

(36) H-SA700材を用いた高強度鉄筋内蔵 コンクリート充填鋼管柱脚の 力学的性状に関する実験的研究

上岡 幸太郎¹・河口 弘光²・松尾 真太朗³・蜷川 利彦⁴
河野 昭彦⁵・津田 恵吾⁶・窪寺 弘顕⁷

¹正会員 九州大学大学院 人間環境学府 修士過程1年 (〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)
E-mail:ueokakotaro@gmail.com

²正会員 九州大学大学院 人間環境学府 修士過程1年 (〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)
E-mail:1te09022r@gmail.com

³正会員 九州大学大学院助教 (〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)
E-mail:matsuo@arch.kyushu-u.ac.jp

⁴正会員 九州大学大学院教授 (〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)
E-mail:ninakawa@arch.kyushu-u.ac.jp

⁵正会員 九州大学大学院教授 (〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)
E-mail:kawano@arch.kyushu-u.ac.jp

⁶正会員 北九州市立大学教授 (〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの 1-1)
E-mail:tsuda-keigo@kitakyu-u.ac.jp

⁷正会員 九州大学工学部 技術職員 (〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)
E-mail:kubotera@arch.kyushu-u.ac.jp

本研究は鉄筋を内蔵したコンクリート充填鋼管（以下CFT）の接合部研究の一環として行われており，接合材として内蔵鉄筋を有するCFT露出型柱脚の新構法を開発し，その力学的性状を実験的に明らかにするものである．本稿では建築構造用高強度鋼「H-SA700」を柱に用いた鉄筋内蔵CFT柱脚の力学的性状を実験的に検討する．また既往の研究で行われた試験体の力学的性状とも比較する．まず本研究背景および目的を述べ，試験体および実験変数等の実験概要を示す．続いて柱脚の曲げモーメント-部材角関係等の実験結果の考察を行う．最後に降伏耐力および終局耐力の評価方法の提案から実験値との比較を行い，その妥当性について検討し，本構法が新たなCFT露出型柱脚の接合方法の一つとして成立することを提案する．

Key Words : *exposed type column base, high strength steel tube "H-SA700",
CFT joint with built-in high strength reinforcements, bending shear experiment, strength evaluation*

1. 研究背景および目的

我が国では鉄筋を内蔵しないCFTについては日本鋼構造協会から1990年頃に国外研究が紹介されて以降，高層建築を中心としたCFT柱の採用が増加し，建築構法として確立している．一方で鉄筋を内蔵する

CFTについては，欧米では盛んに用いられているものの，国内での指針はまだ存在していない．しかし2000年頃からはゼネコン数社による柱継手および柱梁接合部の実験や，FEM解析の研究結果が報告されている．

従来のCFT柱脚は鋼管に溶接したベースプレート

をアンカーボルトにより固定したものであり、基礎への応力伝達は主にアンカーボルトに依存している。一方で鉄筋を内蔵する本柱脚構法は鉄筋による耐力の増大が期待でき、さらに鉄筋も引張応力を伝達するため、鋼管の引張応力伝達に伴う接合部の要件を緩和することができる。したがってベースプレートやアンカーボルトのコンパクト化や省略が可能である。

またベースプレートを省略する本柱脚構法は、溶接が不要なため、溶接性の低い高強度鋼を柱に用いる場合にも容易に適用できる。そこで本稿では、建築構造用高強度鋼「H-SA700」を柱に用いた鉄筋内蔵CFT柱脚の力学性状を実験的に検討する。

文献1)~5)では、普通強度鋼管(BCR295)を用いたベースプレート付きおよびベースプレート省略型鉄筋内蔵角形CFT柱脚の曲げせん断実験を行い、その力学的性状を調査した。本稿ではベースプレート省略型鉄筋内蔵角形CFT柱脚試験体3体との比較も

併せて実施する。

2. 実験概要

(1) 試験体および実験変数

試験体の基本形状を図1に、試験体一覧を表1に、使用した鋼材の機械的性質を表2に示す。No.5~No.7は既往の研究(文献3)~5)で行われた試験体である。

本実験では、鋼管の鋼種(H-SA700, BCR295)および断面形状(角形, 円形), 内蔵鉄筋の配筋, 軸力比(0, 0.25, 0.5)を実験変数とする。

柱脚部付近の鋼管内部にはリブプレート(2段)を2段溶接し、その機械的ずれ止め効果によって鋼管から充填コンクリートを介して鉄筋への応力伝達を可能にしている。さらに鉄筋の付着, 定着により基礎コンクリートに応力が伝達される。

内蔵鉄筋には高強度ねじ節鉄筋(USD685)を使用した。内蔵鉄筋の配置図を図1(d)~(f)に示す。内蔵鉄筋の挿入長さは、角形断面の試験体で40D(Dは内蔵鉄筋の呼び名), 円形断面の試験体で拘束効果を考慮し30Dとした。基礎側については、基礎内部に埋め込んだ定着板と内蔵鉄筋を結合することにより、柱から基礎への応力伝達を確実なものとした。

なお本研究では、柱脚部は鋼管と基礎間の10mmの

表2 鋼材の機械的性質

部位	鋼種	ヤング係数	降伏応力度	降伏歪
		($\times 10^5$) [N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
□-300×6	H-SA700	2.06	762	0.37
	BCR295	2.07	386	0.19
○-318.5×6	H-SA700	2.02	769	0.38
内蔵鉄筋(No.1~No.4)	USD685	1.93	722	0.37
内蔵鉄筋(No.5~No.7)		1.97	694	0.36

