

論文 PCa 埋設型枠を有する鉄骨コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に関する実験的研究

河野一徳^{*1}・篠田佳男^{*2}・原夏生^{*3}・今西秀公^{*3}

要旨：PCa 埋設型枠を有する鉄骨コンクリート複合構造橋脚の耐震性能を把握することを目的として、中空円筒橋脚のモデル試験体を用いた正負交番水平加力試験を実施した。ここで採用した構造形式は、RC構造における軸方向鉄筋をすべて突起付きH形鋼に置き換えるとともに橋脚表面にPCa埋設型枠を配置する前例のないものである。水平加力試験の結果より、鉄骨コンクリート複合構造橋脚はRC構造橋脚と同等以上のじん性を有することが確認できた。また、本鉄骨コンクリート複合構造橋脚は鉄骨を等価な鉄筋に置き換えた鉄筋コンクリート方式で耐力や変形を評価できることも確認できた。

キーワード：PCa型枠、突起付きH形鋼、鉄骨コンクリート構造、正負交番載荷、じん性

1. はじめに

道路橋等の橋脚が高橋脚化する趨勢にある中で、高橋脚の施工の省力化や急速施工を可能とする工法に対する関心が高まっている。図-1の施工概念図に示すような橋脚をプレキャスト埋設型枠（以下、PCa型枠と略）と突起付きH形鋼などの異形鉄骨を併用した鉄骨コンクリート複合構造（以下、SC複合構造と略）として施工する方法はその有力な工法のひとつと考えられる。すなわち、橋脚をこのような構造とすれば、①PCa埋設型枠を使用することによる型枠の脱型作業の省略、②自立可能な鉄骨を主鉄筋の代替として使用することによる高所での鉄筋組立作業の省略、の2点が可能となり、現場施工の省力化や工期短縮、安全性の向上など施工上の利点が大きいと考えられる。また、鉄筋に比べて座屈しにくい鉄骨を使用することから、橋脚をじん性に富んだ構造にできるという構造性能上の利点も期待できる。

SC複合構造梁部材の耐荷性能、変形性状、およびひび割れ性状については、著者らの研究[1,2]により既に確認している。本研究は、SC複合構造橋脚の耐震性能を確認することを目的として実施した橋脚の縮尺モデルに対する正負交番水平加力試験の内容について述べたものである。なお、本工法においては、PCa埋設型枠としてセメント系モルタルにステンレスファイバーを混入させたもの[3]を、鉄骨としてH形鋼のフランジに横節形の突起を設けた突起付きH形鋼を、それぞれ用いることを基本としている。

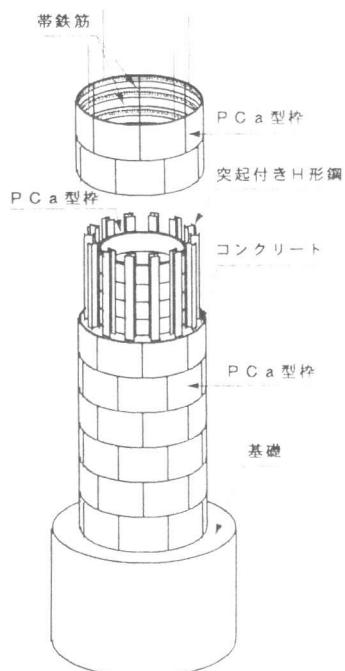


図-1 SC複合構造橋脚の施工概念図

*1 前田建設工業(株)技術本部技術研究所土木構造研究室主任研究員、工修（正会員）

*2 前田建設工業(株)技術本部技術研究所土木構造研究室副室長（正会員）

*3 前田建設工業(株)技術本部技術研究所土木構造研究室、工修（正会員）

2. 実験概要

2. 1 試験体

図-2に試験体の形状寸法および鋼材の配置を示す。試験体の脚柱部は外径90cm、内径30cmの中空円筒形とした。試験体数は鉄筋コンクリート構造のRC試験体とSC複合構造のSC試験体の2体とした。表-1に試験体の仕様を、また、表-2、表-3、表-4にコンクリートの配合、コンクリートおよび基材モルタルの材料試験結果、鋼材の機械的性質をそれぞれ示す。

