

コンクリート充填中空式2重鋼管構造橋脚の耐震性に関する研究

Assessment on seismic performance of concrete filled double skin tubular bridge piers

杉浦邦征*, 林堂靖史**, 橋本国太郎***, 大島義信****, 河野広隆*****

Kunitomo Sugiura, Yasushi Hayashido, Kunitarou Hashimoto, Yoshinobu Oshima, and Hiroataka Kawano

- * Ph. D. 京都大学大学院工学研究科教授 社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
- ** 工修 JFE 技研 土木・建築研究部土木グループ(〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1番1号)
- *** 博士(工学) 京都大学大学院工学研究科助教 社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
- **** 博士(工学) 京都大学大学院工学研究科准教授 社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
- ***** 博士(工学) 京都大学大学院工学研究科教授 都市環境工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

CFT (Concrete Filled Steel Tubular members) has attracted much attention because of its structural superiority. However, the increase of weight by filling with concrete inside is one of problem associated with CFT. Thus in this study, to reduce the self-weight of CFT, CFDT (Concrete Filled Double-Skin Steel Tubular members) is proposed particularly for higher bridge piers. The purpose of this study is to clarify the influence of the thickness of outer and inner steel tubes on the bending characteristics by the cyclic loading test and the analysis. As a result, it is shown by the cyclic loading test that CFDT has higher bending strength and energy absorption than CFT of the same weight. CFDT without inner tube has sufficient bending strength, but after the crush of the concrete, its ductility declines like only outer tube. By the constraint effect of concrete, buckling of inner tube is prevented, so the thickness of inner tube can be thin. For reasonable structure, it is effective to make the outer tube thicker than inner tube.

Key Words: CFT, concrete filled double-skin tubular members, thickness ratio of outer and inner tube

1. はじめに

近年、我が国では、少子高齢化などの社会情勢から財政の悪化にともない、橋梁建設においてライフサイクルコストの重視から、設計、製作、架設、維持管理に至る総費用の低減が強く求められており、合理的な構造の実現に向けて様々な研究がなされ、実用化されている¹⁾。

一方、日本各地で高速道路網の整備が、精力的に進められているが、これらの道路建設は施工上厳しい山岳地を通過することが多く、道路線形を維持するために高橋脚が採用されている。このような高橋脚においては、その基部には、地震荷重が作用したときの発生曲げモーメントが従来構造と比べて大きくなり、重量の軽減とともに曲げ耐荷性能の高い構造が求められている²⁾。

以上のような背景のもと、高橋脚を対象とした構造のひとつとして、コンクリート充填鋼管構造 (Concrete Filled Tubular members : 以下, CFT) が注目されてきた。CFTは図-1(a)に示すような鋼管とコンクリートの複合構造であり、鋼管がコンクリートに及ぼす拘束効果と、コンクリートによる鋼管の座屈防止効果の相乗効果により耐震性に優れた構造と言える。

さらに、近年では、地震力が作用した場合の自重による慣性力と構造基礎部への負担を軽減することを目的に、コンクリート部分充填の中空式二重鋼管構造 (Concrete Filled Double Tubular members : 以下, CFDT) についての研究が進められている^{1) 5)}。CFDTとは、図-1(b)に示すように同心円状に径の異なる二つの鋼管を配置し、鋼管の間をコンクリートで充填した構造である。

CFDT特有のパラメータである内鋼管、外鋼管の径厚比については、内鋼管と外鋼管の総鋼材料が同じ場合、一般的には断面二次モーメントに寄与の大きい外鋼管を厚くすることが、構造上優位であると考えられる。しかし、内鋼管には充填コンクリートを拘束する役割があ

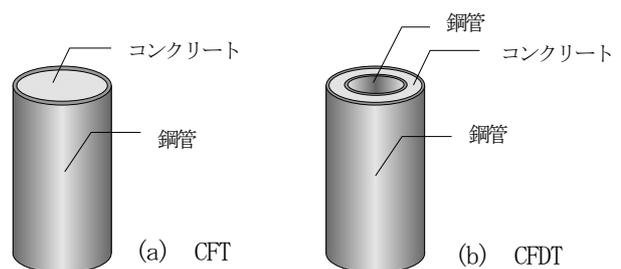


図-1 CFT およびCFDT の概略図

り、むやみに薄くすることは性能の低下につながる恐れがある。既往の研究⁵⁾では内鋼管の厚みは外鋼管と同じか、あるいは半分程度とされており、内鋼管、外鋼管の径厚比の影響について詳細には明らかにされていない。

そこで本研究では、上述のコンクリート部分充填中空式二重鋼管構造を対象とし、内鋼管・外鋼管の肉厚が、その曲げ耐荷特性に及ぼす影響、炭素繊維シートを巻き立ての効果を実験と解析により把握し、内鋼管、外鋼管それぞれの構造的役割を解明する事を目的とする。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体は、実物の約 1/4 モデルを想定し、橋脚柱を圧縮力を受ける片持ち柱として扱った。また、小型試験体への充填性を考慮し、コンクリートに代わり細骨材のみのモルタルを用いた。供試体の種類は、内鋼管・外鋼管厚比を変化させた CFDT を 2 種類、内鋼管のない中空コンクリート充填鋼管を 1 種類、それらと同じ鋼断面・モルタル断面積を持つ CFT を 1 種類、鋼管のみのものを 1 種類、炭素繊維シートを巻き立てた CFDT を 2 種類、合計 7 種類を用意した。

各供試体の寸法を表-1 に、形状を図-2 に示す。ただし、表での供試体の高さはフランジ基部から水平荷重載荷点までの長さとする。また、内鋼管のない中空充填鋼管については、内鋼管厚が 0mm の CFDT と仮定し、供

試体名を CFDT6.0 としている。供試体は本体、構造実験棟の反力床と固定するためのベースプレート、載荷板を固定するための天板、荷重を伝達するための上リブ、試験区間外での破壊を防止するための下リブ、変位の基準となるフランジからなる。フランジと下リブの間は、回転による変形を拘束しないように、溶接せずメタルタッチとしている。CFDT2.0、CFDT4.5 では、内鋼管に貼ったひずみゲージの配線は充填モルタル中を通り、影響が少ないと考えられる載荷軸直角方向の天板から 50mm の位置に直径 25mm の孔を空け、外部に取り出した。

