

## 腹材の座屈を考慮した送電用山形鋼鉄塔架構の耐震診断手法

SIMPLE SEISMIC DAMAGE EVALUATION OF TRANSMISSION TOWER  
CONSIDERING POST BRACE-BUCKLING BEHAVIOR中村 毅<sup>\*1</sup>, 寺澤友貴<sup>\*2</sup>, 竹内 徹<sup>\*3</sup>

Takeshi NAKAMURA, Yuki TERAZAWA and Toru TAKEUCHI

Simple seismic damage evaluation of the steel tower for power transmission considering global buckling of braces was proposed, which can be used as an index for seismic performance screening of the existing steel towers focusing on the large seismic ground motions. The evaluation index value can be calculated simply by defining seismic performance curves and frame limit displacements of typical steel towers and based on the energy balance concept, and it can be easily used in Japanese transmission structural engineer's practice in which stress calculation method based on Cremona diagram is common.

**Keywords :** Transmission Tower, Truss Tower, Buckling, Simple Seismic Damage Index, Screening

送電用鉄塔, トラス構造, 座屈, 耐震診断指標, スクリーニング

## 1. 序

塔状トラス構造物は風荷重が支配的であるとされ、地震荷重に対する検討は省略される場合がある。しかしながら、近年の大地震に対する社会的関心の高まりや耐震性能の明確化の気運が高まる中で、想定入力地震動は増大傾向にあり、既存構造物が保有する耐震性能の余裕度を把握することが求められている<sup>1)</sup>。電気事業法に属する送変電構造物である送電用鉄塔も極大地震に対する耐震性能を把握することが求められているトラス構造物のひとつである<sup>2)</sup>。送電用鉄塔は全国に約 25 万基存在しており、近年では地震力などの想定荷重増加に伴い強度不足となる鉄塔の補強対策はもとより、近い将来耐用年数を超える鉄塔の建替対応が急がれている。しかしながら、膨大な基数の既存鉄塔全てを直ちに補強や建替等を実施することは現実的に困難で、様々な観点から合理的かつ簡便に既存鉄塔の構造安全性をスクリーニングした上で、各種対応への優先順位付けをする必要がある。そのような経緯の中で耐震性能に着目したスクリーニング手法構築は各種優先順位付けの指標として有益である。

塔状トラス構造物は Fig.1 に示すようにパネルが積層した構造となっていて、通常の構造設計では個材の応力度比評価により全部材を弾性範囲に収めることでしか架構状態の是非を判定しておらず、部材の塑性化を考慮した耐震性能評価は実施されない。一方で、既往の被雷鉄塔の地震被害<sup>4)</sup>において複数の腹材（以降、本論における腹材とは Fig. 1 中の斜材(Brace)を意味する）が座屈や破断を生じたものの架構が倒壊することはなかったことを踏まえれば、被災後の維持継続を念頭に、鉄塔を倒壊させないことを担保する手段として、全部材を弾性範囲に収めることの他に、架構の変形性能に着目

した評価が模索可能と考えられる。そのような観点を鑑み、近年の想定入力地震動の増大を踏まえて既存鉄塔の保有耐震性を合理的にスクリーニングするとすれば、鉄塔架構の部材損傷を考慮した変形性状の把握および耐震診断手法の構築が必要になる。既往研究として、例えば鈴木ら<sup>5)</sup>は、送電用鉄塔を対象にした腹材が先行座屈する場合のトラス骨組の挙動を実験的に検証し、応力再配分による骨組の座屈耐力上昇現象を確認している。また、竹内・松井ら<sup>6)</sup>は時刻歴応答解析に組み込むことが可能な円形鋼管部材の破断アルゴリズムを構築し、通信鉄塔や鉄塔支持型煙突の非線形挙動の分析を行っている。しかしながら、部材座屈を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法は未だ確立されておらず、山形鋼部材で構成された鉄塔架構の非線形挙動を考慮した耐震診断手法構築を試みた研究は見当たらない。また、送変電構造物の実務設計はクレモナ解法に基づく応力計

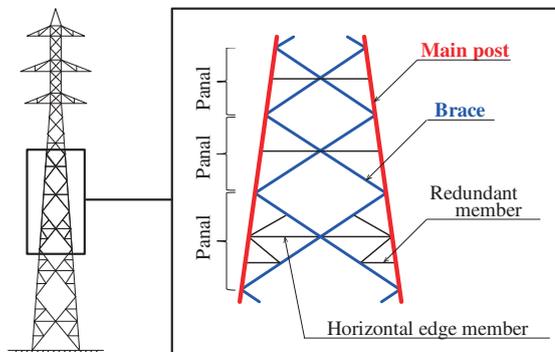


Fig. 1 Transmission tower diagram

<sup>\*1</sup> 巴コーポレーション鉄塔技術部 修士 (工学)

<sup>\*2</sup> 東京工業大学建築学系 助教・博士 (工学)

<sup>\*3</sup> 東京工業大学建築学系 教授・博士 (工学)

Steel Tower Engineering Division, TOMOE Corporation, M.Eng.

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

算が一般的であり、立体応力解析はおろか弾塑性応答解析を実施することも容易ではない現状がある<sup>8)</sup>。そのため、非線形挙動を考慮した耐震診断手法は、そういった高度な数値解析環境が整備されていない実務現場で運用できるような、特別な知識を必要とせずに簡易かつ機械的な手続きで計算できる手法である必要がある。

以上を踏まえて本論では、膨大な基数がある送電用山形鋼鉄塔の極大地震に対する耐震性能スクリーニング実施に向け、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、対策優先順位付けのための一指標とすることを目的とした耐震診断手法を提案する。以降、2章では送電用鉄塔設計の特徴や現状の課題等を整理し、3章では本論で提案する鉄塔架構の耐震診断手法および同指標の算出方針を説明する。4章では本論で対象とする高さ30、40m級の典型的な送電用山形鋼鉄塔のモデル概要を示すとともに、本検討で用いる送電用鉄塔の等価静的地震荷重の概要を示す。5章では、まず等価静的地震荷重に対する鉄塔架構の弾性応答変位の簡易評価方法を示した後、腹材座屈を考慮した鉄塔架構の静的増分解析からモデル鉄塔の耐震性能曲線を構築するとともに、エネルギー一定則に基づいた耐震診断指標の定式化を試みる。続く6章では前章の静的増分解析にて評価された安全限界変位が、腹材の繰返し変形の座屈後劣化挙動を考慮した動的応答時の安全限界変位を概ね安全側評価で捉えていることを時刻歴応答解析により確認する。最後に7章では提案する耐震診断指標の算定例およびその適用性を示す。

## 2. 送電用鉄塔設計の現状整理

塔状トラス構造物は主に通信鉄塔、煙突支持鉄塔、送電用鉄塔などがあり、法的な管轄が国土交通省と経済産業省に分けられている。例えば、通信鉄塔や煙突支持鉄塔は国土交通省管轄となり建築基準法が適用され、送電用鉄塔は経済産業省管轄で電気事業法が適用される。本論は後者の送電用鉄塔を対象とし、本章では送電用鉄塔設計の特徴を建築基準法との比較を交えながら整理する。

### 2.1. 法的規則と民間規程

送電用鉄塔は経済産業省が管轄するトラス工作物であり、構造設計の法的規則としては電気事業法が適用される。同法39条に基づく電気設備に関する技術基準を定める省令(以降、電技)<sup>9)</sup>にて送電用鉄塔の具体的な設計クライテリア等は示されている。また、民間規程として電気学会が発刊する送電用鉄塔設計標準(以降、JEC)<sup>10)-12)</sup>が推奨されていて、JECの一部内容は電技に直接引用されている部分がある。送電用鉄塔設計は電技を順守しつつ、電力各社の判断で民間規程のJECも参照しながら実施される。

### 2.2. 現行設計方針や特徴

本論にて鉄塔架構の耐震診断手法を提案するに至る上での背景や前提条件等に触れながら、送電用鉄塔に関する現行設計の特徴を以下に示す。

#### (a) 設計クライテリア

送電用鉄塔の設計クライテリアは、電技32条電気支持物の倒壊の防止において、「架空電線路…中略…は、その支持物が支持する電線等による引張荷重、風速四十メートル毎秒の風圧荷重及び当該設置場所において通常想定される気象の変化、振動、衝撃その他の外部環境の影響を考慮し、倒壊のおそれがないよう、安全なものな

ければならない。」と定められていて、同解釈<sup>13)</sup>では各材料・構造の許容耐力等も規定されている。上記を根拠として、送電用鉄塔においてはトラス構造を構成する個材に対する許容応力度設計(弾性設計)が実施されている。設計時に考慮する水平外力は風圧荷重のみで、地震力に対する検討は実施されないことが一般的である。なお、2020年の電技改正にて、風圧荷重は全国一律で設定されていた基準風速を見直し、JECで整備されていた地域別風速が法的規則として適用されることとなった。特筆すべき点は、上記関連条文等において、建築基準法令第八十二条の二の層間変形角1/200以下の変形制限といった、構造物の具体的な変形量の制限値は規定されていない点である。送電用鉄塔は一般の建築物のように構造体を覆う仕上げ材などが無いためであると推察され、JECでも具体的な変形制限値は規定されていない。それに対して本論では、既存の送電用山形鋼鉄塔を対象に、架構を維持する上で不可欠な支柱材が座屈を生じるまでの変形性能を統計化し、架構の靱性に着目した簡易的な耐震診断手法の構築を主目的としている。

#### (b) 耐震設計の現状

建築基準法や同法の解説書<sup>14)</sup>には耐震設計に関して、一定規模以上での時刻歴応答解析の実施義務、保有水平耐力計算ではせん断力法に基づく具体的な地震荷重算出方法が示されている。一方、電気事業法関連の法的規則には耐震設計法の実施および具体的な計算方法は現状では規定されていない。送電用鉄塔の設計水平外力としては電技で直接言及されている風圧荷重のみであり、基本的に耐震設計は実施されない。これは、これまで発生した数ある地震に対して、地盤の隆起、陥没、地割れなど地盤変位に伴う傾斜や部材変形などの二次被害はあるものの、直接的な地震動による鉄塔上部構造の倒壊被害は報告されていないとする経験から、風圧荷重に対して設計されていれば地震荷重に対して十分な安全性が確保できると評価されてきたためでもある。しかしながら、近年では想定入力地震動の増大とそれに伴う耐震性能の明確化を求める気運が高まり、既存鉄塔の構造余裕度把握も求められている。そのような社会的背景を踏まえ、実務現場での耐震設計実施に向けて、電気学会は2015年にJEC-TR-2015<sup>12)</sup>で初めて送電用鉄塔の耐震設計方針は等価静的を基本とし、送電用鉄塔専用の等価静的地震荷重の算出式を提示した。その後、電気協同研究会は文献3)にて、JEC-TR-2015提案手法を改良し、評価精度を向上させた等価静的地震荷重を提案し現在に至っている。このように、現状送電用鉄塔の耐震設計は未だに一般的に実施されていないものの、耐震性能評価に向け送電用鉄塔の設計用地震荷重の整備が精力的に進められている。

