

## 論 文

## [2163] 繰り返し曲げを受ける合成鋼管柱の変形性能に関する実験的研究

吉田 佳<sup>\*1</sup>・石橋 忠良<sup>\*2</sup>・梅田 孝夫<sup>\*3</sup>・工藤 伸司<sup>\*4</sup>

## 1. はじめに

钢管柱にコンクリートを充填した構造（以下、合成钢管柱という）についての研究報告は今までに数多く発表されている。この合成钢管柱は、引張に対してじん性に富んだ鋼材と、圧縮に対して有利なコンクリートを一体とした構造であり、単なる钢管とコンクリートの累加強度より大きい耐荷力およびじん性が得られ、また耐震上も優れた構造物であると考えられる。そのため柱断面の縮小化が図られ、スペースの有効活用が可能となるほか、防錆上にも有利な構造形式であり、今後、橋脚に合成钢管柱が採用されるケースが増すと思われる。しかし、合成钢管柱の設計にあたって未解決な点があるというのが現状である。そこで、今回柱とフーチングの接合部に着目して、水平力のみを受ける実験（実験Ⅰ）、水平力および軸力を受ける実験（実験Ⅱ）を行った。本文は、その接合方法として埋め込み方式、RC方式、重ね継手方式、アンカーフレーム方式、鉄筋溶接方式（図-1参照）について、実験によって得られた各供試体の耐荷力や変形性能の特徴等を報告するものである。

## 2. 実験計画

## 2. 1 供試体の形状・寸法

実験Ⅰ、Ⅱの供試体とも断面寸法は、実際に使用予定の合成钢管柱（钢管外径約1000mm、板厚約15mm）断面寸法の約1/3の縮尺率にできるだけ近づけるように決定した。各供試体の形状・寸法を図-1に、また断面寸法・強度等を表-1に示す。供試体A-1, A-2は、フーチング内に钢管を直接埋め込んだものでその埋め込み深さは钢管外径の約1.5倍とした〔1〕。

B-1, B-2はフーチン

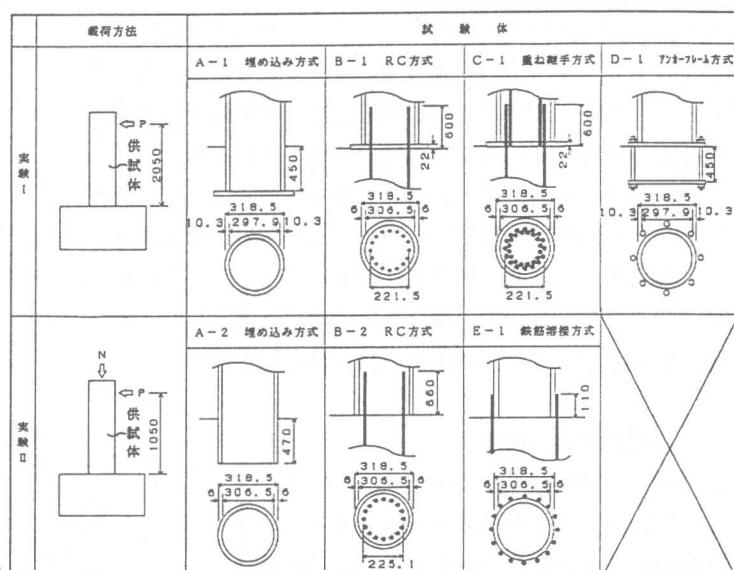


図-1 供試体の形状・寸法

\*1 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室 (正会員)

\*2 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室長 (正会員)

\*3 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室

\*4 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室

グ内から鉄筋を立ち上げ、鋼管内コンクリートに定着しているので、定着長は鉄筋径の約30倍とした[2]。C-1はB-1, B-2同様の定着鉄筋に同径の鉄筋を重ね継手したものである。D-1は鋼管柱ベースプレートとフーチング内

