

九州大学 工学部 学生員 井嶋克志

九州大学 工学部 正員 園田敏矢

九州大学 工学部 正員 小坪清真

1. まえがき

近年、各地に建設されている超高送電鉄塔は鉄塔自身が大型であるとともに、架線の断面が大きく、鉄塔間のスパンも長い。したがって、鉄塔の耐震性を考える上では鉄塔自身の振動特性のほかに、架線の振動の影響も求める必要がある。著者等はこの架線の振動の影響は鉄塔を通して架線支持点に変位による強制振動を受け、架線の張力の変動が鉄塔の振動に対して付加質量効果あるいはバネ効果を持つものと考えた。したがって、架線が強制変位を受ける場合の張力の変動を理論的に求めるとともに、実験によりこの理論値の確認を行った。実在の架線においては両支持点のレベル差はスパンにくらべ小さいのざほとんどであり、サグ比(約1/20)も小さいため、解析では支持点のレベルは同じとし、線形の範囲内で行なった。このときケーブルは完全可撓性、伸張性を仮定し、初期形状は懸垂曲線とした。

2. 解法

ケーブルの一端が正弦波の変位による強制振動を受ける場合の変位、変動張力の解析理論としては下記の式(1)について固有値解析を行ない、振動形解析法を用いて解くことはすでに発表した⁽¹⁾。ここでは架線を連続体として微分方程式を直接解くことにより求めた結果を示した。

ケーブルの面内振動の変位 u , v に関する運動方程式は図1に示される座標系のもとに、山口等および Irvine 等の式から非線形項を無視することにより次式のように示される。

$$\left. \begin{aligned} m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial}{\partial s} \left[H \frac{ds}{dx} + EA \left(\frac{dx}{ds} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial s} + EA \frac{dx}{ds} \frac{dy}{ds} \frac{\partial v}{\partial s} \right] \\ m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= \frac{\partial}{\partial s} \left[EA \frac{dx}{ds} \frac{dy}{ds} \frac{\partial u}{\partial s} + \left\{ H \frac{ds}{dy} + EA \left(\frac{dy}{ds} \right)^2 \right\} \frac{\partial v}{\partial s} \right] \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

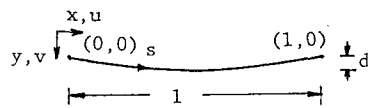


図1 ケーブルの座標

ここに、 m はケーブルの単位長質量、 E はケーブルの縦弾性定数、 A は断面積、 t は時間である。上式において減衰を考慮するためにはケーブルの縦弾性定数を $E(1+\beta i\omega)$ とおくことにより複素剛性とすればよい。ケーブルの一端を固定し、他端に正弦波の変位による強制振動が与えられたときの境界条件は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} s=0 \text{ において } u(t,0) &= \phi_0 e^{i\omega t}, \quad v(t,0) = 0 \\ s=A_0 \text{ において } u(t,A_0) &= 0, \quad v(t,A_0) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 A_0 はケーブル長、 ϕ_0 は強制変位の振幅、 ω は円振動数である。式(2)の境界条件を満たす解として次式を仮定する。

$$\left. \begin{aligned} u(t,s) &= \phi_0 \left\{ 1 - \frac{s}{A_0} + \sum_{k=1}^{\infty} a_k \sin \frac{k\pi s}{A_0} \right\} e^{i\omega t} = U(s) e^{i\omega t} \\ v(t,s) &= \phi_0 \sum_{k=1}^{\infty} b_k \sin \frac{k\pi s}{A_0} e^{i\omega t} = V(s) e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 a_k, b_k は sine 級数の係数であり、山口等の手法に従い、式(3)を式(1)に代入し Galerkin 法を用いることにより求めることができる。さらに、変動張力を求めるには式(3)からえられた変位を式(4)に代入して求める方法もあるが、収束しない。

$$T = EA \left(\frac{dx}{ds} \frac{du}{ds} + \frac{dy}{ds} \frac{dv}{ds} \right) \quad (4)$$

したが、この方法を用い、えられた変位に比例する慣性力をケーブルに作用する静的分布荷重として変動張力を求めた。すなわち、式(1)の左辺に上記の解法により求めた変位に比例する慣性力($m\omega^2 U$, $m\omega^2 V$: 水平および鉛直方向の慣性力)を代入し、 s について積分し、さらに式(4)に代入することにより変動張力は次式で与えられる。

$$T = \frac{EA/H}{(ds/dx)^2 + (EA/H) ds/dx} \left\{ \alpha_1 - \int_0^s m\omega^2 U ds \right\} + \frac{dy}{dx} \left\{ \alpha_2 - \int_0^s m\omega^2 V ds \right\} \quad (5)$$

