

780 N/mm² 級柱向け外ダイアフラム形式柱梁接合部の構造性能評価に関する研究

Research on Structural Performance Evaluation of Column to Beam Connection with Exterior Diaphragm for 780 N/mm² Class Steel Column

森岡 宙光 MORIOKA Hiromitsu JFE スチール株式会社 スチール研究所 土木・建築研究部
 大庭 諒介 OHBA Ryosuke JFE スチール株式会社 建材センター 建材開発部
 木下 智裕 KINOSHITA Tomohiro JFE スチール株式会社 スチール研究所 土木・建築研究部 主任研究員 (副課長)

要旨

外ダイアフラム形式は、柱の外側にダイアフラムを接合するため、梁と同強度の溶接材料とダイアフラムを用い、入熱量の小さい CO₂ 溶接により施工可能という利点がある。本報では、780 N/mm² 級柱に従来の外ダイアフラム形式よりも突出せいを低減した新しい外ダイアフラム形式を適用し、接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価式を構築した。また、FEM 解析と十字骨組実験を実施し、評価式が解析結果と実験結果におおむね一致することを確認した。

Abstract:

Exterior diaphragm has an advantage of being able to be connected to outside of column by using welding wire and diaphragm which have the same strength as that of beam, and low heat input CO₂ welding. JFE Steel has designed a new type of exterior diaphragm that has a smaller protrusion than conventional exterior diaphragm and performed evaluation by establishing a formula of elastic stiffness and yield strength of column to beam connection for 780 N/mm² class steel column. Calculated results of this formula showed nearly similar values with FEM analysis and cross frame experiment.

1. はじめに

近年、建築構造用 780 N/mm² 級鋼が超高層建築物の低層部の柱材に適用されている。表 1 に JFE スチールの 780 N/mm² 級鋼の規格一覧を示す。

780 N/mm² 級鋼は、溶接部の強度・靱性を確保し、低温割れを防止するために入熱・予熱などの溶接条件が従来鋼に比べて厳しく定められており¹⁾、特に柱梁接合部での溶接施工性と品質確保の両立が課題となる。柱梁接合部には、柱の局部変形を抑えるために、ダイアフラムと呼ばれる鋼板が接合される。図 1 に示すように、ダイアフラムの形式には、(a) 内ダイアフラム、(b) 通しダイアフラム、(c) 外ダイアフラムの 3 種類がある。780 N/mm² 級鋼柱に適用する場合、内ダイアフラムは、一般的に大入熱溶接であるエレクトロスラグ溶接によって柱と接合され、溶接部の強度や靱性の確保が難しい。また、通しダイアフラム形式では、ダイアフラムと溶接材料は 780 N/mm² 級鋼と同等以上の強度のものを使用する必要がある、施工性や製作コストに難がある。一方、外ダイアフラム形式では、CO₂ 溶接によりダイアフラムを柱に接合可能であり、ダイアフラムと溶材の強度は梁と同等以

上にすればよく、他の形式よりも 780 N/mm² 級柱に適した形式と考えられる。ただし、従来の外ダイアフラム形式は突

表 1 780 N/mm² 級鋼の規格一覧
Table 1 List of 780 N/mm² class steel specification

Name	Thickness <i>t</i> (mm)	YS (N/mm ²)	TS (N/mm ²)	YR (%)
JFE-HITEN780T	22 ≤ <i>t</i> ≤ 100	630 ~ 750	780 ~ 930	≤ 85
HBL630-L	12 ≤ <i>t</i> ≤ 40	630 ~ 750	780 ~ 930	≤ 85
H-SA700	6 ≤ <i>t</i> ≤ 50	700 ~ 900	780 ~ 1 000	≤ 98

