

論文 三次元有限要素法を用いた CFT 柱・鉄骨梁接合部の復元力特性に関する研究

米澤健次^{*1}・吉岡研三^{*2}

要旨: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およびモデルを検証した。

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、辺長比および接合部コンクリートの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、接合部せん断耐力に対する影響因子について考察した。

キーワード: CFT 柱・鉄骨梁接合部、三次元有限要素法解析、復元力特性、せん断耐力

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 構造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¹⁾。しかし、CFT 構造の力学的挙動には、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 構造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 構造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 構造部材の解析では、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、解析モデルの妥当性を検証した上で、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、接合部せん断耐力に対する影響因子について考察した。

2. 解析対象試験体

表 1 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¹⁾を解析対象とする。図 1 に試験体の接合部詳細を示す。試験体は、CFT 柱梁接合部のせん断挙動の詳

表 1 試験体一覧

	角形鋼管			円形鋼管		
	R1	R2	R3	C1	C2	C3
鋼材 σ_s (N/mm ²)	590	590	780	590	590	780
コンクリート σ_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 ₀					

N₀: 単純累加による柱軸耐力

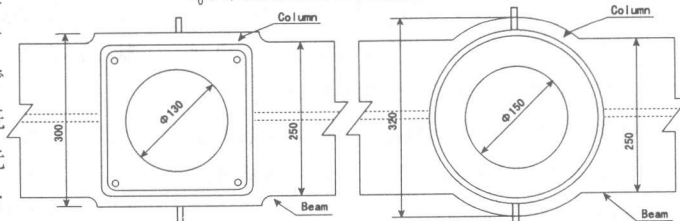


図 1 接合部詳細 (単位; mm)

*1 (株)大林組技術研究所構造第 3 研究室

*2 第一工業大学・教授

博士 (工学) (正会員)

工博 (正会員)

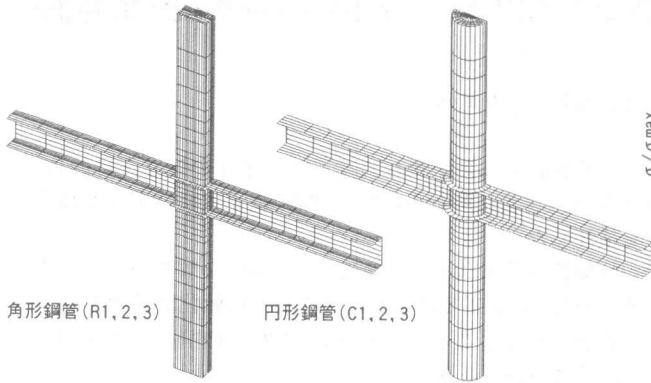


図2 要素分割

価を意図しており、いずれも通しダイヤフラム形式で角形鋼管3体、円形鋼管3体である。

実験の加力は、柱頭に $0.2N_0$ の一定軸力を加え、梁端部に正負交番荷重が行われており、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。実験変数は、鋼管形状、コンクリート及び鋼材強度である。

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"²⁾を用いた。図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。実験では正負交番荷重が行われているが、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、単調荷重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、William-Warнке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³⁾を採用した。(なお、各構成則は文献2)、3)に準じる。)

○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

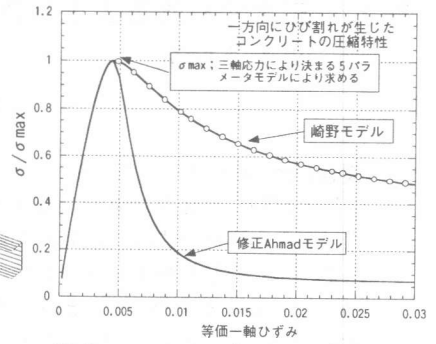


図3 コンクリート圧縮側応力

—等価一軸ひずみ関係

束効果の評価手法も既に提案されている^{4)、5)}。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、CFT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否かは不明である。CFT柱梁接合部のように、コンクリートが鋼板で囲まれていれば、一方向にひび割れが生じた状態においても、最大圧縮強度後の靱性は確保できるものと推察される。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、最大強度後の下降域ともに、修正 Ahmad モデル²⁾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^{4)、5)}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。(図3参照)

