

## 鋼管コンクリート柱・鉄骨梁接合部の三次元 F E M 解析

米澤 健次 長沼 一洋  
江戸 宏彰Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis of Connections  
between Concrete Filled Steel Tubular Column and Steel BeamKenji Yonezawa Kazuhiro Naganuma  
Hiroaki Eto

## Abstract

The objective of this study is to establish an analytical methodology for predicting the shear behavior of CFT column-S beam connections under seismic force. Here, three-dimensional non-linear FEM analyses of previous test specimens are carried out to investigate the analytical method and its applicability. The behavior of specimens in the elasto-plastic range and their ultimate strengths are well simulated by the FEM analysis.

Furthermore, numerical experiments with various ratios of beam depth to column width, and concrete ductility are performed to evaluate the shear resisting mechanisms of these connections. From the analytical results, it is found that the shear behaviors of the connections are influenced by the ratio of beam depth to column width and the modeling of the concrete's strain softening region.

Finally, method for evaluating shear strength and deformation of the connections is proposed from the analytical results.

## 概 要

地震力を受けるCFT柱・鉄骨梁接合部のせん断挙動に対する解析手法の確立を目的に、既往の実験試験体を対象とした三次元有限要素法解析を行い、実験の復元力特性を精度良く評価できる解析手法の検討、およびモデルの検証を行った。ここで仮定した解析を用いることで、解析結果と実験結果は良好な対応を示した。

さらに、同じ解析手法を用いて、柱梁接合部の辺長比（梁せい／柱幅）を解析パラメータとした数値実験を行った。その結果の分析より、辺長比および接合部コンクリートの圧縮軟化特性のモデル化が、接合部の復元力特性に大きな影響を与えることがわかった。これらの解析結果を用いて、接合部せん断耐力及び変形の評価法を提案した。

## 1. はじめに

鋼管コンクリート構造(CFT)は、鋼管の中にコンクリートを充填することによって、力学的に優れた性能となることから、多くの高層建築物等に適用されている。そのため、CFTに関する研究や開発では、その破壊メカニズムの解明のため、数多くの実験が行われている<sup>1)</sup>。しかし、CFTの力学的挙動には、未だ不明な点があり、特に高強度材料を用いた場合については未解決な点が多いのが現状である。

そこで、FEM解析を用いてCFTの力学的挙動を精度良くシミュレーションできれば、実験では得られないデータを得ることができ、CFTの合理的な設計手法の確立に貢献できるものと考えられる。

CFT部材の解析では、鋼板によるコンクリートの拘束効果を表現できる解析モデルが必要となり、コンクリー

トの多軸応力効果を考慮できる三次元FEM解析が最も適している。

本論では、CFT柱・S梁接合部に着目し、その復元力特性のうちスケルトンを精度良く評価することができる解析手法を確立するために、既往の実験試験体を対象とした三次元FEM解析を行い、解析と実験結果を比較することで、解析手法および解析モデルの検証を行った。

さらに、柱梁接合部の辺長比（梁せい／柱幅）を解析パラメータとした数値実験を行い、接合部せん断耐力及び変形の評価を行った。

## 2. 解析対象試験体

Table1に試験体一覧を示す。日米共同構造実験研究で行われた十字型接合部6体の試験体<sup>2)</sup>を解析対象とする。Fig.1に試験体の接合部詳細を示す。試験体は、CFT柱・

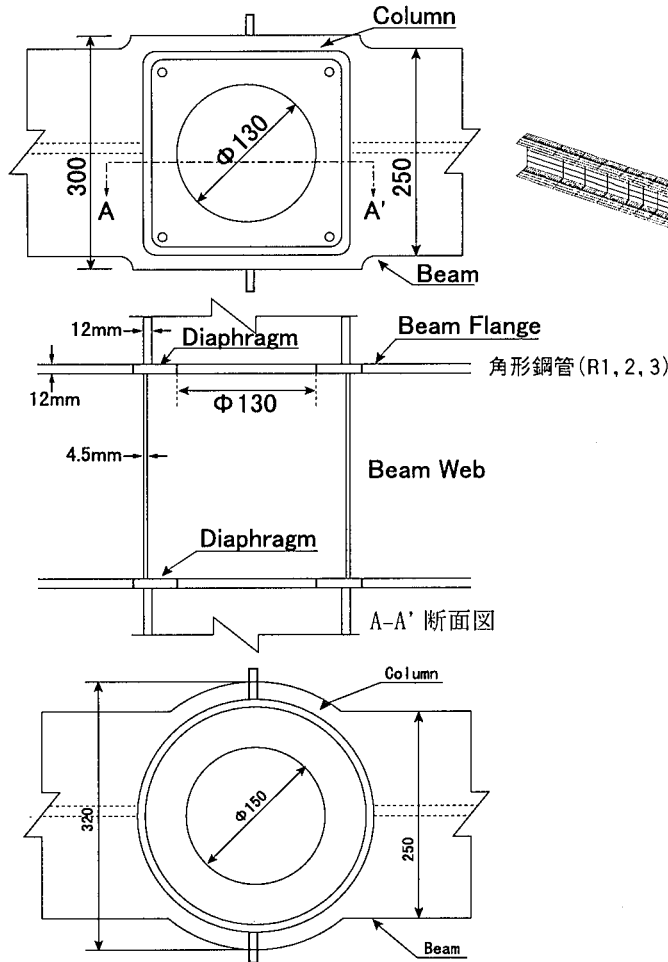


Fig.1 接合部詳細 (単位; mm)  
Connection Details of Specimens

S 梁接合部のせん断挙動の評価を意図しており、いずれも通しダイアフラム形式で角形鋼管3体, 円形鋼管3体である。実験変数は, 鋼管形状, コンクリート及び鋼材強度である。

