

両端支持架線のばね定数

九州大学工学部 学生員 ○井嶋克志

同上 正員 園田敏矢

同上 正員 小坪清真

同上 正員 鳥野 清

九州工業大学 正員 高西照彦

1. まえがき

鉄塔の耐震設計を考える上で、架線の振動を考慮した鉄塔の振動特性を明らかにする必要がある。鉄塔-架線系の振動を厳密に解析するためには、両者を多質点モデルに置き換え、解析する方法があるが、この方法では架線の細かな分割が必要であり自由度が非常に多くなる。したがって、架線を鉄塔に対するばねと考え、そのばね定数の振動数特性を、架線を連続体とした解析理論から前以て求めておき、鉄塔群をこのようなばねで連結したものとして解析する方法が考えられる。

本研究は鉄塔-架線系の解析の第一段階として、架線の鉄塔に対するばね定数の振動数特性を求めたものであり、前の報告^{1,2)}で2つの解析理論および架線模型の強制振動実験から理論の検証が得られたので、本文では2つの理論の概略を示し、実在架線のばね定数の振動数特性の詳しい数値計算結果を示した。

2. 解法の概略 解析では架線を完全可撓性とし、伸張性を考慮した。また、鉄塔間の距離に比べ架線の両支持点のレベル差は小さいのが多いため、両支持点とは同レベルとし、架線の初期形状は懸垂曲線とした。付加張力の絶対値は初期張力を超えず、変位モスパンに比べてそれ程大きくならないと考えられるため、微小振動を仮定し、線形の範囲内で解析を行った。なお、振動解析に減衰を取り入れることも可能であるが、現状ではその大きさが不明であるから、本解析では考慮しなかった。

架線の水平ばね定数の振動数特性を求める二つの解法を簡単に述べる。一方法は振動形解析法による方法である。変位モードは山口³⁾の解法に従って、架線要素の線形化した運動方程式に対して Galerkin法を用いて固有振動解析より求めた。この変位モードを用いて振動形解析法より一端水平強制変位に対する架線の水平ばね定数の振動数特性を求めた。もう一つの方法は、架線の線形化した運動方程式に対して、一端水平強制変位の境界条件のもとに架線の変位曲線を仮定し、Galerkin法を用いて水平ばね定数の振動数特性を求めたものである。両者の解法において得られる応答変位を微分して張力を求めると収束が悪いので、架線の応答加速度に比例する慣性力を架線に作用させて付加張力を求めた。

3. 実在架線のばね定数の振動数特性 南九州幹線の実在架線について数値計算を行った。架線はスパン $L = 488.0\text{m}$ 、サゲは $D = 28.9\text{m}$ ($D/L = 0.06$)、単位長さ当り重量 $mg = 2.7\text{kgf/m}$ であり、初期水平張力 $H = 2.79\text{tonf}$ 、その初期張力による弦の基準円振動数 $\omega_0 = 0.65\text{rad/sec}$ となった。伸び剛性は JEC-127-(1979) を参照し、 $E_a = 4300\text{kgf/mm}^2$ (硬アルミ線のヤング率) および $E_s = 1900\text{kgf/mm}^2$ (銅線のヤング率) から換算し、 $EA = 4.57 \times 10^6\text{kgf}$ とした。解析は振動形解析法と微分方程式を直接解く方法とを用いたが、前者はモードに対する収束が悪く、後者の方が級数の収束が早く便利であることが判ったので、後者の方法で無次元ばね定数を計算したが、40項で十分収束する値が得られた。2つの解法による級数の収束性については講演時に発表する。

図-1, 2 に H/L により無次元化した水平方向ばね定数の振動数特性およびスパン L で無次元化した径間中央点の変位 (強制変位の振幅値は $\rho_0/L = 2.05 \times 10^{-5}$) を示す。横軸は初期水平張力 H による弦の基準円振動数 ω_0 で無次元化した円振動数である。共振率は図-2 からわかるように、ほぼ無次元円振動数 1.0 刻みに存在することから、2つの共振率 ($\omega_1 = 5.99$, $\omega_2 = 40.55$) を除く共振率は横波が優勢なモードで、サゲ比が小さい架線の場合、弦の共振率とあまり変わらないことがわかる。これらの共振率は非常に僅かな振動数の間に幅が狭いピーク

