

論文 スプリットティ接合を用いた柱 CFT 梁 S 造柱梁接合部の力学的挙動に関する研究

内田和弘^{*1}・野口 博^{*2}・James O. Jirsa^{*3}・Joseph A. Yura^{*3}

要旨：スプリットティと通しボルトを用いた柱 CFT 梁 S 造接合部の力学的挙動を調べるために、梁幅と柱幅の比を主な変数として十字型柱梁接合部を模擬したパネルゾーン実験とパネルゾーン実験及び十字型柱梁接合部実験の 3 次元 FEM 解析を実施した。パネルゾーン実験で得られたせん断耐力は既往の式の耐力よりも高いこと、FEM 解析により最大耐力、パネルゾーンの変形が良好に追跡できること、パネルゾーン実験が実際の十字型柱梁接合部の応力状態をほぼ再現していること等の知見を得ることができた。

キーワード：CFT, スプリットティ, 柱梁接合部, 3 次元 FEM 解析

1. はじめに

ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究において、柱 CFT・梁 S とする複合構造の柱梁接合部の中で、溶接を用いないため施工が簡易な方法として、スプリットティと通しボルトによって接合する方法が開発されている。この接合形式では、内・外ダイヤフラムを設けておらず、梁から柱へ力を伝達する際、柱梁接合部内のコンクリート・ストラットが力の伝達に果たす役割は非常に重要である。

本研究では、上記接合部を設計するための基礎的な資料を得ることを目的として、柱梁接合部を模擬したパネルゾーン実験と 3 次元 FEM 解析を実施し、力学的な挙動に関し検討した。

2. パネルゾーン実験

2.1 試験体

Fig.1 にパネルゾーン実験のモデル化を示す。図中、左側が実際のスプリットティ通しボルト接合、右側が実験におけるパネルゾーンで想定した応力状態である。スプリットティ通しボルト接合では、梁から入力される引張力がボルト

によって反対側の圧縮力として接合部に作用すると仮定した。Fig.2 に示すように、CFT 柱に逆対称の曲げせん断加力を行うことで、中央部分に柱梁接合部を模擬した応力状態を得る。

試験体の一覧を Table1 に示す。試験体は角形鋼管にコンクリートを充填した CFT 柱で、形状・寸法は Ricles 等¹⁾が実施したスプリットティ通しボルト接合を用いた十字型柱梁接合部試験体を約 1/2 に縮小したものである。角形鋼管には ASTM A-500 を使い、断面の外形寸法は 203x203mm、柱長さは 2438mm で、鋼管厚は A シリーズで 6.4mm、B シリーズで 9.5mm である。

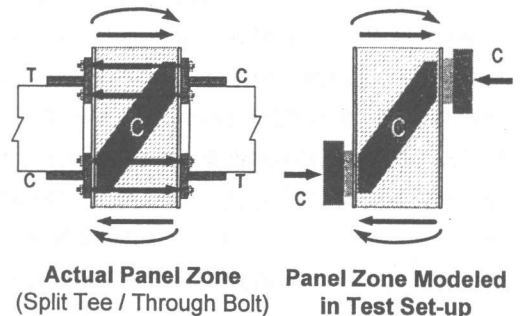


Fig.1 Modeling of Panel Zone in Experimental Program

*1 千葉大学自然科学研究科大学院 (㈱フジタ技術研究所) (正会員)

*2 千葉大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

*3 University of Texas at Austin Prof. Civil Engineering Dept. Ph.D

A, B シリーズの主な実験変数は、鋼管幅に対する反力ブロック幅の比($b(\%)$)で、実際の柱梁接合部における鋼管柱とスプリットティの幅の比を模擬したものである。b を 50%, 75%, 100%と変化させることにより、スプリットティの幅が柱梁接合部のせん断耐力及びせん断伝達機構へ及ぼす影響を調べる。

2.2 実験方法

加力方法の模式図を Fig.2 に示す。CFT 柱の両端に加力し、中央部の 2 点を固定とした。加力は正負繰り返し载荷とした。柱端部の変形及びパネルゾーンの対角変形、パネルゾーン中央の鋼管のひずみを計測した。

