

報告 掛け違い支承を用いたジョイントレス形式合成床版橋の構造特性

佐藤政勝*1・田中祐人*2

要旨：橋脚上において、隣接する橋端を掛け違い支承により支持し、その上方のコンクリートを連続させたジョイントレス多径間合成床版橋を考案した。本床版橋では、上承に鋼製回転支承を、下承にゴム支承を用い、また、コンクリートのひび割れ対策として、床版コンクリート上層部にエキスパンドメタルを配置した。掛け違い支承を用いた床版橋と従来の橋端ピン接合したジョイントレス2径間合成床版橋供試体について、それぞれ曲げ載荷試験を実施し、コンクリートのひび割れ幅や破壊性状を検討した結果、本床版橋が従来の橋端ピン接合したジョイントレス工法と同等以上の性能が確認された。

キーワード：掛け違い支承，合成床版橋，ジョイントレス工法，終局耐力

1. はじめに

自動車用高架橋における既設単純桁の伸縮継手を無くするいわゆるジョイントレス（ノージョイントと記述されることもある）工法が適用されており¹⁾、この工法の設計・施工マニュアル²⁾が出版されている。

伸縮継手を無くするには、連続形式を採用すれば良いが、鋼桁と鉄筋コンクリート（以下、RCと略す）床版を合成させた合成桁橋では、その中間支承上に生じる負の曲げモーメントによりRC床版のひび割れ対策として、中間支承のジャッキ・ダウンあるいはプレストレスの導入など必要とし、現場施工の煩雑さを反映して連続形式が少ないのが実状である。

近年、実用化された合成床版橋においても、RC床版を合成させることから、その施工実績の大多数は単純形式である。そこで、図-1に示す単純合成床版橋（以下、合成床版橋と略す）の隣接橋端の掛け違い支承構造によるジョイントレス工法を考案した。この支承方式では、橋脚天端面で移動支承1個で支持することから橋脚幅を狭くできること、上承の回転支承は桁端回転のみに対応し、温度変化による桁端隙間の伸縮が無いことから桁端上面の水平移動量が少

なくて済むことなどの特徴がある。

本報告では、掛け違い支承および従来の橋端ピン接合したジョイントレス2径間合成床版橋供試体について、それぞれ曲げ載荷試験を実施し、設計荷重時における中間支承上の鉄筋応力やコンクリートのひび割れ幅を求め、また、終局時における耐力や破壊性状を把握することによりジョイントレス合成床版橋の構造特性を解明し、RC床版連続部のコンクリートひび割れに対する補強効果を確認する。

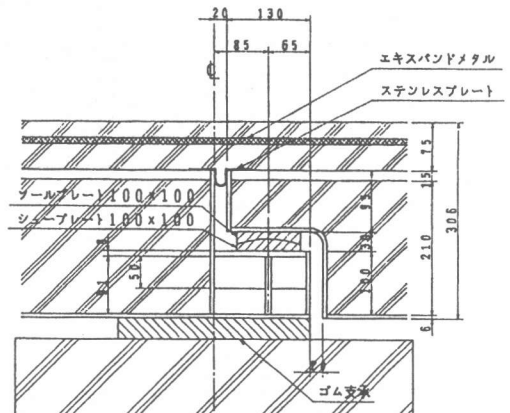


図-1 掛け違い支承構造の詳細

*1 ショーボンド建設（株）補修工学研究所佐藤研究室長 工博（正会員）

*2 川崎製鉄（株）橋梁・鉄構技術部企画開発室課長 工修（正会員）

2. 実験概要

2. 1 供試体の諸元と製作

図-2 に示すような主桁断面を有する支間 2.9m の 2 径間合成床版橋供試体の形状寸法を図-3, 4 に示す。図-3 に示す隣接鋼桁端を丸鋼で連結したものを TSS (Two Span's Simple Supported) と略記し, 図-4 に示す掛け蓮い支承を用いた供試体を PSS (Pin-hinged Bearing Simple Supported) と略記する。

