

論文 PC 電化柱の耐震補強工法

岩田 道敏*1・草野 英明*2・築嶋 大輔*2

要旨: 2011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電化柱が大きな被害を受け、運転再開まで多くの時間を要した。そのため、PC電化柱の耐震性能の向上が求められているが、高架橋や橋りょう上のPC電化柱を曲げ耐力の大きいものに交換したり、曲げ耐力を向上させる補強をした場合、PC電化柱を支える基礎の耐力がPC電化柱の耐力を下回り、想定以上の地震動を受けると基礎が損傷し復旧が困難になると考えられる。そこで、PC電化柱の曲げ耐力を向上させず、変形性能を向上させる事により耐震性能を向上させる耐震補強工法を考案し、その性能確認を行ったので報告する。

キーワード: PC電化柱, 耐震補強, 耐震性能

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震および、同4月7日の余震により東北新幹線の高架橋や橋りょう上のプレストレストコンクリート電化柱（以下、PC電化柱）が折損・傾斜し、復旧に多くの時間を要した。被害概要としては、図-1に示すように3月11日の本震では大宮駅～いわて沼宮内駅の500km以上の広い範囲にわたり被害が発生した。また、4月7日の余震では、仙台駅付近を中心に郡山駅付近からいわて沼宮内駅にかけて再度被害を受けた。大宮駅からいわて沼宮内駅間には17,418本の電化柱があり、その内訳は鋼管柱910本、鉄柱1,340本、PC電化柱15,168本である。このうち被害の大半がPC電化柱であり、写真-1に示すような損傷

が本震では、折損120本、傾斜416本、余震では折損68本、傾斜200本であった。

過去の地震においても高架橋や橋りょう上のPC電化柱の被害は報告されている。しかし、過去の大地震では高架橋など土木構造物の被害が大きく、そ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はなかった。そのため、PC電化柱の耐震性に関する検討が十分になされてこなかったのが実情である。

東北地方太平洋沖地震においては、土木構造物の耐震補強効果もあり、地震の規模に比べ土木構造物の被害が比較的小さく、PC電化柱の復旧が運転再開に少なからず影響を与える事となり、PC電化柱の耐震性向上が課題となっている。そのため、筆者らはこれまでもPC電化柱の耐震性向上について基礎的な検討を行ってきた。¹⁾

今回、PC電化柱の耐震性向上を目指した耐震補強工法の開発を行ったので報告する。

2. 耐震補強の基本方針

PC電化柱はJIS規格で、曲げ耐力、ひび割れ荷重、最

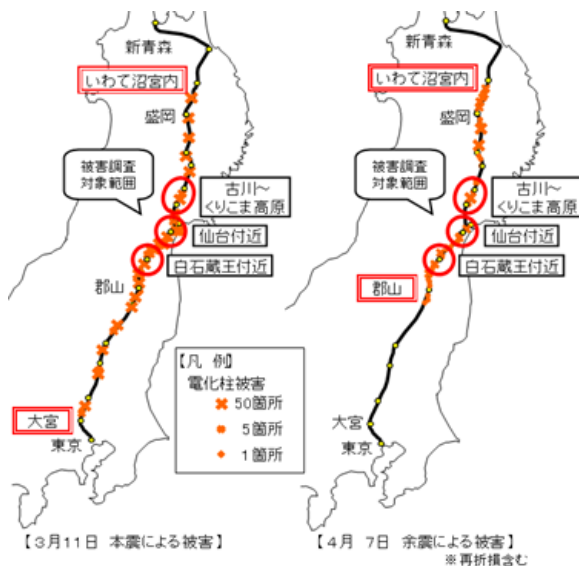


図-1 地震によるPC電化柱被害分布



写真-1 折損・傾斜したPC電化柱

*1 東日本旅客鉄道(株) フロンティアサービス研究所 工修 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター (正会員)

