

論文 コンクリート充填楕円鋼管部材の曲げせん断実験

上中 宏二郎^{*1}・角掛 久雄^{*2}

要旨：楕円鋼管にコンクリートを充填したコンクリート充填楕円鋼管部材(CFEST)は、新しいタイプの鋼・コンクリート複合構造部材である。本研究は CFEST の曲げせん断特性の把握を目的とした逆対称二点載荷実験を合計 6 体行った。実験変数は、径厚比と載荷方向である。得られた結果より、主な破壊形式は、曲げ引張領域における楕円鋼管の破断であった。また、実験せん断強度から CFEST の簡易せん断強度の推定方法を提案し、精度良く評価できること確認した。さらに、CFEST の純曲げ試験との比較を行った。最後に、曲げせん断力作用下での楕円鋼管の平面応力状態における弾塑性応力について言及した。

キーワード：コンクリート充填楕円鋼管部材, 径厚比, 曲げせん断実験, 逆対称二点載荷

1. まえがき

コンクリート充填楕円鋼管(Concrete filled elliptical/oval steel tubular, 以下, CFEST とする)部材とは、**図-1**に示すように楕円鋼管内にコンクリートを充填した断面を有する構造部材であり、コンクリート充填鋼管(Concrete filled steel tubular, 以下, CFT とする)部材¹⁾²⁾の一種である。CFEST を河川内の橋脚に用いれば、水流が滑らかとなるため、洗屈の問題が低減できる。さらに、従来の高じん性、耐久性を有する円形 CFT の利点を活かす事ができるため、耐震性能に優れた橋脚となると考えられる。

楕円鋼管(Elliptical/Oval hollow section, 以下, EHS とする), または CFEST の既往の研究を概観すれば、国外において径厚比($2a/t$)が 28~40 の EHS および CFEST の中心圧縮特性、曲げせん断特性に関する検討がそれぞれ行われている³⁾⁶⁾。また、わが国においては、平出ら⁷⁾が、CFEST の級数近似解法を用いることにより、全塑性耐力の計算手法の適用について議論している。

このような背景の下、著者らは径厚比($2a/t$)が 70~160 の CFEST の中心圧縮特性⁸⁾, および純曲げ特性⁹⁾¹⁰⁾に与える影響について系統的な実験的検討を行ってきた。得られた両者の結果より、強度、および変形性能ともに径厚比が大きくなると低下する傾向が見られた。ただし、中心圧縮強度と拘束効果を見無視した累加強度の比は、径厚比が大きくなっても一定の値であることを示した⁸⁾。さらに、純曲げ実験では、円形 CFT に準じたコンファインド効果を考慮した CFEST の純曲げ強度の算定方法を提案した¹⁰⁾。

そこで、本研究では既報⁸⁾¹⁰⁾に引き続き、橋脚への適用を目的とした大径厚比($70 < 2a/t < 160$)の CFEST の力学特性の基礎的データの蓄積を目的として、曲げとそれに付随するせん断力作用下の CFEST 深はりの力学特性の把握を目的とした 6 体の実験を行った。また、曲げせん断力を受ける CFEST 深はりの簡易せん断強度の推定

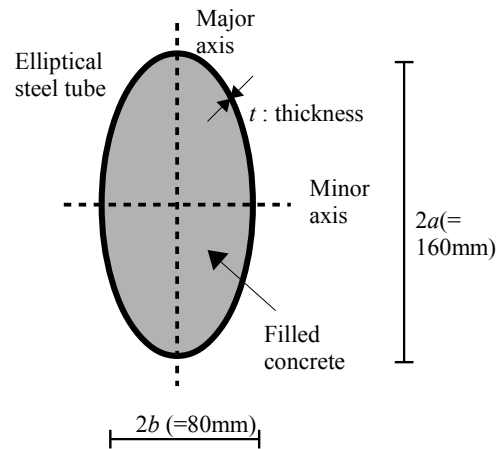


図-1 CFEST 断面

法についても考察するとともに、既報¹⁰⁾にて提案した純曲げ強度算定との比較を行った。最後に、楕円鋼管のひずみより、平面応力状態における曲げせん断力が作用した場合の弾塑性主応力の計算を行った。

