

UFC を用いた GSE 橋梁の設計と実験

武者 浩透 *1・渡辺 典男 *2・福原 哲 *3・一戸 秀久 *4

1. はじめに

東京国際空港 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 GSE 橋梁 全景（施工中）

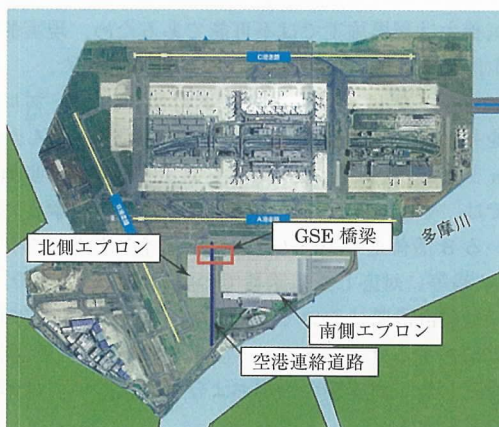


図 - 1 GSE 橋梁 位置図

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 形状の桁には超高強度繊維補強コンクリート（Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete : 以下、UFC）を用いた桁が採用されている。この UFC は、圧縮強度の特性値 f_{ck} が 180 N/mm² と超高強度であるのに加え、従来のコンクリートに比べて数十倍もの耐久性をもつ材料で、近年、橋梁を初めとしてさまざまな構造物に適用されている。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、橋長 48 m という長大スパンの道路橋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。

本稿では、GSE 橋梁の設計概要を紹介し、接合部の性能確認実験について報告する。

2. 設計概要

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

2.1 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 1.86 m（桁高スパン比 $H/L = 1/24.7$ ）と従来コンクリート橋の約 80% に減厚することができる。
- ② 鉄筋の代わりに鋼繊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るため、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替え用足場の空間確保の必要がないため、橋体を可能なかぎり建築限界に近づけることができる。

2.2 橋梁諸元

重要度：重要度 A 道路橋

設計速度：40 km/h

構造形式：上部工 UFC 単純箱桁橋

*1 Hiroyuki MUSHA：大成建設(株) 技術センター

*2 Norio WATANABE：大成建設(株) 土木設計部

*3 Tetsu FUKUHARA：大成建設(株) 東京支店

*4 Hidehisa ICHINOHE：関東地方整備局 東京空港整備事務所

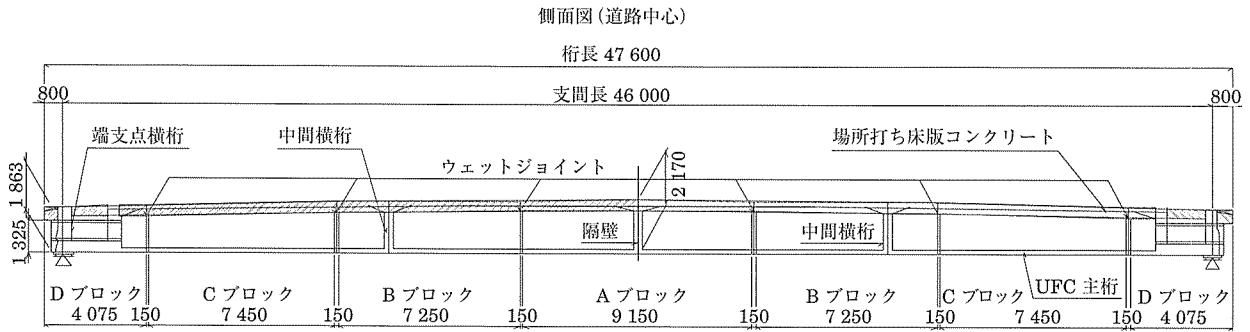


図 - 2 GSE 橋梁 側面図

下部工 逆 T 式橋台
中掘り式鋼管杭

- 橋 長： $L_0 = 48.000$ m
- 支 間 長： $L_2 = 46.000$ m
- 総 幅 員： $B_s = 16.200$ m
- 有効幅員： $B_e = 15.000$ m
- 縦断勾配：3.000 % ↗ ↘ 3.000 %
- 横断勾配：2.000 % ↙ ↘ 2.000 %
- 活 荷 重：B 活荷重，トーイングトラクター
(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）

