

## アンダーマッチング溶接により組み立てられた超高強度鋼箱形断面CFT柱の曲げせん断性能

松尾, 真太郎  
九州大学大学院人間環境学研究院

河野, 昭彦  
九州大学

一戸, 康生  
一般社団法人日本鋼構造協会

村上, 行夫  
JFEスチール株式会社

他

<https://hdl.handle.net/2324/7174389>

---

出版情報 : STEEL CONSTRUCTION ENGINEERING. 28 (109), pp.131-143, 2021-03-25. Japanese Society of Steel Construction

バージョン :

権利関係 : © 2021 Japanese Society of Steel Construction



# アンダーマッチング溶接により組み立てられた超高強度鋼箱形断面 CFT 柱の曲げせん断性能

## FLEXURAL SHEAR PERFORMANCE OF CONCRETE-FILLED BOX SECTION COLUMN MADE OF ULTRA-HIGH STRENGTH STEEL ASSEMBLED BY UNDERMATCHED WELDS

松尾 真太郎<sup>\*1</sup>                      河野 昭彦<sup>\*2</sup>                      一戸 康生<sup>\*3</sup>  
村上 行夫<sup>\*4</sup>                      伊藤 浩資<sup>\*5</sup>  
Shintaro MATSUO<sup>\*1</sup>              Akihiko KAWANO<sup>\*2</sup>              Yasuo ICHINOHE<sup>\*3</sup>  
Yukio MURAKAMI<sup>\*4</sup>              Hiroshi ITO<sup>\*5</sup>

**ABSTRACT** The purpose of this study is to clarify the structural performance of concrete-filled box section columns made of ultra-high strength steel (H-SA700B) assembled by undermatched welds. For this purpose, we conducted experiments in which a constant axial force and repeated horizontal forces were applied to the top of a cantilever type column specimen. Experimental parameters include width-to-thickness ratio, axial force ratio and others. In all cases, a pair of specimens, undermatched and overmatched weld, was prepared. Based on the results, it is revealed that a concrete-filled box section column assembled by undermatched welds has the sufficient performance for practical use. Furthermore, the evaluation methods for short-term allowable strength and ultimate strength were proposed.

**Keywords:** 超高強度鋼, 溶接組立箱形断面, アンダーマッチング溶接, コンクリート充填鋼管柱  
Ultra-high Strength Steel, Built-Up Box Section, Undermatched Weld,  
Concrete-Filled Tubular Column

### 1. 序

#### 1.1 目的

近年, 引張強さが 800~1000N/mm<sup>2</sup> の超高強度鋼を用いて, 震度 7 クラスの地震に対しても無損傷の建築構造を目指した研究が行われてきた[1]. 一般に部材の組立ては母材強度と同等以上の強度を有する溶接材料を用いたオーバーマッチング溶接が前提であるが, 超高強度鋼の場合では, 溶接割れの防止や

溶接金属の強度・靱性の確保の観点から, 予熱, 入熱量, パス間温度等の溶接条件に厳しい制限があり, 製作上の作業効率が大きく低下することが問題となっている. これに対して, アンダーマッチング溶接が可能となれば, 溶接条件の制限が大幅に緩和され, 作業効率が上昇する.

本研究は, 超高層建物を対象とした超高強度鋼 (H-SA700B) を用いた箱形断面 CFT 柱について, 角継手にアンダーマッチング溶接を適用した場合の構造性能の解明とその評価法の提案を目的としている. CFT 特有の現象として, 曲げ圧縮を受けると充填コンクリートが膨張することによって鋼管角部が開く現象が想定されるが, この現象に対して角溶接継手強度が低いことが影響する可能性が考えられる. そこで, 本研究では片持ち柱形式試験体の頂部に一定軸力と繰返し水平力を作用させる実験を実施し, 幅厚比・軸力比などの諸変数が試験体の曲げせん断性能に与える影響を箱形断面 CFT 柱の角継手強度 (アンダーマッチング溶接・オーバーマッチング溶接) の比較を通じて分析する. さらに, 降伏耐力 (短期許容耐力) および終局耐力の評価法を提案する.

- <sup>\*1</sup> 第 2 種正会員  
博士 (工学) 九州大学大学院  
人間環境学研究院 准教授  
(〒819-0395 福岡市西区元岡 744)
- <sup>\*2</sup> 第 2 種正会員  
工博 九州大学名誉教授
- <sup>\*3</sup> 博士 (工学)  
一般社団法人鋼構造協会 常務理事  
(〒103-0027 東京都中央区日本橋 3-15-8)
- <sup>\*4</sup> 工修 JFE スチール株式会社  
(〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-3)
- <sup>\*5</sup> 第 1 種正会員  
博士 (工学) 日本製鉄株式会社  
(〒100-8071 東京都千代田区丸の内 2-6-1)

## 1.2 既往の研究

超高強度鋼にアンダーマッチング溶接を用いた純鉄骨の研究として、山田ら[2]は、780 ニュートン級高強度鋼 (HT780) の鋼板による箱形断面柱試験体の接合部パネルの繰返しせん断実験を行った。その際、角継手部の溶接には、母材と同強度以上の溶接材料 (オーバーマッチング溶接)、および母材より低強度の 590 ニュートン級鋼 (HT590) 用の溶接材料 (アンダーマッチング溶接) を適用した。実験から、アンダーマッチング溶接は、接合部パネルの強度や変形性能をほとんど低下させないことを明らかにした。また、岡田ら[3, 4]は、1000 ニュートン級超高強度鋼を用いた箱形断面柱の十字形骨組の実験を行っている。角継手部の溶接は、同強度の溶接材料による完全溶込み溶接とした場合と、初層を低強度溶接材料によるシールド、第二層以降を母材と同強度の 1000 ニュートン級溶接材料による部分溶込み溶接とした場合を検討した。後者は結果的にアンダーマッチング溶接に相当するが、溶接部に必要なせん断耐力を確保すれば、両者の柱梁接合部パネルの剛性は同等であること、ただし、降伏耐力はやや低下することを示した。このほか、純鉄骨については、アンダーマッチング溶接を用いた超高強度鋼部材の系統的研究が行われており、例えば、部材や溶接部の強度と変形性能については吹田ら[5]~[7]の研究、箱形断面柱の柱梁接合部パネルについては田中ら[8]~[10]の研究がある。これらを基に、純鉄骨において部材断面を構成する継手にアンダーマッチング溶接を適用した場合の設計や施工方法が文献[1]に提案されている。

一方、アンダーマッチング溶接で組み立てられた超高強度鋼 CFT 柱の研究としては、佐藤等[11]の研究がある。佐藤らは、府省連携プロジェクト (2004~2008 年度) の一環として、780 ニュートン級高強度鋼 (H-SA700) を使用した箱形断面 CFT 柱に Fc150 と Fc200 の高強度コンクリートを充填した CFT 短柱の圧縮試験を行っている。角継手部の溶接材料は、800 ニュートン級 (オーバーマッチング溶接) と 540 ニュートン級 (アンダーマッチング溶接) としている。実験から、初期剛性や最大耐力について、溶接材料の強度による影響はほとんどないことを示している。ただし、これらの研究は短柱圧縮実験による検討のみであり、角溶接材料を高強度と低強度としたことは記載されているものの、その実強度に関する情報が無い。また、CFT 柱部材の性状把握として、単純圧縮性状以外にも、軸力作用下での曲げせん断性状や柱梁接合部パネルのせん断性状などを明らかにすることが望まれるが、そのような研究例は著者

らの知る限り見当たらないことから、アンダーマッチング溶接で組み立てられた超高強度鋼 CFT 柱に関する系統的研究を実施する必要があると考えている。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

図 1~3 に片持ち柱試験体の形状を示す。試験体の鋼管は H-SA700B の板厚 9mm の鋼板をアンダーマッチング溶接 (UM) もしくはオーバーマッチング溶接 (OM) により組み立てた箱形断面であり、後述する試験体 1 体毎に所用長さの鋼管を製作している。基礎スタブは、SN490B の鋼板で組み立てた広幅の H 形断面であり、鋼管幅 (B) が 250mm の試験体では BH-500×580×22×22、150mm の試験体では BH-450×580×22×22 としている。また、PC 鋼棒で反力梁に固定するため、スチフナで適宜補剛している。試験体の鋼管は、基礎スタブの上フランジを貫通して

