

回転拘束度と接合部回転剛性を考慮したシステムトラス部材の全体座屈耐力評価

MEMBER GLOBAL BUCKLING STRENGTH ESTIMATION OF SPATIAL TRUSS ROOF WITH SEMI-RIGID JOINTS CONSIDERING BOUNDARY CONDITIONS

寺澤 友貴^{*1}, 岸澤 竜之介^{*2}, 竹内 徹^{*3}, 熊谷 知彦^{*4}, 曹 淼^{*5}

*Yuki TERAZAWA, Ryunosuke KISHIZAWA, Toru TAKEUCHI,
Tomohiko KUMAGAI and Miao CAO*

A member global buckling strength estimation of spatial truss roof with semi-rigid joints is proposed according to both the results of the connection bending tests of spatial roof truss joints. The proposed estimation method is introduced to a parameter formulation for the phenomenological constitutive model simulating yield strength increment by cold-forming, post-buckling behavior and post-buckling ductile fracture. The accuracy is validated against static unit-truss element test and dynamic shaking-table test, including truss member buckling and member fracture.

Keywords: Double-layer grids, Semi-rigid joint, Circular hollow section, Global buckling, Local buckling, Post-buckling ductile fracture

立体トラス, 半剛接合, 中空円形断面, 全体座屈, 局部座屈, 座屈後破断

1. 序

端部金物を溶接した円形鋼管部材が1本ボルトを介して球体ノードに接合されるシステムトラス¹⁾は、意匠上要求される様々な形状を実現できる屋根架構の工業製品として普及している。Fig. 1に本研究が対象とする接合部詳細の例を示す。システムトラスでは、円形鋼管内にボルトが埋め込まれ、ナットに相当するカプラーを外側から回転させてボルトをノードにねじ込む接合仕様が少なくない。

2016年の熊本地震では、下部RC造で支持された鉄骨造屋根の学校体育館(鉄骨置屋根体育館)において、複層のシステムトラス屋根(立体トラス屋根)の円形鋼管部材の全体座屈、母材中央の局部座屈部の破断、ボルト部の破断に伴う部材落下などの被害が発生した²⁾。体育館は避難施設として災害後も継続使用されるため、システムトラス屋根に対しても、設計想定を超える地震力に対する材料的・幾何学的非線形応答評価を通じた安全性の検証を行っていく必要があると筆者らは考えている。

トラス部材の全体座屈耐力は接合部回転剛性の影響を受けることが知られているが、接合部とトラス部材の部材諸元から座屈耐力を評価する方法は未だ確立されていない。岩田・和田ら³⁾、谷口・坂⁴⁾、柴田・高島・山田・加藤⁵⁾、辻岡・安井・今井⁶⁾は接合部回転剛性を実験的に検証しているが、その知見は部材の耐力評価に反映されていない。これはシステムトラス屋根の設計では、両端ピン接合の全体座屈耐力を用いた許容応力度設計が最も安全側と考えられているからである。しかし、非線形解析では、屋根架構の耐震性能を過小評価し、正確な挙動の把握の妨げとなる。筆者らも立体トラス屋根の被害分析⁷⁾や耐震改修効果の検証⁸⁾の数値解析を行っているが、

トラス部材の座屈耐力は実被害と比較して経験的に決定している。

システムトラスの非線形数値解析は広く行われている。坂・日置⁹⁾や植木・向山・庄村・加藤¹⁰⁾は両端に剛域と回転バネを設けて座屈撓み角法で定式化された梁要素を用いて、鈴木・小河・久保寺・五十嵐¹¹⁾は両端に剛域と回転バネを設けた一次元有限要素(ファイバー要素)を用いて単層ラチスドームの座屈解析を行っているが、接合部回転剛性は実験値を使用している。これらの解析モデルは学会指針¹²⁾に掲載されているが実用上やや煩雑である。特に立体トラスは面外剛性が高くシェルの座屈が問題になることは稀であり、部材要素として接合部回転バネをモデル化して座屈解析する必要は殆どない。接合部の影響は座屈後履歴特性(復元力特性)の有効座屈長などのパラメータ設定法として提示する方が、トラス要素でモデル化されたトラス屋根の応力解析に慣れている実務者にとって有益である。なお、本論では、両端がピン接合され、材軸方向のみ剛性を有し復元力を発揮する数値解析モデル要素を「トラス要素」と呼称する。

そこで本研究では、システムトラス屋根の非線形解析を行う研究者・実務者を対象に、屋根トラス部材を模擬するトラス要素の座屈後履歴特性に設定する最初に全体座屈を生じる耐力を鋼材料と部材

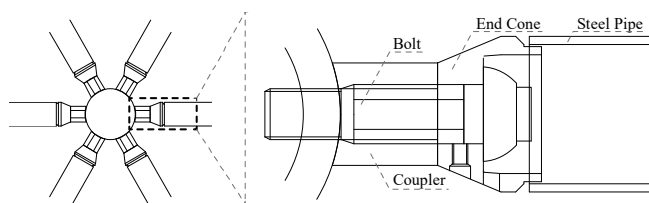


Fig.1 Connection detail of double layer grids

¹⁾ 東京工業大学建築学系 助教・博士 (工学)
²⁾ 元 東京工業大学 大学院生 修士 (工学)
³⁾ 東京工業大学建築学系 教授・博士 (工学)
⁴⁾ 明治大学理工学部建築学科 准教授・博士 (工学)
⁵⁾ 東北工業大学建築学部建築学科 講師・博士 (工学)

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng.
Lect., Dept. of Arch., Faculty of Architecture, Tohoku Institute of Technology, Dr.Eng.

諸元に基づく降伏応力度、接合部回転剛性、接合部の回転拘束度を考慮した座屈長さ係数から機械的に精度良く決定する方法を提案する。併せて同耐力を設定した既往の座屈後履歴特性や部材破断評価法の精度を検証する。まず2章では、被災体育館と同等の実大接合部曲げ実験を行って接合部回転剛性値を把握する。次の3、4章では、この実験観測に基づきシステムトラスの既往研究で未だ確立されていない接合部回転剛性とノードの回転拘束度を考慮した全体座屈耐力の評価法を新たに提案する。そして数値解析により実際の座屈挙動を再現するために、冷間成形時の耐力上昇を考慮した円形鋼管部材の降伏応力度の推定式¹⁵⁾や、局部座屈部の亀裂発生時期の予測手法¹⁷⁾など既往の知見も含めた座屈後履歴特性の設定手順を示す。続く5章では、2-3章で接合部回転剛性値がキャリブレーションされた立体トラス部分模型の準静的繰返し載荷実験を行い、接合部回転拘束度が提案評価法に与える影響を検証し、併せて既往の座屈後履歴特性や亀裂発生時期予測手法の対応関係を分析する。最後の6章では、鉄骨置屋根体育館の縮小部分模型の振動台実験を行い、実際の地震被害を再現する動的応答下で、接合部回転剛性の評価を含めた提案手法の適用性を検証し、併せて既往の座屈後履歴特性や亀裂発生時期予測手法の対応関係を分析する。空間構造では動的座屈荷重と静的座屈荷重が異なることが知られており、動的載荷実験を置こうことでその影響も確認する。本研究は防災科学技術研究所を主体とする共同研究組織の実験結果を引用し、6章の実験は規模が大きく別報で詳述予定のため、本論に關係する範囲のみ解説する。

2. 球体ノードボルト接合部の実大曲げ実験

2.1 試験体と実験概要

トラス部材の全体座屈耐力評価に先立ち、システムトラス接合部の回転挙動と回転剛性を把握する。Fig. 2に試験体図を、Table 1に試験体諸元を示す。試験体は1個の接合部ノードに2本のトラス部材がボルト接合されており、断面諸元は被災体育館⁷⁾の屋根トラスと同等とする。Fig. 2(a)に示すように、BT60は外径 $D=60.5\text{mm}$ 、板厚 $t=3.2\text{mm}$ の円形鋼管(STK400)をM20のボルトで直径130mmのU型球体ノードと接合した試験体である。Fig. 2(b)に示すように、BT100は外径 $D=101.6\text{mm}$ 、板厚 $t=4.2\text{mm}$ の円形鋼管をM33のボルトで直径200mmのU型球体ノードと接合した試験体である。試験体は同じ物を各3体用意して接合部回転剛性のバラツキも確認する。

Fig. 3に試験体セットアップ図を、Fig. 4とPhoto 1に計測治具を示す。Fig. 3に示すように、試験体は万能試験機内に単純支持し、加力治具を介して球体ノードに鉛直下向き強制変位を与える準静的単調曲げ載荷を行う。実験では接合部の負担曲げモーメント M 、剛な球体ノードに対する両側の端部金物近傍の鉛直変位および弦材の軸方向歪を計測する。負担曲げモーメント M は試験機反力 P と球体ノード間距離 L から $PL/2$ と換算する。Fig. 4とPhoto 1に示すように、剛な球体ノードに対する両側の端部金物近傍の鉛直変位は計測治具を用いてバネ式変位計(LVDT)2台で計測する。試験機の微小な弾性変形を含むものの載荷点変位はラム変位で計測した。接合部回転剛性を考慮した単層ラチスシェルのシェルの全体座屈耐力評価を目的とした既往の実験研究¹⁰⁾では、引張許容耐力に対する軸力比0.2程度の軸力下で、回転剛性が4割程度上昇することが報告されている。ただし後述するように回転剛性が4割程度上昇したとし

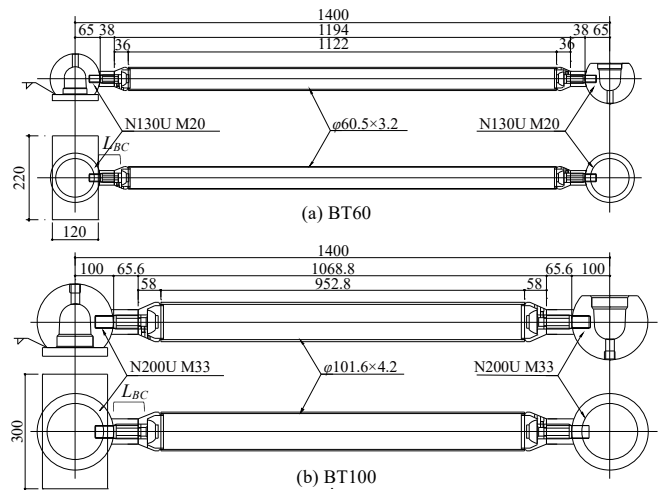


Fig.2 Schematic of test specimens (connection bending test)

Table 1 Member specification of connection bending test

Length L (mm)	Diameter D (mm)	Thickness t (mm)	Sectional Area A (mm ²)	Moment of inertia I (mm ⁴)	Young's modulus E (N/mm ²)	Bolt radius r_1 (mm)	Coupler radius r_2 (mm)	L_{BC} (mm)
1400	60.5	3.2	2875	237152	205000	10	17.3	56
1400	101.6	4.2	8107	1526838	205000	16.5	28.5	89.6