部材厚が厚くなり重くなるため、25 t 以下の設定を満足するように約 4 m のブロック長とした。

2.3 断面構成

上部工の構造は、広幅員 16.2 m 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 - 3)。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。

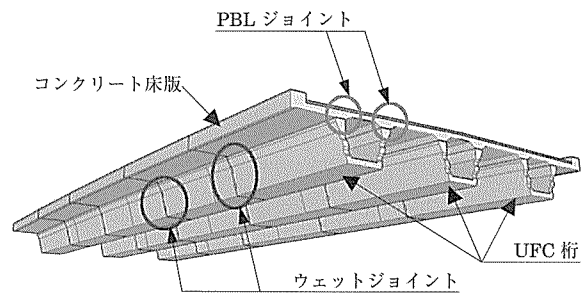


図 - 4 ジョイント位置図

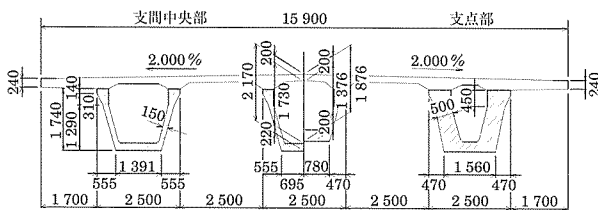


図 - 3 GSE 橋梁 断面図

2.5 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、これまでの実績から UFC 桁間に UFC を場所打ち充てんするウェットジョイント工法を採用している。ウェットジョイント部の UFC 強度は、① PC 緊張時に必要な強度を確保し、② 完成系において脆性的に破壊しないように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 120 N/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、現実的な温風養生による確保可能な強度についても考慮した。

2.4 主桁のブロック分割化

UFC 桁は、一般に製作時に高温の蒸気養生を必要とすることから工場製作とし、その構造はプレキャスト桁とした。UFC プレキャスト桁の幅は、運搬を考慮して 2.5 m 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 25 t 以下になるように定めた。結果として、本橋では桁長 47.6 m の主桁を 7 ブロックに分割した (図 - 2)。ウェブ厚さが 15 cm と一般の PC 橋に比べて半分程度であるため、一般のブロック長は 7.25 ~ 9.15 m と設定することにより、ブロック数を少なくすることができた。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、

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かんがみて 15 cm とした。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 ~ 6 cm と狭く、また、本橋が対象としている B 活荷重：10 t / 輪や、トーイングトラクター：12.5 t / 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。同実験の内容および結果については本稿の後半で報告する。

2.6 桁と PC 床版の接続構造

UFC 桁と PC 床版との接続構造には、実績²⁾より PBL を採用した。それら実績の PBL による接続構造は、橋軸方向の水平せん断力に対するずれ止め効果を期待するものであり、PBL の配列は 1 列であった。一方、本橋の PBL

は、図 - 5 に示すように床版の張出しが長い為、橋軸直角方向の首振りモーメントによる鉛直方向の引抜力に対しても抵抗しなければならない。そのため、本橋では PBL を 2 列に配置した構造を採用した。

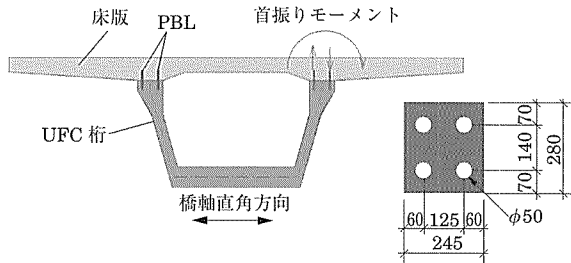


図 - 5 PBL への首振りモーメント作用概念図

2.7 横桁構造

端支点横桁構造は、現場打設でありマスコンクリートになることから、UFC 単独では製作管理が難しかったため、ダクトと普通コンクリートとの複合 PC 構造を採用した。

端支点横桁は図 - 6 に示すように、主桁間のみならず主桁内部にも普通コンクリートを用いている。端支点横桁はマスコンクリートになるため、主桁内部の横桁をすべて UFC とすることは、材料費用と製作時の内部温度上昇への

