

論文 PC 電化柱の耐震性向上に関する実験的研究

岩田 道敏^{*1}・渡辺 一功^{*2}・野澤 伸一郎^{*3}・鷹野 秀明^{*4}

要旨: 平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、東北地方の鉄道構造物も大きな被害を受けた。特に、高架橋や橋りょう上の PC 電化柱が数多く損傷を受け、復旧にも多くの時間を要した。そのため、地震対策として PC 電化柱の耐震性の向上が求められている。そこで、PC 電化柱の耐震補強工法の確立を目指し、PC 電化柱の耐震性能向上に関する検討、および静的正負交番載荷試験を行った。その結果、今回考案した意図的に曲げ耐力の低い部分を設けることによりその部分に塑性ヒンジを誘発し、変形によりエネルギーを吸収する耐震補強工法では、PC 電化柱の耐震性能が約 2 倍程度向上する事を確認した。

キーワード: PC 電化柱, 耐震補強, 耐震性能

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震および 4 月 7 日に発生した余震により、東北地方の鉄道構造物も大きな被害を受けた。中でも新幹線の車両に電気を送る架空線などを支持するプレストレストコンクリート電化柱 (以下、PC 電化柱) の被害が多く発生し、その復旧にも多くの時間を要した。

過去の大地震においても、橋りょう上や高架橋上の PC 電化柱の折損事例がいくつか報告¹⁾されている。しかし、これまでの大地震では、高架橋など土木構造物の復旧に時間を要し、PC 電化柱の復旧が運転再開のクリティカルになることがなかった。そのこともあり、PC 電化柱の大地震時における耐震性に関する研究事例も少なく、耐震性向上に関する検討がなされてこなかったのが実情である。

今回、PC 電化柱の耐震性能向上を目指した耐震補強工法の開発を目的に、実物大試験体を用いて静的正負交番載荷試験を行なったので、その試験結果および耐震性能について報告する。

2. 試験概要

2.1 基本試験

(1)基本試験体 (試験体 No.1)

まず、現状の PC 電化柱の耐震性能を確認するため、現在一般的に使用されている市販の PC 電化柱を用いて試験体を製作した。試験に用いたのは、設計曲げモーメントが 150kN・m(破壊モーメント 300kN・m)の PC 電化柱である。図-1 に試験体の略図を示す。試験体に使用した PC 柱の断面は中空円形断面であり、断面内には、部材軸方向にプレストレスを導入する T.W. (Tension Wire : 緊張鋼材 φ9.0×24 本) および N.T.W. (No Tension Wire : 非緊張鋼材 φ9.2×8 本) が配置されている。また、せん断補強鋼材として φ3mm の普通鋼線が 50mm ピッチで配置されている。なお、図-1 中の PC 電化柱のコンクリート厚 t は、設計値 70mm に対し、実測値は 80mm であった。製作方法は、市販の PC 電化柱を長さ 2,750mm に切断し、別途製作したフーチング内に PC 電化柱を 500mm 埋め込み、PC 電化柱とフーチングの間には無収縮モルタルを充填した。載荷位置はフーチング天端から 2,000mm とした。使用した各材料の材料試験結果を表-1 に示す。

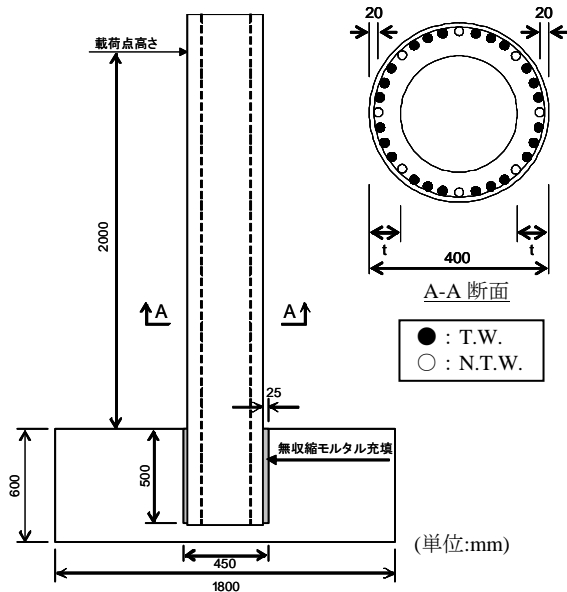


図-1 試験体 No.1 略図

表-1 材料試験結果

試験体No.	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋降伏強度	
		T.W. (N/mm ²)	N.T.W. (N/mm ²)
1	100	1430	1206

