

ECC のテンションスティフニング効果に関する研究

STUDY ON TENSION-STIFFENING EFFECT OF ECC

鬼塚 由佳*, 金久保 利之**
Yuka ONIZUKA and Toshiyuki KANAKUBO

In order to investigate the tension-stiffening effect of reinforced Engineered Cementitious Composite (ECC), which is one of the High Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC), uniaxial tension test is carried out for the specimens with one deformed steel rebar arranged. Bond analysis between ECC and rebar, in which fiber bridging effect of ECC at crack is considered, is conducted under the assumption of the bond stress – slippage relationship. Analysis results show that the tension-stiffening effect between ECC and steel rebar is relatively small rather than bridging action of ECC. It is also confirmed that bridging stress is smaller than crack strength of ECC as the average and strain capacity of ECC increases due to restriction of crack localization.

Keywords : ECC, tension-stiffening effect, tension test, fiber bridging effect, bond analysis

ECC, テンションスティフニング効果, 両引き試験, 架橋効果, 付着解析

1. はじめに

高性能繊維補強セメント複合材料（以下、HPFRCC）とは、モルタルに短繊維を混入したセメント系複合材料であり、繊維とマトリクス間の付着力により初期ひび割れ発生後も繊維がひび割れ間を架橋して引張応力を伝達することが可能な材料である。また、その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（マルチブルクラック）が生じ、数%の歪に至るまで引張応力を保持する疑似歪硬化特性を有している。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 自体の引張性能を積極的に評価することも可能であると考えられるが、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大きいこと、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^{2)~5)}。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 HPFRCC 自体が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われている。

本研究では、HPFRCC の代表的な一種である Engineered Cementitious Composite⁶⁾（以下、ECC）を用いて両引き試験を行い、鉄筋と ECC の付着性状を実験的に把握するとともに、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

* 筑波大学大学院システム情報工学研究科 大学院生

Graduate Student, Graduate School of System & Information Engineering, University of Tsukuba
Assoc. Prof., Graduate School of System & Information Engineering, University of Tsukuba,
Dr. Eng.

** 筑波大学大学院システム情報工学研究科
准教授・博士(工学)

果を定量的に評価することを目的とする。鉄筋との複合構造における HPFRCC の引張特性および付着性状を評価することは、今後構造部材としての利用を高めるための足がかりになると考える。

2. ECC のテンションステイニング効果

RC 部材の付着性状による影響の一つにテンションステイニング効果がある。テンションステイニング効果は、図 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イ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_{ise} とすると、 P_{ise} 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 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にに対し、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 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 1 右図に斜線で示した部分となる。よって、ECC の P_{ise} は ECC の引張力分布の平均値（図 1 右図破線）から、 P_{brg} を差し引いた値となる。

3. 両引き試験

3.1. 実験概要

試験体形状を図 2 に、試験体の型枠および鉄筋端部定着状況を図 3 に示す。試験体には中央部に 300mm の直線区間を設け、中央部の断面を 30×30mm とした。現在、両引き試験には様々な形状の試験体を用いられているが、端部における破壊を防止するためにはくびれ型の形状が良いと考えられる。文献 7) では変断面部での応力集中による影響を小さくするため、変断面部の曲率半径を 350mm とした試験体が提案されており、比較的ばらつきの小さい試験結果が得られている。本実験の試験体でも変断面部は同じ曲率半径とした。また、ECC のテンションステイニング効果やひび割れ幅を確認する方法として、純曲げ区間を有する 3 等分点曲げ加力実験も有効であると考えられる。曲げ試験では、100×100×400mm の角柱型試験体を用いられることが多く、このサイズの角柱型試験体の引張側に鉄筋を配した試験体との対応を想定し、中央部断面を 30×30mm 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。鉄筋は異形鉄筋 D6 (SD295) および異形鉄筋 D4 (規格外) を用い、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。

