

論文 非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼすベースプレート下面リブの影響

西野 天駿*1・鈴木 卓*2

要旨:本研究では、ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を実施した。その結果、リブ補強を施した試験体では、正載荷側のみの耐力上昇および試験体側面側の基礎コンクリートの掻き出しが確認された。また、リブ補強を施した試験体では、負載荷時の圧縮側フランジ直下のリブの応力分布の傾きは正載荷時のものと比べて小さくなる傾向が認められた。非埋込み型 CES 柱脚の柱脚曲げ耐力評価は敷モルタルの損傷状況に依存する可能性がある。しかしながら、現時点においてその影響は明確でなく、引き続きの検討の必要性を示した。

キーワード: 合成構造, 静的載荷実験, 復元力特性, 終局耐力, 軸力

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構造性能を有しつつ、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¹⁾⁵⁾。

筆者らはこれまでに検討されていなかった CES 露出柱脚の構造性能の把握を目的として CES 柱断面外のベースプレート (以下、BP と呼称する) にアンカーボルト (以下、AB と呼称する) を配置した試験体の静的載荷実験を実施した⁶⁾。その結果、軸力比 0.0 の試験体ではスリップ型の履歴性状を、軸力比 0.1 の試験体ではスリップ型と紡錘型の混在した履歴性状を、軸力比 0.2 の試験体では紡錘型の履歴性状を示す傾向を示した。また、柱を Multi-Spring 要素に、柱脚を 2 つの曲げ回転ばねと 1 つのせん断ばねに置換した解析モデルは実験の履歴特性を概ね再現できることを示した。

一方で前述した柱脚試験体では、柱脚に配置された AB による曲げ抵抗を BP に確保させるために柱断面 (300mm 角) より大きくかつ厚みのある BP (PL-50×550mm 角) が用いられていた。このような柱脚を実大スケールに換算した場合、材料の調達、輸送および設置の困難さが予想される。

以上を背景として本研究では、AB を CES 柱断面内側に配置しつつ BP 厚さの更なる減少のために BP の下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の構造性能の把握を目的とした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、リブの有無および作用軸力が試験体の構造性能に及ぼす影響および終局耐力評価法の検討結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は実大の約 1/3 スケールのもので 3 体である。図 1 に試験体の形状および断面を、図 2 に試験体 A0, A1 の柱脚部の形状および寸法を、表 1 に試験体一覧を示す。各試験体の柱コンクリート断面 $b \times D$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は H-200×150×6×9 である。この柱断面は、後述の柱軸力 $N/N_0=0.2$ の際の鉄骨および CES 柱全体の曲げ耐力の比率を 0.4 程度となるように設計されたものである。BP 上面から加力位置までの高さ h は 600mm (せん断スパン比 $M/QD=2.0$) である。BP の厚さは 32mm、敷モルタルの厚さは 28mm である。AB は 8-M24 (定着長 $l_b=480$ mm) とし、柱断面内側のフランジのせい方向先端から 30mm の位置にそれぞれ配置した。スタブには、鉄筋コンクリート基礎を模擬した主筋およびせん断補強筋を配し、AB 周辺には縦筋および帯筋をそれぞれ配した。BP の厚さおよびリブの形状の詳細は 2.2 節で述べる。

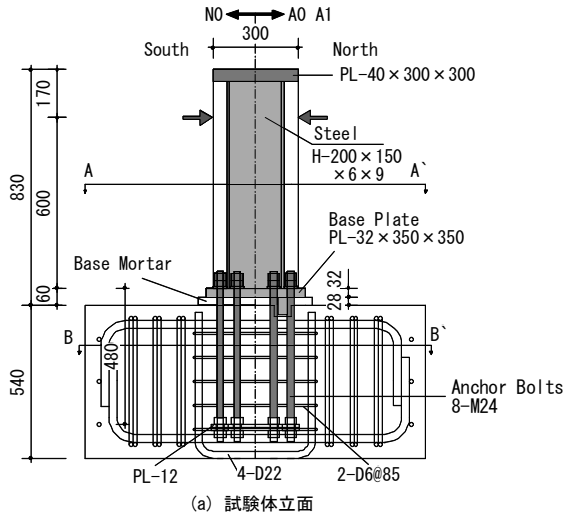
実験変数は軸力比および BP 下に設けるリブの有無である。試験体 N0 および A0 は軸力比 N/N_0 (N : 作用軸力, N_0 : CES 柱の軸圧縮耐力⁷⁾で式(1)および式(2)より算出)を 0.0 とし、試験体 A1 は軸力比を 0.1 としたものである。また、試験体 N0 では BP 下にリブを設けておらず、試験体 A0 および A1 では BP 下にリブを設けた。

