

# O・H・S工法によるプレキャストコンクリート耐震壁の挙動

武田 寿一 井元 勝慶  
吉岡 研三

## Behavior of Precast Concrete Shear Wall Subjected to Lateral Force

Toshikazu Takeda Katsuyoshi Imoto  
Kenzoh Yoshioka

### Abstract

Full-scale tests of precast concrete shear walls strengthened by steel braces were performed and the test results were discussed and compared with plane stress analyses by the finite element method considering the non-linear stress-strain relationships of concrete and steel. The test results showed that the shear walls strengthened by tensile and compressive braces had large load-carrying capacities and high ductilities. It was possible to predict load-deflection and load-strain relationships of the specimens by plane stress analyses.

### 概要

OHS 工法に用いられる、ブレース内蔵のプレキャストコンクリート耐震壁の実大実験を行ない、その挙動について述べ、コンクリート、および鋼材の塑性を考慮した FEM による平面応力解析の結果と検討した。二方向にブレースを内蔵する壁でブレースの剛性が高い場合は、部材角 1/100 程度の変形能を有し、座屈後も著しい耐力低下は起らない。ブレースの剛性が低いと変形能は 1/150 程度である。一方方向ブレースの場合は、1/250 の変形能で、座屈が生じると極端な耐力低下がおきるが実際の建物では二枚の PC 壁で二方向にブレースが配置されるので大きな変形能が期待できる。FEM による解析と実験で得られた荷重～変形、荷重～歪の関係等は比較的良く一致し、複雑な構造物の塑性挙動をよく予測することが可能であった。

### 序

この報告は、OHBAYASHI HAUSING SYSTEM (O・H・S と略称) に用いられるプレキャストコンクリート壁の実大実験に関するものである。この工法は高層住宅用の HPC 工法で、はりを含んで製作されたプレキャストコンクリート壁を柱に組み込み架構が構成される。壁は単一で耐震要素として使用されるものと、二枚を組み合わせて耐震要素をなすものがあり、スパンも 4.5m, 3.6m, 2.7m と異なる。壁内にはブレースが内蔵される。ブレースは二枚の平鋼を built-up し、コンクリートによって個材の座屈を防止することを目的としたもの、一枚の平鋼を壁の厚さ方向に配置し、壁面内方向への座屈をコンクリートによって防止することを目的としたものものがある。このようなプレキャストコンクリート壁の挙動が所要の強度、変形に対して十分安全であることを確認するため実大水平加力実験を行なったもので、Part 1 では実験結果の考察、Part 2 ではコンクリートのひび割れを考慮した FEM による解析結果との比較検討について述

べる。

## Part 1 プレースを内蔵する プレキャストコンクリート耐震壁の実験

### 1. 試験体

#### 1.1. 試験体

試験体は 3 体で図-1～図-3 に示す。試験部分は壁一層分であるが、加力点での応力の集中をさげ、かつ試験部分の壁には上層の壁コンクリート、およびブレースからせん断力が伝達されるように載荷するため試験体は一層半とし、上半層部分の頂部に水平力を加えた。

**試験体 No. 1** スパン 3.6m に対応するもので、単一のプレキャストコンクリート壁で耐震要素として用いられる。ブレースは 2 枚の平鋼 2-Bs 16×75 を built-up したものを V 型に配置したもので、ガセットプレートとの取り合部は細くしぼられている。試験部分の壁厚は 14cm である。

**試験体 No. 2** スパン 2.7m に対応するもので、プレ

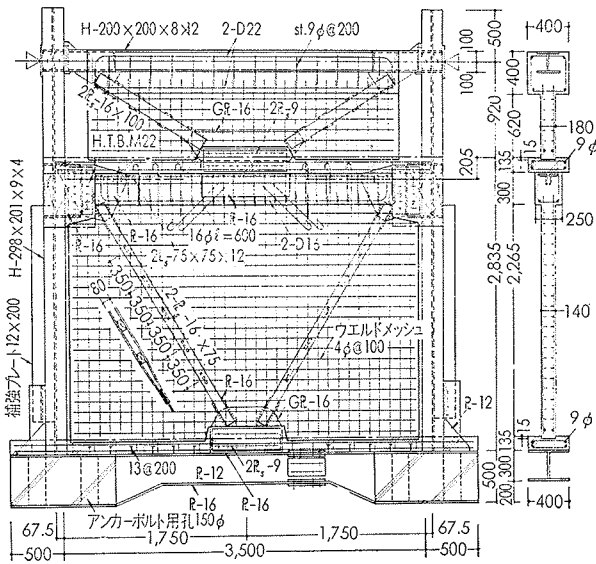


図-1 試験体 No. 1

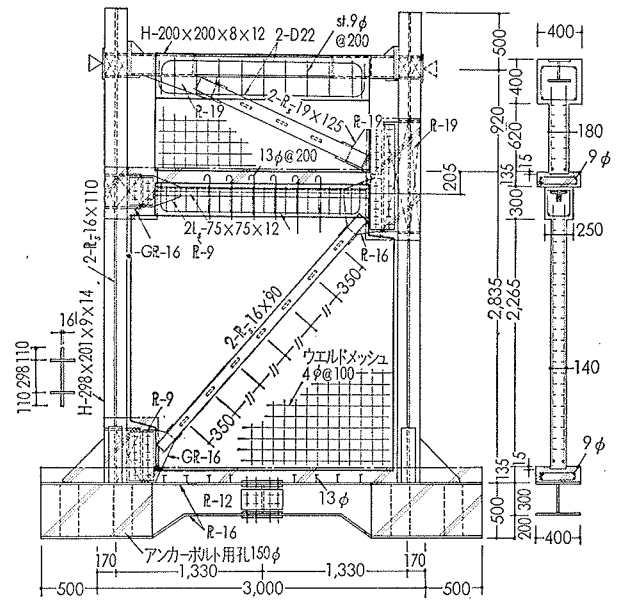


図-2 試験体 No. 2

試験体	$\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$cE\epsilon_c$ (10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )
No. 1	379	2.12*1	21.5
No. 2	432	2.14*1	23.0
No. 3	407	1.76*2	23.2