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

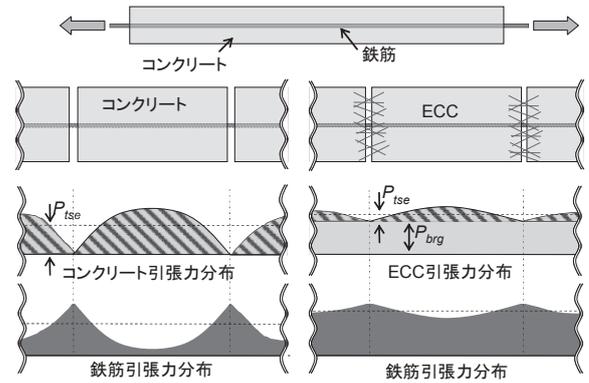


図 1 引張試験における引張力分布

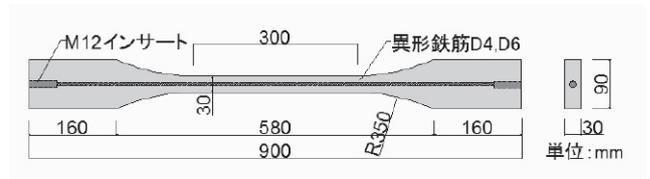


図 2 試験体形状



図 3 型枠および鉄筋接合状況

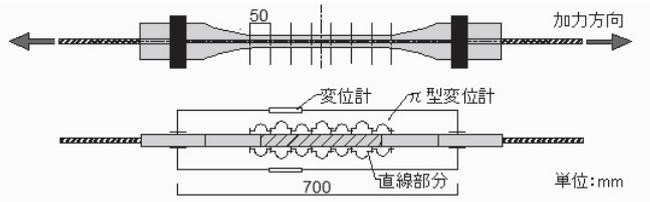


図 4 変位計設置位置

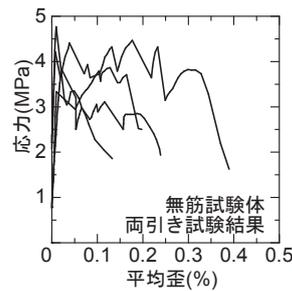


図 5 ECC の応力-平均歪関係

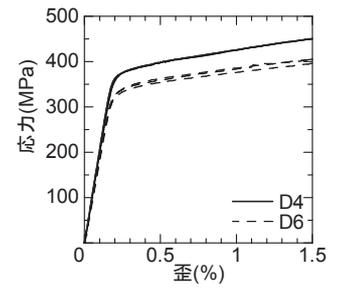


図 6 鉄筋の応力-歪関係

表 1 ECC の力学特性

圧縮強度 σ_c (MPa)	弾性係数 E_c (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 (%)
50.2	22.5	4.04	0.02	4.23	0.2

表 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	1930	593
D6	351	189	1860	511

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4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。

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5に、圧縮および引張力学的性能を表1に示す。なお、全体変形は700mm区間を計測しているが、ひび割れ発生領域以外は弾性状態であると考え、無筋試験体の平均歪は全体変形をひび割れが発生した試験区間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-歪関係および力学的性能を図6および表2にそれぞれ示す。鉄筋の引張試験においては試験区間に検長2mmの歪ゲージを貼り付けて歪を計測した。図6に示すように、引張試験結果で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、降伏歪は降伏強度を弾性係数で除して算出した。

3.2. 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8に示す。図7において、左2図はD4試験体の、右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、歪計測後に後述する変形区間450mmを乗じた全体変形として示した。なお、ひび割れ幅に関しては計測位置において複数のひび割れが生じたため、1つのひび割れを加力終了時まで追跡することができなかった。また、複数のひび割れが生じた終局時においては、ひび割れ幅計測位置における試験体表裏の変位差が見られ、局所的に二次曲げの影響を受けていることが確認された。

図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2章で述べた通り、ECCの架橋効果による負担引張力にテンションステイフィング効果に相当する引張力を加算した値である。図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。