※圧縮強度は既往の文献²⁾を参考

*1 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事部 構造技術センター 課長 工修 (正会員)
 *2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事部 構造技術センター 課員 工修 (正会員)
 *3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事部 構造技術センター 副所長 博(工) (正会員)
 *4 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センター フロンティアサービス研究所 主席 (正会員)

(2)試験体 No.1 の試験方法

本試験では、図-2 に示すような交番載荷試験装置を使用した。載荷は、図-2 に示す載荷位置（アクチュエーターの中心位置）における水平変位による変位制御で行った。載荷ステップは、市販の電化柱を使用しており鋼材の降伏を実験では確認できないこと、および、一般的な RC 柱の降伏変位が $1/200\text{rad}$ 程度であることから、載荷位置の水平変位 $10\text{mm}(1/200\text{rad})$ を便宜的に 1δ とし、以後 2δ , 3δ と 1δ ずつ変位を増加させ、曲げモーメントが PC 電化柱の設計曲げモーメントである $150\text{kN}\cdot\text{m}$ （水平荷重で 75kN ）程度以下となるまで行なった。

(3)試験体 No.1 の試験結果

試験体 No.1 の荷重-変位曲線を図-3 に示す。損傷過程としては、まず、 1δ （水平変位 10mm ）載荷時に PC 電化柱の引張側に曲げひび割れが入り、 2δ 載荷時に、フーチングと PC 電化柱の隙間に充填した無収縮モルタルの縁切れが生じた。その後、 3δ , 4δ と変位を増加させるにつれ、無収縮モルタルとフーチングの縁切れが進行し、 5δ の載荷時、写真-1 に示すように PC 電化柱のフーチング地際部が圧壊を起こした。水平荷重はこの時点が最大となり、 6δ では若干ではあるが低下を始めた。 7δ の引き側の載荷中、荷重の伸びが緩やかになり、 60mm の変位を超えたあたりから荷重が落ち始めた。その後、大きな音とともに荷重が大きく低下した。その際、写真-2 に示すように PC 電化柱周辺のフーチング上面のコンクリートが浮き上がるように損傷した。載荷はその後も継続し、 7δ 押し側の載荷の際も大きな音と共に荷重が大きく低下したため、 7δ の載荷が終了した時点で試験を終了した。

