

## 研究助成実施報告書

助成実施年度	2021 年度
研究課題（タイトル）	ベースプレート詳細の改善に基づき耐震性と施工性を両立させた CES 露出柱脚の開発
研究者名※	鈴木 卓
所属組織※	高知工科大学 システム工学群 講師
研究種別	研究助成
研究分野	建築技術
助成金額	150 万円
発表論文等	

※研究者名、所属組織は申請当時の名称となります。

( ) は、報告書提出時所属先。

## 大林財団 2021 年度研究助成実施報告書

所属機関名 高知工科大学システム工学群  
 申請者氏名 鈴木 卓

研究課題	ベースプレート詳細の改善に基づき耐震性と施工性を両立させた CES 露出柱脚の開発
<p>(概要) 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ものの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。</p>	

1. 研究の目的	(注) 必要なページ数をご使用ください。
<p>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、鉄筋を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。</p> <p>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。その結果、軸力比の増加に伴う柱脚のすべり変形と回転変形の抑制によりスリップ型から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-50x550mm 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。</p> <p>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 厚さの更なる減少および柱脚すべり変形の抑制のために 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。本報告では、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。</p>	

2. 研究の経過	(注) 必要なページ数をご使用ください。
<p><b>2.1 試験体</b></p> <p>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は 300mm 角、内蔵鉄骨は H-200×150×6×9 である。BP 上面から加力位置までの高さ <math>h</math> は 600mm (せん断</p>	

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先端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。

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		0.1
	軸力 $N$ (kN)	0		550
	下リブの有無	無	有	有
柱	断面 $c_b \times c_d$	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		
	ベースプレート	PL-32 x 350 x 350		
	アンカーボルト	8-M24 (ABR490, 定着長さ 480mm)		

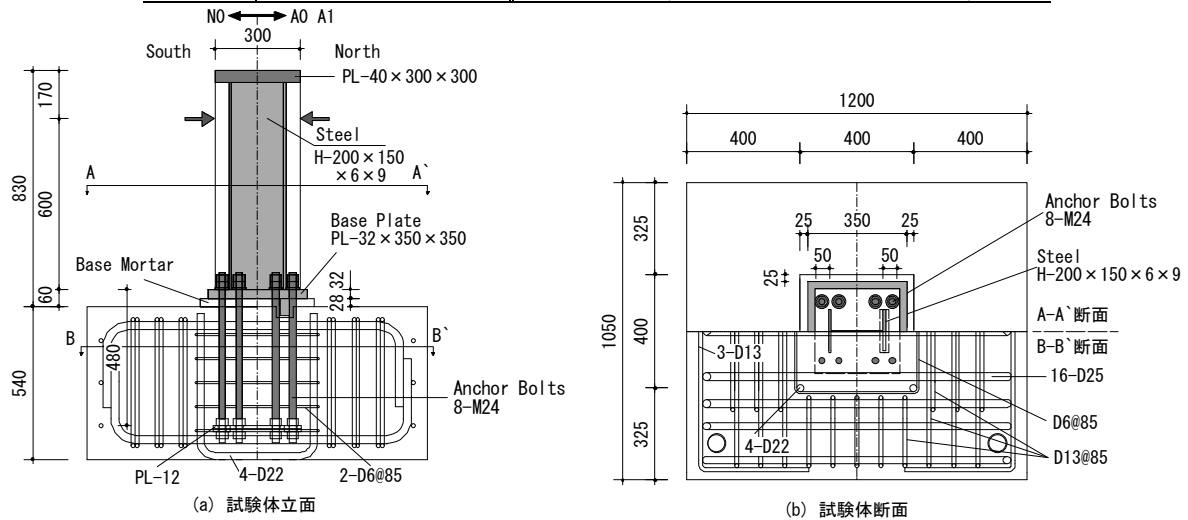


図 1 試験体形状および寸法

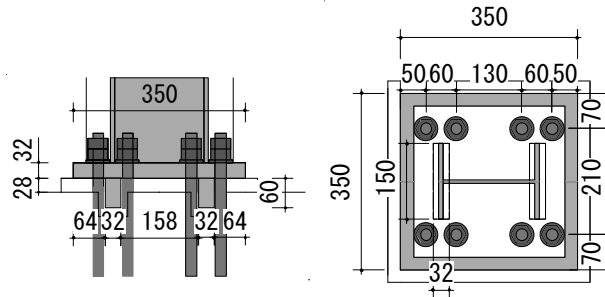


図 2 試験体 A0, A1 の柱脚部形状および寸法

実験変数は軸力比および BP 下の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) 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。

$$N_0 = {}_c A_c r_u \sigma_B + {}_s A_s \sigma_y, \quad {}_c r_u = 0.85 - 2.5 {}_s p_c \quad (1)$$

ここで,  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度,  ${}_s A$ : 鉄骨の断面積,  $\sigma_y$ : 鉄骨の降伏強度,  ${}_s p_c$ : 圧縮側鉄筋比である。

