

論文 塩害環境に長期暴露された CFCC 緊張材を有する PC 桁の耐荷力・耐久性

深田 宰史*1・花岡 大伸*2・小林 和弘*3・幸田 英司*4

要旨: 飛来塩分による塩害対策として, 昭和 63 年 10 月, 世界で初めて炭素繊維強化プラスチック (Carbon Fiber Composite Cable, CFCC) を緊張材として使用したプレテンション方式単純床版橋の新宮橋 (1988 年竣工) において, 実橋と同寸法の PC 試験体を約 30 年間長期暴露してきた。本研究では, この試験体に対して破壊試験を行うとともに, 破壊試験後に取り出した CFCC に対して力学的, 化学的な試験を行い, 長期暴露してきた試験体や CFCC の耐荷力および耐久性について調べた。その結果, 耐荷力としては設計値を上回っており, 問題ないことが確認できた。さらに, CFCC の引張試験の結果からは, 残存耐力があることを確認した。

キーワード: CFCC, PC 桁, 塩害, 耐荷力, 耐久性

1. はじめに

能登半島の日本海に面した外海側の沿岸部では, 冬期における北西からの季節風に乗った飛来塩分の影響を受け, 塩害による劣化が問題になっていたことから, 石川県では, 抜本的な対策として, 新宮橋において, 昭和 63 年 10 月, 塩害劣化した鉄筋コンクリート床版橋から, 世界で初めて炭素繊維強化プラスチック (Carbon Fiber Composite Cable, 以下, CFCC) を緊張材として用いたプレテンション方式単純床版橋に架け替えた。

この新宮橋では, CFCC を緊張材として用いた PC 桁の終局時の破壊挙動や破壊荷重を調べるために, 同橋の施工時 (1988 年) に実物と同じ主桁を作製して破壊試験¹⁾が行われた。また, 使用時の主桁のたわみや CFCC のひずみ挙動を把握するために, 大型ダンプ 2 台を用いた載荷試験²⁾が行われ, 使用性が検討された。

さらに, 対象橋梁では, 長期的な品質を確認することを目的として作製された, 実寸法の試験桁 2 本 (山側, 海側) を橋梁本体と横締めして一体構造として暴露しており, 施工後 6 年経過した時 (1994 年) に, そのうちの海側の試験桁に対して破壊試験を行い, 施工時との破壊荷重の比較や CFCC 本体の耐久性を確認してきた³⁾。

CFCC は軽量, 耐食性, 高強度という性質があるため, これまでも塩害環境や腐食環境下で施工実績を増やしているが, 実塩害環境下で長期暴露された耐久性について確認した知見が少ないのが現状である。

そこで本研究では, 新宮橋において, 約 30 年間, 実際の塩害環境下で長期暴露してきたもう一つの山側の試験体に対して破壊試験を行い, 過去の破壊荷重と比較すると同時に, 破壊試験後に主桁から取り出した CFCC の力

学的, 化学的な試験から, その耐荷力, 耐久性について明らかにした。

2. 新宮橋の概要

新宮橋は, 石川県羽咋郡志賀町鹿頭に架設された橋梁である。本橋は当初, 鉄筋コンクリート床版橋であったが, 架設場所の厳しい塩害環境により, 鋼材が著しく腐食し, コンクリートの剥落が見られたことから, 昭和 63 年 10 月, 世界で初めて CFCC を緊張材として用いたプレテンション方式単純床版橋に架け替えられた。新宮橋の一般図および断面図を図-1 に示す。橋長は 6.1m, 有効幅員は 7.0m である。また, 本橋の主桁である I 形断面 (JIS A 5313, S106-325) を図-2 に示す。主桁のスターループ鉄筋には塩害対策として, D6 のエポキシ塗装鉄筋 (標準部: 桁長方向 200mm ピッチ) を用い, 緊張材として図-3 に示す $\phi 12.5\text{mm}$ 7 本より線の CFCC を 8 本用いてプレストレスを導入している。CFCC の表面はラッピング処理され, 線条体の表面を粗面状としてコンクリートとの付着効果を高めている。

