

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
CUMULATIVE DEFORMATION CAPACITY AND STRUCTURAL DUCTILITY FACTOR OF CIRCULAR
HOLLOW SECTION STEEL BRACED FRAMES WITH DIFFERENT DIAMETER THICKNESS RATIO寺澤友貴^{*1}, 松井良太^{*2}, 中村 毅^{*3}, 竹内 徹^{*4}Yuki TERAZAWA, Ryota MATSUI, Takeshi NAKAMURA
and Toru TAKEUCHI

It is concerned that a long-duration earthquake in the future generates fatigue fractures in the steel structural components. The authors have investigated the member fracture of axial members including cold-formed circular hollow sections. According to previous study of steel braced frames, it's suggested that more ductile structural components should be applied to a steel structure achieving higher seismic performance. On the other hand, it is needed to develop an aseismic design method of a steel braced frame taking member fracture into account of frequent middle or large earthquakes. In this paper, the interaction of cumulative deformation capacity between a circular hollow section brace with different diameter thickness ratio and a steel frame is investigated for extending basic knowledge of ultimate seismic resistance of steel braced frame, using finite element analysis, experiments including shaking table testing and evaluation of ductility factor.

Keywords: Steel Frame, Circular Hollow Section Brace, Shake Table Testing, Cumulative Deformation Capacity, Structural Ductility Factor, Diameter Thickness Ratio

鋼構造骨組, 円形鋼管ブレース, 振動台実験, 累積変形性能, 構造特性係数, 径厚比

1. 序

近年, 長時間地震動を受けて梁部材やブレース部材などが疲労破壊する可能性¹⁾や被害例²⁾が指摘され, ブレース付鋼構造骨組を含め部材破断を考慮した鋼構造物の耐震性能評価が望まれている。

筆者らは局部座屈を生じた耐震ブレースが繰返し軸力を受けて早期破断する現象に着目し, 部材実験に基づき円形鋼管ブレース部材の亀裂発生・進展の簡易評価手法を提案した³⁾。同手法を用いて亀裂発生を全断面破断と判定する時刻歴応答解析⁴⁾では, 部材破断を考慮するとブレース付鋼構造骨組の応答変位が非考慮の結果から一般に増大する傾向を示した。さらに前報⁵⁾では, 径厚比 42 の円形鋼管ブレースを配置した縮小模型に地震動を入力する振動台実験を行い, 実際にブレース部材が破断し, 架構が倒壊に至る応答特性の一例を検証した。同検証では動的入力に対する提案手法の適用性を確認し, ブレースの全断面破断後に応答変位が大きく増大することを示した。同部材の破断が架構の応答増大を助長する結果を考慮すれば, 要求性能の高い施設ではより冗長性に優れる構造種の採用が推奨される。

一方, ブレース付鋼構造骨組は頻発する中規模程度の地震に対し剛性と耐力を確保できるため, 経済的な耐震構造の選択肢として今後も必要である。同構造種の耐震性能に関する研究は数多くの架構実験が実施されている。しかし, 既往研究^{例えば 6)~9)}は架構の弾塑性履歴挙動の把握や数値解析手法の検証が中心であり, 終局耐震性能に関わると考えられる部材破断までの累積変形性能は単体部材の準静

的な実験³⁾が多く, 動的入力を含め架構での検討は少ない。特に径厚比などブレース母材の断面形状が架構全体の終局挙動や累積変形性能に与える影響を動的な架構実験と比較した研究例は殆ど無い。

また, 標準的な耐震設計法に挙げられる保有水平耐力計算¹⁰⁾は, 架構の塑性化を認め, 部材の靱性に期待するが, ブレースの径厚比や累積変形性能を考慮していない。層の塑性エネルギー吸収能力を表す構造特性係数 D_s は, ブレース部材を細長比と材料強度 F 値に基づいて強度抵抗型やエネルギー吸収型に分類し, 水平力分担率に応じた割増を行うが, ブレースの部材破断に対する現行値の余裕率を評価し, 径厚比との対応関係を分析した研究は未だ限定的である¹¹⁾。

本研究はブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能に関する基礎的な知見の拡充を目的に, 径厚比に着目して円形鋼管ブレース部材と架構の累積変形性能の関係を調査する。初めに架構から骨組面内方向の付加曲げを受ける, 径厚比の異なる円形鋼管ブレース単体部材の破壊性状と累積変形性能を数値解析的に分析し, さらに既往研究を含めて部材破断評価法の精度を検証する。次に局部座屈を生じにくいブレース単体部材の累積変形性能について鋼構造骨組と単体部材を用いた準静的な性能確認実験を行い, さらに径厚比が架構全体の動的な累積変形性能に与える影響を振動台実験より比較する。最後に重層構造物から層骨組を抽出し, ブレース部材の累積変形性能を反映した D_s 値の評価概念を提案し, 現基準法制定時の設計用地震入力に対する余裕率を試算して径厚比との関係を分析する。

^{*1} 東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学)
(日本学術振興会特別研究員 DC1)

^{*2} 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学)

^{*3} 東京工業大学建築学系 大学院生

^{*4} 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
(Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science)

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

Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

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

2. 径厚比の異なるブレース付鋼構造骨組に関する数値解析的分析

前報⁵⁾より架構に配置されたブレース部材の破壊性状は骨組面内方向の付加曲げの影響を受ける可能性が示された。本章では径厚比の異なる円形鋼管ブレース部材を配置した場合の破壊性状、累積変形性能、部材破断時期評価法の精度を数値解析的に分析する。

2.1 検討対象ブレースと有限要素法解析モデルの概要

図1に想定建物と基準試験体図を示す。基準試験体は図1(a)に示す中低層鉄骨造建物を想定し、柱脚部がピン接合され、ブレースが偏心配置された第1層1スパンを1/5倍縮小してモデル化する。図1(b)に示すように、縮小架構の梁断面形状はH-130×40×2.3×2.3、柱断面形状は□-100×100×3.2、柱梁接合部は板厚9mmの通しダイアフラム形式、梁端部はノンスラップ形式とした。ブレース端部は板厚9mmのG.P.Lを割込み回し溶接した。図1(b)に示す前報⁵⁾の薄肉鋼管ブレース試験体(C742)の準静的荷重実験ではブレース中央部に加え端部も局部座屈と亀裂を生じた。本章は同試験体仕様を基に、ブレース部材の径厚比と細長比を変化させて解析モデルを構築する。

表1に解析モデルのブレース部材断面諸元を示す。本章はC742を基準に、細長比を約70一定とし、径厚比13~85とするモデル群と、断面積を約180mm²一定とし、径厚比12~91、細長比46~140とするモデル群の2種を設定する。細長比一定モデルは既往部材実験³⁾を踏襲した従来型のパラメータ設定であり、架構の有無による部材の累積変形性能の傾向を調査する。断面積一定モデルは径厚比に比例して保有水平耐力計算の部材ランク¹⁰⁾が向上するパラメータ設定であり、部材の累積変形性能と部材ランクの関係を議論する。

図2に解析モデル例を、図3にC742の σ_n - ϵ_n 関係を、表2に材料データを、図4に荷重履歴を示す。解析モデル¹²⁾は試験体とピン治具で構成される。試験体は4節点または3節点の複層シェル要素でモデル化し、局部座屈を生じるブレース中央部と端部、梁端部は5mm×5mm程度、その他は相対的に粗く分割する。梁端部やブレース端部の溶接部、ピン治具は剛体でモデル化する。試験体の材料特性は表2の材料試験結果を用いた複合硬化則で決定し、ヤング率Eは2.05×10⁵N/mm²、ポアソン比 ν は0.3とする。解析モデルの妥当性は前報⁵⁾で検証済みで、図3に示すように、基準のC742は実験結果の挙動を概ね再現する。図4に示すように、荷重は図1(b)に示す層間変形角 $\varphi = \delta/H$ による変位制御とし、入力履歴は前報と同じ最大 $\varphi = 1/33$ radの正負交番漸増振幅繰返しとする。ブレース軸変形量を芯々間距離で除した等価軸歪 ϵ_n は $\epsilon_n = \tan\varphi \cos\theta \sin\theta$ で算出し、等価軸応力度 σ_n はブレース軸力Pを公称断面積Aで除して算出する。

本検討では、ブレース中央部と端部の部材破断(亀裂発生)を評価対象とする。部材破断は塑性歪が最も大きい一要素の歪履歴から、レインフロー法を用いて平均塑性歪振幅 $\Delta\epsilon_{hp}$ と累積塑性歪 $\Sigma\Delta\epsilon_{hp}$ を算出し、Manson-Coffinの式から求められる鋼素材の疲労破断条件式 $\Sigma\Delta\epsilon_{hp} = 3857 \overline{\Delta\epsilon_{hp}}^{-1.13}$ と比較して判定する。この際図5に示す歪成分の比較のように軸方向歪は相当塑性歪 e_{eq} ¹³⁾と概ね一致し、他のモデルも同様であったため、本検討では破断評価に軸方向歪を用いる⁵⁾。

2.2 種々の円形鋼管ブレース部材の破壊性状と累積変形性能

図6にブレース断面形状とFEM解析上の座屈性状の比較を、表3にブレースの損傷進展状況などを示す。図6には異なる境界条件での既往部材実験^{3), 14), 15)}も併記している。また、図7と写真1にブレース端部の変形状態の例を示す。架構内に配置された径厚比D/t $\geq$

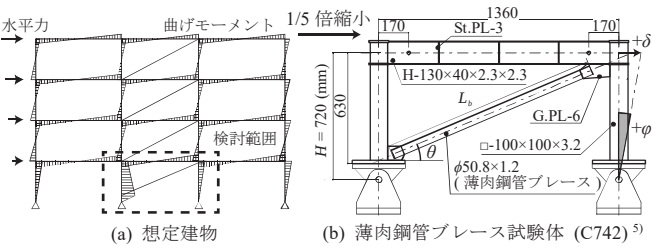


図1 想定建物と基準試験体図(3章と共通)

表1 解析モデルのブレース部材断面諸元

解析モデル名称	ブレース断面形状	径厚比 D/t	細長比 λ	断面積 A(mm ²)	部材ランク ($F_y = \sigma_y$)
細長比一定モデル	C785	$\phi 50.8 \times 0.6$	85	95	BB
	C764	$\phi 50.8 \times 0.8$	64	126	
	C751	$\phi 50.8 \times 1.0$	51	156	
	C742	$\phi 50.8 \times 1.2$	42	187	
	C732	$\phi 50.8 \times 1.6$	32	247	
	C722	$\phi 50.8 \times 2.3$	22	350	
	C713	$\phi 50.8 \times 4.0$	13	588	
断面積一定モデル	C591	$\phi 73.0 \times 0.8$	91	46	BA
	C661	$\phi 60.5 \times 1.0$	61	57	BA
	C742	$\phi 50.8 \times 1.2$	42	70	BB
	C924	$\phi 38.1 \times 1.6$	24	94	BB
	C1412	$\phi 27.2 \times 2.3$	12	140	BC

