

# せん断パネルダンパーの塑性変形性能に関する研究

玉井 宏章\*・高松 隆夫\*・山西 央朗\*\*

(平成22年10月29日受付)

## Plastic deformation capacity of shear panel damper under seismic loading

Hiroyuki TAMAI\*, Takao TAKAMATSU\* and Teruaki YAMANISHI\*\*

(Received Oct. 29, 2010)

### Abstract

A shear-panel-damper, consists of a panel, surrounding four flanges and stiffeners, is used as an aseismic hysteretic damper for buildings in Japan.

A crack easily grows in the shear-panel-damper when the panel shows shear buckling during cyclic loading under severe earthquake. The shear buckling can be detected only by checking the maximum-deformation-angle. For relatively thin panel, when width-to-thickness ratio is large, plastic deformation capacity of the damper can be evaluated by using the maximum-deformation-angle. On the contrary, when width-to-thickness ratio is relatively small, very low cycle fatigue life is essential for relatively thick panel to predict the usage limit of the damper because failure pattern change where crack grows the tow of welding between panel and flanges. Estimate expression of plastic deformation capacity for shear-thick-panel-damper, which has parameters as normalized width-to-thickness-ratio and deformation-angel was presented. To show the validity of the estimation expression, cyclic loading tests of shear-panel-damper were performed to verify the expression. Also clumped panels subjected to cyclic in-plane shear deformation were analyzed using geometrical and material non-linear F. E. M. analysis to check shear buckling of the panel.

These results showed the validity and effectiveness of the expression.

**Key Words:** *Hysteretic Damper, Cyclic loading test, Shear Buckling, Shear Panel Damper, Plastic Deformation Capacity, Structural Design for Damper, Width-to-thickness ratio*

### 1. はじめに

地震入力を積極的に吸収し、建物の地震応答を低減できる鋼製履歴ダンパーが実用化されている。

本研究ではこのダンパーの中でも素材の入手が容易で工事も普通のファブリケータが製作できる普通鋼パネルダンパーを取り扱う。

パネルダンパーは4枚のフランジプレートにパネルを溶接したものである。

ダンパーを用いた制振建築をさらに普及させるためには、設計式、特にダンパーの塑性変形性能を明確に表示できるようにする必要がある。

比較的薄いパネルでは繰り返し载荷中に顕著なせん断座屈が生じて、耐力が低下する。

\* 広島工業大学工学部建築工学科

\*\* 広島工業大学高性能構造システム開発研究センター

一般にパネルにせん断座屈が生じると、繰り返し載荷時には早期にパネル等に亀裂が生じる、せん断座屈はパネルの幅厚比、辺長比と、繰り返し載荷時におけるせん断力0の時点から最大変形までの変形角（以降では最大変形角と呼ぶ）で記述できるものとして Kasai 等が評価式を示している。つまり繰り返しの履歴によらず、最大変形角がせん断座屈発生の主因であり、せん断座屈発生による耐力減少時点を、せん断パネルダンパーの使用限度としている。

一方、比較的厚いパネルでは、せん断座屈は生じずフランジパネルとの溶接部から疲労亀裂が生じて耐力が低下する。

この極低サイクル疲労寿命は、塑性せん断変形角を用いたマンソン・コファン疲労関係式で良好に得られることを著者が示している。

本研究では、これらの最大変形角予測式、疲労関係式等の塑性変形性能算定式を示して、普通鋼で設計されたせん断パネルダンパーの繰り返し載荷試験を行って、これら算定式の有効性を示す。

更に、基準化幅圧比のパラメータとしての妥当性を検証するため、面内せん断変形を受ける周辺固定板の複合非線形有限要素解析を予測と比較した。

## 2. 性能算定式

塑性変形性能を表す式として、1) 最大変形角、2) 累積塑性変形角、3) 極低サイクル寿命、を物理指標として用いるものがある。以下に提案されている式を、無補剛パネル形式のタイプについてまとめて示す。

### 2.1 最大変形角

一般にパネルにせん断座屈が生じると早期にパネルに亀裂が生じる。この限界を最大の変形角で表すことを考える。

Kasai 等<sup>2)</sup>によれば、最大変形角  $\gamma_B$  とオイラーの弾性せん断座屈応力  $\tau_E$  との間には、次の関係があることを示している。

$$\gamma_B = \frac{A}{G} \cdot \tau_E \dots\dots\dots (1.a)$$

ここに、 $G$  はせん断弾性係数、 $A$  は実験定数で 3.7 である。降伏せん断ひずみ  $\gamma_y$  で無次元化すると、最大変形角  $\gamma_B$  の評価式は、次式となる。

$$0.25 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_y}{\kappa \cdot E}} \leq 0.55 \text{ のとき}$$

$$\frac{\gamma_B}{\gamma_y} = A \cdot \frac{\pi^2}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{\left( \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_y}{\kappa \cdot E}} \right)^2} \dots\dots\dots (1.b)$$

