Slope factor 法によって定義された接合部局部降伏耐力 に関する応力ブロックを用いた評価式

ロングダイアフラム形式のコンクリート充填円形鋼管柱・梁フランジ接合部の
局部引張耐力に関する研究 その2

DESIGN FORMULA USING STRESS BLOCK CONCERNING LOCAL YIELD STRENGTH OF THE CONNECTIONS DEFINED BY SLOPE FACTOR METHOD

Study on local tensile strength of unstiffened type connection
between concrete filled steel tubular column and beam flange Part 2

平出 亨*, 原田 宏一**, 栄藤 修***, 瀬川 輝夫****

Tooru HIRADE, Kouichi HARADA, Osamu ETOH
and Teruo SEGAWA

Design formula has been proposed for local tensile yield strength of unstiffened type connection between concrete filled circular steel tubular column and beam flange. The local connection interface region has been classified to two regions; around the middle region of the flange, and the rest flange edge region. The steel in this edge region has been assumed to be yield fully under the Von Mises' yield condition. In the partially yield middle region, its stress block factor has been assumed to be a function of the full yield strength of the tubular steel relative to the flange's one.

Keywords: Concrete filled steel tubular column, unstiffened Beam-to-column connection, Long-stiffener type, Yield strength, Slope factor method, Stress block
コンクリート充填円形鋼管柱、無補強柱梁接合部、ロングスティフナー形式、降伏耐力
slope factor 法、応力ブロック

1. はじめに

鋼管柱・梁接合部において、内外ダイアフラムを設けずに接合部近傍の鋼管厚を増厚補強する形式はロングスティフナー形式と呼ばれている(図1)。ロングスティフナー形式のコンクリート充填円形鋼管柱・H形鋼梁フランジ接合部局部(以下、接合局部)はフランジからフランジ軸方向外向き引張力を受け、鋼管面外方向に外向き変位が生じる。一般には、この荷重-変形曲線に general yield 法、もしくは slope factor 法(以下各々 g.y.法、s.f.法)、等が適用され接合局部の降伏耐力が定義される。slope factor 値(以下 s.f.値)を1/3に限定した s.f.法耐力解析・実験値と降伏線理論値との適合性に関しては、詳細な検討を本報その1¹⁾にて実施し、未だ説明し切れていない以下の重要な知見①~③に

対応するため、本報その2において新たな降伏耐力式を提案するに至った。①: s.f.法耐力値は存在しない場合がある。②: フランジの材料降伏応力度が低い、もしくはフランジ厚が薄いほど s.f.法耐力値は低下する。③: ロングスティフナー領域が増大しても s.f.法耐力値は単調には上昇しない。知見①のケースは、図1の接合局部の荷重-変形曲線においてその接線勾配が指定された s.f.値に対応する勾配まで低下しないうちに、所謂、梁降伏先行となるケースである。実務においてはパネルよりもフランジを弱く設計するため一般に接合局部は降伏しない。接合局部耐力のポテンシャルの把握を目的とした実験において試験体のフランジを実施設計ディテールよりも強く設定すると、知見②により、実施ディテールの s.f.法耐力は試験体の耐力を下回ることになる。また、g.y.法に関しては荷重-変形関係において降伏棚の長さが不足する場合に降伏荷重値の判断が難しいことから、本報においては s.f.法耐力評価式の構築を応力ブロックの考え方²⁾を用いて試みた。

接合局部フランジ側の応力ブロックに関しては川村ら³⁾が行った無溶接内ダイアフラム補剛形式の接合部実験においてフランジ軸方向引張応力のフランジ幅方向分布として示されたものがあり、その応力分布値はフランジ側面近傍において高く中央部領域において低い。この性状は著者らの実施した実験⁴⁾のパネル側の破壊性状においても見られ、本評価式の展開においては側面近傍に完全降伏領域を、中央部領

図1 ロングスティフナー形式とフランジ接合局部降伏耐力の定義

本論文は、参考文献7)に追加検討を加え、修正・加筆したものである。

* ㈱竹中工務店技術研究所

** ㈱クボタ素形材事業部

*** ㈱クボタ鋼材営業部 部長

**** ㈱竹中工務店大阪本店設計部 部長・工博

Research Eng., R&D Institute, Takenaka Corp.

Materials Division, Kubota Corp.

Structural Steel Casting Sales Dept., Kubota Corp.

Building Design Dept., Osaka Main Office, Takenaka Corp., Dr. Eng.

域に応力ブロック面積比を導入し、知見①②の物理現象を説明し、得られた耐力を簡易補間して知見③問題を処理している。なお、降伏耐力は s.f. 値が小さい程大きくなるため、s.f. 値を 1/3 に特定し、これに対応する評価式諸定数値を FEM 解析結果を統計処理して求め、実用的な s.f. 耐力評価式とその適用範囲を定めることにした。

2. 降伏に関わる応力検討断面

図2に示すようにフランジ中心軸に関する対称性を考慮し、その片側部分の断面を降伏に関わる応力検討断面とする。

(1) ロングスティフナー余長形状パラメーター

フランジ水平面から増厚された鋼管端までの距離はロングスティフナー余長 L_p と呼ばれている。一般に、 L_p 値が増加して増厚鋼管直径 D_p 値に近づくにつれ、その接合局部引張降伏耐力は無補強形式($L_p=\infty$)のものに漸近する。 ∞ に漸近する簡単な関数 $y=\tan(x)$ を基本として、 $L_p \rightarrow 0$ 時には L_p/D_p に漸近するように無次元化式(1)を選定し、これをロングスティフナー余長形状パラメーターと呼ぶことにする。 $\zeta=0$ が $L_p=0$ 形式に、 $\zeta=\infty$ が $L_p \geq D_p$ 、すなわち無補強形式に対応する。

$$\zeta = (2/\pi) \tan\{(\pi/2)L_p/D_p\} \quad \cdots \cdots (0 \leq L_p \leq D_p \text{ の場合})$$

$$= \infty \quad \cdots \cdots (D_p < L_p \text{ の場合}) \quad \cdots \cdots (1)$$

(2) 接合局部領域の分類

接合局部領域をフランジ側面から細い分割幅にて、中央部に向かって順次要素分割すると、要素番号が増えるに従い、その要素を通過するフランジからの引張軸力は主に上下に分かれ鋼管に流れるようになる。分割幅をフランジ厚 T_f の半分まで広げれば、第2要素以降は全て、フランジ軸力が上下に流れる要素とみなせる。これらのフランジ中央部領域(斜線ハッチ部)を m 領域、第1要素に関わるフランジ側面近傍領域(波線ハッチ部)を e 領域として接合局部領域を分類する。

