

鋼トラス桁を埋設したPC合成断面部材の曲げ耐荷性能

機動建設工業 (株)	土木本部	PC工事部	正会員	○尾崎 智
機動建設工業 (株)	設計本部	設計部	非会員	堀川 智司
大阪工業大学	工学部	都市デザイン工学科	正会員	小林 和夫
大阪工業大学	工学部	都市デザイン工学科	正会員	井上 晋

1. はじめに

近年、構造物の安全性や耐久性などの性能を確保したうえで、コストの縮減を図るための技術開発が社会的要請となっており、橋梁を中心に鋼とコンクリートとの各種複合構造の適用が非常に増加している。

種々の複合構造のうち、ここでは鋼トラス桁を埋設したプレストレストコンクリート合成断面構造 (SPC : Steel Prestressed Concrete Composite Structure) の橋梁を対象にした。SPC橋梁の架設では、鋼トラス桁の架設後、これのまわりにコンクリートを場所打ちし、PC鋼材を緊張してプレストレスを導入する。この場合、鋼トラス桁は支保工を支持する架設材としても利用できるため、支保工の省略や架設機材の簡略化が図れる。また、コンクリートの硬化後は鋼トラス桁と合成断面が構築され、鋼トラス桁耐力の効果的な利用により部材断面を縮小できる。さらに、連続桁橋梁に適用する場合、コンクリートの打設順序を適切に考慮すると、従来の張り出し架設に比べて中間支点上の負曲げモーメントがかなり低減され、中間支点上の桁高を縮小できる。

しかし、このような合成構造の橋梁への適用実績は少なく、その力学的特性は十分に解明されていない。本報は、SPC部材を橋梁に適用するうえで必要な基本的諸特性を検討し、設計上の基礎資料を得るためのモデル供試体による諸試験のうち、静的曲げ試験と疲労試験の結果について報告するものである。

2. 試験概要

以下に、静的曲げ試験を実施したNo. 1 供試体、および疲労試験後にNo. 1 と同様な静的曲げ試験を行って荷重繰返し作用に伴う耐荷性状の変化を検討したNo. 2 供試体の概要と試験方法について述べる。

2. 1 供試体の概要

図-1に示すように、供試体は箱形コンクリート断面内に鋼トラス桁を埋設したPC合成断面桁で、全長×幅×高さ=8,750×1,000×750mmの単純桁 (スパン 8,250mm) とした。本供試体では、橋面荷重と活荷重に対しては外ケーブルPC鋼材に対応することを想定した。なお、No. 1、No. 2 供試体の全鋼材指数は0.26である。

各使用材料の諸強度と弾性係数の測定値を一括して表-1に示す。なお、コンクリートについては、充填性を向上させ鋼トラス桁との一体性を確保するため、高性能AE減水剤を使用した。

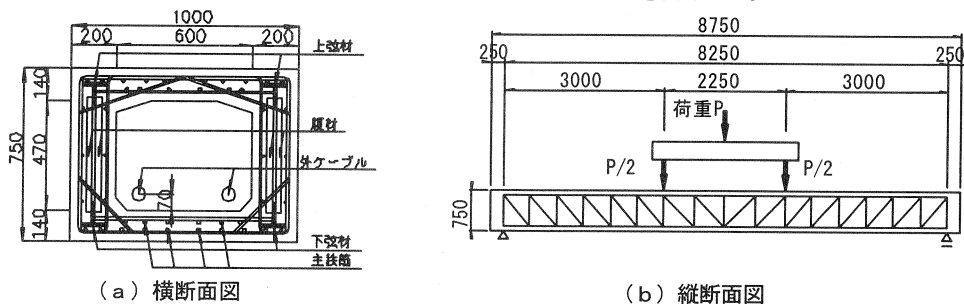


図-1 供試体一般図及び載荷方法

表-1 使用材料の強度と弾性係数

材料	仕様		圧縮強度 N/mm ²	曲げ強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	
コンクリート	目標強度36 N/mm ²	No. 1 供試体	48.8	4.78	2.88	28,300	
		No. 2 供試体	49.1	5.07	2.56	27,400	
材料	仕様		断面積 mm ²	降伏応力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	
鉄筋	SD345	D10	71.33	346	502	176,000	
PC鋼材	SWPR7A	7φ15.2	971	1,630	1,850	190,000	
鋼トラス桁	SS400	弦材	CT100×100×5.5/8	1,333	327	436	198,000
		腹材	L40×40×5	375.5	310	435	195,000