#### (c) 実務現場で使用される応力解析法

先述したように、建築基準法上の通信鉄塔では立体応力解析を基本としている<sup>15)</sup>一方で、送電用鉄塔の実務設計では数値解析環境が普及している今日でもクレモナ解法に基づく応力算出法が一般的である<sup>8)</sup>。これは、JEC-127-1979中の上部構造の応力算定の解説にてトラス鉄塔の節点がピン節点とみなせること、通常の四角鉄塔は平面解析により応力を算定してもよいことといった記載を根拠として計算の簡便化を図っているものである。したがって、送電用鉄塔の実務設計現場では立体応力解析はおろか弾塑性応答解析を実施することも容易ではなく、本論で提案する耐震診断手法はこういった実務現場の現状を加味した上で、できるだけ簡便な計算方法で実用

的なものとすることに重点を置く。

(d) 部材の接合方式

送電用鉄塔の部材の接合方式としては、建築物で一般的に使用される高力ボルト摩擦接合は要求されておらず、普通ボルト支圧接合が使用されている<sup>16)</sup>。そのため、構造設計では母材の圧縮・引張耐力とともに、接合部強度の検定も実施されている。普通ボルト支圧接合部は想定外荷重下にて部材が塑性化を伴う過大変形を生じた際に、母材の塑性化より先行して接合ボルトが脆性的な破壊を生じてしまう可能性がある。そのため、本論で提案する耐震診断手法は、接合部での脆性破壊は補修・改修等によって防止された条件下での評価を前提としている。なお、送電用鉄塔の保守整備現場ではボルト交換等は日常的に実施されており、高強度ボルトへの差替えなどによってボルト先行破壊への対策は可能であると考えられる。

3. 提案する鉄塔架構の耐震診断手法の概要

3.1 鉄塔架構の耐震診断指標の提案

既往の被雷鉄塔の地震被害<sup>4)</sup>で複数の腹材が座屈や破断を生じたものの架構が倒壊することはなかった実態を鑑みると、地震荷重に対して一部の腹材が損傷したとしても鉛直力を支持する主柱材が座屈を生じなければ、被災後に損傷腹材を部材交換することで、鉄塔架構を継続使用することが可能であると考えられる。なお、送電用鉄塔の保守整備現場において、主柱材の取換えや補強は非常に手間とコストがかかるものの、腹材の部材取換えは比較的容易である<sup>17)</sup>。そこで、本論では想定地震動に対して主柱材が座屈を生じる前に腹材座屈が先行すると危惧される鉄塔を対象に荷重の入力レベルと構造物の靱性能に着目して架構としての耐震性能を評価する耐震診断手法を提案する。

Fig. 2 および 3 に示すように、本論では腹材座屈を考慮したベースシアと頂部変位を代表値とした荷重変形曲線を鉄塔架構の耐震性能曲線として定義するとともに、架構維持で不可欠な主柱材が座屈を生じる時の同曲線上の変位を安全限界変位と定義する。そして、耐震性能曲線に基づき想定地震荷重レベルから評価される頂部弾塑性応答変位と、同曲線で定義された安全限界変位から算出できる式(1)を鉄塔架構の耐震診断指標として提案する。

$$DCR_T = \delta_{1,p} / \delta_{1,lim} \quad (1)$$

ここに、 $\delta_{1,p}$ ：腹材座屈を考慮した鉄塔頂部変位、 $\delta_{1,lim}$ ：主柱材が座屈を生じる際の頂部変位（以降、鉄塔架構の安全限界変位）とする。

式(1)の算定には腹材座屈を考慮した鉄塔架構の耐震性能曲線の構築および同曲線から想定地震荷重レベルに応じた鉄塔架構の頂部弾塑性応答変位を評価する必要がある。鉄塔架構の耐震性能曲線は、国内の送電用鉄塔は個々の鉄塔で多少の差異はあるものの、電圧規模や塔高さ、架渉線条件などが同程度であれば構造形式や部材サイズが概ね同規模になると考え、既存の標準的な送電用鉄塔のモデル鉄塔から構築される曲線を、耐震性能スクリーニング実施のための一指標として、モデル鉄塔と同規模の鉄塔に対して適用可能な耐震性能曲線と定めることとする。また、腹材座屈後、主柱材が座屈に至るまでの非線形領域に関しては、一般的な弾塑性応答評価指標を援用した評価を試みる。後述するように、本形式（ダブルワーレン結構、ブライヒ結構）の送電用鉄塔では、圧縮側の腹材自身は座屈

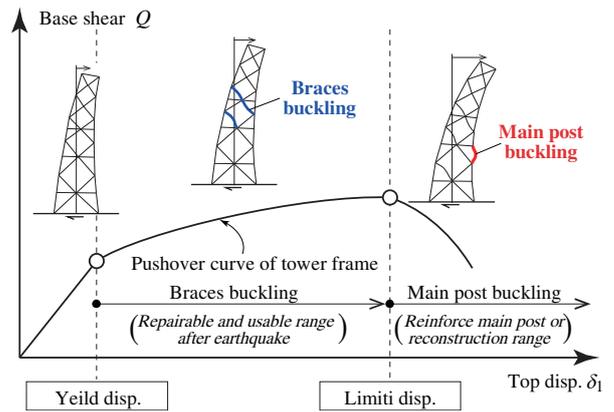


Fig. 2 Schematic image of seismic performance level on a pushover curve of tower frame

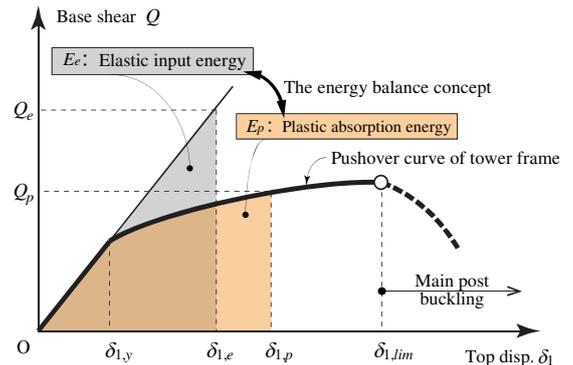


Fig. 3 Evaluation of  $\delta_p$  based on the energy balance concept

Table 1 Evaluation plan of simple seismic damage index

Index	Collapse Level	Explanation
$DCR_T < 1.0$	<b>[Low]</b> Repairable and usable after earthquake	Although the brace can be damaged, the risk of a main post buckling and collapsing is low. The frame can be used continuously for repairs after the disaster. The magnitude of the judgment value can be used as a prioritization index for rational implementation of future maintenance, repair, rebuilding, etc.
$DCR_T \geq 1.0$	<b>[High]</b> Reinforce main post or reconstruction	There is a high risk that a main post will buckle and collapse. It is necessary to carry out detailed analysis to closely examine the structural safety and to plan reinforce main post or reconstruct.

後に軸剛性が著しく低下する一方、引張側の腹材によるせん断力伝達機構が維持されるため、架構全体の剛性は腹材座屈後もしばらくは殆ど低下しない。この特性を利用し、本研究では腹材座屈後の弾塑性応答変位を評価するために一般的に用いられる経験則であるエネルギー一定則<sup>18)</sup>を援用する。同概念が成立する場合に耐震性能曲線が定められていれば、Fig. 3 に示すように入力荷重から求める弾性入力エネルギーと腹材損傷に伴う塑性変形吸収エネルギーを等値することで、弾塑性応答変位を簡易に評価することが可能となる。

Table 1 には耐震診断指標の評価方針を示す。同指標は、個材の応力度比評価のみでしか架構状態の是非を評価していない従来方式とは異なり、鉄塔どうしの架構としての耐震性能を同一尺度で相対比較することを目的の一つとして、建替や補強、保守整備実施を合理的に実施していくための優先順位付けの一指標として活用可能と考える。

### 3.2 想定される送電用鉄塔の耐震性能スクリーニングと提案する耐震診断手法の関係性

想定される送電用鉄塔の耐震性能スクリーニングの中における本論で提案する耐震診断手法の位置づけを具体的に解説する。

極大地震が想定される地域の鉄塔として、耐震診断の対象とする鉄塔が最初の段階で選定された後、次の段階では各々の鉄塔ごとに現状のクレモナ計算から想定地震動に対して主柱材と腹材の許容応力度検定が実施される。そして、強度不足の判定が生じた鉄塔は、I: 主柱材座屈が先行（腹材より主柱材の応力度比が厳しい）、II: 腹材座屈が先行（Iの逆）、に分類される。さらに次の段階として、IIに分類された鉄塔は、腹材の座屈を考慮した本論で提案する耐震診断の対象となり、 $DCR_T \geq 1.0$  ではII': 主柱材も座屈を生じ倒壊する可能性が高い、 $DCR_T < 1.0$  ではIII: 主柱材が座屈を生じ倒壊する可能性は低く被災後の腹材補修で対応可能、に分類される。以上の検討フローを経た結果として、例えば、IおよびII'に分類された鉄塔は主柱材補強や建替等が必要で対策優先順位がIIIよりも高い、IIIどうしの鉄塔は耐震診断指標の大小で被災後補修や長期的な建替等の検討優先順位を決定する、という形でスクリーニングすることが可能になる。以上のように、本論で提案する鉄塔架構の耐震診断手法は、膨大な基数の既存鉄塔全てを直ちに補強や建替等を実施することが現実的に困難であること、地震動に対して一部腹材が損傷しても主柱材が座屈を生じなければ鉄塔架構には倒壊までの余裕度があるという見地に立ち、対策優先順位付けのスクリーニング指標として上述した個々の鉄塔の耐震性能評価の最終段階で実施されることを想定したものである。

### 4. 本論で検討対象とする典型的な送電用山形鋼鉄塔の概要

本章では本論の耐震診断手法の対象とする典型的な送電用山形鋼鉄塔の解析モデル概要と本論にて適用する送電用鉄塔の等価静的地震荷重の概要を示す。

#### 4.1 解析モデル概要

本検討におけるモデル鉄塔は国内で膨大な基数を占める高さ30、40m級の標準的な2回線の送電用山形鋼鉄塔とし、文献3)の解析モデルを準用する。Table 2に12体のモデル概要を示す。主なモデルパラメータは根開き比  $H/B$ 、鉄塔型、電圧規模である。根開き比とは鉄塔基部の根開き  $B$  と鉄塔高さ  $H$  の比を指し、本モデルは各電力会社の標準的な根開きと狭広根開きの基準に納まる範囲にある。鉄塔型とは架渉線取り付け水平角度に応じて分類されるもので、A型が水平角度  $3^\circ$  の懸垂型鉄塔、B型が水平角度  $15^\circ$  の耐張型鉄塔である。電圧規模は山形鋼鉄塔の適用範囲である66kVと275kVの2種類を設定した。荷重径間とは鉄塔前後のそれぞれの径間中央点の距離であり、鉄塔が支持する架渉線重量の算定に用いる。モデル鉄塔の形状図例として、Fig. 4にNo.1~3(A66シリーズ)を示す。本論では鉄塔架構の耐震性能に関して、主柱材および腹材から構成される塔体を検討対象とし、架渉線を支持する腕金部分の損傷は考慮しない。Fig. 5は本解析モデルと同等規模の存在する送電用鉄塔を調査し、各パネルの主柱材と腹材の細長比  $L_k/r$  の分布を示したものであり、同図には本解析モデルの分布も併せて示す。 $L_k/r$ の算定に用いる有効座屈長さ  $L_k$ は部材長さの0.9倍、断面二次半径  $r$ は部材中間部で一面のみが支持される場合は平行軸回り、部材中間部で支持点なし