試験体の鋼材量は、軸方向鋼材についてはRC、SC両試験体の終局耐力がほぼ同じとなるようにして定めた。すなわち、SC試験体の鋼材量は実際の鋼材比にH形鋼と鉄筋の降伏強度の比($=321/400 \approx 0.8$)を乗じた値がRC試験体の場合とほぼ等しくなるように設定した。また、帶鉄筋量はRC、SC両試験体とも同一とした。ところで、SC複合構造橋脚の場合は帶鉄筋を鉄骨に緊結することが難しいことから、帶鉄筋をPCA型枠に沿わせて配置することとしている。このことを考慮し、SC試験体については帶鉄筋をPCA型枠の内側に取り付けたボルトに結束して組み立てることとした。すなわち、帶鉄筋は鋼材から離して配置することとした。

SC試験体は、直徑90cm、厚さ4cm、高さ87cmの薄肉円筒形のPCA型枠を3段積み重ねて製作した。このPCA型枠は水セメント比30%の基材モルタルにステンレスファイバー(以下、SFと略)を体積比で2.5%混入させたもので、コンクリートの打設面に目荒らし処理を施してある。基材モルタルの圧縮強度、曲げ強度はそれぞれ59.7MPa、8.82MPaであった。また、H形鋼はH

表-1 試験体の仕様

試験体	構造形式	主方向の鋼材(材質)	主鋼材比*	帶鉄筋比
RC試験体	鉄筋コンクリート構造	D22×20, D16×6 (SD345)	1.65%	0.36%
SC試験体	鉄骨コンクリート複合構造	H-100×100×6×8(SS400)	1.67% (2.09%)	0.36%