\*1 コンプレッションゲージにて測定  
\*2 ストレインゲージにて測定

表-1 コンクリートの性質

部位	$\sigma_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	sE*1 (10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	材質
柱	4780	2730	2.1	27.4	SS41
No.1, No.2のブレース	5200	3730	2.1	25.9	SM50a
No.3のブレース	4925	3050	2.1	29.8	SM50a
No.1柱補強プレート	5320	3400	2.1	25.4	SM50a
No.2 "	6170	3920	2.1	28.0	SM50a
No.3 "	5280	3680	2.1	31.8	SM50a

\*1 sEは仮定値

表-2 鋼材の性質

ースは2枚の平鋼 2- $\text{R}s$  16 $\times$ 90 を built up し、壁の対角線方向1方向にのみ配置されている。実際の建物では2層2スパン4枚のプレキャスト版でX型のブレースが構成される。壁厚は No. 1 と同じである。

試験体 No. 3 試験体 No. 1 に対応するもので、プレキャスト版の形状は全く同じである。ただしブレースは No. 1 のように組み立て材ではなく、一枚の平鋼  $\text{R}-25 \times 80$  を壁厚方向にむけ、V型に配置したものでブレース自体の剛性をあげずに、コンクリートの拘束によって壁面内方向への座屈防止を意図したものである。

試験体のくみ立ては、柱の基礎を試験床に固定し、2枚のプレキャスト壁を鉄骨柱の弱軸方向へH. T. Bにて接合する。その後スラブ、基礎に配筋して図-1のハッチした部分にコンクリートを打設して完了する。実験では、壁が負担するせん断力を知る必要から、柱にはコンクリートを打設していない。プレキャスト壁の下端とスラブとの接合のための配筋は全く行わず、

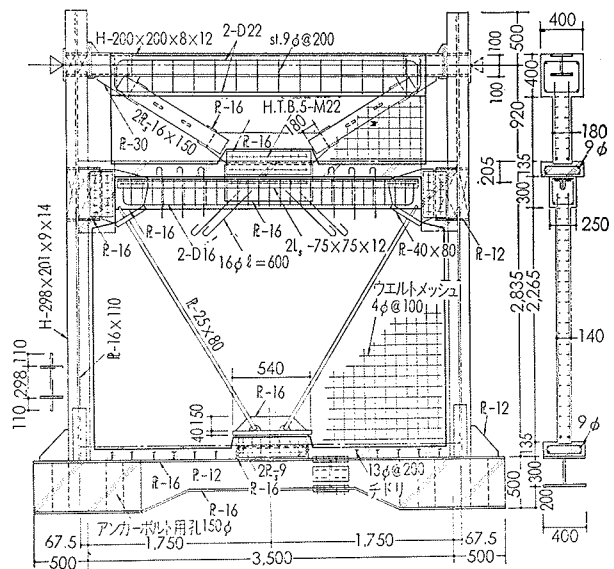


図-3 試験体 No. 3

スラブコンクリート中に壁下端 1.5cm が組み込まれているだけである。

### 1.2. 使用材料の性質

壁のコンクリートは軽量コンクリートで、粗骨材にビルトン (15mm以下) を用いた。コンクリートの圧縮試験および割裂試験の結果を表-1に示す。

鋼材の引張試験結果を表-2に示す。

### 2. 実験方法と測定方法

試験体は両側の柱の基礎を試験床に、それぞれ4—90φ ボルトによって固定する。水平力の載荷は、両側のバットレスに300t ジャッキを取りつけて行なう。試験体の面外方向変形を防ぐために、別に試験床に固定した治具によって、2本の柱の頂部を両側からジャ

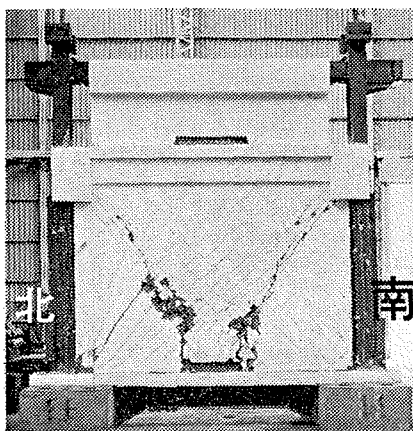


図-4 No. 1 破壊状況

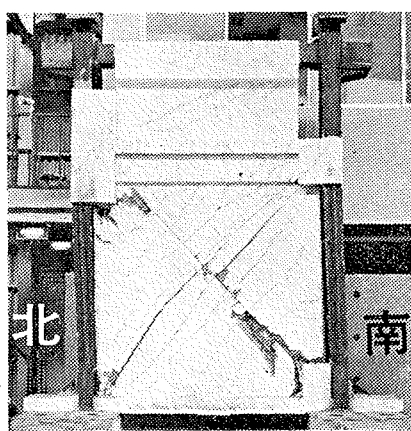


図-5 No. 2 破壊状況

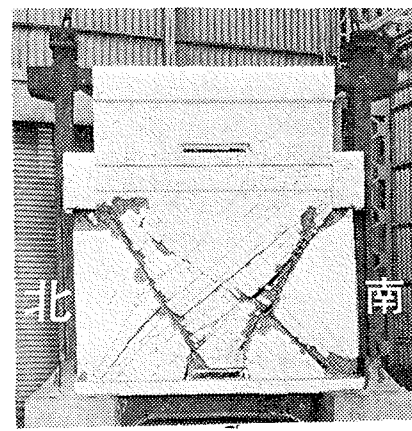


図-6 No. 3 破壊状況

ッキによって拘束した。但し、加力方向変位は拘束しないようにローラーを介している。

層間変位は基礎にとりつけた治具に、No. 1 では、1/100mmダイヤルゲージを、No. 2, No. 3 は摺動抵抗型の変位計(感度 $200 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、ストローク100mm)を取りつけて測定した。測定箇所は基礎より2.6mの位置で、後述の部材角算定にはこの値を用いている。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1. 破壊経過