本試験体では, スタブに普通コンクリートを, 敷モルタルに無収縮グラウトを, 柱に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分布を示す。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 $\sigma_y$ ×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(2)により算定される。

$${}_bM_y = 1.5/1.3 Z_y {}_bF_y \quad (2)$$

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、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 載荷方法

図4に載荷装置を示す。試験体はPC鋼棒により下スタブを載荷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、載荷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。水平力載荷は、載荷点の水平変位 $\delta$ を柱脚から載荷点までの高さ $h$ (600mm)で除した変形角 $R$ ( $\delta/h$ )による制御とした。

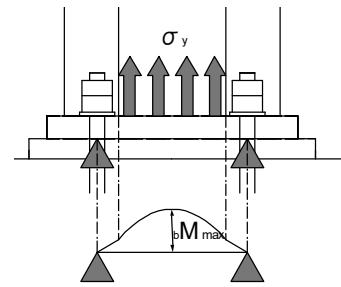


図3 BPの応力分布および曲げモーメント分布

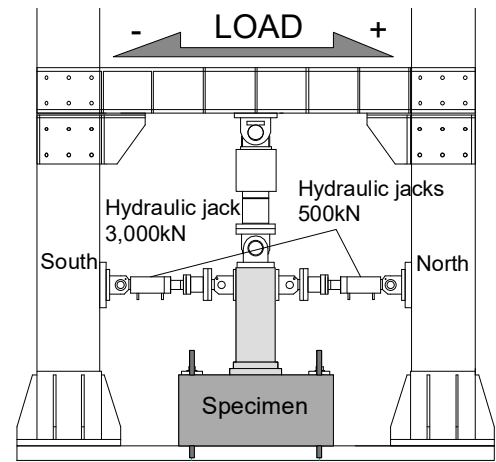


図4 載荷装置

## 3. 研究の成果

(注) 必要なページ数をご使用ください。

### 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。各試験体ともに $R=1/800$  radの載荷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鉄骨フランジおよび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、 $R=1/50$  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

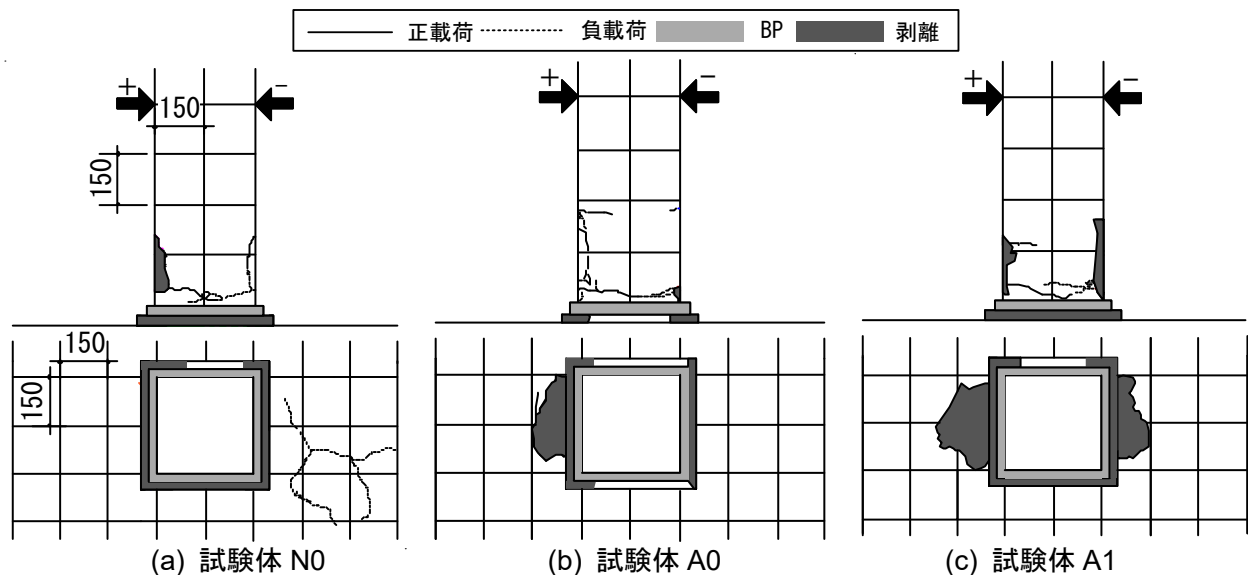


図5 最終破壊性状

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み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、 $R=1/100$  rad のサイクルにおいて柱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、 $R=1/67$  rad のサイクルにおいて 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。 $R=1/50$  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、 $R=1/25$  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、破壊モードは柱曲げ降伏型と判断された。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 ベースプレート上面の応力分布

図-6 に各試験体 BP 上面の  $R=1/200$ ,  $1/100$  および  $1/67$  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。 $R=1/67$  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  $200\text{N/mm}^2$  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 の設計で示した下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。

