

高機能制震ダンパーの開発研究

Developing High-Performance Damage Control Seismic Dampers

宇佐美 勉

Tsutomu USAMI

D. Sc., 工学博士 名城大学教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口)
Professor, Dept. of Civil Eng., Meijo University (Shiogamaguchi, Tempaku-ku, Nagoya, 468-8502, Japan)

This paper deals with the damage control seismic design of steel bridges in which the objective of the performance is to preserve the function even after severe (level 2) earthquakes, i.e., full access to normal traffic be available immediately following severe earthquakes with minor repairs. To this end it has been shown that one of the most efficient ways is to install energy dissipation devices in bridges, such as buckling-restrained braces (BRBs) or shear panel dampers (SPDs). A review is here made on the present state-of-the-art of researches on metallic energy dissipation devices of hysteretic type, followed by proposing an idea of high performance damage control seismic dampers that are expected to withstand major earthquakes three times without being replaced.

1. 緒言

政府の中央防災会議は、平成17年9月27日に「首都直下地震対策大綱」を発表し、緊急物資の港湾からの陸揚げや幹線道路の緊急車両の通行を、地震発生後、ごく短期間で可能にするために岸壁、橋梁等の耐震化の推進の必要性を指摘している¹⁾。文献2)、3)では、同会議が指摘する「1日以内に緊急車両の通行機能を確保する橋梁の耐震化」あるいは、更に一步進めて「1日以内に普通車両の通行機能をも確保する橋梁の耐震化」の実現は、橋梁の制震構造化により実現可能であることを指摘している。制震構造とは、既設橋梁の横構あるいは対傾構などをエネルギー吸収機能を持つブレース材(座屈拘束ブレース(Buckling-restrained brace)でBRBと略称する)に取り替える、あるいは横構、対傾構の端部にエネルギー吸収機能を持つダンパー(せん断パネルダンパー(Shear-panel damper)でSPDと略称する)を付与し、主構造の損傷を軽微なものに制御した構造のことである。

本論文では、「鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン²⁾」(以下JSSCガイドラインと称する)に従って制震構造の要となる制震ダンパーの現状について概説し、その性能照査法について触れる。ついで、

制震ダンパーの高機能化、即ち鋼橋のライフサイクルに渡って取り替え不要な制震ダンパー(高機能制震ダンパーと称する)開発を目指した最新の研究について述べる。高機能制震ダンパーに関する研究は、現在続行中であるので、研究計画と若干の結果の紹介が中心となる。

2. 制震ダンパー

(1) 概要

制震構造には、アクティブ型、セミアクティブ型、パッシブ型があるが、動力源の不必要なパッシブ型が大地震時の土木構造の制御に有効と考えられる。本論文ではパッシブ型の制震構造に限定する。

パッシブ制震には、a) 避共振方法(地震動に含まれる卓越周期成分から構造物の1次固有周期をはずし、1次共振を避ける方式)、b) 減衰付加方式の2つの考え方がある。この内、土木構造物の大地震に対する制震に利用できる構造は、現在の所、避共振方法としての1) 免震構造、減衰付加方式としての2) 内蔵型ダンパー、3) 連結型ダンパーである。

免震構造については周知のように橋梁に対する実績が多い。橋梁における免震装置は主として支承に

用いられるが、このようなシステムにおいては、上部構造は橋脚と直列に結合されることとなり、上部構造の変位は橋脚と支承の変位の和となる。従って、場合によっては、上部構造の変位が非常に大きくなり、隣接上部構造との衝突が問題になる。そのため、上部構造間に緩衝装置を設置する場合がある。

内蔵型ダンパーは、構造物の内部に設置されるダンパーで、ラーメン橋脚のブレース材あるいはアーチ橋の横構・対傾構などとして用いられ、大別すると、a)ダンパーの弾塑性変形履歴に伴うエネルギー吸収・消散機構により減衰を付与する方式（履歴型ダンパー）、b)速度依存型の粘性減衰によるエネルギー吸収・消散機構を持つダンパーにより減衰を付与する方式（粘性型ダンパー）である。履歴型ダンパーには鋼材ダンパー、鉛ダンパー、摩擦ダンパーなどがあり、最近では形状記憶合金の利用が米国で研究されている。本論文では、最も実用的な鋼材を用いた履歴型ダンパーについて検討している。

連結型ダンパーは、固有周期が異なる隣接構造物をダンパーで連結し、地震時の揺れの周期・位相が異なることを利用してエネルギー吸収を行うものであり、橋梁の隣接桁間に設ける緩衝装置は、原理的には連結型ダンパーの一種と考えることもできる。

(2) 履歴型ダンパー

履歴型ダンパーを付与した土木構造物の研究は最近盛んに行われるようになり、ラーメン橋脚、アーチ橋、トラス橋、斜張橋等の耐震性能向上に有効であることが実証されつつあり、これらの橋梁の耐震設計/補強への適用が増えつつある²⁾。

履歴型ダンパーの降伏形式としては、せん断降伏型、軸降伏型、および曲げ降伏型の3種類があるが、本論文では主として軸降伏型およびせん断降伏型のダンパーを取り上げる。

軸降伏型ダンパーとして、座屈拘束ブレース材(BRB)がある(図-1a)。座屈拘束ブレースは、ブレース材が圧縮力を受けた際に部材座屈(オイラー座屈)を起こさせないように保護カバー(拘束材)を取り付けたブレース材で、ラーメン橋脚、アーチ橋、トラス橋、斜張橋などへの適用実績があり、また、落橋防止構造への適用例もある²⁾。

せん断降伏型ダンパーは、主としてせん断力を受けるパネルの塑性変形により地震エネルギーを吸収するダンパー(SPD)である(図-1b)。

制震ダンパーの素材としては、鋼材が最も多く用いられ、鋼種として、普通鋼(SS400鋼)、極軟鋼(極低降伏点鋼 LY100, 低降伏点鋼 LY225)などの低い降伏点強度の鋼が使用される。これは、大地震に対して、ブレース材の降伏を容易に起こさ

せるためである。ただし、降伏を確実に起こさせるためには、降伏点のバラツキを狭い範囲に収まるように制御された鋼材の使用が望ましく、降伏応力に対する厳しい狭幅管理($\pm 20 \text{ N/mm}^2$ で、例えば LY225 に対して降伏応力は $205 \sim 245 \text{ N/mm}^2$)され、しかも高い伸び特性(LY100 $\geq 50\%$, LY225 $\geq 40\%$)を有する極軟鋼の使用が好ましい。その中でも、ひずみ硬化特性が SS400 並である LY225 が取り扱いやすい。それは、SS400 に対して開発された多くの材料構成則が、ほぼそのまま LY225 に適用可能であるからである。

(3) 安全性照査法

文献2)では、鋼橋の耐震性能照査法として「変位照査法」と「ひずみ照査法」が提案されている。履歴型制震ダンパーについては、その内、ひずみ照査法が適用され、以下の2項目に関する照査が必要である。

