外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の耐力に関する理論的・実験的研究

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON STRENGTH OF
RHS-COLUMN TO BEAM CONNECTIONS WITH EXTERIOR DIAPHRAGM

松尾 真太郎*, 田中 剛**, 井上一朗***

Shintaro MATSUO, Tsuyoshi TANAKA and Kazuo INOUE

This paper addresses the derivation of collapse load of rectangular hollow sections (RHS)-column to beam connections with exterior diaphragm based on the method of plastic analysis. The presented formulae are available for arbitrary shapes of exterior diaphragms, and include the influence of weld details between the diaphragms and the column. In order to verify the validity of the collapse load, tests of the connections were performed. Major findings from the tests are summarized as follows: (1) the yield strength obtained from the tests was about 70 to 80% of the collapse loads, (2) there were 14 to 45% differences between the experimental maximum strength and the calculated maximum strength, (3) the experimental maximum strength of specimens which were expected to fracture in the fillet weld between RHS-column and exterior diaphragm agreed well with the calculated maximum strength, and (4) the assumed collapse mechanisms agreed well with the ultimate states of the connections.

Keywords : exterior diaphragm, RHS-column, plastic analysis, collapse load, tensile test, fillet weld

外ダイアフラム, 角形鋼管柱, 塑性解析, 崩壊荷重, 引張実験, 隅肉溶接

1. はじめに

角形鋼管柱と鉄骨梁からなる接合部の主な形式として, 通しダイアフラム, 内ダイアフラム, 外ダイアフラムがある. 外ダイアフラム形式には, 加工工程や溶接量が少ないため施工性, 経済性などを向上させられるという利点がある. また1995年に発生した兵庫県南部地震の被害として角形鋼管柱梁接合部の完全溶込溶接部付近での柱や梁フランジの破断の発生が数多く観察された¹⁾が, このような破壊を防止する方法として柱貫通形式である外ダイアフラム形式を採用することは有効な手段であると考えられる.

しかし外ダイアフラム形式の柱梁接合部では, 鋼管壁の局部変形が無視できないため, 接合部の剛性・耐力を確保するためには, 外ダイアフラムの形状・寸法の設計に十分な配慮が必要となる. 剛性に関しては, 山成ら²⁾, 上場ら³⁾による数値実験から得られた接合部の復元力特性モデル, 耐力に関しては, 田渕ら^{4),5)}による接合部の局部破壊耐力推定式, 森田ら⁶⁾による降伏線理論に基づく接合部の全塑性耐力などが挙げられる.

本論では, 図1(a)に示す形状の外ダイアフラムを対象として, 接合部の降伏耐力と最大耐力の評価に主眼を置いている. 外ダイアフラム形式接合部の許容耐力を与えているものに文献7)がある. ここで採用されている耐力式は文献4),5)に基づくものであり, 図1(b)に示す外ダイ

図1 外ダイアフラムの形状

本論文の一部は, 日本建築学会近畿支部研究報告集(2005年6月), および日本建築学会大会学術講演梗概集(2005年9月)に発表している

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

** 神戸大学工学部建設学科 助教授・博士(工学)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Kobe University, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

アフラムを単調引張荷重を行い、接合部の局部破壊に関係する各寸法因子の影響を回帰分析の手法を用いて定量的に評価したものである。しかし、この耐力式の適用には接合部寸法に関する制限がある。具体的には、鋼管外径を D 、鋼管板厚を t 、外ダイアフラムせいを h_d 、外ダイアフラム板厚を t_d 、水平ハンチ角度を θ とした場合に、 $17 \leq D/t \leq 67$ 、 $h_d/D \leq 0.4$ 、 $0.75 \leq t_d/t \leq 2.0$ 、 $\theta \leq 30^\circ$ という制限が設けられている。さらに文献7)では、角形鋼管柱と外ダイアフラムの溶接部の設計に関して記述されていない。また文献6)では、外ダイアフラム形式柱梁接合部に対して図1(b)に示す崩壊機構を用いて耐力式を与えているが、この耐力式によれば上界定理に基づいて試行計算により耐力の最小値を求める手続きが必要である。また瀧ら⁸⁾は、分割外ダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱梁接合部(図1(c))の降伏耐力の算定方法として、鋼管中心から45度方向の外ダイアフラム断面に降伏線を仮定しているが、過大評価を与えている可能性がある。

そこで本論では、溶接接合部も含めた任意の接合部寸法に対して適用できる耐力式を、図1(a)に示す外ダイアフラムに対して構築する。具体的には、地震時の柱-引張側梁フランジ接合部における崩壊機構を仮定し、それに基づく崩壊荷重を誘導する。さらに、崩壊荷重と崩壊機構の妥当性の検証を目的として、外ダイアフラム形式の角形鋼管柱と引張側梁フランジの接合部を取り出した試験体を対象に局部引張実験を行う。

2. 崩壊荷重の誘導

2.1 塑性解析モデル

本論では、中柱の柱梁接合部に地震時水平荷重時応力が作用する場合を対象としている。中柱の柱梁接合部に作用する地震時水平荷重時応力は図2左図のように表される。このとき外ダイアフラムに作用する応力は、角形鋼管柱を挟んで逆対称に分布するものとする。この場合、接合部の引張側と圧縮側の応力は同じ分布を示すが、外ダイアフラムと角形鋼管柱との隅肉溶接接合部については、引張側で検討する必要がある。そこで本論では、引張側だけを検討の対象とする。なお、圧縮時に外ダイアフラムが座屈する場合の耐力評価に関しては本論の対象外とする。接合部の引張側を図2右図のようにモデル化する。図2右図に示すように荷重方向と直交する角形鋼管柱の中心線に位置する外ダイアフラム断面を無応力状態と考え、以下の塑性解析では図2右図に示す塑性解析モデルを用いる。