が数多く存在する。したがって、無次元ばね定数の特性曲線は幅の広い明瞭な共振以外では描くことを省略した。

無次元水平方向ばね定数は無次元円振動数 $\omega=9.0$ まで固定点側と強制変位点側側ではほぼ同じ値をとり、 $\omega_1=5.99$ の奥で顕著なピークがある。また、 $\omega=9.0$ から徐々に架線両支持点の無次元ばね定数に差が現われ、 $\omega_2=40.55$ 付近で逆位相の大きなピークとなる。鉄塔下端からのランダム地震入力時における架線の無次元ばね定数を考える場合、 ω_1, ω_2 にあるピークが重要と思われる。

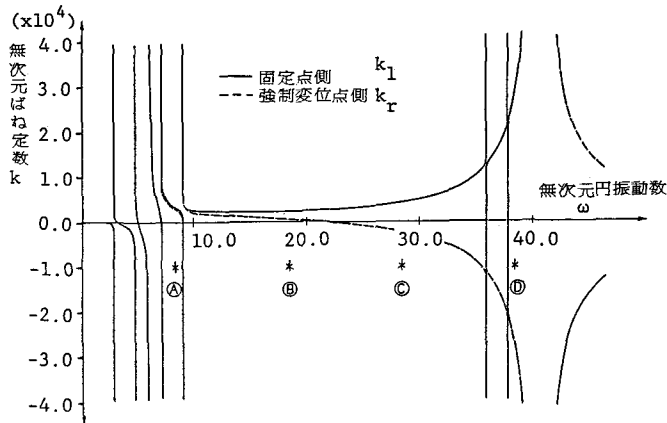


図-1 架線両端の無次元水平ばね定数の振動数特性

図-3 にはこの2つのピークおよびその前後の共振点における自由振動の無次元変位モード、無次元架線方向付加張力モードを示す。 ω_1 は6次、 ω_2 は41次の無次元固有円振動数に対応する。無次元変位モードからわかるように、両者ともに横波に縦波の影響が顕著に現われており、前者は鉛直変位が大きく、後者は水平変位が大きい。 ω_1 については Irvine⁴⁾ も $\omega=(8D/\pi L)\sqrt{EA/H}=6.11$ の奥で張力が大きくなると述べており、この奥では著者らの計算値とはほぼ一致している。

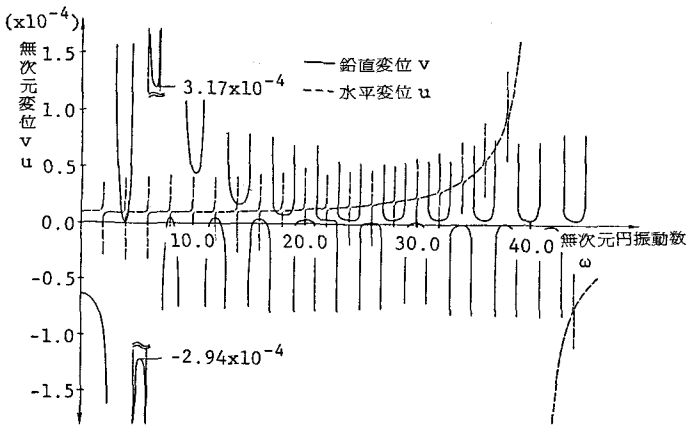


図-2 一端水平強制変位による径間中央点の変位応答

ω_2 については縦波と横波の伝播速度比 $\omega=\sqrt{EA/H}=40.47$ であることより純粋な縦波の共振点と考えられる。特に後者の共振点付近の振動数領域 ($\omega=39.3 \sim 42.0$) では片側支持点の強制変位/cmで付加張力の絶対値は初期張力を越えることになる。架線の非抗圧縮性の奥からこの付近については、ランダム振動による付加張力の成長について検討が必要と考えられる。

参考文献 1)小坪・園田・井嶋;昭和56年度土木学会西部支部研究発表会講演集, 2)小坪・園田・井嶋;第37回年次学術講演会概要集, 3)山口・伊藤;土木学会論文報告集, 第286号, 1979年, 4) Irvine and Griffin; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976

次数	変位モード	付加張力モード
5次 $\omega=5.93$	0.001I	$\tau_{max}=0.004$
6次 $\omega=5.99$	0.001I	$\tau_{max}=0.384$
7次 $\omega=7.08$	0.001I	$\tau_{max}=0.188$
40次 $\omega=39.71$	0.001I	$\tau_{max}=0.566$
41次 $\omega=40.55$	0.001I	$\tau_{max}=14.88$
42次 $\omega=40.71$	0.001I	$\tau_{max}=0.019$

図-3 変位モードと付加張力モード (無次元付加張力 τ_{max} は無次元鉛直変位 $v_{max}=0.01$ の時の値を示す)