ここで、修正 Ahmad モデルは、付録に示すように下降域の応力-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は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

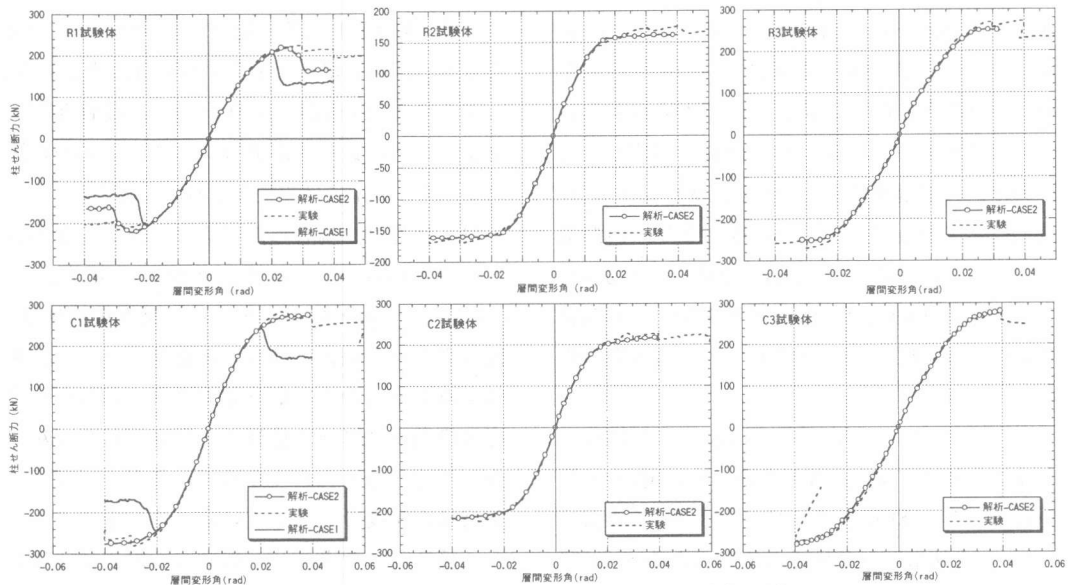


図4 柱せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

面)により求める。

②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。

③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度の剛性を与え、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

図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)－層間変形角関係(R)を示す。

図4の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。よって、せん断力を受けるCFT部材の接合部内コンクリートでは、一方向にひび割れが生じることで、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が、強度後の靱性はCFTの一軸圧縮試験のものとはほぼ同等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

図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、図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。図5のcQpはコンクリート一軸圧縮強度(σ_B)と接合部断面積(A_c)で無次元化して示す。図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 $\sigma_B \cong 100\text{MPa}$ で $0.3 \sigma_B$ 程度、 $\sigma_B \cong 50\text{MPa}$ で $0.35 \sigma_B$ 程度となり、円形鋼管では $\sigma_B \cong 100\text{MPa}$ で $0.35 \sigma_B$ 程度、 $\sigma_B \cong 50\text{MPa}$ では $0.4 \sigma_B$ 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。

図6に下式により計算したsQp- γ 関係のバイリニア形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(フレーム効果)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、耐力を若干大きめに評価しているが、剛性に関してはほぼ一致しており、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_s : 弾性せん断剛性, E_s : 弾性係数
 sQ_{py} : 降伏せん断力, A_s : せん断有効断面積, $s\sigma_y$: 鋼材の降伏強度, σ_0 : 鋼材軸応力度, ν_s : 鋼材ポアソン比(0.3)

