

集集大地震により倒壊した超高圧送電鉄塔の 耐震性に関する解析的検討

An analytical examination on earthquake responses of transmission tower
which had damage in the Chi-Chi Earthquake Taiwan

松田泰治*, 大塚久哲**, 池田征司***
Taiji Mazda, Hisanori Otsuka, Seiji Ikeda

*工博, 九州大学大学院助教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

***九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

The Chi-Chi Earthquake with a moment magnitude of 7.7 occurred at central part of Taiwan on September 21st 1999. Many steel towers had heavy damages. This paper deals with the analysis of earthquake response of 345kV steel tower to investigate the cause using FEM and the effect of which the tower has legs of equal / unequal length was examined. From the dynamic response analysis, the possibility of damage of the steel tower by vibration was suggested. In the tower which has legs of unequal length, the bracing member showed the response in the danger side further than the column member for the buckling.

Key Words: Chi-Chi Earthquake, Transmission tower, buckling

キーワード: 集集大地震, 超高圧送電鉄塔, 座屈

1. はじめに

1999年9月21日, 台湾の南投縣集集付近を震源とする Mw7.7 (2001理科年表) の地震が発生した。震源地近傍では一般の建物はもとより, 道路, 橋梁等の社会基盤施設, 電力, 水道, 通信等のライフライン施設に甚大な被害が発生した。

超高圧送電鉄塔は, 13基が完全倒壊するなど, 甚大な被害を受けた。そのうち, 中寮～峨眉間の#203鉄塔は, 基幹線で唯一完全倒壊した鉄塔であり, 台湾の電力供給システムに致命的なダメージを与えた。

また, 送電鉄塔は山間部の斜面に設置される場合が多く, このとき基礎に高低差が生じ, 片継脚となる。片継脚鉄塔の力学的安定性については, 既往研究¹⁾により検討され, 風荷重において十分安全であることが確かめられている。しかし, #203鉄塔は基礎の高低差の大きい片継脚鉄塔であり, 倒壊原因の一因となった可能性がある。

著者らはこれまでに, 台湾で最大の345kV鉄塔で唯一完全倒壊した#203鉄塔が片継脚鉄塔であることに着目し, 付近で観測された地震波であるTCU084を用い, 鉄塔単体モデルに対して, 被害原因解明のため解析的検討を行ってきた^{2), 3), 他}。その結果, TCU084相当の地震動が#203付近で生じている場合には, 基部の部材に座屈が生じ, 倒壊に至る可

能性があるとの知見が得られた。

一方, 鈴木ら⁴⁾の研究によれば, 鉄塔の架線直角方向の地震時挙動に与える架渉線の影響はほとんどなく, 架線方向に関しては架渉線の影響が大きいとされている。従って, 水平二方向の地震入力に対する鉄塔の応答を詳細に検討する際に, 鉄塔単体モデルでは架渉線の影響を適切に表現できないことが考えられる。

そこで本研究では, これまでに用いてきた鉄塔単体モデルを, 隣接鉄塔及び架渉線の動的な影響を考慮できる三基



写真-1 倒壊した345kV超高圧送電鉄塔
(中寮～峨眉間の#203)

二径間モデルを作成し、被害原因のより詳細な検討を行った。また、架渉線をモデル化する際に、架渉線の要素分割数が鉄塔の応答に与える影響を調べ、三基二径間モデルでの解析に必要な架渉線の要素分割数を事前に検討した。

2. 超高压送電鉄塔の被害^{4), 14)}

写真-1は倒壊した#203鉄塔である。写真で判断する限り根本付近から谷側へ向かって倒壊しているように見える。ただし、#203鉄塔の両側の#202鉄塔と#204鉄塔はほとんど無被害と報告されている。また、電線は寸断されていないと報告¹⁴⁾されている。図-1に示すように345kV鉄塔の形状・寸法は高さ約62.95m、脚柱の間隔は12.8mの懸垂型山形鋼鉄塔であり、サイズ的には我が国の22万V鉄塔に近い。#203鉄塔は傾斜地に設置されており、標高は約400mと推測され、山側と谷側の基礎の高低差は10mと報告¹⁴⁾されている。台湾中央気象台の地震観測記録によれば断層の東側では強い地震動が確認されており、また、#203鉄塔の基礎そのものは健全であったとの報告から、地震時の振動による被害の可能性も考えられる。

一般に送電鉄塔では、地震荷重に比べ風荷重が大きく、構造断面は風荷重に支配される。このため台湾電力公司では地震荷重に関する配慮は井筒型の鉄塔基礎(0.1~0.35Gで耐震設計)等を除いて特別にはなされていない。我が国では特殊な支持物においてのみ地震荷重が風荷重を上回ることがあるとして耐震設計を行っている。その場合は震度法により、設計に用いる震度は建築基準法、同施行令、建設省告示(第1074号)に準ずる。風荷重としては、我が国の平均的な基準風速 V_0 が40m/s(地域を考慮する場合は28.1m/s~46.8m/s)であるのに対し、台湾では東部地区の重要路線で54.4m/s、西部地区の重要路線で44.9m/sで設計されており、台湾の送電鉄塔の設計仕様は我が国のものよりも若干厳しいと考えられる。詳細については、文献2)を参照されたい。

