

複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料の 特徴を活かした構造利用

Structural applications of high performance fiber reinforced
cement composites utilizing their unique characteristics

平成 27 年 2 月

岐阜大学大学院
工学研究科博士後期課程
生産開発システム工学専攻

藤 代 勝

< 目 次 >

第 1 章 序 論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 HPFRCC の概説	3
1.2.1 HPFRCC の概要	3
1.2.2 HPFRCC の配合	4
1.2.3 HPFRCC の製造	5
1.2.4 HPFRCC の引張性能評価	5
1.3 研究の目的	6
1.3.1 HPFRCC を用いた鋼床版の下面補強工法	7
1.3.2 軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能	7
1.3.3 軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能	7
1.3.4 ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能	7
1.4 論文構成	8
 第 2 章 HPFRCC の適用例および適用を目的とした研究例	11
2.1 HPFRCC の適用例および研究の整理	11
2.2 補修分野に用いた適用例	12
2.2.1 農業用水路の目地補修	12
2.2.2 農業用水路目地補修の経過観察	13
2.2.3 ため池補修	14
2.2.4 ダム補修	15
2.2.5 トンネルの内巻補強	16
2.3 補強分野に用いた適用例	18
2.3.1 のり面補強	18
2.3.2 鋼床版の上面増厚	18
2.3.3 鋼床版上面増厚の不具合	20
2.4 維持管理分野に用いた適用例	21
2.4.1 鉄道高架橋の中性化対策	21
2.4.2 ASR が生じた擁壁の修景対策	22
2.5 新構造に用いた適用例	23
2.5.1 高層 RC 構造の地震エネルギー吸収部材	23
2.5.2 高架橋のノージョイント化工法	24

2.5.3 PC 床版の連結部材	25
2.6 適用を目的とした既往の研究	26
2.6.1 大空間創成ブロック	26
2.6.2 橋梁桁端の延長床版	27
2.6.3 橋脚基部の耐震補強	28
第 3 章 HPFRCC を用いた鋼床版の下面補強工法	31
3.1 はじめに	31
3.2 鋼床版の構造および疲労損傷対策	32
3.2.1 鋼床版の構造	32
3.2.2 鋼床版の疲労損傷対策	33
3.2.3 鋼床版の上面補強構造に関する事例	34
3.2.4 鋼床版下面補強構造の事例	37
3.3 HPFRCC による下面補強工法	38
3.3.1 構造概要	38
3.3.2 現場適用性に関する検討	39
3.3.3 FEM 解析	47
3.3.4 輪荷重走行疲労試験	53
3.4 まとめ	61
第 4 章 軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能	63
4.1 研究の背景および目的	63
4.2 実験概要	64
4.2.1 試験の種類と概要	64
4.2.2 使用材料と配合	64
4.2.3 練混ぜ	65
4.2.4 供試体	65
4.2.5 載荷試験	68
4.3 実験結果	69
4.3.1 円柱供試体の圧縮載荷試験	69
4.3.2 ダンベル供試体の一軸引張試験	70
4.3.3 はり供試体の曲げ載荷試験	72
4.4 補強鉄筋の付着を改善した追加実験	74
4.4.1 追加実験概要	74
4.4.2 追加実験結果	75
4.5 まとめ	76

第 5 章 軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能	78
5.1 研究の背景および目的	78
5.1.1 研究の背景	78
5.1.2 研究の目的	79
5.2 実験概要	79
5.2.1 実験内容	79
5.2.2 使用材料と配合	79
5.2.3 供試体	80
5.2.4 載荷試験	83
5.3 実験結果	84
5.3.1 一軸引張試験結果	84
5.3.2 供試体落下試験	85
5.4 まとめ	89
第 6 章 ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能	90
6.1 研究の背景および目的	90
6.1.1 研究の背景	90
6.1.2 研究の目的	91
6.2 ASR-HPFRCC 小型はりの曲げ載荷	92
6.2.1 実験概要	92
6.2.2 実験結果および考察	97
6.3 まとめ	115
第 7 章 結 論	118
7.1 各章の結論	118
7.1.1 HPFRCC の適用例および適用を目的とした研究例	118
7.1.2 HPFRCC を用いた鋼床版の下面補強工法	118
7.1.3 軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能	119
7.1.4 軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能	119
7.1.5 ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能	120
7.2 現状の課題	120
7.3 今後の展望	123
発表論文	125
謝 辞	127

第1章 序 論

1.1 研究の背景

繊維補強セメント複合材料 (Fiber Reinforced Cementitious Composites: FRCC) は、モルタルあるいはコンクリートに、繊維を混入した材料であり、繊維の種類および混入量やセメントマトリックスの配合を変えることで、性能を大きく変化させることのできる材料である。一般的なコンクリートの弱点である脆性的な性質を解決できることから、コンクリート構造としての性能や各種耐久性を大幅に向上できる可能性を持っている。そこで、従来のセメント系材料よりも高性能な補修用材料、衝撃吸収材料、鋼材の被覆や補強など新しい利用法が考えられ様々な使用方法が研究開発されている。

我が国では 1970 年頃から繊維補強コンクリートの研究が行われ、1990 年頃にかけて使用実績が増えた。当時は補強用の短繊維といえば、鋼繊維がほとんどで、繊維長は 30mm～40mm、直径 0.5mm 前後のものが大半であった。1990 年代後半には、鋼繊維に代わる材料として、ポリビニルアルコール (PVA) 繊維、ポリプロピレン繊維、アラミド繊維などの有機繊維が適用され始めた。有機繊維は、鋼繊維に比べ防腐性に優れ、軽量であることも長所である。また、繊維を混ぜ込むことで火災時の高強度コンクリートの爆裂抑制に効果があることも知られている¹⁾。さらにコンクリートの剥落による事故を契機として、トンネルの剥落防止の目的で二次覆工へ短繊維補強コンクリートが適用されるようになった。

コンクリート工学年次論文集での短繊維補強コンクリートに関する掲載論文数¹⁾を図 1-1 に示す。図では繊維長 20mm 以上の長繊維を「太径繊維」、20mm 未満の短繊維を「細径繊維」として繊維長に分けて示されている。図からもわかるように、研究が進むにつれて、短繊維補強の研究について関心が高まっているのがわかる。その中でも従来のひずみ硬化型の短繊維補強セメント複合材料の引張性能を格段に向上させた複微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料 (High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, 以下、HPFRCC) が開発され、2003 年以降その材料評価と適用性についての研究が盛んに行われている。

HPFRCC は作用する引張応力の増大に伴い、0.1mm 程度以下のひび割れが次々に生ずる「複数微細ひび割れ挙動」と、大きな引張変形を生ずる「引張ひずみ硬化挙動」を示す材料である。引張変形の増大に伴い、ひび割れ幅が増大するのではなく、ひび割れ本数が増加することが特徴である。HPFRCC の圧縮強度は 30～80N/mm² 程度、引張強度は 5N/mm² 前後、曲げ強度は 5～10N/mm²、ヤング係数は 15～20kN/mm² 程度である。これらの特性により薄板においては写真 1-1 に示すように大きな曲げ変形性能を有する。

この材料は、引張力を分担でき、ひび割れ幅を微細に抑え、大きな引張変形と靱性を示すことから、鉄筋を配置した部材、コンクリートと組合せた部材 (断面修復材や表面被覆材等)、鋼材と合成した部材等への利用が期待されている。HPFRCC は、施工方法もコンクリートと同様に、流し込み、吹付けまたはプレキャスト部材など、様々な条件に対応で

き，少量のミキサ練りやプラントでの大量製造も可能な材料である。

HPFRCC の優れた特徴を活かして，これまでに様々な適用の検討が行われている²⁾．これまでに使用された例として，補修³⁾，補強⁴⁾，維持管理⁵⁾，新構造分野⁶⁾が挙げられ，現在適用に向けた新たな検討が行われている．これらの詳細については次章で述べる．高性能な FRCC の技術については JCI の委員会報告書⁷⁾，土木学会の設計施工指針⁸⁾とそれらの解説⁹⁾，日本建築センターのガイドライン¹⁰⁾に詳述されている．また，HPFRCC を含む SHCC に関する国際会議も盛んに行われている¹¹⁾¹²⁾．

HPFRCC の優れた特性により，使用する構造物により高い価値や高い耐久性を付与することができると考えられるが，現在は研究開発の途上であり，未だ適用する事例が多くないのが実状である．そこで本研究では，この高性能な材料である HPFRCC を用いて高い性能や耐久性を付与する新たな活用法を提案することとした．

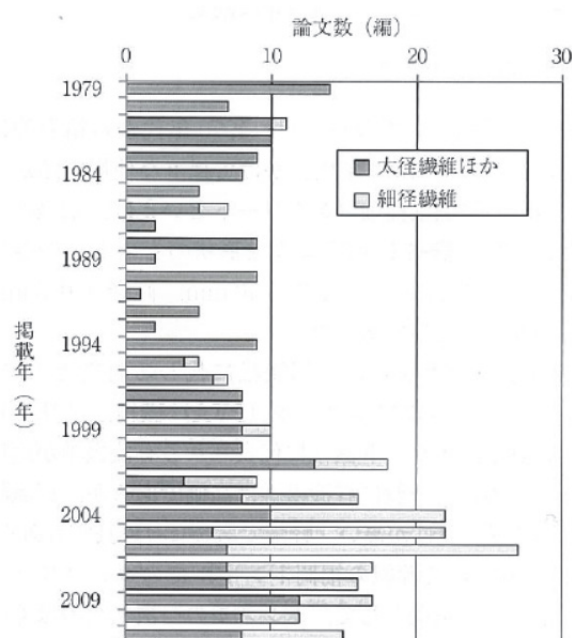


図 1-1 FRCC に関する掲載論文数¹⁾



写真 1-1 HPFRCC の曲げ変形性能

1.2 HPFRCC の概説

1.2.1 HPFRCC の概要

HPFRCC は FRCC の中で図 1-2 の赤枠に示す位置付けである。従来から用いられている鋼繊維補強コンクリート (SFRC : Steel Fiber Reinforced Concrete) と比べ, HPFRCC は引張ひずみ硬化特性を持ち, 靱性が大きい。その材料の特徴は, 作用する引張の増加に伴い, 幅の小さなひび割れが次々に生じ, 大きく引張変形する。ひび割れ幅は 0.1mm 前後, 最大でも 0.2mm 以下である。引張変形の増加に伴い, ひび割れ幅が増加するのではなく, ひび割れ本数が増加するという点がこの材料の大きな特徴である。HPFRCC は RIREM の委員会をはじめ海外では, 引張ひずみ硬化挙動を強調して, SHCC (Strain Hardening Cement Composites) と表記されることが多い。HPFRCC の中の代表的な材料に ECC (Engineered Cementitious Composites) がある。

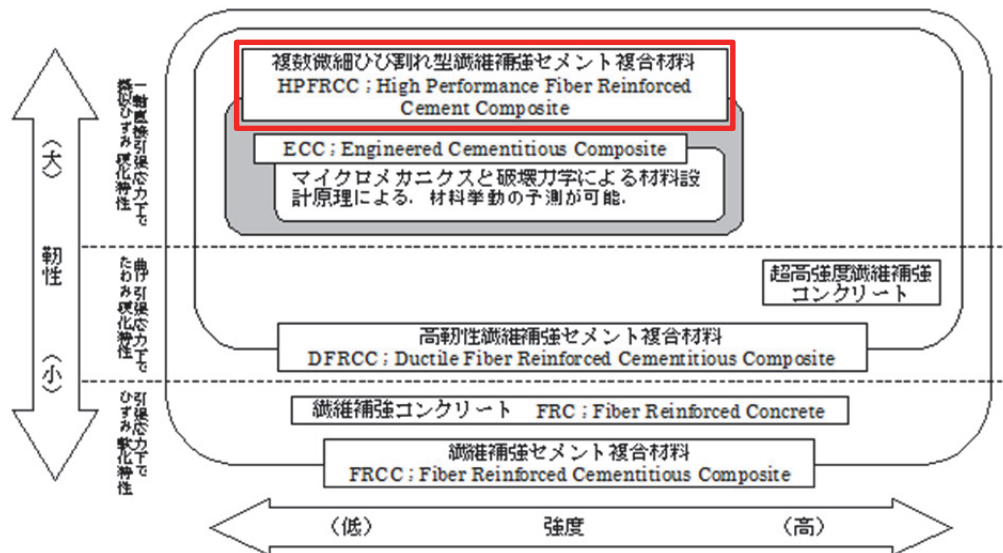


図 1-2 繊維補強セメント複合材料の分類⁸⁾

HPFRCC の一軸直接引張応力下における擬似ひずみ硬化の概念は図 1-3 に示すとおりであり, 初期ひび割れ発生後において引張応力が上昇するという挙動 (③) を指す。金属材料が降伏後に示す「ひずみ硬化」とはメカニズムが異なるために, (金属材料の) ひずみ硬化と区別して擬似ひずみ硬化と呼ぶ。一方, FRCC に属するものの中でも一般的な繊維補強コンクリート (FRC) では, セメント, モルタル, コンクリートなどの一般的セメント系材料と同様に, ひび割れ発生直後において引張応力が下降する挙動 (①, ②) を示し, これをひずみ軟化と呼ぶ。

土木学会の「複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針 (案)」⁸⁾ (以後, HPFRCC 指針案) では, 引張終局ひずみの平均値が 0.5% 以上で, 平均ひび割れ幅が 0.2mm 以上となる HPFRCC を対象としている。

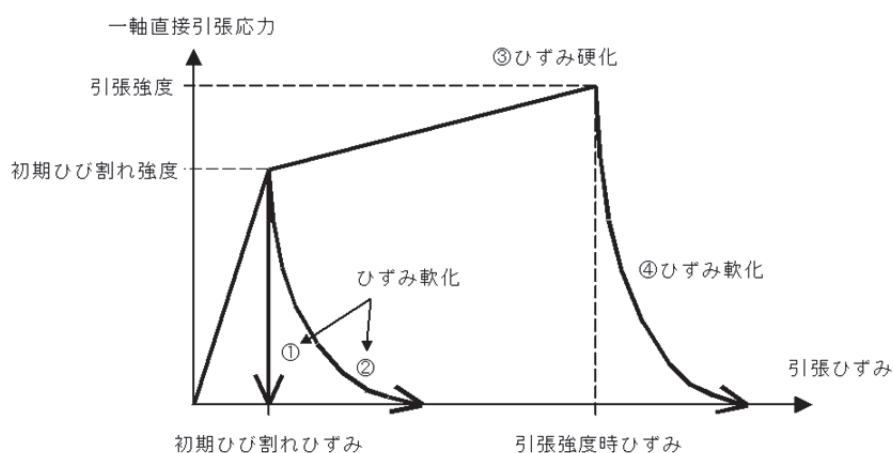


図 1-3 引張応力下におけるひずみ硬化およびひずみ軟化特性の概念⁸⁾

1.2.2 HPFRCC の配合

HPFRCC の配合は、セメント等の結合材、細骨材、短繊維、高性能 AE 減水剤、増粘剤、気包剤、水等で構成される。引張応力下での性能を高めるため、粗骨材は含まれていない。このためモルタル量が多くなり硬化時に大きな収縮が起こりやすいので、適度な膨張材または収縮低減剤等の対策をとる場合が多い。セメントの使用量が多いことから、水和熱が大きくなるのを避けるためセメントの一部をフライアッシュ等の混和材料で置き換えするなど対策をとることがある。また、モルタルマトリックスの強度が高くなりすぎないように、微細な空気泡を 10% 程度含む場合が多い。

HPFRCC に用いられている短繊維は高強度ビニロン（PVA : Polyvinyl Alcohol）繊維や超高強度ポリエチレン（PE : Polyethylene）繊維であり、繊維の直径は 0.01～0.04mm 程度、長さは 10mm 前後のものが 1～2vol% で用いられる。PVA 繊維は、弾性係数が比較的大きく、親水性がよくセメントとの付着がよいという特徴がある。高強度 PE 繊維は繊維径が 0.012mm と細く、引張強度と引張弾性係数が大きいが高価である。最近ではポリプロピレン（PP : polypropylene）繊維を用いたものも開発されている。PVA 繊維の例を写真 1-2 に示す。



写真 1-2 PVA 繊維の例

1.2.3 HPFRCC の製造

HPFRCC のモルタルマトリックスは，紛体量が多く水紛体比が小さく増粘剤が使われているので粘性が高い材料である．粘性が高いと材料分離が生じにくく，短繊維がモルタルマトリックス中に均一に分散しやすい．水溶性の糊で収束された繊維は，練混ぜ中にほぐれモルタルマトリックス中に分散しやすく，短繊維が分散しやすいように配合を工夫すると，数分の手もみであっても HPFRCC を練混ぜることが可能となる¹³⁾．小規模な断面補修や穴埋め等に用いるために開発された手練タイプの HPFRCC が既に市販されている．

HPFRCC の施工は，主に打込みと吹付けにより行われる．打込み施工に比べて吹付け施工は，吹付けられた繊維が二次元方向に配向しやすく大きな気泡も残りにくいので安定した性能を発揮させるのに有効である．現場に小型のミキサー，圧送機械，コンプレッサーおよび材料を運搬し，ホース圧送にて施工現場に運搬することで湿式吹付けにて施工が可能となる．現場でホバートミキサーを用いて実施した練混ぜ状況の例を写真 1-3 に示す．また，大量の打込み施工の場合には HPFRCC をレディーミクストコンクリート工場で製造し，アジテータ車により運搬することもできる¹⁴⁾．



写真 1-3 現場での練混ぜ状況

1.2.4 HPFRCC の引張性能評価

HPFRCC の特徴的な性能である引張性能の評価について概説する．通常の RC 構造の設計においてはコンクリート引張応力の分担は無視されている．コンクリート引張性能については割裂引張試験や曲げ試験により評価され，一軸引張試験が行われることはまれである．HPFRCC は引張ひずみ硬化挙動を示すことが特徴の材料であることからこれを評価する必要がある．HPFRCC 指針案⁸⁾にはダンベル形状をした試験片を用いた一軸引張試験方法が示されており，手回し式ジャッキによる簡易な引張試験器も紹介されている．

HPFRCC は厚さが 10～30mm 程度の表面補修材料として用いられることが多いので，HPFRCC 指針案では，図 1-4 に示すような寸法のダンベル型供試体を用いることを推奨している．セメント系複合材料の一軸引張試験においては，供試体への引張力の伝達方法が

最も工夫を要する。HPFRCC 指針案では、図 1-4 の中央に示すように端部を空気圧を用いて挟む方法と、図 1-4 の右側に示すように掴み治具によりダンベル型供試体の肩の部分挟む方法とが紹介されている。

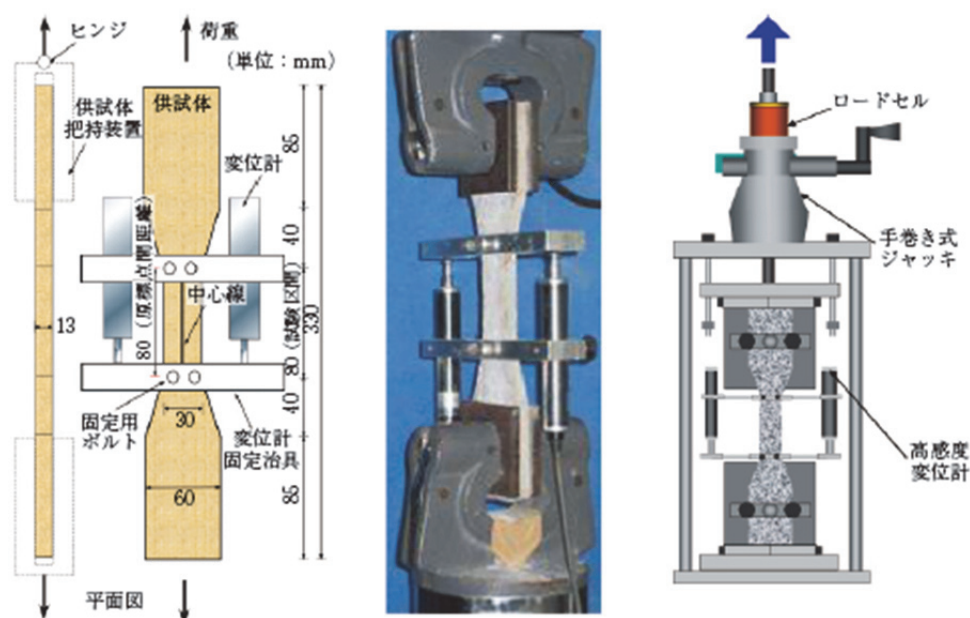


図 1-4 ダンベル型供試体と引張試験装置の例

1.3 研究の目的

我が国は高度成長期に作られた膨大なコンクリート構造が更新時期を迎えているのは周知の事実である。都市高速道路では、床版の劣化や耐震基準の見直しにより大規模修繕や大規模更新が計画されており、首都高速道路では大規模更新の工事公告がなされ、約 2.5km 更新の事業費が 650～900 億円の事業費といわれている。また、全国にある橋梁のうち、50 年を経過する橋梁は現在 18%ですが、20 年後には 67%まで増加する見込みになっている。それらを維持管理する財源は、日本は少子高齢化が急速に進行しており、今後の建設投資は先細りすることが見えている。

そのような中で安全、安心の暮らしを守り、そして豊にするには耐久性の高いコンクリート材料への期待が高く、既存構造物の補修、補強技術の開発、ライフサイクルコストを考慮した高性能高耐久な構造の開発が必要になっている。HPFRCC は優れた材料性能を持っており、その利用方法によっては従来の RC 構造や複合構造物に対してより高い性能や新たな種類の性能を付与できる可能性を有している。また、老朽化する社会インフラの補修や補強に対して、高い性能や耐久性を付与することは、ライフサイクルコストを考えた場合、我が国の建設投資が先細る状況下では今後は必然の選択となることが考えられる。これら社会の要求と合致すれば HPFRCC の特性を生かした適用技術の開発は、社会の発展に

寄与できる有用な一つの技術となる。

そこで、本研究の目的は、社会の発展に寄与する有用な技術の一つとして、この優れた材料特性を持つ HPFRCC を用いて高い性能や耐久性を付し、新たな構造利用法を提案することである。以下に、本研究で提案する新たな適用法の概要を以下に示す。

1.3.1 HPFRCC を用いた鋼床版の下面補強工法

近年、既設鋼床版の疲労損傷が顕在化してきており¹⁵⁾疲労損傷対策の技術開発が急務となっている。鋼床版の発生応力低減のため上面増厚補強工法が考案され、上面補強の材料として SFRC や HPFRCC の適用が検討されている。しかし、路面上の水の影響を受けやすいことや既設橋梁を上面補強の施工には交通を遮断しての施工が必要になるなどの課題がある。そこで本研究では、これまでの上面からの補強工法の課題に対し、床版下面からの補強を行い、現場への適用性ならびに HPFRCC による下面補強効果の検討を実験および FEM 解析にて確認し、上記課題に対する新しい工法として提案する。

1.3.2 軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能

より強く、より軽く、より粘り強いことは、コンクリート部材をはじめとする構造材料の利用の可能性を大きく広げる。本研究においては、HPFRCC に発泡スチロール (EPS) 粒子を混入したり、EPS ブロックを HPFRCC 部材の中に配置したりする方法により、密度が 1g/cm^3 程度でひずみ硬化特性を持つ材料を開発して曲げ耐荷性能と変形性能を確認し、軽く耐荷性能に優れたコンクリート部材 (軽量 HPFRCC 部材) を提案する。

1.3.3 軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能

道路のない山岳地域の砂防工事では、テトラポット型や立体十字型などのコンクリート部材をヘリコプターで投下して排水層を形成するブロックスクリーン工が用いられることがある。本研究においては、投下型の立体十字コンクリートブロックを模した供試体を軽量 HPFRCC を含む 3 種類のコンクリートで作製し、供試体の落下衝撃試験を行い、供試体の耐衝撃性能を確認する。

1.3.4 ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能

HPFRCC は水セメント比が小さく粗骨材がなくセメントペースト量が多いため、従来のセメントコンクリートと比較すると自己収縮が大きくなり易い材料である。HPFRCC の収縮抑制には、膨張材の多量添加が有効であることが確認されているが、膨張材による膨張効果は若材齢のみであり、長期においては収縮補償効果が失われる結果が得られている。そこで ASR の長期膨張を用いて HPFRCC で作製した小型 RC はりにプレストレスを導入してひび割れ性能を確認し、亜硝酸リチウムを用いた膨張制御について検討する。

1.4 論文構成

本論文の構成を図 1-5 に示す。

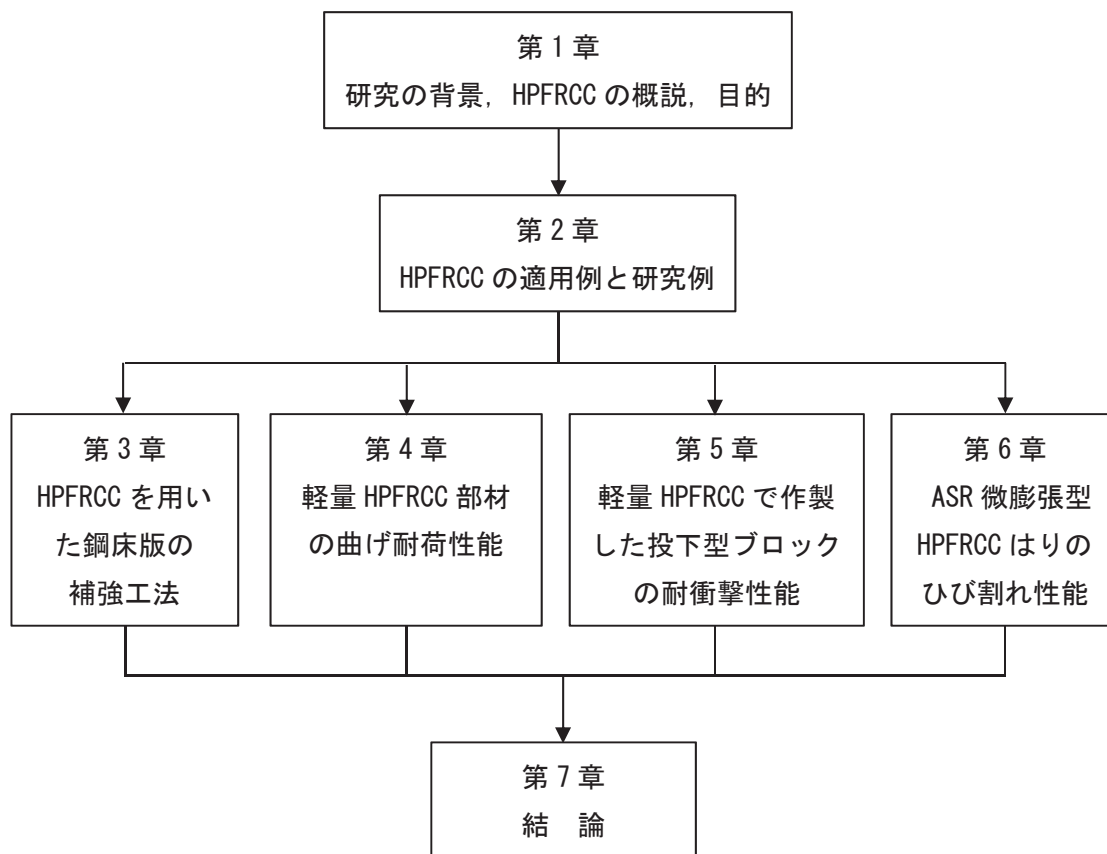


図 1-5 論文の構成

第1章では研究の背景, HPFRCC の材料特性等の概説および研究目的について, 第2章では HPFRCC に関する適用例および適用を目的とした研究例について述べる。

第3章～6章では HPFRCC の新しい構造利用について述べる。第3章では鋼床版の疲労によりデッキプレート等に発生する損傷対策として, 下面から HPFRCC の吹付けと U リブ内のモルタル充填を併用した鋼床版補強工法を提案した。下面からの補強であることから, 既設橋へ適用する場合にはこれまでの上面からの補強工法と比べて交通への影響を小さくすることができる。工法の適用性確認のため, 実橋梁を模擬した試験体に下面から HPFRCC を吹き付けて施工性の確認を行っている。また, 実橋梁と同様な構造の試験体を用いて輪荷重走行疲労試験を行い, FEM 解析結果とも比較することで, 下面補強によって発生応力度を低減できることを確認している。また, 得られた結果より疲労に対する評価を行った結果, 適用を想定した実橋梁において, 供用期間中の疲労亀裂の発生を抑制できる可能性が示されている。

第4章では新構造提案の基礎研究として軽量化した HPFRCC を提案し, それを用いて作

成した部材の曲げ耐荷性能について確認を行っている。HPFRCC の軽量化は EPS 粒子を体積で 1/2 近く混入する方法により行う。これにより軽量化した HPFRCC が引張変形性能を保ち、かつ見かけの密度が 1g/cm^3 に近い軽量セメント系複合材料を提案する。その性能評価として軽量 HPFRCC の圧縮試験と一軸引張試験を行うとともに、この材料で作製した RC 板部材の曲げ試験を行い、耐荷性能や変形性能を、従来の HPFRCC やモルタルで作製したものと比較を行っている。

第 5 章では、前章で提案した軽量 HPFRCC の特性を生かして、投下型コンクリートブロック材料への適用を検討している。ここでは、配合に関して安定したフレッシュ性状を得るために HPFRCC+EPS の改良型を提案した。具体的な構造利用として、山岳地帯の砂防工事に用いられる投下型の立体十字コンクリートブロックを挙げた。投下型ブロックを模擬した供試体を HPFRCC+EPS, HPFRCC, 普通コンクリートの 3 種類で作製して供試体そのものを落下させる衝撃試験を行い、供試体の耐衝撃性能を高めるための条件について検討している。

第 6 章では新しい HPFRCC の適用として、ASR により長期にわたって膨張する HPFRCC を検討している。促進養生で ASR を発生させた HPFRCC についてダンベル型供試体による一軸引張試験を行い、引張性能とひび割れ性能を確認した。鉄筋補強した HPFRCC はりの長さ変化試験では、膨張エネルギー一定則が成立することを確認し、曲げ載荷試験では、ASR で導入されるケミカルプレストレスによりひび割れ荷重が増加することを確認している。ケミカルプレストレスが導入されたはりでは、本実験の範囲では、乾燥収縮後も膨張が残存するとともに、亜硝酸リチウムを含浸することで ASR 膨張を制御できることを確認している。

第 7 章に、第 3 章から第 6 章までの研究成果をまとめ、現状の課題と今後の展望について述べている。

<第1章 参考文献>

- 1) 日本コンクリート工学会：繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法に関するシンポジウム，委員会報告書，論文集，pp.1-10，2012.9.
- 2) 関田徹志，坂田昇，国枝稔，六郷恵哲：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）の研究の現状と構造利用の事例，コンクリート工学，Vol.44，No.3，2006.3.
- 3) 平石剛紀，坂田昇，関田徹志，渡嘉敷勝，長束勇：農業用水路の補修における高靱性セメント複合材料の適用性検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.6，pp.179-185，2006.

-
- 4) 一宮利通, 藤代勝, 須田久美子, 内田裕市: 高靱性セメント複合材料を用いたはり部材のせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1411-1416, 2007.
 - 5) 林大介, 芦沢良一, 横関康祐, 坂田昇: 有機繊維補強セメント複合材料の耐久性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1585-1590, 2005.
 - 6) 桜井順, 永田佳文, 金山将人, 須田久美子, 藤代勝, 山内明夫: 高じん性モルタルを用いた高架橋ノージョイント化工法の開発, 橋梁と基礎, No.5, pp.31-36, 2008.5.
 - 7) 日本コンクリート工学協会: 高じん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), 2004.5.
 - 8) 土木学会: 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント材料設計・施工指針(案), コンクリートライブラリーNo.127, 2007.
 - 9) 六郷恵哲, 横田弘, 坂田昇, 閑田徹志: 土木学会「複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料 (HPFRCC) 設計・施工指針 (案)」の概要, コンクリート工学, Vol.45, No.3, pp.3-9, 2007.3.
 - 10) 日本建築センター: 高じん性セメント系複合材料の性能評価ガイドライン, 2006.2.
 - 11) G. J. Parra-Montesinos, et al. editors: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6 : HPFRCC 6, RILEM Bookseries, Springer, 2011.11.
 - 12) R. D. Toledo Filho, et al. sditors: Proceedings of the 2nd International RILEM Conference on Strain Hardning Cementitious Composites (SHCC 2-Rio) , RILEM Publications S.A.R.I., 2011.12.
 - 13) 森井直治, 新谷一秀, 戸来英章, 六郷恵哲: 手練で少量使用できる HPFRCC のフレッシュ性状と力学性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.251-256, 2011.
 - 14) 三田村浩, 坂田昇, 閑田徹志, 平石剛紀, 六郷恵哲: 鋼床版補強用の高靱性セメント複合材料 ECC の製造・施工技術に関する研究, 土木学会論文集, No.805/VI-69, pp.61-76, 2005.12.
 - 15) 構造委員会鋼床版の疲労小委員会: 鋼床版の疲労, 土木学会論文集, No.410 / I-12, pp.25-35, 1989.

第2章 HPFRCC の適用例および適用を目的とした研究例

HPFRCC の優れた特性を活かして、これまでに様々な適用の検討が行われている¹⁾。本章では、実際の適用例と適用を目的とした研究例について概説する。

2.1 HPFRCC の適用例および研究の整理

HPFRCC はその優れた特徴から、適用分野が広がっている。その適用例について文献調査を行い、適用分野、材料に求められる主な要求性能および施工方法で分類したものを表 2-1 に示す。また、適用を目的とした研究例を表 2-2 に示す。

表 2-1 高靱性セメント複合材料の適用例

分野	主な要求性能	施工方法		
		吹付け	打込み	プレキャスト
補修	遮水性, 耐摩耗性	用水路目地補修	—	—
	遮水性, 草木の繁茂防止	—	ため池補修	—
	遮水性, 凍結融解抵抗性	ダム補修	—	—
	構造性能, 薄肉化	トンネルの内巻補強	—	—
補強	引張性能	のり面補強	鋼床版の上面増厚	—
維持管理	ひび割れ分散性	鉄道高架橋の中性化対策, 擁壁のASR対策	—	—
新構造	エネルギー吸収性	—	—	制震デバイス
	伸び性能	—	—	橋梁ノージョイント化
	靱性, ひび割れ分散性	—	床版連結(※1)	—

(※1) HPFRCCを使用した場合でも同様な適用が可能であると考えられるため、適用例に追加した

表 2-2 適用を目的とした研究例

分野	主な要求性能	施工方法		
		吹付け	打込み	プレキャスト
新構造	変形吸収性	—	—	大空間創成ブロック
	引張性能, ひび割れ分散性	—	桁端部延長床版	—
	靱性, 耐はく離はく落性	—	橋脚基部の耐震補強	—

以降に、それぞれの適用例および研究例について文献を引用して概説する。また、適用例に関して経過観察やその後の不具合などの事例がある場合は、それぞれの後に追記した。

2.2 補修分野に用いた適用例

2.2.1 農業用水路の目地補修

老朽化した農業用水路は、摩耗による通水性能の低下や、目地およびひび割れからの漏水等による課題がある。これに対し、ECC（HPFRCC の一種）のひび割れ分散による遮水性および耐摩耗性に着目し、ECC による水路補修工法の概要、ECC ショット（吹付け施工）の性能確認試験の結果、実際の用水路で実施した試験施工および長期耐久性の検証結果について報告されている²⁾。水路補修 ECC ショット工法の概要を図 2-1 に示す。

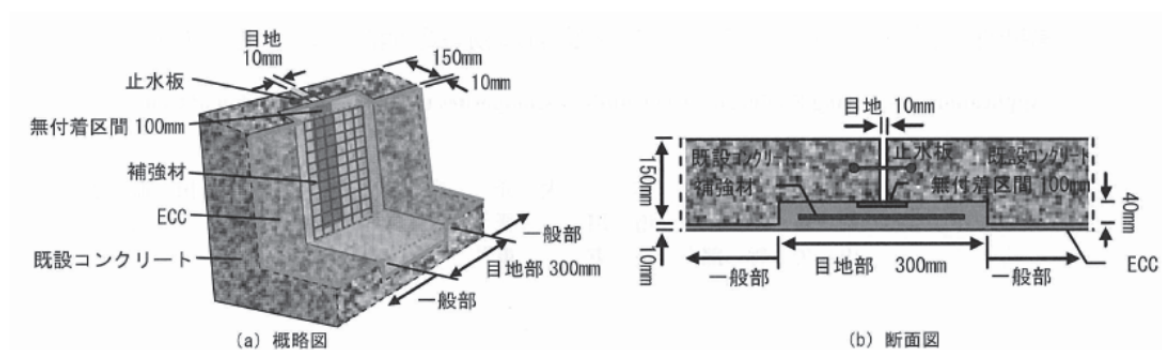


図 2-1 水路補修 ECC ショット工法概要図

我が国では、これまでに 40,000km 以上の農業用水路が構築されており、安定的な用水の供給に重要な役割を担っている。これらの用水路の中には、長期間にわたって供用されているものが多数存在し、劣化した目地およびひび割れからの漏水や、摩耗による通水性能の低下が問題となっている。これに対する機能回復の方法として、これまでは一般的に、ポリマーセメントなどの無機系材料による断面修復工法が適用されているが、目地においては材料の線膨張係数に応じて気温の変化に伴い変位が生じ、補修材料がその変動に追随することができず、早期に再度劣化を生じて漏水を生じてしまうことが多く報告されている。

こうした変動に追随できる材料として、樹脂などの有機系材料が考えられるが、一般的な場合には屋外に施工されることから紫外線による劣化が生じることがあり、長期耐久性を期待することができない。よって、これまでは、農業用水路の目地やひび割れの開閉に追随することができ、かつ、長期耐久性を期待できる補修工法は、ほとんど存在しないのが実情であった。この課題に対して、微細なひび割れを発生させながら優れた変形性能を示し、かつ無機系材料としての高い耐久性を併せ持った ECC が有効であると考え、その適用性を検討している。

この文献では、ECC に微細ひび割れが発生してもひび割れ幅が小さいため止水性が保持されることや、目地部に施工する ECC に補強材を用いることによって目地の開閉に対する高い疲労耐久性を付与できること、ECC が従来のポリマーセメントモルタルやコンクリートと同等の耐摩耗性を有している。また、実構造物において施工後 2 年にわたり、遮水効

果を維持していることなどが長期のひび割れ調査により確認されており、水路補修 ECC ショット工法は、農業用水路の補修工法として有効であるものと考えられる。補修の事例を写真 2-1 に示す。



写真 2-1 水路補修 ECC ショット施工例

2.2.2 農業用水路目地補修の経過観察

ECC を用いて目地補修された農業用水路の経過観察を行った事例である³⁾。経過観察の事例は、茨城県つくばみらい市、茨城県水戸市、岩手県花巻市、和歌山県紀の川市と環境が異なる箇所の施工であるが、最大 5 年後の現地経過観察では遮水性を保持していることが報告されている。補修の状況例を写真 2-2 に示す。



写真 2-2 水戸市での補修例（左：補修前，右：補修後経過観察中）

ECC は、微細なひび割れを複数発生させながら大きく変形する性能を有し、かつセメント系材料としての高い耐久性を併せ持つ材料である。農業用水路の目地およびひび割れからの漏水や、摩耗による通水性能の低下に対して ECC が有効と考え、試験施工を実施した。その結果、実施工から 5 年間にわたって止水性を保持していることなどを確認した。

この文献では、補修に用いた吹付け ECC の材料特性、凍結融解抵抗性、耐摩耗性、疲労耐久性に関する試験結果と補修工法の概要を述べるとともに、これまで行った補修箇所そ

それぞれの現地確認を行い、機能に問題がないことを報告している。

2.2.3 ため池補修

長期供用されたため池には損傷や不具合が発生しているものが多く、所要の堤体安定性を満足しないものが多い。これらの改修に対し、堤体断面の改修に用いる適切な材料として、ECC の優れた遮水性および耐候性に着目し、ため池の上流側に遮水層の被覆材として適用して堤体の安定性および維持管理性を改善・向上させる工法が検討され、実際のため池堤体に施工を行った結果が報告されている⁴⁾。ため池補修に用いる新工法のプロット図および断面構成例を図 2-2 と図 2-3 に示す。

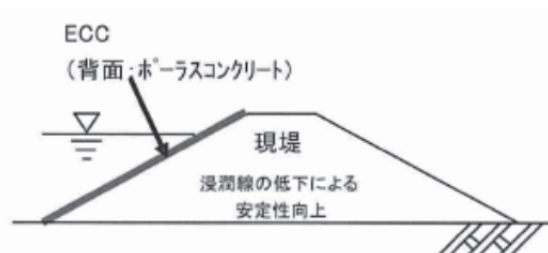


図 2-2 基本構造のプロット図

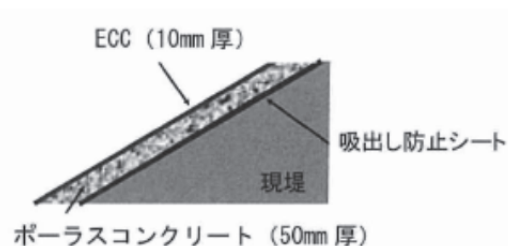


図 2-3 断面構成例

我が国には、農業用水の灌漑用に約 23 万か所のため池があり、重要な農業水利施設としての役割を今でも担っている。それらの多くは、利用を始めてから補修されることなく漏水やパイピング、ひび割れ、陥没、断面変形、余裕高不足などの損傷や不具合が発生しているものが少なくない。また、損傷や不具合が顕在化していないため池においても、所要の堤体安定性を満足しないものが多いのが現状である。これらの損傷や不具合に対し、一般的に実施される改修方法は、堤体法面勾配の緩和、もしくは上流側での遮水である。堤体法面勾配の緩和は用地の拡大を伴うことがあり、耕地の縮小につながることから実施が難しいことがある。堤体の上流側を拡大して所要の安定性を確保する方法が採用されることもあるが、ため池の貯水量を減じてしまうという課題が残る。

