

大径厚比コンクリート充填円形鋼管短柱の圧縮特性

鬼頭 宏明¹・小藪 隆²・佐原 啓介³・園田 恵一郎⁴

¹正会員 博(工) 大阪市立大学大学院助教授 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

E-mail: kitoh@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

²修(工) (株)日建設計シビル 都市基盤設計部 (〒541-8528 大阪市中央区高麗橋4-6-2)

³学生員 大阪市立大学大学院前期博士課程 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

⁴フェロー 工博 大阪工業大学教授 八幡工学実験場 (〒614-8289 八幡市美濃山一ノ谷4)

本研究は、高架橋橋脚等への適用を視野に、その経済性を鑑み、わが国の規準類での制限径厚比を超える大径厚比(薄肉)鋼管を用いたコンクリート充填円形鋼管の中心圧縮特性を実験的に検討したものである。設定した実験変数は径厚比と充填するコンクリートの圧縮強度の二者を選び、計12体の供試体に対し載荷実験を行った。得られた結果より、その中心圧縮耐力は制限径厚比を超えても、母材強度の単純累加値を越え、充填コンクリートの鋼管による拘束効果を考慮した耐力にまで到達することが明らかになった。また、耐力到達の際の破壊形式は、鋼管端部の円環状局部座屈が先行し、その後コアコンクリートが斜め方向に滑り破壊するものであった。

Key Words: concrete filled steel tube, ratio of diameter to thickness, confinement effect, compressive strength, failure mode

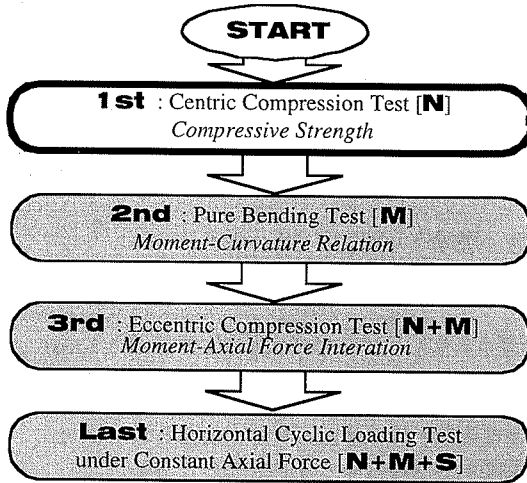
1. はじめに

コンクリート充填鋼管(Concrete Filled steel Tube: CFT)は、鋼(S)、鉄筋コンクリート(RC)ならびに鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)に続く第4の構造として認識され、健全な普及がなされている¹⁾。その特徴は鋼管が内部のコンクリートを拘束することにより高い耐力ならびに変形特性、すなわち優れた耐震性能を有することが挙げられる。また、このことより必要な性能に応じ部材断面を小さくすることも可能であり、また鋼管が型枠を兼務する簡便な工法がもたらす急速施工も相まって経済的にも有利な構造といえる。

CFTに用いる鋼管の形状を規定する代表値に径厚比(円形断面にて鋼管厚に対する鋼管外径の比 D/t ;角形断面では幅厚比 B/t)の制限がある。わが国既往の設計資料として土木学会の『鋼構造物設計指針PART B 合成構造物』²⁾では、欧州のBS5400 Part 5³⁾ならびにDIN 18806 Teil 1⁴⁾を参照値として例示しており、同じく『複合構造物設計・施工指針(案)』⁵⁾では、輸送、架設時の変形を防ぐことに留意し $D/t=150$ を制限値の目安としている。一方、日本建築学会では『鉄骨鉄筋コ

ンクリート構造計算規準・同解説』⁶⁾にて充填コンクリートの効果を加味し、鋼管単体の断面圧縮強度が発揮できる値の1.5倍として、文献5)と同じく $D/t=150$ (SS400材相当)を提示している。なお、各国の規準類が定める値については文献7)を参照されたい。さらに、現在わが国で使用可能な大口径・大径厚比鋼管については鋼管杭協会『鋼管杭-その設計と施工-』⁸⁾に詳しく、一般的で生産実績の高いスパイラル鋼管のSTK400クラスで、最大外形2500mm;最小管厚12.7mm、すなわち上述の制限値を上回る最大径厚比が約200のものまで製作可能である。

このように力学的根拠のある建築分野の制限径厚比も、適用部材である柱材がその軸方向耐力の30%以上に相当する上層階からの自重を常時分担していること⁹⁾に対し、土木分野での代表的適用例である橋脚に目を移せば常時作用軸力は軸方向耐力の約15%以下と半減し^{10), 11)}、その緩和、すなわちより経済的な大径厚比の適用の可能性が見出せる。本研究に関連する制限径厚比同等またはそれ以上のCFT部材の既往の研究例としては文献12)-14)等があるが、供試体の規模および製作上の制限もあり、充分な実験



Notations: **N** (Axial force); **M** (Bending moment); **S** (Shearing force)

Fig.1 Research flow chart

データが蓄積されていない現状にある。なお、土木構造物の柱材としてCFTを活用するための既往の研究例としては、一般に多柱式橋脚にて構築され、道路橋に比して断面寸法が小さくなる鉄道橋高架橋を対象とした一連の成果^{15)~17)}が挙げられるが、取り扱われた最大径厚比は約120程度であることを付記する。

本研究は、上述の背景の下、経済的かつ耐震性に優れたCFT橋脚の開発の第一段階として、制限径厚比を超える円形CFT部材の特性の根幹となる中心圧縮下での力学的挙動を実験的に検討したものである。本研究の位置づけを明確にするために、Fig.1に当該部材の橋脚への適用に向けた研究の流れを示す。例えば、第二段階での曲げ作用下での挙動を把握するためには、ここで論ずる中心圧縮状態での充填コンクリートと鋼管の各応力-ひずみ性状をはじめとする力学的特性が不可欠となるように、最終目的である実践的な複合作用力の下での挙動を本質的に評価するためには、個々の作用力ならびにそれらが組み合わされた状態の下での挙動の順序立った把握が肝要であり、その始点となる本研究の意義は大きい。

具体的に用意した供試体は全12体であり、径厚比とコンクリート強度を実験変数に選んだ。径厚比は、前述の規準類での制限径厚比を満足する70程度から、制限値の2倍の300程度までを対象とした。得られた結果から大径厚比円形CFT部材の中心圧縮耐力と破壊形式を調査すると共に、測定された鋼管の軸ならびに円周方向ひずみに基づき増分法による弾塑性応力算出を行い、鋼管による充填コンクリートの拘束効果についても実証的に言及した。

