

# 論文 鋼管単柱鉄塔と鉄筋コンクリート杭のアンカーボルト定着に関する研究

齋藤 修一<sup>\*1</sup>・北島 俊宏<sup>\*2</sup>・紙本 齊士<sup>\*3</sup>・湯井 孝一<sup>\*4</sup>

**要旨：**送電用鉄塔に用いる鋼管単柱を基礎に接続させる方法について、すでに4本の杭に支持されたフーチングへの模型実験結果は報告している。今回、狹隘地で建設される場合を対象として1本の杭にアンカー方式によって接続させた形式について模型実験を実施した。その結果、杭に直接埋め込む形式であるためコンクリートかぶり小さいことから支圧板定着方式の割裂破壊モードに近い破壊状況が見られ、定着部径が大きいと定着耐力は大きくなることがわかった。また、FEMによる試験体のシミュレーション解析を実施した結果、実験と同様な割裂破壊モードとなり、実験値と解析値の比は0.98と良好な結果が得られた。

**キーワード：**鋼管単柱、アンカーボルト、モーメント荷重、模型実験、数値解析

## 1. はじめに

一般的な送電用鉄塔は図-1(a)に示すようにトラス構造からなっており、風により各鉄塔脚には圧縮力や引揚力が支配的な荷重となっている。このような鉛直荷重に対する基礎への定着方法は、支圧板定着方式が適用されており、割裂耐力の実験式が提案されている<sup>1)</sup>。しかし、都心部などに建設する場合、広い鉄塔用の敷地を確保できないことがあり、図-1(b)に示すような鋼管単柱からなる鉄塔を採用することがある。鋼管単柱の基礎への定着は図-2に示すようなアンカーボルトとアンカーフレームによるアンカー方式が適用されることが多い。鋼管単柱鉄塔の場合、風によって基礎部に作用する支配的な荷重はモーメント荷重となる。モーメント荷重が作用するアンカー方式の定着耐力に関しては鋼管単柱を4本の杭に支持された床板に定着した形式の模型実験結果が報告<sup>2)</sup>され、せん断破壊モードであることが示されている。

狹隘地に建設することが多い鋼管単柱鉄塔は、4本杭に支持された基礎では用地内に基礎形状を確保することができない。そこで、1本の杭に定着部を埋め込んだ形式について定着耐力に関する検討を行った。このような形式として風力基礎ペデスタルへ風車支持物の鋼製タワーを接合させた検討が実施されている<sup>3,4,5)</sup>。風車のアンカーボルトは上部工設計で決定しており比較的短いですが、送電用の鋼管単柱鉄塔に用いるアンカーボルト長はある程度長くすることが可能である。本研究では送電用鉄塔に対応させた定着部形状について模型実験<sup>6)</sup>を実施し、実験結果をFEMによるシミュレーション解析を実施して破壊モードの検証を行った。

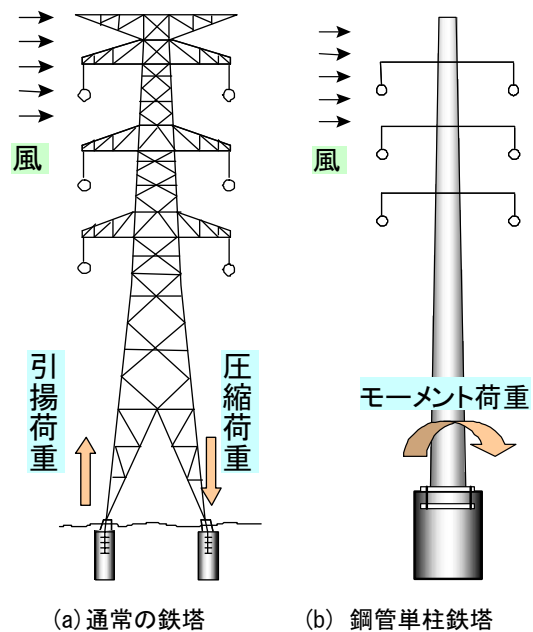


図-1 送電用鉄塔

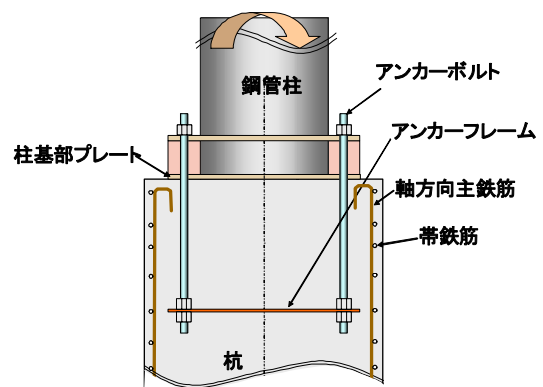


図-2 アンカー方式

<sup>\*1</sup> 東電設計(株) 送変電土木部 博(工) (正会員)

