

外ダイアフラムを用いた角形鋼管柱 - 鉛直ハンチ付き梁接合部に関する研究

鈴井康正 浅井英克 時野谷浩良

橋本康則 清水良成 徳山純一郎
 (本社設計本部設計第八部) (本社設計本部設計第九部) (九州支店建築設計部)

RHS Column to Vertical Haunch-Beam Connection with External Diaphragm

Yasumasa Suzui Hidekatsu Asai Hiroyoshi Tokinoya
 Yasunori Hashimoto Yoshinari Shimizu Junichiro Tokuyama

Abstract

New column-beam connections are proposed for application to structural steel buildings. The connections consist of a RHS column, an external diaphragm and a vertical haunch beam. Onsite welded joints are used in the ends of the vertical haunch beam. This method prevents weld rupture at beam ends during strong earthquakes and provides high plastic deformation capacity. Loading tests were conducted on the vertical haunch beam and external diaphragm to evaluate the structural performance of the new connections. The test results show the new connections have superior seismic performance. Moreover, methods are proposed for evaluating of the strength of the vertical haunch beam and external diaphragm.

概要

鋼構造建築を対象として、角形鋼管柱に外ダイアフラムを取り付け、鉛直ハンチ付きH形梁と現場溶接継手により一体化を図る新しい柱梁接合部を考案した。本接合形式では、鉛直ハンチを梁端に設けることにより大地震時における梁端溶接部での破断が防止され、梁母材の有する大きな塑性変形能力が期待できる。また、単板からなる外ダイアフラム形式を採用しているため、省力化とローコスト化が可能である。考案した柱梁接合部の構造性能の確認を目的として、鉛直ハンチ付き梁および外ダイアフラムの各々を対象とした載荷実験を実施した。実験の結果、本接合形式は優れた耐震性能を有することを確認した。また、実験結果をもとに鉛直ハンチ付き梁および外ダイアフラムの耐力評価式を提案した。

1. はじめに

鋼構造建築の分野において、当社はこれまで耐震性、経済性、施工性など様々な因子を考慮しつつ、角形鋼管柱とH形梁からなる新たな接合形式の開発、実用化を進めてきた。H形梁の梁端フランジに台形リブ(ウィングプレート)の水平ハンチを取り付けた柱梁接合部は、大地震時における梁端の応力状態を緩和することにより梁端での溶接部破断を防止し、耐震性能を向上させる工法である³⁾。また、角形鋼管柱に単板からなる外ダイアフラムを取り付けてH形梁との接合を図る柱梁接合部は、省力化とローコスト化に貢献できる⁴⁾。なぜなら、外ダイアフラム工法では在来の通しダイアフラム工法のように柱を分割しないので、溶接量の削減や製作加工の合理化が期待できるからである。今回考案した柱梁接合部は、角形鋼管柱に単板からなる外ダイアフラムを取り付け、鉛直ハンチを付けたH形梁と現場溶接継手により一体化を図っており、梁端溶接部での破断の防止と経済性の確保を両立させた新しい接合形式である (Fig. 1)。本報では、この柱梁接合部の構

造性能を確認するために実施した鉛直ハンチ付き梁の繰返し載荷実験および外ダイアフラムの引張実験の結果^{1),2)}について報告する。また、実験結果をもとに鉛直ハンチ付き梁および外ダイアフラムの耐力評価式を提案する。

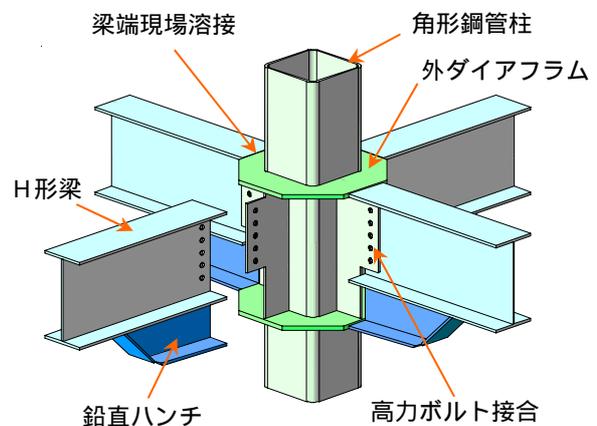


Fig. 1 柱梁接合部概要
 Outline of Column-Beam Connection

2. 鉛直ハンチ付き梁の静的繰返し载荷実験¹⁾

2.1 目的

実験の目的は、柱、鉛直ハンチ付き梁、接合部パネルからなる部分架構を抽出し、地震時を想定した静的繰返し载荷に対する鉛直ハンチ付き梁部材の構造性能を確認することである。