### 3.3 下面リブの応力分布

図 7 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 BP 下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。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ようにスタブ上面の柱側面側に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

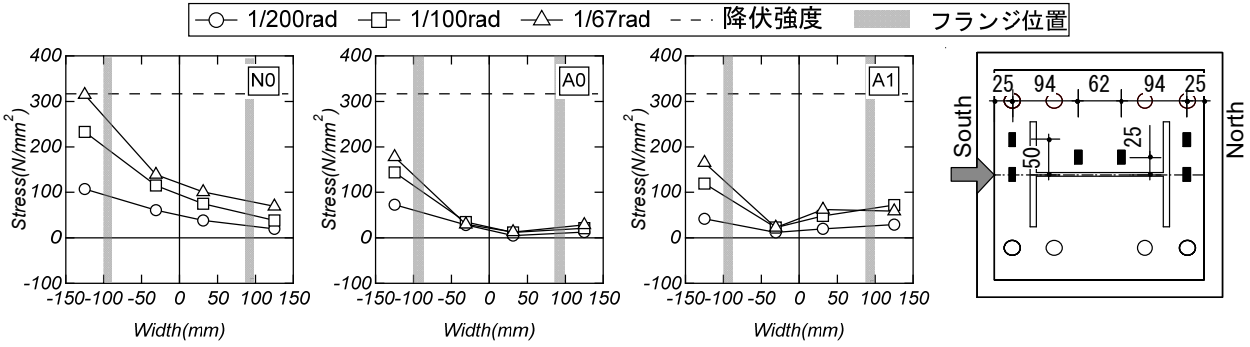


図6 ベースプレート上面の応力分布

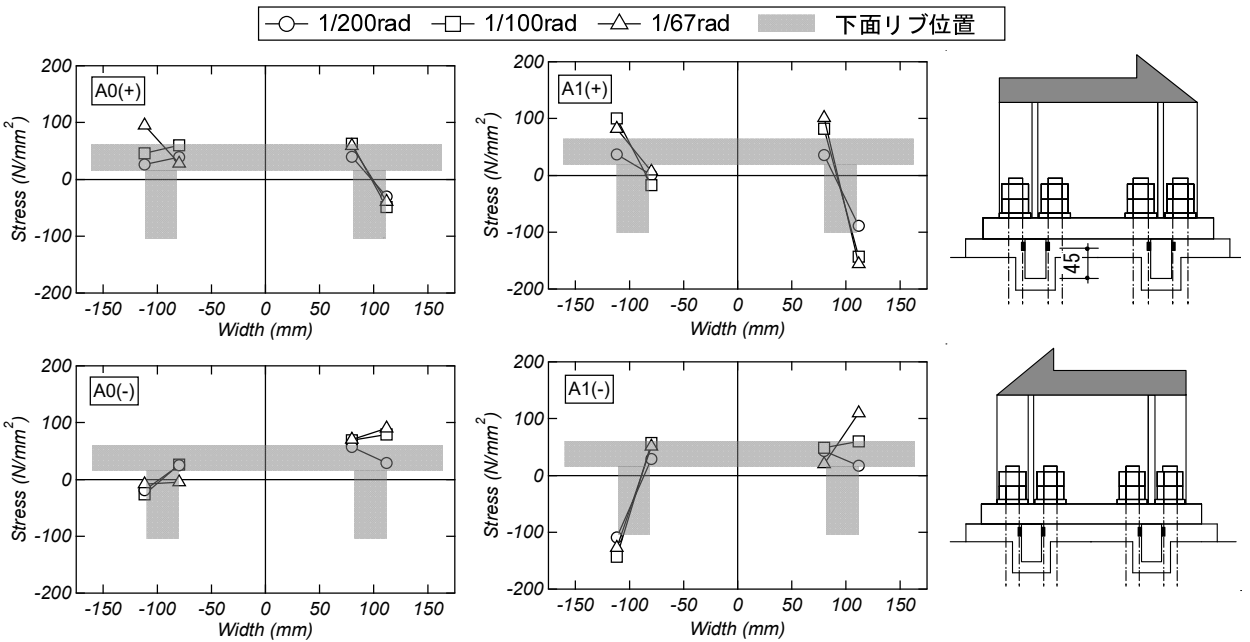


図7 下面リブの応力分布

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. 今後の課題

(注) 必要なページ数をご使用ください。

CES 柱および露出柱脚の曲げ耐力は一般化累加強度理論を用いて算出した。柱脚の AB は引張力のみ負担するものとして計算した。表 2 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 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 8)、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2 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
実験値/min{(a),(b)}	0.93	1.02	1.11
実験値/min{(a),(b1)}	1.17	1.23	1.50



(a) 試験体 N0



(b) 試験体 A0



(c) 試験体 A1

図8 柱脚正面の最終破壊性状

表2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の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から基礎コンクリートの領域の修正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、柱曲げ降伏先行型と判断された実験結果と対応していない。試験体A1における柱脚の破壊状況は試験体A0およびN0のものに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。

#### 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。