

論文 軽量コンクリート2種充填円形鋼管部材の曲げせん断実験

上中 宏二郎^{*1}・水越 睦視^{*1}

要旨: 軽量コンクリート2種(LC2)とは、細骨材ならびに粗骨材を軽量化したコンクリートのことであり、従来の普通コンクリート(NC)と比較して25%程度の軽量化が可能である。また、コンクリート充填鋼管部材(CFT)は高じん性、高耐震性を有する。本研究では、新たなLC2の活用方法として、LC2を鋼管に充填した軽量二種コンクリート充填鋼管(L-CFT)を提案し、その逆対称二点荷重方法による曲げせん断実験を行った。得られた破壊形式、変形特性ならびにせん断強度について考察するとともにNCを充填した場合のCFTのせん断強度と比較した。最後に、鋼管の弾塑性応力状態について言及した。

キーワード: 軽量コンクリート2種充填鋼管, 径厚比, 逆対称二点荷重, 曲げせん断実験

1. はじめに

軽量コンクリート(以下, LC)^{1,2)}は人工軽量骨材をセメント, 水で配(調)合したものであり, 必然的に普通コンクリート(NC)よりも軽くなる。また, LCは細骨材のみを軽量化したもの(LC1), ならびに細骨材, 粗骨材両者を軽量化したもの(LC2)に分類される。なお, 細骨材, および粗骨材が軽量のLC2の単位容積質量(ρ)は $1.65 \text{ t/m}^3 < \rho < 1.80 \text{ t/m}^3$ であるので, LC2はNCと比べて25%程度軽量となる。これまでのLCを用いた構造部材に関する研究では, 鋼繊維を補強材としたLCを用いた橋梁のRC床版の疲労特性の把握を目的とした研究³⁾, ならびに鋼・コンクリート合成床版への適用^{4,5)}を目的とした研究が見られる。しかしながら, LCはヤング係数, およびせん断強度がNCに比べて低くなることが示唆されている²⁾。

他方, コンクリート充填鋼管(Concrete Filled Steel Tubular, CFT)部材⁶⁾は, 鋼管内にコンクリートを充填したシンプルな構造であり, 鋼管は充填コンクリートにより座屈が抑制できること, コンクリートは鋼管のコンファインド効果により三軸応力状態となるため, 充填されたコンクリートの強度は上昇する。特に円形鋼管の短柱の場合, 中心圧縮強度においては鋼材, およびコンクリート単体のそれぞれの強度を累加したものよりも大きくなることから, 優れた耐震性能を有することが広く知られている。また, 地震時の慣性力を低減し, さらなる耐震性能の向上のためには, CFT部材の軽量化が必要となる。

そこで, 本研究ではLC2, ならびにCFTの両者の特長を活かし, かつCFTの軽量化, およびLC2のせん断強度を補強することを目的として, LC2を充填した鋼管部材(以下, L-CFTとする)を提案する。つづいて, L-CFT部材の非常にせん断スパン比が小さい橋脚の基礎データの把握を目的としたせん断スパン比が約0.5の逆対称二

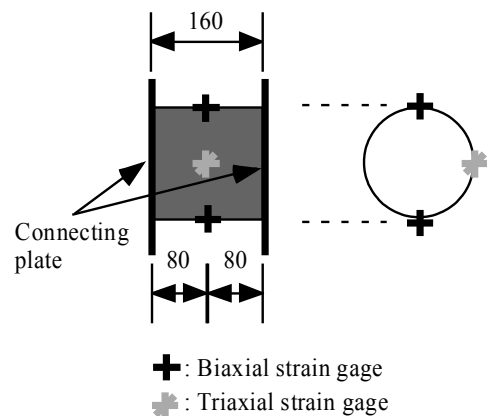


図-1 鋼管の詳細とひずみゲージ貼付位置

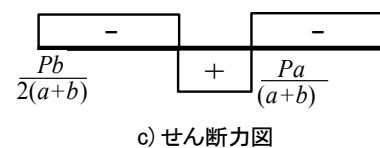
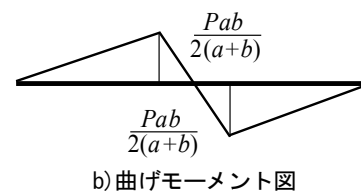
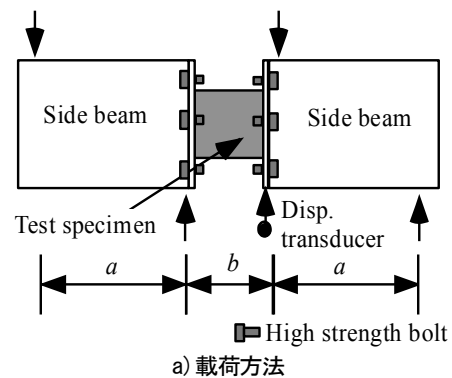


