

波状鋼板で構成される耐力壁に関する実験研究

舟	橋	功	男	*
平	田	康	一	**
小	林	昌	一	***
渡	辺	常	夫	****

序

建築物の高層化にともない、個々の構成部材には軽量化およびプレファブ化が厳しく要求されている。さらに我国の建築物の特性として地震力に対する配慮から、主要構造材には強度と同時に優れた靱性が要求される。これまで建物の耐震要素として最も効果的に用いられて来た鉄筋コンクリート壁は、軽量化、靱性の点に問題を有しており、ALCの壁材は強度的に不充分であらう。

今回上記の諸要求を満足する高層建築物用の耐震壁を開発するため、波形薄鉄板を用いた壁の各種剪断実験を行い、その耐力、変形特性、設計法などを検討した。実験は初めデッキプレートを利用した壁とキーストンプレートを用いた壁とについて、模型試験体による剪断曲げ実験を行い、その検討結果に基きキーストンプレート壁のみについて実大剪断実験を行った。これらの結果から、このような壁の複元力特性を求め、更に変形および耐力に対しての設計用数値を提案する。

§ 1 デッキプレート壁模型実験

デッキプレートを直交させた場合の面内剪断力に対する耐力、変形性状を検べるため、模型による剪断曲げ試験を行なった。試験は経済性も併せて検討するためデッキプレートの厚さや交点のスポットの数を変えたもの、片面をデッキプレートのかわりに鉄筋ヤアングルを直交させ溶接したものなど計10種の試験体について行なった。

1.1 試験体及び試験方法

試験体の名称、概要については表1.1に、寸法、形状については図1.1に示す。試験は各種類とも1体につき行なった。

* 竹中技術研究所主任研究員

** 竹中技術研究所研究員

*** 竹中技術研究所研究員

**** 竹中工務店東京支店構造課長

表 1.1 試験体概要

試験体	概 要
D16-S4	U デッキ 1.6 mm 2枚 直交型 交点スポット 4個
D16-S2	U デッキ 1.6 mm 2枚 直交型 スポット 2個
D16-S1	U デッキ 1.6 mm 2枚 直交型 スポット 1個
D12-S4	U デッキ 1.2 mm 2枚 直交型 スポット 4個
D12-S2	U デッキ 1.2 mm 2枚 直交型 スポット 2個
D12-S1	U デッキ 1.2 mm 2枚 直交型 スポット 1個
D16-L40	片側U デッキ 1.6 mm 片側L-40・40・3 スポット接合
D12-L40	片側U デッキ 1.2 mm 片側L-40・40・3 スポット接合
D16-16φ	片側U デッキ 1.6 mm 片側16φ鉄筋 溶接
D12-16φ	片側U デッキ 1.2 mm 片側16φ鉄筋 溶接

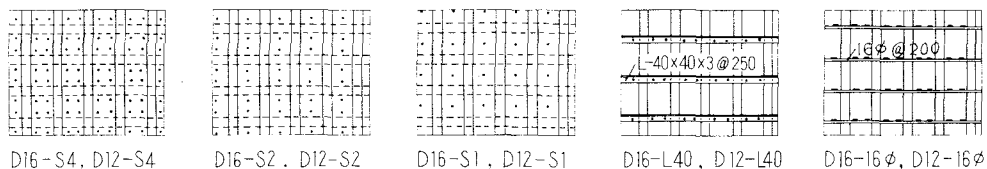


図-1.1 試験体ウェブ詳細

加力方法は図 1.2 に示す如く 1 辺を固定し対辺線上に加力し、試験体の各隅部の水平・垂直方向変位をダイヤルゲージで測定した。

デッキプレートの応力（歪）に関しては 3 個の試験体（D16-S4, D16-S2, D16-L40）について 3 軸 W.S.G. により測定を行なった。測定位置は図 1.2 に示す。

