(8) コンクリート充填角形鋼管柱に取り付くH形鋼梁の塑性変形能力

城戸 將江1・藤田 昂丈2・津田 惠吾3

¹ 北九州市立大学 国際環境工学部環境空間デザイン学科 (〒808-0135北九州市若松区ひびきの1-1) E-mail:kido@env.kitakyu-u.ac.jp

2 清水建設株式会社九州支店 建築部 (〒810-8607 福岡市中央区渡辺通3丁目6-11)

³ 北九州市立大学 国際環境工学部環境空間デザイン学科 (〒808-0135北九州市若松区ひびきの1-1) E-mail:tsuda@env.kitakyu-u.ac.jp

本論文の目的は、コンクリート充填角形鋼管柱に取り付くH形鋼梁の塑性変形能力を算定し、塑性変形 能力に及ぼす諸因子の影響を明らかにし、さらにH形鋼梁が中空鋼管柱に取り付く場合とコンクリート充 填鋼管柱に取り付く場合の梁の塑性変形能力の違いを明らかにすることである。塑性変形能力を示す最大 塑性回転角を、柱フランジの面外変形を考慮した、中空鋼管柱およびコンクリート充填角形鋼管柱に取り 付く梁ウェブ接合部の曲げ耐力を用いて算定し、それぞれの最大塑性回転角の比較を行い、充填コンクリ ートの効果について検討を行った。また、必要とされる最大塑性回転角を満足させるための条件を例示し た。

Key Words : Beam-Column Connection, Steel-Concrete Composite column, Beam Web, Flexural Strength, Plastic Deformation Capacity

1. はじめに

米国でのノースリッジ地震や、日本での兵庫県南部地 震において、実構造物における梁端溶接接合部の脆性的 破断現象が観察された¹⁾.また、通しダイアフラムと梁 フランジの完全溶込溶接部近傍に発生した脆性破断のほ とんどが、角形鋼管柱・H 形鋼梁ラーメン構造の梁端下 フランジにおいて発生していた²⁾.

上記のような被害を防ぐ目的で,梁端接合部設計法と 梁端接合部溶接施工法が示された「鉄骨梁端溶接接合部 の脆性的破断防止ガイドライン・同解説」¹⁾(以後,破断 防止ガイドライン)が刊行された.その中では,角形鋼 管柱に取り付く H 形鋼梁の保有塑性回転角(保有変形 性能)の評価式が示されている.

梁の塑性変形性能に影響を及ぼす梁ウェブの曲げ耐力 評価をする際,柱鋼管の面外変形を考慮する必要がある. 中空鋼管柱に取り付く梁ウェブ部分の曲げ耐力評価式に ついては,すでにいくつか提案されており,破断防止ガ イドラインや「鋼構造接合部設計指針」³⁾に記載されて いる.また,コンクリート充填角形鋼管柱(以後角形 CFT 柱)に取り付く場合の梁ウェブ部分の曲げ耐力評価 式は,著者らが文献4)で提案している.

本論文では、中空鋼管柱および角形 CFT 柱に取り付 く場合の梁ウェブ部分の曲げ耐力を算定し、その算定結 果と、文献 1)に示されている H 形鋼梁の塑性変形能力 評価式を用いて H 形鋼梁の最大相対塑性回転角を算定 し、中空鋼管柱に取り付く場合と角形 CFT 柱に取り付 く場合を比較し、H 形鋼梁の塑性変形能力に対する充填 コンクリートの効果を検討した.また、必要とされる最 大相対塑性回転角を満足させるための条件を例示した.

2. 解析方法

(1) 梁ウェブの無次元化曲げ耐力

図-1 に、文献 1)、3)、4)で解析に用いられた崩壊機構 を示している.上段が中空鋼管柱の場合で、(a)、(b)はそ れぞれ文献 1)、3)に示されている柱フランジの崩壊機構 であるが、降伏領域 b_iの幅の取り方が異なる.また、(c) は梁ウェブ部分である.下段は CFT 柱の場合を示す. 中空鋼管柱の場合は、圧縮側、引張側の両方において柱 鋼管に面外変形が生じると仮定している.また、CFT 柱 の場合は、圧縮側については充填コンクリートにより、 面外変形が拘束されると仮定している.

