(33) 露出柱脚型CES柱の静的載荷実験

鈴木 卓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ノロ185) E-mail: suzuki.suguru@kochi-tech.ac.jp

本研究では、露出柱脚型CES柱の構造性能の把握を目的として、軸力比を変数とした柱脚試験体の静的 載荷実験を実施した.実験の結果、軸力比の減少に伴い、紡錘型からスリップ型の履歴特性に移行し、柱 下部における損傷の減少と柱脚における損傷の増加の傾向を示した.また、柱脚の曲げ降伏点は既往の手 法により概ね評価できるものの、軸力比の減少に伴い柱の弾性剛性の計算値は実験値と比べて低くなる傾 向を示した.併せて、露出柱脚型CES柱の破壊モードと最大耐力は鋼構造露出柱脚の耐力算定法と累加強 度理論に基づくCES柱の耐力算定法により精度よく評価できることを示した.

Key Words : CES Structure, static loading tests, axial force, ultimate Strength

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) 合成構造システムは,優れ た耐震性能を有しつつ,施工の簡略化を実現した新たな 構造形式である¹⁾⁻⁴⁾.高層建物への適用が想定される CES 構造では,高い応力の生じる最下層柱脚が建物全体 の耐震性能に影響する.筆者らは柱鉄骨の埋込み深さと 鉄骨せいの比を変数とした埋込み柱脚型 CES 柱の実験 的および解析的研究を実施した⁵⁾⁻⁶.その結果,柱脚試 験体は埋込み深さ比 1.0 および 2.0 に関わらず柱曲げ降 伏型の安定した復元力特性を示す傾向を示した.

前述のように埋込み柱脚は高い耐震性能を有するもの の,鉄骨の施工方法が制限される.鋼構造ではベースプ レートとアンカーボルトを用いて上部と基礎を接合する 露出柱脚が広く用いられており,CES構造においても露 出柱脚は有力な柱脚形式の一つと考えられる.しかし, これまでに当該部材の実験的な検証は行われておらず, その構造性能評価法の評価精度は不明である.

本研究は、露出柱脚型CES柱(以降,CES露出柱脚と 呼称する)の基本的な構造性能の確認を目的として軸力 比および軸力の載荷方法を変数とした柱脚試験体の静的 載荷実験を実施した.本報では、実験方法の詳細を述べ るとともに、破壊性状、復元力特性および柱と柱脚の変 形性状などの実験結果を述べる.併せて、当該部材の構 造性能評価法の評価精度の検討結果を報告する.

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体は中高層建築物の最下層部を想定した実大の約 1/3 スケールのもの 4 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.すべ ての試験体は同一の形状である.柱コンクリート断面は 300mm角,鉄骨はBH-200×150×6×9 である.柱の下部か ら加力点までの高さは 600mm (せん断スパン比 2.0) で ある.鉄骨ベースプレート(以下,BPLと呼称)および 敷モルタルの厚さはそれぞれ 50mmとし,BPL降伏を確 実に防止した.アンカーボルト(以下,ABLと呼称) は4-M24(定着長さ *b=*480mm)である.

実験変数には軸力比 N/N (N:軸力, N:柱の軸圧縮 耐力で下記の式(1)と(2)の算定結果 [¬]) を選択した.軸力 比は 0.0, 0.1 および 0.2 として試験体名の数値 E0, E1 お よび E2 と対応させた.また,試験体 EV は変動軸力下 を想定した試験体である.

$$N_0 = {}_c r_u \cdot \sigma_B \cdot {}_c A + {}_s \sigma_y \cdot {}_s A \tag{1}$$

$$_{c}r_{u} = 0.85 - 2.5_{s}p_{c}$$
 (2)

