

UFC(ダクトル)を用いたGSE橋梁の設計と実験

—世界最大規模のUFC道路橋—

武者 浩透^{*1}・渡辺 典男^{*2}・福原 哲^{*3}・大澤 和也^{*1}

Keywords : UFC, Ductal, ultra-high strength fiber reinforced concrete, bridge, precast

UFC, ダクトル, 超高強度繊維補強コンクリート, 橋梁, プレキャスト

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 : UFC) は、2002年に日本で初めて酒田みらい橋 (山形県) に適用され、また2004年に土木学会より設計施工指針 (案)¹⁾が刊行されて以来、その超高強度を活用した軽量で長スパンな構造物が、橋梁を中心に徐々に増えつつある。しかしながら、その適用は中規模の歩道橋に留まっており、本格的な道路橋へ適用するには、大きな荷重に対応した設計手法や部材の接合方法の開発・検証が必要であった。今回、この UFC を羽田空港内の橋長 48m、有効幅員 15m の GSE 橋梁 (道路橋) に適用するのに際し、様々な設計検討を実施し、FEM 解析や各種構造実験によってその設計手法や開発した接続部構造の検証を行った。この開発により、現時点で世界最大規模の UFC 道路橋が実現し、今後における UFC の大型橋梁適用への大きな足掛かりとなると期待している。本報告では、GSE 橋梁の概要と UFC が適用された背景、および設計の概要を紹介する。そして、UFC 適用の際の課題とそれを検証するために実施した構造実験について述べる。

2. 橋梁概要

2.1 橋梁概要

東京国際空港 (羽田空港) GSE 橋梁は、東京国際空港再拡張事業における国際線地区エプロン等整備等事業で建設される GSE 通行のための橋梁である (写真-1)。GSE とは Ground Support Equipment の略称で、空港の地上業務や航空機への支援業務に使用される機

材のことをいう。本橋はエプロン等整備等事業区域内において、北側エプロンと南側エプロンを繋ぐため空港連絡道路の上空に架設される (図-1)。



写真-1 東京国際空港 (羽田) 国際線地区 GSE 橋梁
Photo 1 Tokyo International Airport (Haneda) GSE Bridge

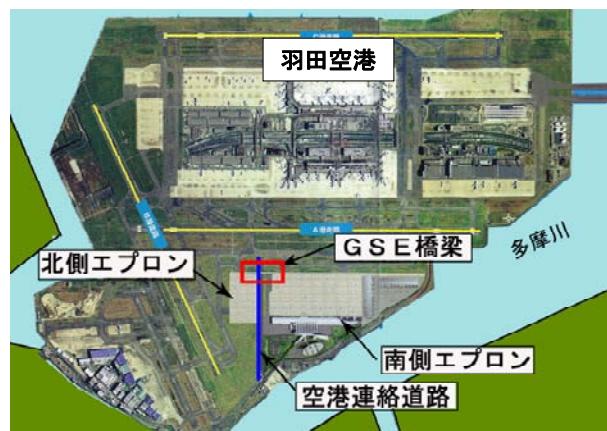


図-1 GSE 橋梁 位置図
Figure 1 Location of GSE Bridge

本橋の床版部には従来の場所打ちコンクリートが用いられているが、プレキャストブロックで架設される U 形状の桁には UFC (材料名はダクトル) を用いた桁が採用されている (図-2)。この UFC (ダクトル) は、圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 180 N/mm^2 と超高強度であるの

*1 技術センター 土木技術開発部
土木技術開発プロジェクト室

*2 名古屋支店 土木部

*3 土木本部 土木技術部

に加え、従来のコンクリートに比べて数十倍もの耐久性を持つ材料であり、本橋では UFC 桁の採用により、橋桁の低桁高化と高耐久化を実現している。この UFC の桁間接合や、UFC 桁と場所打ち床版との接合には、UFC 橋における特徴的な技術を用いているが、支間長 46m (図-3) という桁橋としては長いスパンの道路橋への適用は初めてとなることから、それらの接合部について性能確認実験を実施し、設計の妥当性を検証している。

2.2 橋梁諸元

重 要 度	重要度A道路橋
設 計 速 度	40km/h
構 造 形 式	上部工 UFC 単純箱桁橋 下部工 逆T式橋台 中堀り式鋼管杭
橋 長	長: L0 = 48.000 m
支 間 長	長: L2 = 46.000 m
総 幅 員	員: B a = 16.200 m
有 効 幅 員	員: B e = 15.000 m
縦 断 勾 配	: 3.000 % ↗ ↘ 3.000 %
横 断 勾 配	: 2.000 % ↗ ↘ 2.000 %
活 荷 重	: B 活荷重, トeingトラクター (飛行機を牽引する大型車両)
施 工 方 法	: 総支保工によるプレキャスト ブロック工法 (主桁部) 場所打ち工法 (床版部)

