

弾塑性骨組に配置された座屈拘束ブレースの累積変形性能予測

ESTIMATION OF CUMULATIVE DEFORMATION CAPACITY

FOR BUCKLING RESTRAINED BRACES PLACED IN ELASTO-PLASTIC FRAMES

竹内 徹^{*1}, 宮崎 健太郎^{*2}, 岩田 衛^{*3}

Toru TAKEUCHI, Kentaroh MIYAZAKI and Mamoru IWATA

Cumulative deformation capacity is one of the most important benchmark for the performances of elasto-plastic dampers within vibration-controlled buildings built in seismic area, because this value is considered to be related deeply to the cumulative energy dissipation capacity and validity life of the dampers. However, estimating this value is not easy because they are affected by loading histories. Following previous study proposing simple prediction equations which can estimate cumulative deformation capacities and energy dissipation capacities of buckling-restrained braces placed in elastic frames, validity of those method is confirmed by mock-up experiments, and analyses where frames are going into plastic zone.

Keywords : *Vibration Control, Buckling Restrained Brace, Cumulative Deformation, Energy Dissipation*

制振, 座屈拘束ブレース, 累積変形, エネルギー吸収

1. 序

損傷制御構造に使用される鋼製ダンパー等の履歴型エネルギー吸収部材は、建物全体に入力された地震時のエネルギーを一手に消費するため、その最大塑性率および累積塑性率は通常の弾塑性設計された梁柱部材に比べて過大な値に達する場合が多い。特に塑性部の容量が限定された弾塑性ダンパーが、極めて稀に生ずる地震または稀に生ずる地震を数回にわたり受けた場合、最大変形量が許容範囲内にあっても累積変形能力が限界に達し、ダンパーが低サイクル疲労破壊を起こす可能性がある。ブレース型弾塑性ダンパーとして多用される座屈拘束ブレースに関しても、初期剛性を高くし制振効果を高めるために、芯材の塑性部長さを部材長さに対して最大1/5程度まで限定して使用する場合が増えてきている¹²⁾。筆者らは過去に実施された座屈拘束ブレースに関する動的・静的疲労破壊実験³⁻⁹⁾を整理し、累積塑性変形性能と載荷履歴との関係を定式化することによって、載荷履歴に拠らずこれらの実験結果より得られた破断時の累積塑性歪量を予測する式(1)を提案した¹⁰⁾。

$$\chi = \frac{1}{\alpha_s / \chi_{so} + (1 - \alpha_s) / 4 \{ \varepsilon_{ph}^{(1+m_2)} / C \}^{-1/m_2}} \quad (1)$$

上式において、 χ ：破断までの累積塑性歪(%), C, m_2 ：Manson-Coffin式による定振幅疲労曲線の同定定数, α_s ：加藤・秋山ら¹¹⁾による履歴曲線中の骨格部塑性歪の全塑性歪に対する比率, χ_{so} ：骨格部のみで破断に至る累積歪(%), ε_{ph} ：各塑性歪片振幅の平均値である。しかしながら、これらの指標を得るためにはMiner則と同様、個別の応答履歴の分析が必要となり、設計上利用するには煩雑となる。そこで前論文¹²⁾では規模および動的特性の異なる多層骨組に座屈拘束ブレースを配置したモデルに対し各種の地震動に対する応答を分析し、ダンパー系と主架構の剛性比 K_d/K_f をパラメータとして、破断するまでの地震回数および吸収エネルギーをダンパーの応答最大歪より直接評価する式を提案した。この方法は、評価精度は(1)式より劣るものの、架構の最大応答変形より直接ダンパーの累積変形より直接ダンパーの累積変形性能を安全側に評価できる手法となる。この場合ダンパーに対する主架構の動的特性が影響を与えるため、主架構に中高層骨組を想定し、最大応答時にも主架構が弾性に留まる前提での近似を行っている。しかしながら、低層建物では制振部材による応答低減を考慮しても、極稀に遭遇するレベルの地震時には主架構が弾性限を越える可能性が高い¹³⁾。また、RC構造物を弾塑性ダンパーで耐震補強した

^{*1} 東京工業大学建築学専攻 准教授・博士(工学)

^{*2} 東京工業大学建築学専攻 修士課程(当時)

^{*3} 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Graduate Student (Previous), Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Kanagawa Univ., Dr. Eng.

場合など、主架構の復元力特性が単純なバイリニアモデルで評価できない場合の上記評価式の適用性についても確認する必要がある。

そこで、本研究では主架構が層としての最大塑性率4程度までの塑性領域に至った場合に前論文で提案した直接評価式が適用できるかどうかについての分析を行う。まずモーメントフレーム内に配置された座屈拘束ブレースの動的地震応答入力下の疲労実験を実施し、(1)式および前論文¹²⁾で提案した評価手法の妥当性の検討を行う。その後、低層架構を想定した鉄骨架構モデルおよびRC架構モデルを構築し、主架構が塑性領域に至った場合の座屈拘束ブレースの累積変形性能およびエネルギー吸収性能の評価式の適用性検討を行う。

2. 想定建物モデルの設定

本研究において用いる想定建物モデルは、図1にスパン方向断面図及び平面図を示すような実在建物モデルとした鉄骨造7階建ての低層建物である。表1に構成部材一覧、鉛直荷重及び質量を示す。使用する鋼材の材料特性は、SM490, STKR490について $\sigma_y = 390(\text{N/mm}^2)$, SN400について $\sigma_y = 290(\text{N/mm}^2)$ の2次剛性比2%のバイリニア型とし、各構成部材はその材端を等価な材端パネとしてモデル化し、弾塑性部材として扱う。想定建物モデルに配置される座屈拘束ブレースは、塑性化部長を限定した座屈拘束ブレースであり、モデル化する際に以下の方法により設定を行う。

図2に示すような変断面の座屈拘束ブレースの軸剛性は、塑性化部の節点間距離に対する比率 a を用いて、図2中式(2)のように表される。この時、変断面の座屈拘束ブレースの軸剛性は等価断面面積 A_{eq} が節点間に渡る場合と同等となる。想定建物モデルにおける座屈拘束ブレースにおいては、 $a = 0.251$ となるブレースを採用し、 $A_{eq} = A_p \times 1.7$ となる部材モデルを設定する。この時、前論文¹¹⁾中における弾性部を剛体と考えた場合の塑性化部長に対する節点間長の比率を表す集中係数 C_p は、図2中の式(3)で与えられ、本ブレースにおいて $C_{peq} = 1.7$ となる。以上設定した想定建物モデルに対して、座屈拘束ブレースの配置前及び配置後の固有値解析結果から、ダンパー系と主架構の剛性の比 K_a/K_f を求めると、 $K_a/K_f = 1.36$ となる。

さらに、想定建物モデルに対して、表2に示す5種の地震波を最大速度 $V_{max} = 50(\text{cm/s})$ に規準化して時刻歴応答解析を行い、実験における载荷履歴を設定する。増分解析で得られた各層せん断力-変位関係上に応答解析結果をプロットしたものを図3に示す。得られた応答の内、1階部分(図1中、丸枠内)を対象として実験を行う。表2に示した入力地震動のうち、Hachinohe-EW地震動及びJMAKobe-NS地震動における1階部分の層間変位を基本载荷プログラムとして設定し、正負逆転させた2波を1セットとする。図4に基本载荷プログラムを、図5に基本载荷プログラム時の1階部分の座屈拘束ブレースの軸変形を節点間長で除した等価軸歪履歴を示す。基本载荷プログラムは、実大架構の時刻歴応答解析結果を試験体の縮小率1/3で縮小したものとなっている。

