

(49) 鉄筋内蔵コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁 架構の構造性能に関する実験的研究

久保田 淳¹・福元 敏之²・吉貝 滋³・荻原 行正⁴

¹会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail:jkubota@kajima.com

²会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail:fukumoto-to@kajima.com

³会員 鹿島建設株式会社 建築設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)
E-mail:yoshikai@kajima.com

⁴会員 鹿島建設株式会社 建築管理本部 (〒107-8348 東京都港区赤坂6-5-11)
E-mail:ogihara@kajima.com

コンクリート充填鋼管 (CFT) 構造は、優れた構造性能及び経済性を有しており、CFT柱・鉄骨梁の混合構造として、事務所ビルなどを中心に多くの建物に適用されている。本研究では、CFT柱・鉄骨梁架構の更なる経済性の追及を目的に、鋼管より安価な鉄筋を柱内に配置することで、柱鋼管板厚の低減が可能となる鉄筋内蔵CFT柱・鉄骨梁架構を考えた。本架構では、柱内には横補強筋を配筋せず、柱梁接合部には、柱内での鉄筋とダイアフラムの干渉を無くし、外ダイアフラム形式に比べて平面的な広がり小さく、生産性、意匠性に優れた外スチフナ形式を用いている。この架構の柱及び柱梁接合部の構造性能の把握を目的に構造実験を実施した結果、柱及び柱梁接合部ともに安定した履歴性状を示した。また、柱の耐力は鋼管、主筋、コンクリート部分の耐力の一般化累加耐力で、柱梁接合部局所の耐力は、鋼管の面外抵抗を格子梁モデルで置換し外スチフナの要素を付加した評価式で、接合部パネルは鋼管、コンクリート部分の累加耐力でそれぞれ評価できることが分かった。

Key Words : composite structure, concrete-filled square steel tube column, reinforcing bar, steel beam, beam-to-column connection, External stiffener

1. はじめに

鋼管にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管柱 (以下、CFT柱) は、鋼管がコンクリートを拘束し、コンクリートが鋼管の座屈を抑制するため、優れた構造性能を発揮するとともに、安価なコンクリートを積極的に使用することで経済性にも優れた部材である。現状では、CFT柱と鉄骨梁を組み合わせた混合構造として、事務所ビルなどを中心に多くの建物に用いられているが、更なる鋼材量の低減を可能とする架構が求められている。

そこで、本研究では、一般的なCFT柱・鉄骨梁架構の更なる経済性追及を目的に、図-1に示すように、鉄筋内蔵CFT柱と鉄骨梁の接合に外スチフナを用いた架構を考えた。鉄筋内蔵CFT柱について、鋼管より安価な鉄筋を、軸力負担だけでなく、曲げに有効に働かせるために、柱内のできるだけ外側に配置することで、鋼管板厚の低減が可能となる。また、本研究では、耐力及び変形性能に及ぼすフープ筋の影響は小さいと考え、施工合理化のため柱内にフープ筋を配筋していない。接合部には、主筋

を柱内に容易に配筋でき、従来の外ダイアフラム形式に比べ、厚板として平面的な広がりを抑えた意匠的に優れた接合法である外スチフナ形式を採用した。本架構で検討すべき構造性状として、軸力が作用した状態での柱の曲げせん断性状や、柱梁接合部に関して接合部局所及びパネルの性状などが挙げられる。後者の接合部局所の性状については、既に文献1)で実施した局部引張実験によ