実験の加力は, 柱頭に $0.2N_0$ の一定軸力を加え, 梁端部に正負交番載荷が行われており, 破壊モードは, いずれの試験体も接合部のせん断破壊であった。

### 3. 解析モデル

#### 3.1 解析概要

解析プログラムは大林組開発ソフト"FINAL"<sup>2),3)</sup>を用いた。Fig. 2 に要素分割を示す。形状は対称性を利用して半分のみを対象として要素分割を行い, 梁と柱の切断面は対称条件を与えた。実験では正負交番載荷が行われているが, 本解析では, 復元力特性のうちスケルトンの評価に着眼しているため, 単調載荷により解析を行った。

#### 3.2 材料モデル

①コンクリート: 8 節点ソリッド要素を用い, 等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表現した。三軸応力下の破壊条件は, Willam-Warnke の 5 パラメータモデルを用い, 5 つのパラメータは大沼・青柳等の係数を用

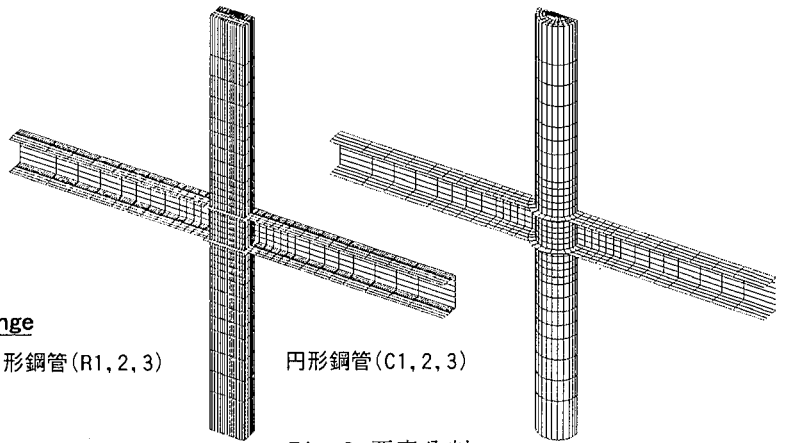


Fig.2 要素分割  
Finite Element Meshes

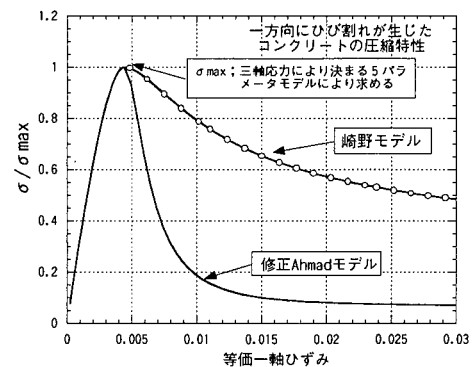


Fig.3 コンクリート圧縮側力  
-等価一軸ひずみ関係  
Stress-Strain Relationship of  
Concrete in Compression

Table 1 試験体一覧  
Properties of Specimen

	角形鋼管			円形鋼管		
	R1	R2	R3	C1	C2	C3
鋼材 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	590	590	780	590	590	780
コンクリート $\sigma_c$ (MPa)	90	40	90	90	40	90
梁	BH-250×250×9×12			スパン ; 3000mm		
柱	□-250×12			φ-280×12		
階高 (mm)	3000			2500	3000	
パネル	□-250×4.5			φ-280×4.5		
軸力比	0.2N <sub>0</sub>					

N<sub>0</sub>; 単純累加による柱軸耐力

いた。ポアソン効果については, 三軸応力下の非線形性を考慮したモデル<sup>3)</sup>を採用した。(なお, 各構成則は文献2),3)に準じる。)

#### ②コンクリートの応力-ひずみ関係

鋼板により拘束されたコンクリートは耐力及び靱性が向上することが知られており, この拘束効果の評価手法も既に提案されている<sup>4),5)</sup>。しかし, その評価手法は, 中心圧縮実験により得られた評価手法であり, 柱梁接合部のようにせん断力が卓越し, 接合部内コンクリートの三軸応力状態が圧縮-圧縮-引張で, 一方向にひび割れが生じた状態においても同じ評価手法が適用できるか不