3. 座屈拘束ブレース付骨組の繰り返し载荷実験

既論文で提案された骨組内に配置された座屈拘束ブレースの累積変形性能の予測式の精度を確認するため繰り返し载荷実験を行う。想定建物モデルの1階部分を1/3倍に縮小して抜き出した柱

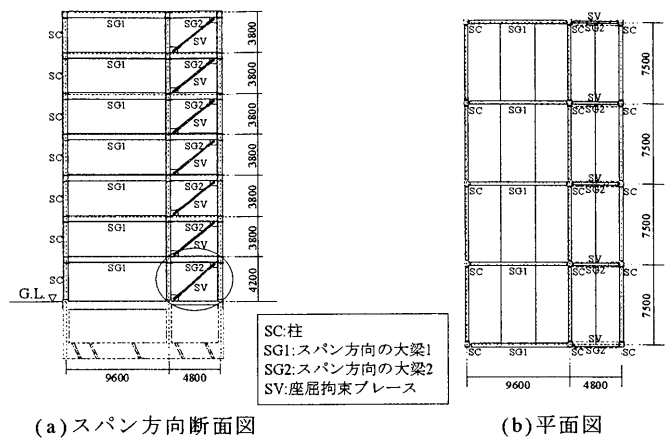


図1 想定建物モデル概要

表1 想定建物モデル構造諸元

(a) 構成部材一覧				(b) 鉛直荷重及び質量		
部材種別	名称	部材断面	鋼種	荷重(kN/m ²)	ラーメン用	地費用
梁	SG1	H-600x300x12x25	SM490	合計(T.L.)	9.6	8.0
	SG2	H-600x200x12x25	SM490			
柱	SC	□-450x450x25x25	STKR490	質量(t)		352.65
ブレース	SV	PL-25x150(芯材)	SN400			

$$K_{eq} = \frac{EA_p}{L_b} \cdot \frac{1}{a + (1-a) \cdot (A_p/A_e)} \quad (2)$$

$$C_{peq} = \frac{1}{a + (1-a) \cdot (A_p/A_e)} \quad (3)$$

図2 塑性域を有する変断面の座屈拘束ブレースモデル

表2 入力地震波			
地震名	方向	記録原波	
		$A_{max}(\text{cm/s}^2)$	$V_{max}(\text{cm/s})$
BCJ-L2	—	355.7	57.40
El Centro	NS	341.7	33.46
Hachinohe	EW	182.9	35.99
Taft	EW	175.9	17.70
JMAKobe	NS	820.6	90.72

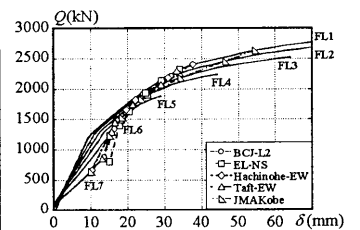
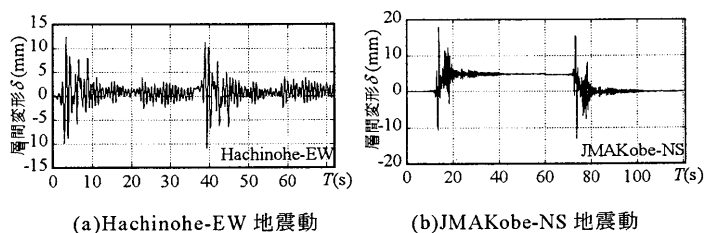


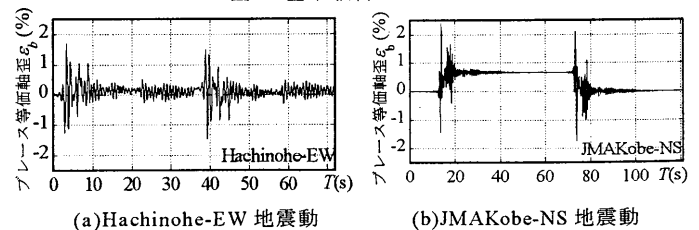
図3 時刻歴応答解析結果



(a) Hachinohe-EW 地震動

(b) JMAKobe-NS 地震動

図4 基本载荷プログラム



(a) Hachinohe-EW 地震動

(b) JMAKobe-NS 地震動

図5 基本载荷プログラム時の座屈拘束ブレース歪履歴

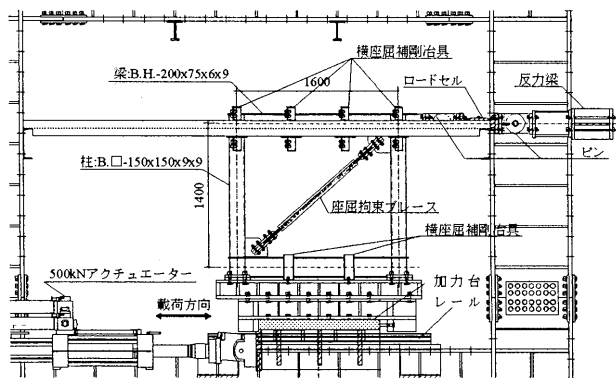


図6 実験セットアップ図

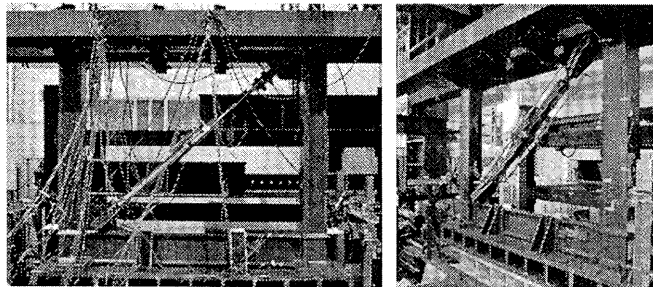


写真1 実験セットアップ

表3 試験体柱梁及び座屈拘束ブレース断面一覧

部材	断面	鋼種
梁	B.H.-200x75x6x9	SM490
柱	B.□-150x150x9x9	SM490
座屈拘束ブレース芯材	PL-9x50	SN400

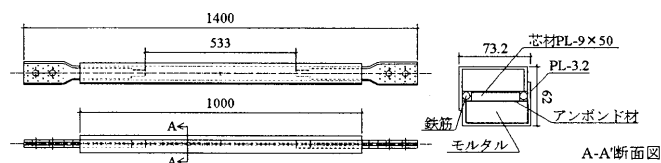


図7 座屈拘束ブレース概要

梁フレームを試験体とする。セットアップ図を図6及び写真1に、柱梁及び座屈拘束ブレース芯材の断面一覧を表3に示す。本試験体に配置される座屈拘束ブレースは、モルタル充填された形鋼を組み合わせて座屈拘束ブレースの芯材を拘束する形式^{14,15)}のもので、図7に概要を示す。本実験ではアクチュエータにより加力台に動的に変位を与え、柱梁フレームに対しせん断変形を加えることにより、骨組内に配置された座屈拘束ブレースの累積変形性能を評価する。座屈拘束ブレース芯材に使用した鋼材のJIS-1A号試験片による材料の機械的性質を表4に示す。以降、入力地震波のうち、Hachinohe-EW地震動を入力する試験体を試験体1、JMA Kobe-NS地震動を入力する試験体を試験体2と呼ぶ。

