

論文 柱脚破壊先行型 CES 埋込み柱脚の終局耐力評価

今井 真奈美*1・鈴木 卓*2・神崎 玲於*1

要旨：本研究では、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 CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を実施した。その結果、柱下部の損傷が顕著であった埋込み深さ比 1.5 以上の試験体では柱曲げ降伏先行型の破壊モードを、スタブの損傷が顕著であった埋込み深さ比 1.0 の試験体では柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示す傾向が確認された。また、柱脚曲げ耐力評価のために埋込み部における鉄骨およびコンクリート間の抵抗機構を提案した。提案した柱脚曲げ耐力および一般化累加強度理論による柱曲げ耐力は本論に示す試験体の最大耐力および破壊モードを評価可能である。

キーワード：合成構造, 静的載荷実験, 応力分布, 最大耐力, 柱脚曲げ耐力

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⁾⁵⁾。

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。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、現在までに CES 埋込み柱脚に関する研究例は行われておらず、その構造性能は不明瞭であった。

このような状況において金子らは、CES 埋込み柱脚の構造性能および耐力評価法の検討を目的とした静的載荷実験を行った⁶⁾。その結果、SRC 規準⁷⁾を基にして算出された柱脚曲げ耐力は実際の最大耐力と比べ大幅に低く、耐力評価による破壊モードの判定に課題があることを示した。また、舟橋らは前述した実験を対象に埋込み部コンクリートおよび鉄骨の間の応力伝達抵抗の把握を目的とした三次元 FEM 解析を実施した⁸⁾。その結果、鉄骨およびベースプレートとコンクリート間の付着による影響を考慮する必要があることを示した。

以上に示したように、既往の研究では柱脚曲げ降伏先行型で設計された試験体は柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示した。すなわち、柱脚の破壊性状が確認されておらず、新たな柱脚曲げ耐力評価法を構築するためには柱脚破壊先行型の実験結果に基づく検討が必要である。

そこで、本研究では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 CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を実施した。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。併せて、CES 埋込み柱脚の耐力評価法の検討結果も報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体概要を、図-1 に試験体形状および寸法を示す。試験体は実大の約 1/3 のスケールのもの 4 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。この柱断面では、後述の柱軸力比 $N/N_0=0.2$ の際の鉄骨および CES 柱全体の曲げ耐力の比率が 0.58 である。柱脚から加力位置までの高さ h は 900mm (せん断スパン比 $M/QD=3.0$) である。

実験変数には、柱鉄骨の埋込み深さを鉄骨せいで除した値 (以下、埋込み深さ比) およびベースプレート (以下、BP と略記する) の有無を選択した。試験体 EB2 と試験体 EN2 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。また、試験体 EB2、EB3 および EB4 における鉄骨最下部の BP は PL-22×175×225 である。一方の試験体 EN2 には BP をつけないものとした。いずれの試験体も一般化累加強度理論による柱曲げ耐力計算値が柱脚曲げ耐力計算値より低くなるように設計された⁹⁾。

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、埋込み部であるスタブには普通コンクリートが、柱には繊維補強コンクリートが使用されている。柱に使用した繊維は標準長さ 30mm、直径 0.66mm のビニロンファイバーであり、体積混入率は 1.0% である。

2.2 載荷計画

図-2 に載荷装置を示す。試験体のスタブはアンカーボルトを用いて載荷フレームに固定され、柱上部のプレート (PL-40) は高力ボルトを用いて鉛直オイルジャッキ (容量 3,000kN) に固定された。実験は鉛直オイルジャッキによって軸力 $N=1,130\text{kN}$ ($N/N_0=0.2$, 式(1),(2)⁹⁾) を作用させつつ、載荷フレームに取り付けた 2 台の水平オ

*1 高知工科大学大学院工学研究科基礎工学専攻 (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)

