

論文 二重鋼管・コンクリート合成深はりの曲げせん断実験

上中 宏二郎^{*1}・清水 優^{*2}・鬼頭 宏明^{*3}

要旨：二重鋼管・コンクリート合成部材(Concrete Filled Double Steel Tubular Members, 以下, CFDT とする)とは, 同心円上に2種類の鋼管を配置してそれらの間のみコンクリートを充填した構造形式を指す。このような形式により, 従来のコンクリート充填鋼管部材と比較して, 軽量となる利点を有する。本研究ではせん断スパン比=1の深はりに対して, 内径・外径比(D_i/D_o), 径厚比(D_i/t_o)を変数とした合計8体の3点曲げせん断実験を行った。得られた結果より, CFDTの破壊形式は D_i/D_o に影響すること, および算定方法は従来のRC理論を用いておおよそ評価できることがわかった。さらに, 内外鋼管の応力状態について言及した。

キーワード：二重鋼管・コンクリート合成深はり, コンクリート充填鋼管部材, 内径・外径比, 破壊形式

1. はじめに

二重鋼管・コンクリート合成部材(Concrete Filled Double Steel Tubular Members, 以下, CFDT とする)とは, 同心円上に2種類の異なる径の鋼管を配置し, その間のみコンクリートを充填した構造形式である。したがって, 内鋼管内部が中空となる構造形式により, 従来のコンクリート充填鋼管部材^{1),2)}(Concrete Filled Steel Tubular Members, 以下, CFT とする)と比較して, 軽量となる利点を有する。したがってCFDTを山岳地帯の高橋脚に用いれば, 地震による慣性力の低下, ならびに下部工への負担の軽減など多くの利点がある。

CFDTに関する既往の研究を概観すれば, Weiらはポリマーコンクリートを充填した短柱の中心圧縮特性の実験的³⁾および解析的検討⁴⁾を行っている。また, 軸力一定下での長柱の交番繰り返し実験⁵⁾では, 優れた変形性能を有することが報告されている。なお, Zhaoら⁶⁾は径厚比(幅厚比)が100未満の円形鋼管, および角形鋼管を用いて作成されたCFDTの中心圧縮, ならびに曲げ特性に関する実験的検討を行っている。

以上のような背景のもと, これまで著者らは, CFDTの径厚比(D_o/t_o)および内径・外径比(D_i/D_o)を変数とした中心圧縮特性⁷⁾⁹⁾ならびに曲げ特性¹⁰⁾に関する実験的検討を継続的に行い, 基礎データの蓄積と力学的特性の把握を行ってきた。得られた結果より, 内径・外径比(D_i/D_o)が大きくなると外鋼管の拘束効果が低下し, それぞれの特性に与える影響が大きいことを定量的に把握した。特に曲げを受ける場合, 内鋼管を支点とした局所モーメントが発生することを指摘した¹⁰⁾。さらに, 内径・外径比(D_i/D_o)を一定にし, 内鋼管厚・外鋼管厚比(t_i/t_o)を変化させた従来のCFTの重量の60%程度のCFDTの中心圧縮特性に関する実験的検討も行い¹¹⁾, 内

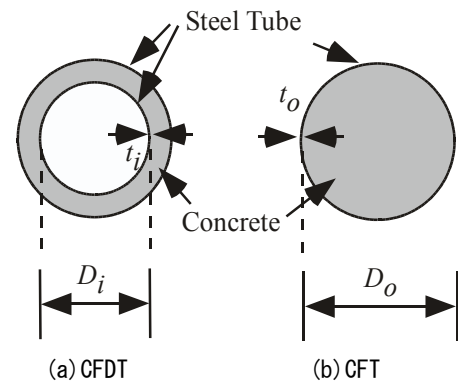


図-1 CFDTとCFTの断面

鋼管厚が同特性に与える影響は少ないことも示唆した。

そこで, 本研究では, 上記の研究に引き続き, 径厚比(D_o/t_o)および内径・外径比(D_i/D_o)を変化させた合計8体のCFDT深はりの曲げせん断実験を行い, 曲げとそれに付随するせん断力がCFDTに与える影響について把握することを目的としている。