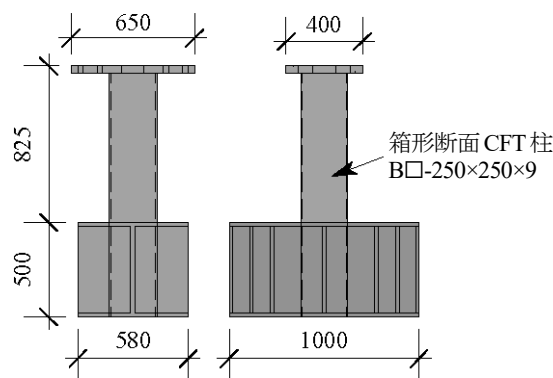


図 1 試験体 ( $B/t=27.8$ )

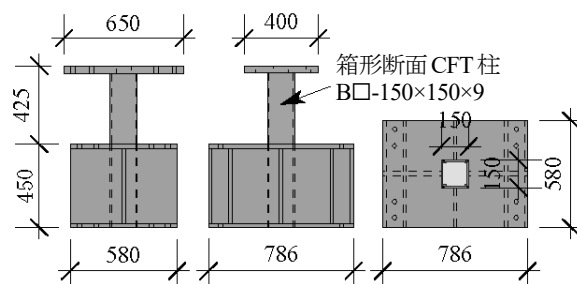


図 2 試験体 ( $B/t=16.7$ )

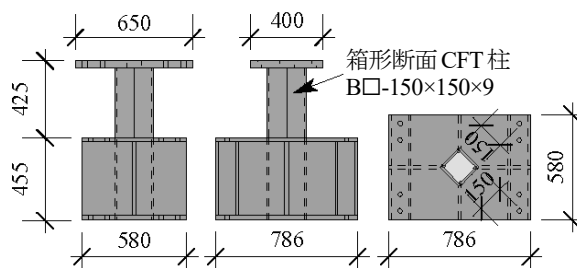


図 3 試験体 ( $B/t=16.7$ , 45 度方向加力)

おり、下フランジ上端に隅肉溶接で固定し、上フランジ上端も隅肉溶接で固定している。

コンクリートは、Fc70 または Fc150 の強度の高流動コンクリートとし、頂部のエンドプレートの中央に設けた直径 80mm の孔から柱部分および基礎スタブ内鋼管部分すべてに充填する。頂部のエンドプレートには柱の四隅に相当する部分に空気抜き用の直径 18mm の孔を設けており、そこからコンクリートがあふれ出ることを確認して打設完了とする。

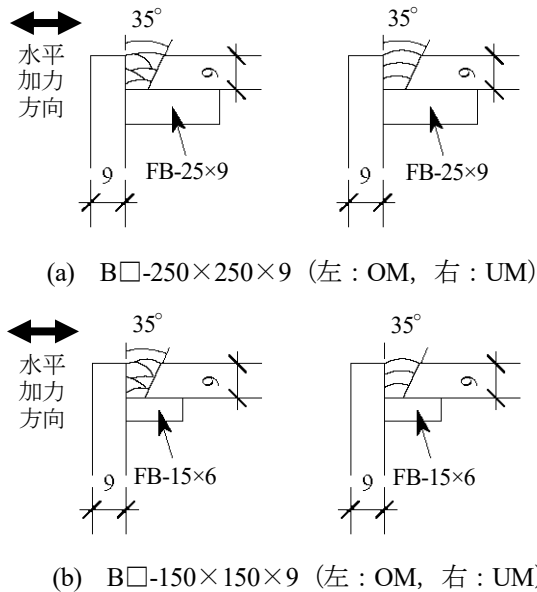


図4 角継手部溶接詳細図

表1 角継手部溶接条件

溶接条件	溶接材料	予熱温度 [°C]	入熱 [kJ/cm 以下]	パス間温度 [°C]	パス数
UM	YGW11	200	30	300	3
OM	G78A	50	12	50	5

鋼管の角溶接部は、図4に示すように、UM と OM の完全溶込み溶接とする。UM では、溶接材料を YGW11 (490N/mm<sup>2</sup> 級) とし、OM では G78A (780N/mm<sup>2</sup> 級) とする。図4に示すように、UM では3層3パスとしているが、OM では3層5パスとし、表1に示すように、所定の入熱量ならびにパス間温度以下となるよう調整している。表1中の各数値は、UM と OM で溶接金属の強度差が明確になるよう、文献[8]を参照するとともに、試験体製作に先立ち行った溶接施工試験による試行錯誤の結果を反映したものである。ルートギャップは B=150mm の試験体で 6mm、B=250mm の試験体で 7mm である。

## 2.2 実験変数

表2に試験体の実験変数を示す。実験変数は、角溶接部仕様の他に、幅厚比  $B/t$  ( $t$ : 管厚)、コンクリート強度、軸力比  $N/N_0$  ( $N$ : 軸力、 $N_0$ : CFT 柱の圧縮耐力 (1)式)、 $\sigma_y$ : 鋼管の降伏応力度、 $A_s$ : 鋼管の断面積、 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度、 $A_c$ : コンクリート部分の断面積)、水平力の載荷方向 ( $0^\circ$  方向加力 (一軸曲げ)、 $45^\circ$  方向加力 (二軸曲げ))、角継手部溶接条件 (UM, OM) とする。

$$N_0 = \sigma_y \cdot A_s + \sigma_B \cdot A_c \quad (1)$$

試験体は10体であり、高さ径比  $h/B$  ( $h$ : 基礎スタブ上端から水平力の加力点までの柱の高さ) が4である。屈服長さ  $L_k$  は  $h$  の2倍なので、 $L_k/B=8$  である。これは、コンクリート充填鋼管 (CFT) 造技術指針・同解説 (以下、新都市指針) [12]の短柱の制限 ( $L_k/B \leq 6$ ) をやや超えた領域にあり、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針 (以下、CFT 指針) [13]では、 $4 < L_k/B \leq 12$  の中柱に相当する。

表2 試験体の実験変数

試験体		幅 $B$ [mm]	板厚 $t$ [mm]	幅厚比 $B/t$	コンクリート設計基準強度 $F_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	高さ $h$ [mm]	径長比 $L_k/D$	軸力比 $N/N_0$	載荷方向	溶接条件
No.	名称									
1	CNH-250U-Fc70	250	9	27.8	70	1000	8	0.4	$0^\circ$	UM
2	CNH-250O-Fc70									OM
3	CNH-150U-Fc70									UM
4	CNH-150O-Fc70	OM								
5	CNH-150U-Fc150	UM								
6	CNH-150O-Fc150	OM								
7	CLNH-150U-Fc150	150	9	16.7	150	600	8	0.2	$0^\circ$	UM
8	CLNH-150O-Fc150									OM
9	CDNH-150U-Fc150									UM
10	CDNH-150O-Fc150							0.4	$45^\circ$	OM

表3 鋼材の機械的性質

柱断面	部位	鋼種	板厚 $t$ [mm]	降伏点 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強さ $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 $E$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	降伏比 $Y$	伸び [%]
B□-250×250	柱	H-SA700B	9.68	797	824	197	0.967	25.7
	角溶接金属 UM	YGW11	-	504	624	210	0.808	30.4
	角溶接金属 OM	G78A	-	785	989	209	0.794	21.2
B□-150×150	柱	H-SA700B	9.65	793	821	197	0.966	25.5
	角溶接金属 UM	YGW11	-	448	590	206	0.759	27.4
	角溶接金属 OM	G78A	-	724	931	206	0.778	21.7