ここに、 α_1 , α_2 は両端の変位と0とする境界条件によりえられる定数である。

3. 実験概要

実験の概要を図2に示す。架線の模型には可換性を果たすために鎖を用い、その鎖の剛性は $EA = 1.25 \times 10^6 \text{ kg}$, 単位長重量は $mg = 0.01 \text{ kg/m}$, 初期釣り合い状態における水平張力は $H = 24.0 \text{ kg}$, リグ比は $d/l = 1/19.9$ である。ケーブルの一端は支柱に固定し、他端には振動台により正弦波の水平変位を与え、その強制変位は差動型変位計により測定し、変動張力(歪)歪ゲージを使い両端と中央の3カ所で測定した。強制変位の振動数は $0 \sim 4.5 \text{ Hz}$ の間で約 0.1 Hz 刻みとし、ケーブルの変動張力が初期張力を超えないように強制変位の振幅を小さくした。記録にはオシログラフを用い、変動張力(歪)が定常振動となったときに強制変位と同時測定を行い、その振幅とともに位相も測定した。

4. 実験値および理論値

図3にケーブルの支持点と中央点の変動張力の周波数特性を示す。理論解析において複素剛性の μ は 0.07 を用い、 $\sin$ 級数の項数は30項とした。ケーブルの一端、強制変位を 0.1 cm に換算した変動張力で理論値と実験値を比較してみるとほぼ一致していることがわかる。測点3の変動張力も測点1, 2とはほぼ同じ値で、同位相であった。

図4に実在の架線について数値計算の結果を示す。 $\sin$ 級数の項数は70項とり、架線支持点に 1 cm の強制変位を与えた。図4から判るように約 2.0 Hz 以下の振動数領域では負の値が多く、 2.2 Hz 付近で張力の変動が大きくなっている。さらに、それ以上の振動数域で張力は正の値となっている。

以上の解析は架線が定常振動を行う場合であり、野塔ガランダム振動を行う場合の架線の変動張力の特性については現在研究中である。

参考文献 1) 小坪・園田・井嶋: 昭和56年度土木学会西部支部学術講演概要集 2) 山口・伊藤: 単一ケーブルの3次元線形自由振動, 土木学会論文報告集, 第286号, 1977. 3) Irvine and Caughey; The Linear Theory of Free Vibration of a Suspended Cable, Proc. R. Soc. Lond. A. 341, 1974.

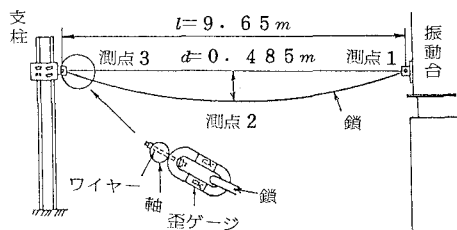


図2 実験概要図

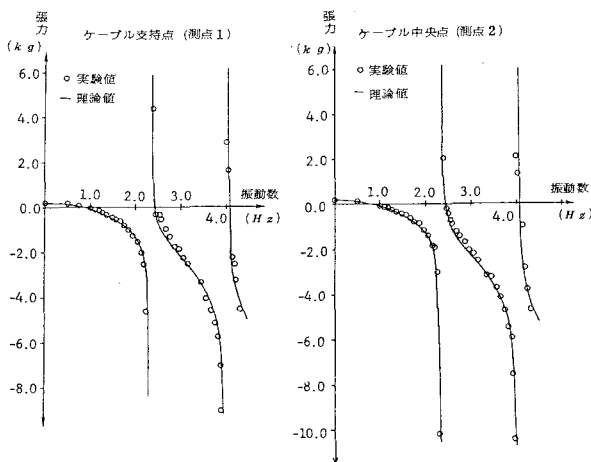
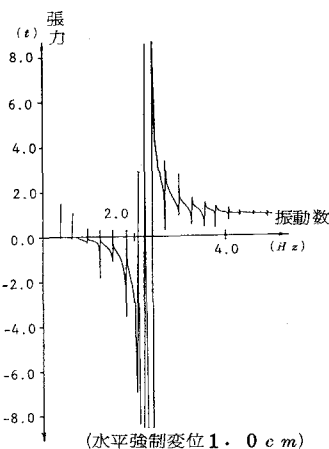


図3 変動張力の周波数特性 (水平強制変位 0.1 cm)



(水平強制変位 1.0 cm)

図4 架線支持点の変動張力