1.2 実験結果

各試験体について測定した変形より剪断変形を求めその結果を図 1.3 に、又これらをまとめたもの及び破壊状況を表 1.2 に示す。

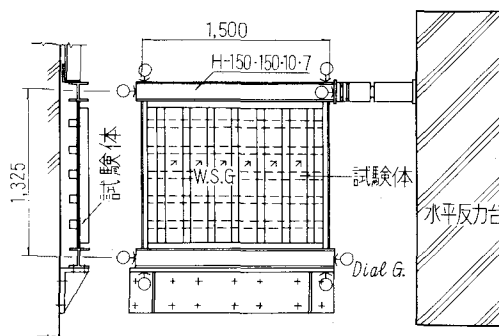


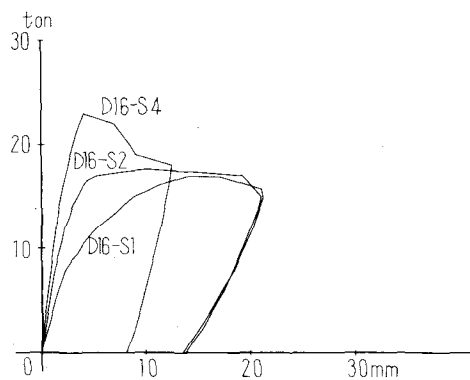
図-1.2 加力方法及び測定位置

表 1.2 破壊状況その他

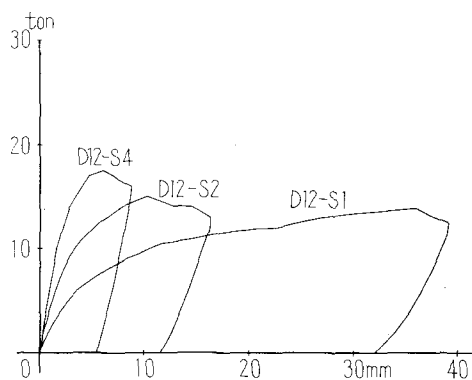
試 験 体	剛 性 $\frac{mm}{ton}$	降伏荷重 $P_b \quad ton$	最大荷重 $P_b \quad ton$	靱 性 率 $\frac{\delta_b}{\delta_y}$	破壊状況その他
D16-S4	0.104	14.0 17.0	23.0	2.6 1.8	スポット破断
D16-S2	0.160	10.0 12.4	17.6	5.6 4.2	スポット破断 周辺座屈
D16-S1	0.240	7.0 8.2	17.0	7.8 5.8	同 上
D12-S4	0.160	11.4 13.4	17.5	2.9 2.3	スポット破断 プレート局部座屈
D12-S2	0.240	7.0 8.0	15.0	5.5 4.4	スポット破断 周辺座屈
D12-S1	0.450	4.4 5.0	13.9	15.6 13.1	同 上
D16-L40	0.360	8.0 9.4	15.8	5.0 3.9	プレート局部座屈
D12-L40	0.440	4.4 5.6	11.0	12.2 8.5	同 上
D16-16 ϕ	0.225	11.8 13.6	21.6	6.3 5.3	同 上
D12-16 ϕ	0.385	5.0 7.2	13.3	12.5 6.2	同 上

降伏荷重 上欄 0.2mm 残留 (0.02%)

下欄 0.4mm 残留 (0.04%)

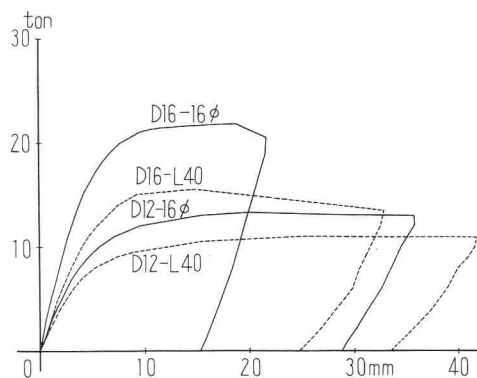


図一.3 a D16直交型 $P-\delta$ 曲線

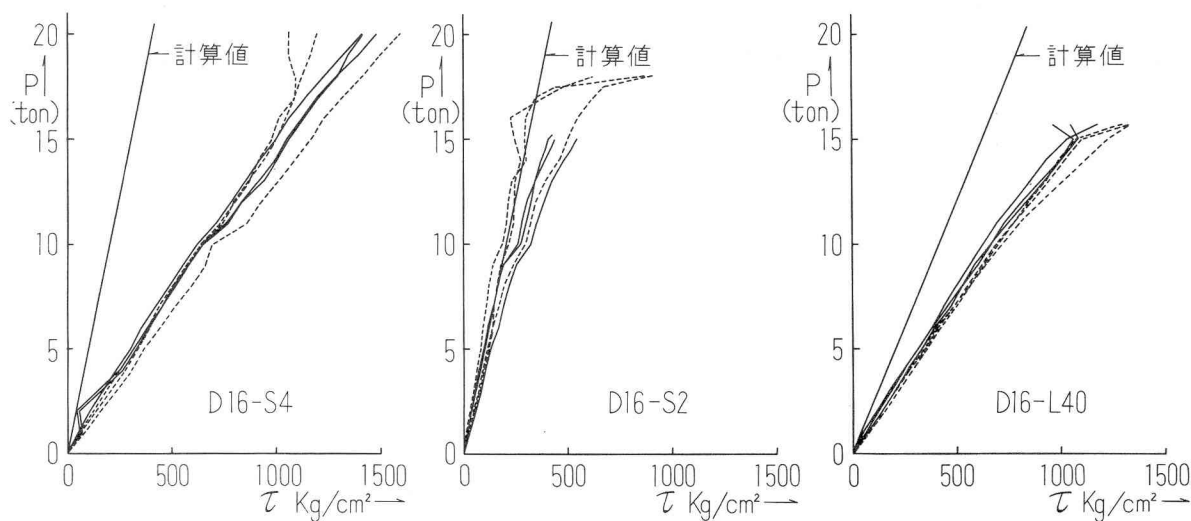


図一.3 b 直交型 $P-\delta$ 曲線

又 *W.S.G.* による測定歪より剪断応力度を算出し、荷重—応力度曲線として図 1.4 に示す。図中の太線は同厚平面板の理論値である。

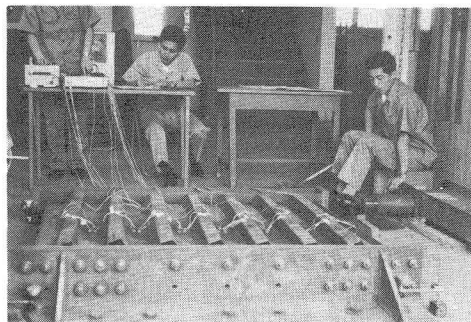


図—1.3 c 鉄筋型・アングル型 $P-\delta$ 曲線

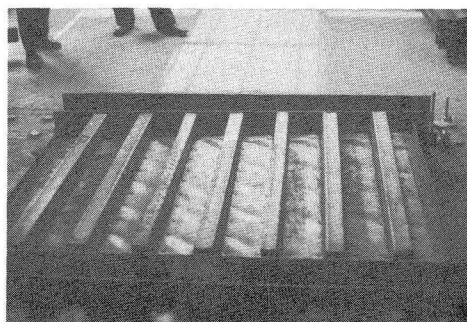


図—1.4 $P-\tau$ 曲線

試験状況の一部を写真 1.1 に示す。



写真—1.1 a $P16-L40$ 試験



写真—1.1 b $D12-S4$ 試験

2.3 考 察

板の剛性、耐力を検討するため同サイズの平面板を考え弾性座屈を生じないものとして剛性及び降伏荷重 ($\sigma_y = 3.0 \times 10^4 \text{ Mises}$ の降伏条件) を算出し、実験値との比較を表 1.3 に示す。

