

常温硬化型 UFC 材料の PC 部材への適用

— 屋内ブリッジの設計・施工 —

武田 篤史^{*1}・増田 安彦^{*2}・石関 嘉一^{*3}・遠藤 文明^{*4}

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、その強度特性や高耐久性から次世代の建設材料として注目されている。しかし、既往技術では、高温の給熱養生が必要であり、適用方法は工場生産によるプレキャスト部材に限定されていた。このような背景のもと、著者らは、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。常温硬化型とすることで、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 に関して紹介するとともに、本材料を適用した屋内ブリッジの設計、施工および性能確認実験について示す。

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

1. はじめに

超高強度繊維補強コンクリート（UFC）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、引張じん性が大きく、また高耐久性を有するという点が特長である。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。すでに、空港床版¹⁾やモノレール桁²⁾として実用化もされている。

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）」³⁾が発行されており、150 N/mm²以上の圧縮強度と 5 N/mm²以上の引張強度をもつ 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^{1~3)}。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⁴⁾。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。

本稿では、常温硬化型 UFC の材料特性について示したのち、本材料を適用した大林組技術研究所新本館における屋内ブリッジ（人道橋）の設計および施工について報告する。また、設計方法の確認のために行った性能確認実験に

ついても、合わせて報告する。

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末（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、高反応性のポズラン材を組み合わせることにより常温養生での高強度化を実現した。配合を表 - 1 に示す。

表 - 1 常温硬化型 UFC の配合

W/P (%)	単位量 (kg/m ³)			SP
	W	P	S	C × %
12.7	250	1 962	170	3.0

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

補強繊維には、延伸製法により製造された高強度鋼繊維を使用した。通常の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 2 000 N/mm²以上である。鋼繊維の混入率は 2 Vol% とした。使用した鋼繊維を写真 - 1 に示す。

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。

^{*1} Atsushi TAKEDA：(株)大林組 技術研究所 構造技術研究部

^{*2} Yasuhiko MASUDA：(株)大林組 技術研究所 構造技術研究部

^{*3} Yoshikazu ISHIZEKI：(株)大林組 技術研究所 生産技術研究部

^{*4} Fumiaki ENDO：(株)大林組 大阪本店 構造設計第二部

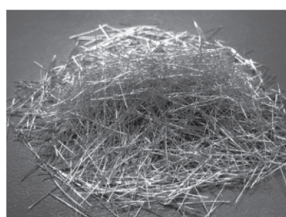


写真 - 1 高強度鋼繊維

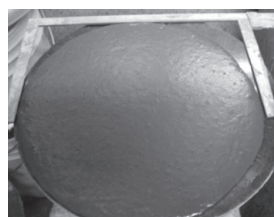


写真 - 2 モルタルフロー

表 - 2 品質管理項目および判定基準

試験項目	判定基準
モルタルフロー (mm) (繊維混入前)	320 以上
スランプフロー (mm)	550 以上
50 cm フロー達成時間 (s)	20 以下
空気量 (%)	4.0 以下

表 - 3 硬化物性

試験項目	物性値	試験方法	備考
圧縮強度 (N/mm ²)	176	JIS A1108	管理データの平均 (現場封緘)
ヤング係数 (kN/mm ²)	43.7	JIS A1149	
ポアソン比	0.236	ゲージ貼り付けにより測定	3 試験体の平均
単位容積質量 (t/m ³)	2.48		3 試験体の平均
直接引張り強度 (N/mm ²)	11.6	HPFRCC 指針 (案) ⁵⁾	5 試験体の平均
割裂引張り強度 (N/mm ²)	17.4	JIS A 1113	3 試験体の平均
割裂ひび割れ発生応力 (N/mm ²)	7.3		
曲げ強度 (N/mm ²)	22	JSCE-G 552	4 試験体の平均
曲げ靱性係数 (N/mm ²)	17.7		
曲げひび割れ発生応力 (N/mm ²)	11.3		

