

鉄板耐震壁の開発研究

鉄板耐震壁開発グループ

概要

鉄板の軽さ、強さ、ねばり強さを十分に生かした鉄板耐震壁をつくるには、鉄板の欠点である低応力のせん断座屈を防止しなければならない。そこで、座屈止めの方法として、1)鉄板にリブプレートをつける方法、2)鉄板をコンクリートで包む方法を取りあげ、模型実験によってそれらの補強効果を調べた。その結果、1)の場合には、鉄板の全体座屈と部分座屈を起こさせないという考えからリブの間隔と剛性をきめることにし、2)の場合には、鉄板厚とコンクリート厚の比、幅止め筋量、壁筋量を検討し、最適条件を考えた。最後に実施例として、大阪大林ビルに用いられる鉄板耐震壁の実大実験の結果を述べ、模型実験から得た特性と比べるとともに、設計荷重から検討を試みた。

鉄板は強度、剛性、靱性がすぐれ、しかも、重量が軽く耐震壁として非常に有利である。しかし、鉄板には座屈という難点があり、リブで補強したり、コンクリートで巻いたりして面外剛性を高める必要がある。この報告の(その1)ではリブによる補強、(その2)ではコンクリートによる補強、(その3)では鉄板耐震壁の実施例の実験について述べる。

その1. リブ付き鉄板耐震壁

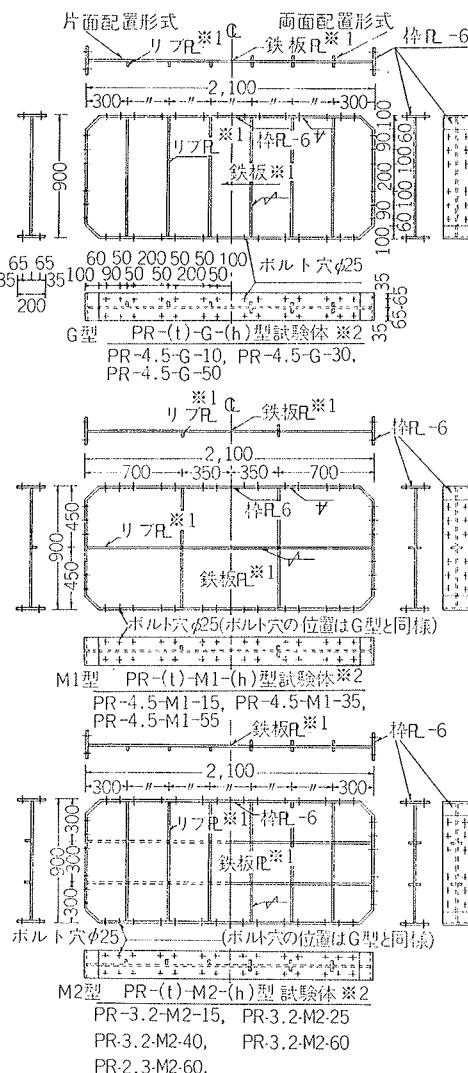
1.1. 序

リブプレートで鉄板のせん断座屈を防止することを目的として、リブの間隔と曲げ剛性、リブの配置形式を変化させて、鉄板がせん断力に対してどのような強度、剛性、靱性、履歴性状を示すか、また、せん断座屈した後の挙動はいかに変化するか、などの基本特性を実験によって調べてみた。さらに、実験と解析をもとにして必要なリブの間隔と断面を検討した。

1.2. 試験体

試験体はB2.3, 3.2, 4.5を用いた12体で表-1.1, 図-1.1に示す。大きさは2100×900で実大の1/3で鉄板には種々の大きさのリブをつけ、周囲はB6でふ

ちどってある。試験体の名称は、PR(リブ付き鉄板耐震壁の略称)ー鉄板厚さーリブの配置形式(G, M1, M2)ーリブの高さの順に示している。リブの配置形式は図-1.1のように短辺方向にのみリブをもつG型、短辺、長辺両方向にリブをもつM1, M2型の3種類であり、全くリブのない試験体も作成した。なお、リブと鉄板は千鳥の隅肉溶接で



※1 表-1.1参照 ※2 t:鉄板厚さ h:リブ高さ

図-1.1 試験体

試験体	鉄板厚さ mm	リブの断面 mm×mm	リブの 配置形式	リブの剛性 kg/cm	使用鋼材							計算値		実験値	
					降伏応力 TON/cm ²	最大応力 TON/cm ²	降伏耐力 TON/cm ²	引張耐力 TON/cm ²	せん断降伏 TON/cm ²	せん断耐力 TON/cm ²	破断応力 TON/cm ²	最大応力 TON/cm ²			
P-2.3	2.3	—	—	—	3.10	5.04	0.08	1.55	1.78	2.52	1.86				
PR-2.3-M2-60	2.3	0.45×6.0	両面配置 M2型	17010	3.10	5.04	1.05	1.55	1.78	2.52	2.14				
PR-3.2-M2-15	3.2	0.32×1.5	片面配置 M2型	756	2.80	4.51	0.50	1.40	1.62	2.26	1.72				
PR-3.2-M2-25	3.2	0.32×2.5	片面配置 M2型	3500	2.80	4.51	>1.3	1.40	1.62	2.26	1.75				
PR-3.2-M2-40	3.2	0.32×4.0	両面配置 M2型	3584	2.80	4.51	>1.3	1.40	1.62	2.26	1.83				
PR-3.2-M2-60	3.2	0.45×6.0	両面配置 M2型	17010	2.32	3.80	>1.3	1.16	1.34	1.99	1.71				
PR-4.5-M1-15	4.5	0.45×1.5	片面配置 M1型	1063	2.37	3.54	0.41	1.19	1.37	1.77	1.42				
PR-4.5-M1-35	4.5	0.45×3.5	両面配置 M1型	13595	2.37	3.54	1.05	1.19	1.37	1.77	1.42				
PR-4.5-M1-55	4.5	0.45×5.5	両面配置 M1型	13102	2.37	3.54	1.04	1.19	1.37	1.77	1.48				
PR-4.5-G-10	4.5	0.45×1.0	片面配置 G型	315	2.37	3.54	0.37	1.19	1.37	1.77	1.39				
PR-4.5-G-30	4.5	0.45×3.0	片面配置 G型	8505	2.37	3.54	>1.3	1.19	1.37	1.77	1.47				
PR-4.5-G-50	4.5	0.45×5.0	両面配置 G型	9814	2.37	3.54	>1.3	1.19	1.37	1.77	1.51				

表-1.1 試験体および計算値

使用鋼材の素材試験の結果は表-1.1に併記した。

1.3. 実験および測定方法

図-1.2のようにすべての交点がピン接合の剛性が非常に大きい鋼製の加力フレーム内に、試験体をハイテンボルトでとりつけ、対角線方向に圧縮力をかけることによって、試験体にはせん断応力(τ)を作用させた。また、部材角(γ)が1/500, 1/300, 1/150, 1/100, 1/70のときに試験体を面内で回転させて対角線方向をかえて正、負の繰り返し加力を行ない、部材角が1/50~1/10になった時点で実験終了とした。なお、図-1.2

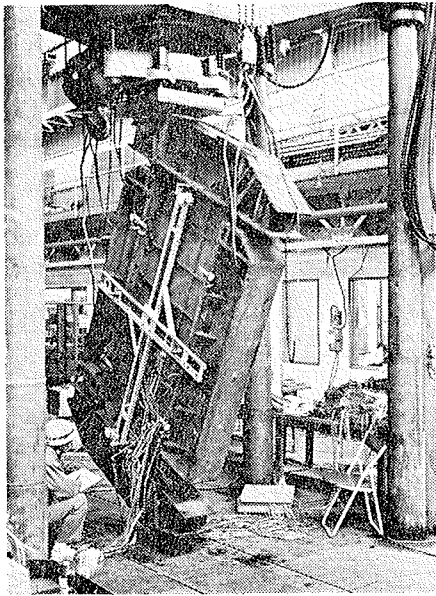


図-1.2 载荷状態

でわかるように十字型の冶具を用いて、加力フレームの変形から試験体のせん断変形を測定し、その他に、鉄板の座屈による面外たわみ量やフレームと試験体のすべり量もD・Gで測定した。また、鉄板の両面とリ

ブにストレインゲージを張りひずみ(ε)分布を調べた。

1.4. 実験結果

τ-γ 曲線の履歴を図-1.3に、最終までの変形を図-1.4に、鉄板表面の τ-ε 曲線を図-1.5に、最終状態を図-1.7に示す。また、実験の最大応力と計算結果をまとめて表-1.1に示す。

1.5. 計算法

1.5.1. 剛性, 降伏応力, 最大応力の計算 計算法を表-1.2にまとめて示す。

	剛性	降伏耐力	最大耐力
せん断理論	$\tau = G \cdot \gamma$ (1)式	$\tau_{sy} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ (3)式	$\tau_{smax} = \frac{\sigma_{max}}{\sqrt{3}}$ (5)式
張力場理論	$\tau = E \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha$ (2)式	$\tau_{ly} = \sigma_y \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ (4)式	$\tau_{lmax} = \sigma_{max} \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ (6)式

