

# 高強度鋼板耐震壁の開発

## Development of Steel Plate Shear Wall Using High-Strength Steel

安永 隼平 YASUNAGA Jumpei JFE スチール スチール研究所 土木・建築研究部 主任研究員(係長)・博士(工学)  
植木 卓也 UEKI Takuya JFE スチール 建材センター 建材開発部建築技術室 主任部員(課長)・博士(工学)  
植戸あや香 UETO Ayaka JFE スチール 建材センター 建材開発部建築技術室

### 要旨

建築物の地震力に対する水平剛性および耐力の確保を目的とした、高強度鋼板耐震壁を開発した。壁板の面外座屈を防ぐための補剛スチフナの設計法を FEM 解析に基づき構築し、得られた知見を基に、塑性化後も安定した復元力特性を維持するための設計条件を提案した。本設計法は、従来の設計方法に比べて簡易であり、かつ目標とする性能に合わせた合理的な設計が可能である。また、材料強度を考慮して構築されているため、高強度鋼を用いた鋼板耐震壁の更なる合理化が可能となる。本論文では、本設計法の成り立ちおよび構造実験による検証結果について報告する。

### Abstract:

Steel plate shear wall restrained by stiffeners is used to improve the stiffness and reduce the deformation of building structures by seismic load. However, the difference of material strength is not considered in the design. In this study, a new rational design method has been proposed for the standard cross stiffening type aiming to demonstrate effective use of high-strength steel. Non-elastic buckling load and plastic deformation have been investigated by FEM analysis. The results showed that these characteristics can be evaluated by the generalized width-thickness ratio of the steel plate. The design method has been proposed based on this ratio, and their validities have been confirmed in loading tests.

## 1. はじめに

2011年の東日本大震災以降、地震の巨大化に伴う建築物の損傷・倒壊が危惧されており、南海トラフ巨大地震や首都直下地震などの想定見直しが進められた。また、2016年4月に発生した熊本地震では、震度7が連続して2回発生するというこれまでに例のない事象が観測された。これらに伴い、大規模地震発生後も継続使用が可能となるような、建築物の更なる高耐震化が急務となっている。

これまでに JFE スチールは、2002年に業界で初めて建築構造用 550 N/mm<sup>2</sup> TMCP 厚板 HBL<sup>®</sup>385 を商品化して以来、円形鋼管、冷間プレス成形角形鋼管などの 550 N/mm<sup>2</sup> 級建築構造材を商品化してきた<sup>1)</sup>。さらに、これらの設計施工に関わる利用技術を開発してきた。近年では、高強度鋼を用いた主架構(柱や梁)と地震エネルギーを効率的に吸収できる制振デバイス<sup>2)</sup>を組み合わせることで、主架構の損傷を防ぐ高耐震架構の実現に寄与している。

エネルギー吸収を目的とした制振デバイスに対して、建築物の水平剛性および耐力の確保を目的とした耐震デバイスがある。特に、HBL<sup>®</sup>385 シリーズのような高強度鋼材を

適用した建築物では、部材の薄肉化・小断面化に伴い、水平剛性が不足する傾向にあるため、このような耐震デバイスの適用が効果的である。耐震デバイスの一つとして、鋼板耐震壁が挙げられる(図1)。鋼板耐震壁はブレース型の耐震デバイスに比べ、同じ水平耐力に対する水平剛性を効率的に向上させることができるといったメリットがある。また、鋼板耐震壁は、地震力などの水平力に対して、壁面内のせん断力で抵抗する構造であるが、このせん断力による全体座屈を防止するために、壁面に直交する複数の補剛スチフナが表裏交差状に溶接される。したがって、スチフナを適切に設計し、鋼板耐震壁の急激な耐力低下を防ぎ、復元力特性を維持させることが設計上重要となる。

しかし汎用性の高いスチフナの設計式は構築されておらず、あまり普及していないのが現状である。一般的にスチフナは、個々の鋼板耐震壁ごとにエネルギー法を用いて近似的に算定した弾性座屈耐力が、その降伏耐力に安全率を乗じた設計指標を上回るように設計されている。この安全率は、初期不整や曲げ変形との連成による影響、局部座屈による耐力低下などを考慮して設定されるが、定量的に検討された事例は少なく、経験的な数値に頼っているのが現状である。安全率の値によっては、補剛スチフナが過剰に必要となり、製作上の大きな課題となる。

