

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 FRAMES竹内 徹^{*1}, 宮崎 健太郎^{*2}

Toru TAKEUCHI and Kentaroh MIYAZAKI

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 the previous study proposing simple prediction equations, relationship between required parameters and structures' characteristics are discussed in this paper, and easy estimation methods for cumulative deformation capacities and energy dissipation capacities of buckling-restrained braces which will not require time-history analyses are proposed, and their accuracies are discussed.

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。このため, 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, 芯材を構成する鋼素材の定振幅疲労実験¹⁾, 部分部材の定振幅疲労実験²⁾, 実大部材の定振幅疲労実験³⁾, 実大部材の振動台実験⁴⁾, フレーム付き実大部材の振動台実験⁵⁾⁶⁾, 大歪漸増載荷疲労実験⁷⁾など, 芯材が破断に至るまでの条件が整理され, 定振幅変位加力下でのダンパーの繰返し数が鋼素材のManson-Coffin理論に基づく各種の疲労曲線として提案されている²⁾³⁾。しかし, 現実の建物でダンパーに入力される変位履歴はランダム振幅であり, 累積塑性変形性能は載荷履歴に大きく依存することから, 定振幅実験による性能を準用することは危険側になる可能性も予想される。また, ランダム振幅下の損傷限界を推定す

る場合に一般的に使用されるMiner則⁸⁾は個別の振幅毎に損傷度を計算する必要があり, 計算の手間がかかる割に必ずしも良い精度が得られない事が指摘されている⁹⁾。

これに対し筆者らは過去に行われた多種の実験¹¹⁾⁷⁾よりダンパー部の載荷履歴を抜き出し, これらを加藤, 秋山ら¹⁰⁾の提案した骨格部とバウシンガー部に分解すること(図1)によって累積塑性変形性能と載荷履歴との関係を定式化し, 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¹¹⁾。

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

上式において, χ : 破断までの累積塑性歪(%), C, m_2 : Manson-Coffin式による同定定数, χ_{SO} : 骨格部のみで破断に至る累積歪(%)であり, 鋼管モルタル形式の座屈拘束ブレースでは $C=27$, $m_2=-0.71$, $\chi_{SO}=35$ 等の数値が与えられている¹¹⁾。さらにダンパーの応答履歴における骨格部比率 α_s , 平均塑性片歪振幅 ε_{ph} (%)が得られれば χ が求まり, 地震1回あたりに発生する累積塑性歪 $\sum |\varepsilon_p|$ と比較することによりダンパーの安全性が確認できる。

^{*1} 東京工業大学建築学専攻 助教授・博士(工学)

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

^{*2} 東京工業大学建築学専攻 大学院生

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

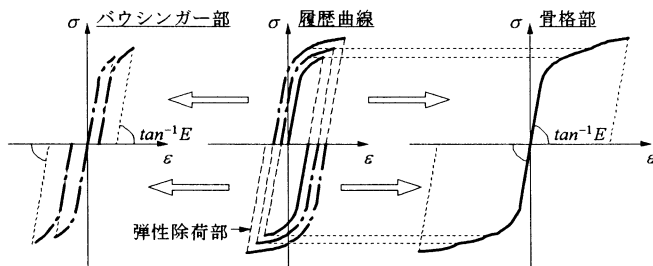


図1 履歴曲線の分解

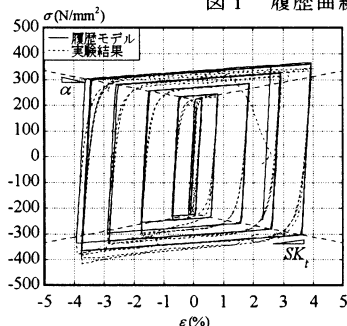


図2 等方硬化型履歴モデル(LY225)

表1 履歴モデルパラメータ

	芯鋼材LY100	芯鋼材LY225
降伏歪 ϵ_f (%)	0.055	0.110
降伏応力 σ_f (N/mm ²)	112	225
歪硬化勾配 SK_t (N/mm ²)	1500	860
降伏点上昇勾配 α (N/mm ²)	5700	2240

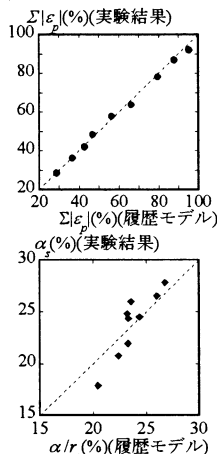


図3 履歴モデルと実験結果の比較

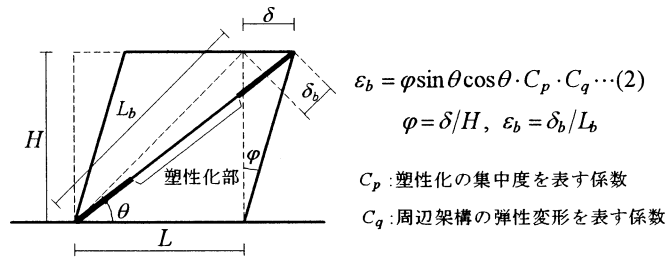


図4 制振部材変形一層間変形角関係の定義

表2 係数 C_p, C_q と降伏層間変形角の関係

係数 C_p	塑性化が集中する部分の全長との比	芯鋼材LY100		芯鋼材LY225	
		係数 C_q	降伏層間変形角 ϕ_y	係数 C_q	降伏層間変形角 ϕ_y
$C_p = 2.0$	1/2	0.585	1/1000	0.585	1/500
$C_p = 4.0$	1/4	0.585	1/2000	0.585	1/1000
$C_p = 6.0$	1/6	0.585	1/3000	0.585	1/1500
$C_p = 8.0$	1/8	0.585	1/4000	0.585	1/2000

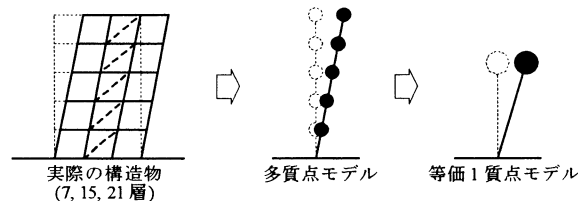


図5 検討モデルの設定

しかし、(1)式に必要なパラメータである骨格部比率、平均塑性片歪振幅等の指標は個別の応答履歴に依存するため、その直接評価にはMiner則と同様、時刻歴応答解析および制振部材における個別の歪履歴の分析が必要となる。

そこで本研究では、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を設定し、各種の地震動に対する応答を分析することによって、文献11)で提案した累積変形性能評価式に必要な各種指標を個別の履歴に拠らず最大応答値より推定する手法の誘導を試みる。構造物のモデル化には単純なものを使用し、応答評価は時刻歴応答解析に拠り無次元化の一部に等価線形化法による指標を利用するが、より精緻なモデルにおいても同様の検討が行えるよう留意し整理を行う。