荷重は、両試験体ともに図4に示した基本荷重プログラムの変位を加力台に与え、座屈拘束ブレースの軸方向最大応答値が図5に示した最大歪と同等の値となるまで基本荷重プログラムを拡大して入力し、以降同一の倍率で座屈拘束ブレース芯材が破断するまで入力を行う。ただし試験体2に関しては座屈拘束ブレースの等価軸歪最大値を試験体1に合わせ1.8%としている。以上の荷重プログラムに対する入力倍率と繰り返し回数を表5,6にそれぞれ示す。試験体1は18回目の入力途中で、試験体2は36回目の入力途中で座屈拘束ブレースの芯材が破断し、荷重を終了した。表

表4 材料の機械的性質(座屈拘束ブレース芯材)

試験体名	鋼材種	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	降伏歪 ε_y (%)	引張強さ σ_m (N/mm ²)	破断伸び (%)
座屈拘束ブレース芯材-No.1	SN400	365	0.178	544	23
座屈拘束ブレース芯材-No.2	SN400	362	0.177	542	22
座屈拘束ブレース芯材-No.3	SN400	367	0.179	550	22

表5 最大応答値比較(試験体1)

入力ケース	最大層間変形 δ_{max} (mm)	ブレース軸変形 δ_{bmax} (mm)	ブレース歪増幅 ε_{bmax} (%)	ブレース塑性歪 ε_{pm} (%)	ブレース降伏歪 ε_y (%)
HachinoheEW-1 ($\times 1.5^{+1}$)	10.42	3.07	0.58	0.40	*2 0.178
HachinoheEW-2 ($\times 1.75^{+1}$)	12.48	3.99	0.75	0.57	*2 0.178
HachinoheEW-3 ($\times 2.5^{+1}$)	17.84	6.03	1.13	0.95	*2 0.178
HachinoheEW-4 ($\times 2.5^{+1}$)	17.91	5.90	1.11	0.93	*2 0.178
HachinoheEW-5 ($\times 2.5^{+1}$)	17.56	7.06	1.32	1.15	*2 0.178
HachinoheEW-6 ($\times 3.0^{+1}$)	20.80	9.01	1.69	1.51	*2 0.178
HachinoheEW-7 ($\times 3.0^{+1}$)	20.89	9.06	1.70	1.52	*2 0.178
...	...	...	...	...	...
HachinoheEW-17 ($\times 3.0^{+1}$)	21.20	9.54	1.79	1.61	*2 0.178
HachinoheEW-18 ($\times 3.0^{+1}$)	21.33	9.64	1.81	1.63	*2 0.178

*1: 基本荷重プログラムに対する倍率

*2: 素材試験結果による平均降伏応力度から算定

表6 最大応答値比較(試験体2)

入力ケース	最大層間変形 δ_{max} (mm)	ブレース軸変形 δ_{bmax} (mm)	ブレース歪増幅 ε_{bmax} (%)	ブレース塑性歪 ε_{pm} (%)	ブレース降伏歪 ε_y (%)
JMAKobe-NS-1 ($\times 1.0^{+1}$)	10.11	3.73	0.70	0.52	*2 0.178
JMAKobe-NS-2 ($\times 1.0^{+1}$)	9.01	3.02	0.57	0.39	*2 0.178
JMAKobe-NS-3 ($\times 1.5^{+1}$)	15.62	6.83	1.28	1.10	*2 0.178
JMAKobe-NS-4 ($\times 1.75^{+1}$)	18.03	8.22	1.54	1.36	*2 0.178
JMAKobe-NS-5 ($\times 2.0^{+1}$)	20.26	9.57	1.79	1.62	*2 0.178
JMAKobe-NS-6 ($\times 2.0^{+1}$)	20.21	9.54	1.79	1.61	*2 0.178
...	...	...	...	...	...
JMAKobe-NS-35 ($\times 2.0^{+1}$)	19.54	9.19	1.72	1.55	*2 0.178
JMAKobe-NS-36 ($\times 2.0^{+1}$)	20.32	10.15	1.90	1.73	*2 0.178

*1: 基本荷重プログラムに対する倍率

*2: 素材試験結果による平均降伏応力度から算定

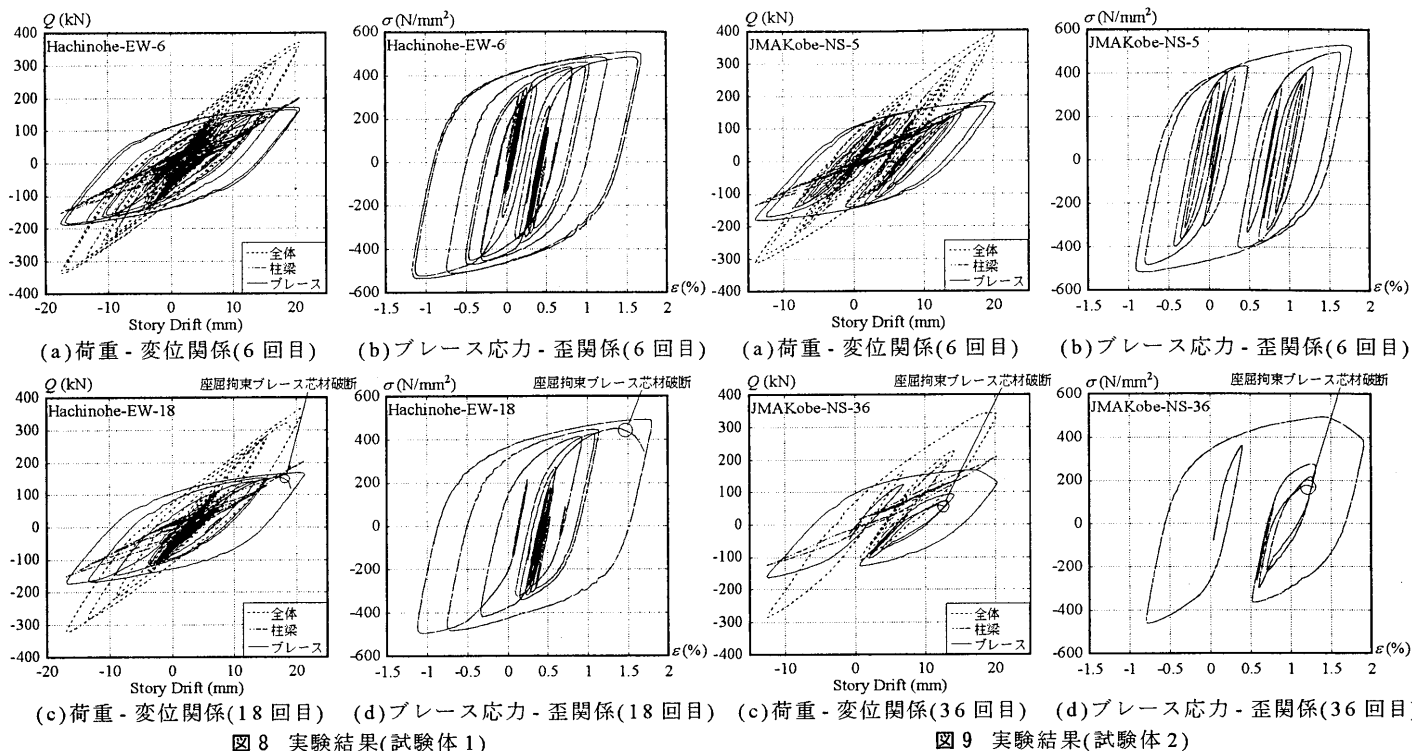
5及び表6中に、各試験体の各回における最大応答値を合わせて示す。なお、上表では同一倍率入力部分の一部は省略している。図8及び図9に同一倍率入力を開始した1回目の荷重及び芯材破断時の荷重-変位関係及び座屈拘束ブレースの応力-歪関係を示す。いずれも主架構柱梁は若干塑性化しているもののほぼ弾性域に留まり、ブレースは大きく塑性化してエネルギー吸収をしている。なお、本論文における応力-歪関係は、公称応力度-公称歪度($\sigma - \varepsilon$)関係を体積一定の仮定($\nu = 0.5$)のもと、以下の式(4),(5)により真応力度-真歪度($\sigma - \varepsilon$)関係に置換して評価している。