<sup>\*2</sup> 東電設計(株) 送変電土木部

<sup>\*3</sup> 東京電力(株) 電力流通本部工務部

<sup>\*4</sup> 東京電力(株) 電力流通本部工務部

2. 実験概要

2.1 試験体

(1) 試験体

試験体はコンクリート杭にアンカーボルト方式により定着させた構造とし、載荷設備・装置の能力から実構造物の 1/2 縮尺とした。表－1 に示すように 2 体の試験体とし、杭に直接アンカーボルトとアンカーフレームを埋め込んだ形状を M1-1、定着部を増厚したものを M1-2 とした。試験体形状および配筋状況を図－3 に示す。M1-1 は実線で囲まれた杭径 D3=1500mm、M1-2 は M1-1 の外側に厚さ 75mm、高さ 1130mm を増厚した増厚径 D4=1650mm とした。

M1-1 は鋼管柱の径 D1=750mm、アンカーボルトの配置径 D2=900mm、試験体の上部に柱基部プレートを設置し、埋め込み長 Le=700mm でφ32 のアンカーボルト 24 本をコンクリート内に埋め込んだアンカーフレーム (t=6mm) と接続させた。アンカーボルトはねじ切り加工しており、コンクリートとの付着力を確保した。杭の主鉄筋として D16 を 30 本配置し、上部は半円形フックを設け、帯鉄筋は D10 を 167mm ピッチに配置した。試験体基部の曲げ破壊を防止するために、アンカーフレームよりも下の部分に D16 の主鉄筋を 30 本追加した。

M1-2 は上記に加え、杭径 D3 に増厚部 75mm のコンク

リート径 D4=1650mm とし、配筋図に示したように帯鉄筋は D10 を 150mm ピッチ、組立筋として D10 を 24 本配置した。

なお、鋼管柱を模擬した材料自重は M1-1 が 2630kg、M1-2 が 4070kg となっている。

(2) 使用材料と配合

試験時のコンクリート強度は表－1 に示すように  $f'c=21.7, 24.7\text{N/mm}^2$  となっている。なお、M1-2 の増厚部は  $f'c=28.0\text{N/mm}^2$  であった。鋼材の降伏強度を表－2 に示す。

2.2 載荷状況

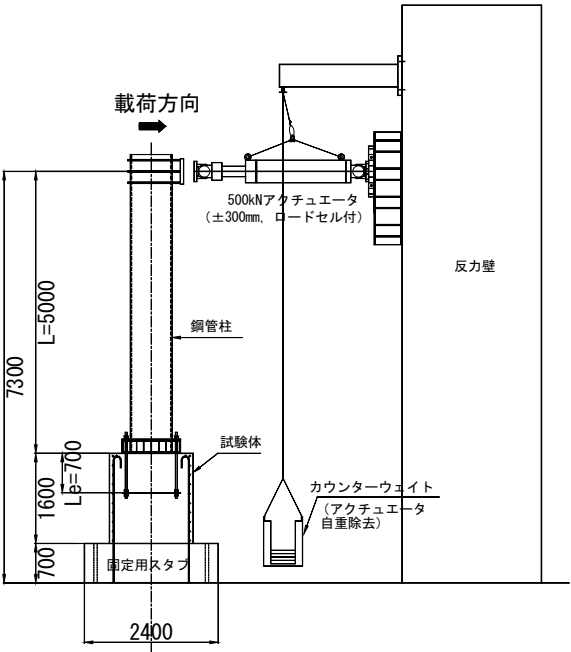
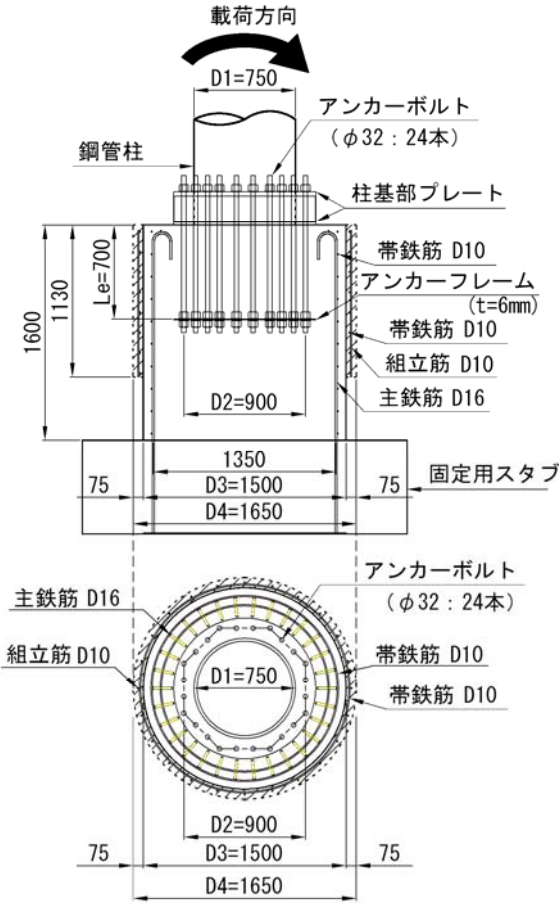
図－4 に示すように試験体の杭主鉄筋を固定用スタブに埋め込み、埋め込んだ鉄筋の底部に定着版を設置して杭主鉄筋が抜けないようにした。固定用スタブは PC 鋼棒により反力床に固定した。試験体上面から 5m 上部の鋼管部に水平荷重を加えるため 500kN アクチュエータを設置した。アクチュエータの両端にヒンジを設けて鋼