YS: Yield stress, TS: Tensile stress, YR: Yield ratio

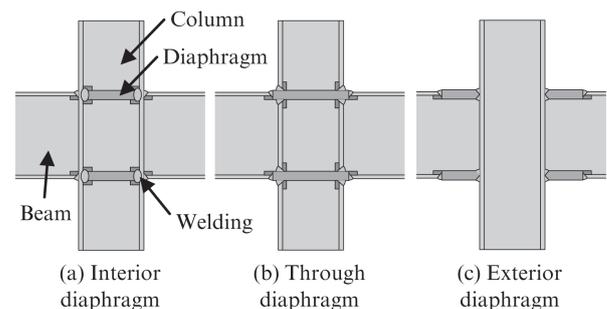


図 1 ダイアフラム形式

Fig. 1 Types of diaphragm

2018年9月11日受付

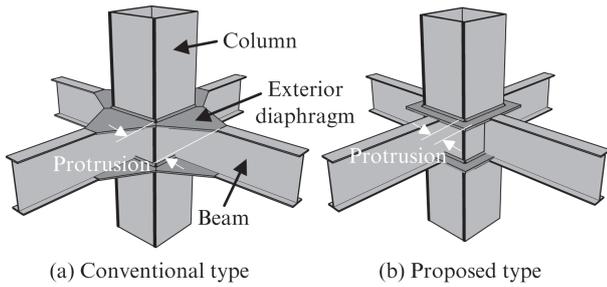


図2 外ダイアフラム形式
Fig. 2 Exterior diaphragm type

出せいが大きく、現場施工や運搬性の面で課題がある(図2(a)参照)。そこで筆者らは、780 N/mm² 級柱に適した形式として、図2(b)に示すように、厚鋼板を用いて従来の形式よりも突出せいを低減した外ダイアフラム形式を対象とし、その構造性能の評価に取り組んでいる。

本報は、著者らによる文献14)で得られた成果をまとめ、再構成したものである。文献1)に従い、図2(b)に示す外ダイアフラム形式柱梁接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価式を示す。また、簡易なモデルによるFEM解析¹⁾および実架構を模擬した柱梁十字骨組による载荷実験結果²⁴⁾をまとめ、外ダイアフラム形式柱梁接合部の弾塑性挙動と導出した評価式の精度を比較検証する。

2. 柱梁接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価式

2.1 接合部のモデル化

文献1)に従い、接合部の弾性剛性と降伏耐力を評価するための力学モデルを示し、その評価式を導出する。図3(a)に示すように、梁が1方向のみに取付く柱を考える。地震時には、柱梁接合部に梁からの曲げモーメント jM が作用する。この時、梁ウェブの応力伝達が小さいことから^{5,6)}、図3(b)のように、梁ウェブを無視した梁フランジ接合部モデルを考える。さらに、図3(c)、(d)に示すように、梁フランジ接合部モデルを外ダイアフラム部と鋼管壁部に分け、それぞれの弾性剛性と降伏耐力を求める。このとき、外ダイアフラム部は剛体と弾塑性体で構成される線材としてモデル化し、鋼管壁部は剛体-バネモデル⁷⁾を適用する。

2.2 弾性剛性算定

図3(c)に示すように、外ダイアフラム部を、外ダイアフラムと柱の断面を合わせた線材としてモデル化する。モデルは、角部と梁フランジの中心位置を剛体、それ以外を弾塑性体とし、接続する梁フランジから等分布荷重が作用する。外ダイアフラム部の弾性剛性 K_d は(1)式で求められる。

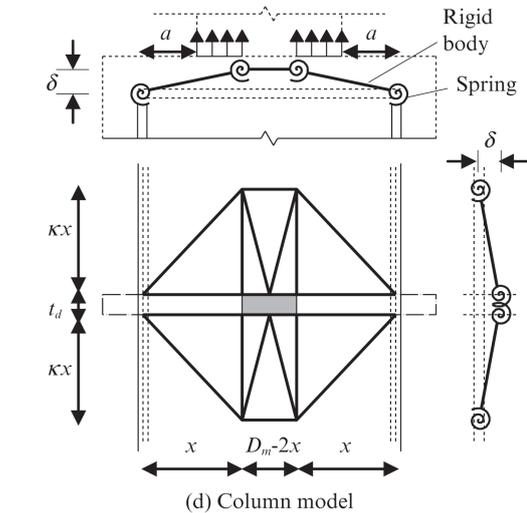
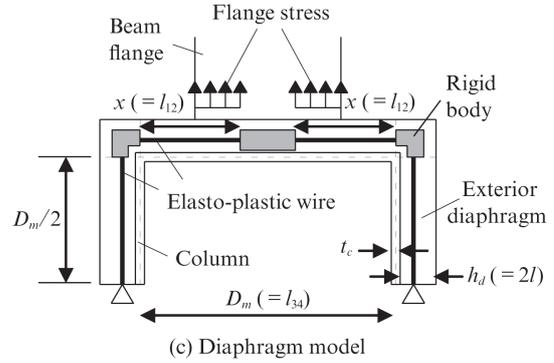
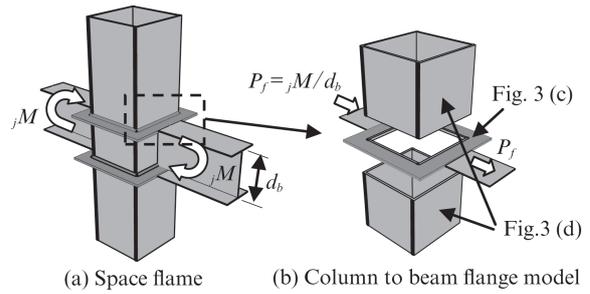


