

東京国際空港GSE橋梁 縮小梁モデル実験

大成建設(株) 技術センター 正会員 ○ 武者 浩透
 大成建設(株) 土木設計部 正会員 渡辺 典男
 大成建設(株) 東京支店 福原 哲
 関東地方整備局 東京空港整備事務所 PFI 事業推進室 一戸 秀久

1. はじめに

東京国際空港GSE橋梁は、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車両通行のための橋梁である。GSEとはGround Support Equipmentの略称で、空港内で航空機の牽引、乗客の乗降、貨物のハンドリング等を行う地上支援車両(機材)のことをいう。

本橋の床版部は、従来の場所打ちコンクリートを使用しているが、U形状の主桁に新材料の超高強度繊維補強コンクリート(Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete: UFC)を採用している(図-1)。本橋は、UFC桁の採用により、総質量50tものトーイングトラクターを連行荷重として考慮し、かつ46.0mの支間長を確保しながら、端部桁高を1.86mと桁高スパン比H/L=1/24.7に抑えてアプローチ部の土工量を削減するとともに、維持管理の負荷が少ない高耐久な橋を実現している。本橋へのUFCの採用に際して、床版とU桁の結合部や桁間ジョイント部などの実験を実施し、それらの構造の実耐力が設計計算上の耐力を十分上回ることを確認している。

本稿では、実橋桁の1/2縮小試験体を用いて実施した縮小梁モデル実験について報告する。

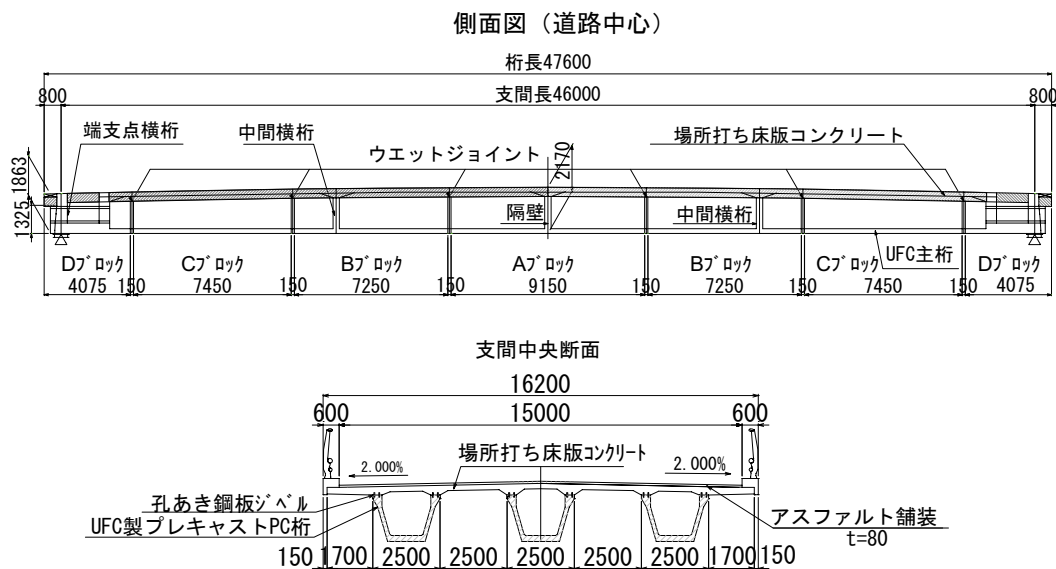


図-1 GSE橋梁 構造一般図

2. GSE橋梁の概要

2.1 GSE橋梁の構造概要

GSE橋梁は、橋長48.0mのポストテンションUFC単純合成3室箱桁橋であり、支間長は46.0mである。断面構成は、U形状のUFCプレキャスト桁($f'_{ck}=180\text{N/mm}^2$)と場所打ちのコンクリート床版($f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$)を孔あき鋼板ジベル(以下PBL)で結合している(図-1, 写真-1)。UFC桁は、架設地点の支保工上に架設された後、ウエットジョイントと呼ばれるUFCの場所打ちにより桁間ジョイント部を間詰め充填し、プレストレスの導入により橋体を一体化させる。