表 1 試験体概要

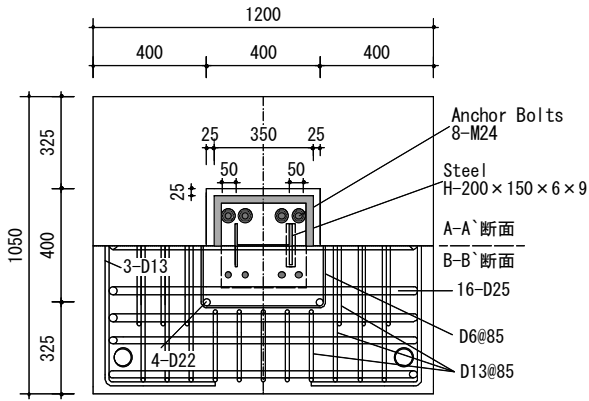
| 試験体 | | N0 | A0 | A1 |
|------|--------------------------|------------------------------|----|----|
| 実験変数 | 軸力比 N/N_0 | 0.0 | | |
| | 軸力 N (kN) | 0 | | |
| | 下リブの有無 | 無 | 有 | 有 |
| 柱 | 断面 $b \times c \times D$ | 300 x 300 | | |
| | せん断スパン比 | 2.0 ($h=600$ mm) | | |
| | 鉄骨断面 | BH-200 x 150 x 6 x 9 (SS400) | | |
| 柱脚 | モルタル厚 (mm) | 28 | | |
| | アンカーボルト | 8-M24 (ABR490, 定着長さ 480mm) | | |
| | ベースプレート | PL-32 x 350 x 350 (SS400) | | |
| | リブ | PL-32 x 150 x 60 (SS400) | | |

*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)



(a) 試験体立面



(b) 試験体断面

図-1 試験体形状および寸法

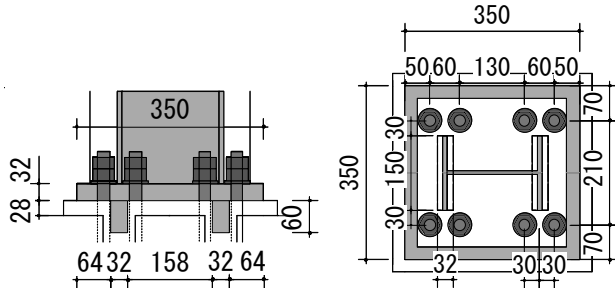


図-2 試験体 A0, A1 の柱脚部形状および寸法

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

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

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

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示す。本試験体では、スタブには普通コンクリートを、敷モルタルには無収縮グラウトを、柱には繊維補強コンクリートを使用した。使用繊維は、標準長30mm、直径0.66mmのビニロンファイバーであり、体積混入率 V_f は1.0%である。

2.2 ベースプレートおよびリブの設計

図-3にBPに想定される荷重および曲げモーメント

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 (kN/mm ²) | 圧縮強度時 ひずみ (μ) |
|----|------|------------------------------|--------------------------------|------------------------|
| N0 | 柱 | 62.2 | 33.4 | 2,920 |
| | モルタル | 54.6 | 22.5 | 3,750 |
| | スタブ | 39.0 | 27.9 | 2,460 |
| A0 | 柱 | 61.5 | 35.3 | 2,640 |
| | モルタル | 54.6 | 23.7 | 3,700 |
| | スタブ | 45.0 | 33.9 | 2,208 |
| A1 | 柱 | 60.5 | 38.5 | 3,570 |
| | モルタル | 51.8 | 22.5 | 3,560 |
| | スタブ | 44.1 | 32.7 | 2,380 |