なお、このような薄肉鋼管を使用する際には座屈設計法に従い、縦ならびに横補剛材を配置するのが

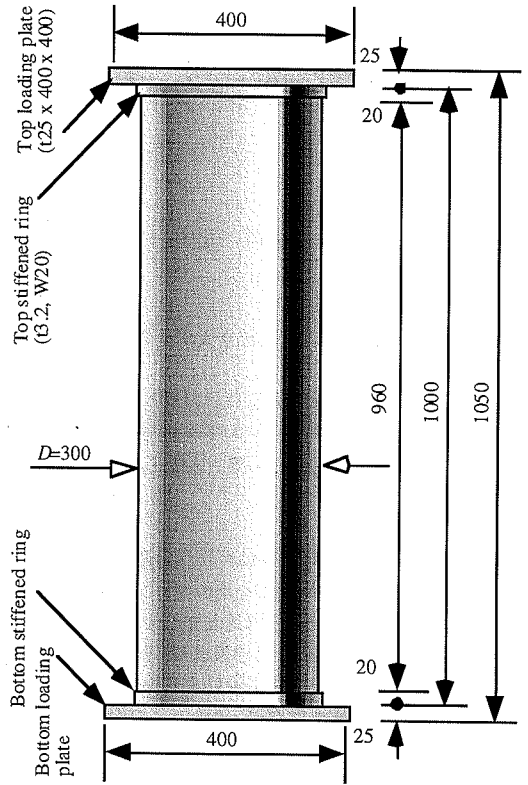


Fig.2 Steel tube of specimen (unit: mm)

通例ではあるが、ここでは、対象部材の基本的な特性を把握することに主眼を置き、その種の対処は行っていない。

2. 供試体

(1) 概要

供試体は、Fig.2に示すようにSS400相当材の薄肉鋼板(Table 1参照)を円筒状に曲げ加工し、ワンシーム溶け込み溶接した鋼管である。ここでは、端部の局所破壊を防止するために厚さ3.2mmの補強リングをその上下端に設置した。さらに補強リングを溶接した鋼管の上下端に板厚25mmの加圧板をすみ肉溶接した。Fig.2とTable 1に示すように共通諸元として、鋼管外径(D)は300mmで、鋼管長は鋼管外径の約3倍に相当する1mとした。この外寸、すなわち部材長/外径比約3.3は、断面特性のみで軸方向耐力(ピーク強度;以下、耐力と称する)が評価できる短柱^{6)~10)}に属するものである。

設定した実験変数は、Table 1に示すように、コンクリート(呼び)強度と、径厚比D/t、具体的には鋼管厚tの2種である。コンクリート強度は24MPa級と

Table 1 Dimensions and material properties ($D_0 = 300\text{mm}$)

Tag	t_0 (mm)	D_0/t_0	f_{c0} (MPa)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{sy} (MPa)	f_B (MPa)	E_s (GPa)	ν_s	H' (GPa)
C24-070	4.5	67	24	25.6	23.6	281	370	210	0.275	1.32
C24-090	3.2	94	ditto.	ditto.	ditto.	321	408	209	0.277	1.62
C24-130	2.3	130	ditto.	ditto.	ditto.	287	391	207	0.277	1.62
C24-190	1.6	188	ditto.	ditto.	ditto.	265	362	198	0.274	0.15
C24-250	1.2	250	ditto.	ditto.	ditto.	210	325	167	0.313	1.39
C24-300	1.0	300	ditto.	ditto.	ditto.	176	312	150	0.369	1.41
C40-070	4.5	67	40	33.5	26.9	289	379	207	0.280	1.93
C40-090	3.2	94	ditto.	ditto.	ditto.	243	359	218	0.328	0.45
C40-130	2.3	130	ditto.	ditto.	ditto.	251	364	214	0.285	0.20
C40-190	1.6	188	ditto.	ditto.	ditto.	240	370	237	0.328	0.76
C40-250	1.2	250	ditto.	ditto.	ditto.	238	369	225	0.331	2.67
C40-300	1.0	300	ditto.	ditto.	ditto.	274	400	240	0.334	2.85

Note: D_0 : Design diameter; t_0 : Nominal thickness; For concrete, f_{c0} : Design cylinder strength; f_c : Measured cylinder strength at 7 day after placement; E_c : Young's modulus; and For steel tube, f_{sy} : Yielding point; f_B : Breaking point; E_s : Young's modulus; ν_s : Poisson's ratio; H' : Hardening coefficient.

Table 2 Variation of diameter due to concrete filling

Tag	D_0 (mm)	D' (mm)	D (mm)	$\Delta = D' - D$ (mm)	$ \Delta/D_0 $ (%)	t_0 (mm)	t (mm)	D_0/t_0	D/t
C24-070	300	300.18	300.10	-0.08	0.027	4.5	4.17	67	71.96
C24-090	ditto.	300.16	300.12	-0.04	0.013	3.2	3.08	94	97.44
C24-130	ditto.	299.58	299.98	+0.40	0.133	2.3	2.12	130	141.50
C24-190	ditto.	299.95	299.83	-0.12	0.040	1.6	1.51	188	198.56
C24-250	ditto.	300.07	299.84	-0.23	0.077	1.2	1.17	250	256.27
C24-300	ditto.	299.72	299.67	-0.05	0.017	1.0	0.96	300	312.15
C40-070	ditto.	299.89	299.85	-0.04	0.013	4.5	4.20	67	71.39
C40-090	ditto.	299.85	300.21	+0.36	0.120	3.2	2.97	94	101.08
C40-130	ditto.	299.80	299.76	-0.04	0.013	2.3	2.10	130	142.74
C40-190	ditto.	300.07	300.26	+0.19	0.063	1.6	1.46	188	205.66
C40-250	ditto.	299.83	299.76	-0.07	0.023	1.2	1.14	250	262.95
C40-300	ditto.	299.94	300.02	+0.08	0.027	1.0	0.94	300	319.17

Note: D_0 : Design diameter; D' : Measured average diameter before concrete filling; D : Measured average diameter after concrete filling; t_0 : Nominal thickness; t : Measured thickness.

40MPa級の2種であり供試体名の"C"に続く数字に対応する。一方、径厚比は67から130と前述の制限径厚比を満たす3種と、188から300と制限径厚比を超える3種の計6種であり、それらの概数を供試体名の末尾に添えた。これらの組み合わせから、都合12体

の供試体を用意した。また、Table 1には使用した材料の機械的特性も併記した。なお、コンクリートは市販の早強レディミクストコンクリート(7日強度保証)を用い、上加圧板に設けた直径240mmの充填孔より打設し、モルタルでキャッピングを施し、鋼管と