(3) 応力検討断面

鋼管に関する応力検討断面の種類を、断面①、断面②、並びに、断面③の3種類とした。フランジ側面の鉛直溶接線の余盛サイズを S_1 とし、このサイズ端部を通る柱半径方向鉛直断面を e 領域と非接合局部との境界とする。この断面内に鋼管断面①を設ける。フランジの水平

図2 応力検討断面 (断面①, ②, ③がQ1, Q2, Q3に対応)

溶接線のうち、柱・梁接合部パネル側の余盛サイズを S_2 とし、このサイズ端部を通る水平断面内に増厚鋼管断面②を設ける。反対側の水平溶接余盛のサイズを S_3 とし、 $L_p=0$ 形式の場合のみ、このサイズ端部を通る水平断面内に柱一般部鋼管断面③を設ける。断面②、および断面③は各々、e、m、2領域に分類される。

3. 応力検討断面における Von Mises の降伏条件下応力

古典的パンチング降伏理論を踏襲し、図2の鋼材の全板厚にわたる平均応力を用いて各応力検討断面に Von Mises の降伏条件を適用する。

(1) 鉛直断面①

鉛直断面①とフランジ軸とのなす角度を θ_s とし、断面①にてフランジ軸方向応力 σ_{xx} を分解すると、柱円周方向引張応力 $\sigma_{\theta\theta}$ と柱半径方向せん断応力 $\tau_{\theta r}$ (値は正) との関係は次式(2)となる。

$$\sigma_{\theta\theta} = \tan \theta_s \cdot \tau_{\theta r} \quad \cdots \cdots (2)$$

一方、柱の設計軸力、および設計曲げモーメントから増厚鋼管の柱軸方向存在応力 σ_z が与えられる。増厚鋼管の材料降伏応力度を σ_y 、 σ_y に対する σ_z の比を n_p とすると、 σ_z は次式(3)の形で表される。

$$\sigma_z = n_p \cdot \sigma_y \quad \cdots \cdots (3)$$

他の応力成分の値は小さいと仮定すると Von Mises の降伏条件は式(4)の形になる。式(4)に式(3)の σ_z 、および、式(2)の $\sigma_{\theta\theta}$ を代入すると、 $\tau_{\theta r}$ に関する2次方程式(4a)を得ることができる。

$$\sigma_{\theta\theta}^2 + \sigma_z^2 - \sigma_z \cdot \sigma_{\theta\theta} + 3\tau_{\theta r}^2 = \sigma_y^2 \quad \cdots \cdots (4)$$

$$(\tan^2 \theta_s + 3)\tau_{\theta r}^2 - \tau_{\theta r} \cdot \tan \theta_s \cdot n_p \cdot \sigma_y + (n_p^2 - 1)\sigma_y^2 = 0 \quad \cdots \cdots (4a)$$

式(4a)の解は、式(4b)が示す2実根であるが、 $\tau_{\theta r}$ が正の値をとることから、複号の+の方が選ばれる。以上により、Von Mises の降伏条件下の、鉛直断面①のせん断応力 $\tau_{\theta r}$ は下式(4c)により与えられる。

$$\text{式(4a)の2根} = [n_p \cdot \tan \theta_s \cdot \sigma_y \pm \{(n_p \cdot \tan \theta_s \cdot \sigma_y)^2 + 4(\tan^2 \theta_s + 3)(1 - n_p^2)\sigma_y^2\}^{1/2}] / \{2(\tan^2 \theta_s + 3)\} \quad \cdots \cdots (4b)$$

$$\tau_{\theta r} = \sigma_y [n_p \cdot \tan \theta_s + \{(n_p \cdot \tan \theta_s)^2 + 4(\tan^2 \theta_s + 3)(1 - n_p^2)\}^{1/2}] / \{2(\tan^2 \theta_s + 3)\} \quad \cdots \cdots (4c)$$

(2) 水平断面②、並びに水平断面③

水平断面②に関しては、直交座標系のフランジ軸方向せん断応力 τ_{zx} を考える。(1)項と同様に、Von Mises の降伏条件が式(5)になると仮定し、式(5)に式(3)の σ_z を代入し、Von Mises の降伏条件下の水平断面②のせん断応力 τ_{zx} が式(5a)のように求まる。

$$\sigma_z^2 + 3\tau_{zx}^2 = \sigma_y^2 \quad \cdots \cdots (5)$$

$$\tau_{zx} = \{(1 - n_p^2)/3\}^{1/2} \cdot \sigma_y \quad \cdots \cdots (5a)$$

水平断面③に関しては、柱一般部の鋼管の材料降伏応力度を σ_y 、設計軸方向応力 σ_z を $n_c \cdot \sigma_y$ とする。上と同様にして Von Mises の降伏条件下の水平断面③のせん断応力 τ_{zx} が式(6)により与えられる。

$${}_3\tau_{zx}=\{(1-n_c^2)/3\}^{1/2}\cdot e\sigma_y \quad \cdots\cdots(6)$$

4. 応力検討断面が保有する Von Mises の降伏条件下耐力

Von Mises の降伏条件下、図2に示す各応力検討断面が保有する、接合局部引張降伏状態に關する耐力を求める。e 領域の断面①が保有する Von Mises の降伏条件下耐力を Q_1 と呼ぶことにすると、 Q_1 は2章の断面形状と3章の応力から式(7)により与えられる。

$$\begin{aligned} Q_1 &= (\cos\theta_s \cdot \tau_{\theta s} + \sin\theta_s \cdot \sigma_{\theta s}) T_p (S_3 + T_f + S_2) \\ &= (\tau_{\theta s} / \cos\theta_s) T_p (S_3 + T_f + S_2) \quad \cdots\cdots(7) \end{aligned}$$

