

列車通過時の高架橋振動による 電車線路設備損傷の低減対策

常本 瑞樹* 松岡 弘大** 後藤 恵一**
薄 広歩*** 以倉 慶子#

Measures for Reducing Damage to Overhead Contact Line System
due to Bridge Oscillations Caused by Passing Trains

Mizuki TSUNEMOTO Kodai MATSUOKA Keiichi GOTO
Hiromu SUSUKI Kyoko IKURA

In some sections of simple-support bridges, fatigue failures of wire in overhead contact line systems might occur due to large bridge oscillations caused by passing trains. In this study, a computation method is developed to analyze coupled oscillation between bridges and catenary poles caused by passing trains, and the condition under which the amplitude of overhead contact line system oscillation is largest is also revealed. As a means to prevent the fatigue failures of wire in overhead contact line systems due to large bridge oscillations caused by passing trains, a new metal fitting is designed and a decision-making flowchart is proposed to determine the necessity of measures for the fatigue failures of wire.

キーワード：電気鉄道，架線，疲労破断，橋梁，電柱，共振

1. はじめに

列車通過時の高架橋振動により電柱や架線などの電車線路設備が大きく振動し、線条や金具が破損する事例がある。これらの原因は、列車通過時の移動輪重による振動が高架橋に入力され、この高架橋振動の卓越振動数と高架橋上の電柱やコネクタなどの架線金具の固有振動数が近接していることによる共振現象である。そのため、電柱に対して支線や振動抑制部材などの振動低減対策が施されている^{1) 2) 3)}。しかしながら、高架橋条件によって被害発生状況が異なることから、列車通過時の高架橋振動が電車線路設備に与える影響を解明するとともに、対策要否判定基準を明確化することが求められていた。

本研究では、列車通過時の高架橋と電柱の連成応答解析モデルを構築し、解析結果および現地試験結果より、高架橋振動が電車線路設備に与える影響を明らかにした。また、電車線路設備被害低減のため、過大な線条応力の発生条件を明らかにして、電車線路設備損傷に対する対策要否を電柱振幅によって判定するフローを提案した。さらに、より低コストで施工が容易な新しい架線金具を開発した。

2. 列車通過時の高架橋振動が電車線路設備に与える影響

図1に示すように、列車通過時には、まず車両の輪重により高架橋へ移動荷重が入力され、高架橋の桁にたわみ振動が発生する。このとき高架橋へ入力される振動は、図2に示すように、車両の輪軸到来周期に依存する振動数成分「 $(\text{走行速度} [\text{m/s}]) / (\text{車両長} [\text{m}])$ 」が卓越する。この高架橋の桁たわみ振動によって、電柱基礎部から電柱や線条、金具などの電車線路設備に振動が入力される。桁端付近に建植されている電柱は、図3に示すように、桁たわみ振動によって線路平行方向に振動し、また桁の上下振動が大きくなる桁中央付近に建植されている電柱では、上下方向に振動するだけでなく、架線等の質量が線路内側にあるため線路直角方向に振動する。なお、列車通過時における高架橋の桁たわみ量は、常時の走行安全性および乗り心地に対して設計限界値⁴⁾が定められ

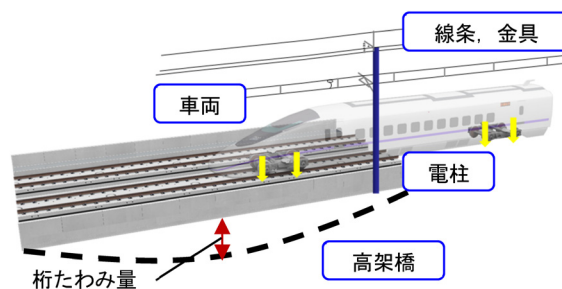


図1 線条振動試験概要列車通過時の高架橋振動が電車線路設備に与える影響の概要図

* 電力技術研究部 電車線構造研究室
** 鉄道力学研究部 構造力学研究室
*** 電力技術研究部 集電管理研究室
電力技術研究部 電車線構造研究室 (現 東日本旅客鉄道株式会社)