$$\sigma = (1 + \varepsilon) \sigma_0, \quad \varepsilon = \ln(1 + \varepsilon) \quad (4), (5)$$

基本荷重プログラムは地震動2回で1セットであるため、試験体1の破断地震回数は $N_{seis.} = 35$ (回)、試験体2は $N_{seis.} = 70$ (回)となる。

文献10)による破断条件式(1)において、本実験の座屈拘束ブレースに対し、定振幅疲労試験より求めたManson-Coffin則の係数および単純引張試験の伸び(%)を $C = 21$, $m_2 = -0.71$, $\chi_{20} = 25$ として、実験結果及び応答解析結果を使用して評価した累積塑性歪-骨格部比率関係を図10に示す。同図は、実験結果および応答解析より得られた各地震波によるブレースの応答履歴より、累積塑性歪および累積骨格部比率を算定し、地震回数を重ねる毎にプロットしていったものである。(1)式で得られる破断条件が実線および破線で示されており、この線に達した際に破断に至ると考える。

同図を見ると、実験結果は応答解析結果とほぼ同等の経路を経て破断に至っていることがわかる。ただし、破断地震回数は試験



体 1 に対し 21 回、試験体 2 に対し 38 回と、応答解析結果の方が少なくなっている。一方、実験結果の 1 回あたりの累積変形量および破断までの累積塑性歪量は応答解析結果よりも小さい。各試験体の層間変位及び軸方向変位に、応答解析結果と実験結果を比較した例を図 11 に示す。

同図(c)(d)を見ると、ブレースの最大軸変形に関しては実験結果は応答解析結果と一致しているが、小振幅時には応答解析結果より小さな軸変形となっている。その原因は、接合部およびパネルゾーンの弾性変形、柱梁の軸変形により、ブレースの塑性率が大きい際にはブレースに変形が集中するものの、ブレースの塑性率が小さい際にはブレースの等価剛性が大きく、変形が周囲に分配されてしまう為であると考えられる。以上の影響は現実の架構でも想定される。これらの影響により本試験体における座屈拘束ブレースの累積変形性能は、破断地震回数で約 2 倍程度まで安全側である一方、吸収エネルギー量としては約 0.7 倍程度まで危険側となっている。この様に、接合部剛性やフレーム剛性はダンパーに入力されるエネルギー量を低減させる要因となるが、破断地震回数に関しては、前論文による累積変形性能評価法は安全側の値を与えることから、以降の検討ではこれらの影響を念頭においた上で、上記の手法について検討を進める。

一方、前論文¹²⁾では式(1)の結果を最大応答より簡便に得るため $\varepsilon_{ph}, K_a/K_f$ を指標とした次式を提案している。

$$N_{seis} = C_1 \cdot \varepsilon_{pm}^{-C_2} \quad (6)$$

ただし、 $C_1 = 28.45(K_a/K_f)^{0.352}$ 、 $C_2 = 1.868(K_a/K_f)^{-0.130}$ 、 ε_{pm} : ダンパーの最大塑性歪である。式(6)を用いた実験試験体の破断地震回数の評価は試験体 1 で 15 回、試験体 2 で 13 回となり、式(1)の評価より更に倍程度安全側の値となっている。これは式(6)が各地震波による式(1)の評価値のばらつきを安全側に包絡する近似式となっているためである。

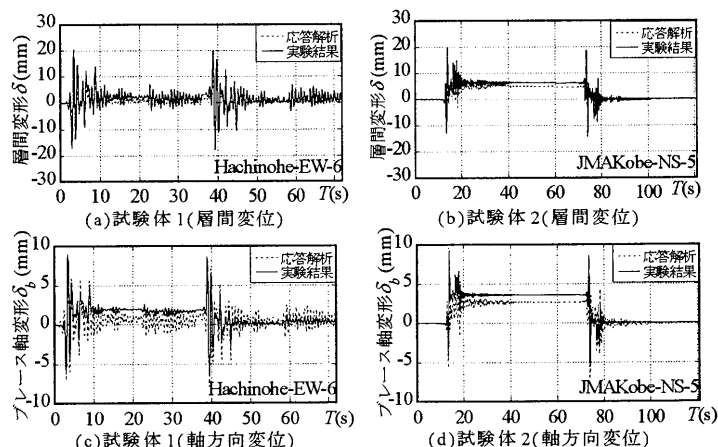
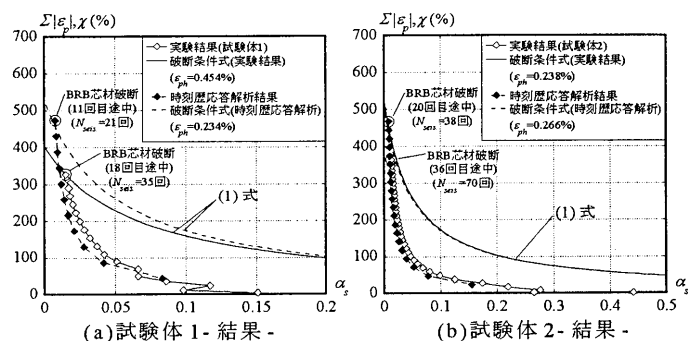


図 11 応答値の比較(時刻歴応答解析結果と実験結果)

4. 座屈拘束ブレースの履歴モデルの設定

次に主架構が塑性化した場合の(6)式の精度を、(1)式と比較することにより分析する。前論文¹²⁾においては、座屈拘束ブレースの履歴曲線を表現する履歴モデルとして歪硬化及び降伏点上昇を考慮したバイリニア型の等方硬化型履歴モデルを採用している。

しかし、実際の履歴曲線は曲線型のため、累積変形性能に関する指標である骨格部比率の値を適切に表現する為に、補正が必要となる。そこで本検討では図12に示すような歪硬化及び降伏点上昇を考慮した Menegotto-Pinto モデル^{16,17)}(以降、M-P モデル)を採用する。M-P モデルにおけるパラメータを表7に示す。フレーム付き実大部材の振動台実験^{7,8)}及び大歪漸増荷重疲労実験⁹⁾において得られた履歴曲線と、設定した履歴モデルによる履歴曲線との対応を図13に示す。

次に、本履歴モデルを組み込んだ時刻歴応答解析プログラムを作成し、主架構が塑性化した場合のダンパーの応答履歴を分析する。具体的には等価せん断系モデルの層間変位を図14中の式(7)により座屈拘束ブレースの歪に変換する。