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 (6mm) | | 298 | 445 | 206 |
| 鉄骨フランジ (9mm) | | 314 | 457 | 210 |
| アンカーボルト M24 | | 377 | 536 | 234 |
| ベースプレート リブ PL-32 | | 317 | 465 | 214 |

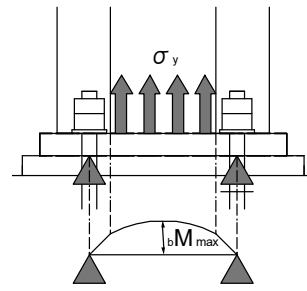


図-3 BPの応力分布および曲げモーメント分布

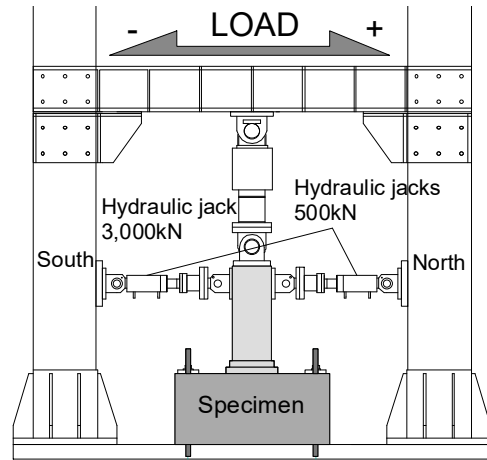


図-4 荷重装置

分布を示す。同図に示す単純梁モデルによりBPとリブは設計された。同図は試験体側面の鉄骨フランジ位置を表しており、BPは両端アンカーボルト位置を支点とした単純梁でモデル化されている。荷重は鉄骨フランジの引張降伏応力 $\sigma_y \times$ フランジ厚さ t_f の分布荷重である。このモデルでは、両支点間の中心の曲げモーメントが最大値 bM_{max} となる。一方、BPの降伏曲げモーメント bM_y は式(3)により算定される。