支間中央断面

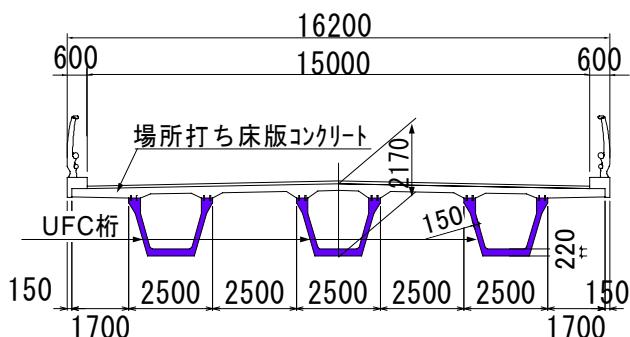


図-2 GSE橋梁 断面図
Figure 2 Cross section of GSE Bridge

側面図 (道路中心)

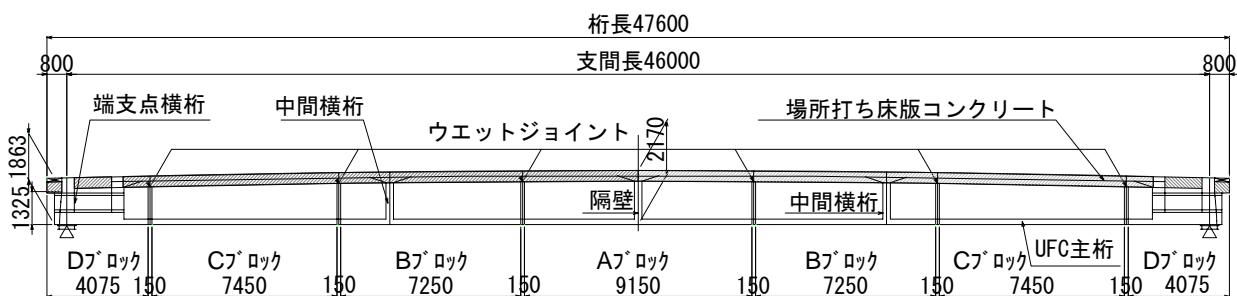


図-3 GSE橋梁 側面図
Figure 3 Outline of GSE Bridge structure

3. 設計概要

以下より、UFC 桁を採用したことによる特徴的な点を中心として、GSE 橋梁の設計概要を紹介する。

3.1 UFC 桁の採用理由

GSE 橋梁は、空港連絡道路の建築限界から橋梁の高さを低くする必要があったことや設計供用期間 50 年間の維持管理コストを考慮し主桁材に UFC を採用した。

UFC 主桁の特徴は、以下のとおり。

①一般のコンクリートよりも圧縮強度および引張強度が優れており、結果として、端部桁高を 1.86m (桁高スパン比 H/L=1/24.7) と従来のコンクリート橋の約 80%に減厚することができる。

②鉄筋の代わりに鋼纖維を混入するためコンクリート桁よりも部材厚を薄くでき、従来のコンクリート橋の約 60%にまで軽量化が実現したことから、下部工規模を小さくすることができる。

③鋼橋で必要となる塗装の塗り替え用足場の空間が不要となり、橋体を可能な限り建築限界に近づけることができる。

3.2 断面構成

上部工の構造は、広幅員 16.2m を踏まえて、3 室箱桁構造を採用した。また、箱桁の断面構成は、上床版に場所打ち PC 床版、主桁に UFC 製プレキャスト PC 桁を採用した (図-2)。主ケーブルの配置は、PC 鋼材の集中定着による端支点横桁の応力を緩和するため、内ケーブルを採用している。

3.3 主桁のブロック分割化

UFC 桁は、製作時に高温の蒸気養生を必要とするところから工場製作のプレキャスト桁とした。UFC 桁の幅は運搬を考慮して 2.5m とし、さらに、製作工場内での揚重設備の能力から、1ブロックの重量を 25t 以下になるように定めた。結果として、本橋では桁長 47.6m

の主桁を7ブロックに分割した(図-3)。UFCの高強度を活用することにより、ウェブ厚さを15cmと一般のPC橋に比べて半分程度に抑えているため、ブロック長は7.25~9.15mと従来より大幅に長く設定することができる。ブロック数の減少により、製作のみならず施工の負荷も低減している。端部ブロック(Dブロック)は、PC定着の端横桁等の関係から、部材厚が厚くなり重くなるため、25t以下設定を満足するように約4mのブロック長とした。