図-2 荷重方法と断面力図

^{*1} 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科教授 博(工) (正会員)

表-1 供試体一覧

No.	Tag	Steel tube				Concrete		
		D (mm)	t (mm)	D/t	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f'_c (N/mm ²)	Type
1	L-CFT10		1.0	160.0	253	367	31.0	LC2
2	L-CFT16	160	1.6	100.0	216	351	31.0	
3	L-CFT23		2.3	69.6	182	319	31.0	

表-2 軽量コンクリート2種の配合表

Slump (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	Unit weight (kg/m ³)				
				W	C	S	G	S.P.
24.5	5	55	48	165	300	632	592	1.8

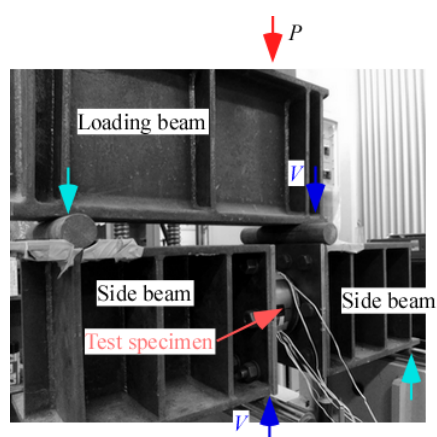


写真-1 載荷風景

点載荷方法による曲げせん断実験を行った。得られた結果より、径厚比が L-CFT ディープビームの破壊形式、変形性能、ならびにせん断強度に与える影響について考察した。さらに、著者らが既報⁷⁾で行った普通コンクリートを充填した CFT(以下、N-CFT とする)のせん断実験結果と本研究の比較を行った。最後に、L-CFT の鋼管部分の平面応力状態における弾塑性応力の挙動について言及した。

2. 実験方法

2.1. 供試体の概要

供試体の一覧を表-1に示す。鋼管は直径(D)ならびに幅(b)を 160mm と一定にしており、鋼板厚(t)=1.0, 1.6, ならびに 2.3mm の平鋼板を円形に成型し、突合せ溶接した。ついで、図-1に示すように、製作した円形鋼管に両端の荷はりには高力ボルトで固定するための厚さ 12mm の接合板(Connecting plate)を溶接した。なお、本研究のパラメーターである鋼管の径厚比(D/t)は $70 < D/t < 160$ の範囲である。

つぎに、本研究で使用した LC2 の配合表を表-2に示す。粗骨材、細骨材ともに密度 1.65(g/cm³)の膨張頁岩を用いて早強セメント、混和剤および水とともに練り混ぜて、接合板の上部まで充填し、三週間以上の十分な養

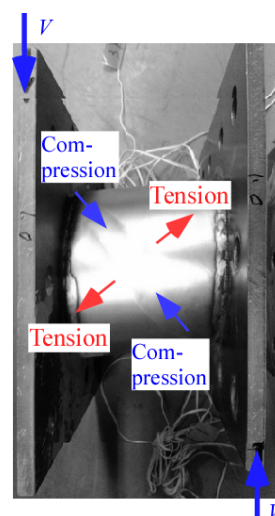


写真-2 鋼管の破壊形状(L10-CFT)