図3 柱梁接合部とモデル化

Fig. 3 Column-to-beam connection and modeling

$$\frac{1}{K_d} = \frac{2}{EI} \left\{ \left(a_2 c_2 - \frac{a_2 + c_2}{4} l_{26} + \frac{l_{26}^2}{12} \right) l_{26} + \left(a_1 c_1 - \frac{3a_1 + c_1}{12} l_{16} + \frac{l_{16}^2}{32} \right) l_{16} + \frac{qq'l_{34}^3}{3} + \frac{2k}{GA} \left(\frac{l_{26}}{4} + \frac{l_{16}}{8} + qq'l_{34} \right) + \frac{2}{EA} \left(qq'l_{12} + \frac{l_{34}}{4} \right) \right\} \quad (1)$$

ここで、 E : ヤング率、 G : せん断弾性剛性、 k : せん断に関する形状係数(長方形断面は1.2)その他の係数は(2)式以降に示す。

$$A = t_d(t_c + h_d) \quad (2)$$

$$I = t_d(t_c + h_d)^3 / 12 \quad (3)$$

$$a_1 = \frac{4l_{16}l_{34}^3(2l+l_{16}+2l_{26})+l_{12}(l_{34}+l)^2\{-l_{12}^2(\alpha+\beta)+6l_{16}(l_{16}+2l_{26})\}}{16l_{16}\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (4)$$

$$a_2 = \frac{-8l_{16}l_{34}^3+l_{12}(l_{34}+l)^2\{l_{12}^2(\alpha+\beta)+6l_{16}(l_{16}+2l_{26})\}}{16l_{16}\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (5)$$

$$a_3 = \frac{l_{12}l_{34}(l_{34}+l)\{l_{12}^2(\alpha+\beta)+6l_{16}(l_{16}+2l_{26})+24l_{16}\}}{16l_{16}\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (6)$$

$$c_1 = \frac{3l_{12}^2(l_{34}+l)^2+2l_{12}l_{34}^3+2l_{34}^3l}{4\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (7)$$

$$c_2 = \frac{3l_{12}^2(l_{34}+l)^2-2l_{34}^3l}{4\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (8)$$

$$q = \frac{3l_{12}(l_{12}+2l)(l_{34}+l)}{4\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (9)$$

$$q' = \frac{l_{12}(l_{34}+l)\{l_{12}^2(\alpha+\beta)+6l_{16}(l_{16}+2l_{26})+24l_{16}\}}{16l_{16}\{l_{34}^3+3l_{12}(l_{34}+l)^2\}} \dots\dots\dots (10)$$

$$l_{26} = (D_m - B_f) / 2 \text{ (ただし, } D_m \leq B_f \text{ のとき, } l_{26} = 0) \dots\dots\dots (11)$$

$$\alpha = \left(\frac{l_{16}}{l_{12}}\right)^2 \left\{ 6 - 8\left(\frac{l_{16}}{l_{12}}\right) + 3\left(\frac{l_{16}}{l_{12}}\right)^2 \right\} \dots\dots\dots (12)$$

$$\beta = \left(\frac{l_{16}}{l_{12}}\right)^3 \left\{ 4 - 3\left(\frac{l_{16}}{l_{12}}\right) \right\} \dots\dots\dots (13)$$

x は後述の FEM 解析結果が計算結果と合致するように (14) 式で与える。式中の D は柱の外径である。

$$x = 0.6D(D/B_f)^{0.5}(D/t_c)^{-0.28} \dots\dots\dots (14)$$

図 3 (d) に示すように、鋼管壁部は剛体と回転バネによりモデル化する⁷⁾。鋼管壁部の弾性剛性 K_c は、接合部に変形 δ が生じる時の回転バネによる内力仕事と梁フランジ荷重による外力仕事の釣り合いから、(15)式のように求められる。ここで、 ν : ポアソン比、 a : 柱の板厚中心から梁フランジ幅方向の最外縁までの距離である。

$$K_c \frac{4Et_c^3}{3(1-\nu^2)(x+a)} \left(\frac{D_m}{\kappa^2 x^2} + \frac{\kappa}{x} + \frac{2}{\kappa x} + \frac{2\kappa}{D_m} \right) \dots\dots (15)$$

κ は K_c を最小化する値とし、(16) 式で求められる。

$$\kappa = \sqrt{\frac{D_m \{1 + \sqrt{1 + 3(2x + D_m)/x}\}}{2x + D_m}} \dots\dots\dots (16)$$