2.3 実験結果

8.8-A の接合部せん断力-柱端部変形関係を Fig.4 に示す。各試験体の破壊過程は、ほぼ同様で、鋼管のパネルゾーンのせん断降伏と反力ブロック近傍で柱部分の曲げ降伏が発生した。最大耐力付近では、反力ブロック近傍で加力面に対する面外変形が顕著に見られた。実験後、8.4-A の鋼管を除去し、内部コンクリートを観察した。パネルゾーンには、対角線状にせん断ひび割れが多数発生していたが、反力ブロック付近を含め顕著な圧壊は観察されなかった。

鋼管厚 6.4mm の A シリーズの接合部せん断力-柱端部変形関係の包絡線の比較を Fig.5 に、鋼管厚 9.5mm の B シリーズの比較を Fig.6 にそれぞれ示す。図中には、KANATANI²⁾のパネルゾーンせん断耐力、柱鋼管の曲げ耐力、パネルゾーン鋼管のせん断耐力の計算値を示す。A シリーズでは、初期から最大荷重の 60%程度まで 3 種類の反力ブロックの試験体に違いは見られなかった。最大耐力は、反力ブロック幅が 75%, 100%の試験体では、ほぼ同様で、50%の試験体は他の 2 体に比べてやや耐力が低い。B シリーズでは、反力ブロック幅が 50%の試験体は初期剛性が低く、最大耐力も他の 2 試験体に比べ低かった。鋼管厚の違いによる両シリーズの実験結果に顕著な差は見られなかった。両シリーズの最大耐力の差は 282~360kN で、鋼管のみのパネルゾーンせん断耐力計

Table1 Panel Zone Specimen

ALL : 203X203 ASTM A-500 Cold Formed Welded HSS					
Series A - tc=6.4mm			Series B - tc=9.5mm		
$\sigma_y=372\text{MPa}$			$\sigma_y=365\text{MPa}$		
Specimen	$b(\%)$	$f_c(\text{MPa})$	Specimen	$b(\%)$	$f_c(\text{MPa})$
8.4-A	50	42	8.4-B	50	41
8.6-A	75	42	8.6-B	75	42
8.8-A	100	42	8.8-B	100	41

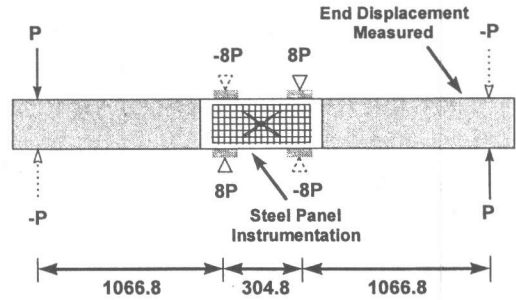


Fig.2 Schematic of Test Set-up

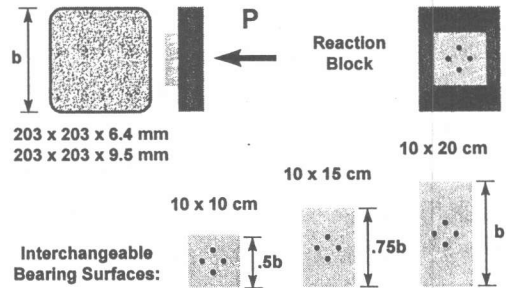


Fig.3 Reaction Block and Bearing Surfaces

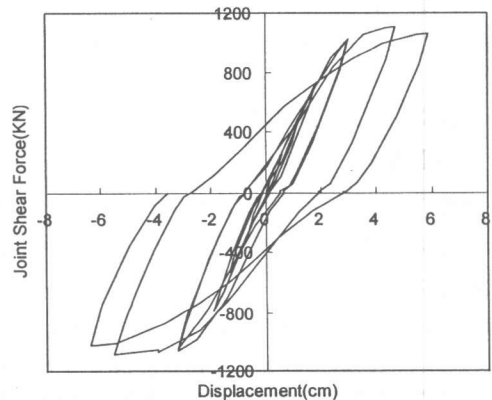


Fig.4 Joint Shear Force vs. End Displacement (8.8-A)

算値の差 289kN とほぼ近い値であった。計算値との比較に関しては、最大耐力は鋼管のみのパネルゾーンせん断耐力より A シリーズでは約 80%, B シリーズでは約 60% 高く, KANATANI の提案式よりも A シリーズでは約 30% 程度, B シリーズでは約 50% それぞれ高めであった。しかし, 鋼管の降伏状況から両シリーズの破壊モードは, CFT 柱部分の曲げ降伏とパネルゾーン部分のせん断降伏の混合型であると考えられ, 最大耐力の決定要因については, 次節の FEM 解析で検討する。

