

(15) CES 埋込み柱脚の非線形 FEM 解析

鈴木 卓¹

¹正会員 高知工科大学講師 システム工学群（〒782-8502 高知県香美市土佐山田町宮野口 185 番地）
E-mail: suzuki.suguru@kochi-tech.ac.jp

本研究では、鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される Concrete Encased Steel (CES) 構造における埋込み型柱脚の静的載荷実験を対象とした三次元 FEM 解析を実施した。本報は、解析モデルの概要を示すと同時に、実験結果および提案モデルの比較から提案モデルの妥当性を示したものである。さらに、柱鉄骨の埋込み深さ比およびベースプレートの有無を変数とした解析の結果から、埋込み部の支圧破壊に及ぼす各パラメーターの影響の検討結果を述べる。

Key Words: CES member, Embedded depth, Baseplate, Flexural failure, Bearing failure

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⁾。

一方でこれまでに CES 柱脚を対象とした研究は行われていなかった。筆者は鉄骨せいおよび埋込み深さの比 (以下, 埋込み深さ比) を変数とした CES 埋込み型柱脚の静的載荷実験を実施した⁵⁾。その結果、柱脚試験体の最大耐力および損傷状況に及ぼす鉄骨埋込み深さ比の影響は小さく、各試験体ともに柱曲げ降伏型の安定した履歴特性を示す傾向が認められた。一方で、SRC 規準⁶⁾に基づく終局強度評価では、埋込み深さ比 1.0 の試験体の破壊モードは埋込み部の支圧破壊型となり、支圧破壊強度を過小評価する傾向が認められた。

以上を背景として本研究では、CES 埋込み柱脚の構造性能評価法の開発に資する基礎データの収集を目的として、文献 5) に示された鉄骨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対象とした三次元 FEM 解析を行った。本報は、実験および解析結果の比較から当該解析モデルの妥当性の検討結果を示したものである。さらに、埋込み部ベースプレートの有無を変数としたパラメトリック解析も併せて実施し、CES 埋込み柱脚の内部応力状態に及ぼす鉄骨埋込み深さ比およびベースプレートの有無の影響の検討結果を述べる。

2. 静的載荷実験の概要⁵⁾

(1) 試験体

柱脚試験体は実大の 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は 400mm 角、鉄骨は H-300×200×10×15 (SS400) である。柱脚からピン支承の中心までの高さは $h=1,200\text{mm}$ (せん断スパン比 3.0) である。また、埋込み部における鉄骨ベースプレートは、PL-19×225×325 (SS400) であり、アンカーボルト 4-D16 (SD295A) を用いて設置した。スタブには RC 造基礎梁を模擬した主筋およびせん断補強筋が配されている。また、埋込み部鉄骨の周辺には縦筋および帯筋がそれぞれ配されている。

実験変数には鉄骨のせい D に対する鉄骨の埋込み深さ h の比 D/h 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.(5) 節において詳細を述べるが、試験体 CB1 の想定破壊モードは埋込み部コンクリートの支圧破壊型、試験体 CB2 の想定破壊モードは柱曲げ降伏型である。

(2) 材料特性

表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 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。柱に使用した繊維は、標準長 30mm、直径 0.66mm のビニロンファイバー (以下 RF4000) であり、体積混入率は 1.0% である。

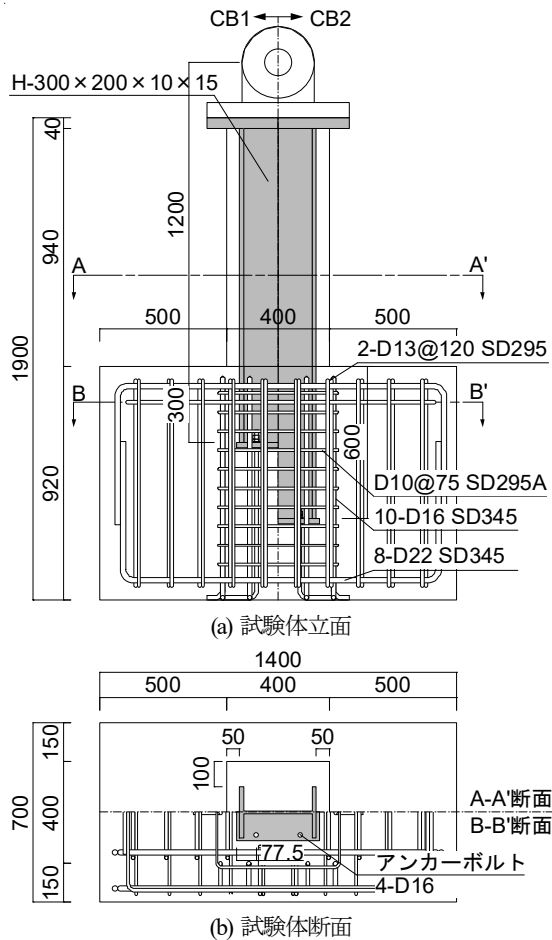


図-1 試験体の形状および寸法

(3) 載荷方法

図-2に載荷装置を示す。試験体の下スタブはPC鋼材を用いて載荷フレームに固定し、上部の鉄骨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 ：作用軸力， N_0 ：柱の軸圧縮耐力でSRC規準⁹⁾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1,800kNを作用させつつ、載荷フレームに取り付けた水平オイルジャッキ（最大容量：1,000kN）によって水平力を載荷した。