ここで、 A_s は角形鋼管の場合は鋼管ウェブ断面積を取り、円形の場合は $1/2 \times$ 水平断面積とする。

図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。図中には比較のため、鉄筋コンクリート梁、柱部材の場合におけるせん断耐力評価法として用いられているアーチ機構⁶⁾を示す。

図より、コンクリートのせん断抵抗機構は、図中のアーチ機構の他に、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

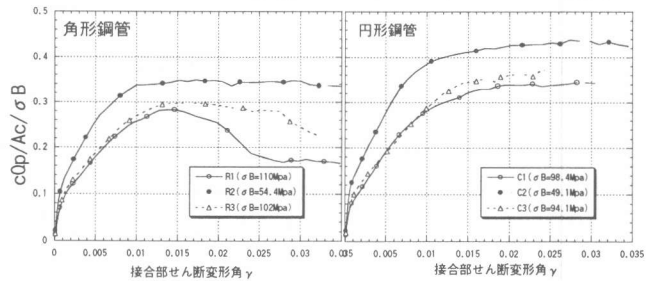


図5 cQp/Ac/σ_B- γ 関係

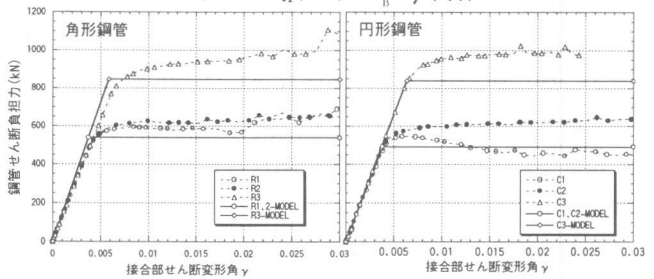
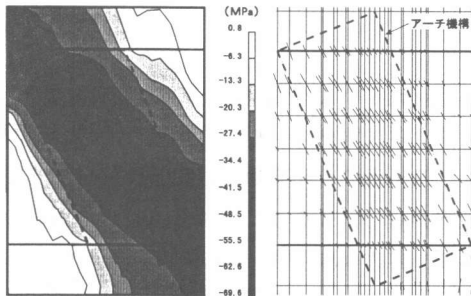
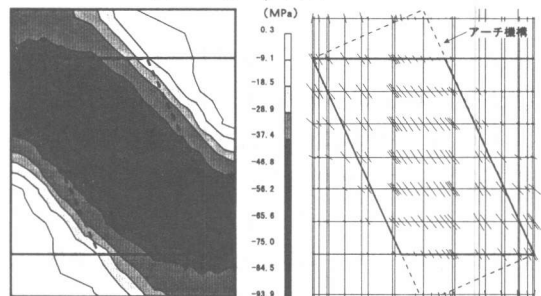


図6 sQp- γ 関係



角形R1試験体



円形C1試験体

図7 接合部コンクリートの最小主応力のコンターと流れ

角形, 円形ともに同様である。

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。

表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(H/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。

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

R3, C3-C300は, コンクリート強度を変化させることによりD'を変化させ, 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に主眼を置き検討を行った。

7. 数値解析結果

表3に数値解析結果の一覧を示す。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(σ_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。

図8に無次元化したcQpと辺長比の関係を示す。また, 図9に無次元化

したcQpとコンクリートの下り勾配係数D'の関係を辺長比が一定の試験体について示す。

図8より角形, 円形ともに接合部コンクリートのせん断耐力と辺長比の関係には, 明らかに相関性が認められ, 辺長比が大きくなるに従い, せん断耐力は比例的に減少することがわかる。

図9より角形, 円形ともに接合部コンクリートのせん断耐力とコンクリートの下り勾配係数D'の関係には, 明らかに相関性が認められ, D'が大きくなるに従い, せん断耐力は比例的に増加することがわかる。

これらのことから, CFT柱梁接合部のせん断耐力は, 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。今後, 数値実験データを用いてせん断耐力及び復元力特性の評価法の提

