

報告 常温硬化型超高強度繊維補強コンクリートによる PC 人道橋の実物大曲げ実験

武田 篤史*1・増田 安彦*2・平田 隆祥*3・澁田 安浩*4

要旨：特別な給熱養生を必要としない常温硬化型超高強度繊維補強コンクリートに関して、PC 人道橋への適用に当たっての構造性能の確認を行った。検討は、実物大試験体に対する梁曲げ載荷実験であり、実用レベルおよび終局レベルの荷重に対して考察を行った。実験の結果、通常の PC 部材と同様の設計を行えば十分な構造性能を有した構造とできることがわかった。

キーワード：超高強度繊維補強コンクリート, UFC, 常温硬化型, プレストレス構造, 曲げ

1. はじめに

超高強度繊維補強コンクリート(Ultra high strength Fiber reinforced Concrete, 以下 UFC と称す)は、超高強度モルタルと補強繊維により構成されている材料であり、圧縮および引張に対して高強度であるほか、引張靱性が大きく、また高耐久性を有するという特長を有する。本材料の使用により、部材断面の縮小、軽量化、使用材料の減少、ライフサイクルコストの低減など多くの合理化が可能であり、次世代の建設材料として期待されている。土木学会においても、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」¹⁾が発行されており、150N/mm²以上の圧縮強度と 5N/mm²以上の引張強度を持つ UFC に対して設計および施工法が示されている。

一方、既往の UFC 材料は、その高強度を確保するために高温の給熱養生が必須であり、結果的に工場生産によるプレキャスト部材としての施工に限定されていた。そのため、適用範囲に制約があるだけでなく、高コスト化も招いていた。

著者らは、養生時において高温の給熱養生を必要としない常温硬化型の UFC を開発した²⁾。本材料は、通常コンクリートと同等の養生で良いため、現場打設やサイトプレキャストによる施工が可能であり、UFC の適用範囲の拡大が期待される。

本報告では、常温硬化型 UFC を屋内人道橋へ適用するに当たって実施した構造性能確認実験結果について示す。

2. 常温硬化型UFC

2.1 構成材料

常温硬化型 UFC のうちモルタル部分は、セメント等の反応性微粉末と微粉細骨材を混合したプレミックス粉体 (P)、水 (W)、細骨材 (S) および特殊高性能減水剤

(SP) で構成されている。低 C₃A のセメントと特殊な高性能減水剤を用いることで単位水量を低減し、高反応性のポゾラン材を組み合わせることにより常温養生での高強度を実現した。配合を表-1 に示す。

補強繊維には、延伸製法により製造された自動車タイヤに使用する鋼繊維を切断して使用した。よって、鋼繊維補強コンクリートに対して多く用いられているインデント等の加工はされていない。表面は真ちゅうでメッキされており、引張強度は 2,000N/mm² 以上である。鋼繊維の混入率は 2Vol% とした。

なお、今回適用対象とした構造物は、屋内人道橋であり建築基準法における耐火構造とする必要があり、爆裂防止のための有機繊維を混入した。

2.2 材料特性

(1) 圧縮特性

応力-ひずみ関係を図-1 に、圧縮試験結果を表-2 に示す。試験材齢は 38 日であり、後述する終局レベル載荷実験の当日に行った試験である。通常のコンクリートと異なり、圧縮強度点まではほぼ線形という特徴を有している。

(2) 引張軟化特性

引張軟化特性は、JCI 規準の「切欠きはりをを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法」³⁾ および「コンクリート引張軟化曲線推定方法」⁴⁾ により試験・計算した。試験結果を図-2 に示す。ひび割れ発生後も繊維の架橋効果により引張応力は上昇し、引張強度後においても引張応力を負担しながら緩やかに強度低下していることがわかる。

表-1 常温硬化型 UFC の配合

W/P (%)	単位量 (kg/m ³)			SP C×%
	W	P	S	
12.7	250	1962	170	3.0

W:水, P:プレミックス粉体材料
S:指定骨材, SP:特殊高性能減水剤, C:セメント

*1 (株) 大林組 技術研究所構造技術研究部 工修 (正会員)

*2 (株) 大林組 技術研究所構造技術研究部 工博 (正会員)