3.4 UFC 桁間のジョイント構造

プレキャスト桁間のジョイントは、これまでの実績²⁾からUFC桁間にUFCを場所打ち充填するウェットジョイント工法(図-4)を採用している。ウェットジョイント部のUFC強度は、①PC緊張時に必要な強度を確保し、②完成系において脆的に破壊しないよう曲げ耐力以上にせん断耐力の安全率を確保することを前提として算出し、設計基準強度を120N/mm²とした。このウェットジョイントの設計基準強度の設定においては、UFCプレキャスト桁のような高温の蒸気養生は現場施工では不可能であるため、現実的な施工条件である温風養生による確保可能な強度を考慮した。

ジョイント幅は、プレキャスト桁間で内ケーブルのシースを接続する必要があることから施工性を鑑みて15cmとした。これまでのUFC桁のウェットジョイントは、歩道橋の実績ではその幅は3~6cmと狭く、また、本橋が対象としているB活荷重(10t/輪)や、航空機を牽引するトーイングトラクター(12.5t/輪)等に対応した道路橋での実績はない。そのため、本橋では設計段階においてトーイングトラクター等の大型活荷重に対するウェットジョイントの性能について実験により検証した。

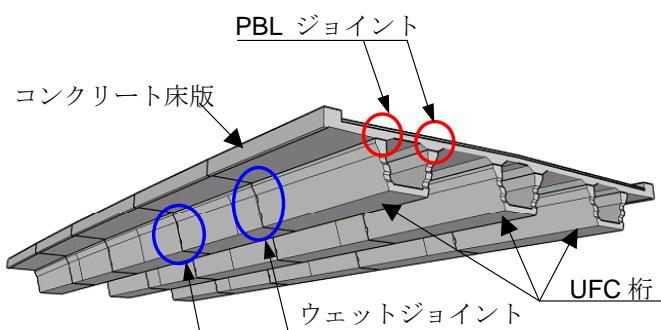


図-4 ジョイント位置図
Figure 4 Outline of joint position

4. GSE 橋梁の性能確認実験

4.1 性能確認実験の目的と項目

これまでのUFC橋と本橋との相違点について、表-1に整理する。

表-1 従来設計との比較

Table 1 Comparison of conventional design and new design

構造	項目	従来の設計	今回の設計
UFC桁とPC床版の接合構造	伝達機構	PBLを1列配置	PBLを2列配置
	設計作用力	水平せん断力	首振りモーメントによる鉛直引抜力
UFC桁間のジョイント構造	伝達機構	ウェットジョイント	ウェットジョイント
	設計圧縮強度	180N/mm ²	120N/mm ²
	ウェブ厚	30mm	150mm
	ジョイント幅	30mm	150mm
	平均圧縮応力	30N/mm ²	10N/mm ²

従来のUFC橋とGSE橋梁との設計の相違点は、UFC桁とPC床版の接合構造とUFC桁間のジョイント構造(ウェットジョイント)である。初めに、UFC桁とPC床版の接合構造については、本橋ではPBLを2枚配置しているため、モーメントの作用によりPBLに引抜き力が生じるが、そのPBLの引抜き抵抗性能が不明であった。次に、UFC桁間のジョイント構造については、UFC指針¹⁾で示されている設計例に比べて、施工の現実性を考慮してウェットジョイント部の設計基準強度を120N/mm²と蒸気養生が施されたUFC桁本体強度よりも低く設定したこと、ジョイント幅(隙間)が広いこと、さらに、ジョイント面に作用するプレストレスによる平均圧縮応力が1/3程度と低いことなどが相違点として挙げられる。そのため、本橋のジョイント構造の照査に、UFC指針¹⁾に用いられているブロック継目の設計せん断伝達耐力式を使用した場合、耐力を過大評価するのではないかという懸念があった。これらの不明な点や懸念を解決するために、表-2に示す性能確認実験を実施した。

表-2 性能確認実験項目

Table 2 Item of performance confirmation experiments

構造	実験名	目的
UFC桁とPC床版の接合構造	首振りモーメント要素実験	・PBLの引抜抵抗力の確認
UFC桁間のジョイント構造	ウェットジョイント要素実験	・ウェットジョイントおよびせん断キーのせん断抵抗力の確認
	縮小梁モデル実験	・ウェットジョイントの曲げせん断力抵抗の確認

本稿では、表-2に示す実験の内、UFC 桁間のウェットジョイント構造についての2実験について報告する。

4.2 ウェットジョイント要素実験³⁾

4.2.1 せん断キーの形状

UFC 橋のウェットジョイント構造は、プレキャスト桁側に設けられた凹型のせん断キー（写真-2）と、桁間に UFC を場所打ちすることにより形成される凸形状のせん断キーで構成される。そのジョイント部では、プレストレスによる圧縮力によって生じる部材の摩擦と、せん断キーの噛み合わせによって、せん断力を伝達する構機構となっている。また、GSE 橋梁のせん断キーは、橋の規模や部材厚などの関係から、酒田みらい橋⁴⁾などの UFC 歩道橋で用いられてきたものと比べて、寸法が5倍と大きなものを採用している（図-5）。