破壊状況を図-4～図-6に示す。

**No. 1** 正負荷時とも $H=100\text{ t}$ で壁の対角線方向に斜めひび割れが発生、その後部材角 $R=1/250$ での3回のくり返し時にブレースに沿った細かいひび割れが数多く発生、 $R=1/250$ での3サイクル終了後、引張側柱の柱脚がほぼ降伏に達したので、柱に補強プレートを溶接。 $R=1/150$ での第1回サイクル、正荷重では $265\text{ t}$ 、負荷重では $230\text{ t}$ で壁の圧縮側下端のコンクリート圧潰、 $R=1/100$ の第2回サイクル、正荷重 $170\text{ t}$ 、負荷重 $90\text{ t}$ でブレースが完全に座屈したが急激な耐力低下は起きなかった。ブレースの座屈箇所は南側ブレースでは、ガセットプレートとの接合のために細くしぼった部分、北側ブレースでは下のガセットプレートから約60cmの部分で、図-3のコンクリート剝落部が座屈を示している。

**No. 2** 正荷重時にブレースが引張力をうけるように載荷。正荷重 $P=60\text{ t}$ で壁中央上部に水平方向に対し約 $20^\circ$ の傾きをもつ斜めひび割れ発生。 $80\text{ t}$ で壁の対角線方向に斜めひび割れ発生。負荷重時 $H=90\text{ t}$ で壁の対角線方向に斜めひび割れ発生。-5サイクル、 $R=1/315$ でコンクリートがブレースの取りつく下隅がセットプレートの上で圧潰、-11サイクル、 $H=190\text{ t}$ 、 $R=1/200$ で下隅ガセットプレート端から30～80

cmにわたってブレースが壁面外方向に座屈し、急激に荷重が低下した。

**No. 3** 正、負荷重時とも $H=80\text{ t}$ でブレースに沿って斜めひび割れ発生、 $R=1/500$ の第1サイクルでブレースに沿って細かいひび割れが多数発生、 $R=1/150$ での第1サイクルでブレース上のコンクリートが全長にわたり細く剝落、 $R=1/100$ の第1サイクル、正荷重時 $H=290\text{ t}$ で圧縮(南側)ブレースに沿うひび割れ幅が拡がり、大きな音を伴って荷重が $240\text{ t}$ まで低下、壁面内方向に南側ブレース座屈。負荷重時 $H=220\text{ t}$ で北側ブレースが座屈、荷重が $135\text{ t}$ まで低下し、変形が大きく進行。ブレース上のコンクリートが剝落してブレースの座屈状況の観察が可能となった。

#### 3.2. 荷重～変位曲線

図-7～図-9に荷重変位曲線を示す。

**No. 1**  $R=1/150$ の3回のくり返し後も変形性状は良好で、 $R=1/100$ の第1サイクルまで安定したループを示している。1/100の第2回サイクルでブレースが座屈したが、急激な荷重低下や、変位の増大は起らない。

**No. 2**  $R=1/210$ の3回くり返しまでは安定したループを示しているが、第11サイクル負荷重時 $R=1/200$ でブレースが座屈した。一方向にのみブレースが配置されているため、座屈と同時に急激に耐力が低下し、変形が進行した。この耐震壁は実際の建物では二枚組み合わせて正負両方向にブレースが配置されるのでこの実験の場合より大きな靱性が得られよう。

**No. 3**  $R=1/150$ の第1サイクルまでは変形性状は良好であった。しかしこの時点では、ブレースに沿った斜めひび割れ部分でコンクリートが剝落しはじめており、コンクリートによる拘束効果が減少しているため、第2、第3サイクルでは第1サイクルに比べて耐力の低下がやや大きい。ブレースの座屈は $R=1/100$ の第

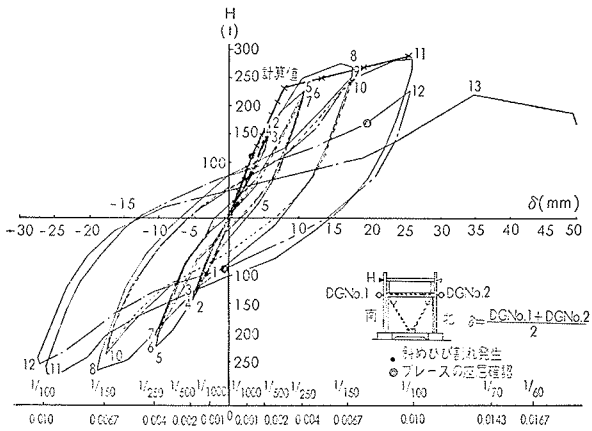


図-7 No. 1 荷重～変位曲線

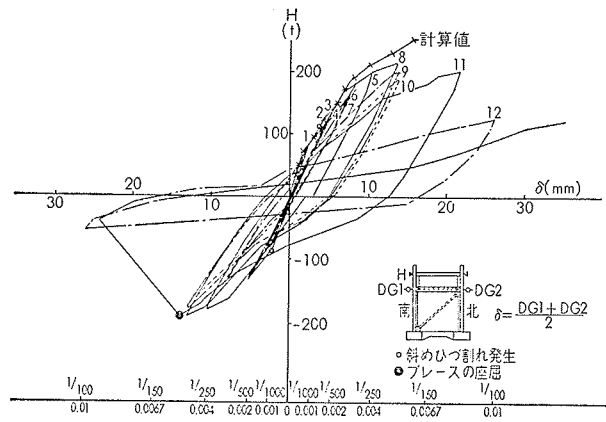


図-8 No. 2 荷重～変位曲線

1 サイクルで両方向のブレースに起ったが、座屈後の挙動は No. 1 に比べて劣り、著しい耐力低下と変形の進行がみられる。

### 3.3. 斜めひび割れ発生荷重, 最大荷重

表-3 に斜めひび割れ発生荷重, 最大荷重とその時の変位  $\delta$ , 部材角 R を示す。せん断応力度は全せん断力を壁のコンクリート断面積で除した値である。 $\tau_{max}$  の正負荷重時平均は No. 1, No. 3 の  $82.4 \text{ kg/cm}^2$ ,  $82.1 \text{ kg/cm}^2$  に対して、一方向ブレースの No. 2 は  $60.3 \text{ kg/cm}^2$  と小さい。

