

鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の崩壊機構

COLLAPSE MECHANISM OF TRUSS TOWER STRUCTURES
INCLUDING BUCKLING AND FRACTURE OF TUBULAR MEMBERS竹内 徹^{*1}, 堀内 健太郎^{*2}, 松井 良太^{*3}, 小河 利行^{*4}, 今村 晃^{*5}Toru TAKEUCHI, Kentaro HORIUCHI, Ryota MATSUI,
Toshiyuki OGAWA and Akira IMAMURA

Although truss towers used for telecommunication, electric power transportation, supporting structures for smokestacks in power plants have been designed against wind loads, a higher level of safety is recently required because of the increase of anticipated large seismic inputs. The ultimate strength of these structures is governed by tubular member buckling which is easily led to member fracture. This paper proposes the post-fracture analysis methods for truss structures composed with tubular members of large diameter-to-thickness ratios, and study on the collapse mechanism of such truss towers after the buckling and fracture of main columns and diagonals are investigated, using IDA analyses taking these member fractures into account.

Keywords: Truss Tower; Collapse Analysis; Incremental Dynamic Analysis; Member Fracture; Cyclic Loading

トラス鉄塔, 崩壊機構, 漸増動的地震応答解析, 部材破断, 繰返し荷重

1. 序

近接した断層による入力地震動評価や, 南海トラフ等の将来予想される巨大地震想定等により, 設計時の想定を超える地震入力に対する主要構造物の耐震性能の再評価が求められるようになってきている¹⁾²⁾。主要な発電施設の内, 通信・送電施設, 煙突支持構造, 被雷施設等に使用されるトラス鉄塔もまた, このような耐震性能再評価を求められている構造物のひとつである。これらのトラス鉄塔の内, 大規模なものは鋼管部材により構成されていることが多く, その最大耐力は部材の座屈により決定されることが多い。特にトラス鉄塔に多用されている円形鋼管では一旦曲げ座屈を生じた後に繰返し荷重を受けると局部座屈部より早期に破断することが知られている³⁾⁴⁾。米国では地震入力を増大させることで構造物の最終崩壊系およびその入力レベルを確認する IDA (漸増動的地震応答解析) 評価が一般化されつつあるが⁵⁾部材破断が考慮されることは稀であり, このような部材破断がトラス鉄塔の倒壊に与える影響について十分に把握されているとは言い難い。

このような課題に対し, 筆者らは座屈後履歴則を組み込み円形鋼管部材の部材破断を考慮できるマクロ軸力部材モデルを提案し, これを用いた時刻歴応答解析により, 2007 年中越沖地震において部材破断を生じた被雷鉄塔の被害再現解析を行い, その有効性を確認している⁶⁾。上記論文では, 同様の検討を建屋上の通信鉄塔についても行い, 斜材が先行破断しても主柱材が健全であればトラス鉄塔は容易

に倒壊には至らないことが報告されている。しかしながら文献³⁾⁴⁾で破断予測式が提案・確認されている鋼管形状の範囲は径厚比 21~32, 細長比 50~120 の範囲であり, 煙突鉄塔などで使用されている径厚比が 40~70 に至る範囲での有効性は確認されていない。また, このような部材を主柱材に用いた場合に主柱材が先行座屈および破断した場合のトラス鉄塔の倒壊可能性およびその挙動は不明である。

そこで, 本研究では径厚比が 40~64 に至るまでの鋼管軸力部材に対する既往の破断予測式の有効性の確認を部材繰返し実験および数値解析により行い, 予測式の拡張を行う。さらに部材破断条件を部材要素に組み込み, 実在鉄塔の部材破断を考慮した IDA を実施し, 鉛直支持部材を含む鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の終局崩壊性状および終局耐力を確認し分析を行う。

2. 円形鋼管部材の繰返し載荷実験

本実験では, 径厚比 40~70 程度のトラス鉄塔部材を対象に, 準静的繰返し載荷実験を実施し, 部材に全体座屈が生じ局部座屈に至るまでの微振幅下における繰返し挙動の把握および部材破断に至るまでの累積変形性能を検証する。また, 径厚比 40 を超える円形鋼管部材に対して, 既往破断予測手法⁴⁾の適用性の検証を併せて行う。

2.1 試験体の設定

試験体は, 図 1 に示すように実在するトラス鉄塔部材の径厚比と細長比を調査し, 主柱材, 水平材, 斜材の 3 種類を想定した径厚比

*1 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

*2 元 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*3 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*4 東京工業大学建築学専攻 教授・工博

*5 東京電力株式会社開発センター

耐震グループスペシャリスト・博士(工学)

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Former Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
SP Seismic Group, R&D Center, Tokyo Electric Power Company, Dr. Eng.

40~64 の円形鋼管部材とする。試験体名称は図 2 に示すように定義し、細長比、径厚比、接合形式、偏心量の有無をパラメータとする。なお、偏心量は実在トラス鉄塔の荷重偏心を考慮し母材半径の 10% とする。各試験体は図 3 に示すように母材、リブ、エンドプレートから構成され、試験体諸元を表 1 に示す。試験体の鋼材は一般構造用炭素鋼管 STK400(JIS G3444)を基準とするが、板厚の薄い試験体に対しては入手が困難なため類似の強度および降伏比を有する SLP 鋼管、機械構造用炭素鋼管 STKM11A(JIS G3445)を用いる。引張試験により得られた各鋼材の機械的性質を表 2 に示す。

2.2 実験の概要

載荷実験は、図 4 に示すように試験体の両端を汎用フレームに取り付けられた反力梁および加力台に治具を介して固定し、水平方向に設置された最大力 500kN、正負最大振幅±300mm のアクチュエータにて、加力台に強制水平変位を与えることで行う。

測定項目は荷重、変形および試験体の局所的な歪とする。節点間変位は、試験体両端の接合部治具間に材軸方向に沿って取り付けられた変位計にて測定し、両側 2 点の平均により算出する。試験体の面内変位は、母材中央部に取り付けたワイヤー変位計にて測定する。また、アクチュエータ部のロードセルおよび LVDT 変位計により、水平荷重と加力台水平変位を測定する。さらに、試験体表面に歪ゲージを材軸方向に沿って貼付し、局所的な軸方向歪を計測する。歪ゲージ貼付位置例(C454P)を図 5 に示す。

載荷は準静的正負交番増繰返し載荷とし、等価軸歪(規準化軸変形)による変位制御にて行う。等価軸歪 ϵ_n は、節点間変位を有効座屈長さ L_k で除した値と定義する。載荷履歴は、全体座屈を生じ局部座屈に至るまでの微振幅での繰返し変形性能を把握するために、表 3 に示す各等価軸歪値を基に試験体ごとに設定する。設計時最大歪 ϵ_{nd} は弾塑性解析から得られる最大軸方向歪である。全体座屈発生歪 ϵ_{ncr} は、座屈応力度をヤング率で除した値であり、局部座屈発生歪は、文献4)より降伏歪と径厚比を用いて式(1)により算出される値とする。

$$\epsilon_{nib} = 0.0683 \epsilon_y^{-0.39} \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.39} \quad (1)$$

等価軸歪 $\epsilon_n = \pm 0.1\%$ (弾性域)×5Cycle の後、全体座屈時、全体座屈後、局部座屈前、局部座屈後の順に各等価軸歪値にて 10Cycle ずつ行い、局部座屈後の等価軸歪は $\epsilon_n = \pm 0.5\%$ とする。例として図 6 に C1005P の載荷履歴を示す。

2.3 破断に至るまでの座屈性状と累積変形性能

実験で得られた各試験体の全体座屈、局部座屈が生じた等価軸歪 ϵ_n とサイクル数をまとめて表 4 に示す。同表における各座屈発生時期は目視により座屈が確認された時点とし、破断は部材に断面欠損を伴う亀裂が生じた時点とする。各試験体の破断に至るまでの等価軸応力 σ_n (軸力/断面積)ー等価軸歪 ϵ_n の履歴関係を図 7(引張側正)に示す。また、各試験体における局部座屈進展状況を写真 1 に示す。

C454 シリーズでは全体座屈発生後、各試験体とも全体座屈時と全体座屈後の各 10Cycle に耐え、図 8 に示す局部歪履歴も比較的安定している。その後、等価軸歪 0.40%で局部座屈を生じ 20Cycle で破断に至った。破断状況は写真 2 に示すように、最初に局部座屈の縁部で亀裂が確認された。C454PM は偏心曲げの影響により初期座屈

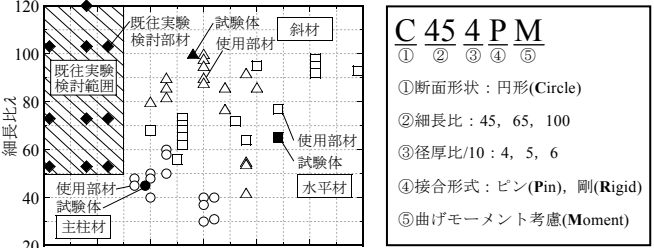


図 2 試験体名称

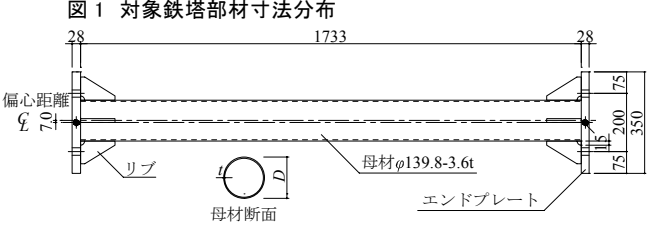


図 3 試験体概要図(C454PM)

