

多層充填鋼管柱構造に関する実験的検討

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、コンクリート充填鋼管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（φ355.6、φ318.5、φ267.4、φ216.3）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、鋼管にはジベル鉄筋等を付けるなどの加工は一切行っていない。

フーチングとの接続は、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=355.6mm）の挿入長を確保したソケット式接合¹⁾とした。

2.2 荷重方法および計測項目

荷重は、フーチング天端から1700mmの位置を荷重点とした正負交番荷重で行った。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に達した変位を1δとし、以降は、正負に荷重するごとに1δ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、最大荷重時における試験体の状況を図-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、正側荷重に関する挙動について記述する。

荷重開始後、荷重点変位δ=28.8mm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、鋼管根元周辺のフーチングコンクリートが損傷（図-4参照）しはじめ、δ=36.1mm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。荷重点変位δ=47.2mm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、δ=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（図-4参照）δ=62.5mm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

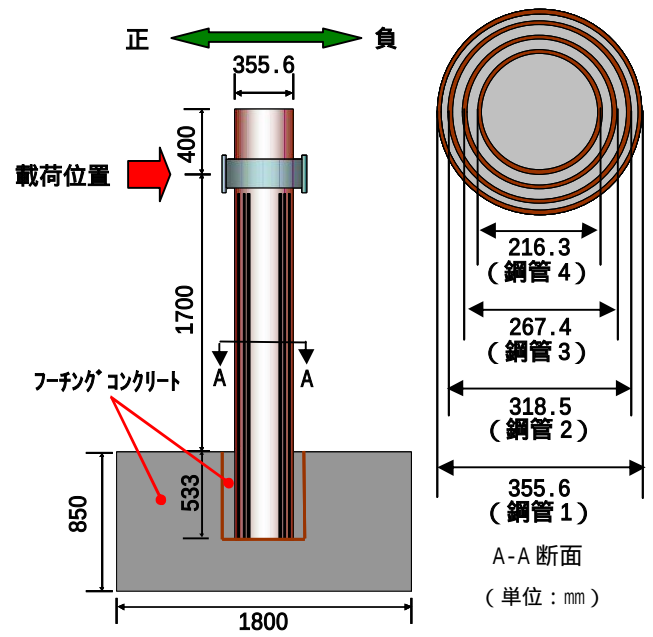


図-1 試験体形状寸法

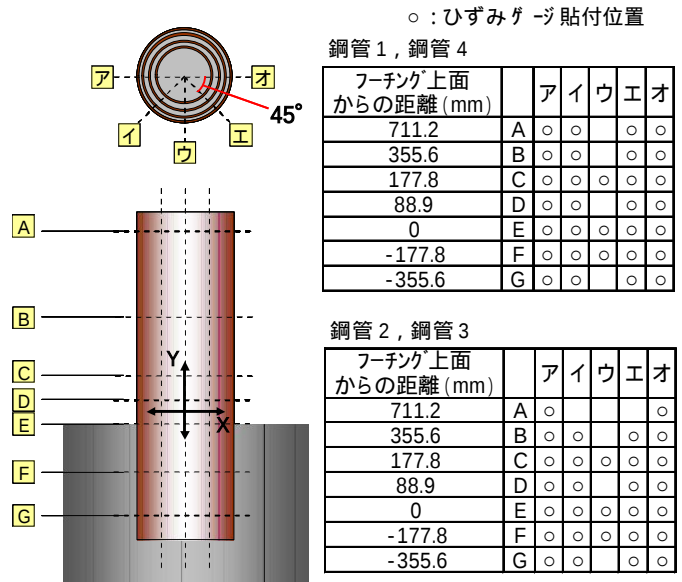


図-2 ひずみゲージ添付位置

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 ²	410	414	459	447
	降伏ひずみ μ	2050	2070	2295	2235
フーチングコンクリート	圧縮強度 N/mm ²	24.2			
躯体モルタル	圧縮強度 N/mm ²	54.3			