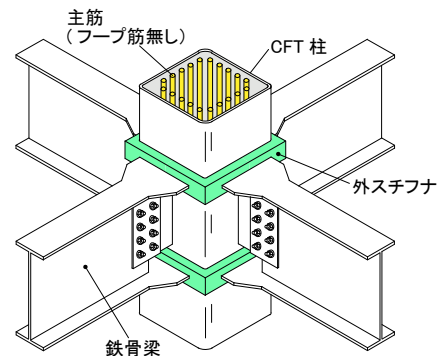


図-1 鉄筋内蔵CFT柱・鉄骨梁架構

り明らかにされているが、部分骨組実験での検証は行っていない。

そこで、本研究では、主筋のみ内蔵したCFT柱の構造性状を把握するため、曲げせん断実験を実施した。また、鋼管、主筋及びコンクリート部分の耐力の一般化累加耐力評価法を用いて、実験結果との比較を行い、耐力評価に関して考察を行った。一方、柱梁接合部に関しては、接合部局部及びパネルの性状を把握するために部分骨組実験を実施し、実験結果と既往の耐力評価法による耐力の比較検討を行った。

2. 鉄筋内蔵CFT柱の構造性能

(1) 実験概要

a) 試験体

試験体形状を図-2、試験体一覧を表-1に示す。試験体は、縮尺1/2～1/3であり、せん断スパン比2.7の柱部分の上下に加力スタブを有する形状である(図-2)。実験因子は、柱軸力比及び鋼管幅厚比とした。柱軸力比(n)は、一定軸力で0.4, 0.6, 変動軸力で0.1～0.4 ($n = N / N_o$, $N_o = A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot \sigma_B + A_r \cdot \sigma_y$, N : 作用軸力, A_s : 鋼

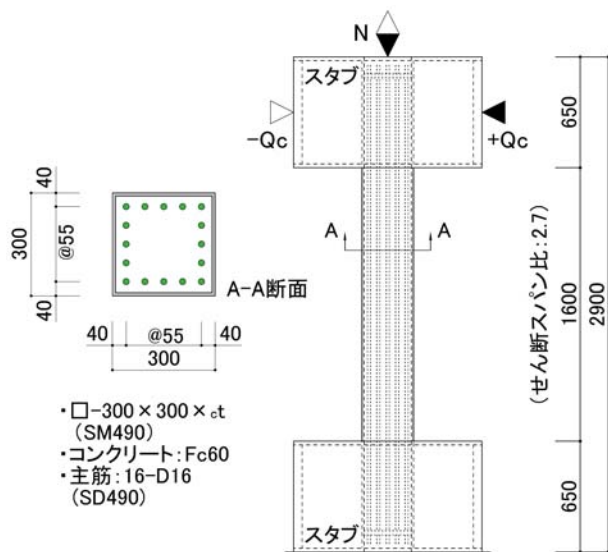


図-2 試験体形状

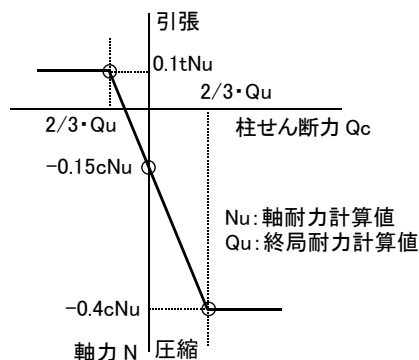


図-3 変動軸力の概要

管断面積, σ_y : 鋼管降伏点, A_c : コンクリート断面積, σ_B : コンクリート圧縮強度, A_r : 主筋断面積, σ_y : 主筋降伏点)とし、各軸力時の挙動の比較を行った。また、鋼管幅厚比(D/c_t)は、25, 50(D : 鋼管径, c_t : 鋼管板厚)の2種類とした。主筋量は全試験体共通のため、最大耐力計算値に占める鋼管及び鉄筋部分の耐力の比率は、4C-Aでは64%及び18%, 4C-Dでは44%及び24%となっている。いずれの試験体も、曲げ破壊が先行するように設計している。鋼管は、溶接組立箱型断面材を用い、試験体の柱径、せん断スパン、主筋の仕様は全ての試験体で同一である。試験体に用いた鋼材及びコンクリートの機械的性質を表-2及び表-3に示す。

b) 実験方法

加力は、所定の軸力を導入し、試験体高さ中央位置が反曲点となるように正負漸増の繰り返し載荷を行った。14V-D試験体は、図-3に示すように、柱せん断力 $Q_c=0$ の時に $n=0.15$ となり、 Q_c が後述する最大耐力計算値の2/3の時に最小または最大軸力に達するような変動軸力(Q_c の1次関数)を作用させた。載荷履歴は、部材角 $R=2.5 \times 10^3 \text{ rad}$ (以下、radは省略)を1回、5, 10, 20, 30, 40×10^3 を各2回繰返し載荷とした。

