

V-434

プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の水平力交番載荷実験

三井建設（株） 正会員 加島 清一郎

三井建設（株） 正会員 跡部 俊郎

日本鋼管（株） 正会員 岡本 隆

1. はじめに

著者らは、高橋脚の省力化施工を目的として、プレキャストコンクリートセグメント（以下プレキャストセグメント）、外面リブ付き鋼管および中詰めコンクリートからなる合成構造橋脚工法を考案した。本構造は、図-1に示すように、引張鋼材として複数の鋼管を配置して原則として軸方向鉄筋を配置しないこと、帯筋をプレキャストセグメント内に配置していること等、従来のRC構造に比べ特殊な構造になっている。

今回、本合成構造橋脚の力学特性の把握および耐力とじん性の確認を目的として、模型試験体を用いた軸力作用下の水平力交番載荷実験を行ったので以下に報告する。

2. 実験概要

試験体は、図-2に示すように、プレキャストセグメント、外面リブ付き鋼管および中詰めコンクリートからなる本合成構造橋脚をモデル化したSC試験体と、比較のために、中詰めコンクリート内に鉄筋を配置したSRC試験体、全断面場所打ちのRC試験体の3体とした。各試験体は、表-1に示す使用材料の特性値に基づいて算定した終局曲げ耐力が等しくなるように計画した。

SC試験体において、スタブへの鋼管の定着は埋め込み方式とし（根入れ長：60cm）、柱下端よりセグメント高さの3.5倍の範囲には鋼管内に間詰めコンクリートを充填した。プレキャストセグメント内に配置した帯筋はRC試験体と同量（D10@75）である。

実験は、一定軸力（ $\sigma = 25 \text{ kgf/cm}^2$ ）の作用下で、降伏変位 δy の整数倍の変位振幅に対して各々3回ずつの正負繰り返し載荷を行った。軸力載荷装置は試験体柱基部付近を中心に回転するためP- Δ 効果の影響はない。

3. 実験結果

SC試験体の荷重-変位曲線を図-3に示す。SC試験体では、 $5\delta y$ から柱基部でかぶりコンクリートの剥離が進行するが耐荷力の低下はみられず、 $6\delta y$ で最大耐荷力 $P_{\max} = 24.7 \text{ tf}$ となった。さらに、 $9\delta y$ ではかぶりコンクリートの脱落により柱基部の鋼管が露出するが最大耐荷力の90%以上を保持しており、 $11\delta y$ で鋼管の座屈を確認したが降伏荷重は保持していた。

SC試験体とRC試験体の最終びわれ状況を図-4に示す。両試験体とも破壊モードは曲げによる橋脚基部のコンクリートの破壊である。SC試験体では、セグメント構造であるた

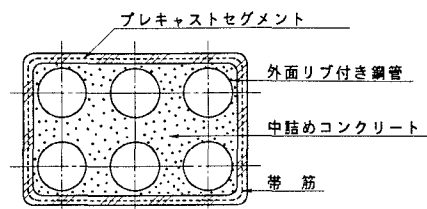


図-1 合成構造橋脚断面図

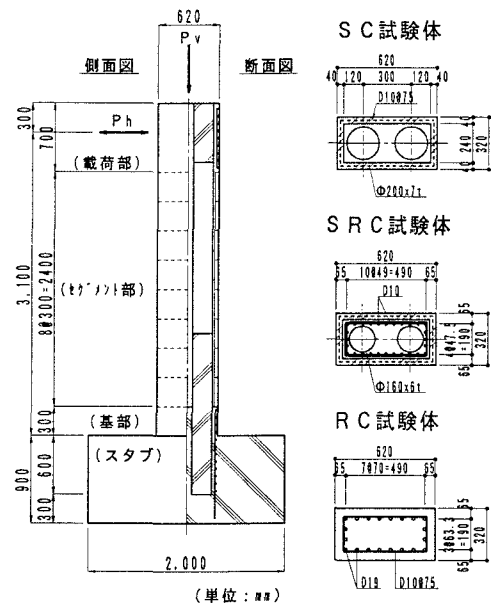


図-2 試験体の形状

表-1 使用材料

	規格	特性値
コンクリート	—	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
鋼管	STKM13A	$\sigma_{ty} = 2200 \text{ kgf/cm}^2$
鉄軸方向筋	SD295	$\sigma_{ty} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$
筋帯筋	SD345	$\sigma_{ty} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$