4. 両引き付着解析

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

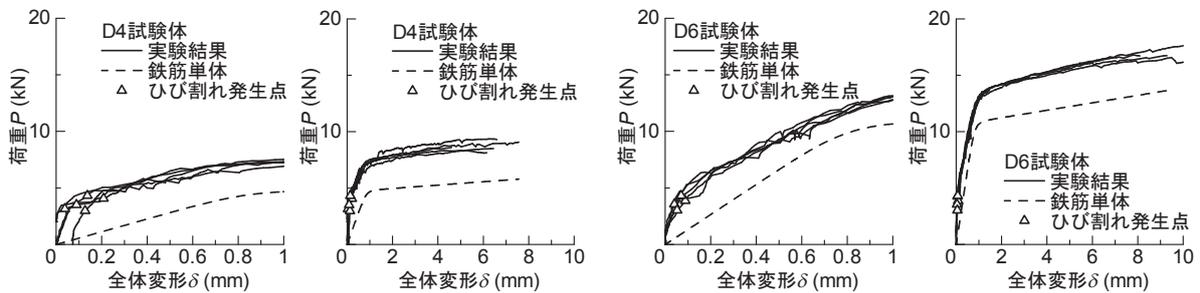


図7 荷重-全体変形関係



(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8 ひび割れ発生状況

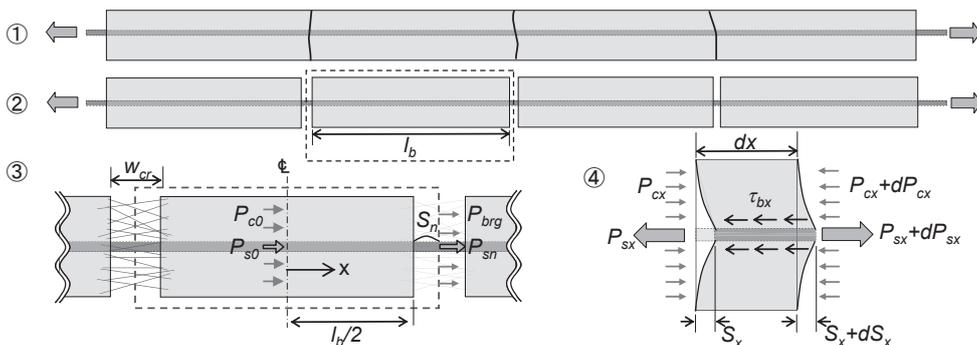


図9 解析対象および内力の釣り合い

が引張力を負担しない従来の付着解析方法^(例えば⁸⁾)では ECC のテンションステイフニング効果を評価することはできない。本章では 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。

4.1. 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⁸⁾。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合を図 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合として次式が成立する。

$$P_{s0} + P_{c0} = P_{sn} + P_{brg} \quad (1)$$

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。

$$dP_{sx} = \tau_{bx} \phi dx \quad (2)$$

$$dP_{cx} = -dP_{sx} \quad (3)$$

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。

$$dS_x = (\epsilon_{sx} - \epsilon_{cx}) dx \quad (4)$$

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

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、(2)、(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 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。

$$P_{brg} = A_c \sigma_{brg} = A_c f(w_{cr}) = A_c f(2 \times S_n) \quad (5)$$

ここで

A_c : ECC 断面積

これより、(1)式に示した釣合式の右辺が求まるが、任意に与えた P_{s0} 、 P_{c0} は必ずしも(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、(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。

4.2. 構成則モデル

4.2.1 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おり、鉄筋径に対するかぶり厚が大きくなるほど付着応力が増大する結果が得られている。ECC (文献中の試験体名は R21) の局所最大付着応力 $\tau_{b,max}$ は、Tepfers の付着強度式を元に鉄筋周辺の ECC の応力状態を“elastic plastic stage”と仮定することで、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(6)式、および(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。

$$\tau_{b,max} = \frac{2\sigma_t}{d_b} \left\{ (r_i - r_p) + \frac{r_i (r_u^2 - r_i^2)}{r_u^2 + r_i^2} \right\} \cot \alpha \quad (6)$$

$$r_i = 0.120r_u + 0.911d_b \quad (7)$$

ここで、

σ_t : ECC の初期ひび割れ強度

d_b : 鉄筋径

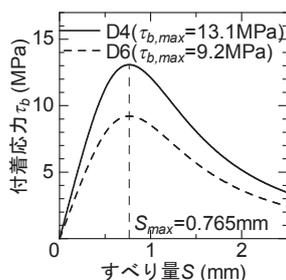


図 10 付着応力 - すべり量関係モデル

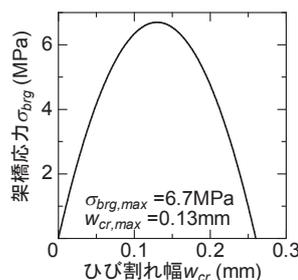


図 11 架橋応力 - ひび割れ幅関係モデル

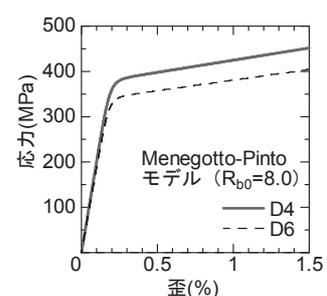


図 12 鉄筋の応力 - 歪モデル

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ため、本報では(8)式に示す Popovics 式 ($a=3$) としてモデル化した。モデルを図 10 に示す。