*3 (株) 大林組 技術研究所生産技術研究部 工博 (正会員)

*4 (株) 大林組 技術研究所生産技術研究部 工修 (正会員)

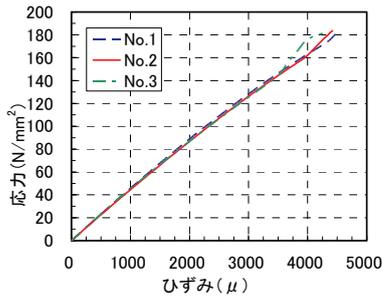


図-1 応力-ひずみ関係

表-2 一軸圧縮試験結果

密度 (t/m ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
2.47	188	44.7	0.221

試験体サイズ: φ100xH200

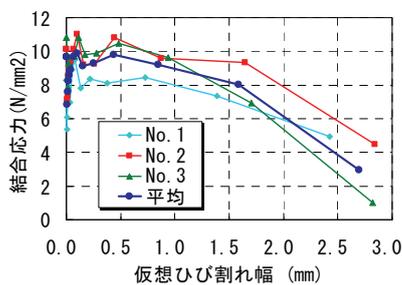


図-2 引張軟化特性

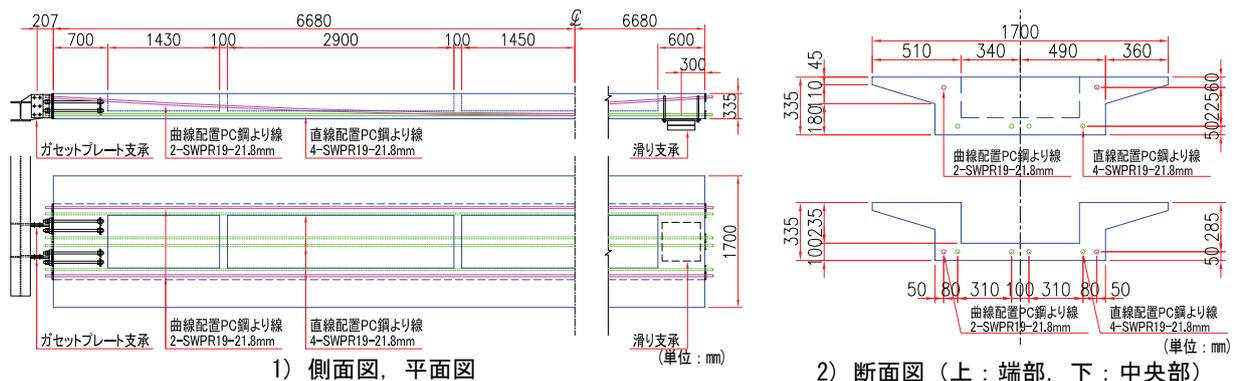
3. 適用対象構造物

3.1 構造概要

適用対象とした構造物は、スパン約 14m、幅員 1.7m の屋内人道橋であり、大林組技術研究所新本館の3階吹抜け部にかかる渡り廊下である。図-3に構造図を示す。断面内に2本の曲線配置 PC 鋼材と4本の直線配置 PC 鋼材を配置した構造であり、普通鉄筋は用いていない。PC 鋼材には、PC 鋼より線 19 本より φ21.8mm(SWPR19L) を用いた。

プレストレスの導入は、ポストテンション方式とし、テンション導入後、シース内にグラウト材を充填した。

支持条件は、一方がガセットプレートによるピン支持、他方がすべり支承によるピンローラー支持としている。



1) 側面図, 平面図

2) 断面図 (上: 端部, 下: 中央部)

図-3 屋内人道橋構造図

表-3 設計基準強度と許容応力度

設計基準強度	長期許容応力度		短期許容応力度	
	圧縮	曲げ引張	圧縮	曲げ引張
170	56.7	3.8	113.3	7.5

(N/mm²)

UFC 材料の特長を活かし、桁高を抑えるとともに、断面端部の板厚を 45mm とすることで非常にシャープなデザインとしている。

3.2 設計基準強度と許容応力度

設計基準強度と許容応力度を、表-3に示す。UFC 材料は図-2に示すように曲げ引張強度が高いだけでなく、曲げ引張強度に達した後も応力度を維持できるため、PC 構造でありながらある程度の引張応力度が部材に生じることを許容した設計としている。

