

径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構

COLLAPSE MECHANISM OF TOWER-SUPPORTED STEEL STACK
COMPOSED OF CIRCULAR HOLLOW SECTIONS WITH LARGE DIAMETER-TO-THICKNESS RATIO松井良太^{*1}, 中村 毅^{*2}, 今村 晃^{*3}, 竹内 徹^{*4}Ryota MATSUI, Takeshi NAKAMURA, Akira IMAMURA
and Toru TAKEUCHI

The structural requirement of truss towers is generally determined by the wind load. However, large ground motions were observed in great earthquakes, which results that the truss towers shall be designed to resist the larger ground motions than that in the current Japanese building code. This study presents the effect of the member fracture and strength deterioration of structural members on the seismic performance of a truss tower. Components loading test of circular hollow sections and collapse analysis provide that the member fracture and strength deterioration are critical to determine the ultimate seismic performance under the extremely large ground motions.

Keywords : Truss Tower, Collapse Analysis, Incremental Dynamic Analysis, Cyclic Loading, Local Buckling, Member Fracture,

トラス鉄塔, 崩壊解析, 漸増動的地震応答解析, 繰返し荷重, 局部座屈, 部材破断

1. 序

近年発生している 2011 年の東北地方太平洋沖地震や 2016 年の熊本地震などの発生を受け、想定される南海トラフ地震の影響を受ける地域などにおいては設計時に想定すべき地震動の規模は増大傾向にある¹⁾。このような大規模な地震を受けた際に発電施設における通信・送電施設や鉄塔支持型煙突などの重要なインフラ基盤は、損傷することなく地震後も継続して機能することが望ましい。火力発電所における鉄塔支持型煙突などの塔状構造物は、従来風荷重が支配的となり弾性設計が行われてきたが、想定される地震動入力の増大に伴い耐震安全性についても部材の座屈や破断を含めた非線形性を考慮して検討することが必要となりつつある。鉄塔支持型煙突は径厚比が 30~80 程度の円形鋼管部材で構成され、60 程度と比較的径厚比の大きい部材が多用されている²⁾ (Fig. 1 参照)。また、鉄塔支持型煙突の煙突筒身には径厚比 400~600 と極めて大きい径厚比の部材が採用されており、大規模な地震動を受けた際に、構成された部材の座屈および破断に伴い同鉄塔全体の機構が不安定となり崩壊する可能性も考えられる。このような大きい径厚比の鋼管部材については、半谷ら³⁾が検討した例が見られ、全体座屈に伴う断面の楕円化が局部座屈挙動に影響を及ぼすことを確認している。

このような課題に対し、筆者ら²⁾は径厚比が 40~64 に至るまでの円形鋼管部材を対象に繰返し軸方向載荷実験を実施し、特に径厚比が 64 と大きい場合に局部座屈発生個所の屈服形状が低い場合と比較して複雑となり、局所に集中する塑性歪が大きくなる傾向を確認している。実際の鉄塔構造物においても径厚比 60~70 程度の鋼管軸

力部材は多用されているが、既論文 2) では 1 体のみの実験結果に留まっている。また、筆者ら⁴⁾は径厚比 400~600 の筒身について有限要素法解析により、片持ち柱でモデル化した筒身が一定以上の繰返し水平荷重が作用した後に局部座屈に伴い耐力が劣化していく挙動を確認している。この数値解析結果より構成した筒身の履歴モデル⁵⁾を用いた時刻歴応答解析より、鉄塔支持型煙突が告示波レベル 2 の 4.75 倍の地震動入力を受けたとしても、筒身の復元力特性が最大応答値に与える影響は大きくないことを確認している⁶⁾。しかし、同解析では鉄塔の主構造部材の一部が破断に伴い耐力を喪失した後に、筒身の復元力特性が最終的な崩壊余裕度と与える影響については明らかにしていない。

本論文では、径厚比 63.5 である細長比 40, 85 の円形鋼管軸力部材を対象とした載荷実験を行い、荷重偏心や接合部の形式が局部座屈挙動や累積変形性能に与える影響について検証する。同実験結果および文献 7) をもとに、座屈後履歴則の一種である修正柴田・若林モデルの引張側の曲げ戻し耐力や圧縮側耐力低下に局部座屈の影響を反映させ、時刻歴応答解析プログラムに組み込む。このプログラムを用い、告示波レベル 2 相当の地震動を基準とした漸増動的解析 (IDA) により鉄塔支持型煙突の耐震性能に、部材破断による耐力喪失や筒身の耐力劣化が及ぼす影響について分析する。

2. 径厚比の大きな円形鋼管部材の繰返し載荷実験

本章では、径厚比が 63.5 と比較的大きな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、部材が局部座屈を生じ破断に至る

^{*1} 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学)

^{*2} バコーポレーション 修士(工学)
(元 東京工業大学 大学院生)

^{*3} 東京電力ホールディングス 博士(工学)

^{*4} 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

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

(Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology)

Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc., Dr.Eng.

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

までの累積変形性能を検証し、各接合部の形式が座屈履歴および部材破断性状に与える影響の検証も併せて行う。

2.1 試験体の設定

Fig. 1 に示した実在する 200m 級の鉄塔支持型煙突の径厚比と細長比に関する調査結果より、Table 1 に示すように主柱材および斜材として多用されている径厚比 63.5、細長比 40、85 の円形鋼管部材を試験体として採用する。試験体名は Fig. 2 に示すように定義し、Fig. 3 に試験体概要を示す。径厚比、細長比、荷重偏心の有無、部材接合形式、母材と接合部の降伏耐力比、ガセットプレート（以降、G.PL）の長さおよび母材への割込形式をパラメータとする。実在するトラス鉄塔を想定し、構面内に母材半径の 10% の偏心を設ける。接合部は、文献 8) を準用した耐力式を基に算定される母材と接合部の降伏耐力の比率が既存鉄塔部材と同程度となるように設定した。なお、本実験ではその比率が 1.2 倍程度を接合部高耐力型、0.8 倍程度を接合部低耐力型とし、それらが座屈履歴および部材破断性状に与える影響を検証する。母材中央のフランジ継手接合ではボルト離間耐力が、材端拘束の十字継手接合部ではスプライスプレート（以降、S.PL）の降伏耐力が接合部降伏耐力に相当する。使用鋼材は、実在するトラス鉄塔部材では母材には一般炭素鋼鋼管 STK400 (JIS G3444) が用いられているが、本実験での縮小サイズの板厚の薄い試験体の母材に対しては類似の強度および降伏比を有する SLP 鋼管を用い、接合部には SS400 を用いる。各試験体は、母材、リブ、S.PL、G.PL、エンドプレートから構成され、引張試験より得られた各鋼材の機械的性質を Table 2 に、母材と接合部諸元を Table 3 に示す。十字継手接合部は C856RCH-S、L では 8 枚、C856RCL-S では 6 枚の S.PL を用いる。なお、C856RCL-S は $N_{ju} \geq 1.2N_{by}$ を満足せず、文献 9) の接合部破断先行型と同様、非保有耐力接合となる。

2.2 実験の概要

載荷実験は、Fig. 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、変位、試験体の局所的な歪およびボルト軸力とする。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。試験体の母材面内および面外変位は、母材中央に取り付けられたワイヤー変位計にて行う。接合部のボルト導入軸力は、フランジ継手の場合は面内の上下 2 本を内蔵された歪ゲージの値により、それ以外の箇所は十字継手の場合も含めてトルクコントロール法により目標とする値に調整する。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。Fig. 3 中に示すように塑性化の進展が想定される母材中央部や端部、接合部に歪ゲージを貼付し、局所的な軸方向歪を測定する。

載荷履歴は準静的正負交番漸増繰返しとし、Fig. 5 に示すように等価軸歪 $\varepsilon_n = \pm 0.05\% \times 2\text{cycle}$ の後、 $\varepsilon_n = \pm 0.1\%, \pm 0.25\%, \pm 0.4\%, \pm 0.5\%, \pm 1.0\%$ を各歪レベルで各 3cycle ずつ行い、その後は±2.0% の一定振幅とし、試験体が破断に至るまで載荷を続けるものとする。ここで等価軸歪 ε_n は、節点間変位を試験体の有効座屈長さで除した値とする。また C856RCH-L は下端部に層間変形角 1/100 の強制面外変形を与えた状態で載荷を行い、接合部の首折れ座屈を誘発させる。

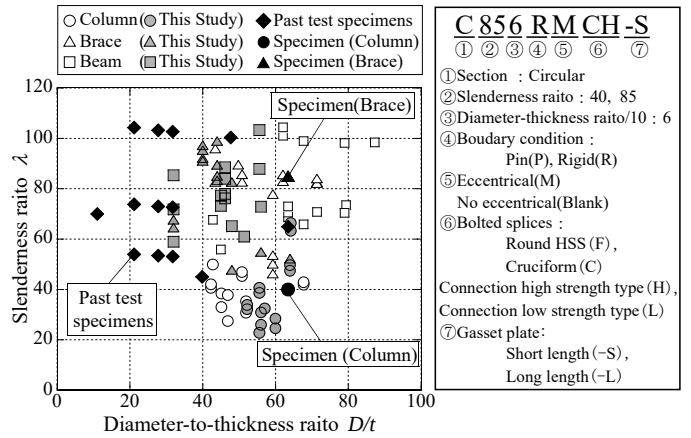
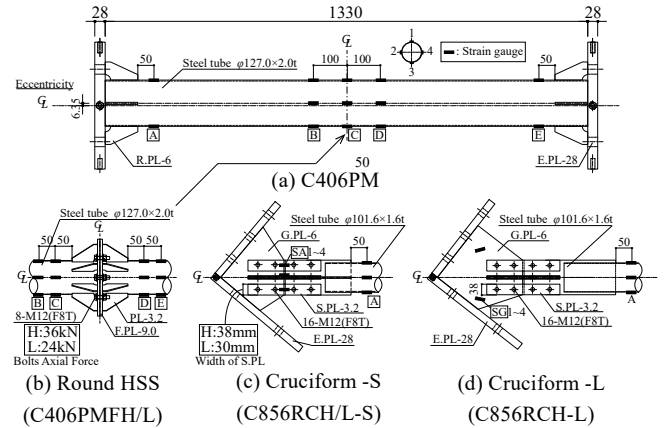


Fig. 1 Tubular member properties of 200m class tall truss tower

Fig. 2 Specimen label



*Box □ means positions of strain gauges.