※ C742: ①断面形状, ②細長比, ※ 材料データと柱梁寸法は全モデル同一
①②③ ③径厚比

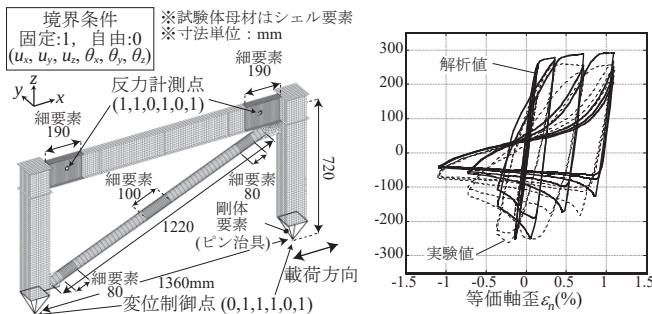


図2 解析モデル(C742) 図3 ブレース σ_n - ϵ_n 関係(C742)

表2 材料データ諸元

	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張耐力 σ_u (N/mm ²)
柱(STKR400)	310	435
梁(SS400)	354	441
G.P.L(SS400)	301	459
ブレース (STKM11A)	266	333

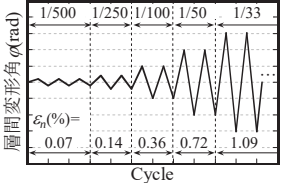


図4 荷重履歴(静的, 3章と共通)

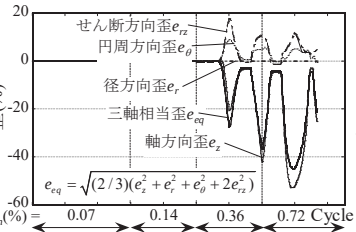


図5 端部局部座屈部の歪成分の推移 ($\lambda=46$, $D/t=91$ のC591)

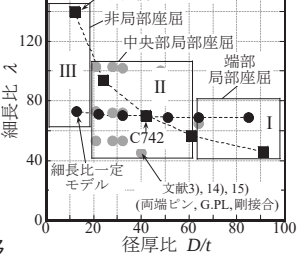


図6 ブレース断面形状と座屈性状

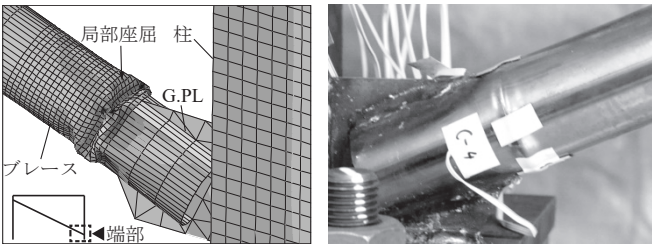


図7 端部局部座屈(I型C785) 写真1 端部局部座屈(II型C742実験)

約20の円形鋼管ブレースは、写真1に示す前報の実験結果と同様に、端部にも局部座屈を生じる。同様の D/t 範囲の単体部材実験^{3), 14)}では端部に局部座屈を生じておらず、これが架構による骨組面内方向の付加曲げの有無による差異と考えられる。特に $D/t \geq 60$ では、図7と表3に示すように、全体座屈後に端部のみに局部座屈を生じて塑性歪が集中し、破断が判定された。一方、 $D/t \leq 20$ では局部座屈は確認されなかった。以上より架構に偏心かつ剛接合された円形鋼管ブレース部材の破壊性状は径厚比に応じて、端部のみに局部座屈を生じて破壊するI型($D/t \geq 60$)、端部と中央部に局部座屈を生じて中央部が先行破壊するII型(約 $20 \leq D/t \leq 60$)、層間変形角 $\varphi = 1/33\text{rad}$ 以下では局部座屈を生じないIII型($D/t \leq 20$)に分類される。

図8にブレース断面形状と破断判定までの累積変形性能関係を示す。同図は両端ピン接合の部材実験結果³⁾を併記している。ブレース部材の累積変形性能は、ブレースが破断判定されるまでの累積等価軸歪 $\Sigma \varepsilon_n$ と、累積無次元化吸収エネルギー $\chi_w = \int \sigma_n d\varepsilon_n / \sigma_y$ を算出する。図8に示すように、架構内のブレース部材の累積変形性能は、既往部材実験³⁾と同様に径厚比に反比例する傾向が示され、両端ピンの単体部材実験と同様の値となった。これは端部が先行破壊するI型のブレースでは、単体部材における中央と同等の歪集中が生じているためと考えられる。断面積一定モデルは鋼材量が等価で、保有水平耐力計算では径厚比が大きいほど部材ランクが向上し経済的な設計となる。しかし、実際は表3に示すように、部材ランクは劣るが厚い断面形状の方が累積変形性能は高い。一方、本解析において、局部座屈を生じないIII型のブレース部材は相対的に高い累積変形性能が得られる。ただし、本試験体のブレース端部の仕様は、接合部溶接破断により累積変形性能が低下する実験結果⁵⁾も得られており、この点は3章で改めて性能確認実験を行う。

2.3 既往部材破断時期評価手法の精度検証

架構に配置された種々の円形鋼管ブレース部材に対する部材破断時期評価手法^{3), 15)}の精度を検証する。図9に塑性歪集中部の評価に用いる力学モデルを示す。同手法は等価軸歪振幅 $\Delta \varepsilon_n$ に、図9の力学モデルから求まる歪振幅拡大係数 α_c (式(1))と、径厚比の修正係数 β_c (式(2))を乗じ、塑性歪が集中する局部座屈部の塑性歪振幅 $\Delta \varepsilon_h$ を算出し、同履歴から平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ と累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ を疲労破断条件式に適合して部材破断(亀裂発生)を評価する。なお、時刻歴応答解析に組込む場合は亀裂発生時を全断面破断と設定する⁵⁾。

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

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

ここに、 ε_h は局部歪、 ε_{nib} は経験した最大引張等価軸歪、 L_k は有効座屈長さ、 σ_{cr} は部材の等価軸座屈応力度、 l_p は局部座屈半波長、 $\varepsilon_{cr} = \sigma_{cr} / E$ 、 $\varepsilon_{nib} = 0.0683 \varepsilon_y^{-0.39} (D/t)^{-1.39}$ 、 $\Delta \varepsilon_n = \varepsilon_{ntm} - \varepsilon_n$ 、 $\Delta \varepsilon_h = \varepsilon_{ntm} - \varepsilon_h$ 、 $\theta_h = \cos^{-1}(1 - \Delta \varepsilon_n)$ 、

表3 ブレースの損傷進展状況と破断判定までの累積変形性能

解析モデル 名称		全体 座屈	中央部 局部座屈	端部 局部座屈	破断判定 (亀裂発生)	累積変形性能		区 分	
		$\varepsilon_n(\%)$	$\varepsilon_n(\%)$	$\varepsilon_n(\%)$	$\varepsilon_n(\%)$	cycle	$\Sigma \varepsilon_n(\%)$ $\chi_w(\%)$		
細長比 一定 モデル	C785			0.14	0.36	2	3.82	0.99	Ⅰ
	C764			0.14	0.72	2	11.76	3.69	
	C751	0.14	0.36	0.36	1.09	1	11.76	3.47	
	C742	0.14	0.36	0.36	1.09	2	16.13	4.48	Ⅱ
	C732	0.14	0.72	0.72	1.09	3	20.49	5.74	
	C722	0.14	0.72		1.09	4	24.86	6.79	
	C713	0.14			1.09	13	88.17	14.81	Ⅲ
断面積 一定 モデル	C591			0.14	0.72	1	7.06	2.04	Ⅰ
	C661	0.14	0.36	0.36	0.72	2	8.51	2.46	Ⅱ
	C742	0.14	0.36	0.36	1.09	2	16.13	4.48	
	C924	0.14	0.36	1.09	1.09	3	20.49	3.65	
	C1412	0.14			1.09	19	90.35	16.26	

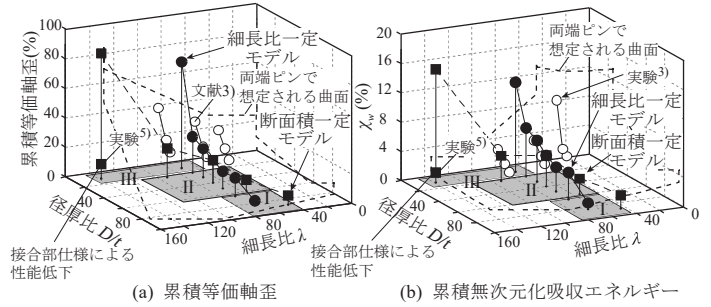


図8 径厚比-細長比分布と累積変形性能関係

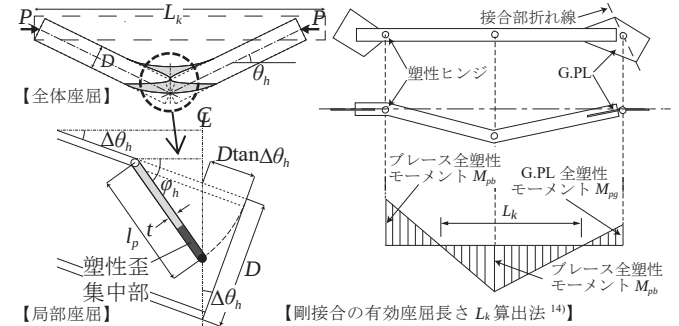


図9 円形鋼管ブレース部材の塑性歪集中部の力学モデル

表4 破断判定時期の比較

	評価値		解析値	
	$\varepsilon_n(\%)$	cycle	$\varepsilon_n(\%)$	cycle
C785	0.72	1(+1)	0.36	2
C764	1.09	1(+1)	0.72	2
C751	1.09	1	1.09	1
C742	1.09	2	1.09	2
C732	1.09	5(+2)	1.09	3
C722	1.09	7(+3)	1.09	4
C713	1.09	13(-7)	1.09	20
C591	0.72	1	0.72	1
C661	0.72	2	0.72	2
C924	1.09	7(+4)	1.09	3
C1412	1.09	16(-3)	1.09	19

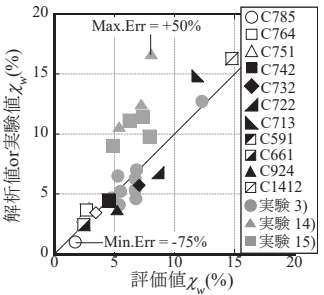


図10 累積変形性能の比較

$\theta_{nib} = \cos^{-1}(1 - \varepsilon_{nib})$ 、 $\Delta \theta_h = \theta_h - \theta_{nib}$ 、 $\varphi_h = \cos^{-1}\{\cos(\Delta \theta_h) - D \sin(\Delta \theta_h) / l_p\}$ である。

