

山形鋼ブレースを有する鉄骨造体育館の 地震被害分析および制振補強効果の検証

ANALYSIS OF GYMNASIUM WITH ANGLE BRACES DAMAGED IN 2011 TOHOKU EARTHQUAKE AND INVESTIGATION OF RESPONSE CONTROLLED RETROFIT EFFECTS

竹内 徹^{*1}, 西牧 誠^{*2}, 松井良太^{*3}, 小河利行^{*4}

*Toru TAKEUCHI, Makoto NISHIMAKI, Ryota MATSUI
and Toshiyuki OGAWA*

Seismic retrofit of damaged steel school gymnasium with angle braces is often carried out by replacing damaged braces by larger section angle braces with ultimate strength designed connections. However, the effects of the replaced braces for the retrofit against expected seismic input are not confirmed yet. In this paper, a gymnasium damaged by Tohoku Earthquake 2011 was analyzed including the fracture conditions derived from cyclic tests of angle braces. Furthermore, retrofit options using angle braces with ultimate strength designed connections, strength based designed braces, and energy dissipating braces are analyzed using the same model, and their performances are compared including effects on the acceleration response along the roof.

Keywords: School Gymnasium, Steel Angle Brace, Cyclic Loading, Seismic Retrofit, Elasto-Plastic Damper

学校体育館, 山形鋼ブレース, 繰返し載荷, 耐震改修, 弾塑性ダンパー

1. 序

学校体育館は地震災害時に避難建物として使用されることが多く、耐震改修が積極的に進められている¹⁾。1971年の建築基準法改正以前の鉄骨造体育館では耐震ブレースに山形鋼が用いられていることが多く、保有耐力接合が満足されていないブレースの多くが軸部の降伏以前にボルト接合部で破断することが知られ、軸部降伏を保証する保有耐力接合条件が数多くの研究により検討されてきた。例えば川原ら²⁾は載荷速度や降伏点のばらつきが接合部付ブレースの変形性能に与える影響を分析し、高橋ら³⁾は山形鋼断面部材の繰返し軸載荷実験を実施し、局部座屈部またはボルト孔欠損部が破断するまでの累積変形性能について調査している。岩井ら⁴⁾はブレース中央部の局部座屈部が破断に至る条件を低サイクル疲労破壊の観点より整理している。山下ら⁵⁾はX型配置された山形鋼ブレースの繰返し載荷実験を実施し、単一山形鋼ブレースは全体座屈するとともに中央部断面が開き、局部座屈を生じる組立山形鋼に比べて繰返し累積変形性能が高くなることを報告している。また、2辺の片側でボルト接合された単一山形鋼では断面における軸応力の偏在が生じるため、突出部をボルト本数に応じて無効とする措置が行われ⁶⁾、これらの条件を勘案して保有耐力接合条件が規定されている^{7),8)}。

既存不適格体育館の耐震補強に当たっては、耐震ブレースとして

保有耐力接合条件を満足するブレースに交換することが最も一般的に行われている。しかし、このような引張ブレースは地震動を受けると座屈する可能性が高く、被災度判定の結果、地震後に継続使用ができなくなる可能性が高い。中澤ら⁹⁾はブレースの座屈履歴を考慮した体育館の耐震指標、靱性指標について詳細に分析している。しかし先行降伏する接合部が座屈後、建物の応答中に破断に至るかどうかはまだあまり検討されていない。避難所としての役割を持つ体育館は継続使用が前提であり、建物の倒壊を回避するだけでなく、耐震ブレースを健全に保つことが重要となる^{10),11)}。

一方、継続使用を可能とする耐震改修として、座屈拘束ブレース等の制振部材を用いた改修手法が提案されている^{12),13)}。この手法では、ブレースを早期に降伏させエネルギー吸収させることで屋根の応答加速度を強度型補強に対し低減させ、かつブレースを座屈させず健全に保ち得ることが報告されている。

本研究では2011年東北地方太平洋沖地震で山形鋼ブレースが破断に至った実在する中学校体育館を検討対象とし、実大山形鋼ブレース繰返し載荷実験を行い座屈後の破断条件を整理する。続いて破断条件を組み込んだ数値解析モデルによる被害分析を試み、併せて保有耐力接合を有する山形鋼ブレース、座屈しない強度型ブレース、制振ブレースを用いた耐震改修の効果について分析する。

^{*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

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
Assistant 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.

2. 東北地方太平洋沖地震で被災した鉄骨造体育館の概要

検討対象として 2011 年東北地方太平洋沖地震において被害を受けた茨城県つくば市にある中学校体育館を採用する。被災状況を以下に示す。

2.1 調査体育館概要

検討建物は 1978 年に設計された下層壁付き鉄骨鉄筋コンクリート架構、上層鉄骨トラス架構の梁間 30m、桁行 50m の体育館である。検討建物の伏図および断面図を図 1 に示す。2 階の 4 隅には山形鋼ブレース L-65×65×6 (接合部：HTB：2-M20、GPL-9) の X 型ブレースが、桁行方向中央部の 4 構面には径 22mm の X 型鋼棒ブレースが設置されている。2 階の鉄骨架構は 4 隅が円形鋼管柱、その他が H 形鋼柱で構成され、屋根部は山形鋼を用いたトラス梁を格子状に組み合わせた面内剛性の高い寄棟形屋根架構となっている。2 階床レベルの外周には RC 床の回廊が設置され、屋根仕上げは鉄板瓦棒葺き、外壁仕上げは 1 階吹付け、2 階 ALC 板仕上げである。

2.2 調査体育館の被災状況

被災後の状況を写真 1～写真 6 に示す。1 階の RC 造の被害は RC 壁にひび割れが生じた程度であったが、2 階の鉄骨壁面の妻面および桁面の計 12 面の X 型ブレース (山形鋼ブレースおよび鋼棒ブレース) はすべて座屈し接合部破断に至った。4 隅計 8 面の L-65×65×6 の山形鋼ブレースは写真 1 に示すように大きく座屈し、写真 2、写真 3 のように中央部接合部のボルト孔欠損部で破断が生じているものが多く見られた。中央部ガセットプレートが大きく面外に曲がっているものも多く見られ、座屈した山形鋼ブレースが壁面にぶつかった形跡も見られた。桁面の 4 構面に X 型で計 8 本取り付けられていた鋼棒ブレースは、接合部の M20 中ボルトが破断し、接合部から外れ床に落ちた。屋根面トラスは写真 4 に示すように、屋根トラス梁 2 箇所でラチス材 (2L-50×50×6 および L-50×50×6) の座屈が観察され、屋根架構に面外応答が加わったことが推察される。

仕上げ材は写真 5 に見るように 2 階の ALC 板壁脚部や目地部、2 階東面の窓ガラスの多くに破損が見られた。壁面ブレースの内壁への衝突および外壁破損状況から、2 階における最大層間変形角は約 1/65 程度まで達したものと推察される。写真 6 に見るように、屋根面の照明は多くが落下した。鉄骨柱脚部は鉄骨柱が下部 RC 柱への埋め込み形式であるが、鉄骨柱脚部付近に鋼材の降伏を示すような塗装の剥離やひずみは見られなかった。壁面ブレース設置面の鉄骨柱の残留層間変形角は最大 1/1250 程度以下であった。

3. 単一山形鋼ブレースの繰返し載荷実験

検討建物の山形鋼ブレース接合部は高力ボルト M20×2 本による非保有耐力接合となっている。このような場合、改修方法としては保有耐力接合された山形鋼ブレースをより多くの構面に設置することが一般的である。そこで、接合条件の異なる山形鋼ブレースの繰返し載荷実験を行い、座屈後の不安定挙動および試験体が破断するまでの累積変形性能に接合部条件が与える影響を調査する。

3.1 試験体の設定

図 2 に示すように壁面 X 型ブレースから端部接合部および交差部ガセットプレート間を試験体として設定する。中央交差部をピン接合と仮定し、図 3 に示すように一方の端部をピン接合、もう一方をガセットプレートを介し剛接合とする試験体を設定する。試験体概

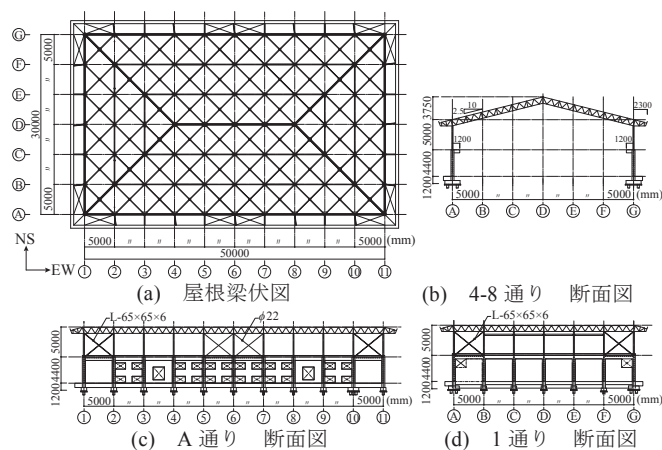


図 1 調査体育館 各種図面



写真 1 壁面ブレース座屈 (10-11 通り間, G 通り) 写真 2 ブレース接合部破断 (10-11 通り間, G 通り) 写真 3 ブレース接合部破断 (11 通り, A-B 通り間) 写真 4 トラス梁斜材座屈 (9 通り, A 通り) 写真 5 ALC 板外壁破損 (1-2 通り間, A 通り) 写真 6 天井取付け照明の落下 (1 階アリーナ部)