表2 仮想試験体一覧

		Dc	H	H/Dc	σ_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: 柱せい(mm), H: 梁せい(mm), σ_B : コンクリート強度(Mpa)
 $s\sigma_y$: 鋼管降伏強度(N/mm²), D': コンクリートの下り勾配係数

表3 数値実験結果一覧

	H/Dc	D'	σ_B	$s\sigma_y$	Qp-max	cQp-max	sQp-max	cQp'-max	
角形	R3-150	1.5	1.42	102.5	756.0	2510	1574	986	0.27
	R3-075	0.75	1.42	102.5	756.0	2839	1869	1037	0.32
	R3-125	1.25	1.42	102.5	756.0	2611	1676	1012	0.29
	R3-C300	1	2.67	29.4	756.0	1780	639	1192	0.38
円形	R1	1	1.04	109.7	492.0	2344	1757	697	0.28
	R2	1	1.99	54.4	492.0	1721	1073	685	0.35
	R3	1	1.42	102.5	756.0	2670	1727	1107	0.30
	C3-150	1.5	1.86	94.2	730.0	2648	1713	942	0.32
	C3-075	0.75	1.86	94.2	730.0	3049	2003	1112	0.38
	C3-125	1.25	1.86	94.2	730.0	2743	1774	1019	0.33
	C3-C300	0.89	2.97	29.4	730.0	1995	774	1253	0.47
	C1	0.89	1.39	98.4	439.0	2363	1910	545	0.34
	C2	0.89	2.23	49.1	439.0	1855	1214	671	0.44
C3	0.89	1.86	94.2	730.0	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/ σ_B
 σ_B : コンクリート軸圧縮強度, $s\sigma_y$: 鋼材の降伏強度(N/mm²)

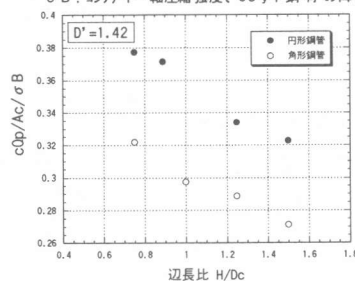


図8 cQp' (cQp/Ac/ σ_B)-辺長比関係

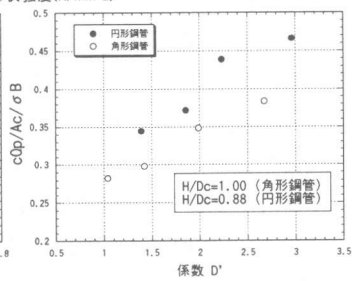


図9 cQp' (cQp/Ac/ σ_B)-D'の関係

案を行う予定である。

8. 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、解析結果を用いて接合部の復元力特性を考察した。また、同じ解析手法による数値実験を行い、接合部せん断耐力について検討した。

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った結果、鋼管の復元力特性は、本論の(1)、(2)式よりほぼ評価できることを示し、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、CFT柱梁接合部のせん断耐力は、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ことがわかった。

今後は、本解析のデータを用いて、接合部の復元力特性の評価法を検討する予定である。

【謝辞】

本研究で解析対象とした6体の試験体は、日米共同実験研究の一環として実施された実験の試験体であり、貴重な実験データを提供して頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

【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)」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)」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年11月(付録)

修正 Ahmad モデルと崎野モデル

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

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

○修正 Ahmad モデル: 下降域

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

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

○崎野モデル: 下降域
(角形鋼管)

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

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

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

(円形鋼管)

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

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

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

ここで,

σ_p, ϵ_p : 最大応力, その時のひずみ

E_0 : 初期剛性, σ_n : 一軸圧縮強度,

d'' : 鋼管厚, σ_{sh} : 鋼材降伏強度,

C : 鋼管内法幅, σ, ϵ : 応力, ひずみ,

s : 横補強筋ピッチ (CFTの場合 $s=0$),

ρ_s : 鋼材体積比