2.2 崩壊機構1

崩壊機構1として、図3に示す機構を仮定する。これは、鋼管フランジの面外崩壊機構(図4参照)と鋼管フランジから水平ハンチ部にかけて形成される外ダイアフラムの降伏場からなる崩壊機構である。図3は、梁フランジ幅 B_f が外ダイアフラム幅 B_d に比べて小さい接合詳細(3章で述べるNo.10試験体のような形状に相当)にも対応できるように、 $B_f < B_d$ の場合について示している。

2.2.1 応力仕事

外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部が梁フランジから引張荷重を受ける場合に、鋼管角部から水平ハンチ部にかけて外ダイアフラムを一樣歪の三角形要素に分割し、それぞれの領域(以下、領域I, II, IIIと呼ぶ)が降伏状態にあるものとする(図3参照)。三角形要素 m における変位関数 ${}_m u$ 、 ${}_m v$ は、一般化座標 ${}_m \alpha_1, \dots, {}_m \alpha_6$ を用いると次式で表される⁹⁾。ただし、領域 m を前下付き文字で表す。

$${}_m u = {}_m \alpha_1 + {}_m \alpha_2 x + {}_m \alpha_3 y \quad (1.a)$$

$${}_m v = {}_m \alpha_4 + {}_m \alpha_5 x + {}_m \alpha_6 y \quad (1.b)$$

3つの節点番号を j, k, l (反時計回りに j, k, l)とし、各節点座標を x_j, y_j などで表し、各節点変位を u_j, v_j などで表すと、 ${}_m \alpha_1, \dots, {}_m \alpha_6$ は次式で表される。

$${}_m \alpha_1 = [(x_k y_l - x_l y_k)u_j + (x_l y_j - x_j y_l)u_k + (x_j y_k - x_k y_j)u_l] / {}_m A \quad (2.a)$$

$${}_m \alpha_2 = [(y_k - y_l)u_j + (y_l - y_j)u_k + (y_j - y_k)u_l] / {}_m A \quad (2.b)$$

$${}_m \alpha_3 = [(x_l - x_k)u_j + (x_j - x_l)u_k + (x_k - x_j)u_l] / {}_m A \quad (2.c)$$

$${}_m \alpha_4 = [(x_k y_l - x_l y_k)v_j + (x_l y_j - x_j y_l)v_k + (x_j y_k - x_k y_j)v_l] / {}_m A \quad (2.d)$$

$${}_m \alpha_5 = [(y_k - y_l)v_j + (y_l - y_j)v_k + (y_j - y_k)v_l] / {}_m A \quad (2.e)$$

$${}_m \alpha_6 = [(x_l - x_k)v_j + (x_j - x_l)v_k + (x_k - x_j)v_l] / {}_m A \quad (2.f)$$

ここで、 ${}_m A$ は領域 m の面積の2倍を表す。

${}_m \epsilon_x$ (x 方向の歪)、 ${}_m \epsilon_y$ (y 方向の歪)、 ${}_m \gamma_{xy}$ (面内せん断歪)は(3.a-c)式で表されるので、 ${}_m \epsilon_x, {}_m \epsilon_y, {}_m \gamma_{xy}$ は(4.a-c)式で与えられる。

$${}_m \epsilon_x = \partial {}_m u / \partial x, {}_m \epsilon_y = \partial {}_m v / \partial y, {}_m \gamma_{xy} = \partial {}_m u / \partial y + \partial {}_m v / \partial x \quad (3.a-c)$$

$${}_m \epsilon_x = {}_m \alpha_2, {}_m \epsilon_y = {}_m \alpha_5, {}_m \gamma_{xy} = {}_m \alpha_3 + {}_m \alpha_6 \quad (4.a-c)$$

一方、次式で表されるMisesの降伏条件および塑性流れの法線則を用いると ${}_m \epsilon_x, {}_m \epsilon_y, {}_m \gamma_{xy}$ は(6.a-c)式で表される。

$$\Phi = {}_m \sigma_x^2 - {}_m \sigma_x {}_m \sigma_y + {}_m \sigma_y^2 + 3 {}_m \tau_{xy}^2 - \sigma_{dy}^2 = 0 \quad (5)$$

$${}_m \epsilon_x = \lambda(2 {}_m \sigma_x - {}_m \sigma_y), {}_m \epsilon_y = \lambda(-{}_m \sigma_x + 2 {}_m \sigma_y), {}_m \gamma_{xy} = 6 \lambda {}_m \tau_{xy} \quad (6.a-c)$$

図2 塑性解析モデル

図3 一樣歪の三角形要素と接合部の崩壊機構1

ここで、 $m\sigma_x$: x 方向の応力、 $m\sigma_y$: y 方向の応力、 $m\tau_{xy}$: せん断応力、 σ_{dy} : 外ダイアフラムの降伏応力、 λ : 非負の比例係数である。(4.a~c), (6.a~c) 式より、領域 m における応力と歪が求まるので、領域 m の応力仕事 mW_{in} は次式で表される。

$$mW_{in} = \int_{mV} (m\sigma_x \cdot m\epsilon_x + m\sigma_y \cdot m\epsilon_y + m\tau_{xy} \cdot m\gamma_{xy}) dV \quad (7)$$