キーワード 多層充填鋼管柱, 正負交番荷重, 変形性能

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

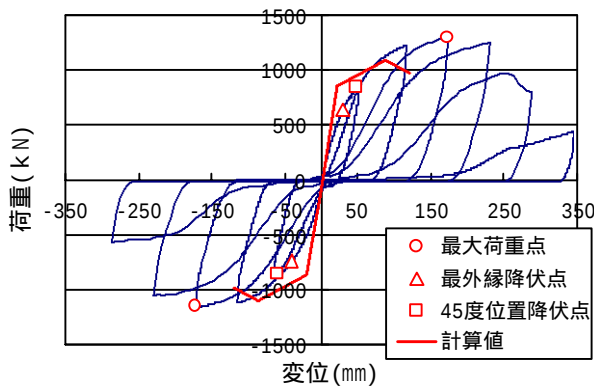


図-3 荷重-変位関係および計算値

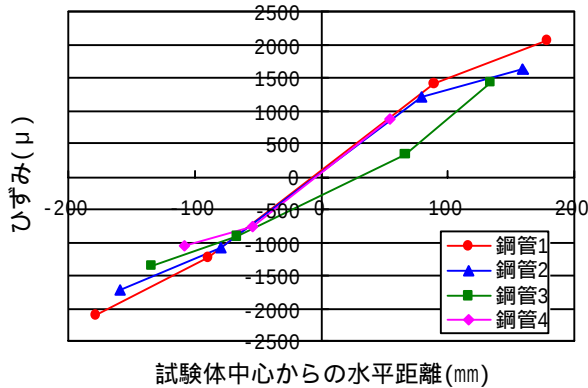


図-5 荷重方向のひずみ分布(鋼管最外縁降伏時)

た．その後も，変位の増加とともに各点のひずみが増加し， $\delta = 171.4\text{mm}$ 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， $\delta = 171.4\text{mm}$ 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荷重方向のひずみの分布を図-5 に，オの位置における高さ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

荷重と変位の関係の計算値を図-3 に示す．計算は，耐震標準²⁾のコンクリート充填鋼管部材として行った．なお，計算にあたっては，4 層に鋼管を配置し隙間にモルタルを充填した今回の断面を，断面二次モーメントが同値となるように，1 層の鋼管内にモルタルを充填した断面に換算した．

表-2 に荷重点荷重の実験値と計算値の比較を示す．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，多層充填鋼管断面が曲げ耐力に達した際の荷重点荷重の計算値と比較した．45°位置降伏時における荷重点荷重の計算値は実験値を概ね評価できており，最大荷重時には，計算値は実験値を安全側に評価できていると

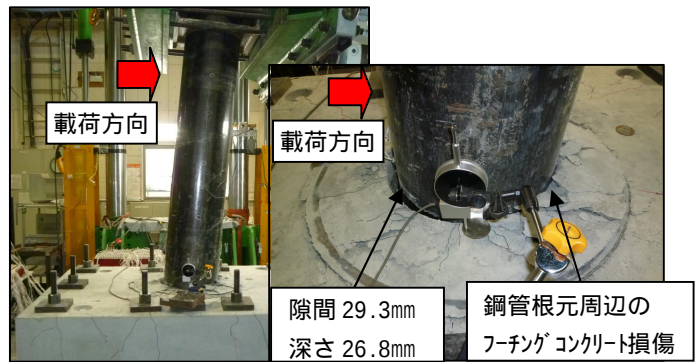


図-4 最大荷重時における試験体の状況

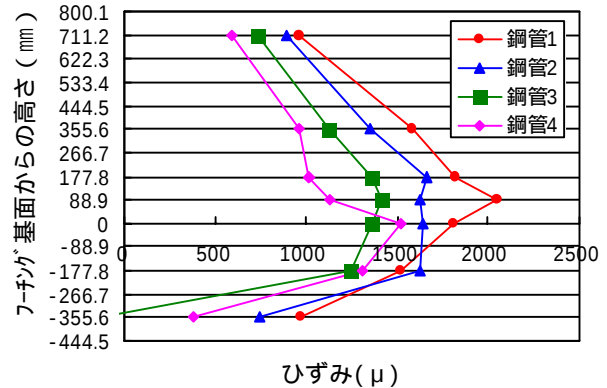


図-6 高さ方向ひずみ分布(鋼管最外縁降伏時)

表-2 実験値と計算値の比較

ケース	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 / 計算値
45°位置降伏時 における荷重点荷重	$P_{y45exp} = 836$ (負側: 860)	$P_{y45cal} = 863$	0.968 (0.997)
最大荷重時 における荷重点荷重	$P_{uexp} = 1300$ (負側: 1149)	$P_{ucal} = 1087$	1.196 (1.057)

いえる．

一方，変位に関しては，実験値の方が計算値よりも大きくなった．(図-3 参照)これは，フーチングコンクリートの損傷により，ソケット式接合部の回転角が想定よりも大きくなったことが原因と考えられる．

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，本試験体に関して以下の知見が得られた．

- (1) 多層に配置した鋼管は，最外縁の鋼管が降伏するまで，モルタルを介してほぼ一体に挙動する．
- (2) 4 層に鋼管を配置し隙間にモルタルを充填した今回の断面を，断面二次モーメントが同値となるように，1 層の鋼管内にモルタルを充填した断面に換算し計算することで，降伏時の荷重点荷重を概ね評価でき，最大荷重時の荷重点荷重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・同解説耐震設計 1999.10 丸善