

論文 CES 埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響

金子 佳樹*1・鈴木 卓*2

要旨: 本研究では, CES 埋込み柱脚の構造性能の把握を目的として鉄骨埋込み深さ比を変数とした 2 体の試験体の静的載荷実験を行った。その結果, 鉄骨埋込み深さ比 1.0 および 2.0 の試験体ともに埋込み部に顕著な損傷は認められなかった。鉄骨埋込み深さ比 1.0 の試験体は 2.0 の試験体と比べて初期剛性および最大耐力の減少が認められた。しかし, 両試験体ともに大変形時まで安定した復元力特性を有する傾向が確認された。また, 両試験体の最大耐力は一般化累加強度理論により精度良く評価できることを示した。

キーワード: 合成構造, 静的載荷実験, 破壊形式, 終局強度

1. はじめに

内蔵鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される CES (Concrete Encased Steel) 構造は鉄骨鉄筋コンクリート (以下, SRC) 構造の優れた耐震性能を有しつつ, 鉄筋の省略による施工の簡略化を実現した新たな構造形式である。これまでに柱, 梁, 柱梁接合部および耐震壁などの研究開発が継続的に行われてきた¹⁾⁴⁾。

中高層建物への適用を視野に入れた CES 構造では, 上部構造の性能を発揮するために上部構造および基礎構造を接続する柱脚に高い耐震性能が求められる。内蔵鉄骨を有する CES 構造の柱脚には, 埋込み型および非埋込み型の 2 種類の柱脚形式があり, その中でも高い耐震性能が期待される埋込み柱脚の適用が想定されている。また, 現在の SRC 埋込み柱脚の構造性能評価法⁵⁾は鋼構造のもの⁶⁾を基に開発された。しかし, 現在までに SRC 埋込み柱脚の評価精度の検証はほとんど行われておらず⁷⁾, 当該性能評価法の CES 埋込み柱脚への適用性は不明瞭である。

そこで, 本研究では柱鉄骨の埋込み深さ比を変数とした CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を実施し, その構造性能を検討した。本論では, 実験の概要を述べるとともに, 破壊性状, 復元力特性および埋込部鋼材の応力状態の検討結果を示す。さらに, CES 埋込み柱脚の耐力評価法の検討結果も併せて報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は実大の 1/2 スケールのもの 2 体である。図-1 に試験体の形状および寸法を, 表-1 に試験体概要をそれぞれ示す。試験体の柱頂部には部材反曲点を模擬したピン支承が設置されている。柱のコンクリート断面 $b \times c \times D$ は 400mm 角, 鉄骨は H-300×200×10×15 である。この柱断面については, 後述の柱軸力比 0.2 の際の鉄骨お

表-1 試験体概要

| 試験体 | | CB1 | CB2 |
|-------------|-------------------------------|----------------------|-----|
| 実験変数 | 柱鉄骨の埋込み深さ比 | 1.0 | 2.0 |
| | 埋込み深さ b h (mm) | 300 | 600 |
| 埋込み部 | ベースプレート | PL-19×225×325 | |
| | アンカーボルト | 4-D16 | |
| 柱 | 断面 $b \times c \times D$ (mm) | 400×400 | |
| | せん断スパン比 | 3.0 ($h = 1200$ mm) | |
| スタブ | 鉄骨断面 | H-300×200×10×15 | |
| | $b \times c \times D$ (mm) | 700×1400 | |
| 軸力 N (kN) | | 1,800 | |

よび柱全体の曲げ耐力の比率が 0.5 程度となるように設定したものであり, 文献 8)に示される SRC 柱の部材種別 FA に相当するものである。柱脚からピン支承の中心までの高さは $h=1,200$ mm (せん断スパン比 3.0) である。鉄骨のベースプレートは, PL-19×225×325 であり, アンカーボルト 4-D16 を用いて設置した。スタブには RC 基礎梁を模擬した主筋およびせん断補強筋を, スタブの埋込み部鉄骨周辺には縦筋および帯筋をそれぞれ配した。

実験変数には鉄骨のせいに対する鉄骨埋込み深さの比を選択した。試験体 CB1 の埋込み深さ比は 1.0, 試験体 CB2 の埋込み深さ比は 2.0 である。

2.2 使用材料

表-2 に繊維補強コンクリートの配合を, 表-3 にコンクリートの材料特性を, 表-4 に鋼材の材料特性をそれぞれ示す。本試験体では, 埋込み部に相当するスタブには普通コンクリートを, 柱には繊維補強コンクリートを使用した。また, 試験体作成時にスタブ上面には目荒し処理を行った。柱に使用した繊維は, 標準長 30mm, 直径 0.66mm のピニロンファイバー (以下 RF4000) であり, 体積混入率は 1.0% である。