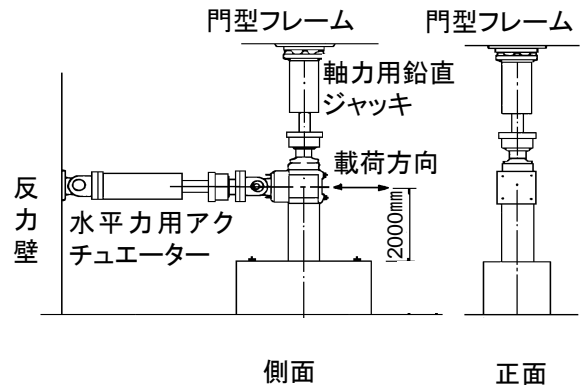


図-2 交番載荷装置

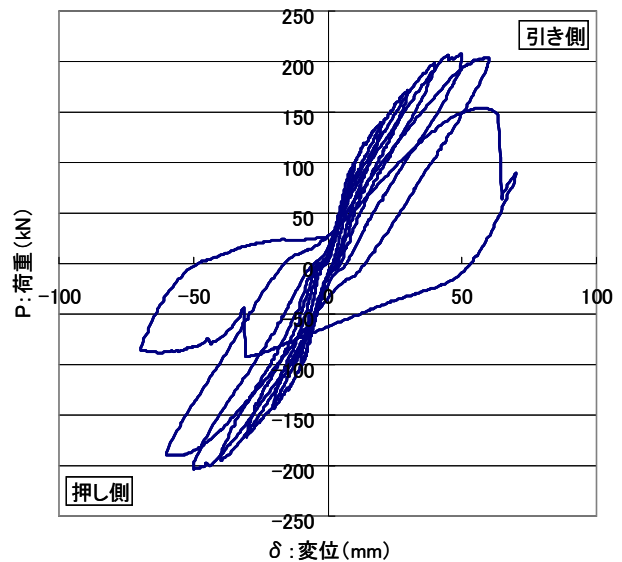


図-3 試験体 No.1 の荷重-変位曲線



写真-1 試験体 No.1 5 δ 載荷終了時



写真-2 試験体 No.1 7 δ 載荷終了時（試験終了時）

2.2 耐震補強の基本方針

試験体 No.1 の結果からもわかるように PC 電化柱の耐力は、計算上 PC 鋼材の降伏で決まるものの、実際の破壊はコンクリートの圧壊が先行する構造となっている。そのため、PC 電化柱の中空部をモルタル等で充填するとともに、鋼板や繊維等で PC 電化柱の周囲を拘束し、拘束効果によりコンクリートの圧縮強度および終局ひずみを向上することにより、曲げ耐力が向上し、耐震性能が向上すると考えられる。しかしながら、曲げ耐力を向上させると、想定以上の地震動を受けた場合、PC 電化柱を支える構造物を含む基礎が損傷することが想定され、復旧性等を考慮すると好ましい補強方法とは言えない。そこで、PC 電化柱の曲げ耐力を向上させず、意図的に曲げ耐力の低い部分を設けることによりその部分に塑性ヒンジを誘発し、変形によりエネルギーを吸収し耐震性能を向上させる事を基本方針として、耐震補強試験体を製作した。

製作した試験体は、鋼板によりフーチング境界面より上を補強したものの、同じ範囲をアラミド繊維で軸直角方向に対し補強したものの、フーチング内部まで鋼板で補強したものの3体を製作した。なお、鋼板で補強した2体については、曲げを鋼板で受け持たせる事を考え、PC 電化柱の PC 鋼材を全て切断した。また、アラミド繊維で補強した試験体は、PC 電化柱の PC 鋼材を 32 本中 12 本切断した。これは、アラミド繊維は軸直角方向に対してのみ補強していることから、曲げをアラミドで受け持たせる事ができないため、PC 鋼材で曲げを受け持たせる事を期待していることによる。使用した鋼板・アラミド繊維（強度、厚さ）、PC 鋼材切断量については、フーチング上面および鋼材切断位置の曲げ耐力を、PC 電化柱のコンクリート圧縮強度および終局ひずみが拘束効果により向上すると仮定²⁾³⁾して計算し、図-4 に示すように PC

鋼材切断位置の曲げ耐力が発生モーメントを下回るように決定した。その際、鋼板は拘束効果と軸方向鋼材として考慮しているが、アラミド繊維は、軸方向に不連続であるため、拘束効果のみを考慮している。なお、補強範囲の耐力を算出する際、切断した PC 鋼材は付着が低下

表-2 曲げ耐力計算値

		曲げ降伏耐力 計算値	曲げ耐力	
			設計値	計算値(実強度)
無補強部(中実)		307	320	388
鋼板補強	一般部	540	633	722
	鋼材切断部	179	234	307
アラミド補強	一般部	331	406	469
	鋼材切断部	209	260	296

(単位: kN・m)

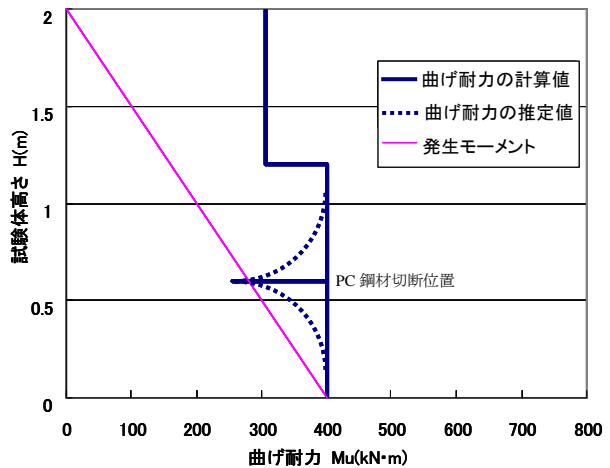


図-4 発生モーメントと曲げ耐力の関係
(試験体 No.3 の例)