### 3.4. 応力分布と各部の負担せん断力

測定した歪度の値にもとづいて応力分布を計算し、図-10～図-12に示し、各部の負担せん断力を表-4に示す。計算に際しブレースの両端はピン節とし、コンクリートの負担せん断力は全せん断力から柱、およびブレースの負担せん断力を減じたものである。なお斜めひび割れ発生時近くの荷重での場合を弾性とし、壁のひび割れが多数発生した段階を塑性とした。

No. 1, No. 3 をみると、弾性範囲内では引張ブレースと圧縮ブレースは殆んど同じ応力を負担する。しかし斜めひび割れ発生後は引張ブレースの負担応力が著しく大きくなる。柱の軸方向力については引張側柱の軸方向力に比べ、圧縮側柱の軸方向力が小さく、壁パネルのコンクリートが大きな圧縮力を負担している。ブレースの負担せん断力は弾性的場合、No. 1 で6.9%, No. 3 で6.0%と小さく、コンクリートの負担せん断力は90%以上である。塑性時では No. 1 でブレースの負担せん断力が18.5%と弾性時の割合のほぼ倍となるがそれでもコンクリートの負担せん断力は78.2%と非常に大きい。

No. 2 の場合は一方向ブレースなので、荷重の方向によって応力分布が異なる。正荷重の場合、圧縮柱、引張柱の軸方向力は No. 1, No. 3 のような大きな差

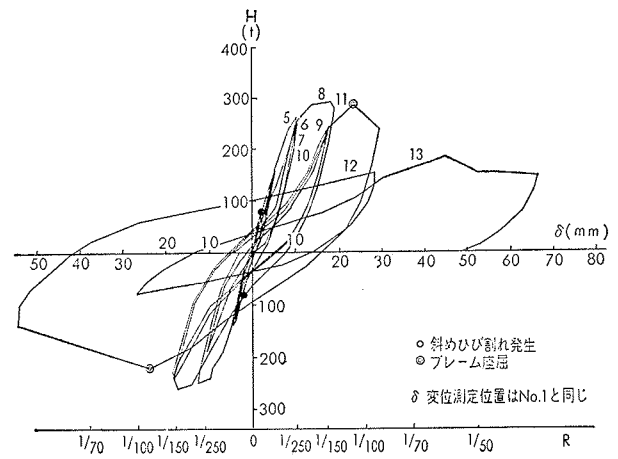


図-9 No. 3 荷重～変位曲線

試験体	斜めひび割れ発生荷重					最大荷重				
	サイクル	$H_{sc}$ (t)	$\tau_{sc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\delta_{sc}$ (mm)	$R_{sc}$ ( $10^{-2}$ )	サイクル	$H_{max}$ (t)	$\tau_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\delta_{max}$ (mm)	$R_{max}$ ( $10^{-2}$ )
No.1	+2	100	29.6	2.88	0.111	+11	284	84.1	25.99	1.000
	-2	100	29.6	2.91	0.112	-11	272	80.6	25.61	0.985
No.2	+1	*60 80	*17.9 23.8	*1.38 2.10	*0.053(3/600) 0.081(3/400)	+8	215	64.0	13.64	0.525
	-2	90	26.8	2.59	0.100	-8	190	56.5	12.81	0.493
No.3	+1	80	23.7	2.12	0.082	+8	294	87.1	18.07	0.695
	-1	80	23.7	1.96	0.075	-8	260	77.0	17.21	0.662

\*壁中央上部、傾斜角約20°のひび割れ

表-3 斜めひび割れ発生荷重, 最大荷重

は生じない。ブレースの負担せん断力も弾性時で11.8%と No. 1, No. 3 の約2倍の割合を示し、塑性時になると40.9%とブレースの負担分が非常に大きくなる。しかし負荷重の場合は外力がコンクリートを通して流れるため No. 1, No. 3 と同じ様な応力分布となり、圧縮柱の軸方向力が引張柱よりも著しく小さく、ブレースの負担せん断力は弾性時7.8%, 塑性時13.8%と負担せん断力の割合が小さくなる。これは No.2 の正荷重の場合は外力が鉄骨を通してトラス的に流れるこ

と、ブレースの角度が壁の主応力方向とほぼ一致することなどによるものである。

結び

1. ブレースが引張、圧縮両方向に配置されている No. 1 は壁コンクリートの圧潰がおきても耐力は低下せず部材角 1/100 の第 1 回サイクルまで健全な耐力、剛性を示した。その後におきたブレースの座屈によっても、変位の進行を伴う急激な耐力低下の現象は現われない。

2. ブレースが一方方向にのみ配置されている試験体 No. 2 は部材角 1/200 でブレースの座屈がおき、急激な耐力低下、変形の進行がみられた。このタイプの壁は二枚組み合わせて両方向にブレースが配置されるもので、本実験におけるよりも大きな変形能が期待できるものと推定される。

3. 平鋼を壁の厚さ方向に配置しブレースとした試験体 No. 3 は部材角 1/150 まで健全な耐力剛性を示した。部材角  $R=1/100$  の第 1 回サイクルで部材角 1/110 程度の変形時にブレースが壁の面内方向に座屈した。これはブレースに沿って発生した多数のひび割れが、くり返し荷重によって次第に進行し、ブレースに対する拘束効果が低下し、壁面内方向のブレース座屈を招いた。また No. 1 のブレースと異なり、ブレース自体の剛性が小さいので座屈が生じた後は耐力低下が No. 1 に比べて大きくなる。

4. 応力分布については弾性範囲内ではブレースの応力は正負両方向ともほぼ同じであるが、斜めひび割れ発生後は引張ブレースの応力が著しく大きくなり、全せん断力に対して No. 1 では 19%，No. 2 では正荷重時 41%，負荷重時 14% 程度の応力を負担する。すなわちブレースの配置と角度によって作用応力に相違が生ずる。No. 2 の正荷重時は上半層のブレースから下層のブレースへ直接応力伝達が行なわれること、ブレースの角度が壁の主応力方向にほぼ一致していることなどによって、ブレースの応力負担が大きくなる。しかし No. 1、および No. 2 の負荷重時のようにブレースからブレースへの伝達が行なわれない場合はコンクリートの負担する応力が大きくなり、ブレースの負担応力が小さいものとなる。