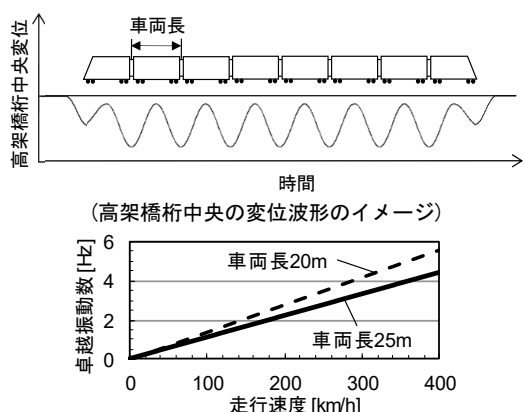


図2 列車走行速度と高架橋桁中央変位の卓越振動数の関係

$$(\text{卓越振動数 [Hz]}) = (\text{走行速度 [m/s]}) / (\text{車両長 [m]})$$

ているが、電車線路設備の損傷は考慮されておらず、この設計限界値を満たしている箇所でも電車線路設備損傷が発生している。

設備損傷の対策要否判定については、ボルトなど金具の摩滅に着目した目安値がすでに提案されている⁵⁾。これは、電柱全振幅 20mm 以下では金具の摩滅がめっき厚さ以内となることが予測されることから対策不要としたものであり、線条の損傷事象は考慮されていない。

3. 高架橋上の電柱振動応答解析

3.1 詳細モデルの構築

図4に、鉄道総研が開発した汎用構造解析プログラム DIARIST (Dynamic and Impact Analysis for Railway Structure) により構築した高架橋と電柱の連成モデル⁶⁾の例を示す。径間長 21.1m の H 鋼埋込みコンクリート桁の高架橋の桁端に電柱が建植されている箇所における測定結果と、連成モデルによる解析結果を比較して図5に示す⁷⁾。同図より、電柱の加速度時系列、桁中央の変位時系列は良好に一致しており、高架橋と電柱の連成応答を高精度に評価できることがわかる。列車条件は12両で、軸重は概ね実測値と同等の 130kN とした。

3.2 詳細モデルによる主要な要因分析

電柱建植位置を変更した場合の列車通過時の電柱天端全振幅を高架橋と電柱の連成モデルで計算した⁶⁾。列車条件は16両で、軸重は設計値 170kN とした。

図6に、列車速度 400km/h まで 1km/h 刻みで計算した電柱天端変位全振幅の最大値を示す。なお、桁端では線路平行方向、桁中央では線路直角方向の電柱振動がそれぞれ卓越するが、ここでは3方向変位を合成して評価した。同図より、桁径間長および電柱の種類によらず、桁端建植の場合に電柱天端変位が最も大きいことがわかる。

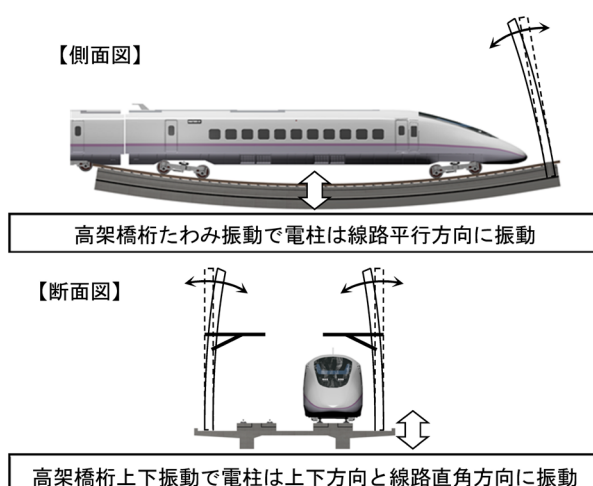


図3 列車通過時における高架橋上の電柱振動

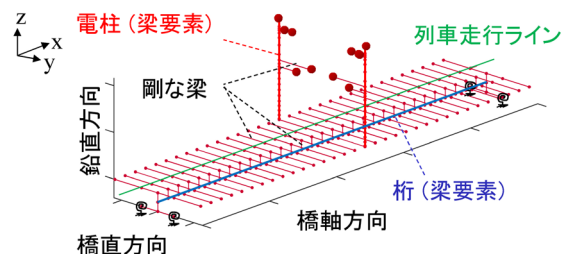


図4 詳細モデル概要 (桁中央に電柱を建植した例)