E: 弾性係数 G: せん断弾性係数 α: 座屈しわの角度
σ_y: 素材の引張降伏応力 σ_{max}: 素材の最大応力

表-1.2 計算法

1.5.2. 座屈応力 イ) 部分座屈(縦横のリブで囲まれた鉄板部分の座屈する場合)については、4辺ピン支持の板のせん断座屈と考え、次式から座屈応力(τ_{cr})を得る。

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 k Z E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \dots (7)$$

ただし、弾性座屈では Z=1.0

b: 板の長辺長さ t: 板厚

a: 板の短辺長さ D: 板の曲げ剛性

ロ) 全体座屈(リブがあるにもかかわらず、鉄板がリブを伴って座屈する場合)に適用できる式はまだ求められていないので、エネルギー法で近似解を求めた。

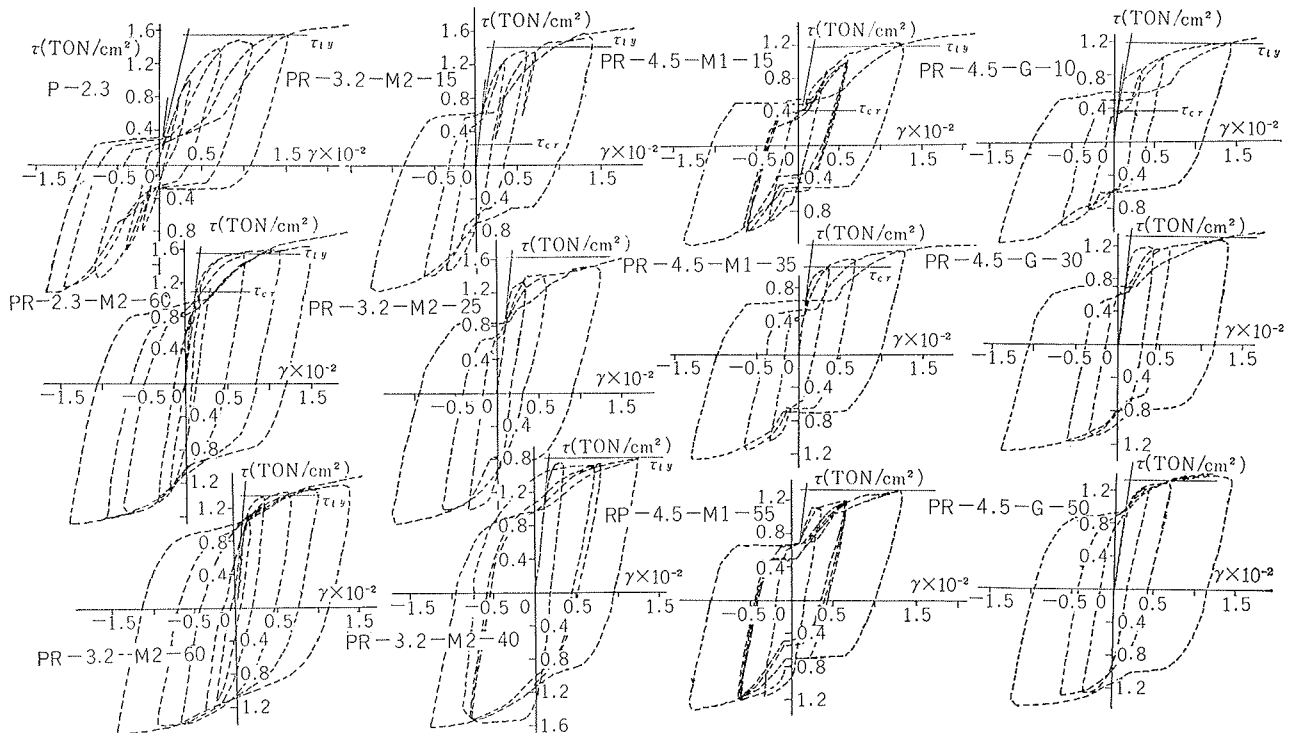


図-1.3 τ-γ 曲線

リブ付き鉄板のエネルギーは外力のエネルギー (U) 鉄板のひずみエネルギー (V_P), リブのひずみエネルギー (V_R) であり, U+V_P+V_R=一定……(8)である。

$$V_P = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 dx dy \dots\dots(9)$$

$$V_R = \sum_i \frac{Bx_i}{2} \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{y=y_i}^2 dx + \sum_j \frac{By_j}{2} \int_0^b \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)_{x=x_j}^2 dy \dots\dots(10)$$

$$U = -\tau \cdot t \int_0^a \int_0^b \frac{\partial w}{\partial x} \cdot \frac{\partial w}{\partial y} dx dy \dots\dots(11)$$

さらに, たわみ曲面を次のフーリエ級数で与える。

$$w = \sum_{mn} a_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b} \dots\dots(12)$$

(9)~(12)式を(8)式に代入し, 偏分する。

$$\frac{\partial U}{\partial a_{mn}} + \frac{\partial V_P}{\partial a_{mn}} + \frac{\partial V_R}{\partial a_{mn}} = 0 \dots\dots(13)$$

(13)式から得られた m×n 個の方程式から固有値問題として座屈応力を求める。この計算は弾性域のみ可能である。また, 一般式には書き表わせないので電子計算機で計算する。

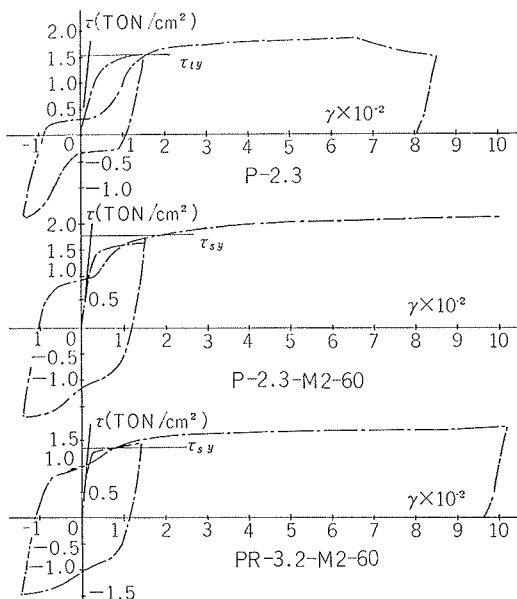
1.5.3. リブの曲げ剛性 表—1.3 による。

	リブの剛性	重 心 軸	B: リブの剛性
両 面 配 置	$B = E \cdot \frac{WH^3}{12}$	鉄板の中心	W: リブの巾
片 面 配 置	$B = E \cdot \frac{WH^3}{3}$	鉄板の表面	H: リブの丈

表—1.3 リブの剛性計算式

1.6. 考察

1.6.1. 剛性と靱性 初期剛性は(1)式とよく一致しているが, リブが小さく弾性内で座屈する試験体 (P-2.3, PR-2.3-M2-60, PR-3.2-M2-15, PR-4.5-M1-15, PR-4.5-G-10) では, ほぼ座屈計算応力で, また, 高応力で弾性座屈するもの (PR-4.5-M1-35, PR-4.5-M1-55) および, 塑性座屈する試験体では 0.7 τ_{sy} あたりから剛性が低下しはじめる。前者は座屈後, 徐々に圧縮応力が減少し, 張力場を形成してゆく状態



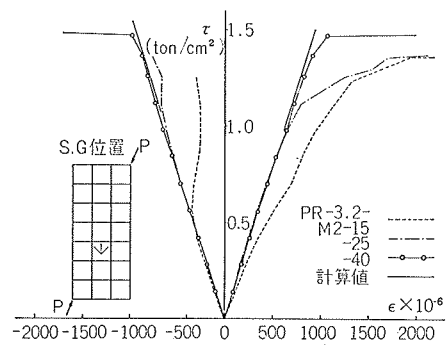
図—1.4 τ-γ 曲線

が応力分布や τ-ε 曲線 (図—1.5) にみられるが, τ-γ 曲線の剛性は(2)式を下回り, 引張り降伏応力に達するときには剛性は著しく低い。残留応力による局部降伏が各所に起こっていると思われる。また, 後者の場合には, 柱梁接合部パネルゾーンの挙動に類似し, τ-ε 関係をみても, 引張り, 圧縮応力は等しく, 完全にせん断場となっているが, 降伏応力 τ_{sy} に達するときには剛性はきわめて低い。

降伏後の剛性はリブの大小に関係なくほぼ一定で, γ=1/30 までが G/50, γ>1/30 では G/350 に低下する。また, 靱性は非常に良好で図—1.4のように, PR-2.3-M2-60, PR-3.2-M2-60 では γ=1/10 まで変形させたが破断せず, τ-γ 曲線は依然として正の勾配をもつ。P-2.3 には, γ=1/15 で荷重の低下がみられるが, 加力点近傍の溶接部が破断したためである。