5. 弾塑性骨組中の座屈拘束ブレースの累積変形性能

5.1 検討モデルの設定

主架構が塑性化する場合の座屈拘束ブレースの累積変形性能評価は、建物モデルより多質点等価せん断系モデルを設定し、1質点モデルに縮約して検討を行う。検討対象とする弾塑性骨組としては、2章で示した想定建物モデルより設定したSモデル、および座屈拘束ブレースを用いた6層のRC造構造物⁹⁾であるRCモデルの2種の弾塑性骨組とする。ダンパー付加前の構造物の静的増分解析により、各層の復元力特性を求め、各層の初期剛性 K_f 、質量 m_i を有する多質点モデルから等価線形化手法により、1質点モデルの等価質量、等価剛性等を求める¹⁸⁾。さらに、多質点モデルにおける各層の復元力特性から、Sモデルではバイリニア型モデルとして降伏層間変形角 φ_y 及び降伏後剛性低下率 γ を、RCモデルでは柱の曲げ降伏を想定し最大点指向の剛性低減型である武田モデル¹⁹⁾として、ひび割れ及び降伏層間変形角 φ_c, φ_y 、ひび割れ後及び降伏後剛性低下率 α, β を設定する。表8に設定した各1質点モデルの構造諸元を示す。Sモデル及びRCモデルに対し、それぞれ図15及び図16に示すようにダンパーである座屈拘束ブレースを付加する。Sモデルに関しては、ダンパー系の剛性 K_a と主架構の初期剛性 K_f の比率が $K_a/K_f=0.5, 1.0, 2.0$ となるようにダンパーを付加する。初期剛性は高いが、ひび割れ変形が早期に生じるRCモデルに関しては、ひび割れ後剛性が主な主架構の剛性となると考え、ダンパー系の剛性 K_a と主架構のひび割れ後剛性 αK_f の比率が $K_a/\alpha K_f=0.5, 1.0, 2.0$ となるように座屈拘束ブレースを付加し、時刻歴応答解析を行う。解析においては、表2の各地震波を地動最大速度 $V_{max}=25, 50, 75\text{cm/s}$ に変化させて入力する。また、集中係数 C_p については、 $V_{max}=50\text{cm/s}$ に規準化された地震波が入力される場合のみ、 $C_p=2, 4, 6, 8$ と変化させ、それ以外の場合は全て $C_p=2$ として、Sモデル及びRCモデルそれぞれ各剛性比において計60ケースの時刻歴応答解析を行う。なお、粘性減衰定数はSモデルでは $h_0=0.02$ 、RCモデルでは $h_0=0.03$ を1, 2次の固有周期に合わせたRayleigh減衰として与える。

5.2 破断地震回数の予測

時刻歴応答解析により得られた履歴曲線から平均塑性片歪振幅 ε_{ph} を、さらに履歴曲線を骨格部・パウシンガー部¹¹⁾に分解し、個別の骨格部比率 α_s 及び累積塑性歪 $\sum|\varepsilon_p|_i$ を得る。前論文¹²⁾による検討から同じ地震波を i 回受けたとき座屈拘束ブレースの履歴曲線は毎回同一の履歴曲線を描くものとする、平均塑性片歪振幅は受けた地震動の回数によらず常に一定となり、履歴曲線は

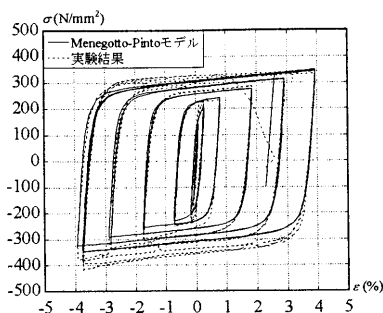


図12 Menegotto-Pinto モデル(LY225)

表7 履歴モデルパラメータ

	芯鋼材LY100	芯鋼材LY225
降伏歪 ε_y (%)	0.055	0.110
歪硬化勾配 SK_f (N/mm²)	1500.00	990.10
降伏応力 σ_y (N/mm²)	112.00	225.00
降伏点上昇曲線係数 α_2	0.00	0.00
降伏点上昇曲線係数 α_1	5700.00	1377.90
曲線形状決定係数 R_0	2.5	2.5
曲線形状決定係数 a_1	25.0	4.0
曲線形状決定係数 a_2	0.60	0.70

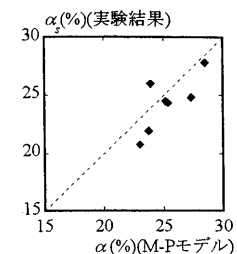
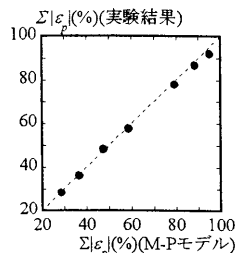


図13 履歴モデルと既往の実験結果の比較

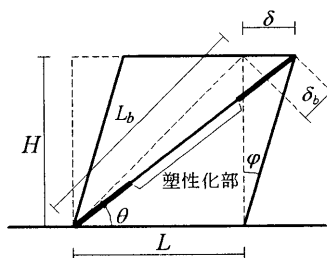


図14 制振部材変形・層間変形角関係の定義

表8 1質点モデルの構造諸元

(a)Sモデル構造諸元

T_0 (s)	1.18	φ_y	1/150
M_0 (t)	2092	γ	0.10
K_0 (kN/mm)	58.90		
H_0 (mm)	17723		

(b)RCモデル構造諸元

T_0 (s)	0.31	φ_c	1/4000
M_0 (t)	7018	φ_y	1/500
K_0 (kN/mm)	2795.54	α	0.40
H_0 (mm)	14266	β	0.02

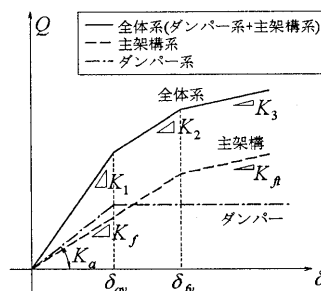


図15 ダンパー付加による層の復元力特性(Sモデル)

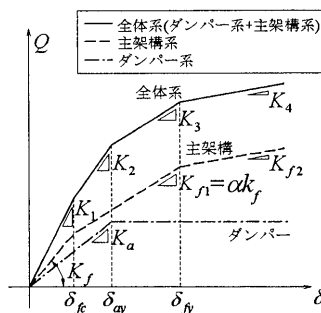


図16 ダンパー付加による層の復元力特性(RCモデル)

- K_1 : 全体系の初期剛性 ($K_1 = K_a + K_f$)
 K_2 : 全体系の2次剛性 ($K_2 = K_f$)
 K_3 : 全体系の3次剛性 ($K_3 = K_f$)
 K_f : 主架構の初期剛性
 K_{f1} : 主架構の降伏後剛性 ($K_{f1} = \gamma K_f$)
 (γ : 主架構の降伏後剛性低下率)
 K_a : 層に付加されたダンパー系の剛性 (接合部剛性含む)