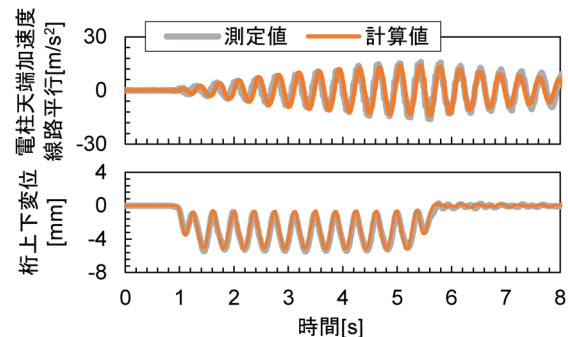


図5 詳細モデルによる計算値と実測値の比較

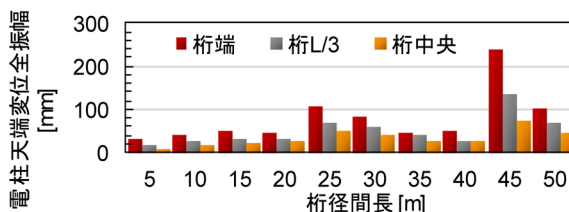


図6 建植位置が電柱天端変位に及ぼす影響 (詳細モデル, 鋼管柱)

3.3 エssenシャルモデルの構築

電柱の振動振幅が最も大きくなる傾向にあった、桁端に建植された電柱を対象として、詳細モデルで得られた列車通過時における高架橋と電柱の連成振動の特性を踏まえて包括的な検討を行うために、図7に示すようなエssenシャルモデルの構築を行った。

このモデルでは、高架橋の桁を単純支持梁、電柱を桁端に固定された片持ち梁、列車を移動荷重としてモデル化する。桁は径間長 L_b [m]、単位長質量 m_b [kg/m]、曲げ剛性 EI_b [Nm²]、モード減衰比 ζ_b の両端単純支持梁とし、地点 x における時点 t の変位を $w_b(x, t)$ と表す。また、電柱は高さ L_p [m]、単位長質量 m_p [kg/m]、曲げ剛性 EI_p [Nm²]、モード減衰比 ζ_p の片持ち梁とし、高さ z における時点 t の剛体変位を $w_{p1}(z, t)$ 、曲げ変位を $w_{p2}(z, t)$ とする。高さ z における時点 t の電柱の水平変位は、剛体変位と曲げ変位を合わせた $w_p(z, t) = w_{p1}(z, t) + w_{p2}(z, t)$ と表わされる。桁変位および電柱曲げ変位をモード座標系に変換し、桁については3次モードまで、電柱については1次モードのみを考慮し、桁および電柱のモード質量、モード減衰、モード剛性を用いて桁 - 電柱の連成振動に関する運動方程式は式 (1) で表わすことができる。ここで、電柱および桁のモード変位を状態変数 Ψ とする。

$$\begin{bmatrix} m_{p,1} & \mathbf{B}m_{p,1} \\ \mathbf{B}m_{p,1} & \mathbf{M}_b \end{bmatrix} \ddot{\Psi}(t) + \begin{bmatrix} c_{p,1} & \mathbf{0} \\ -\mathbf{B}c_{p,1} & \mathbf{C}_b \end{bmatrix} \dot{\Psi}(t) + \begin{bmatrix} k_{p,1} & \mathbf{0} \\ -\mathbf{B}k_{p,1} & \mathbf{K}_b \end{bmatrix} \Psi(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F} \end{bmatrix} \quad (1)$$

$\mathbf{F} = [F_1, F_2, F_3]^T$ はモード座標系における列車の移動荷重行列である。また、 \mathbf{B} は n 行目の要素が式 (2) で表される1行3列のベクトルである。

$$B_{n_b} = 1.2\pi n \frac{L_p}{L_b} \quad (2)$$

構築したエッセンシャルモデルと前項で示した詳細モデルの計算結果の比較として、共振が重複する代表的な検証例として桁径間長 40m の結果を図 8 に示す。列車通過時における電柱天端の最大変位の計算結果は詳細モデルによる計算結果に対して良好に一致している。また、解析モデルの自由度は有限要素による詳細モデルが約 1200 自由度であるのに対し、エッセンシャルモデルは 4 自由度である。したがって、構築したエッセンシャルモデルは、詳細モデルに比べ計算負荷を大幅に軽減しつつ、桁端に建植された電柱の列車通過時の線路平行方向振動を精度よく計算できることがわかる。