ここに  $\kappa$  は周辺固定板の板座屈係数であり、次式で与え

られる。

$$\frac{h}{d} \leq 1 \text{ のとき, } \kappa = 8.98 + 5.60 \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^2 \dots\dots\dots (1.c)$$

$$\frac{h}{d} \geq 1 \text{ のとき, } \kappa = 5.60 + 8.98 \cdot \left( \frac{h}{d} \right)^2 \dots\dots\dots (1.d)$$

ここに、 $E$  はヤング率、 $\nu$  はポアソン比、 $\tau_y$  は降伏せん断応力、 $h$  はパネルの高さ、 $t_w$  はパネル板厚である（図1参照）。

尚、(1.b) 式の条件は、Kasai 等<sup>2)</sup>、玉井等<sup>1)</sup>、Okazaki 等<sup>3)</sup>の実験結果から定めた。

### 2.2 限界累積塑性変形角

パネル幅圧比を比較的大きなものを用いることとし、使用限界を、せん断局部座屈を生じ、履歴曲線上の接線勾配が0となる時点とする。この限界に至った時の正負方向別の累積塑性変形角のうち、いずれか小さな値、 $\Sigma r$  と幅圧比  $h/t_w$  との間には次式が良好に成立することが示されてる<sup>4)</sup>。

$$0.288 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.532 \text{ のとき}$$

$$\Sigma r = \alpha \cdot \left( \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \right)^{-\beta} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\kappa$  は周辺単純支持板の板座屈係数であり、(1.c ~ d) 式の 8.98 を 5.34、5.60 を 4.0 に読み替える。 $\tau_u$  は最大せん断耐力である。 $\alpha (= 0.0620)$ 、 $\beta (= 2.44)$  は実験定数で、正方形のせん断パネルの漸増振幅載荷において、せん断局部座屈により累積塑性変形角が確定した試験体の結果から求めた。

### 2.3 極低サイクル疲労寿命

パネル幅厚比を小さく設定し、せん断座屈が生じない場合で、使用限界を、耐力が最大耐力の9割に低下した時点とする。この場合、せん断変形角片振幅を引数とした、次式のマンソン・コファン則が良好に成立することが知られている<sup>5)</sup>。

$$N_f = \frac{1}{2} \cdot \left| \frac{\gamma_a}{\gamma_f} \right|^{-c} \dots\dots\dots (3.a)$$

ここに、 $N_f$  は定変位振幅下における耐力が最大耐力の9割に低下した時点の繰返し半サイクル数であり、 $\gamma_a$  はせん断変形角片振幅、 $C$  及び  $\gamma_f$  は実験定数である。 $\gamma_f$  の実験定数は、 $\gamma_a = \gamma_f$  のとき、 $N_f$  が 1/2 半サイクルで限界に達することから、単調載荷時における限界せん断変形角という物理的意味を持っている。

