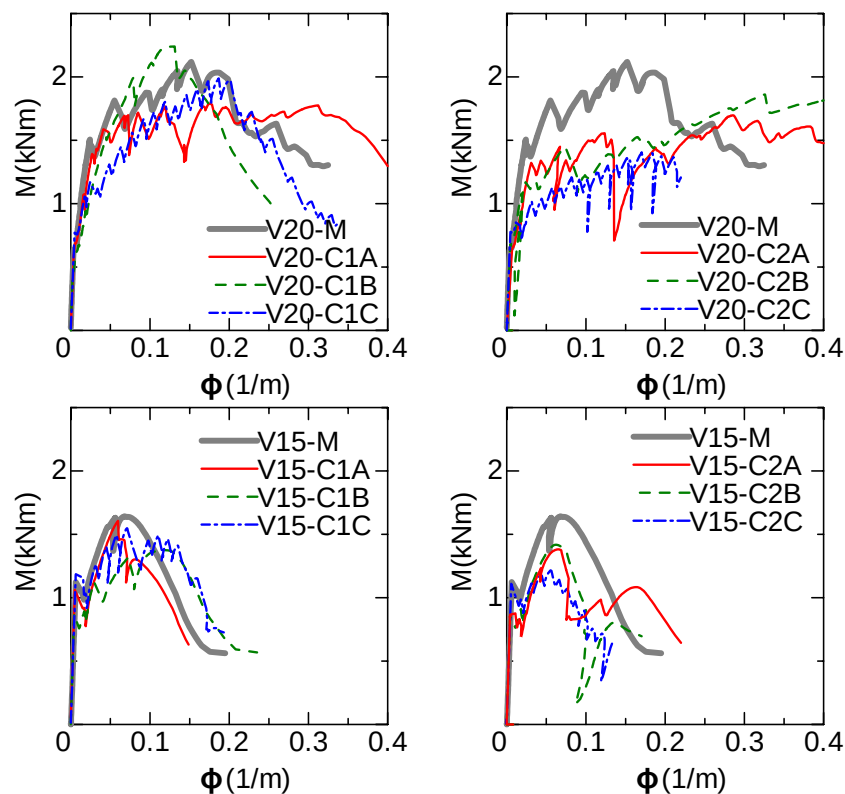


図 2.8 $M-\phi$ 関係の包絡線比較

2.3.2 最大モーメント

各試験体の最大モーメントを図 2.9 に示す。片側繰返し载荷試験体では単調载荷試験体に比べて最大荷重の低下はほとんど見られなかったが、正負交番繰返し载荷では最大荷重が低下する傾向にあった。最も荷重が低下していた加力履歴 C では単調载荷の 60% から 70% となった。また $V_f = 1.5\%$ の試験体では、繰返し载荷による荷重低下率が $V_f = 2.0\%$ の試験体より大きいことから、繊維架橋能力の発揮の程度によっても繰返し载荷の影響が変化するものと思われる。

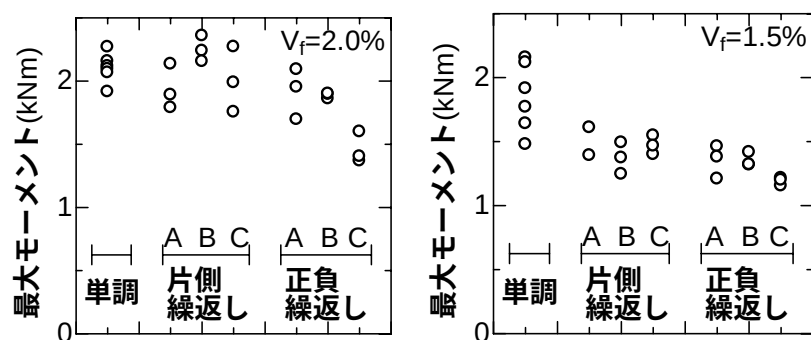


図 2.9 最大モーメント

2.3.3 耐力比

加力履歴 A、B 試験体について、同一引張歪加力サイクル 1 回目のピーク荷重と 2 回目以降のピーク荷重の耐力比とサイクル数の関係を図 2.10 に示す。耐力比は、同一因子試験体 3 体の平均値を示し、正負交番繰返し載荷では、正側加力、負側加力それぞれについて算出した。加力履歴 A では、加力サイクル目標引張歪の違いによる耐力比の差異はほとんど見られなかった。加力履歴 B では、繰返し載荷による荷重の低下が明瞭に確認できる。また、片側繰返し載荷に比べて正負交番繰返し載荷の耐力比は小さくなる傾向がみられた。これは、片側繰返し載荷において見られた同一歪領域における繰返し回数に応じた荷重低下に、正負交番加力による荷重低下の影響が加わることに由来するものと考えられる。

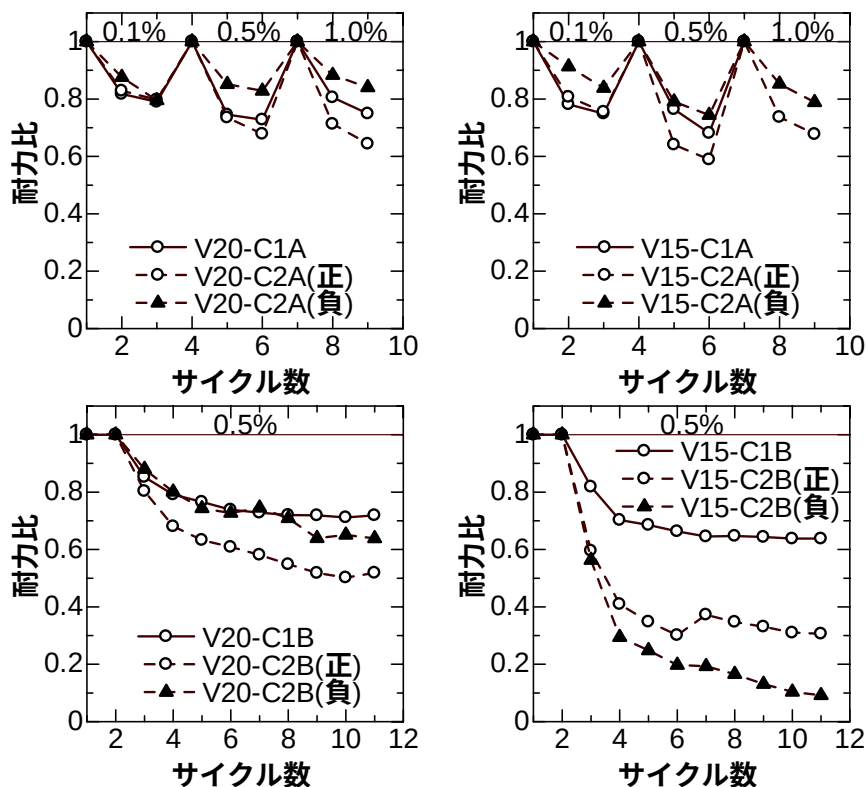


図 2.10 耐力比

2.4 断面解析

曲げ試験により、繰返し载荷の影響による荷重低下が確認された。この主たる要因として、繰返し回数および圧縮力と引張力の交番作用が考えられる。本項では、引張応力下の履歴特性に関してこの荷重低下を表現する ECC の応力-歪モデルの構築を行い、そのモデルを用いた繰返し载荷断面曲げ解析によって検証を行った。なお、モデルの構築および解析は $V_f=2.0\%$ の試験体に対してのみ行った。

2.4.1 応力-歪モデル

(1) 包絡線

モデルに用いた ECC の特性値を表 2.5 に、応力-歪関係の包絡線モデルを図 2.11 に示す。引張側はトリリニアモデル、圧縮側は放物線モデルとした。引張側は、単調载荷の実験結果をもとに、初期ひび割れ発生時および最大荷重時のモーメントと曲率から、それぞれひび割れ発生時の応力 σ_{cr} 、歪 ε_{cr} 、引張強度時の応力 σ_t 、歪 ε_t を算出した³⁾。また、終局歪 ε_{tu} は、予備的な単調载荷の断面解析により、 $M-\phi$ 関係が実験結果と対応するように決定した。単調载荷の解析結果を図 2.12 に示す。また圧縮側は、圧縮強度試験結果から得られた圧縮強度 σ_B と割線剛性 E により放物線モデルを決定した。

表 2.5 応力-歪関係特性値

圧縮側		引張側				
圧縮強度 σ_B (MPa)	弾性係数 E (GPa)	ひび割れ 強度 σ_{cr} (MPa)	ひび割れ 強度時の歪 ε_{cr} (%)	引張強度 σ_t (MPa)	引張強度時 の歪 ε_t (%)	終局歪 ε_{tu} (%)
38.2	14.7	3.78	0.02	5.24	1.35	2.35

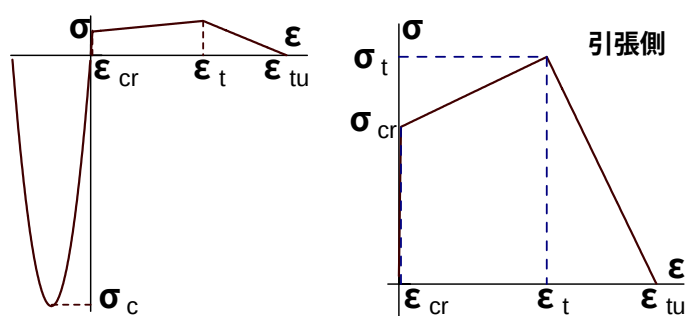


図 2.11 応力-歪モデル包絡線

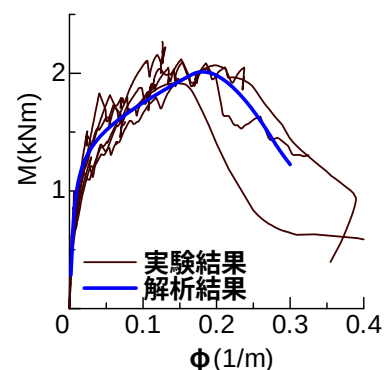


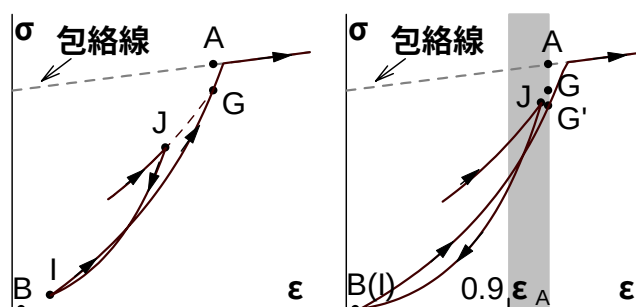
図 2.12 単調载荷
断面解析結果

(2) 引張側履歴

ECC の引張側の履歴モデルは、ひび割れ発生歪 ε_{cr} までは線形弾性とし、ひび割れ発生後の歪硬化・軟化領域でスリップ特性を表現できるように配慮した。また、実験結果より得られた除荷後に残留歪を生じ、同一歪領域での繰返し回数に応じて応力が低下するという特性を考慮したモデルとした。履歴モデルを図 2.13 に示す。

履歴中で経験した最大引張歪の点を A、除荷終了点を B、歪の進行方向が負方向から正方向に転じる点（引張応力下における再載荷開始点）を I、再載荷曲線の目標点を G、歪の進行方向が正方向から負方向に転じる点（引張応力下における除荷開始点）を J とする。

除荷時は J 点から B 点に向かう除荷曲線に従うものとし、再載荷時は再載荷曲線上で I 点から G 点を通り、包絡線に向かうものとした。除荷・再載荷曲線の曲線形状および変数決定条件を図 2.14 に、曲線の式を (2.1) 式に示す。除荷曲線、再載荷曲線は 2 点の座標および 1 点の接線勾配によって、変数 a 、 b 、 c を決定する。接線勾配 E は 2 点間の勾配 K と剛性係数 α の積で与えるものとし、 α は実験と対応するように決定した。引張応力下における α_J 、 α_I を (2.2) 式に示す。



- A : 最大引張歪点 ($\varepsilon_A = \varepsilon_{max}$)
 B : 除荷終了点 ($\varepsilon_B = 0.6\varepsilon_{max}$, $\sigma_B = 0$)
 G : 再載荷曲線通過点 ($\varepsilon_G = \varepsilon_A$, $\sigma_G = \beta\sigma_A$)
 I : 引張側再載荷開始点
 J : 引張側除荷開始点
 ε_{max} , σ_{max} : 履歴中に経験した歪, 応力の最大値
 β : 繰返し回数による応力低減係数 ($=0.95^N$)
 N : 同一歪領域における繰返し回数
 E : 任意の点における接線勾配 ($=\alpha K$)
 α : 任意の点における剛性係数
 K : 任意の 2 点間の勾配

J(A)→B 間：引張側除荷曲線 (J(A), B, E_J で決定)

I(B)→G→包絡線：引張側再載荷曲線 (I(B), G, E_I で決定)

図 2.13 引張側履歴モデル

また図 2.13 右図に示しているように、繰返し回数 N 、応力低減係数 β を用い、応力低下条件を満たした場合に G 点の応力を G' 点に低下させることで同一歪領域での繰返しによる応力低下を表現する。 β は実験結果をもとに、繰返し回数が増えるにつれ低下率が小さくなるよう 0.95^N とした。応力低下は繊維とマトリクス間のすべりによって生じていると考え、歪が ε_A 近傍（図 2.13 右図網掛け部分）で除荷に転じ、なおかつ除荷が残留歪の値（B 点）に達した時点で応力が低下するものとした。応力低下条件を以下に示す。

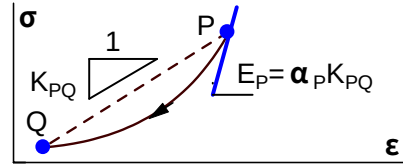


図 2.14 除荷曲線および再載荷曲線

$$\begin{aligned}\sigma &= a(e^{x^2} - 1) + bx + c \\ x &= (\varepsilon - \varepsilon_Q) / (\varepsilon_P - \varepsilon_Q)\end{aligned}\tag{2.1}$$

$$\begin{aligned}\alpha_J &= 3.0 \\ \alpha_I &= 0.6 - (\varepsilon_G - \varepsilon_I) \times 100 \geq 0.2\end{aligned}\tag{2.2}$$

$$0.9\varepsilon_A \leq \varepsilon_J \leq \varepsilon_A \cap \varepsilon_I \leq \varepsilon_B\tag{2.3}$$

(3) 圧縮側履歴

圧縮側の履歴モデルを図 2.15 に示す。引張応力下でひび割れ発生後除荷を行うと、荷重 0 の時点では残留歪が残るため、その後ひび割れが閉口する過程においては圧縮応力が生じているものと考えられる。引張歪－圧縮応力状態を考慮して圧縮側のモデル化を行った。

圧縮側包絡線上で応力が $-\sigma_{max}$ である点を C、履歴中に経験した最小歪点を D、圧縮応力から引張応力へ転じる場合のすべり終了点を F、原点を O とする。引張歪－圧縮応力状態を表現するため、B 点から C 点に向かう圧縮移行曲線を (2.4) 式のように定義した。

$$\begin{aligned}\sigma &= a(1 - e^{-3x}) + \sigma_C \\ a &= -\sigma_C / (1 - e^{-3}) \\ x &= (\varepsilon - \varepsilon_C) / (\varepsilon_B - \varepsilon_C)\end{aligned}\tag{2.4}$$

C 点に到達後は、圧縮側包絡線に従うものとする。また、圧縮移行区間（BC 間）での除荷・再載荷は、傾き $0.5_c E$ の直線に従うこととし、C 点より歪が小さい区間では圧縮側除荷開始点 I から O 点に向かう圧縮側除荷曲線、および圧縮側再載荷開始点 J から、D 点に向かう再載荷曲線で繰り返すこととした。除荷・再載荷曲線は引張側と同様に (2.1) 式を用い、除荷曲線は I 点と O 点、および I 点の接線勾配から、再載荷曲線は J 点と D 点および J 点における接

線勾配により決定する。なお、圧縮応力下では α_l を2.5、 α_l を0.85とした。

圧縮応力から引張応力に転じる場合、F点までは非常に小さな勾配で歪が進行するものとし、F点に達した後、F点とG点から定まる引張側再載荷曲線に従うものとした。また、圧縮側除荷直線と ϵ 軸との交点をI'点とすると、図2.15右図に示すように $\epsilon_F < \epsilon_{I'}$ となった場合は、I'点とG'点から定まる引張再載荷曲線上をG'点に向かうものとした。