2.2 フレッシュ性状および品質管理

鋼繊維混入前のモルタルフロー値は 320 mm 以上、鋼繊維混入後のスランプフロー値は 550 mm 以上と、流動性は著しく良好であり、30 mm 以下の著しい偏狭部においても閉塞することなく充てんが可能である。モルタルの品質試験項目および判定基準を表 - 2、モルタルフローを写真 - 2 に示す。

2.3 硬化物性

硬化物性の一覧を表 - 3 に示す。あわせて、圧縮応力 - ひずみ関係を図 - 1 に、引張軟化特性を図 - 2 に、収縮ひずみ - 始発後日数関係を図 - 3 に、クリープ特性を図 - 4 に示す。

通常のコンクリートと比べ、次のような特徴を有している。

- ・圧縮応力 - ひずみ関係は線形性が高い。
- ・ひび割れ後においても高い結合応力を有している。これは、高強度鋼繊維の効果である。
- ・収縮量やクリープ係数はコンクリートより小さい。

3. 工事概要

3.1 建物概要

常温硬化型 UFC による屋内ブリッジが適用される大林

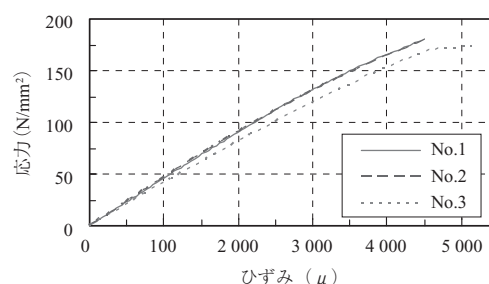


図 - 1 圧縮応力 - ひずみ関係

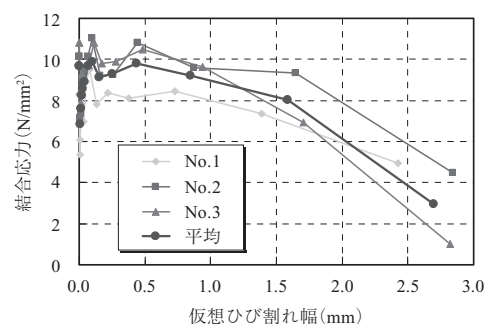


図 - 2 引張軟化特性

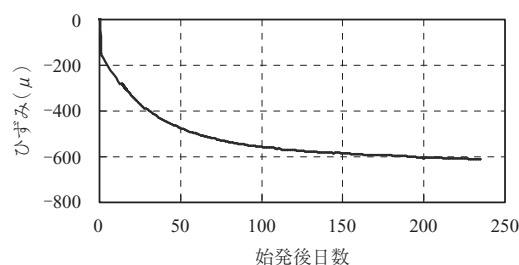


図 - 3 収縮特性

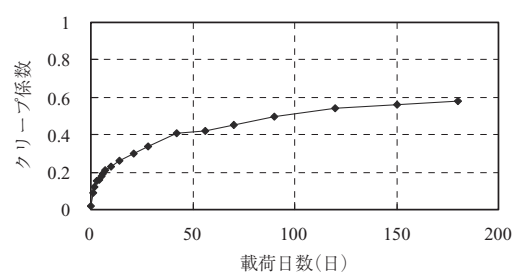


図 - 4 クリープ特性

組技術研究所本館「テクノステーション」の外観を写真 - 3 に、内観を写真 - 4 に示す。新本館のメインとなる 2 階のオフィス空間は、これまで分散していた研究員を集約し、更なる知的生産性の向上を図ることを目的としている。そのため、2 層吹抜けのワンボックス型の大空間で他分野の研究員間の連帯感を確保するとともに、視認性を高め、相互に刺激し合える空間を目指した。