同様な添字ルールを用いて、 Q_2 、 Q_3 、 ${}_mQ_2$ 、および ${}_mQ_3$ を定義すると、これらは次式(7a)～(7d)により与えられる。

$$Q_2 = \{(1 - n_p^2)/3\}^{1/2} \cdot p\sigma_y \cdot T_p (R_p - T_p/2) e \theta \quad \cdots\cdots(7a)$$

$$Q_3 = \{(1 - n_c^2)/3\}^{1/2} \cdot c\sigma_y \cdot T_c (R_c - T_c/2) e \theta \quad \cdots\cdots(7b)$$

$${}_mQ_2 = \{(1 - n_p^2)/3\}^{1/2} \cdot p\sigma_y \cdot T_p (R_p - T_p/2) m \theta \quad \cdots\cdots(7c)$$

$${}_mQ_3 = \{(1 - n_c^2)/3\}^{1/2} \cdot c\sigma_y \cdot T_c (R_c - T_c/2) m \theta \quad \cdots\cdots(7d)$$

ここに、 R_c 、 T_c 、 R_p 、 T_p 、 e および m は各々、柱一般部鋼管の半径、管厚、増厚鋼管の半径、管厚、e 領域、および m 領域の角度である。幅 B_f 、材料降伏応力度 f_y を有するフランジ断面に関しては、両領域の断面積が単純に接合局部引張降伏状態に關与しており、これらの降伏耐力は各々、次式(7e)～(7f)の ${}_eT$ 、および ${}_mT$ により与えられる。

$${}_eT = T_f (T_f/2) \cdot f_y \quad \cdots\cdots(7e)$$

$${}_mT = T_f (B_f/2 - T_f/2) \cdot f_y \quad \cdots\cdots(7f)$$

5. 接合局部引張降伏耐力に關する仮説

接合局部引張降伏耐力はスティフナー余長形状パラメータ ζ の値により変動するため、ここでは、まず無補強形式 ($\zeta = \infty$) に対する耐力 $P(\infty)$ を求める。e 領域に関しては、鋼管の応力検討断面、もしくはフランジ断面のどちらかが完全に Von Mises の降伏条件下にあり、完全な降伏条件下にない m 領域に関しては、応力ブロックを用いて接合局部引張降伏耐力への寄与分を評価できると仮定する。これを基本にして、 $L_p=0$ ($\zeta=0$) 形式に対する耐力 $P(0)$ を評価する。最後に、 $P(0)$ と $P(\infty)$ の両値から、一般のロングスティフナー余長 L_p に対応する ζ の値を用いて、 $P(\zeta)$ 値を補間することにする。

5. 1 無補強形式 ($\zeta = \infty$) の場合

初めに、無補強形式 ($\zeta = \infty$) の溶接余盛が無い場合を基本として扱い、次いで、余盛の影響を考慮する。

(1) 余盛無の場合

溶接余盛が無い接合局部の状態が s.f.法耐力 $P(\infty)$ s_0 に達している状況を考える(図3)。太矢印がこの時に生じている m 領域の応力分布形であり、この分布形がなす面積を、Von Mises の降伏条件を仮定した場合の面積(点線)により除した面積比を、無補強形式の基本応力ブロック面積比 k_∞ と呼び、式(8)によって定義することにする。

$$P(\infty)_{s_0} = 2\{\text{MIN}({}_eQ_1 + 2{}_eQ_2, {}_eT) + k_\infty \cdot \text{MIN}({}_mQ_2, {}_mT)\} \quad \cdots\cdots(8)$$

式(8)の{ }内第二項は m 領域における、鋼管の Von Mises の降伏条件下耐力 ${}_mQ_2$ と、フランジの引張降伏耐力 ${}_mT$ との小さい方が選択され、それに応力ブロック面積比 k_∞ が乗じられた項である。第一項は完全降伏が仮定された e 領域に対応する項であるため、小さい方が選択されるのみである。応力ブロック面積比は接合局部の剛性・耐力に支配されることから、ここでは、m 領域の鋼管の耐力 ${}_mQ_2$ と m 領域のフランジの耐力 ${}_mT$ との耐力比 (${}_mQ_2 / {}_mT$) に着目している。これを m 領域の鋼管フランジ比と呼ぶことにし、鋼管フランジ比を変数とする関数 $f({}_mQ_2 / {}_mT)$ として応力ブロック面積比を扱う。

図3 m領域の応力

(2) 溶接余盛の影響

余盛サイズ S_1 は、e 領域の $Q_1 + 2Q_2$ 項に含まれているが、 S_2 、および S_3 は式(8)に含まれていない。標準余盛サイズはフランジ厚 T_f の 1/4 であり、通常、これを大きく越えることはないことから、標準余盛サイズを限度に無補強形式の応力ブロック面積比の割増し量 Δk_∞ を導入し、次式(9)のように簡易的に評価する。

$$\Delta k_\infty = a_s (S_2 + S_3) / \{\text{MAX}(T_f, T_p) / 4\} \leq 2 \cdot a_s \quad \cdots\cdots(9)$$

ここに、 a_s は余盛サイズに掛る係数であり、余盛の有無による耐力差から定められる。余盛による割増量 Δk_∞ を式(8)に加算することにより無補強形式の接合局部引張降伏耐力 $P(\infty)$ が次式(10)により与えられる。

$$P(\infty) = 2\{\text{MIN}({}_eQ_1 + 2{}_eQ_2, {}_eT) + (k_\infty + \Delta k_\infty) \cdot \text{MIN}({}_mQ_2, {}_mT)\} \quad \cdots\cdots(10)$$

5. 2 $L_p=0$ 形式の場合

$L_p=0$ の形式になると、図2に示す上下2面あった応力検討断面②の一方が断面③となるため、上式(10)は次式(11)に変形される。

$$P(0) = 2\{\text{MIN}({}_eQ_1 + {}_eQ_2 + {}_eQ_3, {}_eT) + (k_0 + \Delta k_0) \cdot \text{MIN}({}_mQ_2 + {}_mQ_3, {}_mT)\} \quad \cdots\cdots(11)$$

上式中、e 領域に関しては、式(10)中の $2{}_eQ_2$ 項が ${}_eQ_2 + {}_eQ_3$ 項に、m 領域に関しては、 ${}_mQ_2$ 項が ${}_mQ_2 + {}_mQ_3$ 項に、 $(k_\infty + \Delta k_\infty)$ 項が $(k_0 + \Delta k_0)$ に、各々置きかえられている。余盛による割増し量 Δk_∞ に関しては $L_p=0$ 形式の場合、余盛値 S_3 がゼロとなるため、式(9)から次式(12)が派生する。

$$\Delta k_0 = a_s \cdot S_2 / \{\text{MAX}(T_f, T_p) / 4\} \leq a_s \quad \cdots\cdots(12)$$

