

# 溝形鋼板耐震壁の実験報告

髙 淳 竹 本 靖  
武 田 寿 一 岡 田 宏

## Experimental Studies on Steel Bearing Wall Made Using Large-Sized Light Channels

Sunao Shotaka Yasushi Takemoto  
Toshikazu Takeda Hiroshi Okada

### Abstract

This paper describes the results of experiments on a full-scale bearing wall model made using large-sized light channels. The following results were obtained:

- 1) This system does not have a favorable hysteretic load-deflection relationship, but it appears to be usable for low- and medium-height buildings for the reasons that it does not lose load-bearing capacity and has high ductility after buckling.
- 2) The finite element method analysis in the elastic range and the buckling load analysis by the energy method show good coincidence with experimental results, but the theory of pure diagonal tension after buckling differed from the test results.
- 3) The results of an approximate analysis made using a simplified equivalent frame model were almost the same as those of an exact analysis.

### 概 要

本論文は、大型軽量溝形鋼を使用した耐震壁の実大模型実験報告である。実験により次の事がわかった。

- 1) 座屈後の復元力特性は逆S字型で、必ずしも耐震性能の良いものではないが、座屈後の耐力低下がないこと、じん性が大きいことより、中低層規模の建物に利用出来そうである。
- 2) 弾性範囲内の応力解析、および座屈発生荷重は理論値に良く一致したが、座屈後の耐力についてはなお検討が必要である。
- 3) 簡単な線材置換モデルによる略算法の検討を行い良い結果が得られた。

## 1. 序

溝形鋼板耐震壁は、中低層純鉄骨造建物に使用されるブレースに代わるべきものとして開発され、図-1に示すようにCT型鋼で囲まれた部分に大型軽量溝形鋼を数枚並べ、上下の梁に高力ボルトで接合し、溝形鋼、CT型鋼間を溶接で1枚の鉄板耐震壁にしたものである。この耐震壁の特徴は、その構造形式から窓通路、出入口等に利用できる開口部が取れることである。このため、耐震壁の配置の面での制約が少なくなることが期待される。又、施工面でも素材で現場に搬入し簡単に組立ができる利点がある。設計時においても、溝形鋼板の枚数に応じた許容剪断耐力の設定を行い、さらにそれらの標準詳細図を作ることにより、任意の水平外力に対する設計が簡単にできるものである。本論文は、この溝形鋼板耐震壁の実大供試体による実験結果を述べ、弾性範囲内で有限要素法との比較を行い、座屈荷重、座屈後の耐力、復元力特性等、耐震壁としての特性を検討し、さらに解析の簡略化のため、また

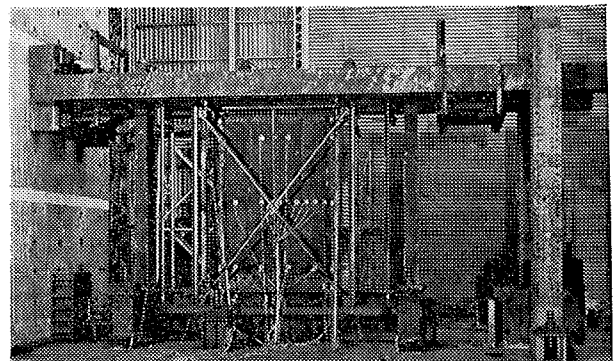


写真-1 実験状況

応力解析、断面設計等を一貫処理するプログラムに組込むために線材置換モデルの検討を行っている。

## 2. 試験体説明

試験体は図-1、2に示すように上下の梁を含めた1層分を製作した。製作順序は上下の梁と両側の柱を組合せた外周フレームを製作し、CT型鋼を上下の梁に溶接し、次に4枚の溝形鋼板の上下端と、上下の梁に隅肉溶接しているリブプレートを高力ボルトで締め