2.2 材料諸元

(1) 鋼材

実験で用いた鋼管は、板厚 2.0mm、4.5mm のものについては SS400 鋼材を用いたスパイラル鋼管とし、それ以外のものについては JIS3 G 444 の一般構造用炭素鋼管を用いた。4.5mm のスパイラル鋼管については、製作上の誤差により、最大で 1.0mm 程度の目違いが発生した。6 種類の鋼管より 12B 号素材試験片を切り取り、それぞれ 3 本ずつ引張試験を行った。引張試験の結果として各要因 3 本の平均値を表-2 に示す。ただし、降伏点は 0.2% オフセット耐力として算出し、ヤング係数は、試験によって得られた応力-ひずみ曲線において、ひずみが 50 μ の点から荷重が降伏点の 1/3 となる点までの平均の傾きとして算出した¹⁾。板厚が異なることにより鋼材の降伏強度が異なるため、耐力等の無次元化により比較する。

表-1 供試体一覧

Specimen	Hight	Diameter (Outer pipe)	Thickness (Outer pipe)	Diameter (Inner pipe)	Thickness (Inner pipe)	Sectional area (Steel)	Sectional area (Mortar)	Reduced Geometric moment of inertia
	H(mm)	D _o (mm)	t _o (mm)	D _i (mm)	t _i (mm)	A _{st} (mm ²)	A _{mo} (mm ²)	I (mm ⁴)
ST	1520	318.5	5.78	0	0	5678	0	6.944.E+07
CFT	1520	242.0	7.77	0	0	5718	40280	5.239.E+07
CFDT6.0	1520	318.5	5.78	209.0	0	5678	39690	1.039.E+08
CFDT4.5	1520	318.5	4.23	216.3	1.93	5476	38750	9.425.E+07
CFDT2.0	1520	318.5	1.98	216.3	5.40	5547	40960	8.290.E+07
CFDTC6.0	1520	318.5	5.78	209.0	0	5678	39690	1.039.E+08
CFDTC4.5	1520	318.5	4.23	216.3	1.93	5476	38750	9.425.E+07

注)CFRP 巻き立てには、炭素繊維シート：日本石油(株) TUクロス HT400 (目付量 400g/m²)、エポキシ樹脂：コニシ(株) ポンド E2500、および下地処理用プライマー：コニシ(株) 金属補修用プライマーを用い、軸方向に 3 層、円周方向に 1 層巻き立てた。

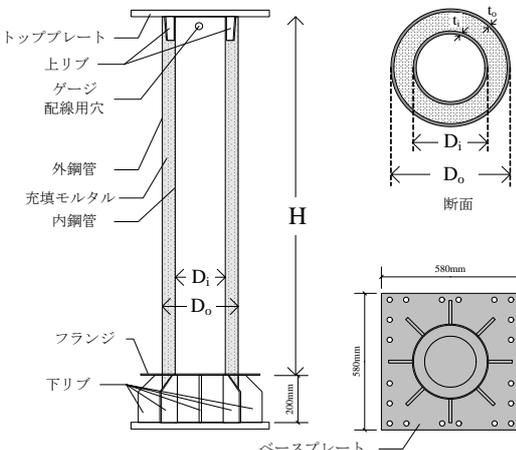


図-2 供試体の概形

表-2 鋼管の材料諸元

Diameter	Thickness	Yielding point	Tensile strength	Elongation	Young modulus	Poisson's ratio	Compressive strength
mm	mm	MPa	MPa	%	GPa	-	MPa
216.3	1.93	275	427	26	198	0.25	251
318.5	1.98	284	438	27	200	0.25	245
318.5	4.23	306	415	36	202	0.26	257
216.3	5.4	340	425	36	203	0.25	369
318.5	5.78	313	410	36	204	0.28	351
242	7.77	292	448	43	202	0.29	381

表-3 充填モルタルの材料諸元

Compressive strength	Ultimate strain	Bending tensile strength	Young modulus	Poisson's ratio
MPa	-	MPa	MPa	-
37.9	3.30x10 ⁻³	7.10	2.06x10 ⁵	0.175

2) 充填モルタル

供試体に充填する材料は、早強の高流動モルタルとした。打設は供試体を立てた状態で天板に設けた複数の孔よりモルタルを充填し、28日間養生した。材料試験として直径50mm、高さ100mmの円柱供試体による圧縮試験（圧縮強度）と、50x50x150(mm)の曲げ供試体による曲げ試験（引張強度）をそれぞれ3体ずつ行った。その結果として、各物性値3体の平均値を表-3に示す。ただし、ヤング係数は、試験によって得られた応力-ひずみ曲線において、ひずみが 50μ の点から圧縮荷重が最大値の1/3となる点までの平均の傾きとして算出した。

2.3 実験方法

片持ち柱に対する荷重実験は、一定軸圧縮力の下で、正負交番繰り返し水平荷重により実施した。図-3に実験装置の概略を、図-4に実験状況を示す。

図に示すように、供試体はベースプレートを介して反力床に固定され、さらにベースプレートは連結用H鋼によって反力壁に固定されている。水平ジャッキと荷重プレートの間には2箇所のヒンジがあり、供試体が上下方向に縮んでも水平ジャッキが供試体に拘束を与えない構造となっている。鉛直ジャッキは、独立した荷重フレームに設置したリニアガイドによって水平方向に移動でき、また荷重プレートには球座が設けてあるので、荷重プレートに対し常に鉛直下方向に荷重できるようになっている。

荷重手順は以下のようなものである。まず60秒で鉛直荷重を供試体降伏荷重の5%まで単調増加させる。その後、図-5のように引張方向を正とし、 δ_y/min の荷重速度で、 $+\delta_y, -\delta_y, +2\delta_y, -2\delta_y, +3\delta_y, -3\delta_y, \dots$ と変位を漸増させて水平方向に交番荷重した。荷重は、 $\pm 12\delta_y$ 、もしくは水平・鉛直ジャッキの変位限界までで終了とした。水平ジャッキを制御する変位は、供試体のフランジと荷重点との相対変位とした。また、 δ_y は供試体の外鋼管が降伏に至る時の変位とし、表-4に示す値とした。

2.4 計測項目

計測項目はジャッキの荷重、変位、外部変位計で計測した供試体基部からの相対変位、曲率算出用基部の鉛直変位、内鋼管、外鋼管表面でのひずみとし、荷重中1秒ごとに計測した。設置した変位計の位置を図-6に示す。水平ジャッキ制御用の変位は、基板と荷重点との相対変位とした。これは荷重治具のズレや供試体下リブ部分での伸びを取り除き、純粋に試験区間でのたわみで制御するためである。変位計は $\pm 100\text{mm}$ のワイヤースタイル変位計を用いた。供試体の基部、荷重軸方向2箇所、荷重軸直角方向2箇所の計4箇所において供試体より77mm離れた位置で基部135mmの標点区間での変位を測定した。これは、基部での平均曲率算出のために用いた。また、ひずみゲージの種類、貼付位置を図-7に示す。ただし、

