コンクリート充填円形鋼管柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性性状に関する研究

－ 復元力特性モデル －

ELASTOPLASTIC BEHAVIOR OF PANEL ZONE IN STEEL BEAM-TO-CONCRETE
FILLED CIRCULAR STEEL TUBE COLUMN MOMENT CONNECTIONS

－ Model of restoring force characteristics －

福元 敏之*

Toshiyuki FUKUMOTO

This paper proposes a new practical model of a restoring force characteristic on the panel zone within steel beam-to-concrete filled circular steel tube column moment connections for predicting the elastoplastic behavior of the panel zones including strength reduction after ultimate strength. The proposed model for a skeleton curve is provided as a multi-linear model having a cracking strength point, a yield strength point, an ultimate strength point and strength reduction points for 95%, 90% or 80% of ultimate strength. The skeleton curve model up to the ultimate strength point is based on the previous shear force-deformation model proposed by the writer, while the deformations of these strength reduction points is provided as new regression formulations obtained from previous test results. The writer proposes a new hysteresis loop model including stiffness reduction. The proposed models agree approximately with experimental results up to large deformations.

Keywords : Beam-to-column connection, Concrete-filled circular steel tube column, Steel beam, Model of restoring force characteristics

柱梁接合部, コンクリート充填円形鋼管柱, 鉄骨梁, 復元力特性モデル

1 序 論

コンクリート充填鋼管柱（以下 CFT 柱と呼ぶ）は、高耐力、高靱性が期待できる構造部材であり、図 1 に示す如く、鉄骨梁と組み合わせて骨組を形成するのが一般的であり、現状、業務ビル等に多用されている。斯かる柱梁接合部は、柱及び梁部材と同様に、骨組全体の性状に影響を与える主要な構造要素であり、CFT 柱梁接合部パネルに関してはエネルギー吸収が大きく、「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」¹⁾（以下 CFT 指針と呼ぶ）に於いて、骨組の降伏機構として、接合部パネルの変形性能に期待する接合部パネル降伏機構も対象としている。接合部パネル降伏機構の設計に際しては、接合部パネルの簡易な復元力特性モデルが必要となる。

角形断面の CFT 柱梁接合部パネルの復元力特性モデルに関しては、著者が最大耐力以降の耐力低下も含めたモデル²⁾として、図 2 の骨格曲線と図 3 の履歴ループのモデルを提案している。他方、図 1 に示す円形断面の CFT 柱梁接合部パネルの復元力特性モデルに関して、既往の研究を一瞥すると、骨格曲線（荷重-変形関係モデル）については、上場等³⁾が、鋼管部分の荷重-変形関係をせん断降伏点及び最大耐力点の 2 折れ点にモデル化すると共に、コンクリート部分をひび割れ発生迄弾性として、最大耐力時の応力度及びその変形を実験結果に依って求め、モデル化している。又、著者等^{4), 5)}は、鋼管部分を鋼材の tri-linear 型の軸応力度-ひずみ度関係に基づき、せん断力-変形角関係にモデル化し、コンクリート部分は、終局耐力を鋼管フランジに依るコンクリートの拘束効果を考慮したアーチ機構に依って求め、ひび割れ発生点及び最大耐力点とする荷重-変形関係モデルを設定し、各々鋼管部分とコンクリート部分の荷重-変形関係を累加

図 1 円形 CFT 柱・鉄骨梁接合部

図 2 骨格曲線モデル

* 鹿島技術研究所 主席研究員・工博

Executive Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Dr. Eng.

図3 履歴ループモデル

する累加モデルを提案している。又、CFT 柱梁接合部パネルとして各要素を累加せず、単一の荷重-変形関係モデルとして、降伏耐力点及び終局耐力点を折れ点とする簡易モデルを提案し、斯かる簡易モデルは、CFT 指針¹⁾に提示されている。他方、履歴ループに関して、著者等⁵⁾は、累加モデルに依る剛性低下を考慮していない non-degrading の multi-linear 型モデルを検討している。

上述の骨格曲線モデル (荷重-変形関係モデル)^{3), 4), 5)}は、終局耐力以降に於いて、最大耐力を保持し、耐力低下の無いモデルである。又、著者⁶⁾は、ほぼ最大耐力を保持している最大耐力の 95% 迄低下した変形角を、柱梁接合部パネルの限界変形角として、その評価式を検討しているが、接合部パネルの構造的性状を的確に評価した設計に際しては、更なる耐力低下を考慮したモデルが必要である。他方、履歴ループに関して、上述の著者等が提案する non-degrading の multi-linear 型モデル⁵⁾では、大変形域に於いて、繰返しに依る剛性低下を考慮していない為、実験結果の履歴ループに比較して、モデルのループ面積は大きく、エネルギー吸収を過大評価する傾向にあり、剛性低下を考慮した履歴ループ形状のモデルの提案が必要である。

そこで、本研究では、円形 CFT 柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性性状を的確に評価した復元力特性モデルを提示する為、著者が提案する図2及び図3の角形 CFT 柱梁接合部パネルの復元力特性モデルと同様の折れ点モデルとし、円形 CFT 柱梁接合部パネルとしての骨格曲線に於ける耐力低下点の評価式及び、履歴ループモデルに於ける繰返しの耐力低下を考慮した剛性の評価式を検討して、円形 CFT 柱梁接合部パネルの最大耐力以降の耐力低下を含めた復元力特性モデルを提案する。本論文では、提案の円形 CFT 柱梁接合部パネルの耐力低下領域迄を評価した骨格曲線モデル及び剛性低下を考慮した履歴ループモデルについて論述すると共に、本モデルと実験資料との比較検討の結果について言及する。