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。供試体は、高さ(H) = 160mm, 長径($2a$) = 160mm, 短径($2b$) = 80mm と一定($a/b=2.0$)で鋼管厚(t)を 1.0, 1.6, および 2.3mm と変化させている。厚さ 1.0, 1.6, および 2.3mm の鋼板を楕円形状に成型し、両端を突合せて溶接した。その後、楕円鋼管の両端部には後述の載荷治具に接続するための厚さ 12mm の鋼板を溶接した。なお、楕円鋼管の大きい直径方向の径厚比($2a/t$)は 70~160, および小さい直径方向の径厚比($2b/t$)は 35~80 であり、本論文において、単に径厚比と記述した場合は、 $2a/t$ を指すこととする。

2.2 測定項目

測定項目は**図-2**に示すように、三枚の二軸ひずみゲージ、ならびに一枚の三軸ひずみゲージを鋼管外側の上

^{*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}大阪市立大学大学院工学研究科 都市系専攻准教授 博(工) (正会員)

表-1 供試体一覧

No.	Tag	Steel Tube						Concrete strength f'_c (N/mm ²)	
		Thick.	Diameter		Ratio		Yield. point f_y (N/mm ²)		Fracture point f_u (N/mm ²)
		t (mm)	$2a$ (mm)	$2b$ (mm)	$2a/t$	$2b/t$	(N/mm ²)		(N/mm ²)
1	s10-major	1.0	160.0	80.0	160.0	80.0	196.0	345.4	34.9
2	s10-minor	1.0	160.0	80.0	160.0	80.0	196.0	345.4	
3	s16-major	1.6	160.0	80.0	100.0	50.0	313.3	358.0	
4	s16-minor	1.6	160.0	80.0	100.0	50.0	313.3	358.0	
5	s23-major	2.3	160.0	80.0	69.6	34.8	298.7	373.4	
6	s23-minor	2.3	160.0	80.0	69.6	34.8	298.7	373.4	

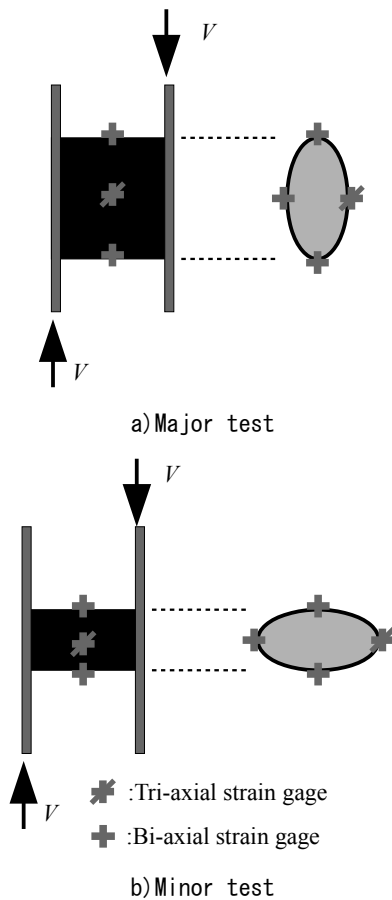


図-2 鋼管の詳細とひずみゲージ貼付位置

下左右方向に貼付して、鋼管の応力状態を測定した。さらに、二台の変位計(Disp. transducer)を載荷点直下に配置(写真-1 参照)し、CFESTの変形性能を測定した。

2.3 載荷方法

本実験で用いた載荷装置(風景)を写真-1に示す。供試体両端にH形鋼で製作した治具(Side beam)を高力ボルトで固定し、載荷はりを通して500kN曲げ載荷試験装置により、CFEST供試体に単調載荷にて荷重 P を作用させた。また、断面力の詳細は図-3に示すように、逆対称二点載荷方法により、CFEST部材に与えられるせん断力、および曲げモーメントは、図-3のS.F.D.、およびB.M.D.となる。