表1 試験体一覧

番号	鋼管			内蔵鉄筋		コンクリート				軸力比 <i>n</i>	
	寸法	幅(径)/厚比	鋼種	本数・径	鋼種	挿入長さ	圧縮強度[N/mm ²]		ヤング係数($\times 10^4$) [N/mm ²]		
							基礎	柱部	基礎		柱部
No.1	□-300×6	50	H-SA700	24-D19	USD685	40D	87	76	4.04	4.00	0
No.2								77		3.99	0.25
No.3	○-318.5×6	53	H-SA700	22-D19	USD685	30D	83	78	4.13	3.98	0
No.4								77		3.87	0.25
No.5	□-300×6	50	BCR295	16-D19	USD685	40D	69	64	3.99	3.81	0
No.6											0.25
No.7											0.5

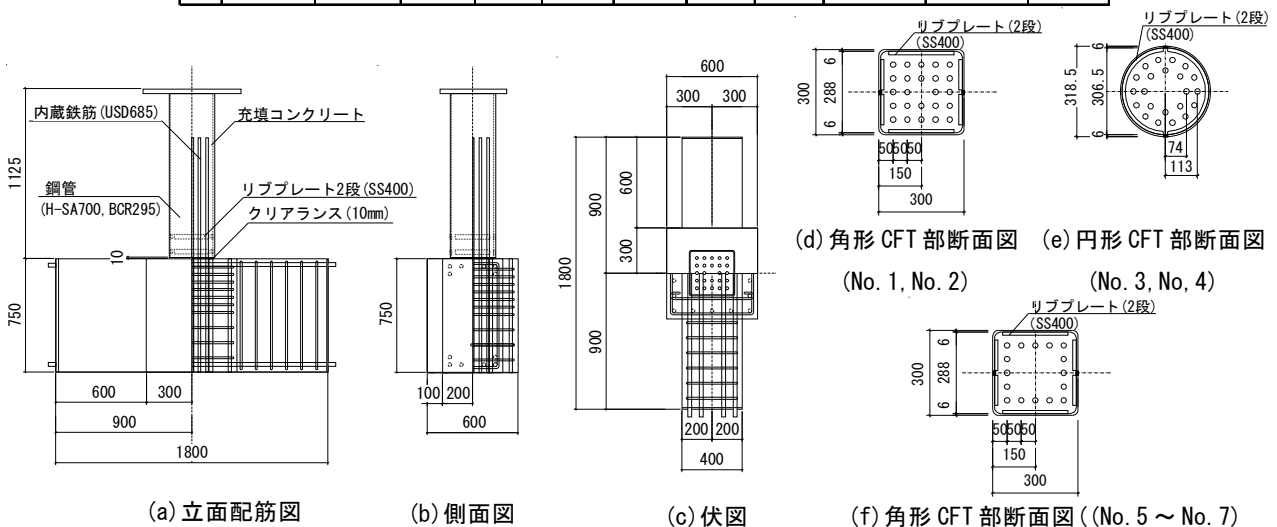


図1 試験体の基本形状

クリアランス部分をRC部材として、柱部は柱脚部より上方にある部分をCFT部材として取り扱う。

(2) 加力装置

加力装置と加力プログラムをそれぞれ図2、図3に示す。本実験の荷重は5000kN万能試験機を使用し、試験体に一定軸力を載荷した後、1000kN油圧ジャッキによって柱頭部に水平力を加える正負交番繰返し荷重とする。部材角 R による変位制御とし、 $R = \pm 0.5 \sim 3.0\%$ まで0.5%ずつ漸増させ、各振幅で2サイクル荷重する。その後No.1~No.4の試験体は $R = \pm 5.0\%$ まで荷重し、最後に $R = -7.0\%$ 程度まで荷重して実験を終了する。No.5~No.7の試験体は $R = 5.0\%$ まで荷重して実験を終了する。

(3) 測定方法

本研究で用いた実験値の測定方法を図4に示す。

柱脚の曲げモーメント： $M = PL + N\delta_E$ (1)

部材角： $R = \frac{\delta_E}{L}$ (2)

回転角： $\theta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{l}$ (3)

軸力は5000kN万能試験機の先端に取り付けたロードセルにより、水平力は油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルにより測定する。各部変位は試験体に取り付けたアルミフレーム等に固定した変位計により測定した。各部歪は所定の位置に貼付した歪ゲージにより測定する。

3. 実験結果

(1) 柱脚の曲げモーメント-部材角関係

柱脚の曲げモーメント M と部材角 R の関係を図5に示す。図中の一点鎖線および破線は柱脚部の降伏耐力、終局耐力の計算値(表3, 算出については後述)であり、実験変数の差異により耐力に大きな違いが

みられる。

図5よりいずれの試験体においても最大変形まで急激な耐力低下は認められなかった。No.7は $R = 2.5\%$ で最大耐力に達しているが、これは $R = 3\%$ 以降に鋼管に局部座屈が発生したためと考えられる(参考文献