Δk_0 は $L_p=0$ 形式に対応する余盛割増しであり、 k_∞ から置き換えられた k_0 は $L_p=0$ 形式の基本応力ブロック面積比である。 k_0 に関しては鋼管増厚量 $h_{pi} + h_{po}$ の影響を受けることから、次式のように簡易評価する。

$$k_0 = k_\infty + a_0 \cdot (h_{pi} + h_{po}) / T_p \quad \cdots\cdots(13)$$

ここに、 a_0 は $L_p=0$ 形式時の鋼管増厚量に掛る係数であり、無補強形式の耐力 $P(\infty)$ と $L_p=0$ 形式の耐力 $P(0)$ との差から求められる。

図4 P(0)とP(∞)との模式的関係

5. 3 $0 < \zeta < \infty$ の場合の補間

以上のように評価した $P(0)$ と $P(\infty)$ との模式的な関係を、ロングスティフナー余長形状パラメータ ζ と対応させて図4に示す。 $0 < \zeta < \infty$ の場合のロングスティフナー形式の接合局部耐力 $P(\zeta)$ は、 $\zeta \rightarrow \infty$ 時、 $P(\infty)$ に漸近するため、次式(14)のような補間形式にて評価される。

$$P(\zeta) = P(0) + (\alpha + \beta) \{P(\infty) - P(0)\} \quad \cdots \cdots (14)$$

ここに、 $(\alpha + \beta)$ は ζ を変数とする補間関数であり、 $\zeta = 0$ 時、0 をとり、 $\zeta \rightarrow \infty$ 時に1に漸近する条件が課せられる。 α 、 β 、2変数とした理由は1章の知見③が示す性状を単変数では扱いにくいためである。補間関数 α に関しては上の条件を満たす次式のような関数を選定する。

$$\alpha = 1 - \exp(-a_\alpha \cdot \zeta) \quad \cdots \cdots (15)$$

上式(15)は初期勾配1で $\zeta \rightarrow \infty$ 時に $y = 1$ に漸近する簡単な関数 $y = 1 - \exp(-x)$ を基本としたものであり、初期勾配に関わる定数 a_α を有する。補間関数 β に関しては、次式(16)のような関数を選定する。

$$\beta = a_\beta \cdot (2\zeta / \zeta_\beta) / \{(\zeta / \zeta_\beta)^2 + 1\} \quad \cdots \cdots (16)$$

式(16)は $x=1$ において極大値 $y=1$ をとる簡単な関数 $y=2x/(x^2+1)$ を基本としたものであり、極大値に関わる定数 a_β 、 ζ_β を有する。これらの定数の値を定めれば、 $\zeta = \zeta_\beta$ において極大値 a_β をとり、 $\zeta \rightarrow \infty$ 時に0に漸近する関数 β が得られる。

以上で定式化を終わり、次章において各定数の値を具体的に定める。

6. FEM 解析結果を用いた各定数値の評価

1章において述べたとおり、実務設計耐力としては slope factor 値 1/3 に対応する値が求められている。この場合の諸定数の具体的な値を求めるため、FEM 解析をパラメトリックに展開した^{4), 5), 1)}。解析方法の詳細、並びに解析結果に関しては上記参考文献を参照されたい。

以下、FEM 解析結果に対応する変数には左下添字 FEM を、slope factor 値 1/3 に固有の定数には左下添字 $1/3$ を付けることにする。

6. 1 基本応力ブロック面積比 k_∞

無補強形式かつ余盛無の接合局部において m 領域の応力状態に対応する基本応力ブロック面積比 k_∞ は式(8)により定義されている。式(8)に FEM 解析結果 $FEM^*P(\infty)_{s=0}$ を用い、 $FEM k_\infty$ について解くと式(17)が得られる。

$$FEM k_\infty = \{FEM^*P(\infty)_{s=0} / 2 - \min(\epsilon Q_1 + 2\epsilon Q_2, \epsilon T)\} / \min(2\epsilon Q_2, \epsilon T) \quad \cdots (17)$$

式(17)右辺中の変数 ϵQ_1 、 ϵQ_2 、 ϵT および ϵT は4章において定義された Von Mises の降伏条件下耐力である。FEM 解析に用いたパラメータ値からこれらの値は求まり、式(17)左辺の $FEM k_\infty$ 値が得られる。

得られた $FEM k_\infty$ 値と5. 1節(1)項において定義した鋼管フランジ比 $(2m Q_2 / m T)$ との関係を図5に示し、関数 $f(2m Q_2 / m T)$ の形を考察する。対象とした解析ケースは参考文献5)の No.52~89 のうち、接合局部が降伏した24ケースである。図5は管厚比 T_p/D_p : 3水準、幅径比 B_f/D_p : 3水準によって整理されている。中位幅径比 $B_f/D_p = 1/2$ に関する近似直線が示すとおり、 $\log(FEM k_\infty)$ と $\log(2m Q_2 / m T)$ との関係を一次直線により近似でき、これらは次式(18)のようにまとめられる。

$$\log(k_\infty) = {}_{1/3}a_\infty \cdot \log(2m Q_2 / m T) + {}_{1/3}b_\infty \quad \cdots \cdots (18)$$

ここに、 ${}_{1/3}a_\infty$ および ${}_{1/3}b_\infty$ は、各々この直線の1次係数、および定数項である。図5(a~c)を総括すると、管厚比の増加に伴い近似直線の勾配、および y 接片値は増加し、幅径比の変動に伴い近似直線はほぼ平行に移動しているとみなせることから、中位幅径比の直線勾配を用いて最小二乗法により他の直線の y 接片値を求めた。これらの値を表1に示す。以下、表1の数値を内外挿(線形補間)する。

図5 m 領域の鋼管フランジ比 $(2m Q_2 / m T)$ と無補強かつ余盛無形式の基本応力ブロック面積比 k_∞ との関係 [参考文献5)のNo.52~89]

表1 基本応力ブロック面積比評価式中の定数 $_{1/3}a_{\infty}$ 、 $_{1/3}b_{\infty}$ の値

			管厚比 T_p/D_p		
			20/600	35/600	50/600
$1/3a_{\infty}$			0.702	0.761	0.808
$1/3b_{\infty}$	幅径比 B_p/D_p	200/600	-0.510	-0.225	0.047
		300/600	-0.607	-0.357	-0.149
		400/600	-0.654	-0.452	-0.249