梁フランジ接合部モデルは、外ダイアフラム部と鋼管壁部が並列結合されるものと考え、弾性剛性 K は (17) 式で求められる。

$$K = K_d + K_c \dots\dots\dots (17)$$

2.3 降伏耐力算定

外ダイアフラム部の降伏耐力 dP_{yd} は、図 4 (a) に示す断面 s1~s3 のいずれかが降伏するときの荷重として定義する。この時、各断面の応力は図 3 (c) の線材モデルから得られる。図 4 (b) に示すように、断面 s1, s2 では曲げとせん断、断面 s3 では曲げと軸力を考慮すると、Mises の降伏条件より、各断面の降伏荷重 s_1P_{yd} , s_2P_{yd} , s_3P_{yd} は (18) ~ (20) 式で表される。ただし、 N_y は線材の降伏軸力、 M_p は線材の全塑性モーメントであり、(21), (22) 式で表される。 σ_y は外ダイアフラムの降伏応力である。

$$s_1 P_{yd} = A\sigma_y / \sqrt{\left(\frac{4\alpha_{s1}}{h_d + t_c}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^2} \dots\dots\dots (18)$$

$$s_2 P_{yd} = A\sigma_y / \sqrt{\left(\frac{4\alpha_{s2}}{h_d + t_c}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^2} \dots\dots\dots (19)$$

$$s_3 P_{yd} = 2N_y \left\{ -\frac{\alpha_{s3}N_y}{M_p} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{s3}N_y}{M_p}\right)^2 + 1} \right\} \dots\dots (20)$$

$$N_y = A\sigma_y \dots\dots\dots (21)$$

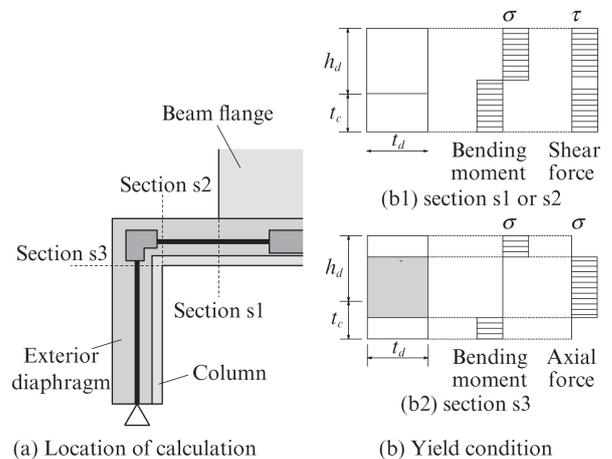


図 4 降伏耐力 P_y の計算

Fig. 4 Calculation of yield strength P_y

$$M_p = A(h_d + t_c)\sigma_y / 4 \quad \dots\dots\dots (22)$$

外ダイアフラム部の降伏耐力 dP_{yd} は、 s_1P_{yd} 、 s_2P_{yd} 、 s_3P_{yd} のうち最小値として (23) 式で表される。

$$dP_{yd} = \min(s_1P_{yd}, s_2P_{yd}, s_3P_{yd}) \quad \dots\dots\dots (23)$$

鋼管壁部の降伏耐力 cP_{yc} は、図 3 (c) に示す回転ばねに生じる曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達するときの荷重として (24) 式で表される。ただし、 M_y は柱の単位幅あたりの降伏曲げモーメントであり、(25) 式で表される。 σ_y は柱の降伏応力である。

$$cP_{yc} = 4cP_{yc}(2\kappa + D_m / \kappa x) \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$cM_y = t_c^2 \sigma_y / 6 \quad \dots\dots\dots (25)$$

梁フランジ接合部モデルの降伏耐力 P_y は、外ダイアフラム部もしくは鋼管壁部のいずれかが降伏耐力に達するときの荷重として (26) 式で求められる。

$$P_y = \min(dP_{yd}K / K_d, cP_{yc}K / K_c) \quad \dots\dots\dots (26)$$

3. FEM 解析

3.1 解析概要

梁フランジ接合部モデルの FEM 解析を実施し、2 章で構築した弾性剛性 K と降伏耐力 P_y の評価式と解析結果を比較した。

図 5 に解析モデル概要を示す。境界条件は、柱の上下端をピン支持し両側の梁フランジ先端に同一荷重 P_f を作用させた。要素は、8 節点 6 面体のソリッド要素を用いた。接合部の変形 δ は、図 5 (a) の●と○の荷重方向の変位差として定義した。