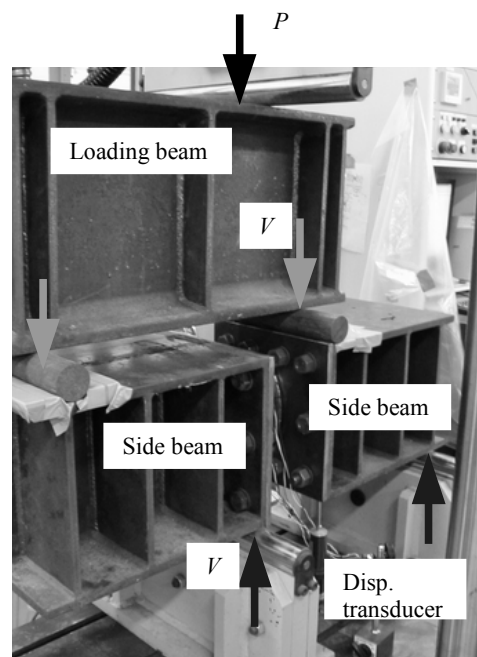


写真-1 載荷装置

3. 実験結果と考察

3.1 破壊形式

得られた破壊形式を写真-2に示す。Major軸実験(写真-2 a)), ならびにMinor軸実験(写真-2 b))ともに、せん断力(V)が作用する反対側、すなわち曲げモーメントが卓越する2箇所(図-3内、 $M=PHl_1/2/(l_1+H)$)付近のどちらかで、鋼管のひびわれが確認できた。また、Major軸実験では、充填コンクリートのせん断ひびわれが窺えた一方、Minor軸実験では引張破壊のみが発生して終局状態に至った。これは、Major軸よりも有効高さが小さくなり、せん断スパン比が大きくなるためと考えられる。

3.2 変形特性

図-4 a), b)にMajorおよびMinor軸実験で得られた作用せん断力($V=Pl_1/(l_1+H)$, P : Applied load)と載荷点直下の変位(δ)の関係を示す。なお、変位(δ)は供試体長さ $H(=160\text{mm})$ で無次元化している。

同図より、Major軸、およびMinor軸実験ともに δ/H

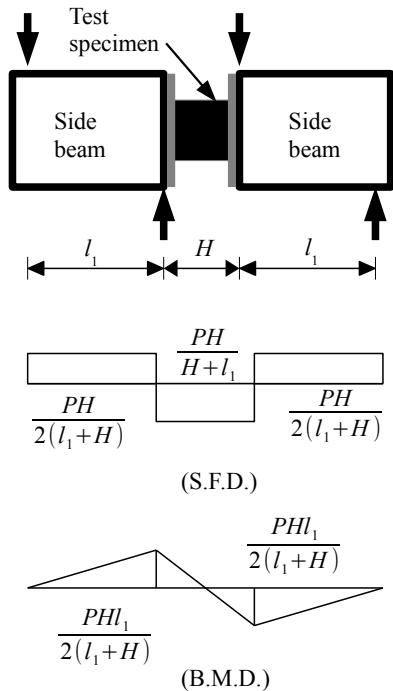


図-3 荷重方法と断面力図

= 0.01 周辺で剛性が緩やかになり、その後変形が進行するが、 δ/H が0.05を超えても顕著な作用せん断力(V)の低下がしないことがわかる。また、径厚比($2a/t$)が大きくなると変形性能が低下する傾向が見られる。この傾向は既報の中心圧縮実験⁸⁾、および純曲げ実験^{9,10)}で見られたものと同じであった。

3.3 終局強度

(1) 径厚比($2a/t$)と実験せん断強度

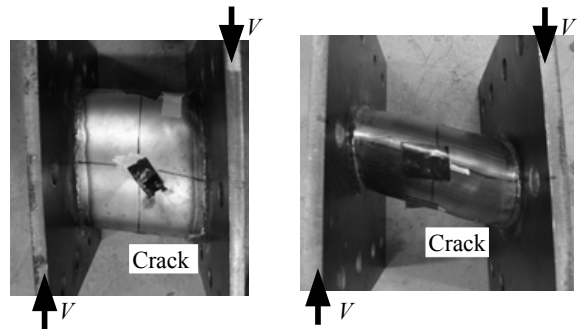
図-5に径厚比($2a/t$)と実験せん断強度(V_{exp})の関係を示す。同図より、径厚比が大きくなるとせん断強度は低下する傾向が見られる。これは、鋼材断面積が低下するためであると考えられる。径厚比が大きくなると最大強度が低下するこの傾向は既報の中心圧縮実験⁸⁾、ならびに純曲げ実験^{9,10)}の結果と同じである。