表－1 試験体

| No | 試験体  | 杭径<br>D3(mm) | 増厚径<br>D4(mm) | コンクリート強度 $f'c(\text{N/mm}^2)$ |      |
|----|------|--------------|---------------|-------------------------------|------|
|    |      |              |               | 杭部                            | 増厚部  |
| 1  | M1-1 | 1500         | ---           | 21.7                          | ---  |
| 2  | M1-2 | 1500         | 1650          | 24.7                          | 28.0 |

表－2 材料強度

| 径<br>(mm) | 種類   | 材質     | 降伏強度<br>$f_y(\text{N/mm}^2)$ |        | 使用箇所    |
|-----------|------|--------|------------------------------|--------|---------|
|           |      |        | M1-1                         | M1-2   |         |
| 32        | PC鋼  | B種     | 1039.4                       | 1039.4 | アンカーボルト |
| 16        | 異形鉄筋 | USD785 | 785.9                        | 779.4  | 杭部 主鉄筋  |
| 10        | 異形鉄筋 | SD295  | 345.3                        | 357.7  | 杭部 帯鉄筋  |
| 10        | 異形鉄筋 | SD345  | ---                          | 385.6  | 増厚部鉄筋   |



図－4 載荷装置 (M1-1)

管柱の回転を拘束しないようにした。載荷は荷重制御で加力を行い、最大荷重を超えた時点で変位制御に切り替えた。

### 2.3 計測

変位およびひずみ計測位置を図-5に示す。変位計は載荷点水平、柱鋼管基部鉛直、試験体の抜出しが計測できるように設置した。ひずみは杭主鉄筋および杭部帯鉄筋と増厚部帯鉄筋を測定した。

## 3. 実験結果

### 3.1 モーメントー回転角関係とひび割れ観察

試験体 M1-1 及び M1-2 のモーメント  $M$  と回転角  $\theta$  の関係を図-6に示す。モーメント  $M$  は、水平荷重  $H$  に鋼管長  $L$  を乗じて式(1)により求めた。回転角  $\theta$  は固定用プレートの回転角  $\theta_1$  から試験体基部の回転角  $\theta_2$  の差とした。

$$M = H \times L \quad (1)$$

$$\theta = \theta_1 - \theta_2 \quad (2)$$

実験後のひび割れ状況を図-7及び図-8に、ひび割れ発生モーメントを表-3及び図-6に示す。M1-2の表面ひび割れはM1-1と同様であったためM1-2は切断面のみを示す。