※降伏点の定義：明瞭な降伏棚が生じた場合はそれが確認できる範囲の平均応力

明瞭な降伏棚が生じない場合は0.2%オフセット耐力

※溶接金属の機械的性質は、部材両端から採取したすべての試験片の平均値とする。

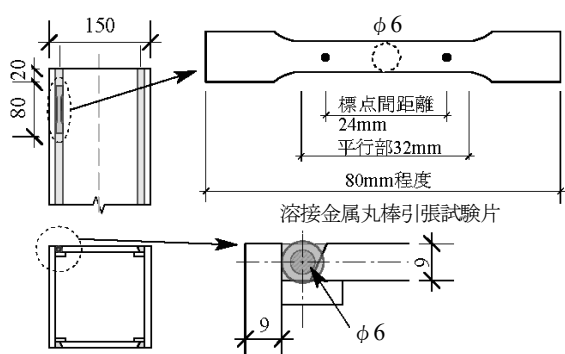


図5 溶接金属の引張試験片と採取位置の例

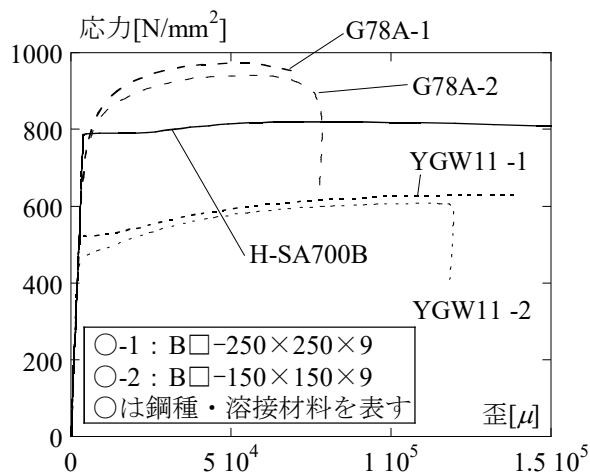


図6 鋼材と溶接金属の応力-歪関係の一例

## 2.3 材料の機械的性質

### 2.3.1 鋼材の機械的性質

表3にH-SA700B材、溶接金属(OM, UM)の機械的性質をそれぞれ示す。曲げせん断試験体の鋼管部を用いる鋼板(H-SA700B)はすべて同一ロットとしている。表3では、柱用鋼板の機械的性質が2つ

表4 充填コンクリートの機械的性質

No	試験体 名称	材 齢 [日]	圧縮 強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング 係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]
2	CNH-250O-Fc70	82		
3	CNH-150U-Fc70	107	65.0	37.8
4	CNH-150O-Fc70	120		
5	CNH-150U-Fc150	119	163.5	53.0
6	CNH-150O-Fc150	169		
7	CLNH-150U-Fc150	66	152.2	52.9
8	CLNH-150O-Fc150	70		
9	CDNH-150U-Fc150	53	147.9	52.1
10	CDNH-150O-Fc150	56		

記載されているが、これはB□-250×250とB□-150×150の実験の実施時期が異なるため、それぞれのシリーズで材料実験を実施したためである。表3より両者の実験結果は概ね等しいと考えてよい。

溶接金属の機械的性質は、溶接部試験のための溶接組立箱形断面部材(B□-150×150とB□-250×250、それぞれUMあるいはOMで溶接)を計4体製作し、これらの試験体の溶接部から、試験片を切り出す。角溶接部の溶接条件は表1に示す通りである。切り出し位置は部材の両端とし、各部位より4体ずつ溶接金属試験片を採取する。図5に断面上の切り出し位置と切り出して旋盤加工した溶接金属丸棒引

張試験片を示す。表3に示す通り、引張強さは、UMでは鋼板部分より低く、OMでは高くなっており、アンダーマッチングとオーバーマッチングの条件を満たしている。降伏点は必ずしもそのようになっていないものの、図6に示す代表的な超高強度鋼(H-SA700B)とUM溶接金属、OM溶接金属の応力-歪関係より、OM溶接金属は、降伏に伴う剛性低下が明瞭に現れ始めるあたりでは、H-SA700Bの降伏点を上回ることから、オーバーマッチングの条件には問題ないと考えられる。なお、裏当て金はSN490B材としている。B□-250×250には厚さ9mm、B□-150×150には厚さ6mmの帯板を使用し、降伏点はそれぞれ368N/mm<sup>2</sup>および373N/mm<sup>2</sup>である。

### 2.3.2 コンクリートの機械的性質

表4にコンクリートのシリンダー圧縮試験による機械的性質を示す。圧縮試験は、各試験体の載荷日に実施しており、ヤング係数は、圧縮強度の1/3点と原点との割線剛性として算定している。

### 2.4 載荷方法

図7にB□-250×250×9の箱形断面CFT試験体の載荷装置を示す。試験体の頂部をピン治具でピン支持し、そこに所定の軸力を付与した状態で、繰返し水平力を載荷する。ピンの摩擦の影響を低減させるためにピン表面にはグリスを塗布している。試験体の脚部は、加力装置架台を介して反力梁に固定されており、反力梁はローラー支持されているので、

これと試験体脚部が剛体移動することで柱に部材変形角を生じさせる仕組みになっている(図7右図)。なお、試験体脚部と加力装置架台はPC鋼棒(1本あたり200kNの張力を導入)により緊結しており、載荷中の変位計③、④(次節参照)の推移より離間が生じていないことを確認している。水平力は試験体下端から水平力載荷点までの部材変形角 $R$ で制御し、 $R=\pm 0.5\%$ (弾性載荷相当)から2サイクルごとに0.5%ずつ漸増させる正負交番漸増振幅載荷とした。軸力は5000kN試験機、水平力は押し引き1000kN能力のジャッキにより載荷する。載荷は、試験体に明瞭な破壊が確認できるまで行う。なお、水平力の加力方向と鋼管角溶接部の開先との位置関係については、図4に示すとおりである。

### 2.5 測定方法

図8に変位計の取り付け位置(図はB□-150×150×9の試験体であるが、他も同様である)を示す。変位計は反力梁に設置した計測フレーム上の①～⑦の7箇所および鋼管角継手部⑧に取り付けた。頂部鉛直変位を①と②、基礎スタブ鉛直変位を③と④、ピン支持部の水平変位を⑤と⑥(図8のピン支持部の手前が⑤、奥側が⑥)、試験体と加力装置架台のずれを⑦、鋼管角継手部の開きを⑧で計測する。なお、変位計⑧は、図9に示すキャンチレバー式変位計であり、直交する2枚の鋼板の開きを局部座屈の発生指標と捉えて計測することを目的としている。

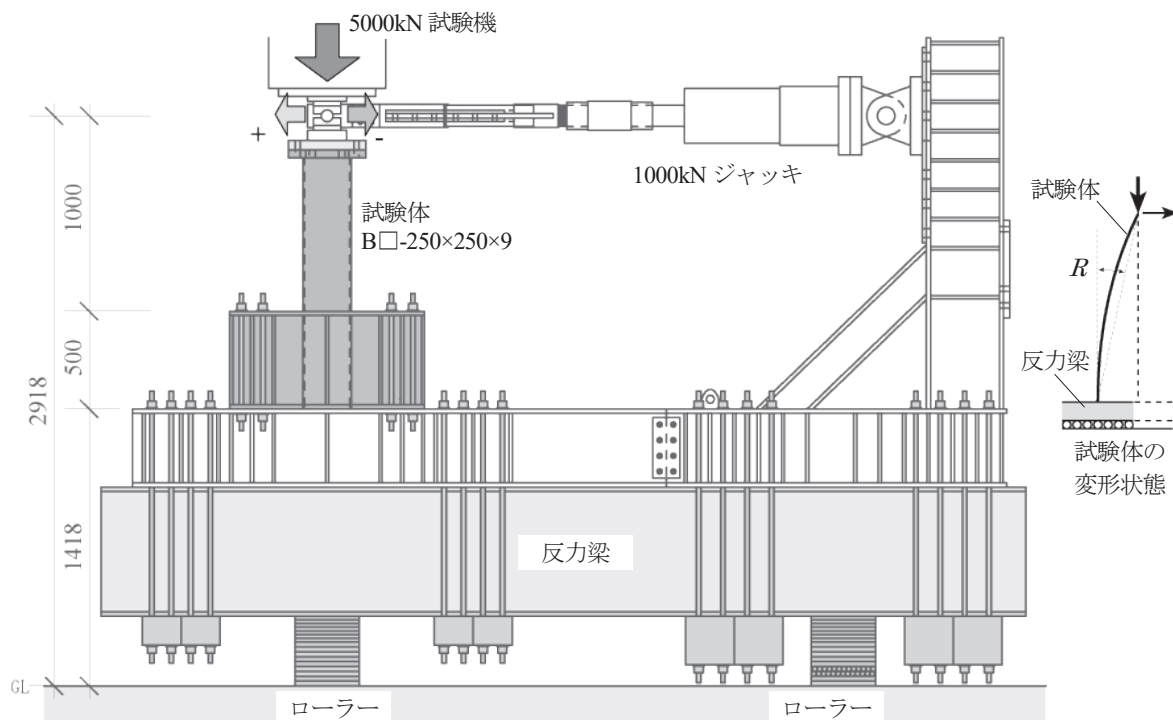


図7 載荷装置

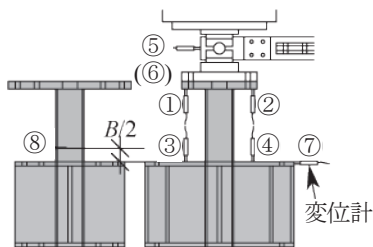


図8 変位計の取り付け位置 (B = 150mm)

