張力場を形成する鋼板耐震壁の復元力特性

正会員 見 村 博 明*
正会員 秋 山 宏**

§1 序

近年、鋼構造建物における耐震要素として鋼板を用いた耐震壁，謂ゆる鋼板耐震壁が登場してきた。耐震壁は建物の転倒モーメントに対する抵抗要素として，また，せん断力に対する抵抗要素として作用する。本論文ではせん断力に対する抵抗要素としての耐震壁を扱う。

せん断力を受ける板が座屈後さらに大きな荷重に耐えられることはよく知られた事実である。板のせん断座屈後の耐力に関する研究は，H. Wagner¹⁾の張力場理論に始まり，その後航空機，橋梁等の終局強度に関する多くの研究にうけ継がれている。

耐震構造固有の正負の繰返し負荷の下における鋼板構造の変形特性に関する研究は未だ少なく，鋼板耐震壁の得元力特性を求めた研究としては文献 2) に示すものが代表的なものである。そこでは耐震壁形状，鋼板の幅厚比，鋼板補強材の剛性，及び配置等が復元力特性に与える影響が実験により詳細に観察されており，鋼板の座屈耐力が小さい場合は張力場形成による特徴ある変形性状を呈することが示されている。

本論文は鋼板耐震壁の復元力特性を一般的に把握するための足掛りとして，一つの極端な場合である鋼板の座屈耐力が小さく，張力場を形成する場合の鋼板耐震壁の復元力特性の定式化を試みたものである。

§2 実験計画

鋼板耐震壁の正負繰返し負荷による変形性状は，鋼板のせん断座屈荷重 (wQ_{cr}) が鋼板のせん断降伏荷重 (wQ_y) を上廻る場合は Fig. 1 (a) に示す様な Bi-linear 型になる事が報告²⁾されている。一方，鋼板のせん断座屈荷重が降伏荷重よりも低く，座屈後張力場を形成する様な耐震壁では Fig. 1 (b) に示す様なブレース構造に類似した復元力特性を示す事が予測できる。これはブレース構造では圧縮ブレースの座屈後は圧縮ブレースの耐荷力の劣化が起り，引張りブレースが主たる抵抗要素となり，一方鋼板耐震壁では鋼板の座屈後の耐荷機構が張力場に移行するからである。

ここで，張力場を形成する耐震壁について Fig. 2 に示す様な連続耐震壁を有する建物を考える。Fig. 3 は

Fig. 1 Typical Q - δ Relation Ship

Fig. 2 Layout of Steel Shear Walls

Fig. 3 Stress Distribution in Shear Wall

Fig. 4 Incomplete Diagonal tension field

連続耐震壁の一部で地震時においてせん断力を受け鋼板に斜め張力場が形成された場合の応力状態である。鋼板に張力場が形成された場合，柱は張力場のアンカーとして作用するため2次的な曲げモーメント，及び張力場の鉛直成分による軸力を受ける (Fig. 3 参照)。柱の曲げ剛性が低い場合には，Fig. 4 に示す様に柱にたわみが生じ張力場形成の初期では鋼板面内の引張り応力が一様

* 東京電機大学講師，工修 ** 東京大学助教授，工博
(昭和52年3月24日日本稿受理・討論期限昭和53年1月末日)

でなくなり、スチフナ間の中央部分では柱の曲げたわみに比例して張力が減少する。一方、スチフナの位置ではたわみ量が僅少なため張力の減少が阻止されて、謂ゆる不完全張力場状態を呈する。せん断変形が大きくなると柱が弾性範囲に留まっている限り応力の再配分が起り、鋼板は一様に引張り降伏し完全張力場に近づく。

本研究では柱の剛性、及びスチフナの間隔を変化させて不完全張力場から完全張力場への推移、及び一旦張力場を形成した鋼板が正負の繰返しせん断力を受けた場合の変形状態を調べる。尚、ここで計画した試験体は鋼板厚が耐震壁の幅に比して十分に小さく ($wQ_y/wQ_{cr} \div 7 \sim 13$) また、鋼板をとり囲む骨組の剛性が比較的大きい場合であり、張力場の反力のみによって柱が曲げ降伏することはないものである。

§3 実験概要

3-1 試験体

試験体の形状、寸法は Fig. 5 (a), (b) 及び Table 1 に示される。ここで SW1~SW3 は同図 (a) に、SW4 は (b) に対応する。これ等の試験体においてはフランジは実構造物の柱に、スチフナははりに対応する。試験体 SW1~SW3 において、SW1 と SW2 は柱の剛性を同一にし、スチフナの間隔の変化を調べるもの、SW2 と SW3 はスチフナ間隔を同一にし、柱の剛性の変化による影響を調べるものである。また、SW4 は鋼板厚を他試験体のものより厚くしその影響を調べるものであ