表4に亀裂発生時期を、図10に累積無次元化吸収エネルギー χ_w の評価を示す。表4に示すように、既往の部材破断時期予測手法は、架構に剛接合された円形鋼管ブレース部材に対し、最大 $\varepsilon_n = 1.09\%$ -4cycle 程度の誤差で破断を判定する。一方、図10に示すように、既往の部材実験結果も含めると、 χ_w は最小-75%、最大 50%、平均+4.0%の誤差で対応する。なお、端部局部座屈部が破壊するI型は同評価法の仮定する破壊モードと異なり、 χ_w はやや過大評価となるが、破断判定時期は $\varepsilon_n = 0.72\%$ -1cycle 以内で捉えられた。以上より、溶接部に応力集中が生じて破断しない限り、I型を含め骨組内のブレース部材の累積変形性能は、提案手法で概ね検証可能と考えら

れる。以下の章では、同評価法を静的入力下で、 $D/t \leq 90$ 、ピン
 接合、半剛接合、剛接合、架構内配置の円形鋼管ブレース部材に対
 して適用する。

3. 局部座屈を生じにくいブレース付鋼構造骨組の性能確認実験

本章では C742 試験体より高い累積変形性能が期待されるブレース
 付鋼構造骨組とブレース部材の性能確認実験を行う。

3.1 試験体概要と実験概要

図 11 に試験体図を、表 5 に試験体諸元を、写真 2 と写真 3 にブレース
 端部詳細を示す。試験体は $\phi 27.2 \times 3.2$ の円形鋼管または PL-6 $\times$ 30
 の平鋼を配置したブレース付鋼構造骨組(架構試験体)と、 $\phi 60.5 \times 5.5$
 の円形鋼管ブレース(部材試験体)を採用し、C1412、平鋼ブレース、
 C1412U 単体部材と試験体名を定義する。架構試験体は表 1 の断面
 積一定モデルに属し、有効細長比 35(BB)の C742 と比較して部材ラン
 クや座屈後安定耐力は劣るが、局部座屈を生じにくく、累積変形
 性能の向上が期待される。図 11(a)と(b)、写真 2 に示すように、接
 合部破断した前報の結果⁵⁾を受け、C1412 は GPL を割込む切欠き部
 は溶接時に全て埋戻し¹⁶⁾、平鋼ブレースは中央部の接合を無くし、
 高力ボルト(H.T.B)接合部は十分な縁距離を設ける¹⁷⁾。振動台実験
 は C1412 を対象とする。なお、後述する様に C1412 は GPL を埋戻
 しても突端部の応力集中が緩和できなかったため、文献 18)で応力
 集中の緩和効果が報告されている U 字 R.PL(図 11(d)、写真 3)を用い
 た実大単体試験体 C1412U の追加試験を行った。

架構実験は前報⁵⁾で開発した実験システムを用いる。図 12 に実験
 システムを示す。同装置は重錘($3.6 \times 10^3 \text{kg}$)の積載により振動台実験
 用の慣性質量装置となる外、反力治具の接続により変位制御型の準
 静的載荷実験も行える。架構試験体はロードセルを内蔵する加力治
 具を介して実験装置にピン接合される。ロッキングカラムは試験体
 柱頭の回転に従い慣性力と過大変形時の付加モーメントのみを試験
 体に与える。部材試験体は試験フレームに別途固定して載荷する¹⁵⁾。

図 13 に架構試験体の主要測定項目を示す。架構試験体の水平変位
 はレーザー変位計より計測し、各部の負担せん断力はロードセルと
 柱の歪ゲージより計測する。振動台実験はサンプリング周波数 1kHz
 で計測し、ローパスフィルタ 200Hz で処理する。部材試験体の軸力
 はアクチュエータ反力より換算し、軸方向変位は材軸方向に取り付
 けた変位計より計測する¹⁵⁾。層間変形角 ϕ とブレース部材の数値算
 出は 2 章に、実験システムやその他数値算出の詳細は前報⁵⁾に記す。

準静的載荷実験の載荷履歴は、2 章の図 4 と同様、部材試験体は
 同履歴を等価軸歪に読み替える。表 6 に振動台実験の載荷メニュー
 を示す。入力地震動は El Centro NS 波を、実大で最大速度 78cm/s に

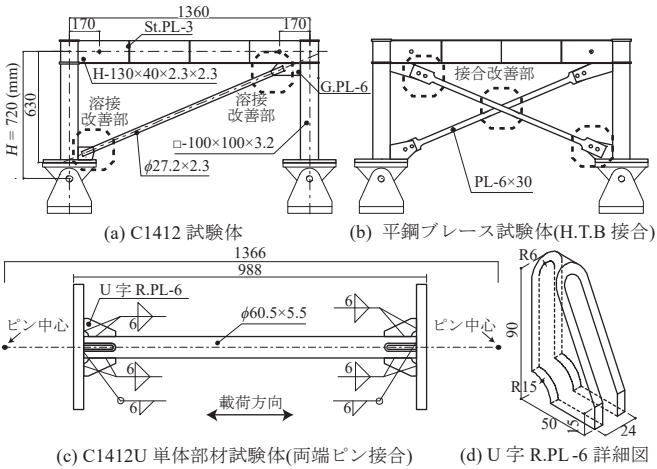


図 11 試験体図

表 5 試験体諸元

(a) 柱梁部材(架構試験体、寸法や断面形状は 2 章や前報と同一)

	断面形状	材種	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	全塑性 M_p (kNm)	部材ランク
柱	$\square$ -100 $\times$ 100 $\times$ 3.2	STKR400	294	420	12.8	FB
梁	H-130 $\times$ 40 $\times$ 2.3 $\times$ 2.3	SS400	331	416	7.0	FB

(b) ブレース部材(参考として C742⁵⁾も併記)

ブレース名称 ※試験体名とする	断面形状	材種	径厚比 D/t	断面積 A (mm ²)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	部材 ランク	D_s
C742	ϕ 50.8 $\times$ 1.2	STKM11A	42.3	約 180	266	BB	0.35
C1412	ϕ 27.2 $\times$ 2.3	STK400	11.8	約 180	423	BC	0.40
C1412U	ϕ 60.5 $\times$ 5.5	STK400	11	950	391	BC	-
平鋼ブレース	PL-6 $\times$ 30	SS400相当	-	約 180	219	BB	0.35

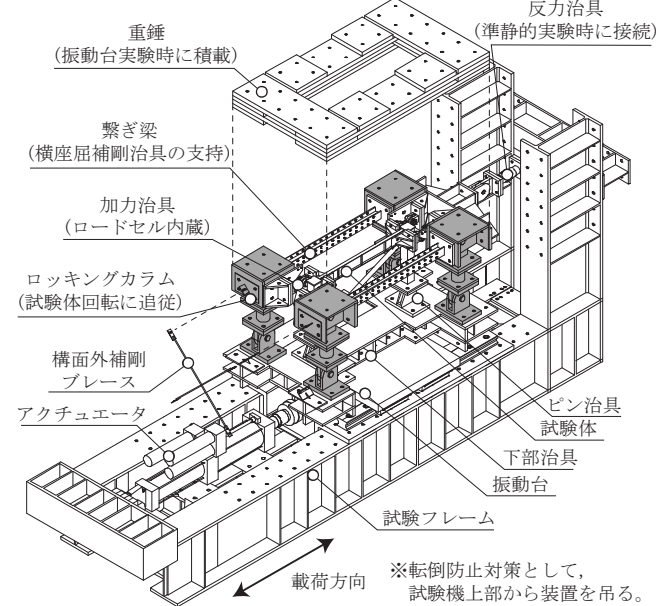


図 12 慣性質量装置を用いた実験システム

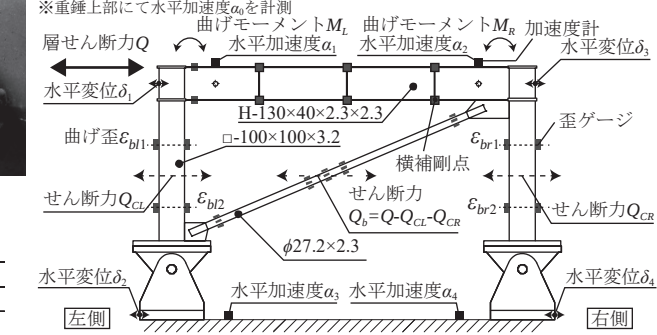


図 13 架構試験体の主要測定項目(例: C1412 試験体)

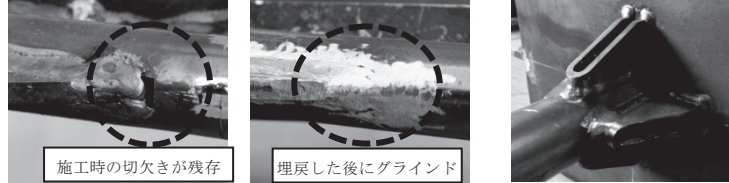


写真 2 C1412 試験体の溶接部詳細

写真 3 C1412U 単体部材試験体 U 字 R. PL 詳細

表 6 載荷メニュー(振動台実験)

試験名	項目
弾性振動実験	正弦波スイープ加振
倒壊実験(地震動入力)	El Centro 35cm/s-100% 入力 (PGA=795cm/s ² , 2回) El Centro 35cm/s-150% 入力 (PGA=1193cm/s ² , 倒壊まで)

規準化し、模型実験の相似則に従って 0.45 倍した地震波を振幅倍率 100%(概ね Level3 相当)として用いる。試験体の倒壊は文献 19)の $\phi = \pm 1/12.5\text{rad}$ を超えた状態とする。

3.2 準静的入力下におけるブレース部材の累積変形性能

初めに準静的入力下におけるブレース部材の累積変形性能を比較する。図 14~図 16 に荷重変形関係を、写真 4 に C1412 試験体の損傷状況を、表 7 にブレース部材の累積変形性能を示す。平鋼ブレースの負担荷重と累積変形性能は 2 本の合計値で示す。架構試験体の載荷は梁に亀裂発生するまで継続した。

C1412 試験体は、図 14 に示すように、層間変形角 $\phi = 1/50\text{rad}$ の 1cycle でブレースが引張降伏し、等価軸歪 ϵ_n 約 0.6% 近傍に到達した時点で、写真 4 に示すように、溶接部に亀裂が生じて荷重が低下を始め、切欠き部が残存した前報 ⁵⁾より早期に亀裂発生し、入力後の観察中に亀裂が進展して柱脚側端部が全断面破断した。これは切欠き部を埋戻しても、割込 GPL 突端部の応力集中が緩和できず、埋戻し溶接部の亀裂発生が誘発されたためと考えられる。