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

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

ここで、 σ_{Bc} ：コンクリートの圧縮強度， A ：コンクリートの断面積， σ_y ：鉄骨の降伏強度， $s A$ ：鉄骨の断面積， p_c ：圧縮側鉄骨比である。

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。

(4) 実験結果

図-3に各試験体の実験終了時の損傷状況を示す。同

表-1 試験体概要

試験体		CB1	CB2
実験変数	埋込み深さ比 D/h	1.0	2.0
	埋込み深さ 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 $b \times d$ (mm)	400×400	
	せん断スパン比	3.0 ($h=1200$ mm)	
	鉄骨断面	H-300×200×10×15	
スタブ	$b \times d$ (mm)	700×1400	

表-2 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ (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-3 鋼材の材料特性

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (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

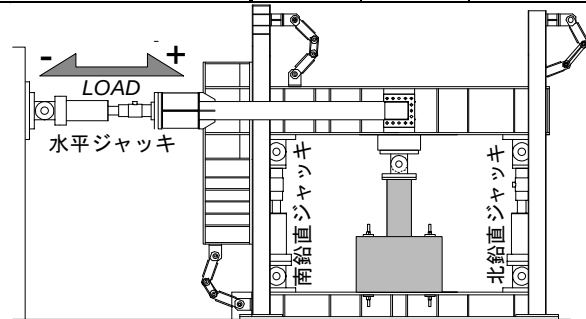


図-2 載荷装置

図では、正載荷時のひび割れを実線で、負載荷時のひび割れを点線で、剥離を塗りつぶしてそれぞれ示している。また、図-4に各試験体のせん断力-変形角関係をそれぞれ示す。同図では、曲げひび割れ点を△で、鉄骨フランジの降伏点を□で、アンカーボルトの降伏点を▽で、最大耐力点を○で、および次節で示す累加強度理論により算出した柱曲げ強度計算結果を灰色線で併せて示した。

両試験体ともに $R=0.25 \times 10^{-2}$ rad 程度で柱脚部コンクリートに曲げひび割れの発生が、 $R=0.4 \times 10^{-2}$ rad 程度でスタブの上部から下部にかけてのコンクリートに縦方向のひび割れの発生がそれぞれ確認された。その後、両試験体ともに鉄骨フランジの降伏に伴う剛性低下が認められた。最終的に両試験体とも脚部コンクリートの曲げひび割れの拡幅および圧壊に伴う緩やかな耐力低下が認められた。一方で両試験体ともに埋込み部正面に縦ひび割れの顕著な拡幅は認められなかった。

埋込み深さ 1.0 の試験体 CB1 における初期剛性および最大耐力は埋込み深さ比 2.0 の試験体 CB2 のものと比べて僅かに低い。しかしながら、両試験体ともに $R=5.0 \times 10^{-2}$ rad 到達時の耐力に大きな差は認められず、柱曲げ降伏型の安定した復元力特性を発揮する傾向が認められた。

(5) 終局耐力評価

CES 柱の曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により算定した。埋込み部支圧破壊時の柱脚曲げモーメント（以下、支圧耐力と呼称する）は SRC 規準⁹⁾に従い次式で算定した。

$$M_U = {}_cM_U + {}_sM_{U2} \quad (3)$$

$${}_cM_U = \frac{{}_cN_U D}{2} \left(1 - \frac{1}{{}_c r_U} \frac{{}_cN_U}{b D F_c} \right) \quad (4)$$

$${}_sM_{U2} = {}_sM_{U3} - \frac{{}_sQ_U b h}{2} + \frac{b_e F_B}{4} \left\{ b h^2 - \left(\frac{{}_sQ_U}{b_e F_B} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

$$F_B = \min \left(\sqrt{b/b_e} F_c, 12 F_c \right) \quad (6)$$

$$b_e = t_w + 2d_f \quad (7)$$

ここで、 M_U ：支圧耐力時の柱脚曲げモーメント、 ${}_cM_U$ ：柱脚コンクリートの曲げ耐力、 ${}_sM_{U2}$ ：埋込み部支圧力による終局曲げ耐力、 ${}_cN_U$ ：柱脚コンクリート部の終局時の作用軸力で、累加強度理論により算定された値、 b ：部材幅、 D ：部材せい、 F_c ：コンクリートの設計基準強度で表-2 に示したコンクリートの圧縮強度、 ${}_sM_{U3}$ ：ベースプレート下面の終局曲げ耐力（ただし、累加強度理論により算定された値が引張軸力となる本試験体では 0）、 ${}_sQ_U$ ：鉄骨部の終局せん断耐力、 b_e ：支圧に対する鉄骨の有効幅、 F_B ：支圧力に対するコンクリート強度、 t_w ：鉄骨ウェブの厚さ、 d_f ：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-4 に各試験体の終局耐力計算結果を、図-5 に軸力－せん断力相関関係上の耐力計算結果をそれぞれ示す。

埋込み深さ比 2.0 の試験体 CB2 では、柱曲げ耐力計算値が支圧耐力計算値と比べて低く、耐力計算における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。一方の埋込み深さ比 1.0 の試験体 CB1 では、柱曲げ耐力計算値が支圧耐力計算値と比べて高く、耐力計算における破壊モードは実験結果と異なり埋込部の支圧破壊型と判断された。また、実験の最大耐力および支圧耐力の比率は 0.79 となり、支圧耐力評価法は CES 柱脚の最大耐力を過小評価する傾向が確認された。