2.3 載荷計画

図-2 に載荷装置を示す。試験体の下スタブは PC 鋼棒を用いて載荷フレームに固定し, 上部プレートは高力ボルトを用いてピン支承に固定した。実験は載荷フレー

*1 大阪大学 工学部地球総合工学科 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教・博士 (工学) (正会員)

表-2 繊維補強コンクリートの配合

| 水セメント比 W/C (%) | 細骨材率 S/a (%) | 繊維の体積混 入率 (%) | 単体量 (kg/m ³) | | | | | | |
|-------------------|-----------------|------------------|--------------------------|--------|-------|-------|------|-------|--------|
| | | | 水 W | セメント C | 細骨材 S | 粗骨材 G | 石灰石粉 | 繊維 Vf | AE 減水剤 |
| 48 | 63.8 | 1.0 | 181 | 378 | 980 | 557 | 200 | 13 | 4.536 |

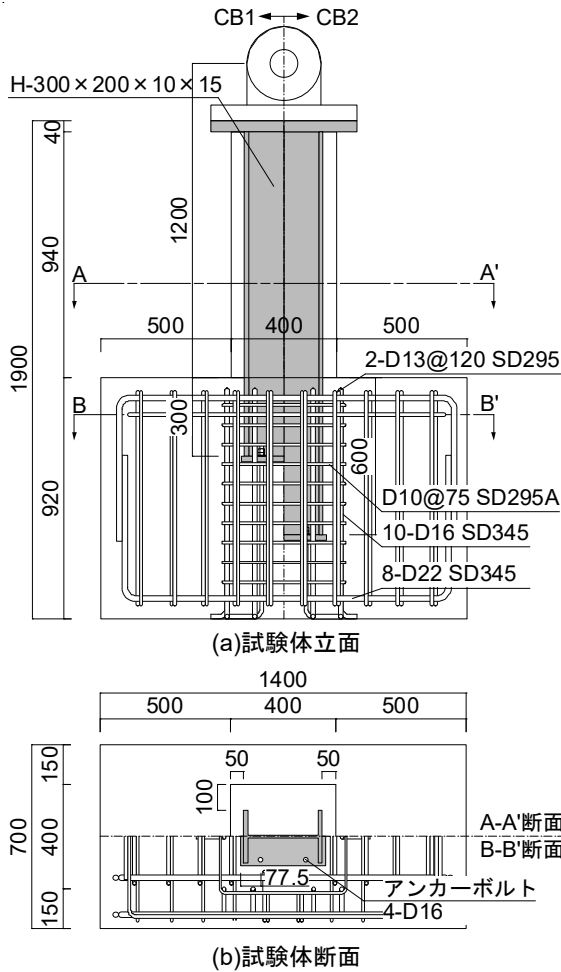


図-1 試験体の形状および寸法

ムに取り付けた2台の鉛直オイルジャッキ（最大容量：2,000kN）によって軸力比 (N/N_0 , N_0 : 柱の軸圧縮耐力でSRC 規準⁵⁾に準じて式(1)および式(2)より算出) 0.2に相当する一定軸力 N (1,800 kN) を作用させつつ、荷重フレームに取り付けた水平オイルジャッキ（最大容量：1,000 kN）によって水平力を荷重した。

$$N_0 = c r_u \sigma_{Bc} A + s \sigma_{ys} A \quad (1)$$

$$c r_u = 0.85 - 2.5 s p_c \quad (2)$$

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 A : コンクリートの断面積、 $s \sigma_y$: 鉄骨の降伏強度、 $s A$: 鉄骨の断面積、 $s p_c$: 圧縮側鉄骨比である。

水平力荷重は、ピン支承中心の水平変位 δ を柱脚からピン支承中心までの高さ h で除した相対部材角 $R (= \delta/h)$ による変位制御とした。試験体 CB2 の加力プログラムは $R=1/400\text{rad}$ を1サイクル、 $R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad}$ を2サイクルおよび $R=1/20\text{rad}$ の正荷荷側のみである。一方、計測上の不備により試験体 CB1 の加