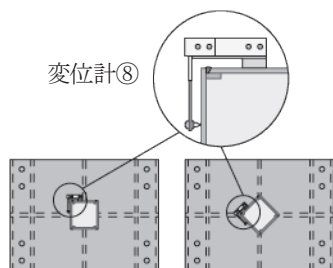


図9 角継手部の開き測定 (B = 150mm)

部材変形角  $R$  は、実変形とするため、基礎スタブの剛体回転を差し引く次の式(2)によって算定する。なお、 $R$  の算定においては、変位計⑦も考慮すべきであるが、変位計⑤⑥に比べると非常に小さいのでここでは無視している。

$$R = \frac{\delta_5 + \delta_6}{2h} - \frac{\delta_3 - \delta_4}{b} \quad (2)$$

ここで、

$\delta_i$  : 変位計計測値 (○は変位計番号 (図8, 9の○付き番号) と対応)

$h$  : 基礎スタブ上面と水平力載荷点との距離

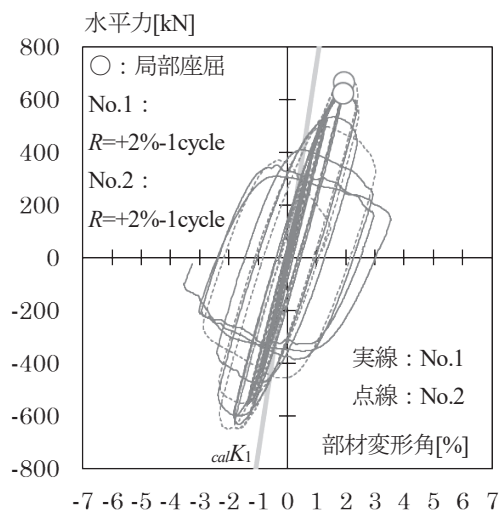
$b$  : 変位計③と④の中心間距離

### 3. 実験結果

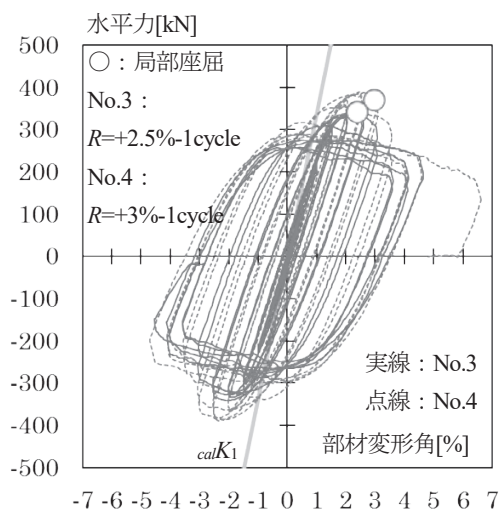
#### 3.1 水平力—部材変形角関係

図10(a)~(e)に水平力—部材変形角関係を示す。図中には、新都市指針[12]による初期剛性計算値  $calK_1$  を示している。いずれも、初期剛性の実験値は、 $calK_1$  よりやや低くなっているが、詳細な検討は、4.1節で行う。

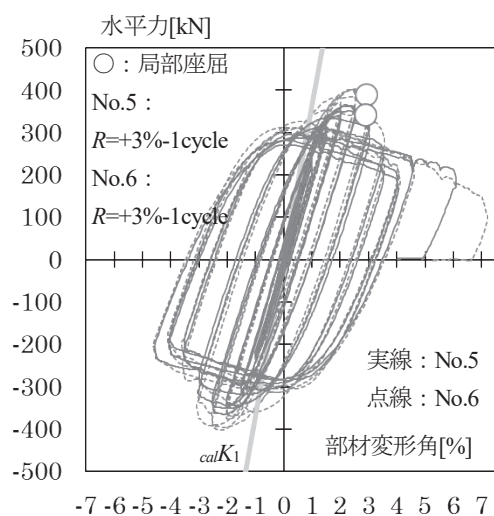
いずれの試験体も、 $R = 1.5\%$ 程度まではほぼ弾性挙動をしている。また、最大耐力は、いずれの試験体も、アンダーマッチング溶接 (UM) の試験体の方がオーバーマッチング溶接 (OM) より数%程度低くなっている。変形性能に関しては、幅厚比が大きな試験体 (No.1, No.2) では  $R = 2\%$ まで、幅厚比が小さな試験体 (No.3~No.10) では  $R = 3\%$ 程度まで安定した履歴曲線を示しており、いずれの試験体も、UM と OM で大差はない。



(a) CNH-250U-Fc70 (No.1), CNH-250O-Fc70 (No.2)

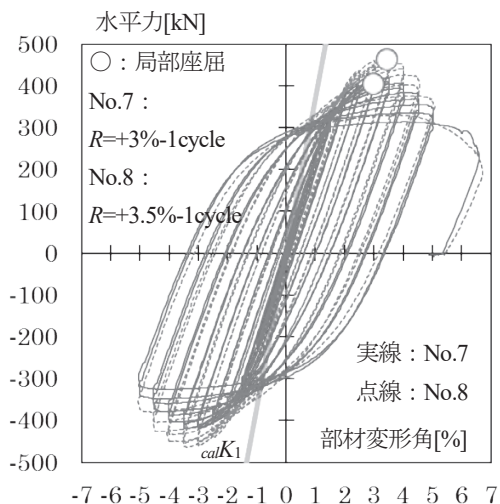


(b) CNH-150U-Fc70 (No.3), CNH-150O-Fc70 (No.4)

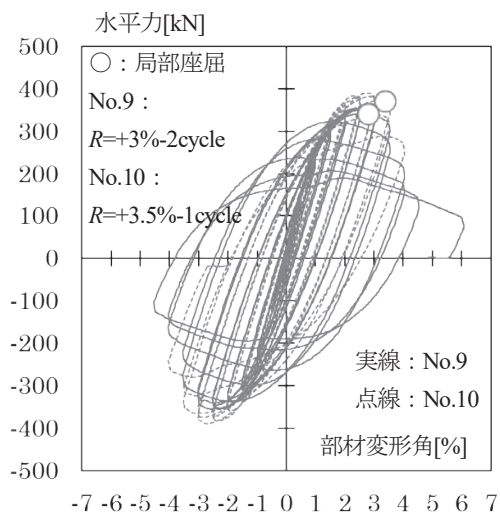


(c) CNH-150U-Fc150 (No.5), CNH-150O-Fc150 (No.6)

図10 水平力—部材変形角関係



(d) CLNH-150U-Fc150 (No.7), CLNH-150O-Fc150 (No.8)



(e) CDNH-150U-Fc150 (No.9), CDNH-150O-Fc150 (No.10)

図 10 水平力-部材変形角関係 (続き)

図 10(a)は、鋼管幅 250mm, Fc70, 軸力比 0.4, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.1 と No.2 である。これらは、幅厚比が大きい試験体 (幅厚比 27.8) である。最大耐力は  $R=2\%$  のときであり、それまでは、いずれも安定した挙動を示している。ただし、幅厚比が 16.7 の試験体 (No.3~No.10) では、 $R=2.5\%$  以上で最大耐力に達するので、それらと比較すると最大耐力の到達時期は早い。No.1 と No.2 は、試験体脚部の曲げ圧縮側フランジで局部座屈が早めに発生したため最大耐力到達時期も早まったものと考えられる。また、その後の耐力劣化も急激であり、 $R=-3.0\%$  (UM),  $+3.0\%$  (OM) で角溶接部が破断したが、UM の方が OM よりも時期的にやや遅かった。図 6 に示したように UM に用いた溶接材料の方が高い変形性能を示したことが、OM より角溶

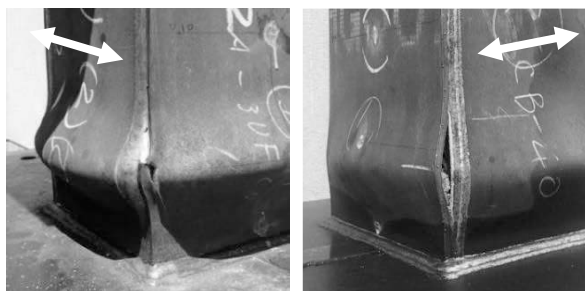
接部の破断がやや遅れた一因と考えられる。

図 10(b)は、鋼管幅 150mm, 幅厚比 16.7, Fc70, 軸力比 0.4, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.3 と No.4 である。いずれの試験体も  $R=2.5\%$  で最大耐力に達している。その後、UM では  $R=2.5\%$ , OM では  $R=3.0\%$  のときに試験体脚部曲げ圧縮側フランジに局部座屈が生じたが、耐力劣化は緩やかであり、大変形域にわたって安定した挙動を示している。 $R=4.5\%$  で OM の角溶接部に亀裂が発生し、最終的に終局を迎えたが、UM の角溶接部には明瞭な亀裂は発生せず、最終的には局部座屈の凸部に対して水平方向に破断が生じた。

