

学位論文

送電鉄塔の異常検知を目的とした
傾斜モニタリング手法の開発

2024年3月

栗原 幸也

目 次

1 章	背景および目的	
2 章	既往研究による維持管理手法	
2. 1	送電鉄塔の維持管理手法の現状	
2. 1. 1	送電鉄塔について.....	3
2. 1. 2	送電鉄塔の各設備名称.....	6
2. 1. 3	送電設備の異常および維持管理のニーズ.....	6
2. 1. 4	経過観察の活用・研究件数の確認.....	11
2. 1. 5	現状の点検方法およびその課題について.....	11
2. 2	橋梁および付帯設備の維持管理手法の現状	
2. 2. 1	経過観察の活用・研究件数の確認.....	14
2. 2. 2	点検支援技術性能から見る維持管理手法の活用・研究事例.....	17
3 章	傾斜モニタリングシステムの開発	
3. 1	システム全体の概要.....	22
3. 2	通信機器について.....	23
3. 3	傾斜センサについて.....	24
4 章	土砂崩壊による鉄塔基礎変位検知を対象とした傾斜モニタリング手法の開発 (論文「送電鉄塔管理用の傾斜計の閾値と配置に関する実験的研究」該当)	
4. 1	土砂崩壊による基礎変位	
4. 1. 1	基礎変位のモニタリング手法の提案.....	29
4. 1. 2	鉄塔の許容基礎変位について.....	30
4. 1. 3	許容基礎変位と部材強度不足の関係.....	30
4. 1. 4	本章の目的.....	32
4. 2	斜面に設置した傾斜センサによる土砂崩壊の進行検知手法の検討	
4. 2. 1	鉄塔近辺の地盤傾斜変化を取得する目的.....	32
4. 2. 2	斜面災害モニタリング監理との併用利用に向けたシステム改良.....	33
4. 2. 3	斜面災害モニタリングの閾値.....	33
4. 3	実規模試験の事前解析	
4. 3. 1	対象鉄塔と解析モデルの概要.....	33
4. 3. 2	架線有無が傾斜変化に与える影響.....	37
4. 3. 3	実験で与える最大基礎変位.....	38

4. 3. 4	解析による主柱材傾斜および軸力変化の傾向.....	38
4. 4	実規模鉄塔を用いた強制基礎変位試験	
4. 4. 1	試験鉄塔概要および測定項目.....	39
4. 4. 2	強制基礎変位の方法.....	41
4. 4. 3	強制基礎変位量と試験管理.....	41
4. 5	最大基礎変位時の測量結果と解析モデルとの比較	
4. 5. 1	鉛直変位時の測量結果 (CASE1)	42
4. 5. 2	塔外水平変位時の測量結果 (CASE2)	42
4. 5. 3	塔内水平変位時の測量結果 (CASE3)	42
4. 5. 4	測量結果と解析結果との比較.....	42
4. 6	基礎変位による軸力増加率と解析結果の比較	
4. 6. 1	主柱材のひずみ変化.....	44
4. 6. 2	腹材のひずみ変化.....	45
4. 6. 3	水平補助材のひずみ変化.....	46
4. 6. 4	試験結果と解析結果との比較.....	46
4. 7	基礎変位による傾斜角の変化と解析結果の比較	
4. 7. 1	主柱材の傾斜変化.....	48
4. 7. 2	腹材の傾斜変化.....	50
4. 7. 3	水平補助材の傾斜変化.....	53
4. 7. 4	試験結果と解析結果との比較.....	53
4. 8	実規模試験による傾斜変化の閾値算出	
4. 8. 1	本モデルの適用範囲.....	56
4. 8. 2	実験的および解析的観点からの傾斜センサの最適な設置位置.....	57
4. 8. 3	実験的観点からの部材応力から閾値となる傾斜角の推定.....	59
4. 9	解析モデル用いた土砂崩壊の進行検知手法の検討	
4. 9. 1	基礎変位 1 脚分担と 2 脚分担による傾斜変化の違い.....	59
4. 9. 2	基礎変位方向による傾斜変化の傾向.....	62
4. 9. 3	遠隔モニタリングの暫定閾値の決定.....	62

5 章 傾斜モニタリングによる冠雪部材損傷メカニズムの把握

(論文「冠雪による部材損傷メカニズムの把握と対策工」該当)

5. 1	冠雪について.....	67
5. 2	耐雪設計と冠雪荷重による被害状況.....	67
5. 3	実鉄塔の遠隔モニタリング	
5. 3. 1	観測概要.....	69

5. 3. 2	観測結果.....	71
5. 3. 3	定点カメラの映像による冠雪荷重の概算.....	74
5. 3. 4	解析による部材応力の推定.....	74
5. 4	部材偏心荷重の実規模試験	
5. 4. 1	試験概要.....	75
5. 4. 2	部材偏心荷重の与え方.....	75
5. 4. 3	偏心荷重を与えた時の傾斜変化.....	75
5. 4. 4	偏心荷重試験の解析モデル.....	77
5. 4. 5	偏心荷重のモニタリング閾値.....	80
5. 4. 6	偏心荷重の対策工.....	81
5. 5	部材交点部の冠雪荷重	
5. 5. 1	部材交点鉛直下向き荷重.....	82
5. 5. 2	部材交点鉛直下向き荷重の試験概要.....	82
5. 5. 3	部材交点鉛直下向き模擬試験結果.....	84
5. 5. 4	部材交点鉛直下試験の解析結果.....	86
5. 5. 5	鉛直下向き荷重の閾値.....	87
5. 5. 6	鉛直下向き荷重の対策工.....	88
6章 実フィールドでの観測状況		
6. 1	傾斜変化の観測状況	
6. 1. 1	土砂崩壊に伴う鉄塔傾斜変化の観測状況.....	90
6. 1. 2	杭の傾斜変化の観測状況.....	94
6. 2	鉄塔傾斜変化のばらつきの要因	
6. 2. 1	傾斜センサの観測ノイズ.....	98
6. 2. 2	その他外力による傾斜変化の影響度.....	100
6. 3	観測データの補正方法	
6. 3. 1	観測データの補正方法.....	106
6. 3. 2	温度補正後のデータ.....	108
7章 結論		
7. 1	本論文の成果.....	110
7. 2	今後の展望.....	111

1. 背景および目的

近年の日本列島は大雨や大雪などの異常気象が多発している。2013年～2022年に日本全国で気象庁が発令した年間平均警報数を確認したところ、大雨警報 11703 件、大雪警報 1355 件、暴風警報 4728 件、大雨特別警報 147 件と多くの警報が発令されている。この異常気象によって、橋梁をはじめとする社会基盤構造物の設備異常が日本の各所で確認されている。

日本全国に約 23.8 万基建設されている送電鉄塔（以下、鉄塔）でも近年の異常気象により設備異常が確認されている。大雨の影響で鉄塔を巻き込む土砂崩壊の発生や設計風速以上の暴風の発生によって鉄塔が倒壊する事例が確認されている。また、鉄塔の倒壊までは至らないが、鉄塔近傍で発生した土砂崩壊の影響で鉄塔の基礎部が露出してしまい、鉄塔基礎部が変位（以下、基礎変位）する事例もしばしば発生している。この基礎変位は鉄塔近傍で発生する土砂崩壊以外にも地盤沈下によっても発生する。基礎変位が進行すると、基礎部分から鉄塔に 2 次応力が生じる。発生した 2 次応力は元々設計に考慮されていない応力のため、設計で考慮していた電線や風荷重などにこの 2 次応力が加算されると、支柱材および腹材（以降、応力材）の許容耐力以上の応力となり、強度不足となることがしばしば確認されている。現地で基礎変位が進行している鉄塔を目視すると、部材変形やボルト破断などの設備異常がしばしば確認される。

雪害による設備異常も発生している。鉄塔の雪害の代表例としては、電線に付着した雪が解け落ちることで電線が跳ね上がるスリートジャンプや、電線に付着した雪が翼のような形状となり、風によって跳ね上がるギャロッピングなどがある。これらの現象が起こると、電線同士が接触する短絡事故や、設計以上の張力が発生する影響で、鉄塔の部材変形およびボルト緩みなどが発生してしまう。上記以外にも鉄塔上の積雪（以下、冠雪）によって、鉄塔設計に考慮されていない冠雪荷重が生じ、2 次応力の影響によって部材変形やボルト破断などの異常がしばしば発生している。

本研究では上記の鉄塔異常の中でも、長期的なモニタリングで異常を検知できる可能性のある「鉄塔の基礎変位」と「冠雪」に着目し、傾斜センサを用いたモニタリング手法の開発を行った。

まずは鉄塔の基礎変位を迅速に検知することを目的に傾斜モニタリングを提案する。具体的には、鉄塔部材と土砂崩壊面近傍に打設した杭に傾斜センサを設置し、傾斜変化から基礎変位の進行を確認する手法である。しかし、傾斜モニタリングを実施するにあたり、基礎変位の進行による部材損傷を未然に防ぐ閾値が定まっていないため、本論文でこの閾値となる値を実規模試験結果および解析結果から算定する。

次に冠雪の傾斜モニタリング活用例を説明する。冠雪が発生する冬季は現地鉄塔への出向が困難なため、何が要因で設備異常が発生するかは確認されておらず、対策工も行うことができていないのが現状である。そこで、本論文では冠雪による鉄塔異常の原因究明と対策工を行うことを目的に、鉄塔部材に傾斜センサを設置し、冠雪の発達に伴う部材たわみとね

じりの傾斜モニタリングを実施した。

最後に、実環境で傾斜モニタリングをし、観測ノイズの影響度を確認した。また、観測ノイズの要因究明および補正方法を提案し、実運用可能な傾斜モニタリング手法を提案した。

2. 既往研究による維持管理手法

2.1 送電鉄塔の維持管理手法の現状

2.1.1 送電鉄塔について

送電鉄塔（以下、鉄塔）は電気（11～500 kV）を送電する電線を支持する構造物である。高い電圧での送電は発熱などによる電気ロスが少なく、効率的に長距離区間送電できるため、なるべく高い電圧で送電できるように変電所や発電所を経由している。超高圧で送電された電気は、各地の変電所で66～154 kVに電圧変換され、その電気の一部を工場や鉄道などの大規模設備に送り、さらに変電所を経て100 V、200 Vに変電して、配電線を介して我々の生活拠点に送電されて使用されている。

送電設備のはじまりは広島水力電気が1899年に黒瀬川の水力発電所で発電された11 kVの電気を発電所から約26 km離れた広島市まで送電したのが始まりと言われている。また、同時期に福島でも沼上発電所から郡山までの23 km（11 kV）の送電を行っている。国内で初めて鋼材で構成された鉄塔が建設されたのは駒橋線である。駒橋線に鉄塔が採用された理由は、木柱では対応できない荷重が想定される径間長165 m以上の箇所に対応するためであり、駒橋線内にアメリカ産の鉄塔22基が建設された。駒橋線は1907年12月20日に運転開始し、駒橋発電所(15,000 kW)から早稲田変電所迄の75.6 kmを送電した。また、国内生産初の鉄塔は塔之沢線で、166基が建設された。塔之沢線は、1909年に塔之沢発電所(3,300 kW)と保土ヶ谷変電所間の58 kmに建設した46 kVの送電線である¹⁾。現在までに多くの送電設備が建設され、全国に約451,000基（鉄塔239,000基、コンクリート柱180,000基、鉄柱32,000基）、約103,700 kmの送電線が建設されている。図2.1.1に鉄塔の電圧別建設年代を示す。図2.1.1より、送電設備の多くは高度経済成長期に建設されており、橋梁などの社会基盤構造物と同様に保全を行い延命化するための巡視・点検などが行われている。特に経年劣化のボルト緩み、部材腐食、基礎変位、部材変形などは現状目視や測量などで調査しているため、効率的な維持管理方法が重要視されている²⁾。

実際に建設された鉄塔の様子を図2.1.2(a)、(b)に示す。図2.1.2(a)、(b)のように、鋼材で構成された送電鉄塔は主に山形材と鋼管材の2種類の材料で構成されている。鉄塔は構成のしやすさから山形材を主流としているが、山形材で強度を満たさないような荷重が想定される場合には鋼管材を使用して鉄塔を建設する。そのため、鋼管材が使用される鉄塔は主に275～500 kVの超高電圧の鉄塔となっている。また、鋼管材の鉄塔は部材腐食などに伴う部材取替が容易ではないため、トラス部分のみ部材取替が容易になるように支柱材は鋼管材、腹材は山形材で構成されるPL鉄塔も近年建設されている。支柱材および腹材などの部材名称については2.1.2項で後述する。

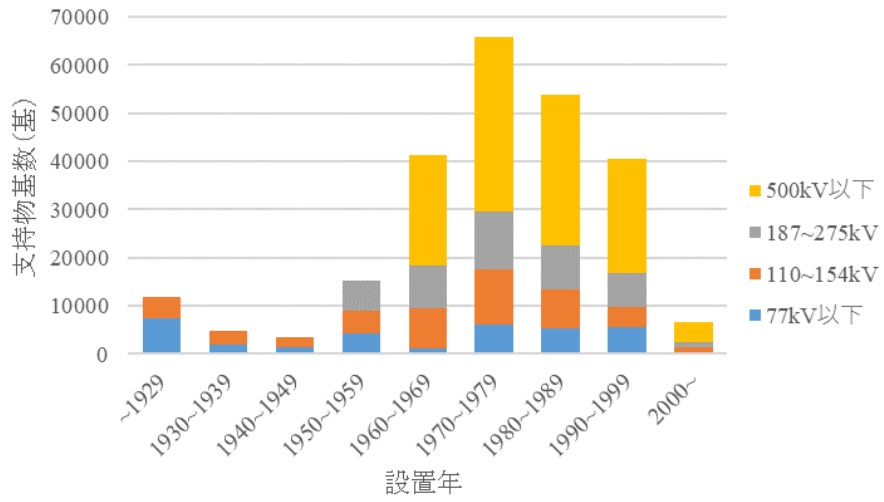


図 2.1.1 送電鉄塔の電圧別建設年代(2004年2月時点)



(a) 山形材

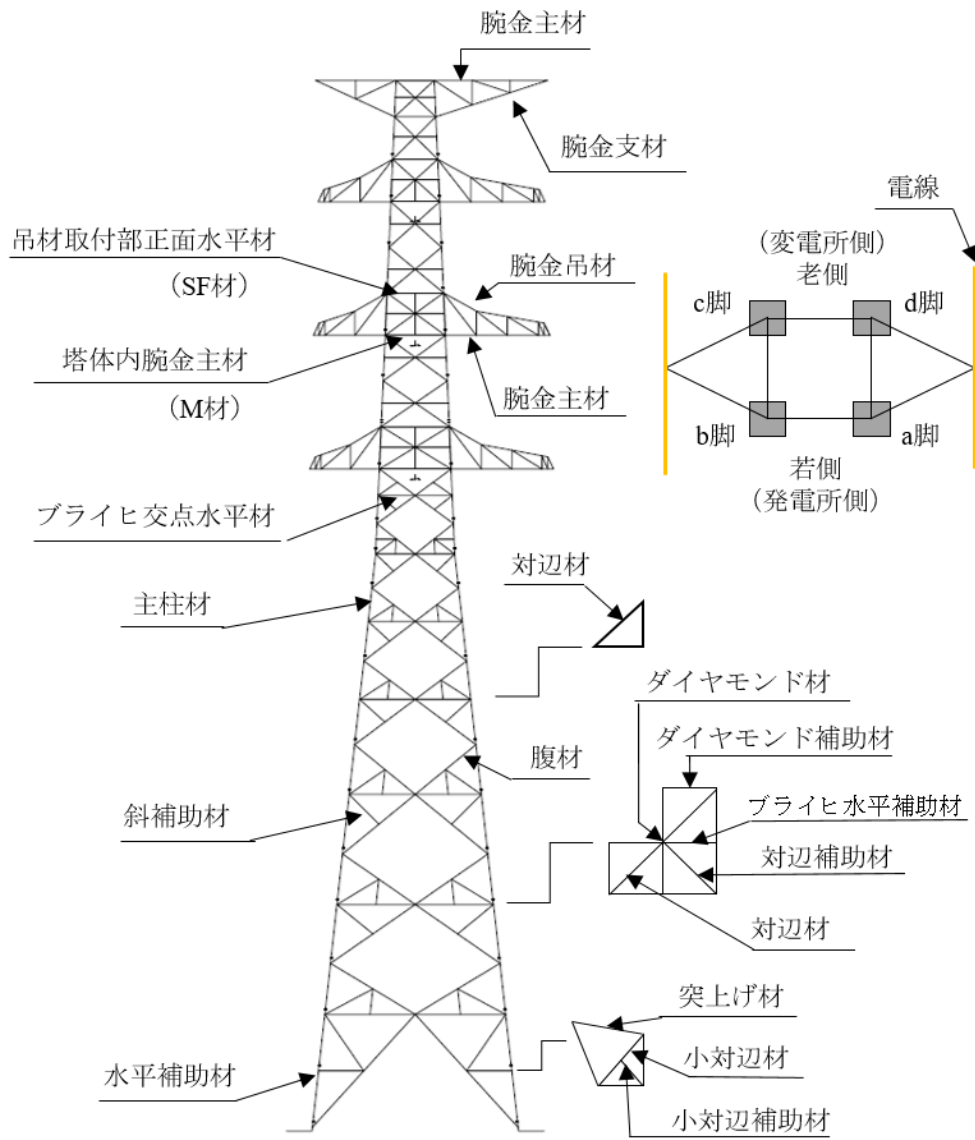


(b) 鋼管材

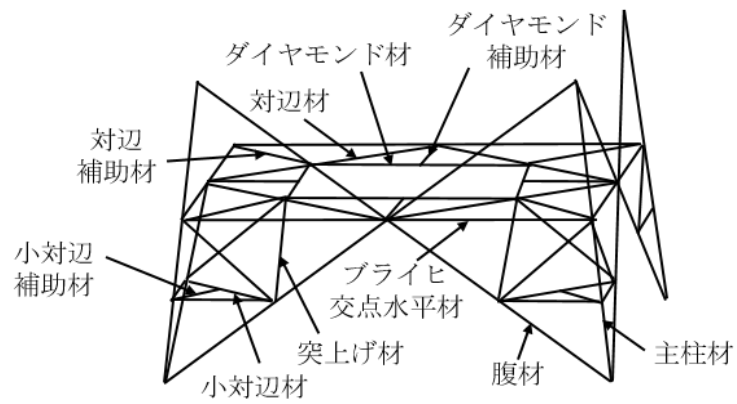


(c) 单柱

図 2.1.2 送電鉄塔



(a) 立面図と断面図



(b) 立体図

図 2.1.3 送電鉄塔構成部材

2.1.2 送電鉄塔の各設備名称

(1) 送電設備の鋼製部材名称

鉄塔の構成部材名を図 2.1.3 に示す³⁾。この構成部材のうち、塔体部分の主な応力を伝達する部材は支柱材および腹材となっている。その他部材は応力材の座屈を補剛する補剛材である。鉄塔形状はなるべく施工性および経済性を考慮して建設されており、安全裕度を満たす部材を選定しつつ、鉄塔全体の重量と部材数が多くならないように建設されている。なお、鉄塔では発電所側の面を若側、変電所側を老側とし、4本の支柱材の基礎部を脚と呼び、図 2.1.3 のように a, b, c, d 脚で名称が振り分けられている。

(2) 送電鉄塔の種類と名称

鉄塔は旧来より碍子装置や設計条件によって分類して名称を分けている。鉄塔の分類の詳細は「JEC-127-1979」に記載されている⁴⁾。ここではその概要のみ記載する。

a) 碍子装置による分類

懸垂型：懸垂碍子装置を用いている鉄塔（電線を吊り下げのように碍子がついている）

耐張型：耐張碍子装置を用いている鉄塔（電線を腕金に支持するように碍子がついている）

b) 設計条件による分類

直線鉄塔：電線路の直線部分にある鉄塔、主に懸垂型の鉄塔が使用される

角度鉄塔：電線路に水平角度がある鉄塔、水平角度が 10° 未満は軽角度鉄塔、 10° 以上は重角度鉄塔と呼ばれる

引留鉄塔：全架線を引留める箇所に建設される鉄塔

保安鉄塔：電線路の直線部分において補強のために建設される鉄塔

(3) 送電鉄塔の基礎種類

鉄塔の基礎の種類は支配的となる作用荷重の鉛直荷重基礎とモーメント荷重によって分類され、主に直接基礎、くい基礎、ビヤ基礎およびアンカー基礎の4種類に区分される。以下に各種基礎の特徴を示す。

直接基礎：床板部などにより荷重を地盤に直接伝達する構造のもので、逆 T 字型コンクリート基礎、オーガーコンクリート基礎、べた基礎、鋼材基礎および直理基礎などを示す。

くい基礎：くいにより荷重を地盤に伝達する構造のもので、既製くい基礎および場所打ちコンクリートくい基礎などを示す。

ビヤ基礎：ビヤなどにより荷重を地盤に伝達する構造のもので、深礎基礎、井筒基礎およびニューマチックケーソン基礎を示す。

アンカー基礎：アンカーおよび床板部による荷重を伝達する構造のもので、ロックアンカー基礎およびアースアンカー基礎を示す。

2.1.3 送電設備の異常および維持管理のニーズ

(1) 主要構造物の対応年数と鉄塔の異常

a) 鉄塔の建替年数

電気協同研究会の調査結果では、鉄塔の建替は約 60～90 年の頻度とされている⁵⁾。また、北陸電力独自の調査結果では、鉄塔の建替年数は約 77.6 年と電気協同研究会の結果と一致している。建替の要因は様々ある。鉄塔が倒壊してしまった場合や、用地交渉の問題などが挙げられるが、主な建て替え理由は電技違反である。電技とは、鉄塔の建設および管理の法令基準の「電気設備に関する技術基準を定める省令およびその解釈」（以下、電技）である。都市に人口が集中したため、近年の住宅地の建屋は従来よりも高くなっている。そのため、電線と建屋の離隔距離が保てず、鉄塔の嵩上げ工事などで対処している。しかし、鉄塔を嵩上げしても鉄塔部材や基礎に強度不足が生じる場合や、施工に難題がある場合は別位置に鉄塔を建替えることがある。

b) コンクリート柱の推定寿命

コンクリート柱の推定寿命は、コンクリートの中性化と鉄筋の腐食、劣化によって決まる。鉄筋まで劣化するケースとしては、コンクリートがひび割れまたは剥離することで、鉄筋が露出し、鉄筋腐食が進行することで強度が低下するケースが主になる。なお、電気協同研究会の調査結果では、53 年程度と評価している。なお、推定寿命の考え方は、コンクリートの中性化により鉄筋が腐食し、初期性能を満足しなくなる状態を寿命とし、43 年で中性化が鉄筋に到達、その後 10 年で鉄筋が安全率 2.00 以下まで低下したものを腐食と推定した⁶⁾。

c) 鋼材の寿命

図 2.1.4 に鉄塔鋼材の腐食状況を示す。なお、鉄塔鋼材は防食を目的とした溶接亜鉛メッ

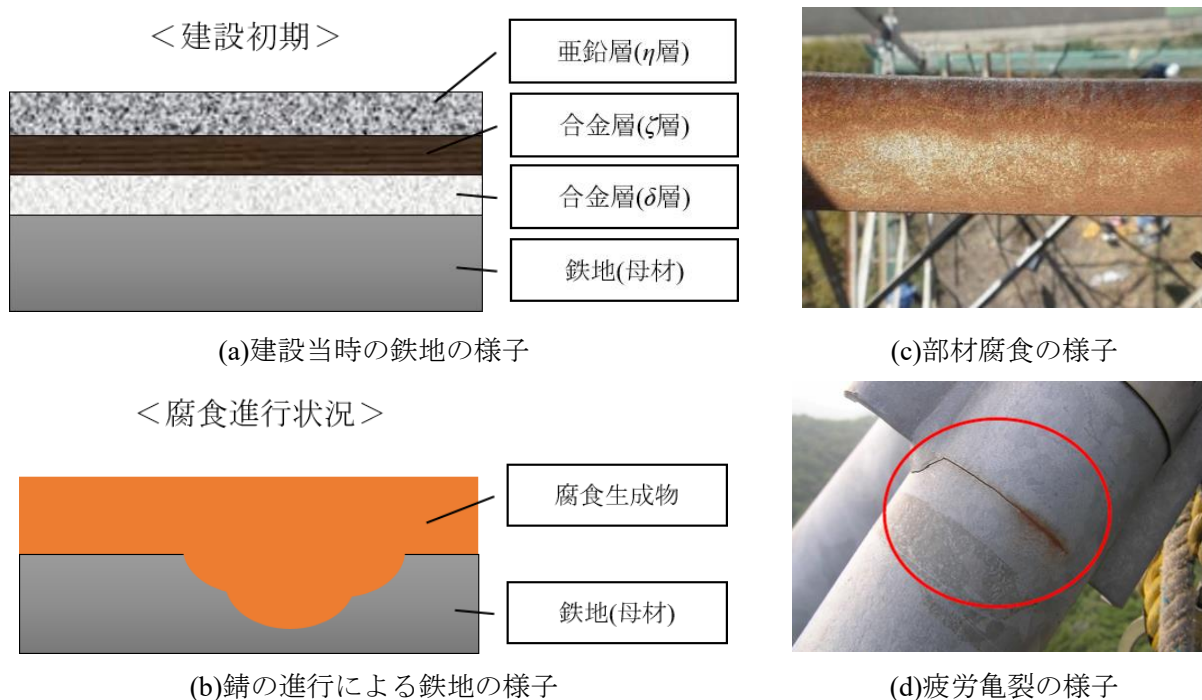


図 2.1.4 鉄塔鋼材の腐食状況



図 2.1.5 送電線の内部構造状況



図 2.1.6 アルミ線の腐食状況

キおよび塗装が施されている。この加工により、鉄塔の部材は塩害や工場粉塵の影響を低減している。そのため、この塗装が剥がれ落ちないように定期的に塗装の上塗りを行っている。沿岸部では塩害の影響も大きいので、山間部での塗装の上塗り周期よりも短い周期で行っている。現在、この塗装の上塗り期間の長期化を目指し、塗料が改良されている。このように塗装の管理はされているものの、鋼材の腐食は確認されている。鋼材腐食が確認された鉄塔はケレンおよび部材取替で対処するが、中には取替が困難な部材があり、代表的な部材は支柱材、腕金主材、M材などが挙げられる。近年の施工の進歩により、取替困難な箇所でも部材取替が実施できるようになってきたが、どうしても取替が難しい場合は鉄塔の建て替えも行われる。

d) 電線の寿命

図 2.1.5 に送電線の内部構造、図 2.1.6 にアルミ線の腐食状況を示す。なお、送電線は多種多様であり、図 2.1.5 は代表的な電線 ACSR410mm である。平成 19 年より、寿命予測に基づく計画的な改修を行うため、電線の定期的な調査が実施された。電線の取替要因は主に電線の腐食や、雷等で損傷したなどの割込補修ができない場合である。電線腐食による取替目途はアルミ線の引張強度が規格値の 90% に低下した後、アルミ線が脆くなり規定の引張強度を満たさない場合である。北陸電力の調査結果では電線の耐久年数は約 60 年とされている。

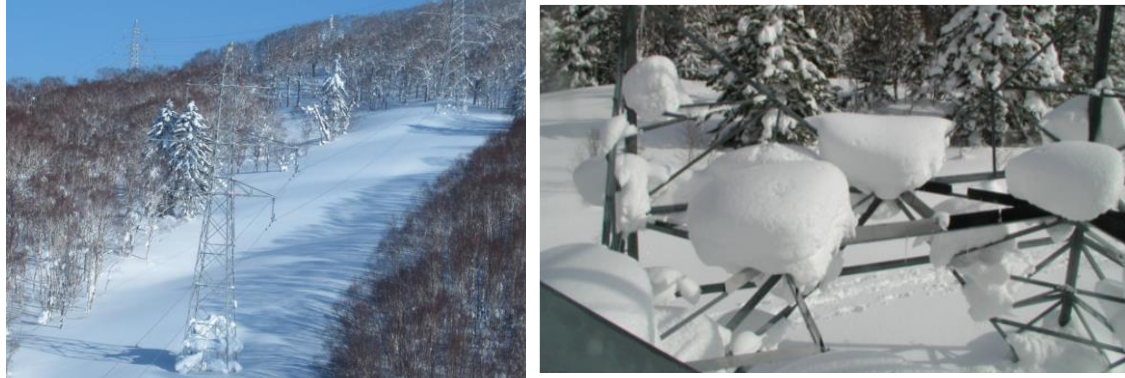
e) ボルト緩み

残念ながら発生件数や頻度の調査結果は確認できなかったが、東日本大震災後に腹材のボルト緩みが確認された^{7,8)}。この要因としては部材同士の間およびボルト・ナットの座面に塗膜が存在している状態でボルト締結されていたことが要因である。近年は塔上での点検頻度が減少しているため、ボルト緩みの見落としが生じている可能性がある。

本来鉄塔のボルトは規定トルクで締め付けられているが、設計上はボルトの締め付けトルクは考慮されておらず、ボルトの接続部の設計はボルトのせん断、部材支圧、ボルト支圧の 3 種類で設計されている。そのため、ボルト脱落防止のために T スプリングや T G ナットなどが重要線路には取り付けられている。

f) 基礎変位

送電鉄塔の基礎は水平断面が正方形になるように、上下水平方向それぞれ 1 mm 以内の施工誤差で建設されている。基礎変位は土砂崩壊や地震などによる地盤沈下、液状化などの影響で進行し、上下左右に基礎が動いた状態を示す⁹⁾。この基礎変位鉄塔は東京電力管内で



(a)鉄塔全景

(b)鉄塔部材の冠雪状況

図 2.1.7 鉄塔の冠雪状況

も数百基以上存在している。この基礎変位の許容基礎変位量は JEC に以下の式(2.1.1)で定められている。なお、本式は法的規制である「電技」の規定ではないものの、安全のために管理基準値として使用しているものである。

$$\text{鉛直許容基礎変位量(mm)} = \frac{\text{脚間距離(mm)}}{1200} \quad (2.1.1)$$

$$\text{水平許容基礎変位量(mm)} = \frac{\text{脚間距離(mm)}}{800}$$

この許容基礎変位量を超過すると、2次応力の影響で鉄塔部材の強度不足や部材変形などが生じる可能性がある。実際の鉄塔でこの基礎変位の影響により、支柱材および腹材に大きな変形が確認され、補強工事や鉄塔建替を行った事例もある。そのため、基礎変位が生じる可能性がある鉄塔は重点管理されており、年に1回以上の基礎変位測量による定量的な評価で健全性を確認している。

g) 冠雪

図 2.1.7 に鉄塔が冠雪している状況を示す。寒冷地では送電鉄塔の上に雪が積もる現象（以下、冠雪）が確認されている。冠雪荷重は1パネルに約1~2 tonの載荷荷重が生じ、この荷重の影響により、鉄塔部材に変形やボルト破断が確認されている。冠雪による部材損傷は年間数十件確認されており、近年の異常気象の影響で増加傾向である。

(2) 作業員の人員減少について

上記の設備の不具合を確認する技術者は少子高齢化の問題もあり、年々減少している。送電鉄塔での点検作業は主に高所作業となるため、常に危険と隣り合わせである。また、送電鉄塔の点検は高所作業ができる作業員に限定されるため、橋梁などの設備調査員と比べて人数が少ない点も問題である。北陸電力の調査結果では、団塊世代の退職が相次ぎ、毎年新

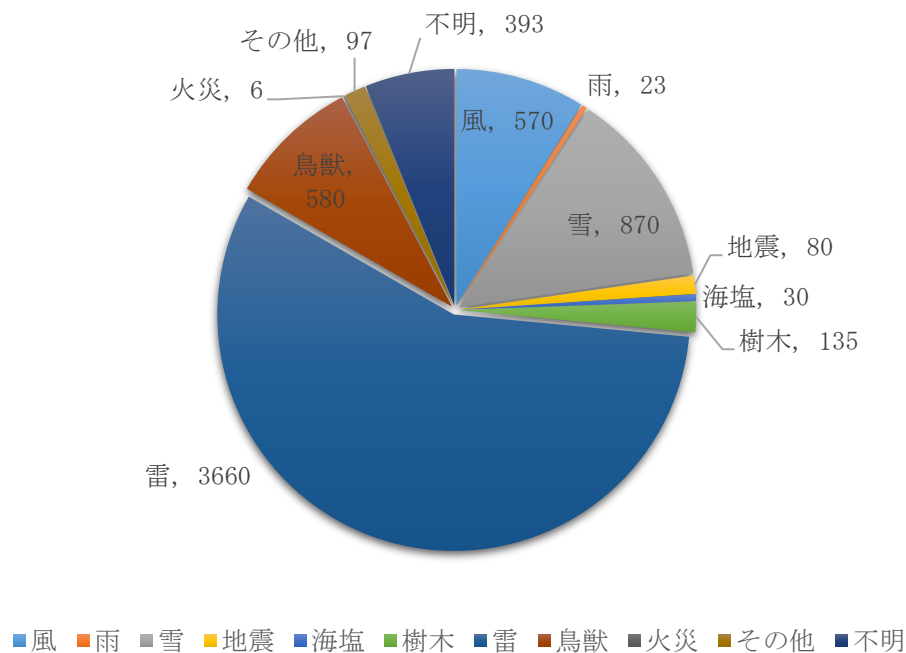


図 2.1.8 送電鉄塔の事故要因

規の作業員は入っているが北陸地域の作業員は年々3人減少している状態で、作業員の減少が深刻化している。

(3) 鉄塔の年間事故件数

電気保安年報によると、地震、台風、豪雨、豪雪などの自然災害を受けた電気事故件数は年々増加傾向にある。電気協同研究の調査結果より、鉄塔の事故要因を図 2.1.8 にまとめた。図 2.1.8 より、総件数 6444 件の内過半数は雷によるものであった。しかし、鉄塔が物理的な作用を受け、補修・改修作業を要する事故要因は風、雨、雪、地震が中心となっている。前述した通り、近年の異常気象から自然災害による鉄塔異常件数も増加しており、維持管理の重要性が伺える¹⁰⁾。

(4) 更新計画について

劣化状況や点検結果に基づき不具合が発見された場合は、次の要因に着目し、優先順位をつけて修繕または設備更新を実施する必要がある。

- ①：経年設備の機能維持にかかる補修・保守コスト
- ②：寿命や長期的な更新計画，施工者の確保
- ③：故障時の停電影響，将来改修スペースの有無・地役権による保安維持の容易性など

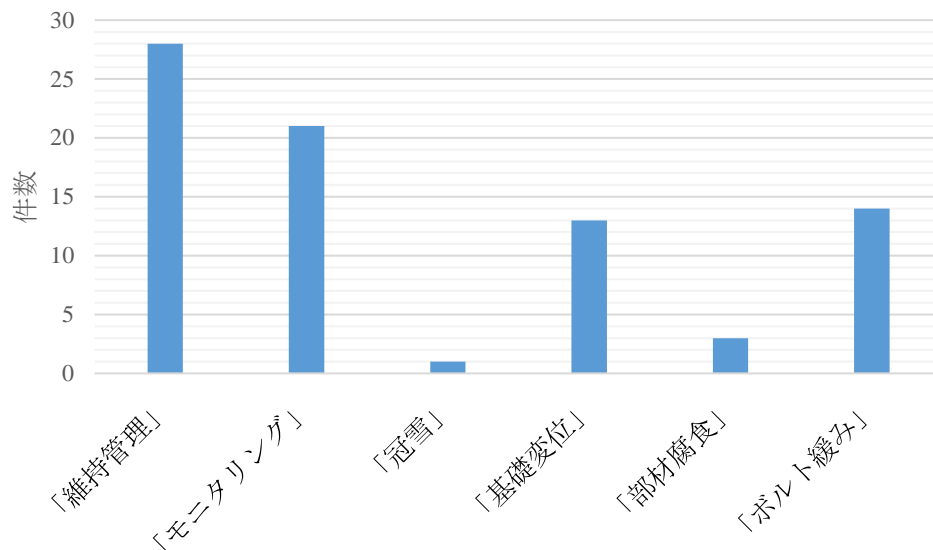


図 2.1.9 項目別論文検索数

2.1.4 経過観察の活用・研究件数の確認

鉄塔の維持管理手法の関連論文を網羅的に調べるため、科学技術情報発信・流通総合システム（以下、J-STAGE）を用いて文献調査を行った。J-STAGE では国内の 1500 を超える発行機関が、3000 誌以上のジャーナルや会議録等の刊行物を公開している。図 2.1.9 は J-STAGE において検索ワードを「送電用鉄塔」に「維持管理」、「ボルト緩み」、「モニタリング」、「冠雪」、「基礎変位」、「部材腐食」のそれぞれを加えて検索した場合の検索ヒット件数を示している。図 2.1.9 の通り、送電鉄塔の維持管理を記載した論文は橋梁などに比べて数がとても少ないことが確認された。このことから、鉄塔の効率的な維持管理の技術開発は発展途上と考えられる。

2.1.5 現状の点検方法およびその課題について

電気を安定的に供給するため、送電設備の維持管理が実施されている。現在の送電設備の維持管理方法である巡視、点検、設備診断について説明する。

(1) 巡視内容

送電設備の巡視は、電線路の事故、関係法令の抵触などによる公衆災害を未然に防止し、電線路と周辺地域を保全することを目的に、設備異常の有無や兆候を確認するため、現在は年 1 回で実施している。巡視は主に目視で実施するが、鉄塔は山間部、市街地、河川など様々な地点に建設されているため、その状況に応じて巡視方法を変更している。この目視調査も人員削減の影響を受け、ヘリコプターにより巡視が主流となっている。1988 年では定期巡視は 3 か月に 1 回実施されていたことを考えると巡視回数の減少は著しい。代表的な巡視方法の詳細を以下に記載する。

a) ヘリコプターによる巡視

現在の主流調査方法であるヘリコプター巡視は、最も早く設備の現状を把握でき、効率的に実施できる巡視方法である。臨時巡視（台風、強風、大雨、地震など）広域で設備に異常がある場合にも使用することが多い。ただし、他の巡視方法に比べるとコストがかかるのが難点である。

b) 徒歩、車両による巡視

送電鉄塔が建設されているエリアにもヘリコプター飛行禁止区域があるため、その場合は徒歩や車両による巡視を行う。ヘリコプターよりも周辺状況を詳細に確認でき、簡単な計測なども実施できるメリットがある。

(2) 巡視確認内容

次に、各地域別に巡視の確認内容を以下にまとめた。

a) 山間部

- ・電線に接触する可能性がある接近樹木の有無
- ・鉄塔周辺の土砂崩壊、陥没などの痕跡
- ・巡視路の状態確認（土砂崩壊などで道が崩壊していないか）

b) 市街地

- ・住宅や高層建築物など建造物の新增改築の有無
- ・送電線下におけるクレーンなどの重機使用有無
- ・その他建設物の送電線との離隔距離の確認

c) 新緑期

- ・送電線下の竹の育成状況
- ・支持物（鉄塔）周辺の鳥獣の営巣有無

d) 冬季

- ・降雪による支持物・電線などへの着雪・冠雪の有無
- ・支持物（鉄塔）周辺の雪崩の形跡有無

(3) 点検内容

送電設備を構成する主要設備（支持物、碍子、電線、地線など）について定期的に点検を行い、機送電線の保全と周辺地域の保安を図る。なお、1988年以降では定期点検は5年に1回実施されている。

点検は地上から設備外観を目視で確認し、必要ならば鉄塔などの支持物に昇塔し、ボルトや部材状況の外観を目視で確認することに加え、工具・計測機器等を用いて詳細に確認するものがある。ここでは、各主要設備の点検方法とチェックポイントについて紹介する。

a) 支持物

鉄塔は部材同士の接続は主にボルトで結合されている。ボルト接合部位については、トルクレンチを使って規定トルクで締め付けられているか確認するとともに、ボルト類の脱落、部材の変形、発錆、腐食の有無、および鉄塔の昇降時に使用する安全施設や付属品などの診

断も併せて確認する。また、地盤沈下や土砂崩壊などの影響から生じる基礎の変位なども確認し、必要に応じて定期観測を行う。

b) 碍子

碍子の点検は磁器部の亀裂、破損、アーク痕（落雷による放電痕跡）や金具の摩耗、変形等の外観を目視で確認するほか、検出器を使用し、絶縁不良碍子を検出する。

c) 電線・地線

電線の点検は電線と地線本体の腐食、変色の状態や素線切れ、笑い（電線よりが外れてカゴ状に膨らんだ状態）などの有無を確認する。架線金具類やダンパ、カウンターウェイト等の付属品についても併せて異常の有無を確認する。点検方法は宙乗り点検、地上スコープ点検、空中 VTR 点検などがあり、設備形態や設備の周辺環境を考慮し、適した方法を選定する。

(4) 電線の点検方法

電線の点検はギャロッピングやスリートジャンプなどにより、電線がショートした場合や電線のほつれ・腐食などが巡視時に確認された場合などに行われる。以下に電線宙乗り点検、地上スコープ点検、空中 VTR 点検の詳細を示す。

a) 電線宙乗り点検

宙乗り器を使用し、人が電線上を移動しながら電線・地線の状態を確認する。非常に労力がかかるが、電線・地線を間近で触診して確認できる。

b) 地上スコープとドローン点検

地上に高倍率レンズを搭載した地上望遠鏡を設置し、電線・地線本体と付属品を目視により確認する。また、近年ではドローンの急速な普及に伴い、飛行制限のない区域では、ドローンによる空中からの近接確認が主流になりつつある。なお、これらは宙乗り点検のように送電線の電気を止める必要がないため、実施時期や時間的制限を受けることなく実施可能である。

c) ヘリコプター-VTR 点検

ヘリコプターに搭載したカメラにより、電線・地線本体と付属品を撮影し、その VTR 画像を目視で確認する。近年、東京電力パワーグリッド（株）内では、VTR 画像を AI 解析することにより、異常箇所を自動抽出する技術を導入し、作業の効率化を図っている。

(5) 設備診断方法

設備の健全性を精密に把握・管理し、適切な時期に改修を行うことを目的として、様々な診断を実施している。

a) 亜鉛めっき劣化診断

鉄塔部材には、溶融亜鉛めっきによる防錆対策が施されているが、経年劣化により亜鉛めっきは減耗し、やがて鉄地に至り、錆が発生する。品質管理上、鉄地の発錆前に改修することが重要であるため、亜鉛めっきの劣化状況を膜厚計により定期的に測定・記録し、鉄塔の塗装時期を判断する。

<検査方法>

- ・ 亜鉛めっき厚測定，亜鉛めっき厚劣化速度測定，塩分測定

b) 塗装劣化診断

鉄塔塗装の劣化状態を的確に管理し，適正な時期に再塗装を行うことにより，鉄塔の錆による劣化を防止する．

<検査方法>

- ・ 塗膜付着力試験，塩分測定

c) 鋼管内部腐食診断

鋼管鉄塔に生じる内部腐食は，外から見えず発見が困難であるため，部材を叩いた時の打撃音による確認を行った後，必要に応じて内視鏡カメラを駆使して診断する．なお，内部の腐食が進行すると鋼管部材に穴あきを生じるおそれがあるため，腐食の程度によっては早期に部材を取り替えて対処する．

<検査方法>

- ・ 外観目視，打撃点検，内視鏡点検

d) 電線腐食診断

建設時から数十年を経過して経年劣化が予想されるもの，もしくは腐食要因となる工場や産廃処理施設などからの煤煙の多い箇所や，塩分量の多い海岸近傍など，周辺環境の要因によって著しい腐食促進の生じる可能性がある場合は，個別に診断を実施し電線の余寿命と改修要否を判断する．

<検査方法>

設備サンプリング品の調査試験分析（電線一部抜き取り・撤去品），腐食検出器による診断（過流探傷法）

(5) 課題

2.1.4 項でも記載したが，現状の鉄塔の管理方法は主に目視での監視となっており，定量的な評価が少ない．本論文で着目している鉄塔異常の部材腐食，ボルト緩み，基礎変位，冠雪についても同様である．効率的かつ迅速に鉄塔状況を把握する方法としては，画像によるモニタリングが考えられる．ただし，画像で土砂崩壊の状況などは確認できるが，鉄塔上部のボルト緩みなどを確認することは困難である．また，土砂崩壊による基礎変位の進行も鉄塔にどの程度の影響を与えるのかは画像情報から定量的な評価を実施することは困難である．そこで，同様の社会基盤構造物の橋梁，トンネル，付帯設備の既往の維持管理方法を調査し，最適なモニタリング方法について検討する．

2.2 橋梁および付帯設備の維持管理手法の現状

2.2.1 経過観察の活用・研究件数の確認

鉄塔で実施したときと同様に J-STAGE を用いて文献調査を行った．図 2.2.1 は J-STAGE において検索ワードを「橋梁」，「維持管理」で検索した場合の検索ヒット件数を示している．J-STAGE で公開している刊行物が年々増加していることが確認できる．検索対象を文

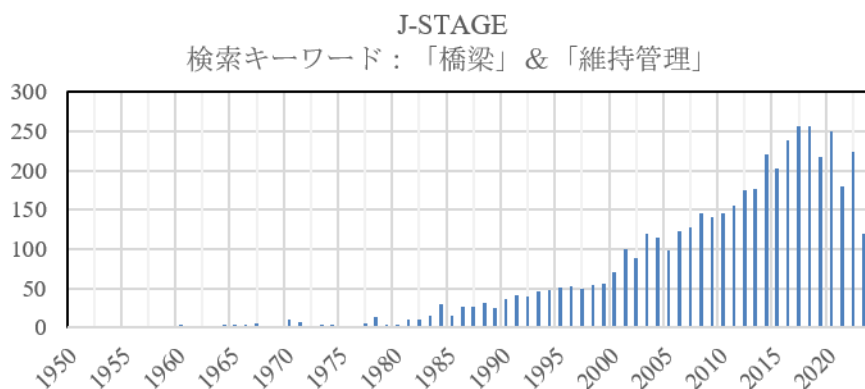


図 2.2.1 J-STAGE における検索ヒット数
(検索条件：検索キーワード = 「橋梁」「維持管理」，検索対象 = フリー)