本橋は図-1 (b) に示すように図-2 に示した I 形断面の主桁を 24 本並べた構造としている。山側と海側の両耳桁横には長期的な品質を確認することを目的として, 橋梁本体と同じ寸法の試験桁 2 本 (山側, 海側) を橋梁本体と横締めにより一体構造 (図-1 (b) 参照) とし, 同じ環境下で暴露してきた (一体構造としても実際には橋梁本体と荷重条件や拘束条件は異なる)。施工後 6 年経過した時 (1994 年) に海側の試験桁を取り出し, 曲げ載荷による破壊試験, 伝達長試験, 塩分測定, および CFCC の緊張材を取り出した引張試験や化学成分試験を実施し

*1 金沢大学 理工研究域 環境デザイン学系 教授 博士(工学) (正会員)

*2 金沢工業大学 環境・建築学部 環境土木工学科 講師 博士(工学) (正会員)

*3 (株) ピーエス三菱 名古屋支店 金沢営業所 (正会員)

*4 東京製綱 (株) CFCC 事業部 事業開発部 (非会員)

てきた。本研究では、もう一つの山側の試験桁を本橋から取り出し、施工後6年時に行った上述の各種試験と同じ試験を行うことによりその耐荷力、耐久性について明らかにした。

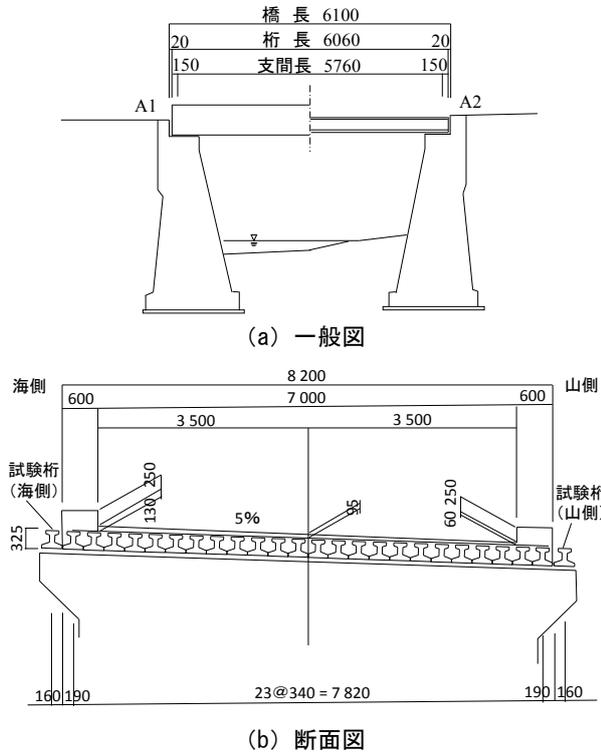


図-1 新宮橋 (単位: mm)

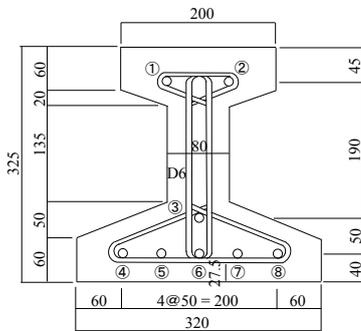


図-2 主桁断面 (○部分がCFCC) (単位: mm)

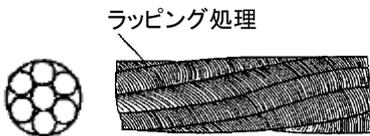


図-3 CFCCの緊張材(中心が芯素線, 周りが側素線)

3. 研究内容

本研究の流れを図-4に示す。まず、橋梁本体から試験桁を取り出した後、実験室に持ち込み、コア切込み応力解放法による有効プレストレスの推定を行い、設計値との比較をした。次に、曲げ载荷による破壊試験を行い、施工後6年時に行った同試験で得られた破壊荷重との違いを考察した。また、破壊試験後に半分に切断した桁を