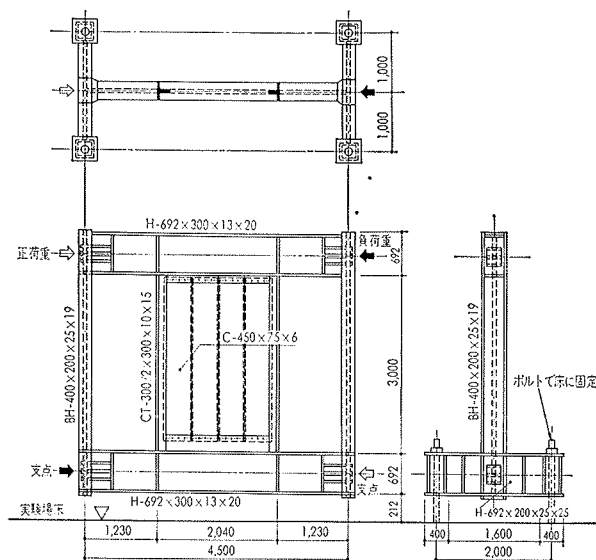
つけ、最後に溝形鋼板どうし、および溝形鋼板と CT 型鋼を立向き下進溶接した。各断面は溝形鋼板が最も早く剪断降伏するように設計した。試験体の実測値は表一 1 に、素材試験結果は表一 2 に示す。

### 3. 実験の概要

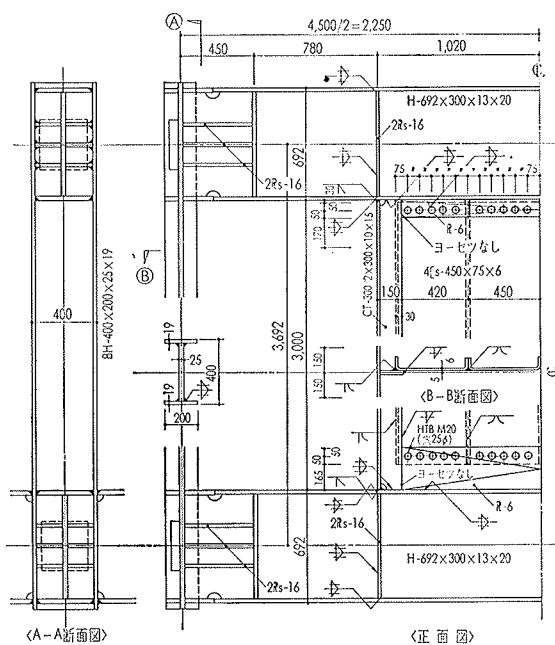
載荷方法は、写真一 1 に示すように下梁両端を実験場床に各々ピン、ローラー支持し、上梁の左(右)方向より 300 t ジャッキで水平方向に正(負)荷重を作用させた。面外方向のふれ止めは、上梁の中央、両端、下梁の中央の合計 4ヶ所にとりつけた。

測定は、溝形鋼の上下端、上下梁の材軸の水平方向、および梁の鉛直方向変位を測定し、歪に関して図一 4 に示す位置の溝形鋼ウェブプレートの三方向歪、およ

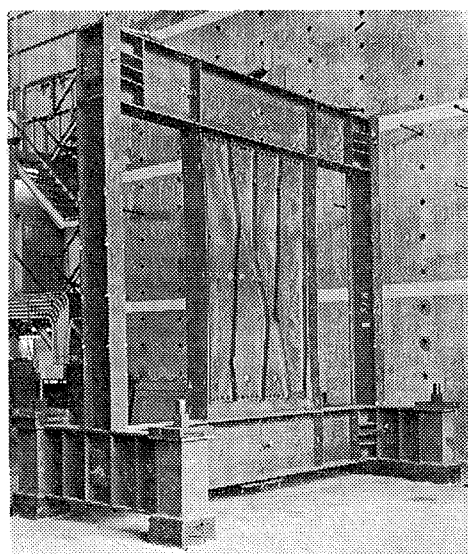
び CT 型鋼、梁、柱の材軸方向歪の測定を行った。実験は、P (外力)=155 t で急激に座屈による荷重低下がおこり P=130 t になった。座屈による溝形鋼板のウェブプレートのしわは、上梁載荷点の反対側より、下梁の支持点を結ぶ対角線上に沿って溝形鋼板のフランジプレート側にふくらみを発生し、この時フランジプレートの局部座屈は、しわの線上 2ヶ所で発生していた。さらに正負の載荷を繰返すと、P=40~60 t の範囲でしわの方向が変わるたびにジャンプ座屈現象が発生した。最終的に  $\delta$  (下梁材軸に対する上梁材軸の水平変位)=9.6cm まで載荷し実験を中止した。供試体には顕著な破断は見られず、一部分溝形鋼に亀裂が



