

# CFT 柱梁接合部パネルの復元力特性モデルに関する研究

## ～パネルアスペクト比を考慮した修正簡易モデルの検討～

富重 仁

### 1. 研究目的と背景

近年、超高層ビルをはじめとして大規模な建築物から中高層建築物に至るまで、多様な建築物における CFT 造の適用事例が増えている。CFT 柱は、鉄骨梁と組み合わせて骨組架構を形成するのが一般的であり、柱梁接合部の把握すべき構造性能としては、柱と梁で囲まれた接合部パネルのせん断性状、および梁フランジの応力を接合部パネルに伝達するダイアフラム等の接合部局部の性状が挙げられ、多くの実験的研究、解析的研究が行われている<sup>1)</sup>。

それらの研究を基に「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針<sup>2)</sup>」では、鋼管およびコンクリート部分の復元力特性を tri-linear 型にモデル化し、それらを累加したモデルを簡易化した「簡易モデル」を提案している。しかし、簡易モデルには矛盾が生じるケースが存在するが、その矛盾点に関しては、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針を含む既往の研究では言及されていない。

本研究では、簡易モデルに矛盾が生じる際の傾向を明らかにし、矛盾が生じるケースについて修正簡易モデルの考案や、CFT 接合部パネルのせん断耐力評価式に与える影響の大きな因子についての検討、また現状では検討範囲外とされている各種パラメータが接合部パネルに与える影響について有限要素法解析を用いた検討することを目的とする。

### 2. 簡易モデルに矛盾が生じる条件の検討

#### 2.1 簡易モデルの耐力評価方法と矛盾点

文献<sup>2)</sup>により提案されている「簡易モデル」は、主要点を降伏耐力点と終局耐力点とする tri-linear 型モデルで、せん断力  $pQ$ —せん断変形角  $p\gamma$  の関係を与えている。降伏耐力点の変形角  $p\gamma_y$  は鋼管降伏時、終局耐力点の変形角  $p\gamma_u$  はコンクリート終局時の変形角と定義されている。しかし、計算上  $p\gamma_y > p\gamma_u$  となるケースが存在し、実際には起こりえない事象を示し、矛盾が生じる復元力特性モデルとなることがある。

#### 2.2 簡易モデルに矛盾が生じる条件

2.1 より、簡易モデルに矛盾が生じる条件は変形角比  $p\gamma_y / p\gamma_u > 1$  となり、次式(1)で得られる。

$$\frac{p\gamma_y}{p\gamma_u} = \frac{s\kappa \frac{p_s Q_y}{sA_w \cdot sG}}{c\kappa \frac{p_c Q_u}{c\alpha_u \cdot cA \cdot cG}} > 1 \quad (1)$$

ここで、 $sA_w$ : 鋼管ウェブ部分の断面積、 $s\kappa$ ,  $c\kappa$ : 形状係数(角形断面の場合、 $s\kappa=c\kappa=1.2$ )、 $sG$ : 鋼材のせん断弾性係数、 $c\alpha_u$ : 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、 $cA$ : コンクリート部分の断面積、 $cG$ : コンクリートのせん断弾性係数である。

上式を整理すると、鋼管のヤング係数・鋼管とコンクリートのポアソン比を一定とみなした場合、①幅厚比  $D/s_t$ 、②鋼管の降伏強さ  $s\sigma_y$ 、③コンクリートの圧縮強度  $c\sigma_B$ 、④軸力比(絶対値)  $|n|$ 、⑤パネルアスペクト比  $b_d/D$  の 5 パラメータによって表される。

### 2.3 簡易モデルに矛盾が生じる傾向分析

#### 2.3.1 軸力比 $|n|$ が変形角比に与える影響

指針<sup>2)</sup>では、簡易モデルの耐力検討をする際、実験資料に基づく回帰式が用いられており、表 1 に示すようにその実験資料に準じて、各パラメータに検討範囲が定められている。実験資料 61 体の変形角比  $p\gamma_y / p\gamma_u$ —軸力比(絶対値)  $|n|$  の関係を図 1 に示す。図 1 より変形角比と軸力比の相関は弱いと評価できるため、2.2 における①～④の 4 パラメータと変形角比の関係について検討を行うこととする。