2018年8月31日受付

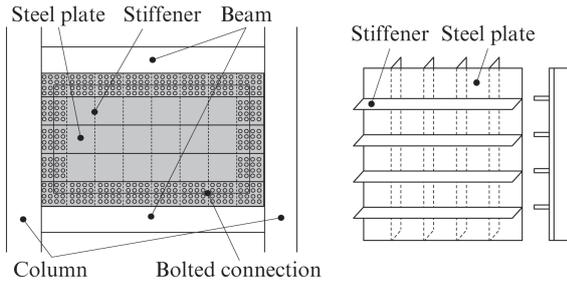


図1 鋼板耐震壁

Fig. 1 Steel plate shear wall

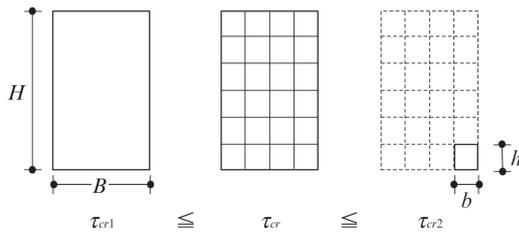


図2 弾性座屈耐力の関係

Fig. 2 Elastic buckling strength with stiffener

そこで、本論文では表裏交差スチフナ形式の鋼板耐震壁を対象に、安定した復元力特性を得るための合理的な補剛スチフナの設計法を構築したので報告する。具体的には、任意の補剛スチフナが設置された壁板の弾性座屈耐力（座屈係数）を簡易に推定する手法を提案し、FEM 解析に基づく定式化を試みる。次に、座屈係数と材料強度を用いた一般化幅厚比を指標として、塑性座屈耐力および塑性変形性能の推定式を提案する。さらに、これらの推定式を用いて設計された基本モデル試験体を用いた構造実験を行い、想定される目標性能を満足することを検証する。材料強度を反映した簡易かつ合理的な設計法を構築することで、高強度鋼を用いた薄肉な耐震壁を実現可能とし、建築物の更なる高耐震化に貢献する。

## 2. 弾性座屈耐力の推定式構築

### 2.1 推定式構築の考え方

せん断力を受ける板の理論座屈耐力<sup>3)</sup>は次式で表される。

$$\tau_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{H}\right)^2 \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $k$ : 座屈係数、 $E$ : ヤング係数、 $\nu$ : ポアソン比、 $t$ : 板厚、 $H$ : 板の高さである。図2に示すように、任意本数のスチフナで区切られた鋼板壁の座屈耐力 $\tau_{cr}$ は、スチフナの無い鋼板壁の座屈耐力 $\tau_{cr1}$ と、スチフナを完全剛としたときのサブパネルの座屈耐力 $\tau_{cr2}$ の間に存在すると考えられる。この大小関係は次式のように表現できる。

$$\begin{aligned} \tau_{cr1} &\leq \tau_{cr} \leq \tau_{cr2} \\ \therefore k_1 \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{H}\right)^2 &\leq k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{H}\right)^2 \\ &\leq k_2 \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

ここで、 $h$ はサブパネルの高さ、 $k_1$ 、 $k_2$ はそれぞれ壁全体およびサブパネルの座屈係数である。座屈係数 $k$ について整理すると、次の関係式が導かれる。

$$0 \leq \frac{k/k_1 - 1}{k_2/k_1 \cdot (H/h)^2 - 1} \leq 1 \dots\dots\dots (3)$$

座屈係数 $k$ は壁とスチフナの曲げ剛性比 $\gamma$ と相関があることから、式(3)で基準化された座屈係数を基準化座屈係数 $g(\gamma)$ と定義する。

$$g(\gamma) = \frac{k/k_1 - 1}{k_2/k_1 \cdot (H/h)^2 - 1} \dots\dots\dots (4)$$

$$\gamma = \frac{E \cdot I_s}{D \cdot H} \dots\dots\dots (5) \quad I_s = \frac{t_s \cdot h_s^3}{3} \dots\dots\dots (6)$$

$$D = \frac{E \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $I_s$ : スチフナの断面二次モーメント（表裏両面に配置した場合）、 $t_s$ : スチフナの板厚、 $h_s$ : スチフナの高さ、 $D$ : 板の面外剛性である。