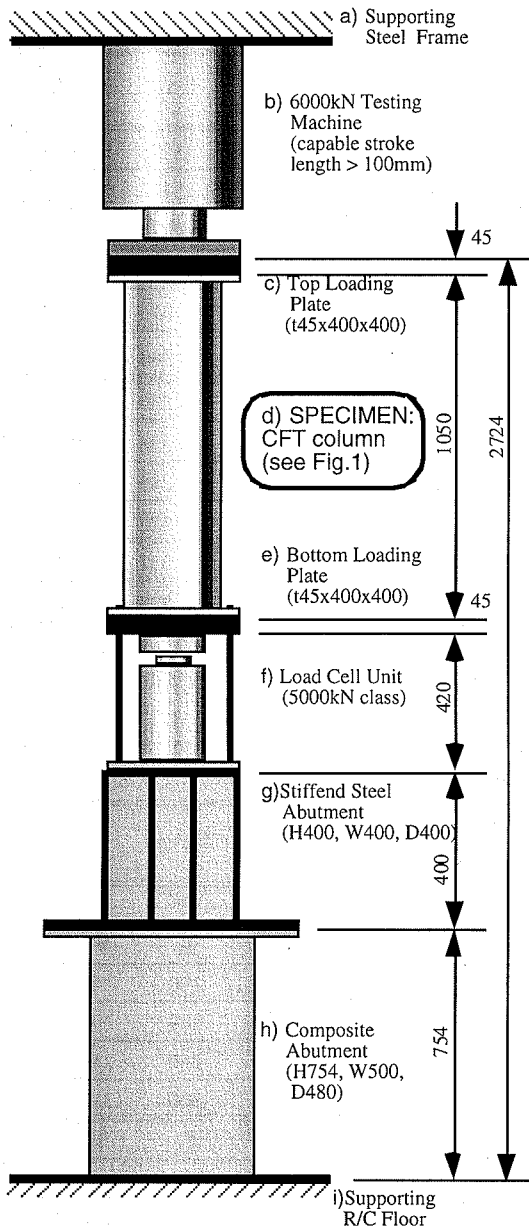


Fig.3 Test setup (unit: mm)

充填コンクリートの両者に一樣に荷重が作用するように配慮した。なお、実験終了後にもコンクリート強度試験を実施したが、Table 1の7日強度に対して有意な差異はなく、以下の算定等にはこの値を用いた。

(2) 鋼管径の管理

冒頭で述べたように制限径厚比を超えるような薄肉鋼管は製作時はもとより輸送時ならびに架設時の形状管理が、まず必要となる。さらにCFT部材とする際にはコンクリート打設圧による鋼管の膨み出し

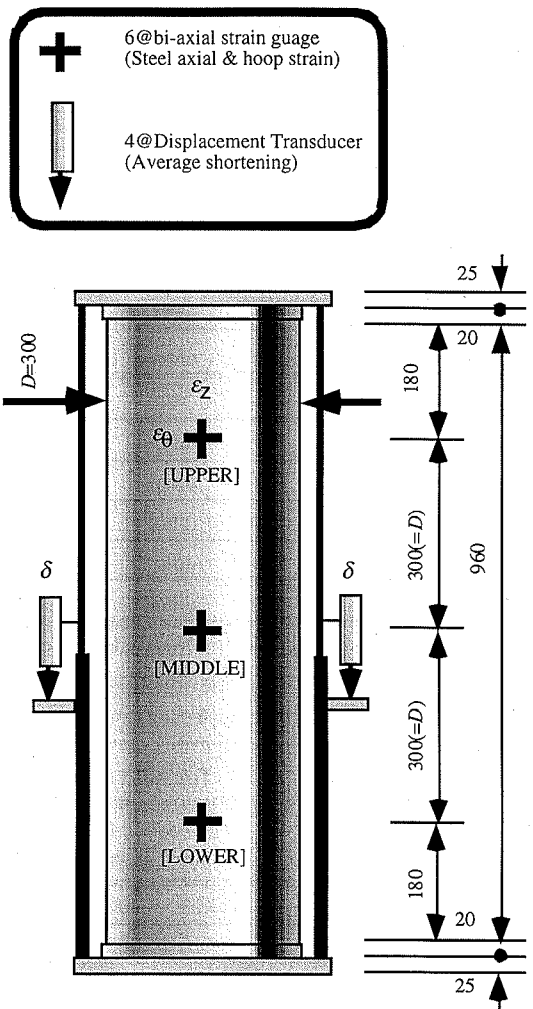


Fig.4 Measurement devices (unit: mm)

にも対策が肝要となる。

そこで、まずコンクリート打設前の鋼管径の測定を行った。測定に際しては鋼管円周方向に8等分、鋼管軸方向に6等分したガイドラインを引き、計4x6の24測点で直径を大型ノギスにて計測した。両端の補強リングならびに加圧板の溶接部での歪みが懸念されたが、そのような偏りはなく概ね設計値通りであった。各供試体に対する計測結果の平均値をTable 2にDとして示す。なお、測定値の標準偏差は0.18mm程度であったことを付記する。

つぎに、コンクリート充填打設時には、径厚比の大きい、すなわち鋼管厚が1.6mm以下と薄い6体に対して支保工を施した。具体的には上加圧板に設けた充填孔よりコンクリートを充填する際に膨み出しが懸念される、すなわちコンクリート打設圧が大きくなる鋼管下部に厚さ3.2mmで幅100mmの補剛リングを

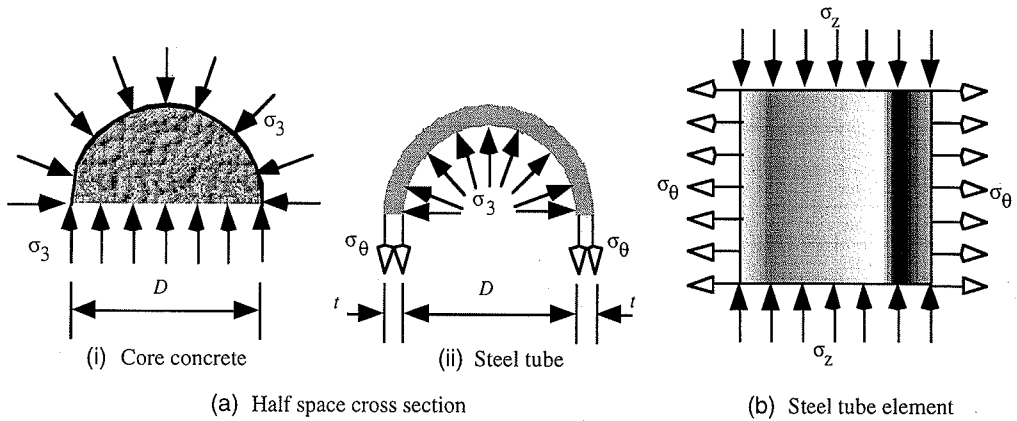


Fig.5 Confinement stress: σ_3

三段設置した。なお、安全側の試算として、供試体を平面ひずみ状態の円環でモデル化し、底面での打設圧(0.024MPa¹⁹)相当の様な内圧を与えると、鋼管厚が1.6mm以下の場合、5000 μ を超える円周方向ひずみが発生する。コンクリート硬化後に再度、前述同様の計測を行ったが、打設圧による偏った変形は認められなかった。各供試体から得られた計測値の平均値をTable 2にD(標準偏差約0.19mm)として示すが、変動率 Δ/D_0 は極めて微細なものであり、結果として、製作・輸送時からコンクリート充填・硬化を通して、使用鋼管はその上端から下端に亘り設計値に合致した真円形状であったことが確認できた。