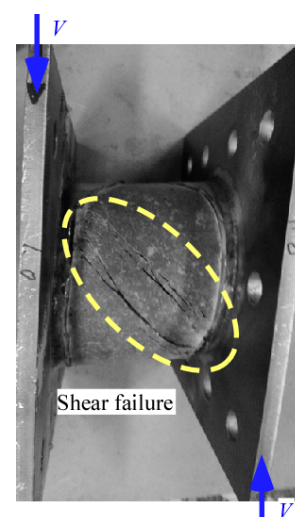


写真-3 内部コンクリートの破壊

生期間を経た。なお、コンクリートの圧縮強度(f'_c)は 31.0 N/mm²であった。

2.2. 測定項目

図-1にひずみゲージ測定個所の詳細を示す。鋼管それぞれに二軸ひずみゲージ2枚、三軸ひずみゲージ1枚を鋼管の外側に貼付して、鋼管のひずみ(応力)状態を、

表-3 算定強度と既往の研究との比較

No.	Tag	f'_c (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	Shear strength					Note
				V_u (kN)	V_s (kN)	V_{est} (kN)	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{est}	
1	L-CFT10	31.0	253	108.1	70.6	178.7	160.0	0.90	This study (LC2)
2	L-CFT16	31.0	216	120.5	96.3	216.8	230.8	1.06	
3	L-CFT23	31.0	182	132.3	116.4	248.6	260.6	1.05	
4	s10-000	36.5	204	120.7	57.0	177.7	188.9	1.06	Ref. 7) (NC)
5	s16-000	31.9	345	123.0	153.9	276.9	230.8	0.83	
6	s23-000	31.9	368	135.0	235.2	370.2	295.6	0.80	
7	CSS10-00	36.8	202	121.3	56.5	177.8	167.5	0.94	Ref. 8) (NC)
8	CSS16-00	36.8	202	135.3	89.9	225.1	290.2	1.29	
9	CSS23-00	36.8	168	148.4	107.6	256.1	310.2	1.21	
10	s10-160	34.9	196	117.1	54.7	171.8	177.9	1.04	Ref. 9) (NC)
11	s16-160	34.9	313	130.6	139.7	270.2	247.0	0.91	
12	s23-160	34.9	299	143.3	191.0	334.3	357.6	1.07	

図-2に示すように荷重点下部に変位計(Disp. transducer)を設置して、変位(δ)をそれぞれ測定した。

2.3. 荷重方法

本実験の荷重方法を写真-1に、断面力(曲げモーメント, せん断力)の作用図を図-2にそれぞれ示す。供試体両端に溶接された接合板(Connecting plate)にH形鋼で製作した治具(Side beam)を高力ボルト10本で固定し、荷重台に設置した。また、同図に示す逆対称二点荷重方法により、荷重荷重 P を与え、荷重はり>Loading beam)を介して供試体に一定のせん断力($V = Pa/(a+b)$)を明確な破壊状態の確認, あるいは供試体幅(b)の10%の変形に至るまで、単調荷重により作用させた。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊形式

写真-2に本実験で得られた荷重終了後の鋼管の破壊状態を示す。この写真から作用せん断力(V)により、鋼管は概ね45度方向に圧縮, およびその直交方向に引張力を受けており、終局強度時には供試体はせん断変形していることがわかる。これは既報^{7,9)}で同じ荷重方法で実施したN-CFTと同じものであった。さらに、写真-3は鋼管を切断し、内部の充填コンクリートの代表的な破壊状況を示したものである。写真-3より、両荷重点間に圧縮せん断破壊が確認できる。なお、圧縮ストラット内では割裂試験や曲げ引張試験などの材料実験で見られる人工軽量骨材の割れが確認できた。

3.2 算定せん断強度

(1) せん断強度の計算手法

まず、L-CFTのせん断強度を算定するにあたり、簡易に計算するために、本研究で用いた図-3 a)に示す円形CFT断面部材を鋼管直径(D), および鋼管厚(t)と等しい幅を有する図-3 b)の正方形CFT断面に置き換える。

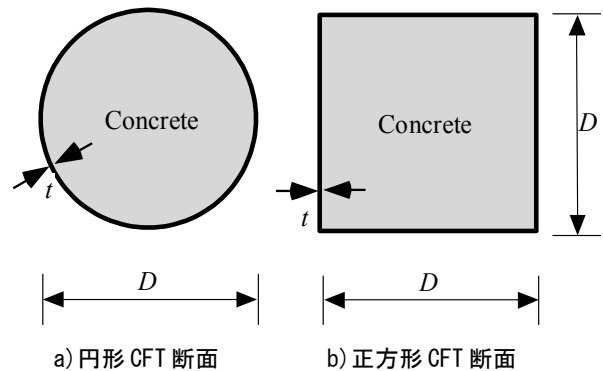


図-3 断面の置き換え

この手法により、RC部材の算定方法を参考に以下に示す手順で円形CFT断面のせん断強度算定を試みる。

つぎに、従来のRC部材の算定方法¹⁰⁾を参考に、コンクリートが負担するRCディープビームのせん断耐力(V_u)は圧縮破壊型である式(1)の通りとした。

$$V_u = \frac{0.24 f'_c \left\{ 1 + (100 p_w)^{\frac{1}{2}} \right\} \left\{ 1 + 3.33 r/d \right\}}{1 + (a_s/d)^2} b_w d \quad (1)$$