6. 2 溶接余盛による応力ブロック面積比の割増し量 Δk_{∞}

余盛による応力ブロック面積比の割増し量 Δk_{∞} の値を定める。式(10)に FEM 値 $_{FEM}P(\infty)$ を用い、 $_{FEM}\Delta k_{\infty}$ について解くと次式(19)が得られる。

$$_{FEM}\Delta k_{\infty} = \{_{FEM}P(\infty)/2 - \text{MIN}(Q_1 + 2Q_2, T)\} / \text{MIN}(2Q_2, mT) - k_{\infty} \quad \cdots(19)$$

上式中の k_{∞} には解析・実験値が得られていないため、評価式(18)値を代入して上式左辺 $_{FEM}\Delta k_{\infty}$ 値を求め、この割増量と余盛量との関係を図6に示す。対象とするケースを図中の解析ケースのみとして、余盛値 $\rightarrow 0$ の時、余盛割増値 $\rightarrow 0$ なので、両者の関係を原点を通る一次直線により回帰し、式(9)の係数 $_{1/3}a_s$ の値に 0.073 を得る。すなわち余盛サイズが標準値の場合、余盛り片方につき応力ブロック面積比が平均 0.073 加算される。以下、余盛割増係数 $_{1/3}a_s$ の値には 0.073 を用いる。

図6 溶接余盛サイズと応力ブロック面積比割増量 Δk_{∞} との関係

6. 3 $L_p=0$ の場合の基本応力ブロック面積比 k_0

$L_p=0$ の場合の基本応力ブロック面積比 k_0 の値を評価する。式(11)に FEM 解析結果 $_{FEM}P(0)$ を用い、 $_{FEM}k_0$ について解くと式(20)が得られる。

$$_{FEM}k_0 = \{_{FEM}P(0)/2 - \text{MIN}(Q_1 + Q_2 + Q_3, T)\} / \text{MIN}(Q_2 + mQ_3, mT) - \Delta k_0 \quad \cdots(20)$$

Δk_0 を式(12)から求め ($_{1/3}a_s$ 値は上節にて定まっている)、上式左辺 $_{FEM}k_0$ 値より、 $(_{FEM}k_0 - k_{\infty})$ 値と鋼管増厚量との関係を図7に示す。図中の限られたデータからは両者の間に負の相関も認められるが、鋼管増厚値 $\rightarrow 0$ の時 $k_0 \rightarrow k_{\infty}$ となるため、対象とするケースを図中の解析ケースのみとし、両者の関係を原点を通る一次直線により回帰し、式(13)右辺の係数 $_{1/3}a_0$ の値に 0.136 を得る。例えば $L_p=0$ 形式にて鋼管厚を 3 割増厚しても応力ブロック面積比の加算分は平均 $0.136 \times 0.3 / 1.3 \approx 0.03$ と僅かであり、 $_{1/3}a_0$ を無視できるが、ここではそのまま残すことにする。以下、 $L_p=0$ 形式の鋼管増厚係数 $_{1/3}a_0$ の値には 0.136 を用いる。

図7 鋼管増厚量と基本応力ブロック面積比 k_0 との関係 図8 $0 < \zeta < \infty$ の範囲に関わる補間関数 $(\alpha + \beta)$ と ζ との関係

6. 4 $0 < \zeta < \infty$ の範囲に関する補間定数 $_{1/3}a_{\alpha}$ 、 $_{1/3}a_{\beta}$ 、および $_{1/3}\zeta_{\beta}$

余長形状パラメータ ζ の範囲が $0 < \zeta < \infty$ の場合の補間式を決定する定数 $_{1/3}a_{\alpha}$ 、 $_{1/3}a_{\beta}$ 、および $_{1/3}\zeta_{\beta}$ の値を具体的に定める。式(14)に解析値 $_{FEM}P(\zeta)$ を用い、 $_{FEM}(\alpha + \beta)$ について解くと式(21)が得られる。

$$_{FEM}(\alpha + \beta) = \{_{FEM}P(\zeta) - P(0)\} / \{P(\infty) - P(0)\} \quad \cdots(21)$$

図8は対象となる FEM 解析 20 ケースに対し、上式中の $P(\infty)$ 、 $P(0)$ に各々式(10)、(11)を用いた $_{FEM}(\alpha + \beta)$ 値と $_{FEM}\zeta$ との関係を示したものである。この 20 ケースの重み付き平均勾配値 (重み: $1/_{FEM}\zeta$) 13.3 を α の初期勾配 $_{1/3}a_{\alpha}$ の値とする。次いで特異値 No.92 を除く 19 ケースに最小二乗法を適用して $_{FEM}(\alpha + \beta)$ 値に補間式((15)+(16))をフィッティングさせると補間式 β の極大値 $_{1/3}a_{\beta}$ に 0.474、その ζ 座標 $_{1/3}\zeta_{\beta}$ に 0.076 を得る。決定された補間式 α 、 β は図8に示す形を与えている。以下、定数 $_{1/3}a_{\alpha}$ 、 $_{1/3}a_{\beta}$ 、並びに $_{1/3}\zeta_{\beta}$ の値には各々、上記の値を用いる。

7. FEM 解析値、並びに実験値と提案評価式値との比較

参考文献5) の FEM 解析 100 ケースのみでは、ロングスティフナ一余長 L_p 、鋼管増厚量 $h_{pi}+h_{po}$ 、および柱一般部鋼管厚 T_c の値が、各々大きい場合の検証が不足しており、これらを対象とした FEM 解析を 22 ケース追加実施した。解析方法は参考文献4)、5)、および1) が示すものと同一なので追加 22 ケースの諸パラメータ値および結果の