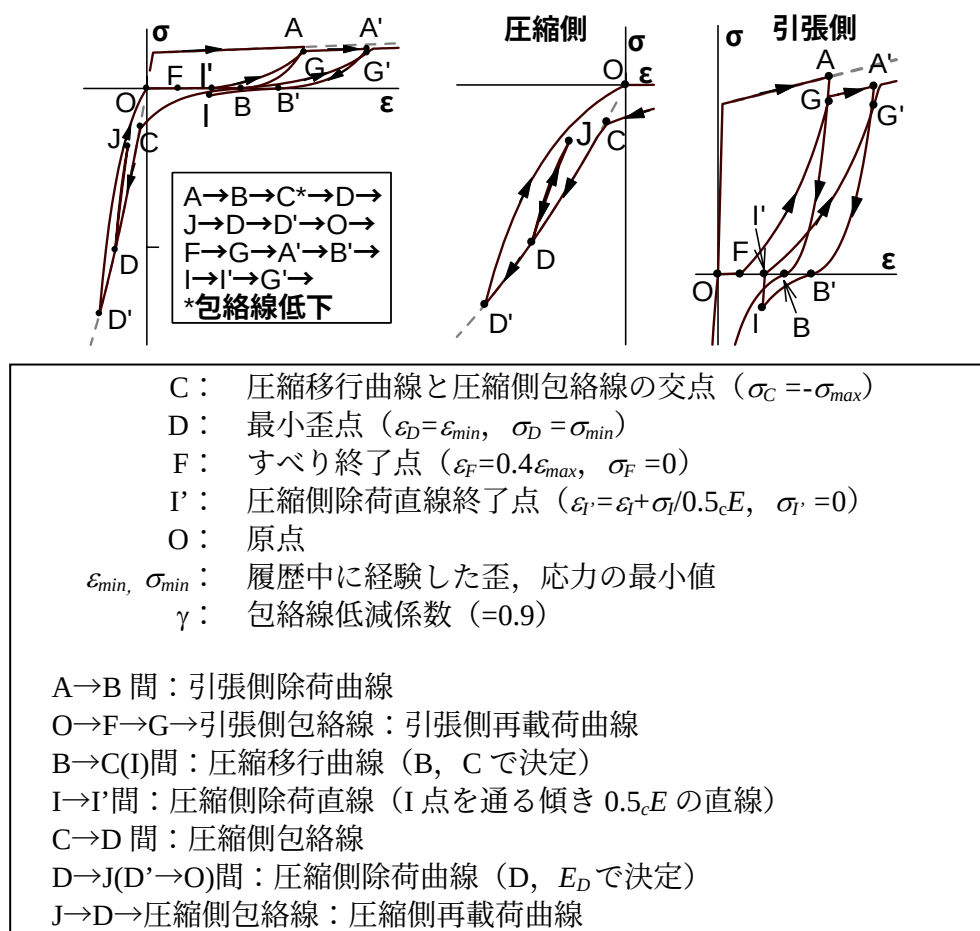


図 2.15 圧縮側履歴モデル

(4) 引張側包絡線の低減

実験より得られた正負交番繰返し加力による荷重低下は、引張－圧縮応力の繰返しの履歴によって引張応力が低下するものと考えられる。したがって、この特性を引張側包絡線の応力低下によって表現するものとした。図2.15に示すように、引張側履歴においてA点に達した後に、同じ履歴サイクルの圧縮応力下でC点に達することを応力低下条件とし、条件を満たした場合、引張側包絡線の応力値 σ_c 、および σ_l を低減係数 γ 倍にすることで引張側包絡線を低下させた。なお、 γ は実験結果との対応により0.9とし、引張側再載荷曲線は引張側包絡線を決して超えないものとした。

2.4.2 断面解析結果

前節で提案した応力-歪モデルを用い、実験によって得られた試験体の曲率を入力値として与え、繰返し断面解析を行った。断面解析より得られた $M-\phi$ 関係を図 2.16 に、あるサイクルにおける実験結果と断面解析結果の $M-\phi$ 関係の履歴ループの比較（試験体 V20-C2C）を図 2.17 に、片側繰返し載荷および正負交番繰返し載荷解析結果の $M-\phi$ 関係の包絡線を図 2.18 に示す。なお、図 2.16 には試験体 3 体の実験結果包絡線もあわせて示した。

図 2.16 より、解析結果は実験結果のスリップ型履歴をよく再現できており、加力履歴 C における $M-\phi$ 関係も実験結果とよく対応している。また図 2.17 に示したサイクルごとの履歴は、加力初期段階での履歴は多少異なっているものの、加力が進むにつれ断面解析で得られた履歴ループは実験結果を追従できており、提案した応力-歪モデルの適合性は良いと考えられる。また解析によって得られたモーメントの最大値と実験結果の最大値との比較（解析値/実験値）を行ったところ、平均で 0.92 となり解析値が精度よく対応していた。

図 2.18 において、片側繰返し載荷の解析結果は単調載荷の解析結果と差異のない $M-\phi$ 関係の包絡線が得られ、正負交番繰返し載荷では単調載荷より荷重が低下しており、図 2.8 に示した実験結果の包絡線と適応している。しかし正負交番繰返し載荷において、実験結果の終局時曲率は単調載荷の曲率より大きくなる傾向があったのに対し、解析結果では単調載荷と同等の結果となった。繰返し載荷が ECC の変形能へも影響を与えているものと考えられるが、提案した応力-歪モデルでは変形能への影響が考慮されていないため、今後繰返し載荷による変形能への影響を把握し、応力-歪モデルの構成則を検討する必要があると思われる。

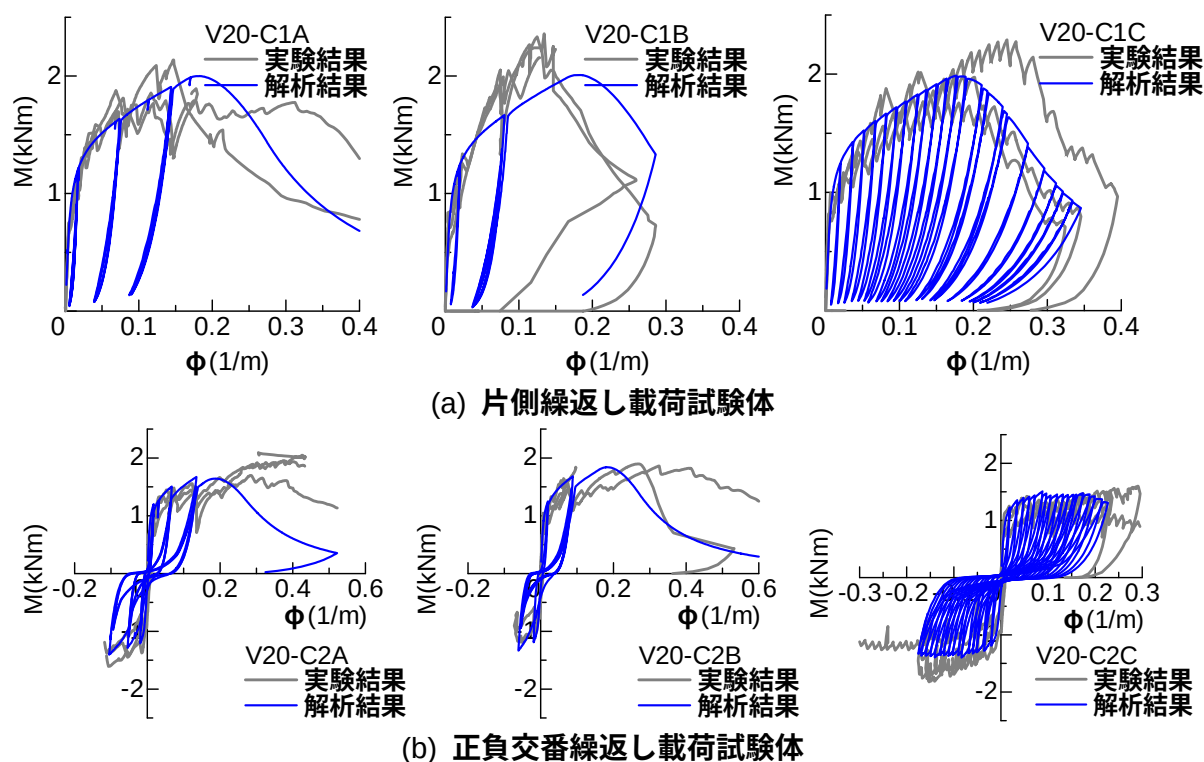


図 2.16 断面解析結果

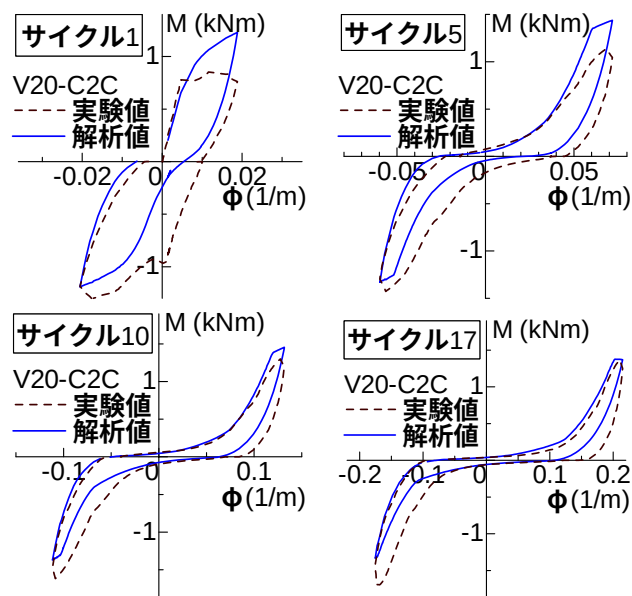


図 2.17 $M-\phi$ 関係の履歴ループ比較

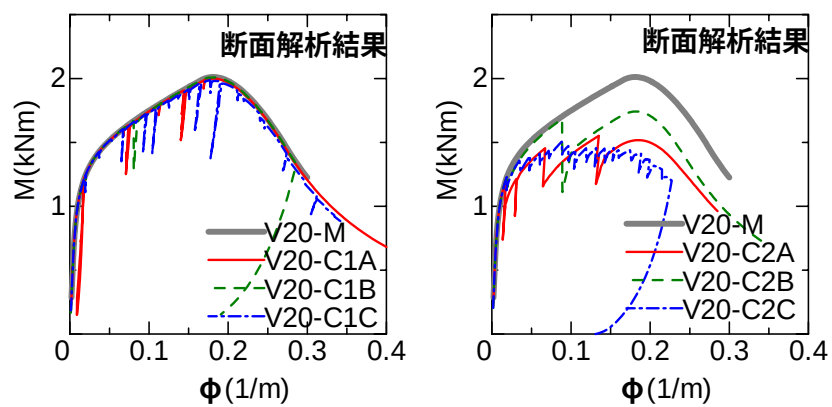


図 2.18 断面解析結果の包絡線比較

2.5 まとめ

繰返し載荷による ECC の引張性能への影響を評価するため、単調載荷および繰返し載荷の曲げ試験を行い、その結果を元に ECC の応力-歪モデルを構築し断面解析によりそのモデルの妥当性を検証した。

繰返し載荷においては、 $M-\phi$ 関係はスリップ型の履歴を示し、片側繰返し載荷では単調載荷と比較してモーメントの低下が小さいのに対し、正負交番繰返し載荷ではモーメントの低下が顕著であり、最大モーメントは最大で単調載荷の 60%から 70%となった。圧縮力と引張力の繰返し作用がひび割れを架橋している繊維に影響を与え、荷重が低下すると考えられる。また、ひび割れ発生状況も加力履歴によって異なり、繰返し回数の多い加力履歴 C のひび割れ本数が少なくなる傾向にあった。

実験結果を踏まえ、繰返し載荷の影響を考慮した応力-歪モデルを構築し、繰返し断面解析を行った結果、実験結果に類似したスリップ型の履歴を示し、実験値を追従することができた。応力-歪モデルは、圧縮応力と引張応力が繰返し作用したときに、引張側の包絡線を低下させることで正負交番繰返し載荷の荷重低下を表現し、圧縮応力から引張応力に移行する際に応力が小さい状態で歪が進行するすべり領域を設けることでスリップ型の履歴を表現した。

第3章 鉄筋と ECC の付着効果

3.1 はじめに

引張応力下における RC 部材の性状は、鉄筋やコンクリートの力学性状および配筋（鉄筋量）とともに鉄筋とコンクリート間の付着性状に大きく影響を受ける。特にコンクリートのひび割れ間隔やひび割れ幅は、付着性状によって変化する。また、付着応力の存在によって鉄筋とコンクリートの歪は軸方向に一様ではなく、コンクリートのひび割れ箇所における鉄筋の歪が増大する。すなわち、ひび割れ箇所においてはコンクリートの引張力負担がなくとも、付着応力によってひび割れが生じていない箇所のコンクリートに引張応力が流れ、見かけ上のコンクリートの引張力負担が発生する。これらの現象は、鉄筋単体の引張力－変形関係と比較して剛性が増大することから、いわゆるテンションスティフニング効果として知られている。

HPFRCC を用いた部材におけるテンションスティフニング効果に関する研究が現在までに行われている⁴⁾⁷⁾。これらの研究によると、HPFRCC を用いた場合、剛性、さらには鉄筋が降伏した後の引張力増大は鉄筋単体の引張力－変形関係と比較して大きく、HPFRCC の引張力負担による効果が大きいとされている。しかしながら、全引張力から鉄筋負担分引張力を差し引いた見かけ上の HPFRCC の引張力は、必ずしも HPFRCC 単体の引張挙動で得られる歪硬化性状が見られるわけではなく、また、テンションスティフニング効果を論じる上で重要な因子となる付着性状に言及している研究はない。HPFRCC の場合、ひび割れ部分においても引張力を負担するため、コンクリートの場合とは挙動が異なり、定量的評価を難しいものとしていると考えられる。

本章では、鉄筋を断面中央に一本配した試験体の両引き試験を行い、鉄筋と ECC の付着性状を実験的に把握する。さらに、HPFRCC 特有の架橋効果を考慮した HPFRCC と鉄筋の付着解析手法の構築を通して、ECC と鉄筋の付着性状およびテンションスティフニング効果を定量的に評価し、鉄筋との複合体における ECC の応力－歪関係の構築に向けた検討を行う。

3.2 ECC のテンションスティフニング効果

RC 部材の付着性状による影響の一つにテンションスティフニング効果がある。テンションスティフニング効果は、図 3.1 に示すような鉄筋とコンクリートからなる RC 部材の両引き試験において、RC 部材の剛性が鉄筋単体の剛性より高くなる挙動である。

通常の RC 部材の場合、鉄筋に作用した引張力が鉄筋とコンクリートの境界面に作用する付着応力を介して鉄筋周辺のコンクリートに伝わり、コンクリートが引張力を負担することでテンションスティフニング効果が生じる。ここでコンクリートの負担引張力を P_{tse} とすると、 P_{tse} はコンクリートの未ひび割れ区間における引張力分布の平均値（図 3.1 左図の破線）で表される。

同様に ECC を用いた場合について考える。コンクリートはひび割れ箇所において引張力を負担しないものとする。ECC ではひび割れ箇所において繊維の架橋効果による引張力 P_{brg} が作用する。未ひび割れ区間ではコンクリート同様、鉄筋の引張力が付着応力により分配され、ECC の負担引張力はひび割れ箇所の引張力より増大するものとする。便宜上、 P_{brg} は未ひび割れ区間において一定とすると、図 3.1 右図に示すような引張力分布になると考えられる。 P_{brg} は ECC の材料特性であるから、ECC の引張力分布において ECC と鉄筋の付着性状に依る部分は図 3.1 右図に斜線で示した部分となる。よって、ECC の P_{tse} は ECC の引張力分布の平均値（図 3.1 右図破線）から、 P_{brg} を差し引いた値となる。