変形性能照査

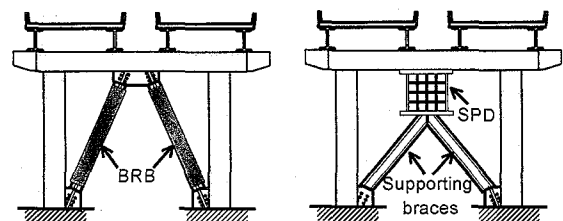
$$\varepsilon_{\max} \leq \varepsilon_u \quad (\text{BRB}) \quad (1)$$

$$\gamma_{\max} \leq \gamma_u \quad (\text{SPD}) \quad (2)$$

低サイクル疲労照査

$$CID = \sum_{i=1}^n |\delta_{pi}| \leq (CID)_{\text{lim}} \quad (3)$$

ここで、 ε_{\max} 、 γ_{\max} はそれぞれ座屈拘束ブレース(BRB)の平均応答軸ひずみ(座屈拘束ブレースの軸変形を変形する部分の長さで除した量)の最大値、せん断パネルダンパー(SPD)の平均応答せん断ひずみ(せん断パネル頂部と底部の相対水平変位をせん断パネルの高さで除した量)の最大値、CID は累積塑性変形²⁾、 ε_u は終局ひずみ、 γ_u は終局せん断ひずみ、 δ_{pi} は BRB に対しては平均応答軸ひずみの



(a) BRB

(b) SPD

図-1 橋脚に設置した制震ダンパー

塑性成分, SPD に対しては平均応答せん断ひずみの塑性成分, $CID)_{lim}$ は累積塑性変形の限界値を表す. 終局ひずみ ϵ_u , 終局せん断ひずみ γ_u , 累積塑性変形の限界値 $CID)_{lim}$ の具体的な値は後述するが, 高機能制震ダンパーは, これらの値を通常よりも大きく取ることにより, 高機能性を確保する.

3. 座屈拘束ブレース (BRB)

(1) 概要

拘束材によりブレース材の曲げ座屈を防止することにより, 圧縮と引張に同一の履歴特性が得られ, ブレースのエネルギー吸収能力を格段に向上させると共に, 復元力特性を単純化させて設計を容易にさせることが可能となる. ブレース材に作用する軸力を拘束材に伝えないために, 拘束材とブレース材の間には, 隙間, もしくは特殊なアンボンド材を用いている.

BRB は, 部材座屈および局部座屈が起こらないように使われるのが基本であるから, 圧縮と引張りの挙動はほぼ同一で断面積と降伏応力さえ同じであれば挙動は基本的には断面形状にほぼ無関係になる. 但し, 後述のように, ブレース材と拘束材の摩擦の影響で, 軸力は圧縮時のほうが引張り時より多少大きくなる. また, 隙間量が大きすぎると大圧縮ひずみ領域で耐荷能力が小さくなるため, 隙間量は制限する必要がある.

(2) BRB の繰り返し弾塑性挙動と実験^{4),5)}

BRB は, ブレース材が拘束材内の隙間で変形するように拘束されている. 従って, 拘束材自身が座屈しないように設計されたブレース材は, 拘束材を剛な一對の平壁面, アンボンド材をバネに置き換え, 壁面間で変形する 2次元の両端単純支持柱としてモデル化できる (図-2). 但し, ブレース材と拘束材の摩擦の影響は無視する. このようなモデルの繰り返し圧縮・引張解析から, 次のような知見が得られている.

- ブレース材は拘束材との隙間で非常に高次の横たわみモードで変形する.
- ブレース材の圧縮時の軸方向変位は, 横たわみと軸方向の変形によってもたらされる.
- 細長比の大きなブレース材ほど高次のモードに移行しやすく, アンボンド材の剛性はブレース材の挙動に大きく影響しない.
- 圧縮時の軸方向荷重(P)―軸方向変位(δ)関係は, 単調圧縮荷重および繰り返し荷重とも, 引張時の

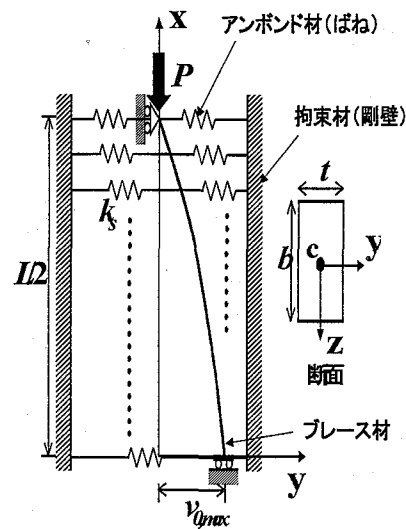


図-2 全体座屈を起こさない BRB の解析モデル^{4),5)}

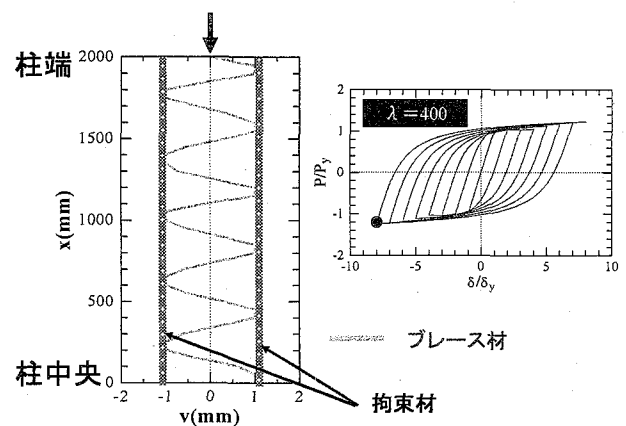


図-3 ブレース材の変形モード

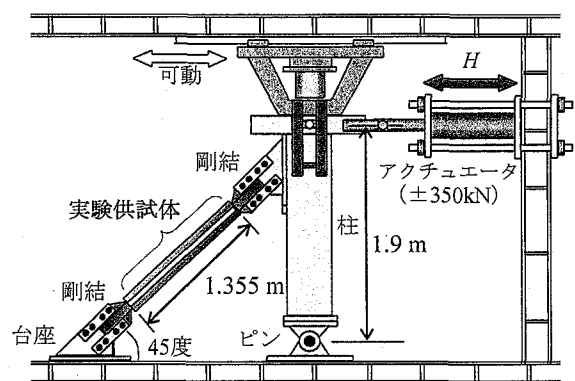


図-4 実験装置

それにほぼ等しい.

解析から得られたブレース材の変形モード図を 図-3 に示す. 高次の横たわみ変形が発生している様子がよくわかる.