表 2.2.1 J-STAGE における文献の検索条件と内容の内訳

【検索対象】	抄録	抄録	抄録	抄録	合計
【検索キーワード】	橋梁 目視点検	橋梁モニ タリング	路面 点検	路面モニ タリング	(重複含)
論文抽出件数	32	31	27	8	
論文公開年	2000~2021	2000~2021	2007~2021	2011~2021	2000~2021
【材料別】					
鋼材	9	20	0	0	29
コンクリート	30	11	1	0	42
路面・舗装	0	0	26	8	34
【検出項目別】					
亀裂・ひび割れ(表面欠陥)	20	4	20	7	51
変形・欠損・剛性	12	13	18	7	50
変位	0	5	0	0	5
軸力・張力・荷重	0	5	1	0	6
洗堀・傾斜	0	2	0	0	2
鋼材・鉄筋腐食	3	2	0	0	5
うき・空隙(内部欠陥)	4	0	0	1	5
【研究目的別】					
劣化予測	8	5	7	1	21
欠陥検知	12	14	15	8	49
健全度評価	5	6	6	8	25
自動化・ロボット化	7	0	12	0	19
人的診断の評価・支援	9	0	8	0	17
簡易化・効率化	25	23	21	7	76
3Dモデル・高度化	3	9	9	2	23
【計測・分析対象】					
画像計測	17	2	11	0	30
振動・傾斜計測	3	20	8	7	38
応力・ひずみ計測	0	9	1	0	10
温度・環境計測	0	6	1	0	7
点検データ	12	0	8	1	21

文献の抄録またはタイトルに絞り、検索キーワードを変えて J-STAGE で文献調査を行った。検索条件と文献の内容別に分類した結果を表 2.2.1 に示す。表 2.2.1 より、検索キーワードに「目視点検」が含まれる場合、コンクリートが対象材料となることが多い。

また、道路附属物の維持管理分野におけるモニタリング技術の活用・研究事例等を網羅的に調べることを目的として、鉄塔と同様に J-STAGE を用いて文献調査を行った。調査は、下記キーワードが文献タイトルや抄録に含まれる文献を抽出した。

調査の結果、収集できた文献は全 10 編と少なく、橋梁等の他のインフラ構造物に比べると、照明柱や標識柱を対象としたモニタリング技術に関する国内の研究や開発事例はあまり進んでいないことが確認された。

計測対象としては、加速度計を用いた事例が 70% (10 例中 7 例) を占めており、同時期に研究事例が増加した橋梁の振動モニタリング分野の研究に強く影響を受けていると思われる。加速度以外に着目した事例としては、変位計により柱基部のボルトのゆるみを検出するものや、可聴音を対象として柱基部の疲労き裂を検出するものなどユニークな研究も実施されている。ただし、ほとんどの事例が基礎的な段階のものであり、検出項目とそれに対応する損傷の種類や感度が必ずしも明確でないことや、長期モニタリングを想定した省電力化、計測や通信の際に生じるノイズの影響等の課題等により実用化には至っていない。一方、検索キーワードに「モニタリング」が含まれる場合、鋼材が対象材料となることが多い。これは振動モニタリングが鋼橋において積極的に行われていることを示していると考えられる。

検出項目別に確認すると「亀裂・ひび割れ」や「変形・欠損」など目視で検知可能な欠陥の検出を目的とした研究が最も多かった。「剛性」は目視で直接判断できないが、計測データと FE モデルを用いたデータ同化や近接目視点検のビッグデータを統計的に分析することで推定する研究が多く、近接目視点検とモニタリングの融合による維持管理の高度化といえる。また、「変位」については支承の機能診断や桁のたわみを目的とした研究が見られる。桁のたわみを簡易に計測する方法は特に鋼橋を対象として研究されており、加速度を積分する方法はセンサの性能向上も伴って改良が進んでいるように思われる。また、たわみは **Bridge Weigh-in-Motion (B-WIM)** による交通荷重のモニタリングにも活用できることも鋼橋で変位計測が行われている理由といえる。

計測・分析対象別に確認すると検索キーワードに「モニタリング」が含まれる場合は「振動・傾斜計測」が最も多く、次いで「応力・ひずみ計測」「温度・環境計測」であった。振動には加速度・速度のほか、変位やたわみも含んでいる。加速度計は相対的に安価で設置・計測がし易いためモニタリングでは多く用いられているが、加速度の時系列データのまま評価に用いることは少なく、変位や周波数領域に変換して分析を行うものが多い。傾斜計測は支承機能や橋脚の洗堀などのモニタリングに用いる研究があり、近年のセンサ性能の向上によってわずかな傾斜変化を検知できるようになっているとみられる。

2.2.2 点検支援技術性能から見る維持管理手法の活用・研究事例

(1) 画像計測技術

可視光を光学カメラで撮影・分析する技術である。コンクリート表面のひび割れを検知することが主な目的であり、既往の研究で多くがひび割れ検知を行うことを可能としている。検査方法が差別化の主な焦点となっており、その多くが UAV や走行式ロボットなどのロボット化や、望遠カメラを用いることで近接目視点検の利便性向上を図っている。

実際に UAV や走行式ロボットによって遠望から不可視な箇所にアクセスし、光学カメラ等によって計測・点検を行う研究事例が近年多くみられる。ロボットによる近接点検技術の多くは、点検における足場の設置を省略したいという需要から生じていると考えられる。例えば、国土交通省の点検支援性能カタログに公開されている「斜張橋斜材点検装置コロコロチェッカー（西松建設株式会社）」は、斜張橋の斜材保護管表面を内蔵カメラで調査するワイヤレス自走式のロボットである¹¹⁾。内蔵されている4台のカメラで斜材保護管に取り付けてケーブルを近接撮影することが可能で、従来の目視点検と比べて損傷の見落としが少なく、測定精度向上や損傷の大きさの定量化が可能としている。「斜張橋ケーブル点検ロボット（三井住友建設株式会社）」や「ケーブル点検ロボット（阪神高速技術株式会社）」、「斜張橋ケーブル点検ロボット VESPINAE（株式会社長大）」なども同様の技術である^{12) 13)}。

(2) 非破壊検査技術

計測原理としては打音、渦電流、磁束、赤外線、電磁場が主である。目視では検知困難なコンクリート内部の空隙や鉄筋の腐食、斜張橋ケーブルの断面積、鋼部材の塗膜下の亀裂などを計測対象としており、近接目視点検の高度化を図っている。

ここでは PC ケーブル張力の計測・モニタリング技術のひとつとして、磁界変化を用いた PC ケーブル張力の計測技術を取り上げる（例えば、湯浅ら(2015)¹⁴⁾）。強磁性体である PC ケーブルの応力が増加すると磁界が減少する応力磁気効果（逆磁歪効果、磁気弾性効果、ピラリ効果）を原理とした計測技術である。永久磁石により一定磁界を発生させ、PC 鋼材の応力によって変化する磁界を磁界検出センサにて計測し、張力を算出する。例えば「永久磁石を用いた PC ケーブル張力の計測技術（住友電気工業株式会社）」は、電池駆動可能な円筒形の計測装置を開発している¹⁵⁾。計測装置を構成する磁化器および遮蔽器は外径 56 mm、長さ 124 mm、重量約 3 kg の円筒形で、設置時には半割して PC ケーブルを挟み込む形式となっている。単三アルカリ乾電池 2 本を使用した場合、1 日 1 回の計測で約 2 年間のデータ収集が可能としている。

(3) 計測・モニタリング技術

計測対象の物理量としてはひずみ、加速度、変位量、回転角、傾斜角が主である。設置や計測のしやすさから、ひずみ以外の物理量については慣性力や重力方向を利用したセンサや光学カメラが多い。分析方法が差別化の主な焦点となっている。変位量については加速度の積分や回転角の利用、光学画像の処理によって計測を可能としている。ひずみについては光ファイバーを用いたものや、変位量の計測から算出する手法が取られている。対象の構造

体別にみると、「主桁・横桁」と「橋脚・橋台」が多く、次いで「支承・桁端部」、「床版」、「ケーブル」の順番となっている。この結果は構造体別の計測・モニタリングの需要を示していると思われるが、技術的な計測可能性も含まれた結果であることに注意したい。

近年では加速度計の高性能化と低価格化が進んだこともあり、橋脚の傾斜を計測・モニタリングすることで洗堀などの検知を行う研究が進んでいる。河床の洗堀や地震等による橋脚の異常発生を検知方法のひとつとして、橋脚の傾斜角をモニタリングする方法がある。傾斜角の計測方法はカメラによる画像計測や加速度センサを用いた方法などが挙げられるが、モニタリング用途としては現状では加速度センサによる計測が実用的と考えられる。例えば「無線加速度センサによる橋脚の傾斜角モニタリング（沖電気工業株式会社）」や「3軸加速度センサを用いた傾斜計による、橋脚の傾斜角度変位モニタリングシステム（株式会社ザイマックス）」は、3軸加速度計にかかる重力を合成することで傾斜角を算出する技術である^{16, 17)}。

これまでは変化が微小なためモニタリングが困難とされてきた物理量についても、センサ性能の向上によって実現可能となる技術や新たなモニタリングの需要が見込めるといえる。例えば、橋桁のたわみ量のモニタリングは、加速度計の性能と分析方法の向上によって、変位計やレーザードップラーなどを用いた既存技術の代替技術として注目されている。

加速度データの2階積分と積分ノイズの除去によって、加速度から動的なたわみ量を計測する技術である。一般的に加速度計は低周波の感度が低く、自己ノイズの影響で低周波領域に多くのノイズを含むため、単に積分処理を行うと大きな誤差を生じる。そのため、積分ノイズの削減方法について多くの研究と技術開発がなされている。例えば関屋ら(2016)は、加速度計を用いた橋梁の動的なたわみ量の算出を目的として、複数の加速度計の性能評価と積分ノイズの除去方法について検討を行った¹⁸⁾。橋梁の自由振動に着目して車両の入退出を検知して車両が通過している強制振動区間を抽出し、1階積分の速度波形と2階積分の変位波形から線形成分を引くことで積分ノイズを除去する方法を提案している。このほか、例えば「たわみ計測による耐荷性チェックシステム（株式会社TTES，日本工営株式会社）」は、1台の加速度計を用いて、積分処理によってたわみ量を計測するシステムである¹⁹⁾。車両通行区間に含まれるノイズ量を推定して数値積分結果からノイズ量を取り除くことで活荷重たわみを算出している。重量既知の車両を定期的に走行させてたわみ計測を定期的に計測することで耐荷性に関する指標を取得する。モニタリングを想定したIoT端末型と、定期点検を想定した可搬式のPC接続型が実用化されている。

(4) 海外の研究内容のまとめ

Lajnefら(2013)は、舗装の疲労寿命を予測するためのセンシングシステムを開発した²⁰⁾。舗装の損傷と荷重履歴を検出できる新しいセンサーシステムを設計し、試行した。マニュアル操作または移動車両に取り付けられたRFリーダーを使用して、自己充電型である各センサーノードで収録した舗装の動ひずみレベルを無線通信によって取得することで、舗装の状態を継続的に監視および保存できるとしている。

Duong ら (2020) は、振動データから舗装のたわみを測定するモニタリング技術の開発に取り組んだ²¹⁾。GPS, Wi-Fi 通信モジュール, およびデータストレージで構成される「PEGASE」なるプラットフォームと埋設振動計を組み合わせ、舗装のたわみ振動と車両の走行振動を集録し、舗装のたわみを推定するものであるが、結果的には、埋設振動計での舗装のたわみ推定は精度が不十分であったと報告している。

Plati と Loizos (2012) は、地中レーダー探査 (GPR) によって高速道路や地方道のアスファルト舗装の状態を評価する舗装監視システムの構築に取り組み、信号データに対して垂直方向と水平方向のフィルタリングを適用することで高周波ノイズと舗装厚さのバラつきを除去し、路面状態を評価できることを明らかにした²²⁾。

Alavi ら (2016) は、新たに開発した自己充電型の小型のバッテリーレスセンサーを舗装内に埋め込むことで、局所的なひずみの統計データを取得・監視するセンサ技術を開発した²³⁾。記録されたひずみの統計データは、舗装の損傷の早期検出と劣化の将来予測に用いられることを想定している。

舗装モニタリングのツールとしてスマートフォンを用いる研究事例も少なくない。例えば、Astarita ら (2012) は、加速度計を舗装の異常検知に使用し、車両位置と路面の損傷位置を GPS データで記録するアプリケーションの開発に取り組んだ²⁴⁾。一方、Vittorio ら (2014) は、車両の位置を記録する GPS 受信機と車両の加速度応答を集録するための 3 軸加速度計をモバイルデバイスに接続したシンプルなスマートフォンアプリケーションを開発した²⁵⁾。収録データはリアルタイムで中央サーバに転送され、信号分析アルゴリズムによって自動処理される。また、Yi ら (2015) は、モバイルデバイスの加速度センサを使用して異常を検知し、それを人工的な減速ランプ、マンホール、および減速ストライプポットホールとして分類する手法を検討した²⁶⁾。道路の異常によって励起される振動の垂直成分応答を非減衰振動系としてモデル化しているが、異常の検出は至ってシンプルな方法による。

第 2 章 参考文献

- 1) 「送電鉄塔ガイドブック」送電鉄塔研究会, 2021. 11.
- 2) 「架空送電設備の補修・改修技術」電気協同研究, 第 60 巻, 第 1 号
- 3) 社団法人日本電気協会送電専門部会 電気技術規定 送電編: 架空送電規定
- 4) 電気学会 電気規格調査会標準規格: 送電用支持物設計標準 JEC-127-1979.
- 5) 「既設送電用鉄塔の設計基準類の変遷と信頼性評価」電気協同研究会, 第 70 巻, 第 3 号
- 6) 「配電資機材のリサイクル技術」電気協同研究, 第 58 巻, 第 6 号
- 7) 山崎智之, 中村秀治, 本郷榮次郎, 久保田邦裕: 送電鉄塔におけるボルト緩み・脱落の再現試験および解析について, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.522-531, 2015.
- 8) 辻徳生, 山崎智之, 中村秀治, 栗原幸也, 関英俊: 高解像度カメラを用いた経年送電鉄塔の

- 劣化診断に関する検討, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.570-580, 2017.
- 9) 山崎智之, 本郷榮次郎, 中村秀治: ボルト滑りを考慮し応力測定値との整合に留意した基礎変位鉄塔の実用的耐荷力解析法について, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.131-142, 2013.
 - 10) 「自然災害に対する架空送電技術」電気協同研究, 第 65 巻, 第 3 号
 - 11) 塩崎正人, 藤原保久, 車田茂美, 河村圭, 斜張橋ケーブル点検ロボットを用いた斜材保護管点検の実証実験, 土木学会第 74 回年次学術講演会, CS9-51, 土木学会, 2019.9.
 - 12) 岡本亮二, 杉岡弘一, 塚本成昭, 大田典裕, 勝島龍郎, ケーブル点検ロボットによる斜張橋ケーブル点検, 土木学会第 71 回年次学術講演会, I-070, 土木学会, 2016.9.
 - 13) 斜張橋ケーブル点検ロボット VESPINAE, 点検支援技術性能カタログ, 画像計測技術, BR010025-V0021, 国土交通省, 2021.10.
 - 14) 湯浅康史, 森川英典, 中上晋志, 鉄道 PCI 形桁の外ケーブル張力モニタリング方式の管理方法に関する検討, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート工学会, 24 巻, pp.431-436, 2015.
 - 15) 永久磁石を用いた PC ケーブル張力の計測技術, 計測・モニタリング技術(橋梁), BR030013-V0121, 国土交通省, 2021.
 - 16) 無線加速度センサーによる橋脚の傾斜角モニタリング, 点検支援技術性能カタログ, 計測・モニタリング技術, BR030036-V0021, 国土交通省, 2021.10.
 - 17) 3 軸加速度センサを用いた傾斜計による, 橋脚の傾斜角度変位モニタリングシステム, 点検支援技術性能カタログ, 計測・モニタリング技術, BR030015-V0021, 国土交通省, 2021.10.
 - 18) 関屋英彦, 横関耕一, 木村健太郎, 小西拓洋, 三木千壽, 橋梁の加速度記録を用いた変位応答算出法の提案, 土木学会論文集 A1, 72 巻, 1 号, pp.61-74, 土木学会, 2016.
 - 19) たわみ計測による耐荷性チェックシステム, 点検支援技術性能カタログ, 計測・モニタリング技術, BR030008-V0021, 国土交通省, 2021.10.
 - 20) Lajnef, Nizar, Karim Chatti, Shantanu Chakrabarty, Mohamed Rhimi, and Pikul Sarkar, Smart Pavement Monitoring System, Publication No. FHWA-HRT-12-072, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, 2013.
 - 21) Duong, Ngoc Son, Juliette Blanc, Pierre Hornych, Fabien Menant, Yann Lefevre, and Benoit Bouveret, Monitoring of Pavement Deflections Using Geophones, International Journal of Pavement Engineering, 21(9), pp.1103–1113, 2020.
 - 22) Plati, C. and A. Loizos, Using Ground-Penetrating Radar for Assessing the Structural Needs of Asphalt Pavements, Nondestructive Testing and Evaluation, 27(3), pp.273–284, 2012.
 - 23) Vittorio, Astarita, Vaiana Rosolino, Iuele Teresa, Caruso Maria Vittoria, and P. Giofrè Vincenzo, Automated Sensing System for Monitoring of Road Surface Quality by Mobile Devices, Procedia-Social and Behavioral Sciences, 111, pp.242–251, 2014.
 - 24) Astarita, Vittorio, Maria Vittoria Caruso, Guido Danieli, Demetrio Carmine Festa, Vincenzo Pasquale Giofrè, Teresa Iuele, and Rosolino Vaiana, A Mobile Application for Road Surface Quality Control:

- UNIquALroad, *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 54, pp.1135–1144, 2012.
- 25) Vittorio, Astarita, Vaiana Rosolino, Iuele Teresa, Caruso Maria Vittoria, and P. Giofrè Vincenzo, Automated Sensing System for Monitoring of Road Surface Quality by Mobile Devices, *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 111, pp.242–251, 2014.
- 26) Yi, Chih-Wei, Yi-Ta Chuang, and Chia-Sheng Nian, Toward Crowdsourcing-Based Road Pavement Monitoring by Mobile Sensing Technologies, *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, 16(4), pp.1905–1917, 2015.

3. 傾斜モニタリングシステムの開発

第 3 章では傾斜モニタリングシステムの概要および傾斜センサや通信機器の詳細について説明する。

3.1 システム全体の概要

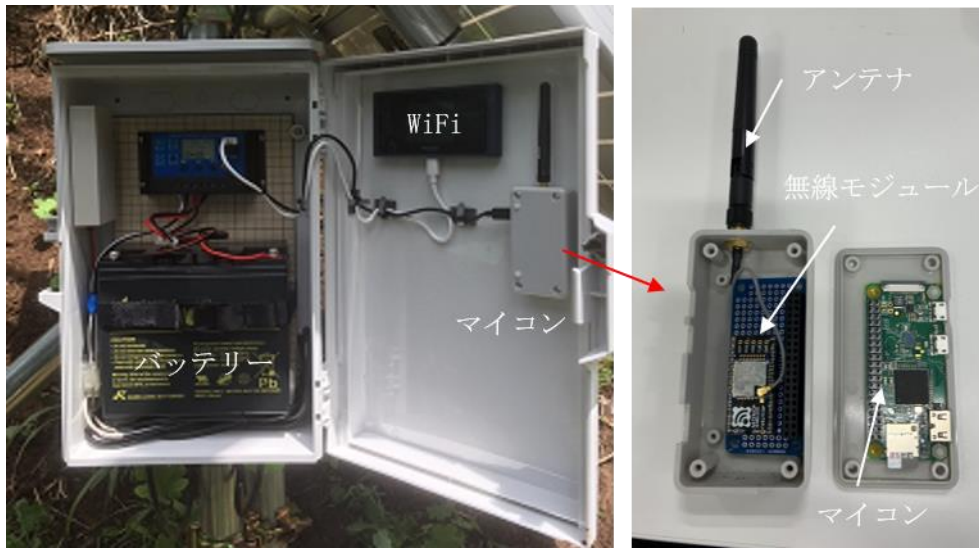
本システムで使用する機器を図 3.1.1 (a), (b) に示す。本システムは通信機器、太陽光パネル、傾斜センサで構成されている。通信機器は受信用のマイコンが常時稼働しており、傾斜センサから 10~30 分に一度発信される観測データを受信している。マイコンは受信した 1 時間分の観測データをマイコン上で圧縮し、インターネット回線を利用してサーバーに送信している。第 4 章で提案する土砂崩壊による基礎変位進行のモニタリング利用時は、第 6 章に後述する観測データのノイズ補正をサーバー上で行い、設定した閾値を超過しているかサーバー上で判断し、閾値を超過した場合は鉄塔管理者にアラートメールが自動で発信される。

傾斜モニタリングの対象としている土砂崩壊による基礎変位進行および冠雪は、主に山岳地に建設された鉄塔で発生する。そのため、本システムは山岳地の鉄塔を対象に遠隔モニタリングを行うことを前提に開発を行っている。山岳地に建設された鉄塔は駐車位置から 3 時間以上歩行することもあり、重量物の運搬となると、安全面のリスクを抱える。そのため、軽量化が重要となる。現在は軽量化の改良が進み、図 3.1.1 (b) に示す新型通信機器のサイズまで縮小化が進み、同じ性能で重量を 1/10、サイズも 1/10 まで縮小化が進んでいる。また、山岳地のため携帯電波が通じない箇所でもデータを受信できるように、マルチホップ通信や FWA (Fixed Wireless Access) を利用したデータ通信などを実施している^{1, 2)}。

傾斜センサを用いた送電鉄塔のモニタリングを提案する理由は以下の 3 点である。1 つ目は使用するセンサの価格が安価な点である。現在の鉄塔保守予算と同額以下で日本全国約 24 万基の鉄塔のモニタリングを行うのであれば、使用するセンサの価格は低価格でなければ実現することは難しいためである。

2 つ目は傾斜センサが低消費電力である点である。傾斜センサに使用しているセンサは MEMS 加速度センサであり、使用方法によっては加速度センサとしても使用することができる²⁾。鉄塔の状態監視を加速度で行う場合は最低でも 100 Hz サンプルングが必要となるが、高サンプルングとなると消費電力が大きく、常時観測を実施するととなると 60 W サイズのソーラーパネルが 2 枚に 12 V のバッテリーが必要となり、この荷物を持って片道 2 時間以上かかる運搬を行うのは安全面のリスクが大きい。そこで、低消費電力化するために、MEMS 加速度センサのサンプルングレートを 10~30 分間隔にすることで、3.6 V の単三電池 2 本で約 2.5 年間傾斜データを観測可能とした。なお、加速度センサの低消費電力化は今後も試みていくつもりである。

3 つ目は施工性の良さである。専門の技術員でなくても簡単に機材を設置できる上、機材



(a) 従来型通信機器



(b) 従来型通信機器と新型通信機器

図 3.1.1 通信機器の様子

重量や必要な工具が少ないため、リュックサック 1 つで現地に移動して機器を設置できる。

3.2 通信機器について

通信機器はバッテリー、Wifi ルーター、マイコン、無線モジュールから構成されており、全て市販のものである。太陽光パネルは 1 日快晴であれば蓄電池が満充電できるようなサ

イズを選定し、バッテリーは5日間充電されなくても可動できるものを選定している。対象鉄塔が携帯電話の電波圏内であればインターネット回線を利用してサーバーまで伝送できるが、山岳地帯だと携帯電話の電波圏外となりインターネット回線を利用できない箇所もある。その場合は、携帯電波が通じるエリアまでデータを無線で送信しなければならない。本システムでは中継機を利用したマルチホップもしくはFWAを用いてデータの通信を行っている。

マルチホップに使用している中継機の無線モジュールはモノワイヤレス社の TWE-LITE (トワイライト) を使用している。この無線モジュールは32ビットマイコンを内蔵しているため、外部の制御用マイコンを必要としないで各種センサと接続して無線通信を行える。また、この無線モジュールは IEEE802.15.4 に準拠する無線機能を持ち、カタログ値では、通信速度は 250 kbps、使用温度範囲は-30~+85 °C、動作電圧は 2.3~3.6 V、最大通信距離は外部アンテナを接続した場合で約 1 km である⁴⁾。鉄塔間の距離は標準で 300 m 程度であり、鉄塔頂部に行くほど見通しが良くなるため、極端な谷地形でなければ1, 2鉄塔を飛ばして通信することが可能である。この中継機も太陽光により電源供給を行えるため、設置してしまえば長期間の稼働が可能である。現在、装置を2地点で利用しており、最大3ホップして安定した通信を行っている。

次に、FWA 装置は日本電業工作株式会社の FalconWave-2.4G Eco を使用して通信試験を実施した⁵⁾。仕様では約 5 km の長距離の無線通信を可能としているが、実際の通信距離を確認するため、通信試験を実施した。送信機から受信機の上に遮蔽物があり、受信機から送信機が見えない状態で計測を実施した際、約 0.5 km であれば無線通信が可能であったが、1 km になると通信ができなかった。次に、河川敷の見通しが良く、遮蔽物がない箇所で試験した結果、約 3 km の無線通信が可能であった。しかし、樹木などの遮蔽物が少しでも受信機と送信機の間にあると通信ができなくなった。

送電鉄塔に FWA 装置を適用する場合、通信エリアに置く受信機を鉄塔高の高い鉄塔に設置すれば、予備試験で実施していたよりも見通しもよくなるため、長距離無線の可能性は上がると考える。現状、FWA 装置は完成しているが、実用までには至っていない。

3.3 傾斜センサについて

図 3.3.1 に示すように、使用している傾斜センサは無線モジュール、MEMS 加速度センサ、アルミケース、アンテナ、単三電池等から構成されている。無線モジュールは中継器で使用しているモノワイヤレス社の TWE-LITE を使用している。鉄塔の脚間距離は長いものでも 25 m 程度のため、通信機器と傾斜センサは鉄塔敷地内であればデータの送受信が可能である。上記で構成された傾斜センサは低消費電力での観測が可能となり、MEMS 加速度センサのサンプリングレートを 10~30 分間隔に設定した場合、2~3 年連続して観測が可能である。

MEMS 加速度センサは、入手が容易な ANALOGDEVCS 社製の 3 軸加速度センサモジ



(a)アルミケース



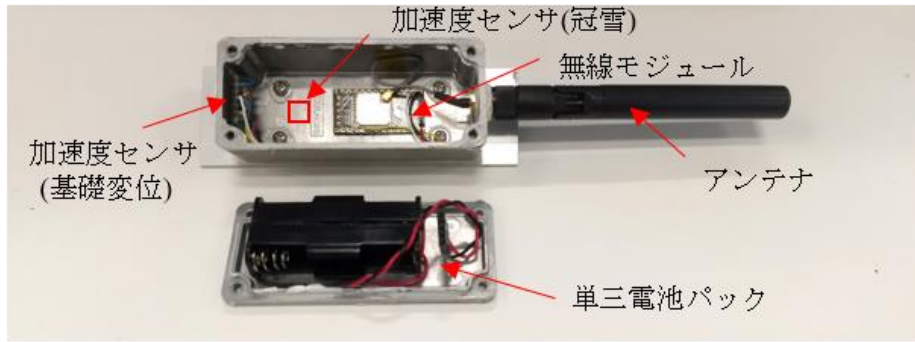
(b)無線モジュール



(c)加速度センサ



(d)アンテナ



(e)傾斜計

図 3.3.1 傾斜センサの構成

ジュール ADXL355 を使用し、観測値は瞬時値としている⁶⁾。なお、ADXL355 が出力する加速度の最小単位を傾斜に変換すると 0.0035 deg となる。

この傾斜センサでは、モニタリングの対象によって、加速度センサの固定位置を変更している。土砂崩壊による基礎変位の進行を観測する際は主に地面と垂直な部材に傾斜センサを設置するため、この MEMS 加速度センサをアルミ箱の底面に設置している。一方、冠雪による部材のたわみを観測する際は、地面と水平な部材に傾斜センサを設置するため、図 3.3.1 に示す位置に MEMS の加速度センサを設置している。観測対象によって加速度センサの固定位置を変更する理由は以下の通りである。使用している加速度センサは 3 軸 (x, y, z 軸) に加えてセンサ温度の計測も可能であるが、データ量を削減するため、データは 3 成分しか無線通信できない仕様としている。第 6 章で後述するが、温度変化によって送電鉄塔の部材は傾斜変化することが確認されている。この温度変化に伴う傾斜変化を補正するためには、センサ温度を計測する必要がある。そこで、部材の傾斜変化に対して鈍感な鉛直方向 (z 軸) は観測せず、水平 2 成分 (x, y 軸) と温度を計測する仕様とした。そのため、基礎変位のモニタリング時と冠雪のモニタリング時で加速度センサの位置を変更している。

鉛直方向（z 軸）の傾斜変化が鈍感な理由は以下の通りである。本センサは加速度センサの z 軸をほぼ鉛直となる様に設置する。そのため、傾斜センサとして部材に固定した場合、鉛直方向（z 軸）と水平方向（x 軸）の加速度 a_z および a_x は式(3.3.1)で表される。

$$\begin{aligned} a_z &= g \cos \theta \\ a_x &= g \sin \theta \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

ここに、 θ はセンサの重力加速度方向からの初期傾斜角であり、 g は重力加速度である。この初期状態から微小角度 $\Delta\theta$ 傾いた場合、加速度の値は式(3.3.2)となる。

$$\begin{aligned} a_z + \Delta a_z &= g \cos(\theta + \Delta\theta) \\ a_x + \Delta a_x &= g \sin(\theta + \Delta\theta) \end{aligned} \quad (3.3.2)$$

式(3.3.2)の右辺を θ まわりでテーラー展開すると、式(3.3.3)を得る。

$$\begin{aligned} a_z + \Delta a_z &\cong g \cos \theta - \frac{g \sin \theta}{1!} \Delta\theta - \frac{g \cos \theta}{2!} \Delta\theta^2 \\ a_x + \Delta a_x &\cong g \sin \theta + \frac{g \cos \theta}{1!} \Delta\theta - \frac{g \sin \theta}{2!} \Delta\theta^2 \end{aligned} \quad (3.3.3)$$

さて、本システムでは z 軸をほぼ鉛直方向になるように傾斜センサを設置することから、 $\theta \cong 0$ である。また、 $\Delta\theta$ は微小であることから、加速度の変化量は次式となる。

$$\begin{aligned} \Delta a_z &\cong -\frac{g}{2} \Delta\theta^2 \\ \Delta a_x &\cong g \Delta\theta \end{aligned} \quad (3.3.4)$$

式(3.3.4)から、鉛直方向 a_z よりも水平方向 a_x の方が傾斜変化に対して加速度値の変化が大きいことが分かる。そのため、本システムでは水平 2 成分の加速度変化から傾斜変化を推定することとしている。

ところで、構造物は常時微振動しているため、加速度センサにローパスフィルターを設定していないと、加速度の最小単位の 20 倍程度の変動が常時発生する。加速度の最小単位は 0.0035 deg のため、そのまま傾斜センサとして使用すると、0.07 deg 常時変動することになり、小さな値を閾値に設定することが困難となる。そのため、当傾斜センサを現場で使用するにあたり、可能な限り低いローパスフィルターを設定した。使用している加速度センサの仕様上、10 段階のローパスフィルターしか設定できない。ここでは、その中で最も周波数

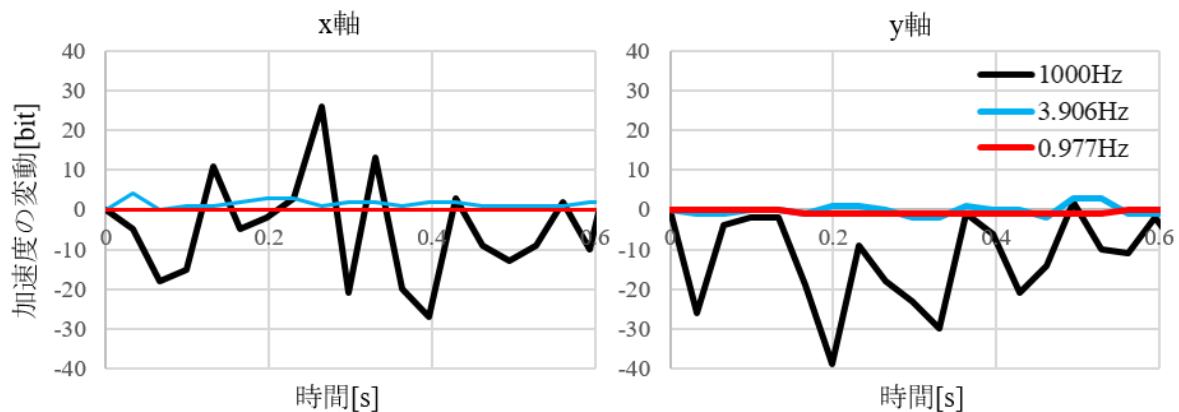


図 3.3.2 ローパスフィルタによる加速度の感度の違い

が高い 1000 Hz, 3 番目に低い 3.906 Hz, そして最も低い 0.977 Hz に設定した場合の加速度の変動を示す。試験は室内で実施し, 同じ加速度センサを使用した。加速度センサは机上に固定して, 約 20 秒間計測した。計測終了後, 加速度センサを動かさないようにして, ローパスフィルタの設定を変更して, 同様の計測を実施した。図 3.3.2 に 20 秒間の内, 計測開始の 0.6 秒間を抜粋して, 傾斜センサで使用する x, y 軸の加速度が初期値からどの程度変動するのか示した。図 3.3.2 の縦軸は加速度の最小単位の倍数を表す整数, 横軸は時間で, 黒線は 1000 Hz のローパスフィルタ, 青線は 3.906 Hz のローパスフィルタ, 赤線は 0.977 Hz のローパスフィルタを設定した結果である。

図 3.3.2 より, 1000 Hz のローパスフィルタでは x 軸で約 30, y 軸で約 40 変動していることがわかる。それに対して, 3.906 Hz のローパスフィルタは x, y 軸で約 5 の変動, 0.977 Hz のローパスフィルタは x, y 軸で 1 の変動であった。このことから, 低周波数のローパスフィルタを設定することで, 微振動によるノイズを低減できることが分かる。

第 3 章 参考文献

- 1) 平山 泰弘, 中川 信之, 岡田 啓, 山里 敬也, 片山 正昭: 無線マルチホップネットワーク上のリアルタイム通信における複数経路パケット合成法の性能解析, 電子情報通信学会論文誌 B Vol.J88-B, No.1 pp263-279, 電子情報通信学会2005
- 2) 小川 博世: ミリ波ワイヤレスアクセルシステムの動向, IEEL Trans. Vol.124, No.2, 2004
- 3) 塚原美佳, 奥村昂史, 渡邊和樹, 大谷隆浩, 石井 克哉, 佐伯昌之, 藤原鉄朗: 精密小型加振機を用いた振動特性同定手法の開発, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 70, No. 2 (応用力学), pp.I-921-I-928, 2014.

- 4) モノワイヤレス株式会社：TWE-LITE 無線マイコン データシート
- 5) 日本電業工作株式会社：FalconWave-2.4G Eco データシート
- 6) ANALOGDEVCES株式会社：ADKL355 データシート

4. 土砂崩壊による鉄塔基礎変位検知を対象とした

傾斜モニタリング手法の開発

4.1 土砂崩壊による基礎変位

4.1.1 基礎変位のモニタリング手法の提案

鉄塔の基礎変位は、軟弱地盤や土砂崩壊が懸念される地域に発生することが確認されている。特に土砂崩壊は過去に鉄塔を巻き込むように発生し、鉄塔が倒壊した事例や、補修が困難な部材変形が発生した事例を確認している。そのため、安定した電力供給には鉄塔の現状を随時確認する必要がある¹⁾。しかし、土砂崩壊が懸念される箇所は山間部に建設された鉄塔が多く、管理箇所から現地に出向するのに片道3時間以上かかる箇所もある。また、基礎変位鉄塔と判定された鉄塔は自主保安として1年に1度基礎変位測量を行う必要があり、三脚や計測機器などの重量物を持った状態で山間部を長時間移動しているが、これには危険が伴う。

「土砂崩壊による基礎変位検知手法傾斜モニタリング手法」の運用イメージを図4.1.1に示す。本手法では、傾斜センサを鉄塔の4脚と土砂崩壊面近傍に打設された単管杭に設置し、その計測値を遠隔からモニタリングする。そして、計測値の変化量を、予め設定しておいた閾値と比較することにより異常を判定し、異常と判断された場合にはアラートを出して、測量・解析によりリスクを評価する。すでに遠隔地からリモートでデータを取得する仕組みは完成しており、現在は試験的に実フィールドで数十基の鉄塔の傾斜変化をモニタリングしている。

ところで、傾斜角の変化量の閾値についてであるが、土砂崩壊面近傍に設置した単管杭については、既に瀬古らの研究で明確化されており、その値を採用して0.1 deg/hourとしている^{2) 3)}。詳細内容に関しては4.2節に後述する。一方、鉄塔の基礎変位と鉄塔部材の傾斜角の変化量の関係については、著者が知る限り、既往の研究が存在しない。そのため、実規模試験、解析モデルの結果から運用上必要な閾値を決定する。

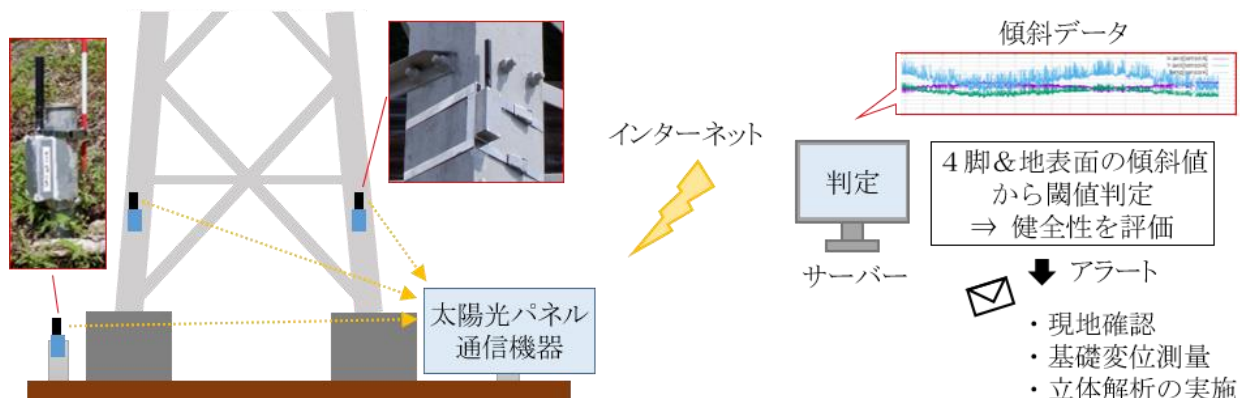


図 4.1.1 傾斜モニタリングシステムの運用イメージ

表 4.1.1 許容基礎変位超過と基礎変位方向の関係

	鉛直もしくは水平変位	鉛直基礎変位	水平基礎変位
許容基礎変位超過基数	627/667	441/667	548/667

※母数は解析実施鉄塔

表 4.1.2 主柱材・主柱材ボルトの強度不足と基礎変位方向の関係

	鉛直もしくは水平変位	鉛直基礎変位	水平基礎変位
許容基礎変位超過かつ 主柱材・ボルト強度不足	45/46	35/46	42/46

※母数は解析実施鉄塔の内，主柱材・主柱材ボルトに強度不足が生じた鉄塔基数

表 4.1.3 腹材・腹材ボルトの強度不足と基礎変位方向の関係

	鉛直もしくは水平変位	鉛直基礎変位	水平基礎変位
許容基礎変位超過かつ 腹材・ボルト強度不足	343/355	252/355	310/355

※母数は解析実施鉄塔の内，腹材・腹材ボルトに強度不足が生じた鉄塔基数

4.1.2 鉄塔の許容基礎変位について

鉄塔の基礎変位は，基礎の脚間距離や高さが変化する事象であり，基礎変位の進行度合いによっては鉄塔の損傷や倒壊に至る可能性がある．現行の管理基準は，法令外の基準類である送電用支持物設計標準 JEC-127-1979 に記載されている許容基礎変位量である．許容基礎変位量は式(4.1.1)により定められている⁴⁾．

式(4.1.1)は法的規制である「電気設備に関する技術基準を定める省令およびその解釈」(以下“電技”と言う)の規定ではないものの，安全のために管理基準値として使用しているものである⁵⁾．

$$\text{鉛直許容基礎変位量 } V(\text{mm}) = \frac{\text{脚間距離 } B(\text{mm})}{1200} \quad (4.1.1)$$

$$\text{水平許容基礎変位量 } H(\text{mm}) = \frac{\text{脚間距離 } B(\text{mm})}{800}$$

4.1.3 許容基礎変位と部材強度不足の関係

基礎変位が確認された鉄塔 667 基を対象に，解析上で電技荷重および実際に測量で計測された基礎変位を与え，主柱材，腹材およびそのボルトの強度不足状況と基礎変位との関係を調べた．その結果を表 4.1.1～4.1.3 に示す．なお，解析は ADINA (ver.8.9) で実施した．

鉛直基礎変位の実測値は対角脚の鉛直変位の合計値の差（a脚とc脚の合計とb脚とd脚の合計の差），水平基礎変位の実測値は4面での最大変位量とした．この実測値が式(4.1.1)を超過した場合，許容基礎変位を超過した鉄塔と判断した．表4.1.1より，解析を実施した鉄塔667基の内，許容基礎変位を超過した鉄塔は627基，鉛直許容基礎変位を超過した鉄塔は441基，水平許容変位を超過した鉄塔は548基であった．実フィールドで発生している基礎変位は，水平基礎変位の方が鉛直基礎変位より約100基多く，許容基礎変位を超過していることがわかった．

表4.1.2に支柱材および支柱材ボルトの強度不足と許容基礎変位の関係を示す．なお，鉄塔の強度検討は安全率1.00を下回った場合に強度不足と判定する．解析した鉄塔667基の内，支柱材および支柱材ボルトの強度不足が確認された鉄塔は46基であった．この46基の内，45基は許容基礎変位を超過し，1基は許容基礎変位を超過していなかった．この1基の鉄塔を詳細に検証すると，電技設計による支柱材の裕度が既に1.00であり，少しでも軸力が増加すると強度不足となる鉄塔であった．そのため，許容基礎変位を超過しない基礎変位量であったが，基礎変位による軸力増加に伴い強度不足となってしまった．支柱材および支柱材ボルトの強度不足が確認された鉄塔の内，許容基礎変位を超過している鉄塔は97.8%（45/46基）であった．

表4.1.2に腹材および腹材ボルトに強度不足と許容基礎変位の関係を示す．解析した鉄塔667基の内，腹材および腹材ボルトに強度不足が発生した鉄塔は355基であった．この355基の内，343基は許容基礎変位を超過し，12基は許容基礎変位を超過していなかった．この12基の強度不足の要因は支柱材と同様の理由であった．腹材および腹材ボルトの強度不足が確認された鉄塔の内，許容基礎変位を超過している鉄塔は96.6%（343/355基）であった．以上より，許容基礎変位をモニタリングすることで，応力材およびそのボルトの強度不足を特定することができることがわかった．

次に，支柱材，腹材の安全率と無次元変位量との関係を図4.1.2に示す．なお，無次元変位量は式(4.1.2)から求めている．

$$\begin{aligned} \text{無次元化鉛直基礎変位量 } V' &= \frac{\text{鉛直変位量実測値 } \delta v(\text{mm})}{\text{鉛直許容基礎変位量 } V(\text{mm})} \\ \text{無次元化水平基礎変位量 } H' &= \frac{\text{水平変位量実測値 } \delta h(\text{mm})}{\text{水平許容基礎変位量 } H(\text{mm})} \end{aligned} \tag{4.1.2}$$

図4.1.2の縦軸は支柱材もしくは腹材の安全率，横軸は無次元化基礎変位量である．緑の枠で囲われた箇所は許容基礎変位内の範囲で，赤枠で囲われた箇所は強度不足と判定された範囲である．青点は667基の解析結果のプロットである．

本来は無次元基礎変位が1.0よりも大きい場合に安全率1.00下回る鉄塔が多く出ると予

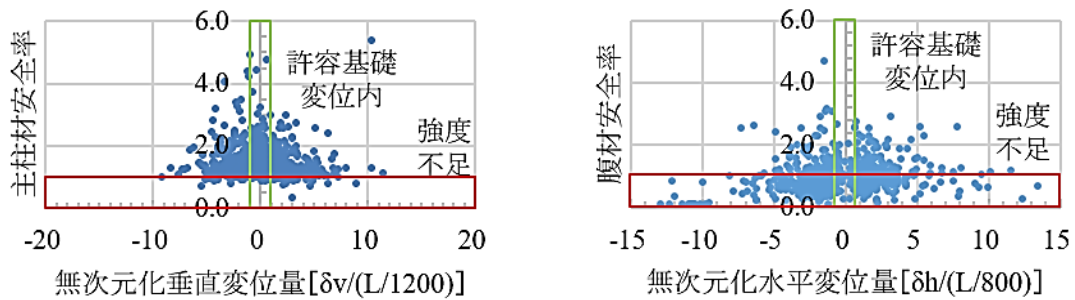


図 4.1.2 主柱材および腹材の安全率と無次元変位量との関係

測していたが、図 4.1.2 より、鉛直基礎変位、水平基礎変位ともに無次元基礎変位が±5.0を超えても強度不足とならない鉄塔が確認された。これは、電技荷重による安全率の違いと考える。電技荷重による安全率は鉄塔毎に異なるため、安全率に余裕がある場合は無次元基礎変位が大きくても強度不足にならない場合がある。また、基礎変位によって部材に圧縮もしくは引張応力が增加するが、電技設計の結果、圧縮部材だった場合は、基礎変位によって部材に圧縮応力が加算されるならば強度不足になるリスクがあるが、引張応力の場合は圧縮応力が減少する。そのため、電技設計結果の各部材の応力状態と基礎変位の方向次第では部材強度不足になるリスクが異なることも影響していると考え。図 4.1.2 より、許容基礎変位内であっても、強度不足となった鉄塔が数十基確認された。これらの鉄塔は電技設計の時点で安全率が 1.00~1.03 と小さかったため、許容基礎変位内の変位量でも応力材に強度不足が生じたと考える。

4.1.4 本章の目的

本章の目的は、最適な傾斜閾値を設定すること、および最適な計測箇所の提案である。そのために、実規模の試験鉄塔に基礎変位を与え、応力部材となる主柱材および腹材の傾斜変化を計測し、その傾斜変化から基礎変位の鉛直・水平方向の違いや、基礎変位が発生した脚を特定できるか確認した。また、基礎変位に伴い部材に発生したひずみの計測結果を用いて、部材応力の上昇の観点からも、傾斜角の変化量の閾値を考察した。更に、実験結果を再現する解析モデルを作成し、傾斜変化の再現に必要な解析モデルのノウハウを用いて、実規模試験を実施した鉄塔形状以外でも基礎変位による閾値設定を行えるように鉄塔数十基の解析モデルを作成して解析を実施した。

4.2 斜面に設置した傾斜センサによる土砂崩壊の進行検知手法の検討

4.2.1 鉄塔近辺の地盤傾斜変化を取得する目的

土砂崩壊による鉄塔の基礎変位進行をモニタリングする際、早期に鉄塔近傍の土砂崩壊を感知するため、土砂崩壊面近傍も遠隔モニタリングする予定である。降雨による土砂崩壊の発生の多くは、斜面末端部から始まり、漸次的に上方へ進展することから、早期に土砂崩