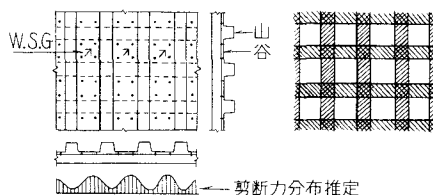
表 1.3 計算値との比較

試 験 体	重 量 Kg / m^2	剛 性 $D^{ton/cm}$			降 伏 荷 重 P_y^{ton}		
		実験値	計算値	実 / 計	実験値	計算値	実 / 計
D 16 - S 4	43.6	96	312	0.31	17.0	40.0	0.43
D 16 - S 2	"	63	312	0.20	12.4	40.0	0.31
D 16 - S 1	"	42	312	0.13	8.2	40.0	0.21
D 12 - S 4	32.8	63	232	0.27	13.4	30.0	0.45
D 12 - S 2	"	42	232	0.18	8.0	30.0	0.27
D 12 - S 1	"	22	232	0.10	5.0	30.0	0.17
D 16 - L 40	29.1	28	156	0.18	9.4	20.0	0.47
D 12 - L 40	24.1	23	116	0.20	5.6	15.0	0.57
D 16 - 16 ϕ	28.0	44	156	0.28	13.6	20.0	0.68
D 12 - 16 ϕ	23.0	26	116	0.22	7.2	15.0	0.48

表 1.3 で明らかな如く、デッキプレートの剪断剛性、降伏荷重とも平面板の計算値に比べてかなり低い。直交型では D16、D12 とも交点のスポット数が少なくなると剛性、耐力とも低くなり逆に靱性は大となっている。破壊はスポット 4 個の場合、交点の剛性が大であるためスポット破断により決定され、スポット 2 個、1 個の場合は接合部のスポットが破断するとともに周辺に曲げによる座屈がみられた。

アングル又は鉄筋を片面に用いた場合の耐力は板の局部座屈で決まっており、スポット接合による直交型に比して 1 枚当りの耐力は高く且つ靱性も大である。アングル型の耐力、剛性の差は部材のピッチ、接合方法によるものと思われる。これらの試験体に共通していることは全体の変形に伴い凸部の捩れ変形が大きくなることで壁としての機能上問題があると思われる。

剪断応力度の分布は D 16 - S 4 では測定した凹部で、平面板としての計算値の約 3 倍の値を示している。これは図 1.5 の如く直交している 2 枚のデッキプレートの谷部のみで構成された格子により力が流れたためと推定される。D 16 - S 2 で測定値と計算値とが比較的一致しているのは S 4 に比して交点の拘束効果が少ないためと考えられる。D 16 - L 40 では計算値の 1.6 倍であり、山部はそれだけ遊んでいることになる。



図一.15 剪断力分布

§ 2 キーストンプレート壁模型実験

デッキプレート模型実験においてはその断面形状から凸部があまり応力を分担せず、凹部のみに多くの力が流れ、しかも凸部の捩れ変形が大きい。これらの欠点を取除くものとして、凹凸のこまかいキーストンプレートを

デッキプレートとおき代え、以下の実験を行なった。

2.1 試験体及び試験方法

試験体はK12, FK8の2種とし、
K12 は前章と同様な形状寸法(キーストン1.2mm)で行ない、FK8 は図2.1にその概要を示す。
変形の測定位置等はデッキプレートと同様に各隅で行なった。荷重はK12 については片側繰返し、FK8 については正負繰返しとした。なおFK8 では試験後キーストンプレートを切断し、フレームのみの剛性を求めた。

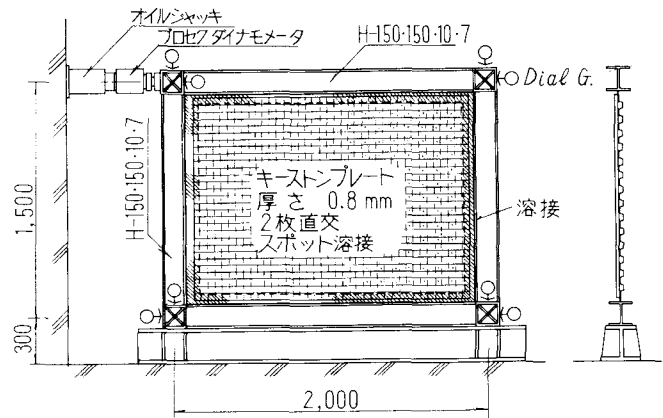


図-2.1 FK8 試験体

2.2 実験結果

測定変位より全体の移動、回転、曲げ変形を差引いた剪断変形についてK12, FK8の結果を図2.2に示す。図中の一点鎖線はフレームのみの変形曲線を示している。又 $P-\delta$ 曲線より初期変形量、耐力等について求めたもの及び破壊状況を表2.1に示す。