上記の解析結果の検証のために、**図-4**の装置で引張一圧縮繰り返し実験を行った。実験で採用した座屈拘束材は、既存のブレース材（横構、対傾構等）を補強する、施工を容易にする、地震後の損傷度検査を可能にすることなどを考慮して、**図-5**に示すようなボルト接合断面とした。ブレース材には平鋼を採用し、一對の拘束材は既製品であるUリブを切断して製作し、モルタルを充填したものを用いた。アンボンド材は1mm厚のブチルゴムを用いた。実験によって得られた供試体（ブレース材の細長比 $=553$ ）の軸方向力（ P ）-軸方向変形（ δ ）関係の例を**図-6**の実線で示す。図において引張側を正とし、縦軸、横軸をそれぞれ、降伏軸力 P_y 、降伏変形 δ_y で除して無次元化している。ちなみに δ/δ_y はブレース材の平均ひずみを降伏ひずみで除した量に等しい。供試体の細長比は非常に大きいにもかかわらず、圧縮側（軸力の負側）でも引張り側とほぼ同様の紡錘形の履歴曲線を描いており、拘束材は最終段階まで機能し、優れたエネルギー吸収能力を発揮していることが分かる。但し、圧縮側ではブレース材が横たわみ変形を生じて拘束材に接触するため摩擦力が生じ、荷重が引張り側より若干大きくなっている。

図-6には、解析結果（構成則は修正2曲面モデル）も実験結果と比較して示されているが、両者の履歴曲線は若干の差はあるもののほぼ一致しており、解析モデルがBRBの弾塑性挙動を精度良く再現できるものであることが分かる。圧縮側で実験の荷重が解析結果の荷重を上回るが、これは、解析モデルではブレース材と拘束材の間に摩擦を考慮していないためである。摩擦の影響については文献で検討されている。

実験終了後のブレース材の変形状態（**写真-1**）は、解析から得られた知見 a), b)を裏付ける結果を与えている。圧縮時にも安定した復元力特性が得られ、大きなエネルギー吸収能力を有するのはブレース材のたわみが一定量より小さく拘束されているからであり、前述のように、ブレースと拘束材の隙間量の制限が重要である。

（3）BRBの要求性能

座屈拘束ブレース材（ブレース材と拘束材）がその機能を果たすためには、次に示すような種々の性能が要求される⁵⁾⁶⁾。

- 1) 座屈拘束ブレース材全体の座屈の防止
- 2) ブレース材の局部変形による耐力低下の防止
- 3) ブレース材の必要変形量の確保
- 4) ブレース材の低サイクル疲労防止
- 5) 拘束材の強度
- 6) 座屈拘束ブレース材と主構造の接合部の強度

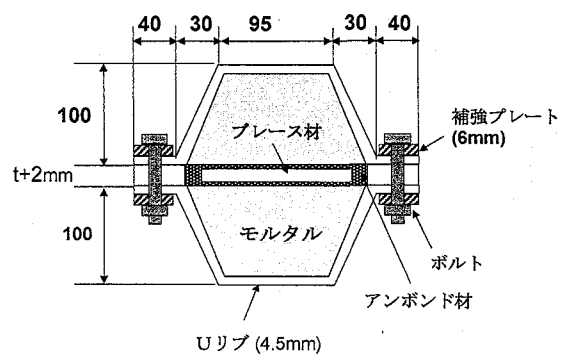


図-5 BRB 実験供試体断面

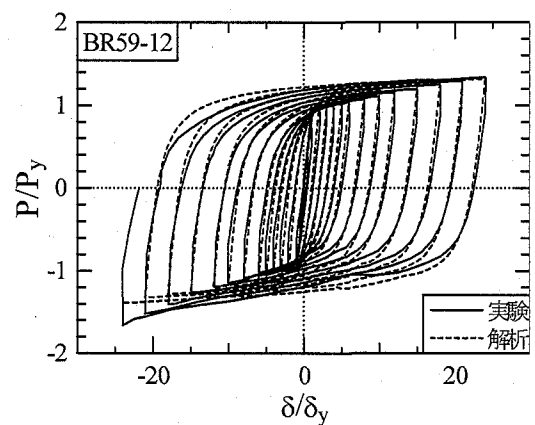


図-6 BRBの実験と解析の比較例



写真-1 実験終了後のブレース材
(拘束材除去)

上記は文献5, 6)で検討されている。ここではその内、2, 3の項目について述べる。

1) 全体座屈の防止

座屈拘束ブレース材の全体座屈は、**写真-2**のように格点間で生ずるオイラー型の曲げ座屈で、全体座屈が生ずるとブレース材のエネルギー吸収能は急激に減少する。座屈拘束ブレース材の全体座屈の発生メカニズム、および全体座屈防止条件式は **Appendix 1** で述べる。**図-5**のモルタル充填型のBRBは剛性が高いため全体座屈の恐れは少ないが、土木構造のように大型のBRBを使用する場合は施工性が悪くなる。そのため軽量化したBRBの開発が必要であるが、今度は曲げ剛性が小さくなるため全体座屈に対する検討を慎重に行う必要が出てくる。**図-7**は、軽量化を目的として、モルタルを充填し

ないで製作した BRB を示す。図-8 はこの BRB 断面（但し、 $t=10\text{mm}$ 、 $h_w=t_w=0.0$ 、 $b_f=200\text{mm}$ 、 $t_f=12\text{mm}$ 、 $d=1\text{mm}$ ）を用いて行った実験および解析から得られた履歴曲線である。この場合の解析は、BRB の全体座屈を解析できるようにしたモデル⁶⁾を用いている。この例では、軸方向変形 δ が降伏軸方向変形 δ_y のほぼ 12 倍（あるいは、BRB の平均軸ひずみが降伏ひずみの 12 倍）で、写真-2 で示したような全体座屈が発生した。JSSC ガイドラインでは、ブレース材の必要ひずみ量は 0.03（SS400 に対してほぼ $23\varepsilon_y$ ）としているので、このブレースは変形量の要求性能を満たさないことになる。

2) 局部変形による圧縮耐力低下防止

ブレース材は図-3 あるいは写真-1 に示したように、拘束材とブレース材の隙間で高次のモードで変形してエネルギー吸収を行うため、隙間が大きすぎると軸圧縮耐力が軸引張耐力に比べ低下してしまう現象が生ずる。これに対する検討は、文献で行われており、次式を満足すれば圧縮側の耐力は引張側の耐力の 95% を保持できることが示されている。

$$\begin{aligned} d &\leq 0.2t && \text{平鋼断面} \\ d &\leq 0.7r && \text{一般断面} \end{aligned} \quad (4a,b)$$

ここで、 d =隙間量、 t =ブレース材の厚さ、 r =ブレース材の弱軸回りの断面 2 次半径である。ちなみに、前述の実験においては、 $t=10\text{mm}$ 、 $d=1\text{mm}$ であるので、上の条件を満足している。