め、ひびわれがセグメント目地部に集中し、セグメント内のひびわれは少ない。また、ひびわれ幅は大きくないが鋼管の中心線に沿うように縦ひびわれが発生している。

各試験体について、荷重－変位曲線の包絡線を図-5に降伏時および終局時の耐力と載荷点での変位を表-2に示す。表-2および図-3に示した計算値は、使用材料の試験値を用い、鋼管を等価の鉄筋に換算しRC断面として算定したものである¹⁾。なお、変位には躯体の曲げ変形と柱基部の鋼材伸び出しに伴う躯体の回転とを考慮した²⁾。各試験体について計算値と実験値とは良く一致している。

鋼管のように面的に分布する引張鋼材を持つSC構造と断面構造の違うRC構造の耐力とを同一に論じることができないが、計算値と実験値が良く一致していることより、SC試験体はRC試験体と同等の評価ができる耐力を有しているものと言える。なお、断面構造の違いにより、引張鋼材が徐々に降伏していくSC試験体では降伏耐力から終局耐力（最大耐力）までの耐力の伸びがRC試験体より大きくなっている。

水平荷重が最大耐力の90%まで低下した時点を終局時と定義し、そのときの変位から算定した終局塑性率は、表-2に示すように、RC試験体の6.0に対してSC試験体では9.0である。また、終局時までにSC試験体が吸収した履歴エネルギーの累積値はRC試験体の2.3倍である。以上により、SC試験体が非常にじん性に富んだ構造であることがわかる。

4. まとめ

軸力作用下の水平力交番載荷実験の結果より、本合成構造橋脚柱は、

- ①通常のRC構造と比較して遜色のない水平耐力を有し、降伏時および終局時の耐力・変位は鋼管を鉄筋に換算したRC方式により推定できること、
 - ②かぶりコンクリートの剥離が進行しても急激な耐力の低下は起こらず、非常にじん性に富む構造であること、
- が確認された。

表-2 降伏時および終局時の耐力・変位

		() 内は計算値		
		SC試験体	SRC試験体	RC試験体
降伏時	耐力 P_y (tf)	14.5 (15.9)	14.3 (15.4)	15.8 (14.7)
	変位 δ_y (mm)	16.8 (18.9)	16.6 (16.7)	20.0 (20.9)
終局時	耐力 P_u (最大値) (tf)	24.7 (22.8)	23.5 (22.9)	20.5 (19.7)
	変位 δ_u (mm)	152 (83)	133 (73)	120 (77)
終局塑性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$		9.0	8.0	6.0
累積吸収エネルギー (tf・m)		67.3	49.4	29.3

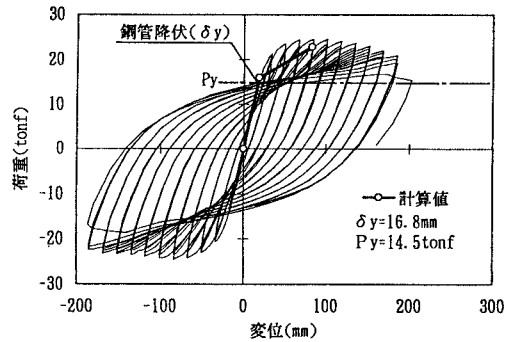


図-3 SC試験体の荷重－変位曲線

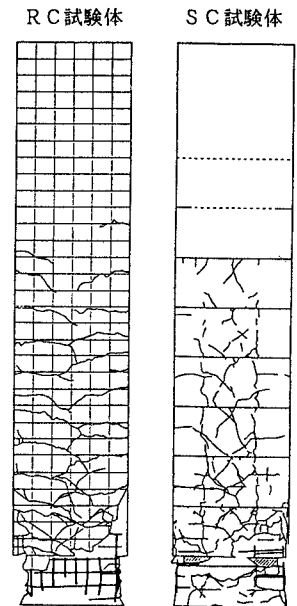


図-4 最終ひびわれ状況

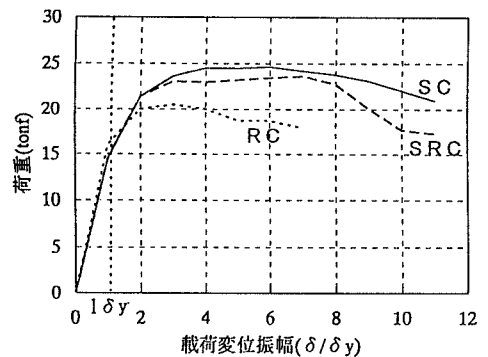


図-5 荷重－変位曲線の包絡線

- 参考文献 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.73-77，1990.2
 2) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第292号，pp.65-74，1979.12