C1412U 単体部材試験体は、図 15 に示すように、等価軸歪 ϵ_n 約 1.1%($\phi = 1/33\text{rad}$ 相当)においても局部座屈を生じず、ピン回転は最大 16 度に及んだが、架構試験体で梁に亀裂が生じた cycle 数まで破断せず、徐々に耐力低下した。最大歪は母材端部で約 2.7%，中央部で約 15%を計測し、U 字 R.PL 補強とピン接合により、端部の歪集中の緩和が確認できた。なお、実験では更なる漸増振幅載荷を実施し、試験体は $\epsilon_n = 2.0\%$ を 3cycle 経験した後、 $\epsilon_n = 3.0\%$ -1cycle で母材中央部に局部座屈を生じ、2cycle の引張で同箇所へ亀裂を生じた。相当層間変形角は $\phi = 1/12\text{rad}$ で十分な塑性変形能力を発揮した。

平鋼ブレース試験体は、図 16(a)に示すように、各 cycle の層間変形角が最大となると、一旦座屈したブレースが真直な状態で引張力を負担するため、柱梁骨組の負担荷重は一時的に低下する。同図(b)に示すように、ブレースの $\sigma_n - \epsilon_n$ 関係は $\phi = 1/33\text{rad}$ で梁に亀裂発生するまで安定したスリップ型履歴を示し、局部座屈は生じず載荷終了まで耐えた。ブレースは中央部と端部に 3.5%の最大歪を計測した。

以上の準静的載荷実験から、局部座屈を生じにくいブレース部材の高い累積変形性能が確認できた。ただし、表 7 に示すように、ブレース端部の接合部設計法の影響は大きい。Ⅲ型ブレース部材の累積変形性能は、接合部ディテールによっては局部座屈部が破壊するブレース部材(2 章のⅡ型)より劣化する可能性も示された。本実験のブレース端部に GPL を直接割込む接合は、C742 試験体と比較して、準静的入力下では累積等価軸歪 $\Sigma \epsilon_n$ は約 1/4、累積無次元化吸収エネルギー χ_w は約 1/10 に低下した。しかし、接合部納まりを改良した C1412U 単体部材は $\Sigma \epsilon_n$ が約 4.2 倍、 χ_w は約 1.9 倍上昇が確認され、U 字 R.PL の補強の有効性が示された。また、平鋼ブレースは 2 本の合計で $\Sigma \epsilon_n$ は約 4.2 倍、 χ_w は約 1.5 倍上昇が確認され、適切な接合を用いた引張ブレースの有効性が示された。

3.3 動的入力下におけるブレース付鋼構造骨組の累積変形性能

次にブレース部材の径厚比が、動的入力下における架構全体の終局挙動と累積変形性能に与える影響を比較する。図 17 に得られた応答層間変形角時刻歴を、図 18~図 20 に荷重変形関係を、写真 5 にブレース端部の損傷状況を示す。弾性振動実験より C1412 試験体の固有周期は 0.13s、減衰定数は 4.7%であり、比較対象の C742 試験体 ⁵⁾と同程度の固有振動特性を確認している。

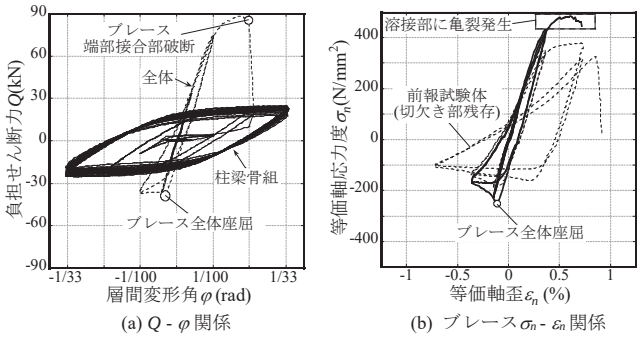


図 14 C1412 試験体の準静的載荷実験結果

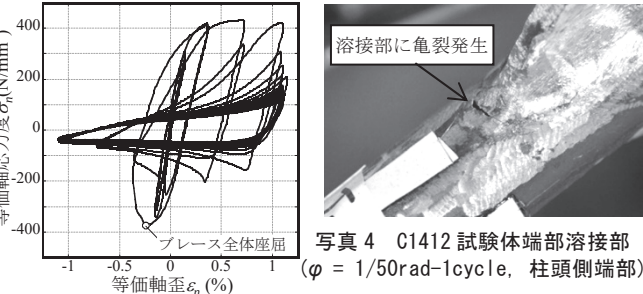


図 15 C1412U 単体部材試験体 $\sigma_n - \epsilon_n$ 関係 (準静的入力)

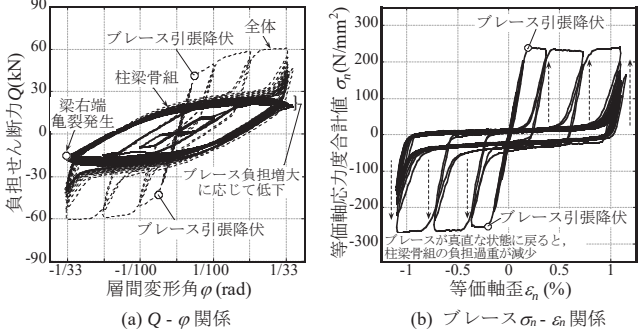
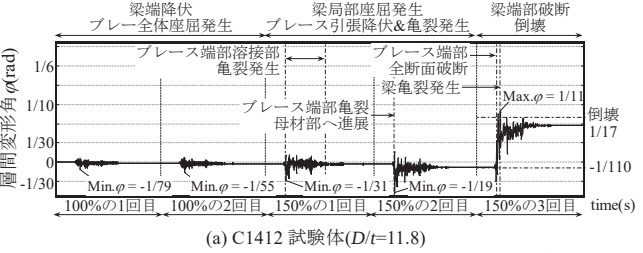


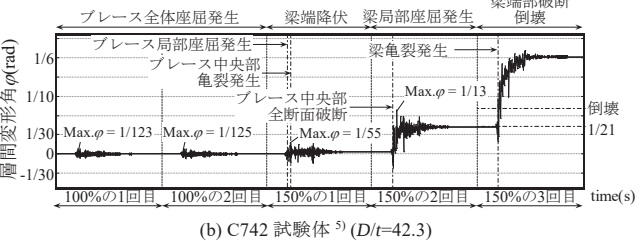
図 16 平鋼ブレース試験体の準静的載荷実験結果

表 7 ブレース部材の累積変形性能 (準静的入力, 前報 ⁵⁾を含む)

ブレース名称	ブレース断面形状	径厚比 D/t	有効細長比 λ_e	接合方法	切欠き等欠損部	累積変形性能 $\Sigma \epsilon_n (\%)$	$\chi_w (\%)$
C742 (架構付)	$\phi 50.8 \times 1.2$	42.3	35 (BB)	G.PL 割込み	-	25	7
C1412 (架構付)	$\phi 27.2 \times 2.3$	11.8	70 (BC)	G.PL 割込み	端部溶接部	12	2
C1412U (単体部材)	$\phi 60.5 \times 5.5$	11	70 (BC)	ピン接合	-	106	13
平鋼ブレース (架構付)	PL-6×30	-	635 (BB)	H.T.B 接合	母材中央部	7	1
						106	11



(a) C1412 試験体 ($D/t = 11.8$)



(b) C742 試験体 ⁵⁾ ($D/t = 42.3$)

図 17 応答層間変形角時刻歴

C1412 試験体は、初めの倍率 100% の 1 回目入力でブレースが全体座屈を経験した後、図 17(b) に示す C742 試験体と比較して、図 19(a) に示すように、座屈後耐力の低下と共に負側に概ね倍の変位を生じた。また、図 18(b) に示すように、柱梁骨組は負担荷重が増大して負側で降伏した。次の倍率 150% の 1 回目入力では、図 19(b) に示すように、ブレースが初期引張降伏を経験し、その後の応答で端部溶接金属に亀裂が生じた。柱梁骨組は負側の層せん断力を支配的に負担し、梁フランジは局部座屈を生じた。続く 2 回目入力では、ブレース引張降伏後の耐力劣化が著しく、溶接金属に生じた亀裂が母材部に進展し(写真 5)、C1412 試験体の最大応答は $\phi = 1/19 \text{ rad}$ に及んだが、図 14(b) の準静的荷荷時と異なり、ブレース端部は急速な亀裂進展と全断面破断は生じず同入力で耐えた。これは変位制御の準静的荷荷時では、ブレース引張変形状態で測定中に引張の加力状態が保持されるため、その間に亀裂発生から全断面破断へと破壊の進行が生じたが、加速度制御の振動台実験時では、引張側の最大応答の継続時間が非常に短く、引張力は即座に除荷状態に移行して亀裂が進行しなかったためと考えられる。なお、C742 試験体は同入力でブレース母材の局部座屈部が全断面破断している。最後の 3 回目入力では、ブレースが全断面破断し、負側で進行していた応答変位が正側に反