Fig. 5 Test specimens

Table 1 Size of Specimens

	n	t_w (mm)	d (cm)	h (cm)	Flange	Stiffener
SW 1	4	1.0	26.43	54.90	2L-65×65×6	4L-30×30×3
SW 2	2	1.0	46.02	55.00	2L-65×65×6	4L-30×30×3
SW 3	2	1.0	46.00	57.80	2L-50×50×4	4L-30×30×3
SW 4	2	1.6	59.90	59.90	2L-75×75×9	4L-40×40×3

る。尚、試験体の製作においてフランジと鋼板の接合は、SW1~SW3 は普通ボルト、SW4 は高力ボルトを使用した。また、スチフナと鋼板との接合は接着剤（エポキシ樹脂系）とボルトとの併用とした。

3-2 加力方法

加力方法は Fig. 6 に示される様に中央集中荷重で、正負の繰返し荷重は試験体を反転させて加力する方法を採った。実験は 200 ton 圧縮試験機を用いた。また、試験体の横倒れを防止するために SW1~SW3 では試験体を 2 重に設計し (Fig. 5 (a) 参照)、SW4 は Fig. 6 (b) に示される様な横倒れ防止治具を製作し、両端支点部、及び中間部に合計 4 個配置して試験体の面外変形を拘束する方法を採った。中間部に配する治具は試験体のたわみによって回転する 4 個のローラーを用いたもの、また、両端支点部の治具は先端を丸く削った鋼板を用いたものである。

§4 実験結果及び考察

4-1 素材試験結果

各試験体の鋼板、フランジ、及びスチフナの素材の機械的性質は Table 2 に示される。

4-2 荷重-変形関係

各試験体の繰返し荷重による荷重-変形関係は Fig.

Fig. 6 Loading systems and lateral supporting systems

Table 2 Material Properties of Specimens

	Plate					Flange		
	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	E (t/cm ²)	ϵ_{st} ($\times 10^{-3}$)	E_{st} (t/cm ²)	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	E (t/cm ²)
SW 1	2.53	3.38	2100	19.0	14.3	3.07	4.56	2080
SW 2	1.88	3.04	2100	6.0	24.0	3.33	4.66	2100
SW 3	1.88	3.04	2100	6.0	24.0	3.15	4.43	2080
SW 4	2.26	3.41	2200	22.0	21.2	3.31	4.75	2075

(a) SW1

(b) SW2

(c) SW3

(d) SW4

Fig. 7 Experimental load-deflection curves

7(a)~(d) に示される。縦軸は SW1~SW3 (横倒れ防止のため 2 重に耐震壁を配した試験体) では中央集中荷重の 1/2 の値, SW4 では中央集中荷重の値である。横軸の δ は Fig. 8 に示される様なせん断変形量である。図中 wP_y は $2wQ_y$ の値, wP_{cr} は $2wQ_{cr}$ の値

Fig. 8 Measured deflection of one panel

である。また、図中の破線は荷重-変形関係の予測値である。予測値は以下に示される様に単調荷重における荷重-変形関係を基にして作図されたものである。

(a) 単調荷重時の荷重-変形関係の予測値

鋼板耐震壁の単調荷重による荷重-変形関係の予測値は、鋼板と骨組の各々の耐力の和として求められる (Fig. 9 参照)。鋼板の荷重-変形関係の計算は以下の仮定による。

- (1) 鋼板は張力場による斜め引張り応力のみによってせん断力に抵抗する。
- (2) 張力場の方向は H. Wagner¹⁾の理論値による。
- (3) 張力場作用によって生じる柱の弾性曲げ変形を考慮する。
- (4) 鋼板の応力-ひずみ関係は弾塑性ひずみ硬化型

Fig. 9 Deflection curves of one panel by monotonic loading

のものとする。

尚、荷重-変形関係の算出の詳細は appendix 1 に示される。Fig. 9 中、 wQ_y , wQ_B は各々、張力場の斜め引張り応力による鋼板の降伏応力時、及び最大引張り応力時の作用せん断力で、張力場理論より次式から求まる値である。

$$wQ_y = w\sigma_y \cdot \sin 2\alpha \cdot A_w / 2 \dots\dots\dots (1a)$$

$$wQ_B = w\sigma_B \cdot \sin 2\alpha \cdot A_w / 2 \dots\dots\dots (1b)$$

ここで

A_w : 耐震壁の断面積 $= h \times t_w$

α : フランジと張力場のなす角度で

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{ht_w}{2A_F}}{1 + \frac{dt_w}{A_S}} \dots\dots\dots (2)$$