壊の前兆を捉えるためには、斜面末端部への傾斜センサ設置がより有効であると理解される。そのため、鉄塔に設置した傾斜センサの情報以外にも、土砂崩壊面近傍の地盤に打設した単管杭の傾斜変化からも鉄塔周辺の土砂崩壊進行状況を検知できる可能性を踏まえ、地盤の傾斜変化と鉄塔の傾斜変化をモニタリングする。しかし、鉄塔周辺土砂崩壊危険斜面に対する監視用傾斜センサの設置は、用地制約上、鉄塔敷地内に限られる可能性が高く、多くは鉄塔立地点である斜面上方部となる。

そこで、今回設置する斜面監視用傾斜センサに対しては、「基礎安定に大きな影響を及ぼす鉄塔近傍同社崩壊の発生の有無」を判別する活用を第一目的とし、「土砂崩壊の予兆」を捉える活用については補完的位置づけとし、同様な内容を実施している論文（「斜面災害防止のための早期警報システムの開発と運用」瀬古一郎，東京大学博士論文，2015年）を確認した。以下にその内容をまとめた。

4.2.2 斜面災害モニタリング監視との併用利用に向けたシステム改良

瀬古らの研究では、崩壊斜面に長さ約100 cmの単管杭を約70 cm打設し、その杭に傾斜センサを設置した。この杭を崩壊斜面に複数本設置し、崩壊面の傾斜変化を計測している。計測の結果、傾斜角の変位速度は滑落崖が退行的に進行し、それが傾斜センサに近づくにつれて徐々に傾斜角を増加していた。傾斜角の1時間毎の変化が0.15~0.40 deg/hourを約1~5時間継続した後、急激に崩壊に至っていた。瀬古らは傾斜角の1時間毎の変化が概ね0.1 deg/hourを超える場合には大きな変状直前と考えられ注意が必要と考えている。

以上より、予兆を捉えるために警報をシビアに設定した場合、誤報や空振りによる現場出向が多発する懸念があるため、土砂崩壊確度の高くなる傾斜速度(0.1 deg/hour)にて警報を発信することが望ましいと考える。なお、平常時において、傾斜センサが傾くことはないが、地震後の地盤緩みや継続的な降雨によって土砂崩壊が徐々に進展する可能性は否めない。このため、平時より適宜傾向監視を行い、異常(斜面の以上やシステムのエラー)について察知することも重要であると考えられる。

4.2.3 斜面災害モニタリングの閾値

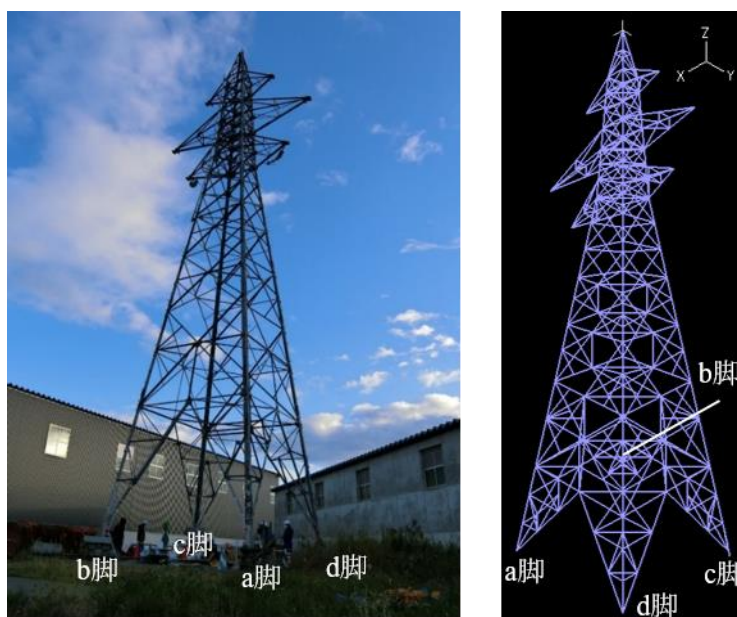
4.2.2項より、土砂崩壊の進行の検知する閾値は0.1 deg/hourが妥当と考える。また、土砂崩壊により傾斜変化を目視で認識できる範囲は約3 degのため、現地での目視確認を踏まえて、この3 degもアラートに設定する。なお、鉄塔は様々な地域に建設されているため、周辺の地面条件も毎度異なるため観測状況によっては閾値を変更する必要があると考える。

4.3 実規模試験の事前解析

4.3.1 対象鉄塔と解析モデルの概要

(1) 解析モデル概要

図4.3.1(a), (b)に実規模試験の対象鉄塔と解析モデルを示す。対象鉄塔は、山形鋼で製



(a) 対象鉄塔全景 (b) 解析モデル

図 4.3.1 実規模試験鉄塔と解析モデル

作されており，塔高は 28.2 m，脚間距離は 6.08 m，鉄塔重量は 10.3 ton である．説明の便宜上，当該鉄塔の脚名称は図 4.3.1 (a)，(b) に示すように a～d 脚とする．この対象鉄塔の解析モデルを ADINA (ver.9.4) で作成し，部材交点に節点を設け，節点間を 1 つのはり要素とした．この解析モデルに試験と同様の強制基礎変位を与え，部材応力，部材節点の変位量，部材傾斜量を算定し，試験結果と比較した．対象鉄塔の可動脚 (c 脚) は 1 脚のみであり，

鉛直変位時と水平変位時では試験鉄塔の都合により変位面や拘束条件が異なる．そこで，鉛直変位時の境界条件は水平変位を固定とし，鉛直変位と全方向の回転は自由とした．水平変位時の境界条件は変位・回転ともに全て自由とした．運用されている鉄塔は電線が架線されているが，実規模試験に用いた鉄塔には電線が張られていなかったため，電線の重量や張力荷重を除いた解析モデルを用いて解析した．なお，解析モデルにはボルト滑りを考慮している．鉄塔はボルトによる部材接合で構成されているがボルトクリアランスが 1.5～2.0 mm 存在している．基礎変位が発生するとこのクリアランス分ボルトが滑る現象が起こる場合がある．このボルト滑りを解析で模擬するために，山崎らの研究論文を参照した^{6,7)}．

(2) ボルト滑り

鉄塔の支柱材，腹材などの接合には，現地での施工性を考慮して従来からボルト接合が用いられているため，ボルト滑りが生じる可能性がある．そのため，ボルト滑りを解析モデルに考慮する必要がある．以下にボルト滑りモデルの内容を記載する．

鉄塔を構成する全ての立体はり部材の材料物性は鋼種により降伏応力が異なるが，使用する鋼種の全てについて 2 直線近似で表現する (降伏後のヤング率は弾性範囲の 1/100～1/250)．発生軸力によりボルト滑りを生じ得る部材については，図 4.3.2 に示すように，滑

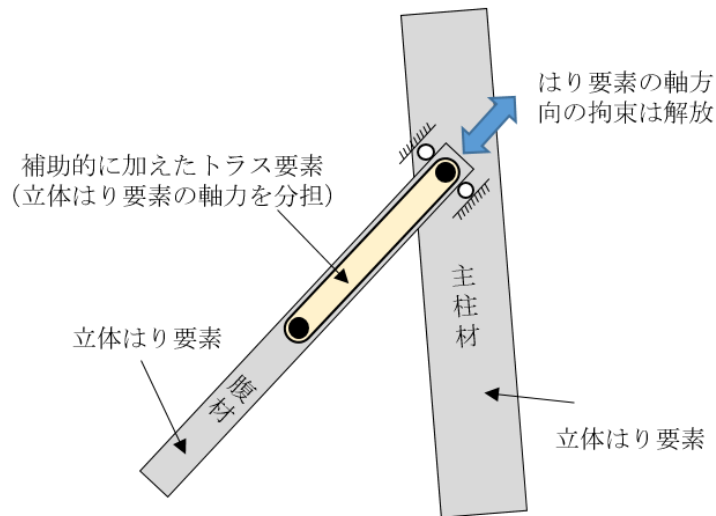


図4.3.2 ボルト滑りの解析モデルのイメージ図

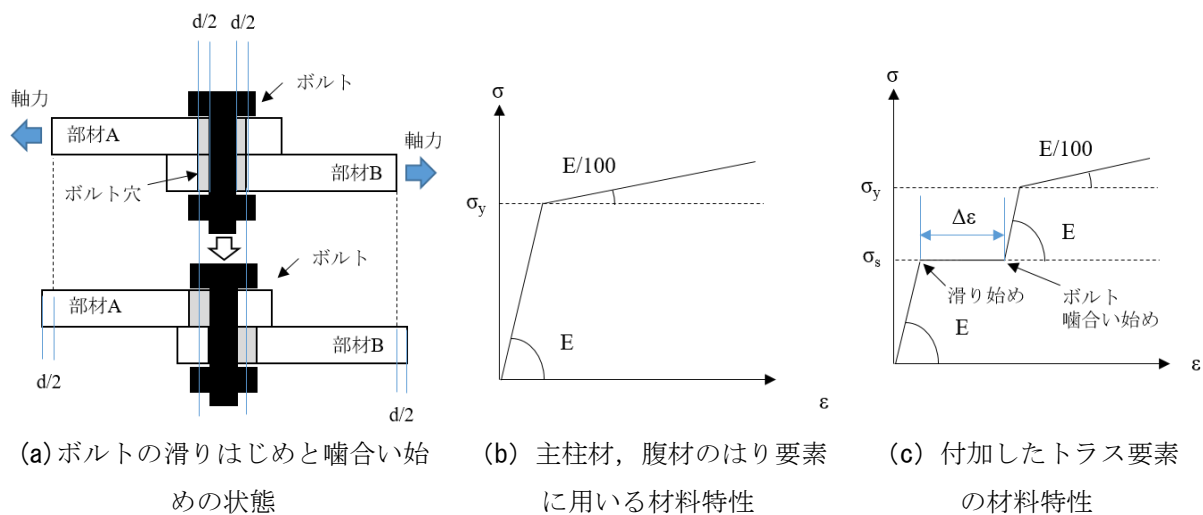


図 4.3.3 ボルト滑りを模擬したトラス要素の材料特性

表 4.3.1 ボルト径と 1 本当たりすべり荷重

ボルト径 (mm)	トルク値 (kgfcm)	トルク 係数	ボルト軸力 (kN)	すべり荷重 (kN)
16	460	0.146	19.31	5.79
20	1200	0.138	42.64	12.79
24	2600	0.123	86.37	25.91

り個所ではり要素の軸方向力および曲げモーメントを解放し、補助的に付加したトラス要素が軸力のみを分担する。トラス要素の断面積は重なったはり要素の断面積と同じである。この様にモデル化する理由は、複雑な材料特性はトラス要素でないと組み入れづらく、ボルトすべり特性をトラス要素の多直線近似の応力-歪み関係（図 4.3.3 (c)）に埋め込み、更にトラス要素自体の発生タイミングを調整するためである。

初期条件と荷重経路により解が異なる非線形解析において、次の2つを基に、パラメータ解析で最適なボルト滑り条件を見出す。

- ①：ボルト滑り開始時のトラス要素の軸方向応力
- ②：基礎変位に対する施工誤差の割合を最重要パラメータと位置づけ、最下パネル腹材で実測された応力値との比較

弾塑性大変形解析でボルト滑りを表現する場合、鋼材の応力-歪み関係を修正し、ボルト滑りを塑性滑りに置き換えることになる。Total Lagrangian あるいは Updated Lagrangian による大変形解析、および von Mises の降伏条件、J2 流れ則に基づく古典的弾塑性大変形解析はすでに確立されている。しかしながら、鉄塔に対して使用実績の多い解析コードを用い、立体はり要素を用いて解析したとしても、実測値と解析値の間に整合性の無い場合が極めて多いのが実態である。解析値は設定した特定の条件下では正解だが、非線形解析であるため、初期状態、ボルトの軸力状態、載荷順序、増分条件等により解が大幅に変わってしまう。要するに鉄塔毎の実態が十分把握できず、最適な解析条件を設定できないところに問題点があると考えられる。このボルト滑りの影響で傾斜変化にどのような影響を与えるのか解析および試験結果から検証する。なお、ボルト接合部材のすべり荷重 N_s は、式(4.3.1)で算出している。

$$N_s = \frac{nT}{Kd} \mu \quad (4.3.1)$$

ここで、 K :トルク係数、 T :トルク値、 n :ボルト本数 d :ボルト径、 μ :摩擦係数(=0.3) 多くの鉄塔に用いられているボルト径と滑り荷重は、概ね表 4.3.1 に示した通りである。また、ボルト滑りを便宜的に部材ひずみに置き直した $\Delta\varepsilon$ は式(4.3.2)の通りである。

$$\Delta\varepsilon = \frac{d}{L} \quad (4.3.2)$$

ここで、 d :ボルトクリアランス(通常、2 mm) L :ボルト滑りを生じる部材の長さ(基礎変位の影響が大きい最下から 3 パネルの腹材長/2 の平均値)

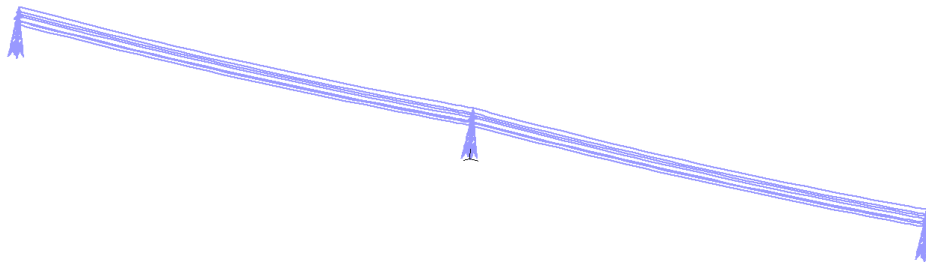


図 4.3.4 架線した解析モデル

表 4.3.2(a) 鉛直許容変位を与えた時の主柱材傾斜変化の比較結果 単位[deg]

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
CASE1	0.045	0.052	0.027	0.035	0.056	0.050	0.070
CASE2	0.045	0.052	0.027	0.035	0.056	0.050	0.070
CASE3	0.030	0.031	0.029	0.022	0.045	0.043	0.066

表 4.3.2(b) 水平許容変位を与えた時の主柱材傾斜変化の比較結果 単位[deg]

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
CASE1	0.001	0.002	0.004	0.004	0.013	0.024	0.076
CASE2	0.001	0.002	0.004	0.004	0.013	0.024	0.076
CASE3	0.000	0.001	0.002	0.002	0.010	0.022	0.074

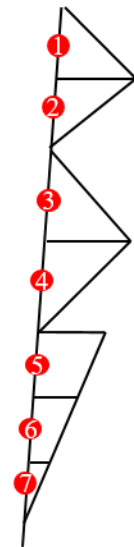


図 4.3.5
検証位置

4.3.2 架線有無が傾斜変化に与える影響

試験鉄塔は試験場の都合で架線が張られていない鉄塔であった。そのため、架線の影響による傾斜変化の違いを解析上で検証した。3つのCASEを解析し、架線の影響を確認した。CASE1は試験鉄塔と同様架線無しの状態、CASE2は前後それぞれ300mの電線が張られた際に載荷される電線重量を考慮した場合、CASE3は解析上で前後それぞれ300mの電線を架線し、3基2径間のモデルとした場合とした。CASE3のモデルを図4.3.4に示す。なお、与える基礎変位量は許容基礎変位とする。当該鉄塔の脚間距離は6.08mのため、式(4.1.1)から計算される鉛直許容基礎変位量は5mm、水平許容基礎変位量は7mmであった。

表4.3.2(a), (b)に3つのCASEによる主柱材傾斜変化の比較結果を示す。また、図4.3.5に比較した最下3パネルの主柱材の検証位置を示す。表4.3.2(a)より、CASE1, 2では鉄塔重量の荷重の有無によってボルト滑りの発生状況が変化しなかったため、傾斜変化に大きな差が生じなかった。次に、CASE1, 2とCASE3を比較すると、鉛直変位は電線の影響に

より最下から 2, 3 パネルの傾斜変化は大きく影響することが確認できる。これは、電線があると、復元力により傾斜変化が小さくなるためと考えられる。つまり、実規模試験では傾斜変化が大きめに生じることがわかった。ただし、地上付近に行くほどその影響が小さくなり、地上から 2.0 m (検証位置⑥, ⑦) はあまり架線の影響が生じず、⑦の位置であれば架線有無によって約 0.004 deg しか支柱材は傾斜変化しないことがわかった。これは、観測に使用する傾斜センサの分解能 0.0035 deg 程度であるため、観測ノイズと同程度であることから影響は小さいと考える。また、表 4.3.3(b) より、水平変位は電線と同方向に変位するため、電線による復元力があまり発生せず、傾斜変化にはほとんど影響を与えないことがわかった。

4.3.3 実験で与える最大基礎変位

実規模試験で与えることができる最大基礎変位量を確認するために、図 4.3.1(b) の解析モデルを用いて解析した。部材の強度不足を電技に沿って判定した結果、許容耐力範囲に収まる基礎変位量は、鉛直・水平ともに 16 mm となった。そのため、本試験では許容基礎変位量を超える 16 mm まで基礎を強制変位させた。当該鉄塔では許容基礎変位量と比べて 3 倍近い基礎変位量で部材の強度不足を確認した。この理由としては、鉄塔の主要な荷重となる電線の荷重を解析モデルに考慮していないためである。

4.3.4 解析による支柱材傾斜および軸力変化の傾向

鉛直および水平許容基礎変位を与えた際の最下支柱材傾斜変化量と、4 脚の傾斜変化の傾向を確認した。また、基礎変位に伴う軸力変化の傾向についても確認した。

(1) 支柱材傾斜変化および 4 脚の傾斜変化の傾向

4 脚のうち、鉛直または水平変位を与えた際に最大傾斜変化が現れるのは可動脚であった。ただし、鉛直変位では可動脚以外の 3 脚にも大きな傾斜変化を確認したが、水平変位では可動脚以外には明確な傾斜変化は見られなかった。また、許容基礎変位時の 4 脚の最大傾斜変化量は、鉛直基礎変位で 0.06 deg, 塔外水平基礎変位 0.07 deg, 塔内水平基礎変位 0.12 deg であり、全て可動脚の最下パネルで最大傾斜変化を確認した。

(2) 応力材 (支柱材, 腹材) の軸力変化

4 脚の応力材の軸力変化を確認した結果、鉛直変位時には 4 脚の支柱材および腹材に大きな軸力変化が発生した。それに対して水平変位時は、鉛直変位の支柱材軸力変化と比較して塔内で約 45%, 塔外で約 5% と小さかったが、腹材の軸力増加は鉛直変位と同程度であった。また、鉛直基礎変位では 14 mm 時、水平基礎変位は 8 mm 時に腹材にボルト滑りが確認された。

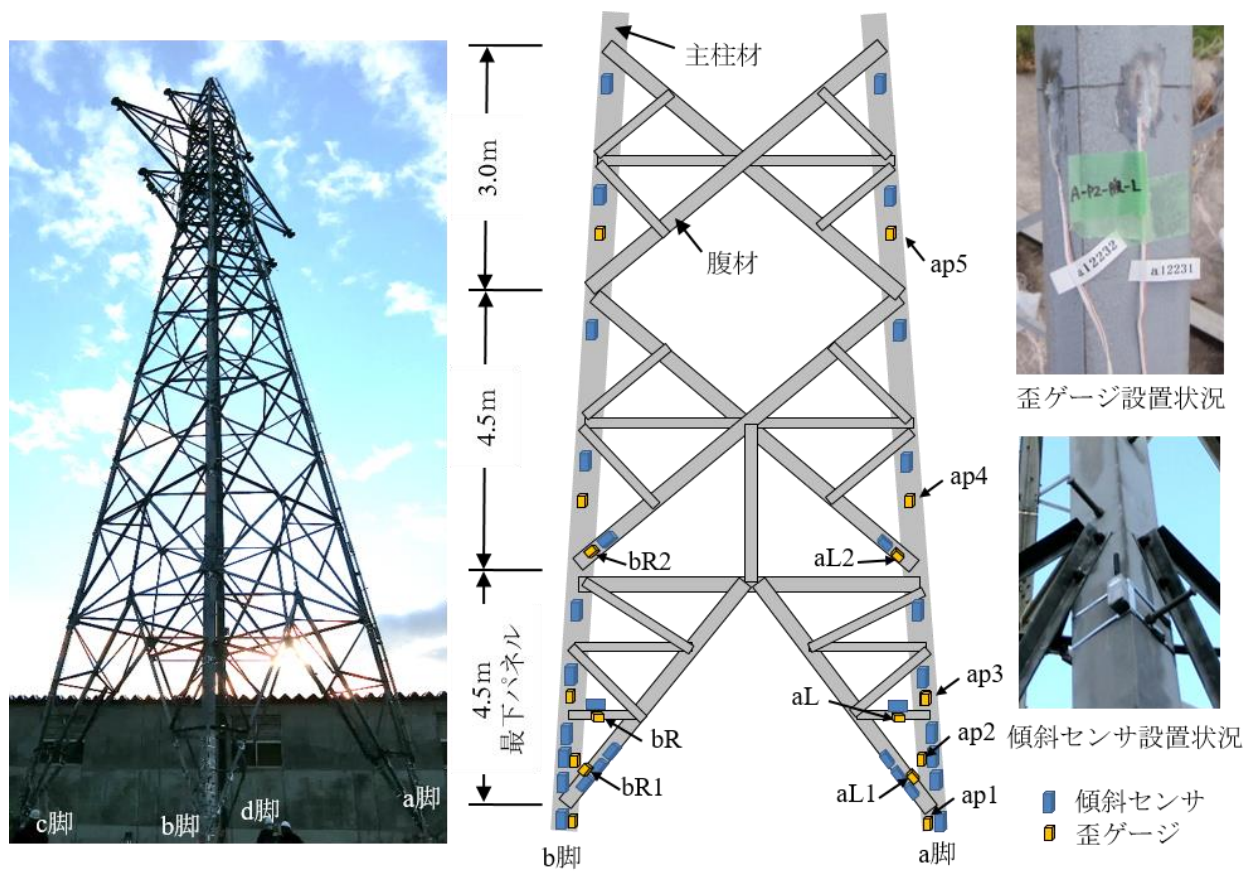


図 4.4.1 実規模試験鉄塔とセンサ設置状況

4.4 実規模鉄塔を用いた強制基礎変位試験

4.4.1 試験鉄塔概要および測定項目

図 4.4.1 に示した実規模試験鉄塔は、L 型断面をもつ山形鋼で製作されており、塔高は 28.20 m、脚間距離は 6.08 m、鉄塔重量は 10.3 ton である。一般に送電鉄塔は 4 脚の主柱材と、腹材、補助材から構成されている。主柱材と腹材は応力部材であり、補助材は座屈補剛材として設計される。説明の便宜上、当該鉄塔の脚名称は図 4.4.1 の写真下部に示すように a～d 脚とする。また、4 脚の中心を原点とし、ab 面と平行を x 軸（線路直交方向）、ad 面と平行を y 軸（線路方向）、地面を基準として鉛直上向きを z 軸にとる座標系 xyz を設定した。

図 4.4.1 の右側は、ある 1 面の傾斜センサとひずみゲージの設置状況であり、4 脚ともほぼ同様に設置している。地上から節間水平材と主柱材が接続している区間を最下パネルと呼び、腹材で挟まれた区間をパネルと呼ぶ。一般的に基礎変位の影響は最下から 3 パネル目までとされている⁵⁾。そのため、傾斜センサは最下から 3 パネル目までに主柱材 1 脚あたり 10 個設置した。部材交点付近に設置した傾斜センサは交点から少し離さないと設置できなかったため、交点から 10 cm 下げた位置に設置した。また、主柱材以外にも基礎変位と相関



鉛直変位時には、この空間に油圧ジャッキを挿入

図 4.4.2 基礎変位の方法

の高い傾斜変化が計測できないか確認するため、腹材や補助材にも傾斜センサを設置し、合計 84 個とした。傾斜センサの測定間隔は 1 分間、分解能は 0.0035 deg として、x 軸および y 軸方向への傾斜を計測した。なお、傾斜センサは部材に接着した上で、センサ上下をステンレスバンドで固定した。

また、強制基礎変位による応力増分を把握するため、ひずみゲージを鉄塔部材の約 30 箇所に設置した。通常は応力材にしか基礎変位による応力も伝達しないとされているが、今回は補助材の応力伝達状況を確認するため、補助材にもひずみゲージを設置した。図 4.4.1 にひずみゲージの名称を示す。

ひずみは、基本的には軸ひずみのみ測定するが、最下付近の部材は曲げの影響を確認するために曲げひずみも併せて観測した。そのため、軸ひずみ測定用に部材の重心を通るように同断面の 2 箇所にひずみゲージを設置し、曲げひずみ測定用に部材端部の位置に 3 箇所設置した⁸⁾。さらに、強制基礎変位による鉄塔全体の動きを確認するために測量を実施した。測点は頂部に 1 箇所、中間部に 4 箇所、最下節に 16 箇所設定し、合計 21 点を校正したトランシットを用いて測量した。

4.4.2 強制基礎変位の方法

4脚のうち3脚は完全に固定した状態で、可動脚であるc脚に鉛直上向き変位や、塔体内側斜め45 deg方向および塔体外側斜め45 deg方向の水平変位を与えた。図4.4.2に強制基礎変位の与え方を示す。鉛直変位は油圧ジャッキを用いて、図4.4.2の赤線部面を上方向に変位させた。c脚の境界部分は箱状のフレームに収まっており、鉛直方向には移動できるが、水平方向には移動できないように造られている。また、水平変位は、箱状のフレームにワイヤーを固定し、このワイヤーを巻き取ることで与えた。図4.4.1に示すように塔外水平変位は可動脚から塔外方向に約2 mの位置に固定箇所があり、そこで可動脚をワイヤーで固定して基礎変位を与えた。塔内水平変位は可動脚とa脚をワイヤーで固定して基礎変位を与えた。そのため、c脚を水平に変位させる際には、鉛直方向にも変位する可能性がある。なお、水平変位時はワイヤーの間に張力計を挟み、試験管理のためワイヤー張力を測定した。

4.4.3 強制基礎変位量と試験管理

事前解析結果より、対象鉄塔の許容耐力範囲内の基礎変位は鉛直・水平ともに16 mmであった。また、許容基礎変位量の計算式から算出した鉛直許容基礎変位量は5 mm、水平許容基礎変位量は7 mmである。これを踏まえて、強制基礎変位試験では、許容基礎変位前後の状況を確認するため許容基礎変位よりも1 mm多い8 mmまでは1 mmピッチで変位を与え、それ以降は2 mmピッチで16 mmまで基礎変位を与えることとした。ただし、試験装置の構造上の理由で、基礎変位量を完全に制御することは困難であった。そのため、レーザー変位計2台により変位を計測しながら、目標値になるように微調整しつつ、最後はレーザー変位計の平均値から変位量を定めた。なお、各ピッチの停止時間は5分間とし、最大変位の16 mm時は、トランシットにより測定するため約40分間停止した。

上記試験の再現性を確認するため、鉛直変位、塔外水平変位、塔内水平変位ともに3回ずつ実施した。各試験の終了後には、最下3パネルのボルトを緩め部材に応力が残らないようにし、試験開始時に規定トルクでボルトを締め直した。この状態を変位量0としている。

4.5 最大基礎変位時の測量結果と解析モデルとの比較

可動脚であるc脚を鉛直上方、塔外水平方向、塔内水平方向に最大変位させた時の測量結果を図4.5.1に示す。支柱材の測量を実施した点は、図4.5.1の鉄塔形状に示す①～④までの4点である。左側の図の縦軸は地面を原点とした鉄塔高さであり、横軸は3次元の変位ベクトルの大きさを示す。また、頂部の水平面内の変位を右側の図に示す。図中のCASE1（紫色）は基礎を鉛直上方に、CASE2（緑色）は基礎を塔外水平に、CASE3（黄色）は基礎を塔内水平に変位させた場合の結果であり、CASE1～3の右下にある添え字は実験回数を示す。図4.5.1より、鉛直、塔外水平、塔内水平変位ともに、3回の試験でほとんど同様の結果が得られており、試験の再現性が高いことが分かる。以下に、各基礎変位における特徴をまとめる。

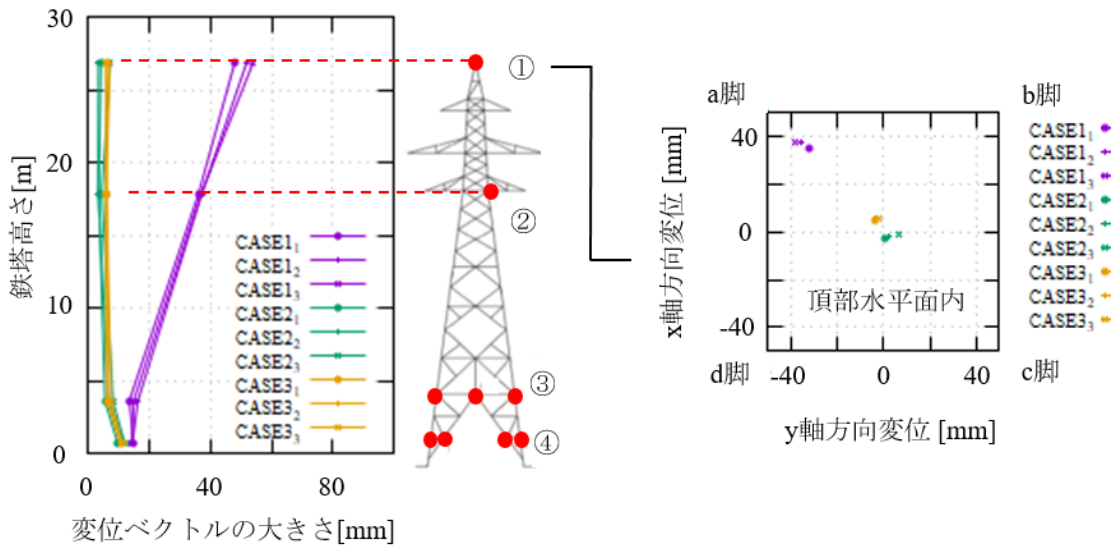


図 4.5.1 測量結果

4.5.1 鉛直変位時の測量結果 (CASE1)

基礎を鉛直上方に 16 mm 変位させた場合、頂部に近いほど変位が大きく、最大で 50 mm 変位していた。また、測点④では基礎変位と同等の変位が生じていた。頂部の水平変位を確認すると a 脚側に大きく移動していることが確認できる。これは c 脚を鉛直上方に変位させているため、対角にある a 脚方向に重心が移動したことが原因であると考えられる。

4.5.2 塔外水平変位時の測量結果 (CASE2)

塔外水平方向に 16 mm の基礎変位を与えた時、最下の測点④は 14 mm 程度の変位が発生したが、それよりも上の測点では小さく、ほぼ一樣な変位であった。頂部の水平面内変位を確認すると c 脚側に少し移動していた。塔外水平方向に基礎変位した場合、c 脚方向に重心が移るため、頂部が c 脚側に動いたと思われる。

4.5.3 塔内水平変位時の測量結果 (CASE3)

塔内水平方向に 16 mm の基礎変位を与えた場合、塔外水平変位と同様の結果が得られた。頂部の水平面内変位は a 脚側に少し移動しており、c 脚を内側に移動させたことにより、重心が a 脚側に移動したことが原因であると考えられる。

以上の結果より、基礎を鉛直に変位させた場合は頂部まで影響があるが、水平に変位させた場合は、地面付近しか基礎変位の影響がないことが確認された。

4.5.4 測量結果と解析結果の比較

図 4.5.1 に示す測量位置 (①塔頂部, ②中間部, ③最下節(1), ④最下節(2)) を対象に、

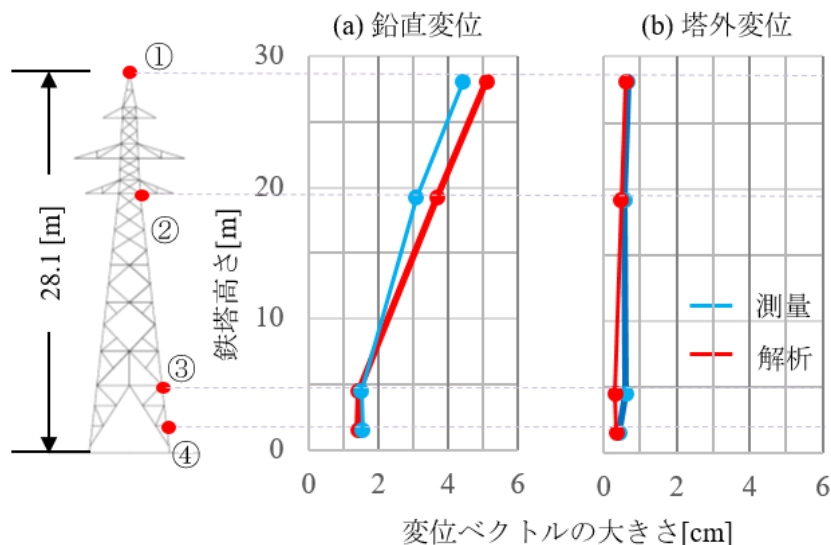


図 4.5.2 測量結果と解析結果の比較

最大強制基礎変位時（鉛直方向 16 mm，水平方向 16 mm）の変位を算出し，試験結果と解析結果を比較した．その結果を図 4.5.2 (a)，(b)に示す．図 4.5.2 (a)，(b)の青線は測量結果，赤線は解析結果である．なお，縦軸は頂部を原点とした铁塔高さ方向の座標を示し，横軸は 3 次元ベクトルの大きさを示す．

図 4.5.2 (a)，(b)より，測量結果と解析結果の傾向がよく一致していることが分かる．変位量が最も大きい塔頂部の変位誤差は鉛直変位時で 3 mm，水平試験で 1 mm であった．測量誤差は±2 mm程度生じる可能性があることを考えると，解析モデルは，铁塔全体の節点の変位量をよく再現していると言える．

4.6 基礎変位による軸力増加率と解析結果の比較

強制基礎変位にともない最下 3 パネルの支柱材，腹材，水平補助材に発生する軸力を把握するため，ひずみを計測した．図 4.6.1 は，上から順に支柱材，腹材，水平補助材に発生したひずみを表しており，左が鉛直変位時，中央が塔外水平変位時，右が塔内水平変位時のものである．各グラフの横軸が基礎変位量であり，縦軸は基礎変位によって発生した各部材のひずみである．紫線は a 脚，緑線は b 脚，水色線は c 脚，黄線は d 脚の基礎変位によるひずみの変化を示す．凡例の該当位置は図 4.4.1 に示す．なお，凡例の例を以下に示す．支柱材 ap1 の a は a 脚を示し，p は支柱材を示し，数値の 1 は最下から 1 つ目を示す．腹材 aL1 の a は a 脚を示し，L は支柱材を塔外から見たときの左側，R は右側を示し，数値の 1 は最下から 1 パネル目を示す．補助材 aL の a は a 脚を示し，L と R は腹材と同様である．また，基礎変位方向別に，各部材の増加軸力および該当箇所の部材強度を表 4.6.1 にまとめた．増加軸力は最下パネルの 1 節目で最大であったことから，表にはその値を示している．表中の部材強度は JEC の計算書を参照し，当該箇所の圧縮強度および引張強度を算出したもので

表 4.6.1 許容基礎変位時の増加軸力と部材強度

部材	変位方向	圧縮軸力	引張軸力	部材圧縮強度	部材引張強度
主柱材 L175 × 12 断面積：40.52 cm ² 部材長：150 cm	鉛直	70.6 kN	83.1 kN	648.3 kN	709.8 kN
	塔外水平	20.4 kN	20.0 kN		
	塔内水平	23.3 kN	22.8 kN		
腹材 L80 × 6 断面積：9.327 cm ² 部材長：210 cm	鉛直	14.6 kN	20.6 kN	57.6 kN	95.9 kN
	塔外水平	9.7 kN	16.3 kN		
	塔内水平	15.2 kN	9.9 kN		
水平補助材 L45 × 4 断面積：3.492 cm ² 部材長：80 cm	鉛直	0.7 kN	2.1 kN	31.6 kN	30.6 kN
	塔外水平	1.1 kN	2.0 kN		
	塔内水平	1.2 kN	0.4 kN		

ある。

4.6.1 主柱材のひずみ変化

(1) 鉛直変位時

まず、図 4.6.1 の上段・左にある、鉛直変位に伴って発生する主柱材のひずみに着目する。凡例の ap1 は、a 脚の主柱材に設置した 1 番下のひずみゲージの値であることを意味する。図を見ると、主柱材のひずみは、鉛直変位に比例して増加しており、c 脚とその対角にある a 脚に圧縮が、隣の b 脚と d 脚には引張が発生している。4 脚に発生したひずみの絶対値は殆ど同程度であるが、鉄塔上部に近づくにつれて少しずつ値が小さくなっている。また表 4.6.1 より、鉛直許容基礎変位 (5 mm) による主柱材の増加軸力は部材強度に対して圧縮では約 10.9 %、引張では約 11.7 %であった。

さて、4 脚のひずみの値は同程度であったが、後述する傾斜センサの傾斜変化の結果では鉛直変位 5 mm 時における傾斜角の変化量は、基礎変位が発生した脚で 0.06 deg、その他の脚の最小傾斜変化で 0.02 deg と、可動脚とその他の脚でひずみと傾斜変化の関係は異なることが確認された。このことから、単純に傾斜変化量からひずみを推定することは困難である。しかし、傾斜変化とひずみは比例関係にあるため、最大の傾斜変化が生じる基礎変位発生脚を特定できれば、傾斜変化から軸力の増加量を推定できる可能性があると考えている。

(2) 塔外・塔内水平変位時

水平変位に比例して主柱材ひずみは増加したが、鉛直変位と比べると、その増加率は非常に小さいものであった。

水平許容基礎変位 7 mm 時の主柱材の傾斜変化は、主柱材のみになる部分 (以下、立ち上がり) を除いた地上から 2 m 以下の計測箇所の最大値は 0.07 deg であった。鉛直変位時の傾斜も同程度の傾斜変化であったが、鉛直変位と水平変位では、ひずみの増加量は 4 倍程度異なっていたため、主柱材の健全性を評価するためには、傾斜変化から鉛直、水平変位を正し

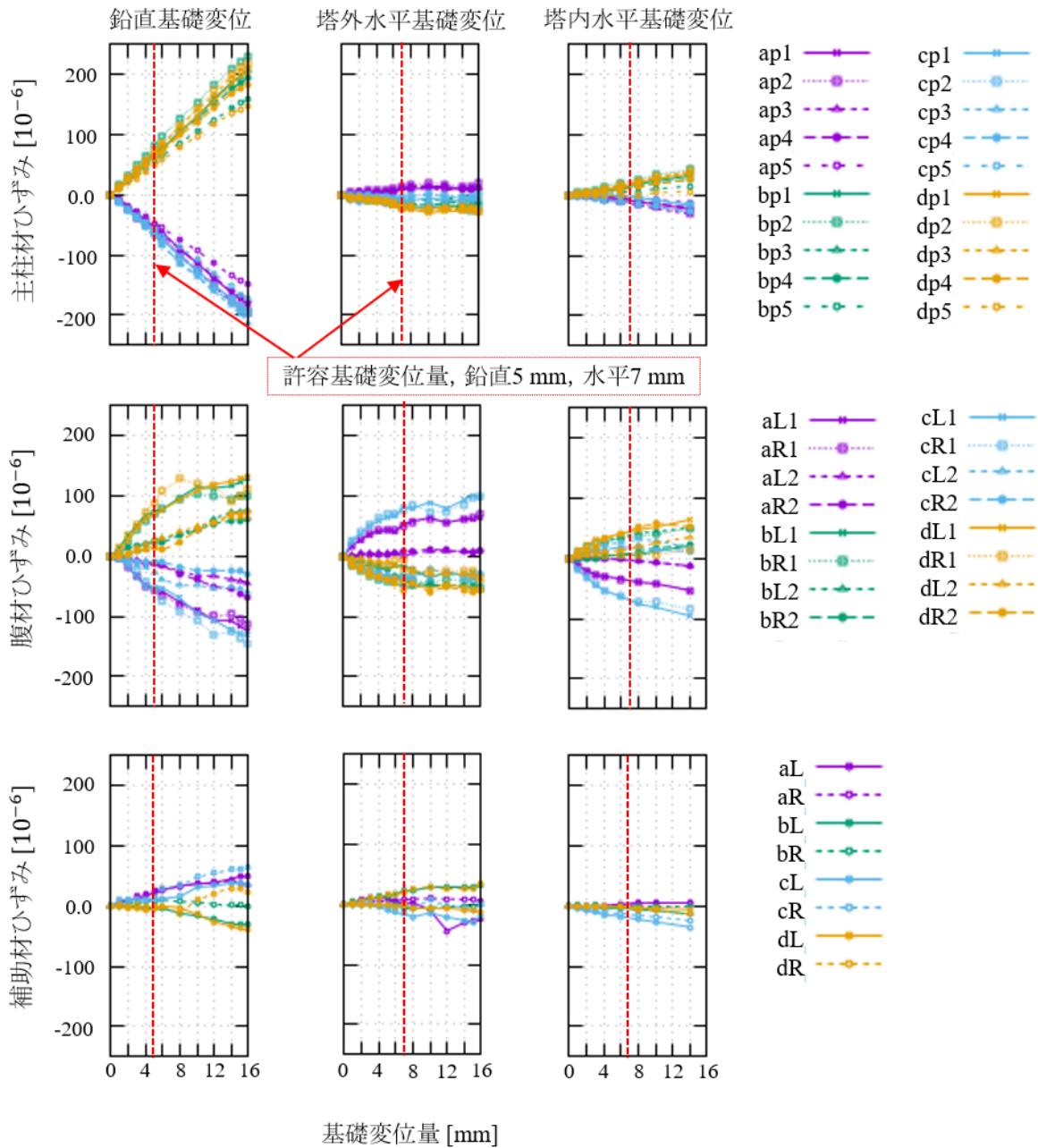


図 4.6.1 基礎変位と部材ひずみの関係

く判断する必要があると言える。

4.6.2 腹材のひずみ変化

(1) 鉛直変位時

図 4.6.1 の中段に腹材のひずみ変化を示す。腹材ひずみも、鉛直変位量に比例して増加した。鉛直変位を与えると、c脚とその対角脚の腹材には圧縮が発生し、c脚の両隣のb、d脚には引張が発生していた。また、主柱材と同様、4脚に発生するひずみの絶対値はほとんど

同等で、最下から2パネル目のひずみは最下パネルの50%程度であった。

(2) 塔外・塔内水平変位時

先と同様に、腹材ひずみは水平変位量に比例して増加した。また、塔外方向に水平変位を与えた場合、最下パネルではc脚とその対角のa脚腹材に引張が、両隣のb, d脚には圧縮が発生した。また、発生したひずみの絶対値はほとんど同等で、最下から2パネル目のひずみはほとんど発生しなかった。

表4.6.1より、許容水平変位による腹材の増加軸力は部材強度に対して約20%であった。主柱材の水平変位時の軸力増加量と比べて、大きな変化である。このことから、水平変位は腹材の軸力に大きな影響を与えることがわかった。

塔外・塔内基礎変位では、傾斜変化の正負が逆転していたが、ひずみも塔外・塔内基礎変位で圧縮と引張が逆転している。このことから、腹材の傾斜変化を確認できれば、塔外・塔内の方向を確認でき、発生する軸力量はわからないが腹材の圧縮もしくは引張の増加傾向を判断できる。設計書の強度検討書から、対象部材の主要な応力と安全率を確認できるため、傾斜センサの情報から対象部材が強度不足を生じる可能性があるか確認できる。

4.6.3 水平補助材のひずみ変化

図4.6.1の下段に水平補助材のひずみ変化を示す。水平補助材のひずみは、鉛直変位量に比例して増加していた。また、腹材と同様に、4脚に発生したひずみの大きさは同等であった。表4.6.1より、基礎変位による応力変化量は部材許容応力に対しても約7%と応力材の増加分と比べて小さかった。

水平変位時の水平補助材のひずみを確認したところ、鉛直変位時と比べてさらに小さいひずみが発生していた。そのため、基礎変位は鉛直・水平ともに、水平補助材には殆ど影響を与えないと判断した。

4.6.4 試験結果と解析結果との比較

図4.3.1の解析モデルから算定されたひずみと計測結果を比較した。解析で求められる要素にかかる力は軸力のため、軸力を断面積（主柱材：40.52cm²、腹材9.327cm²）とヤング係数（205×10⁹N/m²）で除してひずみに変換した。鉛直変位時と塔外水平変位時の比較結果を図4.6.2に示す。なお、計測値は両フランジ面のそれぞれの軸心に貼ったひずみゲージの平均値とした。ひずみの比較は、鉛直変位時は2mmピッチで、水平変位時は4mmピッチで実施した。なお、比較対象部材は送電鉄塔の主応力材である主柱材および腹材とした、強制変位付近とした。図4.6.2の青線は計測値、赤点は解析結果である。各グラフの横軸は基礎変位量であり、縦軸は基礎変位によって発生した各部材のひずみである。

図4.6.2より、鉛直変位時の主柱材ひずみは解析結果と計測値がよく一致していることが確認できる。また、図4.6.2より、鉛直変位時の腹材ひずみは、解析結果が計測値を若干上回る結果となったが、ひずみの値は比較的よく一致していた。計測値の方が上回った要因