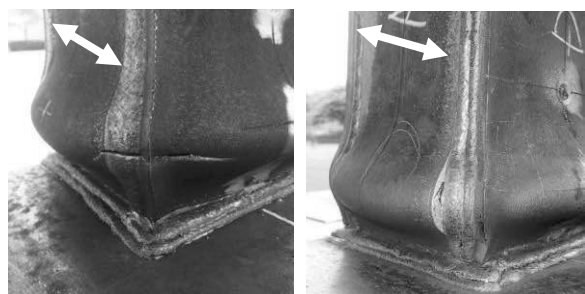
図 10(c)は、鋼管幅 150mm, 幅厚比 16.7, Fc150, 軸力比 0.4, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.5 と No.6 である。No.5, No.6 を始め、No.10 までの試験体は Fc150 の高強度コンクリートを使用している。No.5, No.6 は、いずれも  $R=2.5\%$  付近で最大耐力に達している。試験体脚部曲げ圧縮側フランジに局部座屈が生じて、耐力は漸減しているものの、安定した挙動を示している。 $R=4.0\%$  において UM, OM のいずれにも角溶接部に亀裂が発生し、その後、OM では母材板厚方向に亀裂が貫通したが、UM は表面の亀裂にとどまった。

図 10(d)は、鋼管幅 150mm, 幅厚比 16.7, Fc150, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.7 と No.8 である。これらは、軸力比を低く設定している ( $N/N_0=0.2$ )。UM は  $R=+3.0\%$ , OM は  $R=+3.5\%$  で最大耐力に達している。軸力比が小さいと水平力の低下も小さく、挙動の安定性も増す。軸力比が小さいため、曲げ引張側応力が高く、柱フランジと基礎スタブ間の隅肉溶接部止端部近傍から柱フランジ内へ引張亀裂が生じて徐々に耐力が劣化した。

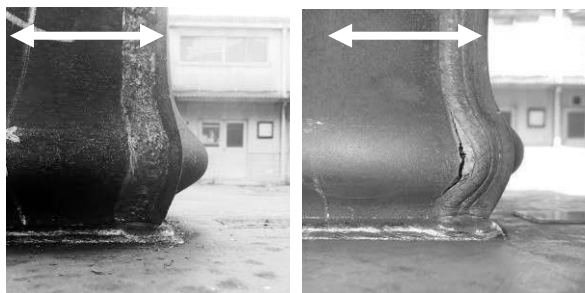
図 10(e)は、鋼管幅 150mm で、幅厚比 16.7, Fc150, 軸力比 0.4, 二軸曲げ (斜め 45 度方向加力) の試験体で、それぞれ UM と OM の試験体 No.9 と No.10 である。二軸曲げでは、いずれの試験体も  $R=+3.0\%$  のときに最大耐力に達しており、一軸曲げの試験体 No.5, No.6 が  $R=+2.5\%$  で最大耐力に達したことに比べると、最大耐力の発現が遅い。これは、二軸曲げでは断面形状は菱形であり、断面積が断面重心に集中しているため、全塑性状態に達するときの変形が大きいためである。二軸曲げも大変形にわたって挙動は安定している。最終的には、UM, OM によらず試験体脚部曲げ引張側に亀裂が発生した。UM については、 $R=+3.0\%$  のときに局部座屈も発生し、それが耐力漸減の主原因である。



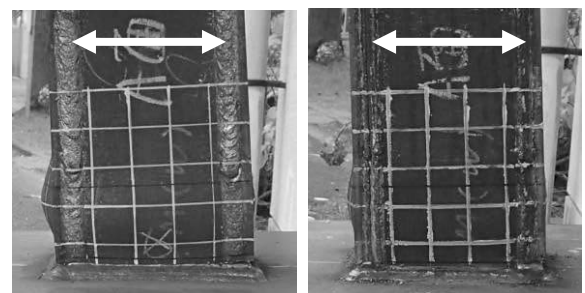
(a) No.1 CNH-250U-Fc70 (b) No.2 CNH-250O-Fc70



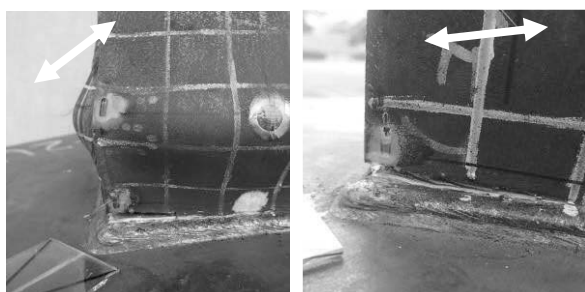
(c) No.3 CNH-150U-Fc70 (d) No.4 CNH-150O-Fc70



(e) No.5 CNH-150U-Fc150 (f) No.6 CNH-150O-Fc150



(g) No.7 CLNH-150U-Fc150 (h) No.8 CLNH-150O-Fc150



(i) No.9 CDNH-150U-Fc150 (j) No.10 CDNH-150O-Fc150

※図中の両矢印は水平力の加力方向を表す

写真1 破壊性状

### 3.2 破壊性状

写真 1(a)~(j)に最終的な破壊性状を示す。試験体の破壊性状として、局部座屈、角溶接部の亀裂、局部座屈の山の部分の亀裂、柱フランジと基礎スタブ間の溶接部における亀裂が確認された。局部座屈は、アンダーマッチング溶接 (UM) の試験体がオーバーマッチング溶接 (OM) の場合より早期に発生する傾向にある。しかし、亀裂については、UM と OM で大きな差はなく、また、亀裂発生時期はいずれも最大耐力発揮後の大きな塑性変形領域に入ってからであった。

写真 1(a), (b)は試験体 No.1 と No.2 で、鋼管幅 250mm, 幅厚比 27.8, Fc70, 軸力比 0.4, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM である。いずれの試験体も、幅厚比が大きいと、比較的早期 ( $R=2.0\%$ ) に発生した局部座屈の変形が、荷重の繰返しと共に増大し、最終的に角溶接部に亀裂が発生した。亀裂発生時期は UM の場合が OM より遅く、亀裂位置は UM では溶接金属、OM では非開先側の母材と溶接金属間であった。

写真 1(c), (d)は、鋼管幅 150mm, 幅厚比 16.7, Fc70, 軸力比 0.4, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.3 と No.4 である。幅厚比 27.8 の場合 (No.1, No.2) と同様に、いずれも鋼管の局部座屈変形が増大して、それに伴って角溶接部に亀裂が生じて破壊に至った。亀裂は、UM では角溶接部を起点とする局部座屈の凸部において水平方向に発生し、OM では開先側の母材と溶接金属間に発生した。

写真 1(e), (f)は、鋼管幅 150mm, 幅厚比 16.7, Fc150, 軸力比 0.4, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.5 と No.6 である。Fc150 の試験体であるが、Fc70 の場合 (No.3, No.4) と同様に、いずれも鋼管の局部座屈変形が増大して、それに伴って角溶接部に亀裂が生じて破壊に至った。亀裂位置は、UM, OM ともに非開先側の母材と溶接金属間であり、OM は母材板厚方向に亀裂が貫通したが、UM の亀裂は表面にとどまった。

写真 1(g), (h)は、鋼管幅 150mm, 幅厚比 16.7, Fc150, 軸力比 0.2, 一軸曲げで、それぞれ UM と OM の試験体 No.7 と No.8 である。軸力比が低いと、高い場合 (No.5, No.6) と比較して、局部座屈変形はあまり目立たず、柱と基礎スタブ間の隅肉溶接部止端部付近から柱フランジ内へ引張亀裂が生じて破壊に至った。

写真 1(i), (j)は、鋼管幅 150mm で、幅厚比 16.7, Fc150, 軸力比 0.4, 二軸曲げ (斜め 45 度方向加力) の試験体で、それぞれ UM と OM の試験体 No.9 と No.10 である。局部座屈は UM の方が OM よりやや