用いて、上、下フランジを切断することによるプレストレスの伝達長を調べた。さらに、コアを採取し、塩分測定や圧縮強度を調べた。最後に、伝達長試験で切断して残った上、下フランジ内のCFCCをコンクリートブレイカにより取り出し、引張試験や化学成分試験を行った。

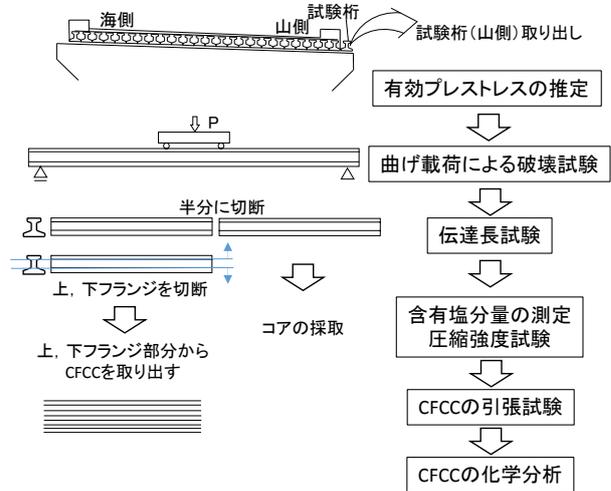


図-4 研究の流れ

4. 有効プレストレスの推定

4.1 試験方法

暴露環境下でのCFCCの材料劣化が要因となる長期リラクセーション特性の低下により、PC桁の有効プレストレスが小さくなっている可能性が考えられる。そこで、CFCCを緊張材として用いたPC桁の有効プレストレスが、約30年経過後も設計で想定した応力状態に保たれているのかを確認するため、コア切込み応力解放法⁴⁾によりコンクリートの作用応力を解放し、ひずみを測定することで有効プレストレスを推定した。

対象とした主桁はプレテンション方式のPC桁であり、端部に伝達長区間が存在するため、プレストレスが安定する支間中央の断面におけるプレストレス量の多い下縁を計測位置に選定した。なお、試験体の外観は、目立った劣化は見られなかったが、やや横ゾリ(橋梁本体側が凸方向)していたため、部材幅方向でプレストレスが異なる可能性があり、断面中心より左右に偏心した位置(幅中心から160mm、縁端部より60mm)にそれぞれ計測点を設けた(図-6参照)。

コア切込みによる応力解放では、φ50の乾式コアドリルを用いて18mm深さまでコアの切り込みを入れ、切り込み後150秒間隔でひずみ値の安定性を確認して測定を終了した。

4.2 推定結果

コア切込み応力解放法を適用することで、主桁コンクリートに作用する有効プレストレスを推定し、設計の有

効プレストレスと比較することで、CFCCの緊張材としての耐久性について評価する。設計値と推定値の有効プレストレスの比較を表-1に示す。各測点の推定値は、ほぼ設計値に近い値であった。No.2(支間中央、幅中央)に対して、No.3は+0.3N/mm²と若干高く、またNo.1は-1N/mm²程度低い傾向であった。これは緊張力増減による反りの変形挙動と傾向としては合致した結果であった。3ヶ所の平均は11.51N/mm²と設計に対し104%、+0.43N/mm²とほぼ同等の値であり、経年によるプレストレスの減少は小さい値と考えられる。

表-1 有効プレストレスの比較

測点No.	設計値 (N/mm ²)	推定値 (N/mm ²)	比率	差 (N/mm ²)
1	11.08	10.76	97%	-0.32
2	11.08	11.72	106%	0.64
3	11.08	12.05	109%	0.97
平均	11.08	11.51	104%	0.43

5. 曲げ荷重による破壊試験

5.1 試験方法

曲げ荷重による破壊試験は、施工時、施工後6年経過した時と同じ方法で実施した。載荷方法を図-5に、測点配置を図-6に示す。載荷試験では、支間長5.76mに対して、等曲げ区間1.0mの2点載荷で静的曲げ載荷を行った。測定項目は、支点変位、主桁変位、埋込みひずみ、コンクリート表面ひずみとした。