1.6.2. 耐力 座屈耐力 実験ではすべての試験体に座屈が起こっているが, 座屈応力の計算は 1.5.2 項に示すように弾性域 (τ<0.7τ_{sy}) しか扱えない。部分座屈は計算上, PR-2.3-M2-60 に τ_{cr}=1.05 t/cm² で起こるだけであるが, この値は図—1.2 のごとく実験値の剛性低下の応力と一致する。全体座屈も計算値が PR-4.5-M1-15 で 0.41 t/cm², PR-3.2-M2-15-0.50, PR-4.5-G-10 で 0.37 であり, 実験値とかなり一致する。したがって, 座屈応力を推定するにはエネルギー法の近似で十分であろう。ただし, 塑性域での座屈の計算が今後の課題である。

降伏耐力 剛性の項で述べたように τ_{cr}<0.7τ_{sy} で弾性座屈する試験体では, 張力場の引張降伏応力 (τ_{ty}) に近く, γ=1/500 前後で τ_{ty} に達する。またリブが大きく塑性座屈を起こす場合には, せん断降伏応力 (τ_{sy}) がよく一致し, γ=1/300~1/400 でこの応力になる。ただし, せん断のとき, せん断応力分布係数 K=τ_{max}/τ_{mean} の扱い方が問題である。この計算では K=1.0, すなわち, 等分布応力として求めた。



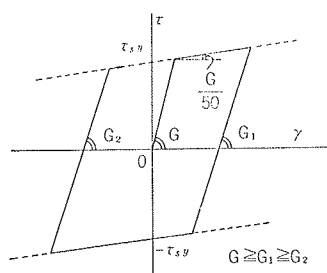
図—1.5 τ-ε 曲線

最大耐力 表—1.1 のごとく, γ=1/10 まで変形させた P-2.3, PR-2.3-M2-60, PR-3.2-M

2-60では、それぞれ、 $0.74 \tau_{t,max}$, $0.85 \tau_{t,max}$, $0.9 \tau_{t,max}$ を示し、 $\gamma=1/50$ で加力を中止したものでも $0.8 \tau_{t,max}$ 程度である。変形させれば、まだ荷重が増加することから考えて、引張り破断の $\tau_{t,max}$ までは十分耐えうるであろう。

最終状態を図一1.7 に示すが、各試験体の座屈しわは顕著であり、完全に斜め引張りの状態となっていることがわかる。

1.6.3. 履歴性状 図一1.3でみるように履歴性状はリブの間隔と剛性、すなわち、座屈性状に関係する。座屈応力に着目して、履歴性状を分類すると、I) 弾性座屈する場合には低応力から剛性が低下し、履歴は小さい変形振幅から不安定な逆S字型となる。II) I) とIII) の中間的性状で、高応力の弾性座屈または低応力の塑性座屈する場合で、 $0.7 \tau_{sy}$ から剛性は低下し、履歴は γ が小さいときには紡錘型、大きくなると逆S字型となる。III) 塑性座屈する場合で、完全な紡錘型履歴となる。の3種類となる。III) が最も安定し、実用性が高いと思われるので、この履歴をモデル化すると図一1.6 の、初期剛性 G , τ_{sy} から $G/50$ に



図一1.6 τ - γ モデル

1.6.4. リブの配置 座屈応力のほぼ等しいPR-4.5-M1-15, PR-4.5-G-10, PR-3.2-M2-15 の挙動を比べてみると、初期剛性の違いはあるが、第2正加力以後のループはよく一致する。おそらく、面外変形を起こすときの吸収エネルギーが等しければ、リブの配置形式による差はないと思われる。

次に、同じ曲げ剛性のリブを片面配置するときと両面配置したときを比較する。両面配置 (PR-3.2-M2-40, PR-4.5-G-50, 等) は片面配置 (PR-3.2-M2-25, PR-4.5-G-30 等) に比べ、塑性勾配が少々大き

く、逆S字型履歴になるのが遅く、また、変形の流れる応力が高い。全体的にみて、両面配置が良好である。この原因は、片面配置のリブは丈が大きいので、面外たわみによって局部座屈が起こりやすいためと考えられる。

いままでの結果を総合すると、リブの間隔、剛性は鉄板の弾性または塑性座屈、部分または全体座屈を決定し、剛性、耐力、履歴性状に大きな影響を与えることがわかった。そこで、次の4項目をリブの配置の指針とする。a) 初期剛性が低応力から低下するのを防止する。b) 座屈または降伏耐力を高める。c) 履歴を紡錘型とする。d) 最終的には全体座屈より部分座屈を起こさせる。a), b) を満足させるには弾性内の部分座屈と全体座屈を防止すればよく、リブの間隔は(7)式で、また、剛性は(8)~(13)式できめればよい。その場合、鋼構造計算規準に従い $1.3t/cm^2$ を弾性座屈の限界とする。しかし、この方法できめたリブで補強しても、塑性域の繰り返し加力によって逆S字履歴となるので、c)を満足させるために剛性を増さねばならない。表一1.4の実験結果から検討する。

	B	B ₀	B/B ₀	逆S字型となる γ
PR-4.5-G-50	9844	4900	2.0	$\frac{1}{50}$
PR-3.2-M2-40	3584	2450	1.5	$\frac{1}{50}$
PR-3.2-M2-60	17010	2450	6.9	ならない

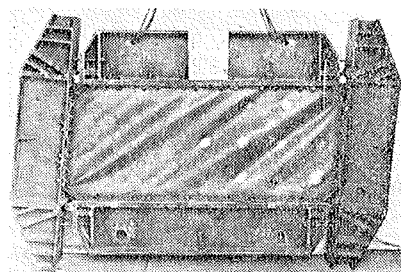
B: リブの剛性 B₀: $\tau_{cr}=1.3t/cm^2$ となるリブの剛性

表一1.4 リブ剛性と履歴性状の関係

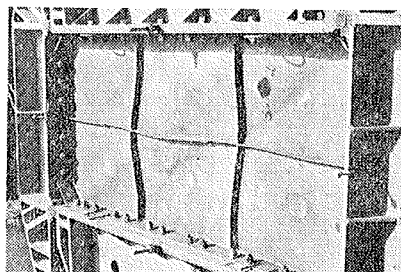
表一1.7 から、 $\gamma < 1/100$ で逆S字型にならないようにするには B₀の2倍が必要であろう。また、それによって d)も自然に成り立つ。

1.7. まとめ

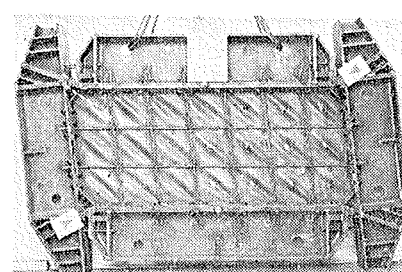
- 1) 弾性座屈を起こすときには剛性、降伏応力とも低く、逆S字型の履歴となる。塑性座屈のときには図一1.6でモデル化できる安定した履歴である。靱性はともに良好である。
- 2) リブの配置形式によって挙動は変化しないが片面リブより両面リブのほうがよい。
- 3) リブの間隔、剛性は弾性座屈を防止し、履歴を安定させるようにきめればよい。



図一1.7 最終状態 P-2.3



PR-4.5-M1-35



PR-3.2-M2-60

その2. 鉄板コンクリート耐震壁

実験1 鉄板コンクリート耐震壁

1.1. 序

鉄板耐震壁の両面にプレキャストコンクリート版(以下、プレコンと呼ぶ)を取り付け、それが鉄板の座屈に抵抗するとともに、せん断も負担する場合に、コンクリートが剛性、耐力に及ぼす影響を調べた。

1.2. 試験体および実験方法

試験体は(その1)で、扱った3試験体(P-2.3, PR-2.3-M2-60, PR-3.2-M2-60)と同一形状の鉄板を用い、その両面に30mm厚のプレコンを取り付けた。プレコンは鉄板表面に溶接した4.5φボルトで締めつけたのち、プレコンどうしの間隙にはモルタルをグラウトした。なお、プレコンは、溶接金網(3.2φ、たて、横、@5cm)を配筋して、軽量コンクリートを打設後、屋外放置養生を行なった。実験方法は、プレコンの表面ひずみ測定がふえていて、他は(その1)の3試験体と同様である。

1.3. 実験結果と考察

実験結果を表-2.1に、 $\tau-\gamma$ 曲線を図-2.3, 2.4, 2.5に示す。表、図中のせん断応力度 τ_s は、鉄板のみを有効とした値に換算したものであり、 τ_c は、プレコンの負担せん断応力度である。

1.3.1. 剛性と靱性 $\tau-\gamma$ 曲線から判断すると、それぞれの試験体は鉄板のみの理論剛性に近く、プレコンは初期剛性には有効に働いていないといえる。これはグラウトしたモルタルとプレコンの間が載荷前から縁が切れた状態であったためであろう。しかし、プレコンが鉄板の座屈を押えるためか、鉄板だけの理論降伏部材角が約1/550であるのに対して1/450近くまで剛性が低下しない。剛性が低下しはじめるとプレコンにはせん断きれつが発見されるようになるが、きれつのために変形が急激に進むことはなく、内部の溶接金網がきれつ発生後の変形を拘束しているものと考えられる。PC-2.3とPRC-2.3は $\gamma=1/70$ で、PRC-3.2は1/35で最大耐力に達し、それ以後はプレコンの破壊が進み、耐力は低下し、鉄板のみの耐力に近づくが、靱性は良好である。またPC-2.3やPRC-2.3の履歴性状をプレコンのないものと比較すると、逆S字型から紡錘型へと変化している。これは繰り返し加力による鉄板の座屈モードの急激な移行をプレコンが拘束しているためである。