3. 実験方法

(1) 載荷装置

載荷装置の概要をFig.3に示す。載荷源としてはb)6000kNクラスの圧縮試験機を用いた。また、精度よく載荷荷重を計測するためにf)容量5000kNの検力計も配置した。さらにd)供試体の上下端には厚さ45mmの剛な加圧板c)& e)を設置し、試験機ならびに検力計の球面座により両端ピン支持の状態で載荷した。なお、後述の平均軸方向ひずみが3から4%到達を目途に載荷を終了した。

(2) 測定項目

Fig.4に測定装置の配置を示す。まず、鋼管表面には図中、黒十字で示すように二軸ゲージを貼付した。貼付箇所は、鋼管高さ方向中央[MIDDLE]とそこから上下方向に鋼管径Dだけ離れた[UPPER]と[LOWER]の三段配置で正面と背面に、計6点とし、各点にて軸方向ひずみ ϵ_z と円周方向ひずみ ϵ_θ を計測した。

つぎに、4基の変位計(検長50mm)を上下加圧板の四隅に設置し軸方向変位を計測した。計測された変位は、その平均値を部材長1000mmで除して軸方向平均ひずみとして取り扱った。

4. コンクリートの拘束効果と耐力算定

(1) 計測鋼管ひずみに基づく弾塑性応力計算

前述3.(2)で示した計6点で計測された鋼管の軸ならびに円周方向ひずみ $\epsilon_z, \epsilon_\theta$ に対し、荷重増加段階毎にひずみ増分量を計算し、増分法を用いた弾塑性応力計算を実施した。算定に際しては鋼管は平面応力状態にあり、Prandtl-Ruess則に従うものとし、次式²⁰により、対応する軸方向応力増分 $d\sigma_z$ ならびに円周方向応力増分 $d\sigma_\theta$ を耐力到達点まで求めた：

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_z \\ d\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} E & \nu \\ \nu E & E \end{pmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} d\epsilon_z \\ d\epsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここに、Eと ν は、各々、鋼管のヤング係数とポアソン比を示し、さらに S, S_1 と S_2 は軸ならびに円周方向偏差応力 s_z, s_θ に関連して以下のように与えられる：

$$S = \frac{4}{9} \sigma_0^2 H' + (s_z S_1 + s_\theta S_2) \quad (2a)$$

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

ここに σ_0 とH'は、各々、鋼管の降伏点 f_{sy} とひずみ硬化係数を示す。

Table 3 Experimental & estimated central compressive strengths

Tag	f_c (MPa)	D/t	(a): N_{exp} (kN)	(b): N_u (kN)	(c): $N_{u,c}$ (kN)	(a)/(b)	(a)/(c)
C24-070	25.6	71.96	3464	2800	3094	1.24	1.12
C24-100	ditto.	97.44	3016	2659	2907	1.13	1.04
C24-140	ditto.	141.50	2671	2328	2481	1.15	1.08
C24-200	ditto.	198.56	2254	2147	2248	1.05	1.00
C24-260	ditto.	256.27	2124	2010	2072	1.06	1.02
C24-310	ditto.	312.15	1957	1941	1984	1.01	0.99
C40-070	33.5	71.39	4314	3363	3668	1.28	1.18
C40-100	ditto.	101.08	4048	2951	3133	1.37	1.29
C40-140	ditto.	142.74	3779	2792	2925	1.35	1.29
C40-200	ditto.	205.66	2952	2655	2744	1.11	1.08
C40-260	ditto.	262.95	3134	2583	2652	1.21	1.18
C40-310	ditto.	319.17	3143	2580	2646	1.22	1.19

Note: N_{exp} : Experimental strength; N_u : Simple accumulative strength by Eq.(6);
 $N_{u,c}$: Accumulative strength considering confinement effect by Eq.(7)^{(6),(18)}.

(2)鋼管応力と充填コンクリートの拘束効果

圧縮力を受けるコンクリートのポアソン比は、応力の小さい範囲では鋼管のそれより小さいが、応力が一軸圧縮強度に近づくにつれて見かけのポアソン比が鋼管のそれよりも大きくなり、Fig.5に示すように拘束圧(confinement stress)が発生する。すなわち、鋼管は円周方向に引張応力 σ_θ を受け、それに伴う側方からの拘束圧 σ_3 によりコンクリートは三軸応力状態となる。なお、両応力の間には力の釣り合い条件より次式の関係が成立する：

$$2\sigma_\theta t = \int_0^\pi \sigma_3 \sin\theta \left(\frac{D}{2} - t\right) d\theta \quad \therefore \sigma_3 = -\frac{2t}{D-2t} \sigma_\theta \quad (3)$$

このように拘束圧を受けると、コンクリート円柱の圧縮強度と変形性能は向上し、いわゆる拘束効果が発揮される。その際の圧縮強度 σ_{max} は一般に、拘束係数 k を導入した次式^{(6),(18)}により与えられる：

$$\sigma_{max} = f_c + k\sigma_3 \quad (4)$$

(3)拘束効果を考慮した耐力算定法

上述の拘束効果を考慮すると中心圧縮を受けるCFT短柱の耐力は単純累加方式により、以下のよう求められる^{(6),(18)}：

$$N_{u,c} = f_c A_c + k\sigma_3 A_c + f_{sy} A_s = f_c A_c + \left(-\frac{k}{2} \frac{D-2t}{D-t} \sigma_\theta + \sigma_z\right) A_s \quad (5)$$

ここに、 A_c 、 A_s 、 σ_θ ならびに σ_z は、各々、コンクリートと鋼管の断面積と、耐力時の鋼管の円周ならびに軸方向応力を示す。さらに上式を拘束効果を考慮しない単純累加強度：

$$N_u = f_c A_c + f_{sy} A_s \quad (6)$$

で除して、無次元化表示すれば以下の通りとなる：

$$\begin{aligned} \frac{N_{u,c}}{N_u} &= 1.0 + \frac{1}{N_u} \left(-f_{sy} - \frac{k}{2} \frac{D-2t}{D-t} \sigma_\theta + \sigma_z\right) A_s \\ &= 1.0 + \frac{N_s}{N_u} \left(-1.0 - \frac{k}{2} \frac{D-2t}{D-t} \alpha + \beta_1\right) = 1.0 + \eta \frac{N_s}{N_u} \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 N_u は鋼管の分担耐力(= $f_{sy} A_s$)を示す。なお、文献(6),(18)では、制限径厚比の下で $k=4.1$ 、 $\alpha(=\sigma_\theta/f_{sy})=-0.19$ ならびに $\beta_1(=\sigma_z/f_{sy})=0.89$ を与え、最終的に $\eta=0.27$ を提示している。