2. 実験方法

2.1 供試体の概要と載荷方法

供試体一覧を表-1に示す。供試体の長さ(L)および外鋼管径(D_o)は, 420mm, 160mmとそれぞれ一定にし, 内, 外鋼管厚(t_i, t_o)を1.6, 2.3mm, 内径 $D_i=0$ (CFT), 37.5, 75.0, 112.5mmとした合計8体である。ここで, 供試体名はsの添え字に内外鋼管厚(t_i, t_o), ハイフンに続く数字は内径(D_i)を示している。さらに, CFDTとCFTの重量比(W_{CFDT}/W_{CFT})は0.98~0.64となっている。鋼管はある一定の厚さの鋼材を冷間加工の後, それぞれの板厚のものを円形状に加工し, 突き合わせ溶接で作製している。異なる二種類の鋼管を同心円上に配置した後, 粗骨材の最大

*1 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科准教授 博(工)(正会員)

*2 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科

*3 大阪市立大学大学院工学研究科 都市系准教授 博(工)(正会員)

表-1 供試体一覧

No.	Tag	D_i (mm)	t_i (mm)	D_o (mm)	t_o (mm)	D_i/D_o	D_o/t_o	f_{sy} (MPa)	f_u (MPa)	f'_c (MPa)	$\frac{W_{CFDT}}{W_{CFT}}$
1	s16-000	0.0	0	160	1.6	0.00	100.0	381.3	422.2	27.1	1.00
2	s16-375	37.5	1.6			0.23					0.98
3	s16-750	75.0	1.6			0.47					0.86
4	s16-1125	112.5	1.6			0.70					0.63
5	s23-000	0.0	0	2.3	2.3	0.00	69.6	346.2	406.8	27.1	1.00
6	s23-375	37.5	2.3			0.23					0.99
7	s23-750	75.0	2.3			0.47					0.88
8	s23-1125	112.5	2.3			0.70					0.68

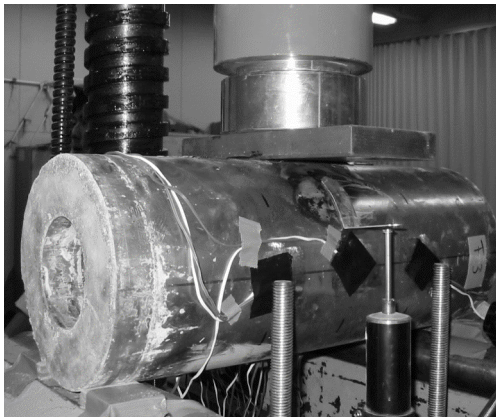


写真-1 載荷風景

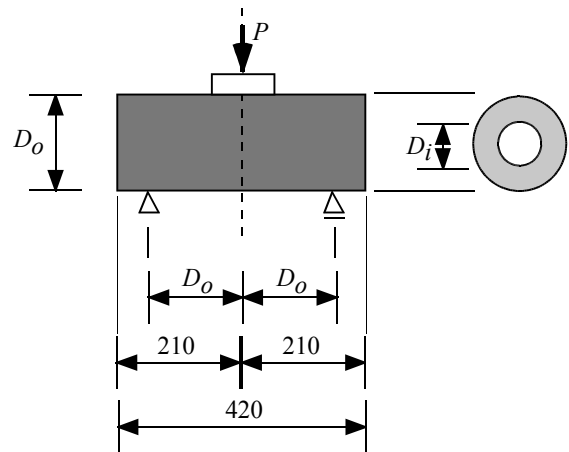


図-2 載荷方法

寸法 15mm のコンクリートを打設した。なお、供試体端部は、固定されていないためコンクリートが抜け出せるようになっており、圧縮ストラットが形成されないようになっている。したがって、実験強度は控えめに算定されると思われる。