図一 1 供試体説明図



図一 2 供試体詳細図



写真一 2 載荷後の供試体

部 材	設計断面寸法	実測断面寸法
溝 形 鋼	C-450×75×6	C-450×75×5.88
C T 鋼	CT-300/2×300×10×15	CT-300/2×300×9.98×15.11
H 鋼 (梁)	H-692×300×13×20	H-692×300×13.49×19.44
B H 鋼 (柱)	BH-400×200×25×19	BH-400×200×24.54×18.76

※アンダーライン部分が実測値

(単位 mm)

表一 1 供試体実測値

部 材	$\sigma_Y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (t/cm <sup>2</sup> )	E(×10 <sup>8</sup> ) (t/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	
溝 形 鋼	ウェブ材軸方向	3.08	4.55	2.13	22.8
	ウェブ材軸直交方向	3.16	4.63	2.20	21.7
C T 鋼	F.	2.56	4.83	2.00	22.5
	W.	2.71	5.12	2.03	19.9
H 鋼 (梁)	F.	2.68	4.80	2.00	28.6
	W.	3.15	5.25	2.08	24.7
B H 鋼 (柱)	F.	2.79	4.76	2.13	27.1
	W.	3.05	4.73	2.11	28.6

※F, Wは各々フランジ、ウェブの材軸方向を示す。

表一 2 素材試験結果

発生してただけであった。載荷後の状態を、写真—2に示し、実験結果は図—3, 5~8に示す。

#### 4. 解析

##### 4.1. 有限要素法

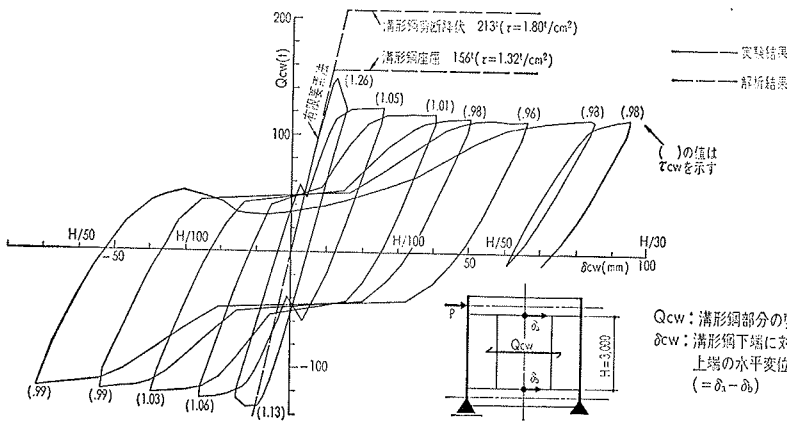
この解析は弾性二次元有限要素法プログラム (IBM NASTRAN) によった。この時の解析モデルは図—9に示すように溝形鋼, CT 型鋼, 上下梁の各ウェブプレートは板厚が等しい面内変形のみ考える四辺形要素, またフランジプレートは同断面積を持ち軸方向変形のみ考える棒要素, 柱は曲げ, 剪断, 軸方向変形を考慮する梁要素を使用した。さらに梁と溝形鋼ウェブプレート間のリブプレートは前記の四辺形要素に, 梁のウェブプレートを補強するリブプレートは棒要素にした。各要素のヤング係数は素材試験結果を使用し, 解析結果は図—3, 5~8に実験結果と共に示した。