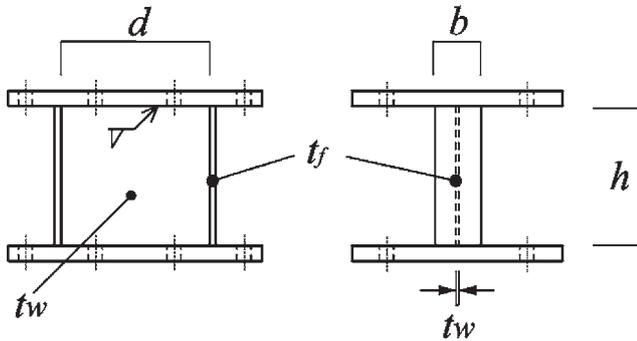


図1 試験体形状

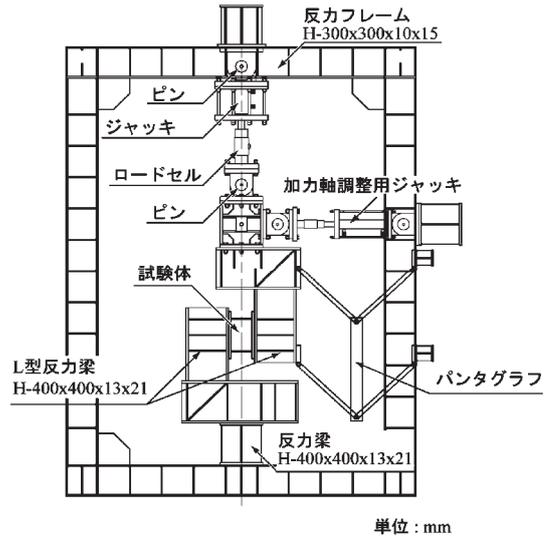


図2 荷重装置

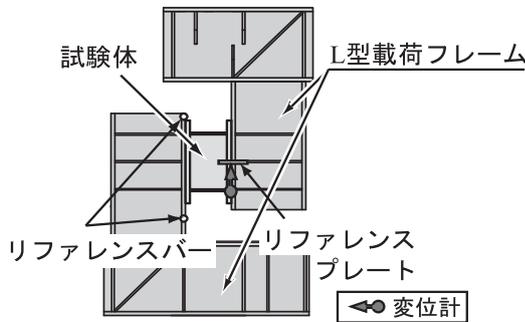


図3 変位計測方法

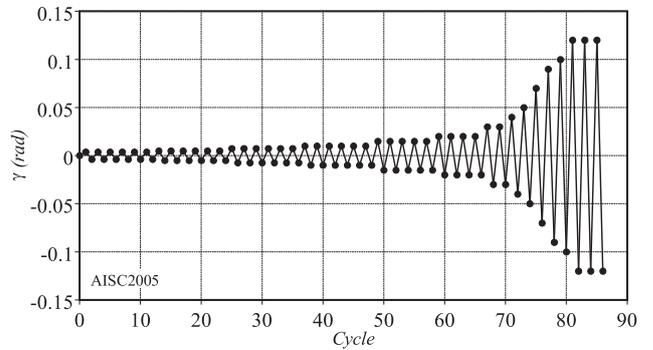


図4 漸増プログラム

表1 素材試験結果

	板厚 $t$ N/mm <sup>2</sup>	降伏点 $\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	引張耐力 $\sigma_u$ N/mm <sup>2</sup>	ひずみ硬化開始至 $\epsilon_{st}$ %	伸び $\epsilon_u$ %		板厚 $t$ N/mm <sup>2</sup>	降伏点 $\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	引張耐力 $\sigma_u$ N/mm <sup>2</sup>	ひずみ硬化開始至 $\epsilon_{st}$ %	伸び $\epsilon_u$ %
Panal	3.2	181	284	1.47	42	Flange	6.0	255	401	0.72	36
	4.5	232	390	0.65	34		9.0	222	354	1.38	43
	6.0	255	401	0.72	36		12.0	260	397	0.72	47

表2 試験体の形状

Name	$d$ mm	$h$ mm	$t_w$ mm	$b$ mm	$t_f$ mm	$\frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}}$	$\frac{\sigma_{fu} \cdot t_f \cdot b}{\tau_{wu} \cdot t_w \cdot L}$	$\frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}}$	$\tau_{cr}$ N/mm <sup>2</sup>	$Q_y$ kN	$Q_u$ kN
SW-A	200	200	3.1	50	5.8	0.381	2.288	0.597	142	69	95
SW-B	200	200	4.4	50	8.6	0.304	1.536	0.493	219	126	206
SW-C	200	200	5.8	75	11.6	0.242	2.572	0.379	266	197	348

文献5～10)の実験から、基準化幅厚比毎に実験結果  $\gamma_f$ ,  $C$  を求めると次のようになる。

$$0.149 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.156 \text{ では, } \gamma_f = 0.428, C = 2.42$$

$$0.298 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.302 \text{ では, } \gamma_f = 0.410, C = 2.27$$

$$0.329 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.335 \text{ では, } \gamma_f = 0.365, C = 2.17$$

$$0.499 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.504 \text{ では, } \gamma_f = 0.252, C = 1.94$$

$$0.655 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.705 \text{ では, } \gamma_f = 0.273, C = 1.52$$

..... (3.b～f)

ただし、 $\frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} = 0.705$  と  $0.499 \leq \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa \cdot E}} \leq 0.504$  の試験結果は、 $N_f$  は耐力が最大耐力の95%に低下した時の

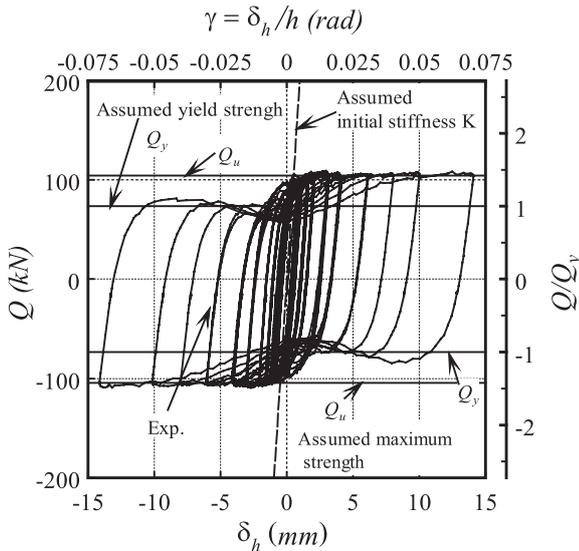


図5 せん断力-せん断変位関係 SW-A- I 試験体

表3 漸増振幅試験の結果

	$Q_y$ kN	$Q_u$ kN	$\gamma_u$ rad	$\gamma_b$ rad	$\Sigma\gamma^+$ rad	$\Sigma\gamma^-$ rad
SW-A-I	88.8 (1.29)	108.9 (1.15)	0.015	0.03 (0.99)	0.28 (1.28)	0.29 (1.34)
SW-B-I(1)	169.6 (1.35)	211.3 (1.02)	0.030	0.06 (0.98)	0.44 (1.27)	0.47 (1.34)
SW-B-I(2)	190.7 (1.51)	220.1 (1.07)	0.030	0.06 (0.98)	0.63 (1.82)	0.66 (1.71)
SW-C-I	204.4 (1.04)	312.2 (0.90)	0.040	0.08 (0.75)	-	-

