

回転機能を有するPC板耐震壁の開発

坂口 昇
(技術研究所)角 陸 純 一
(技術研究所)石 井 勝
(技術研究所)

§ 1. はじめに

従来のPC板耐震壁は鉄骨造などの骨組構造物に組込まれた場合、周囲の骨組に比較して変形しにくい、地震力が集中しやすく、せん断破壊等のねばりに乏しい破壊を起こすことがある。そこで、地震時に回転することで、周囲の骨組の変形に追従できる大きな変形性能を有するPC板耐震壁(SROP: Shimizu Rocking Panel)を開発した。

本耐震壁の特徴はコンクリートと付着しない鋼板(アンボンドプレート)が、PC板の側端部を縦貫していることにある。このアンボンドプレートの両端は、上下階のはりに固定され、中央部でPC板に定着されていて、図一に示すように地震力を受けた場合、アンボンドプレートが伸縮しPC板が面内に剛体回転する。したがって、次のような構造的利点を有する。①耐震壁の剛性が板の回転、すなわちアンボンドプレートの伸縮によって決まるので剛性を正確に把握でき、かつ任意に変えることができる。②PC板の耐力がアンボンドプレートの圧縮あるいは引張降伏により決まるので、せん断破壊しないで十分大きな変形性能を示す。また、エネルギー吸収の大きい復元力特性を有する。

本報では、上記の耐震性能を実大試験体の加力実験によって明らかにした結果とともに、解析的検討を行ない

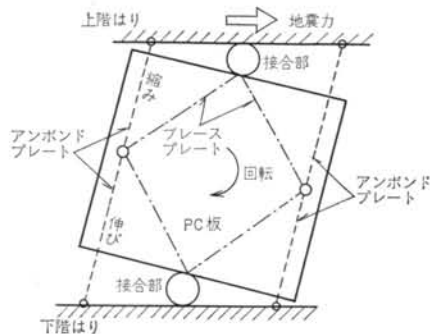
剛性・耐力の予想を行なった結果について述べている。

§ 2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の形状・寸法を図一に示す。試験体数は2体で、実大スケールで製作した。No.1試験体は基本形である。PC板の両側端に周囲をスパイラル補強したアンボンドプレートが縦貫している。PC板の頂部および底部の中央に梁との接合部があり、この接合部とアンボンドプレートの中央部とは鋼板ブレースで結ばれている。PC板両面にはワイヤメッシュが配筋されている。アンボンドプレートは、中央の長さ38cmの部分を除いて、図一に示すように表裏面に剝離剤を塗布するとともに、側面にはスポンジを貼り付けコンクリートとの付着を切っている。剝離剤を塗布した場合の付着力は、付着力テストの結果から表一に示すように、 0.27kg/cm^2 であることが確認されており、アンボンドプレートの付着力は設計上無視できる。No.2試験体は、基本形に加えアンボンドプレートの座屈補強としてスパイラル筋上に幅止め筋、ブレースプレートの座屈防止にコ形フープ筋を使用し、さらに中央接合部に定着鉄筋を溶接している。アンボンドプレートの接合部はT型断面のスプラインプレートを使用し、高力ボルトによりガセットプレートと接合した後、突合せ溶接をした。No.1試験体では、先に全接合部のボルトを本締めした後溶接を行なったので、平均で約 241×10^{-6} 程度の溶接による残留ひずみが生じた。No.2試験体では溶接による残留ひずみをなくするため、溶接後高力ボルトの本締めを行なった。表二に試験体の設計リストを示す。

試験体に使用した各鋼材について、表三に仕様および材料試験結果を示す。コンクリートは表四に示す割合の1種軽量コンクリートを打設した。表五に各試験体の実験時材料試験結果を示す。