##### 4.2. 座屈荷重計算

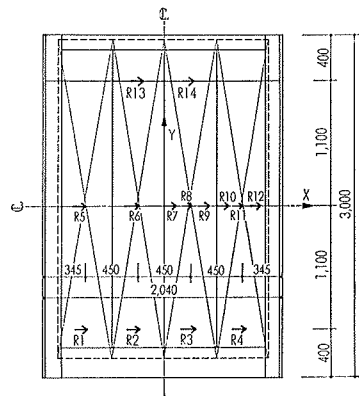
溝形鋼, CT 鋼部分の全体座屈荷重の計算は, 溝形鋼のウェブを一枚の鋼板 (3,000×2,010×t5.88) とし, フランジ部分をリブプレートにおきかえて四周ピン支持の解析モデルを考え, エネルギー法を用いた解析プログラムによった。プログラムの詳細は参考文献2)を参照されたい。

##### 4.3. 略算法

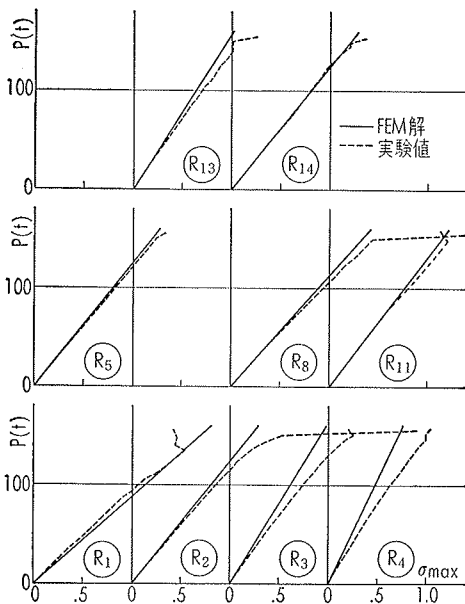
有限要素法による解析は演算時間やINPUT DATAの手間が多くかかるため, 略算法として3種類の線材置換モデル (図—10参照) による比較検討を行った。モデル1はCT型鋼を含む溝形鋼部分と, 両側柱, 上下の梁を曲げ, 剪断, 軸方向変形を考慮した線材とした場合, モデル2は, モデル1について溝形鋼と梁の交叉部分を剛域とした場合, モデル3は, 同じ部分をパネルとした場合である。溝形鋼部分の置換方法は,