表-1 試験体一覧

試験体 名称	軸力		鋼管幅厚比	
	状態	軸力比※1	板厚 $c_t(\text{mm})$	幅厚比※2 D/c_t
4C-A	一定	0.4	12	25(FA)
4C-D			6	50(FD)
6C-D		0.6		
14V-D	変動	-0.1～0.4		

※1: 軸力比算定時の軸耐力に鉄筋分を含む

※2: S造のクラス分けによる

表-2 鋼材の機械的性質

サイズ	使用 部位	鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
PL-6	鋼管	SM490	5.6	381	540	37
PL-12			11.6	389	545	28
D16	主筋	SD490	—	561	750	17

※試験片は、鋼板PL-6がJIS Z 2201 5号, PL-12が1A号, 鉄筋が2号試験片

※降伏点は0.2%オフセット法による

表-3 コンクリートの機械的性質

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	材齢 (日)
4C-A	68.7	4.45	30.9	56
4C-D	69.0	4.98	31.1	63
6C-D	70.4	4.85	31.5	70
14V-D	69.8	4.98	32.2	77

※JIS A 1132の供試体を使用

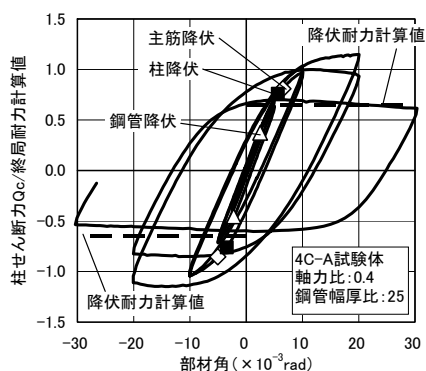


図4 代表的な荷重 - 変形関係

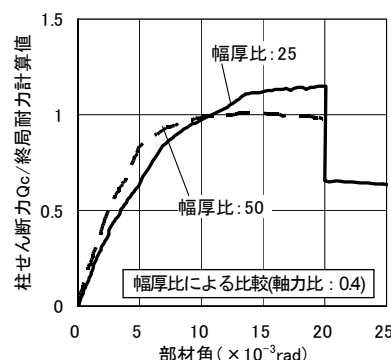
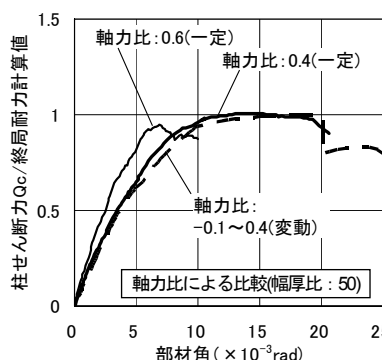


図5 荷重 - 変形関係法絡線の比較

(2) 実験結果

軸力による付加曲げモーメントを考慮した荷重－変形関係を図4に、パラメータごとの荷重－変形関係包絡線の比較を図5に、代表的な試験体の最終状況を写真-1に示す。荷重－変形関係の縦軸は、柱せん断力を後述する最大耐力計算値で除して無次元化したものである。実験結果の降伏耐力(■)の評価は、図-6に示すSlope Factor法を用い、荷重－変形関係の接線剛性が初期剛性の1/3になる時の耐力とした。なお、グラフ中の降伏耐力計算値は後述による。また、柱端部断面の鋼管及び主筋のひずみ分布を図-7に示す。