Table 2 Characteristic of analysis models

model No.	Series	Voltage scale	Aspect ratio $H/B$	Height (m)	Tower type	horizontal line angle ( $^\circ$ )	loading span (m)
1	A66	66kV	4.5	30	A (Suspension)	3	250
2			7				
3			9				
4	4		B (Tension)		15		
5	5.5						
6	7						
7	A275	275kV	4.5	40	A (Suspension)	3	300
8			7				
9			9				
10	4		B (Tension)		15		
11	5.5						
12	7						

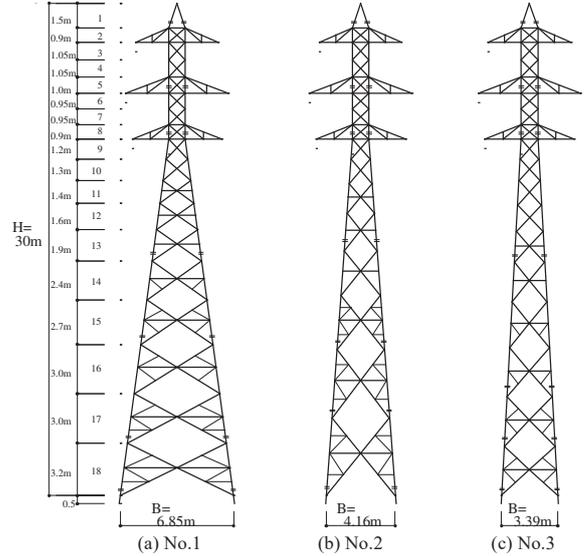


Fig. 4 Model tower shape diagram examples (A66 series)

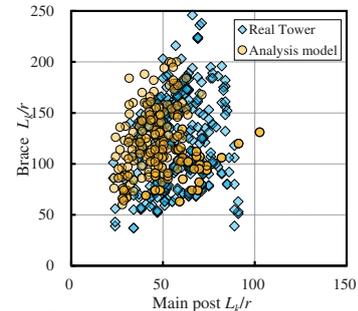


Fig. 5 Slenderness ratio distribution of main posts and braces for each panel

Table 3 Effective weight of overhead wire

Tower Type	Earthquake input direction	Coefficient $a_w$	
Suspension	Longitudinal direction	0	
	Transverse direction	0	
Tension	Longitudinal direction	$0.5\cos(\theta/2)$	
	Transverse direction	$0.5\sin(\theta/2)$	

\* (Effective mass of overhead wire) = (mass of overhead wire)  $\times a_w$

または直交二面が支持される場合は最小軸回りとする<sup>12)</sup>。同図に示すように、主柱材は細長比30~80程度に分布している一方で、腹材は細長比50~200に分布し弾性座屈を生じるような細長比100以上の部材が多用されていることがみとれる。

#### 4.2 想定荷重

送電用鉄塔の固定荷重は、鉄塔重量と架渉線支持重量が鉛直力として作用するとともに、線路直交方向には架渉線張力による水平角度荷重が作用する。また、本論で提案する耐震診断手法の算定に用いる等価静的地震荷重は文献3)を参照し、式(2)~式(5)にその概要を

示す。同式において応答特性係数  $R_i$  は架渉線支持形式である懸垂鉄塔および耐張鉄塔に分類されていて、取付く架渉線が地震時に慣性力として鉄塔に対して有効に働く重量は、Table 3 に示す低減係数を用いて算出する方法が提案されている。線路方向と線路直交方向では式(2)~(5)の係数  $a$  や  $\beta$  および Table 3 中の係数  $a_m$  が異なっており、本論ではそれぞれの入力方向について検討を実施する。

$$Q_i = R_i \cdot C_h \cdot A_i \cdot W_i \quad (2)$$

$$\text{懸垂鉄塔の場合} : R_i = \begin{cases} a \cdot (a_m/g) & [T_0 < T_c] \\ a \cdot (a_m/g) \cdot (T_c/T_0) & [T_c \leq T_0] \end{cases} \quad (3)$$

$$\text{耐張鉄塔の場合} : R_i = \begin{cases} (a_m/g) & [T_0 < a \cdot T_c] \\ a \cdot (a_m/g) \cdot (T_c/T_0) & [a \cdot T_c \leq T_0] \end{cases} \quad (4)$$

$$A_i = 1 - \beta \log_{10}(W_i/W) \quad (5)$$

ここに、 $Q_i$  :  $i$  パネルに作用する層せん断力、 $W_i$  :  $i$  パネルの重量の 1/2 と  $i$  パネルより上部の総重量の和、 $R_i$  : 振動特性係数、 $C_h$  : 減衰定数による補正係数 (山形鋼鉄塔の減衰 2% と仮定したとき 1.3)、 $A_i$  : 層せん断力の高さ方向分布係数、 $a$  : 線路方向 0.8 線路直交方向 0.6、 $T_0$  : 設計用一次固有周期 ( $=H/100$ )、 $T_c$  : 加速度応答スペクトルが一定値区間の上限周期、 $a_m$  : 入力加速度応答スペクトルの最大値、 $g$  : 重力加速度、 $\beta$  : 線路方向 2.0、線路直交方向 2.5、 $W$  : 有効質量を含んだ全重量である。振動特性係数  $R_i$  を想定地震動の加速度応答スペクトルとして解釈すれば、係数  $a_m$  は対象鉄塔の一次固有周期に該当する応答スペクトル値を設定することと同義である。

## 5. 鉄塔架構の耐震診断指標の定式化

本章では鉄塔架構の弾性応答変位の簡易計算方法やモデル鉄塔の耐震性能曲線の構築手順を示し、エネルギー一定則を援用した鉄塔架構の耐震診断指標の定式化を試みる。

### 5.1 仮想仕事法に基づく静的弾性変形の理論導出と妥当性検証

本節ではクレモナ解法に基づく応力計算を念頭に、立体応力解析と同等の鉄塔架構の弾性応答変位評価値を得られる簡易な手計算法の提案とその妥当性を示す。なお、鉄塔架構の弾性応答変位は、エネルギー一定則の中で弾性入力エネルギー評価のために使用する。

#### 5.1.1 仮想仕事法に基づく水平変位の誘導

Fig. 6(a) に示すように、鉄塔架構をパネルが積層した変断面片持ち梁としてモデル化することで、仮想仕事法に基づく等価静的荷重用時の弾性応答変位の評価を試みる。各パネルに水平荷重  $P_i$  が作用する際の  $i$  パネルに生じる水平変位  $\delta_i$  は曲げモーメントによる変形  ${}_m\delta_i$  とせん断力による変形  ${}_s\delta_i$  の和として式(6)で評価する。

$$\delta_i = {}_m\delta_i + {}_s\delta_i \quad (6)$$

Fig. 6(b) に示すように、各パネルに水平荷重  $P_i$  が作用するものとし、 $i$  パネル目に単位荷重が作用した場合を考えると、 ${}_m\delta_i$  および  ${}_s\delta_i$  はそれぞれ式(7)、式(8)のように求まる。

$${}_m\delta_i = \int_0^{zH} \frac{\overline{M}_x M_x}{EI_x} dx = \sum_{r=1}^{i-1} \left[ \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \frac{\overline{M}_x M_x}{EI_r} dx \right] + \sum_{r=1}^i \left[ \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \frac{\overline{M}_x M_x}{EI_r} dx \right]$$

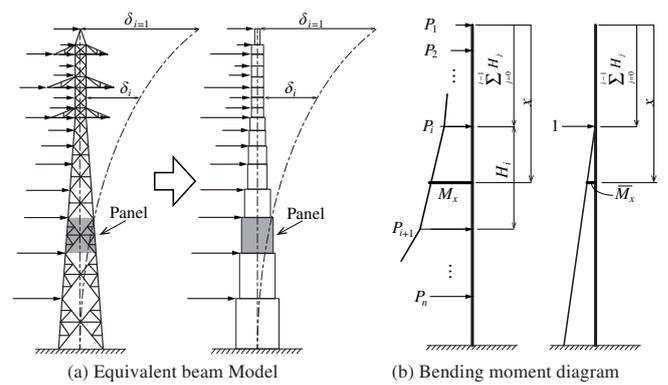


Fig. 6 Calculation of horizontal displacement based on virtual work method

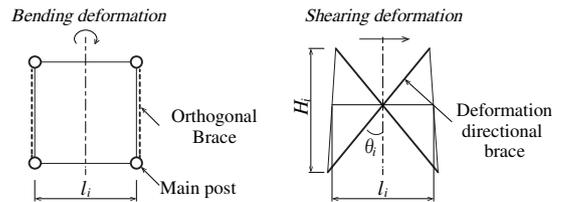


Fig. 7 Evaluation of equivalent stiffness for each panel

$$\begin{aligned} &= \sum_{r=1}^i \frac{1}{EI_r} \left[ \frac{1}{3} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^3 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^3 \right\} \sum_{j=1}^r P_j \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^2 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^2 \right\} \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right. \\ &\quad \left. - \sum_{j=0}^{i-1} H_j \sum_{r=1}^i \frac{1}{EI_r} \left[ \frac{1}{2} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^2 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^2 \right\} \sum_{j=1}^r P_j \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - H_r \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right] \right] \quad (7) \end{aligned}$$

$${}_s\delta_i = \int_0^{zH} \kappa \frac{\overline{Q}_x Q_x}{GA_{xx}} dx = \kappa \sum_{r=1}^i \left[ \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \sum_{j=1}^r P_j \frac{1}{GA_{xr}} dx \right] = \kappa \sum_{r=1}^i \left( \frac{H_r}{GA_{xr}} \sum_{j=1}^r P_j \right) \quad (8)$$

ここに、 $\delta_i$  :  $i$  パネルの水平変位、 ${}_m\delta_i$  :  $i$  パネルの水平変位の曲げ変形成分、 ${}_s\delta_i$  :  $i$  パネルの水平変位のせん断変形成分、 $P_i$  :  $i$  パネル目に作用させる水平力、 $H_i$  :  $i$  パネルのパネル高さ (ただし、 $H_0=0$  とする)、 $M_x$  : 等価断面に働く曲げモーメント、 $Q_x$  : 等価断面に働くせん断力、 $EI_i$  :  $i$  パネルの等価曲げ剛性、 $GA_{xi}$  :  $i$  パネルの等価せん断剛性、 $x$  : 鉄塔頂部からの長さ、 $\kappa$  : せん断変形の係数 1.0 (等価断面に置換していることから断面形状に応じた割増しはしない) とする。このとき、頂部の水平変位  $\delta_i$  は式(9)のように整理される。

$$\begin{aligned} \delta_i = & \sum_{r=1}^i \frac{1}{EI_r} \left[ \frac{1}{3} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^3 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^3 \right\} \sum_{j=1}^r P_j \right. \\ & \left. - \frac{1}{2} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^2 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^2 \right\} \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right] \quad (9) \\ & + \kappa \sum_{r=1}^i \left( \frac{H_r}{GA_{xr}} \sum_{j=1}^r P_j \right) \end{aligned}$$