写真-2 鉄筋不使用のプレキャスト桁

Photo 2 Precast girder of GSE Bridge

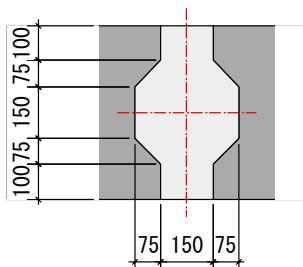


図-5 せん断キー寸法図 (単位: mm)

Figure 5 Detail of shear key (Unit: mm)

4.2.2 ウェットジョイント構造の照査方法

ウェットジョイント構造の照査方法は、UFC 指針¹⁾の「参考資料8: UFCを用いた構造物の設計例」に示されており、ブロック継目としての設計せん断伝達耐力 V_{yd} の算定式を以下に示す。

$$V_{yd} = V_{cwd} + V_{ped} \quad (1)$$

ここに、

V_{cwd} : 設計せん断伝達耐力

$$V_{cwd} = (\tau c \cdot Acc + V_k) / \gamma_b$$

$$\tau c = \mu \cdot f' cd \beta \cdot \sigma_{nd1} - \beta$$

$$\sigma_{nd} = - (1/2) P' c / Acc$$

σ_{nd} : せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度

$P' c$: 部材の圧縮側断面に作用する軸方向力

γ_b : 部材係数

Acc: せん断面の圧縮側面積

β : 面形状を表す係数 (0.4)

μ : 固体接触にかかる平均摩擦係数 (0.45)

V_k : せん断キーによるせん断耐力

$$V_k = 0.1 \cdot A_k \cdot f' c d$$

A_k : せん断キーのせん断面における圧縮側部分の断面積

$f' cd$: コンクリートの設計圧縮強度

V_{ped} : 軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分

このせん断伝達耐力算定式における、摩擦の分担分 $\tau c \cdot Acc$ の算定においては、UFC 指針の設計例では、指針の参考資料5に示されている要素実験の結果を用いて、面形状を表す係数 β を0.4と設定している。また、せん断キーの分担する V_k についても、その要素実験結果により妥当性の検証を行っている。しかしながら、UFC 指針の要素実験は酒田みらい橋⁴⁾をモデルとして実施した実験であり、GSE 橋梁の条件とは異なるため、GSE 橋梁の設計においてこの算定式を用いるには、改めて要素実験により、その適用の妥当性の確認が必要であった。

4.2.3 実験的目的

ウェットジョイント要素実験は、ウェットジョイントのせん断伝達力における基本性能を確認するため、耐力算定式(1)の面形状をあらわす係数 $\beta = 0.4$ 以上あること、およびせん断キーによるせん断抵抗力増加の程度を把握することを目的とした。

4.2.4 実験供試体

実験供試体の概要を以下に示す。

①実験供試体は、図-6のようにウェットジョイントとその周辺を切り出した形状を想定した。

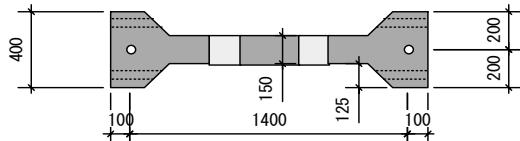
②実験供試体は、「せん断キー無し」および「せん断キー有り」の2種類を用意し、せん断キー無しタイプは、設計で用いている面形状をあらわす係数 β の評価に、せん断キー有りタイプはせん断キーによるせん断抵抗力の増分の評価に用いた。

③実験供試体のジョイント幅およびせん断キーの形状は原寸とした。

④プレストレスによって GSE 橋梁のウェットジョイント部に生じる圧縮応力は $10N/mm^2$ であるため、試験体においても PC 鋼棒により同等の圧縮力を導入した。

⑤ウェットジョイント部の UFC 強度についても、本橋のウェットジョイント部と同様の 120N/mm^2 とした。

⑥実験供試体の数は、実験結果のばらつきを評価するためには各3体とした。



実験供試体平面図 (タイプ1および2共通)