解析で得られた梁ウェブの曲げ耐力 M_{mu} を,スカラッ プのない梁ウェブの全塑性モーメント M_{mp} で無次元化 した無次元化曲げ耐力 m_0 で表現したものがそれぞれ式 (1)~(3)である ^{1,3,4}.

$$_{SG}m_0 = 4 \cdot \left(\frac{h_m}{d_j} - s\right) \cdot \left(1 - \frac{h_m}{d_j} - s\right)$$
(1)

$$_{SR}m_0 = \frac{4}{kr^2}\sqrt{kr-4}\sqrt{kr^3s^2+1} + \frac{4}{kr} - \frac{2}{kr^3} - 4s$$
(2)

$$_{CFT}m_{0} = 2\left[\frac{1-\xi}{k}\left\{\frac{1}{\eta r^{3}} + \frac{4}{r}(1-\xi-\eta)\right\} + (\xi-s)^{2} + \frac{1}{\eta}(1-\xi)(\eta-s)^{2}\right]$$
(3)

式(1), (2)の m_0 の左添え字 SG, SR はそれぞれ破断防 止ガイドライン,接合部設計指針を示す (G R はそれぞれ Guideline, Recommendation の頭文字である).式(1)中の h_m , d_j お よび式(3)中の ξ , η は図-1 中に示す.また,式(2),(3)中 の r, s, k は崩壊機構の縦横比,スカラップ比,耐力比 指標の無次元化量であり,式(4)~(6)で定義されている³.

$$r = \frac{d_j}{b_j} \tag{4}$$

$$s = \frac{S_r}{d_j} \tag{5}$$

$$k = \left(\frac{b_j}{t_{cf}}\right)^2 \frac{t_{bw}}{d_j} \cdot \frac{F_{wy}}{F_{cy}}$$
(6)

ここで、 b_j , S_r , t_{qr} , t_{bv} は図-1 中に示す. F_{qr} , F_{wy} は柱 および梁ウェブの降伏応力度である.

文献 1)では、図-1 の(a) および(c) に示す崩壊形を仮定 し、柱フランジのなす仕事と梁ウェブ部分のなす仕事を 等値させることにより、梁ウェブ部分の有効長さ h_m を 決定している.一方、文献 3)では、塑性解析の上界定理 に基づき有効長さ h_m を決定している.式(3)についても 上界定理に基づき、 ξ および η を決定した.

(2) 最大相対塑性回転角の算定

文献 1) には、片持ち梁の最大相対塑性回転角 _αθ_{µm}の 算定式が示されているが、ここでは骨組の中の一部とし て算定するため、図-2 に示すように梁の両端に柱があ る場合とした式(7)で計算を行う.

$${}_{a}\theta_{bym} = \frac{F_{wy}}{E} \cdot \frac{L}{D_{b}} \cdot \frac{a \cdot (\alpha - 1)}{(b + 1) \cdot (b + 2) \cdot (\alpha_{0} - 1)^{2} \cdot \alpha^{2}} \times \{\alpha_{0}^{b+1} \cdot \left[(b + 1) \cdot (\alpha_{0} - 1) \cdot \alpha + (\alpha_{0} - \alpha)\right] - \left[(b + 1) \cdot (\alpha_{0} - 1) + (\alpha_{0} - \alpha)\right]\}$$

$$(7)$$

$$(7)$$

$$(7)$$

$$(7)$$

$$(7)$$



ランジの引張強さ F_{fu} と降伏比 YR によって定める係数である¹⁾.

また, *a*₀, *a*はそれぞれ梁ウェブ全断面が有効な場合, 全断面が有効でない場合の接合部係数であり, それぞれ 式(8), (9)で表される.

$$\alpha_0 = \frac{{}_j M_{u0}}{{}_b M_p} = \frac{\gamma_f}{YR} \cdot \frac{{}_f Z_p}{Z_p} + \left(1 - \frac{{}_f Z_p}{Z_p}\right) \tag{8}$$

$$\alpha = \frac{{}_{j}M_{u}}{{}_{b}M_{p}} = \frac{{}_{j}M_{u}}{Z_{p} \cdot F_{wy}}$$
(9)

ここで、 ${}_{b}M_{p}$ は梁の全塑性モーメント、 γ は継手破断耐力係数、 Z_{p} および Z_{p} は梁フランジ部のみおよび梁全断面での塑性断面係数である.

また, M_{u0} および M_u は梁ウェブ全断面が有効な場合 および有効でない場合の梁端最大曲げ耐力で,梁フラン ジが負担できる耐力 M_{fu} と梁ウェブの負担する曲げ耐力 M_{uu0} (梁ウェブが全断面有効な場合), M_{uu} (梁ウェブが全断面有 効でない場合)の和で評価する.式(10),(11)にそれぞれの 場合の梁端最大曲げ耐力を示す.



$${}_{j}M_{u0} = {}_{j}M_{fu} + {}_{j}M_{wu0}$$

$$= \gamma_{f} \cdot F_{fu} \cdot {}_{f}Z_{p} + F_{wy} \cdot (Z_{p} - {}_{f}Z_{p})$$
(10)

$$_{j}M_{u} = _{j}M_{fu} + _{j}M_{wu}$$
 (11)

式(11)中の右辺第2項 *M*_{mu}については,式(1)~(3)より 得られる値をそれぞれ用い,式(7)により中空鋼管柱に 取り付く場合,CFT柱に取り付く場合の最大相対塑性回 転角を算定する.