Fig. 3 Specimen configuration

Table 1 Specimen dimensions

Specimen	Diameter D (mm)	Thickness t (mm)	Diameter thickness ratio	Sectional area A (mm ²)	Secondary moment of area Z (mm ³)	Effective buckling length L _b (mm)	Slenderness ratio λ
C406 (Column)	127	2.0	63.5	785	1533596	1766	40.0
C856 (Brace)	101.6	1.6	63.5	502	628161	3006	85.0

Table 2 Material properties of specimens

Specimen	Component	Steel Grade	Shape	Yield strength σ_y (N/mm ²)	Tensile strength σ_u (N/mm ²)	Fracture elongation E_{long} (%)	Yield strain ε_y (%)
C406P	Steel tube	SLP	φ 127×2.0	271.0	348.0	42.6	0.132
C406PM	Flange PL	SS400	PL-9.0	290.7	429.5	43.7	0.142
C406PMFH	Rib PL	SS400	PL-3.2	359.4	424.0	30.4	0.175
C406PMFL	Steel tube	SLP	φ 101.6×1.6	271.0	352.2	42.5	0.132
C856P	Splice PL	SS400	PL-3.2	359.4	424.0	30.4	0.175
C856RCH-S	Gasket PL	SS400	PL-6.0	299.0	430.9	44.7	0.146
C856RCL-S							
C856RCH-L							

Table 3 Strength of connection and brace using material specification

Specimen	Connection				Brace		
	Connection fracture location	Connection area A _j (mm ²)	Connection yield strength N _{iy} (kN)	Connection strength N _{iu} (kN)	Brace steel grade	Yield strength σ_{by} (N/mm ²)	Brace Area A _b (mm ²)
C406PMFH*	8-F8T M12	904	259	723.2	SLP (For yield strength equivalent to SS400)	271.0	785
C406PMFL*			173				
C856RCH-S/L			614	261			
C856RCL-S	Splice PL (SS400 PL-3.2)	307	110	130		271.0	502
							136

*Yield Strength for C406PMFH/L is calculated by the pre-tension force of bolts.

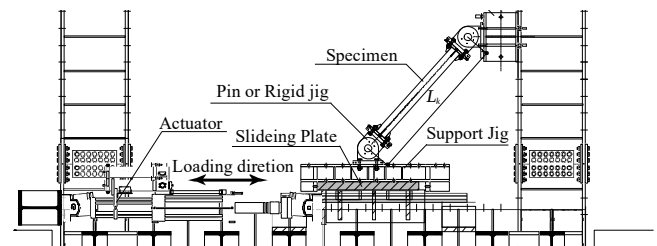


Fig. 4 Test setup

2.3 破断に至るまでの座屈履歴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、首折れ座屈を生じた時点の等価軸歪 ε_n とサイクル数をまとめて Table 4 に示す。全体座屈は母材の面内および面外方向の顕著なたわみが、局部座屈は母材に局所的な起伏が、首折れ座屈は材端接合部の面外変位が顕著になり荷重低下が、破断は部材に断面欠損を伴う亀裂が確認できた時点とする。Photo 1 に各試験体の代表的な座屈性状を示す。

母材で破断した全試験体では、等価軸歪 $\varepsilon_n = 0.05\%$ のサイクルまで弾性で目立った変化は確認されなかった。C406P および C406PM は $\varepsilon_n = 0.25\%$ に達すると、全体座屈に先行し母材端部で局部座屈が発生した。C406PMFH と C406PMFL は $\varepsilon_n = 0.25\%$ に達すると全体座屈および母材中央部付近に局部座屈を生じた。フランジ継手の有無によって異なる位置で局部座屈が発生した。C856P は $\varepsilon_n = 0.25\%$ に達すると全体座屈の進展に伴い母材中央部で局部座屈を生じた。C856RCH-S および C856RCL-S は $\varepsilon_n = 0.1\%$ に達すると全体座屈を生じ、 $\varepsilon_n = 0.25\%$ に達すると母材中央部に局部座屈を生じた。その後、 $\varepsilon_n = 0.5\%$ -1cycle 引張で母材中央部に亀裂を生じ破断に至った。いずれの試験体も各サイクル圧縮側を経験する中で局部座屈が進展し、同箇所亀裂を生じる結果となったが、Photo 1(a)~(c)に示すように C406 シリーズで、局部座屈が母材端部に、また全体座屈に先行して発生したことは、径厚比の小さい既往実験^{2),11),12)}と座屈性状が異なっている。同じ薄肉鋼管でも細長比が小さくなると局部座屈が先行しやすく、発生位置は初期不整等に影響すると考えられる。接合部で破断した C856RCH-L は、 $\varepsilon_n = 0.05\%$ のサイクルで下部のガセットプレートが面外に変形し始め、接合部で首折れ座屈を生じ、最終的には $\varepsilon_n = 2.0\%$ -1cycle 引張で平板割込板部に亀裂を生じた。

履歴特性について、Fig. 6 に等価軸応力 σ_n (軸力/母材断面積)一等価軸歪 ε_n 関係を示す。また、鋼構造設計規準式 (式(1))を準用して座屈耐力 σ_{cr} を算定し、同図中に示す。

$$\sigma_{cr} = \begin{cases} \left\{1 - 0.4(\lambda_k/A)^2\right\} \sigma_y & (\lambda_k \leq A) \\ 0.6\sigma_y / (\lambda_k/A)^2 & (\lambda_k > A) \end{cases} \quad (1)$$

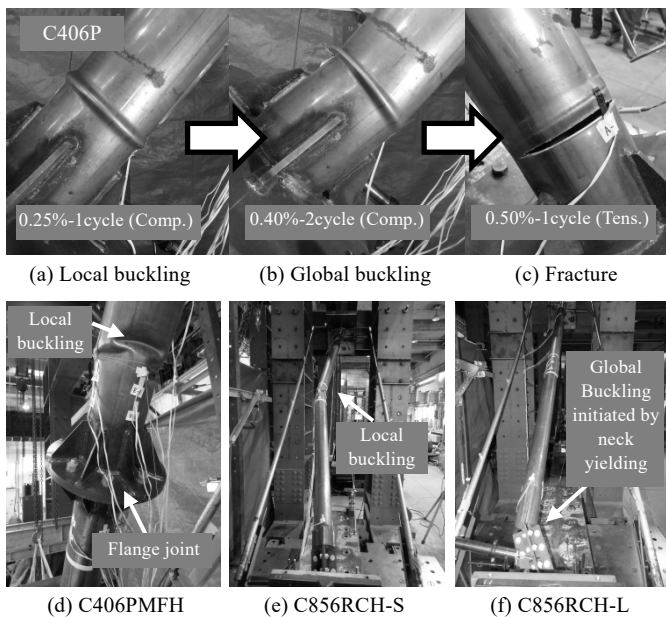


Photo 1 Failure modes of each specimen

ここに、 λ_k : 有効座屈長より得られる細長比、 A : 限界細長比、 σ_y : 母材降伏応力度とする。同図(a)~(e)に示すように、初期座屈荷重は式(1)と対応し、引張側耐力は接合部低耐力型の場合でも母材の降伏耐力と同等となっている。C406 シリーズについて、荷重偏心がある場合には文献 2)と同様に、履歴ループの圧縮側の膨らみが若干小さくなり、各サイクルの座屈耐力が 1 割程度低くなる傾向にある(付録 A 参照)。同図(f)に示すように、首折れ座屈を生じた C856RCH-L は圧縮耐力がほとんど期待できずば引張ブレースと同等の履歴を示した。首折れ座屈荷重は、文献 13), 14)の種々の評価式を準用すれ

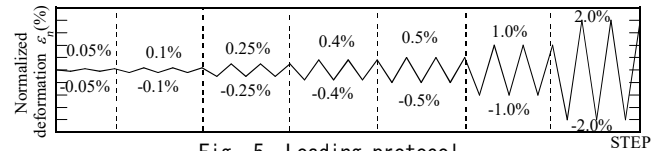


Fig. 5 Loading protocol

Table 4 Buckling, fracture and cumulative deformation

Specimens	Fracture position	Global buckling		Local buckling		Fracture		Cumulative normalized deformation $\sum \Delta \varepsilon_n$ (%)	Non-dimensional strain energy χ_n (%)
		ε_n (%)	cycle	ε_n (%)	cycle	ε_n (%)	cycle		
C406P*	Steel tube at lower center	0.40%	2	0.25%	1	0.50%	1	10.93	3.32
C406PM*	Steel tube at lower center	0.25%	2	0.25%	1	0.40%	3	9.61	2.35
C406PMFH	Steel tube at upper center	0.25%	1	0.25%	1	0.50%	2	13.06	3.38
C406PMFL	Steel tube at upper center	0.25%	1	0.25%	1	0.50%	1	11.12	2.88
C856P	Steel tube at center	0.25%	1	0.25%	1	0.5%	1	10.80	1.56
C856RCH-S	Steel tube at center	0.1%	1	0.25%	1	0.5%	1	10.88	1.90
C856RCL-S	Steel tube at center	0.1%	1	0.25%	1	0.5%	1	10.91	1.88
C856RCH-L**	Lower neck joint	0.05%	1			2.0%	1	33.54	4.74

