高力ワンサイドボルトを用いた角形鋼管柱・H形はり接合部の構造特性

—水平加力下での十字形部分骨組の弾塑性性状—

STRUCTURAL PROPERTY OF H-SHAPED BEAM-TO-BOX COLUMN
CONNECTIONS WITH HIGH-STRENGTH BLIND BOLTS

—Elasto-plastic behavior of cruciform frame models subjected to lateral load—

田中直樹*, 澤本佳和*, 佐伯俊夫*, 志村保美**
Naoki TANAKA, Yoshikazu SAWAMOTO, Toshio SAEKI
and Yasumi SHIMURA

H shaped beam-to-box column connections have been ordinary fabricated by the welding method with interior diaphragms. In this method, there are some problems on their fabrication and structural behavior, because of the complication regarding the details of the welding connections. Therefore, the authors proposed a new bolted connection with split tees and blind bolts, and have already understood the tensile behavior of the beam-to-box column connection.

In this paper, the structural behaviors of four cruciform frame specimens using the new connection method were investigated experimentally. The test results were compared with a specimen with the ordinary diaphragms, and were analyzed by the box rahmen method that assumes a box rahmen for column section based on beam theory.

From these discussions, the following conclusions were derived on condition that the beam-to-column connection is properly strengthened to diminish out-of-plane deformation of the column flange.

- a) The stiffness, the strength, and the deformation capacity of the specimens with the new connection are equivalent or superior to those of the specimen with the ordinary diaphragm.
- b) For this new connection, only local tensile deformation occurs at the tensile part, because the stiffness of the compression side increases due to the tight-fastening of the split tee and the column flange by blind bolts. Therefore, local deformation affects little the frame deformation.
- c) Load and local displacement curves of the connection and the frame can be simulated generally by the box rahmen method.

Keywords: *Beam to column connections, Box columns, Bolted connections, Split tees, Load and deflection curves*

柱はり接合部, 角形鋼管柱, ボルト接合, スプリットティ, 荷重-変形関係

1. はじめに

近年, 角形鋼管は, 建物を両方向共ラーメン構造とする点で柱として多用されている。角形鋼管柱は密閉断面で, はりとの接合はほとんどの場合工場で通しダイアフラムを介して溶接接合される。しかし, この通しダイアフラム接合部は, 柱の切断と再溶接で製作され, 製作工数や溶接管理の点で改善の余地があり, ここ2, 3年に起きた大地震(ノースリッジ地震, 兵庫県南部地震)ではその構造信頼性までも疑問視されるに至っている。

このような背景から, 著者等は図1に示す柱はり接合法を提案した。この接合法は, はり端部に接合した特殊スプリットティと柱を, 図2に示す高力ワンサイドボルトで接合するのみで, ダイアフラムが無く製作の簡略化や溶接量の低減が可能である。既に, 竹内等¹⁾は, 素材の力学的検討により, このボルトが従来の高力ボルト並みに角形鋼管柱とはりを確実に接合できることを明らかにして

いる。しかし, ダイアフラムの省略は, 接合部剛性や耐力の低減につながり, 補強が必要となる。既に, 古海等^{2), 3)}や大木等⁴⁾はスプリットティを用いた同様な接合法を対象に検討を行い, 低層の建物を実現している。また, 海外でも R.M.Korol 等⁵⁾の研究が見られる。著者等も, 柱はり接合部のはり引張フランジ部分を取り出した部分模型の単純引張実験を行い, 実用化可能な鋼管等の断面サイズに関する知見を得た⁶⁾。

これら研究の中心的課題は, 鋼管柱の面外方向の耐力と変形の評価である。耐力計算には一般的に降伏線理論が用いられ, 実験結果と良く対応することが明らかにされている。また, 山田等⁷⁾はここで示したボルトは用いていないが, ダイアフラムのない鋼管柱はりボルト接合部の面外耐力について同様の結果を示している。これに対し, 面外変形(以下, 局部変形)については比較的研究が少な

* 鹿島建設(株)技術研究所 工修

** 新日本製鐵(株)建材開発技術部 工修

Kajima Technical Research Institute, Kajima Corporation, M. Eng.
Architectural Materials Development Department, Nippon Steel Corporation,
M. Eng.