大荷重時のたわみ量が規定されており、その規格を満足する様に、各社仕様を決定している。一般に市販されている PC 電化柱を見ると、最近では鋼材の降伏とコンクリートの圧壊がほぼ均衡するものが多いが、東北新幹線が建設された当時は、コンクリートの圧壊が先行するものが多い。これは、当時は許容応力度法で設計されていたこと、変形性能や破壊形態について十分な認識がなかった事が背景にあると考えられる。そのため、東北地方太平洋沖地震に見られるように、想定より大きな地震動を受けると、写真-1 に示すような脆性的な破壊が発生し、その結果、復旧にも大きな時間を要することとなった。そこで、耐震補強後の PC 電化柱の破壊形態、復旧性も考慮して耐震補強工法の検討を行うこととした。

一般的に耐震補強を行う場合の工法としては、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させることにより、曲げ耐力を向上させ、耐震性能を向上することが考えられる。しかしながら、曲げ耐力を向上させた場合想定以上の地震動を受けると、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することとした。

また、新幹線等鉄道を供用しながらの補強となるため、最終列車から始発列車までの 4 時間程度の作業時間の中

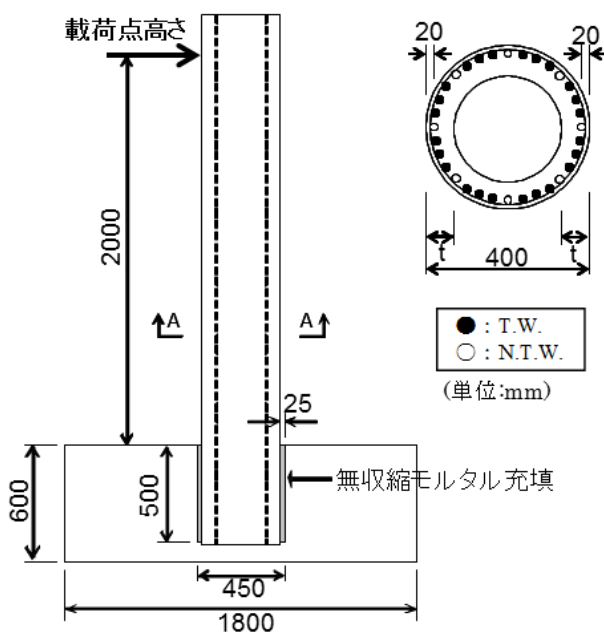


図-2 基本試験体略図

表-1 材料試験結果

コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	緊張鋼材降伏強度	
	T.W. (N/mm ²)	N.T.W. (N/mm ²)
100	1430	1206

※圧縮強度は既往の文献¹⁾を参考

で施工可能な工法であることも求められる。そこで、各施工段階で常に常時の設計荷重を確保しながら補強可能な施工方法が可能な工法を開発することとした。

3. PC 電化柱の基本性能と補強後の性能

3.1 PC 電化柱の基本性能の把握

3.1.1 基本試験体概要

図-2 に示すような PC 電化柱基礎を模擬したフーチングにφ450の箱抜きをし、実物の PC 電化柱 (L-40-150B: 設計曲げモーメント 150kN・m, 設計曲げ耐力 300kN・m) を切断して 500mm 埋め込み、PC 電化柱と PC 電化柱基礎の隙間 25mm を無収縮モルタルで充填して固定した試験体を製作した。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. (Non Tension Wire : 非緊張鋼材 φ9.2×8 本) が配置されている。なお、図-2 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。PC 電化柱の埋め込み長は実物の半分 (実物 : 1000mm)、PC 電化柱と電化柱基礎の隙間 25mm は実物と同様である。埋め込み長を 500mm とした理由は、試験体の高さ制限と、試験体が曲げ破壊するようにせん断スパン 2m を確保するためである。また、試験体は、市販の PC 電化柱を切断して使用し、定着を考慮し PC 定着板が設置された端部を使用して製作した。試験体の材料強度を表-1 に示す。