図一 回転機能の原理

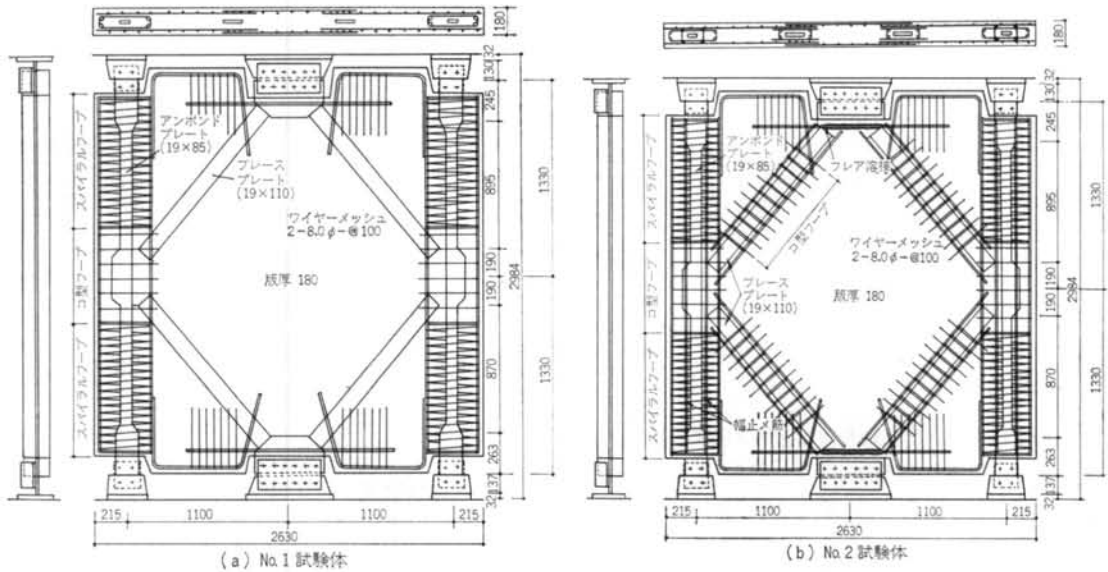


図-2 試験体

表面処理方法	無 処 理		油性ペイント		グ リ ー ス		油 性 剝 離 剤		紙, 鋼板に貼着		紙, 貼着なし	
	ただし、一度錆止を塗った後、アセトン、ワイヤーブラシで落したものの		2 度 塗 り				2 度 塗 り 寿化学マイティ ーオイル、耐熱性		大日本インクケミカル社ターク 紙80ミクロン接 着剤塗布面を鋼 板に当てる		左と同じ紙の滑 らかな面を鋼板 に当てる	
	No.		No.		No.		No.		No.		No.	
付 着 強 度 (kg/cm²)	1	4.37	4	2.47	7	3.14	10	0.26	13	0.72	16	0.11
	2	4.79	5	2.46	8	2.18	11	0.30	14	0.88	17	0.31
	3	5.16	6	2.31	9	2.43	12	0.27	15	0.62	18	0.35
	平均	4.97	平均	2.58	平均	2.58	平均	0.28	平均	0.74	平均	0.26

(注) コンクリートは1種軽量 ($P=1.74$)で、 $F_c=314\text{kg/cm}^2$ 。蒸気養生は54℃で2時間。

表-1 付着力テスト結果

高 さ H_0	幅 B	厚 さ t	コンクリート (kgf/cm²)	アンボンドプレート		
				形状仕様	許容応力度 σ_t (tonf/cm²)	設計強度 N 注1) (tonf)
2920	2630	180	210	R-19×85 SM 53 B	3.6	58.1
ピ ン 接 合 部				斜 め 材		メッシュ筋
設計せん断 耐力 Q 注2) (tonf)	ガセット プレート	接合ボルト H.T.B	形状仕様	設計強度 N (tonf)	斜方向力 R 注3) (tonf)	径 ピ ッ チ 補 強 筋 比
96.2	R-19 SM 50 A	6-M24 F10T (4.7)	R-19×110 SM 53 B	75.2	75.2	8φ @100 0.56

注1): $N = \sigma_t \cdot A_u$ (アンボンド: 16.5cm^2 , 斜め材: 20.9cm^2)

注2): $Q = (1100/1330) \times N \times 2$

注3): $R = \sqrt{N^2 + (Q/2)^2}$

表-2 試験体設計リスト

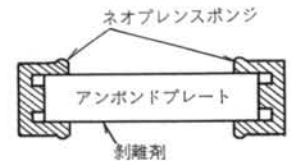


図-3 アンボンドプレート断面

	仕 様	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (×10kg/cm ²)	伸 び (%)
アンボンドおよびブレースプレート	SM53 [*]	4113	5616	2.02	25.2
メッシュ筋	φ 8	5850	6380	2.07	11.3
スパイラル筋	φ 6	2707	4304	1.98	32.4
コ型フープ筋	D 6	4646	5693	5.05	14.1
主 筋	D13	3971	5856	—	19.9

表—3 鋼材の材料試験結果

粗骨材 最大寸 法 (mm)	目標強度 (kg/cm ²)	目 標 スラン プ (cm)	水 セメン ト比 (%)	細 骨 材 率 (%)	単 位 量 (kg/cm ²)				
					水	セメン ト	細骨 材	粗骨 材	混和 剤
15	210	7	50.0	41.6	142	284	788	705	0.85

注)セメント：普通ポルトランド（比重3.16），混和剤：AE減水剤，砂：山砂（千葉県君津市，比重2.60），砂利：セイライト（比重1.66）

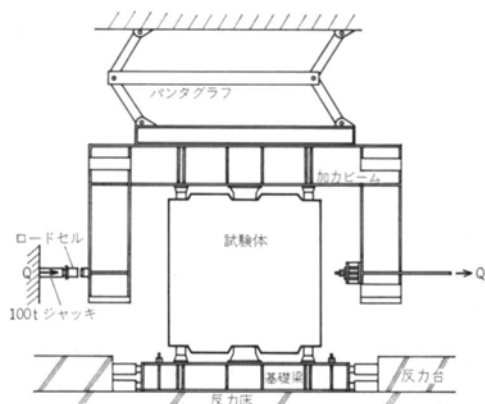
表—4 コンクリートの配合表

	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	ヤ ン グ 係 数 (×10 ⁵ kg/cm ²)	ポアソ ン比	引 張 強 度 (kg/cm ²)	単 位 重 量 (kg/ℓ)
No1 試験体	278	1.75	0.20	21	1.84
No2 試験体	297	1.71	0.19	24.3	1.81