図1 本考案の柱はり接合部

図2 高力ワンサイドボルト

表1 試験体の種類

試験体名	柱	補強	軸力	はり	その他
F16	□-300×16	無	0.18Ny	H-350×175×7×11	特殊スプリットティ
F16T				×	溶接組立ティ
F16LH				H-400×200×8×13	特殊スプリットティ
F12A12	□-300×12	L-150×12	0.23Ny	H-350×175×7×11	通しダイアフラム
F12D		無		×	

注記) Ny:降伏軸力(=A×σ_y, A:柱断面積, σ_y:降伏点)

表2 素材試験結果

種類	板厚・径 t or D (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 Y.R. (%)	破断伸び (%)
□-300×12	11.4	380	453	84	23
□-300×16	15.5	399	463	86	21
ダイアフラム	11.7	284	442	64	30
L-150×12	11.3	299	451	66	26
はりF (t=11)	10.6	339	482	70	28
はりF (t=13)	12.3	338	469	72	26
はりW (t=7)	6.6	394	509	77	24
はりW (t=8)	7.8	346	473	73	26
溶接組立ティ (t=28)	27.7	342	520	66	29
特殊スプリットティ ¹⁾	—	363	541	67	31
ワンサイドボルト	10.0	1190 ²⁾	1260	94	5.3

(注記) 1) ミルシートの値, 2) 0.2%オフセットの値

図3 試験体の形状・寸法(パラメータ)

い。Yoke Leong Yee 等⁸⁾や C.M.Foley 等⁹⁾は H 形柱とのボルト接合部を対象に、また、A.Ghobarah 等¹⁰⁾は鋼管柱とのボルト接合部を対象に、いずれも指数関数からなる M-Φ 関係を用い、指数を実験結果を基に設定し変形挙動の定量化を試みている。また、最近

では、福田等¹¹⁾がスプリットダイアフラムを有した箱形断面柱と H 形はり溶接接合部に関し、FEM 解析を利用した方法で実験結果を評価している。これらは、いずれも簡易な解析モデルに立脚するものの、パラメータの主要な部分を実験あるいは解析結果との整合性から決定している点に検討の余地を残していると言える。これに対し著者等は、この局部変形が鋼管断面を形状及び寸法のみから線材置換したモデルにより評価できることを示した⁶⁾。

本報告は、部分模型の引張実験に引き続き、骨組の弾塑性性状を把握することを目的に行った十字形部分骨組試験体の加力実験結果に関するものである。この中では、主に、骨組の荷重-変形関係と、ノーダイアフラムであるがゆえに生ずる柱はり接合部の局部変形に関して言及する。また、圧縮荷重下での局部変形性状や局部変形と骨組変形の関係の定量化は研究の緒についたばかりではあるが、ここでは暫定的な仮定を基に、上記提案の解析法による骨組変形評価への適用可能性を試みる。なお、本論文の具体的な検討項目は次の通りである。

- a. 各種接合ディテールによる弾塑性性状の差異。
- b. 骨組水平変形における柱はり接合部の局部変形割合の把握。
- c. 接合部の局部変形が骨組の変形に及ぼす影響度合の把握とその定量的評価の試み。

2. 試験体

表1に試験体一覧を、図3に試験体の形状・寸法を示す。対象とした骨組は文献14)の設計例に示される9階建て事務所ビルの低層部分とし、試験体はその約1/2縮尺とした(鋼管径300)。

試験パラメータは、鋼管厚、はりりと柱の接合法(特殊スプリットティ、溶接組立ティ、溶接)、及びアングル補強の有無とし、計5体の試験体を設定した。鋼管厚は、幅厚比(d/t , d :鋼管せい, t :鋼管厚)FAクラスの約2倍の板厚の16mm($d/t=19$, F16試験体)と12mm($d/t=25$)の2種類を設定した。また、接合金物の差異を見るため、特殊スプリットティの他、溶接組立のスプリットティ、T-100×300×19×28も用いた(F16T試験体)。