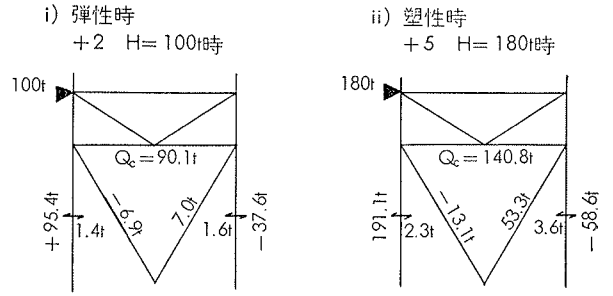


図-10 No. 1 応力分布

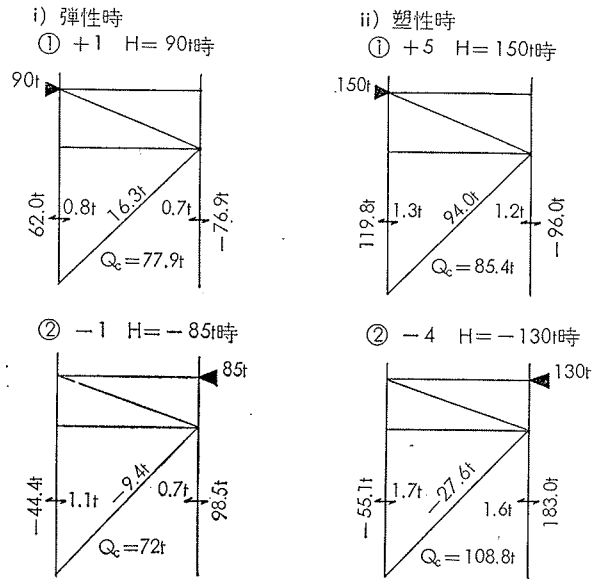


図-11 No. 2 応力分布

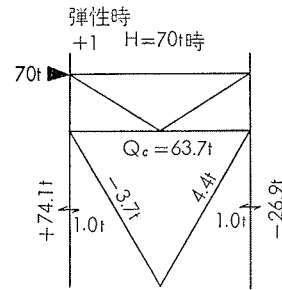


図-12 No. 3 応力分布

試験体	弾性時				塑性時			
	サイクル荷重	柱	ブレース	コンクリート	サイクル荷重	柱	ブレース	コンクリート
No. 1	+2	3.0%	6.9%	90.1%	+5	3.3%	18.5%	78.2%
	100t	3.0t	6.9t	90.1t	180t	5.9t	33.3t	140.8t
No. 2	+1	1.7%	11.8%	86.5%	+5	2.2%	40.9%	56.9%
	90t	1.5t	10.6t	77.9t	150t	3.2t	61.4t	85.4t
No. 2	-1	2.2%	7.8%	90.0%	-4	2.5%	13.8%	83.7%
	80t	1.8t	6.2t	72.0t	130t	3.2t	18.0t	108.8t
No. 3	+1	3.0%	6.0%	91.0%				
	70t	2.0t	4.2t	63.7t				

表-4 各部負担せん断力

Part 2 有限要素法による弾塑性解析

前報告<sup>1),2)</sup>で開発した有限要素法による2次元R.C.構造物の弾塑性解析法の一般的な妥当性を検討するために、その1.で実験が行なわれたO・H・S工法によるプレキャストコンクリート耐震壁の弾塑性解析を、試験体 No. 1 と No. 2 について、行なう。なお解析する際にプログラムを一部追加修正した。

ここでは、前記の実験結果と解析結果を比較検討し、本解法の有用性について論じる。

1. 解析法

その1.の図-1,2に示されるように各試験体は鉄骨鉄筋コンクリート構造物である。それぞれの材料の特性を考慮し、かつ、互いの相関関係を解析的に有効にモデル化しなければならない。しかし、弾性域においてすら鉄骨とコンクリート、鉄筋とコンクリート等の相関関係は非常に複雑で、正確にはモデル化できないのが現状である。従って、ここでは便宜的にコンクリート板部分、鋼板部分、鋼の線要素部分の3種類の各要素が共通の節点に結合しているものとして解析する。

すなわち、コンクリート板要素、鋼板要素および線要素はその要素を形成する節点において、変形が適合しているものと仮定する(図-14, 15参照)。これは、破壊に至るまでコンクリートと鋼の付着が完全付着であるとしているからである。

1.1. コンクリートの解析

コンクリートの一軸応力ひずみ関係(図-13)は5本の直線で近似されるものとし、2軸応力状態のときの相当応力応力度と相当ひずみの関係に等しいとする。

ひびわれは要素の主応力度( $\sigma_1$ )がコンクリートの引張強度( $\sigma_{cr}$ )以上になったとき発生するものとし、 $\sigma_1$ に相当する解放力を計算して、ひびわれを生じた要素のひずみエネルギーを解除する。以後その要素はひびわれ方向に主軸を持つ直交異方性体として解析する。

なお、ひびわれは一つの要素に2本生じたとき、そ

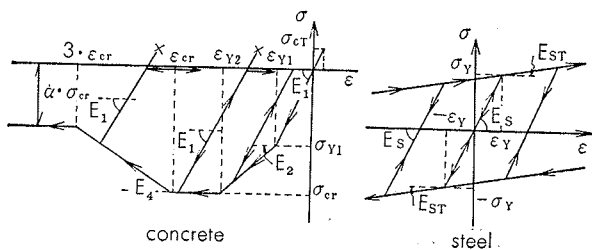


図-13 材料の一軸応力-ひずみ関係のモデル

の要素の剛性を零とする。

降伏判定はPrager-Drukerの条件式によって行なう。

$$f = (\alpha J_1 + \sqrt{J_2}) / \beta = |\sigma_Y| \dots \dots \dots (1)$$

ここに、f : 応力度{ $\sigma$ }のスカラー関数

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y$$

$$J_2 = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2) / 3$$

$|\sigma_Y|$  : 一軸降伏応力度

$$\beta : 1/\sqrt{3} - \alpha$$

$\alpha$  : 材料によって決まる定数

コンクリートの場合  $\alpha = 0.07$

降伏している要素の応力-ひずみ関係は式(1)とReussの塑性流れ理論を用いて導くことができる<sup>2),3)</sup>。

1.2. 鋼の解析

鋼板要素と鋼線要素は座屈しないものとする。また鋼材にはすべて初期残留ひずみはないものとする。鋼板要素に対して、一軸応力-ひずみ関係(図-13)は2軸応力状態のときの相当応力度と相当ひずみの関係に等しいと仮定する。