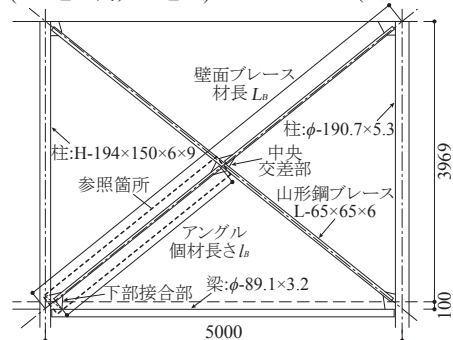


図 2 調査体育館壁面ブレース 概要図

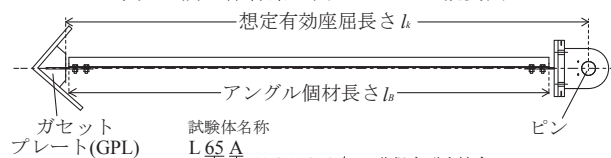


図 3 試験体概要 (試験体 L65A) および試験体名称

要および試験体名称を図3に示す。図2に示す検討建物の壁面ブレースに使用されている山形鋼ブレースの個材長さをアングル個材長さ l_B と一致させ、仮の有効座屈長を図3に示す想定有効座屈長さ l_k とする。試験体諸元を表1に示す。壁面ブレース材長 L_B に対し座屈長さ係数は約0.54に相当し、文献1)に示される中央交差部と端部のガセットプレートによる拘束効果が大きい場合の座屈長さ係数0.55とほぼ一致する。試験体としては、被災したL-65×65×6(HTB:2-M20, 非保有耐力接合)であるL65Aに加え、L-65×65×6(HTB:5-M16, 保有耐力接合)であるL65U、L-75×75×6(HTB:5-M16, 保有耐力接合)であるL75Uの3種類とし、L65U、L75Uはそれぞれ文献8)より降伏強度および引張強度に使用鋼材の公称値を用いて、保有耐力接合となる試験体を設計する。接合部の耐力評価結果を表2に示す。接合にはF10T 高力ボルトを使用し、ガセットプレートには検討建物の壁面ブレース同様PL-9を用いる。ボルト軸力導入はナット回転法により行う。使用鋼材は一般構造用圧延鋼材SS400(JIS G 3103)を用いる。1B号試験片の引張試験にて得られた機械的性質を表3に示す。

3.2 載荷実験の概要

載荷実験は図4に示すように、試験体の両端部をそれぞれ試験機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、水平方向に配置されたアクチュエータを用いて加力台に強制変位を与え、準静的変位制御にて載荷する。

試験体の軸変形は試験体両端の接合部治具間に材軸と平行に取り付けたばね式変位計にて測定し、両側の平均より算出する。面外変位を各ブレースの中央部に取り付けたばね式変位計、ガセットプレート面外変形量をプレートと直交方向に取り付けたばね式変位計で測定する。また、アクチュエータ装置の内部に設置されたロードセルおよび変位計により、水平荷重および水平変位を測定する。

試験体の局所的な軸方向歪を計測する為に、ブレース材およびガセットプレート表面に歪ゲージを材軸方向に沿って貼付する。試験体L65Uの歪ゲージ貼付箇所を図5中にA、B、Cとして示す。歪ゲージの貼付箇所は、実験に先立ち検討した有限要素解析を用いて得られた座屈モードを概ね把握できるよう決定している。

3.3 載荷計画

図4に示す接合部治具節点間変位を想定有効座屈長さ(l_k)で除した値を等価軸歪 ε_n と定義し、2種類の履歴を入力する。

(a) 単調引張載荷

等価軸歪 ε_n を0.1%から1.0%までは0.1%刻み、1.0%からは0.2%刻みで試験体に全断面破断が生じるまで単調増加させる載荷履歴とする。

(b) 正負交番漸増繰返し載荷

図6のように、最大等価軸歪を±0.1%、0.5%、1.0%、2.0%、3.0%となるよう漸増させ、各振幅3サイクルの繰返し載荷を行う。最大等価軸歪±3.0%で3サイクルまでに全断面破断に至らない試験体は、破断に至るまで等価軸歪を増加させる載荷履歴とする。

3.4 破断に至るまでの座屈性状

実験より得られた各試験体が全断面破断に至るまでの等価軸応力 σ_n (軸力/母材初期断面積)-等価軸歪 ε_n の履歴関係を図7に示す。以降、引張側を正、圧縮側を負とする。試験体に全体座屈、局部座屈、亀裂発生および全断面破断が生じた等価軸歪 ε_n とサイクル数をまとめて表4に、実験での試験体状況を写真7に示す。ただし、試験体状

表1 試験体諸元一覧

試験体名	断面形状	想定有効座屈長さ l_k (mm)	アングル個材長さ l_B (mm)	幅厚比 B/t_f	細長比 λ	予想座屈耐力 N_{cr} (kN)	予想引張耐力 N_y (kN)	接合部ボルト条件	接合部設計条件
L65A	L-65×65×6	3267.1	3000	10.8	162.7	30.7	135.6	HTB 2-M20 (F10T)	非保有耐力
L65U	L-65×65×6						215.4	HTB 5-M16 (F10T)	保有耐力
L75U	L-75×75×6			12.5	140.3	35.5	257.4		

表2 保有耐力計算結果

試験体名	母材降伏耐力 $\sigma_y N_y$ (kN)	高力ボルトせん断耐力 P_1 (kN)	母材有効断面耐力 P_2 (kN)	端抜け最大耐力 P_3 (kN)	GPL有効断面耐力 P_4 (kN)	端部接合部最大引張耐力 P_5 (kN)	検定用母材耐力 $1.2\sigma_y N_y$ (kN)	接合部設計条件
L65A	174.8	376.8	135.6	192.0	211.8	135.6	209.8	非保有耐力
L65U	174.8	753.6	215.4	480.0	932.9	215.4	209.8	保有耐力
L75U	203.0	753.6	257.4	480.0	932.9	257.4	243.6	保有耐力

表3 使用鋼材の機械的性質

使用箇所	鋼種	板厚 t (mm)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	一様伸び ε_u (%)	破断伸び ε_{long} (%)
L65	SS400	6	318.6	457.7	19.4	26.0
L75			298.3	428.2	21.0	28.9
GPL-9mm		9	307.2	421.2	21.3	28.4
GPL-12mm		12	290.6	422.9	21.5	27.9

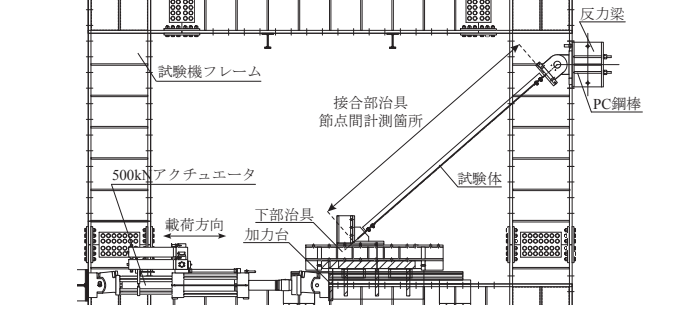


図4 セットアップ図(試験体 L65A)および関連装置概要

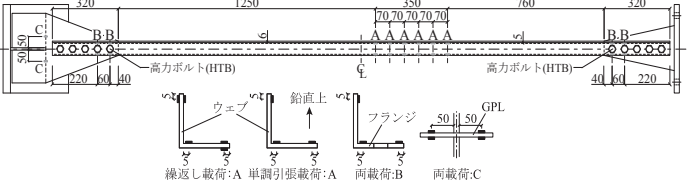


図5 試験体歪ゲージ貼付箇所 (試験体 L65U)

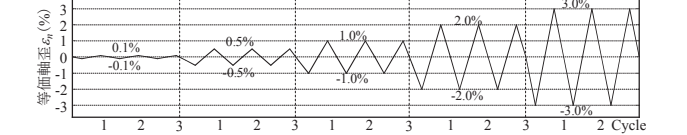


図6 載荷履歴(正負交番漸増繰返し載荷)

表4 試験体状況

試験体名	載荷履歴	全体座屈時		局部座屈時		亀裂発生時		全断面破断時	
		等価軸歪	サイクル	等価軸歪	サイクル	等価軸歪	サイクル	等価軸歪	サイクル
L65A	単調引張	—	—	1.0%	—	0.9%	—	1.8%	—
	正負交番漸増	0.1%	1	—	—	1.0%	1	2.0%	1
L65U	単調引張	—	—	—	—	2.8%	—	2.9%	—
	正負交番漸増	0.1%	1	0.5%	1	3.0%	1	3.0%	1
L75U	単調引張	—	—	—	—	3.4%	—	3.5%	—
	正負交番漸増	0.1%	1	2.0%	3	3.8%	—	4.0%	1