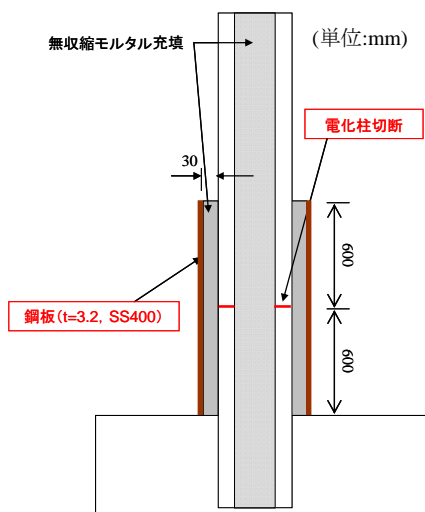


図-5 試験体 No.2 形状

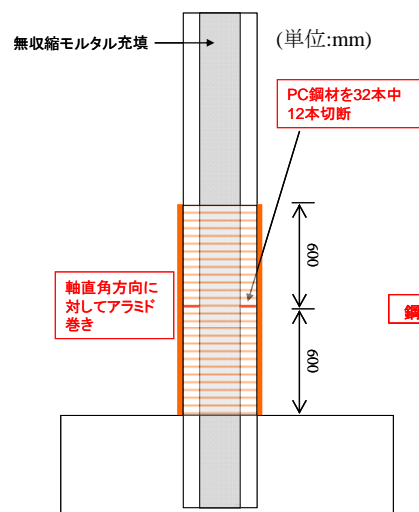


図-6 試験体 No.3 形状

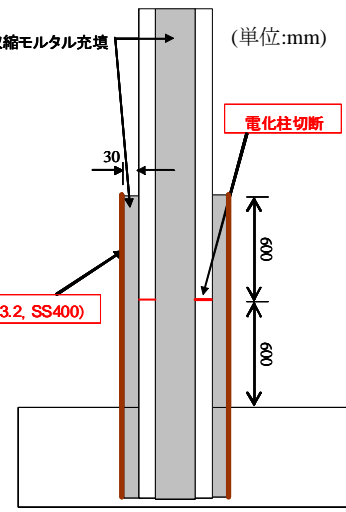


図-7 試験体 No.4 形状

していると考えられる。そのため、実際の曲げ耐力は図-4の実線で示すように PC 鋼材切断位置で急激に低下するのではなく、破線で示すように補強部の曲げ耐力 (406kN・m) から緩やかに PC 鋼材切断位置の耐力 (260kN・m) に変化すると考えられる。しかし、今回の耐震補強方法は、PC 鋼材切断位置の曲げ耐力が無補強部より弱くなっている事がポイントであり、補強体内の耐力の変化はこの補強工法の効果に影響しないと考えられることから、ここでは、PC 鋼材切断位置の曲げ耐力と発生モーメントとの関係をわかりやすく示すために、PC 鋼材付着低下の影響を考慮していない。試験体の形状を図-5~図-7に、計算上の曲げ耐力を表-2に示す。なお、試験方法は 2.1.(2)で示した試験体 No.1 と同様であるが、10 δ 以降は 2 δ ピッチの载荷とした。これは、繰り返しの载荷による鋼材の低サイクル疲労の影響を極力排除し、試験体の変形性能を確認するためである。

2.3 耐震補強試験体の試験結果

(1)試験体 No.2【鋼板補強 (基礎部補強なし)】

試験体 No.2 の荷重-変位曲線を図-8に示す。損傷過程としては、まず 3 δ 载荷時(载荷点変位 30mm)に PC 電化柱建て込み部分の無収縮モルタルとフーチングの縁が切れ、5 δ 载荷時に最大荷重に達した。次に 6 δ の引き側载荷で荷重が下がり始め、6 δ 押し側载荷中に大きな音と

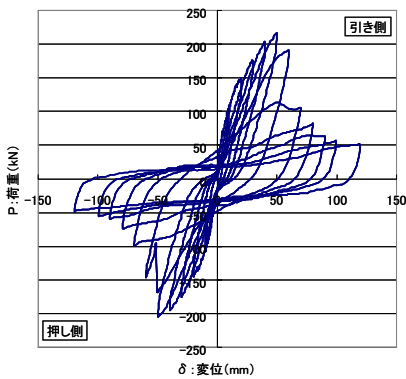


図-8 試験体 No.2 荷重-変位曲線

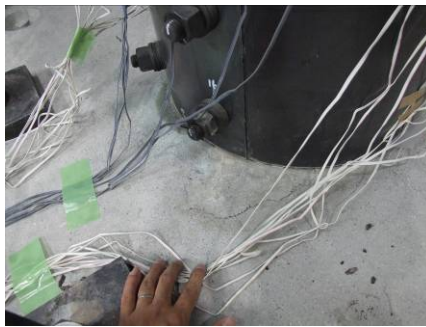


写真-3 基礎上面損傷状況(6 δ 終了時)



