JR 東日本	東京工事事務所	正会員	伊藤	隼人
JR 東日本	東京工事事務所	正会員	鈴木	裕隆

# 1. はじめに

鉄道駅部等で線間に柱を構築する場合,施工性から, コンクリート充填鋼管(以下,CFT)柱を採用する事例が増え ているが,柱径に制限がある場合は,鋼管厚を大きく した特注品の鋼管を製作する必要があるため,材料費, 施工費が高くなるのが現状である.そこで今回,材料 費,施工費の低減を目的に,径の異なる規格品の鋼管 を多層配置し,鋼管同士の隙間にモルタルを充填した構造 (多層充填鋼管柱構造)を提案した.本稿では,多層 充填鋼管柱構造の実験的検討結果について報告する.

## 2. 試験概要

#### 2.1 試験体の形状・寸法

試験体形状寸法を図-1 に,ひずみゲージ添付位置を図-2 に,材料強度を表-1 に示す.試験体柱部は,径の異なる規格品の鋼管(355.6,318.5,267.4,216.3) を4 層配置し,それぞれの隙間にモルタルを充填させて一体化させる構造である.なお,鋼管にはジベブル鉄筋等を付けるなどの加工は一切行っていない.

7-チングとの接続は,本構造を実際に採用した場合の 接続方法として考えている,1.5D(D:柱外径=355.6 mm) の挿入長を確保したソケット式接合<sup>1)</sup>とした.

### 2.2 載荷方法および計測項目

載荷は, フーチング天端から 1700mm の位置を載荷点と した正負交番載荷で行った.試験は変位制御で行い, 鋼管 1-エの位置(45°位置)で計測されるひずみが降 伏ひずみの9割に達した変位の1 とし,以降は,正負 に載荷するごとに1 ずつ変位を増加させた.

#### 3. 試験結果

#### 3.1 破壊性状

荷重と変位の関係を図-3 に,最大荷重時の状況を図 -4 に示す.正負の違いによる大きな差は見られなかっ たことから,以降は代表として,正側載荷に関する挙 動について記述する.

載荷開始後,載荷点変位 = 35.6mm の時点で鋼管 1-オ-D の位置(平面位置:最外縁,高さ: フーチング面から 88.9mm)が降伏ひずみに達した.その後, =41.6mm の時点で鋼管 2-オ-E の位置(平面位置:最外縁,高さ: フーチング面)が降伏ひずみに達した.その後,鋼管根元 周辺のフーチングコンクリートが損傷しはじめ, =50.2mm の時 点では,フーチング天端において鋼管とフーチングとの間に 5mm 程度の隙間ができた.その後,載荷点変位 =



図-2 ひずみ ゲージ添付位置

表-1 材料強度

	鋼管 1	鋼管2	鋼管3	鋼管 4	
躯体鋼管(鋼板)	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	485	495	503	524
	降伏ひずみ µ	2425	2475	2515	2620
フーチンク゛コンクリート	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	24.2			
躯体モルタル	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	54.3			

キーワード 多層充填鋼管柱,正負交番載荷

連絡先 〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2番6号JR新宿ビル 東京工事事務所工事管理室 TEL03-3379-4353



図-5 水平方向ひずみ分布(鋼管最外縁降伏時)

65.9mm の時点で鋼管 1-エ-C の位置(平面位置:45°, 高さ: フーチング面から 177.8mm)が降伏ひずみに達し,

= 70.6mm の時点で鋼管 2-エ-E(平面位置:最外縁, 高さ: フーチング面)の位置が降伏ひずみに達した.その 後も,変位の増加とともに各点のひずみが増加し, = 171.4mm で鋼管周りのフーチングコンクリートの圧壊が顕著と なり,その後は脆性的に荷重が低下した.なお, = 171.4mm における,鋼管とフーチングコンクリートの間の隙間は 最大で 29.3mm (深さ 26.8mm)であった.

### 3.2 ひずみ分布

鋼管 1-オ-Dの位置が降伏ひずみに達した時点のDの 高さ位置における水平方向のひずみの分布を図-5 に, オの位置における鉛直方向のひずみ分布を図-6 に示す.

図-5 から,降伏ひずみに達する時点まで,多層に配置した鋼管のひずみ分布はそれぞれほぼ一直線上に並んでおり,多層の鋼管が隙間に充填されたモルタルを介してほぼ一体に挙動していることが確認できる.また,図-6 から,高さ方向ではフーチング天端からやや上部の断面にかけて大きなひずみが発生していることが確認できる.

### 3.3 実験値と計算値の比較

表-2 に実験値と計算値の比較を示す.計算は鉄道の RC標準<sup>2)</sup>を用い,多層充填鋼管断面の鋼管部を鉄筋に, モルタル部をコンクリートに換算した鉄筋コンクリート部材として算出 した.なお,最大荷重については,今回はフーチングコンクリー トの破壊が先行した結果となったが,参考として,多層



図-4 実験結果(最大荷重時) 800.1 鋼管1 711.2 天端からの高さ(mm) 鋼管2 622.3 533.4 444.5 355.6 266.7 177.8 88.9 0 -88.9 500 1000 2500 3000 1500 2000 フーチング -177.8 -266.7 -355.6 -444.5 ひずみ(µ)

図-6 鉛直方向ひずみ分布(鋼管最外縁降伏時)

表-2 実験値と計算値の比較

ケース	<b>実験値</b> (kN)	<b>計算値</b> (kN)	実験値 /計算値
最外縁降伏時	P <sub>vexp</sub> = 724	D _666	1.087
における載荷点荷重	(負側:818)	F <sub>ycal</sub> =000	(1.228)
45 度位置降伏時	P <sub>v45exp</sub> =1004	D004	1.136
における載荷点荷重	(負側:982)	F <sub>y45cal</sub> =004	(1.111)
最大荷重時	P <sub>uexp</sub> =1300	P _1010	1.287
における載荷点荷重	(負側:1149)	F <sub>ucal</sub> =1010	(1.138)

充填鋼管断面が曲げ耐力に達した際の載荷点荷重の計算値と比較した.いずれのケールにおいても,実験値が計算値を上回る結果となり,多層充填鋼管断面を RC 断面に換算して耐力を計算することで,概ね安全側に評価できるといえる.

## 4. まとめ

多層充填鋼管柱構造に関して模擬試験体を製作し, 実験的検討を行った結果,以下の知見が得られた. (1)多層に配置した鋼管は,最外縁が降伏するまで, モルタルを介してほぼ一体に挙動した.

(2)曲げ耐力については,多層充填鋼管断面の鋼管部 を鉄筋に,モルタル部をコンクリートに換算した鉄筋コンクリート部材 として算出することで,実験値を安全側に評価できる.

< 参考文献 >

1) 野澤他: コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価,土 木学会論文集 No.606 V-41 31-42 1998.11

2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準·同解説 コンクリート構造物 2005.4 丸善