式(7)～(9)中の*i*パネルの等価剛性は Fig. 7 に示すように、等価曲げ剛性  $EI_i$  は主柱材断面面積  $A_{pi}$  および変形に直交する構面の腹材断面面積  $A_{bi}$  とパネル幅  $l_i$  から式(10)で評価し、等価せん断剛性  $GA_{si}$  は変形方向の構面の腹材断面面積  $A_{bi}$  とパネル幅  $l_i$  および高さ  $H_i$  から式(11)として評価する<sup>19)</sup>。

$$EI_i = E(4A_{pi} + n_{bi}A_{bi} \cos^3 \theta_i) \left(\frac{l_i}{2}\right)^2 \quad (10)$$

$$GA_{si} = \frac{H_i n_{bi} A_{bi} \sin^3 \theta_i}{(l_i/2)} \quad (11)$$

ここに、 $E$ ：鋼材のヤング係数、 $\theta_i$ ：*i* パネルの腹材の取り付け角度、 $n_{bi}$ ：評価構面の腹材総数とする。

### 5.1.2 仮想仕事法に基づく理論解と弾性解析の比較

弾性応答変位に関して、式(6)～式(11)により求まる手計算法(以下、評価値)と立体応力解析により求まる詳細法(以下、解析値)の結果を比較し、評価値の妥当性を検証する。立体応力解析は文献3)に従い骨組解析モデルを構築し弾性応力解析<sup>20)</sup>を実施した。送電用鉄塔の固定荷重は鉛直方向に作用する重量の他に、架渉線による水平角度荷重が線路直交方向に作用する。よって、線路直交方向の弾性応答変位は固定荷重と地震荷重作用時の応答変位の和として算定する必要がある。これを踏まえ、Fig. 8 には、水平角度荷重による線路直交方向変位と、仮に  $a_m = 980 \text{ gal}$  とした等価静的地震荷重による線路方向および線路直交方向の12モデルの全パネルの水平応答変位の評価値と解析値を比較して示す。同図に示すように、評価値は誤差±15%以内で解析値と対応し、頂部変位の誤差平均は7～-3%程度である。よって、鉄塔架構の弾性応答変位は、立体応力解析を実施することなく、仮想仕事法に基づく手計算で簡易に評価可能であることが確認された。また、同評価は塔状トラス構造物の様々な静的荷重に対する応答変位評価に汎用的に適用できると考える。

### 5.2 腹材座屈を考慮した静的増分解析結果と統計化

本節では、腹材座屈に伴う鉄塔架構の弾塑性応答変位の簡易評価に向け、静的増分解析により鉄塔架構の耐震性能曲線を構築する。

腹材座屈を考慮した鉄塔架構の静的増分解析<sup>21)</sup>は、4.2節で示した等価静的地震荷重に従い実施する。解析モデルでは腹材を弾塑性トラス要素でモデル化する。Fig. 9 に示すように、圧縮側は座屈後耐力劣化を再現するために3折線モデル<sup>21)</sup>とし、折点耐力を現行の送電用鉄塔設計の腹材座屈耐力として用いられている JEC-c カーブ<sup>12)</sup>と座屈後安定耐力<sup>22)</sup>となるように、劣化勾配を柴田・若林モデルの劣化式<sup>6)</sup>から座屈後安定耐力に至る変形値を設定する。補助材はモデル化せずに、各種座屈耐力の有効細長比計算において考慮する。引張側は、ボルト孔の断面欠損を考慮した有効断面積による母材引張降伏耐力<sup>23)</sup>としたバイリニア履歴とする。主柱材は線形モデルとし、軸力が現行の送電用鉄塔設計の山形鋼主柱材座屈耐力として用いられている JEC-b カーブ<sup>12)</sup>に到達した時点が鉄塔架構の安全限界変位と判定する。ただし、送電用鉄塔の山形鋼主柱材は重ね(偏心)継手接合されており JEC-b カーブよりも低下することが文献24)で示されている。よって、重ね継手箇所(Fig. 4 で=印を含む箇所であり、送電用鉄塔設計の構造図に通常記載されている)は、同文献中の提案座屈耐力設計式に基づく。鋼材の降伏応力  $\sigma_y$  は、実強度を勘案して基準強度  $F$  に対して  $\sigma_y = 1.1F$  として上記の各部材耐力を評価する。なお、本論で対象とする山形鋼部材では、座屈変形後の繰り

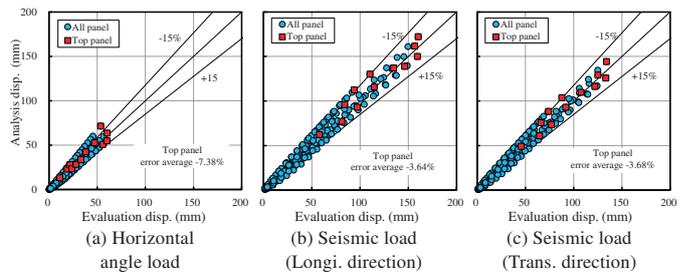


Fig. 8 Evaluation results

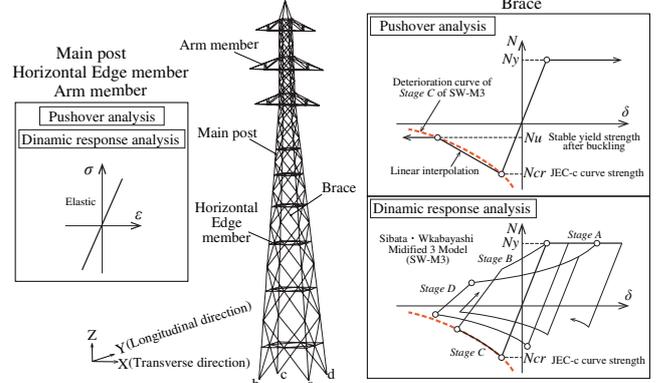


Fig. 9 Modeling of nonlinear analysis

返し変形に伴い断面角が徐々に開き、局部座屈による破断は容易に生じないことが既往研究<sup>25)</sup>で示されている。このことから本論では山形鋼部材の局部座屈に起因する母材破断は考慮しない。

Fig. 10 に全12モデルの安全限界変形  $\delta_{lim}$  に達した時点までのベースシア-頂部変位関係の解析結果を鉄塔型と電圧規模シリーズごとにまとめて示す。同図の実曲線が静的増分解析結果であり、線上の一印は腹材が初期座屈を生じた時点を示す。なお、ベースシア-頂部変位関係は式(12)および式(13)のように無次元化表記して示す。

$$C_B = Q_B / W_{all} \quad (12)$$

$$\phi_1 = \delta_1 / H \quad (13)$$

ここに、 $C_B$ ：ベースシア係数、 $Q_B$ ：ベースシア(主柱材4脚の地震荷重入力方向の水平反力合計値)、 $W_{all}$ ：鉄塔重量と架渉線支持重量の和、 $\phi_1$ ：頂部変位変形角、 $\delta_1$ ：頂部変位、 $H$ ：鉄塔高さとする。Fig. 10 に示すように、どのモデルも腹材が座屈や引張降伏を生じた後も主柱材が圧縮耐力に達するまでのベースシア-頂部変位関係は線形に近い挙動を示し、殆ど剛性低下が見られない。圧縮側腹材座屈後の剛性低下率をまとめて Table 4 に示す。これは、後述する Fig. 17 にみるように圧縮側腹材座屈後も引張側腹材がせん断力伝達機構を維持し、かつ腹材の座屈に伴い主柱材に生じる曲げモーメントを考慮してもパネル節点箇所の主柱材端部が曲げ降伏には至らず、Fig. 11 の安全限界変位時の変形図にみるように架構全体の曲げ変形が支配的で、腹材変形量が頂部変形量に及ぼす影響が小さいことに起因すると考えられる。同傾向は文献5)の送電用鋼管鉄塔を対象にした腹材が先行座屈する場合の骨組試験における荷重-頂部変形関係の傾向と対応している。なお、今回の検討で得られた腹材座屈後の剛性低下率が他のトラス形式の送電鉄塔で共通に見られるかどうかは今後さらに検討する必要がある。

また同じシリーズ内で比較すると、根開き比  $H/B$  が小さいほど、

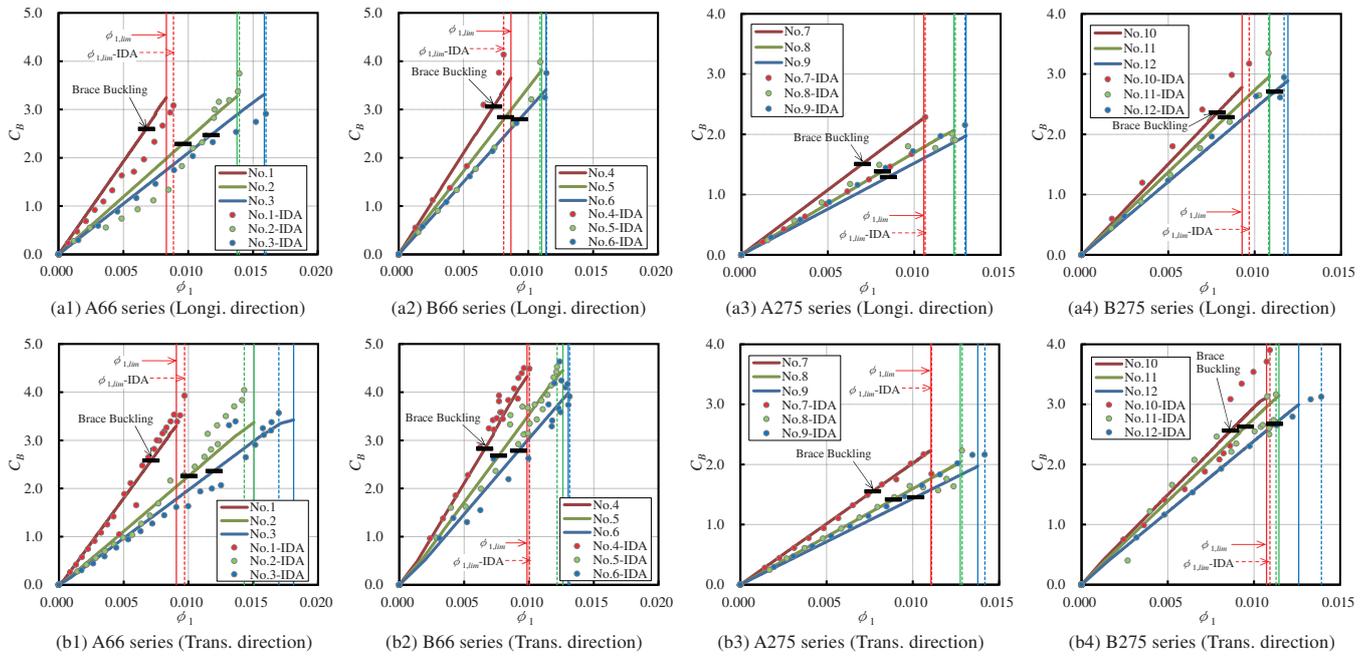


Fig. 10 Relationship between  $C_B - \phi_1$

剛性が高くなる傾向にある。 $H/B$  は一般的に建設敷地の制約条件により決定されるパラメータである。設計条件が同程度であれば  $H/B$  が小さいほど、基部に生じる転倒モーメントが小さくなることから概算できるように、通常の設計では下部の支柱材断面サイズは小さくなる傾向にある。一方、曲げ変形が主体の鉄塔架構の剛性を式(10)のパラメータに着目して考えると、支柱材断面積  $A_i$  に比べて、パネル幅  $l_i$  は自乗でそれに影響するため、個材サイズよりも架構形状が全体の剛性に与える影響が大きいと推定される。よって、 $H/B$  と架構の剛性との関係もそれに対応した結果になっていると考えられる。Fig.12 および 13 には、腹材初期座屈時の変形角  $\phi_{1,y} = \delta_{1,y} / H$  と安全限界変形角  $\phi_{1,lim} = \delta_{1,lim} / H$  をシリーズごとに整理してそれぞれ示す。 $\phi_{1,y}$  および  $\phi_{1,lim}$  は根開き比と相関関係がみられる。 $\phi_{1,lim}$  は 0.01~0.015 程度に分布していて、根開き比  $H/B$  とは概ね比例関係にあることがみてとれる。これは  $H/B$  が小さいほど、剛性が高くなり全体的な曲げ変形が小さくなることに対応しており、剛性と安全限界変位は概ねトレードオフの関係になっていることが確認された。