式(4)の $g(\gamma)$ に含まれる座屈係数 $k$ 以外は全て定数となるため、 $k$ と $\gamma$ の関係を簡易的に定式化することを試みる。Chusilp, Usamiら<sup>4)</sup>は、スチフナで補剛された板の座屈係数 $k$ をエネルギー法によって求め、次の近似式を提案している。ただし、境界条件は単純支持としている。

$$\begin{aligned} 0.5 \leq \alpha \leq 1.0, \quad k &= (11.8 - 22.5\alpha + 20.7\alpha^2 - 8.56\alpha^3 + 1.30\alpha^4) \\ &\times \frac{18.4 + \gamma \cdot (11.1 \cdot n^{1.2} / \alpha + 1.68 \cdot n \cdot \alpha^2)}{5.89 + \gamma \cdot (0.94 - 0.20 \cdot n)} \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.0 \leq \alpha \leq 2.0, \quad k &= (11.8 - 22.5\alpha^{-1} + 20.7\alpha^{-2} - 8.56\alpha^{-3} + 1.30\alpha^{-4}) \\ &\times \frac{18.4 + \gamma \cdot (11.1 \cdot n^{1.2} \cdot a + 1.68 \cdot n \cdot a^{-2})}{5.89 + \gamma \cdot (0.94 - 0.20 \cdot n)} \cdot a^{-2} \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

ここで、 $n$ : パネル高さ方向および幅方向の補剛スチフナ本数 ( $1 \leq n \leq 3$ )、 $\alpha$ : アスペクト比である。ここで、表裏交差1本ずつの補剛スチフナが設置されたアスペクト比1.0のモ

表 1 解析ケース一覧

Table 1 Geometric properties used in FEM analysis

Series	Boundary condition Fig. 3 △	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	Width B(mm)	Height H(mm)	Aspect ratio $\alpha$	Number of Stiffner $n_h \times n_b$	Width-thickness ratio b/t	Height of Stiffner $h_s(\text{mm})$
A	-Fr00	325	1 700	1 700	1.0	0×0	67	0
	-Fr11		1 200	1 200		1×1		0, 20, 40, 50, 60, 70, 100
	-Fr33		2 400	2 400		3×3		40, 70, 100
	-Fi00		1 700	1 700		0×0	67	0
	-Fi11		1 200	1 200		1×1	38, 68	0, 20, 40, 50, 60, 70, 101
	-Fi33		2 400	2 400		3×3	67	40, 70, 100
B	-α1.50	325	2 160	3 240	1.5	5×3	45, 67	60, 68, 85, 108
	-α2.00		1 620	3 240	2.0	5×2		45, 53, 70, 108
	-α2.50		1 080	2 700	2.5	4×1		45, 53, 70, 108
C	-σ385	385	1 200	1 200	1.0	1×1	38, 67	40, 70, 100
	-σ440	440						

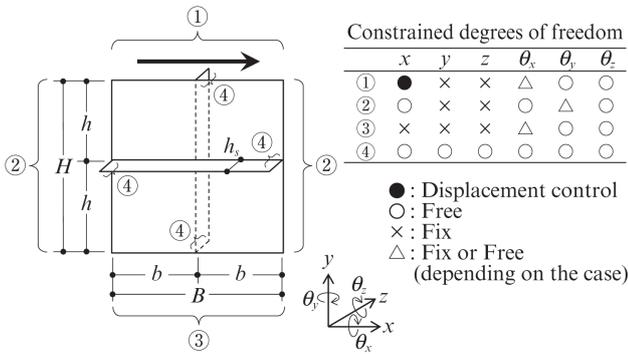


図 3 FEM 解析における境界条件

Fig. 3 Boundary condition used in FEM analysis

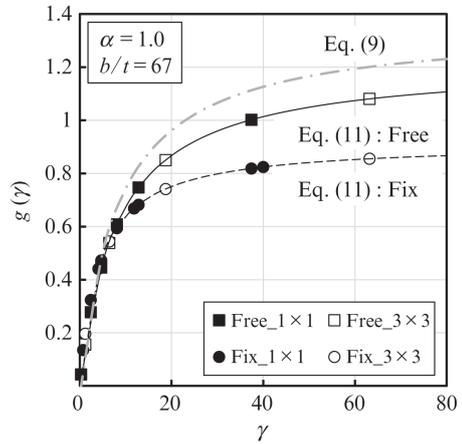


図 4  $\gamma g(\gamma)$  関係

Fig. 4  $\gamma g(\gamma)$  relationship

デル (以下, 基本モデル) を想定し,  $n=1, \alpha=1$  を式 (8), (9) に代入して得られる式の形を, スチフナが設置されていないとき ( $\gamma=0$ ) に  $k=k_1$  となるように補正すると, 座屈係数  $k$  は係数  $A_1, A_2$  を用いて下式で表現できる。