況は目視で確認した結果である。

単調引張載荷時では、図7(a)に見るように試験体 L65A は母材降伏応力度 σ_y に達する前に $\varepsilon_n=0.9\%$ で第1ボルト付近の有効断面にて亀裂が生じ、 $\varepsilon_n=1.0\%$ 程度で接合部付近に局部座屈が生じ、ボルトのすべりも見られた。その後、 $\varepsilon_n=1.8\%$ 程度で全断面破断に至った。一方、試験体 L65U および L75U は図7(b), (c)に見るように全断面が降伏応力度 σ_y に達し、保有耐力接合の設計性能を発揮した後、歪硬

化に伴う引張耐力の上昇により、L65Uでは $\varepsilon_n=2.8\%$ で第1ボルト付近にて亀裂が生じ、 $\varepsilon_n=2.9\%$ 程度で全断面破断に至った。また、L75Uでは $\varepsilon_n=3.4\%$ で第1ボルト付近にて亀裂が生じ、 $\varepsilon_n=3.5\%$ 程度で全断面破断に至った。なお、図7(a)~(c)において、荷重が急激に低下している箇所は、実験に用いた制御システムによる影響であり、部材の性能とは関係はない。

正負交番漸増繰返し载荷時では各試験体ともに $\varepsilon_n=0.1\%$ 圧縮载荷時に全体座屈、 $\varepsilon_n=0.5\%\sim 1.0\%$ の引張载荷時に第1ボルト付近の有効断面にて細りが生じた。図7(d)のL65Aでは等価軸応力-等価軸歪関係の初期段階でボルトのすべりに伴い急激な耐力低下が生じたが、その後支圧抵抗により耐力が再び上昇し、 $\varepsilon_n=1.0\%$ で亀裂が発生し、 $\varepsilon_n=1.8\%$ 程度で等価軸応力が母材降伏応力 σ_y に達する前に全断面破断に至った。図7(e)、(f)のL65UおよびL75Uでは、等価軸応力が引張側において降伏応力 σ_y に達し、その後歪硬化に伴い耐力が上昇した。L65Uは $\varepsilon_n=3.0\%$ の引張载荷時に亀裂が発生し、その後全断面破断に至った。L75Uでは $\varepsilon_n=2.0\%$ で母材中央部付近にて局部座屈が生じ、 $\varepsilon_n=3.0\%$ 3サイクル後の $\varepsilon_n=4.0\%$ 引張载荷時に接合部で破断に至った。写真7(b)、(d)、(f)に見るように、L65Aでは突出脚に亀裂が進展し、L65U、L75Uではボルト孔欠損部にてほぼ軸直交方向に破断が生じた。L65AおよびL65Uについて、正負交番漸増繰返し载荷時の引張側骨格曲線と単調引張载荷時の履歴関係を併せて図8に示す。単調引張载荷時に比べ漸増繰返し载荷時は、亀裂発生歪がやや大きい傾向があるが、破断時軸歪に载荷履歴の違いによる顕著な差異は見られない。

3.5 部材破断までの累積変形性能

各試験体において亀裂が生じるまでの各サイクルにおける等価軸歪振幅を足し合わせた値を累積等価軸歪 $\Sigma\Delta\varepsilon_n$ 、亀裂発生時までの応力-歪履歴の面積を足し合わせて降伏応力 σ_y により無次元化した値 χ_w (式(1))を無次元化累積歪エネルギーと定義し、表5に示す。

$$\chi_w = \frac{1}{\sigma_y} \int \sigma_n d\varepsilon_n \quad (1)$$

同表より、L-65 $\times$ 65 $\times$ 6において保有耐力接合時と非保有耐力接合時を比較すると、累積値に約5倍の差が生じており、接合部条件による累積変形性能に差が生じていることがわかる。

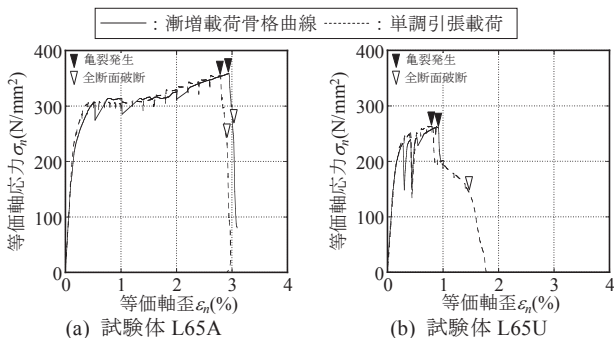


図8 等価軸応力 σ_n -等価軸歪 ε_n 関係

表5 累積変形性能

試験体名	L65A	L65U	L75U	L65A	L65U	L75U
载荷履歴	単調引張载荷			正負交番漸増繰返し载荷		
累積等価軸歪 $\Sigma\Delta\varepsilon_n(\%)$	0.80	2.81	3.40	10.3	52.4	77.4
無次元化累積歪エネルギー $\chi_w(\%)$	0.50	2.69	2.88	0.90	4.92	7.27