載荷方法は、写真-1、図-2に示すように、2MN アムスラー載荷試験機により、ロードセル、球座および $t20\text{mm} \times B100\text{mm} \times L200\text{mm}$ の載荷板を介して、3点曲げ載荷方法により、単純支持された供試体に曲げせん断力を作用させた。

2.2 測定項目

図-3にひずみゲージの測定位置を示す。スパン中央(C)のNo. 1~4、および中央から左右 160mm 離れた箇所(L, R)の天地(図-3内、No. 1, 2, 3)に二軸ひずみゲージを貼付した。また、スパン中央には変位計を設置し、変形性能を測定した。

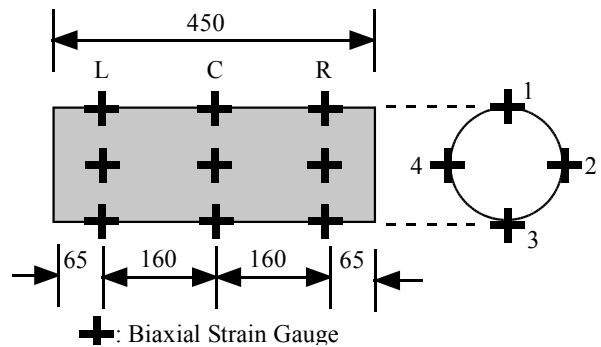


図-3 内外鋼管のひずみゲージ貼付位置

3. 実験結果と考察

3.1 破壊形式

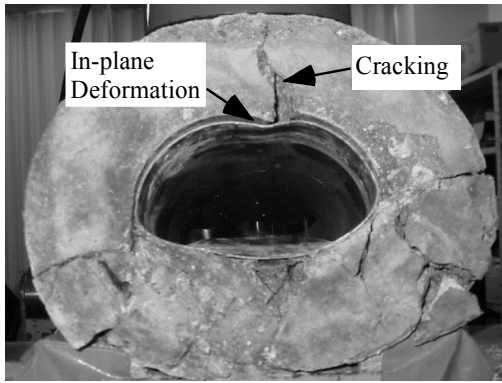
写真-2に s16-750 と s16-000 の破壊状態を示す。破壊形式は、CFT および $D_i = 37.5\text{mm}$ の供試体では中央の鋼管が破断するものであった。

CFDT 供試体は載荷途中に、内鋼管の配置により、内

外鋼管頂点を結ぶコンクリートのひび割れが発生していた。さらに、 $D_i/D_o > 0.47$ の供試体では、外鋼管は楕円状に変形することができるが、内鋼管は充填コンクリートにより外側へ変形できないため、鋼管の頂部がVの字に面内に変形していることも確認できる(写真-2(a)参照)。断面積の特に小さい内鋼管径が $D_i/D_o = 0.7$ の供試体では、載荷初期からコンクリートの断面が圧縮破壊し外鋼管が楕円状に変形しながら断面剛性が低下(後出の図-4参照)し、鋼管の破断は見られないものの、内外鋼管が降伏する曲げ破壊に至った。また、端部では充填コンクリートの抜け出しを確認した。

表-2 実験結果と算定強度

No.	Tag	D_i / D_o	Experiment			Estimation		Ratio	
			P_{exp} (kN)	V_{exp} (kN)	M_{exp} (kN m)	V_u (kN)	M_u (kN m)	V_{exp} / V_u	M_{exp} / M_u
1	s16-000	0.00	390.0	195.0	31.2	90.8	19.1	2.15	1.63
2	s16-375	0.23	391.0	195.5	31.3	74.6	20.5	2.62	1.52
3	s16-750	0.47	347.9	174.0	27.8	57.8	23.3	3.01	1.19
4	s16-1125	0.70	142.1	71.1	11.4	39.7	25.4	1.79	0.45
5	s23-000	0.00	464.5	232.3	37.2	99.8	24.3	2.33	1.53
6	s23-375	0.23	497.8	248.9	39.8	82.9	25.8	3.00	1.55
7	s23-750	0.47	460.6	230.3	36.8	65.3	29.4	3.53	1.25
8	s23-1125	0.70	84.3	42.1	6.7	45.8	32.7	0.92	0.21