表—5 コンクリートの材料試験結果

2.2 実験方法

加力は図—4に示すように，押し引き同時の正負交番繰返し载荷を行なった。試験体は試験床に固定された基礎はりに上にセットされ，上部には常に平行移動するようにパンタグラフのついた門型の加力ビームがセットされている。加力点は試験体高さの中央にあり，試験体には上下逆対称モーメントが生じている。加力サイクルは



図—4 加力装置

上下はり間の変形部材角により制御した(図—5参照)。

測定は荷重，試験体各部の変位，プレートおよび鉄筋のひずみ，ひびわれ状況，コンクリート表面ひずみ（No 2試験体のみ）について行なった。

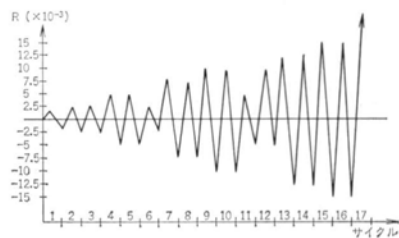
§ 3. 実験結果

3.1 結果一覧

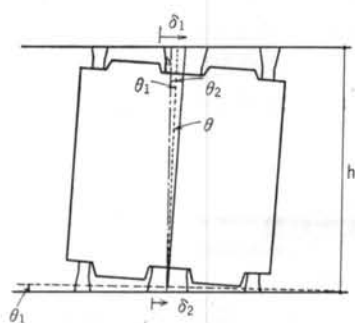
表—6に実験結果一覧を示す。荷重は押し加力と引き加力の和である。変形部材角は，図—6に示すように上下はりの相対水平変位を上下はり間の距離で除した部材

記 号			No 1 試 験 体		No 2 試 験 体	
			荷 重 P(ton)	変形部材角 R(1/1000)	荷 重 P(ton)	変形部材角 R(1/1000)
A	初ひびわれ発生	正	95.5	4.3	59.5	1.7
		負	-71.2	-2.1	-64.2	-1.9
B	斜めひびわれ発生	正	129.0	12.1	67.5	2.5
		負	-75.7	-2.4	-104.7	-4.1
C	H.T.Bすべり	正	98.5	4.7	109.1	5.0
		負	-109.2	-6.5	-104.7	-4.1
D	アンボンドプレート引張降伏	正	95.5	4.3	99.2	3.8
		負	-95.1	-4.1	-99.3	-3.6
E	アンボンドプレート圧縮降伏	正	95.5	4.3	94.6	3.4
		負	-103.0	-5.1	-104.7	-4.1
F	ブレースプレート引張降伏	正	117.6	8.4	133.2	12.6
		負	-110.1	-7.4	-121.7	-8.8
G	ブレースプレート圧縮降伏	正	—	—	133.2	12.6
		負	-133.5	-13.5	-136.1	-15.2
H	最大荷重		155.3	23.2	176.7	39.2
I	コンクリート剥落		151.1	25.7	176.7	41.7

表—6 実験結果一覧

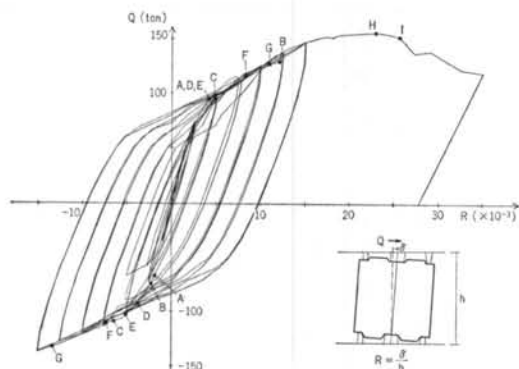


図—5 加力サイクル

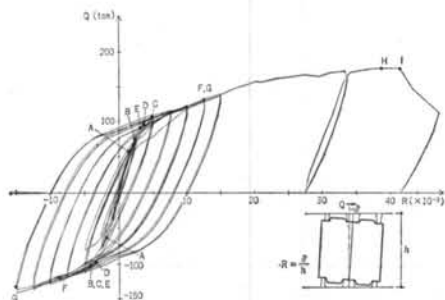


δ_1 : 上はりの変位 θ_1 : 基礎はりの回転
 δ_2 : 基礎ばりの変位 θ_2 : 試験体の回転
 h : はり間距離 $\theta = (\theta_1 - \theta_2)/h$
 $\therefore \theta = \theta_2 - \theta_1$

図-6 変形部材角の算定



(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体

図-7 荷重-変形部材角関係

角から、基礎ばりの回転の影響を除いた値である。これより、以下のことがいえる。

- ・初ひびわれおよび斜めひびわれの発生は、No. 2 試験体の方が早い。
- ・ブレースプレートの降伏はアンボンドプレートより少し遅れ、また No. 2 試験体の方が No. 1 試験体より遅い。
- ・最大荷重および最大変形は No. 2 試験体の方が大きく幅