(2) 等積長方形によるCFESTの簡易算定せん断強度

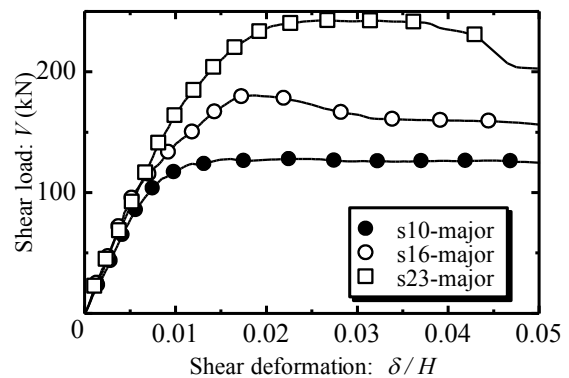
ここでは、CFESTの算定手法の一つとして、RCディープビームのせん断強度を算定手法を例にとり、同手法に倣ったCFESTの近似計算結果と実験結果との比較を行う。まず、二羽らが提案したRCのディープビームのせん断耐力¹¹⁾は以下のとおりに表わされる。

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

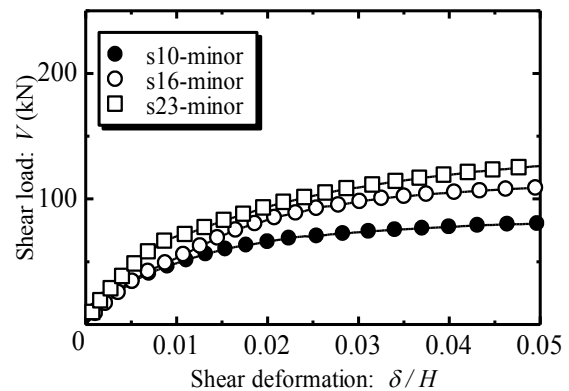
ここで、 f_c' : コンクリート強度(N/mm²)、 r_p : 荷重板の幅



a) Major test (10-major) b) Minor test (16-minor)
写真-2 破壊形式



a) Major test



b) Minor test

図-4 作用せん断力-せん断変形関係

(=12mm), b_w : コンクリートのウェブ幅, d : 有効高さ, a_s : せん断スパン長, $p_w = t/d$ (鋼管厚)をそれぞれ示す。また、有効高さ(d)、およびウェブ幅の(b_w)は、鋼材の量がせん断強度に影響していることにより、楕円鋼管と同じ高さおよび板厚を有する等積の長方形の鋼管断面に置き換え以下のとおりとした。

$$b_w = \frac{A_s}{2t} - 2a + 2t \quad (\text{for Major test}) \quad (2a)$$

$$b_w = \frac{A_s}{2t} - 2b + 2t \quad (\text{for Minor test}) \quad (2b)$$

表-2 実験結果

No.	Tag	Estimations				Experiments			Ratio	
		[1]	[2]	[3]= [1]+[2]	[4]	[5]	[6]	[7]	[6]/[3]	[7]/[4]
		V_u (kN)	V_s (kN)	V_{est-R} (kN)	M_{est} (kN m)	P_{exp} (kN)	V_{exp} (kN)	M_{exp} (kN m)	V_{exp} / V_{est-R}	M_{exp} / M_{est}
1	s10-major	21.2	62.5	83.7	4.7	183.0	128.0	10.2	1.53	2.16
2	s10-minor	35.2	31.2	66.3	2.6	124.2	86.8	6.9	1.31	2.69
3	s16-major	23.8	159.6	183.4	10.8	258.0	180.4	14.4	0.98	1.34
4	s16-minor	40.0	79.4	119.4	6.2	165.0	115.4	9.2	0.97	1.49
5	s23-major	26.4	218.3	244.7	14.0	346.8	242.5	19.4	0.99	1.38
6	s23-minor	44.5	108.3	152.8	8.1	205.4	143.6	11.5	0.94	1.41

$$d = 2a - \frac{t}{2} \quad (\text{for Major test}) \quad (3a)$$

$$d = 2b - \frac{t}{2} \quad (\text{for Minor test}) \quad (3b)$$

ここで、 A_s は楕円鋼管の断面積である。

つぎに、RCのせん断補強筋によるせん断強度式を等積長方形のウェブ部分が補強していると考え、以下のとおりとなる。

$$V_s = 2d t f_y \quad (4)$$

ここで f_y :鋼管の降伏強度である。したがって、簡易算定せん断強度(V_{est-R})は式(1),(4)の和をとることにより、以下のとおりとなる。

$$V_{est-R} = V_u + V_s \quad (5)$$

式(2)、および(3)より求められた部材断面の幅 b_w と有効高さ d をそれぞれ式(1)、および(4)に代入し、式(5)より簡易算定せん断強度(V_{est-R})を求める。表-2の第三列から五列に式(1)、(4)、および(5)より求められた V_u 、 V_s ならびに V_{est-R} の計算値を示す。