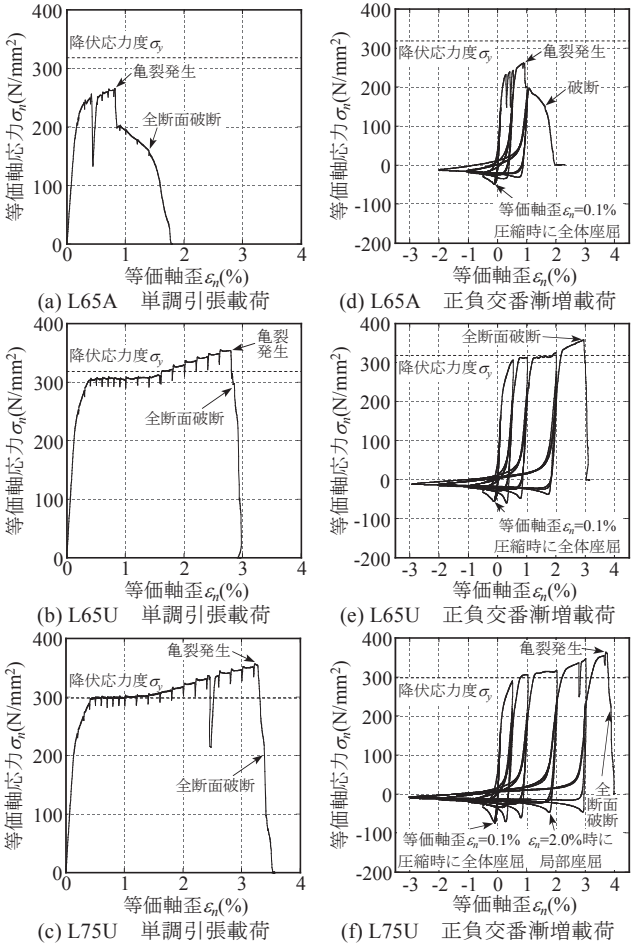


図7 等価軸応力 σ_n -等価軸歪 ε_n 関係

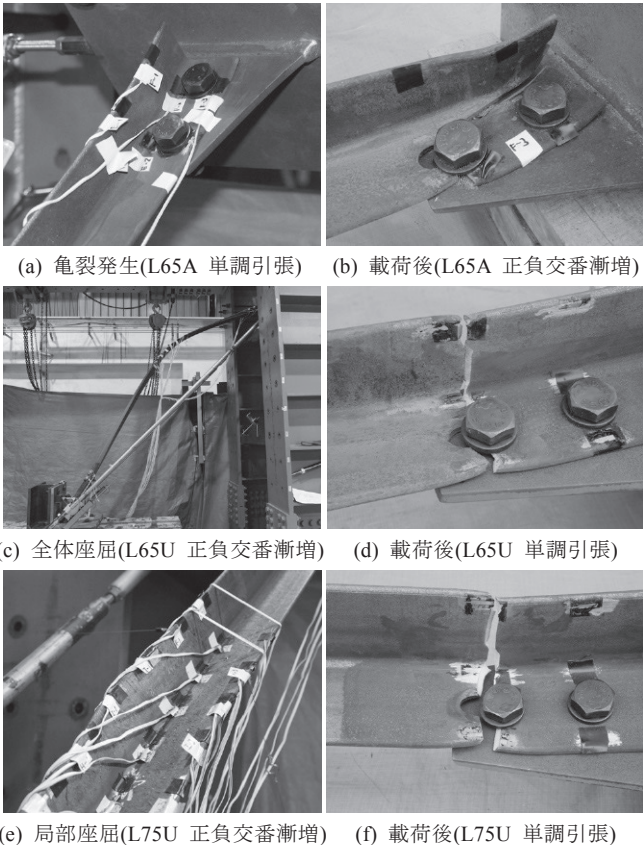


写真7 各試験体 試験体状況

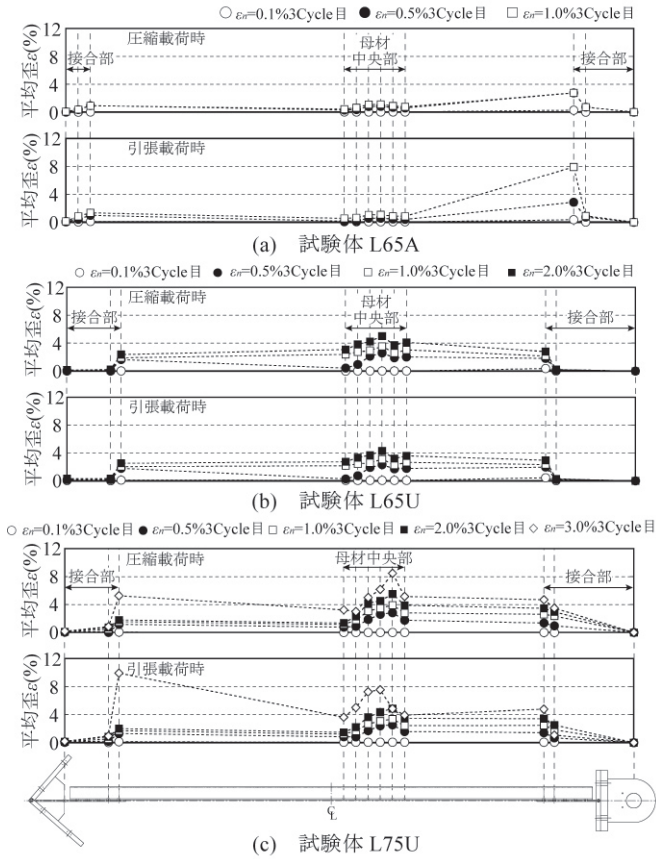


図9 試験体表面歪 (正負交番漸増繰返し載荷)

3.6 試験体表面歪

各試験体の正負交番漸増繰返し載荷時の試験体表面歪計測値を図9に示す。歪は計測断面における平均歪を示し、歪ゲージ計測限界範囲を超える直前までの計測値を示す。(a)の試験体 L65A は小軸変形下で接合部に歪が集中している。これに対し、(b)、(c)の L65U、L75U はブレース座屈に伴い中央部に歪が分散する傾向が見られ、全体座屈に伴い表面歪は入力等価軸歪の約 2~3 倍まで上昇した。しかし、局部座屈を生じる組立山形鋼ブレース¹⁴⁾のように数十倍に上昇することはなく、軸振幅の増幅に伴い接合部第1ボルト付近の計測値が増大した。単調引張載荷時にも同様の傾向が見られた。L65U について部材中央部と端部における計測歪の推移を図10に示す。両載荷履歴ともに $\epsilon_n=2.0\%$ 付近までほぼ近い値を示すが、 $\epsilon_n=3.0\%$ 付近でボルト孔欠損部の歪が急激に増大し、亀裂が生じる。その際、母材に生じる歪は 2.5%~4.0% 程度に留まった。

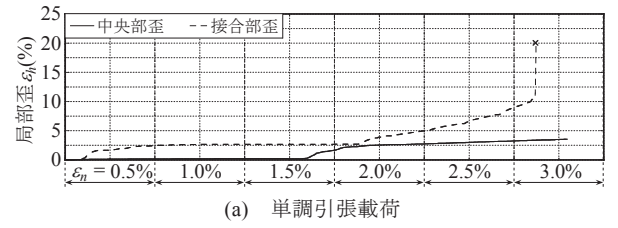
以上に示す実験結果の分析より、本研究で使用した細長比 140 程度の単一山形鋼ブレースが破断に至る条件としては、組立山形鋼ブレースの載荷実験¹⁴⁾で報告されたように母材中央部の累積変形能力ではなく、接合部の最大軸変形能力で決定されと考えられる。

4. 単一山形鋼ブレースの履歴性状および破断条件式の提案

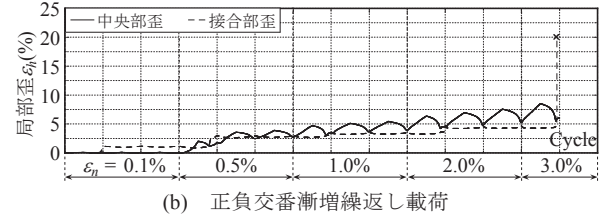
実験結果を基に、数値解析に用いる座屈履歴モデルおよびボルト接合された単一山形鋼ブレースの破断条件の設定を行う。

4.1 座屈履歴モデル

本解析では座屈履歴則として柴田・若林モデル^{15),16)}に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(図11)を用いる。文献17)を参考に、繰返し座屈耐力 n_d を無次元化圧縮累



(a) 単調引張載荷



(b) 正負交番漸増繰返し載荷

図10 試験体中央部および端部の歪履歴(試験体 L65U)

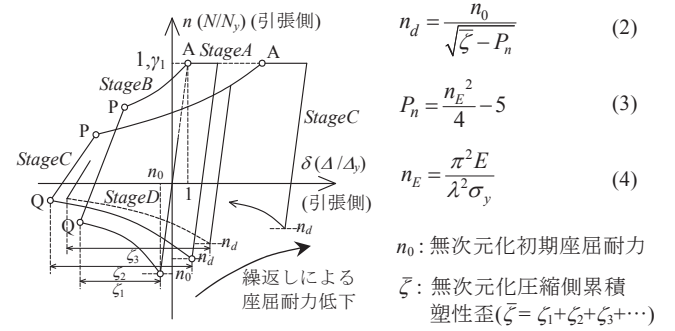


図11 本研究で用いる修正柴田・若林モデル

積塑性歪の関数として式(2)~(4)により表現する。ここで3章に示したように、非保有耐力接合ブレースはボルト孔欠損部が母材より先行降伏するため、引張耐力の低下を考慮する必要がある。そこで試験体 L65A の実験時最大等価軸応力 σ_{nm} 、降伏応力度 σ_y を用いて、引張耐力低減率 γ_1 を式(5)で定義し、柴田・若林モデルの座屈履歴における各 Stage の耐力曲線を式(6)~(9)より求める。

$$\gamma_1 = \frac{\sigma_{nm}}{\sigma_y} \quad (5)$$

$$n = \begin{cases} 1 \text{ (保有耐力接合)}, \gamma_1 \text{ (非保有耐力接合)} & [\text{StageA}] \\ f_i'(\delta_d - \delta) & [\text{StageB}] \\ n_p + \frac{(\delta - \delta_p)(n_p - n_0)}{(\delta_p - \delta_0)} & [\text{StageC}] \\ -f_c(\delta_B + n_c - \delta) & [\text{StageD}] \end{cases} \quad (6)$$

$$f_c(X) = (p_1 X + p_2)^{-0.5} \quad (7) \quad \gamma_2^{-1.5} = \gamma_1 \quad (9)$$

$$f_i'(X) = (p_3 X + \gamma_2)^{-1.5} \quad (8)$$

本実験結果と修正柴田・若林モデルによる座屈履歴を比較した結果を図12に示す。同モデルは実験結果を概ね表現できている。また、全試験体の実験結果と柴田・若林モデルおよび修正柴田・若林モデルの座屈耐力の対応を図13に示す。繰返し座屈耐力の低下を考慮することで座屈耐力の精度はより向上している。

4.2 ボルト接合された山形鋼ブレースの破断評価

3章よりボルト接合された細長比の大きい単一山形鋼ブレースについては、ボルト孔欠損部の最大軸変形がある一定値に達する条件で部材破断に至ると考える。

非保有耐力接合の試験体 L65A については、図9に示したように母材は全体的に弾性変形に留まると考えられる。これより式(10)~

(13)を用いて、試験体 L65A の実験における破断時の軸変形 δ_u からブレース弾性変形 δ_{eB} 、ガセットプレート弾性変形 δ_{eg} 、ボルトすべり量 δ_b を除すことでボルト孔欠損部の軸変形を算出し、軸変形が軸長 $2d$ (d : ボルト穴径)間で両端部有効断面に均等に生じると仮定し、ボルト孔欠損部の破断歪 ε_{hb} を算出する。

$$\varepsilon_{hb} = \frac{\delta_u - (\delta_{eB} + 2\delta_{eg} + 2\delta_b)}{2d} \quad (10) \quad \delta_{eg} = \frac{N_u l_g}{EA_{ng}} \quad (12)$$

$$\delta_{eB} = \frac{N_u (l_B - 2d)}{EA} \quad (11) \quad \delta_b = \frac{d - \phi}{2} \quad (13)$$

ここに、 A は母材全断面積、 E は使用鋼材のヤング率、 N_u は破断時作用軸力、 l_B はアングル個材長さ、 A_{ng} はガセットプレート等価断面積、 l_g はガセットプレート長さ、 d はボルト孔径、 ϕ は使用ボルト径である。

ガセットプレート等価断面積 A_{ng} は、図 14 に示すようにガセットプレートの上底 B_{gu} 、下底 B_{gd} 、ガセットプレート板厚 t_g およびガセットプレート長さ l_g を用いて、式(14)より求める。

$$A_{ng} = \frac{t_g}{2} (B_{gu} + B_{gd}) \quad (14)$$

実験結果より式(10)を用いてボルト孔欠損部の破断歪 ε_{hb} を算出し、表 6 に示す。同表より、 ε_{hb} =40%と設定する。

保有耐力接合の試験体 L65U および L75U については、図 9、図 10 に示したように、部材破断が生じた際に母材の表面歪は全体的に約 2.5~4%に達しており、鋼素材引張試験における降伏棚終了時相当の歪 ε_{yB} の均等塑性変形が全長に沿って生じていると考えられる。一方この時、ボルト孔欠損部は歪硬化していると考えられ、接合部設計条件によらず、両端のボルト孔欠損部歪が式(10)より求めた破断歪 ε_{hb} に達した際に破断が生じると仮定すると、破断時の軸変形 δ_u は式(15)より求められる。ただし、保有耐力接合された試験体ではボルトのすべりは考慮しない。

$$\delta_u = 2d\varepsilon_{hb} + (l_B - 2d)\varepsilon_{yB} + 2\delta_{eg} \quad [\text{保有耐力接合形式}] \quad (15)$$