(a) s16-750 のひびわれ形状(端面かつ支点近傍)

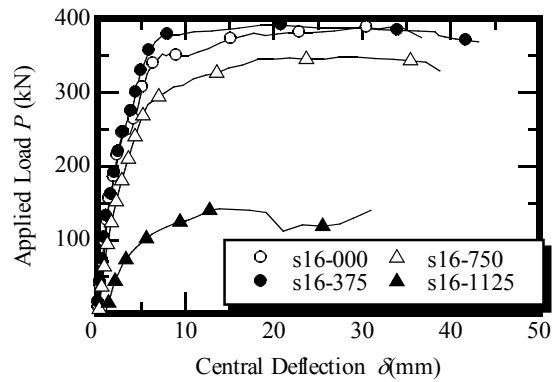
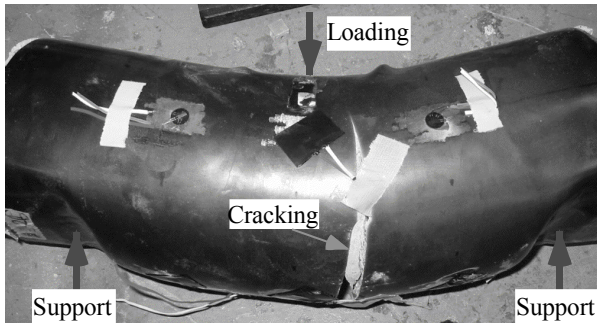


図-4 載荷荷重とたわみ



(b) s16-000 の鋼管の破断(上側から載荷)

写真-2 破壊形式

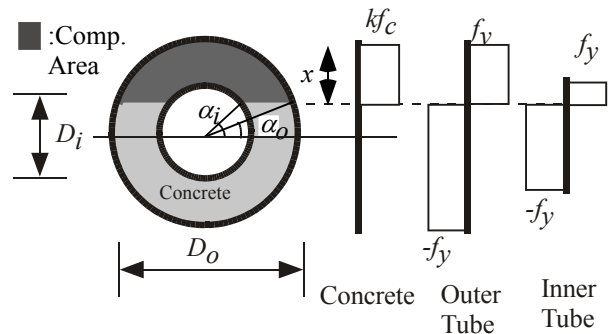


図-5 終局曲げの応力状態

3.2 変形特性

図-4に鋼管厚1.6mmのせん断力とスパン中央の変位の関係を示す。同図より、s16-375はCFTとほとんど同じ挙動を示している。またs16-750は、CFTと比較して若干部材強度は低下するものの、ほぼ同等の粘りある変形性能が認められた。しかしながら、s16-1125のそれは、非常に低いものであった。これは、3.1破壊形式で示したように、内鋼管が大きくなることにより、中空の部分が多い、すなわち部材厚さが薄いs16-1125は、載荷初期からコンクリートが圧縮破壊を生じているため、他の供試体と比較して顕著に耐荷力が低下したためであると考え

られる。

3.3 終局強度

まず、終局強度を評価するにあたり、以下の式を参考とした。まず、RCのディープビームのせん断強度(V_u)を算定する二羽の式¹²⁾は次式の通りとなる。

$$V_u = \frac{0.24 f_c'^{2/3} (1 + (100 p_w)^{1/2}) (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w d \quad (1)$$

ここで、 f_c' : コンクリート強度(MPa)、 b_w : ウェブ幅、 d : 有効高さ、 r : 載荷幅(=100mm)、 a : せん断スパン長、 $p_w = A_s / b_w d$ であり、 A_s は内外鋼管の全断面積の1/4、 d 、および

び b_w はCFDTを等積正方形¹³⁾に置換した場合の有効高さ
とウェブ幅を用いている。

一方、CFDTの算定強度は、図-5に示すように内鋼
管内に中立軸が有り、かつ鋼管が全塑性状態と仮定した
等価応力ブロックを用いることにより、下式により表さ
れる。

$$M_u = \frac{2k f_c'}{3} (R_o^3 \cos^3 \alpha_o - R_i^3 \cos^3 \alpha_i) + 4 f_{sy} (R_o^2 t_o \cos \alpha_o + R_i^2 t_i \cos \alpha_i) \quad (2)$$