表-1 断面寸法・強度等

	外径 D (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A (cm <sup>2</sup> ) *	断面2次モーメント I (cm <sup>4</sup> ) *	鋼材種別		コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鉄筋および アンカーボルト
					鋼管	鉄筋 or アンカーポット		
実験 I	A-1	318.5	10.3	1174.6	109786	STK400	—	400
	B-1	318.5	6.0	1042.5	86479	STK400	SD345	400
	C-1	318.5	6.0	1042.5	86479	STK400	SD345	400
	D-1	318.5	10.3	1174.6	109786	STK400	SS400	400
実験 II	A-2	318.5	6.0	1085.0	93673	STK400	—	270
	B-2	318.5	6.0	1085.0	93673	STK400	SD345	270
	E-1	318.5	6.0	1085.0	93673	STK400	SD345	270

\*は、鋼とコンクリートのヤング係数比  $E_s/E_c$  を  $n=6.0$  (実験 I)、 $n=7.0$  (実験 II) として計算したものである。

アンカーフレームをアンカーボルトで定着したものである。E-1は鋼管の外側に鉄筋を溶接し、それをフーチング内に定着させたものである。なお、実験 I の供試体には鋼管柱下部に局部的な支圧の影響のないように外径500mm、板厚22mmのベースプレートを付けた。また、ひずみ測定のため接合部付近で応力が最大となることを予想して全供試体接合部を中心とした鋼管部に2方向ひずみゲージ、鉄筋部に1方向ひずみゲージをそれぞれ約100～300mmの間隔で貼付した。

## 2. 2 載荷方法

実験 I、IIの載荷状況を図-2に示す。供試体の両側面を反力治具によって固定し、またフーチングを鉛直方向にPC鋼棒で定着し、供試体の荷重載荷によるズレを防止した。荷重は一定(約0.5tf)ピッチで載荷していくいき鋼管または鉄筋の降伏点到達時の変位量(降伏変位)を  $\pm \delta_y$  とし、以降その2倍、3倍、4倍...と、各変位毎に3サイクルずつ交番載荷し、終局状態まで載荷を行った。この時の降伏条件としては、鋼管または鉄筋に貼付したひずみゲージのいずれかが1700マイクロに達した時の変位を降伏変位と仮定した。また軸力は実験 I では0tf、実験 II では40tfとした。

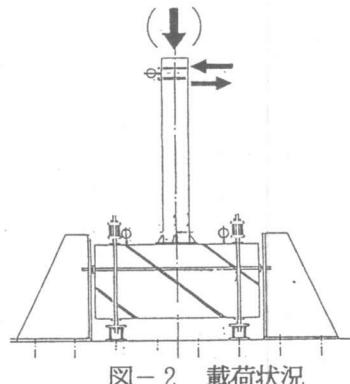


図-2 載荷状況

## 3. 使用材料の性質

使用材料の試験結果を表-2に示す。この表での鋼材試験は、供試体A-1, A-2の場合には鋼管にコンクリートを充填しただけの構造なので、鋼管の引張試験を行った。それ以外は鋼管内に鉄筋を配置し、コンクリートを充填しているのでこれらの供試体は、鋼管についてはA-1と同じに仮定し、鉄筋の引張試験のみを行った。また、コンクリート設計基準強度を実験 I の場合  $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$  、

表-2 使用材料試験結果

		鋼材		コンクリート
		降伏強度 $\sigma_{sy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_{su}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
実験 I	A-1	3940	5400	477
	B-1	3792	5893	449
	C-1	3865	6147	410
	D-1	3260	4967	495
実験 II	A-2	3940	5400	361
	B-2	4056	6071	430
	E-1			399

実験Ⅱの場合  $\sigma_{ck}=270 \text{kgf/cm}^2$  としており、その実強度は表-2に示すとおりである。

#### 4. 耐力の計算

実験Ⅰ、実験Ⅱの供試体とも、柱断面における力のつり合い及び平面保持の法則が成り立つものとし、次の仮定によって耐力を計算した。[3]