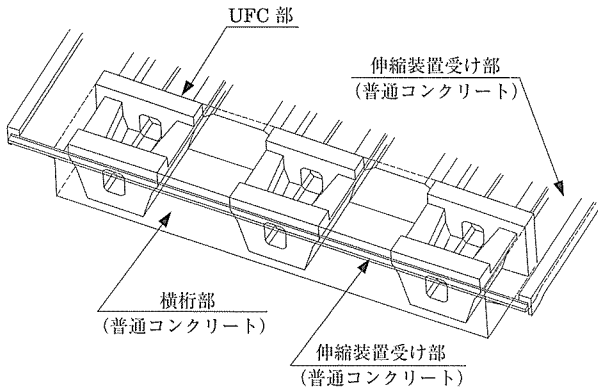


図 - 6 端支点横桁鳥瞰図

対処の必要性の観点から合理的な発想とはいえない。そのため、本橋では、主桁内部の横桁を普通コンクリートとし、端支点横桁の構造全体から見ると、UFC 桁を普通コンクリート内部に埋め込むような複合構造を開発した。

2.8 主桁の照査

主桁の照査方法は、UFC 指針に準拠し限界状態設計法を用いて、設計断面力（または、応力度） S_d の設計断面耐力（または、応力度の制限値） R_d に対する比に構造物係数 γ_i を乗じた値が、1.0 以下であることを確かめた。

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad (1)$$

本報告では、使用限界状態における曲げモーメントに対する検討結果について述べる。使用限界状態における曲げ・軸力に対する検討は、UFC 指針に準じて、作用断面力と部材剛性から算出された応力度が制限値以下であることを確認した。UFC 部材では RC 部材と異なり引張を許容しているため、一般部では引張応力度の制限値は -8.0 N/mm^2 (引張り) とすることができる。しかし、ブロック継目部の制限値は、施工方法により決められているため、使用材料に関わらず 0 N/mm^2 (フルプレストレス) にすることが求められる。そのため、表 - 1 および図 - 7 に示すように、断

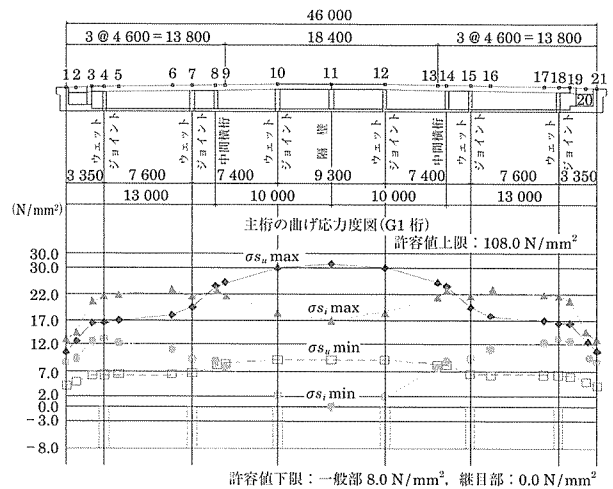


図 - 7 UFC 桁応力度分布図

表 - 1 曲げモーメントに対する検討結果

			単位	支間中央				ブロック継目部			
				11				4, 7, 10			
				11	4	7	10				
中央主桁 G2	使用限界状態	主な断面力	自重	D1	kN · m	16 125	4 468	11 917	15 506		
			橋面	D2	kN · m	3 408	1 063	2 601	3 303		
			活荷重	Lmax	kN · m	8 228	2 692	5 887	7 813		
			死荷重計	D1 + D2	kN · m	19 533	5 531	14 518	18 809		
			合計	D + L	kN · m	27 761	8 223	20 405	26 622		
	合成応力度	床版	設計値	N/mm ²	8.0	3.1	5.1	7.6			
			制限値	N/mm ²	$-1.5 < \sigma_c < 14.0$						
		UFC 桁	設計値	N/mm ²	-0.3	13.5	8.8	1.9			
			制限値	N/mm ²	$-8.0 < \sigma_c$						
		終局限界状態	曲げ耐力	設計曲げモーメント	M_d	kN · m	33 312	9 868	24 485	31 945	
設計曲げ耐力	M_{sd}			kN · m	55 050	38 661	52 541	54 505			
照査	$\gamma_i M_d / M_{sd}$			≤ 1.0	0.73	0.31	0.56	0.70			