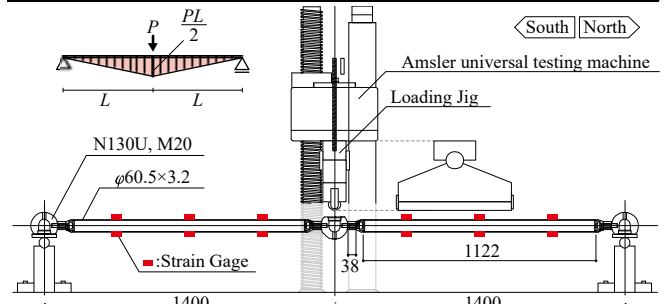


Fig.3 Testing setup of connection bending test (ex. BT60)

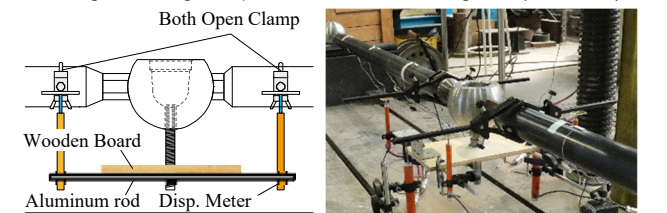


Fig.4 Measurement jig

Photo 1 Measurement jig (ex. BT60)

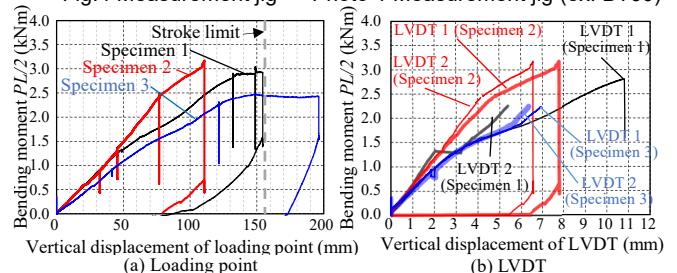


Fig.5 Connection bending test result (BT60)

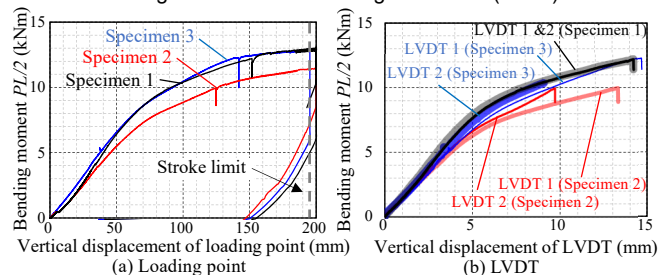


Fig.6 Connection bending test result (BT100)

でも座屈耐力に与える影響は 1%程度にとどまり、両端ピンからの境界条件の差と比べるとその影響は比較的小さいため、今回はその影響を考慮せず評価を行う。

2.2 実験結果

Fig. 5 と Fig. 6 に BT60 試験体と BT100 試験体各部の荷重-変位関係を、Photo 2 に接合部の離間状況を、Photo 3 に最終変形状をそれぞれ示す。Fig. 5(b) と Fig. 6(b) に示すように、どちらの試験体も南北両側のノード近傍の鉛直相対変位は概ね同程度の進行をする。同図らに示すように、BT60 試験体では約 1.5 kNm、BT100 試験体では約 8 kNm で荷重変位関係の 2 次勾配を迎え、Photo 2 の例に示すように、その後にボルト接合部のカプラーと球体ノードの接触部の下端に目視で判別できる程度の隙間(離間)が生じ、接合部の回転曲げ変形がボルトとカプラーに集中する様子が確認された。その後は明確な接合部の塑性化や最大荷重は確認されないまま、万能試験機の限界ストロークまで変形が進行して載荷終了した(Photo 3)。

2.3 接合部の回転剛性実験値の決定

前述の既往研究^{4), 10)}では、トラス部材と接合部の曲げ変形を分離した力学モデルを仮定して接合部が負担する回転角を同定する手法が検討されている。しかし、実際のボルト接合部とトラス部材の応力伝達は複雑である¹³⁾。本章では、変断面梁モデルの鉛直変位量に基づき接合部の断面二次モーメントを同定して回転剛性を決定する。

Fig. 7 に球体ノードを原点、トラス部材軸方向を x 軸とする変断面梁モデル(同図(a))の断面二次モーメント I 分布(同図(a))と鉛直変位量を示す。変断面梁モデルは球体ノード、ボルト・カプラー部、中程、鋼管の 4 区間で構成される。各区間は Table 2 に示す区間長と I を有し、中程部の I は線形補完する。ただし、同定する接合部回転剛性は初期全体座屈前の微小変形下の値であり、変断面梁モデルの各区間は剛接、全区間で平面保持を仮定する。なお、同モデルは曲げ変形のみを考慮する。同図(b)(c)は下向きを正とする支点高さからの鉛直変位であり、 $x=100\sim 300\text{mm}$ の四角マーカーはパネ式変位計の計測値、 $x=1400\text{mm}$ の四角マーカーはラム変位の計測値を示す。灰色四角マーカーが各 3 体の実験結果、赤色四角マーカーがその位置の鉛直変位量平均値を示す。この I 分布に対して集中荷重 P が働くときの鉛直変位を数値積分で計算すると、実験の鉛直変位量平均値と対応するボルト・カプラー部の断面二次モーメント I_{BC} は 10939 mm^4 (BT60) と 65473 mm^4 (BT100) となる。部材全長と比べて材長が短い接合部区間の曲率を一定とみなすと、回転剛性は $K_r = EI_{BC}/L_{BC}$ となり、BT60 は $K_r=40.0\text{kNm/rad}$ 、BT100 は $K_r=150.8\text{kNm/rad}$ となる。

3. 重ね梁モデルを用いたボルト接合部回転剛性評価

第 2 章の実験観測より、球体ノード接合部の回転はボルト・カプラー部の曲げ変形に集中していると考えられる。このときボルトとカプラーは一体で挙動しないが、各中立軸位置の鉛直方向変位と回転角分布は一致し、同一断面位置ではボルトとカプラーの曲率 ϕ は等しいと考える。そこで提案手法では、同一断面位置のボルトとカプラーを重ね梁にモデル化し、接合部の部材寸法を用いて接合部回転剛性 K_r を評価する方法を提案する。

3.1 重ね梁モデルの概要と第 2 章実験の中立軸位置

Fig. 8 に重ね梁モデルの断面を示す。同図の r_1 はボルトの半径、 y_1 はボルトの中立軸位置、 b_1 は中立軸位置のボルトの実効幅、 ε_1 は

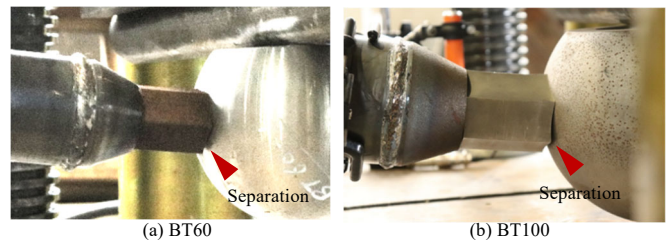


Photo 2 Separation between coupler and joint

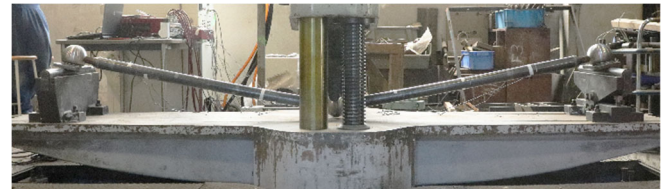


Photo 3 Final situation

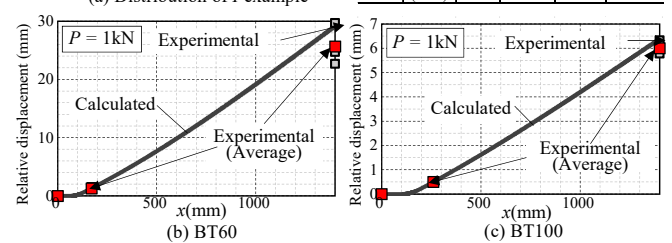
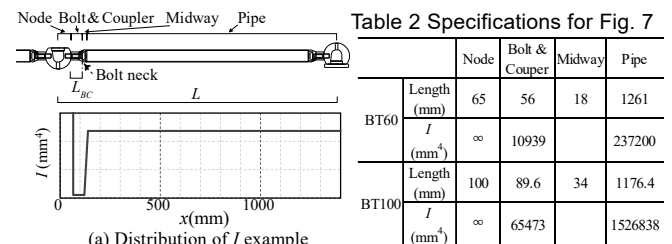


Fig. 7 Variable section beam model

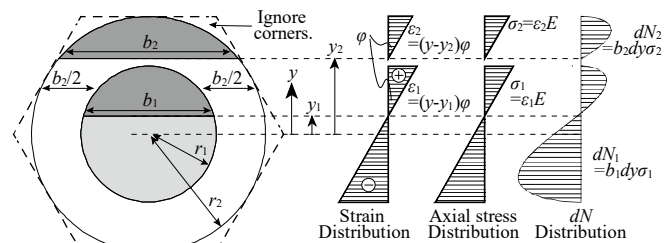


Fig. 8 Built-up beam model overview

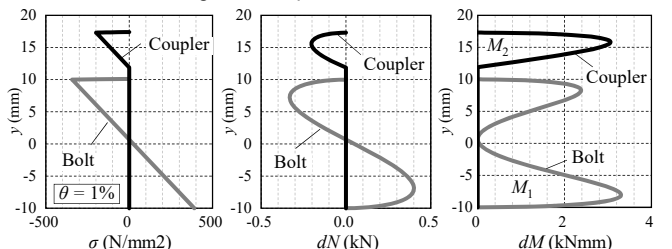


Fig. 9 Built-up beam model calculation examples (BT60)

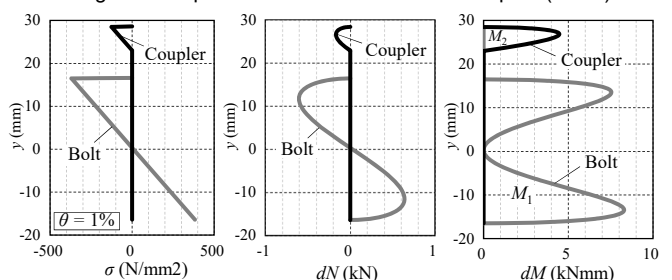


Fig. 10 Built-up beam model calculation examples (BT100)

