

論文 CES 埋込み柱脚における耐力評価方法の構築

今井 真奈美*1・鈴木 卓*2

要旨：本研究では、CES (Concrete Encased Steel) 埋込み柱脚の耐力評価法の提案を目的として柱鉄骨の埋込み深さ比を変数とした有限要素法解析を実施した。解析から引張および圧縮フランジの内側および外側では、それぞれ中央から上部および下部に圧縮応力の発生が確認された。また、ベースプレート上下面に圧縮力が確認され、鉄骨フランジとの接合部付近にコンクリート強度を上回る高い圧縮力の発生が確認された。解析より得られた応力伝達状況から鉄骨-コンクリート間の支圧抵抗に基づく柱脚曲げ耐力評価法を提案し、本論で示す柱脚破壊型の CES 埋込み柱脚の耐力は提案する柱脚曲げ耐力評価法で評価可能であると判断された。
キーワード： CES 構造, 合成構造, 有限要素法解析, 最小主応力, ベースプレート, 曲げモーメント

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構造の優れた耐震性能を有しつつ、鉄筋の省略によって施工の合理化された新たな構造形式である¹⁾。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 種類の形式がある。その中でも CES 造建築物には、高い耐震性能を有する埋込み柱脚の適用が想定されている。しかし、後述する筆者らの研究以外に CES 埋込み柱脚における柱脚破壊を確認した研究例はなく、柱脚破壊時の埋込み部の応力伝達状況は不明瞭であった。

このような状況から、筆者らは柱鉄骨の埋込み深さおよびベースプレートの有無を変数とした CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を実施した。その結果、埋込み深さの浅い試験体の最大耐力は柱脚曲げ耐力計算値と比べて高くなる傾向を示した²⁾。その後、柱脚内部の詳細な応力状態を確認するために有限要素法 (FEM) による検討から、柱脚における鉄骨およびコンクリート間の応力伝達状況を明らかにした³⁾。しかし、CES 埋込み柱脚の柱脚耐力評価法の構築までには至らなかった。

本研究では、CES 埋込み柱脚の柱脚耐力評価法の構築を目的として文献³⁾から検討を進めた三次元 FEM 解析を実施した。本論では、実験概要を示すと同時に、最大耐力および鉄骨のせん断応力分布の解析と実験結果の比較から解析モデルの妥当性を検討する。さらに、解析結果から想定する柱脚部の鉄骨-コンクリート間の応力伝達機構を構築し、CES 埋込み柱脚の耐力評価法を提案する。評価法の検討結果も併せて報告する。