実験経過について、各試験体ともに、鋼管フランジの圧縮降伏に続き、主筋が圧縮降伏し、剛性が緩やかに低下するものの、その後も耐力は上昇を続け、局部座屈が生じた後に最大耐力に至った(図4)。局部座屈について、加力スタブ面よりおよそ 100mm 離れたフランジが膨らみ、その後の繰り返し加力によりウェブに進展した。鋼管を除去後の試験体の状況より、いずれの試験体も鋼管の座屈とともに、コンクリートの圧壊、主筋の座屈も生じていたことが分かる。

代表的な試験体の荷重－変形関係は、 $R=20 \times 10^3$ の大変形時まで急激な耐力低下が無く、安定した紡錘形の履歴性状を示した。また、いずれの試験体も、Slope Factor法による柱降伏時(■)の変形角は $R=5.0 \sim 8.0 \times 10^3$ となり、主筋の降伏時(◇)と同程度の部材角となった。荷重－変形関係包絡線の比較より、軸力比または鋼管幅厚比が大きいほど、変形性能が劣る(図5)。これは、軸力比または鋼管幅厚比が大きいほど、早期に鋼管フランジの局部座屈が生じるためであり、一般的な CFT 柱と同様の傾向を示している。なお、変動軸力と一定軸力の結果を比較すると、両者に大きな違いは見られない。また、鋼管及び主筋のひずみ分布より、柱降伏時に圧縮側の主筋のひずみがほぼ降伏ひずみに達していることから、主筋は、柱降伏時に概ね降伏状態にあるとして、降伏耐力の評価を行っても良いと考えられる(図7)。



写真-1 試験体の最終状況(4C-A, 鋼管除去後)

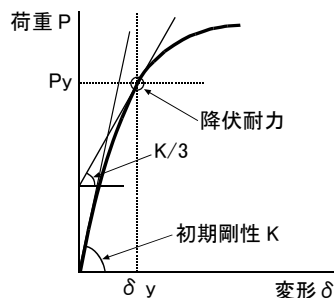


図-6 降伏耐力の評価法

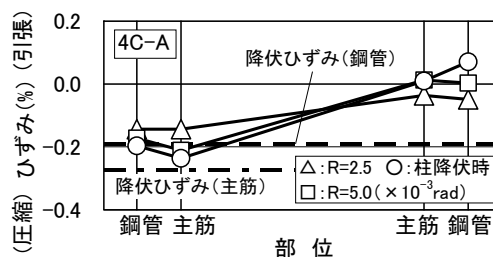


図7 鋼管及び主筋のひずみ分布

(3) 耐力評価

本研究で対象とする鉄筋内蔵 CFT 柱のような合成断面部材には、各要素の耐力を累加する耐力評価法を用いることが一般的とされている。しかし、通常用いられる SRC 柱や CFT 柱の耐力評価法は、SRC 規準や CFT 指針に示されているが、鉄筋内蔵 CFT 柱に関しては明示されていない。そこで、本研究では、前述のとおり柱降伏時に主筋がほぼ降伏に至っていることを勘案して、降伏及び終局耐力ともに、鋼管、主筋及びコンクリート部分の耐力を累加する一般化累加耐力評価式 ((1)式) で評

価した。

$$\begin{aligned} N &= {}_sN + {}_rN + {}_cN \\ M &= {}_sM + {}_rM + {}_cM \end{aligned} \quad \cdots \cdots (1)$$

N, M : 降伏または最大軸耐力及び曲げ耐力,
 ${}_sN, {}_rN, {}_cN$: 鋼管, 主筋及びコンクリート部分の降伏または最大軸耐力,
 ${}_sM, {}_rM, {}_cM$: 鋼管, 主筋及びコンクリート部分の降伏または最大曲げ耐力