(2) 使用材料

表-2 にコンクリートの材料特性を,表-3 に鋼材の材



| | | E0 | E1 | E2 | EV |
|--------|---|-------|-------|-------|-------|
| | Compressive stress (N/mm ²) | 45.7 | 45.4 | 45.0 | 45.4 |
| Column | Elastic modulus (kN/mm ²) | 31.2 | 29.6 | 31.5 | 29.9 |
| | Strain at stress (µ) | 2,853 | 2,937 | 2,898 | 2,732 |
| Mortar | Compressive stress (N/mm ²) | 67.2 | 71.0 | 70.7 | 67.3 |
| | Compressive stress (N/mm ²) | 33.7 | 34.1 | 38.9 | 32.6 |
| Stub | Elastic modulus (kN/mm ²) | 28.5 | 29.4 | 30.8 | 29.2 |
| | Strain at stress (µ) | 2,143 | 2,187 | 2,034 | 2,138 |

表-3 鋼材の材料特性

| | | Yield stress (N/mm ²) | Tensile stress (N/mm²) | Elastic modulus (kN/mm ²) |
|---------------|-------------|--------------------------------------|---------------------------|--|
| BH-200 x 150 | Flange | 288.9 | 464.1 | 188.0 |
| x6x9(SS400) | Web | 250.8 | 372.1 | 179.8 |
| PL-50 (SS400) | Base plate | 253.8 | 433.3 | 203.6 |
| M24 (ABR400) | Anchor bolt | 319.8 | 460.1 | 218.9 |
| | | | | |

料特性をそれぞれ示す. 柱には繊維補強コンクリートを, 敷モルタルにはプレミックス型の無収縮グラウトを,お よびスタブには普通コンクリートをそれぞれ使用した. 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 (RF4000) である. 繊維の体積混入 率は 1.0%である. 柱鉄骨および BPL には SS400 を, ABLには ABR400 をそれぞれ使用した.

(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 鋼棒 を用いて載荷フレームに固定した. 実験は載荷フレーム に取り付けた鉛直オイルジャッキ(最大容量:3,000 kN)によって所定の軸力比 N/N6に相当する軸力 N を作 用させつつ,載荷フレームに取り付けた2台の水平オイ ルジャッキ(最大容量:押し500kN)によって水平力P を載荷した.変動軸力を受ける試験体 EV では,長期軸

力比を 0.1 とし、高層建物を想定した次式に従い軸力を

500 kN

Π

$$N = 0.1N_0 + 2P$$
 (3)

500 kN

10

П

8

Specimen

図-2 載荷装置

٥

水平力載荷は, 試験体頂部の水平変位 δをスタブ上端 から当該高さ h (=815mm) で除した相対部材角 R (=δh) による変位制御とした.加力プログラムは R= 1/800, 1/400, 1/200rad を各 1 サイクル, R=1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25 rad を各 2 サイクル,および 1/20rad の正 載荷側のみとした.ただし,変動軸力を受ける試験体 EV では,最終の R=1/20rad を 1 サイクルとした.

作用させた.





3. 実験結果

(1) 破壊性状およびせん断カー部材角関係

図-3 に各試験体の最終破壊状況を,図-4 に各試験体のせん断力-部材角関係をそれぞれ示す.図-4 の縦軸のせん断力は図-2 に示した水平ジャッキの水平力および載荷により生じる鉛直ジャッキの傾きに伴う荷重の水平成分を足し合わせた値である.同図では,最大耐力点を○で,柱鉄骨降伏点を△で,ABL降伏点を□で,柱曲げ終局耐力計算値を黒線で,および柱脚曲げ終局耐力計算値を青線でそれぞれ示している.ここで,曲げ終局耐力の計算値には軸力による*P-4*効果を考慮した.

試験体 E0, E1 および軸力比の減少する試験体 EV の 負載荷側では, 1/800rad の載荷サイクルにおいて柱と BPL の境界の離間が確認された. 1/400rad の載荷サイク ルでは,敷モルタルに縦ひび割れの発生が認められた. その後, 試験体 E0 では 1/200rad の載荷サイクルにおい て ABL の降伏に伴う剛性低下が認められた. 試験体 E1 では, 1/100rad の載荷サイクルにおいて柱鉄骨の降伏と 1/67rad の載荷サイクルにおいて ABL の降伏が確認され た. 試験体 EV の負載荷側では, 1/100rad の載荷サイク ルにおいて ABL および柱鉄骨の降伏がそれぞれ確認さ れた. これら 3 体の試験体では, 最終サイクルまで顕著 な耐力低下は認められなかった.