図-6に式(5)より求めた簡易算定せん断強度(V_{est-R})と実験せん断強度(V_{exp})の関係を示す。ここで、既報の直径160mmのCFTの曲げせん断実験の結果¹²⁾の直径と同じ長さの高さを有する等積長方形に置き換えた簡易算定せん断強度の関係を□で併記している。同図より、相対比(V_{exp} / V_{est-R})=0.96、相関係数 $r=0.94$ となり、簡易算定せん断強度は実験せん断強度とおおむね一致し、ばらつきが少なく精度良く評価できることが確認できた。なお、式(5)の簡易せん断強度式はせん断スパン比0.5から1.0のCFESTのせん断強度算定に適用できると考えられる。

(3) 曲げ強度

本項では、本実験結果と曲げ強度の比較を試みる。既

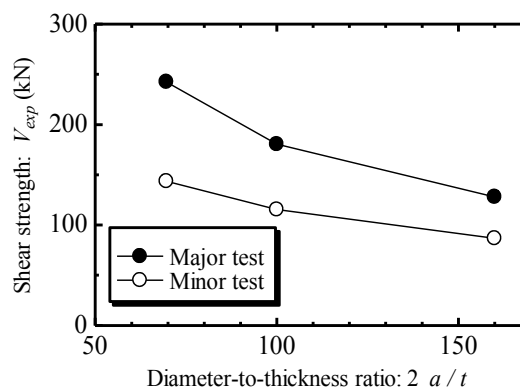


図-5 径厚比と実験せん断強度

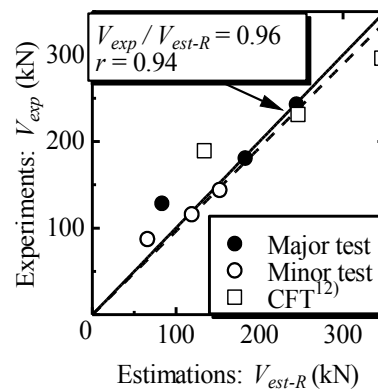


図-6 簡易算定せん断強度と実験せん断強度

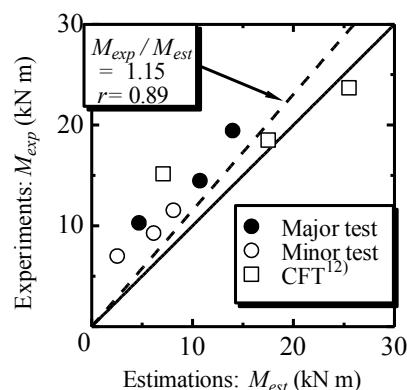


図-7 算定曲げ強度と実験曲げ強度

報¹⁰⁾では、日本建築学会²⁾で提案されているCFTの曲げと軸力を受ける部材の強度算定方法を参考にし、コンクリートと応力の分布を全塑性状態に仮定することによりコンファインド効果は無視したCFESTの曲げモーメント(M_{est})、および軸力(N_{est})の関係を下式のとおりに提案している。

$$M_{est} = \frac{2}{3} k f'_c (a-t)(b-t)^2 + \frac{4}{3} f_y [ab^2 - (a-t)(b-t)^2] \cos^3 \alpha \quad (6)$$

$$N_{est} = \frac{k f'_c}{2} (a-t)(b-t)(\pi - 2\alpha - \sin 2\alpha) - f_y t (a+b-t)(2\alpha + \sin 2\alpha) \quad (7)$$