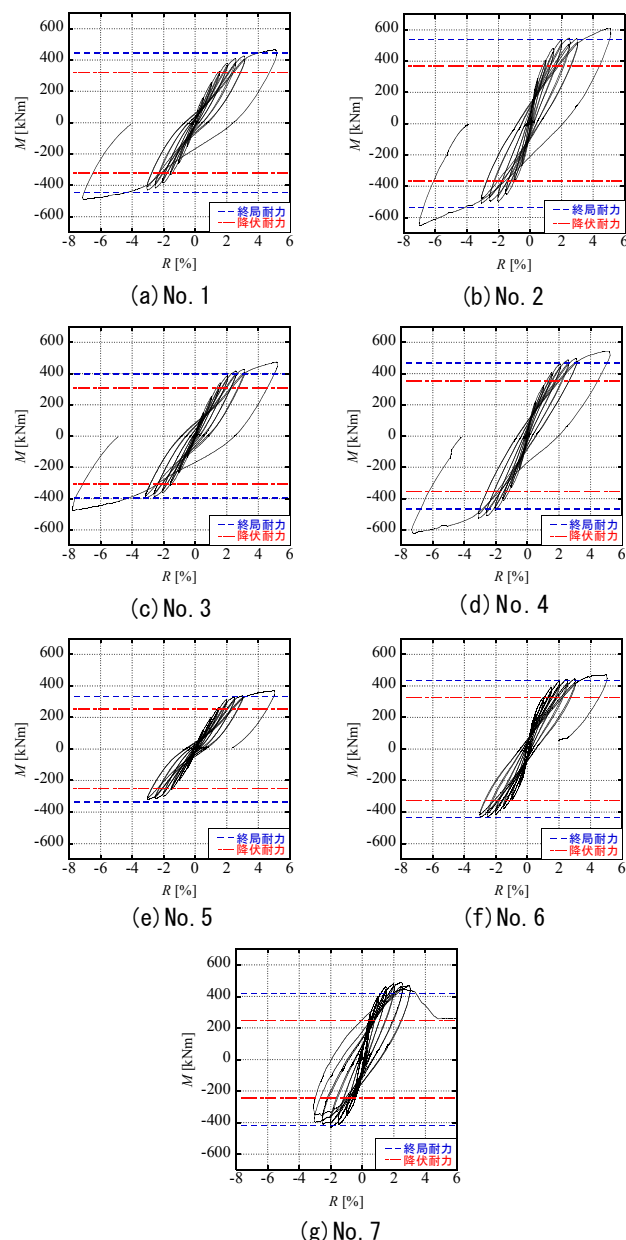


図5 M-R関係

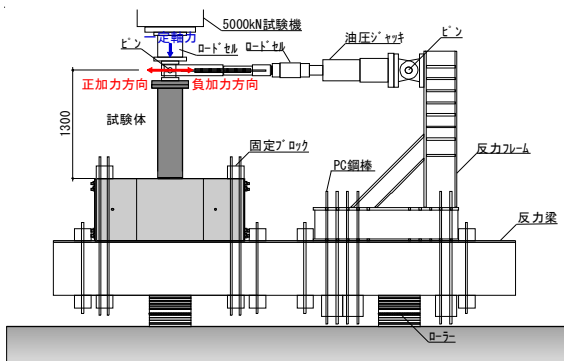


図2 加力装置

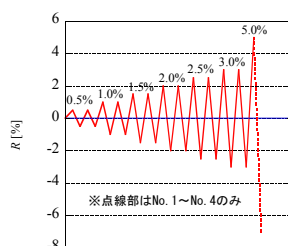
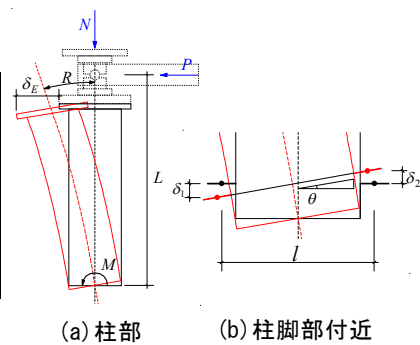


図3 加力プログラム



(a) 柱部 (b) 柱脚部付近

図4 実験値の計測方法

献4)．No.7は $R=0.5\%$ で，No.2は $R=1\%$ で，No.1，No.3，No.4~6は $R=1.5\%$ で降伏耐力計算値を上回った．No.7は $R=1.5\%$ で，No.2~No.4，No.6は $R=2.5\%$ で，No.5は $R=3\%$ で，No.1は $R=5\%$ で，終局耐力計算値を上回る曲げ耐力を発揮しており，安定した履歴曲線が確認された．

(2) 鋼管の歪 - 回転角関係

鋼管に貼付した歪ゲージ位置を図6(a)に示す．ここで歪ゲージS1，S3は軸方向の歪，S2，S4は周方向の歪を表す．No.1~No.4の鋼管の歪 ε と回転角 θ の関係を図7~10に示す．伸び歪を正とする．図7~10の一点鎖線は鋼管の降伏歪を表しており，表2に示す通り角形鋼管で0.37%，円形鋼管で0.38%であった．