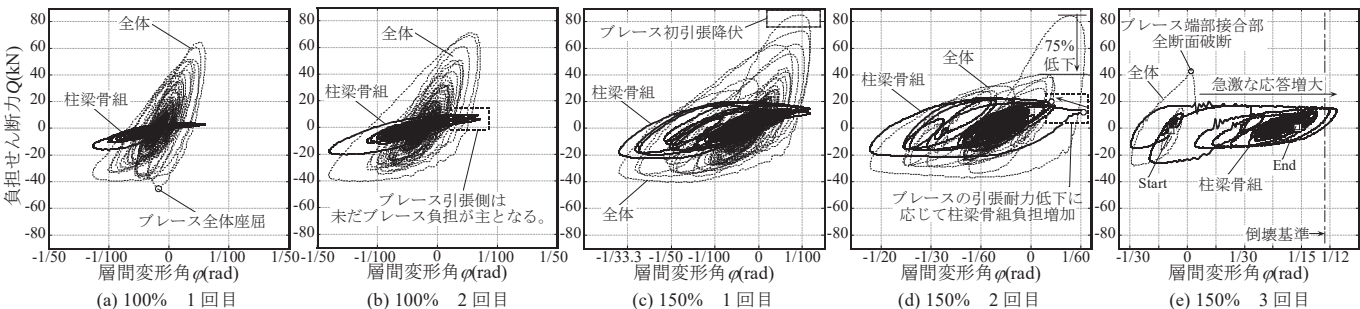


図 18 振動台実験の Q-φ 関係

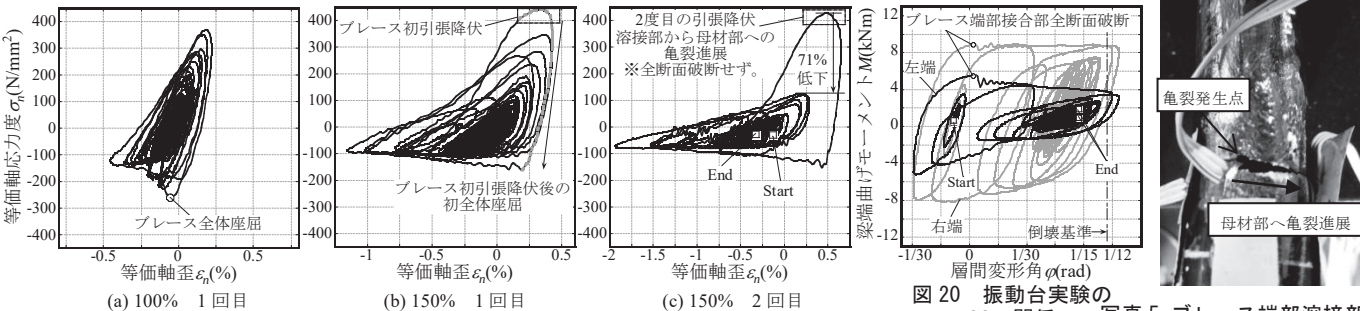


図 19 振動台実験の ε_n - σ_n 関係

表 8 振動台実験の累積塑性変形倍率

(a) C1412 試験体 ($D/t=11.8$) ※括弧内の数値は C742 試験体との比				
C1412 試験体 $D_s = 0.40$	ブレース端部 亀裂発生時 150%-1回目 通算136.7s	ブレース端部 全断面破断時 150%-3回目 通算189.4s	梁 亀裂発生時 150%-3回目 通算190.6s	載荷終了時 150%-3回目
ブレース η_b	134		179	
柱梁骨組 η_f	66	136	165	195
全体 η	201	316	345	375
$\Sigma\phi(\text{rad})$	4.77	7.1	7.5	9.2
(b) C742 試験体 ⁵⁾ ($D/t=42.3$)				
C742 試験体 $D_s = 0.35$	ブレース中央部 亀裂発生時 150%-1回目 通算99.2s	ブレース中央部 全断面破断時 150%-2回目 通算142.3s	梁 亀裂発生時 150%-3回目 通算187.1s	載荷終了時 150%-3回目
ブレース η_b	88		126	
柱梁骨組 η_f	3.4	19	124	163
全体 η	91	145	250	289
$\Sigma\phi(\text{rad})$	3.3	5.2	7.9	9.9

転して振動軸が移動し、試験体は梁左端の局部座屈部に亀裂を生じて倒壊した。前報に続き本試験体も、振動軸の移動などの応答増大はブレースの全断面破断後に顕著となった。また、亀裂は引張力が働くときに進展するため、ブレースを片流れ配置した鋼構造骨組はブレース圧縮側に変位が進行しても、ブレース破断による倒壊はブレース引張側で生じる。

表 8 に式(3)で算出した累積塑性変形倍率 η (累積変形性能)を、図 21 に同時刻歴を示す。ブレースの η_b は負担せん断力 Q_b を正負 (Q_b^+ , Q_b^-) に分け、それぞれ引張耐力 Q_{by} と圧縮耐力 Q_{bcr} で無次元化する。

$$\eta = \eta_f + \eta_b = \int Q_f d\phi / Q_{fy} \phi_{fy} + \left(\int Q_b^+ d\phi / Q_{by} \phi_{by} + \int Q_b^- d\phi / Q_{bcr} \phi_{bcr} \right) \quad (3)$$

ここに、 Q_f , Q_b ($= Q_b^+ + Q_b^-$) は柱梁骨組とブレースの負担せん断力、 M_p, I, L, E は梁の全塑性モーメントと断面 2 次モーメントと材長とヤング率、 $\sigma_y, \sigma_{cr}, A, \theta$ はブレースの降伏応力、座屈応力、断面積、配置角度、 $Q_{fy} = 2M_p/h$, $Q_{by} = \sigma_y A / \cos\theta$, $Q_{bcr} = \sigma_{cr} A / \cos\theta$, $\phi_{fy} = M_p L / 6EI$, $\phi_{by} = \tan^{-1}(\sigma_y / E \cos\theta \sin\theta)$, $\phi_{bcr} = \tan^{-1}(\sigma_{cr} / E \cos\theta \sin\theta)$ である。

ブレース付鋼構造骨組の耐震性能においては、一般に細長比の小さいブレースの方が、耐力が高く圧縮耐力も劣化しにくいいため、架構全体の最大変形を抑制する点で望ましいと考えられている。C742

図 20 振動台実験の M-φ 関係 写真 5 ブレース端部溶接部 (150% 3 回目) (150% 2 回目)

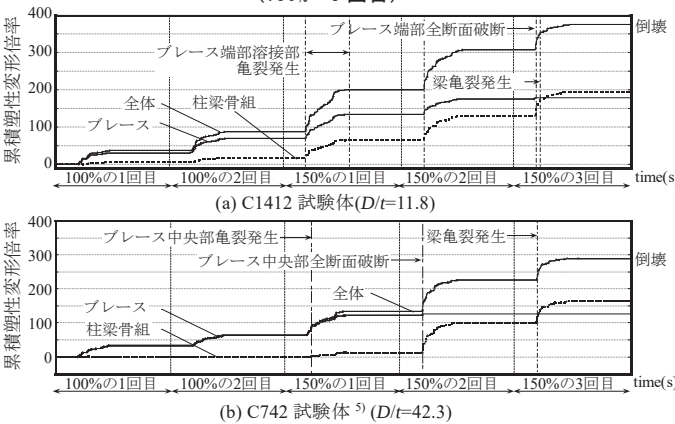


図 21 累積塑性変形倍率時刻歴

試験体は C1412 試験体より細長比が小さく、図 17 に示すように、最大応答が抑制され、図 20 と表 8 に示すように、主架構の損傷も抑制される。一方、細長比が小さくとも、径厚比の大きいブレースは、部材の累積変形性能が低く、応答中に局部座屈部が破断に至る可能性が高い。断面積一定モデルは径厚比と細長比が反比例の関係にあり、C1412 試験体は細長比は大きい、径厚比は C742 試験体より小さく、倒壊に影響する全断面破断までの入力地震は El Centro NS の振幅倍率 150% 入力 1 回分増加している。このため径厚比が小さいブレースは架構全体の累積塑性変形量確保の点で望ましいと考えられる。本実験では、架構試験体の C1412 は溶接部で亀裂を生じたが、表 7 に示すように、端部の応力集中を緩和した C1412U の累積変形性能は C742 の 4.2 倍増加しており、架構試験体においても、適切な端部の納まりにより、部材破断までの累積塑性変形量がより向上すると推定される。ブレースの全断面破断は架構の著しい応答増大や終局限界を決定する可能性が高い。このため、動的入力下におけるブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能は、架構の最大応答を決定するブレース部材の初期耐力と座屈後耐力のみならず、部材破断を回避するための累積塑性変形量を決定する径厚比などの影響を受けると考えられる。

4. 円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した構造特性係数の試算

本章では前章までの結果に基づき、保有水平耐力計算で層の塑性エネルギー吸収能力を表す構造特性係数 D_s について、ブレース部材の累積変形性能を反映させた試算を行い、部材破断が生じる層の累積塑性変形量の観点から現行法の余裕度と径厚比の対応関係を分析する。以下、本評価法で求めた値は D_s 評価値、告示¹⁰⁾は D_s 現行値と記す。

4.1 検討対象の層骨組と評価手順の概要

図 22 に対象架構の抽出手順を示す。対象架構は文献 4) に示す梁降伏先行型の 7 層、15 層、21 層のブレース付鋼構造骨組から、各建物の第 1 層と中間層を、同一の寸法規模と保有水平耐力を有する独立した層骨組に抽出する。表 9 に部材諸元を示す。降伏層間変形角 ϕ_b および保有水平耐力 Q_b は増解析値を用いる。本検討は同骨組に対して同一断面の円形鋼管ブレースを K 型配置し、ブレース部材の破断を考慮した D_s 値を算出して、破断を考慮しない D_s 現行値¹⁰⁾の余裕率を分析する。本検討では告示¹⁰⁾の部材群ランクは部材ランクと等価となる。ブレースは一般に流通し選択可能な電縫鋼管を広く採用し、柱最大外形を大きく超えるまたは径厚比 $D/t > 90$ の断面は除く。図 23 にブレース部材のパラメータ分布を示す。同図はブレースの部材ランクと耐震部材の位置付け¹⁰⁾も示す。境界条件はピン(材端拘束係数 1.0)、半剛(0.75)、剛(0.55)を対象とし、ブレース端部は保有耐力接合され、破断はブレース母材の局部座屈部を想定する。

D_s 評価値は累積塑性変形倍率 $\eta^{20)}$ で評価する。図 24 に柱梁層骨組を一質点完全弾塑性系とした荷重変形関係を示す。短周期帯建物ではエネルギー一定則²¹⁾を基に、 D_s 値は弾性系歪エネルギー W_e と弾塑性系歪エネルギー W_p を等値した式(4)で表す。正負累積塑性変形等量の仮定²²⁾と、エネルギー法の等価繰返し回数 n_{eq} ²⁰⁾の概念から、定振幅下の η は最大塑性率 μ と n_{eq} より式(5)で表す。さらに本検討では、 n_{eq} 回の定振幅繰返しでブレースが部材破断する最大層間変形角 ϕ_{max} と、層骨組の降伏層間変形角 ϕ_b より層の μ を式(6)で求める。前報⁵⁾

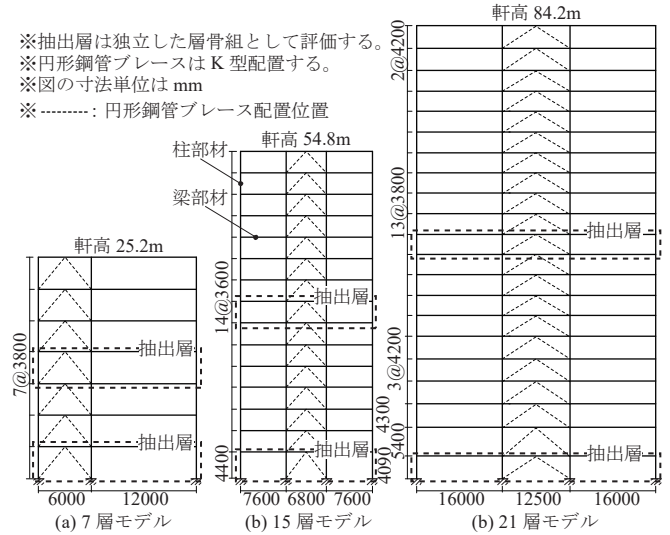


図 22 対象架構の抽出

表 9 層骨組と採用ブレースの部材諸元(柱: BCP325, 梁: SS400)