降伏耐力は, 三角形の応力分布状態を仮定し, 鋼管の最外縁及び主筋が降伏応力, コンクリートの圧縮縁応力が圧縮強度の2/3に達した状態での各要素の耐力の累加とした。一方, 最大耐力は, 各要素が十分な塑性変形能力を有しているとし, 全塑性状態 (長方形) の応力分布を仮定した。なお, 最大耐力算定時のコンクリート強度の低減係数 γ_u は, CFT指針に示されるCFT柱に用いられる $\gamma_u=1.0$ とした。

実験結果と計算値の比較を図-8に示す。なお, グラフ横軸は軸力比を示す。降伏耐力について, 計算値に対する実験値の比率 (実験値/計算値) は, 1.02~1.72 (平均値1.32) と実験値は計算値を上回った。この要因として, 材料試験によるコンクリートの終局ひずみが3100 μ 程度であるのに対し, 柱降伏時の主筋のひずみが降伏ひずみ ($\epsilon_y=2738\mu$) 近くに達していることを勘案すると, コンクリート部分の縁応力が計算の仮定より大きくなっていることが考えられる。また, この比率は, 軸力比が高くなるほど大きくなる傾向にある。一方, 最大耐力は, 実験値/計算値=0.92~1.31 (平均値1.08) と実験値と計算値は概ね良い対応を示した。以上より, 主筋を考慮した耐力評価式の妥当性が確認でき, 断面内の外側に配置した主筋が, 十分に耐力を発揮していると言える。なお, 最大耐力が, 二次設計で考慮される変形角 $R=1/100$ 以降に発現した4C-A及び14V-Dについて, 最大耐力を $R=1/100$ 時耐力として上記と同様の評価を行うと, 実験値/計算値=0.93~1.03 (平均値0.99) となり, 実験値と計算値は良い対応を示す。

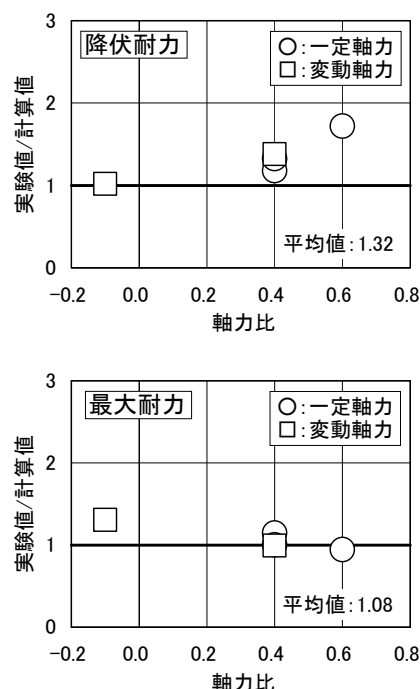


図-8 耐力の実験値と計算値の比較

3. 鉄筋内蔵CFT柱・鉄骨梁接合部の構造性能

(1) 実験概要

a) 試験体

試験体形状を図-9に, 試験体一覧を表-4に示す。試験体は, 縮尺約1/2の部分骨組試験体4体である。実験因子は, 破壊形式 (SE: 接合部局部破壊型, SP: 接合部パネル破壊型, SB: 梁降伏型) とし, 梁との接合部における外スチフナの亀裂進展で終局に至る接合部局部破壊型では, 外スチフナせい (h)・板厚 (t) 比 (h/t) (SE1: 1.0, SE2: 2.8) による影響を確認した。試験体に用いた鋼材及びコンクリートの機械的性質を表-5, 表-6に示す。

b) 実験方法

加力は, 柱頭・柱脚を単純支持し, 軸力比 (n)=0.3 の一定軸力を導入し, 梁端に正負逆対称の荷重を繰返し作用させた。加力サイクルについて, SE, SP試験体は, 層