*Local buckling occurred before overall buckling

**Global buckling initiated by neck yielding

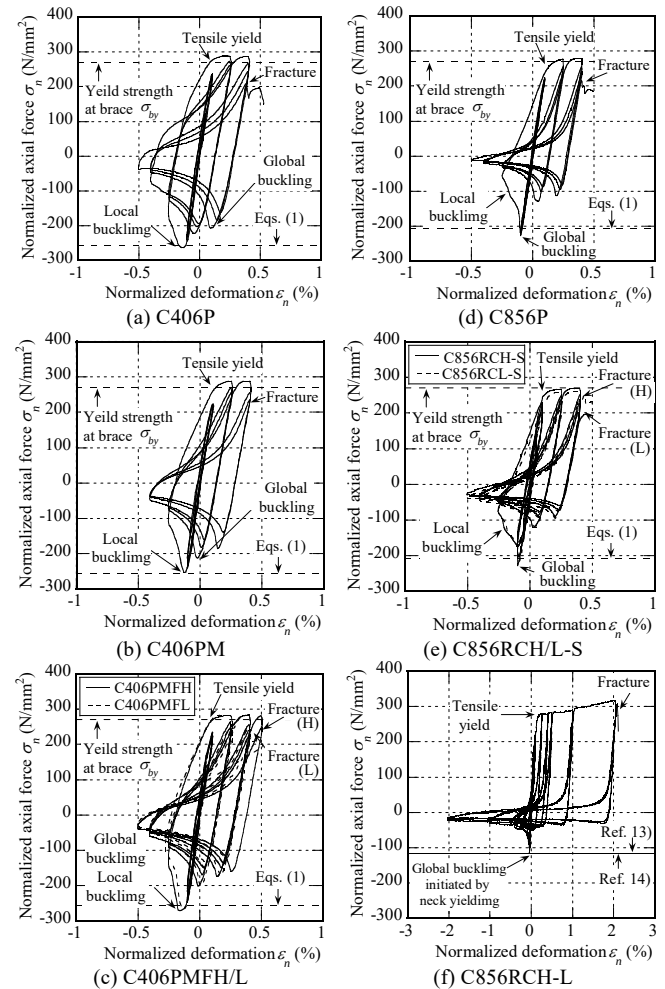


Fig. 6 Hysteresis curves of specimens

ば, Fig. 6(f)中に示すように概ね評価可能であることが確認できる。

次に, 接合部が損傷状況に与える影響を分析する。Fig. 7 にフランジ継手接合のボルト軸力の推移を示す。同図に示すように, C406PMFH では若干離間を生じるものの概ね初期導入軸力で頭打ちになるが, C406PMFL では初期導入軸力の 1.2 倍程度まで上昇し, フランジ継手の離間が C406PMFH より大きい。しかし最終的にどちらの試験体も部材に生じた全体座屈によるフランジ継手の離間より, 母材の局部座屈部における塑性変形の方が顕著で, 同箇所には損傷が集中し破断している。Fig. 8 に十字継手接合の C856RCL-S の母材中央部および S.PL の中央に貼付けた歪ゲージの表面歪履歴を示す。同図(a)に示すように, S.PL が若干塑性化するものの, 同図(b)に示すように母材の局部座屈部付近の塑性歪の方が大きい。またボルト孔付近でも応力集中は確認できず, 摩擦接合部が滑らず S.PL の軸力が G.PL に伝達され, 一体となって挙動していたと考えられる。最終的に C856RCL-S は C856RCH-S と同様に, 局部座屈部に損傷が集中し母材が破断する結果となった。以上のように接合部高耐力型と低耐力型とで母材の損傷状況に大きな差異はないことが確認できた。

3. 座屈後履歴則の適用性の検証と修正

本章では, 骨組解析に用いる座屈後履歴則に関し, 柴田・若林モデルの修正モデル⁷⁾について, 径厚比 63.5 と大きな部材の場合での評価精度について検証し, 局部座屈を考慮した改良を試みる。

3.1 座屈後履歴則モデル

文献²⁾では繰返し軸方向載荷による座屈耐力低下を考慮した修正柴田・若林モデル³⁾(以降, SW-M3_model, 付録 B 参照)を推奨している。一方で, Fig. 9 に本実験結果と SW-M3_model の比較を示すように, 径厚比の大きい部材は引張側の曲げ戻し耐力および局部座屈後の圧縮側耐力低下が過大に評価される。そこで, SW-M3_model について文献⁷⁾をもとに修正を試みる。

3.2 座屈後履歴則の係数修正

1) 引張側耐力曲線の修正

筆者らは数多くのブレース材の実験結果を参考に係数 p_3 を式(2)とした修正柴田・若林モデル⁴⁾(SW-M4_model)を提案している⁷⁾。本論文においても同修正を採用する。

$$p_3 = \frac{1}{0.7n_e + 2.2} \quad (2)$$

2) 圧縮側耐力低下曲線の修正

圧縮側耐力曲線は主として係数 p_1 により決定される。既往の円形鋼管部材の繰返し載荷物実験結果^{2), 11), 12)}を参照し, 局部座屈に伴う耐力低下に大きく寄与すると考えられる径厚比を考慮した係数 p_1 の同定を行う。Fig. 10(a)に実験で得られた代表的な無次元化圧縮側耐力曲線 n の $1/n^2$ と無次元化軸変位 δ の関係を示す。同図に示すように, 各曲線は概ね直線で近似することができ, それぞれの直線の勾配を p_1 とする。次に, 同図(b)に p_1 と無次元化 Euler 座屈荷重 n_e の逆数 $1/n_e$ の関係を径厚比 D/t ごとに示す。 D/t が大きいほど原点を通る近似曲線の勾配 a が大きくなる傾向にあることがみてとれる。さらに同図(c)に示すように, 勾配 a と D/t の関係を指数近似すると, p_1 は D/t と n_e の関数として式(3)のように同定できる。

$$p_1 = \frac{2.153e^{(0.0415D/t)}}{n_e} \quad (3)$$

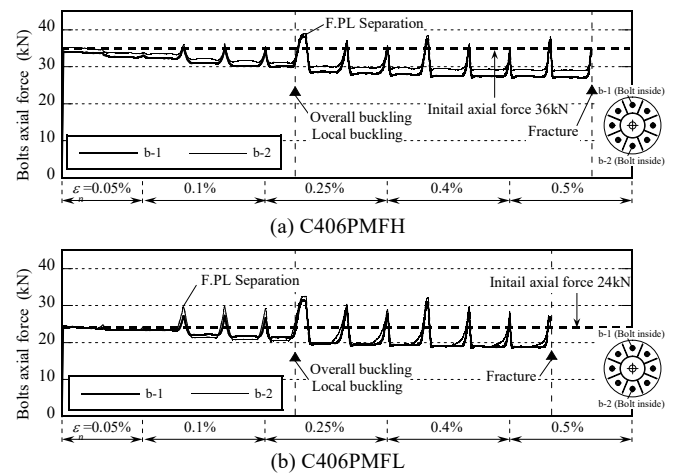


Fig. 7 Bolts axial force transition of Round HSS

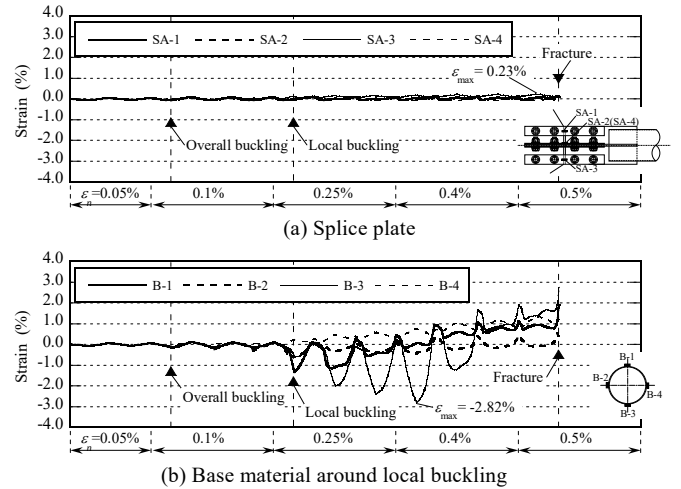


Fig. 8 Surface strain history about C856RCL-S

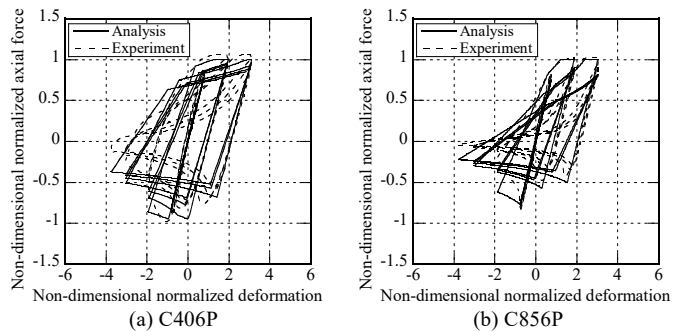


Fig. 9 Comparison of SW-M3_model and experimental results

3) 修正柴田・若林モデル⁵⁾(SW-M5_model)

上記の 1)および 2)を採用した修正モデルを修正柴田・若林モデル⁵⁾(以降, SW-M5_model)とする。Fig. 11 に実験結果と SW-M5_model の比較を示す。Fig. 10 と比較して, SW-M5_model の方が実験値との対応が向上していることが分かる。なお, 径厚比が小さい場合には SW-M3_model と同等の評価結果となっている。

4. 破断時期予測手法の適用性の検証と拡張

文献²⁾では円形鋼管ブレースを対象に局部座屈部に集中する塑性歪に対して, 鋼素材の疲労条件式¹¹⁾を適合させ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 $\Delta \epsilon_n$ に対する局部座

屈部の局部歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ の比を振幅履歴により変動する歪振幅拡大係数 $\alpha_c (= \Delta\epsilon_h/\Delta\epsilon_n)$ とし (式(4)), $\Delta\epsilon_n$ から局部歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ を簡便に評価し, 破断予測を行う手法を提案している。本章では, 2 章の円形鋼管部材に対して, 既往手法と同様に歪集中の概念を用いた破断時期予測手法の適用性を検証する。

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

ここに, ϵ_h : 局部歪, ϵ_{ntm} : 経験した最大引張等価軸歪, D : 外径, t : 厚さ, L_k : 座屈有効長さ, $\epsilon_{cr} = \sigma_{cr}/E$, $\epsilon_{nib} = 0.0683\epsilon_y^{-0.39}(D/t)^{-1.39}$, $\Delta\epsilon_n = \epsilon_{ntm} - \epsilon_n$, $\Delta\epsilon_h = \epsilon_{ntm} - \epsilon_h$, $\theta_h = \cos^{-1}(1 - \Delta\epsilon_n)$, $\theta_{nib} = 1 - \cos^{-1}(1 - \epsilon_{nib})$, $\Delta\theta_h = \theta_h - \theta_{nib}$, $\varphi_h = \cos^{-1}\{\cos(\Delta\theta_h) - D\sin(\Delta\theta_h)/l_p\}$, $l_p = (Dt/6)^{1/2}$, $\beta_c = 1$ ($D/t < 35$), $D/15t - 4/3$ ($35 \leq D/t < 50$), 2 ($50 \leq D/t$) とする。