早かった。また、いずれも  $R=2.5\%$  の2サイクル目に柱と基礎スタブ間の溶接部付近に亀裂を生じた。UM の試験体は、OM の場合と比較して、局部座屈変形は大きい柱と基礎スタブ間の亀裂の進展は遅かった。

### 3.3 局部座屈変形の進展

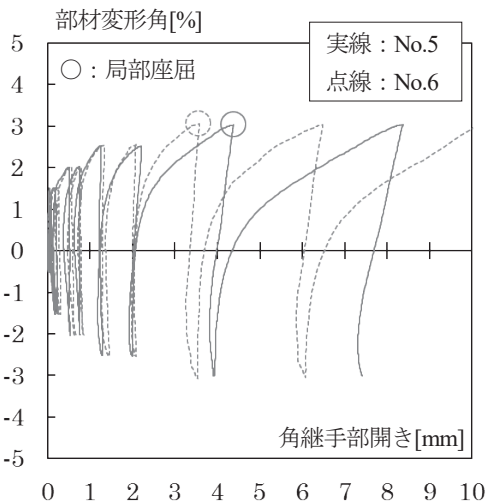
図11に、鋼管の局部座屈変形の進展（直交する2枚の鋼板間の開き）の実験結果の一例を示す。同図(a)が幅厚比16.7, Fc150, 軸力比0.4, 一軸曲げの試験体No.5とNo.6, (b)が幅厚比16.7, Fc150, 軸力比0.4, 二軸曲げの試験体No.9とNo.10である。

これらは、図9に示す変位計⑧で測定したもので、横軸の角継手部開きのUMとOMの差に注目すると、○印で示す局部座屈を目視で確認した荷重時以降、UMの方がOMより大きくなっている。UMは溶接金属の降伏が母材板要素より早いいため、そう

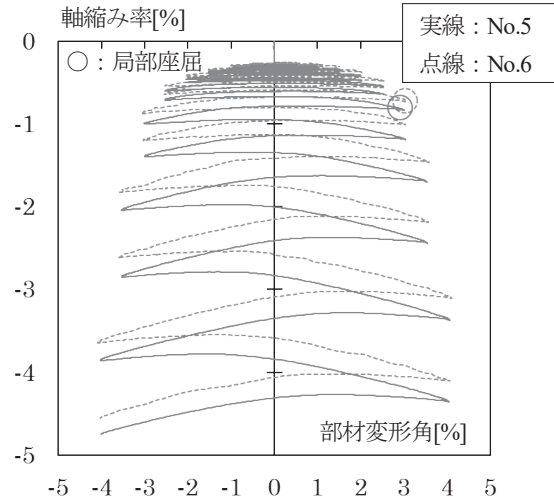
ると、隣り合う板要素の直角度を保つことが難しくなる。これが、UMがOMより局部座屈発生後の変形の進展が早い理由である。他の試験体についても、ほぼ同様な結果が得られている。なお、No.10については局部座屈発生後、あまり変形が進展していない。これは、隅肉溶接止端部で生じた亀裂の開きが大きいいため、曲げ圧縮を受けた際も直接鋼管を介して圧縮力を伝達する領域が限定されることで、局部座屈の進展を緩めたためであると考えられる。

図12に図11と同じ試験体について、柱の軸縮み率（図8の変位計①と②の平均の柱高さに対する割合）を示す。

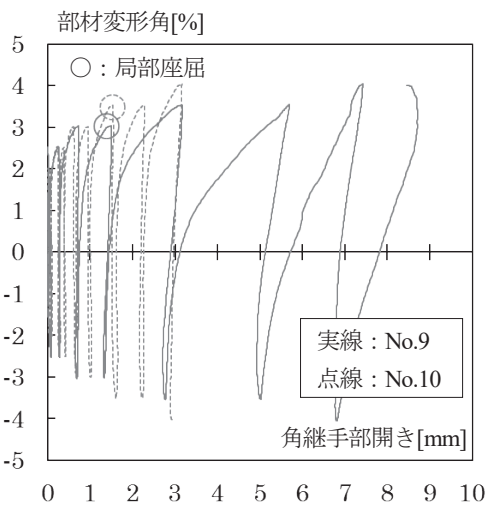
図12(a)より、局部座屈発生後は、UMの方がやや軸縮み率は大きい状態を保ちながら、UMとOMともに軸方向縮みが累積していくことがわかる。これは図11(a)の局部座屈による角継手部開きの挙動と対応するものである。一方、同図(b)より、UMは同



(a) CNH-150U-Fc150 (No.5), CNH-150O-Fc150 (No.6)

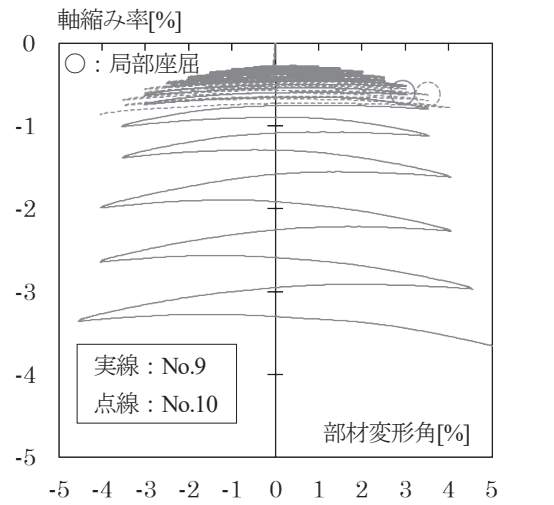


(a) CNH-150U-Fc150 (No.5), CNH-150O-Fc150 (No.6)



(b) CDNH-150U-Fc150 (No.9), CDNH-150O-Fc150 (No.10)

図11 局部座屈変形の進展



(b) CDNH-150U-Fc150 (No.9), CDNH-150O-Fc150 (No.10)

図12 柱の鉛直方向縮みの進展

様な挙動を呈するが、OMの軸縮み率は-1%より小さい範囲にとどまっている。これは、破壊性状や図11でも述べたように、試験体脚部の曲げ引張側における亀裂の進展が支配的となり、局部座屈の進展が抑えられたためである。

#### 4. 剛性と耐力の評価

##### 4.1 初期剛性の評価

表5に試験体No.1~No.8について、初期剛性の実験値と計算値の比較を示す。初期剛性の実験値は、試験体の水平力一部材変形角関係における $R=0.25\%$ 時の割線剛性に基づいている。ただし、 $P\Delta$ 効果による付加曲げモーメントをせん断力に換算して割線剛性を修正したものを初期剛性としている。また、初期剛性の計算値 $calK$ は、コンクリート部分と鋼管部分の弾性剛性(曲げ剛性とせん断剛性)を考慮した次式で求めた。

$$\left. \begin{aligned} calK &= 1 / (1 / K_b + 1 / K_s) \\ K_b &= 3 ( {}_s E \cdot {}_s I + {}_c E \cdot {}_c I ) / L^3 \\ K_s &= ( {}_s G \cdot {}_w A + {}_c G \cdot {}_c A / \kappa ) / L \end{aligned} \right\} (3)$$

ここで、

$K_b$ : 曲げ剛性,  $K_s$ : せん断剛性,  $E$ : ヤング係数

$I$ : 断面二次モーメント,  $A$ : 断面積

$L$ : 変形長さ,  $\kappa$ : 形状係数 (=1.2)

前添え字  $s$ : 鋼管,  $w$ : 鋼管ウェブ

$c$ : 充填コンクリート

表5に示すように、初期剛性の計算値①( $calK_1$ )は、実験値と比較すると過大評価になっている。ここで、計算値①は、充填コンクリートを全断面有効としている。そこで、充填コンクリートにCFT断面が全塑性状態となるときの中立軸位置を基準として引張側の充填コンクリートは弾性剛性に寄与しないと仮定し、この部分の剛性を無視して求めたのが計算値②( $calK_2$ )である。これらと実験値を比較すると、

ほぼ良好な一致が認められる。ただし、軸力比の小さいNo.7,8についてはやや過大評価する傾向にあるが、その理由は不明であり今後の検討課題である。また、UMとOMの初期剛性の実験値を比較すると、UMがやや低いが、UMとOMの初期剛性の比率は95%~99%(平均97%)であり、大差ないと言える。