試験体は、はりの降伏が先行するよう設計したが(ボルト破断時とはり全塑性時の荷重比 $P_{bb}/P_{bp}=1.41$, 柱はり降伏曲げ耐力比 $M_{cy}/M_{by}=2.6$)、はりの断面を大きくし、ボルトの破断を先行させた試験体($P_{bb}/P_{bp}=1.07$, F16LH試験体)も加えた。なお、鋼管厚12mmのものは、L-150×150×12のアングルで補強した(F12A12試験体)。また、比較のため、鋼管12mm厚で通しダイアフラムを有した従来型のもの(F12D試験体)を加えた。なお、ボルトはトルシア型のワンサイドボルト4-M24で、特殊スプリットティでは、外側の4本のボルト穴を使用した。

鋼種は、はりがSS400、鋼管が冷間成形材のSTKR400、特殊スプリットティがSM490相当、溶接組立ティがSM490A、ボルトがF8T相当である。表2に鋼材の機械的性質を示す。

3. 実験方法

加力は、はり先端部を油圧ジャッキで押引きすることで実施した。加力サイクルは、はり先端部の変形角を基準に漸増交番繰り返し加力とした。なお、全ての試験体に関し柱軸力を作用させた($N=0.2N_y$ 程度, N :作用軸力, N_y :降伏軸力)。また、実験では、はり先端部と中央部で加力中のはりの面外変形を拘束した。

計測は、各試験体主要各部の変形及びひずみについて行った。図4に、接合部の変位測定法を示す。パネルのせん断変形は、パネルの対角線方向の変位測定値を基に求め、接合部の局部変形ははりフランジ軸芯位置での、柱中心軸位置と接合金物位置(距離230mm)

図4 変位計測方法

表3 実験・計算結果

試験体	1) 弾性剛性 (kN/mm)	2) ボルト 離間荷重 (kN)	3) はり 降伏荷重 (kN)	4) 最大荷重
				上:正荷重 下:負荷重 (kN)
F16	6.8	72~113	135	193 (1.30)
	7.7 ⁵⁾	95	136	209 (1.41)
F16T	6.4	51~77	113	156 (1.05)
	7.7	95	136	168 (1.14)
F16LH	9.7	73~128	179	232 (1.04)
	11.4	109	209	246 (1.10)
F12A12	6.7	72~75	141	201 (1.36)
	7.1	107	136	192 (1.30)
F12D	6.2		115	160 (1.08)
	7.1		136	182 (1.23)

(注記)

- 1) 第1加力サイクル(変形角0.005rad.)において、はり先端荷重 $P=30kN$ 時の割線剛性とした。
- 2) ゲージを貼付した4本のボルトの荷重-ひずみ曲線で、ひずみが急増する点から算出。得られた4つの値を、最小値~最大値の範囲で示した。
- 3) 変形分離後のはりに関する荷重-変形曲線で、弾性剛性とそれと1/3の剛性を有する塑性剛性の交点から算出した。
- 4) ()内の値は、はりの全塑性荷重計算値(はりウェブ全断面有効)に対する比。
- 5) は計算値で以下の通り。
弾性剛性:柱とはりは曲げせん断変形、パネルゾーンはせん断変形を考慮した。また、柱の断面性能は4隅のアル部を考慮した。
ボルト離間荷重:標準ボルト張力を基に、文献14)のてこ反力式(鋼管フランジの曲げ耐力は無視)で計算。
はり降伏荷重:はりの断面係数(ウェブ全断面考慮)×降伏点。

の変形差を基に求めた。なお、パネルに関しては、本試験体の様に、ノーダイアフラムでしかもスプリットティが接合される場合、その境界が曖昧であり明確には定義するには至っていないのが現状であり、本研究でも今後の課題と考える。従って、ここでは、従来通り、柱はり接合部で、はり上下フランジで囲まれる柱部分をパネルとした。

