

## 地震動を受ける原子炉建屋耐震壁の挙動に関する研究

(その2) RC造立体耐震壁のマクロモデルによる耐震性評価

STUDY ON BEHAVIORS OF REACTOR BUILDING WALLS SUBJECT  
TO LARGE EARTHQUAKE

Part 2 : Dynamic analysis of 3-D reinforced concrete shear walls with macro-model

酒井 章\*, 前川利雄\*\*, 和田 章\*\*\*

Akira SAKAI, Toshio MAEGAWA and Akira WADA

A macro-model composed of bar elements was proposed for applying to an elasto-plastic dynamic analysis for the three dimensional reinforced concrete shear wall. This macro-model enabled us to grasp the dynamic characteristics of shear walls by using a theoretical approach with the result of material tests.

By using this macro-model, various kinds of consideration were made on the result of the pseudo dynamic tests described in the previous report, Part 1, and it was shown that the elasto-plastic response behaviors obtained by analysis agreed well with the test results, and thus the effectiveness of this model was confirmed.

**Keywords** : reinforced concrete, 3-D shear wall, macro-model, response analysis, elasto-plastic behavior  
鉄筋コンクリート, 立体耐震壁, マクロモデル, 応答解析, 弾塑性挙動

## 1. 序 論

鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力に関する研究は数多く行われていて、塑性理論に基づくマクロモデルによって最大耐力やせん断抵抗メカニズムの理論的な把握が可能になっている。同題(その1)<sup>1)</sup>では立体耐震壁の実験結果を対象に、白石<sup>2)</sup>による提案式を適用した最大耐力が良く対応することを示し、また3次元静的FEM解析が実験結果を考察するうえで有効であることを示した。しかしながら、動的弾塑性解析にFEMを直接適用するのは現実的でないと考えられる。

マクロ的なモデルを用いた変形に関する解析的研究としては、山田ら<sup>3)</sup>がフレーム付き耐震壁の対角方向加力を行った実験結果を対象に、耐震壁の抵抗要素を圧縮および引張コンクリートブレース、壁筋引張ブレース、縦横筋で構成し、周辺フレームをはり要素として荷重-変形関係を求めている。平石<sup>4)</sup>は曲げ降伏型連層耐震壁の実験結果を対象に、その最下層の周辺フレームを柱脚部の応力とともに変化する変断面材の引張側柱、剛体の圧縮側柱および伸びを考慮したはりで構成し、耐震壁をト

ラスに置換した変形機構モデルにより、曲げ変形とせん断変形の成分について分析を行っている。若林ら<sup>5)</sup>はせん断破壊および曲げ破壊するフレーム付き耐震壁を対象に、アーチ機構とトラス機構で構成した線材モデルにより、繰返し加力の荷重-変形関係を求めている。井上ら<sup>6)</sup>はフレーム付き耐震壁を固定された基礎と剛体の加力ばかり、およびこれをピン結合した線材でモデルを構成し、最大耐力以前では横筋を考慮せず、それ以後は横筋が効くようにして、最大耐力以降の耐力低下域まで含めた荷重-変形関係を求めている。また、このモデル化を行う場合に鈴木ら<sup>7)</sup>の最大耐力を求めるマクロモデルの解析結果を利用してコンクリートストラット等の部材の大きさや位置を決定している。望月ら<sup>8)</sup>はフレーム付き耐震壁を対象に、耐震壁をコンクリート圧縮ストラットと縦横筋で構成し、周辺フレームを剛体の上・下ばりと曲げ、せん断および軸力に抵抗できる側柱で構成して最大耐力以降の耐力低下域まで含めた荷重-変形関係を求めている。ここで圧縮ストラットの傾斜角は望月らの最大耐力を求めるマクロモデルの最大耐力時の値としている。

本論文は参考文献12)を加筆修正したものである。

\* 熊谷組技術開発本部課長・工修

\*\* 熊谷組技術開発本部・工修

\*\*\* 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

Technology Development Div. Kumagai-gumi Co., LTD., M. Eng.  
Technology Development Div. Kumagai-gumi Co., LTD., M. Eng.  
Prof., Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute  
of Technology, Dr. Eng.

これらのモデルは、実験結果と解析結果の荷重-変形関係がおおむね良い一致を示しているが、大小の繰返し荷重を受ける耐震壁の地震時応答挙動を、直接的に解析するまでには至っていない。

動的解析では正負交番荷重を受けるため、モデルに右上がりおよび左上がりの斜めコンクリートストラットを設ける必要があるが、井上らのモデルや望月らのモデルは単調一方向加力に対する静的解析を目的としたものであり、一方向の斜めストラットしか考慮していないため初期剛性が低めに評価されている。このことは、動的解析に直接積分法を用いた場合に誤差の蓄積を生じる可能性がある。また、井上らのモデルは簡便ではあるが、アーチストラットのひずみが圧縮強度に達した時に横筋が効くようにモデルを変更する必要があり、直接、動的解析に適用することは難しいと考えられる。

