

新幹線高架橋上の電車線柱の 連成系地震応答解析およびTMDによる震動制御

水谷 司¹・飯島 怜²・武田 智信³・築嶋 大輔⁴・佐々木 崇人⁵

¹正会員 東京大学大学院助教 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目3-1)
E-mail: mizutani@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

²学生会員 東京大学大学院修士 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目3-1)
E-mail: ijijima@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

³学生会員 東京大学大学院博士 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目3-1)
E-mail: takeda@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

⁴フェロー 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター (〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2-6)
E-mail: tsukishima@jreast.co.jp

⁵正会員 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター (〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2-6)
E-mail: takahito-sasaki@jreast.co.jp

東北地方太平洋沖地震において新幹線高架橋上のPC（プレストレストコンクリート）製電車線柱が広域にわたり多数傾斜・折損し復旧に時間を要したことから、電車線柱の地震対策が急務となっている。本研究では、新幹線高架橋上のPC製電車線柱の耐震性能を精度よく評価するため、調整桁で連結された連続する高架橋や電車線・電線で接続された隣接する電車線柱などによる影響をふまえた三次元連成系骨組みモデルを構築し、連成系地震応答解析により連成の影響や動的特性を明らかにした。そのうえで、既存のPC製電車線柱の大規模地震対策として、現行対策である高靱性化補強および鋼管ビームによる門型化、今回新たに提案したTMDによる震動制御について、連成系モデルを利用した機能評価、費用、施工、メンテナンスなどの側面から多角的に比較検討し、相対的に安価で機能性や施工性に優れたTMDによる震動制御の優位性を示した。

Key Words : *overhead catenary system pole, TMD, vibration control, seismic response analysis, coupled system, shinkansen viaduct*

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において、東北新幹線高架橋上のPC（プレストレストコンクリート）製電車線柱が500 km以上の広域にわたり500本以上折損・傾斜した¹⁾。地震による高架橋本体の損傷は比較的軽微であった一方、電車線柱の復旧に時間を要したため全線運転再開は2011年4月29日まで遅れた²⁾。新幹線の迅速な復旧および電車線柱の走行車両への衝突による二次災害防止に向けて対策することは急務である。しかし、電車線柱には高架橋を介して地震動が伝達されるため応答評価は容易ではない。一方、電車線柱は規格品で種類が限定されており、特に経済的理由から多く使用されてきたコンクリート柱³⁾は東北新幹線および上越新幹線だけでも総数22,000本を超えることから、適切な地震対策が提案されることにより広範囲に規格化された

対策を適用できる。したがって、電車線柱の耐震性能をより正確に評価し、地震対策について十分検討されることが重要である。

高架橋上の電車線柱の地震応答については、近年、盛んに研究されている。今村ら⁴⁾は、二次元モデル解析により高架橋天端に発生する回転振動が電車線柱の挙動に大きく影響することを明らかにした。加藤ら⁵⁾は、二次元高架橋モデルのプッシュオーバー解析によって高架橋天端の回転加速度を推定し、電車線柱に入力する並進加速度を補正して応答スペクトル法を用いる手法を提案した。佐藤ら⁶⁾は、高架橋-電車線柱一体モデルを用いて三次元動的な非線形解析をおこない、コンクリート柱基部への応力集中による脆性破壊や投込み基礎（砂詰め）（以下、砂詰基礎）の優位性を示した。電車線柱の非線形特性の評価については、青木ら⁷⁾が実物大の電車線柱を用いた振動台実験によりコンクリート柱および鋼管柱



図-1 東北新幹線高架橋

の非線形特性の適切なモデル化について検討したほか、室野ら⁸⁾により、電車線柱の塑性領域での照査を可能にする非線形応答スペクトル法による応答評価法が提案された。また、室野ら⁹⁾は、地震動の特性や入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響を、二次元分離モデルで高架橋の塑性化をふまえて評価している。砂詰基礎の地震時挙動については、坂井ら¹⁰⁾、¹¹⁾により、正負交番載荷実験結果をふまえた挙動の把握とモデル化や、基礎充填材が変化することによる振動特性の影響評価がなされた。しかし、これまでの研究では、図-1に示す調整桁で連結された連続する高架橋から受ける影響や、電車線・電線で接続された隣接する電車線柱の相互作用、電車線柱と高架橋遮音壁への衝突について考慮されていない。

大規模地震時における既存のPC製電車線柱の地震対策については、東北地方太平洋沖地震による被害を受けて以降、急速に進められている。杉田ら¹²⁾は、引き抜きが容易ではないモルタル基礎の電車線柱について、地際でコンクリート柱を切断してソケット鋼管を利用することで鋼管柱と接続する耐震補強を検証した。築嶋ら¹³⁾や佐々木ら¹⁴⁾は、PC製電車線柱の脆性破壊を防ぐためにPC構造を鉄筋コンクリート（以下、RC）構造に変えて塑性設計を取り入れる高靱性化補強を開発し、変形性能や施工性を確認した。原田ら¹⁵⁾は、PC製電車線柱の交番載荷実験や実物大振動台試験結果および実現性をふまえ、砂詰基礎においては、PC柱基部に集成材を付与して変形性能を向上させる方法、砂の代わりに玉砂利またはゴム材を充填して応答を抑制する方法、モルタル基礎においては、電柱バンドおよびワイヤによって剛性を付与する方法、中空部にH鋼を挿入して倒壊を防止する方法、基部に繊維シートを巻き立て変形性能を向上させる方法、ブレーキダンパを付与して応答を抑制する方法について、

実物大振動台実験によって効果を検証した。そして、ゴム材を充填する方法ではゴムによる減衰効果が発揮されて応答抑制効果が高いことを確認した。また、H鋼を挿入する方法は、酒井ら¹⁶⁾による解析によって倒壊防止および変位抑制に有効であると示された。鷹野ら¹⁷⁾は、電車線柱外周に複数本のワイヤを巻きつけ、ワイヤを高架橋基礎付近に定着することで応答変位を制御することを提案した。単独コンクリート柱の門型化については、奥野¹⁸⁾により実物大電車線柱振動台実験がおこなわれ、単独コンクリート柱、固定ビームで門型化されたコンクリート柱1対、ビーム端部にダンパーを設けた制震ビームによって結合されたコンクリート柱1対の順に損傷の進みが速いことが確認された。東北地方太平洋沖地震以前の地震対策としては豊岡ら¹⁹⁾による鉄道電車線柱用制震ダンパーが挙げられ、ダンパーを付与したPC剛材によってコンクリート柱と高架橋を結合することで応答低減を目的とした対策が検討された。いずれの対策も振動台試験によって効果が検証されており、加振条件や地震動特性による応答変化についてはより入念な検討が求められるほか、各対策の機能性や費用、施工性、メンテナンス性をふまえた多角的な評価が今後必要とされる。

現在、東日本旅客鉄道では、地震の被害が大きかった投込み基礎（モルタル詰め）（以下、モルタル基礎）のPC製電車線柱について高靱性化補強および鋼管ビームによる門型化を実施している。地震対策の最大目的は、走行中の新幹線の車体に傾斜・折損した電車線柱を衝突させないことであり、その条件は、図-2に示すように電車線柱の傾斜を地上高さ5.21 mにて水平変位0.75 m以内としている。しかし、変位制御が達成されても電車線柱が大きな損傷を受けることがあり、復旧に要する時間と損害を最小限に抑えるためにも損傷は軽微であるほど望ましい。

そこで、本研究では、電車線柱自体が受ける損傷を制御することを目的に、制振装置として一般的に使用されるTMDの電車線柱への適用を検討する。質量、ばね、ダンパーから成るTMDの柱状付属物への適用実績としては、風や交通振動によって橋梁高架上の道路照明灯具に発生する振動を解消するために中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株式会社が開発したコンパクト制振装置²⁰⁾が挙げられる。質量10 kg、減衰定数15 %、本体価格18万円程度、施工時間15分程度であり、既設柱への外部取り付けが可能で5年毎の目視点検が必要とされる。また、建築物への適用例としては、住友理工株式会社が製造してジオテック株式会社が販売しているマルチタイプTMD²¹⁾、²²⁾があり、大きさ400 mm×400 mm×522 mm、質量約172 kgのマス4基で構成され、価格は4基あたり本体費および搬入・調整費用を含めて120万円からである。施工時間は調整や効果確認を含めて1日、メンテナンス

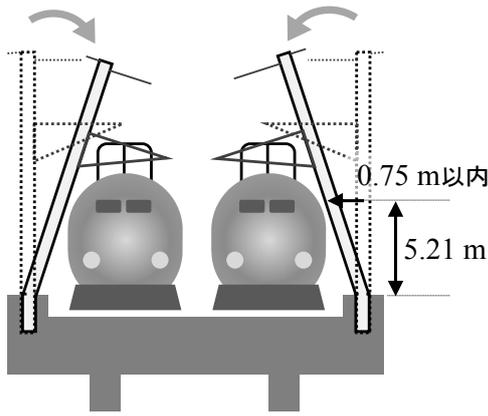


図-2 変位制御の概念

はフリーである。通常、TMDの質量は、主振動系の主要モード質量の20%以下であり、ビルや橋梁では1%程度まで小型化されることもある²⁾。

以上をふまえて、本研究では、新幹線高架橋上のPC製電車線柱の耐震性能について、調整桁で連結された高架橋や電車線・電線を組み込んだモデルを構築して連成系地震応答解析により精度よく評価したうえで、PC製電車線柱に対するTMDを利用した制震対策と現行対策の多角的な比較をおこなう。