そこで、ECC の優れた遮水性および耐候性に着目し、ため池の上流側の遮水層の被覆材として ECC を適用することにより、前述の効果とともに堤体の安定性および維持管理性を改善・向上させる工法について検討が行われている。

この文献では、優れたひび割れ分散性によって、遮水性および耐候性が期待できる高靱性セメント複合材料（ECC）をため池堤体の表面遮水壁として適用し、堤体の安定性を向上させる工法について検討が行われている。基礎試験として、遮水性および雑草木の繁茂防止性について試験した結果、ECC にひび割れが発生した場合でも、アスファルトと同等の遮水性を有し、植物の光合成に必要な光を遮断して地下茎の成長を抑制できることが確認された。また、実構造物における施工性試験により、ECC が堤体の傾斜に対しても施工可能であることを確認するとともに、施工後 3・5 年にわたる長期耐久性が確認された。補

修の事例を写真 2-3 に示す。



写真 2-3 ため池補修例

2.2.4 ダム補修

広島県沖美地区にある三高ダムの旧堤体の嵩上げを行うリニューアル工事において、旧堤体の劣化調査を行った結果、表面の劣化が顕在している箇所が 500 m²程度あり、止水性に対する課題があった。この補修に対し、補修部が薄層であり、乾湿繰返しや凍結融解を受けやすい部位であることから、止水性に加え、ひび割れ抵抗性および耐久性に優れる吹付け ECC を用いる工法を適用し報告されている⁵⁾。吹付け ECC 施工システムと、対象となったダムを図 2-4 と写真 2-4 に示す。

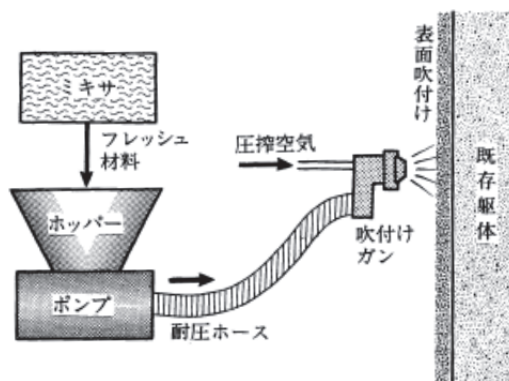


図 2-4 吹付け ECC 施工システム



写真 2-4 三高ダム全景（嵩上げ後）

ECC は、その優れた力学的特性に加え、発生するひび割れが、複数の微細ひび割れに分散されるため、劣化因子の浸透を長期にわたり抑制し、コンクリート構造物の耐久性を向上させることが確認されている。この特長を活かし、各種補修・補強工法への適用を目指した研究が数多くなされている。特に、湿式吹付け方式により ECC を施工する工法（以下、吹付け ECC）は、現場における ECC の製造・施工が可能な技術として、補修・補強工法

への適用が期待されている。吹付け ECC については、これまでの研究の成果により、一般的な補修材料と同等の施工性が得られるまでに至っている。さらには、断面修復材料や道路橋床版の下面増厚補強材料への適用性に関する実験的検討が進められ、実物大の疲労実験を行いその優れた補強効果が確認されている。

この文献では、吹付け ECC の施工方法やフレッシュ性状、硬化物性の結果より湿式吹付け ECC の特性が示されている。また三高ダムの嵩上げ事において、吹付け ECC を適用した結果について、品質管理結果や現場における製造・施工に関するデータが述べられている。現場での練り混ぜ状況および吹付け状況を写真 2-5 と写真 2-6 に示す。



写真 2-5 現場練り混ぜ状況



写真 2-6 吹付け状況

2.2.5 トンネルの内巻補強

コンクリート構造の補強工法には、コンクリート部材厚を確保する増し打ち補強，鋼材と鋼板による補強，繊維シート等による巻き立て補強など様々あるが，トンネルを補強する内巻に対しては工法が限定され，鉄道トンネルにおいては内空を確保しなければならないといった課題がある。これに対し，できるだけ薄肉で，圧縮・引張耐力を持つ材料として ECC が着目され，中越地震により被災した JR 上越線天王トンネルの災害復旧工事に適用された例が報告されている⁶⁾。トンネルの補強概要を図 2-5 に示す。

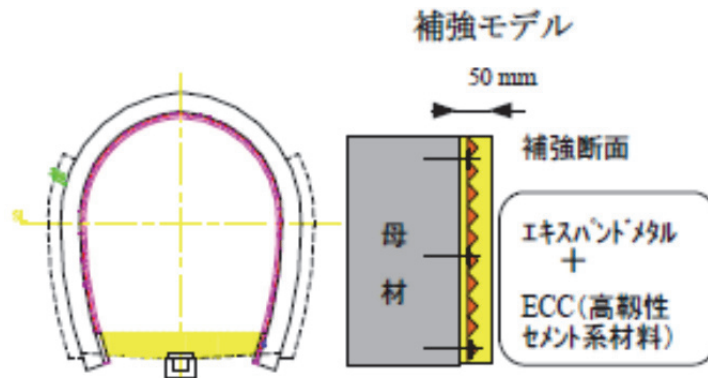


図 2-5 トンネル断面図・補強断面図

比較的大きな変状が発生したトンネルの補強対策には、全断面覆工打替え工法や既設覆工の内面にプレキャストコンクリート、鋼板などを接着する内面補強工法などがある。しかし、打替え工法では、不安定な既設コンクリートの撤去に際し、多大な工費と工期および安全対策が必要となる。一方、補強断面が厚い内面補強工法では、内空を侵すため建築限界を確保できないことが考えられる。そのため、できる限り薄肉で、圧縮・引張耐力ともに向上が期待でき、かつ安全性・経済性に優れた内面補強工法の開発が期待されている。このような市場ニーズを受け、補強メッシュ筋と高靱性セメント複合材料（ECC）を用いた薄肉な内巻補強技術（以下、本工法）を開発し、実大規模の載荷実験で十分な耐力向上効果⁷⁾を確認している。

この文献では、本工法の特徴となる ECC の材料特性と付着に対する検討、トンネル内巻補強の施工手順、新潟中越地震により被災した JR 上越線天王トンネルの災害応急工事に適用したときの品質管理試験結果が報告されており、適用に至った実大規模の載荷実験の紹介がされている。適用した現場の施工状況を写真 2-7 に示す。



写真 2-7 トンネル内面への施工状況吹付け

2.3 補強分野に用いた適用例

2.3.1 のり面補強

のり面保護用の張コンクリートには、乾燥収縮や環境温度変化による収縮ひずみが地盤に拘束されることでひび割れが生じ、ひび割れ幅が過大となると防災効果の低下などの課題がある。その対策として、ひび割れが生じてもその幅を微細に抑制でき、ひび割れ発生後も繊維が引張力を負担できる ECC の適用工法が開発されている⁸⁾。その暴露試験体の概要を図 2-6 に示す。

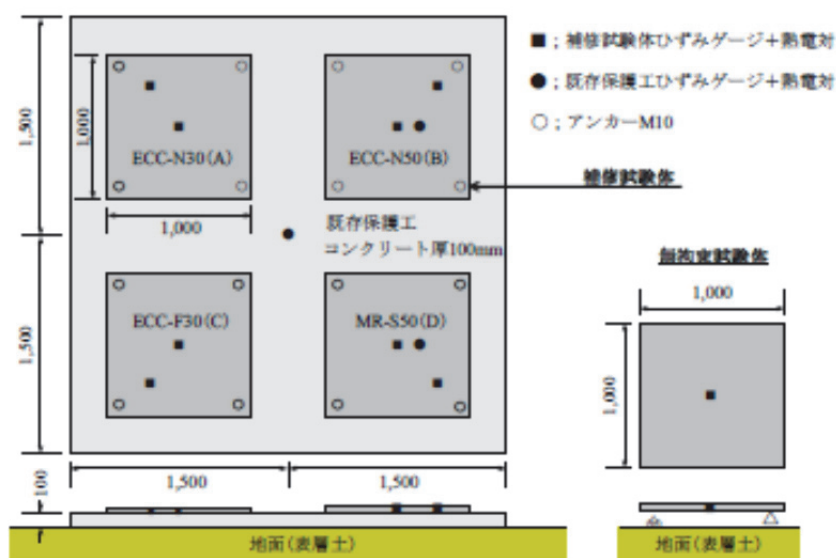


図 2-6 暴露試験体の概要

のり面保護用の張コンクリートには、乾燥収縮や環境温度変化による収縮ひずみを地盤に拘束されることでひび割れが生じる例が多い。ひび割れ箇所の植物繁茂によるさらなるひび割れ幅の拡大や、雨水の浸透による防災効果の低下などの問題が懸念される。このため、張コンクリートひび割れ上に補修を行うことも必要となるが、ひび割れ幅の変動や既存張コンクリートの強い拘束により補修材料に新たに過大なひび割れが生じる。その対策として、高靱性セメント系複合材料（ECC）を補修材料として用いることを提案している。

この文献では、補修設計の考え方、補修工法の性能を明らかにするための暴露試験の計画を示し、ひずみが生じて引張力を伝達しひび割れ幅を抑制できる材料試験の結果が示されている。

2.3.2 鋼床版の上面増厚

近年、既設鋼床版の疲労損傷が顕在化してきており、その長期耐久性が大きな問題となっている。特に既設橋の疲労損傷対策に関し、根本的な解決策が見つかっていないことが課題となっている。解決策の一例として、鋼床版の上面に優れた引張性能を有する ECC を

上面増厚材料とし、FRP 製プレートジベルにて鋼床版と一体化し、鋼床版に発生する集中応力を低減することによって、疲労耐久性を向上させる工法が開発されている⁹⁾。上面増厚補強の構造概要を図 2-7 に示す。

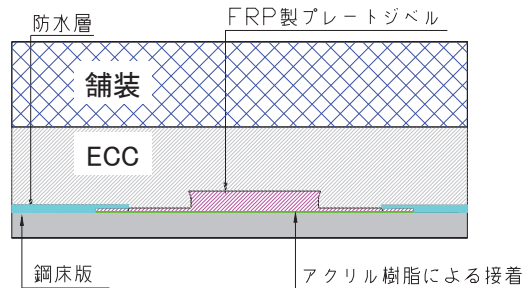


図 2-7 ECC 上面増厚補強工法

国内外を問わず、鋼床版において輪荷重走行による疲労損傷事例が多く報告されており、合理的で経済性に優れた疲労損傷対策工法が求められている。そこで、優れた引張性能を有する高靱性繊維補強セメント複合材料を鋼床版の上面増厚材料とし、ずれ止めに FRP 製のプレート型ジベルを用いて ECC・鋼床版合成構造とすることで、曲げ合成を向上して鋼床版に発生する局所応力を低減し、疲労耐久性を向上させる方法を新たに考案している。ECC はひび割れ後もモルタルマトリックス中の繊維の補強効果により引張力を負担するセメント系材料であり、自己充填型に近い性能を有する。ECC は、鋼材の降伏ひずみの 10 倍程度の引張ひずみが作用した場合でも引張力を保持できる材料であるため、鋼床版に負曲げによる局所的な引張ひずみが作用しても ECC は上面増厚材料として補強効果を期待できる。

この文献では、実施工に適用するために ECC を均等に製造・施工できる方法を実験的に検討している。その方法によりコンクリート製造プラントにて ECC の製造・打込みを行い、その施工性能を検証するとともに品質を確認したものである。適用した現場の施工状況を写真 2-8 に示す。



写真 2-8 上面増厚の施工状況（フィニシャーによる仕上げ）

2.3.3 鋼床版上面増厚の不具合

鋼床版の疲労耐久性の向上を目的に ECC で上面増厚を施工した⁹⁾が、水の侵入が影響する範囲において早期に損傷に至った例が報告されている¹⁰⁾。その原因究明のための実験が行われ、滞水した鋼床版上において移動する輪荷重が瞬間的に高い水圧を発生させ劣化を促進するメカニズムの推定が報告されている。損傷の状況を写真 2-9 に示す。



写真 2-9 損傷状況

ECC で上面増厚補強した実橋において水没下の環境で ECC が早期に損傷し、亀甲状にひび割れが発生し、損傷がひどい箇所では ECC がブロック化する現象が発生している。この現象に関する実験データの蓄積のため、ECC の水中曲げ疲労載荷試験および水張り輪荷重走行疲労試験を行うとともに、実橋における水圧の測定を行った。ECC の水中疲労耐久性が損傷の主原因ではなく、移動する輪荷重によって瞬間的に発生する水圧により損傷に至ったメカニズムの推定が行われている。

この文献では、損傷発生の位置的状況から水の影響が考えられることが述べられ、水中においてひび割れを導入した ECC 部材に疲労試験を行ったが、ごく初期に破壊に至るような挙動ではなかったことが報告されている。次に水没した状況下で輪荷重走行試験を行ったところ、瞬間的な水圧の上昇と上面増厚した ECC の上面に発生したひび割れからの水の吹き出しが確認され、破壊メカニズムとして高い間隙水圧がひび割れ内で発生し、早期に破壊に至る損傷が発生したと考えられると述べられている。

2.4 維持管理分野に用いた適用例

2.4.1 鉄道高架橋の中性化対策

RC 鉄道高架橋の縦梁では列車荷重により開閉するひび割れが発生しており，従来の塗膜系ライニングでは追従できずに亀裂が発生し，このひび割れから劣化因子が侵入して耐久性が低下する事例がある．これに対し，ひび割れ幅の抑制効果がある ECC を表面保護工として用いることで，曲げひび割れに対し有効に劣化因子侵入を抑制し中性化抑止対策となることが報告されている¹¹⁾．対象構造物を写真 2-10 に示す．



写真 2-10 試験施工を実施した高架橋

鉄道高架橋などのように長期的な耐久性が要求されるコンクリート構造物の一部では，中性化に対する予防保全を目的として，塗膜系ライニング材による表面保護工が施される場合がある．しかし，鉄道高架橋の縦梁では，道路荷重と比較して大きな活荷重である列車荷重によって曲げひび割れが発生し，繰返し载荷によってひび割れ開閉が起こる．したがって躯体コンクリートの一部には表面保護工の施工前からひび割れが発生しており，列車荷重に伴うひび割れ開閉に対して塗膜系ライニング材が追従できずに亀裂が発生している．ひび割れ幅の抑制効果が期待できる材料として高靱性繊維補強セメント複合材料 (ECC) を用いた事例である．躯体コンクリートの表面に薄く吹付けることによって曲げひび割れに有効な新しい表面保護工として機能することを繰返し曲げ载荷試験および中性化促進試験により確認している．これを実構造物において吹付け ECC 工法による曲げひび割れ部材である縦梁に適用し，具体的な施工方法の検討を行っている．

この文献では，表面保護工として用いた場合に ECC の特徴であるマルチブルクラックが形成され，ひび割れ幅の抑制効果があることが報告されている．鉄道高架橋の縦梁を模擬した繰返し曲げ試験を行い，ひび割れ幅が抑制できることを確認している．またひび割れを有する梁の中性化促進試験を行い，吹付け ECC により中性化が抑制できることも確認している．実鉄道高架橋において試験施工を行い，施工性の確認および吹付け厚さの管理が可能であることを示している．試験施工の状況を写真 2-11 に示す．



写真 2-11 試験施工の状況

2.4.2 ASR が生じた擁壁の修景対策

アルカリシリカ反応によるひび割れが生じた構造物を補修する材料ならびに方法は未だ確立されていない。従来工法である塗料の塗布に対し、吹付け HPFRCC を施工しひび割れ幅抑制効果に期待して 5 年間の経過観察を行った結果、ひび割れ幅の抑制により景観性の低下防止効果が得られている¹²⁾ことが報告されている。対策前の擁壁の状況を写真 2-12 に示す。



写真 2-12 施工前の擁壁の状況

アルカリシリカ反応（ASR）によるひび割れが生じた重力式コンクリート擁壁の修景改善を主目的として、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）の吹付けによる表面補修の試験施工を行った。施工後 5 年を経過した時点でも、ひび割れ幅はほぼ 0.1mm 以下に抑制されており、当初期待した HPFRCC の修景改善効果が確認された。本適用の範囲では、HPFRCC のひび割れ分散に対し、補強材の配置や基盤コンクリートのひび割れシールの効果は明確とはならなかった。HPFRCC 表面へのアクリル系塗料の塗布には、短期的な美観改善効果しか認められていない。

この文献では、構造物のひび割れ状況、施工の材料や補強材料の種類を変えた施工状況、

材料強度試験結果および施工面のひび割れ分布や幅の経時変化について示されている。

2.5 新構造に用いた適用例

2.5.1 高層 RC 構造の地震エネルギー吸収部材

超高層 RC 建物は、チューブ架構やコア壁架構が普及しているが、一部の部材に「地震力を集中させる構造」であり、高耐力だけでなく高エネルギー吸収性能や高靱性能が要求される。これに対し、コア壁間にプレキャスト ECC 連結梁を用いることで、地震エネルギーを吸収させる架構形式が開発されている¹³⁾。架構概念図を図 2-8 に示す。

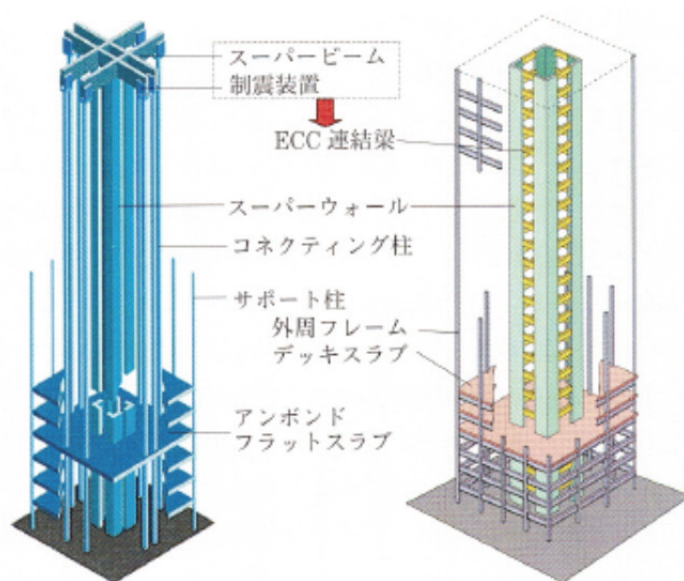


図 2-8 スーパーRC フレーム概念図（左図）と新架構概念図（右図）

高層集合住宅の居住空間を優先し柱や梁を除くため、立体耐震壁またはスーパーウォール（コア壁）を用いた建物が増加している。このコア壁間に引張性能を持つ ECC を使用した連結梁を用いることで地震のエネルギーを吸収させる新たな架構を提案し実現化している。ECC は高い引張ひずみ能力を発揮すること、および引張時に微細ひび割れを複数発生して優れたひび割れ幅抑制能力を発揮することが特徴となる短繊維補強セメント複合材料である。その ECC 連結梁の構造設計上の要求性能は（1）せん断や付着割裂破壊を生じず、地震時最大部材角が 4% でも耐力は低下しない、（2）地震後の最大残留ひび割れは 0.3mm 以下とする、という厳しいものとなった。その要求条件を満足し、構造設計法確立のため幾つかの構造実験を行い実用化に結びつけている。

この文献では、使用した ECC の基本性状、実建物概要と地震応答性状と連結梁への要求性能、ECC はり部材の構造性能確認および設計用強度と靱性確保の方法と履歴特性提示、ECC 実用化への技術課題と対策、プレキャスト（PCa）ECC 部材の施工方法および品質管

理手法について示されている。プレキャスト（PCa）ECC 部材の現場設置状況を写真 2-13 に示す。



写真 2-13 現場にて設置された ECC 部材

2.5.2 高架橋のノージョイント化工法

連続高架橋の伸縮ジョイント部は、段差が生じるため振動や騒音が発生し、維持管理のほかに都市部では環境問題となっている。これに対し、従来のジョイントの機能を優れた伸び性能を持つ ECC 版に置き換え、舗装の下に埋設するノージョイント化工法が開発されている¹⁴⁾。構造の概要を図 2-9 に示す。

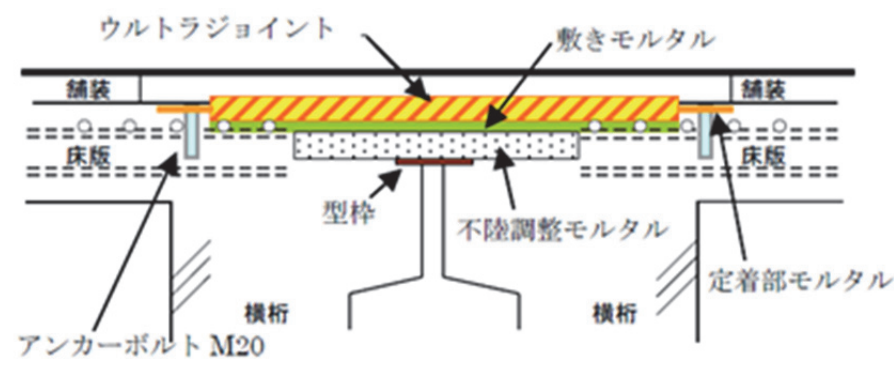


図 2-9 ノージョイント化工法の概要図

高架橋における車両走行性は、舗装および遊間に設置される伸縮ジョイントの影響を大きく受ける。特に都市部や高規格道路などの重交通部では、大型車の走行により舗装の掘れが大きくなり、伸縮ジョイント部に段差が生じ、振動や騒音が発生して問題になっている。また伸縮ジョイントの部に生じる段差は、伸縮装置の早期劣化や損傷、車両走行性の更なる悪化を引き起こし、過積載車両の混入が問題をより深刻にしている。これに対し、道路管理者は短期的な措置として段差補修や伸縮装置そのものの交換などの補修工事を実施するため、維持管理コストの増大を招いており抜本的な対策を迫られている。これらを改善する方策として、伸縮ジョイント部に伸び性能を有する ECC を材料としたノージョイ

ント用連結版を用いて桁遊間部を連続して舗装を一体化し、かつ短時間で施工可能なノージョイント化工法を開発している。

この文献では、ECC の材料特性、ノージョイント化工法の概要、実挙動を模擬した構造性能実験について報告している。また、都市高速道路において実施工を行い目標としていた 1 夜間による伸縮ジョイント取り換え工事が可能であることが示されている。施工の状況を写真 2-14 に示す。



写真 2-14 ノージョイント化工法（舗装前）

2.5.3 PC 床版の連結部材

この適用例は、材料の一軸引張試験を行っていないためひずみ硬化特性を確認できていないが、HPFRCC でも同様な適用が可能であると考えられるため、適用例に追加した。

既設道路上に PC 桁を並べて広い面（人工地盤）を構築する構造の場合、それらの桁を連結横桁構造とするのが一般的であるが、狭隘な連結部の施工が煩雑となり、剛結されるゆえに耐震上の課題があった。これに対し、低弾性高じん性セメント複合体を用いて従来の構造よりも PC 桁相互を柔らかく繋げ、断面力を低減する工法が開発されている¹⁵⁾。工法の概要を図 2-10 に示す。

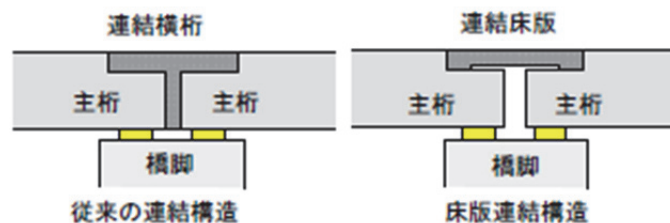


図 2-10 従来の連結工法と新連結構造

京田辺パーキングエリアは、平成 22 年 3 月に全面開通した第二京阪道路唯一の休憩施設である。本工事はすでに供用されている第二京阪道路の上空に 3～4 径間の PC 連結桁橋を複数連横に並べ、広い範囲の面を構築してパーキングエリアとするものである。通常の PC

連結桁橋では、隣接径間相互の PC 桁を横桁と一体化する連結横桁構造が一般的に適用されているが、本構造物のように異なる PC 桁を連結する場合には、従来の連結横桁構造では連結横桁部の鉄筋配置が困難になる等、設計・施工上多くの問題を抱える。そこでこれらの課題を改善するとともに完成後の維持管理性の向上を考慮して桁間を床版で連結する床版連結構造を適用している。本構造の採用により、従来の横桁連結と比べて PC 桁相互を柔らかく繋げ、連結部に作用する断面力を低減できる。また、大きな断面力が作用する連結床版に対しては弾性係数が低く、靱性に富み、ひび割れ分散性にも優れた「低弾性高靱性セメント系複合体」を使用している。

この文献では、床版連結構造の特徴とその構造性能、低弾性高じん性セメント系複合体の品質、製造および施工について示されている。

2.6 適用を目的とした既往の研究

2.6.1 大空間創成ブロック

近年、橋梁の構造は免震構造が主となり耐震性が向上しているが、相対して桁移動量が大きくなり、遊間付属物の耐久性や騒音の発生が課題となっている。これに対し地震時に遊間部の変位を吸収するブロックを HPFRCC と発泡スチロールから作製し、伸縮遊間を小さくした桁端構造で機能を満足する研究が行われている¹⁶⁾。構造概要を図 2-11 に示す。

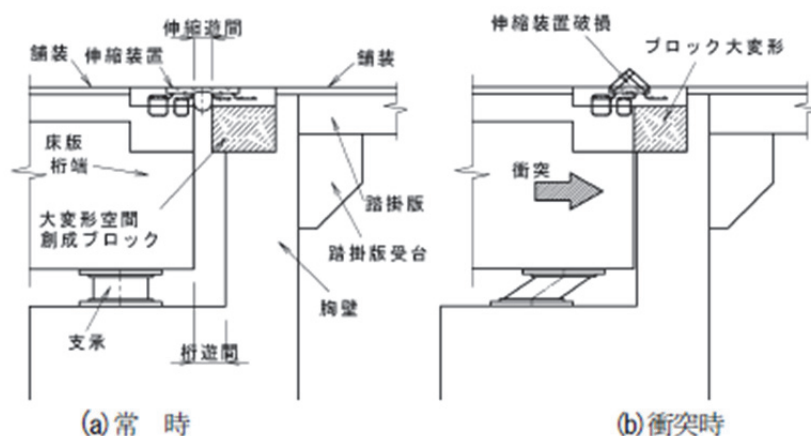


図 2-11 大空間創成ブロックの配置構造図

橋梁の桁遊間は、伸縮装置の耐久性や騒音防止の観点からは、縮小することが望ましいが、免震支承を用いた場合には桁の衝突防止の観点から拡大することが求められ、伸縮装置の騒音や橋台胸壁の耐荷力についての現状を調査している。この研究事例では、通常時には輪荷重等の鉛直荷重を支え、地震時には水平方向に容易に変形して桁の遊間に追従でき、また被災後には交換が容易で、構造物に高い復旧性を付与できる、特殊ブロックを、複数微細ひび割れ型繊維補強モルタルと発泡スチロールから作製している。ブロックは力

学的に非常に異方性が高く、水平方向に 20%以上変形するなど、期待した機能を有している。また、繊維の混入によって破壊時の破片飛散を防ぐことができ、発泡スチロールの使用によって大変形後にも半分以上の変形を回復させることができる。

この文献では、橋梁桁端部での騒音と胸壁耐力の把握により遊間の拡大が騒音増加と相関があること、大空間創成ブロックの形状特性の検討により大変形を許容する形状の選定および実橋における設計の考え方について述べられている。大空間創成ブロックの供試体例を写真 2-15 に示す。

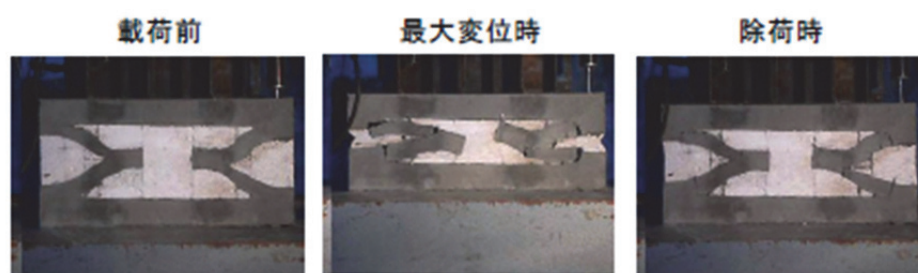


写真 2-15 大空間創成ブロックの供試体例

2.6.2 橋梁桁端の延長床版

橋梁桁端ジョイント部の漏水対策として床版延長システムを採用すると、桁端回転時に床版上縁の補強筋が太径になる課題がある。それに対して引張発生部にひび割れ分散を期待して HPFRCC 層を設ける検討が行われている¹⁷⁾。延長床版システムの概要を図 2-12 に示す。

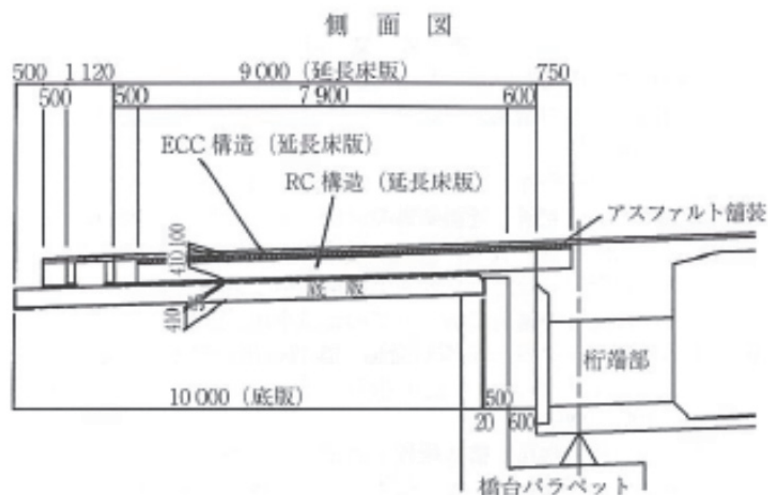


図 2-12 HPFRCC を用いた延長床版システム

延長床版の設計において、主桁の活荷重や地震量によるたわみ変形に伴い桁端部の回転に追従して生じるキックアップ（跳ね上がり挙動）による桁との接合部の照査を行った結果、延長床版の接合部上側で D25 より太径の鉄筋が必要になることが詳細検討にて確認さ

れた。そこで、コンクリートの引張強度と床版防水システムが健全に機能するひび割れ分散性を期待して、接合部の床版上側に複数微細ひび割れ型線補強セメント複合材料を用いたコンクリート（HPFRCC）の合成床版構造を検討している。床版延長システムは、HPFRCC 層の厚さを 100mm、その下部の RC 床版の厚さを 410mm としている。

この文献では、FEM 解析を実施して最大引張力や引張領域の確認が行われ、HPFRCC 合成構造の適用可能性があることが示されている。

2.6.3 橋脚基部の耐震補強

橋脚の耐震補強として、ポリプロピレン（PP）繊維を用いた HPFRCC を橋脚基部と接合するフーチング上部に用いて実物大の試験体で耐震実験を行い、破壊形態を改善できた研究が行われている¹⁸⁾。実物大試験体の概要を図 2-13 に示す。

PP 製短繊維は、耐火・耐爆裂性能や耐はく離・耐はく落性能、曲げじん性向上などを目的としてセメント・コンクリート用混和材料として適用されている。一般に、この繊維は、セメントマトリックス中での化学安定性や変形性、分散性に優れるとともに、ポリプロピレン樹脂自体に極性が無く、セメントと化学的に反応しない特徴を有する。そこで、セメントマトリックス中での一体性や、付着性を改良した連糸形状の PP 製短繊維を、高じん性モルタルに適用した「ユニバーサルクリート」を開発している。

この文献では、この「ユニバーサルクリート」が実規模橋梁耐震実験に採用され、橋脚基部に使用した場合の効果が評価された結果について報告している。その結果について、橋脚基部に「ユニバーサルクリート」を用いることで、巨大地震を想定した震動に対してはく離やはく落が発生せず、橋脚基部の破壊形態の改善が出来た実験結果を紹介している。

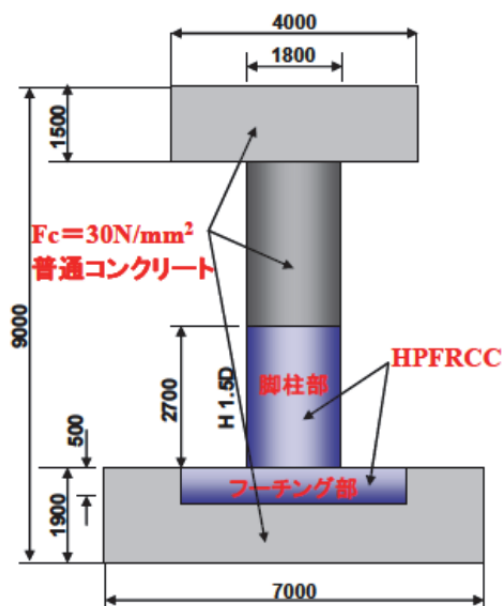


図 2-13 実物大試験体の形状

＜第2章 参考文献＞

- 1) 閑田徹志, 坂田昇, 国枝稔, 六郷恵哲: 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料 (HPFRCC) の研究の現状と構造利用の事例, コンクリート工学, Vol.44, No.3, 2006.3.
- 2) 坂田ほか: 高靱性セメント複合材料を用いた水路構造物等の補修・補強工法の開発, 鹿島技術研究所年報, 第57号, 2009.9.
- 3) 前山篤史, 林大介, 渡嘉敷勝, 長束勇: 吹付け ECC による水路補修に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.1643-1648, 2010.
- 4) 坂田ほか: 高靱性セメント複合材料を表面遮水壁として用いた「ため池更新技術」, 鹿島技術研究所年報, 第60号, 2012.9.
- 5) 小島茂春, 坂田昇, 閑田徹志, 平石剛紀: 高靱性セメント複合材料を用いた吹付け補修工法の適用ー三高ダム上流面への適用ー, コンクリート工学, Vol.42, No.5, pp.135-139, 2004.5.
- 6) 山本拓治, 名児耶薫, 平石剛紀, 坂田昇, 清水満, 真下英人: 高靱性セメント複合材料を用いたトンネル補修技術, 土木学会年次学術講演会, 第60回, 第Ⅲ部門, pp.242-243, 2005.9.
- 7) 福田一郎, 真下英人, 山本拓治, 名児耶薫, 松原功明: 高靱性セメント複合材料を用いたトンネル補強工法に関する研究, トンネル工学報告集, 第15巻, pp.29-34, 2005.12.
- 8) 坂本泰士, 稲熊弘, 閑田徹志, 坂田昇, 関雅樹: 高じん性セメント複合材料ののり面保護工補修への適用, 土木学会年次学術講演会, 第59回, 第Ⅴ部門, pp.033-034, 2004.9.
- 9) 三田村浩, 坂田昇, 閑田徹志, 平石剛紀, 六郷恵哲: 鋼床版補強用の高靱性セメント複合材料 ECC の製造・施工技術に関する研究, 土木学会論文集, No.805, VI-69, pp.61-76, 2005.12.
- 10) 藤代勝, 三田村浩, 六郷恵哲, 松井繁之: ECC で上面増厚した鋼床版の水没化における挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, pp.595-600, 2007.
- 11) 須田久美子, 六郷恵哲: 鉄道高架橋の曲げひび割れ部中性化抑止対策工への吹付け ECC 工法の適用: コンクリート工学, Vol.43, No.5, pp.162-167, 2005.5.
- 12) 林承燦, 森井直治, 閑田徹志, 六郷恵哲: ASR によるひび割れが生じた擁壁への HPFRCC 吹付けによる修景と5年間の観察, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1333-1338, 2009.
- 13) 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.
- 14) 藤代勝, 須田久美子, 永田佳文, 山内明夫: ECC を用いた新しい PC 高架橋のノージョイント化工法の開発, プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 第16回, pp.11-14, 2007.10.

- 15) 谷口秀明, 平喜彦, 室田敬, 大城莊司: 低弾性高じん性セメント系複合体を用いた PC 桁床版連結工法, コンクリート工学, Vol.49, No.4, pp.22-29, 2011.4.
- 16) 羽田野英明, 山上正遵, 坂口裕紀, 小林孝一, 六郷恵哲: 大変系空間創成ブロックを用いた橋梁の地震時桁遊間の確保, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.4, pp.483-494, 2010.11.
- 17) 関哲明, 酒井修平, 塩田良一, 諸橋明: 東海北陸自動車道鷺見橋 (Ⅱ期線) の維持管理と近接影響を考慮した計画・設計, コンクリート工学, Vol.52, No.8, pp.652-658, 2014.8.
- 18) 平田隆祥, 石関嘉一, 竹田宣典: 「ユニバーサルクリート」の橋梁への適用性評価, 大林組技術研究所報, No.75, 2011.