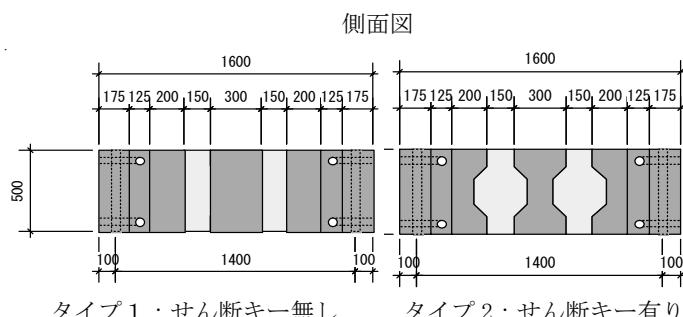


図-6 要素実験供試体（単位：mm）

Figure 6 Test specimen (Unit: mm)

4.2.5 載荷方法

載荷方法は、図-7に示すよう両端ブロック下端を支持し、センターブロックの中心を上から加力した。載荷は 10MN 載荷装置を用いて漸増載荷していくが、途中段階で載荷を停止し、ひび割れ等の確認を実施した。

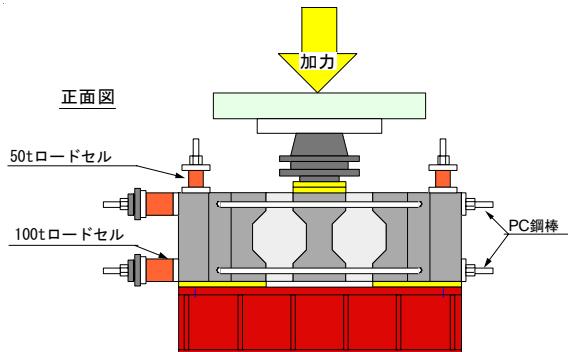


図-7 載荷方法
Figure 7 Loading test equipment

4.2.6 実験結果

要素実験の荷重-変位図（桁部とウェットジョイント部の相対変位）を、せん断キー無しとせん断キー有りの各タイプ3体分を図-8および図-10に、またそれぞれの最大荷重時のひび割れ図を図-9および図-11に示す。

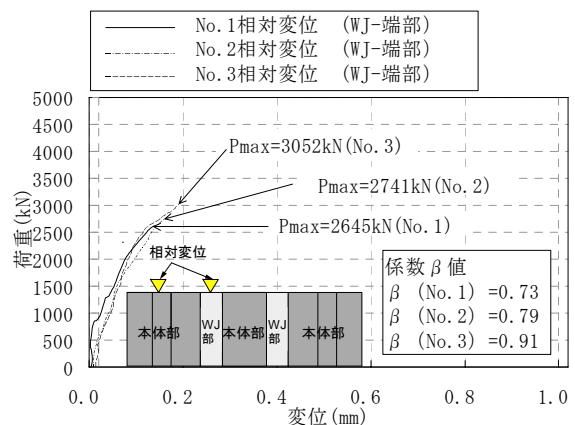
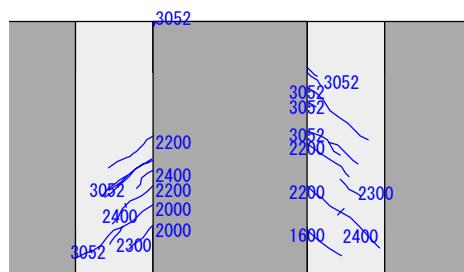


図-8 タイプ1(キー無し):荷重-変位図

Figure 8 Type 1 : without shear key



※：図中の数字は、ひび割れ確認時の荷重強度 (kN)

図-9 ひび割れ図（キー無し：No. 3 供試体）

Figure 9 Cracks in test specimen (specimen 3)

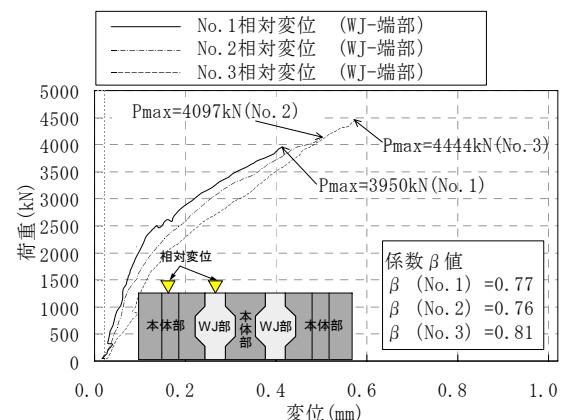
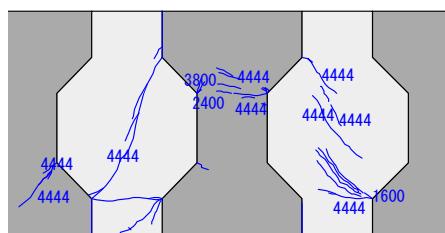


図-10 タイプ2(キー有り):荷重-変位図

Figure 10 Type 2 : with shear key



※：図中の数字は、アドレ割れ確認時の荷重強度 (kN)