A_F : フランジの断面積

A_S : スチフナの断面積

t_w : 鋼板厚

h, d : 耐震壁の高さ, 及び幅

$w^{\sigma_y}, w^{\sigma_B}$: 鋼板の降伏応力度, 最大引張り応力度

一方, 骨組の荷重-変形関係は骨組の塑性崩壊荷重 fQ_u (appendix 2 参照) まで弾性的に変形し, その後は fQ_u を一定に保つ様に変形するものと仮定する。従って鋼板耐震壁の単調荷重による荷重-変形関係は Fig. 9 で示される様に鋼板部の荷重-変形関係とそれをとり囲む骨組の荷重-変形関係の和で表わされる。図中, Q_{ult} は鋼板耐震壁の最大耐力で次式で与えられる。

$$Q_{ult} = wQ_B + fQ_u \dots\dots\dots (3)$$

また, 図中 Q_y は General Yield Load で同図に示す方法で求める。

(b) 繰り返し荷重下の荷重-変形関係の予測値

先ず張力場を形成する1つのパネルの変形状態について考察する。Fig. 10 (a) に示す1つのパネルの一方荷重下における変形量を δ とする。ただしここでは弾性変形を無視する。張力場が $\pi/4$ の角度をなして形成されるものとし, δ に対応する張力場の引張り塑性ひずみを ϵ_a とすれば, 張力場に直交する方向では圧縮力を殆ど負担し得ないこと, 及び鋼板のポアソン比が0.5と考えられることから $0.5\epsilon_a$ の圧縮塑性ひずみが存在すると思われる。一方, 板が座屈しないものとするれば δ に

(a)

(b)

Fig. 10 Load-deflection pattern of one panel under cyclic loading

対応する張力場に直交する方向の圧縮ひずみは ϵ_a である。従って ϵ_a と $0.5\epsilon_a$ の差分の $0.5\epsilon_a$ に対応する変形 (0.5δ) が座屈変形と対応していると考えることができる。このことは変形 δ が生じた後に逆方向に荷重すれば逆方向の変形増分が 0.5δ に達した時に座屈波形が消失し, 逆側の変形に対する荷重抵抗が生じ始める事を意味する。実際には $\alpha = \pi/4$ ではないが, 近似的に上記の関係が成立するものとして, これと一方向荷重下の荷重-変形関係を用いて繰り返し荷重下の荷重-変形関係を予測する。

Fig. 10 (b) において $\overrightarrow{OAH}$ は単調荷重による耐震壁の荷重-変形関係である。第1回正載荷時では $\overrightarrow{OAB}$ の径路をたどり, B 点で除荷されれば弾性的に $\overrightarrow{BC'}$ の径路をたどる。次に第1回負載荷時では鋼板がせん断座屈するまでは $\overrightarrow{OA}$ と平行に $\overrightarrow{C'C}$ の径路をたどる。ここで鋼板のせん断座屈荷重 wQ_{cr} は周辺ピン支持と仮定すれば次式で与えられる⁴⁾。

$$wQ_{cr} = \tau_{cr} \times A_w \dots\dots\dots (4)$$

ここで

$$\tau_{cr} = \frac{1900}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} k_2$$

$$k_2 = 4.00 + 5.34/\beta^2 \dots \beta < 1.0$$

$$= 5.34 + 4.00/\beta^2 \dots \beta \geq 1.0$$

$$\beta = d/h \text{ (Fig. 5 参照)}$$

$\overrightarrow{CD}$ 間は鋼板がせん断座屈を起し張力場を形成するまでの変形量で, D 点は $\overrightarrow{OC'}$ の $1/2$ の点 D' から $\overrightarrow{OA}$ に平行な直線と C 点を通り δ 軸に平行な直線との交点である。すなわち, D 点において前載荷時の横たわみが消失し, この点から前載荷時と逆方向の張力場が形成され始める。負の単調荷重時の荷重-変形関係を $\overrightarrow{OA'E}$ とし, D と A' を結ぶ径路を仮定すれば負載荷における変形径路は, $\overrightarrow{C'C} \rightarrow \overrightarrow{CD} \rightarrow \overrightarrow{DA'} \rightarrow \overrightarrow{A'E}$ となる。第2回正載荷時では張力場が形成され始める点 G は

$$\overrightarrow{OG'} = \overrightarrow{OF'} - 1/2(\overrightarrow{OF'} + \overrightarrow{OD'})$$