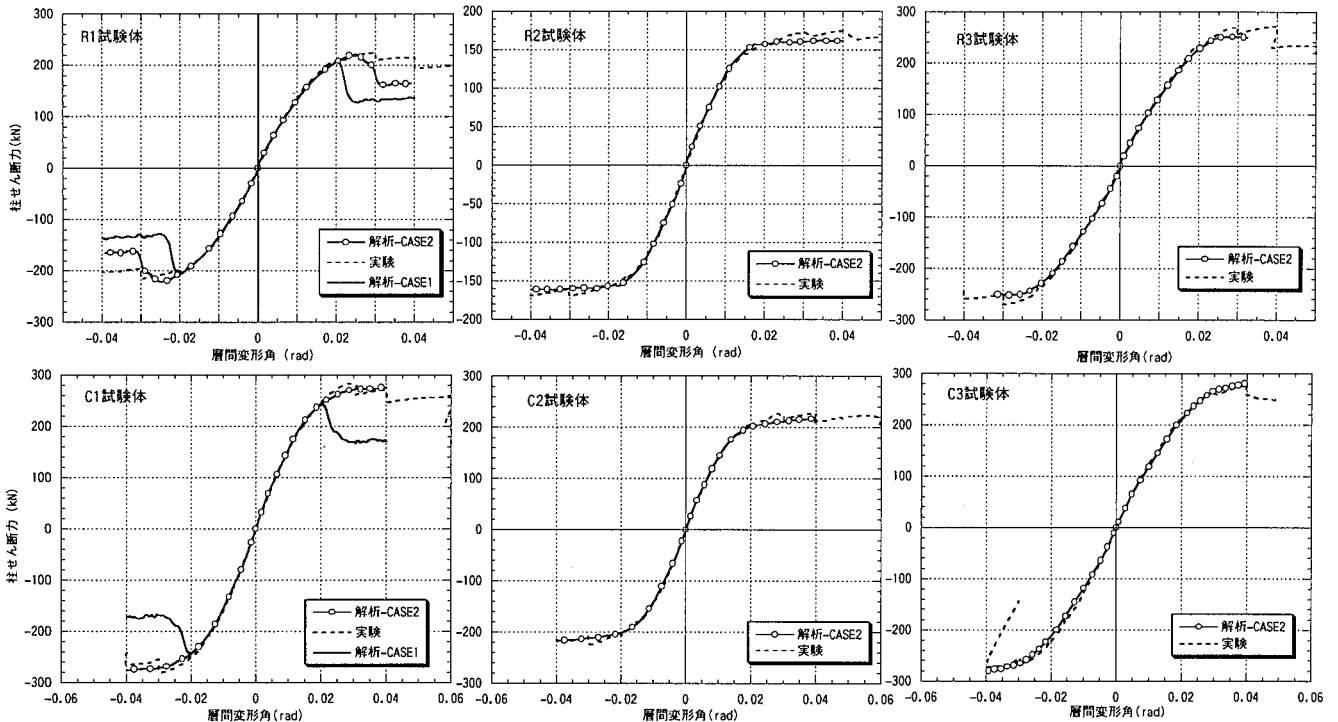


Fig. 4 柱せん断力(Q)－層間変形角(R)関係  
Comparisons of Story Shear Force - Story Drift Angle Relationships

明である。

そこで、本解析ではコンクリート圧縮側の応力-ひずみ関係として、以下の2ケースを設定した。

CASE1: 応力上昇域及び最大強度後の下降域ともに、修正Ahmadモデル<sup>2)</sup>を用いる。

CASE2: 応力上昇域は修正Ahmadモデルを用い、最大強度後の下降域は、崎野モデル<sup>4), 5)</sup>による応力-ひずみ関係を最大強度の比としてひずみ軟化を表現する。(Fig. 3 参照)

ここで、修正Ahmadモデルは、付録に示すようにに下降域の応力-ひずみ関係を三軸応力状態における強度上昇率の関数で表現しており、三軸圧縮状態における特性は精度良く評価できるモデルとなっている。しかし、一方方向にひび割れが生じた二軸圧縮状態では、強度上昇はさほど大きくないため、下降域は無拘束状態のコンクリートのものとほぼ同様な特性を示す。

なお、両ケースともにコンクリートの最大強度は、要素積分点の三軸応力状態により決定する5パラメータモデル(コンクリートの破壊曲面)により求める。

### ③鋼管

4節点平面シェル要素を用い、Misesの降伏条件に基づいたバイリニア型モデルとした。

### ④鋼管とコンクリート間の付着

柱部分のコンクリートと鋼管の間には、厚さ極小で面と面の接合要素(フィルム要素)を挿入し、鋼板とコンクリートの滑りを考慮した。フィルム要素の特性としては、鋼管とコンクリートの接触面に対して法線方向は無限大の剛性を与え、せん断方向は剛性を零と仮定した。

柱梁接合部部分においては、ダイアフラムがあることによりコンクリートと鋼板の間に大きな相対滑りは生じないものと考えられるため、コンクリートと鋼管の間は、完全付着を仮定した。

## 4. 解析結果

Fig. 4に各試験体について解析と実験から得られた柱せん断力(Q)－層間変形角(R)関係を示す。C1(円形鋼管)とR1(角形鋼管)のQ-R関係にて、コンクリートのひずみ軟化をパラメータとした2ケースの比較を示した。CASE1はCASE2に比べ、円形、角形ともに耐力を過小評価しており、コンクリートの下降域のモデル化が、耐力の評価に影響を与えることがわかる。つまり、拘束効果によりコンクリートの靱性が向上することで、接合部耐力も上昇することを示している。

せん断力を受けるCFT部材の接合部内コンクリートでは、一方方向にひび割れが生じる。コンクリートの破壊曲面を考えれば、拘束効果によるコンクリートの大きな強度上昇は考え難い。しかし、強度後の靱性はCFT柱の一軸圧縮試験のものと同様であることが推察される。

CASE2の解析については、すべての試験体において、破壊形式は実験と同様に接合部せん断破壊となり、解析と実験から得られたQ-R関係はほぼ一致している。このことから、断面形状及び材料強度の違いに拘わらず、本解析のCASE2で仮定した解析モデルを用いて、接合部のせん断挙動を精度良くシミュレーションできることがわかる。

5. 接合部せん断抵抗要素の復元力特性

Fig. 5に各試験体の解析から得られた接合部内コンクリートのせん断負担力(cQp)-接合部せん断変形角(γ)関係を示し、Fig. 6に接合部鋼管のせん断負担力(sQp)-γ関係を示す。cQpは接合部内の各コンクリート要素の積分点の応力より計算し、sQpは外力より計算される接合部せん断力(Qp)からcQpを差し引いて求めた。Fig. 5のcQpはコンクリート一軸圧縮強度(σ<sub>cc</sub>)と接合部断面積(Ac)で無次元化して示す。Fig. 5からわかるように、接合部内コンクリートの最大平均せん断応力は、角形鋼管ではσ<sub>cc</sub>≒100MPaで0.3σ<sub>cc</sub>程度、σ<sub>cc</sub>≒50MPaで0.35σ<sub>cc</sub>程度となり、円形鋼管ではσ<sub>cc</sub>≒100MPaで0.35σ<sub>cc</sub>程度、σ<sub>cc</sub>≒50MPaでは0.4σ<sub>cc</sub>程度を示した。円形鋼管が角形鋼管に比べ15%程度大きめの最大平均せん断応力を示した。

Fig. 6に(1), (2)式により計算したsQp-γ関係のバイリニアモデルを比較のため示す。sQp-γ関係に関して、FEM解析ではパネル部鋼管の枠機構も評価されているため、FEM解析結果がバイリニアモデルに比べ、耐力を若干大きく評価している。しかし、外力により計算される接合部せん断力からコンクリートの負担せん断力を差し引いて得られた初期剛性がモデルと一致していることから、CFT柱梁接合部のスケルトンはコンクリートの負担力と鋼管の負担力の重ねあわせで評価できることがわかる。したがって、sQp-γ関係は、(1), (2)式により計算されるモデルでほぼ評価することができる。

$$K_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} A_s \quad \text{-----(1)}$$

$$sQ_{py} = \frac{\sqrt{s\sigma_y^2 - \sigma_0^2}}{\sqrt{3}} A_s \quad \text{-----(2)}$$