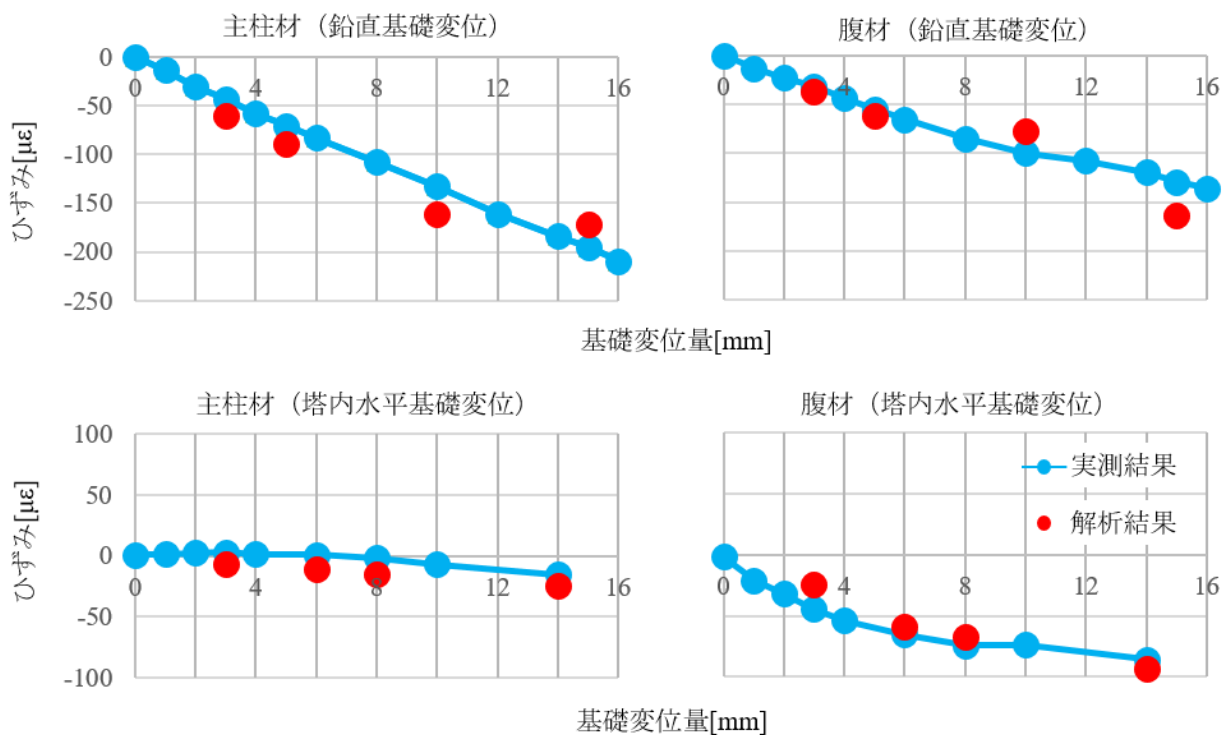


図 4.6.2 解析結果と実測結果の比較（ひずみ）

としては、腹材は片フランジ接合のため、通常の図心の位置に断面の軸心がないためと考える。今後この影響度合いについては試験機を用いて確認する予定である。

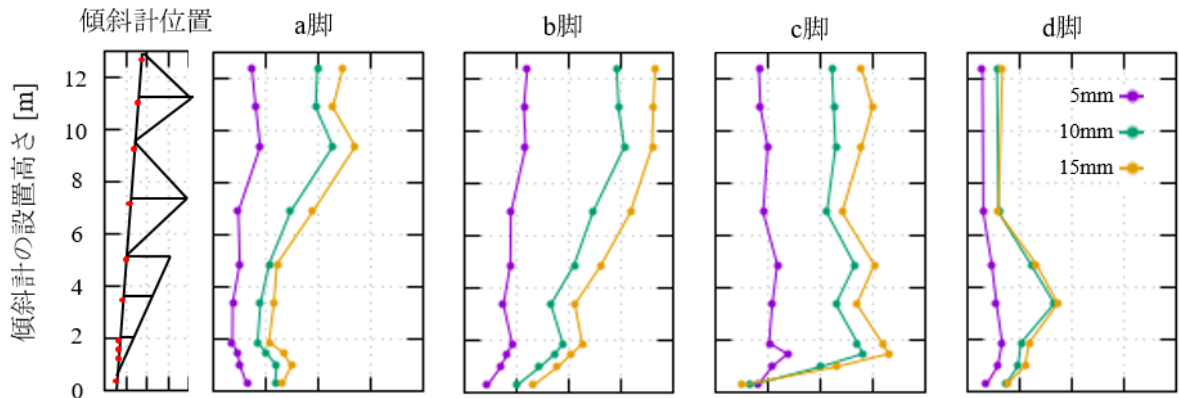
図 4.6.2 より塔外水平変位の支柱材ひずみは解析結果と計測値で正負が反転していたが、誤差としては小さく問題ない範囲と判断した。なお、この誤差は、当該箇所の軸力が少量であったため、試験状況による誤差で生じたと考える。図 4.6.2 より、塔外水平変位の腹材ひずみは最大変位時で大きな誤差が生じたが、その他の部分では解析結果と計測値がほとんど一致していた。最大変位時に誤差が大きくなってしまったのは、解析と計測でボルト滑りのタイミングが少し異なったためと考える。

以上より、架線がない鉄塔ではあるが、鉛直変位は 0~16mm、水平外向き変位は 0~12mm までの強制変位であれば、今回作成した解析モデルでは計測したひずみを表現できることを確認した。

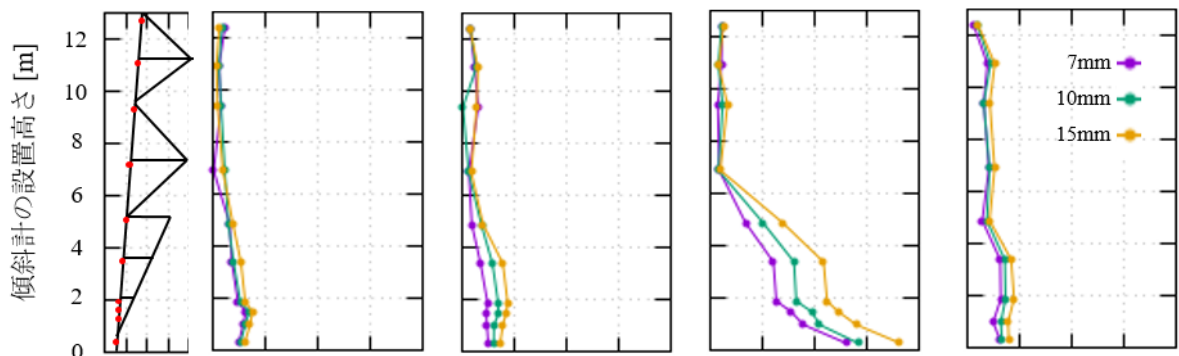
4.7 基礎変位による傾斜角の変化と解析結果の比較

鉛直上方、塔外水平方向、塔内水平方向に基礎を変位させたときの、最下 3 パネルの支柱材、腹材および水平補助材の傾斜角を計測した。測量結果と同様に、本結果でも再現性が確認されたことから、以下の節ではデータ受信が良好であった実験回の計測結果を示す。

<鉛直基礎変位>



<塔外水平基礎変位>



<塔内水平基礎変位>

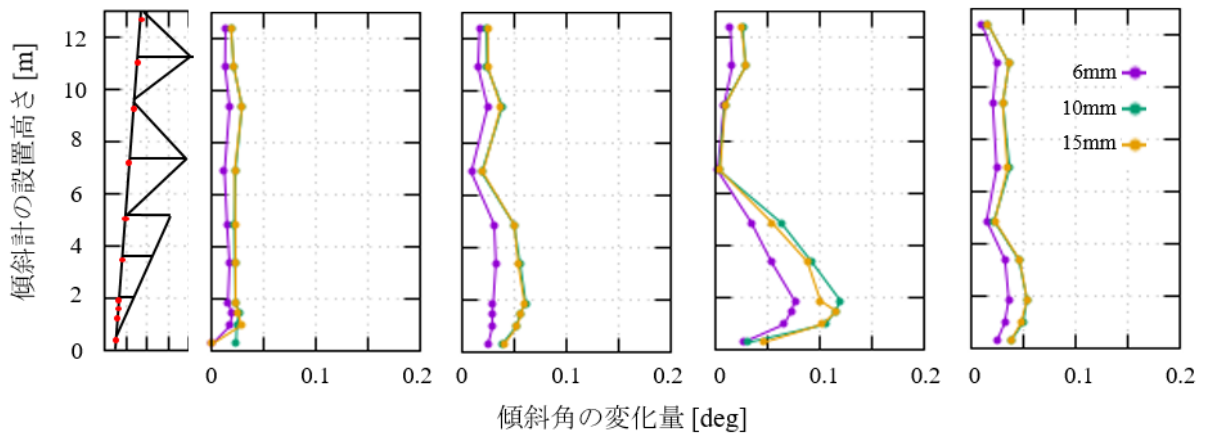


図 4.7.1 基礎変位時の支柱材傾斜角の変化

4.7.1 支柱材の傾斜変化

(1) 鉛直変位時

図 4.7.1 の上段に鉛直変位時の 4 脚の支柱材傾斜角の変化量を示す。縦軸は傾斜センサーの設置高さ、横軸はベクトル合成した傾斜角の変化量である。また、図を見やすくするため

に、図中には基礎変位が許容基礎変位時のときの変化量と、他2種類のみをプロットしている。なお、塔内変位は基礎変位の制御が難しかったため、許容基礎変位量の7mm近傍の6mmの観測データをプロットしている。各基礎変位量ではその状態を5分間維持しており、傾斜センサの測定間隔は1分間であるため、同じ基礎変位量で複数のデータが存在する。図中には全データをプロットしているが、計測値のばらつきが小さいことから、図ではそれぞれの折線の点は1点に見える。また、傾斜センサは各脚の支柱材に10個ずつ設置しているため、各脚の1本の折線には高さ方向に10カ所プロットされるはずである。残念ながら、d脚は最もデータロガーから遠かったため、無線通信の不良により、一部にデータ欠損が生じている。

図4.7.1より、c脚を鉛直上方に5 → 10 → 15 mm 変位させた場合、各測点における傾斜角の変化量は、全体的に大きくなることが分かる。ただし、c脚最下部とd脚の2 m 以下では、基礎変位が15 mm において、傾斜角はほとんど同等もしくは減少している。これはcd面の最下パネルの部材で、ボルト滑りが生じたことが原因であると考えている。

a, b, c脚に着目すると、最下パネルよりも上部の方が傾斜角の変化量が大きくなっている。それに対してd脚は、上部付近での傾斜角の変化量は小さかった。これは、基礎変位を支柱材の重心位置に与えられなかったため、c脚が鉛直には変位せず、やや斜めに上昇したことが原因であると考えている。実際に基礎変位をレーザー変位計で管理していたが、bc面とcd面で約0.2 mm 程度の誤差は生じていた。この影響から、少しbc面に偏った荷重になったため、d脚上部は傾斜変化が小さくなったと思われる。ところで、実フィールドの場合には送電ケーブルが架線されていることから、頂部の変位はケーブルの軸剛性により隣接する鉄塔に伝達される。そのため、上部パネルの傾斜角は、実フィールドでは今回の試験結果よりも大きくないことが予想される。

次に、この試験鉄塔の鉛直許容基礎変位量である5 mm の場合における傾斜角を確認する。ただし、高さ2 m 以下であればフルハーネスや安全ブロックを使用せずに傾斜センサを設置可能なため、高さ2 m 以下に着目する。それによると、傾斜センサの場所によって値は異なるものの、最下パネルの支柱材と腹材交点から基礎までの位置（以下、立ち上がり）に設置した傾斜センサを除けば、2 m 以下の地点であっても可動脚のc脚では最小でも0.05 deg の傾斜変化が計測され、その他の脚でも0.02 deg 以上の傾斜変化が計測されている。

立ち上がり位置に設置した傾斜センサは基礎変位と最も相関が高く傾斜変化を得られると予測していたが、ほとんど傾斜変化しないことが確認された。これは、部材たわみの影響や基礎天板の変位の影響などから予想していた傾斜変化が得られなかったと考える。

(2) 塔外・塔内水平変位時

図4.7.1の中段と下段に、基礎を塔外と塔内の水平方向に変位させたときの支柱材4脚の傾斜角の変化量を示す。鉛直変位の場合と同様に、全体的にみれば基礎変位量の増大に従って傾斜角の変化量も大きくなる。ただし、強制変位を与えているc脚以外の支柱材の変化量はかなり小さく、c脚の約30%以下となっている。式(4.2.1)から計算される水平許容基礎

変位量は 7 mm であるが、地上から立ち上がり位置を除く 2 m 以下の計測箇所の最小値は c 脚のみ 0.05 deg と大きな主柱材傾斜変化を確認した。

特に対角の a 脚の変化量は最も小さかった。また、上部ほど変化量が小さい傾向にあり、これは測量結果と一致する。ところで、塔外と塔内の水平変位を比較すると、c 脚の下部を除いてほぼ同じ傾向であった。c 脚の下部では、塔外基礎変位の場合には主柱材は反っていることから、最下で傾斜角は最大となる。一方、塔内基礎変位の場合には最下 2 m あたりで傾斜角の変化量が最大となる。

(3) 主柱材の傾斜変化のまとめ

以上をまとめると、鉛直・水平変位時における主柱材の傾斜変化の特徴は次の様になる。なお、本試験結果は鉄塔に電線が架線されていない条件である。

- ① 鉛直および水平方向の基礎変位量と、主柱材の傾斜角の変化量は、全体的にみれば比例傾向にある。ただし、鉛直変位を 12 mm から 14 mm とした際に、ボルト滑りが発生し、最下パネルでは変化量が減少した。
- ② 鉛直変位では全体に大きな傾斜変化が現れ、水平変位では可動脚の下部のみに大きな傾斜変化が現れる。
- ③ 水平変位においては、塔内、塔外の傾向の違いは可動脚の下部のみに現れる。
- ④ 鉛直許容基礎変位 5 mm 時および水平許容基礎変位 7 mm 時において、可動脚には立ち上がり位置を除く、地上から 2m 以下の計測箇所では 4 脚のいずれかに 0.06 deg 以上の傾斜変化が現れる。水平基礎変位の場合はセンサを設置する高さによって傾斜変化が全く生じないため注意する必要がある。

4.7.2 腹材の傾斜変化

腹材には、最下から 2 パネル目の左右に 1 個ずつ、最下パネルの左右に 3 個ずつの合計 8 個の傾斜センサを各脚に設置した。

図 4.7.2 に上から鉛直方向、塔外水平方向、塔内水平方向に基礎を変位させた際の 4 脚の腹材の傾斜変化を示す。縦軸の傾斜変化は、部材軸と直交する軸の成分のみを示しており、塔内に傾斜した場合を正として表示している。横軸は基礎変位量であり、図中の赤点線は許容基礎変位量を示している。上に示す凡例の R は主柱材を塔外から見たときの右側、L は左側を示す。また、最下パネルの腹材は傾斜センサが 3 個設置されており、凡例の数値は主柱材に近い方から 1, 2, 3 とした。

(1) 鉛直変位時

図 4.7.2 の上段（鉛直変位時）を見ると、可動脚 c 脚の腹材は L, R 面共に塔外方向に傾斜し、対角脚 a 脚の腹材は L, R 面共に塔内方向に傾斜したことがわかる。鉄塔が剛体として a 脚側に傾いた場合、上記とは反対の傾斜変化が予想されるが、c 脚が上昇することで、c 脚の主柱材フランジ面が開き、a 脚の主柱材フランジ面は閉じる動きとなり、腹材に部材撓みが発生すると推測した。今回は部材撓みの影響が勝ったため、図 4.7.2 のような傾斜変

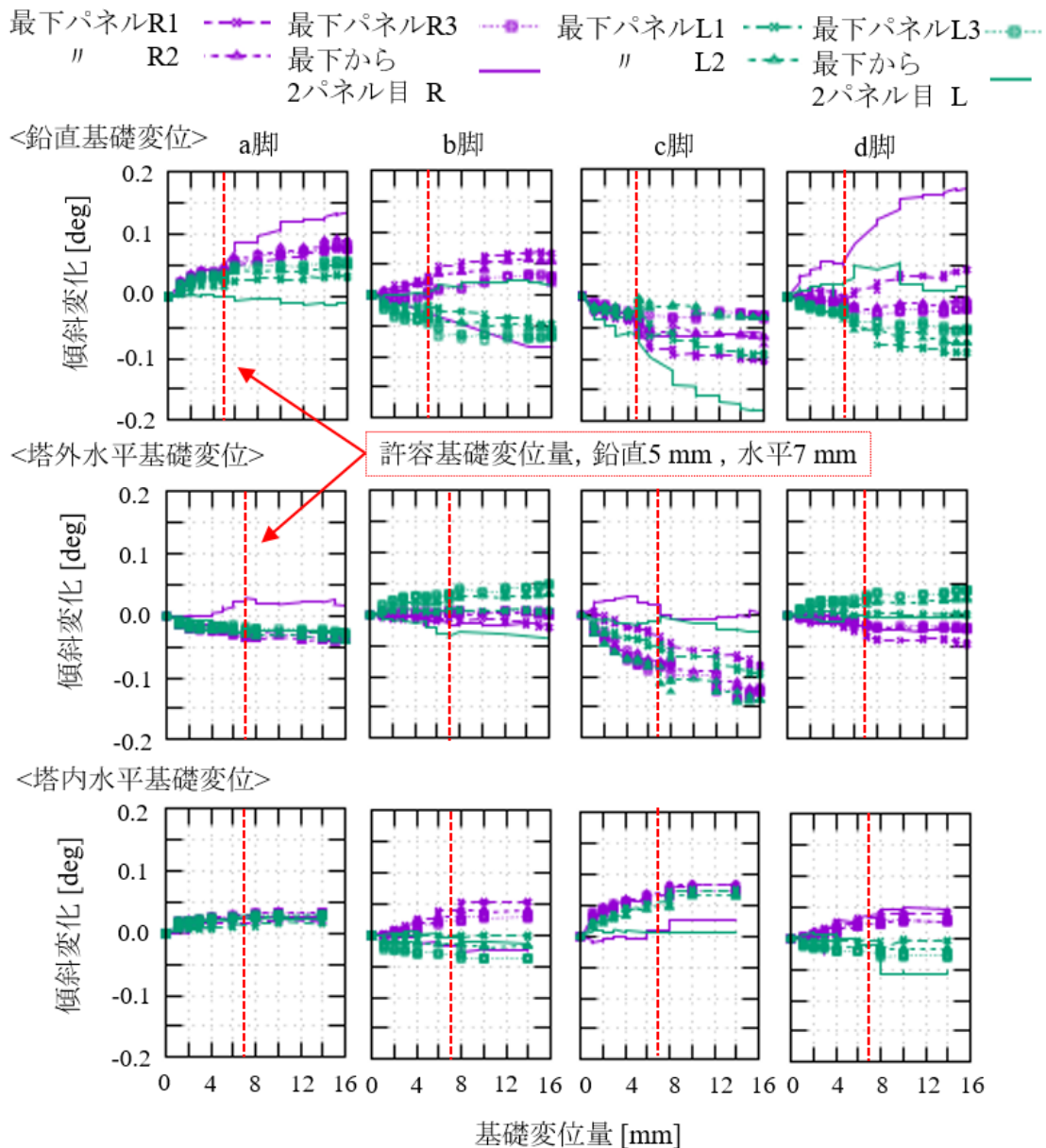
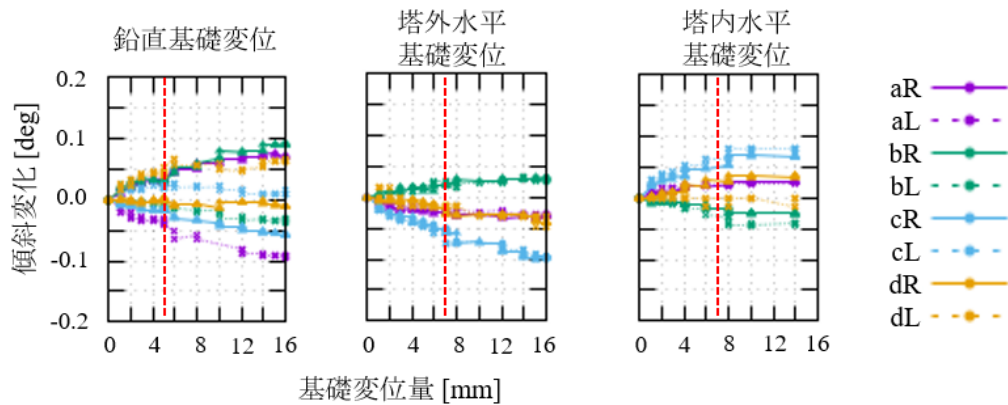


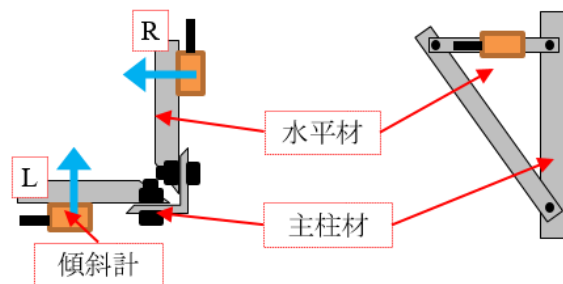
図 4.7.2 基礎変位時の腹材傾斜角の変化

化となったと考えられる。また、支柱材の傾斜変化で得られた特徴と同様にどの脚も基本的に傾斜変化量と基礎変位は比例関係であったが、c脚L面とd脚R面の最下パネル腹材では、許容基礎変位を超えたあたりから傾斜変化が緩やかになった。支柱材でも同様の事象が生じていることから、cd面を構成する部材でボルト滑りが生じている可能性が高いと考えている。

その他の特徴としては、支柱材の傾斜変化と同様に最下から2パネル目の腹材でも傾斜変化が大きく、最下パネルでも4脚で同程度の傾斜変化が確認され、いずれも0.05 deg以上の変化であった。



(a)傾斜変化と基礎変位の関係（補助材）



(b)補助材の傾斜センサ設置位置と凡例説明図

図 4.7.3 基礎変位と水平補助材傾斜角の変化の関係

(2) 塔外・塔内水平変位時

図 4.7.2 の中段（塔外）および下段（塔内）を見ると，支柱材の傾斜変化と同様で，可動脚に最大の傾斜変化が生じ，最下から 2 パネル目の腹材はほとんど傾斜変化がなかった。

塔外水平変位の場合は，塔外方向に動いたことで支柱材に曲げが生じ，支柱材のフランジ面が外側に開き，可動脚の腹材と水平補助材は外側に撓んだものと考えられる．一方，塔内水平変位の場合は，塔外時と反対の曲げが支柱材に生じたため，支柱材のフランジ面が内側に閉じ，可動脚の腹材は内側に撓んだものと考えられる．また，塔外および塔内ともに対角脚は微小ではあるが可動脚と同様の腹材傾斜変化が生じた．なお，今回は試験設備の関係で水平変位は 45 deg 方向に変位させているため，可動脚の両隣も少し傾斜変化した。

(3) 腹材の傾斜変化のまとめ

以上をまとめると，鉛直・水平変位時の腹材の傾斜変化の特徴は次の様になる。

- ① 塔内および塔外水平変位時は，可動脚でもっとも傾斜変化が大きくなる．そのため，2 脚の傾斜変化の大きさを比較できれば可動脚が特定できる可能性がある．
- ② 鉛直変位時は，可動脚と対角の脚は正反対の動きをするが，水平変位の場合は対角脚と

同方向に変化する。

4.7.3 水平補助材の傾斜変化

鉄塔設計では座屈補剛材にあたる水平補助材であるが、基礎変位によって応力が分担され、傾斜変化が確認される可能性があるため、水平補助材についても傾斜センサを設置し基礎変位との関係を確認した。設置箇所は最下パネルの地上から一番近い左右の水平材にそれぞれ 1 個ずつ設置し、各脚合計 2 個設置した。

(1) 鉛直変位時の水平補助材傾斜角の測定結果

図 4.7.3(a) に鉛直方向の強制基礎変位と 4 脚の腹材傾斜角の関係を示す。図 4.7.3(a) のは左から鉛直基礎変位、塔外水平基礎変位、塔内水平基礎変位と水平補助材の傾斜変化を示す。図 4.7.3(a) の縦軸と横軸は図 4.7.2 と同様である。右に示す凡例の R は支柱材を塔外から見たときの右側、L は左側を示す。図 4.7.3(a) より、鉛直変位時の水平補助材の傾斜角変化の特徴は以下の通りである。

1 点目の特徴としては、支柱材および腹材と同様に、鉛直基礎変位と水平補助材傾斜変化は比例して増加する関係にある。2 点目の特徴としては、4 脚同程度の傾斜変化支柱材および腹材では可動脚 c 脚が最大の傾斜変化であったが、水平補助材は 4 脚で同程度の傾斜変化であった。3 点目の特徴としては、ボルト滑りの確認 c 脚の右水平材、d 脚の右水平材で 8mm 以降傾斜の上昇がほとんどないことから、cd 面にボルト滑りが生じたと考える。

(2) 水平変位時の水平補助材傾斜角の測定結果

図 4.7.3(a) に塔外・塔内方向の水平基礎変位と 4 脚の水平材補助材傾斜角の関係を示す。図 4.7.3 より、水平変位時の水平補助材の傾斜角変化の特徴は以下の通りである。

1 点目の特徴としては、支柱材および腹材と同様に、水平基礎変位と水平補助材傾斜変化は比例して増加する関係にある。2 点目の特徴としては、4 脚最大の傾斜変化は c 脚塔内外水平基礎変位で可動脚が最も大きな変化が確認された。3 点目の特徴としては、許容水平変位 7mm 時に最大で 0.06deg 以上の傾斜変化 該当箇所は c 脚のみであった。しかし、その他 3 脚も 0.03deg 程度の傾斜変化は確認できた。このことから、水平補助材に傾斜センサを設置しても腹材と同様のことは観測することが可能だが、水平補助材は送電鉄塔によっては存在しない場合もあるため、同感度で同数の傾斜センサを用いるのであれば、腹材に設置することが望ましいと考える。

4.7.4 試験結果と解析結果の比較

(1) 事前解析モデルによる傾斜比較

実験で得られた計測値と、図 4.3.1 の解析モデルにより算出した部材傾斜量を比較した。比較する傾斜変化は鉛直許容基礎変位量の 5mm と水平許容基礎変位の 7mm とした。比較する計測箇所は最も大きな傾斜変化が確認された可動脚 (c 脚) の支柱材に設置した傾斜センサ 9 箇所とした。図 4.7.4 に解析結果と計測値の比較を示す。

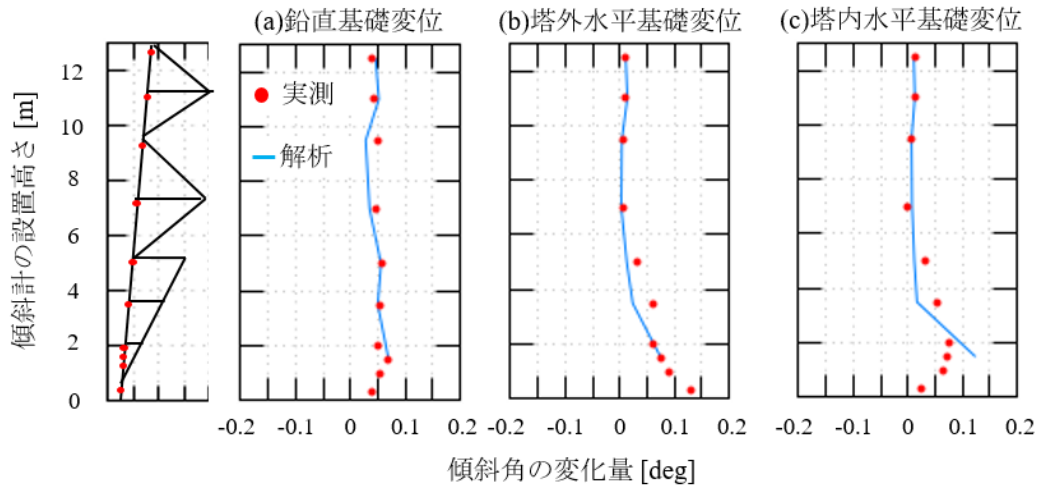
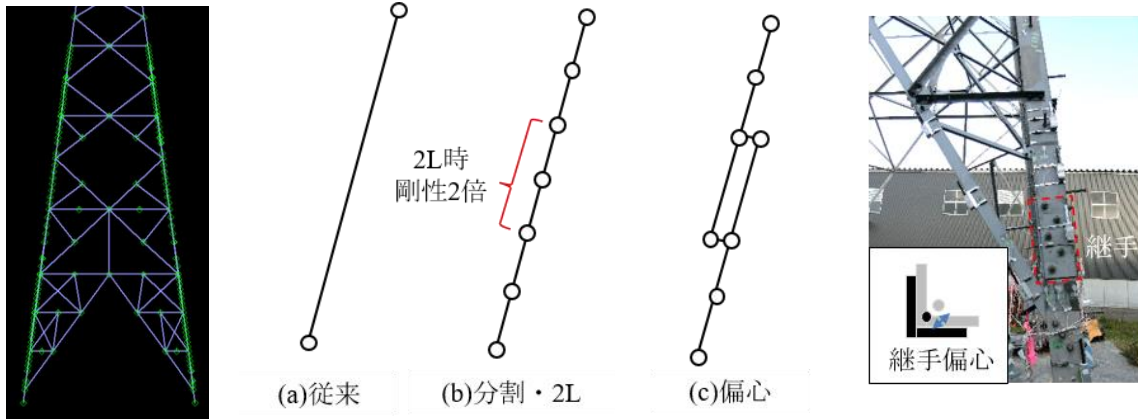


図 4.7.4 傾斜変化の解析結果と実測結果の比較



(a) 分割モデル

(b) 要素モデル

図 4.7.5 再検討モデルの分割状況

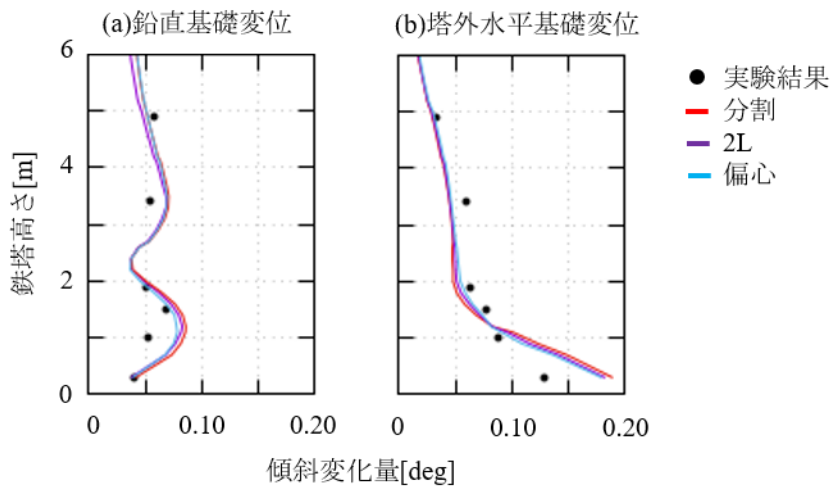


図 4.7.6 再検討解析モデルによる傾斜角の比較結果（許容変位時）

図 4.7.4 の青線は解析モデルの結果，赤点は実測結果である．縦軸は鉄塔高さ，横軸は x 軸方向および y 軸方向の傾斜角を合成した値とした．なお，解析モデルの都合上，鉄塔頂部を 0 m とし，頂部から鉄塔基礎部に向かう方向を負の方向としている．

図 4.7.4 より，鉛直許容基礎変位時，水平許容基礎変位時ともに，全体傾向が一致しており，特に 6m 以上の計測箇所はよく一致している．ただし，6m 以下の箇所では傾斜角の誤差が大きくなってしまった．最下付近で誤差が大きくなった要因は，現行モデルでは部材たわみや支柱材の継手における偏心が部材傾斜量に与える影響を考慮できていないためと考えた．そこで，上記内容を解析モデルに反映し，再検証を実施した．

(2) モデルの再検討

部材たわみと，支柱材の継手における偏心の影響を確認した．それぞれの解析モデルのイメージを図 4.7.5 (a)，(b) に示す．

節点変位から傾斜変化量を計算するため，現行のはり要素の間に 7 つの節点を設け，解析を行った．解析のモデル概要図を図 4.7.5 (a)，(b) に示す．なお，部材分割は 4 脚全て同様に適用した．以下にモデル概要を示す．

<モデル概要>

①分割方法

最下から 4 パネル目水平材までの支柱材を分割

②支柱材継手のモデル化

- (i) 部材を分割したそのままの場合
- (ii) 支柱材継手部の部材同士が重なりによる材料特性を考慮した場合
- (iii) 支柱材継手部分の継手偏心を考慮した場合

上記の解析モデルを用いて解析を行った．得られた解析結果と実験結果の比較を図 4.7.6 に示す．なお，図 4.7.6 の軸の見方は図 4.7.4 と同様である．

図 4.7.6 (a) より，鉛直変位時は，全ての検討解析モデルで最下から 1.5m 以上 1.9m 以下では計測結果との誤差は 0.007 deg であった．なかでも，最も計測結果を表現したのは支柱材継手偏心の影響を考慮した場合で誤差は 0.001 deg あった．しかし，支柱材継手偏心と支柱材継手部分の断面特性を考慮した場合を比較した結果，傾斜変化には最大で 0.004deg しか相違がないことが確認された．

図 4.7.6 (b) より，塔外水平変位の比較検討結果を確認したところ，最も誤差が小さかった解析モデルは支柱材継手偏心を考慮した場合であった．鉛直変位時と同様に最下から 1.5m 以上 1.9m 以下の箇所での誤差は 0.004deg であった．また，支柱材継手偏心と支柱材継手部分の断面特性を考慮した場合を比較した結果，傾斜変化には最大で 0.004deg しか相違がないことが確認された．

一般に，解析モデルは，実態のうちの一部を表現するように簡略化している．そのため，実態に則してモデルを精緻化すれば，精度は向上していくはずである．本研究では，支柱材



(a)実フィールド鉄塔の地際



(b)試験鉄塔の地際

図 4.7.7 立ち上がり状況

継手のモデル化 (ii) までモデルを精緻化すれば、ほぼ実験データを説明できたと言える。さらに支柱材の偏心や材料特性を考慮すれば、計測データにより近づくと思われるが、それほど大きな影響はないと判断した。また、どのモデルを用いても最下 1 箇所目の傾斜変化を表現することはできなかった。その要因としては対象鉄塔の基礎形状が影響していると考えられる。通常送電鉄塔は図 4.7.7(a)に示すように、地際部分がコンクリートで固められており、立ち上がりがとても短い。しかし、実規模試験を実施した鉄塔の立ち上がりは図面上では 500mm と記載されていたが、図 4.7.7(b)に示すように当該鉄塔は通常と異なり基礎天端がないため基礎との境界が曖昧である。今回最下付近で解析と実験結果で相違が生じたのはこの立ち上がりの影響が大きいと考えている。そのため、傾斜センサによる遠隔監視を行う際は、地面付近での観測は解析との差が大きくなることから、解析の閾値を用いて運用するならば、傾斜センサを地面付近に設置するのは望ましくないと言える。

4.8 実規模試験による傾斜変化の閾値算出

4.8.1 本モデルの適用範囲

実規模試験の結果と解析モデルとの整合が確認されている箇所および架線の影響を受けない箇所から本モデルの適用範囲を検証した。

4.7 節で記載した通り、試験結果と解析結果は最下から 1.5m 以上の箇所であれば概ね傾斜変化が一致していた。また、架線の影響は地上から 2.0m 以下の範囲は影響が少なことから、地上から 2.0m 以下、1.5m 以上の位置で解析モデルと実験結果の再現性が高いと考える。

解析モデルの適用範囲については、傾斜角は地面に近いほど境界条件の影響が大きく、傾斜の解析結果と計測結果を一致させることが困難であったものの、地際より上部で水平材がある箇所では、部材たわみや境界からの影響が抑えられ、比較的、解析結果と計測データが一致することが確認された。地上から 2.0m 以下の位置に水平材がある場合は、水平材付

表 4.8.1 センサ位置と各項目の関係

	基礎変位方向	基礎変位脚	施工性	センサ感度
最下パネル支柱材	○	△	○	○
最下から2パネル目支柱材	◎	×	△	△
最下パネル腹材	×	◎	△	○

近に傾斜センサを設置することが推奨される。

4.8.2 実験的および解析的観点からの傾斜センサの最適な設置位置

これまでの結果から、基礎変位が発生した脚とそうでない脚では、傾斜変化の大きさが大きく異なることが明らかになった。また実規模試験および解析の結果から、鉛直変位と水平変位では、応力部材に与える影響が異なる。そこで、以下の3点に注意して、傾斜センサの最適な設置位置を考察し、表 4.8.1 にまとめた。なお、以下に詳細を示した。

- ① 鉛直、水平変位を見分けることができる
- ② 基礎変位が発生した脚を特定することができる
- ③ 傾斜角の感度が最も高い

(1) 支柱材のみに傾斜センサを設置した場合

a) 実験的視点

最下パネルに設置した支柱材傾斜センサの情報から、鉛直変位と水平変位の判別が可能か検討した。水平変位は主に可動脚に傾斜変化が生じるが、鉛直変位は4脚全てに大きな傾斜変化が生じる特徴があった。この特徴から、鉛直変位と水平変位を判別できる。より正確に変位方向を判別するには、鉛直変位は水平変位と比べて、最下から1つ上のパネルでも大きな傾斜変化が生じる特徴があるため、傾斜センサを設置することで、より正確に基礎変位方向を判別できる可能性がある。

基礎変位発生脚の判断は、鉛直、水平変位ともに可動脚で最も大きな傾斜変化を伴うため、判断可能である。ただし、鉛直変位の場合は4脚にある程度の傾斜変化が発生するため、ボルト滑りが生じてしまった場合には明確な判断は難しいと考えられる。

ところで、実際の送電鉄塔に基礎変位が生じた場合、1方向のみに変位することは考えづらく、また、水平変位と鉛直変位の割合を判別するのは困難なことが予測される。しかし、鉛直または水平変位のどちらが優位であるかについては、今回の試験結果から、支柱材に設置した傾斜センサで判断できる可能性は十分にあると考える。

b) 解析的視点

モデル化誤差が大きかった最下地際付近に傾斜センサを設置すると、本章で定めた閾値の適用範囲外となってしまうため、可能な限り最下パネルの水平材付近の支柱材に設置することが望ましいと考える。

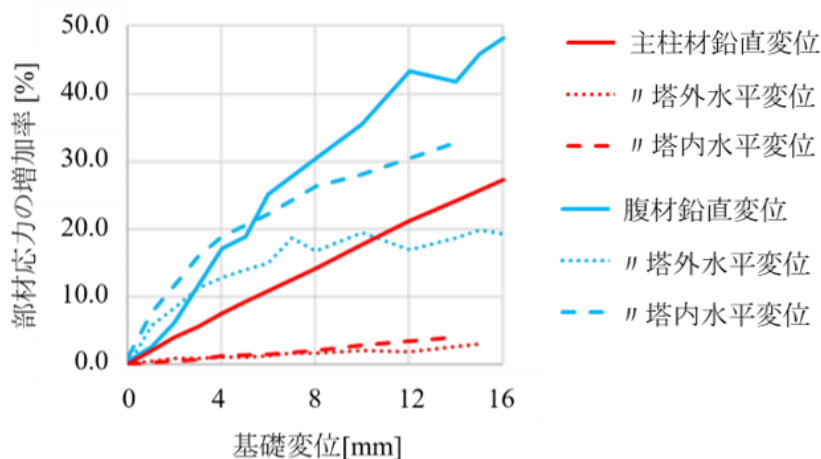


図 4.8.1 基礎変位と部材応力の増加率の関係

表 4.8.2 鉛直基礎変位と応力および傾斜変化の関係

基礎 変位量	主柱材 応力	腹材 応力	主柱材 傾斜	腹材 傾斜
5 mm	9.4 %	18.9 %	0.068 deg	0.068 deg
12 mm	21.3 %	43.3 %	0.130 deg	0.101 deg

表 4.8.3 水平基礎変位と応力および傾斜上昇の関係

基礎 変位量	主柱材 応力	腹材 応力	主柱材 傾斜	腹材 傾斜
5 mm	1.2 %	20.5 %	-	-
6 mm	1.3 %	22.2 %	0.072 deg	0.061 deg
7 mm	1.8 %	24.3 %	-	-
8 mm	2.2 %	26.4 %	0.099 deg	0.082 deg

(2) 腹材にのみ傾斜センサを設置した場合

解析による腹材の傾斜変化は確認していないため、実験的視点を中心に傾斜センサの設置位置を検証した。腹材に設置した傾斜センサの情報から基礎変位方向を判別するのは、鉛直、水平変位の腹材傾斜変化の特徴がほとんど同様のため、困難と考える。しかし、腹材に設置された傾斜センサは鉛直変位、水平変位ともに可動脚が最も腹材傾斜変化が大きくなるため、基礎変位が生じた脚は明確に判定できる。また、腹材に設置した傾斜変化の正負の情報から塔外水平変位および塔内水平変位の判断もできる。

上記より、最も正確に基礎変位の方向と基礎変位脚を診断する方法は、主柱材 4 脚の最下パネル 4 脚とその上のパネル 4 脚、および最下パネルの腹材 8 箇所合計 16 箇所に傾斜セ

ンサを設置することが望ましいと考える。しかし、基礎変位の進行を確認するだけであれば最下パネル支柱材 4 脚に設置すれば十分である。また、設置する高さは地上から 3.5m 以下かつ 1.5m 以上の箇所の水平補助材付近の支柱材に設置することが望ましい。

4.8.3 実験的観点からの部材応力から閾値となる傾斜角の推定

支柱材および腹材の部材許容応力に対して基礎変位による応力上昇度合を確認した結果を図 4.8.1 に示す。図 4.8.1 の縦軸は基礎変位による部材応力の増加率、横軸は与えた基礎変位量を示す。凡例の赤線は支柱材の応力増加率、青線は腹材の応力増加率である。実線は鉛直基礎変位、細かい点線は塔外水平基礎変位、荒い点線は塔内水平基礎変位を示す。図 4.8.1 より、腹材応力は支柱材応力よりも大きな影響を受けることがわかった。また、許容基礎変位量の約 3 倍となる鉛直変位 16 mm 時に腹材応力は 45 %程度上昇しており、水平変位と比べてかなり大きい変化であった。

鉄塔部材の実耐力は部材許容応力の約 1.2 倍程度とされている⁴⁾。今回の試験で支柱材の応力が部材許容応力に対して 20 %上昇したのは鉛直変位 12 mm 時で、水平変位では確認されなかった。対して、腹材応力が 20 %増加したのは鉛直変位 6 mm 時、塔内水平変位 5 mm 時、塔外水平変位はボルト滑りの影響もあり超過しなかったが、ボルト滑りが発生しなければ超過した可能性があった。これより、水平変位に関しては、支柱材の応力に裕度があることが確認されたが、腹材の応力には許容基礎変位相当が発生すると実耐力程度の応力が上昇することがわかった。そのため、許容基礎変位相当の傾斜変化でアラートを発信することが望ましいと考える。

上記に達した際の最下パネルの支柱材、腹材 4 脚の最大傾斜変化量を表 4.8.2 と表 4.8.3 にまとめた。なお、表 4.8.2 と表 4.8.3 の水平変位時の応力および傾斜の値は塔内、塔外で最大変化の値とした。表 4.8.2 と表 4.8.3 より、支柱材傾斜変化は鉛直変位 5 mm で 0.06 deg、水平変位 6 mm で塔外、塔内の最大値は 0.07 deg であった。ただし、推奨位置である 1.5m 以上 2.0m 以下の最小傾斜変化は、鉛直変位 5 mm で 0.05 deg、水平変位 6 mm で塔外、塔内の最大値は 0.05deg であった。このことから推奨位置で傾斜モニタリングを行う場合は閾値を 0.05 deg とすることを推奨する。なお、今回の試験鉄塔および暫定閾値の鉄塔と同形状であれば、鉛直・水平基礎変位ともに傾斜変化が大きくなる位置は地上から 1.5m の位置であった。この位置に設置できる場合に限り、閾値を 0.06 deg に設定する。

上記の閾値を設定すれば、基礎変位の進行によって鉄塔部材に損傷が生じることはないと判断した。次に、試験では実施できなかった基礎変位の CASE を解析で実施し、試験 CASE と比較した。

4.9 解析モデル用いた土砂崩壊の進行検知手法の検討

4.9.1 基礎変位 1 脚分担と 2 脚分担による傾斜変化の違い

実規模試験では対象鉄塔に与えられる基礎変位の脚数が限定されていた。実際の基礎変

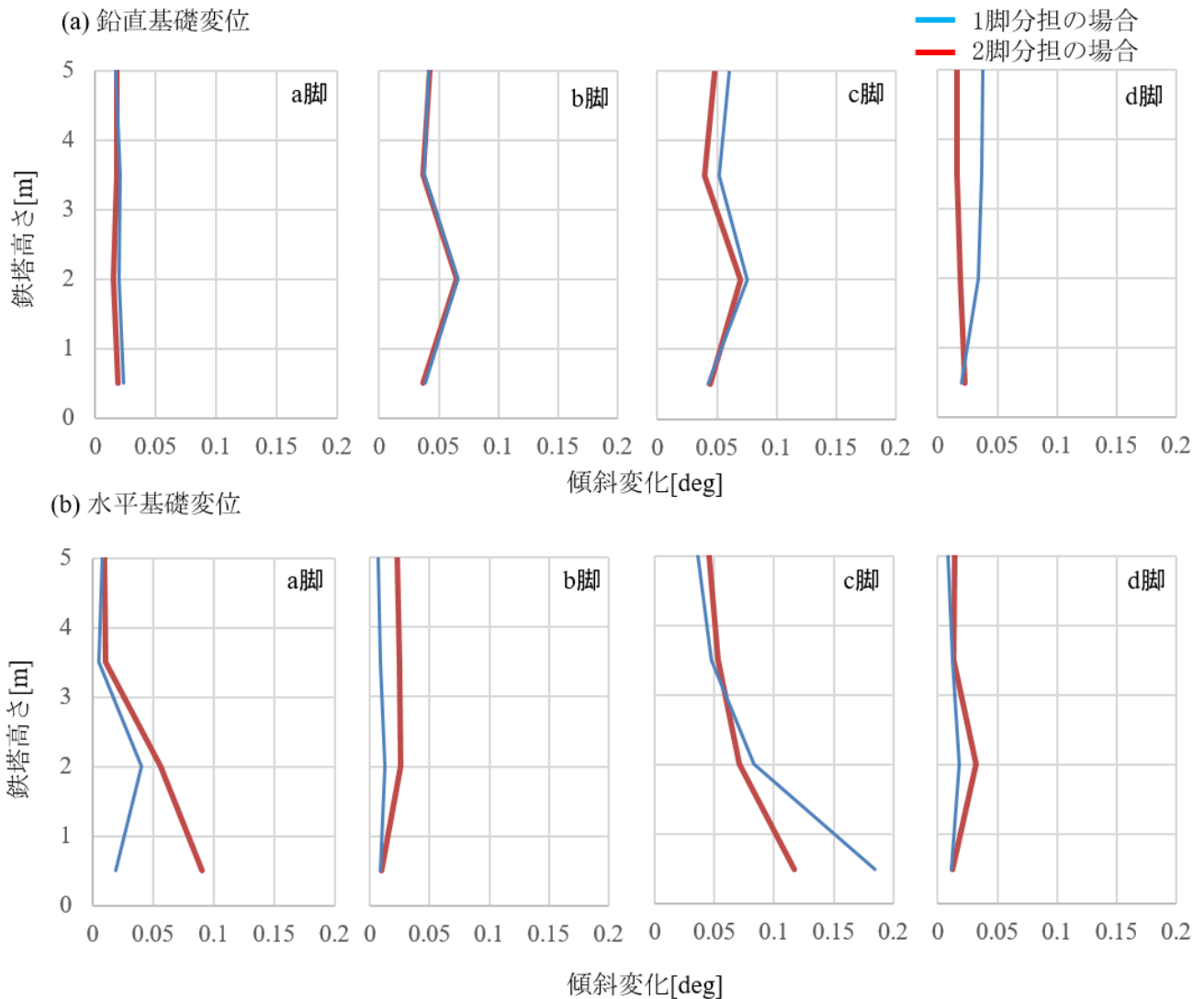


図 4.9.1 1脚分担と2脚分担による傾斜変化の相違

位が生じる脚数は様々であるため、解析上で1脚分担と2脚分担の相違を確認した。

図 4.9.1 に許容基礎変位を1脚または2脚に分担した際の4脚の支柱材傾斜変化を示す。図 4.9.1 に上から鉛直方向、水平方向に基礎を変位させた際の4脚の支柱材の傾斜変化を示す。縦軸は鉄塔の高さ、横軸は傾斜変化量である。青線が1脚に基礎変位を与えた場合、赤線が2脚に基礎変位を与えた場合の解析結果となっている。なお、1脚の場合はc脚に基礎変位を与え、鉛直上方向+5.0mm、塔外水平変位 7.0mm とした。2脚に与えた基礎変位量は、鉛直変位はb脚に+2.5mm、c脚に-2.5mmを与え、水平変位はa脚の45°方向に塔外変位 3.5mm、c脚の45°方向に塔外変位 3.5mmに与えた。図 4.9.1 より、1脚分担と2脚分担を比較すると、鉛直変位は全ての脚で1脚分担の方が大きいか同等であった。水平変位はc脚のみ1脚の方が大きい、その他脚は2脚分担の方が大きいか同等であった。今回の

