

## 論文 PCa パネルを用いた既存 RC 構造の耐震補強

鳥屋 隆志<sup>\*1</sup>・望月 洵<sup>\*2</sup>・池田 文好<sup>\*3</sup>・守屋 嘉晃<sup>\*3</sup>

**要旨**：既存 RC フレーム構造に、H 形鋼柱をもつ超軽量コンクリート PCa パネルを組み込んだ耐震補強の方法を提案し、その耐震性に関する実験を行っている。試験体のパラメーターは H 形鋼柱の数、出入り口開口の数、および RC フレームのせん断補強筋量である。いずれの試験体も一体打ち RC 耐震壁に近い破壊性状を示した。PCa パネルに超軽量コンクリートを使用したため、最大強度以降の強度低下は著しかったが最大強度は十分に確保できた。また、最終状態近くまでは、二つの試験体を除いて RC 柱のせん断破壊は生じなかった。強度と変形の解析は、既往のマクロモデルによる方法で、実験値をよく追跡できることを示している。

**キーワード**：耐震補強, PCa パネル, 超軽量コンクリート, 最大強度, マクロモデル

## 1. はじめに

既存 RC フレーム構造の耐震補強に、RC 耐震壁を打設する方法が多く採用されている。この方法は、施工方法が簡単である、強度の確保が容易であるなどの特長をもっている反面、既存 RC フレームの損傷、RC 柱のせん断破壊など構造上の問題に加えて、長い施工期間、騒音・粉塵の発生などの施工上の問題がある。これらの問題を解決するために、既存 RC フレームに H 形鋼柱をもつ PCa パネルを組み込む耐震補強の方法が検討されてきた。この方法では、既存 RC フレームの RC 柱と H 形鋼柱の間にスリットまたは出入り口開口があり、PCa パネルからの作用力にもとづく RC 柱のせん断破壊は生じない。また、H 形鋼柱と RC 梁との接合が PC 鋼棒による圧着接合であり、PCa パネルと RC 梁とは平滑目地にモルタルをグラウトする接合であるため、補強に伴う既存 RC フレームの損傷はない。さらに 2 で述べるように施工上の難点はほとんどない。

本研究は、以上の特長をもつ耐震補強の方法を示すとともに、H 形鋼柱をもつ PCa パネルと

既存 RC フレームを想定して別に打設した RC フレームを、いろいろなパターンで組み合わせた試験体について実験を行ない、その破壊性状および強度と変形の解析について述べている。

## 2. 耐震補強の方法

PCa パネルによる耐震補強の方法は次の手順による。

- 1) 上下 RC 梁の所定の位置に PC 鋼棒の貫入孔を設ける。
- 2) 接合プレートが貫通できる大きさのスリットを RC 梁側面のスラブに設ける。
- 3) PCa パネルと H 形鋼をセットする。
- 4) 接合プレートと H 形鋼を H.T.B 接合する。
- 5) 接合プレートと RC 梁に PC 鋼棒を挿入し、仮締めする。
- 6) PCa パネルの水平接合部、鉛直接合部、および接合プレートと RC 梁の間に無収縮モルタルを圧入する。
- 7) 無収縮モルタルの養生後、PC 鋼棒に所定の引張力を導入する。

図-1 に PCa パネルの鉛直接合部と水平接合

\*1 ドービー建設工業(株)技術部 工修 (正会員)

\*2 工学院大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

\*3 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻

部の断面を、図-2 に H 形鋼柱と RC 梁の接合詳細を示す。

### 3. 実験計画

#### 3.1 試験体

試験体は、RC フレームに H 形鋼柱をもつ PCa パネルを組み込んだもので、パラメーターは H 形鋼柱の数、出入口開口の数、および RC フレームのせん断補強筋量である。図-3 は RC フレームと PCa パネルの組み合わせパターンを示す。試験体の名称はこのパターンを示している。例えば、99SWFH<sub>i</sub>O<sub>j</sub>-*k* は、99SW:99 年度耐震壁、F: RC フレームつき、*H<sub>i</sub>*: H 形鋼柱の数、*O<sub>j</sub>*: 出入口開口の数、*k*: 同じパターンの試験体の通し番号である。

表-1 に試験体の諸性質を示す。RC フレームの形状と主筋の配筋はフレームのない試験体 No.1 を除く、すべての試験体について同じである。RC 柱の帯筋は試験体 No.2 のみ D6@90 で、その他は φ4@100 (なまし鉄筋) と現行規準を満たしていない。RC 梁の肋筋は試験体 No.7 だけが φ4@110 で、その他は D6@90 である。H 形鋼柱と RC 梁は接合プレートと台座ブロック