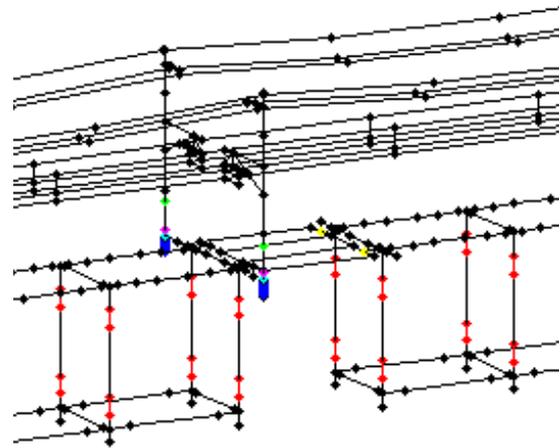
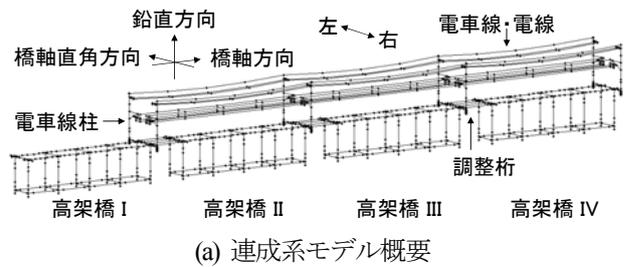
2. モデルの概要

本研究では、調整桁で連結された高架橋や電車線・電線による影響を反映させたモデルを利用するために、高架橋モデル4ブロックを調整桁モデルで連続させ、各高架橋ブロックに1対の電車線柱モデルを建植し、隣接する電車線柱モデルを電車線・電線モデルで連結した連成系モデルを構築した。図-3に示すように高架橋I、II、III、IVおよび左右を定める。以下、高架橋モデル、電車線柱モデル、調整桁モデル、電車線・電線モデルについて、それぞれ詳細を述べる。

(2) 高架橋モデル

対象とした高架橋は、新幹線高架橋として一般に用いられている1層4径間RCラーメン高架橋である。水谷ら²⁴⁾による既往モデルおよび東北新幹線の南長町高架橋R14ブロックの図面・設計計算書をもとに三次元骨組みモデルを構築した。橋軸方向については図-3の橋軸方向正側に0.1%上り勾配となっている。このため、南長町高架橋R14ブロックと同規格の高架橋(高架橋I)モデルが最も低くなるようにして桁上面を連続させた。また、橋軸直角方向については、点検用通路等の設備により張出す桁幅が左右で異なる。

曲げ損傷による非線形の表現方法としては材端ばねモデル²⁵⁾を採用した。材端ばねモデルでは系の非線形特性



- 非線形ばね
- モルタルヒューズばね
- PC柱非線形梁
- 遮音壁衝突ばね
- 砂ばね
- ストッパー衝突ばね

図-3 連成系モデル

を材端に設けた非線形ばねに集約して表現するため、塑性ヒンジ発生が見込まれる箇所に非線形ばねを適用することにより少ない要素で非線形解析が可能となる。小林ら²⁶⁾による実被害の報告から高架橋柱の上部1D~2D区間(D:柱の断面高さ)に損傷が集中していたことを鑑みて、本モデルでは塑性ヒンジ発生区間を柱上下1D~2D区間とした。復元力特性としては、鉄道構造物設計標準で規定されているRC用のテトラリニア型の履歴特性²⁷⁾、および図-4に示す実験から得られた骨格曲線を用いた。

(2) 電柱モデル

対象とした電車線柱は、一般的なPC柱からなる単独柱である。電車線路設備耐震設計指針²⁸⁾、²⁹⁾をもとに三次元骨組みモデルを構築した。可動ブラケットやき電線腕金の金属部材は剛材としてモデル化し、結合条件は剛結とした。電車線柱径間長は高架橋の図面・計算書に合わせて43mとし、これに対応する電車線・電線の質量を集中質量として与えた。軌道は直線路とし、ジグザグ変位による横張力は十分小さいとみなし無視した。

PC柱については、東日本旅客鉄道構造技術センターが実施した実物大電車線柱振動台実験から得られた

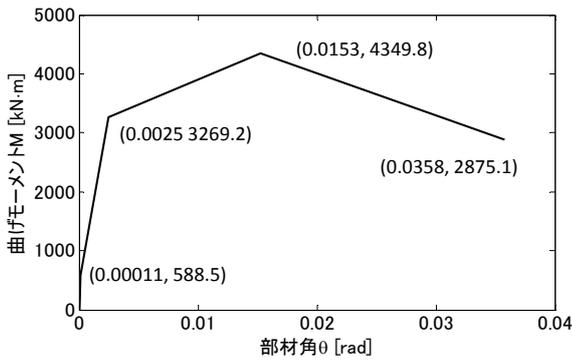


図-4 高架橋モデル非線形要素の骨格曲線

非線形特性を反映させるため、実験と等しい断面性能 L-40-N20B・特殊を有する長さ 11 m、直径 40 cm、単位長さ質量 200 kg/m のノーテーパーポールとした。この断面性能は東北新幹線建設時に建植された電車線柱と等しい。青木ら⁷⁾が、実物大振動台実験に基づき PC 柱の非線形特性は逆行型バイリニアの履歴特性を用いることで実挙動を再現できることを明らかにしていることから、曲げモーメントと曲率の関係により定義した逆行型バイリニアの履歴特性をもつ非線形要素を、応力集中を起しやすい電車線柱地際 1D 区間 (D: 柱の直径) に設けた。骨格曲線は、実物大振動台実験の加振ケースのうち入力最大加速度 400 gal から 1000 gal までの 13 ケースの結果をもとに初期剛性 49000 kN・m²、第 2 剛性 16000 kN・m²、降伏曲げモーメント 80 kN・m に定め、最大曲げモーメントについては計算値 417.9 kN・m を採用した (図-5)。

電車線柱基礎は、モルタル基礎およびアンカー基礎については高架橋と電車線柱を剛結としてモデル化した (以下、剛結基礎)。砂詰基礎については、砂が詰められた範囲には 0.05 m 間隔で砂ばねを、モルタルヒューズで覆われる表面にはモルタルヒューズばねを配置した。砂ばねの非線形特性は水谷ら²⁹⁾が砂詰基礎を有する加振実験をもとに同定した内部減衰 13%、初期剛性 16,000 kN/m、折れ点での荷重 12 kN、第 2 剛性率 0.23 のバイリニアスリップ型とし、下端の結合条件はピン結合とした。モルタルヒューズばねの履歴特性は、地震時には電車線柱が損傷する前に破壊するため、モルタルヒューズ破壊後に復元力がゼロとなるギャップ型とし、坂井ら¹⁰⁾が実験をもとに同定した内部減衰 3%、初期剛性 13,500 kN/m、最大耐力 70 kN を採用した。

電車線柱が高架橋遮音壁よりも線路側に位置する場合、大振幅時には遮音壁へ衝突すると考えられる。衝突による応答への影響は明らかにされていないが、東北地方太平洋沖地震において電車線柱が橋軸直角方向線路側に傾斜・折損していたことから、遮音壁高さと同じ電車線柱地際 2 m の橋軸直角方向線路外側に遮音壁衝突ばねを配置した。遮音壁と電車線柱の距離は数 cm 程度から 10

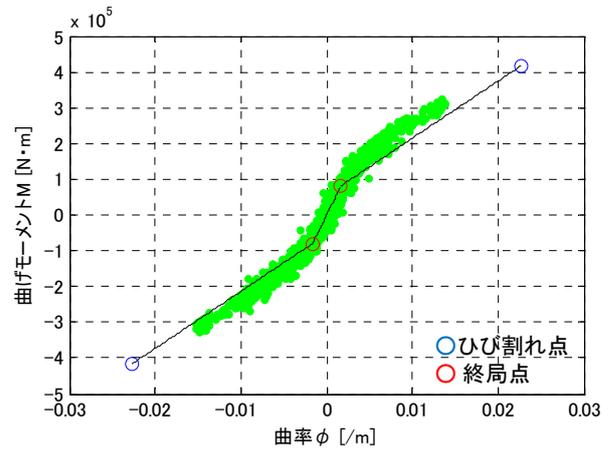
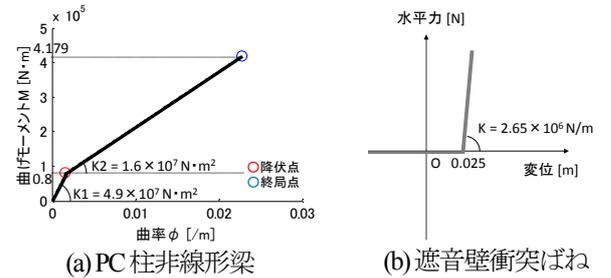
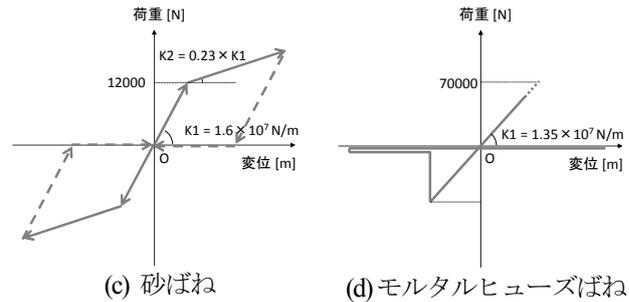