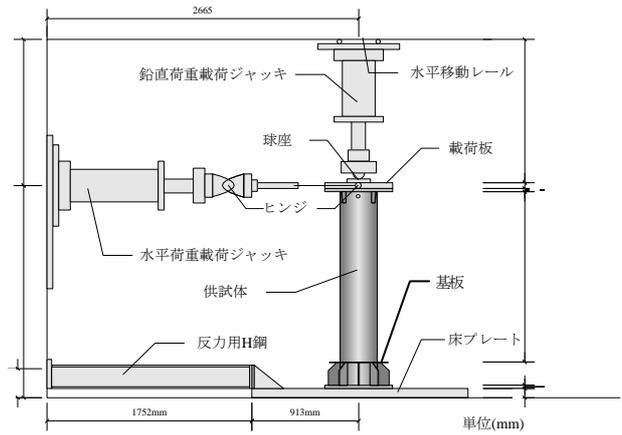


図-3 実験装置概略図



図-4 実験時の風景

表-4 各供試体の鉛直荷重、降伏変位

Specimen	Vertical Load (5% of Yield Axial Force)	Yield Displacement at Outer Steel Tube δ_y
	kN	mm
CFDT2.0	141	6.89
CFDT4.5	138	6.89
CFDT6.0	160	7.86
CFT	181	9.58
ST	96	7.86

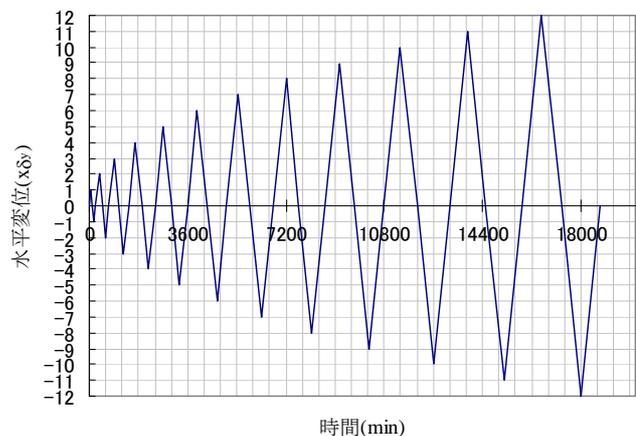


図-5 水平荷重の荷重プログラム

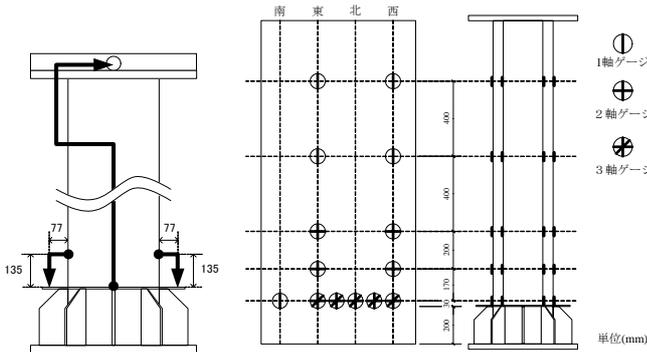


図-6 変位測定位置 図-7 ひずみゲージ貼付位置

図は鋼管の展開図を表し、載荷軸方向は東西方向とする。また、CFDT2.0、CFDT4.5については、内鋼管にも同じ断面、角度の位置に同じ種類のゲージを貼付した。

供試体上部断面では軸力の伝達、曲率について考察するために1軸ゲージを東西方向のみ貼付した。中央部断面ではさらにモルタル拘束による円周方向応力について考察するために2軸ゲージを東西方向のみ貼付し、基部ではひずみ分布、降伏までの応力経路、座屈時の応力状態について考察するために45°ごとに3軸ゲージを5枚貼付した。基部南側に貼付けた1軸ゲージは、軸力が偏心なく作用しているかチェックするためのものであ

り、本載荷に先立ち、鉛直ジャッキ位置を定めた。

3. 実験結果

3.1 荷重—変位曲線

供試体の実験結果の概要の一例として、水平荷重 - 相対水平変位曲線を図-8に示す。

(1) ST

4 サイクル目で荷重のピークが見られ、局部座屈は図-9(a)のように5 サイクル目あたりで確認された。座屈による鉛直方向の縮みが大きく、10 サイクル目を終了した時点で鉛直ジャッキの許容変位を超えたため載荷を終了した。

(2) CFT

明確なピークは見られず、7 サイクル目付近でようやく局部座屈が確認されたが、除荷によってほぼ座屈は解消されていた。9 サイクル目の途中で水平ジャッキの最大変位を超えたため載荷を終了した。7~9 サイクルの最大荷重は変化しなかった。

(3) CFDT6.0

4 サイクル目で荷重のピークが見られ、その後急激に局部座屈が進展し、鉛直方向に縮み始めた。11 サイク

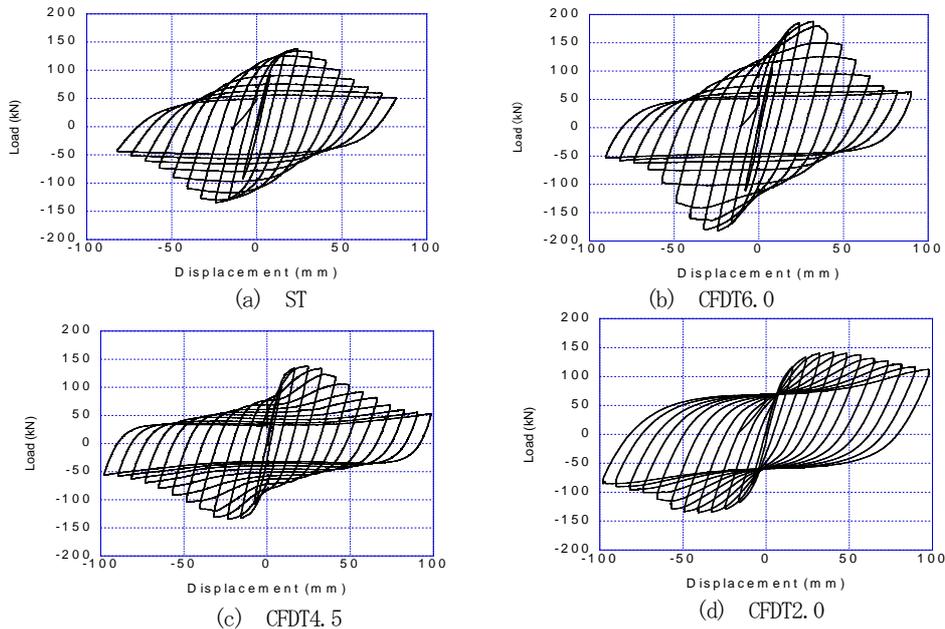


図-8 水平荷重—水平変位曲線



(a) STの基部の変形



(b) CFDT4.5の内鋼管の局部座屈



(c) CFDT2.0の亀裂破壊

図-9 実験後の基部の特徴的な変形

クル目で鉛直ジャッキの許容変位を超えたため、载荷を終了した。試験終了後、中空の内側には、基部に当たる部分でモルタルの剥離が見られ、急激な荷重低下時には、基部の充填モルタルが圧壊したと考えられる。

