

鋼板型枠を用いた複合 PC 桁の短期および長期性状について

日本大学工学部 正会員 工博 ○原 忠勝
 常磐興産ピーシー (株) 浅沼 素
 常磐興産ピーシー (株) 正会員 柳田 聖一
 常磐興産ピーシー (株) 正会員 鈴木 榮一

1. はじめに

従来、PC 橋の施工においては、型枠・支保工の組立からコンクリートの打設・養生に至るまで、数多くの工程があり、架設の条件によっては、コストパフォーマンス低下の誘因ともなっている。本件は、鋼板型枠にコンクリートを充腹し、さらにプレストレスを導入した複合 PC 桁の開発を試みたものである。これら複合 PC 桁は、鋼板とコンクリートの複合化による剛性改善や、施工工程の簡略化が可能なることから、コストパフォーマンスばかりでなく、種々の特性を有する構造形式となるように思われる。

本研究では、これら複合 PC 桁の構造性能を知ることを目的として、作用荷重下の短期的な性状、およびクリープ等の長期性状について実験的な検討を行ったものである。実験では、比較的大型の試験体を作製し、短期静荷重による破壊までの載荷試験、および自重による持続荷重載荷試験を行ったものである。

2. 実験の概要

2.1 複合 PC 桁試験体

試験体は、図-1 に示すように、鋼板を底面、側面、および上フランジに用いた U 字型の型枠にコンクリートを充腹して複合断面とし、さらにプレストレスを導入したものである。ここでは、①作用荷重下の性状について検討するための静的載荷試験用と、②プレストレスの導入に伴う経時変化を検討するため行う自重による持続荷重載荷試験用の合計 2 体の試験体を作製した。

試験体の形状寸法は、図-1 に示すように、全長が 7.4m (スパン長=7.0m) で、スパン中央部の断面が幅×高さ=300×550mm で、両端部の断面が 400×550mm のものである。このうち、鋼板型枠には、底版と側板に厚さ 6mm のものを、また上面フランジには厚さ 16mm の鋼板を用いた。PC 鋼より線は、φ21.8mm (19 本より) のもので、φ35mm のシースをを用い、試験体下面から 80mm、および 170mm の位置に、それぞれ 2 本ずつ、計 4 本を配置した。

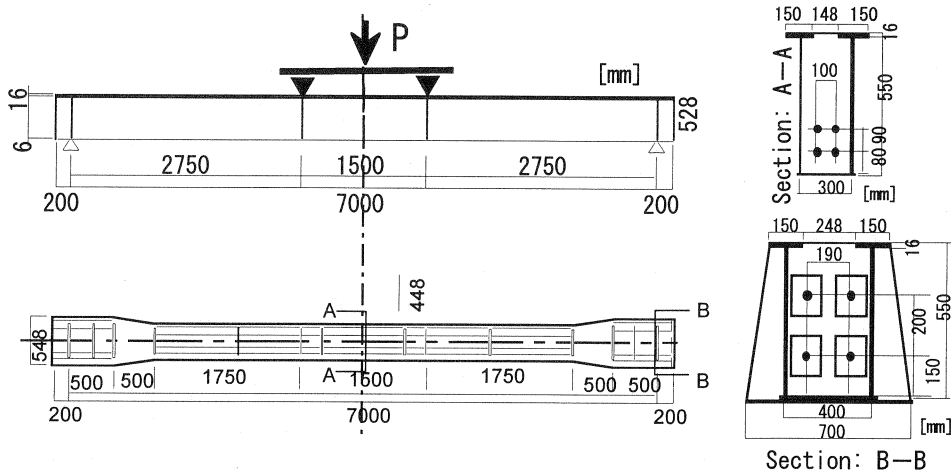


図-1 実験に用いた複合 PC 桁試験体の形状寸法

2.2 試験体の作製と試験方法

試験体の作製には、早強セメントを使用し、呼び強度 36N/mm² (36-12-25H) のレディーミクストコンクリートを用いた。プレストレスの導入は、打設後、材齢 5 日で行った。なお、導入プレストレス力は、PC 鋼線 1 本当たり 429.5kN を目標とした。

このうち、短期静荷重による載荷試験に用いた試験体は、床上に設置した状態でプレストレスを導入し、材齢 20 日で載荷試験を行った。載荷試験は、図-1 に示したように、中央 2 点集中荷重 (モーメント区間=1.5m) とし、せん断スパンと試験体の高さの比 a/h を 5.0 とした。実験では、漸次増加荷重とし、目標設計荷重 (許容応力度) の 323.6kN まで荷重を加えた後、一旦、除荷し、その後は、破壊に至るまで載荷した。