- (1) 緩ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- (2) コンクリートの引張応力は、これを無視するものとする。
- (3) コンクリートの圧縮応力度-ひずみ曲線は、図-3(1)に示すように2次放物線と直線からなるものとし、破壊時におけるコンクリートの圧縮ひずみは0.0035とする。
- (4) 鉄筋の応力度-ひずみ曲線は、図-3(2)に示すものとする。
- (5) 鋼管をフーチングの中に埋め込まない供試体(A-1, A-2以外)については、鋼管の板厚( $t$ )をヤング係数比によってコンクリート断面に換算し、鉄筋コンクリート断面として計算する。
- (6) 鋼管をフーチングの中に埋め込んだ供試体(A-1, A-2)については、鋼管を鉄筋と考えて、鉄筋コンクリート断面として計算する。

耐力の計算は、「表-2 使用材料試験結果」の鋼材の引張強度  $\sigma_{su}$  及びコンクリートの圧縮強度  $\sigma_{cu}$  を用いて計算した。

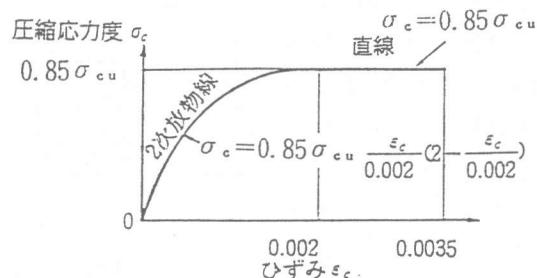
以上の算出法により求めた計算耐力  $M_{ap}$  の計算結果を、実験値とともに表-3に示す。

#### 5. 実験結果および考察

実験Ⅰ、実験Ⅱにより得られた結果を項目別に以下に報告する。

##### 5. 1 破壊性状

各供試体のひびわれ状況を図-4に示す。ほとんどの供試体の初期ひびわれは鋼材が降伏点に達する前にフーチング側面に発生したが、D-1だけは例外で降伏後ベースプレート周面に円形状の初期ひびわれが発生した。A-1, A-2のひびわれ状態および破壊性状は非常に類似して

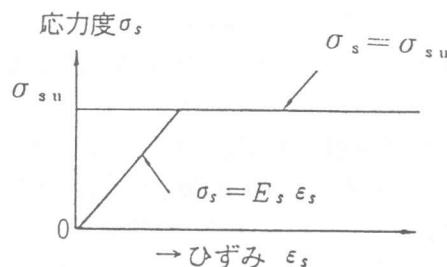


$\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度( $\text{kg/cm}^2$ )

$\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ

$\sigma_{cu}$  : コンクリートの圧縮強度( $\text{kg/cm}^2$ )

##### (1) コンクリートの圧縮応力度-ひずみ曲線



$\sigma_s$  : 鉄筋の応力度( $\text{kg/cm}^2$ )

$\epsilon_s$  : 鉄筋のひずみ

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数( $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ )

$\sigma_{su}$  : 鉄筋の引張強度( $\text{kg/cm}^2$ )

##### (2) 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

図-3

おり、接合部よりフーチング側面に向かってひびわれが進展した。その後、接合部のやや上部で鋼管に局部座屈が生じ、最終的にはその座屈による膨らみ部にき裂が発生し、耐力が低下した。B-1はベースプレートの周面のフーチング上面に放射線状のひびわれが生じ、フーチング側面まで進展