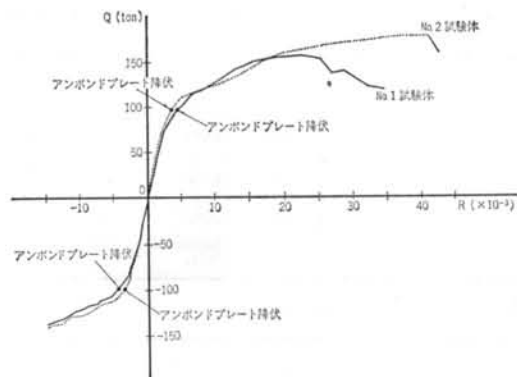


図-8 荷重-変形部材角包絡線

止め筋等による補強効果があったものと考えられる。

3.2 荷重-変形関係

図-7 に両試験体の荷重(Q)-変形部材角(R)関係を示し、合わせて諸現象を表-6 に対応した記号で示す。また、図-8 に両試験体の $Q-R$ 関係包絡線を比較して示す。これより、以下のことがいえる。

- ・両試験体とも $Q=100$ ton 近くでアンボンドプレートの降伏により剛性が大きく低下している。
- ・降伏後の剛性はほぼ等しいが、No. 1 試験体が $R=1/43$ で最大耐力に達しているのに対し、No. 2 試験体では $R=1/26$ で最大耐力に達している。

3.3 ひびわれ発生状況

図-9 に $R=1/200, 1/100$, 最終破壊時の両試験体のひびわれパターンを示す。図中、実線は正加力時、破線は負加力時発生ひびわれを、ハッチはコンクリートの剝落を示す。これより、以下のことがいえる。

- ・初ひびわれは両試験体とも中央接合部付近に発生するが、 $R=1/100$ までは大きなひびわれの進展がみられず、一般の PC 板耐震壁に比べひびわれが少ないといえる。
- ・斜めひびわれはブレースプレートにそって発生し、最終破壊時にはアンボンドプレートの座屈により表面のコンクリートが剝落する。
- ・No. 2 試験体は、No. 1 試験体より同一部材角でのひびわれが多い。

3.4 ひずみ性状

(1) アンボンドプレート

図-10 に、アンボンドプレート軸芯のひずみ測定結果の一例を示す。図-11 に、4 点で測定した各サイクルピーク時のひずみ値を示す。また、図-12 には同一断面内