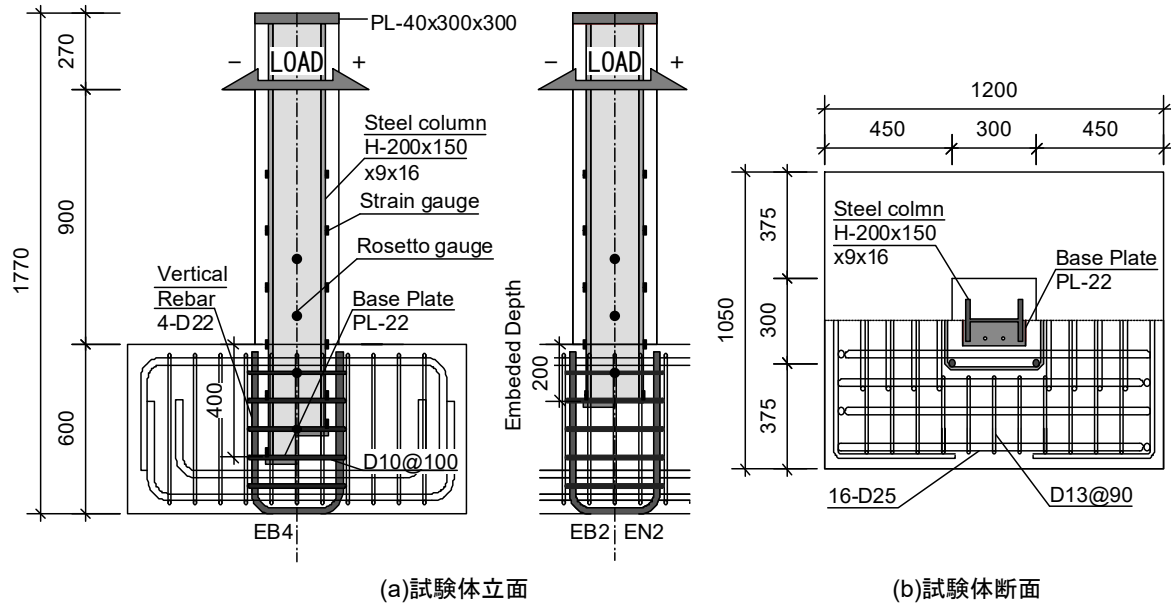


図-1 試験体の形状と寸法

表-1 試験体概要

Specimen	EB4	EB3	EB2	EN2
軸力 N (kN)	1,130 ($N/N_0=0.2$)			
柱	$b \times D$ (mm)			
	300x300			
	鉄骨			
BH-200x150x9x16 (SN490)				
柱脚	高さ (mm)			
	900			
	埋込み深さ比			
2.0 1.5 1.0				
ベースプレート				
PL-22x175x225 (SS400) -				
耐力計算 ($P-\delta$ 未考慮)	柱曲げ (kN)	342	342	342
	柱脚曲げ (kN)	315	222	181
	柱 / 柱脚	1.09	1.54	1.89

表-2 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	強度時 ひずみ (μ)
柱	51.0	33.4	2,090
スタブ	EB4	33.0	29.4
	EB3	27.6	26.3
	EB2	27.7	23.7
	EN2	27.4	27.0

表-3 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

イルジャッキ (容量: 500 kN) により水平力を載荷した。

$$N_0 = c A_c r_u \sigma_B + s A \sigma_y \quad (1)$$

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

ここで、 N_0 : CES 柱の軸圧縮耐力、 r_u : コンクリートの有効強度係数、 $c A$: コンクリートの断面積、 σ_B : コンクリート強度、 $s A$: 鉄骨断面積、 σ_y : 鉄骨の降伏強度、 p_c : 圧縮側鉄骨比である。

水平力載荷は加力点の水平変位 δ を柱脚から加力点までの高さ h (900mm) で除した相対部材角 $R (= \delta/h)$ による変位制御とした。加力プログラムは $R=1/800$, $1/400$ および $1/200$ rad を 1 サイクル行った後、 $1/100$, $1/67$, $1/50$,