### 5.3 耐震診断指標の定式化

前節で得られたベースシア-頂部変位関係(Fig.10)をバイリニアでモデル化し、腹材初期座屈以降の関係式を式(14)、腹材初期座屈変位(Fig.12)および安全限界変位(Fig.13)を電圧規模・鉄塔型・荷重入力方向に応じた近似式(15)および(16)として定式化したものを本論で対象とした鉄塔架構の性能曲線として提示する。上式群は、本モデルにおける範囲で限定された結果に基づくものがあるが、同規模の腹材座屈先行型の既存鉄塔の耐震余裕度を評価する上での一つの参考式になりうると考える。

$$C_B = C_{B,y} + \alpha K_1 (\phi_{1,p} - \phi_{1,y}) \quad (\text{ただし, } \phi_{1,y} \leq \phi_{1,p} \leq \phi_{1,lim}) \quad (14)$$

$$\phi_{1,y} = y_1 + y_2 (H/B) \quad (15)$$

Table 4 Stiffness reduction ratio  $\alpha = K_2/K_1$

Series	Model No.	Longi. direction			Trans. direction		
		$K_1$	$K_2$	$\alpha = K_2/K_1$	$K_1$	$K_2$	$\alpha = K_2/K_1$
A66	1	390.4	389.0	0.997	363.6	362.1	0.996
	2	238.7	235.4	0.986	225.5	219.7	0.974
	3	210.5	204.3	0.971	197.4	172.0	0.871
B66	4	423.4	411.2	0.971	438.0	437.8	0.999
	5	346.1	344.9	0.997	354.0	349.5	0.987
	6	300.8	297.8	0.990	305.7	302.1	0.988
A275	7	215.6	214.6	0.995	202.8	197.6	0.975
	8	169.8	163.8	0.965	160.1	159.9	0.999
	9	152.1	152.0	0.999	143.5	143.0	0.997
B275	10	300.7	294.0	0.978	296.7	259.6	0.875
	11	273.7	271.6	0.992	277.0	264.6	0.955
	12	242.6	235.2	0.969	238.9	230.1	0.963

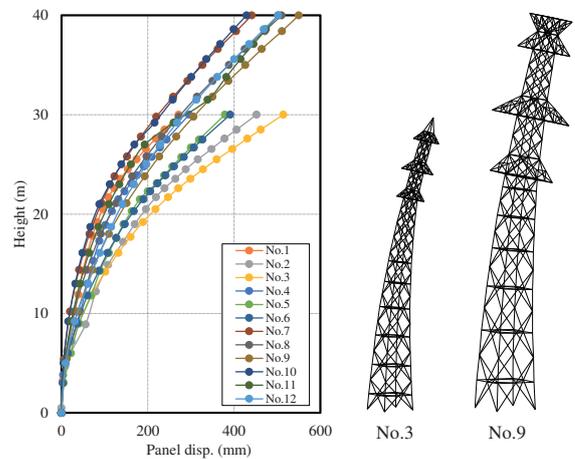
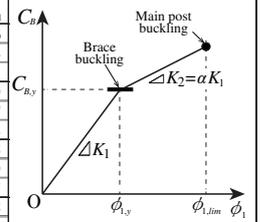
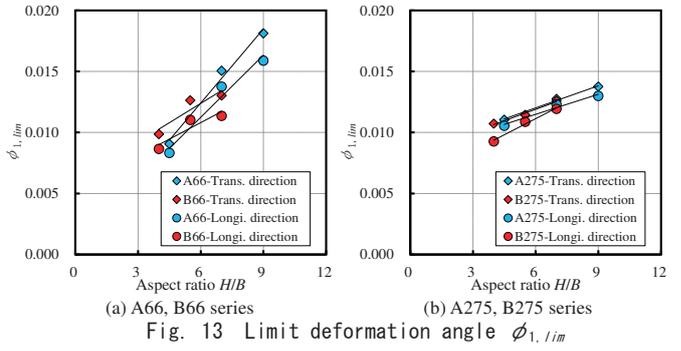
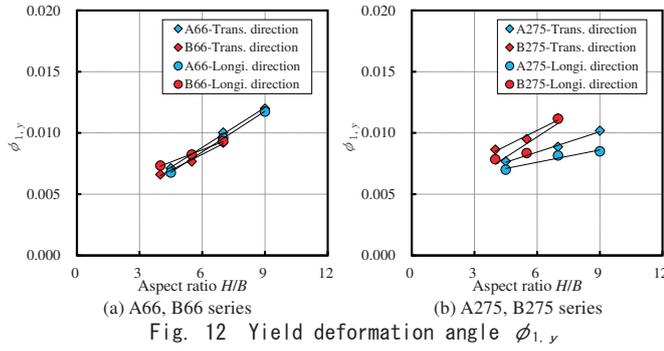


Fig. 11 Limit deformation modes (Longitudinal direction)

$$\phi_{1,lim} = l_1 + l_2 (H/B) \quad (16)$$

ここに、 $\phi_{1,p}$ : 腹材座屈を考慮した頂部弾塑性変位変形角、 $K_1$ : 弾性剛性  $C_{B,e}/\phi_{1,e}$ 、 $\alpha$ : 腹材座屈後の剛性低下率  $K_2/K_1$  で本形式の鉄塔は Table 4 の平均値 0.975 とする、式(15)、(16)は Fig. 12,13 中の一次近似式であり、係数  $y_1, y_2, l_1, l_2$  は鉄塔の電圧規模、鉄塔型、地震荷重入力方向に応じて決まる定数で Table 5 に示す。

続いて、3 章で提案した鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  の算定方



法を整理する。先述したように本形式の送電用鉄塔は腹材座屈後の剛性低下が微小であり、主柱材が座屈に至るまでの応答せん断力-頂部水平変形関係は概ねバイリニアでモデル化できる。また、対象鉄塔の1次固有周期範囲は概ね加速度応答スペクトル一定領域に位置する。このような場合には  $DCR_T$  の算定における頂部弾塑性応答変位  $\delta_{1,p}$  (または  $\phi_{1,p}$ ) の評価に関しエネルギー一定測が成立するとされ、その応答低減効果が等価線形化手法を用いた等価剛性および等価減衰から説明されている<sup>26)</sup>。本論では対象送電鉄塔に対し実務上汎用的に使用されているエネルギー一定測を用いた  $\delta_{1,p}$  (または  $\phi_{1,p}$ ) の簡易評価手法の誘導を試みる。Fig.14を参照し、鉄塔架構への無次元化弾性入力エネルギー  $E_e$  は、想定静的地震荷重によるベースシア係数  $C_{B,e}$  および頂部弾塑性変形角  $\phi_{1,e}$  から式(17)で算定できる。

$$E_e = \int_0^{\phi_{1,e}} C_B d\phi = \frac{1}{2} C_{B,e} \phi_{1,e} \quad (17)$$

また、鉄塔架構の耐震性能曲線近似式(14)に基づけば、想定地震荷重入力に対する腹材座屈を考慮した鉄塔架構の無次元化塑性変形エネルギー  $E_p$  は式(18)で算定できる。

$$E_p = \int_0^{\phi_{1,p}} C_B d\phi = \frac{1}{2} C_{B,y} \phi_{1,y} + \frac{1}{2} (\phi_{1,p} - \phi_{1,y}) (C_{B,p} + C_{B,y}) \quad (18)$$

エネルギー一定測の成立を仮定し、式(17)と式(18)を等値して整理すると式(19)を得る。

$$\alpha \phi_{1,p}^2 + 2(1-\alpha) \phi_{1,y} \phi_{1,p} - \phi_{1,e}^2 - (1-\alpha) \phi_{1,y}^2 = 0 \quad (19)$$

$\alpha \neq 0$  のとき、 $\phi_{1,p}$  は式(20)として整理される。したがって、 $\phi_{1,p}$  は仮想仕事法による式(9)で求まる  $\phi_{1,e}$ 、近似式(15)から求まる  $\phi_{1,y}$ 、剛性低下率  $\alpha$  から陽にかつ簡便に算出することができる。

$$\phi_{1,p} = \frac{1}{\alpha} \left\{ (\alpha-1) \phi_{1,y} + \sqrt{(1-\alpha) \phi_{1,y}^2 + \alpha \phi_{1,e}^2} \right\} \quad (20)$$

以上から、3章で提案した鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  (式(1))は、式(16)と式(20)の比として算出することができる。なお、算定に際し  $\phi_{1,e} < \phi_{1,y}$  となる場合は  $\phi_{1,p} = \phi_{1,e}$  として  $DCR_T$  を評価することとする。

## 6. 時刻歴応答解析による安全限界変位評価値の妥当性検証

本章では、鉄塔架構の終局状態を決定づける前章の静的増分解析にて評価された安全限界変位が、腹材の繰返し変形の座屈後劣化挙動を考慮した動的応答時の安全限界変位を概ね安全側評価で捉えていることを時刻歴応答解析により検証する。

### 6.1 解析モデル概要

時刻歴応答解析の繰返し変形を生じる腹材トラス要素の座屈後履

Table 5 Coefficient of approximation formula

Longitudinal direction				
Series	$y_1$	$y_2$	$l_1$	$l_2$
A66	$1.807 \times 10^{-3}$	$1.107 \times 10^{-3}$	$1.047 \times 10^{-3}$	$1.699 \times 10^{-3}$
B66	$4.633 \times 10^{-3}$	$6.667 \times 10^{-4}$	$5.406 \times 10^{-4}$	$9.000 \times 10^{-4}$
A275	$5.570 \times 10^{-3}$	$3.385 \times 10^{-4}$	$8.186 \times 10^{-3}$	$5.508 \times 10^{-4}$
B275	$3.041 \times 10^{-3}$	$1.106 \times 10^{-3}$	$5.828 \times 10^{-3}$	$8.846 \times 10^{-4}$