M1-1 は 640kN・m 時にアンカーフレーム位置の引張側側面に水平のひび割れが発生した。650kN・m でアンカー

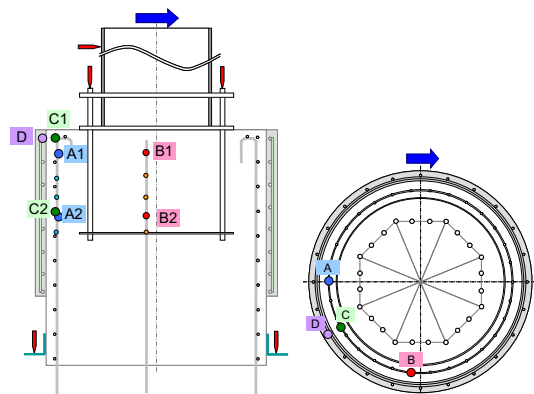


図-5 計測位置図

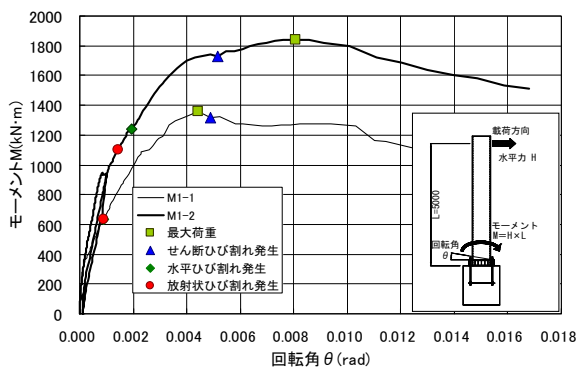
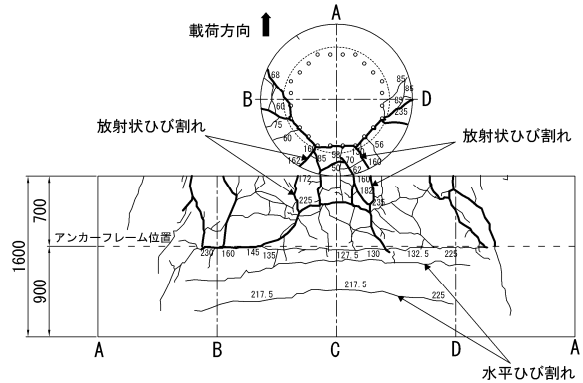
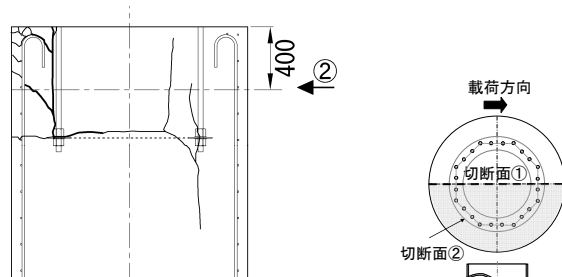


図-6 モーメントー回転角関係

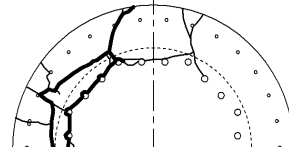
ボルトから放射状にひび割れが発生した。その後、放射状ひび割れ本数が増加し、1357kN・m で放射状ひび割れ幅が拡大し破壊した。最大モーメント以降、切断面①に見られるせん断ひび割れが表面に見られた。試験体を鉛直に切断した断面のひび割れと基礎上面から 400mm 位



(a) 表面

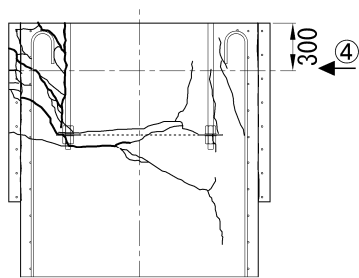


(b) 切断面①



(c) 切断面②

図-7 ひび割れ (M1-1)



(a) 切断面③



(b) 切断面④

図-8 ひび割れ (M1-2)

置を水平に切断した断面のひび割れ状況から、アンカーボルトに沿った鉛直のひび割れとアンカーフレーム部分の水平ひび割れに囲まれたコンクリートがコアとなり外側に配置されたコンクリートに荷重が伝達されたと見られる。切断面①に見られるせん断ひび割れと切断面②に見られる放射状の割裂ひび割れ幅が大きくなっていた。