第3章 HPFRCC を用いた鋼床版の下面補強工法

3.1 はじめに

近年、既設鋼床版の疲労損傷が顕在化してきており¹⁾、その長期耐久性が大きな問題となっている。特に既設橋の疲労損傷対策の技術開発が急務となっている。鋼床版形式は死荷重の軽減を目的に特に長大橋および都市内高架橋で多く採用されているが²⁾、1980 年代半ばから疲労損傷が報告されるようになった。鋼橋における疲労損傷は、図 3-1 に示す床版のデッキプレート変形に伴う首振りによる溶接部付近の応力集中に起因する。鋼床版構造での疲労損傷は比較的新しい問題であり、走行安全性ばかりでなく、橋梁の安全性にも関わる問題であり、対策工法の確立が急務となっている。

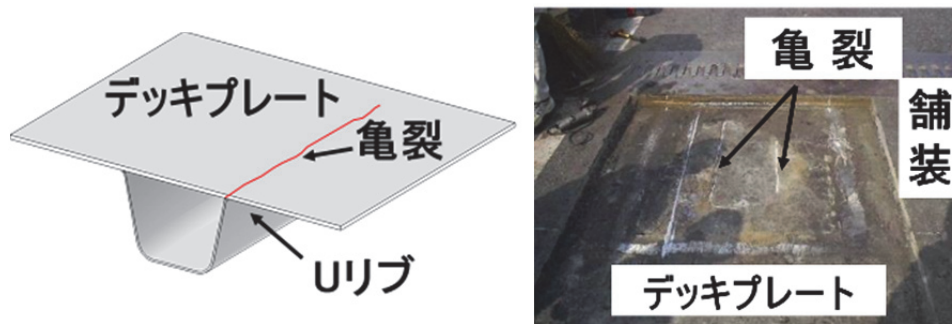


図 3-1 デッキプレートの疲労亀裂

これに対し、鋼床版の疲労損傷対策のひとつとして、既設鋼床版における上面増厚補強工法がある。既に各種の工法が提案されており、その 1 つとして、コンクリートのひび割れに対する抵抗性・靱性などを大幅に改善した鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete, 以下、SFRC）を用いた工法が挙げられる。さらに近年では、SFRC を含めた従来のひずみ軟化型の短繊維補強セメント複合材料（Fiber Reinforced Cementitious Composite）の引張性能を格段に向上させた複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料³⁾（High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites, 以下、HPFRCC）の適用が検討されている。

HPFRCC は、一軸直接引張試験下における引張強度時の平均ひずみが 0.5%以上、平均ひび割れ幅が 0.2mm 以下となる、引張抵抗性、引張変形性およびひび割れ抑制効果に優れた材料である。モルタルと補強用繊維からなる HPFRCC は、粗骨材を含まず弾性係数が SFRC の半分程度であるため、ひび割れ発生以前では SFRC を用いた補強工法と比較して剛性向上の効果が劣ると考えられた。しかし、HPFRCC はひび割れ発生後において、引張変形性能や凍結融解環境に対する優れた耐久性⁴⁾、繰返し荷重に対する高いひび割れ幅抑制機能⁵⁾を持つことから、SFRC を用いた工法に対して優れた補強効果が期待できる。上記に加え、HPFRCC は一般的なコンクリートに比べ単位体積重量が小さいため死荷重の増加を

抑制できるほか、高い引張抵抗性により上面増厚の敷設厚を小さくできるなど、鋼床版の上面増厚材料として多くの利点を有している材料であり、既設鋼床版への補強に対し展開が期待されている。

これまでに鋼床版に HPFRCC の特性を生かして上面増厚した合成構造⁶⁾により、疲労損傷対策としての効果を実験および実橋で確認した結果、降雨によって滞水する環境では、一般環境下と比較して、早期に損傷が生じることが確認された⁷⁾。この損傷は、HPFRCC で上面増厚した部分が水没した状態で輪荷重を受け、高い間隙水圧が発生して構造を破壊したと考えられる。

そこで本研究では、優れた性能を持つ HPFRCC を用いた鋼床版下面補強工法を提案している。これは、補強した部分が水没環境下とならず、既設橋へ適用する場合にもこれまでの上面からの補強工法と比べ、交通への影響を小さくすることができる鋼床版下面からの補強を行ったものである。鋼床版下面の U リブ間を吹付け HPFRCC で補強し、さらに U リブ内を充填材で補強することで鋼床版を下面から補強した。また、実橋梁と同様な構造の試験体を用いて輪荷重走行疲労試験を行い、FEM 解析結果とも比較することで、下面補強によって発生応力度を低減できることを確認した。また、走行試験から得られた結果より疲労に対する評価を行った結果、適用を想定した実橋梁において疲労損傷度を 1 以下に抑えることができ、供用期間中の疲労亀裂の発生を抑制することが可能であることを確認した。

3.2 鋼床版の構造および疲労損傷対策

3.2.1 鋼床版の構造

鋼床版は、直接車両の荷重を支持するデッキプレートが橋軸方向に配置された縦リブとこれに直行して配置された横リブによって支持し、荷重を主桁に伝達する図 3-2 に示す構造である。主桁の上フランジとしての機能も有するため、効率的でスレンダーな構造を実現することが可能である。鋼床版の特徴は、軽量、短い架設工期、設計自由度の高さである。

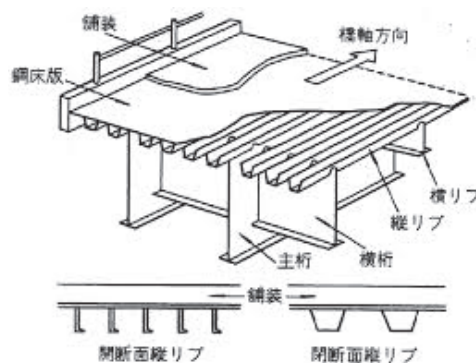


図 3-2 鋼床版構造

橋梁の床版構造としての鋼床版の起源は、1930年代にアメリカにおいてI型のリブにより床版の補強が行われた。その後1950年以降に連続桁や吊り橋に用いられ、死荷重低減による優れた経済性を証明することとなり、断面性能を向上するUリブ、Vリブ、Yリブ等の閉断面形状が開発された。

日本において現存する最古の鋼床版は1954年に建設された中里跨道橋(東京都)である。その後1959年に完成した城ヶ島大橋(神奈川県)は、日本における本格的な鋼床版橋梁の先駆けとなった。日本における高速道路での鋼床版の施工実績は、鋼床版を用いた橋梁は、都市高速道路を中心に約4,000径間、総延長約300km、床版面積約380万㎡の施工実績がある。

鋼床版は薄板のデッキプレート縦リブで補剛した溶接集合体の床版構造である。デッキプレート上に敷設されたアスファルト舗装厚約80mmの上に車両の荷重が載荷される荷重伝達構造であるが、近年、多数のき裂の発生が報告されている。現在に至っては、鋼床版の疲労損傷に関する研究が精力的に進められており、特に既設橋の疲労損傷の対策技術の開発が急務となっている。鋼床版形式は死荷重の軽減を目的に特に長大橋および都市内高架橋で多く採用されているが、1980年代半ばから疲労損傷が報告されるようになった。鋼橋における疲労損傷は、風琴振動、床版の変形に伴う首振りによる応力集中など、新しい問題ではないが、鋼床版構造での疲労損傷は比較的新しい問題であり、走行安全性ばかりでなく、橋の安全性にも関わる問題であり、補修・補強を含め構造としての対策工法の確立が急務となっている。

3.2.2 鋼床版の疲労損傷対策

鋼床版の疲労損傷対策工法に要求される基本的な機能改善として、鋼床版の剛性を向上させ、輪荷重により発生する面外ひずみ(橋軸直角方向応力)を低減させること、溶接等級をあげる(強度を増す)ことが考えられる。

表3-1に疲労損傷対策工法を示すが、鋼床版増厚、溶接等級の向上は実現性に乏しく、上面増厚あるいは下面増厚工法(以下、両者を含めて増厚工法)が今後、既設橋の鋼床版補強として有力な工法と考えられている。

表 3-1 疲労損傷対策工法

方 法	工 法	新設時適用性	既設時適用性			備 考
			構造	施工	交通規制	
応力低減	鋼床版増厚	◎	▲	○	大規模	既設橋への適用性が低い
	合成鋼床版(上面増厚)	○	◎	○	大規模	新設、既設の適用性が良い
	合成鋼床版(下面増厚)	○	○	○	なし	死荷重増となる欠点があるが、交通規制を伴わない
強度補強	溶接等級の向上	◎	▲	×	小規模	現場施工では上向き溶接となり施工性が悪い。既設橋では適用は困難

3.2.3 鋼床版の上面補強構造に関する事例

3.2.3.1 SFRC を用いた鋼床版上面増厚工法による補強事例

既設鋼床版の疲労亀裂に対し、局所応力の低減のために床版板厚の増厚、補強横リブや U リブ間へのリブ追加による間隔の縮小化といった鋼構造そのものの補強や、コンクリート系舗装を用いた鋼床版上面への補強工法が行われている。

上面補強工法のひとつとして、ひび割れに対する抵抗性・靱性などを改善した SFRC を用いた合成鋼床版構造⁸⁾が挙げられる。鋼床版の舗装構成として基層 40mm と表層 40mm の舗装厚さを有する箇所において、SFRC を 50mm、表層 30mm に置き換え、デッキプレート上面に発生する負曲げに対して補強を行うものである。鋼床版のデッキプレートとの合成は、エポキシ樹脂系の接着剤を使用し、さらに CFRP 等の補強材を SFRC 内に設置する工法となっている。実施工では、橋面上にて舗装の撤去、ケレン研掃、接着剤塗布、SFRC の打込み、養生、舗装の復旧が行われるため、施工範囲にもよるが、数日間にわたり連続した大がかりな車線規制が必要となり社会的影響が大きい。

この合成構造は、鋼床版のデッキプレートと SFRC をずれ止め（スタッド）と接着剤を用いている。このタイプでは横浜ベイブリッジタイプと名古屋高速道路公社タイプの 2 つの構造が採用されている。

3.2.3.1.1 横浜ベイブリッジタイプ

図 3-3 に示す横浜ベイブリッジタイプは、デッキ厚 $t=12\text{mm}$ 、U リブ板厚 $t=6\text{mm}$ 、SFRC 厚 $t=75\text{mm}$ で、スチールファイバーは両端フック付き結束 $\phi 0.6\text{mm} \times 30\text{mm}$ で構成されている。デッキと SFRC の結合はスタッドジベル $\phi 9.5 \times 40\text{mm}$ を舗装端部に 1 列、300mm 間隔で溶植し、デッキプレート全面をエポキシ系接着剤により接着接合した構造である。

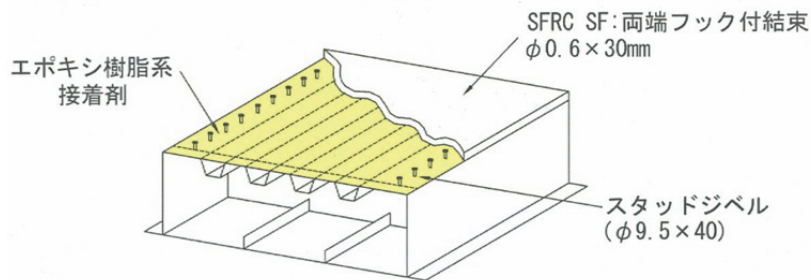


図 3-3 横浜ベイブリッジタイプの構造概要

3.2.3.1.2 名古屋高速道路公社タイプ

図 3-4 に示す名古屋高速道路公社タイプは、デッキ、U リブは横浜ベイブリッジと同様であるが、SFRC の厚 $t=80\text{mm}$ 、スチールファイバーは両端フック付き結束 $\phi 0.5 \times 30\text{mm}$ と鉄網（ $\phi 6 \times 150 \times 150\text{mm}$ ）で構成されている。デッキと SFRC の接合はスタッドジベル

φ9.5×40mm をデッキ全面に最大 300mm 間隔、標準 250mm で溶植し、縦・横目地部と地覆部舗装両端をエポキシ樹脂系接着剤により接着接合した構造である。

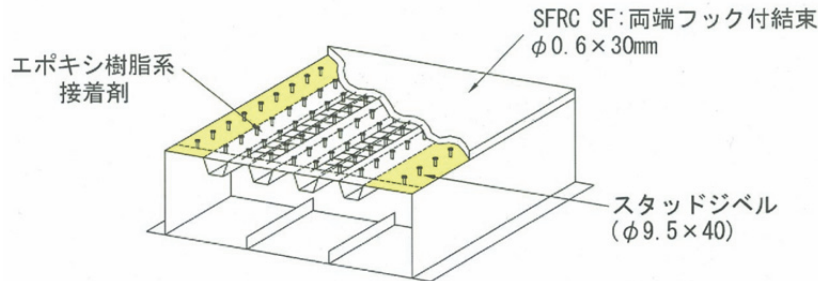


図 3-4 名古屋高速道路公社タイプの構造概要

なお、横浜ベイブリッジタイプ、名古屋高速道路公社の構造については、ともにスチールファイバーの腐食が確認されている他、部分的にポットホールも確認されている。

3.2.3.2 HPFRCC を用いた鋼床版上面増厚工法による補強事例

3.2.3.2.1 HPFRCC 上面増厚工法の概要

上面増厚工法に用いる補強材料には、鋼床版構造が U リブ間で正負の面外曲げモーメントを受けることから、引張応力に対応できる材料が求められる。また、舗装材に用いた場合にひび割れが大きくなると舗装の割れやポットホールとなり、それらから浸水した雨水等により鋼床版上面の腐食や増厚補強材料が腐食性の材料（スチール）であればそれらの腐食となって補修効果が失われてしまう。特に積雪寒冷地では、凍結防止剤を散布することから腐食が促進されるため、引張抵抗性と防食機能を併せ持った材料が必要である。

これを踏まえて、鋼床版の上面増厚補強材料として、高靱性繊維補強セメンと複合材料（HPFRCC）が検討された。HPFRCC の特性は、3.1 に示した通りである。また、通常の SFRC 等に比較して軽量であり、死荷重の増加を軽減でき、鋼床版上面増厚材料として適用性の高い材料と考えられる。

鋼床版と増厚材料を一体化（合成）させるためにずれ止めが用いられる。一般的には既存の横浜ベイブリッジや名古屋高速道路公社で用いられたようにスタッドを溶植することが多いが、既設橋梁の場合には溶植時の熱影響による下面塗装の損傷や、スタッドに発生するせん断力が正負反転することや変形が大きいことにより、スタッド自身が疲労損傷を受け、デッキに進展する可能性もあり、課題が残ると考えられる。そこで、ずれ止めとして非溶接のプレート型ジベルが採用された。このプレートジベルは、厚さ 10mm、直径 150mm の円形で、薄層補強を想定して検討されたものであり、材質は FRP で、鋼床版とはアクリル系接着剤で接着される。

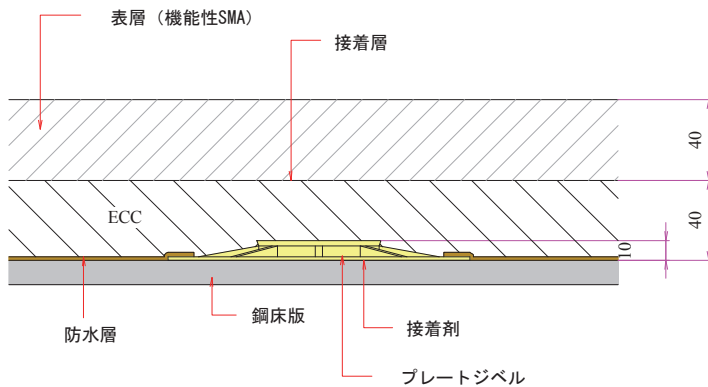


図 3-5 HPFRCC を用いた合成鋼床版

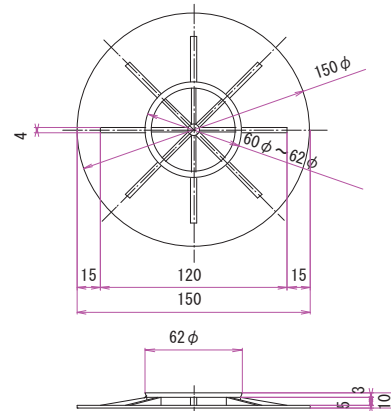


図 3-6 プレート型ジベル

既設鋼床版に対して PL ジベルと HPFRCC により合成鋼床版構造（図 3-5）とする新しい補強方法について、実物大の試験体による要素試験，定点載荷疲労試験，輪荷重走行試験を行い，それぞれについて 3 次元非線形 FEM 解析のモデル化の妥当性を検討した上で，プレート型ジベル（図 3-6）と HPFRCC のせん断伝達機構および HPFRCC 合成鋼床版構造による応力（ひずみ）低減効果について検討を行ない，実橋梁での載荷試験を行って HPFRCC 上面増厚工法による補強効果を確認されている。

3.2.3.2.2 HPFRCC 上面増厚の不具合

2.3.3 においても述べたが，鋼床版の疲労耐久性の向上を目的に上面増厚を施工したが，水の侵入が影響する範囲において早期に損傷に至った．その原因究明のための実験が行われ，滞水した鋼床版上において移動する輪荷重によって瞬間的に発生する水圧が劣化を促進するメカニズムの推定が報告されている⁷⁾．損傷の状況を写真 3-1 に示す．



写真 3-1 損傷状況

鋼床版の疲労耐久性向上を目的として HPFRCC を用いた上面増厚した鋼床版において，完全水没下において水の影響により疲労耐久性が低下することが，輪荷重走行疲労試験に

よる研究で知られている。実橋においても水没下の環境で HPFRCC が損傷し、ブロック化する現象が起こった。この現象に関する実験データの蓄積のため、HPFRCC の水中曲げ疲労載荷試験および輪荷重走行疲労試験を行うとともに、実橋における水圧の測定が行われ、HPFRCC の水中疲労耐久性が損傷の主原因ではなく、移動する輪荷重によって瞬間的に発生する間隙水圧により損傷に至ったメカニズムの推定が行われている。

3.2.4 鋼床版下面補強構造の事例

3.2.4.1 下面鋼板補強工法

既設橋の疲労損傷対策として、「U リブ雨樋型カットによる鋼床版疲労損傷に対する補強方法」として土木研究所および東京鉄骨橋梁により提案されている。本補強工法は、U リブを雨樋型にカットし、デッキプレートの増厚および U リブ間の増厚を兼ねた鋼材による補強工法である。概要図を図 3-7 に示す。本構造では、デッキプレートと U リブのすみ肉溶接に疲労亀裂が発生した場合に、損傷箇所の補修のため研究された構造である。図のように、CT 形鋼により鋼床版の補強も可能であり、CT 形鋼の追加により、面外変形を 1/2 とするとともに、増厚効果により応力の低減を図ることもできる。

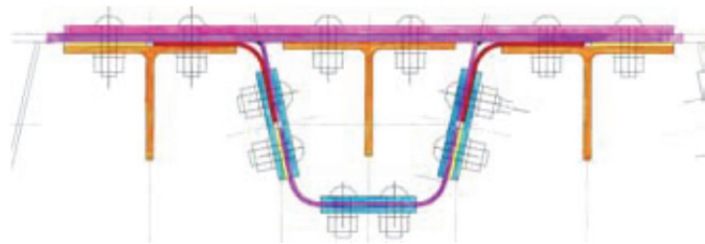


図 3-7 雨樋型カットによる補強構造

3.2.4.2 下面併用工法

阪神高速道路公団では、U リブ内はモルタル充填、U リブ間は鋼板補強を用いて図 3-8 に示す構造の検討が行われている。この事例は、U リブ内はモルタル充填により鋼床版の面外変形を抑止、U リブ間は鋼板補強（重ね梁）である。鋼板補強工法は交通規制を伴うことや、大規模な補修には向かないことから、交通規制が不要となるよう、デッキはボルト止めをせず、U リブはワンサイドボルトにより補強板を取り付ける構造である。

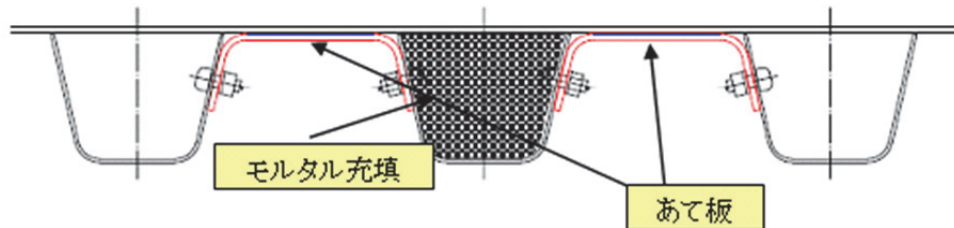


図 3-8 阪神高速道路の検討事例

これらの構造は、比較的小規模の鋼床版には適用性は高いと考えられるが、構造的には曲線桁への適用が難しい構造であり、あて板の連結のためのブラスト加工や塗装工程が生じるため、工期が長くなる可能性がある。また輪荷重が作用する面的な補強には、狭隘な作業空間で人力による施工が主となり施工性に課題がある。特に箱桁内となる場合には、換気等、作業性にも十分注意する必要がある。

3.3 HPFRCC による下面補強工法

3.3.1 構造概要

既存の鋼床版補強に対して、現場への適用性、交通への影響を回避することを目的として、HPFRCC の吹付けおよび U リブ内のモルタル充填を併用した下面補強構造を開発した。本構造は、これまで都市高速道路などで補強事例があった U リブ間の鋼板による下面補強工法を改良し、現場適用性の向上を目的として、U リブ間の補強鋼板の代わりに HPFRCC の吹付けにより鋼床版補強を行う。また、U リブ内は軽量モルタルを充填して U リブ内のデッキプレート変形抑止を図り、これらを併用して鋼床版の疲労に対する補強を複合して行う工法である。

HPFRCC による下面補強工法の概要を図 3-9 に示す。補強部材の HPFRCC を施工する方法として、吹付け工法およびプレキャスト部材の設置工法の 2 通りを検討し、既設構造物の形状に柔軟に対応できることなどから吹付け工法を選定した。また、吹付け施工中の材料落下を防止し、HPFRCC と鋼床版の付着を確保し、さらに硬化後において鋼床版と吹付け HPFRCC を一体化して補強効果を向上させるために、 $\phi 9.5\text{mm}$ のスタッドジベル、板厚 2.3mm のエキスパンドメタル、端部には 30mm×30mm のアングルを設置することとした。

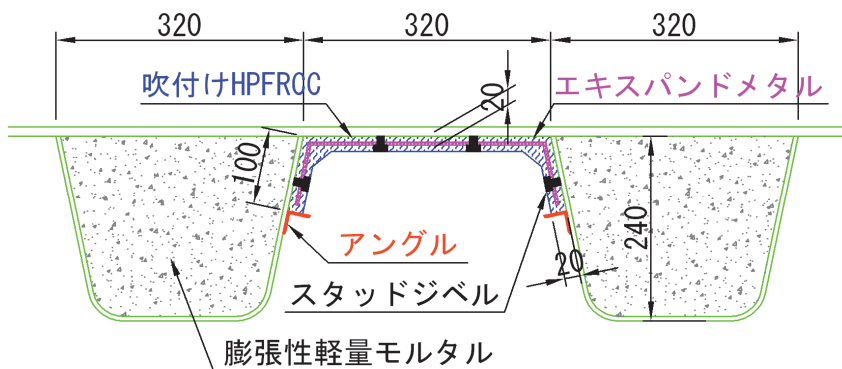


図 3-9 HPFRCC による下面補強構造

3.3.2 現場適用性に関する検討

3.3.2.1 吹付け HPFRCC

鋼床版の U リブ間補強方法の現場適用に関する検討を行うため、室内において実橋を模擬した吹付け HPFRCC の試験を実施し、厚吹き性、充填性などの施工性を確認した。また、硬化後においては充填性、付着性およびせん断強度の確認を行った。吹付け用の HPFRCC の配合を表 3-2 に示す。本検討では、粉体および繊維がプレミックスされた製品を使用した。

表 3-2 吹付け HPFRCC の配合

補強用繊維				マトリックス		
繊維種類	繊維直径 (mm)	繊維長 (mm)	繊維混入率 (vol%)	水結合材比 (%)	単位水量 (kg/m ³)	細骨材結合材容積比
PVA	0.04	12	2	32	360	0.45

補強を想定した実橋梁には、桁内部の U リブに旧鋼道路橋塗装便覧（平成 2 年 6 月）に示される内面用塗装系のタールエポキシ樹脂が塗布されていたため、試験体についても同様の処置を行って適用性を確認した。

吹付け HPFRCC のフレッシュ性状について、表 3-3 に示す規格値を満足することを確認したのちに、実橋の桁内高さを想定して上向きの吹付けを行った。試験体への HPFRCC 吹付け状況を写真 3-2 に示す。

表 3-3 吹付け HPFRCC の試験項目および試験方法

試験項目	規格値	試験方法
スランプフロー	500±100mm	JIS A 1150
単位容積質量	1650kg/m ³ 以下	JIS A 1116
繊維の分散状況	なし	ハンドリングによる確認
吹付け充てん性	なし	目視による確認



写真 3-2 試験体への HPFRCC 吹付け状況

3.3.2.1.1 吹付け性について

スタットジベルおよびエキスパンドメタルを配置した状態の上向き吹付け試験において、予定した 20mm の施工厚を確保することができた。吹き付けた直後の状況確認では、HPFRCC のダレや変形も生じることがないことが確認できた。また、本工法は湿式吹付けのためリバウンドは少なく、保護メガネ、防塵マスク、耳栓等の通常の装備を使用することで箱桁内のような閉空間においても問題なく施工が可能であると判断できた。施工の状況を写真 3-3 に示す。



写真 3-3 上向き吹付け状況および仕上げ状況

3.3.2.1.2 充填性について

目視観察の結果、吹付け施工中はエキスパンドメタルの裏まで充填されていることを確認した。吹付け HPFRCC の硬化後、打音ハンマーを用いて HPFRCC 背面に浮きが生じていないか確認したところ、浮きが生じているような異音は確認されなかった。

3.3.2.1.3 付着力およびせん断力について

補強を想定した実橋梁と同様に、タールエポキシ樹脂を塗布した鋼板に HPFRCC を下面

側から上向きに吹き付け、材齢 28 日が経過した時点で、付着強度およびせん断強度試験を行った。付着試験は、建研式引張試験器により実施した。また、せん断試験は油圧ジャッキを用いた現場型せん断試験機⁹⁾により実施した。

付着試験の結果を表 3-4 に、破壊面の状況を写真 3-4 に示す。付着試験における破壊面がすべて鋼板とタールエポキシ樹脂の間であったことから、タールエポキシ樹脂と HPFRCC との界面の付着強度は、ばらつきがないと仮定すれば付着試験の最大値である 1.24N/mm^2 以上が確保されているものと考えられる。しかし、実際の付着強度はばらつきが大きいと考えられるため、破壊面となった鋼板とタールエポキシ樹脂の付着に関しては、実構造物の状況を確認する必要がある。せん断試験の結果を表 3-5 に示す。せん断試験についても同様に破壊面の位置が全てタールエポキシ樹脂であることから、付着試験と同様に初期のせん断強度は最大値である 1.8N/mm^2 以上確保されているものと考えられる。

表 3-4 付着試験結果

No	強度 (N/mm^2)	破断面の位置
1	0.84	タールエポキシ樹脂
2	0.80	〃
3	1.24	〃
4	0.46	〃
5	0.18	〃
6	0.66	〃
平均値	0.70	

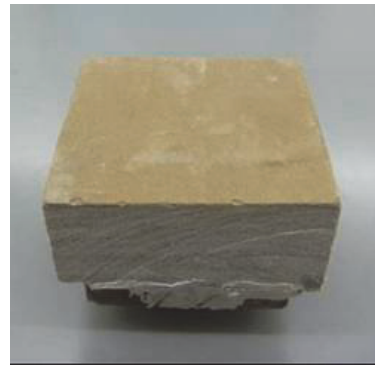


写真 3-4 破壊面状況

表 3-5 せん断試験結果

No	強度 (N/mm^2)	破断面の位置
1	1.0	タールエポキシ樹脂
2	1.8	〃
3	0.2	〃
平均値	1.0	

3.3.2.1.4 スタッджベルの設置

鋼床版（デッキプレートおよび U リブ）と HPFRCC 界面に作用するせん断力に対して、HPFRCC と鋼床版の接着力が確保され一体化を目的として、頭付きスタッジベルを設置する方法を採用した。頭付きスタッジベルの寸法については、吹き付け HPFRCC の施工厚が 20mm であることを考慮して、径 9.5mm、長さ 30mm（電気溶接後に 20mm になる）とした。写真 3-5 に頭付きスタッジベルの概要を示す。

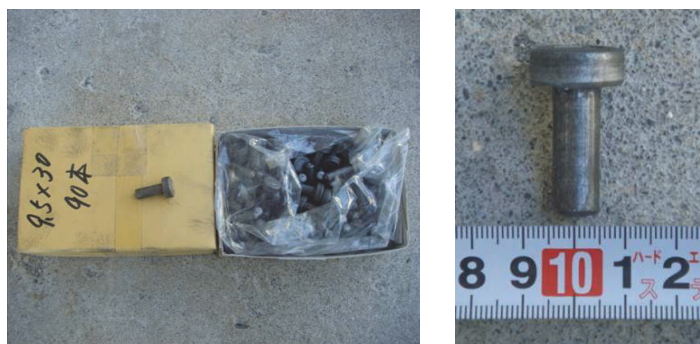


写真 3-5 頭付きスタッドジベル

3.3.2.1.5 エキスパンドメタルの設置

吹付け HPFRCC の施工厚を確保し、HPFRCC の補強効果を向上させるために、エキスパンドメタルを設置することとした。事前に台形加工したエキスパンドメタル（メッシュ寸法：幅 34mm，長 76.2mm，厚 2.3mm）をアングルおよびスタッドジベルの設置が終了してから、スタッドジベルに番線で固定した。取付け位置については、橋軸方向のアングルと同位置とし、デッキプレートおよび U リブ面との間が 7mm となるように調整した。

写真 3-6 にエキスパンドメタルの加工状況を示す。



写真 3-6 エキスパンドメタルの加工状況

3.3.2.2 充填軽量モルタル

鋼床版の U リブ内に充填する膨張性を有する軽量モルタルの配合検討を実施し、フレッシュ性状および膨張性状について確認を行った。

表 3-6 に示すモルタルの配合が、目標とするフレッシュ性状および硬化性状を満足することを確認した。表 3-7 に試験項目および測定値を示す。写真 3-7 に示すように、静置フローは 300mm 以上であり、U リブ内に充填可能と考えられる性状であった。また、初期膨張率については、1.0% 程度であることを確認した。

表 3-6 軽量モルタルの配合

空気量 (%)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)					
		W	C	S	Add1	Add2	AE
10.0	45	191	477	1062	4.77	0.18	0.35

Add1: 高性能AE減水剤分離低減タイプ

Add2: 膨張材(アルミ粉)

表 3-7 軽量モルタルの物理的性質

試験項目	測定値
静置フロー	325 × 310 mm
初期膨張率	1.0 %
単位容積質量	1657 kg/m ³
圧縮強度(材齢28日)	30.4 N/mm ²
静弾性係数(材齢28日)	13.0 kN/mm ²



写真 3-7 フレッシュ性状（モルタルフロー 310mm 程度）

軽量モルタルの充填状況を写真 3-8に示す。Uリブ内の充填確認の事前準備として、Uリブ下面にモルタル注入孔（φ 40mm）およびUリブ上端に空気抜き孔（φ 20mm）を設置した。妻型枠には、Uリブ内の充填が目視確認できるように厚さ10mmの亚克力板を設置した。膨張軽量モルタルの練混ぜには、モルタルミキサー（容量：約100ℓ）を用いて行い、スクイズ式ポンプを用いて注入を行った。注入の結果、亚克力板を通して十分な充填が目視確認でき、硬化した充填軽量モルタルはUリブ内の変形抑止効果を期待できると判断できる。

Uリブ内の軽量モルタル充填による重量の増加は、Uリブ1列1mあたり容積が約0.06m³であることからUリブ1列あたり1kN程度の増加となる。鋼床版のデッキプレートに発生する疲労損傷は、車両の輪荷重が載荷されるタイヤ通過部の位置に限られ、補強も同様の位

置に限定できることから、補強材料による死荷重増加は構造に大きな影響を与えるほどの荷重の増加にはならないと考えられる。



写真 3-8 軽量モルタルの充填状況

その他、吹付け HPFRCC を鋼床版と一体化させるための付属物となる端部アングル、スタッドジベルおよびエキスパンドメタルの施工性や、モルタル注入治具の取り付けについて、実物大の試験体を用いて上向きでの施工性を確認し、実橋梁においても桁内空間での施工が可能であることを確認した。

3.3.2.3 HPFRCC の品質管理試験

吹付け HPFRCC のフレッシュ時の品質管理試験結果を表 3-8 に示す。品質管理試験の結果、練り混ぜた HPFRCC が品質管理値を満足していることを確認した。スランプフローの試験状況を写真 3-9 に示す。

表 3-8 吹付け HPFRCC の品質管理試験結果

試験項目	規格値	試験結果
スランプフロー	500±100mm	450×440mm
単位容積質量	1650kg/m ³ 以下	1600kg/m ³
練上り温度	15～35℃	31.9℃
判 定	—	合 格



写真 3-9 品質管理試験状況（スランプフロー）

硬化後の HPFRCC 品質管理試験³⁾について、圧縮強度試験は、JIS A 1108 にしたがって実施した。引張試験については、図 3-10 に示す全長 330mm のダンベル型の供試体（測定区間長 80mm，幅 30mm，厚さ 13mm）を用いた一軸直接引張試験とした。試験時の载荷速度は 0.5mm/min とし、供試体測定区間の両側に取り付けた 2 本の高感度変位計による計測結果を平均することで引張ひずみを測定した。引張試験の評価は、引張降伏強度，引張強度，引張終局ひずみを試験結果より算出して行った。それぞれの力学特性の定義は以下の通りである。

引張降伏強度：一軸引張試験で得られる応力－ひずみ曲線において、包絡線で初期ひび割れ点と軟化開始点までの間にあって最小荷重を示す点の応力。

引張強度：一軸引張試験で得られる応力－ひずみ曲線における最大応力。

引張終局ひずみ：軟化開始点のひずみ。

なお、それぞれの力学特性の評価は、試験体 5 体のうち引張終局ひずみに対する中心 3 体を用いて試験結果を平均し算出した。圧縮強度試験の結果を表 3-9，図 3-11 に、一軸直接引張試験の結果を表 3-10，図 3-12 に示す。

圧縮強度試験の結果、硬化後の HPFRCC が品質管理値（材齢 28 日の圧縮強度＝30N/mm² 以上）を満足することを確認した。また、一軸直接引張試験の結果、硬化後の HPFRCC が品質管理値（材齢 28 日の引張降伏強度＝2.0N/mm² 以上，引張終局ひずみ＝0.4% 以上）を満足することを確認した。

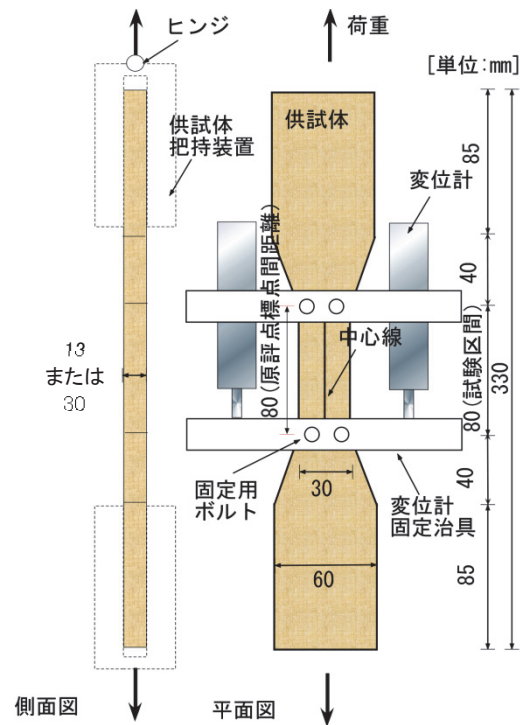


図 3-10 一軸直接引張試験

表 3-9 圧縮強度試験結果

No.	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	強度時の歪 ($\times 10^{-6}$)
1	59.7	19.9	4702
2	62.3	21.8	4400
3	60.6	20.4	4570
全平均	60.9	20.7	4557

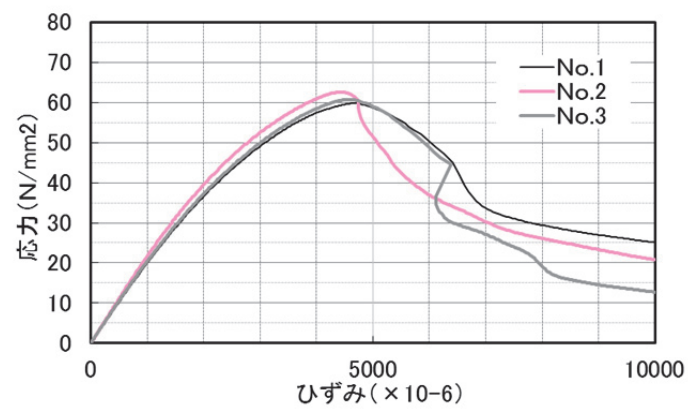


図 3-11 圧縮応力-ひずみ曲線

表 3-10 一軸引張試験結果

No.	引張降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張終局 ひずみ(%)	ヤング係数 (kN/mm ³)
1	1.62	4.61	0.42	6.0
2	3.40	4.67	2.69	18.2
3	0.56	3.94	1.60	14.2
4	2.76	4.30	1.51	18.1
5	3.26	4.18	2.10	17.7
3体平均※	2.19	4.14	1.74	16.7
全平均	2.30	4.34	1.66	14.8

※No.3・No.4・No.5の平均

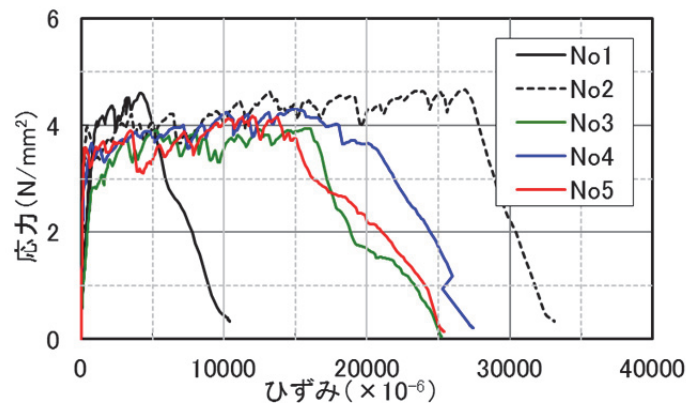


図 3-12 一軸引張応力-ひずみ曲線

3.3.3 FEM 解析

3.3.3.1 解析の目的

FEM 解析は、HPFRCC による下面補強工法が鋼床版の疲労強度に与える影響を、事前に把握することを目的として実施した。HPFRCC の材料特性をより正確に反映するため、初期の材料非線形挙動をモデルに反映した。荷重はトラック後輪のダブルタイヤを想定し分布荷重として載荷した。吹付け HPFRCC の端部拘束条件および鋼床版と HPFRCC との界面の接触条件を考慮した非弾性接触解析を行った。輪荷重走行試験との同定を行うために、材料定数や上記の接触条件などを想定した 5 ケースの解析をあらかじめ実施した。

3.3.3.2 解析条件

3.3.3.2.1 解析モデル

解析モデルは、荷重および構造の対称性を考慮して 1/2 モデルとした。試験体の鋼板をシェルモデルとし、試験体と同様に U リブおよび試験体外周上部の鉛直プレートを 6mm デッキプレート、横リブおよびその他部材を 12mm 板厚でモデル化した。下面補強に用いた HPFRCC および U リブ充填モルタルはソリッドモデルとし 5mm 程度でメッシュ分割した。

解析モデルの境界条件は、対称性を考慮して輪荷重走行試験の走行方向中央の断面を対象条件とし、輪荷重走行試験時の支点に当たる四つ角部は鉛直固定の回転フリーとする境界条件とした。解析モデル図を図 3-13 に示す。

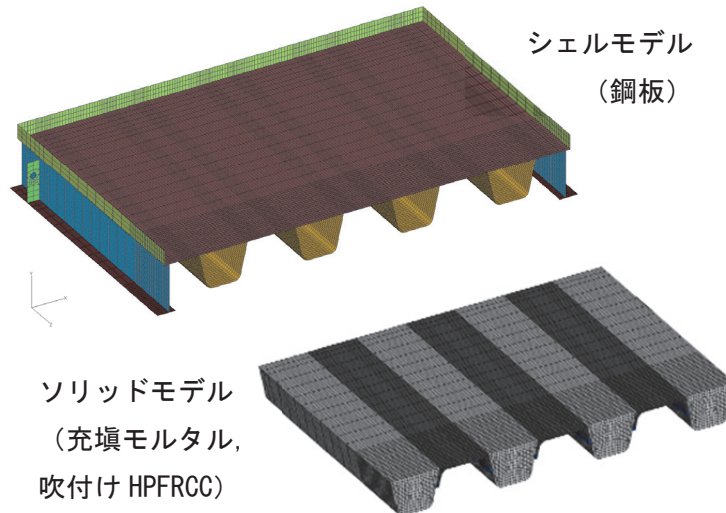


図 3-13 解析モデル図

鋼床版と HPFRCC は、図 3-9 に示す構造を反映するために以下の界面条件を設定した。HPFRCC 端部と U リブに固定したアングルとの拘束効果を考慮するため、HPFRCC 端部と U リブの界面は剛結条件とした。下面補強に用いた HPFRCC と鋼床版下面との界面条件は、荷重が载荷されて変位が生じた際に、せん断方向（平面方向）の作用が発生して界面が剥離することが考えられた。鋼床版と HPFRCC はスタッド、エキスパンドメタルおよび端部に配置したアングルによって一体化が確保できると仮定しているが、界面が剥離した場合の挙動を FEM 解析で確認するために、剥離する力が発生した場合は力を伝達しないノーテンションバネを考慮したケースも設定した。

これらを含めて実験を解析と同定するために、表 3-11 に示す材料の物性値および HPFRCC と鋼床版の結合条件を想定した 5 ケースを設定して解析を実施した。HPFRCC の材料定数は、硬化後の品質管理試験で得られたデータを用いたケース（C1、C2 および C4）と HPFRCC のヤング係数を小さくして下面補強効果が小さいケース C3 を想定した。また、本工法の下面補強効果を比較するために、HPFRCC および U リブ内の充填モルタルがない補強なしのケース C5 も解析ケースに含めた。解析に使用した HPFRCC の材料定数を表 3-12、図 3-14 に示す。鋼床版のヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、ポアソン比を 0.3 とした。また U リブ充填モルタルのヤング係数は圧縮側を完全弾性として $1.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とし、引張側は剛性を無視し（解析上は降伏応力を 0.01N/mm^2 とした）、ポアソン比を 0.2 とした。

解析の構造条件を図 3-15 に示す。

表 3-11 解析ケースおよび条件

解析ケース	HPFRCC材料定数	HPFRCCと鋼床版の結合
C1	材料試験全平均値	剛結合
C2	材料試験(SS曲線図)から読み取り	〃
C3	HPFRCCのヤング係数を小さくする	〃
C4	C2と同様	接触を考慮
C5	HPFRCCなし(鋼床版のみ)	—

※C1～C4はUリブ充填モルタルあり, C5はなし

表 3-12 解析に用いた HPFRCC の材料定数

		C1	C2,C4	C3
ヤング係数	N/mm ²	14820	4000	400
降伏応力	N/mm ²	2.32	2.00	—
終局応力	N/mm ²	4.34	4.00	—
終局ひずみ	μ	1000	3000	—
ポアソン比	—	0.3	0.3	0.3

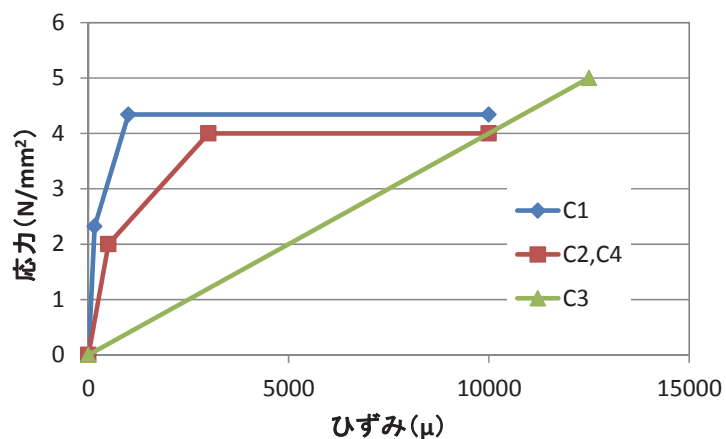


図 3-14 解析に用いた非線形応力ひずみ曲線

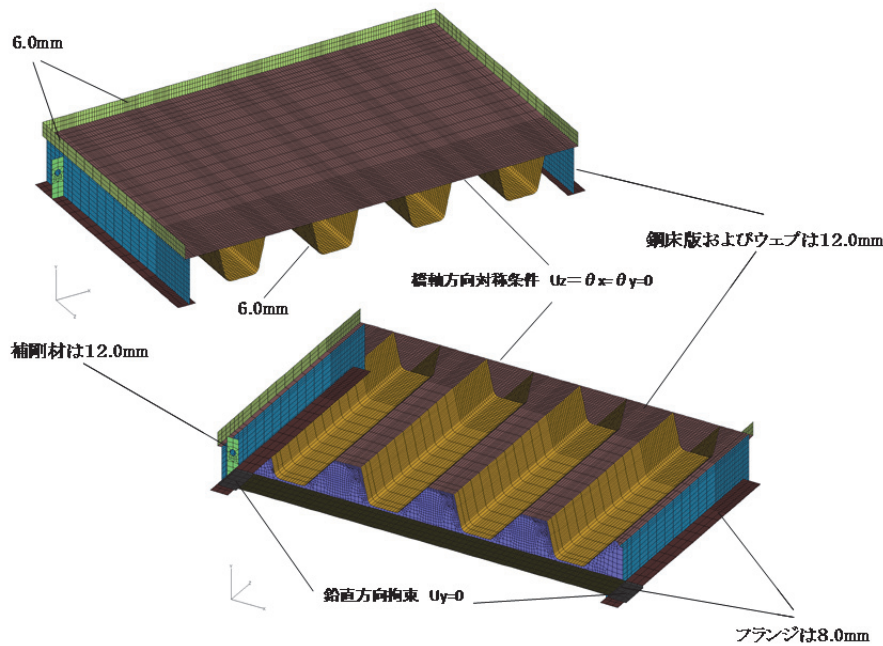


図 3-15 構造条件および幾何データ

3.3.3.2.2 荷荷条件

FEM 解析における荷荷条件は、鋼床版に発生する応力が最も大きくなる位置を把握するため、荷荷位置を変化させた事前解析を実施して決定した。事前解析は荷荷位置を決定する目的であるため、材料非線形、荷重面の拘束効果、接触条件を考慮しない線形弾性解析によることとし、荷荷位置をタイヤ幅の 1/2 直角方向に移動した 3 ケースを実施した。