2 復元力特性モデルの概要

2.1 骨格曲線

本論で提案する円形 CFT 柱・鉄骨梁接合部パネルの骨格曲線のモデルは、図2に示す如く multi-linear 型モデルで、コンクリートのひび割れ発生点 ($pQ_c, p\gamma_c$)、降伏耐力点 ($pQ_y, p\gamma_y$)、終局耐力点 ($pQ_u, p\gamma_u$)、耐力保持終点 ($pQ_{95}, p\gamma_{95}$)、90% 耐力低下点 ($pQ_{90}, p\gamma_{90}$) 及び 80% 耐力低

下点 ($pQ_{80}, p\gamma_{80}$) を折れ点とするものである。終局耐力点迄は、著者等が提案している二折れ点 (降伏耐力点、終局耐力点) の簡易モデル^{4), 5)}に、コンクリートひび割れ発生点を付加したものである。

コンクリートのひび割れ発生点の耐力と変形角 ($pQ_c, p\gamma_c$) は、(1) 式、(2) 式で与えられ、コンクリートのせん断ひび割れ応力度は主応力度式に依り、耐力はひび割れ発生変形時の鋼管とコンクリートのせん断耐力を累加している。降伏耐力点 ($pQ_y, p\gamma_y$) は、(3) 式、(4) 式に依り、鋼管ウェブのせん断降伏時に相当し、鋼管の耐力はミーゼス (Mises) の降伏条件に基づき、軸力の影響を考慮している。コンクリート部分の耐力は、鋼管降伏変形での耐力として、コンクリートの終局耐力に低減係数 ($p\beta$, (6) 式参照) を乗じて求める。終局耐力点 ($pQ_u, p\gamma_u$) は、コンクリート部分の終局耐力時に相当し、(8) 式、(9) 式で与えられる。コンクリート部分の終局耐力は、鋼管フランジの拘束を考慮したアーチ機構に依り、斯かる点の変形は、コンクリート部分の弾性剛性に、剛性低下率 (α_u , (10) 式参照) を乗じて求める。又、鋼管の耐力は、前述の累加モデルの鋼管部分の荷重-変形関係モデルに依って、この変形での耐力は、降伏耐力とほぼ同一であることから終局耐力点の鋼管耐力は降伏耐力としている。尚、コンクリート部分に於いて、(11) 式の如く、ひび割れ耐力が終局耐力を上廻る場合、ひび割れ耐力点 ((1) 式及び (2) 式参照) は無く、(6) 式の低減係数 ($p\beta$) は (12) 式に依って算定する。

最大耐力点以降の折れ点 (図2参照) である耐力保持終点、90% 耐力低下点及び 80% 耐力低下点の変形は、3.1 節～3.3 節に於いて既往の実験資料に基づき検討し、評価式を提示する。尚、耐力保持終点は、終局耐力をほぼ保持している終局点として、95% 耐力低下時の変形とする。

[ひび割れ耐力点]

$$pQ_c = p_s Q_c + p_c Q_c, \quad p_s Q_c = p_s Q_y \frac{p\gamma_c}{p\gamma_y}, \quad p_c Q_c = c A \sqrt{c \sigma_t (c \sigma_t + c \sigma_0)} \quad (1)$$

$$p\gamma_c = c \kappa \frac{p_c Q_c}{c A \cdot c G} \quad (2)$$

$$c \sigma_t = 0.5 \sqrt{c \sigma_B} \quad (c \sigma_B \text{ 単位 } N/mm^2), \quad c \sigma_0 = N \cdot \frac{c A \cdot c E}{s A \cdot s E + c A \cdot c E} \cdot \frac{1}{c A}$$

$$c \kappa = \frac{10}{9}$$

[降伏耐力点]

$$pQ_y = p_s Q_y + p_c Q_y, \quad p_s Q_y = w A \frac{\sqrt{s \sigma_y^2 - s \sigma_0^2}}{\sqrt{3}}, \quad p_c Q_y = p \beta \cdot p_c Q_u \quad (3)$$

$$p\gamma_y = s \kappa \frac{p_s Q_y}{w A \cdot s G} \quad (4)$$

$$w A = \frac{s A}{2}, \quad s \sigma_0 = N \cdot \frac{s A \cdot s \sigma_y}{N_0 \cdot s A} \cdot \frac{1}{s A} = n \cdot s \sigma_y$$

$$n = \frac{N}{N_0}, \quad N_0 = s A \cdot s \sigma_y + c A \cdot c \sigma_B \quad (5)$$

$$p\beta = 0.452n - 1.13\eta + 0.650 \quad (6)$$

$$s \kappa = 1.0, \quad \eta = \frac{c \sigma_B}{s \sigma_y} \quad (7)$$

[終局耐力点]

$$pQ_u = p_s Q_u + p_c Q_u, \quad p_s Q_u = p_s Q_y,$$

$$p_c Q_u = \left(\frac{1}{2} c A_l \cdot \sin 2\theta_{cl} + 4 f_f B \sqrt{\frac{f_c M_c}{f_c B \cdot c \sigma_B}} \sin \theta_{c2} \right) c \sigma_B \quad \cdots \cdots (8)$$

$$p \gamma_u = \frac{p_c Q_u}{c \alpha_u \cdot c A \cdot c G / c \kappa} \quad \cdots \cdots (9)$$

$$c A_l = \frac{c D^2}{8} (\phi - \sin \phi), \quad f B = \frac{c D + s t}{\sqrt{2}}, \quad c D = s D - 2 s t$$