3) 必要変形量

これは、BRB の変形能の限界値を規定するもので、式 (1) の ε_u に相当する。必要変形量は、BRB の性能の一つとして表示されるもので、設計では、応答値に応じて必要な性能をもつ（即ち、照査式を満足する）BRB が選択される。しかしながら、新しい BRB を開発する場合などのために、目標性能としての変形量の目安を提示しておくことは意味のあることである。そのためには、多数の橋梁について地震応答解析を実施し、BRB に生ずるひずみの上限値を定めておくのが一つの方法である。このような考えをアーチ橋に適用し、道路橋示方書・V 耐震設計編に与えられている、1, 2 種地盤用標準地震波 12 波に対して、複合非線形動的解析を実施して BRB に生ずるひずみの上限値を求めた研究がある。それによると、アーチ橋の対傾構、横

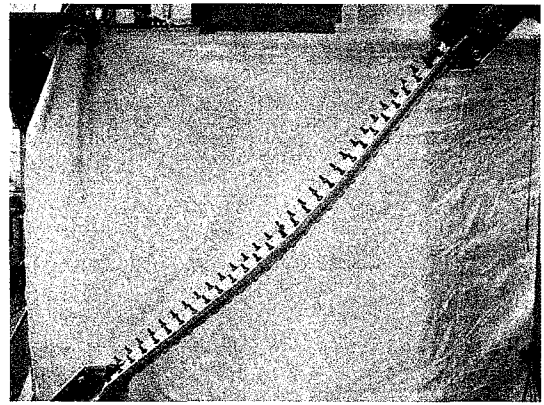


写真-2 BRB の全体座屈

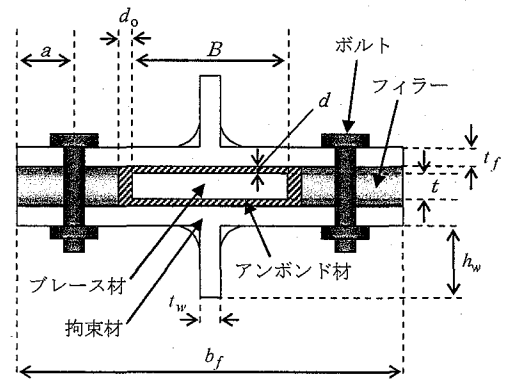


図-7 軽量化した BRB

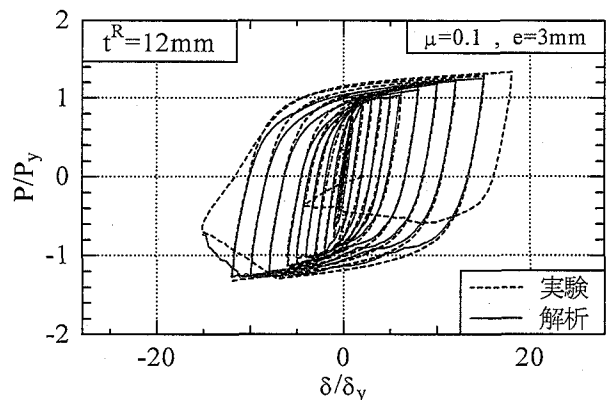


図-8 全体座屈が生じた BRB の履歴曲線

構として取り付けられた BRB に発生する最大応答ひずみは降伏ひずみの 18 倍程度である。同文献では、最大応答ひずみは鋼種にほぼ無関係であるので、目標とする限界値はひずみの絶対量で設定するのがよいとされている。これらを踏まえ、JSSC ガイドラインでは、BRB に必要とされる変形量（軸ひずみ）は、0.03 としている。

4) ブレース材の低サイクル疲労防止

これについては、まだ十分に検討されていないが、累積塑性変形によって評価する方法が、JSSC ガイドラインに提案されている(式(3))。式(3)の $CID)_{lim}$ が限界値である。これについても文献13)で検討されているが、アーチ橋に設置した BRB の場合、1回のレベル2地震に対する累積塑性変形は高々 $140 \epsilon_y$ 程度である。しかしながら、JSSC ガイドラインでは、最近の大地震の経験から、余震の影響を考慮してそれらの値の3倍程度を目標値に設定するのが望ましいとしている。即ち、BRB に必要とされる累積塑性変形量(軸ひずみ)は、0.70を提案している。

5) 拘束材の強度

ブレース材は、拘束材の内部で高次のモードで変形するため、拘束材にはブレース材から接触力が作用しそれがフープ応力となり、ボルトは引張力を受けることとなる。これについては引張ボルト接合の設計式が準用できるものと思われる。接触力の大きさの推定式は、文献5)に与えられているので、これを基にボルトの設計が可能である。

6) BRB と主構造の接合部の強度

これについては土木分野ではまだ研究はほとんど進んでいない。重要なことは、BRB から主構造に伝達される軸力は、引張り、圧縮共ほぼ同じ程度の大きさで、概略、公称降伏軸力の1.92倍にも達することである(Appendix 1 参照)

4. せん断パネルダンパー (SPD)

(1) 概要

土木構造を対象とした SPD に関する実験的研究は、RC 鉄道高架橋の補強工法として精力的に行われてきている。しかし、鋼構造についての実験的研究は公表されているものは多くない。ここでは、Chen らが名古屋大学で行った一連の数値解析的研究^{8),9)}を紹介する。

Chen らは、図-9 に示すような補剛 SPD の繰り返し弾塑性解析を基に、SPD の性能に関する検討を行っている。但し、補剛材はウェブ板の片側または両側に縦横等間隔に配置され、縦横補剛材は同一とする。解析結果より判断して、SPD は次のようなパラメータの範囲内で使用すれば、図-10 に示すよ

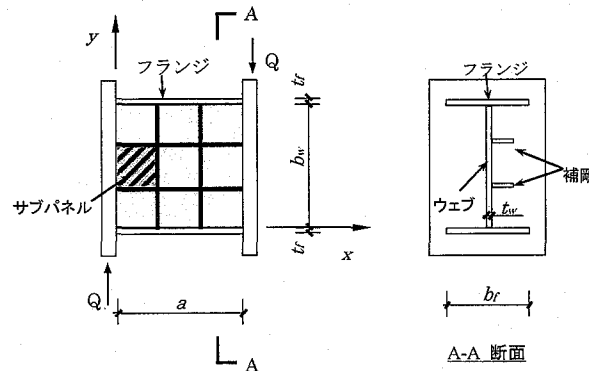


図-9 せん断パネルダンパー

うに、せん断座屈による耐力低下、ピンチング(荷重増大無しに変形のみ進む現象)などの現象が生じない紡錘形の履歴曲線を得ることが出来るようである。

- 1) ウェブの幅厚比およびフランジとウェブの板厚比の影響が大きい。それらは、次に示すパラメータの範囲で使用するのが良い。

$$\begin{aligned} R_w &\leq 0.3 \\ t_f/t_w &\geq 4.0 \\ 0.5 &\leq \alpha \leq 1.5 \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、

$$R_w = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_s \pi^2 E}} \quad (6)$$

$$k_s = \begin{cases} (n_L + 1)^2 (5.35 + 4/\alpha^2), & \alpha \geq 1 \\ (n_L + 1)^2 (5.35/\alpha^2 + 4), & \alpha < 1 \end{cases} \quad (7)$$