表-3 コンクリートの材料特性

| | | 圧縮強度 | ヤング係数 | 圧縮ひずみ |
|-----|----------|----------------------|----------------------|-----------|
| | | (N/mm ²) | (N/mm ²) | (μ) |
| CB1 | 柱 (繊維) | 55.3 | 31.1 | 3,024 |
| | スタブ (普通) | 30.8 | 27.3 | 2,028 |
| CB2 | 柱 (繊維) | 52.0 | 33.1 | 2,733 |
| | スタブ (普通) | 29.7 | 29.6 | 1,848 |

表-4 鋼材の材料特性

| | 降伏強度 | 引張強度 | ヤング係数 |
|---------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| | (N/mm ²) | (N/mm ²) | (kN/mm ²) |
| 鉄骨ウェブ (10mm) | 344 | 456 | 213.3 |
| 鉄骨フランジ (15mm) | 285 | 435 | 212.9 |
| アンカーボルト D16 | 377 | 529 | 209.7 |

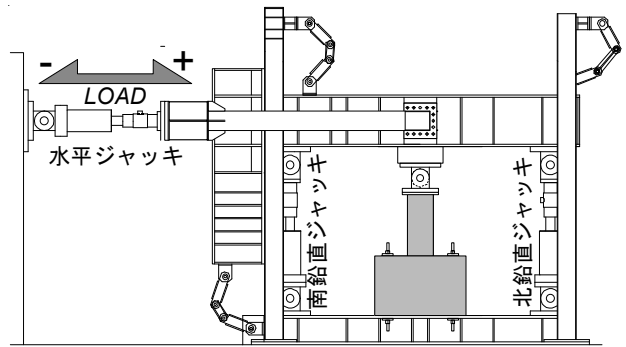


図-2 荷重装置

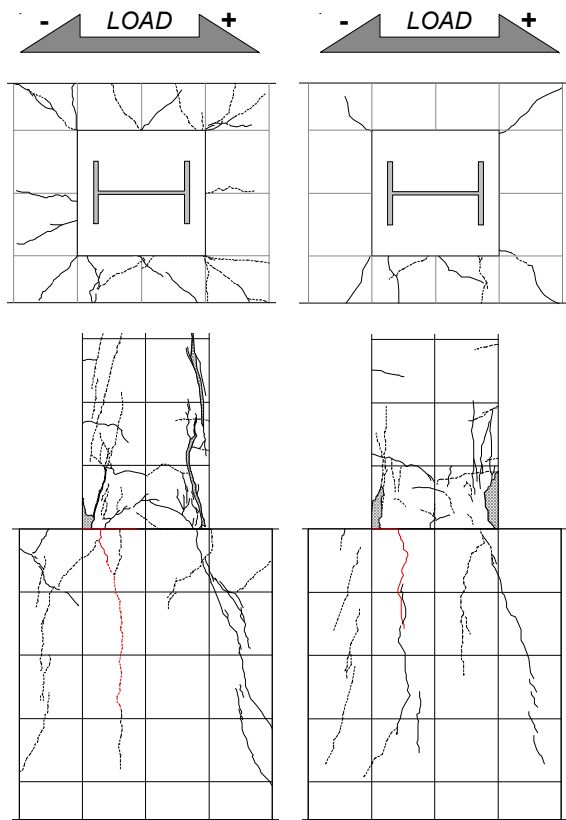
力プログラムは $R=1/240\text{rad}$ を1サイクル、 $R=1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/20\text{rad}$ を2サイクルである。第3章において詳細を記述するが、両試験体ともに柱曲げ降伏先行型の復元力特性を示し、埋込み部におけるひび割れの顕著な幅は認められなかった。そのため、本論に示す試験体では、荷重サイクルの差が埋込み部の構造性能に及ぼす影響は限定的なものと判断して検討を進めた。

3. 実験結果

3.1 破壊性状および履歴特性

図-3に各試験体の実験終了時の損傷状況を、図-4に各試験体の正側ピーク時における脚部曲げひび割れおよびスタブ縦ひび割れの最大ひび割れ幅-変形角関係を、図-5に各試験体のせん断力-変形角関係を、表-5に実験結果の一覧をそれぞれ示す。図-4に示したひび割れ幅は図-3中の赤線で示したものである。図-5には、曲げひび割れ発生点、鉄骨フランジの降伏点、アンカーボルトの降伏点、最大耐力点および4章に示す柱曲げ耐力と柱脚支圧耐力の計算結果を併せて示した。ここで、鋼材の降伏点は後述の図-10に示すひずみゲージのいずれかが降伏ひずみに達した点とした。