で δ 軸上に G' 点を求め G' を通り $\overrightarrow{OA}$ に平行な直線と F 点 (座屈荷重点) を通り δ 軸と平行な直線との交点として求まる。G 点と B 点を結べば第2回正載荷時の変形径路が求まる。以下同様にして正負繰り返し荷重による荷重-変形関係が求まる。

Fig. 7 (a)~(d) に示す様に正負の繰り返し荷重による耐震壁の変形状態は, ここで仮定した作図法を適用すれば実験値をほぼ説明できる。

鋼板のせん断座屈発生が荷重-変形関係に与える影響は第1回正載荷時には殆ど見られないが, 第1回負載荷以降においては同図から明らかな様に荷重-変形関係は棚状を呈する。この棚状を呈している状態で前回の残留座屈波が消失し逆向きのせん断力による新しい座

屈波が生じる (Fig. 11 参照)。残留座屈波と新しい座屈波は同時に反転せず徐々に反転するため詳細に観察すると棚状の間では荷重は一定ではなく凹凸を呈している。(4) 式で与える鋼板のせん断座屈荷重は第 1 回正載荷時の座屈荷重に対応するものであるが、既述の如く第 1 回正載荷時においては荷重-変形関係上には明確な座屈現象は見られず、座屈による影響が明確に観察されるのは第 1 回負載荷以降である。第 1 回負載荷以降の荷重-変形関係において棚状を呈し始める荷重は、座屈波の反転する荷重で、この荷重は前載荷時の残留座屈波を有する波板のせん断座屈荷重であるため計算値よりも高くなっている。

また、フランジの曲げ剛性やスチフナ間隔の差が荷重-変形関係に与える影響は、第 1 回正載荷時に明確に表われる。特に SW 3 の様にフランジの剛性が低く、スチフナ間隔の広い場合は、上下フランジとスチフナ間で囲まれる四辺形の対角線を中心にして数波の座屈波が生じる。このため対角線上に沿って大きな張力が作用し、鋼板は局部的に早期降伏するためたわみが急増するものと考えられる。

§5 結 語

張力場を形成する場合の鋼板耐震壁に関する実験を行ない、一旦張力場を形成した鋼板が繰り返し負荷を受けた場合の荷重-変形関係を一方向載荷時の荷重-変形曲線に基づいて作図により求める方法を提案し、作図法により実験値をほぼ説明できることを示した。

§6 謝 辞

本研究にあたり東京電機大学、仲威雄教授、東京大学、加藤勉教授に御指導頂きました。また、松永記念科学振興財団、東京電機大学研究振興会から御援助を頂きました。併せて感謝の意を表します。

Appendix 1 鋼板の荷重-変形関係

Fig. A-1 に示す様に鋼板を張力場の方向 (α) に平行に n 等分し n 個の帯片に分割する。鋼板の引張り応力

Fig. A-1

Fig. 11 Alternative appearance of tension field

Fig. A-2

Fig. A-3

を σ_{ti} とすれば、

$$Q = \sum_{i=1}^n \sigma_{ti} \cdot \sin^2 \alpha \cdot t_w \cdot dx \\ = \sum_{i=1}^n E \cdot \epsilon_i \cdot t_w \cdot \sin^2 \alpha \cdot dx \quad \dots\dots\dots (a-1)$$

ここで、

E : ヤング係数

σ_{ti}, ϵ_i : i 番目の帯片の引張り応力、及びひずみ

$dx = d/n$

$$\epsilon_i = \epsilon_0 - (y_i + y_k) \sin^2 \alpha / h \quad \dots\dots\dots (a-2)$$

ϵ_0 : フランジがたわまないとしたときのひずみ

y_i, y_k : フランジの i, k 点のたわみ (Fig. A-2 参照)

今、 $d\delta (dr \times d)$ の変位を与えると、斜め張力場方向のひずみの増分 $d\epsilon$ は、

$$d\epsilon = dr \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (a-3)$$

$d\epsilon$ は ϵ_0 に対応するものである。尚、 $d\delta, dr$ 及び $d\epsilon$ は 0 からの増分である。(a-2), (a-3) を (a-1) に代入すれば

$$Q = \sum_{i=1}^n E \cdot t_w \{ dr \sin \alpha \cdot \cos \alpha - (y_i + y_k) \sin^2 \alpha / h \} \sin^2 \alpha dx \quad \dots\dots\dots (a-4)$$