$$f M_c = 0.02915 (s D - s t)^2 s t \cdot c \sigma_y$$

$$\phi = \frac{3.4}{\left(\frac{B c d}{c D} \right)^{0.07}}, \quad \theta_{cl} = \frac{0.34}{\left(\frac{B c d}{c D} \right)^{0.79}}, \quad \theta_{c2} = 1.2 \theta_{cl}$$

$$c \alpha_u = -0.124 \frac{B c d}{c D} + 0.00243 s t \cdot s \sigma_y + 0.254 \quad (s \sigma_y \text{ 単位 } \text{N/mm}^2) (10)$$

$$p_c Q_c \geq p_c Q_u \quad \cdots \cdots (11)$$

$$p \beta = \frac{p \gamma_y}{p \gamma_u} \quad \cdots \cdots (12)$$

$c A$: コンクリートの断面積、 $s A$: 鋼管の断面積、 $w A$: 鋼管ウェブ部分の断面積、 $f B$: 鋼管のフランジ幅、 $c D$: コンクリート部分の断面径、 $s D$: 鋼管径、 $B c d$: 接合部パネルのコンクリート部分の高さ、 $c E, s E$: 各々コンクリート及び鋼管のヤング率、 $c G, s G$: 各々コンクリート及び鋼管の剪断弾性係数、 $f M_c$: 鋼管フランジ部分の全塑性モーメント、 N : 作用軸力、 N_0 : 軸耐力、 n : 軸力比、 $p_c Q_c, p_c Q_y, p_c Q_u$: 各々コンクリート部分のひび割れ点、降伏耐力点及び終局耐力点の耐力、 $p_s Q_c, p_s Q_y, p_s Q_u$: 各々鋼管部分のひび割れ点、降伏耐力点及び終局耐力点の耐力、 $s t$: 鋼管の板厚、 $c \alpha_u$: コンクリート部分の弾性剛性に対する終局耐力時の割線剛性の剛性低下率、 $p \beta$: コンクリート部分の終局耐力に対する降伏耐力点の耐力比、 $c \kappa, s \kappa$: 各々コンクリート断面及び鋼管断面のせん断に依る歪エネルギーから求めた形状係数、 θ_{cl}, θ_{c2} : コンクリート部分のアーチ機構角度(単位rad)、 $c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 $c \sigma_t$: コンクリートの引張強度、 $c \sigma_0, s \sigma_0$: 各々コンクリート部分及び鋼管部分の軸応力度、 $s \sigma_y$: 鋼管の降伏点

2.2 履歴ループ

履歴ループに関して、本研究では、著者が提案している角形断面のCFT柱梁接合部パネルの履歴ループモデル²⁾(図3参照)に基づき、(13)式の繰返しの影響を考慮した剛性算定式に於ける耐力低下率(m)を円形断面の実験資料に基づき4章で検討を行う。提案している図3の履歴ループモデルは、降伏耐力点迄は、文献5)と同様のnon-degradingのモデルとし、それ以後の除荷剛性は、原点から降伏耐力点への割線剛性(K_4)とし、斯かる剛性に依って荷重 $12r \cdot p Q_u$ を除荷及び上昇させ、その点からの剛性(K_r)はそれまで経験した最大変形とその時の耐力に繰返しの低減率(m)を乗じた耐力の点に向かう剛性として、骨格曲線或いは所定の変形を目指すモデルとなっている。斯かるモデルは、耐力低下の評価に基づき、剛性低下を見込んだ履歴ループとしている。尚、 $12r \cdot p Q_u$ の係数(r)は耐力低下点以降の耐力低減を図った係数で、(14)式に示す様に、耐力保持終点以降、終局耐力と低下した耐力の比で低減を図ったもので、骨格曲線の耐力低下保持点以降に対応したものである。繰返しの耐力低減率(m)は、4章で提示する((23)式参照)。又、(13)式の剛性(K_r)は、正側から負側へ

の加力或いは負側から正側への加力に対する除荷時から荷重 $12r \cdot p Q_u$ を除荷及び上昇させた点より所定変形角迄の剛性である。

$$K_r = \frac{|Q_i| + |m \cdot Q_{-(i-1)}| - 2r \cdot p Q_y}{|\gamma_i| + |\gamma_{-(i-1)}| - 2r \cdot p \gamma_y} \quad \cdots \cdots (13)$$

$$r = 1 \text{ (耐力保持点以前)}, \quad r = \frac{p Q_i}{p Q_u} \text{ (耐力保持点以後)} \quad \cdots \cdots (14)$$

$-(i-1)$: 正負反対側の前回繰返し、 m : 繰返しに依る耐力低下率

3 骨格曲線の各耐力低下点

本研究では、円形CFT柱・鉄骨梁接合部パネルに関する復元力特性モデルの骨格曲線に於ける最大耐力点以降の耐力保持終点である95%耐力低下点、及び90%耐力低下点、80%耐力低下点の変形角評価式を検討する。斯かる検討に際しては、文献7)～14)の円形CFT柱・鉄骨梁接合部パネルに関する部分骨組試験体、大野式加力試験体及び柱のせん断試験体の実験資料に基づき検討を行う。

3.1 耐力保持終点(95%耐力低下点)