$$bM_y = 1.5/1.3 Z_y b F_y \quad (3)$$

ここで、 Z_y : BPの断面係数、 bF_y : BPの降伏強度である。

BPの下面にリブ補強を施していない試験体N0では、 bM_y/bM_{max} が0.7となりBPの降伏が想定される。一方で、

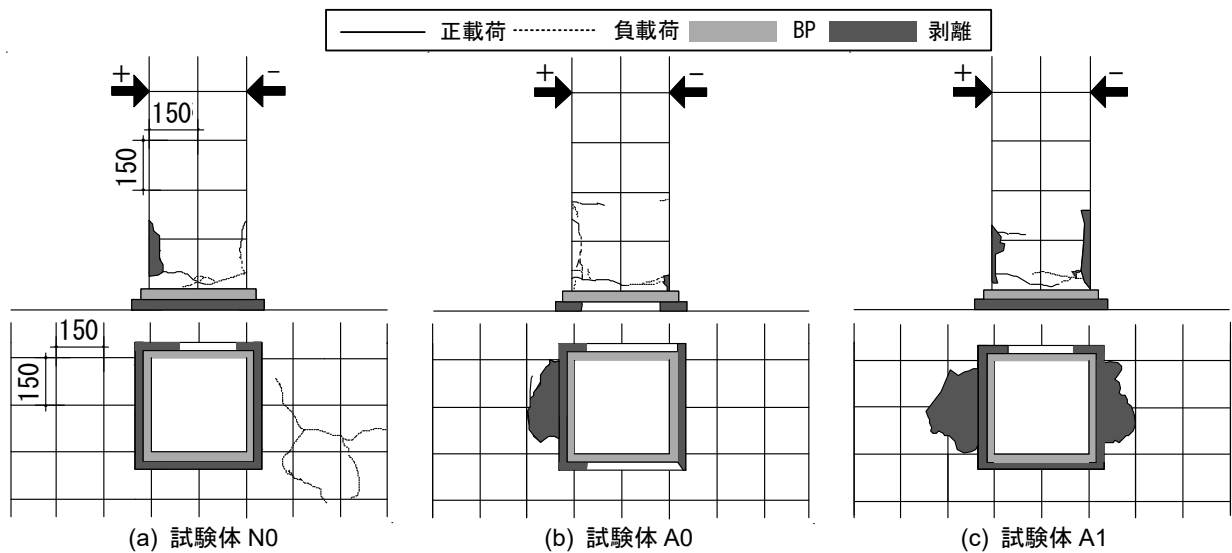


図-5 最終破壊性状

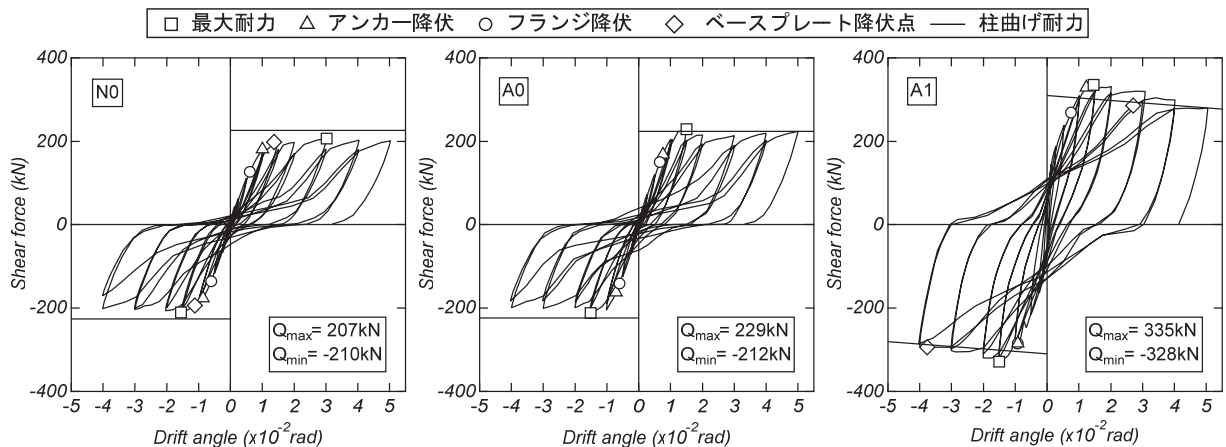


図-6 せん断力-変形角関係

BP の下面に施したリブの厚さは BP と同じく 32mm, リブのせいは鉄骨フランジと同じく 150mm とした。リブ補強を施した試験体 A0 および A1 では, bM_y/bM_{max} が 1.4 となるようにリブの埋込み深さを 60mm とした(図-2)。

2.3 荷重方法

図-4 に荷重装置を示す。試験体は PC 鋼棒により下スタブを荷重フレームに固定した。実験では, 試験体頂部に設置した鉛直ジャッキ (押: 3,000kN) によって所定の軸力 N (N0, A0: 0kN, A1: 550kN) を作用させつつ, 荷重フレームに取り付けた 2 台の水平ジャッキ (押: 各 500kN) によって水平力を作用させた。水平力荷重は, 荷重点の水平変位 δ を柱脚から荷重点までの高さ h (600mm) で除した変形角 R (δ/h) による制御とした。加力プログラムは 1/800, 1/400, 1/200 rad を 1 サイクル, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25 rad を 2 サイクルおよび 1/20 rad の正荷側のみである。

3 実験結果

3.1 破壊性状および復元力特性

図-5 に各試験体の実験終了後の損傷状況を, 図-6 に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。図-6 には, 鉄骨フランジの初期降伏点を○で, AB の初期降伏点を△で, BP の初期降伏点を◇で, 最大耐力点を□で, 4章に示す柱曲げ耐力の計算値をそれぞれ示している。

各試験体ともに $R=1/800$ rad の荷重サイクルにおいて柱引張側下部の AB 上面高さに曲げひび割れの発生が確認された。

軸力比 0.0 の試験体 N0 および A0 では, $R=1/100$ rad のサイクルにおいて柱下部の鉄骨フランジおよび敷モルタル高さの AB の引張降伏がそれぞれ確認され, 直後の 1/67 rad のサイクルにおいて剛性低下が確認された。リブ補強の無い試験体 N0 では, $R=1/67$ rad のサイクルにおいて BP 上面の引張降伏, 敷モルタルにひび割れの発生および柱側面側のスタブ上面にひび割れの発生が確認された。一方のリブ補強のある試験体 A0 では, $R=1/100$ rad のサイクルにおいて敷モルタルにひび割れの発生が,