式(15)より求まる評価値 δ_u と実験より得られる破断時軸変形との比較を図 15、表 7 に示す。評価値は実験値と比較してやや低めの値を取っているが、両者は概ね良い対応を示す。以降、細長比 140 程度以上の単一山形鋼ブレースのボルト孔欠損部における破断時軸変形量 δ_u を保有耐力接合形式の場合は式(15)、非保有耐力接合形式の場合は式(10)を変換した式(16)を用いて評価する。

$$\delta_u = 2d\varepsilon_{hb} + \delta_{eB} + 2\delta_{eg} + 2\delta_b \quad [\text{非保有耐力接合形式}] \quad (16)$$

5. 調査体育館の地震被害事例の分析

2 章で被害調査を行った学校体育館を対象に、4 章で述べた部材破断評価手法を組み込んだ時刻歴応答解析を実施する。さらに、実際の地震被害状況と解析結果を比較することで、時刻歴応答解析による応答評価の妥当性検証を行う。

5.1 調査体育館の解析モデル概要

解析モデルを図 16 に示す。固定荷重は屋根荷重 0.9kN/m^2 、壁荷重(2 層) 0.7kN/m^2 、壁荷重(1 層) $3.5\sim 4.8\text{kN/m}^2$ とし、RC の耐震壁および床はブレースとして置換する。RC 柱脚、鉄骨柱脚は固定支持とする。壁面ブレースは中間節点を考慮せず座屈長さを $0.55L_B$ とし、破断軸方向変形は被災状況より中央交差部を介して片側部材接合部

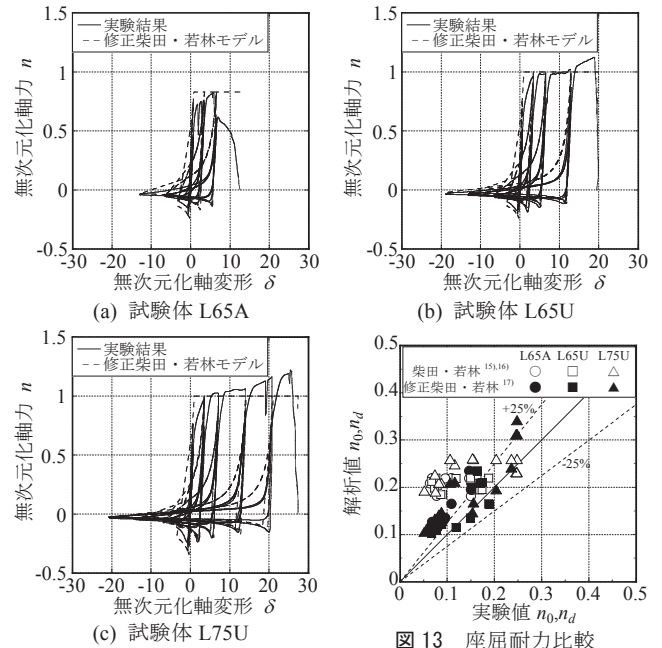


図 12 履歴モデル解析結果

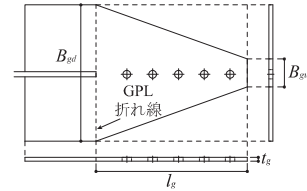


図 14 ガセットプレート寸法定義

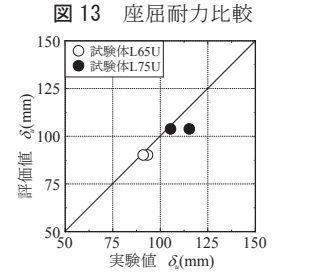


図 13 座屈耐力比較

表 6 ボルト孔欠損部破断歪 ε_{hb} の算出

試験体	載荷履歴	破断時軸変形 δ_u (mm)	ブレース弾性変形 δ_{eB} (mm)	GPL弾性変形 δ_{eg} (mm)	ボルトすべり量 δ_b (mm)	ボルト穴径 d (mm)	ボルト孔欠損部破断歪 ε_{hb} (%)
L65A	単調引張	24.8	4.12	0.12	1.0	22	41.9
	漸増載荷	27.3	3.75	0.12	1.0	22	48.6

表 7 破断時軸変形 δ_u の評価値の精度

試験体	載荷履歴	ボルト孔欠損部 破断歪 $\varepsilon_{hb}(\%)$	降伏棚終了 時相当歪 $\varepsilon_{yB}(\%)$	アングル 個材長さ $l_B(\text{mm})$	ボルト 穴径 $d(\text{mm})$	ガセット 弾性変形 $\delta_{eg}(\text{mm})$	破断時軸変形 $\delta_u(\text{mm})$	
							評価値	実験値
L65U	単調引張	40	2.54	3000	18	0.31	90.2	91.0
	漸増載荷					0.31	90.2	93.3
L75U	単調引張		2.99			0.35	103.8	105.3
	漸増載荷					0.35	103.9	115.2

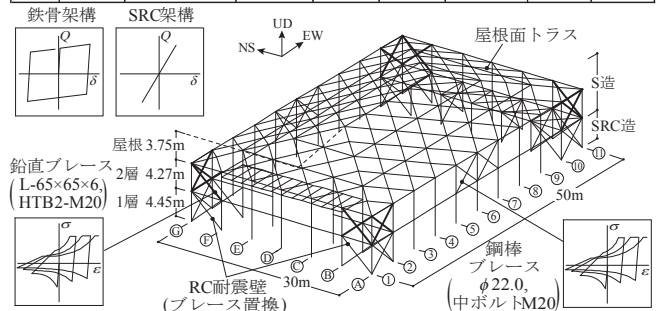


図 16 調査体育館 解析モデル

表 8 部材諸元

	使用部材		解析モデル			
	部材諸元 (mm)	細長比 λ	断面積 A (cm ²)	断面2次 モーメント I (cm ⁴)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	ヤング率 E (N/mm ²)
鉄骨柱(2階四隅)	ϕ -190.7 $\times$ 5.3	57.9	30.9	1327	258	2.05×10^5
鉄骨柱(桁面・裏面)	H-194 $\times$ 150 $\times$ 6 $\times$ 9	47.8,108.1	37.6	2585		
壁面ブレース(補強前)	L-65 $\times$ 65 $\times$ 6	485.8	7.4	12.4		
引張ブレース(補強前)	ϕ 22.0	570.9	3.8	1.15		
RC梁(外周)	600 $\times$ 500	28.9	3000	9.00×10^5	完全弾性	2.19×10^4
RC梁(内周)	600 $\times$ 300	28.9	1800	5.40×10^5		
RC柱	500 $\times$ 500	30.5	2500	5.21×10^5		

に集中すると考え、式(15)、(16)における I_B および各変形量 δ_{eg} 、 δ_{eB} 、 δ_b を2倍することでモデル化し、4章で提案した履歴モデルに組み込む。また、桁面中央部の鋼棒ブレースは接合部中ボルト(M20)のせん断耐力(=53.7kN)を上回る軸力が作用した場合に破断が生じるものとし、破断後は軸力を解放する¹⁷⁾。なお、解析モデルではブレースの部材破断は端部のみで表現している。部材諸元を表8に示す。トラス梁は文献18)より各トラス部材の軸剛性および曲げ剛性と同等の円形鋼管ブレースへの置換を行う。以上に示した調査体育館をA_Aモデル(非保有耐力接合モデル)とする。検討建物に対し、文献1)に基づき耐震診断を行った結果を表9に示す。梁間方向が $I_s=0.31$ 、桁行方向が $I_s=0.16$ と両方向ともに I_s 値が慣用的な要求水準($I_{so}=0.7$)を満たさず、耐震性能が不足した結果となっている。

入力地震動として2011年3月11日に起きたM7.0を超えた本震(14時46分頃発生)と余震(15時15分頃発生)のつくば市における観測波を連続して入力する。ただし、解析時間を考慮し入力加速度の小さい範囲は省略する(以降、Tsukuba観測波と呼ぶ)。Tsukuba観測波の時刻歴波形および加速度応答スペクトル($h=0.02$)を図17に示す。解析ではNS方向(最大加速度329cm/sec²)、EW方向(最大加速度334cm/sec²)を同時入力とする。また、鉛直荷重による幾何非線形性を考慮した固有値計算を行い、得られた卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図18に示す。同図より、両方向ともに屋根架構の変形がほぼ見られずに全体で1次モードとなるモードが卓越し、有効質量比は梁間方向で50%程度、桁行方向で45%程度となる。