2. 座屈拘束ブレースの履歴モデルの設定

検討に使用する座屈拘束ブレースの履歴則には、図2に示すような実部材の実験結果に基づき、文献12)を参考に設定した歪硬化及び降伏点上昇を考慮した等方硬化型履歴モデルを使用する。履歴モデルにおけるパラメータを表1に示す。履歴モデルと実験結果による指標の対応を検討するため、フレーム付き実大部材の振動台実験⁵⁾⁶⁾及び大歪漸増荷重疲労実験⁷⁾において得られた履歴曲線と、設定した履歴モデルに同じ歪履歴を与えて得られた履歴曲線による累積塑性歪 $\Sigma|\epsilon_p|$ および骨格部比率 α_s の対応を図3に示す。同図中、骨格部比率に関しては、バウシンガー部の履歴形状の違いにより、実験結果よりもやや大きい値が求まる。各実験結果と同じ歪履歴を有する等方硬化型履歴モデルとの骨格部歪量を比較した結果、ほぼ比例関係が見られるため、本論ではその平均値 $r_s = \alpha_s(\text{履歴モデル})/\alpha_s(\text{実験結果}) = 1.36$ で解析値を除することで各検討ケースの骨格部比率を評価する。

次に本履歴モデルを組み込んだ多質点時刻歴応答解析プログラ

ムを作成し、ダンパー部の応答履歴を分析する。その際等価せん断系モデルにおける層間変形を、図4中の式(2)により座屈拘束ブレースの歪に変換する。座屈拘束ブレースの芯鋼材としては、極低降伏点鋼LY100及び低降伏点鋼LY225を想定する。又、節点間距離に対する座屈拘束ブレース塑性化部長さの比率の逆数を C_p 、弾性部、接合部及び周辺架構の弾性変形による塑性部歪の低減率を C_q とする。本研究では、 $C_q = 0.585$ (一定)、 $C_p = 2, 4, 6, 8$ と変化させて検討を行う。両鋼材の降伏応力及び降伏歪より、各芯鋼材ごとの図4中の係数 C_p, C_q 及び系の降伏層間変形角の関係は表2に示すようになる。なお、今回の検討では係数 C_q を求める際の座屈拘束ブレースの取り付け角度 θ を文献13)より最も実例の多い 55° としている。

3. 等価1質点モデルにおける累積変形性能予測

3.1 検討モデルの設定

固有周期の異なる7, 15, 21階建ての3種の実在建物より多質点等価せん断系モデルを設定し、まず等価1質点モデルに集約して検討を行う(図5)。ダンパー付加前の構造物の弾性解析より、各層の層剛性を求め、各層の剛性 K_f 、質量 m_i をもつ多質点モデルを、荷重分布を A_i 分布としたときの各層のせん断力 Q_i のベースシア Q_b に対する割合 B_i から、以下の式(3)(4)を用いて、1質点モデルの等価質量 M_0 及びダンパー付加前の等価周期 T_0 を得る¹⁴⁾。

$$M_0 = \left(\sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^N \frac{B_j}{K_{fj}} \right)^2 / \sum_{i=1}^N m_i \left(\sum_{j=1}^N \frac{B_j}{K_{fj}} \right)^2, \quad T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^N \frac{B_j}{K_{fj}}}{\sum_{i=1}^N m_i}} \quad (3), (4)$$

等価質量及び等価周期から、系の等価剛性 K_f が求まる。等価高さ H_0 は、等価周期に基づくベースシアから、各層の相対応答変位 u_i を求め、それらを足し合わせた地上面からの相対変位応答が以下の式(5)により求められる建物の代表高さ Δ_s と等しくなる

表4 入力地震波

地震名	方向	記録原簿	
		加速度(cm/s ²)	速度(cm/s)
BCJ-L2	—	355.66	57.40
El Centro	NS	341.70	33.46
Hachinohe	EW	182.90	35.99
Taft	EW	175.90	17.70
JMAKobe	NS	820.56	90.72

表3 1質点モデルの構造諸元

	$M_0(t)$	K_0 (kN/mm)	T_0 (s)	H_0 (mm)
1sec(7F)モデル	1597	58.05	1.04	17586
2sec(15F)モデル	5213	50.10	2.03	36948
3sec(21F)モデル	35527	149.54	3.06	56581

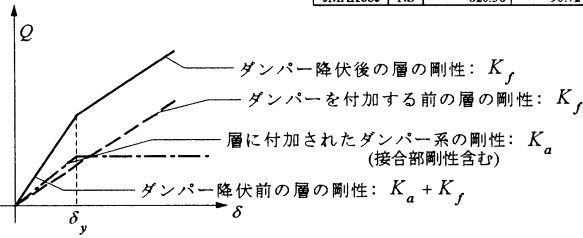


図6 ダンパー付加による層の復元力特性

高さとする。

$$\Delta s = \sum_{i=1}^N m_i u_i^2 / \sum_{i=1}^N m_i u_i \quad (5)$$

設定された、各1質点モデルの構造諸元を表3に示す。各モデルの固有周期はそれぞれ約1, 2, 3秒となる。これらの各1質点モデルに、図6に示すようなフレームの剛性 K_f と接合部を含むダンパー系の剛性 K_a の比率が $K_a/K_f=1.0$ 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。ただし、ダンパーを除くフレームは弾性範囲とし、粘性減衰定数 $h_0=0.02$ を1, 2次の固有周期に合わせたRayleigh減衰として与える。ダンパーの降伏変位は表2中の降伏層間変形角より決定する。この結果、ダンパーの降伏せん断力係数は0.03～0.26の間に分布している。時刻歴応答解析においては、表4に示す各地震波を地動最大速度 $V_{max}=25, 50, 75$ cm/sに規準化して入力する。また、係数 C_p については、 $V_{max}=50$ 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、計180ケースの時刻歴応答解析を行う。得られた履歴曲線から、座屈拘束ブレースの累積変形性能予測に必要な指標である平均塑性片歪振幅 ε_{ph} 、骨格部比率 α_s 、および地震動に対する累積塑性歪 $\Sigma|\varepsilon_p|$ を求め、最大応答値から求まる最大塑性率 μ_m または最大塑性歪 ε_{pm} の関数として表示することを試みる。さらに、導出した各指標の予測式を用いて、座屈拘束ブレースが同じ地震波に何回破断することなく耐え得るか、その回数を表す破断地震回数 N_{seis} を最大塑性歪 ε_{pm} の関数として表示する。

3.2 平均塑性片歪振幅の予測

平均塑性片歪振幅 ε_{ph} の評価は以下のようにして行う。まず、時刻歴応答解析により求められた座屈拘束ブレースの平均塑性片歪振幅に降伏歪 ε_y を加え、式(2)を変形した以下に示す式(6)により平均層間変位 δ_{ave} に変換する。

$$\delta_{ave} = H(\varepsilon_{ph} + \varepsilon_y) / \sin \theta \cos \theta \cdot C_p \cdot C_q \quad (6)$$

次に式(7)(8)により系の等価剛性 K_{eq} 、等価減衰 h_{eq} 、等価周期 T_{eq} を計算し、 δ_{ave} を1質点系に入力された最大速度に対応した地震動の変位応答スペクトル $S_{Deq}=S_D(h_{eq}, T_{eq})$ で無次元化する^{15)~17)}。

$$K_{eq} = K_f + K_a / \mu_m \quad (7)$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(1 + K_a/K_f)}{\pi \mu_m} \ln \frac{\mu_m + K_a/K_f}{(1 + K_a/K_f) \mu_m^{1/(1 + K_a/K_f)}} \quad (8)$$

図7において系の最大応答と変位応答スペクトルの比を最大塑性率 μ_m とすると、最大塑性率が小さい範囲ではばらつくもの

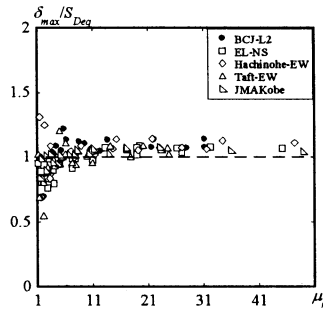
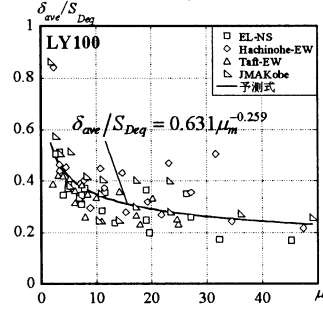
図7 δ_{max} と S_{Deq} の対応比較