3. FEM解析

(1) モデル化の概要

解析に使用したプログラムは市販の有限要素解析ソフト「FINAL」である。検討対象は、前章に示した試験体 CB1 および CB2 の 2 体に加えて、埋込み部ベースプレートを取り除いた解析モデル NB1 および NB2 の 2 体の計 4 体である。ベースプレートの無い両解析モデルの加

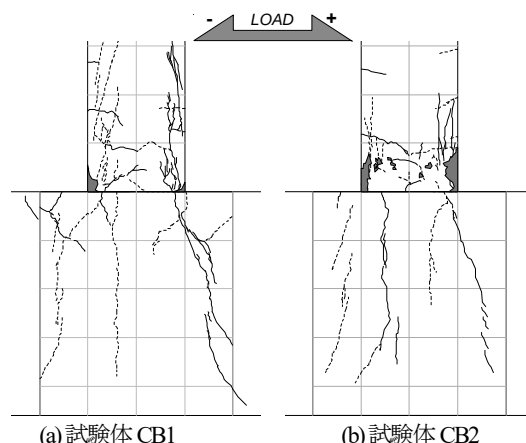


図-3 最終破壊状況

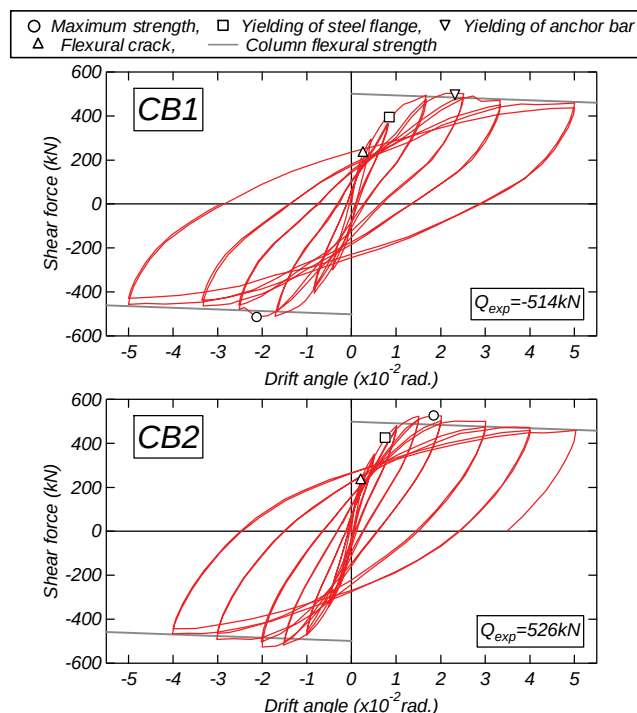


図-4 せん断力－変形角関係

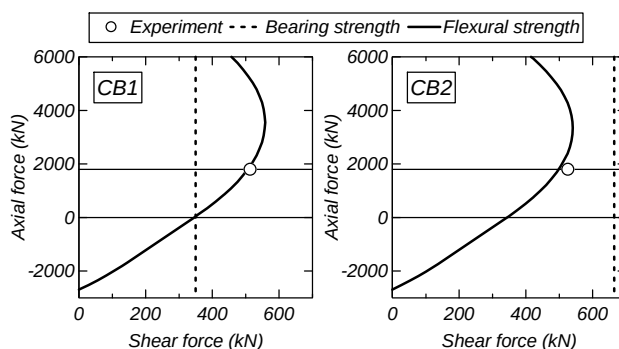


図-5 軸力－せん断力の相関関係

表-4 終局耐力計算値（せん断力換算値）

単位: kN	CB1	CB2
実験値	514	526
柱脚コンクリート(a)	259	249
鉄骨曲げ(b)	247	250
鉄骨支圧耐力(c)	91	416
柱曲げ耐力 (a)+(b)	506	498
支圧耐力 (a)+(c)	350	665
実験値/柱曲げ耐力	1.02	1.06
実験値/支圧耐力	1.47	0.79

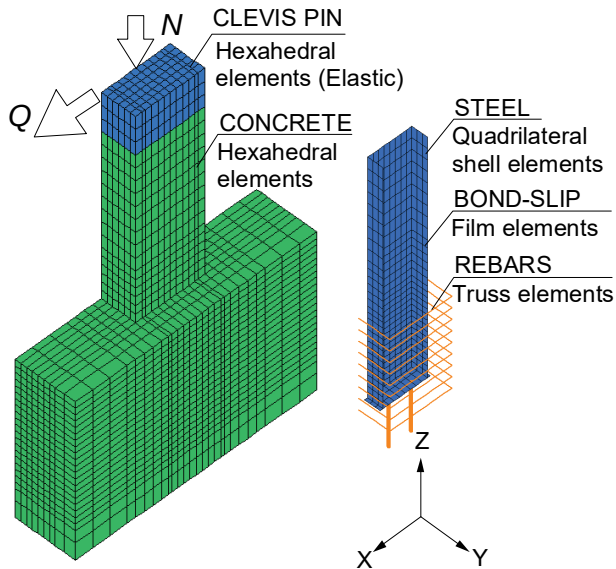


図-6 要素分割

カプログラムは試験体 CB2 と対応させた。図-6 に試験体 CB2 の要素分割を示す。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。解析では、コンクリートおよび弾性に仮定した上部クレビスピンは 8 節点アイソパラメトリック立体要素で、柱鉄骨およびベースプレートは 4 節点積層平板シェル要素で、鉄骨およびコンクリートの間の付着特性を 8 節点アイソパラメトリック接合要素でそれぞれ定義した。また、埋込み部周囲のせん断補強筋およびベースプレートに取り付くアンカーボルトは 2 節点トラス要素で、その他のスタブ内の鉄筋はコンクリート要素内に埋め込み鉄筋として定義された。材料特性は表-2 および表-3 の値を用いた。また、コンクリートの引張強度 σ_{cr} は式(8)より算定した⁹⁾。