ボルトの軸歪, σ_1 はボルトの軸応力, N_1 はボルトの負担軸応力, r_2 はカプラーの半径, y_2 はカプラーの中立軸位置, b_2 は中立軸位置のカプラーの実効幅, ε_2 はカプラーの軸歪, σ_2 はカプラーの軸応力, N_2 はカプラーの負担軸力である。なお, カプラーの断面形状は六角形から内接円に近似する。(a)接合部回転角 θ_r は鋼管側端部を原点とし, (b)同一断面位置のボルトとカプラーの曲率 ϕ が等しく, (c)カプラーはメタルタッチにより球体ノードと円形鋼管端部金物間の圧縮力のみ伝達し, (d)純曲げ時のボルトとカプラーの軸方向応力の総和が零となる条件から, 応力弾性範囲の軸方向力の変動分は式(1)~式(3), 中立軸位置回りのボルトとカプラーの曲げモーメント M_1 と M_2 は式(4)と式(5), 接合部回転剛性 K_r は式(6)で表される。

$$N_1 + N_2 = \int_{-r_1}^{r_1} dN_1 + \int_{-r_2}^{r_2} dN_2 = 0 \quad (1)$$

$$dN_1 = 2(y - y_1)\phi E \sqrt{r_1^2 - y^2} dy \quad (2)$$

$$dN_2 = \begin{cases} 2(y - y_2)\phi E \sqrt{r_2^2 - y^2} dy & (y \geq r_1) \\ 2(y - y_1)\phi E (\sqrt{r_2^2 - y^2} - \sqrt{r_1^2 - y^2}) dy & (y < r_1) \end{cases} \quad (3)$$

$$M_1 = \int_{-r_1}^{r_1} (y - y_1) dN_1 dy \quad (4)$$

$$M_2 = \int_{-r_2}^{r_2} (y - y_1) dN_2 dy \quad (5)$$

$$K_r = \frac{M(\phi)}{\theta_r} = \frac{M_1 + M_2}{\phi L_{BC}} \quad (6)$$

式(1)~式(6)を用いて 2 章の接合部回転剛性値に一致するような中立軸位置を同定(y_1 を 0 から漸増させる)すると, BT60 試験体と BT100 試験体の中立軸位置実験値は Table 3 の Experimental value となる。対応する重ね梁モデルの応力・変動軸力・変動曲げモーメント分布は Fig. 9 と Fig. 10 の通りである。

3.2 任意のボルトとカプラーに対する接合部回転剛性 K_r の評価

一方, 2 章の試験体は一般的な鉄骨置屋根体育館の立体トラス屋根でよく使われる実大サイズのトラス部材であり, 同程度規模の接合部の組み合わせを前提とすれば, 任意のボルトとカプラーの中立軸位置は, 同実験値の最小二乗近似式(Table 3 の Simple evaluation)として $y_1 = 0.032r_1$, $y_2 = 0.77r_2$ で近似できる。この中立軸位置を式(1)~式(5)に代入すると, 任意のボルトの曲げモーメント M_1 は式(7), 任意のカプラーの曲げモーメント M_2 は式(8)~式(9)で計算できる。

$$M_1 = 0.2510r_1^2 \pi E \phi \quad (7)$$

$$M_2 = \phi E \begin{cases} r_2^4 \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\sin 4\eta}{16} - \frac{\eta}{4} \right) \\ -\frac{2}{3} (0.032r_1 + 0.77r_2) r_2^3 \cos^3 \eta \\ +0.032r_1 \cdot 0.77r_2 r_2^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\sin 2\eta}{2} - \eta \right) \end{cases} \quad (8)$$

$$\eta = \sin^{-1} \frac{0.77r_2}{r} \quad (9)$$

式(7)~式(9)を式(6)に代入すると, 接合部回転剛性 K_r が任意のボルト半径 r_1 , 接合部の有効長さ L_{BC} , カプラー半径 r_2 の関数として評価できる。ただし, 非常に複雑な関数式となるため, この結果を一般的なボルトとカプラーの半径比の範囲 ($1 \leq r_2/r_1 \leq 2.5$) で多項式近似すると接合部回転剛性 K_r は式(10)で評価できる。

$$K_r = \frac{E}{L_{BC}} \left(0.702r_1^4 + 0.264r_1^3 r_2 - 0.156r_1^2 r_2^2 + 0.057r_1 r_2^3 - 0.0051r_2^4 \right) \quad (10)$$

Fig.11 の比較と後述に示すように, 精算解と式(10)の誤差は 1%未

Table 3 Neutral axis position calculation results

	Bolt radius r_1 (mm)	Coupler radius r_2 (mm)	Experimental value		Simple evaluation	
			Bolt neutral axis y_1 (mm)	Coupler neutral axis y_2 (mm)	Bolt neutral axis y_1 (mm)	Coupler neutral axis y_2 (mm)
BT60	10	17.3	0.67	11.88	0.32	13.39
BT100	16.5	28.5	0.32	23.00	0.53	22.06

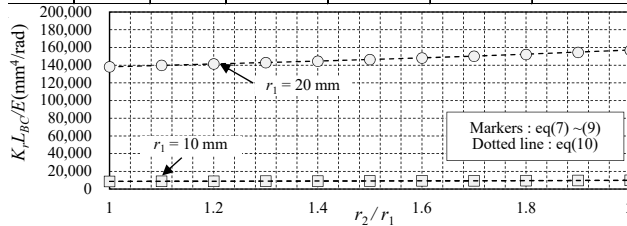
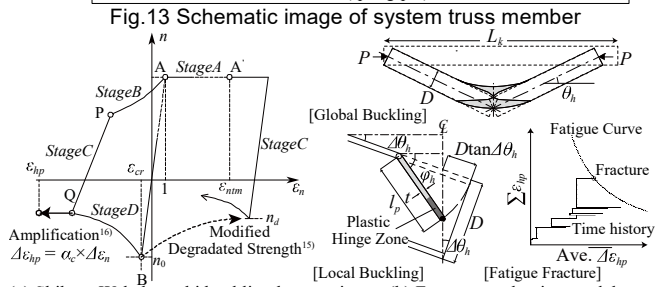
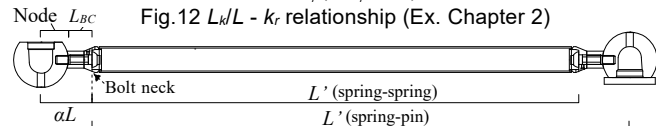
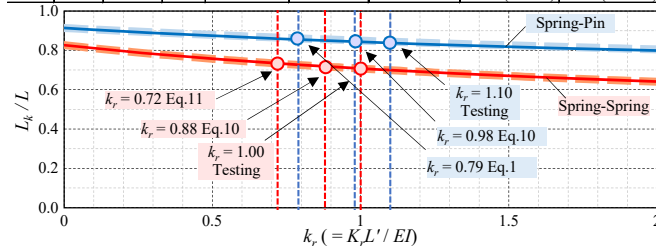


Fig.11 Comparison of Exact and approximate $K_r L_{BC} / E$
Table 4 Comparison of K_r

	Bolt radius r_1 (mm)	Coupler radius r_2 (mm)	L_{BC} (mm)	Bolt neutral axis $y_1=0.032r_1$ (mm)	Coupler neutral axis $y_2=0.77r_2$ (mm)	Exact K_r (kNm/rad) Eq. (6)	Approximate K_r (kNm/rad) Eq. (10)	Approximate K_r (kNm/rad) Eq. (11)
M12	6	9.5	24.5	0.19	14.67	10.0	10.0 (+0.1%)	8.5 (-18.0%)
M14	7	10.8	28.0	0.22	16.67	16.2	16.2 (+0.1%)	13.8 (-14.6%)
M16	8	12.6	31.5	0.26	19.34	24.6	24.6 (+0.1%)	20.9 (-14.8%)
M20	10	17.3	38.5	0.32	26.67	50.1	50.2 (+0.2%)	41.8 (-16.6%)
BT60	10	17.3	56.0	-	-	40 (Experiment)	34.5 (-13.8%)	28.7 (-28.3%)
M22	11	18.2	43.8	0.35	28.01	63.9	64.0 (+0.1%)	53.9 (-15.7%)
M24	12	18.2	47.3	0.38	28.01	82.4	82.5 (+0.1%)	70.7 (-14.2%)
M27	13.5	20.8	52.5	0.43	32.01	119.1	119.3 (+0.1%)	101.9 (-14.5%)
M30	15	25.1	57.8	0.48	38.68	167.9	168.2 (+0.2%)	141.1 (-15.9%)
M33	16.5	25.1	64.8	0.53	36.14	215.1	215.3 (+0.1%)	184.3 (-14.3%)
BT100	16.5	28.5	89.6	-	-	150.8 (Experiment)	159.6 (+5.8%)	133.1 (-11.7%)
M36	18	27.3	70.0	0.58	42.01	281.5	281.9 (+0.1%)	241.5 (-14.2%)
M39	19.5	32.0	75.3	0.62	49.35	366.6	367.1 (+0.1%)	309.4 (-15.6%)
M42	21	32.0	82.3	0.67	49.35	444.4	445.0 (+0.1%)	380.7 (-14.3%)
M45	22.5	36.8	87.5	0.72	56.68	558.2	559.0 (+0.1%)	471.6 (-15.5%)
M48	24	36.8	92.8	0.77	56.68	673.0	673.8 (+0.1%)	575.9 (-14.4%)



(a) Shibata-Wakabayashi buckling hysteresis (b) Fracture evaluation model
Fig.14 Schematic images of phenomenological model

満である。その一方で, Fig.9 等に示すように, カプラーの負担応力が相対的に小さい範囲では回転剛性に対するカプラーの寄与を無視して接合部ボルトのみの式(11)で接合部回転剛性 K_r を評価することもできる。

$$K_r = \frac{E}{L_{BC}} \frac{\pi}{4} r_1^4 \quad (11)$$

Table 4 に接合部回転剛性値の比較を示す。同表は標準製品のボルト・カプラーの組み合わせ(MO表記)に対する精算評価値(式(6))と近

似評価値(式(10)と式(11))の比較に加えて、BT60 試験体と BT100 試験体の実験値と近似評価値の比較を併記している。同表に示すように、BT60 と BT100 の近似評価値は実験値に対して-14%~+30%の誤差を有するが、後述のとおり座屈荷重に換算するとその影響は微小であった。標準製品の近似評価値と精算評価値(式(6))の誤差は-16%~0.2%となる。式(11)の近似評価値の誤差は約-16%であり、これが接合部回転剛性全体に対するカブラーの寄与分と考えられる。

4. 接合部回転剛性を考慮した全体座屈耐力と座屈後履歴特性

4.1 処女座屈時の全体座屈耐力の評価

第3章の接合部回転剛性 K_r 評価式を考慮したトラス部材の全体座屈耐力を評価する。ここで任意の境界条件と部材端部に回転バネを有する部材長さ L の単一圧縮材のたわみ曲線 y と回転バネの曲げモーメント M_r は下式で計算できる。

$$y = C_1 \sin kx + C_2 \cos kx + C_3 x + C_4 \quad (k = \sqrt{N_{cr} / EI}) \quad (12)$$

$$M_r = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \Big|_{x=0} = EI k^2 C_2 \quad (13)$$

ここに N は軸力、 E はヤング率、 I はトラス部材の断面2次モーメント、 $C_1 \sim C_4$ は未定係数である。

球体ノードに接合するトラス部材の向き・本数により、球体ノードの回転拘束度が異なるため、本提案では以下の2種類の境界条件の全体座屈耐力を評価する。

(a) 両端の球体ノードの回転が拘束されている場合(両端回転バネ)