5. 実験結果

(1)耐力

Table 3 と Fig.6 に実験から得られた耐力、4.(3)で

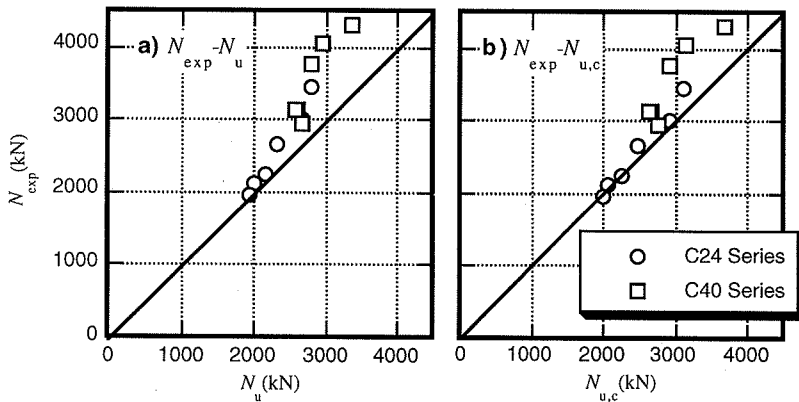


Fig. 6 Comparison between experimental & estimated strengths

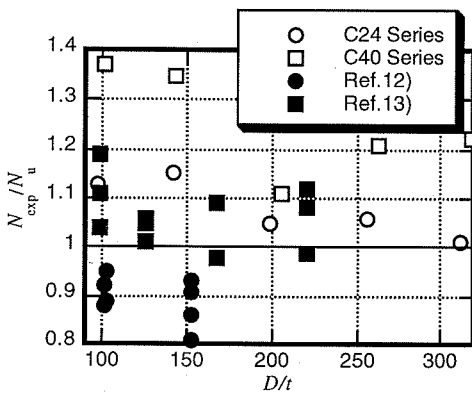


Fig.7 Obtained & existing strengths ($D/t > 100$)

示した算定耐力ならびに両者の比を示した。図表より得られた耐力は径厚比ならびにコンクリート強度の大小に拘わらず、単純累加強度 N_u を超え、コンクリートの拘束効果を考慮した算定値(ただし、 $\eta=0.27$) $N_{u,c}$ と同等若しくはそれ以上の値となった。定量的には、最大で、単純累加強度 N_u の 37% 増、 N_u に拘束効果を考慮した強度の 29% 増を呈したものも存在した。なお、後出の Fig.8 に具体的に示すように、耐力到達時の平均軸方向ひずみは 1% 以下であり、得られた耐力値への鋼管のひずみ硬化の寄与はない¹³⁾ものであったことを付記する。

Fig.7は、今回得られた耐力(単純累加強度で無次元化表示)と既往の大径厚比CFTの実験例^{12), 13)}を対比したものである。既往例のひとつである向井ら¹²⁾の値が同一径厚比でも単純累加強度程度からその約 80% 程度と幅をもって分布しているのは、鋼管の降伏点とコンクリート強度とを実験変数に選択しているために、その組み合わせ、すなわち両者の大小関係が適合しているか否かによるものと考えられる。一方、O'Shea & Bridge¹³⁾は鋼管と充填コンクリートと共に高

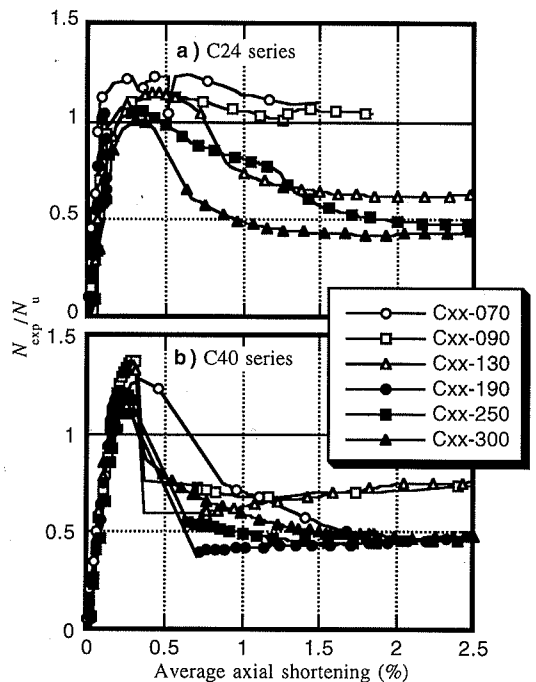


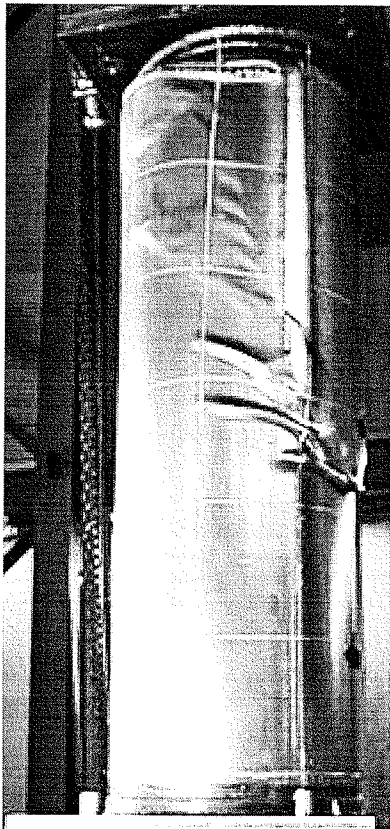
Fig.8 Normalized load-displacement relation

強度なものを使用し、よりコンパクトな断面を追求したものである。結果として今回の耐力はこれら既往の値を上回るものとなった。その一因として、ここでは両者に対し比較的に低強度な材料を用いた事で、分母である算定値 N_u が幾分低くなったとも考えられるが、特に既往のデータ群から離れたC40シリーズについては、更なるデータ蓄積と吟味に努めたい。

(2)荷重 - 変位関係と破壊形式

a)荷重 - 変位関係

Fig.8に全供試体の無次元化荷重-変位関係を示す。無次元化に際しては、荷重は単純累加強度で、一方、



a) Overall view



b) Diagonal crack in core concrete

Fig.9 Typical failure mode (C24-300)

変位は部材長で正規化した。まず、耐力到達時の平均軸方向ひずみは約0.5%程度であった。つぎに、それ以降の挙動であるが、供試体C24-070と同090は耐力

到達後に横方向変形の進展が著しく危険回避のために所定の変位に達する前に載荷を中断した。この二供試体を除けば、耐力到達後は軸方向変位が進むにつれて、保有耐力が低下し、平均軸方向ひずみが、ほぼ1%に達した後に、単純累加強度の概ね50%以上の値で停留し、その後軸変位が進展した。図より、耐力到達後の耐力低下の度合いは径厚比が大きい程、また、コンクリート強度が大きい程、顕著であり、特にコンクリート強度の高い供試体C40シリーズは急激な落ち込みが認められた。

b)破壊形式

全供試体に認められた破壊形式の一例をFig.9に示す。図a)より鋼管上端の円環状座屈と鋼管全体の斜め方向ずれ破壊が確認できる。ここに至る過程について前述の荷重変位-関係を参照しながら説明する。