鋼板要素の降伏判定にはVon Misesの式を用いる。

これはコンクリート要素に対する降伏判定条件式(1)において $\alpha = 0$ と置いたものに一致する。

2. 解析モデル

図-14, 15にそれぞれNo. 1, No. 2試験体の解析モデルを示す。両図ともに、コンクリートは三角形板要素、鋼はH型鋼の柱フランジとはりウェブ及びガセットプレートを三角形板要素、柱ウェブとはりフランジ及びブレース、アングル、鉄筋を線材要素に置換した。

図中、斜線領域が鋼板要素、点滴領域がコンクリート要素、両者が重複している領域は鋼板要素とコンクリート要素が重なっていることを示し、太線は線材要素を表わしている。

No.1試験体は節点数297、コンクリート要素数366、鋼板要素数218、線材要素数206とし、No. 2試験体は節点数295、コンクリート要素数348、鋼板要素数237、

材料	試験体	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	$\sigma_{CT}$	$\sigma_{Y1}$	$\sigma_{CT}$	$\nu$	
コンクリート	No.1	212.	123.	-50.	.0215	.200	.379	.167	
	No.2	214.	107.	-60.	.023	.300	.432	.167	
鉄	要素	E <sub>s</sub>	E <sub>ST</sub>	$\sigma_Y$	$\nu$				
	No.1	板	2100.	21.	2.73	0.3			
		線	"	42.	3.73				
	"	"	21.	2.73					
	No.2	板	"	"	"	0.3			
		線	"	42.	3.73				
"	"	"	21.	3.08					

単位 (ton/cm<sup>2</sup>)

表-5 材料の力学的諸性質

線材要素数 200 にそれぞれ分割した。

解析に用いた各材料の諸性質を表一5 に示す。

両試験体ともに 10ton ずつの荷重増分を載荷させて解析した。使用した計算機は IBM 360/195 である。

### 3. 解析結果と実験結果の比較

解析によって求めた各試験体の破壊経過を図一16, 17に示す。図中カッコ内の値は実験値である。図一16の No. 1 試験体では初期剛性を実験値に近似させるため、初めからひびわれしている領域をインプットさせて計算した。しかし、これによって試験体の最大耐力は影響を受けない。荷重が 70ton のときコンクリート壁の対角線上に斜めひびわれが発生し、140ton程度になるまでコンクリートの多くの箇所にもひびわれが発生する。以後、190tonまではひびわれはほとんど発生せず、従って剛性も一定である。荷重が 190ton に達すると引張側柱のフランジが曲げ降伏する。さらに 230ton になると引張側柱のウェブも降伏した。250ton 時に引張側ブレースが降伏して破壊メカニズムに達している。

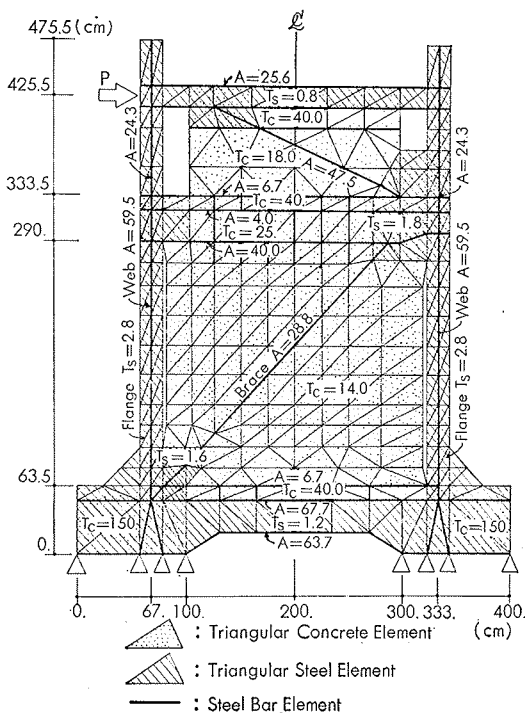
一方、実験結果では、計算値より 30ton 高い100ton のときに対角線上のひびわれが発生している。また引張側柱フランジの降伏とブレースの降伏は、計算値に比べて、それぞれ約 40ton 低い荷重時に生じている。

No. 2 の破壊経過は、コンクリート壁の対角線上の

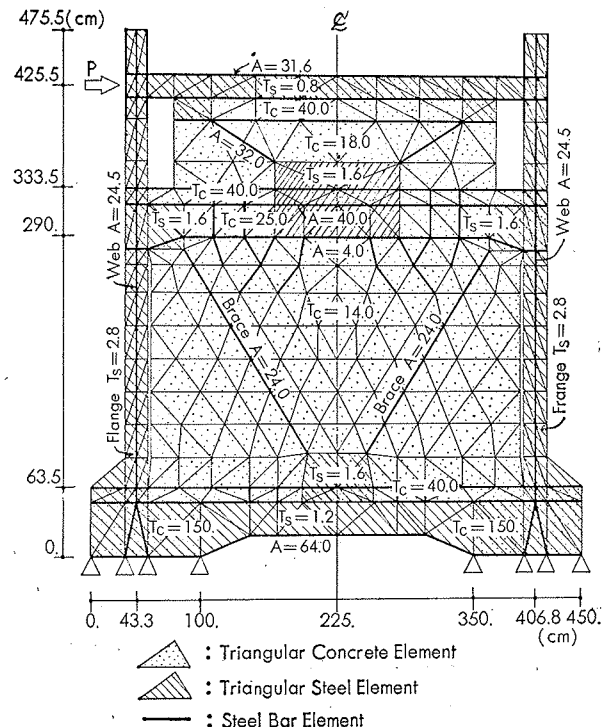
ひびわれが 70ton で発生し、100ton 時にひびわれ破壊は試験体全体でほぼ完了し、190ton でブレースと引張側柱のフランジが降伏し、210tonで引張側柱と基礎ばりの接合部のガセットプレートが降伏している。また、実験結果では、80~90tonで対角線上のひびわれが生じており、計算値より約10ton高い。しかし、引張側柱フランジとブレースの降伏は約180tonで若干計算値より低い。対角線上のひびわれ発生荷重は No. 1, No. 2 ともに計算値の方が実験値よりも 20~30ton 早く発生している。これは材料試験によるコンクリートの引張強度が小さかったためと思われる。一方、柱、ブレースの降伏荷重は計算値の方が高い荷重になるのは、繰返し載荷による実験で、鋼材に局部的な座屈が生じたためであろうと思われる。しかし、No. 1, No. 2 の破壊経過は、実験結果に比べて、鋼材の座屈問題を除けばほぼ同じ傾向を示している。