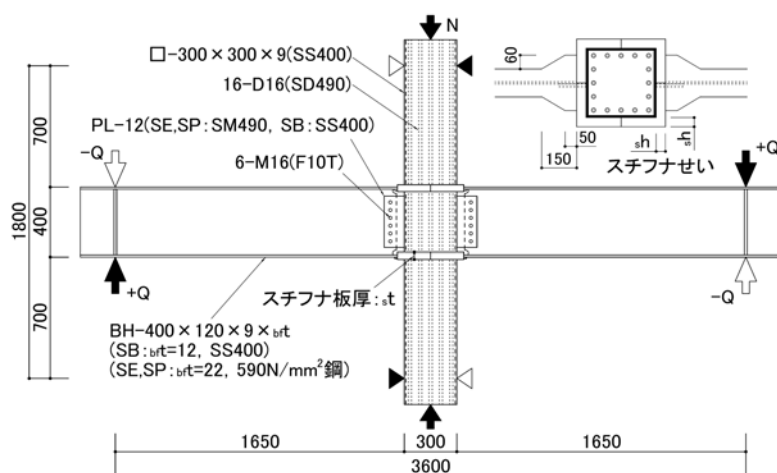


図-9 試験体形状

表-4 試験体一覧

試験体名称	破壊形式	スチフナ形状		
		せい ${}_sh$ (mm)	板厚 ${}_st$ (mm)	せい・板厚比 ${}_sh/{}_st$
SE1	接合部	40	40	1.0
SE2	局部	70	25	2.8
SP	パネル	50	50	1.0
SB	梁降伏	40	40	1.0

間変形角 $R=2.5, 5, 10, 20, 40 \times 10^3 \text{rad}$ を各2回繰り返した後、 $80 \times 10^3 \text{rad}$ まで加力した。一方、SB試験体は、基準変位を $\delta p (=Q_p/K_e, K_e: \text{試験体の弾性剛性実験値}, Q_p: \text{梁の全塑性耐力計算値時の梁せん断力})$ とし、 δp の0.5, 2.0, 4.0, 6.0倍の変位で各2回繰り返した。

(2) 実験結果

実験結果一覧を表-7に、荷重－変形関係を図-10に、接合部局部破壊型試験体の荷重－変形関係包絡線の比較を図-11に、最終破壊状況を写真-2に、梁のひずみ分布を図-12に示す。

実験経過について、接合部局部破壊型は、接合部局部の降伏後、梁フランジと外スチフナの溶接止端部に部分的な亀裂が見られ、最大耐力後にこの亀裂が外スチフナの母材に斜めに進展して耐力が低下した。一方、接合部パネル破壊型は、接合部パネルの降伏後、鋼管のせん断座屈が進展したが、耐力低下は見られなかった。また、梁降伏型は、梁の曲げ降伏後、梁端フランジの拡幅開始端近傍での局部座屈、梁フランジと外スチフナの溶接止端部での部分的な亀裂の進展が見られ、最大耐力に至った後に、この亀裂が梁端フランジの母材断面方向に進展して耐力が低下した。

荷重－変形関係について、接合部局部破壊型は $R=20 \sim 30 \times 10^3 \text{rad}$ 、接合部パネル破壊型は $R=40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上まで、大きな耐力低下の無いほぼ紡錘形の履歴性状となった。また、梁降伏型は、 $R=47 \times 10^3 \text{rad}$ という大変形まで大きな耐力低下が無く、膨らみの大きな紡錘形の安定した履歴性状を示した。接合部局部破壊型において、スチフナせい・板厚比による包絡線の比較より、初期剛性に大きな違いは見られない。 $h/t=1.0(\text{SE1})$ は $h/t=2.8(\text{SE2})$ に比較し、外スチフナの断面積比が0.91と小さいにも関わらず、耐力比は降伏耐力で1.09、最大耐力で1.06と大きくなった。これは文献1)に示された性状と同様であり、補強耐力を発揮する適正な外スチフナのせいと板厚の比があると考えられるが、実験資料が少なく、鋼管板厚や梁フランジ幅などの影響も考えられるので、この点は今後の課題である。また、スチフナせい・板厚比が大きいほど早期に破断が生じる結果となった。