4. 実験結果

4.1 荷重-変形関係

各試験体の、はり先端荷重(P)と変形(δ)の関係を図5に、またこれらの包絡線をはり降伏時の荷重と変形(いずれも計算値)で無次元化して図6に示す。表3には、剛性、諸耐力の実験値と計算値を示した。これらから以下のことが分かる。

1) F16試験体

初期剛性は、F12D試験体とほぼ同じ値を示し、ノーダイアフラムでも、鋼管厚の確保や適切な補強がなされておれば、剛性の低下はほとんどないと言える。ボルト離間荷重はばらつきがあるものの、てこ反力を考慮した計算値に近い値を示した。但し、この計算値は、ボルト導入軸力(文献13)のM24,F8Tの標準ボルト張力188kN使用)から計算される値の約65%であり、この荷重レベルでのボルトの継手効率(=離間荷重実験値/ボルト導入軸力)は65%程度であると言える。

はり降伏荷重は、計算値とほぼ同じ値を示した。これは、主に

図5 はり先端の荷重－変形関係

図6 無次元化荷重－変形関係包絡線の比較

はり端部に位置するスプリットティのウェブがはりフランジより厚いことと、はりウェブの上下がスプリットティに接合されているためである（図3参照）。なお、最大耐力は、はりフランジの局部座屈で決まったが、はり全塑性耐力の1.30倍の値を示した。

2) F16T試験体

初期剛性及びボルト離間荷重は、F16試験体とほぼ同様な傾向を示したが、はり降伏荷重は計算値に比べ83%と小さな値を示した。また、最大耐力も引張側はりフランジとウェブの接合フィレット部の破断で決まり、はり全塑性耐力の1.05倍と小さかった。これら実験値が計算値より低いのは、はりフランジのみが溶接組立ティに接合され、ウェブが接合されていないためである（図3参照）。

3) F16LH試験体

初期剛性は、試験体間では最大の値を示したが、計算値に比較した割合は約85%と低い値となった。最大耐力は、ボルト破断で決まり、この値はボルト破断荷重計算値の1.08倍を示した。これは、終局レベルでのボルトの継手効率（＝ボルト実破断耐力／計算破断耐力）は100%であることを示す。なお、荷重－変形関係は、ボルト引張接合特有のスリップを含んだ形状を示した。

4) F12A12試験体

初期剛性、ボルト離間荷重及び降伏荷重と、これら計算値との対応は、F16試験体とほぼ同様であった。

最大耐力はボルト破断で決まり、はり全塑性耐力の約1.30倍、またボルト破断荷重計算値の1.07倍を示した。

5) F12D試験体

初期剛性は、計算値との対応は他と大差なかったが、鋼管厚が最も薄くパネルが補強されていないため最低値を示した。また、はりの降伏荷重は、はり全断面有効とした計算値（136kN）に比べ85%を示した。この値はフランジのみ有効とした値にほぼ等しい。因に、森田等¹²⁾は、はり端接合部の曲げ耐力（降伏、最大とも）を、はりフランジ耐力と、柱スキンプレーットの面外曲げ耐力を基にした

はりウェブ耐力の和で与えている。この算定式によると、降伏荷重は124kNである。このように実験値が小さいのは、はりウェブのスカラップや柱の面外変形その他、正負加力での実験値のバラツキによるものと考えられる。一方、最大耐力は、これもはりフランジ端部の破断で決まったため、はり全塑性耐力計算値の1.08（160kN）、1.23（182kN）倍と小さな値を示した。但し、これは、先の森田等の曲げ耐力式による最大荷重値173kNに近い値を示した。

6) 包絡線の比較

無次元化包絡線の比較より、ボルト破断させたF16LH試験体と試行的に溶接組立ティを用いたF16T試験体は、F12D試験体とほぼ同様な性状を示したが、特殊スプリットティを用いてはり崩壊型としたF16試験体とF12A12試験体は、F12D試験体とは初期剛性はほぼ同じで、耐力及び変形性能に優れた性状を示すことが明らかとなった。