耐力保持終点は、前述する如く、終局耐力以後、耐力をほぼ保持している変形として、終局耐力の95%迄耐力低下した変形とする(図2参照)。CFT柱梁接合部パネルの95%耐力低下点の変形角($p \gamma_{95}$)に関しては、著者⁶⁾が、軸力比、鋼管の耐力比及びパネル辺長比を因子とした回帰式を検討したが、本研究では、角形断面の検討²⁾と同様に、梁ウェブに依るパネルの拘束やパネル高さの保持等の効果について検討を行い、各因子に依る回帰式を提案する。以下の図中に於いてウェブ有無の表記をしているが、部分骨組試験体の様に鉄骨梁が取り付け、接合部パネル側面にH形鋼のウェブが取り付けられている試験体を「ウェブ有」とし、大野式加力試験体や柱のせん断試験体の様にパネル側面に梁ウェブが取り付けしていない試験体を「ウェブ無」とする。

95%耐力低下点の変形角に影響する因子として、軸力比(n)、辺長比(a)、径厚比(λ)、鋼管降伏点に対するコンクリート圧縮強度の比(η)、鋼管耐力比(ζ)、及びコンクリート圧縮強度($c \sigma_B$)を考え、95%耐力低下点の耐力低下を示した部分骨組試験体及び大野式加力試験体^{7)～13)}について、各因子と変形角の関係を図4に示す。尚、辺長比(a)、径厚比(λ)及び鋼管耐力比(ζ)は(15)式に依り、軸力比(n)は(5)式に、鋼管降伏点に対するコンクリート圧縮強度の比(η)は(7)式に依る。

$$a = \frac{B d}{s D}, \quad \lambda = \frac{s D}{s t}, \quad \zeta = \frac{s A \cdot s \sigma_y}{N_0} \quad \cdots \cdots (15)$$

$B d$: 接合部パネルの高さ

図4の各因子に於いて、ウェブ有無の差は、角形断面²⁾では見られたが、円形断面では顕著に見られない為、ウェブ有無で区別せず同一に取り扱うことにする。ウェブ有無の差が見られないのは、円形断面の鋼管フランジ部分が平板でなく円弧断面と成っている為、パネル高さの保持等に効果があると考えられる。これらの因子の中で、軸力比(図4(a)参照)が95%耐力低下点の変形角との相関(相関係数0.53)が高く、軸力比が大きい程、斯かる変形角は小さくなる傾向を呈している。他の因子として、辺長比(a)、径厚比(λ)、鋼管降伏点に対するコンクリート圧縮強度の比(η)、鋼管耐力比(ζ)、及びコン

図4 95% 耐力低下点の変形角と各因子の関係

表1 検討に用いた実験資料

因子		耐力低下点の変形角検討	耐力低下率検討
鋼管	径厚比 sD/st	18.5~73.0	29.5~73.1
	一般化径厚比 χ^1	0.047~0.208	0.058~0.208
	降伏点 $s\sigma_y(N/mm^2)$	360~730	366~730
コンクリート圧縮強度 $c\sigma_B(N/mm^2)$		23.7~99.6	48.5~98.4
辺長比 a^1		0.80~1.67	0.85~1.43
軸力比 n^1		0.00~0.69	0.00~0.40
試験体数		24	15(64データ)

注1) 一般化径厚比、辺長比及び軸力比は、各々(20)式、(15)式及び(5)式参照

クリート圧縮強度($c\sigma_B$)の相関係数は、0.23～0.47であった。

95% 耐力低下点の変形角($p\gamma_{95}$)の評価式は、重回帰式として、最も相関が高かった軸力比を主因子とし、実験値との対応が良い組み合わせの因子を検討し、軸力比の主因子と辺長比、径厚比及び鋼管降伏点に対するコンクリート圧縮強度の比を因子とする(17)式の95% 耐力低下点の変形角($p\gamma_{95}$)の回帰式(相関係数0.73)を得た。尚、(17)式の回帰式作成に用いた実験資料^{7)~13)}(24試験体)は、95% 耐力低下点を示した試験体のみでは、変形性能評価の良好な試験体を評価出来ないと考え、耐力低下を示さなかった試験体も対象とし、斯かる試験体は、95% 耐力低下点の変形角を実験実施範囲の最大変形とし、その最大変形は0.04～0.10(rad.)であった。検討した実験資料の各因子の範囲は、表1の耐力低下点の変形角検討欄となる。95% 耐力低下点の変形角の計算値と実験値の比較を図5に示す。計算値($cp\gamma_{95}$)に対する実験値($ep\gamma_{95}$)の比($ep\gamma_{95}/cp\gamma_{95}$)は、 $ep\gamma_{95}/cp\gamma_{95}=0.64\sim 1.74$ (平均値1.05、変動係数0.312)と成り、実験値と計算値は比較的良好に対応していると言える。尚、前報²⁾に於ける角形断面の95% 耐力低下点変形角評価式では、鋼管耐力比を主に、辺長比、一般化幅厚比及び軸力比を因子としており、本論の円形断面の因子と、ほぼ同様な

図5 95% 耐力低下点の変形角の実験値と計算値の比較

変形性能に影響を与える因子と成っている。円形断面では、主因子である軸力比の相関係数が0.53であり、角形断面に於いても、軸力比の相関係数が0.48と成っていたが、鋼管耐力比の相関係数が0.66と他の因子に比べ高く、評価式の精度向上を考慮して、角形では鋼管耐力比を主因子としている。角形断面の鋼管耐力比は0.25～0.74、平均が0.56であり、円形断面の鋼管耐力比の相関係数は0.19と低く、斯かる鋼管耐力比は0.23～0.79、平均が0.41と成っており、円形断面の鋼管負担耐力が小さいことが、相関関係の相違の一因と考えられる。