表 1 試験体諸元

試験体名	外径 D (mm)	厚さ t (mm)	径厚比 D/t	断面積 A (mm ²)	断面二次 モーメント J (mm ⁴)	有効 座屈長さ L_k (mm)	細長比 λ	偏心 距離 e (mm)	接合 形式
C454P	139.8	3.5	40	1498.7	3.48×10^6	2169.0	45	—	ピン
C454PM	139.8	3.5	40	1498.7	3.48×10^6	2169.0	45	7.0	ピン
C454R	139.8	3.5	40	1498.7	3.48×10^6	2169.0	45	—	剛
C656PM	101.6	1.6	64	502.7	6.28×10^5	2294.5	65	5.1	ピン
C1005P	76.3	1.6	48	375.5	2.62×10^5	2650.0	100	—	ピン

表 2 使用鋼材の機械的性質

材質	対象部材	降伏耐力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	破断伸び E_{long} (%)	ヤング率 E (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_y (%)
STK400	C454(主柱材)	368.3	461.0	36.5	2.10×10^5	0.176
SLP	C656PM(水平材)	277.7	359.8	38.5	2.03×10^5	0.137
STKM11A	C1005P(斜材)	304.5	363.6	38.6	1.98×10^5	0.154

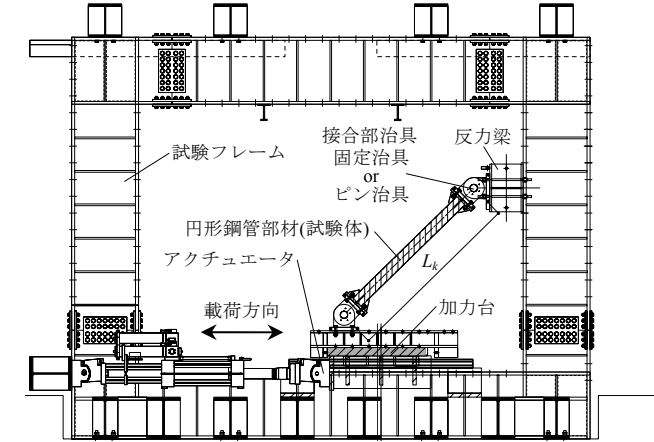


図 4 セットアップ図

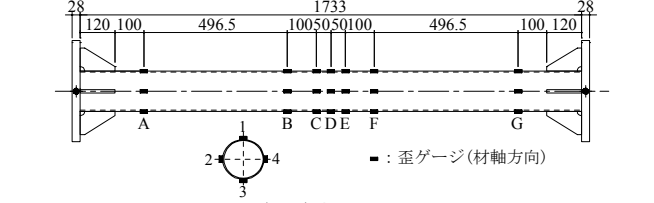


図 5 歪ゲージ貼付位置(C454P)

表 3 主要な等価軸歪値の比較

試験体名	降伏歪 ϵ_y (%)	設計時 最大歪 ϵ_{nd} (%)	全体座屈 発生歪 ϵ_{ncr} (%)	局部座屈 発生歪 ϵ_{nib} (%)
C454P	0.176	0.278	0.166	0.482
C454PM	0.176	0.278	0.166	0.482
C454R	0.176	0.278	0.166	0.482
C656PM	0.137	0.150	0.125	0.279
C1005P	0.154	0.166	0.122	0.397



図 6 載荷履歴(C1005P)

耐力が低くなり, C454P と C454R の初期座屈耐力は同程度であった。

C656PM では, 等価軸歪 0.18% で全体座屈を生じ, 同歪 4Cycle で局部座屈に至った。その後同歪 6Cycle で写真 1(b) に示すように, 複数個所で局部座屈を生じ, 径厚比の増加に伴い写真 1(a) とは異なる局部座屈形状が確認され, 他の試験体に比べ早期に破断に至った。

C1005P は, 等価軸歪 0.125% で全体座屈を生じた後, C454 シリーズと同様に 20Cycle に耐え, 等価軸歪 0.30% - 5Cycle で局部座屈を生じ, 写真 1(c) に示すように C656PM と同様に局部座屈が複雑化した後, 等価軸歪 0.50% - 3Cycle で破断に至った。

累積変形性能を表す指標として, 部材が破断に至るまでの等価軸歪 ε_n を足し合わせた値を累積等価軸歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_n$, 同じく応力-歪履歴の面積を足し合わせて降伏応力 σ_y で除した値を無次元化累積歪エネルギー χ_w と定義し表 4 に示す。C454 シリーズは他の試験体と比較すると累積等価軸歪が高く, C454R は接合部形式の差異により全体座屈後の耐力低下が緩やかであったため, C454P よりも無次元化累積歪エネルギーが高い。一方, C656PM は早期に局部座屈を生じたため, 累積等価軸歪と無次元化累積歪エネルギーともに低い値となる。

2.4 既往破断時期予測手法の適用性

文献 4) では, 円形鋼管プレースを対象に局部座屈部に集中する塑性歪 ε_h に対して, 鋼素材の疲労破断条件式を適合することにより部材破断を評価している。また, 部材の等価軸歪振幅 $\Delta \varepsilon_n$ に対する局部座屈部の局部歪振幅 $\Delta \varepsilon_h$ (経験した最大引張歪からの圧縮側への歪の変化量で定義) の比を振幅履歴により変動する歪振幅拡大係数 $\alpha_c (= \Delta \varepsilon_h / \Delta \varepsilon_n)$ とし(式(2)), 同係数を用いて等価軸歪履歴から局部歪を簡便に評価し破断予測を行う手法を提案している。式(2)は図 9 に示す座屈モデルにより, 局部歪を評価している。本研究では, 径厚比 40 を超える円形鋼管部材に対して, 上記の破断時期予測手法の適用性を検証する。

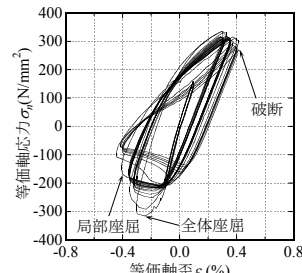
$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & (\text{全体座屈前: } \Delta \varepsilon_n < \varepsilon_{cr}) \\ \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta \varepsilon_n} & (\text{全体座屈後: } \varepsilon_{cr} \leq \Delta \varepsilon_n < \varepsilon_{nlb}) \\ \frac{3\sqrt{6}\phi_h}{2\pi\sqrt{\frac{D}{t}}\Delta \varepsilon_n} + \frac{\theta_{nlb} D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta \varepsilon_n} & (\text{局部座屈後: } \varepsilon_{nlb} \leq \Delta \varepsilon_n) \end{cases} \quad (2)$$

ただし, ε_h : 局部歪, ε_{nlb} : 経験した最大引張等価軸歪, D : 外径, t : 厚さ, L_k : 有効座屈長さ, σ_{cr} : 部材の等価座屈応力度, $\varepsilon_{cr} = \sigma_{cr} / E$, $\varepsilon_{nlb} = 0.0683 \varepsilon_y^{-0.39} (D/t)^{-1.39}$, $\Delta \varepsilon_n = \varepsilon_{nlm} - \varepsilon_n$, $\Delta \varepsilon_h = \varepsilon_{nlm} - \varepsilon_h$, $\theta_h = \cos^{-1}(1 - \Delta \varepsilon_n)$, $\theta_{nlb} = 1 - \cos^{-1}(1 - \varepsilon_{nlb})$, $\Delta \theta_h = \theta_h - \theta_{nlb}$, $\phi_h = \cos^{-1}[\cos(\Delta \theta_h) - D \sin(\Delta \theta_h) / l_p \pi]$ である。

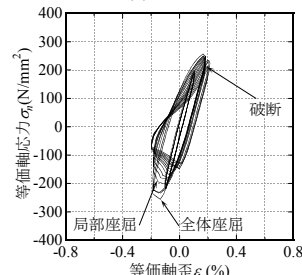
実験にて破断に至った時点までの平均軸歪振幅 $\Delta \varepsilon_n$ および式(2)より局部座屈部における各局部歪振幅を $\Delta \varepsilon_{hp} = \alpha_c \times \Delta \varepsilon_n$ より算定し, その平均値, 累積値より平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ と累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ を評価し, 疲労破断式条件式⁷⁾と比較し図 10 に示す。なお, SLP 材および STKM11A 材の低サイクル疲労曲線は得られていないが, STK400 と同等であるという前提で評価を行う。同図より C454 シリーズは概ね破断条件式に適合するが, 径厚比 48, 64 の C1005P, C656PM は, 未破断の判定となっており破断予測の精度が低下している。要因として, 写真 1(b) に示すように径厚比が大きくなるにつれて局部座屈が複雑化し, 局部座屈部周辺の歪分布が変化した点が考えられる。

表 4 試験体状況と累積変形性能

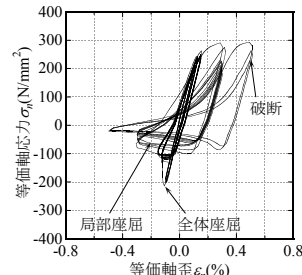
試験体名	全体座屈発生		局部座屈発生		破断		累積等価軸歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_n$ (%)	無次元化累積歪エネルギー χ_w (%)
	等価軸歪	Cycle	等価軸歪	Cycle	等価軸歪	Cycle		
C454P	0.30%	1	0.40%	1	0.40%	8	41.82	10.59
C454PM	0.24%	1	0.40%	9	0.50%	5	50.21	12.50
C454R	0.30%	1	0.40%	5	0.50%	2	48.96	16.69
C656PM	0.18%	1	0.18%	4	0.20%	5	13.32	3.08
C1005P	0.125%	1	0.30%	5	0.50%	3	30.79	3.96