$$k = k_1 \cdot \frac{1 + A_1 \gamma}{1 + A_2 \gamma} \dots\dots\dots (10)$$

式 (10) を式 (4) に代入すると, 基本モデル ( $H/h=2, k_1=k_2$ ) に対して次の関係式が成り立つ。

$$g(\gamma)_{n=1, \alpha=1} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(A_1 - A_2) \cdot \gamma}{1 + A_2 \cdot \gamma} \dots\dots\dots (11)$$

式 (11) が任意のスチフナ数  $n$  およびアスペクト比についても成り立つと仮定すると, 式 (4) と式 (11) が等しくなる条件から下式で表される座屈係数の推定式が導かれる。

$$k = k_1 \cdot \left[ \frac{1}{3} \cdot \frac{(A_1 - A_2) \cdot \gamma}{1 + A_2 \cdot \gamma} \cdot \left( \frac{k_2}{k_1} \left( \frac{H}{h} \right)^2 - 1 \right) + 1 \right] \dots\dots (12)$$

## 2.2 弾性座屈固有値解析に基づく各種係数の設定

式 (12) における係数  $A_1, A_2$  を決定するため, 鋼板部分を四節点の四角形要素でモデル化し (図 3), 四周の辺を回転自由および回転固定 (図 3 の表中△印) とした弾性固有値解析を行った。なお, せん断変形に伴う上下方向の移動はないものとした。解析コードは, 汎用構造解析プログラム Abaqus を用いた。解析ケース一覧を表 1 に示す。

壁全体およびサブパネルのアスペクト比を 1.0 とした基本モデルに対して, スチフナ本数および境界条件を変化させた場合の曲げ剛性比  $\gamma$  と  $g(\gamma)$  の関係を図 4 に示す。基準化された  $g(\gamma)$  は, 幅厚比やスチフナ本数によらず曲線上に概ね分布する傾向が見られることから, 式 (12) の仮定が成り

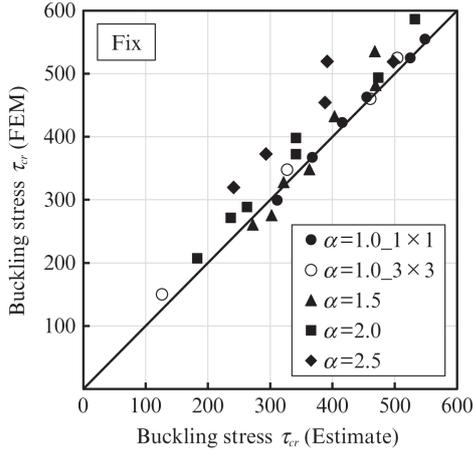


図5 推定値と解析結果の関係

Fig. 5 Comparison of estimated and analytical values

立つといえる。そこで、解析結果(A-Fr11, A-Fi11)から  $g(\gamma)$  における  $A_1, A_2$  を求めると、 $A_1=0.573, A_2=0.12$  (回転自由),  $A_1=0.857, A_2=0.229$  (回転固定) が得られる。この  $A_1, A_2$  を用いた式 (11) の関係式を図4中に併せて示す。スチフナ本数  $n \leq 3$  に対して近似できていることが分かる。

また、境界条件を回転固定とし、アスペクト比 ( $\alpha=H/B \geq 1.0$ ) を変化させたときの推定座屈耐力と FEM 解析による弾性固有値の関係を図5に示す。 $\alpha=2.0$  並びに  $2.5$  の一部では多少のばらつきがあるものの、推定値はおおむね解析値の下限を捉えており、安全側に評価できている。

### 3. 塑性座屈耐力の推定式構築

次に、塑性座屈耐力の推定式を構築するにあたり、2章で提案した弾性座屈耐力  $\tau_{cr}$  の推定式と関係づけ、かつ材料強度のパラメータを導入するため、式 (1) の弾性座屈耐力  $\tau_{cr}$  をせん断降伏耐力  $\tau_y$  で基準化する。