図-5 PC 柱非線形梁骨格曲線の決定



(a) PC 柱非線形梁

(b) 遮音壁衝突ばね



(c) 砂ばね

(d) モルタルヒューズばね

図-6 電車線柱の各非線形要素の骨格曲線

cm以上まで様々であるが、本研究では 2.5 cm とした。この衝突ばねは、可動変位量のモデルの例^{30), 31)}を参考に、遮音壁と電車線柱の距離が接近して一定値を越えると大きな水平力が働く逆行型バイリニアによってモデル化した。電車線柱モデルに付与した各非線形要素の骨格曲線を図-6に示す。

(3) 調整桁モデル

ラーメン高架橋は調整桁で連続されており、今回対象とした調整桁は一般的に使用されている 4 主桁の RC 桁である。南長町高架橋 T14 桁の図面をもとに骨組みモデル構築し、主桁を再現した橋軸方向の梁部材 4 本を剛材で橋軸直角方向に結合した。質量については、高架橋ブロックの設計計算書において調整桁の集中質量として加えられていた値を利用し、材料特性については高架橋ブロックと等しくした。調整桁は高架橋ブロック端部の桁受けに設けられた支承およびストッパーによって高架橋ブ

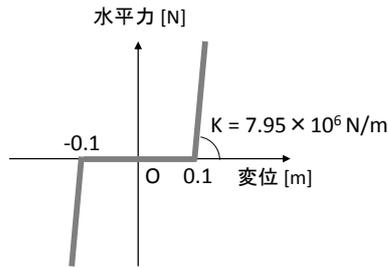


図-7 ストッパー衝突ばね 骨格曲線

ロックと接続されている。ストッパーは調整桁の橋軸方向の移動制限装置として機能し、調整桁片端は高架橋ブロックに固定された固定端、もう片端は可動域が設けられた可動端となっている。図面にしたがって固定端と可動端それぞれ2ヶ所ずつストッパーを想定し、固定端は剛結、可動端は遊間±0.05 mを再現した衝突ばね（図-7）によってモデル化した。ここでは衝突によりストッパーが損傷することは考慮しない。橋軸直角方向については、固定端と同じ条件で結合されているため剛結とし、また、鉛直方向についても調整桁の質量が十分大きいと仮定して剛結とした。

高架橋と調整桁に敷設されたレールについては、レールの剛性や質量が高架橋のそれらと比較して0.1%未満であり十分に小さいこと^{32), 33), 34)}、新幹線のスラブ軌道ではレールが締結されている軌道スラブと高架橋の間に設けられたてん充層の働きにより軌道スラブと高架橋が及ぼしあう影響は小さいこと³⁵⁾をふまえ、モデル化は行なわなかった。

(4) 電車線・電線モデル

電車線・電線はヘビーコンパウンドカタナリを対象とし、架空地線、保護線、き電線、ちょう架線、補助ちょう架線、トロリ線の材料特性は電車線路設備耐震設計指針²⁹⁾をもとにした。電車線・電線モデルは小坪ら^{36), 37)}による鉄塔—架線系モデルを参考にした。鉄塔—架線系の動的解析法は、架線を鉄塔に対して質量を有するばねとみなして鉄塔群をばねで連結された振動系として解析する方法と、鉄塔と架線を一体とみなして多質点系に置換して解析する方法が主としてある。前者は、後者と比較して系の自由度を大幅に低減することができ、系の振動特性を比較的容易に算出できるため、解析に要する時間を節約できる。しかし、幾何学的非線形性をふまえてばね定数を設定することが難しいうえ、架線の慣性力を考慮できず地震波のような不規則波による解析に対応しているとはいえない。後者は、質点数が増加して計算負荷が大きいうえ、地震波の周波数領域において膨大な固有値が得られるという欠点はあるが、地震応答計算結果はより信頼性が高いといえる。これらをふまえ、電車線・電線モデルでは後者、すなわち、電車線柱と電車

線・電線を一体とみなして多質点系に置換することとし、各電車線柱間の電車線・電線を4等分して梁要素でモデル化した。ドロップ、ハンガについては1辺6 mm³⁸⁾の正方形断面をもつ梁要素でモデル化し、計算例³⁹⁾にしたがって質量を与えた。結合条件はすべて剛結とした。

ちょう架線、補助ちょう架線、トロリ線は、自動張力調整装置によってトロリ線が水平を保つように張られているため⁴⁰⁾自重による弛みは小さい。これに比べて、架空地線、保護線、き電線は張力が弱く弛みが大きいため、カタナリ曲線の弛度と張力の関係式⁴¹⁾(1)から弛みを求めて再現した。

$$T = \frac{WS^2}{8D} \quad (1)$$

- T : 電線の標準張力 [N]
- D : 電線の弛度 [m]
- W : 電線の単位荷重 [N/m]
- S : 径間 [m]

また、電車線・電線の張力を表現するため、橋軸直角方向および鉛直方向について、図-8に示すように各電車線・電線の隣り合うノードの相対変位に比例して式(2)の復元力 F がはたらく線形ばねを配置した。

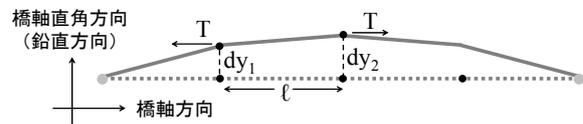


図-8 電車線・電線ばね

$$F = \frac{T(dy_2 - dy_1)}{l} \quad (2)$$

3. 連成系モデルの動的特性

本章では、連成系モデルを用いて地震応答解析を実施し、電車線柱が受ける連成の影響の評価と、連成系モデルの高架橋および電車線柱の妥当性の検証をおこなうことを目的とする。

(1) 入力地震動

地震応答解析では、仙台で観測された東北地方太平洋沖地震⁴²⁾、鷹取で観測された兵庫県南部地震⁴³⁾、小千谷で観測された新潟県中越地震⁴⁴⁾（以下、それぞれ仙台、鷹取、小千谷）の地震動を入力した。いずれもL2地震動に相当し、3方向の並進加速度を有する。仙台の地震

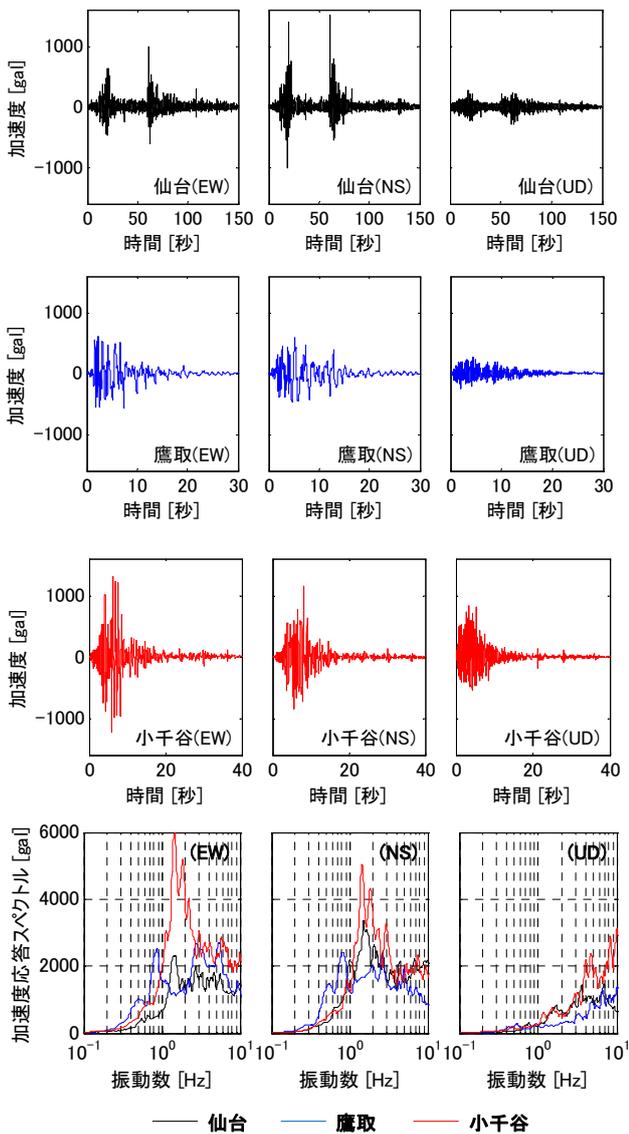


図-9 入力地震動と絶対加速度応答スペクトル

動は海溝型地震、鷹取および小千谷の地震動は内陸活断層による地震に分類される⁴⁴⁾。東北地方太平洋沖地震については東日本旅客鉄道仙台支社管内において電車線柱の折損や傾斜の被害が大きかったことから仙台での観測地震動を選んだ⁴⁵⁾。地震動の継続時間が長く、大きな地震動が2度発生したことが特徴である。兵庫県南部沖地震は鉄道構造物が大被害を受けた地震であり、特に鷹取において観測された地震動は道路橋の耐震設計に用いられていることから選定した。継続時間は短い大きな応答加速度が観測された時間は比較的長いことが特徴である。新潟県中越地震は上越新幹線脱線事故を誘発した地震であり、特に大きな震度および最大加速度を観測した小千谷を選定した。継続時間は短く、加速度応答スペクトルも全体としては大きくないが、1~2 Hzにおいて加速度応答スペクトルが非常に大きいことが特徴である。