図8 平均塑性片歪振幅の予測 (芯鋼材LY100)

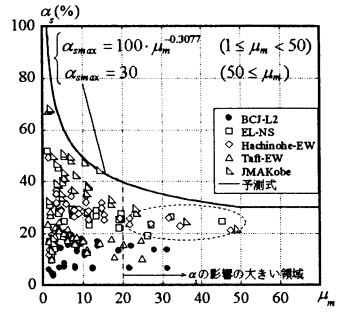


図10 骨格部比率最大値の予測

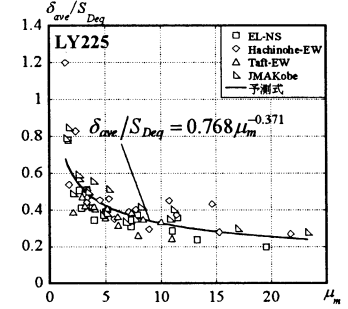


図9 平均塑性片歪振幅の予測 (芯鋼材LY225)

の、塑性率が大きくなるとほぼ1になることがわかる。そこで、平均層間変位を変位応答スペクトルで基準化したもの δ_{ave}/S_{Deq} と系の最大塑性率 μ_m の関係を座屈拘束ブレースの芯鋼材ごとに求めると、図8及び図9のような関係となり、これを代表させた式(9)(10)を座屈拘束ブレースのそれぞれの芯鋼材における平均塑性片歪振幅の予測式とする。

$$\delta_{ave}/S_{Deq} = 0.631 \mu_m^{-0.259} \quad (\text{芯鋼材LY100}) \quad (9)$$

$$\delta_{ave}/S_{Deq} = 0.768 \mu_m^{-0.371} \quad (\text{芯鋼材LY225}) \quad (10)$$

3.3 骨格部比率の予測

累積塑性歪に対する骨格部歪の比率である骨格部比率 α_s と最大塑性率 μ_m の関係を図10に示す。同図を見ると、骨格部比率の値は各地震波によりその値は大きくばらつき、骨格部比率の値を直接予測する式を設定することは難しい。しかし、最大塑性率が大きくなるにつれて、骨格部比率の上限値は減少していく傾向が見られるため、安全側の値となる骨格部比率の最大値 α_{smax} を図10中の実線で示されるような式(11)によって表現する。

$$\begin{cases} \alpha_{smax} = 100 \cdot \mu_m^{-0.3077} & (1 \leq \mu_m < 50) \\ \alpha_{smax} = 30 & (50 \leq \mu_m) \end{cases} \quad (11)$$

なお、骨格部比率の影響が顕著となる $\mu_m > 20$ の領域では、骨格部比率の値はほぼ20～30%の範囲に集中する傾向が見られる。

3.4 累積塑性歪の予測

座屈拘束ブレースが何回分の地震に耐え得るかを予測する際には、地震動1回分を受けたときの座屈拘束ブレースの累積塑性歪 $\Sigma|\varepsilon_p|$ の値を求めることが必要となる。最大応答と累積変形の関係については秋山¹⁸⁾らを始め多くの研究があるが、ここでは検証を兼ねて得られた解析結果を用い、最大塑性率 μ_m の代わりに、式(12)により求められる最大塑性歪 ε_{pm} を用いて、座屈拘束ブレースの芯鋼材によらない統一評価を行う。

$$\varepsilon_{pm} = (\mu_m - 1) \cdot \varepsilon_y \quad (12)$$

個別の時刻歴応答解析の結果による最大塑性歪 ε_{pm} と地震動1回分の累積塑性歪 $\Sigma|\varepsilon_p|$ の関係を図11に示す。同図では人工地震

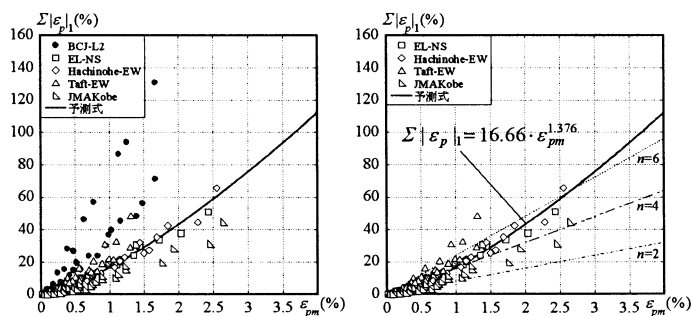


図 11 累積塑性歪の予測

図 12 累積塑性歪と最大歪の関係

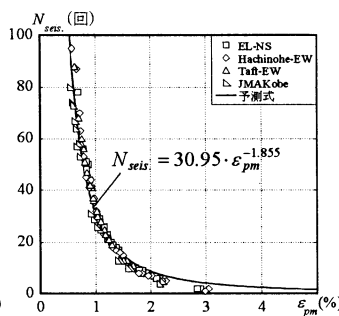


図 14 破断地震回数の予測式

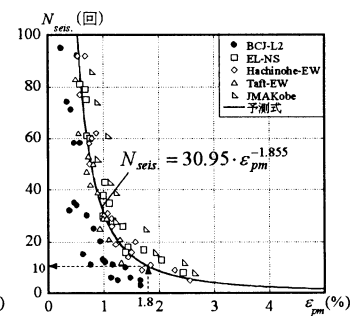


図 15 破断地震回数の予測式と時刻歴応答解析結果の対応

波である BCJ-L2 地震動による結果とその他の観測記録波による結果では明らかに異なる勾配を有しており、これは人工地震波である BCJ-L2 地震動が最大応答スペクトルは同等でも、継続時間が長く総入力エネルギー量が多い点に起因している。BCJ-L2 地震動の結果を除外した場合、観測地震波に対応した累積塑性歪は予測式(13)および図 11 中の実線として概ね評価できる。

$$\Sigma|\varepsilon_p| = 16.66 \cdot \varepsilon_{pm}^{1.376} \quad (13)$$

図 11 の観測波について、座屈拘束ブレースの累積変形が最大変形の何サイクル分に当たるかを示す勾配を描いたものを図 12 に示す。式(13)はサイクル数 $n=4 \sim 6$ に相当し、観測波の結果は秋山¹⁸⁾の研究結果と同様の範囲に分布している。

3.5 破断地震回数の予測

以上、座屈拘束ブレースの累積変形性能予測に関する各指標の最大応答値による予測手法を示した。以下、各モデルの最大応答より得られたブレースの最大塑性率 μ_m を用いて誘導した各指標を評価し、(1)式により座屈拘束ブレースの累積変形性能を予測し、破断までの地震回数を求める。本項では、最大応答の評価に文献 17) の減衰近似法による等価線形化法を用いる。