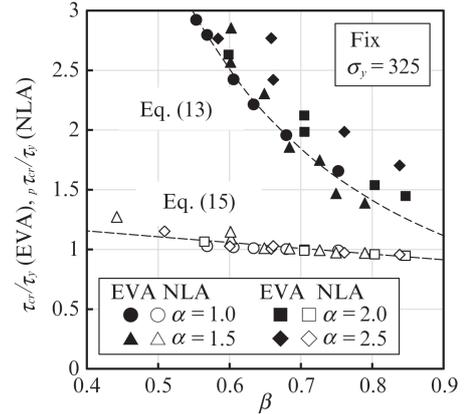
$$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \cdot \left( \frac{H}{t\sqrt{k \cdot E/\tau_y}} \right)^2 \dots\dots\dots (13)$$

ここで、弾性座屈耐力の座屈係数  $k$  と材料強度  $\tau_y$  で基準化された幅厚比を、一般化幅厚比  $\beta$  として定義する。

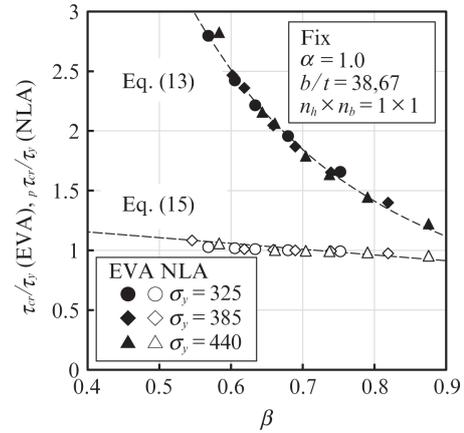
$$\beta = \frac{H}{t\sqrt{k \cdot E/\tau_y}} \dots\dots\dots (14)$$

この一般化幅厚比  $\beta$  を指標とし、塑性座屈耐力の推定式を FEM 結果に基づき構築する。

表1における境界条件を回転固定とした解析モデルに対して、幾何学的非線形と材料非線形を考慮した非線形解析を実施した。一般的な鋼板耐震壁は周辺を高力ボルトで接



(a) Aspect ratio



(b) Material strength

図6 β-τ/τ\_y 関係

Fig. 6 β-τ/τ\_y relationship

合されるため、以降、境界条件は回転固定に限定する。材料特性はトリリニア型でモデル化した (2次勾配:  $E/60$ , 3次勾配:  $E/1000$ )。一般化幅厚比  $\beta$  と塑性座屈耐力  $\rho\tau_{cr}$  の降伏耐力  $\tau_y$  に対する比率  $\rho\tau_{cr}/\tau_y$  の関係を図6(a), (b)に示す。図中には弾性座屈耐力の評価式である式 (13) を併せて破線で示す。凡例中の EVA は弾性固有値解析, NLA は非線形解析を意味する。アスペクト比や材料強度の違いによる  $\rho\tau_{cr}/\tau_y$  への影響は小さく、 $\beta$  と概ね線形関係にあることが確認できる。そこで、係数  $A_3, A_4$  を用いた次の回帰式により、塑性座屈耐力  $\rho\tau_{cr}$  を評価した (回転固定:  $A_3=-0.483, A_4=1.348$ )。

$$\frac{\rho\tau_{cr}}{\tau_y} = A_3 \cdot \beta + A_4 \dots\dots\dots (15)$$

### 4. 塑性変形性能の推定式構築

非線形解析で得られた最大耐力時のパネル変形角  $R_{max}$  と一般化幅厚比  $\beta$  の関係を図7に示す。なお、解析条件およ

びパラメータは前報に示すものと同じである。耐力が低下しなかった一部のケース（図中の↑印）を除くと、 $\beta$ が小さくなるにつれ、 $R_{max}$ が大きくなる傾向が見て取れる。アスペクト比によるばらつきはあるものの、 $R_{max}$ の下限に対して回帰すると、一般化幅厚比 $\beta$ の二次関数として次式のように表すことができる。