- K<sub>s</sub>:弾性せん断剛性, E<sub>s</sub>:弾性係数
- sQ<sub>py</sub>:降伏せん断力, A<sub>s</sub>:せん断有効断面積,
- sσ<sub>y</sub>:鋼材の降伏強度, σ<sub>0</sub>:鋼材軸方向応力度,
- ν<sub>s</sub>:鋼材ポアソン比(0.3)

ここで、A<sub>s</sub>は角形鋼管の場合は鋼管ウェブ断面

積(Dc×鋼管厚)を取り、円形の場合は1/2×水平断面積とする。

Fig. 7にR1, C1の解析より得られた接合部内コンクリートの最小主応力コンターと主応力の流れを示す。図中には、RC梁、柱部材のせん断耐力評価法として用いるアーチ機構<sup>6)</sup>を示す。コンクリートのせん断抵抗機構は、アーチ機構の他に、鋼管フランジの拘束による主応力の流れが確認できる。これらの主応力の角度はアーチ機構の角度θ(材軸に対する)に比べ若干大きくなっているが、ほぼアーチ機構の角度と対応している。これらのことから、接合部コンクリートのせん断耐力は、接合部の辺長比(梁せい/柱幅)に大きな影響を受けることが推察される。また、これらの傾向は角形、円形ともに同様である。

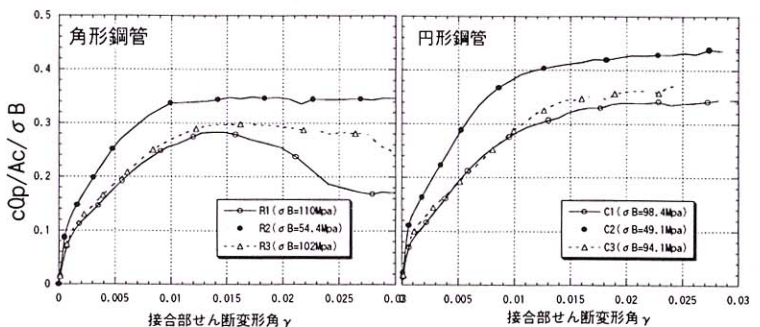


Fig.5 cQp/Ac/σ<sub>cc</sub>-γ関係(FEM解析結果)  
cQp/Ac/σ<sub>cc</sub>-γ Relationships (From FEM)

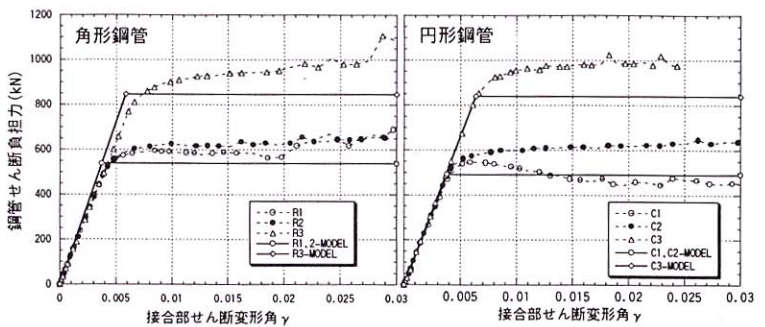
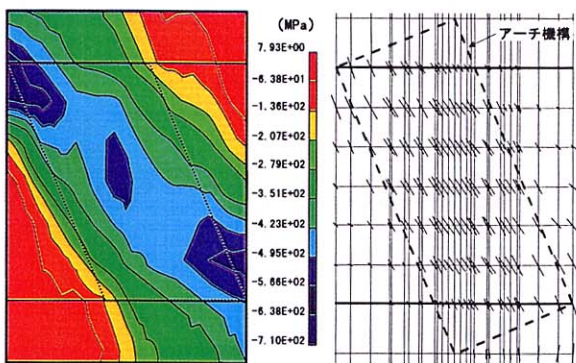
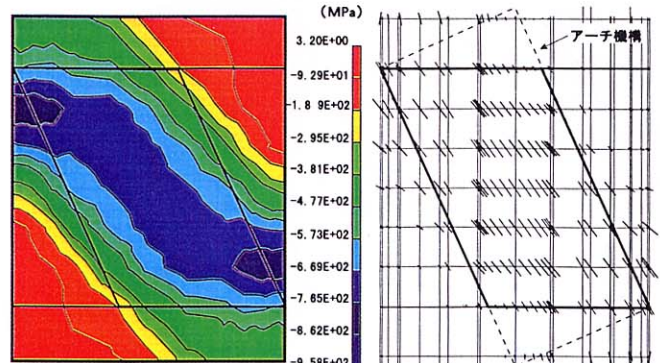


Fig.6 sQp-γ関係(FEM解析結果)  
Shear Force in Steel Tubular(sQp)-Shear Deformation Angle(γ) Relationships in Connection (From FEM)



角形R1試験体



円形C1試験体

Fig.7 接合部コンクリートの最小主応力のコンターと流れ  
Contours and Direction of Principal Compressive Stress in Connection



### 6. 数値実験

前節にて、接合部のせん断耐力は拘束コンクリートの圧縮強度後の靱性及び接合部の辺長比に大きな影響を受けることを示した。ここでは、接合部辺長比及びコンクリートの拘束度合が、せん断耐力に与える影響を定量的に把握することを目的に、これら接合部せん断耐力の影響因子をパラメータとした三次元FEM解析による数値実験を行った。

Table 2 に数値実験で用いた仮想試験体を示す。数値実験で計画した仮想試験体は、R3, C3試験体を基本として、辺長比(Hb/Dc)とコンクリートの下り勾配係数D'をパラメータとして、角形、円形ともに4体、計8体を設定した。ここで、D'は付録に示す崎野モデルにおけるコンクリートの圧縮強度後の下り勾配係数であり、拘束コンクリートの中心圧縮実験より得られた式より求める。D'が大きくなるほど、強度後の下り勾配が緩やかになる。