No.1~No.4の鋼管はほぼ弾性範囲内であるが，図8(b)より，No.2の $\theta=-6\%$ 時の歪が二軸応力状態における降伏条件を満たしており，鋼管の一部が降伏したと考えられる．図8，10よりNo.2，No.4はそれぞれの同一試験体No.1，No.3と比較すると，軸圧縮力の影響により軸方向歪が全体的に縮み側に偏っており，さらにポアソン効果により周方向歪が大きく伸び側に表れている．図7，8より角形試験体の周方向歪S2，S4が全体的に伸び側に偏っており，特にリブプレート間に貼付されたS4の歪はS2より大きな歪を示している．これは内蔵鉄筋に引張力が作用した際に，コンクリートに割裂が生じて圧縮ストラットが形成され，それにより鋼管，特にリブプレートが鋼管断面の面外方向への支圧を受けて板曲げの効果が作用したためと推測される．その影響により，軸

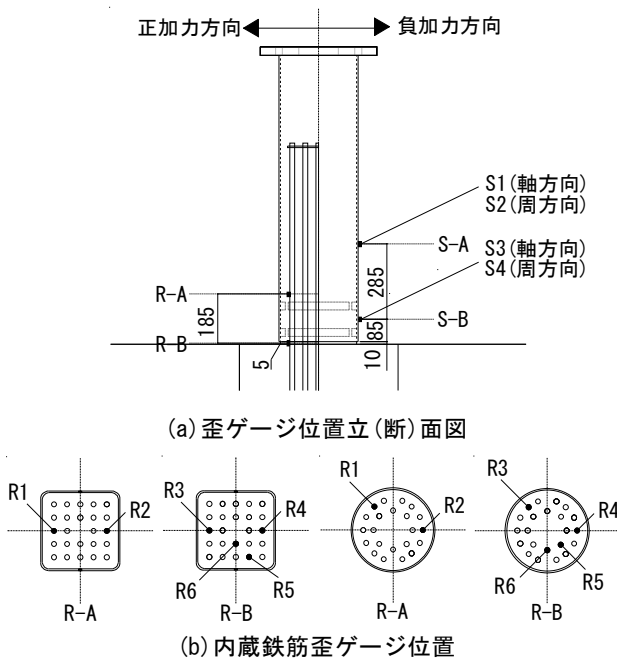


図6 歪ゲージ位置図

方向歪S1，S3の増加は緩やかである．しかし図9，10より円形試験体のS4は全体的に伸び側に偏っているものの，No.1のそれと比べて伸びが小さく，S2に至っては圧縮ストラットによる支圧の影響は見られない．これは円形鋼管が角形鋼管に比べて拘束効果が大きいいため，鋼管，充填コンクリートおよび内蔵鉄筋の一体性が挙動に強く現われたものと推測される．

(3) 内蔵鉄筋の歪 - 回転角関係

内蔵鉄筋に貼付した歪ゲージ位置を図6に示す．またNo.2とNo.4の内蔵鉄筋の歪 ε と回転角 θ の関係を図11，12に示す．伸び歪を正とする．図11，12の一点鎖線は内蔵鉄筋の降伏歪を表しており，表2に示す通り降伏歪は0.37%であった．

No.1~No.4では，R-B断面において $\theta = \pm 1.0 \sim 1.5\%$

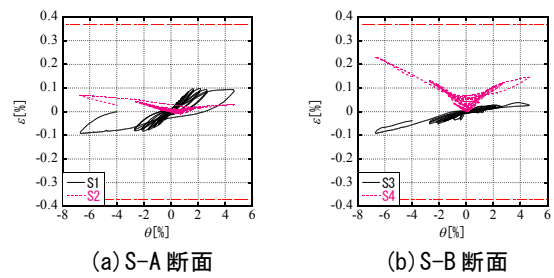


図7 鋼管の ε - θ 関係 No. 1

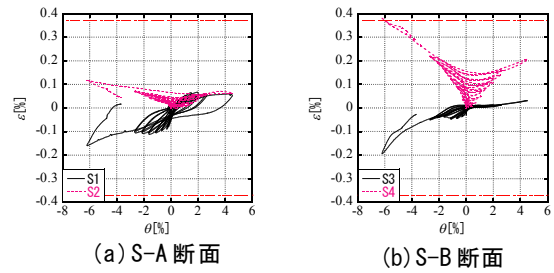


図8 鋼管の ε - θ 関係 No. 2

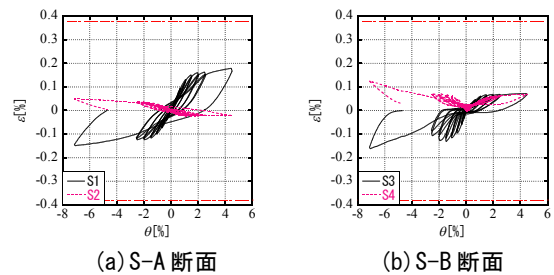


図9 鋼管の ε - θ 関係 No. 3

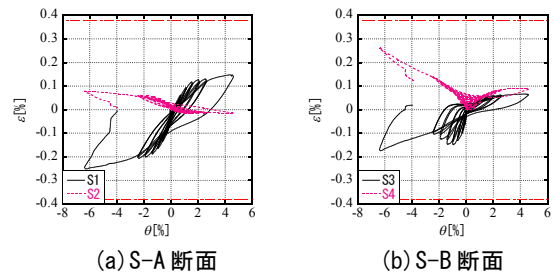


図10 鋼管の ε - θ 関係 No. 4

程度で加力方向面の外側から内蔵鉄筋の降伏が始まり (図 11(b), 12(b)), 载荷の進行に伴って徐々に内側の内蔵鉄筋が降伏し (図 11(c), 12(c)), No.2 を除き鉄筋はすべて降伏に至った. No.2, No.4 に関しては軸圧縮力の影響で内蔵鉄筋の初期歪が縮み側に偏り, 図 11(a)(b)より R1, R3, R4 のように圧縮降伏に至った鉄筋も確認された. 図 11(a), 12(a)より No.4 は No.2 に比べて, R-A 断面の歪は小さく降伏に至っている内蔵鉄筋も少ない. これは先にも記したとおり, 円形断面が角形断面に比べて鋼管の拘束効果が大きいため, コンクリートの割裂が起りにくく, 内蔵鉄筋の歪負担分が減少したためと考えられる.