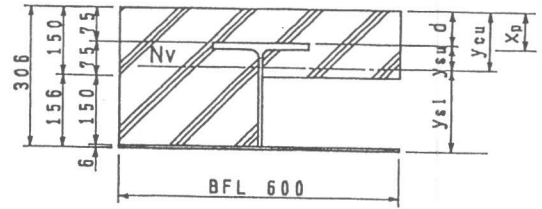


図-2 1 主桁当りの断面形状

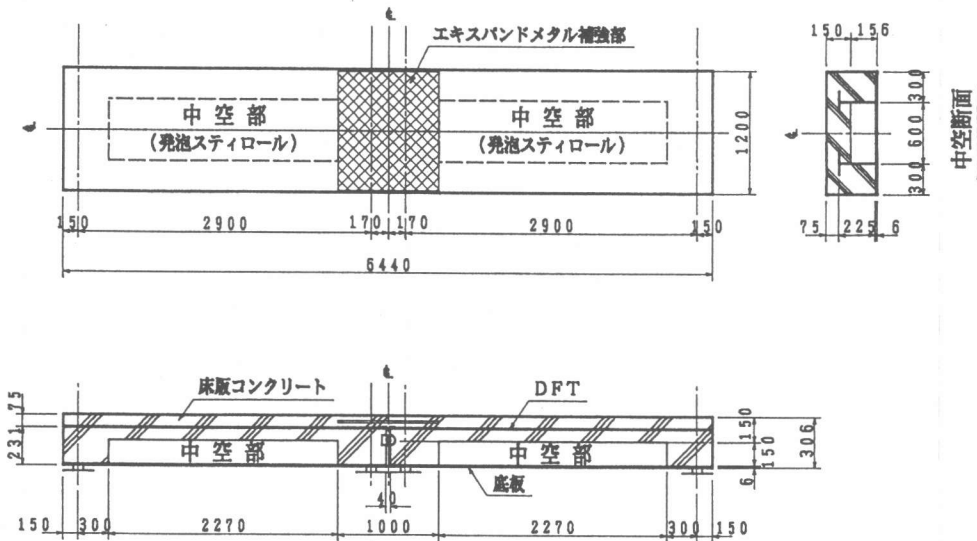


図-3 2 径間合成床版橋供試体 TSS の形状寸法

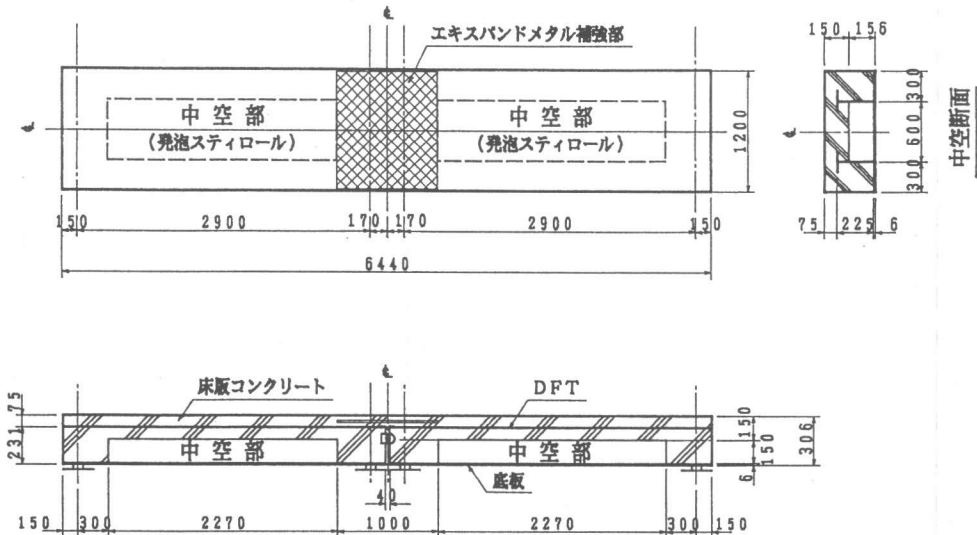


図-4 2 径間合成床版橋供試体 PSS の形状寸法

これらの供試体は板厚 6mm の底鋼板 (SS400) に 600mm 間隔で 2 本の突起付き C T 形鋼 (CT - 225*209*9*15, SS400) を溶接し、それらの T 形鋼上フランジの上面に異形鉄筋 D10 (SD295) を配置した後、床版厚 306mm の上半分 150mm に膨脹コンクリートを打設した。

