高強度材料を用いた CFT 部材の曲げ耐力・変形性能に関する載荷試験

（公財）鉄道総合技術研究所　正会員　○萬代　能久　正会員　吉田直人　正会員　池田　学

１．はじめに

鉄道分野では，コンクリート充填鋼管(CFT)部材は道路との交差部や跨線橋などの部材断面の寸法が制限される箇所で使用され，部材断面の小型化が要求されることが多い．その手段として，鋼管やコンクリートの高強度化が考えられる．また，鉄道分野での円形 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法[1]（以下，鉄道標準式)は土木学会「複合構造標準示方書」[2]記載の算定法と同じだが，570 N/mm^2 級以下の鋼材と圧縮強度 50N/mm^2 以下のコンクリートを組み合わせた CFT 部材を対象とする．この鉄道標準式の適用範囲は基となった実験データ[3]によって定まっているが，鋼材とコンクリートの両方が適用範囲の上限付近やそれよりも高強度な組み合わせによる鉄道標準式の検証は少なく，例えば，適用範囲の上限である 570N/mm^2 の鋼材と適用範囲を超える高強度コンクリートを組合せた試験体での鉄道標準式の検証は筆者の知る限りではない．

そこで，本研究では，SM570 と高強度コンクリートからなる円形 CFT 部材（以下，高強度 CFT 部材）の曲げ耐力・変形性能を確認する交番載荷試験を実施した．また，試験結果と鉄道標準式の計算値を比較した．

２．交番載荷試験の概要

高強度 CFT 部材の試験体 M-1, M-2 の諸元を**表 1** に示す．鋼管は SM570 で，コンクリートは 70N/mm^2 程度である．M-1 は鉄道高架橋の標準的な柱部材を想定した試験体とし，M-2 は断面寸法の制約を受ける場合，柱部材ではせん断スパン比が大きくなると想定して，厚肉で背の高い試験体とした．載荷方法は，軸力は一定で，水平変位は部材降伏変位 δy を基に変位制御による漸増載荷した(**図 1･2**)．なお，**表 1** の過去データ[3]は M-1 と概ね同じ部材諸元で，鋼材に SM490，コンクリートの圧縮強度 20N/mm^2 程度の一般的な材料強度の CFT 部材(一般 CFT 部材)のデータで，M-1 との比較に用いる．

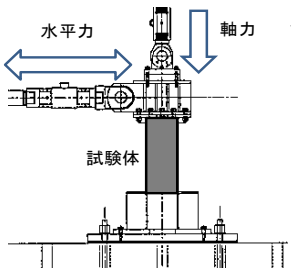

図 1　載荷状況

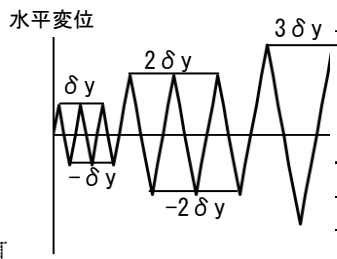

図 2　水平変位制御方法

表 1　試験体諸元

試験体名	外径 (mm)	鋼管板厚 (mm)	コンクリート圧縮強度 (N/mm²)	鋼管降伏強度 (N/mm²)	鋼管伸び	鋼管降伏比	径厚比	せん断スパン比	軸力比
	D	t	f'c	fsy	%	%	D/t	L/D	N'/N'y
M-1	360	6.0	70.5	460.0	24.7	68.7	60	3.0	0.12
M-2	360	9.0	70.0	457.0	27.8	69.9	40	4.5	0.12
過去データ	360	6.0	21.0	363.6	33.7	65.3	60	3.0	0.20

３．高強度 CFT 部材の試験結果の概要と一般 CFT 部材との比較

高強度 CFT 部材の試験体 M-1, M-2 では，部材降伏後，最大荷重到達と概ね同時に鋼管基部に局部座屈が確認された．その後，局部座屈が進展して，局部座屈部にき裂(**図 3**)が生じ，荷重・変位関係が急激に劣化したため，載荷を終了した．これらは一般 CFT 部材でも観察される事象である．

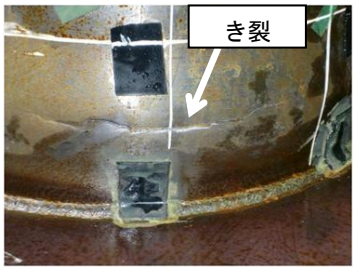

図 3　鋼管のき裂（M-1）

図 4 は M-1 と過去データの最大荷重時の鋼管の軸ひずみ分布である．両者とも設計上の塑性ヒンジ区間である鋼管基部から 0.5D の高さからひずみが急増している．**図 5, 6** は M-1 と過去データの載荷ステップごとの座屈形状であるが，両者の局部座屈の形状には大きな違いはなかった．これらの結果から，試験体 M-1 と過去データでは，最大荷重到達点以降の算定に影響する鉄道標準式の塑性ヒンジ区間・破壊領域[2),3)]の大きさはあまり変わらないものと考えられる．

また，高強度 CFT 部材の試験体 M-1, M-2 は最大荷重到達まで安定した荷重・変位関係であるが，最大荷重

キーワード　CFT 部材，コンクリート充填鋼管，曲げ耐力，変形性能，高強度材料
連絡先　〒185-8540　東京都国分寺市光町 2-8-38　（財）鉄道総合技術研究所　ＴＥＬ042-573-7280