3. パネルゾーン実験の 3 次元 FEM 解析

3.1 解析概要

パネルゾーンの変形, 内部応力及び最大耐力等を検討するために, 8.8-A 及び 8.4-A 試験体を対象として 3 次元 FEM 解析³⁾を行った。

有限要素分割を Fig.7 に示す。柱中央面での対称条件を利用して試験体の 1/2 をモデル化した。コンクリートはソリッド要素, 鋼管はシェル要素, 鋼管とコンクリート間の特性は接合要素をそれぞれ用いた。コンクリートは Darwin-Pecknold の等価一軸ひずみに基づく亜弾性モデル, 鋼管は Von-Mises 降伏条件に基づく弾塑性モデルである。接合要素の特性は, 金, 米澤, 野口⁴⁾が行った鋼板とコンクリートの付着実験結果を基に次のように仮定した。拘束のない初期状態の付着剛性は $100\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ とした。接合要素の垂直応力が, 引張の場合, 引張応力が 1kgf/cm^2 に達すると初期剛性の 1/100 に剛性低下するパイリニアモデル, 圧縮の場合, 付着剛性を圧縮応力の関数とし, 付着強度の上限を垂直応力の 65% (摩擦係数=0.65) とした。解析に用いた材料特性を Table2 に示す。

加力は CFT 柱の端部に行い, 単調载荷とした。境界条件は, 対称面では全節点の対称面直交方向変位, シェル要素節点の対称面内 2 軸の回転変位を拘束した。反力ブロックにおける境界条件を Fig.8 に示す。Fig.2 の模式図通りにモデル化すれば, 反力ブロックでの境界条件はピン支持となるが, 図に示すように実際には反力ブロックはそれぞれ 4 本のボルトで支持されており, ピン支持と

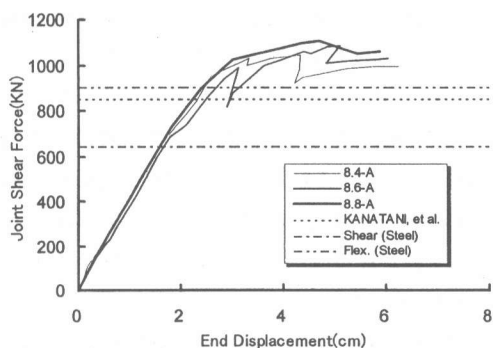


Fig.5 Comparisons of Series A Specimens

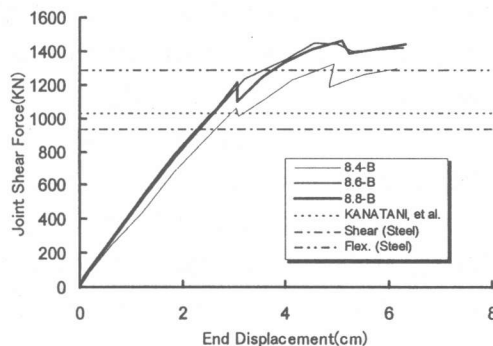


Fig.6 Comparisons of Series B Specimens

Interface Element between Steel and Concrete

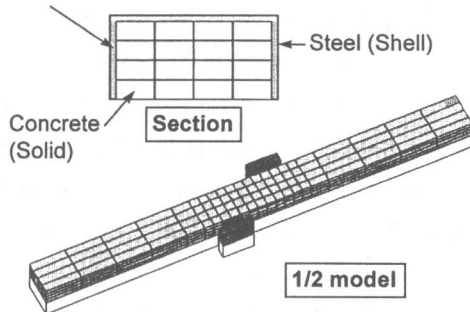
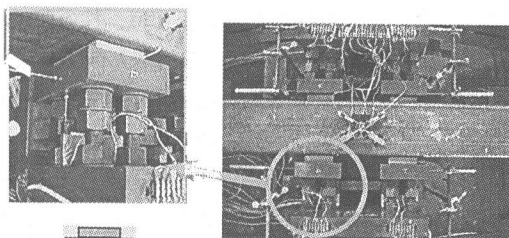


Fig.7 Finite Element Idealization



Spring Support

Fig.8 Boundary Condition of Reaction Block

は見なせない。そこで反力ブロックの境界条件は、ボルトの剛性をモデル化したバネ支持とした。

実験では、柱の曲げ降伏とパネルゾーンのせん断降伏の両方が観察された。そこで解析では、柱の曲げ降伏がパネルゾーンのせん断耐力に及ぼす影響を調べるため、鋼管フランジを弾性材料として、柱が曲げ降伏しない場合の解析も実施した。