##### 4.2 降伏耐力の評価

表6には、降伏耐力の実験値が短期許容耐力に相当するとして、各試験体の降伏耐力の実験値と短期許容耐力の計算値を示している。ここで、降伏耐力の実験値①( $expM_{y1}$ )は、柱脚モーメント一部材変形角関係において、接線剛性が初期剛性の1/3に低下したときの柱脚モーメントとした[14]。一方、実験値②( $expM_{y2}$ )は、水平力一部材変形角関係において同様な手法で求めた水平力の降伏値に材長を乗じたものである。つまり、実験値①はCFT柱の断面耐力であり、実験値②は $P\Delta$ 効果を含んだ部材耐力である。また、計算値①( $calM_{y1}$ )は、CFT指針[13]による短柱の場合の短期許容耐力である。計算値②( $calM_{y2}$ )は新都市指針[11]に従って算定した短柱の短期許容耐力である。計算値①と②は一般化累加強度で算定している。計算値②は充填コンクリートのコンファインド効果による耐力上昇も考慮している。試験体はせん断スパン比が4.0であるので、骨組中の柱としては $L_k/B$ (座屈長さ)と鋼管幅の比)が8.0に相当する。したがって、CFT指針[13]ならびに新都市指針[12]のいずれも中柱の領域に入る。計算値③( $calM_{y3}$ )は、CFT指針に従って求めた中柱の短期許容耐力(単純累加強度)である[13]。試験体No.9とNo.10は二軸曲げであるが、それらの降伏耐力の実験値は、試験体No.5とNo.6(一軸曲げで、その他は同一条件)とそれぞれほぼ同じである。表6には、試験体No.9とNo.10の降伏耐力の計算値(\*付き数値)として試験体No.5とNo.6の結果を転載している。

UMの降伏耐力の実験値①と短期許容耐力の計算

表5 初期剛性の実験値と計算値

試験体		初期剛性				
		実験値	計算値①		計算値②	
No.	名称	$expK$ [kN/mm]	$calK_1$ [kN/mm]	$expK / calK_1$	$calK_2$ [kN/mm]	$expK / calK_2$
1	CNH-250U-Fc70	57.3	73.9	0.78	62.2	0.92
2	CNH-250O-Fc70	59.6		0.81		0.96
3	CNH-150U-Fc70	47.6	56.5	0.84	50.5	0.94
4	CNH-150O-Fc70	50.2		0.89		0.99
5	CNH-150U-Fc150	51.1	62.1	0.82	53.3	0.96
6	CNH-150O-Fc150	51.5		0.83		0.97
7	CLNH-150U-Fc150	44.5	62.2	0.72	52.6	0.85
8	CLNH-150O-Fc150	45.3		0.73		0.86

値①の比率は1.17~1.46 およびUMの実験値①と計算値②の比率は1.12~1.28である。OMも含めてすべての試験体の実験値は、CFT指針あるいは新都市指針のいずれによっても安全側に評価できる。また中柱としての評価については、部材耐力である実験値②と計算値③の比較になるが、この場合も十分に安全側評価になることが分かる。なお、新都市指針の中柱の取り扱いにはCFT指針に準じている[12]。

二軸曲げの試験体 No.9 と No.10 の降伏耐力の実験値は計算値(\*付き数値)を上回っている。許容応力度設計では線形の二軸曲げモーメント相関耐力関係が仮定される[13]。この場合の二軸曲げの許容耐力は、一軸曲げの許容耐力を2の平方根で除した値で評価されるので、十分安全側であることが分かる。

図13に各試験体のUMとOMの降伏耐力の実験値①を比較して示す。UMの降伏耐力がOMに対して数%~10%程度低いことを示している。それでも、UMの降伏耐力は、CFT指針あるいは新都市指針の

短期許容耐力で十分に安全側に評価できている。

### 4.3 終局耐力の評価

表7に各試験体の終局耐力の実験値と計算値を示す。終局耐力の実験値③ ( $expM_{y3}$ ) は、柱脚モーメント一部材変形角関係において接線剛性が初期剛性の1/6になるときとした[14]。また、実験値④ ( $expM_{y4}$ ) は、水平力一部材変形角関係において接線剛性が初期剛性の1/6となるときの水平力に材長を乗じたものである。実験値③と④はそれぞれ、断面耐力および部材耐力を表す。試験体 No.9 と No.10 は二軸曲げであるが、これらの終局耐力の実験値は、試験体 No.5 と No.6 (一軸曲げで、その他は同一条件)と比較して、ほぼ同程度である。つまり、ここでの実験条件では、終局耐力の二軸曲げモーメント相関関係を円形と考えても良いと言える。

終局耐力の計算値④ ( $calM_{y4}$ ) は、CFT指針による短柱の終局曲げモーメント(一般化累加強度)[13]で

表6 降伏耐力(短期許容耐力)の実験値と計算値

試験体		降伏耐力(短期許容耐力)							
		実験値①	計算値① (CFT指針・短柱)		計算値② (新都市指針)		実験値②	計算値③ (CFT指針・中柱)	
No.	名称	$expM_{y1}$ [kNm]	$calM_{y1}$ [kNm]	$\frac{expM_{y1}}{calM_{y1}}$	$calM_{y2}$ [kNm]	$\frac{expM_{y1}}{calM_{y2}}$	$expM_{y2}$ [kNm]	$calM_{y3}$ [kNm]	$\frac{expM_{y2}}{calM_{y3}}$
1	CNH-250U-Fc70	554	426	1.30	494	1.12	503	393	1.28
2	CNH-250O-Fc70	577		1.35		526	1.34		
3	CNH-150U-Fc70	183	125	1.46	143	1.28	165	117	1.41
4	CNH-150O-Fc70	191		1.53		173	1.48		
5	CNH-150U-Fc150	194	146	1.33	165	1.18	172	127	1.35
6	CNH-150O-Fc150	205		1.40		182	1.43		
7	CLNH-150U-Fc150	230	197	1.17	206	1.12	214	178	1.20
8	CLNH-150O-Fc150	252		1.28		236	1.33		
9	CDNH-150U-Fc150	187	146*	1.28	165*	1.13	167	127*	1.31
10	CDNH-150O-Fc150	203		1.39		181	1.43		

表7 終局耐力の実験値と計算値

試験体		終局耐力									
		実験値③	計算値④ (CFT指針・短柱)		計算値⑤ (新都市指針)		計算値⑥ (CFT指針・高強度材考慮)		実験値④	計算値⑦ (CFT指針・中柱)	
No.	名称	$expM_{i3}$ [kNm]	$calM_{i4}$ [kNm]	$\frac{expM_{i3}}{calM_{i4}}$	$calM_{i5}$ [kNm]	$\frac{expM_{i3}}{calM_{i5}}$	$calM_{i6}$ [kNm]	$\frac{expM_{i3}}{calM_{i6}}$	$expM_{i4}$ [kNm]	$calM_{i7}$ [kNm]	$\frac{expM_{i4}}{calM_{i7}}$
1	CNH-250U-Fc70	666	721	0.92	790	0.84	677	0.98	596	548	1.09
2	CNH-250O-Fc70	700		0.97		0.89		1.15			
3	CNH-150U-Fc70	218	211	1.03	253	0.86	203	1.07	194	156	1.24
4	CNH-150O-Fc70	240		1.14		0.95		1.38			
5	CNH-150U-Fc150	231	252	0.92	285	0.81	216	1.07	202	187	1.08
6	CNH-150O-Fc150	252		1.00		0.88		1.18			
7	CLNH-150U-Fc150	259	269	0.96	286	0.91	253	1.02	239	231	1.03
8	CLNH-150O-Fc150	281		1.04		0.98		1.13			
9	CDNH-150U-Fc150	221	252*	0.88	285*	0.77	216*	1.02	194	187*	1.04
10	CDNH-150O-Fc150	244		0.97		0.86		1.14			

あり、計算値⑤ ( $calM_{y5}$ ) は、新都市指針による充填コンクリートのコンファインド効果による耐力上昇を考慮した短柱の終局耐力（一般化累加強度）[12]である。計算値⑥ ( $calM_{y6}$ ) は、CFT 指針に示されている高強度材料の影響を考慮して圧縮側の材料強度を低減したものである[13]。計算値⑦ ( $calM_{y7}$ ) は、CFT 指針の中柱の部材耐力である[13]。二軸曲げの試験体 No.9 と No.10 の\*印付きの計算値は、試験体 No.5 と No.6（一軸曲げで、その他は同一条件）の計算値を転載したものである。