2.2 実験計画

2.2.1 試験体 試験体一覧をTable 1に、試験体形状をFig. 2に示す。試験体は柱、梁、接合部パネルからなるト字形であり、柱には八角形の外ダイアフラム、梁にはCT材及びリブプレートで構成された鉛直ハンチが取り付けられている。試験体数は計3体で、試験体No.1では「ハンチ先端部での梁曲げ降伏」、No.3では「ハンチウェブでのせん断降伏」、No.2では両者の降伏がほぼ同時に生じることを想定した。使用鋼材の機械的性質をTable 2に示す。柱にはBCR295材を、梁、ダイアフラム、ハンチにはSN400B材を使用している。また、梁端溶接部はレ形開先による完全溶込み溶接とし、JASS6推奨型スカラップを設けている。

2.2.2 载荷方法 試験体への载荷方法をFig. 3に示す。柱両端部をピン支持とし、梁先端に水平力(P)の正負交番荷重を加える。また、横座屈防止のため梁の両側から拘束する。加力パターンは弾性荷重を2サイクル実施した後、

層間変形角Rが、 ± 0.01 、 ± 0.02 、 ± 0.03 、 ± 0.04 radとなる正負繰返し荷重を2サイクルずつ実施し、その後、正方向への単調荷重を行う計画とした。

2.3 実験結果

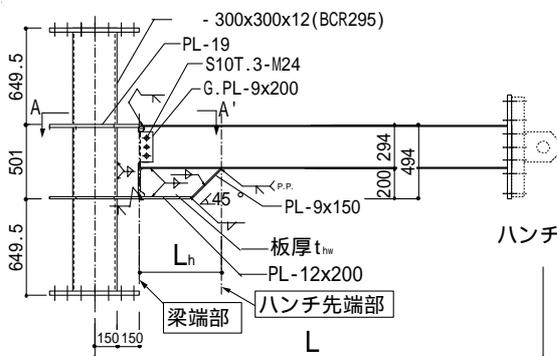
2.3.1 荷重 変形関係 試験体の水平荷重(P)と層間変形角(R)との関係をFig. 4に示す。試験体No.1, No.2では、ハンチウェブの板厚が異なる(No.1:12mm, No.2:8mm)が、同様の破壊性状を示した。すなわち、ハンチ先端部梁フランジでの曲げ降伏後、梁フランジおよび梁ウェブの局部座屈により最大耐力が決定された(Photo 1(a))。最終的に正側に単調荷重を実施した際の層間変形角(最大荷重の90%相当荷重時)は約7/100radであった。試験体No.3では、ハンチウェブが先行降伏した後も耐力が大きく上昇し、ハンチウェブの面外座屈により最大耐力が決定された。この試験体では、ハンチウェブとハンチ先端部梁母材との両方が塑性変形に寄与していたと考えられる。最終的には、ハンチウェブのスカラップ端からフィレットに沿って母材に亀裂が進展し、破断に至った(R=-4/100radの2サイクル目)(Photo 1(b))。

なお、全ての試験体について、加力中、梁端溶接部の破断や梁端部高力ボルトの滑りによる発音はなかった。また、柱、ダイアフラム、接合部パネルの変形、ひずみを測定した結果、これらの部材は加力終了時まで概ね弾性範囲内であった。

Table 1 試験体一覧
List of Test Specimens

試験体 No.	梁材		ハンチ材				先行降伏 想定部位
	断面サイズ	スパン L (mm)	長さ L _n (mm)	せい D _n (mm)	ウェブ厚 t _{wh} (mm)	ウェブ 等価幅 厚比 ¹⁾	
1		3000	550	200	12	25.0	梁曲げ降伏
2	H-294x200x8x12	3000	550	200	8	37.5	梁曲げ降伏 & ハンチ ウェブせん断降伏 ハンチウェブ せん断降伏
3		2200	400	200	8	30.6	

1) ハンチウェブの台形部分を面積等価な正方形に置換することにより算出する



(注) 使用鋼材は特記なき限りSN400Bとする。

Fig. 2 試験体形状
Test Specimens

Table 2 鋼材の機械的性質
Mechanical Properties of Steel Material

サイズ	鋼種	降伏点 または耐力 (N/mm ²)	引張 強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
-300x300x12	BCR295	405*	500	81	34.2
H-294x200x8x12 (フランジ)	SN400B	282	417	68	31.8
H-294x200x8x12 (ウェブ)	SN400B	294	424	69	30.6
PL-19	SN400B	255	421	61	32.4
PL-12	SN400B	269	429	63	30.2
PL-9	SN400B	304	436	70	29.4