3.4 エッセンシャルモデルによる一般化解析

エッセンシャルモデルによる包括的な解析を実施することで、桁端に建植された電柱の列車通過時における振動に注意が必要となる条件を明らかにする。

解析条件として以下を設定した。代表的な電柱として高さ 10m の鋼管柱およびコンクリート柱の二種類を対象とし、電車線は鋼管柱の場合は整備新幹線用高速シンプル架線、コンクリート柱の場合はヘビーコンパウンド架線とした。添架物を含めた電柱の固有振動数は、鋼管柱で約 3.0Hz、コンクリート柱で約 2.4Hz であり、モード減衰比を鋼管柱 2%、コンクリート柱 5% とした。高架

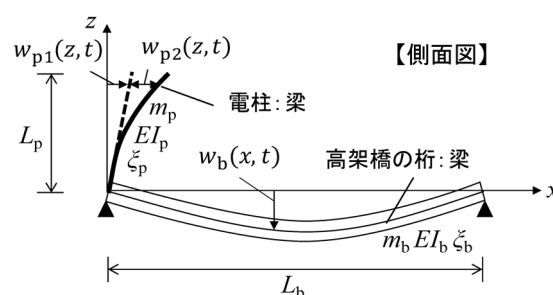


図7 エッセンシャルモデルの概要

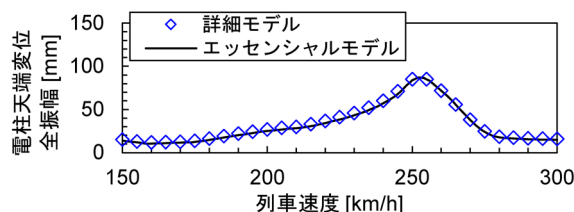


図8 エッセンシャルモデルによる計算結果の検証詳細モデルと比較

橋の桁径間長は 10~80m まで 1m 刻み、桁のモード減衰比はすべて 2% とした。桁の単位長質量は RC 桁, PC 桁, 合成桁でそれぞれ $741L_b + 16265\text{kg/m}$, $452L_b + 17051\text{kg/m}$, $153L_b + 13265\text{kg/m}$ と仮定した。この式は、過去の整備新幹線における桁式高架橋設計死荷重の統計平均である。桁の剛性は、桁の固有振動数が電柱の固有振動数の 0.2~20 倍までとなるように変更した。列車条件は 16 両、軸重は設計値 170kN、速度は電柱の共振速度とした。

図 9 に、電柱の天端最大変位全振幅と桁径間長、および桁と電柱の固有振動数の比の関係「電柱応答マップ」を示す。この電柱応答マップより、高架橋の桁径間長と、高架橋の桁と電柱の固有振動数比がわかれば、その高架橋の桁端に建植された電柱の列車通過時の最大変位が推定できる。また、同図より電柱振動が大きくなる条件をまとめると以下のとおりとなり、これらが重畳する条件では特に電柱振動が大きくなる。

- ・固有振動数比が 1 付近：高架橋と電柱が共振する。
- ・桁径間長が車両長 25m の倍数付近：一般に桁たわみ量が大きくなる。

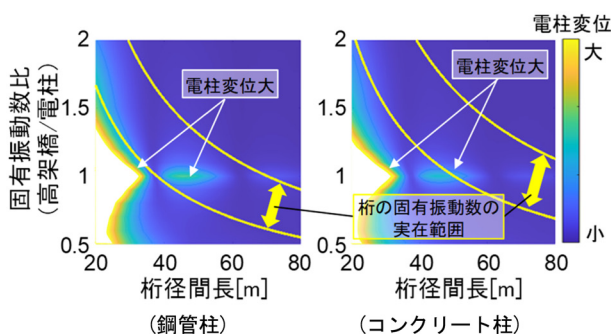


図9 電柱天端最大変位と桁径間長、固有振動数の比 (電柱応答マップ)