ここで、 f_{sy} : 鋼管の降伏強度、 f_c' : 充填コンクリートの圧
縮強度、 k : コンクリートの低減係数(=0.85)、 R_o, R_i : 外鋼
管の半径(= $D_o/2$)、および内鋼管の半径(= $D_i/2$)、 t_o, t_i : 外
および内鋼管厚、 α_o, α_i : 内、外鋼管の中立と圧縮領域
までの角度(ただし、 $\sin \alpha_o = (R_o/R_i) \sin \alpha_i$)をそれぞれ
示す。また、図-5の軸力(N_u)の鋼管と充填コンクリートの
総和は、

$$N_u = K R_o^2 \left(1 - \frac{2\alpha_o}{\pi} - \frac{\sin 2\alpha_o}{\pi}\right) - K R_i^2 \left(1 - \frac{2\alpha_i}{\pi} - \frac{\sin 2\alpha_i}{\pi}\right) - 4 f_{sy} (R_o t_o \alpha_o + R_i t_i \alpha_i) \quad (3)$$

となる。ただし、 $K = \pi k f_c' / 2$ である。式(3)より、 $N_u = 0$ と
なる α_o, α_i を求め、式(2)に代入することにより純曲げ強
度 M_u が得られる。なお、式(1)~(3)にて算出されたせん
断強度(V_u)および曲げ強度(M_u)を表-2内、第7、8列目
に示している。

せん断強度比(V_{exp}/V_u)と D_i/D_o の関係を図-6に示す。
同図より、ばらつきはあるものの、実験結果は算定強度
を用いて安全側に評価できることがわかる。また、 D_i/D_o
< 0.47では、式(1)の2~3倍の値が得られている。これは、
外鋼管のせん断補強効果のためであると考えられる。さら
に、 $D_i/D_o < 0.47$ ではせん断耐力は上昇している傾向
にあり、内鋼管のせん断補強が確認できる。ただし、 $D_i/$
 $D_o = 0.7$ になると、3.1で述べたように、断面の楕円化
が、支点と載荷点近傍で顕在化し、局所破壊的な様相を
呈した。よって、破壊形式は他のものと異なり、ひいて
は得られた強度も著しく低下した。

つぎに、曲げ強度比(M_{exp}/M_u)と D_i/D_o を比較したも
のを図-7に示す。同図より、 $D_i/D_o < 0.47$ の供試体では、
外鋼管が降伏応力を越えているため、式(2)よりも大き
な値を示すが、おおむね実験値を評価できることがわか
る。一方、 $D_i/D_o = 0.7$ では算定強度を大幅に下回って
いる。これも3.1で述べた断面の楕円化のためであると思
えらる。