5.2 時刻歴応答解析による応答性状

設定した非保有耐力接合モデルに対し、幾何非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行い、地震応答特性を分析する。Tsukuba観測波を入力した際の座屈、破断を生じた壁面ブレースの損傷状況を実際の被災状況と比較して図19に示す。実被害では、桁面ブレースに破断が集中し、鋼棒ブレースの接合部におけるボルトせん断破断も生じた。地震応答解析より推定される部材損傷の有無、発生箇所はこれらの実被害状況と概ね対応している。妻面(1, 11通り)および桁面(A, G通り)の第2層における最大層間変形角を図20に示す。桁面

表9 I_s 値評価(2層)

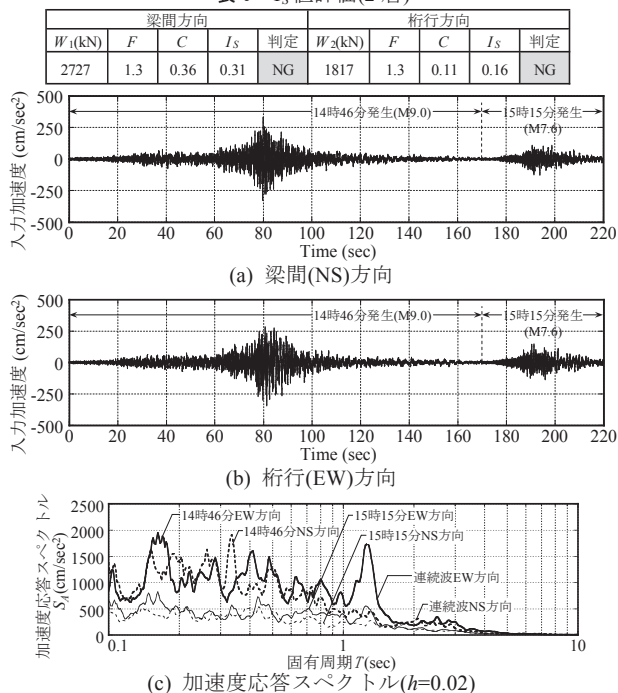


図17 入力地震動 Tsukuba観測波

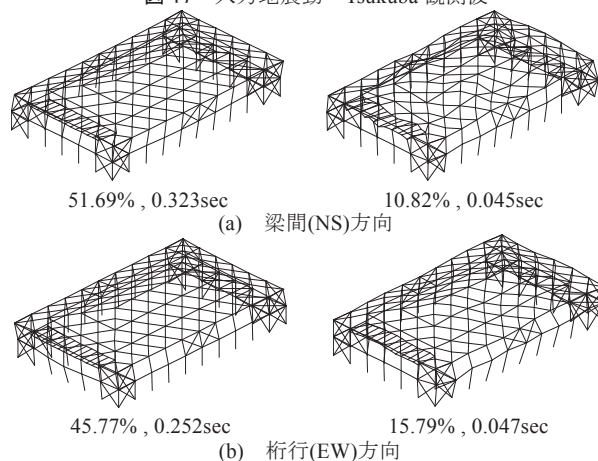


図18 卓越固有モード(非保有耐力接合モデル)

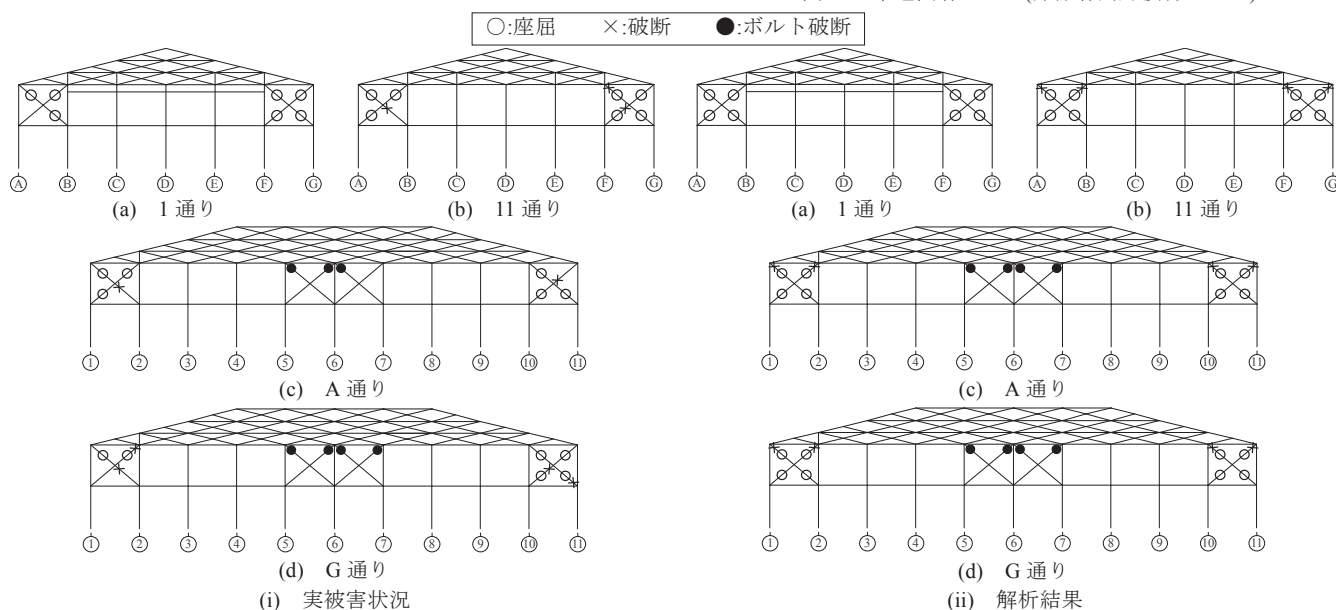


図19 実被害状況と解析結果の損傷状況比較

に関しては層間変形が最大で 1/80 程度に達し、大きく変形していることがわかる。以上のように、本手法による分析結果は実被害状況と対応しており、概ね妥当であると判断する。

6. 制振部材を含めた耐震改修による応答性状

5 章で用いた解析モデルを用い、検討建物の制振補強を含めた耐震改修手法の違いによる主架構や屋根部の応答性状を検証する。

6.1 検討モデルの設定および入力地震動

検討建物に対する耐震改修として、壁面ブレースに使用されていた L-65×65×6 の山形鋼ブレースを保有耐力接合された L-75×75×6 の山形鋼ブレースに取り替えた A_U モデル(山形鋼保有耐力接合モデル)、H-150×150×7×10 の H 形鋼ブレースに取り替えた S モデル(強度型モデル)を設定する。加えて、弾塑性制振ブレースを用いた耐震改修として、構造耐震指標 I_s 値¹⁾を制振ブレースの耐力のみで 0.7 以上とする H_H モデル(高耐力制振モデル)および制振部材の付加減衰による応答低減効果に期待し早期に降伏させる H_L モデル(低耐力制振モデル)を設定する。解析モデルを図 21、モデル名を図 22 に示す。

入力地震動として、5 章で用いた Tsukuba 観測波に加えて、El Centro 観測波(1940)、Hachinohe 観測波(1968)、JMA Kobe 観測波(1995)を用いて検討建物の地震応答特性を分析する。なお追加した 3 波に関しては、各観測波の位相特性を用いて振幅特性を目標スペクトルに調整した模擬地震波を作成し、水平方向に入力する。ここに目標スペクトルはレベル 2 の水平動規準化応答スペクトル¹⁹⁾に、減衰による応答換算率 D_{h0} ²⁰⁾を乗じた式(17)、(18)で表されるモデル化加速度応答スペクトル BRI-L2 とする。

$$S_A(T) = \begin{cases} 350D_{h0} & (T < 0.05) \\ 350D_{h0}(T/0.05)^{\{1+\log(5/7)/2\log 2\}} & (0.05 \leq T < 0.2) \\ 1000D_{h0} & (0.2 \leq T < \pi/5) \\ 100D_{h0}(T/2\pi) & (\pi/5 \leq T) \end{cases} \quad (17)$$

$$D_{h0} = \sqrt{\frac{(1+\alpha h_r)}{(1+\alpha h_0)}} \quad (\alpha = 75) \quad (18) \quad D_h = C_{ec} \cdot 1.5 / (1+10h_{eq}) \quad (19)$$

ここに、 T は固有周期(sec)、 $h_r=0.05$ 、 h_0 は対象とする構造物の減衰定数(=0.02)である。解析では、EW、NS 方向を同時入力する。前述した模擬地震波の応答スペクトル($h_0=0.02$)を目標スペクトル BRI-L2 と併せて図 23 に示す。

ここで A_U モデルおよび S モデルに対し、文献 1)に基づき耐震診断を行った結果を表 10 に示す。両モデルともに I_s 値が 0.7 以上となる。また、制振モデルについて、既往論文¹²⁾で提案されている制振部材の靱性性能を考慮した耐震指標の評価式を用いて算出した両モデルの I_s 値を表 11 に示す。フレーム保有水平耐力 Q_{fu} は、非保有耐力接合モデルの壁面ブレースを取り除いた架構に対し、各方向について静的増分解析から算出している。表中の()は建築基準告示⁸⁾で使用されている減衰による応答低減係数評価式を用いて算出した値である。同表に示すように、H_H モデルは $I_s=1.6$ 程度、H_L モデルは $I_s=1.0$ 程度と評価される。H_H モデルは制振部材の付加減衰による応答低減効果 D_h を無視しても $I_s>0.7$ を満足するモデルとなる。