以下、図3の領域 I, II, III における応力仕事を誘導する。

まず、図3に示すように各領域の節点番号を1~5とする。このとき、各節点座標および節点変位を以下のように設定する。

$$x_1 = x_3 = 0, x_2 = x_5 = a, x_4 = l_d \sin \alpha \quad (8.a \sim c)$$

$$y_1 = -(x+t/2), y_2 = -b, y_3 = 0, y_4 = l_d \cos \alpha, y_5 = -c \quad (8.d \sim h)$$

$$u_1 = u_2 = \delta, u_3 = u_4 = 0, u_5 = \xi_1 \delta \quad (8.i \sim k)$$

$$v_1 = v_2 = v_3 = v_4 = 0, v_5 = \xi_2 \delta \quad (8.l, m)$$

ここで、 a, b, c : 図3を参照、 l_d : 線分3-4の長さ (9)式参照、ただし、 θ : 水平ハンチ角度、 h_d : 外ダイアフラムせい、 α : 線分3-4と y 方向のなす角度、 δ : 荷重方向 (x 方向) への仮想変位、 ξ_1, ξ_2 : 比例係数 ($0 \leq \xi_1 \leq 1$)、 x : 鋼管フランジの面外変形を決定づけるパラメータ、 t : 鋼管板厚である。

$$l_d = \{(1 + \tan \theta) / (\cos \alpha + \tan \theta \cdot \sin \alpha)\} h_d \quad (9)$$

(a) 領域 I の応力仕事

(2), (4), (8) 式より領域 I の歪を、(5), (6) 式より領域 I の応力を求め、それらを(7)式に代入することにより、領域 I の応力仕事 $I W_d$ は次式で得られる。

$$I W_d = 2 \left\{ \frac{(x+t/2-b)^2 + a^2/4}{3} \right\}^{0.5} t_d \sigma_{dy} \delta \quad (10)$$

ここで、 t_d : 外ダイアフラム板厚である。

(b) 領域 II の応力仕事

領域 I の場合と同様の手続きを行うことにより、領域 II の応力仕事 $II W_d$ は次式で得られる。

$$II W_d = 2 \left\{ \frac{1 + (\tan^2 \alpha)/4}{3} \right\}^{0.5} \cos \alpha \cdot l_d t_d \sigma_{dy} \delta \quad (11)$$

(c) 領域 III の応力仕事

図3より領域 III は3辺のうち2辺の変形拘束が0であるため、領域 III の応力仕事 $III W_d$ の最小値は非常に小さいものと考えられる。そこで

図4 鋼管フランジの面外崩壊機構

本論では $III W_d$ を無視する。 $III W_d$ を無視することの妥当性については付録 A を参照のこと。

(d) 鋼管フランジの応力仕事

鋼管フランジの応力仕事 W_c に関しては、図4に示す面外崩壊機構を仮定することにより、次式で得られる¹⁰⁾。

$$W_c = \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{D-t}{\kappa \cdot x} - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log_e \kappa)^2 + \pi \right\} \sigma_{cy} t^2 \delta \quad (12)$$

ここで、 s : 溶接脚長、 D : 鋼管外径、 κ : 鋼管フランジの面外変形を決定づけるパラメータ、 σ_{cy} : 鋼管フランジの降伏応力である。

2.2.2 崩壊荷重

前項の結果から、接合部の応力仕事 W_{in} は次式で得られる。

$$W_{in} = I W_d + II W_d + W_c \quad (13)$$

外力を P とすると外力仕事は $W_{ex} = P\delta$ となるので、仮想仕事の原理より接合部の崩壊荷重 P_{p1} は次式で得られる。

$$P_{p1} = (I W_d + II W_d + W_c) / \delta \quad (14)$$

上式の最小値を得るために次式を満足する x, κ, α を求める必要がある。

$$\frac{\partial P_{p1}}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial P_{p1}}{\partial \kappa} = 0, \quad \frac{\partial P_{p1}}{\partial \alpha} = 0 \quad (15.a \sim c)$$

上式から次のような関係が得られる。

$$t_d \sigma_{dy} \{12(x+t/2-b)^2 + 3a^2\}^{-0.5} (x+t/2-b) - \sigma_{cy} t^2 \{t_d + 2s + (D-t)/\kappa\} / 4x^2 = 0$$

$$2(\pi + 4\kappa \log_e \kappa)x - (D-t)\pi = 0$$

$$\alpha = \tan^{-1}(4 \tan \theta) \quad (16.a \sim c)$$

(16.a~c) 式より得られる x, κ, α を(14)式に代入すると、 P_{p1} は次式で表される。

$$P_{p1} = 2 \left\{ \left[\frac{(x+t/2-b)^2 + a^2/4}{3} \right]^{0.5} + \left(\frac{1 + (\tan^2 \alpha)/4}{3} \right)^{0.5} \cos \alpha \cdot l_d \right\} \sigma_{dy} \cdot t_d + \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{D-t}{\kappa \cdot x} - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log_e \kappa)^2 + \pi \right\} \sigma_{cy} \cdot t^2 \quad (17)$$

2.3 崩壊機構2と崩壊機構3

崩壊機構2として、図5(a)に示す機構を仮定する。これは、鋼管フランジの面外崩壊機構 (図4参照)、鋼管角部から水平ハンチ部にかけて形成される外ダイアフラムの降伏線 (以下、斜方降伏線) および前面隅肉溶接部の降伏領域 (鋼管フランジが面外変形する範囲) からなる崩壊機構である。崩壊機構3として、図5(b)に示す機構を仮定する。これは、鋼管フランジの面外崩壊機構 (図4参照)、前面隅肉溶接部の降伏領域 (鋼管フランジが面外変形する範囲) および側面隅肉溶接部の降伏領域 (鋼管フランジが面外変形する範囲) からなる崩壊機構である。