(4)CFDT4.5

3 サイクル目でピークが生じ、スパイラル鋼管の継ぎ目に沿った局部座屈も確認された。荷重の低下は比較的緩やかで逆 S 字型のカーブを描いている。内鋼管も図-9(b)のように基部で局部座屈が発生しているが、充填モルタルにより変形を拘束された結果、内側への変形となっている。载荷は変位計の限界である 12 サイクルまでで終了した。

(5)CFDT2.0

1 サイクル目で座屈が確認され、2 サイクル目でピークとなった。試験後において内鋼管に特に目立った変化はなかったが、外鋼管の径厚比が大きいため、圧縮側で弾性局部座屈が生じ、著しい残留変形が生じた。図-9(c)に示すように試験区間外であるフランジと下リブの間の外鋼管が引張破壊し、基板が変形したため、荷重-変位曲線も不安定なものとなっている。4 サイクル目終了付近で外鋼管が完全に破壊したため、载荷を終了した。なお、図-8(d)には、予備供試体の基部を補強した後の再実験結果を示す。局部座屈の発生はあるものの復元力の低下は非常に遅くなった。

(6)CFDTC6.0 および CFDTC4.5

若干の耐力の向上がいずれの供試体でも確認できたが、局部座屈の進行とともに強化繊維直角方向での分離が生じ、十分な拘束が継続して得られることは無かった。今後は、径厚比・拘束力に基づいた適切な積層数のあり方について再検討が必要である。

3.2 荷重-変位関係の包絡曲線

各供試体の荷重-変位曲線において、サイクル毎の最大変位時の荷重点を結び包絡線とし、図-10 に示す。ただし、図では各供試体を比較するために、横軸は水平変位を δ_y で割り、縦軸は水平荷重を $P_y(\delta_y$ の点での荷重) で割って無次元化している。最大耐力は、CFDT6.0 が最も高くなったが、繰り返し载荷が進むごとに復元力が低下し、最終的に ST, CFDT6.0, CFDT4.5 とほぼ同様で降伏耐力の 50%程度となった。一方、CFT では繰り返し载荷が進んでもほぼ耐力の著しい低下が見られず、変位靱性が非常に高いことが分かる。これは CFT では径厚比が他に比べて極めて小さく、局部座屈を起こしにくい構造であったためと考えられる。CFDT2.0 では、最大耐力は他の供試体と比べてそれほど低くはないが、外鋼管の局部座屈の座屈以後の耐力低下が遅いことが分かる。

3.3 等価粘性減衰定数

各供試体のエネルギー吸収能力の指標として、等価粘

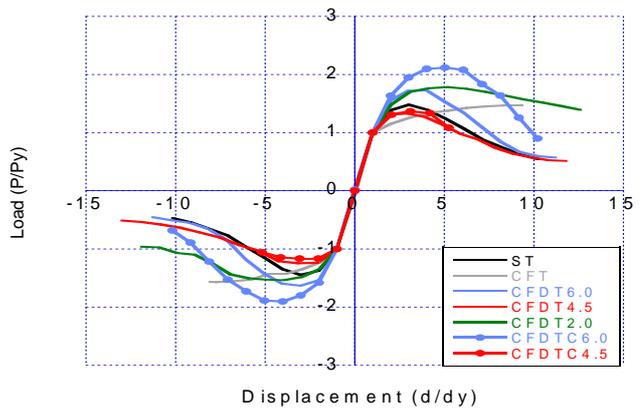


図-10 各供試体の荷重-変位包絡線

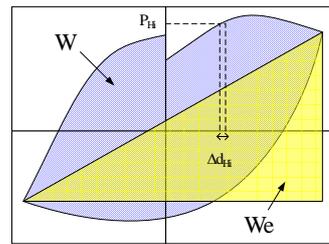


図-11 W , W_e の定義

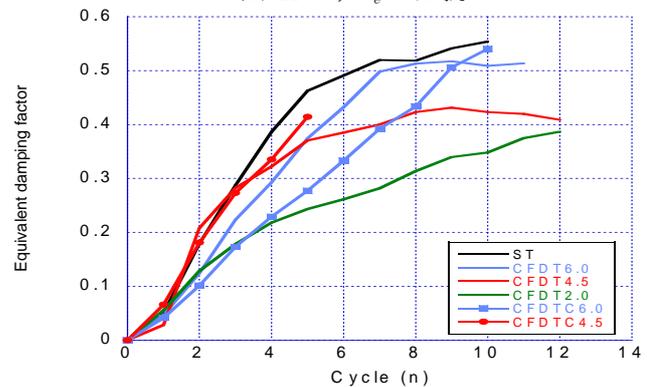


図-12 サイクルごとの等価粘性減衰定数

性定数を下記の式(1)のように定義する¹²⁾。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{W}{W_e} \quad (1)$$

ここに、 h_{eq} : サイクルごとの等価粘性減衰定数、 W : サイクルごとのエネルギー吸収量、 W_e : サイクルごとの等価ポテンシャルエネルギー とする(図-11 参照)。

各供試体の等価粘性減衰定数をサイクルごとにプロットしたものを図-12 に示す。図より、最も履歴エネルギー吸収が高いのは鋼管のみの供試体 ST であることがわかる。これは、他の供試体では充填モルタルがある程度の耐力を負担しているのに対して、ST では鋼材のみで耐力を負担し、鋼材の塑性変形によりエネルギーを吸収しているためだと考えられる。同様に CFDT6.0 についても、4 サイクル目以降は他の供試体よりもエネルギー吸収率が高くなっている。これは、4 サイクル目付近で充填モルタルの圧壊が顕著になり、その後は鋼材でほぼ耐力を負担しているためであると考えられる。

3.4 柱軸方向の回転分担率

柱を図-13に示すような5つの部分に分け、平均曲率の割合からどの部位がたわみ発生に大きく貢献しているかを評価する。供試体に貼付したひずみゲージにより鉛直ひずみの値を測定し、式(2a)によって各断面での曲率を算定し、それを図に示す部分での平均曲率とした¹³⁾。ただし、供試体基部での平均曲率は、座屈による影響が大きいため、ひずみゲージからではなく、変位計から求めた曲率の値を採用した。

$$\phi_i = \frac{\varepsilon_{i1} - \varepsilon_{i2}}{D_o} \quad (2a)$$

$$p_{\theta i} = \frac{L_i \phi_i}{\sum_i L_i \phi_i} \quad (2b)$$

ここに、 ϕ_i ：各部分を代表する断面での曲率、 ε_{i1} ：各部分を代表する断面引張側でのひずみ、 ε_{i2} ：各部分を代表する断面圧縮側でのひずみ、 D_o ：外鋼管外径、 $p_{\theta i}$ ：各部分での回転分担率、 L_i ：各部分の長さである。