モデルへの荷荷は、鋼床版上面からトラック後輪のダブルタイヤを想定した 2 箇所（1 箇所：奥行 100mm×幅 220mm）とした。荷重はシェル要素にタイヤからの鉛直荷重を分布荷重で荷荷し、荷重強度は輪荷重走行試験と同様に合計で 98kN とした。

CASE-1 は U リブ間の中心に荷荷、CASE-2 は U リブと吹付け区間を跨ぐ位置に荷荷、CASE-3 は U リブ内の中心に荷荷とし、その中で最も条件が厳しくなる荷荷位置を確認した。その結果、最も厳しい荷荷位置は CASE-2 の U リブを跨ぐ位置であることが確認された。図 3-16 に CASE-2 の FEM 解析による鋼床版の変位図を示す。

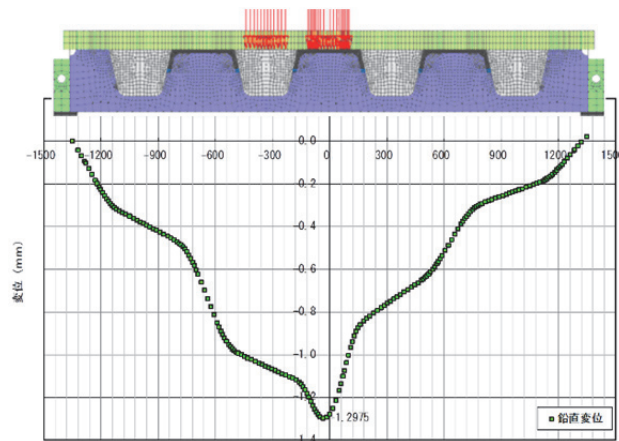


図 3-16 FEM 解析による CASE-2 の変位図（直角方向鉛直変位）

3.3.3.3 解析結果

FEM 解析結果を図 3-17 に示す。鋼床版に疲労亀裂が発生しやすい最も大きな負曲げが発生する U リブと鋼床版の溶接部（図中、○および↓↑の位置）の解析結果は、無補強のケース C5 の発生ひずみが鋼床版上面で 1089μ （引張ひずみが正，以下同様）に対し，モルタル充填および HPFRCC の吹付けで補強したケース C2 では上面で 406μ であり，約 4 割に低減する結果であった。HPFECC のヤング率を変化させたケース C1～C3 の結果より，HPFECC のヤング率を低減すると鋼床版上面のひずみが増加し，補強効果が低下することがわかった。また，接触を考慮したケース C4 は考慮していない C2 に比べ鋼床版上面のひずみが 5 割程度増加しているが，無補強のケース C5 に比べるとひずみは 6 割程度の値にとどまっている。なお，ケース C3 と C4 の解析結果の差が小さいのは，HPFECC のヤング率の影響と接触の影響が相殺されるためと考えられる。このように FEM 解析の結果においては下面からの補強効果が期待できることが示された。

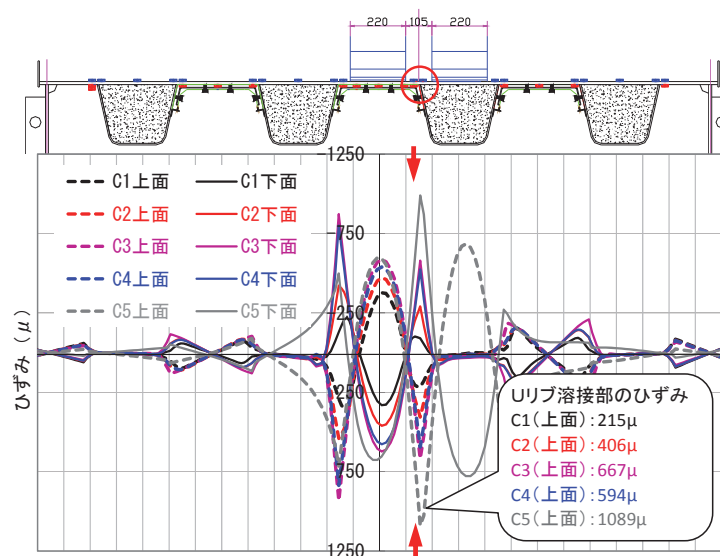


図 3-17 各ケースの FEM 解析結果

下面補強を施したケース C1～C4 は無補強のケース C5 に比べ、U リブの充填により U リブ内に発生する鋼床版の正曲げおよび U リブ溶接部の負曲げが抑制される。また、HPFRCC により U リブ間に発生する鋼床版の正曲げが抑制され、下面補強効果によりデッキプレートの変形が拘束され、U リブ接合部に発生する負曲げを低減できたと考えられる。解析条件による発生ひずみの違いは、C1～C3 は HPFRCC の剛性の差、C2 と C4 は接触を考慮した境界条件の違いによる。よって、FEM 解析による発生応力度低減の効果は、鋼床版を補強したケースでは C1→C2→C4→C3 の順となり、HPFRCC の剛性が大きいほど、鋼床版への補強効果が高い傾向となることがわかった。FEM 解析結果の例を図 3-18 に示す。

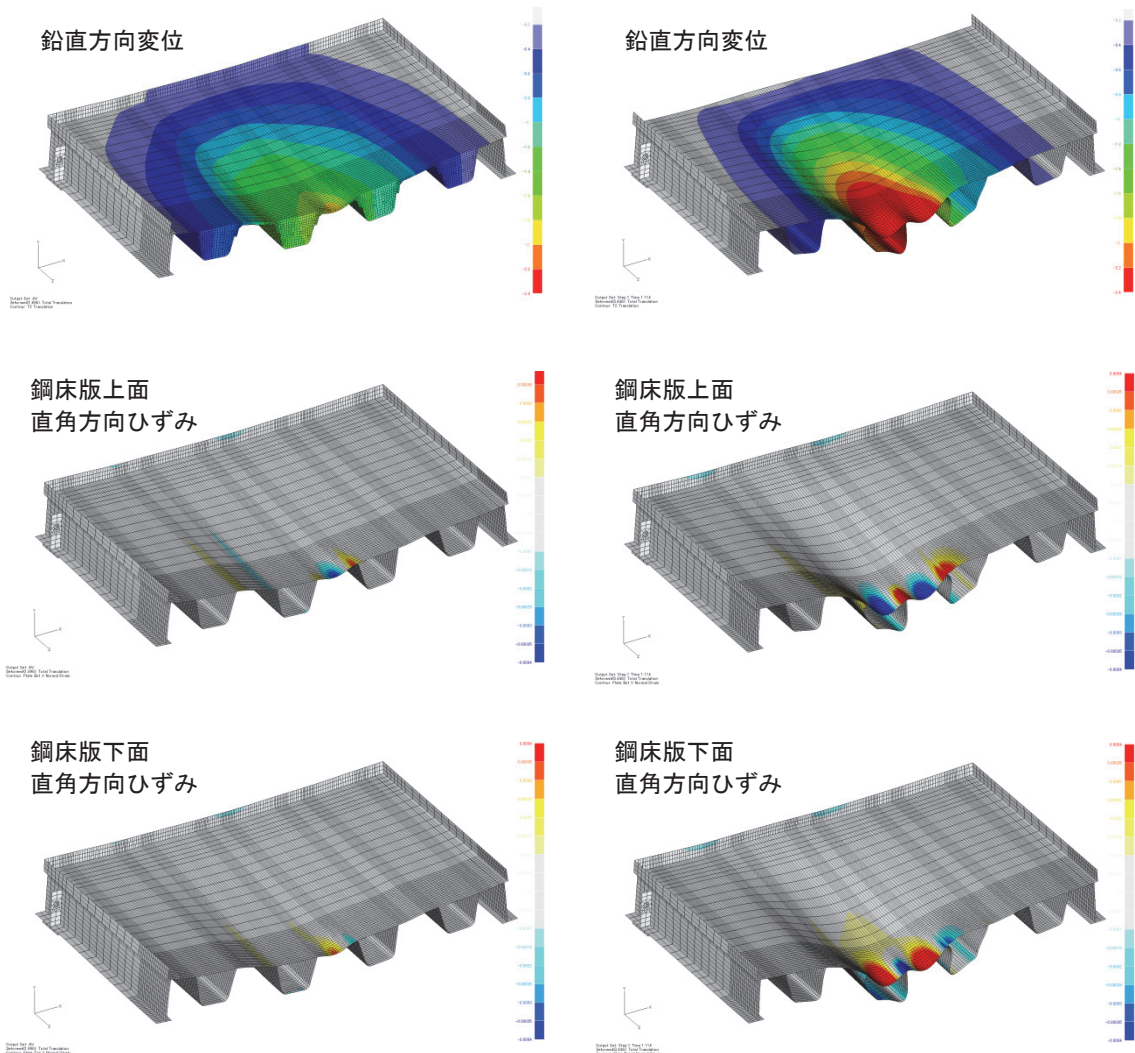


図 3-18 解析結果の例（左：C1，右図：C5）

3.3.4 輪荷重走行疲労試験

3.3.4.1 試験方法

下面増厚補強を行った実大試験体を用いて、定点載荷試験および輪荷重走行疲労試験を実施し、鋼床版の疲労耐久性の検討を実施した。写真 3-10 に実験装置概要を、試験体の概要を図 3-19 に示す。



写真 3-10 輪荷重走行試験機

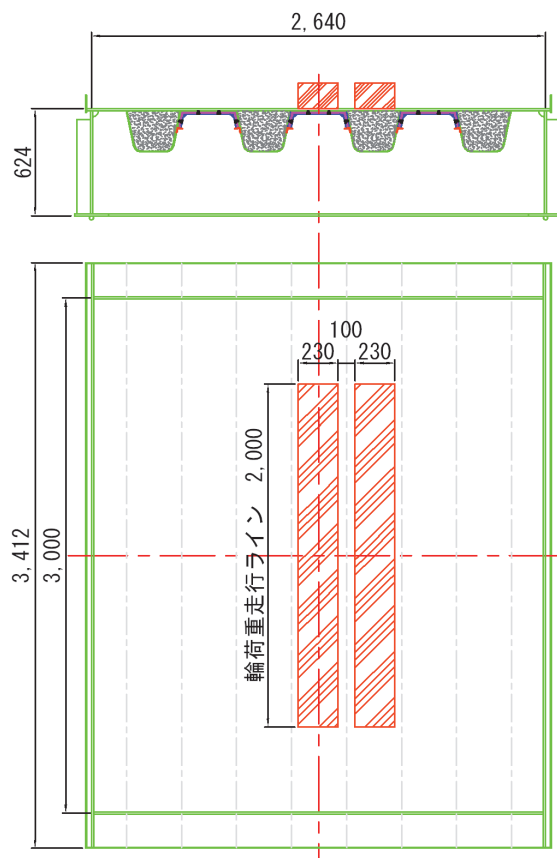


図 3-19 試験体概要

試験に先立ち、使用する試験体は輪荷重走行疲労試験を過去に行った経歴があるため、鋼床版溶接部の亀裂確認を行った。試験体の事前確認は吹付け HPFRCC による下面補強が実施されていたため、デッキプレート上面から超音波探傷法で確認を行った。非破壊試験の結果、Uリブとデッキプレートの溶接部には溶接欠陥、疲労亀裂は確認されなかった。

これまで同じ輪荷重走行疲労試験機にて HPFRCC を用いた上面増厚工法⁶⁾の試験を実施している。これら既往の実験と荷重条件を合わせるため、載荷荷重については次のように設定した。疲労照査を行う場合、通常は 200 万回の繰り返しによる累積応力度で評価される。実車荷重は 250kN 車の後輪で、1 輪当たり 50kN に衝撃 ($i=1.4$) を考慮して 70kN とする。しかし、試験に使用する輪荷重走行試験機は、98kN (10tf) より小さい荷重では安定した荷重載荷ができないため、式(1)により 70kN×200 万回の累積応力度が同じとなるように荷重を 98kN とした場合の走行回数を決定した。

$$C_0 = \Delta \sigma_m \cdot N \quad (1)$$

ここに、 C_0 ：累積応力度

$\Delta \sigma_m$ ：発生応力度

N ：回数

荷重載荷が 98kN の実験では式(1)より、 $70^3 / 98^3 \times 2 \times 10^6 = 73$ 万回の走行によって、70kN×200 万回の走行回数と等価な累積応力度となる。本補強を想定している実橋梁では 100 年の繰り返し回数は、該当路線の交通量統計調査の結果から大型車の通行は 161 万回と予想されており、今回設定した 98kN×73 万回の疲労試験で十分な疲労耐久性が証明できる。

試験体の応力計測は、輪荷重走行範囲の中間点において直角方向に、ひずみゲージを鋼床版のデッキプレート上面および下面に貼付けて計測した。変位については高感度変位計により、輪荷重の走行範囲中心の直角方向 3 か所の鉛直変位および試験体四隅の支点変位を計測した。

また、98kN×73 万回の輪荷重走行試験が終了した時点で、鋼床版の健全性を確認するため下面補強を除去し、磁粉探傷試験を実施した。

3.3.4.2 試験結果

輪荷重走行試験では、デッキプレートに発生するひずみをひずみゲージで、下面のたわみを高感度変位計で測定した。計測は輪荷重走行時の活荷重時のほかに、適宜走行を止めて静的に載荷し、走行回数に応じた疲労度合いの確認を行った。

輪荷重走行試験の結果について、図 3-20 に中央部のたわみ、図 3-21 に Uリブ間タイヤ直下の下面ひずみ、タイヤ外側の Uリブ溶接部の鋼床版上面ひずみの輪荷重走行試験の履歴を示す。活荷重時の計測値とは、試験体の変形による残留ひずみの影響を控除するため、輪

荷重を載荷した値と荷重を除荷した値との差とした。表 3-13に走行回数ごとに測定した輪荷重走行試験の計測値一覧を示す。

発生するたわみについて、活荷重時のたわみは輪荷重走行の試験前と70万回走行の試験後ではば変化がなく、剛性の大きな変化は見られなかった。載荷時および除荷時における計測値の変動は、走行試験時には振動をとまなうため支点の馴染み等による支点変位の影響と考えられる。

下面および上面のひずみは、試験のごく最初の段階で1割から2割ほど増加する傾向が見られた。250回の往復走行(500回の載荷)時点で試験を中断し試験体を確認したところ、走行位置下面のHPFRCCに走行直角方向に0.04mm程度のひび割れが発生していることを確認した。また、12万回往復走行(24万回)時点での確認では、スタッドジベルの周りに3~5本程度で放射状にひび割れ幅0.04mm程度長さ60mm未満のひび割れが確認でき、走行方向にもひび割れ幅0.04mm程度のひび割れが発生していた。その後、最終の73万回まではば同様のひずみ挙動を示し、走行回数の増加にともなうひずみの増加は見られなかった。また発生していたひび割れに関して、ひび割れ幅の増加は確認できなかった。

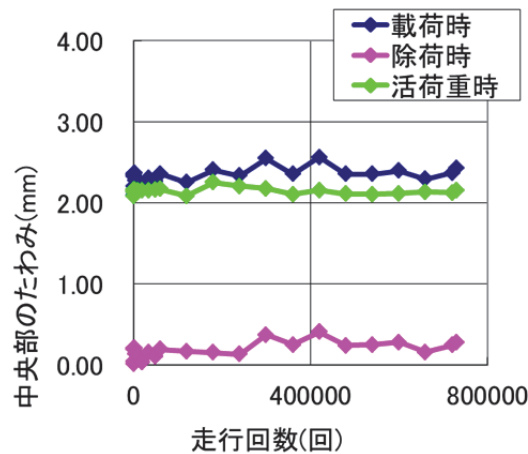


図 3-20 輪荷重走行試験結果（たわみ）

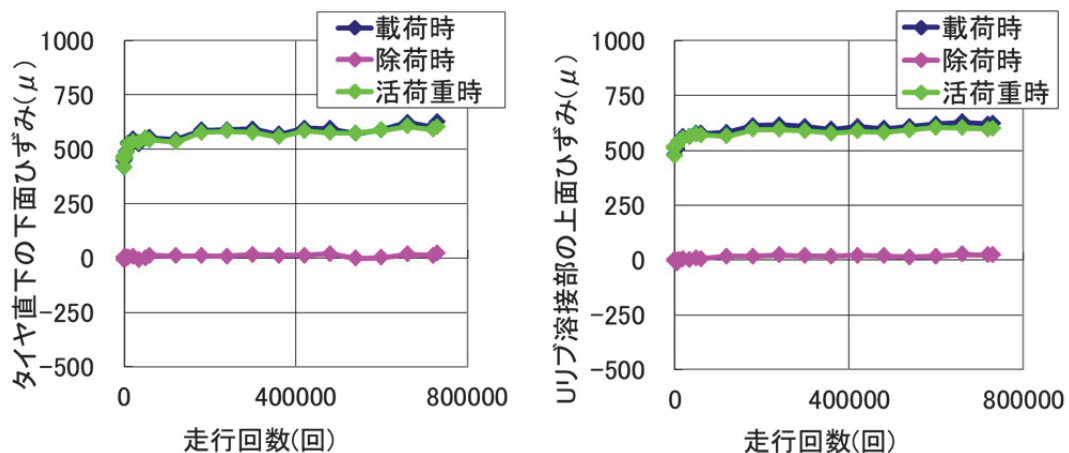


図 3-21 輪荷重走行試験結果（ひずみ）

表 3-13 走行回数ごとのたわみとひずみ一覧

載荷条件			たわみ 中央部			中央部				下面				タイヤ直下				中央部				上面						
						走行直方向ひずみ C-2Y8		走行方向ひずみ C-2X8		走行直方向ひずみ C-2Y3		走行方向ひずみ C-2X3		走行直方向ひずみ O-2Y6		走行方向ひずみ O-2X6		走行直方向ひずみ O-1Y18										
荷重	走行回数	往復回数	鋼床版 ℃	ECC ℃	空気 ℃	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
回	回	回	回	回	回	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時	除荷時	載荷時
0	0	0	20.8	22.0	23.4	0	-94	0	-84	-301	-1	-300	416	-1	417	72	0	72	383	0	383	-123	2	-125	479	2	477	2
100	50					2.20	0.04	2.16	-96	1	-97	-340	-5	-336	465	2	463	64	-3	67	405	1	404	-124	1	-125	514	2
500	250					2.32	0.19	2.13	-102	-6	-96	-353	-19	-334	447	-8	455	52	-4	56	386	-9	395	-123	-1	-122	510	1
750	375	15.8	17.1	15.4		2.35	0.21	2.14	-103	-8	-95	-356	-19	-337	456	-7	463	54	-8	62	396	-4	400	-126	-4	-122	512	-3
1,000	500					2.35	0.20	2.15	-108	-10	-98	-352	-16	-337	461	-4	465	53	-8	61	397	-6	403	-130	-5	-125	513	-3
1,500	750	22.3	20.1	18.5		2.34	0.19	2.15	-104	-10	-94	-350	-14	-337	465	3	462	49	-14	63	394	-2	396	-130	-5	-125	512	-4
2,000	1,000	23.1	22.5	19.8		2.37	0.21	2.16	-110	-13	-97	-350	-16	-334	472	0	472	48	-16	64	398	-3	401	-132	-8	-124	514	-4
5,000	2,500	24.2	23.9	21.1		2.28	0.13	2.14	-121	-26	-95	-360	-19	-341	489	4	485	40	-32	72	408	4	404	-145	-19	-126	507	-14
10,000	5,000	24.5	24.1	21.3		2.27	0.12	2.15	-119	-25	-94	-365	2	-367	527	5	522	48	-35	83	403	-28	436	-149	-23	-126	540	2
20,000	10,000	25.3	24.1	18.0		2.18	0.03	2.15	-110	-17	-93	-394	-3	-391	545	8	537	70	-20	90	432	-23	455	-142	-17	-125	562	6
35,000	17,500	18.2	18.4	12.3		2.30	0.16	2.15	-105	-14	-91	-397	-20	-378	524	-9	533	68	0	68	410	-31	441	-133	-9	-124	564	1
50,000	25,000	18.0	17.5	12.9		2.26	0.10	2.16	-118	-24	-94	-405	-14	-391	551	1	550	64	-11	75	427	-28	455	-147	-19	-128	579	7
60,000	30,000	18.2	17.3	12.2		2.36	0.19	2.17	-125	-29	-96	-404	-19	-386	554	11	543	62	-16	78	429	-20	449	-154	-26	-128	577	6
120,000	60,000	16.4	16.5	12.2		2.25	0.17	2.08	-111	-22	-89	-382	-5	-378	543	9	534	68	-4	72	409	-33	442	-141	-18	-123	583	17
180,000	90,000	16.2	16.5	11.3		2.40	0.15	2.25	-121	-26	-95	-408	-5	-403	588	10	578	64	-16	80	428	-36	464	-154	-25	-129	613	17
240,000	120,000	18.3	16.8	18.5		2.33	0.13	2.20	-130	-38	-92	-414	-7	-407	590	7	583	60	-28	88	437	-39	476	-160	-32	-128	617	22
300,000	150,000	20.3	19.4	15.6		2.55	0.37	2.18	-123	-27	-96	-412	-7	-405	593	15	578	52	-38	90	449	-29	478	-158	-27	-131	608	18
360,000	180,000	14.6	18.5	14.4		2.35	0.25	2.10	-108	-16	-92	-398	-16	-383	569	11	558	68	-12	80	428	-27	455	-136	-6	-130	595	17
420,000	210,000	20.5	19.6	17.5		2.56	0.41	2.15	-105	-16	-89	-412	-19	-392	597	11	586	60	-20	80	439	-26	465	-138	-8	-130	608	20
480,000	240,000	18.9	18.6	14.4		2.35	0.24	2.11	-103	-11	-92	-415	-33	-382	595	19	576	68	-14	82	448	-11	459	-134	-2	-132	600	18
540,000	270,000	16.4	17.3	11.2		2.35	0.25	2.10	-115	-24	-91	-430	-52	-379	573	-1	574	56	-22	78	430	-29	459	-138	-8	-130	608	14
600,000	300,000	16.5	17.4	11.3		2.39	0.28	2.11	-121	-26	-95	-439	-56	-383	590	2	588	60	-26	86	440	-25	465	-144	-9	-135	620	16
660,000	330,000	19.7	19.4	14.0		2.29	0.16	2.13	-118	-30	-88	-432	-51	-382	623	17	606	60	-32	92	463	-2	465	-146	-11	-135	629	26
720,000	360,000	17.5	17.6	14.1		2.37	0.24	2.13	-111	-31	-80	-421	-59	-382	603	11	592	56	-28	84	439	2	437	-145	-7	-138	620	22
730,000	365,000	19.1	18.1	19.2		2.42	0.28	2.15	-115	-28	-87	-424	-46	-378	627	23	604	64	-32	96	467	5	462	-144	-6	-138	621	22

3.3.4.3 FEM 解析と実験の比較

3.3.4.3.1 輪荷重走行試験前の定点载荷試験

事前に実施した材料定数や接触条件などを変更した5ケースの解析のうち代表的な2ケース（C2・C5）と、走行試験前の定点载荷試験により得られた結果の比較を図 3-22に示す。

鋼床版に疲労亀裂が発生しやすいUリブと鋼床版の溶接部付近の計測結果と、FEM解析結果について比較を行った。ひずみゲージの計測位置とFEM要素中心の位置が一致しないため、計測位置に対するFEM解析値は、両隣のFEM要素の解析値をずれた距離で発生ひずみを比例配分して算出した。

無補強のケースC5の発生ひずみが鋼床版上面で 792μ に対し、充填モルタルおよびHPFRCCで補強したケースC2では上面で 324μ であり、計測値は 353μ であり近似した結果であった。計測値は無補強のケースC5と比較し約4割に低下する結果となった。橋軸直角方向の他の計測位置においても実測値はケースC2と概ね類似する結果であり、下面補強の効果が輪荷重走行試験の実測においても明らかになった。

鋼床版のたわみ量を図 3-23に示す。Uリブ間の輪荷重左側の载荷位置直下のたわみ量は、無補強のケースC5のFEM解析結果は 3.0mm に対し計測結果は 2.1mm となり、たわみ量を約7割に低減できる結果となった。

事前に実施した5ケースの解析結果と輪荷重走行試験前の結果は、鋼床版の発生ひずみおよび鋼床版のたわみともに HPFRCC の材料定数を硬化後の品質管理試験で得られたデータを用いて鋼床版と剛結した条件であるケース C2 に近い結果となった。

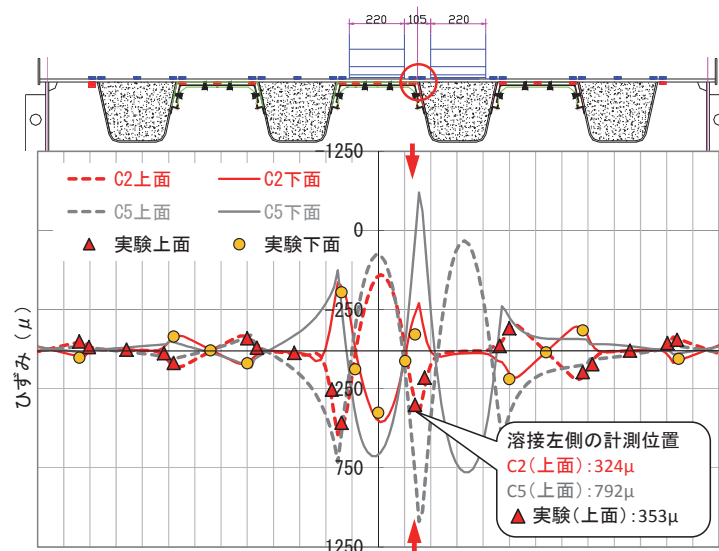


図 3-22 発生応力度の比較

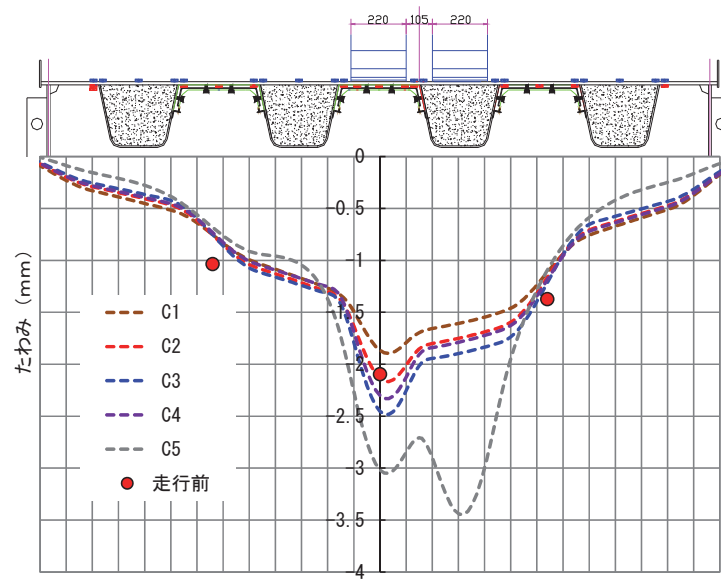


図 3-23 たわみ量の比較

3.3.4.3.2 輪荷重走行試験後の結果

輪荷重走行試験を $98\text{kN} \times 73$ 万回実施後の計測結果を図 3-24 に示す。試験前と同様にUリブと鋼床版の溶接部付近の計測結果を比較した。鋼床版上面の輪荷重試験前の発生ひずみは 353μ であったが試験後では 462μ と約3割の増加となった。しかし、無補強のケースC5のFEM解析が 792μ と比較すると試験後においても約6割に低下した結果であった。

$70\text{kN} \times 200$ 万回を想定した輪荷重走行試験の結果、輪荷重走行試験前よりも発生応力度が増加したものの、解析により確認した補強なしのケースC5よりも発生応力度が小さくなり、本工法の補強効果が輪荷重走行試験で持続していることが実験で確認できた。

事前に実施した5ケースのFEM解析結果と輪荷重試験後の結果は、HPFRCCの材料定数を硬化後の品質管理試験で得られたデータを用いて、鋼床版との接触を考慮した条件のケースC4に近い結果となった。試験体は、実験前の解析で想定した通り、輪荷重のたわみ等の影響により、鋼床版のデッキプレートと吹付けHPFRCCとの付着が切れている可能性があることが考えられる。しかし、発生応力度が無補強の場合よりも大きく低減できていることから、下面に施工したスタッドにより吹付けHPFRCCの一体性が確保され、下面を補強することで鋼床版の剛性が高くなり変形を抑制できたことで発生応力度を低減できたと考えられる。

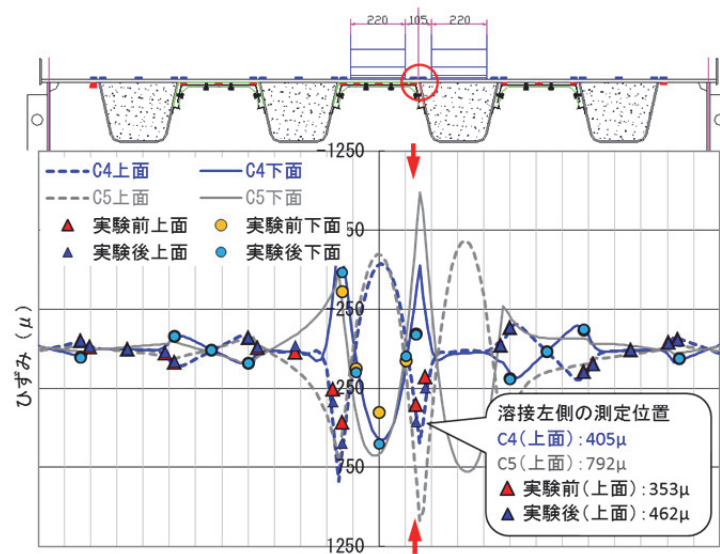


図 3-24 走行試験後の結果

3.3.4.4 疲労に対する照査

98kN \times 73万回の走行終了時点で下面補強を除去し、デッキプレートの疲労亀裂発生確認のため磁粉探傷試験を実施した。試験の結果、Uリブ溶接部、Uリブ上面の鋼床版およびスタッド付近には亀裂は確認されなかった。

試験体に用いたUリブの溶接は75%溶込みD等級（200万回基本許容応力範囲100N/mm²）¹⁰⁾であるが、本工法を想定する実橋梁のUリブは同様に75%溶込みであるものの接合部に裏当て金を用いているためF等級（200万回基本許容応力範囲65N/mm²）の評価となる。試験体による実験結果についてF等級相当としての検討を行った。

輪荷重走行試験で逐次得られた計測データより、累積損傷度を算出し、試験体の疲労照査を行った。実験を実施した試験体の疲労損傷度は、98kN \times 73万回の走行およびD等級であることを考慮すると0.395となった。疲労損傷度が1より小さいことから磁粉探傷試験でも確認された通り、疲労亀裂発生の可能性はほとんど無いと評価できる。

下面補強を行わない場合、FEM解析の結果を用いてUリブ溶接部のデッキプレート上面（最大発生ひずみ1089 μ ）において損傷度を同様に試算すると3.7となることから、下面補強により損傷を回避できると考えられる。

想定する実橋梁では100年の耐久性を目標とすれば、大型車の走行回数は交通量調査より160万回である。実橋における実際の大型車の片側輪荷重（50kN：軸重の1/2）として評価を行った。評価結果を表 3-14に示す。

表 3-14 実橋を想定した損傷度の評価

	単 位	計算(実験)値	備 考
98kN×73万回 等価応力度: σ	N/mm ²	(102)	70kN×200万回相当
50kN換算 等価応力度: σ_e	N/mm ²	52	$\sigma_e = \sigma \times 50\text{kN}/98\text{kN}$
F等級 基本累積応力度: C	N/mm ²	5.49E+11	$C = 65^3 \times 200\text{万回}$
50kN×160万回 損傷度: D	—	0.41	$D = \sigma_e^3 \times 160\text{万}/C$ ※D<1.0 OK

輪荷重走行試験の載荷荷重は98kNで、等価応力度は102N/mm²であるため、50kNに換算した場合の等価応力度は52N/mm²となる。100年間160万回の疲労を受けた場合の疲労損傷度は0.41となり、100年以上の耐久性を確保することができる。

なお、上記の評価結果から逆算すると、疲労耐久性は380万回であり、想定する実橋では230年の疲労耐久性を有することになる。これらの実験および検討結果から、HPFRCCを用いた下面補強工法の有効性が確認できた。

3.4 まとめ

鋼床版の疲労損傷対策として、これまで上面からの補強が多く事例としてリブの鋼材による補強¹¹⁾や鋼床版上面の繊維補強コンクリートによる増厚¹²⁾など様々な工法が実施されている。上面の補強は交通に対する影響を避けられず、路線によっては社会的損失を考慮する必要があり、片側施工の場合には作業上の安全配慮が状況に応じて必要である。また、材料によっては水の影響により補強効果を早期に失ってしまう事例もある。

そこで、HPFRCCを鋼床版の下面に吹付けた補強工法について、現場適用性試験、FEM解析および輪荷重走行疲労試験を実施した。輪荷重走行疲労試験では発生応力度の計測を行うことで、その補強効果を確認し、疲労に対する評価を行った。以下にまとめを示す。

- (1) 現場適用性試験では、実橋と同様な施工条件においてHPFRCCを用いた下面補強が可能であることを吹付け試験およびモルタル充填試験を実施することで確認できた。
- (2) 非線形FEM解析の結果、HPFRCCを用いた下面補強により鋼床版の剛性が向上することで、試験体中央の変形を約7割に低減でき、応力集中箇所での発生応力度を抑制できることが確認できた。
- (3) 輪荷重走行疲労試験では、下面補強により疲労試験終了時点においても、補強しない場合の解析結果よりもUリブの溶接部付近の上面で鋼床版の発生応力度を約6割に低減できることが確認できた。
- (4) 補強効果は想定する疲労損傷度が1.0未満となり、想定する橋梁において疲労亀裂発生の可能性は小さくできると考えられる。

吹付けHPFRCCによる下面補強工法は、交通への影響を回避できることが大きな特徴と言え、HPFRCCおよび軽量充填モルタルを用いて、疲労損傷を抑えることで耐久性を向上できる可能性が示された。

＜第3章 参考文献＞

- 1) 構造委員会鋼床版の疲労小委員会：鋼床版の疲労，土木学会論文集，第 410 / I-12，pp.25-35，1989.
- 2) 土木学会：鋼床版の疲労 2010 年改訂版，鋼構造シリーズ 19，2010.12.
- 3) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー127，2007.3.
- 4) 林大介，芦沢良一，横関康祐，坂田昇：有機繊維補強セメント複合材料の耐久性評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.1585-1590，2005.
- 5) 福田一郎，須田久美子，坂田昇，岩井稔，閑田徹志：吹付け ECC により断面修復した RC はりの疲労試験，土木学会年次学術講演会概要集，第 57 回，V-313，pp.625-626，2006.9.
- 6) 三田村浩，須田久美子，福田一郎，今野久志，松井繁之：高靱性繊維補強セメント複合材料による鋼床版上面増厚補強に関する研究，土木学会論文集 E，Vol.62，No.2，pp.356-375，2006.5.
- 7) 藤代勝，三田村浩，六郷恵哲，松井繁之：ECC で上面増厚した鋼床版の水没下における挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.2，pp.595-600，2007.
- 8) (独)土木研究所：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その 2・3・4）報告書・SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)，pp.52-60，2009.
- 9) 巴史郎，佐々木正治，閑田徹志，稲葉洋平：現場型タイルせん断強度試験機の開発，日本建築学会学術講演梗概，材料施工，pp.699-700，2007.
- 10) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.
- 11) 高田佳彦，坂野昌弘：交通規制を必要としない既設鋼床版の疲労損傷対策に関する検討，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.1，pp.13-26，2011.
- 12) 加形護，児玉孝喜，中丸貢，西川隆晴，石田稔，栗原和彦：SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策—一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事—，橋梁と基礎，pp.27-32，2004.10.

第4章 軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能

4.1 研究の背景および目的

コンクリート系材料の特徴は、利点として強度が高い、入手が容易、自由な形状、安価が挙げられ、欠点としては引張に弱い、重い、脆性的破壊、強度発現まで時間が必要といったことが挙げられる。これら欠点を少しでも改善すれば高機能の新しい構造材料として、利用の可能性が拡大すると考えられる。高強度短繊維を混入した複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（以下、HPFRCC）¹⁾は引張性能があり高靱性な材料であることが特徴であるが、さらにより軽くすることによって新しい適用方法が生まれると考えた。材料がより強く、より軽く、より粘り強いことは、コンクリート部材をはじめとする構造材料の利用の可能性を大きく広げる。HPFRCC は通常のコンクリートに比べ、引張力下で大きな変形性能を有し、耐衝撃性能に優れ、高靱性な材料である。

本研究においては、HPFRCC 適用拡大を目指し、HPFRCC に発泡スチロール（EPS）粒子を混入したり、EPS ブロックを HPFRCC 部材の中に配置したりする方法により、軽く、かつ耐荷性能と変形性能、耐荷性能に優れたコンクリート部材（軽量 HPFRCC 部材）を開発することを目的としている。実構造物においては、EPS ブロック等の空洞を RC 部材の中に配置して、部材の軽量化が図られている。EPS ブロックの周囲をフェロセメントで覆った部材が提案されている²⁾。軽量化を目的として、粉砕した廃 EPS を混入したコンクリートに関する研究が行われている³⁾。また空気量の確保を目的として、EPS 粒子（粒径 0.2mm 程度）を体積比で 10%程度した HPFRCC に関する研究が行われている⁴⁾。

本研究の特徴は、HPFRCC に EPS 粒子を体積で 1/2 近く混入する方法により、HPFRCC の特徴である引張変形性能を保ち、かつ見かけの密度が 1g/cm^3 に近い軽量セメント系複合材料を提案する点にある。本研究では、EPS 粒子を混入した軽量 HPFRCC の圧縮試験と一軸引張試験を行うとともに、この材料で作製した RC 板部材の曲げ試験を行い、耐荷性能や変形性能、耐荷性能を、HPFRCC やモルタルで作製したものと比較した。

HPFRCC に EPS 粒子を混入した断面を写真 4-1 に示す。



写真 4-1 EPS を混入した圧縮供試体断面

4.2 実験概要

4.2.1 試験の種類と概要

HPFRCCに粒径数 mm の EPS 粒子を体積で 45%混入した材料(以下, HPFRCC+EPS), HPFRCC, モルタル (以下, NM) の 3 種類の材料を対象として, 圧縮試験ならびに一軸引張試験を行うとともに, これらの材料を用いて作製したはり部材の曲げ試験を行った.

円柱供試体の圧縮試験では, 材料の種類と載荷面(端面)の仕上げの種類が, 圧縮強度と供試体の破壊箇所におよぼす影響について検討した. ダンベル供試体を用いた一軸引張試験では, EPS 粒子の存在が, 引張強度, 複数微細ひび割れ性状, 引張変形性能におよぼす影響について検討した. はり供試体の曲げ試験では, 材料の種類, 部材厚さ, 鉄筋の有無, 内部 EPS ブロックの有無, EPS 粒子混入の有無が, 部材質量, 曲げ耐荷性能ならびに曲げ変形性能におよぼす影響について検討した.

4.2.2 使用材料と配合

使用した材料を表 4-1 に, HPFRCC, HPFRCC+EPS と NM の配合を表 4-2 に示す. セメントには, 早強ポルトランドセメントを使用し, HPFRCC は収縮低減のためセメント量の 25%を石灰石粉で置換した. 高強度ポリエチレン繊維の混入率は, 体積率で 1.0%とした. HPFRCC+EPS は, HPFRCC に, 粒径約 2mm と 4mm の 2 種類の EPS 球状粒子を 22.5%ずつ体積割合で合計 45%混入して作製した. EPS の公称発泡倍率は 50 倍(内部空間率 98%程度)であった.

すべての供試体は, 材齢 3 日で脱枠し, 試験材齢まで 20℃の恒温室内で湿布養生を行った. 試験材齢は, 圧縮試験および曲げ試験では 2 週間, 一軸引張試験では 3 週間とした.