CFT柱の場合は、図-2に示す梁端ウェブ無効部分が上 下対称ではないが、本論文では式(7)をそのまま用いる こととする.

(3) 解析パラメータ

以下の解析パラメータを選び,無次元化曲げ耐カー耐 カ比指標関係,最大塑性回転角-柱の幅厚比関係を算定 する.

1) 崩壊機構の縦横比r:1.0, 1.5, 2.0

2) 梁の降伏比 YR: 0.60, 0.70, 0.80

3) 材料強度:梁SN400, 柱 BCP235

算定に用いた柱,梁の断面は以下の通りである.

- 柱: $\Box 400 \times 400 \times t_d$
- 梁: H-400×200×8×13
 - H 600×200×11×17
 - H 800×300×14×26

なお,継手破断耐力係数%=1.0,梁せいに対する梁の 長さの比*LDh*=10とした.

3. 結果と考察

(1) 無次元化曲げ耐カー耐力比指標関係

図-3 に梁ウェブの無次元化曲げ耐力 m_0 - 耐力比指標 k関係を示す. 図中太い実線は式(3)で得られる CFT 柱に 取り付く梁ウェブの無次元化曲げ耐力(図中:CFT), 細い実線は式(2)で得られる中空鋼管柱に取り付く曲げ 耐力(指針), 点線は式(1)で得られる中空鋼管柱に取 り付く曲げ耐力(ガイド)である.梁ウェブの降伏強さ は,梁引張強さと降伏比より算定した(ここでは YR=0.7).

縦横比については破断防止ガイドラインの式がr,s, kのみで表現できないため、柱の板厚 t_{q} を変えて解析を 行っているので厳密には $r \approx 1$, 1.5, 2 である. また, 各図中にスカラップせい *S*=35mm, 0 としたときの耐力 を示している.

図-3より、CFT柱の場合の耐力は中空鋼管(接合部設計指針の式)の場合の耐力よりも大きいことが観察される.また,縦横比rが大きくなると耐力の低下が大きくなることが観察される.

中空鋼管の場合(破断防止ガイドラインの式)の耐力 はスカラップのない場合は CFT 柱の場合よりも耐力が 小さいが,スカラップのある場合は耐力比指標 kが大き くなる(柱の板厚が薄くなる)と CFT 柱の場合よりも 耐力が大きくなる.これは中空鋼管柱の方が CFT 柱よ りも耐力が大きくなることを示している.

図-4 に梁ウェブの無次元化曲げ耐力の上昇率 *p*(上昇率は CFT から中空を引いた値を中空で割って求めた)







図4梁ウェブの無次元化曲げ耐力の上昇率p



図-5最大相対塑性回転角 albom-柱の幅厚比 bitcf 関係

を示す. 図中「ガイド」および「指針」は CFT と破断 防止ガイドラインの式(1)および接合部設計指針の式(2) での比較を表している.

図4より、CFT柱の場合の梁ウェブの曲げ耐力は、中 空鋼管柱の場合(接合部設計指針の式)と比較して、r =1の場合は5%~10%、r=2の場合は10%~20%強まで 上昇しており、縦横比rが大きくなるにつれて耐力の上 昇が確認できる.また、スカラップのある場合の方が耐 力の上昇率は大きい.

また、中空鋼管柱の場合(破断防止ガイドラインの 式)と比較して、スカラップのない場合は最大で約 35%まで上昇するが、スカラップのある場合は耐力比指 標 kが大きくなると逆に低下することが観察される.

(2) 最大相対塑性回転角-柱の幅厚比関係

図-5 に最大相対塑性回転角 。のmm - 柱の幅厚比 b/tg関係 を示す. 図中太い実線は梁ウェブの曲げ耐力 j Mmuに CFT 柱の場合の式(3)を用いた回転角,細い実線および点線 は中空鋼管柱の場合で接合部設計指針の曲げ耐力(式 (2))および破断防止ガイドラインの曲げ耐力(式(1))を用いた回転角である.

図-5 より, CFT 柱の場合の回転角は中空鋼管柱の場合 (接合部設計指針の式) よりも大きいことが観察される. また,降伏比 YR が大きくなると,回転角が小さくなる ことが観察される.

中空鋼管柱の場合(破断防止ガイドラインの式)の回 転角はスカラップのない場合は CFT 柱の場合よりも回 転角が小さいが,スカラップのある場合は柱の幅厚比 b/tgが大きくなると CFT 柱の場合よりも回転角が大きく なり,大きめの塑性変形能力を評価している.ガイドラ インの式を用いた中空鋼管柱のほうが CFT 柱の場合の 回転角よりも大きくなるときの幅厚比の値は,降伏比や 縦横比により異なるが, YR=0.7 の場合, r=1, 1.5, 2 の ときそれぞれ 35, 30, 25 程度以上のときである.