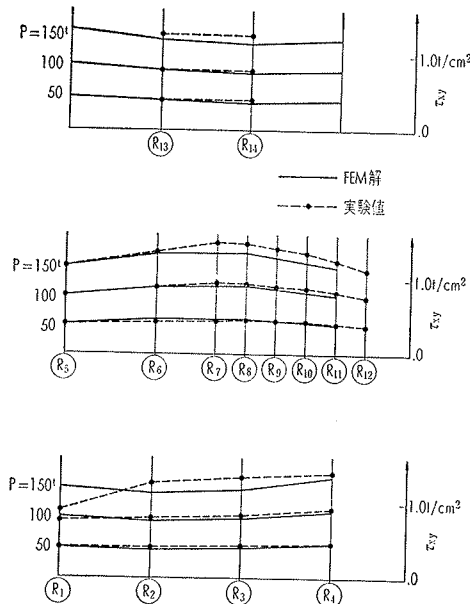
図—3  $Q_{cw}-\delta_{cw}$  図



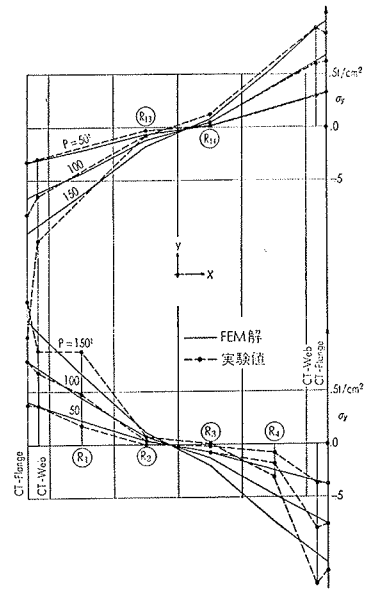
図—4 溝形鋼ウェブプレート測定位置の説明図



図—5 溝形鋼  $P-\sigma_{max}$  図



図—6 溝形鋼  $\tau_{xy}$  分布図



図—7 CT 型鋼, 溝形鋼  $\sigma_y$  分布図

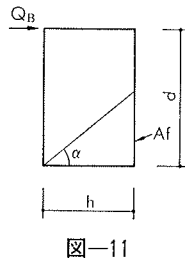
曲げ、軸方向変形については全断面有効とし、剪断変形については、I型断面の剪断変形用形状係数を1.00（エネルギー法を用いた梁理論によれば  $\kappa_w=1.015$  となる）とし、剪断変形用断面積は溝形鋼とCT鋼のウェブの断面積とした。使用したプログラムは、当社のFRAMEで、電算機はIBM 370/158によった。部材諸定数は素材試験結果、および試験体実測結果より計算し表-3に示す。

4.4. 完全張力場理論

Wagnerの完全張力場理論<sup>3)</sup>によれば、しわの方向  $\alpha$  は次式より求まる。

$$\tan^4 \alpha = 1 + \frac{ht}{2A_f}$$

- 但し、h : 梁成 (=204cm)
- t : 板厚 (= .588cm)
- A<sub>f</sub> : フランジ断面積 (=45.3cm<sup>2</sup>)



座屈荷重 Q<sub>B</sub> は次式となる。

$$Q_B = \frac{\sigma_y ht \sin 2\alpha}{2}$$

但し、 $\sigma_y$  : 降伏応力度 (=3.12t/cm<sup>2</sup>)

以上より Q<sub>B</sub>=182 t となる。

5. 考察

5.1. 弾性範囲における有限要素法との比較

図-3に Q<sub>cw</sub>（溝形鋼の剪断力で、外力 P より測定値である両側の柱の剪断力の和 Q<sub>c</sub> を除いた値）と  $\delta_{cw}$ （溝形鋼下端に対する上端の水平変位）の関係を示す。0~80 t までの測定値より最少自乗法処理で初期剛性 (K, K<sub>cw</sub>) を求めると表-4の値となり、計算値は実験値によく一致している。次に溝形鋼, CT型鋼の応力度 ( $\sigma_{max}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\sigma_y$ ), および梁の曲げモーメントを図-5~8に示す。これらからも実験値によく一致しているのが見られる。ただ溝形鋼の右下部分（圧縮側）については、 $\sigma_y$  の違いが若干目立つが理由ははっきりしない。以上の事より、有限要素法の解は実験値によく一致し、荷重が100 tをこえるとCT型鋼の引張側端部で局所的な曲げがおり、初期の弾性状態からずれてくる。

5.2. 座屈荷重およびその後の状態

5.2.1. 座屈荷重 4.2節に述べた座屈荷重の計算によれば Q<sub>cw</sub>=156 t ( $\tau=1.32t/cm^2$ ) で弾性座屈す結果が得られ、一方実験では図-3より Q<sub>cw</sub>=149.1 t ( $\tau=1.26t/cm^2=0.7\tau_y$ ) で座屈している事より今回のような解析手法で、充分解析出来ることがわかった。