4.1. 既往手法 (式(4)) による破断時期予測の適用性

Fig. 12 に実験にて破断に至った時点までの局部歪より算出した平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\epsilon_{hp}}$ と累積塑性歪 $\Sigma\Delta\epsilon_{hp}$ を評価し, 疲労破断条件式と併せて示す。同図より母材で破断した全ての試験体は破断判定となっており, 安全側の評価となる。しかし, 2 章で述べたように, C406 シリーズの局部座屈の発生位置や屈服形状は, 母材中央で局部座屈を生じる既往手法の前提とは異なっている。そこで, C406 シリーズの局部座屈に対応したモデル化を試みる。

4.2. 座屈性状に応じた局部座屈モデルの提案

1) 母材端部での局部歪評価

既往手法 (式(4)) では Fig. 13(a) に示すように, 部材の軸方向中央 ($\xi = 0.5$) で局部座屈が発生することを前提とし, 塑性ヒンジ部回転角 θ_h を定義している。そこで同図(b) に示すように本実験結果を反映し, 任意の位置で局部座屈が進展すると想定する。同図(b) における塑性ヒンジ部回転角は ξ の関数として式(5) のように近似できる。

$$\theta_{h(\xi)} = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} = \frac{y}{2\xi(1-\xi)L_k} \quad (5)$$

ここで中央部での塑性ヒンジ部回転角 $\theta_{h(\xi=0.5)}$ と式(5) の比を塑性ヒンジ部回転角比 γ_c として式(6) を定義する。

$$\gamma_c = \frac{\theta_{h(\xi)}}{\theta_{h(\xi=0.5)}} = \frac{1}{4\xi(1-\xi)} \quad (6)$$

これより, 式(4) において, 塑性ヒンジ部回転角 θ_h の算出に式(7) を用いれば, 既存の関係式はそのままに任意の位置での局部座屈歪を評価可能になる。

$$\theta_{h(\xi)} = \gamma_c \theta_{h(\xi=0.5)} = \gamma_c \cos^{-1}(1 - \Delta\epsilon_n) \quad (7)$$

2) 局部座屈が全体座屈より先行する局部歪評価

既往手法 (式(4)) の局部座屈形状 (以降, LBD-A) は Fig. 14 (a) であるのに対して, 局部座屈が全体座屈より先行する場合には, 同図(b) に示す局部座屈形状 (以降, LBD-B) を仮定する。同図(b) を仮定すると式(8) が成り立つ。

$$\frac{L_k \Delta\epsilon_n}{2} = l_p - l_p \cos \varphi_h \quad (8)$$

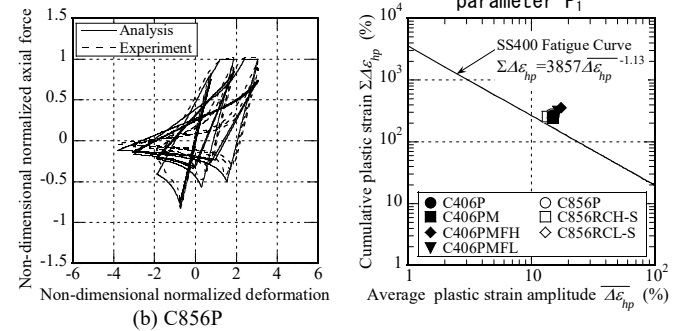
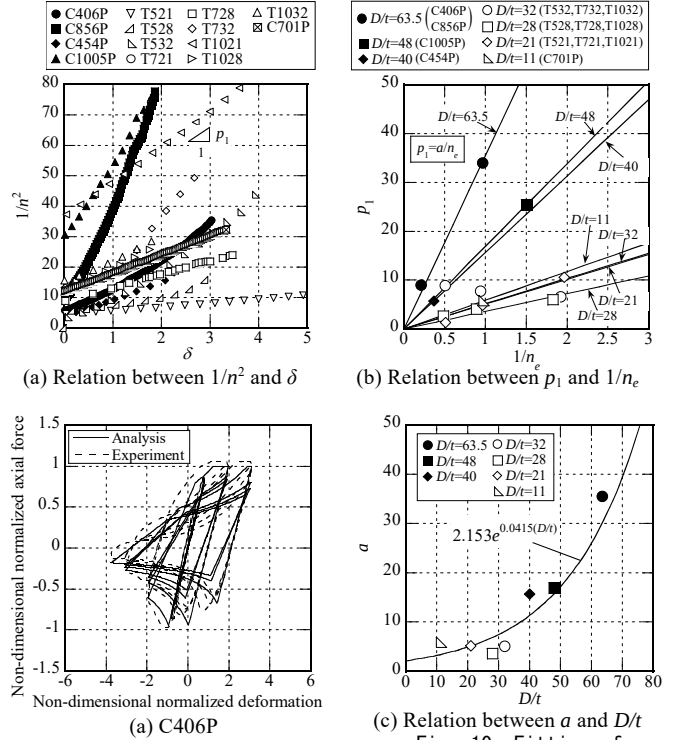


Fig. 11 Comparison of SW-M5_model and test results

Fig. 12 Fracture prediction (Eqs. (4))

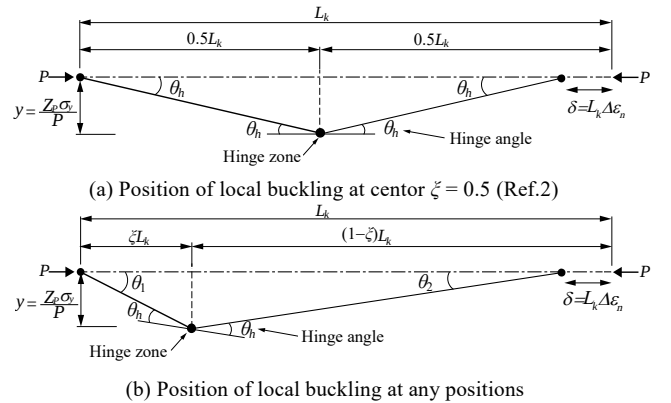


Fig. 13 Global buckling mechanism of each mode

これより破断想定箇所の局部座屈部の塑性ヒンジ部回転角は式(9) のように表せる。

$$\alpha \varphi_h = \frac{1}{2} \varphi_h = \frac{1}{2} \cos^{-1} \left(1 - \frac{L_k}{2l_p} \Delta\epsilon_n \right) \quad (9)$$

またヒンジ部の長さ l_h は, 長方形断面を想定し式(10) と表せる。

$$l_h = 2l_p(1 - Z/Z_p) = 2l_p/3 \quad (10)$$

このとき局部座屈部の塑性ヒンジ部振幅は式(11)のように表せる。

$$\Delta\epsilon_h = \frac{a\phi_h t}{l_h} = \frac{3\sqrt{6}a\phi_h}{2\pi\sqrt{D/t}} \quad (11)$$

以上の検討から、全体座屈前に局部座屈が先行した試験体 C406P と C406PM の座屈性状は、式(4)の第2式を式(11)とすれば、LBD-B から LBD-A へ移行する座屈性状として評価できる。

4.3 座屈性状に応じた破断時期予測の適用性の検証

前節の検討を踏まえ、Fig. 15 に実験にて破断に至った時点までの局部歪を、実験と座屈性状対応させて評価し算出した平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\epsilon_{hp}}$ と累積塑性歪 $\Sigma\Delta\epsilon_{hp}$ を疲労破断条件式と併せて示す。なお、C406 シリーズは実験値より観測した局部座屈位置 ξ の値を用いて、C406P ($\xi = 0.202$) と C406PM ($\xi = 0.244$) は LBD-B から LBD-A の移行を考慮し、C406PMFH ($\xi = 0.652$) と C406PMFL ($\xi = 0.230$) は LBD-A で局部歪を評価する。C856 シリーズは座屈位置が $\xi = 0.5$ であり LBD-A で局部歪を評価するため Fig. 12 の結果と同値となる。同図に示すように、C406 シリーズは Fig. 12 より安全側の破断評価となる。

以上より、Fig. 13 および 14 に示したそれぞれの座屈性状を想定すれば、軸力部材の破断を安全側に評価できると考えられる。ただし、本章で提案した評価式において、局部座屈位置 ξ の値や部材諸元等に応じて局部座屈モデルをどのように決定すべきかという点については課題が残る。Fig. 16 に 2 章の C406P の実験結果を例として、LBD-A, $\xi = 0.500$ とした場合 (既往手法と同値) と、LBD-B から LBD-A への移行を考慮し、 $\xi = 0.202$ とした場合 (本実験結果) の歪振幅拡大係数の推移と破断時期を併せて示す。同図に示すように LBD-B から LBD-A への移行とした場合が歪集中を早い段階で高く評価し、最も安全側の破断判定とはなるものの、4.1 節で示したように母材中央部で局部座屈を想定した LBD-A でも実験結果の破断時期を同等に安全側に評価できている。以上より、限られた検証ではあるが、本論文では既往手法で安全側に軸力部材の破断を評価し得るとして以降の検討を進める。

5. 鉄塔支持型煙突の崩壊機構

3 章に示した座屈後履歴則および 4 章で考察した破断時期予測手法を組み込んだ時刻歴応答解析プログラムを構築し、鉄塔支持型煙突を想定したトラス構造モデルに IDA を実施し、過大地震が入力した場合の応答性状および崩壊機構を分析する。本章では、3 章で提案した鉄塔部材の座屈後履歴則のモデル修正が動的応答性状に与える影響を分析すると共に、文献 5) で提案されている筒身の耐力低下を考慮した場合の崩壊機構を分析する。

5.1 解析モデルと基本条件の設定

検討対象の鉄塔煙突は、Fig. 17(a) に示す高さ 220m 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 EVS を有した煙突筒身部からなる。モデル化に関して、同図(b)に示すように、各煙突は一体ではなく個別に曲げ挙動する構造であり、煙突筒身部は 4 本の煙突と EVS の断面積および断面二次モーメントの総和と等価な 1 本の中空円形部材に集約し、補助材もモデル化した場合の筒身支持節の水平剛性と等価となるよ