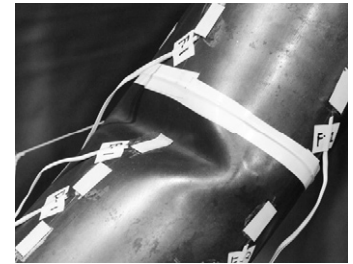
(a) C454P



(b) C656PM



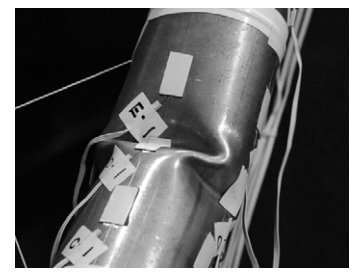
(c) C1005P



(a) C454P



(b) C656PM



(c) C1005P

図 7 等価軸応力-等価軸歪関係

写真 1 局部座屈進展状況

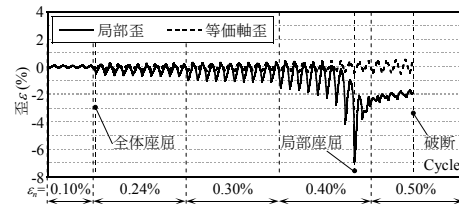


図 8 局部歪履歴(C454PM)



写真 2 亀裂状況 (C454P)

図 9 局部座屈モデル

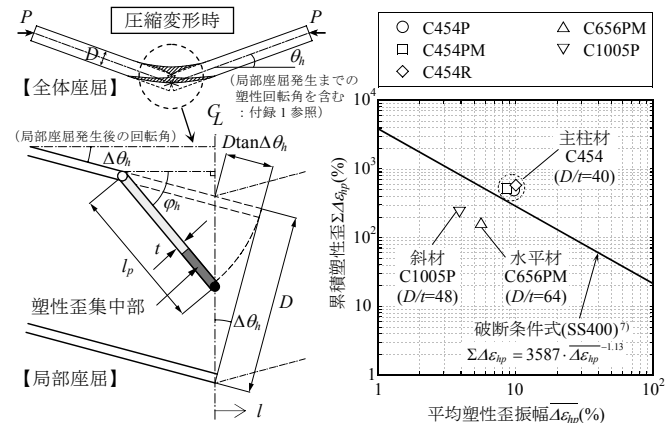


図 9 局部座屈モデル

図 10 破断予測の精度

3. 有限要素法解析を用いた破断時期予測手法の拡張

前章の課題を受け、本試験体を対象に有限要素法解析を用いて歪分布性状を分析し、既往破断時期予測手法の拡張を行う。

3.1 解析モデル、解析手法および設定方法

数値解析には幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した有限要素法解析⁸⁾を用い、各試験体を対象として行う。解析モデルは図11に示す通りとし、要素構成は文献3)と同様である。制御方法はモデルの一端の軸方向変位を拘束し、実験より得られた材軸方向変位量を他端の変位制御点に与えるものとする。

3.2 局部座屈部の塑性歪分布性状の分析

解析結果より得られた等価軸応力 σ_e —等価軸歪 ϵ_e 関係を実験結果と併せて図12に示す。実験時の部材破断に至るまでの履歴特性は概ね再現できている。

局部座屈が複雑化した際の軸方向歪分布を図13に示す。同図中に示すように中央部歪と縁部歪を定義した場合、中央部ではなく縁部に歪が集中する傾向が見られる。既往局部歪評価モデルは中央部歪の軸方向歪を評価している一方、縁部は中央部に比べ複雑な変形を呈し、縁部歪が中央部歪と同様に軸方向歪が卓越していると限らない。そこで式(3)により算出される三軸相当歪⁹⁾と比較する。

$$e_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}(e_z^2 + e_r^2 + e_\theta^2 + 2e_{rz}^2)} \quad (3)$$

ただし、 e_{eq} ：三軸相当歪、 e_z ：軸方向歪、 e_r ：径方向歪、 e_θ ：周方向歪、 e_{rz} ：軸径方向せん断歪である。

図14にみるように縁部においても軸方向歪が三軸相当歪を包括し、概ね同様の推移を示す。これより、既往破断時期予測手法に用いる縁部歪として、中央部歪と同様に軸方向歪を用いる。

局部座屈部の軸方向歪を周方向に沿って調査し、中央部歪と縁部歪の推移および最大値を比較する。図15に示すように局部座屈発生時には中央部の歪が卓越するが、径厚比の大きなモデルではサイクルが進むにつれて座屈波形が複雑化し、縁部に最大歪が移動するとともに中央部はむしろ解放され、载荷を繰り返すごとに縁部の歪が卓越していく様子がわかる。等価軸歪0.50%—1Cycleにおいて、中央部歪に対し縁部歪は4倍程度まで増加している。実験の破断状況として、写真2に示すように局部座屈の縁部に亀裂が生じていることより、径厚比の増加に伴い中央部歪ではなく縁部歪を考慮するこ

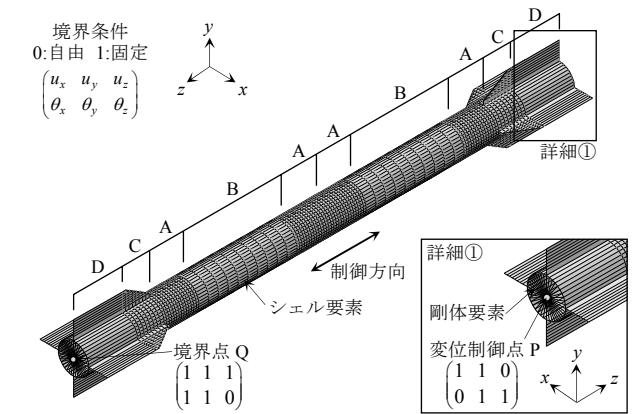


図11 解析モデル概要(C454P)

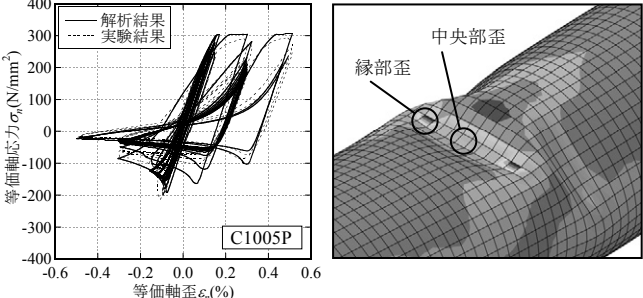


図12 等価軸応力-等価軸歪関係 図13 軸方向歪分布(C656PM)

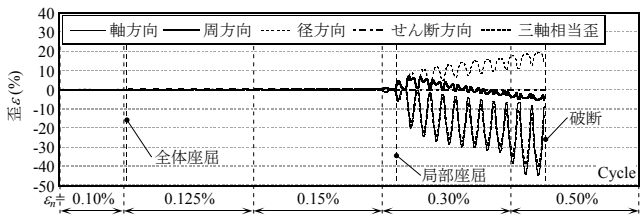


図14 三軸相当歪と各方向の歪による比較(C1005P)

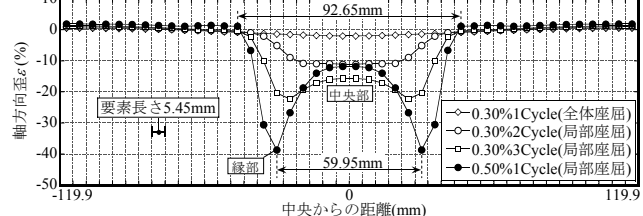


図15 局部座屈部の周方向分布(C1005P)

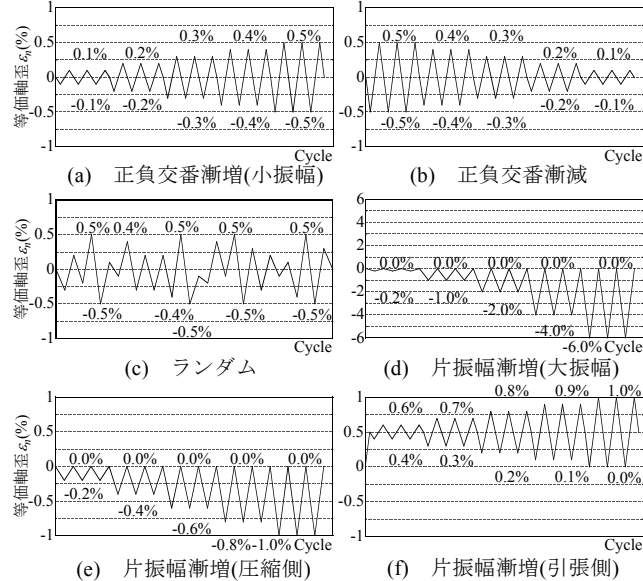


図16 载荷履歴

表5 解析対象

試験体名	細長比	径厚比	载荷履歴
C452P	45	20	片振幅漸増(圧縮)
C452P	45	20	片振幅漸増(大振幅)
C453P	45	30	片振幅漸増(圧縮)
C453P	45	30	片振幅漸増(大振幅)
C454P	45	40	正負交番漸増
C454P	45	40	正負交番漸減
C454P	45	40	片振幅漸増(引張)
C454P	45	40	片振幅漸増(圧縮)
C454P	45	40	片振幅漸増(大振幅)
C454P	45	40	ランダム
C455P	45	50	正負交番漸増
C455P	45	50	正負交番漸減
C455P	45	50	片振幅漸増(引張)
C455P	45	50	片振幅漸増(圧縮)
C455P	45	50	片振幅漸増(大振幅)
C455P	45	50	ランダム
C456P	45	60	片振幅漸増(圧縮)
C456P	45	60	片振幅漸増(大振幅)
C457P	45	70	片振幅漸増(圧縮)
C457P	45	70	片振幅漸増(大振幅)
C654P	65	40	片振幅漸増(圧縮)
C804P	80	40	片振幅漸増(圧縮)
C1004P	100	40	片振幅漸増(圧縮)