名称	層骨組の断面形状 (全て FA ランク)	降伏層間変形角 ϕ_b (rad)	保有水平耐力 Q_b (kN)	採用ブレース 断面形状
7層 1F	柱 □-550×25	1/265	1030	φ101.6×3.2~8.5
	梁 H-440×330×11×18			φ114.3×2.8~8.6
	梁 H-558×300×12×20			φ139.8×2.8~6.6
7層 4F	柱 □-550×25	1/202	803	φ165.2×4.5~11.0
	梁 H-440×330×11×18			φ190.7×4.5~8.2
	梁 H-558×300×12×20			φ216.3×4.5~12.7
15層 1F	柱 □-550×32	1/306	1640	φ267.4×6.0~12.7
	梁 H-720×200×13×24			φ318.5×6.0~12.7
15層 8F	柱 □-550×25	1/197	1270	φ355.6×6.0~12.7
	梁 H-600×200×10×18			φ406.4×6.4~21.4
21層 1F	柱 □-600×700×55	1/320	4630	φ457.2×6.4~19.0
	梁 H-1100×300×19×34			φ508.0×6.4~22.0
21層 11F	柱 □-600×40	1/184	3570	φ558.8×6.4~22.0
	梁 H-900×300×16×30			φ609.6×7.9~22.0
				φ660.4×9.5~22.0

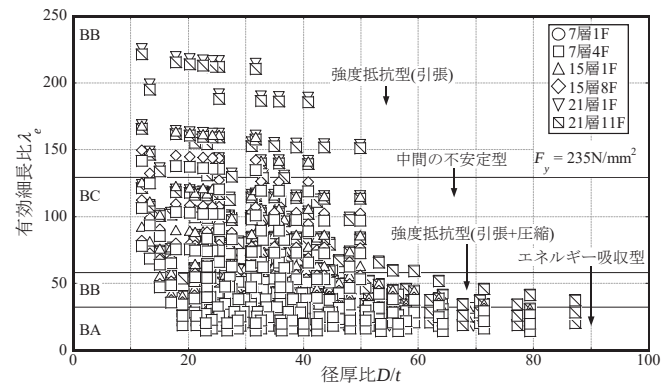


図 23 円形鋼管ブレースの主要パラメータ分布

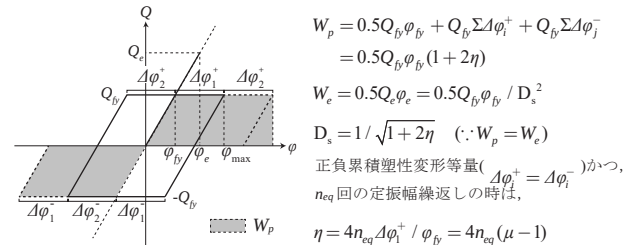


図 24 一質点完全弾塑性系の 1cycle の荷重変形関係と D_s 値

表 10 比較対象の告示 D_s 現行値(ブレース部材群ランク≒部材ランク)

柱梁部材群Aランク	D_s 現行値		
ブレース部材群Aランク(≒BA)	0.25		
ブレース部材群Bランク(≒BB)	$0 < \beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$0.7 < \beta_u$
	0.25	0.3	0.35
ブレース部材群Cランク(≒BC)	$0 < \beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.5$	$0.5 < \beta_u$
	0.3	0.35	0.4

と3章の実験結果より、ブレースの全断面破断が層の応答増大や倒壊現象に影響するため、本評価は柱梁層骨組のエネルギー吸収のみ評価し、ブレース部材の累積変形性能は、梁が破断せず、K型ブレースと上部梁の交点に塑性ヒンジも生じない場合において、同吸収量の上限を与えると考える。 D_s 評価値はブレース破断を終局状態と仮定したブレース付鋼構造骨組の累積変形性能の一表現となる。

$$D_s = 1 / \sqrt{1 + 2\eta} \leq 1 \quad (4) \quad \eta = 4n_{eq}(\mu - 1) \quad (5) \quad \mu = \varphi_{max} / \varphi_y \quad (6)$$

ブレース部材の破断は2章の部材破断時期予測手法より評価する。本評価はブレース部材の破断判定(亀裂発生)を全断面破断と安全側に捉える。 n_{eq} 回の定振幅繰返しで母材の局部座屈部が亀裂を生じる平均塑性歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ は、鋼素材の疲労破断条件式から式(7)で陽に算出できる。等価軸歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ はブレース部材のパラメータ(外形 D 、板厚 t 、有効座屈長さ L_k)と塑性歪振幅 $\Delta\epsilon_h$ ($\approx \Delta\epsilon_h$)より局部座屈後の2.3節式(1)を逆算し、 φ_{max} はブレース配置角度 θ から式(8)で表す。

$$\Delta\epsilon_h = (3857 / 2n_{eq})^{1/2.13} \quad (7) \quad \varphi_{max} = \tan^{-1}(\Delta\epsilon_h / 2 \cos \theta \sin \theta) \quad (8)$$

D_s 現行値は告示¹⁰⁾に従い、柱梁層骨組とブレースの部材群ランクとブレース部材群の水平力分担率 β_h より表10で判定する。ブレース

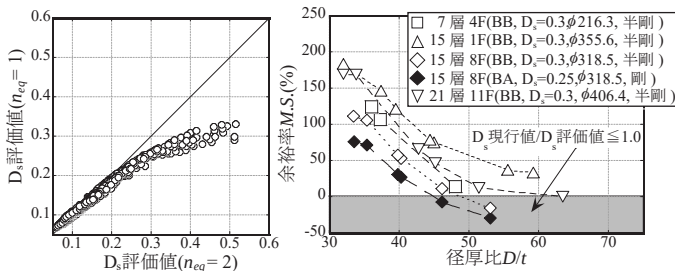


図25 D_s 評価値と n_{eq} 図26 特定モデルの余裕率径厚比関係の例

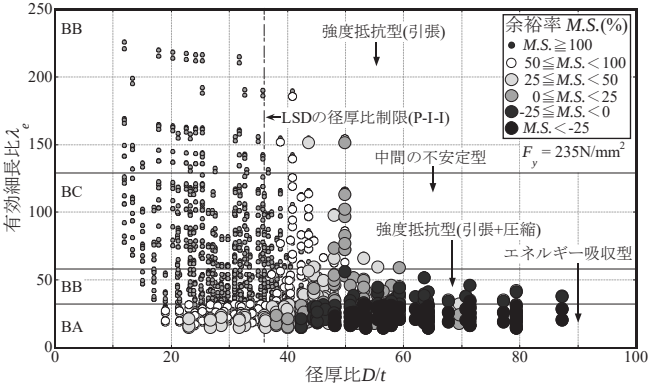


図27 余裕率—ブレースのパラメータ分布関係(vs 告示 D_s 現行値)

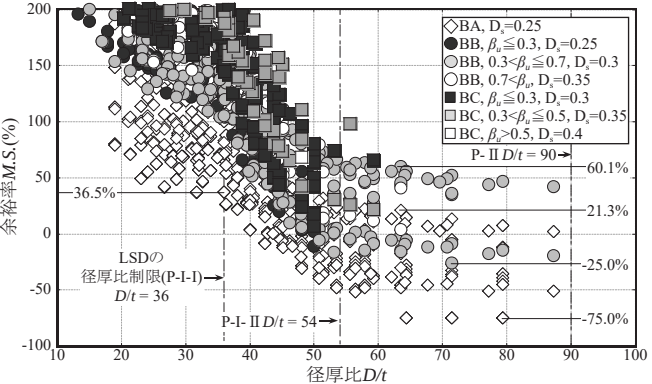


図28 告示 D_s 現行値余裕率—径厚比関係 (一部省略)

ス部材群の保有水平耐力は文献 23)の座屈後安定耐力を考慮して算出する。 n_{eq} 回の定振幅繰返し入力に対する余裕率(Margin of Safety)は $M.S. = (D_s \text{ 現行値} - D_s \text{ 評価値}) / (D_s \text{ 評価値})$ で表す。

図25に D_s 評価値と n_{eq} 関係を示す。同図に示すように、上記の手順で求めた D_s 評価値は n_{eq} に比例して増大する。文献 20)では、時刻歴応答解析の結果として1回の大規模地震入力に対し $n_{eq}=1 \sim 2$ が提案されており、本検討ではより安全側の $n_{eq}=2$ を採用する。

4.2 円形鋼管ブレースの部材破断に対する告示 D_s 現行値の余裕率

初めに D_s 現行値の余裕率について、特定のモデルを例に特徴を分析する。図26に特定モデルの余裕率径厚比関係の例を示す。各モデルは同一の外径、部材ランク、 D_s 現行値を有し、径厚比 D/t が異なる円形鋼管を配置しており、保有水平耐力計算上は等価なエネルギー吸収能力が期待される。しかし、前章までの結果に示すように、ブレース部材の累積変形性能は、母材の局部座屈に関係する径厚比 D/t の影響を受けるため、ブレースの部材破断に対する余裕率は D/t の増大に応じて減少し、余裕率が負、すなわち D_s 現行値/ D_s 評価値は1.0倍を下回る場合がある。文献 10)に記されるように、圧縮耐力を期待できエネルギー吸収型に分類されるBAランクの耐震ブレース部材は、水平力分担率に基づく割増が適用されず、余裕率の低下傾向はより顕著となる。

次に円形鋼管ブレースの断面形状パラメータと余裕率の傾向を分析する。図27に余裕率と円形鋼管ブレースの主要パラメータ分布関係を、図28に余裕率と径厚比関係を示す。図28に示すように、部材ランクがBB、BCで約 $10 \leq D/t \leq 40$ のブレース部材を配置したモデルは、ブレースの部材破断に対して D_s 現行値の余裕率100%以上が評価される。告示¹⁰⁾ではブレース部材の径厚比制限が設けられ

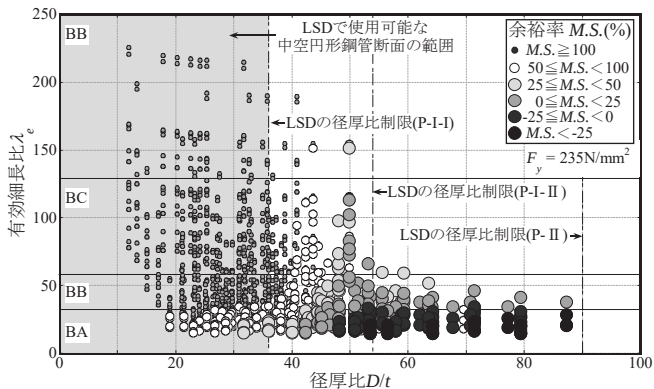


図29 余裕率—ブレースのパラメータ分布関係(vs LSD B_{kai})