表2 FEM解析に用いたパラメータ値、および解析結果

名称	T_c	T_f	h_{po}	L_p	$t \sigma_y$	P_y	注)
	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	kN	
20-hp10-Lp50	20	32	10	50	323.6	2151.5	共通値
20-hp10-Lp100	20	32	10	100	323.6	2157.6	D_c mm 600
20-hp10-Lp150	20	32	10	150	323.6	2172.6	B_f mm 300
20-hp10-Lp200	20	32	10	200	323.6	2185.9	S_1 mm 0
20-hp20-Lp50	20	32	20	50	323.6	2894.8	S_2 mm 0
20-hp20-Lp100	20	32	20	100	323.6	2949.9	S_3 mm 0
20-hp20-Lp150	20	32	20	150	323.6	2964.3	h_{pi} mm 0
20-hp25-Lp50	20	32	25	50	323.6	3235.0	n_c — 0
20-hp25-Lp100	20	32	25	100	323.6	3458.2	$c \sigma_y$ N/mm ² 323.6
20-hp25-Lp150	20	32	25	150	323.6	3481.0	$p \sigma_y$ N/mm ² 323.6
20-hp30-Lp50	20	32	30	50	323.6	非降伏	P_y :
20-hp30-Lp100	20	32	30	100	323.6	非降伏	slope factor 値1/3
20-hp30-Lp150	20	32	30	150	323.6	非降伏	に対応する接合
20-hp30-Lp200	20	32	30	200	323.6	非降伏	局部引張降伏耐
40-hp10-Lp50	40	50	10	50	400.0	4616.7	力FEM計算値
40-hp10-Lp100	40	50	10	100	400.0	4671.9	非降伏 :
40-hp10-Lp150	40	50	10	150	400.0	4703.1	slope factor 値1/3
40-hp20-Lp50	40	50	20	50	400.0	5587.4	に対応する接合
40-hp20-Lp100	40	50	20	100	400.0	5705.4	局部引張荷重が
40-hp30-Lp50	40	50	30	50	400.0	非降伏	存在しないケー
40-hp30-Lp100	40	50	30	100	400.0	非降伏	ス
40-hp30-Lp150	40	50	30	150	400.0	非降伏	

み表2に示す。これらの値に対し6章までにて定めた評価式を用いて降伏耐力を求め、FEM解析結果と比較したものを、既に発表した19試験体の実験結果^{6), 4), 1)}とも併せて図9に示す。このうち参考文献6)の5体は柱・梁十字形試験体であり、梁ウェブの寄与が含まれた実験値のみ得られている。本報ではウェブの寄与分を差し引いた値を載せており、ウェブの応力状態を上下縁降伏開始時と仮定したが、実験値(▲印)は全体的に評価式値よりやや高い傾向を示し、前掲の図6にもその影響がみられる。全般的には図9が示すとおり、解析・実験値と評価式値との対応は良好である。なお、同図に示す本論文付録14ケースは60k鋼まで鋼材強度を拡大したFEM解析結果であるが傾向に変わりはない。前掲の図5上にはプロットできない応力ブロック面積比実験値と評価式値との対応は図10が示すとおり概ね良好である。

降伏線理論¹⁾との対応は、式(10),(11)の第二MIN項にて鋼管側が選

図9 FEM解析値、および実験値と提案耐力評価式値との比較

図10 応力ブロック面積比評価式値とFEM解析及び実験値との比較

択され、かつ応力ブロック面積比の値が小さい場合には、せん断応力レベルが低いため、これが柱鋼管の面外曲げ全塑性耐力に与える影響は少なく、降伏線理論も良く対応すると考えられる。第二MIN項にて鋼管側が選択され、かつ応力ブロックが大きい場合があれば、せん断応力レベルが高いため、柱鋼管の面外曲げ全塑性耐力への影響が懸念される。フランジ側が選択される場合は降伏線理論の対象外である。

8. 非降伏条件

以上の検討対象合計155ケースにおいてs.f法耐力が存在しない非降伏ケースは21ケースであり、これらは図9に示されていない。接合局部非降伏は、応力ブロック面積比 $(k_{\infty} + \Delta k_{\infty})$ 値、若しくは $(k_0 + \Delta k_0)$ 値がある限界を超える場合に生じると考えられるが、ここでは、簡易的に k_{∞} のみを用いて評価することにする。6.1節の降伏した24ケースと共に、非降伏21ケースに関する応力ブロック面積比 k_{∞} と管厚比 T_p/D_p との関係を図11に示す。非降伏ケースと降伏ケースとの間には、単純な境界線があることから、接合局部引張降伏耐力評価式(14)は非降伏の場合に対応して次式(22)のような形に書き直される。

$$P(\xi) = P(0) + (\alpha + \beta) \{P(\infty) - P(0)\} \quad \dots (k_{\infty} \leq 1/3 C_{\infty} \text{ の場合})$$

$$= \text{“非降伏のため存在しない”} \quad \dots (k_{\infty} > 1/3 C_{\infty} \text{ の場合})$$

$$\dots (22)$$

図11 接合局部非降伏ケースと応力ブロック面積比との関係

ここに $_{13}C_{\infty}$ は非降伏に関わる定数である。図 1 1 上の非降伏プロット下限値から求めた $_{13}C_{\infty}$ 値を表 3 に示す。以下、任意の管厚比 T_p/D_p に応じて表 3 の数値の内外挿（線形補間）値を用い接合局部の降伏・非降伏を判定することにし、式(22)を用いて、(FEM 解析値/提案評価式値)、並びに（実験値/提案評価式値）の頻度分布を求め、図 1 2 に示す。全解析 136 ケースに対し、最大 1.17、最小 0.88、平均 1.00、標準偏差 0.05、全実験 19 ケースに対しても良好な結果が得られ、これまでに定められた諸定数の値は解析・実験結果に良好に対応している。

FEM の終局耐力解は収束性の問題から得られないケースが多い。よって FEM 解を利用する本評価手法を終局耐力の評価まで拡張するには至っていない。今後の FEM 解析技術の進歩に期待したい。

表 3 接合局部非降伏条件に関わる定数 $_{13}C_{\infty}$ の値

	管厚比 T_p/D_p			
	20/600	35/600	50/600	70/660
$_{13}C_{\infty}$	1.15	1.22	1.34	1.30

(接合局部引張降伏耐力 FEM 値、若しくは実験値)/評価式値の区間
図 1 2 (FEM 値/評価式値), および(実験値/評価式値)の頻度分布

9. 結び

内外ダイアフラムを有しない、ロングスティフナー形式のコンクリート充填円形鋼管柱・梁接合部を対象として、鋼管とフランジ接合部局部における引張降伏耐力の評価方法を検討した。この評価方法は接合部局部領域をフランジ側面近傍と中央領域とに分類し、各々の耐力を累加するものである。側面近傍に関しては Von Mises の完全降伏条件を適用し、完全には降伏しない中央領域に関しては、その応力ブロック面積比を、鋼管とフランジの Von Mises 降伏条件下耐力比を変数とする関数として評価した。他の影響因子に関しては簡単な初等関数を用いて簡易評価した。この方法を slope factor 法に対応する接合部局部引張降伏耐力を計算するための評価式に適用した。評価式中の諸定数値に関しては、指定された slope factor 値 1/3 に対応する値を FEM 解析結果から求めている。実務設計において想定されるパラメータ値の範囲を考慮し、136 ケースの FEM 解析、14 体の部分試験体実験、および 5 体の柱・梁十字形試験体実験を実施し、接合部局部の引張降伏現象、並びに、非降伏現象が説明されることを示した。