とで破断時期予測手法の評価精度を改善できることが考えられる。

3.3 修正係数による既往破断時期予測手法の拡張

局部歪の推移を把握するために、表5に示す径厚比と細長比をパラメータとし、図16に示す载荷履歴を用いて数値解析を実施する。解析結果より得られる中央部と縁部の歪振幅拡大係数を径厚比ごとに図17に示す。径厚比の大きい方が局部座屈発生時に縁部の歪振幅拡大係数が中央部と同程度まで急増する傾向にある。縁部で破断に至るまでの縁部に対する中央部の歪振幅拡大係数を歪振幅拡大係数比と定義し、図18に歪振幅拡大係数比-等価軸歪の全振幅関係を示す。歪振幅拡大係数比の最大値は履歴形式に依らず3程度である。

図9に示す局部座屈モデルは中央部における座屈半波長 l_p^{ctr} と塑性ヒンジ回転角 ϕ_h^{ctr} (図19)により局部歪を評価しており、これらと縁部における座屈半波長 l_p^{edg} 、塑性ヒンジ回転角 ϕ_h^{edg} との推移を比較する。座屈半波長と塑性ヒンジ回転角について、それぞれ中央部と縁部の比である修正係数 $b_c(\Delta\epsilon_n)$ を図20中の式(4)により算出し、得られた推移(C456P)を同図に示す。局部座屈発生前、 b_c は1以下であり、局部座屈が進展するに伴い急増する。図21に示すように b_c を中央部の歪振幅拡大係数に乗じることで、精度よく縁部での推移を表現できることがわかる。そこで修正係数 β_c を、局部座屈を生じてから破断に至るまでの平均値とし式(5)により定義する。

$$b_c(\Delta\epsilon_n) = \frac{l_p^{ctr}}{l_p^{edg}} \cdot \frac{\phi_h^{edg}}{\phi_h^{ctr}} \quad (4), \quad \beta_c = \frac{1}{\sum \Delta\epsilon_{nfr} - \sum \Delta\epsilon_{nfb} i_{lb}} \sum_{i=i_{lb}}^{i_{fr}} b_c(\Delta\epsilon_{mi}) \cdot \Delta\epsilon_{mi} \quad (5)$$

ただし、 β_c : 修正係数、 $\sum \Delta\epsilon_{nfb}$: 局部座屈時の累積等価軸歪振幅、 $\sum \Delta\epsilon_{nfr}$: 破断時の累積等価軸歪振幅、 i_{lb} : 局部座屈時のサイクル数、 i_{fr} : 破断時のサイクル数である。

得られた β_c を径厚比と細長比により分析すると、図22(a)に示すように径厚比35から上昇し、径厚比50以降降頭打ちとなる。一方、図22(b)に示すように β_c は細長比に依らずほぼ一定値をとる。これより、 β_c を径厚比の関数とし、式(6)の内、局部座屈後の第3式にのみ β_c (式(7))を乗じることににより $D/t > 35$ の範囲で縁部歪を評価する。

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & (\text{全体座屈前: } \Delta\epsilon_n < \epsilon_{cr}) \\ \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta\epsilon_n} & (\text{全体座屈後: } \epsilon_{cr} \leq \Delta\epsilon_n < \epsilon_{nfb}) \\ \frac{3\sqrt{6}\phi_h \beta_c}{2\pi\sqrt{\frac{D}{t}} \Delta\epsilon_n} + \frac{\theta_{nfb} D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta\epsilon_n} & (\text{局部座屈後: } \epsilon_{nfb} \leq \Delta\epsilon_n) \end{cases} \quad (6)$$

$$\beta_c = \begin{cases} 1 & (D/t < 35) \\ \frac{1}{15} \left(\frac{D}{t}\right) - \frac{4}{3} & (35 \leq D/t < 50) \\ 2 & (50 \leq D/t) \end{cases} \quad (7)$$

図23に中央部と縁部の累積塑性歪(解析値)を示し、 β_c により修正した評価値と修正していない評価値を併せて示す。また図中に破断時の中央部に対する縁部の累積塑性歪の比(解析値)を示している。局部座屈発生時の累積塑性歪は修正評価値の方が縁部の解析値よりもやや高い値を示すが、破断時は概ね対応している。図24に式(6)、(7)を用いた破断予測結果を示し図10と比較すると、径厚比48、64

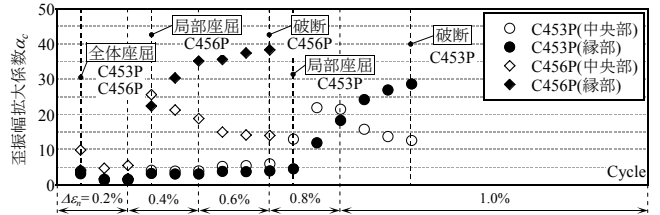


図17 径厚比による歪振幅拡大係数の比較 (片振幅漸増载荷)

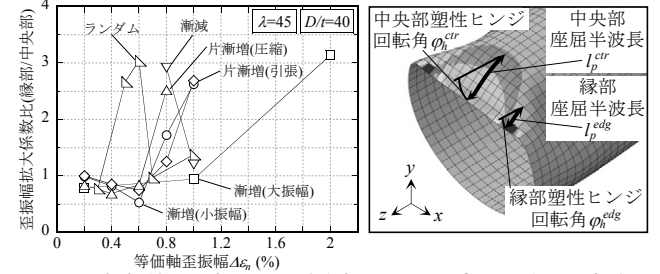


図18 歪振幅拡大係数比履歴依存性 図19 座屈半波長の定義

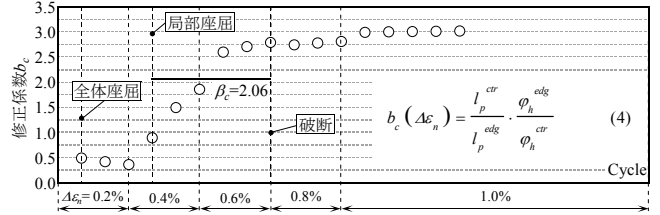


図20 修正係数 b_c の推移(C456P)

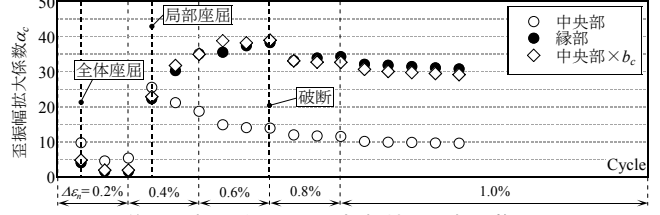


図21 修正係数 b_c を用いた歪振幅拡大係数の推移(C456P)

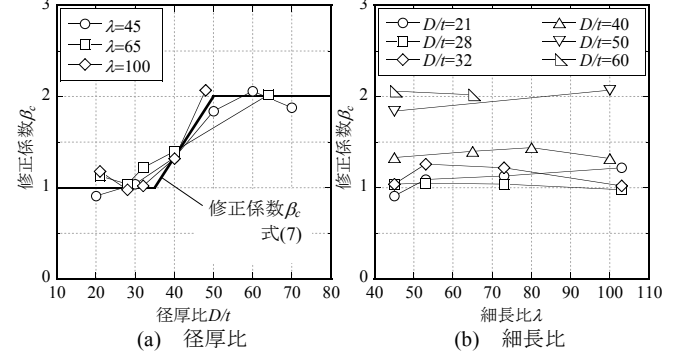


図22 修正係数 β_c と径厚比および細長比関係

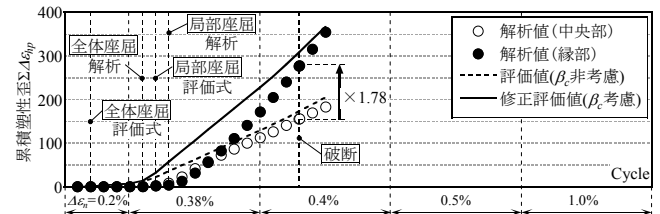


図23 修正係数 β_c による評価精度の比較

の部材において評価式の精度が大幅に改善されており、縁部の座屈半波長および塑性ヒンジ回転角を考慮することで、 $D/t > 35$ の部材に関して既往破断予測手法の適用性を確保することができる。

4. 鋼管部材の座屈および破断を考慮した煙突鉄塔の崩壊機構

前章において拡張した既往破断時期予測手法を部材要素に組み込み、部材の座屈および破断を考慮した時刻歴応答解析プログラムを構築する。同手法を用いて煙突鉄塔を想定したトラス鉄塔構造モデルに対して、IDA^{5),10)}を実施し、過大地震入力が入力した際のトラス鉄塔の応答性状を分析する。

4.1 座屈履歴則

本解析では座屈履歴則として繰返し軸方向荷重による座屈耐力低下を考慮した修正柴田・若林モデル¹¹⁾を用い、座屈耐力低下則は文献12)を参考に繰返し座屈耐力 n_d を圧縮側の累積塑性歪を用いた $n_d = n_0 / \sqrt{\xi - P_n}$ により順次決定する。ただし、 $P_n = n_E^2/4 - 5$, $n_E = \pi^2 E / \lambda \sigma_y$ ($n_E \leq 4$), n_0 : 引張降伏軸力で無次元化した初期座屈荷重, ξ : 引張降伏歪で無次元化した圧縮側累積塑性歪 ($\xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \dots$) である。同モデルの評価精度を実験結果と比較する。実験で偏心曲げを考慮した C454PM と初期座屈耐力を 0.9 倍した修正柴田・若林モデルの座屈耐力を図 25 に示す。初期座屈耐力の評価精度は良く概ね実験結果と対応している。