2. 2 載荷方法

静的曲げ試験は図-1に示すようにスパン8,250mmの単純桁に対して対称2点載荷とした(写真-1参照)。

静的載荷は5段階で行った。第1段階はコンクリートの許容引張応力度相当荷重の1/2、第2段階はコンクリートの許容引張応力度相当荷重、第3段階は曲げひび割れ発生荷重、第4段階は鋼トラス降伏荷重、第5段階でコンクリート破壊までとし、各段階で除荷を行った。

疲労試験では、繰返し載荷荷重は100万回までは支間中央下縁の引張応力度が0N/mm²(フルプレストレス)となる荷重(P=384kN)で、100万回から200万回については支間中央下縁の引張応力度が許容引張応力度(パーシャルプレストレス)となる荷重(P=458kN)で行った。

測定は、支間中央断面位置において、コンクリート上縁・下縁、鋼トラス桁上弦材・下弦材、下床版軸方向鉄筋のそれぞれの軸方向ひずみをひずみゲージにより、および鉛直変位をダイヤルゲージにて測定した。また、桁端部で、外ケーブルの張力増加をロードセルにより測定した。

3. 試験結果と考察

3. 1 曲げ耐力評価

1) 載荷荷重-変位性状

No. 1 供試体の載荷荷重と変位との関係を、図-2 および表-2に計算値とともに示す。計算値を求める際には、SPC部材は変形が平面保持則に従うものとし、また、荷重載荷に伴う外ケーブルの張力増加量を考慮した。また、曲げ破壊までの曲げモーメント-曲率関係を図-3のようにトリリニアでモデル化した。

曲げひび割れ発生までの変位は計算値にほぼ一致しており、鋼材(鋼トラス桁、鉄筋)とコンクリートが一体となって抵抗しているといえる。これに対し、曲げひび割れ発生後の変位は同荷重に対して計算値よりも小さくなっている。これは、計算値にはコンクリートの引張抵抗を考慮していないが、鋼材とコンクリート

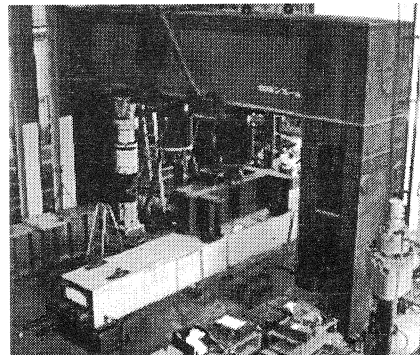


写真-1 静的曲げ試験状況

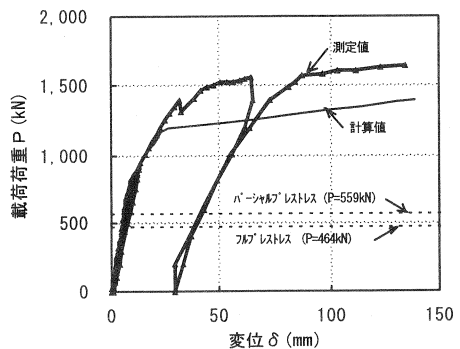


図-2 載荷荷重-変位曲線 (No. 1 供試体)

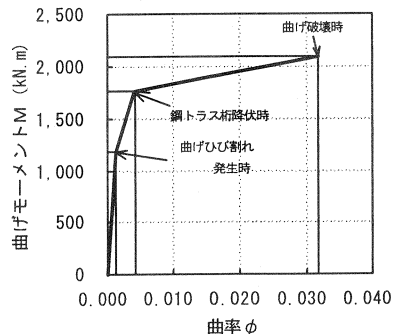


図-3 M-φの仮定 (No. 1 供試体)

との付着作用によりコンクリートも一部引張に抵抗している（テンションスティフニング）ためと考えられ、付着性状が良好であったことを示唆している。

表-2 各限界荷重と変位 (No. 1 供試体)