また、経時変化の測定に用いた試験体は、予め、支点上に設置した状態でプレストレスの導入を行い、導入時、導入直後、およびその後の試験体のたわみ、コンクリートと鋼板のひずみ、および室温を測定した。プレストレスの導入に伴う試験体の経時変化は、導入直後の 1 時間は 30 秒間隔で、その後、5 分間隔、10 分間隔とし、10 時間後からは 4 時間ごとのインターバルで測定を行った。これら試験体のプレストレスの導入量は、PC 鋼より線の緊張側と、固定端側に設置したロードセル (容量 1000kN) により測定した。

プレストレス導入時 (材齢 5 日)、および材齢 20 日におけるコンクリートの性質は、表-1 に示すとおりで、PC 導入時の圧縮強度は $f'_{c-5}=35.7\text{N/mm}^2$ ($E_c=29.1\text{kN/mm}^2$) で、静的載荷試験日での圧縮強度は、 $f'_{c-20}=44.6\text{N/mm}^2$ ($E_c=30.4\text{kN/mm}^2$) であった。なお、表中には、鋼板の性質も併せて示した。なお、経時変化の測定は現在も継続中である。

表-1 使用材料の性質

Concrete	Compressive Strength:	$f'_{c-5}= 35.7$ (N/mm ²)
		$f'_{c-20}= 44.6$ (N/mm ²)
	Tensile Strength:	$f_{t-20}= 3.62$ (N/mm ²)
	Elastic Modulus:	$E_{c-5}=29.1$ (kN/mm ²)
		$E_{c-20}=30.4$ (kN/mm ²)
Steel Plate (t = 6mm)	$f_y= 278$	(N/mm ²)
	$f_t= 411$	(N/mm ²)
	$E_s= 209.5$	(kN/mm ²)
Steel Plate (t = 16mm)	$f_y= 264.5$	(N/mm ²)
	$f_t= 419$	(N/mm ²)
	$E_s= 208.3$	(kN/mm ²)
PC Strand	$E_p=196.1$	(kN/mm ²)
	Relaxation Rate = 0.015	

3. 実験結果および考察

3.1 短期静荷重下の性状

図-2 は、曲げモーメントとスパン中央断面のたわみの測定結果を示したものである。なお、図中には、設計荷重、試験体底面の鋼板降伏時、および圧縮側コンクリートが終局ひずみ ($\epsilon'_{cu}=3500 \times 10^{-6}$) に達した時の曲げモーメントとたわみの結果も併せて示した。スパン中央断面のたわみは、図に示すように、設計曲げモーメント (444.8kN・m) 以上の荷重まで、ほぼ、直線関係にあり、その後、約 600kN・m 付近からは、徐々にたわみが増加する傾向を示した。また、試験体底面の鋼板の降伏後は、たわみが、少しずつ増加し、最大荷重近付では、試験体側面の鋼板に若干のゆがみが観察された。その後、試験体上面のコンクリートにひび割れがスパン中央断面付近で生じ、それに伴って荷重増加もほとんどなくなり、たわみだけが增加する状態になった時点で最大耐力を示した。最大荷重時の圧縮側コンクリートのひずみは、約 3500×10^{-6} であった。そして、コンクリートの圧壊が進むにしたがって荷重も徐々に低下した。

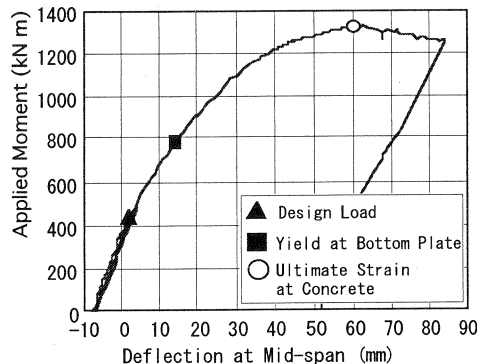


図-2 曲げモーメントとスパン中央たわみ

図-3は、曲げモーメントと曲率の関係を示したもので、曲率はスパン中央断面に貼付したひずみゲージによる測定結果を用いたものである。なお、図には、全断面有効、非線形解析、および設計曲げ耐力の計算結果も併せて示した。