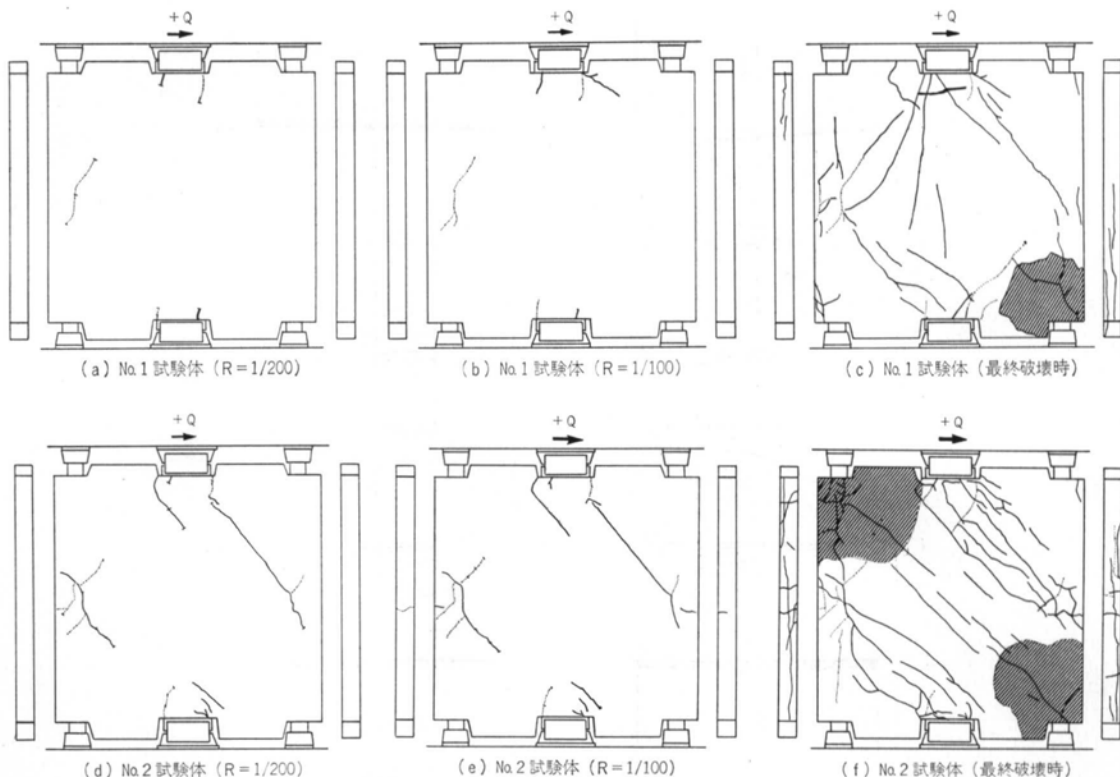


図-9 ひびわれパターン

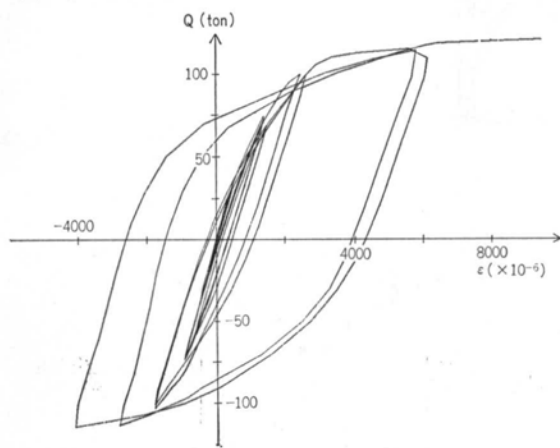


図-10 Q - ϵ 関係 (アンボンドプレート, No. 1 試験体) のひずみ分布を示す。

両試験体とも引張側と圧縮側のひずみがほぼ等しく、降伏ひずみ ($\epsilon_y = 2040 \times 10^{-6}$) をこえた直後急増する線形関係を示している。

面内に曲げ応力が生じており、 $Q = 75$ ton で一部縁ひずみが降伏ひずみに達しているが、全体剛性に及ぼす影響はほとんど見られない。

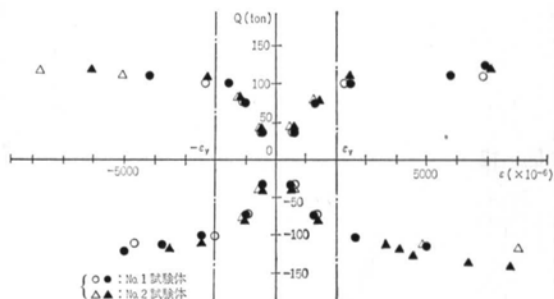


図-11 アンボンドプレートのひずみ

(2) プレースプレート

図-13に、プレースプレートのひずみ測定結果の一例を示す。図-14には、4点で測定した各サイクルピーク時のひずみ値を示す。

引張ひずみに比べ圧縮ひずみは小さく、引張降伏時の圧縮ひずみは引張ひずみの約60%から70%である。また、No. 2 試験体の引張ひずみはNo. 1 試験体より若干小さく、これはプレースに沿って配筋された軸筋に一部応力が負担されたためと考えられる。