破断地震回数の算定過程を図 13 に示す。まず付録 1 の検討より、同じ地震動を i 回受けたとき座屈拘束ブレースの履歴曲線はいずれも同一の履歴曲線を描くものとする。このとき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、履歴は初めて地震動を受けた際には骨格部及びパウシンガー部に分解されるが、それ以降は全てパウシンガー部となる。そのため、 i 回目の地震動を受けた後の骨格部比率は予測式により求められた骨格部比率の最大値の $1/i$ 倍となる。また、累積塑性歪は毎回同じ値だけ増加していき、 i 倍として求まる。以下、図 13 に示すように $\alpha_s - \Sigma|\varepsilon_p|$ 上に損傷指標の累積値をプロットしていき、破断条件式(1)に達する直前を破断地震回数と定義する。このようにして

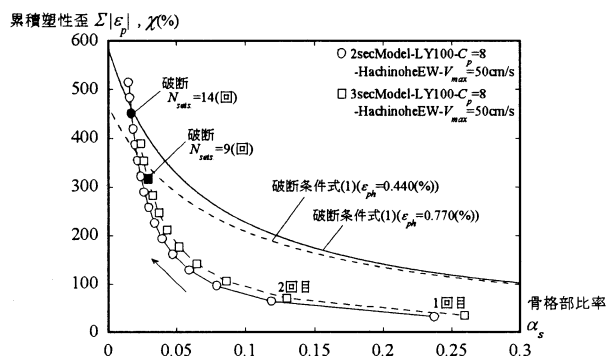


図 13 破断地震回数の算定過程

座屈拘束ブレースの累積変形性能予測を行う方法を以下、破断予測法と呼ぶ。BCJ-L2 を除く各観測記録波に対し、破断地震回数を求めた結果を図 14 に示す。これらを近似し図 14 中実線で示される(14)式を破断地震回数の予測式として設定できる。

$$N_{seis} = 30.95 \cdot \varepsilon_{pm}^{1.855} \quad (14)$$

個別の時刻歴応答解析結果による座屈拘束ブレースの応答履歴を式(1)に直接適用して座屈拘束ブレースの破断地震回数を求めた結果と式(14)を、図 15 に併せて示す。3.4 で述べた理由により人工地震波 BCJ-L2 地震動の破断地震回数は、観測記録波に比べ式(14)よりも危険側にあるが、各観測記録波の破断地震回数は式(14)によりほぼ適切に予測できることがわかる。骨格部比率の予測精度が良くないにもかかわらず、式(13)が個別の結果とほぼ対応している理由は、最大塑性歪が小さい範囲では骨格部比率の影響が小さく、最大塑性歪が大きい範囲では骨格部比率の予測精度が向上する為である。

以上の方法を用いれば、図 15 中に示すように、例えば地震時に、ある架構に配された座屈拘束ブレースの最大塑性歪が 1.8% のとき、同じ地震波に約 10 回耐え得る等の評価が可能となる。

4. 多質点モデルにおける累積変形性能予測

多層骨組においては、損傷過程において層間でのエネルギー配分が変化し、前章の結果を準用できるかどうか疑問が残る。本論では、比較的単純な多層骨組における破断予測法の精度を検証する。多質点モデルの構造諸元を、表 5 に示す。等価 1 質点モデルの場合と同様に、ダンパー系とフレームの剛性の比率 $K_a/K_f = 1.0$ となるように多質点モデルの各層に座屈拘束ブレースを配置して、時刻歴応答解析を行う。多質点モデルで使用するフレームの仮定および粘性減衰、ダンパー降伏条件は等価 1 質点モデルの時と同様とし、入力地震動は表 4 の地震波を $V_{max} = 25, 50, 75 \text{ cm/s}$ に規準化して入力する。座屈拘束ブレースの塑性化の集中度を表す係数 C_p は、等価 1 質点モデルの際と同様に変化させる。

得られた結果において、塑性率が最大となった層に配置された座屈拘束ブレースが最も損傷を受けていると仮定する。この仮定の確認のため、塑性化の集中度を表す係数 $C_p = 2$ の座屈拘束ブレースが配置された多質点モデルの時刻歴応答解析結果から、破断地震回数を求めた結果の一部を表 6 に示す。同表を含む検討した全ての場合において、塑性率が最大となる層に配置された座屈拘束ブレースの破断地震回数の値が最小となっており、前仮定を前提とした検討を進める。最大応答変形を示す層に配置された座屈拘束ブレースの履歴曲線を分解して得られた最大塑性歪と破

表5 多質点モデルの構造諸元

1sec(7F)モデル				3sec(21F)モデル			
Floor	m_i (t)	K_{fi} (kN/mm)	H_i (mm)	Floor	m_i (t)	K_{fi} (kN/mm)	H_i (mm)
7	276	178	3800	21	3223	968	4200
6	276	204	3800	20'	2336	1016	4200
5	276	210	3800	19	2096	1247	3800
4	276	212	3800	18	1958	1290	3800
3	276	215	3800	17	2050	1341	3800
2	276	237	3800	16	1958	1490	3800
1	276	278	3800	15	2050	1696	3800
2sec(15F)モデル				14	2038	1741	3800
Floor	m_i (t)	K_{fi} (kN/mm)	H_i (mm)	13	2133	1764	3800
15	581	250	3600	12	2131	1782	3800
14	430	273	3600	11	1939	1835	3800
13	430	302	3600	10	2031	1851	3800
12	430	311	3600	9	1939	1865	3800
11	430	328	3600	8	2031	1888	3800
10	430	342	3600	7	1939	2022	3800
9	434	352	3600	6	2055	1783	4200
8	438	372	3600	5	2014	1778	4200
7	438	408	3600	4	2106	1813	4200
6	438	410	3600	3	2014	1748	4300
5	438	442	3600	2	2187	1427	5400
4	438	454	3600	1	2709	2591	4090
3	438	487	3600				
2	480	546	3600				
1	480	581	4400				

断地震回数 N_{seis} の関係を図16に示す。同図中には、3.5項において導出された等価1質点モデルの場合の破断地震回数の予測式である式(14)を併せて示す。

同図で式(14)は良い精度で座屈拘束ブレースが最初に破断する地震回数の値を与えており、各層で K_a/K_f が一定の単純な多質点構造物では設計過程で得られる最大応答変形を示す層に配置された座屈拘束ブレースの最大塑性歪より、破断地震回数を求めることも可能と判断される。なお、ここでも人工地震波BCJ-L2の結果は図16に含んでいない。

5. 剛性比 K_a/K_f を変化させた際の累積変形性能予測

これまで、フレームの剛性 K_f とダンパー系の剛性 K_a の比率が $K_a/K_f=1.0$ となるように座屈拘束ブレースを配置した場合の累積変形性能予測を行ってきた。しかし、ダンパーの応答特性は剛性比 K_a/K_f の影響を受けると考えられる。そこで、本章では等価1質点モデルにおいて、剛性比 K_a/K_f を0.5, 2.0と変化させ、予測式への影響を分析する。

まず、各剛性比の平均塑性片歪振幅 ε_{ph} は、3.2節と同様の手順により図17, 図18に示すように分布する。これより $K_a/K_f=0.5$ の場合の平均塑性片歪振幅の予測式は下のようになる。

$$\delta_{ave}/S_{Deq} = 0.699 \mu_m^{-0.238} \quad (\text{芯鋼材 LY100}) \quad (15)$$

$$\delta_{ave}/S_{Deq} = 0.805 \mu_m^{-0.346} \quad (\text{芯鋼材 LY225}) \quad (16)$$

同様に、図19及び図20に $K_a/K_f=2.0$ の場合の結果を示す。

$K_a/K_f=2.0$ の場合の平均塑性片歪振幅の予測式は同図中の以下

表6 多質点モデルにおけるの層別の損傷度評価(LY225)