写真-4 基礎部損傷状況(試験終了後)

共に荷重が急激に低下し、写真-3に示すようにフーチング上面が損傷した。また、PC 電化柱のフーチングからの抜け出しが確認された。その後、フーチングとの境界面付近で損傷が進行し、試験を終了した。試験終了後、補強鋼板を撤去し、フーチング上面付近の浮いたコンクリートを撤去した状況を写真-4に示す。写真-4のように、フーチング上面のかぶりコンクリートの剥離により、損傷が基礎部内に移行し、最終的には試験体 No.1と同様にフーチングとの境界面付近の PC 電化柱が損傷していることが確認できた。

(2)試験体 No.3【アラミド補強+PC 鋼材一部切断】

試験体 No.3 の荷重-変位曲線を図-9に示す。損傷過程としては、まず 2 δ 载荷時(载荷点変位 20mm)に PC 電化柱建て込み部分の無収縮モルタルとフーチングの縁が切れ、写真-5に示すように 4 δ 载荷時に PC 鋼材切断部付近のアラミド繊維に亀裂が生じ、その亀裂が徐々に大きくなり 7 δ 载荷時に最大荷重に達した。次に 8 δ の引き側载荷でわずかではあるが荷重が下がり始めた。8 δ 押し側载荷中に大きな音とともに荷重が大きく低下し、9 δ 引き側载荷時にも 3 回大きな音と共に荷重が大きく低下した。この時点までは、フーチング上面の損傷はあまり進行していない。その後、写真-6に示すように、損傷箇所が PC 鋼材切断部付近からフーチングとの境界面付近

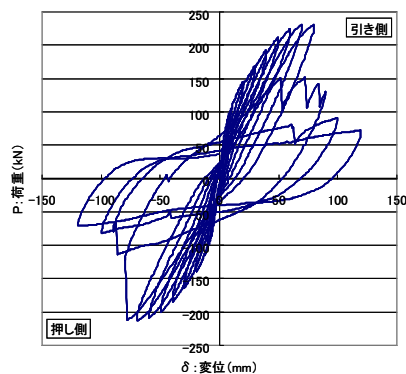


図-9 試験体 No.3 荷重-変位曲線

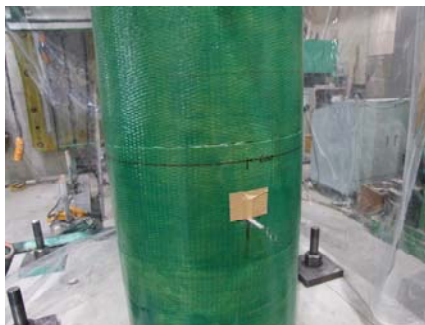


写真-5 繊維亀裂状況(4 δ 終了時)



写真-6 基礎部損傷状況(試験終了時)

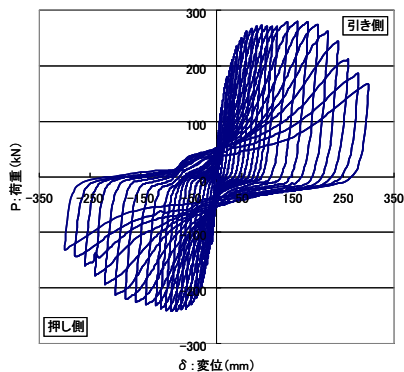


図-10 試験体 No.4 荷重-変位曲線 写真-7 鋼板座屈状況(60 終了時) 写真-8 鋼板座屈状況(245 終了時)

に移行し、試験を終了した。

試験終了後、フーチング上面の浮いたコンクリートを撤去した結果、試験体 No.2 と同様に、フーチング上面のかぶりコンクリートの剥離により、損傷がフーチング内部に移行し、最終的には試験体 No.1 と同様にフーチングとの境界面付近の PC 電化柱が損傷していた。