3.4 応力状態¹⁴⁾

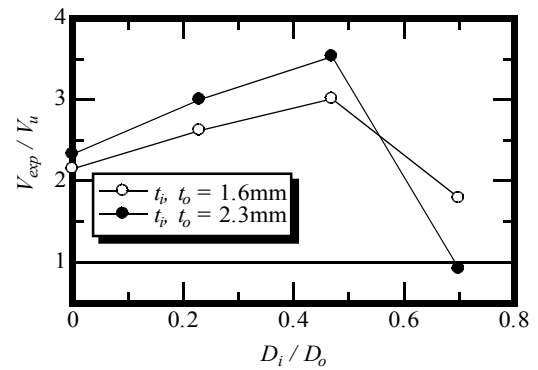


図-6 せん断強度と内径・外径比

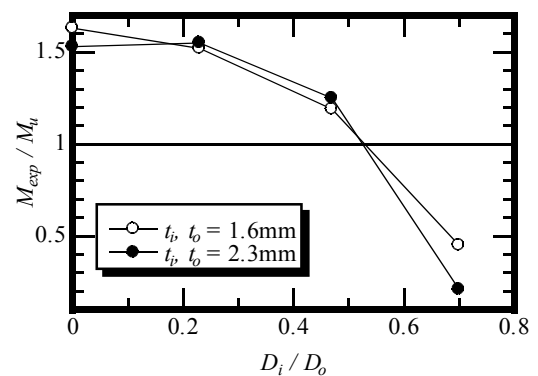


図-7 曲げ強度と内径・外径比

内外鋼管には8枚の2軸ひずみゲージ、ならびに2枚
の3軸ひずみゲージをそれぞれ貼付している。これらの
ひずみを用いて、各鋼管の応力状態を以下の手法により
求める。なお、以下取り扱う応力は全て圧縮を正の値と
している。

まず、弾塑性状態での平面応力状態における Prandl-
Reuss の構成則によると、部材軸と円周方向のひずみ
増分をそれぞれ $d\epsilon_z, d\epsilon_\theta$ とすると、両者に対応する各応力
増分 $d\sigma_z, d\sigma_\theta$ は式(4)の通りとなる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} E & \nu \\ \nu & E \end{Bmatrix} \frac{1}{1-\nu^2} \frac{1}{S} \begin{Bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_1 S_2 & S_2^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_z \\ d\epsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 E, ν は鋼管のヤング係数(=200GPa)、ポアソン
比(=0.3)をそれぞれ示す。さらに S, S_1, S_2 は

$$S = s_z S_1 + s_\theta S_2, \quad S_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_z + \nu s_\theta), \quad S_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_\theta + \nu s_z)$$

となる。ここで、 s_z, s_θ は軸方向ならびに円周方向の偏差
応力をそれぞれ示す。鋼管が降伏し塑性状態になった場

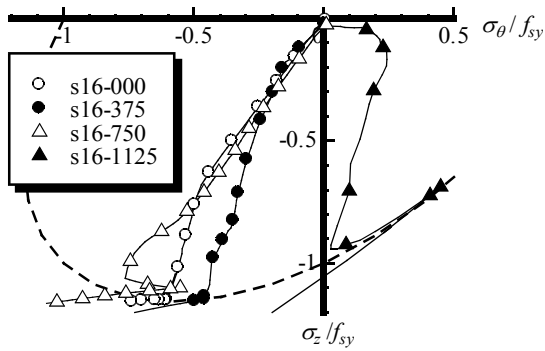


図-8 外鋼管の応力状態 (曲げ引張側・引張を正)

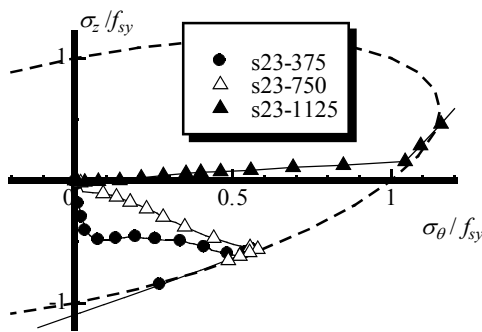


図-9 内鋼管の応力状態 (曲げ引張側)

合は、実験により得られたひずみ増分を式(4)に代入し、弾塑性応力を得ることができる。

図-8に外鋼管の曲げ引張側における二軸応力の関係を示す。また、図中の破線は von Mises の降伏曲線であり、式(5)のとおりである。

$$\sigma_z^2 - \sigma_z \sigma_\theta + \sigma_\theta^2 = f_{sy}^2 \quad (5)$$

ここで、 σ_z 、 σ_θ は各々、鋼管の軸方向応力と円周方向応力、 f_{sy} は鋼管の降伏応力である。

同図より、円周方向応力が若干発生しているが、軸方向応力が引張降伏値に到達後、円周方向応力が引張方向へ流動していることが確認できる。これは、従来のCFT部材と同じ挙動を示している。すなわち、ひび割れを有する充填コンクリートが、二軸応力状態となり、中心方向へ縮もうとする鋼管を拘束するためであると考えられる。また、内鋼管径が大きいs16-1125では、初期段階において、円周方向応力が圧縮側に流動している。これは、部材厚が薄いために、上下方向に圧縮力を受けるリングのように挙動しているためと考えられる。