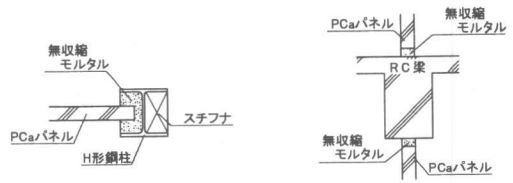


図-1 PCa パネルの接合部

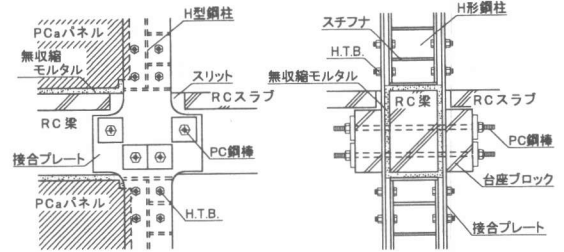


図-2 H 形鋼柱と RC 梁の接合詳細

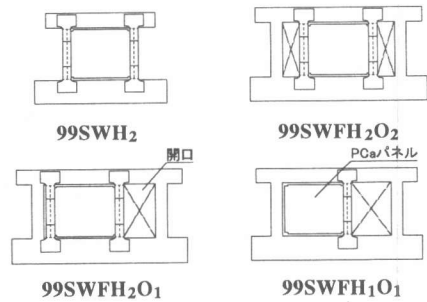


図-3 組み合わせパターン

表-1 試験体の諸性質

No.	試験体名	RC フレーム						PCa パネル			
		柱			梁			$\sigma_B$	$l' \times h'$	t	$\sigma_B$
b	D	pw	b	D	pw						
1	99SWH <sub>2</sub>	175	240	0.61	175	300	24	1,215 × 1,100	50	32	
2	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -1										
3	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -2										
4	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -3			0.14							0.41
5	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>1</sub> -1										
6	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>1</sub> -2										
7	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>1</sub> -3			0.13							0.41
8	99SWFH <sub>1</sub> O <sub>1</sub> -1										
9	99SWFH <sub>1</sub> O <sub>1</sub> -2			1,298 × 1,100							32

[記号]  $b \times D$  (mm): 柱または梁の幅とせい,  $P_g$  (%): 柱または梁の主筋比 ( $D13$ ;  $\sigma_y=440\text{N/mm}^2$ ),  $P_w$  (%): 柱または梁のせん断補強筋比 ( $\phi 4$ ; なまし鉄筋,  $D6$ ;  $\sigma_y=481\text{N/mm}^2$ ),  $\sigma_B$  ( $\text{N/mm}^2$ ): コンクリートの 1 軸圧縮強度,

$l'$  (mm)  $\times$   $h'$  (mm): PCa パネルの内法寸法, t (mm): PCa パネルの厚さ

[共通] RC 柱:  $P_g=1.81\%$  (6-D13),  $p_w=0.61$  のとき  $D6@90$ , 0.41 のとき  $\phi 4@100$

RC 梁:  $P_g=3.03\%$  (8-D16),  $p_w=0.41$  のとき  $D6@90$ , 0.13 のとき  $\phi 4@110$

PC 鋼棒の圧着力:  $N_p=147\text{kN}/1$  本

H 形鋼: H-175  $\times$  175  $\times$  7.5  $\times$  11,  $\sigma_y=297\text{N/mm}^2$  (SS400), 接合プレート: PL-9,  $\sigma_y=297\text{N/mm}^2$ ,