V-435

突起付きH鋼を用いた鉄骨コンクリート梁部材のひび割れおよび変形状

前田建設工業 技術研究所 正会員 ○河野 一徳
 前田建設工業 技術研究所 正会員 篠田 佳男
 前田建設工業 技術研究所 正会員 長崎 利哉
 川崎製鉄 鋼構造研究所 正会員 大久保浩弥

1. まえがき

著者らの行った実験¹⁾において、突起付きH鋼（コンクリートとの付着性能を向上させるためにフランジの表面に突起を設けて異形化したH鋼）を用いた鉄骨コンクリート（以下、S Cと略）梁部材は、R C梁部材の場合と同様の耐荷性能を有することが確認された。しかしながら、実際にS C構造物を供用する場合には、ひび割れや変形が問題となる。ここでは、著者らの行った実験¹⁾の結果をもとに、S C梁部材のひび割れ性状や変形性能について検討を行った。また、ステンレスファイバーで補強されたP C a型枠²⁾（以下、P C a型枠と略）のひび割れ抑制効果についてもあわせて検討を行った。

2. 実験概要

試験は幅50cm、高さ80cm、長さ4.6mの梁試験体を用い、荷重は等曲げ区間、せん断スパンが各1.6m、1.1mとなるような2点荷重で行った。試験体数は、R C試験体、S C試験体、および、S C構造でP C a型枠を用いて製作したS C P試験体の3体とした。試験内容の詳細については文献¹⁾を参照されたい。

3. 実験結果

(1)ひび割れ発生状況 図-1に各試験体のひび割れ発生状況を示す。ひび割れ幅はコンタクトゲージにより測定した。同図の実線は主筋（鉄骨）が許容応力に到達した段階のひび割れを、また、点線は主筋（鉄骨）が降伏応力に到達する段階までに新たに発生したひび割れをそれぞれ示す。同図より、等曲げ区間におけるひび割れ状況を比較した場合、許容時においては、3つの試験体の間に大きな差はみられないが、降伏時においては、S C試験体のひび割れ間隔が他の2つの試験体に比べて大きめとなっていることがわかる。表-1に主な試験結果とともに各試験体の許容時、降伏時におけるひび割れ幅、ひび割れ間隔の最大値および平均値を示す。

(2)ひび割れ幅 図-2に曲げモーメントと最大ひび割れ幅の関係を示す。S C試験体とR C試験体を比較した場合、荷重モーメントが40tf・m以下の鋼材の許容応力レベルでは両者のひび割れ幅はほぼ同じとなるが、しかしながら、荷重モーメントが40tf・mを超えた付近からR C試験体のひび割れ幅の増加割合が小さくなるが、これは隣接した位置に新たに発生したひび割れの影響を受けたためと考えられる。