4.2 解析モデルと基本条件の設定

対象煙突鉄塔は、図26(a)に示すように高さ200m、四角鉄塔支持型の鋼管構造で、ダブルワーレン形式の鉄塔部と鉄塔中央部に4本の煙突と1本のEVSを有した煙突筒身部からなる。モデル化に関して、図26(b)に示すように煙突筒身部を等価な断面性能を有した1部材に集約し、等価な水平剛性を有した水平構面材を介して主柱材に接合する。質量は図26(c)に示す各層質量を節点に配分する。主柱材、水平材、斜材は3章で拡張した部材破断のアルゴリズムを組み込んだ修正柴田・若林モデルを軸応力-歪関係とするマクロ軸力部材モデルとし、他の部材はバイリニア型の履歴特性とする。各部材端部は剛接合とし基礎固定とする。ただし、マクロ軸力部材モデルは有効座屈長に基づき座屈後履歴は精緻に表現される^{6),11)}が、主柱材の材端節点での曲げモーメントを解放するため座屈後履歴則適用後の材端接合形式はピン接合に近い状態となる。表6に主柱材と斜材の部材諸元を示す。他の解析条件は、文献6)を参考に以下のように条件を設定する。

- 1) 接合部を含む部材の降伏応力度 σ_y は基準強度 F に対して $\sigma_y = 1.1F$ とする。
- 2) 座屈部材の有効座屈長 L_k は接合部 GPL を含まない母材長とし、節点間距離 L に対して $L_k = 0.90L$ とする。
- 3) 座屈耐力は鋼構造設計規準¹³⁾(短期許容圧縮応力度 $1.5f_c$) に従うものとし、荷重偏心を考慮し主柱材のみ初期座屈荷重を0.9倍する。
- 4) 減衰定数 h は、対象煙突鉄塔に対して実施した常時微振動測定結果より減衰定数 $h = 1.0\%$ を採用し、減衰形式は1, 2次振動モードを用いたRayleigh減衰とする。

本解析で用いる工学基盤波は対象煙突鉄塔の建設地を考慮し、1923 年関東地震の規模(M7.9)に基づき設定した想定地震であり、入力地震動は応答解析により求めた基礎位置における地震動とする。図 27, 28 に示す入力地震動を基準とし、入力地震動加速度を増加させ対象構造物の応答性状を分析する。以降、例えば基準入力の 3 倍の地震動を $SF = 3.0$ と表現する。図 29 に固有値解析より得られる卓越固有モードと固有周期、有効質量比を示す。想定地震は対象煙突鉄塔の固有周期帯において、告示波 L2 より入力動が大きく、より厳しい地震波である。また、固有周期 0.8~1.0sec で加速度が 1500cm/s^2 程度を示しており、検討モデルにおいては 3 次モードが励起されやすい構成となっている。

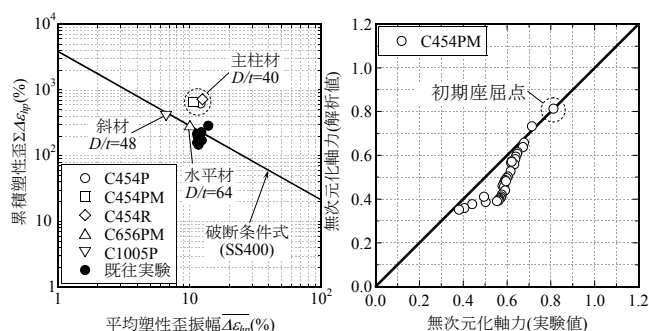


図 24 破断予測の評価精度

図 25 座屈耐力の評価精度 (C454PM)

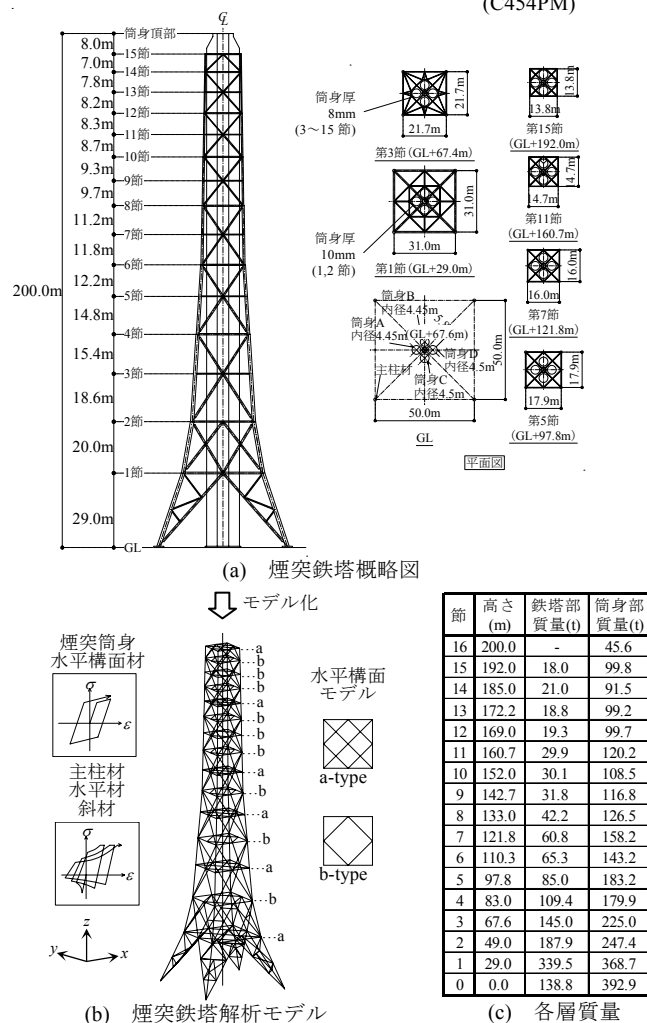


図 26 煙突鉄塔解析モデル概要

表 6 部材諸元(主柱材, 斜材)

節	主柱材						斜材					
	外径 D (mm)	厚さ t (mm)	径厚比 D/t	座屈 長さ L _k (mm)	細長比 λ	鋼材	外径 D (mm)	厚さ t (mm)	径厚比 D/t	座屈 長さ L _k (mm)	細長比 λ	鋼材
15	406.4	9.5	42.8	7002	49.9	STK400	318.5	6.4	49.8	9892	89.6	STK400
14	406.4	9.5	42.8	7834	55.8	STK400	318.5	6.4	49.8	10497	95.1	STK400
13	406.4	9.5	42.8	8170	58.2	STK400	318.5	6.4	49.8	10920	98.9	STK400
12	508.0	12.7	40.0	8320	47.5	STK400	318.5	6.4	49.8	11033	100.0	STK400
11	508.0	12.7	40.0	8684	49.6	STK400	406.4	9.5	42.8	11488	81.8	STK400
10	600.0	16.0	37.5	9285	45.0	STK400	406.4	9.5	42.8	11949	85.1	STK400
9	600.0	16.0	37.5	9720	47.1	STK400	406.4	9.5	42.8	12479	88.9	STK400
8	800.0	20.0	40.0	11200	40.6	STK400	508.0	9.5	53.5	13664	77.5	STK400
7	800.0	20.0	40.0	11806	42.8	STK400	508.0	12.7	40.0	14370	82.0	STK400
6	1100.0	22.0	50.0	12292	32.2	STK400	508.0	9.5	53.5	14753	83.7	STK400
5	1100.0	22.0	50.0	14813	38.9	STK400	600.0	10.0	60.0	17783	85.2	STK400
4	1300.0	25.0	52.0	15415	34.2	STK400	600.0	12.0	50.0	18285	87.9	STK400
3	1300.0	25.0	52.0	18717	41.5	STK400	700.0	12.0	58.3	22203	91.3	STK400
2	1400.0	28.0	50.0	20603	42.5	SM490A	700.0	12.0	58.3	13293	54.6	STK400
1	1400.0	28.0	50.0	15754	32.5	SM490A	700.0	12.0	58.3	13028	53.6	STK400

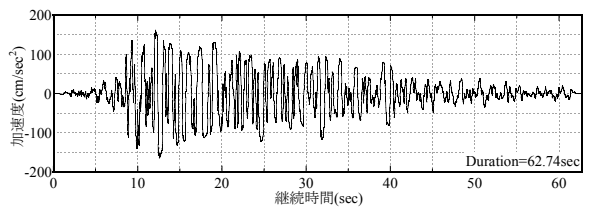


図 27 入力地震動

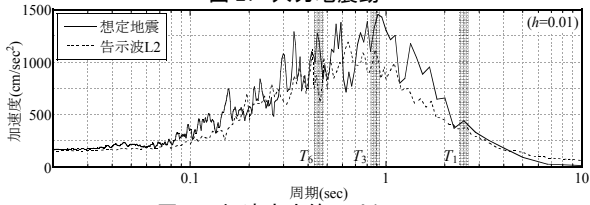
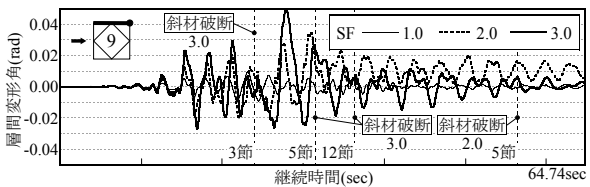
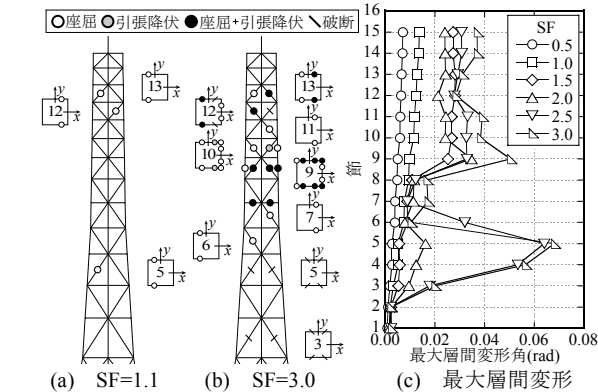