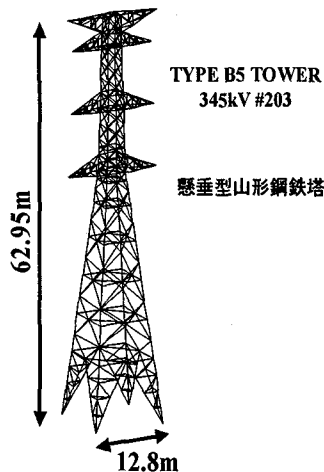


図-1 345kV鉄塔の構造概要

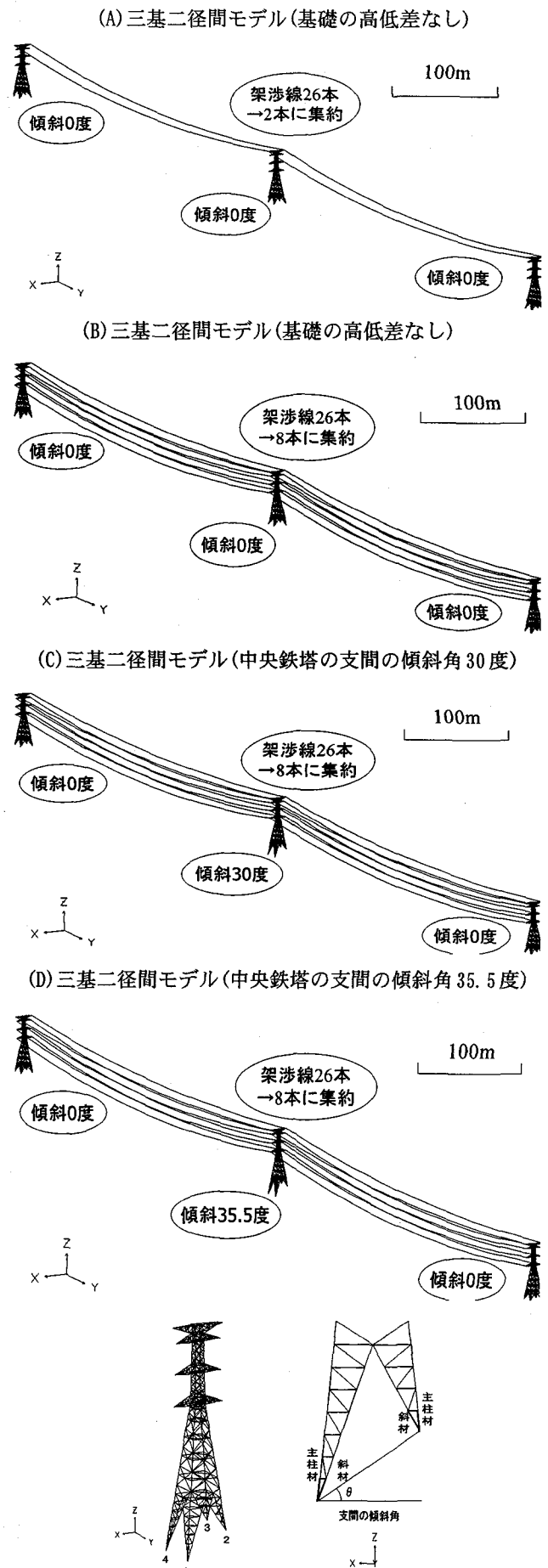


図-2 モデル図及び基部主柱材番号、支間の傾斜角

3. 解析手法の概要

3.1 解析条件の設定

台湾電力公司より入手した構造図に基づき送電鉄塔のモデル化を行った。解析モデルのモデル図を図-2に示す。345kVのB5型鉄塔が直線状に連続して配置された状態を想定し、鉄塔間の径間長は現地の情報から全て550mと仮定した。中央鉄塔を検討対象とした。モデルAは、架渉線を一径間あたり2本に集約してモデル化し、三基とも等脚鉄塔とした。モデルB、C及びDは、架渉線を一径間あたり8本としてモデル化し、中央鉄塔の脚部のみが異なる。モデルBは三基とも等脚鉄塔、モデルCは中央鉄塔のみ支間の傾斜角が30度の片継脚鉄塔、モデルDは中央鉄塔のみ支間の傾斜角が35.5度の片継脚鉄塔とした。実際の#203の支間の傾斜角は約35.5度と推測される。一径間あたりの電線と地線の総重量は215kNである。鉄塔単体の総重量は、モデルA及びBが370kN、モデルCが401kN、モデルDが409kNである。図中の番号は、基部支柱材の番号である。我が国の送電鉄塔の設計基準は、JEC-127⁶⁾に準拠しており、台湾の送電鉄塔も基本的にはこれに準拠している。JEC-127に準拠した基部の支柱材及び斜材の断面性能及び許容座屈軸力を表-1に示す。許容座屈軸力に安全率1.5を乗じたものが座屈軸力となる。

表-1 等辺山形鋼の断面性能、許容座屈軸力

部材	材質	部材寸法 (mm)	部材長さ (m)	断面面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)	許容座屈 軸力(kN)
基部 支柱材	モデルCの長脚側	ss540 250×25	2.602	1.194×10 ⁻²	6.95×10 ⁻⁵	2471
	その他	ss540 250×25	2.537	1.194×10 ⁻²	6.95×10 ⁻⁵	2490
基部 斜材	モデルCの長脚側	ss540 130×9	2.789	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	210
	モデルDの長脚側	ss540 130×9	2.693	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	224
	その他	ss540 130×9	2.984	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	188