6.2 時刻歴応答解析による地震応答性状

時刻歴応答解析より得られた各モデルの壁面ブレースの履歴性状について、JMA Kobe 模擬地震波入力時の結果を図 24 に示す。それ

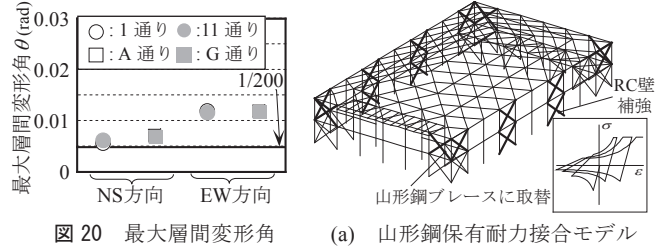


図 20 最大層間変形角

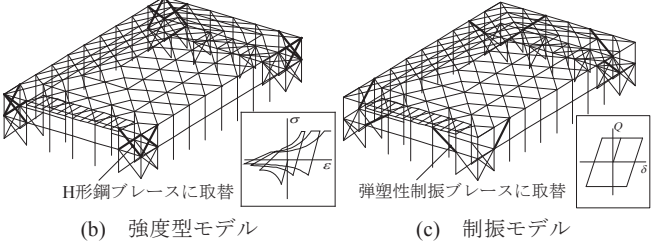


図 21 各補強モデル図

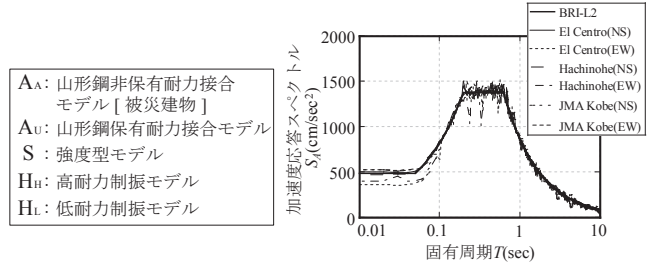


図 22 解析モデル名

図 23 応答スペクトル

表 10 補強モデル I_s 値評価(A_U, S)

モデル名	梁間方向					桁行方向				
	W(kN)	F	C	I_s ¹⁾	判定	W(kN)	F	C	I_s ¹⁾	判定
A _U	2727	2.2	0.48	0.71	OK	1817	2.2	0.51	0.75	OK
S		2.2	1.50	2.21	OK		2.2	1.28	1.88	OK

表 11 制振部材の靱性性能を考慮した I_s 値評価(H_H, H_L)

モデル名	構面	F_f (F _d)	Q_{fu} (kN)	Q_{dv} (kN)	C_f	C_d	h_{eq}	D_h ²⁰⁾	I_s ¹²⁾
H _H	梁間	1.3 (3.0)	1312	1695	0.238	0.307	0.33	0.72 (0.62)	1.72 (1.98)
	桁行		1173		0.212		0.34	0.74 (0.64)	1.62 (1.88)
H _L	梁間	(3.0)	1312	565	0.238	0.102	0.24	0.56 (0.53)	1.10 (1.16)
	桁行		1173		0.212		0.25	0.56 (0.53)	1.04 (1.11)

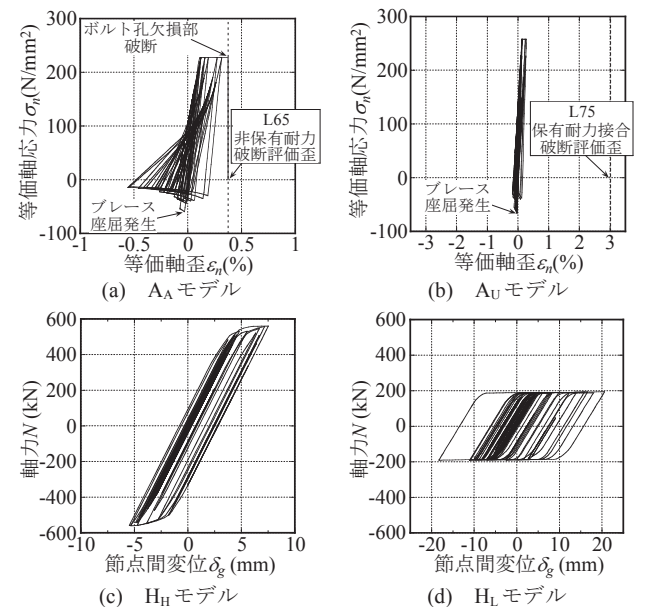


図 24 壁面ブレースの履歴関係(JMA Kobe 模擬地震波)

ぞれ想定した履歴性状が得られており、 A_A モデル(山形鋼非保有耐力接合モデル)では、すべての山形鋼ブレース(L-65×65×6)においてボルト孔欠損部で破断が生じ、(a)のような履歴を示している。S モデル(強度型モデル)では H 形鋼ブレースは座屈を生じずに弾性挙動を示した。各モデルの妻面(1, 11 通り)および桁面(A, G 通り)の 2 層における最大層間変形角について Tsukuba 観測波および Hachinohe 模擬地震波入力時の結果をそれぞれ図 25, 図 26 に示す。 A_A モデルでは Tsukuba 観測波入力時に妻面に比べ桁面に変形が生じ 1/100 程度に達している。Hachinohe 模擬地震波入力時は両構面ともに 1/50 程度に達し、外壁の損傷や 2 層のガラス破損等が想定される。 H_H モデル(高耐力制振モデル)は両入力波ともに 1/200 程度に収まり、外壁損傷は軽微と考えられる。 H_L モデル(低耐力制振モデル)は構面によって 1/200 を上回るが概ね 1/150 程度に収まっている。なお、JMA Kobe 模擬地震動および El Centro 模擬地震動による結果は、Tsukuba 観測波と同等であった。

Tsukuba 観測波入力時の各層での最大水平加速度 A_H を入力最大加速度 S_{Ag} で除した加速度応答倍率について図 27 に示す。 A_A モデルは壁面ブレースの破断に伴い、2 層鉄骨柱柱頭の水平加速度が高めとなる傾向が見られた。他のモデルでは、各層ともに応答倍率が 3 倍程度となる傾向が見られるが、 H_L モデルではどの層も 2 倍程度となり、水平応答加速度の低減効果が確認できる。他の地震波においては、モデルにより加速度応答倍率の値はやや異なるが、 H_L モデルでは Tsukuba 観測波と同様の結果が得られた。Tsukuba 観測波における各モデルの屋根部応答加速度を図 28, 図 29 に示す。S モデルはブレース挙動が弾性であることから、屋根部応答が増幅され鉛直加速度、水平加速度ともに高い値を示している。これに対し、 H_H モデルでは鉛直加速度が S モデルの約 1/2~1/3 であるが、水平加速度が同程度となっている。また、 H_L モデルでは鉛直加速度、水平加速度ともに S モデルの応答の約 1/2 まで低減しており、制振部材の効果が確認できる。他の地震波においても、屋根部応答加速度は Tsukuba 観測波とほぼ同様であった。

屋根部各節点における S モデルでの応答加速度に対する各制振モデルの応答加速度の比較を行い、得られた水平応答加速度を図 30、鉛直応答加速度を図 31 に示す。縦軸に制振補強、横軸に強度型補強での各応答加速度を取っている。図 30 に示すように、水平応答加速度は H_H モデルでは S モデルとほぼ同程度であるが、 H_L モデルでは約 70%程度に低減しており、付加減衰による低減効果 D_h を考慮した改修 H_L モデルが屋根部応答低減により効果的であることがわかる。図 31 より屋根部の鉛直加速度に関しては、S モデルと比較して H_H モデルおよび H_L モデルともに 40%程度に低減している。文献 21) に基づく各入力波における弾塑性制振ブレースの損傷度を図 32 に示す。制振ブレースとして座屈拘束ブレース(BRB)を用いた場合、Tsukuba 観測波において H_H モデルの BRB の損傷度は 0.004~0.05(平均 0.03)、 H_L モデルでの BRB の損傷度は 0.03~0.07(平均 0.05)程度の範囲にある。その他の模擬地震波においてはそれ以下の範囲にあり、より損傷度の進む H_L モデルにおいても制振部材は地震入力後も十分な繰返し累積変形性能を有していると考えられる。なお、各入力波の残留層間変形角は H_H モデルで 1/800 程度、 H_L モデルで概ね 1/1000 程度以下に収まった。以上より、制振補強により地震後の継続使用を確保した仕様が達成されていることがわかる。

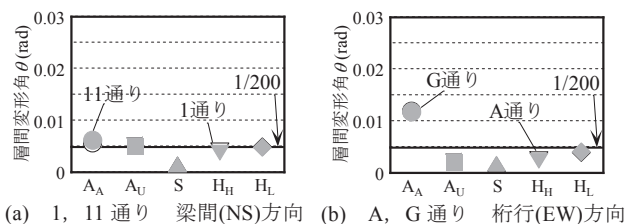


図 25 最大層間変形角 (Tsukuba 観測波)