表 4-1 使用材料

材 料		物 性 等
高強度ポリエチレン繊維		繊維径 12 μ m, 繊維長 12mm, 密度 0.98g/cm ³ , 引張強度 2.6GPa, 弾性係数 88GPa
セメント		早強ポルトランドセメント, 密度 3.13g/cm ³
細骨材	7号珪砂	密度 2.63g/cm ³
	川砂	密度 2.59g/cm ³
混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系
	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物
混和材	石灰石粉	密度 2.71g/cm ³ , 比表面積 3050cm ² /g
粒状発泡スチロール	EPS中	平均粒径 4mm 発泡倍率50倍
	EPS小	平均粒径 2mm 発泡倍率50倍

表 4-2 配合

配合	W/C (%)	単 位 量 (kg/m ³)									EPS粒子(Vol%)	
		セメント	水	細骨材		石灰石粉	PE繊維	高性能AE 減水剤	AE減水剤	増粘剤		
				7号珪砂	川砂						2mm	4mm
HPFRCC	40	900	340	462	—	300	9.71	22	—	0.63	—	—
HPFRCC+EPS	40	495	187	254	—	165	5.34	12	—	0.35	22.5	22.5
NM	40	625	250	—	1278	—	—	—	1.56	—	—	—

4.2.3 練混ぜ

HPFRCC の練混ぜは、オムニミキサーに紛体と繊維を入れて空練りを行った後に、水と高性能 AE 減水剤を入れ、均一になるまで練り混ぜた。HPFRCC+EPS では、練り終えた HPFRCC に EPS 粒子を投入し、目視により均一になるまで練り混ぜた。

4.2.4 供試体

4.2.4.1 円柱供試体

円柱供試体の種類を表 4-3 に示す。圧縮試験には直径 50mm、高さ 100mm の円柱供試体を用いた。HPFRCC+EPS では、供試体作製時に EPS 粒子の浮上りを防ぐため、打設面に鋼板を当てその上に錘を乗せ、脱枠時まで静置した（鋼板当て仕上げ）。HPFRCC と NM 円柱供試体の打設面は研磨仕上げとした。HPFRCC+EPS 円柱供試体の打設面を研磨すると、写真 4-2（左側）で示すように、EPS 粒子が現れ、圧縮試験時にこの部分が弱点となりやすい。このため、写真 4-3 に示すように打設面のすぐ下の側面に鋼線を 3 重に巻いてしっかり拘束し、石膏でこの部分を固めて載荷面を平滑に仕上げた（鋼線拘束石膏仕上げ）。HPFRCC+EPS 円柱供試体では、打設面の研磨仕上げの有無と鋼線拘束石膏仕上げの有無を組み合わせ、4 種類の仕上げを行った。

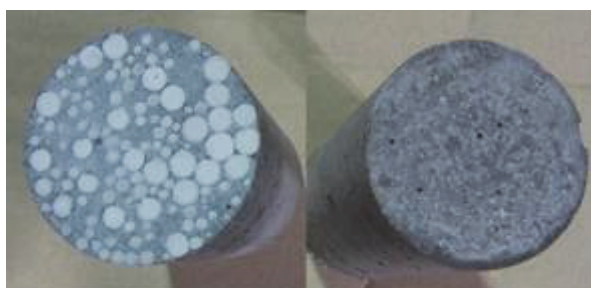


写真 4-2 研磨仕上げと鋼板当て仕上げ



写真 4-3 鋼線拘束石膏仕上げ

表 4-3 円柱供試体の種類

	材料
円柱供試体	NM
	HPFRCC
	HPFRCC+ EPS

4.2.4.2 ダンベル供試体

ダンベル供試体の形状と供試体の種類を図 4-1 および表 4-4 に示す。ダンベル供試体の寸法は、長さ 330mm、幅 60mm、厚さ 30mm であり、引張試験部の寸法は、長さが 80mm、幅と厚さが 30mm である。打設時に EPS 粒子の浮上りを防ぐため、打設面に薄シートを介して鋼板を当て、錘を乗せて脱枠日まで静置した。

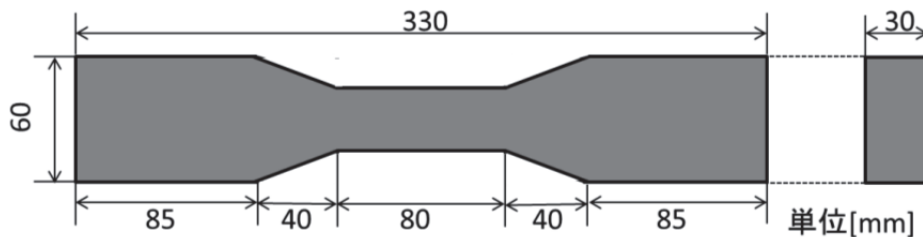


図 4-1 ダンベル供試体の形状寸法

表 4-4 ダンベル供試体の種類

	材料
ダンベル 供試体	HPFRCC
	HPFRCC+ EPS

4.2.4.3 はり供試体

はり供試体の形状と供試体の種類を図 4-2 および表 4-5 に示す。はり供試体の寸法は、長さ 600mm、幅 150mm とし、厚さを 55mm、100mm の 2 種類とした。はり供試体の内部に配置する EPS ブロックの形状寸法を図 4-3 に示す。EPS ブロックの寸法は、長さ 570mm、幅 120mm とし、厚さを 20mm、25mm、50mm の 3 種類とした。予備試験の結果をもとに、EPS ブロックの中央部には、長さ 500mm、幅 20mm の中空部を加工した。厚さ 55mm のはり供試体を鉄筋で補強する場合には、D10 鉄筋 (降伏強度 356N/mm²) を、かぶり 8mm で、供試体の幅の中央の位置に、圧縮側と引張側に 1 本ずつ計 2 本配置した。

厚さ 100mm のはり供試体の補強には D13 鉄筋（降伏強度 390N/mm²）を、かぶり 12mm として配置した。鉄筋の端部にはフックを加工していない。打設時に EPS 粒子と EPS ブロックの浮上りを防ぐため、スペーサーと薄シートを介して打設面を鋼板で押さえ錘を載せた。

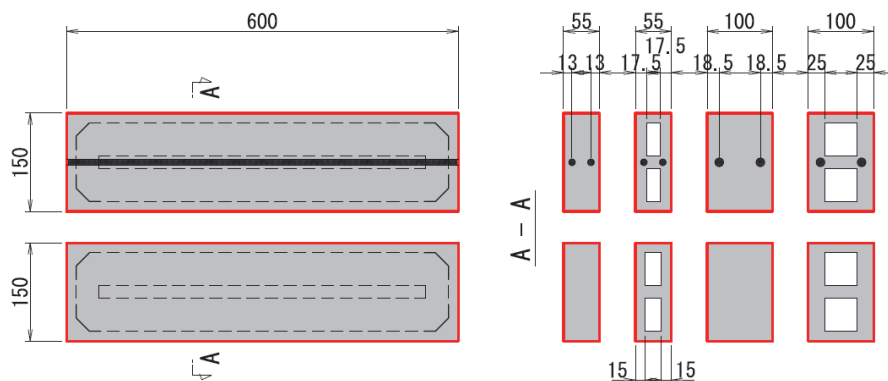


図 4-2 はり供試体の形状寸法

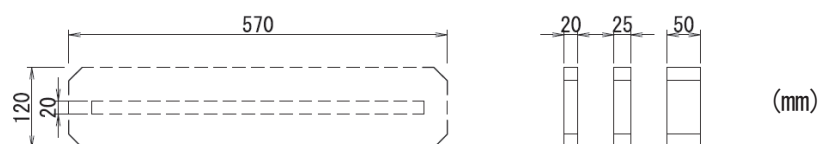


図 4-3 EPS ブロックの形状寸法

表 4-5 はり供試体の種類

	材料	部材厚(mm)	鉄筋	EPS 厚さ(mm)
はり部材	NM	55		
			D10	25
			D10	20
		100	D13	
			D13	50
				50
	HPFRCC	55		
			D10	25
			D10	20
		100	D13	
			D13	50
				50
	HPFRCC+ EPS	55		25
			D10	20
		100	D13	
			D13	50

4.2.5 載荷試験

4.2.5.1 圧縮試験

円柱供試体の圧縮試験では、写真 4-4 に示すアムスラー型万能試験機を用い、最大荷重を超えて供試体の破壊箇所が明確となるまで載荷を行った。

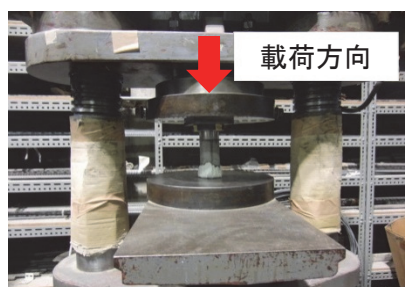


写真 4-4 万能試験機

4.2.5.2 一軸引張試験

ダンベル供試体の一軸引張試験では、写真 4-5 に示す載荷装置を用い、荷重をロードセル（容量 10kN）で、引張試験部（検長 80mm）の変位を高感度変位計（容量 25mm）で検出し、引張応力ひずみ曲線を計測した。載荷は、荷重が最大を超えて明確に下降するまで行い、引張強度と終局ひずみ（引張強度点の見掛けの引張ひずみ）を求め、ひび割れ性状を目視で観察した。載荷試験後に、ひび割れをマイクロ스코プにより観察した。

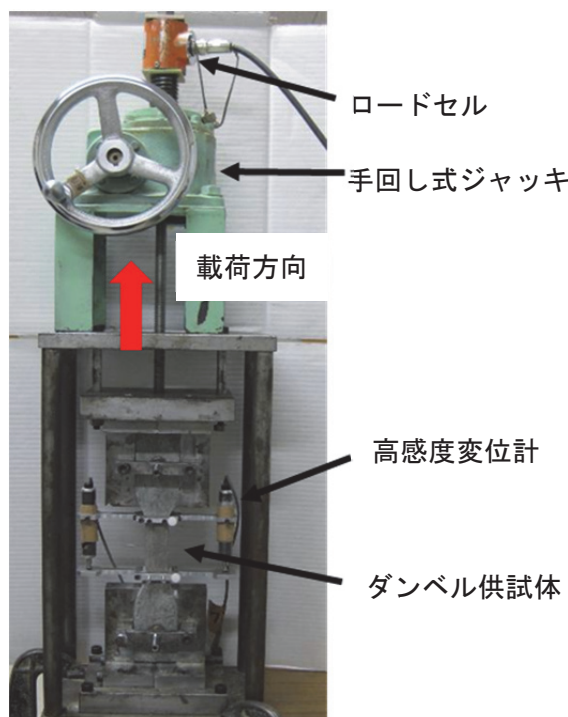


写真 4-5 ダンベル供試体の一軸引張試験

4.2.5.3 曲げ載荷試験

はり供試体の曲げ載荷試験は、図 4-4 に示すように、2 点載荷で行い、荷重をロードセル(容量 10kN または 100kN)、供試体の載荷点変位(たわみ)を高感度変位計(容量 25mm)により計測し、荷重－変位曲線を計測した。載荷試験時は、所定の変位に達するごとに除荷し再び載荷を行い、ひび割れを目視により観察した。試験状況を写真 4-6 に示す

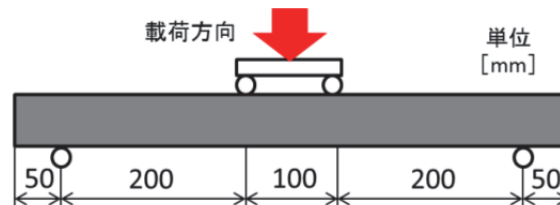


図 4-4 はりの曲げ試験概要

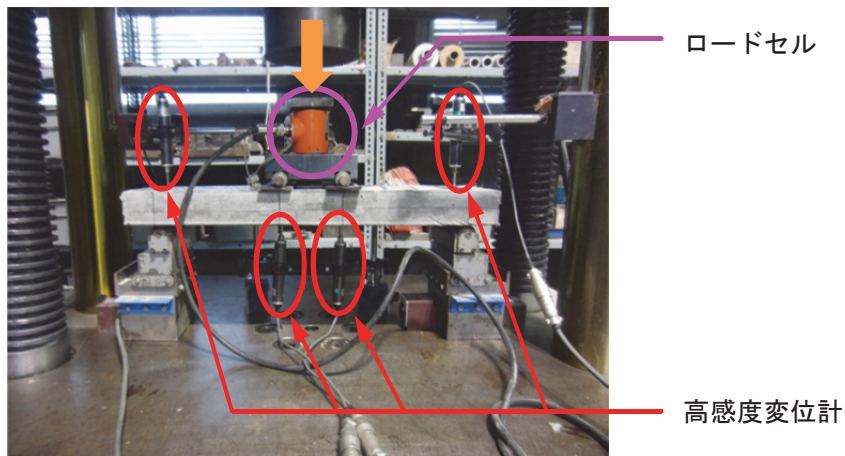


写真 4-6 はりの曲げ試験状況

4.3 実験結果

4.3.1 円柱供試体の圧縮載荷試験

円柱供試体の圧縮載荷試験結果を表 4-6 に示す。EPS 粒子を混入した HPFRCC+EPS 供試体の破壊の様子を、写真 4-7 に示す。

表 4-6 に示すように、HPFRCC+EPS 供試体のうち、打設面を研磨仕上げしたすべての供試体では供試体の上部（研磨側）で破壊が生じ、鋼板当て仕上げした供試体では 1 個を除き上部で破壊が生じた。これは、載荷面の研磨を行うことで EPS が露出し、弱点となっているためと考えられる。一方、鋼線拘束石膏仕上げを行った HPFRCC+EPS 供試体では、上部以外の箇所でも破壊する供試体が増えた。

表 4-6 からわかるように、HPFRCC+EPS 供試体の打設面を鋼板当て仕上げした場合と研磨仕上げした場合では、圧縮強度の測定値は同程度であった。HPFRCC+EPS 供試体の

打設面に鋼線拘束石膏仕上げを施した供試体では、この仕上げを施さない供試体に比べ、圧縮強度の測定値は約 2 割大きくなった。ここでは鋼線拘束石膏仕上げを施した供試体から得られた強度 (13.1N/mm^2) を、HPFRCC+EPS の圧縮強度をみなす。この HPFRCC+EPS 供試体の圧縮強度は、HPFRCC 供試体の圧縮強度 (78.8N/mm^2) の 1/6 であった。

表 4-6 円柱供試体の圧縮試験の結果

材料	端面仕上	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm^2)	平均 (N/mm^2)	破壊箇所
HPFRCC	研磨仕上	159.5	81.3	78.8	中央部
		147	74.9		
		157.5	80.3		
NM	研磨仕上	106.5	54.3	58.1	中央部
		116.0	59.1		
		119.5	60.9		
HPFRCC+ EPS	鋼板当て 仕上	21.5	11.0	11.1	上部
		24.0	12.2		中央部
		20.0	10.2		上部
	研磨仕上	17.0	8.7	10.7	上部
		22.5	11.5		
		23.5	12.0		
	鋼板当て 仕上 鋼線拘束 石膏仕上	26.5	13.5	12.8	上部
		22.0	11.2		上部
		27.0	13.8		上部および下部
	研磨仕上 鋼線拘束 石膏仕上	30.0	15.3	13.1	中央部
		24.2	12.3		上部
		23.0	11.7		中央部



中央部破壊の例



上部破壊の例

写真 4-7 円柱供試体の破壊箇所

4.3.2 ダンベル供試体の一軸引張試験

ダンベル供試体の一軸引張試験で得られた引張応力ひずみ曲線を図 4-5 に示す。HPFRCC+EPS 供試体の結果で、実線は引張強度が 2N/mm^2 以上で明確な複数微細ひび割

れが生じたものを、破線は引張強度が 2N/mm^2 未満で単一ひび割れしか生じなかったものを示す。

複数微細ひび割れが生じた HPFRCC+EPS 供試体と単一ひび割れしか生じなかった供試体の破断面の例を、それぞれ写真 4-8 に示す。破断面において、断面に占める EPS 粒子の表面（白色）の割合（2つの破面での値の合計）を画像解析ソフトで求め、現れている EPS 粒子の数とともに、表 4-7 に示す。解析では、供試体の破断面を EPS 粒子の表面は白色、その他の部分を黒色に塗り分けた 2 値化画像に加工した。単一ひび割れしか生じなかった供試体では、破断面に大きい寸法（粒径 4mm ）の EPS 粒子の数が多いことから、EPS 粒子が集まった箇所が弱点となり、初期のひび割れ発生強度が小さくひび割れ後も繊維の架橋効果が得られないため、複数微細ひび割れが生じなかったものと考えられる。粒径 4mm の EPS 粒子を混入した HPFRCC+EPS の引張試験を行うには、ダンベル供試体の引張試験部の断面寸法（ $30\times 30\text{mm}$ ）が小さすぎたものと考えられる。

図 4-5 からわかるように、引張強度は、HPFRCC 供試体では平均 6.5N/mm^2 程度であるのに対し、複数ひび割れが生じた HPFRCC+EPS 供試体では平均 2.1N/mm^2 程度と小さく、HPFRCC 供試体の 3 分の 1 程度であった。終局ひずみは、HPFRCC 供試体では 1.5%程度であったが、複数ひび割れが生じた HPFRCC+EPS 供試体では、0.7%程度であり、およそ半分の値であった。

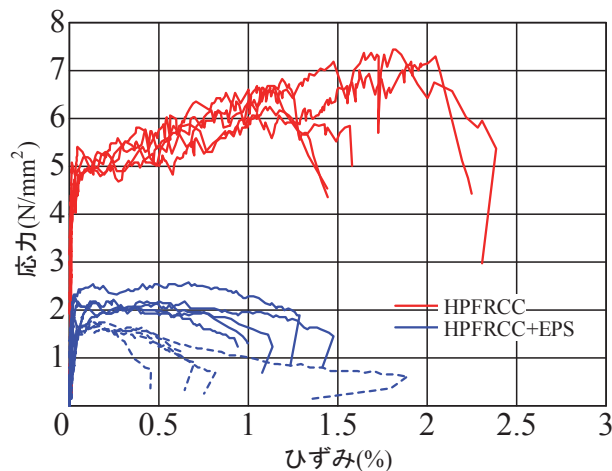
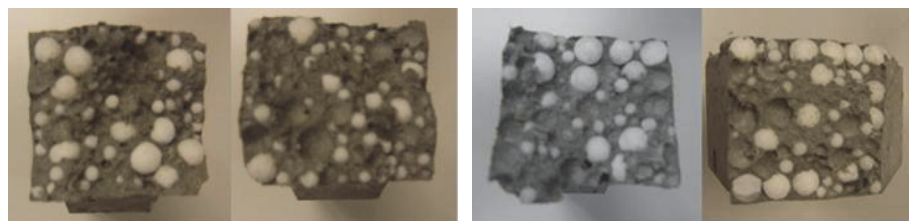


図 4-5 応力-ひずみ曲線



EPS 粒子が少ない場

EPS 粒子が多い場

写真 4-8 HPFRCC+EPS ダンベル供試体の破壊面の例

表 4-7 破壊面の EPS 粒子の混入個数

供試体	引張強度 (N/mm ²)	EPS粒子の個数		EPSが占める 面積(%)
		粒径4mm	粒径2mm	
写真-5の左	2.6	15	54	57
写真-5の右	1.6	25	42	60

4.3.3 はり供試体の曲げ載荷試験

はり供試体の曲げ試験で得られた荷重変位曲線を、部材厚が 55mm のものと 100mm のものに分けて、それぞれ図 4-6 と図 4-7 に示す。には、無筋のはり供試体（部材厚 55mm）の荷重変位曲線を拡大して示す。表 4-8 には、はり供試体の質量、みかけの密度（鉄筋等を含む質量を供試体の体積で除した値）、最大荷重、最大荷重時の変位、RC はり供試体の破壊形式を示す。

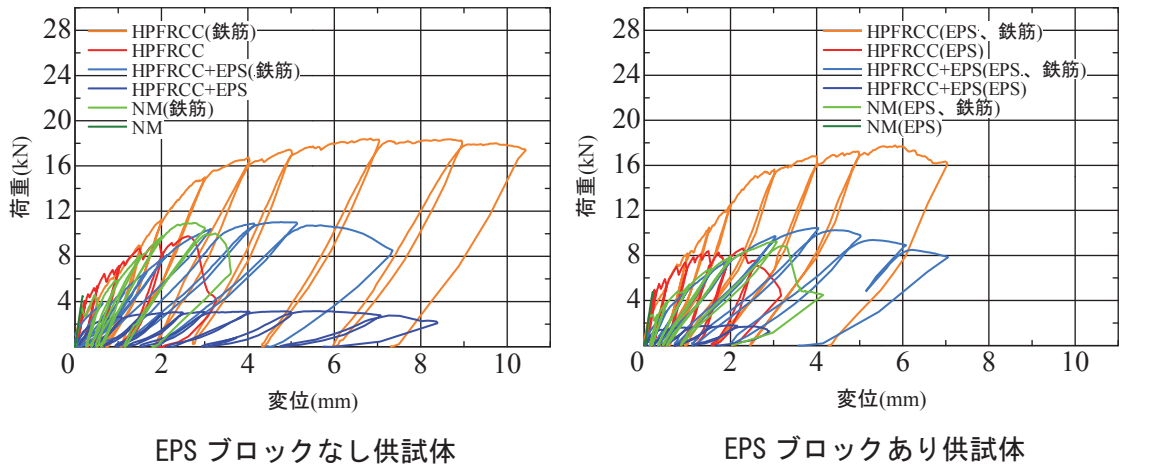


図 4-6 荷重－変位曲線（部材厚 55mm）

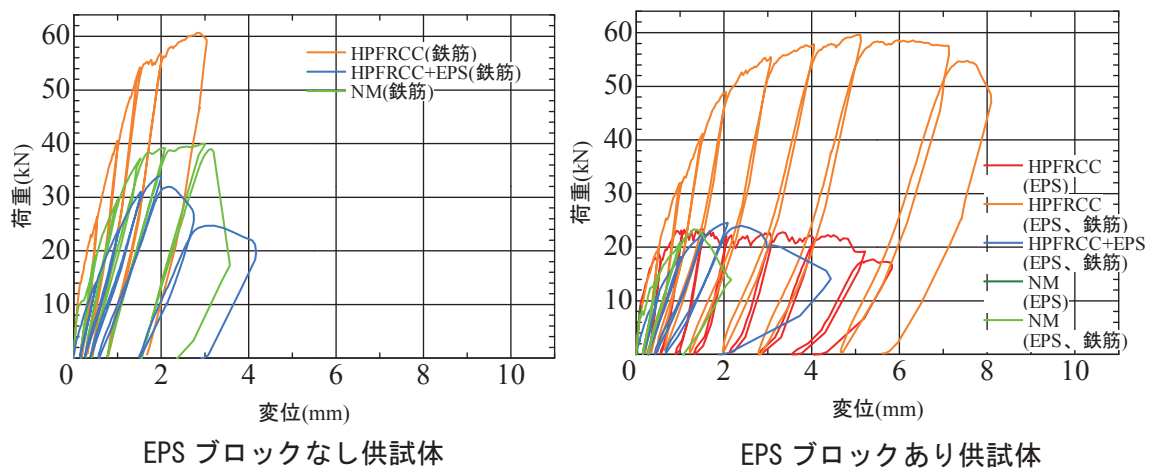


図 4-7 荷重－変位曲線（部材厚 100mm）

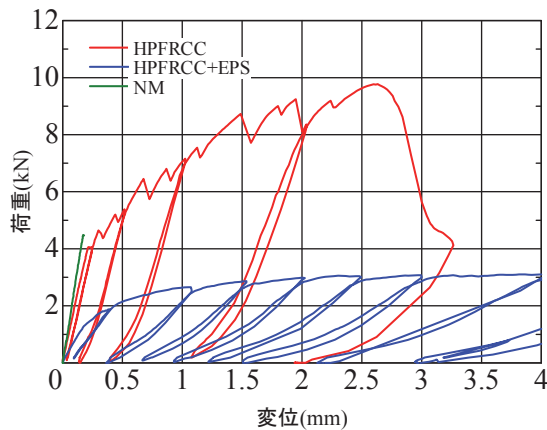


図 4-8 荷重－変位曲線(無筋:部材厚 55mm)

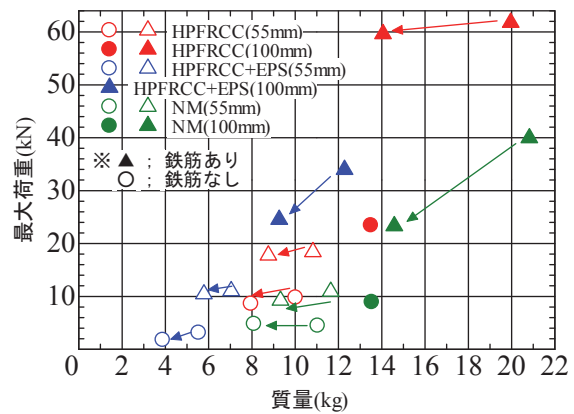


図 4-9 最大荷重－重量関係図

HPFRCC+EPS (みかけ密度 1.1g/cm^3) で作製した RC はり供試体では、HPFRCC+EPS の引張抵抗性能が小さいために、引張鉄筋の定着破壊や薄いウェブのせん断破壊が生じたが、比較的大きな耐荷性能を得ることができた。HPFRCC+EPS の場合に耐荷力を大きくするには、鉄筋の付着力を確保するため細径の鉄筋を使う、鉄筋端部にフックを加工する、メッシュ筋を用いるといった方法を用いることが望まれる。HPFRCC+EPS を用いた RC はり供試体に EPS ブロックを配置することにより、本研究で対象としたような小型の供試体で、みかけ密度を 1.0g/cm^3 程度にすることが可能であった。

NM で作製した RC はり供試体では、HPFRCC+EPS の場合と同じように、定着破壊やウェブのせん断破壊が生じ、耐荷性能も同程度であった。この理由として、NM では、HPFRCC と比べた場合に圧縮強度は同じ程度であるが、ひび割れ発生後の引張変形性能が小さく鉄筋を定着する能力が小さいことが考えられる。付着破壊の例を写真 4-9 に示す。

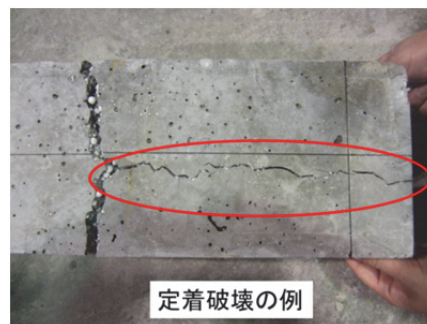


写真 4-9 定着部付着破壊の例

図 4-9 には、供試体の質量と最大荷重との関係を示す。EPS ブロックを内部に配置したものへの変化を矢印で示す。より小さな供試体質量でより大きな耐荷性能と安定した変形性能が望ましいと考え、鉄筋補強した HPFRCC 内への EPS ブロックの配置や、HPFRCC+EPS に鉄筋を配置して鉄筋の定着を確実にすることが有効なことが、この図から読み取れる。

表 4-8 はり供試体の試験

材料	部材厚(mm)	鉄筋	EPSブロックの 厚さ(mm)	質量 (kg)	見掛け密度 (g/cm ³)	最大時 荷重(kN)	最大荷重 時の変位	RCはり供試体 の破壊形式
NM	55			11.0	2.2	4.5	0.2	—
			2.5	8.1	1.6	4.8	0.3	—
		D10		11.6	2.4	10.9	2.7	曲げ破壊後に 定着破壊
		D10	2.0	9.3	1.9	9.2	3.1	定着破壊
	100	D13		20.8	2.3	40.0	3.0	曲げ破壊
		D13	5.0	14.6	1.6	23.3	1.3	せん断破壊
HPFRCC	55			10.0	2.0	9.8	2.6	—
			2.5	8.0	1.6	8.6	2.3	—
		D10		10.8	2.2	18.4	6.7	曲げ破壊
		D10	2.0	8.8	1.8	17.8	5.8	曲げ破壊
	100	D13		20.0	2.2	60.7	2.9	曲げ破壊
		D13	5.0	14.1	1.6	59.6	5.1	曲げ破壊後に せん断破壊
HPFRCC+ EPS	55			13.5	1.5	23.5	1.5	曲げ破壊
			2.5	5.5	1.1	3.1	5.6	曲げ破壊
				3.9	0.8	1.7	1.5	曲げ破壊
		D10		7.0	1.4	11.0	5.6	曲げ破壊後に 定着破壊
	100	D10	2.0	5.8	1.2	10.4	4.0	定着破壊
		D13		12.3	1.4	34.0	2.0	定着破壊
		D13	5.0	9.3	1.0	24.5	2.1	せん断破壊

4.4 補強鉄筋の付着を改善した追加実験

4.4.1 追加実験概要

前項で補強鉄筋の付着破壊が発生した対策として、鉄筋径を D10 から D6 に小さくして本数を増やすことで、断面積あたりの付着面積を大きくして付着力を確保することとした。さらに、端部を曲げ加工して引抜きに対する抵抗力を向上し、これらを併用した供試体で曲げ耐力を確認する追加実験を実施した。供試体の概要および鉄筋の配置を図 4-10 に、試験体の種類を表 4-9 に、端部の曲げフックの例を写真 4-10 に示す。

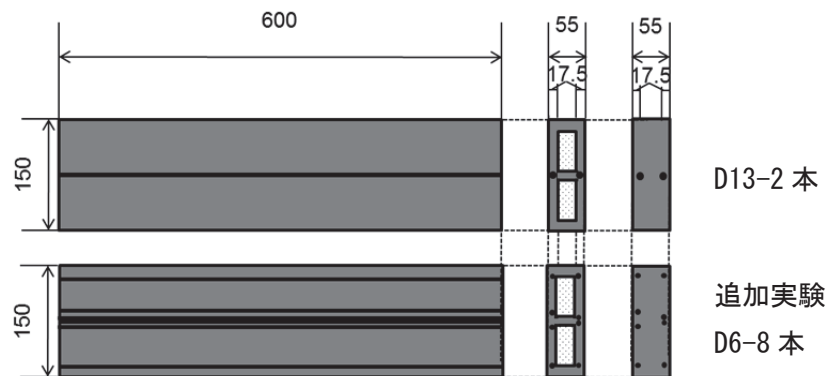


図 4-10 供試体の概要および鉄筋の配置

表 4-9 試験体の種類

	材料	部材厚 (mm)	鉄筋	鉄筋の本数	EPSブロックの厚さ (mm)
板供試体	HPFRCC+EPS	55	D6	8	
			D6	8	20
			D13	2	
			D13	2	20



写真 4-10 端部の曲げフックの例

4.4.2 追加実験結果

追加試験の結果を図 4-11 および表 4-10 に示す。HPFRCC+EPS に D6 鉄筋を圧縮側と引張側にそれぞれ 4 本配置した供試体の最大荷重と変位が、他の供試体と比べてかなり大きい値をとっていることがわかる。これより、鉄筋の付着を十分に確保すれことで付着破壊を防ぐ効果があることが確認できた。また、EPS ブロックを部材内に配置することで、局所的に大きな欠陥をつくることと同じことを意味しており、EPS ブロックを配置することで弱点となるウェブ部分から破壊が生じやすいことがわかった。よって、EPS 粒子を混入した材料を用いることは、軽量化させたうえで欠陥部分を分散させて、十分な曲げ耐荷性能および変形性能を確保することが可能であることが推察できる。

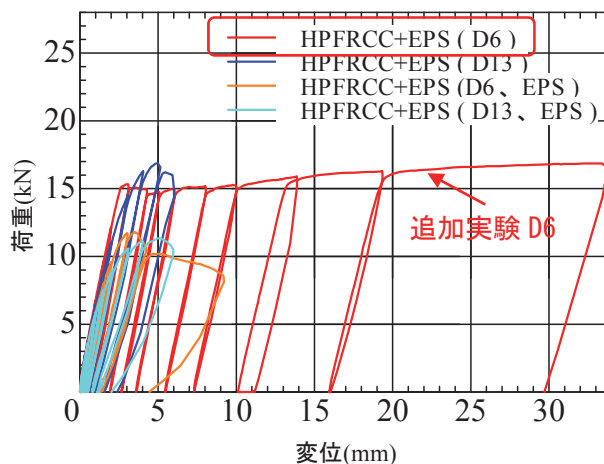


図 4-11 追加実験の荷重－変位曲線（部材厚 55mm）

表 4-10 追加実験の結果一覧

材料	部材厚(mm)	鉄筋	EPSブロック の厚さ(mm)	質量 (kg)	みかけ密度 (g/cm ³)	最大時 荷重(kN)	最大荷重時の 変位(mm)	RC板供試体の 破壊形式
HPFRCC+ EPS	55	D6	20	8.06	1.63	16.9	32.79	—
		D6		6.36	1.28	11.8	3.54	せん断付着破壊
		D13	20	7.62	1.54	16.9	4.98	付着破壊
		D13		6.04	1.22	11.3	5.14	付着破壊

4.5 まとめ

HPFRCC 適用拡大を目指し、軽く、かつ耐荷性能と変形性能に優れたコンクリート部材を開発することを目的とした本研究では、EPS 粒子を混入した HPFRCC+EPS の圧縮試験と一軸引張試験を行った。また、この材料で作製した RC はり部材の曲げ試験を行い、耐荷性能や変形性能を、HPFRCC やモルタルで作製したものと比較した。はり部材には、EPS ブロックを内部に配置したものも作製し耐荷荷重を確認した。得られた主な結果は、次のとおりである。

- (1) HPFRCC に粒径 2mm と 4mm の EPS 粒子を体積の 45%混入した材料(HPFRCC+EPS)では、みかけの密度は 1.1g/cm^3 となり、圧縮強度と引張強度は、EPS 粒子を混入する前の HPFRCC のそれぞれ 1/6 と 1/3 程度となったが、引張力下で明確な複数微細ひび割れが生じた。
- (2) HPFRCC+EPS 円柱供試体の圧縮試験では、打設面に近い上部を鉄線で巻いて拘束し石膏で固める方法により、この部分の破壊を生じにくし、安定した圧縮強度を得ることができた。
- (3) 小さな供試体質量でより大きな耐荷性能と安定した変形性能を得るには、鉄筋補強した HPFRCC 内へ EPS ブロックを配置することや、HPFRCC+EPS に鉄筋を配置して鉄筋の定着を確実にすることが有効なことが明らかとなった。
- (4) 追加実験により、圧縮強度が小さい EPS 粒子を混入した部材においても、鉄筋断面に対し付着面積を確保し、端部にフックを付けるなどして引抜けに対処することで、曲げ性能を向上できることが確認できた。

<第4章 参考文献>

- 1) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー，No.127，pp.1-4，2007.3.
- 2) 木村亨，福澤公夫，鈴木勇生，平岡勝也：フェロセメントと発泡スチロールからなる軽量複合部材の曲げ性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.2191-2196，2009.
- 3) 福島誠司，長谷川聖史，伊藤祐二，笠井 哲郎：廃 EPS 粉砕品を用いた軽量モルタルの諸物性，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1583-1588，2006.
- 4) 近藤遊，浅野幸男，前田徳一，六郷恵哲：袋練混ぜ方法により作製した HPFRCC の配合と力学特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.245-250，2011.

第5章 軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能

5.1 研究の背景および目的

5.1.1 研究の背景

富士山西側斜面の大沢崩れ（写真 5-1）の対策にみられるように、道路のない山岳地域の砂防工事では、テトラポット型や立体十字型などのコンクリート部材（写真 5-2）をヘリコプターで投下して排水層を形成するブロックスクリーン工（図 5-1）が用いられることがある。こうしたコンクリート部材をより軽く耐衝撃性能を高めれば、より寸法の大きな部材をより高い場所に運搬し、効率のよい施工を行うことができる。

軽量 HPFRCC²⁾は、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（以下、HPFRCC）に粒径 2～4mm の EPS 粒子を体積率で 45%混入した軽量 HPFRCC（以下 HPFRCC+EPS）を開発しているが、引張性能として最も重要な終局ひずみ（引張強度点の見掛けのひずみ）が小さくかつバラツキが大きいことが課題であった。



写真 5-1 富士山の崩壊地「大沢崩れ」



写真 5-2 投下型コンクリート部材の例

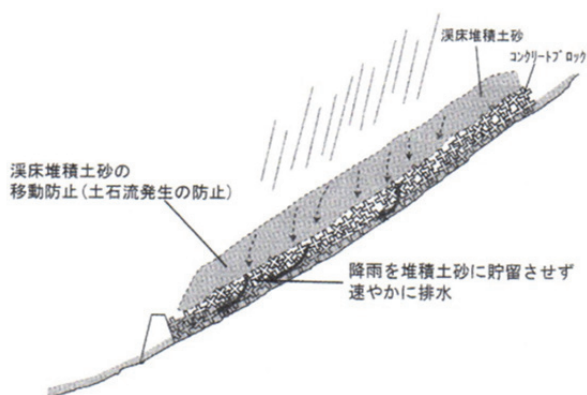


図 5-1 ブロックスクリーン工の構造

5.1.2 研究の目的

本研究では、HPFRCC+EPS を用いた寸法の大きな部材への適用のため、施工性や品質安定性を改善した HPFRCC+EPS の改良型配合を提案する。また、山岳地帯の砂防工事に用いられる投下型の立体十字コンクリートブロックへの適用を想定して、実部材を模した小型の供試体を HPFRCC+EPS を含む 3 種類のコンクリートで作製し、供試体そのものを落下させる衝撃試験を行って比較することで、HPFRCC+EPS の軽量化の効果と耐衝撃性能について検討を行うものである。

5.2 実験概要

5.2.1 実験内容

比較する 3 種類のコンクリートは、HPFRCC、HPFRCC+EPS、普通コンクリート（以下、NC）であり、立体十字供試体を作製して供試体を落下させる衝撃試験を行い、材料の種類、鉄筋の有無、EPS 粒子混入の有無、部材質量が供試体の破壊性能ならびに耐衝撃性能におよぼす影響について検討した。第 4 章で検討された HPFRCC+EPS の配合は、施工性と引張強度および引張ひずみの性能およびばらつきが多いことが課題とされたため、配合を再検討し性能の改善を目指した。

基本性能の確認のため、これらの 3 種類のコンクリートの圧縮強度試験と、HPFRCC+EPS と HPFRCC の一軸引張試験を行った。

5.2.2 使用材料と配合

HPFRCC、HPFRCC+EPS と NC の配合を表 5-1 に、使用した材料を表 5-2 に示す。セメントには、早強ポルトランドセメントを使用した。HPFRCC では、収縮低減のため、セメント量の 30% を石灰石粉で置換し、長さ 12mm の高強度ポリエチレン繊維を体積率で 1.25% 混入した。

表 5-1 配合

配合	W/C (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
		水	セメント	石灰石粉	細骨材		粗骨材
					珪砂	川砂	
HPFRCC	42.8	380	887	380	351	—	—
HPFRCC+EPS	40.2	238	630	210	—	—	—
NC	55.0	180	327	—	—	810	920

材料	単 位 量 (kg/m ³)				EPS粒子(Vol%)	
	高性能AE減水剤	AE減水剤	増粘剤	PE繊維		
					2mm	4mm
HPFRCC	19.0	—	0.40	12.1	—	—
HPFRCC+EPS	15.4	—	0.84	6.79	22.5	22.5
NC	—	1.02	—	—	—	—

表 5-2 使用材合

材 料		物 性 等
高強度ポリエチレン繊維		繊維径:12 μ m, 長さ:12mm, 密度:0.98g/cm ³ , 引張強度:2.6GPa, ヤング係数:88GPa
セメント		早強ポルトランドセメント, 密度:3.13g/cm ³
細骨材	7号珪砂	密度:2.63g/cm ³
	川砂	密度:2.59g/cm ³
混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系
	AE減水剤	リゲニンスルホン酸系
混和材	石灰石粉	密度:2.71g/cm ³ , 比表面積:3050cm ² /g
発泡スチロール	EPS 中	平均粒径:4mm, 発泡倍率:50倍, 密度:0.02g/cm ³
	EPS 章	平均粒径:2mm, 発泡倍率:50倍, 密度:0.02g/cm ³

HPFRCC+EPS では、HPFRCC の配合をベースに、セメント量の 25%を石灰石粉で置換し、長さ 20mm の高強度ポリエチレン繊維を使用し、細骨材を用いず、増粘剤を増やし、粒径約 2mm と 4mm の 2 種類の EPS 球状粒子（内部空間率約 98%）を等量ずつ体積率で合計 45%混入した。

すべての供試体は、材齢 2～3 日で脱型し、試験材齢（10～14 日）まで 20℃の恒温室内で湿布養生を行った。

5.2.3 供試体

5.2.3.1 円柱供試体

HPFRCC および HPFRCC+EPS では直径 50mm, 高さ 100mm, NC では直径 100mm, 高さ 200mm の円柱供試体を用いて圧縮強度を測定した。HPFRCC+EPS 圧縮供試体の打設側の端部を研磨後に石膏と針金で補強²⁾した。圧縮強度試験結果を表 5-3 に示す。

表 5-3 圧縮強度試験結果

材料	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	平均 (N/mm ²)
HPFRCC	91.0	46.4	45.9
	86.5	44.1	
	93.0	47.4	
HPFRCC+ EPS	22.0	11.2	12.0
	25.0	12.7	
	23.5	12.0	
NC	262.0	33.4	34.9
	295.0	37.6	
	264.0	33.6	

5.2.3.2 ダンベル供試体

HPFRCC と HPFRCC+EPS の一軸引張試験に用いたダンベル供試体を図 5-2 に示す。ダンベル供試体の寸法は、長さ 330mm、幅 60mm、厚さ 30mm であり、引張試験部の寸法は、長さが 80mm、幅と厚さが 30mm である。