表 4.9.1 解析 CASE (CASE1, 3, 5 試験で実施できる)

	X[mm]	Y[mm]	Z[mm]		X[mm]	Y[mm]	Z[mm]
CASE1	0	0	5	CASE14	6	-3.6	0
CASE2	0	0	-5	CASE15	3.6	6	0
CASE3	-4.95	4.95	0	CASE16	3.6	-6	0
CASE4	-4.95	-4.95	0	CASE17	-3.6	-6	0
CASE5	4.95	-4.95	0	CASE18	-3.6	6	0
CASE6	4.95	4.95	0	CASE19	-4.95	4.95	5
CASE7	-7	0	0	CASE20	-4.95	-4.95	5
CASE8	7	0	0	CASE21	4.95	-4.95	5
CASE9	0	-7	0	CASE22	4.95	4.95	5
CASE10	0	7	0	CASE23	-4.95	4.95	-5
CASE11	6	3.6	0	CASE24	-4.95	-4.95	-5
CASE12	-6	3.6	0	CASE25	4.95	-4.95	-5
CASE13	-6	-3.6	0	CASE26	4.95	4.95	-5

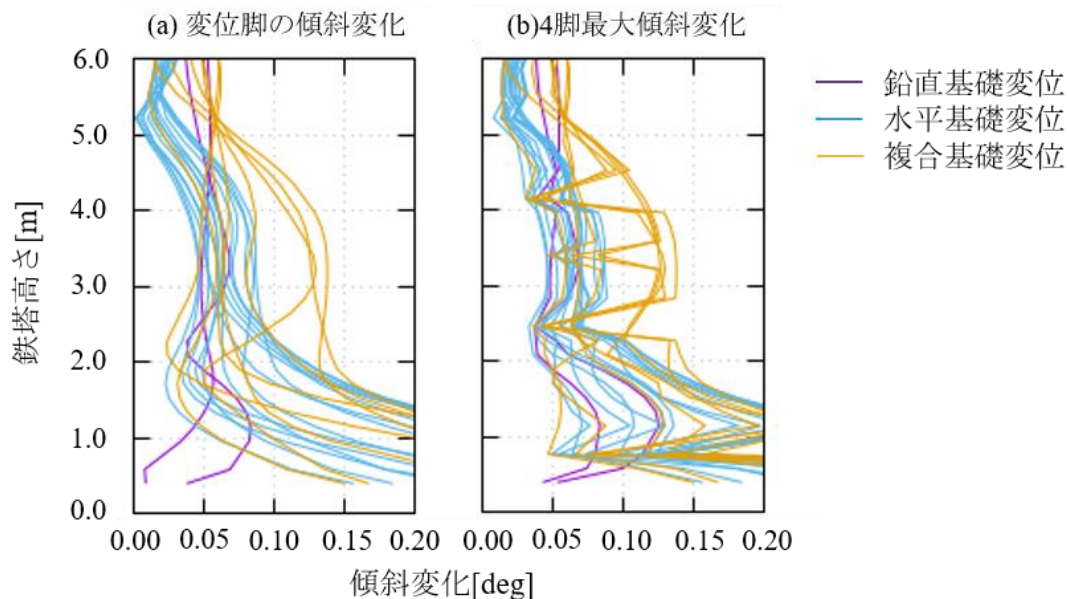


図 4.9.2 基礎変位の方向による傾斜変化の相違

解析からも基礎変位を与えた脚に大きな傾斜変化が確認できた。特に、水平変位は基礎変位を与えた脚が大きく傾斜変化することがわかった。また、2脚分担でも1脚分担でも1.5m以上2.0m以下であれば、4脚のいずれかで推奨する閾値0.05degを超過することがわかった。

4.9.2 基礎変位方向による傾斜変化の傾向

実規模試験では対象鉄塔に与えられる基礎変位の方向が限定されていた。実際の基礎変位の方向は、方向が限定されておらず 360° どの方向にでも変位が生じるため、解析上で様々な方向に基礎変位を与え、実規模試験で実施した基礎変位よりも支柱材の傾斜変化が小さくなる基礎変位の方向があるか確認した。表 4.9.1 に検証した基礎変位の方向を、図 4.9.2(a) に各 CASE の基礎変位を与えた脚の傾斜変化を示す。図 4.9.2(a) の縦軸と横軸は図 4.9.1 と同様である。紫線が鉛直基礎変位 (CASE1, 2) を与えた場合、水色線が水平基礎変位 (CASE3~18) を与えた場合、黄色線が複合基礎変位 (CASE19~26) を与えた場合の解析結果となっている。図 4.9.2(a) より、最下から約 1.0m 未満であればほとんどの CASE で 0.05deg を超過することが確認された。しかし、推奨位置の 1.5m 以上 2.0m 以下では閾値の 0.05deg よりも小さい傾斜変化が複数の CASE で確認された。この結果から、変位脚に設置した傾斜センサのみでは閾値を 0.02deg に設定するべきだが、その他 3 脚に傾斜変化が発生する可能性があるため、その他 3 脚の傾斜変化を確認した。4 脚の各高さでの最大傾斜変化を図 4.9.2(b) に示す。図 4.9.2(b) の見方は図 4.9.2(a) と同様である。図 4.9.2(b) より、推奨位置の 1.5m 以上 2.0m 以下では閾値の 0.05deg を少し下回る 0.04deg が 26CASE の最小傾斜変化であった。しかし、1.9m 以下に設定することで閾値を 0.05deg に設定できるため、1.5m 以上 1.9m 以下の位置の 4 脚に傾斜センサを設置することを条件に閾値を 0.05deg に設定することを推奨する。この閾値を用いれば、基礎変位が許容基礎相当時に達した際にアラートを発信することができる。

4.9.3 遠隔モニタリングの暫定閾値の決定

(1) 鉄塔モデルの選定方法

表 4.9.2 に検証対象鉄塔 24 基の一覧を示す。鉄塔の選定方法はなるべく最下 3 パネルの構造が類似せず、根開きと鉄塔高さがバラバラになるように選定した。表 4.9.2 の送電鉄塔 24 基に鉛直、水平の許容基礎変位量を与えた時の支柱材傾斜変化量を確認し、実規模試験および解析で確認した傾斜閾値 0.05deg の妥当性を検証した。なお、水平の許容基礎変位は 4.9.2 項で最も傾斜変化が小さかった、線路直交方向に基礎変位を与えた。また、最下パネルのブライヒ交点水平材より下 (推奨位置 1.5m~1.9m の範囲に近い位置) の支柱材の傾斜変化感度を確認し、解析から傾斜センサの推奨位置を検討した。

(2) 解析結果による閾値

図 4.9.3(a), (b) に鉛直・水平許容基礎変位と最下パネル支柱材傾斜変化の関係を示す。なお、傾斜変化を確認する箇所は推奨位置 1.5m~1.9m の 4 脚の支柱材とし、約 0.10m 刻みで 4 脚最大傾斜変化を確認し、推奨位置内で最小傾斜変化を検証した。図 4.9.3(a) の縦軸は各鉄塔の推奨位置内での 4 脚最大傾斜変化を比較後の最小傾斜変化、横軸は各鉄塔の許

表 4.9.2 対象鉄塔

型	線路名	鉄塔 番号	鉄塔型	鉄塔高さ [mm]	継ぎ脚 [mm]	根開き B[mm]	
懸 垂	O 線	42	A25+5.5	28713	21500	4494	
	K 線	81	4A+4.5	35200	18700	5310	
	T 線	29	A-1.5	22700	15000	3545.5	
	M 線	8	A+3.0	25200	19000	3650	
	M 線	12	A+9.0	31200	25000	4550	
	S 線	11	A+7.5	26600	21500	3518	
	Th 線	27	A+9.0	52000	27000	8450	
	Mi 線	43	A44+10.5	35400	26700	5539	
	Sa 線	137	A44+5.5	30200	21500	4694	
	U 線	166	A44+3.5	28400	19700	4401	
重 角 度	So 線	23	4G+12.0	51400	32200	8379	
	Shi 線	6	4C+24.0	34700	24000	5500	
	軽 角 度	Ka 線	56	3R4+8.0	33500	25000	5612
		H 線	11	M3+43.9	53300	39000	9895
		Ta 線	42	425B+9.0	48300	20000	9162
		A 線	1	3Q2+3.5	29200	20700	4853
引 留	Th 線	23	4D+1.5	43250	17150	9531	
	SH 線	39	4D+4.5	46600	20200	10406	
	Yu 線	2	LD±0.0	23100	14000	3700	
	M 線	7	D+6.0	28400	21000	5200	
実 観 測	Am 線	7	1B+8.0	30400	24800	5652	
	Mi 線	乙 40	B	10300	6650	2954	
	Te 線	99	CC	34000	22950	7626	
	Tsu 線	151 239	A2	27600	17530	5909	

容基礎変位である。赤線は 4.9.2 項で設定した閾値の 0.05 deg を示している。図 4.9.3(a), (b)より、水平変位では実規模試験の結果から設定した閾値 0.05deg を下回る鉄塔は確認されなかった。対して鉛直変位では閾値 0.05deg を下回る鉄塔が 4 基確認された。この 4 基は比較的小規模な鉄塔で支柱材と腹材のなす角度が鈍角な鉄塔であった。この 4 基での推奨位置の最小傾斜変化は 0.035deg であった。しかし、この傾斜変化の最小値を確認した鉄塔

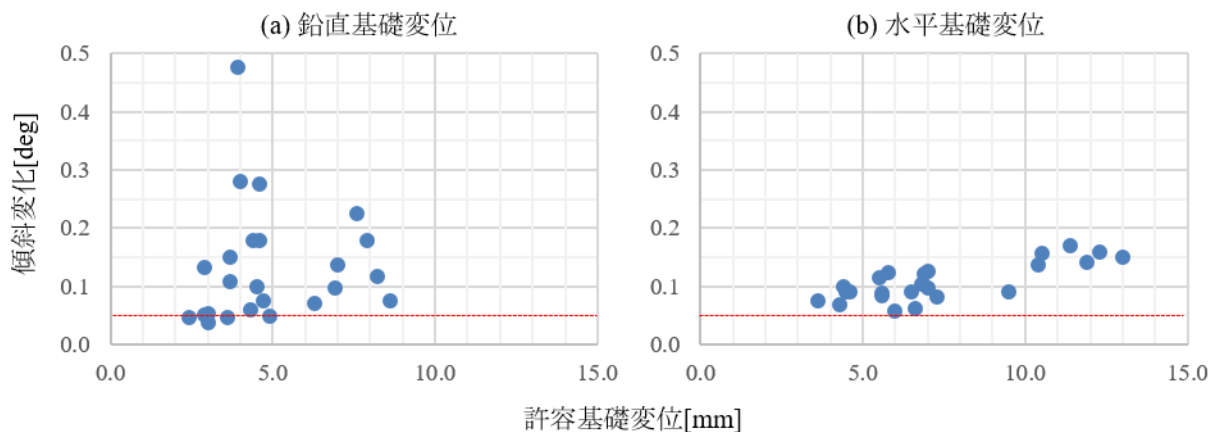


図 4.9.3 許容基礎変位と最下パネル支柱材傾斜変化の関係

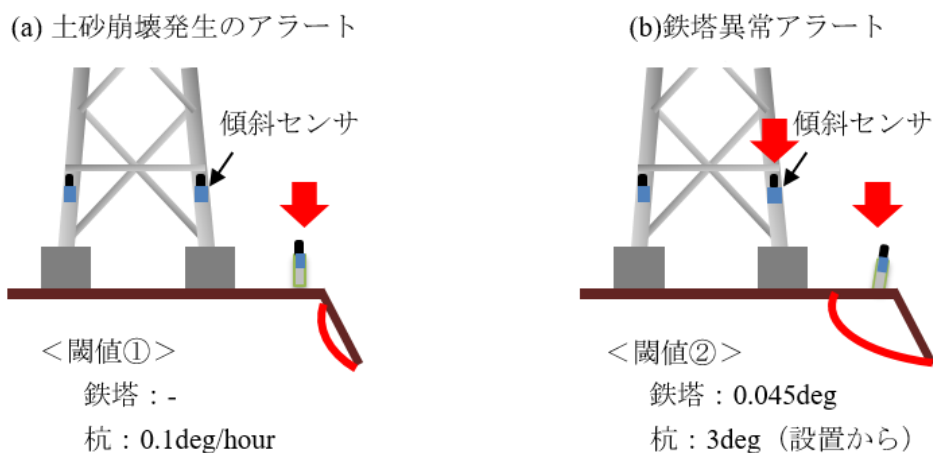


図 4.9.3 閾値イメージ図

は電線が直角に架線されている鉄塔（以下、三方向腕金鉄塔）で少し特殊な鉄塔であった。この特殊鉄塔を除けば最小値は 0.045deg であった。また、最小値であった三方向腕金鉄塔でも地上からの高さ 1.5m 付近の最小傾斜変化は 0.045deg を超えており、その他 3 基では 0.05deg よりも大きい傾斜変化であった。

本来ならば、対象鉄塔の解析モデルを作成し、対象鉄塔毎に閾値を再確認することが望ましいと考えるが、今回の解析結果から多種多様な鉄塔に対応できる閾値を設定できたと考える。この解析結果より、三方向腕金鉄塔を除く鉄塔では閾値を 0.045deg に設定し、設置位置が 1.5m の場合に限り、閾値は 0.05deg を設定する。

(3) 閾値の決定

実運用で閾値を決定する場合を踏まえて、観測の観点からも閾値を検証する。設定した閾値を超過した場合、現地に出向して基礎変位測量を実施する。光波での基礎変位測量を実施しても約 2mm の測量誤差が生じてしまうため、現地に出向しても 1mm の基礎変位を証明

するのは困難と考える。そこで、測量を実施して確実に基礎変位の進行を計測できる傾斜変化量を確認するため、測量誤差よりも大きい3mmの基礎変位時の支柱材傾斜変化を確認した。その結果、鉛直、水平変位ともに0.03degが最小値であったため、今回設定した閾値を下回ることを確認した。このことから、閾値超過によって、現地出向すれば測量による基礎変位の進行有無を検知できると考える。

以上より、推奨位置にセンサを設置することを前提に、以下の閾値を設定することで、基礎変位の進展を検知できると考える。なお、基礎変位の進行を確認した場合、腹材のトルク計測や基礎変位測量などを実施して応力の増加状況を確認する必要があると考える。

＜提案する閾値＞

閾値①（土砂崩壊発生のアラート）

杭の傾斜センサ：±0.1deg/hourを超過した場合

閾値②（鉄塔異常のアラート）

鉄塔の傾斜センサ：計測開始時の傾斜値から±0.045degを超過した場合

杭の傾斜センサ：計測開始時の傾斜値から±3degを超過した場合

（※ただし、三方向腕金鉄塔は除く）

＜傾斜センサ設置位置＞

鉄塔の傾斜センサの位置は地上から1.5mの位置を推奨する。設置できない場合は1.5m以上1.9mの位置に設置することを推奨する。また水平材付近は部材たわみの影響が小さいため、推奨範囲に水平材がある場合はその付近に設置することを推奨する。

第4章 参考文献

- 1) 一般社団法人 電気協同研究会：電気協同研究，第60巻第1号，架空送電設備の補修・改修技術，2004.
- 2) 瀬古一郎：斜面災害防止のための早期警報システムの開発と運用，東京大学博士論文，2015年
- 3) 伊藤 和也, 笹原 克夫, 芳賀 博文, 土佐 信一, 南雲 政博, 内村 太郎, 王 林, 矢野 真妃：施工中の斜面崩壊による労働災害防止のためのモニタリングに関する実地観測，地盤工学ジャーナル 2013 年 8 巻 4 号 p. 597-610
- 4) 電気学会 電気規格調査会標準規格：送電用支持物設計標準 JEC-127-1979,
- 5) 社団法人日本電気協会送電専門部会 電気技術規定 送電編：架空送電規定 JEAC 6001,2021. [Corporate judicial person Japan electrotechnical standards and codes committee : *The transmission line rule 6001,2021*]
- 6) 山崎智之, 本郷榮次郎, 中村秀治：ボルト滑りを考慮し応力測定値との整合に留意した基礎変位鉄塔の実用的耐荷力解析法について，構造工学論文集 Vol.59A, pp.131-142, 2013.

- 7) 山崎智之, 河原章夫, 高橋圭一, 本郷榮次郎, 中村秀治: 基礎変位鉄塔のボルト滑りを考慮した耐荷力解析法, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.744-755, 2012.
- 8) 若林実, 野中泰二郎: 山形鋼の座屈挙動に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 9, 1966 [Wakabayashi, M. and Nonaka, T.: *Experimental study on buckling behavior of angles*, *Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto Univ. annual report Vol9*, 1966]

5. 傾斜モニタリングによる冠雪部材損傷メカニズムの把握

5.1 冠雪について

これまでは送電鉄塔に発生する基礎変位による異常のモニタリング手法を検討した。第5章では傾斜モニタリングを活用し、送電鉄塔（以下、鉄塔）の部材の上に積雪する冠雪によって部材損傷に至るメカニズムの把握と対策工の活用例を示す。

今回モニタリング対象としている冠雪の様子を図5.1.1に示す。送電鉄塔の雪害には、電線の異常振動として挙げられるスリートジャンプやギャロッピング¹⁾などがあるが、ここでは近年部材変形などの事例が多く確認されている冠雪を対象とする。冠雪は山間部の風速が遅い地域で発達する。そのため、風速が速い鉄塔上部では冠雪の部材損傷被害は確認されておらず、主に最下から3パネル以下の補剛材で確認されている²⁾。冠雪が発生する鉄塔のほとんどは、冬季期間は現地調査が困難な箇所に建設されており、部材損傷に至るメカニズムは分かっていないうえ、部材損傷が生じても迅速な把握が困難である。そこで、本章では冠雪が生じる鉄塔の遠隔モニタリングを傾斜センサと定点カメラで実施し、冠雪の発達状況から部材損傷の主要因を検討した。ここで使用する傾斜センサは4章で使用したセンサと同様の物とし、サンプリングレートは10分間隔に設定した。モニタリングにより推定した部材損傷要因となる荷重を実規模試験および部材解析モデルに載荷し、部材応力と傾斜変化を確認することで部材損傷に至るメカニズムを検討した。最後に、この対策工を検討した。

5.2 耐雪設計と冠雪荷重による被害状況

豪雪地域では、積雪による影響で鉄道が長期運休するなど、都市間交通が途絶することにより主に山間部で孤立集落が発生している³⁾。それだけでなく、屋根積雪によって社会基盤構造物や建屋などにも倒壊などの被害が生じている⁴⁾。そのため、豪雪地域では耐震設計や耐風設計以上に耐雪設計が重要な項目となっている⁵⁾。著者らが対象としている鉄塔も豪雪地域では耐雪設計を考慮しているが、雪による被害は毎年発生している^{6,7)}。

鉄塔の設計では、架線と鉄塔に生じる自重と風圧荷重に加え、架線張力荷重を考慮し、応力は主に主柱材および腹材の応力材に伝達するものとして設計されている。鉄塔の耐雪設計は上記の設計を基本に、電線に着雪することにより増加する電線受風面積、重量や電線張力などの増加荷重を見込んでいる。また、鉄塔周辺に積もった雪が地形形状の傾斜方向に流れていく沈降圧の荷重も考慮されている。応力材を補剛する補助材については、細長比、主柱材に生ずる軸力の1, 2%の荷重、および塔上作業時の作業員重量などが考慮されている。ところで、鉄塔設計での部材上に雪が積雪する冠雪の荷重は、作業員が部材に乗ったことを想定した100 kg 曲げ検討内の荷重に収まると想定されている。これに対して実際の豪雪地域の冠雪は、降雪量が多い年には1パネルあたり1~3 ton を超えることもあり、これを部材の等分布荷重に換算すると約140 kg/m となり、鉄塔設計の100kg 曲げ検討を超過する可



図 5.1.1 冠雪の様子



図 5.2.1 冠雪による部材損傷

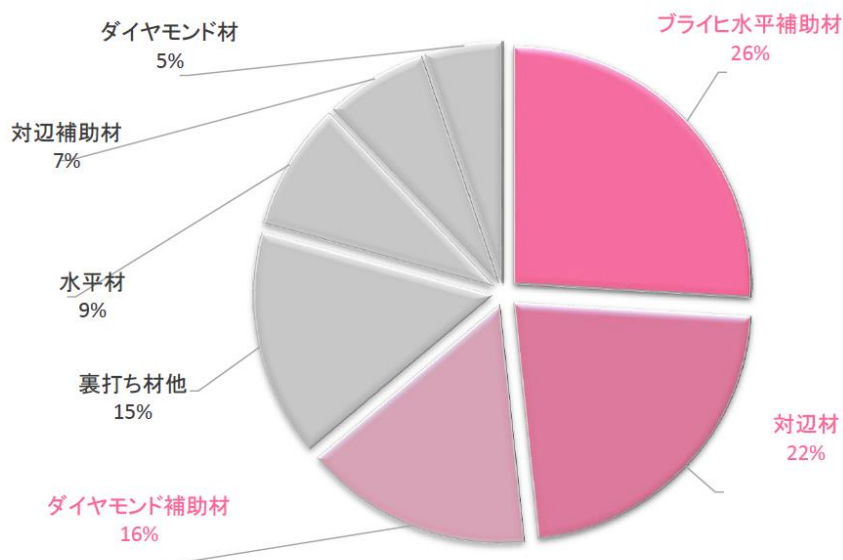
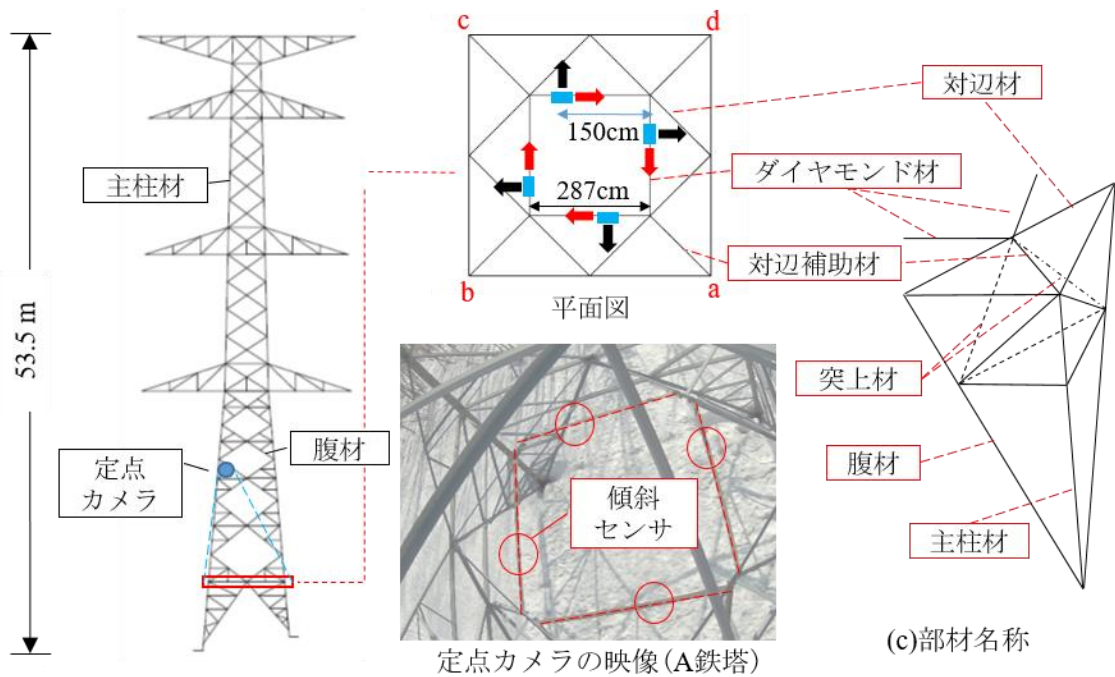


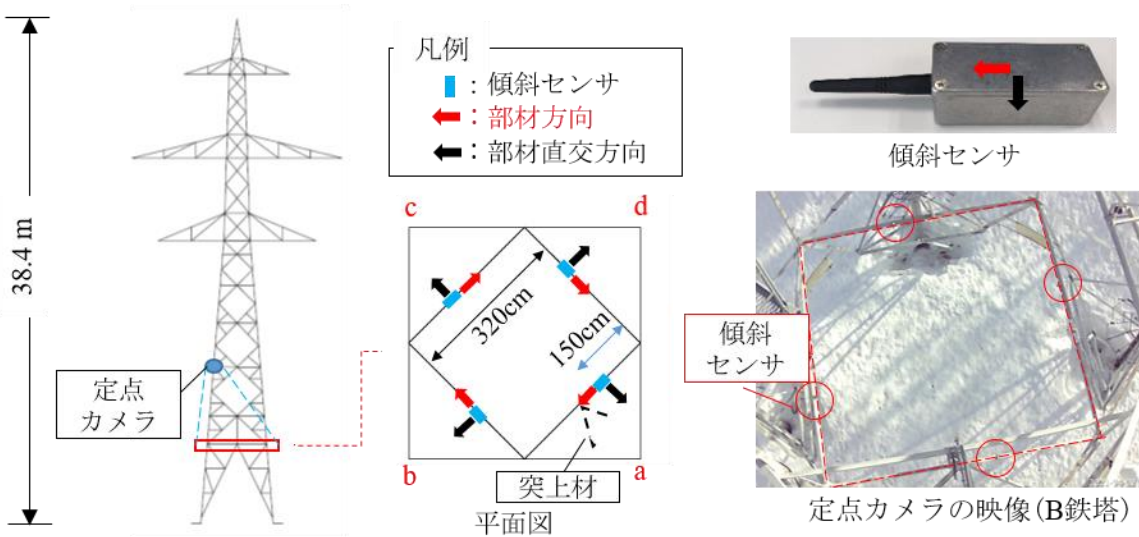
図 5.2.2 冠雪による部材損傷状況

能性がある。そのため、余裕をもたせて設計されている主柱材や腹材はあまり被害を受けていないが、補助材には部材変形やボルト破断などの被害が生じているのが現状である。

冠雪による部材損傷の様子を図 5.2.1 に示す。図 5.2.1 は突上げ材の部材変形、対辺補助材のボルト破断の様子を示している。実際に寒冷地域で冠雪による部材別に被害の状況を確認した結果を図 5.2.2 にまとめた。図 5.2.2 より、被害の多くは補助材であり、応力部材には全く被害がないことがわかる。



(a) A鉄塔機器設置状況



(b) B鉄塔機器設置状況

図 5.3.1 観測鉄塔機器設置状況

5.3 実鉄塔の遠隔モニタリング

5.3.1 観測概要

冠雪が発達する様子を確認するため、2基の鉄塔を対象に遠隔モニタリングを実施した。観測期間は2020年12月から2022年3月までとし、冬季が2回含まれている。対象鉄塔には通信機器の他に複数の傾斜センサと定点カメラを図5.3.1および図5.3.2のように設置

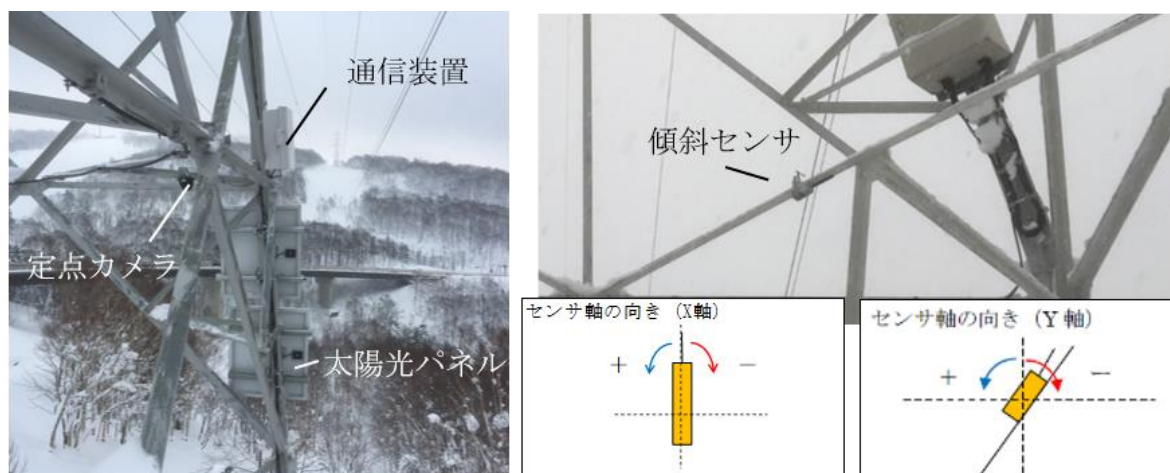


図 5.3.2 観測装置設置状況

した。部材応力を測定する場合はひずみゲージを用いるのが一般的だが、部材のひずみを正確に計測するためには塔上でのケレン作業などを伴い、常時モニタリングには作業工程が多く不向きである。そのため、簡易に設置できる分解能 0.0035 deg の傾斜センサを用いて部材のたわみ角を計測し、計測値を再現する数値解析より冠雪による荷重や部材応力を推定する。傾斜センサを設置する部材は、過去に損傷事例がある部材とし、A 鉄塔はダイヤモンド材 (L100×7, 断面積 13.52 cm^2 , 長さ 4.25 m)、B 鉄塔は対辺材 (L45×4, 断面積 3.492 cm^2 , 長さ 3.17 m) とした。土砂崩壊による基礎変位のモニタリングと同様に、傾斜センサを支柱材に設置できれば、冠雪荷重による支柱材の傾斜変化と土砂崩壊による傾斜変化の2種類のモニタリングを同時に実施できるが、基礎変位の影響か冠雪荷重の影響を明確に分けることや、冠雪荷重によって支柱材の傾斜変化が起こることが保証できなかったため、今回は損傷事例が多く感度よく計測が可能な補剛材に傾斜センサを設置した。図 5.3.2 示すように、傾斜センサの設置位置は、A 鉄塔は対辺材とダイヤモンド材の交点から 150 cm の位置とし、B 鉄塔は対辺材の交点から 150 cm の位置とした。傾斜センサの観測データは通信機器に無線で送信しているため、冠雪に埋もれないように観測対象部材の下面に地面と平行になるように設置した。傾斜センサは単三電池で稼働しており、10 分毎に計測することで、2年間連続観測できるように設定した。

定点カメラは観測対象部材より上部に下向きで設置し、1 時間毎に画像を撮影した。この画像から、設置した傾斜センサ付近の冠雪状況を確認した。通信機器の電源供給用のソーラーパネルは、積雪の影響を受けないように地面に対して直角になるように設置した。設計上は、悪天候が2週間続いてもモニタリングが継続できるようになっている。なお、周辺の気象庁データを確認した結果、観測期間の最高気温は約 35°C 、最低気温は約 -20°C であったが、上記の観測期間ではデータの欠落はなかった。この傾斜センサと定点カメラの観測結果から、冠雪の発達状況を確認した。

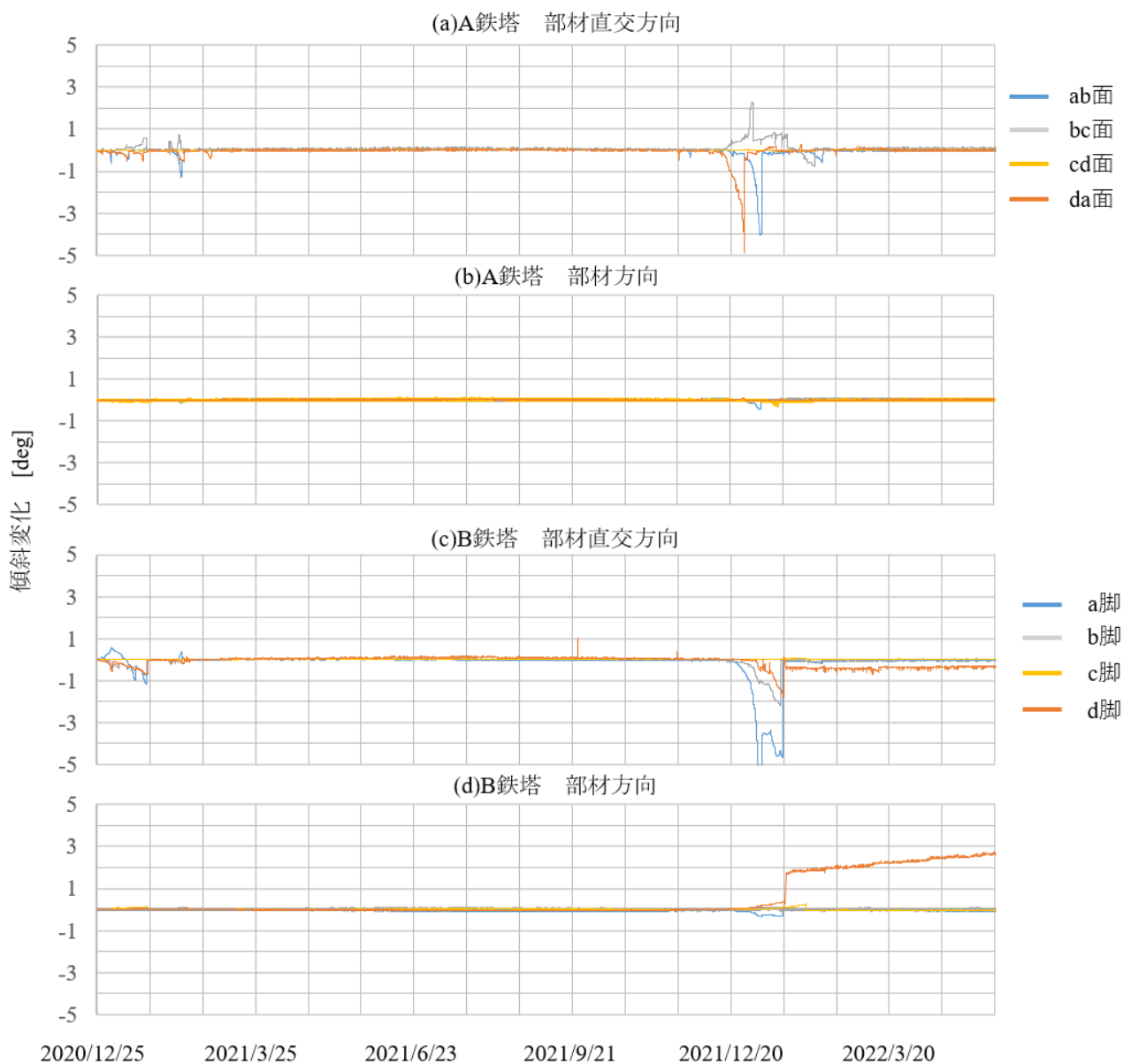


図 5.3.3 対象鉄塔の観測結果

5.3.2 観測結果

図 5.3.3 に観測対象鉄塔で観測した傾斜変化を示す。図 5.3.3 は、上から順に A 鉄塔の部材直交方向、A 鉄塔の部材方向、B 鉄塔の部材直交方向、B 鉄塔の部材方向に発生した傾斜変化を表しており、縦軸は傾斜変化、横軸は観測日を示す。図 5.3.3 (a)、(b) の青線は ab 面、灰線は bc 面、黄線は cd 面、橙線は da 面のダイヤモンド材の傾斜変化を示す。図 5.3.3 (c)、(d) の青線は a 脚、灰線は b 脚、黄線は c 脚、橙線は d 脚の対辺材の傾斜変化を示す。観測対象それぞれの観測データには部材端部の変位に伴う観測部材の剛体回転の他に、部材直交方向の傾斜変化にはねじれ角が、部材方向の傾斜変化にはたわみ角が含まれ

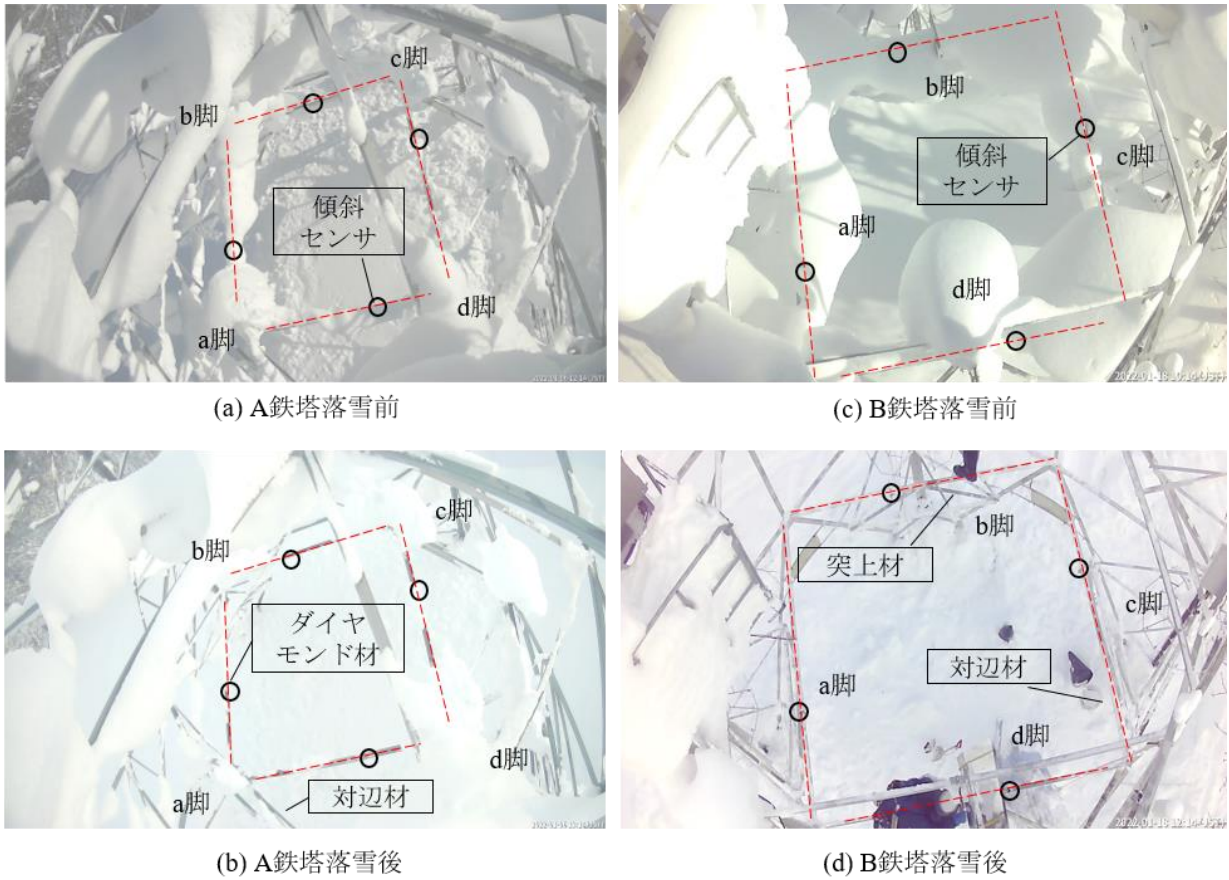


図 5.3.4 対象鉄塔の定点カメラが撮影した落雪前後の冠雪の様子

る。図 5.3.3 より、降雪期間（11 月～3 月）には部材直交方向および部材方向に大きな傾斜変化があるが、その他の期間では明確な傾斜変化がないことが分かる。このことから、これらの傾斜変化は冠雪の影響であると言える。また、降雪期間の傾斜変化は部材方向の傾斜変化よりも部材直交方向の傾斜変化の方が大きい。そのため、この冠雪荷重は部材を撓ませるような鉛直下向き荷重の他に、部材をねじるような荷重も発生していると考えられる。部材直交方向の傾斜変化に着目すると、2020 年度は 0.5 deg を超過したのは各傾斜センサで 3 回程度だったが、2021 年度は両鉄塔の複数の傾斜センサで 1 度だけ 4 deg を超過する大きな傾斜変化が確認された。最も傾斜変化が生じていた 2022 年 1 月の落雪前後の定点カメラの様子を図 5.3.4 に示す。なお、c 脚のみ傾斜変化を確認できなかったが、これは傾斜センサが冠雪内に入ることで、水没によって故障してしまった事が原因であると考えている。

図 5.3.4 (a), (b) は A 鉄塔の落雪前後の写真だが、落雪前の写真に着目すると部材交点、特に地面と水平な部材と地面と垂直な部材が交わる箇所に冠雪が発達する傾向が確認できる。部材交点の冠雪は、部材交点上に球体のように発達している。これに対し、A 鉄塔ダイヤモンド材では、ab 面は塔内方向に発達しているが、bc, da 面は塔外方向に発達している。現地設置時に対象鉄塔の管理者に確認した結果、対象鉄塔周辺の主流風向は cd 面から ab

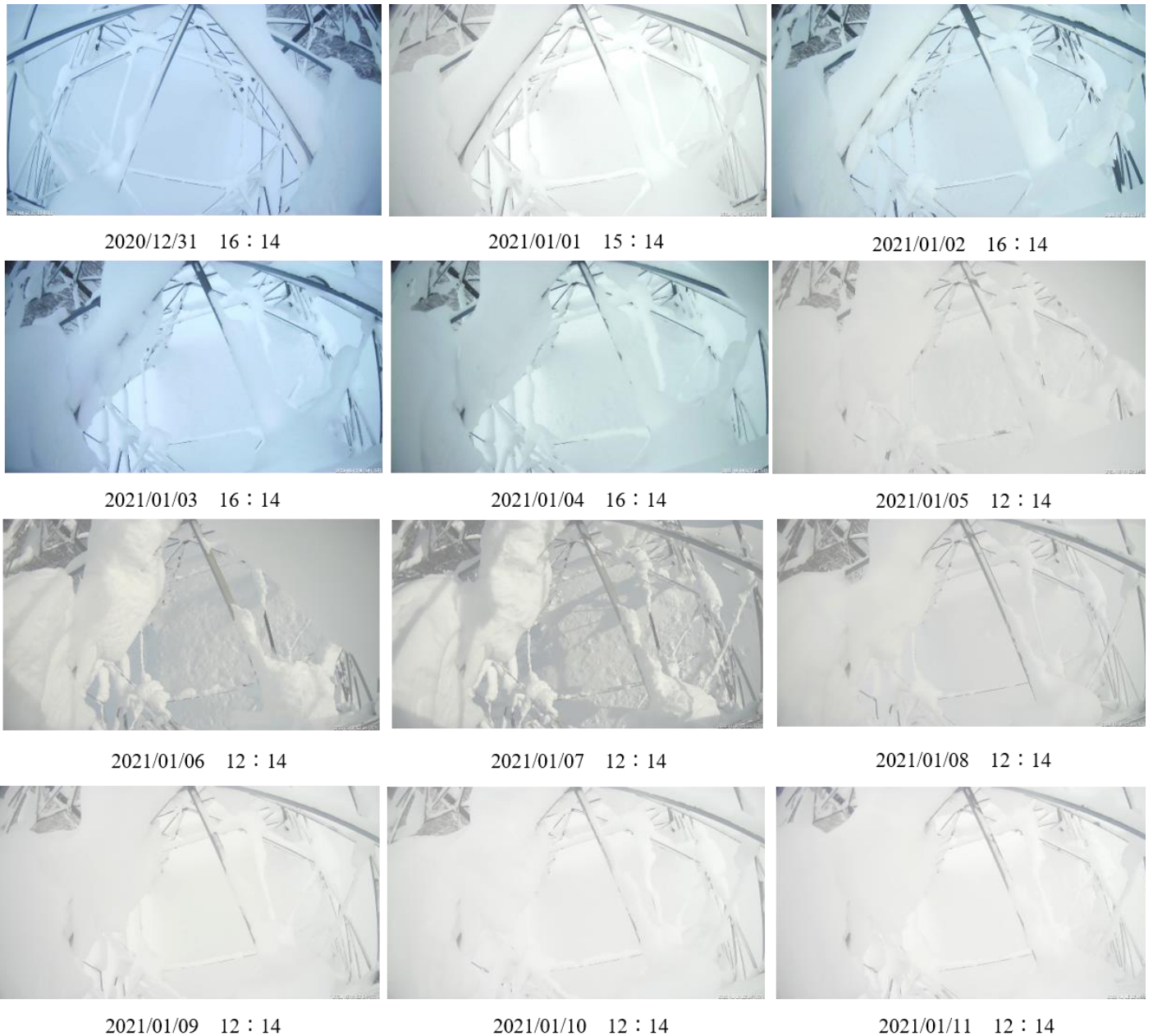


図 5.3.5 対象鉄塔の定点カメラが撮影した冠雪の様子 (A 鉄塔)

面に流れている。そのため、上流側から雪が吹き付けることで、このような冠雪が発達したと考えられる。

ダイヤモンド材に着雪した冠雪は部材軸に対して非対称に発達することで偏心荷重となるため、部材直交方向の傾斜変化が大きくなったと考えられる。また図 5.3.4 (c) (d) の B 鉄塔も 1 つ上の塔内部材に発達した冠雪が対象部材を隠してしまい確認しづらい箇所もあるが、A 鉄塔と同様の傾向であった。なお、B 鉄塔は冠雪がかなり発達していたため、冠雪除去の作業を実施した。そして、その作業後に d 脚に設置した傾斜センサの出力値が大きく