試験体 E2 および軸力比の増加する試験体 EV の正載 荷側では、1/400rad の載荷サイクルにおいて柱曲げひび 割れおよび敷モルタルに縦ひび割れの発生が確認され、 1/100rad の載荷サイクルにおいて柱鉄骨の降伏が認めら れた.その後、1/67rad の載荷サイクルピーク時において 圧縮ひび割れの発生に伴い最大耐力が記録され、載荷サ イクルの進行に伴う耐力低下が認められた.

一定軸力を受ける試験体 E0 から E2 では、軸力比の増



加に伴いスリップ型から紡錘型の履歴性状に移行する傾向が伺える.また,試験体 El では,ピークと除荷の間で急激な剛性変化が確認された.変動軸力を受ける試験体 EV では,軸力の増加する正載荷側において紡錘型の履歴性状の発現が,軸力の減少する負載荷側においてフラッグ型の履歴性状の発現がそれぞれ認められた.

最終破壊状況をみると,試験体 E0 と EV の負載荷側 では BPL の浮き上がりおよび水平方向ずれが顕著であ り,柱脚の曲げ破壊とせん断破壊の両者が発現したもの と判断される.試験体 E1 では,柱下部および BPL の浮 き上がりが顕著であり,破壊モードは柱脚と柱の曲げ降 伏後の柱曲げ破壊型と判断される.試験体 E2 および EV の正載荷側では,柱下部コンクリートの圧壊が顕著 であり,破壊モードは柱曲げ破壊型と判断される.

(2) 変形性状

図-5 に各試験体の部材角 1 サイクル目ピーク時におけ る水平方向の変形成分の推移を示す.変形成分は柱脚の すべり変形,柱脚の回転変形および柱の変形の 3 種類に 区別して示した.図-6 に変位計の設置状況を示す.柱 脚のすべり変形は BPL の高さ中心に設置した水平変位 量である.柱脚の回転変形は BPL 中心に設置した 2 台 の水平変位計から得られる回転角を高さ方向に積分して 算定した.柱変形は全体水平変位から前述のすべり変形 および回転変形を差し引いた値である.

1/200rad までの部材角では、部材角の増加に伴う柱変

形と回転変形の増大が確認できる.また,試験体 E0 では 1/200rad においてすべり変形の増加が認められるものの,その他の試験体のすべり変形の顕著な増大は認められない.

その後の 1/100rad 以降の部材角では、軸力比の増加に 伴う柱変形の増大が顕著となる.しかし、試験体 E1 の 回転変形は、試験体 E2 および E0 のものと比べて大きい. これは、前述のように試験体 E0 では 1/200rad からすべ り変形の増加がみられるものの、試験体 E1 および E2 で はすべり変形の顕著な増大が認められないことに起因す るものと推察される.また、試験体 EV の負載荷側では、 軸力比 0.0 の試験体 E0 と同様に回転変形およびすべり 変形の増大が認められる.一方の試験体 EV の正載荷側 では、軸力比 0.2 の試験体 E2 と同様に回転変形の増大 は抑制されているのに対して、負側のすべり変形の増加 が認められる.これは、図-7 のすべり変形の履歴推移 に示すように、負載荷における残留すべり変位によるも のである.

(3) 鋼材の軸方向応力

図-8に R=1/400, 1/200, 1/100 および 1/67rad の載荷 1 サ イクルピーク時における鉄骨フランジと ABL の軸方向 応力分布を示す.同図では,試験体の曲げモーメントに より圧縮側となる応力分布と引張側となる応力分布を分 けて示している.鋼材の応力は,履歴特性を完全弾塑性 型に仮定し,同図に示す高さ位置に貼り付けたひずみゲ



図-8 アンカーボルトおよび鉄骨フランジの軸方向応力分布

ージ計測値から算定した.