主要構造材である支柱材と水平材及び脚部の斜材を三次元はり要素、他の補助材を三次元トラス要素として全て線形材料でモデル化した。懸垂碍子に関する詳細な情報を入力できなかったため、懸垂碍子のモデル化は行っていない。基礎は、通常的地盤条件においては固定とみなすことができる⁷⁾ことから、すべて基礎固定とした。

表-2 架渉線の諸元

(1)モデルA (2)モデルB及びC

			電線			
			回数	2回線(1回線が3本)		
本数	2本	単位長さ重量 1本あたり195.44N/m	単位長さ重量	1本あたり62.76N/m	外径 51.92mm	初期張力 1本あたり117.6kN
			外径	51.92mm		
			初期張力	1本あたり117.6kN		
単位長さ重量	1本あたり195.44N/m	外径 91.40mm	本数	2本	単位長さ重量 1本あたり7.286N/m	初期張力 1本あたり19.6kN
			単位長さ重量	1本あたり7.286N/m		
			外径	16.32mm		
初期張力	1本あたり372.4kN		初期張力	1本あたり19.6kN		

架渉線の諸元を表-2に示す。本対象鉄塔は、三相交流の四導体送電線であり、一つの腕金に四本の電線が付加されている。モデルB、C及びDでは、この四本を一本のケーブルとみなしている。一方、一回線当たりで考えると、地線

と電線をあわせて13本の架渉線が存在する。モデルAでは、この13本を一本のケーブルとみなしている。架渉線の初期位置は、自重により変位を生じた座標とした。架渉線は、張力及び伸縮性を持つ弦要素としてモデル化した。弦要素は、基本的に軸力のみを伝えることができるトラス要素であり、剛性特性は、以下のように初期形状による剛性と張力による剛性で表現される。

剛性行列 (K_i)

$$K_i = \frac{1}{l_i} \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 & -EA & 0 & 0 \\ 0 & P & 0 & 0 & -P & 0 \\ 0 & 0 & P & 0 & 0 & -P \\ -EA & 0 & 0 & EA & 0 & 0 \\ 0 & -P & 0 & 0 & P & 0 \\ 0 & 0 & -P & 0 & 0 & P \end{bmatrix}$$

ここに、 E :縦弾性係数、 A :断面積
 l_i :要素長、 P :張力

山形鋼の減衰定数は、沢辺ら⁸⁾の無線鉄塔における加振実験があり、振幅が小さい場合は $h=1.7\%$ 、振幅が大きくなると $h=3.3\sim3.8\%$ の値を示している。本研究では山形鋼の部材減衰は2%で考慮した。電線の減衰定数は、岩間ら⁹⁾の電線の振動実験結果から、0.4%とした。動的解析においては、固有値解析によりひずみエネルギー比例型のモード減衰定数を算定し、有効質量の卓越したモードにより、レーリー減衰を定義した。

動的解析は、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による直接積分法で行った。解析ソフトは、汎用構造解析プログラムTDAPⅢを用いた。

3.2 入力地震波

解析には、集集地震で観測された実地震波を三波用いた。ここでは、#203鉄塔付近で最大の加速度(989gal)が観測されたTCU084を入力した場合の解析結果を示す。TCU084の観測地点は、震央から約10km、#203から約20kmの距離にある。また、鉄塔の架線方向と南北方向のなす角は約37度であり、地震波に対する鉄塔の応答をより詳細に検討するため、地震波の加速度成分を鉄塔の架線方向及び架線直角方向に合成した。以下、架線直角方向合成波をTCU084x、架線方向合成波をTCU084yと呼ぶ。TCU084の加速度応答スペクトルを図-3に示す。

4. 鉄塔の地震時挙動に与える架渉線の要素分割数の影響

近年の送電線路の高電圧化や大容量化に伴い、電線の多導体化が一般的となっている。本解析モデルでも、電線と地線をあわせて一径間あたり26本の架渉線が存在する。従って、架渉線のモデル化をする際にいたずらに架渉線の

要素分割数を増やせば、自由度が増大し、演算時間の点で非常に不利となる。

一方、鉄塔の基本振動数に比べて架渉線の基本振動数は非常に長周期であり、十分な架渉線の要素分割を行い、鉄塔の応答に大きく影響を及ぼす鉄塔の基本振動数近辺において架渉線のモードを表現できなければ、隣接鉄塔や架渉線の影響を適切に表現できないと考えられる。秋山ら¹⁰⁾の研究によれば、線路方向の鉄塔の応答は、架渉線の要素分割数にほぼ無関係であるが、線路直角方向の鉄塔の応答は、要素分割数により大きく変化し、電線の高次振動数領域が鉄塔の基本振動数領域と重なることが必要であり、電線の要素分割数はこれより決定できるとされている。

即ち、鉄塔と架渉線の諸元によって必要な架渉線の要素分割数が変化する。また、秋山らは鉄塔を一本柱としてモデル化していること、正弦波による解析であることなど、解析手法において本研究と様々な違いがある。

そこで、本解析条件のもとで架渉線の要素分割数を変えて、鉄塔の応答の変化を検討した。解析には、モデルAを用いた。要素分割数として、5、10、20、30、40、50の6ケースを検討した。