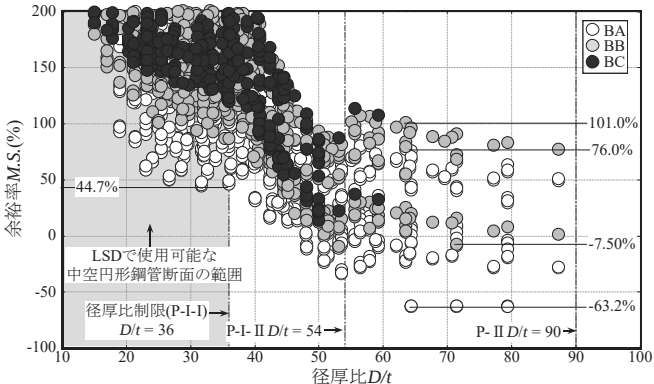


図30 LSD B_{kai} 余裕率—径厚比関係 (一部省略)

ていないものの、図 27 に示すように、鋼構造限界状態設計指針・同解説²³⁾の径厚比制限 $D/t \leq 36$ を適用すれば、大規模地震時のブレースの部材破断に対する余裕率は 36%以上確保できると推定される。一方、図 26 と同様に、径厚比 $D/t \geq 40$ では、一部のモデルの余裕率が負となり、 $D/t \geq 60$ の余裕率は BA ランクで-75~21%、BB ランクでは-25%~60%の範囲に分布する。また、3.3 節図 21(b)に示すように、ブレース部材の亀裂発生まで柱梁骨組のエネルギー吸収効果が得られない場合(BB ランク、 $D/t \approx 42$ の C742 試験体)もあることに注意することが必要と考えられる。

4.3 円形鋼管ブレースの部材破断に対する LSD ${}_B k_{di}$ の余裕率

続いて鋼構造限界状態設計指針・同解説²³⁾ (LSD)で提案される塑性変形能力の低減係数 ${}_B k_{di}$ についても、上記と同様に余裕率を検証する。 ${}_B k_{di}$ は層骨組の低減係数 ${}_R k_{di}$ とブレース部材の基準化細長比 λ_B 、水平力分担率 β_u の関数として式(9)で算出する。本章の ${}_R k_{di}$ は 0.25 である。本来の式(9)は引張ブレースの接合部破断を終局限界とし、母材の破断は幅厚比制限で対応するが、本節は全円形鋼管ブレースを配置したモデルについて、同式で計算して分析の対象とする。 n_{eq} は D_s 現行値との対応関係を比較するため 2 を用いる。

$${}_B k_{di} = (1 + 0.4 \beta_u \lambda_B) {}_R k_{di} \quad (9)$$

図 29 に余裕率と円形鋼管ブレースの主要パラメータ分布関係を、図 30 に余裕率と径厚比関係を示す。径厚比制限内($D/t \leq 36$)の ${}_B k_{di}$ の余裕率は告示¹⁰⁾から改善し、図 30 に示すように、大規模地震時のブレースの部材破断に対し、 ${}_B k_{di}$ の余裕率は部材ランクが BA ランクでも最低 44%以上確保できると推定され、LSD がより安全側の評価結果となった。一方、図 27 と図 29、図 28 と図 30 の比較に示すように、告示より改善したモデルもあるが、 $D/t \geq 40$ の余裕率は告示と同様に一部が負となり、式(9)の適用範囲の限界を示す。

なお、本検討では、部材破断に対する保有水平耐力計算法の余裕率を評価するため、外力の前提条件は従来の極稀に生じる設計用地震入力 1 回分と同等の範囲($n_{eq} = 2$)でブレースの部材破断の影響を検証した。長時間地震動や複数の主要動を有する地震動に対する評価を行う場合、ブレースの部材破断に対する余裕率はより低下すると考えられ、今後同様の検討を長時間地震動応答に対しても行う必要があると考えられる。

5. 結

本論はブレース付鋼構造骨組の終局耐震性能に関する基礎的な知見の拡充を目的として、径厚比の異なる円形鋼管ブレースの部材破断と架構の累積変形性能の因果関係について数値解析と性能確認実験を用いた検証を行い、さらに保有水平耐力計算について、層の許容できる累積塑性変形量の観点から、円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した層の構造特性係数 D_s を試算し、同部材破断に対する告示¹⁰⁾や鋼構造限界状態設計指針・同解説²³⁾ (LSD)の設計値の余裕率について径厚比に着目して分析した。本研究の検討範囲内で得られた主な知見を以下に示す。

1)柱梁骨組に対し、GPL を割込溶接した円形鋼管ブレース部材の破壊性状は、骨組面内方向の付加曲げの影響により、径厚比に応じて母材端部のみに局部座屈を生じて亀裂発生に至る場合と、母材中央部と端部に局部座屈を生じて中央部が先行破壊する場合と、特定の層間変形角範囲内では局部座屈を生じない場合に分類され

る。ただし、溶接部に応力集中が生じて破断しない限り、架構内のブレース部材においても、破断までの累積変形性能は提案した部材破断時期評価手法を用いて概ね検証できると考えられる。

2)既論文³⁾と同様、径厚比が小さく局部座屈を生じにくいブレース部材は、径厚比の大きいブレース部材より高い累積変形性能を発揮する。本検討の準静的入力下では、径厚比約 11 の円形鋼管ブレース部材は、等断面積の径厚比約 42 の円形鋼管ブレース部材と比較して、累積等価軸歪は約 4.2 倍、無次元化累積吸収エネルギー量は約 1.9 倍、同じく平鋼ブレースの無次元化累積吸収エネルギー量合計値は約 1.5 倍向上した。ただし、径厚比の小さい円形鋼管ブレース部材は、保有耐力接合を満たしても、溶接突端部の応力集中を緩和できずに亀裂を生じ、累積変形性能が劣化する場合があり、接合部の納まりに留意が必要である。

3)円形鋼管ブレース部材の径厚比による累積変形性能差は、ブレース付鋼構造骨組の動的な終局耐震性能に影響を与える。本検討の地震動入力下では、径厚比約 11 の円形鋼管ブレース付鋼構造骨組は、等断面積の径厚比約 42 の円形鋼管ブレース付鋼構造骨組と比較して、接合部仕様によりブレース端部が早期破断したものの、全断面破断までの地震動入力は大変で 78cm/s に基準化した EI Centro NS の振幅倍率 150%入力 1 回分増大した。また、どちらの試験体も著しい応答増大や架構の倒壊現象はブレース部材の全断面破断時に顕著となった。

4)架構の塑性エネルギー吸収能力を表す構造特性係数は、等価繰返し回数 $n_{eq}=2$ とした場合の円形鋼管ブレースの部材破断を考慮した D_s 評価値に対し、鋼構造限界状態設計指針・同解説²³⁾ (LSD)の径厚比制限($D/t \leq 36$)であれば、告示 D_s 現行値は最低 36%程度、LSD の低減係数 ${}_B k_{di}$ は最低 44%程度の余裕率を有するが、制限以上の径厚比範囲では余裕率が負となる場合がある。同傾向は有効細長比が小さい程顕著であり、特にブレース部材の水平力分担率による割増が適用されない告示の BA ランクは余裕率の低下が著しく、部材群ランク A の柱梁層骨組に対し、 $D/t \geq 60$ の告示 D_s 現行値の余裕率は-75~21%に分布する。

謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会特別研究員奨励費(研究課題番号：16J04303)の助成を戴きました。ここに謝意を記します。

参考文献

- 1) 長谷川隆, 福本敏之, 田上 淳, 澤本佳和, 久保田淳, 時野谷浩良, 鈴井康正, 寺田岳彦, 石井大吾, 成原弘之, 安田 聡, 金子洋文, 宇佐美徹, 小鹿紀秀, 鈴木芳隆, 西山 勲, 向井昭義, 岩田義裕: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 独立行政法人建築研究所, 2014.7
- 2) 日本建築学会: 東日本大震災合同調査報告 建築編 3 鉄骨造建築物/シェル・空間構造物, 2014.9
- 3) T.Takeuchi, R.Matsui: Cumulative Cyclic Deformation Capacity of Circular Tubular Braces under Local Buckling, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.137, No.11, pp.1311-1318, 2011.11
- 4) 松井良太, 潤井駿司, 得能将紀, 竹内 徹: ブレースおよび梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.717, pp.1745-1754, 2015.11
- 5) 松井良太, 寺澤友貴, 竹内 徹: 部材破断を考慮したブレース付鋼構造骨組の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.727, pp.1553-1563, 2016.9

6) 山田 稔, 辻 文三, 中西貞夫: 軸圧を受ける筋違付鉄骨単位ラーメンの弾塑性変形性状に関する研究 VIII 漸増変位振巾交番繰返し载荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1119-1120, 1976.8

7) 山田 稔, 辻 文三, 中西貞夫: 軸圧を受ける筋違付鉄骨単位ラーメンの弾塑性変形性状に関する研究 X 定変位振幅交番繰返し载荷実験 $R_a = \pm 1/30$, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1429-1430, 1977.10

8) 藤本盛久, 橋本篤秀, 守谷一彦, 岡田久志, 木村信也, 多和田哲雄: 繰返し水平力を受ける鋼管筋違付骨組の 1/3 モデル実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1395-1396, 1980.8

9) 武藤 清, 遠山幸三, 後藤幸義: 筋かい付鉄骨造発電所建家の耐震設計法に関する実証的研究 その 1 K 型筋かい付単位骨組の弾塑性履歴特性の実験的検討, 日本建築学会構造系論文報告集, No.356, pp.66-76, 1985.10

10) 国土交通省: 2015 年版建築物の構造関係技術解説書, 2015.6

11) 森谷遼介, 後藤めぐみ, 高橋 結, 丸山周平, 松本由香: 座屈後挙動を考慮したブレース付ラーメン骨組の耐震設計法に関する研究 その 4 構造特性係数の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.759-760, 2016.8

12) ABAQUS/Standard.ver.6.14-2

13) 桑村 仁, 山本恵市: 三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件, 日本建築学会構造系論文集, No.477, pp.129-135, 1995.11

14) T.Takeuchi, R.Matsui: Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.141, No.7, pp.04014175-1 - 04014175-11, 2015.7

15) 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, Vol.79, No.703, pp.1309-1319, 2014.9

16) 日本建築学会: 鋼管トラス構造設計施工指針・同解説, 2002.12

17) 日本建築学会: 高力ボルト接合施工ガイドブック, 2016.5

18) 杉本雅一, 三木千壽: 鋼管基部補強 U 字リブ構造の疲労強度, 土木学会論文集, No.787, pp.47-56, 2005.4

19) Federal Emergency Management Agency: Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, FEMA-350, 2000.6

