

V-535

曲面状鋼製セグメントによる壁式橋脚の耐震補強実験

(株)大林組技術研究所 正会員 大内 一
同上 正会員 田中浩一

1. はじめに

阪神・淡路大震災において壁式橋脚の被害が報告されている。これらの橋脚の特徴として昭和55年以前の旧基準で設計されており帯鉄筋を有していないこと、また段落し主筋の定着が不十分であるため同部で曲げせん断破壊する可能性の高いことである。そこで壁内を貫通させたPC鋼棒と曲面状鋼製セグメントを用いた効果的な耐震補強工法を考案した。段落し部を含む橋脚上部はせん断補強を行い、脚部は靱性補強した試験体の繰返し水平加力試験を行って、本工法の有効性を検証した。

2. 試験内容

本工法を用いた壁式橋脚の概念図を図2.1に、試験体の形状寸法を図2.2に示す。表2.1に示すように試験体は無補強および補強の2体である。配筋寸法は代表的な壁式橋脚を参考にしたが、せん断スパン比 (a/d) は4.4である。鋼製セグメント端部と既設コンクリートとの間には厚さ5mmの硬質ゴムを配置し、PC鋼棒反力はセグメントを介して増設部コンクリートに伝達させている。PC鋼棒を帯鉄筋の代わりに配置したが、基部および一般部の補強量は強度比を考慮して通常帯筋 (SD345) に換算した値を表2.1に示した。段落し部の曲げ補強はセグメント内部に配置した鉄筋で行うため、セグメント内部の新コンクリートと柱部との一体性を期待できるよう柱表面にチッピングを施した。一方柱基部には新旧コンクリート間およびセグメント内表面にはテフロンシートを配置して拘束力のみを伝達するように配慮した。コンクリートの配合を表2.2に、また材料試験結果をそれぞれ表2.3、表2.4に示す。

荷重は、一定軸力 ($\sigma = 10 \text{ kgf/cm}^2$) 下、降伏変位の整数倍の変位振幅でそれぞれ3回ずつの水平方向正負繰返し荷重とした。

3. 試験結果

荷重－変位関係：図3.1～図3.2に得られた荷重と変位関係を示す。図中に示す計算値は、基部または段落し部での降伏荷重を示す。

無補強試験体では負荷荷1 δy 到達前にせん断破壊をした。一方補強試験体はせん断破壊防止は自明のこと、5 δy まで耐力を保持していた。+6 δy 以降耐力の低下が観られる。図3.3に段落し部セグメント内増設鉄筋のひずみと頂部水平変位の関係を示すが、6 δy 以降その負担が急激に減少している。同部での新旧コンクリート間にずれが生じたためと思われる。この時段落し主筋のひずみは基部に向かい急増する。実際上の段落し部が塑性ヒンジ領域内に入り込み、そのために耐力低下するものと思われる。同様の現象が7 δy で観察される。

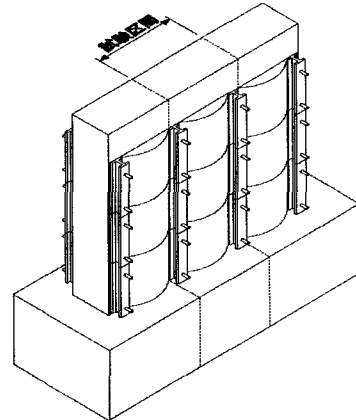


図 2.1 壁式橋脚補強概念図

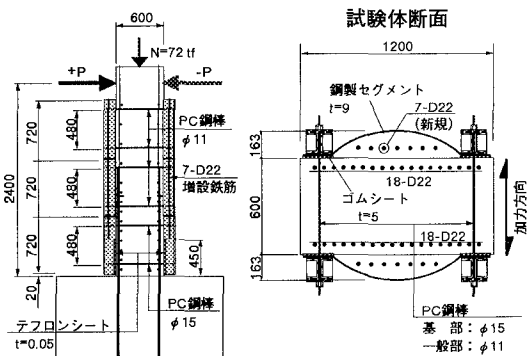


図 2.2 試験体形状寸法（補強後）

表 2.1 試験体一覧表

試験体	補強の有無	基 部		段落し部		帯筋比(pw.eq) $= \frac{A_w(\sigma_{pc}/\sigma_s)}{b \cdot s}$
		引張鉄筋	引張鉄筋比 $\rho_t = A_t/(bh)$	引張鉄筋	引張鉄筋比 $\rho_t = A_t/(bh)$	
No.1	なし	18-D22	0.97%	8-D22	0.43	0%
No.2	あり	18-D22	0.97%	8-D22	0.43	基 部 : 0.29% 一般部 : 0.19%

表 2.2 コンクリートの配合

	水 W(kg)	セメント C(kg)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/a(%)	細骨材 S(kg)	粗骨材 G(kg)
柱部	174	288	60.4	50.2	910	904
セグメント内部	177	344	51.5	48.4	847	912