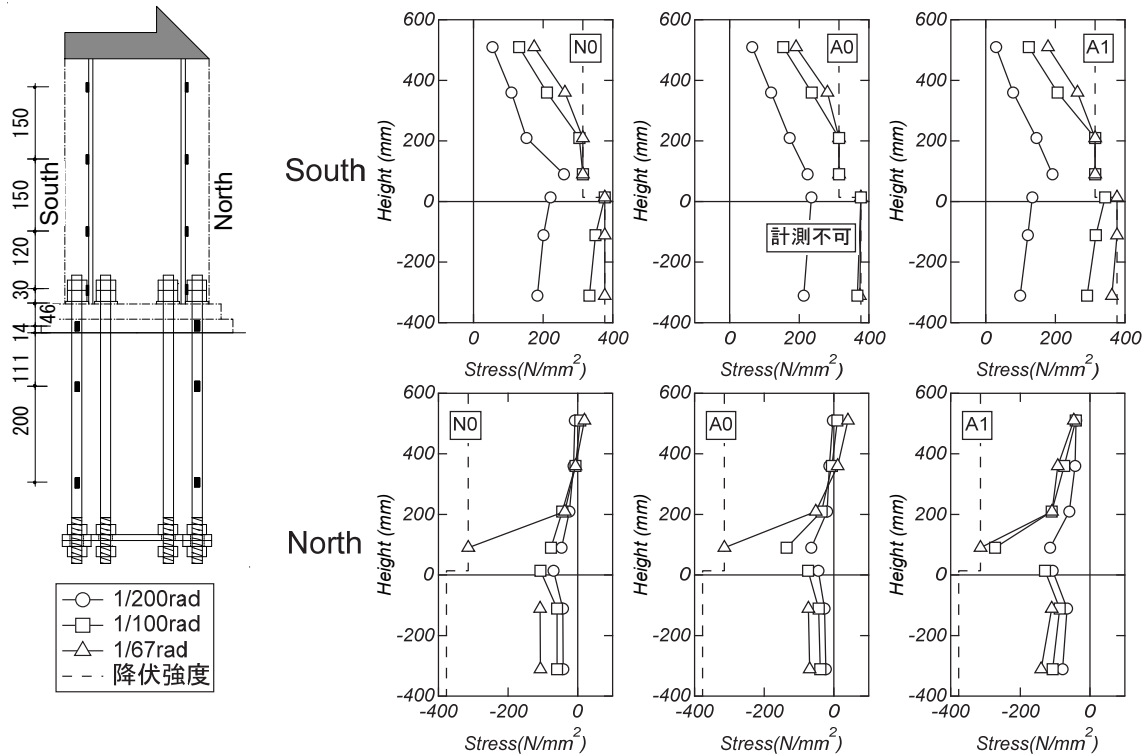


図-7 フランジおよびアンカーボルトの高さ方向圧縮応力分布

$R=1/50\text{rad}$ のサイクルにおいて柱側面側のスタブ上面コンクリートの掻き出しが確認された。両試験体ともに最終的に BP 外側の敷モルタルの剥離および BP 引張側の浮き上がりが顕著であり、破壊モードは柱脚曲げ降伏型と判断された。正側と負側それぞれの最大耐力の比は、試験体 N0 では 1%であるのに対して、試験体 A0 では 8%であった。さらに、両試験体の最大耐力の比は正側では 10%であるのに対して負側では 1%であった。これらのことから、BP 下面に設けたリブ補強は正側の耐力の上昇に寄与しているものと判断された。

軸力比 0.1 でリブ補強のある試験体 A1 では、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにおいて柱下部の鉄骨フランジの引張降伏および敷モルタルにひび割れの発生が、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルにおいて敷モルタル高さの AB の引張降伏がそれぞれ確認され、急激な剛性低下が認められた。 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルでは、柱両側面のスタブ上面コンクリートの掻き出しが確認された。また、 $R=1/25\text{rad}$ のサイクルにおいて BP の引張降伏が確認された。最終的に柱下部コンクリートにおける曲げひび割れの拡幅および圧縮ひび割れが顕著であり、BP 外側の敷モルタルの剥離および BP 引張側の浮き上がりも顕著であるため、破壊モードは柱脚および柱の曲げ降伏の混合型と判断された。また、正側の最大耐力および負側の最大耐力の比は 2%であった。