図 28 加速度応答スペクトル(h=0.01)



(d) 層間変形角時刻歴(9 節, 主柱材 1)

図 31 0° 方向入力とした際の損傷図と応答層間変形角

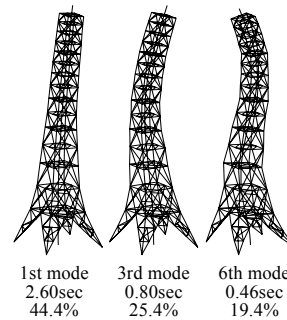


図 29 卓越固有モード
固有周期, 有効質量比

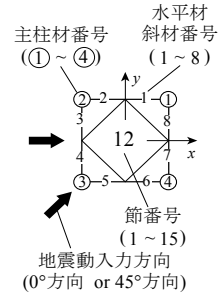
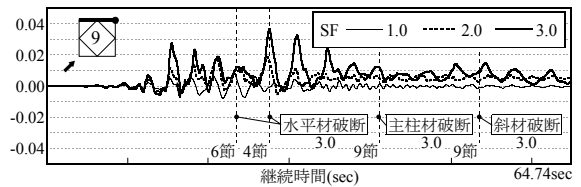
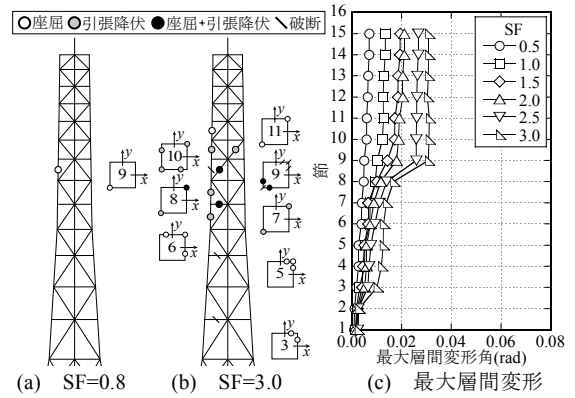


図 30 損傷層の凡例



(d) 層間変形角時刻歴(9 節, 主柱材 1)

図 32 45° 方向入力とした際の損傷図と応答層間変形角

4.3 時刻歴応答解析による煙突鉄塔の応答性状

検討モデルに対して時刻歴応答解析を実施し、部材の座屈や破断といった損傷箇所および最大層間変形角を図 31 と図 32 に示す。同図中に示す損傷箇所は図 30 の凡例に従っている。0°方向の場合、図 31 に示すように SF=1.1 で初めて 13, 12, 5 節の斜材が座屈し、SF=2.0 で 5 節の斜材 1, 6 が部材破断に至り、SF=3.0 では広範囲で部材が塑性化し特に 9 節が損傷し、12, 5, 3 節の斜材が部材破断に至る。最大層間変形角に着目すると、部材破断を生じた 5 節および主柱材の塑性化が目立つ 9 節の層間変形角が増大している。一方 45°方向の場合、図 32 に示すように SF=0.8 で初めて 9 節の主柱材が座屈を生じ、SF=3.0 で 9 節の主柱材が部材破断に至り、層間変形角も 9 節で増加している。9 節の主柱材 1 の時刻歴層間変形角を見ると、入力方向に依らず SF の増加に伴い主柱材や斜材が部材破断を生じるが、煙突筒身の心棒効果により特定層への変形集中が防止され、残留層間変形角は 1/200 程度に留まる。主柱材が部材破断に至った SF 値は弾性限耐力の 4.2 倍程度であり、この場合においても崩壊機構は形成されなかった。

煙突筒身部の健全性を確認するため容器構造設計指針¹⁴⁾に従い 4 本の各煙突に対して断面検定を行う。ただし、許容応力度は基準強度 F の 1.1 倍とし、煙突の内径に腐蝕代 1mm を考慮する。断面検定

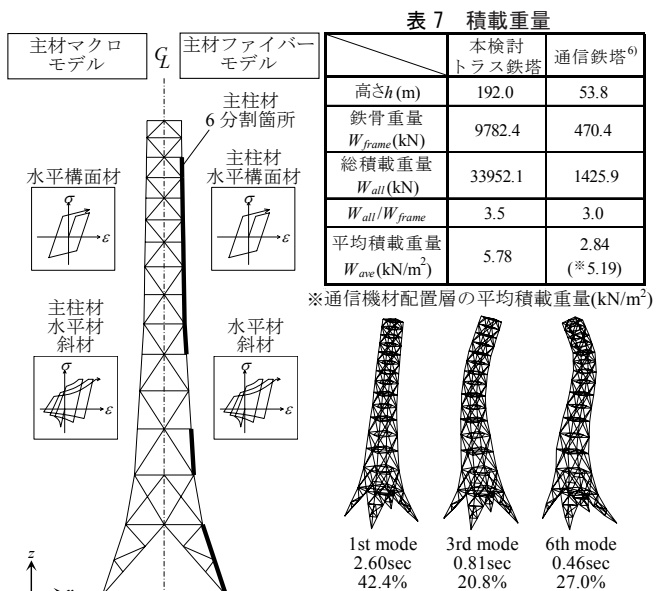
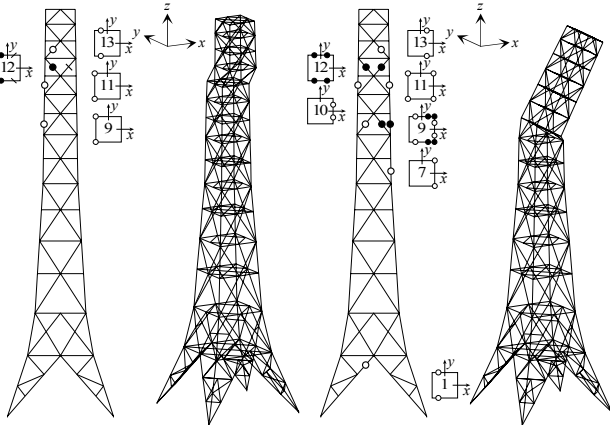


図 33 解析モデル

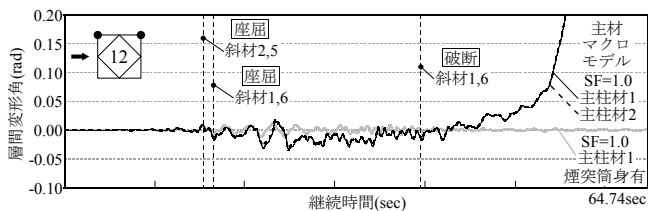
図 34 卓越固有モード, 固有周期, 有効質量比, (主材マクロモデル)

より、入力方向に依らず SF=1.5 で 3, 4 節が許容応力度を超え、SF=3.0 では最大応力が許容応力度の 1.50 倍程度に達する。

○座屈 ○引張降伏 ●座屈+引張降伏 \ 破断

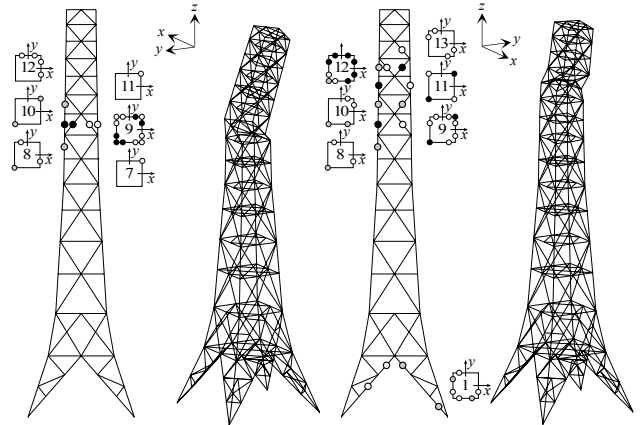


(a) SF=1.0 (b) SF=2.0
図 35 0° 方向入力とした際の損傷図と変形図

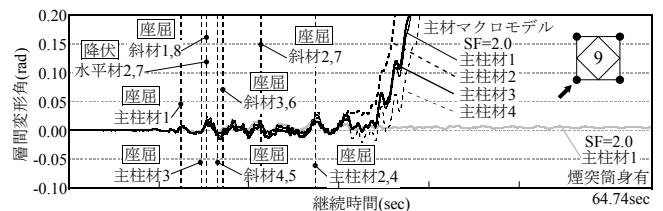


(a) 0°方向, SF=1.0, 12 節, 主柱材

○座屈 ○引張降伏 ●座屈+引張降伏 \ 破断



(a) SF=2.0 (b) SF=3.0
図 36 45° 方向入力とした際の損傷図と変形図



(b) 45°方向, SF=2.0, 9 節, 主柱材

図 37 層間変形角時刻歴(主材マクロモデル)

5. 煙突筒身を除いたトラス鉄塔の崩壊機構

煙突鉄塔では主柱材や斜材が部材破断に至った場合でも煙突筒身の心棒効果によって早期に崩壊に至る可能性は低いと考えられる。そこで、煙突筒身のような心棒のないトラス鉄塔の応答性状を調査し、崩壊機構およびそのクライテリアを分析する。前章との比較のため、図 33 に示すように図 26(b)のモデルより煙突筒身部材要素を除き、相当の重量を主柱材に分配する。表 7 に示すように本検討トラス鉄塔の 1m²あたりの平均積載重量は 5.78(kN/m²)であり、通信鉄塔⁶⁾(通信機材配置層)の 1m²あたりの平均積載重量 5.19(kN/m²)と概ね同程度となる。本検討では FEMA-350³⁾の崩壊クライテリアを用いる。