2. FEM モデル

2.1 対象試験体

本章において示す CES 埋込み柱脚の静的載荷実験お

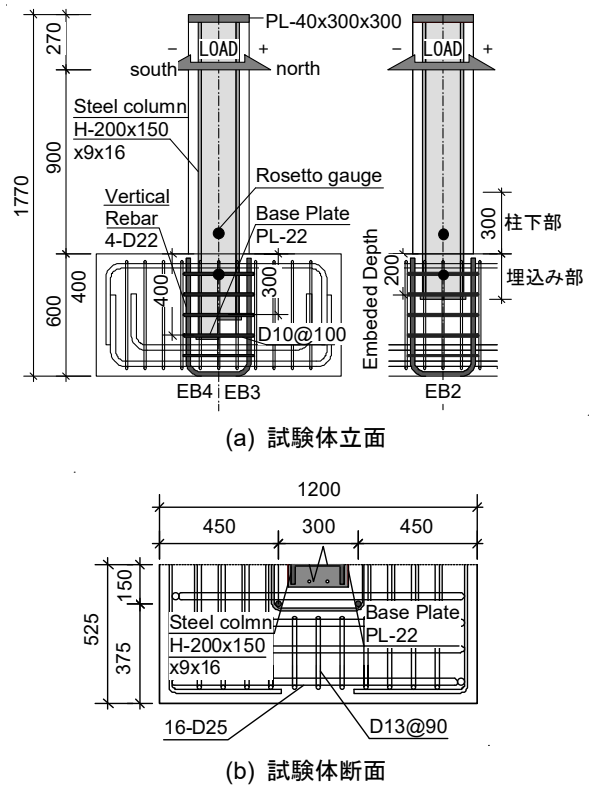


図-1 試験体形状

よび実験結果の詳細は文献²⁾を参照されたい。表-1に試験体概要を、図-1に試験体形状を示す。試験体は文献²⁾に示される3試験体である。柱のコンクリート断面 $b \times D$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は BH-200×150 ×9×16 である。境界部から加力位置までの高さ h は 900mm である。実験変数は柱鉄骨の埋込み深さ bh を鉄骨せい D_s で除した値 (以下、埋込み深さ比) である。試験体 EB2 の埋込み深さ比は 1.0、試験体 EB3 の埋込み深さ比は 1.5 および試験体 EB4 の埋込み深さ比は 2.0 である。鉄骨最下部のベースプレート (以下、BP) 厚さは 22mm である。本論では、図-1 に示すように柱とスタブの境界から柱せ

*1 高知工科大学大学院 工学研究科基盤工学専攻 (学生会員)

*2 高知工科大学 システム工学群准教授 博士 (工学) (正会員)

い D 上側の部分を柱下部, スタブ内において鉄骨の埋め込まれている部分を埋込み部, 柱とスタブの境界部分を境界部とそれぞれ称する。表-2 に鋼材の材料特性をそれぞれ示す。水平力載荷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。

2.2 モデル化

図-2 に試験体 EB2 の要素分割を示す。解析に使用したプログラムは市販の解析ソフトウェア「FINAL Ver.11」である。試験体は面外方向の対称性を考慮して片側の半分のみをモデル化した。文献3)では, スタブ内の鉄筋は埋込み鉄筋としてモデル化されている。一方の本研究では, 鉄骨周囲のフープ筋および縦筋のみ線材要素でモデル化し, その他の鉄筋はコンクリート要素内に埋込み鉄筋とした。モデル化の詳細については文献3)を参照されたい。解析では, 実験の加力状況を再現するために, ピン支承に鉛直力を与えた後に水平力を作用させた。

2.3 材料構成則

図-3 に材料構成則を示す。材料構成則の詳細については文献3)を参照されたい。コンクリート応力-ひずみ構成モデルの三軸応力下の圧縮破壊条件は Willam-Warnke の5パラメータモデル⁴⁾に大沼らの係数⁵⁾を用いて定義した。応力-ひずみ関係の上昇域は修正 Ahmad モデル⁶⁾とした。軟化域は繊維補強コンクリートでは二折線モデルを, 普通コンクリートでは Nakamura モデル⁷⁾をそれぞれ選択した(同図(a))。ひび割れによる圧縮強度の低下は Collins らの提案式を用いた⁸⁾。ひび割れ後のテンションスティフィニング特性は埋込み部では長沼モデル⁹⁾を使用し, 無筋となる柱部では出雲モデル¹⁰⁾を用いてモデル係数を1.0とした(図-3(b))。履歴則は繰返しによる軟化挙動を考慮した曲線モデル¹¹⁾とした。ひび割れ後のせん断伝達特性は, 図-3(c)に示す Al-Mahaidi モデル¹²⁾とした。

鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニア型モデルとし, 履歴則は等方硬化則を仮定した。鉄骨-コンクリート間の付着応力-滑り関係は完全弾塑性でモデル化した(図-3(d))。ここで最大付着応力は 0.05N/mm^2 , この時の滑り量は 0.05mm に仮定した。摩擦係数を 0.5 とし¹⁾, 作用圧縮力の増大に伴う付着応力の上昇を考慮した。鉄骨-コンクリート間の圧縮側の接触挙動は剛とした。引張側の離間挙動は応力を負担しないように定義した。

2.4 実験結果と解析結果の比較

図-4 に実験および解析の履歴特性の比較を示す。試験体 EB4 および EB3 では, $R=1/67\text{rad}$ からの解析の履歴ループは実験のものとは比べて小さくなるものの, 各試験体ともに各変形角ピークにおける解析のせん断力は概ね対応した。