M1-2 は  $1100\text{kN}\cdot\text{m}$  で増厚したコンクリート表面に縦方向の放射状ひび割れが発生した。 $1238\text{kN}\cdot\text{m}$  時にアンカーフレーム位置の引張側側面に水平のひび割れが発生した。その後、放射状ひび割れ本数が増加し、 $1730\text{kN}\cdot\text{m}$  で斜めひび割れが生じた。最大モーメントは  $1840\text{kN}\cdot\text{m}$  となった。試験体を鉛直に切断した切断面③と基礎上面から  $300\text{mm}$  位置の切断面④のひび割れ状況からアンカーボルトに沿って鉛直のひび割れとアンカーフレーム部分の水平ひび割れに囲まれたコンクリートがコアとなり外側に荷重が伝達されたと考えられ、M1-1 と同様であった。本試験体も切断面③に見られるせん断ひび割れと切断面④に見られる放射状の割裂ひび割れ幅が大きくなっていた。本試験体はせん断ひび割れが最大モーメントより前に生じた。

### 3.2 杭主鉄筋ひずみ分布

主鉄筋のひずみ分布を図-9に示す。図-5に示した引張側のAと側面のBを比べると両試験体ともにAのひずみが大きく、曲げによる引張応力の違いが見られる。しかし、ほぼ中央部に配置したBも大きな抵抗をしていることがわかる。鉄筋のひずみ計測より材料試験結果による降伏ひずみ ( $4300\mu$ ) より小さいことから両試験体とも杭主鉄筋は弾性状態にあることがわかる。

### 3.3 帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋ひずみ分布を図-10に、モーメントとひずみの関係を図-11、12に示す。最大モーメント時までM1-1の帯鉄筋は弾性状態にあることがわかる。しかし、最大モーメント以降ひずみが増加して降伏した。M1-2は放射状ひび割れが発生する  $1100\text{kN}\cdot\text{m}$  までひずみは生じないが最大モーメント前にアンカーフレームより上部の帯鉄筋は降伏した。

### 3.4 実験結果のまとめ

増厚した試験体 M1-2 は試験体 M1-1 の 1.36 倍のモーメントとなった。M1-1, M1-2 ともにアンカーフレームとアンカーフレーム内がコア部を形成した。また、アンカーフレームから斜め上方にせん断ひび割れが生じ、アンカーボルトから放射状に生じた割裂ひび割れも見られた。両試験体ともせん断面に配置されている杭主鉄筋は弾性状態にあるのでせん断補強筋の荷重分担に余力があると考え、帯鉄筋は降伏していることから割裂破壊が支配的な破壊モードであったと考えられる。

表-3 実験結果一覧

| No | 試験体  | ひび割れ発生モーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}$ ) |      |        | 最大モーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}$ ) |
|----|------|-----------------------------------------|------|--------|-------------------------------------|
|    |      | 水平                                      | 放射   | せん断    |                                     |
| 1  | M1-1 | 640                                     | 650  | 1357以降 | 1357                                |
| 2  | M1-2 | 1238                                    | 1100 | 1730   | 1840                                |

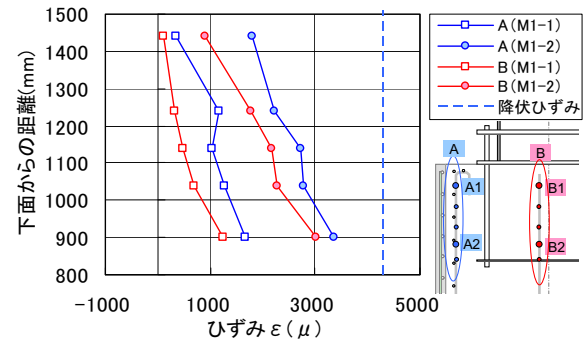


図-9 軸方向主鉄筋ひずみ分布

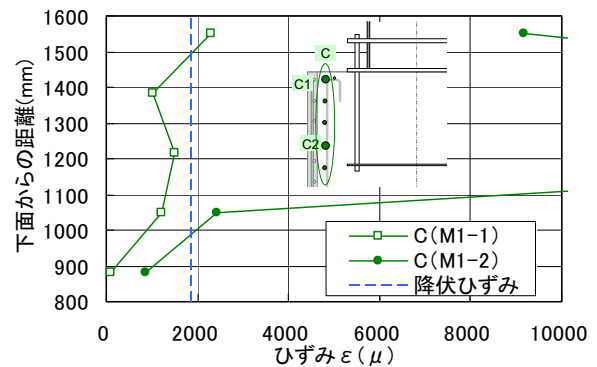


図-10 帯鉄筋のひずみ分布

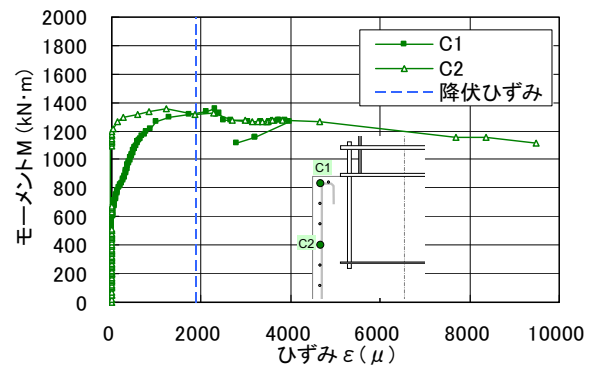


図-11 モーメントと帯鉄筋ひずみの関係 (M1-1)