面およびPC鋼材量は支間中央にもっとも近い継目部で決定された。本橋では、UFCに許容される引張りを有効に活用するために、中央桁の桁長を9.3 mとし、フルプレストレスが必要なブロック継目部が支間中央の最大モーメント位置からできるだけ離れるように工夫したが、中央桁下縁の応力度は -0.3 N/mm^2 （引張り）と、その効果はわずかであった。もちろん、橋梁規模等にもよるが、プレキャストUFC桁の引張りを有効に活用するには、設計の工夫のみならず、設計法を検討する必要があると思われる。

3. GSE 橋梁の性能確認実験

3.1 性能確認実験の目的と項目

本橋とこれまでのUFC橋との相違点について、表-2に整理する。

表-2 従来設計との比較

構造	項目	従来設計	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	水平せん断力 首振りモーメントによる鉛直引抜き力
UFC 桁間のジョイント構造	伝達機構	ウエットジョイント	ウエットジョイント
	設計圧縮強度	180 N/mm^2	120 N/mm^2
	ウェブ厚	30 mm	150 mm
	ジョイント幅	30 mm	150 mm
	平均圧縮応力	30 N/mm^2	10 N/mm^2

従来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（ウエットジョイント）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枚配置としているため、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、施工性を考慮してウエットジョイント部の設計基準強度を低く設定したこと、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あげられる。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-3に示す性能確認実験を実施した。

表-3 性能確認実験項目

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の引抜き抵抗力の確認
UFC 桁間のジョイント構造	ウエットジョイント要素実験	・ウエ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	・ウエットジョイントの曲げせん断力抵抗の確認

本稿では、以下よりUFC桁間のジョイント構造性能確認実験について報告する。

3.2 ウェットジョイント要素実験³⁾

(1) せん断キーの形状

UFC橋のウエ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倍と大きなものを用いている（図-8）。

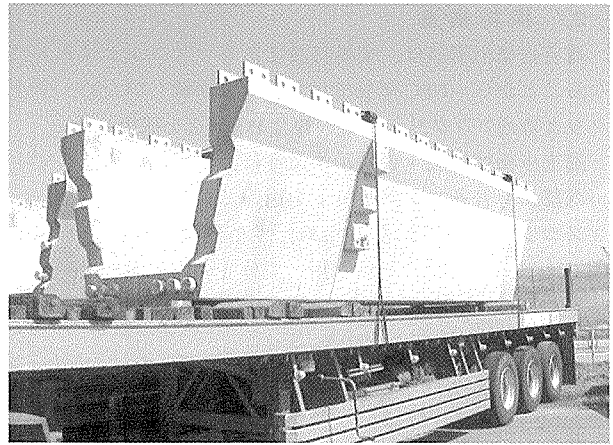


写真-2 UFC プレキャスト桁

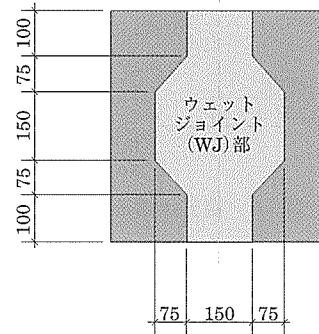


図-8 せん断キー寸法図（単位：mm）

(2) ウェットジョイント構造の照査方法

ウエットジョイント構造の照査方法は、UFC指針の「参考資料8：UFCを用いた建造物の設計例」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。

$$V_{yd} = V_{cwd} + V_{ped} \quad (2)$$

ここに、

V_{cwd} ：設計せん断伝達耐力

$$V_{cwd} = (\tau_c \cdot A_{cc} + V_k) / \gamma_b$$

$$\tau_c = \mu \cdot f_{cd} \beta \cdot \sigma_{nd} 1 - \beta$$

$$\sigma_{nd} = - (1/2) P_c / A_{cc}$$

- 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
- A_{cc} : 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
 $V_k = 0.1 \cdot A_k \cdot f_{cd}$
- 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 $\tau_c \cdot A_{cc}$ 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、表 - 2 に示すように載荷荷重やジョイント部の幅、プレストレスによる圧縮応力など、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。

(3) 実験の目的

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 (2) の面形状をあらわす係数が $\beta = 0.4$ 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) 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 - 9 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。