4. 降伏耐力および終局耐力の評価

(1) 実験値の評価手法

実験結果から $R=0.5\%$ 载荷後の除荷時の $M-\theta$ 関係はほぼ安定した直線関係にあるとみなせるので, その除荷剛性を K として定義する.

本実験における繰返し载荷の最大耐力到達点を滑らかに結んだ曲線に対して K の $1/3$ および $1/6$ の傾きをもつ直線が接する点を, それぞれ降伏曲げ耐力の実験値, 終局曲げ耐力の実験値とする.

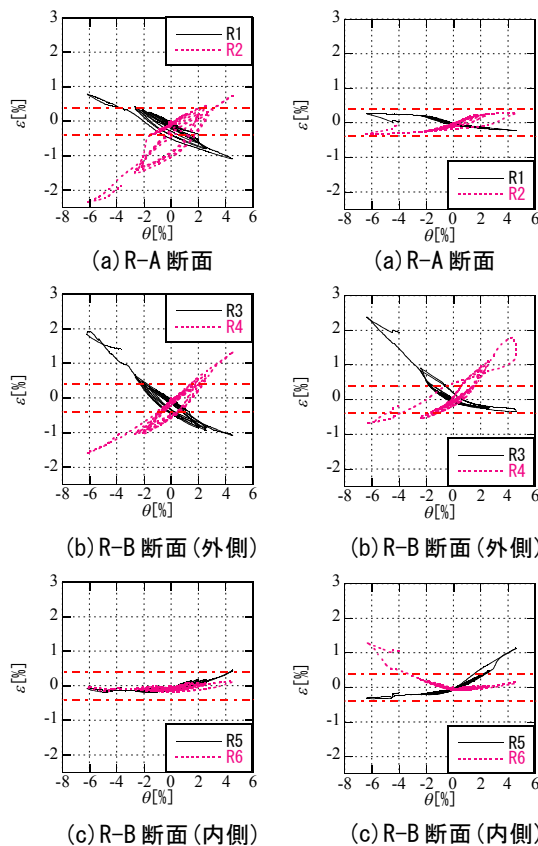


図 11 鉄筋の $\varepsilon-\theta$ 関係
No. 2

図 12 鉄筋の $\varepsilon-\theta$ 関係
No. 4

(2) 終局耐力の算定手法

耐力の算定においては柱脚部を RC 断面とみなし, 一般化累加強度により算出する. この RC 断面における終局耐力時の応力分布を図 13 のように仮定する. 以下に算定式を示す.

$$N_u = {}_c N_u + {}_s N_u \quad (4)$$

$$M_u = {}_c M_u + {}_s M_u \quad (5)$$

$${}_s N_u = \sum {}_s \sigma_{yj} a_j \quad (6)$$

$${}_s M_u = \sum {}_s \sigma_{yj} a_j \left(\frac{D}{2} - d_j \right) \quad (7)$$

角形試験体

$${}_c N_u = {}_c \sigma_B x_n D \quad (8)$$

$${}_c M_u = \frac{1}{2} {}_c \sigma_B x_n D (D - x_n) \quad (9)$$

円形試験体

$${}_c N_u = (\theta_n - \sin \theta_n \cos \theta_n) \frac{D^2 {}_c \sigma_B}{4} \quad (10)$$

$${}_c M_u = \sin^3 \theta_n \frac{D^3 {}_c \sigma_B}{12} \quad (11)$$

ここで, ${}_s \sigma_{yj}$: 終局耐力時の j 列の鉄筋の応力, a_j : j 列の鉄筋の総断面積, d_j : 圧縮縁から j 列までの距離, ${}_c \sigma_B$: 終局耐力時のコンクリートの圧縮強度

終局耐力到達時の状態を, 断面が全塑性状態になる時と定義する. 終局耐力時の鉄筋の応力を ${}_s \sigma_y$, コンクリートの圧縮強度を ${}_c \sigma_B$ とする.