ここで、 f'_c : コンクリートの圧縮強度, a_s : せん断スパン長, b_w : 供試体幅($=D$), ならびに r : 荷重幅(接合板の幅 $=12\text{mm}$)である。さらに、鋼材面積比 p_w ならびに有効高さ d は図-3 b)を参考に以下の通りとなる。

$$p_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{Dt}{dD} = \frac{t}{d}, \quad d = D - \frac{t}{2} \quad (2a, b)$$

なお、 t は鋼管厚である。

さらに、RC部材のスターラップのせん断補強の強度を参考に、鋼材のせん断強度(V_s)は鋼管ウェブの高さ方向すべてがせん断に有効とみなして、トラス理論に類似

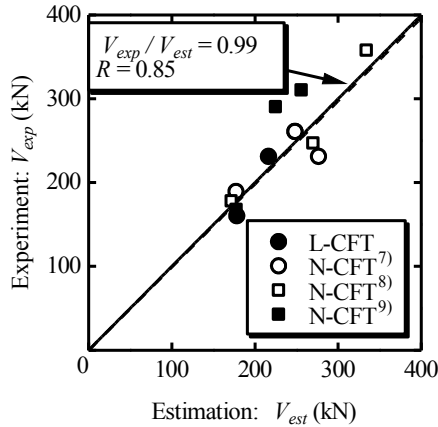


図-4 セン断強度算定値と実験値の比較

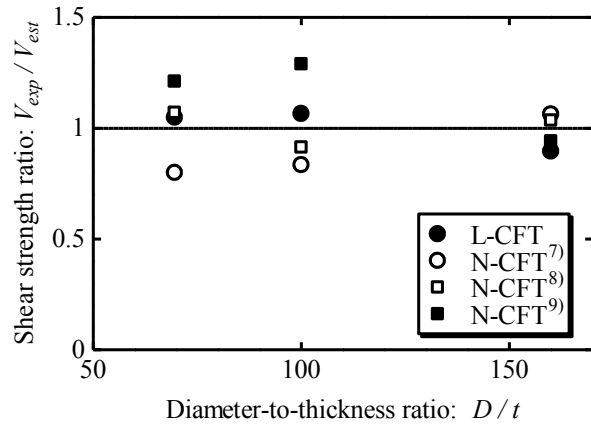
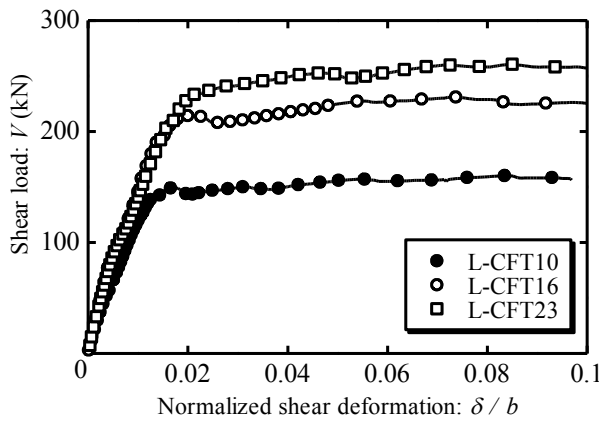
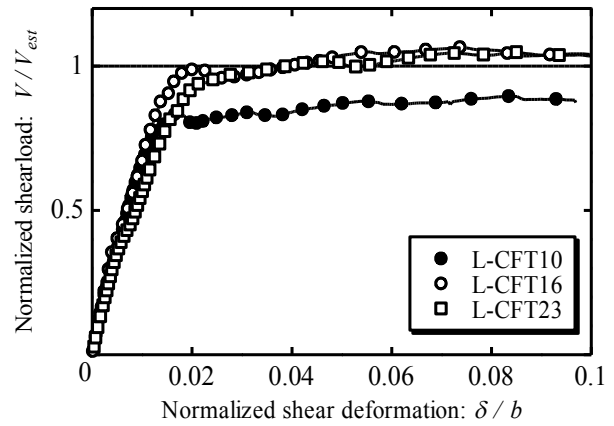