$$R_{max} = 0.104\beta^2 - 0.182\beta + 0.080 \dots\dots\dots (16)$$

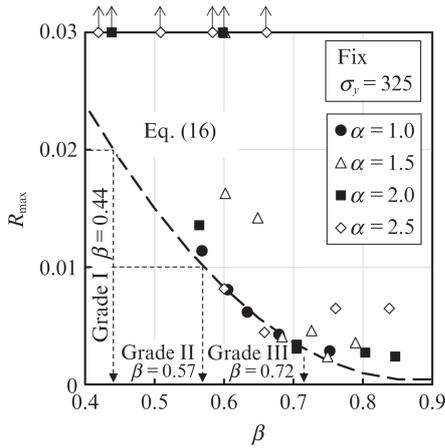


図7  $\beta$ - $R_{max}$  関係

Fig. 7  $\beta$ - $R_{max}$  relationship

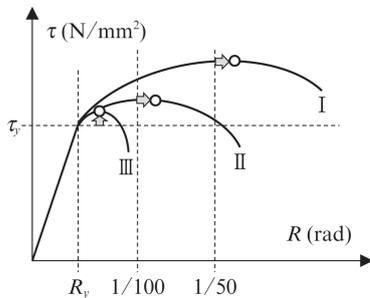


図8 性能評価指標

Fig. 8 Classification of deformation capacity

本論文における変形性能の評価指標として、図8に示すような3つのグレードを仮定する。

- ・グレード I：最大耐力時の変形角が 1/50 rad 以上
- ・グレード II：最大耐力時の変形角が 1/100 rad 以上
- ・グレード III：塑性座屈耐力  $\beta\tau_{cr} \geq$  降伏耐力  $\tau_y$

なお、降伏耐力に達しないものはIVと表記する。式(15)および式(16)より、各グレードと一般化幅厚比 $\beta$ の関係は次式のように表される。

$$\begin{aligned} \text{グレード I} &: \beta \leq 0.44 \\ \text{グレード II} &: \beta \leq 0.57 \dots\dots\dots (17) \\ \text{グレード III} &: \beta \leq 0.72 \end{aligned}$$

## 5. 荷重実験による推定式の検証

### 5.1 実験方法

各種評価式の妥当性を検証するために、基本モデルによる荷重実験を実施した。荷重装置および試験体の設置状況を図9に示す。試験体の上部には、2000 kN 水平ジャッキと構面外方向の変形を抑えるためのパンタグラフに接続されたL字型荷重治具を設置した。試験体の上下部はエンドプレート形式で荷重治具とボルト接合され、左右両端は板

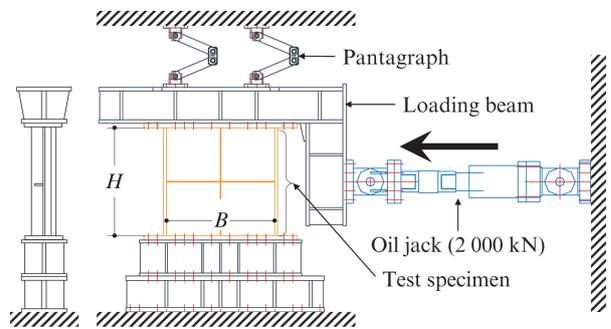


図9 試験装置

Fig. 9 Loading system

表2 試験体一覧

Table 2 Geometric properties in loading test

		Width $B$ (mm)	Height $H$ (mm)	Thickness $t$ (mm)	Aspect ratio $\alpha$	Number of stiffener $n_h \times n_b$	Plate slenderness $b/t$	Height of stiffener $h_s$	$\beta$ (F)
AT	-01	1 200	1 200	9	1.0	1 × 1	67	55	0.56
	-02							30	0.73
	-03			80				0.50	
	-04			100				70	0.73
BT	-01	1 200	1 200	6	1.0	2 × 2	67	45	0.57
	-02			9			45	35	0.52
	-03			6			67	90	0.57

表 3 材料試験結果  
Table 3 Results of material test

Steel grade	$t$ (mm)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	YR (%)	$\epsilon_w$ (%)	Specimens
SS400	9	284	427	67	42	A-01, A-03, B-02
		297	436	68	41	A-02
SS400	6	348	455	77	41	A-04
		376	470	80	38	B-01
SN490B	6	395	546	72	31	B-03