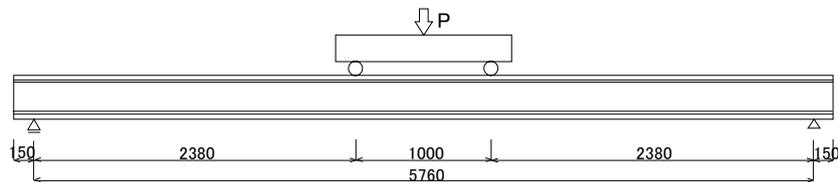


図-5 曲げ載荷試験

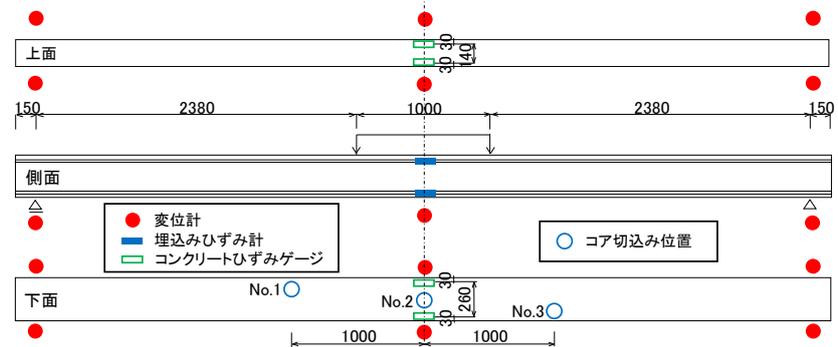


図-6 測点配置 (単位: mm)

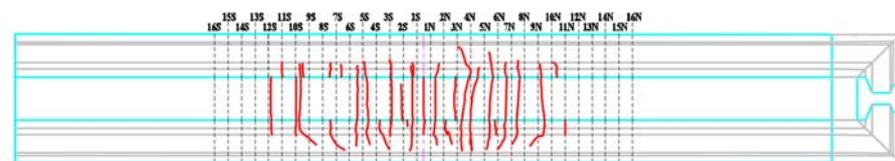


図-7 ひび割れ図 (下面と側面の展開図, 破線は100mm間隔)

荷重の載荷手順は、施工時、施工後6年経過時に行ってきた載荷試験と同様に、最初に35.4kN(設計荷重35.3kN)まで載荷し、一旦0kNに戻した後、ひび割れ荷重まで載荷し、再度0kNに戻した後、最終段階として破壊荷重まで載荷した。

5.2 荷重-変位関係

曲げ荷重による破壊試験によって得られたひび割れ図および荷重-変位の関係をそれぞれ図-7および図-8に示す。また、本載荷試験の結果に加えて、比較として施工時、施工後6年時および設計値のひび割れ発生荷重と破壊荷重⁵⁾を表-2にまとめた。

本載荷試験による破壊形態は、曲げひび割れ進展後、上縁コンクリートの圧壊であった。CFCCには降伏現象がないことから、CFCCが破断する前に上縁コンクリートが圧壊する破壊形態となるように設計されたものであり、設計通りの破壊であった。これは、施工時および施工後6年時の試験でも同じであった。

図-8に示した荷重-変位の関係から、設計荷重およびひび割れ荷重まで載荷して荷重を除荷してもほとんど残留変位は確認できなかった。また、本載荷試験と施工後6年時の結果は、ほぼ重なった結果であったが、施工後6年時に得られた結果に比べて破壊荷重は約6%低い値を示した。しかし、表-2のように施工時や設計値を上回っており、耐荷力としては問題ないと判断した。

破壊試験後の CFCC の状況として、コンクリート圧壊後の PC 桁上縁部の状況を写真-1 に示す。コンクリートの圧壊によって上縁側 CFCC がねじれて破断していることがわかった。一方、下縁側 CFCC においては、引張による破断は確認できなかった。