(3) スパイラル筋

図-15に、スパイラル筋のひずみ測定結果の一例を示

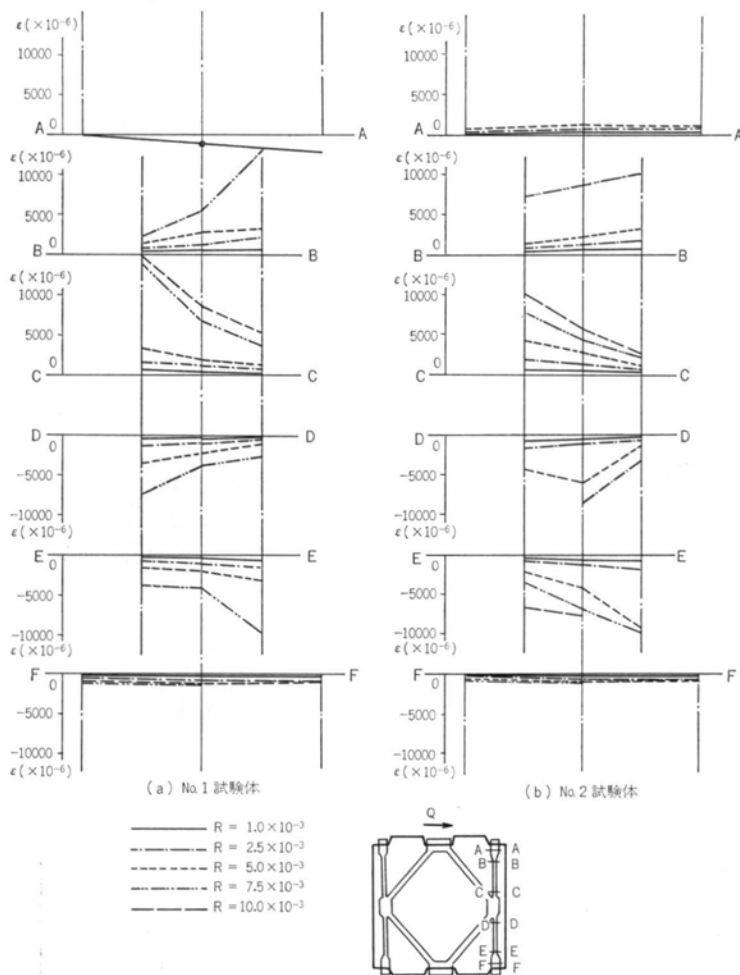


図-12 アンボンドプレートのひずみ分布

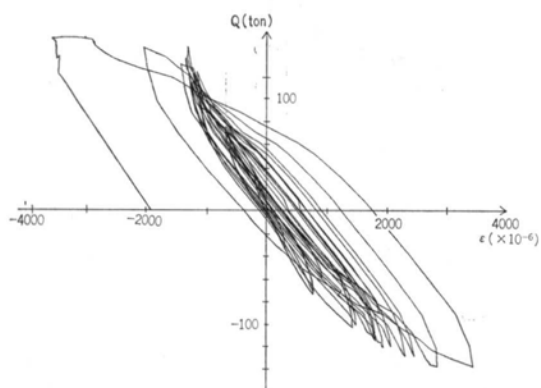


図-13 $Q-\epsilon$ 関係 (ブレースプレート, No. 1 試験体)
す。 $Q=120$ ton 以下ではひずみ値が非常に小さいが、
それ以降徐々にひずみが増えている。
(4)メッシュ筋

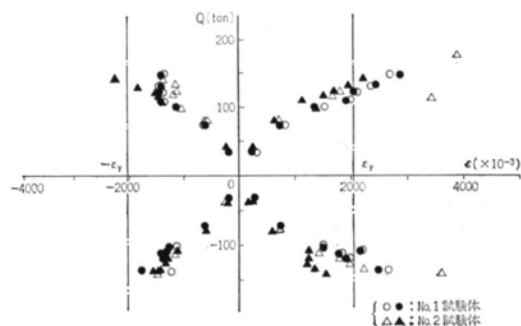


図-14 ブレースプレートのひずみ

図-16に、ブレースプレートのひずみ測定位置近くのメッシュ筋のひずみ測定結果の一例を示す。

メッシュ筋のひずみは最大耐力時に急増するが、それ以前は非常に小さく、したがってコンクリートの負担能力も小さいことが分かる。

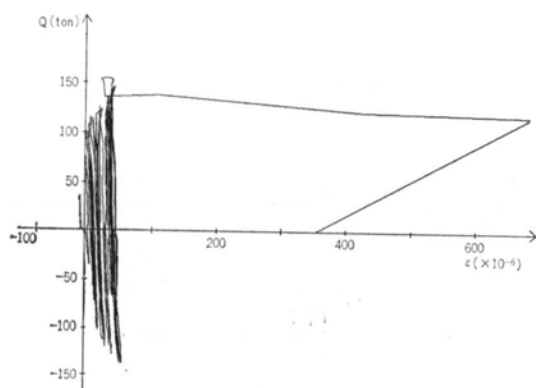


図-15 Q-ε 関係 (スパイラル筋, No 1 試験体)

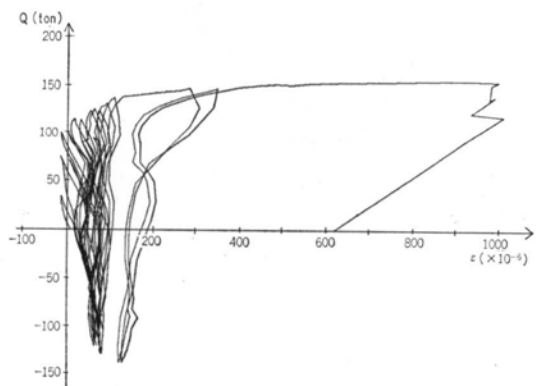


図-16 Q-ε 関係 (メッシュ筋, No 1 試験体)

§ 4. 検討

4.1 力の釣合条件

PC 板にせん断力 Q が作用するとき、図-17 に示すようにアンボンドプレートおよびブレースプレートに、それぞれ軸力 N , F が生じていると仮定する。単純な力の釣合いから、アンボンドプレートの軸力が次式で表わされる。

$$N = \frac{1}{2} \cdot Q \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \quad \dots\dots(1)$$

アンボンドプレート中央定着部周囲の力の釣合いから、斜め方向力 F が次式のように表わされる。

$$F = \frac{1}{2} \cdot Q \cdot \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{l} \quad \dots\dots(2)$$

アンボンドプレートの軸方向ひずみは $\varepsilon_u = N / (A_u \cdot E_u)$ で表わされる。ここで、 E_u はアンボンドプレートのヤング係数 ($= 2.02 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)、 A_u は断面積 ($= 16.15$