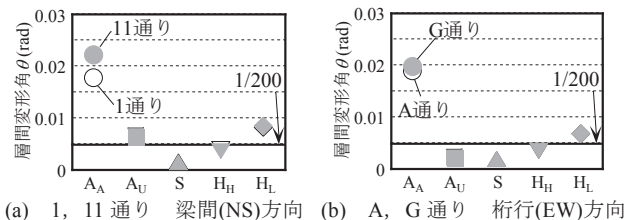


図 26 最大層間変形角 (Hachinohe 模擬地震波)

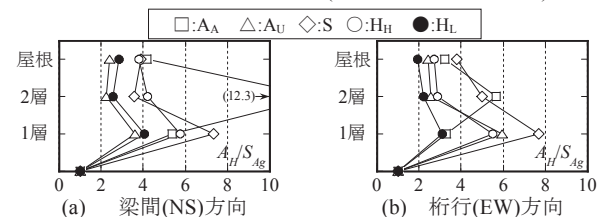


図 27 各層の加速度応答倍率 (Tsukuba 観測波)

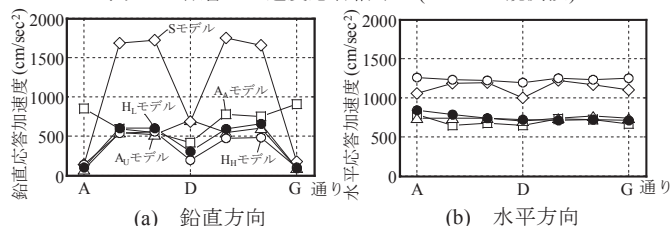


図 28 Tsukuba 観測波 屋根部応答加速度(6 通り) 梁間

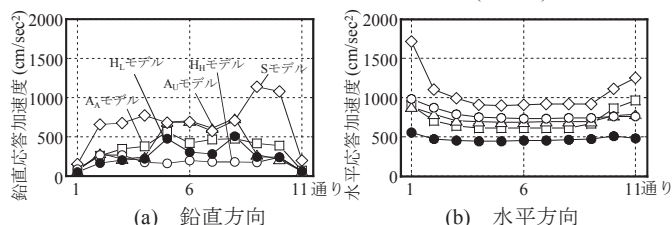


図 29 Tsukuba 観測波 屋根部応答加速度(D 通り) 桁行

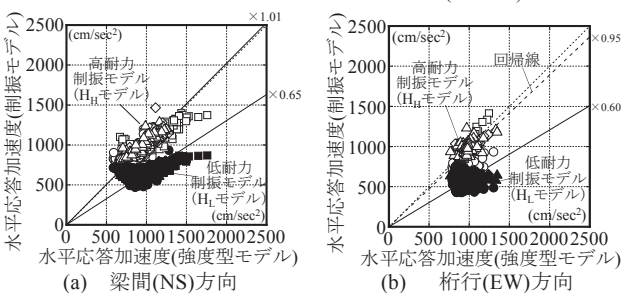


図 30 屋根部各節点における水平応答加速度の比較

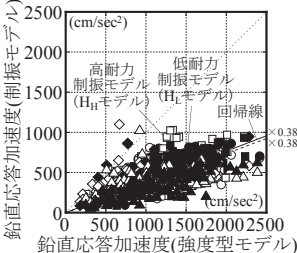


図 31 鉛直応答加速度の比較

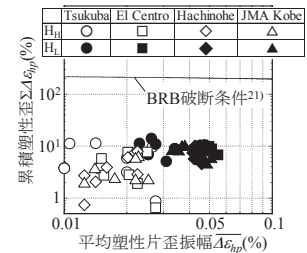


図 32 制振ブレースの損傷度

7. 結

東北地方太平洋沖地震により被害を受けた実在学校体育館の被害調査をもとに、接合部設計条件の異なる幅厚比 10~12 程度、細長比 140~160 程度の単一山形鋼ブレースの繰返し載荷実験を実施し、履歴性状および累積変形性能に関する分析を行った。その結果に基づき、部材破断を考慮した時刻歴応答解析手法を構築し、検討建物の耐震改修手法の違いによる屋根部応答に与える影響の検証を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 単一山形鋼ブレースの繰返し載荷実験において、いずれの試験体も引張変形により接合部第 1 ボルト付近から亀裂進展が生じ、載荷履歴によらず非保有耐力接合形式で 1.0%程度、保有耐力接合形式で 3.0%程度の引張変形により破断に至った。この差は母材の素材引張試験における降伏棚終了時相当の軸歪で説明が可能である。
- 2) 実験結果をもとに修正柴田・若林モデルを用いた履歴性状の再現および単一山形鋼ブレースの接合部条件の違いによる破断評価式の提案を行い、検討建物に対しそれらを組み込んだ時刻歴応答解析を実施した結果、壁面ブレースに関して実被害と解析結果の損傷状況は概ね整合した。
- 3) 改修において耐震要素として保有耐力接合された単一山形鋼ブレースを用いた場合、ブレース破断はしないが全体座屈を生じ、避難所としての継続使用が保証されない。また強度型補強を施した場合、屋根部の応答加速度が増大し、天井仕上げ材や照明の落下、損傷が生じる可能性がより高まると考えられる。一方、座屈拘束ブレース等の弾塑性制振ブレースを用いた場合、制振ブレースより低耐力で降伏させることで屋根部の応答低減効果が期待できる。

謝辞

震災被害調査および被害分析にあたりご協力を頂きました茨城県建築センター耐震診断・補強計画判定会議、(株)小泉建築構造設計事務所、(株)TSD 高橋建築構造設計室・高橋優氏に深謝いたします。また、本研究の一部は、科学研究費補助金基盤研究 (B) (課題番号：22360223)の助成を受けたものです。

参考文献

- 1) 文部科学省大臣官房文教施設企画部：屋内運動場等の耐震性能診断基準 (平成 18 年度版) 平成 22 年 10 月一部変更，2010.1
- 2) 川原昭弘，藤本盛久，難波恒夫，中込忠男，村井正敏，西山隆志，中野剛：地震力を受ける鋼構造筋かいの耐震安全性評価に関する実験的研究(その 1)単一山形鋼筋違の破壊実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp.1503-1504，1990.9

- 3) 高橋治，平野道勝，穂積秀雄，金子聡：繰返し荷重を受ける筋違の崩壊性状に関する実験的研究(その 1:山形鋼筋違)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp.1421-1432，1991.9
- 4) 岩井哲，朴鍊洙，野中泰二郎，亀田弘行：山形鋼部材の極低サイクル疲労破壊実験，日本建築学会構造系論文報告集，第 445 号，pp.139-149，1993.3
- 5) 小澤亮公，尾澤聡，山下哲郎：山形鋼を用いた X 型ブレースの耐震性能に関する実験的研究-その 2 繰返し加力実験結果とエネルギー吸収性能の評価-，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.803-804，2009.8
- 土屋智之，中野達也，増田浩志：山形鋼ブレース接合部の耐力に関する研究-その 2 実験結果および耐力評価-，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.959-960，2009.8
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2010.7
- 7) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 8) 中澤祥二，柏井恭平，大家貴徳，加藤 史郎：エネルギー法に基づく体育館等の桁面ブレースの動的靱性指標の推定，日本建築学会構造系論文集，第 657 号，pp.1983-1990，2010.11
- 9) 日本建築学会：セミナー「学校体育館の耐震診断・改修手法の課題と取組み」資料，2010.12
- 10) 日本建築学会シェル・空間構造運営委員会：2012 年度大会パネルディスカッション資料 大空間施設の総合的耐震性能を考えるー東日本大震災を経験してー，2012.9
- 11) 竹内徹，堤友紀，熊谷知彦，小河利行：制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部地震応答，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 656 号，pp.1891-1900，2010.10
- 12) 竹内徹，湯澤優登，熊谷知彦，小河利行：制振部材を用いた鉄骨造体育館における屋根面架構の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 669 号，pp.1989-1995，2011.11
- 13) 竹内徹，近藤佑樹，松井良太，今村晃：局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈後履歴性状および累積変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻，第 681 号，pp.1781-1790，2012.11
- 14) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 1 定式化関数の誘導-，日本建築学会論文報告集，第 316 号，pp.18-23，1982.6
- 15) 柴田道生，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 2 応答解析への適用-，日本建築学会論文報告集，第 320 号，pp.29-34，1982.1
- 16) 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.1971-1980，2011.11
- 17) 竹内徹，小河利行，熊谷和彦，中間明子，佐藤英佑：支持架構付きラチスドームにおける地震応答評価手法の適用範囲，構造工学論文集，Vol.52B，pp.53-61，2006.3
- 18) 建設省建築研究所：建築研究資料 第 83 号 設計用入力地震動作成手法，1994.11
- 19) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第 571 号，pp.53-62，2003.9
- 20) 竹内徹，井田茉莉，山田哲，鈴木一弁：変動歪振幅下における座屈拘束ブレースの累積塑性変形性能予測，日本建築学会構造系論文集，第 586 号，pp.203-210，2004.12

(2013 年 2 月 6 日原稿受理，2013 年 5 月 10 日採用決定)