- ・桁径間長が短い：たわみ量が同じ場合、桁径間長が短いほど桁端でのたわみ角が大きくなるため、電柱基礎の回転が大きくなる。

4. 電柱振動が線条に与える影響の検討

4.1 電柱振動時に発生する線条ひずみの検討

電車線路設備の線条が疲労破断している箇所では、電柱が線路平行方向に大きく振動している³⁾。そこで、電柱振動時に発生する線条ひずみの算定式を提案した⁸⁾。

電柱が中心から x だけ変位したとき、金具両側の線条に発生するモーメントが等しいとすると、線条の最外層に生じるひずみ ε は式 (3) で表される。

$$\varepsilon = \frac{M_0 \cdot h}{2EI} = \begin{cases} \frac{r \cdot x}{\sqrt{(l_1 + l_2)^2 - x^2}} \cdot mg \cdot \frac{h}{2EI} & (x < (l_1 + l_2) \cdot \sin \theta_{lim} \text{ のとき}) \\ \frac{r(x - l_1 \sin \theta_{lim})}{\sqrt{l_2^2 - (x - l_1 \sin \theta_{lim})^2}} \cdot mg \cdot \frac{h}{2EI} & (x \geq (l_1 + l_2) \cdot \sin \theta_{lim} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 M_0 、 EI 、 h 、 l_1 、 l_2 、 r 、 m 、 g 、 θ_{lim} はそれぞれ線条に加わるモーメント [Nm]、線条の曲げ剛性 [Nm²]、線条の半径 [m]、がいし長さ [m]、連結金具長さ [m]、線条支持金具長さ（支持金具の上部ボルト穴と線条中心位置の距離）[m]、線条支持金具と線条の質量の和 [kg]、重力加速度 [m/s²]、がいしの回転が制限される角度 [rad] である。また、架空地線は連結金具がなく、がいし回転制限後は支持金具自体が回転するため、支持金具回転時は線条が曲率半径 ρ で変形すると仮定すると線条の外側に生じるひずみ ε は式 (4) で表される。

$$\varepsilon = \frac{M_0}{2EI} h + \frac{h}{\rho} = \frac{M_0}{2EI} h + \frac{2h}{w} \cdot \tan \frac{\theta_3}{2} \quad (4)$$

ここで、 w 、 θ_3 はそれぞれ支持金具の幅 [m]、回転角 [rad] である。

式 (3)、式 (4) より、線条ひずみ ε を低減するための支持構造を検討すると、以下ようになる。

- ・がいし長さ l_1 を拡大
- ・連結金具長さ l_2 を拡大
- ・線条支持金具長さ r を縮小
- ・線条の曲げ剛性 EI を増加（補強または材質変更）

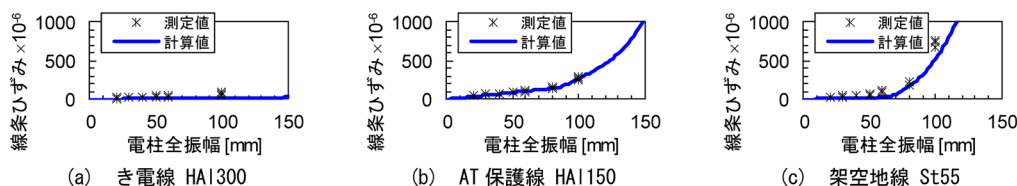


図 10 線条振動試験測定結果（現状品）

4.2 線条振動試験

線条を径間長 50m で 2 径間敷設し、中央支持点を加振したときの中央支持点の線条ひずみを測定した。表 1 に線条条件を示す。加振条件は、正弦波で全振幅最大 100mm、振動数は電柱の固有振動数を考慮して 2.0 ~ 3.2Hz (0.4Hz 刻み) とした。

図 10 に、線条振動試験における線条ひずみの測定結果を式 (3)、式 (4) による計算値と比較して示す。すべての線条において、式 (3)、式 (4) による線条ひずみの計算値は測定値の傾向と一致していることがわかる。

図 10 より、電柱振幅が大きいほど線条ひずみが増加する傾向である。特に、架空地線の電柱振幅が 60mm 程度より大きくなると、線条ひずみが急激に増加することがわかる。この原因は、図 11 に示すように電柱振幅が大きくなるとがいしを支持するタン形金具とがいし上部が接触して、がいしの回転が制限されるためである。がいしの回転が制限される角度 θ_{lim} は図面より 11.9° であり、そのときの電柱全振幅は架空地線では 58mm（金具長合計 140mm \times sin(11.9°) \times 2）となる。同様に AT 保護線では電柱全振幅が 86mm（金具長合計 207mm）のときに回転が制限される。なお、加振振動数の違いによる線条ひずみ差については、今回の試験条件においては有意差が認められなかった。