以下、slope factor 法に対応する接合部局部引張降伏耐力評価式、slope factor 値が 1/3 の場合の同式定数値、並びに適用範囲を示す。

$$P(\zeta) = P(0) + (\alpha + \beta) \{P(\infty) - P(0)\} \quad \cdots \cdots (k_{\infty} \leq C_{\infty} \text{ の場合})$$

$$= \text{“非降伏のため存在しない”} \quad \cdots \cdots (k_{\infty} > C_{\infty} \text{ の場合})$$

ここに、

$P(\zeta)$: slope factor 法により定義される接合部局部引張降伏耐力

$$P(\infty) = 2 \{ \text{MIN}(cQ_1 + 2cQ_2, cT) + (k_{\infty} + \Delta k_{\infty}) \cdot \text{MIN}(2mQ_2, mT) \}$$

$$P(0) = 2 \{ \text{MIN}(cQ_1 + cQ_2 + cQ_3, cT) + (k_0 + \Delta k_0) \cdot \text{MIN}(mQ_2 + mQ_3, mT) \}$$

$$cQ_1 = (\tau_{\theta r} / \cos \theta_s) T_p (S_3 + T_r + S_2)$$

$$\tau_{\theta r} = p \sigma_y [n_p \cdot \tan \theta_s + \{n_p^2 \cdot \tan^2 \theta_s + 4(\tan^2 \theta_s + 3)(1 - n_p^2)\}^{1/2}] / \{2(\tan^2 \theta_s + 3)\}$$

$$cQ_2 = \{(1 - n_p^2)/3\}^{1/2} \cdot p \sigma_y \cdot T_p (R_p - T_p/2) \cdot c \theta$$

$$cQ_3 = \{(1 - n_c^2)/3\}^{1/2} \cdot c \sigma_y \cdot T_c (R_c - T_c/2) \cdot c \theta$$

$$mQ_2 = \{(1 - n_p^2)/3\}^{1/2} \cdot p \sigma_y \cdot T_p (R_p - T_p/2) \cdot m \theta$$

$$mQ_3 = \{(1 - n_c^2)/3\}^{1/2} \cdot c \sigma_y \cdot T_c (R_c - T_c/2) \cdot m \theta$$

$$cT = T_c (T_r/2) \cdot f \sigma_y$$

$$mT = T_r (B_r/2 - T_r/2) \cdot f \sigma_y$$

$$k_{\infty} = \text{EXP} \{ a_{\infty} \cdot \log(2mQ_2/mT) + b_{\infty} \}$$

$$k_0 = k_{\infty} + a_0 \cdot (h_{pi} + h_{po}) / T_p$$

$$\Delta k_{\infty} = a_s (S_2 + S_3) / \{ \text{MAX}(T_r, T_p) / 4 \} \leq 2 \cdot a_s$$

$$\Delta k_0 = a_s \cdot S_2 / \{ \text{MAX}(T_r, T_p) / 4 \} \leq a_s$$

$$\alpha = 1 - \text{EXP}(-a_{\alpha} \cdot \zeta)$$

$$\beta = a_{\beta} \cdot (2\zeta / \zeta_{\beta}) / \{ (\zeta / \zeta_{\beta})^2 + 1 \}$$

$$\zeta = (2/\pi) \tan \{ (\pi/2) L_p / D_p \} \quad \cdots \cdots (0 \leq L_p \leq D_p \text{ の場合})$$

$$= \infty \quad \cdots \cdots (D_p < L_p \text{ の場合})$$

$R_c, T_c, c \sigma_y$: 柱一般部鋼管の半径、管厚、材料降伏応力度

$D_p, R_p, T_p, p \sigma_y$: 増厚鋼管の直径、半径、管厚、材料降伏応力度

L_p, h_{pi}, h_{po} : ロングスティフナーの余長、内増厚量、外増厚量

$B_r, T_r, f \sigma_y$: フランジの幅、板厚、材料降伏応力度

$S_2, S_3, \theta_s, c \theta, m \theta$: 図 2 に示す溶接余盛サイズ、および角度

$(n_p \cdot p \sigma_y)$: 接合部局部における増厚鋼管の柱軸方向応力(引張を正)

$(n_c \cdot c \sigma_y)$: 接合部局部における柱一般部鋼管柱軸方向応力(引張を正)

σ_B : 充填コンクリートの材料圧縮強度

表 4 slope factor 値が 1/3 の場合の各定数の値 (表値を内外挿補間)

		管厚比 T_p/D_p			
		0.0333	0.0583	0.0833	0.106
a_{∞}		0.702	0.761	0.808	
b_{∞}	幅径比	0.333	-0.510	-0.225	0.047
	B_r/D_p	0.500	-0.607	-0.357	-0.149
		0.666	-0.654	-0.452	-0.249
C_{∞}		1.15	1.22	1.34	1.30
$a_s=0.073, a_0=0.136, a_{\alpha}=13.3, a_{\beta}=0.474, \zeta_{\beta}=0.076$					
適用範囲 (N/mm ²): $0 \leq L_p/D_p \leq 2.67, 0.400 \leq T_c/T_p \leq 1$					
$0.026 \leq T_p/D_p \leq 0.106, 0 \leq S_1/T_r \leq 1.19, 250 \leq c \sigma_y \leq 450$					
$0.010 \leq T_r/D_p \leq 0.107, 0 \leq S_2/T_r \leq 1.12, 250 \leq p \sigma_y \leq 450$					
$0.323 \leq B_r/D_p \leq 0.833, 0 \leq S_3/T_r \leq 1.12, 171 \leq f \sigma_y \leq 496$					
$-0.651 \leq n_c \leq 0, -0.651 \leq n_p \leq 0, 39.2 \leq \sigma_B \leq 70.1$					