5.1 主柱材のモデル設定

主柱要素としては前章と同様に、主柱材の軸応力-歪関係に修正柴田・若林モデルを用いたマクロ軸力部材モデルを用いる。本モデルでは先述したように、主柱材同士の接合形式が座屈後履歴則適用後ピン接合に近い状態となるが、実際の主柱材同士はフランジボルト接合されているため、より柱端剛接合に近い条件が保持され、若干の損傷分散効果が期待できると考えられる。そこで上記のモデルに加え、主柱材の軸応力-歪関係をバイリニア型、ファイバー要素(断面 16 分割)を材軸方向に 6 要素直列に接合し 1 部材とすることで座屈後耐力劣化を表現したファイバーモデルを比較のため設定する。以降、前者を主材マクロモデル、後者を主材ファイバーモデルと呼ぶ。主材マクロモデルの卓越固有モードと固有周期は、図 34 に示すように煙突鉄塔と同程度であるが 3 次モードと 6 次モードの有効質量比が逆転している。

5.2 時刻歴応答解析による主材マクロモデルの応答性状

主材マクロモデルに対して時刻歴応答解析を実施し、得られた損傷図と変形図を図 35, 36 に示す。両図は層間変形角が最大となる層で 0.5(rad)に達した際の値を用いている。図 35(a)に示すように、

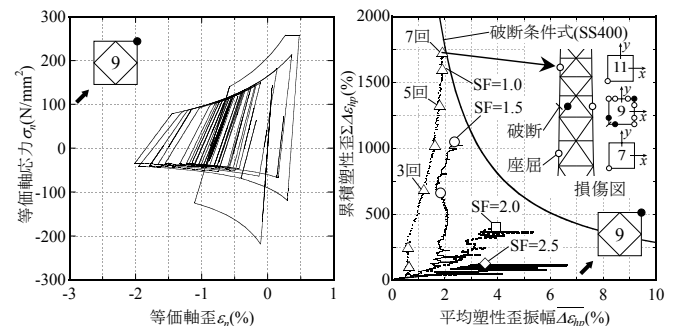


図 38 等価軸応力-等価軸歪関係
(45°方向, SF=2.0, 9 節, 主柱材 1)

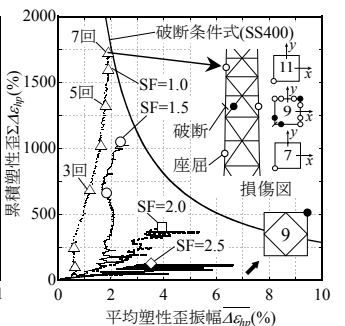


図 39 破断予測
(45°方向, 9 節, 主柱材 1)

SF=1.0 で 12 節の変形が増大しており、12 節の斜材が座屈し部材破断に至ることでスウェイ型の層崩壊に至る。一方、図 35(b)の SF=2.0 の場合、12 節の斜材の部材破断に先行して 9 節の主柱材が引張降伏したことで座屈耐力が低下し 9 節で転倒崩壊に至る。45°方向入力の場合、図 36 を見ると SF=2.0 の場合は 9 節の主柱材が損傷し、SF=3.0 の場合は 12 節の斜材がすべて座屈することで層崩壊に至り、入力地震動によって、崩壊機構に差異がみられる。

崩壊機構の差異を明らかにするために、崩壊層の層間変形角時刻歴と部材損傷時期を図 37 に示す。0°方向の場合、同図(a)をみると斜材の座屈に伴い層間変形角が増加するが、その後生じる部材破断が主要因となり層崩壊に至る。一方同図(b)の 45°方向の場合、主柱材の座屈が斜材に対して先行し、その後振動中心軸上の主柱材 2, 4 が座屈することで、9 節で転倒崩壊に至る。同図中に示す煙突筒身有りの場合と比較すると、入力方向に依らず煙突筒身による心棒効果のない主材マクロモデルの方が早期に崩壊に至る。図 38 に 45°方向入力の主柱材 1(9 節)における等価軸応力-等価軸歪関係を示す。部材破断には至っていないが地震入力エネルギーを座屈後履歴により吸収していることがわかる。図 39 に示す主柱材 1 に対する破断予

測をみると、SF=1.0の地震波を7連続経験した場合は破断条件式近傍の値に達し、振動中心軸上の主柱材が座屈を生じる前に他の主柱材2本が部材破断を生じることで崩壊に至る可能性が想定される。

5.3 時刻歴応答解析による主材ファイバーモデルの応答性状

次に主柱材に曲げ耐力を考慮した主材ファイバーモデルを用いて時刻歴応答解析を実施し、得られた損傷図と変形図を図40に示す。0°方向の場合、同図(a)に示すように13、12節の斜材が部材破断に至ることで変形が増大し、主柱材は主材マクロモデルに対し連続的に曲げ降伏する。一方45°方向の場合、同図(b)に示すように9節の主柱材と斜材が損傷するが、12節の斜材すべてが部材破断に至ることで層崩壊を生じる。

崩壊層の層間変形角時刻歴と部材損傷時期を図41に示す。入力方向に依らず、主材マクロモデルに対し早期に主柱材4本すべてが曲げ降伏を生じるが即座に崩壊に至らず、0°方向の場合は斜材が4本、45°方向の場合は斜材が8本部材破断に至ることで崩壊に至る。また、SFに依らず斜材の部材破断に起因し12節で層崩壊に至り、主材マクロモデルのように崩壊機構に差異は見られなかった。

5.4 IDA曲線を用いた崩壊クライテリアの分析

得られた解析結果に基づき検討トラス鉄塔の崩壊クライテリアをIDA曲線により分析する。IDAにより得られたIDA曲線と弾性限および崩壊時のSFを併せて図42に示す。同図では縦軸に入力地震動倍率、横軸に最大層間変形角とする。主材マクロモデルは主材ファイバーモデルに対して、崩壊に至るまでは弾性剛性を維持するが、崩壊時のSFを超えると最大層間変形角が急増し冗長性は低い。崩壊時の層間変形角は、主材マクロモデルで1/75、主材ファイバーモデルで1/20であった。弾性限のSFに対する崩壊時の倍率を崩壊に対する余裕度とすると、主材マクロモデルの場合は1.5倍程度、主材ファイバーモデルの場合は2.5倍程度の余裕度を有し、主柱材同士の接合条件が崩壊性状に若干の影響を与えることが確認された。

6. 結

本研究では、まずトラス鉄塔の鉛直支持部材で用いられる径厚比40を超える円形鋼管部材が部材破断に至るまでの座屈挙動および累積塑性変形性能を繰返し載荷実験より調査し、有限要素法解析により塑性歪集中部の分析結果から同部材の破断時期予測手法を提案した。続いて、部材破断条件を部材要素に組み込み、実在鉄塔を対象に鉛直支持部材の座屈および破断を考慮したIDAを実施し、崩壊機構およびそのクライテリアを検証した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 主柱材と斜材を想定した径厚比40、48の円形鋼管部材では、全体座屈発生後の繰返し載荷においても、局部座屈が生じる前の局部歪は比較的安定した履歴を描き、破断に至るまでの累積等価軸歪は微振幅下において主柱材で約40~50%となり、斜材は約30%であった。一方、径厚比64の水平材は早期に局部座屈を生じたために約13%に留まった。
- 2) 径厚比が40程度を超える円形鋼管部材では局部座屈を生じた後、母材中央部の歪が縁部へと推移し、縁部の座屈半波長と塑性ヒンジ回転角を考慮した修正係数 β_c を用いて既往破断時期予測手法を拡張することにより実験結果の破断時期を評価できることが確認された。
- 3) 煙突鉄塔は弾性限耐力に対して4.2倍程度の地震入力に対して主

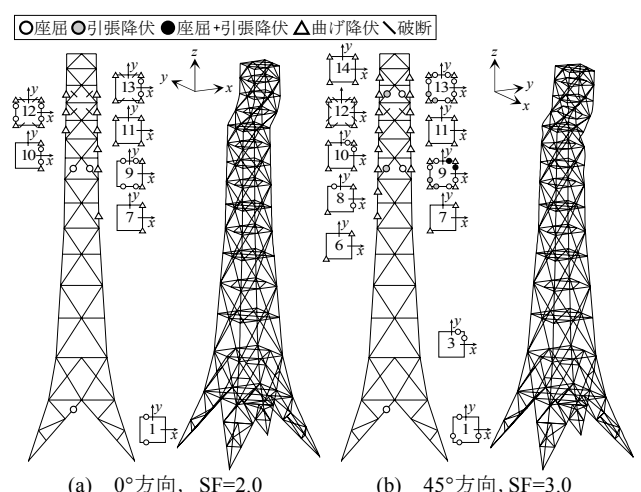


図40 損傷図と変形図

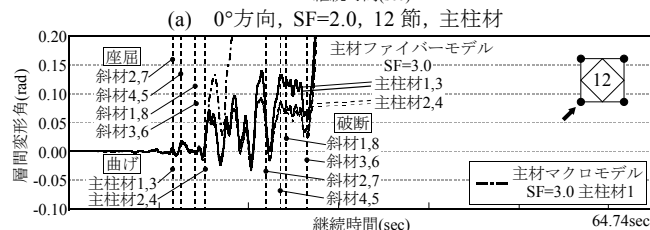
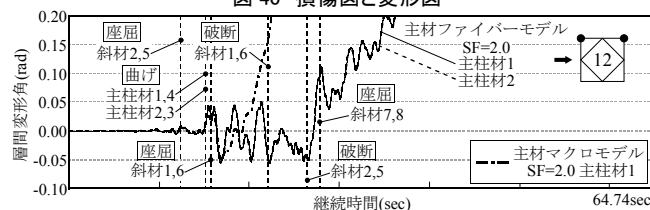


図41 層間変形角時刻歴(主材ファイバーモデル)