* SC試験体については鋼材の降伏強度の差を考慮して算定、()内は実際の鋼材比を示す

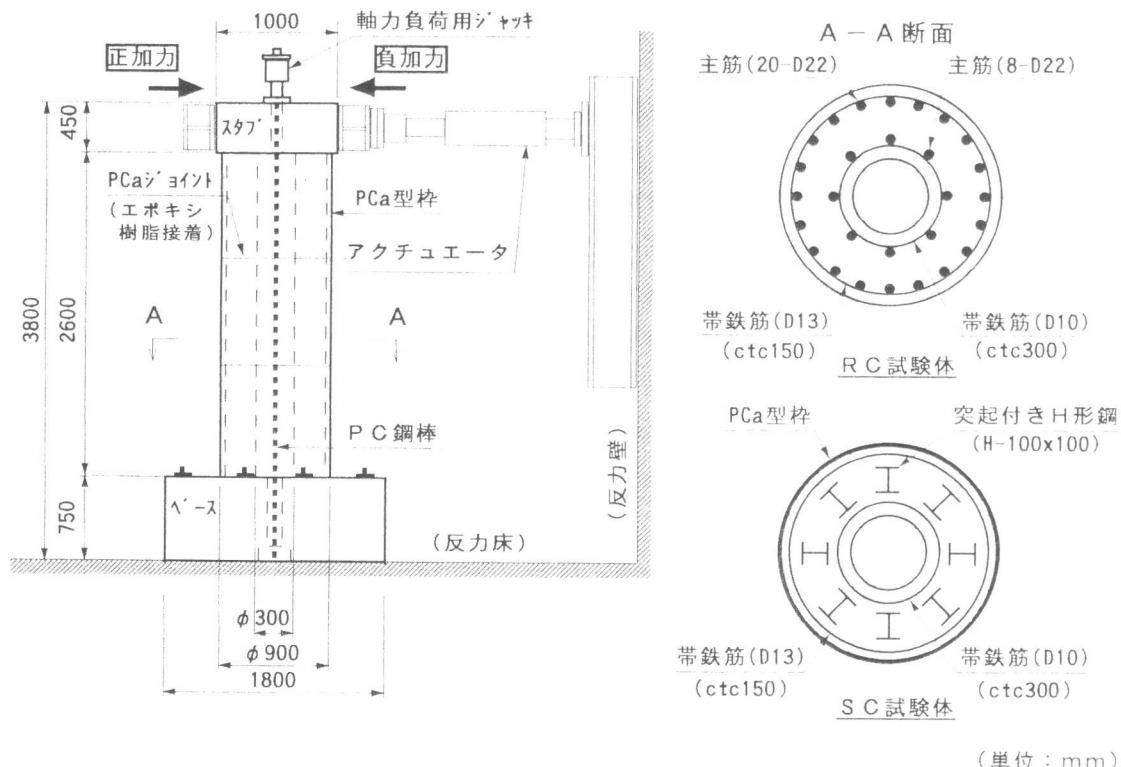


図-2 試験体の形状寸法および載荷方法

表-2 コンクリートの配合表

呼び 強度 (MPa)	セメント 種類	スラブ [°] の範囲 (cm)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨 材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (AE減水剤)
24	早強	12±2.5	20	4±0.5	57.5	46.8	168	293	852	981	3.23

表-3 コンクリートの

材料試験結果

試験体	強度		弾性係数 (×10 ⁴)
	圧縮	引張	
R C	32.6	2.14	2.54
S C	36.2	2.73	2.28
PCa	59.7	8.82	曲げ強度

単位: MPa, PCaは基材モルタル強度

100×100×6×8のフランジ面（外側）に2cm間隔で高さ2.5mmの横筋形の突起を設けた突起付きH形鋼を使用した。図-3に突起付きH形鋼の形状寸法を示す。このH形鋼の耐力算定に用いる断面積は、全断面積から横筋部分を控除した14.8cm²とした。

2.2 試験方法

試験体の載荷は、図-2に示すように、試験体の上部に設けたスタブをアクチュエータにより押し引きする静的な正負交番載荷方式で行った。

図-4に載荷工程を示す。載荷は、まず、ひび割れ発生段階、および主鋼材が許容応力度[4]（鉄筋:1800kgf/cm² 鉄骨:1400kgf/cm²）に達した段階において各1サイクルの載荷を荷重制御で行った。次に、主鋼材が降伏した段階の変位（降伏変位： δ_y ）を基準とし、 δ_y の整数倍の変位（ $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, \dots$ ）において各3サイクルずつの載荷を変位制御で行った。試験は、最大荷重が降伏荷重を下回るか、あるいは試験体の変位がアクチュエータのストロークの限界に達した段階で終了することとした。なお、試験体には油圧ジャッキを用いて50tf（面圧0.86MPa）の軸力を負荷した。計測は試験体の変位、および鋼材（主筋、H形鋼、帶鉄筋）のひずみについて行った。

3. 実験結果および考察

3.1 試験体の破壊状況

表-5に主な試験結果を示す。また、図-5に載荷荷重と載荷点における水平変位の関係を、図-6に荷重-変位関係の包絡線をそれぞれ示す。なお、表-5においては終局時の荷重として載荷中に記録された最大荷重を示した。

R C試験体は、 $2\delta_y$ の正負それぞれの載荷サイクルで斜めひび割れが発生した。各サイクルのピーク荷重は載荷のサイクルを重ねるにしたがい徐々に増加していき、 $6\delta_y$ で最大（54.5tf）となった。この $6\delta_y$ の載荷サイクルにおいて正載荷・負載荷いずれの場合も圧縮縁のコンクリート

表-4 鋼材の機械的性質（材料試験結果による）

鋼材 種別	呼び径 サイズ	材質	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (×10 ⁵ MPa)	使用部位
異形 棒鋼	D22	SD345	400	626	1.97	RC主筋(外)
	D16	"	390	620	1.93	"(内)
	D13	"	397	574	1.92	帶鉄筋(外)
	D10	"	395	530	1.94	"(内)
	H-100	SS400	321	451	2.04	SC主鋼材

