プラットトラス送電鉄塔の耐荷力特性に関する解析的検討

東電設計㈱　フェロー会員　○中村　秀治
東電設計㈱　正会員　山崎　智之
東電設計㈱　正会員　本郷榮次郎

１．はじめに

我が国の送電鉄塔は 1907 年に初めて建設されてから約 100 年を超え，現時点で全国に約 25 万基が建設されている．当初 66kV であった送電電圧は高度経済成長による電力需要の増大とともに 1000kV 設計にまで増大し，鉄塔規模も大型化した．建設初期の送電鉄塔は主要部材を等辺山形鋼で構成し，塔高が約 30m 程度，根開き 5m, 重量 5Ton 程度で, 塔体骨組はダブルワーレンのプラットトラスを採用し鉄塔の軽量化に努めてきた．プラットトラス鉄塔はパネル間に挿入した水平材が圧縮材，斜材が引張材として機能すると見なし，腹材に圧縮材としての機能は設計上考慮していない．供用中のプラットトラス鉄塔は実態として多数存在し，送電線路の維持管理上重要であるため，耐荷力特性に関する解析的検討を行う．

２．プラットトラス送電鉄塔の検討課題

シングル・ダブルワーレントラス鉄塔とプラットトラス鉄塔等の典型例を図-1 に示すが，プラットトラス鉄塔は東京電力管内で現在なお多数基が供用されている．プラットトラス鉄塔の骨組設計では，圧縮を受ける斜材は弾性座屈により軸力を分担しないものとして，平面解析により実施してきた．その後，多くの送電鉄塔は規模が大きくなり斜材の面外剛性を確保するため，斜材には圧縮力と引張力を交互に分担させるブライヒトラスを採用して，斜材交点に水平材と平面に対辺材を挿入している．

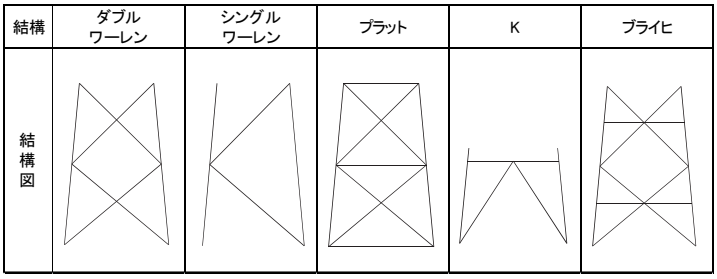

図-1 鉄塔の種々のトラス結構

近年、既設鉄塔を対象に基礎不同変位や耐震性能に関わる耐力評価が必要になり、弾塑性大変形解析や動的応答解析が行われている．プラットトラス鉄塔の場合，載荷・除荷過程における斜材の弾性座屈を考慮する必要があり，次のような検討課題が挙げられる．

(1) 既往の設計法の妥当性，設計計算値と実応力状態の関係．
(2) 腐食劣化と基礎不同変位を受けた場合の残存耐荷力．
(3) 交番的な地震力に対して懸念される斜材のパラメトリック振動．

３．弾性座屈を伴うプラットトラス鉄塔の解析モデル

プラットトラス鉄塔においては，斜材の曲げ剛性が低いので，圧縮力を受ける斜材には容易に弾性座屈が生じる．地震力のように交番荷重が作用すれば部材には交番応力が生じるので，圧縮力で弾性座屈した部材が次の瞬間に引張部材となり，さらにその逆の現象が生じることになる．そのような現象が多数の部材で生じる立体トラス構造を安定的に数値解析する一般的手法はない．ここでは，図-2 に示す実鉄塔を解析対象とするが，弾性座屈を考慮する斜材(図-2 中赤線)は 1 部材当り 10 要素分割とし，部材中央の初期不整が(部材長／(100～1000))となるように設定するものとする．