$$\frac{\tau_b}{\tau_{\max}} = \frac{S}{S_{\max}} \cdot \frac{a}{(a-1) + (s/s_{\max})^a} \quad (8)$$

4.2.2 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 11 に示す。文献 11) では、切り欠き試験体の引張試験を行い、繊維単体とマトリクスとの付着性状や繊維の配向角の影響を考慮した解析によって架橋応力—ひび割れ幅の構成則が検討されている。解析によると、ECC の架橋応力はひび割れ発生後、ひび割れ幅が大きくなるにつれて緩やかに上昇して最大値を向かえ、最大値以降はひび割れ幅が 0.3mm 程度まで徐々に低下する放物線のような挙動を示している。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 $\sigma_{brg,max}=6.7\text{MPa}$ となっていることから、この値を最大値にとる放物線モデルとした。

4.2.3 鉄筋の応力—歪関係

鉄筋の応力—歪モデルを図 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 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inger 効果を表す係数 R_{b0} を 8.0 とした。

4.3 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 を有筋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 13 に示す。対象区間の断面積は試験体中央部の $30 \times 30\text{mm}$ で一様とした。

4.4 解析結果および実験結果との比較

4.4.1 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 $l_{b0}/2$ として、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 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_s 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 14 には、任意の l_b (左図: $l_b = l_{b0} \sim l_{b0}/2^4$ 右図: $l_b = l_{b0} \sim l_{b0}/2^9$) 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。

実験結果と解析結果の比較を図 15 に、図 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 16 に示す。図 15 中の○印は、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 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 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

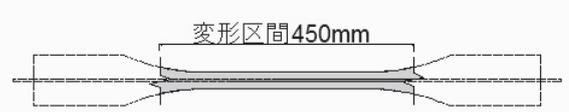
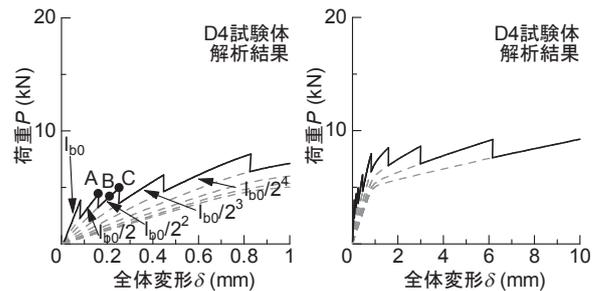
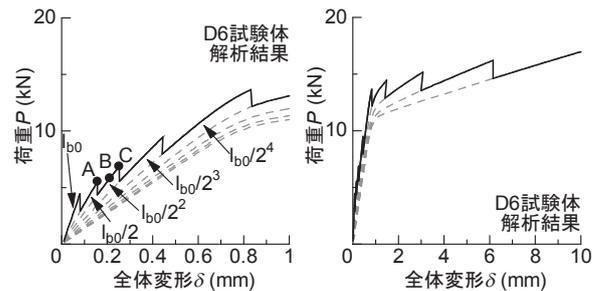