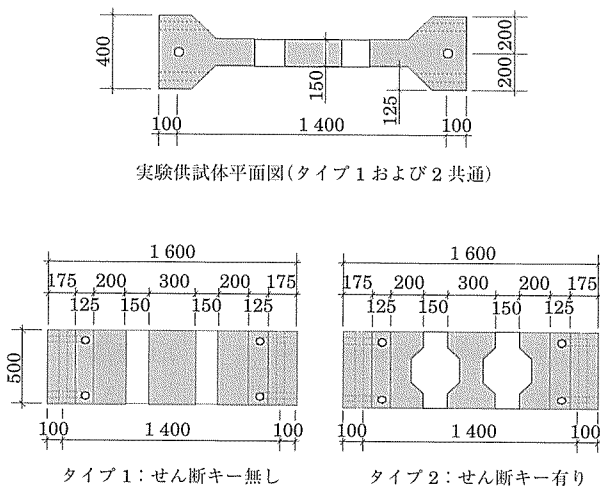


図 - 9 要素実験供試体

- 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表す係数 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 10 N/mm² 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 120 N/mm² 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各 3 体とした。

(5) 載荷方法

載荷方法は、図 - 10 に示すように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 10 MN 載荷装置により漸増載荷していくが、途中段階で載荷を停止し、クラック等の確認を実施した。

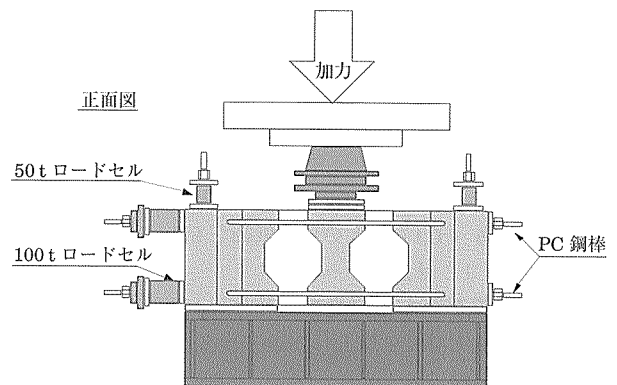


図 - 10 載荷方法

(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 - 11 および図 - 12 に、またせん断キー有りの最大荷重時のクラック図を図 - 13 に示す。

