

電車線柱の鋼板による補強工法の開発

(株) 熊谷組 正会員 ○大越 靖広
 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 諏訪 和徳
 (公財) 鉄道総合技術研究所 本田 誠彦
 (公財) 鉄道総合技術研究所 常本 瑞樹
 (公財) 鉄道総合技術研究所 清水 政利

1. はじめに

平成 27 年度末に開業予定の北海道新幹線は、青函トンネルとその前後で在来線との共用区間が存在する。この区間は昭和 63 年に津軽海峡線の一部として開業しているが、北海道新幹線開業にあたっては北海道新幹線（新青森～新函館北斗）の電車線柱と同等の耐震性能を有することが求められる。そこで、施工時間が極めて短い営業路線で円滑に施工可能なこと等を考慮して、鋼板を用いた電車線柱の補強工法を考案した。2 種類の電車線柱を鋼板で補強した実物大の試験体に対して行った正負交番載荷試験結果と、工期短縮とコストダウンを目的として、鋼板と電車線柱の間にモルタルを打設することなく補強した試験体の実験結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

試験体に用いた電車線柱は N200B と N130B であり、各々基部の設計曲げモーメントが 200kN・m と 130kN・m のものである。表-1 に試験体諸元を、図-1 に電車線柱の断面図を、図-2 に補強鋼板（溶融亜鉛メッキ処理）の概略図を示す。この図は試験体 1 及び試験体 2 に用いた補強鋼板であり、電車線柱と鋼板の隙間は 10mm とし、内側にスペーサーと曲げ補強用の滑り止めとして M10 のナットを溶接している。試験体 3 用に製作した鋼板は、内径が小さく隙間を 2.5mm としており、工期短縮とコストダウンを目的として電車線柱と鋼板の隙間にモルタルを打設しない構造とした。なお、電車線柱と鋼板の隙間に用いるモルタルは、補強目的が曲げ補強であることから既設の電車線柱と同等以上の強度が望ましいが、本実験では、セメント系無収縮モルタルサンベスト Type-A（試験時 60N/mm²）を用いた。

表-1 試験体諸元

No.	電車線柱	補強材	備考
試験体1	10-40-N200B (L=10m, φ=400mm)	鋼板 (SM490 4.5mm)	鋼板と電柱の10mmの隙間にモルタル打設
試験体2	10-40-N130B (L=10m, φ=400mm)	鋼板 (SM490 4.5mm)	鋼板と電柱の10mmの隙間にモルタル打設
試験体3	10-40-N200B (L=10m, φ=400mm)	鋼板 (SM490 4.5mm)	鋼板と電柱の隙間のモルタルなし

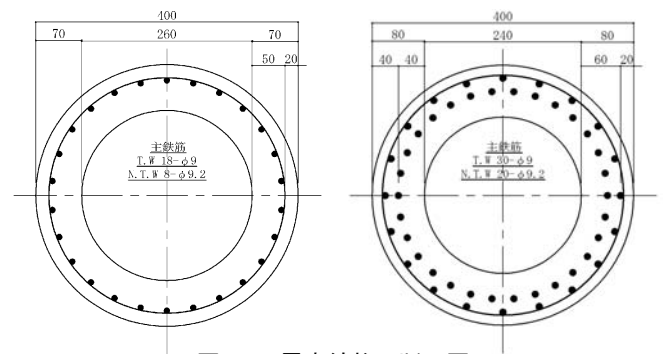


図-1 電車線柱の断面図

(2) 載荷方法

初期載荷において、無補強時の設計曲げモーメント相当に達した時点の変位を 1δ と定め、変位制御で ±1δ・±2δ・±3δ…の正負交番載荷を 3 サイクルずつ繰り返した。また、載荷点は柱基部から 7000mm の位置とし、実物大の電車線柱を用いての実験のために変位が大きいことから、テコの原理を用いて写真-1 に示すように載荷した。