各試験体の荷重一変形関係を、第一層に対して図一4, 5に、第二層に対して図一18, 19, 図示する。No.1 では、第一層、第二層ともにひびわれが試験体に完了するまで初期剛性や剛性低下の割合がほぼ同じであるため、実験値と計算値はほとんど一致している。その後、計算値の剛性が変化せずやや高目になっているが、230ton で破壊メカニズムに達し、実験値の耐力に大体一致している。

No. 2 では、荷重が 170ton までは実験値に非常に



図一14 No. 1 試験体の解析モデル



図一15 No. 2 試験体の解析モデル

よく一致している。以後、計算値の剛性低下の割合が小さくなり、耐力も高くなっている。これは繰返し載荷によりコンクリートの剛性が低下していること、ブレースの個材の局部的な座屈が起きているものと推定される事などによるものと考えられる。

各試験体の柱脚部のウェブとブレース中央部の荷重一ひずみ関係を実験値と比較して図-20, 21に示す。

両図より、計算値は実験値の性状をよく把握しているといえる。特に、No. 1, No. 2 の引張側ブレースの荷重一ひずみ関係では、コンクリートのひびわれ破壊によって流れる状態、そしてまた硬化し、最後に塑性流動してゆく様を計算値はよく追跡している。

#### 4. まとめ

本報告その1. で行なわれたO・H・S工法によるプレキャストコンクリート耐震壁の実験に付随して行った解析の結果、本解析による弾塑性解析結果は No. 1,

No. 2 の試験体ともに実験体はかなり一致することが分った。

しかしながら、今回の解析には、対象が鉄骨鉄筋コンクリートといった複雑な構造物のため、かなり大胆な仮定やモデル化を行なっている。その結果、前記の如く大局的には実験値によく一致していたが、細部に至っては問題点が多少認められる。

したがって、より一般的な R. C. 構造物の非線形解析法を確立するため、この結果を資料にし、解析法の改良をする必要性を感じる。

#### 参考文献

- 1) 武田, 井元 “有限要素法による R. C. 部材の弾塑性解析 (その1)” 大林組技研所報 No. 7, 1973
- 2) 武田, 井元 “有限要素法による R. C. 部材の弾塑性解析 (その2, その3)” 大林組技研所報 No. 8, 1974
- 3) 山田 “塑性力学” 日刊工業新聞社
- 4) 黒正, 滝口 “有限要素法による鉄筋コンクリートばりの2次元非線形解析” 日本建築学会論文報告集, 11, 1971, 10, 1972.
- 5) 宮本, 他 “有限要素法による破壊力学” コンピューターによる構造工学講座II 3-B 培風館