図 13 解析対象

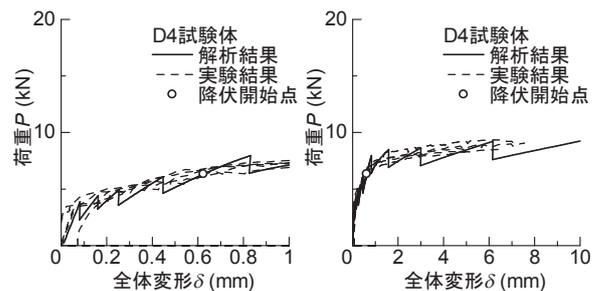


(a) D4 試験体

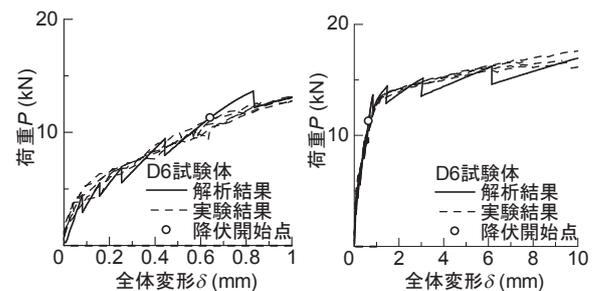


(b) D6 試験体

図 14 解析結果 (荷重—全体変形関係)



(a) D4 試験体



(b) D6 試験体

図 15 実験結果と解析結果の比較

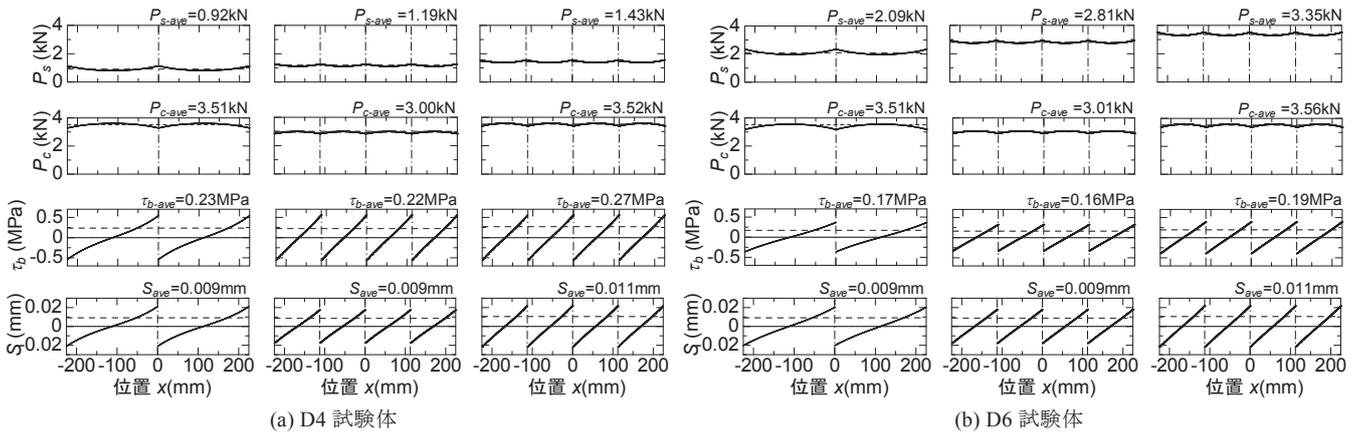


図 16 分布図 (左から, A 点, B 点, C 点)

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, 実際には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 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。付着応力およびすべり量は非常に小さく, 解析終了時(ひび割れ間隔約 1.7mm)においても付着応力は最大で 0.6MPa 程度, すべり量は 0.02mm 程度であった。ECC と鉄筋の引張力分布は図 1 に示したコンクリートの場合のそれとは大きく異なり, 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。

4.4.2 鉄筋と ECC 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 17 に示す。図中の破線は図 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 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。

4.4.3 ECC のテンションステイ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 のテンションステイフニング効果に相当する引張力 P_{ise} を算出し, ECC の断面積で除して応力の次に変換した。

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イフニングに相当する応力 σ_{ise} と変形区間における平均歪の関係を図 18 に示す。なお図 18 上図には, 図 17 に示した実験結果の ECC 負担引張力 P_c の応力換算値と ECC の初期ひび割れ強度 σ_{cr} を合わせて示した。 σ_c のうち σ_{brg} の占める割合が大きいことから, σ_{ise} は大きくても 0.2MPa 程度となり, 全体変形が大きくなるに