変化した。また、雪解け後に現地を確認した結果、d脚の斜補助材が微小ながら変形していることが確認された。変形量の調査は実施していないが、この部材変形の影響でd脚対辺材に設置した傾斜センサの値が変化したと考える。

上記の事象および定点カメラの映像から、冠雪は交点部分に球状に発達する場合と、部材を巻き込みながら非対称に発達する場合の2種類があることが確認された。そのため、この2種類の冠雪荷重を対象に部材損傷に至るメカニズムを確認した。また参考までに定点カメラの12日間の画像データを図5.3.5に示す。

5.3.3 定点カメラの映像による冠雪荷重の概算

部材に非対称に発達した冠雪荷重の影響を調べるため、実観測鉄塔の定点カメラの映像から観測対象部材に生じている冠雪荷重を推定した。まず、対象部材のフランジ方向のピクセル数と部材長から1ピクセル当たりの長さを算出した。そして、最大傾斜変化時の平均的な冠雪のピクセル数を数えることで部材直交方向と高さ方向の冠雪の長さを確認した。部材方向は部材長をそのまま使用した。これにより冠雪の概算体積を求めた。これに、観測地域で確認されるしまり雪の一般的に使用されている雪の比重 0.25 ton/m^3 をかけることで、冠雪荷重を概算した。その結果、対象部材の冠雪荷重は、A 鉄塔で約 150 kg 、B 鉄塔で約 100 kg と推定した^{8,9)}。

5.3.4 解析による部材応力の推定

汎用の有限要素法解析プログラム ADINA Ver. 8.9 を用いて部材を巻き込むように発達する冠雪荷重により発生する部材応力および傾斜変化を確認した。ただし、この解析では観測部材のみをシェル要素で作成し、部材方向に100分割、フランジ方向に10分割した。荷重は上記で概算した値を等分布荷重として載荷し、固定端はボルト幅を考慮した2箇所とした。

まず、A 鉄塔を対象に冠雪荷重を部材軸上に載荷した。その結果、部材直交方向の傾斜変化は 0.1 deg 、部材方向の傾斜変化は 0.5 deg と観測で得られた部材直交方向の傾斜変化を表現することはできなかった。そこで、偏心距離が 50 mm となるような偏心荷重を載荷し、再計算した結果、部材直交方向の傾斜変化は 4.0 deg 、部材方向の傾斜変化は 0.5 deg と観測結果を表現することができた。また、偏心を考慮することで、部材最大応力は 9.5 N/mm^2 から 13.2 N/mm^2 となり、 38.9% も上昇した。

A 鉄塔と同様に B 鉄塔でも対象部材のみモデル化し、観測された最大傾斜変化時の最大部材応力を確認した。A 鉄塔と同様で、偏心距離 50 mm を考慮しないと観測の傾斜変化を表現できなかった。また、偏心荷重により応力は 18.8% 上昇した。

以上より、部材に発達した冠雪は偏心荷重として作用することが確認された。そして、その偏心の影響により、部材軸に荷重が作用する場合よりも、部材応力が通常よりも大きく生じることがわかった。この偏心荷重により部材破断や変形が生じている可能性がある。

5.4 部材偏心荷重の実規模試験

5.4.1 試験概要

5.3 節において、偏心荷重が部材応力に大きな影響を与えることを確認した。ただし、仮定した冠雪荷重は、部材の傾斜変化を説明するように求めた推定値であり、現実の荷重を再現できている保証はない。そこで、実規模鉄塔の部材に偏心荷重を載荷した際の傾斜変化を計測し、解析結果と一致するか確認した。実験に使用した鉄塔を図 5.4.1(a) に示す。本来であれば、遠隔モニタリングをした鉄塔と同形状の鉄塔で試験を実施すべきだが、都合により別形状の鉄塔で試験を実施した。事前解析を行い、強度不足が生じない範囲の偏心荷重を推定した。この荷重範囲で載荷し、分解能 0.02 deg のデジタル傾斜計を 6 台用いて対象部材の傾斜変化を確認した。なお、傾斜変化は塔上に待機した作業員が目視で確認した。それぞれの試験内容および結果について後述する。

5.4.2 部材偏心荷重の与え方

図 5.4.1 (b) (c) に示すように、計測対象のダイヤモンド材 (L50×4, 断面積 4.592 cm², 長さ 5.00 m) にデジタル傾斜計 A~F の 6 つと偏心荷重を載荷する治具を設置した。鉛直下向き荷重は、治具と地面の間にワイヤーを張ることで載荷した。ワイヤーに与える張力は、ワイヤーに接続した張力計の値を確認しつつ調節した。偏心距離は、治具のワイヤー設置位置 (重心から 150, 225, 300 mm) で調整した。実観測で確認した偏心距離と比べて試験の偏心距離は短い。モーメントと傾斜変化が比例関係にあるか検証するため、用意できる治具で試験を実施した。表 5.4.1 に今回の試験で用いた偏心距離、ワイヤー張力を示す。表中の白丸と黒丸の条件で実験を行ったが、黒丸については、後述の通り解析結果と比較した。

5.4.3 偏心荷重を与えた時の傾斜変化

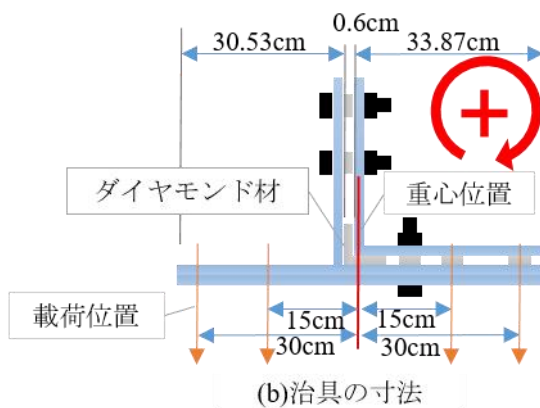
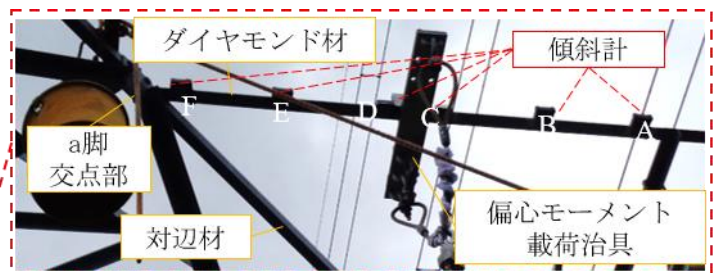
表 5.4.1 の荷重を載荷した際の各傾斜計の傾斜変化を確認した。部材軸に載荷した場合と偏心荷重を載荷した場合の傾斜変化について記載する。

(1) 部材軸に載荷した結果

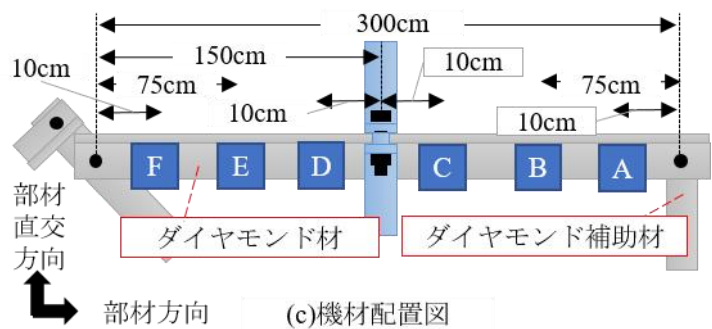
部材軸に載荷した際の傾斜変化を図 5.4.2 (a), (b) に示す。図 5.4.2 の右図は重心位置に鉛直下向き荷重を載荷した際の部材方向の傾斜変化、左図は部材直交方向の傾斜変化を示す。図 5.4.2 (a), (b) の縦軸は傾斜変化、横軸は鉛直下向き荷重を示す。凡例の紫線は傾斜計 A, 緑線は傾斜計 B, 水色線は傾斜計 C, 橙線は傾斜計 D, 黄線は傾斜計 E, 青線は傾斜計 F の計測結果を示す。図 5.4.2 (a) より、部材方向の傾斜変化は全ての傾斜計で荷重に比例して大きくなるのが分かる。各傾斜計の値を確認したところ、ダイヤモンド材のボルト交点部に設置した傾斜計 A, F の傾斜変化が小さく、載荷点付近の傾斜計 C, D の傾斜変化が大きいことから、ダイヤモンド材に鉛直下向き荷重が載荷されることで 2 次の部材たわみ曲線を表現することがわかった。ただし、対辺材側の境界は突上材があり、鉛直方向の変位を拘束しているが、ダイヤモンド補助材の境界は突上材のような鉛直方向の支持



(a)対象鉄塔全景



(b)治具の寸法



(c)機材配置図

図 5.4.1 偏心荷重を再現した実規模試験の概要

表 5.4.1 载荷荷重

偏心量 [mm]	荷重[N]							
	245	490	735	980	1225	1470	1715	1960
300	○	●	-	-	-	-	-	-
225	○	●	○	○	-	-	-	-
150	○	●	○	●	○	○	-	-
0	○	○	○	○	○	○	○	○
-150	○	●	○	●	○	○	-	-
-225	○	●	○	○	-	-	-	-
-300	○	●	-	-	-	-	-	-

凡例 ○●：試験実施 ●：解析と照合

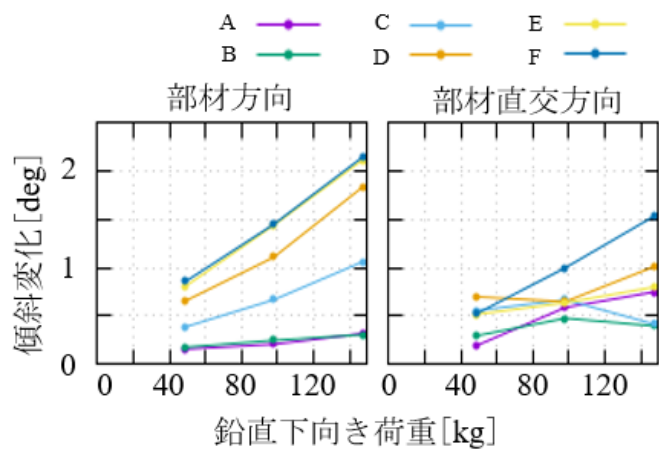


図 5.4.2 部材軸に载荷した際の傾斜変化

がなかったため、左右の境界が異なりきれいな左右対称とはならなかった。

これに対して、図心に鉛直荷重が載荷されていれば傾斜変化がないはずの部材直交方向の傾斜変化が、交点部付近に設置したデジタル傾斜計 A, F で線形的に変化していた。また、治具の形状から載荷位置が図心からずれていた影響、鉛直下に載荷できていない影響、載荷荷重の影響で部材端部が回転した影響などから、交点部付近のデジタル傾斜計 A, F に傾斜変化が生じたと考えている。

(2) 偏心荷重を載荷した結果

表 5.4.1 の偏心荷重を載荷した際の傾斜変化を図 5.4.3 に示す。図 5.4.3 (a), (b) は上段の左から順に傾斜計 A, B, C, 下段の左から順に傾斜計 F, E, D が計測した傾斜変化を表している。図 5.4.3 (a) の縦軸は部材方向の傾斜変化, (b) の縦軸は部材直交方向の傾斜変化, 横軸は (a), (b) とともに偏心モーメントを示す。凡例の紫点は偏心距離 0 mm, 緑点は偏心距離 150 mm, 水色点は偏心距離 225 mm, 黄点は偏心距離 300 mm, 青点は偏心距離 -150 mm, 赤点は偏心距離 -225 mm, 黒点は偏心距離 -300 mm を示す。図 5.4.3 (a), (b) より、部材方向の傾斜変化は部材直交方向の傾斜変化と比べて小さいことを確認した。また、部材方向の傾斜変化はどの傾斜計でも重心軸に載荷した場合と同程度であることを確認した。一方で、部材直交方向の傾斜変化は、偏心荷重による力のモーメントに比例して大きくなった。また、部材直交方向の傾斜変化は荷重点付近が最大となり、部材端部に行くほど小さくなっていった。

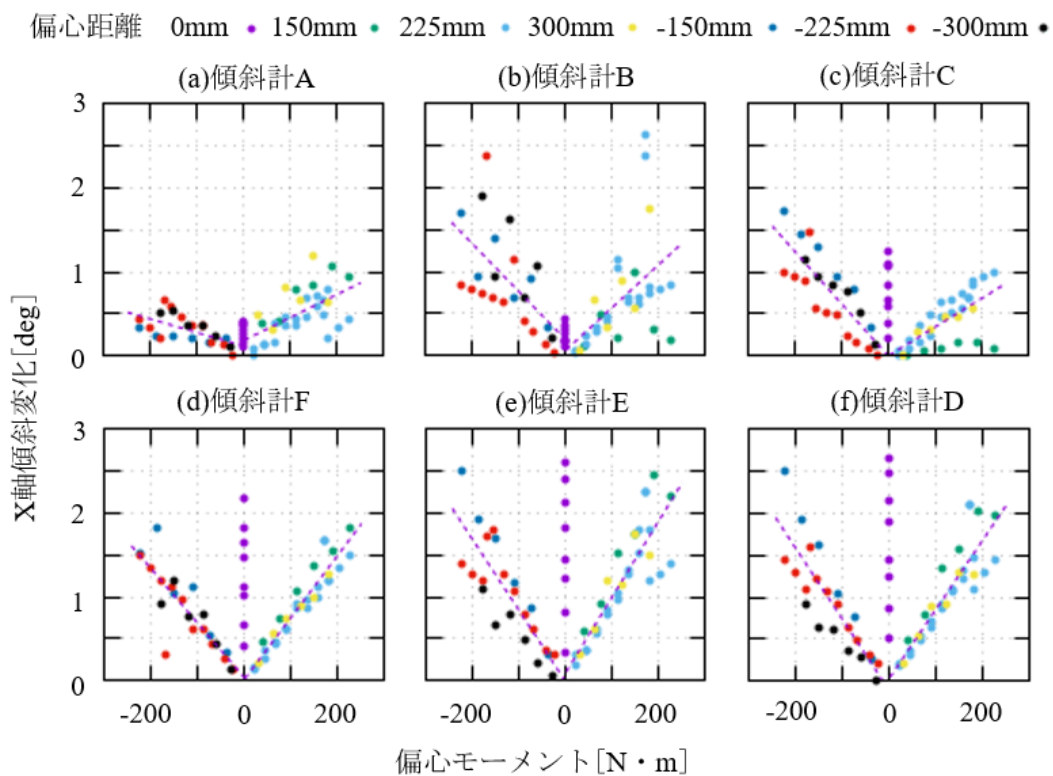
以上より、部材方向の傾斜変化は鉛直荷重の影響を大きく受け、部材直交方向の傾斜変化は力のモーメントの影響が大きいことが確認された。

5.4.4 偏心荷重試験の解析モデル

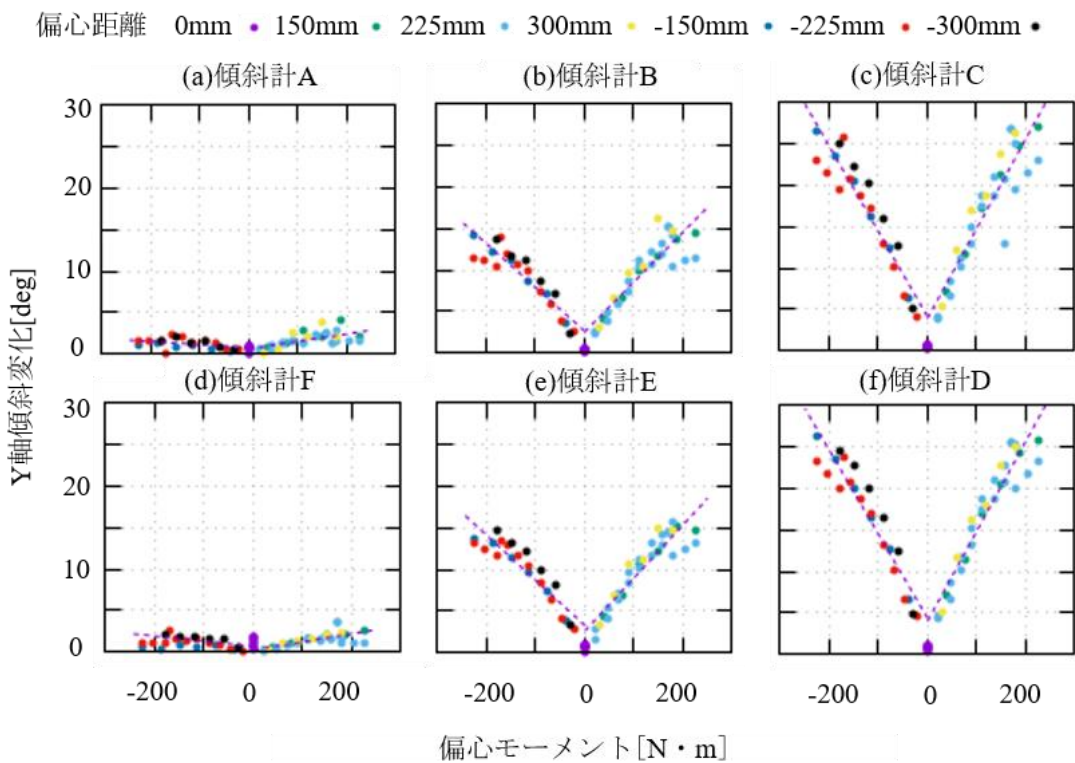
実規模試験結果を再現する解析モデルを図 5.4.4 に示す。5.3.4 項と同様に解析プログラム ADINA Ver. 8.9 を用いてモデル化した。基本的には設計時と同様に梁要素を用いた骨組み構造としているが、計測対象部材のダイヤモンド材のみをシェル要素でモデル化し、部材方向に 100 分割、フランジ方向に 10 分割した。荷重は鉛直下向き荷重を部材重心位置に載荷し、力のモーメントを部材の背部分に載荷した。シェル要素とビーム要素の交点はボルト幅を考慮した 2 点で接続した。この解析モデルを用いて、実規模試験の傾斜変化を表現できるか検証した。なお、ボルト接合部を 2 点とした理由は、1 点で実施すると部材が想定よりも回転してしまい、実測結果を表現できないためである。本来はボルト穴に沿って、接続部を作成すべきだが、部材方向のボルト穴の幅を考慮した 4 点と 2 点では大きなモデル誤差が確認されなかったため、簡易に解析モデルを作成できる 2 点とした。

部材重心位置に鉛直下向き荷重のみを載荷した際の観測結果と解析結果を比較した。その結果を表 5.4.2 に示す。表 5.4.2 より、試験結果と解析結果に大きな差は生じないことが確認された。

図 5.4.4 で示した解析モデルに、表 5.4.1 に示した黒丸の荷重を載荷し、観測結果と解析



(a) 部材方向傾斜変化と偏心荷重の関係



(b) 部材直交方向傾斜変化と偏心荷重の関係

図 5.4.3 部材方向および部材直交方向の傾斜変化と偏心荷重の関係

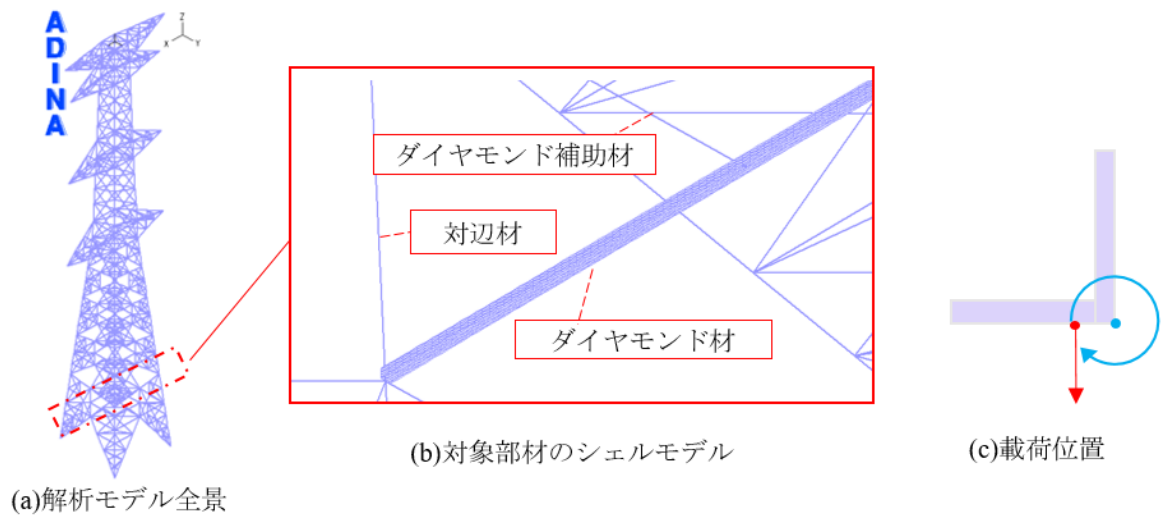


図 5.4.4 解析モデル詳細

表 5.4.2 鉛直荷重比較結果

荷重値 [kg]		部材方向の傾斜変化[deg]						部材直角方向の傾斜変化[deg]					
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
490	実測	0.2	0.2	0.4	0.7	0.8	0.9	0.2	0.3	0.6	0.7	0.5	0.5
	解析	0.1	0.1	0.3	0.5	0.8	0.8	0.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.3
	差	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.3	0.6	0.5	0.2
980	実測	0.2	0.3	0.7	1.1	1.4	1.5	0.6	0.5	0.7	0.7	0.6	1.0
	解析	0.3	0.1	0.6	1.1	1.5	1.7	0.1	0.3	0.4	0.2	0.2	0.7
	差	-0.4	0.1	0.1	0.0	-0.1	-0.2	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4	0.3
1470	実測	0.3	0.3	1.1	1.8	2.1	2.1	0.8	0.4	0.4	1.0	0.8	1.5
	解析	0.5	0.1	0.9	1.7	2.4	2.7	0.1	0.3	0.5	0.2	0.5	1.2
	差	-0.2	0.2	0.1	0.1	-0.3	-0.5	0.7	0.1	-0.1	0.8	0.4	0.3

表 5.4.3 解析と実測の比較

荷重値		項目	部材方向の傾斜変化[deg]						部材直角方向の傾斜変化[deg]					
偏心 [mm]	荷重 [kg]		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
150	50	実測	0.4	0.5	0.1	0.7	0.9	0.8	1.4	6.5	11.6	11.5	6.9	1.1
		解析	0.8	0.6	0.4	1.1	1.2	1.3	1.4	6.1	11.3	10.3	6.4	1.9
		差	-0.4	-0.1	-0.3	-0.3	-0.3	-0.5	0.0	0.4	0.3	1.2	0.5	-0.9
150	100	実測	0.8	1.0	0.1	1.4	1.7	1.6	2.1	11.6	21.1	20.5	12.2	2.0
		解析	1.6	1.3	0.9	2.2	2.5	2.7	2.8	12.5	22.4	20.7	13.6	5.2
		差	-0.7	-0.3	-0.8	-0.8	-0.8	-1.1	-0.7	-1.0	-1.2	-0.2	-1.5	-3.2
225	50	実測	0.4	1.0	0.6	0.9	1.0	0.9	1.4	11.2	18.6	18.8	11.1	1.5
		解析	1.1	0.9	0.7	1.4	1.6	1.6	1.9	9.1	16.6	15.3	9.8	3.3
		差	-0.7	0.1	-0.1	-0.5	-0.5	-0.7	-0.5	2.2	2.0	3.5	1.4	-1.8
300	50	実測	0.4	1.1	0.5	0.9	1.0	0.9	1.3	10.4	17.5	17.4	10.2	1.5
		解析	1.4	1.3	1.1	1.8	1.9	2.0	2.4	12.1	22.0	20.4	13.5	5.3
		差	-1.1	-0.1	-0.6	-0.8	-0.9	-1.1	-1.1	-1.8	-4.5	-3.0	-3.3	-3.8

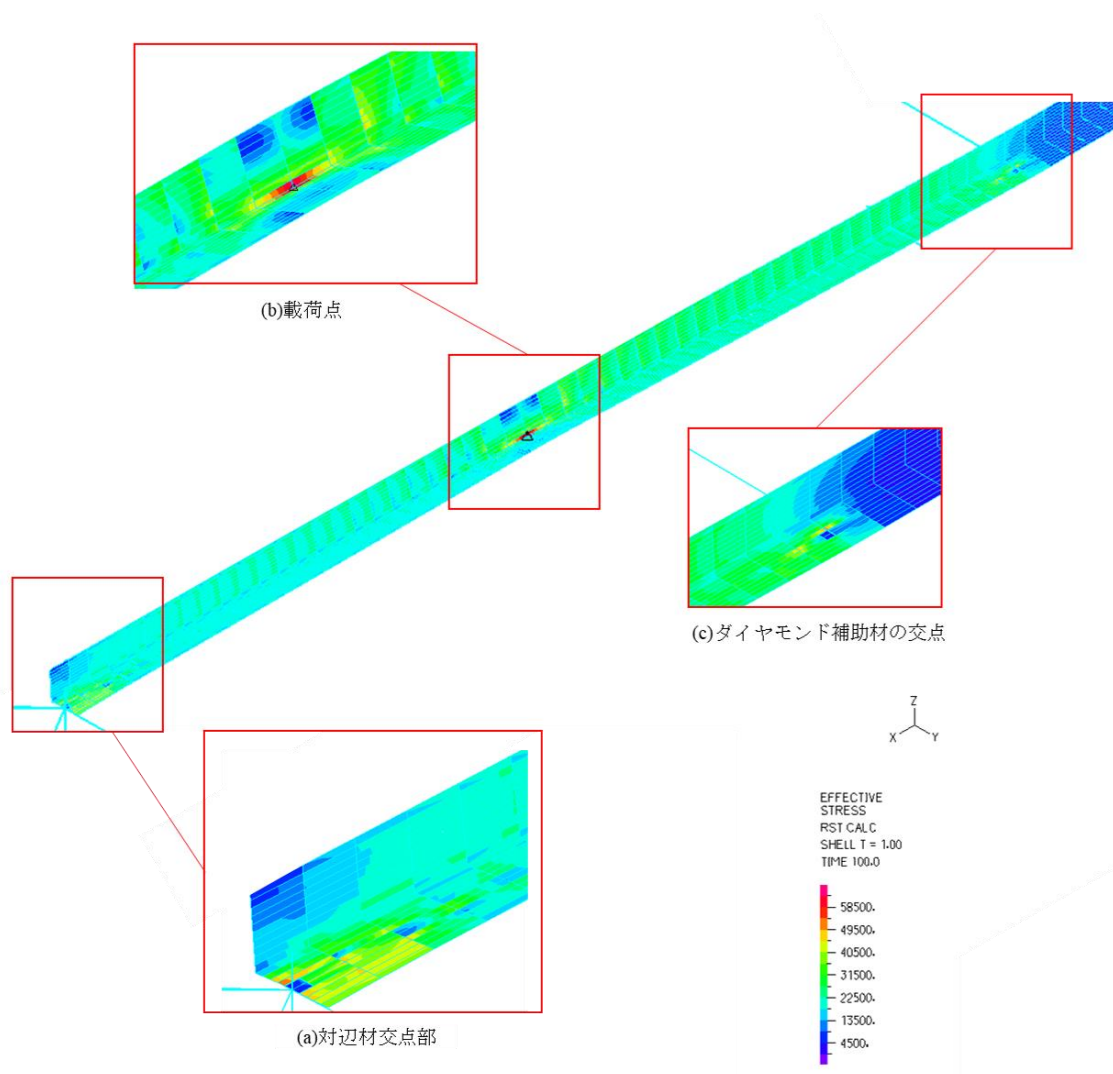


図 5.4.5 対象部材の応力分担状況

結果を比較した。その結果を表 5.4.3 に示す。表 5.4.3 より、対辺材とダイヤモンド材の交点部付近の傾斜変化は部材端部の回転の影響もあり誤差が大きくなってしまったが、そこを除けば、部材直交方向の傾斜変化の最大誤差は約 25%であった。また表 4.5.3 より、偏心荷重が大きくなるほど実測と解析の誤差が大きくなることが確認された。

5.4.5 偏心荷重のモニタリング閾値

図 5.4.5 に対象部材の応力分担状況を示す。図 5.4.5 より、荷重位置とボルト接続部に局所的に応力が集中することが確認された。応力が局所的に集中しているのはねじり荷重の影響が大きいためと考える。荷重位置の応力集中箇所は 1 点に冠雪の荷重を集中させており、本来の荷重は部材中央に等分布に配分されるため、中央部で部材が変形・破断するよりもボルト接続部で変形・破断が発生する可能性が高いと考える。そこで、偏心荷重による

ボルト接続部で変形・破断を未然に防ぐため、モニタリングの閾値を検討した。

図 5.4.4 の解析モデルを用いて解析を実施した。対象部材の部材サイズは一般的に流通している鉄塔部材で最も剛性の低い L45×4、(断面積 3.492 cm²) である。L は山形鋼、45 は 45 mm のフランジ幅、4 は 4 mm の部材厚さを示す。作成した解析モデルの載荷荷重を変更していき一般的に補剛材の接続に使用されるボルト断面積 15.7 mm² の M16 ボルトの許容応力 15.1 kN/mm² に相当する部材直交方向の傾斜変化を確認した。その結果、ボルト許容応力の約 1/3 に相当 (4.5 kN mm²) の応力発生時の部材直交方向の傾斜変化は 0.50 deg であった。ボルト許容応力の約 1/2 に相当 (8.7 kN mm²) 相当の応力発生時の部材直交方向の傾斜変化は 4.00 deg であった。部材破断・変形を未然に防ぐためには早い段階でアラートを発信することが重要なため、以下の閾値でモニタリングを運用することが望ましいと考える。

<提案する閾値>

閾値①：部材直交方向の傾斜変化は 0.50 deg

閾値②：部材直交方向の傾斜変化は 4.00 deg

5.4.6 偏心荷重の対策工

モニタリングによる閾値を設定したが、部材補強が簡易であれば、事前に部材補強をすることが最も効率のよい維持管理のため、対策工を検討する。補強方法は捻じれを抑制することが重要だが、抑制するように部材を追加すると交点部が増えてしまい、冠雪荷重が増加する可能性がある。鉄塔部材は基本取替が容易に実施できるが、支柱材は上部から下部まで連なっているため、取替が困難である。今回の補強対象部材が容易に取替られる補剛材であることを考慮し、部材取替えによる補強を検討した。

図 5.4.4 で示した解析モデルを用いて検討した。ただし、対象部材の部材サイズは L45×4～L65×5 までの 5 種類を試した。偏心荷重は鉛直下向き荷重を 100 kg に固定し、偏心距離を 100, 150, 200, 250 mm に変更して載荷した。その際の部材直交方向の傾斜変化は部材端部から約 1/4 の位置を確認し、部材応力はボルト部付近を確認した。その結果を図 5.4.6 (a), (b) に示す。図 5.4.6 (a) の縦軸は部材直交方向の傾斜変化、(b) の縦軸は応力変化、(a), (b) の横軸は偏心モーメントを示す。凡例の紫線は部材サイズ L45×4、緑線は部材サイズ L50×4、水色線は部材サイズ L50×6、橙線は部材サイズ L60×4、黄線は部材サイズ L60×5、青線は部材サイズ L65×6 を示す。図 5.4.6 より、部材厚さ 4 mm の部材直交方向の傾斜変化はどのフランジ幅でも同等であった。また、同程度の断面積を有する L60×5 と L50×6 を比較すると、部材厚さが厚い L50×6 の方が部材直交方向の傾斜変化が小さかった。また図 5.4.7 より、発生する部材応力も部材厚さを厚くすることで緩和されることが確認された。これは部材のねじれ強さが極断面係数で決まるためである。

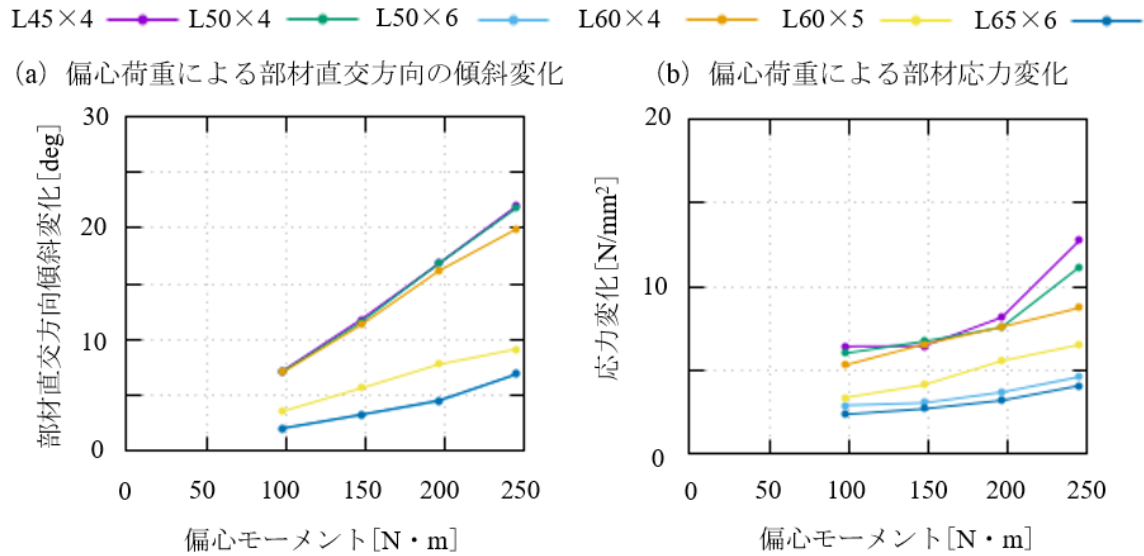


図 5.4.6 偏心荷重による部材直交方向の傾斜変化および部材応力変化

5.5 部材交点部の冠雪荷重

5.5.1 部材交点鉛直下向き荷重

5.3 節の観測結果より、部材交点の冠雪は大きくなるにつれて球状になることが確認された。この冠雪荷重は球状に発達するため、あまり偏心を伴わないことが予測される。この冠雪荷重によって特に突上材に部材変形が確認されている。突上材は地面と垂直に取り付けられているため、部材自体には冠雪が発達しづらい。そのため、この球状に発達した冠雪荷重により座屈が生じている可能性がある。そこで、実規模試験を実施し、解析モデルの整合をとり、その解析モデルを用いて対辺材とダイヤモンド材の交点に接続する全部材の軸力を確認し、モニタリング時の閾値を検討した。また、突上材を補強する対策工についても検討した。

5.5.2 部材交点鉛直下向き荷重の試験概要

偏心載荷試験を実施した鉄塔を対象にもう一つの冠雪荷重による損傷の要因となる部材交点部に冠雪する荷重について試験を実施した。図 5.5.1 に示すように、最下パネルの対辺材とダイヤモンド材の交点部に集中荷重を 1200 kg まで載荷し、各部材の傾斜変化と突上材のひずみを測定し、載荷荷重と部材傾斜変化、載荷荷重と突上材のひずみの関係を確認した。偏心載荷試験の試験同様、分解能 0.02 deg のデジタル傾斜計を 5 台用いて対象部材の傾斜変化を確認した。なお、傾斜変化は塔上に待機した作業員が目視で確認した。それぞれの試験内容および結果について後述する。

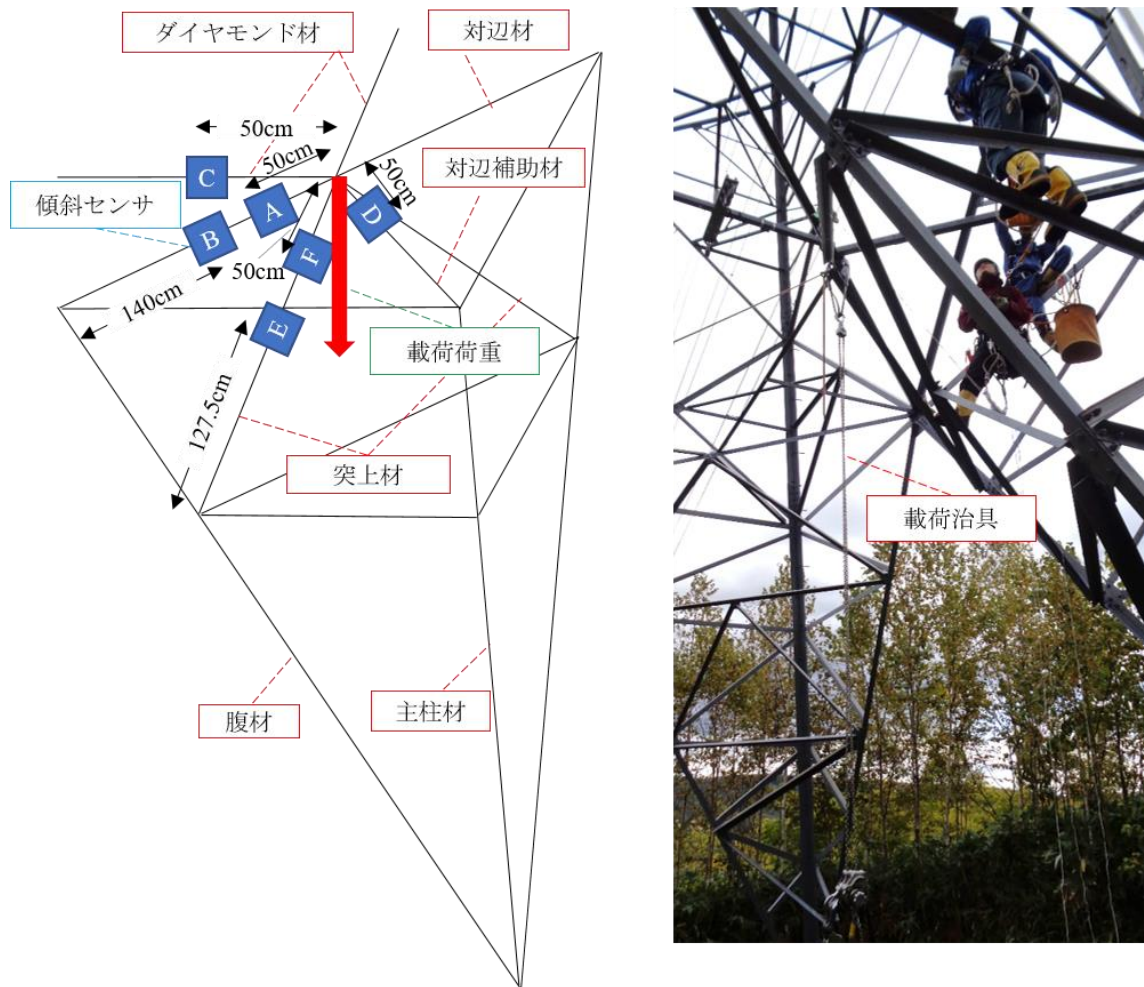


図 5.5.1 载荷試験の様子

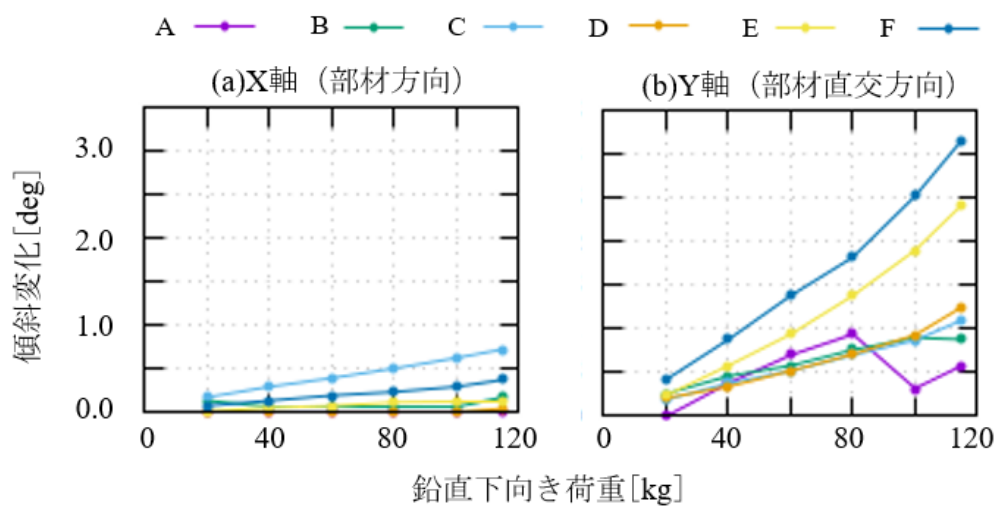


図 5.5.2 载荷荷重と各部材の傾斜変化の関係

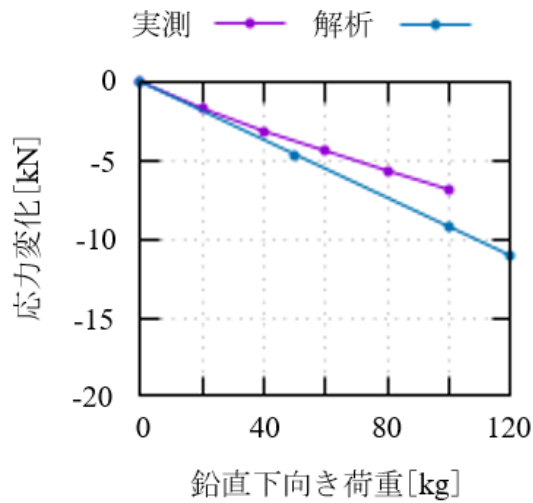


図 5.5.3 実測結果と解析結果の突上げ材応力比較

5.5.3 部材交点鉛直下向き模擬試験結果

(1) 傾斜測定結果について

図 5.5.2 に載荷荷重と各部材の傾斜変化の関係を示す。なお、X 軸は部材方向の傾斜変化、Y 軸は部材直交方向の傾斜変化である。図 5.5.2 の左図は鉛直下向き荷重による部材方向の傾斜変化、右図は鉛直下向き荷重による部材直交方向の傾斜変化を示す。図 5.5.2 の縦軸は傾斜変化、横軸は鉛直下向き荷重を示す。凡例の紫線は傾斜計 A、緑線は傾斜計 B、水色線は傾斜計 C、橙線は傾斜計 D、黄線は傾斜計 E、青線は傾斜計 F の計測結果を示す。対辺材図 5.5.2 の対辺材に設置したデジタル傾斜計 A は試験の最中にデジタル傾斜計に触れてしまったため、1000kg 以降の傾斜角が低下している。その他のデジタル傾斜計は X 軸、Y 軸ともに傾斜と載荷荷重は比例関係にあることが確認された。X 軸、Y 軸の傾斜変化を比較すると Y 軸の方が X 軸よりも傾斜変化が大きいことが確認された。今回の対象部材は全て片フランジ接合のため、重心位置に荷重がかからないと部材にねじりが発生することが確認された。なお、Y 軸の傾斜変化で最も敏感に変化したのは突上材に設置したデジタル傾斜計 F であった。同じく突上材に設置したデジタル傾斜計 E も Y 軸傾斜変化が大きく、冠雪荷重を観測するには突上材に傾斜計を設置することが望ましいことが確認された。

また、X 軸の傾斜変化はダイヤモンド材に設置したデジタル傾斜計 C であった。載荷荷重が 1000kg 時に約 0.5° 変化しており、遠隔モニタリング時に使用する傾斜計の傾斜分解能が 0.0035° のため、ダイヤモンド材に設置しても冠雪状況を十分観測が可能と考える。なお、ダイヤモンド材に傾斜計を設置した場合部材交点か部材中央部に冠雪しているかは、部材交点に冠雪した場合 Y 軸の傾斜変化はあまり変化しないため、Y 軸の傾斜変化を確認すれば判別は可能と考える。

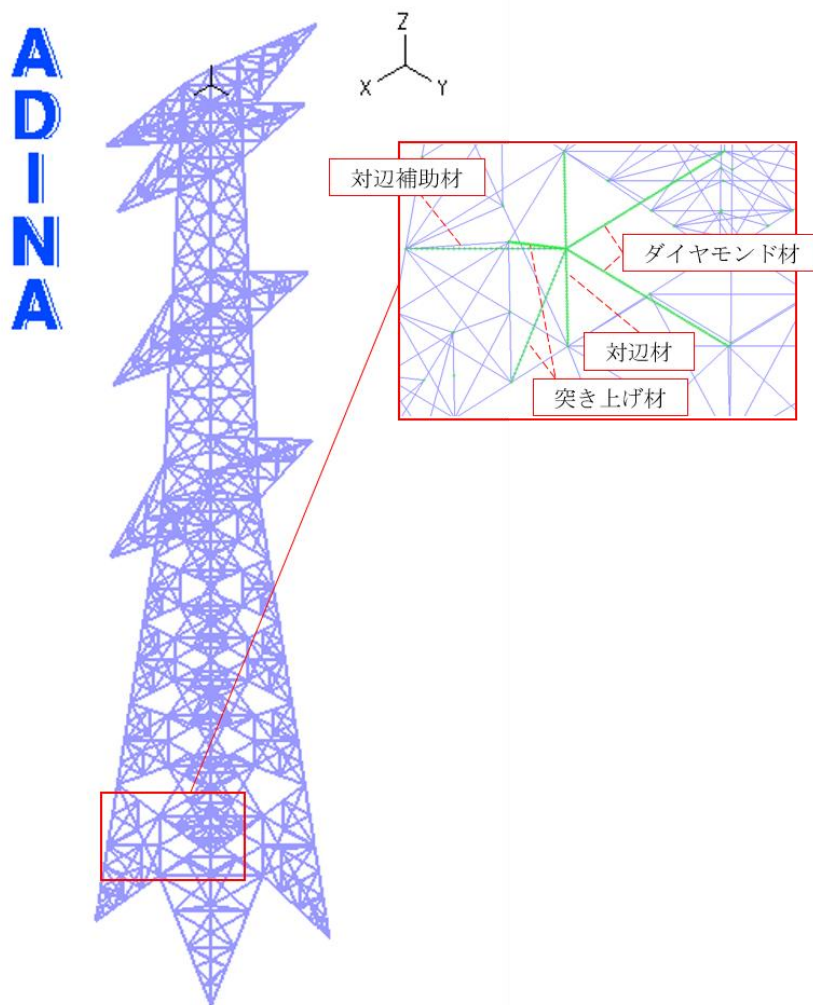


図 5.5.4 解析モデル（部材たわみ）

(2) ひずみ測定結果について

図 5.5.3 に載荷荷重と圧縮応力変化の関係を示す。図 5.5.3 の縦軸は突き上げ材の応力変化、横軸は載荷した鉛直下向き荷重である。凡例の紫線は実測結果、青線は解析結果である。図 5.5.3 より、載荷荷重とひずみは比例関係にあることが確認された。また、対象部材のサイズは L50×4 の部材長は 245cm のため、対象部材の許容圧縮応力は 12.5kN、許容引張応力 44.9kN、許容ボルト応力は 15.1kN であった。試験結果からは、1800kg 鉛直下に載荷した場合、圧縮応力が 12.5kN に相当することが確認された。雪の密度は通常 50～100kg/m³ と言われており、今回の場合だと 18m³ の冠雪がないと強度不足にならないため、今回対象鉄塔では冠雪荷重のみで強度不足が生じることは考えづらいと考える。