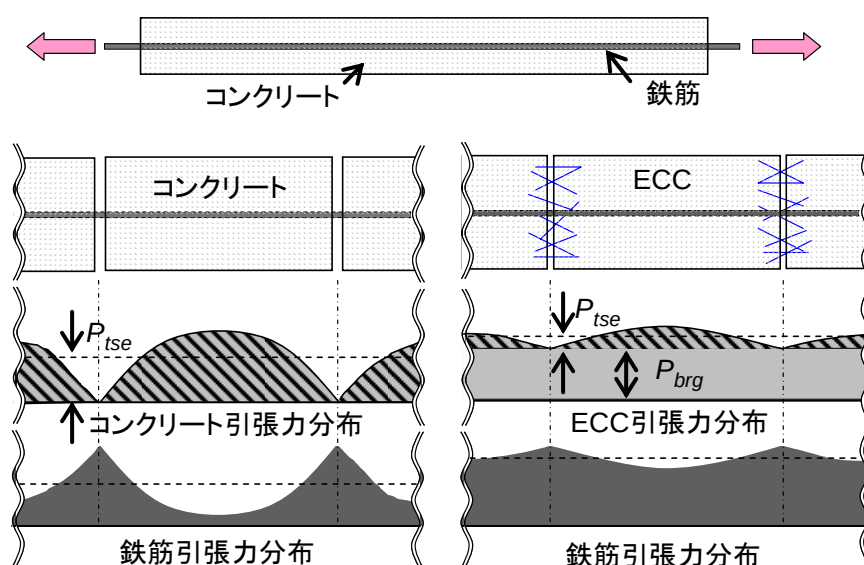


図 3.1 付着区間における荷重分布

3.3 実験概要

3.3.1 試験体および使用材料

試験体形状を図 3.2 に、試験体の型枠および鉄筋端部定着状況を図 3.3 に示す。試験体は、試験体端部において破壊が先行しないようくびれ型の形状とし、試験区間として中央に 300mm の直線部分を設け、中央部断面を $30 \times 30\text{mm}$ とした。断面内の中心に異形鉄筋 D4 および D6 を一本配置した。鉄筋は試験体端部に配したくさび形のインサートに深さ 5mm 程度の穴を設けて鉄筋を差込み、溶接して固定した。変動因子は鉄筋の種類（異形鉄筋 D4、D6）として、試験体 5 体ずつ、全 10 体作製した。また、同一形状の試験体において ECC の引張性能を確認するため、端部にインサートのみ配した無筋試験体を 6 体作製した。

ECC の調合計画は、 $W/C=42\%$ 、 $S/B=0.77$ とし、PVA 繊維（繊維径 0.04mm 、繊維長 12mm ）を体積比で 2.0% 混入した。無筋試験体の両引き試験から得られた ECC の引張応力-平均歪関係を図 3.4 に、圧縮および引張力学性能を表 3.1 に示す。なお、平均歪は全体変形量を試験区間 300mm で除して算出した。無筋試験体の両引き試験では初期ひび割れ発生後、試験区間が長いこと二次曲げの影響を大きく受けた試験体が 2 体あったが、4 体の試験体については試験区間に数本のひび割れを生じた。表 3.1 に示すデータのうち、初期ひび割れ強度と引張強度はこれら 4 体の試験体の結果の平均値である。

鉄筋の引張試験により得られた応力-歪関係および力学性能を図 3.5 および表 3.2 にそれぞれ示す。鉄筋は明確な降伏点が見られなかったため、0.2% オフセット法により降伏強度を決定した。

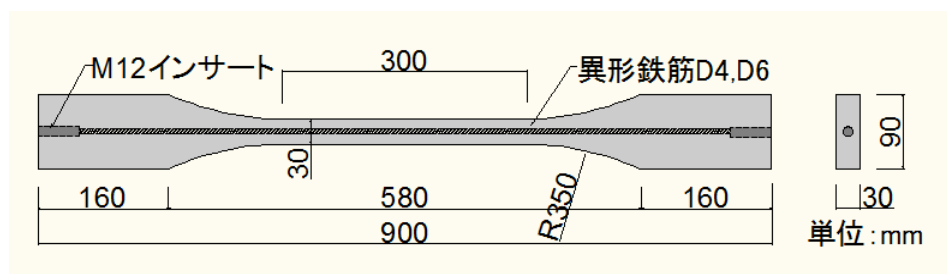


図 3.2 試験体形状



図 3.3 型枠および鉄筋接合状況

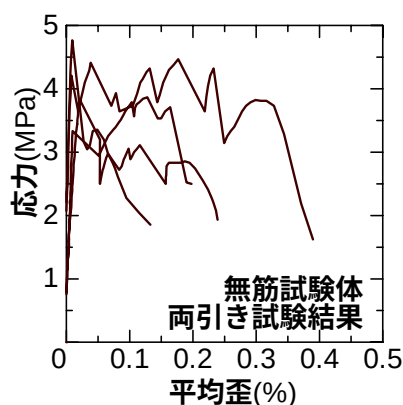


図 3.4 ECC の応力-平均歪関係

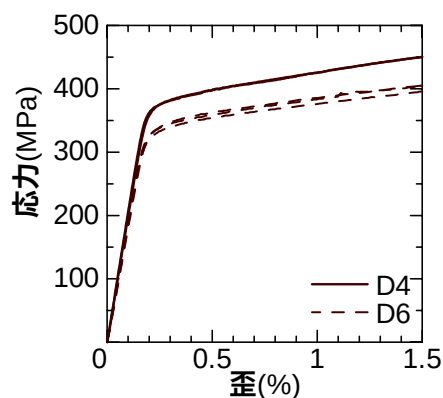


図 3.5 鉄筋の応力-歪関係

表 3.1 ECC の力学特性

圧縮強度 σ_B (MPa)	弾性係数 E (GPa)	初期ひび割れ 強度 σ_{cr} (MPa)	初期ひび割れ 強度時の歪 ε_{cr} (%)	引張強度 σ_t (MPa)	引張強度 時の歪 ε_t (%)
49.1	16.9	4.04	0.02	4.23	0.19

表 3.2 鉄筋の力学特性

種類	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (μ)	引張強さ (MPa)
D4	390	202	1932	593
D6	351	189	1864	511

3.3.2 加力方法

加力は試験体端部のインサートにネジ棒（M12）を取り付け、ネジ棒を試験機のチャックで掴み、一軸引張加力を行った。変位計設置位置を図 3.6 に示す。変形は、試験体両面の直線部分を含む中央部 350mm に π 型変位計を 50mm 間隔で取り付け、その区間におけるひび割れ幅を計測した。また、中央 700mm 区間に変位計を取り付け、全体変形量を計測した。

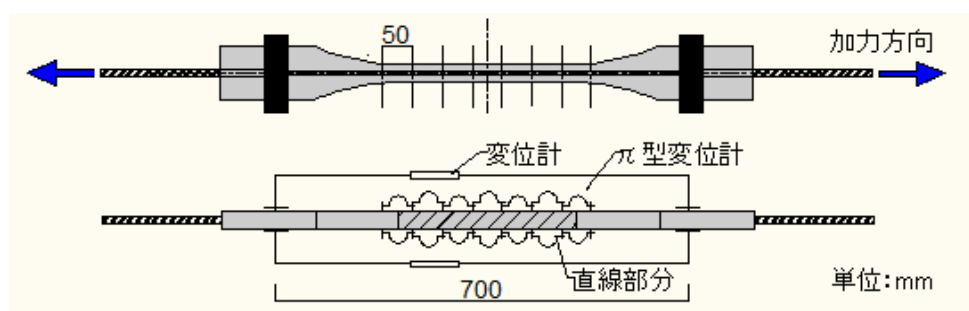


図 3.6 変位計設置位置

3.4 実験結果

両引き試験によって得られた D4 試験体および D6 試験体の荷重－全体変形関係を図 3.7 に、鉄筋降伏時（剛性が顕著に低下する時点とし、D4 試験体で約 7kN、D6 試験体で約 14kN）および終局時のひび割れ発生状況の例を図 3.8 に示す。図 3.7 において、上 2 図は D4 試験体の、下 2 図は D6 試験体の結果を示し、それぞれの 2 図のグラフでは横軸のスケールを変えて示している。図中の破線は鉄筋単体の荷重－全体変形関係を示しており、引張試験の結果から、歪計測値に後述する変形区間 450mm を乗じた全体変形として示した。

図 3.7 より、鉄筋単体の荷重に比べ実験結果のそれが大きいことがわかる。この荷重差は 3.2 節で述べた通り、ECC の架橋効果による負担引張力にテンションスティフニング効果に相当する引張力を加算した値である。図 3.8 より、鉄筋降伏時においてひび割れは試験区間とその両側にほぼ等間隔に生じており、ひび割れ本数は D4 試験体と D6 試験体で明確な差がないことがわかる。また、鉄筋降伏後においても多数のひび割れが発生し、終局時のひび割れ本数は D4 試験体で約 50 本、D6 試験体で約 60 本であった。終局時のひび割れ本数は D6 試験体の方が多くなる傾向にあり、この傾向に関しては通常の RC 部材と同様である。

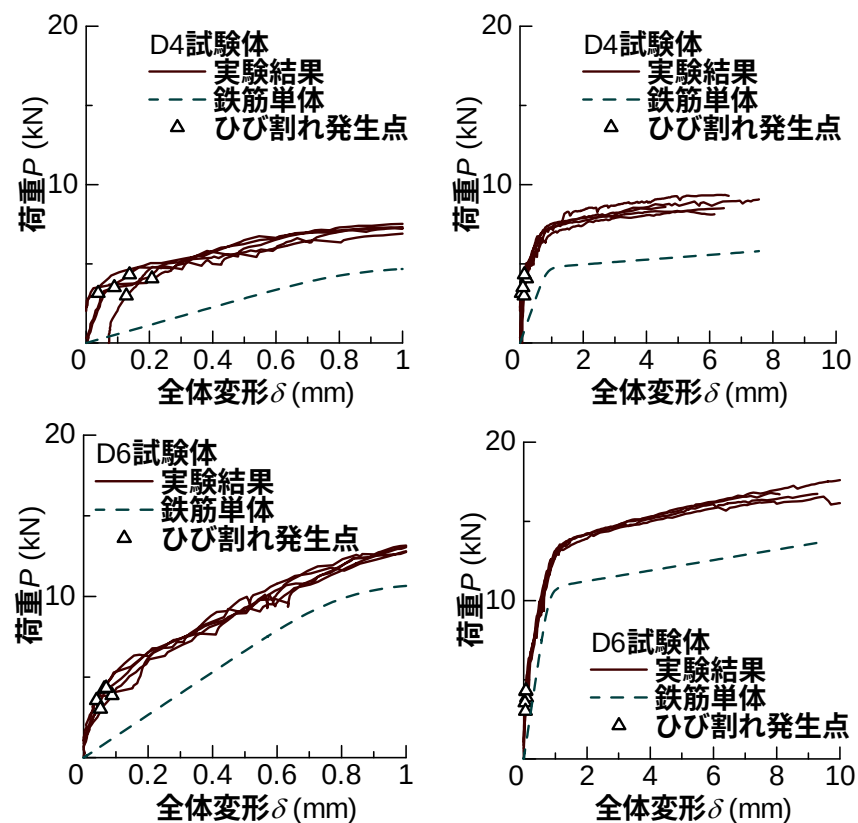
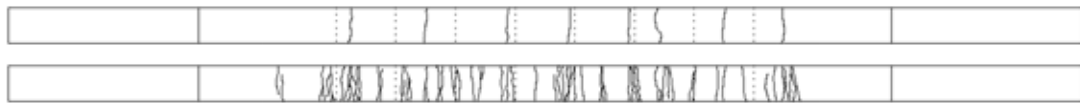


図 3.7 荷重－全体変形関係



(a) D4 試験体（上図：鉄筋降伏時 下図：終局時）



(b) D6 試験体（上図：鉄筋降伏時 下図：終局時）

図 3.8 ひび割れ発生状況

3.5 両引き付着解析概要

ECC はひび割れ発生後、繊維がひび割れを架橋することで引張応力を伝達することができるため、ひび割れ部においてコンクリートが引張力を負担しない従来の付着解析方法^{例え 8)}では ECC のテンションスティフニング効果を評価することはできない。本節では ECC の架橋効果を考慮した付着解析手法を提案し、実験結果との比較を行う。

3.5.1 解析方法

ECC はひび割れ発生後、ひび割れを架橋した繊維による架橋応力が作用する。この架橋応力 σ_{brg} はマトリクスや繊維の性能、繊維の配向角、繊維とマトリクスの付着性状に依存しており、ひび割れ幅 w_{cr} の関数として与えられることが既往の研究で確認されている⁹⁾。架橋応力 σ_{brg} —ひび割れ幅 w_{cr} 関係を与え、ひび割れ部分において ECC の受け持つ引張力をその他の内力との釣合条件に加えることで、ひび割れ発生以降の ECC と鉄筋の状態を表現する。また、その際には ECC と鉄筋の局所付着応力—すべり量関係を仮定し、ひび割れ箇所でのすべり量とひび割れ幅の変形適合条件を考慮する。

解析における内力の釣り合いを図 3.9 に示す。ECC と鉄筋からなる部材の両引き試験においてひび割れが発生する (①)。破線で囲んだひび割れ間隔 l_b の区間を解析区間として内力の釣り合いを考える (②)。解析区間の中央部を座標軸 x の原点とすると、原点に対して左右対称の応力状態となることから、 $x=0 \sim l_b/2$ について考える (③)。 $x=0$ における鉄筋および ECC の引張力を P_{s0} 、 P_{c0} とし、 $x=l_b/2$ における鉄筋の引張力を P_{sn} 、ひび割れ箇所における ECC の架橋力を P_{brg} とすると、部材軸方向の力の釣り合いとして次式が成立する。

$$P_{c0} + P_{s0} = P_{sn} + P_{brg} \quad (3.1)$$

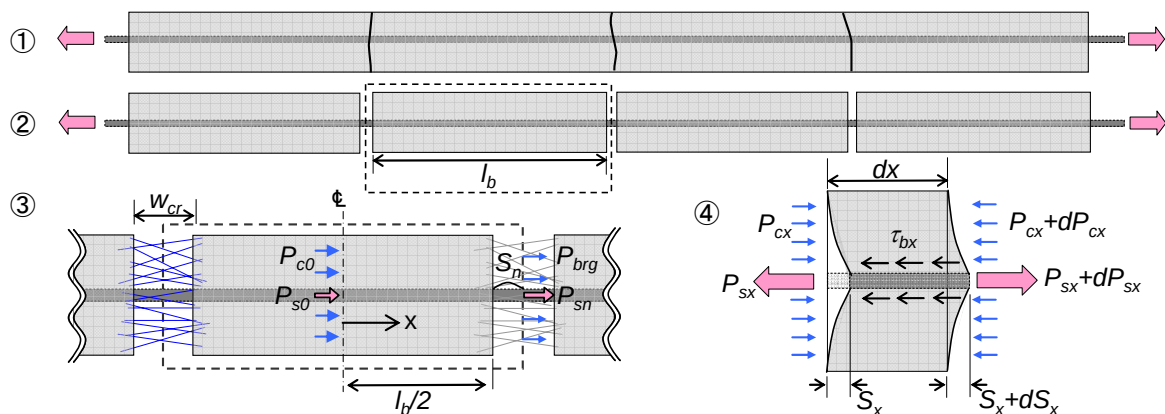


図 3.9 解析対象および外力の釣り合い

次に、④に示すような微小区間 dx について考える。任意の位置 x における鉄筋および ECC の引張力を P_{sx} 、 P_{cx} とし、鉄筋と ECC の相対変位であるすべり量を S_x 、鉄筋の周長を ϕ 、付着応力を τ_{bx} とすると、 dx 区間に作用する力の釣合より、鉄筋の引張力増分 dP_{sx} と ECC の引張力増分 dP_{cx} は次のように与えられる。

$$dP_{sx} = \tau_{bx}\phi dx \quad (3.2)$$

$$dP_{cx} = -dP_{sx} \quad (3.3)$$

また、すべり量 S_x の dx 区間における増分 dS_x は鉄筋と ECC の変形差に等しいことから、 dS_x は次式で表せる。

$$dS_x = (\varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx})dx \quad (3.4)$$

ここで

- ε_{sx} : $|dx|$ 区間における鉄筋の歪
- ε_{cx} : $|dx|$ 区間における ECC の歪
- E_s : 鉄筋の弾性係数
- E_c : ECC の弾性係数
- A_s : 鉄筋断面積
- A_c : ECC 断面積

ここで、付着応力 τ_b —すべり量 S 関係を与えることにより、位置 $x+dx$ におけるすべり S_{x+dx} ($= S_x + dS_x$) が決定し、(3.2)、(3.3) 式より鉄筋と ECC の引張力増分が求まる。両引き試験における境界条件として $x=0$ におけるすべり量 $S_0=0$ 、任意の条件として P_{s0} 、 P_{c0} を与え、この計算を $x=0$ から $x=l_b/2$ まで繰り返すことで解析区間における鉄筋と ECC の引張力分布、付着応力分布、すべり分布を算出することができる。したがって、 $x=l_b/2$ における鉄筋の引張力 P_{sn} 、およびすべり量 S_n が求まる。