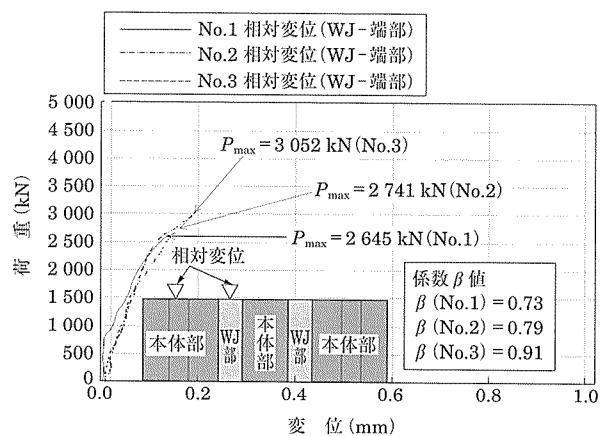


図 - 11 タイプ 1 (キー無し) : 荷重-変位図

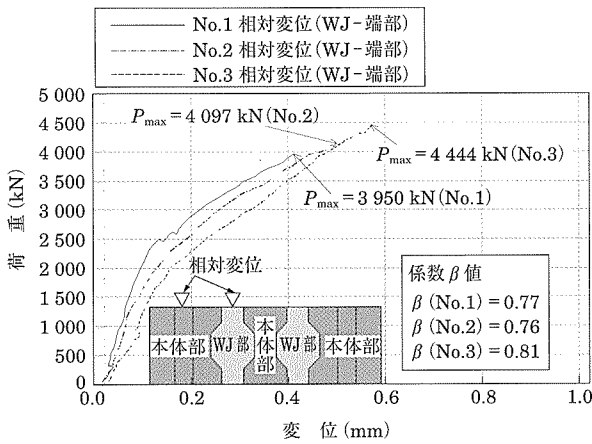


図 - 12 タイプ2(キー有り)：荷重-変位図

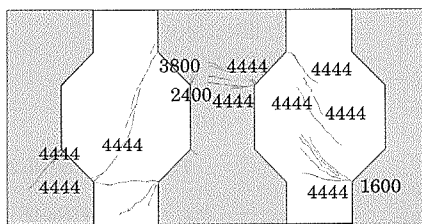
この荷重-変位関係および実験結果から確認された事項を以下に示す。

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2813 kN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0.2 mm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クラックが生じるせん断破壊であるが、そのクラック幅は鋼繊維の架橋効果によって抑制され、0.06～0.1 mm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4164 kNであり、せん断キー無しに比べて約1350 kN (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0.6 mm以下とわずかであり、各供試体の変位量の差が数十 μ m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1000～4000 kNの段階では、せん断キーの隅角部から、わずかに数本のクラックが発生したに過ぎず、主なクラック発生は最終荷重付近であった(図-13)。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クラックが、連結する形でのせん断破壊であった。



※：図中の数字は、クラック確認時の荷重強度(kN)

図 - 13 クラック図(キー有り：No.3 供試体)

(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橋において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、鋼繊維の補強効果により、せん断によって生じるクラック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-14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。

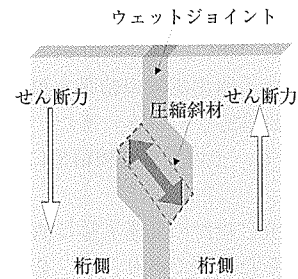


図 - 14 圧縮斜材イメージ図

3.3 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。

(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

(2) 実験供試体

図-15に実験体概要および荷重概要図を示す。

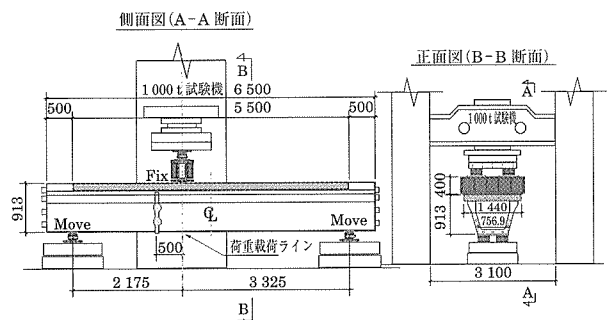


図 - 15 実験体概要および荷重概要図

- ① 実験体は桁の大きさと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5500mm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2175mm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 10 N/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 120 N/mm^2 と設定した。

(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 $P3 = 2150\text{ kN}$ 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) $P1 = 888\text{ kN}$
 設計荷重(終局限界状態) $P2 = 1066\text{ kN}$
 設計耐力 $P3 = 2150\text{ kN}$

載荷ステップを図-16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。

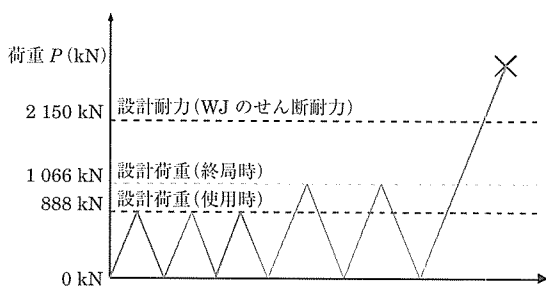


図-16 載荷ステップ

(4) 実験結果

実験結果の荷重-変位図を図-17に示す。設計荷重の使用限界状態(888 kN)および終局限界状態(1066 kN)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2150 kNに至っている。ウェブに0.04 mm程度のかろうじて肉眼で確認できるクラックが生じたのは、荷重が2800 kN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-18)。その後、載荷の継続によりクラッ

クは伸展するが、UFCの鋼繊維補強の優れた架橋効果によりクラック幅の増大は見られなかった。最終耐力は計算上の耐力2150 kNを大きく超える3404 kNを確認したが、その時点であってもせん断クラック幅は0.1 mm程度であった。クラック発生は主に荷重が3000 kN以降で生じており、その際に、支点側のウェブのせん断クラックや載荷点下面の曲げクラックが生じた(図-18)。また、最終荷重付近でウェットジョイント部にもせん断クラックが生じた。5.5 mのスパンにも関わらず最大変位はわずか7.5 mmであった。荷重を除荷した後の残留変位は、プレストレスと鋼繊維補強の効果により0.5 mm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。