- K_1 : 全体系の初期剛性 ($K_1 = K_a + K_f$)
 K_2 : 全体系の2次剛性 ($K_2 = K_a + K_{f1}$)
 K_3 : 全体系の3次剛性 ($K_3 = K_{f1}$)
 K_4 : 全体系の4次剛性 ($K_4 = K_{f2}$)
 K_f : 主架構の初期剛性
 K_{f1} : 主架構のひび割れ後剛性 ($K_{f1} = \alpha K_f$)
 (α : 主架構のひび割れ後剛性低下率)
 K_{f2} : 主架構の降伏後剛性 ($K_{f2} = \beta K_{f1}$)
 (β : 主架構の降伏後剛性低下率)
 K_a : 層に付加されたダンパー系の剛性 (接合部剛性含む)

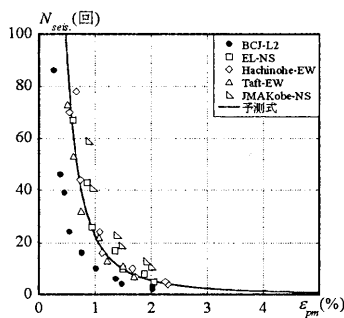


図 17 N_{sep} の予測式と解析結果の対応(S モデル, $K_a/K_f=0.5$)

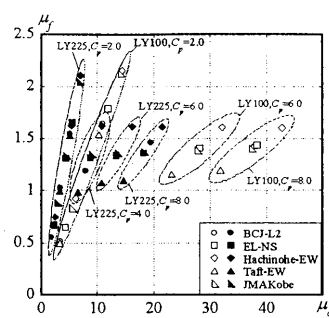


図 20 μ_a と μ_f の関係 (S モデル, $K_a/K_f=0.5$)

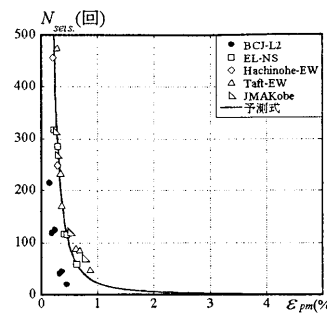


図 23 N_{sep} の予測式と解析結果の対応(RC モデル, $K_a/\alpha K_f=0.5$)

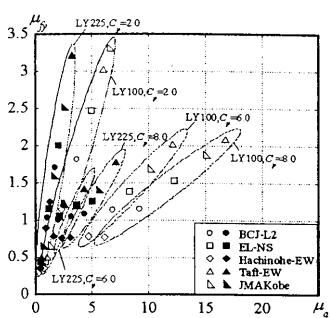


図 26 μ_a と μ_f の関係 (RC モデル, $K_a/\alpha K_f=0.5$)

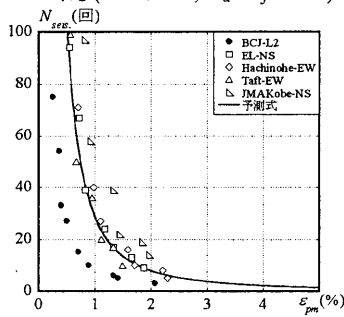


図 18 N_{sep} の予測式と解析結果の対応(S モデル, $K_a/K_f=1.0$)

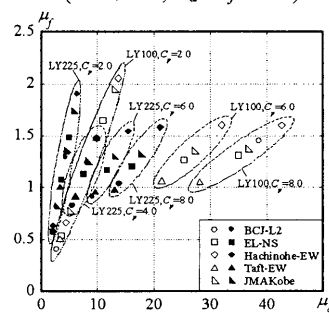


図 21 μ_a と μ_f の関係 (S モデル, $K_a/K_f=1.0$)

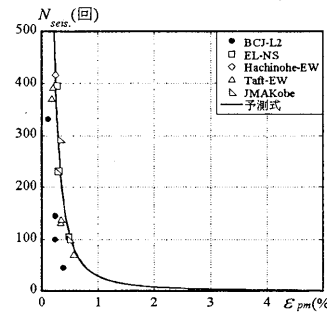


図 24 N_{sep} の予測式と解析結果の対応(RC モデル, $K_a/\alpha K_f=1.0$)

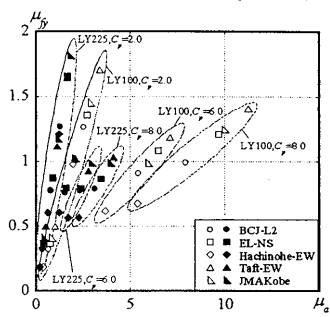


図 27 μ_a と μ_f の関係 (RC モデル, $K_a/\alpha K_f=1.0$)

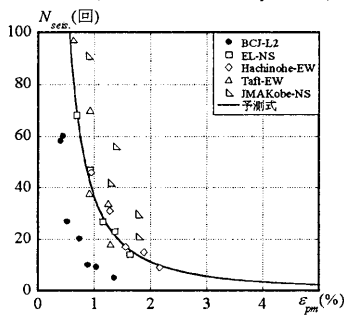


図 19 N_{sep} の予測式と解析結果の対応(S モデル, $K_a/K_f=2.0$)

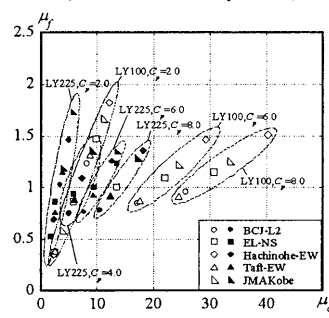


図 22 μ_a と μ_f の関係 (S モデル, $K_a/K_f=2.0$)

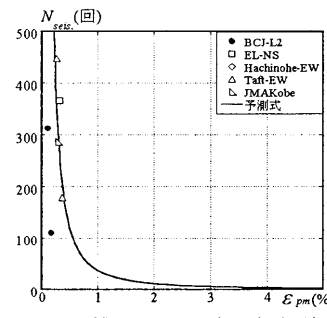


図 25 N_{sep} の予測式と解析結果の対応(RC モデル, $K_a/\alpha K_f=2.0$)

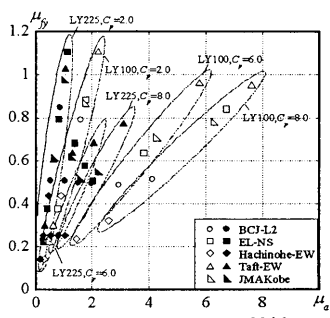


図 28 μ_a と μ_f の関係 (RC モデル, $K_a/\alpha K_f=2.0$)

1 回目のみ骨格部とバウシグナー部に分解され、以降は全てバウシグナー部に分解されるため、 i 回目の地震動を受けた後の骨格部比率は $1/i$ 倍、累積塑性歪は i 倍となり、破断条件式(1)に達する直前を破断地震回数 N_{sep} として、個別の破断地震回数を算出する。これを直接評価式(6)による各剛性比 K_a/K_f に対する破断地震回数の予測値と比較する。ここで、係数 C_1, C_2 を求める際の剛性比は S モデルの場合には K_a/K_f 、RC モデルの場合には $K_a/\alpha K_f$ の値を使用する。これより、S モデル及び RC モデルの場合には各剛性比ごとに、破断地震回数と最大塑性歪の関係が図 17～19 及び図 23～25 のように得られる。さらに、S モデル及び RC モデルの場合における時刻歴応答解析結果によるダンパー系最大塑性率 μ_a と主架構の最大塑性率 μ_f の関係が図 20～図 22 及び図 26～図 28 の様に得られる。同図を見ると、同レベルの地震入力に対し、ダンパーの塑性率が大きくなった際も主架構の塑性率は同程度に収まる傾向が見られ、その最大値は 4 以下に留まる。破断地震回数と最大塑性歪の関係を見ると、弾塑性骨組である S モデルおよび RC モデルともに、主架構が塑性化しているにも関わらず、観測地震波(白印)による破断地震回数は(6)式により安全率 0.7～2.0 程度の範囲で予測できている。これは、主構造の塑性率が最大でも 4 以下と小さく、主構造の剛性変化による影響が限定的であるためであ