まず、Fig.8での無次元化荷重値50%程度に達した時点で鋼管上部に局所的な膨み出しが認められた。その膨み出しは、荷重の更なる増加に伴い円周方向に進展し、耐力点直前には円環状座屈モード、すなわちElephant foot like modeの形成が観察された。ただし前述のFig.8に示した荷重-変位曲線を見れば、この膨み出し発生に呼応する変曲点の存在は明確ではなく、全体挙動に及ぼす影響は顕著でなかった。耐力到達点を過ぎると鋼管の上方半分程度が斜め方向に滑り始め、前述の保有耐力停留値まで下降した後も、この変形は進展し続けた。なお、鋼管の局所変形の始点が供試体頂部となった理由としては、充填コンクリートのブリージングの影響などが考えられるが、明瞭な因果関係を得るに至らなかった。

実験終了後に斜め滑りが形成された部位で、鋼管に窓を開け、内部コンクリートの状況を観察したものが、Fig.9 b)である。当然の事ながら外観観察された斜め滑り面に沿って大きなひび割れが発生していたことが確認できた。

(3)鋼管応力と拘束圧

a)鋼管の弾塑性応力履歴

代表的すなわち実験変数の両端の組み合わせから成る4種の供試体に対し、Fig.4に示した3測点での耐力到達までの鋼管の応力履歴を、ここで用いたvon Misesの降伏曲面と共にFig.10に示す。

まず、何れの供試体においても円環状座屈が観察された上段に程近い[UPPER]位置での塑性化が際立っていて、参照値として■で示した文献(6), 18)で提案されている耐力到達時の応力状態である $\alpha(=\sigma_y/f_{sy})=0.19$ ならびに $\beta_1(=\sigma_y/f_{sy})=0.89$ を、通過して、更に横軸切片、円周方向純引張に向かって降伏曲面上を流動していることが分かる。

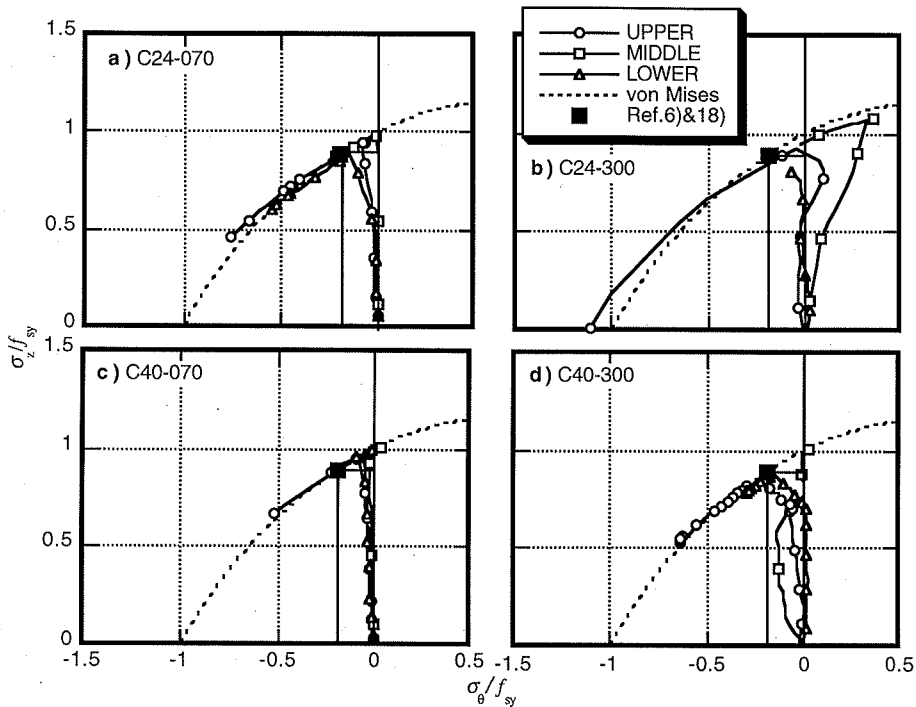


Fig.10 Bi-axial stress histories of steel tubes at each measuring position

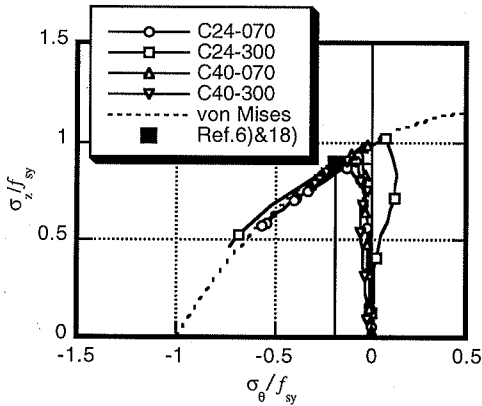


Fig.11 Average bi-axial stress histories of steel tubes

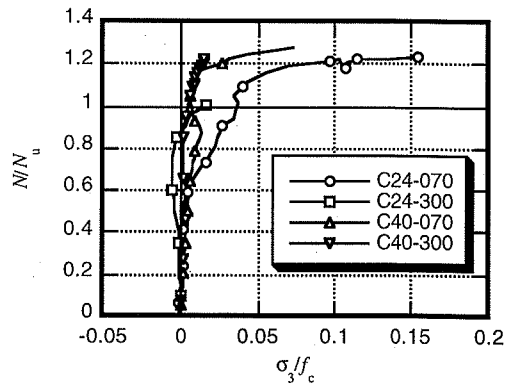


Fig.12 Normalized load - confinement stress relation

次に、径厚比 D/t が大きい程、すなわち鋼管厚が薄い程、上述の傾向が顕著であることも認められる。また、コンクリート強度に関して眺めると、それが小さい程その傾向が強いともいえる。これは、 D/t が大きい程、面外方向に変形し易く、更には、コンクリート強度が小さい程、鋼管への荷重の負担が大きくなることが原因と考えられる。この理由は、コンクリート強度の低下に伴い、その弾性係数が低くなり(Table 1 参照)、ひいては鋼管の充填コンクリートに対する軸剛性比が高くなって、より大きな荷重を鋼管が分担したことによる。特に、 D/t が小さなものでは降伏曲

面に達する迄、ほぼ垂直、すなわち円周方向応力の発生を見ないのに対し、大なるもの(特に、コンクリート強度の小さいb)では、降伏点比50%程度から円周方向応力の発生が計測されている。また、測点毎に見れば、局所的な変形生じた上部すなわち図中[UPPER]から中央[MIDDLE]そして下部[LOWER]へと順次円周方向応力が大きくなっていくことも分かる。

なお、ひずみ硬化係数 $H=0.0$ でも同様の計算を行ったが、その結果には殆ど差異はなく、その影響は僅少であり、前述5.(1)での耐力への H の寄与に関する記述に合致するものであった。