4.2 各部位の変形割合

代表的な試験体のはり先端部の全体変形 δ を各部位毎に分離し図7に、また各サイクル毎の変形割合を図8に示す。なお、部位は従来の柱、はり、パネルの他に、接合局部（局部変形（図4参照）によるはり回転変形）を新たに設定した。これらによると、ノーダイアフラム試験体は、パネルがほとんど弾性状態で、接合局部の変形割合は10～30%であった。特にF16LH試験体は、全体変形量が大きくなるに従い接合局部の変形が卓越した。これに対して、F12D試験体はパネルの変形が全体の約20%を占めたが、これはパネル厚が12mmと最も薄いためである。これらダイアフラムの有無による局部変形とパネル変形各々の増減が、結果として試験体の初期剛性に差を生じさせなかったと言える。

4.3 鋼管の局部変形挙動

接合部周辺の変位測定値を基に、はり先端荷重とはりクリア長さ及びはりフランジ間距離の関係から、柱はり接合部に作用する局部荷重を求め（5章（1）式参照）、代表的な局部荷重－局部変形関

図7 各部位の荷重-変形関係

図9 局所荷重-局所変形関係

係を図9に、また引張側の包絡線（横軸の変形 ΔU は図13の $\delta t/2$ に相当）を図10に示す。図10には、文献6)の同形状の試験体の引張荷重-局所変形関係を示してある（変形は $1/2$ とした）。これらの図によると、圧縮側では、圧縮変形がほとんど生じず、逆に引張変形が漸増している。これは、各試験体ともほぼ同様な傾向で、大木等の研究⁴⁾でも報告されている。圧縮側では特殊スプリットティ等の接合金物のフランジ部と鋼管がボルトで一体となり、圧縮力に対し大きな抵抗剛性を発揮すること、及び繰返し加力

図8 代表的試験体の部位別の変形割合の推移

図10 引張側の局所荷重-局所変形関係包絡線の比較

図11 引張側の鋼管支持条件の差

図12 柱・パネル周辺のひずみ分布

に伴う引張側の残留変形の影響のためと考えられる。従って、本試験体では局部変形によるはり端部の回転は、引張側の局部変形のみを考慮すれば良い。また、この引張局部変形量は、同じ荷重レベルでみると、各試験体とも大差なかった。また、この値は既往実験⁶⁾の1/2~2/3と小さい。これは、図11に示すように、既往の実験（柱両端フリー）と本実験（一端自由、他端圧縮拘束）での試験体の引張を受ける接合部分の周辺支持条件の差によるものと考えられる。これより、局部変形量は既往実験の様な接合部の部分モデルの引張実験で安全側に評価可能と言える。

4.4 ひずみ状況

代表的試験体の接合部周辺のはり軸方向のひずみ分布を取り出し図12に示す。図より、柱中心軸のひずみはほとんど生じず、柱左右のひずみが荷重方向に対応しほぼ同等な値で生じていることが分かる。また、引張側、圧縮側とも柱左右のひずみ値はほとんど同じ値を示しており、これと、柱中心軸のひずみがほぼ零との2つから、柱左右ではほぼ逆対称の応力状態が生じていると言える。これは、図14に示す様な柱左右の引張側どうし、圧縮側どうしを結合させた応力モデルが可能であることを示す。

5. 考 察

ここでは、はり接合部の局部変形を、鋼管柱及びパネルの荷重－面外変形関係を基に評価する。

5.1 計算モデルと仮定

計算に際しては、以下の仮定を置いた。

- 1) はり接合部に作用する荷重 P_t , P_c 及び変形 δ_t , δ_c は、図13に示すものとし、(1), (2) 式により、はり先端部の荷重と局部変形によるはり回転変形 (δ_j) に変換される。なお、図はスプリットティフランジの剛性が大きい場合を模式的に描いたものである。この剛性の違いによりパネルの範囲（高さ）は多に影響を受けるが、本研究ではパネルは3章で仮定したものとし、局