ここに、 b_w =ウェブ板幅、 t_w =ウェブ厚、 t_f =フランジ厚、 n_L =ウェブ板の長さ方向(x軸方向)の補剛材本数で、幅方向(y軸方向)の補剛材本数 n_T と等しい、 $\alpha = a/b_w$ 、 a =板の長さである。

- 2) 補剛材剛比 γ_s は、Chusilp ら¹⁰⁾によって求められた最適剛比 γ_s^* の3倍以上とする。

$$\gamma_s = \frac{I_s}{b_w t_w^3 / 11} \quad (8)$$

$$\gamma_s^* = \left(\frac{23.1}{n_L^{2.5}} - \frac{1.35}{n_L^{0.5}} \right) \frac{(1 + \alpha^{3/n_L - 0.3})^{2n_L - 1}}{1 + \alpha^{5.3 - 0.6n_L - 3/n_L}} \quad (9)$$

ここに、 I_s =補剛材の断面2次モーメント(軸

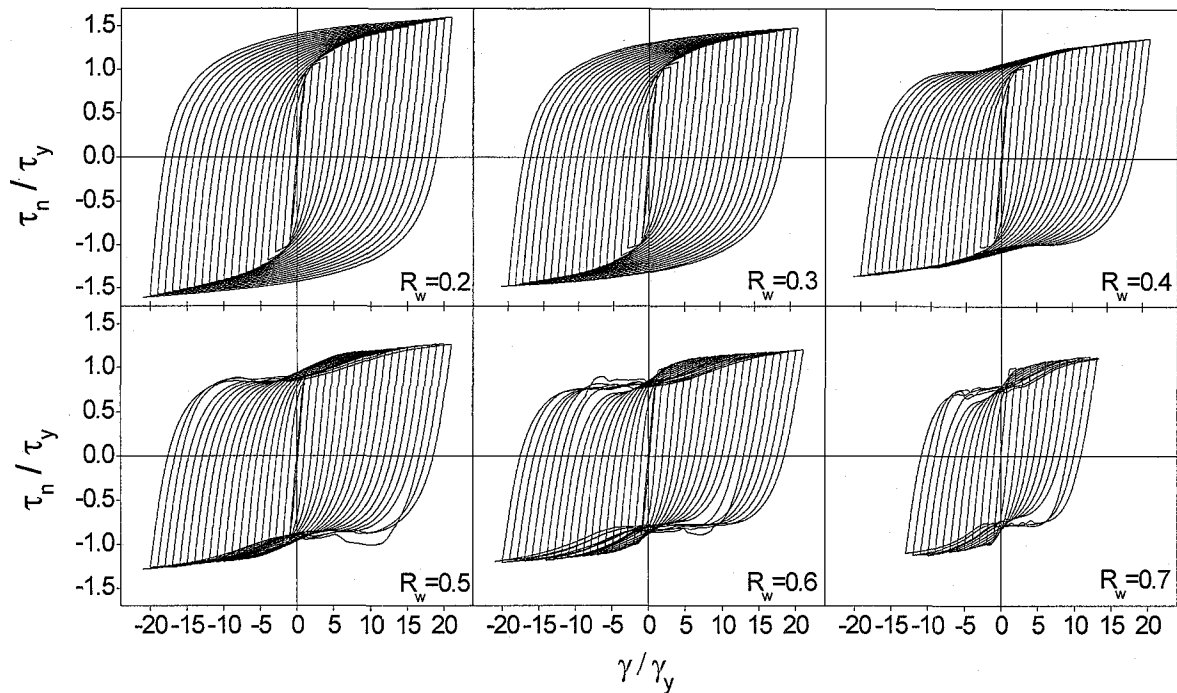


図-10 SPDの繰返し弾塑性解析結果⁸⁾ ($\tau_n = Q/b_w t_w$)

は、片側補剛材の時はウェブ板の表面、両側補剛材の時はウェブ板の中央面にとる)である。

- 3) 片側補剛材と両側補剛材では、パラメータの値が同じであれば挙動に顕著な差がないので、溶接量の少ない片側補剛材の使用が勧められる。
- 4) 補剛材の幅厚比は補剛材幅厚比パラメータが0.5以下になるようにする。

以上の知見は、SPDのせん断ひずみが $20\gamma_y$ (γ_y は降伏せん断ひずみで、SS400で0.0018程度)までの繰返し載荷解析から得られたものであることに注意する必要がある。高機能制震ダンパーでは、変形性能の要求値はこれより大きな値となる。

(2) SPDの要求性能

せん断パネルダンパーに関しても、座屈拘束ブレースと同様、種々の要求性能を満たす必要がある。

それらは、以下のようになろう。

- 1) SPD全体の面外座屈の防止
- 2) せん断座屈による耐力低下の防止
- 3) 必要変形量の確保
- 4) 低サイクル疲労防止
- 5) 主構造の接合部の強度

1) は、フランジおよび補剛材によってSPDの面外変形が拘束されているので通常起こらないと考えら

れるが、ウェブ長さ a が非常に大きい場合には検討する必要があるかもしれない。2) は前項のパラメータの範囲内で使用する場合には問題にならない。

3), 4) についてはほとんど研究されていないが、Appendix 2にBRBの変形性能、累積塑性変形の限界値と等価なSPDの限界値が算定されている。これを高機能SPDの目標性能とする。

5. 高機能制震ダンパーの開発

(1) 一般

土木構造に用いられる制震ダンパーは、建築構造に比べより厳しい条件、すなわち大型で長期間風雨にさらされた状態で使用されるのが一般である。従って、建築構造に用いられる制震ダンパーに要求される性能に加え、土木構造特有の性能が要求される。それらをまとめると以下のようになろう。

- 1) 安定した履歴特性を持ち、高いエネルギー吸収能を持つ。
- 2) 変形能力が大きい。
- 3) 低サイクル疲労強度が大きい。
- 4) 高い耐久性を持つ。
- 5) 製作が容易で安価である。
- 6) 取り替えが容易に出来る、あるいは取り替えが不要である。

性能1)～3)は、制震ダンパーの履歴曲線が耐力低下のない紡錘形で、さらに式(1)～(3)の照査式を満足すれば達成できよう。但し、制震ダンパーと主構造との接合部は、所用の性能を発揮する前に破壊しないように慎重に検討する必要がある。