建物の工事概要を表 - 4 に示す。

3.2 屋内ブリッジ構造概要

屋内ブリッジは、3 階吹抜け部にかかる渡り廊下として 2 箇所に配置され、視認性を妨げないスリムな外観を有す

○ 工事報告 ○

るものとして計画された。

スパンは約 14 m、幅員は 1.7 m であり、図 - 5 に示す構造である。断面中に 2 本の曲線配置 PC 鋼材と 4 本の直



写真 - 3 大林組技術研究所本館
「テクノステーション」の外観

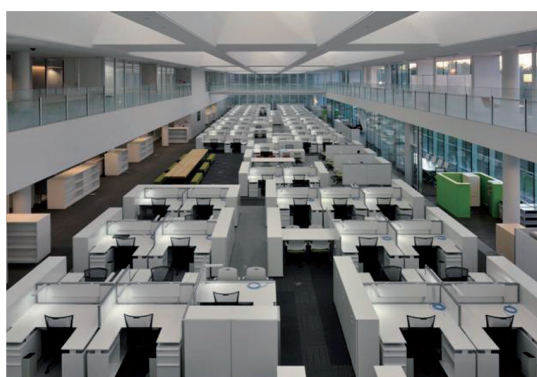


写真 - 4 大林組技術研究所本館
「テクノステーション」の内観

表 - 4 建物概要

工事名称	大林組技術研究所 本館 「テクノステーション」新築計画
所在地	東京都清瀬市下清戸 4-640
建物用途	研究所（事務所）
構造	S 造（CFT 造）地上 3 階
基礎形式	べた基礎
建築面積	3 371 m ²
延べ面積	5 535 m ²
工期	平成 21 年 11 月～平成 22 年 9 月
設計者	株式会社 大林組
施工者	株式会社 大林組

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。

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てんした。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なっている。屋内ブリッジの構造概要を表 - 5 にまとめる。

断面の特長を図 - 6 に示す。UFC 材料の圧縮強度、引張じん性、高流動性などを活かした設計としている。

4. 設 計

4.1 設計の方針

長期荷重および部材直交水平方向地震力に対して部材応力度が許容応力度以内であることを確認するとともに、鉛直方向地震力に対して曲げ破壊耐力以内であることを照査した。

プレストレスの損失、発生応力、および曲げ破壊耐力の算定については、日本建築学会の PC 規準⁶⁾ に準拠した。

表 - 5 屋内ブリッジ構造概要

橋 長	14 045 mm
桁 長	13 925 mm
幅 員	1 700 mm
支持形式	単純梁
支承構造	固定側：ガセットプレート 稼動側：ゴム製滑り支承
プレストレス	ポストテンション方式
基 数	2 基

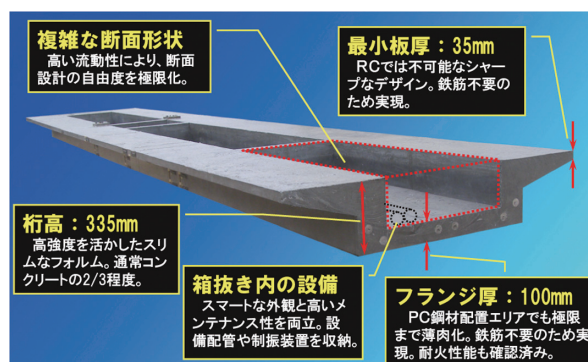


図 - 6 断面の特長

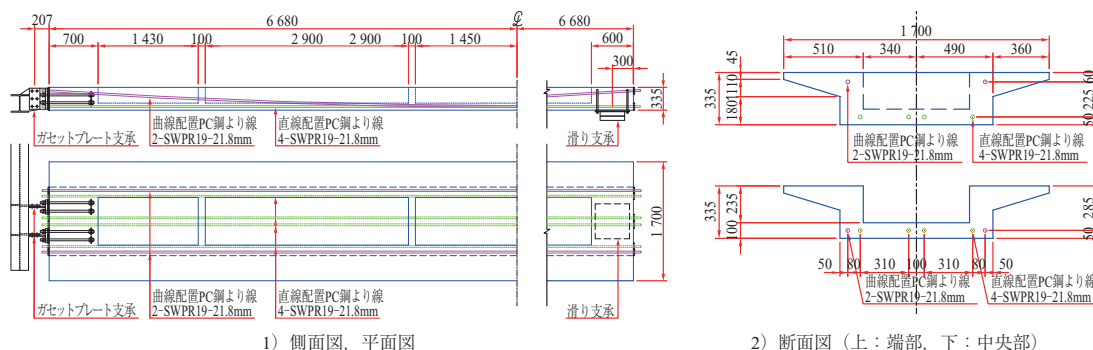


図 - 5 屋内ブリッジの構造図

UFC 材料の許容応力度は、表 - 6 のように設定した。

表 - 6 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)