3.1.2 荷重方法

本試験では、図-3 に示すような交番荷重試験装置を使用した。荷重は、図-3 に示す荷重位置 (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

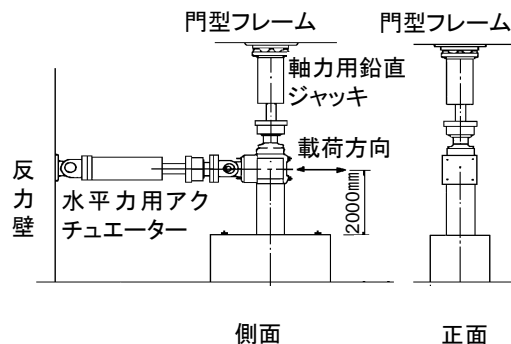


図-3 交番荷重試験装置



写真-2 基本試験体試験状況



写真-3 基本試験体試験終了時損傷状況

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試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

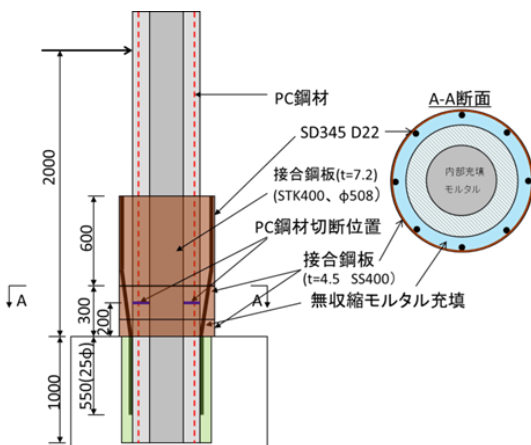


図-5 補強試験体概要図

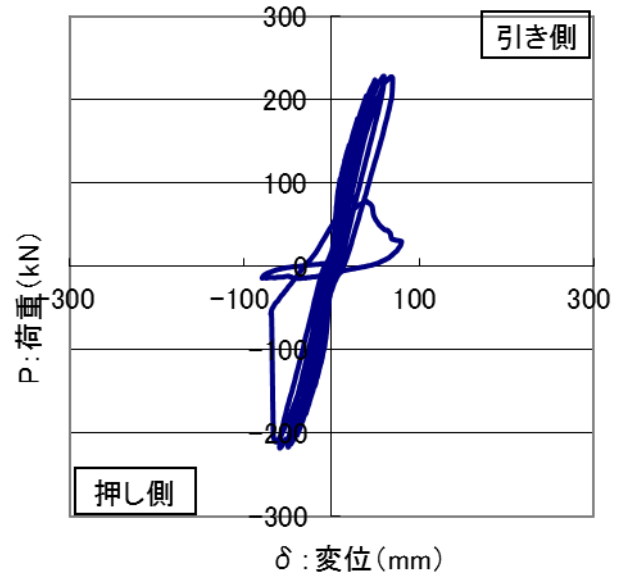


図-4 基本試験体荷重変位関係

が PC 電化柱の常時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。試験状況を写真-2 に示す。

3.1.3 試験結果

損傷過程は、まず $1\delta(1/200\text{rad})$ 載荷時に PC 電化柱建込部分の無収縮モルタルとフーチングの縁切れが発生し、次に $2\delta(1/100\text{rad})$ 載荷時に PC 電化柱に曲げひび割れが発生した。その後、曲げひび割れが徐々に進行し、その後 $5\delta(1/40\text{rad})$ 載荷時に圧縮側のコンクリート表面が圧壊はじまり、 $6\delta(1/33.3\text{rad})$ 載荷時に最大荷重となった後、 $7\delta(1/28.5\text{rad})$ 載荷時に圧壊が進行し荷重が急激に低下し、試験を終了した。基本試験体の荷重変位関係を図-4 に、試験終了時の損傷状況を写真-3 にそれぞれ示す。PC 電化柱の地震時の設計荷重 (常時 $150\text{kN}\cdot\text{m} \times 2 = 300\text{kN}\cdot\text{m}$) を降伏荷重と仮定した時のじん性率は 3.5、曲げ耐力は $456.8\text{kN}\cdot\text{m}$ ($228.4\text{kN} \times 2\text{m}$) であった。