R3-150,075,125, 及びC3-150,075,125は、梁せいを变化させることで辺長比を变化させ、D'は一定である。

R3, C3-C300は、コンクリート強度を变化させることによりD'を变化させ、辺長比はR3, C3と同じにした。

この数値実験では、接合部内コンクリートのせん断耐力及び変形の評価に主眼を置き検討した。

### 7. 数値実験結果

Table3に数値実験結果の一覧を示す。表中のcQp'-maxは接合部コンクリートの最大せん断力(cQp-max)をコンクリート強度( $\sigma_b$ )と接合部コンクリート水平断面積で無次元化したものを示している。

角形、円形ともに接合部コンクリートのせん断耐力は、辺長比が大きくなるに従い減少し、D'が大きくなるに従い

増加する傾向を示した。よって、CFT柱梁接合部のせん断耐力の評価としては、辺長比及び下り勾配係数D'の関数として表現する必要がある。

### 8. 接合部せん断耐力の評価法

数値実験の結果を用いて接合部せん断耐力の評価法の提案を試みた。

#### 8.1 接合部せん断降伏強度

CFT柱・鉄骨梁接合部のせん断強度は、前述のように拘束コンクリートの圧縮強度後の靱性及び接合部の辺長比が大きな影響因子と考えられ、それらの点を考慮した上で、評価法を導く。ここでは、せん断抵抗要素として、鋼管のせん断抵抗と接合部内コンクリートのアーチ機構を考える。コンクリートの最大耐力に関しては、鋼管フランジを考慮したアーチ機構による最大耐力評価法を検討する。このせん断抵抗機構は、RC梁、柱部材の場合におけるせん断終局耐力評価法で用いるアーチ機構を基本として考える。Fig.7に示す接合部コンクリートの主応力コンター等からわかるように、鋼管フランジの拘束により圧縮ストラットの幅が広がっている。このスト

Table 2 仮想試験体一覧

		Dc	Hb	Hb/Dc	$\sigma_b$	$s\sigma_y$	D'
角形	R3-150	238	357	1.5	102.5	756	1.42
	R3-075	238	179	0.75	102.5	756	1.42
	R3-125	238	298	1.25	102.5	756	1.42
	R3-C300	238	238	1	29.4	756	2.67
円形	C3-150	268	402	1.5	94.2	730	1.86
	C3-075	268	201	0.75	94.2	730	1.86
	C3-125	268	335	1.25	94.2	730	1.86
	C3-C300	268	238	0.89	29.4	730	2.97

Dc ; 接合部コンクリート全せい(mm)、 $\sigma_b$  ; コンクリート強度(Mpa)、Hb; 梁フランジ中心間距離(mm)、 $s\sigma_y$  ; 鋼管降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、D' ; コンクリートの下り勾配係数

Table 3 数値実験結果一覧

Results of Numerical Experiment

		Hb/Dc	D'	Qp-max	cQp-max	sQp-max	cQp'-max
角形	R3-150	1.50	1.42	2510	1574	986	0.27
	R3-075	0.75	1.42	2839	1869	1037	0.32
	R3-125	1.25	1.42	2611	1676	1012	0.29
	R3-C300	1.00	2.67	1780	639	1192	0.38
	R1	1.00	1.04	2344	1757	697	0.28
	R2	1.00	1.99	1721	1073	685	0.35
円形	R3	1.00	1.42	2670	1727	1107	0.30
	C3-150	1.50	1.86	2648	1713	942	0.32
	C3-075	0.75	1.86	3049	2003	1112	0.38
	C3-125	1.25	1.86	2743	1774	1019	0.33
	C3-C300	0.89	2.97	1995	774	1253	0.47
	C1	0.89	1.39	2363	1910	545	0.34
	C2	0.89	2.23	1855	1214	671	0.44
C3	0.89	1.86	2950	1974	1024	0.37	

Qp-max ; 最大接合部せん断耐力(kN)、cQp-max ; 接合部内コンクリート最大せん断力(kN)  
sQp-max ; 接合部内鋼管最大せん断力(kN)、cQp'-max ; cQp-max/Ac/ $\sigma_b$   
 $\sigma_b$  ; コンクリート軸圧縮強度、 $s\sigma_y$  ; 鋼材の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

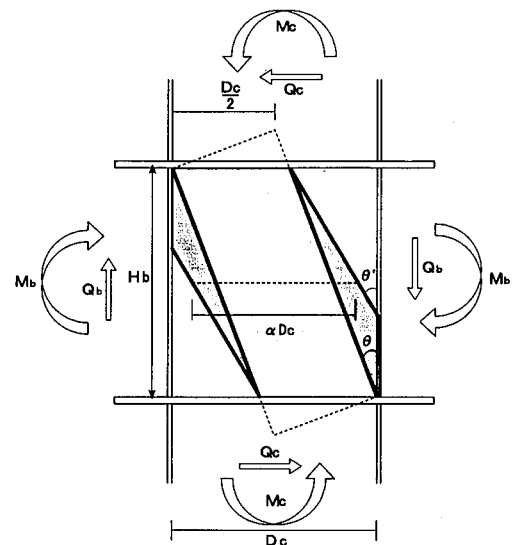


Fig.8 せん断抵抗機構  
Shear Resisting Mechanisms

Table 4 柱せいに対する圧縮ストラットの幅の比 ( $\alpha$ )  
Ratio( $\alpha$ ) of Compressive Strut Width to Column Depth

	Dc	Hb	t	$\sigma_h$	$\sigma_y$	D'	$\alpha$
R3-150	23.8	35.7	0.45	1045	7709	1.42	0.74
R3-075	23.8	17.9	0.45	1045	7709	1.42	0.72
R3-125	23.8	29.8	0.45	1045	7709	1.42	0.73
R3-C300	23.8	23.8	0.45	300	7709	2.67	0.83
R1	23.8	23.8	0.45	1119	5017	1.04	0.69
R2	23.8	23.8	0.45	555	5017	1.99	0.78
R3	23.8	23.8	0.45	1045	7709	1.42	0.71
C3-150	26.8	40.2	0.45	961	7444	1.92	0.76
C3-075	26.8	20.1	0.45	961	7444	1.92	0.73
C3-125	26.8	33.5	0.45	961	7444	1.92	0.74
C3-C300	26.8	23.8	0.45	300	7444	3.03	0.90
C1	26.8	23.8	0.45	1003	4477	1.39	0.70
C2	26.8	23.8	0.45	501	4477	2.23	0.84
C3	26.8	23.8	0.45	961	7444	1.92	0.73