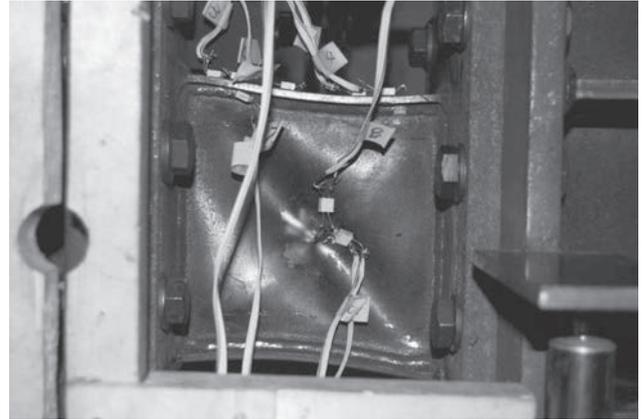


写真1 変形状況 (SW-A- I 試験体, 0.07rad)

表4 低振幅試験の結果

	$\delta_{ha}$ mm	$\gamma_a$ rad	$Q_{max}$ kN	$N_f$ half cycle	Failure Pattern
SW-A-S2	2	0.010	115.9	40.5	Panel
SW-A-S3	3	0.015	117.5	20.5	Panel
SW-A-S5	5	0.025	112.3	18.5	Panel
SW-A-S8	8	0.040	102.3	10.5	Panel
SW-B-S5	5	0.025	211.5	20.5	Panel
SW-B-S8	8	0.040	229.2	10.5	Panel

繰返し回数となっている。

### 3. 繰返し載荷実験

#### 3.1 実験概要

##### ○試験体

図1, 表2に, せん断パネルダンパーの試験体形状を示す。

また, 試験体に用いた鋼材の素材試験結果を表1に示す。

表2には, SW-A, B, Cの3種の各試験体について, (1b), (2)式で用いる2種類の基準化幅厚比と, 文献1に示したパネルせん断強さに対するフランジの軸耐力の比, パネル最大せん断力, 降伏せん断力, 最大せん断力の算定値<sup>1)</sup>を示している。

##### ○載荷装置と計測方法

載荷装置を図2に, 変位計測方法を図3に, それぞれ, 示す。

L型の載荷フレームにせん断パネルダンパーをボルト接合し, 上部鉛直ジャッキから正負の鉛直力を作用させ, せん断パネル試験体にせん断力を載荷する。上部L型載荷フレームが載荷フレームが載荷中に横断面方向に回転しないようにパンタグラフで回転を拘束制御している。

荷重の計測は, 試験体に作用するせん断方向荷重:Qは, 鉛直ジャッキの先端に設置したロードセルにより計測する。変位の計測は, 試験体のせん断変形量として, 試験体表裏に設置した変位計により載荷フレーム間のせん断方向

相対変位量:  $\delta_h$ を計測した。

##### ○載荷プログラム

載荷プログラムを図4に示す。AISC2005規準<sup>11)</sup>のシャーリンク用の漸増振幅繰返し載荷と, 低振幅繰返し載荷とし, せん断変形角を制御して与えた。

SW-A, B, C試験体について, せん断変形振幅  $\delta_{ha}$ を2mm, 3mm, 5mm, 8mmとして, SW-B試験体については, 5mm, 8mmとして耐力が最大耐力の8割に低下するまで繰返し載荷した。

#### 3.2 実験結果とその考察

漸増振幅繰返し載荷試験の結果を表3, 図5~7, 写真1に, 定振幅繰返し載荷試験の結果を表4, 図8, 9に, それぞれ, 示す。

表3には, 各試験体について, 降伏応力  $Q_y$ , 最大耐力  $Q_u$ , せん断座屈により耐力低下した時の変形角振幅  $\gamma_a$ , 最大変形角  $\gamma_b$  ( $\cong 2 \cdot \gamma_u$ ), せん断座屈により, ピンチングが生じ, 荷重-変位関係で負勾配となるまでの正側, 負側の限界累積塑性変形角,  $\Sigma r^+$ ,  $\Sigma r^-$ を示す。同表の( )内の値は, 文献1及び(1b), (2)式の予想値に対する比を併せて示している。

図5, 写真1には, SW-A試験体について, せん断力Q-せん断変位関係と,  $\gamma = 0.07\text{rad}$ 時のパネル変形状況を示す。尚, 図5には, 降伏耐力, 最大耐力の予測値も示している。

図6には、最大変形角とパネル幅厚比の関係を(1.b)式及びKasai等<sup>2)</sup>、Okazaki等<sup>3)</sup>の実験結果とともに示す。尚、Okazaki等の実験結果では、溶接部での早期破断による実験結果を除外した。これは、ASTMA992鋼材を使用していることと基準化幅厚比が0.22以下とせん断座屈しにくく、せん断座屈する前に溶接部で破断したためである。

図7には、限界累積塑性変形角 $\Sigma\gamma$ と基準化パネル幅厚比との関係を、(2)式及び文献4, 8, 9, 10の実験結果をパネル鋼種で分類して示す。