表-5 鋼材の機械的性質

使用部位	鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
柱鋼管, 梁ウェブ	SS400	8.7	344	429	29
梁フランジ, GPL(SB)		11.8	294	437	34
ダイアフラム		24.9	271	416	34
		39.6	256	417	36
GPL(SE,SP)	SM490	11.9	385	497	29
ダイアフラム		50.5	336	510	34
梁ウェブ	590N/mm ² 鋼	8.8	538	605	20
梁フランジ		22.0	541	625	23

※試験片はPL-6がJIS Z 2201 5号、PL-9以上が1A号試験片

※各板厚ともに降伏点は0.2%オフセット法による

表-6 コンクリートの機械的性質

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	割裂強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
SE1	110.3	38.4	6.67	35
SE2	113.0	38.6	6.48	42
SP	63.4	28.6	4.61	28
SB	59.8	27.5	4.52	23

※JIS A 1132の供試体を使用

表-7 実験結果一覧

試験体	降伏耐力			最大耐力		
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験 /計算	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験 /計算
SE1	239	190	1.26	329	328	1.00
SE2	218	191	1.14	314	281	1.12
SP	250	267	0.93	359	313	1.15
SB	158	156	1.01	242	184	1.32

※耐力計算値について、SBは全塑性耐力

※表中の実験結果は加力点の荷重であり、これらは梁の中立軸位置を梁高さ中央位置として算出

梁フランジ及びウェブのひずみ分布について、梁端のガセットプレート部のひずみがほとんど生じていないことより、梁端では主にフランジのみで曲げモーメントに抵抗していることが分かる。

(3) 耐力評価

接合部局部の耐力について、文献1)に示される鋼管とスチフナを格子梁及び引張材に置換して案出した耐力評価式を用いて、実験結果との比較検討を試みた。一方、接合部パネルの耐力は、CFT指針²⁾及び文献3)に記載の耐

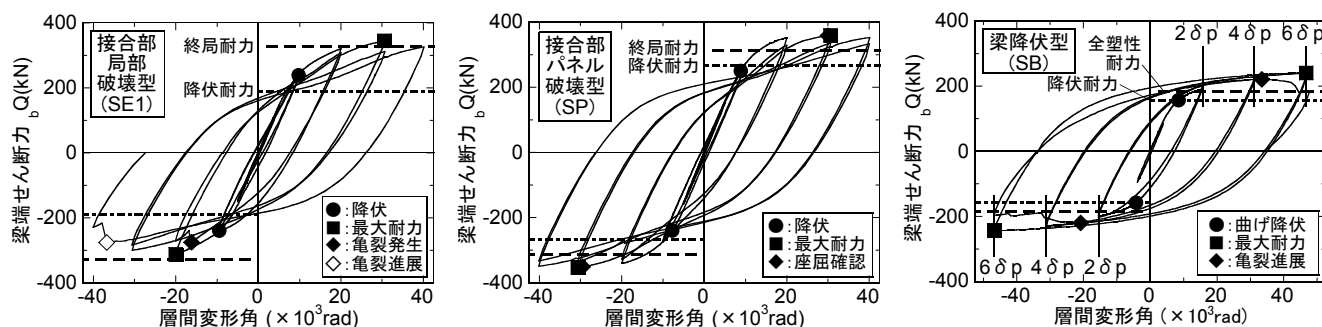


図-10 荷重－変形関係

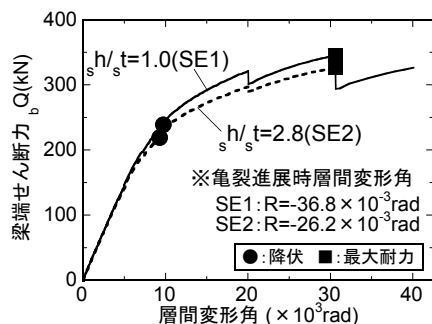


図-11 荷重-変形関係包絡線の比較



(a) 接合部局部破壊型(SE1)