つぎに図-9には内鋼管の応力状態を示しており、図中破線は図-8と同じ式(5)である。同図より、軸方向は引張側、円周方向は初期から圧縮側へと作用している。

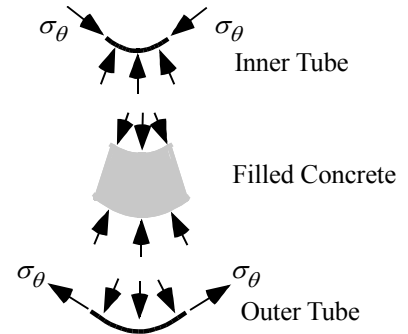


図-10 曲げ引張側の応力作用図

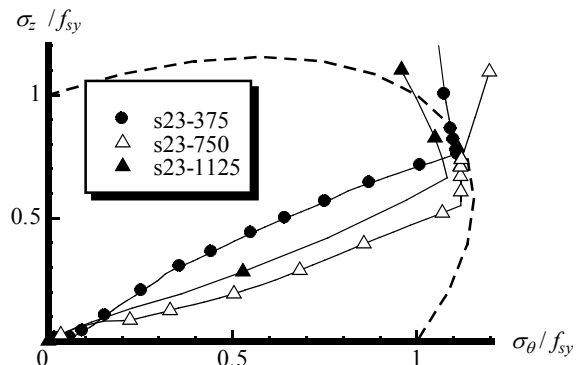


図-11 内鋼管の応力状態 (曲げ圧縮側・引張を正)

これは、ひび割れを有する充填コンクリートの断面変形により、内鋼管を圧縮することによるものと考えられる。また、s23-1125では、上述の現象が顕著に現れていることがわかる。以上より、図-8、ならびに9から曲げ引張側の内および外鋼管の円周方向応力とそれに伴って生じる充填コンクリートへの拘束応力の発生機構は、図-10の通りとなる。

最後に、図-11に内鋼管圧縮側の鋼管の応力状態を示している。軸方向応力は圧縮側、円周方向応力も圧縮側に作用し、降伏に到達後引張方向に流動していることがわかる。これは、内鋼管が円周方向へ圧縮することにより、外鋼管は楕円状に変形できるものの、内鋼管はコンクリートの存在により、写真-2で示したように、中心方向へ面内変形が発生するため、円周方向応力が圧縮に作用したと考えられる。

4. まとめ

本研究は、せん断スパン比=1.0の8体のCFDT深はり供試体において、内径・外径比(D_i/D_o)ならびに径厚比(D_o/t_o)を実験変数とした三点曲げ実験を行い、得られた破壊形式、変形特性、終局強度ならびに内外鋼管の応力状態に基づいて考察したものである。結論づけられる事項を列記すると以下の通りである。