表4には、各変形角振幅 $\gamma_a$ に対する最大耐力 $Q_{max}$ と耐力が最大耐力に低下するまでの半サイクル数 $N_f$ を示す。

図8には、変形角振幅 $\gamma_a$ と $N_f$ と、文献5~10から求めた(2.a)式の関係をパネル幅厚比毎に分けて示す。

図9には、荷重振幅 $Q_a$ と繰返し半サイクル数の関係を示す。図10には、せん断力と正負の累積変形量の関係を示す。

以下に、各項目毎に考察を示す。

○最大耐力、最大変形角の予測精度

図5、表3から、最大耐力予測は、いずれの試験体に対しても良好な実験値に対応すること、SW-A, Bとも顕著

なせん断座屈が生じること、図6から最大変形角を予測する(1.b)式は、示した適用範囲内で実験値と良好に対応することが分かる。

○限界塑性変形角の予測精度

表3及び図7、図10より、(2)式は、実験値を安全側に評価することが分かる。また、適用範囲もSW-A試験体のようにパネル幅厚比が大きな領域に広げられることが分かる。

○極低サイクル疲労寿命の適用限界

図8, 9及び表4より、今回の実験では、早期にせん断座屈が生じ、耐力が低下すること、また破壊性状も、フランジ溶接部ではなく、パネル中央部が破断している。基準化幅厚比は、0.59~0.49と比較的大きく、他の研究者の実験結果と比較して疲労寿命はかなり小さく、かつ、バラツキも大きい。

従って、せん断座屈を生じやすい基準化幅厚比が0.30程度以上のパネルダンパーについては、最大変形角や限界累積塑性変形角によって、塑性変形性能を確保すべきであることを示唆している。