図-9に各地震動の時刻歴および振動数と加速度応答スペクトルの関係を示す。地震動入力方向は、連成系モデ

ル橋軸方向とEW方向を対応させた。減衰については、高架橋モデルの橋軸直角方向の有効質量が大きい2つの固有モードから求めたレイリー減衰を適用した。

(2) 電車線柱が受ける連成の影響

連成の影響を地震応答解析結果に着目して評価する。高架橋の連結が電車線柱におよぼす影響は、高架橋モデルと電車線柱モデル1対からなる「単独モデル」と、単独モデル4つを調整桁モデルで連続させた「連結モデル」によって調べる。電車線・電線が電車線柱におよぼす影響は、連結モデルと連結モデルの電車線柱を電車線・電線で接続した「連成系モデル」によって調べる。また、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁴⁶⁾および電車線路設備耐震設計指針⁴⁷⁾にしたがって、高架橋の回転振動の影響を考慮して高架橋モデル天端の並進加速度を補正し、電車線柱に入力した結果（以下、設計値）も参考値として比較する。具体的には、以下のように補正した。高架橋モデルを橋軸直角方向にブッシュオーバー解析をおこない、降伏したときの電車線柱下端の高架橋の変位（以下、降伏変位） δ_y [m]、回転角（以下、降伏回転角） θ_y [rad]から回転水平比 k_θ を式(3)により算定した。

$$k_\theta = \frac{\theta_y}{\delta_y} \quad (3)$$

続いて、高架橋モデルの地震応答解析によって高架橋天端電車線柱基礎部の橋軸直角方向の応答加速度 A_h を得る。式(4)を用いて高架橋の水平振動と回転振動を考慮した電車線柱モデル橋軸直角方向入力加速度 A'_h を算定した。 L は電車線柱の地上長さである。

$$A'_h = A_h \times (1 + k_\theta \times L) \quad (4)$$

得られた降伏変位 δ_y は 0.03037 m、降伏回転角 θ_y は 0.0007756 rad、よって回転水平比 k_θ は 0.0255 であり、電車線柱モデルの地上長さは 10 m であるから、水平応答加速度は $A'_h = A_h \times 1.26$ として補正を行った。鉛直方向については、地動加速度の 1/2 を電車線柱モデルへの入力地震動とした⁴⁷⁾。なお、設計値を求める際の電車線柱モデルに限り、橋軸直角方向および鉛直方向で張られる平面内を動く二次元モデルとした。比較する項目は、電車線柱地際に加わる最大曲げモーメントと、電車線柱地際 5.21 m における電車線柱基部との橋軸直角方向水平方向相対変位最大値とし、連成系モデルを 1 としたときの比を表-1~表-4 にまとめた。ここでは、両端を架線で繋がれた 4 本の電車線柱のうち高架橋 II モデルに建植された 2 本の電車線柱を例として取り上げ、単独モデルに用いる高架橋モデルは高架橋 II モデルとした。また、右側電車線柱の変位時刻歴について仙台の地震動の第 1

表-1 曲げモーメント 砂詰

		単体	連結	設計値	連成系
右側	仙台	1.09	1.08	1.44	317.2 kN・m
	鷹取	0.99	1.02	1.24	210.7 kN・m
	小千谷	1.05	1.03	1.35	423.5 kN・m
左側	仙台	1.05	1.09	1.28	347.9 kN・m
	鷹取	0.98	0.98	1.29	259.6 kN・m
	小千谷	0.99	0.98	1.30	470.1 kN・m

表-2 曲げモーメント 剛結

		単体	連結	設計値	連成系
右側	仙台	1.00	1.05	1.17	505.5 kN・m
	鷹取	1.09	1.10	1.24	380.8 kN・m
	小千谷	1.01	1.01	1.10	458.7 kN・m
左側	仙台	1.00	1.05	1.19	502.0 kN・m
	鷹取	1.05	1.06	1.21	373.2 kN・m
	小千谷	1.00	1.01	1.13	446.1 kN・m

表-3 地際5.21mにおける相対水平変位 砂詰

		単体	連結	設計値	連成系
右側	仙台	1.00	0.99	1.18	0.268 m
	鷹取	1.00	1.00	1.18	0.149 m
	小千谷	0.98	0.95	1.17	0.363 m
左側	仙台	1.05	1.06	1.19	0.277 m
	鷹取	0.98	1.00	1.25	0.200 m
	小千谷	0.98	0.96	1.14	0.386 m

表-4 地際5.21mにおける相対水平変位 剛結

		単体	連結	設計値	連成系
右側	仙台	1.01	1.02	1.15	0.162 m
	鷹取	1.09	1.10	1.22	0.118 m
	小千谷	1.05	1.05	1.14	0.137 m
左側	仙台	1.01	1.03	1.14	0.164 m
	鷹取	1.08	1.09	1.20	0.118 m
	小千谷	1.01	1.01	1.11	0.139 m

波付近を図-10～図-13に示した。

単体モデルと連結モデルの応答値を比較すると明確な差異が見られないことから、高架橋の連結が電車線柱におよぼす影響は小さいと考えられる。連結モデルと連成系モデルの応答値を比較すると、特に剛結基礎において連結モデルの応答値が大きい傾向にあり、最大10%の差がある。これは、電車線・電線によって電車線柱が拘束され、電車線柱が受ける負荷が軽減されることによると考えられる。設計値については、安全性を十分に考慮して設計されていることがわかる。

また、砂詰基礎と剛結基礎の応答を比較すると、曲げモーメントは剛結基礎のほうが大きく、相対水平変位は剛結基礎のほうが小さい傾向が見られた。東北地方太平洋沖地震の被害状況においても、最大地動加速度を考慮

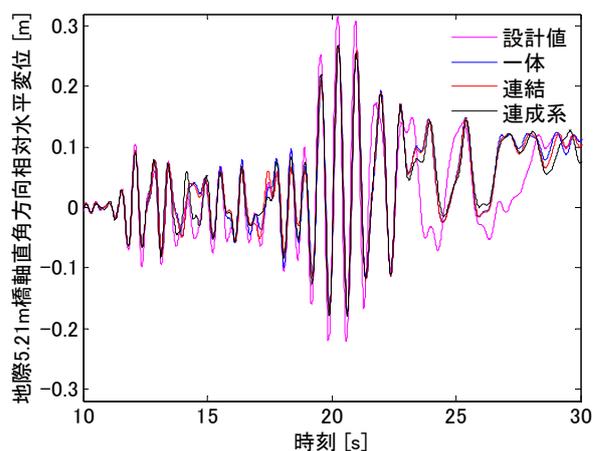


図-10 地際5.21m相対水平変位 砂詰 右 仙台1波付近

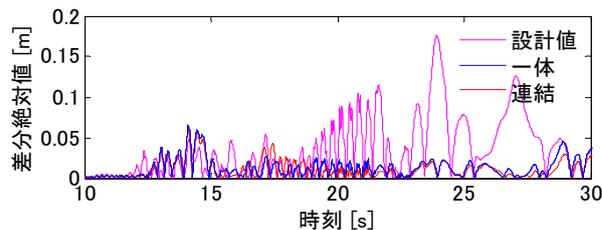


図-11 連成系に対する差分の絶対値 砂詰

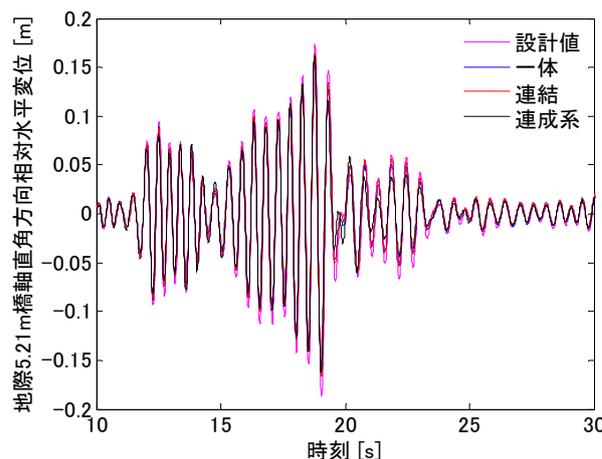


図-12 地際5.21m相対水平変位 剛結 右 仙台1波付近

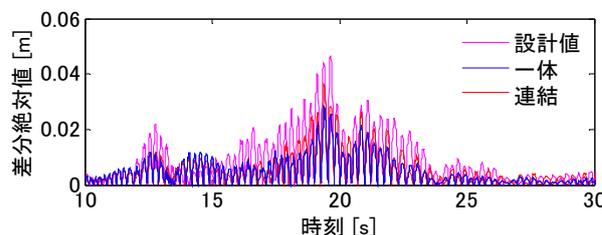


図-13 連成系に対する差分の絶対値 剛結

したうえで算出された基礎種別折損率は剛結基礎のほうが高かった⁴⁸⁾。これは、剛結基礎はモルタルによって固定されており揺れに対する減衰効果が小さいことに起因すると考えられる。