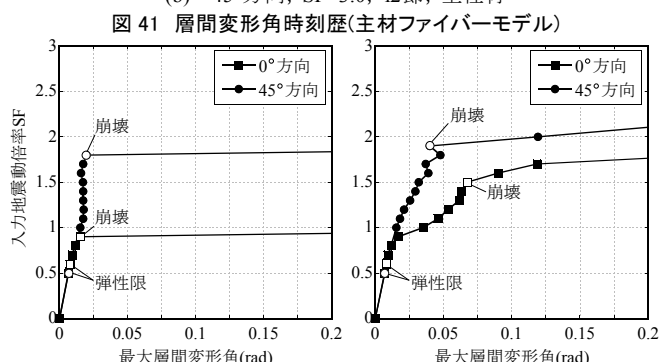


図42 IDA曲線

柱材が部材破断に至ったが、煙突筒身部が健全であればその心棒効果によって、崩壊機構は形成されなかった。

- 4) 煙突筒身部の心棒効果を除いたトラス鉄塔の崩壊機構は、主柱材の先行座屈に起因する転倒崩壊型の機構と斜材の部材破断に伴い層間変形が増大する層崩壊型の機構に分類される。今回の検討例では5.78(kN/m²)の積載荷重を有し、主柱材の接合形式がピン接合に近い状態となるモデルでは崩壊に至るまでに弾性限耐力に対して1.5倍程度、ファイバーモデルでは2.5倍程度の余裕度を有することが分かった。

なお、本論文で使用した鋼管の破断予測に関する手法を地震応答中のランダムな履歴に適用することの妥当性については、参考文献15)、16)において実験との比較が紹介されている他、文献6)において

過去の地震における実際の鉄塔被害を再現解析することで検証を行っている。構造物の崩壊性状は多数の分岐を有し、部材破断時期の変動に敏感に変化するため、崩壊性状を断定的に予測することは困難であるが、構造物の裕度を評価するための目安として有効となるものと思われる。また、接合部の設計によっては損傷が接合部の座屈により発生する事例も報告されているが、今回は接合部の座屈・破断は検討対象に含んでいない。この点の評価を加えることは今後の課題としたい。

謝辞

本研究は平成 24、25 年度の共同研究「塔状構造物の巨大地震に対する耐震性能評価委員会」に基づくものであり、ご助言を戴きました広島大学名誉教授中村秀治博士、東京電力(株)上杉義則氏、橋本尚之氏、東電設計(株)柏崎琢也氏、間瀬辰也氏、荻原実氏、中田達也氏に深謝致します。

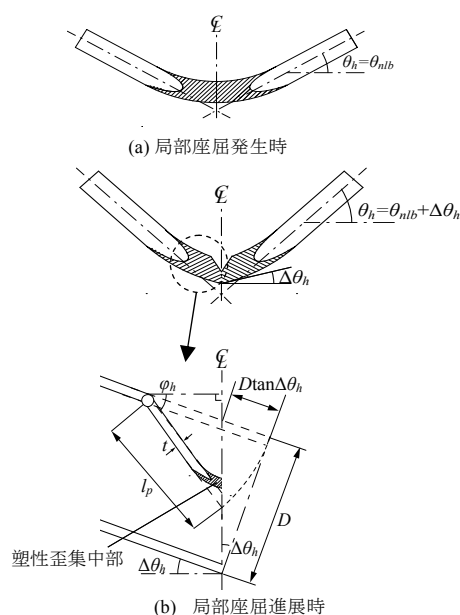
参考文献

- 1) 中央防災会議：南海トラフ巨大地震対策について，2013.5
- 2) 日本建築構造技術者協会：JSCA 応答制御構造設計法・改訂シンポジウムー巨大地震への対応ー，2013.5
- 3) 竹内徹，鈴木一弁，松井良太，小河利行：局部座屈を伴う鋼管ブレースの累積繰返し変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 608 号，pp.143-150，2006.10
- 4) T. Takeuchi, R. Matsui: Cumulative Cyclic Deformation Capacity of Circular Tubular Braces under Local Buckling, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.137, No.11, pp.1311-1318, 2011.11
- 5) Federal Emergency Management Agency：Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, FEMA-350, 2000.6
- 6) 竹内徹，中村悠，松井良太，小河利行，今村晃：部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 669 号，pp.1989-1995，2011.11
- 7) 佐伯英一郎，杉沢充，山口種美，望月晴雄，和田章：低降伏点鋼の低サイクル疲労性能特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp.139-147，1995.6
- 8) ABAQUS / Standard.v.6.10-4
- 9) 桑村仁，山本恵市：三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件，日本建築学会構造系論文集，第 477 号，pp.129-135，1995.11
- 10) D.Vamvatsikos and C.A.Cornell：Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491-514, 2002.3

- 11) 竹内徹，中村悠，松井良太：接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 653 号，pp.1289-1297，2010.7
- 12) 谷口元，加藤勉，中村紀吉，高橋泰彦，佐伯俊夫，広谷勉，相川勇治：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.37B，pp.303-316，1991.3
- 13) 日本建築学会：鋼構造設計規準ー許容応力度設計法ー，2003.4
- 14) 日本建築学会：容器構造設計指針・同解説，2010.3
- 15) 竹内徹，西牧誠，松井良太，今村晃：種々の繰返し載荷履歴を受けるブレースの累積変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻，第 677 号，pp.1131-1140，2012.6
- 16) 日本建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013，1.繰返し軸力を受け座屈するブレースと破断評価，2013.6

付録 1

図 9 に示した局部座屈部の塑性歪評価モデルにおける部材回転角の関係を下図に示す。(a)は局部座屈発生時($\theta_h = \theta_{nlb}$)，(b)はその後の局部座屈進展時およびその詳細である。(a)の全体座屈時，(b)の局部座屈時共に塑性化部において塑性歪が均等に分布していると仮定し式(6)の第 2 式、第 3 式がそれぞれ誘導されている。この仮定の妥当性については、参考文献 15)で検討されている。



付図 1 局部歪評価モデルにおける部材回転角の関係

COLLAPSE MECHANISM OF TRUSS TOWER STRUCTURES INCLUDING BUCKLING AND FRACTURE OF TUBULAR MEMBERS

Toru TAKEUCHI^{*1}, *Kentaro HORIUCHI*^{*2}, *Ryota MATSUI*^{*3},
Toshiyuki OGAWA^{*4} and *Akira IMAMURA*^{*5}

^{*1} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*2} Former Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

^{*3} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*4} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*5} SP Seismic Group, R&D Center, Tokyo Electric Power Company, Dr. Eng.

1. Introduction

The truss towers used for telecommunication, electric power transportation, supporting structures for smokestacks in electric power plants have been designed mainly against wind loads. However, a higher level of safety is recently required because of the increase of anticipated large seismic inputs after the Great Tohoku Earthquake. The ultimate strength of these structures is governed by tubular member buckling which is easily led to member fracture at local buckling zone. This paper proposes the post-fracture analysis methods for truss structures composed with tubular members including large diameter-to-thickness (D/t) ratios, and study on the collapse mechanism of such truss towers after the buckling and fracture of main columns and diagonal members are investigated, using IDA analyses taking these member fractures into account.

2. Cyclic Loading Tests on Tubular Members

Studied truss towers are composed with tubular members of D/t ratios from 40 to 70; however, the cumulative cyclic deformation capacities of such members until fracture after buckling are not confirmed yet. Firstly, cyclic axial loading tests on tubular members whose D/t ratios of 40, 48 and 64, were carried out, and cyclic deformation capacities until fractures at local buckling zone were investigated. As a result, it was observed that the cumulative deformation capacities over 48 D/t ratios tend to decrease compared to evaluation methods proposed by authors in the past, and this phenomenon is considered to be caused by the complexity of local buckling shapes.

3. Local-strain Concentration Ratio Evaluated by FEM Analyses

To evaluate the local strain at complicated local buckling zones, detailed FEM analyses were carried out. Consequently, the local plastic strain at local buckling zone was moved to the edge of the local buckling zones when D/t ratio exceeds 40, and the local strain exceeds the proposed evaluation formulas. Following these studies, modification factors on the proposed local strain evaluation methods are proposed for large D/t ratio members as Eq.(6) and (7), which is confirmed to be valid to capture the test results.

4. Collapse Analyses of Smokestack Truss Towers

Using the proposed time history analysis program considering post-buckling and fracture, the collapse analysis for actual smokestack truss tower of 200m high was carried out. Although buckling and fracture of main columns and diagonal members were observed in three-times larger seismic input of designed earthquake level, collapse of the tower did not occurred due to the continuous column effect of smokestack tubes.

5. Collapse Analyses of Truss Towers Without Smokestack

Collapse analyses for truss towers without smokestack members were also carried-out. As a result, collapse at upper levels of the tower was examined after the buckling of main columns or fracture of diagonal members. The former exhibited overturning collapse mechanism, and the later exhibited story collapse mechanism.

6. Conclusions

As a conclusion, the following results are obtained.

- 1) The cumulative deformation capacities of tubular members of D/t ratios of 40 and 48 by the tests reached 40-50%, while those of D/t ratios of 64 remained around 13%.
- 2) The local plastic strain of tubular members over 40 D/t ratios moved to the edges of local buckling zones, which is well evaluated by the proposed strain amplification factors including the modification factors reflecting D/t value.
- 3) The main columns of smokestack truss towers exhibited fractures after buckling at 4.2 times elastic limit input; however not collapsed due to the continuous column effect of smokestack members.
- 4) Truss towers without smokestack members exhibited collapse after the buckling of main columns or fractures of diagonal members. The collapse occurred 1.5 times elastic limit in pin-end columns models, and 2.5 times elastic limit in fiber columns models.

(2014年 1 月27日原稿受理, 2014年 6 月16日採用決定)