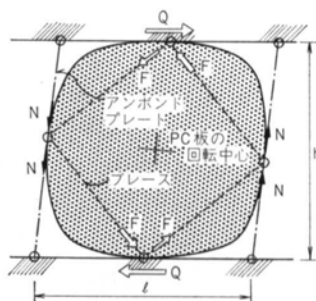


図-17 力の釣合状態

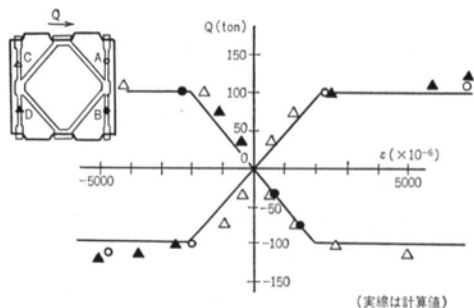


図-18 アンボンドプレートのひずみ比較

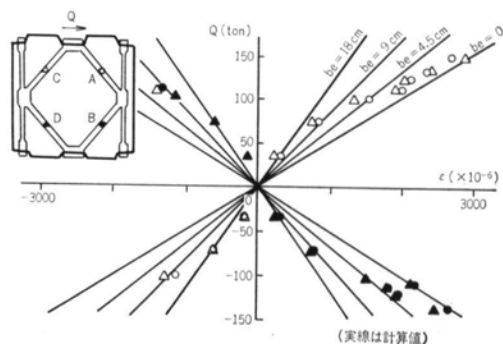


図-19 ブレースプレートのひずみ比較

cm^2) である。式(1)を代入することにより、せん断力 Q とアンボンドプレートのひずみ ε_u の関係が次式のように表わせる。

$$\varepsilon_u = \frac{Q}{2 \cdot A_u \cdot E_u} \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \quad \dots\dots(3)$$

図-18 に、実験結果と計算値を比較して示す。引張ひずみについては両者がよく一致しており、圧縮ひずみについても実験結果の方が若干小さくなっているものの、降伏耐力付近ではよく一致している。

次に、ブレースプレートの軸方向ひずみについて検討する。ブレースプレートはコンクリートと付着しているため、斜方向力 F の一部は周囲のコンクリートで負担される。コンクリートの有効幅を b で表わすと、斜め方向力に対する等価断面積 A_e が次式で表わせる。

$$A_e = A_b + b \cdot t \cdot E_c / E_b \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 E_b 、 A_b はブレースプレートのヤング係数（ $=2.02 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ ）と断面積（ $=20.9 \text{ cm}^2$ ）、 t 、 E_c は PC 板の厚み（18cm）とコンクリートのヤング係数（ $=1.75 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ）である。式(2)、式(4)を $\epsilon_b = F / (A_e \cdot E_b)$ に代入すると、ブレースプレートのひずみ ϵ_b とせん断力 Q との関係が次式のように表わせる。

$$\epsilon_b = \frac{Q}{2(A_b + b \cdot t \cdot E_c / E_b) E_b} \cdot \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{l} \quad \dots\dots(5)$$

図-19に、いくつかの有効幅 b について計算した結果と実験結果を比較して示す。 $Q=50 \text{ ton}$ あたりまでは引張側、圧縮側ともに $b=18 \text{ cm}$ の場合とほとんど一致しているが、荷重が大きくなると徐々に有効幅が小さくなり、 $Q=100 \text{ ton}$ 近くでは No.1 試験体の場合 $b=4.5 \text{ cm}$ 、No.2 試験体の場合 $b=9 \text{ cm}$ としたときの計算値と実験値が一致している。

以上のことより、本耐震壁の各部の応力を図-17のように仮定してよいことが分かった。

4.2 耐力

本耐震壁の降伏は、アンボンドプレートの引張あるいは圧縮降伏によって決まる。アンボンドプレートの降伏点 σ_{yu} （ $=4.1 \text{ t/cm}^2$ ）と $N = A_u \cdot \sigma_{yu}$ を式(1)に代入すると、降伏耐力 Q_y が算定できる。

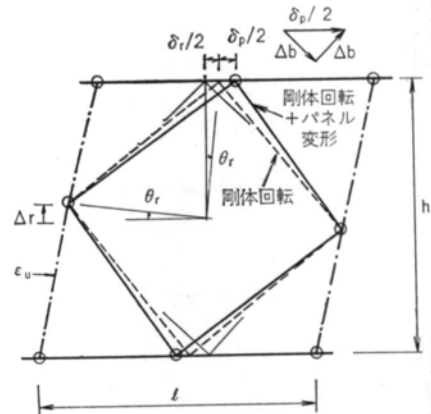
$$Q_y = 2 \cdot A_u \cdot \sigma_{yu} \cdot (l/h) \quad \dots\dots(6)$$

表-7 に計算値と実験値の比較を示すが、よく一致していることが分かる。

アンボンドプレートの降伏により剛性が大きく低下するが、耐力は徐々に上昇し続け、最大耐力は降伏耐力の1.4倍から1.8倍に達している。この原因として、変形の増加とともにアンボンドプレート側面とコンクリートが接触し、アンボンドプレートの軸力の一部がコンクリートにも負担されるようになったためと考えられる。図

	No.1 試験体			No.2 試験体		
	実験値	計算値	$\alpha = \text{計/実}$	実験値	計算値	$\alpha = \text{計/実}$
降 伏 耐 力 $Q_y(\text{ton})$	97.3	97.6	1.00	99.5	97.6	1.00
降 伏 時 剛 性 $K(\text{ton})$	73.3	91.76	1.25	89.6	100.0	1.12