又、耐力保持終点の耐力(pQ_{95})は終局耐力をほぼ保持するとして(16)式の終局耐力と同等とする。

[耐力保持終点(95% 耐力低下点)]

$$pQ_{95} = pQ_u \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$p\gamma_{95} = 0.0606 \times 0.236^n \times 1.45^a \times 0.990^\lambda \times 0.579^\eta \quad \dots\dots\dots (17)$$

3.2 90% 耐力低下点

90% 耐力低下点の変形角($p\gamma_{90}$)の予測式の検討は、角形断面²⁾と同様に、95% 耐力低下点の変形角($p\gamma_{95}$)に対する変形角比($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$)に着目して行う。検討に用いた実験資料^{7), 11)~14)}(22試験体)は、90% 耐

図 6 90% 耐力低下点の変形角比と各因子の関係

図 7 90% 耐力低下点の変形角の実験値と計算値の比較

(a) 一般化径厚比 χ

(b) 軸力比 n

図 8 80% 耐力低下点の変形角比と各因子の関係

図 9 80% 耐力低下点の変形角の実験値と計算値の比較

力低下点を示した梁ウェブ設置有無の両試験体で、部分骨組試験体、大野式加力試験体及び柱のせん断試験体である。90% 耐力低下点の変形角比 ($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$) と比較的相関の高い因子として軸力比 (n) 及びコンクリート圧縮強度 (σ_B) との関係を図 6 に示す。図 6 に於いて、変形角比 ($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$) に関しては、梁ウェブの設置有無の差異は見られず、両者を同様に扱うことが可能と考えられる。又、変形角比 ($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$) は、約 1.2 の値を示している。

90% 耐力低下点の変形角 ($p\gamma_{90}$) に関しては、軸力比を因子として、変形角比 ($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$) を予測する回帰式を作成すると (19a) 式が得られる。90% 耐力低下点の変形角の実験値 ($ep\gamma_{90}$) と (19a) 式に依る計算値 ($cp\gamma_{90}$) との比 ($ep\gamma_{90}/cp\gamma_{90}$) は、 $ep\gamma_{90}/cp\gamma_{90}=0.92 \sim 1.09$ (平均値 1.00、変動係数 0.049) と成り、軸力比の変化や梁ウェブ設置の有無に依る $ep\gamma_{90}/cp\gamma_{90}$ の差異は見られず、実験値と計算値は比較的良好に対応していると言える。本論の円形断面の変形角比 ($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$) は、変形性能に影響する軸力比との相関が高く、他方、前報²⁾の角形断面では、軸力比より辺長比の方が相関が高い為、辺長比を因子として回帰式を検討したが、円形、角形断面共に、これらの因子に依る変動は小さい傾向にある。そこで、変形角比 ($p\gamma_{90}/p\gamma_{95}$) を定数とし、定数 1.2 とした場合 ((19b) 式) の実験値と計算値との比 ($ep\gamma_{90}/cp\gamma_{90}$) は、図 7 に示す様に、 $ep\gamma_{90}/cp\gamma_{90}=0.92 \sim 1.11$ (平均値 1.01、変動係数 0.052) と成り、実験値と計算値の対応の差は、回帰式を用いた場合と殆ど変わらない。

90% 耐力低下点の耐力 (pQ_{90}) は終局耐力の 90% で (18) 式と成る。

[90% 耐力低下点]

$$pQ_{90} = 0.90 pQ_u \quad (18)$$

$$p\gamma_{90} = (0.186n + 1.17) p\gamma_{95} \quad (19a)$$

$$p\gamma_{90} = 1.2 p\gamma_{95} \quad (19b)$$

3.3 80% 耐力低下点

80% 耐力低下点に関しても、90% 耐力低下点と同様に変形角比 ($p\gamma_{80}/p\gamma_{95}$) で検討を行う。80% 耐力低下点の変形角比 ($p\gamma_{80}/p\gamma_{95}$) と比較的相関の高い因子として一般化径厚比 (χ) 及び軸力比 (n) との関係を図 8 に示す。図 8 に於いて、一般化径厚比 (χ) は (20) 式に依る。

$$\chi = \frac{sD}{sI} \cdot \frac{s\sigma_y}{sE} \quad (20)$$

80% 耐力低下点を示した部分骨組試験体及び柱のせん断試験体とする実験資料^{13), 14)}の試験体 9 体で有り、実験資料が僅少な為、暫定的に変形角比 ($p\gamma_{80}/p\gamma_{95}$) を、これらのほぼ平均値と成る定数 1.5 とし、(22) 式とする。僅少であるが、実験値 ($ep\gamma_{80}$) と (22) 式の計算値 ($cp\gamma_{80}$) を比較すると、比 $ep\gamma_{80}/cp\gamma_{80}=0.83 \sim 1.43$ (平均値 1.03、変動係数 0.173) となっている。尚、変形角比 ($p\gamma_{80}/p\gamma_{95}$) に関する因子として、本論の円形断面が一般化径厚比であり、前報²⁾の角形断面は一般化幅厚比と成っており、何れも、鋼管板厚に関する因子と成っている。90% 耐力低下点と同様に変形角に関しては、定数を用いた式を提示したが、今後の実験資料の蓄積による予測式の構築は今後の課題である。