4. 実験方法

4.1 実験概要

屋内人道橋の構造安全性および終局挙動の把握を目的として、実物大単純梁模型への2点荷重曲げ実験を行った。

実験は目的にあわせ、以下に示す2種類の荷重レベルを設定し、それぞれセットアップを変えて行った。荷重の模式図を図-4に、荷重全景を写真-1に示す。

(1) 実用レベル荷重

設計荷重に対する部材性能の検証を目的として、設計荷重の 1.5 倍相当の梁曲げ荷重を行った。実物と同様の支点条件を模擬するため、一方をガセットプレート支承、もう一方をピンローラー支承とした。荷重点は、等分布荷重における最大曲げモーメントと最大せん断力の比が等しくなる点として端部から 1/4 の点とした。ただし、プレストレスによる曲げモーメントおよびせん断力を考慮した場合、曲げモーメントとせん断力の比は等しくはならない。

(2) 終局レベル荷重

非線形領域での挙動や最終の破壊状態を把握することを目的として、終局領域までの荷重を行った。大変形

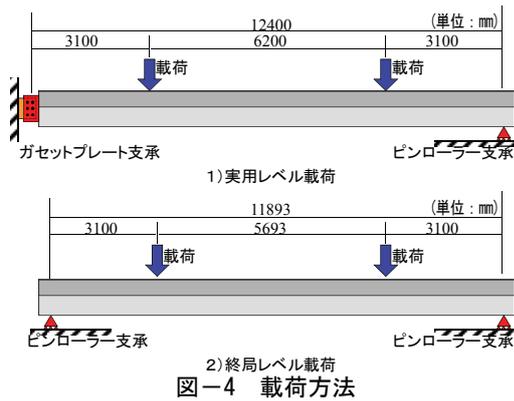


図-4 荷重方法



写真-1 荷重全景

となることを考慮して、両支承とも理想化された支承条件(ピンローラー支承)とした。支承を変えたことで、等曲げスパン部の長さが若干短くなっている。

4.2 試験体

(1) 寸法形状

試験体は、図-3 に示す実構造物と同断面とし、長さは、約 12.5m とした。曲線配置の PC 鋼材は、中心断面および端部断面における断面内配置が実構造物と同様になるようにパラボラ状に配置した。

(2) プレストレス

荷重時のプレストレス力は、有効プレストレス力の設計値を上回らないように定めた。

有効率 η として考慮すべき減退量には、摩擦損失・セッ ト損失・リラクセーション・クリープ・収縮がある。このうち、摩擦損失およびセッ ト損失については、実構造物と試験体でほぼ同等と考えることができる。一方で、リラクセーション・クリープ・収縮については、時間に依存するものであり、実構造物では十分な時間が経過した後の収束値で考慮するのに対し、実験ではほとんど時間が進んでいない。そこで、時間に依存しない損失については設計と同様の損失を見込み、時間に依存する損失については損失が 0 と仮定して、有効プレストレス力が設計と試験体で等しくなるようにした。設計値と試験体におけるプレストレスについて、表-4 にまとめる。なお、実際は、緊張から実験までに 14 日が経過しており、リラクセーション・クリープ・収縮はある程度進んでいるため、実験時のプレストレスは実部材を下回っていると考えられる。

表-4 プレストレス量

	設計値	試験体
緊張量 P (kN/本)	396.0	326.1
想定有効率 η	0.70	0.85
有効プレストレス量 P_n (kN/本)	277.2	277.2
緊張時平均プレストレス応力 σ_{po} (N/mm ²)	9.88	8.14
有効平均プレストレス応力 σ_{pn} (N/mm ²)	6.92	6.92

表-5 PC 鋼材引張試験結果

	0.2% オフセット強度 (N/mm ²)	最大強度 (N/mm ²)	0.2% オフセット強度時ひずみ (%)	弾性係数 (kN/mm ²)
ひずみゲージ	1741	1888	0.997	217.7
300mm 区間			1.124	188.8