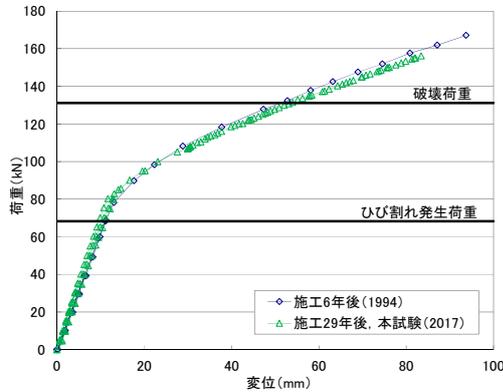


図-8 荷重-変位の比較

表-2 ひび割れ発生荷重と破壊荷重の比較

	ひび割れ荷重(kN)	破壊荷重(kN)
施工時(1988)	70.6	132.3
6年後(1994)	98.3	167.1
29年後(2017)	82.8	157.0
設計値	68.3	131.2



写真-1 圧壊時の PC 桁上縁部の状況

6. 伝達長試験

長期間の供用のなかで、CFCC とコンクリートとの付着力が低下し、緊張力の伝達長に変化が生じていないか調べるために、伝達長試験を行った。この試験は、曲げ荷による破壊試験後、主桁を支間中央で切断し、その片側半分を利用した。まず、図-9 のように中立軸上(全断面有効とした中立軸)において、桁端部から 50mm 間隔の位置にひずみゲージを添付した(使用したひずみゲージ(WFLM-60-11)のサイズが大きいため、中立軸を中心とした千鳥配置)。次に、緊張材が配置されていない主桁ウェブのみを残して、同図の青線で示したウェブと下フランジ境界およびウェブと上フランジ境界をウォールソーで切断し、切断前後のウェブコンクリートのひずみ変化を測定することで伝達長を把握することにした。

下フランジ側を切断完了した時、上、下フランジを切

断完了した時および上、下フランジを切断完了後 16 時間経過した時のそれぞれのひずみの変化を図-10 に示す。

道路橋示方書による伝達長は 65ϕ で定義されており、本橋の場合、812.5mm になる。それに対して、本試験の結果では伝達長が 500mm と考えられ、 65ϕ よりも小さな値となっていた。施工後 6 年時に行った試験でも同じ結果を得ており、CFCC とコンクリートとの伝達長が変化していないことが明らかとなった。