コンクリートには呼び強度 29.4MPa のレディーミクストコンクリートを用い、乾燥収縮によるコンクリートのひび割れを防止する目的で、 30kg/m^3 の膨脹材 (テッカ CSA#20) を添加した。気中養生した材令 4 週目のコンクリート圧縮強度は 33MPa、その 1/3 の応力度における割線弾性係数は 29.7GPa であり、また実験終了 (材令 63 日) 時における弾性係数は 30.2GPa であったので、実験との対比に用いた計算では、 E_c に対する鋼の弾性係数 E_s の比 (以下、 n と略す) に 7 を採用した。

2. 2 試験方法

各々の載荷方法は、端支承と中間支承の中央 2 点に載荷板 (150 * 1200) を敷き、H 鋼載荷梁を介して、曲げ載荷実験を実施した。H 鋼載荷梁と載荷板の間には、供試体の回転を拘束しないように丸棒を挿入し、さらに載荷板と供試体上面の間には石膏を充填した。

載荷荷重のステップは、設計荷重 (床版コンクリートの圧縮部と鋼桁が完全合成と見なした換算断面において、径間中央に生じる曲げモーメントに対し、コンクリート圧縮上縁応力が許容曲げ圧縮応力度 9.8MPa に達する荷重であり、本供試体に対する計算では 592kN である。以下、 P_{ds} で示す) まで載荷し、零に除荷した後、 P_{ds} の 2 倍まで載荷し、再度除荷した。荷重単調増加させた第 3 サイクル目に、支間中央付近の鋼板の降伏が先行し、コンクリートが圧壊し、最大耐力に達した。

支間中央及び橋軸中心線を含む主要な断面における底鋼板、T 形鋼上フランジ、異形鉄筋にひずみゲージを貼付し、各荷重ステップ毎にひずみを測定し、実応力を求めた。中間支承線上

における左右の側端近傍と橋軸中心線上のたわみを計測した。また、供試体中央部付近のコンクリート上面にひび割れが生じることを予想し、鋼桁ウェブ直上の床版コンクリート上面に幅 50mm の π 形クリップゲージを取付け、コンクリートのひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果と考察

3. 1 掛け違い支承を用いた床版橋の応力

供試体 PSS における底鋼板、C T 形鋼上フランジの荷重-応力曲線を図-5、6 に、右支間中央の荷重-たわみ曲線を図-7 に示す。ここで、実線は実測値を示し、破線は、コンクリートの引張応力を無視し、 n を 7 とした単純支持の断面応力あるいはたわみの計算値を示す。

P_{ds} (592kN) では、応力の実測値は計算値より若干小さめの値を示し、 P_r が 1184kN に対しては、実測値は計算値より大きめである。コンクリート材料の非線形の影響、計測などのバラツキを考慮すると実測値と計算値がほぼ等しいと見做されることから、掛け違いを用いた合成床版橋の応力については、単純支持と見做した橋梁として算出することの妥当性を確認できる。

3. 2 床版連結部における上鉄筋応力と最大ひび割れ幅

鋼桁は端部で不連続とし、上フランジ上方の床版コンクリートのみを連続させた両供試体にはコンクリートのひび割れ補強用として、上鉄筋とエキスパンドメタルを配置した。上鉄筋 3 本の平均応力と荷重の関係を図-8 に示し、 P_{ds} 時における上鉄筋の応力を表-1 に示す。供試体 TSS では、最初に圧縮応力が作用するが、400kN 以後は引張力に転じ、500kN 付近で圧縮応力が相殺されるためほぼ零となり、 P_{ds} 時の上鉄筋の応力は 34MP 程度と小さい。また、供試体 PSS の上鉄筋応力実測値は載荷重を 200kN から 300kN に増加させた段階で、42MPa 程急増し、 P_{ds} 時では 65MPa である。