Transverse direction				
Series	$y_1$	$y_2$	$l_1$	$l_2$
A66	$2.307 \times 10^{-3}$	$1.084 \times 10^{-3}$	$2.420 \times 10^{-4}$	$2.026 \times 10^{-3}$
B66	$3.056 \times 10^{-3}$	$8.667 \times 10^{-4}$	$6.039 \times 10^{-3}$	$1.056 \times 10^{-3}$
A275	$5.129 \times 10^{-3}$	$5.532 \times 10^{-4}$	$8.379 \times 10^{-3}$	$6.062 \times 10^{-4}$
B275	$5.112 \times 10^{-3}$	$8.492 \times 10^{-4}$	$8.165 \times 10^{-3}$	$6.225 \times 10^{-4}$

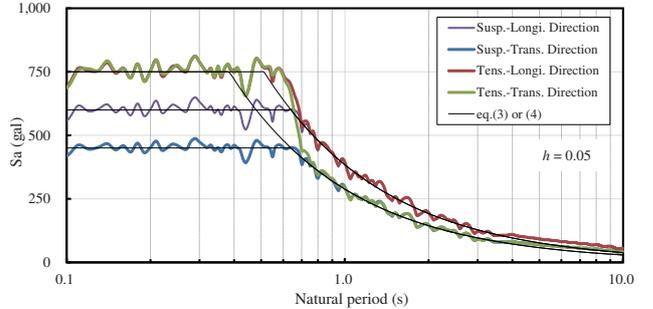
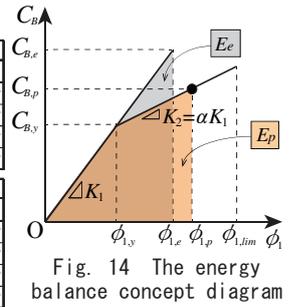


Table 6 Eigen mode characteristics

No.	Longitudinal direction				Transverse direction			
	1st mode		2nd mode		1st mode		2nd mode	
	Natural period (sec)	Effective mass ratio (%)	Natural period (sec)	Effective mass ratio (%)	Natural period (sec)	Effective mass ratio (%)	Natural period (sec)	Effective mass ratio (%)
1	0.236	42.37	0.095	31.98	0.226	41.82	0.097	30.22
2	0.316	53.85	0.102	27.26	0.304	53.28	0.105	26.06
3	0.339	50.75	0.098	24.42	0.327	49.99	0.101	23.24
4	0.273	56.29	0.092	24.16	0.214	48.57	0.085	31.76
5	0.306	60.22	0.095	21.02	0.244	52.25	0.088	27.53
6	0.338	61.08	0.096	18.90	0.266	53.99	0.089	23.86
7	0.376	53.46	0.129	24.39	0.379	47.10	0.157	24.50
8	0.421	58.41	0.134	22.22	0.421	53.20	0.163	21.96
9	0.409	57.01	0.137	24.15	0.464	56.57	0.168	20.60
10	0.363	58.91	0.141	26.45	0.312	46.43	0.143	32.00
11	0.383	61.50	0.144	23.87	0.328	50.04	0.147	29.00
12	0.417	64.74	0.144	20.42	0.355	54.69	0.148	24.63

歴測は、Fig. 9 に示す繰返し変形に伴う圧縮側耐力の劣化を再現できる修正柴田・若林モデル<sup>32)</sup>とし、圧縮側の初期座屈耐力を JEC-c カーブ、引張側の降伏耐力はボルト孔の断面欠損を考慮した有効断面積による母材引張降伏耐力を設定する。入力地震動は文献3)で用いられている継続時間 106.04 秒の模擬地震動を、4.2 節の設計用振動特性係数  $R_i$  (減衰定数  $h=5\%$ ) に位相適合させたものを各鉄塔タイプと入力方向に応じて設定する。Fig. 15 に  $a_m=750$  gal とした場合の各入力地震動の加速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) を示す。時刻

歴応答解析は、Newmark- $\beta$ 法 ( $\beta = 1/4$ )で解き、減衰は入力方向1次モードに対して減衰定数  $h = 2\%$ の初期剛比例減衰とする。Table 6には主要方向の固有値解析結果を示す。同図に示すように、線路方向および線路直交方向ともに1次モードに関して、固有周期 0.2 ~ 0.4sec程度、有効質量比 40 ~ 60%程度で1次モードが支配的である。

## 6.2 安全限界変位評価値の妥当性検証

本節では Fig. 15 に示す地震動を入力地震動倍率  $SF = 1.0$ とし、漸増動的な地震応答解析(以降、IDA)によって、主柱材が座屈耐力に達するまでの応答性状や安全限界変位に関して、静的増分解析結果と比較分析する。

前章で静的増分解析結果を示した Fig. 10 中に、主柱材が座屈耐力に達するまで  $SF$  を 1.0 刻みで増加させた IDA 結果を○印で示す。主柱材が座屈耐力に達しなかった  $SF$  では、頂部変位の最大応答値と同時刻のベースシアを示している。同図に示すようにどのモデルも IDA 履歴が静的増分解析の変形曲線と概ね対応している傾向にある。これは、腹材損傷後も一次モードの曲げ変形が支配的であるためと考えられる。Fig. 16には各入力方向の安全限界変位変形角の解析結果を前節の静的増分解析で得られたものをシリーズごとに整理し比較して示す。IDA 履歴が静的増分解析の変形曲線と概ね対応していたように、IDA より得られた安全限界変位と静的増分解析で評価された安全限界変位も概ね対応している。Fig. 17には No.3の線路方向入力为例として、静的増分解析と IDA における動的応答の安全限界変位に達した時点までの部材損傷状況を比較して示す。静的増分解析では、13~18パネルの腹材が座屈を生じるが、圧縮側腹材座屈後も引張側腹材がせん断力伝達機構を維持し、かつパネル節点箇所の主柱材端部が曲げ降伏には至らず、最終的に曲げ変形が主体で16パネルのd脚主柱材軸力が座屈耐力に達して安全限界変位に達した。IDAでは、主柱材が座屈耐力に達したSFでは、塔体下部の腹材が全体的に損傷し、最終的には16パネルのa脚主柱材軸力が座屈耐力に達し安全限界変位を決定づけた。両者を比較すると、静的増分解析よりも動的応答の方が繰返し変形に伴い鉄塔下部の腹材が多く座屈を経験するとともに、17パネル腹材は引張降伏も生じていること、鉄塔上部2~8パネルの腹材も損傷していることがみとれる。このように、静的応答と動的応答では腹材の損傷状況や安全限界変位を決定づける主柱材箇所が異なることがあるため、前章で定義した鉄構架構の性能曲線から損傷する腹材箇所や本数を特定することはできないが、架構の安全限界変位は大まかに評価可能であることが確認できた。

## 7. 耐震靱性指標の評価結果の一例

最後に、12体のモデル鉄塔をスクリーニング対象例として、耐震診断指標の算定例および5章で定式化した同指標の提案算定法の適用性を示す。

Table 7には、各々の鉄塔ごとに同表に示す入力加速度  $a_m$ を仮に想定したときの  $DCR_{T, Eva}$  (以下、評価値)の算定結果を示す。なお、 $a_m$ は各々の鉄塔ごとに想定されたサイト波等から定められる式(3),(4)中のパラメータである。同表に示すように、入力レベルに応じた各鉄塔の耐震余裕度およびその大小関係から対策優先順位を決定できる。

また、Table 7中および Fig. 18には6.1節の解析モデルおよび設計

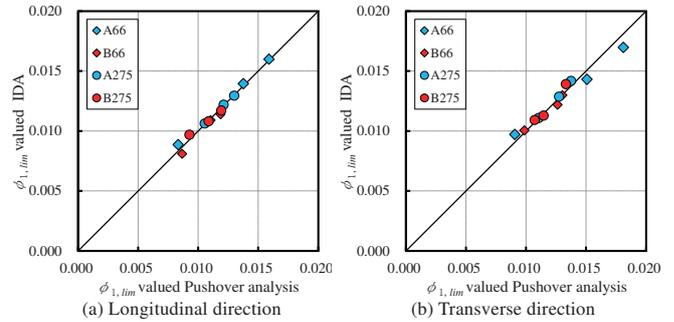


Fig. 16 Comparison of limit deformation angle  $\phi_{1, lim}$

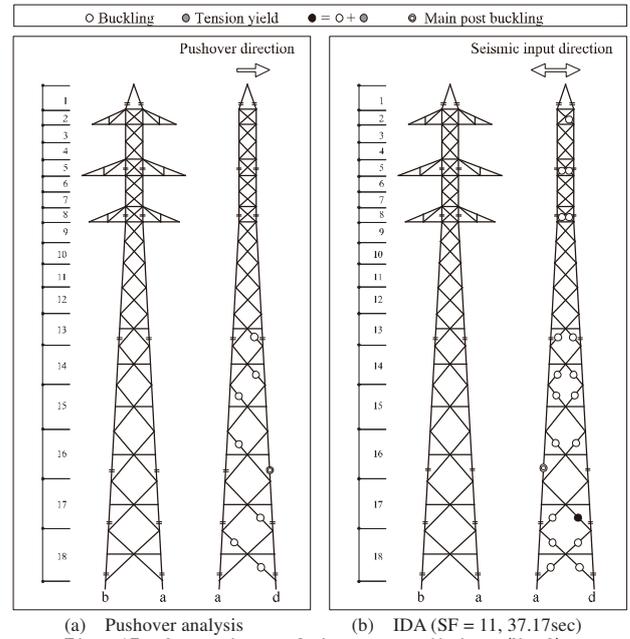


Fig. 17 Comparison of damage condition (No. 3)

用振動特性係数  $R_i$ に位相適合させた地震動を利用し、同表中の  $a_m$ に対応した入力レベルの時刻歴応答解析より求まる  $\phi_{1,p}$ に基づく  $DCR_{T, Ana}$  (以下、解析値)の算定結果を比較して示す。ややばらつきがあるものの、静的応答に基づく評価値は動的応答に基づく解析値を概ね40%程度の過大側、つまり耐震余裕度を安全側評価で比例的に評価できている。このことから、本手法の目的のひとつである各種対策実施に向けた優先順位付けのためのスクリーニング指標として、提案算定法は十分に活用可能であると考えられる。なお、線路方向と線路直交方向ごとの検討例を示したが、実務では例えば両方向の最大値を対象鉄塔の  $DCR_T$  評価値として採用すればよい。また、提案手法が安全側評価を与えるのは等価静的地震荷重式が動的応答を安全側で捉え  $\phi_{1,p}$ を安全側評価することに起因すると考えられるが、本診断に伴うスクリーニングを行う際には、設計・施工・解析コストなど全体の費用対効果を見極めつつ、評価値 1.0以上の鉄塔(3.2節で解説したII'に分類された鉄塔)に関しては腹材座屈を考慮した非線形動的解析を別途実施して  $DCR_T$ の解析値を算出しその安全性を確認することで、トータルコストのさらなる合理化を図ることも可能と思われる。

## 8. 結論

本論では、膨大な基数がある送電用山形鋼鉄塔の極大地震に対す

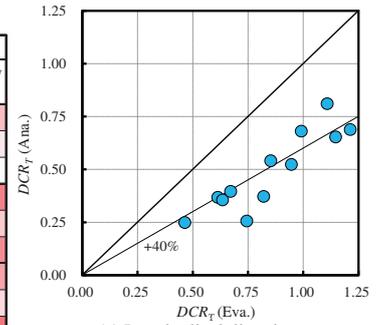
Table 7 A Example of seismic screening by  $DCR_T$