また、ボルト接合があるフランジ面では圧縮ひずみが発生していたが、ボルト接合がないフランジ面では引張ひずみが生じていた、このことから突上材にねじりが発生しているこ

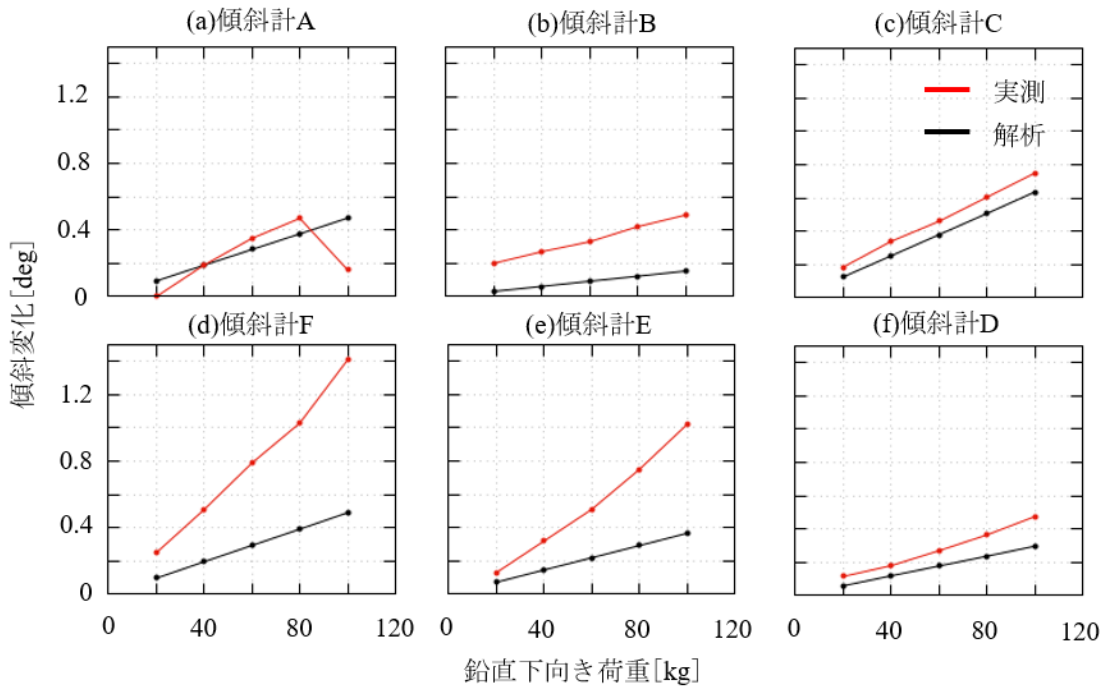


図 5.5.5 各傾斜計の実測と解析結果の比較

とがわかる。

5.5.4 部材交点鉛直下試験の解析結果

(1) 解析モデルについて

図 5.5.2, 図 5.5.3 の傾斜変化およびひずみを表現する解析モデルを作成した。解析モデルは偏心モーメントと同様に ADINA8.9 を用いて作成し、対象部材は全てビーム要素でモデル化したが、傾斜計測箇所は部材たわみの影響を確認するため、7 分割したモデルで検証した。また、载荷位置は対辺材交点部に鉛直下向きの荷重を考慮した。図 5.5.4 に解析モデルの様子を示す。

(2) 傾斜変化の比較検討

図 5.5.4 の解析モデルを用いて得られた該当箇所の傾斜変化を図 5.5.5 に示す。図 5.5.5 の縦軸は傾斜変化、横軸は鉛直下向き荷重である。凡例の赤線が実測値、黒線が解析値である。図 5.4.3 (a), (b) は上段の左から順に傾斜計 A, B, C, 下段の左から順に傾斜計 F, E, D が計測した傾斜変化と解析の比較結果を表している。なお、今回のモデルがシェル要素ではないため、3次元の節点変化から傾斜変化を求めたため、X 軸 Y 軸の傾斜変化を比較する。図 5.5.5 より、突上材以外の部材傾斜変化は比較的一致していることが確認できた。突き上げ材は荷重が大きくなるほど傾斜変化の差が大きくなり、载荷荷重 1000kg 時は 2 倍近い誤差が生じた。これは実測結果からも確認されているように突上材に発生しているねじり力を表現できていないためと考える。

表 5.5.1 最大荷重時の軸力分担状況

鉛直荷重 [kg]	部材応力[kN]			
	対辺材	対辺補助材	ダイヤモンド材	突上材
500	-0.15	2.19	-0.85	-4.61
1000	-0.29	4.37	-1.69	-9.22
1500	-0.44	6.56	-2.54	-13.83

表 5.5.2 最大荷重時の軸力分担状況吊材考慮

鉛直荷重 [kg]	部材応力[kN]				
	対辺材	対辺補助材	ダイヤモンド材	突上材	吊下げ材
500	0.06	-0.17	0.06	-1.87	3.34
1000	0.13	-0.35	0.12	-3.75	6.68
1500	0.19	-0.52	0.18	-5.62	10.01

ねじりの影響がない X 軸の部材たわみのみで比較すると比較的一致しており、解析モデルはねじり部分を表現できていないが、軸力は問題ないと考える。

(3) ひずみ変化の比較検討

図 5.5.4 の解析モデルを用いて得られた突き上げ材のひずみ変化を図 5.5.3 に示す。図 5.5.3 より、解析値の方が実験値よりも少し応力が高く出る傾向にあることを確認した。なお、載荷荷重 1000kg 時の差は約 2.0[kN]と比較的一致していたと考える。このことから、この解析モデルの軸力変化は問題なく表現できていると考える。

(4) 応力分担状況の確認

図 5.5.4 で示した解析モデルを用いて検討を行った。この解析モデルを用いて、部材交点に鉛直下向き荷重を載荷した際の各部材の軸力分担状況を確認した。

3 種類の鉛直下向き荷重 500 kg, 1000 kg, 1500 kg を載荷した際の対辺材とダイヤモンド材の交点に接続する部材の軸力分担状況を確認した。その結果を表 5.5.1 に示す。表 5.5.1 より、鉛直下向き荷重を最も分担するのは突上材で次に対辺補助材であった。ダイヤモンド材および対辺材にはほとんど軸力は分担されないことが確認された。また、当該鉄塔では鉛直荷重が 1400 kg を超過すると突上材が圧縮強度不足に至ることが確認された。このことから、部材交点に発生した冠雪荷重は突上材に最も影響を与えることが確認された。

5.5.5 鉛直下向き荷重の閾値

突上材は鉛直荷重による傾斜変化も大きく、部材自体に冠雪が付きにくいいためモニタリングの対象には最適と考えられるが、図 5.5.2 のデジタル傾斜センサ D, F 部材の傾斜変化を確認すると 2 倍近く異なっており、左右差が大きく状況によっては安全側過ぎるアラート発信となりかねないため、今回は部材方向の傾斜変化が最も大きかったダイヤモンド材に着目して閾値の検討を実施した。

図 5.5.2 の鉛直下向き荷重とダイヤモンド材の傾斜変化を確認すると部材直交方向の傾斜変化はほとんどなく、部材方向の傾斜変化は線形的に大きく変化していた。そこで、部材方向の傾斜変化に着目して閾値の検討を実施する。なお、当該鉄塔のダイヤモンド材は L45×4、(断面積 3.492 cm²) で最も応力分担を受ける突上材は L50×4、(断面積 4.592 cm²) である。5.1 節でも記載したが補剛材は細長比に応じて部材を決定しているため、およその部

材圧縮耐力は一致する。そこで、突上材が強度不足となる載荷荷重の約 1/3(400kg), 2/3(800kg)時のダイヤモンド材の傾斜変化を閾値とした。なお、ダイヤモンド材の部材サイズは最も剛性が小さい部材を使用している。そのため、今回の検討部材以外を使用する場合は断面積や細長比などの係数を考慮する必要があると考えるが、この検討は今後実施する予定である。

<提案する閾値>

閾値①：部材方向の傾斜変化は 0.30deg

閾値②：部材方向の傾斜変化は 0.50deg

5.5.6 鉛直下向き荷重の対策工

モニタリングによる閾値を設定したが、偏心荷重の対策工と同様に部材補強が簡易であれば、事前に部材補強をすることが最も効率のよい維持管理のため、対策工を検討する。突上材の応力分担を緩和するため、対辺材とダイヤモンド材の交点から支柱材に接続する吊下げ材を追加した。この解析モデルを用いて軸力分担状況を確認した。その結果を表 5.5.2 に示す。表 5.5.2 より、吊下げ材を追加したことで突上材の軸力が 50%緩和された。また、この冠雪荷重は鉛直下向き荷重が主に発生するので吊下げ材は引張軸力を分担する。そのため、部材サイズも小さなサイズで対応が可能である。吊下げ材を追加することで支柱材の軸力上昇が懸念されるが、確認した結果吊下げ材挿入前後で 1 kN 程度しか上昇しなかった。吊下げ材を追加することで、冠雪荷重が今よりも発達する可能性があるが、元々交点部であるため、大きく冠雪が増えることは少ないと考えている。

第 5 章 参考文献

- 1) 松宮央登, 清水幹夫, 西原 崇, 麻生照雄: 着雪時の単導体架空送電線のギャロッピング観測, 風工学シンポジウム論文集 21 (0), 399-404, 2010
- 2) 矢口龍太, 栗原幸也, 高橋圭一: 冠雪による送電用鉄塔の部材変形の原因と評価手法の考察, 雪氷研究大会 (2021・千葉オンライン)
- 3) 苫米地司: 豪雪時の建築被害と対策, 日本雪工学会誌 Vol.14, No.2, pp. 47-50, 1998
- 4) 和泉正哲, 三橋博三, 高橋徹: 建築物設計用雪荷重の成立過程, 日本雪工学会誌 Vol.5, No.3, pp. 3-13, 1989.
- 5) 小野徹郎, 京田司: 豪雪による鉄骨大スパン建造物の被害について, 名古屋工業大学学报第 34 卷, pp323-331, 1982.
- 6) 電気学会 電気規格調査会標準規格: 送電用支持物設計標準, JEC-127-1979.
- 7) 社団法人日本電気協会送電専門部会 電気技術規定 送電編: 架空送電規定 JEAC 6001,2021.

- 8) 谷瀬敦, 山下彰司: 積雪重量計を用いた積雪層の観測について, 水工学論文集, 第 51 卷, 2007 年 2 月
- 9) 前田博司: 雪荷重の評価に関する基礎的研究, 日本建築学会論文報告集, 第 319 号, 1982, pp. 1-12, 1968.

6. 実フィールドでの観測状況

6.1 傾斜変化の観測状況

6.1.1 土砂崩壊に伴う鉄塔傾斜変化の観測状況

(1) 実観測対象鉄塔について

土砂崩壊の発生により基礎変位の進行が懸念される鉄塔 21 基に傾斜センサを設置し、試験的に遠隔モニタリングを実施した。表 6.1.1 に観測対象鉄塔一覧を示す。傾斜センサは 4 脚に 1 個ずつ設置し、観測データのサンプリングレートは 10 分に設定した。約 2 年間観測した傾斜データを分析し、基礎変位の進行があったか確認する。また、基礎変位の進行がないと判断した鉄塔を対象に、環境ノイズの標準偏差 σ (ばらつき) がどの程度か確認した。

土砂崩壊によって基礎変位が生じる可能性がある基礎形状は直接基礎もしくは深礎基礎である。図 6.1.1 に直接基礎の逆 T 字型コンクリート基礎形状を示す^{1, 2, 3)}。今回の対象鉄

表 6.1.1 対象鉄塔一覧

対象鉄塔		設置時期
Ame 線	No.7	2020 年 08 月 05 日
Azu	No.212	2020 年 03 月 24 日
Azu	No.213	2020 年 03 月 24 日
Azu	No.228	2020 年 07 月 22 日
Kita 線	No.105	2020 年 08 月 14 日
Kuma 線	No.2	2020 年 08 月 28 日
Misaki 線	No.40	2020 年 08 月 03 日
Myouji 線	No.18	2020 年 07 月 30 日
Tochi 線	No.70	2020 年 10 月 02 日
Tsuru 線	No.151	2020 年 08 月 04 日
	No.239	2020 年 07 月 29 日
Ochi 線	No.26	2020 年 08 月 24 日
	No.32	2020 年 08 月 25 日
	No.33	2020 年 08 月 25 日
	No.38	2020 年 08 月 24 日
	No.39	2020 年 08 月 24 日
	No.47	2020 年 08 月 22 日
Tenryu 線	No.99	2020 年 08 月 05 日
	No.101	2020 年 08 月 26 日
Uchi 線	No.63	2020 年 07 月 21 日
Yama 線	No.2	2020 年 08 月 31 日

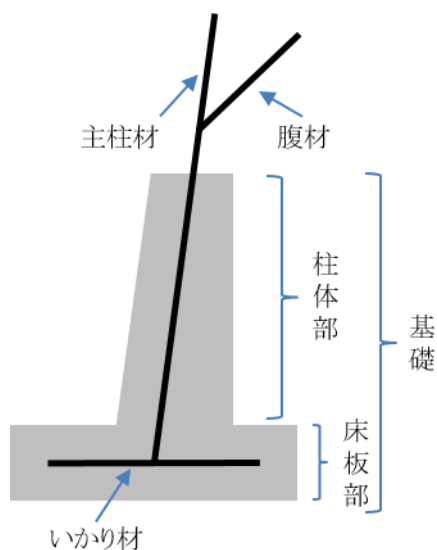


図 6.1.1 逆 T 字型コンクリート基礎

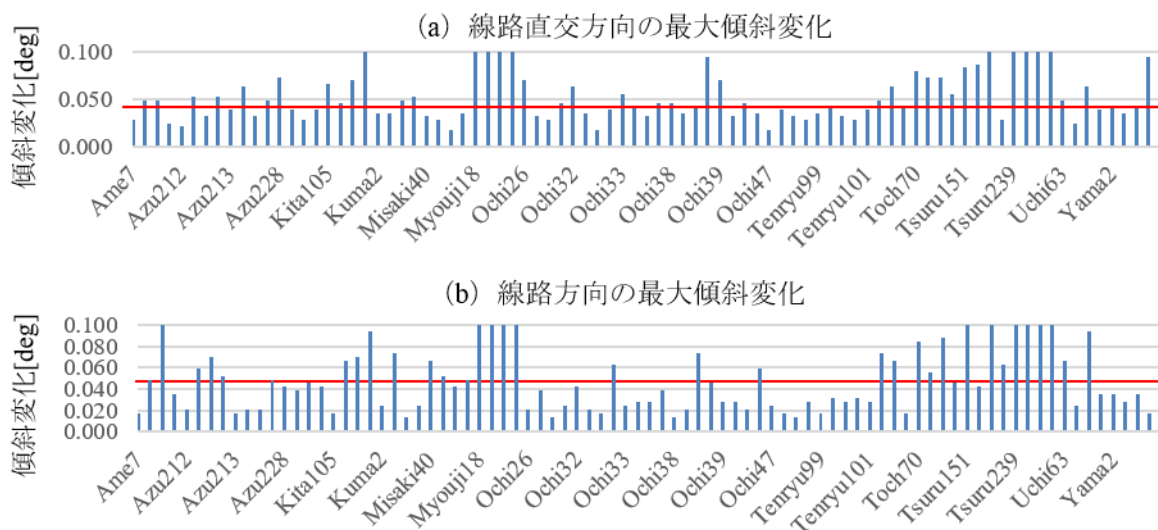


図 6.1.2 21 基の最大傾斜変化

塔は全て直接基礎であった。

(2) 閾値超過

上記の鉄塔 21 基について、第 4 章で設定した閾値 0.045 deg を観測値が超えるか確認した。21 基の最大傾斜変化を図 6.1.2 (a), (b) に示す。図 6.1.2 (a) は線路直交方向の傾斜変化、(b) は線路方向の傾斜変化を示す。縦軸は観測中の最大傾斜変化、横軸は対象鉄塔 (4 脚分、左から a, b, c, d 脚) を示す。なお、傾斜変化は絶対値で示す。図 6.1.2 (a), (b) の通り、19 基の鉄塔で閾値を超過していた。当該箇所は土砂崩壊により基礎変位が進行している可能性があるため、観測データを詳細に確認した。その結果、閾値超過理由は大きく分けて 3 つであった。なお、閾値超過後は現地に出向し、鉄塔の異常がないことを確認した後、観測を再開している。

1 つ目は、地震の影響である。第 3 章でも記載した通り、使用している傾斜センサは瞬時値の加速度を傾斜値に変換している。そのため、タイミングよく地震による鉄塔の振動を計測した場合、地震の規模によるが閾値を超過する可能性がある。実際に閾値を超過した鉄塔の内、Myouji 線 No.18, Ochi 線 No.38, Tsuru 線 No.151, 239 の 4 基はこれに該当した。上記の鉄塔は近隣の気象庁の気象台で地震を計測した時刻に傾斜値を計測しており、地震による振動を計測していた。そのため、地震が収まった後の最初の傾斜値は、地震発生前の傾斜値を記録しており、鉄塔に異常があるものではなかった。なお、傾斜センサは時刻同期していないため、4 脚の内 1 脚しか閾値を超過しない場合があった。

2 つ目は、電池交換などの施工による影響である。使用している傾斜センサはステンレスバンドとシリコンで鉄塔部材に固定している。傾斜センサの蓋は防水のため、シリコンで加工をしてネジ留めされている。そのため、電池交換を行う際は、工具を用いてシリコンおよびネジを取り外したうえで、傾斜センサの蓋を取り外す必要がある。作業は十分注意して実

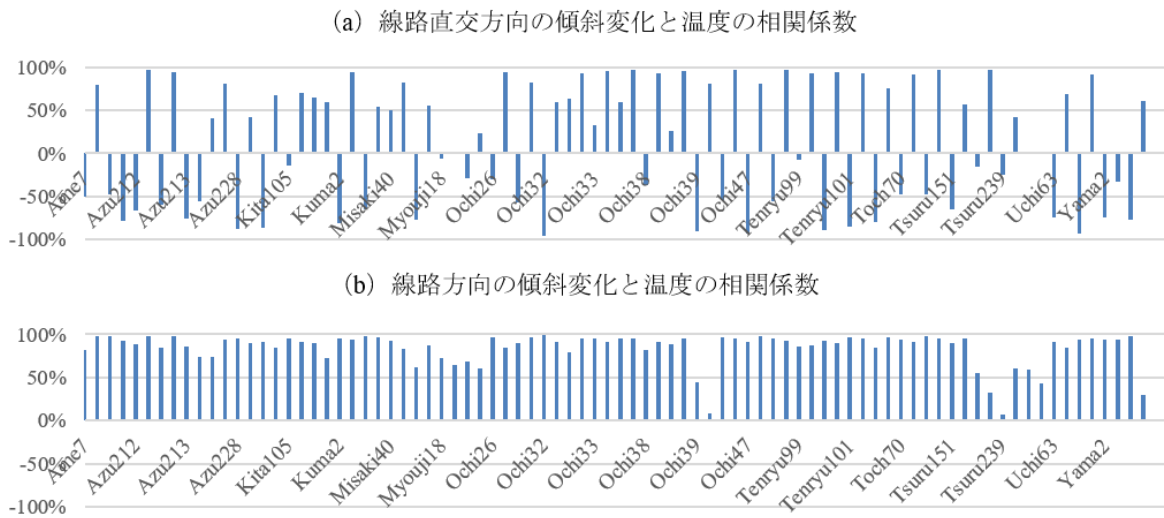


図 6.1.3 21 基の観測データの相関係数

施しているが、傾斜センサの分解能が 0.0035 deg と細かいため、電池交換を実施すると微小ではあるが少し傾斜センサの位置がずれてしまうことがある。実際にこの影響で傾斜が変化し、Misaki 線 No.40, Tochi 線 No.70, Yama 線 No.2 の 3 基で閾値を超過した。なお、現在は簡単に電池が交換できるような傾斜センサに改良中である。

3 つ目は、温度（外的ノイズ）の影響である。図 6.1.3(a), (b) に温度と傾斜変化の相関係数を示す。図 6.1.3(a) は線路直交方向の傾斜変化と温度の相関係数、(b) は線路方向の傾斜変化と温度の相関係数を示す。縦軸は相関係数、横軸は対象鉄塔（4 脚分、左から a, b, c, d 脚）を示す。上記以外の理由で閾値を超過している鉄塔は、温度との相関が非常に高く相関係数が 70% を超えていた。閾値を超過した鉄塔の観測データを詳細に確認すると、季節変動に伴う温度変化によって、長周期に傾斜変化していた。そのため、閾値超過の理由は温度変化による傾斜変化の可能性が高いと判断した。温度変化と傾斜変化の相関を利用し、観測ノイズを除去できれば、閾値を超過する鉄塔がなくなる可能性があると考えられる。この温度と傾斜の主要因の検証を 6.2 節で、ノイズ補正方法を 6.3 節で後述する。

各傾斜センサの観測データを確認すると、温度と比例して傾斜変化する傾斜センサもあれば、あまり影響がない傾斜センサもあった。各センサの観測した傾斜変化のばらつきを確認するため、傾斜変化の標準偏差を図 6.1.4(a), (b) に示す。図 6.1.4(a) は線路直交方向の傾斜変化の標準偏差、(b) は線路方向の傾斜変化の標準偏差を示す。縦軸は傾斜変化、横軸は対象鉄塔（4 脚分、左から a, b, c, d 脚）を示す。図 6.1.4(a), (b) より、観測データの傾斜変化の標準偏差が 0.02 deg を超過している箇所は、線路直交方向で 3 基、線路方向で 2 基であった。なお、Tsuru 線 No.151 は線路直交方向、線路方向ともに傾斜変化の標準偏差が 0.02 deg を超過していた。そのため、傾斜変化の標準偏差が 0.02 deg を超過した鉄塔基数は 4 基であった。この 4 基はいずれも閾値を超過している鉄塔であった。他の鉄塔に比べ

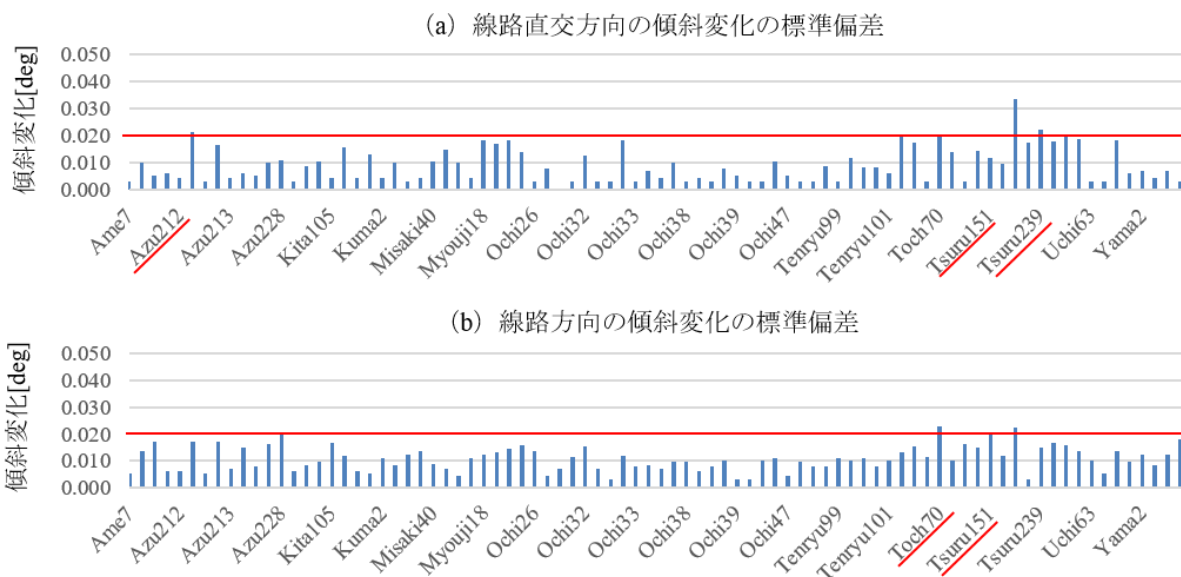


図 6.1.4 21 基の観測データの標準偏差

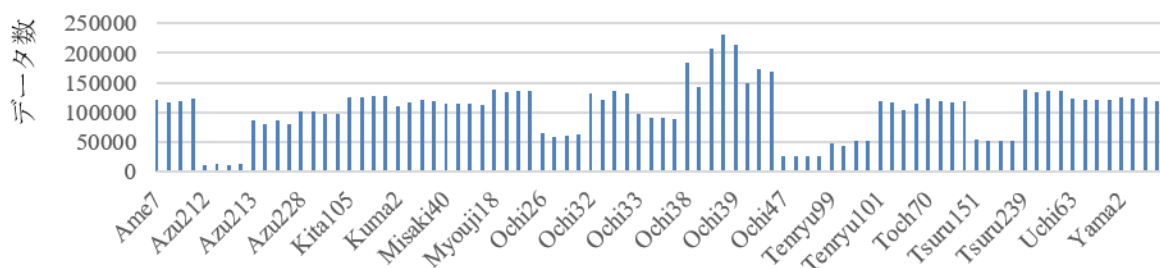


図 6.1.5 21 基の観測データ数

て 4 基の鉄塔が大きく傾斜変化した要因は不明であるが、4 基の共通点は全て片継脚を有し、1 面だけ拓けており、日射を受けやすい面があった。しかし、他の鉄塔でも同様の箇所はあったため、主要な要因とは考えにくい。解析でも 10 cm 違うだけで傾斜変化の感度が異なっていたことを考えると、設置した傾斜センサの位置がたまたま感度のよい高さに設置していた可能性がある。また、マニュアルを用いて設置作業を行っているが、施工者は毎回別人のため、施工誤差が生じている可能性もある。

(3) 各鉄塔の観測データ数

図 6.1.5 に対象鉄塔のデータ取得回数を示す。図 6.1.5 の縦軸は各傾斜センサのデータ取得回数、横軸は対象鉄塔（4 脚分、左から a, b, c, d 脚）を示す。図 6.1.5 より、どの鉄塔でもモニタリングに必要なデータは十分受信できていた。図 6.1.5 より、Azu 線 No.212, Ochi 線 No.47, Tenryu 線 No.99, および Tsuru 線 No.151 のデータ数が少なかった。その理由は以下の通りである。

<データ受信回数が少ない理由>

Azu 線 No.212：データ回収期間が他と比べて短いため

Ochi 線 No.47, Tsuru No.151：電波不良の地域のため

Tenryu 線 No.99：新たな機器に取り替えたため

また、同じ鉄塔の4脚でもデータ受信回数にばらつきが発生していた。対象鉄塔はサンプリングレートを10分に設定しているが、使用している加速度計が安価なため、加速度計のクロックに誤差が生じている。実際に観測データは約0～±20秒程度の誤差が生じていた。センサ間で最大40秒のクロックの誤差が生じると、1年間で3500個のデータ差が生じるため、観測から2年以上経過している箇所では7000個程度のサンプル差が生じる可能性がある。本来ならば、サンプリングレートが不安定なのは周波数分析などには適さないが、今回の観測は周波数特性を把握しないので、問題ないと考えている。その他にも複数の傾斜センサが同時に通信機器に送信した場合は、通信機器はデータを受信できなかったり、積雪や鉄塔部材などの遮蔽物が通信機器と傾斜センサの間にあると通信強度が弱くなり、場合によっては観測データが通信機器に送れなかったりする場合がある。

他にも Ochi 線 No.38 と Ochi 線 No.39 の観測データ数は他の鉄塔と比べて圧倒的に多い。傾斜センサの観測データは見通しが良いと無線で約1kmの通信が可能であるが、Ochi 線 No.38 と Ochi 線 No.39 は約150m程度で隣接されているのにも関わらず、傾斜センサの受信機を有する通信機器をそれぞれの鉄塔に設置した。そのため、それぞれの通信機器で両鉄塔の観測データを取得してしまい、データがサーバー上でダブルカウントされたため、観測データ数が他の鉄塔と比べて多くなった。特に4脚でも観測データ数が多い Ochi 線 No.38 のd脚と Ochi 線 No.39 のa脚は4脚の中で最も隣接する鉄塔の通信機器に近いので、同じ鉄塔でも観測データ数が多くなっている。

6.1.2 杭の傾斜変化の観測状況

6.1.1 項で確認した実フィールドの観測は鉄塔以外にも単管杭に設置した傾斜センサの傾斜変化も計測していた。単管杭に設置した傾斜センサが定めた閾値を超過しないか確認した。対象箇所は表 6.1.1 の鉄塔敷地内で土砂崩壊の懸念箇所に最も近接した位置に杭を打設し、単管杭に設置した傾斜センサは鉄塔に設置した傾斜センサと同様に線路方向と線路直交方向の傾斜変化するように設置した。単管杭は市販されている外径φ48.6mm、長さ1mの鋼製の単管パイプを使用し、できるだけ地面と垂直になるように約70cm打設している。単管杭と傾斜センサはステンレスバンドで固定している。

(1) 閾値超過

21基の鉄塔周辺に打設した単管杭を対象に、第4章で設定した閾値0.1deg/hourもしくは3degを超過するか検証した。図 6.1.6(a)は線路直交方向の最大傾斜変化、図 6.1.6(b)は線路方向の最大傾斜変化を示す。縦軸は観測中の最大傾斜変化、横軸は対象鉄塔(4脚分、左からa, b, c, d脚)を示す。図 6.1.6(a), (b)より、21箇所で提案した閾値3degを超過

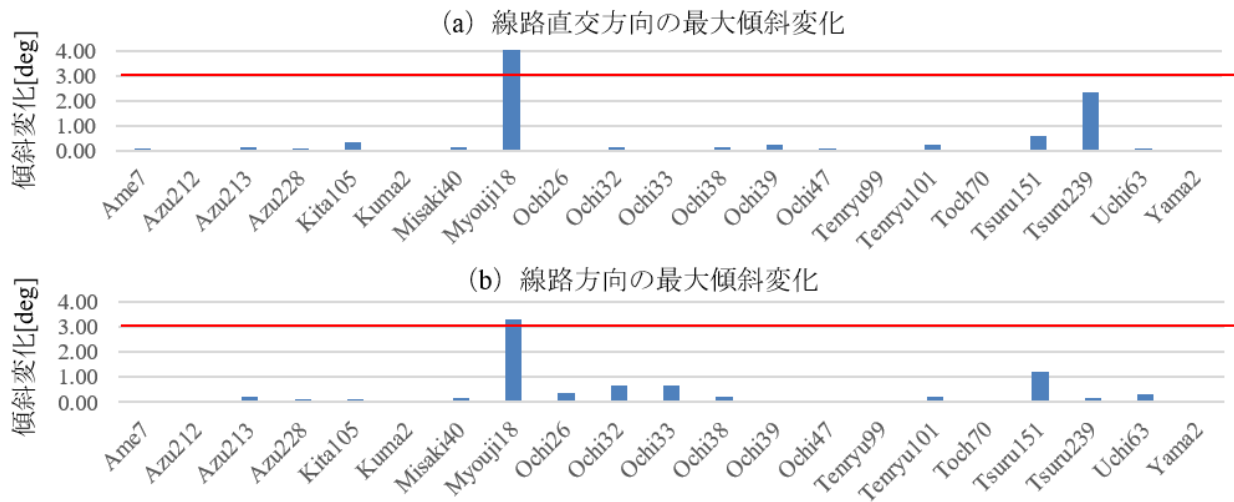


図 6.1.6 単管杭の最大傾斜変化

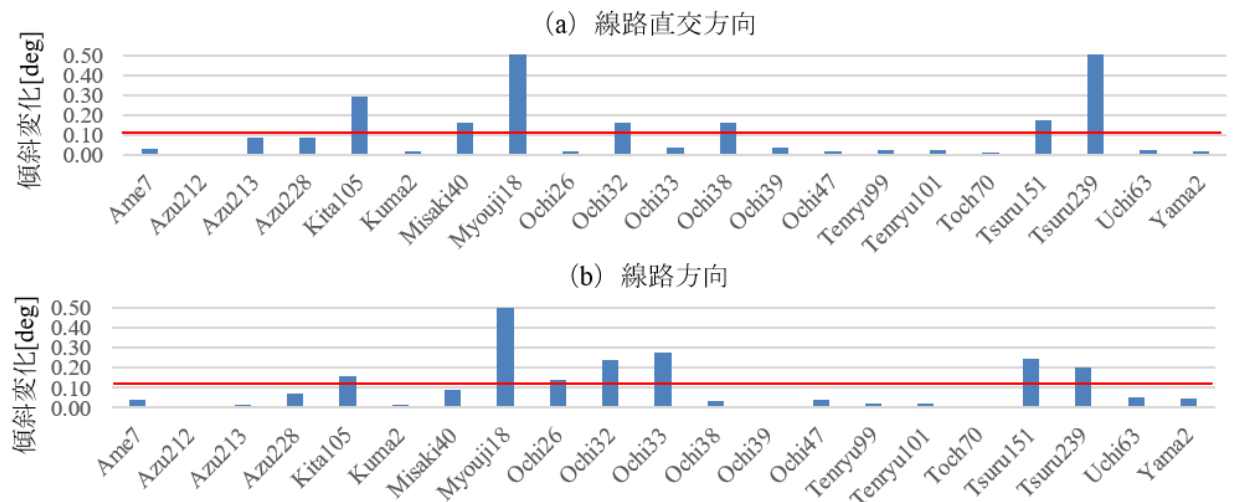


図 6.1.7 単管杭の1時間毎の最大傾斜変化

したのは1基だった。この1基はMyouji線No.18鉄塔で、鉄塔の閾値超過理由と同様で地震の影響であった。

次に、もう一つの閾値である0.1 deg/hourの超過状況を確認するため、1時間毎の最大傾斜変化を図6.1.7(a), (b)に示す。図6.1.7(a)に線路直交方向の1時間毎の傾斜変化、図6.1.7(b)に線路方向の1時間毎の傾斜変化を示す。縦軸は1時間毎の最大傾斜変化、横軸は対象鉄塔(4脚分、左からa, b, c, d脚)を示す。図6.1.7(a), (b)より、8地点で閾値を超過していた。Myouji線No.18, Tsuru線No.239は地震による振動を傾斜センサが取得してしまった影響で閾値を超過してしまった。Ochi線No.33, 38は地震と同じように一瞬0.1 deg/hourが大きくなったが、その後傾斜変化が元の値に戻っていた。その時刻では周辺の気象台で地震が記録されていないことから、地震の影響ではないと考える。おそらく、野生動

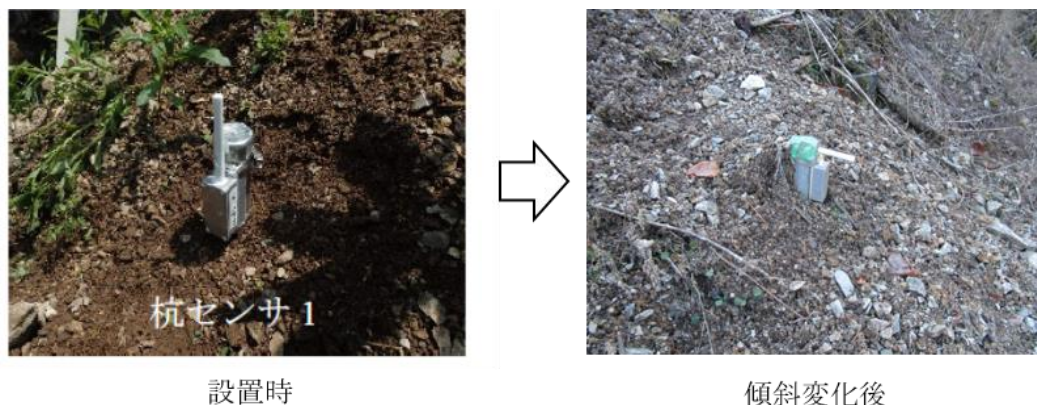


図 6.1.8 Tsu 線 No.151 の単管杭の様子

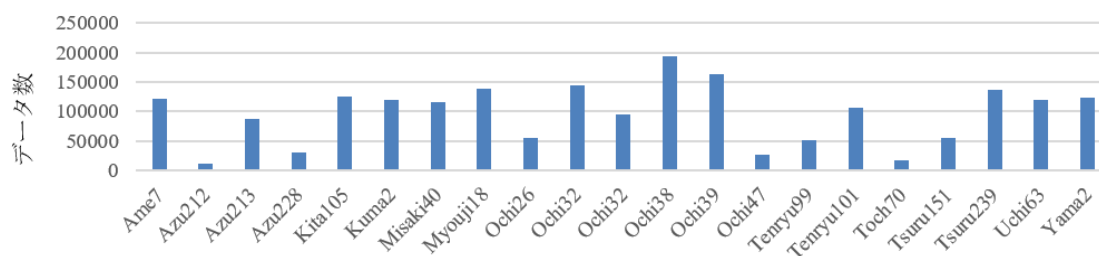


図 6.1.9 21 基の観測データ数

物が杭に衝突してしまった揺れを捉えてしまったと推測した。余談だが、鉄塔よりも低い位置に杭が打設されているため、動物や落石などによって外付けのアンテナが破壊されるなどの被害が発生している。また、Kita 線 No.105, Uchi 線 No.63, Ochi 線 No.32 は傾斜計の電池が切れてしまい電池交換を実施した際に傾斜センサが動いてしまったため、閾値を超過してしまった。上記の地点は、現地確認の結果を踏まえ、土砂崩壊による傾斜変化ではないと判断した。

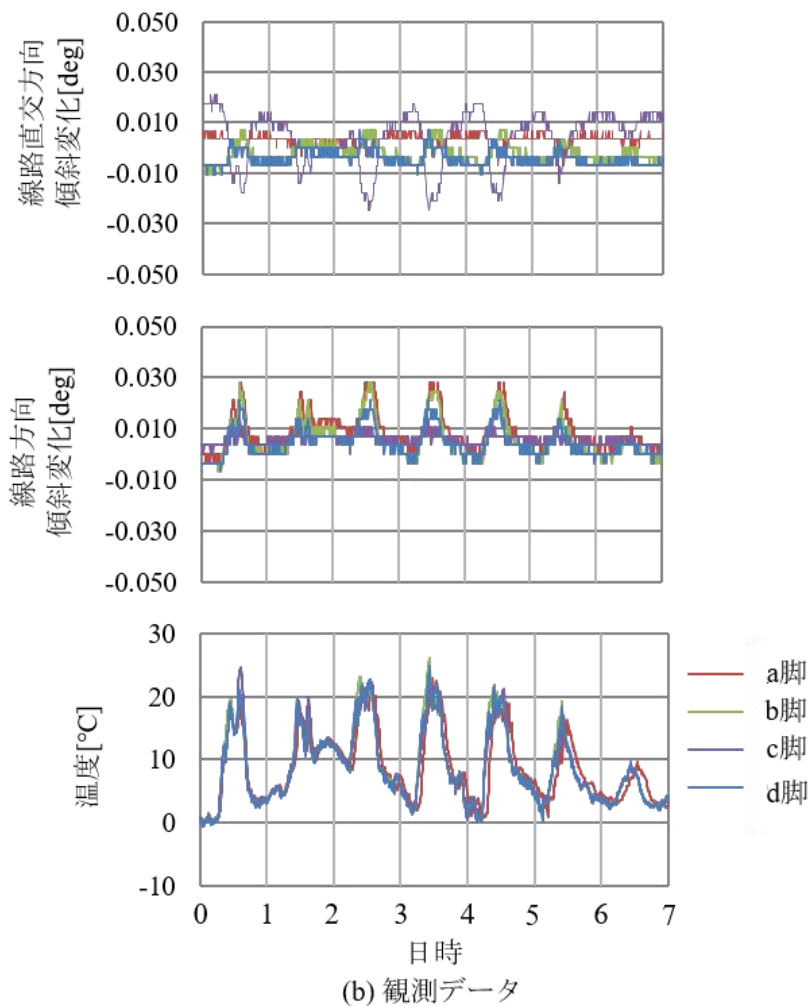
Tsuru 線 No.151 は杭の上部に土砂崩壊が発生し、打設した杭を押し倒すように土砂が杭に覆いかぶさったため、傾斜変化が生じていた。図 6.1.8 に設置時と傾斜変化が生じた後の状況写真を示す。図 6.1.8 より、傾斜変化後の杭は土砂に押されていることがわかる。現状は杭の閾値 0.1 deg/hour のアラートのみで、鉄塔に基礎変位の進行と考えられる傾斜変化は発生していなかった。現地にて当該鉄塔の周辺を確認したが、単管杭の周辺状況以外は大きな変化はなかったため、鉄塔に影響をおよぼす土砂崩壊の進行はないと考える。しかし、杭周辺で土砂崩壊が進行していることから、今後も重点的に監視を行う必要があると考えている。

(2) 各単管杭の観測データ数

図 6.1.9 にデータ受信数を示す。図 6.1.9 より、データ受信数にばらつきがあるが、モニタリングに必要なデータは十分受信できた。受信回数が少ない箇所は新規に傾斜センサを設置した杭や、通信機器との距離が遠く、無線通信の環境が悪く、データ通信が不調な箇所



(a) 対象鉄塔



(b) 観測データ

図 6.2.1 O線 No.6 鉄塔の様子と観測データ

であった。図 6.1.9 より、Azu 線 No.212, 228, Ochi 線 No.47, および Tochi 線 No.70 のデータ数が少なかった。その理由は以下の通りである。

<データ受信回数が少ない理由>

Azu 線 No.212：データ回収期間が他と比べて短いため

Ochi 線 No.47：電波不良の地域のため

Azu 線 No.228, Tochi 線 No.70：新たな機器に取り替えたため

6.2 鉄塔傾斜変化のばらつきの要因

実フィールドの観測結果より、鉄塔の傾斜変化は傾斜センサによって観測データにばらつきが生じていた。また、温度によって傾斜が変化する可能性があることがわかった。ここではその要因の検証を行う。

6.2.1 傾斜センサの観測ノイズ

(1) 実フィールドでの温度依存

図 6.2.1 (a) の懸垂鉄塔（電線を吊って支持している鉄塔）の O 線 No.6 鉄塔を対象に傾斜センサのデータ観測を 1 ヶ月実施した。当該鉄塔は水平角度もなく、前後鉄塔の電線支持点位置も地上から同じ高さのため、温度変化による電線張力変化の影響が少ないことを理由に当該鉄塔を選定した。傾斜センサは支柱材 4 脚に設置し、それぞれの観測データを図 6.2.1 (b) に示す。図 6.2.1 (b) の上段の図は 4 脚の線路方向の傾斜変化、中段の図は 4 脚の線路直交方向の傾斜変化、下段の図は 4 脚の温度変化を示す。図 6.2.1 (b) の上段の図および中段の図の縦軸は傾斜変化、横軸は日時を示す。図 6.2.1 (b) の下段の図の縦軸は温度、横軸は日時を示す。赤線は a 脚、緑線は b 脚、紫線は c 脚、青線は d 脚の傾斜と温度変化を示す。図 6.2.1 (b) はデータを確認しやすいように観測開始から 1 週間を示した。図 6.2.1 (b) より、6.1 節の結果と同様に、傾斜変化と温度は相関が高く、線路方向の相関係数は 90% を超えていた。この要因としては、使用している傾斜センサの温度依存、鋼材の熱膨張、電線の張力変化の影響などが考えられる。そこで、この温度変化の要因について検証を行った。

(2) 傾斜センサの温度データ

まず、傾斜センサが観測する温度は実際の鉄塔部材の温度をどこまで精度よく計測できるか確認した。観測対象鉄塔の O 線 No.6 鉄塔の最下支柱材に熱電対を設置し、傾斜センサとの温度変化を比較した。日照の影響が大きいと考えられる b 脚のデータに着目し、晴天日と曇天日の違いを確認した結果を図 6.2.2 に示す。図 6.2.2 の左図は晴天日、右図は曇天日の熱電対の温度変化と傾斜センサの温度変化を示す。縦軸は熱電対の温度変化、横軸は傾斜センサの温度変化を示す。

図 6.2.2 より、曇天日は熱電対と傾斜センサの温度はほとんど同様の温度変化を記録しており精度よくデータを記録している。しかし、晴天日は熱電対の方が傾斜センサよりも少し大きく変化することが確認された。このことからほぼ外気温と同様に鋼材および傾斜センサが温度変化しているならば、鋼材と傾斜センサに温度の違いはないが、日射などで外気よりも高い温度に鋼材が温められた場合、鋼材（熱伝導率：73.3 W/m・k）とアルミ（熱伝導率：222 W/m・k）でできた傾斜センサの熱伝導率の違いから、記録する温度に違いが生じたと考える。しかし、曇天日でも温度変化がある場合、傾斜変化は確認されているため、部材と傾斜センサの熱膨張率の差は傾斜変化の要因ではないと考える。

(3) 傾斜センサの温度依存

傾斜センサの温度依存を確認するため、図 6.2.3 (a) に示すように送電鉄塔の部材の上に 16 個の傾斜センサを立て、温度と傾斜変化を 2 日間計測した。その結果を図 6.2.3 (b) に示す。図 6.2.1 (b) の上段の図は 4 脚の線路方向の傾斜変化、中段の図は 4 脚の線路直交方向の傾斜変化、下段の図は 4 脚の温度変化を示す。図 6.2.1 (b) の上段の図および中段の図の縦軸は傾斜変化、横軸は日時を示す。図 6.2.1 (b) の下段の図の縦軸は温度、横軸は日時を示す。凡例は各センサ ID を示す。傾斜センサのサンプリングレートは 10 分を 8 個、