終局耐力の実験値③と計算値④（CFT 指針，短柱）の比較から、計算値は実験値と概ね一致しているが、高めに評価している場合もある。一方、コンファインド効果を考慮した計算値⑤（新都市指針，短柱）は、試験体 UM と OM のいずれの実験値もさらに大きく過大評価しており、高強度材料を使用した CFT の耐力評価には適さないと言える。一方で、計算値⑥（CFT 指針，短柱，高強度材料の影響考慮）は、ほぼ安全側の評価となっており実験値との対応が良い。また、計算値⑦（CFT 指針，中柱）は、安全側評価ではあるが、誤差が大きい傾向にある。

図 13 に各試験体の UM と OM の終局耐力の実験値③を比較して示す。図より、UM の終局耐力は OM に対して数%~10%程度低いことが分かる。

## 5. 結論

H-SA700B の鋼板をアンダーマッチング溶接で組み立てた箱形断面柱に高強度コンクリートを充填した試験体を片持ち柱形式にして、その頂部に一定鉛直力と漸増振幅繰返し水平力を載荷する実験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) アンダーマッチング溶接 (UM) 試験体とオーバーマッチング溶接 (OM) 試験体は、水平力一部材変形角関係において、いずれも部材変形角  $R=1.5\%$ 程度まではほぼ弾性挙動を示した。初期剛性は、

UM 試験体と OM 試験体の比率の平均が 97%であり、ほぼ同じであった。また、初期剛性の実験値は、鋼管と充填コンクリートの弾性時の曲げ剛性とせん断剛性を考慮した算定式によって算定できる。その際、充填コンクリートの曲げ引張側断面の剛性を無視すればさらに精度良く評価できる。

- (2) すべての試験体は、最大耐力後に局部座屈が発生した。UM 試験体は OM 試験体に比べて、局部座屈の発生時期がやや早く、局部座屈変形の進展も大きかった。一方、亀裂や破断の発生は、UM 試験体の方が OM 試験体よりやや遅かった。したがって、UM 試験体は OM 試験体に比べて、最大耐力はやや低いが、破壊までの変形性能はやや優れていると言える。幅厚比が大きな試験体（幅厚比 27.8）では、 $R=2\%$ 程度で局部座屈が発生し、耐力が比較的急激に劣化したが、幅厚比が小さな試験体（幅厚比 16.7）では、局部座屈発生が遅く、発生後も耐力劣化は緩慢で、安定した繰返し挙動を示した。
- (3) 最終的な破壊は最大耐力以降の塑性変形域にて発生し、UM 試験体の破壊形式は、条件が同じ OM 試験体と大差なく、角継手部において溶接金属または溶接金属と母材の境界における鉛直方向の亀裂、または柱と基礎スタブ間の水平方向の亀裂であった。また、局部座屈変形が大きく進展した場合は、局部座屈の凸部に水平方向の亀裂が発生する事例も確認された。
- (4) 各試験体の降伏耐力の実験値は、UM 試験体が OM 試験体より数%~10%程度低い。UM 試験体の降伏耐力の実験値は、CFT 指針[13]の一般化累加強度による短柱の短期許容耐力に対して 1.17~1.46 倍であり、新都市指針[12]のコンファインド効果を考慮した短柱の一般化累加強度による短期許容耐力に対しても 1.12~1.28 倍である。したがって、UM と OM のいずれの降伏耐力も CFT 指針あるいは新都市指針によって安全側に評価できる。試験体は、中柱の領域にあるが、CFT 指針による中柱の短期許容耐力も部材耐力としての実験値を十分に安全側に評価できる。

- (5) 各試験体の終局耐力の実験値は、UM 試験体が OM 試験体と比較して数%~10%程度低い。CFT 指針の短柱の終局耐力は、実験値と概ね一致しているが、過大評価を与える場合もある。新都市指針の短柱の終局耐力は、コンファインド効果を考慮しているが、実験値をさらに危険側に評価している。一方、CFT 指針で高強度材料による耐力低減を考慮した短柱の終局耐力は、すべての試験体

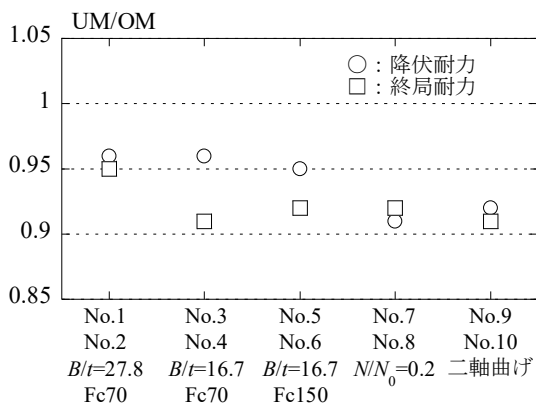


図 13 各耐力に与える角継手部溶接強度の影響

を精度よく評価している。CFT 指針の中柱の終局耐力は安全側評価ではあるが、誤差が大きい傾向にある。また、二軸曲げ(水平力45度方向加力)の終局耐力は、同一条件の一軸曲げの場合とほぼ同じであり、本実験の範囲では、二軸曲げモーメント相関耐力関係を円形に近似できる。

なお、本実験範囲外に関する今後の課題としては、柱梁接合部パネルへの適用性、引張作用時あるいは長周期地震等への対応等が挙げられる。柱梁接合部パネルについてはすでに研究済みであり、次報にて報告する予定である。

## 謝辞

本研究は、(一社)日本鉄鋼連盟により助成を受けて実施したものである。本研究を遂行するにあたって、九州大学 蜷川利彦教授から貴重なご意見をいただいた。試験体の製作においては五光工業(株)にご協力をいただいた。実験の実施にあたっては、九州大学の学生諸兄、および技術職員の窪寺弘顕氏、武田良太氏、川添浩史氏にご尽力いただいた。記載内容の多くは、内野雄大氏(現鹿島建設)が修士論文として取りまとめたものである。ここに記して謝意を表す。

## 参考文献

- [1] 一般社団法人日本鉄鋼連盟：建築構造用高強度780N/mm<sup>2</sup>鋼材(H-SA700)利用技術指針, 2017.3
- [2] 山田隆夫, 福島曉男, 軟質溶接継手を適用した80キロ鋼柱梁接合部の力学特性, 鋼構造論文集, 第1巻, 第1号, pp.119-126, 1994.3
- [3] 岡田郁夫, 山中昌之, 時野谷浩良, 一戸康生, 佐々木正道, 小林光博: 角溶接を部分溶込み溶接とした1000N/mm<sup>2</sup>級鋼溶接組立箱形断面柱-梁接合部の性能 その1 柱梁接合部パネルの十字骨組実験(実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.771-772, 2013.8
- [4] 木村慧, 福田浩司, 平山博巳, 中塚光一, 鈴木康正, 小林光博: 角溶接を部分溶込み溶接とした1000N/mm<sup>2</sup>級鋼溶接組立箱形断面柱-梁接合部の性能 その2 柱梁接合部パネルの十字骨組実験(結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.773-774, 2013.8
- [5] 吹田啓一郎, 山本源人, 新才直紀: アンダーマッティング溶接を用いた高強度組立H形鋼部材の耐力評価 その1 BH形鋼梁の4点曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1189-1190, 2012.9
- [6] 山本源人, 吹田啓一郎, 新才直紀: アンダーマッ

- ティング溶接を用いた高強度組立H形鋼部材の耐力評価 その2 BH形鋼の面外局部引張実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1191-1192, 2012.9
- [7] 山本源人, 吹田啓一郎: アンダーマッティング溶接を用いた高強度組立H形鋼部材の耐力評価 その3 部材断面と鋼材強度の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1049-1050, 2013.8
- [8] 藤澤一善, 田中剛: 高強度鋼H-SA700を用いた柱梁接合部パネルの十字形架構実験 その1 柱断面形状および溶接部強度を因子とした載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1253-1254, 2012.9
- [9] 田中剛, 藤澤一善: 高強度鋼H-SA700を用いた柱梁接合部パネルの十字形架構実験 その2 破壊状況およびパネルせん断耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1255-1256, 2012.9
- [10] 横井大輔, 田中剛: 高強度鋼H-SA700を用いた柱梁接合部パネルの十字形架構実験 その3 溶接部強度を因子とした円形鋼管柱梁接合部パネルの載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.769-770, 2013.8
- [11] 佐藤英佑, 松本修一, 成原弘之, 小室努, 安田聡: 超高強度鋼を用いたCFT柱の構造性能 その1 短柱圧縮試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1217-1218, 2009.8
- [12] 新都市ハウジング協会: コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用及び計算例等, 2014.3
- [13] 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- [14] 独立行政法人建築研究所・社団法人日本鉄鋼連盟: 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書, 2002.4.

(2020年9月28日原稿受理)