図-5 径厚比ごとのせん断強度算定値と実験値の比較



a) 無次元化無し



b) 算定せん断強度で無次元化

図-6 作用せん断力と変形関係 (径厚比の違い)

した以下の式を用いた。

$$V_s = 2jdt f_y \quad (3)$$

ここで、 f_y は鋼管の降伏強度、 $j=7/8$ である。

最後に、CFTの算定せん断強度は、式(4)に示す式(1)と式(2)より求めたそれぞれのコンクリートと鋼管のせん断強度の和として求めることとし、以下の通りとした。

$$V_{est} = V_u + V_s \quad (4)$$

上記手法で求めた V_u , V_s , ならびに V_{est} を表-3にまとめている。また、既報^{7,9)}で行った同形状の9体のN-CFTの実験せん断強度(V_{exp})、ならびに算定せん断強度(V_{est})も同表内のNo. 4-12に示している。

(2) 算定せん断強度と実験せん断強度

図-4に供試体幅(b)の10%の変形までの最大値である実験せん断強度(V_{exp})と式(4)により求めた算定せん断強度(V_{est})の関係を示す。ここで、図中には著者らが過去

に行った普通コンクリートを用いた同形状のN-CFTの9体の結果^{7,9)}も示している。

同図より、L-CFTならびにN-CFTの V_{exp} と V_{est} の関係は、相対比 $V_{exp}/V_{est}=0.99$ 、および相関係数 $R=0.85$ となり、強い相関が見られており、 V_{exp} は V_{est} を用いて良好に評価できることがわかる。したがって、本実験における得られたL-CFT、ならびにN-CFTのディープビームの実験せん断強度は、式(4)を用いての予測が概ね可能であることがわかる。なお、コンクリートと鋼管のそれぞれの分担力については、今後の検討課題としたい。

(3) 径厚比と算定強度

図-5に径厚比(D/t)と実験せん断強度(V_{exp})を式(4)で除したせん断強度(V_{exp}/V_{est})の関係を示す。ここでも図-4同様に、著者らが行ったN-CFTの実験結果^{7,9)}もプロットしている。

同図より、NC、ならびにLC2を用いたCFTは、径厚比(D/t)が100を超えても定式化したせん断強度(V_{exp}/V_{est})の顕著な低下は見られず、径厚比(D/t)が大きくなっても式(3)を用いて良好に評価できることがわかった。

3.3 変形特性

図-6 に作用せん断力($V = Pa/(a+b)$, P : 載荷荷重)と変位(δ/b)の関係を示す。ここで、横軸は変形量(δ)を供試体長さ $b=160\text{mm}$ で無次元化している。

まず、図-6 a)では、径厚比が異なる3体を比較する。径厚比(D/t)が小さくなり、鋼材断面が大きくなると変形性能の向上、すなわち作用せん断力と変位で囲まれた面積の向上が見られる。また、どの供試体においても $\delta/b=0.02$ の近辺でコンクリートのひび割れが発生したものと推定され、その後はせん断力の増加は見られず変位のみ増加している。この傾向は既報⁷⁾⁹⁾で行ったN-CFTのものと同じものであった。

つぎに、図-6 a)の縦軸を算定せん断強度(V_{est})で除したものとせん断変形(δ/b)の関係を図-6 b)に示す。縦軸を算定せん断強度(V_{exp})で無次元化することにより、径厚比(D/t)が100以下であれば、 D/t の影響はほとんど見られず、 $\delta/b=0.1$ までせん断強度比(V/V_{est})の低下をも見られなかった。また、作用せん断力比と変形で囲まれた面積、すなわちじん性は径厚比(D/t)の影響は少なかった。