	実測値		計算値		P/P'
	P (kN)	δ (mm)	P' (kN)	δ (mm)	
曲げひび割れ発生	672	7.0	789	8.1	0.851
鋼トラス桁下弦材降伏	1,306	27.3	1,167	23.4	1.119
主鉄筋降伏	1,249	24.9	1,182	24.6	1.057
曲げ破壊	1,642	134.3	1,396	138.9	1.176

なお、鋼材とコンクリートとの一体性については、断面内のひずみ分布が平面保持則を満足しているかを検証した（図-4参照）。これより、ひずみ分布は曲げひび割れ発生までは全断面、曲げひび割れ発生後はコンクリート上縁から鋼トラス桁下弦材まで線形であり、平面保持則が成立していることが確認された。

2) じん性

たわみじん性率を表-3に示す。この表から、たわみじん性率 μ は4.0~4.9であり、本供試体は全鋼材指数が0.26であることを考慮すると、じん性に富んだ部材であると考えられる。

表-3 たわみじん性率

	鋼トラス桁降伏時 変位 δy (mm)	曲げ破壊時 変位 δu (mm)	たわみじん性率 $\mu = \delta u / \delta y$
No. 1供試体	27.3	134.3	4.9
No. 2供試体	28.9	114.8	4.0

表-4 平均ひび割れ間隔

	No. 1供試体 (mm)	No. 2供試体 (mm)
測定値	118	100
計算値	212	211

3. 2 ひび割れ性状評価

終局状態における曲げひび割れ間隔は100~120mmであった（写真-2、写真-3参照）。参考のため、土木学会コンクリート標準示方書・構造性能照査編（2002年制定）の設計ひび割れ幅による最大ひび割れ間隔の計算値と比較すると、表-4のように測定値は計算値より小さく、ひび割れの分散性は良好であると考えられる。

写真-2 No. 1 供試体 ひび割れ状況

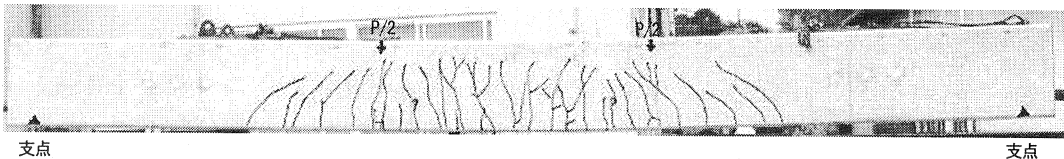
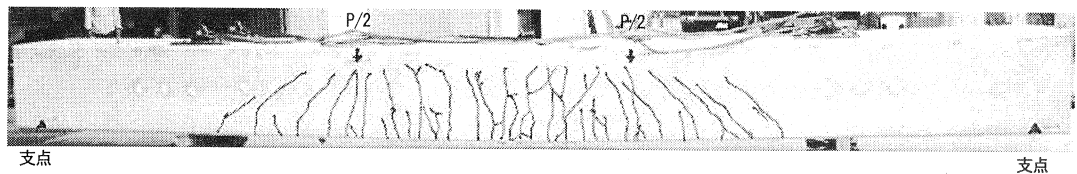


写真-3 No. 2 供試体 ひび割れ状況



3. 3 疲労試験評価

No. 2 供試体の繰返し荷重載荷においては、100万回まではフルプレストレス想定荷重で、100万回から200万回まではパーシャルプレストレス想定荷重で行ったが、ひび割れの発生はみられず、15万回毎に実施した

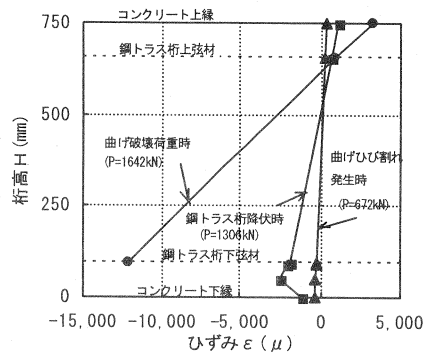


図-4 断面内ひずみ分布

静的曲げ試験でも、変位や鋼材ひずみの増加はみられなかった。

なお、このときの発生最大たわみは3.86mmで、支間比は $\delta/L=3.86/8,250=1/2,137$ となり、活荷重による道路橋の許容たわみ $\delta/L=1/600$ に対して非常に小さいことが確認された。