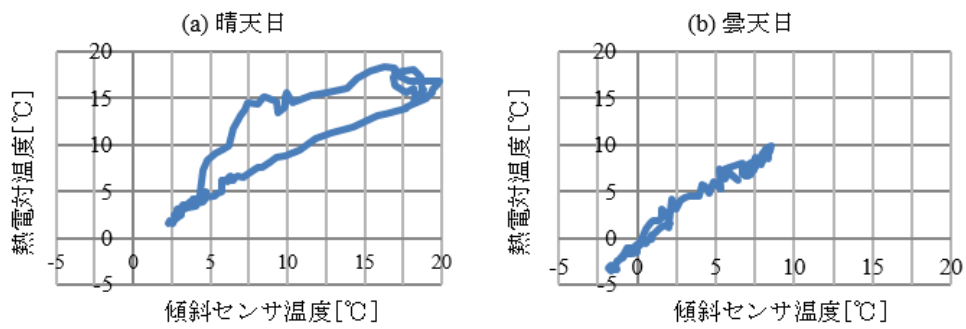
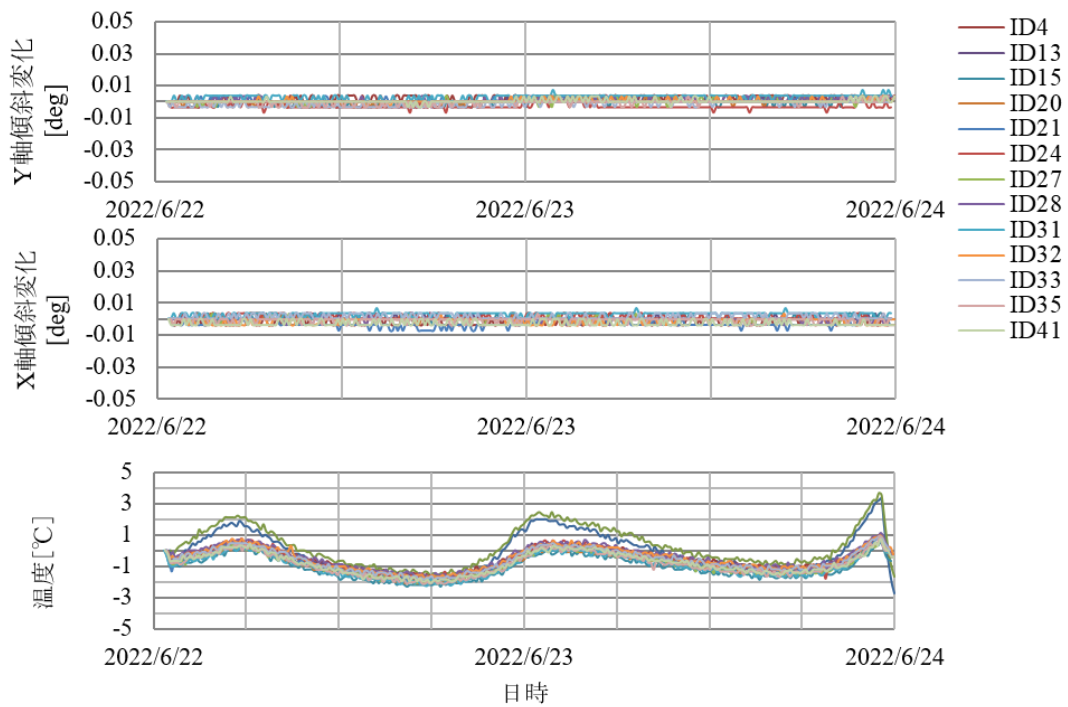


図 6.2.2 傾斜センサと熱電対の比較

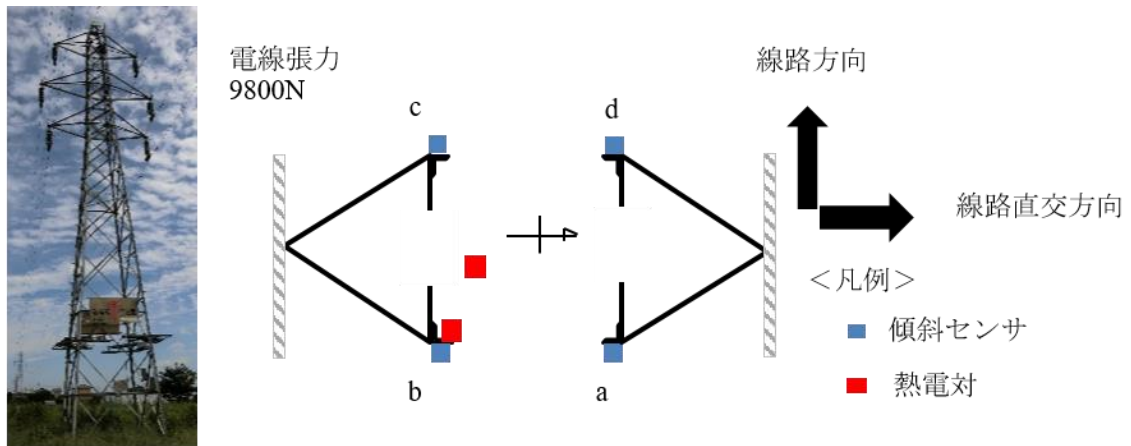


(a) 傾斜センサ設置状況

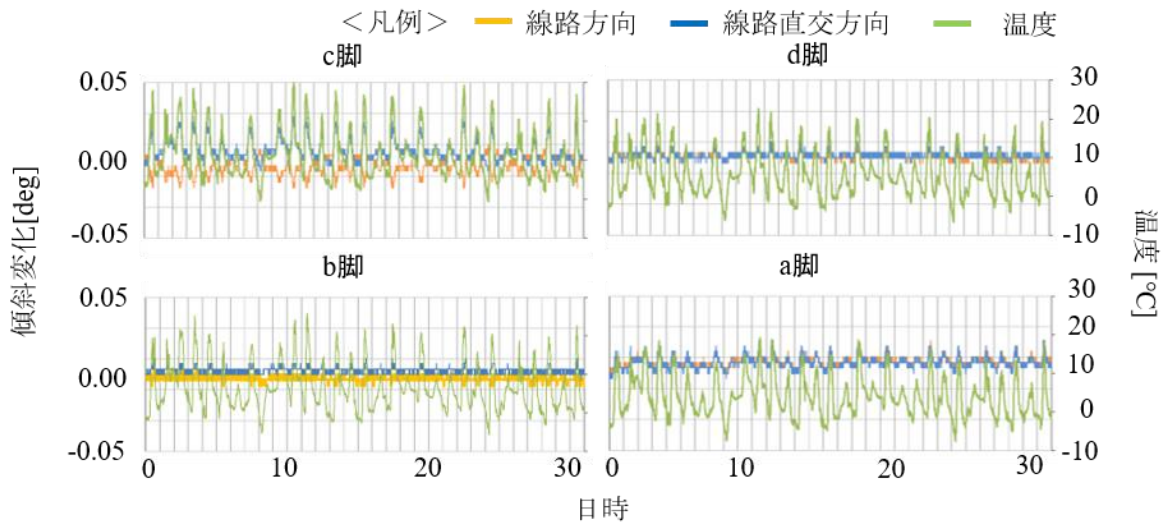


(b) 観測データ

図 6.2.3 傾斜センサ設置状況と観測データ



(a) 懸垂鉄塔の機器設置状況



(b) 懸垂鉄塔の観測データ

図 6.2.4 懸垂鉄塔の O 線 No.6 傾斜センサ設置状況と観測データ

30 分を 8 個とし、鋼材はウエスなどで表面のごみを取り除いた状態にし、その上に傾斜センサを立てかけた。傾斜センサを置いた部材の剛性が高い上、両端をローラー支承としていることから、温度による部材たわみは変化しないことを前提としている。図 6.2.3 (b) より、16 個の傾斜センサに内蔵された温度は変化しているが、傾斜変化がほとんどないことから傾斜センサ感度の影響はほとんどないことを確認した。

6.2.2 その他外力による傾斜変化の影響度

(1) 張力変動による影響

張力変化による支柱材の傾斜変化を確認するため、6.1.1 項で観測した懸垂鉄塔のほかに重角度鉄塔の O 線 No.4 と引留鉄塔の O 線 No.1 にも傾斜センサを設置して同期間に観測し

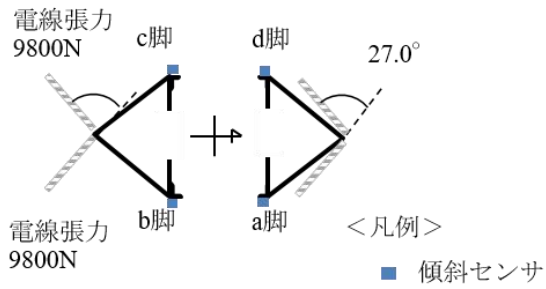
た。この鉄塔 3 基はすべて同一の線路で O 線 No.4 を中心に半径 300 m に建設されており、線路の方向は同じ方角を向いている。この 3 基の鉄塔を用いて、鉄塔種類によって傾斜変化に違いがあるのか検証した。

引留鉄塔の O 線 No.1 は若側の張力が 3000 N、老側の張力が 9800 N となっており、この前後の電線張力の違いによって線路方向に傾斜変化が発生することを推測し、観測した。O 線 No.4 は前後の張力差はないが線路の角度 27 deg もあるため、線路直交方向に傾斜変化が発生することを推測し、観測した。図 6.2.4、図 6.2.5 に各線路の概要と観測結果を示す。図 6.2.4 (b)、図 6.2.5 (b)、(d) は左上図が c 脚、右上図が d 脚、左下図が b 脚、右下図が a 脚の傾斜変化の結果を示す。縦軸の左側は傾斜変化、縦軸の右側は温度、横軸は日時である。凡例の橙線は線路方向の傾斜変化、青線は線路直交方向の傾斜変化、緑線は温度を示す。

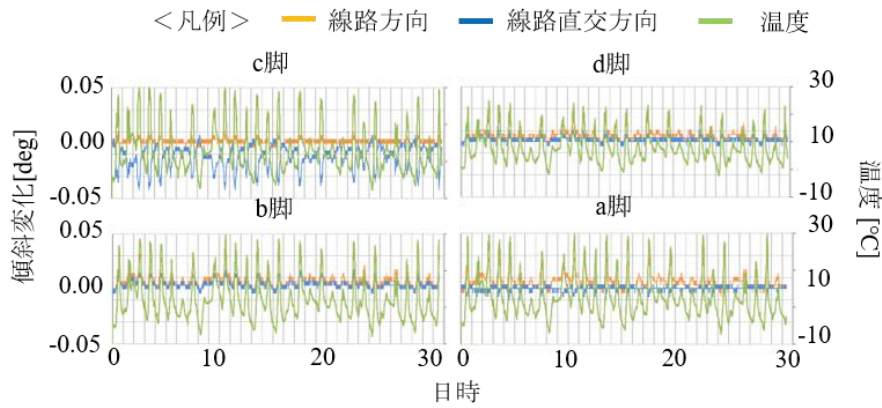
図 6.2.4、図 6.2.5 ではどの線路も日周変動していることを確認できたが、推測していい傾斜変化の特徴を確認することができなかった。そこで詳細に再検討するため、3 種類の送電鉄塔の傾斜傾向を雨天時と晴天時で比較し、気温、日照、非対称電線張力の影響を調べた。晴天時の傾斜の時間変化は、気温と日照の両方に影響されると考えられる。一方、雨の日では、温度のみが時間的変化に影響する。一日の温度差は、晴天時が 19.5 °C、雨天時が 14.1 °C であった。図 6.2.6 の左図は晴天時の観測データで、右図は雨天時の観測データである。上の段から順番に、懸垂鉄塔、重角度鉄塔、引留鉄塔の傾斜変化を示している。図 6.2.6 は水平投影図であり、縦軸は線路方向の傾斜変化、横軸は線路直交方向の傾斜変化で、各格子の大きさは 0.005 deg である。プロットされた青点が各脚の 1 日の傾斜変化となっている。図 6.2.6 より、曇天時の場合、懸垂鉄塔の 4 脚は、日中は外側に傾き、夜間になると元の位置に戻ることがわかる。一方、晴天時は、晴天時に比べてすべての脚がわずかに a 脚方向に傾いている。傾斜方向が一致していることから、このわずかな差は日射の影響と推測する。

次に重角度鉄塔と引留鉄塔の傾斜変化を確認した。重角度鉄塔は懸垂鉄塔と比べて線路直交方向の傾斜変化が大きくなり、引留鉄塔の傾斜変化は懸垂鉄塔と比べて線路方向の傾斜変化が大きくなると推測していた。しかし、図 6.2.6 より、傾斜変化と電線張力との間に明確な関係を見出すことはできなかった。重角度鉄塔は、日中は電線張力が小さくなるので、傾斜変化は電線方向と逆に傾斜するはずだが、反対方向に傾いた。引留鉄塔も同様で、非対称電線張力はあるものの、雨天時、晴天時ともに傾斜変化に明確な違いはなかった。

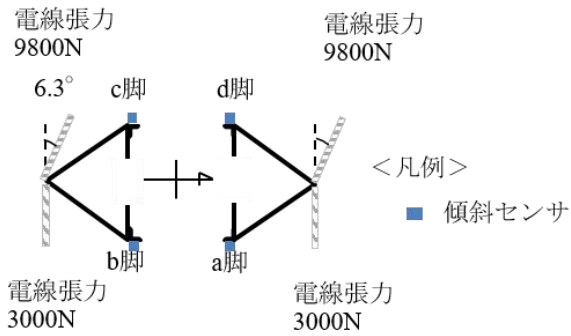
非対称電線張力の影響を数値的に調べるため、O 線 No.6 鉄塔を対象にモデルを作成し、FEM 解析で電線張力変化と傾斜変化の影響を検証した。O 線 No.6 鉄塔の 1 か月の観測で 1 日の最大温度変化は約 20°C であった。この温度変化による電線線種 ACSR160mm² (基準張力 25500 N) の張力変化を確認した結果、約 60 kgf であった。そこで、解析モデルの電線支持点部に 100 kgf の張力を与え、最下パネルの支柱材 4 脚の最大傾斜変化を確認したところ、約 0.01 deg の傾斜変化であった。そのため、今回観測した鉄塔で想定される約 60 kgf の張力差では 0.01 deg 以下の傾斜変化になる可能性が高いことがわかった。今回観測した鉄塔



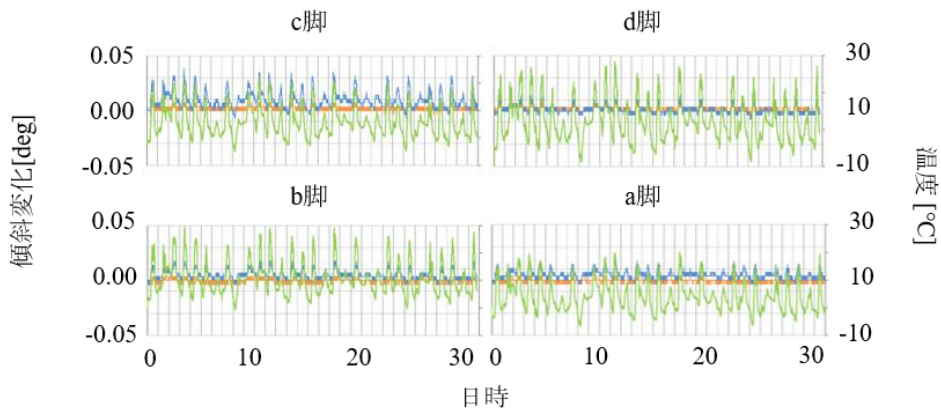
(a) 重角度鉄塔の機器設置状況



(b) 重角度鉄塔の観測データ



(c) 引留鉄塔の機器設置状況



(d) 引留鉄塔の観測データ

図 6.2.5 懸垂鉄塔の O 線 No.1, 4 傾斜センサ設置状況と観測データ

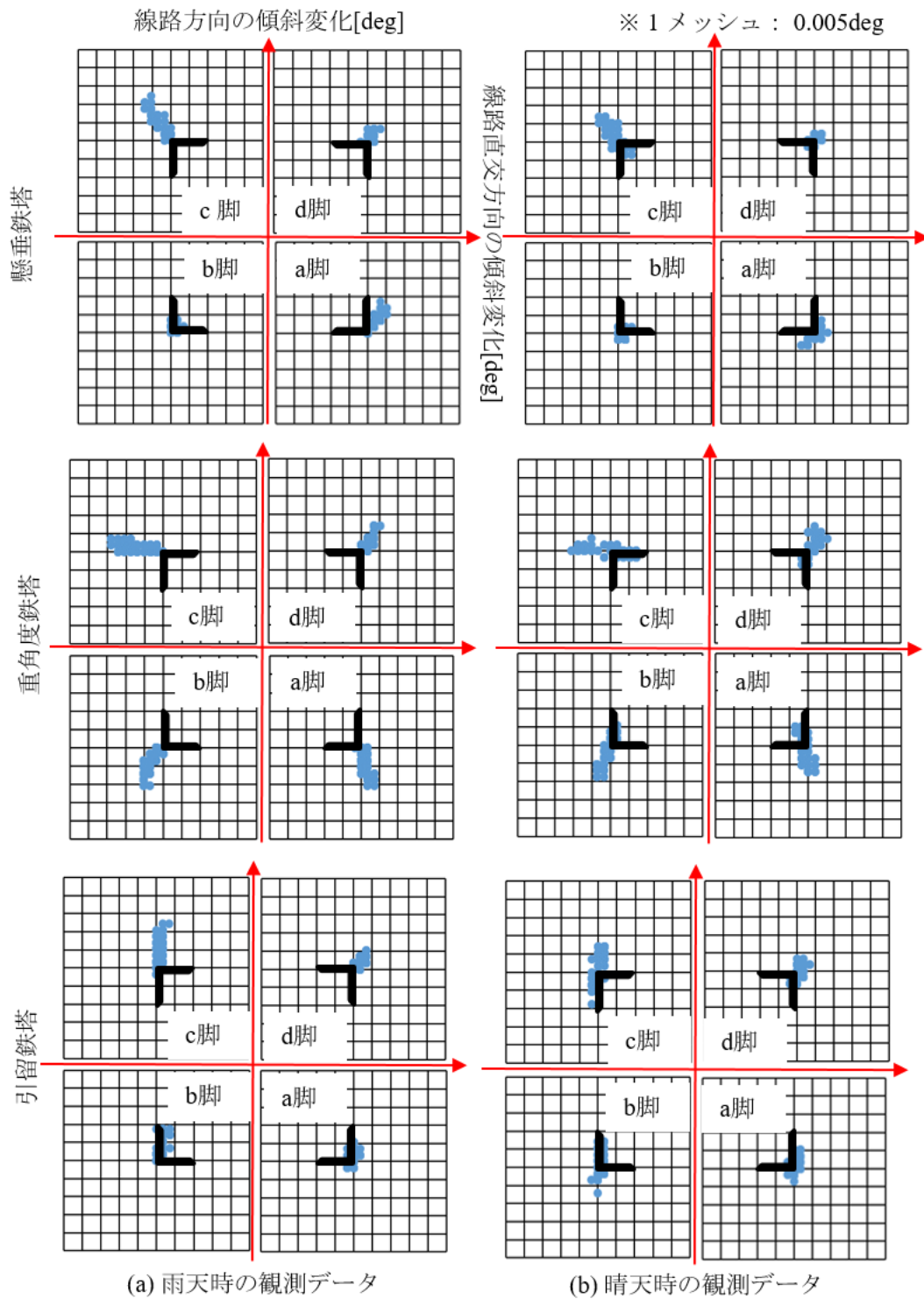


図 6.2.5 傾斜センサの観測データ (水平投影図)

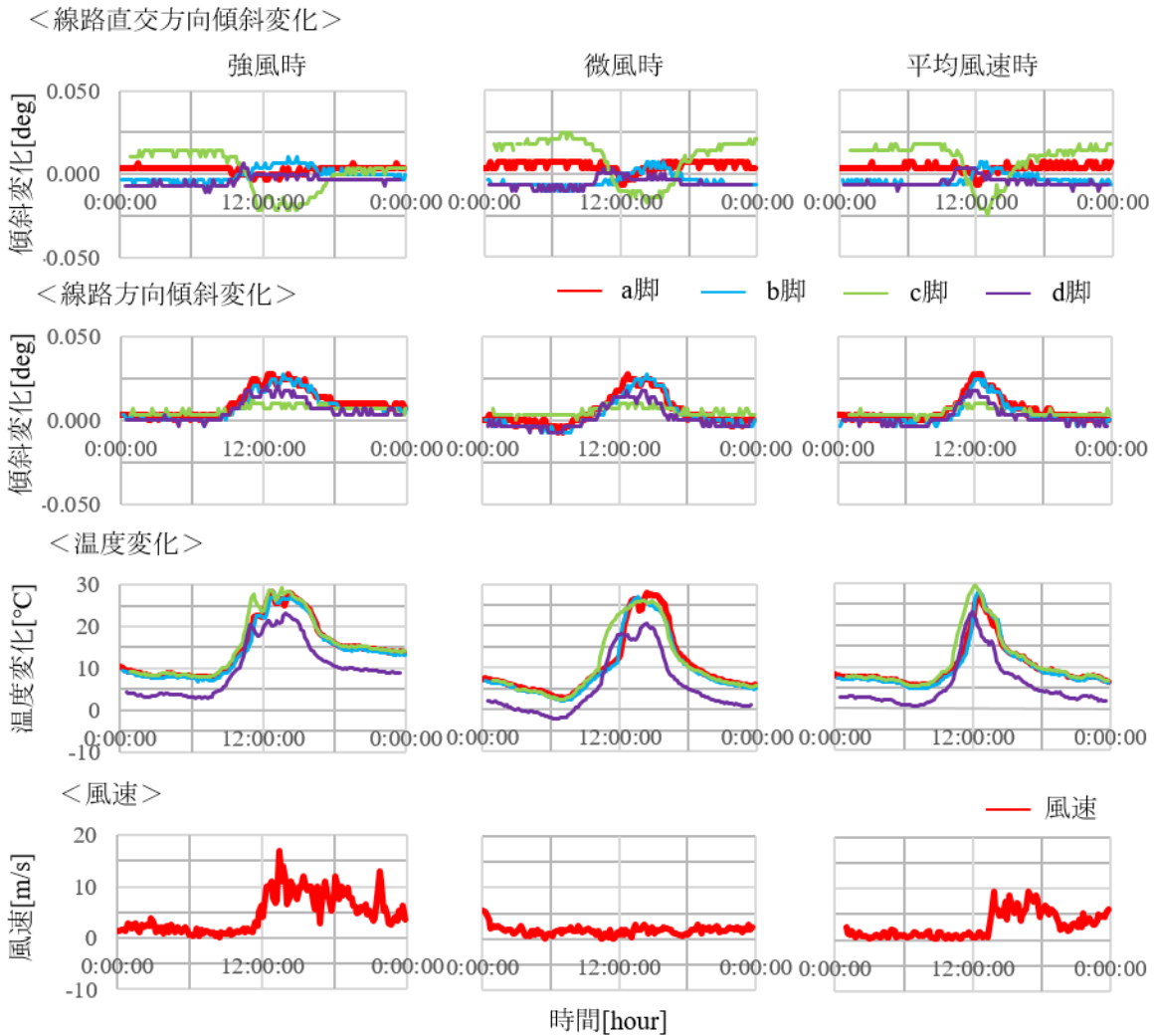


図 6.2.6 風速と傾斜変化の関係

の電線張力は比較的小さかったため、このような結果となったと考える。今後張力が大きな鉄塔に対しても再検討する必要がある。

6.1 節で 21 基の観測を述べたが、観測期間中には対象鉄塔付近に台風が通過することがあった。その際、気象庁の記録では瞬間最大風速 40 m/s 以上を記録していたが、観測のばらつきは通常時とかわらなかった上、観測の 1STEP で 0.015 deg を超えることはなかった。風速 40 m/s を超える場合は、一般的な強風時の 16 m/s と比べて、張力は約 1.6 倍、鉄塔の風圧荷重も 6 倍程度になるが、大きな傾斜変化は確認されなかった。従って、電線張力変化は日々の傾斜変動の主な原因ではない可能性がある。

(2) 風荷重の影響

上記でも記載したが、風荷重の影響がないか O 線 No.6 鉄塔の地上から約 10 m 付近に風向風速計を設置して、傾斜変化と風速の関係を確認した。図 6.2.6 に風速と傾斜変化の関係を示す。図 6.2.6 の左から風速が速かった日（強風時）、風がなかった日（微風時）、その中

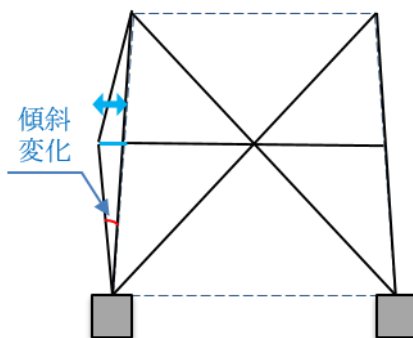


図 6.2.7 鋼材の膨張のイメージ図

表 6.2.1 水平材の膨張による傾斜変化

	No.1 (引留)	No.4 (重角度)	No.6 (懸垂)
パネル高さ[m] (最下からブラ水まで)	1.74932	1.75385	1.738.03
水平方向の伸び[m]	5.749×10^{-4}	6.063×10^{-4}	5.225×10^{-4}
水平材長さ[m]	1.82507	1.92462	1.65879
角度 変化前	84.2895	85.3551	84.2896
角度 変化後	84.3081	85.3722	84.3092
角度 変化量	0.0186	0.0196	0.0171

※気温変動：30°C，熱膨張係数： 10.5×10^{-6} とした。

間くらいの日の風速（平均風速時）の観測結果を示す。また，上の段から順に線路直交方向の傾斜変化，線路方向の傾斜変化，温度，風速の観測結果を示す。凡例の赤線は a 脚，青線は b 脚，緑線は c 脚，紫線は d 脚の観測結果を示す。なお，風速は 10 分平均の風速の値で，風向は 3 日間ともに南風であった。図 6.2.6 より，風速の違いによる傾斜変化の違いはほとんどないことが確認された。(1) でも記載した通り，風荷重は鉄塔支柱材の傾斜変化にほとんど影響がないことが確認された。

(3) 鋼材膨張による傾斜変化の影響

鉄塔は鋼材で構成されているため，温度の変化によって熱膨張する⁵⁾。そこで，簡易的に計算を行うため，水平部材のみが横に膨張した際の支柱材の傾斜変化を求めた。図 6.2.7 にイメージ図を示す。鉄塔全体が上方向に膨張する場合，最下パネルのブラヒ交点水平材のみ膨張した場合の 2 種類の鋼材の膨張による傾斜変化の影響を，観測した O 線の 3 基の鉄塔で検討した。その結果を表 6.2.1 に示す。表 6.2.1 より，最下パネルのブラヒ交点水平材が伸びた際の傾斜変化を確認した。その結果，3 基の最小傾斜変化は約 0.017 deg で，観測されている傾斜変化よりも小さいが，張力の影響よりは大きな傾斜変化が確認された。し

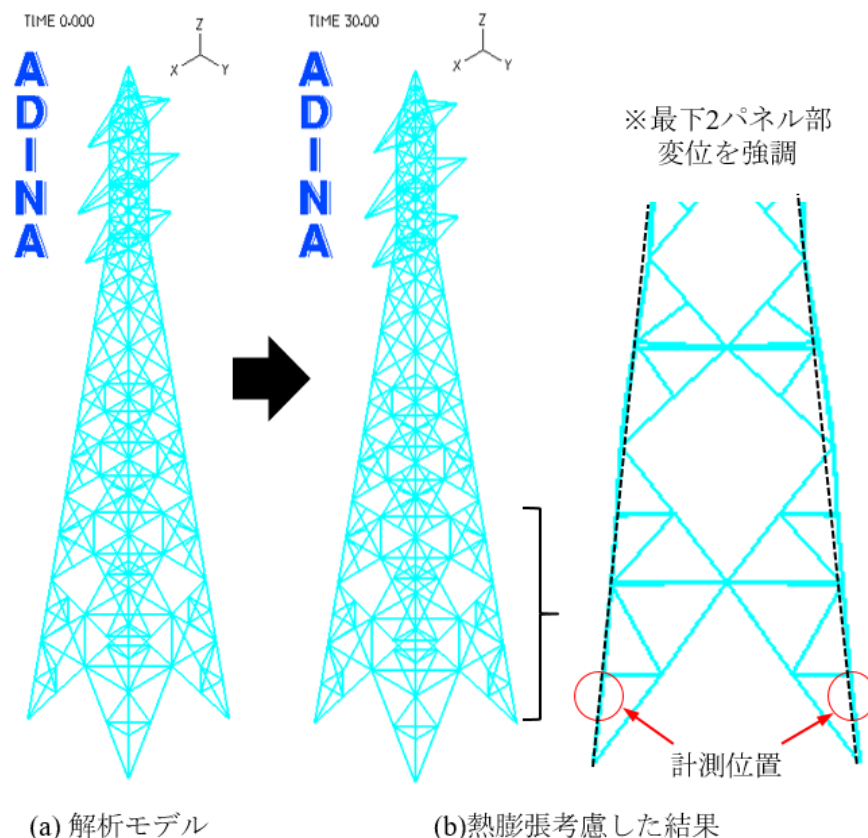


図 6.2.8 解析モデルと解析結果

かし、この計算には補助材の影響を考慮していないため、あくまでも参考値とする。

次に、解析上で鉄塔全体が熱膨張した際の傾斜変化を検証した。第4章でADINA(ver.9.4)による解析を実施した21基の鉄塔から、今回観測したO線No.6鉄塔に最も類似している解析モデルを選定した。選定した鉄塔の全部材に温度変化15℃による熱膨張を与え、観測位置の支柱材がどの程度傾斜変化するのか検証した。図6.2.8(a)に作成した解析モデルを、図6.2.8(b)に熱膨張を考慮した後の解析結果を示す。今回傾斜センサを設置した位置付近の傾斜変化を確認した結果、4脚内での最大傾斜変化は0.025 deg程度であった。この解析では4脚同様の熱膨張を与えているため、日射による特定脚の温度上昇などの影響は考慮できていないが、実観測で計測されていた観測ノイズ相当の傾斜変化を確認することができた。以上より、この鋼材膨張による傾斜変化が観測ノイズの要因として可能性が高いと判断した。

6.3 観測データの補正方法

6.3.1 観測データの補正方法

6.2節の影響を考えると鋼材の膨張によって、温度変化による傾斜変化が生じていると考えられるが、詳細はまだ不明である。しかし、温度の影響によって傾斜変化が生じているこ

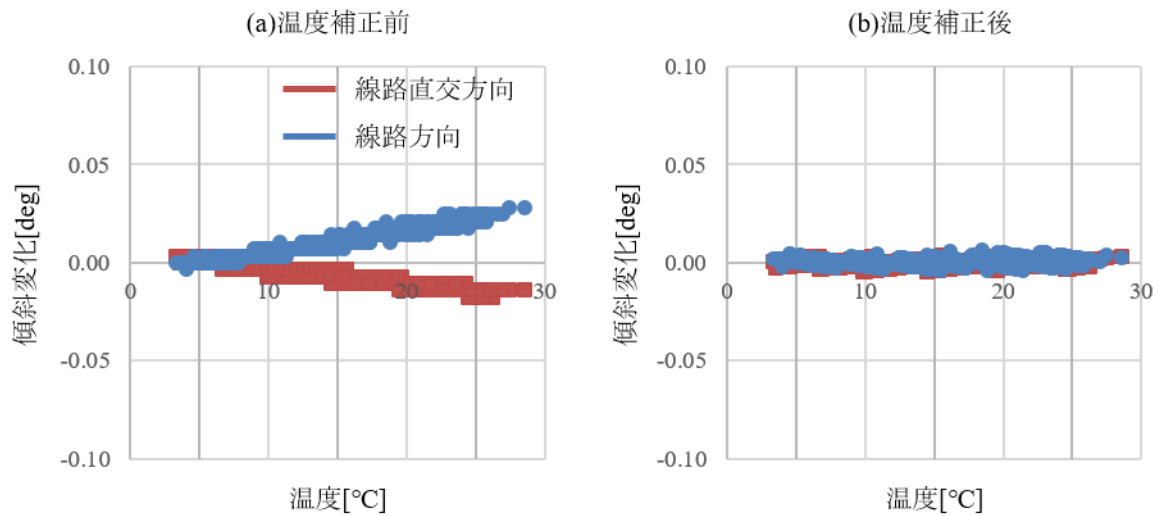


図 6.3.1 傾斜変化と温度の関係

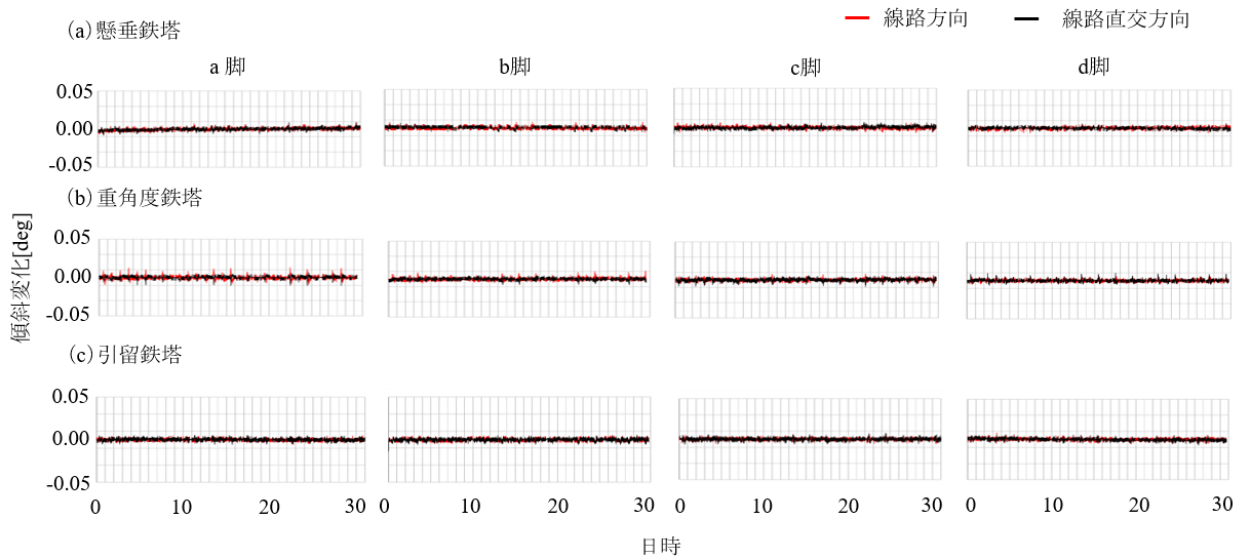


図 6.3.2 補正後の傾斜変化

とは明確なため、この温度影響を補正する方法を検討した。補正方法は温度と傾斜変化の相関関係から得られる傾きを除すことで、温度の影響を無くすることができる。O線 No.6 鉄塔のc脚データを用いて、補正前後の検証を行った。図 6.3.1(a) に温度補正前の温度と傾斜変化の関係を、図 6.3.1(b) に温度補正後の温度と傾斜変化の関係を示す。縦軸は傾斜変化、横軸は温度である。青点は線路直交方向の傾斜変化、赤点は線路方向の傾斜変化である。上記に記載した温度補正を行うことで図 6.3.1(a), (b)のように傾斜変化が限りなく小さくなることが確認できる。温度影響を補正することで傾斜変化のばらつきを約 0.1 deg から約 0.007 deg に収めることができた。実際に 1 か月間観測した 3 基にも検証した結果を図 6.3.2(a), (b), (c)に示す。図 6.3.2(a) は懸垂鉄塔の補正結果、(b) は重角度鉄塔の補

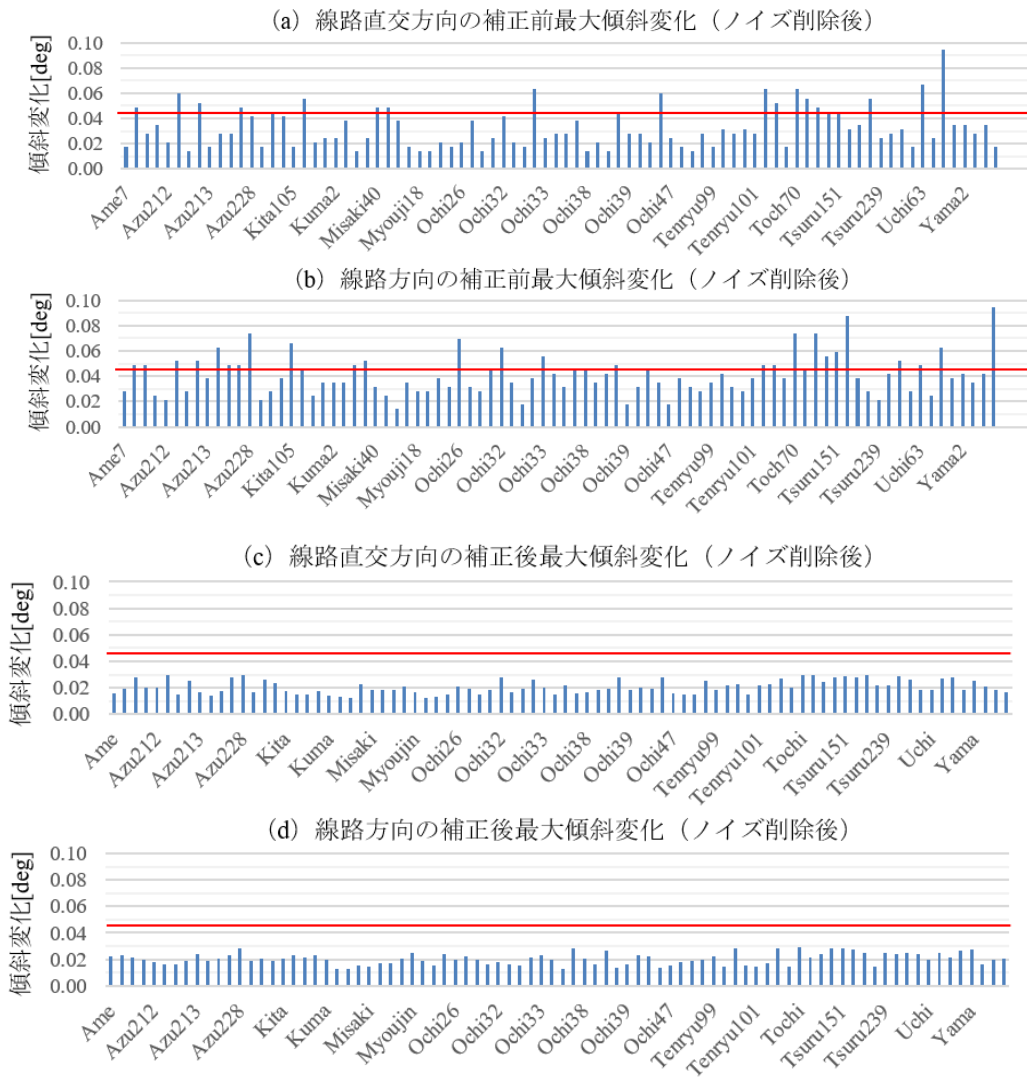


図 6.3.3 補正後の傾斜変化

正結果, (c) は引留鉄塔の補正結果である. 縦軸は傾斜変化, 横軸は日時である. 凡例の赤線は線路方向, 黒線は線路直交方向の補正後の傾斜変化を示す. 図 6.3.2(a), (b), (c) より, 3 基ともに最大で 0.03 deg の傾斜変化があったが, 0.007 deg 以内の傾斜変化に収まった. この補正方法が有効なことを確認した. 次に 6.1 節で約 2 年間観測した 21 基の鉄塔にもこの補正方法が有効か検証した.

6.3.2 温度補正後のデータ

図 6.3.3(a) ~ (d) に 6.1 節で観測した 21 基の傾斜データに温度補正を実施し, 最大傾斜変化がどの程度になったか示す. 図 6.3.3(a) は線路直交方向の補正前の傾斜変化, (b) は線路方向の補正前の傾斜変化, (c) は線路直交方向の補正後の傾斜変化, (d) は線路方向の補正後の傾斜変化である. 縦軸は観測中の最大傾斜変化, 横軸は対象鉄塔 (4 脚分, 左から a, b, c, d 脚) を示す. 図中の第 4 章で定めた閾値 0.045 deg を示す. なお, 地震や施工

の影響によって閾値を超過していたデータは取り除き、比較を実施した。図 6.3.2(a)～(b)より、補正前の線路直交方向、線路方向の傾斜変化で 0.045 deg の閾値を超過していた鉄塔は多くあった。しかし、補正後の観測データは最大傾斜変化が 0.03 deg 以下となり、閾値を超過する鉄塔は 0 基であった。補正後の傾斜変化は第 4 章で定めた閾値 0.045 deg より 0.015 deg も小さいことから、実フィールドの観測データもこの補正方法を実施できれば今回設定した閾値で運用しても、誤報などの問題がないことが確認できた。なお、単管杭に設置する傾斜センサは閾値として取り扱う傾斜変化が鉄塔に設置する傾斜センサよりも大きいため、この温度補正は実施しない値で評価しても問題ないと判断している。また、冠雪の観測も同様に冠雪荷重による傾斜変化は基礎変位による鉄塔の傾斜変化と比べて大きいため、この補正方法を使用しなくても問題ないとする。

第 6 章 参考文献

- 1) 「送電鉄塔ガイドブック」送電鉄塔研究会，2021.11
- 2) 社団法人日本電気協会送電専門部会 電気技術規定 送電編：架空送電規定
- 3) 電気学会 電気規格調査会標準規格：送電用支持物設計標準JEC-127-1979
- 4) 住友電気工業株式会社：架空送電線 製品要覧
- 5) 奥達雄輝，馬場信一：熱膨張係数，炭素2002，No.202，pp90-95

7. 結論

7.1 本論文の成果

本研究で得られた成果を以下にまとめた。

(1) 送電鉄塔の維持管理の問題点

- ・日本全国にある約 23.8 万基の送電鉄塔は様々な異常を確認しているが、鉄塔の異常の大半は、大雪、大雨、暴風、地震などの自然災害に伴って発生する。
- ・鉄塔の倒壊、建替を要する異常は、設計荷重以上の荷重や設計に考慮されていない荷重が載荷された際に発生する。また、冠雪などのいままであまり着目されてこなかった荷重は部材損傷のメカニズムが解明されていない。
- ・自然災害による 2 次応力が発生した場合、長期モニタリングを実施していればその現象を迅速に確認および検証できるため、傾斜センサを用いたモニタリングシステムの開発を行った。

(2) 開発したモニタリングシステムについて

- ・本システムは遠隔地で長期モニタリングが可能になるように開発を進めた。そのため、低消費電力化が望める傾斜センサを採用し、2 年以上は機器のメンテナンスがフリーの観測ができる装置とした。
- ・本システムは山間部に設置されることが多く、重量物の運搬には安全面のリスクが伴うため、従来機の 1/10 まで軽量化を実施した。

(3) 土砂崩壊による鉄塔基礎変位の傾斜モニタリング手法の構築

- ・本システムを運用するための鉄塔基礎変位による傾斜変化の閾値が定まっていなかった。そのため、鉄塔の許容基礎変位および構造上見込める安全率 20%分の傾斜変化に着目し、実規模試験および解析結果から閾値を 0.05 deg に定めた。
- ・実規模試験の結果、支柱材の傾斜変化は基礎変位脚に大きく発生することが確認された。また変位方向によっても傾斜変化の特徴が異なり、鉛直変位の場合は支柱材 4 脚に発生するが、水平変位は基礎変位脚のみにしか発生しないことがわかった。
- ・解析モデルを用いて、試験ケースの妥当性を確認した。当該鉄塔は架線が張られていないため、解析上で架線を張り、架線の有無による傾斜変化の影響度を確認した。その結果、鉛直変位では架線の影響が大きく、水平変位は架線の影響が少ないことを確認した。なお、鉛直変位でも最下から 2 m 以内であれば架線の影響が少ないことが確認された。
- ・傾斜変化の解析モデルと試験結果を比較したところ、最下パネルで大きな差が確認された。この差は部材たわみの影響で、部材たわみを解析に考慮することで最下から 1.5 m 以上 1.9 m 以下であれば解析と実験の差が小さくなることが確認された。また、最下から 1.5 m 以下の誤差は試験場の鉄塔の基礎境界が複雑であったためと考える。
- ・試験場の都合で実施できなかった基礎変位の方向、変位脚数を解析上で変更して実規模試験で得られた閾値 0.05 deg を超える条件がないか確認した。その結果、最下から 1.5

m 以上 1.9 m 以下の箇所であれば、線路方向に水平許容基礎変位を与えた場合が最小値 0.05 deg となった。そのため、21 基の解析でも線路方向に水平基礎変位を与えた。

- ・21 基の解析モデルを作成し、許容基礎変位時の傾斜変化を確認した。その結果、特殊な鉄塔を除けば推奨位置の最小傾斜変化は 0.045 deg であった。このことから、四角山形鉄塔では 0.045 deg を閾値に使用して傾斜モニタリングを行うことを推奨した。なお、最下から 1.5 m 地点は最も感度がよく、この位置に設置できる場合は閾値を 0.05 deg に設定しても問題ないことがわかった。

(4) 傾斜モニタリングによる冠雪部材損傷メカニズムの把握

- ・傾斜モニタリングを用いて、冠雪による部材損傷のメカニズムを解明した。その結果、冠雪の形状によって部材を振るような荷重や、交点部にできた大きな冠雪により、部材耐力以上の荷重が生じることがわかった。
- ・再現試験の実施および解析での比較を行うことで、ねじれるような冠雪による応力集中箇所を特定した。応力集中箇所は荷重発生点とボルト端部に発生することが確認された。このねじり荷重に対する対策工は極断面係数を大きくするため、部材厚さを厚くする必要がある。
- ・部材交点に発生する冠雪荷重の多くは突き上げ材に分担されることが解析と実規模試験からわかった。この応力分担を解消するには、吊り下げ材を設置することで突き上げ材の応力分担が 60% 以下に低減できることがわかった。

(5) 実フィールドでの観測状況

- ・実フィールドで観測を実施した結果、鉄塔の基礎変位進行は確認されなかった。また、使用している傾斜センサは温度変化との相関が高いことが確認された。温度変化に伴い、傾斜変化が発生する要因としては鋼材膨張が主要因となることを確認したが、詳細な寄与率は不明である。この温度と傾斜の相関関係を使用することで、観測ノイズの影響を低減できることを確認した。

7.2 今後の展望

(1) 観測エリアの拡大

- ・現状は携帯電波のエリア内であれば問題なくデータをサーバに送信できているが、携帯電波外は安定したデータ送信ができていない。そのため、どのエリアでも傾斜モニタリングができるように、中継機および FWA の開発を進め、観測エリアの拡大を図りたい。

(2) 観測対象の拡大

- ・現状は傾斜センサで観測できる基礎変位の進行および冠雪に着目したが、送電鉄塔の維持管理での問題はまだまだ確認されている。今後は傾斜センサと同程度の消費電力で加速度の観測を行えるようにすれば、ボルト緩みや部材腐食などの異常も検知できる可能性があるため、センサの改良を進めることで観測対象の拡大を図りたい。

以上