表 2 に解析ケース一覧¹⁾を示す。解析は、柱の外径と板厚、

梁フランジの幅と板厚、外ダイアフラムの板厚と突出せい等をパラメータとし、全 54 ケースを実施した。図 6 に解析で使用した鋼材の真応力-真歪関係を示す。柱は 780 N/mm² 級鋼を、外ダイアフラムと梁フランジは 550 N/mm² 級鋼を想定した。解析には、汎用構造解析プログラム Abaqus を用いた。

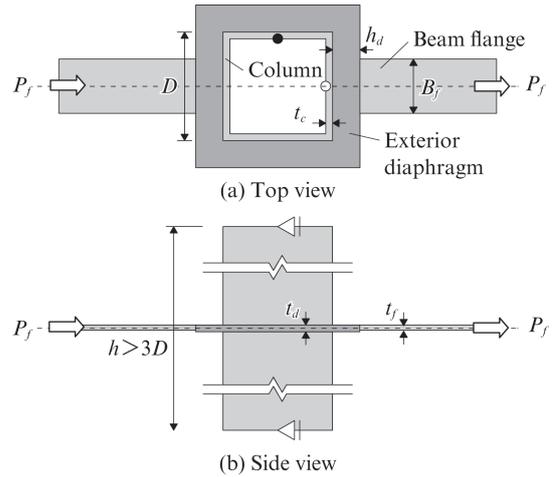


図 5 解析モデル概要

Fig. 5 FEM analysis model

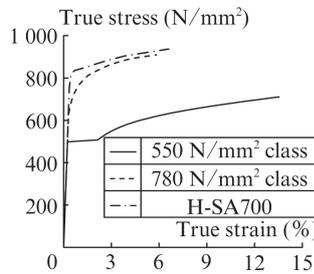


図 6 真応力-真歪関係

Fig. 6 Stress - strain curve

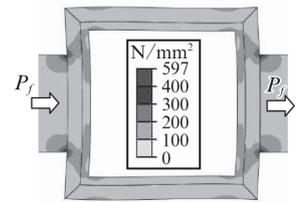


図 7 Mises 応力分布

Fig. 7 Mises stress distribution

表 2 解析ケース一覧

Table 2 Summary of FEM analysis

No.	Column				Beam flange				Exterior diaphragm			
	D mm	t _c mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	B _f mm	t _f mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	t _d mm	h _d mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²
1~54	500, 700, 800, 1 000, 1 200	12, 19, 25, 28, 32, 40, 50, 60	780 N/mm ² class steel, H-SA700	700, 824	200, 250, 300, 375, 400, 425, 500, 600, 700, 800	32, 40	Elastic body, 550 N/mm ² class steel	elastic, 497	36, 40, 45, 50	36, 40, 45, 50, 60, 75, 100, 125	550 N/mm ² class steel	497

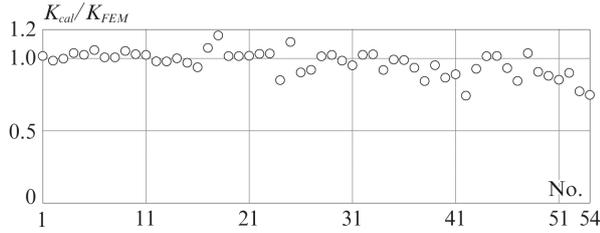


図8 弾性剛性の計算値とFEM解析値との比較

Fig. 8 Comparison of elastic stiffness between calculation and FEM analysis

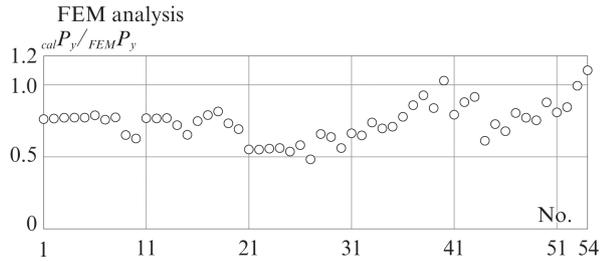


図9 降伏耐力の計算値とFEM解析値との比較

Fig. 9 Comparison of yield strength between calculation and FEM analysis

3.2 解析結果

図7に $P_f=500$ kN 時（接合部弾性時）の外ダイアフラム表面の Mises 応力分布を示す。図は柱径 500 mm の結果である。Mises 応力は、梁フランジ幅方向の両端と柱角部間で大きくなり、この領域で外ダイアフラムの降伏が早期に起こる。