(a) Longitudinal direction

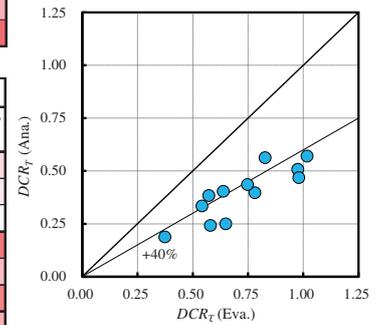
Series	model No.	H/B	$a_m$ (gal)	Evaluation formula				Dynamic analysis					
				$\phi_{1,e}$	$\phi_{1,y}$	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (Eva.)	Priority rank	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (Ana.)	Priority rank
A66	1	4.5	3365	$7.1331 \times 10^{-3}$	$6.7864 \times 10^{-3}$	$7.1333 \times 10^{-3}$	$8.6918 \times 10^{-3}$	0.821	7	$3.2916 \times 10^{-3}$	$8.8628 \times 10^{-3}$	0.371	8
	2	7	2951	$9.6340 \times 10^{-3}$	$9.5529 \times 10^{-3}$	$9.6340 \times 10^{-3}$	$1.2939 \times 10^{-2}$	0.745	8	$3.5708 \times 10^{-3}$	$1.3948 \times 10^{-2}$	0.256	11
	3	9	1985	$7.5807 \times 10^{-3}$	$1.1766 \times 10^{-2}$	$7.5807 \times 10^{-3}$	$1.6336 \times 10^{-2}$	0.464	12	$3.9741 \times 10^{-3}$	$1.5997 \times 10^{-2}$	0.248	12
B66	4	4	3404	$8.9246 \times 10^{-3}$	$7.3000 \times 10^{-3}$	$8.9283 \times 10^{-3}$	$9.0056 \times 10^{-3}$	0.991	4	$5.5116 \times 10^{-3}$	$8.0994 \times 10^{-3}$	0.680	3
	5	5.5	2008	$6.3486 \times 10^{-3}$	$8.3000 \times 10^{-3}$	$6.3486 \times 10^{-3}$	$1.0356 \times 10^{-2}$	0.613	11	$4.0103 \times 10^{-3}$	$1.0913 \times 10^{-2}$	0.367	9
	6	7	3029	$1.3410 \times 10^{-2}$	$9.3000 \times 10^{-3}$	$1.3426 \times 10^{-2}$	$1.1706 \times 10^{-2}$	1.147	2	$7.4425 \times 10^{-3}$	$1.1400 \times 10^{-2}$	0.653	4
A275	7	4.5	3412	$1.0083 \times 10^{-2}$	$7.0934 \times 10^{-3}$	$1.0094 \times 10^{-2}$	$1.0665 \times 10^{-2}$	0.946	5	$5.5615 \times 10^{-3}$	$1.0635 \times 10^{-2}$	0.523	6
	8	7	2186	$7.6471 \times 10^{-3}$	$7.9398 \times 10^{-3}$	$7.6471 \times 10^{-3}$	$1.2042 \times 10^{-2}$	0.635	10	$4.3349 \times 10^{-3}$	$1.2197 \times 10^{-2}$	0.355	10
	9	9	3854	$1.5898 \times 10^{-2}$	$8.6168 \times 10^{-3}$	$1.5941 \times 10^{-2}$	$1.3143 \times 10^{-2}$	1.213	1	$8.9080 \times 10^{-3}$	$1.2942 \times 10^{-2}$	0.688	2
B275	10	4	2255	$7.9889 \times 10^{-3}$	$7.4638 \times 10^{-3}$	$7.9894 \times 10^{-3}$	$9.3660 \times 10^{-3}$	0.853	6	$5.2402 \times 10^{-3}$	$9.6908 \times 10^{-3}$	0.541	5
	11	5.5	1876	$7.1800 \times 10^{-3}$	$9.1224 \times 10^{-3}$	$7.1800 \times 10^{-3}$	$1.0693 \times 10^{-2}$	0.671	9	$4.2788 \times 10^{-3}$	$1.0817 \times 10^{-2}$	0.396	7
	12	7	3032	$1.3319 \times 10^{-2}$	$1.0781 \times 10^{-2}$	$1.3325 \times 10^{-2}$	$1.2020 \times 10^{-2}$	1.109	3	$9.4932 \times 10^{-3}$	$1.1710 \times 10^{-2}$	0.811	1

(b) Transverse direction

Series	model No.	H/B	$a_m$ (gal)	Evaluation formula				Dynamic analysis					
				$\phi_{1,e}$	$\phi_{1,y}$	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (Eva.)	Priority rank	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (Ana.)	Priority rank
A66	1	4.5	3365	$6.0722 \times 10^{-3}$	$7.1831 \times 10^{-3}$	$6.0722 \times 10^{-3}$	$9.3574 \times 10^{-3}$	0.649	7	$2.4269 \times 10^{-3}$	$9.7081 \times 10^{-3}$	0.250	10
	2	7	2951	$8.3587 \times 10^{-3}$	$9.8922 \times 10^{-3}$	$8.3587 \times 10^{-3}$	$1.4422 \times 10^{-2}$	0.580	9	$3.4735 \times 10^{-3}$	$1.4314 \times 10^{-2}$	0.243	11
	3	9	1985	$6.9079 \times 10^{-3}$	$1.2060 \times 10^{-2}$	$6.9079 \times 10^{-3}$	$1.8473 \times 10^{-2}$	0.374	12	$3.1905 \times 10^{-3}$	$1.6975 \times 10^{-2}$	0.188	12
B66	4	4	3404	$8.4844 \times 10^{-3}$	$6.5222 \times 10^{-3}$	$8.4901 \times 10^{-3}$	$1.0261 \times 10^{-2}$	0.827	4	$5.6614 \times 10^{-3}$	$1.0050 \times 10^{-2}$	0.563	2
	5	5.5	2008	$6.7787 \times 10^{-3}$	$7.8222 \times 10^{-3}$	$6.7787 \times 10^{-3}$	$1.1844 \times 10^{-2}$	0.572	10	$4.6879 \times 10^{-3}$	$1.2186 \times 10^{-2}$	0.385	8
	6	7	3029	$1.3083 \times 10^{-2}$	$9.1222 \times 10^{-3}$	$1.3098 \times 10^{-2}$	$1.3428 \times 10^{-2}$	0.975	3	$6.6088 \times 10^{-3}$	$1.2991 \times 10^{-2}$	0.509	3
A275	7	4.5	3412	$8.6784 \times 10^{-3}$	$2.8212 \times 10^{-2}$	$8.6784 \times 10^{-3}$	$1.1107 \times 10^{-2}$	0.781	5	$4.4058 \times 10^{-3}$	$1.1087 \times 10^{-2}$	0.397	7
	8	7	2186	$6.8294 \times 10^{-3}$	$4.1035 \times 10^{-2}$	$6.8294 \times 10^{-3}$	$1.2622 \times 10^{-2}$	0.541	11	$4.3077 \times 10^{-3}$	$1.2862 \times 10^{-2}$	0.335	9
	9	9	3854	$1.3551 \times 10^{-2}$	$5.1294 \times 10^{-2}$	$1.3551 \times 10^{-2}$	$1.3825 \times 10^{-2}$	0.980	2	$6.6508 \times 10^{-3}$	$1.4173 \times 10^{-2}$	0.469	4
B275	10	4	2255	$7.9651 \times 10^{-3}$	$2.5647 \times 10^{-2}$	$7.9651 \times 10^{-3}$	$1.0655 \times 10^{-2}$	0.748	6	$4.7704 \times 10^{-3}$	$1.0926 \times 10^{-2}$	0.437	5
	11	5.5	1876	$7.3970 \times 10^{-3}$	$3.3341 \times 10^{-2}$	$7.3970 \times 10^{-3}$	$1.1589 \times 10^{-2}$	0.638	8	$4.5600 \times 10^{-3}$	$1.1284 \times 10^{-2}$	0.404	6
	12	7	3032	$1.2741 \times 10^{-2}$	$4.1035 \times 10^{-2}$	$1.2741 \times 10^{-2}$	$1.2523 \times 10^{-2}$	1.017	1	$7.9410 \times 10^{-3}$	$1.3910 \times 10^{-2}$	0.571	1



(a) Longitudinal direction



(b) Transverse direction

Fig. 18 Comparison of evaluation formula and Dynamic analysis result

る耐震性能スクリーニング実施に向け、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、対策優先順位付けのための一指標とすることを目的とした鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  を提案するとともに、立体応力解析が一般的でない送変電構造物の実務設計現場においても容易に運用可能な簡易評価式の構築ならびに諸数値の一例を提示した。本論の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 鉄塔架構をパネルが積層した変断面片持ち梁に置換した力学モデルにおける仮想仕事法を適用した静的な弾性応答変位評価値は、立体骨組解析モデルによる解析値とよい対応を示した。
- 腹材座屈を考慮した静的増分解析を実施し、ベースシア・頂部変位関係および安全限界変位を鉄塔架構の耐震性能曲線として構築した。本モデル鉄塔は、圧縮側腹材座屈後も引張側腹材によるせん断力伝達機構が維持されるため、架構全体の剛性は腹材座屈後も殆ど低下せず、支柱材座屈まで線形に近い挙動を示した。また、同曲線を電圧規模・鉄塔型・荷重入力方向に応じて分類される根開き比をパラメータとした近似式として表現した。
- 耐震診断指標  $DCR_T$  に関して、静的応答とエネルギー一定則を採用した提案算定法による簡易評価値は、非線形動的解析に基づく解析値を比例的に安全側で捉えることができ、耐震性能に着目した対策優先順位付けのスクリーニング指標として活用可能である。

本研究で扱ったモデル鉄塔は数例のみであるが、文献3)に示されている構造形式・鉄塔高さ・根開き比が大きく異なる国内の標準的な鉄塔に対しては、提案した耐震診断手法は適用可能と考えら

れる。今後は様々な規模・形状のモデル鉄塔を設定し提案手法の拡張を進めていき、併せて本事例と同様のエネルギー一定則が成立するトラス形式やその範囲を検証していく予定である。なお、国内の電力各社は送電用鉄塔をこれまで電技の風圧荷重に対してだけでなく、自主保安的に JEC の地域別風速や特殊地形を考慮し設計する場合もあり、本論で提示したモデル鉄塔の性能曲線は実在鉄塔のそれと若干乖離している場合もあるが、例えば電力各社ごとの社内規定の設計条件ごとに各形式の標準鉄塔を定め、本論で示した検討プロセスを同様に実施し耐震診断指標算定に関わる諸関数を構築すれば、評価精度をさらに向上させることは可能である。また、本論では接合部での脆性的な破壊が防止された条件下での鉄塔架構の耐震診断を前提としているため、現行の弾性設計下における普通ボルト支圧接合された山形鋼腹材の変形状および変形性能向上に向けた接合部補強方法は、今後実験的に検証・整理していく予定である。