PCa パネルの補強筋:  $\phi 4@100$  タテヨコダブル,  $\sigma_y=546\text{N/mm}^2$

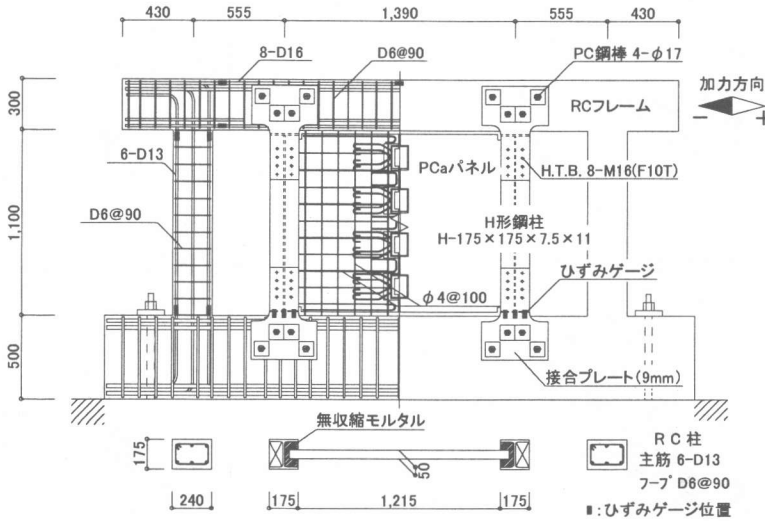


図-4 試験体 No.2: 99SWFH<sub>2</sub>O<sub>2</sub>-1 の形状と配筋

を介して PC 鋼棒で圧着接合されている。その圧着力  $N_p$  は PC 鋼棒のひずみと油圧ポンプの圧力計によって管理された。図-4 は試験体 No.2 の形状と配筋である。

### 3.2 加力と計測の方法

荷重は、アクチュエータによる正負繰返し水平力で、RC 上梁中心高さ位置に作用させた。加力サイクルは、最大強度までは層間変形角  $R=1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 。(以下、 $R=1$  と略す) ごとに 2 回、その後、 $R=15$  まで  $R=2$  ごとに 2 回、 $R=25$  まで  $R=5$  ごとに 2 回とした。変形は変位計を用いて RC 上下梁の相対変位を、ひずみはひずみゲージを用いて RC 柱上下内端位置の主筋、上梁内端位置の主筋、下梁上端位置の接合プレート、および PC 鋼棒のひずみを計測した。なお、実験上の不備のため、99SWH<sub>2</sub>O<sub>2</sub>-1, 2 は最大強度以降で片側交番加力、99SWH<sub>2</sub>O<sub>1</sub>-3 は片側単調加力とした。

## 4. 実験結果

### 4.1 破壊経過

ここでは、主にひび割れの発生を中心に破壊経過の概要を述べる。

a) No.1-99SWH<sub>2</sub>: これは、RC フレームに組み込まれる H 形鋼柱つき PCa パネル単独の試験

体である。層間変形角  $R=1 \sim 2$  で、PCa パネルに初斜めひび割れが生じ、最大強度に達するまでに斜交ひび割れ網が形成された。最大強度に達する前から PCa パネルのコンクリートの剥離、剥脱が生じ、最大強度後に急激に強度が低下したが、 $R=10$  以降、H 形鋼柱と RC 梁による安定したフレーム型抵抗に移行した。図-5 に最終ひび割れ状況と力 - 変形関係を示す。

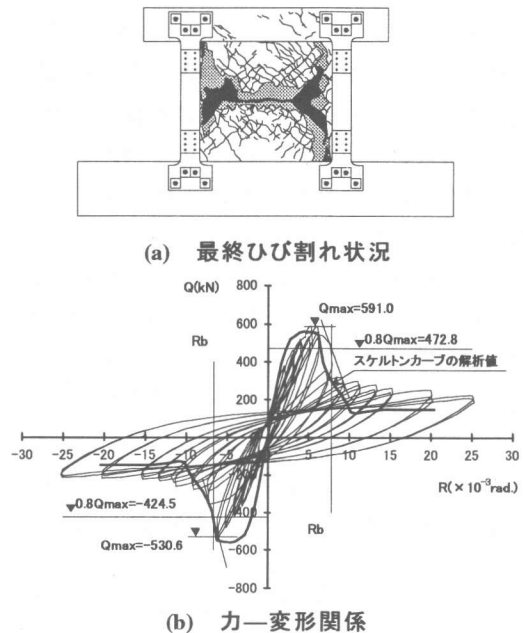
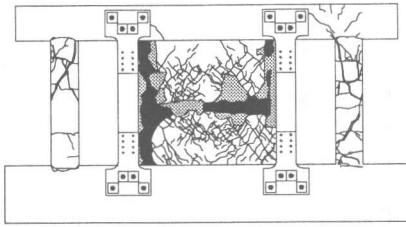
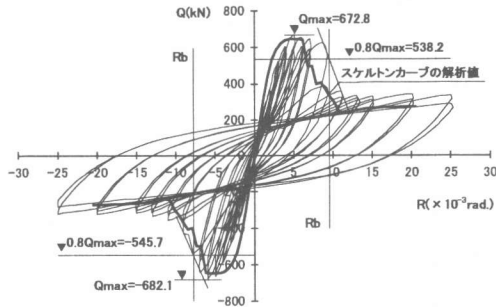