図8, 9に、弾性剛性と降伏耐力の解析結果と(17)式、(26)式による計算結果を比較して示す。図の縦軸は計算値を解析値で除した値であり、横軸は試験体番号を表している。ここで、解析の弾性剛性は、荷重 P_f - 変形 δ 関係の第1ステップと原点を結んだ傾きとし、降伏耐力は、 $P_f - \delta$ 関係の接

線剛性が弾性剛性の 1/3 に低下する時の荷重とした。図8より、弾性剛性の計算値は解析値とおおよそ2割以内の差異であることが分かる。また、図9より、降伏耐力に関して、柱径に対して梁フランジ幅の小さい No.21~31 では計算値が解析値より3~5割小さい。一方で、柱径に対して梁フランジの大きい No.1~8, 36~42 では、計算値は解析値と1~2割以内の差異であり、よい対応を示す。

4. 十字骨組の繰返し载荷実験

4.1 実験概要

外ダイアフラムの挙動を確認し、2章で示した梁端接合部の弾性剛性 K と降伏耐力 P_y の評価式の精度を検証するために、図10に示す形状の十字骨組を用いて载荷実験を実施した²⁴⁾。

表3に試験体一覧を、表4に試験体に用いた鋼材の機械的性質を示す。試験体は、1/3縮小モデルを想定し、階高を1460 mm、スパンを2250 mmとした。柱は、建築構造用780 N/mm² 鋼 H-SA700Bを用いた溶接組立箱形断面柱 (□-200×12) とした。梁は、SN490Bを用いた溶接組立 H

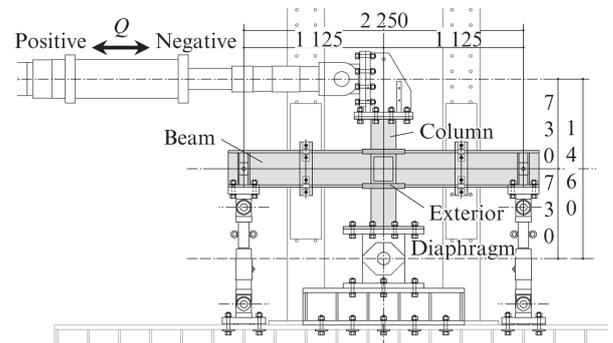


図10 試験体設置状況 (単位: mm)

Fig. 10 Test setup (Unit: mm)

表3 試験体および実験結果一覧
Table 3 Experiment models and results

No.	Column (H-SA700B)			Beam (SN490B)				Horizontal haunch		Exterior diaphragm (SN490B)		Doubler plate (H-SA700B)		Mechanical property of concrete			$jK_{cal.}$	$jK_{exp.}$	$j_{cal.}M_y$	$j_{exp.}M_y$
	CFT	D_c mm	t_c mm	D_b mm	B_b mm	bt_w mm	bt_f mm	b_h mm	l_h mm	t_d mm	h_d mm	D_{dp} mm	t_{dp} mm	E_c N/mm ²	f_c N/mm ²	f_t N/mm ²				
1	○	200	12	300	90	6	16	-	-	32	65	125	12	3.98×10^4	70.0	3.93	1.10	0.84		
2								40	4.00×10^4		73.4			4.23	1.01	0.56				
3								65	3.70×10^4		67.8			3.31	1.74	-				
4								-	-		-			-	0.77	0.91				

D_c, t_c : Width and thickness of column, D_b, B_b : Depth and width of beam, bt_w, bt_f : Thickness of beam web and flange, b_h, l_h : Width and length of haunch (see Fig.11), t_d, h_d : Thickness and protrusion of exterior diaphragm
 D_{dp}, t_{dp} : Width and thickness of doubler plate, E_c : Young's modulus of concrete, f_c : Compressive stress, f_t : Tensile stress, $jK_{cal.}$: Elastic stiffness of beam end joint (calculation)
 $jK_{exp.}$: Elastic stiffness of beam end joint (experiment), $j_{cal.}M_y$: Yield moment of beam end joint (calculation), $j_{exp.}M_y$: Yield moment of beam end joint (experiment).

表 4 鋼材の機械的特性

Table 4 Mechanical property of steel

Grade	Applied part	<i>t</i> mm	YS N/mm ²	TS N/mm ²	ϵ_u %
H-SA700B	Column	11.8	822	859	24
	Beam flange	15.9	352	533	42
SN490B	Beam web	6.78	343	491	41
	Exterior diaphragm	32.0	332	524	31

t: Thickness, YS: Yield stress, TS: Tensile stress, ϵ_u : Breaking elongation.