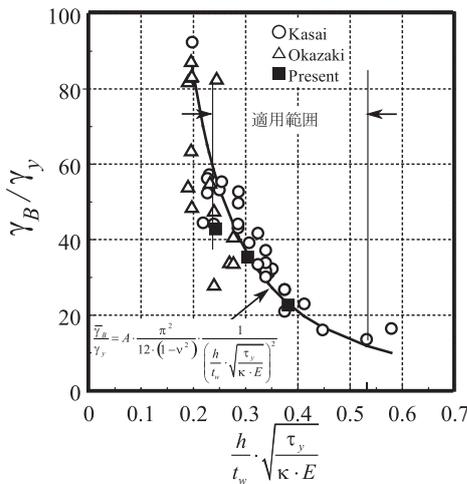


図6 最大変形角-幅厚比関係

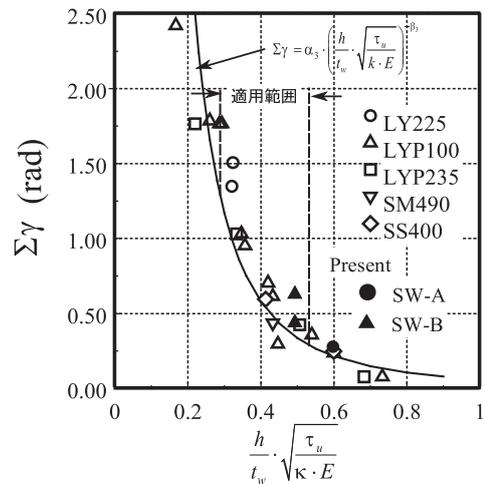


図7 累積塑性変形角-幅厚比関係

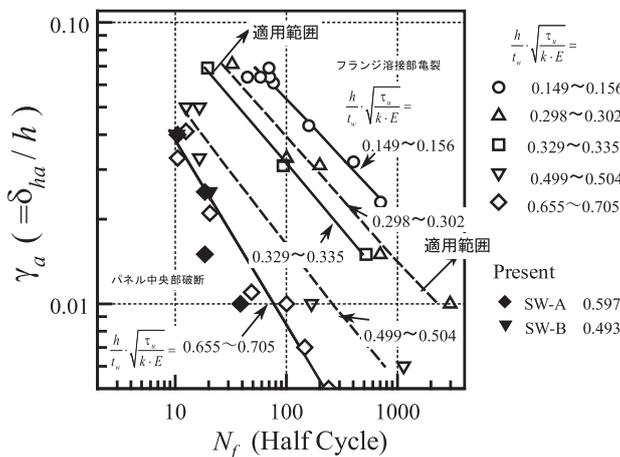


図8 変形角振幅-疲労寿命関係

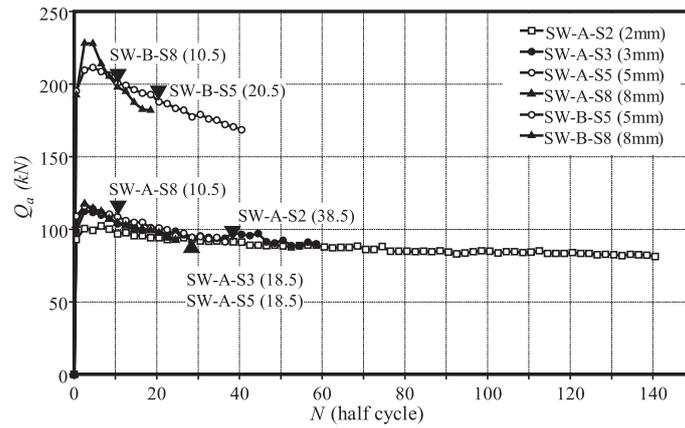


図9 荷重振幅-繰返しサイクル関係

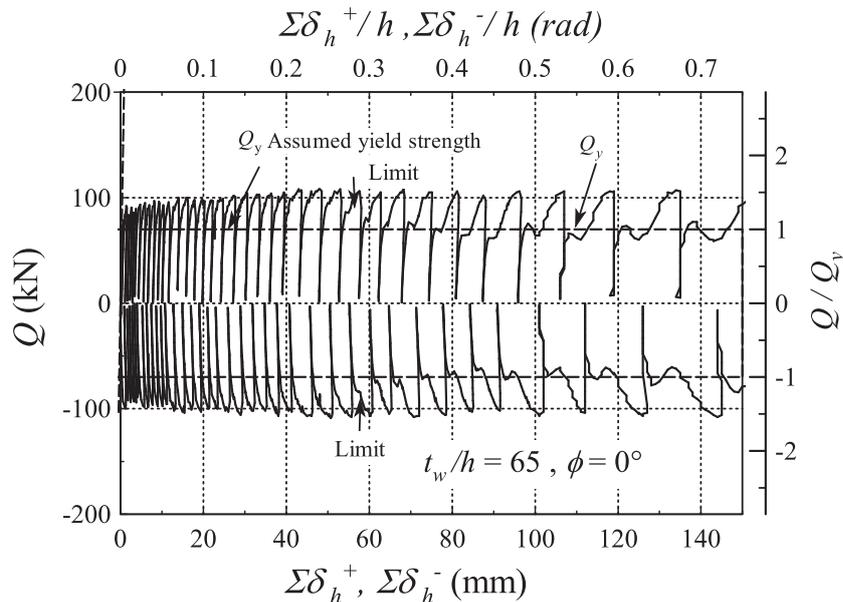


図10 実験結果 (せん断力-正負累積変形, SW-B 試験体)

#### 4. 複合非線形有限要素解析

(1, b) 式の限界の最大変形角予想式と、基準化幅厚比のパラメータとしての妥当性を検証するため、面内せん断変形を受ける周辺固定板の複合非線形有限要素解析を行った。

##### 4.1 解析方法

使用した有限要素モデルは、Mindlin 板曲げ理論を用いた 8/9 節点 Heterosis シェル要素である。3x3 の Gauss-Legendre 数値積分でひずみエネルギーについて次数低減積分を行った。要素分析は、どの解析シリーズも 10x10 要素分析とし、横方向に、10 層の塑性化判定点を設けた。境界条件は、周辺固定支持とし、端部 1 辺に強制せん断変位を加えて、図 A-3 の AISC の規準の振幅履歴を与えた。

解析シリーズを表 A-1 にまとめて示す。解析シリーズは、パネル辺長比  $h/d$  を 0.25, 0.33, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 と変化させるシリーズ (シリーズ A)、パネルの降伏応力  $\sigma_y$  を

100, 235, 320, 500, 700N/mm<sup>2</sup> と変化させるシリーズ (シリーズ S)、パネル幅厚比  $h/t_w$  を 22, 33, 40, 57, 67, 80, 100 と変化させるシリーズ (シリーズ W) の計 18 体を用意した。

尚、上記以外の解析パラメータは、特に断りがない場合は、パネル辺長比, 1.0, パネルの降伏応力は 235N/mm<sup>2</sup>, パネル幅厚比,  $h/t_w$  を 67 とした。応力-ひずみ関係は、簡単のため、移動硬化則に従う。加工硬化係数がヤング率の 1/100 の Bi-linear 型を採用した。

これからの解析シリーズについて解析を行い、Bi-linear 型のせん断力-せん断変形関係からせん断座屈によって履歴の劣化が生じる直前の片振幅から、限界の最大変形角を求めた。

##### 4.2 解析結果とその考察

代表的な解析例である、辺長比  $h/d$  を 1.5 とした場合 (A150) について、せん断変形角  $\gamma = 0.1\text{rad}$  のときの変形状況を図 11 に、降伏荷重で無次元化下せん断力-せん断

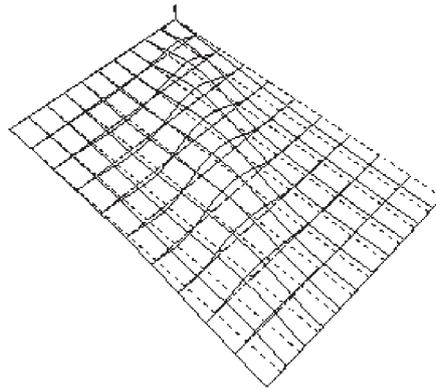


図 11 周辺固定板のせん断载荷下の変形状況 (A150)