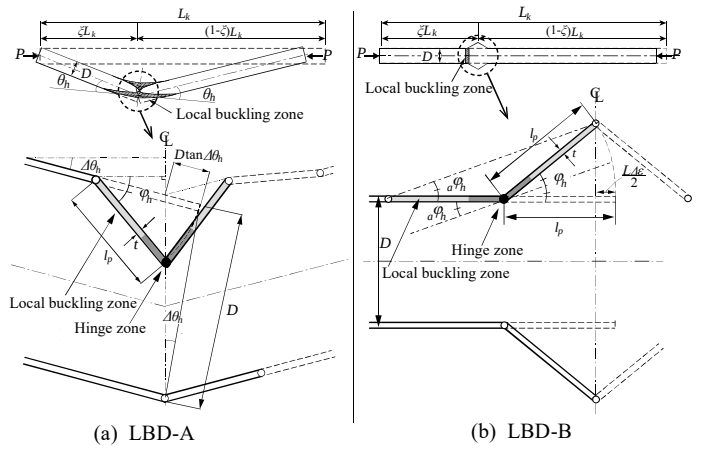


Fig. 14 Modeling of local buckling deformation

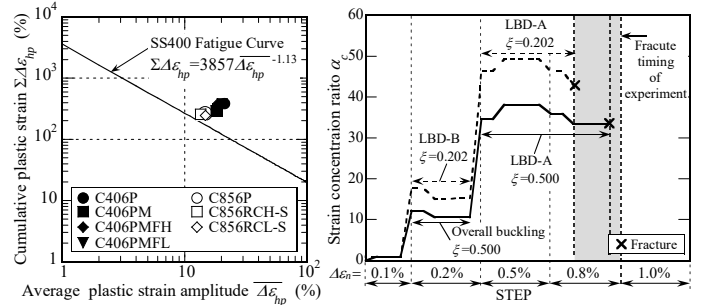


Fig. 15 Fracture prediction (evaluated by property buckling model)

Fig. 16 Strain concentration ratio transition of each model (C406P)

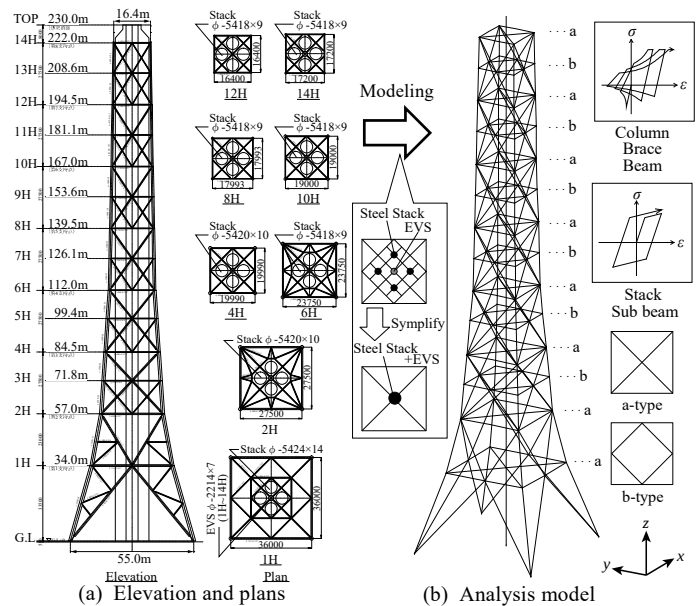


Fig. 17 Tower-supported steel stack

Table 5 Tubular member properties of truss tower

	Column					Brace						
Story	Diameter <i>D</i> (mm)	Thickness <i>t</i> (mm)	Diameter-thickness ratio <i>D/t</i>	Effective buckling length <i>L_b</i> (mm)	Slenderness ratio λ	Material	Diameter <i>D</i> (mm)	Thickness <i>t</i> (mm)	Diameter-thickness ratio <i>D/t</i>	Effective buckling length <i>L_b</i> (mm)	Slenderness ratio λ	Material
14	609.6	9.5	64.2	13430	63.3	STK400	355.6	11.1	32.0	7870	64.6	STK400
13	609.6	9.5	64.2	14080	66.4	STK400	355.6	11.1	32.0	8250	67.7	STK400
12	812.8	12.7	64.0	13440	47.5	STK400	508	12.7	40.0	15960	91.1	STK400
11	812.8	12.7	64.0	14070	49.7	STK400	508	12.7	40.0	16700	95.3	STK400
10	1000	18	55.6	13390	38.6	SS400	508	12.7	40.0	16130	92.1	STK400
9	1000	18	55.6	14130	40.7	SS400	508	12.7	40.0	17030	97.2	STK400
8	1200	23	52.2	13410	32.2	SS400	558.8	12.7	44.0	16430	85.1	STK400
7	1200	23	52.2	14110	33.9	SS400	558.8	12.7	44.0	17290	89.5	STK400
6	1400	25	56.0	12630	26.0	SM490	558.8	12.7	44.0	16090	83.3	STK400
5	1400	25	56.0	13900	30.9	SM490	558.8	12.7	44.0	19110	99.0	STK400
4	1500	25	60.0	12810	24.6	SM490	609.6	12.7	48.0	17450	82.7	STK400
3	1500	25	60.0	14830	28.4	SM490	609.6	12.7	48.0	10100	47.8	STK400
2	1500	27	55.6	11890	22.8	SM490	711.2	12.7	56.0	13570	54.9	STK400
1	1600	28	57.1	18050	32.5	SM490	812.8	12.7	64.0	14800	52.3	STK400

うな軸剛性を有する4本の水平構面材を介して主柱材に接合する。主柱材、水平材、斜材には部材破断のアルゴリズムを組み込んだ修正柴田・若林モデルで軸応力-歪関係で弾塑性復元力特性を構成したトラス要素を、水平構面材、筒身はバイリニア型の弾塑性復元力特性で構成したファイバー要素を採用する。主柱材、水平材、斜材では曲げモーメントを材端部で解放するため材端接合形式はピン接合に相当する状態となる。水平構面材、筒身の部材端部は剛接合とし、部材と基礎との境界条件は固定支持とする。Table 5に主柱材と斜材の部材諸元を示す。他の解析条件は文献2)と同様に以下のように設定する。1) 部材の降伏応力は実勢値に近い値をとるために基準強度 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 は節点間距離 L に対して $L_k = 0.9L$ とする。3) 座屈耐力は鋼構造設計規準式(短期許容圧縮応力度)を用い、荷重偏心を考慮し主柱材のみ座屈荷重を0.9倍する。4) 減衰定数 h は $h = 1.0\%$ を採用し、減衰形式は全体1, 2次および3, 4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的基盤上の地震動は対象鉄塔煙突の建設地を考慮した、告示¹⁵⁾の極めて稀に発生する地震動のレベル、乱数位相を原波形とした Fig. 18(a)に示す湾岸直下地震とする。同図に示す入力地震動を入力地震動倍率 $SF = 1.0$ とし、 SF を変化させ対象構造物の応答性状を分析する。Fig. 19に幾何学的非線形性を考慮した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。Fig. 20(b)に示す入力地震動の加速度応答スペクトル ($h = 0.01$) の通り、6次モードに相当する0.5sec付近で加速度が 1500 cm/s^2 程度となる。

5.2. 座屈後履歴則の修正が応答性状に与える影響の分析

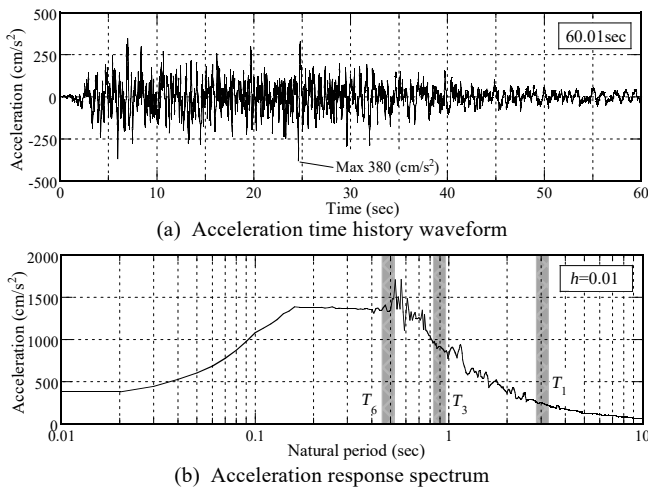
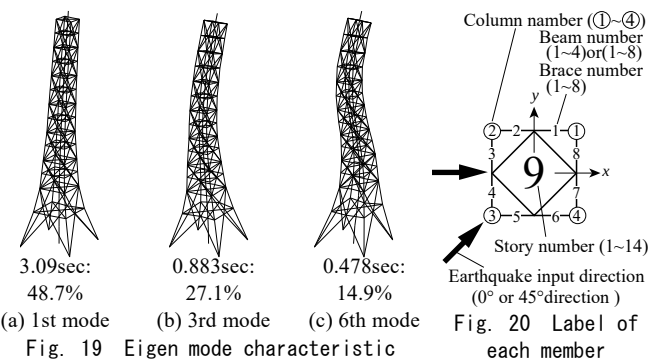
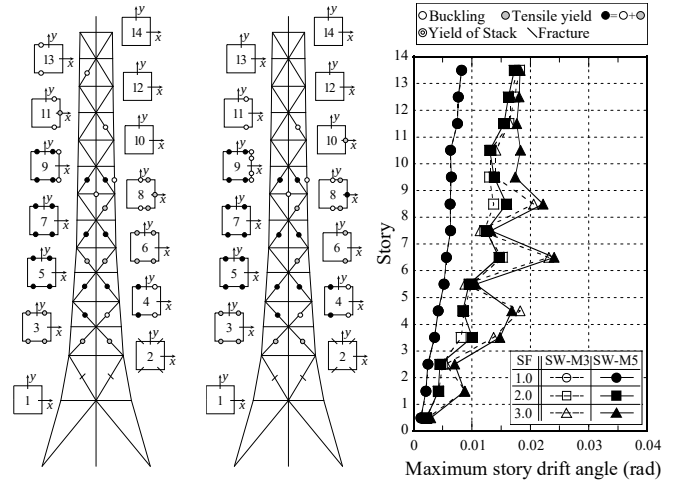