1.3.2. 耐力 本試験体より得られた耐力と(その1)での耐力を比較してみると、最大耐力で40~50

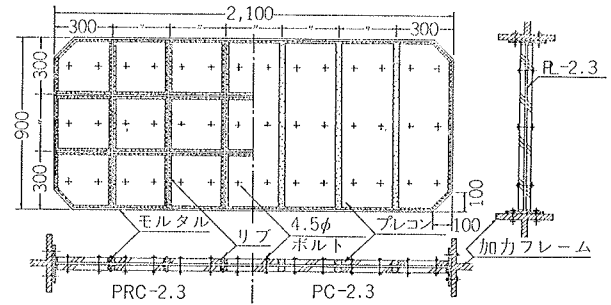


図-2.1 試験体の形状

PRC-3.2 PRC-2.3 と同一形状であり、鉄板に P-3.2 を使用

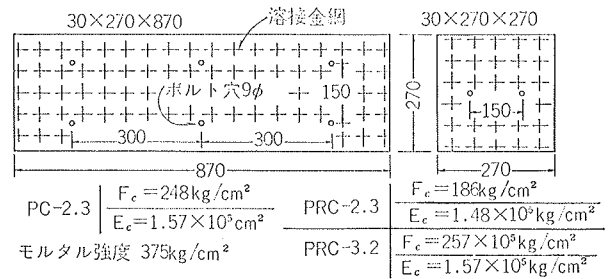


図-2.2 プレコンの形状、材質

試験体	きれつ発生時		最大耐力時			
	$\tau_s (\text{kg/cm}^2)$	$\gamma (\times 10^{-3})$	$\tau_c (\text{kg/cm}^2)$	$\tau_s (\text{kg/cm}^2)$	$\gamma (\times 10^{-3})$	$\tau_c (\text{kg/cm}^2)$
PC-2.3	2.06	2.78	23.8 (1/10.4F _c)	2.75	14.4	48.0 (1/5.2F _c)
PRC-2.3	2.06	3.53	23.8 (1/7.8F _c)	3.03	13.4	53.7 (1/3.5F _c)
PRC-3.2	1.64	2.02	24.6 (1/10.4F _c)	2.58	28.3	56.0 (1/4.6F _c)
単体のプレコン		1.91	31.0 (1/8.3F _c)		5.0	44.5 (1/5.8F _c)

表-2.1 実験結果

%の上昇があり、プレコンが相当なせん断力を負担しているものと思われる。鉄板はプレコンの有無にかかわらず、同変形に対する応力は等しいものと仮定し、本実験結果と(その1)の実験結果の差分を求め、試験体の変形との関係を示したのが図-2.6である。ただしPC-2.3はP-2.3の変形が元たわみの影響でかなり大きくでているのでPR-2.3-M2-60の値を使用した。なお、単体のプレコンの耐力と変形を確認するため、正方形のプレコンに対角線方向の加力実験を行ない、その $\tau-\gamma$ 曲線も図-2.6に示した。表-2.1にはプレコンにせん断きれつが発見されたとき、および最大耐力時のせん断応力度とせん断変形角を示している。せん断きれつ発生時の τ_c は1/(10.4~7.8)F_cと通常の鉄筋コンクリートのせん断きれつ発生応力度1/15F_cよりかなり大きな値を示しているが、きれつ発生時のプレコン表面ひずみ度は1,000μ前後の値を示していたことから、微細なきれつはもっと早くから発生していたと思われる。

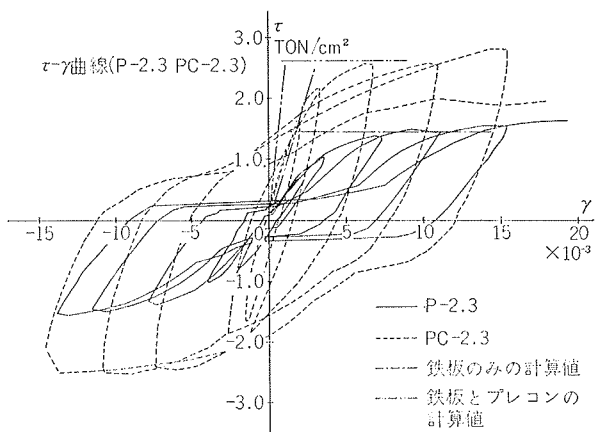


図-2.3 PC-2.3 の τ-γ 曲線

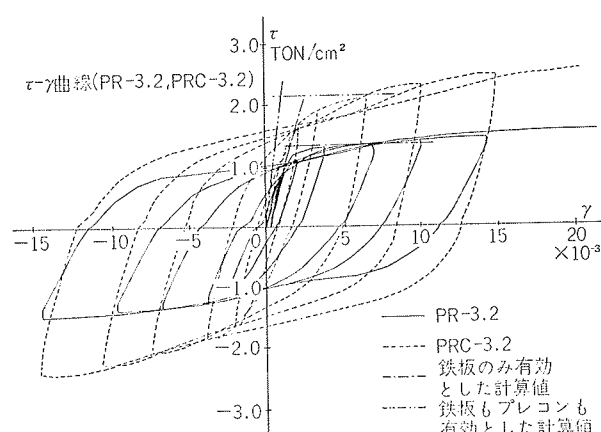


図-2.5 PRC-3.2 の τ-γ 曲線

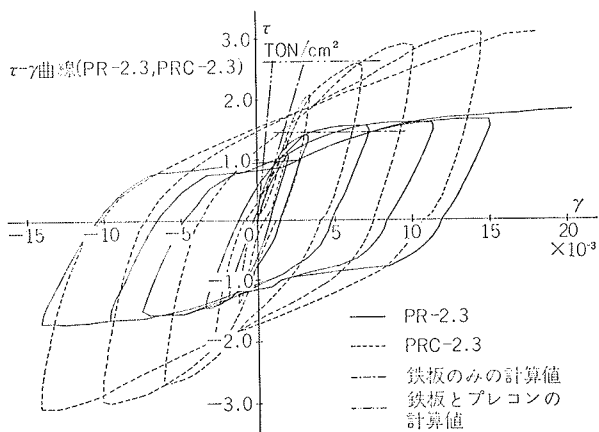


図-2.4 PRC-2.3 の τ-γ 曲線

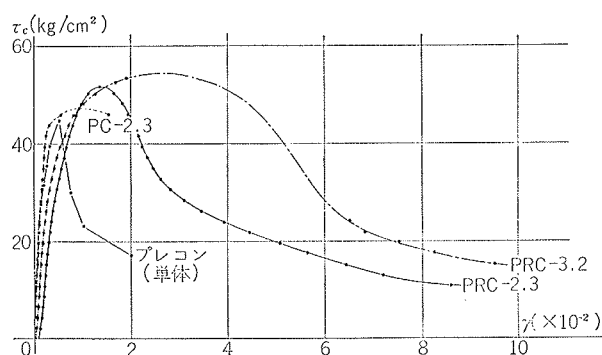


図-2.6 プレコンの τ-γ 曲線

一方、最大耐力時の τ_c も $1/(5.2\sim 3.5) F_c$ と非常に大きな値を示している。これはリブまたは加力フレームの拘束にもよろうが、プレコン内部の溶接金網がかなりの耐力を負担しているものと思われる。鉄板に取り付けた場合と単体の場合の負担せん断力を、比較してみると、きれつ発生時では後者が大きく、最大耐力時では前者のほうが大きくなってはいるが、それほど差はないのでプレコンを取り付けた鉄板耐震壁の耐力は累加強度的な考えが成り立つものと思われる。図-2.6 の $\tau-\gamma$ 関係を見ると、鉄板に取り付けた場合はせん断変形角 $\gamma=1/70$ 以上で最大耐力に達するのに対し、単体実験の結果は $\gamma=1/200$ である。耐震壁に取り付けられたプレコンでは、プレコンどうしのずれとか、開きがあり、プレコン自体の変形角はやはり $1/200$ 程度なのであろう。最大耐力後の耐力低下はそれぞれ異なり、PRC-2.3 と PRC-3.2 は図-2.7 のようにプレコンがせん断破壊しながら徐々に低下するが、PC-2.3 は鉄板の座屈によってプレコンが面外に大きく曲げ破壊を起こし、耐力低下が大きかった。