表2.1 K12, FK8

試験体	初期変形 $\delta_u(mm)$	降伏荷重 $P_y(ton)$	最大荷重 $P_b(ton)$
K12	0.075	29.0	29.8
FK8	0.108	21.5	29.0以上
破壊状況			
K12	○ 29.8'	周辺座屈	
FK8	○ 25~26'	スポット間の変形顕著	
	○ 30'	凸部に局部座屈発生	
	○ 33'	スポット数点同時剝離	

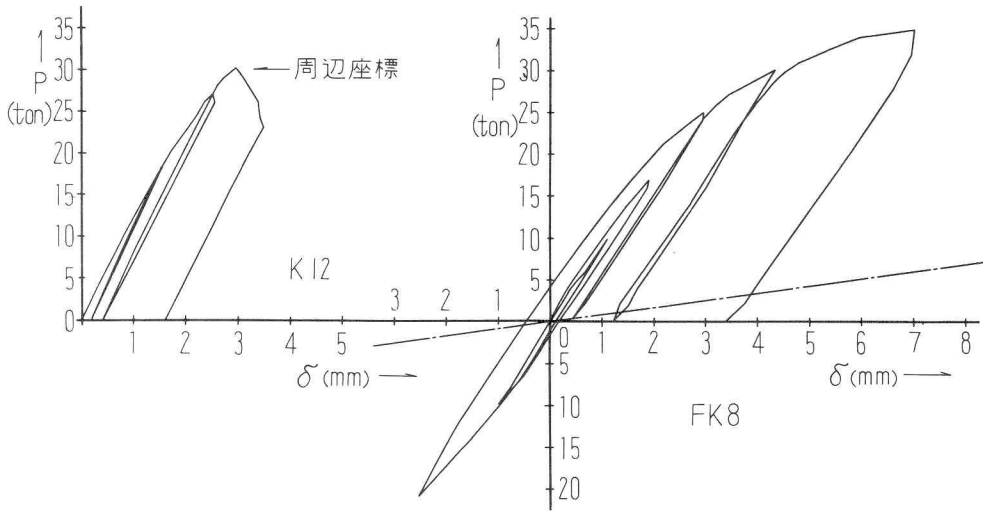


図-2.2 $K12 \quad P - \delta$
 $FK8 \quad P - \delta$

なお $FK8$ の試験状況及び局部座屈箇所を写真2.1に示す。

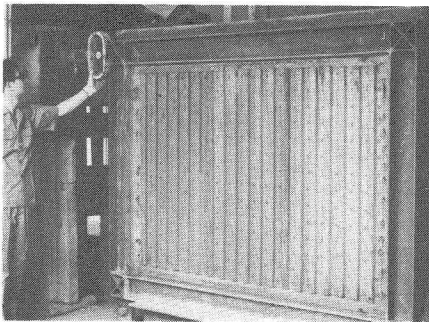


写真-2.1 a $FK8$ 試験体

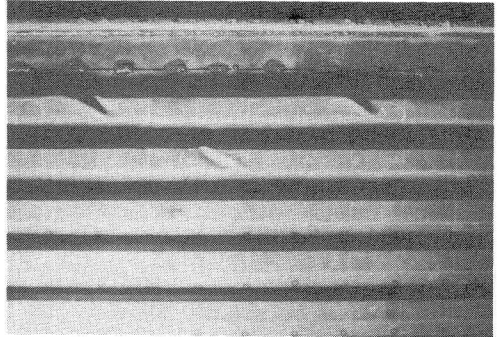


写真-2.1 b $FK8$ 局部座屈

2.3 考 察

$K12$ では荷重 30^t で曲げにより周辺で面外への座屈を生じたため耐力、靱性最大荷重の確認がなされていないが、前章におけるデッキプレートに比べると剛性、耐力とも優れている。

$FK8$ に関しては図2.2に示す如く荷重の8%程度が鉄骨フレームで分担されているにすぎず、この履歴曲線はキーストンプレートの性質を表わしているといえよう。 $K12$ で不明であった靱性の点でも充分であると考えられる。

キーストンプレートの解析に関しては4章に記されている。4章の方法による計算値と実験値との比較を表2.2に示す。

表 2.2 比 較

試 験 体	重 量 Kg / m^2	剛 性 $D \text{ } ton/cm$			降伏荷重 $P_y \text{ } ton$		
		実験値	計算値	実 / 計	実験値	計算値	実 / 計
K 1 2	26.0	133	173	0.77	29.0	30.0	0.97
FK 8	17.3	93	128	0.73	21.5	51.2	0.42

剛性に関してはK12, FK8とも実験値は計算値のほぼ $\frac{3}{4}$ である。これは周辺との接合がスポットで、しかも谷部だけから力が伝達されるため変形が大きくなったものと思われる。この点については4章で考察している。

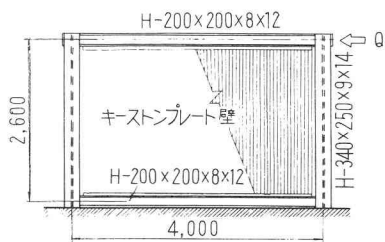
$P-\delta$ 曲線から求めた降伏荷重はK12の場合ほぼ計算値と一致している。FK8の場合は計算値の $\frac{1}{2}$ 程度であるが、降伏荷重近辺で周辺のスポットの剝離がみられ、又凸部には写真2.1の如き局部座屈が生じたことに起因するものと推察される。

§ 3 キーストンプレート壁実大実験

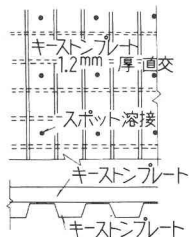
前章までに述べた模型実験の結果から判断して、性能、製作費等の点で優れていると考えられるキーストンプレートで構成した壁について実大実験を行なった。