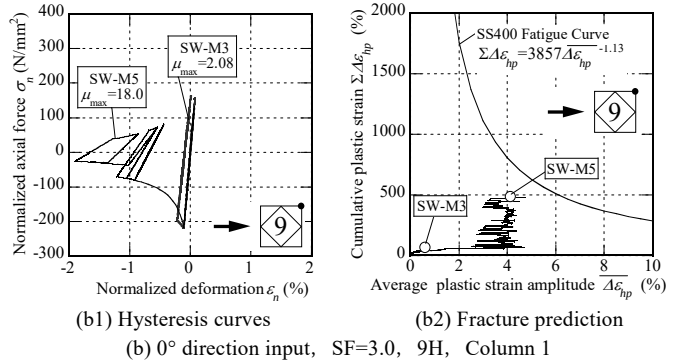
Fig. 18 Artificial input ground motion



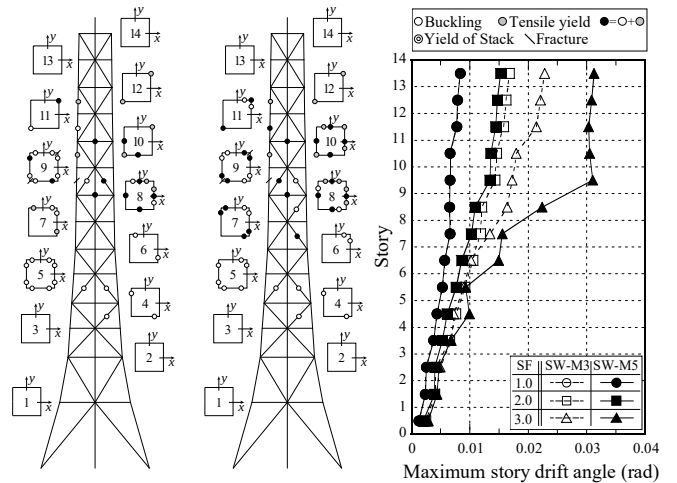
本節では座屈後履歴則を SW-M3_model から3章で提案した SW-M5_model に修正することによる検討鉄塔の動的応答性状に与える影響を分析する。Fig. 20に示す凡例に倣い、部材の損傷箇所および鉄塔部の最大層間変形角を Fig. 21に示す。地震動が0°方向に入力される場合、Fig. 21(a)をみると、SW-M3_model および SW-M5_model のいずれのモデルでも損傷分布や最大応答値に大きな差異はない。しかし、 $SF = 3.0$ の9節の主柱材1に着目すると、同図(b)に示すように SW-M3_model の場合は経験最大塑性率 $\mu_{max} = 2$



(a) Damage figure and Max response characteristics in 0° direction input



(b) 0° direction input, $SF=3.0$, 9H, Column 1



(c) Damage figure and Max response characteristics in 45° direction input

Fig. 21 Effect of post-buckling hysteresis of truss tower on response characteristics (comparison of SW-M3 and M5)

に対し、SW-M5_model の場合は $\mu_{\max} = 18$ となり片側に大きく変形し損傷が激しい。45°方向の場合、図同(c)をみると、SW-M5_model の場合の方が8~10節の特定層への損傷集中が顕著であり、SF=3.0では上層部での最大応答値も大きくなる。これらの損傷個所の主柱材や斜材の径厚比は45~55と大きな円形鋼管で構成されており、径厚比に応じた圧縮耐力低下の修正により、局部歪の進展が顕著になるためであるといえる。これより、径厚比の大きい円形鋼管軸力部

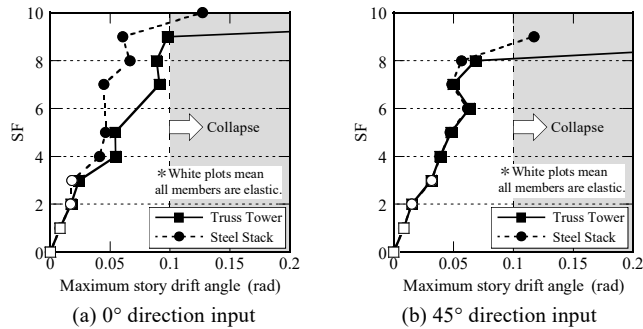


Fig. 22 IDA curve

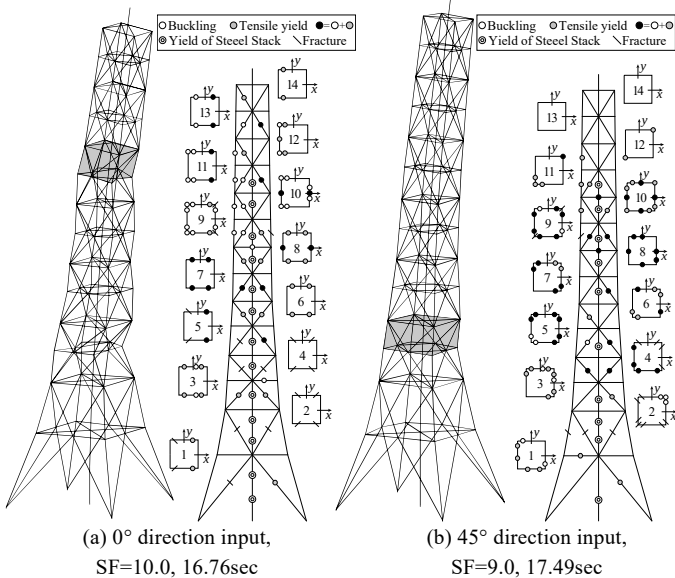


Fig. 23 Deformation and damage figure when structure collapsed

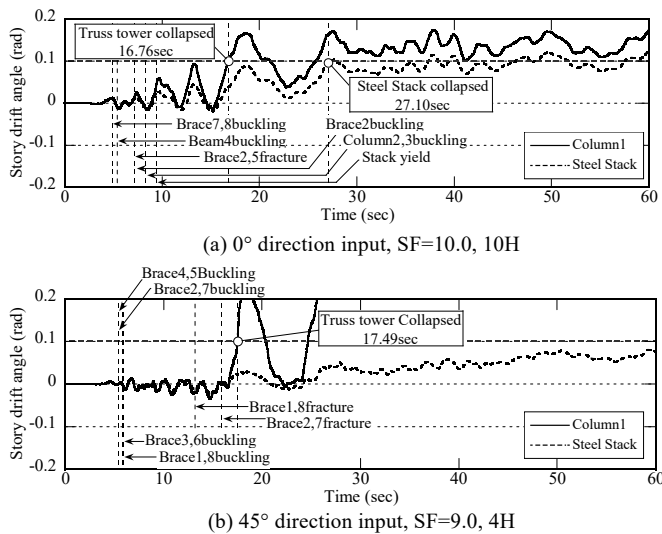


Fig. 24 Story drift angle history of collapsed layer

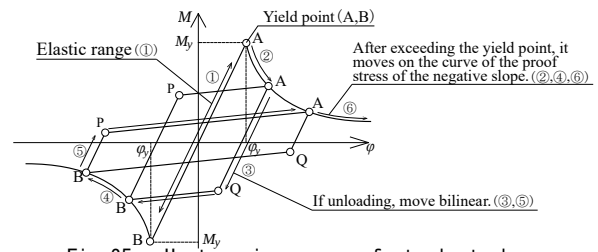


Fig. 25 Hysteresis curves of steel stack considering strength deterioration⁵⁾

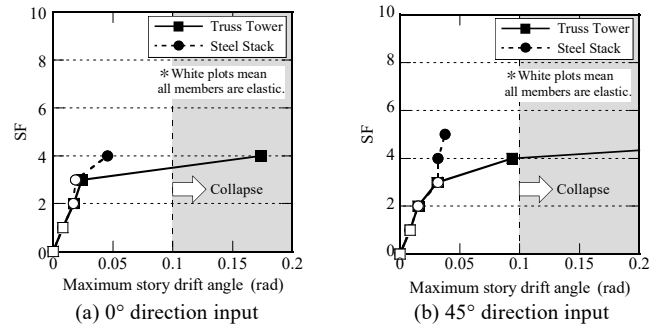


Fig. 26 IDA curve (considering strength deterioration of stack)

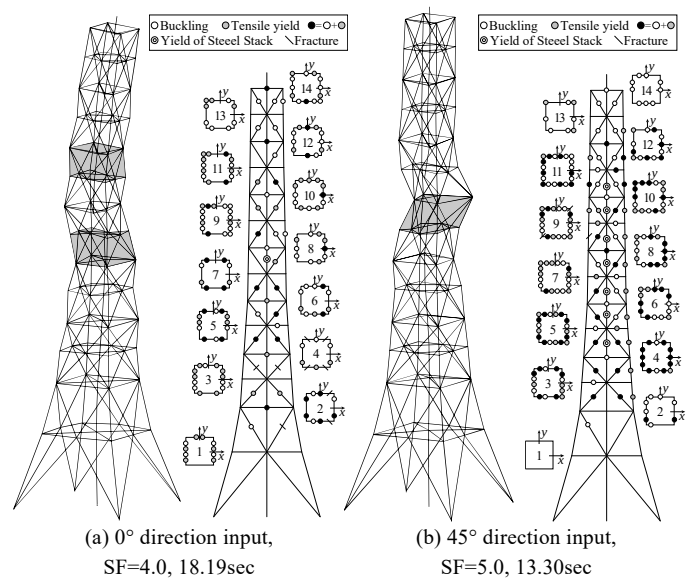


Fig. 27 Deformation and damage figure when structure collapsed (considering strength deterioration of stack)