る。一方、前論文と同様、人工地震波 BCI-L2(黒印)の破断地震回数は観測波の半分程度となる。これは人工地震波の総入力エネルギーが継続時間により人為的に変化する量となるためであり、このため人工地震波は(6)式の適用外としている。

5.3 累積吸収エネルギー性能の予測

総入力エネルギー収支により、構造の健全性を検証する設計法も一般化しつつあることから²⁰⁾、座屈拘束ブレースの累積吸収エネルギー性能に関しても、予測を簡易に行う方法の必要性が高まっている。前論文¹²⁾においては、座屈拘束ブレースが破断するまでに吸収する単位体積あたりのエネルギーを鋼素材の降伏応力²¹⁾で除して無次元化した、累積無次元化歪エネルギー χ_w に関する予測式を以下の式(8)のように提案した。

$$\chi_w(\%) = \beta A_1 C_1 \cdot \varepsilon_{pm}^{(A_2 - C_2)} \quad (8)$$

ここで β : 芯鋼材の歪硬化率、 ε_{pm} : ダンパーの最大塑性歪、 $A_1 = 18.10 \cdot (K_a/K_f)^{-0.092}$ 、 $A_2 = 1.394 \cdot (K_a/K_f)^{-0.029}$ 、係数 C_1, C_2 は前述の式(6)による。上式は式(6)と同様、式(1)を最大応答変形より簡便に使用できる形に近似したものである。

弾塑性骨組である S モデル及び RC モデルにおける個別の時刻歴応答解析結果による累積無次元化歪エネルギーと式(8)による累積無次元化歪エネルギーの予測式の対応を比較する。図 29 及

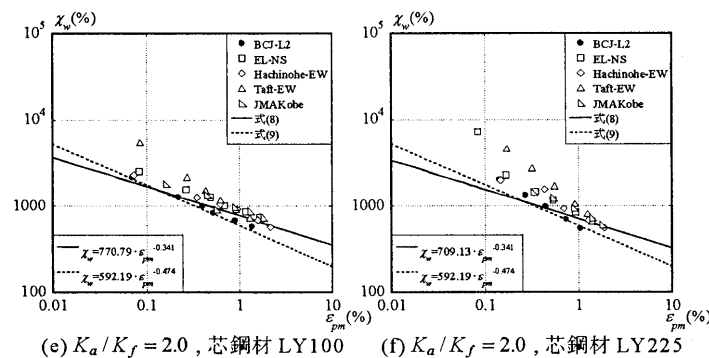
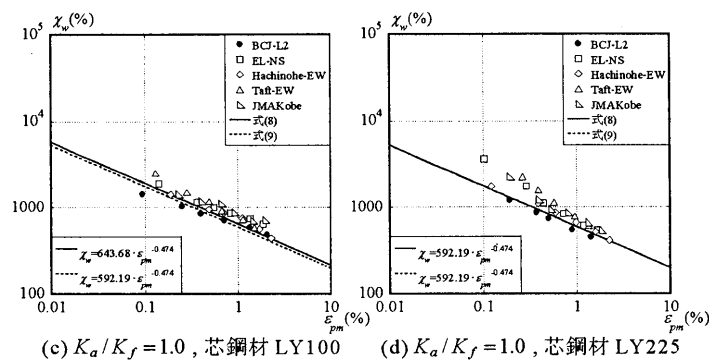
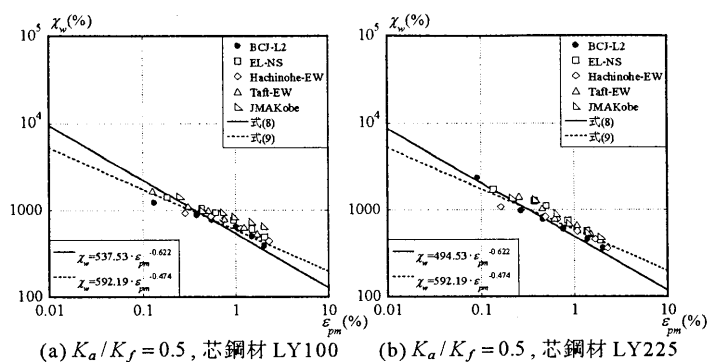


図 29 累積吸収エネルギーの予測式と
個別の時刻歴応答解析評価との対応(S モデル)

び図 30 にそれぞれ S モデル及び RC モデルの場合における個別の累積無次元化歪エネルギー値と式(8)による個別の予測式を示す。同図を見ると、個別の応答により求めた歪エネルギーの値は、ある程度のばらつきをもって式(8)によりほぼ安全側で予測できている。また、累積無次元化歪エネルギー値に関しては人工地震波 BCJ-L2 も適切に予測できている。一方、予測式の差異は個別応答のばらつきと比較し小さい。そこで、 $K_a/K_f = 1.0$ ，芯鋼材 LY225 ($\beta = 1.15$) の場合の予測式を代表させ、下式(9)を図 29 及び図 30 中に点線にて示す。

$$\chi_w(\%) = 592.19 \cdot \varepsilon_{pm}^{-0.474} \quad (9)$$

同図より、式(9)を代表させ $K_a/(\alpha)K_f = 0.5 \sim 2.0$ の範囲で座屈拘束ブレースの予測式として採用したとしても、大きな誤差は生じておらず、評価精度としては式(9)でも十分といえる。式(9)における平均余裕率は S モデルで 1.3 程度、RC モデルで 2.0 程度となっており、3 章で観察された骨組変形による変動値をある程度カバーする値となっている。以上、主架構が塑性化しても、 $K_a/(\alpha)K_f = 0.5 \sim 2.0$ においては塑性率 3 程度以下で既往の予測式をそのまま使用でき、また、各予測式を代表した式(9)によっても、安全側で予測可能であると考えられる。ただし、実験で確