図-5 試験体 No.1: 99SWH<sub>2</sub>



(a) 最終ひび割れ状況

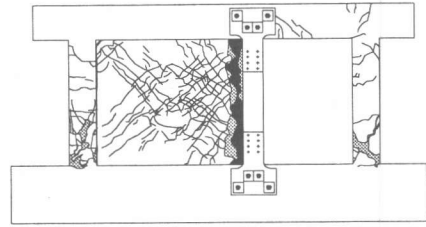


(b) 力-変形関係

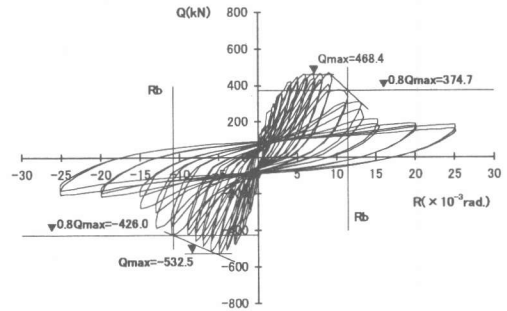
図-6 試験体 No.4:99SWFH<sub>2</sub>O<sub>2</sub>-3

b) No.4-99SWFH<sub>2</sub>O<sub>2</sub>-3: これは、RC フレームの中央に、H 形鋼柱つき PCa パネルを左右に出入口開口をもつように組み込んだ試験体である。R=1~2 で PCa パネルに初斜めひび割れが、R=2~3 で RC 柱に曲げひび割れが生じた。さらに R=4 で RC 上梁にせん断ひび割れが生じたが、その後拡幅することはなかった。PCa パネルの斜交ひび割れ網が形成され、コンクリートの剥離、剥脱が生じた後、R=5~6 で最大強度に達した。その後、平滑域を形成し、R=8~10 で強度の急激な低下とともに、RC 柱と H 形鋼柱によるフレーム型抵抗に移行した。このときのせん断力は 300kN 程度で、試験体 No.1 の 200kN 程度に比べて RC 柱の負担せん断力分だけ大きい。RC 柱のせん断ひび割れは R=20 で生じたが、せん断破壊に至っていない。図-6 に最終ひび割れ状況と力-変形関係を示す。試験体 No.2, 3 も No.4 と同じ破壊経過を示した。RC 柱のせん断補強筋の多い No.2 にはせん断ひび割れは生じなかった。

c) No.5-99SWFH<sub>2</sub>O<sub>1</sub>-1: これは、出入口開口が片側にのみあるように、RC フレームに H



(a) 最終ひび割れ状況



(b) 力-変形関係

図-7 試験体 No.9:99SWFH<sub>1</sub>O<sub>1</sub>-2

形鋼柱つき PCa パネルを組み込んだ試験体である。破壊経過の概要は b) の No.4 と変わっていない。しかし、RC 柱のせん断ひび割れは R=11~15 の早い段階で生じ、最終状態でせん断破壊の様相を示した。試験体 No.6, 7 も No.5 と同じ破壊経過を示した。RC 梁のせん断補強筋の少ない No.7 ではせん断ひび割れが多数生じたが、せん断破壊には至らなかった。

d) No.9-99SWFH<sub>1</sub>O<sub>1</sub>-2: これは、H 形鋼柱を出入口開口側にだけもつ PCa パネルが RC 柱に平滑目地で接合されている試験体である。R=1~2 で PCa パネルに初斜めひび割れ、RC 柱に水平ひび割れが生じ、その後、PCa パネルに斜交ひび割れ網が形成された。正加力時に左 RC 柱脚に生じた水平ひび割れは PCa パネルの水平接合部にまで伸展した。R=7 で最大強度に達したが、この前後に PCa パネルのコンクリートの剥離、剥脱と RC 柱にせん断ひび割れが生じた。特に、負加力時に左 RC 柱に生じたせん断ひび割れは持続的に伸展し、最大強度を小さくした。図-7 に最終ひび割れ状況と力-変形関係を示す。試験体 No.8 も同じ破壊経過を示した。