3.1 試 験 体

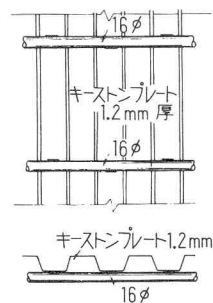
試験体は2体製作し、1体は2枚のキーストンプレートを直交させたもの



図一3.1 実大試験体

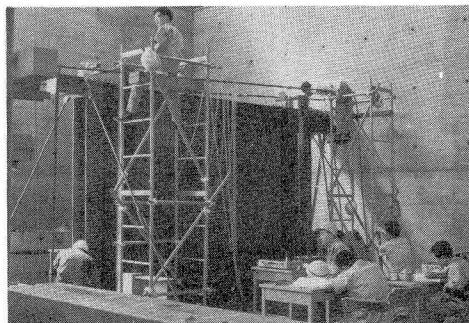


図一3.2 a 直交型



図一3.2 b 鉄筋型

(直交型)、他は1枚のキーストンプレートに16φSR24鉄筋を200mmピッチに直交させ溶接したものである。試験体を図3.1及び図3.2に示す。これら2体の試験体を用いて、表3.1に示す4つの実験を行なった。



写真一3.1 試 験 状 況

表 3.1 実 験

実 験 名 称	試 験 体	フ レ ー ム と の 接 合
実 験 I	直 交 型	ハックボルト $1/4 \phi @ 100$
実 験 II	直 交 型	溶 接
実 験 III	鉄 筋 型	溶 接
実 験 IV	鉄 筋 型	フ レ ー ム の み

実験 I, II 及び III, IV は各々同一の試験体を用いている。

3.2 実験方法と測定方法

加力にオイルジャッキを使用し、荷重読取にロードセルを用い、正負繰返し荷重をかけた。

変形の測定は図 3.3 に示すように、試験体の 4 隅に取り付けた 8 個のダイヤルゲージにより行い、各点の上下、水平移動量を測定している。

剪断歪は図 3.3 に示した×印個所に、実験 I においては両面に、実験 III においては表側のみ 3 軸 W.S.G. を貼り付け測定を行なった。実験 II においてはこの測定は行なっていない。

3.3 実験結果

実験 I～III の変形測定結果を図 3.4～3.6 に示した。図中の一点鎖線は実験 IV より求めたフレームの変形曲線である。変形量には全体の移動、回転による値は含まれていないが曲げ変形量は含まれている。しかしこの曲げ変形量は微少であり無視出来る。以下に各実験の状況を記す。

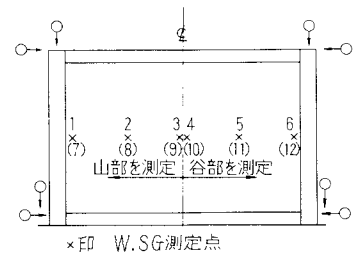


図 3.3 測定位置

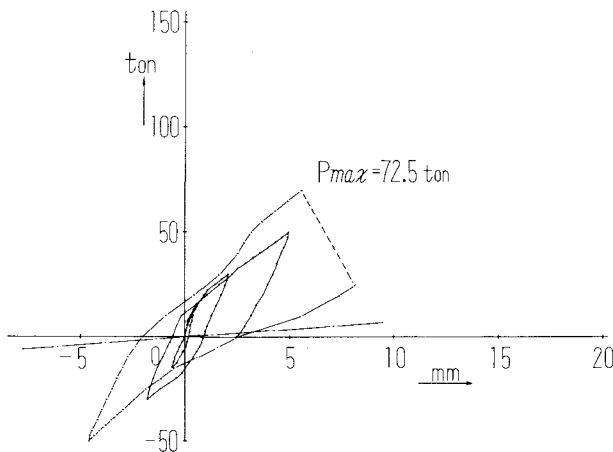


図 3.4 実験 I 直交型試験体

実験 II (図 3.5) 実験 I 終了後、周辺を溶接により補強し、再度荷重をかけた。この場合強度は高く 160 近傍から壁板は面外に座屈し (写真 3.2)、165 で最大荷重となった。

実験 I (図 3.4) 22' まで弾性変形を起こし、ここから周辺接合ハックボルトが迂りはじめ急に剛性が低下している。以後繰返し荷重に対し典型的なバイリニヤー曲線を示している。72.5' に達した時、下部フレームとの接合ボルトが同時に全数破断した。この時点では壁板、フレーム共に弾性範囲内にあるものと考えられる。

