

EPS 断面区間を有する橋脚柱部材の非線形特性と $M-\phi$ 関係の定式化

大阪市立大学大学院 正会員 ○松村 政秀
 阪神高速道路公団 正会員 西岡 敬治
 (株)ニュージェック 正会員 長尾 圭介

大阪市立大学大学院 正会員 北田 俊行
 (株)ニュージェック 正会員 内田 諭

表-1 実験供試体の内訳

実験供試体名	CEO-1	CEO-L/5	CCO-2L/3	C10-L/5 H10-L/5*
実験供試体の概要 ($L=1,600$ mm) : 実験供試体長さ)				
コンクリート充填高さ	0	L/5	2L/3	L/5, 2L/3
備考	無補強	コンクリート 1/5 充填	コンクリート 充填	EPS 断面区間長 $\alpha_{sg}=1.0$

— : 鋼ダイアフラム ■ : コンクリート

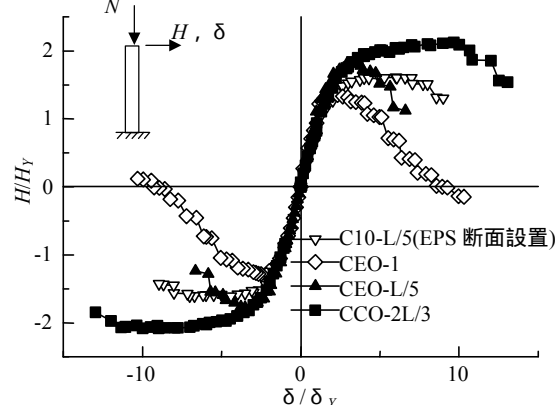


図-1 水平荷重-水平変位関係の包絡線

1. はじめに 既設の補剛矩形断面柱を対象として、補強に伴う耐荷力の上昇の低減、および柱部材全体の变形性能の向上とをともに実現可能な耐震補強法として、コンクリート充填断面中にコンクリートを充填しない断面（以下、EPS 断面という）を設置する隙間空けコンクリート充填補強法が提案されている¹⁾。本研究では、既往の実験結果¹⁾に基づいて、コンクリートを橋脚柱高さの 1/5 まで部分的に充填した既設の鋼製橋脚柱への EPS 断面の設置効果を明確にし、EPS 断面区間の終局限界状態、および弾塑性解析のための $M-\phi$ 関係を提案する。なお、EPS 断面区間のアスペクト比 $\alpha_{sg}=1.0$ の場合を対象とする。ここに、 $\alpha_{sg}=L_{sg}/b$ 、 L_{sg} : EPS 断面の区間長、 b : 縦補剛材間隔。

2. 載荷実験結果の概要¹⁾ 表-1 には、片持柱形式の実験供試体に一定な軸方向圧縮力を導入した状態で、水平変位を漸増させる繰返し載荷実験に用いた 4 体の実験供試体の概要を示す。鋼種は SM400、コンクリートの 1 軸圧縮強度は約 22 N/mm^2 である。図-1 に示すように、コンクリートを充填した実験供試体 CCO-2L/3 では、 δ/δ_y が 10 以上の塑性率を確保できるが、最大荷重はコンクリートを充填しない場合 (CEO-1) の約 1.7 倍、コンクリートを L/5 まで部分充填した場合 (CEO-L/5) の約 1.1 倍に上昇した。EPS 断面区間を設置した C10-L/5 は、CEO-L/5 ($\mu_u=3.52$) の最大荷重をほぼ維持したままで、塑性率を 7 程度へと向上できる。実験終了時には、CCO-2L/3 には柱基部断面に鋼板の座屈変形、およびコーナー部に低サイクル疲労に伴う鋼板の割れが、C10-L/5 には補剛板パネル全体の座屈変形および柱基部付近の損傷は発生せず EPS 断面区間の縦補剛材間の板パネルに局部座屈が認められた。図-2 に示すように、各サイクルごとのエネルギー吸収量（図-1 に示した水平荷重-水平変位曲線で囲まれる面積）によると、