S_n は、ひび割れ箇所において鉄筋が ECC から抜け出した量であり、図 3.9 の③に示したように同一の解析区間が隣接している場合、ひび割れ幅 w_{cr} の 1/2 の値となる。ここで、ECC のひび割れ幅 w_{cr} —架橋応力 σ_{brg} 関係を与えることで、ひび割れ箇所における ECC の架橋力 P_{brg} は、次式に示すように S_n の関数として表すことができる。

$$P_{brg} = A_c \sigma_{brg} = A_c f(w_{cr}) = A_c f(2 \times S_n) \quad (3.5)$$

これより、(3.1) 式に示した釣合い式の右辺が求まるが、任意に与えた P_{s0} 、 P_{c0} は必ずしも (3.1) 式を満たすわけではない。そのため、 P_{s0} 、 P_{c0} を順次与え、(3.1) 式を満たすように収束計算を行う。 P_{c0} が ECC のひび割れ強度 $P_{cr} (= A_c \sigma_{cr})$ より大きくなった時点で、 $x=0$ において解析上新たなひび割れが発生することになるため、ひび割れ間隔 l_b における解析を終了する。

3.5.2 構成則モデル

(1) 付着応力 τ_b —すべり量 S 関係

ECC と異形鉄筋の局所付着性状を扱った研究は多くない。文献 10) では付着長を鉄筋径の 4 倍とした試験体の引抜付着試験が行われている。ECC (文献中の試験体名は R21) の局所最大付着応力 $\tau_{b,max}$ は、内部ひび割れ幅 r_i とかぶり厚に鉄筋径の 1/2 を加えた値 r_u の関係から (3.6) 式、および (3.7) 式によって求められる。また、最大付着応力時のすべり量 S_{max} は、かぶり厚に依らず 0.765mm とされている。

$$\tau_{b,max} = \frac{2\sigma_t}{d_b} \left\{ (r_i - r_p) + \frac{r_i (r_u^2 - r_i^2)}{r_u^2 + r_i^2} \right\} \cot \alpha \quad (3.6)$$

$$r_i = 0.120r_u + 0.911d_b \quad (3.7)$$

ここで、

σ_t : ECC の初期ひび割れ強度

d_b : 鉄筋径

r_p : 塑性化した領域の内径 ($= d_b / 2$)

α : 付着応力と割裂応力のなす角度 ($\cot \alpha = 1.46$)

実験から得られた付着応力 τ_b —すべり量 S 関係は、最大付着応力に達した後、緩やかに軟化する性状を示しているので、本報では (3.8) 式に示す Popovics 式 ($a=3$) としてモデル化した。モデルを図 3.10 に示す。

$$\frac{\tau}{\tau_{max}} = \frac{S}{S_{max}} \cdot \frac{a}{(a-1) + (S/S_{max})^a} \quad (3.8)$$

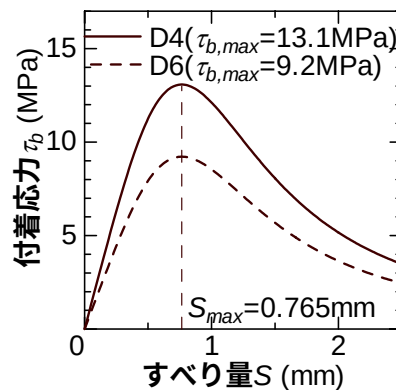


図 3.10 付着応力—すべり関係モデル

(2) 架橋応力 σ_{brg} －ひび割れ幅 w_{cr} 関係

ECC の架橋応力 σ_{brg} －ひび割れ幅 w_{cr} 関係のモデルを図 3.11 に示す。Yang らによれば、繊維単体とマトリクスとの付着性状および繊維の配向角の影響を考慮すると、PVA 繊維体積混入率 2.0% の ECC ではひび割れ幅(開口変位)が 0.13mm のとき、最大架橋応力 $\sigma_{brg, max} = 6.7\text{MPa}$ となる¹¹⁾。また、ひび割れ幅が 0.3mm 程度までは放物線と似た挙動を示すことから、この値を最大値にとる放物線モデルとした。

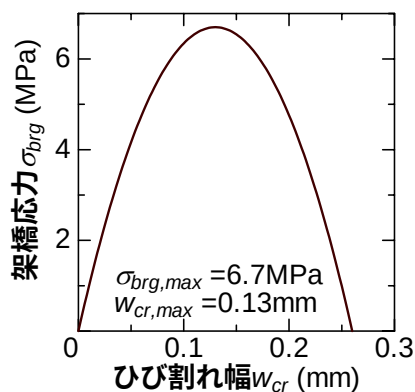


図 3.11 架橋応力－ひび割れ幅関係モデル

(3) 鉄筋の応力－歪関係

鉄筋の応力－歪モデルを図 3.12 に示す。鉄筋の応力－歪関係には修正 Menegotto-Pinto モデル¹²⁾を用い、図 3.6 に示した鉄筋の引張試験結果と対応するように、バウシンガー効果を表す係数 R_{b0} を 8.0 とした。

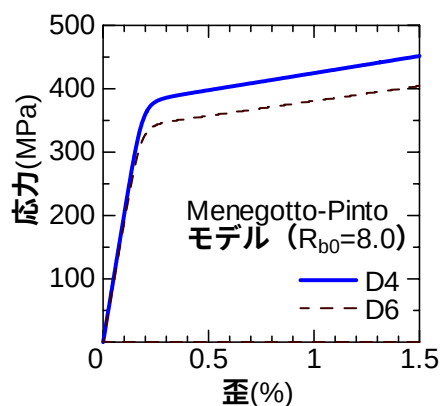


図 3.12 鉄筋の応力－歪モデル

3.5.3 解析対象

試験体試験区間の直線部の長さは 300mm であるが、実験では材料強度のばらつきや変断面部の応力集中により、直線部とその両側にもひび割れが発生する。本報では、実験時にひび割れが見られた試験体中央部 450mm を試験体の変形区間として、解析の対象区間とした。解析対象を図 3.13 に示す。対象区間の断面積は試験体中央部の 30×30mm で一様とした。

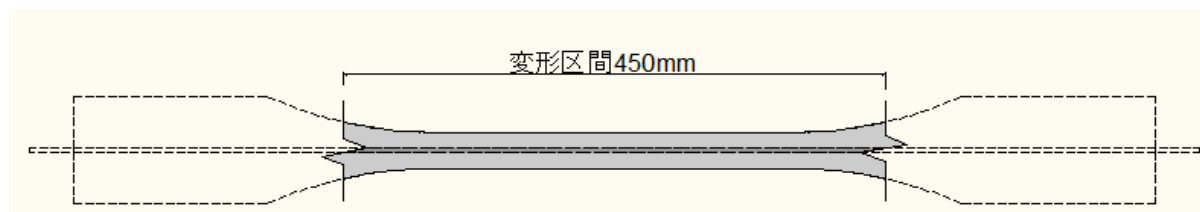


図 3.13 解析対象

3.6 両引き付着解析結果

3.6.1 荷重－全体変形関係

解析対象 450mm を初期解析区間 l_{b0} とし、解析上 ECC にひび割れが発生した時点でひび割れ間隔 l_b を $l_b/2$ とし、再度付着解析を行い、その後、順次新たなひび割れが発生した時点でひび割れ間隔を $1/2$ にし、繰返し解析を行う。解析により得られた荷重－全体変形関係を図 3.14 に示す。上 2 図は D4 試験体の、下 2 図は D6 試験体の結果を示し、それぞれの 2 図のグラフでは横軸のスケールを変えて示している。荷重はひび割れ箇所における鉄筋引張力 P_{sn} および ECC 引張力 P_{brg} の和とし、全体変形は解析区間 l_b における鉄筋の伸びの総和を l_{b0}/l_b 倍して算出した。図 3.14 には、任意の l_b ($l_b = l_{b0} \sim l_{b0}/2^9$) における荷重－全体変形関係を破線で示し、ひび割れが生じた時点で、次の l_b における同一変位の荷重に移行した状態を実線で示した。

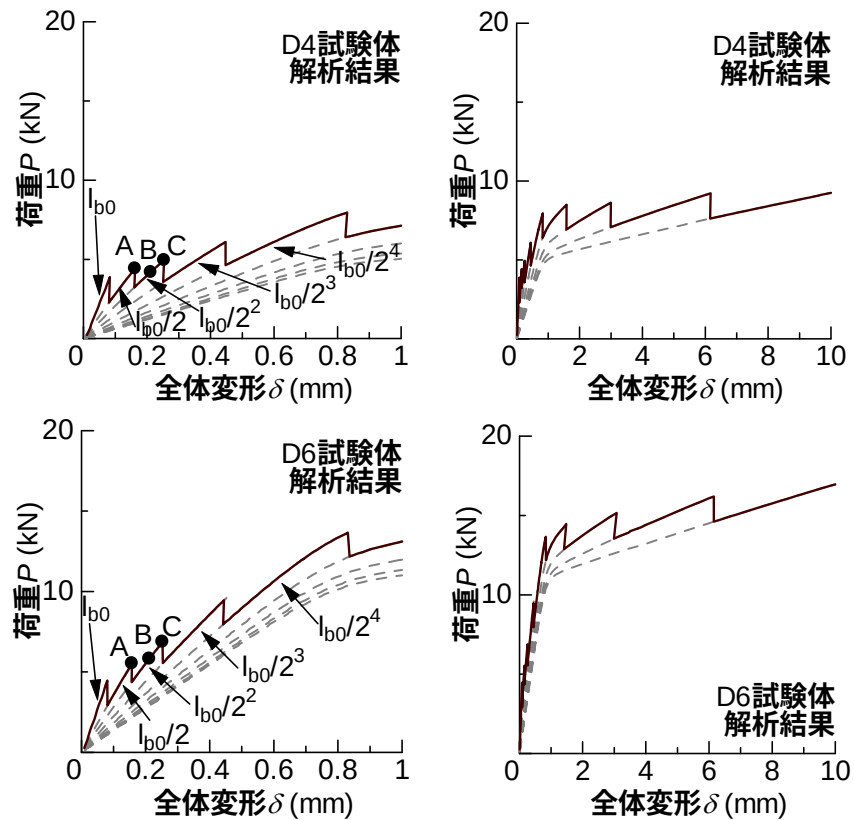


図 3.14 解析結果（荷重－全体変形関係）

実験結果と解析結果の比較を図 3.15 に、図 3.14 に示した $l_b = l_{b0}/2$ 、 $l_{b0}/2^2$ における A、B、C 点の鉄筋引張力 (P_s) 分布、ECC 引張力 (P_c) 分布、付着応力 (τ_b) 分布、およびすべり量 (S) 分布を図 3.16 に示す。図 3.15 中のプロット (○) は、解析区間内における鉄筋歪の最大値が鉄筋降伏開始歪 0.14% に達した時点を表している。また、図 3.16 には解析区間における分布値 (絶対値) の平均値を破線で示した。図 3.15 より、実験結果と解析結果はよく対応しており、本解析の妥当性が確認できる。ひび割れ間隔を比較すると、実験においては鉄筋降伏時の平均ひび割れ間隔が 30～40mm、終局時においては D4 試験体では約 10mm、D6 試験体では約 8mm であったのに対し、解析ではどちらの試験体も鉄筋降伏時のひび割れ間隔が約 28mm、終局時 (全体変形量 8.0mm 時) においては約 1.7mm と解析の方がひび割れ間隔は小さくなる傾向にあった。解析上、ECC のひび割れ強度は常に一定値としているため、着目解析区間の中央部にひび割れが生じるが、実際にひび割れ強度には空間的ばらつきがあるため、ひび割れ本数が異なると考えられる。

図 3.16 より、ECC 引張力および鉄筋引張力はほとんど一定値となることが分かる。図 3.1 に示したコンクリートの場合の引張力分布とは大きく異なり、ひび割れ箇所における ECC の架橋効果が部材の剛性増大に与える影響が大きいことを示している。

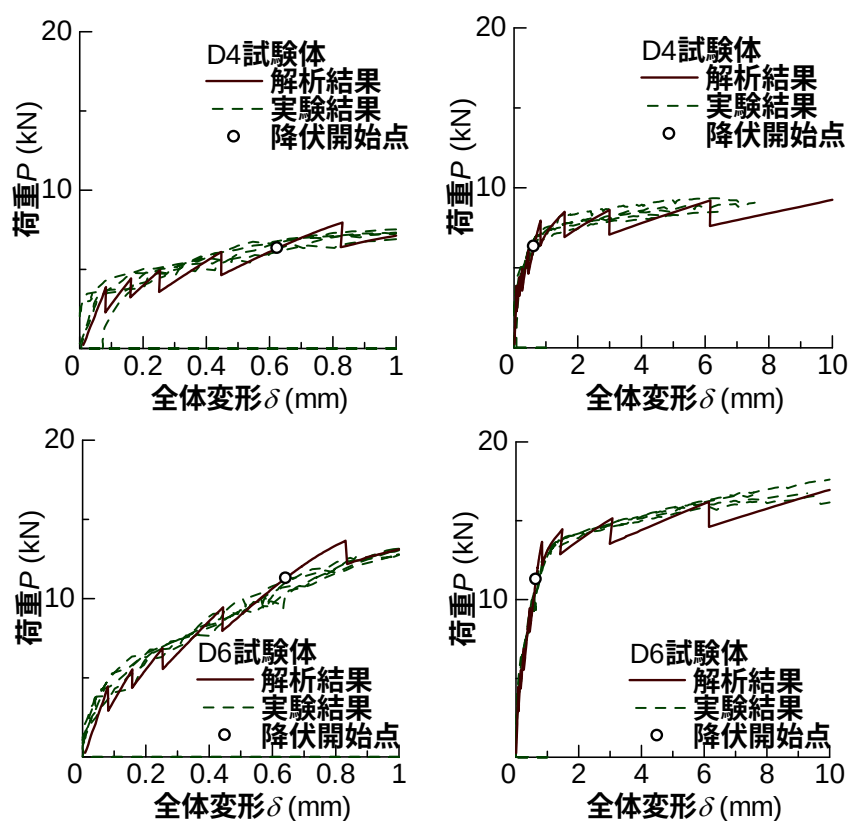
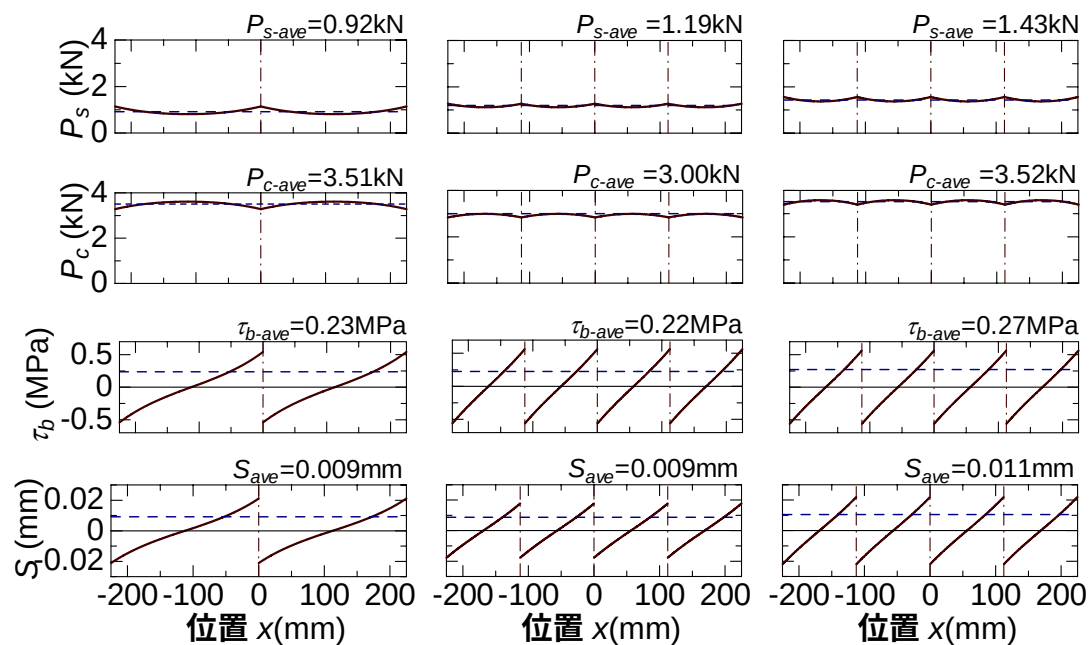
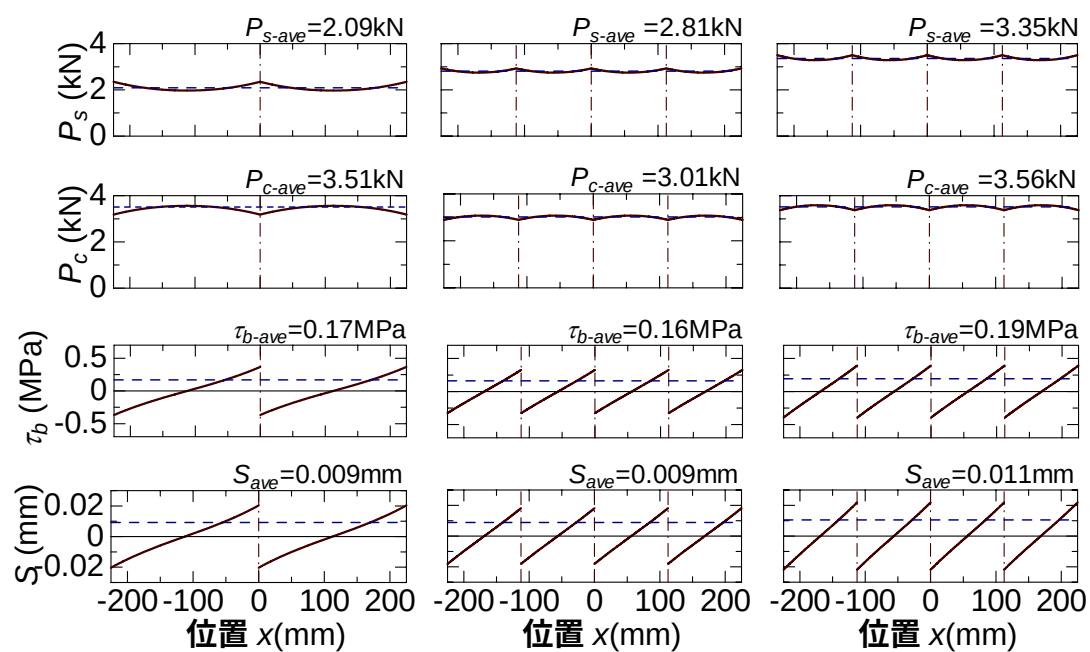