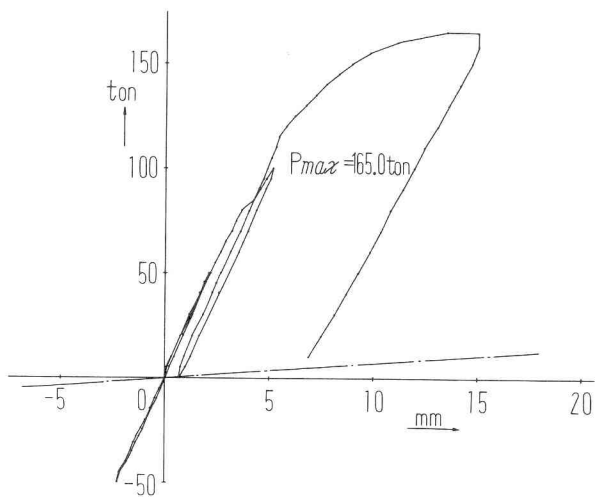


図-3.5 実験Ⅱ直交型試験体

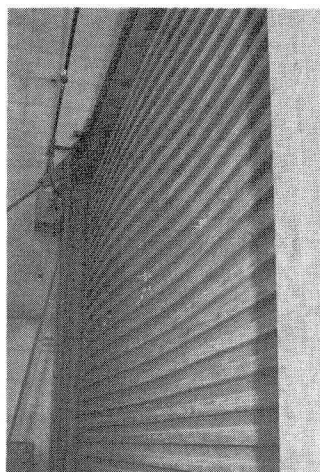


写真-3.2 直交型面外座屈

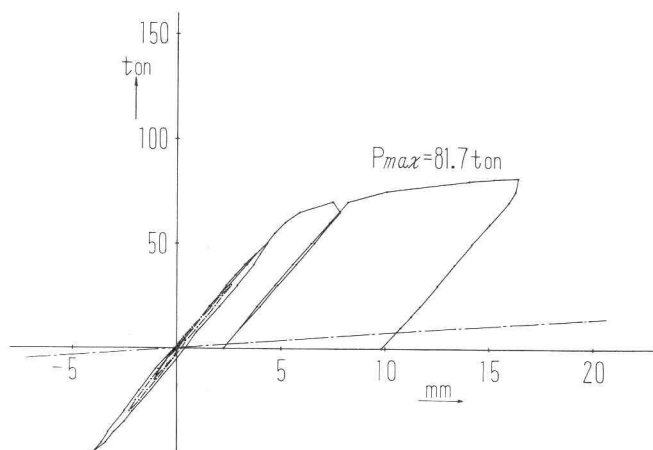


図-3.6 実験Ⅲ鉄筋型試験体

実験Ⅲ（図3.6） 実験Ⅱの約半分の剛性及び耐力を示し、上下周辺が応力集中による局部座屈（写真3.3）により 81.7^t が最大荷重となった。

実験Ⅳ 実験Ⅲに使用した試験体の壁板を取除き、フレームのみの剛性を求めた。

これらの結果をまとめ表3.2に示した。

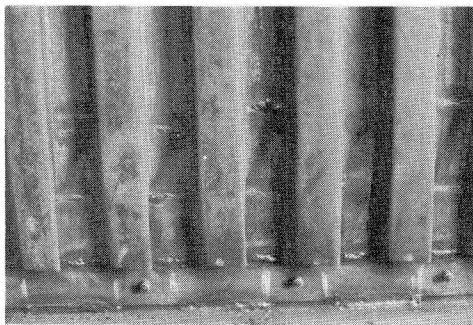


写真-3.3 鉄筋型局部座屈

表 3.2

	初期変形 mm/ton	降伏荷重 $P_y \text{ ton}$	最大荷重 $P_b \text{ ton}$	じん性 δ_b/δ_y	破壊形式	備 考
I	0.046	26.0	72.5	>3.5 ※	ノックアウト 剪断	
II	0.046	125.0	165.0	>2.45 ※	全体座屈	面外に波を打つ
III	0.090	62.0	81.7	>3.04 ※	局部座屈	壁最上部最下部 斜めしわ発生
備考	フレーム剛性 は含まない	残留 0.4 mm		降伏変形 δ_y 最大荷重変形 δ_b		

※ δ_b が未確認のため上記の表現とした。

剪断歪の測定結果は計算値と共に表 3.3、表 3.4 に示す。

表 3.3 直交型

測定点	単位剪断歪度 $1/ton \cdot 10^{-6}$	単位剪断応力度 (MPa) / ton	実験値 / 計算値
1	13.0	10.5	1.07
2	10.5	8.5	0.87
3	14.0	11.4	1.16
4	15.0	12.2	1.24
5	13.0	10.5	1.07
6	17.0	13.8	1.40
7	5.5	4.5	0.46
8	12.0	9.7	0.99
9	13.0	10.5	1.07
10	14.0	11.4	1.16
11	13.5	11.0	1.12
12	8.0	6.5	0.66
計算値	12.1	9.8	—

表 3.4 鉄筋型

測定点	単位剪断歪度 $1/ton \cdot 10^{-6}$	単位剪断応力度 (MPa) / ton	実験値 / 計算値
1	21.8	17.7	0.89
2	22.0	17.8	0.90
3	24.4	19.8	1.00
4	24.4	19.8	1.00
5	23.2	18.8	0.95
6	23.1	18.7	0.95
計算値	24.5	19.8	—

3.4 考 察

実験値と計算値とを比較して表 3.5 に示した。計算値では降伏剪断応力度： $\tau_y=1.73 \text{ t/cm}^2$ とし最大剪断応力度： $\tau_b=2.36 \text{ t/cm}^2$ と仮定した。

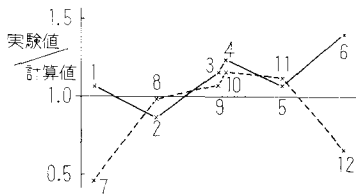
変形量の計算値は次章 4.1 に示した方法で求めたもので、各実験において実験値と計算値は殆んど一致している。

降伏荷重については、実験値は計算値の 75% となっている、又強度についても同様に 73% となっている。これは実験Ⅱでは面外座屈、実験Ⅲでは周辺局部座屈に依り低下したものと考えられる。

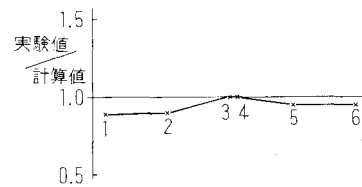
表 3.5 実験値と計算値の比較表

実 験	初期変形量 mm/ton			降 伏 荷 重			強 度 ton		
	実	計	実/計	実	計	実/計	実	計	実/計
I	0.046	0.045	1.02	—	—	—	725	—	—
Ⅱ	0.046	0.045	1.02	125.0	166	0.76	165.0	226	0.73
Ⅲ	0.090	0.090	1.00	62.0	83	0.75	81.7	113	0.72