*: 0.2%引張値

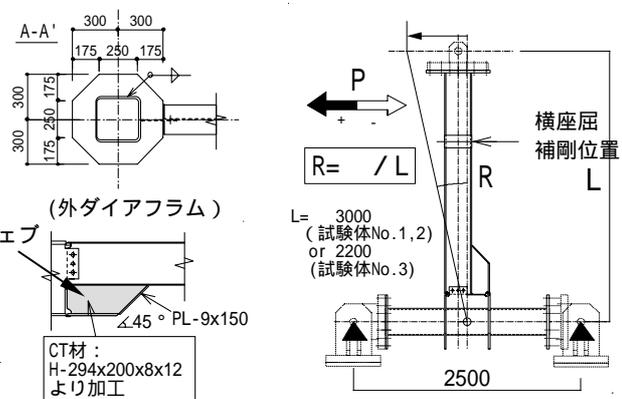


Fig. 3 载荷方法
Loading Method

2.3.2 耐力・剛性の評価 試験体の降伏耐力・最大耐力の実験値と計算値との比較をTable 3に示す。なお、降伏耐力の実験値は、接線剛性が初期剛性の1/3に低下したときの荷重とした⁷⁾。試験体No.1, No.2では、降伏耐力の実験値はハンチ先端部梁材の全塑性曲げ耐力の計算値とよい対応を示す。一方、試験体No.3では降伏耐力の実験値は、その降伏曲げ耐力の計算値に対応する。次に試験体の初期剛性の実験値と計算値との比較をTable 4に示す。ここでは、Fig. 5に示すように、ハンチの平行部およびダイアフラム部断面のウェブを無視して梁部材全体の剛性を評価した。実験値と計算値は良い対応を示している。

2.3.3 変形性能 実験で得られた梁の塑性変形能力を骨格曲線から求められる累積塑性変形倍率 ($\eta_{b,s}$) により評価する(Fig. 6参照)。梁の塑性変形能力に関する既往の評価式⁵⁾を(1)式および(2)式に示す。

Table 3 降伏耐力・最大耐力
Yield Strength and Maximum Strength

試験体 No.	実験値		計算値							
	降伏 P_y (kN)	最大 $P_{max(+)}$ (kN)	梁材				ダイアフラム			
			降伏 $cP_{b,y}$ (kN)	全塑性 P_y (kN)	終局 $cP_{b,p}$ (kN)	降伏 $P_{max(+)}$ (kN)	降伏 $cP_{d,y}$ (kN)			
1	117	137	99	1.18	110	1.06	1.24	151	0.90	137
2	108	137	99	1.09	110	0.98	1.24	151	0.90	137
3	140	182	142	0.99	158	0.89	1.15	217	0.84	194

注：各記号の説明は、Fig. 4の<凡例>を参照のこと

Table 4 初期剛性
Initial Stiffness

試験体 No.	実験値	計算値	
	K_e (kN/mm)	cK_e (kN/mm)	$\frac{K_e}{cK_e}$
1	2.97	3.13	0.950
2	3.00	3.13	0.958
3	6.61	7.47	0.885

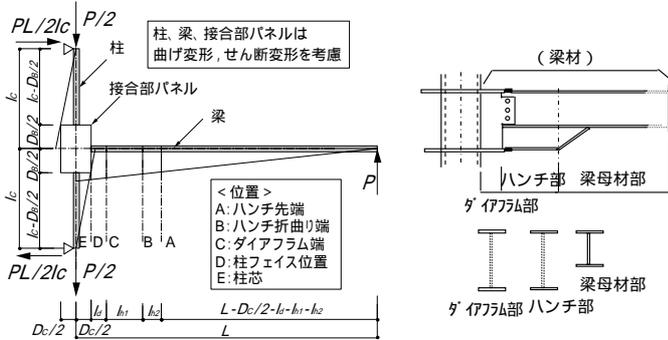
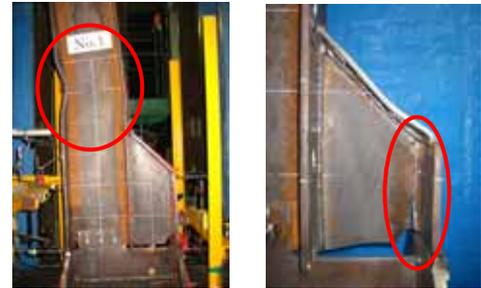
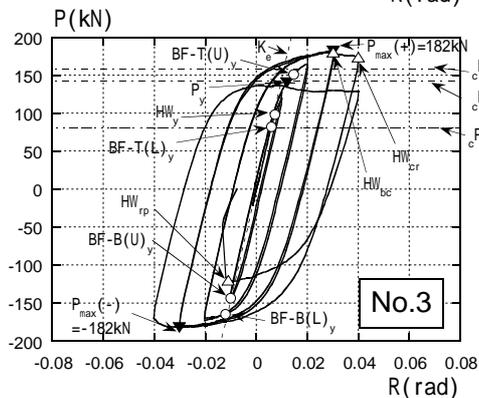
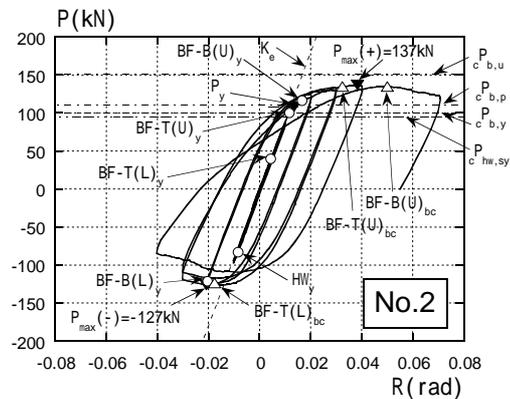
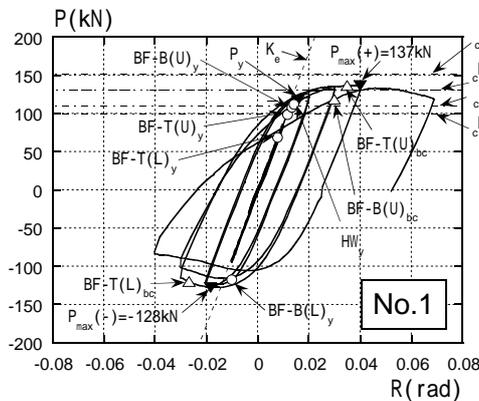