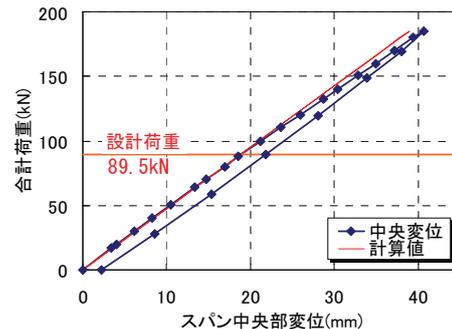


図-5 荷重-変位関係

(3) 使用鋼材

使用した鋼材は、プレストレスを与えた PC 鋼材のみである。引張試験結果を表-5 に示す。なお、ひずみはひずみゲージにより素線のひずみを計る方法と、300mm 区間における変形量を計る方法の 2 通りで評価した。構造物の評価を行う際は 300mm 区間で計測した弾性係数を用い、実験におけるひずみゲージの値との比較においては、素線ひずみを用いた。

5. 実用レベル荷重実験結果

5.1 荷重-変位関係

荷重-スパン中央変位関係を図-5 に示す。荷重は載荷点荷重の合計を示す。図中に示す計算値は、1) 弾性挙動を示すこと、2) 全断面有効であること、3) ガセッ トプレートもピン支承として挙動すること、の仮定の下に計算したものである。

100kN 程度まではほぼ計算値どおりに弾性挙動しているが、その後剛性が若干小さくなっていることがわかる。ただし、目視によるひび割れは観測されておらず、また、ひずみゲージの値から UFC の引張ひずみも計測されていない。よって、この非線形性はひび割れ以外に起因するものといえる。

設計で想定する短期荷重と曲げモーメントが等しくなる荷重 (以下、設計荷重と表記) は 89.5kN であり、この領域においてはほぼ完全に弾性である。

5.2 変位分布

図-6 に、設計荷重時および最大荷重時における変位

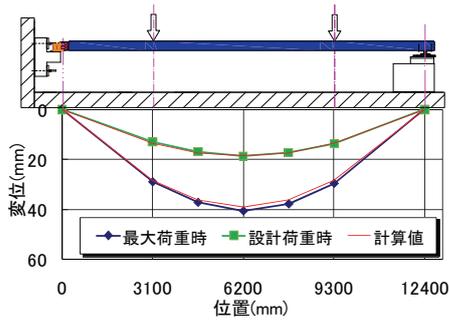


図-6 変位分布

分布を示す。

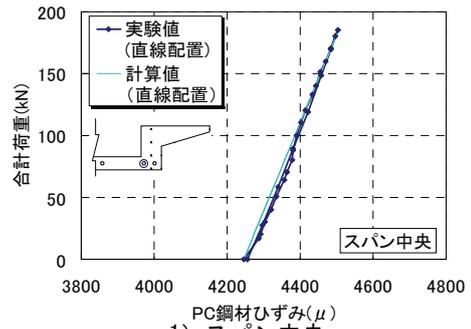
設計荷重時 ($P=89.5\text{kN}$) は、非線形性が出始める前であり実験値と計算値はほぼ一致している。最大荷重時において実験値は、計算値を若干上回っているが、局所的に上回っているわけではないことから、5.1 に示される非線形性は、局所的な損傷が原因ではないと推定される。

最大荷重時の分布は、ガセットプレート側よりピンローラー支承側でわずかに変形が進んでいるが、これはガセットプレート支承が若干の剛性を持っているためと考えられる。ただし、その影響は限定的であり、設計上問題となるレベルではない。

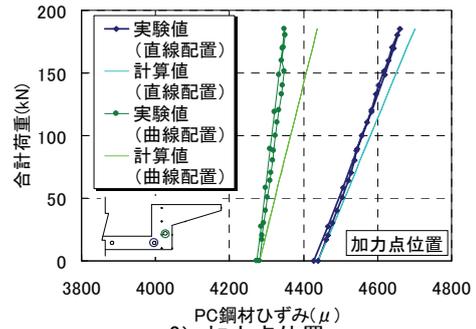
5.3 PC鋼材ひずみ

図-7 に、スパン中央および加力点付近における荷重-PC鋼材ひずみ関係を示す。計算値は、5.1 に示す仮定に完全付着を加えてひずみの変動分を計算し、載荷前におけるひずみに加算した。