4.1 固有値解析結果

固有値解析により得られた固有振動数を表-3に、代表的なモード図を図-4に示す。表-3において、例えば5分割モデルでは、架渉線の1次が0.121(Hz)で、最高次が4次の0.376(Hz)であるため、中央鉄塔の架線直角方向1次である1.474(Hz)近傍において架渉線の高次モードを表現できない。架線方向も同様に、中央鉄塔の架線方向1次である0.846(Hz)近傍において架渉線の高次モードを表現できない。

中央鉄塔の架線直角方向1次モードについて考察すると、表-3より、要素分割数によって固有値に大きく差が有り、5分割モデルの1.474Hzと40分割モデルの2.191Hzでは約50%の差が生じている。また、5、10、20分割モデルでは固有モードが一つしか存在せず、有効質量比が集中するのに対し、30、40、50分割モデルでは架渉線が連成振動する高次モードが三つ存在し、有効質量比はほぼ均等に分散する。この時、30分割モデルにおいて連成振動する架渉線の振動次数が40、50分割モデルと異なるのは、18～21次という次数が大きく、40、50分割モデルに比べて架渉線が硬く評価されたためと考えられる。また、図-4より、5分割モデルでは架渉線が鉄塔の近傍でのみ振動している(10、20分割モデルも同様)のに対し、30分割モデルでは径間長全体で振動しており(40、50分割モデルも同様)、5(及び10、20)分割モデルでは鉄塔が架渉線に不必要に拘束される等、架渉線が中央鉄塔に与える影響に差が生じると考えられる。

中央鉄塔の架線方向1次モードについては、要素分割数

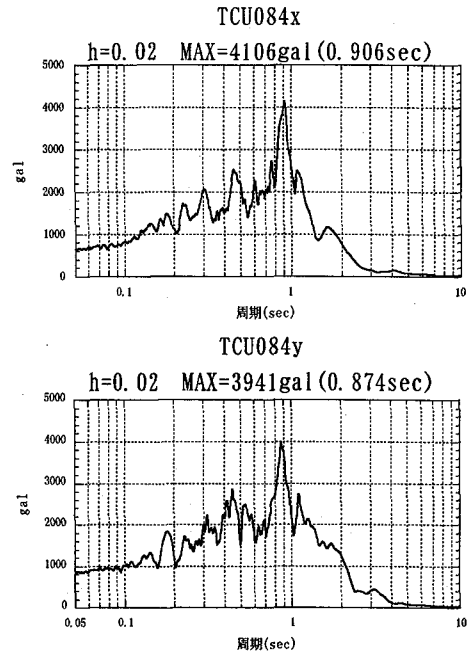


図-3 加速度応答スペクトル

表-3 固有振動数(Hz)

モード	モデル					
	5分割	10分割	20分割	30分割	40分割	50分割
架渉線	1次 0.121	1次 0.123	1次 0.123	1次 0.123	1次 0.123	1次 0.123
	最高次 0.376 (4次)	最高次 0.780 (9次)	最高次 1.575 (19次)	最高次 2.367 (29次)	最高次 3.159 (39次)	最高次 3.950 (49次)
中央鉄塔 架線直角方向	1次 1.474	1次 1.738	1次 1.956	1.962(架渉線は18次) 2.070(架渉線は19次)	1.919(架渉線は16次) 2.072(架渉線は17次)	1.960(架渉線は16次) 2.114(架渉線は17次)
	2次 3.733	2次 4.838	2次 5.163	5.288	5.359	5.43
中央鉄塔 架線方向	1次 0.846	1次 0.849	0.849 (架渉線は7次)	0.849(架渉線は7次)	0.849(架渉線は7次)	0.849(架渉線は7次)
	2次 4.385	2次 4.385	4.385	4.386	4.386	4.386

による固有値の差が全く無く、有効質量比もほぼ等しい。

4.2 動的解析結果

モデルAの架線直角方向にTCU084x、架線方向にTCU084yをそれぞれ一方入力とし、動的解析を行った。頂部架渉線支持位置の応答変位に着目し、架渉線の要素分割数による動的応答の違いを比較した。頂部架渉線支持位置の最大応答変位を表-4に、応答変位のフーリエスペクトルを図-5に示す。

架線直角方向入力に対しては、図-5より、全てのモデルにおいて架渉線の奇数次のモードと鉄塔の1次のモードの振動が励起されている。また、鉄塔の1次モードの周波数帯(約2 Hz)において、5分割モデルでは1つの周波数のスペクトルだけが卓越している(10、20分割モデルも同様)のに対し、30分割モデルでは複数の周波数のスペクトルが卓越しており、それぞれの値も小さい(40、50分割モデルも同様)。また、鉄塔の2次モードの周波数帯(約5 Hz)において、ほとんど振動は励起されていない。従って、鉄塔の2次振動数域において架渉線の高次モードを表現できないことが鉄塔の応答に与える影響はほとんどないと考えられる。また、表-4において、要素分割数と最大応答値の関係にばらつきが見られるのは、入力地震波に起因する位相差によるものと考えられる。