ここで、 k : コンクリートの低減係数(=0.85), α : コンクリート、ならびに鋼管の応力状態を全塑性状態とした場合の中立軸から圧縮領域下面までの角度である。式(7)より $N_{est}=0$ となる $\alpha = \alpha_0$ を求め、 α_0 を式(6)に代入し算出したものを算定純曲げ強度 M_{est} とする。この手法により得られた算定純曲げ強度の値を表-2の第六列に示している。

図-7に算定純曲げ強度(M_{est})と実験曲げ強度(M_{exp})の関係を示す。また、図-6と同様に、□は既報¹²⁾のCFTの曲げせん断実験の結果である。同図より、相対比 $M_{exp}/M_{est} = 1.15$, 相関係数 $r = 0.89$ となり、実験曲げ強度(M_{exp})は、算定曲げ強度に対して既報¹⁰⁾よりも一致する結果となった。これは、鋼管が曲げのみならず、せん断挙動の影響も受けて降伏しているためと考えられる。

3.4 応力状態

(1) 弾塑性応力の計算方法¹³⁾

楕円鋼管には三枚の二軸ひずみゲージと一枚の三軸ひずみゲージをそれぞれ貼付している(図-2参照)。ここでは、三軸ひずみゲージの軸方向(ϵ_s)、周方向(ϵ_θ)、ならびに45度方向(ϵ_{45})のひずみから主ひずみ(ϵ_1, ϵ_2)をロゼット法により求め、楕円鋼管の主応力(σ_1, σ_2)を以下の手順により求める。

まず、弾性範囲内での平面応力状態における主応力と主ひずみの関係は、主ひずみの増分をそれぞれ $d\epsilon_1, d\epsilon_2$ とすると、両者に対応する各応力増分 $d\sigma_1, d\sigma_2$ は式(8)のとおりとなる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

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。

つぎに、弾塑性状態での平面応力状態におけるPrandl-Reussの構成則を用いると以下のとおりとなる。

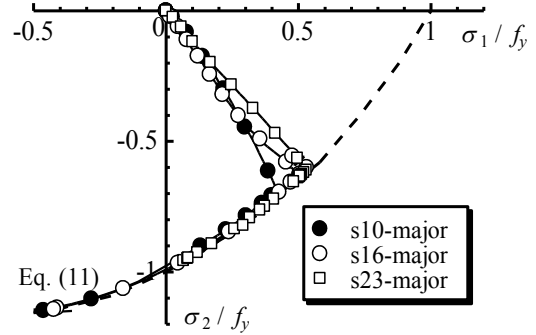


図-8 主応力状態(Major test)

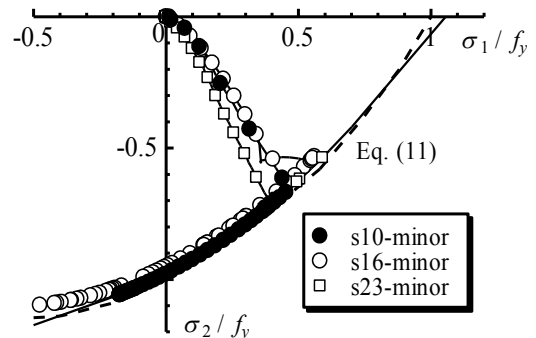


図-9 主応力状態(Minor test)

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \end{Bmatrix} = \left[\frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{pmatrix} - \frac{1}{S} \begin{Bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_1 S_2 & S_2^2 \end{Bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

さらに、 S, S_1, S_2 は以下のとおりとなる。

$$S = s_1 S_1 + s_2 S_2 \quad (10a)$$

$$S_1 = \frac{E_s}{1-\nu^2} (s_1 + \nu s_2) \quad (10b)$$

$$S_2 = \frac{E_s}{1-\nu^2} (s_2 + \nu s_1) \quad (10c)$$

ここで、 s_1, s_2 は両主応力(σ_1, σ_2)の偏差応力をそれぞれ示す。

なお、平面応力状態におけるvon Misesの降伏条件は以下のとおりとなる。

$$f_s = \sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 - f_y^2 \quad (11)$$

ここで、 σ_1, σ_2 は各々、鋼管の最大、最小主応力、 f_s は鋼管の降伏応力である。

弾性領域($f_s < 0$)では実験により得られたひずみ増分を式(8)に代入し両主応力を求め、鋼管が降伏し塑性状態になった場合($f_s = 0$)は、式(9)を用いて弾塑性応力を得るこ