表-1 試験体概要

Specimen	EB4	EB3	EB2
軸力 N (kN)	1,130 ($N/N_0=0.2$)		
$b \times D$ (mm)	300x300		
鉄骨	BH-200x150x9x16 (SN490)		
高さ (mm)	900		
圧縮強度 (N/mm^2)	51.0		
埋込み深さ比	2.0	1.5	1.0
ベースプレート	PL-22x175x225 (SS400)		
圧縮強度 (N/mm^2)	33.0	27.6	27.7

表-2 鋼材の材料特性

	降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
ウェブ (SN490)	367	196	542
フランジ (SN490)	362	194	575
PL-22 (SS400)	292	204	477
D10 (SD295)	332	214	479
D22 (SD345)	373	203	564

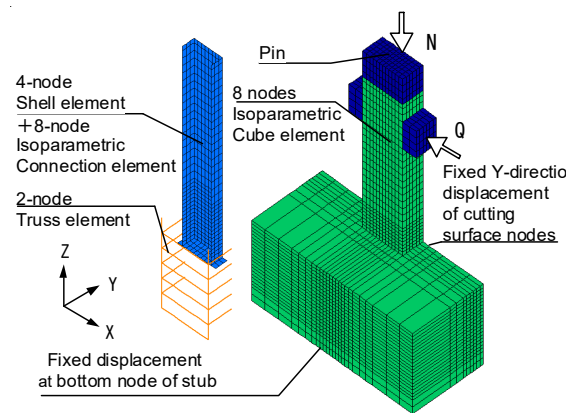
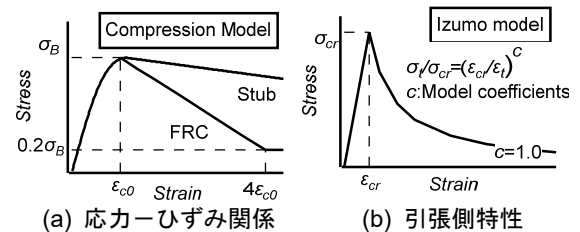
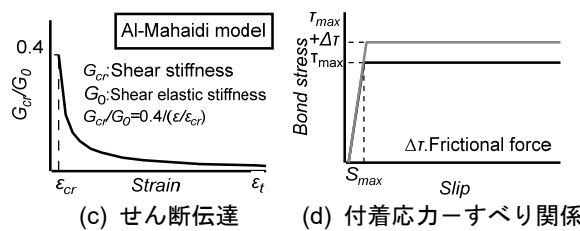


図-2 要素分割



(a) 応力-ひずみ関係

(b) 引張側特性



(c) せん断伝達

(d) 付着応力-すべり関係

図-3 材料構成則

図-5 に $R=1/50\text{rad}$ までの正載荷 1 サイクル目ピーク時における鉄骨ウェブの XZ 方向せん断応力推移の比較を示す。実験のせん断応力は同図に示す高さ位置における 3 軸ひずみゲージの計測値から算出した。実験のせん断応力は降伏以前のものを示す。解析のせん断応力は実験の計測位置周囲のウェブ要素の平均値である。柱下部のものをみると, 各試験体ともに解析と実験のせん断応