3.2 解析結果

Fig.9, 10 に 8.8-A, 8.4-A の実験結果と解析結果の比較を示す。実験のシミュレーション解析が FEM1, フランジを弾性材料とした解析が FEM2 である。図中には、弾性剛性計算値(CFT 及び鋼管のみ)を合わせて示す。ここでの柱端部変形は、反力ブロックのボルト変形を含んでいるため、弾性剛性計算値にはボルトの弾性変形分を加算した。実験結果と FEM 解析結果を比較すると、初期剛性は解析結果が高い。実験の初期剛性は、鋼管のみの弾性計算値よりやや高い程度であり、コンクリートが剛性に対してほとんど寄与していない。解析の第 1 ステップの剛性は、弾性剛性計算値(CFT)とほぼ一致しており、実験結果と比較すると剛性がかかなり高い。最大耐力に関しては、実験結果と FEM 解析結果はほぼ対応している。

実験を模擬した FEM1 とパネルゾーンのせん断耐力を確認するために鋼管フランジを弾性とした FEM2 の解析結果を比較すると、8.8-A では FEM2 の方が 8%最大耐力が高く、8.4-A ではほぼ同じであった。このことから、反力ブロック幅 50%の 8.4-A では、実験で得られた最大耐力はパネルゾーンのせん断耐力と考えられる。しかし、反力ブロック幅 100%の 8.8-A では、柱の曲げ降伏によりパネルゾーンへの入力せん断力が頭打ちとなることで、最大耐力はパネルゾーンのせん断耐力よりやや低めであったと推定される。

Fig.11 に 8.8-A の接合部せん断力-パネルゾーンの対角線変位 (引張, 圧縮) 関係を示す。解析結果の対角線変位は、実験で計測した変位と同じ位置の鋼管表面の節点変位より算出したものである。対角線変位は引張, 圧縮とも実験結果と解析結果は良好に対応している。

Table 2 Material Properties for Analysis

Concrete	
Young's Modulus	2.85×10^4 (MPa)
Compressive Strength	42.4 (MPa)
Strain at the Compressive Strength	2.28×10^{-3}
Tensile Strength	3.2 (MPa)
Steel	
Young's Modulus	2.00×10^5 (MPa)
Yield Point	372.3 (MPa)

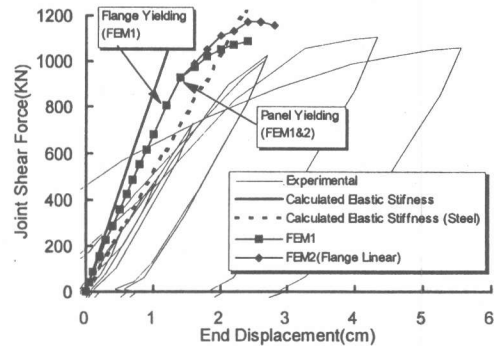


Fig.9 Joint Shear Force vs. End Displacement (8.8-A)

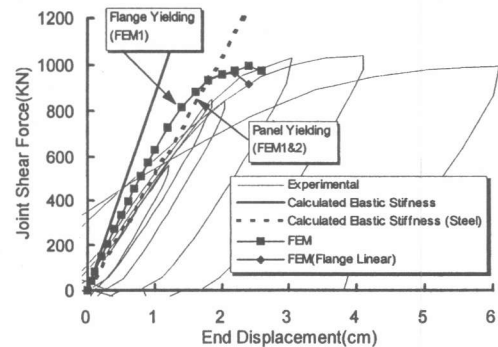


Fig.10 Joint Shear Force vs. End Displacement (8.4-A)

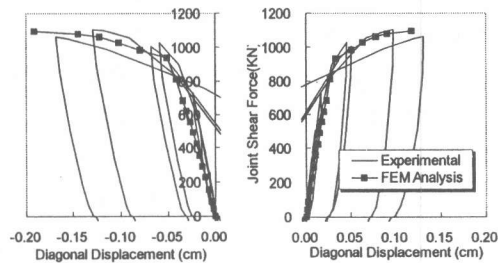


Fig. 11 Diagonal Displacement of Panel Zone (8.8-A)