4.2 荷 重

荷重は、固定荷重、積載荷重および地震作用の影響を考慮した。

積載荷重は、長期荷重に対しては 1.8 (kN/m²) を、地震時に対しては、0.6 (kN/m²) を考慮した。

地震荷重は、きわめて稀に発生する地震動を想定し、建物の設計時に用いた動的解析におけるブリッジ取付部の応答加速度から入力地震力を定めた。建物の設計時に用いた動的解析は告示波 3 種（ランダム位相、八戸位相、神戸位相）である。屋内ブリッジの応答最大加速度は、部材直交水平方向に 232 (gal)、鉛直方向に 839 (gal) であった。

4.3 床 振 動

屋内ブリッジは、スパンに比べて部材せいが小さく、また、固有振動数も 3.0 Hz 程度と歩行時に共振することが考えられるため、床振動制御用に 2 基のブリッジのうち、1 基には AMD (Active Mass Damper, 写真 - 5) を取り付け、もう 1 基には (TMD Tuned Mass Damper, 写真 - 6) を取り付けた。



写真 - 5 AMD (70kg)



写真 - 6 TMD (200kg)

表 - 7 に、解析による制振の効果を示す。解析は屋内ブリッジの 1 質点およびダンパーの 1 質点を考慮した二質点系モデルに、二人歩行荷重を入力したものである。

表 - 7 制振の効果

	応答加速度 (gal)	応答変位 (mm)
非制振	13.9	0.44
AMD 70 kg	5.48	0.30
TMD 200 kg	7.45	0.32

5. 性能確認実験

5.1 概 要

屋内ブリッジの構造安全性および終局挙動の把握を目的として、実物大模型を用いて梁曲げ実験を行った。梁曲げ実験は目的にあわせ、以下に示す、2 種類の載荷レベルを設定し、それぞれセットアップを変えて行った。

(1) 実用レベル載荷

設計荷重に対する部材性能の検証として、実部材と同様の支承条件（ガセットプレート支承、ピンローラー支承）のもと、設計荷重の 1.5 倍相当の梁曲げ載荷を行った。

(2) 終局レベル載荷

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、理想化された支承条件（両支点ともピンローラー支承）のもと、終局領域までの載荷を行った。

5.2 試 験 体

(1) 寸 法 形 状

試験体は、屋内ブリッジと同断面とし、長さは、約 12.5 m とした。曲線配置の PC 鋼材は、中心断面および端部断面で、実部材と同位置になるようにパラボラ状に配置した。

(2) プレストレス

載荷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 として考慮すべき損失・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、実部材と試験体では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、実部材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、時間に依存する減退量については 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。

(3) 載 荷 方 法

載荷は、実用レベル載荷、終局レベル載荷とも単純梁への 2 点載荷とした。図 - 7 に載荷の模式図を示す。

実用レベル載荷においては、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。載荷点は、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。

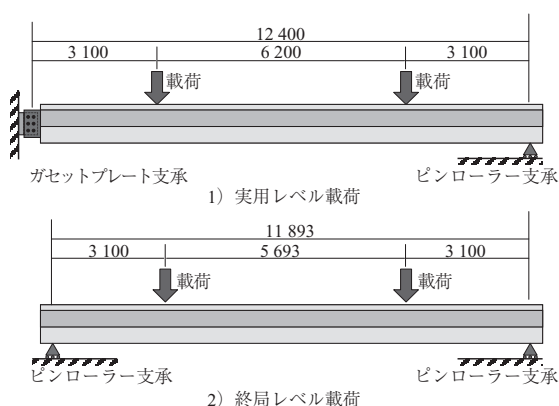


図-7 荷重方法

終局レベルにおいては、大変形となることを考慮して、両支承とも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。