— 正載荷時 - - - - 負載荷時 ■ 圧壊



(a) 試験体 CB1 (b) 試験体 CB2

図-3 最終破壊状況

(上段：スタブ上面，下段：正面)

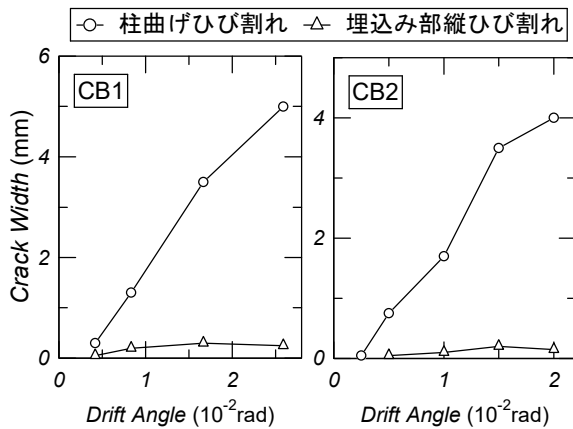


図-4 ひび割れ幅-変形角関係

両試験体ともに $R=1/400\text{rad}$ 程度で柱およびスタブの境界付近に曲げひび割れ、 $R=1/250\text{rad}$ 程度でスタブの上面から正面にかけて縦方向のひび割れの発生がそれぞれ確認された。また、両試験体ともに鉄骨フランジの降伏に伴い徐々に剛性低下する傾向が認められた。その後、脚部引張側コンクリートの曲げひび割れの拡幅および脚部圧縮側コンクリートの圧壊に伴う緩やかな耐力低下が認められた。両試験体ともに埋込み部正面に縦ひび割れが確認されたものの、その顕著な拡幅は認められなかった(図-4参照)。以上の実験結果から両試験体の破壊モー

表-5 実験結果

| | | CB1 | CB2 |
|-----------|----------------------------------|-------|------|
| 曲げひび割れ | Q (kN) | 231 | 231 |
| | R ($\times 10^{-2}\text{rad}$) | 0.26 | 0.21 |
| 鉄骨フランジ降伏 | Q (kN) | 396 | 426 |
| | R ($\times 10^{-2}\text{rad}$) | 0.85 | 0.75 |
| 最大耐力 | Q (kN) | -514 | 526 |
| | R ($\times 10^{-2}\text{rad}$) | -2.13 | 1.85 |
| アンカーボルト降伏 | Q (kN) | 456 | — |
| | R ($\times 10^{-2}\text{rad}$) | 3.81 | — |