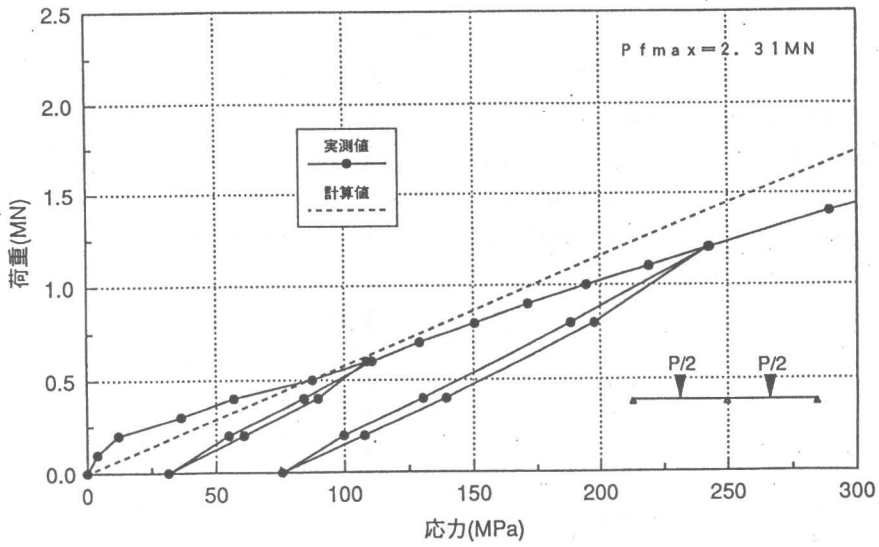


図-5 供試体PSSにおける右支間中央の荷重-底板応力曲線

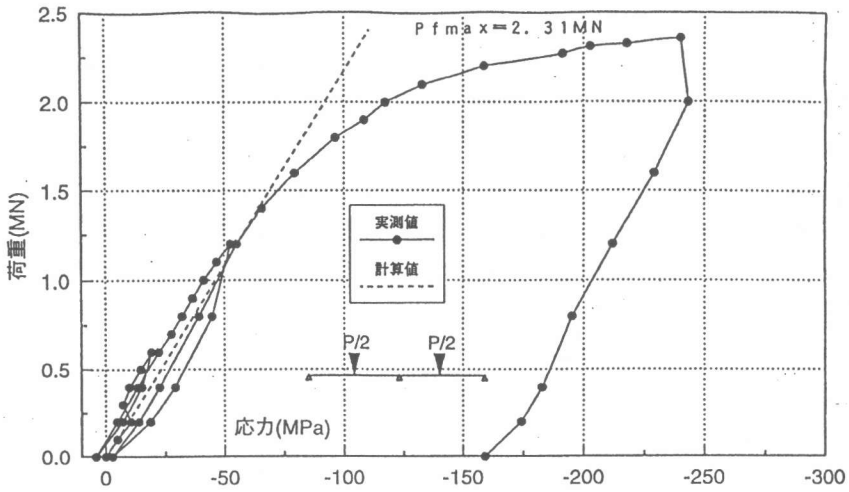


図-6 供試体PSSにおける右支間中央の荷重-DFTフランジ応力曲線

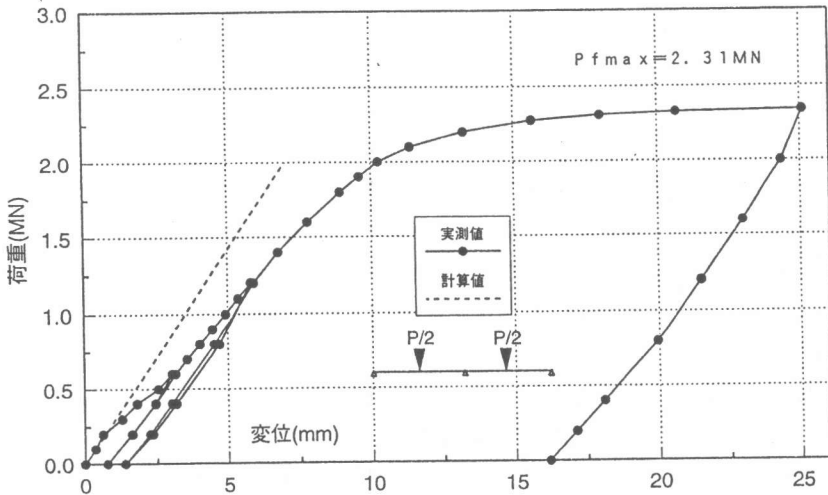


図-7 供試体PSSにおける右支間中央の荷重-たわみ曲線

次に、供試体 TSS および PSS のコンクリート床版連結部中間支承上におけるコンクリートの最大ひび割れ幅（以下、 W_{cmax} で示す）と初期荷重の関係を図-9 に示し、 P_{ds} 時における W_{cmax} を表-2 に示す。ここで、 W_{cmax} は大きい方からの3個の平均値であり、初期荷重は繰り返し载荷における処女荷重を連続させた値である。