剪断力分布の状態を図 3.7, 図 3.8 に示した。直交型において、周辺部で剪断力分布に乱れが生じている、こ



図—3.7 直交型剪断応力

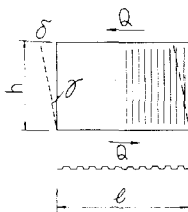


図—3.8 鉄筋型剪断応力

れは周辺接合状態が表裏で異なり、裏側がより変形を起こしやすくなっていて、表側に多く力が流れたためと思われる。中央部においては 2 枚にほぼ一様に剪断力は分布し、計算値とも一致している。鉄筋型では応力の乱れもなく、殆んど計算値に等しい。

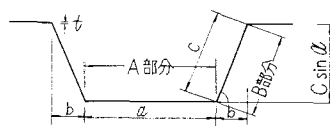
§ 4 キーストプレートの応力変形計算

4.1 剪 断 変 形



図—4.1 波板の型状

前章の歪測定の結果から、板の中央部では一様な剪断力が働いているものと考えられる。ここで一般的に波状板（図 4.1）が一様な剪断力を受けて変形



図—4.2 波板の断面

した場合について考えてみる。

まず波板の断面を図 4.2 の様に仮定する。この板が剪断力 Q を受けた時の変形量を求める。

各部剪断応力度 $\tau = \frac{Q}{l \cdot t}$

各部剪断歪度 $r_1 = \frac{\tau}{G} = \frac{Q}{G \cdot l \cdot t}$

G : 剪断弾性係数

ここで全体の剪断変形量を算出するために波板の一部を取り出してみる(図4.3)。

A部分剪断変形量: $\delta_1 = r_1 \cdot h$

B部分剪断変形によるA部分の回転角: r_2

” ” 回転量: $\delta_2 = r_2 \cdot h$

全体の変形量: $\delta = \delta_1 + \delta_2$

図4.3から明らかな様に、

$$r_2 = \frac{c-b}{a+b} \cdot r_1 \quad \delta_2 = \frac{c-b}{a+b} \cdot r_1 \cdot h$$

$$\therefore \delta = \delta_1 + \delta_2 = \left(\frac{a+c}{a+b} \right) r_1 \cdot h$$

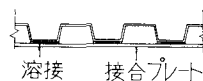
ここで δ_1 は全体を同厚の平面板とした時の変形を示していると考えても良いので、上式を一般的に表現すれば次の様になる。

$$\text{波板の剪断変形} = \text{平面板の剪断変形} \times \frac{\text{実 長}}{\text{見付け長さ}}$$

ここに実験に用いたキーストンプレーットの $a+c/a+b$ を求めてみると $12.1/9.0=1.34$ となる。

4.2 周辺応力集中による局部変形

今回実験を行った試験体の周辺部の接合状態を見ると図4.4の様にキーストンプレーットの山もしくは谷の片側のみで周辺と接続されており、片方は自由な状態となっている。このため周辺近傍では均一な応力状態にならない。この周



辺付近の応力の流れと変形を調べるために、次の様にキーストンプレーットを立て、図4.5のハッチした部分を取り出しこの部分を図4.6の様に等価骨組におきかえる。この場合面内剪断剛性と面外曲げ剛性が各々一致する様にした、即ち図4.7において剪断剛性を等しくするには、骨組の断面積: A_s

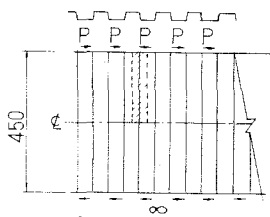


図-4.5 キーストンプレーット解析モデル

図4.5のハッチした部分を取り出しこの部分を図4.6の様に等価骨組におきかえる。この場合面内剪断剛性と面外曲げ剛性が各々一致する様にした、即ち図4.7において剪断剛性を等しくするには、骨組の断面積: A_s

$$A_s = \frac{G \cdot l \cdot t}{E} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha}$$

とすれば良く、面外の曲げ剛性を等しくするには骨組の面外断面2次モーメント: I

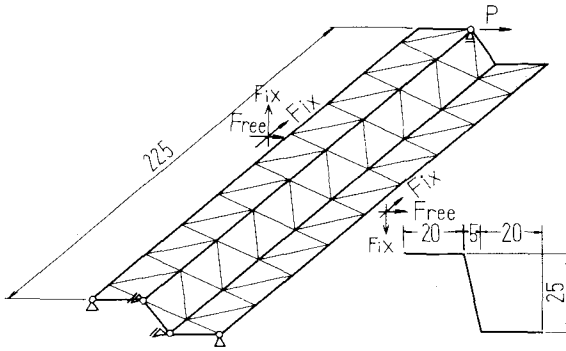


図-4.6 キーストンプレート等価立体骨組

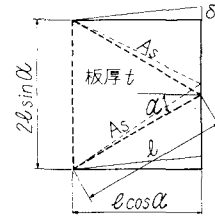


図-4.7 置換骨組

$$I = \frac{1}{12(1-\nu^2)} \cdot t^3 \cdot l \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos^3 \alpha}$$

とおけば良い。

$P = 1.0 \text{ ton}$ とした時の解析結果を図 4.8 及び図 4.9 に示す。図からわかる様に、山と谷は逆方向に動き斜面がねじれる結果となっているが、実験時にも同様な現象が起っている。荷重点の変位は 1.93 mm となっており、一様な剪断力が分布している場合の計算値 0.73 mm にくらべかなり