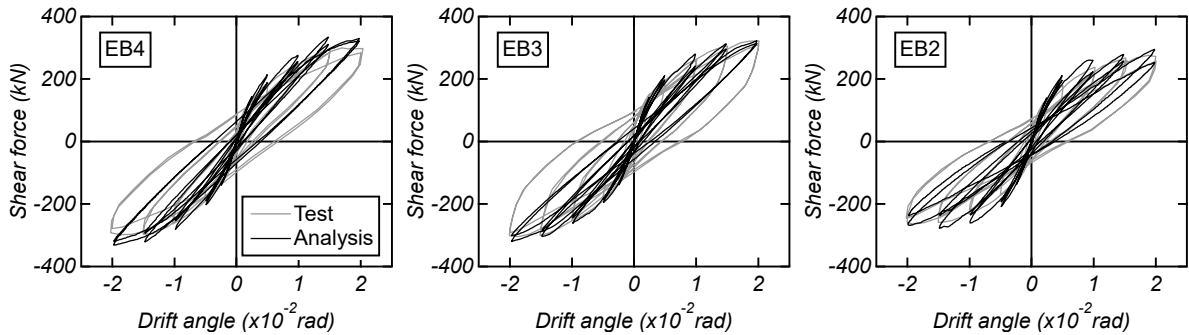


図-4 実験および解析の履歴特性の比較

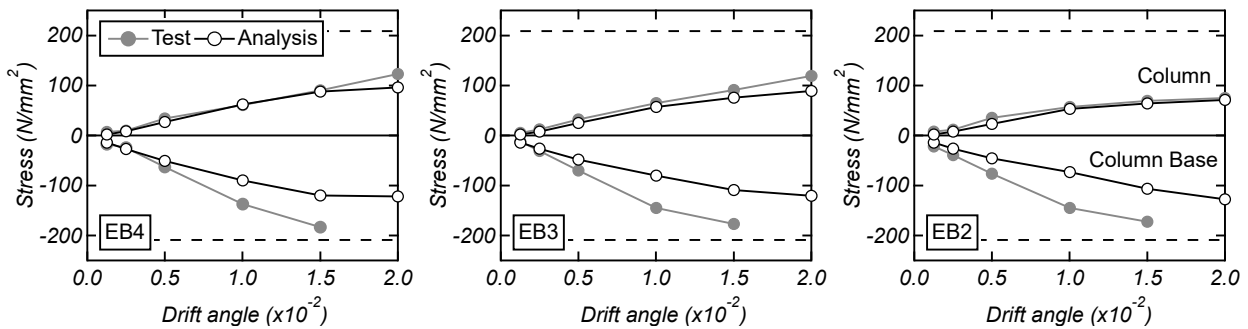


図-5 鉄骨ウェブせん断応力の推移

力の値は概ね対応している。一方の埋込み部のものをみると、全試験体において $1/100\text{rad}$ 以降の解析のせん断応力の値は実験のものに比べて低いものの、実験と解析における応力の増加傾向は対応している。

以上の実験および解析における履歴特性および鉄骨ウェブのせん断応力推移の結果より、本論に示した解析モデルは各試験体の実験結果を再現することが可能である。

3. 内部応力状態

3.1 最小主応力

図-6 に $R=1/67\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピークにおける試験体中央の切断面におけるコンクリートの最小主応力ベクトル (XZ 立面) を、図-7 に柱境界部 (A) および埋込み下部 (B) における最小主応力ベクトル (XY 断面) を示す。

柱とスタブの境界部に着目すると、各試験体ともに圧縮フランジ付近において柱からの斜め方向の圧縮応力の角度はスタブ下部にかけてほぼ鉛直方向に変化した。これは当該位置に発生しているスタブ右側からの水平圧縮応力およびウェブのせん断応力の作用によるものと判断される。一方の引張フランジ付近において灰色矢印の水平圧縮応力の発生が確認された。柱脚部において水平方向の応力は他にないため、ウェブのせん断力と釣り合っていると推察される。この水平方向の圧縮応力は図-7(A)に示すように XY 平面上で斜めに伝達されている。

図-6 の BP に着目すると、各試験体の引張フランジ

と BP 接合部付近でスタブ上側から斜め方向に、圧縮フランジとの接合部付近ではスタブ下側から斜め方向に圧縮応力の発生が確認された。また、圧縮フランジ下部には灰色矢印の水平圧縮応力の発生が認められた。この圧縮応力は柱下部の水平圧縮応力と同様に図-7(B)において XY 平面上で斜めに伝達していることがわかる。

3.2 鉄骨の曲げモーメント

図-8 に各試験体の境界部における鉄骨曲げモーメントの推移を示す。鉄骨曲げモーメントは埋込み部における柱鉄骨-コンクリート間の支圧抵抗と摩擦抵抗および BP とコンクリート間の支圧抵抗と摩擦抵抗から構成されている。曲げモーメントは鉄骨とコンクリートの間に定義した接合要素の法線力およびせん断力に柱下部中心から要素までの水平もしくは鉛直距離を乗じて算出した。

各試験体ともに変形角の増加に伴い曲げモーメントの大部分を鉄骨および BP の支圧が占めており、鉄骨および BP ともに摩擦の寄与はほとんど認められなかった。各試験体において埋込み深さ比の減少に伴い BP 支圧の増加および鉄骨支圧の減少が確認された。以上の結果から、CES 埋込み柱脚における柱脚曲げ耐力の算定には、鉄骨-コンクリート間の支圧抵抗および BP-コンクリート間の支圧抵抗の考慮が肝要である。