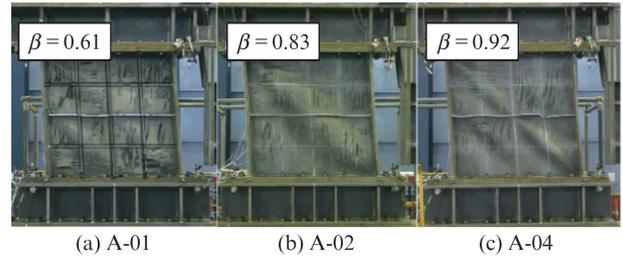
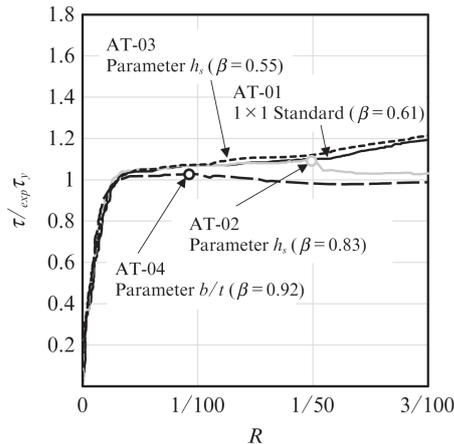
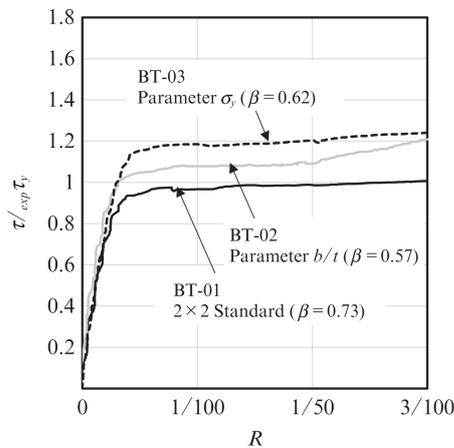


写真 1 座屈発生状況 (R=0.02 rad 時)  
Photo 1 Deformation mode (R = 0.02 rad)



(a) A series



(b) B series

図 10  $\tau$ - $R$  関係

Fig. 10  $\tau$ - $R$  relationship

厚  $t=32$  mm, 幅  $b=250$  mm のフランジを溶接している。表 2 に試験体一覧を示す。パラメータは板厚, スチフナ本数ならびにスチフナ高さである。表 3 に試験体に用いた鋼材の素材試験の結果を示す。パネルのせん断変形角  $R$  は, 試験体の対角線方向に設置された変位計を用いて, 回転の影響を補正して求めている。荷重は, 各試験体のせん断変形角  $R$  で制御し,  $R=1/20$  rad まで単調荷重した。

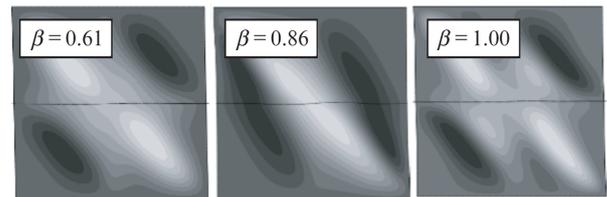


図 11 面外方向変位のコンター図 (FEM 解析,  $R=0.02$  rad 時)  
Fig. 11 Contours of displacement in off-plate direction (FEM,  $R = 0.02$  rad)

## 5.2 実験結果

図 10 (a) に一般化幅厚比  $\beta$  をパラメータとした基本モデル (A シリーズ) の荷重-変形関係を示す。ここで,  $\beta$  は素材試験結果の  $\sigma_y$  を用いて計算している。前節のグレード IV に相当する A-02, A-04 では, 降伏耐力を超えているものの, 荷重途中で耐力の低下が確認された。一方, グレード II に相当する A-01, A-03 では, 塑性化後の耐力低下は見られず, 安定した履歴を描いていることが分かる。

試験体 A-01, 02, 04 について,  $R=1/50$  rad における座屈発生状況を写真 1 に示す。また, FEM 解析において  $\beta$  の値が試験体に最も近いケースの面外方向変位のコンター図を図 11 に比較して示す。スチフナ高さを低減した A-02 は, 面外剛性低下による壁面の全体座屈が生じており, 幅厚比の大きい A-04 は, 局部座屈が先行するものの, スチフナが早期に面外変形を生じている様子が分かる。これらの現象は, 図 11 に示す FEM 解析においても捉えられており, 解析結果はおおむね妥当と言える。