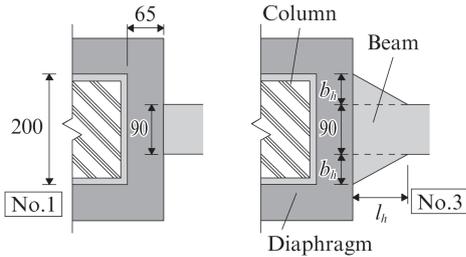


図 11 梁フランジ接合部 (単位: mm)

Fig.11 Beam flange joint (Unit: mm)

形鋼 (BH-300×90×6×16) とした。

載荷履歴は、正負交番の繰返し載荷とし、0.01 rad. ずつ層間変形角を大きくし、同一の層間変形角で 2 回ずつ繰返しした。層間変形角が 0.05 rad. の 2 回目に到達した後は正方向に単調載荷した。実験パラメータは、コンクリート充填の有無、外ダイアフラムの突出せい、水平ハンチの有無 (図 11 参照) とした。試験体 No.1, 2, 4 は梁が先行降伏、No.3 は梁端接合部が先行降伏するように設計している。なお、本実験では、パネルが梁または梁端接合部より早期に降伏しないように、パネル面にダブルプレートを溶接した。

4.2 実験結果

図 12, 13 に実験より得られた梁端曲げモーメント bM —梁部材角 θ_b 関係、梁端曲げモーメント jM —梁端回転角 θ_j 関係をそれぞれ示す。実験結果は、CFT 柱の No.1 と中空柱の No.4 のみを示す。 θ_b, θ_j は、それぞれ図 14 中の部材変形角である。図中の点線は弾性剛性の計算値を示し、●は降伏耐力の実験値 $b_{exp}M_y, j_{exp}M_y$ を、○は降伏耐力の計算値 $b_{cal}M_y, j_{cal}M_y$ を示す。計算では、図 14 (b) に示す中空柱または CFT 柱の面外変形を想定し、梁端接合部の弾性剛性 jK_{cal} と降伏耐力 $j_{cal}M_y$ を (27) ~ (29) 式で求めている。

$$(中空柱) jK_{cal} = K \cdot d_b^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$(CFT 柱) jK_{cal} = K \cdot d_b^2 \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$(中空 \cdot CFT 柱) j_{cal}M_y = P_y \cdot d_b \quad \dots\dots\dots (29)$$

ここで、 d_b は梁フランジ中心間距離、 K, P_y は 2 章の(17)式、

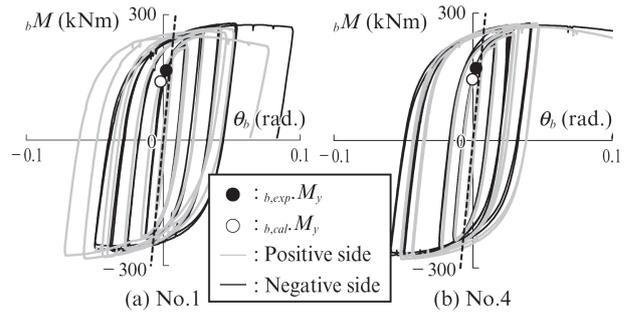


図 12 梁端曲げモーメント bM —梁部材角 θ_b 関係

Fig. 12 Test result (bM — θ_b relationship)

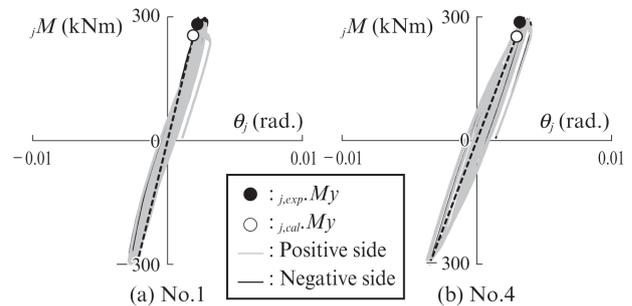


図 13 梁端曲げモーメント jM —梁端回転角 θ_j 関係

Fig. 13 Test result (jM — θ_j relationship)