の関係が得られる。本計算ではせん断ひずみ (dr) を増分させ、その時の鋼板面内のひずみ量からせん断力を求めるもので、鋼板の応力-ひずみの関係は Fig. A-3 に示す様に弾塑性ひずみ硬化型とした。また、フランジのたわみの計算は不等分布荷重が加わる連続ばりとし求めた。収束の検定はフランジ中央のたわみの修正値が前回のたわみ計算値の 1/10 以下をもってした。

Appendix 2 骨組の崩壊荷重

骨組の崩壊荷重は曲げと軸力を受けて材が全塑性モーメントに達する時とする。骨組のモーメント及び軸力は Fig. A-4 の様になる。 D 点のモーメント、及び軸力は、

Fig. A-4

Fig. A-5

$$M_D = Ql/4 \dots\dots\dots (a-5)$$

$$N_D = Ql/2h \dots\dots\dots (a-6)$$

ここで

Q : 作用せん断力

l : 階高

h : スパン

まず、曲げと軸力を受ける山形鋼単材の全塑性モーメントを求める。この場合、山形鋼を線材と仮定する。Fig. A-5 を参照して、軸力は

$$N = 2 f_{\sigma_y} \cdot t_f (b - b_1)$$

$$\bar{N} = \frac{N}{b \cdot f_{\sigma_y} \cdot t_f} = 2(1 - b_1/b) \dots\dots\dots (a-7)$$

ここで

f_{σ_y} : フランジの降伏応力度

t_f : フランジ厚

b : フランジ幅

b_1 : フランジの引張り部分の幅 (Fig. A-5 参照)

同様にモーメントは

$$\bar{M} = \frac{M}{b^2 \cdot t_f \cdot f_{\sigma_y}} = b_1/b \cdot (3/2 - b_1/b) \dots\dots (a-8)$$

(a-7), (a-8) より

$$\bar{M} = -\frac{1}{4} \left(\bar{N} - \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{9}{16} \dots\dots\dots (a-9)$$

(a-5), (a-6) より Q と消去すると

$$\bar{N} = 2b/h \cdot \bar{M} \dots\dots\dots (a-10)$$

(a-9), (a-10) より $\bar{M}$ を求めると

$$\bar{M} = -\left(2 - \frac{b}{h}\right) + \sqrt{\left(2 - \frac{b}{h}\right)^2 + 8\left(\frac{b}{h}\right)^2} / 4\left(\frac{b}{h}\right)^2 \dots\dots\dots (a-11)$$

尚、試験体に用いたフランジは山形鋼を2枚合せたものであるから、この場合の骨組の耐力 (fQ_u) は次式より求まる。

$$fQ_u = \frac{4}{l} (2M) = \frac{8}{l} b^2 \cdot t_f \cdot f_{\sigma_y} \cdot \bar{M} \dots\dots\dots (a-12)$$

参 考 文 献

- 1) H. Wagner: Ebne Blechwandträger mit sehr dünnem Stegkech, Z.F.M., 1929
- 2) Takahashi, Y., Takeda, T., Takemoto, Y. and Takagi, M: Experimental Study on Thin Steel Shear Walls Particular Steel Bracings under Alternative Horizontal Load, Preliminary Report of I.A.B.S.E. Symposium, Lisbon, 1973
- 3) P. Kuhn: Stresses in Aircraft and Shell Structures, McGraw-Hill Book Co., 1956
- 4) 日本建築学会: 鋼構造設計規準 昭和45年
- 5) 林毅編: 軽構造の理論とその応用 1966

SYNOPSIS

U.D.C. 69.022 : 699.81 : 691.714-41

LOAD-DEFLECTION RELATIONSHIP ON EARTHQUAKE-RESISTANT STEEL SHEAR WALLS DEVELOPED DIAGONAL TENSION FIELD

by HIROAKI MIMURA, Lecturer, Tokyo Electrical Engineering college and Dr. HIROSHI AKIYANA, Associate Professor, Univ. of Tokyo, Members of A.I.J.

Tests on earthquake-resistant steel shear walls which were characterized by their small shear buckling strength and large capability of developing that were developed diagonal tension field were conducted to study the deformation characteristics under cyclic loading similar to seismic forces.

It was shown in the paper that the basis of the Load-Deflection relation under monotonic loading, Load-Deflection of such walls under cyclic loading could be constructed by the graphical.