$$\sigma_{cr} = 0.313\sqrt{\sigma_B} \quad (8)$$

下スタブ下端の全節点における各方向の並進変位は固定とした。また、試験体の Y 方向切断面におけるすべての節点の Y 方向並進変位は固定とした。解析は、試験体 CB1 では $R=3.3 \times 10^2 \text{ rad}$ の载荷サイクルまで、その他の試験体では $R=3.0 \times 10^2 \text{ rad}$ まで実施した。

(2) 材料構成則

コンクリートの応力度-ひずみ構成モデルは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表現した。ひび割れは非直交ひび割れモデル⁷⁾により表現した。三軸応力下の圧縮破壊条件は Willam-Wanke の 5 パラメータモデル⁸⁾に大沼らの係数⁹⁾を用いて定義した。応力度-ひずみ関係の上昇域は、三軸応力下の拘束効果を考慮できる修正 Ahmad モデル¹⁰⁾とした。応力度-ひずみ関係の軟化域は、繊維補強コンクリートを用いた柱部では材料試験を参考に二折線モデル化を、普通コンクリートを用

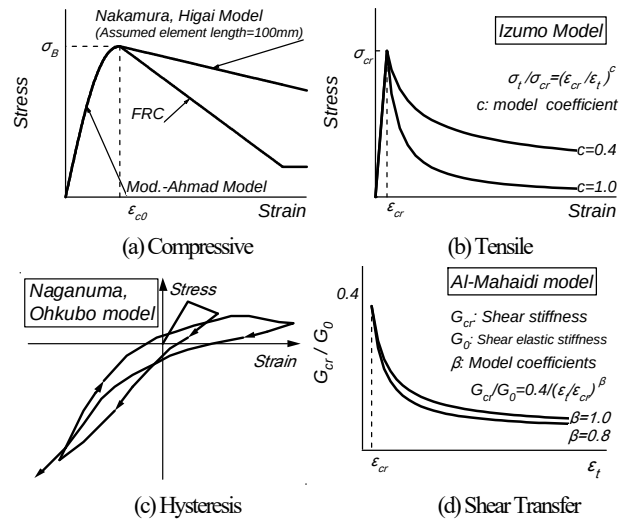


図-7 コンクリートの材料構成則

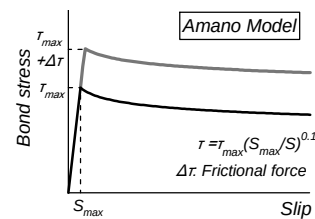


図-8 接合要素の材料構成則

いた埋込み部では破壊エネルギーに基づく Nakamura-Higai モデル¹¹⁾をそれぞれ選択した(図-7(a))。引張側のテンションスティフニング特性は出雲らの提案モデル¹²⁾を用いた。ここで、埋込み部では鉄筋とコンクリートの付着の影響を考慮してモデル係数を 0.4 とし、無筋となる柱部ではモデル係数を 1.0 とした(図-7(b)参照)。履歴則は繰返しによる軟化挙動を考慮した曲線モデル¹³⁾とした。ひび割れ後のせん断伝達特性は、図-7(c)に示す Al-Mahaidi モデル¹⁴⁾($\beta=1.0$ の場合)に対して、既往の CES 構造の FEM 解析モデルを参考にひび割れ後のせん断伝達剛性がわずかに高くなるように $\beta=0.8$ として多折線でモデル化した(例えば15,16)。

鋼材の応力度-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。鉄骨およびコンクリートの間の接合要素の垂直方向の応力-変位特性は、圧縮側に対して剛を仮定し、引張側に対してひび割れ後の応力が零となるように設定した。接合要素のせん断方向の付着応力-すべり関係は最大応力までを線形で仮定し、最大せん断応力後の軟化域は天野らの提案モデル¹⁷⁾を選択した。埋込み部の最大付着応力は文献6)を基にコンクリートの圧縮強度の 0.08 倍とした。一方の柱部分の最大付着応力は文献18)を基に次式で算出した。