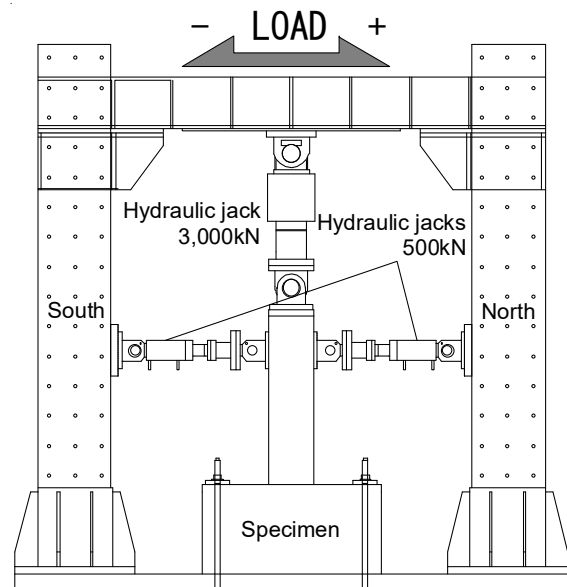


図-2 載荷装置

$1/33$, $1/25$ rad を 2 サイクルおよび $R=1/20$ rad の正載荷側のみとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状および履歴特性

図-3に各試験体のせん断力-変形角関係を、図-4に各試験体の実験終了後の損傷状況を示す。図-3には、最初のフランジ降伏点を□で、最初のウェブ降伏点を△で、最大耐力点を○で、第4章に示す柱の曲げ耐力の計算値を灰色の実線および柱脚の曲げ耐力の計算値を鎖線でそれぞれ示している⁵⁾。