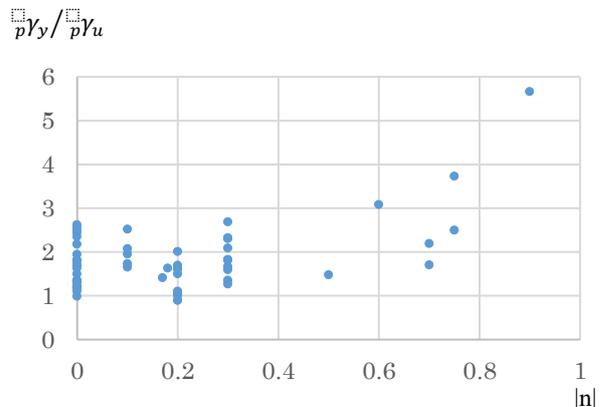


図 1 変形角比—軸力比(絶対値)関係

表 1 耐力検討範囲<sup>2)</sup>

パラメータ		検討範囲
鋼管	幅厚比 $D/{}_s t$	12.3~79.6
	降伏強さ ${}_s \sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	222~796
	引張強さ ${}_s \sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	334~854
コンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$		24~117
パネルアスペクト比 ${}_b d/D$		0.67~1.61
軸力比 $n$		-0.26~0.87
試験体数		61

2.3.2 軸力比以外の4つのパラメータによる検討

図 3, 4, 5 は, 軸力比  $n=0$  で一定とし, その他の各パラメータの値を変動させ, 変形角比  ${}_p \gamma_y / {}_p \gamma_u = 1$  となる点をプロットした図である. 図 3, 4, 5 において簡易モデルに矛盾が生じる範囲の一例を図 2 に示す.