(1) 得られた破壊形式は、CFTにおいては断面形状が

- ほぼ変化することなく、外鋼管が破断する曲げ破壊形式であった。一方、CFDTにおいては、 $D_i/D_o=0.7$ となると、まず充填コンクリートが圧縮破壊を起こし、断面剛性が低下し、その後曲げ変形へと変化した。また、外鋼管は楕円状に変化するが、内鋼管は充填コンクリートの存在により、面内変形が発生し、鋼管頂部がV型となった。
- (2) 得られた変形性能は、 $D_i/D_o < 0.47$ の供試体の挙動は、CFTとほぼ同じ変形挙動を示した。一方 $D_i/D_o=0.70$ では、上記(1)の理由により著しく変形性能が低下した。
- (3) 従来のRCの算定方法を参考にし、CFDTのせん断強度を評価したところ、おおむね安全側に評価された。また、 $D_i/D_o < 0.47$ では、内鋼管によるせん断補強効果が認められたものの、 $D_i/D_o=0.70$ では、 D_i が大きくなることによりコンクリート部材が薄くなるため、上記の効果が得られなかった。
- (4) 全塑性状態を想定した曲げ強度算定法により、最大強度と比較したところ、CFTならびに $D_i/D_o=0.47$ までの供試体はおおむね本手法を用いて評価できた。ただし、 $D_i/D_o=0.70$ では、低荷重領域での断面の楕円化に伴う断面剛性の著しい低下により、算定値を大幅に下回った。
- (5) 外鋼管の曲げ引張側の応力状態は、軸方向、円周方向応力が降伏局面に到達後、円周方向応力が引張側に流動した。これは従来のCFTと同様に、曲げひび割れが発生した充填コンクリートが中心方向へ縮む鋼管を拘束するためであると考えられる。
- (6) 内鋼管の曲げ引張側の応力状態は、載荷初期から円周方向応力が圧縮側へ作用するものが見られた。これは、充填コンクリートにひび割れが発生することにより、内鋼管に圧縮応力を作用させたためであると考えられる。
- (7) 内鋼管の曲げ圧縮側の応力状態は、載荷初期から円周方向に圧縮応力が作用していた。これは、貼付したひずみゲージ位置が上述(1)の理由により、面内変形を呈したためであると考えられる。

謝辞：載荷実験の実施には、神戸市立工業高等専門学校
の杉本義博、岡本亮二、羽場健介各君にご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規
準・同解説，2002.
- 3) Wei, S., Mau, S.T., Vipulanandan, C. and Mantrala,
S.K.: Performance of New Sandwich Tube under Axial
Loading: Experiment, *Jour. of Struct. Eng.*, American
Society of Civil Engineers, Vol. 121, No. 12, pp.
1806-1814, 1995.
- 4) Wei, S., Mau, S.T., Vipulanandan, C. and Mantrala,
S.K.: Performance of New Sandwich Tube under Axial
Loading: Analysis, *Jour. of Struct. Eng.*, American
Society of Civil Engineers, Vol. 121, No. 12, pp.
1815-1821, 1995
- 5) 柳下文夫，谷平勉，鬼頭宏明，園田恵一郎：中空式
二重鋼管合成柱の曲げ挙動に及ぼす軸方向鉄筋の
影響，コンクリート工学年次論文報告集，日本コ
ンクリート工学協会，Vol. 25, No. 2, pp. 1621-1626,
2004.
- 6) Zhao, X. L. and Han, L. H. : Double Skin Composite
Construction, *Progress in Structural Engineering and
Materials*, Vol. 8, No. 3, pp. 93-102, 2006.
- 7) Uenaka, K., Kitoh, H., Sonoda, K. and Hayami, M. :
Experimental Study on Concrete Filled Double Tubular
Steel Columns under Axial Loading, *Advances in
Structures*, pp. 877-882, 2003.
- 8) 上中宏二郎，鬼頭宏明，園田恵一郎，早見真：二
重鋼管・コンクリート合成柱の中心圧縮特性に及
ぼす内径・外径比の影響，第5回復合構造の活用
に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.
105-110, 2003.
- 9) 上中宏二郎，鬼頭宏明，園田恵一郎：二重鋼管合
成短柱の圧縮特性に関する実験的研究，鋼構造論
文集，日本鋼構造協会，Vol. 14, No. 53, pp. 67-75,
2007.
- 10) 上中宏二郎，鬼頭宏明，後藤亮太：中空式二重鋼
管・コンクリート合成部材の曲げ特性，コンクリ
ート工学論文集，日本コンクリート工学協会，
Vol. 17, No. 3, pp. 45-53, 2006.
- 11) 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，日本コンクリート
工学協会，Vol. 27, No. 2, pp. 1285-1290, 2005.
- 12) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディーブビームの
せん断耐力評価式，第2回RC構造のせん断に問
題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，
日本コンクリート工学協会，pp. 119-128, 1983.
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書，構造性能照
査編，2002.
- 14) 吉田総仁：弾塑性力学の基礎，共立出版，pp.
188-190, 1997.