供試体 TSS の初期荷重- W_{cmax} 関係は、供試体 PSS のそれと同様な傾向を示し、 P_{ds} 時に

おける W_{cmax} はそれぞれ 0.19mm, 0.16mm 生じたが、鉄筋コンクリート構造物の許容ひび割れ幅³⁾の目安である $W_a=0.005 * C$ (C にエキ

表-1 P_{ds} における上鉄筋応力と W_{cmax}

供試体	上鉄筋応力(MPa)	W_{cmax} (mm)
TSS	34	0.19
PSS	65	0.16

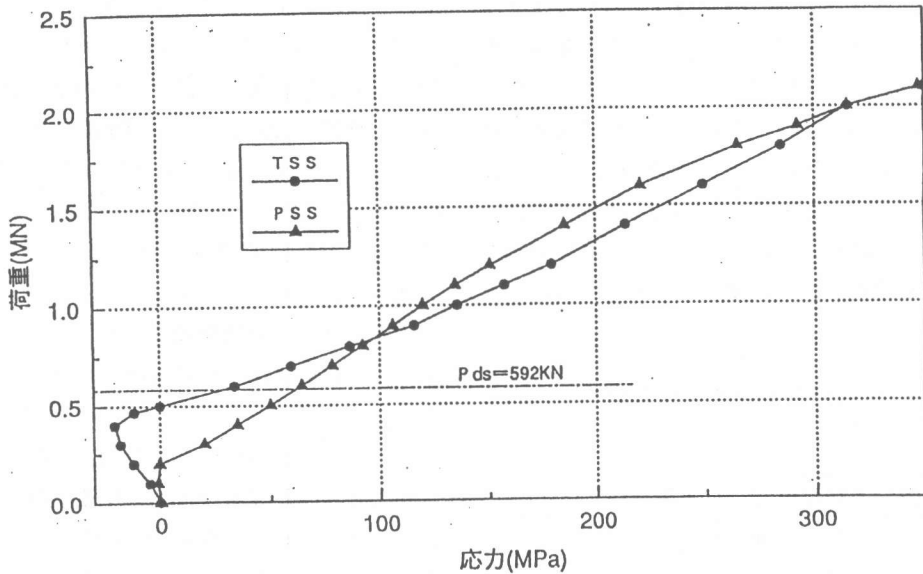


図-8 床版連結部における初期荷重と上鉄筋応力の関係

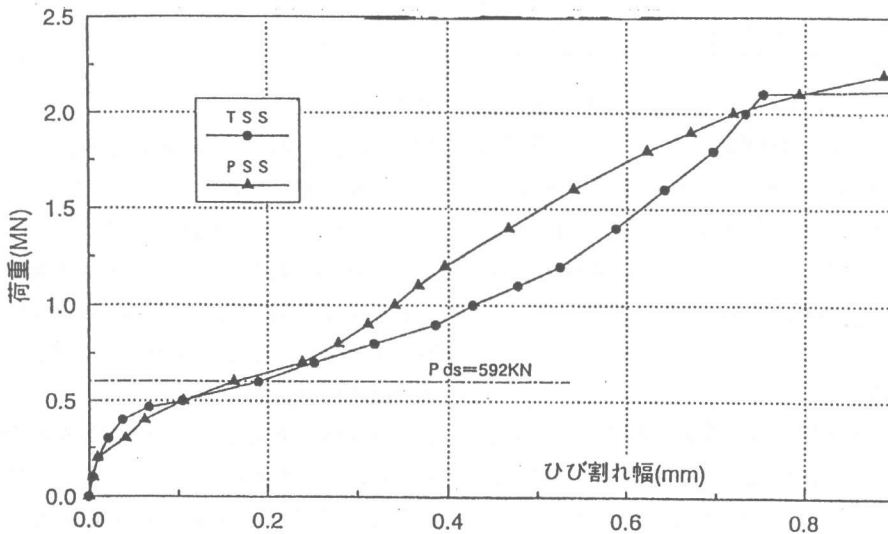


図-9 床版連結部における初期荷重と最大ひび割れ幅の関係

スパンドメタルのかぶり 40mm を代入して) = 0.2mm を満足する値であって、エキスパンドメタルによる床版コンクリート連続部に対する補強の効果が認められる。