図 3.15 実験結果と解析結果の比較



(a)D4 試験体



(b)D6 試験体

図 3.16 分布図 (左から、A 点、B 点、C 点)

3.6.2 鉄筋とコンクリートの荷重負担割合

実験および解析によって得られた荷重－全体変形関係と ECC の負担引張力 P_c －全体変形関係を図 3.17 に示す。図中の破線は図 3.7 中の破線同様、鉄筋単体の引張力 P_s を表しており、ECC の負担引張力 P_c は、全荷重 P と鉄筋単体の引張力 P_s の差分から算出している。

実験結果より、ECC の負担引張力は全体変形が 0.2mm から 0.4mm 程度の変形が小さい領域においてもっとも大きく、その後一定値に近づく。解析においては、 P_{c0} がひび割れ強度 P_{cr} に達した時点で新たなひび割れが発生し、ひび割れ間隔が短くなることから、ECC の負担引張力 P_c は必ず P_{cr} 以下となる。また、D4 試験体と D6 試験体を比較すると、ECC の負担引張力 P_c に差異がほとんどみられない。これは、図 3.16 に示したように付着応力の値が小さいことから、付着効果による ECC の負担引張力増大が小さいためである。

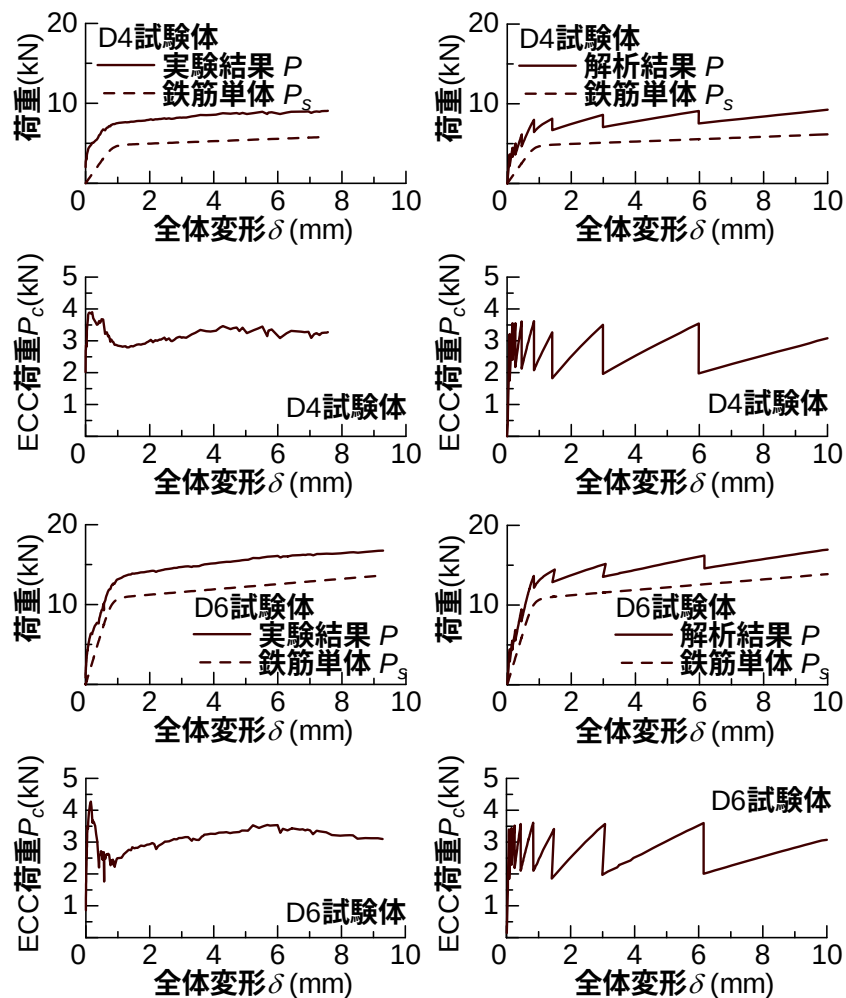


図 3.17 鉄筋とコンクリートの負担割合
(左図：実験結果 右図：解析結果)

3.6.3 ECC のテンションスティフニング効果に関する検討

前節で算出した ECC の負担引張力 P_c から、解析によって求めた繊維の架橋効果による分担力 P_{brg} を差し引き、ECC のテンションスティフニング効果に相当する引張力 P_{tse} を算出し、ECC の断面積で除して応力の次元に変換した。

ECC の負担応力 σ_c 、ひび割れ箇所における架橋応力 σ_{brg} 、およびテンションスティフニングに相当する応力 σ_{tse} と変形区間における平均歪の関係を図 3.18 に示す。ECC のテンションスティフニング効果に相当する応力 σ_{tse} は大きくても 0.2MPa 程度であり、ひび割れ間隔が小さくなるにつれて 0 に近づくことがわかる。これは、ひび割れが複数生じひび割れ間隔が小さくなることで、ECC と鉄筋の付着長が短くなり付着応力による影響が小さくなるためと考えられる。

また、架橋応力 σ_{brg} は解析上必ずひび割れ強度以下の値を示すが、ひび割れ箇所ではさらに架橋応力の減少を伴うため、平均的に見ると小さい架橋応力を示すようになる。変形に関しては、図 3.5 に示した ECC 単体の引張試験結果と比較して、顕著に大きな歪を示している。これは、付着応力の存在によりひび割れ幅の増大が抑制され、ひび割れの局所化が非常に起こりにくくなるためと考えられる。

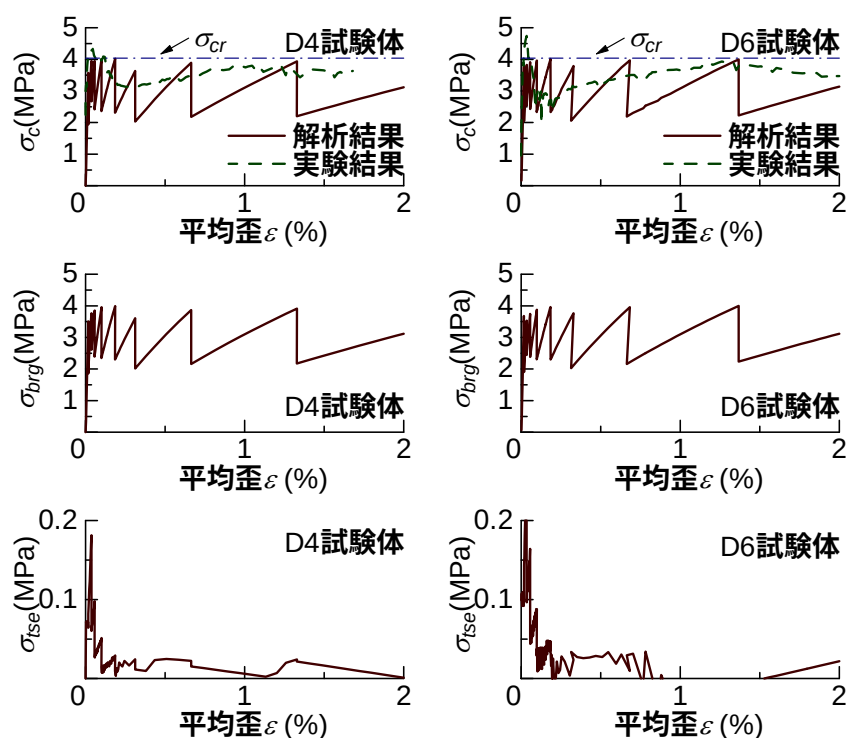


図 3.18 テンションスティフニング効果相当応力

3.7 まとめ

ECC のテンションスティフニング効果を把握するため、鉄筋を断面中心に 1 本配した試験体の両引き試験を行った。また、ECC と鉄筋の付着応力－すべり量関係、ECC のひび割れ箇所における架橋応力－ひび割れ幅関係を利用し、両引き付着解析を行い、解析結果の妥当性を検証した。

ECC ではひび割れ箇所において架橋効果による引張力負担が存在することから、鉄筋と ECC の付着作用によるテンションスティフニング効果は小さい。

ひび割れ箇所における ECC の架橋応力は、ひび割れ発生後に減少するため、平均的に見るとひび割れ強度より小さい架橋応力を示すようになる。また、付着応力の存在により ECC のひび割れの局所化が抑制され、ひび割れ幅にひび割れ本数を乗じて換算した歪は大きな値を示すようになると考えられる。

第4章 有筋 ECC の繰返し性状

4.1 はじめに

第2章で述べたように ECC は繰返し载荷において引張性能が低下することが確認された。この原因としては、ひび割れを架橋している繊維に引張力と圧縮力が繰返し作用することで、繊維の架橋効果がなくなり、引張応力を負担できなくなったものと考えられる。試験体によっては、単調载荷と比較して最大モーメントが 40%程度低下した試験体もあり、繰返し载荷の影響を無視することは出来ない。この結果を踏まえた上で、境界梁等へ ECC を適用する場合は ECC と鉄筋の複合体として利用されることから、複合体において繰返し载荷が ECC に及ぼす影響を把握する必要がある。

また、第3章で述べたように鉄筋との複合体においてテンションスティフニング効果を考慮すると、鉄筋と ECC の付着効果により鉄筋と ECC の歪は同一にはならず、ECC の負担応力は初期ひび割れ強度より決して大きくならないことが確認された。第2章同様に断面解析によって実験結果を評価する場合、鉄筋と ECC の歪は平面保持の仮定に基づく値となる。したがって、材料試験から得られた ECC の引張性能を直に ECC の応力-歪モデルに適用した場合、ECC の引張性能を過大評価する可能性が考えられる。

本章では、繰返し载荷を受けた場合の ECC と鉄筋の複合構造における ECC の引張性能を把握することを目的として、軸方向に鉄筋を配した有筋試験体の繰返し载荷曲げ試験を行い、有筋試験体における繰返し载荷による ECC への影響を把握する。さらに第3章で述べた ECC のテンションスティフニング効果を考慮した ECC の平均応力-平均歪モデルを構築し、第2章に示した ECC の繰返し構成則を本モデルに適用させて繰返し断面解析を行い、本モデルの妥当性を検証することとした。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体および使用材料

試験体形状および配筋を図 4.1 に、試験体の型枠を図 4.2 図 4.2 に、試験体の一覧を表 4.1 に示す。試験体は通常の曲げ試験と同様の角柱型の形状とし、圧縮側、引張側それぞれ軸方向に鉄筋を配した。実験因子は後述する加力方向(単調载荷(M)、正負交番繰返し载荷(C2))、加力履歴(A、B、C)、配筋(3-D4、1-D6、3-D6)および引張鉄筋比(0.42%、1.06%)とし、単調载荷試験体は各3体、繰返し载荷試験体は各1体ずつ、全18体作製した。なお、PVA 繊維の体積混入率は2.0%とし、引張鉄筋比を同一にするため配筋 1-D6 の試験体については試験体の幅を84mmとした。

使用材料は、第3章の両引き試験と同一の材料を用いた。使用した ECC の調合計画およびフレッシュ性状を表 4.2 に、ECC の力学特性を表 4.3 に示す。ECC の圧縮性状は圧縮試験結果より求め、引張性状は図 3.4 に示した無筋試験体の一軸引張試験結果より求めた。鉄筋の引張試験により得られた応力-歪関係および力学性能を図 4.3, および表 4.4 にそれぞれ示す。鉄筋は明確な降伏点が見られなかったため、0.2%オフセット法により降伏強度を決定した。また、ECC の曲げ性能を確認するため幅 100mm の無筋試験体 (B100-M)、幅 84mm の無筋試験体 (B84-M) を各 6 体ずつ作製し、試験開始前(材令 34 日)と試験終了後(材令 44 日)に 3 体ずつ加力を行った。無筋試験体の単調载荷によって得られた $M-\phi$ 関係を図 4.4 に、試験開始前、試験終了後それぞれの実験結果平均値を表 4.5 に示す。なお、表 4.2 には JCI-S-003-2007 によって曲げ試験結果から算出した ECC の引張強度および終局歪も合わせて示した。図 4.4 より、全ての試験体においてたわみ硬化特性を良く示すことが確認でき、純曲げ区間に平均 6 本のひび割れが発生した。また、試験開始前と試験終了後の実験結果を比較すると試験開始前の実験結果の方が、全体的に荷重が低くなるという結果が得られた。これは ECC の材令による影響とも取れるが、材令が 28 日を過ぎていること、荷重差が大きいことを考えると、試験開始時に何らかの実験的な不備があったのではないかと考えられる。

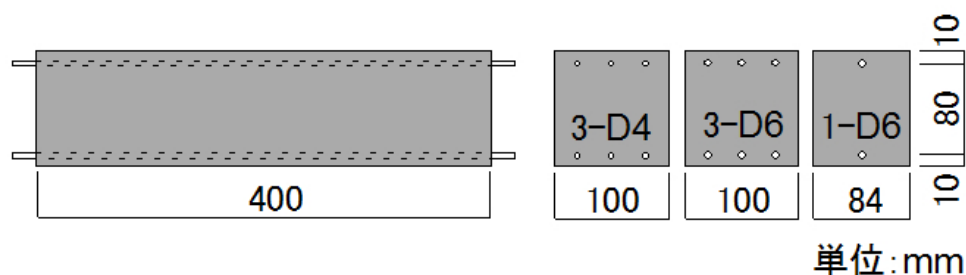


図 4.1 試験体形状および配筋



図 4.2 試験体型枠

表 4.1 試験体一覧

試験体名	幅 (mm)	配筋	引張鉄筋比 (%)	加力方向 (加力履歴)
V20-3D4-M	100	3-D4	0.42	M
V20-3D4-C2A				C2(A)
V20-3D4-C2B				C2(B)
V20-3D4-C2C				C2(C)
V20-1D6-M	84	1-D6	0.42	M
V20-1D6-C2A				C2(A)
V20-1D6-C2B				C2(B)
V20-1D6-C2C				C2(C)
V20-3D6-M	100	3-D6	1.06	M
V20-3D6-C2A				C2(A)
V20-3D6-C2B				C2(B)
V20-3D6-C2C				C2(C)

表 4.2 ECC 調合計画およびフレッシュ性状

名称	W/C	S/B	PVA 繊維体積 混入率(%)	空気量(%)
ECC	0.42	0.77	2.0	13.5

表 4.3 ECC の力学特性

圧縮強度 σ_B (MPa)	弾性係数 E (GPa)	初期ひび割れ 強度 σ_{cr} (MPa)	初期ひび割れ 強度時の歪 ϵ_{cr} (%)	引張強度 σ_t (MPa)	引張強度 時の歪 ϵ_t (%)
49.1	16.9	4.04	0.02	4.23	0.19

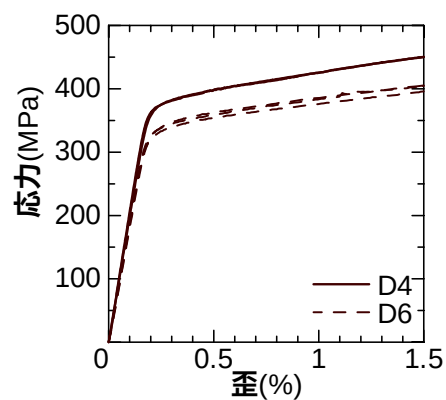


図 4.3 鉄筋の応力－歪関係

表 4.4 鉄筋の力学特性

種類	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (μ)	引張強さ (MPa)
D4	390	202	1932	593
D6	351	189	1864	511