写真-1 UFCプレキャスト桁

2.2 ウェットジョイントの構造

ウェットジョイントは、UFC プレキャスト桁側にせん断キーの凹型の窪みを設け（写真-1），その桁間に UFC の場所打ちすることにより凸形状のせん断キーを有した間詰め部（ウェットジョイント）が形成される（図-2）。このように，せん断キーを有するウェットジョイントを用いて，プレキャスト桁を接続していく方法はUFC 橋梁特有の工法であり，酒田みらい橋を初めとして数橋¹⁾に採用されている。

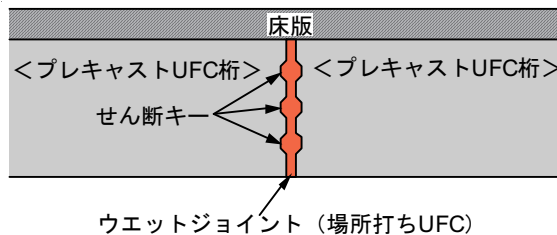


図-2 ウェットジョイント概念図

2.3 ウェットジョイント部の照査

ウェットジョイント構造の照査方法としては，土木学会コンクリートライブラリー113：超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針（案）²⁾（以下，UFC 指針）の「参考資料8：UFC を用いた構造物の設計例」にブロック継目としての設計せん断伝達耐力 V_{yd} の算定式として示されている。このせん断伝達耐力算定式における設計せん断伝達耐力は，ジョイント面における摩擦の分担分とせん断キーの分担分からなる。本橋のウェットジョイント部のせん断伝達耐力が，UFC 指針のせん断伝達耐力算定式から計算される耐力に比べて十分に高いことを確認するため，ジョイント部分の寸法を再現した要素実験を実施している³⁾。その結果，摩擦分担分およびせん断キー分担分ともに算定式の値に比べて高いことを確認し，この算定式を本橋のウェットジョイント部の照査に用いることの妥当性を確認している³⁾。

3. 縮小梁モデル実験

3.1 実験の目的

本実験の目的は，別途実施された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ことである。具体的な確認項目を以下に示す。

- 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

3.2 実験体の設計

実験の対象とするウェットジョイントは，実橋のジョイント部のせん断伝達耐力照査において，最も厳しい一番端部よりのジョイントを対象とする（図-3）。なお，実橋の設計におけるこの位置での設計せん断力は $V_d=2,900\text{kN}$ ，設計せん断伝達耐力は $V_{yd}=5,851\text{kN}$ であり，構造物係数 $\gamma_i=1.2$ を考慮した，照査結果は $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} = 0.59$ であった。

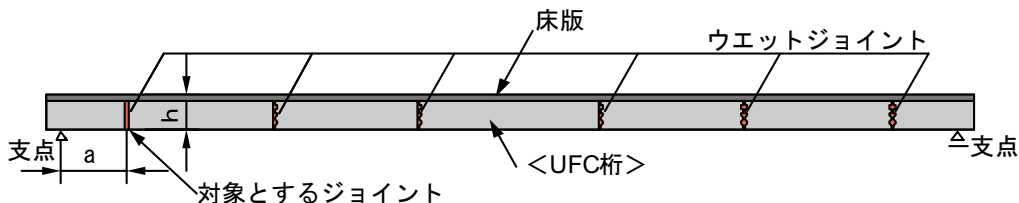


図-3 対象とするジョイント位置

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（表-1）。図-4 に実験体構造図を示す。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，実橋のジョイント位置とせん断支間一桁高比 a/h が等しくなるように，支点位置から 2,175mm の位置にジョイントを設定した。また荷重載荷位置は，

表-1 部材寸法比較

	実橋寸法	実験体寸法	実験体/実橋
床版厚	mm 300	150	1/2
UFC桁高	mm 1525	763	1/2
ウェブ厚	mm 220	110	1/2
下床版厚	mm 220	110	1/2
支点からの位置	mm 3350	1675	1/2