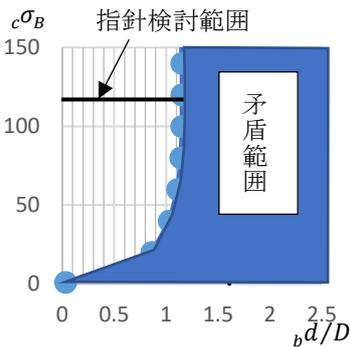


図 2 矛盾範囲例

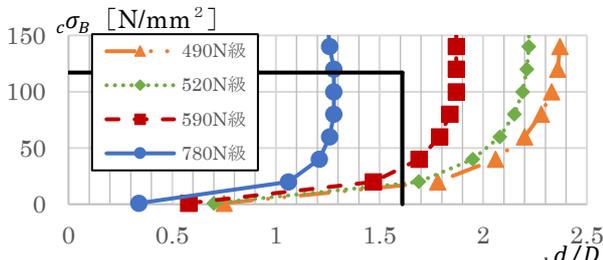


図 3  ${}_p \gamma_y / {}_p \gamma_u = 1$  プロット図 ( $D/{}_s t=25$ )  ${}_b d/D$

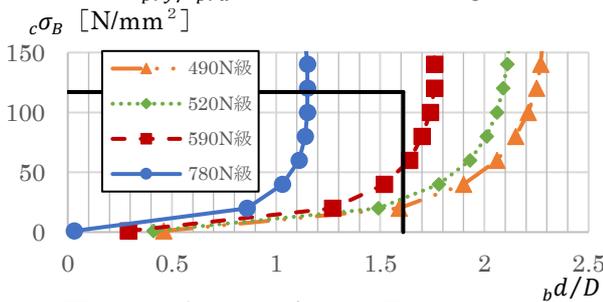


図 4  ${}_p \gamma_y / {}_p \gamma_u = 1$  プロット図 ( $D/{}_s t=40$ )  ${}_b d/D$

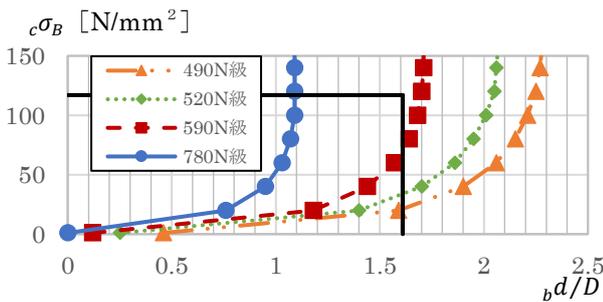


図 5  ${}_p \gamma_y / {}_p \gamma_u = 1$  プロット図 ( $D/{}_s t=55$ )  ${}_b d/D$

図3, 4, 5より, 特に鋼管の降伏強さ  ${}_s \sigma_y$  と, パネルアスペクト比  ${}_b d/D$  が変形角比  ${}_p \gamma_y / {}_p \gamma_u$  の値に強く影響していることが分かる. また, 各パラメータが文献 2) の検討範囲内でも簡易モデルに矛盾が生じるケース確かに存在する. また, 矛盾が生じるケースの目安として, 通常のCFT構造だと  $F_c$  は40程度以上と考えられることから,  $D/{}_s t=25$  以下の比較的幅厚比が小さいケースだと, 780N級のような超高強度鋼を用いる場合に注意すべきであり,  $D/{}_s t=40$  以上と比較的幅厚比が大きいケースでも概ね同様なのと言えるが, 590N級程度の鋼材を用いた場合でも, パネルアスペクト比が大きくなると注意すべきケースが考えられる.

3. 修正簡易モデルの提案

3.1 修正モデル案

既存の簡易モデルはコンクリート終局時の破壊が鋼管降伏に先行して起こるケースで矛盾が生じる. また, 簡易モデルはコンクリートのひび割れ発生, 鋼管降伏, コンクリート終局の順の経過を辿り, 以後耐力上昇が緩やかになることを考慮して提案された tri-linear 型のモデルである. この二点を考慮し, 主要点の一つ目が, コンクリートの終局耐力点, 二つ目を鋼管の降伏耐力点とし, 終局時のせん断力は既存のモデルと同じ評価方法とする tri-linear 型のモデルを, 矛盾が生じるケースへの対応として提案する.

表 2 に既存の簡易モデルと修正モデルの主要点での比較を示す.

表 2 修正モデル主要点の比較

		既存モデル	修正モデル
主要点①	${}_p \gamma$	${}_p s \gamma_y$	${}_p q \gamma_u$
	${}_p Q$	${}_p s Q_y + {}_p c Q_y$	${}_p s Q_y \times \frac{{}_p q \gamma_u}{{}_p s \gamma_y} + {}_p c Q_u$
主要点②	${}_p \gamma$	${}_p c \gamma_u$	${}_p s \gamma_y$
	${}_p Q$	${}_p s Q_y + {}_p c Q_u$	${}_p s Q_y + {}_p c Q_u$

ここで,  ${}_p s \gamma_y$ : 鋼管の降伏せん断変形角,  ${}_p c \gamma_u$ : コンクリートの終局せん断変形角,  ${}_p s Q_y$ : 鋼管の降伏せん断力,  ${}_p c Q_y$ : コンクリートの降伏せん断力,  ${}_p s Q_u$ : 鋼管の終局せん断力,  ${}_p c Q_u$ : コンクリートの終局せん断力である.