した。最後は鋼管柱内の鉄筋が破断し、破壊に至った。C-1はB-1と同じようなひびわれ状態であるが、変位が $10\delta_y$ 時に鋼管の座屈が発生し、破壊は鋼管内の鉄筋の破断であった。一方、B-2、E-1は鋼管の外側を囲むような円形状のひびわれがフーチング上面に発展し、その表面のコンクリートが先に剥離してしまい、鋼管や鋼管内の鉄筋の破壊には至らなかった。剥離したフーチング上面のコンクリート深さは、最大で約15cmであった。またD-1はアンカーボルトの変形が生じ、さらにフーチング側面一帯に微細なひびわれが発生した。最後はアンカーボルトの変形が進展し、耐力が低下した。

## 5. 2 鉄筋抜け出し量 (B-1, C-1)

水平荷重載荷により軸方向鉄筋に引張力が作用すると、軸方向鉄筋がフーチング部から抜け出す現象を生じる[4]。軸方向鉄筋がフーチングから抜け出す量は、鉄筋先端は移動しないと考えるとフーチング内軸方向鉄筋ひずみの積分値と考えられる。フーチング内軸方向鉄筋応力度は図-5に示した応力度分布か

ら明らかなように、鉄筋とコンクリートの付着力によりフーチング内部へ入るに従って減少し、鉄筋先端ではほぼ0となる。よって供試体B-1、C-1におけるおのおのの鉄筋ひずみ分布を求め、これを積分することにより抜け出し量を算定した。その鉄筋抜け出し量の計算結果を図-6に示す。なお、ここで示す抜け出し量は鉄筋の降伏時までとした。この図よりB-1(RC方式)とC-1(重ね継手方式)におけるフーチング内軸方向鉄筋の抜け出し量はほぼ同じであった。

また、参考文献[4]では、鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の降伏時の抜け出し量

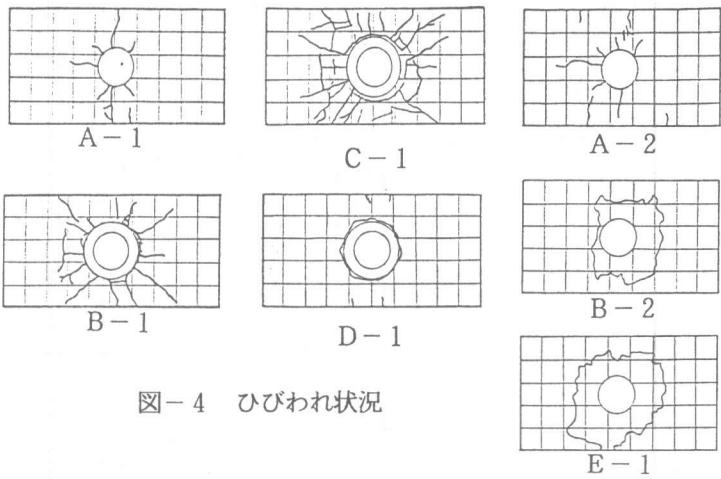


図-4 ひびわれ状況

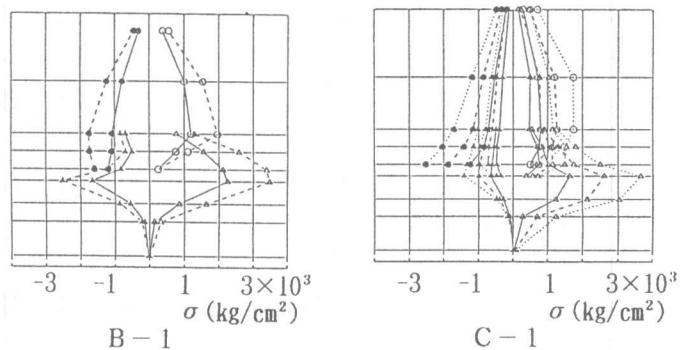


図-5 応力度分布

について、鉄筋中心間隔Dと鉄筋径 $\phi$ の比 $D/\phi$ の関係から以下のように提案している。

$$\Delta ly = 0.070 - 0.0054 (D/\phi) + 0.00017 (D/\phi)^2 \quad (3)$$

ここで  $\Delta ly$  : 降伏時の軸方向鉄筋抜け出し量 (cm)