各供試体の回転分担率とサイクルの関係を図-14に示す。なお、STでは基部曲率をうまく測定できなかったため示していない。グラフの縦軸は曲率の分担率、横軸は、中心を0として、両側にサイクルの正負最大変位量をとった。CFTの結果を見ると、水平変位が大きくなっても、供試体各部分の変形が均一に保たれている。一方、CFDT6.0、CFDT4.5、CFDT2.0の供試体では、変形が進むに連れて①部分（柱基部）での回転分担が大きくなり、終局時には回転の80%近くを①部分で担っていることが分かる。これは、供試体基部が座屈し、柱基部に塑性ヒンジが形成され、他の部位は弾性挙動しているためだと考えられる。外鋼管が薄いほど、顕著となっている。

3.5 ひずみ分布

各供試体基部断面でのひずみ分布を比較するために、5サイクル目までのひずみと、ひずみを計測した点の載荷軸方向位置をプロットしたもののうち代表的なものを図-15に示す。

どの供試体においても、基部での座屈発生後は、圧縮部のひずみが減少しているのが分かる。これは、基部での座屈により復元力の低下を生じさせ、弾性挙動をする

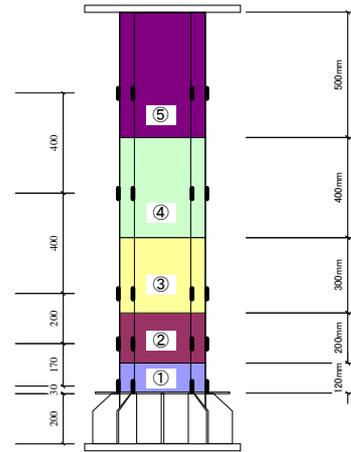


図-13 回転分担率算定部分

他の部位の断面力が低下し、ゲージ位置での最大ひずみが弾性除荷されているためである。サイクルが進むに連れてひずみ分布が直線的に分布しなくなるのは、塑性変形が累積されていくためであると考えられる。また、供試体中間部分でのひずみ分布に着目してみると、CFT、CFDT6.0では、引張部分のコンクリートが曲げに対して抵抗しないため、中立軸位置の上昇が確認される。一方、STでは構成材料が鋼材のみであり、顕著な座屈を生じていないので、圧縮、引張側が対称であるため中立軸位置はほぼ変化しない。なお、CFDT2.0、CFDT4.5においては、コンクリートは引張に抵抗しないが、圧縮部外鋼管の座屈およびコンクリート圧壊の相互作用と相殺し、結果的に中立軸位置が変化していないのではないかと考えられる。また、CFDT4.5では内鋼管断面は、外鋼管断面と比べてひずみ変化が少なく、充填モルタルを介して断面が保持されていないことが分った。一方、CFDT2.0では外鋼管の座屈が顕著となり、その違いはさらに大きくなっている事が分かった。

3.6 応力経路

鋼管表面の応力の流れや降伏状態について調べるために、外鋼管及び内鋼管に生じる主応力の応力経路について調べた。ただし、鋼材は弾性等方でプラントルールの構成方程式に従うものと仮定し、フォン・ミーゼスの降伏基準に従った¹⁴⁾。計算した応力経路の代表的なものを図-16に示す。グラフは引張を正としており、

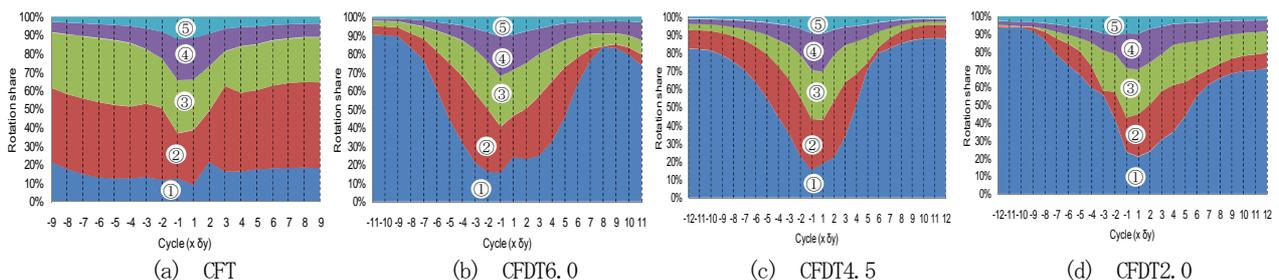
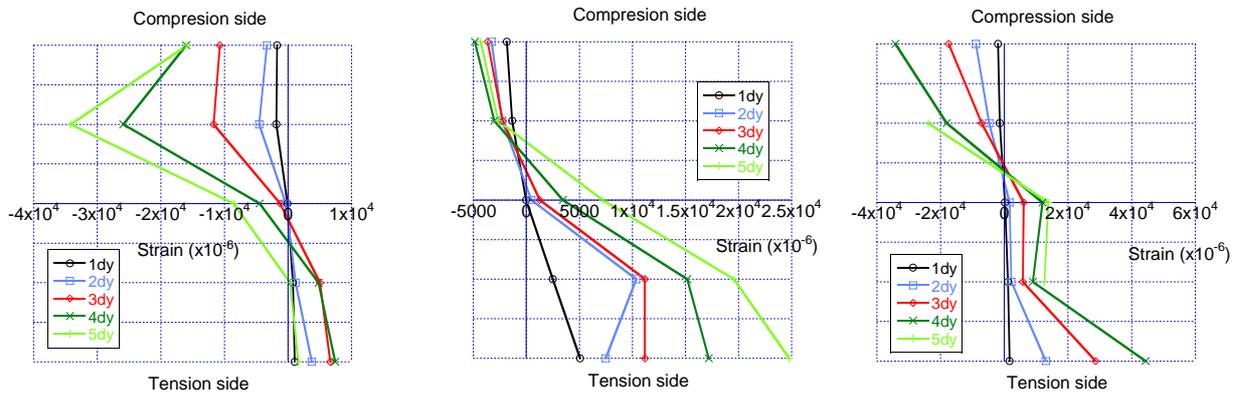