図-1.1 ひび割れ図（き一有り：No. 3供試体）

Figure 11 Cracks in test specimen (specimen 3)

この荷重-変位関係および実験結果から確認された事項を以下に示す。

1) タイプ1:せん断キー無し

供試体3体に荷重-変位関係に大きなばらつきはなく、ジョイント面のずれはごくわずかであり、実験結果より β 値を逆算したところ、3体とも係数 $\beta=0.4$ を大きく上回る $\beta=0.7$ 以上の数値を示している。最終荷重の平均値は2,813kNであり、最後までジョイント面のすべりは生じることなく、最大変位は0.2mm以下であった。破壊形態はウェットジョイント部にせん断ひび割れが生じるせん断破壊であるが、そのひび割れ幅は鋼纖維の架橋効果によって抑制され、0.06~0.1mmといった微細なものであった。

2) タイプ2:せん断キー有り

平均最終荷重は4,164kNであり、せん断キー無しに比べて約1,350kN(45%以上)の耐力増加が確認された。荷重-変位の勾配に若干の差が確認されたが、最大の変位量でも0.6mm以下とわずかであり、各供試体の変位量の差が数十 μm でしかないため、ばらつきとしては少ないものと判断される。荷重が1,000~4,000kNの段階では、せん断キーの隅角部から、わずかに数本のひび割れが発生したに過ぎず、主なひび割れ発生は最終荷重付近であった(図-11)。破壊形態は、せん断キーの上側隅角部と下側隅角部から発生したひび割れが、連結する形でのせん断破壊であった。

4.2.7 実験結果の考察

せん断キー無しのケースにおいて、UFC指針の参考資料や既往の実験結果に比べて、 β 値が大きく増大した理由は、 β 値は接続面の粗度の効果を表す係数であるため、GSE橋梁における桁端面の粗度の影響が現れたものと判断される。さらには、鋼纖維の補強効果により、せん断によって生じるひび割れ幅も抑制されるため、その摩擦力が維持されたものと考えられる。

せん断キー有りのケースでは、最終荷重付近までひび割れの発生は非常に少なかった。これは、せん断キーの形状により、図-12に示すような圧縮斜材が超高強度のUFCで形成されたことによると考えられる。そして、圧縮斜材がせん断破壊することによって、このウェットジョイント構造が最終破壊に至っており、今回の3試験体のみならず、UFC指針および既往の実験例⁵⁾においても、今回と同様の破壊状態が確認されている。