両端に剛性 K_r の回転バネがある時の境界条件は式(14)、全体座屈耐力 N_{cr} は式(15)の方程式の k の解として評価される。

$$\begin{cases} y|_{x=0} = y|_{x=L} = 0 \\ \frac{dy}{dx} \Big|_{x=0} = \frac{M_r}{K_r} \\ \frac{dy}{dx} \Big|_{x=L} = -\frac{M_r}{K_r} \end{cases} \quad (14)$$

$$\frac{kL \sin kL}{(\cos kL - 1)} = \frac{K_r L}{EI} \quad (15)$$

(b) 片側の球体ノードの回転が拘束されていない場合(片側回転バネ-片側ピン)

この場合は片側の球体ノードが自由に回転できピン接合に近いと仮定し、式(16)の境界条件より、全体座屈耐力 N_{cr} は式(17)の k の解として評価される。このような状況の境界条件は、5章の実験を含め球体ノードに水平か鉛直どちらか一方からのみトラス部材が接合する場合に成立する。

$$\begin{cases} y|_{x=0} = y|_{x=L} = 0 \\ \frac{dy}{dx} \Big|_{x=0} = \frac{M_r}{K_r} \\ M|_{x=L} = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \Big|_{x=0} = 0 \end{cases} \quad (16)$$

$$\frac{(kL)^2 \sin kL}{(kL \cos kL - \sin kL)} = \frac{K_r L}{EI} \quad (17)$$

Fig. 12 に2章を例に無次元化回転剛性 $k_r (=K_r L / EI)$ と座屈長さ係数 (L_k / L , オイラー座屈荷重 N_0 に対する全体座屈耐力 N_{cr} の比の平方根) 関係を示す。同図は式(15)と式(17)の精算値(同図中の実線)に加えて、座屈後たわみ変位の仮想仕事の原理¹⁴⁾から評価した近似値(式(18)、同図中の破線)を重ねて示す。

$$\frac{L_k}{L} = \begin{cases} (1-2\alpha) \sqrt{\frac{k_r^2 + 14k_r + 64}{4k_r^2 + 40k_r + 64}} & \text{(両端回転バネ)} \\ (1-\alpha) \sqrt{\frac{17.6k_r^2 + 120k_r + 408}{34k_r^2 + 187k_r + 408}} & \text{(回転バネ-ピン接合)} \end{cases} \quad (18)$$

ここで Fig.13 の模式図に示すとおり、 α は芯々の部材長さ L に対する接合部長さの比、接合部の有効長さ L_{BC} はノード端部から接合部ボルトの首下までの長さ、 k_r の算出に用いる L は両端回転バネの場合は $(1-2\alpha)L$ 、片側回転バネ-片側ピンの場合は $(1-\alpha)L$ である。近似値は精算値に対して約2%誤差で一致する。以上より処女座屈時の全体座屈耐力 N_{cr} は短期許容応力度で評価する場合は式(19)、厳密な非線形解析を行うために材料強度で評価する場合は式(20)で評価する。

$$N_{cr}^{\text{短期}} = 1.5 \times A \times \begin{cases} \frac{1-0.4(\lambda_e / \Lambda)^2}{1.5+(2/3)(\lambda_e / \Lambda)^2} \sigma_y & (\lambda_e \leq \Lambda) \\ \frac{0.277}{(\lambda_e / \Lambda)^2} \sigma_y & (\lambda_e > \Lambda) \end{cases} \quad (19)$$

$$N_{cr}^{\text{材料強度}} = A \times \begin{cases} 1-0.4(\lambda_e / \Lambda)^2 \sigma_y & (\lambda_e \leq \Lambda) \\ \frac{0.6}{(\lambda_e / \Lambda)^2} \sigma_y & (\lambda_e > \Lambda) \end{cases} \quad (20)$$

ここに λ_e は式(18)より評価される有効細長比、 Λ は限界細長比、 σ_y は鋼管の降伏応力度であり、冷間成形時にF値から上昇して乖離するため非線形解析では σ_y は越智・黒羽ら¹⁵⁾の帰式(21)で評価する。

$$\sigma_y = 459.6 \times (D/t)^{-0.0622} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (21)$$

4.2 接合部回転剛性を考慮したトラス要素の座屈後履歴特性

システムトラスの非線形解析を行う使用者(実務者・研究者)に向けた座屈後履歴特性の設定方法を要約する。Fig.14 に概要を示す。

(1) 処女座屈時の全体座屈耐力の決定

ボルトの半径 r_1 と接合部の有効長さ L_{BC} とカブラーの半径 r_2 から接合部回転剛性 K_r を式(10)または式(11)で評価し、 K_r とトラス部材諸元から無次元化回転剛性 $k_r (=K_r L / EI)$ を計算し、座屈長さ係数 L_k / L を式(18)より評価し、続いて L_k / L より部材の有効細長比 λ_e を計算し、用途に応じて処女座屈時の全体座屈耐力 N_{cr} を式(19)~式(21)より評価する。

(2) 座屈後履歴特性(要素軸方向に割当てる復元力特性)の選定

トラス部材の繰返し座屈履歴性状を再現する座屈後履歴特性(復元力特性)の代表例は市販の汎用構造解析ソフトに実装されている柴田・若林モデル(Fig.14(a))が挙げられる。本提案では座屈後耐力の繰返し劣化挙動の再現性に定評のある修正モデル B^{16), 20)}を推奨する。

(3) トラス部材の母材中央局部座屈部の亀裂発生評価

トラス部材の座屈後破断を考慮する非線形解析を実行する場合(例えば)は、筆者らが常用する円形鋼管部材の亀裂発生時期予測手法¹⁷⁾が利用できる。同手法では、部材全体の等価軸歪振幅 $\Delta \epsilon_n$ (経験最大引張変形から現在の変形を引いた無次元化変形振幅)に、Fig. 14(b)の力学モデルから求まる歪振幅拡大係数 α_c (式(22))と、径厚比の修正係数 β_c (式(23))を乗じ、母材局部座屈部に集中する塑性歪振幅 $\Delta \epsilon_h$ を算出する。 $\Delta \epsilon_h$ の時刻歴データは累積塑性歪振幅 $\Sigma \Delta \epsilon_{hp}$ と平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \epsilon_{hp}}$ に変換する。このとき $\overline{\Delta \epsilon_{hp}}$ はレインフロー法から式(24)で評価する。最後に $\Sigma \Delta \epsilon_{hp}$ が文献17)の疲労破断条件式 $3857 \overline{\Delta \epsilon_{hp}}^{-1.13}$ に達した時点は亀裂発生と判定する。亀裂発生は全断面破断と扱い、破断判定後はそのトラス要素の軸剛性を 10^6 倍、内力を零とする。

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & (\Delta\varepsilon_n < \varepsilon_{ncr}) \\ \frac{\theta_h D}{L_k(1-0.25\pi)\Delta\varepsilon_n} & (\varepsilon_{ncr} \leq \Delta\varepsilon_n < \varepsilon_{nlb}) \\ \frac{3\sqrt{6}\phi_h\beta_c}{2\pi\sqrt{D/t}\Delta\varepsilon_n} + \frac{\theta_{nlb}D}{L_k(1-0.25\pi)\Delta\varepsilon_n} & (\Delta\varepsilon_n \geq \varepsilon_{nlb}) \end{cases} \quad (22)$$

$$\beta_c = \begin{cases} 1 & (D/t < 35) \\ (1/15)(D/t) - 4/3 & (35 \leq D/t < 50) \\ 2 & (D/t \geq 50) \end{cases} \quad (23)$$

$$\overline{\Delta\varepsilon_{hp}} = \frac{\sum_{i=1}^{50} n_i (\Delta\varepsilon_{ii} - 2\varepsilon_y)}{\sum_{i=1}^{50} n_i} \quad (24)$$

ここに L_k は有効座屈長さ、 l_p は局部座屈半波長、 ε_{ncr} は全体座屈歪、 ε_{nlb} は局部座屈発生歪¹⁸⁾で $\varepsilon_{nlb} = 0.0683\varepsilon_y^{-0.39}(D/t)^{-1.39}$ 、 $\theta_h = \cos^{-1}(1-\Delta\varepsilon_n)$ 、 $\theta_{nlb} = \cos^{-1}(1-\varepsilon_{nlb})\phi_h = \cos^{-1}[\cos^{-1}(\theta_h-\theta_{lb})-D/l_p \sin(\theta_h-\theta_{nlb})]$ 、 $\Delta\varepsilon_y$ と n_i は i 番目の歪全振幅(単位歪全振幅 $0.02 \times i$)とその繰返し回数である。式(24)で弾性範囲の歪度($\Delta\varepsilon_y - 2\varepsilon_y \leq 0.0$)の繰返し回数は計数しない。

なお、同手法は非線形解析中のステップ毎にトラス部材の亀裂発生を判定するため、通常の時刻歴応答解析より計算時間は長期化する。非線形解析の目的が部材破断を含んだシステムトラス屋根の崩壊過程の追跡^{例え}でない場合は、部材破断を考慮しない非線形解析の終了後に、システムトラス部材の軸変形履歴を抽出して一括評価する方が、部材破断発生の有無を効率的に確認できる。

5. システムトラスユニットの準静的繰返し実験

5.1 試験体と実験概要

本章は接合部回転剛性が事前に判明している BT60 試験体を対象に全体座屈耐力評価法の妥当性と回転拘束度の影響を分析し、提案する全体座屈耐力を設定した座屈後履歴特性の対応関係も検証する。

Fig. 15 に試験体セットアップ図を、Fig. 16 に試験体詳細図を、Table 5 に全体座屈耐力の評価値を含めた試験体諸元を示す。システムトラスユニットは同じ外径 $D=60.5\text{mm}$ 、板厚 $t=3.2\text{mm}$ の円形鋼管、M20 ボルト、直径 130mm の U 型球体ノードを四面体に組み立てた試験体であり、鋼材ロットは第 2 章の BT60 と同じである。本実験では、ノードに接続する隣接するトラス部材による回転拘束度が全体座屈耐力評価の境界条件に与える影響を併せて分析する。Fig. 16 に示すように、Node A はピン治具によりノード自身の回転は許容するが、接続するトラス部材によって節点回転剛性(回転拘束度)を有する。Fig.16(b)に示すように、Node B は、反力を取るため、ノードに溶接された箱状の治具を介して下部治具にボルトで締結し、Pipe A-B の圧縮時はノード下面の鋼ブロックにメタルタッチで圧縮力を伝達して上下の移動を拘束する。ただし、後述するように、Node A 自身は回転自由であるが、Node C1 と C2 は位置および回転が拘束されている。Table 5 の全体座屈耐力は材料試験の降伏応力度と実測値の板厚で評価する。