Table 4 Measured confinement effect

Tag	f_c (MPa)	D/t	f_{sy} (MPa)	α	β_1	η	(a) N_{exp} (kN)	(b) $N_{u,c}$ (kN)	(c) $N_{u,cm}$ (kN)	(a)/(b)	(a)/(c)
C24-070	25.6	71.96	281	-0.55	0.55	0.66	3464	3094	3520	1.12	0.98
C24-100	ditto.	97.44	321	-0.49	0.66	0.64	3016	2907	3252	1.04	0.93
C24-140	ditto.	141.50	287	-0.55	0.64	0.75	2671	2481	2753	1.08	0.97
C24-200	ditto.	198.56	265	-0.60	0.53	0.76	2254	2248	2433	1.00	0.93
C24-260	ditto.	256.27	210	-0.72	0.45	0.91	2124	2072	2219	1.02	0.96
C24-310	ditto.	312.15	176	-0.70	0.52	0.91	1957	1984	2085	0.99	0.94
C40-070	33.5	71.39	289	-0.29	0.81	0.40	4314	3668	3810	1.18	1.13
C40-100	ditto.	101.08	243	-0.31	0.78	0.40	4048	3133	3222	1.29	1.26
C40-140	ditto.	142.74	251	-0.25	0.80	0.32	3779	2925	2950	1.29	1.28
C40-200	ditto.	205.66	240	-0.32	0.73	0.38	2952	2744	2779	1.08	1.06
C40-260	ditto.	262.95	238	-0.24	0.83	0.31	3134	2652	2663	1.18	1.18
C40-310	ditto.	319.17	274	-0.30	0.76	0.38	3143	2646	2672	1.19	1.18
AIJ ^{6), 15)}				-0.19	0.89	0.27					

Note: α , β_1 & η : see Eq.(7); N_{exp} : Experimental strength, $N_{u,c}$: Estimated strength by Eq(7)^{6), 18)},
 $N_{u,cm}$: Estimated strength based on the measured steel tube stress of α , β_1 & η .

このように測点位置にて差異があるものの、供試体毎に生じている拘束圧を検討するために、全測点での平均値を用いて同様に応力履歴を描いたものがFig.11である。また、このようにして得られた全供試体の耐力到達時の降伏曲面上の応力点である $\alpha(=\sigma_0/f_{sy})$, $\beta_1(=\sigma_2/f_{sy})$ ならびに、両者を式(7)に代入して求めた η を Table 4 に列記する。

まず、図より径厚比が大きくコンクリート強度の小さい供試体C24-300が降伏曲面到達前に縦軸から、際立って離れているのが分かる。これは前述のように同供試体、特に[UPPER]位置にて、大きな塑性流動が生じていることによるものである。それに対し、他の位置では概ね縦軸に沿って降伏面まで応力が上昇している。

つぎに、表に示した値を見れば、コンクリート強度の高い供試体C40シリーズの耐力到達時の応力点が、前述の提案値^{6), 18)}にほぼ同等であるのに対し、コンクリート強度の低い供試体C24シリーズのそれはかなりの差異、すなわち表中最下欄の値(Fig. 11内■に対応)を超えての塑性流動の進展が、認められる。ここで、強度上昇の指標である η の算定では、前出の制限径厚比の下での $k=4.1$ ^{6), 18)}を用いたが、得られた値は径厚比の増加に伴う低減は見られず、制限径厚比を超えた場合も、制限径厚比以下と同等な強度上昇が得られることが分かる。

b) 充填コンクリートに働く拘束圧と耐力再算定

Fig. 11 で得られた鋼管の円周方向応力を式(3)に代入して求めた無次元化荷重-拘束圧関係をFig.12に示す。縦軸は前例同様に単純累加強度で、横軸はコンクリート強度で正規化している。前項で示したように、早期の塑性化と耐力到達に至る迄に大きな塑性流動を呈したコンクリート強度の低い供試体C24シリーズは、当然のことながら、早期から拘束圧を与え、その値は耐力到達点において、コンクリート強度の2%から15%に達している。一方、コンクリート強度の高い供試体C40シリーズでは、概ね単純累加強度到達まで拘束圧を与えず、結果として前例に比して低い拘束圧値を示した。Fig.12の過程を経て算出された無次元化拘束圧と径厚比の関係を示したものが、Fig.13である。式(3)に示したように鋼管厚が大きい程、すなわち径厚比が小さい程、大きな拘束圧が発生していることが分かる。ただし、この拘束圧 σ_3 を式(5)に示すそれを考慮した耐力算定に用いる際には、拘束圧ひいては鋼管の円周方向応力 σ_0 の増加に伴う鋼管の軸方向応力 σ_2 の低下を表す指標である β_1 を同時に考慮し、鋼管の降伏点 f_{sy} を低減する必要があることに留意されたい。

以上の結果に基づき算定した表中の η を見れば、コンクリート強度の高い供試体C40シリーズの値は提案値^{6), 18)}(表中、最下欄参照)に程近く、そのために表

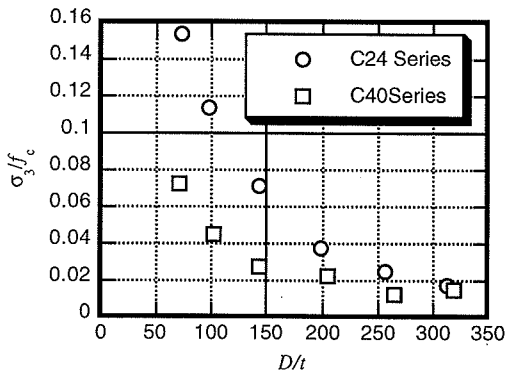


Fig. 13 Measured confinement stress - D/t relation

中併記した再算定耐力 $N_{u,cm}$ は前出の拘束効果を考慮した算定耐力 $N_{u,c}$ からほぼ変動しなかった。一方、コンクリート強度の低い供試体 C24 シリーズでは η の値にかなりの差異が認められ、再算定値は若干危険側ではあるものの、当該シリーズ全 6 供試体に亘り、より精度良く実験耐力に対応する結果を与えた。再算定値が若干危険側に位置した一因として、弾塑性応力計算過程において、特に耐力点付近での計測ひずみ増分量が大きく、増分計算精度が若干低下したことが考えられる。なお、各供試体に関する実験値と再算定値の対比を Fig. 14 に図示するが、再計算過程において導入した実験での耐力時において計測された鋼管ひずみから求めた平均諸定数 α 、 β_1 ならびに η の妥当性が伺える。

6. まとめ

本研究は、耐震性と経済性に優れた橋脚部材として、わが国での制限径厚比を超える大径厚比 CFT 部材の開発を目指し、その基本的特性である中心圧縮下での挙動を検討したものである。ここでは、径厚比が約 70 から制限値を超える 300 で設計コンクリート強度が 24 または 40MPa の計 12 体の短柱模型実験を実施した。その結果、当該部材の施工すなわち製作、輸送ならびに架設過程において十分な配慮を施すことを前提とすれば、その中心圧縮耐力は制限径厚比を超えても、母材強度の単純累加値を越え、充填コンクリートの鋼管による拘束効果を考慮した耐力にまで十分に到達することが明らかとなり、大径厚比 CFT 部材の有用性を示す発端を得た。その検討過程から得られた知見を以下に列記する：