4.3 線条の疲労特性

線条の疲労特性を把握するため、全長 2m の線条を線条・金具振動試験機に設置し、線条に張力を加えた状態で、線条中央に一定周波数・一定振幅の正弦波 5Hz のひずみを与え、線条が素線切れするまでの振動回数を測定した。線条条件は、表 1 のうち損傷事例がある AT 保護線 HAI150 と架空地線 St55 とした。

図 12 に、疲労試験結果をもとに算出した破断確率 10% の疲労寿命曲線を用いて、レインフロー法⁹⁾により 1 列車通過毎に線条が受ける疲労ダメージを評価し、許容列車本数を算出した結果を示す。ただし、列車条件を 8, 12, 16 両とし、電柱を 1 自由度系のばね・質点（減

表 1 線条条件

線条	線種	標準張力 [kN]	損傷事例
き電線	硬アルミより線 HAI300	3.92	なし
AT 保護線	硬アルミより線 HAI150	1.67	あり
架空地線	亜鉛めっき硬より線 St55	3.43	あり

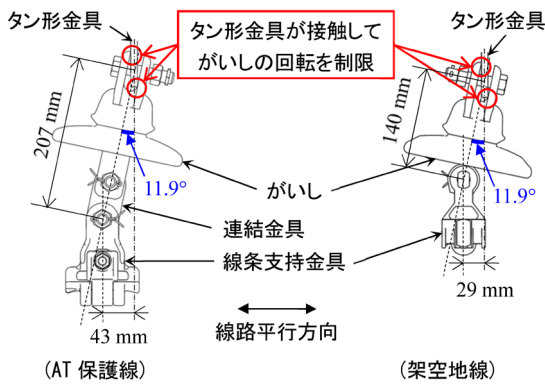


図 11 がいしの回転制限状況

衰比 2%) でモデル化して、列車速度と電柱の固有振動数が一致して共振している場合の線条ひずみを計算し (図 13), これをもとに疲労ダメージを評価した。線条の期待寿命を 50 年と考えると、一日あたりの列車本数を上下線合計で 400 本と見積った場合の 50 年間の総列車本数は約 7.3×10^6 本, 300 本の場合には約 5.5×10^6 本, 200 本の場合には約 3.7×10^6 本となる。

図 12 より、列車すべてが 16 両編成で、50 年で疲労破断しない線条ひずみの条件を求めると、AT 保護線 HA1150 では一日あたり上下線合計 400 本, 300 本, 200 本の場合では、それぞれ約 150×10^6 , 約 200×10^6 , 約 260×10^6 となる。また同様に架空地線 St55 では上記すべての列車条件で 1000×10^6 (破断確率 10% の下限値を端数整理) となる。よって、これらが線条のひずみの目安値となる。この目安値を満足できない場合は、通過列車本数を管理し、50 年より短い期間での線条張替が必要となる。

4.4 対策案の検討

図 11 より、がいしの回転が制限される変位以上に電柱が振動すると線条ひずみが急激に増加することがわかる。この場合には、他の金具等にも著大な応力が発生して損傷や摩滅増加の恐れがある。図 6 より、線路平行方向の電柱振動が大きく、全振幅 200mm 程度の場合もある。この場合には電柱振動を振動低減対策によって半分の全振幅 100mm 程度にしても、対策として不十分である場合が想定される。そこで、線条の支持構造を変更することによる線条ひずみ低減対策案を検討した。

目標としては、電柱全振幅が 100mm まで、①がいしの回転が制限されないこと、②一日あたり上下線合計 約 300 本の線条ひずみ目安値 (AT 保護線 HA1150 は 200×10^6 , 架空地線 St55 は 1000×10^6) を満足すること、の 2 点とした。この目標を満足させるため、式 (3), 式 (4) の計算結果より、図 14 のように AT 保護線 HA1150 の連結金具長さ l_2 を 52mm から 110mm へ拡大した連結金具を対策品とした。また、架空地線 St55 に