(5) FEM解析との比較

縮小梁モデル実験の実施に先立ち、3次元ソリッドモデルによるFEM弾塑性解析を実施して、荷重-変位関係と最終耐力の推定を行った。図-17に、FEM解析値を示す。FEM解析は、PBLによる床版と桁の接合状態を評価するために、次の2ケースを実施した。

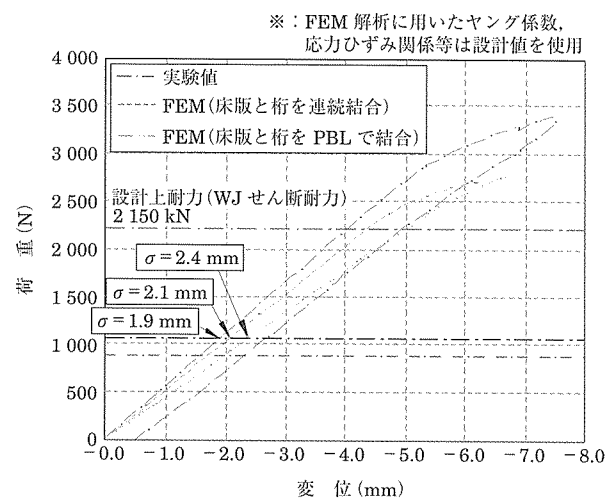
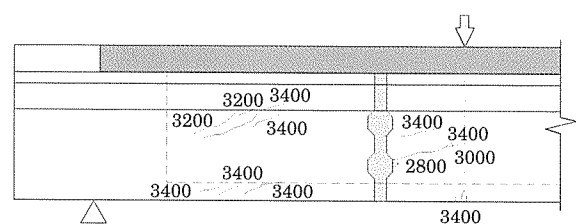


図-17 荷重-変位関係



※: 図中の数字は、クラック確認時の荷重強度 (kN)

図-18 クラック図 (ジョイント側半分)

ケース1：床版と桁を連続してピン結合したモデル（連続結合モデル）

ケース2：床版と桁をPBLの部分だけピン結合したモデル（PBL結合モデル）

図-17に示すように、実験桁の変位量はFEM解析結果と比べて小さく、実験桁の剛性がFEM解析結果よりも大きくなっていることが確認された。設計荷重（終局限界状態、 $P = 1\,066\text{ kN}$ ）における鉛直変位量の比較を以下に示す。（ ）内は実験値との増減を示す。

- ・実験値 $\delta 0 = 1.9\text{ mm}$ ($\pm 0\%$)
- ・FEM解析（連続結合モデル） $\delta 1 = 2.1\text{ mm}$ ($+10\%$)
- ・FEM解析（PBL結合モデル） $\delta 2 = 2.4\text{ mm}$ ($+26\%$)

以上より、実験値は床版と桁を連続してピン結合したモデルに近く、床版と桁が一体化して挙動していることが推定される。このことは、実験時に測定していた桁と床版のずれ量が非常に小さいことから確認された。そのため、床版と桁間の力の伝達は、PBLだけでなく、床版と桁の境界面に生じるコンクリートの付着や摩擦によっても行われ、その一体化はPBL結合モデルよりも強固となり桁全体の剛性を高める一要因となったと思われる。また、連続結合モデルと実験値との差の主な要因としては、各材料の物性値の差が考えられる。以下に実験時の実測値と、設計および解析に使用したUFCの一般的な特性値を示す。

- ・ヤング係数：

実測値	53 kN/mm ²
解析モデル	50 kN/mm ²
- ・ひび割れ発生強度：

実験値	9.8 N/mm ²
解析モデル	8.0 N/mm ²

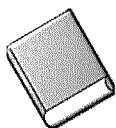
4. おわりに

GSE橋梁は、UFC桁の採用により、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。通常のPC橋梁上部工が40～60 N/mm²の強度のコンクリートで建設されている現在において、180 N/mm²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リー 113, 2004
- 2) 武者浩透, 大島邦裕, 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, No.6, pp48-55, Nov. 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

【2008年10月15日受付】



図書案内

PC技術規準シリーズ

外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工規準

頒布価格：会員特価 4,000 円（送料 500 円）

：非会員価格 4,725 円（送料 500 円）

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会 編
技報堂出版