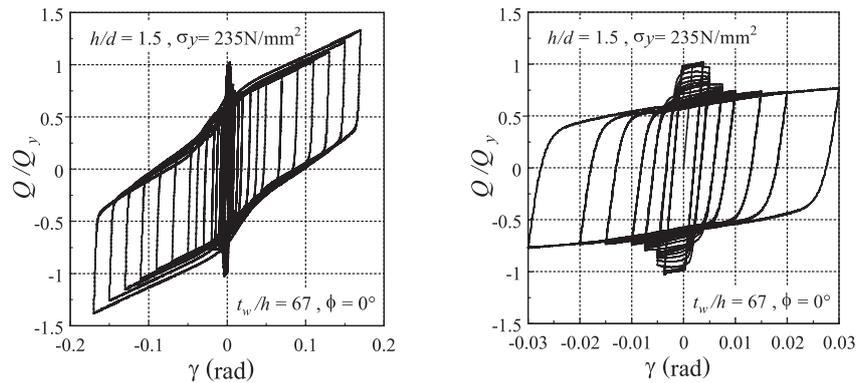
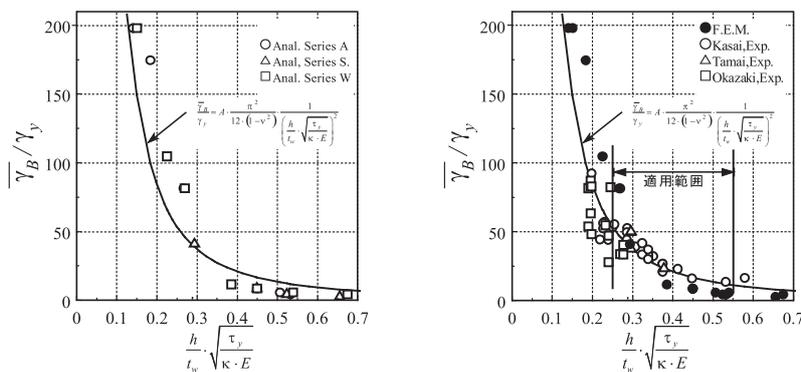


図 12 せん断力-せん断変形関係 (解析シリーズ A150)

表 5 解析結果一覧

Nic Name	d mm	h mm	t <sub>w</sub> mm	σ <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	h/d	d/t <sub>w</sub>	κ	τ <sub>e</sub> N/mm <sup>2</sup>	$\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\tau_y}{\kappa \cdot E}}$	F.E.M. γ <sub>u</sub> rad	F.E.M. γ <sub>B</sub> rad	Cal. γ <sub>B</sub> rad	F.E.M. γ <sub>B</sub> /γ <sub>y</sub>	Cal. γ <sub>B</sub> /γ <sub>y</sub>	F.E.M./Cal.
A025	200	50	3	235	0.25	67	149.3	6223	0.140	0.170	0.340	0.291	198.0	169.7	1.17
A033	200	66	3	235	0.33	67	88.1	3671	0.183	0.150	0.300	0.172	174.7	100.1	1.74
A050	200	100	3	235	0.5	67	41.5	1731	0.266	0.070	0.140	0.081	81.5	47.2	1.73
A100	200	200	3	235	1	67	14.6	608	0.449	0.008	0.015	0.028	8.7	16.6	0.53
A150	200	300	3	235	1.5	67	11.5	478	0.506	0.005	0.010	0.022	5.8	13.0	0.45
A200	200	400	3	235	2	67	10.4	433	0.532	0.004	0.008	0.020	4.4	11.8	0.37
S100	200	200	3	100	1	67	14.6	608	0.293	0.015	0.030	0.028	41.0	39.0	1.05
S235	200	200	3	235	1	67	14.6	608	0.449	0.008	0.015	0.028	8.7	16.6	0.53
S320	200	200	3	320	1	67	14.6	608	0.524	0.005	0.010	0.028	4.3	12.2	0.35
S500	200	200	3	500	1	67	14.6	608	0.655	0.005	0.010	0.028	2.7	7.8	0.35
S700	200	200	3	700	1	67	14.6	608	0.775	0.004	0.008	0.028	1.5	5.6	0.26
W022	200	200	9	235	1	22	14.6	5470	0.150	0.170	0.340	0.256	198.0	149.2	1.33
W033	200	200	6	235	1	33	14.6	2431	0.225	0.090	0.180	0.114	104.8	66.3	1.58
W040	200	200	5	235	1	40	14.6	1688	0.269	0.070	0.140	0.079	81.5	46.0	1.77
W057	200	200	3.5	235	1	57	14.6	827	0.385	0.010	0.020	0.039	11.6	22.6	0.52
W067	200	200	3	235	1	67	14.6	608	0.449	0.008	0.015	0.028	8.7	16.6	0.53
W080	200	200	2.5	235	1	80	14.6	422	0.539	0.005	0.010	0.020	5.8	11.5	0.51
W100	200	200	2	235	1	100	14.6	270	0.674	0.004	0.008	0.013	4.4	7.4	0.59