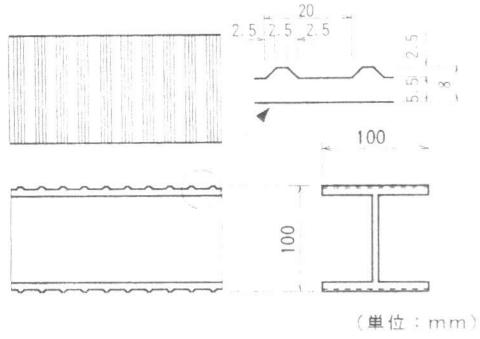


図-3 突起付きH形鋼の形状寸法

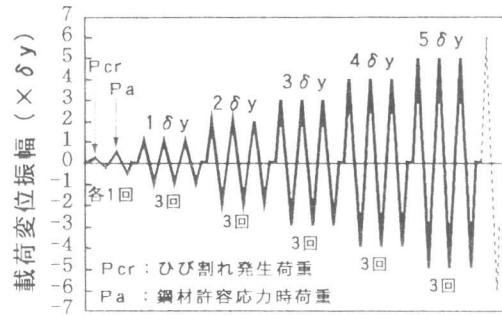


図-4 載荷パターン

表-5 主な試験結果

項目	試験体	R C 試験体			S C 試験体		
		実験値	計算値	実験/計算	実験値	計算値	実験/計算
荷重 (tf)	曲げひび割れ発生	7.1	6.1	1.16	6.1	7.0	0.87
	鋼材許容応力時	21.8	18.4	1.18	17.6	18.1	0.97
	鋼材降伏応力時 (P_y)	41.2	34.5	1.19	45.9	35.9	1.28
	終局時 (P_u)	54.5	49.6	1.10	61.1	50.1	1.22
変位 (mm)	鋼材許容応力時	5.0	5.4	0.92	3.1	4.8	0.65
	鋼材降伏応力時 (δ_y)	15.9	11.9	1.34	15.8	12.7	1.21
	終局時 (δ_u)	112.1	-	-	112.2	-	-
	じん性率 (= δ_u / δ_y)	112.1 / 15.9 = 7.0	-	-	142.2 / 15.8 = 9.0	-	-

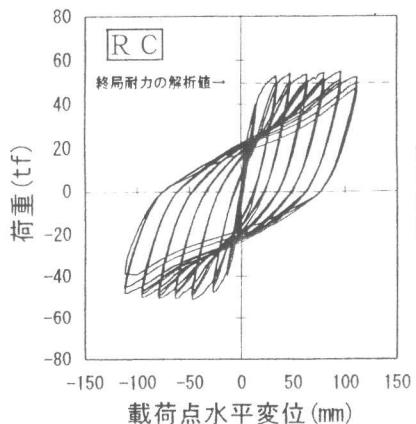


図-5 荷重-変位関係

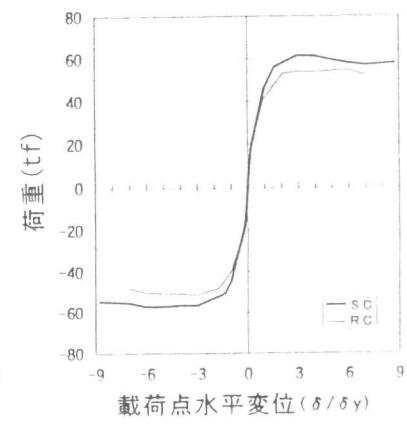
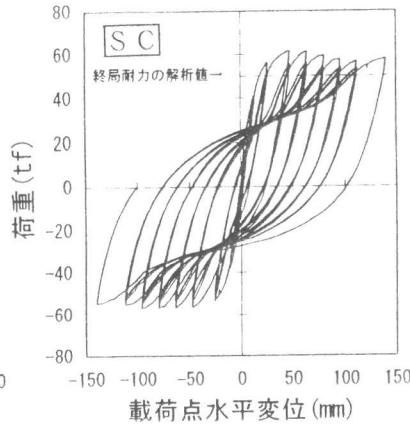