接合要素の垂直応力は、加力及び反力支持点近傍では、圧縮でその値も大きい、その他の領域では、引張または小さい圧縮となる。パネルゾーン内部の対角線変位が一致していることから考えると、端部変形における実験と解析の剛性の違いは、柱部分の鋼管とコンクリート間の特性、特に垂直応力が引張 (=鋼管とコンクリートの分離) 及び小さい圧縮応力下の剛性のモデル化の影響が大きいと考えられる。

4. 柱・梁接合部の3次元FEM解析

4.1 解析概要

パネルゾーン実験とスプリットティ通しボルト接合を用いた実際の柱梁接合部の応力状態を比較するために、パネルゾーン実験のモデルとなった Ricles 等¹⁾の実施した十字型柱梁接合部実験の C6 試験体の解析を行った。Fig.13 に示すように、C6 のスプリットティの脚部の幅は、柱幅と同じであり、各通しボルトには 356KN のプレストレスが導入され、梁が柱に接合されている。

通しボルトを利用したプレストレスの導入に関しては、Fig.14 に示すように、通しボルトのみをモデル化した Case1 とプレストレス力がスプリットティの表面に平均的に分布すると仮定し、等価節点力としてモデル化した Case2 の2ケースを設定した。Case2 において、スプリットティと柱鋼管の間には接合要素を配し、接合要素の垂直応力が引張になった場合は分離するようにした。この解析においては鋼管とコンクリート間に接合要素は設けていない。C6 の破壊モードは、梁接合部端の曲げ降伏型で、最大耐力以降、梁フランジの局部座屈を伴い耐力低下した。パネルゾーンの鋼管には降伏は生じなかった。解析に用いた材料特性を Table3 に示す。

4.2 解析結果

Fig.15 に柱せん断力-柱層間変形関係を示す。実験結果と解析結果を比較すると、Case1, Case2 とも実験結果より初期から剛性が高めである。Case1 と Case2 との比較では、初期段階からボルトの変形が生じる Case1 の方が剛性はやや低いが、梁の降伏が生じ、塑性化が進行してくると両者に

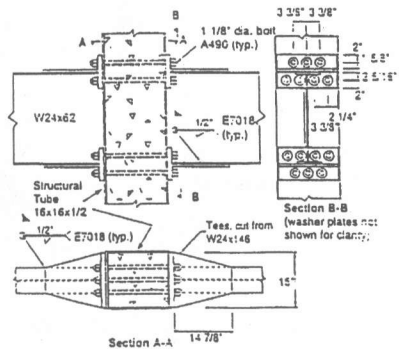


Fig.13 Connection Details, Specimen C6

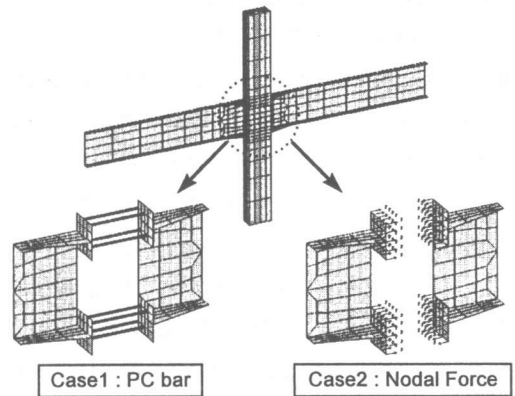


Fig.14 Modeling of Prestress

Table 3 Material Properties for Analysis

Concrete	
Young's Modulus	3.06×10^4 (MPa)
Compressive Strength	50.9 (MPa)
Strain at the Compressive Strength	2.40×10^{-3}
Tensile Strength	3.6 (MPa)
Steel	
Young's Modulus	2.00×10^5 (MPa)
Yield Point (CFT)	379 (MPa)
Yield Point (Beam Flange)	298 (MPa)
Yield Point (Beam Web)	342 (MPa)
Yield Point (Split-tee)	428 (MPa)
PC Bar	
Young's Modulus	2.00×10^5 (MPa)
Yield Point	886 (MPa)