確認項目がせん断伝達性能であることからウェット

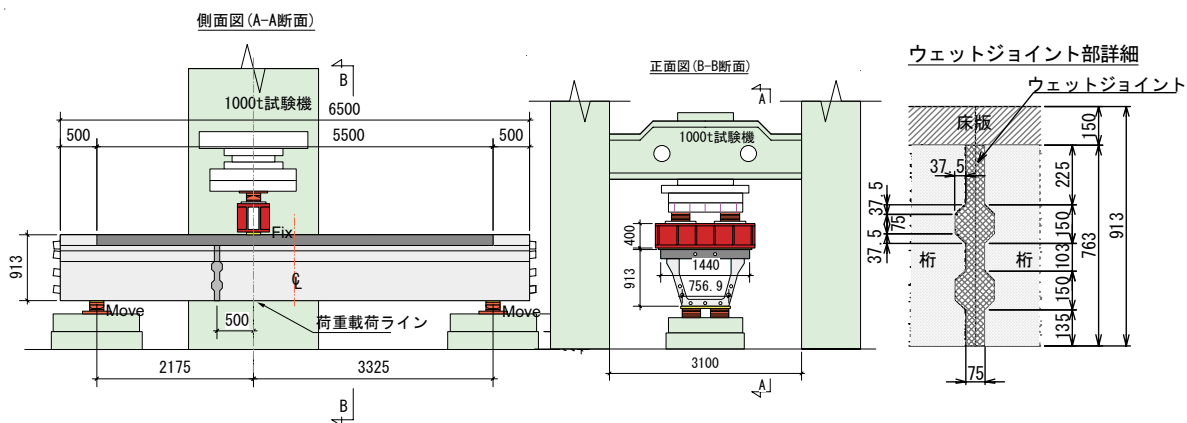


図-4 実験体概要および荷重概要図

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。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/mm²と設定した。

表-2に実験体の設計結果を示す。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となるようにした。そして、その際の荷重荷重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

3.3 荷重ステップ

荷重ステップを図-5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。荷重速度は、下縁応力度の変化速度を考慮して120kN/minとした。

3.4 実験体強度

荷重試験時の各部の強度を表-3に示す。UFCの桁本体は標準熱養生(90℃で48時間)を実施しており、圧縮、ひび割れ発生、引張の各管理値、180N/mm²、8.0N/mm²、8.8N/mm²を満足している。ウェットジョイント部は

実橋における養生状態を再現して40℃前後の温度にて養生を行い、同一養生のテストピースの強度試験を順次行って、設計強度120N/mm²程度に達した時点で養生を終了している。養生終了時の強度は117N/mm²であったが、UFCは常温(20℃)で長期的には150N/mm²程度まで強度が増進する材料であるため、養生終了後から荷重試験までの12日間で128N/mm²まで増進したものと考えられる。なお、ウェットジョイントの設計では圧縮強度が用いられているため、圧縮強度のみを管理値としている。

表-2 実験体 設計結果

設計項目	照査項目	照査位置	記号	単位	数値	
WJ部の設計	曲げ耐力の照査	WJ位置	設計断面力	M _d	kNm	2,124
			設計耐力	M _{ud}	kNm	4,216
			判定	$\gamma_f \cdot M_d / M_{ud}$		0.53
	せん断耐力の照査	WJ位置	設計断面力	S _d	kNm	1,313
			設計耐力	S _{ud}	kNm	1,730
			判定	$\gamma_f \cdot S_d / S_{ud}$		0.76
せん断伝達耐力の照査	WJ位置	設計断面力	S _d	kNm	1,313	
		設計耐力	S _{ud}	kNm	1,298	
		判定	$\gamma_f \cdot S_d / S_{ud}$		1.01	
桁の設計	曲げ耐力の照査	荷重荷重位置	設計断面力	M _d	kNm	2,868
			設計耐力	M _{ud}	kNm	4,354
			判定	$\gamma_f \cdot M_d / M_{ud}$		0.66