3.2 耐震補強工法の耐震性能

3.2.1 補強試験体概要

耐震補強の基本方針に則り、図-5 に示すような補強試験体を作成した。なお、使用した PC 電化柱は図-1 に示す無補強試験体と同じものを使用した。材料強度を表-2、表-3 に示す。基本的な考えとしては、以下のとおりである。

- (1) PC 電化柱の圧壊を防ぐため、鋼板で補強。PC 電化柱と鋼板は隙間にモルタルを充填して一体化
- (2) 塑性ヒンジを誘発するため、下端部の PC 鋼材を切断し、PC 鋼材より伸び能力があり安価な鉄筋で置き換え
- (3) 鉄筋量は、塑性ヒンジ誘発部の曲げ耐力を、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して計算し、図-6 に示す

表-2 補強試験体コンクリート強度

フーチング コンクリート N/mm ²	基礎・柱内部 無収縮モルタル N/mm ²	鋼板内部 無収縮モルタル N/mm ²
54.7	68.5	66.7

表-3 補強試験体鋼材強度

材料	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
鋼板(上部)	336	440
鋼板(中間・下部)	275	431
鉄筋(D22)	396	569



写真-4 補強試験体試験状況

ように、無補強部の曲げ耐力と同程度以下になるように設定

(4)上部鋼板の長さは過去の予備実験から決定。塑性ヒンジ部の鋼板は塑性ヒンジ部での変形を考慮して中間鋼板と下部鋼板に分割

3.2.2 荷重方法

荷重方法は、 $1\delta=30\text{mm}(1/66.7\text{rad})$ とし、 1δ の整数倍で変位を増加させた。なお、繰り返し回数は各ステップ1回である。基本試験体と荷重方法を変更した理由としては、補強試験体は変形量が大きくなるのが想定されたことから、繰り返し荷重による鉄筋の低サイクル疲労による破断を考慮したためである。荷重は、荷重が設計荷重($150\text{kN}\cdot\text{m}/2\text{m}=75\text{kN}$)程度以下になるまで行なった。

3.2.3 試験結果

損傷過程としては、まず $1\delta(1/66.7\text{rad})$ 荷重時に上部鋼板と中間鋼板の間、下部鋼板とフーチング上部および中間鋼板と下部鋼板の間、無収縮モルタルと PC 電化柱の