1sec(7F)モデル 芯鋼材LY225										2sec(15F)モデル 芯鋼材LY225										3sec(21F)モデル 芯鋼材LY225															
		階層	ε_{ph} (%)	$\Sigma \varepsilon_p $ (%)	α_s (%)	μ_{low}	ε_p (%)	ε_{max} (%)	ε_{pm} (%)	N_{seis}			階層	ε_{ph} (%)	$\Sigma \varepsilon_p $ (%)	α_s (%)	μ_{low}	ε_p (%)	ε_{max} (%)	ε_{pm} (%)	N_{seis}			階層	ε_{ph} (%)	$\Sigma \varepsilon_p $ (%)	α_s (%)	μ_{low}	ε_p (%)	ε_{max} (%)	ε_{pm} (%)	N_{seis}			
JMAKobe_LV3		$C_p=2.0$	3F	0.238	8.453	34.10	8.542	0.110	0.940	0.830	81			$C_p=2.0$	6F	0.126	7.536	19.17	5.573	0.110	-0.613	0.503	124			$C_p=2.0$	3F	0.193	6.765	35.66	5.599	0.110	0.616	0.506	112
		$C_p=2.0$	2F	0.223	7.927	35.06	8.492	0.110	0.934	0.824	89			$C_p=2.0$	5F	0.116	6.954	19.60	5.349	0.110	-0.588	0.478	139			$C_p=2.0$	2F	0.194	6.814	34.81	5.586	0.110	0.614	0.504	112
		$C_p=2.0$	4F	0.196	6.953	35.94	8.088	0.110	0.890	0.780	109			$C_p=2.0$	4F	0.123	7.327	19.99	5.202	0.110	-0.572	0.462	128			$C_p=2.0$	4F	0.178	6.236	35.66	5.359	0.110	0.589	0.479	127

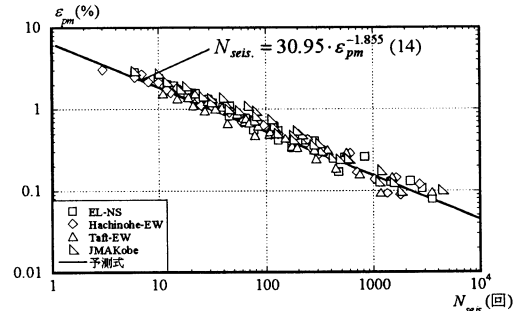


図16 多質点モデルにおける破断地震回数

の式(17)及び式(18)のようになる。

$$\delta_{ave}/S_{Deq} = 0.435 \varepsilon_{pm}^{-0.294} \quad (\text{芯鋼材 LY100}) \quad (17)$$

$$\delta_{ave}/S_{Deq} = 0.749 \mu_m^{-0.444} \quad (\text{芯鋼材 LY225}) \quad (18)$$

K_a/K_f が増えるに従い、平均変位 δ_{ave} の分布値は低くなる傾向が見られ、その低下率は芯鋼材LY100で顕著である。

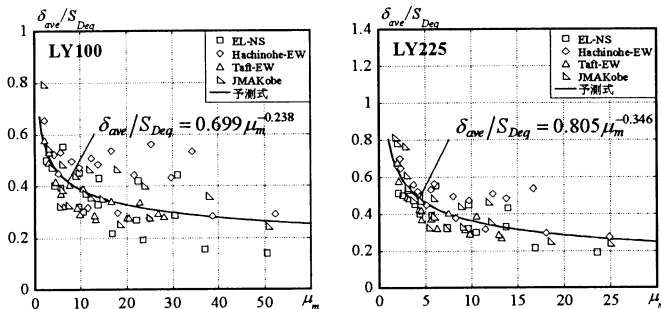
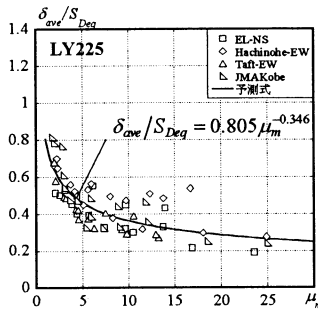
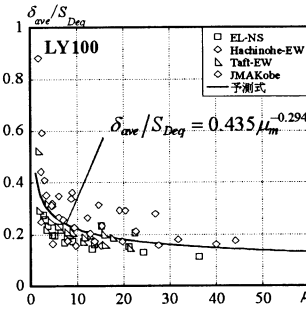
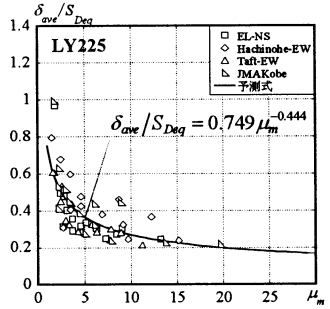
次に、3.3節と同様に骨格部比率 α_s を分析する。図21及び図22に $K_a/K_f=0.5$ 及び $K_a/K_f=2.0$ の場合の個別の時刻歴応答解析結果と式(11)を比較して示す。剛性比が増えるにつれ、骨格部比率の上限値は増える傾向にあるが、 K_a/K_f が0.5~2.0の範囲では、式(11)によりほぼ包括できることから、ここでは剛性比によらず、式(11)を骨格部比率の最大値の予測式とする。

続いて、累積塑性歪 $\Sigma|\varepsilon_p|$ の予測式について、図23及び図24に $K_a/K_f=0.5$ 及び $K_a/K_f=2.0$ の場合の個別の結果を示す。同図中に示すように、累積塑性歪分布は $K_a/K_f=0.5$ の時に増加する傾向を示し、その予測式は $K_a/K_f=0.5$ の場合には以下に示す式(19)のように、 $K_a/K_f=2.0$ の場合は式(20)のようになる。

$$\Sigma|\varepsilon_p| = 20.11 \cdot \varepsilon_{pm}^{1.432} \quad (19)$$

$$\Sigma|\varepsilon_p| = 17.71 \cdot \varepsilon_{pm}^{1.375} \quad (20)$$

以上をまとめ、 $K_a/K_f=0.5$ 及び $K_a/K_f=2.0$ の場合に関し、3.5項と同様に最大塑性歪と破断地震回数の関係を求めた結果を図25

図17 平均塑性片歪振幅の予測 ($K_a/K_f=0.5$, 芯鋼材 LY100)図18 平均塑性片歪振幅の予測 ($K_a/K_f=0.5$, 芯鋼材 LY225)図19 平均塑性片歪振幅の予測 ($K_a/K_f=2.0$, 芯鋼材 LY100)図20 平均塑性片歪振幅の予測 ($K_a/K_f=2.0$, 芯鋼材 LY225)

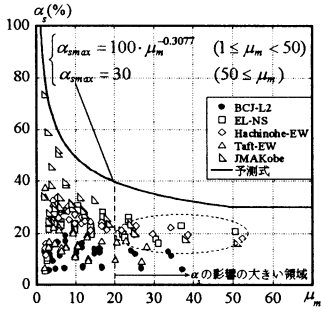


図 21 骨格部比率最大値の予測 ($K_a/K_f=0.5$)

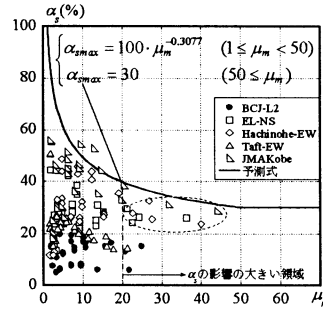


図 22 骨格部比率最大値の予測 ($K_a/K_f=2.0$)