Fig. 15 と Fig. 16(d)に示すように、実験ではアクチュエータにより水平方向の強制変位が与えられると、Pipe A-B が他の部材に先行して塑性化する。実験では Pipe A-B の等価軸歪 ε_n と負担軸力、軸方向表面歪を計測する。Pipe A-B の等価軸歪 ε_n は Node A-Node B 間に取り付けた専用の計測治具を用いて部材長 $L=1400\text{mm}$ から直接計測し、負担軸力は Fig. 16(d)に示すロードセル反力の分力として計測する。熊本地震の被災体育館の再現解析⁷⁾では、屋根支承部に接続する

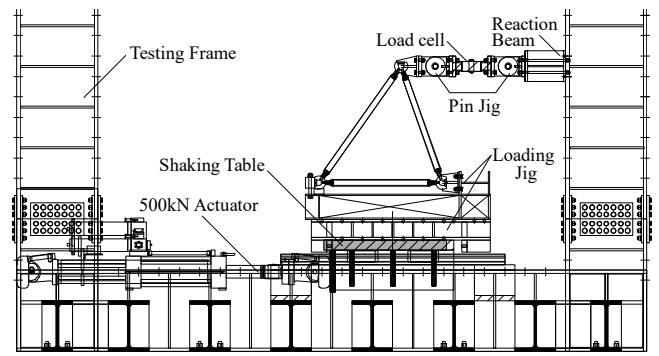


Fig.15 Testing setup of subassembly truss specimens

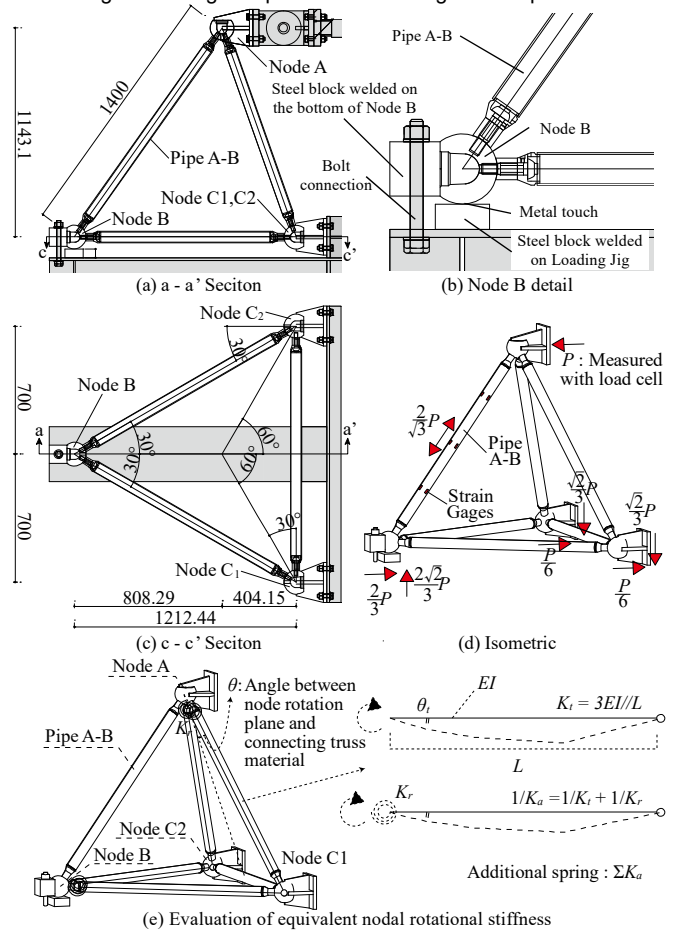


Fig.16 Detailed drawings of subassembly truss specimens

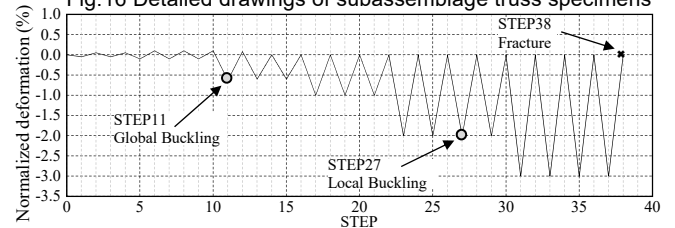


Fig.17 Loading protocol

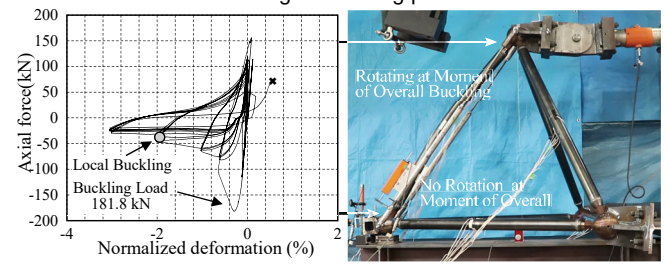


Fig.18 Load-deformation

Photo 4 Global buckling

上弦材は、固定荷重による圧縮力を常に負担しており、全体座屈後は圧縮方向に偏って変形が進行しながら、地震応答中に瞬間的に引張力を受けて部材破断を生じた可能性が指摘されている。そこで本実験では、Fig. 17の载荷履歴に示すように、同様な現象が実際に起こるか検証するため圧縮方向の片振幅漸増载荷を採用した。

5.2 ノードの回転拘束度と提案評価法の境界条件の対応関係

Node A は接続するトラス部材と部材端部の接合部回転剛性によって回転拘束度(節点回転剛性)を有する(Fig.16(e))。本節は Node A の Pipe A-B 面内回転方向の節点回転剛性 K_{eq} を具体的に算出し、提案する全体座屈耐力評価法に用いる理想化された境界条件(4.1 節の両端回転バネまたは片側回転バネ-片側ピン)との対応関係を議論する。まず、Pipe A-C1 と Pipe A-C2 の回転剛性 K_a は、接合部回転剛性 K_r ($=40\text{kNm/rad}$)とトラス部材の回転剛性 K_t ($=3EI/L=99.4\text{kNm/rad}$)に Pipe A-B の面内方向の $\cos\theta$ ($=30^\circ$) を乗じ、直列バネとして式(25)で求める。

$$1/K_a = 1/(K_r \cos\theta) + 1/(K_t \cos\theta) \therefore K_a = 24.7\text{kNm/rad} \quad (25)$$

Pipe A-B の境界条件に寄与する Node A の節点回転剛性 K_{eq} は、2つの K_a と Pipe A-B の接合部回転剛性 K_r の直列バネとして式(26)で計算できる。

$$1/K_{eq} = 1/(K_r) + 1/(2K_a) \therefore K_{eq} = 22.1\text{kNm/rad} \quad (26)$$

式(26)右側の算定結果に示すように、計算結果の $K_{eq}=22.1\text{kNm/rad}$ は 0kNm/rad (完全ピン)と K_r (接合部回転バネ)の間にある。Node B 側も同様の条件で部材が接合されていると仮定すると、Pipe A-B の境界条件が K_{eq} の両端回転バネの場合、有効細長比 $\lambda_e = 51.9$ であり、 K_r で単純化した両端回転バネ($\lambda_e = 48.9$)と片側回転バネ-片側ピン($\lambda_e = 58.8$)の境界条件の中間となると考えられる。なお、立体トラス屋根のどの部材も周辺部材によってノードが多少の回転拘束を受けるため、トラス部材の境界条件が片側回転バネ-片側ピンと両端ピンの中間となることは殆ど無いと考えられる。

5.3 実験結果と全体座屈耐力の対応関係

Fig. 18 に Pipe A-B の軸力-等価軸歪関係を、Photo 4~Photo 6 に試験体状況を示す。主要な実験状況は Fig. 17 に併記している。システムトラスユニットの Pipe A-B は、等価軸歪 $\epsilon_n = -0.5\%$ の 1 回目に全体座屈を生じ(STEP 11, Photo 4), $\epsilon_n = -2.0\%$ の 3 回目で局部座屈を生じ(STEP 27, Photo 5), その後の繰返し変形で局部座屈が進展しながら $\epsilon_n = -3.0\%$ の 4 回目後の引張側への反転载荷中に局部座屈部に亀裂発生・亀裂進展したため STEP38(Photo 6)で载荷終了した。本実験から引張降伏を経験せずとも引張力さえ生じれば、圧縮方向に偏った変形下でもトラス部材の局部座屈部に亀裂が生じる事実が確認された。

Table 5 に全体座屈耐力の評価に用いた諸元と各種評価値の比較を示す。簡易式(11)の接合部回転剛性 K_r は 2 章で計測した BT60 の実験値(40kNm/rad)を約 3 割過小評価する。しかしながら、同表に示すように、全体座屈耐力に影響を及ぼす有効細長比 λ_e を評価すると、精算式(10)と簡易式(11)の全体座屈耐力の評価値は殆ど変わらず、実用上は式(11)でシステムトラス接合部回転剛性の影響を十分考慮できることが分かる。Fig. 19 に有効細長比-全体座屈耐力関係を示す。同図の実線は、式(11)の K_r を用いた材料強度時の全体座屈荷重式(20)であり、実験値は灰色、提案評価値は赤色、両端ピン接合とした従来設計値は白色の○マーカーで示し、縦の灰色線は 5.2 節の等価回転剛性 K_{eq} を適用した場合の評価値である。実験値は両端ピン接合

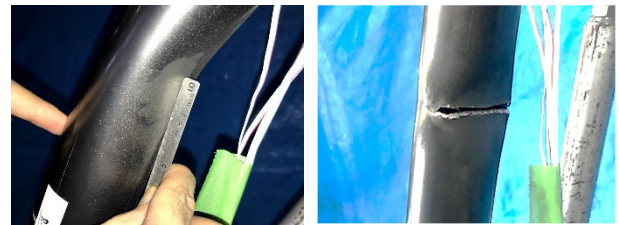


Photo 5 Local buckling

Photo 6 Fracture Initiation

Table 5 Member specifications and buckling strength evaluation

	D (mm)	t (mm)	L (mm)	α	A (mm ²)	σ_y (N/mm ²)	L_{BC} (mm)	K_r (kNm/rad)	k_r	L_k / L	λ_e	N_{cr} (kN)
Pin-Pin								0	0.00	1.00	69.1	164.0
Spring-Spring								40	1.00	0.71	48.9	186.4
								34.5	0.86	0.72	49.7	185.6
								28.7	0.72	0.73	50.7	184.7
Spring-Pin								40	1.10	0.84	58.4	176.8
								34.5	0.95	0.85	58.8	176.3
								28.7	0.79	0.86	59.6	175.5

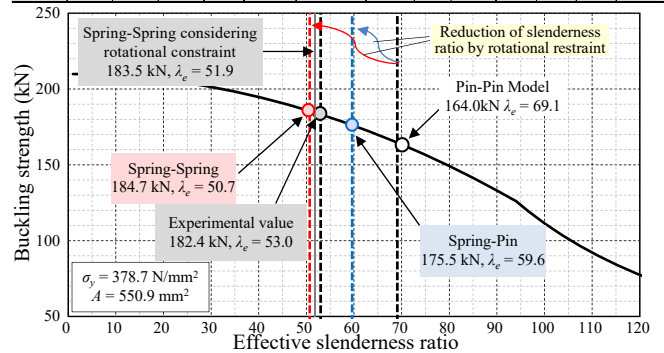


Fig. 19 Buckling strength - effective slenderness ratio

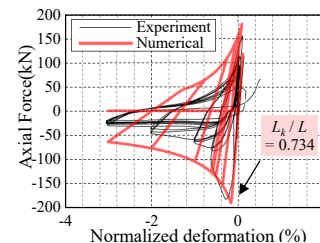


Fig. 20 Comparison of hysteresis

Table 6 Fracture evaluation

	Test	Local buckling STEP evaluation method	
		As usual	Modified
Global Buckling	STEP11	STEP11	STEP11
Local Buckling	STEP27	STEP23 Equation (4-10)	STEP27 (Test value)
Fracture	STEP38	STEP34	STEP36