図5 接合部の崩壊機構

伏領域からなる崩壊機構である。

2.3.1 応力仕事

鋼管フランジの応力仕事は(12)式で与えられるので、以下、斜方降伏線でなされる応力仕事と前面および側面隅肉溶接部でなされる応力仕事を誘導する。

(a) 斜方降伏線でなされる応力仕事 W_d

斜方降伏線が形成される部分を拡大して図6に示す。図6より W_d は次式で表される。

$$W_d = 2(\sigma_n \cos \beta + \tau_{nt} \sin \beta) l_d' t_d \cdot \delta \quad (18)$$

ただし、上式において、

$$l_d' = \{(1 + \tan \theta) / (\cos \beta + \tan \theta \cdot \sin \beta)\} h_d \quad (19)$$

ここで、 σ_n ：図6の n 軸方向の垂直応力、 τ_{nt} ： t 軸方向のせん断応力、 β ：斜方降伏線と荷重軸に垂直な方向とのなす角度、 l_d' ：斜方降伏線の長さである。Misesの降伏条件と塑性流れの法線則を適用すると、 σ_n 、 τ_{nt} は次式で表される。ただし、 t 軸方向の拘束は小さいと考え、 t 軸方向の垂直応力は0とする。

$$\sigma_n = \left(\frac{3}{3 + \tan^2 \beta} \right)^{0.5} \sigma_{dy}, \quad \tau_{nt} = \frac{\tan \beta}{\{3(3 + \tan^2 \beta)\}^{0.5}} \sigma_{dy} \quad (20.a, b)$$

(20.a, b)式を(18)式に代入して W_d が次式で得られる。

$$W_d = 2\sigma_{dy} \cdot t_d \cdot h_d \left(\frac{3 + \tan^2 \beta}{3} \right)^{0.5} \frac{1 + \tan \theta}{1 + \tan \theta \cdot \tan \beta} \delta \quad (21)$$

(b) 前面隅肉溶接部でなされる応力仕事 W_{fw}

図5(a), (b)より前面隅肉溶接部は長さ $x+t/2$ にわたって塑性化するの、単位長さあたりの降伏耐力を $f_w q_y$ とすると W_{fw} は次式で表される。

$$W_{fw} = 2f_w q_y (x + t/2) \delta \quad (22)$$

ただし、上式において、

$$f_w q_y = 2\sigma_{wy} \cdot s / \sqrt{15} \quad (23)$$

ここで、 σ_{wy} は溶着金属の降伏応力である。

(c) 側面隅肉溶接部でなされる応力仕事 W_{sw}

図5(b)より側面隅肉溶接部は長さ $D/2$ にわたって塑性化するので、単位長さあたりの降伏耐力を $s_w q_y$ とすると W_{sw} は次式で表される。

$$W_{sw} = 2s_w q_y D \delta \quad (24)$$

ただし、上式において、

$$s_w q_y = \sigma_{wy} \cdot s / \sqrt{6} \quad (25)$$

2.3.2 崩壊荷重

崩壊機構2, 3に基づいて得られる崩壊荷重 P_{p2} , P_{p3} は仮想仕事の原理より次式で表される。

$$P_{p2} = (W_c + W_d + W_{fw}) / \delta \quad (26.a)$$

図6 外ダイアフラムの斜方降伏線

$$P_{p3} = (W_c + W_{fw} + W_{sw}) / \delta \quad (26.b)$$

上式の最小値を得るために次式を満足する x , κ , β を求める必要がある。

$$\frac{\partial P_{pi}}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial P_{pi}}{\partial \kappa} = 0, \quad \frac{\partial P_{pi}}{\partial \beta} = 0 \quad (i=2,3) \quad (27.a-c)$$

ただし、上式において(27.c)式は(26.a)式に適用するものとする。(27.c)式より次式が得られる。

$$\beta = \tan^{-1}(3 \tan \theta) \quad (28)$$

(27.a-c)式より得られる x , κ , β を(26.a, b)式に代入すると、 P_{p2} , P_{p3} は次式で表される。

$$P_{p2} = 2\sigma_{dy} \cdot t_d \cdot h_d \left(\frac{3 + \tan^2 \beta}{3} \right)^{0.5} \frac{1 + \tan \theta}{1 + \tan \theta \cdot \tan \beta} + \frac{4}{\sqrt{15}} \sigma_{wy} \cdot s \left(x + \frac{t}{2} \right) + \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{D - t}{\kappa \cdot x} - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log_e \kappa)^2 + \pi \right\} \sigma_{cy} \cdot t^2 \quad (29.a)$$

$$P_{p3} = \frac{4}{\sqrt{15}} \sigma_{wy} \cdot s \left(x + \frac{t}{2} \right) + \frac{2}{\sqrt{6}} \sigma_{wy} \cdot s D + \left\{ \frac{t_d + 2s}{x} + \frac{D - t}{\kappa \cdot x} - \frac{2}{\kappa} + \frac{4}{\pi} (\log_e \kappa)^2 + \pi \right\} \sigma_{cy} \cdot t^2 \quad (29.b)$$

図7 試験体図

3. 接合部の局部引張実験

本章では、前章で誘導した崩壊荷重および崩壊機構の検証を目的として、外ダイアフラム形式の角形鋼管柱と引張側梁フランジの接合部を取り出した試験体を対象に局部引張実験を行う。

3.1 実験概要

3.1.1 試験体

図7に試験体図、表1に試験体一覧、表2に鋼材の機械的性質、表3に溶着金属の機械的性質を示す。試験体数は10体で、実験変数は鋼管板厚、外ダイアフラムせい・板厚、水平ハンチ角度、梁フランジ幅、溶接脚長である。表1には、材料試験結果を考慮した場合の各試験体に想定される崩壊機構を示している。図2の無応力状態を実現するために、図7に示すようにスリットを設けている。図7の角形鋼管柱の中心線より右側の外ダイアフラムと角形鋼管柱が実験の対象となる部分であり、その他の部分については載荷途中で降伏しないように寸法および鋼種を設定した。No.8試験体を除くすべての試験体は文献7)の提案式の適用範囲外である。