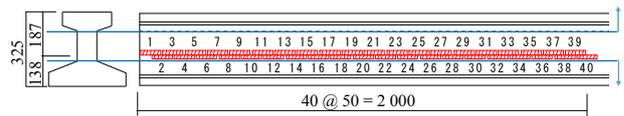


図-9 伝達長試験の概要図

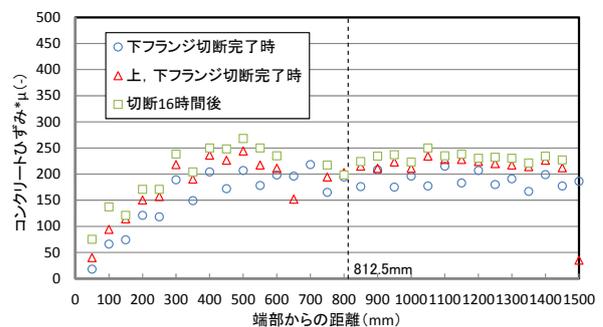


図-10 ウェブコンクリートにおける伝達長の変化

7. 含有塩分量の測定

曲げ荷による破壊試験後に桁のウェブ側面および下面位置にてコア削孔を行い、含有塩分量を測定した。コアは桁側面 3 箇所、桁下面 1 箇所の計 4 か所とした。

ウェブ側面については、桁端部から 1080mm, 1150mm, 1280mm の位置で約 $\phi 40$ mm, $L=80$ mm の貫通コアを 3 本採取し、10mm ごとの厚さにスライスした後、各スライスの含有塩分量を測定した。桁下面については、桁端部から 920mm の位置でコンクリート表面からスターラップ位置までの $L=$ 約 30mm のコアを採取した。採取したコアは 10mm 幅でスライスし、各々のスライス片に含まれる全塩化物イオン濃度を JIS A 1154 に準じて測定した。そして、塩化物イオン濃度の測定結果から各深さの全塩化物イオン濃度を Fick の拡散方程式の近似解を用いて、塩化物イオンの見かけの拡散係数 (D_c) と表面塩化物イオン濃度 (C_0) を推定した。

測定結果として側面(3本の試料)および下面での全塩化物イオン濃度を図-11 および図-12 にそれぞれ示す。また、比較として 2012 年に本試験桁の隣に位置する本体の山側桁の A1 側と A2 側の下面において、ドリル法にて調査した結果を比較として付記した。

下フランジ下面と桁のウェブ側面を比較すると、下面の方がウェブ側面に比べての塩化物イオン濃度が大きい。

これは、ウェブ側面は雨水の影響でコンクリート表面の塩分が洗い流されたことによるものと考えられる。

ウェブ側面の結果をみると、山側からの塩分の浸透が顕著であり、間詰側からの塩分の浸透はほとんど無いことがわかった。また、表面塩化物イオン濃度の平均値は 3.58kg/m^3 、塩化物イオンの見かけの拡散係数の平均値は $0.04\text{cm}^2/\text{年}$ であった。

一方、下フランジ下面の結果をみると、表面塩化物イオン濃度は 8.42kg/m^3 、塩化物イオンの見かけの拡散係数は $0.83\text{cm}^2/\text{年}$ であった。また、2012年に測定した塩化物イオン濃度（ドリル法）と比較すると、コンクリート表面の $0\sim 2.0\text{cm}$ 程度の塩化物イオン濃度の増加は見られないが、表面から 3.0cm の位置における塩化物イオン濃度が増加していることが確認され、スターラップ鉄筋位置（かぶり 27.5mm ）では 6.0kg/m^3 程度の塩化物イオン濃度と推定される。これは、鋼材の腐食発生限界 1.2kg/m^3 を大きく超えており、一般的な鋼材を用いていれば腐食していたと考えられる。

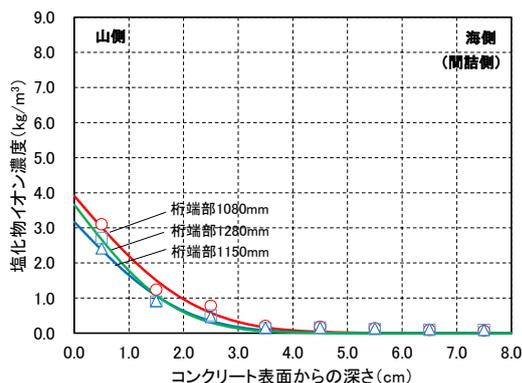


図-11 主桁側面の塩化物イオン濃度

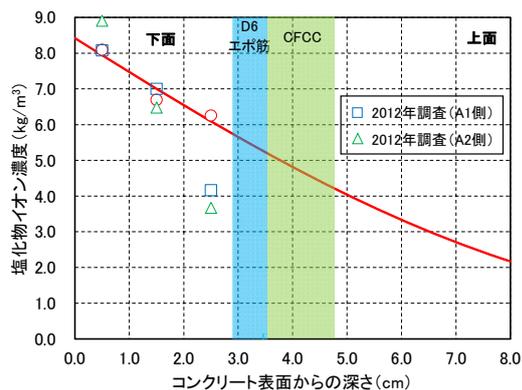


図-12 主桁下面の塩化物イオン濃度

8. コンクリートの圧縮強度試験

曲げ载荷による破壊試験後に桁端部から 740mm 、 870mm の位置の上フランジ上面から約 $\phi 40\text{mm}$ のコアを採取し、コンクリートの圧縮強度試験を行い、圧縮強度、弾性係数およびポアソン比の試験結果を表-3 にまとめた。また、比較として施工時に得られた圧縮強度試験の