各試験体ともに $R=1/400$ rad 程度において柱および柱脚の境界付近のコンクリートに曲げひび割れの発生が確認

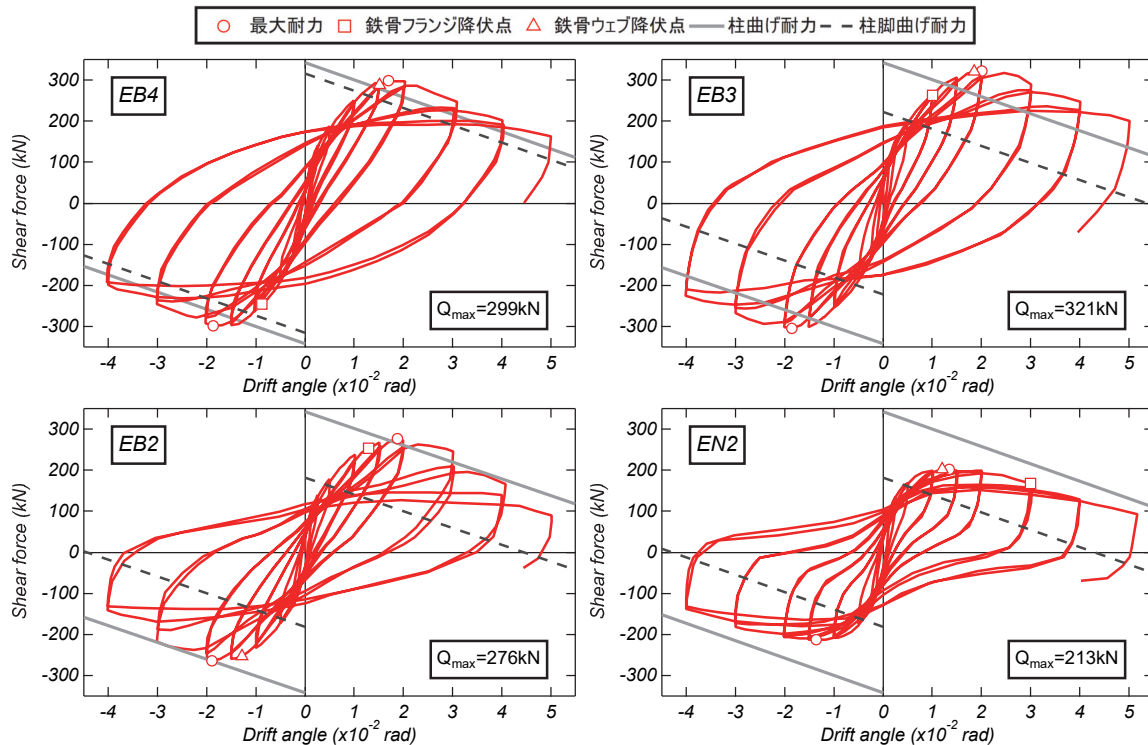


図-3 せん断力-変形角関係

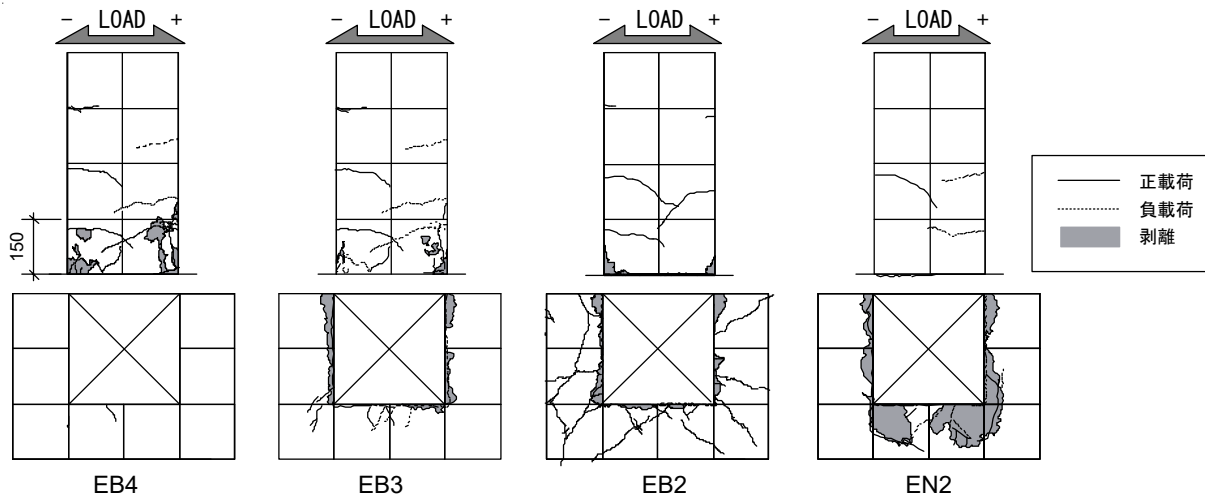


図-4 最終破壊状況

された。

埋込み深さ比 2.0 の試験体 EB4 および 1.5 の EB3 では、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにおいて柱下部フランジの引張降伏が認められた後、 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルにおいて柱埋込み部ウェブの降伏および最大耐力が記録された。その後、柱下部のコンクリートに圧縮ひび割れが発生し、徐々に耐力低下する傾向が認められた。以上の結果から両試験体の破壊モードは柱曲げ降伏先行型であったと判断される。

埋込み深さ比 1.0 の試験体 EB2 および EN2 では、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルにおいて埋込み部ウェブの降伏およびスタブ上面のコンクリートに柱からの放射状ひび割れの発生が確認された。BP のある試験体 EB2 では、

$R=1/67\text{rad}$ のサイクルにおいてフランジの降伏が記録された。また、 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルにおいて最大耐力を迎えた後にスタブ上面の放射状ひび割れの幅が顕著であった。一方の BP のない試験体 EN2 では、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルにおいて最大耐力が確認された。また、スタブ上面の剥離および鉄骨の浮き上がりが顕著であった。以上の結果から両試験体の破壊モードは柱脚曲げ降伏先行型であったと判断される。

3.2 フランジの応力分布

図-5 に正載荷のときの鉄骨フランジの高さ方向応力分布を示す。同図は $R=1/200, 1/100, 1/67\text{rad}$ における 1 サイクル目のピーク時の値である。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性型と仮定し、同図に示す高さ位置のひず