Fig. 5 剛性算出モデル
Model for Calculating Initial Stiffness



(a) 試験体No.1 (b) 試験体No.3

Photo 1 破壊状況
Failure Mode



<凡例>
〔実験値〕
 P_y : 降伏耐力 P_{max} : 最大耐力 ((+): 正側, (-): 負側) K_e : 初期剛性
BF - T(U)_y: ハンチ先端部梁材上フランジ降伏
BF - T(L)_y: ハンチ先端部梁材下フランジ降伏
BF - B(U)_y: 梁端部梁材上フランジ降伏 BF - B(L)_y: 梁端部梁材下フランジ降伏
HW_y: ハンチウェブ降伏, HW_{bc}: ハンチウェブ面外座屈
HW_{rf}: ハンチウェブ亀裂, HW_{rf}: ハンチウェブ破断
BF - T(U)_{bc}: ハンチ先端部梁材上フランジ局部座屈
BF - T(L)_{bc}: ハンチ先端部梁材下フランジ局部座屈
BF - B(U)_{bc}: 梁端部梁材上フランジ局部座屈
〔計算値〕
 $cP_{b,y}$: ハンチ先端部梁材の降伏曲げ耐力 $cP_{b,y} = c_b \cdot Z_p \cdot \sigma_y / (L - D_c/2 - l_d - l_{h1} - l_{h2})$
 P_y : ハンチ先端部梁材の全塑性曲げ耐力
 $cP_{b,p}$: ハンチ先端部梁材の終局曲げ耐力
 $cP_{b,u}$: ハンチ先端部梁材の終局曲げ耐力
 $cP_{b,u} = (c_b \cdot Z_p \cdot \sigma_u + c_b \cdot Z_p \cdot \sigma_y) / (L - D_c/2 - l_d - l_{h1} - l_{h2})$
 $cP_{hw,rf}$: ハンチウェブのせん断降伏耐力 (2.3.4の(7)式にて算出)
 $cP_{d,y}$: ダイアフラムの降伏耐力 (3.3.1の(8)式にて算出)

Fig. 4 水平荷重 (P) - 層間変形角 (R) 関係
Horizontal Load P vs. Interstory Deformation Angle R

$$\eta_0 = \left(\frac{s-1}{2s^2} \right) \left[\frac{E}{E_{st}} (s-1)(2s+1) + 3(s+1) \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_y} \right) \right] \quad (1)$$

$$\eta_\lambda = (1-\lambda)^3 \eta_0 \quad (2)$$

ここで,

$$s^{-1} = 0.4896\lambda_f^2 + 0.0460\lambda_w^2 + 0.7606 \quad (400N級鋼)$$

$$\lambda_f = \sqrt{\frac{f \sigma_y}{E} \left(\frac{b}{t_f} \right)} \quad \lambda_w = \sqrt{\frac{w \sigma_y}{E} \left(\frac{d_e}{t_w} \right)} \quad d_e = d/2$$