3.2 フランジおよびアンカーボルトの軸方向応力分布

図-7 に各試験体の $R=1/200$ 、 $1/100$ および $1/67\text{rad}$ の

正載荷 1 サイクル目ピーク時における鋼材の応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性をバイリニア型と仮定して同図に示すひずみゲージの計測値から算出した。

フランジに着目すると、全ての試験体において引張側、圧縮側ともに柱下部の応力が最初に降伏強度に達する傾向が認められた。

引張側 AB に着目すると、全ての試験体において降伏強度に達する傾向が認められた。一方、圧縮側 AB に着目すると各試験体ともに変形角の増加に伴い AB の応力の増加が認められた。これらは、柱下部コンクリートに生じる圧縮応力が柱断面内に配置された AB に伝達したためと推察される。また、引張側、圧縮側 AB ともに軸方向応力の大きな差は認められず、AB とコンクリート間の付着作用は小さいものと判断された。

3.3 ベースプレート上面の応力分布

図-8 に各試験体 BP 上面の $R=1/200$ 、 $1/100$ および $1/67\text{rad}$ における正載荷 1 サイクル目のピーク時の応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性をバイリニア型と仮定し、同図に示すひずみゲージの計測値から算出した。

各試験体ともに載荷サイクルの増加に伴い引張側フランジ付近の応力の増加が顕著である。 $R=1/67\text{rad}$ における当該位置の応力は試験体 N0 では降伏強度に達しているものの、試験体 A0 および A1 では 200N/mm^2 以下の値であった。これらのことから、2.2 節において示した BP の設計で示したリブ補強のための設計モデルは妥当なものと判断される。