結果を同表に付記した。これより、施工時に比べて 20% 程度大きいことがわかる。

表-3 コンクリートの圧縮強度試験の結果

	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	ポア ソン比
1	79.8	39.8	0.2
2	70.4	34.6	0.2
平均	75.1	37.2	0.2
施工時	59.8	32.0	0.2

9. CFCC の引張試験

伝達長試験時に切り離れた上、下フランジ内の CFCC をコンクリートブレーカにより取り出し、端末処理を施して引張試験を行い、破断荷重と弾性係数を調べた。また、試料として採取した CFCC (2.2m) は、図-2 に示した①、④、⑤、⑧とした。本研究により得られた破断荷重と弾性係数に加え、CFCC 製造時、施工後 6 年時の結果および規格値を表-4 にまとめた。

これより、弾性係数については、施工後 6 年時の結果から 7% 程度低い値を示したが、規格値内であることからばらつきの範囲と判断した。また、破断荷重は、過去の結果と比較しても同等程度であり、残存耐力があることを確認できた。

表-4 CFCC の引張試験の結果

	破断荷重			弾性係数 (kN/mm^2)
	平均(kN)	最大(kN)	最小(kN)	
製造時	156.8	165.1	148.0	139.2
6年後	155.8	165.4	148.8	142.1
29年後	156.8	161.0	148.6	132.5
品質規格値	137.2 以上			129.4~144.1

10. CFCC 緊張材の化学分析

10.1 FE-SEM 観察

CFCC は、コンクリート内のアルカリ環境下に常に曝された状態で、塩化物イオンによる影響や活荷重による繰返し荷重を受けている。ここでは、図-2 に示した③、④、⑧の CFCC を対象とした表面観察をした。CFCC (ポリエステル、ラッピング) 表面は光学顕微鏡を使用し、CFCC 表面被覆を剥がしてエポキシ樹脂を取り除いた炭素繊維表面は FE-SEM (電界放射型電子顕微鏡) により詳細に観察した。③の CFCC 表面を光学顕微鏡 (20 倍) で観察したものを写真-2 に、炭素繊維表面を FE-SEM (2000 倍) で観察したものを写真-3 に示す。

これより、CFCC をコンクリートから採取する際に付いたと考えられる傷のようなものが若干みられたが、被覆や炭素繊維自体が劣化したと見られる箇所は存在しなかったことから、約 30 年間で CFCC の特性を損なうような大きな変化がないことを確認した。

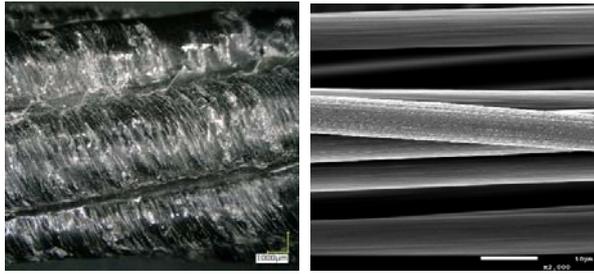


写真-2 CFCCの表面 写真-3 炭素繊維表面

10.2 フーリエ変換赤外分光法 (FT-IR) 分析

図-2 に示した③, ④, ⑧の CFCC を対象として, 各ケーブルの芯素線 1 本, 側素線 2 本の計 9 本を試料として FT-IR (フーリエ変換赤外分光法) 分析を行い, 経年にもなう化学的な構造変化を調べた。その FT-IR による分析結果の一例として, ④の CFCC の芯素線を対象とした結果と施工後 6 年時に行った分析との比較を図-13 に示す。施工後 6 年時の FT-IR 測定結果と比較してみると大きな変化はないものの, 細かなピークの出現が見られるケースがあった。これは現在の計測機械の精度が格段に向上したためと考えられる。その結果, 多少の違いは見られるが, 主なピークについての消失など, 大きな変化が確認できなかったことから, 化学的な構造変化をともなう劣化は生じていないと考えられる。