いずれの PC 鋼材においても、若干の非線形性が表れている。これは、グラウト材のひび割れに起因するものと考えられる。UFC はプレストレスが導入されているため引張となることはないが、グラウト材にはプレストレスが導入されておらず、ひずみが引張側へ変動することによりひび割れることが想定される。グラウトがひび割れた場合、ひび割れ近傍では PC 鋼材ひずみは大きくなるがその他の箇所では小さくなるという現象が生じうる。結果的に荷重の増加に見合ったひずみ増加が起きなかったものと考えられる。5.1 で示した非線形性の原因も、このグラウト材のひび割れに起因するものが大きい



1) スパン中央



2) 加力点位置

図-7 PC鋼材ひずみ

と推測される。

直線配置 PC 鋼材のひずみの大きさについては、実験値と計算値はおおむね適合している。一方で、図-7 2) に示される曲線配置の PC 鋼材は初期よりひずみが小さく出ている。これは、断面高さ方向の位置について、実際は端部で PC 鋼材が水平になるように調整するのに対し、計算においては PC 鋼材を 2 次曲線で仮定しているためと考えられる。つまり、実際の PC 鋼材配置よりも中立軸から遠い位置にあったものと仮定して計算していたものと考えられる。

5.4 UFCひずみ

図-8 に、スパン中央における設計荷重時および最大荷重時の UFC ひずみ分布を計測位置とともに示す。ゲージ A は内部に埋め込んだモールドゲージの値を、ゲージ B は表面に添付したひずみゲージの値をそれぞれ示している。ひずみは、全て加力による変動分のみをプロットしている。

分布形状は全てほぼ直線状であり、また、内部のモー

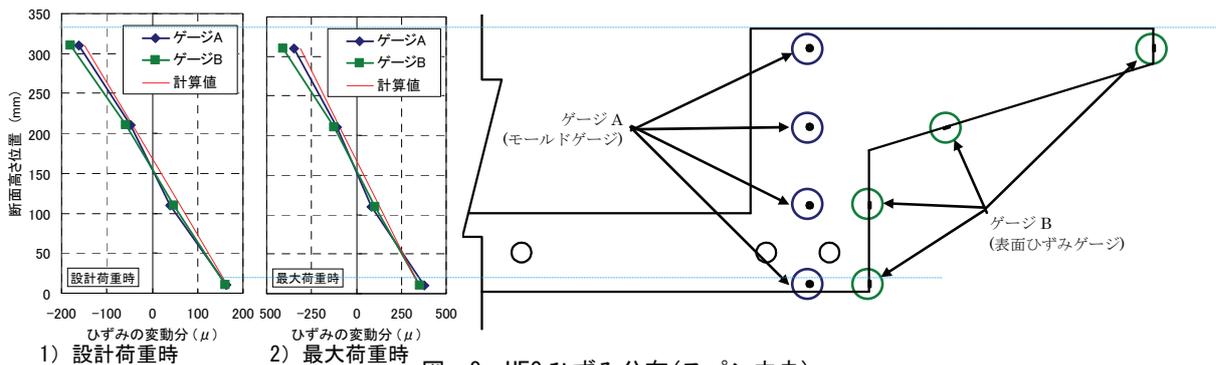


図-8 UFC ひずみ分布(スパン中央)

ルドゲージ（ゲージ A）と表面のひずみゲージ（ゲージ B）の差も小さいことから、断面端部の張出部も含めた全断面で平面保持の仮定が成り立っていることがわかる。

1) 設計荷重時と 2) 最大荷重時を比較すると、ひずみの絶対値は異なるものの、中立軸位置はほぼ等しいため、最大荷重まで断面内の挙動としてはほぼ線形であったことがわかる。

中立軸位置実験値は、計算値より若干下方にあるが両者の差は 15mm 程度であり、実験値と計算値はよく一致している。

5.5 実用レベル載荷実験のまとめ

設計荷重に対する部材性能の検証を目的として、設計荷重の 1.5 倍相当の荷重により梁曲げ実験を行った。実験の結果、以下のことがわかった。

- 1) 設計荷重相当を超えて荷重 100kN まではほぼ線形で挙動し、弾性を仮定した計算と同様の荷重－変位関係であったが、設計荷重 1.5 倍相当の荷重においては、若干の非線形挙動が見られた。これは、グラウト材ひび割れの影響と考えられる。なお、UFC へのひび割れは観察されていない。
- 2) UFC のひずみより、全断面有効として平面保持を仮定した弾性計算をすることで挙動を概ね表現できる。
- 3) ガセットプレート支承は若干の剛性を持っているが、実用上はピン支持と考えることができる。