とができる。なお、本節で得られる応力はすべて圧縮を正の値として取り扱っている。

(2) 主応力の挙動

図-8、および図-9にMinor軸、およびMajor軸実験により得られた鋼管の中立軸の主応力状態を示す。なお、図中、縦軸、横軸ともに鋼管の降伏応力 f_y で無次元化しており、破線は式(11)の von Mises の降伏曲線を示す。

両図より、弾性範囲内($f_s < 0$)での最大、最小主応力(σ_1, σ_2)は、圧縮ストラットにより、圧縮かつ引張領域に進行した。その後、降伏曲面($f_s = 0$)に到達後には、両主応力は引張かつ引張領域へと流動した。これは、充填コンクリートの正のダイレイタンスによる体積膨張が発生したため、鋼管に膨らむような作用を与えたことにより鋼管が引張を受けたものと思われる。

4. まとめ

本研究では、大きい径厚比を有するコンクリート充填楕円鋼管(CFEST)の逆対称二点荷重方法による曲げせん断実験を合計6体行った。得られた破壊形式、変形性能、曲げせん断耐力、ならびに弾塑性応力状態より、結論付けられる事項を列記すると以下のとおりとなる。

- (1) 破壊形式は、Major軸およびMinor軸実験両者ともに曲げモーメントが卓越する楕円鋼管引張部分での破断であった。また、Major軸実験では、コンクリートのせん断破壊が窺えた。
- (2) 得られた作用せん断力-変位関係より、Major軸ならびにMinor軸実験ともに径厚比が小さくなると変形性能が上昇した。この結果は既報の中心圧縮実験⁸⁾、および純曲げ実験⁹⁾⁻¹⁰⁾と一致した。
- (3) 有効高さを楕円鋼管の高さと等しくした等積長方形でCFEST部材の簡易せん断強度算定式を用いたところ、実験せん断強度はそれとおおむね一致し、かつばらつきが少なく、良好に評価できた。
- (4) 既報¹⁰⁾で提案した算定純曲げ強度と本実験結果を比較したところ、算定純曲げ強度は実験曲げ強度をおおむね一致、あるいは安全側に評価した。
- (5) 平面応力状態における楕円鋼管二軸応力状態の弾塑性状態での主応力を計算したところ、両主応力は降伏曲面に到達後、引張かつ引張領域に流動した。これは、充填コンクリートの正のダイレイタンスのためであると思われる。

謝辞： 載荷実験の実施に当たっては、神戸市立工業高等専門学校専攻科都市工学専攻に在籍の安藤繁人君、山本貴大君、吉谷康佑君にご協力いただきました。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，2008.
- 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) Yang, H., Lam, D. and Gardner, L.: Testing and analysis of concrete-filled elliptical hollow section, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 30, Issue 12, pp. 3771-3781, 2008.
- 4) Chan, T. M. and Gardner, L.: Compressive resistance of hot-rolled elliptical hollow sections, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 30, Issue 2, pp. 522-532, 2008.
- 5) Zhao, X. L. and Packer, J. A.: Tests and design of concrete-filled elliptical hollow section stub columns, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 47, Issue 6-7, 2009.
- 6) Gardner, L., Chan, T. M. and Wadee, M. A.: Shear response of elliptical hollow sections. *Structures & Buildings*, Vol. 161, SB6, pp. 301-308, 2008.
- 7) 平出亨, 中山信雄, 金子洋文：コンクリート充填楕円鋼管柱の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，日本建築学会，Vol. 76, No. 662, pp. 855-864, 2011.
- 8) Uenaka, K.: Experimental Study on Concrete Filled Elliptical/Oval Steel Tubular Stub Columns under Compression, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 78, pp. 131-137, 2014.
- 9) 上中宏二郎, 角掛久雄：コンクリート充填楕円鋼管部材の純曲げ実験，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. 35, No. 2, pp. 1159-1164, 2013.
- 10) Uenaka, K. and Tsunokake, H.: Pure Bending Characteristics of Concrete Filled Elliptical Steel Tubular Beams, *Proceeding of The 6th International Conference of Asian Concrete Federation*, Asian Concrete Federation, pp. 1079-1084, Seoul, Republic of Korea, 2014.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 吉田総仁：弾塑性力学の基礎，共立出版，pp. 188-190, 1997.