謝辞

この研究にあたり、(株)クボタの森崎 充氏、多賀野公甫氏、竹中工務店設計部の岡本達雄氏、下野直人氏、上田博之氏、樋口 満氏、並びに、金子洋文氏には多くのご意見をいただきました。ここに感謝申し上げます。

参考文献

- 樋口 満、金子洋文、原田宏一、森田耕次：降伏線理論による接合部局部耐力評価、ノンダイヤフラム形式のコンクリート充填円形鋼管柱・梁フランジ接合部の局部引張耐力に関する研究—その1—、日本建築学会構造系論文集、第536号、pp.177-184,2000.10
- 例えば、日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、付20、1988
- 川村圭一、上場輝康、榮藤 修：無溶接ダイヤフラム補剛形式円形鋼管柱・H形梁接合部に関する研究—水平荷重実験および耐力評価—、日本建築学会近畿支部研究報告集、第38号・構造系、pp.325-328,平成10年
- 平出 亨、樋口 満、原田宏一、金子洋文、多賀野公甫、榮藤 修、森崎 充、瀬川輝夫、岡本達雄、下野直人、上田博之：ロングスティフナー形鋼管コンクリート柱・梁フランジ接合部の単調引張試験、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、C-1分冊、構造Ⅲ、pp.1171-1172,1998.9
- 森崎 充、瀬川輝夫、原田宏一、岡本達雄、榮藤 修、下野直人、平出 亨、上田博之、樋口 満、金子洋文：ロングスティフナー形式のコンクリート充填円形鋼管柱・梁フランジ接合部の局部耐力に関する研究（その1 研究概要とFEM解析結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、C-1分冊、構造Ⅲ、pp.1197-1198,1999.9
- 岡本達雄、上田博之、下野直人、瀬川輝夫、太田秀彦、東端泰夫、木村 衛、多賀野公甫、濱塚輝雄：ロングスティフナー型遠心力鋼管柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究（その1：実験概要と鉛直載荷試験体の考察）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.1537-1538,1994.9
- 平出 亨、原田宏一、樋口 満、多賀野公甫、金子洋文、森崎 充、瀬川輝夫、岡本達雄、下野直人、上田博之：ロングスティフナー形式のコンクリート充填円形鋼管柱・梁フランジ接合部の局部耐力に関する研究（その4 応力ブロック係数を用いた簡易設計式の提案）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、C-1分冊、構造Ⅲ、pp.1203-1204,1999.9

Appendix. 回帰式による局所耐力評価

我々はこれまで設計パラメータを広範囲に分布させてFEM解析を行っている。参考文献1に記載された100ケース、本文表2に記載した22ケースのほか、下の表1に示す14ケースの合計136ケースに上る。我々は、それらの結果から実験式として耐力推定式を作成することを試みたのでここに紹介する。

名称	cσy (MPa)	fσy (MPa)	cPy (KN)	名称	cσy (MPa)	fσy (MPa)	cPy (KN)	共通値
101	250	323.6	1179	108	350	250	1595	無補強形式
102	300	323.6	1423	109	400	250	1786	(hp=0mm)
103	323.6	323.6	1534	110	450	250	1967	Dc=600mm
104	350	323.6	1655	111	300	200	1333	Tc=20mm
105	400	323.6	1878	112	350	200	1520	Bf=300mm
106	450	323.6	2088	113	400	200	1677	Tf=32mm
107	300	250	1383	114	450	200	1816	S1=S2=S3=8mm
								nc=0.3

表1 FEM解析結果

ロングスティフナー形式で $L_p \geq 50\text{mm}$ ならば cPy は一定となることが知られているので⁵⁾、 $L_p < 50\text{mm}$ の場合については別途取り扱うこととして除外し、降伏荷重が求められている99ケースに対してパラメータとして以下のものを取り、1式の定式化を仮定して係数を求めた。

パネルゾーン径厚比 Dp/Tp

Dp と溶接余盛を含む接合部幅の比 Dp/Bf'

$$\begin{aligned}
 & Dp \text{と溶接余盛を含む接合部厚の比} & Dp/Tf' \\
 & CFT柱の接合部の軸力比 & np \\
 & \text{梁フランジと柱鋼管の降伏応力度の比} & f\sigma y/c\sigma y \\
 & \text{接合部の降伏耐力比} & cPy/(c\sigma y \times Bf' \times Tf') \\
 & cPy/(c\sigma y \times Bf' \times Tf') = C \times (Dp/Bf')^v \times (Dp/Tf')^w \\
 & \quad \times (Dp/Tp)^x \times (1-np)^y \times (f\sigma y/c\sigma y)^z \quad (1)
 \end{aligned}$$

ただし、 C 、 v 、 w 、 x 、 y 、 z は未定定数である。(1)式の両辺の対数をとると、次式を与える。

$$\begin{aligned}
 \log(cPy/(c\sigma y \times Bf' \times Tf')) &= \log(C) + v \times \log(Dp/Bf') + \\
 & w \times \log(Dp/Tf') + x \times \log(Dp/Tp) + \\
 & y \times \log(1-np) + z \times \log(f\sigma y/c\sigma y)
 \end{aligned}$$

この式は各未知定数についての連立一次方程式であるから、これにFEM解析のパラメータおよび結果を適用することにより、未知定数を回帰手法によって求めることができる。力の単位をN、長さの単位をmmとしてこの手法を適用すると、以下の値を得た。

$$C = 2.426, \quad v = 0.186, \quad w = 0.698$$

$$x = -1.137, \quad y = 0.289, \quad z = 0.105$$

これを1式に代入して両辺を整理し、次式を得た。

$$\begin{aligned}
 cPy[N] &= 2.426 \times Dp^{-0.254} \times Tp^{1.137} \times Bf'^{0.814} \times \\
 & Tf'^{0.302} \times (1-np)^{0.289} \times f\sigma y^{0.105} \times c\sigma y^{0.896} \quad (2)
 \end{aligned}$$

2式による推定値をFEM解析結果と比較したものが図1である。

推定値とFEM解析結果の比の分布を図2に示す。この比の平均値は 1.001 ± 0.029 であった。なお、3式の適用範囲は、FEM解析のパラメータの範囲から本文表4と同様である。

図1 FEM解析結果と推定式の比較

図2 FEM解析値/推定値比の分布

(2000年6月10日原稿受理, 2000年11月15日採用決定)