ここで, s : 応力上昇率, $f\sigma_y$: フランジの降伏応力度, $w\sigma_y$: ウェブの降伏応力度, E : ヤング係数, b : フランジ幅の半分, d : ウェブのせい, t_f : フランジ厚さ, t_w : ウェブ厚さ, $E/E_{st} = 50$, $\epsilon_p/\epsilon_y = 12$ とする。

(1) 式の η_0 はハンチがない場合に塑性ヒンジ近傍で局部座屈が生じると仮定した場合に相当する。また, (2) 式の η はハンチ長さ比 λ ($\lambda = L_h/L_0$, Fig. 7参照) を持つ梁の場合で, ハンチ部が弾性で局部座屈がハンチ先端部より加力側のみに生じると仮定した場合に相当する。Table 5に $\eta_{b,s}$, η_0, η の算出結果を示す。実験結果 $\eta_{b,s}$ は η_0 と η のほぼ中間の値を示している。

2.3.4 ハンチウェブの降伏耐力評価 ハンチリブプレート of のせん断力分担率に基づき, ハンチウェブの降伏耐力を評価する。ハンチリブプレートに貼付けたひずみゲージの測定値 ϵ_{hr} を基に (3) ~ (5) 式により算出する (Fig. 7参照)。

$$r, \alpha = T' / T \quad (3)$$

$$T' = \epsilon_{hr} \sigma_{eq} \cdot A / \sqrt{2} = E \cdot \epsilon_{hr} \cdot A \cdot \epsilon_{eq} / \sqrt{2} \quad (4)$$

$$T = P \cdot L_0 / (D_b + D_h) \quad (5)$$

ここで, E : ヤング係数, ϵ_{hr} : ハンチリブプレートの軸応力, $\epsilon_{hr} A$: ハンチリブプレートの断面積, T' : ハンチリブプレートの負担軸力の水平成分, T : ダイアフラム先端位置での梁端フランジの負担軸力, P : 梁先端荷重, L_0 : ダイアフラム先端位置から梁先端荷重位置までの距離, D_b : 梁母材高さ, D_h : ハンチウェブ高さ

実験結果をもとに, r, α とハンチウェブの縦横比 (D_h/L_h) の関係を (6) 式の直線回帰式で表す (Fig. 8)。

$$r, \alpha = 0.65 \cdot D_h / L_h \quad (6)$$

ただし, $0.363 < D_h/L_h < 0.500$ かつ $45.8 < L_h/t_{hw} < 68.8$ 上記の応力評価法を用いてハンチウェブの耐力評価値を算出した結果をTable 6に示す。表中の $cP_{hw, sy}$ はハンチウェブがせん断降伏耐力に達するときの梁先端荷重を示し, (6) 式の r, α を用いて (7) 式により算出する。

$$cP_{hw, sy} = \frac{(D_b + D_h) \cdot t_{hw} \cdot (L_h - D_h - \Delta) \left(\frac{cP_{hw, sy}}{\sqrt{3}} \right)}{L_0 (1 - r, \alpha)} \quad (7)$$

ここで, t_{hw} : ハンチウェブの板厚, $cP_{hw, sy}$: ハンチウェブの降伏応力度, Δ : スクラップ寸法

Table 6より梁降伏が先行した試験体No.1では, $cP_{hw, sy}/cP_{b, p} > 1.0$, ハンチウェブ降伏が先行した試験体No.3では $cP_{hw, sy}/cP_{b, p} < 1.0$ であり, 実験結果と対応している。このように鉛直ハンチ付き断面梁においては, $cP_{hw, sy}/cP_{b, p}$ の値を指標として, 塑性ヒンジの発生位置を制御することが可能と考えられる。

Table 5 梁の塑性変形能力
Plastic Deformation Capacity of Haunch-Beam

試験体 No.	b, p (rad)	b, u (rad)	b, s	0	
1	0.0104	0.0740	6.10	8.30	4.19
2	0.0107	0.0782	6.30		
3	0.0087	0.0576	5.65	-	-

(注) $\theta_{b, p}$: 梁の全塑性耐力時部材角, $\theta_{b, p} = bP_p/K_{be}$
 $\eta_{b, s}$: 梁の累積塑性変形倍率 (スケルトン部)
 Fig. 6に示す要領にて算出。
 $\theta_{b, u}$: 梁の終局時部材角 (最大耐力の90%時), K_{be} : 弾性剛性