3.2 簡易モデルの妥当性の検討

3.1 で提案した修正簡易モデルの妥当性の検討を行う. 図 6 は高強度鋼材を用いた既往の研究の実験結果<sup>3)</sup>から得られた試験体(a), (b)のせん断力  ${}_p Q$ —変形角  ${}_p \gamma$  の関係と, 簡易モデルを用いて得られるせん断力  ${}_p Q$ —変形角  ${}_p \gamma$  の関係を示す. ただし, 矛盾が生じない

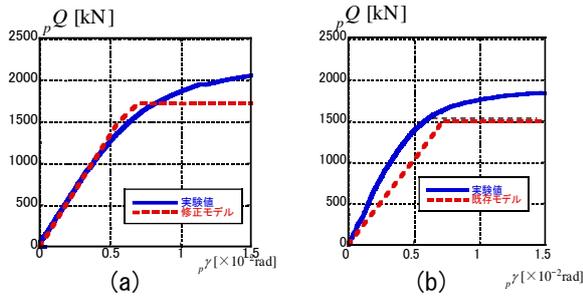


図6  $pQ-p\gamma$ 関係比較図

表3 使用モデル

記号	$s\sigma_y$	$b_d/D$	$p\gamma_y/p\gamma_u$	使用モデル
(a)	793	1.6	1.27	修正モデル
(b)		1.3	0.971	既存モデル

モデルを記述するため、 $p\gamma_y/p\gamma_u > 1$ なら修正モデルで、 $p\gamma_y/p\gamma_u \leq 1$ なら既存モデルで簡易モデルを記述する。表3にそれぞれの使用モデルを示す。

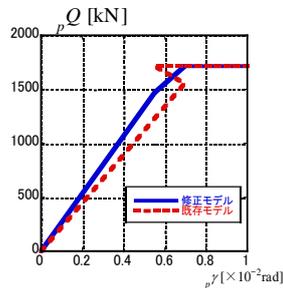


図7 簡易モデル比較

図6より、既存モデルも修正モデルも実験値と比較し、 $pQ-p\gamma$ 関係を概ね良好に評価できているといえる。

また、修正モデルは、既存モデルと同様な軌道で骨格曲線を記述できていることがわかる。図7は、試験体(a)について修正モデル、簡易モデルをともに記述し、原点付近を拡大した図である。既存モデルは表2における主要点①から主要点②にかけて、変形角 $p\gamma$ が減少し、モデルに矛盾が生じているが、修正モデルでは前述した矛盾を生じることなくせん断力 $pQ$ -変形角 $p\gamma$ の関係を描けているため、矛盾点は解消したことが分かる。

#### 4. 有限要素法解析による接合部パネルに与える曲げの影響についての検討

##### 4.1 パネルアスペクト比の大きなCFT接合部パネルにおける曲げの影響

鋼構造の分野では、パネルアスペクト比の大きな柱梁接合部パネルにおける、弾性剛性・耐力・変形性能等について検討されているが、CFTの分野ではパネルアスペクト比が大きい(表1の適用範囲外)柱梁接合部における検討はあまりされていない。そこで、有限要素解析を用いて、パネルアスペクト比の大きなモデルの解析結果と現行のせん断力のみを考慮した復元力特性モデルとの比較により、CFT接合部パネルに

おける曲げの影響について検討する。

#### 4.2 解析概要

解析には汎用非線形構造解析ソフトウェアMSC.Marc2017を用いる。表4に解析モデル一覧、図8に解析モデルの一例を示す。解析モデルは酒井らによる軟質継手十字パネルの実験的研究<sup>4)</sup>で用いられた試験体をもとに作成し、パネルアスペクト比 $h_p/D_p$ のみを変えた4体である。モデルは8節点ソリッド要素を用い、XY平面(Z=0)を対象とした1/2モデルである。載荷は柱端をピン支持とし、梁端のY方向変位がそれぞれ $\pm 100\text{mm}$ となるよう逆対称に強制変位させた。

#### 4.3 解析結果

図10より、パネルアスペクト比が検討範囲内<sup>2)</sup>のモデルでは、現行の復元力特性モデルにより $pQ-p\gamma$ 関係を良好に評価できている。ただし、図10よりアスペクト比が大きいモデルほど初期剛性の低下が見られ、解析値と復元力特性モデルの初期剛性の差が大きくなる。パネルアスペクト比が大きいほどパネル端部に作用する曲げモーメントが大きくなり、逆対象曲げによる変形が増加する。しかし、現行の復元力特性モデルではせん断変形のみしか考慮していないため、解析値との初期剛性の差が大きくなると考えられる。