荷重全景を写真-7に示す。

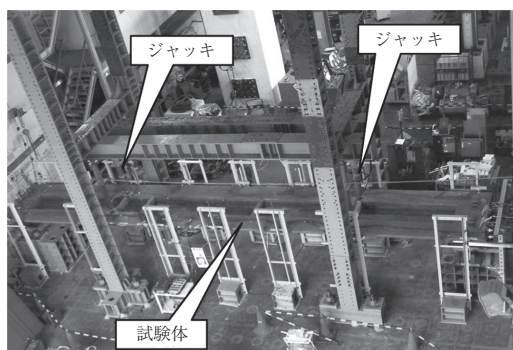


写真-7 荷重状況

5.3 実用レベル荷重結果

(1) 荷重変位関係

荷重－スパン中央変位関係を図-8に示す。荷重は荷重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。

ほぼ計算値どおりに弾性挙動していることが分かる。た

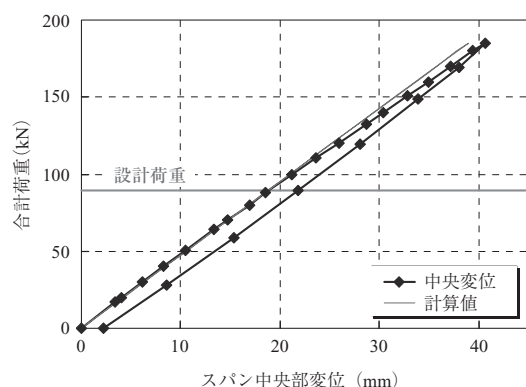


図-8 荷重－変位関係

だし、100 kN 程度を超えた後、剛性が若干小さくなっているが、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。なお、このとき、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ため、UFC のひび割れとは考えられない。

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 89.5 kN であり、この領域においてはほぼ完全に弾性である。

(2) 変位分布

図-9に、最大荷重時における変位分布を示す。実験値と計算値はほぼ一致したが、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。これはガセットプレート支承が若干の剛性をも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。

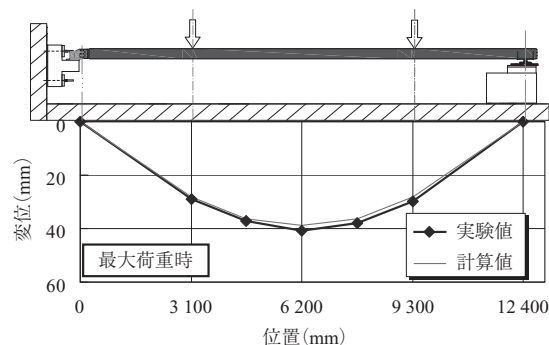


図-9 最大荷重時変位分布

(3) UFC ひずみ分布

図-10に、スパン中央における設計荷重時および最大荷重時の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、すべて加力による変動分のみをプロットしている。

分布形状はすべてほぼ直線状であり、また、内部のモールドゲージ（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、断面端部の張出し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分かる。

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分かる。

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 15 mm 程度であり、実験値と計算値はよく一致している。