1.4. まとめ

鉄板耐震壁に取り付けたプレコンは初期剛性に対してはあまり影響はないが鉄板の持つ剛性を維持し、鉄板

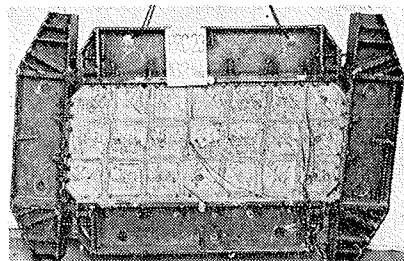


図-2.7 PRC-2.3 の破壊状況

座屈後の変形の流れを拘束し、履歴性状を変化させる。耐力的には累加強度が成り立ち、靱性も良好である。

実験2 コンクリートによる鉄板の座屈止め効果

2.1. 序

実験1では鉄板とコンクリートがせん断力を負担しあったとき、剛性と耐力に対するコンクリートの定性的影響を確認したが、鉄板の弾性座屈に及ぼす影響は明らかでない。コンクリートを鉄板の座屈止めにきかせるための要因は、①コンクリート厚、②鉄板とコンクリートをつなぐコネクタの量と配置状態、③壁筋量(ただし、きれつ発生後に影響)の3つが考えられそれをパラメーターとした実験を行なった。

2.2. 試験体

試験体は図-2.8に示すように、鉄板(PC-2.3 また

は P-3.2)の両面に、せん断力を直接負担させないように縁を切ったコンクリート版を取り付けたものであり、コンクリート厚は片面で 20, 30, 40mm に変化させた。コネクタにはボルトを用い、コンクリートを直接打設する場合は 4.5φ ボルトを埋め込み。プレコンを用いる場合は 19φ ボルトで締め付けた。コネクタの配置は図-2.9 に示す。コンクリート版には、縦、横、@ 10cm の溶接金網をシングル配筋し、鉄筋径は 3.2φ と 5φ の2種である。試験体は22体あるが、3つの記号で表わし、たとえば P₀2.3-T30-C3 は鉄板に P-2.3 を使用し、片面のコンクリート厚が 30mm であり、コネクタ配置は C3であることを示す。ほかに、プレコンを使用した場合(4体)はTを PC に変え、5φ の溶接金網を配筋した場合(3体)は()' で表わし、何も配筋しない場合(1体)は()" で表わした。使用材料と材質は表-2.2 に示す。

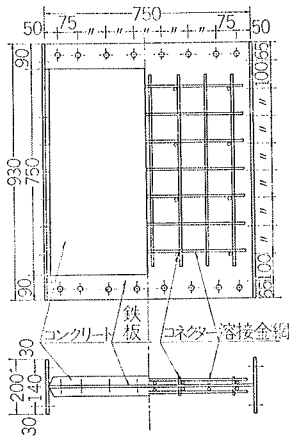


図-2.8 試験体

鉄板 (引張試験結果)		
	σ_y	σ_{max}
P-2.3	3.10t/cm ²	5.04t/cm ²
P-3.2	2.32t/cm ²	3.80t/cm ²
コンクリート (軽量) (実験時圧縮試験結果)		
	F _c	E _c
	345kg/cm ²	1.81×10 ⁵ kg/cm ²
溶接金網 (引張試験結果)		
	3.2φ	5φ
	6.86t/cm ²	6.17t/cm ²

表-2.2 使用材料

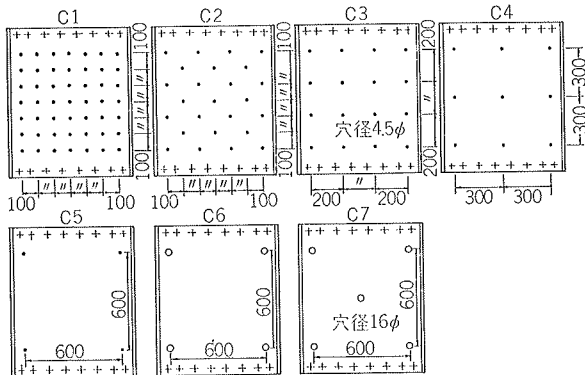


図-2.9 コネクタの数と配置

2.3. 実験方法 (加力および変形, ひずみ度測定)

実験は図-2.10に示すように試験体を鋼製加力フレームに組み込み、ジャッキを用いて水平加力を行ない、荷重はロードセルでチェックした。加力は第1正 ($\gamma=1/100$), 第1負(同), 第2正 ($\gamma=1/50$), の繰り返し載荷である。全体の水平変形, 水平移動, 回転変位

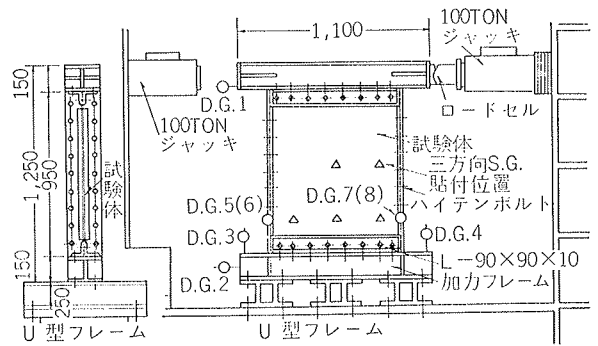


図-2.10 実験方法

を測定するために、精度 1/100mm のダイヤルゲージを使い、曲げ変形を測定するために、試験体の両面に精度 1/1,000mm のダイヤルゲージを用いた。試験体の両面の鉄板とコンクリート表面のひずみ度分布と溶接金網のひずみ度を調べるためにストレインゲージを貼付した。

2.4. 実験結果と考察

実験結果を表-

2.3に、荷重-変形曲線を図-2.11に示す、

2.4.1. 剛性

図-2.11にコンクリート部分を無視してせん断と曲げ変形を考慮した弾性理論剛性線を記入するが、コンクリートを直接打設した(T型)試験体の初期剛性はいずれも理論線に近く、3つの要因による規則的な差はない。プレコンを用いた(P-C型)試験体はT型に比べて鉄板とコンクリートの接触点が

	最大 荷重 (TON)	コンクリート の最終状態	鉄板の 最終状態
P ₀ 2.3	19.5	せん断破壊	全体座屈
P ₀ 2.3-T30-C1	29.5	せん断破壊	座屈せず
P ₀ 2.3-T30-C2	26.0	せん断破壊	側面座屈
P ₀ 2.3-T20-C3	26.0	面外曲げ破壊	全体座屈
P ₀ 2.3-T30-C3	27.0	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 2.3-T40-C3	27.0	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 2.3-T30-C4	25.0	面外曲げ破壊	せん断破壊
P ₀ 2.3-T30-C5	23.5	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2	27.5	せん断破壊	全体座屈
P ₀ 3.2-T30-C1	41.0	せん断破壊	座屈せず
P ₀ 3.2-T30-(C1)'	40.5	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-T30-C2	38.0	せん断破壊	全体座屈
P ₀ 3.2-T20-C3	36.5	面外曲げ破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-T30-C3	37.0	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-T10-C3	39.0	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-T30-(C3)'	37.5	面外曲げ破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-T30-C4	37.0	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-T30-C5	35.0	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-PC30-C6	32.5	面外曲げ破壊 パンチング	せん断破壊
P ₀ 3.2-PC30-(C6)'	29.5	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-PC30-C7	33.8	せん断破壊	せん断破壊
P ₀ 3.2-PC30-(C7)'	31.0	せん断破壊	せん断破壊

表-2.3 実験結果

非常に少なく、鉄板の元たわみが大きく影響するため、初期剛性はいずれも理論線より低く、P₀3.2のそれに近い。

2.4.2. 履歴性状

コンクリート厚別にみると、20mm厚(T20)は座屈の進行が速く、第1荷重で耐力が低下して逆S字型の性状に移行する。T30, T40の場合は $\gamma>1/100$ の変形で徐々に耐力が低下する。コネクタの配置別に見ると、コネクタ量の少ないC5は第1正荷重で、C4は第1負荷重で耐力が低下して逆S字型の性状に移行し、C2は $\gamma>1/100$ で耐