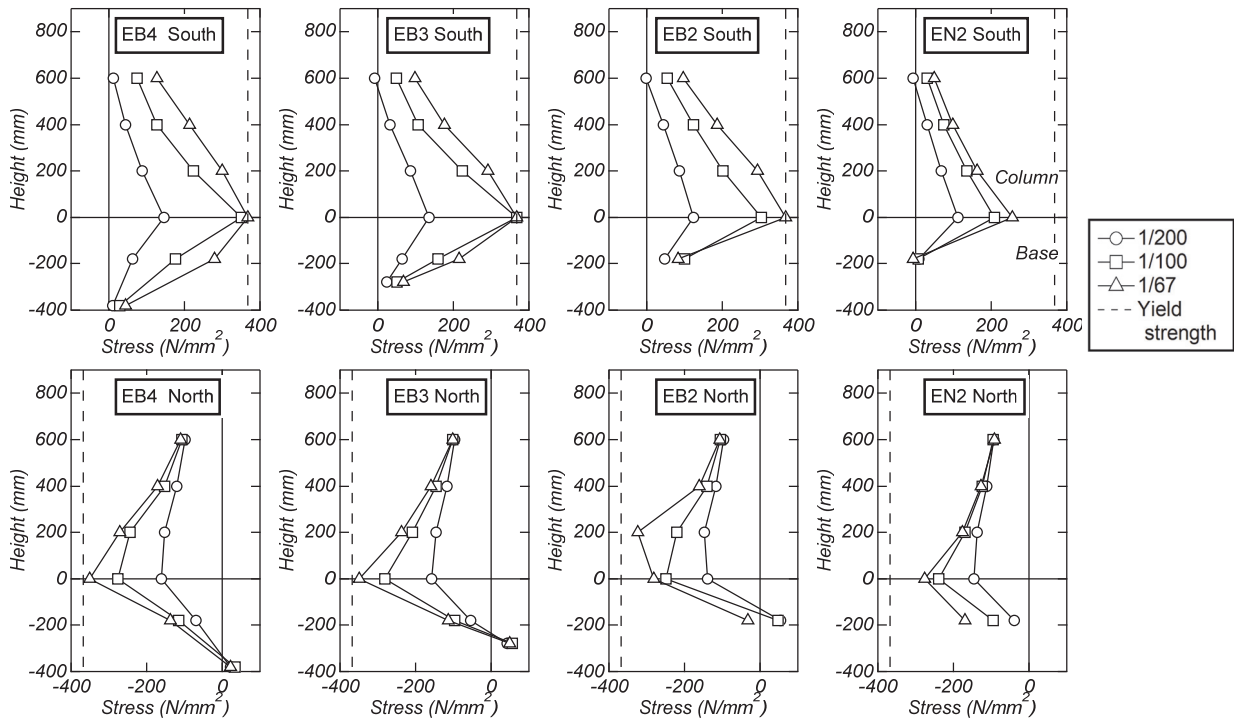


図-5 フランジの高さ方向応力分布

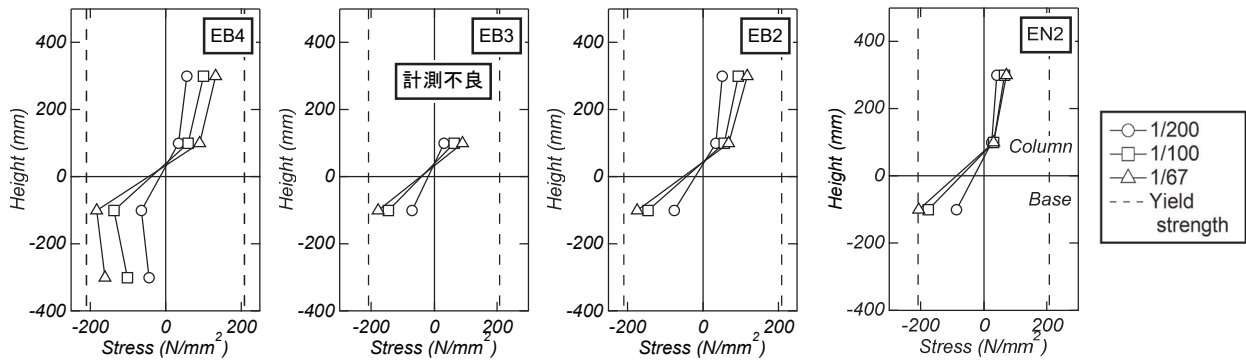


図-6 ウェブの高さ方向せん断応力分布

みゲージ計測値からフックの法則に従い算出した。また、柱下部の応力は鉄骨フランジに貼り付けた2枚のひずみゲージの平均値から算出した。

試験体 EB2 の北側を除く各試験体の北側および南側ともに柱上部から境界付近にかけて応力が増加し、境界付近から埋込み部にかけて応力が減少している。

南側の BP 付近 (図の最も下部) に着目すると、試験体 EB4, EB3 および EB2 では埋込深さが浅いほど引張応力が大きい。一方、試験体 EN2 では応力がほぼ0の値をとる。これは BP がいないことによりコンクリートとフランジ下端において応力伝達が生じないためである。

北側の BP 付近に着目すると、試験体 EB4, EB3 および EB2 の $R=1/200$ rad と $1/100$ rad では正の値が確認された。しかしながら、試験体 EB2 の $R=1/67$ rad では負の値が確認された。これらは 3.1 節で述べたようにスタブ上面のひび割れの発生と対応するものと推察される。試験体 EN2 では変形角の増加に伴う圧縮応力の増加が認め

られ、BP の有無によるフランジ応力状態の差異が確認された。

3.3 ウェブのせん断応力分布

図-6に $R=1/200$, $1/100$, $1/67$ rad 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軸ひずみゲージの計算値から Mises の降伏条件を適用したロゼット解析により算出した。

各試験体ともに柱から埋込み部にかけて応力の減少が認められた。また、柱と埋込み部の境界付近で応力の減少が大きい。すなわち、当該区間において鉄骨およびコンクリートの間に水平支圧力の作用が推察される。

柱下部に着目すると、試験体 EB4, EB3 および EB2 では変形角の増加に伴う応力の増加が確認されたのに対して試験体 EN2 では応力の増加は小さかった。これは、図-3に示すように試験体 EN2 のせん断力が他の試験体と比べて低いことに起因するものと推察される。埋込み