(4) 実用レベル荷重のまとめ

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試験を行った。実験の結果、以下のことが分かった。

1) 設計荷重相当を超えて荷重 100 kN まではほぼ線形で

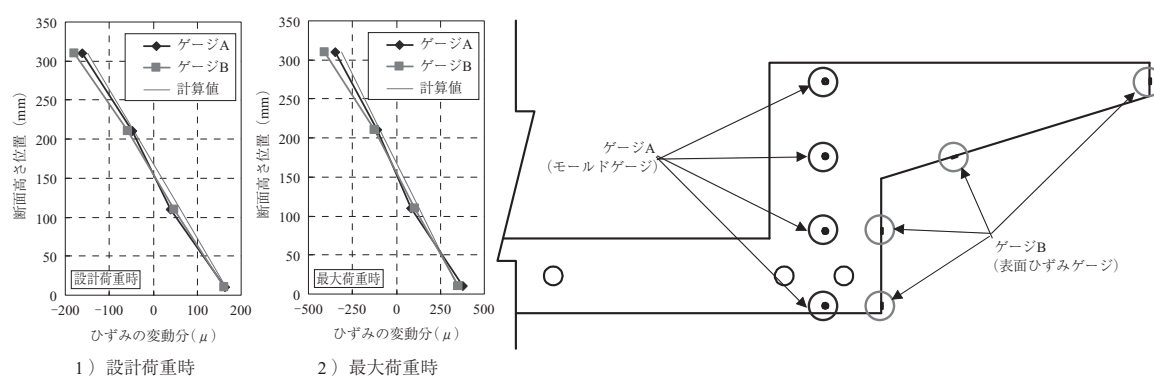


図 - 10 UFC ひずみ分布

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) 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おおむね表現できる。
- 3) ガセットプレート支承は若干の剛性をもっているが、実用上はピン支持と考えてよい。

5.4 終局レベル載荷結果

(1) 荷重－変位関係と破壊過程

図 - 11 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 PC 規準⁶⁾にしたがって求めたものであるが、プレストレス力、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、270 kN 付近で加力点位置付近から発生した。ひび割れ幅は、0.05 mm (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 277 kN であるため、ほぼ想定どおりの挙動をしているといえる。

ひび割れ発生以降は PC 鋼材の降伏時まで、シャワシャワ音が鳴り続けたが、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、300 kN 時には 800 mm 程度であったが、荷重の上昇とともに小さくなり、PC 鋼材の降伏時には 100 mm 程度となった。

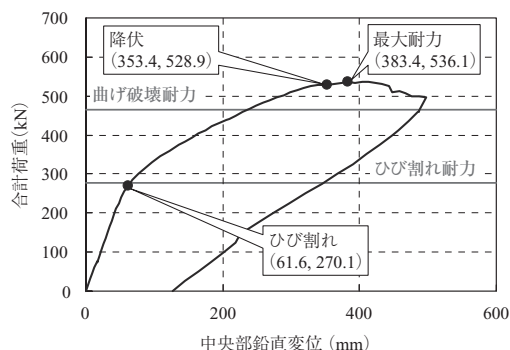


図 - 11 荷重－変位関係

曲げ破壊耐力計算値(464 kN)を超える 529 kN 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、0.25 mm 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 383 mm で最大荷重 536 kN 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、4 mm 程度であった(写真 - 8)。

変位が 470 mm の時に、ひび割れは断面底部の肉厚 100 mm の部分を貫通して広がった。

変形が 500 mm に達した時点で載荷を終了し、除荷した。この時点でひび割れ幅は 20 mm を超えており(写真 - 9)、鋼繊維の長さが 13 mm 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分かる。残留変位は、126 mm であり、降伏後の塑性変形量 144 mm に比して小さいことから、一般的な PC 部材と同様に残留

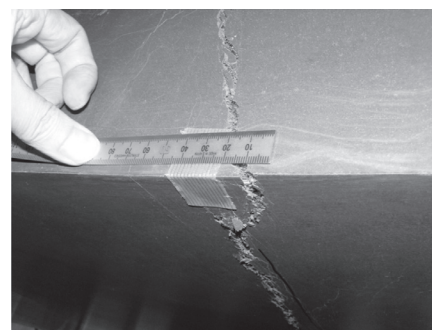


写真 - 8 最大耐力時のひび割れ



写真 - 9 最大変位時のひび割れ

○ 工事報告 ○

変位は小さいといえる。

(2) 変位分布

図 - 12 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 ($x = 3\,100\text{ mm}$) で大きく変形し、左右のバランスが崩れていることが分かる。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。