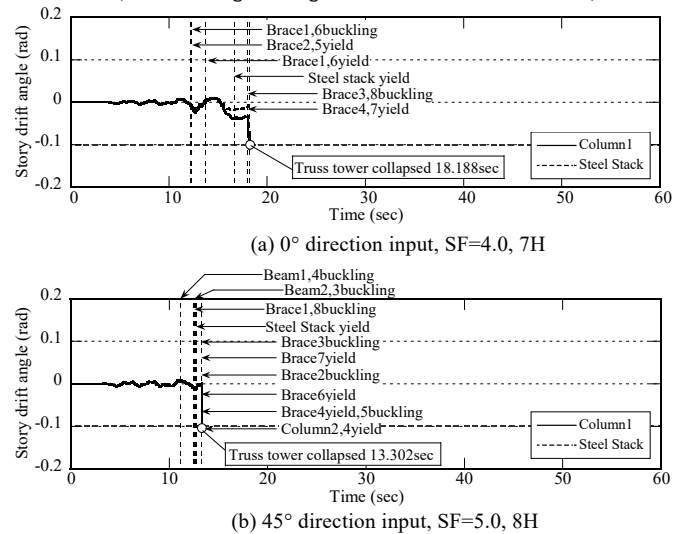


Fig. 28 Story drift angle history of collapsed layer (considering strength deterioration of stack)

材で構成される鉄塔構造物の応答性状を把握する上で座屈後履歴則に SW-M5_model を用いると、より確度の高い解析結果が得られると考えられる。以降、IDA では SW-M5_model を採用して分析する。

5.3. IDA 曲線に基づく崩壊機構の分析

検討鉄塔煙突の崩壊機構を IDA により分析する。SF を 1.0 刻みとし、崩壊の定義は、FEMA-350¹⁰⁾を準用し層間変形角が最大となる節が 0.1rad に達することとする。Fig. 22 に IDA より得られた鉄塔部と筒身部のそれぞれの IDA 曲線を示す。解析中に構造物が不安定となり解析中断した場合は、その時点までの最大値を IDA 上にプロットしている。入力が増大すると筒身部より鉄塔部の変形が大きくなる。地震動が 0°方向に入力される場合は SF = 9.0、45°方向の場合は SF = 8.0 を越えると鉄塔部が崩壊し始める。なお、筒身部、鉄塔部はどちらの入力方向でも SF = 3.0、1.0 まで全部材が弾性範囲内となる。

崩壊挙動を分析するために、崩壊時の変形図 (×2 倍表示) と損傷図、損傷集中層の層間変形角時刻歴を示す。0°方向の場合、主柱材や水平材が座屈した 10 節で崩壊している。45°方向の場合、2 節や 3 節の主柱材や水平材の座屈に加え、複数の斜材が座屈および破断した 4 節で崩壊となる。入力方向により崩壊層が異なるものの、1 次モードに近い転倒型の崩壊機構となる。

5.4. 筒身の耐力低下を考慮した場合の崩壊機構の分析

前節では、筒身の弾塑性復元力特性の劣化挙動を考慮しておらず、文献 2) で示されているように、SF = 4.0 以上では筒身が降伏後も心棒効果を発揮し、鉄塔部の損傷集中を抑制していると考えられる。本節では、Fig. 25 に示す筒身の局部座屈に伴う耐力劣化⁵⁾を考慮して (付録 C 参照)、IDA を試みる。Fig. 26 に IDA より得られた IDA 曲線を示す。非考慮の場合と同様に、入力が増大すると筒身部より鉄塔部の変形が大きくなる。地震動が 0°方向に入力される場合は SF = 3.0、45°方向の場合は SF = 4.0 を越えると鉄塔部が崩壊し始める。ただし、筒身部、鉄塔部の全部材が弾性範囲内となる SF は、耐力低下の考慮／非考慮で差異が見られない。Fig. 27 および 28 には崩壊機構形成時の変形図 (×2 倍表示) と損傷図、崩壊層の層間変形角時刻歴を示す。0°方向の場合では斜材の座屈と引張降伏および 8 節の筒身が局部座屈後に 6 節と 7 節の間で、斜材が壊れ全体的に横に流れるようなスウェイ型の崩壊機構となり、非考慮の場合より鉄塔煙突の損傷は大きくなる。同様に 45°方向の場合でも 9 節の主柱材 2 本の破断に加えて、複数の斜材の損傷と筒身の局部座屈によって 7 節と 9 節の間でスウェイ型の崩壊機構となる。以上より、筒身の耐力低下非考慮の場合と比較して、考慮した場合は崩壊までの耐震性能の余裕度も半分以下に低下し、崩壊機構に差異が見られた。

6. 結

本研究では、径厚比 63.5 の円形鋼管部材が部材破断に至るまでの座屈履歴性状および接合部の影響を実験的に検証し、径厚比の大きい範囲での既往の座屈後履歴則の修正および破断時期予測手法の拡張、考察を行った。続いて、実在する鉄塔煙突を対象に部材の座屈および破断を考慮した IDA を実施し、その崩壊機構を検証した。以下に本研究で得られた知見を示す。

1) 径厚比 63.5 細長比 40、85 の円形鋼管部材は、本実験の設定範囲内において、接合部形式や降伏耐力比によって母材の座屈履歴性状に及ぼす影響は小さい。また、接合部の引張降伏耐力が母材よ

りも低い接合部低耐力型の試験体を含め、接合部より母材は局部座屈部で損傷が集中し先行して破断することを確認した。

- 2) 径厚比 63.5 程度の円形鋼管軸力部材では、径厚比の小さい場合とは局部座屈の発生位置や屈服形状が異なる場合がみられた。これを考慮し、歪振幅拡大係数の概念を用いて部材破断を評価することが可能である。なお、局部座屈が母材中央で生じると仮定した既往の評価手法でも同等に安全側に部材破断を評価し得る。
- 3) 鉄塔煙突の地震応答を分析した場合、座屈後履歴則として文献 2) の修正柴田・若林モデル 3 (SW-M3_model) を用いると大きく損傷しない部材でも、径厚比が大きくなるにつれ座屈後の圧縮耐力低下が顕著となる傾向を表現した修正柴田・若林モデル 5 (SW-M5_model) を用いると、大きく損傷する傾向がみられる。
- 4) 検討鉄塔煙突では、入力が増大すると筒身部より鉄塔部の変形が大きくなる。SF = 1.0 刻みで IDA を実施すると、筒身の耐力低下を考慮しない場合、鉄塔部は SF が 8.0 を越えると崩壊し、転倒型の崩壊機構が見られた。一方、筒身の耐力低下を考慮すると、SF が 3.0 を越えると鉄塔部が崩壊し、崩壊までの耐震性能の余裕度も非考慮の場合の半分以下に低下し、スウェイ型の崩壊機構となり、非考慮の場合より鉄塔煙突の損傷は大きくなる。

謝辞

本研究は平成 27、28 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、東京電力ホールディングス(株) 菊池政智氏、色摩康弘氏、東京電力フュエル&パワー(株) 忠雅之氏、東電設計(株) 荻原実氏、真栄城玄一氏、廣谷直也氏に感謝致します。

参考文献

- 1) Cabinet Office, Disaster prevention response examination based on earthquake observation and evaluation along the Nankai Trough Working Group : Evaluation of Disaster Prevention Based on Earthquake Observation and Evaluation along the Nankai Trough Direction of Working Group Together (Proposal), 2016.9
内閣府、南海トラフ沿いの地震観測・評価に基づく防災対応検討ワーキンググループ：南海トラフ沿いの地震観測・評価に基づく防災対応検討ワーキンググループ とりまとめの方向性 (案)、2016.9
- 2) Takeuchi, T., Horiuchi, K., Matsui, R. and Ogawa, T., Imamura, A. : Collapse Mechanism of Truss Tower Structures including Buckling and Fracture of Tubular Members, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.703, pp.1309-1319, 2014.9
竹内徹、堀内健太郎、松井良太、小河利行、今村晃：鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の崩壊機構、日本建築学会構造系論文集、第 79 巻、第 703 号、pp.1309-1319, 2014.9
- 3) Yasuhiko, H., Hyun-sik, C. : Local buckling Analysis of Cantilevered Cylindrical Shells Subjected to a Transverse Shearing Force, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.346, pp.71-77, 1984.12
半谷裕彦、崔鉉植：水平力を受ける塔状型円筒シェルの局部座屈、日本建築学会論文報告集、第 346 号、pp.71-77, 1984.12
- 4) Maeshiro, G., et al. : Research on Seismic Evaluation Method for Tower-supported Steel Stack -Part 4 3D-FEM Static Analysis Nonlinear for Buckling Behavior of Stack Shell under Cyclic Loading-, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ, Structures I, pp.841-842, 2017.8
真栄城玄一、他 5 名：鉄塔支持型鋼製煙突の耐震評価法に関する研究 その 4 3 次元 FEM 解析による筒身の繰返し座屈性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、pp.841-842, 2017.8
- 5) Imamura, A., et al. : Research on Seismic Evaluation Method for Tower-supported Steel Stack -Part 5 Formulation of Restoring Force