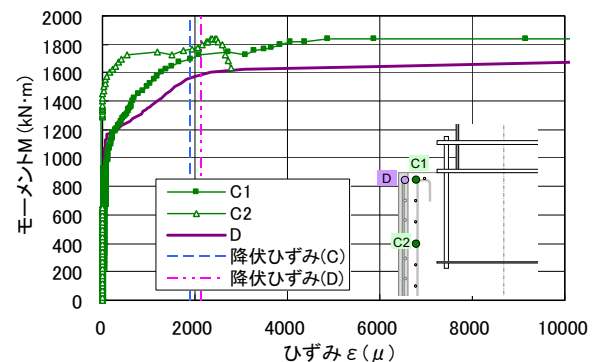


図-12 モーメントと帯鉄筋ひずみの関係 (M1-2)

## 4. シミュレーション解析

### 4.1 解析方法

実験により確認したアンカーボルト構造の実験結果を再現するため、シミュレーション解析を行った。解析には東京大学コンクリート研究室が開発した解析コード COM3 を用いた。なお、シミュレーション解析は M1-1 試験体について実施した。

### 4.2 解析モデル

解析モデルを図-13 に示す。図-13 (a) に示すように鋼管部分を弾性要素として、頂部に模型実験と同様に水平力を加えた。図-13 (b) に示すアンカーボルトのモデル化は線材要素を用いて上部の柱基部プレートの弾性要素とアンカーフレームの弾性要素を接続し、ねじ切削加工されており、実験による切断面のひび割れはアンカーボルトからも生じているのでコンクリートと接点を共有した。杭の下端の鉄筋部分を試験体の拘束条件と同様に鉛直および水平方向に固定した。杭の主鉄筋および帯鉄筋の配置されている要素は鉄筋コンクリート (RC) 要素とした。その他の鉄筋が入っていない要素は無筋コンクリート (PC) 要素とした。杭部コンクリートと上部柱基部プレートの境界には接触境界要素を配置し、柱基部プレートから基礎への引張力が直接伝達しないようにした。

### 4.3 解析結果

モーメント  $M$  と回転角  $\theta$  の関係を図-14 に示す。解析の最大値は  $1378\text{kN}\cdot\text{m}$  となり、実験値と解析値の耐力比は  $0.98$  であった。解析では  $800\text{kN}\cdot\text{m}$  を超えると変位が進行しているが、アンカーフレーム下部のコンクリートに引張ひび割れが生じたモーメントであり、実験では鋼材の下部ははく離しているために比較的滑らかに変位が進行している。

最大モーメント ( $1378\text{kN}\cdot\text{m}$ ) 時の変形状況と主ひずみベクトルを図-15, 16 に示す。AA 断面を見ると解析においてアンカーボルトを配置した線材要素外側の PC 要素が大きく広がった変形となっており、主ひずみも大きくなっている。主ひずみはアンカーフレームから上部まで伸びており、せん断ひび割れが生じていることがわかる。BB 断面を見るとせん断面が生じている要素は外側に広がり同心円上のひび割れが生じている様子が見られる。加えて、アンカーボルト位置から放射状のひび割れが 1 本生じている。このひび割れは割裂ひび割れと考えられる。実験において観察したひび割れはアンカーフレームから上部に生じたせん断ひび割れとアンカーボルトから放射状にコンクリートに生じた割裂ひび割れであり、これらのひび割れと対応していると考えられ、ひび割れ状況が実験と解析で一致していることがわかる。