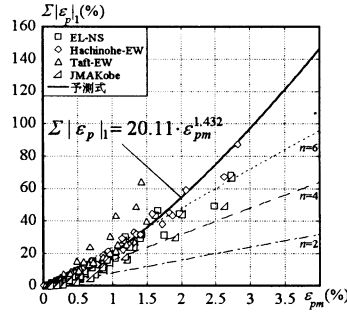


図 23 累積塑性歪の予測 ($K_a/K_f=0.5$)

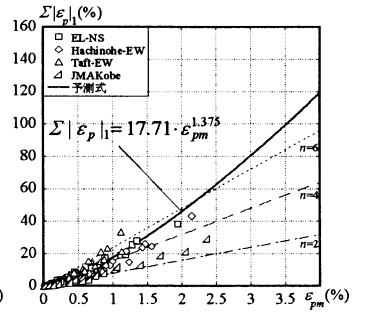


図 24 累積塑性歪の予測 ($K_a/K_f=2.0$)

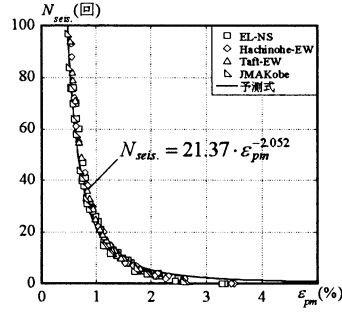


図 25 破断地震回数の予測式 ($K_a/K_f=0.5$)

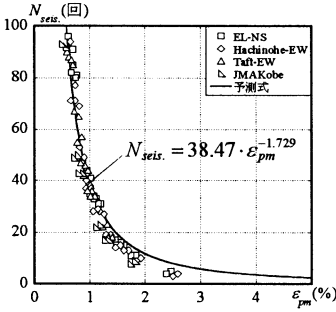


図 26 破断地震回数の予測式 ($K_a/K_f=2.0$)

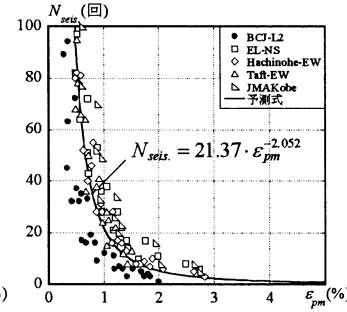


図 27 破断地震回数の予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_a/K_f=0.5$)

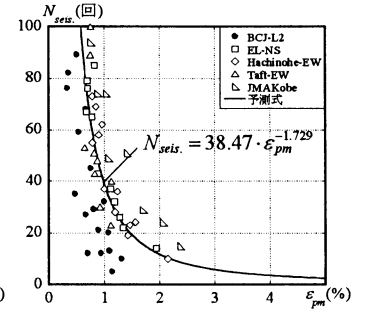


図 28 破断地震回数の予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_a/K_f=2.0$)

及び図 26 に示す。破断地震回数は剛性比の低下と共に低下し、ダンパー量が少ない架構では損傷が早くなることがわかる。これらの分布は、 $K_a/K_f=0.5$ の場合には以下に示す式(21)のように、 $K_a/K_f=2.0$ の場合には式(22)のように近似できる。

$$N_{seis} = 21.37 \cdot \varepsilon_{pm}^{-2.052} \quad (21)$$

$$N_{seis} = 38.47 \cdot \varepsilon_{pm}^{-1.729} \quad (22)$$

それぞれの剛性比の場合において、式(21)及び式(22)と個別の時刻歴応答解析結果から求めた破断地震回数の結果を併せて、図 27 及び図 28 にそれぞれ示す。 $K_a/K_f=0.5$ 及び $K_a/K_f=2.0$ 共に、導出した破断地震回数の予測式は、観測記録波の破断地震回数をほぼ適切に予測できることがわかる。ここでも人工地震波 BCI-L2 は危険側に分布する。

3 章及び本章で導出してきた破断地震回数の予測式(14)、(21)及び(22)は、以下に示す式(23)のような共通の形で表現することが可能である。

$$N_{seis} = C_1 \cdot \varepsilon_{pm}^{-C_2} \quad (23)$$

図 29 及び図 30 に、剛性比 K_a/K_f と係数 C_1 及び C_2 の関係を示す。近似する関数として、係数 C_1 及び C_2 を $0.5 < K_a/K_f < 2.0$ の範囲で以下の式(24)及び式(25)のように近似できる。

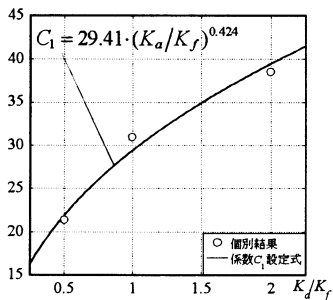


図 29 係数 C_1 の設定

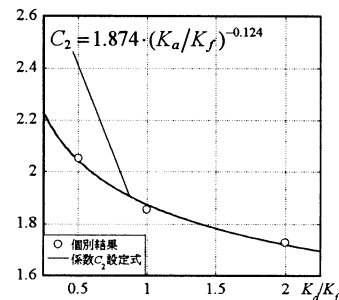


図 30 係数 C_2 の設定

$$\begin{cases} C_1 = 29.41 \cdot (K_a/K_f)^{0.424} \\ C_2 = 1.874 \cdot (K_a/K_f)^{-0.124} \end{cases} \quad (24)$$

$$\begin{cases} C_1 = 29.41 \cdot (K_a/K_f)^{0.424} \\ C_2 = 1.874 \cdot (K_a/K_f)^{-0.124} \end{cases} \quad (25)$$

6. 累積吸収エネルギー性能の予測

総入力エネルギーの収支により、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¹⁸⁾、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。文献 11) では、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 ΣW を、鋼素材の降伏応力 σ_y で除して無次元化した、累積無次元化歪エネルギー χ_w (%) で評価し、歪硬化率 β を用いてその値を予測する(26)式を提案している。 C 、 m 、 χ_{so} の値を代入した形で表現すると下式ようになる。

$$\chi_w(\%) = \beta \frac{1}{\alpha_s/35 + (1 - \alpha_s)\{\varepsilon_{ph}^{0.41}/417.14\}} \quad (26)$$

累積無次元化歪エネルギーの予測式は、破断までの累積塑性歪に、歪硬化率 β を乗じた形となっている。よって、破断時までの累積塑性歪を最大応答値から予測できれば、その値に歪硬化率 β を乗じることにより、累積無次元化歪エネルギーを予測することが可能となる。破断時までの累積塑性歪は、本論の評価を用いれば、ある入力地震動における累積塑性歪 $\Sigma|\varepsilon_p|$ にその地震動による破断地震回数 N_{seis} を乗じることによって、求めることができる。前章で定式化した破断地震回数の予測式の時と同様に、累積塑性歪の予測式を係数 A_1 及び A_2 を用いて定式化すると、以下のように表わせる。

$$\Sigma|\varepsilon_p| = A_1 \cdot \varepsilon_{pm}^{A_2} \quad (27)$$

$$\text{ただし、} A_1 = 18.10 \cdot (K_a/K_f)^{-0.092} \quad (28)$$

$$A_2 = 1.394 \cdot (K_a/K_f)^{-0.029} \quad (29)$$

破断時までの累積塑性歪の値は、式(23)と式(27)を掛け合わせた式となり、その値に歪硬化率 β を乗じることにより累積無次元

化歪エネルギー χ_w の値を以下に示す式(30)の形で表現できる。

$$\chi_w = \beta A_1 C_1 \cdot \varepsilon_{pm}^{(A_2 - C_2)} \quad (30)$$

ただし、係数 A_1, A_2, C_1, C_2 は式(24),(25)及び式(28),(29)による。

ここで、歪硬化率 β は座屈拘束ブレースにより吸収される累積無次元化歪エネルギーの累積変形量に対する比率であり、座屈拘束ブレースの芯鋼材によって異なる。ここでは、それぞれの芯鋼材の個別の時刻歴応答解析による結果を平均したものを歪硬化率 β とし、文献11)の検討より芯鋼材 LY100 の場合には $\beta=1.25$ 、芯鋼材 LY225 の場合には $\beta=1.15$ を採用する。