$$\tau_{\max}/\sigma_B = 0.05 C/B \quad (C/B \geq 0.8) \quad (9)$$

ここで、 C : フランジのかぶり厚さ、 B : 鉄骨フランジ

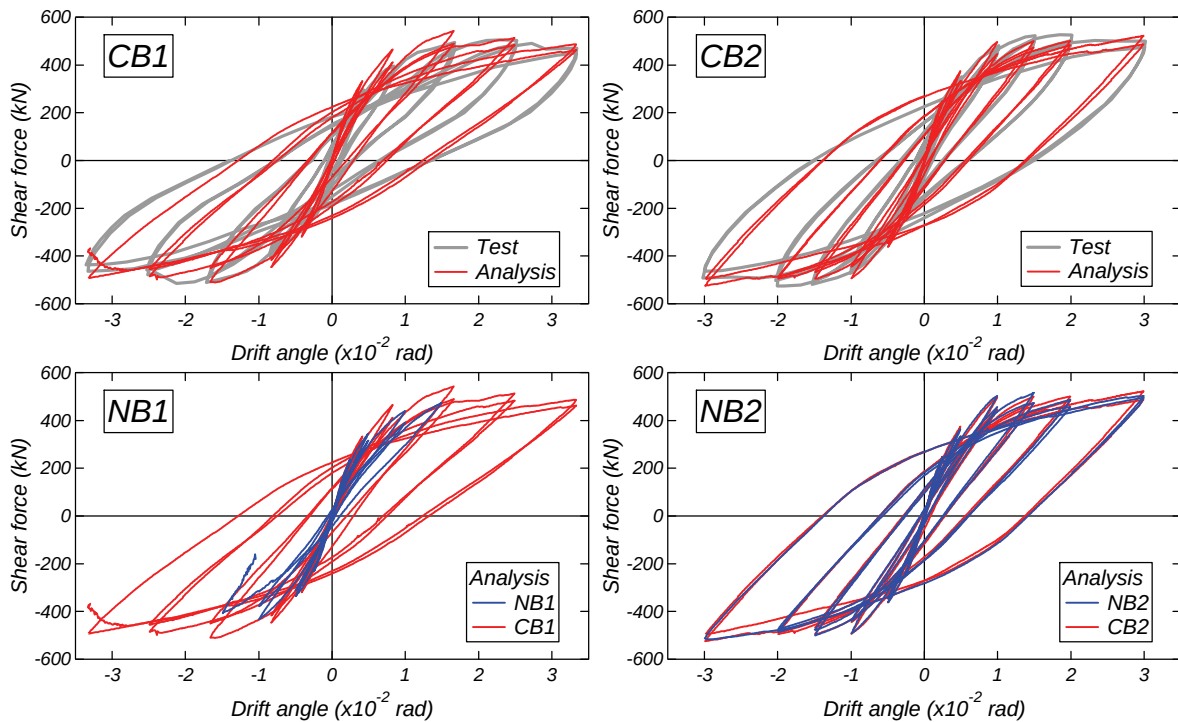


図-9 せん断力-変角関係

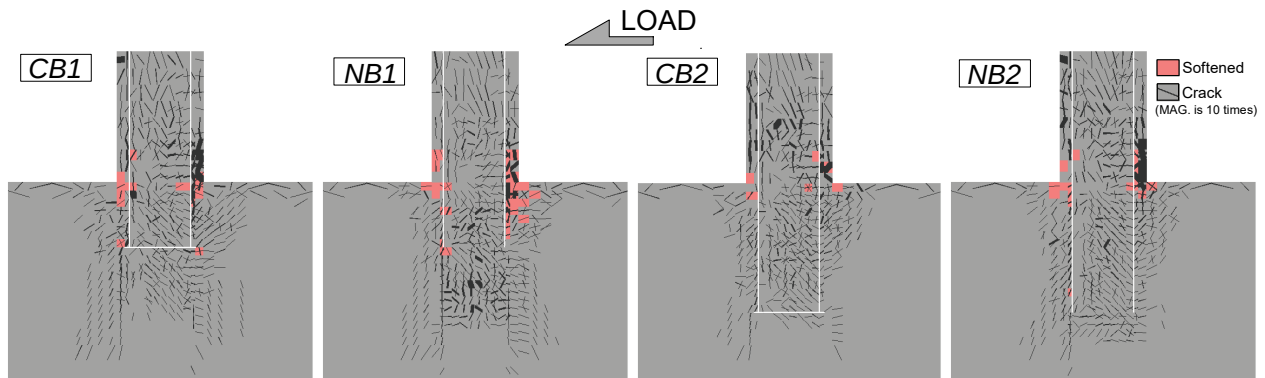


図-10 ひび割れ状況 ($R=1.5 \times 10^{-2}$ rad)

幅である。

接合要素の摩擦係数は 0.65 とし、面外圧縮力 $\Delta\sigma$ に伴う付着応力の増大を考慮した (図-8 参照)。

(3) 解析結果および実験結果の比較

図-9に実験結果および解析結果のせん断力-変角関係の比較を示す。

埋込み深さ比 1.0 の試験体 CB1 の解析結果は実験結果と比べて $R=0.84 \times 10^{-2}$ rad から $R=1.67 \times 10^{-2}$ rad の正荷重サイクル時のせん断力が高い。また、埋込み深さ比 2.0 の試験体 CB2 の解析結果は実験結果と比べて $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad から $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad の正荷重サイクル時のせん断力が低い。一方で、両試験体ともに荷重初期サイクルでは、解析結果および実験結果の剛性は概ね一致した。

ベースプレートの有無に着目すると、埋込深さ比 2.0 の解析モデル NB2 および試験体 CB2 の解析結果のせん断力-変角関係に顕著な差は認められなかった。一方

の埋込み深さ 1.0 の解析モデル NB1 は試験体 CB1 の解析結果と比べて、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad 程度から剛性が低く、早期に耐力低下する傾向が認められた。

図-10 に解析における $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad 到達時の損傷状況を示す。同図は試験体切断面 (中心) 位置のものである。同図中の黒線はコンクリートのひび割れを、朱色の塗りつぶしはコンクリート要素のひずみ軟化挙動を、白線は鉄骨をそれぞれ示している。