引張側に着目すると、フランジでは各試験体ともに上 部から下部にかけて応力の増大が認められ、軸力比の増 大に伴い降伏応力に達する領域が高くなる.一方の ABL では、試験体 E2 を除く各試験体において上部(-75 mm)のみ降伏応力に達しており、上部の応力は中部(-200 mm) と下部 (400mm) のものと比べて高い. これ らの試験体では図-5 で示したように柱脚の回転変形も しくはすべり変形の顕著な増加が生じており、その影響 が敷モルタル位置となる ABL 上部に表れているものと 推察される. また, 試験体 E1, E2 および EV の正載荷 では、降伏応力に達するまで上部から下部にかけて傾き の緩やかな直線的な分布を示している.一方の試験体 E0および EV の負載荷側では、降伏応力に達する以前か ら上部の応力は中部と下部のものと比べて高い値を示し ている. なお, 各試験体の ABL の降伏した部材角は図-5 に示した柱脚の回転変形もしくはすべり変形の増大が 顕著となった部材角と一致している.

圧縮側に着目すると,鉄骨フランジでは各試験体とも に上部から下部にかけて応力の増大が認められる.一方 の ABL では,各試験体ともに部材角の増大に伴う応力 の増大および応力分布の変化はほぼ認められない.

4. 剛性および耐力評価

(1) 初期剛性

柱の初期剛性 K_eは曲げ剛性とせん断剛性を直列結合した式(4)から算出した.

$$K_C = \frac{1}{\left\{\frac{b^2}{6E_c I_e} \left(3a+2b\right) + \frac{\kappa_s b}{A_c G_c}\right\}}$$
(4)

ここで, *a*:変位計測点から加力点までの高さ (=115mm), *b*:加力点から柱脚までの高さ(600mm), *E*_c:コンクリートのヤング係数, *L*_c:柱の等価断面 2 次 モーメント, *A*_c:柱断面積, *G*_c:コンクリートのせん断 弾性係数, κ_s:形状係数 (=1.2) である.

柱脚の初期剛性 Kasは文献 8)に示される式(5)より算出 した.

$$K_{BS} = \frac{E_s n_t a_b}{R l_b} \left(d_c + d_t \right)^2 \left\{ 1 + \frac{N}{T_p} \frac{d_c}{\left(d_c + d_t \right)} \right\}$$
(5)

ここで, *E*: アンカーボルトのヤング係数, *n*: 引張 側アンカーボルトの本数, *a*: アンカーボルトの軸断面 積, *R*: 回転剛性補正係数(=2.0), *d*: 断面図心から柱 コンクリート圧縮縁までの距離, *d*: 断面図心から引張 ABL 重心までの距離, T_p : 引張側 ABL の全塑性引張耐力である.

(2) 降伏耐力

柱の曲げ降伏耐力は断面解析において引張側鉄骨フラ ンジ降伏時の曲げモーメントをせん断力に換算した値と した.断面解析では、コンクリートを 30 個の要素に、 鉄骨ウェブを 20 個の要素に、鉄骨フランジを 2 個の要 素にそれぞれ分割した(図-9 参照).コンクリートの 応力ーひずみ関係は、引張側の応力を零とし、圧縮側を Saenz モデル %とした(図-10 参照).鉄骨はバイリニア モデルとした.

柱脚の曲げ降伏耐力は文献 10)に示される式(6)の曲げ 降伏モーメント Mb の値をせん断力に換算した値とした.

 $M_{bv} = n_t a_b \sigma_v \left(d_t + d_c \right) + N d_c \tag{6}$

ここで, σ_y: ABL の降伏強度である.

(3) 終局耐力

CES 柱の曲げ終局耐は累加強度理論により算定した. ただし、コンクリート圧縮強度の低減(式(2))は考え ておらず、柱鉄骨ウェブの曲げモーメントは SRC 規準 に示される略算法により算定した[¬]. 柱脚部の曲げ終局 耐力は文献 11)に示された曲げ終局モーメント *M_{hu}*(式 (7)から(8))をせん断力に換算した値とした.



$$M_{bu} = T_{p}d_{t} + \frac{(N+T_{p})D}{2} \left(1 - \frac{N+T_{p}}{N_{u}}\right)$$
(7)

$$N_u = 0.85 BDF_c \tag{8}$$

ここで, B: BPL の幅, D: BPL の長さ, $F_c: = = > 2$ リートの設計基準強度で表-2 に示す==> クリートの圧 縮強度の値である.