(3) 高架橋固有振動数の実計測と固有値解析の比較

高架橋モデルの妥当性を検証するため、連成系モデル



図-14 計測の様子

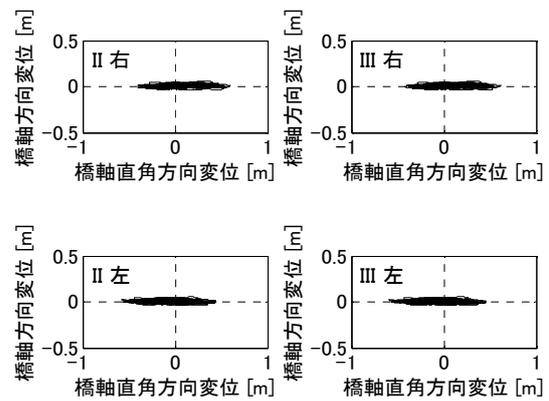


図-17 電柱天端リサージュ

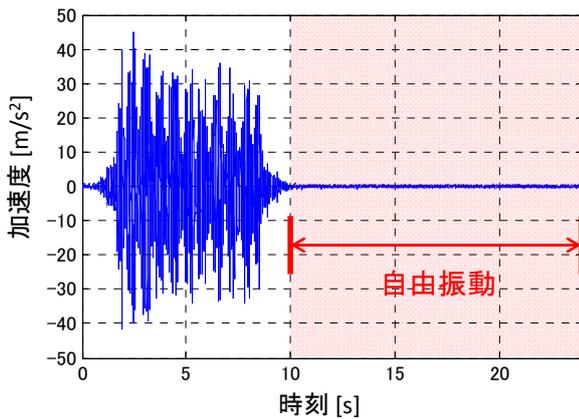


図-15 橋軸直角方向 計測加速度 時刻歴

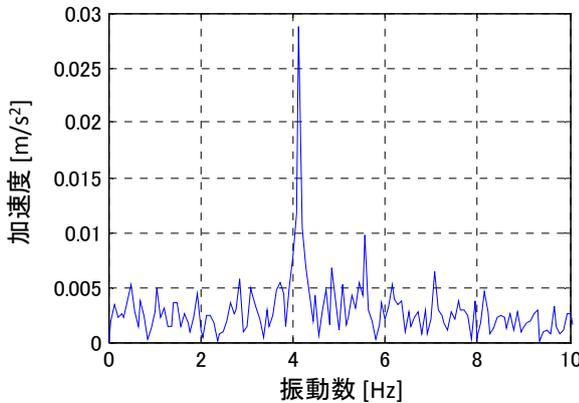


図-16 橋軸直角方向 フーリエ振幅スペクトル

の高架橋の1次固有振動数について実計測と固有値解析を比較した。計測の様子を図-14に示す。本研究では高架橋柱に鋼板を巻いていない状態を対象としてモデルを構築したが、計測を実施した南長町高架橋R14ブロックでは東北地方太平洋沖地震後に鋼板を巻く耐震補強がなされたため、鋼板を考慮して補正した連成系モデルを用いる必要がある。また高架橋の電車線柱基礎形式は砂詰基礎であった。計測は3軸加速度センサを用いておこない、新幹線通過後に計測された高架橋柱の自由振動約20秒を離散フーリエ変換した(図-15, 図-16)。結果、橋軸直角方向のフーリエ振幅スペクトルが4.14Hzにおいて

卓越しており、これが高架橋の1次固有振動数と考えられる。一方、砂詰基礎の連成系モデル(鋼板有り)において、南長町高架橋R14ブロックと同規格の高架橋Iモデルに起因する1次固有振動数は3.704 Hzで橋軸直角方向のモード形状であった。実測値のほうがやや高いが、これは地盤剛性に非線形性があることに起因すると考えられる。地盤は微振動では大きな剛性をもつが振動が大きくなると剛性は次第に低下する。モデルに用いた地盤ばね定数はこれらの剛性を平均したものであり、微振動を計測した実測値と比較して固有振動数は低くなる。ゆえに、連成系モデルにおける高架橋は妥当であると考えられる。

(4) 電車線柱の振動方向特性

電車線柱の振動方向について実現象と比較する。電車線柱は、橋軸方向について、電車線・電線による拘束を受けるため電柱頭部を最大振幅とする1次モードでは揺れ難く、地震時に橋軸方向に傾斜・倒壊する事象は発生しづらい⁴⁹⁾50)。東北地方太平洋沖地震において、電車線柱が傾斜・折損した方向はすべて橋軸直角方向線路側であった。また、草野ら⁴⁹⁾によると、東北地方太平洋沖地震余震時に測定された電車線柱の加速度から作成された変位リサージュにおいて、橋軸直角方向の変位が著しく卓越し橋軸方向の変位の10倍を超えた。そこで、連成系モデルを用いて地震応答解析を実施し、調整桁や電車線・電線で両端が結合されている高架橋II, IIIモデル上の電車線柱について、高架橋電車線柱基礎部に対する電車線柱天端のリサージュを調べた。図-17に仙台を入力地震動としたときの電車線柱(砂詰基礎)天端のリサージュを例示する。いずれのケースにおいても橋軸直角方向の変位が卓越しており、また、線路側にリサージュが偏っていた。ゆえに、連成系モデルにおける電車線柱について実現象と整合性がとれている。

4. 耐震・制震対策の比較検討

本章では、実現象との整合性が確認された連成系モデ

塑性モーメントに達するケースがあった。以上の項目をふまえ、電車線柱に加わる曲げモーメントが結合部直下で地際を超えず、かつ、鋼管ビームも各自地震動で全塑性モーメントに達しない鋼管ビームとして、肉厚6.0 mm, 外形318.5 mmを比較の対象とした。

c) TMD

電車線柱が規格品で種類が限られていることをふまえると、既に商品化されているTMD製品の情報^{20), 21), 22)}は設置するTMDの概要を知るうえで参考にできると考えられる。電車線柱にTMDを設置する場合、軌道内を走行する保守用車から設置可能であると予想されるため、施工は容易で要する時間も1個あたり1日未満と考えられる。材料費および施工費は1個100万円程度、メンテナンスは定期点検で済むと考えられる。

TMDは質量、ばね、ダンパーの組合せにより制振効果を発揮し、主振動系振幅の応答倍率を最小にするための条件として最適同調および最適減衰がある。本研究では、池田ら⁵⁴⁾により提案された、式(5)および式(6)に示す減衰を有する主振動系に対するTMDの設計法を原則として利用し、PC製電車線柱にTMDを適用するため主振動系の減衰定数 Z としてコンクリートの減衰3%⁵⁵⁾を採用した。

$$\omega_n = \left\{ \frac{1}{1+\mu} - (0.241+1.74\mu-2.6\mu^2)Z - (1.00-1.9\mu+\mu^2)Z^2 \right\} \times \Omega_n \quad (5)$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} + (0.130+0.12\mu+0.4\mu^2)Z - (0.01+0.9\mu+3\mu^2)Z^2 \quad (6)$$

M	: 対象とするモード質量 [kg]
m	: TMD 質量 [kg]
$\mu = m/M$: 質量比
Z	: 主振動系減衰定数
Ω_n	: 主振動系の固有振動数 [rad/s]
ω_n	: TMD の固有振動数 [rad/s]
$k = \omega_n^2 \times m$: TMD ばね定数 [N/m]
ζ	: TMD 減衰比

ただし、大規模地震による揺れを対象とする場合、最適同調となる固有振動数は電車線柱の塑性化をふまえて設計する必要がある。そこで、電車線柱の伝達倍率に着目し、電車線柱において増幅される地震動を調べた。伝達倍率のピークとなる振動数は固有振動数とみなせ、塑性化によって固有振動数が低下していればピークは固有値解析結果より低振動数で表れると予想される。入力値 $x(t)$ の絶対加速度応答 $X(\omega)$ に対する応答値 $y(t)$ の絶対加速度応答 $Y(\omega)$ の比をとったものが伝達関数 $H(\omega)$ であり、伝達倍率はこの絶対値をとった値 $|H(\omega)|$ である。