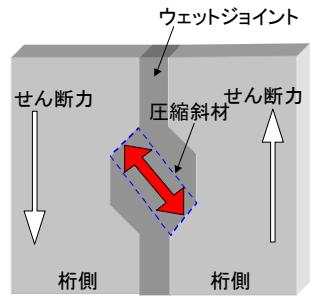


図-12 圧縮斜材イメージ図

Figure 12 Stress transfer mechanism

4.3 縮小梁モデル実験

要素実験で確認されたウェットジョイントのせん断伝達性能、耐荷力、ならびに破壊形態を、実橋の同様の箱桁構造で確認するために、縮小梁モデル実験を実施した。

4.3.1 実験の目的

縮小梁モデル実験の目的を、以下に示す。

① 設計上の要求性能の確認

- ・使用限界状態における荷重に対して、弾性挙動をすること
- ・終局荷重状態における荷重に対して、せん断抵抗力を失わないこと

② ジョイント構造の耐荷性能の確認

- ・変形性能(変位-荷重曲線)の確認
- ・最終破壊形態の確認

4.3.2 実験供試体

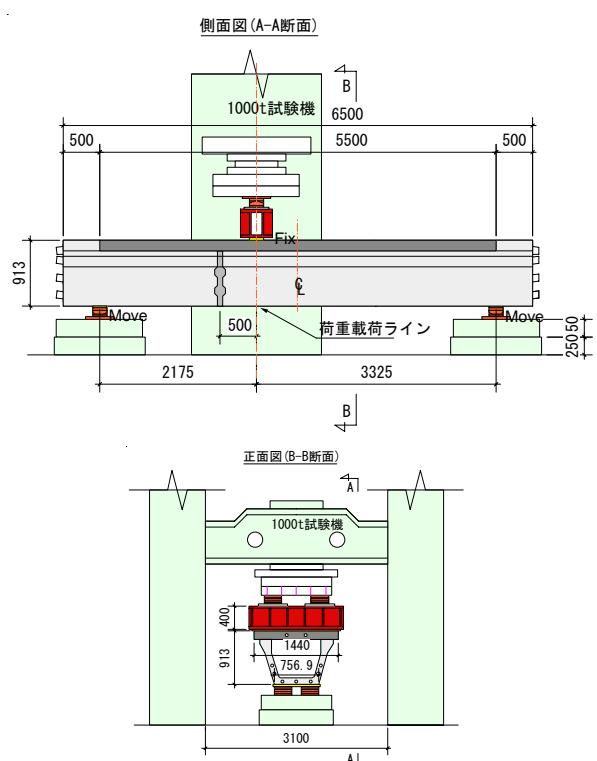


図-13 実験体概要および載荷概要図

Figure 13 Test beam and loading test equipment

図-13に実験体概要および載荷概要図を示す。

- ① 実験体は桁の大きさや載荷設備の関係から、実橋では3室箱桁であるが1室箱桁とし、桁高や部材厚などの各部材寸法1/2とした1/2縮小モデルとした。
- ② 支間長は、曲げ梁としての挙動をするように、桁高の6倍以上の5,500mmとした。
- ③ 荷重載荷位置は、主たる確認項目がせん断伝達性能であることから、ウェットジョイントにおいてせん断破壊が先行するように、ジョイント位置から500mmの位置とした。
- ④ 実橋のジョイント位置とせん断支間-桁高比a/hが等しくなるように、支点位置から2,175mmの位置に載荷位置を設定した。
- ⑤ 橋軸方向のプレストレス量は、実橋の永久荷重状態におけるウェットジョイント部の圧縮応力度を再現するように 10N/mm^2 と設定した。
- ⑥ ウェットジョイント部のUFC強度は、実橋と同等の 120N/mm^2 と設定した。

4.3.3 載荷ステップ

実験体の設計においては、ウェットジョイント位置(WJ位置)におけるせん断伝達耐力の設計耐力/設計断面力の比が1となるように設定した。そして、その際の載荷荷重P3=2,150kNを基準に、実橋の詳細設計における設計耐力と設計荷重(使用時および終局時)の比を用いて、この実験体の各荷重を以下のように設定した。

設計荷重(使用限界状態) P1= 888kN

設計荷重(終局限界状態) P2=1,066kN

設計耐力 P3=2,150kN

載荷ステップを図-14に示す。まず、設計荷重時(使用限界状態)の荷重を3回載荷し、その後、設計荷重時(終局限界状態)の荷重を2回載荷した。最後に最終耐力を確認した。

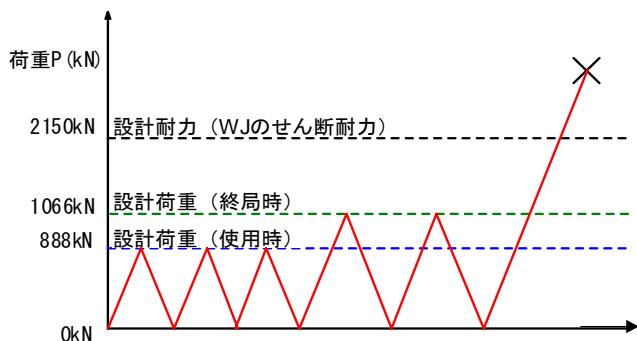


図-14 載荷ステップ
Figure 14 Loading steps

4.3.4 実験結果

実験結果の荷重-変位図を図-15に示す。設計荷重の使用限界状態(888kN)および終局限界状態(1066kN)時において、ひび割れ等の変状は観測されず、荷重-変位関係も線形を維持している。その後も、ほぼ線形を維持したまま設計上の耐力2,150kNに至っている。ウェブに0.04mm程度のかろうじて肉眼で確認できるひび割れが生じたのは、荷重が2,800kNの時点であり、ウェットジョイント部ではなく、凸形のせん断キーの角部からUFC桁本体側に生じている(図-16, 図-17)。その後、載荷の継続によりひび割れは伸展するが、UFCの鋼纖維補強の優れた架橋効果によりひび割れ幅の増大は見られなかった。最終耐力は計算上の耐力2,150kNを大きく超える3,404kNを確認したが、その時点であってもせん断ひび割れ幅は0.1mm程度であった。ひび割れ発生は主に荷重が3,000kN以降で生じており、その際に、支点側のウェブのせん断ひび割れやや載荷点下面の曲げひび割れが生じた(図-16, 図-17)。また、ウェットジョイント部にせん断ひび割れが生じたのは最終荷重付近であり、5.5mのスパンにも関わらず最大変位はわずか7.5mmであった。荷重を除荷した後の残留変位は、プレストレスと鋼纖維補強の効果により変位は0.5mmまで復元しており、載荷によりせん断の損傷を受けてはいるものの、十分な耐荷能力が残留しているものと考えられる。