No.1, 5～10試験体の溶接脚長を外ダイアフラム板厚の0.7倍にあたる9mmとした。No.2試験体は、崩壊機構3(図5(b)参照)の形成を検証するために設定したものであり、溶接脚長を5mm、外ダイアフラムせいを75mmとした。No.3試験体は、崩壊機構2(図5(a)参照)の形成を検証するために設定したものであり、溶接脚長を5mmとした。また、No.4試験体の溶接方法を図8に示す異形隅肉溶接とし、等脚隅肉溶接の脚長が外ダイアフラム板厚の0.7倍である場合の有効のど厚と等しくなるように溶接脚長を設定した。No.4試験体の積層要領は図8のとおり3層4パスであり、それ以外は1層1パスとした。外ダイアフラムと角形鋼管柱の溶接は、表1の溶接脚長を目標に同一の溶接工によって施工された。その結果、No.1, 5～10試験体の溶接脚長の平均値は10.3mm、No.2, 3試験体では6.1mm、No.4試験体では15.8mmであった。すべての試験体の側面隅肉溶接は、外ダイアフラムの切断面(スリット位置)までとし、スリット部に回さないようにした。なお、

表1 試験体一覧

試験体 番号	角形鋼管柱	外ダイアフラム			溶接	梁フランジ	崩壊 機構	
	外径×板厚 $D \times t$ (D/t)	せい h_d (h_d / D) mm	板厚 t_d mm	水平ハンチ 角度 θ deg.	脚長 s mm	幅 B_f mm		
1	250×12 (21)	25 (0.1)	12	45	9	200	1	
2		75 (0.3)			5		3	
3		75 (0.3)			5		2	
4	250×9 (28)	25 (0.1)	28	9	16	150	1	
5		12	50 (0.2)		30			
6			75 (0.3)					
7	250×6 (42)	25 (0.1)	12	45	9	150	1	
8		25 (0.1)						30
9								
10								

注1：外ダイアフラムの鋼種はNo.4のみSS400、それ以外はSM490A
注2：溶接材料はNo.2, 3にD4301、No.4にYGW11、それ以外はYGW18

表2 鋼材の機械的性質

鋼種	板厚 mm	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %
SM490A	12	363	516	27
SS400	28	258	425	33
BCR295	6	374	454	37
	9	400	469	36
	12	383	441	39

表3 溶着金属の機械的性質

溶接脚長 mm	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %
5	496	557	—
9	542	616	—
16	481	579	29

注：降伏点はすべて0.2%オフセット法による

隅肉溶接の有効長さは一般に全長から溶接脚長の2倍(始終端分)を差し引くが、次節での耐力計算においては、この始終端分を減じず、すべての試験体の側面隅肉溶接長を $D/2$ としている。

3.1.2 載荷方法と計測方法

2000kN万能試験機により、試験体が最大耐力に到達するまで単調引張載荷を行う。図9に示すように変位計を設置し、変位計から得られる鋼管フランジの面外変形 u を鋼管局部変形と定義する。また、鋼管フランジ表面から15mmの位置の外ダイアフラム表面に1軸ゲージを貼付し、荷重方向の歪分布を調べる。

3.2 実験結果および考察

3.2.1 荷重—変形関係

図10に各試験体の荷重—変形関係を示す。図の縦軸は図7の荷重 P 、横軸は図9の鋼管局部変形 u である。図中の◆は、荷重—変形関係の接線剛性が初期剛性の3分の1となるときの耐力 ${}_{exp}P_{y,(1/3)}$ ⁴⁾、△は、0.15%オフセット値により求めた耐力 ${}_{exp}P_{y,(0.15\%)}$ 、■は最大耐力 ${}_{exp}P_u$ である。ここで、0.15%とは荷重—変形関係における残留変形の鋼管外径に対する割合を表し、 ${}_{exp}P_{y,(0.15\%)}$ は梁せいを鋼管外径の1.5倍とした時に鋼管局部変形による梁端の残留回転角が1/500rad.に留まる荷重に相当する。(17),(29.a,b)式より得られる崩壊荷重 ${}_{cal}P_p$ を太実線で示す。また、最大耐力計算値 ${}_{cal}P_u$ を太点線で併記している。 ${}_{cal}P_u$ の算出に際して、崩壊機構1の場合、(17)式の σ_{cy} 、 σ_{dy} を σ_{cu} (鋼管フランジの引張強さ)、 σ_{du} (外ダイアフラムの引張強さ)に置き換えた。崩壊機構2の場合、(29.a)式の σ_{wy} のみ σ_{wu} (溶着金属の引張強さ)に置き換え、鋼管フランジと外ダイアフラムについては σ_{cy} 、 σ_{dy} を用いた。崩壊機構3も同様に(29.b)式の σ_{wy} のみ σ_{wu} に置き換えた。これは、最大耐力に達したときのNo.2, 3試験体の鋼管局部変形が他の試験体に比べて小さいので、最大耐力時には鋼管フランジと外ダイアフラムは引張強さに達していないものと判断したためである。図10より ${}_{exp}P_{y,(1/3)}$ 、 ${}_{exp}P_{y,(0.15\%)}$ 時の鋼管局部変形は試験体によらず0.5～1mm程度であり、鋼管板厚に対して5～10%程度である。 ${}_{cal}P_p$ 時の鋼管局部変形は1～3mm程度であり(ただし、No.2, 3試験体を除く)、鋼管局部変形が急激に進展しはじめる付近の耐力を捉えている。 ${}_{exp}P_u$ 時に関しては、No.2, 3試験体が他の試験体に比べて著しく鋼管局部変形が小さいこと、No.8試験体の鋼管局部変形がNo.5試験体に比べて著しく大きいことが挙げられる。