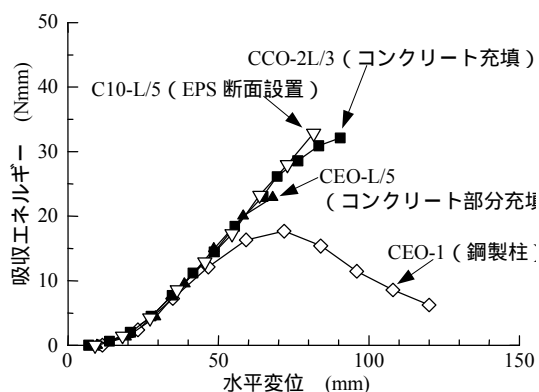


図-2 水平変位-エネルギー吸収量関係

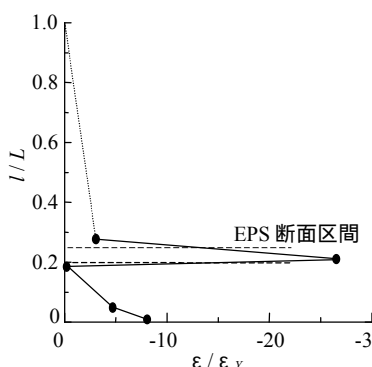


図-3 高さ方向の曲率分布 (終局時)

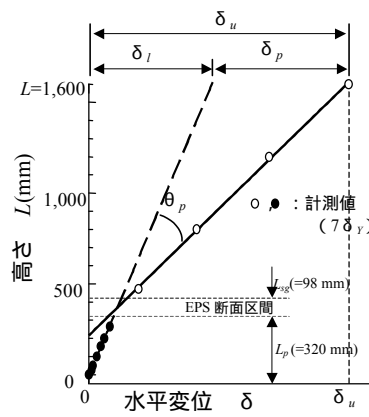


図-4 たわみ変形 (終局時)

キーワード 鋼製橋脚、耐震補強、 $M-\phi$ 関係、エネルギー吸収量、座屈

連絡先 〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138 大阪市立大学大学院工学研究科 Tel:06-6605-2735

CCO-2L/3 は CEO-1 の約 2 倍 ,CCO-2L/3 と C10L/5 とはほぼ同等のエネルギー吸収量を有していることが確認できる . 図-3 には実験供試体 C10-L/5 の終局時 ($7\delta_y$) の平均圧縮ひずみの高さ方向の分布を示す . 同図によると ,EPS 断面区間にひずみが集中し ,EPS 断面区間が有効に機能していることがわかる . 終局ひずみ ε_u は約 $30\varepsilon_y$ であった .

3 .EPS 断面区間の $M-\theta$ 関係 図-4 には ,実験供試体 C10-L/5 の終局時におけるたわみ変形を示す . 終局時の変位 δ_u には ,EPS 断面区間より下の断面区間の回転角による水平変位 δ_l , および EPS 断面区間自体の変形による水平変位 δ_p とが含まれる .EPS 断面区間以外はほぼ弾性変形を示す .

柱の終局曲げモーメント M_u , EPS 断面区間の基部からの高さ L_p , EPS 断面の区間長 L_{sg} , および EPS 断面区間の平均的な回転角 θ_p を用いて ,計測結果から EPS 断面区間の作用曲げモーメント M_p , および平均曲率 ϕ_p は , 近似的に以下の諸式により算定できる .

$$M_p = M_u \times \frac{L - L_p - L_{sg}/2}{L} \quad (1), \quad q_p = \frac{d_p}{L - L_p - L_{sg}/2} \quad (2), \quad d_p = d_u - d_l \quad (3), \quad f_p = \frac{q_p}{L_{sg}} \quad (4)$$

4 .EPS 断面区間の $M-\phi$ 関係の定式化 断面の $M-\phi$ 関係の算定には ,補剛断面を等価な外縁鋼板の板厚に置き換えた無補剛断面 (以下 ,等価断面という) を用いる ²⁾ . 鋼材の応力とひずみとの関係は , ひずみ硬化率 $E^*/E = 1/150$ を考慮したバイリニア型とし , 無補剛断面の軸力 , および曲げモーメントの釣合いから中立軸の位置 ξ および抵抗曲げモーメント M を断面分割法により算定した . ここで , E は弾性係数 , E^* は塑性領域における鋼材の応力-ひずみ曲線の勾配である . また , 終局ひずみ ε_u は $30\varepsilon_y$ と設定する . ここで , 図-5