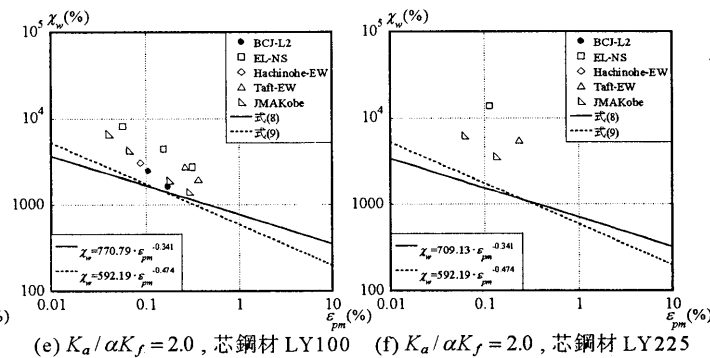
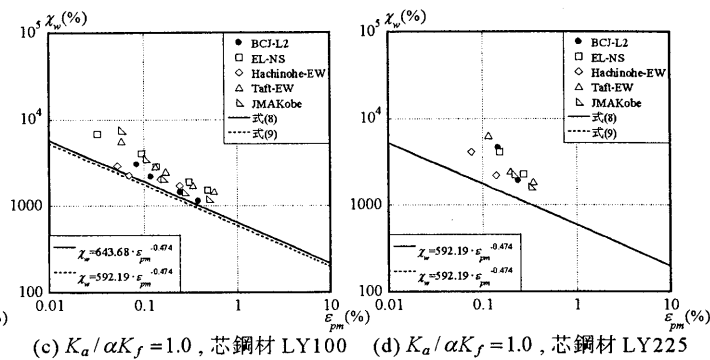
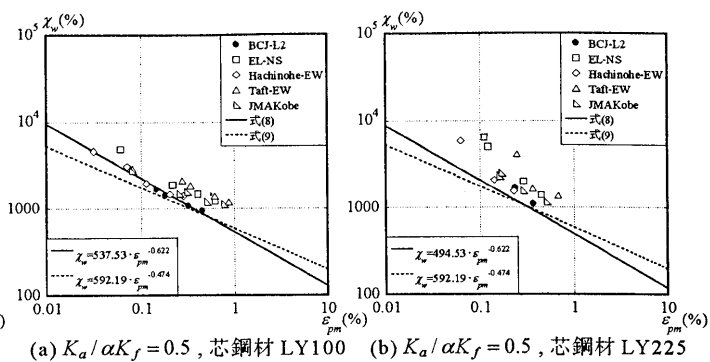


図 30 累積吸収エネルギーの予測式と
個別の時刻歴応答解析評価との対応(RC モデル)

認された架構変形に伴う評価値のばらつきは、ダンパーと架構のプロポーションにより影響を受けると考えられ、より詳細な検討が必要と考えられる。

6. 結

本研究では、主架構が塑性化に至る骨組内の座屈拘束ブレースの破断地震回数及び吸収エネルギー評価式に対し、縮小繰り返し載荷実験による評価、及び低層鉄骨造及び RC 造建物をモデルとした時刻歴応答解析による検討を行った。以下に、本研究により得られた結果を示す。

- 1) 座屈拘束ブレース付骨組の繰り返し載荷実験により、既論文で仮定したダンパーが破断に至るまでの累積歪の過程はほぼ再現されることが確認された。しかし接合部及びパネルゾーンの弾性変形や柱梁の軸変形のため、座屈拘束ブレースの累積変形性能に関しては、破断地震回数では約 2 倍程度まで安全側、吸収エネルギー量では約 0.7 倍まで危険側の評価となった。
- 2) 主架構が塑性化に至る場合でも座屈拘束ブレースの破断地震回数は、前論文で提案した最大応答塑性歪により、安全側で予測できる。この際、RC モデルに関しては、ひび割れ後の骨組剛性と

ダンパー剛性の比がパラメータとなる。同様に、累積吸収エネルギーについても弾性骨組の予測式により、予測することが可能である。なお、累積吸収エネルギーの予測式に関しては、ダンパーとフレームの剛性比 $K_a/(\alpha)K_f = 0.5 \sim 2.0$ の範囲で予測式を代表させた式により予測することも実用上可能であると考えられる。

謝辞

本研究にあたり、ご協力を頂きました東京工業大学大学院・高橋聡史氏、神奈川大学大学院・金木洋平氏、神奈川大学・関本佑一氏(当時)に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 杉山 満, 森本 修司, 小泉 学, 川合 廣樹, 竹内 徹, 市川 康: 履歴ダンパーと粘弾性ダンパーを併用した建物の設計, 東京工業大学パッシブ制振シンポジウム 2000, pp.151-158, 2000.3
- 2) 竹内 徹, 安田 幸一, 湯浅 和博, 岡山 俊介, 宮崎健太郎, 岩田 衛: 統合ファサードによる既存不適格建物の耐震改修, 日本建築学会技術報告集, No.24, pp.161-165, 2006.12
- 3) 佐伯 英一郎, 杉沢 充, 山口 種美, 望月 晴雄, 和田 章: 低降伏点鋼の低サイクル疲労性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, NO.472, pp.139-147, 1995.6
- 4) 前田 泰史, 中田 安洋, 岩田 衛, 和田 章: 軸降伏型履歴ダンパーの疲労性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, NO.503, pp.109-115, 1998.1
- 5) 中村 博志, 竹内 徹, 前田 泰史, 中田 安洋, 佐々木孝雄, 岩田 衛, 和田 章: 実大アンボンドブレースの疲労性能に関する研究, 新日鉄技報, NO.372, pp.49-55, 1999
- 6) 長谷川久巳, 竹内 徹, 岩田 衛, 山田 哲, 秋山 宏: アンボンドブレースの動的性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, NO.9, pp.103-106, 1999.12
- 7) 山口 路夫, 山田 哲, 松本 由香, 谷川 敬祐, 小野 森司, 竹内 徹, 小川信行, 秋山 宏: 座屈拘束ブレースを有する損傷制御構造部分骨組の実大振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, NO.558, pp.189-196, 2002.8
- 8) 山口 路夫, 山田 哲, 竹内 徹, 和田 章: 骨組に組み込まれ過大入力を経験した座屈拘束ブレースの部材性能, 鋼構造年次論文報告集, 第12巻, 2004.11
- 9) 竹内 徹, 内山 智晴, 鈴木 一弁, 大河内靖雄, 小河 利行, 加藤 史郎: 座屈拘束ブレースによるトラス鉄塔の耐震補強 - 実大架構繰返し実験 -, 日本建築学会構造系論文集, NO.589, pp.129-136, 2005.3
- 10) 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, NO.586, pp.203-210, 2004.12
- 11) 加藤 勉, 秋山 宏, 山内 泰之: 鋼材の応力-ひずみ履歴曲線に関する実験則, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973.10
- 12) 竹内 徹, 宮崎健太郎: 骨組に配置された座屈拘束ブレースの累積変形性能予測, 日本建築学会構造系論文集, NO.603, pp.155-162, 2006.5
- 13) 小林 正人, 林 徳彦, 井澤 保一, 洪 忠意: 架構の塑性化を考慮した中高層制振建物の損傷制御 - 座屈拘束ブレースを用いた鉄骨構造の損傷予測 -, 日本建築学会構造系論文集, NO.592, pp.59-66, 2005.6
- 14) 小林 忠興, 村井 正敏, 和泉田洋二, 岩田 衛: 鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究 - その2 製作簡易化と芯材幅厚比の変化 -, 日本建築学会構造系論文集, NO.586, pp.187-193, 2004.12
- 15) Mamoru Iwata and Masatoshi Murai: Buckling-restrained brace using steel mortar planks; performance evaluation as a hysteretic damper, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006; 35:1807-1826, 2006.12
- 16) F.C.Filippou et.al.: Effect of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, Report No. UCB/EERC-86/01, University of California, Berkeley, 1986
- 17) 山崎 久雄, 小野 喜信, 金子 洋文, 笠井 和彦: 制振構造の応答性状に及ぼすダンパーモデルの影響 その1: 鋼材ダンパーの解析モデル, パッシブ制振構造シンポジウム 2002, pp.151-155, 2002.12
- 18) 建設省住宅局建築指導課: 平成12年6月施行 改正建築基準法(2年目施行)の解説, 2000.7
- 19) T. Takeda, M.A. Sozen and N.N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, 1970
- 20) 秋山 宏 著: 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

(2007年1月29日原稿受理, 2007年6月19日採用決定)