図13 荷重と変形に関する局部と全体の関係

図14 局部荷重－局部変形関係モデル

部変形は上下はりフランジ軸芯位置に集中するものとする。

$$P = P_t \times hb' / lb' = P_c \times hb' / lb' \quad (1)$$

$$\delta_j = lb' \times (\delta_t + \delta_c) / 2 hb' \quad (2)$$

ここで、 hb' ：はりフランジ中心間距離

lb' ：はりクリア長さ

- 2) 接合部の局部変形は、図14a)に示す鋼管柱の面外荷重－変形の関係により評価する。ここで、引張荷重－引張局部変形関係は3折れ線、また圧縮荷重－圧縮局部変形関係は、鋼管降伏と鋼管終局の2折れ線とする。
- 3) 引張荷重－局部変形関係の計算モデルは、先の文献6)と同様以下のようにした。

- a. 荷重及び変形の算定は、図14b)に示すように鋼管を線材の箱ラーメンに置換したモデルを考える（箱ラーメン法）。こ

ここで、鋼管のアール部分は直線と仮定した。また、スプリットティ及びボルト軸部の変形は無視した。なお、ボルト頭部における柱鋼管の局部変形については、著者らの引張実験で⁶⁾、ボルト径M24に対し鋼管厚（補強材の厚さも含む）が16mm以上であればボルトの局部変形は小さいとの結果を基に考慮していない。

b. 変形の計算で断面2次モーメントは、ボルト離間までは鋼管とアングルは一体として作用するとともに、鋼管フランジ面はスプリットティを考慮しその部分は剛域とする。

c. 鋼管の材軸方向の有効幅は、鋼管はスプリットティ幅の2倍、アングルは実長とする。

このモデルによると、ボルト離間迄の引張荷重 P_t と加力方向の変形量 δt の関係は、(3) 式で求まる。また、ボルト離間後は荷重と変形が増分の形で釣り合うと仮定すると (4) 式で、降伏以後はフランジ中央にヒンジを設定した (5) 式で表現できる。

$$\delta t = \frac{P_t \cdot b}{24E} \left\{ \frac{3l(l-b)\beta^2}{I_2} + \frac{6b(l-b)\beta^2}{I_1} - \frac{3b\beta}{I_1} \left(\frac{3l^2 + 4bl - 4b^2}{l} \right) + \frac{8b^2}{I_1} \right\} \quad (3)$$

$$\Delta \delta t = \frac{\Delta P_t \cdot b}{24E} \left\{ 3l(l-b)\beta^2 \left(\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} \right) - \frac{6b(l-b)\beta}{I_1} - \left(\frac{3l^2 - 4b^2}{I_2} \right) \right\} \quad (4)$$

$$\Delta \delta t = \frac{\Delta P_t \cdot b}{12E} \left(\frac{3l^2}{I_2} + \frac{3bl}{I_1} - \frac{2b^2}{I_1} \right) \quad (5)$$

ここで、 P_t ：引張荷重

ΔP_t ：引張荷重増分

δt ：引張局部変形

$\Delta \delta t$ ：引張局部変形増分

E ：ヤング係数

l ：鋼管径

b ：ボルト軸芯と鋼管ウェブとの距離

I_1 ：鋼管フランジの断面2次モーメント

I_2 ：鋼管ウェブの断面2次モーメント

$\beta = k / (1 + k)$ 、 $k = I_2 / I_1$

d. ボルト離間荷重は、接合部を図15の様にモデル化し、鋼構造限界状態設計法¹⁴⁾ のてこ反力式を適用した。但し、原式中のスプリットティフランジ（ここでは柱鋼管フランジに相当）の曲げ耐力は無視した。

e. 降伏耐力は、鋼管中央部及び端部のそれぞれの曲げモーメントを全塑性曲げモーメントに等しく置くことで求めた。なお、

図15 ボルト離間荷重の算定モデル

ここでは、簡便化のため両者の平均値を使用した。

f. 最大耐力は、ボルトの破断耐力とした。

4) 圧縮荷重—局部変形関係の仮定は以下の通り。

a. 鋼管を箱形ラーメンに置換し、はりからの局部圧縮荷重 P_c は、スプリットティに均等に作用し、等分布荷重 W_c として鋼管に作用する ((6) 式)。

$$w_c = \frac{P_c}{b_h} \quad (6)$$

ここで、 b_h ：スプリットティ幅

b. 鋼管降伏後は、ヤング係数を $1/10$ とする。この仮定については既往の実験結果を基に定めた。すなわち、柱はり接合部からはり片側フランジを取り出した試験体 (図11の右と同様、