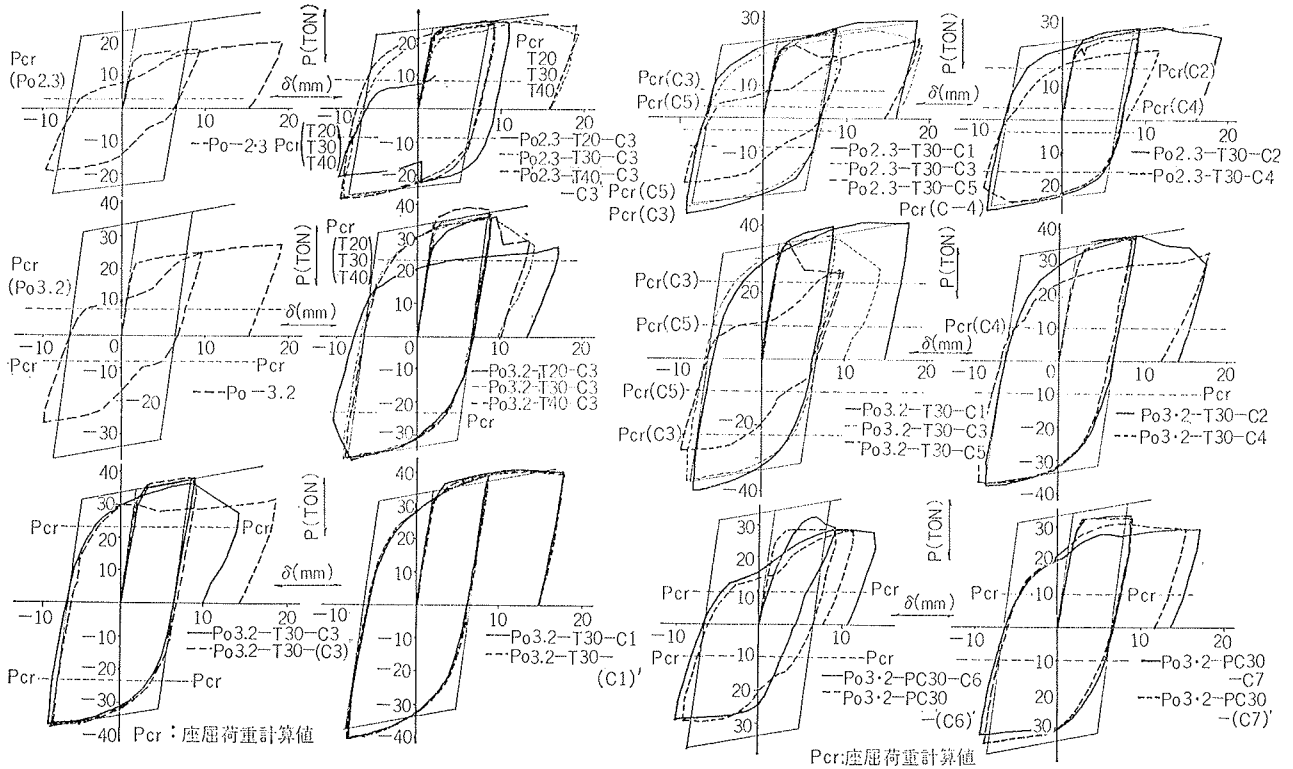


図-2.11 荷重-変形曲線

力低下を生じるが、最もコネクター量の多い C1 は $\gamma=1/50$ でも耐力を維持しており、第1荷重と第2荷重の性状はそれほど違ったものとはならない。補強筋量別に見ると、コンクリートに面外曲げきれつが発生すると同時に鉄筋も降伏してしまっていて面外剛性の低下が大きく、またシングル配筋のためもある、その差は観察されなかったが、補強筋の全然ない (C3) が第1正荷重できれつがはいったにもかかわらず、C3と同様の性状を示しているため、補強筋が全体性状に与える影響はほとんどなかったといえる。

2.4.3. 耐力 最大耐力はコンクリート厚およびコネクター量の増大とともに多少上昇する。これはコンクリートが座屈を押え、鉄板のせん断耐力を十分に発揮させるとともに、コネクターによって若干のせん断力 (1.1~7.7kg/cm) が伝達されたものと推定された。この負担せん断力はこのように小さくても中央部分に集中するためか、C1 ではせん断きれつが発生したが、大部分のきれつは鉄板の座屈による面外力のためにできたものである。PC型はコネクターの断面が相当大きいにもかかわらず、鉄板との接触点が少ないために座屈が生じやすく、耐力も低い。これはコネクターは絶対量より配置が重要であることを示す。最大耐力後は鉄板の座屈による面外力のため、コネクターの切断、あるいは抜け出しを生じて耐力が低下した。

2.4.4. 座屈せん断力 図-2.11□内に記した鉄板の弾性せん断座屈荷重 P_{cr} は、鉄板はコンクリートによってコネクター位置で弾性支持状態であると仮定し、

バネ常数を、鉄板の周辺コネクター位置を反力点としたコンクリート版の面外剛性から導き、前章と同じエネルギー法で求めた。T型は最初、鉄板全域にわたって弾性支持状態であるため第1正荷重では座屈の影響が現われず、繰り返し载荷によって鉄板との肌わかれが生じてから座屈が始まり、PC型は最初から剛性も低く、計算より多少高めの荷重から曲げひずみ度に変化が生じた。計算では、コネクター配置が同じならコンクリート厚による座屈耐力の差はなく、20mm厚のコンクリート版で必要、最少限度の面外剛性を満たすことを示したが、面外耐力が不足しているためか、実験では面外曲げきれつの発生とそれによる剛性低下が速かったといえる。計算値と実験値の一致はみられなかったが、計算ではせん断降伏が弾性座屈に先行するC1では大変形まで座屈が防止されていた。

2.5. まとめ

鉄板にコンクリートを直接打設すれば、コンクリート厚、コネクター量を増大しても初期剛性に対する影響は少ないが、繰り返し荷重を受けてコンクリートとの肌わかれが生じると影響が現われる。すなわち、鉄板のせん断座屈防止の効果が高まり、逆S字型の履歴性状を紡錘型へ移行させ、計算上、せん断降伏が弾性座屈に先行する結果を得れば、比較的安定した履歴を維持させる。プレコンを用いた場合も初期性状こそ異なるが、同様のことがいえる。補強筋は塑性域でコンクリートの剛性低下を防ぐことにあったが、剛性低下が大きすぎて補強筋量による差は観察できなかった。

その3. 大阪大林ビル鉄板耐震壁の実験

1.1. 序

大阪大林ビルには、耐震、耐風要素として鉄板耐震壁を採用している。鉄板耐震壁は靱性が高く、また強度・剛性もほぼ計算値と一致し、履歴特性もリブの配置と断面のきめ方で安全することが(その1)の基礎的実験より明らかにされた。しかし、鉄板耐震壁が柱・梁の骨組みに組み込まれた場合、また開口部を有する場合などの連成挙動については未知の点が多いので、実大に近い試験体で水平荷重による実験を行ない、設計の妥当性を確かめるとともに、降伏後の挙動や破壊性状について模型実験との比較検討を試みた。また、有限要素法 (F.E.M.) による弾塑性解析を行なった。

1.2. 実験概要

1.2.1. 試験体 試験体は無開口のものと同開口付きのもの2種類とし、実大の3/4の縮尺とした。図-3.1、図-3.2に示すように、階高5400、スパン4500 (柱は H-336×310×32×19の弱軸方向、梁は H-525×150×12×6)の2層ラーメンの中に、470×435間隔両面リブをもつ R4.5の無開口鉄板耐震壁をはめ込んだ試験体 No. 1 と、460×390間隔にリブを配置し、1570×975の開口部をもつ、R6.0の鉄板耐震壁をはめ込んだ試験体 No. 2 である。No. 2 の鉄板厚が No. 1 に比べ大きいのは、開口部を補い両者の剛性、強度を一致させることを目的としたからである。またリブ間隔は前述の耐震壁の基礎的実験より最適間隔を求めた。試験体は寸法で実大の3/4の縮尺としたため、実大耐震壁に比べリブの面外剛性や柱、梁の剛性も小

さい。試験体 No. 1 では基礎的模型実験の最終段階として柱、梁の骨組みと一体となった場合の挙動を調べ、試験体 No. 2 では開口のある耐震壁の剛性・強度を調べるとともに、計算値との比較検討を行なうこととした。試験体を実際の施工条件と全く同じ方法で現場溶接にて組み立てた。

使用鋼材の素材引張り試験結果を表-3.1に示す。

	r_y (ros)	σ (ros/㎠)	伸び率(%)
R6.0	2.78	4.23	28.8
R4.5	2.77	3.58	38.7
その他	SS41規格品		

表-3.1 試験結果材素

1.2.2. 載荷方法 図-3.3の実験状況に示すように、試験体の加力方法は、基礎梁を固定し、2層目の柱頭に載荷する片持梁形式とした。当社、技術研究所の大型実験の加力フレーム床に SRC 造の反力ブロックを P.C. 鋼棒締めし、そのブロックの垂直面に試験体の基礎梁の低面を取り付けた。柱頭に 500 ton ジャッキで加力し、正負繰返しは、せん断変形角が約 1/200