4. 耐力評価モデル

4.1 応力伝達機構

前章に示したように鉄骨曲げモーメントに対して支圧

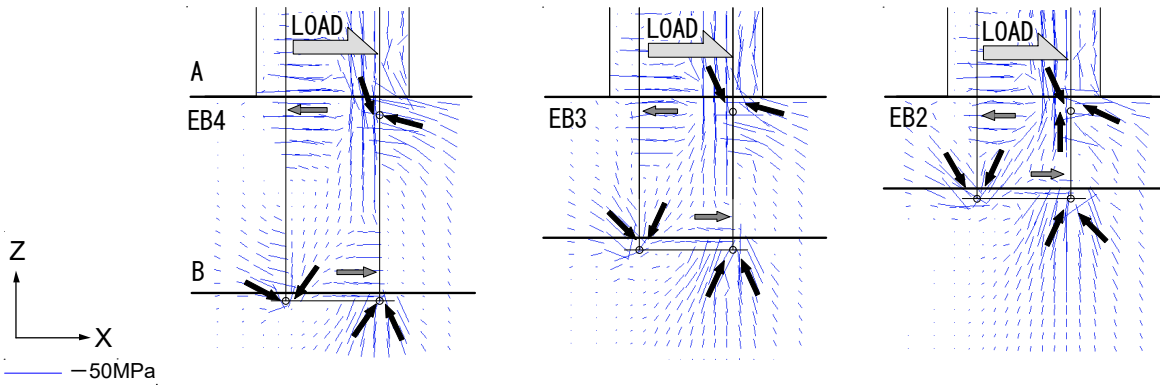


図-6 試験体中央の最小応力ベクトル (XZ平面)

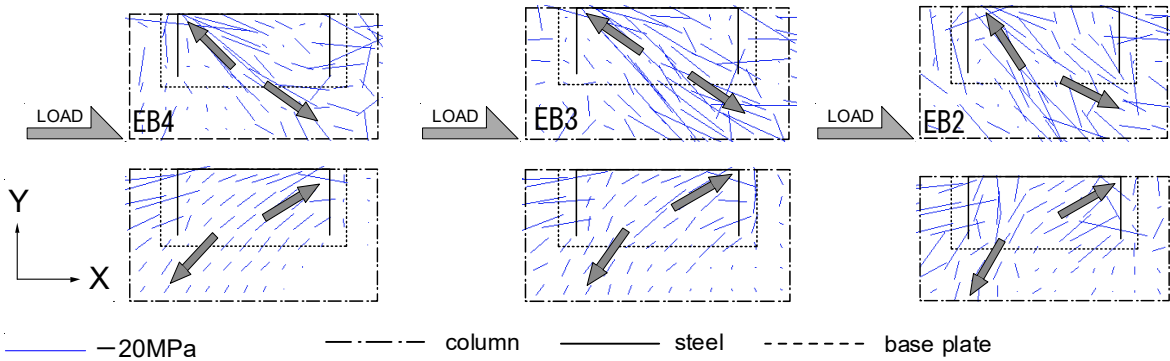


図-7 最小主応力ベクトル (XY平面, 上段: A切断面, 下段: B切断面)