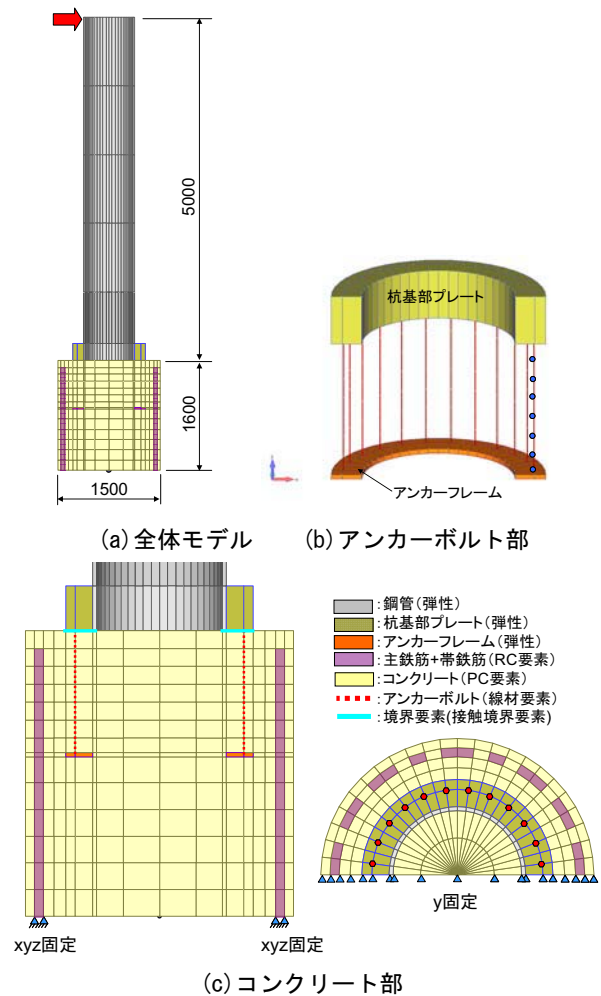


図-13 解析モデル

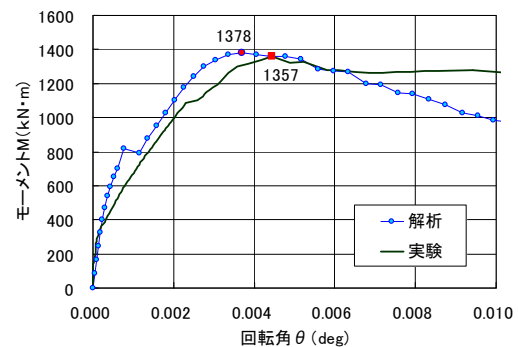


図-14 モーメントー回転角関係

杭主鉄筋ひずみの比較を図-17 に示す。比較した鉄筋は引張側に配置した計測図に示した A の主鉄筋である。上部に配置したひずみ A1 とアンカーフレーム付近に配置した A2 のひずみを比較した。アンカーフレーム部分に配置した A2 を見ると解析は水平ひび割れ発生により  $800\text{kN}\cdot\text{m}$  でひずみが増加した。実験は滑らかであるが  $600\text{kN}\cdot\text{m}$  から増加した。主鉄筋上部の A1 は実験解析共に最大モーメントまで  $200\mu$  程度であり最大モーメント以降に増加している。以上より、主鉄筋のひずみの発生状況はほぼ一致したことがわかる。

帯主鉄筋ひずみの比較を図-18に示す。比較した鉄筋は上部のC1と下部のC2とした。実験解析とも上部の帯鉄筋が下部よりも先行してひずみが増加している。最大モーメント時にひずみの増加は見られ、最大モーメント以降に実験と解析共に降伏した。以上より、主鉄筋のひずみの発生状況はほぼ一致したことがわかる。

#### 4.4 解析結果まとめ

実験値と解析値の比は0.98となった。アンカーフレームからのせん断ひび割れとアンカーボルトからの割裂ひび割れが生じており、ひび割れ状況を再現できていることがわかる。また、鉄筋ひずみの発生状況も一致した。以上より、本モデルによる解析結果は実験結果をシミュレーションでき、帯鉄筋が降伏していることから破壊モードは割裂破壊であると考えた。

#### 5. まとめ

- (1) M1-1の最大モーメントは1357kN・m、M1-2の最大モーメントは1760kNであり、アンカーボルトからのかぶりコンクリートが厚いと耐力が大きくなることがわかった。
- (2) COM3を用いた数値解析は実験値と解析値の比が0.98となりほぼ一致した。また、放射状の割裂ひび割れとせん断ひび割れを再現することができた。
- (3) 破壊モードは実験結果と解析結果からアンカーボルトに囲まれたコンクリートが外側のコンクリートを押し広げ、割裂ひび割れが先行したと考えられる。