(3) 降伏耐力の算定手法

a) 材料特性の仮定

鉄筋およびコンクリートは応力歪関係において短期許容応力度に到達するまで線形関係を保ち, 到達後は一定値をとるものとする. ここでは圧縮を正と

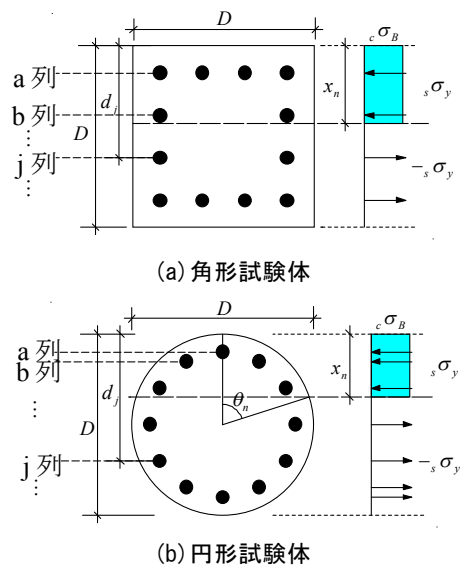


図 13 終局耐力時の応力分布

する。鉄筋は圧縮と引張で対称の関係をとるものとする。コンクリートは引張応力を負担しない。

b) 計算値の算定手法

耐力の算定においては柱脚部をRC断面とみなし、平面保持仮定が成り立つものとして一般化累加強度により算出する。このRC断面における降伏耐力時の応力-歪分布を図14のように仮定する。以下に算定式を示す。

$$N_y = {}_c N_y + {}_s N_y \quad (12) \quad M_y = {}_c M_y + {}_s M_y \quad (13)$$

$${}_s N_y = \sum {}_s \sigma_j \cdot a_j \quad (14)$$

$${}_s M_y = \sum {}_s \sigma_j a_j \left(\frac{D}{2} - d_j \right) \quad (15)$$

1) $0 \leq {}_c \varepsilon_{\max} < {}_c \varepsilon_s$ (${}_c \sigma_1 = {}_c \sigma_{\max}$, 角形: $x_1 = x_n$, 円形: $\theta_1 = 0$)

$${}_c N_y = {}_c N_1 \quad (16) \quad {}_c M_y = {}_c M_1 \quad (17)$$

2) ${}_c \varepsilon_s \leq {}_c \varepsilon_{\max}$ (${}_c \sigma_1 = f_s$)

$${}_c N_y = {}_c N_1 + {}_c N_2 \quad (18) \quad {}_c M_y = {}_c M_1 + {}_c M_2 \quad (19)$$

角形試験体

$${}_c N_1 = \frac{1}{2} {}_c \sigma_1 x_1 D \quad (20) \quad {}_c N_2 = {}_c f_s (x_n - x_1) D \quad (21)$$

$${}_c M_1 = \frac{1}{2} {}_c \sigma_1 x_1 D \cdot x_{g1} \quad (22) \quad {}_c M_2 = {}_c f_s (x_n - x_1) D \cdot x_{g2} \quad (23)$$

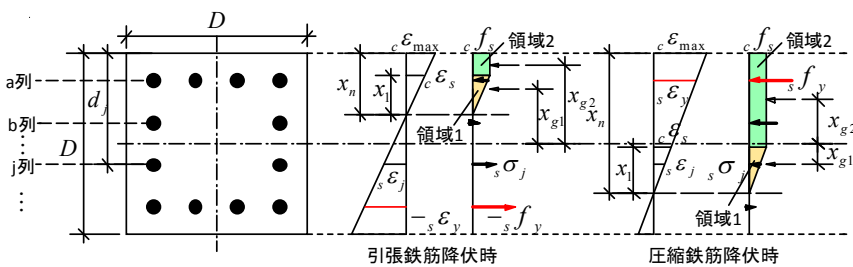
円形試験体

$${}_c N_1 = \frac{1}{2} D^2 \frac{{}_c \sigma_1}{x_1} \left[\frac{D - 2x_n}{8} (2\theta_x - \sin 2\theta_x) - \frac{D}{6} \sin^3 \theta_x \right]_{\theta_n}^{\theta_1} \quad (24)$$

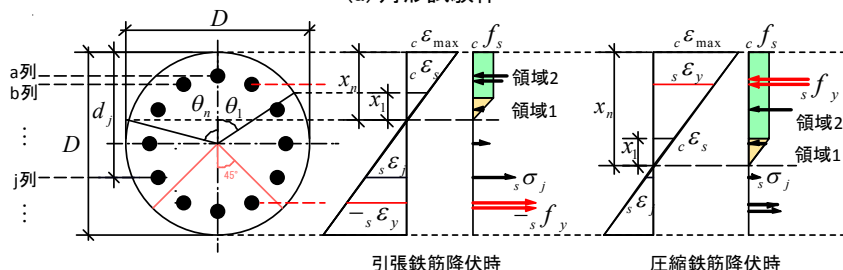
$${}_c N_2 = \frac{1}{8} D^2 {}_c f_s (2\theta_1 - \sin 2\theta_1) \quad (25)$$

$${}_c M_1 = \frac{1}{4} D^3 \frac{{}_c \sigma_1}{x_1} \left[\frac{D - 2x_n}{6} \sin^3 \theta_x - \frac{D}{16} \left(\theta_x - \frac{1}{4} \sin 4\theta_x \right) \right]_{\theta_n}^{\theta_1} \quad (26)$$