柱脚部のせん断終局耐力 Q_{bau}は文献 11)に示された式 (9)から式(11)によりそれぞれ算定した.

$$Q_{bsu} = \max\left(Q_{fu}, Q_{bu}\right) \tag{9}$$

$$Q_{fu} = 0.5 \left(N + T_p \right) \tag{10}$$

$$Q_{bu} = n_c A_b \sigma_u / \sqrt{3} \tag{11}$$

ここで、 n_c : 圧縮側 ABL本数、 σ_u : ABLの引張強度である.

(4) 実験結果および計算結果の比較

表-5 に各構造性能の実験結果および計算結果の一覧 を、図-11 に各構造性能の実験結果と計算結果の比較を 示す. 柱および柱脚の降伏耐力は柱鉄骨フランジおよび ABL に貼り付けたひずみゲージの値が降伏ひずみに達 したときのせん断力とした.

柱初期剛性の実験値および計算値の比率は 0.56 から 0.97 の範囲にあり、軸力比の減少に伴い実験値は計算値 と比べて低くなる傾向が認められる.これは、露出柱脚 型の本試験体では、柱下部コンクリートにおいて曲げ引 張応力を負担できないことが一因と考えられる.一方の 柱脚初期剛性の実験値と計算値の比率は 0.69 から 1.46 の範囲にあり、ばらつきが大きい.

柱降伏耐力の実験値および断面解析による計算値の比率は 0.92 から 1.15 の範囲にあり、断面解析は柱の曲げ降伏耐力を評価可能である.一方で、柱脚降伏耐力の実

| | ¥0 | | 0 0 0 1 7 " | | | | |
|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------------|--------|--------|----------|----------|
| | | | F0 | E1 | E2 | EV | |
| | | | EU | | | Positive | Negative |
| Chiffmann of ack man | Obs | erved (kN/mm) | 131 | 159 | 229 | 180 | 152 |
| Sumessorcolumn | Calculated (kN/mm) | | 234 | 224 | 236 | 226 | 226 |
| Stiffsoor of boos | Observed (kNm/rad) | | 32,821 | 28,496 | 60,894 | 52,633 | 44,769 |
| Suiriess of base | Calculated (kNm/rad) | | 24,049 | 41,094 | 58,140 | 70,894 | 30,707 |
| Yielding strength | 0 | bserved (kN) | 162 | 260 | 295 | 331 | 160 |
| of column steel | Calculated (kN) | | 162 | 226 | 283 | 313 | 174 |
| Yielding strength | O | bserved (kN) | 98 | 284 | - | 376 | 133 |
| of anchor bolt | Calculated (kN) | | 138 | 236 | 335 | 408 | 177 |
| | 0 | bserved (kN) | 191 | 309 | 353 | 376 | 196 |
| | Calculated (kN) | Flexure of column | 201 | 251 | 315 | 347 | 205 |
| | | Flexure of base | 182 | 326 | 478 | 555 | 194 |
| Maximum strength | | Shear of base | 199 | 332 | 545 | 697 | 199 |
| | Observed | Flexure of column | - | 1.23 | 1.12 | 1.08 | - |
| | /Calculated | Flexure of base | 1.05 | - | - | - | 1.01 |
| | / Calculated | Shear of base | - | - | - | - | - |

| 表-5 谷町刀の実験結果およい計算結果の一 |
|-------------------------|
|-------------------------|



験値および式(6)による計算値の比率は 0.71 から 1.2 の範 囲にあり、特に試験体 E0 および EV の負載荷側の計算 値は実験値を過大評価している.図-12 に柱脚曲げモー メントー回転角の実験結果と計算結果の比較を示す.計 算における初期剛性は式(5)より算出し、降伏耐力は式 (6)より算出した.試験体 E0 および EV の負載荷側では、 前述の通り計算による柱脚降伏耐力は実験のものと比べ て高いものの、各試験体ともに解析における剛性変化点 は実験のものと対応していることがわかる.