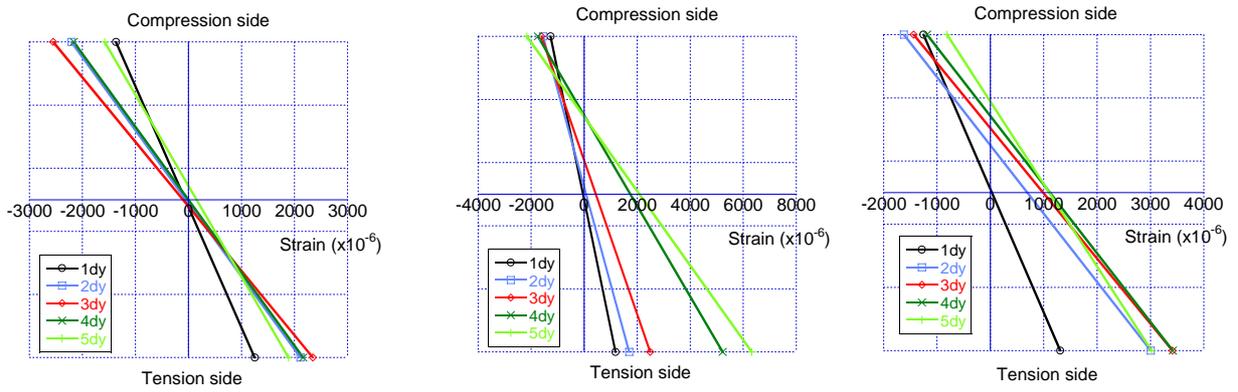
図-14 回転分担率



(a) ST 基部

(b) CFT 基部

(c) CFDT4.5 基部

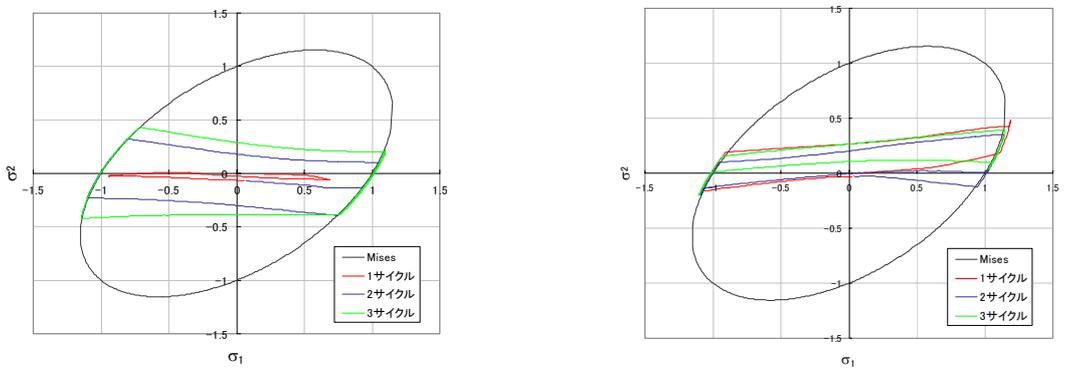


(d) ST 中間部

(e) CFT 中間部

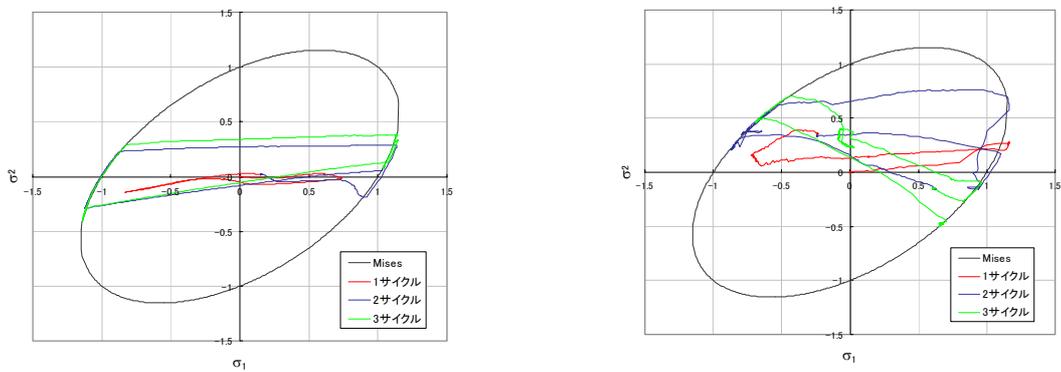
(f) CFDT4.5 基部

図-15 ひずみ分布



(a) ST 基部

(b) CFT 基部



(c) CFDT6.0 基部

(d) CFDT4.5 内鋼管基部

図-16 応力経路 (その1)