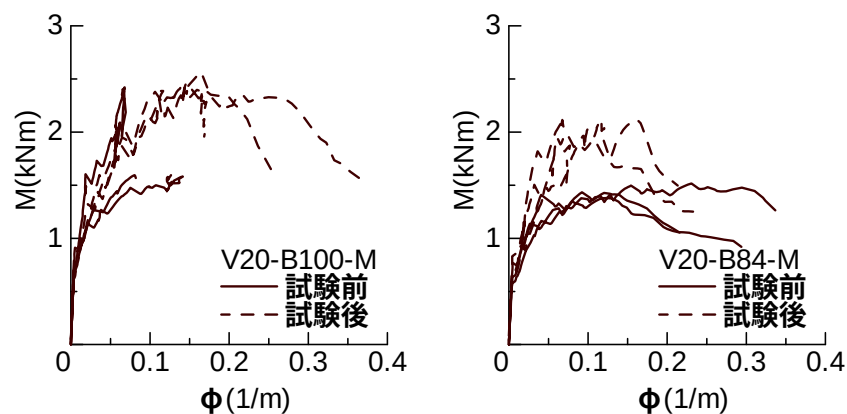


図 4.4 無筋試験体の M - ϕ 関係

表 4.5 無筋試験体の実験結果

種類		最大荷重時			引張強度 (MPa)	終局歪 (%)
		荷重 (kN)	モーメント (kNm)	曲率 (1/m)		
B100-M	試験前	37.4	1.87	0.09	4.44	0.73
	試験後	49.7	2.48	0.16	5.68	1.30
B84-M	試験前	28.9	1.44	0.15	3.85	1.26
	試験後	39.7	1.99	0.09	5.78	0.70

4.2.2 加力方法

加力装置を図 4.5 に、加力履歴を図 4.6 に示す。加力方法は第 2 章の無筋試験体同様、「曲げモーメントー曲率曲線試験方法」(JCI-S-003-2007)に準拠し、単調載荷 (M)、正負交番繰返し載荷 (C2) の 2 種類の方法で行った。歪は試験体側面の上下に配した π 型変位計によって計測し、平面保持の仮定により曲率を算出した。正負交番繰返し載荷は、加力方向に対して引張側の歪計の歪の値 (以下、引張歪) をモニター値とし、正側の載荷を行った後、試験体の上下を反転し、負側の加力を行った。なお、単調載荷試験体については引張歪が 5.0% に到達もしくはせん断ひび割れの開口が顕著となった時点で加力を終了した。

加力履歴は図 2.4 に示した無筋試験体と同一の加力履歴とし、加力履歴 A では 0.1%、0.5%、1.0% の各目標引張歪で 3 回ずつ、加力履歴 B では目標引張歪が 0.1% で 1 回、0.5% で 10 回繰り返し、その後荷重が低下するまで加力することとした。また加力履歴 C は、無筋試験体と比べて有筋試験体の終局変形が大きくなることから、引張歪 1.0% までは 0.1% ずつ、引張歪 3.0% までは 0.2% ずつ、引張歪 5.0% までは 0.4% ずつ目標引張歪を増加させるものとし、荷重の低下を確認もしくは目標引張歪が 5.0% に達するまで加力を行うこととした

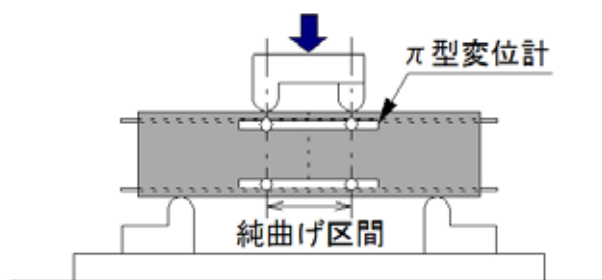


図 4.5 加力装置

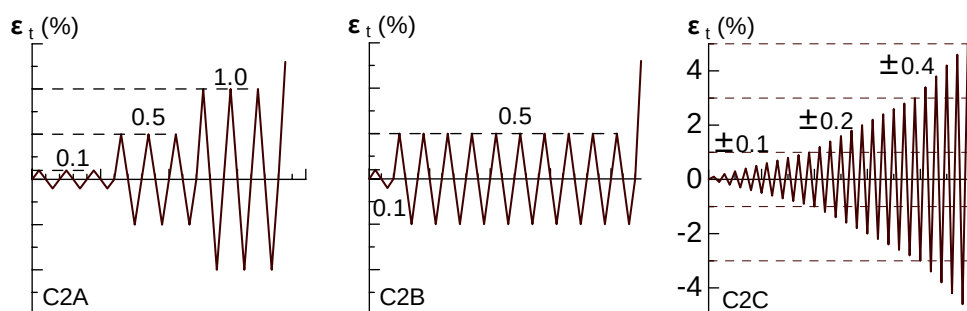


図 4.6 加力履歴

4.3 実験結果

4.3.1 モーメントー曲率関係およびひび割れ状況

実験結果の一覧を表 4.6 に、単調載荷試験体のモーメントー曲率関係（以下、 $M-\phi$ 関係）を図 4.7 に、最終ひび割れ発生状況の一例を図 4.8 図 4.8 に示す。表 4.6 表 4.6 中のせん断耐力は、建築学会終局強度型指針式（A 法）のトラス・アーチ式に、DFRCC の引張寄与分を累加した評価式¹³⁾を用いて算出した。また、最大荷重時の引張縁歪は 2 つの変位計の値から平面保持の仮定を用いて算出し、ひび割れ本数は加力終了時に純曲げ区間に生じていたひび割れ本数であり、ひび割れ間隔は純曲げ区間 100mm をひび割れ本数で除した値である。

表 4.6 実験結果一覧

試験体名	引張鉄筋比 (%)	せん断耐力 計算値 (kN)	最大荷重時				破壊形式	ひび割れ 本数	ひび割れ 間隔 (mm)
			荷重 (kN)	モーメント (kNm)	曲率 (1/m)	引張縁歪 (%)			
V20-3D4-M1	0.42	78.7	49.5	2.47	0.72	7.2	曲げ	20	5.0
V20-3D4-M2			49.2	2.46	0.41	4.1	曲げ	25	4.0
V20-3D4-M3			44.9	2.24	0.30	2.8	曲げ	14	7.1
V20-3D4-C2A			89.6	4.48	0.62	6.0	曲げ	26	3.8
V20-3D4-C2B			99.3	4.96	0.56	5.4	せん断	21	4.8
V20-3D4-C2C			90.4	4.52	0.41	3.6	曲げ	21	4.8
V20-1D6-M1	0.42	66.1	37.7	1.88	0.36	3.5	曲げ	17	5.9
V20-1D6-M2			38.6	1.93	0.44	4.1	曲げ	18	5.6
V20-1D6-M3			38.0	1.90	0.43	3.7	曲げ	17	5.9
V20-1D6-C2A			73.7	3.68	0.45	4.2	曲げ	19	5.3
V20-1D6-C2B			73.7	3.69	0.57	5.5	曲げ	18	5.6
V20-1D6-C2C			57.4	2.87	0.25	2.2	曲げ	18	5.6
V20-3D6-M1	1.06	78.7	123.8	6.19	0.36	3.3	せん断	24	4.2
V20-3D6-M2			124.0	6.20	0.47	4.6	せん断	20	5.0
V20-3D6-M3			118.1	5.90	0.25	2.2	せん断	12	8.3
V20-3D6-C2A			122.0	6.10	0.38	3.5	せん断	21	4.8
V20-3D6-C2B			132.3	6.61	0.27	2.3	せん断	18	5.6
V20-3D6-C2C			120.5	6.02	0.22	2.0	曲げ	15	6.7

試験体 V20-3D4-M および試験体 V20-1D6-M は加力が進むにつれて曲げひび割れの開口が進行したのに対し、試験体 V20-3D6-M ではせん断ひび割れが加力途中に生じ、最終的にはせん断ひび割れの開口により荷重が低下した。また、単調載荷試験体については、純曲げ区間にひび割れが 20 本程度発生し、平均ひび割れ間隔が 5.6mm と優れたひび割れ性能を示した。無筋試験体（試験体 V20-B100-M、試験体 V20-B84-M）の平均ひび割れ間隔は約 21mm であることから、ECC に鉄筋を配することでひび割れ性能の向上が図れると考えられる。

繰返し載荷試験体の $M-\phi$ 関係を図 4.9 に、最終ひび割れ発生状況を図 4.10 に示す。繰返し載荷試験体においては 2.3.1 項で述べた無筋試験体の繰返し載荷実験結果同様、引張歪が新しい歪に達するまで新しいひび割れは観測されなかった。図 4.9 より、繰返し載荷試験体の $M-\phi$ 関係は、図 2.6 に示した無筋試験体の $M-\phi$ 関係同様スリップ型の履歴を示しているが、有筋試験体の履歴ループが膨らんでおり、鉄筋による履歴ループの吸収エネルギー量の増加が確認できる。

破壊形式について、単調載荷試験体はせん断耐力計算値に対応する破壊形式となっているが、繰返し載荷試験体においては対応しているとはいえない。繰返し載荷による ECC の引張性能への影響が最も大きいと考えられる加力履歴 C の試験体（試験体 V20-3D4-C2C、試験体 V20-1D6-C2C、試験体 V20-3D6-C2C）を見ると全て曲げ破壊となっていること、最大荷重時の引張縁歪が単調載荷試験体に比べ小さくなっていることから、加力初期に生じた曲げひび割れが何度も開口・閉口を繰返したことによってひび割れを架橋している繊維が繰返し載荷による影響を受け、引張歪が単調載荷に比べて小さい時点でひび割れが局所化したのではないかと考えられる。

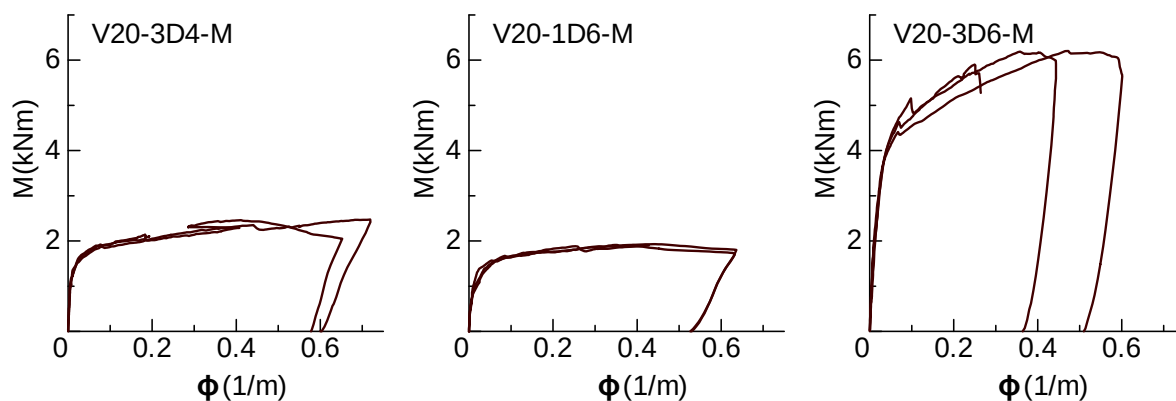


図 4.7 単調載荷試験体の $M-\phi$ 関係



図 4.8 単調載荷試験体 最終ひび割れ発生状況

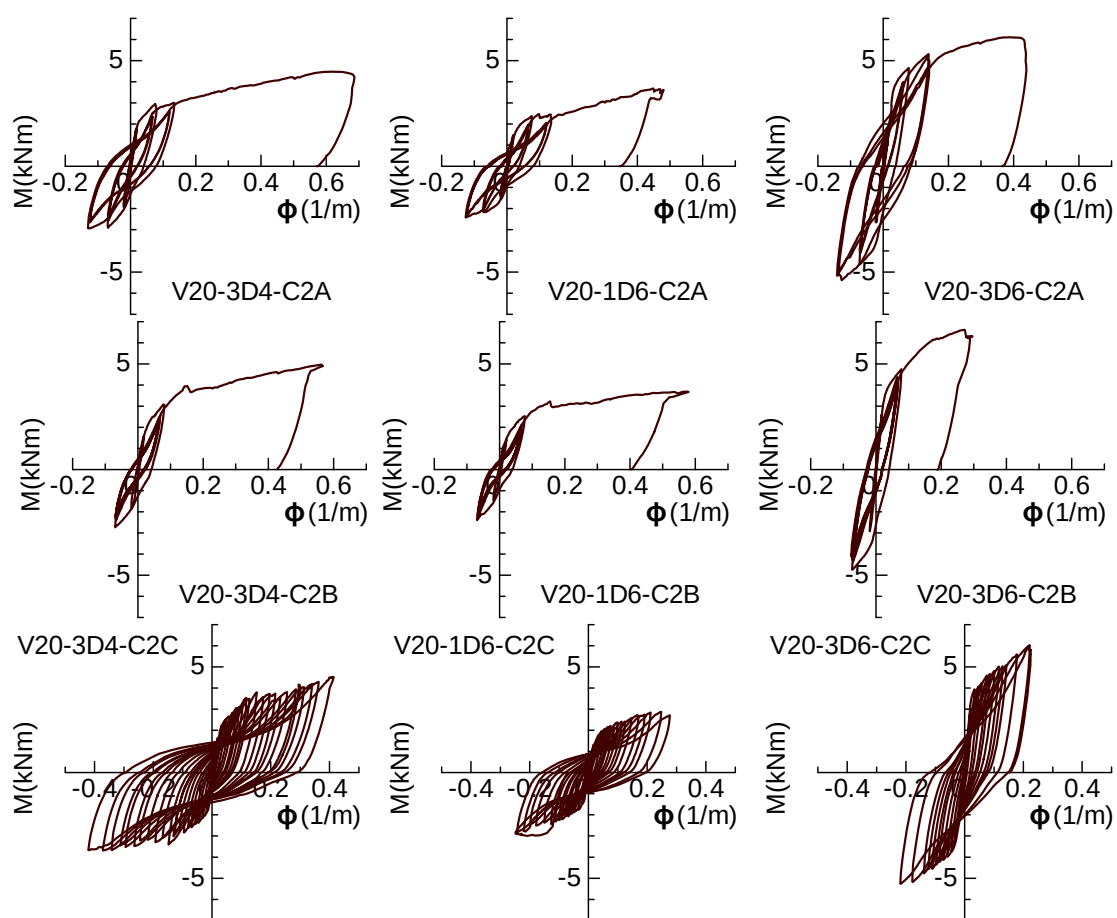


図 4.9 繰返し載荷試験体の M - ϕ 関係
(上図：加力履歴 A 中図：加力履歴 B 下図：加力履歴 C)

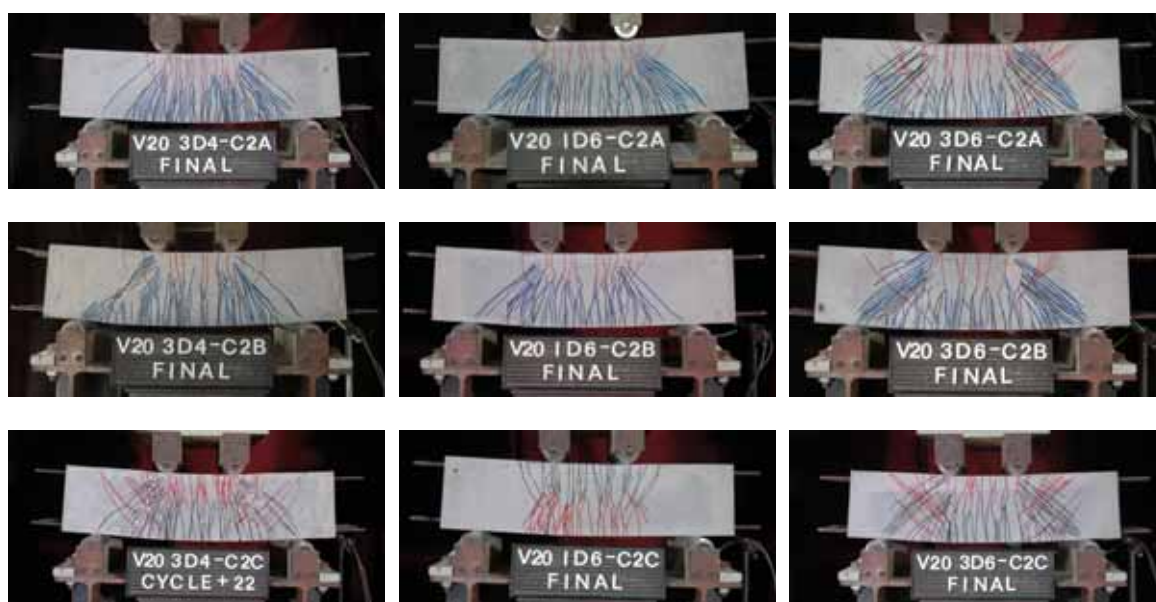


図 4.10 繰返し載荷試験体 最終ひび割れ状況
(上図：加力履歴 A 中図：加力履歴 B 下図：加力履歴 C)