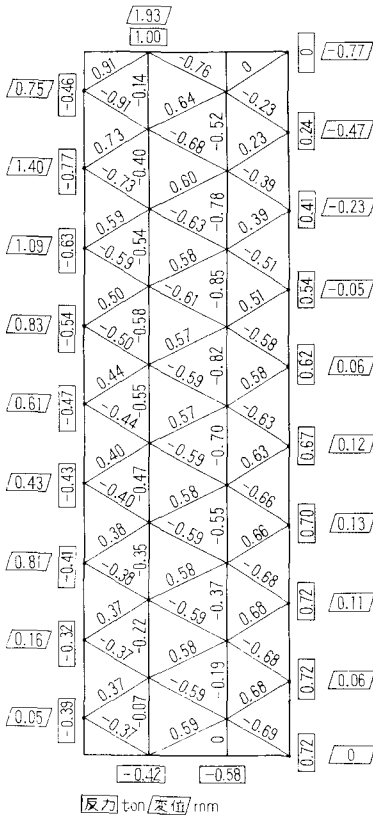


図-4.8 解析結果

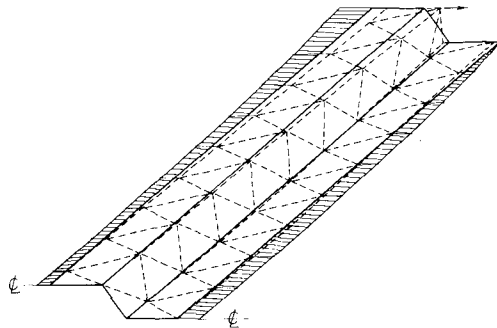


図-4.9 剪断力分布と変形

大きく、約 2.6 倍の値を示している。このスケールのキーストンプレートにおいて周辺の応力集中の影響は非常に大きいといえる。山及び谷に沿っての剪断力分布をとり出し図 4.10 に実線で示したが、両者は計算値の軸に対称となっている、山側では端部

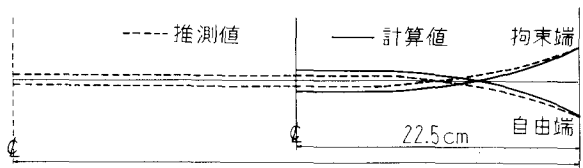


図-4.10 剪断力分布

で約2倍の値から中央部では逆に小さく、谷側では0からはじまり中央部では逆に大きくなっている。この結果をもとに、より大きなスケールのキーストンプレートの剪断力分布を推測してみると、図4.10の点線の様になるものと考えられる。実験結果からも中央部の谷と山のせん断力がほぼ等しく、計算値と一致している事から考えて、プレートが大きくなるほど中央部の剪断力分布は一樣となって来ると思われる。又変形に対する応力集中の影響も当然小さくなると考えられる。

§5 結 論

1. 波状銅板で構成した壁は耐力、靱性などの面で高層建物の耐力壁として優れた性能を有している。
2. デッキプレート型とキーストンプレート型を比較した場合、構造的な諸性質及び価格面において後者が優っている。

この様な薄波板を使用する場合、面外座屈、局部座屈が問題となるが、今回の実験からキーストンプレート型は局部座屈及び面外座屈に対し有効であることが判明した。

3. キーストンプレートに鉄筋を溶接したものは、2枚直交させたものに比して耐力、剛性とも1/2であり、製作費も低く設計荷重の小さい場合に有効である。
4. これらの耐力壁をラーメン内に組入れた場合、接合方法により全体の変形状態は異なる。この場合の変形は接合形式による変形と、壁の変形が重畳すれば良い。
5. 設計用数値として剪断弾性係数、許容剪断力を求めると以下の如くなる。

実験結果より見掛の剪断弾性係数、降伏剪断力は表5.1となる。剪断弾性係数に関して4章に述べた計算方法によればキーストンプレートでは

$$G \times \frac{\text{見掛け長}}{\text{実長}} = 810 \times \frac{1}{1.34} = 600 \text{ t/cm}^2$$

となり実験結果と一致している。

表 5.1

型 式	板 厚 (mm)	実 験	見掛の剪断弾性係数 t/cm^2	見掛の降伏剪断応力度 t/cm^2
直 交	0.8	FK8	440	0.67
	1.2	K12	460	—
		実大	600	1.30
鉄 筋	1.2	実大	600	1.30

従ってキーストンプレート壁を設計する場合、実用上壁板を同厚の平面板とみなし、設計用数値としては次の値を用いれば良い。

剪断弾性係数 600 t/cm^2
許容剪断応力度 0.5 t/cm^2 …… 0.8mm厚 1.0 t/cm^2 …… 1.2mm厚

6. キーストンプレート壁は通常用いられる厚さの鉄筋コンクリート壁にくらべ剛性はかなり低く、 1.2 mm 厚の板を直交させた場合は 1.6 cm 厚のコンクリート壁に相当する。
7. 同様に耐力を比較すると鉄筋コンクリート壁 20 cm 厚に相当する。この場合の重量比はキーストンプレート壁 1.0 に対し 18.5 となり、建物の軽量化には非常に有効である（但しコンクリートは $\tau = 12\text{ kg/cm}^2$, $G = 90\text{ kg/cm}^2$ とした）。

謝 辞 研究にあたり御指導戴いた加藤勉東大助教授に厚く感謝致します。又実大実験に際し御協力下さいました八幡製鉄建材開発部二階堂、原山両氏の御厚意に感謝致します。