▽ 曲げひび割れ発生点 □ 鉄骨フランジ降伏点
 △ アンカーボルト降伏点 ○ 最大耐力
 — 柱曲げ耐力 - - 柱脚支圧耐力

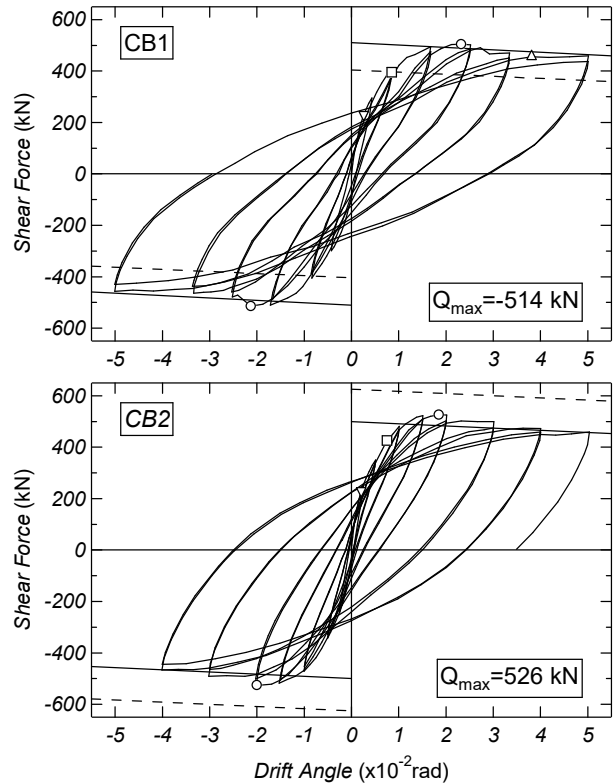


図-5 せん断力-変形角関係

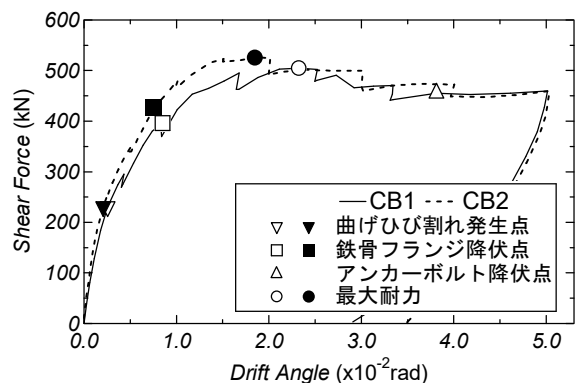


図-6 せん断力-変形角関係の包絡線

ドは曲げ降伏先行型であったと考えられる。

図-6に両試験体のせん断力-変形角関係の包絡線の比較を示す。同図には実験における曲げひび割れ発生点、鉄骨フランジの降伏点、アンカーボルトの降伏点および正載荷側の最大耐力点を併せて示した。

試験体 CB1 の曲げひび割れ発生点までの初期剛性お

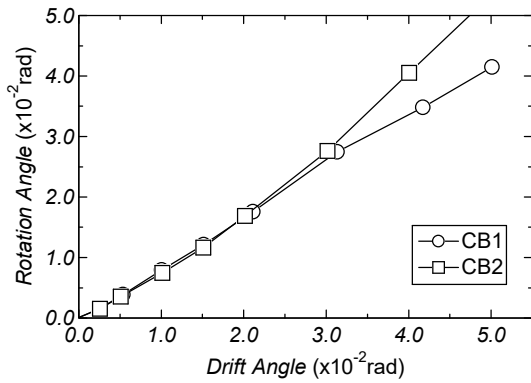


図-7 脚部回転角-変形角関係

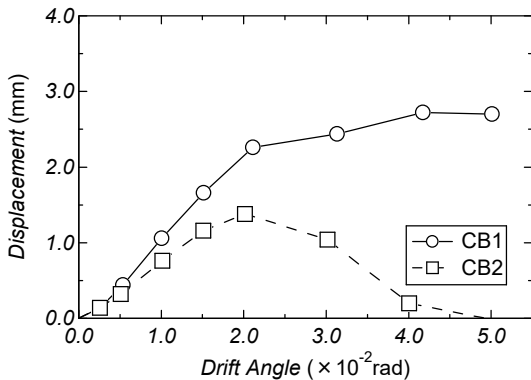


図-8 脚部水平変位-変形角関係

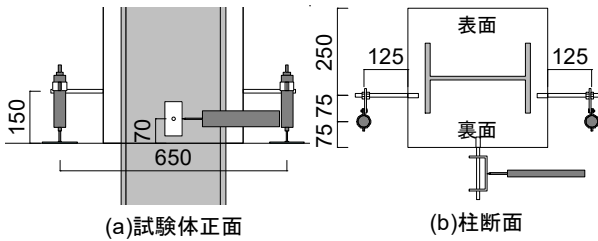


図-9 変位計取り付け位置

よび最大耐力は試験体 CB2 のものと比べて低く、鉄骨埋込み深さ比の影響が伺える。しかし、両試験体の $R=1/20$ rad 到達時の耐力に大きな差は認められなかった。

3.2 脚部回転角および水平変位

図-7 に脚部回転角-変形角関係を、図-8 に脚部水平変位-変形角関係を、図-9 に変位計取り付け位置をそれぞれ示す。脚部回転角は試験体側面に設置した変位計の値の差分を変位計間距離で除すことで算出した。脚部回転角および脚部コンクリートの水平変位は変形角が $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25$ および $1/20$ rad に初めて達した際の計測値である。

両試験体ともにほぼ最大耐力を発揮した $R=1/50$ rad までの回転角の推移に大きな差は認められず、変形角の増大に伴う回転角の増加が認められた。また、それ以降の変形角では、試験体 CB2 の脚部回転角の推移は試験体 CB1 のものと比べて徐々に大きくなる傾向が確認された。