6. 終局レベル載荷実験結果

6.1 荷重－変位関係と破壊過程

図-9 に荷重－スパン中央鉛直変位関係を示す。荷重は、全載荷荷重の合計値を示している。曲げひび割れ耐力および曲げ破壊耐力は、材料の実強度を用いて建築学会 PC 規準⁵⁾に従って等価応力ブロックを用いて求めたものである。このときのプレストレス力は、当初想定した有効プレストレス力を用いている。

ひび割れは、270kN 付近で加力点位置付近から発生した。ひび割れ幅は、0.05mm（クラックスケールの最小値）と同等かそれ以下であり、非常に細いひび割れであった。曲げひび割れ耐力の計算値は 277kN であるため、ほぼ想定どおりの挙動をしているといえる。加力点位置がクリティカル断面となるのは、図-10 に示すように、曲線配置の PC 鋼材の影響で、加力点位置が最大曲げモーメントとなるためである。

ひび割れ発生以降は PC 鋼材の降伏時まで、シャワシャ音が発生し続けたが、この音は、ひび割れの拡大に伴い、鋼繊維が付着すべりを起こすことにより発生するものと考えられる。材軸方向のひび割れ間隔は、300kN 時には 800mm 程度であったが、荷重の上昇とともに小

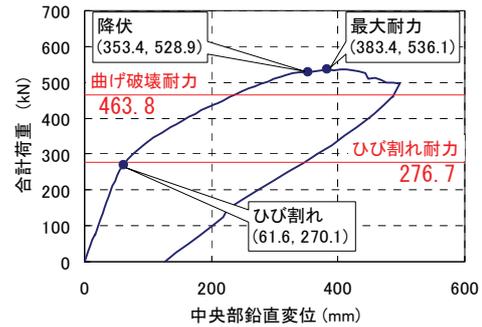


図-9 荷重－変位関係

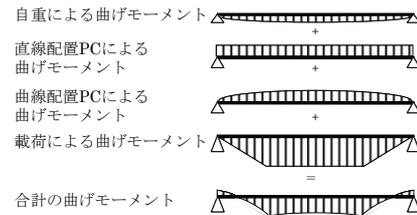


図-10 曲げモーメントの合成



写真-2 最大耐力時のひび割れ

写真-3 下フランジを貫通したひび割れ



写真-4 最大変位時のひび割れ

さくなり、PC 鋼材の降伏時には 100mm 程度となった。

曲げ破壊耐力計算値 (464kN) を超える 529kN の時点で、加力点位置の直線配置の PC 鋼材が降伏ひずみに達した。そのときの降伏位置でのひび割れ幅は、0.25mm 程度であり、大きく開いてはなかった。

PC 鋼材降伏後はほとんど耐力上昇がなく、変位 383mm で最大荷重 536kN に達し、載荷点付近のひび割れが大きく開き始めた。このときのひび割れ幅は、4mm 程度であった。(写真-2)

最大荷重が曲げ破壊耐力計算値を上回った原因は、1) 鋼繊維による引張負担。2) UFC の応力－ひずみ関係が図-1 に示すように通常コンクリートとは異なって直線的であり、圧縮合力作用点を決める係数が適用範囲外であったこと。の 2 点が考えられる。等価応力ブロックはコンクリートの圧壊を想定しているにもかかわらず、UFC の圧壊は観察されなかったことから、計算値が実現象を表していないことがわかる。ただし、これらの要因は常に耐力を過小評価するため、設計上は等価応力ブロッ