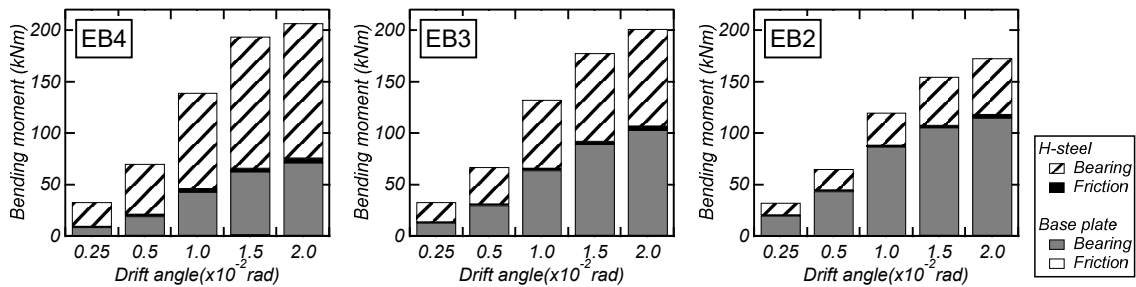


図-8 鉄骨曲げモーメント

作用の影響が大半を占めていたため、提案する応力伝達機構では摩擦抵抗の影響は無視することとした。図-9にFEM解析結果から仮定したCES埋込み柱脚の鉄骨-コンクリート間の応力伝達状況を、図-10にBPの支圧応力伝達状況および有効幅を示す。

境界部において鉄骨の軸力 N_s および曲げモーメント M_s を仮定した。この軸力には累加強度理論により算定した柱曲げ耐力時のものを採用する。詳細は後述するが、境界部から $D_s/2$ の高さの鉄骨せん断力 Q_{wy} には累加強度理論により算定した柱脚曲げ耐力時の値を用いた。

3.1節の最小主応力分布に示すように両フランジの内側および外側にコンクリートからの支圧応力の作用を仮定した。このとき、引張と圧縮フランジの埋込み方向中立軸深さの値は同一とし、支圧応力の分布は終局強度を想定して矩形型とした。引張フランジの最下部では、BP側面に局所的な支圧力 f_{b1} の作用を仮定した。図-9の境

界部からその上部 $D_s/2$ の範囲における水平方向のつり合いから柱脚境界におけるせん断力 Q_s は式(1)となる。

$$Q_s = f_c b_e D_s / 2 - Q_{wy} \quad (1)$$

埋込み中立軸深さ y_n は左右フランジに作用する支圧力および後述のBP側面に生じた支圧力による水平力のつり合いから式(2)となり、それらによる曲げモーメント M_f は式(3)となる。ここで、フランジに作用する支圧強度は文献3)の検討結果を基にスタブコンクリートの圧縮強度 f_c とし、有効幅 b_e は文献1)に従い算出した。BP側面の支圧強度 f_{b1} (式(4))の作用面積は有効幅 b_{e1} にBPの厚み t_b を乗じた値とした。ここで、有効幅 b_{e1} はフランジ幅とした。

$$-Q_s - 2b_e y_n f_c + 2b_e f_c (h - y_n) + b_{e1} t_b f_{b1} = 0$$

$$\therefore y_n = \frac{b_e h}{2} \left(1 + \frac{b_{e1} t_b f_{b1} - Q_s}{2b_e h f_c} \right) \quad (2)$$

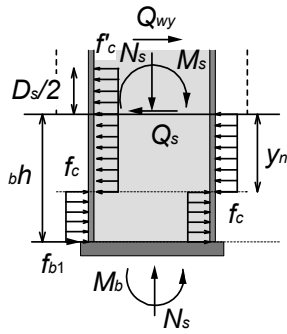
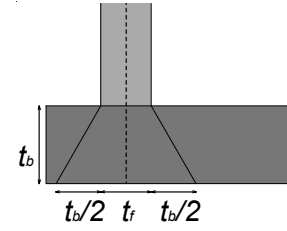


図-9 鉄骨支圧応力伝達状況

(a) 曲げ抵抗およびフランジとの接合部の支圧応力



(b) BP の有効幅

図-10 BP の支圧応力伝達状況

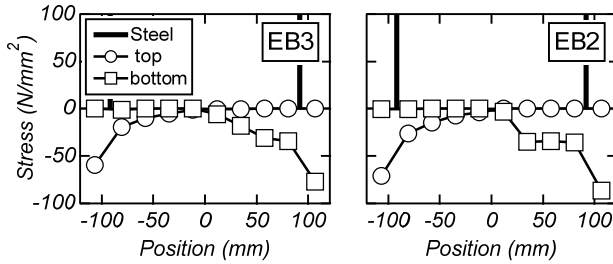


図-11 鉄骨支圧応力伝達状況

$$M_f = -b_e f_c (2y_n^2 - b h^2) + b_{el} t_b f_{b1} b h \quad (3)$$

$$f_{b1} = \min\left(\sqrt{b/b_e} f_c, 12f_c\right) \quad (4)$$

鉄骨とコンクリート間の摩擦作用を無視した本モデルでは、BP 位置の軸力は境界部と同じ N_s 、その曲げモーメントは M_b である。BP 位置のせん断力は摩擦作用を無視することから 0 となる。