図16 局部荷重—局部変形関係（実験値と解析値の比較）

図17 荷重—局部変形関係（実験値と解析値の比較）

鋼管径 300mm, 厚さ 12, 16mm, 長さ 800mm の鋼管 4 隅を厚さ 15~25mm のアングルで補強) の圧縮実験の結果^{2), 3)}で、鋼管降伏までの剛性と降伏後の剛性比 $1/10 \sim 1/4$ を基に、最小値 $1/10$ を用いることとした。

なお、その他の仮定は、引張側と同じとする。このモデルによると、鋼管降伏後の圧縮荷重 W_c と加力方向の変形量 δc の関係は、(7) 式で求まる。

$$\delta c = \frac{W_c}{48E} \left\{ \frac{12\gamma c \beta^2}{I_1} + \frac{6\gamma \beta^2}{I_2} - \frac{\beta}{I_1} \left(\frac{24\gamma c^2 + 3I^3 - 2cl^2}{l} \right) + \frac{8b_h c^3}{I_1} \right\} \quad (7)$$

ここで、 c : スプリットティ端部と鋼管ウェブ芯との距離

$$\gamma = \frac{l^3 - 6c^2 l + 4c^3}{12}$$

5.2 計算結果

局部変形量と局部荷重の関係に関し、実験値の包絡線と計算値を比較して図 16 に示す。また、この局部変形量をもとに (1), (2) 式より、全体骨組の荷重 (P) と局部変形によるはり回転変形 (δj) の関係に変換して、実験値と比較したものを図 17 に示す。なお、計算値は圧縮側の変形を零としたもの (はり端部回転中心は下フランジ位置) も加えた。これらより、局部変形量は、圧縮側は計算値が圧縮変形 (負) を示すのに対し、実験値は引張変形が生じ、両者には差異があることが明らかである。これは、ここで用いた解析モデルでは、本試験体の様に局部変形を極力抑えるような断面を持つ鋼管の圧縮側局部変形はもともと小さい上に、繰返し加力による引張側の引張残留変形により変形が逆転する現象を表現できないためである。一方、引張側は、実験値と計算値は概ね良い対応を示していると言える。

また、全体骨組に変換した場合、計算値は、圧縮側の局部変形の有無にかかわらず、実験値に比べ大きな値を示した。これは、圧縮側での引張変形発生 (図 9) によるはりの回転変形の減少や局部変形とはり先端部変形関係におけるはり剛体回転の仮定 (図 13)、及び局部引張荷重-変形関係の実験値と計算値との差異 (図 16) 等のためと考えられる。これらは今後の課題であるが、本法はノーダイアフラム接合部の局部変形の評価に関し、一つの手段を与えるものと考えられる。

6. まとめ

ワンサイド高力ボルトを用いた柱・はり接合部の性状把握を目的に、十字形骨組試験体 5 体の加力実験を実施した。その結果以下のことが明らかとなった。

- 高力ワンサイドボルトを用いた試験体は、その柱はり接合部で、鋼管の面外変形による局部変形に対し鋼管厚の確保や適正な補強がなされていれば、従来の通しダイアフラム型に比べ、初期剛性は同等で耐力、変形性能に優れた性状を示す。
- 本接合部の局部変形が試験体の全体変形に及ぼす影響は、はり降伏時で 5~20% である。但し、パネルが補強されているためその変形は従来型のものに比べ微小で、このため試験体骨組の初期剛性はほぼ同等となった。
- 上記の局部変形は、圧縮力による変形はほとんど生じず、本試験体では局部変形によるはりの変形は引張変形のみを考慮す