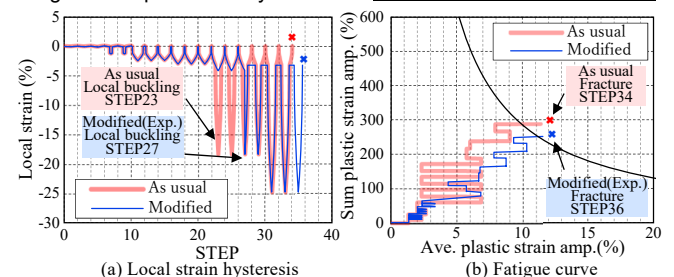


Fig. 21 Local strain evaluation

の従来設計値より大きい。5.2 節の接続する部材によるノードの回転拘束度の評価と同様に、実験値は両端回転バネ接合と片側ピン-片側回転バネ接合の評価値の中間となった。評価誤差は+2.3 ~ -5.7kN の間にあり、両端ピン接合とする設計値(誤差-18.4kN)より評価精度は向上した。以上より、今回対象とした BT60 や BT100 程度のトラ

ス材であれば、ノード毎に厳密な回転拘束度を評価せず、上記の様に単純化した境界条件で全体座屈耐力を評価しても、精解から概ね±約4%のばらつきで座屈耐力を評価できると考えられる。

5.4 実験結果と座屈後履歴特性の対応関係

Fig. 20 に実験結果に座屈後履歴特性の履歴を重ねた Pipe A-B の軸力-等価軸歪関係を、Table 6 に主要な損傷の発生時期の比較を、Fig. 20 に局部の塑性歪評価値の推移を示す。座屈後履歴特性の履歴は等価軸歪計測値から直接評価し、以降は解析値¹⁹⁾と呼ぶ。4.2 節の手順で設定した座屈後履歴特性は実験結果の全体座屈耐力と概ね整合している。Table 6 に示すように、解析値の亀裂発生時期は実験より4STEP(等価軸歪3%-2cycle)早期に発現した。これは実験の局部座屈が等価軸歪 $\epsilon_n = -2.0\%$ の1回目ではなく3回目に発生したためである。同表とFig. 21 に示すように、実験と同じ時期に局部座屈が発生したとして評価すると、評価値は実験値に対して2STEP(等価軸歪3%-1cycle)安全側で亀裂発生を評価でき、局部歪の評価モデルの妥当性が確認できる。なお、今回使用した柴田・若林らの座屈後履歴特性では局部座屈の影響は考慮されず、履歴性状は変動しない。

6. 鉄骨置屋根体育館の縮小部分模型の振動台実験

6.1 試験体と実験概要

最後に本章では、鉄骨置屋根体育館の縮小部分模型の振動台実験を行い、実際の地震被害を再現する地震応答で、接合部回転剛性の評価を含めた全体座屈耐力評価法の適用性を検証し、併せて座屈後履歴特性と既往の部材破断予測手法の対応関係も検証する。序で述べたように、同実験は被害再現だけでなく耐震改修の性能確認を兼ねた多目的な試験となっており、本論文はシステムトラス部材の全体座屈耐力評価と座屈後履歴特性の検証に必要な範囲のみ記述する。実験は防災科学技術研究所所有の大型耐震実験施設にて行った。

Fig. 22 に試験体立面図を、Fig. 23 に屋根支承部側の球体ノード接合部の詳細を示す。試験体は熊本地震の被災体育館⁷⁾の1/2.5縮小部分模型であり、アリーナ床レベルより上(3階と4階とR階)のRC片持架構1スパンと複層のシステムトラス屋根を抽出し、慣性力を模擬するための重錘(6.21ton)と屋根支持架台が付属している。RC片持架構の柱は3階と4階共に幅280mm×せい400mm(主筋12-D13、帯筋・あばら筋D10@110mm)であり、梁は4階が幅400mm×せい600mm(主筋4-D13、帯筋・あばら筋D10@110mm、腹筋3-D13)、R階が幅600mm×せい600mm(主筋5-D13、帯筋・あばら筋D10@110mm、腹筋3-D13)であり、アンカーボルトを介して振動台に緊結する基礎梁は幅800mm×せい550mm(主筋8-D22、帯筋・あばら筋D10@110mm)である。屋根のシステムトラス部材は外径 $D=34.0\text{mm}$ 、板厚 $t=2.3\text{mm}$ の円形鋼管(STK400)をM12のボルトで直径85mmの中実鋼球ノードと接合した試験体である。Fig. 23 に示すように、屋根滑り支承は有効ルーズ長さ±18mmであり、4本のM16アンカーボルトとダブルナットでR階梁に緊結されている。なお、試験体の部材断面は製作の都合で原寸の1/2.5の近似寸法としている。Table 7 に全体座屈耐力の評価値を含めた試験体諸元を示す。

本論文に關係する実験の範囲では、支承部に接続する上弦材の等価軸歪 ϵ_n と負担軸力、軸方向表面歪を計測する。等価軸歪 ϵ_n は5章と同様の計測器具にレーザー変位計を取り付けて直接計測する。屋根反力は屋根滑り支承と屋根支持架台のピン支承の間で釣り合うた

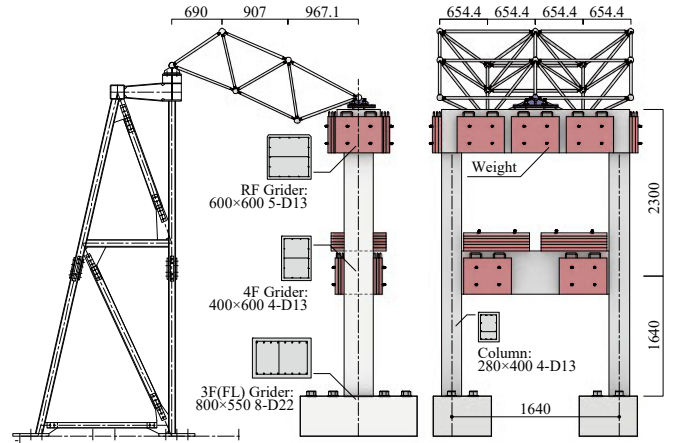


Fig.22 Testing setup of 1/2.5-scaled gymnasium specimen

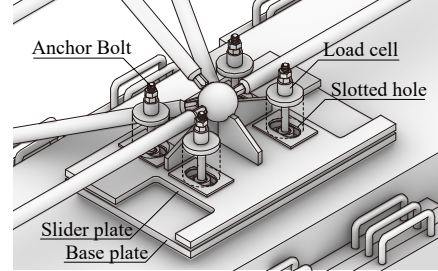


Fig.23 Schematic image of sliding roof support

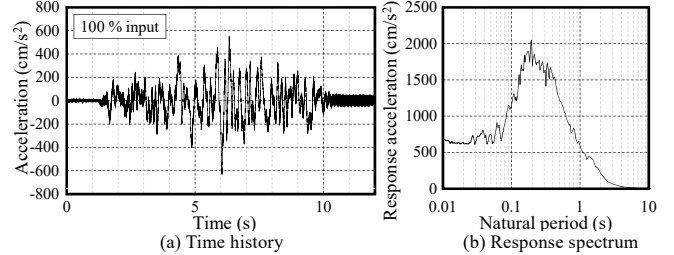


Fig.24 Input waves

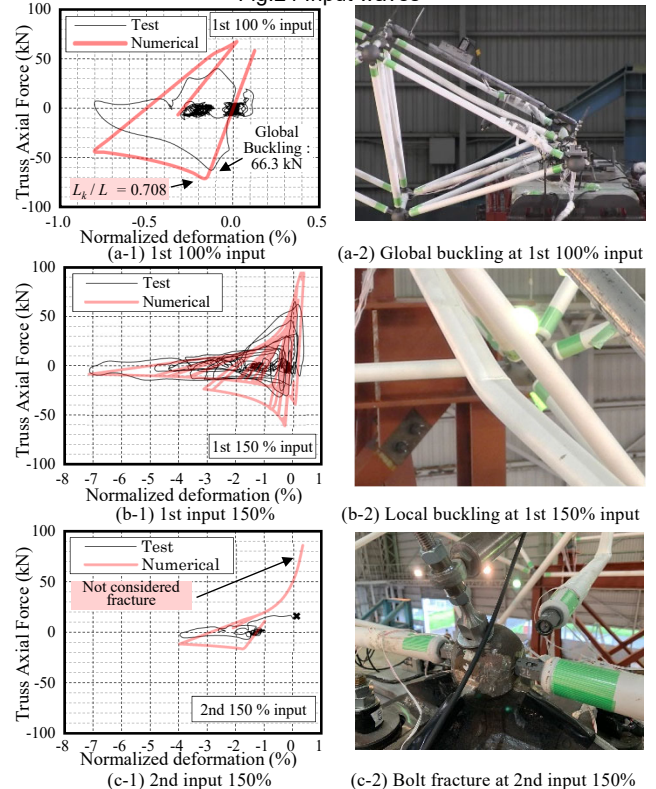


Fig. 25 Testing results

め、本実験では、屋根支持架台のピン支承に接続するシステムトラス部材の軸力(歪ゲージ値から計算可能)からピン支承の反力(=屋根滑り支承の反力)を計算し、分力として上弦材の負担軸力を換算した。付録2に示すように、この軸力計測方法は複数方法を比較検討して決定した。実験ではサンプリング周波数 1kHz の動的データロガーで計測を行った。本論文では 50Hz のローパスフィルターを用いて高次のノイズを除去した荷重変形関係を掲載し、その計測値が生データから大きく乖離せず計測方法が適切であると判断した。

Fig. 24 に振動台上の入力加速度の時刻歴波形と減衰比 3%時の応答スペクトルを示す。入力波は、2016 年 4 月 16 日の熊本地震本震の地震波データを基に告示適合波を作成し、事前の数値解析を基にトラス材を十分に座屈させられるよう加速度波形を 1.5 倍したものである。本論ではこの入力波を振幅倍率 100%と定義し、システムトラス屋根の上弦材が破断を生じるまで、100%を 1 回、150%を 2 回入力した。ただし、各入力の前後には、試験体の自由振動が停止し、試験体観察するための十分な時間を設けている。