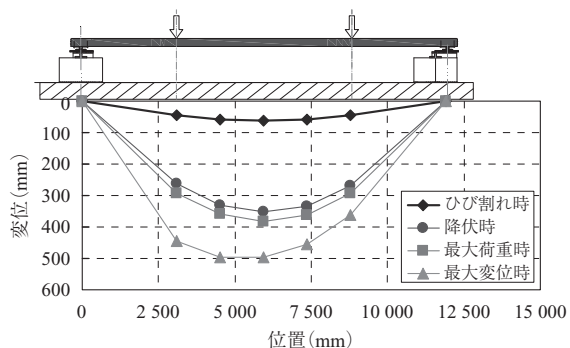


図 - 12 変位分布

(3) UFC ひずみ

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 $2\,000\ \mu$ 程度であった。材料試験においては、最大強度時ひずみは $4\,500\ \mu$ 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分かる。

(4) 終局レベル载荷のまとめ

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

- 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。その結果、耐力はほとんど上昇しなくなる。
- 2) ひび割れ荷重や最大荷重はほぼ計算どおりであり、PC 規準⁶⁾の方法で十分評価可能である。
- 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。

6. 施 工

6.1 製造工程

ブリッジの製造工程および作業工程を図 - 13 に示す。現場にて製作図の承認後、PC 工場にて使用材料の受入検査を行った。その後、型枠組立て・埋込み金物類の取付けを行い、UFC 打設を行った。無筋であるため、煩雑な配筋作業やかぶり厚さの検査などが不要となり、工程の省力化を図ることができた。

打設については、写真 - 10 に示すホッパーを用いて打設した。写真 - 11 に示すように、流動性が良いため、複雑な形状の箱抜きや埋込み金物およびシース管などがあ