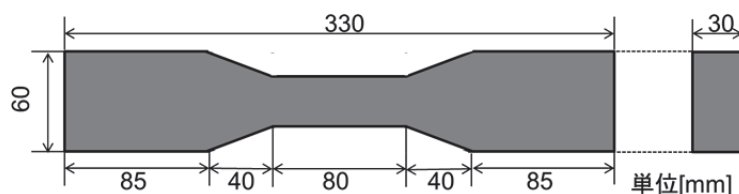


図 5-2 ダンベル供試体の形状寸法

5.2.3.3 立体十字供試体と三本足供試体

供試体落下試験には、小型立体十字供試体、三本足供試体、立体十字供試体の 3 種類の足付供試体を用いた。これらの足付供試体の形状、質量および種類を写真 5-3～写真 5-5、および表 5-4 に示す。

3 種類の足付供試体の全ての断面の寸法を 105×105mm とした。小型立体十字供試体では、足の長さを 105mm とした。三本足供試体は立体十字供試体の足を 6 本から 3 本に減らした形状であり、質量は小型立体十字供試体と同程度である。立体十字供試体は、3 軸方向に中央から長さ 210mm の足が 6 本張り出した形状とした。供試体の作製には、図 5-3 に示すような一辺 105mm の木材を切断したブロックを組み立てた型枠を用いた。

有筋の立体十字供試体では、D6 鉄筋（降伏強度 332N/mm²、引張強度 458N/mm²）を写真 5-6 に示す形状に組み立てて配置した。鉄筋にはプラスチックスペーサを取り付け、20mm～25mm のかぶりを確保した。



写真 5-3 三本足供試体



写真 5-4 小型立体十字供試体



写真 5-5 立体十字供試体



写真 5-6 内部鉄筋形状

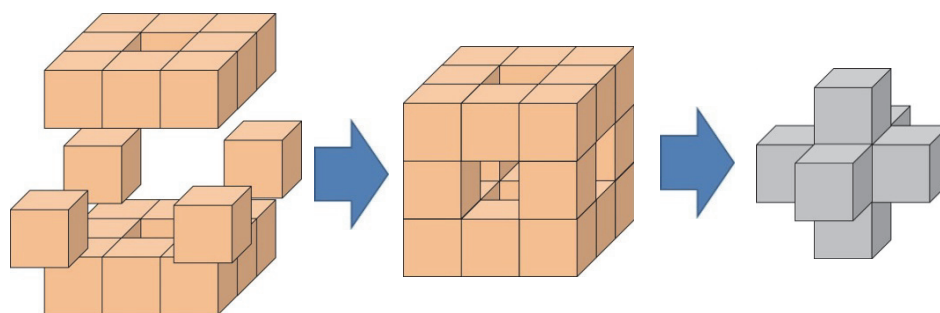


図 5-3 小型立体十字供試体の作製イメージ図

表 5-4 落下試験供試体種類

	材料	鉄筋	質量(kg)	見掛け密度(g/cm ³)
小型立体十字供試体	NC		19.1	2.4
立体十字供試体	NC		19.4	2.4
			18.7	2.3
	HPFRCC		29.7	2.0
		D6	31.9	2.1
	HPFRCC+EPS		18.3	1.2
		D6	19.7	1.3
	NC		35.9	2.4
		D6	35.8	2.4
		D6	38.3	2.5

5.2.4 载荷試験

5.2.4.1 圧縮試験

円柱供試体の圧縮試験では、

写真 5-7 に示すアムスラー型万能試験機を用い、最大荷重を超えて破断箇所が明確になるまで载荷を行った。また、ひずみの計測は行わなかった。

5.2.4.2 一軸引張試験

ダンベル供試体の一軸引張試験では、写真 5-8 に示すように荷重をロードセル（容量 10kN）で、引張試験部（検長 80mm）の変位を高感度変位計（容量 25mm）で検出し、引張応力-ひずみ曲線を計測した。

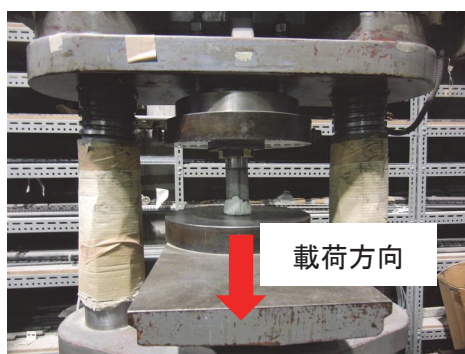


写真 5-7 アムスラー型万能試験機

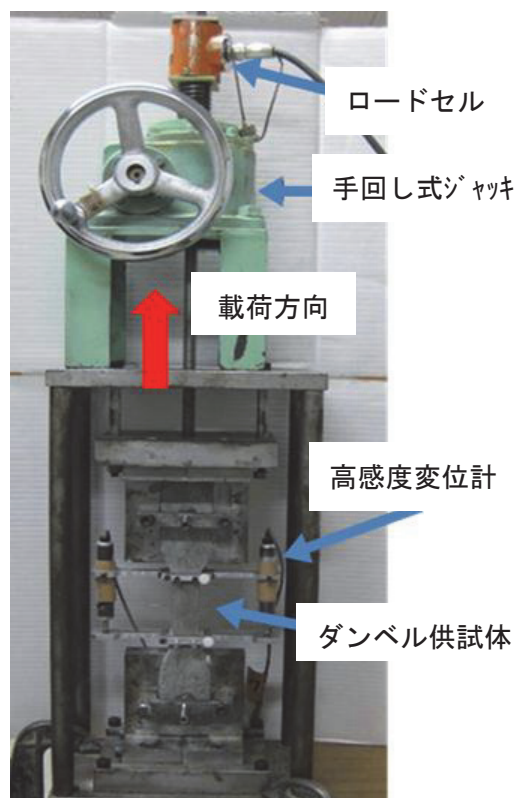


写真 5-8 ダンベル供試体の一軸引張試験

5.2.4.3 供試体落下試験

供試体落下試験では、写真 5-9 に示すように、供試体をポリエチレン製の紐で吊るし、クレーンで所定の高さまで上昇させ、紐を鉋で切って供試体を自由落下させた。落下高さは、供試体に明確な破壊が生じるか、あるいは最大 1400mm または 1600mm までとし、原則として 100mm あるいは 200mm ずつ増やした。

供試体を落下させるごとに、ひび割れ、衝突部（接地部）の変状を含む全体の破壊性状

について、目視により観察した。立体十字供試体の中央の上部に加速度計（容量 2000m/s^2 ）を取り付け、衝突時の加速度を計測した。しかし、供試体の落下時の接地に仕方により加速度が大きく変動し、正確な値が計測できなかったため、本論文では説明を省略する。

実験室の床（支持杭上の RC 床）に厚さ約 130mm の砂を敷き、人力で踏み固めた後にコンクリート版（HPFRCC 製、寸法 $100 \times 270 \times 630\text{mm}$ ）を 3 枚並べ、その上に供試体を落下させた。

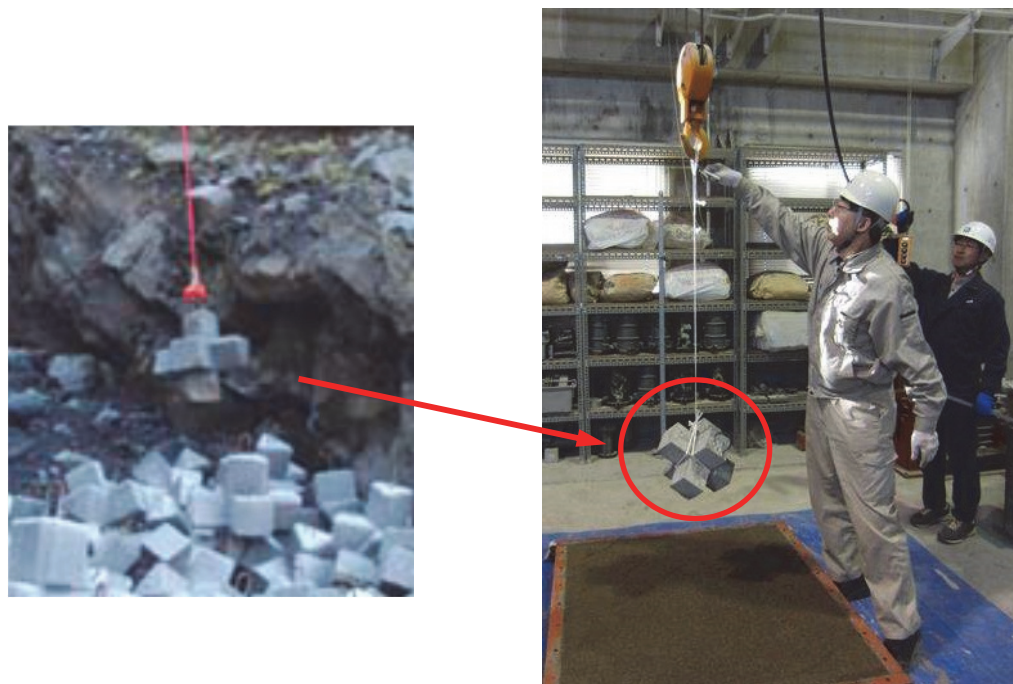


写真 5-9 供試体落下試験

5.3 実験結果

5.3.1 一軸引張試験結果

HPFRCC と HPFRCC+EPS のダンベル型供試体の一軸引張試験で求めた引張応力-ひずみ曲線を、図 5-4 に示す。参考として、過去に行われた同様の試験結果²⁾を図 5-5 に示す。HPFRCC の引張応力-ひずみ曲線の形状のバラツキは、今回と以前のものとほぼ同程度であった。一方、HPFRCC+EPS の引張応力-ひずみ曲線のバラツキは、以前のものに比べ、今回は大幅に改善された。HPFRCC+EPS の終局ひずみは、以前のもの（0.7%程度）と比較して、今回は 3.0%程度と大きかった。

HPFRCC+EPS では、EPS 粒子を混入して軽量化しており、マトリックスの強度が弱くなるため、今回の試験では、繊維長を以前の 12mm から 20mm に変更した。またマトリックスの粘性を高めて材料分離を生じにくくした。これらの改善により、引張応力-ひずみ曲線の形状のバラツキが少なくなったと考えられる。

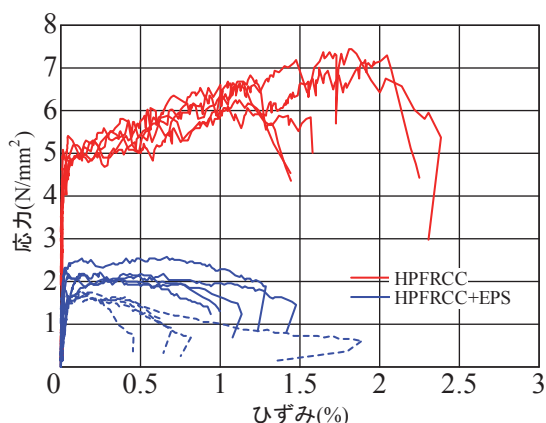


図 5-4 応力-ひずみ曲線（今回）

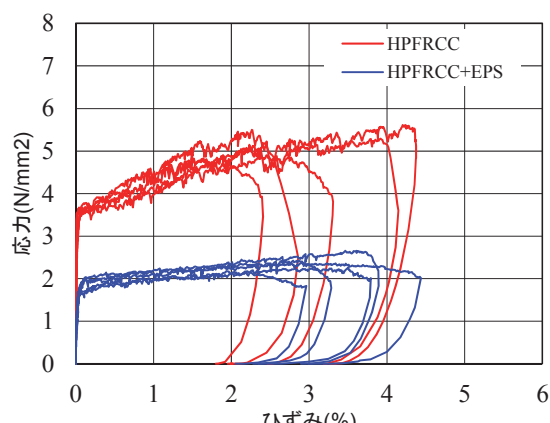


図 5-5 応力-ひずみ曲線（前回）

5.3.2 供試体落下試験

5.3.2.1 小型立体十字供試体と三本足供試体の試験

供試体落下試験の結果を表 5-5 に示す。NC 無筋小型立体十字供試体（6 本の足の長さ 105mm）の供試体落下試験を、200mm 刻みで高さ 1400mm まで行ったが、供試体の衝突部に角欠けがみられたものの、足の付け根等にひび割れの発生は無く、供試体は破壊に至らなかった。

NC 無筋小型立体十字供試体に比べ質量が同程度で足の長さが 2 倍ある NC 無筋三本足供試体（3 本の足の長さが 210mm）の供試体落下試験を、200mm 刻みで高さ 1400mm まで行った（表中 NC 無筋①）。高さ 200mm から落下後に、衝突部に角欠けが観察された。高さ 1400mm からの落下で足が折れ破壊に至った（写真 5-10）。

高さ 1400mm に至るまでの途中の落下試験において供試体の衝突部の角が次第に欠けて、衝撃力を吸収しやすい形状になっている可能性が考えられた。そこで、もう一つの NC 無筋三本足供試体（表中 NC 無筋②）について、初期落下高さを 1200mm とし、100mm 刻みで落下させる試験を行った。その結果、最初の供試体と同様に高さ 1400mm から落下後に供試体の足が折れ破壊に至った。

一つ目の NC 無筋三本足供試体では、に示すように、3 本の足の付け根のすべてにひび割れが確認され、3 本の足に衝撃力が作用したと考えられる。一方、二つ目の NC 無筋三本足供試体では、1 本の足の付け根のみにひび割れが生じ、この 1 本の足に衝撃力が集中したと考えられる。

質量が同程度の NC 無筋小型立体十字供試体と NC 無筋三本足供試体の試験結果から、同程度の質量であっても足が長いと、接地時に足の付け根への衝撃作用が大きくなり、破壊が生じやすくなることがわかる。また、落下回数を増すと、3 本の足とも角がなくなり接地時に衝撃が均等に加わる傾向があった。

表 5-5 供試体落下試験結果

高さ (mm)	小型立体十 字供試体	三本足供試体		立体十字供試体						
	NC無筋	NC無筋①	NC無筋②	NC無筋①	NC無筋②	NC有筋	HPFRCC+EP S無筋	HPFRCC+EP S有筋	HPFRCC無筋	HPFRCC有筋
100	-			-	-	-	-			
200	角かけ	角かけ		-	-	-	-	-	-	-
300	-			-	-	-	-			
400	-	-		破壊	破壊	角かけ	角つぶれ	角つぶれ	角つぶれ	角つぶれ
500	-					-	-			
600	-	-				-	-	-	-	-
700	-					-	0.02mmの初期 ひび割れ			
800	-	-				-	0.02mm	-	-	-
900	-					0.05mmの初期 ひび割れ	0.02mm			
1000	-	-				2, 3本に進展	2, 3本に進展	0.05mmの初期 ひび割れ	0.02mmの初期 ひび割れ	0.02mmの初期 ひび割れ
1100	-					0.1mm	0.05mm			
1200	-	-	角かけ			0.1mm	0.05mm	0.05mm	0.05mm	0.02mm
1300	-		-			根元から 3方向に進展	0.05mm			
1400	-	破壊	破壊			0.2mm	0.1mm	0.05mm	1.0mm	0.02mm
1500						0.2mm	0.2mm			
1600						0.2mm	上面破壊	0.05mm	破壊	0.02mm

*白抜きは試験を実施した高さ，黒塗りは実施していない高さ，横棒は変化なしを表す



写真 5-10 三本足供試体①破壊性状

5.3.2.2 立体十字供試体の試験

HPFRCC, HPFRCC+EPS, NC の 3 種類のコンクリートで作製した無筋ならびに有筋の立体十字供試体（6 本の足の長さが 210mm）の供試体落下試験を，高さ 1600mm まで行った。

2 個の NC 無筋立体十字供試体について，初期高さを 100mm とし，100mm 刻みで落下試験を行ったところ，いずれも高さ 400mm から落下させたところ足が折れ破壊に至った。また，写真 5-11 に示すような角かけを確認した。

NC 有筋（鉄筋配置）立体十字供試体について、初期高さを 100mm とし、100mm 刻みで落下試験を行ったところ、高さ 1000mm から落下させた段階で微細なひび割れが観察された。その後、写真 5-12 に示すように 3 本の足の付け根にひび割れが発生するとともにひび割れ幅が徐々に大きくなったが、高さ 1600mm から落下させても破壊には至らなかった。足の先端の衝突部の欠け落ちやコンクリートの剥離が確認された。

HPFRCC+EPS 無筋立体十字供試体では、初期高さ 100mm から 100mm 刻みに落下試験を行った。写真 5-13 に示すように足の衝突部の角が欠けることなく平らに潰れていった。高さ 700mm から落下後に足の付け根にひび割れが確認され、1000mm から落下後に 3 本の足の付け根のいずれにもひび割れが進展した。さらに落下高さを高くするとひび割れ幅が大きくなり、高さ 1600mm から落下した際に、衝突する下側の 3 本の足の付け根は破壊しなかったが、上部の足の 1 本が折れて破壊した。原因としては、締固め不良があった可能性が考えられる。

HPFRCC+EPS 有筋立体十字供試体では、初期高さ 200mm から 200mm 刻みに落下試験を行った。高さ 1000mm から落下後に写真 5-14 に示すような目視ではほとんど視認できない程度の微細なひび割れが生じたが、その後のひび割れの進展はなく、高さ 1600mm から無筋ならびに有筋の HPFRCC 立体十字供試体の落下試験を、初期高さ 200mm から 200mm 刻みに行った。HPFRCC 無筋立体十字供試体では、高さ 1000mm から落下後にひび割れが確認され、その後ひび割れが徐々に進展し、高さ 1600mm からの落下時に足が折れ破壊に至った。HPFRCC 有筋立体十字供試体では、高さ 1000mm から落下後に HPFRCC+EPS 有筋の試験結果と同様に微細なひび割れが確認されたが、その後のひび割れの進展はなく、高さ 1600mm から落下しても破壊には至らなかった。HPFRCC+EPS 供試体の場合と同様に、写真 5-15 に示すように HPFRCC 供試体では足の衝突部の角欠けはあまり確認されず角が潰れた。

3 種類のコンクリートで作製した無筋ならびに有筋の 6 種類の立体十字供試体のうち、NC 無筋を除く残りのすべての供試体に共通することは、高さ 400mm から落下後に角欠けが観察され、高さ 700mm～1000mm から落下後に初期ひび割れが発生し、鉄筋により補強することによりひび割れの進展が抑えられ高さ 1600mm から落下後も供試体は破壊に至らなかった。また、無筋の立体十字供試体は写真 5-16 に示すように試験終了後は足が 1 本折れる破壊性状を確認した。

EPS 粒子を混入した HPFRCC+EPS は、HPFRCC に比べ、密度は 60%と軽く強度は 1/4～1/3 と小さい。供試体落下試験において同等な耐衝撃性能を発揮した。

以上のことから、落下する供試体の耐衝撃性能を高めるうえでは、鉄筋を配置することが重要であり、供試体の質量が小さいことも有効なことがわかる。

NC 有筋立体十字供試体の中央上部に加速度計を取り付けて、衝突時の加速度を計測した。高さ 100mm では 600m/s²程度、高さ 200mm では 1000m/s²程度の加速度が計測された。さらに落下高さを高くして加速度の計測を行ったが、衝突先のコンクリート版の移動、落

下時の供試体の姿勢，供試体の角欠けの具合などにより計測される加速度の値が大きく変化したため，加速度の正確に評価できるデータは得られなかった。



写真 5-11 NC の角かけ



写真 5-12 NC 有筋の破壊性状



写真 5-13 HPFRCC+EPS の角つぶれ



写真 5-14 HPFRCC+EPS 有筋の破壊性状



写真 5-15 HPFRCC の角つぶれ

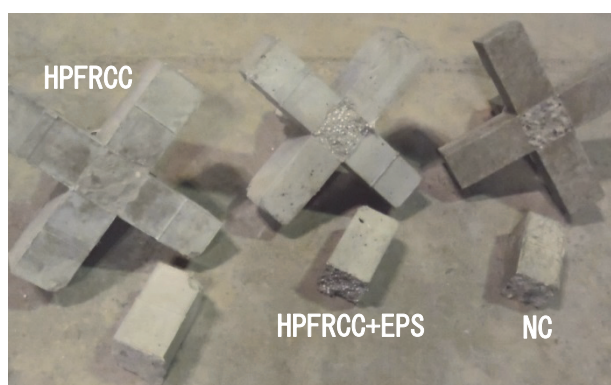


写真 5-16 立体十字供試体の破壊の様子

5.4 まとめ

道路の無い山岳地域の砂防工事においてヘリコプターで運搬・投下して用いられるコンクリート部材への利用を想定して、HPFRCC に EPS 粒子を混入した軽量 HPFRCC (HPFRCC+EPS) の改良型配合を提案した。また、HPFRCC+EPS を含む 3 種類のコンクリートで立体十字型の供試体を作製して、供試体を落下させる衝撃試験を行った。得られた主な結果は、次のとおりである。

- (1) 混入する繊維の長さを 20mm と長くし、マトリックスの粘性を高めることにより、引張終局ひずみが 3%と大きくかつバラツキの少ない HPFRCC+EPS (密度 1.2g/cm³) が得られた。
- (2) 落下する供試体の耐衝撃性能を高めるうえでは、鉄筋を配置することが重要であり、供試体の質量が小さいことが有効である。
- (3) 落下する足付供試体の質量が同程度であっても、足が短いと、落下時に破壊が生じにくい。
- (4) 供試体の落下により足の衝突部に、NC の場合は角欠けや剥離が生じたが、HPFRCC と HPFRCC+EPS の場合には衝突部の角欠けはあまりなく、角が潰れる破壊性状であった。

<第5章 参考文献>

- 1) 岩本年正，完全無人化施工に向けて「富士山大沢崩れ源頭域調査工事」，土木技術 64 巻 11 号，pp.27～32，2009.11.
- 2) 松島雄平，中野昂人，藤代勝，六郷恵哲：発泡スチロールを組み込んだ軽量 HPFRCC 部材の曲げ耐荷性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.259-264，2013.

第6章 ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能

6.1 研究の背景および目的

6.1.1 研究の背景

セメント系材料には、収縮とそれに伴うひび割れが生じやすい特徴がある。これに対して収縮低減剤や膨張材などが使われているが、長期にわたって収縮させないことは容易ではない。長期にわたって安定して膨張しうる性能をもったセメント系材料が実用化されれば、適用の可能性が拡がると考えられる。

コンクリートの膨張機構の一つであるアルカリシリカ反応（以下、ASR）とは、コンクリートの劣化の 1 つであり、セメントペースト中のアルカリ分と骨材のシリカ成分が化学反応し、長期にわたる膨張を引き起こす。ASR はアルカリシリカゲルに水分が供給されることで吸水膨張を生じ、その膨張圧によりコンクリート構造物にひび割れを生じさせる。ひび割れの形態は、膨張を拘束する状態によって異なる。拘束力の小さな無筋コンクリート構造物の場合には亀甲状のひび割れとして構造物表面に現れるが、鉄筋コンクリート構造物では主鉄筋による拘束のため主鉄筋に直交するようなひび割れは入りづらく、主鉄筋に沿う形でひび割れが発生する場合が多い。膨張によりコンクリートに発生したひび割れは、劣化因子が進入することにより内部鉄筋の腐食など複合劣化の要因となってより構造物を劣化させている。

一方、セメント系材料の自己収縮は、配合について水セメント比が小さくなるほど、単位結合材料、単位ペースト量、単位粉体量が多いほど、骨材体積比が小さくなるほど自己収縮は大きくなる¹⁾。そのため、HPFRCC は従来のコンクリートと比較すると自己収縮が大きくなりやすい要因をすでに含んでいる材料であるといえる。既往の研究²⁾において、HPFRCC の収縮抑制には、膨張材の多量添加が有効であることが確認されている。しかし、膨張材による膨張効果は若材齢の期間のみであり、その後長期においては収縮補償効果が失われ収縮に転ずるという結果も得られている。そのため HPFRCC を構造材料として利用する場合、その特性を利用し、構造物の機能を長期的にわたり保持するためには収縮挙動のコントロールが重要となる。

そこで、HPFRCC の収縮抑制に ASR を組み合わせ長期にわたる膨張を利用することで、微膨張型の繊維補強モルタルができるものと考えた。微膨張型の繊維補強モルタルとは、繊維補強モルタルである HPFRCC に ASR や膨張材を組み込むことにより、収縮挙動をコントロールすることを目的とした材料である。その材齢と長さ変化に関する概念図を図 6-1 に示す。

本研究では、ASR による膨張を組み込んだ微膨張型の HPFRCC（以下、ASR-HPFRCC）と膨張材を添加した HPFRCC（以下、EX-HPFRCC）をあわせて微膨型 HPFRCC と定義する。

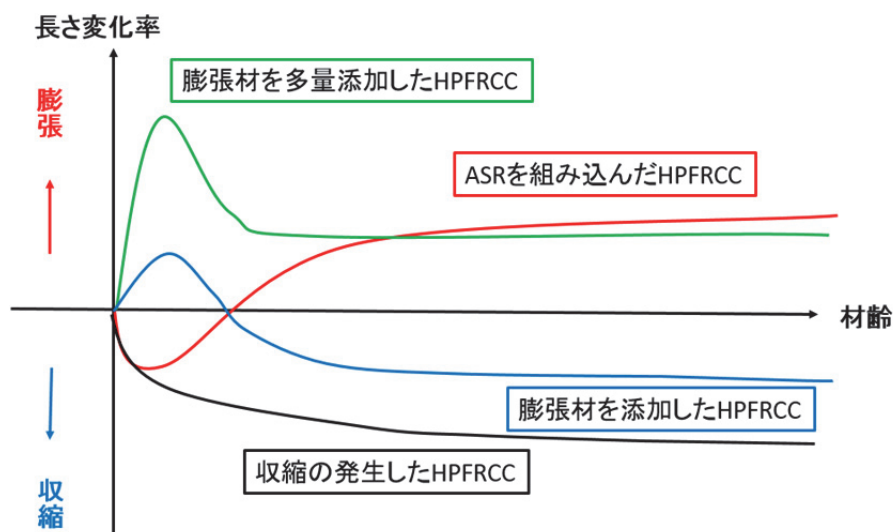


図 6-1 膨張型 HPFRCC の概念図

6.1.2 研究の目的

HPFRCC は、一軸引張応力下において擬似ひずみ硬化特性を示し、微細で高密度のひび割れを形成する高靱性材料である³⁾。この材料はセメントの多い配合で粗骨材を含まず、砂結合材比が 1 以下のペースト量が多いマトリクスに補強用繊維を 1～2% 混合することを配合の特徴とする。また、ひび割れ幅の制御を材料自身が行う点にこの材料の大きな特徴がある。普通コンクリートに代えて HPFRCC を RC 部材に用いると、部材としてのエネルギー吸収性能が大きくなり、HPFRCC の引張性能を利用してせん断補強筋が多くの場合不要となる⁴⁾。さらにひび割れ幅が 0.2mm 以下に制御されることにより、鉄筋のかぶりを小さく設定することができることで、比較的部材厚の薄いプレキャストコンクリート製品への HPFRCC の適用が期待されている。

これまでの研究²⁾で、鉄筋補強した HPFRCC（以下、R/HPFRCC という）はり部材のひび割れ荷重ならびにひび割れ性状を向上させる方法として、膨張材の多量混入によるケミカルプレストレスの導入が有効であることが報告されている。プレテンション方式によりプレストレスを導入する場合には特殊な緊張装置を必要とするが、膨張材によりケミカルプレストレスを導入する場合には、緊張材を配置しておくだけでプレストレスが導入される⁵⁾利点がある。ケミカルプレストレスは乾燥収縮やクリープにより変化し、この研究事例においては、膨張材を 101 kg/m³ 添加した R/HPFRCC はり部材はケミカルプレストレスが残存したが、76 kg/m³ 添加したものは消失した。

コンクリートの膨張機構には、膨張材の反応により生成した水和物が空隙を形成し体積増加⁶⁾するセメントペーストの膨張の他に、ASR により生成したアルカリシリカゲルの細孔溶液の吸収によって発生する膨張圧⁷⁾による骨材の膨張が、その一つとして挙げられる。これらの膨張機構の相違は、乾燥収縮する際の長さ変化にも影響すると考えられる。

そこで本研究の目的は、ASR による膨張を組み入れ、長期にわたってゆっくりと膨張する微膨張型 HPFRCC を提案するとともに、適用の一例として、この材料に鉄筋を配置してケミカルプレストレスの導入を検討することである。ここでは、ASR による膨張を発生させた HPFRCC の一軸引張性能やひび割れ性状の結果⁸⁾を含め、小型の R/HPFRCC はりを用いて中立軸の位置の変化などからケミカルプレストレスの導入効果を確認した結果と、乾燥収縮による長さ変化から ASR による収縮補償について確認した結果について述べる。

さらに ASR 膨張の制御方法として、亜硝酸リチウム (LiNO_2) の含浸について確認した結果についても述べる。

以上から微膨張型 HPFRCC の構造としての適用可能性の検討を行うことが本研究の目的である。

6.2 ASR-HPFRCC 小型はりの曲げ載荷

6.2.1 実験概要

6.2.1.1 使用材料および配合

実験に用いた材料を表 6-1 に示す。細骨材には ASR 反応性骨材に川砂を用い、比較対象には珪砂を用いた。それぞれの細骨材の JISA 1145 化学法（以下、JIS 化学法）による ASR 反応性を図 6-2 に示す。この川砂は、火山群を源流とする岐阜県高原川の上流部で採取されたものである。

表 6-1 使用材料

材 料	記号	仕 様, 物 性
高強度ポリエチレン繊維	PE	繊維径12 μm , 繊維長12 mm, 密度0.97 g/cm^3 , 引張強度2.6 GPa, 弾性係数88 Gpa
セメント	C	JIS R 5210早強ポルトランドセメント, 密度3.13 g/cm^3
石灰石粉	LP	密度 2.71 g/cm^3 ,
		比表面積 3050 cm^2/g
細骨材	S6	6号珪砂, 密度 2.63 g/cm^3
	S7	7号珪砂, 密度 2.63 g/cm^3
	SA	ASR反応性骨材(川砂), 600 μm 以下, 密度2.60 g/cm^3
高性能AE減水剤	SPU	ポリカルボン酸エーテル系化合物
増粘剤	HMC	水溶性セルロースエーテル, 粘度グレード100000 mPa·s

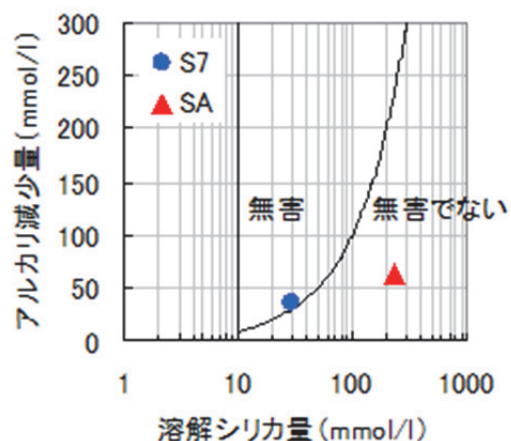


図 6-2 化学法

実験で用いたポリエチレン繊維混入率 1.25vol% の HPFRCC の配合を表 6-2 に示す。この配合は ASR 膨張が顕著に現れるよう、水セメント比を 50% とするためセメントの一部を石灰石粉で置換し、また単位細骨材量を通常より増し 550 kg/m³ として、さらに実験で用いた ASR 反応性骨材の粒径ペシマムを考慮して 600 μm 以下の粒径を用いたものである。比較対象のコントロール供試体（以下 Control という）には、細骨材の粒度が反応性骨材と同等となるよう 6 号珪砂と 7 号珪砂を質量比 4:6 で混合して用いた。配合を表 6-3 に示す。

表 6-2 ASR- HPFRCC の配合

配合	W/C (%)	W/P (%)	単位量 (kg/m ³)						
			W	Powder		SA	SPU	HMC	PE
				C	LP				
HPFRCC PE: 1.25%	50	38	390*	780	234	550	9.1	1	12.1

表 6-3 コントロール供試体の配合

配合	W/C (%)	W/P (%)	単位量 (kg/m ³)						
			W	Powder		(S6+S7)	SPU	HMC	PE
				C	LP				
Control	50	38	390*	780	234	558	9.1	1	12.1

6.2.1.2 ASR-HPFRCC の一軸引張試験によるひび割れ性状の確認

HPFRCC における ASR の影響を迅速に確認するため供試体を促進養生した。促進養生条件は、既往の文献⁹⁾を参考に練混ぜ時にアルカリを添加し 60℃ の 1mol/l NaOH 溶液に浸

漬することとした。また添加アルカリとして NaOH を用いた場合、コンクリートの圧縮強度低下が指摘されている¹⁰⁾ことから、マトリクス強度への影響を考慮して、既往の文献^{11),12)}を参考に添加アルカリには NaCl を用いて等価アルカリ量を 12kg/m^3 とした。

ダンベル型供試体は、検長区間の長さでそれぞれ 80mm と $30\times 30\text{mm}$ の寸法のものを用いた。供試体は脱枠後 20°C 湿空養生を行った。材齢 10 日で一軸引張試験により、ASR 反応前における材料の HPFRCC としての性能を確認した後、促進養生した。ダンベル型供試体の ASR による膨張は、写真 6-1 に示すように、ダンベル型供試体検長区間と等断面 ($30\times 30\text{mm}$) となるように、JIS A 1146 モルタルバー法 (以下 JIS モルタルバー法) に規定するモルタル用供試体成形用型枠にスペーサーを用いて作製した $30\times 30\times 160\text{mm}$ の角柱供試体の長さ変化により確認した。試験方法は、ASTM C1260 (以下 ASTM モルタルバー法) の試験手順に準拠し、供試体の温度変化による影響を避けるため短時間 (15 ± 5 秒以内) に 60°C の 1mol/l NaOH 溶液から供試体の出し入れを行い、JIS A 1129-3 (ダイヤルケージ法) により測定を行った。

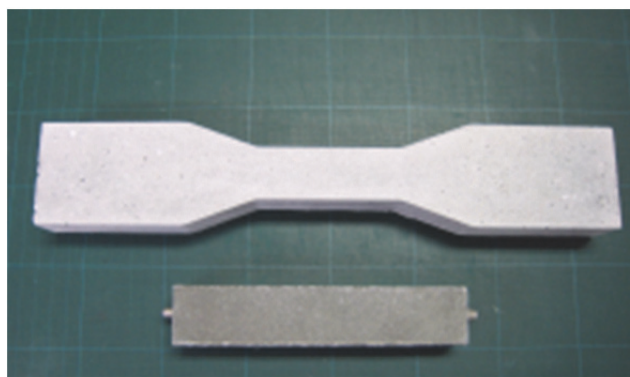


写真 6-1 ダンベル型供試体と角柱供試体

ダンベル型供試体の一軸引張試験は、角柱供試体の膨張率が 0.05%, 0.15%, 0.22%, 0.30% のとき、土木学会の試験方法³⁾に準拠して膨張水準ごとに 5 体ずつ実施した。ひび割れは、終局後の検長区間の残留ひび割れについて、マイクロスコープ (倍率 50 倍) を移動させ、ひび割れを画像としてパソコンに取り込み、ひび割れ幅とひび割れ本数を計測した。同時に作製した $\phi 50\text{mm}$ 円柱供試体の圧縮強度、ヤング係数もこのとき試験した。Control についても同時期に同じ内容の試験を行い、ASR による膨張や ASR 促進養生環境の影響を確かめた。また、角柱供試体について、促進養生環境での膨張率が 0.3% のとき 36 時間 105°C で自由水を散逸させ、ASR 促進養生前の長さを基長として ASR 膨張の残存を確かめた。

6.2.1.3 鉄筋補強 HPFRCC はりの ASR による長さ変化と曲げ載荷試験

R/HPFRCC はりは、6.2.1.2 と同様の促進養生条件にて ASR 膨張を確認した。ケミカルプレストレスの評価について、鉄筋ひずみをひずみゲージを用いて電氣的に計測する方法

も検討したが、本実験では促進養生環境の影響を考慮して、ゲージプラグを埋め込んだ供試体を用いた。供試体ひずみ≒鉄筋ひずみとなるよう、供試体端面からゲージプラグの埋め込み深さ 20 mm 以内で鉄筋を直角に折り曲げて定着させ、供試体の中心軸の長さ変化を JIS A 1129-3（ダイヤルゲージ法）に準拠して物理的に計測した。ここでの長さ変化の試験は、供試体の寸法、質量から 6.2.1.2 と同様に ASTM モルタルバー法に準拠して短時間に供試体を取扱い、測定を行うことが難しいことから、測定の 24 時間前に 20°C の恒温室へ 60°C の恒温槽から促進養生容器を移動し供試体温度を平衡させて、20°C における長さ変化を測定した。供試体温度の推移を図 6-3 に示す。

鉄筋には D6 を用いて複鉄筋とし、拘束鋼材比を変化させる場合は圧縮側の鉄筋を省いて単鉄筋とした。この場合、拘束鉄筋比は、複鉄筋のはりで 2.11%，単鉄筋のはりで 1.06% となる。はりの断面を図 6-4 に示す。使用した鉄筋の降伏強度と引張強度は、それぞれ 332.1 N/mm² と 457.8 N/mm² であった。はり供試体の内訳と本数を表 6-4 に示す。

はりの曲げ載荷試験は、図 6-5 に示すようにスパン 320 mm，等曲げ区間長 60 mm の対称 2 点載荷とし、荷重をロードセルにより、支点と載荷点の変位を高感度変位計（容量：25 mm，感度：1/500 mm）により測定した。圧縮縁には検長 30 mm のひずみゲージを貼付し、引張縁にはひび割れ発生を検知するため、検長 30 mm と 60 mm のひずみゲージを平行に貼付した。

供試体は、材齢 14 日まで 20°C 恒温室内で乾燥を防ぐため供試体を入れたプラスチック製容器の上面を湿布で覆った簡易な湿空養生をして 20°C での基長を測定した後、促進養生した。ASR 膨張の目標水準を 0.05%，0.1%，0.15% として、断続的に測定した膨張率が 0.05% と 0.1% を超えた時点と、膨張が過大になるのを避けて 0.15% 付近に達した時点で促進養生を終え、20°C 恒温室内の気中環境に供試体を移動し載荷試験まで保存し、同時に試験した。載荷試験前に、NaOH 溶液浸漬による飽水状態から保存期間の乾燥収縮による長さ変化を測定し、供試体の膨張率を確認した。

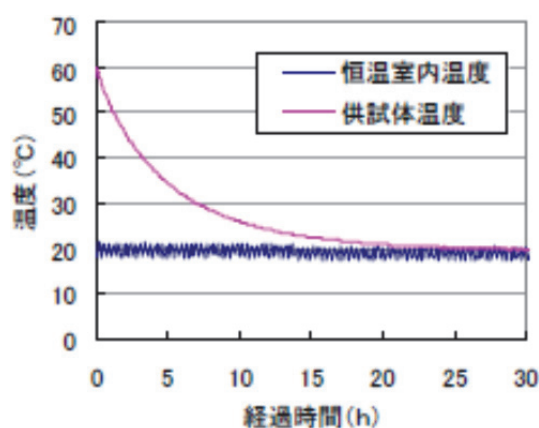


図 6-3 20°C恒温室における供試体温度の推移

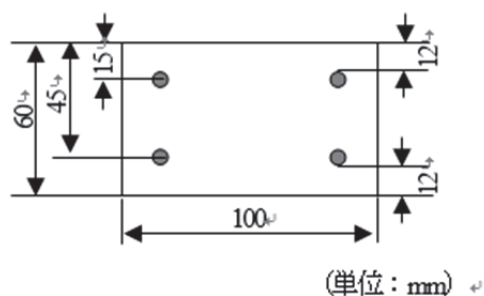


図 6-4 はりの断面

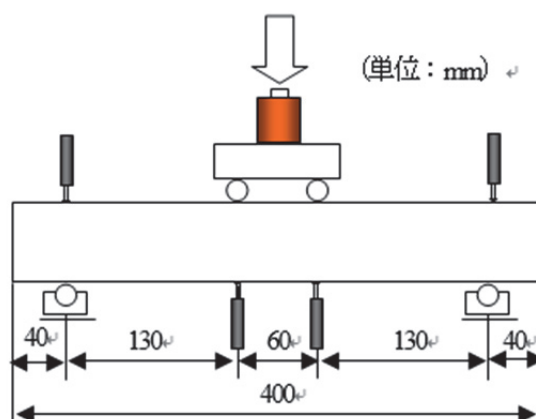


図 6-5 曲げ载荷試験方法

表 6-4 はり供試体の内訳と本数

使用材料	鉄筋補強	養生方法	
		ASR促進	気中
ASR-HPFRCC	なし	1	1
ASR-HPFRCC	複鉄筋	4	1
ASR-HPFRCC	単鉄筋	1	1
Control-HPFRCC	複鉄筋	1	1

6.2.1.4 R/HPFRCC はりの亜硝酸リチウム含浸による ASR 膨張の制御

亜硝酸リチウム (LiNO_2) を用いた既存構造物の ASR 補修では、圧入孔径 20 mm、圧入孔間隔を 500 mm として 0.5～0.7 MPa の計画注入圧力で施工される¹³⁾。ここでは、工場製品への適用を考え、供試体を乾燥させて LiNO_2 溶液へ浸漬することで、簡便に LiNO_2 溶液を含浸させ ASR 膨張を制御する方法を検討した。

促進養生期間 21 日で約 0.1%膨張した供試体について、 LiNO_2 を含浸させるため、供試体の乾燥を行った。乾燥方法は、2 日間 20℃、60%RH 恒温恒湿室で供試体を保存した後、