3.4 鋼管の応力状態

(1) 弾塑性応力の計算¹⁾

鋼管中心部には二枚の二軸ひずみゲージと一枚の三軸ひずみゲージを貼付している(図-1参照)。ここでは三軸ひずみゲージを用いた主応力について考察する。

まず、三軸ひずみゲージの x, y および 45° 方向の値をそれぞれ ϵ_x, ϵ_y , ならびに ϵ_{45} とすると、ひずみロゼッタ法を用いれば、最大、最小主ひずみ(ϵ_1, ϵ_2)は以下の通りに求められる。

$$\epsilon_1, \epsilon_2 = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (2\epsilon_{45} - \epsilon_y - \epsilon_x)^2} \quad (5)$$

これらの二種類のひずみを用いて、鋼管の主応力状態を以下の手法により求める。

まず、弾性範囲内での平面応力状態における軸方向、周方向応力増分($d\sigma_1, d\sigma_2$)、およびひずみ増分($d\epsilon_1, d\epsilon_2$)の関係は、式(5)の通りに表わされる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

ここに、 E, ν は鋼管のヤング係数(= 200 kN/mm^2)、ポアソン比(= 0.3)をそれぞれ示す。

つぎに、弾塑性状態では、平面応力状態におけるPrandl-Reussの構成則を用いて、主ひずみ増分をそれぞれ $d\epsilon_1, d\epsilon_2$ とすると、両者に対応する各応力増分 $d\sigma_1,$

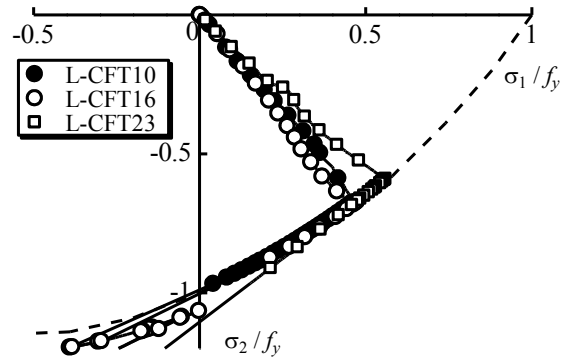


図-7 主応力状態

$d\sigma_2$ は式(6)の通りとなる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} E & \nu \\ \nu & E \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_1 S_2 & S_2^2 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

さらに S, S_1, S_2 は

$$S = s_1 S_1 + s_2 S_2, \quad S_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_1 + \nu s_2),$$

$$S_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (s_2 + \nu s_1) \quad (8a, b, c)$$

となる。ここで、 s_1, s_2 は最大、最小主応力方向の偏差応力をそれぞれ示す。

さらに、平面応力状態における von Mises の降伏曲線(f_s)は以下の通りである。

$$f_s = \sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 - f_y^2 \quad (9)$$

ここで、 f_y は鋼管の降伏強度である。

以上より、弾性範囲内($f_s < 0$)の時は式(6)を、鋼管が降伏点に至り、弾塑性状態($f_s = 0$)においては式(7)にそれぞれ三軸ひずみゲージより得られた主ひずみ増分($d\epsilon_1, d\epsilon_2$)を代入し、鋼管の応力増分($d\sigma_1, d\sigma_2$)を計算することができる。したがって、全応力は式(10)の通りに表わされる。

$$\sigma_1 = \sum_{k=1}^n d\sigma_{1k}, \quad \sigma_2 = \sum_{k=1}^n d\sigma_{2k} \quad (10a, b)$$

なお、以下で取り扱う主応力は全て圧縮を正の値としている。

(2) 弾塑性応力状態

図-7 に式(10)により求めた鋼管の主応力状態(σ_1, σ_2)を示す。ここで、 x, y 軸ともに鋼管の降伏応力 f_y で無次元化している。また、図中破線は $f_s = 0$ を示している。

同図より、弾性範囲内では、鋼管の両主応力 σ_1 , および σ_2 は、供試体中心部では曲げ応力が 0 であるがせん断応力が発生するため、圧縮、引張応力の絶対値はほぼ等しく、圧縮、および引張領域(第四象限)の 45 度の方向へ流動した。徐々に作用せん断力の増加に伴って、鋼管の応力も降伏曲線に向かって進行し、式(9)に示す降伏局線に到達後、引張、および引張領域(第三象限)に進行した。これは、充填コンクリートの正のダイレイタンスによるものと考えられる。なお、このせん断力作用下での充填コンクリートを起因とするダイレイタンスによる鋼管の挙動は、従来の N-CFT のものと同じものであり、充填コンクリートの差異が鋼管の弾塑性応力挙動に及ぼす影響は見られなかった。