表4 解析モデル一覧

No.	パネル 鋼管幅 $D_p$ [mm]	パネル 高さ $h_p$ [mm]	鋼管 板厚 $t_p$ [mm]	パネルア スペクト比 $h_p/D_p$	コンクリ ート強度 $c\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	鋼管降伏 強度 $s\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	軸力比 $N/N_0$
No.1	350	464	19	1.33	106	700	0
No.2		570		1.63			
No.3		676		1.93			
No.4		782		2.23			

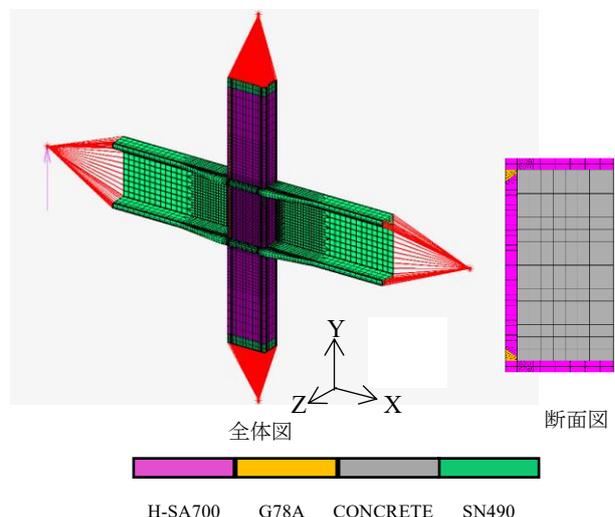


図8 解析モデル

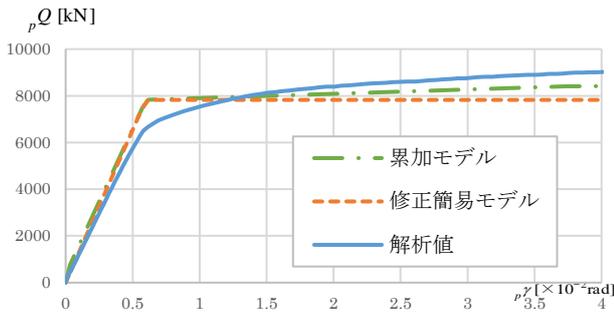
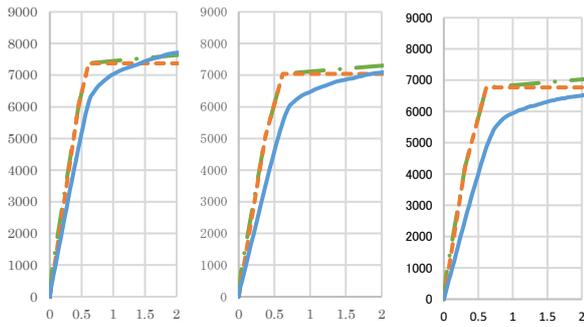


図9 せん断力  $pQ$ —変形角  $p\gamma$  関係 No. 1



No.2 No.3 No.4

図10 初期剛性の比較

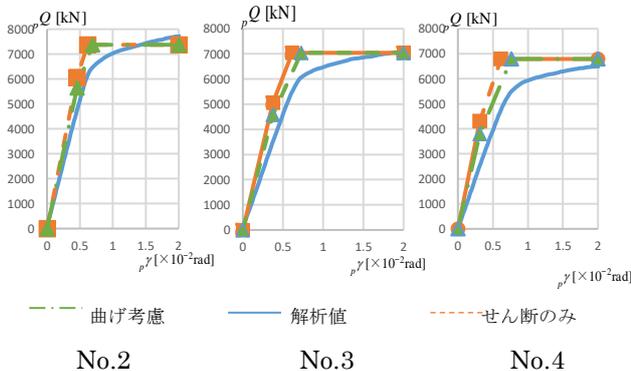
式(2)<sup>5)</sup>は、パネルのせん断変形に加えて曲げ変形を考慮して得られる弾性剛性  $K$ 、全塑性耐力  $Q_p$  であり、式(2)の弾性剛性を用いて記述した修正簡易モデルが図11である。