れば良い。なお、この引張変形量は部分モデルの引張実験から得られた $1/2 \sim 2/3$ の値を示した。これは、両者の引張を受ける接合部分の周辺支持条件の違いによるものである。

- 鋼管を線材置換した箱ラーメン法により、局部変形量並びにそれによる骨組変形量 (はり回転変形量) を大略評価することができた。

今後は、本接合部のパネルの領域や断塑性性状等に関して検討を行う予定である。

謝 辞

当実験に関し、多大なご協力を頂いた新日鐵 (株) 鉄鋼研究所の田中浩史研究員並びに鹿島技術研究所福元敏之主任研究員に深く感謝致します。

参考文献

- 竹内 一郎, 志村保美, 田中浩史, 宇野暢芳, 他; ワンサイドボルトを用いた柱梁接合部の性能に関する研究 その 1, 日本建築学会大会学術講演集 (以下, AIJ 大会) pp.529~530, 1995 年 8 月。
- 古海賢二, 金谷弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 太田耕司, 他; スプリットティー形式による角形鋼管柱・梁接合部に関する研究 その 1, その 2, AIJ 大会 pp.1183~1185, 1991 年 9 月; その 3, その 4, AIJ 大会 pp.1637~1640, 1992 年 9 月; その 5, その 6, AIJ 大会 pp.537~540, 1995 年 8 月。
- 田中剛, 金谷弘, 田淵基嗣, 古海賢二, 他; ワンサイドボルトを用いたスプリットティー形式による角形鋼管柱・梁接合部に関する研究 その 1, その 2, AIJ 大会 pp.1483~1486, 1994 年 9 月。
- 大木仁, 志村保美, 竹内 一郎, 宇野暢芳, 他; ワンサイドボルトを用いた柱梁接合部の性能に関する研究 その 2~その 4, AIJ 大会 pp.531~536, 1995 年 8 月。
- R.M.Korol, A.Ghobarah, and S.Mourad: Blind Bolting W-Shape Beam to HSS Columns, Journal (after J.) of Structural Engineering, Vol.119, No.12, pp.3463~3481, December, 1993.
- 田中直樹, 志村保美, 穂山靖司; 高力ワンサイドボルトを用いた角形管柱・H 形はり接合部の構造特性-柱はり仕口部分モデルの引張実験-, AIJ 論報 第 495 号 pp.121~128, 1997 年 5 月。
- 益尾潔, 山田長美: スプリットティー引張接合による角形鋼管柱・H 形鋼はり接合部終局耐力に関する研究: AIJ 論報 第 424 号, pp.91~103, 1991 年 6 月。
- Yoke Leong Yee and Robert E. Melchers: Moment-Rotation Curves for Bolted Connections, J. of Structural Engineering, Vol.112, No.3, pp.615~635, March, 1986.
- Christopher M. Foley and Sriramulu Vinnakota: Toward Design Office Moment-Rotation Curves for End-plate Beam-to-Column Connections, J.Construct. Steel Research Vol.35, No.1 pp.2173~253, 1995.
- A.Ghobarah, S.Mourad and R.M.Korol: Moment-Rotation Relationship of Blind Bolted Connections for HSS Columns, J.Construct. Steel Research Vol.40, No.1 pp.63~91, 1996.
- 福田浩司, 田淵基嗣, 田中剛, 大竹章夫, 高田啓一; スプリットティダイアフラム補剛形式箱形断面柱・梁接合部に関する研究-接合部弱軸側の弾塑性挙動-, AIJ 論報 第 491 号, pp.129~136, 1997 年 1 月。
- 森田耕次, 江波和正, 船橋明之, 小南忠義, 他; 箱形断面柱のかど溶接を部分溶け込みとした柱はり接合部の力学的挙動に関する研究, AIJ 論報 第 397 号, pp.48~59, 1989 年 3 月。
- 日本建築学会; 高力ボルト接合設計施工指針, 1995 年。
- 日本建築学会; 鋼構造限界状態設計規準 (案)・同解説, 設計例, 1990 年。

(1997 年 7 月 1 日原稿受理, 1997 年 10 月 7 日採用決定)