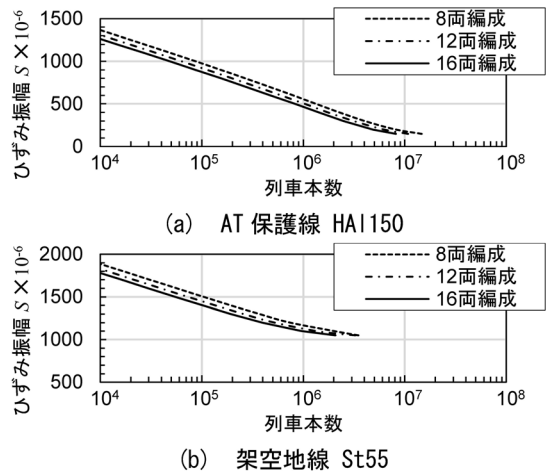


図 12 レインフロー法による疲労試験結果

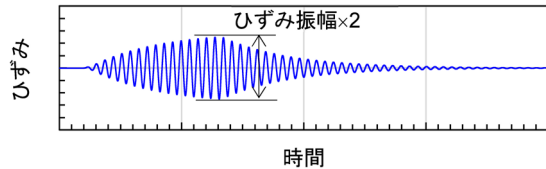


図 13 評価ひずみ波形例：16 両編成

についても同様に長さ 125mm の連結金具を対策品とした。

図 15 に、対策品適用時の線条ひずみの測定値と、式 (3), 式 (4) による計算値を比較して示す。図 15 より、線条ひずみの測定値と計算値の傾向は概ね一致しており、全振幅 100mm までがいしの回転が制限されないこと、線条ひずみは目安値を満足することを確認した。

5. 電柱振動に対する対策要否判定フロー

図 16 に、電柱振動に対する対策要否判定フローを示す。まず電柱振動発生箇所で列車通過時の電柱振動測定を行う。その結果、電柱天端の全振幅が金具の摩滅管理が不要な 20mm 以下の場合には対策不要であり、電柱天端の全振幅が 20mm を超える場合に対策を実施する。

対策の目的は、線条疲労破断を防止することと、金具の損傷防止や摩滅抑制のためにがいしの回転が制限されない状態とすることである。線条疲労破断や金具摩滅が電柱振動に起因することから、電柱対策を優先して実施する。電柱が共振している場合は、支線や電柱抑制部材により全振幅を現状の半分以下には低減できると考えられる^{1) 3)}。この電柱対策によって電柱振幅をがいしの回転が制限されない範囲内 (架空地線が電柱全振幅 58mm でがいしの回転が制限されるので余裕をもって電柱全振幅 50mm 以内とする) にできない場合は金具対策を実施する。これらをまとめると以下のようなになる。

- ・電柱全振幅が 100mm を超える場合：電柱対策だけでは電柱全振幅が 50mm 以上となる恐れがあるため、金具対策も合わせて実施する。

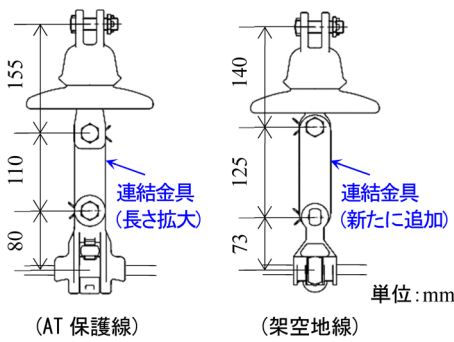


図 14 線条支持構造（対策品）

・電柱全振幅 50～100mm の場合：電柱対策により電柱全振幅を 50mm 以下にすることが優先であるが，施工性や費用を考慮して，場合によっては電柱対策の代わりに金具対策を実施して，がいしの回転が制限されない範囲とすることも可能である。

・電柱全振幅 50mm 以下の場合：線条疲労破断やがいしの回転が制限される恐れはないことから，電柱対策を実施して電柱振動を低減するか，または対策をせず金具の摩滅管理を実施する。

6. まとめ

列車通過時の高架橋振動が電車線路設備に与える影響を解明し，電車線路設備損傷に対する対策要否の判定フローを提案するとともに対策手法を提案した。主な成果は以下のとおりである。