(b) 接合部パネル破壊型(SP)



(c) 梁降伏型(SB)

写真-2 最終破壊状況

力評価式により算出した。なお、いずれの場合も、前述のとおり、梁から接合部への応力伝達は梁フランジからのみとし、梁の中立軸位置を梁高さ中央位置として梁加力点荷重を算出した。表-7より、接合部局部破壊型における実験値の計算値に対する比率は、降伏で1.26, 1.14と概略一致し、最大で1.00, 1.12と良好に対応した。また、接合部パネル破壊型に関して、実験値の計算値に対する比率は、降伏で0.93, 最大で1.15となり、実験値と計算値は良い対応を示した。

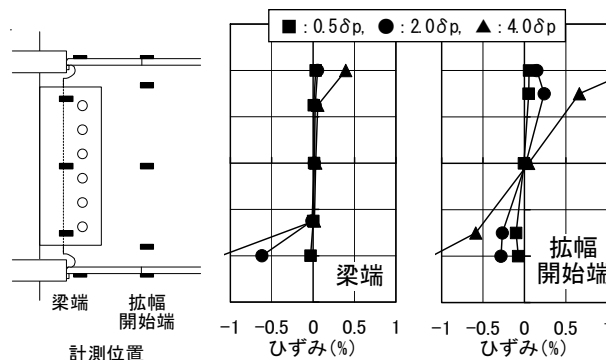


図-12 梁のひずみ分布 (SB 試験体)

4. まとめ

鉄筋内蔵CFT柱・鉄骨梁架構の柱及び外スチフナ形式を用いた柱梁接合部に関して、本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 柱

- 高軸力下の試験体を除き、急激な耐力低下の無い紡錘形の安定した履歴性状を示す。
- 最大耐力は、コンクリート圧縮強度の低減係数を1.0とし、鋼管、主筋及びコンクリート部分の一般化累加耐力で評価可能である。一方、降伏耐力では、実験値が計算値を幾分上回る傾向にあり、コンクリート部分の応力状態の適切な評価を行うことにより、良好な対応に近づくと考えられる。

(2) 柱梁接合部

- 各破壊形式ともに、紡錘形の安定した履歴性状を示す。
- 接合部局部及びパネルの耐力実験値と既往評価式による計算値は、降伏・最大耐力ともに良い対応を示した。

参考文献

- 福元敏之, 久保田淳, 吉貝滋, 荻原行正: コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部局部の弾塑性性状に関する研究—外スチフナ形式接合部の荷重-変形関係モデル—, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第651号, pp.1005-1012, 2010.5
- 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.
- 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, 日本建築学会構造系論文集, 第550号, pp.183~190, 2001.12

STRUCTURAL BEHAVIOR OF CONCRETE-FILLED SQUARE STEEL TUBE COLUMN WITH REINFORCING BARS AND THE COLUMN TO STEEL BEAM MOMENT CONNECTIONS WITH EXTERNAL STIFFENER

Jun KUBOTA, Toshiyuki FUKUMOTO, Shigeru YOSHIKAI
and Yukitada OGIHARA

Concrete-filled steel tube (called CFT hereinafter) column composite frame systems with steel beams have been widely applied in moment resisting frame systems to building structures. This paper proposes a CFT column with reinforcing bars and an external stiffener connection detail in order to reduce building construction costs. In this study, structural tests were carried out to investigate the structural behavior of the CFT columns using the reinforcing bars and the CFT column to steel beam moment connections using the external stiffener. The test results indicated that the columns and the connections showed stable spindle-shaped hysteresis loops. In addition, the evaluated yield and ultimate strengths of the columns and the connections based on conventional formula agreed approximately with the experiment results.