同室内に設置した小型の容器に供試体を移しシリカゲル乾燥剤を用いて行った。

亜硝酸リチウムを内部圧入して ASR 膨張を抑制する場合，施工誤差や不確実性を考慮して対象構造物のアルカリ総量（ Na_2O 換算）における Na^+ に対して， Li^+ のモル比が 1.0 となるよう注入量が算出されている¹³⁾ことから，はり供試体 1 体に対する亜硝酸リチウムの必要量を 49 g とした．この量は，25%亜硝酸リチウム溶液 196 g に相当する．従って本実験では，便宜的に乾燥による供試体質量減少量を吸水による含浸見込み量として，質量減少が 200 g を超えた時点で亜硝酸リチウムの含浸を開始し，含浸深さを確認することなく乾燥前質量に戻った時点で促進養生を再開した．また，供試体の乾燥過程での長さ変化から収縮補償について確認した．

6.2.2 実験結果および考察

6.2.2.1 ASR-HPFRCC の一軸引張試験

ASR-HPFRCC の ASR 反応前の応力-ひずみ関係について珪砂を用いた Control と共に図 6-6 に示す．川砂，珪砂いずれを用いた材料も HPFRCC に特有なひずみ硬化型の引張特性を示すことを確認した．

ダンベル型供試体の検長区間と等断面とした $30 \times 30 \times 160$ mm 角柱供試体の ASR 促進養生における膨張率の推移を図 6-7 に示す．図中に示すマトリクスは，表 6-2 で示した HPFRCC の配合から繊維と増粘剤を除き，フローが同程度となるよう高性能 AE 減水剤の使用量を 1/6 に減じたものである．図 6-2 の判定図において JIS 化学法で無害でないと判定される反応性骨材を用いた ASR-HPFRCC は，14 日で 0.2% 程度の膨張率を示した．一方，JIS 化学法による ASR 反応性試験の結果が， $R_c=37$ mmol/l， $S_c=30$ mmol/l で図 6-2 の判定図において境界線付近の無害の領域にプロットされた Control に用いた珪砂は，HPFRCC に配合した場合も，JIS モルタルバー法や ASTM モルタルバー法における無害の閾値である膨張率 0.10% を越えなかった．

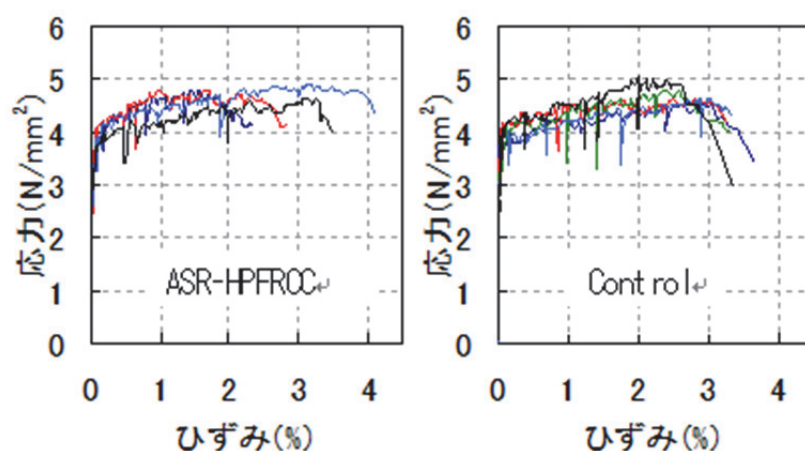


図 6-6 ASR 反応前の応力-ひずみ関係

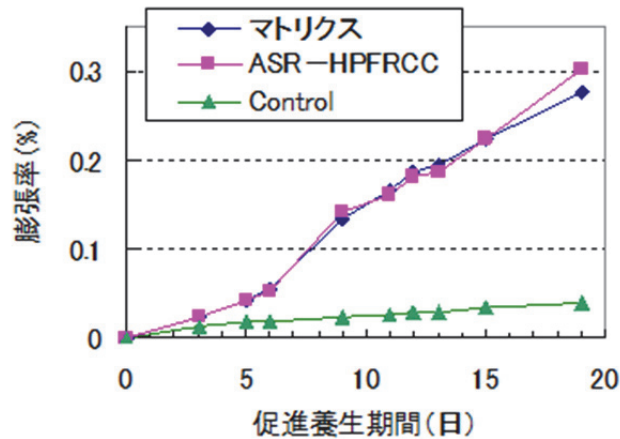


図 6-7 ASR 促進養生における膨張率の推移

また、図 6-7 は ASR-HPFRCC とそれに繊維を混入しないマトリクスとが同等に膨張することを示す。膨張材を用いた HPFRCC の研究²⁾では、膨張材の膨張に対してはマトリクスの膨張率が 0.3% のとき HPFRCC では膨張率が 0.2% と膨張率に差が認められたが、ASR の膨張に対しては傾向が異なる。このことは前者のセメントペーストの膨張と後者の骨材で生成されたアルカリシリカゲルの吸水膨張では、膨張メカニズムの違い、即ち膨張材による全体的に一律な膨張は付着する繊維で直接拘束されるが、ASR による部分的な骨材の膨張は繊維で拘束され難いことによると考える。

角柱供試体の ASR 反応前、膨張率 0.05%、0.15%、0.22%、0.30% の各段階に対応する促進養生期間 0 日、6 日、9 日、15 日、19 日における ASR-HPFRCC の圧縮強度、ヤング係数を表 6-5 に、またそれらの変化を図 6-8 に示す。コンクリートに関する ASR の既往の研究¹⁴⁾では、膨張率 0.3% 程度までは圧縮強度の低下は顕著でないが、ヤング係数は膨張率が 0.1% までの範囲で 33% 程度まで急激に低下することが報告されている。本研究においては、ASR-HPFRCC の圧縮強度の低下はコンクリートと同様に顕著ではなく、ヤング係数の低下は膨張率が 0.3% の範囲で緩やかに直線的に 63% まで低下したことを図 6-8 は示す。ASR-HPFRCC の場合、コンクリートと異なり ASR の膨張によるマトリクス内部のひび割れを繊維が架橋し変形を制御することで、圧縮ひずみが膨張率に応じて大きくなりヤング係数が直線的に低下すると考えられる。Control の圧縮強度、ヤング係数に顕著な変化は見られず、60℃、1mol/l NaOH 溶液に浸漬した促進養生環境の影響はなかった。

表 6-5 促進養生期間と圧縮強度，ヤング係数の一覧

特性値	材料	促進養生期間(日)				
		0	6	9	15	19
膨張率(%)	ASR-HPFRCC	—	0.05	0.15	0.22	0.30
圧縮強度 (N/mm ²)	ASR-HPFRCC	45.0	49.8	42.1	42.7	40.1
	Control	48.1	50.7	50.9	55.2	52.6
ヤング係数 (kN/mm ²)	ASR-HPFRCC	16.5	16.1	13.3	10.7	10.0
	Control	16.6	18.0	16.9	16.6	15.5

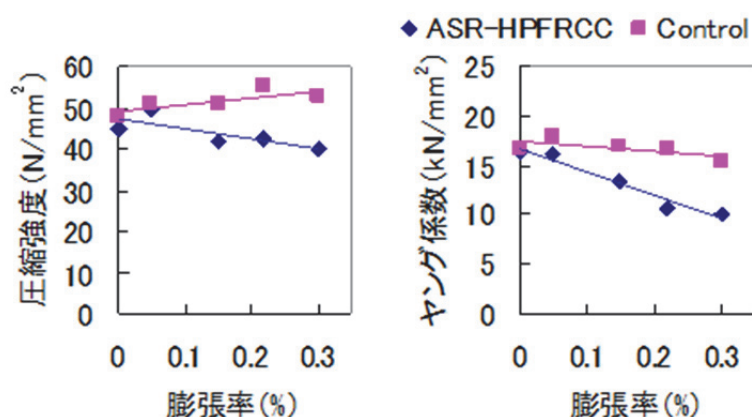


図 6-8 促進養生期間と圧縮強度，ヤング係数の変化

各 ASR 膨張段階での一軸引張試験における応力-ひずみ関係を図 6-9 に示す. 一軸引張試験値を表 6-6 にその推移を図 6-10 に示す. 表 6-6 の試験値は土木学会 HPFRCC 設計・施工指針 (案)³⁾に準拠し, 引張終局ひずみが最大の供試体と最小の供試体の 2 本を除外した 3 本の平均により求め, 平均ひび割れ本数と標準偏差は 5 本の試験結果を用いて算出した. ASR による膨張が発生した場合, 引張降伏強度, 引張強度に顕著な変化は見られないが, 図 6-10 の折れ線が示すように引張終局ひずみの一様な低下が見られる.

表 6-6 一軸引張試験値のまとめ

膨張率 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張終局ひずみ (%)	平均ひび割れ本数
0	3.69 (0.12)	4.86 (0.10)	2.47 (0.85)	53 (20.4)
0.05	3.81 (0.23)	4.25 (0.15)	1.16 (1.04)	43 (10.8)
0.15	3.42 (0.38)	3.80 (0.20)	0.86 (1.17)	50 (18.9)
0.22	3.15 (0.42)	3.80 (0.11)	0.83 (1.09)	59 (3.10)
0.30	3.47 (0.25)	3.85 (0.19)	0.95 (1.55)	54 (24.3)

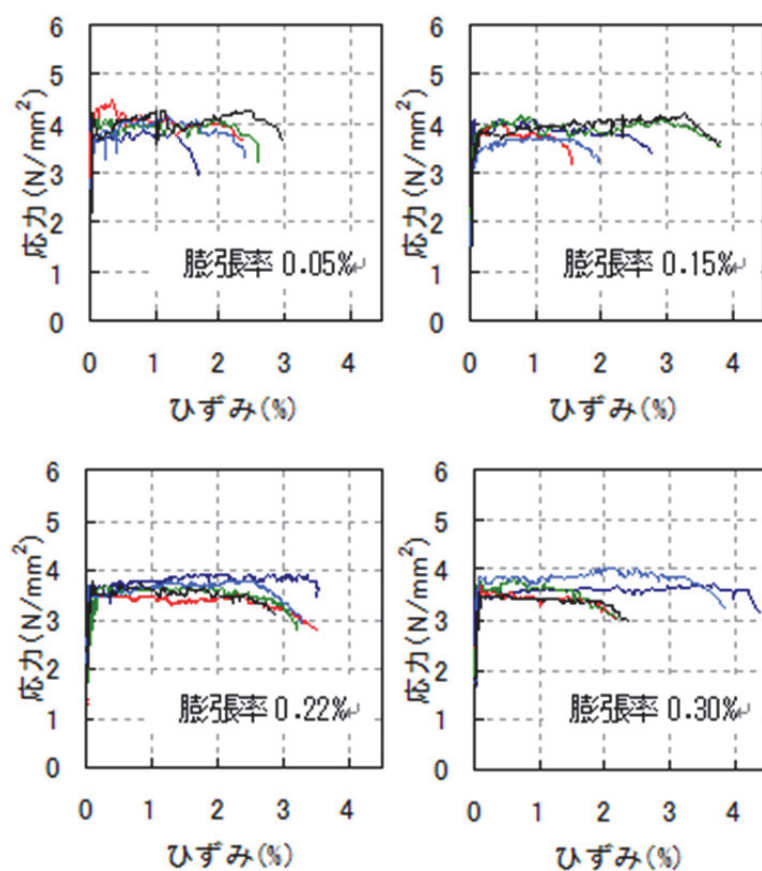


図 6-9 各膨張段階での一軸引張試験における応力-ひずみ関係

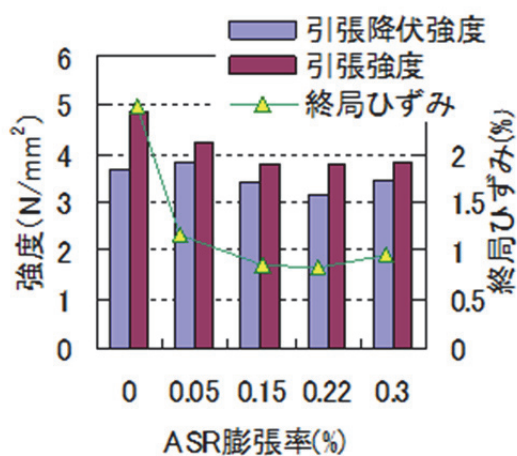


図 6-10 各 ASR 膨張段階での一軸引張試験値

ASR 膨張率 0.05%, 0.15%, 0.22%, 0.30%における引張終局ひずみの膨張率 0%に対する分散比 F_0 は、それぞれ 1.47, 1.86, 1.61, 3.28 であり、 F 分布の $F(4,4;0.025)=9.60$ と比較して $F_0 < 9.60$ となることから、危険率 5%で ASR 膨張の前後で分散に有意な差は見ら

れない。次に引張終局ひずみの平均値の差についてプールした分散 V を用いた各 ASR 膨張率水準における膨張率 0% に対する統計量 t_0 は、それぞれ 3.59, 3.15, 4.15, 2.57 であり、 t 分布の $t(8, 0.05) = 2.306$ と比較して $t_0 \geq 2.306$ となることから、危険率 5% で ASR 膨張の前後で引張終局ひずみの平均値に有意な差があるといえる。ここで引張降伏強度とは、一軸直接引張試験で得られる応力-ひずみ曲線において、包絡線で初期ひび割れ点と軟化開始点までの間にあって最小荷重を示す点の応力³⁾を示し、引張終局ひずみとは、軟化開始点のひずみ³⁾を示す。また軟化開始点は、一軸直接引張試験で複数微細ひび割れを伴いながら引張り荷重が漸増した後に荷重が低下し始める点と定義される。

図 6-9 の応力-ひずみ曲線からそのことが明確に確認できないのは、図 6-9 で引張終局ひずみの平均値を鎖線で示すように、応力を保ちながら軟化が緩やかに進むことによるもので、ASR-HPFRCC の特徴的な挙動と考える。ASR-HPFRCC は巨視的には系全体が膨張しているが、微視的には点在する反応性骨材が膨張し、周囲のマトリクスペーストでは ASR 膨張による亀裂が繊維で架橋されることで、部分的に安定ひび割れ進展¹⁵⁾の領域が内在すると推察される。このように一軸引張試験する ASR 膨張させたダンベル型供試体には、試験荷重が作用する前に繊維が架橋し応力が発生している部分があることで、供試体の断面でマトリクスにひび割れが生じた後のひび割れ進展が通常の HPFRCC と異なり、応力-ひずみ曲線や引張終局ひずみに影響すると考える。ひび割れ本数の平均値は、表 6-6 に示すように ASR による変化は見られなかった。通常の HPFRCC では、一軸引張試験において軟化が始まると引張応力が急減するため、引張終局ひずみで変形性能が評価できる。ASR-HPFRCC では、軟化が始まっても引張応力が漸減しながら複数微細ひび割れを伴い変形するため、引張終局ひずみでは変形性能の評価ができないことを表 6-6, 図 6-9 は示し、今後の研究課題と考える。

各膨張段階の一軸引張試験した 5 本の供試体の中で、終局ひずみが中央値を示した供試体のひび割れ幅のヒストグラムと確率密度曲線を図 6-11 に示す。供試体表面には一軸引張試験前に写真 6-2 に示すような地図状のひび割れが確認されたが、析出物で塞がり幅の計測が困難であったため、引張試験後の検長区間に貼付したゲージ位置での残留ひび割れをマイクロスコープで計測した。表 6-6 で ASR 膨張させた供試体の引張降伏荷重は、ASR 膨張させない供試体と同程度あるので、一軸引張試験前に確認されたひび割れは、引張特性に影響しない表面的なひび割れと考えられる。

既往の研究¹⁶⁾においては、ひび割れ幅の分布は対数正規分布に従い、また反応後の確率密度曲線は、反応前に比べてピークが原点方向に移動し膨張率に関わらず同等の形を示した。このことは ASR による膨張が 0.05% から 0.3% 以内では、ひび割れ幅の平均や標準偏差に変化がないことを表し、本実験の範囲では、HPFRCC の複数微細ひび割れ性能が維持されていた。

次に角柱供試体を ASR 膨張試験後に 105℃ で乾燥する前と後の膨張率と質量変化率を図 6-12 に示す。ASR で膨張したマトリクス、ASR-HPFRCC は、乾燥後も 0.1% の膨張率を

示し、Control では 0.15% の収縮率を示した。このとき、いずれの供試体も同程度の質量減少変化率を示していることから、既往の文献¹⁷⁾でも示されるように、ASR でアルカリシリカゲルの吸水膨張に関わった水は、自由水と異なりその構造の中に取り込まれ乾燥により散逸し難いことで ASR による膨張が残存したと考える。

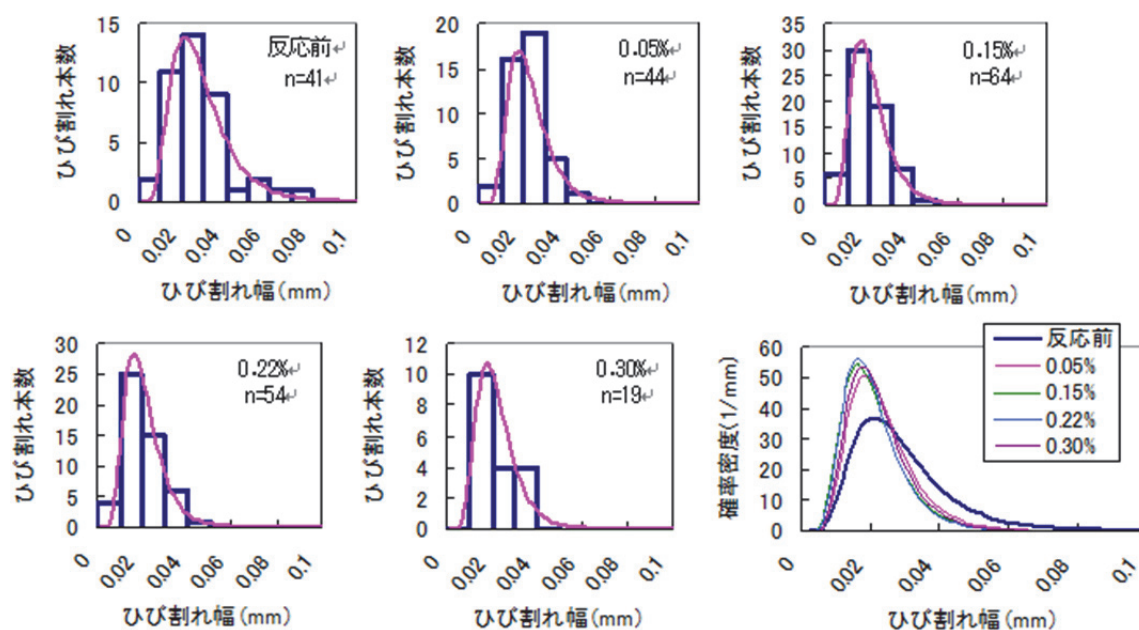


図 6-11 各膨張段階における残留ひび割れ幅のヒストグラムと確率分布曲線の推移

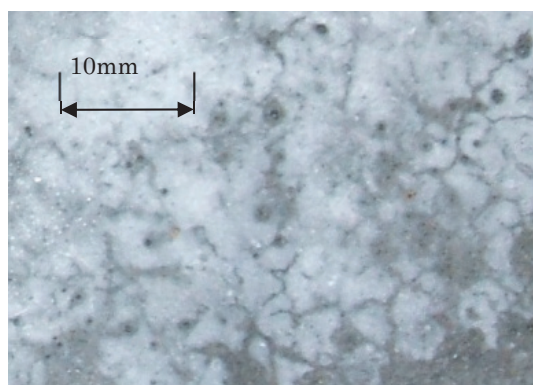


写真 6-2 一軸引張試験前の供試体表面状況の例

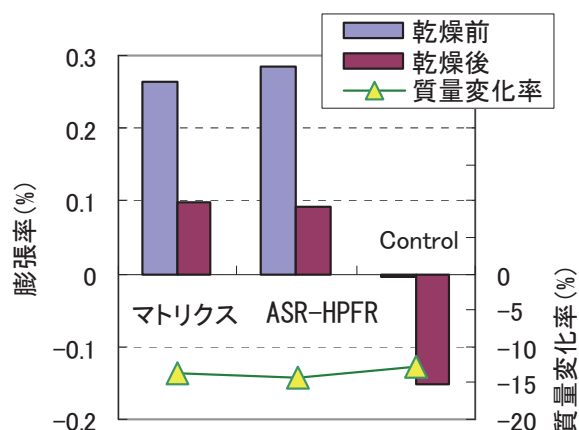


図 6-12 促進養生後，乾燥前後の膨張率と質量変化率

6.2.2.2 鉄筋補強 HPFRCC はりの ASR による長さ変化

R/HPFRCC はり供試体の一覧を表 6-7 に示す．この中で ASR 膨張させたはり供試体の促進養生期間と膨張率の推移を図 6-13 に示す．各はり供試体は，表 6-7 に示す膨張率の時点で促進養生を終え，その後 20℃ 気中環境で曲げ載荷試験まで保存した．また ASR-D-4 については，亜硝酸リチウム含浸による ASR 膨張の制御の確認した．6.2.2.1 で角柱供試体が促進養生期間 3 週間で約 0.3% の膨張率を示したのに対して，供試体寸法の違いから鉄筋を配置しない ASR-0-1 は 5 週間で同程度の膨張率に達した．ASR-0-1 の膨張が鉄筋により拘束されることにより R/HPFRCC はりにはケミカルプレストレスが導入される状況を図 6-14 に示す．拘束条件により膨張率が異なることが確認できる．

表 6-7 R/HPFRCC はりの供試体の一覧

記号	使用材料	鉄筋補強	養生/保存期間(日)		膨張率(%)	
			ASR促進	気中保存	ASR促進	載荷試験時
ASR-0-1	ASR-HPFRCC	なし	35	9	0.3103	0.2664
ASR-S-1	ASR-HPFRCC	単鉄筋	21	23	0.1550	0.1036
ASR-D-1	ASR-HPFRCC	複鉄筋	14	30	0.0844	0.0353
ASR-D-2	ASR-HPFRCC	複鉄筋	21	23	0.1100	0.0608
ASR-D-3	ASR-HPFRCC	複鉄筋	35	9	0.1442	0.1044
ASR-D-4	ASR-HPFRCC	複鉄筋	21	LiNO ₂ 浸漬	0.1078	0.0597
Control-D-1	Control-HPFRCC	複鉄筋	35	9	0.0503	0.0131
ASR-0-0	ASR-HPFRCC	なし	0	44	—	-0.0458
ASR-S-0	ASR-HPFRCC	単鉄筋	0	44	—	-0.0392
ASR-D-0	ASR-HPFRCC	複鉄筋	0	44	—	-0.0381
Control-D-0	Control-HPFRCC	複鉄筋	0	44	—	-0.0244

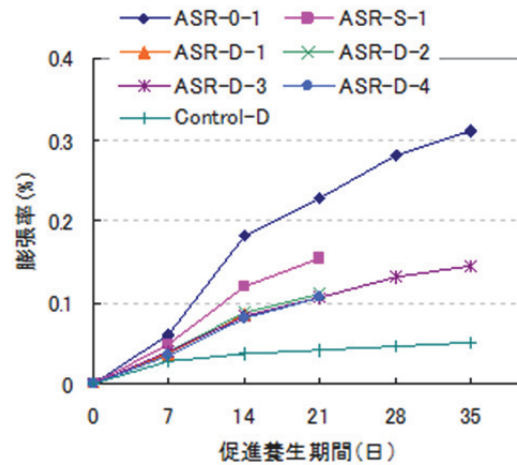


図 6-13 はり供試体の膨張率の推移

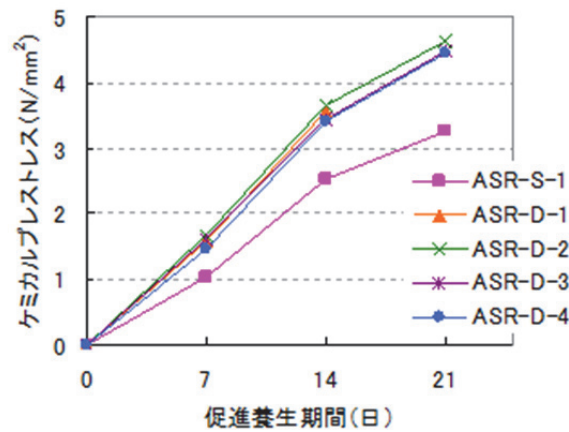


図 6-14 R/HPFRCC はりへのケミカルプレストレスの導入状況

土木学会コンクリート委員会アルカリ骨材反応対策小委員会は、ASR膨張ひずみと拘束鋼材比の関係には、膨張コンクリートの膨張エネルギー一定則を利用した表現が可能であるという考え¹⁸⁾を示しており、ここでのケミカルプレストレスは、膨張コンクリートを参考にして式(6.1)で評価した。

$$\sigma_{cp} = p \cdot E_s \cdot \varepsilon_{sp} = p \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cp} \quad (6.1)$$

ここに、 σ_{cp} ：導入されるケミカルプレストレス

ε_{sp} ：鋼材に生じる引張ひずみ

ε_{cp} ：R/HPFRCC 膨張ひずみ

E_s ：鋼材のヤング係数

p ：拘束鋼材比 ($=A_s/A_c$)

(A_c ：HPFRCC 断面積, A_s ：鋼材断面積)

ケミカルプレストレスは、膨張コンクリートと同じく拘束鉄筋比の影響を受け、拘束鉄筋比が大きいと導入量が多い傾向を示す。そこで膨張コンクリートの単位体積当たりの膨張エネルギー ($U = \sigma_{cp} \cdot \varepsilon_{cp} / 2$) を用いて実験結果を整理すると図 6-15 のようになる。このときケミカルプレストレスに与える拘束鉄筋比の影響は式(6.2)で表される。

$$\sigma_{cp} = \sqrt{2 \cdot U E_s \cdot p} \quad (6.2)$$

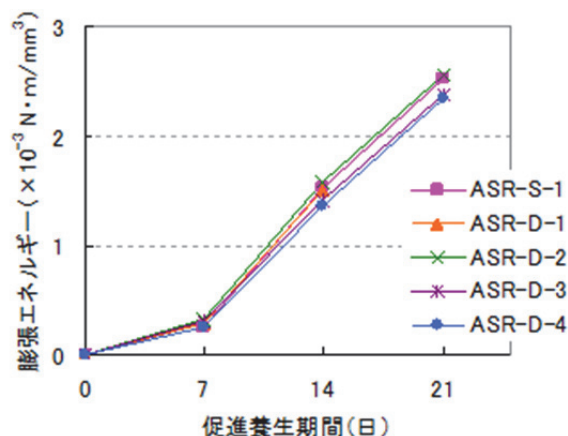


図 6-15 R/HPFRCC はりの膨張エネルギーの推移

従ってケミカルプレストレスは拘束鉄筋比の平方根に比例し、本実験の場合、複鉄筋断面では単鉄筋断面の 2 倍の鉄筋を配置していることから、前者のケミカルプレストレスは後者の約 1.4 倍と推定される。本実験における両者の関係は、図 6-16 に示すよう勾配 1.39 の一次の関係式で表されることから、R/HPFRCC において膨張コンクリートの膨張エネルギー一定則が成立することを示唆する。普通コンクリートにおける既往の研究¹⁹⁾では、ASR による膨張はひび割れを伴うため、ひび割れ面で解放されたエネルギーを考慮することで膨張エネルギーが一定となるとされている。R/HPFRCC においては 6.2.2.1 で示したように、HPFRCC に ASR が生じても一軸引張特性が維持され、点在する骨材の ASR 膨張が繊維の架橋により安定ひび割れ進展してエネルギーが解放されることなく鉄筋に拘束されることから、膨張メカニズムの異なる膨張材を用いた場合と同様に、膨張エネルギー一定則が成立すると考える。

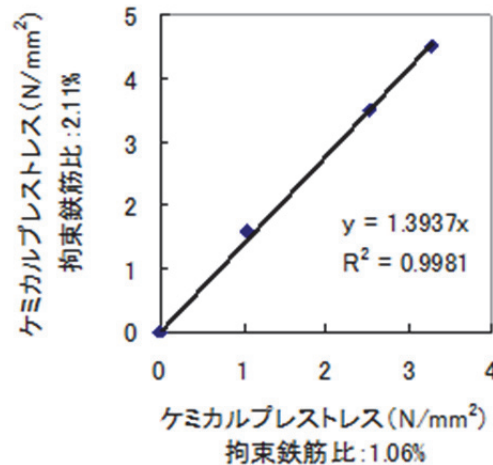


図 6-16 拘束鉄筋比が異なるはりのケミカルプレストレスの関係

6.2.2.3 ASR を発生させた R/HPFRCC はりの曲げ載荷試験

曲げ載荷試験は、表 6-7 に示すはり供試体の内、亜硝酸リチウムの含浸による ASR 制御を確認する ASR-D-4 を除き、材齢 58 日で実施した。はりの膨張水準に応じて ASR 促進養生を終えて湿空環境で保存したことにより、ASR 促進養生後の膨張率は乾燥収縮やクリープにより減少し、載荷試験時のはり供試体の膨張率は表 6-7 に示す値となった。ASR 促進養生の影響を確認する比較対象として作製し、気中保存した 4 本のはり供試体は全て乾燥収縮により断面に引張応力が作用する状態で試験に供した。

ASR 促進養生したはり供試体の曲げ載荷試験における荷重－たわみ関係を図 6-17 に、また湿空保存した供試体の荷重－たわみ関係を図 6-18 に示す。荷重－たわみ関係の概観からは、鉄筋補強を有するはりにおいては顕著な差異は認められないが、鉄筋補強のない ASR-0-1 と ASR-0-0 では傾向が異なる。これは、6.2.2.1 で述べたように ASR を発生させた HPFRCC は一軸引張試験において引張終局ひずみが小さくなること、また図 6-8 で示したように ASR の進行により HPFRCC のヤング係数が小さくなることから、ASR を発生させた HPFRCC によるはりの曲げ載荷試験においても、鉄筋補強のない ASR 膨張した ASR-0-1 は、図 6-18 で ASR 膨張してない HPFRCC はり ASR-0-0 に見られるたわみ硬化する区間が小さくなり、軟化が早く始まるものと考ええる。

ASR によるケミカルプレストレス導入の効果を荷重－たわみ関係で確認するため、複鉄筋の R/HPFRCC はりで膨張率が異なる ASR-D-0, ASR-D-1, ASR-D-2, ASR-D-3 の 4 体について、載荷初期における荷重－たわみ関係を図 6-19 に示す。図 6-19 からケミカルプレストレスが導入されている ASR-D-1～3 のはりの荷重－ひずみ関係は、膨張コンクリート設計施工指針²⁰⁾に図示されるように、膨張作用による鉄筋のケミカルプレストレスにより載荷初期における曲線の立上りが急となり、同一荷重におけるたわみが減少する効果が確認できる。

各はり供試体の曲げ載荷試験結果を表 6-8 にまとめる。

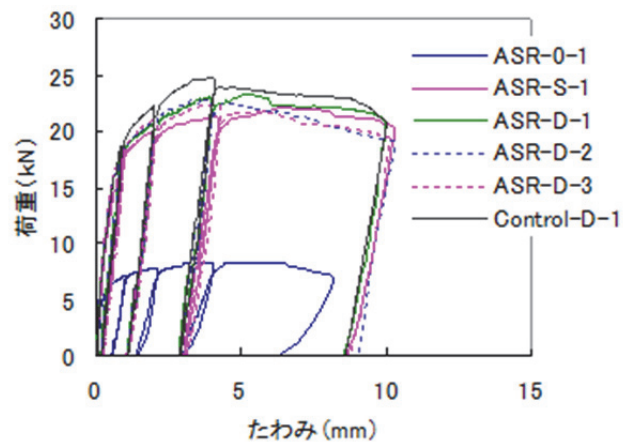


図 6-17 ASR 促進養生をした供試体の荷重-たわみ関係

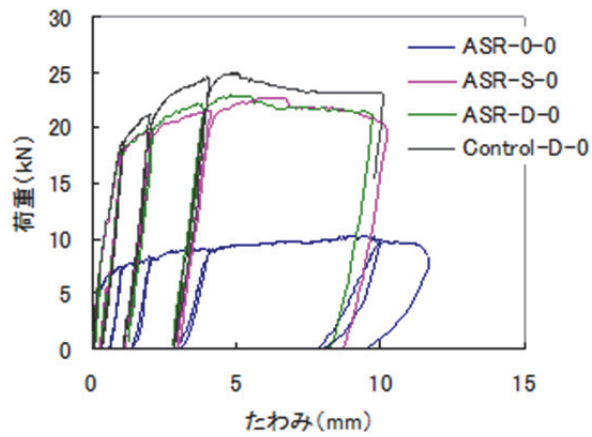


図 6-18 湿空保存した供試体の荷重-たわみ関係

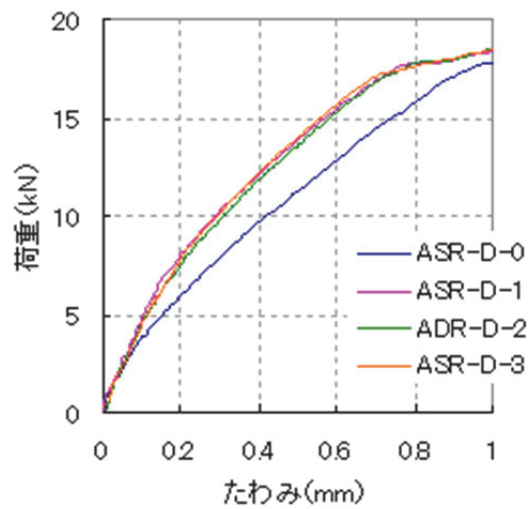


図 6-19 載荷初期における荷重-たわみ関係

表 6-8 曲げ載荷試験結果のまとめ

記号	ひび割れ荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	降伏たわみ (mm)	最大荷重 (kN)
ASR-0-1	3.12	—	—	8.26
ASR-S-1	7.71	17.6	0.913	22.1
ASR-D-1	5.10	17.7	0.808	23.3
ASR-D-2	6.37	17.6	0.786	22.7
ASR-D-3	6.70	17.1	0.704	22.5
Control-D-1	4.74	18.4	0.835	24.8
ASR-0-0	2.21	—	—	10.2
ASR-S-0	2.22	17.2	0.923	22.7
ASR-D-0	2.45	17.7	1.026	22.9
Control-D-0	1.01	18.8	1.058	24.9

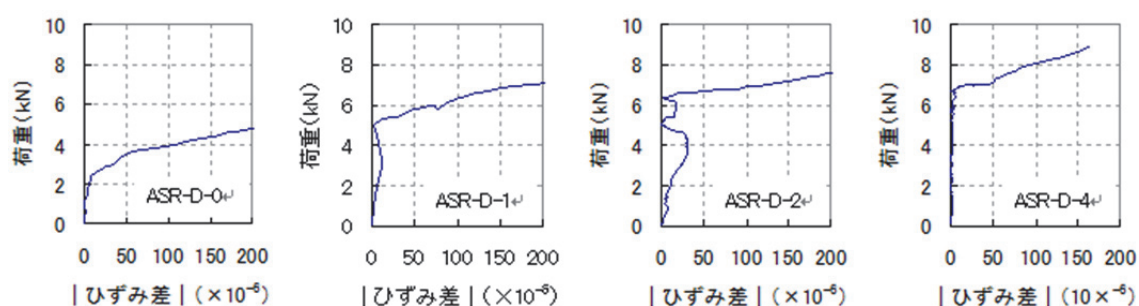


図 6-20 引張縁に平行に貼付したひずみゲージの計測値の差の絶対値と荷重の関係例

ひび割れ荷重は、図 6-20 示す引張縁中央に軸方向に平行に貼付した 30mm と 60mm の検長区間の異なるひずみゲージの計測値の差の絶対値が、ほぼ一定勾配で増大し始める時点とした。これは、はり引張縁でひび割れが軸直角方法に一定の幅で横断して発生すると仮定して、30mm のひずみゲージの検長区間でひび割れが発生した場合、平行して貼付する 60mm のひずみゲージの計測値に対して 30mm のひずみゲージは 2 倍のひずみを感じて計測値の変化を増幅させることで両者に差が生じ、また検長 30mm の外でひび割れが発生した場合は、60mm のひずみゲージの計測値が増大し差が生じることを利用したものである。

図 6-19 で ASR によるケミカルプレストレスの効果が確認された ASR-D-1～3 と、ASR 促進養生に供していない ASR-D-0 について、はり供試体の長さ変化から式(1)で評価した載荷試験時のケミカルプレストレスを表 6-9 に示す。ASR-D-0 では乾燥収縮ひずみを負のケミカルプレストレスとして評価した。このケミカルプレストレスと表 6-8 に示す曲げ載荷試験結果との関係をまとめると図 6-21 のようになる。図中のアスタリスク (*) は、材

料のひび割れ強度として無筋の ASR-0-1 の値を示す。図 6-21 に示すように R/HPFRCC はりでは, ASR により導入されたケミカルプレストレスに比例して降伏時のたわみが減少し, ひび割れ荷重が増加する効果が確認できる。一方, R/HPFRCC はりの曲げ耐力は, 膨張コンクリートの曲げ耐力に膨張の影響は考慮しなくてもよい²⁰⁾のと同様に, ケミカルプレストレスに関わらずほぼ一定であることを図 6-21 は示す。

表 6-9 載荷試験時のケミカルプレストレス

はり記号	ケミカルプレストレス (N/mm ²)
ASR-D-0	-1.61
ASR-D-1	1.59
ASR-D-2	3.52
ASR-D-3	4.53

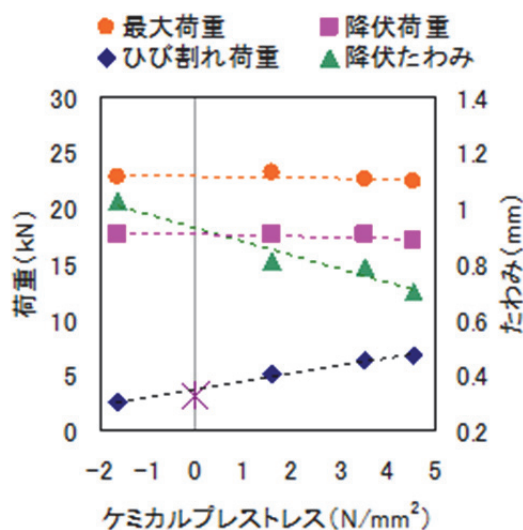


図 6-21 ケミカルプレストレスと曲げ載荷試験結果の関係

R/HPFRCC はりにおける ASR で導入されたケミカルプレストレスの効果について曲げ載荷試験時の中立軸の位置の変化を図 6-22 に示す。中立軸の位置は, 圧縮縁と引張縁に貼付したひずみゲージの計測値から, 平面保持の仮定により求めた。乾燥収縮により引張応力の作用する R/HPFRCC はり ASR-D-0 の中立軸の位置は載荷開始から大きく変化して圧縮側に移動するが, ケミカルプレストレスが作用する R/HPFRCC はりにおいては, 中立軸の位置はほぼ一定でひび割れ発生荷重付近まで推移し, その後, 緩やかに変化する状況が確認できる。この場合, はりの応力状況を全断面有効とした中立軸の位置 30mm と, 図 6-22 の結果はほぼ一致する。このように ASR による膨張を生じさせた R/HPFRCC はりでは,

ケミカルプレストレスが作用することで、曲げによる初期の引張ひずみがキャンセルされることから、ひび割れ荷重が大きくなると考えられる。

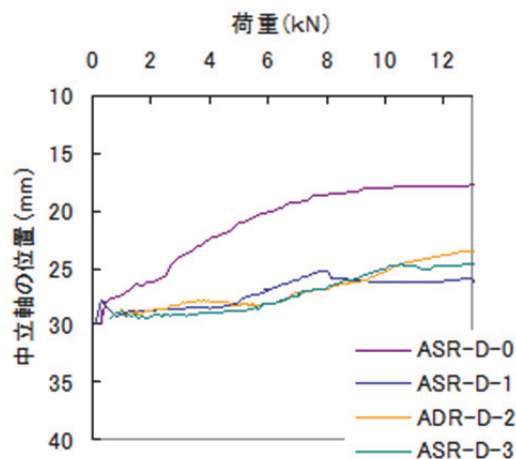


図 6-22 はりの中立軸位置の変化

先に荷重と高感度変位計の計測値から求めたたわみの関係について述べたが、ここでは、曲げ載荷試験の際に変位と同時にひずみゲージで計測した圧縮縁と引張縁のひずみから、はりの曲げモーメントと曲率の関係について述べる。複鉄筋の場合を図 6-23 に、また単鉄筋の場合を図 6-24 に示す。曲率を求める場合、通常の鉄筋コンクリートでは、ひび割れ発生後は引張縁ひずみに鉄筋ひずみを、またはりの高さに有効高さを用いて算出されるが、R/HPFRCC 部材は、複数微細ひび割れにより外力に対して鉄筋と一体化して変形する²¹⁾ため、曲率はひび割れ発生後も、圧縮縁と引張縁のひずみ量の合計をはりの高さで除して求めた。図中の計算値は式(6.3)の関係から、 E_c に HPFRCC のヤング係数の実測値を、また I_i に全断面有効として求めた換算断面二次モーメントを用いて、曲げモーメントと曲率の関係を表したものである。ヤング係数の実測値は、表 6-7 で示したはり供試体の最大の ASR 膨張率に相当する値として、表 6-5 から膨張率 0.15%における 13.3kN/mm^2 を参考値として用いた。

$$\phi = \frac{M}{E_c I_i} \quad (6.3)$$

ここに、 ϕ ：断面の回転角

M ：曲げモーメント

E_c ：コンクリートのヤング係数

I_i ：換算断面二次モーメント

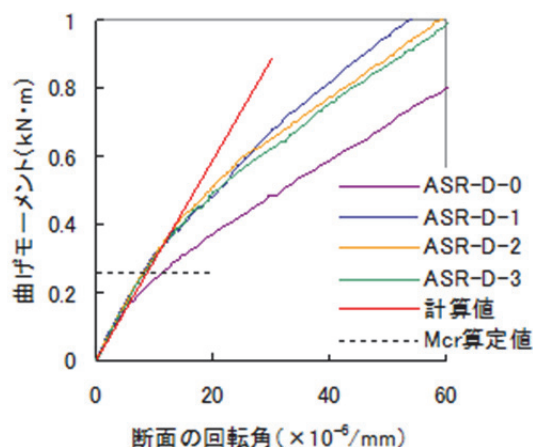


図 6-23 曲げモーメントと断面の回転角の関係（複鉄筋）

図 6-23 の曲げモーメントと曲率の関係は、表 6-8 で示したひずみゲージの計測値から評価した ASR-D-1～3 のひび割れ発生荷重に相当する曲げモーメント 0.33～0.44kN・m 近傍までは計算値と一致しており、ひび割れ発生後は計算値から乖離し曲げ剛性が低下する状況を示す。