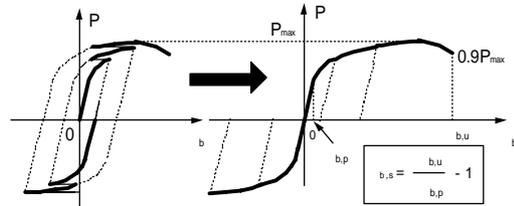


Fig. 6 骨格曲線の算出方法
Calculating Method of Skelton Curve

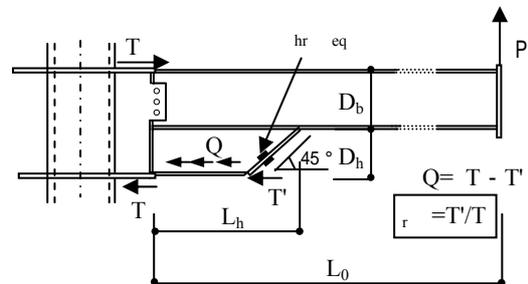


Fig. 7 ハンチリブプレートのせん断力分担率
Shear Force supported by Haunch Rib Plate

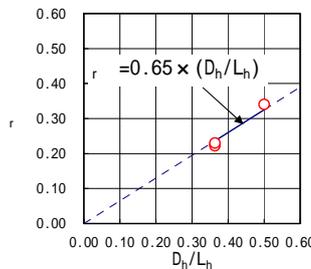


Fig. 8 r, α と D_h/L_h の関係
Relationship between r and D_h/L_h

Table 6 ハンチウェブの耐力評価
Strength of Haunch-Web

試験体 No.	$cP_{hw, sy}^P$ (kN)	$cP_{b, p}^P$ (kN)	$\frac{cP_{hw, sy}}{cP_{b, p}}$
1	137	110	1.24
2	100	110	0.91
3	84	158	0.53

< 凡例 >

$cP_{hw, sy}$: ハンチウェブのせん断降伏耐力の計算値
 $cP_{b, p}$: ハンチ先端部梁材の全塑性曲げ耐力の計算値

3. 外ダイアフラムの引張実験²⁾

3.1 目的

実験の目的は、柱にすみ肉溶接された八角形の外ダイアフラムに梁端幅のないフランジを溶接した接合部に対して引張実験を行い、その弾塑性性状を調べることである。また併せて、外ダイアフラムの溶接方法の相違による影響についても検討する。

3.2 実験計画

Table 7に試験体一覧、Table 8に鋼材の機械的性質、Fig. 9に試験体概要を示す。試験体は柱鋼管、外ダイアフラム、梁フランジをモデル化している。試験体数は全9体であり、主な実験パラメータは鋼管の板厚(t_c)、ダイアフラムサイズ(B_d)、溶接方法(すみ肉、完全溶込み)、すみ肉脚長(s)、梁フランジ幅(B_b)である。基本となる試験体(No.1)のダイアフラム及び柱鋼管断面の寸法・形状は、2章の実験に用いた試験体と同一とする。ダイアフラムと柱鋼管との溶接ディテールはNo.8のみK形開先による完全溶込み溶接とし、それ以外はすみ肉溶接とした。

Fig. 10に載荷方法を示す。試験体は上下の加力梁の間にクレビスを介してセットし、鉛直上向きに単調載荷を実施した。

3.3 実験結果

3.3.1 荷重 - 変形関係 Table 9に実験結果一覧を示す。ダイアフラムに貼付したひずみゲージによれば、いずれの試験体も梁フランジ端付近 (Fig. 9の点線枠内のA領域) 及び柱隅角部付近 (同B領域) に大きなひずみが生じていた。試験体No.1, 3, 4, 6, 7, 8は領域Aよりも領域Bが先行して降伏した。Fig. 11に荷重(P) - 変形(δ)関係をパラメータごとに分類して示す。ここで変形 δ とはFig. 10に示す変形量であり、柱鋼管とダイアフラムの変形を含む。Fig. 11中の太線は実験値、 P_{dy} は各試験体の降伏耐力(P_{dy} :接線剛性が初期剛性の1/3に低下したときの荷重⁷⁾)を示す。また、細線はダイアフラムの降伏耐力の計算値であり、鋼管指針式⁶⁾における F_t/Y (F_t :ダイアフラムのF値、 Y :降伏比)の代わりにダイアフラムの引張強さ σ_u を用いた(8)式により評価している(各記号はTable 7, Fig. 9参照)。

$$P_{dy} = 1.5 \cdot 1.48 \left(\frac{t_c \cdot t_d}{D_c \cdot t_c + h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{t_c + h_s}{D_c} \right) \cdot D_c^2 \cdot \sigma_u \quad (8)$$

h_s がマイナスとなるNo.5, No.9については、 $h_s = 0$ として P_{dy} を算出した。なお、柱の幅厚比が小さい試験体No.2およびNo.4、柱鋼管の板厚が小さい試験体No.3については、鋼管指針式の適用範囲外である。Fig. 11より以下のことがわかる。