#### 謝辞

本研究においてご指導をして頂いた東京大学前川宏一教授に厚く感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 吉井幸雄, 飯島政義, 齋藤修一, 松島学: 送電用鉄塔基礎の支圧板定着方式による脚材定着手法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.660/V-41, pp.129-141, 1998.11
- 2) 齋藤修一, 北島俊宏, 紙本斉士, 湯井孝一: 4本杭に支持された鋼管単柱鉄塔基礎へのアンカーボルト定着に関する模型実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.487-492, 2008.3
- 3) 小松崎勇一, 篠崎裕生, 齋藤修一, 原田光男: 風車基礎ペデスタルの引抜きせん断耐力に関する実験的検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp.1093-1094, 2008.9
- 4) 齋藤修一, 小松崎勇一, 原田光男: 風車基礎ペデスタルの引抜きせん断耐力に関する解析的検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp.1095-1096, 2008.9
- 5) 土木学会: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説, 2007.11

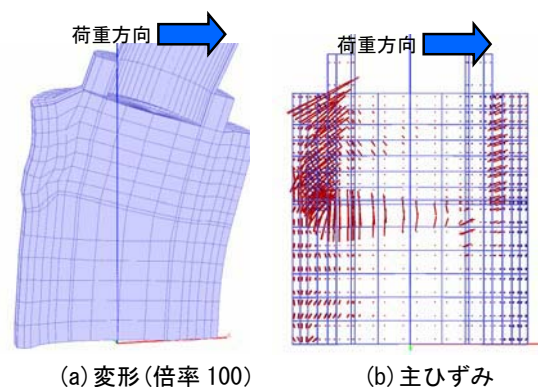


図-15 AA断面

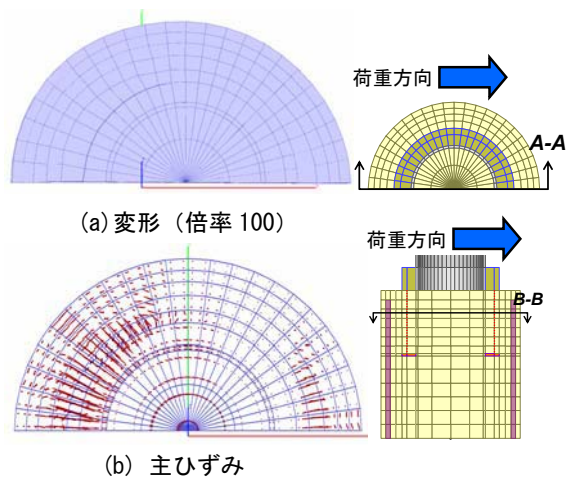


図-16 BB断面

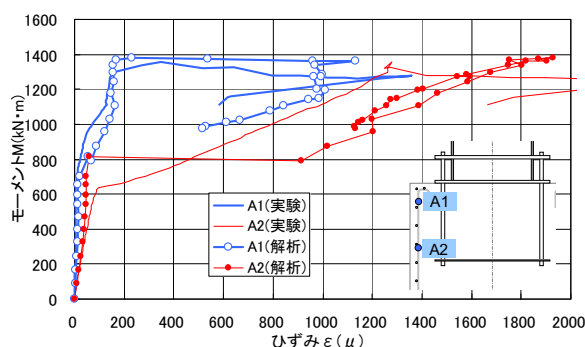


図-17 主鉄筋ひずみの比較

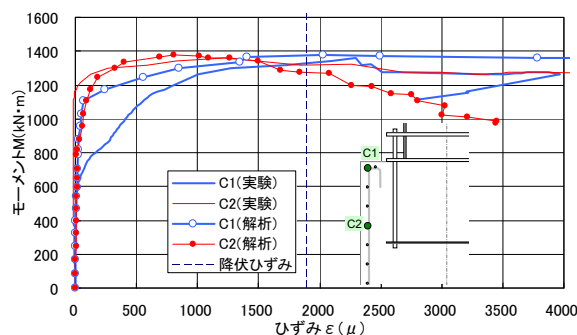


図-18 帯鉄筋ひずみの比較

- 6) 北島俊宏, 齋藤修一, 紙本斉士, 湯井孝一, 大浦篤: コンクリート杭にアンカーボルト定着した送電用鋼管単柱鉄塔基礎に関する模型実験, 土木学会第63回年次学術講演会, pp.1117-1118, 2008.9