最大耐力をみると,試験体 El, E2 および EV の正載 荷側では,柱曲げ終局耐力の計算値は他 2 つの計算値と 比べて低く,耐力計算と実験の破壊モードはともに柱曲 げ破壊型と判断された.最大耐力の実験値および曲げ終 局耐力計算値の比率は 1.08 から 1.23 の範囲にある.軸 力比の減少に伴い最大耐力と曲げ終局耐力の比は増加す るものの、当該試験体の最大耐力は累加強度理論により 評価可能と判断された. 柱脚の曲げ破壊とせん断破壊が 生じた試験体 E0 および EV の負載荷側では、柱脚曲げ 終局耐力の計算値が他 2つの計算値と比べて低く、耐力 計算に基づく破壊モードは柱脚曲げ破壊型と判断された. しかし、両試験体ともに 3つの終局耐力計算値は同程度 の値である.また、前述の柱曲げ破壊型の試験体におい て軸力比の減少に伴い最大耐力と曲げ終局耐力の比率の 増加傾向が示された. これらのことから、両試験体とも に耐力計算と実験の破壊モードは対応したものと判断さ れる.最大耐力の実験値および柱脚曲げ終局耐力計算値 の比率は 1.0 と 1.1 となり、文献 11)に示された式(8)によ り柱脚曲げ終局耐力を評価可能だと判断される.

5. まとめ

本研究では、軸力比を変数とした露出柱脚型 CES 柱 の静的載荷実験を実施し、当該部材の構造性能を検討した.本研究より得られた知見を以下に示す.

- 本論に示した柱脚試験体では、軸力比の減少に伴い紡錘型からスリップ型の履歴特性への移行、柱下部コンクリートにおける損傷の減少および柱脚における損傷の増加が確認された。
- 2) 柱脚の初期剛性および降伏耐力の計算値は実験値 とのばらつきがみられるものの、計算結果を基に バイリニア型に仮定した柱脚曲げモーメントー回 転角関係の骨格曲線は実験結果を概ね再現した.
- 3) 低軸力を受ける露出柱脚型 CES 柱では、ベースプ レートと柱コンクリート間の引張応力を負担でき ないことから、柱初期剛性の実験値は計算値と比 べて低くなる傾向が認められた.
- 4) 柱鉄骨の降伏耐力の実験結果および断面解析による計算結果は良好に対応した.
- 5) 露出柱脚形式を採用した CES 柱の破壊モードと最 大耐力は文献 11)に基づく露出柱脚の手法および文 献 1)などで提案される CES 柱の手法により評価可 能である.

謝辞:本研究は大林財団研究助成の援助を受けて実施された.研究の推進にあたり高知工科大学・西野天駿君に 多大な協力をいただいた.ここに記して謝意を表する次 第である.

参考文献

- 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
- 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, 2011.5
- 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) 舟橋のどか,鈴木卓: CES 埋込み型柱脚の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
- 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) 山西央朗, 玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: 露出柱脚の弾性回転 剛性について-アンカーボルト降伏先行型の場合-, 日本 建築学会構造系論文集, 第73巻, 第624号, pp. 317-324, 2008.2
- Saenz, L. P.: Discussion of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete by Desayi and Krishman, ACI Journal, Vol. 61, pp. 1229-1235, 1964.11
- 10) 秋山宏:鉄骨柱脚の耐震設計,技法堂出版,1985.3
- 11) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針,2012.3

(Received September 10, 2021)

STATIC LOADING TESTS OF CES EXPOSED COLUMN BASES

Suguru SUZUKI

Static loading experiments of the CES exposed column bases were conducted to understand the structural performance. The experimental variable is the axial force ratio of the column. As a result of the experiments, the specimens with a high axial force ratio showed a spindle-shaped hesteresis char-acteristics, and the lower part of the column was damaged. On the other hand, the specimens with a low axial force ratio showed a slip-shaped hysteresis characteristics, and the column base was dam-age. A yield point of the bending moment versus rotation angle relationships at the column base can be evaluated by the calculation method of the steel structure. However, the calculated elastic stiffness of the CES column bases can be evaluated by the strength calculation methods of the exposed column base of steel structure and the CES column.