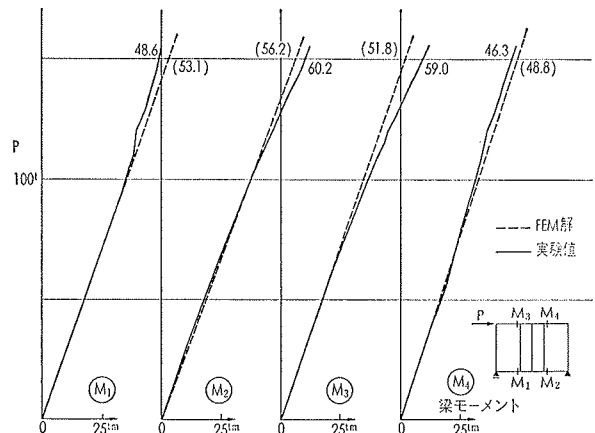


図-8 荷重-梁モーメント図

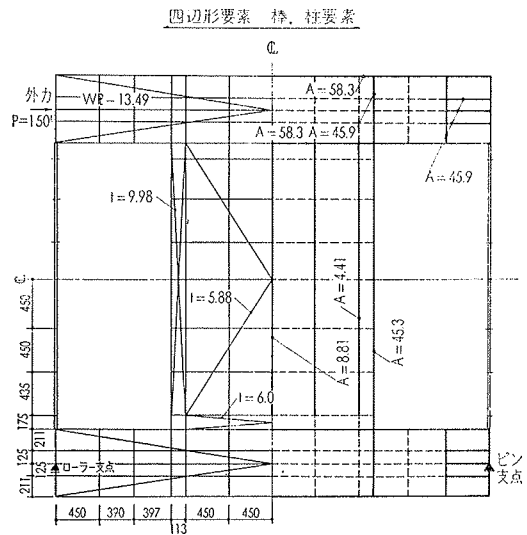


図-9 有限要素法解析モデル図

5.2.2. 座屈発生後の耐力

座屈発生後の耐力は、図-3に示すように Q<sub>cw</sub>=115~120 t のほぼ一定値となる。完全張力場理論によれば 182 t となり実験値よりはるかに大きな値となっている。またしわ角度も水平面に対して 39° となり、実験値の 63° と大きく異なっている。これは使用した解析モデルが、CT型鋼の曲げ剛性を無限大、すなわち変形しないと考え、ウェブプレートが全領域で降伏すると考えているのに対して、実験結果ではCT型鋼の曲げ剛性が小さいため面内方向に変形し、対角線上に近い領域のウェブプレートは降伏しているが遠ざかるにつれて降伏していない領域が存在するためである。本論文には示していないが溝形鋼ウェブプレートの歪測定結果にもこの傾向が見られ、従って完全張力場理論より求めた値は実験値より大きくなっている。

5.2.3. 座屈後の復元力特性

図-3より  $\delta_{cw}$  は 9.5cm まで、部材角に直して 1/32まで靱性があり、 $\tau_{cw}$

(溝形鋼の平均剪断応力度)も1.00t/cm<sup>2</sup>前後の一定値を保ち、急激な耐力低下も見られなかった。しかししわの方向が変わるたびにジャンプ座屈現象や大きな音が発生する事、面外方向の変形が大きい事などは留意しなければならない。

5.3. 線材置換モデル

有限要素法は実験値によく一致していることより、実験値のかわりに有限要素法の解を用いて3種類の線材置換モデルとの比較検討を行い、最も誤差の少ない略算法を求めた。各解法の結果を表一4に示す。下梁の材軸中心に対する上梁の材軸中心の水平変位(δ)を比較すると、モデル3が最も近似度がよく有限要素法に比較して7.2%小さくなった。次に溝形鋼部分のみ取り出して有限要素法とモデル3の比較を表一5に示す。溝形鋼下端に対する上端の水平変位(δ<sub>ew</sub>)は、モデル3の方が6.1%大きくなった。この時のδ<sub>ew</sub>は、δ<sub>ew</sub>と異り梁の曲げ変形による溝形鋼の剛体的回転の影響を除くため、溝形鋼上端と下端の回転角の絶対値が等しく符号が逆になるように、溝形鋼全体を回転させ、さらに両者の剪断力を等しくするためQ<sub>cw</sub>を150tに換算して求めた。同表にδ<sub>ew</sub>、τ<sub>ew</sub>の比較を示すが、δ<sub>ew</sub>については有限要素法でのCT型鋼のフランジプレート最大の軸方向応力度の最大値と、同じ場所でのモデル3の比較であり、τ<sub>ew</sub>については中間部分の最大剪断応力度と、モデル3で剪断応力度形状係数を1.155(前出の梁理論より求めた)とした場合の比較である。σ<sub>ew</sub>、τ<sub>ew</sub>は有限要素法に比較して各々7.2%、0.4%となった。以上よりモデル3(パネル付ラーメン)が最も適しており、今回の試験体に限れば変位、応力共約10%以下の誤差となり、特に溝形鋼のウェブ