鋼材の F 値を基に  $\beta$  がおおむね等しくなるように試験体のスチフナ本数, 幅厚比, 材料強度を変化させた B シリーズについて, 荷重-変形関係を図 10 (b) に示す。材料試験結果の  $\sigma_y$  から計算される  $\beta$  はいくらか異なるが (表 2), いずれも塑性化後の耐力変化の観点では, 同様の履歴を描いていることから, スチフナ本数, 幅厚比, 材料強度の影響は小さいと言える。表 4 に最大耐力  $\tau_{max}$  および最大荷重時のパネル変形角  $R_{max}$  の推定値 (前報および本論文の評価式で計算) と実験結果を比較して示す。1/20 rad まで耐力低下が見られず最大荷重が得られなかった試験体については,

表4 実験結果と解析結果の比較  
Table 4 Geometric properties in loading test

		$\tau_{\max}$ (kN)		$R_{\max}$ (rad)		Material test	$\beta(\sigma_y)$	Grade	
		Experiment	Calculation	Experiment	Calculation	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )		Estimation	Experiment
AT	-01	(1 839)	1 870	(0.05)	0.0065	284	0.61	III	< I
	-02	1 679	1 741	0.0194	0.0011	297	0.83	IV	< II
	-03	(1 945)	1 930	(0.05)	0.0100	284	0.55	II	< I
	-04	1 177	1 274	0.0093	0.0022	348	0.92	IV	< III
BT	-01	(1 273)	1 501	(0.05)	0.0029	376	0.73	IV	< I
	-02	(2 000)	1 897	(0.04)	0.0086	284	0.57	II	< I
	-03	(1 812)	1 731	(0.05)	0.0083	395	0.62	III	< I

参考値として 1/50 rad 時の耐力と最大変形角を括弧内に示す。いずれの試験体も最大耐力（あるいは 1/50 rad 時耐力）は、推定値と良い一致を示しているが、パネル変形角はばらつきが大きい。原因として、評価式構築に用いた FEM 解析のモデルと実験の試験体とで、スチフナ端部の拘束条件が異なる（FEM 解析：自由端，実験：フランジに隅肉溶接）ことが挙げられる。ただし、いずれの試験体においても本論文で設定した性能グレードに対して、全て安全側に評価できていると言える。

## 6. おわりに

建築物の更なる高耐震化に向けて、建築物の水平剛性を効率的に向上させることができる鋼板耐震壁を開発した。本論文では、特に構造上重要となる補剛スチフナに着目し、安定した復元力特性を得るための合理的なスチフナの設計法を構築した。FEM 解析に基づき、弾性座屈係数と材料強度を含む一般化幅厚比  $\beta$  を指標として、塑性座屈耐力ならびに塑性変形性能の推定式を構築した。必要とする塑性変形性能に応じて 3 種類のグレードの鋼板耐震壁の設計が可能である。材料強度を考慮して設計式が構築されているため、高強度鋼を用いた鋼板耐震壁の更なる合理化が可能である。また、基本モデル試験体を用いた載荷実験を行い、その塑性座屈耐力ならびに塑性変形性能を確認した。

建築物の耐震安全性の確保と経済性の向上を実現させる耐震要素として、鋼板耐震壁は大いに期待できる。特に、高強度鋼材を適用した建築物では水平剛性が不足する傾向にあるため、鋼板耐震壁の適用が有効である。鋼板耐震壁の更なる合理化に向けて、今後も施工方法等の周辺技術を含めた開発を進めていく予定である。

本研究は、東京工業大学大学院環境・社会理工学院五十嵐規矩夫教授および株式会社日建設計との共同研究の成果である。ここに記して感謝の意を表します。

### 参考文献

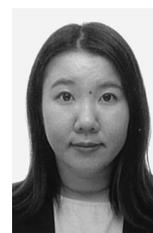
- 1) 中川佳, 植木卓也, 難波隆行. JFE 技報. 2013, no. 31, p. 8-15.
- 2) 植木卓也, 石井匠, 宮川和明. JFE 技報. 2013, no. 31, p. 1-7.
- 3) Timoshenko. 座屈理論. コロナ社.
- 4) Chusilp, P.; Usami, T. New Elastic Stability Formulas for Multiple-Stiffened Shear Panel. Journal of Structural Engineering. 2002, p. 833-836.



安永 隼平



植木 卓也



植戸あや香