- ・柱の鋼管厚 t_c 、ダイアフラムサイズ B_d が大きいほど、降伏耐力 P_{dy} は大きい。
- ・外ダイアフラムを柱にすみ肉溶接した場合の降伏耐力は、

完全溶込み溶接をした場合とほぼ同等である。

- ・柱、ダイアフラム、梁の形状により、梁フランジの平均応力度は異なる。

3.3.2 降伏耐力の評価 Table 9に降伏耐力の実験値 P_{dy} と計算値 P_{dy} 、及び最大耐力 P_u を示す。梁フランジ幅の小さいNo.9を除いて、 P_{dy}/P_{dy} の値は1.0を上回っている。すなわち、(8)式により、ダイアフラムの降伏耐力

Table 7 試験体一覧
List of Test Specimens

試験体 No.	溶接方法	溶接 (ワイヤ: YGW11)		柱 (BCR295)		ダイアフラム (SN400B)		梁フランジ (SM490)	
		脚長	幅	厚	サイズ	厚	幅	厚	
		s mm	D_c mm	t_c mm	B_d mm	t_d mm	B_b mm	t_b mm	
1	すみ肉	9	300	12	600	19	200	19	
2	すみ肉	5	300	19	600	25	200	25	
3	すみ肉	9	300	6	600	19	200	19	
4	すみ肉	9	300	19	600	19	200	19	
5	すみ肉	9	300	12	450	19	200	19	
6	すみ肉	9	300	12	750	19	200	19	
7	すみ肉	9	300	12	600	19	250	19	
8	完全溶込み	-	300	12	600	19	200	19	
9	すみ肉	9	300	12	450	19	100	19	

注: No.2のダイアフラムのみSM490を用いた。

Table 8 鋼材の機械的性質
Mechanical Properties of Steel Material

鋼種	板厚	降伏点	引張強さ	伸び
	t mm	σ_y N/mm ²	σ_u N/mm ²	EL %
SN400B	19	256	420	31.4
	6	340	448	24.4
BCR295	12	398	478	22.8
	19	*418	467	23.3
SM490	19	371	538	30.2
	25	370	542	27.2

*: 0.2% オフセット耐力

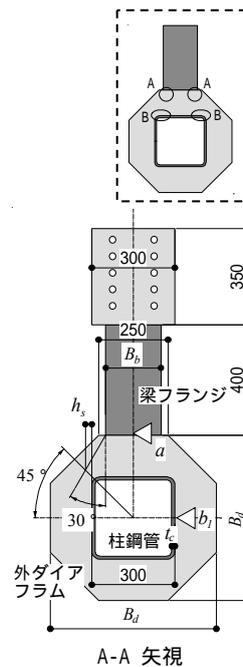


Fig. 9 試験体概要
Test Specimens

注: $\delta_a, \delta_{b1}, \delta_{b2}$ はa点, b_1 点, b_2 点の鉛直変位である。

$$\delta = \delta_a - \frac{\delta_{b1} + \delta_{b2}}{2}$$

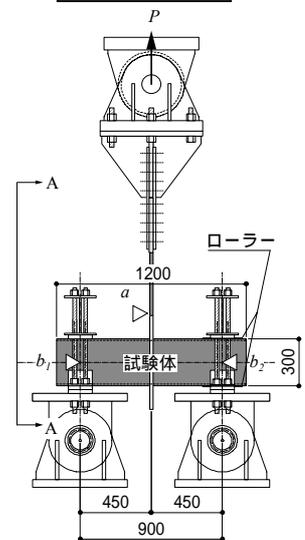
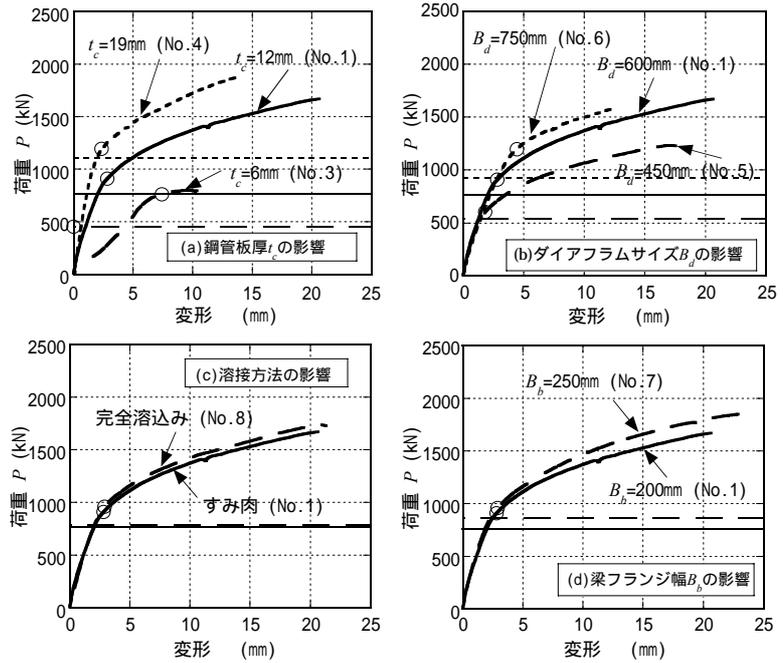
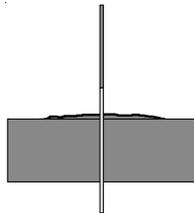