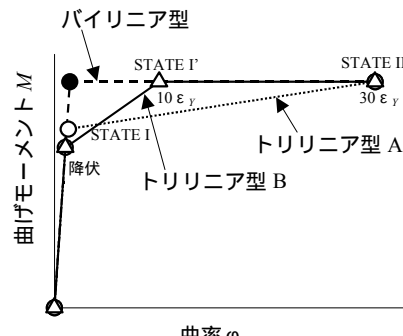


図-5 EPS 断面区間の曲げモーメント-曲率関係の設定

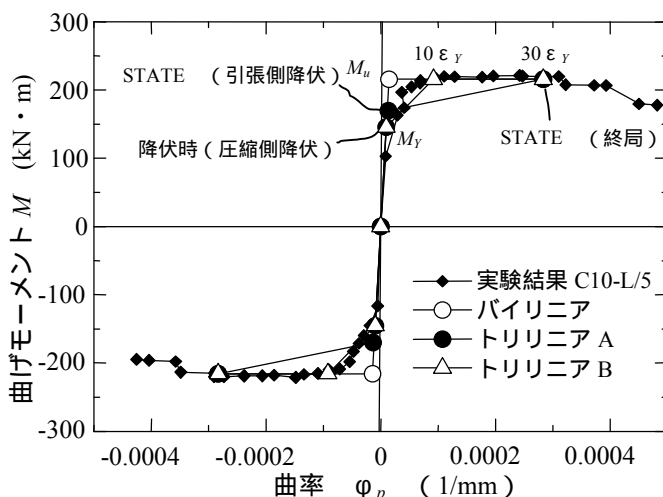


図-6 曲げモーメント-曲率関係 (EPS 断面区間)

(終局時) の 3 点を結ぶトリリニア型 (トリリニア型 A という) の非線形モデルを設定した (降伏時 : 圧縮側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態 , STATE I : 鋼板引張降伏時 , STATE II (終局時) : 圧縮側縁端ひずみが終局ひずみ ($=30\varepsilon_y$) に達した状態) また , 初期剛性から終局曲げモーメント M_u に至るまでを線形と仮定し , その後の剛性はゼロと設定したバイリニア型の非線形モデルも設定した . 図-6 によると , どちらの場合も , 鋼材のひずみ硬化 $E^*/E=1/150$ を考慮し , 終局ひずみを $30\varepsilon_y$ と設定すると , EPS 断面区間の $M-\phi$ 関係をほぼ近似できる . 実験結果は , トリリニア型 A およびバイリニア型の非線形モデルの中間に位置することから , STATE I に代わり STATE I' を設定したトリリニア型 (トリリニア型 B という) の非線形モデルも設定した . ここで , STATE I' は断面が降伏時から終局時に移行するまでに , 鋼板の圧縮側縁端ひずみが $10\varepsilon_y$ に達した時に終局曲げモーメント M_u をとる状態である . 図-6 から , トリリニア型 B の非線形モデルにより , 実験結果から算定される EPS 断面区間の $M-\phi$ 関係を良好に近似できることがわかる .

5 . まとめ i) コンクリート充填断面中にコンクリートを充填しない EPS 断面 (この断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比=1.0) を設置すると , 耐荷力の上昇を伴わずに柱部材全体の変形性能を向上できる . ii) これは , EPS 断面でエネルギーが吸収されるためであり , EPS 断面の終局ひずみは $30\varepsilon_y$ である . iii) EPS 断面の非線形特性として , 鋼材のひずみ硬化 ($E^*/E=1/150$) を考慮して , 圧縮側降伏 , 圧縮縁端ひずみ $10\varepsilon_y$, 圧縮縁端ひずみが終局ひずみ $30\varepsilon_y$ の 3 点を結ぶトリリニア型の $M-\phi$ 関係を提案した .

参考文献 1) 松村政秀 , 北田俊行 , 乙黒幸年 , 中原嘉郎 : 復旧可能な箇所にエネルギー吸収断面を有する既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究 , 構造工学論文集 , Vol.48A , 土木学会 , pp.129-140 , 2002.3 . 2) 既設鋼製橋脚の耐震設計要領 (案) , 阪神高速道路公団 , 平成 11 年 3 月 .