プレートの最大剪断応力度は、よく一致することがわかった。

6. まとめ

本実験を通じて下記の事がわかった。

- i) 座屈後の復元力特性については、逆S字型で必ずしも性能の良いものとはいえないが、座屈後の耐力低下がないこと、じん性があることより、中低層規模の建物に充分利用出来そうである。
- ii) 弾性範囲内に限れば、今回のような解析モデルによる有限要素法の解は十分な精度がある。
- iii) 座屈荷重の計算は、本報告で述べたエネルギー法のプログラムで可能である。
- iv) 座屈後の耐力については、完全張力場理論を用いた解析モデルでは十分な説明ができず、CT型鋼の曲げ剛性を考慮した解法での検討が必要である。
- v) 今回のような試験体に限れば、略算法として溝形鋼と梁の交叉部分をパネルとする線材置換モデルで、かなり良い精度の解が得られる。

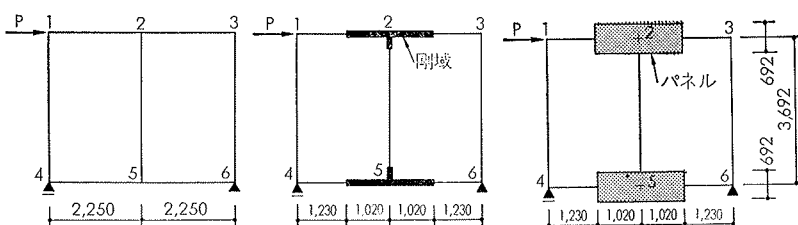
本実験を行うにあたり本店設計部、新日本製鉄の御協力を得たことを追記する。

参考文献

- 1) 溝形鋼板耐震壁(1), (2), 新日本製鉄技術資料 1016, 1032
- 2) 鉄板耐震壁の開発研究, 鉄板耐震壁開発グループ, 大林組所報 No. 5, 1971
- 3) 林 毅: 軽構造の理論とその応用, 日科技連出版社

	E (t/cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	I (×10 <sup>4</sup> cm <sup>4</sup> )	備 考 (単位 %)
	G (t/cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		
梁	2040 785	204.7 88.1	15.56	H-692×300×13.49×19.44
柱	2120 815	161.1 75.0	.2544	BH-400×200×24.54×18.76
CW (溝形鋼)	2100* 808	258.3 121.9	141.4	2CT <sub>2</sub> -300/2×300×9.98×15.11 4C <sub>2</sub> -450×75×5.88
パネル	- 785			板厚 t = 13.49 B×D 2.040×692

表一3 線材置換モデルの部材諸定数



図一10 線材置換モデル説明図

	有限要素法	モデル1 (純ラーメン)	モデル2 (剛域付ラーメン)	モデル3 (パネル付ラーメン)	実験値
P:外力 (t)	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0
Q <sub>cw</sub> :溝形鋼の剪断力 (t)	145.3	143.7	147.2	146.6	
Q <sub>c</sub> :両側柱の剪断力 (t)	4.7	6.3	2.8	3.4	
δ:フレーム全体の変位 (cm)	1.140 (100.0%)	2.253 (197.6)	.978 (85.7)	1.058 (92.8)	1.14 (100.0)
K:フレーム全体の剛性 (t/cm)	132	67	153	142	132
K <sub>cw</sub> :溝形鋼の剛性 (t/cm)	139				139

注) K=P/δ, K<sub>cw</sub>=Q<sub>cw</sub>/δ<sub>cw</sub>

表一4 有限要素法と各線材置換モデルの比較

	有限要素法	モデル3 (パネル付ラーメン)
δ <sub>cw</sub> :溝形鋼部分の変位 (cm)	.538 (100.0%)	.571(106.1)
σ <sub>ew</sub> :CT鋼Flange Eの軸方向応力度 (t/cm <sup>2</sup> )	1.752 (100.0%)	1.626(92.8)
τ <sub>ew</sub> :溝形鋼Web Eの最大剪断応力度(t/cm <sup>2</sup> )	1.414 (100.0%)	1.419(100.4)

注) Q<sub>cw</sub>=150<sup>t</sup>

表一5 有限要素法とモデル3の変位、応力度の比較