この抜け出し量の計算値も図-6に示した。計算値と比較すると、鋼管で巻かれたB-1, C-1の抜け出し量は僅かに計算値を下回っている。その比率は、計算値を1とすると、B-1, C-1ともに約0.92であった。また、降伏以後の軸方向鉄筋ひずみデータより、接合部付近でB-1, C-1ともに変位が $2\delta_y$ 時で2千マイクロ以上、 $3\sim 4\delta_y$ 時で約2万マイクロに達した後は、ほぼ変化がないことがわかる。さらに、フーチング内の鉄筋ひずみの測定結果についても、 $3\delta_y$ 以降ほぼ変化がなかった。これより、 $3\delta_y$ 以降終局までの抜け出し量はほぼ同じと考えられる。

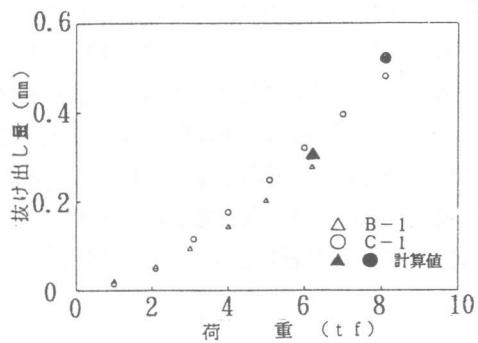


図-6 荷重と鉄筋抜け出し量の関係

### 5.3 耐力およびじん性率

全供試体それぞれの荷重-変位曲線を図-7に示す。A-1, A-2の埋め込み方式では共に鋼管による局部座屈の発生後、徐々に荷重が低下しており、さらに変位が $10\delta_y$ 時でどちらも鋼