80% 耐力低下点の耐力 (pQ_{80}) は終局耐力の 80% で (21) 式と成る。

[80% 耐力低下点]

$$pQ_{80} = 0.80 pQ_u \quad (21)$$

$$p\gamma_{80} = 1.5 p\gamma_{95} \quad (22)$$

以上、骨格曲線の耐力低下点の検討に於いて、現状の実験資料に依る 95% 耐力低下点の変形角 (耐力低下を生じない試験体は実験実施範囲の最大変形) は、 $p\gamma_{95}=0.022 \sim 0.100$ (rad.) (平均値 0.050 (rad.)) と現状の設計レベルを超える変形であり、現状で行われている設計では耐力低下が生じる可能性は小さいと考えられるが、本論での耐力低下点評価式は、少数の実験資料依り構築しているので、今後、

図 10 各変形角に於ける耐力低下率の関係

実験資料の蓄積に依って、精度向上を図る必要がある。

4 履歴ループモデルに於ける繰返しに依る耐力低下率

図 3 に示す提案の履歴モデルに於いて、履歴ループの剛性低下を考慮する為、繰返し後の剛性として、(13) 式で繰返しに依る耐力低下率 (m) を導入しているが、角形断面と同様²⁾に、斯かる耐力低下率 (m) を、既往の実験資料に基づき検討する。

耐力低下率 (m) を検討する実験資料^{11)~14)}は、表 1 の耐力低下検討欄に相当するもので、繰返し加力された円形 CFT 柱・鉄骨梁接合部パネルに関する部分骨組試験体、大野式加力試験体及び柱のせん断試験体である。これらの実験資料に基づき、所定変形に於ける初回耐力に対する耐力低下率を、1 回、2 回及び 3 回繰返し時について、各々図 10(a)、(b) 及び (c) に示す。図中には前述した試験体の梁ウェブの設置有無について分類しているが顕著な差異は見られないので、何れも同様に扱うことにする。

図 10 中、各繰返し回数に於いて、変形角に依る耐力低下率の変化は、3 回繰返しに於いて幾分見られるが、各回繰返しに於いて顕著では無く、1 回繰返し時の耐力低下率が $m=0.88 \sim 0.98$ (平均値 0.94)、2 回繰返し時が $m=0.81 \sim 0.97$ (平均値 0.91) 及び 3 回繰返し時が $m=0.80 \sim 0.97$ (平均値 0.90) となっている。変形角に依る耐力低下率の変化が顕著で無いことを踏まえ、各繰返し時の耐力低下率は定数とし、各回繰返し時の耐力低減係数を (23) 式とする。これらの耐力低減率は、角形断面の耐力低減率²⁾と同一の値である。

$$\left. \begin{array}{l} m=0.94(1\text{回繰返し時}) \\ m=0.91(2\text{回繰返し時}) \\ m=0.90(3\text{回繰返し時}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

各回繰返し時の係数 (m) に対する実験値の比率は、1 回、2 回及び 3 回繰返し時に於いて各々実験値 / 係数 $=0.94 \sim 1.04$ (平均値 1.00、変動係数 0.029)、 $=0.89 \sim 1.07$ (平均値 0.99、変動係数 0.045) 及び $=0.89 \sim 1.08$ (平均値 1.00、変動係数 0.060) と成り、両者はほぼ対応している。尚、定振幅に於ける多数回の耐力低下率については、現状、評価出来る程の実験資料の蓄積が無く、今後の課題である。

5 モデルと実験資料の比較

5.1 骨格曲線

提案の骨格曲線モデルと既往の実験資料との比較を、部分骨組試験体^{11), 13)}及び大野式加力試験体^{7), 12)}に関して、各々図 11～図 12 及び図 13～図 14 に示す。尚、実験結果の降伏耐力は、図 15 に示す荷重-変形関係の接線剛性が初期剛性の 1/3 になる時の耐力より求める

Slope Factor 法に依った。

部分骨組試験体に関して、鋼管強度 (590, 780N/mm² 鋼) を変化させた文献 11) の試験体 (図 11 参照) では、590N/mm² 鋼の C1 試験体 (鋼管耐力比 $\zeta=0.24$) 及び 780N/mm² 鋼の C3 試験体 (鋼管耐力比 $\zeta=0.36$) は、共に耐力保持終点以降の耐力低下が実験結果に比較して、モデルが幾分大きい、変形角 $p\gamma=0.04(\text{rad})$ 迄、モデルと実験結果はほぼ良好に対応している。又、辺長比 ($a=0.89, 1.18, 1.43$) を変化させた文献 13) の試験体 (図 12 参照) では、モデルの終局耐力が実験結果に比較して、3 割程度低くなっており、実験の耐力低下は見られるが、モデルの終局耐力以降、耐力を保持し、実験結果がそれを下回することは無く、辺長比に依るモデルと実験結果の差異は顕著で無い。

大野式加力試験体に関して、辺長比 ($a=1.30, 1.60$) 及び径厚比 ($\lambda=42.7, 66.8$) を変化させた文献 12) の試験体 (図 13 参照) では、径厚比 $\lambda=66.8$ の No.1 試験体では、終局耐力点迄、実験結果に比較して、モデルの剛性は幾分高いが、終局耐力以降、モデルと実験結果は 90% 耐力点迄、両者は良好に対応している。他方、径厚比 $\lambda=42.7$ の No.2 試験体 (辺長比 $a=1.30$) 及び No.6 試験体 (辺長比 $a=1.60$) では、モデルの終局耐力が実験結果に比較して、1 割程度低くなっているが、モデルの耐力保持終点迄、モデルは実験結果の耐力低下が無い挙動を捉えている。耐力保持終点以降の耐力低下率は No.2 試験体 (辺長比 $a=1.30$) に比較して、No.6 試験体 (辺長比 $a=1.60$) の方が実験結果とモデルの対応が良好である。文献 7) の C4L-3R 試験体 (図 14 参照) は、図 13 の試験体に対して、鋼管耐力比が高くなったもので、実験結果に比較して、モデルの終局耐力は幾分小さく評価されているが、終局耐力点以降の耐力保持状態は、変形角 $p\gamma=0.04(\text{rad})$ 迄、モデルと実験結果は良く対応し、モデルは実験結果の挙動を捉えている。