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_s}} \quad , \quad K_m = \frac{12EI_p}{l^2} \quad , \quad K_s = G \cdot \frac{A_p}{2} \quad (2)$$

$$Q_p = \min({}_cQ_p, {}_eQ_p)$$

ここで、 $K_m$ : 曲げのみを考慮した弾性剛性、 $K_s$ : せん断変形のみを考慮した弾性剛性、 $E$ : ヤング係数、 $I_p$ : パネル断面二次モーメント、 $G$ : せん断弾性係数、 $A_p$ : パネル断面積、 ${}_cQ_p$ : パネル中央断面における全塑性耐力、 ${}_eQ_p$ : パネル端部断面における全塑性耐力である。これは鋼管部における考え方で、検討上、コンクリート部は既存の式に曲げの影響が考慮されているとして、既存の式を採用した。

図11より、曲げを考慮したモデルの剛性低下は



No.2 No.3 No.4

図11 曲げを考慮した簡易モデル

No.4 が最も顕著であり、パネルアスペクト比が大きいほど CFT 柱梁接合部パネルは曲げの影響を強く受けることが確認できる。しかし、曲げの影響による終局耐力の低下はなく、曲げ考慮モデルと解析値を比較すると、初期剛性や終局耐力に大きな差があることが確認できる。原因の一つとしてコンクリート部の耐力評価方法が影響していると考えられる。既存の式においてコンクリート部の変形角(2.2(1)式における  $p\gamma_u$ )を算定する際、コンクリート部において断面全面積を対象としコンクリート部分の断面積  $A$  を算定した。しかし、コンクリート部は曲げ引張りを受けた際ひび割れを生じ、曲げに抵抗可能なコンクリート部の総断面積は減少するため  $A$  の値も減少すると考えられる。そのため、実際のパネル端部におけるコンクリート部及び、鋼管部を含むパネル端部全断面における曲げ剛性は、図11に記述したものより低下すると推測される。

## 5. 結論

- ・高強度鋼材を使用しているパネルアスペクト比が大きい CFT 柱梁接合部パネルでは、既存の簡易モデルで矛盾が生じることが多いという傾向が得られた。
- ・修正簡易モデルは、変形角比が1以下の時、矛盾が生じないモデルある。
- ・CFT の分野においても、鋼構造と同様に、パネルアスペクト比の大きな柱梁接合部は、弾性剛性・耐力・変形性能等についての検討が必要だと考えられる。
- ・CFT 柱梁接合部パネルにおける、曲げを受ける際の耐力評価方法、解析の妥当性についてはさらに検討を重ねる必要がある。

## 参考文献

- 1) Fukumoto, T. : Steel Beam-to-Concrete Filled Steel Tube Column Moment Connections in Japan, International Journal of STEEL STRUCTURES, Korean Society of Steel Construction (KSSC), Vol.5, No.4, pp357-365, 2005.12
- 2) 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
- 3) 松尾真太郎，一戸康生，村上行夫，伊藤浩資：アンダーマッピング溶接により組み立てられた超強度鋼箱形断面CFT柱梁接合部パネルのせん断性能，日本構造協会構造論文集，28(111)，pp\_11-25，2021\_9
- 4) 松尾真太郎，酒井 勇気，一戸 康生：アンダーマッピング溶接により組み立てられた超強度鋼CFT 部材の構造性能に関する研究（その15. 実大十字形部分架構の一定軸力下繰返し漸増振幅荷重実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1353-1354，2019.9
- 5) 芦田陽介，聲高裕治，陳 逸鴻：円形中空断面柱梁接合部パネルの弾塑性挙動に及ぼすアスペクト比の影響，日本建築学会構造系論文集 第86巻 第787号，1357-1368，2021.