(a) F.E.M 解析結果

(b) F.E.M 解析と実験結果

図 13 最大変形角 - 基準化幅厚比との関係

変形角の関係を図12に示す。表5には、得られた最大変形角の結果についてそれぞれ示している。また、図13(a)には、基準化幅厚比と限界変形角の関数の解析結果をパネル辺長比(シリーズA)、パネル降伏応力(シリーズS)、パネル幅厚比(シリーズW)をそれぞれ、○、△、□で示す。実線は、Kasaiの評価式である。図13(b)には、これらの解析結果(●で表示)に加えて、Kasaiら(文献2)、玉井ら(文献1)、Okazakiら(文献3)の実験結果をそれぞれ、○、△、□で示す。

尚、Okazaki等の実験結果では、溶接部での早期破断による実験結果は除外した。これは、ASTMA922鋼材を使用していることと基準化幅厚比が0.22以下とせん断座屈しにくく、せん断座屈する前に溶接部で破断したためである。以上の結果から以下のことがわかる。

- 1) 辺長比を変化させた解析値(シリーズA)及び実験値と最大変形角評価式とが良好に対応することから、基準化幅厚比中の板座屈係数は、周辺固定支持のものを使えばよい。
- 2) 降伏応力度を変化させた解析値(シリーズS)と最大変形角評価式とが対応することから、基準化幅厚比には、降伏せん断応力をヤング係数で割ったものを採用してあげばよい。
- 3) 数少ない実験結果との比較から得られた知見ではあるが、パネル周辺部からの亀裂で終局に至らない試験体について最大変形角は、基準化幅厚比が0.25以上0.55以下の範囲で、最大変形角評価式と良好に一致する。すなわち、この範囲でオイラー座屈応力と限界の最大変形角とは、ほぼ比例関係にあたる。
- 4) 素材特性、辺長比の異なる、パネルのせん断座屈による耐久劣化を生じさせない。最大変形角は、この評価式で大略予測できる。

## 5. まとめ

普通鋼せん断パネルダンパーについて、繰返し載荷試験を行った。また、ダンパーのパネル部について周辺固定板にモデル化した複合非線形有限要素法解析を行って、せん断パネルダンパーの塑性変形性能算定式の有効性を検討した。

得られた知見は以下のように要約できる。

- 1) 載荷実験結果から、限界を表す最大変形角予測式は、示した適用範囲内で実験値と良好に対応する。
- 2) 限界塑性変形角予測式は、実験値を安全側に評価する。
- 3) 早期にせん断座屈を生じる、基準化パネル幅厚比で0.4以上のものは、パネル中央部に亀裂を生じ耐力低下する。疲労寿命は、小さく、疲労関係式とのバラツキが大きい。

- 4) せん断座屈を生じやすい基準化パネル幅厚比0.3以上のパネルダンパーについては、限界最大変形角等で、塑性変形性能を確保すべきである。
- 5) 有限要素解析結果から素材特性や辺長比にことなるパネルのせん断座屈による耐力劣化を生じさせない最大変形角は評価式と良好に一致する。

## 参考文献

- 1) 玉井宏章, 高松隆夫, 山西央朗: 2方向載荷を受けるせん断パネルダンパーの弾性挙動に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告書, 第32巻, CD-ROM, 2009. 3
- 2) Kasai, K, Popov, E, P: Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beam, Journal of structural Engineering, Vol.112, No.3, pp.505-523, 1986.3.
- 3) Okazaki, T, Engelhard, M. D: Cyclic Loading Behavior of EBF Links Constructed of ASTMA992 steel, Journal of Constructional Steel Research, Vol.63 pp.751-756, 2007
- 4) 田中清, 佐々木健人, 米山真一郎: 鋼種が異なるせん断パネルダンパーの静的履歴特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第502号, pp.159-166, 1996. 6.
- 5) Hiroyuki TAMAI, Kazuo KONDOH, Yoshikazu KITAGAWA, Masami HANAI: Sharp Effect of Seismic Energy Absorption Capacity of Hysteretic Damper for K-Braced Frame, 12th World Conference of Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, NewZealand, 2674, (CD-ROM), 2002, 2.
- 6) 玉井宏章, 竹中啓之, 近藤一夫, 中村雄治, 花井正実: 低降伏応力鋼のK型ブレースへの適用について, 鋼構造文集, 第1巻, 第1号, pp.42-52, 1994. 3.
- 7) 金澤寛, 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実, 近藤建剛: 普通鋼を用いた制振ブレースせん断抵抗材のパネル補剛条件, 鋼構造年次論文報告書, 第8巻, pp.117-124, 2000. 11.
- 8) 山中茂一, 千葉脩, 菊田繁美, 岡本守, 和泉信之: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その1-3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.777-790, 1998. 9.
- 9) 田中淳, 吉田弘, 水原硯美, 鳥居信吾, 小檜山雅之, 田原新六, 力山聖: 極低降伏点鋼を用いた薄肉鋼板せん断パネルの動的加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.777-778, 1998. 7.
- 10) 関根誠司, 品部祐児, 高橋泰彦: せん断抵抗型耐震要素の復元力特性のモデル化に関する実験的研究, その3 低降伏点鋼のせん断低サイクル疲労について, 日本

建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.807-808,  
1996. 9.

- 11) American Institute of Steel Construction, inc,  
Specification for Structural steel Buildings, 2005.3.