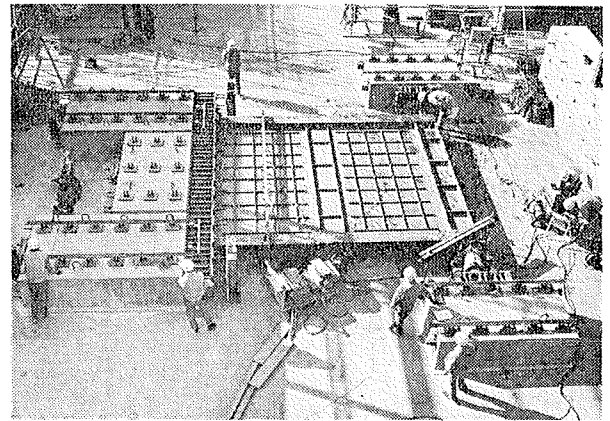


図-3.3 実験状況

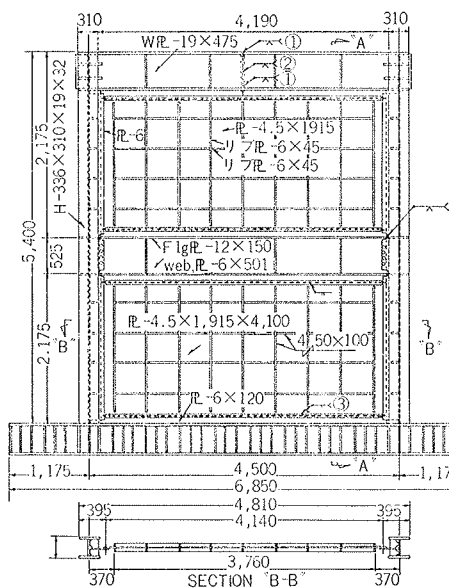


図-3.1 No. 1 試験体詳細図

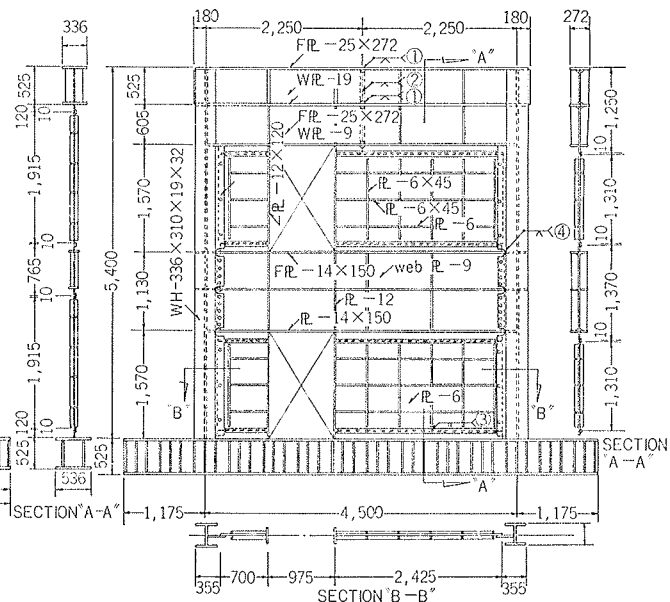


図-3.2 No. 2 試験体詳細図

1/150 のときにジャッキを試験体の反対位置に移動させて行なった。

1.2.3. 測定方法 試験体の変形測定には、(1)せん断変形、(2)鉄板部分の面外変形を測定するためにダイヤルゲージを20か所にセットした。また、任意荷重時における試験体内の応力分布状態を測定するため、ゲージ長 10mm のストレインゲージを柱、梁、鉄板、リブなどに張り付け、No. 1 では1層部分、No. 2 では開口部まわりのひずみ度を重点的に測定した。

1.2.4. 実験結果 各試験体の荷重—変形曲線を図3.4、図—3.5 に示す。これらの図には設計荷重、有限要素法（以後 F.E.M. と略す）による解析値と弾性論による解析値を実験値と比較してプロットした。図—3.6、図—3.7 に正負繰り返し各荷重段階における各試験体の局部破壊の進行状態を、図—3.10 に破壊状態を示す。表—3.2 は実験結果をまとめたもので、設計荷重時、最大荷重時、および最終荷重時のせん断応力時(τ)、せん断変形角(γ)を実験より求めたものである。

試験体	応力	設計荷重時	最大荷重時		
			①実験	②F.E.M.	①/②
No.1	P (ton)	252	385	415	0.93
	τ (ton/cm ²)	1.24	1.90		1.76
	γ (ラジアン)	1/600	1/154		1/105
No.2	P (ton)	267	420	428	0.98
	τ (ton/cm ²)	1.19	1.87		1.83
	γ (ラジアン)	1/540	1/139		1/99

表—3.2 実験結果

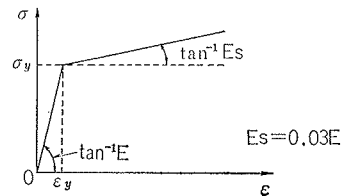
1.3. F.E.M. による弾塑性解析

前記、2種類の試験体を、F.E.M. による二次元平面応力場問題として把握し、その応力解析を弾性範囲にかぎらず、弾塑性状態にまで拡張した解析を行なう。

まず、試験体の適当なモデル化を仮定し、載荷条件として、すべての要素が弾性範囲内にあるようなせん断荷重(P)を載荷し、以後微小荷重増分(ΔP)を逐次付加させる。試験体に局部降伏発生後、崩壊状態に到達するまでの弾塑性挙動を漸増荷重法 (Incremental Load Process) に従った数値解析を試みる。

3.3.1. 試験体のモデル化

(i) 材料の応力度—ひずみ度関係は Bi-linear とする。(図—3.8)



図—3.8 応力—ひずみ関係

(ii) 降伏条件として Von Mises の降伏条件式を用いる。

これは要素内の相当応力度(σ̄)が

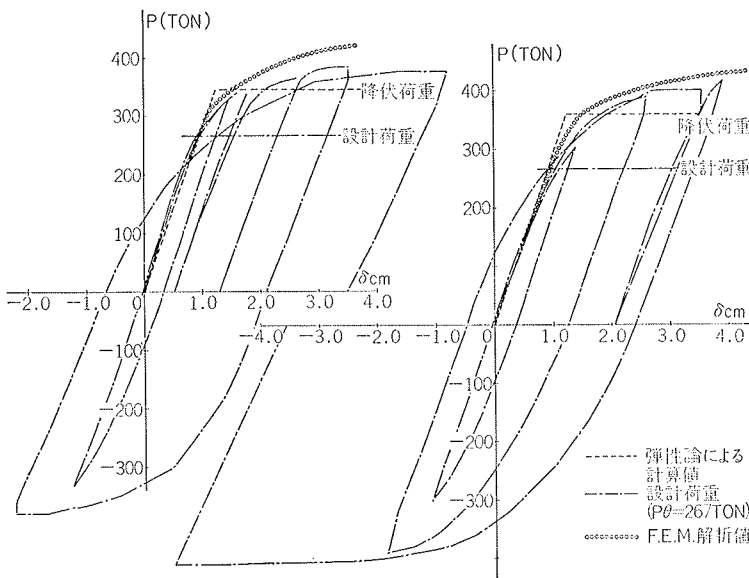
$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

で与えられ、 $\bar{\sigma} \geq \sigma_y$ になったとき要素は降伏したものとみなす。

(iii) 溶接による初期ひずみ、残留応力を無視する。また、面外座屈は起こらないものとする。

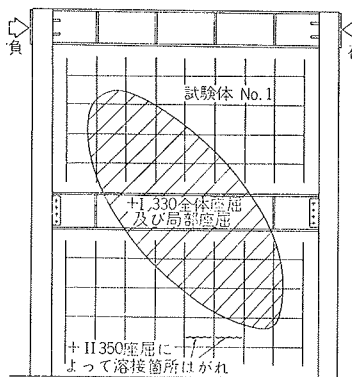
(iv) 柱のモデル

鉄板と柱の接合部は 図—3.9 a のごとくH型柱のウェブ中央に溶

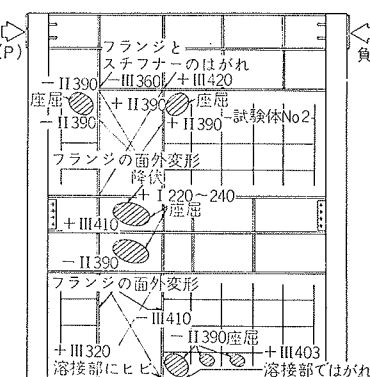


図—3.4 No. 1 P-δ 曲線

図—3.5 No. 2 P-δ 曲線



図—3.6 No. 1 試験体破壊順序



図—3.7 No. 2 試験体破壊順序

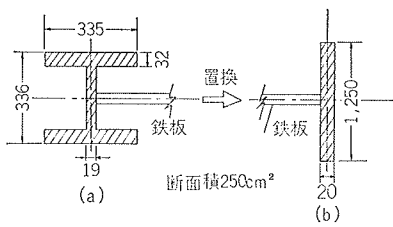


図-3.9 柱のモデル

(v) リブのモデル化

梁型のフランジと開口まわりのリブのみを考慮し、他のリブは試験体の面外変形を拘束するためだけに有効であるとする。またリブのせん断剛性(B)を次式のように仮定する。

$$B = \frac{t_i}{a} \cdot \frac{E}{2(1+\nu)}$$

上式中、 t_i はリブに接合する鉄板の板厚で a はリブの板厚である。

1.3.2. 計算方法 本計算は当社の電子計算機 NEA C 2200-500 を使用した。計算時間は No.1 が約4時間、No. 2 が約4時間30分であった。