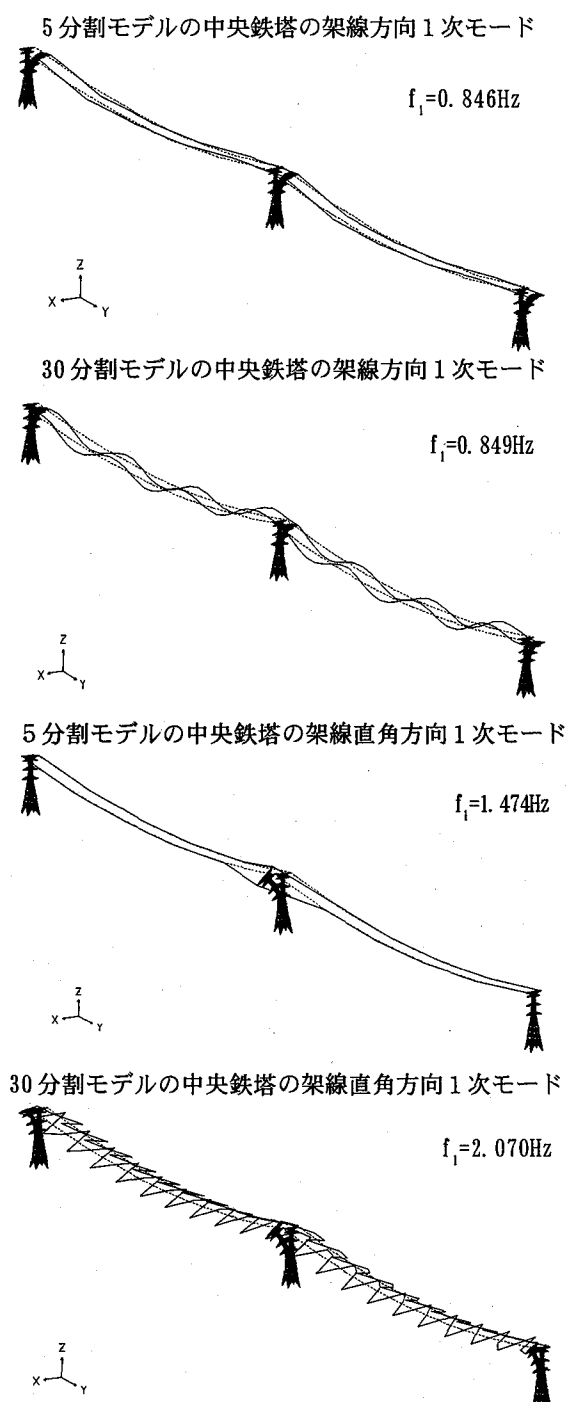


図-4 固有モード図

架線方向入力に対しては、図-5及び表-4より、要素分割数による差がほとんど無い。

また、TCU084以外に追加検討用に2波を入力したところ、頂部架渉線支持位置の応答変位のフーリエスペクトルはTCU084の場合と同様な結果が得られた。

したがって、鉄塔の動的な応答は、架線直角方向に対しては、5、10、20分割モデルと30、40、50分割モデルの2ケースで異なり、架線方向に対しては、要素分割数による差はないといえる。

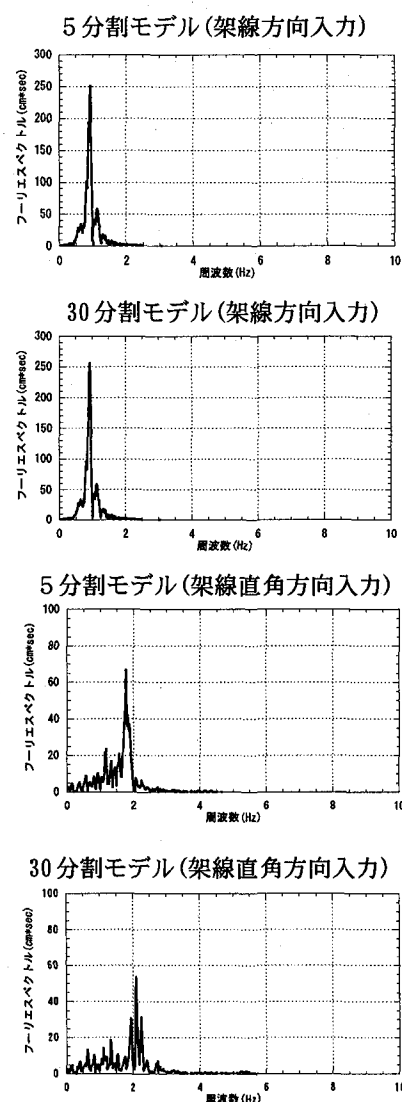


図-5 頂部架渉線支持位置の
応答変位のフーリエスペクトル

表-4 頂部架渉線支持位置の最大応答変位 (mm)

地震波の 入力方向	モデル					
	5分割	10分割	20分割	30分割	40分割	50分割
架線直角方向	0.28	0.24	0.18	0.15	0.18	0.17
架線方向	0.77	0.78	0.77	0.77	0.77	0.77

以上の固有値解析及び応答変位のフーリエスペクトルより、以下のような知見を得た。

- ・鉄塔の架線方向の応答は、架渉線の要素分割数の影響を受けない。
- ・鉄塔の架線直角方向の2次振動数域において架渉線の高次モードを表現できないことが鉄塔の架線直角方向の応答に与える影響は小さい。
- ・鉄塔の架線直角方向の1次振動数域において架渉線の高次モードを表現できないことが鉄塔の架線直角方向の応答に与える影響は大きい。(鉄塔が架渉線に不必要に拘束され、振動モードが変化する。)