#### 謝辞

本研究において、巴コーポレーション 石田交広博士には研究のご助言を戴きました。また、同社 倉成真也氏には実在鉄塔の収集データをご提供戴きました。ここに記して皆様へ深謝致します。

#### 参考文献

- Cabinet Office, Disaster prevention response examination based on earthquake observation and evaluation along the Nankai Trough Working Group: Evaluation of Disaster Prevention Based on Earthquake Observation and Evaluation along the Nankai Trough Direction of Working Group Together (Proposal), 2016. 9 (in Japanese)

内閣府：南海トラフ沿いの地震観測・評価に基づく防災対応検討ワーキンググループとりまとめ方向性（案）2016.9

2) Industrial Council Security Subcommittee Safety Subcommittee : Electrical Equipment Earthquake Countermeasures Working Report, 2013.3 (in Japanese)  
産業構造審議会保安分科会電力安全小委員会：電気設備地震対策ワーキング報告書, 2013.3

3) ETRA : Seismic Design of Transmission Towers and Issues, Vol.73, No.3, 2018.3 (in Japanese)  
電気協同研究会：送電用鉄塔耐震設計とその課題, 第73巻, 第3号, 2018.3

4) TEPCO : Supplementary Explanation on the analysis of seismic observation data acquired during the 2007 Niigata-ken-Oki-Chuetsu Earthquake at the Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Station, 2008.7 (in Japanese)  
東京電力株式会社：柏崎刈羽原子力発電所における平成19年新潟県沖中越地震時に取得された地震観測データの分析に関する補足説明, 2008.7

5) Suzuki, T., Ogawa, T., Satoh, N., Fukasawa, T. : Study on Buckling Strength of Tubular Trussed Tower (Part 2) - Case of Buckling at Bracing Member having Shear Bolted Joints -, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.434, pp.125-135, 1992.4 (in Japanese)  
鈴木敏郎, 小河利行, 佐藤亘宏, 深沢隆：塔状トラス骨組の座屈耐力に関する研究（その2）端部がせん断ボルト接合される斜材で座屈場合, 日本建築学会構造系論文報告集, 第434号, pp.125-135, 1992.4

6) Takeuchi, T., Nakamura, T., Matsui, R. and Ogawa, T., Imamura, A. : Seismic Performance of Tubular Truss Tower Structures Focusing on Member Fracture, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.76, No.669, pp.1971-1980, 2011.11 (in Japanese)  
竹内徹, 中村悠, 松井良太, 小河利行, 今村晃：部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第669号, pp.1971-1980, 2011.11

7) Takeuchi, T., Horiuchi, K., Matsui, R. and Ogawa, T., Imamura, A. : Collapse Mechanism of Truss Tower Structures including Buckling and Fracture of Tubular Members, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.703, pp.1309-1319, 2014.9 (in Japanese)  
竹内徹, 堀内健太郎, 松井良太, 小河利行, 今村晃：鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の崩壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第703号, pp.1309-1319, 2014.9

8) Tsuchida, Y., Yamazaki, T., Hongo, E. : Examination of application of three-dimensional stress analysis in power transmission tower design, Journal of Japan Steel Tower Association, No.126, 2017.7 (in Japanese)  
土田陽一, 山崎智之, 本郷榮次郎：送電用鉄塔設計における立体応力解析の適用に関する検討, 日本鉄塔協会誌, 第126号, 2017.7

9) METI : Ministry Ordinance that sets Technical Standards for Electrical Equipment, 2017.3 (in Japanese)  
経済産業省：電気設備に関する技術基準を定める省令, 2017.3

10) IEEJ : Design Standards on Structures for Transmissions JEC-127-1965, 1965.2 (in Japanese)  
電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-127-1965, 1965.2

11) IEEJ : Design Standards on Structures for Transmissions JEC-127-1979, 1979.11 (in Japanese)  
電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-127-1979, 1979.11

12) IEEJ : Design Standards on Structures for Transmissions JEC-TR-00007-2015, 2015.7 (in Japanese)  
電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-TR-00007-2015, 2015.7

13) METI : Interpretation of Technical Standards for Electrical Equipment, 2013.3 (in Japanese)  
経済産業省：電気設備の技術基準の解釈, 2013.3

14) MLIT : Commentary on Structural Regulations of the Building Standard Law of Japan (2020), 2020.9 (in Japanese)  
国土交通省：2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.9

15) AETELI : Recommendations for Design of Communication Tower, 2003.12 (in Japanese)  
建設電気技術協会：通信鉄塔設計要領・同解説, 2003.12

16) JASTA : Manufacturing Standards of Angle Steel Tower for Power Transmission, 2019.8 (in Japanese)  
日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準, 2019.8

17) ETRA : Maintenance technology of overhead transmission facilities, Vol.76,

No.2, 2020.7 (in Japanese)  
電気協同研究会：架空送電設備の劣化対応技術, 第76巻, 2号, 2020.7

18) AIJ : Ultimate Strength and Deformation Capacity of Building in Seismic Design (1990) (in Japanese)  
日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)

19) AIJ : Recommendations for Design of Steel Tower Structures, 1850.10 (in Japanese)  
日本建築学会：塔状鋼構造設計指針・同解説, 1850.10

20) Adina Ver 9.3, 2017.10

21) SNAP Ver 8, 2020.11

22) AIJ : Recommendations for Stability Design of Steel Structures, 2018.2 (in Japanese)  
日本建築学会：鋼構造座屈設計指針, 2018.2

23) JASTA : Equilateral Angle Steel Allowable Stress Table, 2012.10 (in Japanese)  
日本鉄塔協会：等辺山形鋼許容応力度表, 2012.10

24) Nakamura, T., Ishida, T., Igawa, N. : A Study on Buckling Strength of Angle Member with Lap Joint in the Existing Truss Steel Tower for Power Transmission, Journal of Steel Construction Engineering, Vol.27, No.108, 2020.12 (in Japanese)  
中村毅, 石田交広, 井川直大：既存送電用トラス鉄塔における重ね継手を有する山形鋼部材の座屈耐力に関する研究, 鋼構造論文集第27巻, 108号, 2020.12

25) Ozawa A., Ozawa S., Yamashita T. ; Experimental study for anti-seismic performance of X-bracing using steel angle -Part 2 : Behavior for cyclic load and evaluation of energy absorption capacity-, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure-III, pp.803-804, 2009.7 (in Japanese)  
小澤亮公, 尾澤聡, 山下哲郎：山形鋼を用いたX型ブレースの耐震性能に関する実験的研究 -その2: 繰返し加力実験結果とエネルギー吸収性能の評価-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.803-804, 2009.7

26) AIJ Recommendation for design of latticed shell roof structures, Chapter 6, 2016.11 (in Japanese)  
日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針, 第6章, 2016.11

27) Matsui, R., Nakamura, T., Imamura, A., Takeuchi, T. : Collapse Mechanism of Tower-Supported Steel Stack composed of Circular Hollow Sections with Large Diameter-to-Thickness ratio, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.750, pp.1171-1181, 2018.8 (in Japanese)  
松井良太, 中村毅, 今村晃, 竹内徹：径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第83巻, 第750号, pp.1171-1181, 2018.8

附録1 モデル鉄塔形状図

Fig. A1 に本論の全12体のモデル鉄塔形状を示す。

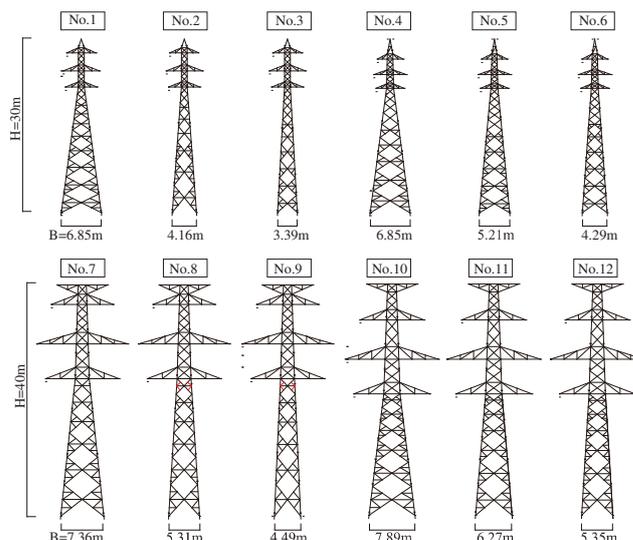


Fig. A1 Model tower shape diagrams

# SIMPLE SEISMIC DAMAGE EVALUATION OF TRANSMISSION TOWER CONSIDERING POST BRACE-BUCKLING BEHAVIOR

*Takeshi NAKAMURA* \*<sup>1</sup>, *Yuki TERAZAWA* \*<sup>2</sup> and *Toru TAKEUCHI* \*<sup>3</sup>

\*<sup>1</sup> Steel Tower Engineering Division, TOMOE Corporation, M.Eng.

\*<sup>2</sup> Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

\*<sup>3</sup> Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

The structural requirement of truss tower for power transmission is generally determined by wind load, and consideration of seismic loads may be omitted. However, in recent years, large seismic ground motions are assumed, and it is required to grasp the margin of seismic performance of existing towers. On the other hand, in Japan, there is an urgent need to reinforce and rebuild steel towers whose strength will be insufficient due to the increase in expected external load, including the rebuilding of steel towers that will exceed their useful life. However, it is practically difficult to reinforce or rebuild all existing towers immediately. Therefore, it is necessary to screen the structural safety of existing towers reasonably and easily from various points of view and prioritize various measures, and the construction of screening methods focusing on seismic performance is required as one of the indicators.

In this paper, simple seismic damage evaluation of the steel tower for power transmission considering global buckling of braces is proposed, which can be used as an index for seismic performance screening focusing on the large seismic ground motion of the existing towers. In chapter 2, the characteristic of steel truss tower for power transmission design and issues are summarized. In chapter 3, the proposed seismic diagnosis method for tower frames and the calculation policy for the index are explained. In chapter 4, the outline of analysis model which are typical steel towers for power transmission made of angle steel members is shown, and an outline of the equivalent static seismic load used in the study is shown. In chapter 5, Firstly, a simple calculation method of the elastic response displacement of the tower frame with the equivalent static seismic load is shown, and then the seismic performance curve of the model tower is constructed from the pushover analysis considering the buckling of braces. Finally, the seismic damage index based on the energy balance concept is formulated. In chapter 6, it is confirmed by time history response analysis that the frame limit displacement evaluated by the pushover analysis is valid. In chapter 7, a example of seismic screening by suggested index is shown. In summary, the following results were obtained :

- 1) By modeling the tower frame as a cantilever with variable cross section in which panels are stacked, the elastic response displacement of the tower frame by a virtual work method is attempted to evaluate, and it was confirmed to obtain the same evaluation value as the three-dimensional stress analysis.
- 2) The seismic performance curve of the truss tower frame was expressed as an approximate function with the aspect ratio classified according to the voltage scale, tower type, and load input direction as parameters.
- 3) With regard to the seismic diagnosis index  $DCR_7$ , the simplified evaluation value by the proposed calculation method using static response and energy balance concept can be evaluate on the safe side by the detailed analysis value based on nonlinear dynamic analysis, and can be used as a screening index for prioritizing countermeasures based on seismic performance.

(2021年11月5日原稿受理, 2022年3月16日採用決定)