図-11 に BP の各試験体における $R=1/67\text{rad}$ の正載荷時 1 サイクル目ピーク時の上下面の支圧応力分布を示す。同図は BP に隣接した接合要素の法線方向応力の値を示している。各試験体において BP 上下面に圧縮応力の作用が確認され、BP とフランジの接合付近の要素ではコンクリート強度を上回る圧縮応力の発生がみられた。このことから BP の支圧抵抗を曲げ抵抗とは別に考慮する必要があると考えられる。そこで、BP の曲げモーメント M_b は BP 上下面それぞれの曲げ抵抗 M_{b1} およびフランジとの接合部の支圧による曲げ抵抗 M_{b2} の単純累加とした式(5)。

$$M_b = M_{b1} + M_{b2} \quad (5)$$

図-10(a)の BP 上下面の曲げ抵抗は応力分布を矩形型とする。中立軸深さ x_n は、BP 上下面にそれぞれ作用する圧縮力と軸力による鉛直方向の力のつり合いから式(6)となりその曲げモーメント M_{b1} は式(7)となる。

$$-B_b x_n f_c + B_b f_c (D_b - x_n) + N_s = 0$$

$$\therefore x_n = \frac{D_b}{2} \left(1 + \frac{N_s}{B_b D_b f_c} \right) \quad (6)$$

$$M_{b1} = \frac{B_b D_b^2 f_c}{4} \left\{ 1 - \left(\frac{N_s}{B_b D_b f_c} \right)^2 \right\} \quad (7)$$

フランジ接合部の BP の支圧による曲げモーメントを(8)~(10)によって算出する。支圧強度 f_{b2} は式(7)で定義した曲げ抵抗との重複を除くために図-10(b)の有効幅から算出される支圧強度から f_c を減じた値とした式(8)。作用する有効幅 b_{e2} は式(9)により算出される。このとき、文献 1)の算定方法では有効幅が BP の端を超えて算出されることから、フランジ厚さに BP 厚さを加算した範囲で支圧力が作用すると暫定的に仮定した。以上を基に境界部におけるモーメントのつり合いから得られる鉄骨曲げモーメントは式(11)となる。

$$f_{b2} = \min\left(\sqrt{b/b_{e2}} f_c, 12f_c\right) - f_c \quad (8)$$

$$b_{e2} = t_f + t_b \quad (9)$$

$$M_{b2} = b_{e2} B_f f_{b2} (D_f - b_{e2}) \quad (10)$$

$$M_s = M_b - b_e b h^2 f_c \left\{ \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b_{el} t_b f_{b1} - Q_s}{b_e b h f_c} \right)^2 - 1 \right\} + b_{el} t_b f_{b1} b h \quad (11)$$

ここで、 f_c' : 柱コンクリートの圧縮強度、 B_b : BP 幅、 D_b : BP せい、 B_f : フランジ幅、 D_f : フランジせい、 t_f : フランジ厚とする。

4.2 計算結果

図-12 に文献 1)に従って算定した現行の柱脚曲げ耐力の計算結果、実験時の最大耐力、提案する柱脚曲げ耐力の計算結果および 3.2 節に示した FEM から得られた鉄骨およびコンクリートの曲げモーメントの値をそれぞれ示す。解析結果の鉄骨曲げモーメントは $R=1/50\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時のものである。現行および提案手法の柱脚曲げ耐力は累加強度理論により算定した柱コンクリートの曲げ耐力が加算されている。

埋込み深さ比 2.0 の試験体 EB4 では、提案手法の曲げ耐力が既往式および解析のもの比べて高く、柱曲げ破壊先行型となった実験と耐力計算の結果は対応した。

埋込み深さ比 1.5 の試験体 EB3 および埋込み深さ比 1.0 の試験体 EB2 では、提案手法は FEM と比べてコンクリート抵抗の過大評価に起因して全体的に高くなる傾向