したがって、鉄塔の架線直角方向の1次振動数域におい

て架渉線の高次モードを表現できるように架渉線の要素分割数を決定すればよい。本解析条件では30分割とすれば十分と判断される。

5. 片継脚に着目した #203 の被害原因の解析的検討

本章では、#203 の被害原因を詳細に検討するために、モデル B、C 及び D に対して、静的解析及び動的解析を行い、片継脚が鉄塔の耐震性に及ぼす影響を検討した。

架渉線の要素分割数は、4 章の結果を踏まえて、30 分割としてから固有値解析を行い、鉄塔の架線直角方向の基本振動数域において架渉線の高次モードを表現可能であることを確認してから動的解析を行った。

5.1 固有値解析結果

固有値解析により得られた、架線直角方向及び架線方向の固有周期を表-5 に示す。表より、鉄塔の架線直角方向の 2 次固有周期に約 10% の差があるが、基礎の傾斜による固有値の変化はほとんどないことが分かる。

我が国の実大鉄塔の振動試験結果に基づく鉄塔の塔高と固有周期の関係によれば、対象モデル相当の鉄塔の 1 次固有周期は、約 0.4 秒～0.8 秒となる⁹⁾。全てのモデルにおいて固有値解析結果はこれと対応している。

全てのモデルにおいて、架線直角方向 1 次の固有周期は約 0.47 秒、架線方向 1 次の固有周期は約 0.75 秒であり、図-3 の加速度応答スペクトルによれば、2000gal～2500gal の非常に大きな応答加速度を示している。

表-5 固有周期(sec)

モード		モデル				
		モデルB	モデルC	モデルD	備考	
中央鉄塔	架渉線	1次	8.152	8.152	8.152	
	架線 直角 方向	1次	0.481	0.484	0.485	(地線は15次、電線は20次)
			0.466	0.468	0.468	(地線は16次、電線は21次)
			0.454	0.455	0.455	(地線は17次、電線は23次)
		2次	0.185	0.203	0.210	
	架線 方向	1次	0.743	0.749	0.750	(地線は10次、電線は12次)
		2次	0.269	0.273	0.275	

5.2 静的解析結果

前述のように、我が国の鉄塔の耐震設計は、特殊な支持物においてのみ震度法によって行う。JEC-127 には 0.2G を標準震度とし、鉄塔高さや地盤条件及び地域区分によって補整した値を設計震度として用いることが示されている。そこで、静的震度 0.2G を全ての節点に対して与えることにより、JEC-127 に示された地震荷重において、#203 鉄塔の座屈に対する安全性を簡易に検討した。荷重方向は ±x 方向と ±y 方向に与えた。検討ケースは自重のみの場合、架線直角方向に ±0.2G の静的震度のみの場合、架線方向に ±0.2G の静的震度のみの場合の 5 ケースと、自重と ±x 方向

に 0.2G と ±y 方向に 0.2G が同時に作用した場合(三方向)である。静的解析によって基部支柱材及び斜材に発生した軸力のうち、最大圧縮軸力を図-6 に示す。要素番号は図-7 に対応している。図-7 において、要素番号 1, 2, 3, 4 は支柱材、1-1, 1-2, …, 4-1, 4-2 は斜材である。図-6 は、棒グラフが最大圧縮軸力、マーカーが許容座屈軸力を表している。

全てのケースにおいて、基部も含めて全ての部材が許容座屈軸力に達しておらず、0.2G の静的震度に対して十分な裕度があると考えられる。また、三方向同時に荷重を与えた場合は、転倒モーメントが圧縮側に働く部材に、自重による軸力の約 3 倍の軸力が生じた。

基礎の傾斜が与える影響を検討すると、自重による軸力は斜材の長脚側で増加し、モデル D はモデル B の 2.4 倍となった。架線直角方向の外力に対しては、支柱材の長脚側は 0.9 倍と減少し、斜材は最大で 2.8 倍と増加したことから、支柱材から斜材へと応力の分担割合が変化していると考えられる。架線方向の外力に対しては、支柱材の長脚側は 0.7 倍と大きく減少し、支柱材の短脚側は 1.2 倍、斜材は最大で 2.7 倍と増加したことから、支柱材の長脚側から支柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化していると考えられる。以上より、基礎の傾斜が大きくなると、概ね支柱材の長脚側から支柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化すると考えられる。

5.3 動的解析結果

自重により生じた応力を初期状態とし、動的解析を行った。入力地震波は、鉄塔に対して正確な入力方向として架線直角方向に TCU084x を、架線方向に TCU084y を入力し、架線直角方向入力、架線方向入力、水平二方向入力の 3 ケースについて検討を行った。基部の支柱材及び斜材に発生した最大圧縮軸力を図-8 に示す。要素番号は図-7 に対応している。

図-8 より、一方向入力の場合は、基部支柱材、斜材とも全ての部材において許容座屈軸力に達していない。水平二方向入力の場合は、支柱材 3 周りの部材に大きな軸力が発生しており、モデル C の斜材の 3-1 及び 3-2、モデル D の斜材 3-1, 3-2, 1-2 及び 4-2 が許容座屈軸力に達している。また、基礎の傾斜が動的応答値に与える影響は、静的解析結果と同様で、支柱材の長脚側から支柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化している。