4)については、鋼材の耐腐食性、アンボンド材の経年劣化(硬化)が問題となる。5)は、鋼材を使用することにより比較的容易に達成することが出来ると考えられる。

現在、開発を進めている高機能制震ダンパーは、1)～5)の要求をすべて満たし、6)の内、橋梁のライフサイクルに渡って取り替えが不要な制震ダンパーである。研究は続行中であるが、式(1)～式(3)の限界値として、前2章で検討してきた大地震3回程程度の応答値の上限である、下記の限界値を設定して目標性能としている。

座屈拘束ブレース

$$\begin{aligned} \varepsilon_u &= 0.03 \\ (CID)_{lim} &= 0.7 \end{aligned} \quad (10a,b)$$

せん断パネルダンパー

$$\begin{aligned} \gamma_u &= 0.12 \\ (CID)_{lim} &= 2.8 \end{aligned} \quad (11a,b)$$

以下、これに関連して行った実験的あるいは数値解析的研究の成果の一部を紹介する。

(2) 座屈拘束ブレース

Appendix 1 に示した BRB の全体座屈防止の必要条件(安全係数: $v_F \geq 3.0$)を満足する BRB が、上述の目標性能を達成できるかどうかを実験的に検討した。BRB は図-7 の軽量化した BRB (但し、 $t=10\text{mm}$, $b_f=200\text{mm}$, $t_f=10\text{mm}$, $d=1\text{mm}$) を用い、ウエ

ブの高さ h_w を変化させることにより拘束材の剛性、安全係数の値を変化させた。

実験供試体の内、実験が終了している4体の供試体の諸元と安全係数の値を表-1 に示す。ブレース材、拘束材とも SS400 を使用し、安全係数を算定する時の鋼材の降伏点応力等は公称値を使用した。供試体1, 2は全体座屈発生の可能性の高い場合、供試体4は発生の可能性が低い場合、供試体3がそれらの中間の場合である。

実験装置はを用い、アクチュエーターを実験供試体の軸方向変位 δ によって制御し、引張圧縮交番の漸増変動変位の両側繰り返し載荷(各振幅で繰り返し数一回)を行った。載荷パターンは、 $0.5\delta_y$ から開始し、次に $\delta_y \sim 6\delta_y$ までは δ_y ずつ、 $6\delta_y \sim 12\delta_y$ までは $2\delta_y$ ずつ、 $12\delta_y \sim 18\delta_y$ まで $3\delta_y$ ずつ、 $18\delta_y \sim 24\delta_y$ までは再度 δ_y ずつ増加させ、全体座屈発生変位を出来るだけ精確に特定できるようにした。最後に $24\delta_y$ (ブレース材の平均ひずみ δ/L は 0.03 で、ほぼ限界ひずみ ε_u に等しい)の変位で、累積塑性変形が所要の値 ($CID=0.7$) に達するまで繰り返し、そのループで耐力が第1回目の最大荷重の95%以上低下した時点で実験を打ち切り、その直前のループ間での累積塑性変形をその供試体の限界値 (Capacity) とした。

実験結果は、表-1 にまとめてある。予想通り、供試体1, 2は限界ひずみに達する前に全体座屈を起こしたが、供試体3, 4は全体座屈を起こすことなく、式(10a,b)の目標性能を確保できた。図-11 に供試体 No.3 の履歴曲線を示す。 $v_F \geq 3.0$ は、BRB が式(10a,b)の目標性能を確保できる条件であることが分かった。残る問題は BRB と主構造の接合部構造であるが、これについても順次検討を進める。

表-1 BRB の実験供試体と実験結果

実験供試体 (図-6, Appendix 1 参照)					実験結果		
No.	h_w (mm)	P_E^R / P_y	$M_y^R / P_y L$	v_F	全体座屈の発生	変形性能 (ひずみ)	累積塑性変形 (ひずみ)
1	0	2.09	0.0238	1.58	Yes	0.00645	0.07
2	20	3.24	0.0164	1.86	Yes	0.0194	0.48
3	30	4.61	0.0182	2.37	No	0.031	0.81
4	40	7.71	0.0218	3.12	No	0.031	0.83

注1) $t=10\text{mm}$, $b_f=200\text{mm}$, $t_f=10\text{mm}$, $d=1\text{mm}$

注2) v_F は $\sigma_y=235\text{MPa}$, $a=L/333=4.07\text{mm}$, $e=0.0$ と仮定して算定。

(3) せん断パネルダンパー

式(5)～(9)の構造仕様を持つSPDは、式(11a,b)の目標性能を達成できるかどうかを数値計算によって調べる。最も重要なパラメータは幅厚比パラメータ R_w であるが、目標変形性能が非常に大きくなっていることに鑑み、この値を0.2にした。その他のパラメータの値を表5.2に示す。ウェブ材は低降伏点鋼(LY225)、その他はSM490Yを使用している。

解析より得られた履歴曲線を図-12に示す。履歴曲線は $\gamma/\gamma_y \cong 45$ 辺りから多少の劣化が生じているが、限界ひずみ0.12($\gamma/\gamma_y \cong 70$)での3サイクル目の耐力は依然 $\gamma/\gamma_y \cong 45$ でのピーク荷重の98%の耐力を保持している。そこで、その時点の累積塑性変形(せん断ひずみ)を求めると2.89となり、式(11a,b)の目標性能を満たすこととなる。

図-13は、4段階のステップでの変形図を示したものである。最終段階に至っても、ウェブパネルに座屈変形は見られるものの、補剛材は依然健全であることが分かる。

以上をまとめると、前章で述べた構造仕様を満足するSPDは、式(11a,b)の性能を確保できる可能性が高いことを示している。これについては、実験による検証が必要で、現在実施中である。

6. 結言

本論文では、「鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン²⁾」に従って制震ダンパーを概説し、性能照査法について触れた。ついで、制震構造の要となる制震ダンパーに関する既往の研究をレビューし、制震ダンパーの高機能化、即ち鋼橋のライフサイクルに渡って取り替え不要な制震ダンパー開発を目指した最新の研究を述べた。この研究は現在継続中であり、まだ未完成的な速報の段階であるが、近日中に完成した形で発表したい。

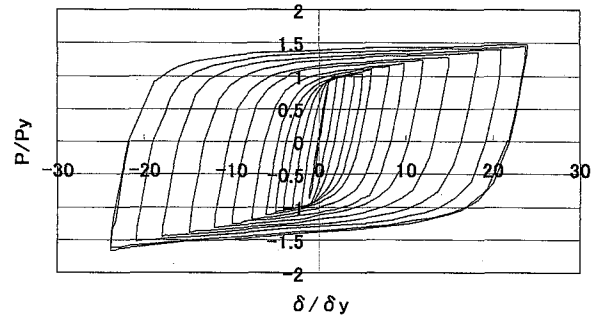


図-11 高機能BRB (No. 3) の履歴曲線 (実験)