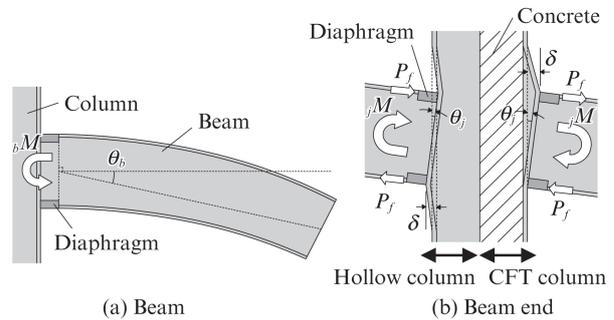


図 14 部材の変形

Fig14 Deformation of member

(26) 式のとおりである。

表 3 に梁端接合部の弾性剛性と降伏耐力の計算値と実験値を比較して示す。試験体 No.1, 2, 4 では、計算値は実験の弾性剛性と 2 割以内の差異であり、よい対応を示す。ただし、CFT 柱を用いた場合の弾性剛性において、計算値は実験値と比べて大きくなる。これは、図 14 (b) に示すように、計算では CFT 柱の圧縮側の変形を無視しているためであり、特に水平ハンチがある No.3 では、計算値が実験値より 7 割程度大きい。降伏耐力については、計算値は実験値に対して 1~4 割程度の差異となり、おおむね一致した。

試験体の耐力低下は、No.1, 2, 4 では顕著な梁の横座屈および局部座屈で、No.3 では水平ハンチ開始位置の梁の破断により生じた。全ての試験体で、外ダイアフラムおよび柱

角溶接，柱-外ダイアフラム間の溶接部には，終始，き裂および破断等の損傷は見られなかった。

5. おわりに

本論で得られた知見を以下に示す。

- (1) 外ダイアフラムの取付く梁フランジ接合部を外ダイアフラム部と鋼管壁部に分け，両者を並列結合することで，接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価式を構築した。評価式と FEM 解析結果を比較すると，弾性剛性は 2 割以内の差異，降伏耐力は多くの場合で 3 割以内の差異となり，両者はおおむね一致した。
- (2) 十字骨組の繰返し載荷実験をおこない，評価式の精度を確認した。多くの試験体で計算値は実験値と弾性剛性で 1~2 割，降伏耐力で 1~4 割程度の差異となりおおむね一致した。ただし，水平ハンチの取付く試験体 No.3 では，弾性剛性の計算値は実験値より 7 割程度高くなった。これは，CFT 柱を対象とした計算で圧縮側の変形を無視しているためと考えられる。全ての試験体の外ダイアフラムには，終始，き裂や破断は見られなかった。

また，今後の課題として，弾性剛性と降伏耐力の評価式の精度向上を図るとともに，直交 2 方向に梁が取付く場合や梁が偏心して取付く場合の影響についても検討していく予定である。

謝辞

本研究は，京都大学との共同研究で取り組んだものであり，髙裕治准教授と故 吹田啓一郎教授にご指導いただいた。

また，実験に際しては学生諸兄にご助力いただいた。ここに記して，関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 大庭諒介，木下智裕，吹田啓一郎，髙裕治，松尾真太郎，村上行夫．高強度鋼箱形断面柱を用いた外ダイアフラム形式梁フランジ接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価．日本建築学会構造系論文集．2016, vol. 81, no. 730, p. 2123-2132.
- 2) 大庭諒介，木下智裕，吹田啓一郎，髙裕治，松尾真太郎，村上行夫．高強度鋼箱形断面柱を用いた外ダイアフラム形式柱梁接合部の繰返し実験：その 1. 弾性剛性・降伏耐力の修正と実験概要．日本建築学会大会学術講演梗概集．2015, p. 744-745.
- 3) 大庭諒介，木下智裕，吹田啓一郎，髙裕治，松尾真太郎，村上行夫．高強度鋼箱形断面柱を用いた外ダイアフラム形式柱梁接合部の繰返し実験：その 2. 計算結果と実験結果の対応．日本建築学会大会学術講演梗概集．2015, p. 746-747.
- 4) 大庭諒介，木下智裕，吹田啓一郎，髙裕治，松尾真太郎，村上行夫．高強度鋼箱形断面柱を用いた外ダイアフラム形式柱梁接合部の弾性剛性と降伏耐力：その 2. 十字骨組の繰返し載荷実験及び FEM 解析．日本建築学会大会学術講演梗概集．2016, p. 1297-1298.
- 5) 今井克彦．角形鋼管柱と H 形鋼梁接合部の研究—水平荷重を受ける場合—．日本建築学会近畿支部研究報告集．1973, p. 209-212.
- 6) 田淵基嗣，坂本真一，金谷弘，藤原勝義，上場輝康．角形鋼管柱に接合される H 形鋼はり端部の曲げ耐力の評価．日本建築学会構造系論文集．1988, no. 389, p. 122-131.
- 7) 川合忠彦，近藤一夫．新しい離散化モデルによる板の曲げ崩壊解析．日本造船学会論文集．1977, no. 142, p. 190-196.



森岡宙光



大庭諒介



木下智裕