空 気 量 : 4.5%

粗骨材最大寸法 : 13mm

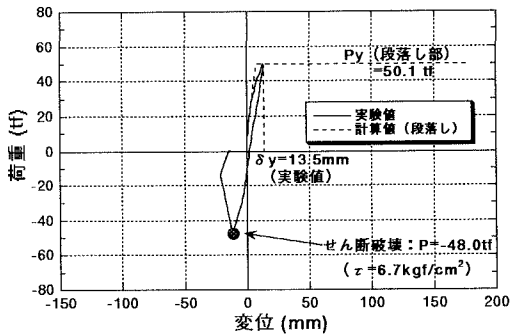


図 3.1 荷重と変位 (No.1: 補強なし)

表 2.3 コンクリートの材料試験結果

	No.1試験体 (無補強)	No.2試験体 (補強)	
		柱 部	セグメント内部
圧縮強度 (kgf/cm ²)	405	422	421
引張強度 (kgf/cm ²)	33	34	23

表 2.4 鋼材の材料試験結果

	鉄筋D25 (SD345)	鋼製セグメント (SS400)*1)	PC鋼棒 φ11*1)	PC鋼棒 φ15*1)
降伏応力度 (kgf/cm ²)	3900	2900	15320	12380
引張強度 (kgf/cm ²)	5340	4530	16090	13550

* 1) 降伏強度は、0.2%ひずみと弾性勾配により求めた。

－8 δ y の第3サイクルでコンクリートおよび端部主筋が側方に剥落、座屈した。しかしながら、セグメントに囲まれたコア部分はおもに健全であり、それ以後も耐力を保持している。なお、コアコンクリート部分のみの曲げ耐力を塑性ヒンジ長さ $\ell_p = 0.5D$ と仮定した計算値を図中に示してあるが、残存耐力はこれよりも大きい。

鋼製セグメントの挙動: 図3.5に鋼製セグメントに生じたひずみの一例として、+5 δ y における曲げ圧縮側の鋼製セグメントの曲げひずみと軸ひずみを示す。+5 δ y の段階では、せん断ひび割れを拘束するのが支配的な段階のひずみであるが、鋼製セグメントに生じた曲げひずみや軸ひずみは、縦方向に比べて円周方向の方が卓越しており、縦方向の曲げひずみや軸ひずみがほとんど生じていない。また円周方向のひずみはセグメント端部で特に卓越している。

4. あとがき

壁式橋脚を意識して、曲面状鋼製セグメントによる補強工法を考案し、その効果を確認するための繰返し水平載荷試験を行った。その結果、

- 1) 鋼製セグメント補強と段落し部増設鉄筋により、基部降伏先行型に移行できた。
- 2) 基部靱性補強については、特にコア部への拘束効果に優れていることがわかった。

以上本工法による壁式橋脚の耐震補強の有効性を確認できた。以後、段落し部新旧コンクリート一体性の確保および本補強工法による設計法が今後の課題となる。

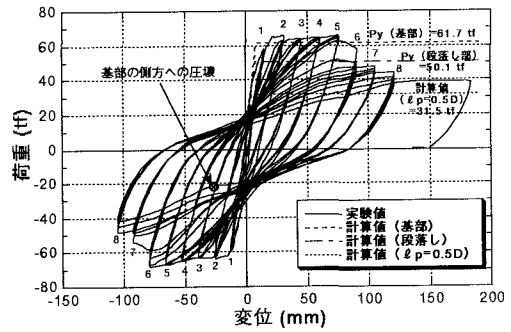


図 3.2 荷重と変位 (No.2: 補強あり)

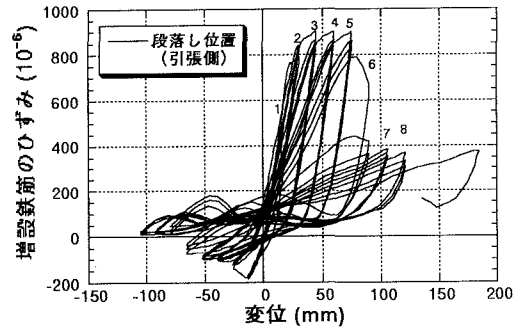


図 3.3 増設鉄筋のひずみ

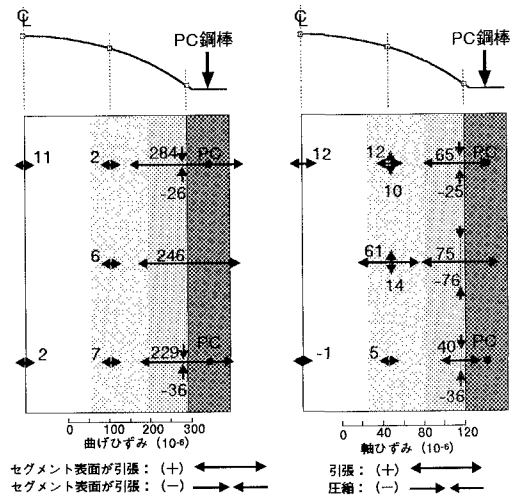


図 3.4 曲げおよび軸ひずみ (+5 δ y) 圧縮側