Fig. 10 載荷方法
Loading System

Table 9 実験結果一覧
Test Results

試験体 No.	破壊形式 Type	降伏耐力		最大耐力
		実験値	計算値比	実験値
		$exp P_y$	$\frac{exp P_y}{cal P_{dy}}$	$exp P_u$
		kN	kN	kN
1		911	1.19	1672
2		1730	1.01	2356
3		763	1.69	798
4		1194	1.08	1789
5		604	1.13	1232
6		1197	1.29	1581
7		961	1.11	1858
8		961	1.26	1738
9		436	0.82	793

注：
破壊形式のTypeは以下の3通り
1: 梁フランジ溶接端からの破断
: 柱鋼管とダイアフラムとの
すみ肉溶接の破断
: 柱鋼管の局部変形
(右図参照)



注：本図は最大荷重までを示す。

Fig. 11 荷重(P) - 変形(δ)関係
Load P vs. Deformation

を概ね安全側に評価できる。ただし、柱鋼管の幅厚比が大きいNo.3に対して $cal P_{dy}$ は実験結果を過小評価しており、より精度の高い評価方法が必要である。

4. まとめ

外ダイアフラムを用いた角形鋼管柱 - 鉛直ハンチ付きH形梁接合部を対象として、鉛直ハンチ付き梁および外ダイアフラムの構造性能を静的載荷実験により確認した。得られた結論を以下に示す。

- 鉛直ハンチ付き梁は、大地震を想定した繰返し載荷に対して、梁母材が本来有する塑性変形性能を十分に発揮した。
- 鉛直ハンチ付き梁の最大耐力は、ハンチ先端の曲げ降伏が先行する試験体ではハンチ先端部梁フランジの局部座屈により、鉛直ハンチウェブのせん断降伏が先行する試験体ではハンチウェブの面外座屈により決定された。
- 鉛直ハンチ付き梁の初期剛性は、線材置換による簡易な計算方法により評価できる。
- 鉛直ハンチウェブの降伏耐力の評価式として(6),(7)式を提案した。(6),(7)式を用いることにより、鉛直ハンチ付き梁の塑性ヒンジ発生位置を制御することが可能である。ただし、(6)式を導出する際に用いた試験体数が少ないため、今後実験や解析を重ねることにより、評価精度を高める必要があると考えられる。
- 外ダイアラムの降伏耐力を(8)式で評価した結果、鋼管指針式⁶⁾の適用範囲内にある試験体については、非

常により精度であった。

- 今回の試験において、外ダイアフラムを柱にすみ肉溶接した場合の外ダイアフラムの降伏耐力は、完全溶込み溶接の場合とほぼ同程度であった。
本工法は既に中低層の商業建築などに実施適用されているが、今後更なるディテールの改良により適用範囲の拡大を図る予定である。

参考文献

- 鈴井康正, 時野谷浩良, 浅井英克, 江戸宏彰, 橋本康則: 外ダイアフラムを用いた角形鋼管柱 - 鉛直ハンチ付きH形梁接合部の繰返し載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.657-658, 2004.8
- 浅井英克, 橋本康則, 江戸宏彰, 時野谷浩良, 鈴井康正: 角形鋼管柱に隅肉溶接された外ダイアフラムの引張弾塑性性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.603-604, 2004.8
- 杉本浩一, 高橋泰彦: 角形鋼管柱 - 水平ハンチ付きH形梁接合部に関する実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第8巻, pp.201-208, 2000.11
- 杉本浩一, 高橋泰彦, 藤田佳広, 西村勝尚, 新居努: 鉄骨造ノンウェルド工法の開発 - 外ダイアフラムを用いた簡略な角形鋼管柱 - H形梁接合部の検証実験 -, 大林組技術研究所報 No.62, pp.27-30, 2001
- 加藤勉: 柱・梁接合部の耐力, 変形能力の改善, 鋼構造論文集, 第5巻17号, pp.141-147, 1998.3
- 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・同解説, 1999
- 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