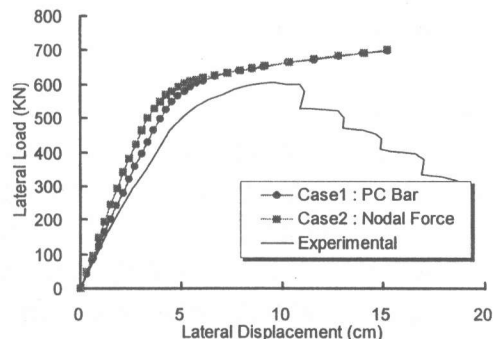


Fig.15 Lateral Load vs. Displacement

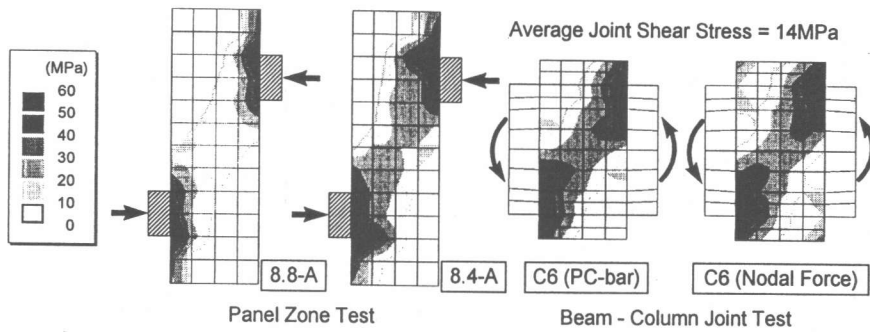


Fig.16 Minimum Principal Stress Distribution

違いは見られなくなる。実験では柱層間変位が約 10cm 以降、梁の局部座屈による耐力低下が見られるが、解析では、座屈を考慮していないため、耐力低下は見られなかった。上昇域での解析結果の剛性が高い要因としては、鋼管とコンクリート間の特性を考慮していないことがあげられる。

Fig.16 にパネルゾーン実験の 8.8-A 及び 8.4-A と柱梁接合部実験の C6 の Case1, Case2 のコンクリートの最小主応力分布を示す。同図は、鋼管断面積をコンクリートの等価断面積に置き換えて計算した平均せん断応力が 14MPa 時の柱中心を通る断面の分布である。8.8-A と 8.4-A を比較すると、反力ブロック幅 100%の 8.8-A では、全断面に平均化されるため、50%の 8.4-A より主応力は小さくなって。C6 の Case1 と Case2 では、分布に大きな差はないが、Case2 の梁の引張側近傍にもプレストレスの影響による圧縮応力が存在している。8.8-A 及び 8.4-A と C6 を比較すると、C6 のスプリットティの幅は柱幅と同一であるが、梁にウェブがあるために柱中心を通る断面に力が集まる傾向にあり、反力ブロック幅 100%の 8.8-A よりも、50%の 8.4-A に、主応力の大きさ、分布形状ともに近い結果となった。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめて示す。

- (1) パネルゾーン実験では、反力ブロック幅が柱幅の 50%の試験体の最大耐力は、75%、100%の試験体よりやや低かったが、荷重-変形関係及び破壊形式に顕著な違いは見られなかった。
- (2) パネルゾーン実験で得られた最大耐力は

KANATANI のパネルゾーンのせん断耐力計算値よりも 30~50%高かった。

- (3) パネルゾーン実験結果と解析結果を比較すると、最大耐力はほぼ一致し、パネルゾーンの対角線変位も良好な対応を示した。
- (4) パネルゾーン試験体の鋼管フランジを弾性と仮定した解析結果より、実験で得られた最大耐力は、反力ブロック幅 50%の 8.4-A ではパネルゾーンのせん断耐力に達し、100%の 8.8-A ではやや低めであったと推定される。
- (5) 解析結果の比較では、反力ブロック幅が柱幅の 50%のパネルゾーン試験体と柱幅と同じ幅のスプリットティを持つ柱梁接合部試験体の応力状態が対応していた。

謝辞

本研究は、ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) Ricles, J.M., Lu, L.W., Peng, S.W., Split-Tee Seismic Connections for CFT Column-WF Beam MRFs. *Proceedings of Structures Congress XV*, 2, ASCE, 1997, 959-963
- 2) Kanatani, H., Tabuchi, M., and T. Kamba, A Study on Concrete Filled RHS Column to H-Beam Connections Fabricated with HT Bolts in Rigid Frames. *Proc. Of the 1st Composite and Const. in Steel and Concrete Conference*, Henniker, NH.,1985, 614-635
- 3) Uchida, K., Mikame, A., Noguchi, H., Three-Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis of Connections between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns in Hybrid Structures. *Computational Struct. Eng. for Practice*, Civil-Comp Press, 1994, 143-150
- 4) 金 洗演, 米澤健次, 野口 博: 鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, 構造Ⅱ, pp.1631~1632, 1994.9