(3)試験体 No.4【鋼板補強(基礎部補強あり)】

試験体 No.4 の荷重-変位曲線を図-10 に示す。損傷過程としては、まず 20 載荷時(載荷点変位 20mm)に PC 電化柱と無収縮モルタルおよび鋼板の縁が切れた。その後、60 載荷時にフーチング上面から 300mm 付近で写真-7 に示すように鋼板が座屈した後、100 載荷頃から PC 鋼材切断位置(フーチング上面から 600mm)より 100mm 程度上部付近で鋼板が座屈した。補強部上部からは鋼板と PC 電化柱の間に充填した無収縮モルタルが押し出されるように持ち上がった。荷重は 245 から徐々に低下し、その後フーチング上面から 300mm 付近で発生した座屈部分の鋼板が破断し、その破断範囲が広がりながら荷重が低下し試験を終了した。なお、試験終了後補強鋼板を取り除いたところ、フーチング上面付近の PC 電化柱の損傷はほとんど進行していなかった。

3. PC 電化柱の耐震性能と補強効果

3.1 損傷部曲げモーメントと変形角関係および変形性能

図-11 に各試験体の損傷部の曲げモーメントと変形角(載荷点変位/せん断スパン)関係の包絡線を示す。図-11 に示す通り、フーチング上面付近で PC 電化柱が損傷して試験を終了した試験体 No.1, No.2, No.3 は、最大モーメントに達した後大きくモーメントが低下している。それに比べ、基礎部を補強した試験体 No.4 は、最大モーメント後もモーメントを維持したまま 1/6.67rad(200mm)程度まで変形し、その後の低下も比較的緩やかであった。これは、試験体 No.2, No.3 がフーチング上面のコンクリートが損傷することにより拘束効果を奪われ、試験体

表-3 部材変位と変形角

	降伏変位	終局変位	じん性率 μ $\delta n / \delta y$	変形角	
	δy (mm)	δn (mm)		降伏時 θy	終局時 θn
No.1	36.5	62.0	1.70	1/55	1/32
No.2	37.0	59.0	1.59	1/54	1/34
No.3	47.5	82.5	1.74	1/42	1/24
No.4	47.0	238.0	5.06	1/43 (1/30)	1/8 (1/6)

※()内数字は塑性ヒンジ部での変形角

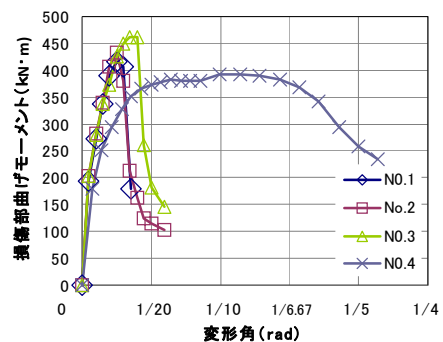


図-11 各試験体の曲げモーメント-変形角包絡線

No.1 と同様の破壊形態となったことが原因と考えられる。なお、ここで示す損傷部曲げモーメントは、試験体 No.1~3 については、水平荷重にフーチング上面から載荷位置の距離(2,000mm)を掛ける事により算出しているが、試験体 No.4 については、損傷状況を考慮し塑性ヒンジ位置から載荷位置の距離(1,400mm)を掛けて算出している。

次に試験体の変形性能を変形角で表したものを表-3 に示す。なお、今回の試験体は PC 鋼材を切断したため、一般的に鉄筋コンクリート柱と同様に引張側軸方向鋼材の降伏した時の載荷点変位を降伏変位と定義する事はできない。そこで、部材の降伏を既往の研究⁴⁾で提案されているように、最大荷重の 90% を便宜的に降伏点と定義し、降伏時変形角を算出した。また、終局については、降伏荷重(最大荷重の 90%)を下回らない最大変位を終局点と定義し終局時変形角を算出した。なお、上述した

定義で求めた終局変位を降伏変位で除した値をじん性率とした。なお、表-3 に示す () 内の数値は、変形角を算出する際のせん断スパンを塑性ヒンジ部から荷重載荷位置までの距離としている。

図-11 からわかるように、無補強である試験体 No.1 に比べ、基礎内を補強していない試験体 No.2, No.3 は変形性能として大きな差は認められない。また、表-3 に示すじん性率も大きな差は認められない。これは、試験体 No.2 および No.3 の損傷過程でも述べたように、最終的にフーチング上部の地際部で破壊しており、フーチング上面のコンクリートが損傷することにより拘束効果を失ない、無補強と同じ環境におかれた事が原因と考えられる。