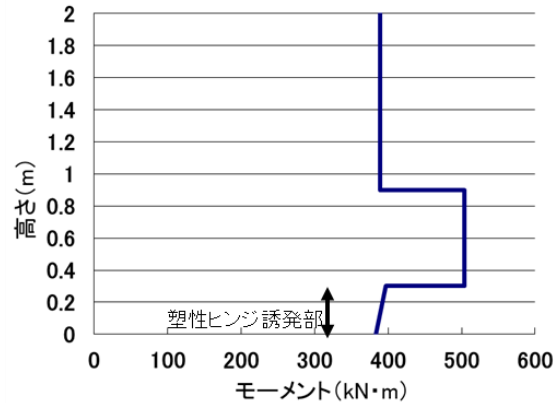


図-6 曲げ耐力の関係

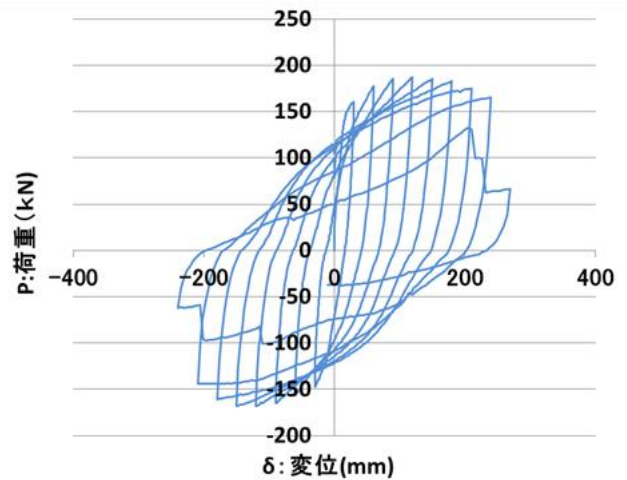


図-7 補強試験体荷重変位関係

間の順にほぼ同時に隙間が生じた。初めに生じた上部鋼板と中間鋼板の間の隙間は試験を進めるにつれ徐々に広がり、中間の鋼板部分で塑性ヒンジが形成された。その後、 $5\delta(1/13.3\text{rad})$ 荷重時付近から、鋼板間の隙間の進行が上部鋼板と中間鋼板の間から中間鋼板と下部鋼板の間に移行して行った。また、上部鋼板の変形や充填モルタルの損傷は認められなかった。 $8\delta(1/8.3\text{rad})$ 引き側荷重終了後、押し側荷重時に鉄筋が破断し荷重が低下したがその後も試験を継続し、 9δ 引き側荷重時にも鉄筋が破断し荷重が設計荷重を大きく下回ったため試験を終了した。試験状況を写真-4に、荷重変位関係を図-7にそれぞれ示す。PC 電化柱の地震時の設計荷重(常時 $150\text{kN}\cdot\text{m} \times 2=300\text{kN}\cdot\text{m}$)を降伏荷重と仮定した時のじん性率は6.3、曲げ耐力は、 $374.6\text{kN}\cdot\text{m}$ であった。なお、試験終了後、中間鋼板を撤去したところ、鋼板と PC 電化柱の間に充填したモルタルに割れや細粉化が認められたものの、写真-5に示すように、PC 電化柱本体に大きな損傷はなく、フーチング上面の鉄筋定着部にひび割れ等の損傷も認められなかった。また、鉄筋は PC 鋼材切断部よりやや下



写真-5 補強試験体試験結果（終了後）

側付近で破断していた。

3.3 耐震補強効果の評価

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。²⁾

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

ここで、Pe: 換算弾性応答加速度 (gal)

μ : じん性率 (δn : 降伏荷重を下回らない最大変位 / δy : 降伏変位)

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。また、荷重変位関係の包絡線を図-8 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架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と仮定した。その結果、無補強の試験体に比べ変形性能が約 3.5 倍、換算弾性応答加速度で約 1.4 倍程度向上していることが確認できた。

また、損傷も無補強のコンクリート圧壊による損傷形態から、曲げ破壊による破壊形態に変更しており、復旧性能の向上も確認できた。

4.耐震補強の施工

4.1 施工の制約条件

耐震補強は営業している新幹線に対して実施するため施工環境、施工時間に大きな制約を受ける。新幹線の柵時間などを考慮すると、実質の作業時間は 3 時間半程度内で施工する場合、立ち入り手続き、終了手続き、移動