試験体CB1およびCB2の解析結果では、柱脚コンクリートのひずみ軟化および曲げひび割れ幅の拡幅などが確認された。また、両試験体の解析の損傷状況に大きな差は認められなかった。以上のせん断力-変角関係および損傷状況から、本解析モデルは実験結果を概ね再現しているものと判断された。

ベースプレートの有無に着目すると、解析モデルNB1は試験体CB1と比べて埋込み部鉄骨脚部 (以後、埋込み脚部を略記) 付近における斜めひび割れの拡幅および埋

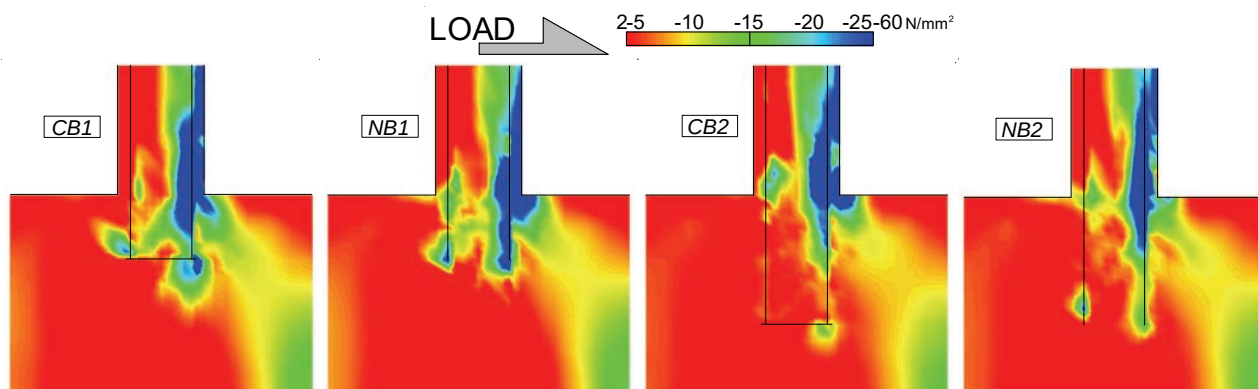


図-11 最小主応力分布 ($R=1.5 \times 10^2$ rad)

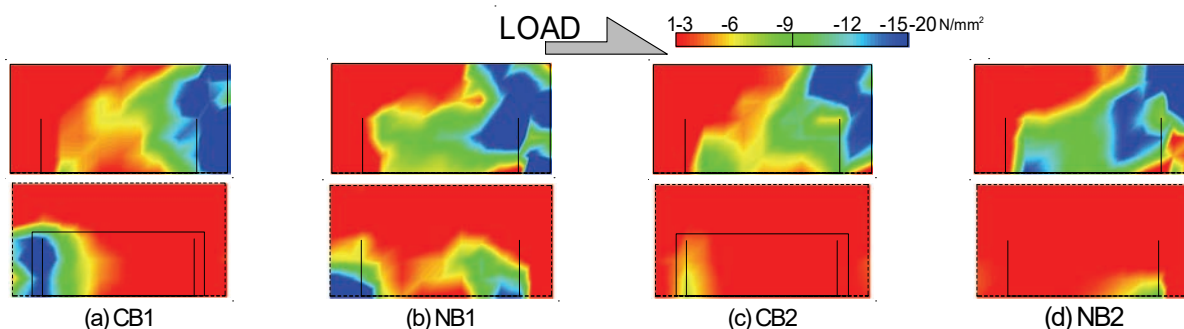


図-12 X方向応力度分布 ($R=1.5 \times 10^2$ rad, 上段: 柱脚, 下段: 埋込み脚部)

込み部鉄骨フランジ付近におけるコンクリートのひずみ軟化が顕著であった。解析モデルNB1では、 $R=1.5 \times 10^2$ radの負荷サイクル除荷時において埋込み部鉄骨フランジ付近におけるコンクリートのひずみ軟化領域が顕著に拡大しており、図-9のせん断力-部材角関係において認められた早期の耐力低下の主要因だと判断された。

4. 解析結果

(1) コンクリートの圧縮応力度分布

図-11に各試験体のほぼ最大耐力に達した $R=1.5 \times 10^2$ radにおけるコンクリートの最小主応力分布を示す。同図は面外方向柱中心の値を示したものである。

スタブより上部の柱に着目すると、全ての試験体ともに柱脚部の曲げ圧縮域に高い応力の発生が確認された。また、柱脚部の引張側鉄骨フランジ内側においても圧縮応力の発生が認められた。一方で、各試験体において鉄骨埋込み深さ比およびベースプレートの有無に伴う柱の圧縮応力の発生状況に大きな差は認められなかった。

ベースプレートの有る試験体の埋込み脚部に着目すると、試験体CB1では、ベースプレートの左端上部と右端下部に高い圧縮応力が生じており、これらと柱脚の曲げ圧縮域を結ぶ圧縮応力の伝達がそれぞれ確認できる。一方の試験体CB2では、ベースプレートの右端下部に圧縮応力の発生が認められる。しかし、ベースプレート付近および柱脚から埋込み脚部にかけての圧縮応力のレベル

は試験体CB1のものとは比べて低くなる傾向が認められた。ベースプレートの無い解析モデルの埋込み部に着目すると、両解析モデルともに鉄骨両側フランジの最下部に圧縮応力の発生が認められ、ベースプレートの有る試験体と比べて埋込み脚部の応力状態の差異が確認された。また、当該位置における解析モデルNB1の応力レベルは解析モデルNB2と比べて、左側フランジ付近では同程度の値であるのに対して、右側フランジ付近では高くなる傾向が認められた。