$${}_c M_2 = \frac{1}{12} D^3 {}_c f_s \sin^3 \theta_1 \quad (27)$$



(a) 角形試験体



(b) 円形試験体

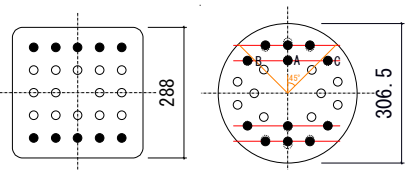
図14 降伏耐力時の応力-歪分布

ここで、 f_y : 鉄筋の短期許容応力度、 ${}_s \sigma_j$: j列の鉄筋の応力、 ε_y : 鉄筋の降伏歪、 ${}_s \varepsilon_j$: j列の鉄筋の歪、 a_j : j列の鉄筋の総断面積、 f_s : コンクリートの短期許容応力度、 ${}_c \sigma_{\max}$: コンクリートの最大圧縮強度、 ${}_c \varepsilon_s$: コンクリートの短期許容応力度に対応する歪、 ${}_c \varepsilon_{\max}$: コンクリートの最大強度圧縮時歪、 d_j : 圧縮縁からj列までの距離、 ${}_c N_i$: 領域iにおける軸力、 ${}_c M_i$: 領域iにおけるモーメント、 x_{gi} : 中心から領域iにおける軸力の作用点までの距離

降伏耐力到達時の状態を、角形試験体では最外縁に位置する鉄筋が引張降伏または圧縮降伏した時と定義する。円形試験体では中心軸より±45°方向の範囲内に含まれる鉄筋が引張降伏または圧縮降伏した時と定義する。

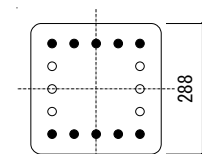
c) 本実験断面における仮定

b)項で述べた算出手法を本実験で用いた試験体断面に適用するための仮定を図15に示す。図15(a)(c)より角形試験体においてはb)項の定義と同じく、最外縁に位置する鉄筋(図の黒塗りの鉄筋部分)が引張降伏または圧縮降伏したときの耐力を降伏耐力とする。図15(b)より円形試験体においては中心軸より±45°方向付近に含まれる外周の鉄筋および内周の鉄筋A(図の黒塗りの鉄筋部分)が引張降伏または圧縮降伏したときの耐力を降伏耐力とする。内周の鉄筋Aを対象としたのは外周の鉄筋B, Cよりも最外縁に近いのである。列の位置が近接する鉄筋群は計算の簡略化のため重心位置を考慮し、一列に置換して算定を行った。鉄筋の短期許容応力度 ${}_s f_y = {}_s \sigma_y$ 、コンクリートの短期許容応力度 ${}_c f_s = 2/3 {}_c \sigma_B$ とした。



(a) No. 1, No. 2

(b) No. 3, No. 4



(c) No. 5 ~ No. 7

図15 本実験断面における仮定

(4) 結果と考察

耐力の算定結果を M - N 相関曲線で図 16 に示す。ここでは図の M - N 相関曲線において、中立軸が断面外にあるときの降伏耐力は、断面が全体圧縮または全体引張時の耐力との線形補間にて算出している。また降伏曲げ耐力、終局曲げ耐力の算定値を表 3 に示す。ここで、 M_y は降伏曲げ耐力の計算値、 M_{ye} は降伏曲げ耐力の実験値、 M_u は終局曲げ耐力の計算値、 M_{ue} は終局曲げ耐力の実験値を示す。

表 3 より、No.7 を除き、いずれの試験体においても M_y は M_{ye} を過小評価し、 M_u は M_{ue} を過大評価する結果となった。

M_y が M_{ye} を過小評価する結果となったのは、柱脚部のクリアランス部分 (10 mm) は鋼管の全長 (1125mm) と比較すると微小なため、実際にはクリアランス部分にも鋼管の拘束効果が多少及ぶが、耐力算定の仮定ではそれを無視しているためと推測される。

M_u が M_{ue} を過大評価する結果となったのは、実験終盤においては柱脚部の劣化によるコンクリートのひび割れや剥落が起り、仮定した柱脚部断面全体においてコンクリートが圧縮力を負担できていなかったためと推測される。また実験データより内蔵鉄筋の歪状況が耐力算定の仮定のように全塑性状態に達していないためとも推測される。

一方で表 3 より、No.7 については、 $M_{ye}/M_y = 1.60$ と、他の試験体に比べて誤差が大きい。本試験体は

表 3 曲げ耐力の算定値

	M_y	M_{ye}	M_{ye}/M_y	M_u	M_{ue}	M_{ue}/M_u
No.1	319	366	1.15	445	395	0.89
No.2	367	430	1.17	537	523	0.97
No.3	309	347	1.12	397	393	0.99
No.4	356	379	1.07	469	456	0.97
No.5	252	306	1.21	333	319	0.96
No.6	328	356	1.09	434	415	0.96
No.7	247	394	1.60	419	449	1.07