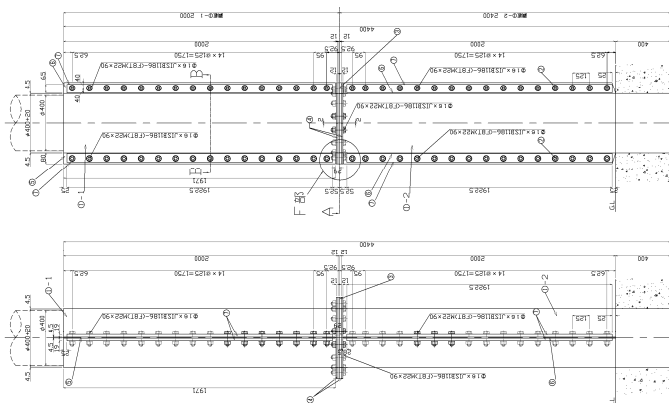


図-2 補強鋼板の概略図



写真-1 正負交番載荷試験の状況

キーワード：電車線柱，鋼板巻立て，実物大，正負交番載荷試験

連絡先：〒162-8557 東京都新宿区津久戸町 2-1 株式会社熊谷組土木事業本部 TEL 03-3235-8646 FAX 03-3266-8525

3. 交番載荷試験結果

(1) 水平荷重—水平変位関係

試験体 1 の載荷点における水平荷重—水平変位関係の履歴を図-3に、既設電車線柱毎の包絡線と目標水平力の比較を図-4に示す。図-4に示す赤破線は、設計曲げモーメントに達する時の水平力を示しており、いずれの試験体も鋼板で補強することにより耐力が大幅に増加していることが分かる。また、青破線は補強後の目標水平力であり、試験体 1 及び 2 については目標値を満足することができたが、モルタルで一体化していない試験体 3 については目標値を満足できなかった。なお、目標水平力は、北海道新幹線と同等の耐震性能を得るために設定された目安値である。主要結果一覧を表-2に示す。

表-2 主要結果一覧

試験体	無補強時の設計曲げモーメント (1) (kN・m)	載荷点位置 (m)	(1)時の荷重 (2) (kN)	(2)時の変位1δ (mm)	最大荷重 (正) (3) (kN)	(3)時の変位 (mm)	目標荷重 (kN)	最大荷重平均 / 目標荷重	
試験体1	N200B	200	7	28.6	40.4	136.3	565.9	107.0	1.27
試験体2	N130B	130	7	18.6	28.8	104.3	490.9	89.9	1.16
試験体3	N200B	200	7	28.6	52.4	104.1	469.5	107.0	0.97