一方、S C P試験体のひび割れ幅は、全般的に他の試験体のひび割れ幅を下回っているが、これは引張縁に

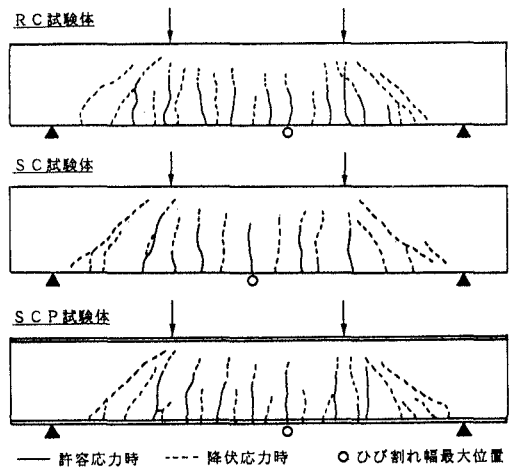


図-1 ひび割れ発生状況

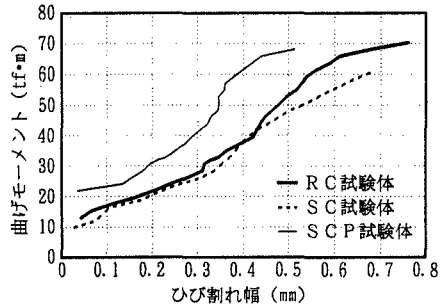


図-2 曲げモーメントと最大ひび割れ幅の関係

表－1 試験結果一覧表（ひび割れ幅およびひび割れ間隔）

試験体	構造形式	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm ²)	載荷モーメント (tf・m)				ひび割れ幅(mm)				ひび割れ間隔(cm)			
			曲げひび 割れ発生	鋼材許 容応力	鋼材降 伏応力	終局時	許容		降伏		許容		降伏	
							最大	平均	最大	平均	最大	平均	最大	平均
R C	鉄筋コンクリート	368	13.2	31.9	64.9	83.6	0.33	0.22	0.54	0.36	38.0	24.2	24.5	17.0
S C	鉄骨コンクリート	357	10.0	24.2	57.2	78.1	0.35	0.25	0.75	0.54	48.0	30.0	33.5	23.9
S C P	S C + P C a	294	22.0	31.9	63.8	80.3	0.21	0.14	0.36	0.23	27.5	19.6	23.5	16.4

配置した P C a 型枠が引張材として機能し、ひび割れ抑制効果を発揮したためと考えられる。

(3) 曲げモーメント～曲率関係 図－3 に各試験体の曲げモーメント(M)と曲率(ϕ)の関係を示す。ここで、曲率の実測値 ϕ_{real} は、引張縁側に配置した鋼材のひずみ、圧縮縁のコンクリートひずみのそれぞれの等モーメント区間における平均値 ϵ_{save} 、 ϵ_{cave} 、および、梁の圧縮縁から鋼材ひずみの計測位置までの距離 d を用いて式(1)により算定した。

$$\phi_{real} = (\epsilon_{save} - \epsilon_{cave}) / d \quad \text{式(1)}$$

また、曲率の計算値 ϕ_{cal} は、土木学会標準示方書³⁾に示された方法により算定した換算断面二次モーメント I_e 、および、コンクリートのヤング係数 E_c を用いて式(2)により算定した。

$$\phi_{cal} = M / E_c I_e \quad \text{式(2)}$$

図－3 より、いずれの試験体においても曲率 ϕ の実測値および計算値はよく一致している。このことは、S C 構造においても R C 構造の場合と同様の方法で曲げ変形の評価が可能なことを示していると考えられる。

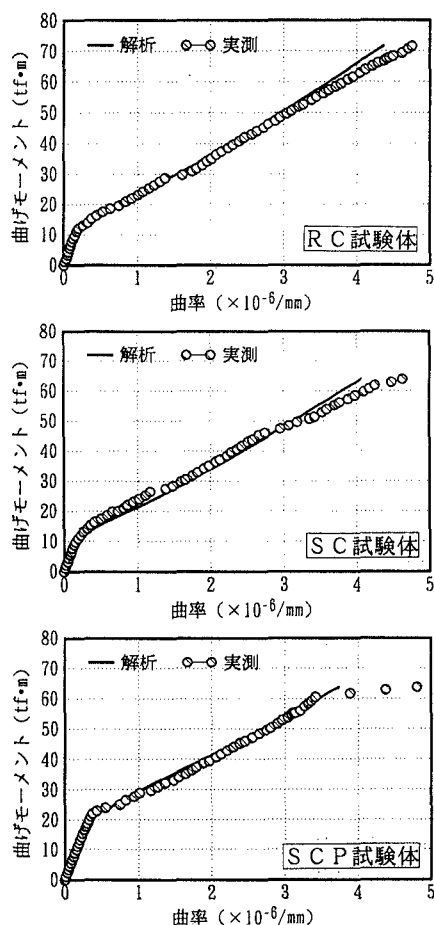
4. まとめ

本検討より得られた結果を以下に示す。

- ① 突起付き H 鋼を用いた S C 梁と R C 梁のひび割れ発生状況を比較した場合、鋼材の応力が降伏応力の半分以下程度のレベルの場合には、両者の間に大きな差は認められない。
- ② 引張縁に配置したステンレスファイバーで補強された P C a 型枠は、鋼材の降伏時までひび割れ幅の抑制効果を有する。
- ③ S C 梁部材においても、R C 梁部材の場合と同様の方法で変形性能を評価することができる。

【参考文献】

- 1) 長崎他：突起付き H 鋼を用いた S C 梁試験体の耐荷性能、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月
- 2) 今西他：S F 層状配置 P C a 型枠の基礎的性質、土木学会第49回年次講演会、p. 605-606、平成6年9月
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕平成3年版、pp. 92-93



図－3 曲げモーメントと曲率の関係