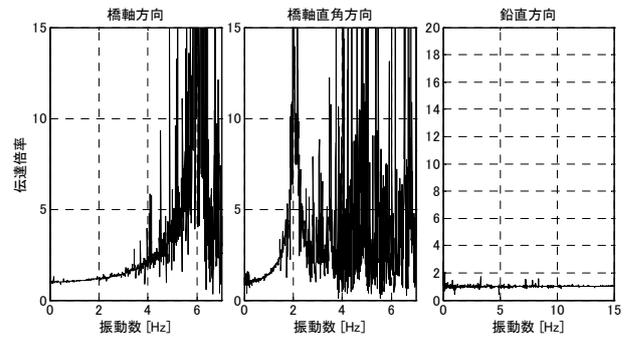


図-20 電車線柱伝達倍率

今、 $x(t)$ と $y(t)$ は、それぞれ高架橋天端電車線柱基部の応答加速度と電車線柱天端の応答加速度とした。例として、剛結基礎の連成系モデルに仙台の地震動を入力したときの高架橋IIモデル右に着目する。電車線柱について固有値解析で得られた橋軸直角方向に卓越した1次モードの固有振動数は2.3 Hzである。一方、図-20に示すように伝達倍率のピークは2.1 Hzとなっており、固有振動数が約9%低下していることが分かる。ほかの地震動および基礎形式においても、固有振動数が低下する傾向が見られた。したがって、PC製電車線柱の大規模地震対策に用いるTMDの固有振動数は電車線柱の固有振動数低下を見越したうえで設計しなければならず、理論式から求めることが困難である。そこで、数値シミュレーションを実施して効果が最大となる固有振動数を定めることとした。

続いて、地震応答解析を実施してTMDの固有振動数(設計値)と制震効果の関係を調べた。まずは、計算負荷が小さい単体モデルを用い、電車線柱モデルの1次固有振動数から求めた最適固有振動数(理論値)の1倍、0.9倍、0.8倍、0.7倍、0.6倍のTMDを2本のPC柱天端に適用した(図-21)。0.9倍から0.7倍のTMD適用時に電車線柱地際曲げモーメント低減率が特に大きい傾向にあった。例として、図-22に砂詰基礎の単体モデルに質量比および固有振動数の異なるTMDを適用し、仙台の地震動を入力したときの低減率の推移を示す。低減率については、対象とする電車線柱のうち各ケースで最も効果が小さかったものについて比較した。また、TMDの質量には、電車線柱モデルの1次モード有効質量に対する質量比1%、3%、6%、9%、12%を適用した。質量比が大きいほど制震効果は大きい傾向にあったが、質量比6%のTMDが最も有効なケースもあり、さらに、質量比6%はいずれの電車線柱基礎形式においても100 kg未満であり現実的に設置可能な質量であることから、質量比6%を採用することとした。

最後に、より詳細に最適な固有振動数(設計値)を調べるために、連成系モデルに最適固有振動数(理論値)の0.9倍、0.85倍、0.8倍、0.75倍、0.7倍、質量比6%の

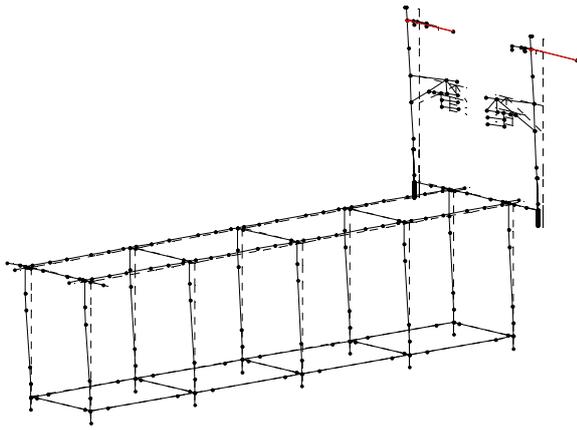


図-21 TMDを適用した単体モデル

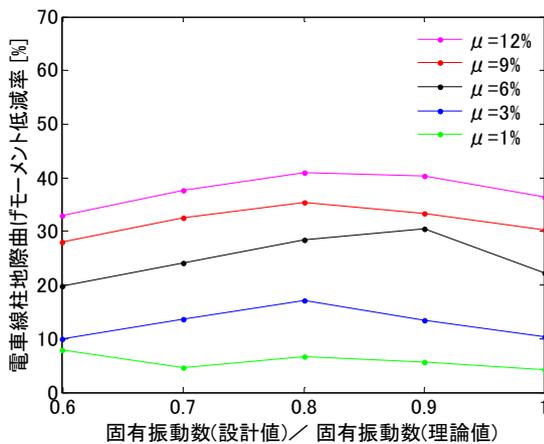


図-22 TMDの固有振動数と効果 砂詰

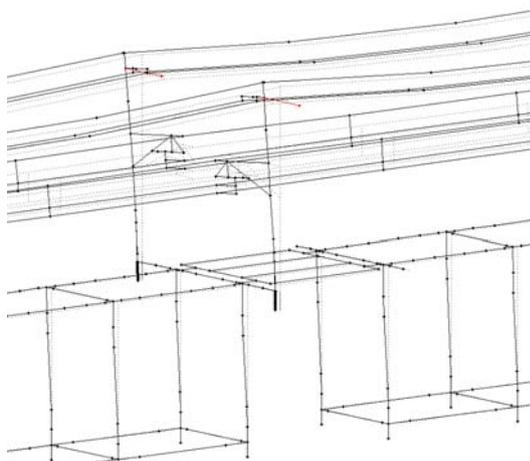


図-23 TMDモデル

TMDを適用して地震応答解析を実施した(図-23)結果、基礎形式、地震動によらず0.85倍のときに低減率が高い傾向があった。したがって、最適固有振動数(理論値)の0.85倍のTMDを他の対策との比較対象とした。

(2) 費用, 施工性, 空間的制約, メンテナンス性

a) 高靱性化補強

高靱性化補強は2013年度より開始された対策であるが、

現在では施工も熟練してきており、1本あたり所要日数は3日程度、材料費および施工費は200万円程度である。メンテナンスフリーではあるが、今後適切に点検していく必要がある。

b) 門型化

門型化は、重架線架に伴う補強方法として長年実施されてきたため施工は熟練しており、かつ比較的簡易である。1対あたり所要日数は1~2日程度、材料費および施工費は400万円程度、メンテナンスフリーである。

c) TMD

電車線柱が規格品で種類が限られていることをふまえ、TMDについては既に商品化されている製品の情報^{20), 21), 22)}を参考にする。電車線柱にTMDを設置する場合、軌道内を走行する保守用車から設置可能であると予想されるため、施工は容易で要する時間も1個あたり1日未満と考えられる。材料費および施工費は1個100万円程度、メンテナンスは定期点検で済むと予想される。

(4) 各対策の比較

投入基礎(砂詰め)(以下、砂詰基礎)、剛結基礎それぞれにおける地震対策として有効なものを調べるため、高靱性化補強、門型化、TMDの3対策について、機能性や経済性、施工性、メンテナンス性の観点から多角的に比較する。

まず、機能性は変位制御および損傷制御で比較をおこなう。変位制御の指標には、電車線柱地際5.21mにおける橋軸直角方向最大変位 δm を使用し、0.75mを超えなければ条件を満たすものとする。損傷制御の評価は、電車線柱地際の橋軸直角方向最大曲げモーメント M_{max} の終局曲げモーメント M_u に対する到達度 M_{max}/M_u %を使用し、値が小さいほど損傷が小さいものとする。いずれの指標も、各ケースにおいて高架橋ブロックⅡおよびⅢに建植された電車線柱4本のうち最大値を採用する。表-5および表-6に、各対策および無体策のとき地震応答解析から得られた δ および M_{max}/M_u を示す。また、図-24および図-25に、仙台を入力地震動としたときの各対策および無対策モデルの電車線柱Ⅱ右における地際最大曲げモーメントの時刻歴を示す。なお、いずれの対策および無対策のときも、電車線柱基部における橋軸直角方向加速度はほぼ一致しており、応答の差は電車線柱部分において主に生じていた。

変位制御については、無体策のときを含めて最大でも0.384mであり、制限0.75mに対して50%程度余裕がある。すなわち、電車線柱が終局曲げモーメントを超えて大きく傾斜・折損しない限り、変位制限を満たす。損傷制御については全ケースで効果が認められ、無体策では終局に達した仙台や小千谷の地震動のケースを含め、いずれの対策でも終局には至らなかった。基礎形式ごと

表-5 各対策の効果 砂詰

地震動	項目	高靱性	門型	TMD	無対策
仙台	δ [m]	0.247	0.165	0.185	0.278
	M_{max}/M_u	68.2%	54.7%	58.1%	83.7%
鷹取	δ [m]	0.178	0.161	0.147	0.200
	M_{max}/M_u	52.8%	51.9%	46.6%	62.1%
小千谷	δ [m]	0.341	0.195	0.227	0.384
	M_{max}/M_u	87.8%	60.9%	70.8%	112.4%