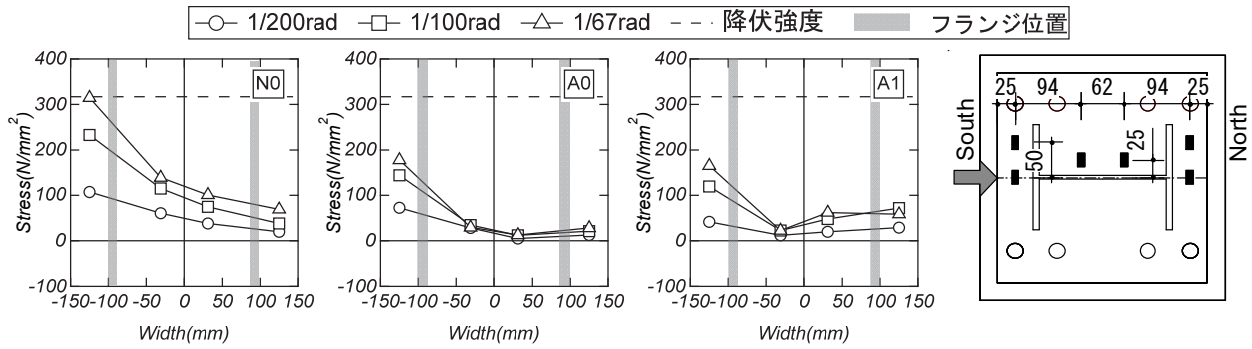


図-8 ベースプレート上面の応力分布

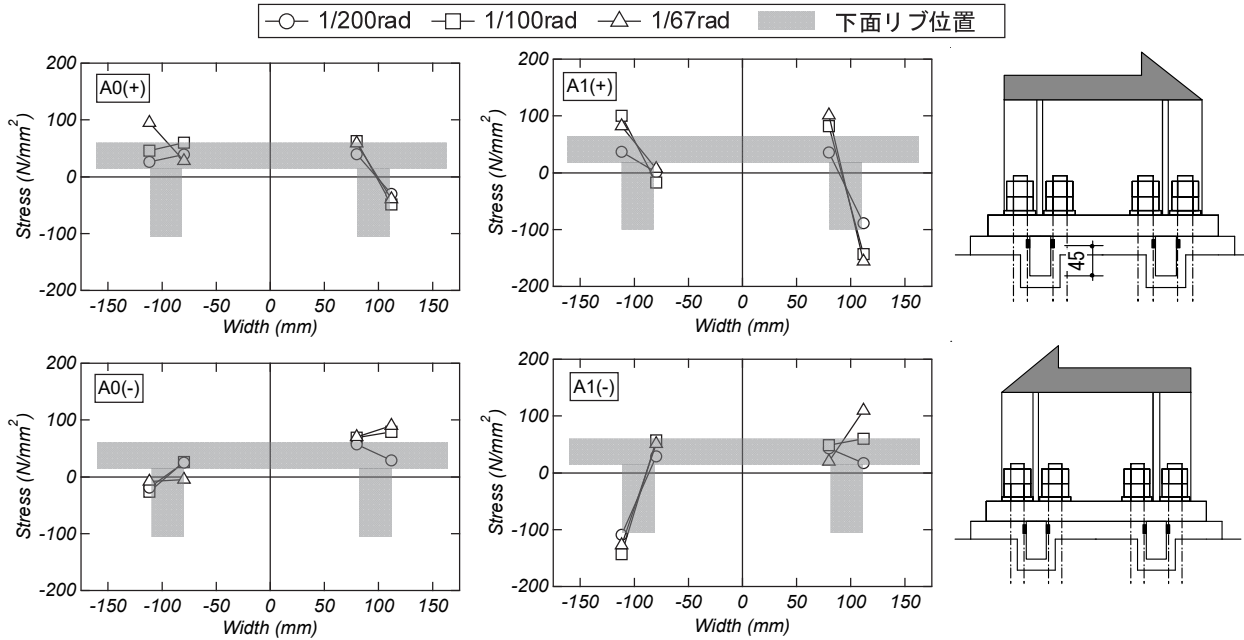


図-9 下面リブの応力分布

3.4 リブの応力分布

図-9に試験体 A0 および A1 の $R=1/200$, $1/100$ および $1/67$ rad の 1 サイクル目ピーク時におけるリブの応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性をバイリニア型と仮定し、同図に示すひずみゲージの計測値から算出した。

各試験体の正載荷および負載荷ともに、圧縮側フランジ直下のリブにおける応力分布の傾きは引張側フランジ直下のものと比べて大きい。これらは、リブに敷モルタルの支圧反力の作用に伴う曲げモーメントが発生したためと考えられる。また、両試験体ともに負載荷時の圧縮側フランジ直下の応力分布の傾きは正載荷時のものと比べて小さい。これは、図-5の最終破壊性状に示したスタブ上面の柱側面側に生じたコンクリートの掻き出しに起因するものと推察される。一方、試験体 A1 における圧縮側フランジ直下の応力分布の傾きは試験体 A0 のものと比べて大きく、作用軸力の差の影響が伺える。

4. 終局耐力計算

CES 柱および露出柱脚の曲げ耐力は一般化累加強度理

論⁵⁾を用いて算出した。柱のコンクリート強度には式(2)に示す低減係数を、柱脚にあたるスタブのコンクリート強度には低減係数である 0.85 をそれぞれ乗じている。鉄骨ウェブの曲げ耐力は精算値である。柱脚の AB は引張力のみ負担するものとして計算した。露出柱脚のせん断終局耐力は文献 7) に示される式(4)~(6)を用いた。

$$Q_u = \max(Q_{fu}, Q_{bu}) \quad (4)$$

$$Q_{fu} = 0.5(N + {}_bT_y) \quad (5)$$

$$Q_{bu} = n_t a F_{bu} / \sqrt{3} \quad (6)$$

ここで、 ${}_bT_y$: 引張側 AB の降伏張力、 ${}_ba$: AB の軸断面積、 n_t : 圧縮側 AB の本数、 F_{bu} : AB の降伏強度である。

表-4の(a)~(c)に終局耐力計算値の一覧を示す。全ての試験体において柱曲げ耐力の計算値が他の計算値と比べて最も低い。しかしながら、実験における試験体 N0 および A0 の破壊モードは柱脚曲げ降伏型と判断されており、実験結果と耐力計算に基づく破壊モードは対応していない。また、試験体 N0 および A0 における実験の最大耐力値は柱脚曲げ耐力の計算値を下回っている。柱脚曲げ耐力の算出における基礎コンクリートの圧縮応力は