図8 異形隅肉溶接

図9 変位計設置方法と鋼管局部変形の定義

3.2.2 耐力の実験値と計算値

図11に $\exp P_{y,(1/3)}$ と $\text{cal} P_p$ の比較 (図中の◆), $\exp P_{y,(0.15\%)}$ と $\text{cal} P_p$ の比較 (図中の△) および $\exp P_u$ と $\text{cal} P_u$ の比較 (図中の■) を示す。図の縦軸は実験値と計算値の比、横軸は試験体番号である。

崩壊機構1を形成する試験体 (No.1, 4~10) の場合, $\exp P_{y,(1/3)}$ は $\text{cal} P_p$ の70~80%程度, $\exp P_{y,(0.15\%)}$ は $\text{cal} P_p$ の80~100%程度を示している。実験結果を過大評価する要因として、外ダイアフラムの面内剛性に比べて鋼管フランジの面外剛性が小さいので $\exp P_{y,(1/3)}$ や $\exp P_{y,(0.15\%)}$ 時における鋼管局部変形に対して、外ダイアフラムは崩壊機構に到達しているが、鋼管フランジは崩壊機構に到達していないことが挙げられる。

これを裏付け一例として図12を示す。図12は鋼管幅厚比 D/t を変化したNo.1, 5, 9試験体の荷重-変形関係であり、鋼管局部変形 $u=2\text{mm}$ まで示されている。図中の太実線は、鋼管フランジの応力仕事を無視した崩壊荷重, すなわち $\text{cal} P_p - W_c / \delta$ を表しており、破線と太実線の差が鋼管フランジの崩壊荷重に対する寄与分である。

$(\text{cal} P_p - W_c / \delta) / \exp P_{y,(1/3)}$ は, No.1試験体が0.73, No.5試験体が0.81, No.9試験体が0.96を示しており、いずれも $\exp P_{y,(1/3)}$ は $\text{cal} P_p - W_c / \delta$ と $\text{cal} P_p$ の間に位置するとともに、鋼管幅厚比 D/t が大きいほど、 $\text{cal} P_p - W_c / \delta$ に近づく。これは、鋼管フランジの面外曲げ剛性が小さくなるにしたがい、 $\exp P_{y,(1/3)}$ 時の鋼管局部変形量に対して、鋼管フランジの面外曲げによる応力伝達が期待できなくなることを意味している。

次に、 $\exp P_{y,(1/3)}$ 時に外ダイアフラムがほぼ崩壊機構に到達していることが確認できる例として図13を示す。図13はNo.1, 5, 9試験体の外ダイアフラムに貼付した1軸ゲージより得られた歪分布である。○は $\exp P_{y,(1/3)} / 2$ 時を、◆は $\exp P_{y,(1/3)}$ 時を表している。グレーのハッチは(16.a,b)式より得られる $x+t/2$ の範囲を表している。 $x+t/2$ の範囲において $\exp P_{y,(1/3)} / 2$ 時の歪は弾性域に留まっているが、 $\exp P_{y,(1/3)}$ 時の歪は降伏歪を超えているものが大部分である。したがって、 $\exp P_{y,(1/3)}$ 時の鋼管局部変形に対して外ダイアフラムは降伏場を形成し、その範囲は(16.a,b)式で予測した範囲とほぼ一致することがわかる。

一方、 $\text{cal} P_u$ は $\exp P_u$ に対して、試験体 (No.1, 4~9) に関して10%以上の過小評価を、No.10試験体に関して7%の過大評価を与えている。

図10 荷重-変形関係

図11 実験値と計算値の比較

(a) No.1 試験体 (b) No.5 試験体 (c) No.9 試験体

図12 荷重-変形関係

(a) No.1 試験体 (b) No.5 試験体 (c) No.9 試験体

図13 外ダイアフラムの歪分布

特にNo.4試験体については44%, No.8, 9試験体については36%の過小評価となり、実験値との差は大きい。試験体 (No.1, 4~9) に対して過小評価を与える一因として、最大耐力時には鋼管局部変形がかなり進行しているため、鋼管フランジには曲げ応力のみならず引張応力も生じることになり、その結果耐力上昇が大きくなることが挙げられる。なお、No.10試験体に対して過大評価を与えるのは、梁フランジ幅 B_f が外ダイアフラム幅 B_d よりも小さく、外ダイアフラムと梁フランジが入り隅を形成するため、外ダイアフラムと梁フランジの溶接部の始端部に歪集中が発生し、比較的早期に溶接部に延性亀裂が生じ、最大耐力が亀裂の進展によって決まったためである。図10のNo.9試験体とNo.10試験体の荷重-変形関係を比較すると、No.10試験体の2次勾配が著しく小さいのは、この亀裂の進展に起因しているためである。

外ダイアフラムと角形鋼管柱との隅肉溶接部が降伏する崩壊機構2, 3を形成する試験体 (No.2, 3) の場合、 $\exp P_{y,(1/3)}$ および $\exp P_{y,(0.15\%)}$ は $\text{cal} P_p$ の60~65%程度および75~80%程度となり、崩壊機構1の場合に比

図14 各耐力と実験変数の関係

図15 終局状態と崩壊機構1の比較

図16 No.2, 3試験体の終局状態

べて若干過大評価する割合が大きくなるが、 $\exp P_u$ は $\text{cal} P_u$ の92%, 97%であり、3.2.1項で仮定した最大耐力時の材料強度の設定が概ね妥当であると判断できる。