- (1) 列車通過時の高架橋と電柱の連成応答解析モデル（詳細モデル）を構築し，列車通過時の電柱振動は桁端に電柱が建植された条件で最も大きくなることを明らかにした。
- (2) 電柱振動が最も大きくなる条件（桁端に建植された電柱）を対象とし，高架橋は 3 次モードまで，電柱は 1 次モードのみを考慮して応答計算するエッセンシャルモデルを構築した。そして，本モデルによる計算結果から，電車線路設備被害の観点から要注意となる高架橋が抽出可能な電柱応答マップを作成した。
- (3) 電柱振動時に発生する線条ひずみの算定式を提案し，計算結果は測定結果の傾向と概ね一致することを確認した。そして電柱全振幅 100mm まで過大な線条ひずみが発生しないことを目標として対策品を開発し，振動試験により対策品を適用した場合には線条ひずみは目安値以下であることを確認した。
- (4) 電柱振動振幅により判断する電車線路設備損傷に対する対策要否判定フローを提案した。

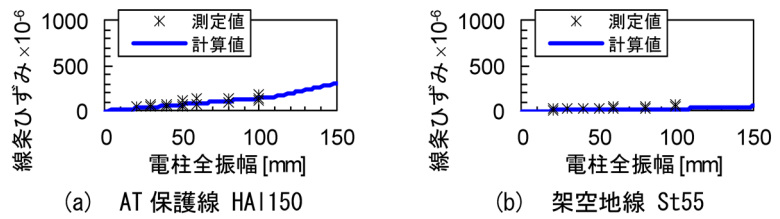


図 15 線条振動試験測定結果（対策品）

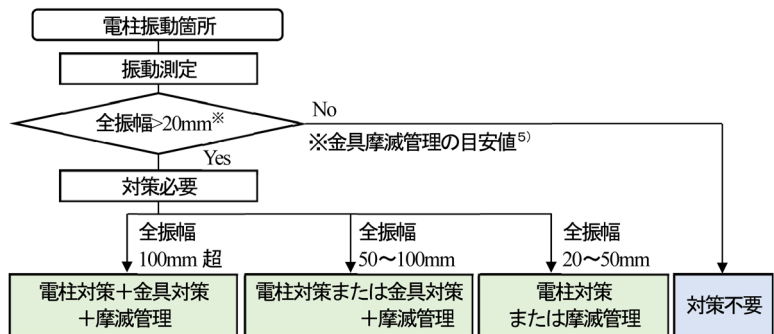


図 16 電柱振動に対する対策要否判定フロー

謝 辞

現地試験の実施にあたり多大なご協力をいただいた東日本旅客鉄道株式会社，九州旅客鉄道株式会社の関係各位に，この場を借りて厚く御礼申し上げる。

文 献

- 1) 常本瑞樹，網干光雄，清水政利，久須美俊一：電車線柱の剛性増加による振動抑制の検討，平成 21 年電気学会産業応用部門大会，3-4，2009
- 2) 菅間陽二，近藤優一，常本瑞樹，近成健二，福島友貴，諏訪和徳：列車通過に伴う電車線柱振動の抑制対策，平成 24 年電気学会産業応用部門大会，5-10，pp.V-183-186，2012
- 3) 粕谷英利：北陸新幹線振動箇所における電化柱の影響について，電気学会研究会，TER-16-23，pp.13～18，2016
- 4) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），丸善，2006
- 5) 以倉慶子，早坂高雅，清水政利，諏訪和徳：電車線柱振動による電車線設備への影響の検討，電気学会研究会，TER-18-066，pp.25-30，2018
- 6) 松岡弘大，常本瑞樹，曾我部正道：列車通過時の橋梁上電柱に関する解析的検討，鉄道工学シンポジウム論文集，No.22，pp.207-214，2018
- 7) 松岡弘大，徳永宗正，常本瑞樹，以倉慶子：列車通過時の橋梁上電柱振動に関する研究，第 25 回鉄道技術連合シンポジウム（J-RAIL2018）論文集，No.1513，2018
- 8) 常本瑞樹，佐藤修平，清水政利：電柱振動時における線条応力の評価と低減対策検討，第 26 回鉄道技術連合シンポジウム（J-RAIL2019）論文集，No.S7-1-5，pp.268-271，2019
- 9) 日本材料学会編：疲労設計便覧，養賢堂，1995