(a) 試験体 N0

(b) 試験体 A0

(c) 試験体 A1

図-10 柱脚正面の最終破壊性状

表-4 計算結果および実験結果

| 単位 (kN) | N0 | A0 | A1 |
|-----------------------|------|------|------|
| 実験値 | 210 | 229 | 335 |
| (a) 柱曲げ耐力 | 226 | 224 | 301 |
| (b) 柱脚曲げ耐力 | 241 | 248 | 316 |
| (b1) 修正した柱脚曲げ耐力 | 180 | 186 | 224 |
| (c) 柱脚せん断耐力 | 283 | 283 | 558 |
| 実験値/min{(a),(b),(c)} | 0.93 | 1.02 | 1.11 |
| 実験値/min{(a),(b1),(c)} | 1.17 | 1.23 | 1.50 |

BP の圧縮縁からの発生を仮定している。しかしながら、各試験体ともに最大耐力到達までにひび割れの生じた敷モルタルは実験終了時までには柱脚から剥離する傾向が確認されており(図-10)、柱脚の曲げ耐力の計算においてこれらの影響を考慮する必要がある。そこで本論では、柱脚曲げ耐力の算定において基礎コンクリートを AB で囲まれた領域に仮定して改めて計算した。

表-4の(b1)に修正した柱脚曲げ耐力の計算結果を示す。試験体 N0 および A0 では、修正した柱脚曲げ耐力の計算値がその他の計算値と比べて最も低く、破壊モードは実験結果と同様に柱脚曲げ降伏先行型と判断された。実験の最大耐力の値と柱脚曲げ耐力の計算値の比率は試験体 N0 では 1.17、試験体 A0 では 1.23 となり、基礎コンクリートの領域を修正した一般累加強度理論によって概ね評価可能である。一方で試験体 A1 では、修正した柱脚曲げ耐力計算値が他の計算値と比べて最も低く、実験の最大耐力の値と柱脚曲げ耐力計算値の比率は 1.50 となり、評価できていないとは言い難い。試験体 A1 における柱脚の破壊状況は試験体 A0 および N0 のものとは比べて軽微であることから、当該試験体の柱脚曲げ耐力算定において基礎コンクリートを AB で囲まれた領域とすることは不適切な可能性がある。なお、実験の最大耐力および柱曲げ耐力の計算値との比率は 1.11 であった。以上に示したように、柱脚曲げ耐力の評価法は敷モルタルの損傷状況に依存する。しかしながら、現時点においてその影響は明確でないことから、今後の課題としたい。

5 まとめ

本研究では、ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 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) リブ補強を設けた試験体では、リブによる正載荷側のみの耐力上昇および試験体側面側の基礎コンクリートの掻き出しが確認された。
- 2) 引張側フランジ付近のベースプレートでは、リブ補強を施した試験体の応力は施していない試験体の応力と比べて低くなる傾向が認められた。
- 3) リブ補強を施した試験体では、負載荷時の圧縮側フランジ直下のリブの応力分布の傾きは正載荷時のものと比べて小さくなる傾向が確認された。
- 4) 柱脚曲げ耐力の評価を実験における敷モルタルの剥離状況と対応させることで実験結果と同様の破壊モードと判断された。しかし、敷モルタルの剥離状況は不明瞭であり、今後の課題である。

謝辞

本研究は公益財団法人大林財団 2021 年度研究助成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) 藤本利昭, 六田莉那子, 大崎広貴: CES 部材に適用する繊維補強コンクリートの構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No.729, pp.1945-1953, 2016.11
- 2) 渡辺一葵, 片川和基, 松井智哉: 厚肉スラブ付き CES 造梁の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 39, No.2, pp.1009-1014, 2017.7
- 3) 松井智哉, 倉本洋: CES 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) 岐津幸大, 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: プレキャスト化した CES 造耐震壁の構造性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No.2, pp.415-420, 2011.7
- 5) 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
- 6) 西野天駿, 鈴木卓: CES 露出柱脚の静的載荷実験および構造解析モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.751-756, 2022.7
- 7) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2015