上部に着目すると、各試験体ともに変形角の増加に伴う応力の増加が確認された。また、各試験体の応力の値に明確な差はみられない。

試験体 EB4 の埋込み部に着目すると、埋込み上部のせん断応力は埋込み下部のもの比べてわずかに高い。これは BP 付近に右向きの支圧応力が作用していると推察される。

4. 終局耐力評価

4.1 既往の評価手法

CES 柱の曲げ耐力は一般化累加強度理論を用いて算出した⁵⁾。鉄骨ウェブの曲げ耐力は精算値である。

柱脚曲げモーメントは文献 5), 7) に従い式(3)から式(6)に従い算定した。 cM_{bu} は柱コンクリートの曲げ耐力計算値、 sM_{bu1} は BP 下面コンクリートの終局曲げモーメント、 sM_{bu2} は支圧破壊時の鉄骨の終局曲げモーメントである。その他の記号の詳細は文献 8) を参照されたい。

$$M_{bu} = cM_{bu} + sM_{bu1} + sM_{bu2} \quad (3)$$

$$sM_{bu2} = -\frac{sQ_u b h}{2} + \frac{b_e F_B}{4} \left\{ b h^2 - \left(\frac{sQ_u}{b_e F_B} \right)^2 \right\} \quad (4)$$

$$b_e = s t_w + 2 s d_f \quad (5)$$

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

4.2 柱脚曲げ耐力の提案式

図-7 に実験から想定される埋込み部における鉄骨-コンクリート間の応力状態を示す。柱下部位置では、軸力 N_s および曲げモーメント M_s が仮定され、3.3 節で示したウェブのせん断応力分布より当該位置のせん断力は無視した。BP 位置では、軸力 N_b 、せん断力 Q_b および曲げモーメント M_b が仮定される。フランジ-コンクリート間には鉛直付着力と水平支圧応力の作用が考えられる。ただし、ウェブ-コンクリート間の支圧力と摩擦力は無視した。