縦横比rの影響については、H形鋼梁のフランジ幅 B_b が一定の場合(r=1.0, 1.5)はr=1.5のほうが回転角が小 さくなるが、フランジ幅が異なる場合(r=1.0, 1.5 と 2.0)は同様のことはいえない、これは、梁フランジが



図-6最大相対塑性回転角の上昇率p

負担できる耐力 _」*M*_µの算定にフランジ幅が関係するため である.

図-6 に最大相対塑性回転角の上昇率p(上昇率は CFT から中空を引いた値を中空で割って求めた)を示す. 図中「ガイド」は CFT と破断防止ガイドラインの式(1)での比較,「指針」は CFT と接合部設計指針の式(2)での比較を表している.

接合部設計指針の式を用いた場合との比較では, *YR*=0.60の場合はそれほど上昇しないが, *YR*=0.80の場合 は数10%上昇しており,降伏比 *YR*が大きくなるにつれ て回転角の上昇が確認できる.また,フランジ幅が一定 の,縦横比 *r*=1と1.5の場合を比較すると1.5のほうが 上昇率は大きく,スカラップのある場合の方が上昇率は 大きい.

ガイドラインの式を用いた場合の比較では、スカラップのない場合は最大で数 10%上昇するが、スカラップのある場合は柱の幅厚比 *b*/t_aが大きくなると低下する.

(3) 最大相対塑性回転角を満足させるための条件

文献 5)では、耐震性能グレードと梁材に予想される最 大塑性回転角の関係は、基準級(緩和値)の場合は 0.02rad、基準級の場合は0.011radとされている.

ここでは,最大相対塑性回転角が 0.02rad, 0.01rad 以上 となる降伏比 YR と柱の幅厚比 b/t_dの関係を求めた.そ の結果を図-7 に示す.図中太い実線は梁ウェブの曲げ 耐力 _{Mwu}に CFT の式(3)を用いたもの,細い実線は接合 部設計指針の式(2)を用いたものである.

なお,縦横比r=1の場合は,柱の幅厚比が0~80, YR =0.7~0.8 の範囲において最大相対塑性回転角 0.01, 0.02radを満足する.

図中の直線よりも原点側の範囲であれば,必要とする 最大相対塑性回転角を満足させることができる.例えば, 柱の幅厚比 *b/t_g=25*,降伏比 *YR*=0.75 という柱梁接合部な らば,最大相対塑性回転角は 0.02rad より大きくなる (図中の印■).



図-7 指定した最大塑性回転角を満足させるための条件

4. 結論

式(7)で求められる最大相対塑性回転角を中空鋼管柱 および CFT 柱の場合について算定した. 結論をまとめ ると以下のようになる.

- 1) CFT 柱の場合の最大相対塑性回転角は中空鋼管柱の場合(接合部設計指針の式を用いた場合)よりも大きい.
- 2) 中空鋼管柱の場合(破断防止ガイドラインの式を用いた 場合) はスカラップのない場合は CFT 柱の場合より も最大相対塑性回転角が小さいが,スカラップのあ る場合は柱の幅厚比 *b/t_d*が大きくなると CFT 柱の場 合よりも回転角が大きくなる範囲がある.

参考文献

- 日本建築センター:鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガ イドライン・同解説,2003.12.
- 2)日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会:通しダイアフラム形式 で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関す る実大実験報告書,1997.7.
- 3) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 2006.3.
- 4) 城戸將江,津田惠吾:コンクリート充填角形鋼管柱に取り付 く梁ウェブ接合部の曲げ耐力,日本建築学会構造系論文集, 第602号, pp.219-226, 20064.
- 5) 日本鋼構造協会: CFT 柱を用いた鉄骨骨組の動的耐震設計法 ガイドライン, p54, 2006.8.

PLASTIC DEFORMATION CAPACITY OF H-SHAPED STEEL BEAM CONNECTED TO CONCRETE FILLED SQUARE STEEL TUBULAR COLUMN

Masae KIDO, Akitake FUJITA and Keigo TSUDA

The objectives of this paper are to calculate plastic deformation capacity of H-shaped steel beam connected to concrete filled square steel tubular column (CFT column), to clear the effect of variables on plastic deformation capacity, and to clear the difference of the plastic deformation capacity in case that the beam is connected to hollow steel tubular column and in case that the beam is connected to CFT column. The maximum relative plastic rotation angles are calculated with flexural strengths of the beam web in consideration of the out-of-plane deformation connected to hollow steel tubular column and the effect of the infilled concrete is discussed.