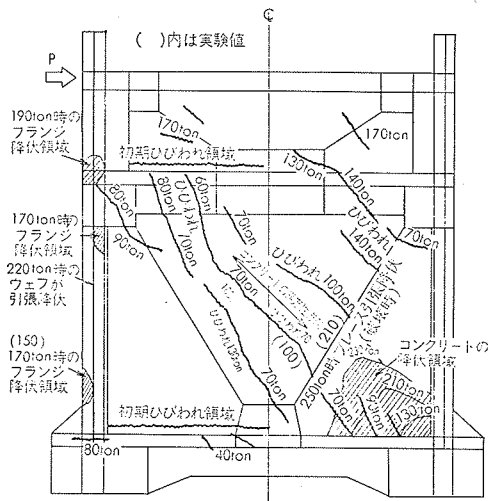


図-16 No. 1 試験体の破壊経過

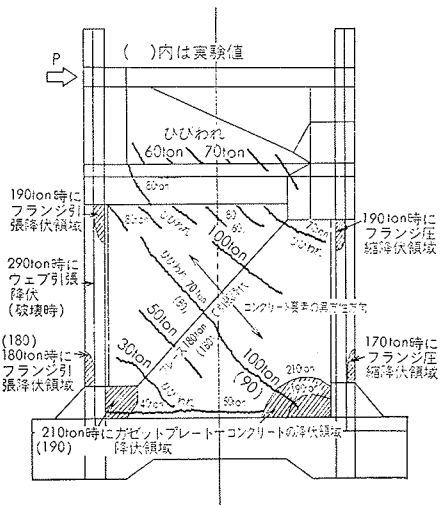


図-17 No. 2 試験体の破壊経過

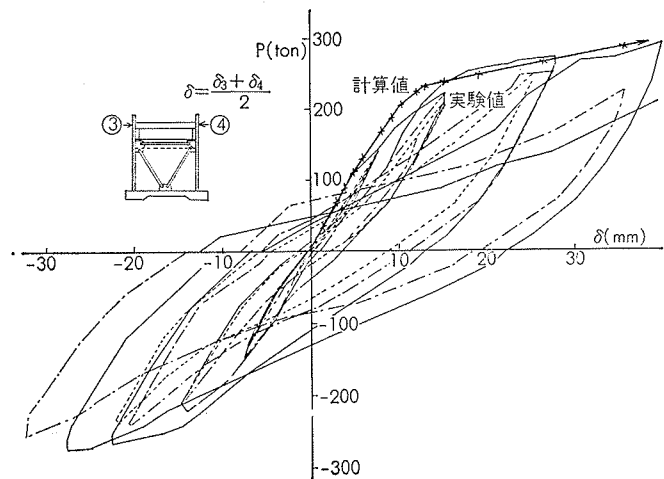


図-18 No. 1 試験体の第2層における荷重一変位関係

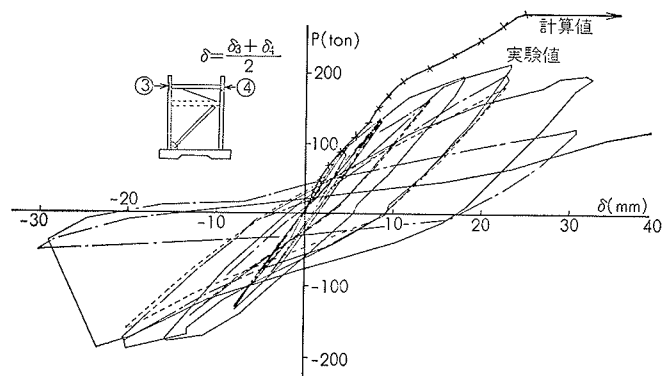


図-19 No. 2 試験体の第2層における荷重一変位関係



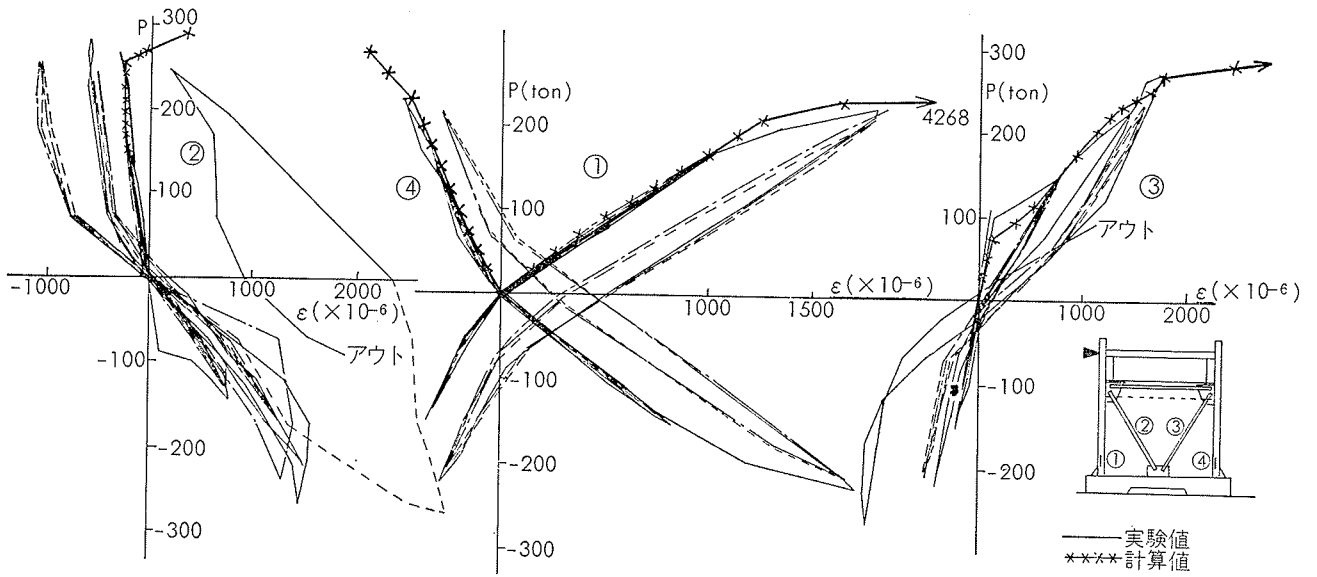


図-20 No. 1 試験体の柱・ブレースにおける荷重-ひずみ関係

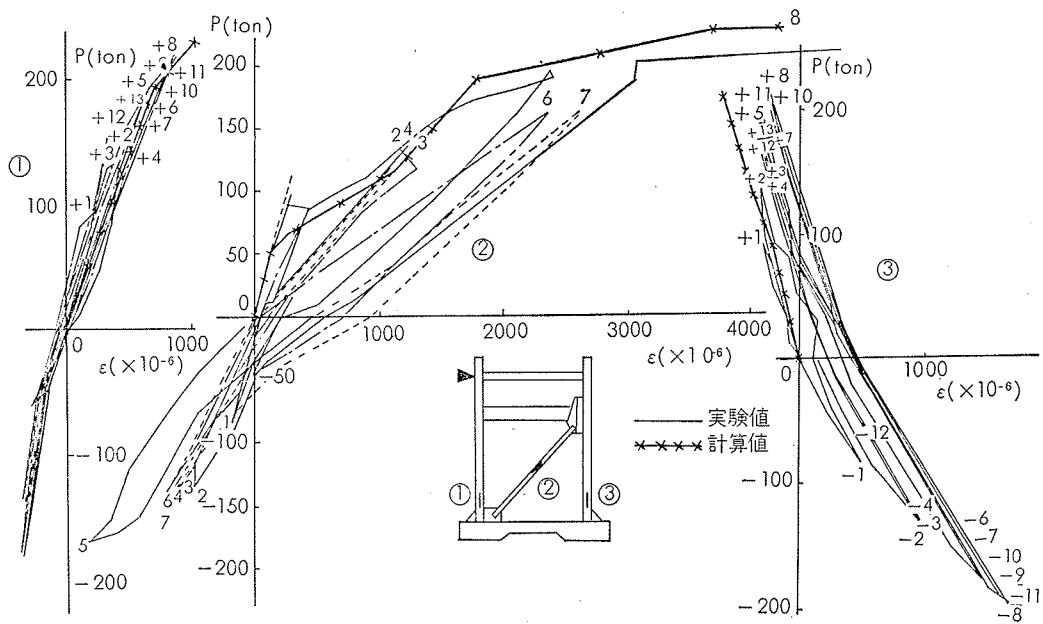


図-21 No. 2 試験体の柱・ブレースにおける荷重-ひずみ関係