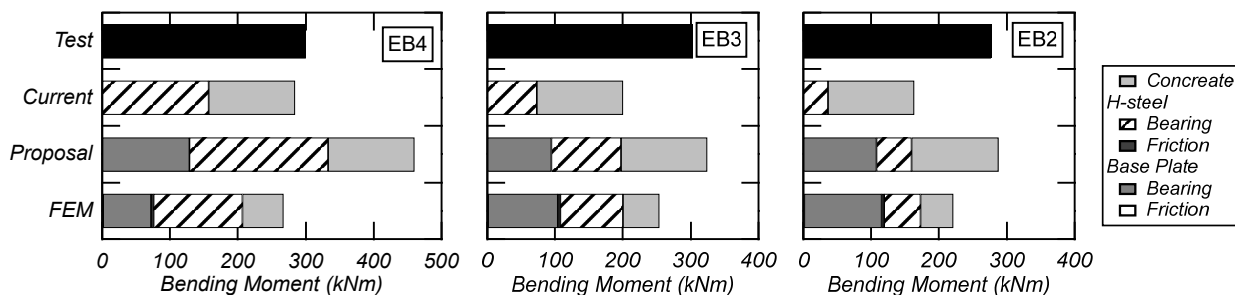


図-12 柱脚曲げ耐力比較

が認められた。しかし、解析および提案手法のフランジ支圧抵抗およびBPの支圧抵抗はともに極めて良好な対応を示し、実験時の最大耐力と提案手法はそれぞれ良好な対応を示した。以上より本論に示す柱脚曲げ耐力評価法は、既往の評価法以上の評価精度でCES埋込み柱脚試験体の最大耐力を評価可能である。

5. まとめ

本研究では、CES埋込み柱脚の静的荷重実験を対象とした三次元FEM解析を実施した。実験で使用した埋込み深さ比の異なる3試験体の解析結果より得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論ではCES埋込み柱脚を対象に鉄骨とコンクリート間の応力伝達を把握するため、相互間に接合要素を定義した解析モデルを構築した。モデルのせん断力-変形角関係および鉄骨せん断応力分布は実験結果を再現可能であった。
- 2) 埋込み部における引張および圧縮フランジでは、ともに上部と下部において反対向きの水平圧縮抵抗の発生が認められた。
- 3) ベースプレートには曲げ圧縮側と曲げ引張側とともに鉛直圧縮応力の発生が確認され、鉄骨フランジとの接合部付近にコンクリート強度を上回る高い圧縮力の発生が認められた。
- 4) 埋込み部鉄骨曲げモーメントはフランジの左右の支圧抵抗およびベースプレート上下面における支圧抵抗の寄与は大きく、摩擦抵抗の寄与は小さい。
- 5) 埋込み部の応力伝達状況を基に、鉄骨-コンクリート間とベースプレート-コンクリート間の支圧抵抗に基づく柱脚曲げ耐力評価法を提案した。提案した柱脚曲げ耐力評価法は本論に示す柱脚破壊型のCES埋込み柱脚の耐力を評価可能である。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄骨コンクリート (CES) 造建物の性能評価型構造設計指針 (案)・同解説, 2022.3

- 2) 今井真奈美, 鈴木卓, 神崎玲於: 柱脚破壊先行型CES埋込み柱脚の終局耐力評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 45, No. 2, pp. 361-366, 2023.7
- 3) 今井真奈美, 鈴木卓,: CES埋込み柱脚における柱脚内部応力伝達の把握, コンクリート工学年次論文集, Vol. 46, No. 2, pp. 271-276, 2024.6
- 4) William, K. J. and Warnke, E. P.: Constitutive for the Triaxial Behavior of Concrete, International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings, Vol. 19, pp. 1-30, 1975.1
- 5) 大沼博志, 青柳征夫: 三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特性, 電力中央研究所報告, No. 381021, 1981.12
- 6) 雨宮篤, 野口博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集C(構造II), pp. 639-640, 1990.10
- 7) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 8) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, pp.219-231,1986.
- 9) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリート応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp. 163-170, 1995.8
- 10) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文集, No. 87.9-1, pp. 107-120, 1987.9
- 11) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp. 135-142, 2000.10
- 12) Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1