3. 3 終局耐荷力

両供試体の最大荷重 : P_{max} と計算終局耐荷力 : P_{uc} を表-2 に示す。両供試体とも、支間中央断面の底鋼板が載荷重 1.6MN 程で塑性域に達し、その塑性域が徐々に拡大し始めると、図-7 に示すようにたわみの増加が大きくなり始める。そのため、コンクリートにも大きな圧縮応力が作用し、遂にコンクリートが圧潰して P_{max} に至る。供試体 TSS の $P_{max}=2.2MN$ 及び供試体 PSS の $P_{max} = 2.31MN$ は、それぞれ AASHTO の終局耐荷力算定式⁴⁾ に基づく終局耐荷力 : $P_{uc1}=1.6MN$ の 1.33, 1.39 倍であることから単純支持合成床版橋として十分な耐荷力が確認された。

表-2 終局耐荷力(MN)と最大荷重(MN)の対比

供試体	終局耐荷力	実験値	P_{ma}/P_{uc}
TSS	$P_{uc1} = 1.66$	2.20	1.33
	$P_{uc2} = 2.16$		1.02
PSS	$P_{uc1} = 1.66$	2.31	1.89
	$P_{uc2} = 2.16$		1.07

ここで、 P_{uc1} はコンクリートの呼び強度の 85% ($\sigma_b * 0.85=25MPa$) の矩形応力と鋼材の規格降伏 ($\sigma_{sy}=245MPa$) を用いた計算値、 P_{uc2} はコンクリートの圧縮強度の 85% ($34.7MPa * 0.85=29.5MPa$)、T 形鋼の $\sigma_{syt}=304MPa$ 、底版の $\sigma_{sys}=335MPa$ を用いた計算値である。

4. まとめ

単純合成床版橋の隣接隙間における RC 床版の一部分を連続させたジョイントレス 2 径間合成床版橋供試体の曲げ破壊実験結果から、合成床版橋の支間中央の断面応力は、従来の単純合

成床版橋と同様に、鋼桁と床版コンクリート圧縮部が完全合成した合成断面で負担するいわゆる換算断面法で求められること、単純支持の両端を丸鋼で接合した供試体 TSS の最大荷重 = 2.2MN および掛け違い支承供試体 PSS の最大荷重 = 2.31MN は、それぞれ AASHTO の終局耐荷力算定式に基づく計算値 1.66MN の 1.38, 1.39 倍であることが確認され、合成床版橋として十分な性能と耐荷力が保証された。

次に、隣接隙間における RC 床版の連続部分をエキスパンドメタルにより補強した区間の上鉄筋の応力およびコンクリートの最大ひび割れ幅を実測した結果、両供試体に対する設計荷重時の上鉄筋応力は 34 ~ 65MPa 程であり、また、コンクリートの最大ひび割れ幅は 0.16 ~ 0.19mm 生じたが、鉄筋コンクリート構造物の許容ひび割れ幅の 0.2mm 以下であって、エキスパンドメタルによる床版コンクリート連続部に対する補強の効果が確認されるなどジョイントレス工法の実橋への適用に際し有用な資料を得た。

ジョイントレス化は時代の流れであり、連続合成床版橋の研究がなされ、実橋への適用例も報告されているが、開発途上にある。ここで提案したジョイントレス合成床版橋が単純形式から連続形式への中継ぎ役として活躍することを期待する。

参考文献

- 1)例えば、小谷宏志:首都高速道路ノージョイント化工事、日経コンストラクション、1991年12月27日号、pp.16 ~ 21
- 2)(財)道路保全技術センター:既設橋のノージョイント工法の設計・施工手引き(案),1995.1
- 3)土木学会:コンクリート標準示方書(平成8年版)設計編、pp.88
- 4)佐藤政勝:単純合成床版橋梁の終局耐荷力算定法に関する提案、土木学会第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.41 ~ 46、1989