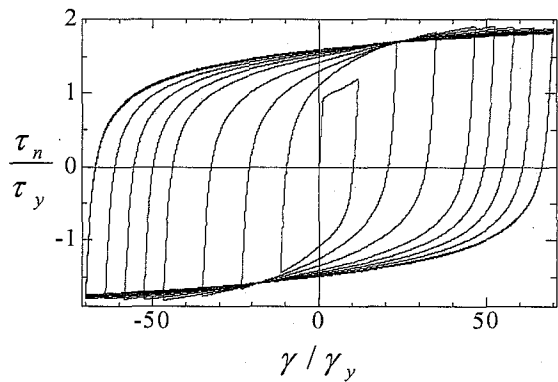


図-12 高機能SPDの履歴曲線 (解析)

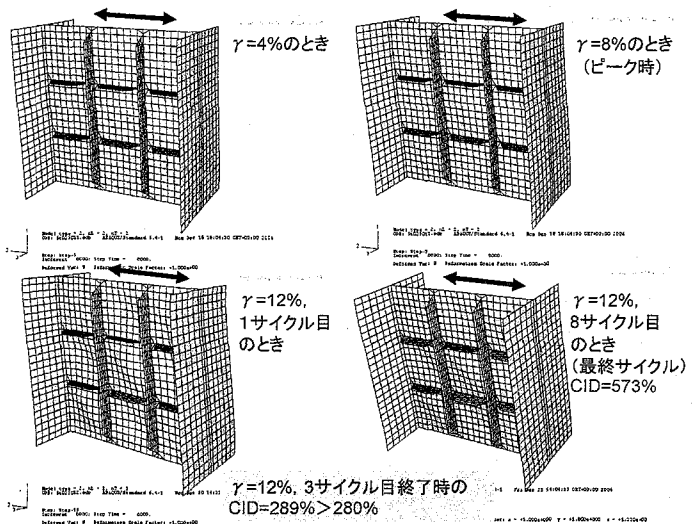


図-13 SPDの変形図 (解析)

表-2 数値計算に用いたSPDの諸元 (図-9 参照)

No.	ウェブ					フランジ				補剛材		
	a mm	b _w mm	t _w mm	α	R _w	b _f mm	t _f mm	t _f /t _w	n _L	b _s mm	t _s mm	γ _s /γ _s *
1	610	610	9.0	1.00	0.195	400	25	2.78	2	59	9	3.01

注1) ウェブ: LY225, フランジおよび補剛材: SM490Y

注2) ウェブ材の諸元: σ_y=225MPa, ε_y=0.00113, τ_y=130MPa, γ_y=0.00185

参考文献

- 1) 中央防災会議:
<http://www.bousai.go.jp/chubou/15/siryov1.pdf>
- 2) 宇佐美勉編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，日本鋼構造協会，技報堂，2006.9.
- 3) 宇佐美勉：鋼橋の制震構造化，一日以内に緊急車両の通行機能を確保する鋼橋の耐震化を目指して，構造工学フロンティア論文集，名古屋大学，pp.147-178, 2006.9
- 4) 加藤基規，宇佐美勉，葛西昭：座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，構造工学論文集，Vol.48A，pp.641-648，2002.3.
- 5) 宇佐美勉，加藤基規，葛西昭：制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの要求性能，構造工学論文集，Vol.50A，pp.527-538, 2004.3.
- 6) 宇佐美勉，渡邊直起，河村洋行，葛西昭，織田博孝：制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体座屈，構造工学論文集，Vol.52A，pp.37-48, 2006.3.
- 7) 葛漢彬，日沖堅治，宇佐美勉：鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値，土木学会地震工学論文集，2005.8.
- 8) Chen, Z., Ge, H. B. and Usami, T.: Numerical Study on Development of Hysteretic Model for Stiffened Shear Panel Dampers, J. of Struct. Eng., JSCE, Vol.52A, pp.573-582, 2006.3.
- 9) Chen, Z., Ge, H. B. and Usami, T. : Study on Seismic Performance Upgrading for Steel Bridge Structures by Introducing Energy-Dissipation Members, Journal of Structural Engineering, Vol.53A, 2007.3 (to be published)
- 10) Chusilp, P. and Usami, T. : New Elastic Stability Formulas for Multiple-Stiffened Shear Panels, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.128, No.6, pp.833-836, 2002.6.

Appendix 1 座屈拘束ブレース (BRB) の全体座屈⁶⁾

土木構造物に用いられる制震ダンパーは建築構造物のそれに比べ必然的に大型になる。従って、軽量化されたダンパーの開発が望ましいが、BRBの場合は全体座屈防止に対する十分な注意が必要である。ここでは、BRBの全体座屈防止条件についてまず述べ、その条件式に現れる安全係数の値について考

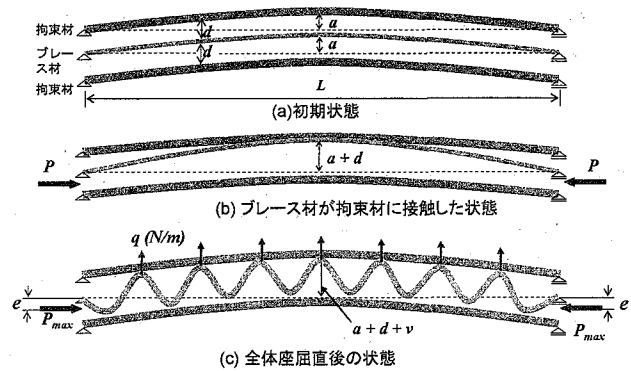


図 A.1 BRB の全体座屈に至る挙動

察する。

BRBの全体座屈発生メカニズムについて考察する。図-A.1(a)~(c)は、それぞれ単調増大の偏心圧縮荷重 P を受ける BRB の(a)初期状態、(b) ブレース材が拘束材に初めて接触した状態、および (c) 全体座屈直後の状態を示したものである。ここで、 d はブレース材と拘束材の間の隙間量、 a は拘束材とブレース材中央の初期たわみである。ブレース材は初期状態 (図-A.1 (a)) から圧縮荷重の増大に伴い拘束材に接触する (図-A.1 (b))。荷重が更に上昇すると、横たわみは高次の変形モードに成長していき、拘束材にはブレース材から接触力が作用し、それがフープ応力となる⁵⁾。ただし、全体座屈が生ずる前は、上下の拘束材に作用する総接触力はバランスされており、拘束材の横たわみは小さい。更に荷重が増大すると、拘束材の剛性が低い場合には、全体座屈が生ずると共に拘束材の横たわみが発生し、接触力が上方の (拘束材の変形方向の) 拘束材のみに作用することとなる (図-A.1 (c))。接触力の大きさの算定は複雑であるが、文献5)で示されているように、ブレース材と拘束材の接触点で、拘束材の長手方向にほぼ等しい大きさで作用すると見なされる。軸圧縮力の増大により拘束材の横たわみが更に進み、拘束材中央が降伏した点が BRB の終局状態となる。