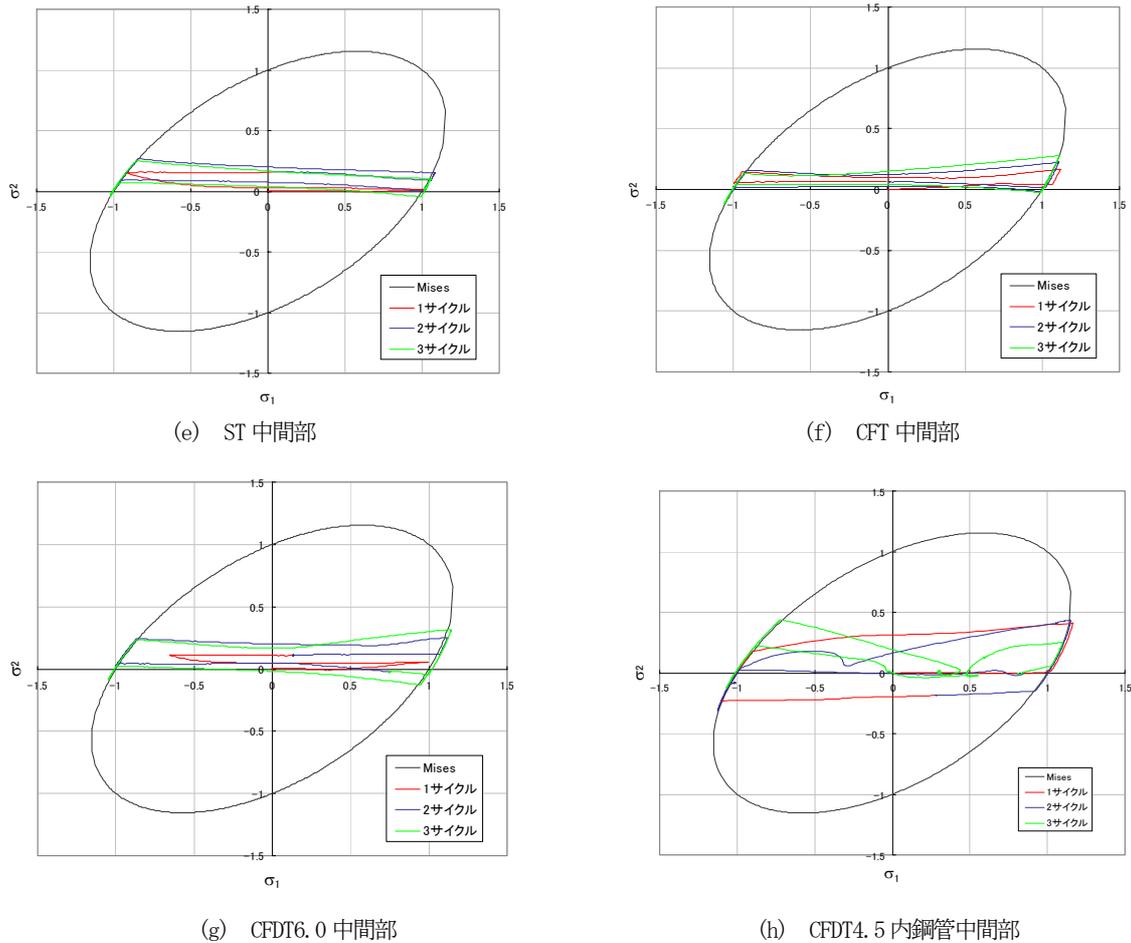


図-16 応力経路 (その2)

x 軸は軸方向応力 σ_1 、y 軸は周方向応力 σ_2 をそれぞれ降伏強度 f_y で除して無次元化している。

ST、CFDT6.0、CFDT4.5 では1 サイクル目はほぼ供試体軸方向の応力のみが作用しており、降伏付近で折り返しているのがわかる。しかし CFT、CFDT6.0 では、1 サイクル目ですでに外鋼管基部は降伏後、円周方向の応力が生じている。2 サイクル目以降はどの供試体にも円周方向の引張応力が生じている。座屈のあまり生じなかった CFT の基部では、円周方向応力が他と比べて小さいことから、基部での円周方向応力は、鋼管が曲げひずみにより断面形状にゆがみを生じようとするが、基板（ダイヤフラム）による断面拘束により、円周方向応力が顕著に発生するものであることがわかる。一方、供試体中間部でも円周方向の引張応力が生じているが、これは充填モルタルが鋼管の変形に影響を及ぼすとともに、圧壊後においては体積膨張を起こす等、鋼管との相互作用が生じるためであると考えられる。これは、モルタルを充填していない ST 中間部において、円周方向の応力が小さい事からもわかる。しかし、部材軸方向に塑性域が広がり（計測結果から、最低、柱高さの半分まで）、変形性能の向上に寄与していると考えられる。

4. 弾塑性有限変位解析による性能評価

4.1 解析概要

載荷実験では、内鋼管・外鋼管厚比のパラメータを 3 種類としたが、ここでは、より詳細に内鋼管・外鋼管厚比が曲げ耐的性能に及ぼす影響を評価するために、FEM 解析を用いて、パラメトリックに挙動解析を行った。

本解析では、汎用有限要素解析コード ABAQUS を用い、供試体と同じサイズで CFDT のフランジ境界から載荷点までをモデル化した、対称 1/2 モデルで幾何学的非線形性を考慮に入れた有限要素解析を行った。このモデルは、シェル要素で構成された外鋼管と内鋼管、ソリッド要素で構成された充填モルタル部、そして上下の剛体板からなる。解析モデルの要素分割図を図-17 に示す。なお、鋼材の材料特性は、ヤング係数 $E_s=2.05 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ 、材料試験の結果をもとに、図-18(a) のような応力-ひずみ関係の弾塑性体としてモデル化した。また、充填モルタルの材料特性は、ヤング係数 $E_c=2.06 \times 10^4 (\text{N/mm}^2)$ 、ポアソン比 $\nu=0.2$ 、材料試験の結果をもとに、図-18(b) のような応力ひずみ関係の弾塑性（ただし、引張側では、限界値に達した後、破壊を仮定）

としてモデル化した。鋼管とモルタルの間、剛体板とそれぞれの間は完全剛結とした。作用荷重は、上部の剛体板の中央とした。載荷は変位制御の単調載荷とし、境界条件は、下部の剛体板で、完全結合とした。各解析ケースでの条件における内鋼管・外鋼管厚を表-5に示す。

4.2 解析結果および考察

パラメトリック解析により得られた荷重-変位曲線を図-19に示す。解析結果では外鋼管の座屈による耐力低下はほぼ見られない。これは、充填モルタルの圧壊後の応力低下をモデル化していないため、応力再分配にともなう鋼管の応力分担上昇ならびに座屈を再現できていないためと考えられる。

図より、内鋼管の板厚を小さく、外鋼管の板厚を大きくしたモデルの方が、曲げ耐力性能が大きくなっていることが分かる。これは、単に断面二次モーメントが大きくなるためであるが、内鋼管、もしくは外鋼管がない場合についても同様の傾向が見られる。これは、解析モデルではコンクリートの拘束の有無や剥離を考慮に入っていないためである。よって、実構造の場合にはCFDT6.0やCFDT0.0は解析結果よりも耐力が低下する可能性がある。

4.3 内鋼管・外鋼管厚比の影響

次に解析結果から得られた内鋼管・外鋼管厚比と、最大曲げ耐力との関係を表したものを図-20に示す。図にはファイバー法により算定した結果も示しているが、外鋼管の厚いものが最大曲げ耐力が大きくなっており、内鋼管・外鋼管厚比とは線形関係があることが分かる。実験結果でCFDT6.0が最大耐力を有していた事からも、外鋼管を厚くすることが曲げ耐力性能向上につながる。ただし、充填モルタルの圧壊および剥落による急激な耐力劣化を防止するために、最低限の板厚を有する内鋼管の配置が望ましいと考えられる。

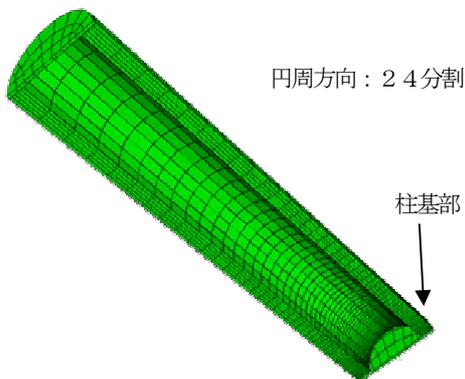
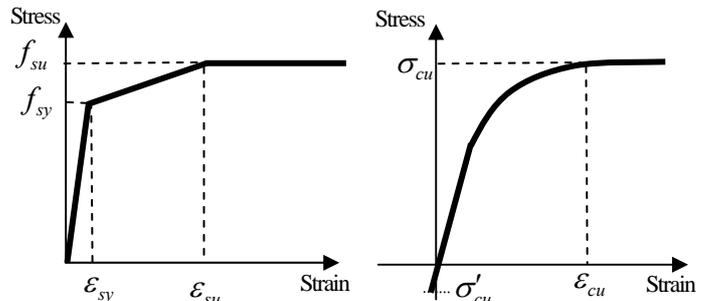