支柱材 4 本のうち、最大の軸力が発生した支柱材 3 番に着目し、水平二方向入力の場合に発生した最大圧縮軸力を横軸に、支柱材 3 が配置されている支柱の高さ方向を縦軸に取り、図-9 に示す。図より、モデル B では明らかに腕金の支持位置が、構造全体としての弱点になっており、許容座屈軸力を超えている。しかし、基礎の傾斜が大きくなる

と短脚側の脚部の応答軸力が大きくなり、腕金の支持位置に加え、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が弱点となる。

以上の結果より、TCU084 相当の地震動が #203 鉄塔付近で生じている場合には、座屈が生じることにより、#203 鉄塔が倒壊に至る可能性がある。特に片継脚鉄塔は等脚鉄塔に比べて短脚側の脚部の応答が増し、短脚側の脚部の主柱及び基部の斜材が新たな弱点となった。#203 鉄塔は写真-1 のように、根本付近から倒壊しており、脚部が座屈した

ことにより倒壊したと推測される。また、鈴木ら¹¹⁾は、斜材で座屈した鉄塔の試験体が急激な耐力低下を起こすことを指摘し、主柱材座屈先行型の設計法を提案している。本解析結果によれば基部の斜材も座屈が生じた可能性がある。これは、望ましくない破壊形式であり、片継脚鉄塔における斜材の強度面からの詳しい検討が更に必要であると考えられる。

6. 結論

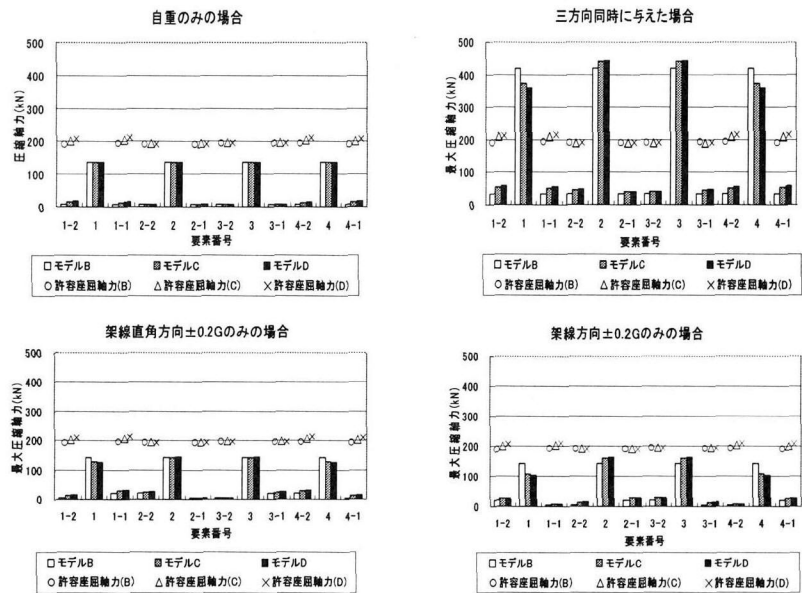


図-6 基部主柱材及び斜材に発生した最大圧縮軸力(静的解析)

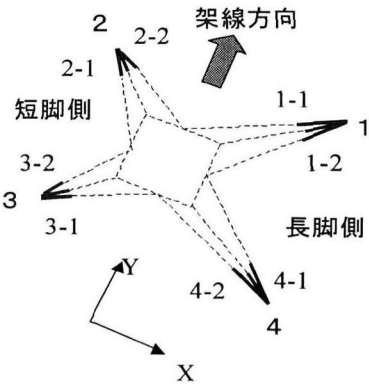


図-7 基部主柱材及び斜材の要素番号

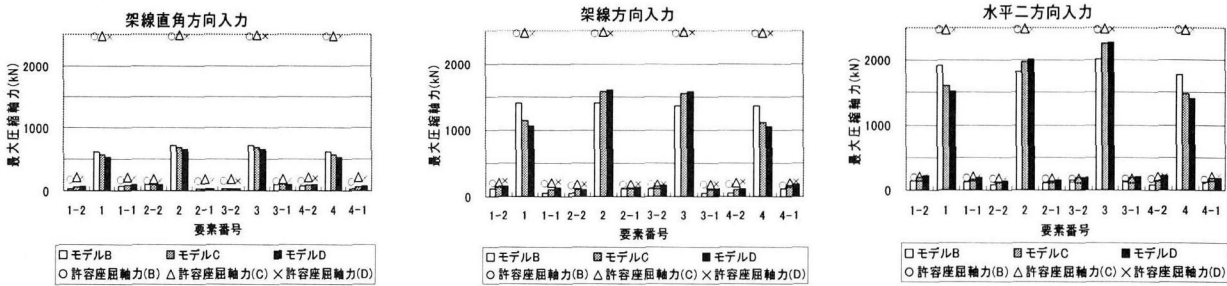


図-8 基部主柱材及び斜材に発生した最大圧縮軸力(動的解析)