本実験の場合、最大曲げ耐力は 1375kN・m で、設計曲げ耐力 1214kN・m より約 13%の耐力増加が認められた。また、非線形解析の結果は、圧縮側コンクリートが終局ひずみ ($\epsilon'_{cu}=0.0035$) に達した時に最大 ($M_{cal}=1282kN\cdot m$) となり、実験値と計算値の比が 1.07 で、比較的良く一致することが示された。一方、全断面有効とした場合、曲げモーメントが 800kN・m 付近まで良く一致する傾向を示し、下面コンクリートのひずみが引張限界を越えても、底面鋼板が降伏に至るまでは弾性的な性状を示すことが示された。

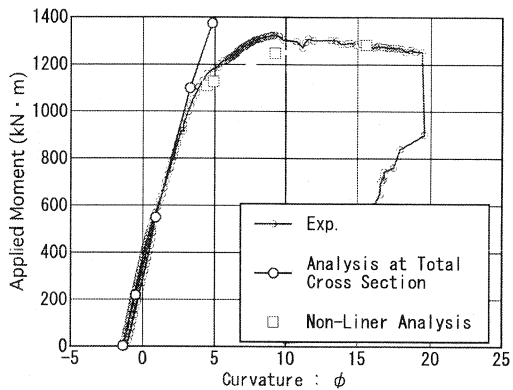


図-3 曲げモーメントと曲率の関係

3.2 持続荷重による長期性状

図-4には、PC 導入時からの時間経過に伴う試験体中央の変形と、気温の変化を1日6回計測したデータの平均値(日平均)を示した。なお、測定結果は、材齢 320 日までのものである。図に示すように、試験体は、PC 鋼材の緊張作業に伴って、スパン中央部で上方に約 8mm の変位となった。また、定着後は、変位の増加量は緩やかになり、プレストレスの導入後の 90 日付近より、変位が約 10mm 付近を推移している。なお、計測期間中の最大の変位は 9.9mm であった。

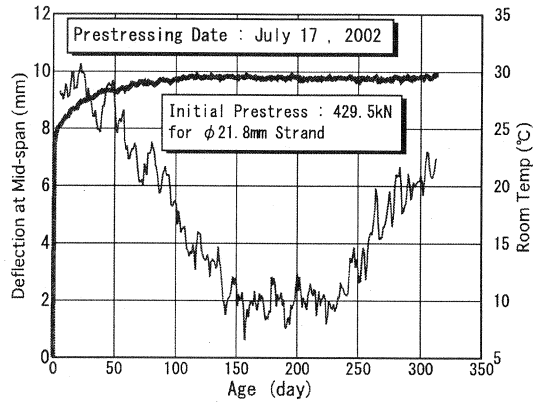


図-4 スパン中央変位の経時変化

図-5には、プレストレス導入後の1日間における緊張側と固定側のロードセルによる緊張力の推移を示した。なお、プレストレス導入量は、下側に配置した PC 鋼より線の片側で測定したものである。目標緊張力は 429.5kN としたが、測定結果は、導入側で 429.4kN、固定側では 430.9kN であった。また、緊張力は定着後の1時間弱で減少した後、ほぼ安定した状態が続いた。これより、本実験では、この時点を導入直後の損失量とし、図に示すように、導入側で 407.8kN、固定側で 405.8kN の測定結果より、初期プレストレスの損失量は $\Delta P=23.4kN$ となる。一方、導入直後の損失量の計算結果は、摩擦損失量が 14.8kN、弾性変形による損失量が 8.9kN、およびセットロスが 3.0kN となり、実験値より約 14%大きい結果となった。しかし、セットロスが生じなかったと仮定すると、計算値は 23.7kN となり、実験値と計算値の比が 0.987 となり、良く一致することがわかる。

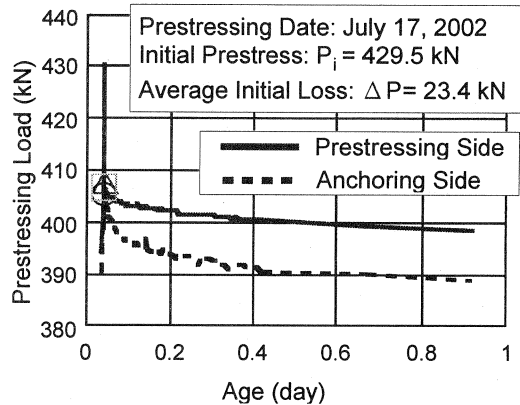


図-5 導入直後のプレストレス量の変化

一方、導入直後の損失量の計算結果は、摩擦損失量が 14.8kN、弾性変形による損失量が 8.9kN、およびセットロスが 3.0kN となり、実験値より約 14%大きい結果となった。しかし、セットロスが生じなかったと仮定すると、計算値は 23.7kN となり、実験値と計算値の比が 0.987 となり、良く一致することがわかる。