図-6 荷重-変位関係の包絡線

が剥離し主鉄筋が座屈する現象が見られた。そして、 $7\delta_y$ の載荷サイクルにおいて基部のコンクリートが完全に剥落し、繰り返し載荷における耐力の低下が明確となったため載荷を終了した。

一方、S C 試験体は、斜めひび割れの発生時期はR C 試験体の場合と同様に $2\delta_y$ の載荷サイクル時であった。ただし、S C 試験体の場合はR C 試験体の場合と異なり $3\delta_y$ の載荷サイクルにおいてP C a型枠表面に縦方向の割裂ひび割れが発生した。さらに、S C 試験体の場合は、 $3\delta_y$ の載荷サイクルにおいて耐力が最大(61.1tf)となった後、載荷のサイクルを重ねるにつれて耐力は緩やかに低下していった。しかしながら、S C 試験体は、アクチュエータのストロークが限界(150mm)に近づいた $9\delta_y$ の載荷サイクルにおいても耐力が明確に低下する兆候は見られず、R C 試験体に比べてじん性に富んだ挙動を示した。また、P C a型枠の基部付近には、 $9\delta_y$ の載荷サイクル終了時においても耐力低下の要因となるような剥離や剥落はほとんど見られなかった。

図-6に荷重-変位関係の包絡線を示す。同図より、S C 試験体の方がR C 試験体よりも荷重が高めとなっているものの、両者はほぼ同じような挙動を示すことがわかる。

3. 2 ひび割れ性状

図-7にひび割れ発生状況を試験体を側面から見た場合の展開図として示す。R C、S C両試験体のひび割れを比較した場合、R C 試験体の場合は斜めひび割れが多く発生していることがわかる。また、載荷点下の基部付近に終局時に生じたコンクリートの剥落箇所(ハッチング部分)が見られる。一方、S C 試験体の場合は斜めひび割れは少なく、縦方向のひび割れ(割裂ひび割れ)が多く見られる。この原因としては、S C 試験体の場合はP C a型枠としてS Fを混入させた引張強度の大きいものを用いているため、P C a型枠自体が帶鉄筋と同じようなコアコンクリートに対する拘束効果を有しているためと考えられる。ところで、図-1に示したように、実橋

脚においては、P C a型枠を縦方向に分割して組み立てる場合も考えられる。この場合についても、隣接するP C a型枠同士がフープ方向の引張力を伝達できるような構造にすれば、P C a型枠は全体としてコアコンクリートの変形を拘束するような挙動を示すことが期待できる。

3. 3 ひずみ分布

図-8に、各試験体の正載荷時（奇数時載荷サイクル）における引張縁の主鋼材ひずみの高さ方向分布を示す。同図より、R C試験体のみならず、S C試験体においてもひずみ分布はひずみが降伏値を超過した部位を除き、ほぼ直線状となっていることがわかる。このことは、S C試験体の突起付きH形鋼とコンクリートの付着は終局時まで確保されていたことを示していると考えられる。

3. 4 耐力および変形

表-5に各試験体の荷重および変位の計算値を示す。荷重の計算値は、土木学会標準示方書[5]に示された方法にしたがって算定した。ここで、材料係数などの諸係数はすべて1.0とした。また、変位はひずみの計算値から得られた曲率分布をもとに算定した。ここで算定した変位は、鋼材の抜け出しによる基部の回転変位を含んだものである。鋼材の抜け出し量は、文献[6]の鉄筋ひずみ～すべり関係式にもとづいて算定した。なお、S C試験体に対する計算は、H形鋼と同じ断面積を有する鉄筋をH形鋼の重心位置に配置したと仮定したR C方式で行った。表-5より降伏時と終局時の荷重を比較した場合、R C、