図-12に $R=1.5 \times 10^2$ radにおけるコンクリートのX方向応力分布を示す。同図の上段は柱脚部の値を、同図の下段は埋込み部脚部の値をそれぞれ示している。

柱脚部に着目すると、各試験体ともに鉄骨の右側フランジ付近の広範囲において高い圧縮応力の発生が認められた。また、左側フランジ付近の圧縮応力のレベルは、ベースプレートの無い解析モデルがベースプレートの有る試験体と比べて、埋込み深さ比2.0の試験体が埋込み深さ比1.0の試験体と比べてそれぞれ高い。

埋込み深さ比1.0の試験体の埋込み脚部に着目すると、試験体CB1では左側フランジの面外方向全幅において高い圧縮応力の発生が確認されるのに対して、解析モデルNB1では両側フランジのウェブ近傍にのみ高い圧縮応力の発生が確認され、ベースプレートの有無による圧縮応力の分布状況の差異が認められる。一方で埋込み深さ比2.0の試験体は埋込み深さ比1.0の試験体と比べてベースプレート付近の圧縮応力のレベルが低い。

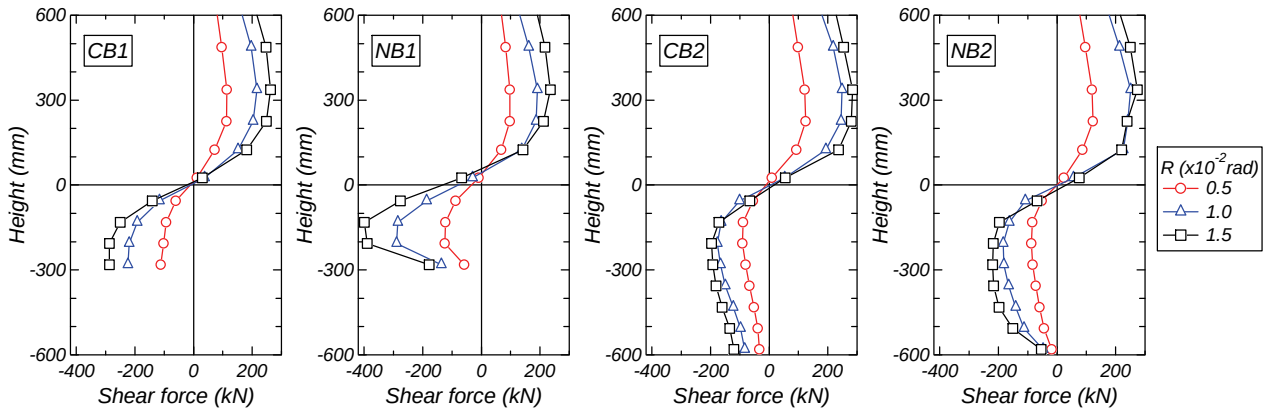


図-13 鉄骨せん断力の高さ方向分布

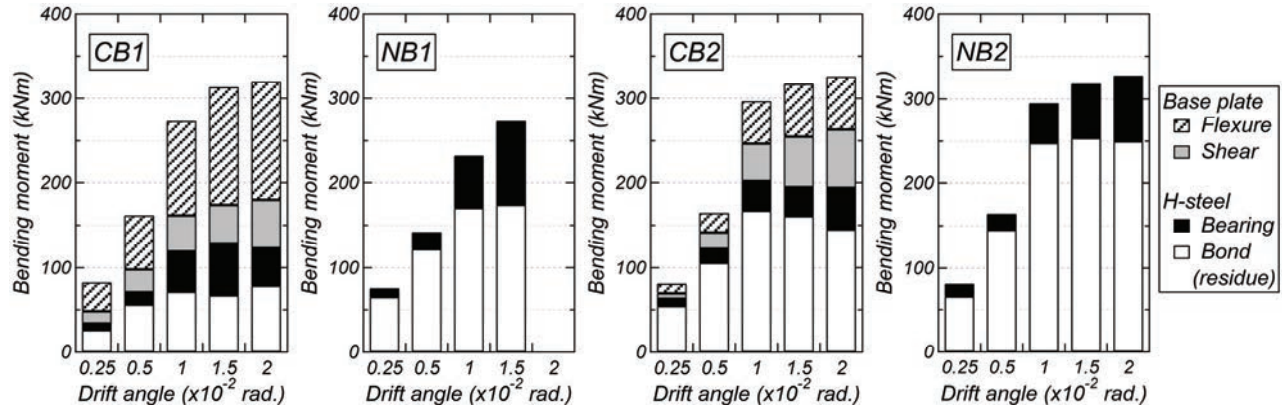


図-14 柱脚部における鉄骨曲げモーメントへの寄与の推移

(2) 柱鉄骨の応力分布

図-13に各試験体の $R=1.5 \times 10^2 \text{ rad}$ における鉄骨せん断力の高さ方向分布を示す。せん断力は各鉄骨要素のXZ方向せん断応力に要素面積を乗じた値の合計値である。

各試験体ともに逆S字型の分布形状を示しており、脚部からの高さ100mmから-100mm程度にかけて正側せん断力の値の減少が確認された。また、埋込み深さ比に拘らず、ベースプレートの無い解析モデルはベースプレートの有る試験体と比べて埋込み脚部において顕著な負側せん断力の減少が確認された。