図-17 解析モデルの要素分割図



(a) 鋼材の材料特性 (b) モルタルの材料特性

図-18 材料の応力-ひずみ関係

表-5 パラメトリック解析ケース一覧

Case	Thickness of Outer Steel Tube	Thickness of Inner Steel Tube
	mm	mm
CFDT6.0	6.0	0.0
CFDT5.0	5.0	1.4
CFDT4.0	4.0	2.8
CFDT3.0	3.0	4.3
CFDT2.0	2.0	5.8
CFDT1.0	1.0	7.2
CFDT0.0	0.0	8.6

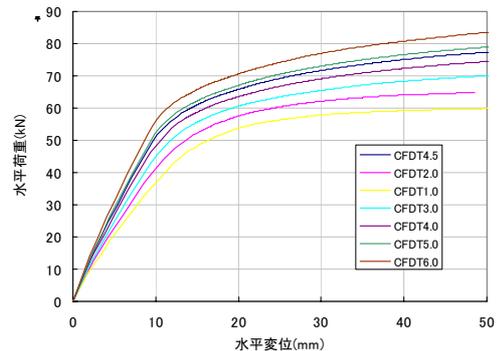


図-19 内鋼管・外鋼管の管厚比を変化させたCFDTの荷重-変位曲線

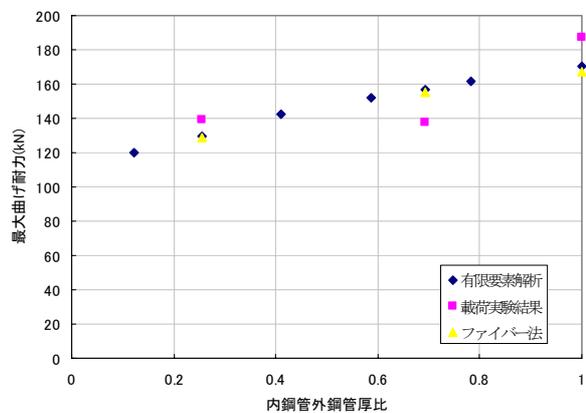


図-20 内鋼管・外鋼管厚比と最大曲げ強度の関係

5. 結論及び今後の課題

以下に、本研究の検討から得られた結論を示す。

1. コンクリート部分充填した中空式鋼管構造は、変位靱性能の点では及ばないものの、限られた変位内での最大曲げ耐力、エネルギー吸収率は同重量のコンクリート充填鋼管構造を上回る結果となった。なお、断面構成上、弾性剛性は大きく設定可能である。
2. 内鋼管がなく、拘束効果の不十分なコンクリート部分充填中空式鋼管構造においても十分な曲げ耐力を有する。しかし充填コンクリートが圧壊し、剥離が生じると、充填コンクリートによる性能向上効果は喪失し、鋼管のみの構造とほぼ同様の耐力にまで低下する。
3. 充填コンクリートは、内鋼管の局部座屈による面外変形は拘束するため、内鋼管の径厚比の制約はある程度緩和されるものと考えられる。しかし外鋼管の座屈を抑制する効果は小さく、径厚比の大きな外鋼管のCFDTでは、局部座屈による曲げ性能の低下が大きくなる。
4. 内鋼管・外鋼管厚比については、同一鋼重量の制約下において、なるべく外鋼管側に鋼材を配置した方が最大曲げ耐力、変位靱性能ともに優れており、合理的な構造となる。型枠やコンクリート拘束のため内鋼管は不可欠であるが、前述の座屈防止効果により径厚比をかなり大きなものとするのが可能であると考えられる。

また、今後の課題として以下のようなことが挙げられる。

1. 内鋼管、外鋼管と充填コンクリートは、曲げ荷重によってズレが生じるため、ズレを拘束する構造を設けることにより、より曲げ耐荷性能を向上させる事が可能だと考えられる。
2. 充填コンクリートの外鋼管の座屈を抑制する効果は小さいため、外鋼管を座屈が起りにくく、引張に強い材料(例えばFRP管など)に置き換える事で、より合理的な構造にできることが既往の研究成果から確認されてきたが、十分な座屈拘束を得る為に必要な巻き立て数などの積層構造については詳細な検討が必要と考えられる。
3. より効果的に充填鋼管構造の座屈を表現できる解析モデル・材料構成則を構築し、充填コンクリートの座屈防止効果を定量的に把握することができ

ば、コンクリート充填二重鋼管構造の径厚比の制約について設計式を提案することができる。

参考文献

- 1) 保坂鉄矢：経済性を追求した鋼鉄道橋の試み，第1回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会 1998.8.
 - 2) 杉浦邦征，大島義信，小野紘一：軸力および曲げを受けるコンクリート充填二重鋼管構造の相関強度に関する考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.53A，2007.3.
 - 3) 日本道路公団：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル，1998.8.
 - 4) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，1997.10.
 - 5) 上中宏二郎，濱本誠司，鬼頭宏明：二重鋼管合成柱の中心圧縮特性に及ぼす内・外鋼管厚比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No2，2005.
 - 6) 佐原啓介：大径厚比を有するコンクリート充填円形鋼管部材の純曲げ特性，大阪市立大学院都市系専攻修士論文梗概集，2004.3.
 - 7) 崔 鉉俊，杉浦邦征，大島義信：コンクリート充填二重鋼管柱の圧縮耐力に関する研究，第6回複合構造の活用に関するシンポジウム，土木学会，2005.11(CD-ROM).
 - 8) 杉本雅人，柳下文夫，谷平勉，園田恵一郎：中空式二重鋼管合成柱の変位靱性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No3，1998.
 - 9) 林堂靖史，杉浦邦征，河野広隆，大島義信：コンクリート充填二重鋼管構造の曲げ耐荷特性に関する実験的研究，第7回複合構造の活用に関するシンポジウム，2007.11(CD-ROM).
 - 10) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 設計編，2007.
 - 11) 日本材料学会：新建設材料実験，1999.
 - 12) 加藤大介，中村友紀子：RC造柱部材の降伏変形と等価粘性減衰の評価法，日本建築学会学術講演概要集，2004.8.
 - 13) 柳下文夫，谷平勉，鬼頭宏明，園田恵一郎：中空式二重鋼管合成柱の繰り返し挙動：コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No2，2002.
 - 14) 日本機械学会：計算力学ハンドブック，1998.7.
- (2008年9月18日受付)