20) 秋山 宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.11

21) Veletos,A.S. and N.M.Newmark : Effect of Inelastic Behavior of the Response of Simple System to Earthquake Motions, II WCEE, p.p.895~912, 1960

22) 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3

23) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2

ス部材群の水平力分担率を示す。

付録 1. 4 章の対象モデルのブレース部材群の水平力分担率 β_u

図 22 と表 9 の 15 層 8F モデルを例に, 付表 1 にブレース断面形状とブレース

付表 1 余裕度評価に用いる K 型配置のブレース部材群の水平力分担率 β_u (例: 15 層 8F モデル)

ブレース寸法(mm)						15層8Fモデル						ブレース寸法(mm)						15層8Fモデル						ブレース寸法(mm)						15層8Fモデル					
外径	板厚	径厚比	ピン	半剛	剛	外径	板厚	径厚比	ピン	半剛	剛	外径	板厚	径厚比	ピン	半剛	剛	外径	板厚	径厚比	ピン	半剛	剛	外径	板厚	径厚比	ピン	半剛	剛						
101.6	3.2	31.8	0.17	0.17	0.18	190.7	4.5	42.4	0.36	0.37	0.38	355.6	6	59.3	0.61	0.62	0.65	508	6.4	79.4	0.72	0.74	0.78	558.8	6.4	79.4	0.72	0.74	0.78						
	4	25.4	0.20	0.20	0.21		5.3	36.0	0.40	0.41	0.42		6.4	55.6	0.63	0.64	0.66		7.9	64.3	0.76	0.78	0.81		7.9	64.3	0.76	0.78	0.81						
	4.2	24.2	0.21	0.21	0.22		6	31.8	0.43	0.44	0.45		7.9	45.0	0.67	0.68	0.71		9	56.4	0.78	0.80	0.83		9	56.4	0.78	0.80	0.83						
	4.5	22.6	0.22	0.22	0.23		7	27.2	0.47	0.48	0.49		8	44.5	0.68	0.69	0.71		9.5	53.5	0.79	0.81	0.84		9.5	53.5	0.79	0.81	0.84						
	5	20.3	0.24	0.24	0.25		8	23.8	0.50	0.51	0.52		9	39.5	0.70	0.71	0.73		12	42.3	0.83	0.84	0.86		12	42.3	0.83	0.84	0.86						
	5.7	17.8	0.26	0.26	0.27		8.2	23.3	0.50	0.51	0.53		9.5	37.4	0.71	0.72	0.74		12.7	40.0	0.83	0.85	0.87		12.7	40.0	0.83	0.85	0.87						
114.3	8.5	12.0	0.33	0.34	0.35	216.3	4.5	48.1	0.40	0.41	0.42	406.4	11.1	32.0	0.74	0.75	0.77	558.8	14	36.3	0.85	0.86	0.88	558.8	14	36.3	0.85	0.86	0.88						
	2.8	40.8	0.17	0.17	0.18		5.8	37.3	0.46	0.47	0.48		12	29.6	0.76	0.76	0.78		16	31.8	0.86	0.88	0.89		16	31.8	0.86	0.88	0.89						
	3.2	35.7	0.19	0.19	0.20		6	36.1	0.47	0.48	0.49		12.7	28.0	0.77	0.77	0.79		19	26.7	0.88	0.89	0.91		19	26.7	0.88	0.89	0.91						
	3.5	32.7	0.20	0.20	0.21		7	30.9	0.50	0.51	0.53		6.4	63.5	0.66	0.68	0.71		22	23.1	0.90	0.91	0.92		22	23.1	0.90	0.91	0.92						
	4.5	25.4	0.24	0.25	0.25		8	27.0	0.54	0.55	0.56		7.9	51.4	0.71	0.72	0.75		6.4	87.3	0.75	0.77	0.80		6.4	87.3	0.75	0.77	0.80						
	8.6	13.3	0.37	0.38	0.38		8.2	26.4	0.54	0.55	0.56		9	45.2	0.73	0.74	0.77		7.9	70.7	0.78	0.80	0.83		7.9	70.7	0.78	0.80	0.83						
139.8	2.8	49.9	0.20	0.21	0.21	267.4	12.7	17.0	0.64	0.65	0.66	457.2	9.5	42.8	0.74	0.75	0.78	558.8	9	62.1	0.80	0.82	0.85	558.8	9	62.1	0.80	0.82	0.85						
	3.2	43.7	0.22	0.23	0.24		6	44.6	0.53	0.54	0.55		12	33.9	0.78	0.79	0.81		9.5	58.8	0.81	0.83	0.86		9.5	58.8	0.81	0.83	0.86						
	3.6	38.8	0.24	0.25	0.26		6.6	40.5	0.55	0.56	0.58		12.7	32.0	0.79	0.80	0.82		12	46.6	0.84	0.86	0.88		12	46.6	0.84	0.86	0.88						
	4	35.0	0.26	0.27	0.28		7	38.2	0.57	0.58	0.59		14	29.0	0.81	0.82	0.84		12.7	44.0	0.85	0.87	0.89		12.7	44.0	0.85	0.87	0.89						
	4.5	31.1	0.29	0.29	0.30		8	33.4	0.60	0.61	0.62		16	25.4	0.83	0.83	0.85		14	39.9	0.86	0.88	0.90		14	39.9	0.86	0.88	0.90						
	6	23.3	0.35	0.35	0.36		9	29.7	0.62	0.64	0.65		19	21.4	0.85	0.86	0.87		16	34.9	0.88	0.88	0.91		16	34.9	0.88	0.89	0.91						
165.2	6.6	21.2	0.37	0.37	0.38	318.5	9.3	28.8	0.63	0.64	0.65	457.2	21.4	19.0	0.86	0.87	0.88	558.8	19	29.4	0.89	0.91	0.92	558.8	19	29.4	0.89	0.91	0.92						
	4.5	36.7	0.33	0.33	0.35		12.7	21.1	0.70	0.71	0.72		6.4	71.4	0.69	0.71	0.74		22	25.4	0.91	0.92	0.93		22	25.4	0.91	0.92	0.93						
	5	33.0	0.35	0.36	0.37		6	53.1	0.58	0.59	0.61		7.9	57.9	0.74	0.75	0.78																		
	6	27.5	0.39	0.40	0.41		6.9	46.2	0.61	0.62	0.64		9	50.8	0.76	0.78	0.80																		
	7.1	23.3	0.43	0.44	0.45		7.9	40.3	0.64	0.65	0.67		9.5	48.1	0.77	0.78	0.81																		
	11	15.0	0.53	0.54	0.55		8	39.8	0.65	0.66	0.67		12	38.1	0.81	0.82	0.84																		
						318.5	9	35.4	0.67	0.68	0.70	457.2	12.7	36.0	0.82	0.83	0.85	558.8																	
							9.5	33.5	0.68	0.69	0.71		14	32.7	0.83	0.84	0.86																		
							10.3	30.9	0.70	0.71	0.73		16	28.6	0.85	0.86	0.87																		
							12.7	25.1	0.74	0.75	0.76		19	24.1	0.87	0.88	0.89																		

CUMULATIVE DEFORMATION CAPACITY AND STRUCTURAL DUCTILITY FACTOR OF CIRCULAR HOLLOW SECTION STEEL BRACED FRAMES WITH DIFFERENT DIAMETER THICKNESS RATIO

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

^{*1} Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
(Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science)

^{*2} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

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

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

1. Introduction

It is concerned that a long-duration earthquake in the future generates fatigue fractures in the steel structural components. According to the last study of steel braced frames, it's suggested that more ductile structural components should be applied to a steel structure achieving higher seismic performance. On the other hand, it is needed to develop a versatile aseismic design method of a steel braced frame taking member fracture into account of frequent middle or big earthquakes. In this paper, the interaction of cumulative deformation capacity between a circular hollow section brace with different diameter thickness ratio and a steel frame is investigated for extending basic knowledge of ultimate seismic resistance of steel braced frame.

2. Numerical Investigation of Circular Hollow Section Braces Rigid Jointed in The Steel Frame.

A parametric study of steel braces rigid jointed in the steel frame is conducted in order to investigate cumulative deformation capacity of circular hollow section braces additionally bended in-plane of the frame. Although the fracture mode is affected by the bending and thickness ratio, the cumulative deformation does not dramatically change compared to existing component testing results.

3. Performance Verification Testing of Steel Braced Frame Having High Resistance of Local Buckling

Quasi-static testing and shake table testing are conducted in order to verify cumulative deformation capacity and ultimate seismic resistance of steel braced frame having high resistance of local buckling. The circular hollow section brace having thickness ratio $D/t = 11$ showed high performance compared to the other having $D/t = 42$. Under the quasi-static loading, the cumulative normalized axial deformation is about 4.2 times, the cumulative normalized axial plastic strain energy is about 1.4 times. Under the seismic input, the steel braced frame with $D/t = 11$ endured one more ground motion. Based on shaking table testing results, strong nonlinear response increment and collapse easily occur with complete fracture of steel braces.

4. Margin of Safety Between Existing Structural Ductility Factor and the Evaluation Value Considering Circular Hollow Section Brace Fracture

The ductility factor considering steel brace fracture is evaluated in order to analysis of margin of safety of existing ones not considering the member fracture. The values of the story having CHS braces within thickness ratio $D/t = 36$ proposed by AIJ Limited State Design Recommendation of Steel Structure (LSD) are over 36% in Japanese Building Code, over 44% in LSD. The value usually decreases when effective slenderness ratio λ_e decreases or when thickness ratio D/t increases.

5. Conclusions

In summary, the following results were obtained:

- 1) Although the fracture mode of circular hollow section braces rigid jointed in the steel frame is affected by the additional in-plane bending and the thickness ratio, the cumulative deformation does not change compared to the existing component testing dramatically.
- 2) Steel braces having high resistance of local buckling respectively. Comparing the circular hollow section brace having thickness ratio $D/t = 11$ with the other having $D/t = 42$, the cumulative normalized axial deformation is about 4.2 times, the cumulative normalized axial plastic strain energy is about 1.4 times under the quasi-static loading.
- 3) According to a series of shaking table testing results, the cumulative deformation capacity of steel brace affects the ultimate seismic resistance of steel braced frame. Moreover, strong nonlinear response increment and collapse easily occur with complete fracture of steel braces.
- 4) The margin of safety of existing ductility factor for a seismic design to a circular hollow section brace fracture within thickness ratio $D/t = 36$ proposed by AIJ Limited State Design Recommendation of Steel Structures (LSD) is over 36% in Japanese Building Code, over 44% in LSD.

(2016年12月9日原稿受理, 2017年5月23日採用決定)