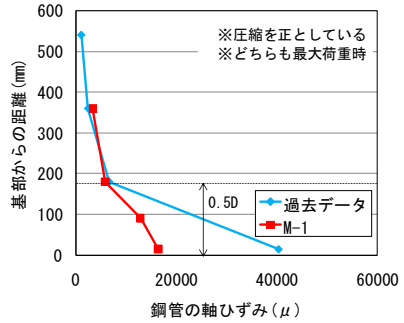

図 4 鋼管圧縮最外縁のひずみ分布

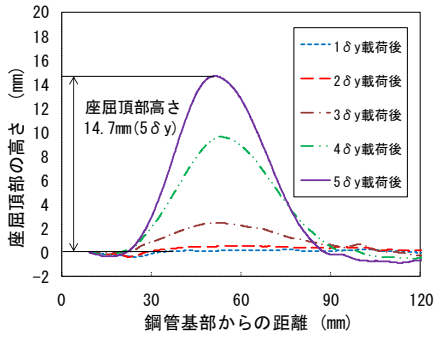

図 5 座屈形状(M-1)

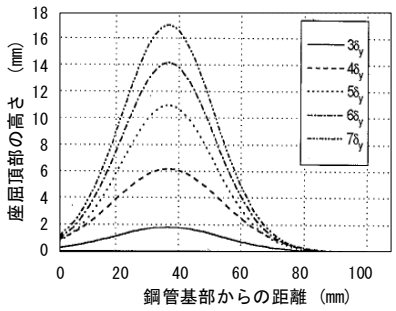

図 6 座屈形状(過去データ)

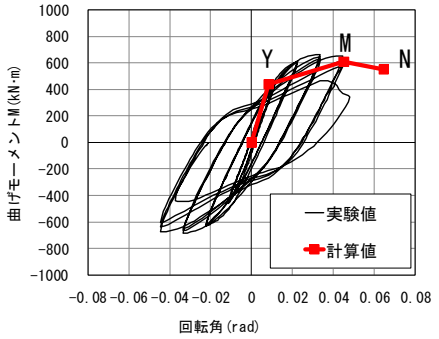

図 7 M-1 の荷重・変位関係

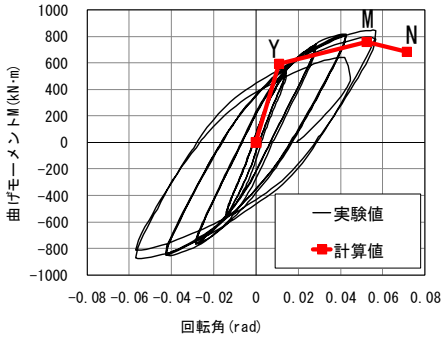

図 8 M-2 の荷重・変位関係

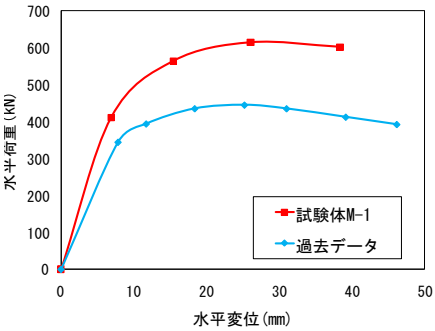

図 9 包絡線の比較

到達以降は繰返し載荷による荷重低下が大きくなり，鋼管が破断した（図 7, 8）．過去データとの比較では，M-1 は最大曲げ耐力が 1.4 倍，吸収エネルギーは 1.2 倍大きかったが，最大荷重到達以降の変形性能は劣る（図 9）．変形性能が劣る理由は，軸力比・径厚比などの部材諸元や高強度コンクリートの脆性的な破壊や M-1,M-2 の鋼材の降伏比・伸びなどの材料特性の可能性が考えられる．

４．高強度 CFT 部材での計算値と実験値の比較

本来は適用範囲外だが，鉄道標準式で試験体 M-1, M-2 の曲げ耐力・変形性能を試算した．鉄道標準式では部材降伏点(Y 点)，最大曲げ耐力点(M 点)，最大曲げ耐力到達後の 90%耐力点（N 点)からなるトリリニアモデルを算定する．試算の結果，最大曲げ耐力は 1 割程度過小評価だが，Y 点・M 点は M-1, M-2 でも実験値と計算値が概ね合致した(図 7・8)． 3 で述べたように，塑性ヒンジ区間や破壊領域[2),3)]の大きさが一般 CFT 部材とあまり変わらないことが，M 点の実験値と計算値が合致した理由の一つと考えられる．一方，最大荷重到達後は荷重の低下が大きく，また，N 点に到達する前に鋼管破断したことから，設計上は M 点までを考慮するのがよいと考えられる．以上より，今回の高強度 CFT 部材の試験体では骨格曲線は Y 点・M 点からなるバイリニアモデルがよいと考えられ，Y 点・M 点の算定は鉄道標準式で概ね可能であった．

５．まとめと今後の課題

SM570 の鋼材と高強度コンクリートからなる CFT 部材の交番載荷試験を行った結果，以下が分かった．

・今回の試験体では，一般的な強度の材料を用いた時に比べて，材料の高強度化により，曲げ耐力や吸収エネルギーは大きくなるが，最大曲げ耐力到達後の変形性能は劣るという実験結果が得られた．

・SM570 の鋼材と圧縮強度 70N/mm^2 程度のコンクリートからなる今回の CFT 部材の試験体では，骨格曲線は Y 点と M 点からなるバイリニアモデルがよく，文献 1)・2)の算定法で概ね算定できた．

今後の課題としては，今回の試験体が変形性能に劣る原因の詳細な検討などが必要と考えられる．

本研究は，国土交通省委託の「鉄道技術基準整備のための調査研究(平成 22 年度)」により実施した．

参考文献

１）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，1999.10

２）土木学会：複合構造標準示方書，2009.12

３）村田他：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集 NO.640，149-163，2000.1