表-6 各対策の効果 剛結

地震動	項目	高靱性	門型	TMD	無対策
仙台	δ [m]	0.064	0.108	0.078	0.164
	M_{max}/M_u	63.0%	93.4%	60.5%	124.8%
鷹取	δ [m]	0.061	0.085	0.071	0.121
	M_{max}/M_u	61.1%	73.3%	56.5%	93.0%
小千谷	δ [m]	0.065	0.094	0.097	0.139
	M_{max}/M_u	62.4%	80.4%	81.4%	109.8%

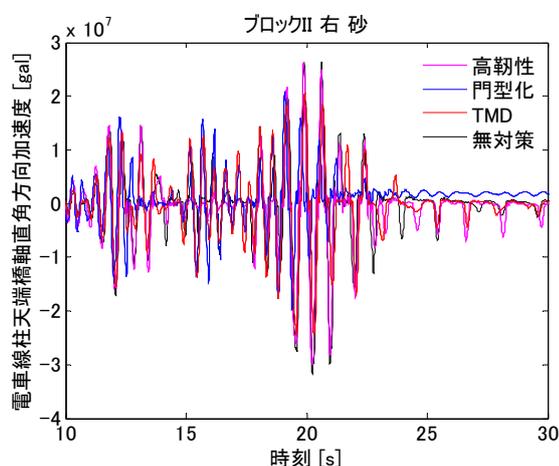


図-24 各対策の効果 最大曲げモーメントII右 砂詰

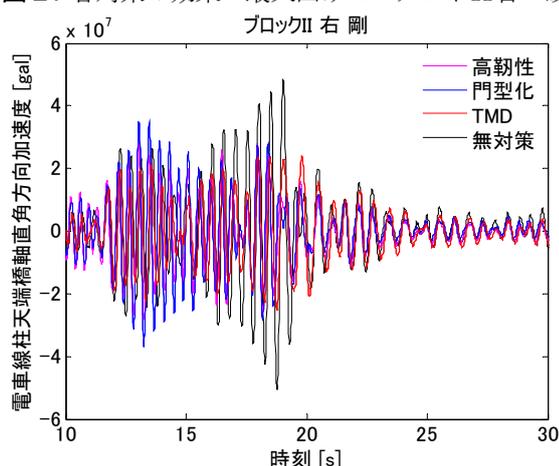


図-25 各対策の効果 最大曲げモーメントII右 剛結

に有効性を比較すると、砂詰基礎では門型化、TMDの効果が大きい傾向にある。各対策における M_{max}/M_u の最大値は、門型化とTMDはそれぞれ60.9%、70.8%となっており終局まで十分余裕がある一方、高靱性化補強については87.8%にのぼる。剛結基礎では高靱性化補強の効

果が安定して大きく M_{max}/M_u の最大値は63.0%である。TMDも比較的效果は大きい最大値は81.4%にのぼる。門型化については、93.4%まで達しており、満足な対策であるとはいえない。すなわち、砂詰基礎では門型化、剛結基礎では高靱性化補強の効果が特に大きく、TMDは基礎形式によらず安定して効果がある。

各対策について、上述した機能性および特徴を表-7にまとめた。費用については、高靱性化補強と門型化については1本あたり200万円を要するが、TMDの設置の場合、それらの100万円程度に抑えられる。施工時間については、重機の持込が不要で施工技術も単純なTMDが早い。機材費や人件費をふまえて1本あたりの施工時間は短い方が望ましいとし、複数個所の同時作業が可能であるかについては比較対象としない。施工技術については、高靱性化補強の複雑な施工技術⁵⁰であっても習熟してきている。TMDは保守用車等を用いて軌道内から設置可能であれば、高靱性化補強や門型化と比較して同等または良好な施工技術で済む。空間的制約について、TMDについては詳細な検討が必要であるが、施工条件によって対策を選択する必要がある。メンテナンス性は、門型化のみ完全なメンテナンスフリーとみなせるが、高靱性化補強、TMDについても原則メンテナンスフリーであり、点検内容や頻度については今後の経過次第である。

これらをふまえると、機能、費用、施工に優れたTMDは、3種の対策のなかでもっとも汎用性が高く優位であるといえる。空間的制約に応じて地震対策を選ぶ必要はあるが、TMDであれば設置箇所の電車線柱基礎形式によらず効果がある。TMDは点検費用が発生するものの、低費用で施工時間も短いことを考慮すると、要点検であることが理由で不利になるとはいえない。急を要する既存のPC製電車線柱への地震対策として、TMDは有効である。

5. 結論および今後の検討課題

本研究では、新幹線高架橋上のPC製電車線柱の耐震性能について、調整桁で連結された高架橋や電車線・電線による連成をふまえた三次元連成系骨組みモデルを構築し、連成系地震応答解析により精度良く評価した。そのうえで、大規模地震対策として、現行対策とTMDによる震動制御を多角的に比較検討した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 高架橋が調整桁で連結されることにより電車線柱に与える影響は小さい一方、電車線・電線により電車線柱が受ける拘束は大きく、これにより電車線柱に加わる負荷は軽減される。この傾向は剛結基礎においてより顕著である。

- (2) 電車線柱の塑性化による固有振動数低下をふまえて設計したTMDによる震動制御は、電車線柱の基礎形式によらず安定して損傷制御効果が大きい。門型化、高靱性化補強は、それぞれ砂詰基礎、剛結基礎で特に有効である。
- (3) TMDは基礎形式に依存せず機能性が高いことに加え、要する費用が現行対策の1/2程度であり、施工性にも優れている。定期点検による負担はあるが、

多角的に評価すると検討した現行対策と比較して優位である。

以上により、TMDによる震動制御は、既存PC製電車線柱の大規模地震対策として有効であることが確認できた。しかし、本研究ではTMDの具体的な構造設計には至っておらず、また、対象とした電車線柱の規格も同一であった。今後、数値シミュレーションに加えて実験による検証も実施し、詳細に検討する必要がある。

表-7 各対策の比較

検討項目		高靱性化補強	鋼管ビーム門型化	TMD
機能 ^{※1}	変位制御 ^{※2}	砂詰め：0.25 m～0.34 m	砂詰め：0.16 m～0.20 m	砂詰め：0.15 m～0.23 m
		剛結：0.06 m～0.07 m	剛結：0.09 m～0.11 m	剛結：0.07 m～0.10 m
	損傷制御 ^{※3}	砂詰め：53%～88%	砂詰め：52%～61%	砂詰め：47%～71%
		剛結：61%～63%	剛結：73%～93%	剛結：57%～81%
費用の比率 (材料費+施工費)		1.0	1.0	0.5 ^{※4※5}
施工	時間	3日	1日～2日	1日未満 ^{※4}
	技術	要試験施工	既往技術	容易 ^{※4}
空間的制約		遮音壁との狭隘箇所	門型化の対の必要性	腕金との兼合
メンテナンス性		メンテナンスフリー	メンテナンスフリー	メンテナンスフリー 定期点検 ^{※5}

※1 各対策を適用した連成系モデルによる地震応答解析結果に基づく。

※2 電車線柱地際から5.21 mにおける電車線柱基部との相対変位最大値。制限は0.75 m以内。

※3 電車線柱地際における M_{max}/M_u 。終局(100%)を下回ることが最低条件。小さいほど望ましい。

※4 コンパクト制振装置²⁰⁾およびマルチタイプTMD²¹⁾²²⁾の商品情報に基づく。

100 kg未満のTMDを重機を持ち込まずに保守用車等を用いて軌道内から設置すること想定。

※5 TMD本体価格は数十万円/個。

マルチタイプTMD²¹⁾の商品情報に基づき、施工費込みで100万円以内/個と想定。

参考文献

- 1) 草野英明, 野澤伸一郎, 岩田道敏: 東北地方太平洋沖地震による高架橋上電化柱の損傷に及ぼす土木構造物や地盤等の影響, 土木学会第 67 回年次学術講演会, I-253, 2012.
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社 東北工事事務所: 東北地方太平洋沖地震 震災復旧工事誌, pp.161-166, 2012.
- 3) 社団法人 日本鉄道電気技術協会: 鉄道電気技術者のための電気概論 電車線路シリーズ 5 支持物 [I], pp.31-49, 2008.
- 4) 今村年成, 室野剛隆, 坂井公俊, 佐藤勉: 電車線柱-高架橋連成系の地震応答特性, 土木学会地震工学論文集, pp.1182-1190, 2007.
- 5) 加藤尚, 坂井公俊, 室野剛隆: 構造物-電車線柱一体モデルによる地震応答特性の評価, 鉄道総研報告, Vol.26, No.11, pp.17-22, 2012.
- 6) 佐藤啓介, 細田暁: 三次元動的非線形解析による新幹線高架橋上の電車線柱の地震時挙動の分析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.823-828, 2013.
- 7) 青木佑輔, 坂井公俊, 加藤尚, 室野剛隆, 西山誠治, 原田智, 清水政利: PC および剛製電車線柱の地震応答解析のための非線形特性のモデル化, 第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.159-166, 2013.
- 8) 室野剛隆・加藤尚: 非線形応答スペクトル法を用いた電車線柱の応答評価法, 第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.247-252, 2013.
- 9) 室野剛隆, 加藤尚, 豊岡亮洋: 地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4, I-418_I-422, 2012.
- 10) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉: 電車線柱砂基礎の載荷実験と地震時挙動の把握, 鉄道力学論文集第 12 号, pp.109-114, 2008.
- 11) 坂井公俊, 加藤尚, 桐生郷史, 山本忠: 電車線柱の支持条件がその振動特性に与える影響に関する基礎的検討, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-180, 2013.
- 12) 杉田清隆, 大庭光商: PC 電化柱の耐震補強, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V-275, 2012.
- 13) 築嶋大輔, 佐々木崇人, 草野英明: 狭隘箇所におけるコンクリート柱(電車線用)の耐震補強工法, 土木学会第 69 回年次学術講演会, V-409, 2014.
- 14) 佐々木崇人, 築嶋大輔, 草野英明: コンクリート柱