(1) 得られた耐力は、径厚比やコンクリート強度の大小に拘わらず、単純累加強度算定値を超え、コンクリートの拘束効果を加味した算定値に同等

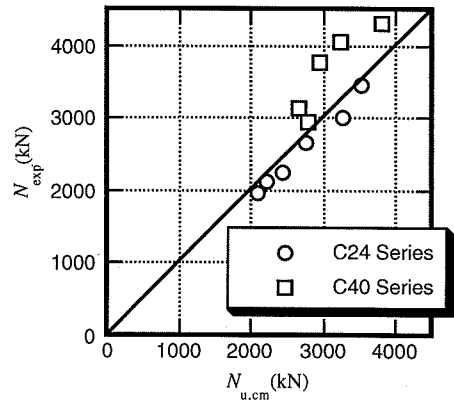


Fig. 14 Comparison between experimental & re-estimated strengths

あるいはそれ以上に達した。定量的には、最大で単純累加強度の約 37% 増、コンクリートの拘束効果を加味した算定値の約 29% 増に至るものも存在した。

- (2) 破壊進展過程としては、何れの供試体においても、耐力到達以前に鋼管端部に円環状の局部座屈が発生し、耐力到達と共に充填コンクリートが斜め方向に滑り破壊するものであった。
- (3) 荷重-変位関係においては、耐力到達までは、初期とほぼ同等の剛性を保持し、耐力到達以降はコンクリートの滑り破壊の開始を起点に保有耐力が低下し、最終的には平均軸方向ひずみ 1% 以降で耐力時の 50% 以上の値に停留した。
- (4) 上記(3)の保有耐力低下過程において、コンクリート強度の高い供試体が、低いものに比して脆性的な挙動を呈した。
- (5) 耐力到達点迄の鋼管の弾塑性二軸応力経路は、径厚比が大きい程、さらにはコンクリート強度が低い程、大きな塑性流動を呈した。特にコンクリート強度の低い供試体では、文献(6)、(18)で提唱される耐力到達時での降伏曲面上における応力点を大きく超えて流動した。
- (6) 鋼管の拘束により充填コンクリートが受ける拘束圧は、当然のことながら径厚比が小さくなる程、すなわち、鋼管厚が大きくなる程、大きくなることが確認できた。
- (7) 実験から計測された耐力到達時の鋼管の二軸応力点に基づいて、拘束圧を考慮した耐力を再算定すると、コンクリート強度の高い供試体に対しては既往の算定と余り差異は認められなかったが、一方、コンクリート強度の低い供試体に対しては、上記(5)に起因して、僅かに危険側になるものの、精度の良い算定値となった。

謝辞：本研究を進めるに当たり北九州市立大学教授・津田恵吾先生ならびに三重大学講師・川口淳先生より貴重なご教示を賜りました。また、鋼管杭協会の技術委員・池信秀明氏ならびに森本進史氏より製作可能な大口徑・大径厚比鋼管について実践的な情報を頂戴しました。なお、本研究は文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(C)(2)#14550481(代表者・鬼頭宏明)の一部として実施されたものである。ここに記して関係各位に謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：特集：第4の構造"CFT", JSSC, No. 28, 1998.
- 2) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物, 1997.
- 3) British Standard Institution: *BS5400 Part 5, Concrete and Composite Bridges*, 1979
- 4) Deutsches Institut für Normung: *DIN 18806 Teil 1, Composite Construction, Composite Column*, Beuth publishers, Berlin, 1984.
- 5) 土木学会：複合構造物設計・施工指針(案), 1997.
- 6) 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, 2001.
- 7) Mitani, I., Matsui, C., Kawano, A. and Tsuda, K.: Comparison of several codes for concrete filled tubular beam - columns, *Concrete Filled Steel Tubes - A Comparison of International Codes and Practices*, Seminar by Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, International Conference on Composite Construction Conventional and Innovative, Innsbruck, pp.125-134, 1997.
- 8) 鋼管杭協会：鋼管杭 - その設計と施工 -, 2000.
- 9) 藤本利昭, 稲井栄一, 向井昭義, 崎野健治：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-20)コンクリート充填鋼管柱の復元力特性のシミュレーション - その2 円形断面柱 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), #22462, pp.923-924, 1997.
- 10) 北田俊行, 中井 博, 中西克佳：鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591, pp.219-232, 1998.
- 11) 葛 漢彬, 高 聖彬, 宇佐美勉：鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.654, pp.271-284, 2000.
- 12) 向井昭義, 吉岡研三, 西山 功, 森野捷輔：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-1~4)コンクリート充填鋼管柱の軸圧縮特性, 日本建築学会大会梗概集(北海道)#22368-22371, pp.735-742, 1995.
- 13) O'Shea, M.D. and Bridge, R.Q.: Design of thin-walled concrete filled steel tubes, *Department of Civil Engineering Research Report*, No. R758, The University of Sydney, 1997.
- 14) 中村敏治, 勝倉 靖, 菊池憲一, 松井千秋：大口徑・大径厚比鋼管コンクリート柱の曲げ耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, No.519, pp.127-133, 1999.
- 15) 村田清満, 山田正人, 池田 学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬：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, pp.149-163, 2000.
- 16) 村田清満, 山田正人, 池田 学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデル, 土木学会論文集, No.661, pp.43-55, 2000.
- 17) 吉村 剛, 村田清満, 高山智宏, 木下雅敬：複合ラーメン構造体の耐震性能に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1305-1314, 2002.
- 18) 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.
- 19) 土木学会：2002年制定・コンクリート標準示方書[施工編], 丸善, 2002.
- 20) 吉田総仁：弾塑性力学の基礎, 共立出版, 1997.

(2002.8.19 受付)

CONCRETE FILLED CIRCULAR STEEL TUBULAR STUBS WITH A LARGE RATIO OF DIAMETER TO THICKNESS UNDER COMPRESSION

Hiroaki KITOH, Takashi KOYABU, Keisuke SAHARA and Keiichiro SONODA

Mechanical behavior of concrete filled circular steel tubes with extremely thin walled tubes over the domestic limited ratio of diameter to thickness: D/t under centric compression was examined experimentally, with an economical view of application to the bridge columns. Twelve specimens were prepared, where selected test parameters were D/t and concrete strength. As a result, their strengths attained to the estimation values considering confinement effect of concrete beyond the simple accumulative strengths, if sufficient countermeasures were executed from the tube manufacturing to filled concrete placement stage. Furthermore, the observed failure modes were a diagonal slip of core concrete with an elephant foot like buckling at the end of the tubes.