4. まとめ

本研究では、CFT の軽量化、および LC2 の補強を目的とした LC2 を鋼管に充填した L-CFT ディープビームの逆対称二点載荷による 3 体のせん断実験を行い、破壊形式、せん断強度、変形性能、ならびに鋼管の弾塑性応力状態から考察したものである。さらに、既報⁷⁾⁹⁾で行った同形状の鋼管を有する N-CFT の 9 体のディープビームのせん断特性との比較を行った。結論付けられる事項を列記すると以下の通りとなる。

- (1) 得られた破壊形式は、載荷点と支点を結ぶコンクリートのせん断圧縮破壊であった。また、充填コンクリートの圧縮ストラット内では、人工軽量骨材の割れが確認された。
- (2) RC のディープビームのせん断圧縮破壊に基づく算定手法に準じた算定せん断強度 (V_{est}) は、実験せん断強度 (V_{exp}) を良好に評価した。さらに L-CFT と N-CFT の明確な差異は見られず、両者とも同様な手法で強度算定ができることを示した。
- (3) L-CFT ならびに N-CFT 両者のせん断強度比 (V_{exp}/V_{est}) は、径厚比 (D/t) が大きくなっても大きな影響は見られなかった。
- (4) 得られた変形性能は、径厚比 (D/t) が小さくなると向上した。これは、鋼材面積が大きくなるためである。この傾向は既報⁷⁾⁹⁾の N-CFT と同じものであった。
- (5) 無次元化した作用せん断力 (V/V_{est}) と変形の関係は、径厚比 (D/t) が 100 以下であれば、顕著なじん性の低下は見られなかった。
- (6) 弾性範囲内では、鋼管の主応力 σ_1 , および σ_2 は、圧縮かつ引張領域(第四象限)に進行した。両応力が降伏局面に到達し塑性状態になると、引張かつ引張領域(第三象限)に流動した。これは、充填コンクリートの正のダイレイタンスの影響を受けたためと考えられる。なお、この傾向は既報⁷⁾⁹⁾で行った N-CFT の挙

動と同様であった。

謝辞： 載荷実験の実施に当たっては、当時神戸市立工業高等専門学校都市工学科に在籍された学生諸君にご協力いただきました。また、(一社)近畿建設協会から研究助成金をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 人工軽量骨材協会：力学的特性—人工軽量骨材コンクリートの力学的特性について—, 人工軽量骨材コンクリート技術資料, No.4, 1987.
- 2) 笠井芳夫編：軽量コンクリート, 技術書院, pp. 71-87, 2002.
- 3) 藤井伸介, 松井繁之, 藤木英一：SFLRC の道路橋床版への適用性に関する研究, 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. 22, No. 3, pp. 739-744, 2000.
- 4) 舟橋政司, 熊野拓志, 上村明弘, 松林卓：高性能軽量コンクリートの合成床版への適用性に関する検討, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, 日本建築学会, pp. 34-1-34-8, 2009.
- 5) 朱曉旭, 滝本和志, 大久保宣人, 東山浩士：角形鋼管のずれ止め性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol. 40, No. 2, pp. 1165-1170, 2018.
- 6) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 丸善, 2008.
- 7) Uenaka, K.: Concrete Filled Double Skin Circular Tubular Beams with Large Diameter-to-thickness Ratio under Shear, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 70, pp. 33-38, 2013.
- 8) Uenaka, K. and Tsunokake, H.: Behavior of Concrete Filled Elliptical Steel Tubular Deep Beam under Bending-shear, *Structures - Research Journal of The Institution of Structural Engineers*, Elsevier, Vol. 10, pp. 89-95, 2017.
- 9) Uenaka, K.: Concrete Filled Double Skin Tubular Deep Beam Having Outer Circular and Inner Square Sections under Bending-Shear, *Structures - Research Journal of The Institution of Structural Engineers*, Elsevier, Vol. 14, pp. 313-321, 2018.
- 10) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力評価式, 第 2 回 RC 構造のせん断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.
- 11) 吉田総仁：弾塑性力学の基礎, 共立出版, pp. 188-190, 1997.