図-6は、材齢320日までの試験体中央断面の変位の経時変化を示したものである。緊張力は、材齢100日以降、約370kN付近を推移しており、長期性状に及ぼすクリープやリラクセーション等は、ほぼ、終息しているものと思われる。これら経時変化によるプレストレスの損失量は、 $\Delta P = 406.8 - 370.0 = 36.8\text{kN}$ である。

表-2は、プレストレスの導入に伴う緊張力の経時変化から、クリープ、乾燥収縮、およびリラクセーション等に関わる損失量の計算結果の比較を示したものである。計算に際しては、コンクリート標準示方書¹⁾に基づき、クリープ係数、および乾燥収縮ひずみの値を用いた。また、鋼コンクリート合成構造(11.6 充てんコンクリートの収縮とクリープの影響)に準じ、乾燥収縮ひずみの影響を無視した場合と、クリープ係数予測式の許容範囲²⁾を考慮し、クリープ係数を60%に低減した場合も併せて比較した。表に示すように、現行基準による場合、損失量はかなり大きくなることわかる。本実験の場合、クリープ係数を低減し、充てんコンクリートの場合として、収縮ひずみを無視できる¹⁾とした条件が実験結果と良く一致する結果となった。

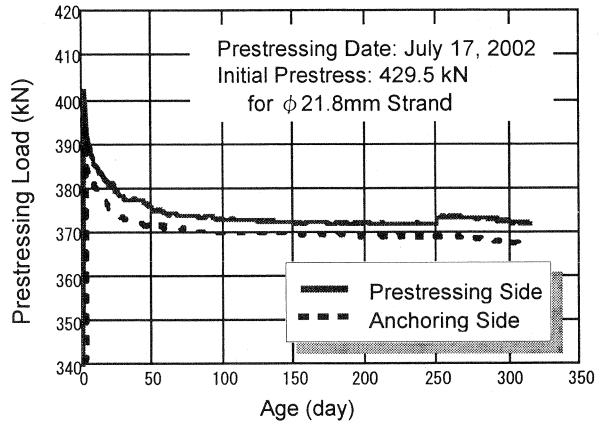


図-6 導入プレストレスの長期材齢における変化

表-2 プレストレス損失量(長期)の比較

Coefficient of Creep	Shrinkage ϵ'_{cs} (μ)	Cal. of Loss	
		(kN)	exp/cal
2.4 (Room)	620 (Room)	91.6	0.402
2.7 (Outside)	350 (Outside)	82.9	0.444
2.4 (Room)	150	66.3	0.555
2.4 (Room)	0	58.3	0.631
1.44 (2.4×60%)	0	38.3	0.960

Where, Relaxation of PC Strand: $\gamma = 0.015$ ($\Delta P_{pr} = 6.1\text{kN}$)

4. まとめ

鋼板型枠を用いた複合 PC 桁の短期静荷重による載荷試験、および自重による持続荷重載荷試験を行い、短期および長期性状について検討を行った。これらの結果を要約すれば、以下のようになる。

(1) 試験体は、引張側コンクリートが限界引張ひずみ以上となっても、底板の降伏まで弾性的な性状を示し、全断面有効とした計算結果と良く一致した。したがって、供用荷重レベルで設計を行う場合、全断面有効とした計算法が適用できるように思われる。また、最大曲げ耐力の算定に際しては、設計曲げ耐力の計算結果は安全側の値となるものの、曲率は大きくなる傾向にあり、非線形解析等の手段を用いるのが良い。

(2) プレストレスの導入に伴う試験体の変形は、導入後約90日以降、ほぼ一定で推移している。導入直後の損失量は、セットロスを考慮しない場合が計算結果と比較的良く一致した。また、クリープ等の長期性状に関わる損失量は、鋼コンクリート合成構造に準じ、乾燥収縮ひずみを無視し、さらに、クリープ係数を既往のデータベースの下限値程度まで低減した計算結果と良く一致した。したがって、充腹されたコンクリートは型枠鋼板により乾燥収縮が抑制され、その結果、クリープ変形も抑制される構造形式と考えられる。

終わりに、本研究の実施に際し協力をえた子田康弘助手に対し、記して感謝の意を表する。

【参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]、pp30-37、pp42-44、p.178 March 2002
- 2) 土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書、改定資料、pp16-17、March 2002