※構造物係数 γ_f は、実験のため1.0としている

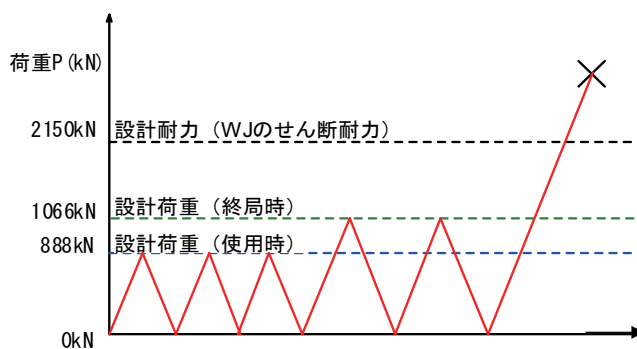


図-5 荷重ステップ

表-3 実験体強度

部材名称		圧縮強度			ひび割れ発生強度			引張強度		
		No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
UFC (U桁本体)	強度	204	209	186	11.0	10.0	9.3	12.0	11.1	12.9
	AVG	200			10.1			12.0		
UFC (ウェットジョイント)	強度	131	123	131						
	AVG	128								

単位: N/mm²

3.5 実験結果

実験の荷重-変位図を図-6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クラックが生じたのは、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-7, 写真-2)。その後、载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 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クラック幅は 0.1mm 程度であった。桁自体の耐荷能力はまだ有ると判断されたが、載荷荷重が大きい点と、せん断実験による危険性を考慮して载荷を終了した。クラック発生は主に荷重が 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クラックやや载荷点下面の曲げクラックが生じた (図-7)。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。5.5m 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 0.5mm であり、载荷によりせん断の損傷を受けてはいるが、プレストレスと鋼繊維補強の効果により、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。

4. まとめ

東京国際空港の GSE 橋梁で採用されたウェットジョイント構造は、GSE 車両等の大きな荷重でも十分なせん断伝達耐力を有し、UFC 指針に準ずることにより十分に安全側の設計が可能であることを確認した。また UFC 桁は、UFC の超高強度と繊維補強効果により、せん断ひび割れが生じた後も幅が広がることなく分散し、曲げのみならずせん断荷重においても優れた耐荷性能を有することが確認された。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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第 113 号, 2004
- 3) 武者浩透, 竹田康彦, 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.

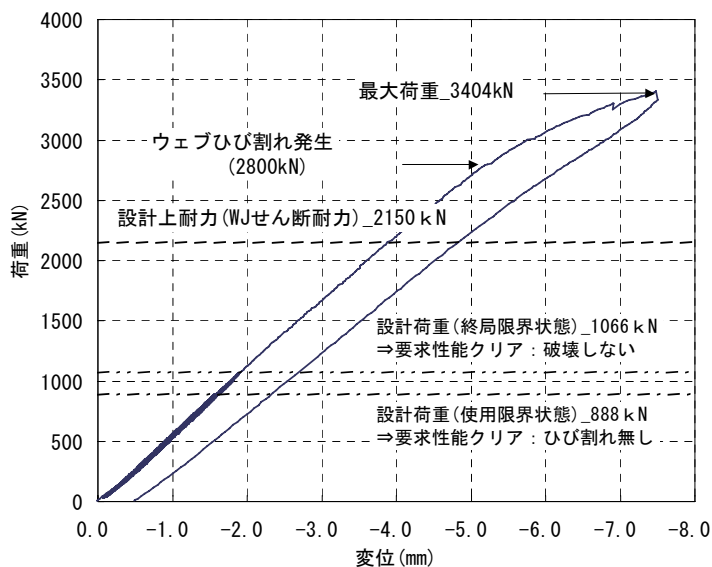


図-6 荷重-変位関係

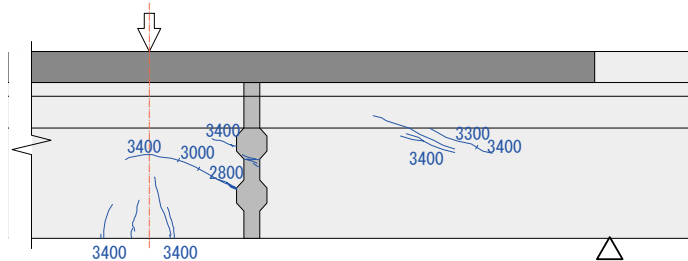


図-7 クラック図 (ジョイント側半分)



写真-2 クラック状況 (載荷後)