表-7 降伏耐力と降伏時剛性



$$\begin{aligned} \Delta r &= \epsilon_u \cdot h' = \frac{Q}{2A_u E_u} \left(\frac{h}{l} \right) \cdot h' \\ \theta_r &= 2 \cdot \Delta r / l = \frac{Q}{A_u E_u} \left(\frac{h}{l^2} \right) \cdot h' \\ \delta_r / 2 &= \theta_r \cdot h / 2 \\ \delta_r &= \frac{Q}{A_u \cdot E_u} \left(\frac{h^2}{l^2} \right) \cdot h' \\ \Delta b &= \epsilon_b \cdot l' = \frac{Q l'}{2(A_b + b \cdot t \cdot E_c / E_b) E_b} \cdot \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{l} \\ \delta_p / 2 &= 2 \cdot \Delta b \cdot \frac{l}{\sqrt{l^2 + h^2}} \\ \delta_p &= \frac{2Q l'}{(A_b + b \cdot t \cdot E_c / E_b) E_b} \end{aligned}$$

図-21 変形の算出

—20に PC 板側面のコンクリート表面のひずみを示すが、 $Q=120 \text{ ton}$ から急にひずみが増加しはじめており、コンクリートが応力を負担し始めたことが分かる。

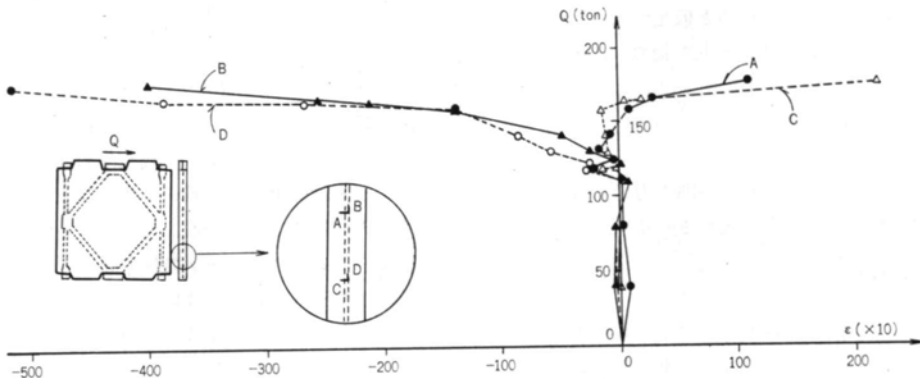


図-20 コンクリート表面ひずみ

4.3 剛性

本耐震壁の剛性 K をアンボンドプレートの伸縮に起因する剛体回転成分 K_r と、鋼板ブレースの伸縮に起因するパネル変形成分 K_p から算定する。図-21に示すように、 K_r はアンボンドプレートの伸縮量から、 K_p はコンクリートの有効幅を考慮したブレースの伸縮量から次式のように算定できる。

$$\delta_r = \frac{Q}{A_u \cdot E_u} \left(\frac{h}{l} \right)^2 h' \quad \dots\dots(7)$$

$$K_r = Q / \delta_r \quad \dots\dots(8)$$

$$\delta_p = \frac{2 \cdot Q}{(A_b + b \cdot t \cdot E_c / E_b) E_b \cdot l'} \quad \dots\dots(9)$$

$$K_p = Q / \delta_p \quad \dots\dots(10)$$

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_r} \quad \dots\dots(11)$$

ここで、 h' はアンボンドプレートの有効長さ(=114cm)、 l' は鋼板ブレースの有効長さ(=126cm)である。 b はコンクリートの有効幅であり、図-19よりNo.1試験体の場合 $b=4.5$ cm、No.2試験体の場合 $b=9.0$ cmとする。表-7に計算値と実験値を比較して示す。

計算値と実験値の比 α は、No.1試験体では1.25、No.2試験体では1.12となっている。計算値と実験値の差は主

として接合部の変形に起因するものと考えられる。

§ 5. まとめ

実験の結果、SROP耐震壁は十分な耐震性能($Q_{\max}/Q_y > 1.4$, $R_{\max}/R_y > 6.4$)を有し、繰返しによる耐力低下もみられず、得られた復元力特性もエネルギー吸収能力の大きい紡すい状のループであることが確認できた。

No.2試験体の結果より、さらにじん性能を向上させる上で、アンボンドプレートの座屈補強としての幅止め筋の使用の効果が大きいことが分かった。

本耐震壁は、アンボンドプレートの伸縮によりPC板が剛体回転するメカニズムであるので、簡単な力の釣合条件より耐力・剛性の算定式が求められることが分かった。

謝辞 本研究の計画・実施にあたっては、東京大学教授 青山博之博士ならびに神戸大学教授 水畑耕治博士に終始ご指導を頂きました。未筆ながら深甚なる謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 伊藤他：“回転機能を有するPC版耐震壁の耐震性能に関する実験的研究(その1)～(その7)”日本建築学会大会学術講演梗概集(昭和56年9月～昭和60年10月)

1. 100
2. 100
3. 100
4. 100
5. 100
6. 100
7. 100
8. 100
9. 100
10. 100

20