試験体 CB1 の脚部水平変位の推移は試験体 CB2 のも

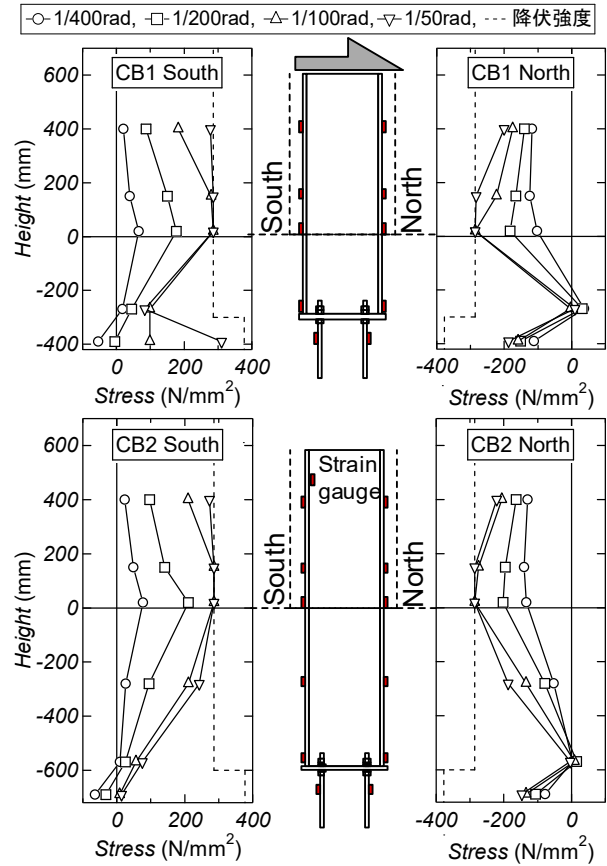


図-10 鋼材の高さ方向応力分布

のと比べて大きく、図-6 に示される両試験体の初期剛性の差の一因であると考えられる。また、両試験体ともにほぼ最大耐力を発揮した $R=1/50$ rad まで水平変位の増加が認められた。その後、埋込み深さ比 1.0 の試験体 CB1 では水平変位の緩やかな増加が、埋込み深さ比 2.0 の試験体 CB2 では水平変位の減少が確認された。これは、前述の回転角の推移に示したように、 $R=1/50$ rad 以降から試験体 CB2 の脚部回転角が試験体 CB1 のものと比べて徐々に大きくなったことと対応するものと考えられる。

3.3 鉄骨フランジおよびアンカーボルトの応力分布

図-10 に鉄骨フランジおよびアンカーボルトの高さ方向応力分布を示す。同図は変形角が $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50$ rad に初めて達した際の値である。鋼材の応力は履歴特性をバイリニア型と仮定し、同図に示す位置におけるひずみゲージの計測値から算出した。

上部鉄骨の分布をみると、両試験体ともに北側および南側のそれぞれの応力分布に大きな差異は認められず、脚部の応力が最初に降伏強度に達する傾向が確認された。埋込み部鉄骨の分布では、両試験体ともに柱脚部からベースプレート付近にかけて応力の減少が認められた。また、 $R=1/50$ rad におけるベースプレート付近の柱鉄骨の応力は、南側では 100N/mm^2 程度、北側ではほぼ 0N/mm^2

の値であった。

南側アンカーボルトに着目すると、試験体 CB2 では $R=1/200\text{rad}$ 以降の変形角における応力の増大はほぼ認められないのに対して、試験体 CB1 では $R=1/200\text{rad}$ 以降の変形角から応力の増大が確認された。このことから、埋込み深さ比の減少に伴いベースプレート上部のコンクリートによるベースプレートの拘束が減少したものと推察される。一方の北側アンカーボルトに着目すると、両試験体ともに圧縮応力の発生が認められた。これは、スタブ作製時に柱鉄骨およびアンカーボルトを固定する際、ベースプレートの上下両側においてナットによって固定したためと考えられる。

3.4 鉄骨ウェブの応力分布

図-11 に鉄骨ウェブの XZ 方向せん断応力の高さ方向分布を示す。せん断応力は同図に示す位置における 3 軸ひずみゲージのひずみの計測値から Mises の降伏条件を適用したロゼット解析により算出した。せん断応力は 3.3 節と同様に $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50\text{rad}$ に初めて達した際の値である。

両試験体の応力は柱では正の値を、埋込み部では負の値を示している。また、両試験体の柱および埋込み上部の応力分布に明瞭な差は確認されない。すなわち、柱鉄骨埋込み深さに拘わらず、柱鉄骨からコンクリートにかけての応力伝達が確認できる。一方で埋込み深さ 2.0 の試験体 CB2 では、埋込み上部および下部の応力に大きな差は認められず、該当区間におけるコンクリートおよび鉄骨の間の支圧作用の影響は小さいものと推察される。