ストラットの幅を未知数として接合部コンクリートの耐力を評価する。Fig. 8に本研究で仮定したせん断抵抗の概念を示す。柱せいに対する圧縮ストラットの有効幅の比を $\alpha$ とすると、コンクリートの有効断面積は、(3)式で定義され、形状より圧縮ストラットの角度は(4)式より求まる。

$$A_c = \pi \left( \frac{\alpha \cdot D_c}{2} \right)^2 \quad (\text{円形鋼管}) \quad \text{--- (3)}$$

$$A_c = \alpha \cdot D_c \cdot B \quad (\text{角形鋼管})$$

$$\tan \theta' = \frac{D_c (\alpha - \tan^2 \theta)}{H_b} \quad \text{--- (4)}$$

ここで、 $\theta'$ ；圧縮ストラットの角度、B；柱幅、Dc；接合部コンクリート全せい、 $\theta$ ；A I Jのアーチ機構の角度 ( $\tan \theta = \sqrt{1 + \left(\frac{H_b}{D_c}\right)^2} - \frac{H_b}{D_c}$ )、 $H_b$ ；梁フランジ中心間距離、 $A_c$ ；圧縮ストラットの水平断面積、 $\sigma_h$ ；コンクリート強度

よって、接合部のせん断強度は、鋼管とコンクリートのせん断負担力の和として考えると次式として定義される。

$$Q_p = \sigma_h \cdot A_c \sin \theta' \cos \theta' + {}_s Q_{py} \quad \text{--- (5)}$$

ここで、 ${}_s Q_{py}$ は鋼管のせん断負担力であり、(2)式で定義する。

接合部コンクリートの圧縮ストラットの角度及び水平断面積 ((3), (4)式)は $\alpha$ の関数となっており、 $\alpha$ が求まれば(3)~(5)式より接合部せん断強度を求めることができる。

ここで、前節のFEM解析の結果により各試験体について $\alpha$ を逆算した。Table 4に各試験体の $\alpha$ の値を示し、Fig. 9に $\alpha$ とD'の関係を示す。Fig. 9より $\alpha$ とD'の関係には明らかな相関性が確認でき、D'が大きくなるに従い $\alpha$ が比例的に大きくなっていることがわかる。このことは、鋼管の拘束効果によりコンクリートの靱性が向上することで、接合部コンクリートの圧縮ストラットの幅が広がるとを意味している。

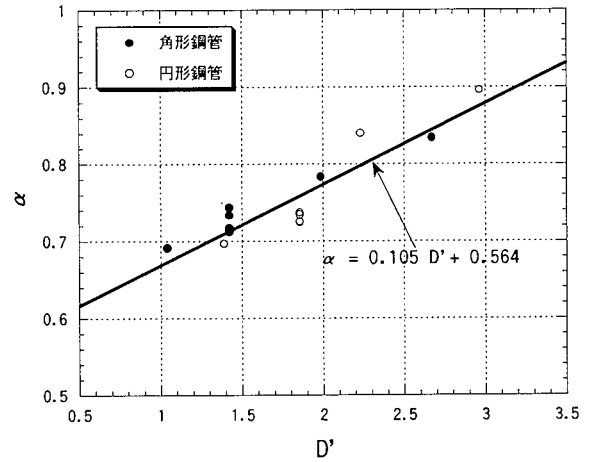


Fig.9  $\alpha$ -D' 関係  
 $\alpha$ -D' Relationships

この $\alpha$ -D'関係を直線回帰することで次式を得た。

$$\alpha = 0.105D' + 0.564 \quad \text{--- (6)}$$

ただし、 $\alpha \leq 1.0$ とする。

$\alpha$ とD'の関係においては、円形及び角形鋼管ともに同様な傾向を示しており、D'の関数とすることで円形、角形等形状に拘わらず(6)式により評価できる。

## 8.2 接合部最大せん断強度

最大せん断強度に関しては、(2)式の鋼材の降伏強度 ( $\sigma_y$ )の項に最大引張強度を代入する。

コンクリートの負担せん断力は、せん断降伏強度と同様に(3)~(5)式により求める。最大せん断強度に対してFig. 10に既往の実験結果と本評価法の比較を示す。

本評価法による計算値は、実験結果に対する精度は、ほとんどが $\pm 10\%$ の範囲に収まり、最大でも20%程度である。

## 9. 接合部せん断挙動のスケルトンの評価

数値実験の結果を用いて接合部の剛性及びスケルトンの評価法の提案を試みた。

### 9.1 接合部の荷重-変形関係

接合部内コンクリートの荷重-変形関係について、Fig. 11に数値実験結果を示す。本数値実験では、コンクリート強度29.4~109.7MPaの普通強度~超高強度までを対象としているが、接合部コンクリートの最大せん断強度で無次元化することにより、コンクリート強度に拘わらず、ほぼ同様な荷重-変形関係になっている。そこで、接合部コンクリートの荷重-変形関係をトリリニアにモデル化する。第1折れ点であるひび割れ点は、(7)~(9)式により定義する。

(第1折れ点)

$$c \gamma_{cr} = \frac{c Q_{cr}}{K_C} \quad \text{--- (7)}$$

$$K_c = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu_c)} A_c \quad \text{-----(8)}$$

$$c Q_{cr} = A_c \sqrt{c \sigma_{t1} (c \sigma_{t1} + c \sigma_{t0})} \quad c \sigma_{t1} = 0.3 \sqrt{\sigma_B} \quad \text{-----(9)}$$