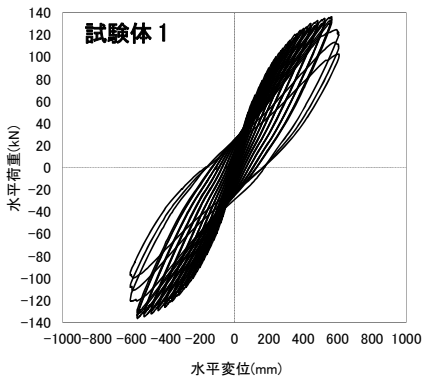


図-3 水平荷重—水平変位関係の履歴

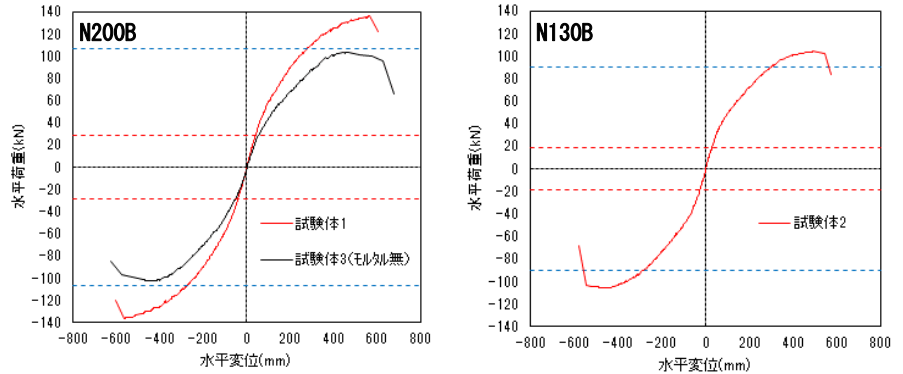


図-4 各試験体の包絡線と目標値

(2) 軸方向鋼材のひずみ分布

図-5に示すように、試験体 1 の軸方向鋼材のひずみは降伏の7割以上と相対的に大きく、補強鋼板により補強された 4000mm の区間全体で曲げを負担していることが分かる。一方、試験体 3 においては基部以外の軸方向鋼材のひずみは、終局時においても降伏ひずみと比較して小さく、基部に応力が集中している。また、図-6は各試験体の水平変位分布を示しているが、例えば基部からの高さが 4000mm の位置の水平変位を比較すると、試験体 3 の変位が大きく試験体が直線的に変形しており、軸方向鋼材のひずみの結果と同様に基部の損傷が卓越していることがわかる。

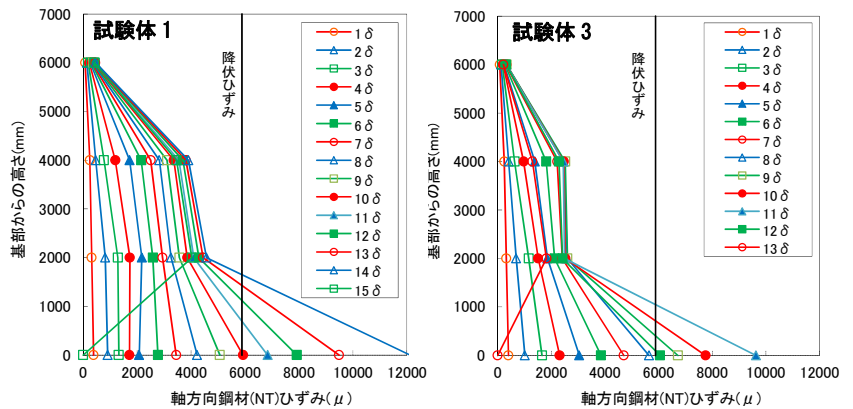


図-5 軸方向鋼材のひずみ分布

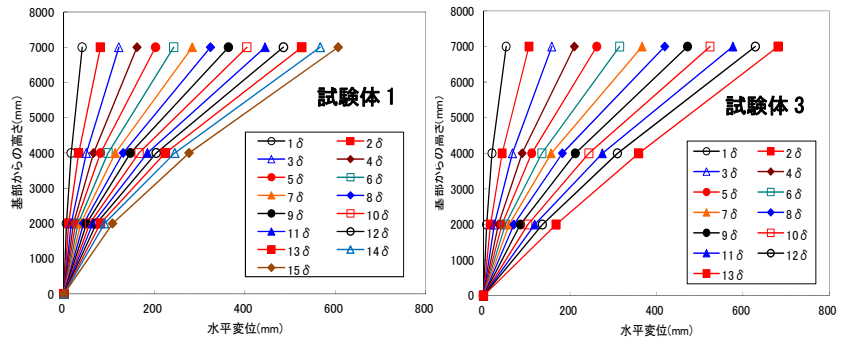


図-6 水平変位分布

4. まとめ

電車線柱に鋼板巻立て補強を施した試験体を製作して正負交番載荷試験を実施し、N200B と N130B の電車線柱ともに耐力が向上することを確認した。また、柱と補強鋼板の隙間にモルタル充填しない場合と比較して、モルタル充填した場合はさらに耐力の向上が可能である。なお、本工法は(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構、(公財)鉄道総合技術研究所、(株)熊谷組、テクノス(株)の4者で特許を出願しているものである。

参考文献

- 1) 草野・野澤・築嶋：東北地方太平洋沖地震における最大地震速度 (PGV) と高架橋上電柱の損傷，土木学会第 68 回年次学術講演会 (I)，pp. 251-252，2012.9
- 2) 東日本旅客鉄道：STRUCTURAL ENGINEERING DATA, No. 37, pp. 96-137, 2011