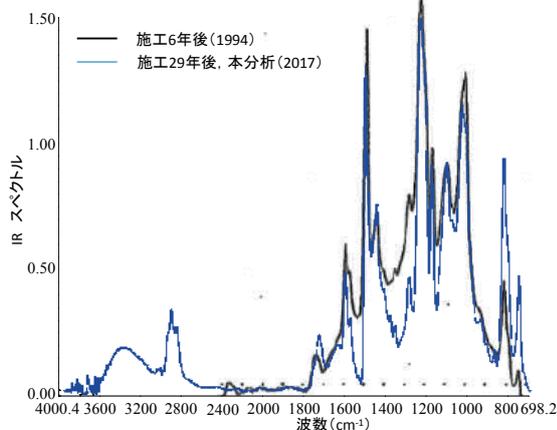


図-13 FT-IR による分析結果

11. まとめ

本研究では, 約 30 年間, 実際の塩害環境下で長期暴露してきた CFCC を緊張材として用いた試験体を対象として破壊試験を行うとともに, 破壊試験後に主桁から取り出した CFCC の力学的, 化学的な試験から, 耐荷力および耐久性について明らかにした。

本研究で明らかになった事項は以下の通りである。

- (1) 破壊試験により得られた荷重-変位の関係から, 本試験と施工後 6 年時の結果は, ほぼ重なった結果であったが, 施工後 6 年時の破壊荷重に比べて約 6% 低い値を示した。しかし, 施工時や設計値を上回っ

ており, 耐荷力としては問題ないと判断した。

- (2) 伝達長試験の結果, 試験体の伝達長は 500mm となっており, 65φ(812.5mm)よりも小さな値となっていた。施工後 6 年時に行った試験でも同じ結果を得ており, CFCC とコンクリートとの伝達長が変位していないことが明らかとなった。
- (3) 主桁下フランジ下面から採取したコアの含有塩分量を分析した結果, スターラップ鉄筋位置 (かぶり 27.5mm) では 6.0 kg/m³ 程度の塩化物イオン濃度と推定された。
- (4) 破壊試験後に取り出した CFCC の引張試験の結果から得られた破断荷重は, 過去の結果と比較しても同等程度であり, 残存耐力があることを確認した。
- (5) CFCC 緊張材の FE-SEM 観察の結果, 被覆や炭素繊維自体が劣化したと見られる箇所は存在しなかったことから, 約 30 年間で CFCC の特性を損なうような大きな変化がないことを確認した。また, FT-IR 分析の結果, 主なピークの消失や新規ピークの出現など, 大きな変化が確認できなかったことから, 化学的な構造変化をともなう劣化は生じていないと考えられる。

謝辞

本研究は, 戦略的イノベーション創造プログラム (研究開発課題: コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造性能評価に基づくトータルマネジメントシステムの開発, 研究責任者 鳥居和之) の研究開発の一環として実施したものである。関係各位に深く感謝します。

参考文献

- 1) 山下武秋, 木内武夫, 犬飼晴雄, 岩崎達彦: 新素材による PC 橋-新宮橋の建設-, プレストレストコンクリート, Vol.31, No.2, pp.71-78, 1989.
- 2) 二口俊郎, 駒田秀一, 木内武夫, 松本一昭: 新素材 PC 橋の実橋載荷試験, プレストレストコンクリート技術協会 第 2 回シンポジウム論文集, pp.307-310, 1991.
- 3) 神田博行, 木内武夫, 松本一昭: 新素材 PC 橋の実橋試験桁の載荷試験報告, プレストレストコンクリート技術協会 第 5 回シンポジウム論文集, pp.529-532, 1995.
- 4) 二井谷教治, 渡瀬博, 阪田憲次, 綾野克紀: コンクリート部材の有効応力の推定手法に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 20 巻, 第 2 号, pp.27-37, 2009.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋 編, 2002.