- (電車線用)耐震補強工法の実物大試験, 土木学会第 69 回年次学術講演会, V-410, 2014.
- 15) 原田智, 酒井大央, 坂井公俊, 室野剛隆: 大規模地震時の電車線柱挙動解析モデルと被害低減手法, 鉄道総研報告, Vol.28, No.10, pp.41-46, 2014.
 - 16) 酒井大央, 室野剛隆, 原田智, 坂井公俊, 西村隆義: H 鋼を挿入した PC 電化柱の倒壊防止工法の検証, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.221-228, 2014.
 - 17) 鷹野秀明, 小林薫: 応答変位制御ワイヤによる高架橋上 PC 電化柱の地震時応答に関する基礎的研究, 土木学会第 69 回年次学術講演会, V-408, 2014.
 - 18) 奥野康徳: 電化柱耐震補強用制震ビームの開発, 鉄道と電気技術, Vol.25, No.9, pp.7-11, 2014.
 - 19) 豊岡亮洋, 坂井公俊, 室野剛隆, 江尻譲嗣, 田中剛, 横川英彰: 鉄道電車線柱用制震ダンパーの開発と振動台実験による検証, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.542-550, 2011.
 - 20) 中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株式会社 技術開発 構造物 コンパクト制振装置 パンフレット (<http://www.c-nexco-het.jp/product/pdf/product04.pdf> (最終閲覧日 2015.03.30))
 - 21) ジオテック株式会社 商品・サービス マルチタイプ TMD (制振装置) (<https://www.jiban.co.jp/service/etc/tmd/index.htm> (最終閲覧日 2015.03.30))
 - 22) 住友理工株式会社 マルチタイプ TMD (https://www.sumitomoriko.co.jp/k_tmd/ (最終閲覧日 2015.01.27))
 - 23) 背戸一登: 動吸振器とその応用, コロナ社, pp.41, 2010.
 - 24) 水谷司, 横田祐起: 東北新幹線高架橋上の電車線柱に着目した動的非線形解析による耐震性能評価, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.1-8, 2014.
 - 25) M.F.Giberson: The Response of Nonlinear Multi-story Structures Subjected to Earthquake Excitation. Doctoral thesis presented to California Institute of Technology, 1967.
 - 26) 小林將志, 水野光一郎, 倉岡希樹, 野澤伸一郎, 石橋忠良: 東北地方太平洋沖地震により損傷した東北新幹線 RC ラーメン高架橋に対する被害分析, 土木学会論文集 A1. Vol.69, No.4/I_709-I_797, 2013.
 - 27) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, pp.288-291, 丸善出版, 2012.
 - 28) 公益財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター: 電車線路設備耐震設計指針・同解説 改定案, pp.34-39, 2013.
 - 29) 電力設備耐震性調査研究委員会: 電車線路設備耐震設計指針(案)同解説・及びその適用例, pp.32-34, 1997.
 - 30) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, pp.90-94, 丸善出版, 2012.
 - 31) 坂井公俊, 加藤尚, 室野剛隆, 原田智, 清水政利, 青木佑輔, 西山誠治: 非線形特性のモデル化が電車線柱の地震時挙動に与える影響に関する基礎的検討, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-179, 2013.
 - 32) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, pp.341, 丸善出版, 2012.
 - 33) JFE スチール株式会社: 製品情報>形鋼>レール>普通レール (http://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/rail/rail_a.html (最終閲覧日: 2015.03.30))
 - 34) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, pp.35, 丸善出版, 2012.
 - 35) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, pp.119-144, 丸善出版, 2012.
 - 36) 小坪清真, 高西照彦, 井嶋克志, 烏野清: 鉄塔一送電線形の地震応答解析法, 土木学会論文集, 第 368 号, I-5, 1986.
 - 37) 小坪清真, 高西照彦, 井嶋克志, 烏野清: 鉄塔の耐震性に及ぼす送電線の影響, 土木学会論文集, 第 344 号, I-1, 1984.
 - 38) 一般社団法人 日本鉄道電気技術協会: 鉄道電気技術者のための電気概論 電車線路シリーズ 2 電車線 [I], pp.85, 2008.
 - 39) 一般社団法人 日本鉄道電気技術協会: 鉄道電気技術者のための電気概論 電車線路シリーズ 2 電車線 [I], pp.108, 2008.
 - 40) 清水政利: カテナリ式電車線, RRR, Vol.61, No.2, pp.36, 2004.
 - 41) 一般社団法人 日本鉄道電気技術協会: 鉄道電気技術者のための電気概論 電車線路シリーズ 4 き電線・帰線路・がいし, pp.15-19, 2008.
 - 42) 防災科学技術研究所 強震観測網 (K-net, KiK-net) (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/> (最終閲覧日: 2015.01.19))
 - 43) STRONG-MOTION VIRTUAL DATA CENTER (VDC) (<http://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/default.plx> (最終閲覧日: 2015.03.30))
 - 44) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, pp.226, 2012.
 - 45) 東日本旅客鉄道株式会社: 特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」, SED2011-11 No.37, pp.113-160, 2011.
 - 46) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, pp.332-338, 2012.
 - 47) 清水政利, 原田智, 室野剛隆, 坂井公俊: 電車線路設備設計指針の改訂, 鉄道総研報告, Vol.28, No.10, pp.47-52, 2014.
 - 48) 草野英明, 野澤伸一郎, 築嶋大輔: 東北地方太平洋沖地震における最大地動速度 (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-126, 2013.
 - 49) 草野英明, 岩田道敏, 菅野一位, 三上淳, 羽矢洋: ラーメン高架橋上電化柱の地震時振動特性に関する調査, SED2012-11 No.40, pp.28-35, 2012.
 - 50) 三上淳, 羽矢洋, 草野英明, 築嶋大輔: ラーメン高架橋上電柱の地震時振動特性に関する調査, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-127, 2013.
 - 51) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 丸善株式会社, pp.144-147, 2009.
 - 52) 公益財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター: 電車線路設備耐震設計指針・同解説 改定案, pp.6, 2013.
 - 53) 社団法人 日本鉄道電気技術協会: 鉄道電気技術者のための電気概論 電車線路シリーズ 5 支持物 [I], pp.89-106, 2008.

- 54) 池田健, 五百井俊宏: 減衰を有する振動系の動吸振器について, The Japan Society of Mechanical Engineers, 43 卷 369 号, pp.1707-1715, 1977.
- 55) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, pp.127, 丸善出版, 2012.
- 56) 佐藤泰宏: 新幹線電化柱耐震補強 (高じん性化補強) を施工して, 鉄道と電気技術, Vol.25, No.5, pp.58-60, 2014.
- (??.? 受付)

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS AND VIBRATION CONTROL BY TUNED MASS DAMPER OF OVERHEAD CATENARY SYSTEM POLES ON SHINKANSEN VIADUCTS

Tsukasa MIZUTANI, Rei IJIMA, Tomoaki TAKEDA,
Daisuke TSUKISHIMA and Takahito SASAKI

In the Great East Japan Earthquake, the high speed train (Shinkansen) operation system had stopped for a long time, because a large number of overhead catenary system poles (OCS-poles) of pre-stressed concrete on Shinkansen viaducts had fell down even though the viaducts were not severely damaged. Thus, the seismic performance of the OCS-poles should be clarified and improved shortly by realistic techniques. In this study, based on numerical analysis, we proposed an effective technique to ease damage of the OCS poles. Firstly, building a three-dimensional coupled frame model of four-block Shinkansen viaducts including OCS-poles and catenary cables, seismic response analysis was conducted and the dynamic response properties of the viaducts and OCS-poles have clarified. Secondly, based on those results, we proposed a vibration control technique using Tune Mass Damper (TMD) to ease damage of OCS-poles. Finally, conducting some simulations and referring to various commercial reports on TMD, the advantages of the proposed technique to the conventional ones improving seismic performance of OCS-poles in terms of function, cost, workability and maintenance was shown.