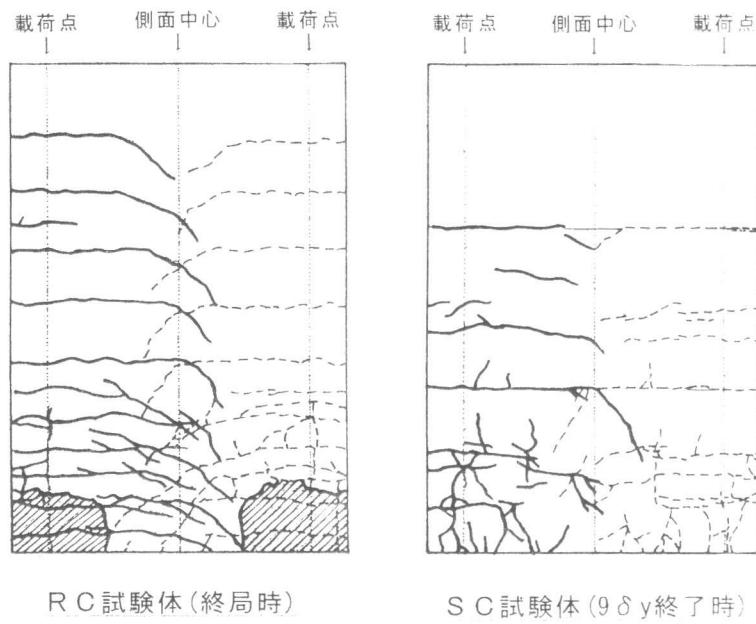


図-7 ひび割れ図（試験体を側面から見た展開図）

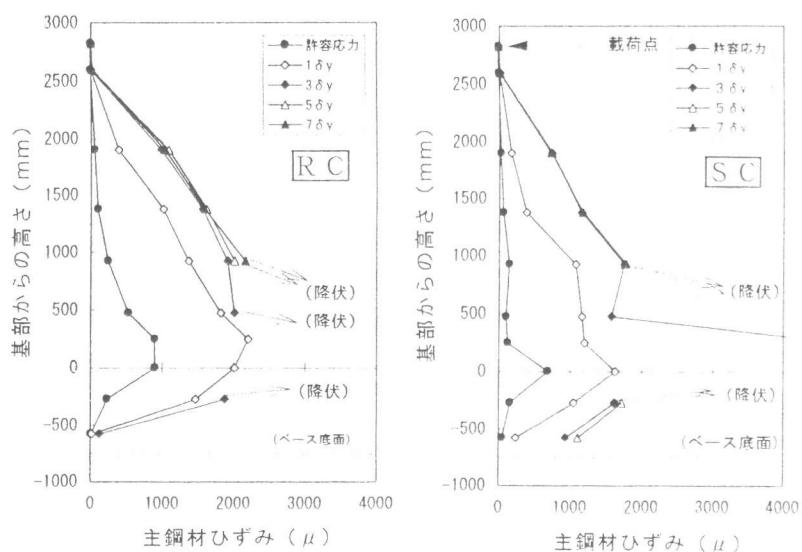


図-8 主鋼材ひずみの高さ方向分布

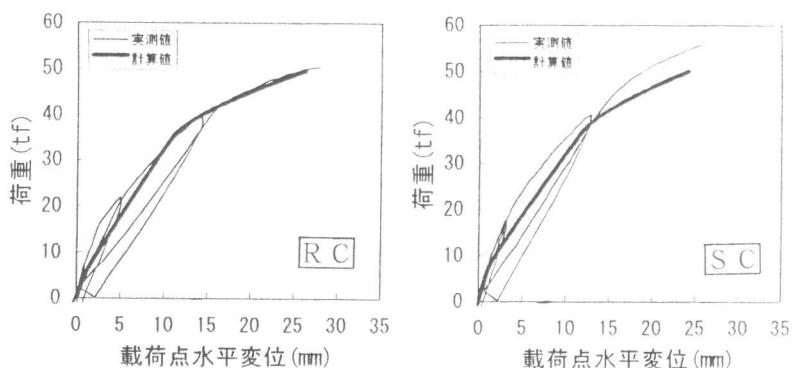


図-9 載荷サイクル初期における荷重～変位関係

S C いずれの試験体の場合も実験値が計算値を上回っている。とくに、S C 試験体の場合はその比率がR C に比べてさらに10%程度大きくなっている。この原因として、P C a 型枠の剛性や拘束効果、H形鋼の剛性の寄与などが考えられるが、この点については今後の検討が必要である。

図-9に初期の載荷サイクル（ $2\delta_y$ 載荷サイクルのピーク付近まで）における荷重-変位関係の実験値と計算値の比較を示す。図-9より、R C 試験体の場合は実験値と計算値はよく一致していることがわかる。また、S C 試験体の場合もやや小さめの評価となるものの、実験値と計算値は比較的よく一致している。以上より、S C 複合構造橋脚においても、R C 方式で耐力や変形を評価しても実用上は問題ないものと考えられる。

3. 5 帯鉄筋のひずみ

前述したように、S C 複合構造橋脚においては帶鉄筋を主鋼材から離して配置することとしている。図-10にS C 試験体の帶鉄筋のひずみ履歴を示す。同図より、帶鉄筋には $5\delta_y$ 載荷サイクル以降大ひずみが生じていることが認められる。このことは、帶鉄筋がコアコンクリートの拘束効果を有しており、また、帶鉄筋量を増大させれば、さらにねばり強さを増加させることができることを示していると考えられる。以上より、帶鉄筋と主鋼材の間に離れがあっても帶鉄筋の拘束効果は十分期待できることが確認できた。

4.まとめ

本研究より、突起付きH形鋼とP C a 埋設型枠を併用したS C 複合構造中空円筒橋脚の構造性能について、以下のような知見が得られた。