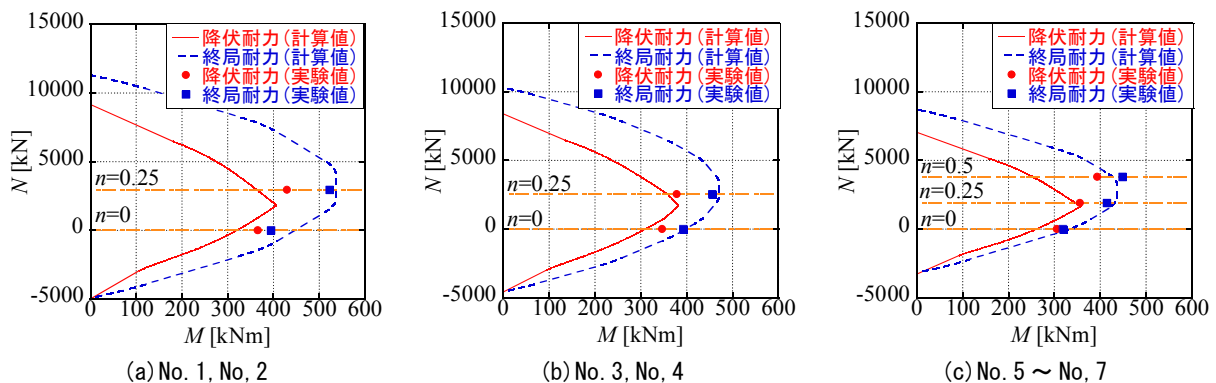


図 16 M - N 相関曲線

高軸力 ($n=0.5$) を載荷しているため試験体が降伏耐力を発揮する時に中立軸位置が深く、圧縮域が広くなっている。また、実験データより降伏耐力発揮時に圧縮側鉄筋は降伏歪に達していないものの、コンクリートの終局歪 (0.23%) に近い値となっている。そのことから、降伏耐力が鉄筋の降伏ではなくコンクリートの圧壊にて決定していると推測される。本稿で提案した降伏耐力算定式ではコンクリートの応力は短期許容応力度に到達後一定値をとると仮定している。このことから、コンクリートの耐力負担分を正しく評価出来ていない事が誤差の大きい原因と考えられる。

5. まとめ

本研究では、H-SA700 材を用いたベースプレート省略型 CFT 露出型柱脚の実験を行った。その結果、試験体は十分な変形性能を示し、急激な耐力の低下も見られなかった。鋼管および内蔵鉄筋の歪性状により柱部、柱脚部および基礎部に至るまでの円滑な応力伝達が確認された。また両者の歪性状には軸力比ならびに断面形状による拘束効果の影響とみられる差異が確認できた。耐力値の評価も多少の誤差はあったものの概ね良好であった。

【謝辞】

本研究は、「科学研究費補助金基盤研究(B)(一般)(H22~H24)(番号:22360229)」により行われた。岡部(柁)からねじ節鉄筋を提供して頂いた。研究の実施にあたり、九州産業大学 九谷和秀教授、岡部(柁) 角屋 治克氏、渡辺亨氏、旭化成建材(柁) 萩野毅氏よりご助言を頂いた。また、実験の実施にあたり、九州大学 河野研究室の学生諸兄、技術職員の石橋宏一郎氏にご協力頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Qiyun QIAO et al.: Experimental Study on Mechanical Behavior of Square CFT Column Base with Built-in Reinforcements, Proceedings of the Ninth Pacific Structural Steel Conference (PSSC2010), Beijing, pp.806-814, 2010.10
- 2) Qiyun QIAO et al.: An Experimental Study on Elastic-Plastic Behaviors and Bending Strengths of Circular CFT Column Bases with Built-In High Strength Reinforcements, Proceedings of the 9th Symposium on Research and Application of Hybrid and Composite Structures, pp.230-239, 2011.11
- 3) Qiyun QIAO et al.: An Experimental Study on Mechanical Behavior of Non Base Plate-Omitted-Type Square CFT Column Base with Built-In Reinforcements, Proceedings of the 9th Symposium on Research and Application of Hybrid and Composite Structures, pp.240-247, 2011.11
- 4) 野津手崇瑛他: ベースプレート省略した鉄筋内蔵コンクリート充填角形鋼管柱脚の力学的性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集. C-1, 構造Ⅲ, pp.1213-1214, 2011.8.
- 5) 野津手崇瑛他: ベースプレート省略した鉄筋内蔵コンクリート充填角形鋼管柱脚の力学的性状に関する実験的研究 ～歪性状および終局曲げ耐力～, 日本建築学会研究報告. 九州支部. 1, 構造系 (51), pp.765-768, 2012.3.1
- 6) 鷹野秀明等(東日本旅客鉄道): 鋼管とRC部材の接合部を鋼管鉄筋コンクリートとした構造の耐力と変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, 1994年.
- 7) 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年

EXPERIMENTAL STUDY ON MECHANICAL BEHAVIOR OF CFT COLUMN BASE WITH H-SA700 AND BUILT-IN HIGH STRENGTH REINFORCEMENTS

Kotaro UEOKA , Hiromitsu KAWAGUCHI , Shintaro MATSUO ,
Toshihiko NINAKAWA , Akihiko KAWANO , Keigo TSUDA and
Hiroaki KUBOTERA

This research is conducted as a part of joint research of concrete filled tube (the following is CFT) with built-in reinforcement. On research, we develop a new construction method of CFT exposed type column base with built-in reinforcement as joint material, and bring out the mechanical behavior on experiment. On this paper, we study the mechanical behavior of CFT exposed type column base with "H-SA700", which is high strength steel for architectural construction, built-in reinforcement on experiment. Also, we compare the mechanical behavior of these specimens with ones which were conducted on previous studies. At first, we explain the background and purpose of this research, and show the outline (specimens, experimental variable etc.). At the next, we discuss the result of experiment (M-R relation etc.). At last, we suggest the evaluation method of yield and ultimate strength, compare them with experimental value, and review the adequacy. We suggest this construction method is realized as one of a new joint method of a CFT exposed type column base.