文献 5), 7) を基に埋込み中立軸深さを x_n とすると、左右フランジに作用する支圧力は式(7)、水平力のつり合いは式(8)となる。 F_B および b_e は前述の式(5)および式(6)に従い算出した。

$$C = F_B b_e x_n, \quad T = F_B b_e (b h - x_n) \quad (7)$$

$$-C + T + Q_b = 0, \quad \therefore x_n = \frac{b h}{2} \left(1 + \frac{Q_b}{F_B b_e b h} \right) \quad (8)$$

フランジ-コンクリート間の付着応力は前述の支圧応力の摩擦応力により上昇する。鉄骨-コンクリート間の摩擦係数を $\mu = 0.5^5)$ と仮定すると、摩擦力は式(9)、鉛直方向の力のつり合いは式(10)となる。

$$B_c = \mu C, \quad B_T = \mu T \quad (9)$$

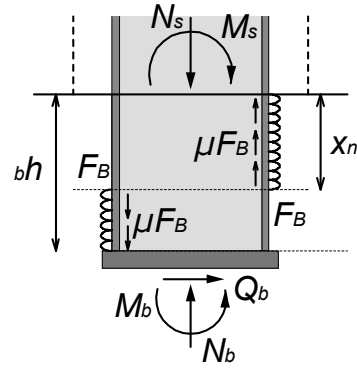


図-7 鉄骨-コンクリート間の応力状態

$$N_b = N_s - \mu Q_b \quad (10)$$

BP のせん断力 Q_b は軸力による摩擦力と考えると (式(11)), BP 位置の軸力は柱下部の軸力と摩擦係数を用いた式(12)となる。なお、式(11)中の Q_b は絶対値であり、式(12)中の N_s は柱曲げ耐力算定時の鉄骨軸力の値とした。

$$Q_b = \mu N_b \quad (11)$$

$$N_b = \frac{1}{1 + \mu^2} N_s \quad (12)$$

以上の応力状態を基に柱下部におけるモーメントのつり合いは式(13)となる。

$$M_s = M_b + Q_b b h + \frac{\mu F_B b_e b h j}{2} + \frac{F_B b_e b h^2}{2} \left[1 - \left\{ \frac{1}{2} \left(1 + \frac{Q_b}{F_B b_e b h} \right) \right\}^2 \right] \quad (13)$$

ここで、 j : はフランジの重心間距離である。

式中右辺第 1 項の BP の曲げモーメント M_b は式(12)の作用軸力 N_b を対象にコンクリートの有効強度係数を 0.85 とした BP 上下面のコンクリートの曲げ耐力である。第 2 項は BP に作用するせん断力、第 3 項はフランジに作用する摩擦力および第 4 項はフランジに作用する支圧力をそれぞれ表している。柱脚曲げ耐力は式(13)の計算値と柱曲げ耐力時の柱コンクリートの曲げモーメント計算値を単純累加した値である。

4.3 計算結果

表-4 に実験結果および計算結果の一覧を、図-8 に実験値と計算値の比較をそれぞれ示す。同式中の計算値は実験の最大耐力時の変形による $P-\delta$ 効果を考慮して曲げモーメントをせん断力に換算したものである。同図中の白抜きマーカーは 4.1 節に示した既往の評価手法を、塗りつぶしマーカーは 4.2 節に示した柱脚曲げ耐力を用いた評価手法である。

既往の柱脚曲げ耐力と柱曲げ耐力の計算値の比率はすべての試験体において 1.0 未満であり、柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示している。しかしながら、3.1 節で述べたように試験体 EB4 および EB3 の破壊モードは柱