表-4 換算弾性応答加速度

	降伏荷重 (kN)	じん性率 μ	Py	Pe (gal)
基本試験体	150	3.5	1.66	3957.0
補強試験体	150	6.3	1.66	5550.0

※降伏荷重を地震時設計荷重と仮定

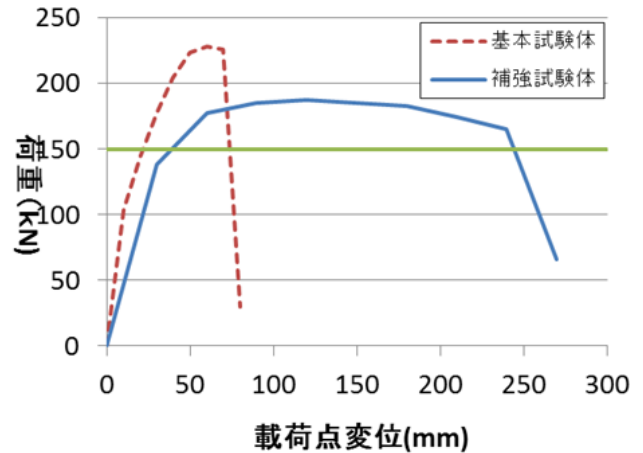


図-8 各試験体の荷重変位包絡線

しか確保できない。また、作業終了後、数時間後には新幹線が走向するため、各日作業終了時および、不測の事態で施工が途中で中断することになった場合においても、施工途中の PC 電化柱が常時の設計耐力を確保できることを制約条件として施工手順の検討を実施した。

4.2 耐震補強工法の施工手順

防音壁が設置されている条件で、新幹線の作業時間内で施工可能な施工手順を検討し、施工試験で確認を実施した。施工手順は以下のとおりである。

【事前作業】

- ・既存 PC 電化柱に 2 箇所削孔し、補強部上端より 1D 以上上部までモルタルを PC 電化柱内部に充填する。

【第 1 日目】

- ・PC 電化柱基部を振動ドリルで削孔する。(写真-6)
- ・半割りの接合鋼板を PC 電化柱を囲うように配置してボルト接合し、接合鋼板を円形にする。(写真-7)
- ・PC 電化柱基部に削孔した孔にモルタルを注入し、接合鋼板に溶接された鉄筋を挿入する。
- ・所定の深さまで鉄筋挿入後、接合鋼板と PC 電化柱との隙間に無収縮モルタルを充填する。(写真-8)

【第 2 日目】(無収縮モルタル硬化後)

- ・フーチングより 20cm 程度上の位置で電化柱内部の PC 鋼材を切断し、塑性ヒンジ部を構築する。(写真-9)
- ・塑性ヒンジ部を囲うように中間および下部の接合鋼板を設置する。(写真-10)



写真-6 削孔状況



写真-7 鋼板接合後



写真-8 モルタル充填後



写真-9 PC 鋼材切断状況



写真-10 鋼板接合状況



写真-11 モルタル充填状況

・接合鋼板に設置した注入孔より無収縮モルタルを充填する。(写真-11)

以上の施工試験の結果、第1日目、第2日目共に施工時間は3時間20分となり、新幹線間合い時間で施工可能であることを確認した。

4.3 施工終了時の耐力確認

前述したとおり、PC電化柱の耐震補強は営業中の新幹線に対して実施する。そのため、上述した施工手順のうち一番耐力が落ちると考えられる、PC鋼線切断直後の状況を想定し、試験体を制作し载荷試験を実施した。なお载荷方法は静的単調载荷とした。その結果、最大耐力は177.2kN・mとなり常時の設計耐力(150kN・m)以上確保できることが確認できた。

5. まとめ

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ことを基本方針として考案した耐震補強工法の効果の確認を目的に実物PC電化柱を用いて静的正負交番载荷試験を行った。また、実際の施工を考慮し施工性の確認試験を行った。今回の試験において得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 今回開発した耐震補強工法において、PC電化柱の地震時の設計耐力(300kN・m)を降伏荷重と仮定した場合のじん性率は6.3程度となった。また無補強と比べた場合、換算弾性応答加速度は約1.4倍程度、変形性能は約3.5倍程度それぞれ向上する。
 - (2) 施工性試験において、第1日目、第2日目共に3時間20分と、新幹線柵内の実質の作業時間3時間半以内に施工可能であることを確認できた。
 - (3) 施工過程においても、PC電化柱の常時の設計荷重を確保できることを確認できた。
- 今後は、今回得られた知見を活かし、現場への実導入に向けて検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 岩田道敏, 渡辺一功, 野澤伸一郎, 鷹野秀明: PC電化柱の耐震性向上に関する試験的研究, 日本コンクリート工学会, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp979-984, 2012
- 2) 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, pp95-107, 1997.4