これら依り、モデルは、90% 耐力低下点以降、実験結果に比較して耐力低下率が幾分大きい傾向を呈しており、斯かる点は 90% 耐力低下点の変形評価回帰式が僅少な実験資料に基づき作成していることが一因と考えられ、今後の実験資料の蓄積に依り回帰式の精度向上を図る課題は残るが、本モデルは、耐力低下の現象を含め実験結果と概ね良い対応をしていると言える。

5.2 履歴ループ

本履歴ループモデルと実験結果の比較を図 16 に示す。図 16(a) は、実建物設計に於いて一般的な梁降伏先行の文献 5) の部分骨組試験体であり、他方、柱梁接合部パネルの特性を把握する接合部パネル先行降伏で最大耐力以降に耐力低下が見られる試験体として、図 16(b)、図 16(c) に各々文献 11) の部分骨組試験体、文献 12) の大野式加力試

(a) C1 試験体 ($\sigma_y=439\text{N/mm}^2$, $\sigma_B=98.4\text{N/mm}^2$, $\zeta=0.24$, $n=0.13$)

(b) C3 試験体 ($\sigma_y=730\text{N/mm}^2$, $\sigma_B=94.2\text{N/mm}^2$, $\zeta=0.36$, $n=0.20$)

図 11 文献 11) の部分骨組試験体の実験結果とモデルの比較 ($a=0.85$)

(a) FC2 試験体 ($a=1.18$)

(b) FC4 試験体 ($a=0.89$)

(c) FC5 試験体 ($a=1.43$)

図 12 文献 13) の部分骨組試験体の実験結果とモデルの比較 ($\zeta=0.29$, $\lambda=51$, $n=0.19$)

(a) No.1 試験体 ($a=1.30$, $\lambda=66.8$, $\zeta=0.29$)

(b) No.2 試験体 ($a=1.30$, $\lambda=42.7$, $\zeta=0.38$)

(c) No.6 試験体 ($a=1.60$, $\lambda=42.7$, $\zeta=0.39$)

図 13 文献 12) の大野式試験体の実験結果とモデルの比較 ($n=0.0$)

図 14 文献 7) の大野式試験体 C4L-3R の実験結果とモデルの比較 ($\zeta=0.51$, $a=1.00$, $\lambda=67.4$, $n=0.0$)

図 15 降伏耐力の定義

験体について提示する。

図 16 の本モデルと実験結果の比較に於いて、本モデルでは、繰返し加力の除荷後 $12r_p Q_y$ 到達点以降の耐力低下或いは剛性低下を新たにモデル化し、剛性低下の度合いは、実験結果と良好に対応していることが把握される。図 16(a) に示す梁降伏先行の部分骨組 CB 試験体に関して、柱梁接合部パネルの変形は小さく、小変形での本モデ

ルと実験結果の対応は、比較的良好に対応している。又、最大耐力以降に耐力低下を示した試験体については (図 16(b), (c) 参照)、本モデルと実験結果の対応は、終局耐力点以前、以後共に良好に対応しており、終局耐力以降の耐力低下する履歴ループ性状の特性もモデルで評価されており、履歴ループ形状は比較的良好に対応している。これらより、本履歴ループモデルは、実験結果の最大耐力以降の耐

図 16 実験結果と履歴曲線モデルの比較

力低下を示す大変形迄、ループ形状をほぼ予測していると言える。

尚、本論の復元力特性モデルに於ける耐力評価は、文献 4) に依っており、斯かる終局耐力の実験値と計算値との比は、実験値 / 計算値 = 1.01 ~ 1.57 (平均値 1.26、変動係数 0.119) と、計算値は実験値を下廻る結果に有ると共に、図 11 ~ 図 14 及び図 16 に示す様に、モデルの同一変形での耐力は、実験結果に対して小さいか或いはほぼ一致する結果と成っており、本復元力特性モデルは実験結果に対して、幾分耐力を小さく評価する傾向にあると考えられる。

6 結 論

本研究は、円形 CFT 柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性性に関して、終局耐力以降の耐力低下迄評価出来る復元力特性モデルを提示することを目的に、骨格曲線に関して、著者等が既に提案している終局耐力以降耐力低下が無い簡易モデルに、新たに、終局耐力以降の耐力保持終点 (95% 耐力低下点)、90% 耐力低下点及び 80% 耐力低下点を追加し、これらの耐力低下点の変形について、既往の実験資料に基づく回帰式を提案し、終局耐力の 80% の耐力低下迄を予測する骨格曲線モデルを案出した。他方、履歴ループ形状に関して、繰返し加力に依る耐力低下の評価法を提案し、繰返しの剛性低下を考慮した履歴ループモデルを案出した。

提案の骨格曲線モデルは、耐力低下点以降、実験結果に比較して耐力低下率が幾分大きい場合が見られるが、耐力低下の現象を含め、実験結果と概ね良い対応をしている。他方、本履歴ループモデルは、実験結果の終局耐力以降の耐力低下を示す大変形域迄、ループ形状をほぼ予測出来ることが把握された。

現状、円形 CFT 柱・鉄骨梁接合部パネルの耐力低下に関する実験資料、特に、定振幅多数回繰返しの耐力低下に関する実験資料は僅少であり、今後、斯かる実験資料を蓄積し、多数回繰返しを含めた耐力低下の評価式を構築する必要がある。

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，第 2 版，2008.10.1
- 2) 福元敏之：コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性

性状に関する研究 - 復元力特性モデル -，日本建築学会構造系論文集，Vol. 79, No.706, pp.2013 ~ 2021, 2014.12.