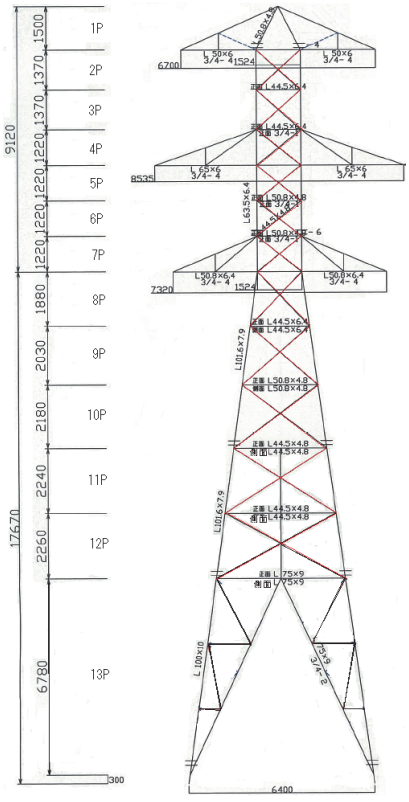

図-2 解析対象に選択した鉄塔モデル

キーワード　送電鉄塔，プラットトラス，弾性座屈，動的挙動，非線形 FEM 解析
連絡先　〒135-0062　東京都江東区東雲 1-7-12　東電設計株式会社電気本部
TEL: 03-6372-5720　E-mail: h.nakamura@tepsco.co.jp

４．鉄塔諸元と解析条件　鉄塔モデル(図-2)の主要な諸元，使用鋼材，解析条件は次の通りである．(図-2 に示したように，以下，パネルを P で表す.)

・鉄塔型：プラットトラス山形鋼鉄塔　・回線数と電圧：2 回線，154kV
・塔高：26.8m　・根開：6.4m　・径間：230m　・1 次固有周期:0.68 sec.(図-3)
・主柱材(8P～12P)：L101.6×7.9，有効座屈長 l_k=175～210cm　細長比=88～105
・斜材(8P～12P)：L45×4，有効座屈長 l_k=135～328cm(10P)　細長比=138～269(10P)
・境界条件：4 脚基礎完全固定．　斜材の不整：正弦半波，片振幅は(部材長/100)
・荷重条件:鉄塔重量(4880kg)，鉄塔風圧(2842N/m^2)，架渉線風圧(980N/m^2)
・解析条件：立体はり要素を用いた大変形解析(ADINA ver.8.8 を使用)

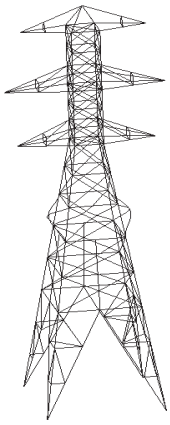

図-3 1 次固有モード(10P 斜材の面外振動モード，1.46Hz)

５．プラットトラス鉄塔の既往設計法の妥当性について

既往設計法の妥当性については，重量＋線路直交方向風荷重＋垂直角度荷重（高温季，常時)による 8P～12P の発生応力比較で検討した．結果は表-1 の通りである．主柱材については設計軸力の方が 15～20%程度大きいが，設計荷重レベルでは 10P 以外の腹材は座屈に至っておらず，斜材(圧縮)は荷重を分担し，他部材の負担を軽減していることが分る．設計計算値は平面解であり，鉛直荷重は主柱材 4 脚で，水平荷重は 2 面で分担する等の前提があり，FEM 解析との違いについて考えられる要因が多いので，更なる検討が必要である．

表-1 既往設計法 [1]と FEM 解析の発生軸力の比較(鉄塔・架渉線重量＋風圧，及び垂直角度荷重)（単位：kN)