式(23)～(30)および各芯鋼材の歪硬化率 β を用いると、各剛性比及び各芯鋼材に対する累積無次元化歪エネルギーの予測式は図31～図36中の各式および実線のように表現できる。同図より明らかなように、入力側の総入力エネルギーと異なり、ダンパー側のエネルギー消費能力は最大塑性歪振幅により大きく変動する。

これらの予測式と個別の時刻歴応答解析結果から累積無次元化歪エネルギーの対応を比較すると、各剛性比及び座屈拘束ブレースの芯鋼材について、それぞれ図31～図36のプロットに示されるようになる。芯鋼材 LY100 では最大応答が大きくなると歪硬化率の増大が顕著なため、予測式は最大塑性歪が大きい範囲で安全側の評価となっている。一方、芯鋼材 LY225 の場合には最大応答の増加により、歪硬化率の増大が LY100 の場合ほど顕著に現れず、破断時までの累積無次元化歪エネルギーをほぼ中央値で予測できている。以上より、式(30)により累積無次元化歪エネルギーを最大塑性歪から概ね評価できると考えられる。

一方、破断地震回数の場合に予測式よりも危険側に存在していた人工地震波 BCJ-L2 の結果は、総吸収エネルギーにおける評価では観測波と同等となっていることが図31～図36よりわかる。これは、破断時までの累積無次元化歪エネルギー量は地震1回あたりの入力エネルギー量に依存しない為である。

7. 結

建物内に弾塑性制振部材として配置された座屈拘束ブレースに関し、実験に基づいた履歴モデルを有する要素を階数および動的特性の異なる骨組モデルに組み込み、各地震波に対する応答を分析することにより、文献11)で示された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予測式に必要なパラメータを時刻歴応答解析を用いずに、骨組の最大応答値のみより予測する手法の誘導を試みた。以下に得られた結果を要約する。

- 1) 1質点系モデルにおいて、累積変形性能およびエネルギー吸収性能の予測式に必要なパラメータのうち、平均塑性片歪振幅 ε_{ph} および地震1回分の累積塑性歪 $\sum |\varepsilon_p|$ に関しては、最大応答変位よりの推定が概ね可能である。
- 2) 骨格部比率 α_s に関しては、地震波によるばらつきが大きいが、上限値を最大応答変位の関数により概ね推定することができる。特に、損傷に対する骨格部比率の影響が大きい $\mu_m=20$ 以上の領域では、 $K_a/K_f=0.5\sim 2.0$ の範囲で骨格部比率は概ね20～30%の安定した値をとる。
- 3) 1)2)の結果と、文献11)による予測式を組み合わせることにより、同じ地震波を繰り返し受けた場合の破断時地震回数 N_{dis} 及び累積塑性変形量を、最大塑性歪の関数で表現することができ、その関数は個別の数値解析結果とも概ね一致する。ただし、観測地

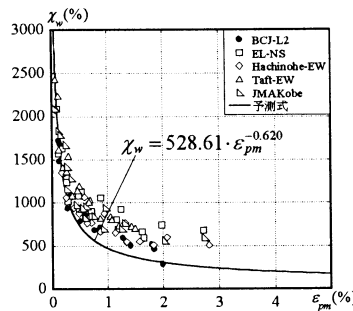


図31 累積エネルギーの予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_d/K_f=0.5$, 芯鋼材 LY100)

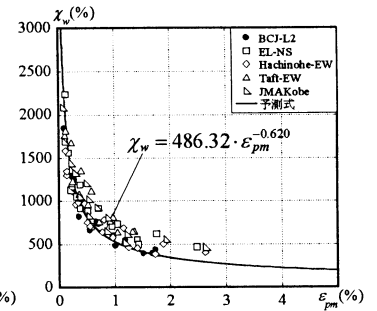


図32 累積エネルギーの予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_d/K_f=0.5$, 芯鋼材 LY225)

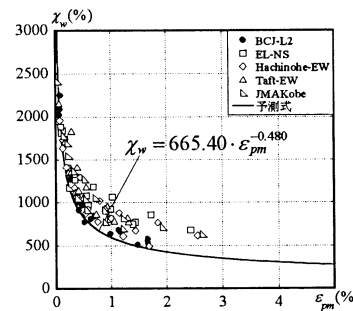


図33 累積エネルギーの予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_d/K_f=1.0$, 芯鋼材 LY100)

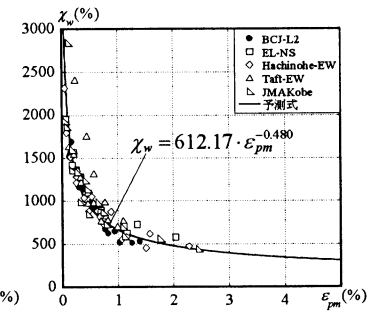


図34 累積エネルギーの予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_d/K_f=1.0$, 芯鋼材 LY225)

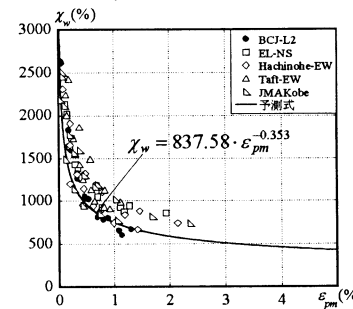


図35 累積エネルギーの予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_d/K_f=2.0$, 芯鋼材 LY100)

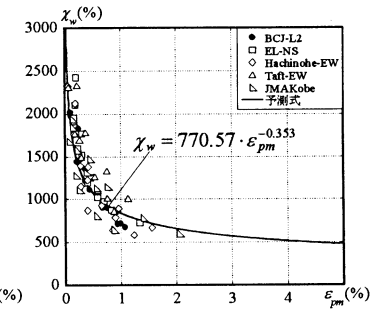


図36 累積エネルギーの予測式と時刻歴応答解析結果の対応 ($K_d/K_f=2.0$, 芯鋼材 LY225)

震波に対し、継続時間の長い人工地震波は総入力エネルギーが大きく破断地震回数が低くなる。また、同じ地震波に対してもダンパー比の低い架構では早期に破断に至る傾向がある。

- 4) ダンパー剛性比一定の多層骨組においても、最大塑性歪を受ける層の制振部材の塑性率を同様の評価式に代入することにより、その箇所の破断地震回数を概ね予測できるものと考えられる。
- 5) 破断までの累積吸収エネルギー性能は歪振幅により大きく変動し、累積塑性変形量と同様の手法を用いて、最大応答値から概ね予測することが可能である。

以上の評価手法は、他形式の軸降伏型弾塑性ダンパーにも応用できるものと考えられる。

なお、今回の検討は同じ地震波を破断まで繰り返し受けるという前提に依っており、小地震の後、大地震を受けて後半で骨格部履歴を受ける場合など、他の履歴パターンの組合せによる影響については、今後の課題とする。