計算手法の簡単なフローチャートを下記に示す。

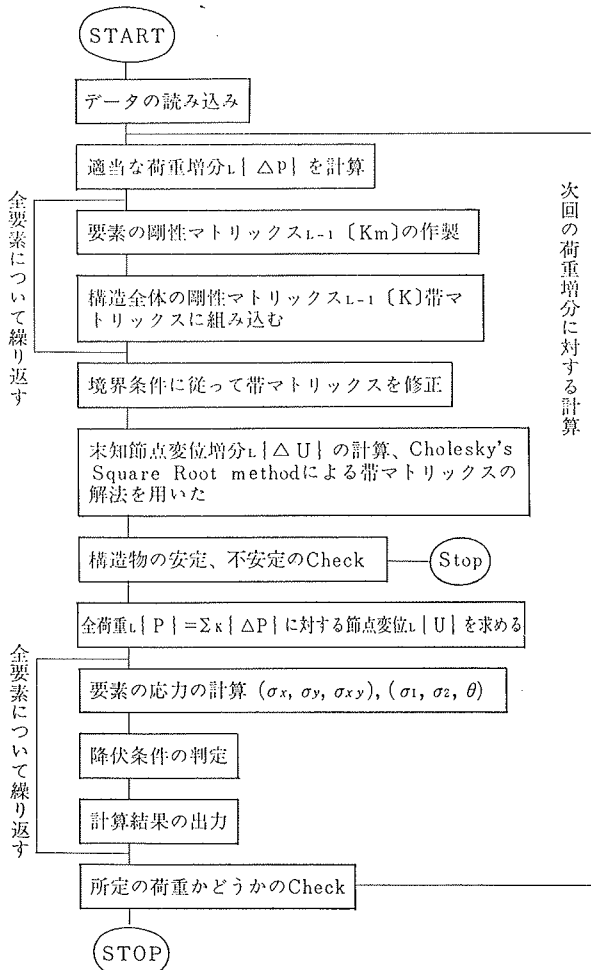


表-3.3 F.E.M. フローチャート

接してある。これを図-3.9bのように断面積が同じ矩形柱とみなす。

1.4. 実験結果と計算結果の比較考察

試験体 No. 1

図-3.4の荷重-変形曲線に見るように初期剛性は250tまでは直線で、F.E.M. 値およびせん断理論とよく一致している。それ以後、実験値の剛性は徐々に低下しはじめるが、F.E.M. 値にその傾向がないことから、残留応力や応力集中による局部的な降伏が原因と思われる。図-3.4と測定したひずみを比較して検討すると300tをこえると柱近くの鉄板に曲げ降伏や部分的なせん断降伏が起り、380tでせん断降伏が全体に広がり剛性は急激に低下する。F.E.M. 値の降伏域の進行状況は300tで鉄板中央のせん断降伏が先行し、続いて、柱付近の曲げせん断降伏が起る。

ところが、実験では鉄板の降伏とともにリブで囲まれた鉄板の部分座屈や2層分の鉄板の全体座屈が起り剛性低下をより大きくしている。F.E.M. 値では座屈を無視しているため今後の検討を必要とする。図-3.4に破線で示したせん断降伏荷重(P_E)は

$$P_E = \tau_{sy} \times t \times b \quad (t: \text{板厚}, b: \text{板幅})$$

から求めたものである。この P_E は剛性が著しく低下する荷重に一致し、降伏耐力としてまずまずの値といえる。しかし、実験では P_E をこえ、最終的には380tまで上昇した。また、F.E.M. でもこの傾向がある。おそらく、鋼材のひずみ硬化の影響と鉄板とフレームが連成挙動を起し、応力の再分配が行なわれて荷重が上昇したと思う。

崩壊機構として、F.E.M. では鉄板の全断面の降伏であるが、実験では図-3.5のように柱脚部の溶接箇所破断で最大耐力に達する。なお、実験中、鉄板の溶接部の破断も生じたが、補修を行ない実験を続けた。

降伏順序などに問題はあるが、全体的にみて、F.E.M. 値は実験値の性状を表わし、降伏荷重もせん断理論で十分推測できる。

試験体 No. 2

図-3.5の荷重-変形曲線に示されているように崩壊に達するまでのF.E.M. 値は実験値の性状を十分に表わしており、耐力性もさほど違ってはいない。

試験体の変形性状は、No. 1のせん断型に比べて、ラーメン的な曲げの要素が加わっていることが実験でもF.E.M. の解析でも確認された。

降伏領域の進行状態に関しては、実験値、F.E.M. 値ともに200tあたりで初期降伏が起っているが、降伏位置が異なる。実験では開口部の間の梁のウェブがまず降伏し、以後、荷重の増加につれて、開口部まわりのリブの引張りおよび圧縮降伏から開口部の隅角部の鉄板の降伏、さらに、鉄板中央部のせん断降伏へと

進行してゆく。一方、F.E.M. の解析では開口部の隅角部から降伏が発生している。

また、実験では 400 t をこえると鉄板が完全に降伏するとともに、開口部まわりの鉄板とリブが面外座屈し、開口部の間の梁のウェブもせん断座屈を起こした。また、各所で溶接部が破断し (図-3.6), 420 t ($\gamma=1/100$) で柱脚部の溶接が破断し最終となった。No. 2 のせん断降伏荷重の計算値は 360 t であり、P- δ 曲線から見るとだいたい降伏の目安になる。しかし、実験では、それ以後も荷重は上昇し、420 t に達する No. 1 と No. 2 の実験結果を比較すると、初期剛性は No. 1 が若干高いが、No. 2 の剛性の低下は No. 1 に比べゆるやかであり、最大耐力も 9%ほど高い。したがって、No. 2 の開口部による性状の低下は全く見られない。

また、両試験体に共通して、 $\gamma=1/150$ までの繰り返し加力に対し、十分安定した紡錘型の履歴特性を示すことと靱性率についても 5.0 以上期待でき、かなり良好であるといえる。

1.5. 設計値との対比

大阪大林ビルの設計地震力は、ELCENTRO-1940-NS, TAFT-1952-EW, TOKYO-101-1956-NS, OSAKA-205-1963-EW の地震波形で 300 Gal を想定しある。この地震力に対して、建物内の鉄板耐震壁に生じる最大せん断力がそのせん断降伏荷重の 77% になるように設計されている。今回の試験体では $P_D=267$ t (P_D : 設計荷重) に相当する。この設計荷重と実験結果を比べてみると、荷重-変形曲線より、 P_D は No. 1, No. 2 とともに剛性が若干低下しはじめた荷重時に相当している。このとき No. 1 は柱脚付近に局部降伏が、また、No. 2 は開口部間の梁材が降伏した段階である。以後の荷重増分に対する変形性状は両試験体ともなお安定している。実験による最大荷重は No. 1 で $P_{max}=380$ t, No. 2 で $P_{max}=420$ t, したがって設計荷重に対する安全率はそれぞれ 1.42, 1.57 であった。しかしながら、設計値には柱の軸力による影響が含まれているのに対して、本実験では柱の軸力は載荷されていないから、この安全率は実際には若干異なってくる。

図-3.6, 図-3.7 の破壊性状に示されるごとく、両試験体とも溶接部の破壊がめだっており、溶接箇所や溶接方法に注意しなければならない。また、耐力、剛性、履歴性状から考えて No. 1, No. 2 のリブの配置・寸法は適切であったが、No. 2 では開口部まわりのリブの降伏と面外座屈が発生しやすいから (図-3.10), リブの厚さを検討する必要があると思われる。

概して、前節の考察とあわせて、鉄板耐震壁の設計値は妥当であるといえる。

1.6. 結び

鉄板耐震壁開発に関する一連の実験的研究を行ってきたが、本章の実大試験体における実験によって、I) 無開口の耐震壁については、(その 1) の模型による基礎実験における性状とほぼ一致が見られたこと。II) 開口部を有する耐震壁については、開口部付近で実用上注意すべき示唆が与えられたが、その挙動は無開口のものに匹敵すること。III) 溶接に対する今後の課題など有用な結果が得られた。

これらを総合的に見て、本方法による鉄板耐震壁の実用上の有効性は十分に確かめることができたものと考えている。

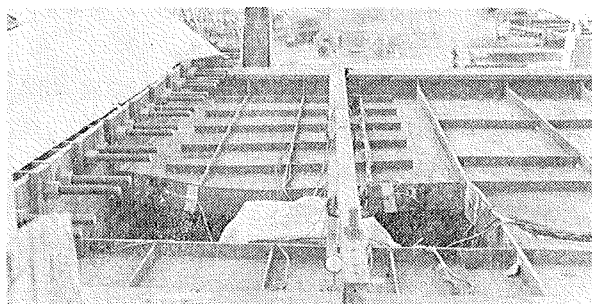


図-3.10 No. 2 開口部まわりの破壊状態

なお、鉄板耐震壁開発グループは下記のメンバーから構成されている。

技術研究所	武田寿一 (構造研究室長)
	竹本 靖 (構造研究室主任研究員)
	篠木武彦 (構造研究室)
	高橋泰彦 (同上: その 1 執筆)
	古屋則之 (同上: その 2 執筆)
	井元勝慶 (同上: その 3 執筆)
東京本社	木田幸夫 (設計部次長)
	高木正敏 (設計部主任技師)
	藤谷芳男 (設計部)

参考文献

- チモシェンコ: 座屈理論 P. 219~P. 283
 三本木茂夫他: コンピューターによる構造工学講座
 岩下恒雄: 有限要素法と鉄筋コンクリート構造の
 弾塑性解析 Conc. Jour. Vol. 7, No. 7
 July 1969