$\nu_c$ ; ポアソン比 (0.162),  $c \gamma_{cr}$ : せん断ひび割れ強度時のせん断変形角,  $K_c$ : 初期剛性,  $Q_{cr}$ : ひび割れせん断強度。

降伏変形 (第2折れ点の変形) は, 角形鋼管の場合で, 0.008~0.012rad程度であり, 円形鋼管の場合で0.01~0.015rad程度であった。ここでは, 接合部コンクリートの降伏変形は, 一義的に下記に示す平均的な値とする。また, 降伏耐力は(10)式により求める。

(第2折れ点) 角形鋼管;  $c \gamma_y = 0.009 \text{ rad}$   
 円形鋼管;  $c \gamma_y = 0.012 \text{ rad}$

$$c Q_{Py} = \sigma_B \cdot A_c \sin \theta' \cos \theta' \quad \text{-----(10)}$$

$A_c$ ; (3)式より求める  $\theta'$ ; (4)式より求める。

接合部の荷重-変形関係は, 本節で示した接合部コンクリートの荷重-変形関係に, (1), (2)式で得られる鋼管のバイリニア型の荷重-変形関係を重ね合わせて求める。

### 9.2 十字形架構の荷重-変形関係

前節で示した接合部せん断力-せん断変形関係のモデル化の精度を確認するために, 鉄骨梁とCFT柱のモデル化を行い, 架構全体の荷重-変形関係を求め, 実験結果と比較する。

梁の荷重-変形関係は, 曲げモーメント-曲率関係を求め, 降伏耐力を第1折れ点とするバイリニア型により

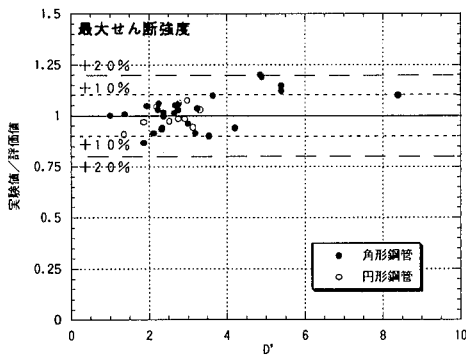


Fig. 10 最大耐力の比較  
Comparison of Maximum Capacity

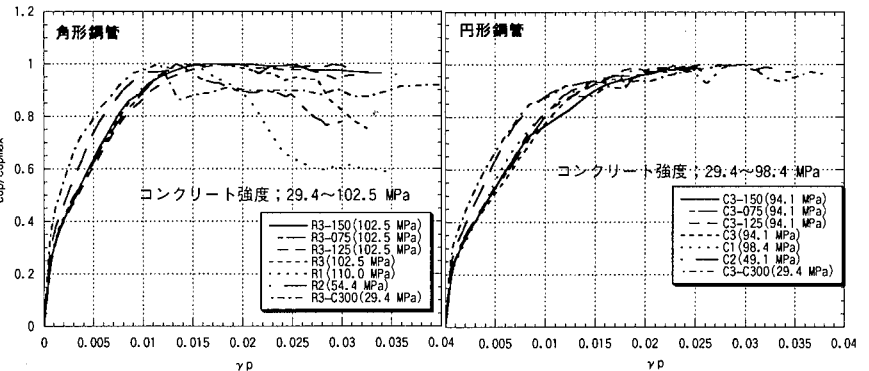


Fig. 11 接合部コンクリートのせん断力-変形関係  
Shear Force - Deformation Angle Relationships  
of Concrete in Connections

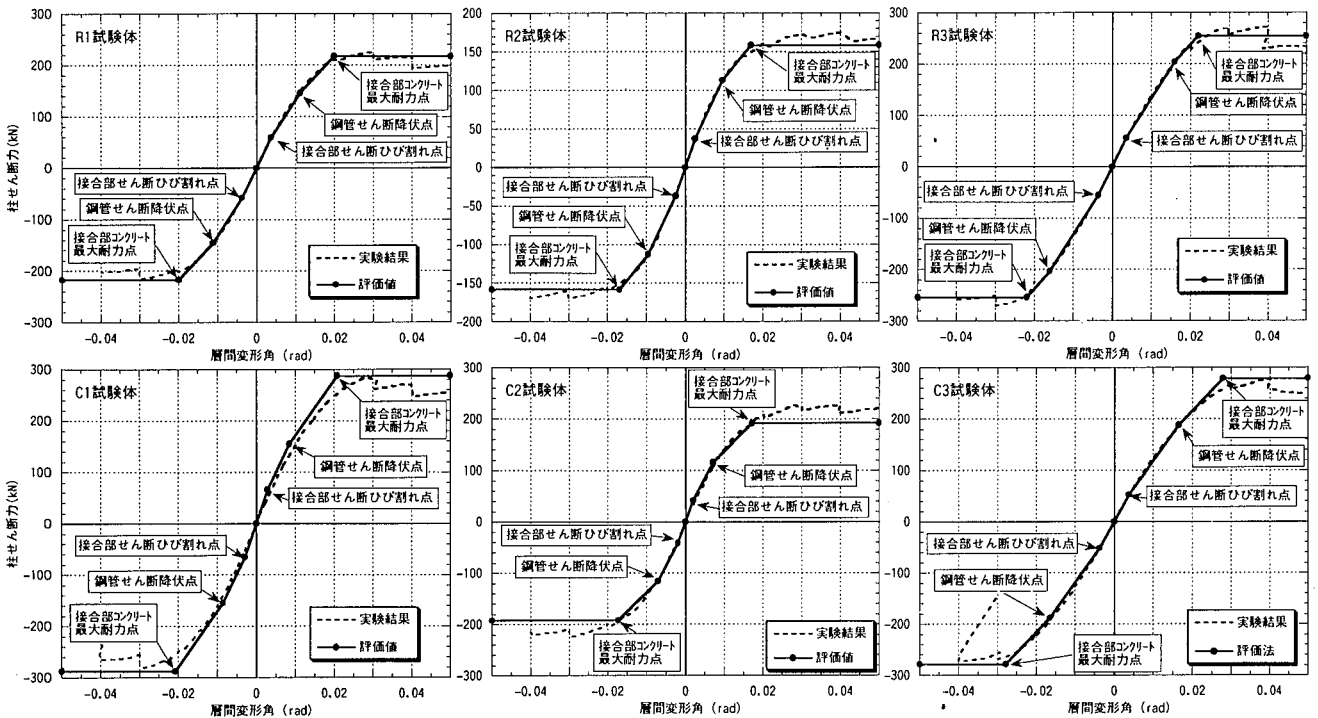


Fig 12 柱せん断力-層間変形角関係についての評価法と実験結果の比較  
Comparison of Story Shear Force - Story Drift Angle Relationships