一方、フーチング内の PC 電化柱も補強した試験体 No.4 については、図-11 からわかるように、変形性能は大きく向上し、表-3 に示すじん性率は 5.06 と、無補強の試験体 No.1 と比べ、約 3 倍となり、変形性能が大幅に向上していることが認められる。

3.2 耐震性能の評価

PC 電化柱の耐震性能を表す指標として、換算弾性応答加速度を用いることとする。ここで、換算弾性応答加速度の算出は式(1)による。⁵⁾

$$Pe = \sqrt{2\mu - 1} \times Py \times 980 \quad (1)$$

ここで、Pe:換算弾性応答加速度(gal)

μ : じん性率 ($\delta n / \delta y$)

Py : 降伏時水平震度

今回の試験で得られた結果を用いて、換算弾性応答加速度を算出した結果を表-4 に示す。なお、通常 PC 電化柱には架線等添架物があるが、今回は PC 電化柱そのものの耐震性能を確認するため、降伏時水平震度を算出する際添加物の重量は考慮せず、PC 電化柱の自重のみを考慮した。また、PC 電化柱の長さは 14m、フーチング内部に 1m 埋め込まれており、フーチングより上部の PC 電化柱の重心位置に水平力が働くことと仮定した。なお、表-4 において試験体 No.4 のみ、PC 鋼材切断位置で塑性ヒンジができた事を考慮し、PC 切断位置より上部の PC 電化柱の重心位置に水平力が働くと仮定して算出した値を () 内に示している。

表-4 からわかるように、フーチング上面付近で破壊した試験体 No.2, No.3 は、無補強の試験体 No.1 とほぼ同様の換算弾性応答加速度となった。一方、試験体 No.4 においては、換算弾性応答加速度が塑性ヒンジ部で評価した結果で 6,178gal となり、無補強の試験体 No.1 の 3,147gal に比べて耐震性能が約 2 倍程度向上している。

表-4 換算弾性応答加速度

	降伏荷重 (kN)	じん性率 μ	Py	Pe (gal)	損傷位置
No.1	187	1.70	2.07	3,147	フーチング上面部
No.2	195	1.59	2.16	3,137	フーチング上面内部
No.3	208	1.74	2.30	3,550	フーチング上面内部
No.4	246	5.06	2.72 (2.09)	8,054 (6,178)	塑性ヒンジ部

※() 内数字は塑性ヒンジ部で評価

4. まとめ

PC 電化柱の耐震性能と PC 電化柱の曲げ耐力を向上させず、意図的に曲げ耐力の低い部分を設けることによりその部分に塑性ヒンジを誘発し、変形によりエネルギーを吸収し耐震性能を向上させる事を基本方針として考案した耐震補強方法の効果を確認することを目的に、実物 PC 電化柱を用いて静的正負交番載荷試験を行なった。今回実験を行なった範囲で得られた知見は以下の通りである。

- (1) PC 電化柱は、変形性能が小さく、降伏荷重を最大荷重の 90% と仮定した場合、じん性率は 1.7 程度、換算弾性応答加速度は 3,150gal 程度である。
- (2) フーチング上面のコンクリートが損傷し、PC 電化柱に対する拘束がなくなると、PC 電化柱はフーチング上面付近で損傷する。
- (3) 試験体 No.4 の様に、フーチング内部を含め鋼板で補強し、PC 電化柱を切断した位置に塑性ヒンジを誘導した補強方法において、降伏荷重を最大荷重の 90% と仮定した場合のじん性率は 5.0 程度、換算弾性応答加速度は 6,178gal 程度となり、無補強である試験体 No.1 に比べて耐震性能が約 2 倍程度向上する。
今後は、今回得られた知見を生かし、現場の施工性を考慮した耐震補強工法の開発を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災鉄道復興記録編集委員会：よみがえる鉄路－阪神・淡路大震災鉄道復興の記録，山海堂，1996.3
- 2) Park, R., and T. Paulay: Reinforced Concrete Structure, Wiley, New York, p.769, 1992
- 3) Mander, J. B., M. J. N. Priestly, and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete : Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, Aug. 1998
- 4) 海原卓也, 小林薫, 小林将志, 葉山佳秀: PC 電化柱の耐震性能に関する実験的研究, プレストレストコンクリート技術協会, 第 8 回シンポジウム論文集, pp. 89-94, 1998.10
- 5) 石橋忠良, 池田靖忠, 菅野貴浩, 岡村甫: 鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討, 土木学会論文集 No. 563, pp. 95-107, 1997.4