疲労試験実施後の静的曲げ試験による載荷荷重と変位との関係を、計算値とともに図-5 および表-5 に示す。なお、比較のために図-5 には No. 1 供試体の測定値も併記した。

No. 2 供試体では、疲労履歴を受けていない No. 1 供試体に比べて変位が若干大きくなっている。これは繰返し載荷回数増加とともにコンクリートの応力-ひずみ関係が変化し、弾性係数(割線係数)が低下することによる影響が大きいと考えられる。

一方、No. 2 供試体の終局限界状態に着目すると、鋼トラス桁下弦材降伏荷重は No. 1 供試体に比べ 12% 低下するものの、曲げ破壊荷重の低下は 5% であり、上限荷重がパーシャルプレストレス想定荷重以下の場合には終局曲げ耐力に及ぼす繰返し荷重の影響は非常に小さく、実用上は特に問題とならないことが示された(表-6 参照)。

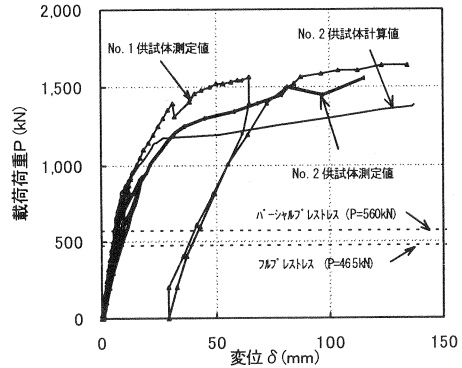


図-5 載荷荷重-変位曲線 (No. 2 供試体)

表-5 各限界荷重と変位 (No. 2 供試体)

	実測値		計算値		P / P'
	P (kN)	δ (mm)	P' (kN)	δ (mm)	
曲げひび割れ発生	502	5.4	780	8.3	0.644
鋼トラス桁下弦材降伏	1,148	28.9	1,129	23.3	1.017
主鉄筋降伏	1,100	26.3	1,143	24.2	0.962
曲げ破壊	1,554	114.8	1,381	137.1	1.125

表-6 疲労履歴の有無による降伏および曲げ破壊荷重の比較

載荷荷重 P (kN)	No. 1 供試体 疲労履歴無 A	No. 2 供試体 疲労履歴有 B	B/A
鋼トラス桁降伏荷重	1,306	1,148	0.88
曲げ破壊荷重	1,642	1,554	0.95

4. まとめ

鋼トラス桁を埋設した P C 合成断面 (SPC) 部材の曲げ試験結果を要約すると、以下の通りである。

- 1) 鋼トラス桁とコンクリートは、終局状態に至るまで合成断面として十分な一体性を保持している。
- 2) 使用限界状態 (曲げひび割れを許容しない) に対する照査にあたっては、全断面を有効とし、鋼トラス桁の軸方向弦材を鉄筋と同様にコンクリートに換算した換算断面に基づいて諸量を算出してよい。
- 3) 終局限界状態の照査にあたっては、鋼トラスとコンクリートの合成断面に対して平面保持則を仮定し、外ケーブル方式の場合は終局時のケーブル張力増加量を適切に設定して終局曲げ耐力を算出してよい。
- 4) 上限荷重がパーシャルプレストレス想定荷重以下の場合には、200 万回の繰返し載荷後においても、終局曲げ耐力の低下は 5% 程度であり非常に小さい。
- 5) 疲労繰返し載荷履歴の有無によらず、曲げひび割れの分散性は良好で、じん性に富んだ挙動を示した。

以上のように使用状態において曲げひび割れの発生を許容しない条件下で設計した SPC 部材は終局曲げ破壊状態に至るまで合成断面としての部材性能を保持することが確認された。現在、同時に実施したせん断試験ならびにクリープ試験の結果を整理中であり、これらについても機会があれば報告したいと考えている。