- 3) Teruyasu Kamba, Hiroshi Kanatani, Mototsugu Tabuchi : Strength and Rigidity of Joint Panel of Concrete Filled CHS Column-to-Beam Connection, Proceedings of the Third ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, pp.189 ~ 194, 1991. 9.
- 4) 福元敏之：コンクリート充填円形鋼管柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.550, pp.191 ~ 198, 2001. 12.
- 5) Toshiyuki Fukumoto and Koji Morita : Elastoplastic Behavior of Panel Zone in Steel Beam-to-Concrete Filled Steel Tube Column Moment Connections, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 12, pp.1841 ~ 1853, 2005.12.
- 6) 福元敏之：コンクリート充填鋼管柱・鉄骨梁接合部パネルの変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.603, pp.163 ~ 169, 2006.5.
- 7) 飯田仲男，一戸康生：鋼管コンクリート構造柱梁接合部のせん断強度，日本建築学会大会学術講演梗概集・構造 II，pp.1597 ~ 1598, 1991. 9.
- 8) 大竹章夫，飯田仲男，福田浩司，内田直樹，花島 晃，陶器浩一：コンクリート充填高性能 60 キロ鋼管柱はり接合部の水平載荷実験，構造工学論文集，Vol. 39B 巻，pp.519 ~ 527, 1993. 3.
- 9) 杉山武彦，伊藤 均，中村伸行，石村 博：外ダイアフラム形式コンクリート充填円形鋼管柱 柱梁接合部パネルのせん断耐力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集・構造 III，pp.1179 ~ 1180, 1998. 9.
- 10) 福元敏之，山谷博愛：コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨はり接合部に関する研究 - 接合部パネルの弾塑性性状 -，日本建築学会構造系論文集，No.512, pp.189 ~ 196, 1998. 10.
- 11) 吉岡研三，他：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験 (CFT-25 ~ 27, 30) CFT 柱・鉄骨梁接合部実験 - その 1 実験計画と結果概要 - - その 4 円形鋼管接合部の挙動 - - その 6 CFT ト形接合部の挙動 -，日本建築学会大会学術講演梗概集・構造 III，pp.1209 ~ 1210, pp.1215 ~ 1216, pp.1219 ~ 1220, 1998. 9.
- 12) 竹村寛恭，他：高強度コンクリートを用いた CFT 柱梁接合部パネルのせん断実験 - その 1 実験概要 - - その 3 円形 CFT の実験結果 -，日本建築学会大会学術講演梗概集・構造 III，pp.1215 ~ 1216, pp.1219 ~ 1220, 1999. 9.
- 13) 村井 望，河野昭彦，松井千秋：高強度コンクリートを用いた CFT 柱と H 形鋼梁の接合部パネルの弾塑性性状に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集・構造 III，pp.1223 ~ 1224, 1999. 9.
- 14) 中原浩之，津村竜次：コンクリート充填円形鋼管短柱のせん断挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，Vol. 79, No.703, pp.1385 ~ 1393, 2014.9.

ELASTOPLASTIC BEHAVIOR OF PANEL ZONE IN STEEL BEAM-TO-CONCRETE FILLED CIRCULAR STEEL TUBE COLUMN MOMENT CONNECTIONS

– Model of restoring force characteristics –

Toshiyuki FUKUMOTO *

* Executive Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Dr. Eng.

The advantages of concrete filled steel tube (CFT) columns include high strength and remarkable ductility, since the steel tube provides confinement to the concrete, whereas the concrete inhibits local buckling of the steel tube. CFT column composite frame systems with steel beams have been widely used in moment resisting frame systems for buildings. In these frame systems, the panel zone of the beam-to-column moment connection is subjected to large forces under lateral seismic loading. Shear force-deformation models of beam-to-CFT column moment connections under lateral seismic loading have been proposed in previous researches. However, these models do not take into account strength reduction after ultimate strength. For future performance-based design, it is necessary to develop a restoring force characteristic that includes strength reduction after ultimate strength for predicting the elastoplastic behavior of the panel zones in steel beam-to-CFT column moment connections as well as in column and beam members.

This paper proposes a new practical model of a restoring force characteristic on the panel zone within steel beam-to-circular CFT column moment connections for predicting the elastoplastic behavior of the panel zones including strength reduction after ultimate strength. The proposed model for a skeleton curve of a restoring force characteristic is provided as a multi-linear model having a cracking strength point, a yield strength point, an ultimate strength point and strength reduction points for 95%, 90% or 80% of ultimate strength. The skeleton curve model up to the ultimate strength point is based on the previous shear force-deformation model proposed by the writer, while the deformations of these strength reduction points are provided as new regression formulations obtained from previous test results. The writer proposes a new hysteresis loop model taking into account stiffness reduction after the ultimate strength for demonstrating the characteristics of the panel zones in steel beam-to-CFT column connections. The results predicted using the proposed restoring force characteristic models are found to agree approximately with experimental results up to large shear deformations.

(2014 年 12 月 10 日原稿受理, 2015 年 4 月 2 日採用決定)