10体の試験体のうち、 D/t を変化させた試験体 (No.1, 5, 9) と h_d/D を変化させた試験体 (No.5~7) について、各耐力と実験変数の関係を図14に示す。縦軸は各耐力 (p とする) を $B_d \cdot t_d \cdot \sigma_{dy}$ で無次元化したものであり、横軸は(a) D/t , (b) h_d/D である。いずれの場合も実験変数の変化に伴う耐力の変化に対して、計算値は実験値の傾向をよく捉えている。

3.2.3 終局状態と崩壊機構

図15にNo.9, 10試験体の終局状態と図3の崩壊機構1を比較して示す。いずれの試験体についても、外ダイアフラムの塑性化状況が想定した崩壊機構と良く対応していることが確認できる。また、ここには示していないが他の試験体 (No.1, 4~8) についても想定どおりの崩壊機構を呈することを確認した。

No.2, 3試験体の終局状態を図16に示す。No.2試験体は、側面隅肉溶接部の終端部(スリット部)に亀裂が発生し、その後側面隅肉溶接部から前面隅肉溶接部にかけて脆性的に破断が発生することにより終局を迎えた。No.3試験体は、外ダイアフラムの塑性化が進展し最大耐力を迎えた後、鋼管角部の歪集中により前面隅肉溶接部が脆性破断して終局を迎えた。以上のことからNo.2, 3試験体に関しても、想定どおりの崩壊機構を確認できたと言える。

4. まとめ

本研究では、外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部を対象として、溶接接合部も含む任意の接合部寸法に適用できる耐力式を構築するために、外ダイアフラムに一樣歪の三角形要素を導入して塑性解析を行った。また耐力式の妥当性を確認するために、外ダイアフラム形式の角形鋼管柱と引張側梁フランジ接合部の局部引張実験を実施し、以下の結果を得た。

- 1) 崩壊機構1を形成する試験体 (No.1, 4~10) の $\text{cal} P_p$ は、 $\exp P_{y,(1/3)}$ に対して70~80%, $\exp P_{y,(0.15\%)}$ に対して80~100%を示した。このように $\exp P_{y,(1/3)} \cdot \exp P_{y,(0.15\%)}$ を過大評価する一因として、 $\exp P_{y,(1/3)}$, $\exp P_{y,(0.15\%)}$ 時において面外剛性の低い鋼管フランジが崩壊機構に到達していないことが挙げられる。
- 2) 崩壊機構1を形成する試験体 (No.1, 4~9) の $\text{cal} P_u$ は、 $\exp P_u$ を14~44%下回った。これは、 $\exp P_u$ 時における鋼管フランジの面外変形が大きく、鋼管フランジは曲げ応力のみならず引張応力にも抵抗しているためであると考えられる。一方、No.10試験体については、早期に外ダイアフラムと梁フランジ溶接部始端から外ダイアフラム側に亀裂が進展し、 $\exp P_u$ をわずかに過大評価する結果となった。
- 3) 崩壊機構2, 3を形成する試験体 (No.2, 3) の $\text{cal} P_u$ は、 $\exp P_u$ と良い対応を示した。このことから、 $\exp P_u$ 時の鋼管フランジや外ダイアフラムの応力は降伏応力レベルに留まっているものと考えられる。
- 4) すべての試験体で、想定どおりの崩壊機構形成が確認できた。また、崩壊機構1を形成する試験体 (No.1, 4~10) に対して、外ダイアフラムは $\exp P_{y,(1/3)}$ 時に概ね崩壊機構に到達していることを確認した。本論では、外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の降伏耐力実験値 ($\exp P_{y,(1/3)}$, $\exp P_{y,(0.15\%)}$) と崩壊荷重計算値 $\text{cal} P_p$ の対応関係について述べたが、降伏耐力を精度良く評価するには到っていない。降伏耐力の評価

式については、さらに検討が必要である。また、 P_{p1} を求めるには、(16)式を数値計算により解く必要がある。したがって、(16)式を解くことなく x および κ を簡便な式で与えることにより P_{p1} を陽な形で提示することが望まれる。これらに関して今後の課題としたい。

謝辞

(社)日本鉄鋼連盟より実験用鋼材の支給を賜りました。試験体製作にあたっては、竹島鉄工建設株式会社 竹島徹氏より数々のご協力を得ました。また本研究を進めるにあたり、神戸大学 田淵基嗣教授に貴重なご意見をいただきました。実験の遂行に際しては、京都大学 聲高裕治助手に多大な協力を賜りました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 2) 山成實，小川厚治，黒羽啓明，海原広幸：外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式（半剛接合鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究），構造工学論文集，Vol.38B，pp.475-484，1992.3
- 3) 上場輝康，江見卓郎：外ダイアフラム補剛形式角形鋼管柱-梁接合部の局所変形挙動に関する研究（その2，局所変形挙動のモデル化），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C-1，構造III，pp.625-626，2000.9
- 4) 田淵基嗣，金谷弘，上場輝康：角形鋼管・H形はり接合部の局所破壊-角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究1-，日本建築学会構造系論文報告集，第349号，pp.71-79，1985.3
- 5) 田淵基嗣，金谷弘，上場輝康：角形鋼管・H形はり接合部の局所耐力推定式-角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究2-，日本建築学会構造系論文報告集，第352号，pp.79-89，1985.6
- 6) 森田耕次，江波戸和正，渡辺仁，山本昇，安田博和，里見孝之：箱形断面柱-H形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究-接合部降伏耐力の評価-，日本建築学会構造系論文報告集，第388号，pp.100-111，1988.6
- 7) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説，1990
- 8) 龍正哉，久保田淳，藤村博，荻原行正，福元敏之：分割外ダイアフラム形式を用いたコンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の実験的研究（その1中柱形式の接合部局所引張実験），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），C-1，構造III，pp.1103-1104，2004.8
- 9) O.C. ツィエンキーヴィッツ，Y.K. チューン共著，吉識雅夫監訳：マトリックス有限要素法，3章，pp.30-33，1970.3
- 10) E.H. Mansfield：Studies in collapse analysis of rigid-plastic plates with a square yield diagram，Proc. of the Royal Society London，241，Series A，pp.311-338，1957.8
- 11) 安井信行，吹田啓一郎，井上一朗：斜方隅肉溶接継目の破壊機構と最大耐力，日本建築学会構造系論文集，第579号，pp.111-118，2004.5