モデル化した。CFT柱の荷重-変形関係は、ファイバーモデルより曲げモーメント-曲率関係を求め、ひび割れ点と降伏点を折れ点とするトリリニア型モデルとした。

Fig.12に柱せん断力-層間変形角関係について、実験結果と本評価法の比較を示す。図からわかるように本評価法は実験結果と良好な対応を示している。

この実験及び評価は接合部破壊型の試験体であり、Q-R関係に示されるRのほとんどは接合部のせん断変形成分である。よって、架構全体の変形を用いた比較より、本評価法における接合部の荷重-変形関係のモデル化の精度を確認できたといえる。

## 10. まとめ

本研究では、CFT柱梁接合部に対する三次元FEM解析における解析モデル及び解析手法を示し、解析結果より接合部の復元力特性を考察した。また、数値実験を行い、接合部せん断耐力及び変形について検討した。

以下に本研究で得られた知見を示す。

1) CFT柱梁接合部を解析する際に、コンクリートの応力-ひずみ関係における圧縮強度到達後の下り勾配のモデルが、解に大きな影響を与える。修正Ahmadモデルを用いた場合では、最大耐力を過小評価する傾向を示した。修正Ahmadモデルは、無ひび割れ状態の三軸圧縮応力状態におけるコンクリートの特性は良好に表現できるが、一方向にひび割れが生じた状態の拘束コンクリートの特性においては過小評価する傾向がある。

2) コンクリート最大強度後の下り勾配のモデルに崎野モデルの下り勾配の形状を用いた場合は、実験結果との対応性は良く、本解析で仮定したFEM解析モデルを用いれば、断面形状、コンクリート強度、及び鋼材強度の違いに拘わらず、CFT柱梁接合部のせん断挙動を精度良くシミュレーションできることを示した。

3) CFT接合部内コンクリートの特性は、拘束による強度上昇はないが、靱性(変形能)が向上することが推察される。

4) 解析結果より、接合部の各せん断抵抗要素について負担せん断力と接合部せん断変形関係の考察を行い、接合部内コンクリートは、接合部の辺長比とコンクリートの下り勾配に大きな影響を受けることを示した。

5) 接合部の辺長比とコンクリートの下り勾配係数D'をパラメータとした数値実験を行い、接合部の荷重-変形関係の評価法を導いた。その評価法と実験結果は良好な対応を示した。

今後、さらに本評価法の精度を確認するために、多くの実験試験体と本評価法の比較検討をする必要がある。

## 参考文献

1) 吉岡, 向井, 西山, 森野他, 「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-25~32)」日本建築学会

大会梗概集C-1(九州), pp.1209-1224, 1998.9

2) 長沼, 「三軸応力下のコンクリートの応力-ひずみ関係」日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8

3) 長沼, 「非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル」日本建築学会構造系論文集, 第485号, pp.109-116, 1996.7

4) 崎野, 孫, 「直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係」日本建築学会構造系論文集, 第461号, pp.95-104, 1994.7

5) 崎野他, 「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-17)」日本建築学会大会梗概集(関東), pp.917-918, 1997.9

6) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」1990.11

## (付録)

修正 Ahmad モデルと崎野モデル

○修正 Ahmad モデル: 上昇域

$$\sigma = \frac{[A \cdot X + (D'-1)X^2] \cdot \sigma_p}{1 + (A-2) \cdot X + D' \cdot X^2}$$

$$A = E_0 / E_p, E_p = \sigma_p / \epsilon_p$$

○修正 Ahmad モデル: 下降域

$$X = \left( 1 + \frac{\epsilon - \epsilon_p}{\epsilon_p} \right)^n \quad n = 0.9 + 3.4 \cdot \left( \frac{\sigma_B}{1000} \right)^2$$

$$D' = 1 + 1800 \cdot \frac{(\sigma_p / \sigma_B - 1)^2}{\sigma_B}$$

○崎野モデル: 下降域

(角形鋼管)

$$X = \frac{\epsilon}{\epsilon_p}, \sigma_p = \sigma_B + 23 \cdot \sigma_{re}$$

$$D' = 1.5 - 1.68 \times 10^{-3} \sigma_B + 0.75 \sqrt{\sigma_{re}}$$

$$\sigma_{re} = \frac{1}{2} \rho_h \sigma_{sh} \left( \frac{d''}{C} \left( 1 - \frac{s}{2D_c} \right) \right)$$

(円形鋼管)

$$X = \frac{\epsilon}{\epsilon_p}, K = \frac{\sigma_p}{\sigma_B}$$

$$D' = 1.5 - 1.68 \times 10^{-3} \sigma_B + 0.75 \sqrt{(K-1) \cdot \sigma_B / 23}$$

$$\sigma_p = \sigma_B + 0.652 \frac{2t}{D_c - 2t} \sigma_{sh}$$

ここで,

$\sigma_p, \epsilon_p$ : 最大応力, その時のひずみ

$E_0$ : 初期剛性,  $\sigma_B$ : 一軸圧縮強度,

$d''$ : 鋼管厚(cm),  $\sigma_{sh}$ : 鋼材降伏強度,

$C$ : 鋼管内法幅,  $\sigma, \epsilon$ : 応力, ひずみ,

$s$ : 横補強筋ピッチ (CFTの場合  $s=0$ ),

$\rho_h$ : 鋼材体積比

(単位: kgf/cm<sup>2</sup>, cm)