繰返し載荷試験体の $M-\phi$ 関係包絡線を図 4.11 に示す。なお、比較を行うために単調載荷試験体の結果も同図に示した。図 2.8 に示した無筋試験体では繰返し載荷試験体のモーメント低下が顕著であったのに対し、有筋試験体においてはモーメントの低下がほとんど見られず、引張鉄筋比の小さい試験体 V20-3D4-C2 と試験体 V20-1D6-C2 では単調載荷試験体よりモーメントが大きくなる傾向があった。また、加力履歴の相違による包絡線形状の違いはほとんど見られなかった。

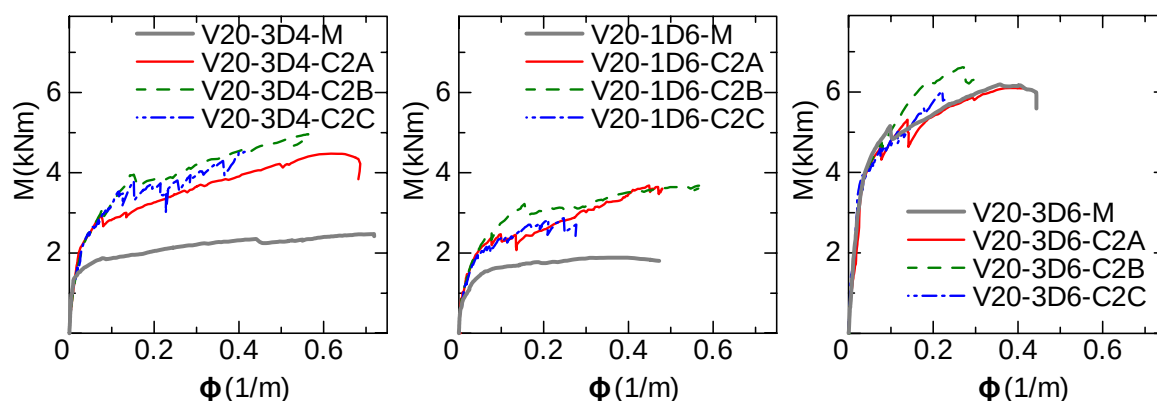


図 4.11 $M-\phi$ 関係の包絡線比較

4.3.2 曲げ応力

引張鉄筋比の等しい試験体 V20-3D4 と試験体 V20-1D6 の曲げ応力—曲げ歪関係を図 4.12 に示す。ここで曲げ応力は曲げモーメントを断面係数で除した値であり、曲げ歪は曲率に断面せい 100mm をかけた値である。図 4.12 より、断面幅の違いを考慮した場合、試験体 V20-3D4 と試験体 V20-1D6 はほぼ等しい結果となっていることがわかる。両試験体は ECC と鉄筋間の付着応力による荷重増分に寄与する配筋の総周長が 2 倍近く異なるが、付着応力の影響が非常に小さいため、結果としてその差が生じなかったと考えられる。

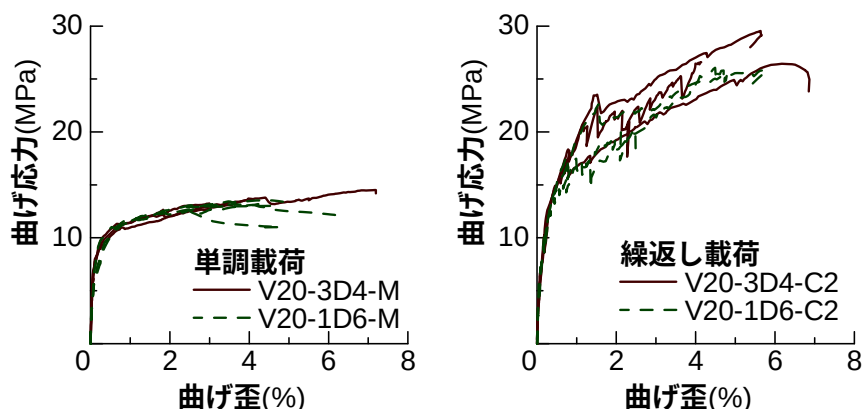


図 4.12 曲げ応力の比較

4.3.3 最大モーメント

各試験体の最大モーメントと最大モーメント時曲率の関係を図 4.13 に示す。引張鉄筋比の大きさが最大モーメントに明確に現れており、引張鉄筋比の小さい試験体 V20-3D4 と試験体 V20-1D6 は繰返し载荷試験体の方が最大モーメントおよび最大時の曲率が大きくなる傾向にあった。一方、引張鉄筋比の大きい試験体 V20-3D6-C2 については加力方向による最大モーメントおよび最大曲率の違いはほとんど見られなかった。

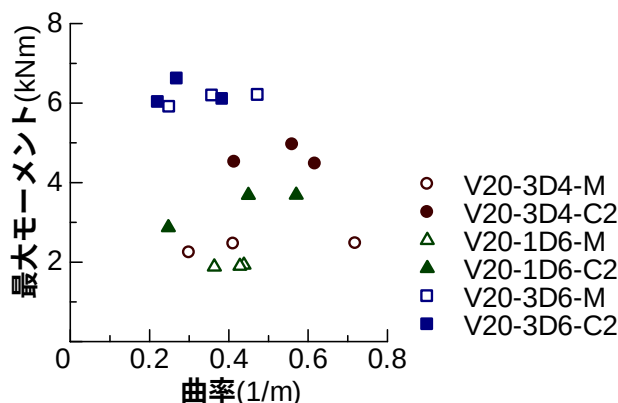


図 4.13 最大モーメント比較

4.3.4 耐力比

加力履歴 A、B 試験体について、同一引張歪加力サイクル 1 回目のピーク荷重と 2 回目以降のピーク荷重の耐力比とサイクル数の関係を図 4.14 に示す。なお、図 4.14 には正側加力における耐力比を実線で、負側加力におけるそれを破線で示した。加力履歴 A では、試験体 V20-1D6 の正側加力において耐力比の低下が大きいのが、正側加力、負側加力の耐力比を平均すると、加力サイクル目標引張歪の違いによる耐力比の差異はほとんど見られなかった。加力履歴 B では、繰返し载荷による荷重の低下が確認できるものの耐力比は 0.8 程度となっており、図 2.10 に示した無筋試験体の耐力比に比べ低下していなかった。

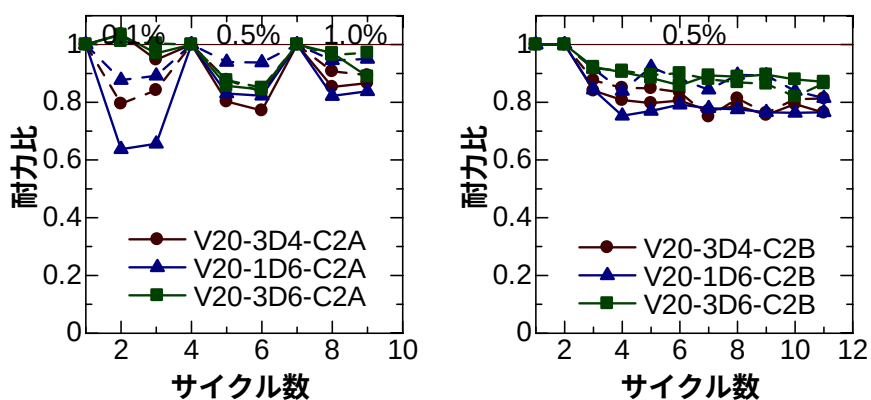


図 4.14 耐力比 (有筋試験体)

4.4 断面解析

前章において鉄筋との複合構造における ECC の引張性能はひび割れ強度以下の値となること、付着応力の効果によりひび割れが局所化せず終局歪が無筋試験体の場合より大きくなることが確認された。したがって、無筋試験体の材料試験によって得られた ECC の材料特性では有筋試験体の性状を適切に評価することはできないと考えられる。そこで、本節では図 4.15 の右図に示すような純曲げ区間全てを解析対象とし、解析対象に作用する応力および歪を平均化して考えた平均応力-平均歪モデルの構築を行う。また、平均応力-平均歪モデルに 2.4.1 項において構築した ECC の繰返し構成則を適用し、そのモデルを用いて繰返し断面解析を行い実験結果と比較することにより、モデルの妥当性を検証する。

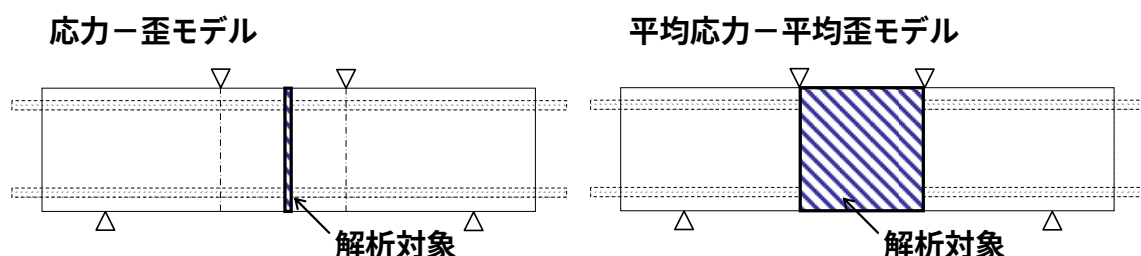


図 4.15 平均応力-平均歪モデルにおける解析対象

4.4.1 平均応力-平均歪モデル

(1) 鉄筋の平均応力-平均歪モデル

鉄筋の平均応力-平均歪モデルを図 4.16 に示す。図 3.16 に示すように ECC と鉄筋の付着応力が小さいことから、引張応力下において鉄筋の軸方向歪分布はほぼ一様となっており、鉄筋の平均応力および平均歪は、通常の応力-歪関係とほぼ同様であると考えられる。したがって、鉄筋の平均応力-平均歪関係には、図 3.12 と同一の鉄筋の引張試験結果に対応させた修正 Menegotto-Pinto モデルを用いることとした。

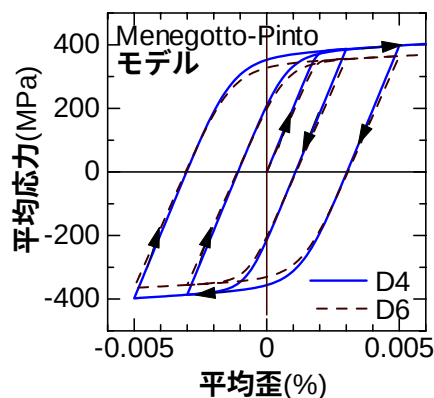


図 4.16 鉄筋の平均応力-平均歪モデル (MP モデル)

(2) ECC の平均応力－平均歪モデル

3.6 節の両引き付着解析結果において、ECC のテンションスティフニング効果に相当する応力は非常に小さいことが確認され、複合構造における ECC の平均引張応力は図 3.18 上図に示す ECC の負担応力とほぼ等価であると考えられる。図 3.18 においては解析対象区間 $l_{b0}=450\text{mm}$ として計算しているが、断面解析における解析対象は純曲げ区間の 100mm であるから、 $l_{b0}=100\text{mm}$ として再度両引き付着解析を行い、その結果をもとに ECC の平均応力－平均歪関係のモデルを構築した。ECC の平均応力－平均歪モデルを図 4.17 に示す。図中の破線は両引き付着解析から得られた解析結果を示している。なお、第 3 章の両引き試験結果は、断面解析の解析対象区間（ 100mm ）とは付着長が異なるものの、付着長を変化させた場合の付着解析を行ったところ、解析結果の ECC 負担応力にほとんど違いが見られなかったことから、実験結果の値も本提案モデルの比較対象として図 4.17 にプロットで示した。

ECC の平均応力－平均歪モデルは第 2 章の繰返しモデルを適用するためにトリリニアモデルとし、最大値として初期ひび割れ強度 σ_{cr} をとるように、初期剛性から 2 次剛性に切り替わる点の応力を $0.9\sigma_{cr}$ とした。なお、付着解析においては ECC の平均応力が低下する終局状態を再現出来ないため、最大応力時の平均歪は、単調載荷試験体（有筋）の最大荷重時における引張縁歪の平均値 3.96% とした。

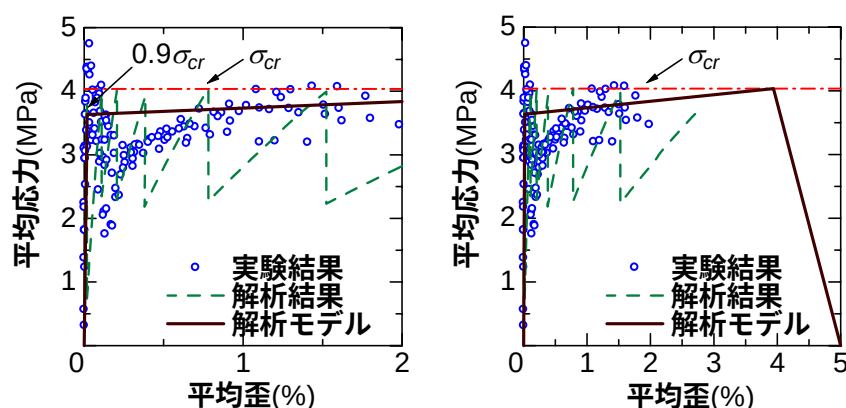


図 4.17 ECC 平均応力－平均歪モデル

(3) ECC の繰返しモデル

2.4.1 節で述べた無筋 ECC の繰返し構成則を上記の ECC 平均応力－平均歪モデルに適用することで、複合構造における ECC の繰返し性状を表現する。無筋 ECC の繰返しモデルにおいては圧縮応力と引張応力が繰返し作用した際に引張側の包絡線を低減させることで、繰返し載荷によるモーメントの低下を表現したが、本章の有筋試験体においては、繰返し載荷によるモーメントの低下がほとんど見られなかったことから、包絡線を低減しなくてよいと考えられる。理由としては、鉄筋の存在により無筋試験体とはひび割れ発生状況が異なることから、鉄筋がひび割れ開口を抑制し、さらに ECC の圧縮応力相当量を鉄筋が担っているのではないかと考えられる。また、平均応力－平均歪関係は初期ひび割れ強度以下の値であることから、無筋試験体に比べて架橋力の余力があることが考えられる。

4.4.2 断面解析結果

前項に示した ECC および鉄筋の平均応力－平均歪モデルを用い、実験から得られた曲率を入力値として平面保持の仮定に基づいた断面解析を行った。断面解析によって得られた単調載荷試験体の $M-\phi$ 関係を図 4.18 に、繰返し載荷試験体の $M-\phi$ 関係を図 4.19 に示す。

試験体 V20-3D4-M および試験体 V20-1D6-M については、解析値が実験値を上回る結果が得られた。実験結果と適応するためには、ECC のひび割れ強度を半分の値とする必要があることから、表 4.5、図 4.4 図 4.4 に示したように試験開始時の実験結果は試験終了時のそれに比べて低い値を示したことと同様に、両試験体に実験的な不備が生じ、実験結果が本来の値より低くなってしまったと考える。また試験体 V20-3D6-M については解析値が実験値を多少下回っているものの、実験値を十分評価できているものとする。繰返し載荷試験体についても試験体 V20-3D6-M と同様に、全体的に解析値が実験値を下回る結果となっているが、繰返し載荷試験体の傾向は捕らえられており、解析に用いたモデルの妥当性が見られる。

解析値が実験値を下回る要因としては、引張試験および曲げ試験から得られる引張強度の相違、断面内の応力分布による相互負担、鉄筋のバウシンガー効果の 3 つが考えられる。

まず引張強度については、既往の研究により一軸引張試験から得られる引張強度と曲げ試験の結果から算出した引張強度を比較すると、引張試験から得られる値の方が小さくなる傾向があることが報告されている¹⁴⁾。本モデルは一軸引張試験の結果をもとにモデル化していることから、曲げ応力下と引張応力下における ECC の引張性能の違いが、解析値と実験値の差異に現れているものとする。