実験の結果、このウェットジョイント構造は設計上の要求性能を十分満足しており、優れた耐荷性能を有することを確認した。また、せん断が卓越する範囲に桁本体より低い強度のウェットジョイントが存在する場合においても、その部分は弱点とならず、十分なせん断伝達性能を有することが確認された。



写真-3 縮小梁モデル載荷実験状況
Photo 3 Loading test of UFC wet joint

5. おわりに

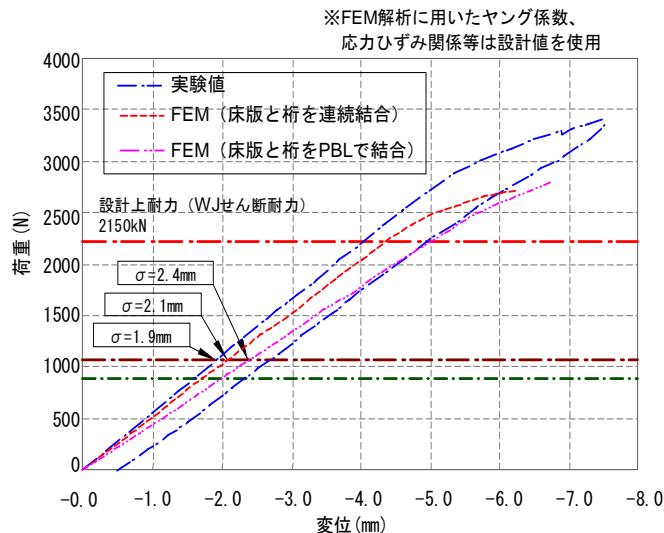


図-15 荷重-変位関係
Figure 15 Load vs. displacement curve

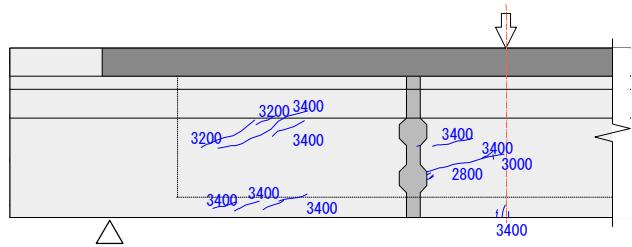
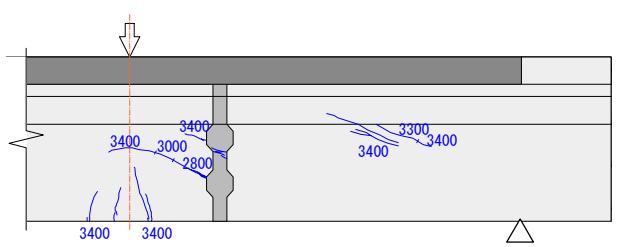


図-16 ひび割れ図（西側）
Figure 16 Cracks in test beam (West side)



※：図中の数字は、ひび割れ確認時の荷重

図-17 ひび割れ図（東側）

Figure 17 Cracks in test beam (East side)

GSE 橋梁は、UFC 枠の採用により、桁高低減と大幅な自重削減を同時に実現し、高耐久な橋梁として平成 20 年 10 月に完成している。今回紹介した GSE 橋梁は、世界最大の UFC 道路橋であり、これまで培ってきた多くの UFC 技術が盛り込まれている。この UFC 道路橋の完成により、今後の道路橋計画において、設計や施工、環境条件などが厳しい場合の橋の選定において、100 年以上の耐久性を有する UFC という新たな選択肢を得ることは、長寿命化社会における社会資本整備の必然のニーズであったと考えることができるのではないだろうか。通常の PC 橋梁上部工が $40\sim60\text{N/mm}^2$ の強度のコンクリートで建設されている現在において、 180N/mm^2 の強度を有する材料で、鉄筋を用いずに長スパンの橋梁を建設できる革新的な技術が、今後の UFC の発展ならびにコンクリート技術の発展の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針(案),コンクリートライブラー113, 2004
 - 2) 武者浩透, 大島邦明, 細谷学, 稲原英彦：UFCを用いたPC歩道橋の事例とその特徴, プレストレストコンクリート, Vol.49, pp48-45No.6, 2007.11
 - 3) 武者浩透, 竹田康雄, 鈴木竜彦, 渡辺典男：羽田空港GSE橋梁 桁間ジョイント部の要素実験, 第16回プレストレストコンクリートシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp211-214, 2007.10.
 - 4) 武者浩透, 大竹明朗, 児玉明彦, 小林忠司：超高強度コンクリート系新素材「ダクタル」を用いたPC橋梁の設計・施工 -酒田みらい橋-, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, p40-48, Mar, 2003
 - 5) 平陽兵ほか：超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト部材間のせん断伝達力, 第16回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp359-362, 2007.10