付録A 崩壊機構1の領域IIIにおける応力仕事 ${}_m W_d$ について

領域I，IIの場合と同様の手続きを行うことにより，領域IIIの応力仕事 ${}_m W_d$ は次式で得られる。

$${}_m W_d = 2 \frac{E_1 \xi_1^2 + E_2 \xi_1 + E_3}{(D_1 \xi_1^2 + D_2 \xi_1 + D_3)^{0.5}} (a - l_d \sin \alpha) t_d \sigma_{dy} \delta \quad (A1.a)$$

$$= 2 \frac{E_1' \xi_1^2 + E_2' \xi_1 + E_3'}{(D_1' \xi_1^2 + D_2' \xi_1 + D_3')^{0.5}} (a - l_d \sin \alpha) t_d \sigma_{dy} \delta \quad (A2.b)$$

ただし，上式において，

$$D_1 = (18 + 27C_1^2)\xi_2^2 + 197C_1\xi_2 + 18C_1^2 + 243 \quad (A3.a)$$

$$D_2 = (-54C_1 - 27C_2)\xi_2 - 36C_1C_2 - 162 \quad (A3.b)$$

$$D_3 = 18C_2^2 + 27 \quad (A3.c)$$

$$D_1' = (18 + 27C_1^2)\xi_1^2 \quad (A3.d)$$

$$D_2' = 197C_1\xi_1^2 + (-54C_1 - 27C_2)\xi_1 \quad (A3.e)$$

$$D_3' = (18C_1^2 + 243)\xi_1^2 + (-36C_1C_2 - 162)\xi_1 + 18C_2^2 + 27 \quad (A3.f)$$

$$E_1 = 3C_1^2\xi_2^2 + 14C_1\xi_2 + 4C_1^2 + 9 \quad (A3.g)$$

$$E_2 = (-5C_1 - 2C_2 + 4)\xi_2 - 8C_1C_2 + 2C_1 - 12 \quad (A3.h)$$

$$E_3 = 4C_2^2 - 2C_2 + 3 \quad (A3.i)$$

$$E_1' = 3C_1^2\xi_1^2 \quad (A3.j)$$

$$E_2' = 14C_1\xi_1^2 + (-5C_1 - 2C_2 + 4)\xi_1 \quad (A3.k)$$

$$E_3' = (4C_1^2 + 9)\xi_1^2 + (-8C_1C_2 + 2C_1 - 12)\xi_1 + (4C_2^2 - 2C_2 + 3) \quad (A3.l)$$

$$C_1 = (b + l_d \cos \alpha) / (a - l_d \sin \alpha) \quad (A3.m)$$

$$C_2 = (c + l_d \cos \alpha) / (a - l_d \sin \alpha) \quad (A3.n)$$

(A1.a,b)式を考慮すると(14)式は厳密には次のように表される。

$$P_{p1} = ({}_m W_d + {}_{II} W_d + {}_{III} W_d + W_c) / \delta \quad (A4)$$

したがって，(A4)式を最小化するためには(15.a-c)式に加えて次式を満足する必要がある。

$$\frac{\partial P_{p1}}{\partial \xi_1} = 0, \quad \frac{\partial P_{p1}}{\partial \xi_2} = 0 \quad (A5.a,b)$$

(A5.a,b)より次式が得られる。

$$\begin{aligned} 2D_1 E_1 \xi_1^3 + 3D_2 E_1 \xi_1^2 + (4D_3 E_1 + D_2 E_2 - 2D_1 E_3) \xi_1 + 2D_3 E_2 - D_2 E_3 &= 0 \\ 2D_1' E_1' \xi_1^3 + 3D_2' E_1' \xi_1^2 + (4D_3' E_1' + D_2' E_2' - 2D_1' E_3') \xi_1 &+ 2D_3' E_2' - D_2' E_3' = 0 \end{aligned} \quad (A6.a,b)$$

(A6.a,b)式より得られる ξ_1 ， ξ_2 と(15.a-c)式より得られる x ， κ ， α を(14)式に代入して，最終的な崩壊荷重の数式表現が得られることになるが，(A6.a,b)式より ξ_1 ， ξ_2 を得ることは非常に困難である。一方，本文で述べたように，図3より領域IIIは3辺のうち2辺の変形拘束が0であるため， ${}_m W_d$ の最小値は非常に小さいものと考えられる。そこで ${}_m W_d$ が W_{in} に占める割合の一例を図A1に示す。縦軸に ${}_m W_d / W_{in}$ ，横軸に t_d / t をとり，パラメータとして $D=200, 300, 400, 500\text{mm}$ ， $\theta=30^\circ, 45^\circ$ を採用した。なお，図A1は $a/D=0.3$ ， $b/D=0.25$ ， $B_d/D=0.8$ （ B_d ：外ダイアフラムの幅）， $D/t=10$ のときの結果である。図A1より，いずれにしても ${}_m W_d$ は非常に小さく，無視できる。以上のことを考慮して，本文では(16)式を用いることとした。

図A1 ${}_m W_d$ が W_{in} に占める割合

(2006年1月10日原稿受理，2006年4月14日採用決定)