4. 耐力評価

4.1 柱の耐力

CES 柱の曲げ終局強度 M_u は一般化累加強度理論を用いて算出した。ここで、コンクリート強度には表-3 の材料試験値に第 2 章において示した低減係数 (式(2)) を乗じた値を用いた。鉄骨ウェブの曲げ耐力は精算した値を用いた。曲げモーメントのせん断力への換算式は式(3)である。

$$Q = M/h \quad (3)$$

埋込み柱脚のせん断耐力 Q_{su} は SRC 規準⁵⁾に示される簡略化せん断耐力式を基に文献 1)で提案された式(4)~式(6)を用いて算出した。

$$Q_{su} = \tan \theta_c b \mu_c D \frac{\sigma_B}{2} + \frac{s t_w s d_w s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

$$\mu = 0.5 + \frac{c b'}{c b} \leq 0.8 \quad (5)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{l'}{c D}\right)^2 + 1} - \frac{l'}{c D} \quad (6)$$

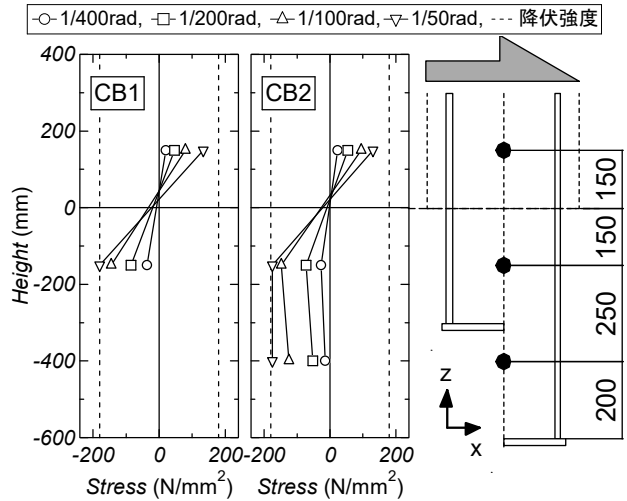


図-11 鉄骨ウェブのせん断応力の高さ方向分布

ここで、 $c b'$: コンクリートの有効幅 ($=c b - s b_f$)、 $s b_f$: 鉄骨フランジ幅、 $s t_w$: 鉄骨ウェブ厚さ、 $s d_w$: 鉄骨ウェブせい、 $s \sigma_{wy}$: 鉄骨ウェブの降伏強度、 l' : 柱の内法長さで本試験体では $2h$ である。

4.2 埋込み柱脚の耐力

埋込み部コンクリートの支圧破壊時の柱脚曲げモーメント (柱脚支圧耐力と呼称する) は、SRC 規準⁵⁾を基に式(7)から式(10)に従い算定した。ここで、コンクリートの負担分 ${}_c M_{bu}$ は前節に示した柱コンクリートの曲げ耐力計算値である。 ${}_s M_{bu1}$ はベースプレート下面のコンクリートおよびアンカーボルトから一般化累加強度理論により算出される終局曲げモーメントである。また、3.3 節に示したように、本試験体のアンカーボルトはベースプレートの両側でナットを用いて固定されている。そのため、アンカーボルトは圧縮力および引張力の両方を負担するものとした。ベースプレート下面に作用する軸力は前節に示した柱鉄骨の曲げ耐力時の値である。曲げモーメントの柱せん断力への換算は式(3)を用いた。

$$M_{bu} = {}_c M_{bu} + {}_s M_{bu1} + {}_s M_{bu2} \quad (7)$$

$${}_s M_{bu2} = -\frac{{}_s Q_u b h}{2} + \frac{b_e F_B}{4} \left\{ b h^2 - \left(\frac{{}_s Q_u}{b_e F_B} \right)^2 \right\} \quad (8)$$

$$b_e = {}_s t_w + 2 {}_s d_f \quad (9)$$

$$F_B = \min \left(\sqrt{\frac{c b}{b_e}} F_c, 12 F_c \right) \quad (10)$$

ここで、 ${}_s M_{bu2}$: 埋込み部支圧破壊時の鉄骨の終局強度、 ${}_s Q_u$: 柱鉄骨の曲げ耐力時せん断力で前節に示した一般化強度理論による計算値、 b_e : 支圧に対する鉄骨有効幅、 F_B : 支圧に対するコンクリート強度、 ${}_s d_f$: 鉄骨フランジ表面からウェブフィレット先端までの距離である。