本論では観測記録波を評価対象として近似式を設定したが、長

周期地震動など、エネルギー量が過大となる地震入力に対する検討や、ダンパーの累積変形性能を検討するための人工地震波の検討も今後行う必要があると思われる。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 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: 実大アンボンドプ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
- 4) 長谷川 久巳, 竹内 徹, 岩田 衛, 山田 哲, 秋山 宏: アンボンドプ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
- 5) 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: 座屈拘束プ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
- 6) 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プレースの部材性能, 鋼構造年次論文報告集, 第12巻, 2004.11
- 7) 竹内 徹, 内山 智晴, 鈴木 一弁, 大河内 靖雄, 小河 利行, 加藤 史郎: 座屈拘束プ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
- 8) 日本鋼構造協会編: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1993.4
- 9) 中込 忠男, 李 建: 繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, NO.469, pp.127-136, 1995.3
- 10) 例えば, 加藤 強, 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973.10
- 11) 竹内 徹, 井田 茉莉, 山田 哲, 鈴木 一弁: 変動歪振幅における座屈拘束プ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
- 12) 小野 喜信, 金子 洋文: 鋼材ダンパーの解析アルゴリズムとサブルーチン, パッシブ制振構造シンポジウム2001, pp.163-170, 2001.12
- 13) 竹内 徹, 山田 哲, 北川 まどか, 鈴木 一弁, 和田 章: 構面外剛性の低い接合部により接合された座屈拘束プレースの座屈安定性, 日本建築学会構造系論文集, NO.575, pp.121-128, 2004.1
- 14) 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
- 15) 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, NO.571, pp.53-62, 2003.9
- 16) 日本免震構造協会: パッシブ制振構造 設計・施工マニュアル 第2版, 2005.9
- 17) 竹内 徹, 市川 康, 中島 秀雄, 笠井 和彦: ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, NO.583, pp.115-122, 2004.9
- 18) 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
- 19) 山口 路夫, 山田 哲, 前田 泰史, 荻原 みき, 竹内 徹, 成川 匡文, 中島 正史, 和田 章: 振動台実験による部分骨組の耐震性能評価 制振ダンパーを組み込んだ鋼構造骨組の耐震性 その2, 日本建築学会構造系論文集, NO.547, pp.153-160, 2001.9

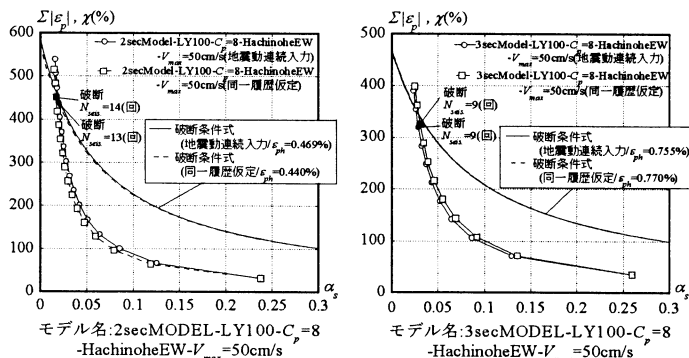
付録 1

本論の3.5項においては、計算の簡略化のため座屈拘束プレースの破断地震回数を算定する際、毎回座屈拘束プレースの履歴曲線が同一の履歴を描くと仮定している。しかし、実際には歪硬化を生じているため、履歴曲線は同一ではない。本付録においては座屈拘束プレースの履歴曲線を同一と仮定した場合と地震動が連続的に入力された場合の各指標および破断地震回数を比較し、上記仮定の影響を検討する。

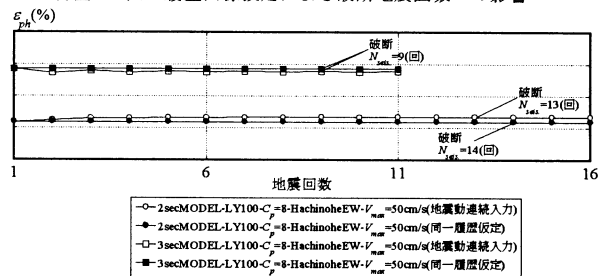
3章図13に示した事例について、地震動を連続に入力した場合と履歴曲線を同一と仮定した場合の破断地震回数の算定の差を付図1に比較して示す。同図を見ると、両者の累積塑性歪-骨格部比率関係は殆ど変わらず、破断地震回数の結果もほぼ同等となっている。付図2に平均塑性片歪振幅 ε_{ph} の地震回数による変化を示す。歪硬化を連続的に評価したモデルでも ε_{ph} の変動は微小である事がわかる。地震動を1回受けた場合と連続して9回受けた場合の応力-歪関係比較例を、付図3に示す。ここからも、歪硬化が連続的に生じた場合の履歴ループが、最初の1回目の履歴ループ範囲と大きく変化しないことがわかる。

以上より、本論3.5項における仮定は破断地震回数および累積吸収エネルギー評価に大きな影響を与えないものと考え、本論において各地震波にお

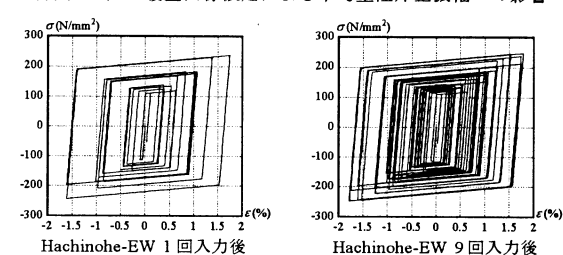
ける履歴ループを同一として破断評価を行った。同仮定を用いることにより、破断までの計算は大幅に簡便化される。



付図1 同一履歴曲線仮定による破断地震回数への影響



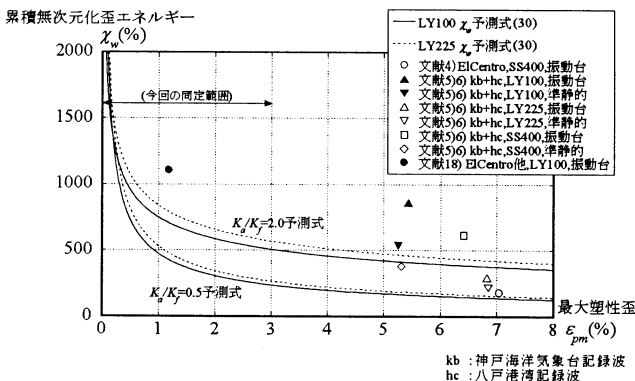
付図2 同一履歴曲線仮定による平均塑性片歪振幅への影響



付図3 地震動連続入力による座屈拘束プレースの応力-歪関係の比較 (モデル名:3secMODEL-LY100-C=8-HachinoheEW- $V_{max}=50\text{cm/s}$)

付録 2

文献4)5)6)19)により報告されている振動台実験または準静的ランダム載荷実験による座屈拘束プレースの破断までの累積無次元化エネルギー量を、図31～図36で示した曲線上にプロットして、付図4に示す。これらの実験は必ずしも同一の地震波を加えて破断させておらず、歪レベルも過大で鋼種も異なるなど、本論での前提とは異なる条件下で実施されているが、式(30)により概ね安全側に評価できていることがわかる。



付図4 過去の振動台破断実験との累積エネルギー吸収性能の比較

(2005年10月7日原稿受理, 2006年1月27日採用決定)