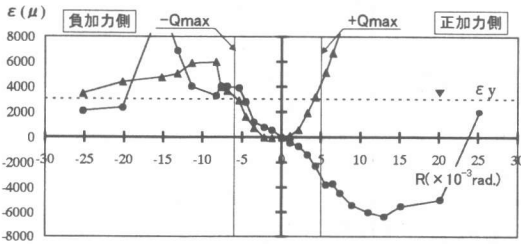


図-8 試験体 No.4 の右 H 形鋼柱脚接合プレートひずみ

以上の破壊経過で、すべての試験体に共通して、PC 鋼棒近傍のコンクリートにひび割れは観察されず、PC 鋼棒のゆるみも生じなかった。また、RC 上梁に生じたせん断ひび割れ、曲げひび割れは拡幅および伸展することなく、せん断破壊、曲げ破壊に至らなかった。図-8 は、試験体 No.4 の右 H 形鋼柱脚接合プレートの両縁端に生じた各サイクルの最大ひずみと R の関係である。最大強度時 ( $R = +5.0, -6.0$ ) 近傍で正加力時に両縁で圧縮と引張の降伏ひずみに達し、負加力時にはほぼ全断面で引張の降伏ひずみに達した状態にある。これは、RC 耐震壁で観察される RC 柱の降伏状態によく対応している。

#### 4.2 最大強度と限界変形角

表-2 に全試験体の最大強度の実験値  $Q_{exp}$  およびスケルトンカーブと  $0.8Q_{exp}$  の水平線との交点に対応する限界変形角  $R_b$  を示す。RC フレームだけの柱頭、柱脚曲げ降伏時のせん断力は約 91.3kN である。一方、試験体 No.1 の最大強度は 530~590kN 程度である。これから、No.2~No.4 の最大強度 670~760kN 程度は、RC フレームの最大強度と H 形鋼柱つき PCa パネルの最大強度の和に近い。5 の解析例もこの累加則の成立を示している。No.8, 9 の最大強度は、片側の H 形鋼柱が欠け、また RC 柱のせん断破壊が早い時点で生じたことにより、No.1 に比べても小さい値を示した。両側に H 形鋼柱をもつことは、最大強度の増加と RC フレームの層破壊を防止するのに有効といえる。

限界変形角は変形性能の指標であるが、これ

表-2 最大強度と限界変形角

試験体名	$Q_{exp}$		$R_b$	
	+	-	+	-
99SWH <sub>2</sub>	591.0	530.6	7.8	6.7
99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -1	683.6	—	12.7	—
99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -2	—	768.0	—	7.6
99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -3	672.8	682.1	9.5	7.8
99SWFH <sub>2</sub> O <sub>1</sub> -1	718.5	664.1	8.5	7.1
99SWFH <sub>2</sub> O <sub>1</sub> -2	741.8	685.5	7.9	7.6
99SWFH <sub>2</sub> O <sub>1</sub> -3	—	775.3	—	—
99SWFH <sub>1</sub> O <sub>1</sub> -1	476.3	481.5	10.4	10.1
99SWFH <sub>1</sub> O <sub>1</sub> -2	468.4	532.5	11.4	10.8

$Q_{exp}$  (kN) : 最大強度の実験値、

$R_b$  ( $\times 10^{-3}$ rad.) : 限界変形角の実験値

らの試験体では、 $R_b = 7 \sim 12$  程度と大きくない。また、最大強度後の強度低下が急激である。これは、PCa パネルに超軽量コンクリートを使用したこと、および H 形鋼柱脚接合プレートの曲げ降伏と引張降伏が十分に進行していなかったことに起因している。H 形鋼柱または接合プレートの断面寸法の選択方法とディテールの検討が必要といえる。

#### 5. 強度と変形の解析

ここでは、既往のマクロモデルによる方法<sup>1)</sup>で強度と変形の解析を行う。この方法では、柱のせん断破壊が考慮されていない。このため、解析の対象を試験体 No.1~4 に限定する。図-9 に試験体 No.2 のマクロモデルを示す。モデルは上下 RC 梁、RC 柱、H 形鋼柱、および傾斜角  $\theta$  が  $45^\circ$  の圧縮ストラットで構成されている。モデルの各部材は以下のような性質をもつ。

- 1) 上下 RC 梁は剛強で破壊しない。
- 2) RC 柱および H 形鋼柱は剛体要素、軸力バネ、およびせん断バネで構成される。軸力バネは完全弾塑性、せん断バネは完全弾性とし、圧縮ストラットは Popovics の応力-ひずみ関係式<sup>2)</sup>に超軽量コンクリートの圧縮強度に有効圧縮強度係数 0.63 を乗じた構成則にしたがう。