6.2 実験結果と全体座屈耐力の対応関係

Fig. 25 にシステムトラス屋根の上弦材の等価軸歪-軸力関係と対応する損傷状況の写真を示す。同図には 4.2 節で提案した復元力特性の履歴も重ねて示している。上弦材は、はじめの振幅倍率 100%入力の 1 回目(Fig. 25(a-1)(a-2))、最大圧縮等価軸歪 $\epsilon_n=0.8\%$ で全体座屈を経験した。次の振幅倍率 150%入力の 1 回目(Fig. 25(b-1)(b-2))、最大圧縮等価軸歪約 $\epsilon_n=7\%$ で母材中央部に局部座屈を生じ、母材中央部に亀裂線が確認された。続く振幅倍率 150%入力の 2 回目(Fig. 25(c-1)(c-2))で球体ノードにねじ込まれたボルト軸部が破断して載荷終了した。

Fig. 26 に有効細長比-全体座屈耐力関係を示す。同図の実線は材料強度時の全体座屈荷重式(20)であり、実験値は灰色、提案評価値は赤色、両端ピン接合とした従来設計値は白色の○マーカーで示している。Table 7 の降伏応力度は材料試験値を用いている。Fig. 23 に示すように、屋根滑り支承部側の球体ノードはリブによって回転拘束され、Fig. 25(a-2)(c-2)に示すように、トラス屋根側の球体ノードは多方向からトラス部材が接続する分の回転が拘束されている。なお、5 章と同様にトラス部材の接合角度を考慮して計算すると、トラス屋根側の球体ノードの節点回転剛性 K_{eq} は 5.87kNm/rad (式(11)使用)、有効細長比 λ_e は 71.7 となり、Table 7 に示すように、上弦材の境界条件は K_r の両端回転バネ($\lambda_e=69.0$)と片側回転バネ-片側ピン($\lambda_e=82.3$)の中間となる。また、Fig. 26 に示すように、両端回転バネの全体座屈耐力の評価値は実験値より 5.7kN 過大となるが、両端ピン接合の設計値(誤差-17.5kN)より評価精度が向上する。

6.3 実験結果と座屈後履歴特性の対応関係

Fig. 25 に重ねて示しているように、4.2 節の手順に従って設定された座屈後履歴特性(修正柴田・若林モデル)は実験結果の等価軸歪-軸力関係を概ね捉えられており、提案設定方法の妥当性が確認できる。なお、Fig. 25(c-1)には部材破断の判定を無視して評価した座屈後履歴特性を掲載している。今回使用した日本建築学会鋼構造座屈設計指針²⁰⁾が推奨する修正柴田・若林モデル B は、比較的細長比の大きな部材の耐力劣化勾配が実験値より緩めに出る傾向が知られており、5 章の耐力劣化域の挙動の実験値と座屈後履歴特性の対応(Fig. 20)はやや劣るが、最大 7%の圧縮歪と多数の繰返し塑性変形を

Table 7 Member specifications and buckling strength evaluation

	D (mm)	t (mm)	L (mm)	α	A (mm ²)	σ_y (N/mm ²)	K_r (kNm/rad)	k_r	L_k / L	λ_e	N_{cr} (kN)
Pin											
Pin							0	0.00	1.00	97.5	48.8
Spring	34	2.3	1095	0.07	229	409 A=90.8	9.20 Eq.10	1.45	0.69	67.6	72.9
							7.96 Eq.11	1.25	0.71	69.0	72.0
Spring	34	2.3	1095	0.07	229	409 A=90.8	9.20 Eq.10	1.57	0.84	81.4	63.5
							7.96 Eq.11	1.36	0.85	82.3	62.9

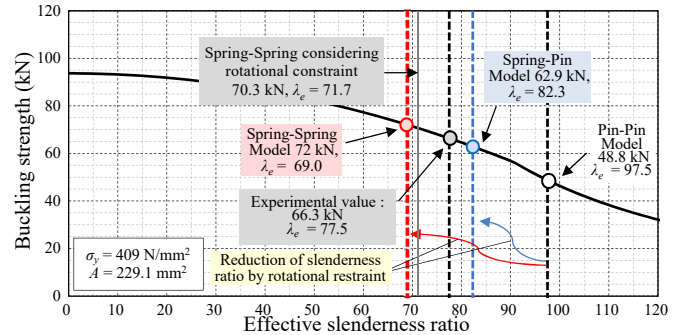


Fig.26 Buckling strength – effective slenderness ratio

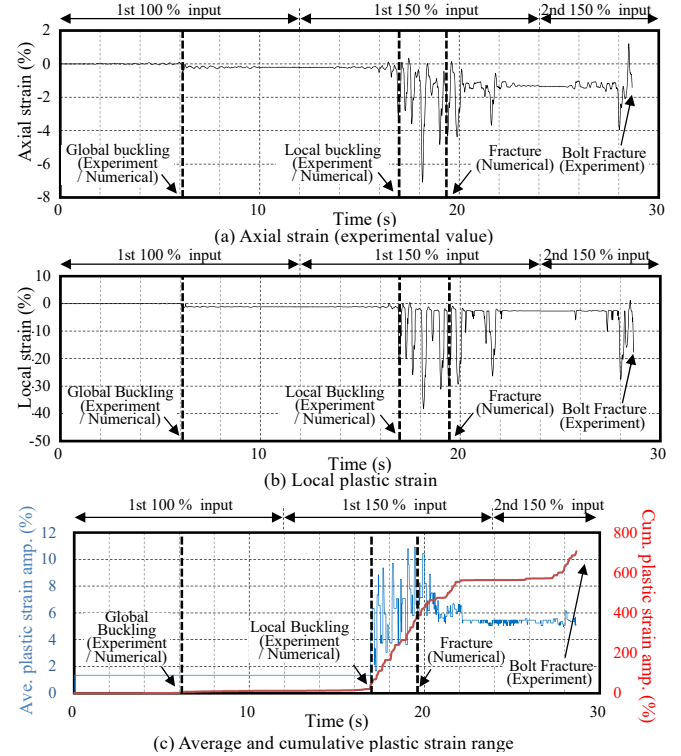


Fig. 27 Time history of local plastic strain evaluation values

受ける場合(Fig. 25(b-1))では耐力劣化挙動を良く追跡できていることが分かる。Fig. 27 に上弦材の等価軸歪実験値、局部歪評価値、局部歪評価値から換算される平均塑性歪振幅と累積塑性歪振幅の評価値の時刻歴を示す。同時刻歴波形は各入力の計測値を単純に連結して作成し、等価軸歪履歴実験値から直接評価した座屈後履歴特性(以降、解析値)上の損傷状況も重ねて示している。同図に示すように、解析値の全体座屈と局部座屈の発生時期は実験と対応した。Fig. 27(b)(c)に示すように、局部塑性歪は振幅倍率 150%の 1 回目で局部座屈を生じた後に著しく増大し、解析上は破断判定(=亀裂発生)となり、同

じ入力の後の実験観測(Fig.25(b-2))と概ね対応する。また、動的実験の結果として個材座屈特性に関しては動的な影響は殆ど見られないことが確認された。

一方、5章の準静的試験と比べて、本章の振動台実験では、鋼管母材中央の亀裂線が拡大し全断面破断に至る直前に、支承部側球体ノードのねじ込み部の接合部ボルト軸部が破断した。実際の被害との破壊形式の差異の原因の1つに、振動台実験では、部材座屈を再現する前に多数の繰り返し地震入力を加えており、接合部ボルト部の低サイクル疲労が進行していた点が考えられる。実際の地震被害⁷⁾においてもボルト部の破断によって屋根部材が落下した部材もあり、座屈後の局部座屈部の部材破断とボルト部の破断の双方を考慮した座屈後挙動評価法を今後確立する必要があると考えられる。

7. 結

本研究では、接合部ノードの回転拘束度と回転剛性を考慮したシステムトラス部材の全体座屈耐力評価法と部材破断を考慮した座屈後履歴特性の機械的な設定方法を提案し、被災体育館と同等の断面諸元を有する実大トラスユニット準静的繰返し載荷実験と鉄骨置屋根体育館の縮小部分模型の振動台実験結果を用いて全体座屈耐力評価法と既往の座屈後履歴特性ならびに部材破断評価法の予測精度を検証した。本論の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 1) トラス部材に内蔵したボルトを外側から回転させてノードにねじ込む接合部の回転剛性を任意のカブラーとボルトの諸元から評価する関数式を提案した。精算式(10)は実験結果を約12%、簡易式(11)は実験結果を約30%過小評価した。その一方、接合部回転剛性の評価値は全体座屈耐力に影響する有効細長比まで換算すると、精算式(10)と簡易式(11)の差は殆どなくなり、接合部剛性を考慮したシステムトラス部材の全体座屈耐力は簡易式(11)で実用上は十分考慮可能である。今回精度検証した範囲では、提案手法は無次元化回転剛性が1.5程度以下の均等な接合部球体ノードを有する細長比40~100程度の立体トラス屋根のトラス部材に適用できる。
- 2) 球体ノードの回転拘束度に応じた2種類の接合部回転剛性を考慮したシステムトラス部材の全体座屈耐力評価式を提案した。接合部回転剛性の簡易式(11)を採用した場合には、提案評価法はシステムトラスユニットの準静的繰返し載荷実験の実験結果を誤差-5.7~+2.3kNで予測し、鉄骨置屋根体育館の縮小部分模型の振動台実験結果を誤差-3.4~+5.7kNの範囲で予測した。実大サイズの接合部回転剛性を用いて計算したノードの回転拘束度は提案手法の理想化した境界条件(両端回転バネ、片側回転バネ-片側ピン)の間であることが確認でき、細長比70~100程度の立体トラス屋根のトラス部材に対して、ノード毎に厳密な回転拘束度を評価せず、上記の様に単純化した境界条件で全体座屈耐力を評価しても、精解から概ね±4%程度のばらつきで座屈耐力を評価できた。
- 3) 提案した全体座屈耐力評価法と部材破断を考慮した修正柴田・若林モデルは静的・動的どの入力に対しても、システムトラス部材の全体座屈耐力と荷重変形関係を概ね捉えることができた。鋼管母材局部座屈部の亀裂発生の予測法は、実大規模の準静的載荷試験に対して等価軸歪3%-2cycle分早期に亀裂発生を評価し、実際の地震被害を再現する1/2.5スケールの振動台実験に対して同じ振幅倍率150%の地震波入力の範囲内で亀裂発生を評価した。

謝辞

本研究の第6章は防災科学技術研究所、東京工業大学、工学院大学、日鉄エンジニアリングの共同研究で実施した実験結果の一部を引用しています。防災科学技術研究所 藤原淳博士、岸田明子博士、工学院大学 山下哲郎博士、東京工業大学 西村康志郎博士、西村研究室の学生の皆様、元竹内徹研究室 西川幸希氏、太陽工業 実石明氏、日鉄エンジニアリング 小西克尚博士、東北工業大学 藤松濤博士にご協力・ご助言を戴きました。また、球体ノードの回転拘束度の評価について査読者から有益なご助言をいただきました。本研究は一部に JSPS 基盤研究(B) (研究課題番号 18H01676)と JSSC 2018 年鋼構造研究助成事業の助成を戴きました。ここに謝意を記します。