R/HPFRCC はりのひび割れ発生モーメントについて、コンクリートの曲げ引張ひび割れの発生モーメント M_{cr} を求める式(6.4)を用い、 σ_{bt} に ASR-HPFRCC の引張降伏強度を代入して算定した値と実測値を比較した。引張降伏強度はヤング係数と同様に、表 6-5 で示した膨張率 0.15%における 3.42N/mm²を参考値として用いた。

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{bt} \cdot I_g}{y_i} \quad (6.4)$$

ここに、 σ_{bt} ：コンクリートの曲げ引張強度

I_g ：全断面有効と考えたときの換算断面二次モーメント

y_i ：断面図心から引張縁までの距離

式(6.4)から M_{cr} は複鉄筋の場合 0.254kN・m、単鉄筋の場合 0.223kN・m と算定される。ASR による膨張を生じさせた R/HPFRCC はりでは、ここでもケミカルプレストレスが作用することで、曲げによる初期の引張ひずみがキャンセルされ、曲率が増加しても断面ひずみ分布の平面保持が成立し、曲げひび割れ発生モーメントが算定値より大きくなるのが図 6-23、図 6-24 から確認できる。しかし、図 6-23 におけるひび割れ発生モーメントは、表 6-9 で示したケミカルプレストレスの水準に応じた差は確認できない。このことは、ASR の進行に伴う HPFRCC のヤング係数の低下によるものと考えられる。図 6-24 で示す単鉄筋断面 ASR-S-1 のひび割れ発生モーメントが大きいのは、ケミカルプレストレスの

偏心によりひび割れが開口し難いことによるものと考える。

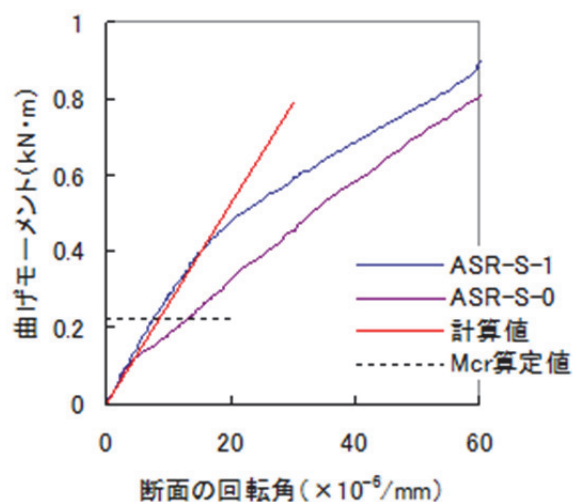


図 6-24 曲げモーメントと断面の回転角の関係（単鉄筋）

6.2.2.4 R/HPFRCC はりの亜硝酸リチウム含浸による ASR 膨張の制御

ここでは、表 6-7 で示した ASR 促進養生期間 21 日で約 0.1%膨張した R/HPFRCC はり ASR-D-4 を用いた。全試験期間中の供試体質量の推移を図 6-25 に示す。供試体の乾燥に用いたシリカゲル乾燥剤を入れた小型容器内の湿度は 8~10%RH であった。供試体の質量減少が、乾燥期間 7 日で LiNO_2 を含浸させる必要相当量に達したことを確認して LiNO_2 水溶液に浸漬し、次の 5 日間で吸水により質量が乾燥前に戻った時点で再び ASR 促進養生に供した。同期間における供試体の膨張率の推移を図 6-26 に示す。

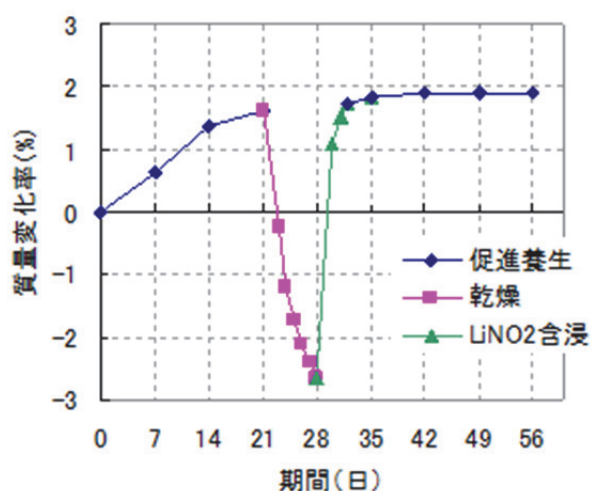


図 6-25 質量変化の推移

質量は乾燥により促進養生開始時からの変化率がマイナスになっているが、乾燥後においても ASR 膨張が残存していることを図 6-26 は表す。これは 6.2.2.1 で角柱供試体を用いて確認した結果を再現しており、予測される収縮に応じた ASR 膨張を与えることで、ASR により R/HPFRCC はりが収縮補償されることを示唆する。LiNO₂ 溶液に浸漬した供試体は、吸水して膨潤することで質量変化と同様の傾向で膨張し乾燥前と同程度の膨張率に戻った。その後 ASR 促進養生を再開し、24 日間の膨張率は 0.0133 %であった。促進養生を継続した供試体 ASR-D-3 との比較を図 6-27 に示すように、LiNO₂ を含浸し抑制処理を行うことによって、明らかに ASR による膨張が抑制されていることが確認できる。

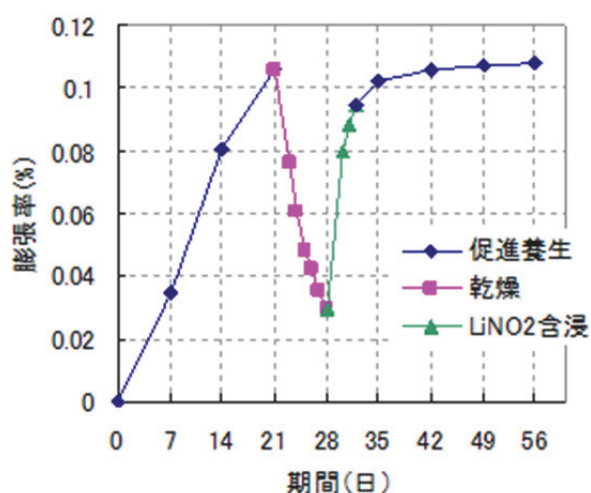
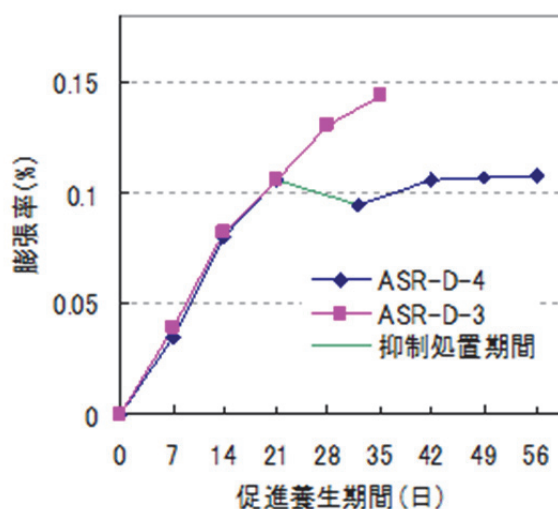


図 6-26 膨張率の推移

図 6-27 LiNO₂ 含浸による ASR 抑制効果

ASR の抑制に関する既往の研究²²⁾では、リチウムイオンの ASR 抑制メカニズムをゲル中の Na^+ と添加された Li^+ とのイオン交換によるゲルの非膨張化によるものとして、ゲル中の Na^+ と Li^+ とのイオン交換に関する定量的な考察がなされている。またリチウムイオン内部圧入による ASR 抑制に関する既往の研究²³⁾では、圧入施工後に採取したコア供試体を、ASTM モルタルバー法と同じく外部から NaOH を供給して ASR 反応を促進させるカナダ法で残存膨張量を試験した場合、等価 Na^+ と Li^+ のイオンバランスが崩れて供試体が再び膨張傾向を示した例が報告されている。本研究の範囲では再膨張する傾向は見られなかったが、HPFRCC への等価 Na^+ の浸透拡散と Li^+ による ASR 膨張抑制効果の維持について今後の研究課題と考える。

LiNO_2 を含浸したはり供試体 ASR-D-4 の曲げ載荷試験における荷重－たわみ関係について、同程度のケミカルプレストレスが導入されたはり供試体 ASR-D-2 との比較を図 6-28 示す。そのときの曲げ載荷試験結果を表 6-10 にまとめる。 LiNO_2 の含浸工程において鉄筋補強された ASR-D-4 は、10 日間で乾燥収縮と湿潤膨張により約 1600μ の長さ変化履歴を受けたが、ASR-D-2 と同等の曲げ載荷試験結果を示し、抑制処置による工程の影響は見られなかった。

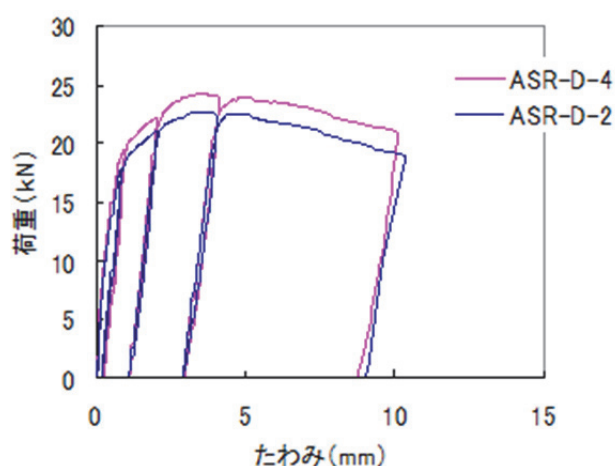


図 6-28 LiNO_2 を含浸した供試体の荷重－たわみ関係

表 6-10 曲げ載荷試験結果のまとめ

記号	ひび割れ荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	降伏 たわみ (mm)	最大荷重 (kN)
ASR-D-4	6.43	19.2	0.829	24.3
ASR-D-2	6.37	17.6	0.786	22.7

LiNO₂は、既存構造物の ASR の補修において 0.5~1.2MPa の圧力で内部圧入¹³⁾されるが、本実験の部材寸法では含浸により ASR 膨張抑制効果が得られることを確認した。このことは、R/HPFRCC 部材に ASR で導入されるケミカルプレストレスを計画的に制御することが可能であることを示唆し、ASR による膨張機構のプレキャスト部材への適用が考えられる。

本実験では、ASR の促進養生条件として NaCl を添加したが、R/HPFRCC 部材はひび割れを許容して使用するため、適用に当たっては促進条件あるいは補強材の防錆に対する検討が必要である。

6.3 まとめ

ASR による膨張を組み入れ、長期にわたってゆっくりと膨張する HPFRCC を提案するとともに、適用の一例として、この材料に鉄筋を配置してケミカルプレストレスの導入を検討した。

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 促進養生により ASR を発生させた HPFRCC のダンベル型供試体による一軸引張試験において、引張降伏強度、引張強度に顕著な変化は見られなかったが、引張終局ひずみの一様な低下が見られた。複数微細ひび割れの性能は維持され、ひび割れ幅の平均値、標準偏差への影響はなかった。
- (2) ASR 膨張させた小型の鉄筋補強 HPFRCC はりの長さ変化試験において、膨張コンクリートの膨張エネルギー一定則が成立した。
- (3) ASR 膨張した R/HPFRCC はりにはケミカルプレストレスが導入されており、曲げ載荷試験において、その大きさに比例してひび割れ荷重が大きくなった。
- (4) ASR 膨張した R/HPFRCC はりは、乾燥収縮しても膨張が残存し、亜硝酸リチウムの含浸により ASR 膨張が制御できる可能性を示唆した。

ASR はコンクリートにおいて抑制対策がとられているが、劣化現象として未だ問題は収束していない²⁴⁾のが現状であり、組成ペシマムや遅延膨張性骨材など条件や反応性鉱物により膨張挙動が異なることが指摘されている。本研究は、ASR をセメント系材料が硬化後に膨張する機構の一つとして取り上げ、HPFRCC においては硬化後に材料が膨張しても欠陥とならないことを明らかにしたものである。このことは、HPFRCC と組み合わせることで長期間にわたり膨張性能を有するセメント系材料開発のマイルストーンと考える。

＜第6章 参考文献＞

- 1) (社) 日本コンクリート工学協会：自己収縮研究委員会報告書，1996.11.
- 2) 高田浩夫，高橋祐二，浅野幸男，六郷恵哲：膨張型 HPFRCC でケミカルプレストレスを導入した RC 梁のひび割れ特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.337-342，2009.
- 3) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー127，2007.3.
- 4) Victor C Li: Reflection on the research and development of engineered cementitious composites (ECC), Proceedings of JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) – Application and Evolution–, pp.1-21, 2002.
- 5) 真柴浩，出光隆，山崎竹博：埋設型枠用ケミカルプレストレスコンクリート薄板に関する研究，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，Vol.52，No.5，pp.404-405，1997.
- 6) 近藤直孝，萩原宏俊，坂井悦郎，大門正機：セメント系膨張材を混和したセメントの水和反応と膨張機構，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.2，pp.25-30，2000.
- 7) 川村満紀，S.チャタジー：コンクリートの材料科学，森北出版株式会社，2002.
- 8) 高田浩夫，田邊幸佑，浅野幸男，六郷恵哲：ASR の膨張を有効利用した HPFRCC のひび割れ性状と長さ変化挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.247-252，2013.
- 9) 黒田保，井上正一，吉野公，西林新蔵：NaOH 溶液に浸漬したコンクリートの ASR 膨張特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.83-88，2006.
- 10) 日本コンクリート工学協会：コンクリート法によるアルカリシリカ骨材反応判定試験方法研究委員会報告書，pp.5-6，1991.
- 11) 中田正文，久保善司：骨材種類が ASR 劣化コンクリートの力学的性能および変形特性に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1055-1060，2011.
- 12) 柴田都江，久保善司，栗原慎介，宮川豊章：ASR により劣化したコンクリートにおける炭素繊維シートの補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.397-402，2001.
- 13) 江良和徳，三原孝文，岡田繁之，宮川豊章：リチウムイオン内部圧入工によるアルカリシリカ反応対策について，材料，Vol.57，No.10，pp.993-998，2008.
- 14) 小池正俊，久保善司，上田隆雄，野村倫一：ASR 膨張量にともなう劣化コンクリートの力学的性能の検討，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.39-40，2005.9.
- 15) 三橋博三，六郷恵哲，国枝稔：コンクリートのひび割れと破壊の力学－現象のモデル化と制御－，技報堂出版株式会社，pp.189-190，2010.

- 16) 高田浩夫, 浅野幸男, 小林孝一, 六郷恵哲: HPFRCC に発生する複数微細ひび割れの確率分布によるキャラクター化, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.269-274, 2011.
- 17) 中村秀三, 森大介, 富田治: アルカリ骨材反応性評価試験方法の比較研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.59-64, 2006.
- 18) 土木学会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, コンクリートライブラリー124, 2005.
- 19) 河合真樹, 石井豪, 堅田茂昌, 石川靖晃: 仕事量一定則を用いた ASR 膨張挙動の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.983-988, 2011.
- 20) 土木学会: 膨張コンクリート設計施工指針, コンクリートライブラリー75, 1993
- 21) G.Fischer, Victor C. Li: Effect of fiber reinforcement on the response of structural members, Engineering Fracture Mechanics, 74, pp.258-272, 2007.
- 22) 江良和徳, 三原孝文, 山本貴士, 宮川豊章: リチウムイオンによる ASR 膨張抑制効果に関する一考察, 材料, Vol.58, No.8, pp.697-702, 2009.
- 23) 江良和徳, 徳納武使, 峯松昇司, 宮川豊章: リチウムイオン内部圧入工を施工した構造物の長期耐久性について, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.10, pp.167-172, 2010.
- 24) 山田一夫: 収まらないアルカリ骨材反応 何が足りないのか? [前編], セメント・コンクリート, No.785, pp.40-49, 2012.

第7章 結 論

本論文における各章の結論，現状の課題および今後の展望について述べる．

7.1 各章の結論

7.1.1 HPFRCC の適用例および適用を目的とした研究例

第2章では，HPFRCC の適用例に関して文献を調査し，補修，補強，維持管理および新構造に，HPFRCC の施工方法として，吹付け施工，打込み施工およびプレキャスト部材に分けて整理した．HPFRCC の適用を目的とした研究例では，引張性能，ひび割れ分散性，高い靱性および耐久性を利用したものもあり，そのユニークな特徴を活かして今後も様々な分野で適用が進むものと考えられる．

本研究においても HPFRCC のその優れた特徴を用いて 4 テーマについて，適用のための検討を行った．

7.1.2 HPFRCC を用いた鋼床版の下面補強工法

第3章では，鋼床版の疲労対策として，U リブ間には HPFRCC を吹付け，U リブ内には軽量モルタルを充填する鋼床版の下面補強工法を提案した．

この補強工法について，現場適用性試験，FEM 解析および輪荷重走行疲労試験を実施して補強効果を確認し，疲労に対する評価を行った．現場適用性試験では，実橋と同様な施工条件において HPFRCC を用いた下面補強が可能であることを上向き吹付け試験およびモルタル充填試験を実施することで確認できた．非線形 FEM 解析においては，HPFRCC と軽量モルタル充填を併用した下面補強により鋼床版の剛性が向上することで，試験体中央のデッキプレート変形を約 30%抑制でき，U リブ溶接部の応力集中箇所で発生応力度を抑制できることが確認できた．輪荷重走行疲労試験を行い，下面補強により疲労試験終了時点においても，補強しない場合の解析結果よりも U リブの溶接部付近の鋼床版の発生応力度を約 40%低減できることが確認できた．輪荷重走行疲労試験の結果から疲労耐久性の検討を行い，想定する橋梁の交通量では本工法による補強効果から疲労損傷度が 1.0 未満となり，疲労亀裂発生の可能性は小さくできると考えられる．

これまでに鋼材による補強や繊維補強コンクリートによる上面増厚など様々な工法が実施されているが，上面の補強は交通に対する影響を避けられず都市部など重要な路線によっては社会的損失が多大となる．一方，本工法の特徴は，施工中に交通へ影響をおよぼさない下面からの補強が可能であることから，交通への影響を回避し社会的損失を軽減することが可能になる．

鋼床版の疲労の問題が多発したことに對し，H24 年改定の道路橋示方書Ⅱ鋼橋編においてデッキプレートの最小厚さが 12mm から 16mm となり応力集中の緩和対応策がとられたものの，これまで作られた鋼床版に対する疲労損傷対策の必要性が残されている．鋼床版

の下面からの HPFRCC による補強方法を提案したが、張出床版部や、開断面の床版下において是对応できていないため、これらについては今後の検討としたい。

7.1.3 軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能

第4章では、HPFRCC に EPS 粒子を体積比で 1/2 近く混入する方法や内部に EPS ブロックを配置することで、HPFRCC の特徴である引張変形性能を保ち、かつみかけの密度が 1g/cm^3 に近い軽量 HPFRCC を提案した。

この軽量 HPFRCC について、圧縮試験と一軸引張試験を行い、基本物性を確認するとともに、この材料で作製した RC はり部材の曲げ試験を行い、曲げ耐荷性能や変形性能を確認した。軽量 HPFRCC は粒径 2mm と 4mm の EPS 粒子を各 25vol% とし、あわせて 45vol% 置き換えた場合では、みかけの密度は 1.4g/cm^3 となった。EPS 粒子を混入した軽量 HPFRCC は圧縮強度と引張強度は低下するものの、引張力下で明確な複数微細ひび割れ性能が確認できた。さらに内部に EPS ブロックを配置した供試体においては、みかけの密度は約 1.0g/cm^3 となった。はり部材の曲げ性能試験ではより高い耐荷性能と安定した変形性能を得るには、部材内部には鉄筋を配置して鉄筋の定着を確実にすることが重要であることが明らかとなった。このことは、追加実験により、圧縮強度が小さい EPS 粒子を混入した部材においても、付着面積を確保し、端部にフックを付けるなどして補強鋼材の定着に配慮することにより、曲げ性能を向上できることが確認できた。

軽量 HPFRCC の提案では、コンクリートにとって欠点である重さに対し、EPS 粒子を入れつつ HPFRCC としての引張性能を維持できたことは、今後の適用方法拡大の一助になると考える。EPS 粒子を入れることで圧縮強度が小さくなるため鉄筋補強の際には確実な付着を確保することが課題に残っているが、軽量 HPFRCC の性能を発揮させるためのより合理的な補強構造、または使い方については今後の検討としたい。

7.1.4 軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能

第5章では、前4章で提案した軽量 HPFRCC の適用方法として投下型コンクリートブロックを対象として、耐衝撃性能について試験を行い、軽量 HPFRCC の耐衝撃性が、一般的なコンクリートよりも優れていることが確認できた。

軽量 HPFRCC の課題であった施工性を改善した配合を提案するとともに、山岳ヘリコプターからの投下を模擬し、供試体を落下させる衝撃試験を行った。部材作製時の施工性を改善することを目的とした軽量 HPFRCC の配合の検討では、混入する繊維の長さを 12mm から 20mm と長くし、マトリックスの粘性を高めることにより、品質のバラツキが少ない HPFRCC+EPS (密度 1.2g/cm^3) が得られた。供試体を落下させる衝撃試験では、耐衝撃性能を高めるためには、鉄筋を配置することが重要である。また、破壊性状から EPS 粒子を混入した軽量 HPFRCC は、衝突部の角欠けは少なく角が潰れる破壊性状であったため、衝撃に対する靱性を持つことが確認できた。

山岳に運搬されるコンクリートブロックは、ヘリコプターで運搬されるため、運搬コスト（約 130 万円/時間）が工事に占める割合が極めて高い。富士砂防事業のように高所におけるコンクリート構造物の設置が必要な場合には、軽量であることは材料コストが高い場合であっても適用するメリットが大きい可能性があると考えられる。今回の実験ではブロックを模擬した小型の供試体を用いて性能を確認したが、繊維補強コンクリートは一般的に寸法効果があることが分かっているため実物大の部材の作製や性能については今後の課題としたい。

7.1.5 ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能

第 6 章では、HPFRCC の収縮低減対策として ASR による膨張を利用して、長期にわたってゆっくりと膨張する ASR 微膨張型 HPFRCC を提案した。

ASR 微膨張型 HPFRCC について基本性能の確認を行い、鉄筋を配置してケミカルプレストレスを導入することで、収縮ひび割れ発生が抑制されることが確認された。ASR は HPFRCC の引張降伏強度、引張強度には影響が見られなかったが、引張終局ひずみは低下させる結果となった。しかし、複数微細ひび割れの性能は維持され、ASR はひび割れ幅の平均値、標準偏差への影響はなかった。ASR 膨張させた小型の鉄筋補強 HPFRCC はりの長さ変化試験において、膨張コンクリートの膨張エネルギー一定則が成立することが確認された。ASR 膨張した R/HPFRCC はりにはケミカルプレストレスが導入され、曲げ載荷試験において、プレストレスの大きさに比例してひび割れ荷重が大きくなった。また、ASR 膨張した R/HPFRCC はりは、乾燥収縮が生じて膨張が残存し、亜硝酸リチウムの含浸により ASR 膨張が制御できる可能性が確認できた。

長期にわたって収縮しにくいというこの材料の特徴を生かして、補強材を配置してケミカルプレストレスを導入した部材厚の薄いプレキャスト製品への適用が考えられる。さらに、アンカーの固定、削孔した穴やセパレータコーンの穴埋め、コンクリート中に後から設置される管周辺の充填、コンクリート擁壁等の部材の目地部、機械等の据え付け部などへの利用が考えられる。いずれにしても、この材料は ASR 膨張することを考慮すると構造的に少量か薄板状で使用する事が望まれる。この材料を活用するためには、安定した膨張となる材料の確認方法や膨張速度、最終膨張量の簡便な制御方法を確立するとともに、膨張圧が悪影響を生じない範囲で使用するための考え方を確立することが重要である。これらは今後の課題としたい。

7.2 現状の課題

本論文では複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料の優れた材料特性を活かすものとして、鋼床版の下面補強工法、EPS 粒子を混入した軽量 HPFRCC 部材、投下型ブロック、ASR 微膨張型 HPFRCC について述べた。

HPFRCCは優れた材料であり適用例が増えてきているが適用件数からすると広く普及しているとは言いがたい。筆者がこれまで HPFRCC の特性試験や、適用性の検討、試験施工などを経験し、HPFRCC の特徴を活かした構造利用を今後増やしていくためには次のような課題の解決または留意点に対する配慮が必要であると考ええる。

(1) 複合構造

HPFRCC を構造利用する際には、HPFRCC を単体で構造利用されることは少なく、既設構造と合成する複合構造、あるいは既設構造から作用力を伝達する接合構造を持つ部材として利用される。HPFRCC はこれまでに優れた特性を持つ材料であることを述べたが、このような複合構造の特性を活かした信頼性の高い構造にするには、既設構造と合成する際の付着機構や接合構造の力学的特性を明確にして設計に適切に反映する必要がある。施工においてもその構造を理解したうえで、HPFRCC の特性が機能するように確実な施工が必要である。異種材料の付着や接合構造を設計に反映するのは難しい場合がある。例えば、付着面が 100%機能する場合だけでなく疲労等の影響で性能が劣化する場合も考える必要があり、危険側の判断とならないように留意する必要がある。また、HPFRCC は粗骨材を含まない材料であることから、一般的なコンクリートと物性値（圧縮、引張、付着、ヤング係数、線膨張係数、等）が異なるため、複合構造とする場合にはその影響を個々に検討する必要がある。

(2) 耐久性

HPFRCC が構造利用される場合には、自然環境下で使われることになり、実験では想定していない使用環境になることがある。たとえば水路補修に用いた場合は、水没環境でありながら時には凍解溶結作用を受け、天候によっては厳しい乾燥状態になりながら、季節による年温度変化や日射による温度変化を部材断面内で不均一に受け、さらには外的作用を含めて3次元の複雑な応力を受ける場合がある。性能評価試験では再現できない環境下での利用も考えられるため、適用するには現地の状況や環境をよく調査したうえで、様々な影響を考慮した検討が必要になると考えられる。

有機繊維は紫外線による劣化が懸念される。HPFRCC には有機繊維を混入しているため長期耐久性が懸念されるが、どの程度の性能をどの程度の期間維持するか未だ分かっていない。これらのことは、実構造物に適用された事例から、今後データを取得し分析・検討の結果を反映していく必要がある。ひび割れ発生時の繊維の耐久性についても不明である。HPFRCC には、コンクリートと異なり、引張力を期待するため、その性能の低下は構造上致命的になる恐れがある。

これら耐久性を数値解析的に解を導き出すことは困難であるため、試験施工を積み重ね、発生している状況の分析を行い、適用の範囲を徐々に広げていくことが必要である。

(3) 外的作用

HPFRCC を構造利用し外的作用を受ける場合、複雑な挙動を想定しなければならないことがある。主とする荷重や変形のほかに、適用した構造物はその特性により様々な挙動が発生する。主とする作用のほか温度や構造物の振動、風などの不規則かつ組み合わせられた作用が発生する可能性もある。たとえば引張を受けた状態でせん断力を受けるなど。その場合に構造の機能が急激に劣化することが無いよう、十分に検討する必要がある。新しい構造を適用した場合は、全体の変形挙動や固有振動等が変化するため、さらに複合的な想定外の挙動も生じうる。構造実験では、単一方向の荷重であることが多いため、実構造に HPFRCC を用いる場合には、用いる箇所の挙動を事前に計測器を取り付け実測することが重要であり、適用した後の挙動にも十分な検討が必要である。不具合が発生した場合にはその計測結果が原因推定および今後の改善の一助となるはずである。

また、HPFRCC にひび割れが生じた際に、ひび割れ部の繊維に常に引張力ではなく、圧縮力との繰り返し外力が作用した場合、繊維が早期に破断することが報告されている。この対処法を確立することで、さらに HPFRCC の適用範囲が広がるものと推察される。

(4) 構造バランス

HPFRCC を用いた構造に限る内容ではないが、既設構造に補修・補強を行う場合や部材を追加する場合には、外的作用によって既設構造にはこれまでと異なる断面力が作用することになる。部材を追加するまたは断面剛性が大きくなる場合には作用力はその部位に集中し、変形は他の部位が大きくなる。断面剛性が小さくなる場合には、作用力は他の部位に大きく作用し、変形が大きくなる。つまり、補修・補強や部材を追加する場合には、構造バランスが崩れることを念頭において設計検討に配慮する必要がある。また、HPFRCC は収縮の大きな材料であるため、吹付けや打込みの場合には、相手の剛性が小さい場合には材料の収縮が影響する場合もあるため検討する必要がある。既設構造に補修・補強や部材を追加する場合には、補強される部位だけでなく、連続した構造全体とその境界部の挙動に対する検討が必要である。

(5) 経済性

繊維補強セメント複合材料は、繊維や混和剤が多く使用され、粗骨材がないモルタルであることから材料単体では単価が高くなることが避けられない。HPFRCC はプレミックス材を用いた練混ぜにより製造されることが多いが、単価を下げるために市販骨材を使用する、または内部に空隙を設け必要最小限の断面で必要な性能を満足させるなど、種々の努力や工夫が必要である。老朽化する社会インフラの補修や補強に対して、高い性能や耐久性を付与することが重要である。

ライフサイクルコストを考えた場合、材料単価が高いものであっても性能の高いものを選択することはこれからの時代には受け入れられる。そのためにもこれまでのコンクリー

トと同様に信頼性をより確実にする必要がある。

(6) 施工条件

HPFRCC の施工方法には、打込み、吹付け、プレキャストがある。HPFRCC は繊維が大量に混入され、粘性を持ち、高チクソトロピー性を持つ材料であるため、打込み施工では、打重ね部や合流部における性能を発揮するため、繊維分散の均一性を確保する配慮が重要である。吹付け施工では、吹付け厚の管理や温度による硬化状況を判断したうえで厚吹きする場合には層間の管理が重要である。HPFRCC の品質を管理するには、施工したものを直接品質管理できるものではないため、施工方法を規定しそれを順守することによって性能を満足しているとみなすことになるため、これら施工と性能の関係について事前に確認を行う必要がある。現場の施工条件は、土木工事の性格上、施工の場所、形状、数量、季節など同じ条件の施工がないため、事前に現場の状況を確認し、類似施工を参考にしながら施工条件に合った計画を立てる必要である。

7.3 今後の展望

HPFRCC の利用が一層促進されるためには、前述の課題や留意点を踏まえ、普通コンクリートや鋼製部材にはない特徴を明確にする必要がある。HPFRCC の特徴は、伸び性能、ひび割れ分散性能、引張強度性能、エネルギー吸収性能、飛散防止性能などであり様々な利用法が考えられる。

HPFRCC を利用するアイデアとして、コンクリート製壁高欄の埋設型枠に用いることが考えられる。現場での施工性が向上するとともにコンクリート製壁高欄は乾燥収縮によりひび割れが発生して美観を損なうとともに、劣化因子の侵入により耐久性が損なわれる場合がある。また車両の衝突時にはよりエネルギーを吸収するとともに飛散防止ができることから第3者への影響も低減できると考えられる。

軽量 HPFRCC を利用するアイデアとして、道路橋の床版取り替えにおける壁高欄に用いることが考えられる。床版取り替え工事は施工時間の短縮が命題であるため、プレキャスト PC 床版が用いられる。床版取り替え時には、重機を用いた架設になるため軽量であることが必要である。そのため壁高欄は架設後に施工が行われる。壁高欄が軽量であれば床版取り替え時に先に壁高欄が一体となった床版を架設することが可能となり、工期の短縮が図ることができる。

構造全体の中である機能を受け持つデバイスとしての活用が考えられる。HPFRCC は材料コストの面からプレキャスト部材として使われることが想定され、これまでも、高層建築の耐震部材や橋梁端部の伸縮装置などへの適用があるが、補修補強など適用したい部分への取付けまたは取替えられる部材とし、メンテナンスができる構造がより有効であると考えられる。

HPFRCC は吹付けシステムでの現地施工が可能であるため、大きな材料搬入が困難な箇所や重機が必要な高所や閉塞空間、応急性が必要な場合などにも既設構造物の補修補強や新設での施工が可能であり、普通コンクリートや鋼材を用いる場合よりも有利な場合が考えられる。

最後に、新しい構造を開発し利用する場合には予想もしない挙動が起こることがある。HPFRCC を構造の一部として用いる場合には複合構造になることが多く異種材料との界面が生じる。界面に水が侵入することが劣化を誘発する原因となり、実験では想像できなかった挙動が起こる事例を筆者は経験した。特に構造的に水が侵入する可能性がある場合には十分な検討が必要である。また、HPFRCC は必要条件に応じて断面を決めることになるため、小さい断面または薄い部材で用いられる場合が多く、使用状態においても安全率大きくなるような配慮がひつようであると感じている。

先述したような HPFRCC は優れた材料特性、高い材料コストゆえに厳しい環境で、かつ必要最小限に用いられることになるが、HPFRCC の優れた特性が高く評価され、社会の安全安心に役に立つように、今後も研鑽を続けていきたい。

発表論文

(1) 博士論文に含まれる発表論文

1. 藤代勝, 三田村浩, 坂田昇, 内田裕市, 六郷恵哲 : HPFRCC 吹付けと U リブ内のモルタル充填を併用した鋼床版下面補強工法の開発 : 土木学会論文集 E2, 2015. (掲載決定)
2. 松島雄平, 中野昂人, 藤代勝, 六郷恵哲 : 発泡スチロールを組み込んだ軽量 HPFRCC 部材の曲げ耐荷性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.259-264, 2013.
3. M. Fujishiro, K. Rokugo, Y. Matsushima, T. Nakano : Flexural Load-Bearing Performance of Lightweight SHCC Members Incorporating Polystyrene Foam, 3rd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC3-Delft), pp.425-432, 2014.11.
4. 松島雄平, 大久保仁人, 藤代勝, 六郷恵哲 : 投下型コンクリートブロックへの軽量 HPFRCC の適用と供試体落下試験による耐衝撃性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1123-1128, 2014.
5. M. Ohkubo, Y. Matsushima, K. Rokugo, M. Fujishiro : Specimen-Drop Tests for Evaluating Impact Resistance of Concrete Blocks Made of Lightweight SHCC, 3rd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC3-Delft), pp.373-380, 2014.11.
6. 高田浩夫, 恩田陽介, 藤代勝, 小林孝一, 浅野幸男, 六郷恵哲 : ASR により長期にわたり膨張する HPFRCC の引張性能と鉄筋配置により導入したケミカルプレストレス, 土木学会論文集 E2, Vol.70, No.4, pp.356-369, 2013.11.
7. K. Rokugo, H. Takada, Y. Onda, M. Fujishiro, K. Kobayashi, Y. Asano : Prestressing of Steel Bar-Reinforced Concrete Beams Using SHCC That Retains ASR Expansion for A Long Time, 3rd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC3-Delft), pp.43-50, 2014.11.

(2) 研究活動によるその他の発表論文

1. 藤代勝, 林大介, 温品達也: 橋脚基部のひび割れ抑制対策として使用したコンクリートの検証報告, 土木学会全国大会第 69 回年次学術講演会, V-385, 2014.9.
2. 今井道男, 藤田雄一, 藤代勝: レーザ技術を用いたコンクリート仕上げ時の平坦性管理ならびに出来形記録方法, 土木学会全国大会第 69 回年次学術講演会, VI-297, 2014.9.
3. 林誠治, 林大介, 藤代勝, 戸張正利: 液体窒素によるコンクリートのプレクーリング施工事例, 土木学会全国大会第 69 回年次学術講演会, VI-558, 2014.9.
4. 藤代勝, 大久保幸彦, 入倉英明, 仁藤由紀: 多径間連続鋼コンクリート混合桁橋の施工-浜北高架橋-, 第 20 回 PC シンポジウム論文集, pp.581-584, 2011.10.
5. M. Fujishiro, T. Ichinomiya, I. Oda: Design and Construction of the Pedestrian Deck using low-autogenous-shrinkage ultra-high-strength concrete, Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, 8th International Symposium, pp.1213-1218, 2008.
6. M. Fujishiro, K. Suda, Y. Nagata : Jointless prestressed concrete viaduct using ECC, International fib Symposium, pp.379-383, 2008.
7. 桜井順, 永田佳文, 金山将人, 須田久美子, 藤代勝, 山内明夫: 高じん性モルタルを用いた高架橋ノージョイント化工法の開発, 橋梁と基礎, pp.31-36, 2008.5.
8. 一宮利通, 藤代勝, 須田久美子, 内田裕市: 高靱性セメント複合材料を用いたはり部材のせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1411-1416, 2007.
9. 藤代勝, 三田村浩, 六郷恵哲, 松井 繁之: ECC で上面増厚した鋼床版の水没下における挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, pp.595-600, 2007.
10. 藤代勝, 須田久美子, 永田佳文, 山内明夫: ECC を用いた新しい PC 高架橋のノージョイント化工法の開発, 第 16 回 PC シンポジウム論文集, pp.11-14, 2007.10.
11. 藤代勝, 坂井吾郎, 坂田昇, 新藤竹文: フレッシュコンクリートの粘性評価手法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1073-1078, 2006.

謝 辞

本論文は、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料の特徴を活かした構造利用と題して、岐阜大学大学院工学研究科 生産開発システム工学専攻 博士後期課程在籍中に行った研究の成果をまとめたものであります。

岐阜大学 工学部 工学部長，社会基盤工学科教授 六郷恵哲先生には，指導教員として，本研究の実施や国内外での発表の機会を与えていただき，その遂行にあたって終始，ご指導を戴くとともに，本論文の細部にわたり懇切丁寧なご教示をいただきました。また，私が社会人プログラムを利用した研究という状況にご配慮頂き，ご指導を頂く時間を土・日・祝日を厭わず，年末年始また夜間にも連絡を頂いたりもしました。心から深く御礼申し上げます。小生が大学生院生のころからご指導頂いた岐阜大学総合情報メディアセンター教授内田裕市先生，並びに，岐阜大学 社会資本アセットマネジメント技術研究センター 社会基盤補修技術研究室特任教授 浅野幸男先生には本研究での論文発表や実験計画の細部にわたりご指導を頂きましたことを心から厚く御礼申し上げます。

本研究の第3章における「HPFRCCを用いた鋼床版の下面補強工法」の研究では，オフィスサンプリッジの三田村浩氏（前寒地土木研究所）には本研究を進めるにあたり実験・データの整理等，多くの研究時間を共に過ごしながらか多くの課題に対しご指導いただきましたことを感謝申し上げます。また鹿島建設 土木管理本部 坂田昇土木技術部長および技術研究所 建築生産グループ 関田徹志グループ長には，小生が技術研究所に所属していたころから現在に至り，本研究はもちろんのこと日常業務に向かう姿勢や博士課程の進路相談に至るまでご指導いただいたことに深く感謝申し上げます。

本研究の第4章における「軽量 HPFRCC で作製したはり部材の曲げ耐荷性能」の研究，第5章における「軽量 HPFRCC で作製した投下型コンクリートブロックの耐衝撃性能」，および第6章における「ASR 微膨張型 HPFRCC で作製した小型 RC はりのひび割れ性能」の研究では，岐阜大学工学部 社会基盤工学科教授 小林孝一先生，破壊診断工学研究室の松島氏（現三井住友建設），中野氏（名古屋大学大学院），大久保氏，恩田氏（現三井住友建設），岐阜県生コンクリート工業組合技術センター 高田浩夫氏には，実験供試体の作成，各種測定，実験結果の整理など多方面にわたり，御協力をいただいたことに深く感謝申し上げます。

本研究の各段階において，岐阜大学コンクリート研究会のメンバーである，岐阜大学名誉教授 小柳洽先生，群馬大学 理工学部准教授 小澤満津雄先生には，小生が大学生院生のころから有益なご助言をいただいたことに深く感謝申し上げます。

最後に私事になりますが，筆者をいつもそっと見守り，本来なら3児の父親として果たすべき役割の時間の一部を使わせていただいた妻 美紀，長男 樹，次男 航，長女 美咲の理解と協力に心から感謝します。また，本論文への取組みを心から喜び，支援してくれた両親に心より感謝いたします。