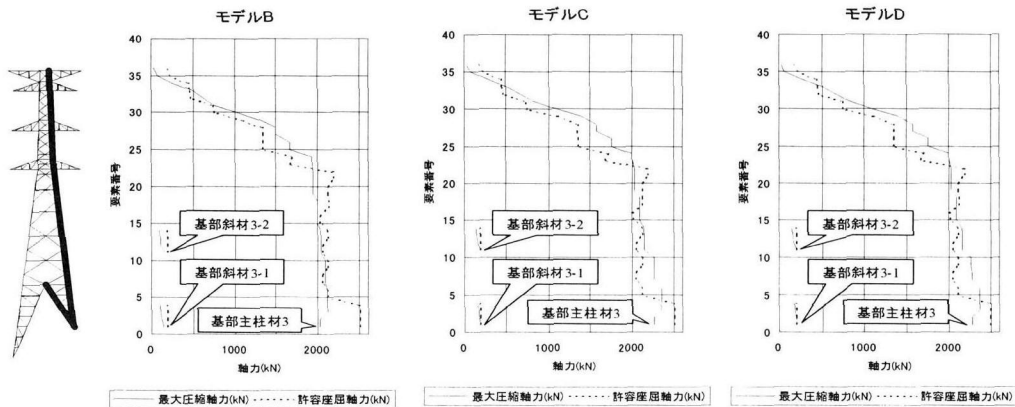


図-9 主柱材及び脚部の斜材(主柱材3周り)に発生した最大圧縮軸力

被害原因解明のために行った解析により得られた知見をまとめて以下に示す。

- (1) 架渉線や隣接鉄塔の動的な影響を適切に表現するためには、鉄塔の架線直角方向の1次振動数近傍において架渉線の高次モードを表現できるように架渉線の要素分割数を決定すればよい。(但し、多少の余裕は必要である。)
- (2) 0.2Gの静的震度に対しては、#203鉄塔は十分な安全余裕を有している。
- (3) 実際の#203鉄塔の支間の傾斜角は約35.5度と推測され、TCU084を入力地震動とした場合には、腕金の支持位置、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が座屈を起こす可能性がある。
- (4) 基礎の傾斜が大きくなると、概ね主柱材の長脚側から主柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化する。その結果、等脚鉄塔に比べて片継脚鉄塔は、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が新たな弱点となった。また、#203鉄塔の倒壊した写真からは、脚部の座屈によって倒壊したと推測される。

我が国では、今回のような送電鉄塔の地震被害の例は無く、兵庫県南部地震においても送電鉄塔の被害は軽微であった。また、既往研究^{(12), (13)}により、兵庫県南部地震レベルの地震荷重に対しても十分な耐力を有していると報告されている。しかしながら、台湾の送電鉄塔の設計仕様は我国のものよりも若干厳しいレベルであり、我が国においても同様な被害が起こる可能性は否定できない。特に、送電鉄塔は傾斜地に設置されることが多く、片継脚鉄塔の被害原因の究明及び耐震性評価は重要な問題であると考えられる。

今回の検討では、送電鉄塔の大地震時の等価減衰定数の増加や、地盤の剛性や減衰などの影響は考慮しておらず、基礎固定として解析を行った。今後は引き続き詳細な被害情報の収集に努め、地盤条件や懸垂碍子の影響を検討する必要がある。

また、架渉線は弦要素としてモデル化した。架渉線は弛度が大きく、幾何学的非線形の影響が大きいと考えられる。今後は幾何学的非線形を考慮できるモデルを作成し、その影響を検討する予定である。

【謝辞】

本研究において、(株)日本鉄塔工業の岡延夫博士、松永稔

氏に貴重なアドバイスをして頂いた。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 修行稔, 岡延夫, 李剣平: 簡易設計法で設計された送電用鋼管鉄塔の終局強度, 鋼構造論文集第4巻第15号, pp. 53-61, 1997
- 2) 松田泰治, 大塚久哲, 内田広明, 池田征司: 集集大地震により倒壊した超高压送電鉄塔の耐震性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, 2001
- 3) 池田征司, 松田泰治, 大塚久哲: 集集大地震により倒壊した超高压送電鉄塔の耐震性に関する一考察, 第56回年次学術講演会講演概要集
- 4) 電力中央研究所調査報告: 1999年台湾集集地震調査報告, U99023, 1999年12月
- 5) 鈴木敏郎, 玉松健一郎, 深沢隆: 送電用鉄塔の架渉線-鉄塔連成系地震応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第420号, 1991
- 6) 電気学会, 電気規格調査会: 送電用支持物設計標準 (JEC-127-1979)
- 7) UHV送電特別委員会線路部会: 送電鉄塔の動的安定性の検討, 1982
- 8) 沢辺幸夫, 奥田賢持, 志村一夫: 形鋼トラス鉄塔の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp2033-2034, 1982
- 9) 岩間貴之, 広木光男, 小林武, 玉松健一郎: 地震時における電線-がいし系の振動特性と鉄塔との連成系の振動特性に関する研究, 鉄塔No. 53, pp39-61, 1982
- 10) 秋山哲夫, 小林征紀, 宮崎重雄: 送電鉄塔の耐震設計に関する研究, 鉄塔No. 62, pp13-19, 1985
- 11) 鈴木敏郎, 佐藤宣宏, 深沢隆: 塔状トラス骨組脚部の座屈耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第412号, 1990
- 12) 電力中央研究所報告: 平成7年度兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価-架空送電用支持物の耐震性に関する検討-, U95512, 1996年3月
- 13) 橋本邦一郎, 足立幹雄, 田淵敦彦, 伏見義仁: 鉄塔・電線連成系の3次元地震応答解析, 鋼構造論文集, 第4巻第13号, pp. 19-31, 1997
- 14) Japan Society of Civil Engineers: The 1999 Ji-Ji EARTHQUAKE, TAIWAN -Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-, December 1999.

(2001年9月14日受付)