解析は増分解析法を用い、各柱は 5 分割、圧縮ストラットの分割幅は 165 mm 程度としている。

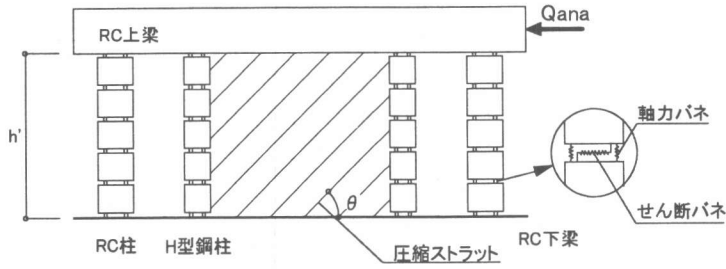


図-9 マクロモデル

表-3 に試験体 No.1~4 の解析結果を、図-10 に試験体 No.1 と 4 の最大強度時の応力状態を示す。また、解析のスケルトンカーブを図-5 と 6 の力-変形関係に重ねて描いてある。最大強度の解析精度  $Q_{exp}/Q_{ana}$  は 0.95~1.06 の範囲にあり、解析値は実験値をよく捉えている。4.2 で述べたように、No.2~4 の最大強度の解析値は、H 形鋼柱をもつ PCa パネルの No.1 と RC フレームの最大強度の解析値を累加したものに、大要、なっている。変形の解析値は、99SWH<sub>2</sub> の最大

強度前のスケルトンカーブに実験値との相違がみられ、また 99SWFH<sub>2</sub>O<sub>2</sub>-1 の限界変形角の実験値を過小評価している。しかし、その他の試験体では実験値をほぼ追跡しており、解析が妥当であることを示している。

## 6. まとめ

既存 RC フレームに、H 形鋼柱をもつ PCa パネルを組み込む耐震補強方法を提案し、その耐震性に関する実験、および強度と変形の解析を行なった。結果は、次のようにまとめられる。

- 1) 提案した耐震補強の方法は既往の方法に比べ、RC 柱のせん断破壊の防止、施工期間の短縮など、構造上、施工上の特長をもつ。
- 2) 補強後の最大強度は既存 RC フレーム構造の最大強度と H 形鋼柱をもつ PCa パネルの最大強度の累加で評価できる。
- 3) 試験体は、最大強度以降、RC 柱と H 形鋼柱のフレーム型抵抗に移行する。
- 4) 既往のマクロモデルによる方法で、解析値は強度と変形の実験値をよく追跡できる。

表-3 解析結果

No.	試験体名	解析値		$\frac{Q_{exp}}{Q_{ana}}$	
		Qana	Rb	+	-
1	99SWH <sub>2</sub>	560.1	6.7	1.06	0.95
2	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -1	647.4	6.6	1.06	-
3	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -2	770.8	6.6	-	1.00
4	99SWFH <sub>2</sub> O <sub>2</sub> -3	647.4	6.6	1.04	1.05

Qana (kN) : 最大強度の解析値, Rb ( $\times 10^{-3}$ rad.)

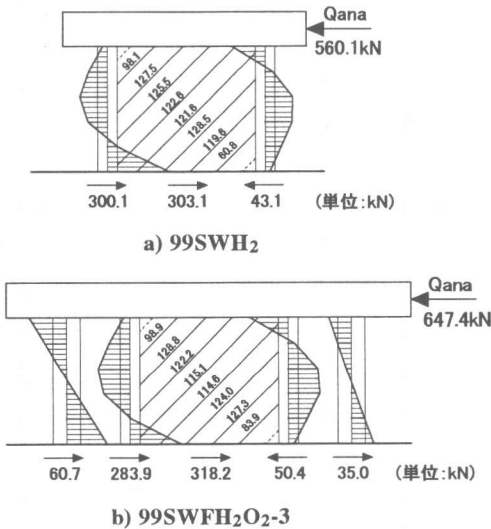


図-10 最大強度時の応力状態

## 参考文献

- 1) 鈴木章司, 望月洵, 小野里憲一: 連層耐震壁のスケルトンカーブの解析その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp.397-398, 1991.9
- 2) S. Popovics: Factors Affecting the Elastic Deformations of Concrete, Mechanical Behavior of Materials, Proceeding of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Vol. IV, Society of Materials Science, Japan, pp.172-183, 1972