- ①モデル実験の範囲内ではあるが、S C 複合構造橋脚はR C 構造橋脚を上回るじん性を有する。
- ②S C 複合構造橋脚は、鉄骨を等価な鉄筋に置き換えたR C 方式で耐力や変形を評価することが可能である。
- ③帶鉄筋を鋼材から離して配置しても帶鉄筋は十分な拘束効果を有する。

謝辞：本研究を実施するにあたり、山梨大学工学部檜貝勇教授よりご指導を頂きました。ここに、深く感謝の意を表します。また、本研究は川崎製鉄株式会社と共同で実施したものであることを付記し、併せて謝意を表します。

参考文献

- [1]河野一徳ほか：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性状、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第5部、pp. 870-871、1995.9
- [2]長崎利哉ほか：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回年次学術講演会講演概要集第5部、pp. 872-873、1995.9
- [3]今西秀公ほか：S F 層状配置P C a 型枠の基礎的性質、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第5部、pp. 604-605、1994.9
- [4]日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、1990.2
- [5]土木学会：コンクリート標準示方書【平成3年版】設計編、1991.
- [6]三島徹也ほか：正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひび割れ面の局所挙動、土木学会論文集No. 442/V-16、pp. 161-170、1992.2

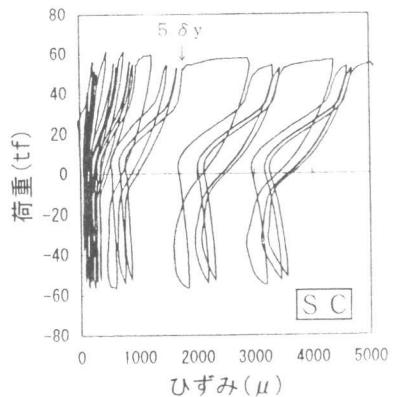


図-10 帯鉄筋のひずみ
(S C 試験体)