パネル	設計計算値（斜材(圧縮)を省いた微小変位 FEM 解析値)			斜材の座屈を考慮した大変形 FEM 解析値			
	主柱材	斜材(引張)	節間水平材	主柱材	斜材(引張)	斜材(圧縮)	節間水平材
8P	-99.27 (87.70)	4.51 (5.62)	—	-80.46	0.26	-5.54	—
9P	-108.29 (91.22)	7.74 (4.48)	-3.82 (-3.67)	-86.83	1.07	-3.41	2.37
10P	-113.58 (93.48)	7.64 (2.63)	-6.66 (-2.56)	-93.58	2.36	-0.19	-0.16
11P	-118.58 (95.30)	7.84 (2.59)	-7.25 (-2.33)	-88.87	2.87	-4.35	1.67
12P	-123.87 (96.65)	8.52 (1.77)	-8.04 (-2.01)	-83.71	1.56	-2.95	0.66

６．プラットトラス送電鉄塔の交番荷重に対する振動特性　変動軸力を受ける両端ピン支持梁(図-4)の式を，

$$EI\frac{\partial^4 v}{\partial x^4}+P\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+m\frac{\partial^2 v}{\partial t^2}=0 \quad \cdots\cdots (1) \qquad v=f(t)\cdot\sin\frac{k\pi}{\ell}x \quad (k=1,2,3,\cdots\cdots) \quad \cdots\cdots (2) \qquad P=P_0+P_1\cos\theta t \quad \cdots\cdots (3)$$

とすれば，次のようにまとめられる．$\dfrac{d^2 f}{dt^2}+\omega_k{}^2\left\{1-\dfrac{(P_0+P_1\cos\theta t)}{P_{cr,k}}\right\}f=0 \cdots\cdots (4)$

ここで，$P_{cr,k}=\dfrac{k^2\pi^2}{\ell^2}EI$ ：k 次座屈荷重，$\omega_k=\dfrac{k^2\pi^2}{\ell^2}\sqrt{\dfrac{EI}{m}}$ ：k 次角振動数である．

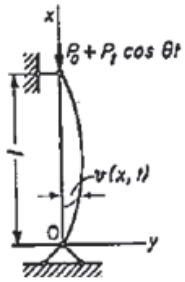

図-4

安定不安定の判別図 [2),3)]等により，式(4)が有する様々な特性を知ることができる．等辺山形鋼 L45×4 は，断面積 A=3.49cm^2, I=6.50 cm^4，回転半径 r=1.36cm であり，10P 斜材に当てはめると，$P_{cr,1}$=8260N，$\sigma_{cr,1}$ =2367N/cm^2，ω_1=12.1rad/sec. となる．ここでは，パラメトリック振動の可能性のみを検討するものとし，全体 1 次固有周期(0.68s.)と 10P 斜材単体の固有周期(0.52s.)の倍の正弦波(加速度)で加振するものとした．10P 斜材の面外変位に関する動的解析結果の一例を図-5 に示す．パラメトリック振動が生じ，外力の 2 倍の周期で振動する部材のあることが確認できる．

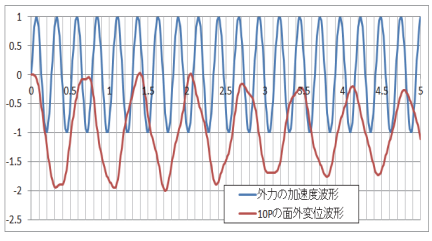

図-5 パラメトリック振動の例

７．むすび

本報告では，高経年ながら多数現存し供用中のプラットトラス送電鉄塔について，維持管理上の懸念事項を解析的に検討した．既往の設計法に対しては安全側評価であるという視点からの妥当性を示し，動的荷重に対しては斜材にパラメトリック振動の発生が有り得ることを示した．紙面の都合もあり，詳細な検討結果の図表等は，講演会当日に示す予定である．

参考文献　1) 堀貞治：送電用鉄塔鉄柱の設計，電気書院，1958.　2) Bolotin, V.V.：弾性系の動的安定，コロナ社，pp.7-25, 1972.　3) 岡本舜三：建設技術者のための振動学，オーム社，pp.39-47, 1969.