次に、解析断面内に生じる応力分布について考える。実現象においては断面内に局所的な応力低下が起きたとしても、その箇所に隣接する部分が補助的に応力を負担することで、応力はさほど低下していない状態になると考えられる。断面解析においては要素同士の相互作用は考慮できていないため、解析値が下回る結果になったと思われる。

最後に鉄筋のバウシンガー効果について、鉄筋のモデルは引張試験結果から既往のモデルを用いてモデル化したため、本来の鉄筋の繰返し性状を評価できているかは定かではない。本解析に用いたモデルよりも鉄筋のバウシンガー効果が大きいとすると、繰返し載荷により鉄筋の応力が大きくなることで、解析結果の剛性が大きくなり実験結果と良く対応すると考えられる。また本研究では単調載荷の両引き試験結果およびそれに対応した解析結果から ECC の平均応力－平均歪モデルの構築を行ったため、ECC と鉄筋の付着性状は繰返し応力下においても常に単調載荷状態として考えられている。しかしながら、普通コンクリートと鉄筋の付着性状は繰返し荷重下において付着応力が低下することが報告されていることから、ECC と鉄筋の付着性状にも繰返し載荷によって何らかの影響を受ける可能性もある。繰返し載荷の影響をより精確に評価するためには、今後これら複数の要因に対して検討する必要があると考える。

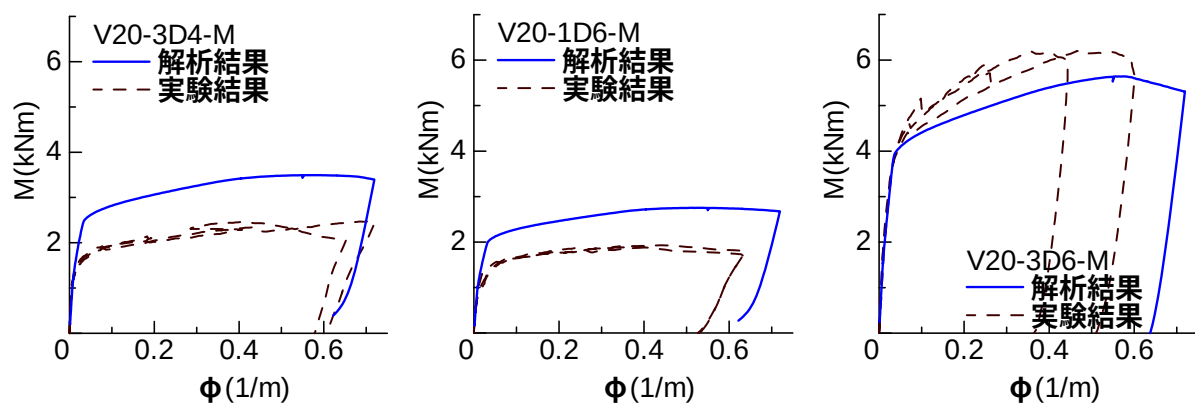


図 4.18 単調載荷 断面解析結果

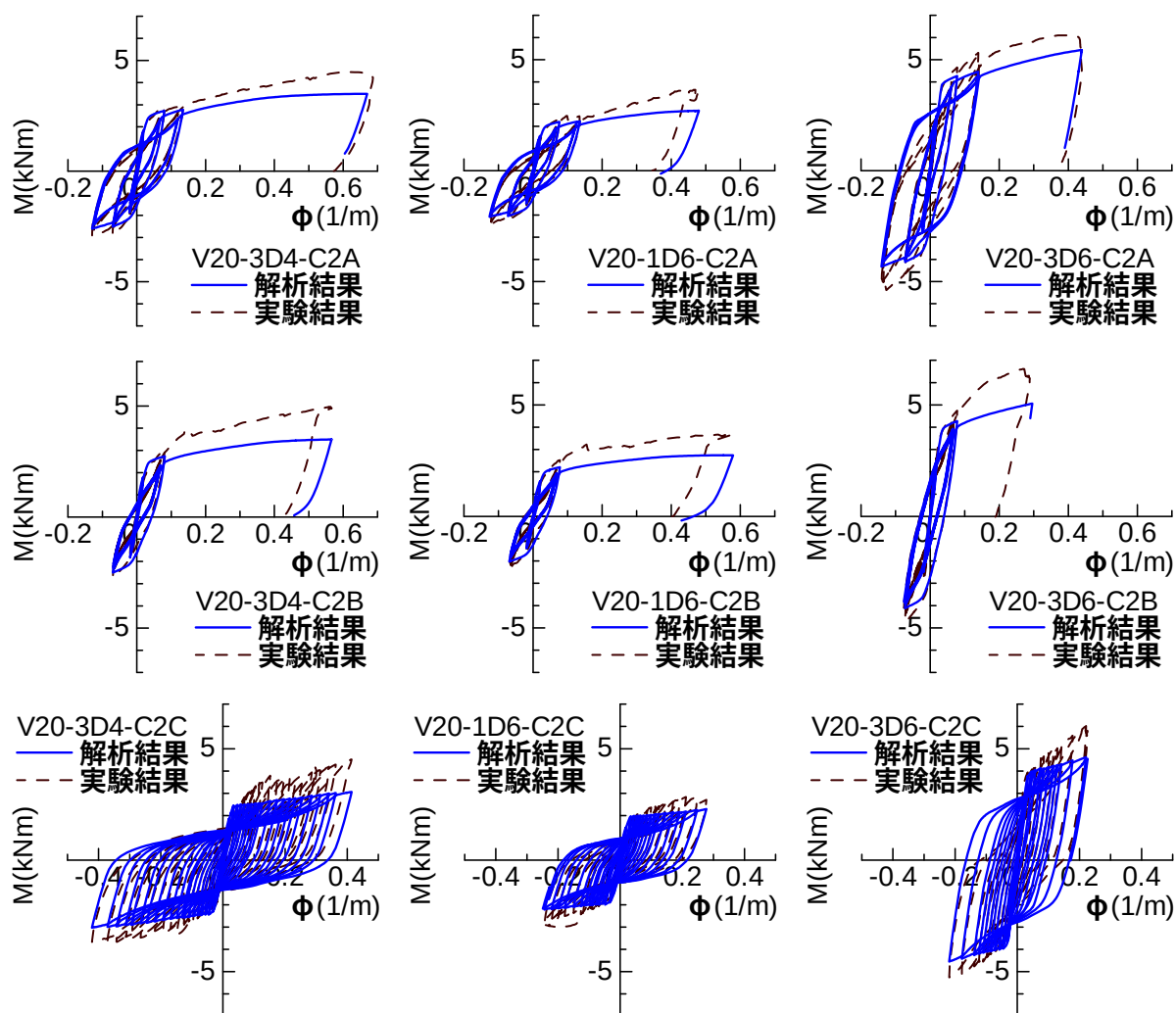


図 4.19 繰返し載荷 断面解析結果

(上図：加力履歴 A 中図：加力履歴 B 下図：加力履歴 C)

4.5 まとめ

繰返し荷重を受けた場合の ECC と鉄筋の複合構造における ECC の引張性能を把握することを目的として、軸方向に鉄筋を配した有筋試験体の繰返し荷重曲げ試験を行い、有筋試験体における繰返し荷重による ECC への影響を把握した。さらに第 3 章で述べた ECC のテンションスティフニング効果を考慮した ECC の平均応力-平均歪モデルを構築し、第 2 章に示した ECC の繰返し構成則を本モデルに適用させて繰返し断面解析を行った。

有筋試験体は、無筋試験体に比べてひび割れ性能が向上し、ひび割れ間隔が無筋試験体の 1/4 程度となることが確認された。また、最大荷重時の引張縁歪も平均 3.96% と優れた変形能を有していた。

有筋試験体の場合、繰返し荷重による荷重低下はほとんど見られず、単調荷重の試験体より荷重が多少大きくなる傾向にあった。一方、変形能に関しては、繰返し荷重の影響を最も受けると考えられる加力履歴 C の試験体において、全ての試験体で加力初期に生じる曲げひび割れが開口して破壊に至ったこと、最大荷重時の引張縁歪が単調荷重試験体のそれより小さくなることから、繰返し荷重の影響を受けると考えられる。

第 3 章の両引き試験結果から、ECC の引張側包絡線を初期ひび割れ強度以下として、平均応力-平均歪モデルを構築し、繰返し断面解析を行ったところ実験結果をある程度評価でき、本提案モデルの妥当性を確認できた。

第5章 結論

本研究では、HPFRCC の代表的な一種である ECC を研究対象として、ECC の応力－歪関係の構築という観点で、繰返し応力下および鉄筋との複合体における ECC の引張性能を評価することを目的とした。

第 1 章では、本研究の背景について整理し、目的を明確にした。

第 2 章では、ECC 自体の繰返し性能の把握および評価を目的として、繰返し载荷の曲げ試験を行い、その結果を元に ECC の応力－歪モデルおよび繰返し構成則を構築し、繰返し断面解析と実験結果を比較することで、モデルの妥当性を検証した。

繰返し载荷において、モーメント曲率関係はスリップ型の履歴を示し、片側繰返し载荷では単調载荷と比較してモーメントの低下が見られないのに対し、正負交番繰返し载荷においてはモーメントの低下が顕著であった。最もモーメントが低下した試験体では最大モーメントは単調载荷の 60%から 70%の値となっていた。圧縮力と引張力が繰返し作用することでひび割れを架橋している繊維に影響を与え、モーメントが低下したと考えられる。

実験から得られた繰返し作用によるモーメントの低下は、応力－歪モデルの引張側包絡線を低下させることで表現し、圧縮応力から引張応力に移行する際に応力が非常に小さいすべり域を設けることでスリップ型の履歴を表現するような応力－歪モデルを構築した。

このモデルを用いて繰返し断面解析を行った結果、実験結果と良い対応を示し、本モデルの妥当性が確認された。

第 3 章では、鉄筋との複合構造において重要となる鉄筋と ECC の付着性状および、それに起因する ECC のテンションスティフニング効果を定量的に評価することを目的として、試験体の断面中央に鉄筋を 1 本配した試験体の両引き試験を行った。また、ひび割れ箇所作用する ECC の架橋応力を考慮した付着解析手法を構築し、ECC の引張力負担分、および ECC のテンションスティフニング効果に相当する応力を解析によって算出した。

両引き試験において、試験体の引張力は鉄筋単体の引張力より大きくなったことから、ECC による引張力負担があることが分かる。

両引き付着解析において、実験結果を良く追従する結果が得られた。解析結果では、ECC と鉄筋間の付着応力は非常に小さく付着区間における鉄筋の引張力分布はほぼ一定値となった。ひび割れ箇所における ECC の架橋効果が部材の剛性増大に与える影響が大きいことを示している。また ECC の負担応力のうち、付着応力に依存する分をテンションスティフニング効果に相当する応力とすると、その値は非常に小さいことが確認された。ECC の負担応力はひび割れ箇所における架橋応力がほとんどを占めており、その値は材料試験から得られる初期ひび割れ強度以下の値となる。さらに、ECC と鉄筋の付着効果によりひび割れ幅の増大が抑制され、無筋の場合よりも大きな歪を示すようになると考えられる。

第4章では、実構造部材に近づけるために有筋試験体における ECC の繰返し性能の把握および評価を目的として、第2章と同様に繰返し載荷の曲げ試験を行った。有筋試験体においては繰返し載荷によるモーメントの低下がほとんど見られなかったが、最大モーメント時の引張縁歪が小さくなるといった ECC の変形能への繰返し載荷の影響が確認された。

その後、第3章より得られた ECC のテンションスティフニング効果を考慮した ECC の引張性能を純曲げ区間に平均的に作用する平均応力-平均歪モデルとし、このモデルに第2章で示した ECC の繰返し構成則を適用して繰返し断面解析を行った。断面解析結果と実験結果を比較すると、断面解析結果がやや実験結果を下回るものの繰返し載荷の傾向をよく捕らえており、本モデルの妥当性が確認された。

参考文献

- 1) 丸田誠、閑田徹志、永井覚、山本幸正：プレキャスト ECC 連結梁を用いた高層 RC 新架構、コンクリート工学、Vol.43、No.11、pp.18～26、2005. 11
- 2) 佐藤幸博、福山 洋、金久保利之：高靱性型セメント系複合材料の基本的力学特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol21、No3、pp.1435～pp.1440、1999
- 3) 高靱性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会 報告書（Ⅱ）、日本コンクリート工学協会、2004、5
- 4) 金久保利之、清水克将、閑田徹志：両引試験による鉄筋と PVA-ECC の付着性状、JCI 高靱性セメント複合材料に関するシンポジウム論文集、pp.9～14、2003.12
- 5) 三橋博三、川又篤、清田雅量、大塚浩司、鈴木里美：高靱性セメント複合材料に埋め込まれた異形鉄筋周りの付着ひび割れとテンションスティフニング、JCI 高靱性セメント複合材料に関するシンポジウム論文集、pp.1～8、2003.12
- 6) 稲熊唯史ら：HPFRCC のテンションスティフニング特性の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.1、pp329～334、2006
- 7) Li、 V.C. “From Micromechanics to Structural Engineering – The Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications”、 Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering、 JSCE、 Vol.10、 No.2、 pp.37-48、 1993
- 8) 大和伸行、金久保利之：補強コンクリート部材のひび割れ幅算定式（その 1：付着構成則を bi-linear でモデル化した場合の理論解）、日本建築学会構造系論文集、第 640 号、pp.1137～1143、2009.6
- 9) 閑田徹志：高性能繊維補強セメント材料の設計技術の現状：コンクリート工学、pp9～16、Vol.38、No.6、2000.6
- 10) 古田昌弘、金久保利之：高靱性セメント複合材料の局所付着割裂性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演便外集梗概集（北陸）、C-II 構造Ⅳ、pp43～44、2008.8
- 11) En-Hua Yang、 et al. “Fiber-Bridging Constitutive Law of Engineered Cementitious Composites”、 Journal of Advanced Concrete Technology、 Vol.6、 No.1、 pp181～193、2008.2
- 12) 堺淳一、川島一彦、部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案、土木学会論文集、No.738/I -64、pp159～169、2003.7
- 13) 清水克将、金久保利之、閑田徹志、永井 覚：PVA-ECC のひび割れ面でのせん断伝達機構と部材のせん断耐力評価、日本建築学会構造系論文集、第 619 号、pp. 133～139、2007.9
- 14) 清水克将、金久保利之、閑田徹志、永井 覚：曲げ試験による PVA-ECC の引張性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 604 号、pp. 31～36、2006.6

謝辞

本論文は筆者が筑波大学大学院博士課程システム情報工学研究科の大学院生として在学中の2年間にを行った研究成果をまとめたものです。指導教員であります筑波大学システム情報工学研究科 金久保利之准教授には、本研究に着手する機会を与えていただき、本論文の遂行に至るまで終始丁寧かつ熱心なご指導を頂きました。研究生活における金久保先生のご指導から、研究に対する姿勢、表現方法を学べたように思います。金久保先生のお力添えがあったからこそ、充実した研究生活を送ることができました。ここに心より深く感謝の意を表します。副指導教員であります筑波大学システム情報工学研究科 鈴木弘之教授、境有紀准教授には工学者としての考え方をご教授頂き、研究に対するご助言も頂きました。深謝いたします。また、研究に対する有益なご意見を頂きました筑波大学システム情報工学研究科 八十島章助教、実験を行う上で数々のご助力を頂きました筑波大学機能工学系技官 小島篤志氏に深く感謝いたします。

試験体の作製に当たっては、鹿島建設株式会社技術研究所、興建産業株式会社にご協力を頂き、本研究の一部は、2009年度竹中育英会建築研究助成によるご支援を頂きました。関係者の方々に深く御礼申し上げます。

研究に取り組むにあたり、明るく研究を行いやすい環境を作り、研究内容に対して多くのご助言をいただきました金久保研究室の先輩にあたる福原哲夫氏、松永健太郎氏、大和伸行氏に感謝いたします。また、研究生活で多くの時間を共にし、笑い、励ましあいながら研究に尽力した金久保研究室の同期にあたる保坂剛氏、中山裕司氏、平野雄大氏に深く感謝いたします。また、実験を行う際に金久保研究室の麻生高行氏にご協力を頂きました。さらに、元大学院生である斎藤祐哉氏、元卒論生である張若平氏、長谷川嘉子氏、在学生である浅野浩平氏、重水法弘氏、田中慎冶氏、張偉氏、矢野正剛氏、岩見綾花氏、池村清志氏、張軍雷氏、方民航氏の皆様には数々のご協力を頂きました。ここに感謝の意を表すると共に、今後のご活躍を期待しております。

最後に私事で誠に恐縮ではございますが、大学院生活を支えてくれた両親に、研究生活において精神的な支えとなってくれた姉に、そして大学生活で多くの時間を共有した友に感謝いたします。

2010年3月
鬼塚 由佳