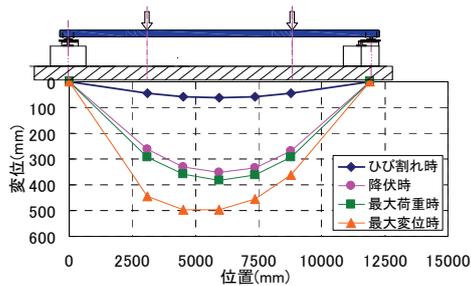


図-11 変位分布

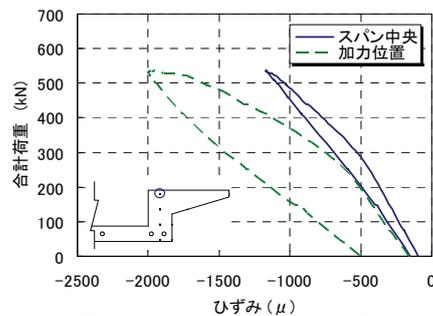


図-12 荷重-UFC ひずみ関係

クを用いることが可能である。

変位が 470mm の時に、ひび割れは断面底部の下フランジ部分(肉厚 100mm)を貫通して広がった。(写真-3)

変形が 500mm に達した時点で荷重を終了し、除荷した。この時点でひび割れ幅は 20mm を超えており(写真-4)、鋼繊維の長さが 13mm であることからひび割れ面において鋼繊維の働きはなくなっていることがわかる。残留変位は、126mm であり、降伏後の塑性変形量 144mm に比して小さいことから、一般的な PC 部材と同様に残留変位は小さいと言える。

6.2 変位分布

図-11 にひび割れ時、降伏時、最大荷重時、および最大変位時の変位分布を示す。

最大荷重時まででは、左右均等であり、一部が著しく変形しているということはないが、最大変位時においては、左側加力部付近($x=3100\text{mm}$)で大きく変形し、左右のバランスが崩れていることがわかる。最大荷重以降、左側加力部付近で大きくひび割れが開いたことが原因である。

6.3 UFC ひずみ

図-12 に、圧縮縁から 10mm 断面内部に入った位置でモールドゲージにより計測した UFC の材軸方向ひずみと荷重の関係を示す。計測断面はスパン中央と加力位置である。

スパン中央と加力位置を比較すると、初期値は異なるものの、ひび割れが入る 270kN 程度まではほぼ同様の勾配を示しているが、その後、加力位置のほうが大きなひずみとなっている。これは加力点位置においてひび割れが大きく開いたためと考えられる。

クリティカル断面である加力断面において、UFC の最

大圧縮ひずみは 2000μ 程度であった。UFC の材料試験においては、最大強度時ひずみは $4200\sim 4700\mu$ 程度であるため、最大耐力時においても圧縮応力度には十分な余裕があることがわかる。

6.4 終局レベル載荷実験のまとめ

非線形領域の挙動や最終破壊状態の把握を目的として、単調載荷による梁曲げ実験を行った。実験の結果、以下のことがわかった。

- 1) PC 鋼材の降伏まで、ひび割れは分散して大きくは開かないが、PC 鋼材が降伏すると、ひび割れは局所化し変形は 1 点に集中する。
- 2) 実験結果と建築学会 PC 規準⁵⁾の方法による計算値を比較した結果、ひび割れ耐力はほぼ一致する。一方で、曲げ破壊耐力は実験結果が計算値を若干上回ったが、安全側に評価可能である。
- 3) 最大荷重時においても UFC の圧縮応力度は十分な余裕がある。

7. まとめ

常温硬化型 UFC を屋内人道橋へ適用するに当たって、構造性能を確認するために実物大曲げ実験を行い、その成立性や挙動、破壊性状に対して考察を行った。その結果、通常の PC 部材と同様の設計方法によって設計すれば十分な構造性能を有した構造とできることがわかった。

本検討においては、対象を特定の構造物としているため、汎用的な設計法までの言及はできていない。今後は、基礎実験等を行うことにより設計法に関して検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー113、2004.10
- 2) 武田篤史、平田隆祥、石関嘉一、丹羽博則、淵田安浩、渡辺哲巳：常温硬化型高じん性高強度モルタル「スリムクリート」の屋内ブリッジへの適用、大林組技術研究所報、No.74、P15、2010.12
- 3) 日本コンクリート工学協会：協会規準 JCI-S-002-2003「切欠きはりを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法」
- 4) 日本コンクリート工学協会：協会規準 JCI-S-001-2003「切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法」、付属書(参考)「コンクリートの引張軟化曲線の推定方法」
- 5) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、1998.11