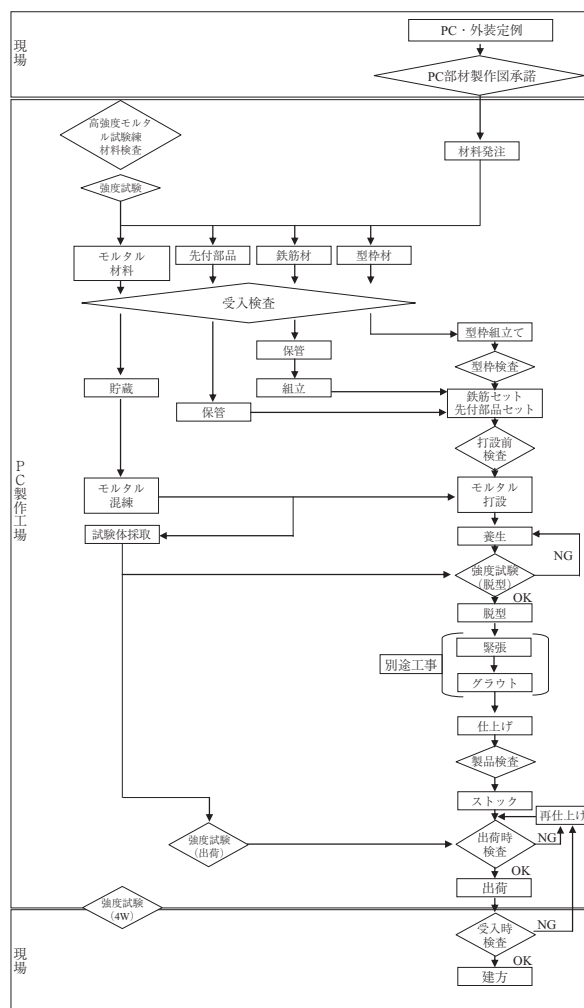


図 - 13 製造および作業工程

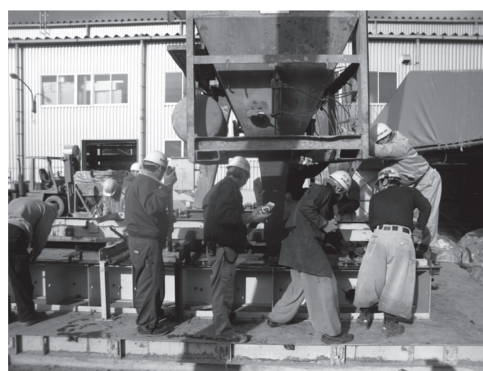


写真 - 10 ホッパーによる打設作業

ても充てん性が良好であることを確認できた。脱型後には、気泡の巻込みやジャンカなどは一切見られなかった。

養生については常温養生とした。冬期の打設であったため、凍害を防止する目的からシート掛け養生を行った。

脱型後の圧縮強度は、プレストレス導入時 80 N/mm^2 以上、材齢 28 日で 170 N/mm^2 以上であることを確認した。

導入プレストレスの管理は、PC 鋼より線の断面積・ヤング係数のばらつき、摩擦損失量の推定誤差、その他の誤



写真 - 11 UFC の流動状況

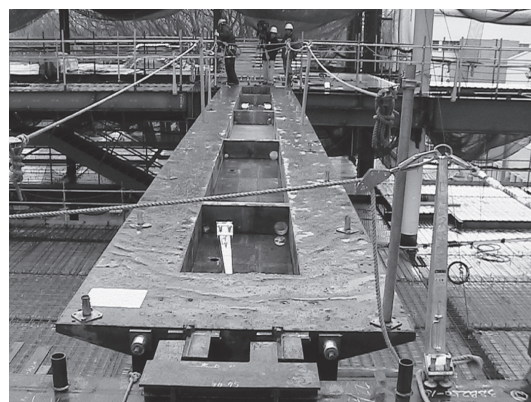


写真 - 13 取付け状況

差を考慮して、伸びの測定値と計算値の誤差が5%以下となるように管理した。

6.2 現場搬入・取付け

プレキャスト工場から、写真 - 12 に示すとおりポールトレーラーにて現場搬入し、クローラークレーンにて建方を行った。1本あたり取付け所要時間は、おおよそ1時間であり、軽量化による現場施工の省力化も図ることができた。取付け状況を写真 - 13 に示す。



写真 - 12 搬入状況



写真 - 14 完成写真

強度 CFT⁸⁾ など、さまざまな構造技術を初適用し、最先端の安全安心を目指したものである。本建物の建設が、技術の発展につながり、社会に貢献できれば幸いである。

参考文献

- 1) T., Kono, et al : INFLUENCE OF PLACING METHOD ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF SLAB WITH ULTRA HIGH STRENGTH FIBER REINFORCED CONCRETE -TOKYO INTERNATIONAL AIRPORT RUNWAY D, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, pp.909-914, 2008.
- 2) 田中良弘ほか：UFC を適用した長大スパンモノレール軌道桁の構造検証，コンクリート工学年次論文集 Vol.30, No.3, pp.1405-1410, 2008.
- 3) 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.
- 4) 武田篤史ほか：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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 吉田治ほか：スーパーアクティブ制震「ラビュタ 2D」，大林組技術研究所報，No.74, P14, 2010.
- 8) 鈴木康正ほか：超高強度コンクリート充填鋼管「CFT」柱，大林組技術研究所報，No.74, P15, 2010.

【2011 年 6 月 29 日受付】

7. おわりに

本稿では、常温硬化型 UFC の材料特性、本材料を適用した屋内ブリッジの設計および施工、性能確認実験について報告した。常温硬化型 UFC の実工事への適用は初めてであったが、設計および施工の各過程において大きな問題は発生しなかった。

完成状況を写真 - 14 に示す。当初の設計思想のとおり、非常にスリムで視認性を妨げないデザインに仕上げる事ができた。

今後の建設構造物は、困難な条件での施工が増える一方で、より高い安全・安心や LCC の低減が望まれるものと考えられる。そのようななかで、常温硬化型 UFC はさまざまな場面で活躍できるものと考えられる。

最後に、本建物は、スーパーアクティブ免震⁷⁾や超高