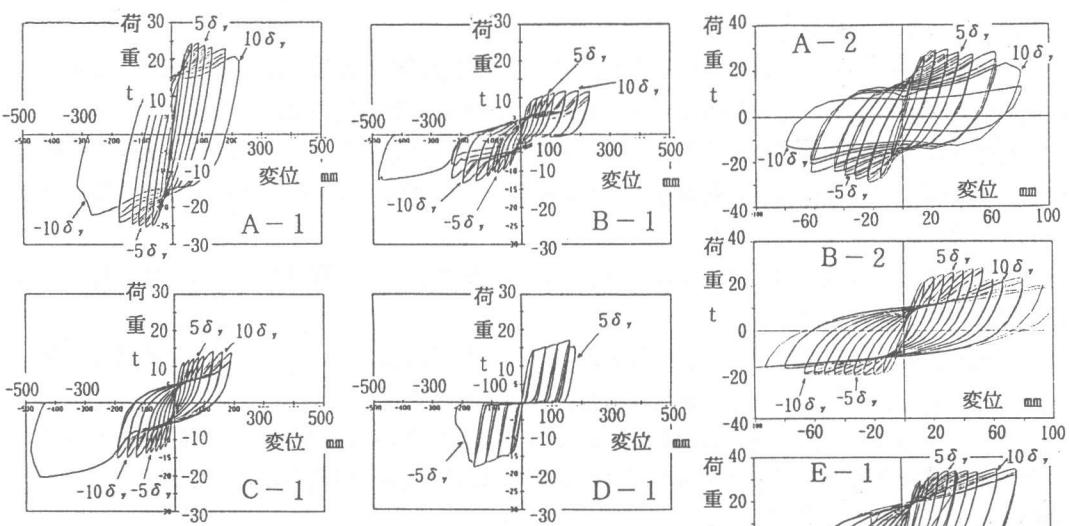


図-7 荷重-変位曲線

管座屈部に水平にき裂が発生し、さらに急激な荷重低下がみられた。またB-1, C-1については緩やかな包絡線を描いて

おり、急激な荷重低下はなかったが、B-2では変位が $9\delta_y$ 時に急激な荷重低下がみられた。これはフーチングと柱との接合部分のコンクリート剥離の影響と考えられる。一方、E-1の場合、変位が $12\delta_y$ でまだ荷重が上昇しているのがわかる。その要因として、溶接によって鋼管と鉄筋が一体化しているため、鋼管から鉄筋への応力の伝達がスムーズであること、さらに、応力が最大となる接合部付近が、溶接によって鋼管と鉄筋が協同で抵抗することが考えられる。D-1は、 $5\delta_y$ 時で荷重が急激に低下しているが、D-1の応力分布はフーチング内のアンカーボルト部の引張側ひずみが非常に大きくなっていること、付着力の低下が影響していると考えられる。また、計算耐力と実験値の比較およびじん性率を表-3に示す。なおじん性率( $\mu$ )は、降伏変位( $\delta_y$ )に対する終局変位( $\delta_u$ )の比( $\mu = \delta_u / \delta_y$ )によって求めた。ここで終局変位とは、荷重-変位曲線において、耐力が降伏荷重を下回らない最大変位とした。これらの結果より明らかのように、じん性率はD-1を除くと10以上を確保している。また、計算耐力( $M_{u_p}$ )に対する実験値( $M_{u_e}$ )は、約0.93~1.27の範囲となった。

表-3 耐力・じん性率

		耐力 $M_u$ (t・m)			じん性率 $\mu$
		計算耐力 $M_{u_p}$ (t・m)	実験値 $M_{u_e}$ (t・m)	強度比 $M_{u_e} / M_{u_p}$	
実験 I	A-1	54.69	52.28	0.956	10.0
	B-1	23.08	24.40	1.057	12.0以上
	C-1	23.12	29.32	1.268	12.0以上
	D-1	35.32	37.31	1.056	4.5
実験 II	A-2	34.62	32.05	0.926	10.0
	B-2	29.44	31.59	1.073	12.0
	E-1	42.66	39.58	0.928	12.0以上

## 6.まとめ

合成鋼管柱の接合方法の違いによる変形性能および破壊性状の特徴等を調べるために、埋め込み方式(A-1, A-2)、RC方式(B-1, B-2)、重ね継手方式(C-1)、アンカーフレーム方式(D-1)、鉄筋溶接方式(E-1)による7供試体の交番載荷試験を行った。本実験により以下のことが得られた。

- (1) 埋め込み方式は繰り返し載荷により、鋼管に局部座屈が生じて耐力が低下し、さらにき裂の発生とともに終局状態となった。
- (2) 充填コンクリート内に軸方向鉄筋を配置した合成鋼管柱の実験による鉄筋抜け出し量は、降伏時同鉄筋断面における鉄筋コンクリート柱の抜け出し量計算値のほぼ9割程度であった。
- (3) 降伏後の軸方向鉄筋ひずみデータより、降伏変位の3倍( $3\delta_y$ )以降フーチング内鉄筋の各位置でのひずみ値はほぼ変化がなく、 $3\delta_y$ 以降終局時までのそれぞれの抜け出し量はほぼ同じと考えられる。
- (4) 降伏変位の定義を本文のようにすると、じん性率は、D-1以外は10以上であり、十分な変形性能を有していた。
- (5) 各供試体おのおのについて、計算耐力( $M_{u_p}$ )と実験値( $M_{u_e}$ )より求めた強度比( $M_{u_e} / M_{u_p}$ )は約0.93~1.27であり、耐力算出法は妥当と思われる。

〔謝辞〕最後に本実験を行うに際し、多大なご協力を戴いた日本鋼弦コンクリート(株)および東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所亀戸試験室の関係各位に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道(株)：鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針、pp105-108、1988.2
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編、pp110-113、1987
- 3) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説(鉄筋コンクリート構造物)、昭和62年4月
- 4) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文