表-6 に、終局強度の計算値と実験によって得られた最大耐力の一覧を示す。

実験の最大耐力および柱曲げ耐力計算値の比率は、試

験体 CB1 では 1.04, 試験体 CB2 では 1.09 である。従って, 本論に示す埋込み柱脚の最大耐力は一般化累加強度理論によって精度良く評価可能である。また, 鉄骨埋込み深さ比 2.0 の試験体 CB2 では, 柱の曲げ耐力計算値が柱せん断耐力の計算値および柱脚支圧耐力の計算値と比べて低く, 耐力評価に基づく破壊モードは実験結果と同様に柱曲げ降伏先行型と判断された。一方で, 鉄骨埋込み深さ比 1.0 の試験体 CB1 では, SRC 規準⁹⁾に基づく柱脚支圧耐力計算値が柱曲げ耐力および柱せん断耐力の計算値と比べて低い。従って, 耐力評価に基づく破壊モードは, 埋込み部コンクリートの支圧破壊型と判定され, 柱曲げ降伏先行型と判断された実験結果と対応していない。図-11 の鉄骨ウェブのせん断応力の高さ方向分布に示したように本試験体では埋込み部から上部の柱においても鉄骨からコンクリートにかけて支圧作用が生じている可能性がある。埋込み部においても式(7), 式(8)において考慮されていないベースプレート上面のコンクリートおよび内蔵鉄骨内側のコンクリートに支圧作用が生じている可能性がある。柱脚支圧耐力の評価精度の検証は今後の検討課題としたい。

5. まとめ

本研究では, CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を行い, 当該部材の鉄骨埋込み深さが構造性能に及ぼす影響について考察した。併せて, 当該部材の終局強度評価方法を検討した。

本論により得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論に示す CES 埋込み柱脚では, 鉄骨埋込み深さ比に拘わらず, 埋込み部に顕著な損傷は認められず, 柱曲げ降伏先行型の破壊性状および安定した復元力特性を示す傾向が確認された。
- 2) 鉄骨埋込み深さ比 1.0 の試験体の最大耐力および最大耐力までの剛性は鉄骨埋込み深さ比 2.0 の試験体のものと比べて低い。
- 3) 鉄骨埋込み深さ比に拘わらず, 柱脚部からベースプレート付近にかけて鉄骨フランジ応力の大幅な減少および鉄骨ウェブせん断応力の反転がみられたことから, 鉄骨フランジおよびコンクリートにかけての応力伝達が確認された。
- 4) 本論に示す CES 埋込み柱脚の最大耐力は一般化累加強度理論によって評価可能であった。一方で SRC 規準に示される埋込み柱脚の終局強度計算値は鉄骨埋

表-6 計算結果および実験結果

| 試験体 | CB1 | CB2 | |
|-------------|--------|------|------|
| 実験値 (kN) | 514 | 526 | |
| 柱曲げ耐力 (kN) | 494 | 482 | |
| 柱せん断耐力 (kN) | 771 | 758 | |
| 柱脚支圧耐力 (kN) | 322 | 546 | |
| 実験値 / 計算値 | 柱曲げ耐力 | 1.04 | 1.09 |
| | 柱せん断耐力 | 0.67 | 0.69 |
| | 柱脚支圧耐力 | 1.60 | 0.96 |

込み深さ比 1.0 の試験体の最大耐力と比べて大幅に低く, 終局強度評価による CES 埋込み柱脚の破壊モードの判定法は今後の課題である。

謝辞

本研究は日本コンクリート工学会・2017 年度研究助成事業および鴻池奨学財団・平成 30 年度助成を受けて実施されたものです。本研究の実施にあたり日本建築学会の CES 構造性能評価指針検討小委員会（主査：藤本利昭 日本大学教授）の皆様にご意見を頂戴しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 松井智哉, 溝渕博己, 藤本利昭, 倉本洋: シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1165-1170, 2009.7
- 2) 石川智康, 小山勉, 松井智哉, 倉本洋: CES 合成建築物における梁の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1057-1062, 2015.7
- 3) 松井智哉, 倉本洋: CES 柱梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響, 日本建築学会構造系論文集, No.663, pp1025-1031, 2011.05
- 4) 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: CES 造耐震壁の構造特性に及ぼす壁筋の定着状態の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp1189-1194, 2010.7
- 5) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2014.1
- 6) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.3
- 7) 山口貴弘, 福知識保長, 若松慎三: SRC 埋込型柱脚の曲げ耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.1317-1318, 1998.9
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2017