さて、全体座屈が生じた直後の BRB 中央に発生する曲げモーメント M_c は次式のように表される。

$$M_c = P_{\max} (a + d + e + v) \quad (\text{A.1})$$

ここで、 v = 全体座屈が生じた直後の拘束材の横たわみである。全体座屈が生ずる時点でのブレース材から拘束材に作用する単位長さあたりの接触力 q (N/m) は等分布と仮定し、接触力 q およびそれによ

って発生する曲げモーメント M_c は拘束材のみで受け持たれるものと仮定すると次式が成り立つ。

$$v = \frac{5qL^4}{384E^R I^R} = \frac{5M_c L^2}{48E^R I^R} \quad (\text{A.2})$$

ここで、 $E^R I^R$ = 拘束材の曲げ剛度である。

式 (A.2) の v を式 (A.1) の右辺に代入し、 M_c について解くことにより次式を得る。

$$M_c = \frac{P_{\max}(a+d+e)}{1 - \frac{5P_{\max}L^2}{48E^R I^R}} \cong \frac{P_{\max}(a+d+e)}{1 - 1.03 \frac{P_{\max}}{P_E^R}} \quad (\text{A.3})$$

ここで、 $P_E^R = \pi^2 E^R I^R / L^2$ = 拘束材のオイラー座屈荷重である。上の誘導は、拘束材の強度と剛性がかなり大きく、ブレース材が高次のモードに変形した後に全体座屈が生ずる場合に適切である。ところが、拘束材の強度と剛性が余り大きくない場合は、ブレース材が高次のモードに変形する前に全体座屈が生じてしまう場合も考えられる。極端な場合は、図 A.1 (b) に示したように、ブレース材中央が拘束材に接触した時点で全体座屈を起こす場合も考えられよう。この時は、接触力は等分布ではなく、拘束材中央に働く集中荷重と考える方が適切である。この場合には、上と同様な誘導方法により、式 (A.3) の最終項の分母の係数 1.03 が 0.82 になることが分かる。即ち、接触力を等分布と仮定すれば、安全側の照査式を得る。

式 (A.3) の最終式の係数 1.03 を 1.0 とおき、拘束材の抵抗モーメント M_y^R が、式 (A.3) の外力モーメントを上回る条件から、次式で示す全体座屈防止条件式が得られる。

$$\frac{P_{\max}(a+d+e)}{1 - \frac{P_{\max}}{P_E^R}} \leq M_y^R \quad (\text{A.4})$$

ここで、この式の左辺は P - Δ 効果を考慮した拘束材中央の曲げモーメント(応答値)、右辺は拘束材の降伏曲げ強度(限界値)であって、限界状態を初期降伏と仮定した式を表す。

次に、式(A.1)を P_{\max} について解くと次式を得る。

$$v_F \equiv \frac{P_{\max}}{P_y} \leq \frac{1}{\frac{P_y}{P_E^R} + \left(\frac{P_y L}{M_y^R}\right) \cdot \frac{a+d+e}{L}} \quad (\text{A.5})$$

ここで、 P_y = ブレース材の降伏軸力である。式 (A.5) の v_F は全体座屈が生ずる限界の最大軸圧縮力と降伏軸力の比で、設計時に仮定する最大軸圧縮力に持たせるべき安全率と考えられるので、安全係数と呼ぶ。即ち、BRB の拘束材は、式 (A.5) の最終項が v_F 以上になるように強度と剛性を確保しなければならない。

文献6) では、安全係数 v_F の値として 3.0 を提案している。その内容は次のようになると考えられる。

$$v_F = \frac{P_{\max}}{P_y} = \frac{P_{\max}}{P_y)_{\text{actual}}} \cdot \frac{(P_y)_{\text{actual}}}{(P_y)_{\text{nominal}}} \cdot f(\text{unknown factors}) \quad (\text{A.6})$$

ここで、

$$P_{\max} / (P_y)_{\text{actual}} = \text{最大軸圧縮力/実降伏軸力} \cong 1.6$$

$$(P_y)_{\text{actual}} / (P_y)_{\text{nominal}} = \text{実降伏応力/公称降伏応力} \cong 1.2$$

であるので、初期たわみ、偏心量、隙間量などの設計値からの変動などの不確定要因 f をカバーする安全率(式 A.6 最終項)は 1.56 程度になる。安全係数 3.0 は大きいように感ぜられるが、BRB は構造物全体の安全性を左右する非常に重要な部材であり、かつ全鋼重に占める割合はごくわずかであるので、この程度の安全率を取ることは許容できよう。

Appendix 2 SPD の限界値の推定

図-A.2 に示す SPD と BRB を付与したフレームの水平変位 Δ が等しいという条件で、BRB のひずみを SPD のせん断ひずみに換算する式を導く。

SPD のせん断ひずみは次式で表される。

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{h_s} = \frac{\Delta}{h} \left(\frac{h}{h_s} \right) \quad (\text{A.7})$$

ここで、 h_s = SPD の高さである。

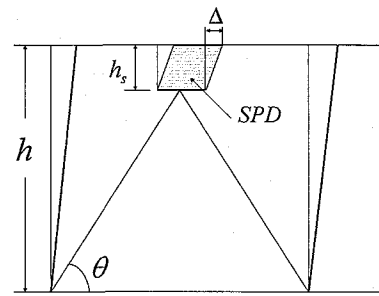
一方、BRB の軸ひずみ ε_b は、BRB の長さ l_0 を斜材の半分、傾きを θ とすると次式で表される。

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{h} \sin 2\theta \quad (\text{A.8})$$

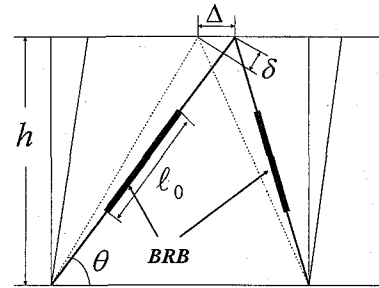
式(A.7)と (A.8) より水平変位 Δ を消去すれば次式のひずみの換算式を得る.

$$\gamma_s = \frac{\varepsilon_b}{\sin 2\theta} \cdot \frac{h}{h_s} \quad (\text{A.9})$$

h/h_s および θ は種々の大きさが考えられ, 多少恣意的ではあるが, 本研究では $\theta = 45^\circ$, $h/h_s = 4$ 程度を考え, γ_s を ε_b の4倍とする. 即ち, BRB の限界ひずみ ε_u が 0.03 の時, SPD の限界せん断ひずみ γ_u は 0.12 とする. 同様に, 累積塑性変形の限界値は BRB の場合, 0.7 に設定してあるので, その4倍程度の値として, SPD の場合はその4倍の2.8とする.



(a) SPD



(b) BRB

図-A.2 SPD と BRB の変形比較