- Characteristic for 3D frame model-, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ, Structures I, pp.843-844, 2017.8
- 今村晃, 他 5 名: 鉄塔支持型鋼製煙突の耐震評価法に関する研究 その 5 3次元フレームモデルに適用する筒身の復元力特性の定式化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.843-844, 2017.8
- 6) Kikuchi, M., et al.: Research on Seismic Evaluation Method for Tower-supported Steel Stack -Part 6, Influence of Non-Linear Characteristic of Cylinder on Elastic-plastic earthquake response Analysis-, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ, Structures I, pp.845-846, 2017.8
- 菊池政智, 他 5 名: 鉄塔支持型鋼製煙突の耐震性能評価法に関する研究 その 6 筒身の非線形特性が弾塑性地震応答解析結果に与える影響について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.845-846, 2017.8
- 7) Hashimoto, S., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Post-Buckling Hysteresis and Cumulative Plastic Deformation Capacity of Concentric Steel Braces, Proceedings of Constructional Steel, Vol.25, pp.825-832, 2017.11
- 橋本舟海, 松井良太, 竹内徹: 鋼材ブレースの座屈後挙動および累積変形性能の検証, 鋼構造年次論文報告集, 第 25 巻, pp.825-832, 2017.11
- 8) AIJ: Recommendation for Design of Connection in Steel Structures, 2012.7.30
- 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.7.30
- 9) Obata, A., et. al.: Study on Single Angle Brace Joint with Load-Carrying Capacity in Seismic Reinforcement, Journal of Structural and Constructional Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No.645, pp.2095-2102, 2009.11
- 小幡昭彦, 西田哲也, 寺本尚史, 小林淳: 耐震診断におよび耐震補強時における単一山形鋼筋接合部の保有・非保有耐力接合の判定に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 645 号, pp.2095-2102, 2009.11
- 10) AIJ: Recommendation for Design of Connection in Steel Structures, 2012.7.3
- 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.7.30
- 11) Takeuchi, T., and Matsui, R.: Cumulative Cyclic Deformation Capacity of Tubular Braces under Buckling, Journal of Structural Engineering ASCE, No.137, pp.1311-1318, 2011.11
- 12) Terazawa, Y., Matsui, R., Nakamura, T. and Takeuchi, T.: Cumulative Deformation Capacity and Structural Ductility Factor of Circular Hollow Section Steel Braced frames with Different Diameter Thickness ratio, Journal of Structural and Constructional Engineering (Transactions of AIJ), Vol.82, No.739, pp.1485-1496, 2017.9
- 寺澤友貴, 松井良太, 中村毅, 竹内徹: 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能と構造特性係数, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 739 号, pp.1485-1496, 2017.9
- 13) AIJ: Various problems about buckling of steel structure 2013
- 日本建築学会: 鋼構造の座屈に関する諸問題 2013
- 14) Hashioka, S., et al.: Effect of Gusset Plate Stiffness and Strength on Buckling Load of Hss Brace with One-lap Bolted Joints -Part 1: Derivation of buckling strength formulate, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ, Structures III, pp.1219-1220, 2017.8
- 橋岡昇吾, 浅田勇人, 岡崎太郎, 田中剛, 中井沙耶: 一面せん断接合部を有する鋼管ブレースの座屈荷重に与えるガセットプレートの面外曲げ剛性および耐力の影響-その 1 座屈荷重算定式の誘導-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1219-1200, 2017.8
- 15) Heisei 12th Construction Ministry Notification No. 1461 No. 4
- 平成 12 年建築省告示第 1461 号第 4 号
- 16) Federal Emergency Management Agency: Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, FEMA-350, 2000.6

付録 A 荷重偏心による圧縮側最大耐力の低下

Fig. A-1 に圧縮側を正として各サイクルの座屈荷重を鋼構造設計標準式で無次元化した値の推移の推移を示す。荷重偏心がある場合、座屈耐力が 1 割程度低下する傾向にあることがわかる。

付録 B 本研究における修正柴田・若林モデル 3 の修正概要

Fig. B-1 に修正柴田・若林モデル 3 (SW-M3_model)²⁾の概要と数式を示す。また、SW-M3_model の係数 p_1 と p_3 を修正することで、SW-M5_model では圧縮側および引張側の耐力が Fig. B-2 に示すように修正される。

付録 C. 筒身の耐力低下を考慮した復元力特性

Fig. 25 で示した文献 5)で提案されている径厚比の非常に大きい煙突筒身の局部座屈を考慮した復元力特性は、材両端の曲げモーメント M を曲率 ϕ からそれぞれ算定する。以下に履歴則の概要を示す。

1) 弾性範囲 (①)

降伏点を超えるまでは、弾性剛性式(C-1)を行き来する。

$$M = EI \cdot \phi \quad (C-1)$$

2) 降伏後 (②)

降伏後は局部座屈に伴い負勾配の耐力曲線上(式(C-2))を移動する。

$$M = \frac{a}{\phi} + b \quad (C-2)$$

ここに、 a : 降伏点(ϕ_y, M_y)と係数 b から決定する。 b : 残留モーメント M_{peak} , $M_y = 2I(\sigma_y - N/A)/D$, $\phi_y = M_y/EI$, I : 断面二次モーメント, $\sigma_y = 1.1F$ (SS400 鋼材), A : 断面積, D : 直径, E : ヤング率, N : 初期軸力, 残留モーメント b および初期軸力 N は文献 6)を参考にして Table C-1 とする。

3) 耐力曲線上からの除荷 (③, ⑤)

耐力曲線上から除荷した場合は、バイリニア型を移動する。

4) 耐力曲線上からの載荷 (③, ⑤)

バイリニア型から載荷して耐力曲線上に移る場合は、2)と同様に移動する。

Fig. C-1 には SF=5.0, 45°方向入力の 8 節上端の履歴結果を例として示す。

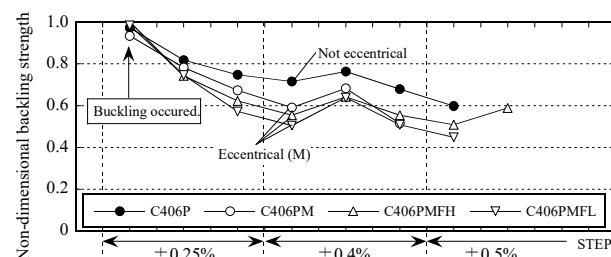


Fig. A-1 Transition of buckling strength

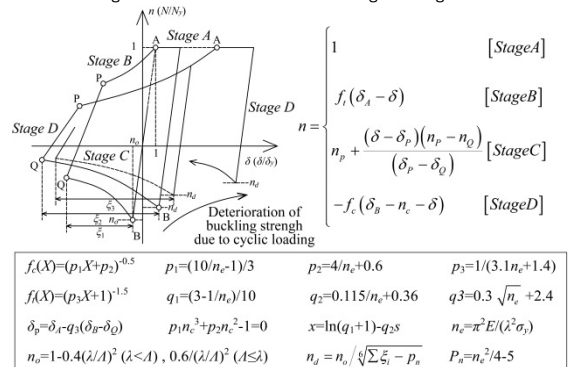


Fig. B-1 Hysteresis curves of SW-M3_model

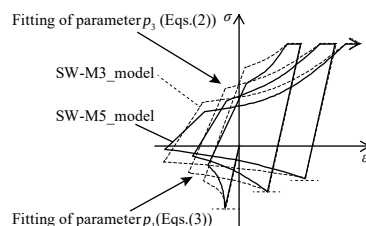


Fig. B-2 Difference between SW-M3_model and SW-M5_model

Table C-1 Parameter of hysteresis curves of steel stack

Story	b (kNm)	N (kN)
TOP	46840	433.2
14	42320	1339.2
13	37776	2688
12	33260	4152
11	28848	5500
10	24492	6964
9	22248	8312
8	16024	9776
7	13892	11124
6	9828	12548
5	0	13896
4	0	15928
3	0	17364
2	0	19456
1.5	0	19456
1	0	19456
0.5	0	25160

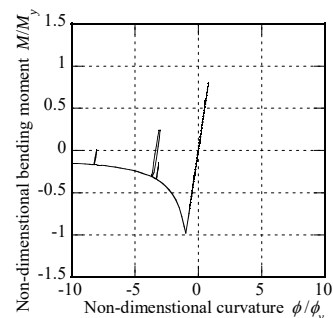


Fig. C-1 Hysteresis curves of steel stack considering strength deterioration

COLLAPSE MECHANISM OF TOWER-SUPPORTED STEEL STACK COMPOSED OF CIRCULAR HOLLOW SECTIONS WITH LARGE DIAMETER-TO-THICKNESS RATIO

Ryota MATSUI^{*1}, *Takeshi NAKAMURA*^{*2}, *Akira IMAMURA*^{*3}
and Toru TAKEUCHI^{*4}

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

^{*2} TOMOE CORPORATION, M.Eng. (Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology)

^{*3} Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc., Dr.Eng.

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

1. Introduction

The structural requirement of truss towers is generally determined by the wind load. However, large seismic ground motions were observed in several great earthquakes, which results that the truss towers shall be designed to resist the larger ground motions than the previous Japanese building code. This study presents the effect of the member fracture and strength deterioration of structural members on the ultimate seismic performance of a truss tower is examined. Components loading test of circular hollow sections and collapse analysis provide that the member fracture and strength deterioration are critical to determine the ultimate seismic performance when the extremely large ground motions.

2. Cyclic loading test on CHS specimens with a large diameter-to-thickness ratio

The buckling behavior and the cumulative deformation capacity of CHS members in truss towers are investigated by cyclic loading tests. The diameter-to-thickness ratio of the specimens is fixed to 63.5, and the slenderness ratio is 40 and 85. As a result, the position of local buckling is not necessarily observed at the center of CHS member, and the deformation shape of the section at local buckling zone is similar to the cylindrical shell buckling rather than flexural buckling.

3. Revision of a phenomenological buckling hysteresis rule

Several revisions of the analytical model "Shibata-Wakabayashi model" to simulate phenomenological buckling hysteresis are discussed. The strength deterioration due to the plastic hinge at local buckling region is additionally examined in this section taking the effect of the diameter-to-thickness ratio into account. The revised Shibata-Wakabayashi model captured the experimental test more precisely than the previous models.

4. Development of fracture evaluation method of CHS members

The strain concentration method proposed by the authors is revised based on the position and deformation of local buckling obtained by the test of CHS specimens. Accuracy of the strain concentration method to measure the plastic strain at local buckling zone is improved by the revised evaluation model.

5. Collapse analysis on the truss tower

The ultimate seismic response of the truss towers with smoke stacks using the IDA analysis. When the revised analytical model of the buckling hysteresis rule is used in the time history analysis, the damage of the truss tower is more significant than that using the previous model. When the scale factor of the input ground motion is 4.0 ~ 5.0, the truss tower collapses due to the strength deterioration of the smoke stack.

6. Conclusions

This research investigated the damage evaluation of truss tower structure taking member fracture and strength deterioration into account. The results are summarized as follows.

- 1) For the CHS with 63.5 diameter-to-thickness ratio and 40 or 85 slenderness ratio, fracture is initiated from the local buckling zone of the CHS even when the strength of the connection is smaller than the requirement of the Japanese building code.
- 2) When the revised analytical model of the buckling hysteresis rule is used in the time history analysis, the damage of the truss tower is more significant than that using the previous model.
- 3) When the scale factor of the input ground motion is 4.0 ~ 5.0, the truss tower collapses due to the strength deterioration of the smoke stack. (524 words / max. 600 words)

(2017年11月2日原稿受理, 2018年4月18日採用決定)