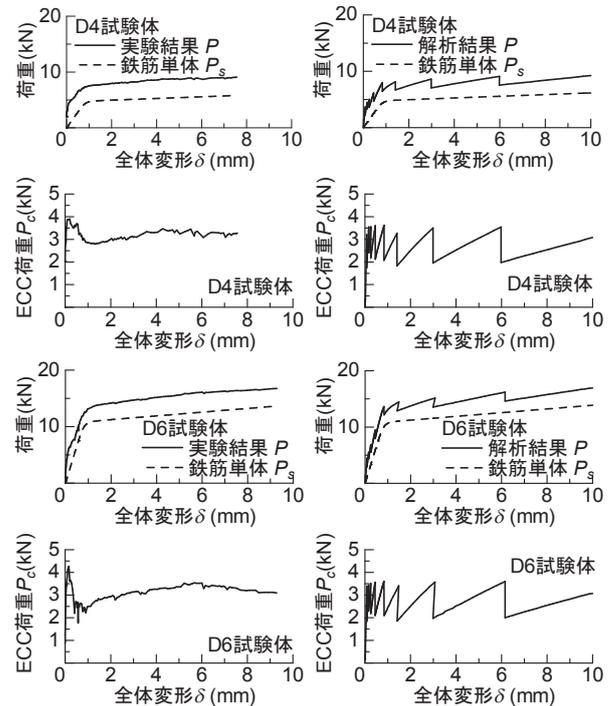


図 17 鉄筋と ECC の負担割合 (左図: 実験結果 右図: 解析結果)

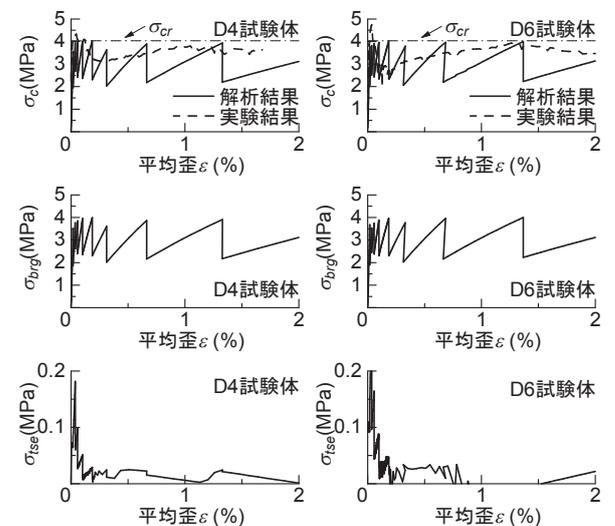


図 18 テンションステイフニング効果相当応力

つれて 0 に近づくことがわかる。解析においてはひび割れ間隔が小さいほど同一荷重における全体変形が大きくなるため、ひび割れが複数生じひび割れ間隔が小さくなるにつれて、ECC と鉄筋の付着長が短くなり、 σ_{se} が小さくなると考えられる。すなわち、ECC と鉄筋の付着によるテンションスティフニング効果は、ひび割れ箇所において繊維の架橋力が存在すること、ひび割れ間隔が普通コンクリートに比べて小さいことから、コンクリートより小さいと言える。

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 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。

5. 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。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 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、ECC のテンションスティフニング効果は小さい。
- (2) 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。
- (3) 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。

謝辞

試験体の作製にあたっては、鹿島建設技術研究所および興建産業株式会社のご協力を得た。本研究の一部は、2009 年度竹中育英会建

築研究助成および科学研究費補助金基盤研究(B)課題番号 20360247 (ECC の寸法効果と構造性能の評価に関する研究) による。

参考文献

- 1) 丸田誠, 関田徹志, 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) Fischer, G., Li, V.C. "Influence of Matrix Ductility on Tension- Stiffening Behavior of Steel Reinforced Engineered Cementitious Composites (ECC)", Structural Journal, ACI, Vol.99, No.1, pp.104-111, Jan.-Feb. 2002
- 3) 金久保利之, 清水克将, 関田徹志: 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
- 4) 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
- 5) 稲熊唯史ら: HPRCC 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, pp.329~334, 2006
- 6) 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
- 7) 清水克将, 金久保利之, 関田徹志, 永井 覚: HPRCC の一軸引張および曲げ性状に及ぼす打設方向の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.281~286, 2003. 7
- 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) 関田徹志: 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, pp.9~16, 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梗概集 (北陸), C-II 構造IV, pp.43~44, 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, pp.181~193, 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, pp.159~169, 2003. 7

(2010年1月7日原稿受理, 2010年4月6日採用決定)