参考文献

- 1) Iwata, M. and Wada, A.: Primer of System Truss – Free Form Spatial Structure Realized by Space Frames –, Kenchikugijyutsu Co. Ltd., 1996.6 (in Japanese) 岩田衛, 和田章: 初めてのシステムトラス スペースフレームが創る自由な空間, 建築技術, 1996.6
- 2) AIJ: Report on the 2016 Kumamoto earthquake, 2018.6 (in Japanese) 日本建築学会: 2016年熊本地震災害調査報告, 2018.6
- 3) Iwata, M., Wada, A., Ooba, T. and Takashi, S.: Study on the rotation capacity of the connection of pipe space truss composed of components, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 391, pp.45-58, 1988.9 (in Japanese)
- 4) Taniguchi, Y. and Saka, T.: Experimental results of bending moment-rotation relationships for bolted jointing systems, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-1, pp.1665-1666, 1992.7 (in Japanese) 谷口与史也, 坂壽二: ねじ込み接合システムの接合部の曲げ実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp.1665-1666, 1992.7
- 5) Shibata, R., Takashima, H., Yamada, S. and Kato, S.: Bending test of a joint in constitutive members which are applied to system truss, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-1, pp.1663-1664, 1992.7 (in Japanese) 柴田良一, 高島英幸, 山田聖志, 加藤史郎: システムトラス構成部材の接合部曲げ試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp.1663-1664, 1992.7
- 6) Tsujioka, S., Yasui, N. and Imai, Katsuhiko: Cyclic bending tests of joint system of tubular space truss, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-1, pp.651-652, 1995.7 (in Japanese) 辻岡静雄, 安井信行, 今井克彦: システムトラス接合部の繰返し曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp.651-652, 1995.7
- 7) Terazawa, Y., Inanaga, S., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Seismic damage evaluation of space frame roofs of RC gymnasiums, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.83, No.754, pp.1789-1799, 2018.12 (in Japanese)
- 8) Terazawa, Y., Kishizawa, R. and Takeuchi, T.: Comparison of seismic damage design criteria of space frame roofs supported by RC substructures, Steel Construction Engineering, Vol.27, No.107, pp.51-60, 2020.9 (in Japanese)
- 9) Saka, T. and Heki, K.: Buckling behavior of space trusses constructed by bolted jointing systems, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 331, pp.1-9, 1983.9 (in Japanese)
- 10) Ueki, T., Mukaiyama, Y., Shomura, M. and Kato, S.: Loading test and elasto-plastic buckling analysis of a sing-layer latticed dome, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No.421, pp.117-128, 1991.3 (in Japanese)
- 11) Suzuki, T., Ogawa, T., Kubodera, I. and Ikarashi, K.: Experiment and elasto-plastic buckling analysis of ball-jointed single layer reticulated domes, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No.444, pp.53-62, 1993.2 (in Japanese)
- 12) AIJ: Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11 (in Japanese)

日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2016.11

- 13) Sato, Y., Moriyama, T., Mogami, K., Yamada M. et. al.: Three dimensional stress deformation analysis of joint parts used in a truss system, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-1, pp.973-974, pp.949-950, pp.951-954 and pp.775-776, 1998.7-2002.7 (in Japanese)
佐藤靖宏, 森山富雄, 最上公彦, 山田大彦ら：立体トラスシステム接合部の三次元応力伝達特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.973-974, pp.949-950, pp.951-954, pp.775-776, 1998.7-2002.7
- 14) Inoue, K. and Suita, K.: Steel Building Structures –Theory and Design –, Kajima Publishing, 2013. (in Japanese)
井上一朗, 吹田啓一郎：建築鋼構造 その理論と設計, 鹿島出版会, 2013.
- 15) Ochi, K. and Kurobane, Y.: Statistical evaluation of load-carrying and deformation capacities of cold-formed circular tubular members, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No.391, pp.59-70, 1988.9 (in Japanese)
- 16) Taniguchi, H., Kato, B., Nakamura, N., Saeki, T., Hirotsani, T. and Aikawa, Y.: Study on restoring force characteristics of X-shaped braced steel frames, Journal of Structural Engineering, Vol.37B, pp.303-316, 1991.3 (in Japanese)
- 17) 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 Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.82, No.739, pp.1485-1495, 2017.9 (in Japanese)
- 18) Ogawa, K., Kurobane, Y. and Maeda, T.: Post-buckling behavior of circular tubular struts, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No.475, pp.137-144, 1995.9 (in Japanese)
- 19) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Optimal damper design strategy for braced structures based on generalized response spectrum analysis., Jpn Archit Rev., 2019:00:1-17., <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122>, accessed 2020.12.8 (参照 2020.12.08)
- 20) AIJ: Recommendation for Stability Design of Steel Structures, 2018.2 (in Japanese)
日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2018.2

付録 1. 座屈長さ係数の早見表

Fig.A1 に各境界条件と接合部長さ比 α に対応した無次元化回転剛性 k_r -座屈長さ係数 L_k/L 関係を示す。ここで K_r は式(11)または式(12)で評価される接合部回転剛性, E は鋼材のヤング率, I はトラス母材の断面二次モーメント, L は球体ノード芯々間距離(数値解析上では節点間距離)であり, L は両端回転バネ(Spring-Spring)の場合は $(1-2\alpha)L$, 片側回転バネ-片側ピン(Spring-Pin)の場合は $(1-\alpha)L$ である。

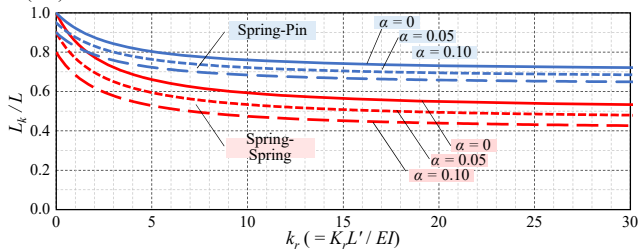


Fig. A1 $L_k/L - k_r$ relationships

付録 2. 6 章の上弦材軸力の算出方法のキャリブレーションについて

Fig. A2 に 2 種類の方法で算出した上弦材軸力の時刻歴を示す。同図は上弦材が初めて全体座屈を生じた振幅倍率 100% の 1 回目入力時の応答を示し, 黒細線は上弦材母材に添付した歪ゲージ値から算出した上弦材軸力(=軸ひずみ×ヤング率×断面積), 赤太線は滑り支承部反力から滑り支承に接続する斜材軸力(式(A1))に示すようにトラス部材の歪ゲージ値から算出する。斜材は全載荷プログラムを通して応力弾性を維持する。)の水平方向成分を差し引き, 上限材の方向余弦を乗じて算出した上弦材軸力を示す。上弦材の歪ゲージ値から軸力を直接算出する黒実線の方法は弾性応答下において信頼できるが, 上弦材が全体座屈(同図 6s 秒後)を生じて塑性域に入ると残留歪によって載荷終了後も軸力値が 0kN に戻らない。これに対して支承部反力と応力弾性を維持する斜材軸力の差し引きから換算する赤太線の方法は, 弾性応答下で黒線と一致し, さらに全体座屈後も軸力 0kN に戻る。以上の検証より, 6 章の振動台実験では, この赤太線を上弦材軸力の計測値として採用した。

$$N^{upper\ chord} = \left(\sum_{i=1}^6 E \varepsilon_i^p \cos \theta_i^p - \sum_{i=1}^2 E \varepsilon_i^s \cos \theta_i^s \right) / \cos \theta^{upper\ chord} \quad (A1)$$

ここに $N^{upper\ chord}$ と $\theta^{upper\ chord}$ は上弦材の軸力と水平線に対する角度, ε_i^p と θ_i^p はピン支承側のトラス部材の軸ひずみと水平線に対する角度, ε_i^s と θ_i^s は滑り支承側のトラス部材の軸ひずみと水平線に対する角度であり, E は鋼材のヤング率である。ピン支承部側の総和項が滑り支承部反力に等しい。

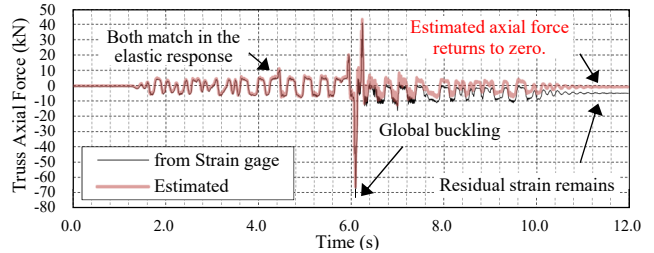


Fig. A2 Calibration of measuring truss axial force

MEMBER GLOBAL BUCKLING STRENGTH ESTIMATION OF SPATIAL TRUSS ROOF WITH SEMI-RIGID JOINTS CONSIDERING BOUNDARY CONDITIONS

Yuki TERAZAWA^{*1}, *Ryunosuke KISHIZAWA*^{*2}, *Toru TAKEUCHI*^{*3},
Tomohiko KUMAGAI^{*4} and *Miao CAO*^{*5}

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

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

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

^{*4} Assoc. Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng.

^{*5} Lect., Dept. of Arch., Faculty of Architecture, Tohoku Institute of Technology, Dr.Eng.

In steel roof gymnasiums with RC substructures, the out-of-plane response of Cantilevered RC walls is predominant during seismic responses, which triggers sequential damages of structural or non-structural components. Particularly, in 2016 Kumamoto earthquake, structural damages related to space frames (i.e., member buckling, member local buckling, post-buckling ductile fracture and connection bolt fracture) were reported, which suggest structural engineer may be required to perform a non-linear numerical simulation of the spatial roof to ensure the seismic performance of similar gymnasium used as shelter in the future. In this paper, a member global buckling strength estimation of spatial truss roof with semi-rigid joints is proposed according to both the results of the connection bending tests of spatial roof truss joints. The proposed estimation method is introduced to a parameter formulation for the phenomenological constitutive model simulating yield strength increment by cold-forming, post-buckling behavior and post-buckling ductile fracture. The accuracy is validated against static unit-truss element test and dynamic shaking-table test, including truss member buckling and member fracture.

In summary, the following results were obtained:

- 1) A simple equation is proposed to evaluate the rotational stiffness of a semi-rigid joint based on coupler and bolt specifications. The proposed method applies to arbitrary coupler and bolt specifications.
- 2) The global buckling strength estimation equation for system truss member considering two types of joint rotational stiffness depending on the rotational constraints of the spherical nodes are proposed. The proposed evaluation method was predicted with an error of -5.7 to +2.3 kN in quasi-static cyclic loading tests of the system truss unit and an error of -3.4 to +5.7 kN in shaking-table test results of a reduced partial model of a gymnasium.
- 3) The proposed global buckling strength evaluation method and the modified Shibata-Wakabayashi phenomenological buckling hysteresis model considering member fracture can capture the relationship between the global buckling strength and load deformation of system truss members for both static and dynamic inputs, and member rupture can be conservatively evaluated.

(2020年12月7日原稿受理, 2021年5月6日採用決定)