(3) 曲げモーメント寄与の推移

図-14に各試験体の柱脚部における鉄骨曲げモーメントへの寄与の推移を示す。鉄骨曲げモーメントへの寄与はベースプレートの曲げ抵抗、ベースプレートとコンクリートの間の付着抵抗、鉄骨フランジとコンクリートの間の支圧抵抗および鉄骨とコンクリート間の付着抵抗から構成されるものとする。式(10)に各抵抗機構の寄与の算出式を示す。

$$M_s = M_{bp} + Q_{bp} h + \sum (\sigma_b A_y) + \sum (\tau_b A_x) \quad (10)$$

ここで、 M_s ：柱脚部の鉄骨の曲げモーメントで、鉄骨要素のZ方向応力、要素面積および要素中心から柱中心までの距離を乗じたものの合計値、 M_{bp} ：ベースプレートの曲げモーメントで、ベースプレートに接する接合要

素の法線方向応力、要素面積および要素中心から柱中心までの距離を乗じたものの合計値、 σ_b ：鉄骨フランジおよびコンクリートの間の支圧応力で、接合要素の法線方向応力、 A_y ：接合要素の面積、 y ：接合要素中心から柱脚部までの距離、 $\sum \tau_b A_x$ ：鉄骨およびコンクリートの間の付着力による寄与で、ここでは式(10)から逆算した。

埋込み深さ比1.0の試験体をみると、ベースプレートの有る試験体CB1ではベースプレートの曲げ抵抗の寄与が最も大きいものに対して、ベースプレートの無い解析モデルNB1では付着抵抗の寄与が最も大きい。一方の埋込み深さ2.0の試験体をみると、ベースプレートの有る試験体CB2およびベースプレートの無い解析モデルともに付着抵抗の寄与が最も大きい。

同じ埋込み深さ比の場合、ベースプレートの有る試験体の鉄骨の支圧抵抗および付着抵抗の寄与はベースプレートの無い解析モデルのものと比べて小さい。これは、前節までに示したように、ベースプレートの有無により埋込み脚部コンクリートの応力状態が異なることに起因するものと推察された。一方で柱鉄骨とコンクリートの間の付着抵抗による寄与およびベースプレートとコンクリートの間の付着抵抗は2.5節の式(5)に示した支圧耐力時の鉄骨の曲げモーメントにおいて考慮されていない。以上のことから、CES埋込み柱脚を対象とした支圧耐力評価方法は改善が必要だと判断された。

5. まとめ

本研究では、CES埋込み柱脚の静的載荷実験を対象とした三次元FEM解析を行い、モデル化手法の妥当性を検討するとともに、柱鉄骨埋込み深さ比およびベースプレートの有無が埋込み部の内部応力状態に及ぼす影響を検討した。

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論に示したFEM解析モデルはCES埋込み柱脚のせん断力一部材角関係および破壊性状の実験結果を概ね再現可能である。
- 2) ベースプレートの有る試験体および無い試験体の双方において、埋込み深さ比1.0の試験体における埋込み脚部の鉄骨とコンクリート間の支圧による応力伝達の影響は埋込み深さ比2.0の試験体のものと比べて大きくなる傾向が確認された。
- 3) 埋込み深さ比1.0の試験体の埋込み脚部における支圧による応力伝達は、ベースプレートの有る場合に引張側フランジで、ベースプレートの無い場合に両側フランジでそれぞれ顕著であった。
- 4) ベースプレートの有る試験体の柱脚における鉄骨の曲げモーメントに及ぼす鉄骨とコンクリートの間の付着および支圧の寄与はベースプレートの無い試験体のものと比べて低い傾向が認められた。
- 5) CES埋込み柱脚では、柱脚部鉄骨の曲げモーメントに及ぼす埋込み部における鉄骨とコンクリートおよびベースプレートとコンクリートの間の付着による影響が認められたことから、設計法においてそれらを考慮する必要がある。

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, pp. 1025-1031, 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, pp. 1189-1194, 2010.7
- 5) 金子佳樹, 鈴木卓: CES埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 1087-1092, 2019.7
- 6) 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
- 7) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰: 正負繰返し荷重を受けるRC柱の三次元FEM解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 43-48, 2003.7
- 8) Willam, 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.
- 9) 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
- 10) 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
- 11) H. Nakamura and 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 松井智哉, 倉本洋: CES柱梁接合部の非線形FEM解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 1327-1332, 2007.7
- 16) 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: 壁縦筋の定着方法の異なるCES造連層耐震壁の非線形FEM解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 666, pp. 1533-1540, 2011.8
- 17) 天野修, 中村光, 檜貝勇, 田中浩一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚のせん断挙動解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 823-828, 1998.7
- 18) 佐藤政勝, 田中祐人: 鋼管, H型鋼の付着強度に及ぼすコンクリートの拘束効果について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, 1993.7

(Received August 30, 2019)

NONLINEAR FEM ANALYSES OF CES EMBEDDED COLUMN BASES

Suguru SUZUKI

In this study, three-dimensional FEM analyses for CES embedded column bases were conducted to clarify the stress transferring mechanism. This paper shows the outline of the static loading tests of the CES embedded column bases and the modeling method of the FEM analysis. In addition, the effects of the embedded depth of the steel column and presence or absence of the baseplate in the embedded part on the bearing failure were described from the analytical results.