表-4 実験結果および計算結果

		EB4	EB3	EB2	EN2
破壊形式		柱曲げ破壊	柱曲げ破壊	柱脚曲げ破壊	柱脚曲げ破壊
実験値 Q_{exp} (kN)		299	321	276	213
計算値 (kN)	柱 Q_{mcu}	271	259	263	288
	柱脚 Q_{mbu}	244	139	102	127
		提案	提案	提案	提案
実験値 / 計算値	柱	1.10	1.24	1.05	0.74
	柱脚	1.23	2.33	2.71	1.68
		提案	提案	提案	提案
柱脚 Q_{mbu} / 柱 Q_{mcu}		0.90	0.54	0.39	0.44
		提案	提案	提案	提案

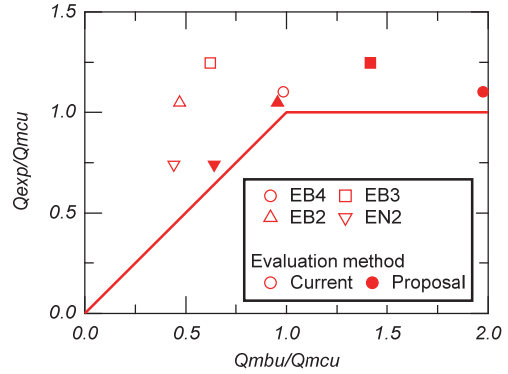


図-8 実験値と計算値の比較

曲げ降伏先行型である。一方、提案した柱脚曲げ耐力と柱曲げ耐力の計算値の比率は試験体 EB4 および EB3 では 1.0 以上であり、柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示している。また、試験体 EB2 および EN2 の比率は 1.0 未満であり柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示す。これは 3.1 節に示す損傷状況に基づいて判断された破壊モードと対応している。

試験体 EB4 および EB3 において実験の最大耐力と柱曲げ耐力の計算値との比率は 1.1 と 1.2 である。一方で試験体 EB2 と EN2 において提案する柱脚曲げ耐力の計算値と実験値との比率は約 1.1 である。したがって、本論に示す CES 埋込み柱脚の最大耐力および破壊モードは一般化累加強度理論による柱曲げ耐力と提案した柱脚曲げ耐力によって評価可能である。

5. まとめ

本研究では、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。限られた範囲ではあるものの、本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 埋込み深さ比 1.5 以上の試験体では、柱下部の損傷が顕著であり、柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示す傾向が認められた。埋込み深さ比 1.0 の試験体ではスタブの損傷が顕著であり、柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示す傾向が確認された。
- 2) ベースプレートのある試験体では、埋込み深さが浅いほど引張側ベースプレート付近のフランジの応力の増加がみられた。
- 3) 各試験体ともに柱下部から埋込み部にかけてウェブせん断応力の符号の反転が認められた。
- 4) 柱脚曲げ耐力評価のための埋込み部の鉄骨およびコンクリート間の支圧応力と付着応力に基づく抵抗機構を提案した。
- 5) 本論に示す CES 埋込み柱脚の最大耐力および破壊

モードは一般化累加強度理論による柱曲げ耐力と提案する柱脚曲げ耐力により評価可能である。

今後、当該実験を対象とした有限要素法解析を実施し、各抵抗機構の妥当性の検証および改善を行う所存である。

謝辞

本研究は文部科学省科学研究費助成事業（21K14293）を受けて実施された。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 松井智哉, 溝淵博己, 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 合成構造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. 1267-1272, 2006.7
- 3) 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: 壁縦筋の定着法の異なる CES 造耐震壁の非線形 FEM 解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 666, pp. 1533-1540, 2011.8
- 4) 倉本洋, 松井智哉, 永田諭, 藤本利昭: CES 合成構造システムにおける外部柱梁接合部の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 624, pp. 235-242, 2008.2
- 5) 日本建築学会: 鉄骨コンクリート (CES) 造建築物の性能評価型構造設計指針 (案)・同解説, 2022.3
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 舟橋のどか, 鈴木卓: CES 埋込み柱脚の構応力抵抗機構に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 42, No. 2, pp. 991-996, 2020.7