本報告はRC造立体耐震壁（ボックス壁および円筒壁）の弾塑性応答性状を把握することを目的に、動的弾塑性解析に適用できる線材で構成した2次元のマクロモデル（以降、本マクロモデルと称す）を提案し、この解析結果と同題（その1）で述べた仮動的実験の結果とを比較検討することにより、本マクロモデルの有効性について述べる。

また、本マクロモデルはモデル構成部材の材料試験結果に基づいて、耐震壁の弾塑性応答性状を評価することに主眼を置いている。

## 2. モデル化および構成則

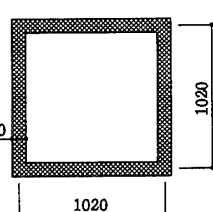
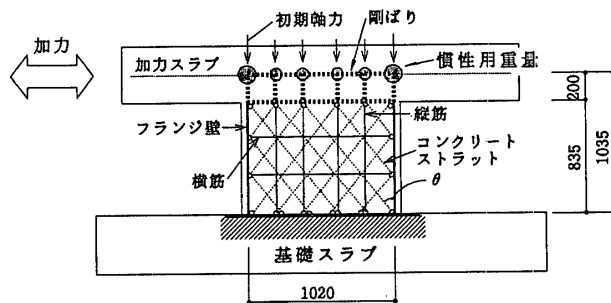
RC造立体耐震壁試験体<sup>1)</sup>を対象とした本マクロモデルの概念図を図-1に示す。ボックス壁および円筒壁とも左右のフランジ壁部を個々に、曲げ、せん断および軸力に抵抗するはり要素に置換する。ウェブ壁部は傾斜角 $\theta$ のコンクリートストラットと集約した縦横補強筋を棒要素で構成し、周辺の置換フレームとピン結合する。したがって、ウェブ壁の内部には節点を設けない。加力スラブは剛なはり要素として扱う。基礎スラブ上面を置換部材の支持点とする。

円筒壁を平面にモデル化する場合、図-2に示すように、壁厚と断面積が等しいボックス壁に置換する。

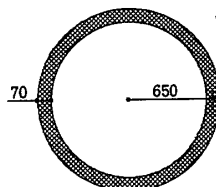
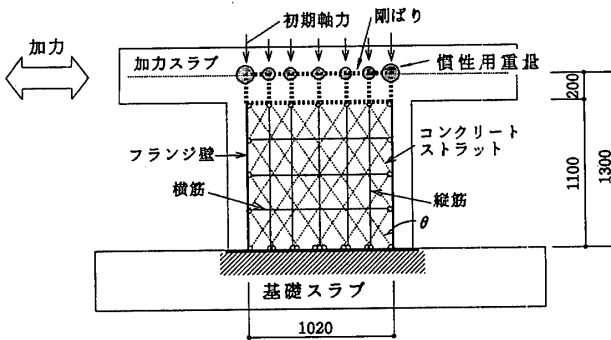
以下に置換部材のモデル化と構成則を示す。

### 1) コンクリートストラット

• コンクリートストラットの設定位置は、まずウェブ壁頭部左右端から右下がりと左下がりのストラットを設けるとともに、ウェブ壁脚部左右端から右上がりと左上がりのストラットを設けることにより、ウェブ壁頭部には4つの節点が決定される。次にウェブ壁頭部の辺を、この決定された4つの節点を含めて節点間の距離がほぼ均等になるように節点を追加し、これらの節点にストラットを設ける。ストラットがフランジ壁にぶつかる場合に



(a) ボックス壁



(b) 円筒壁

図-1 動的解析用マクロモデルの概念図

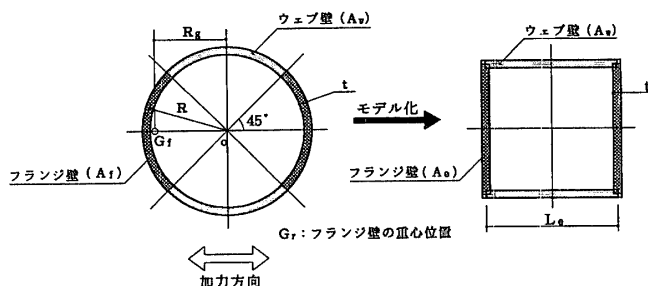


図-2 円筒壁の平面モデル置換

は、そのフランジ壁位置に節点を追加するとともに基礎スラブに向かうストラットを設ける。図-3(a)にはコンクリートストラットの構成方法の例を示す。

• ストラットの傾斜角 $\theta$ は白石式<sup>2)</sup>による最大耐力時の値を用いる。この式では付帯柱が破壊するまで、ストラット幅が拡大できるという条件でストラット幅を算定し、

最大耐力時に引張側主筋脚部と壁縦筋のすべてが降伏すると仮定し、極限解析の下界定理に基づいてストラットの傾斜角として、(1)式を導いている。

$$\tan \theta = \frac{\lambda_2 N'_0}{2(S_m + tN + \lambda_1 N'_0)} \cdot \left\{ 1 + \sqrt{1 + \frac{4(S_m + tN + \lambda_1 N'_0)(N'_0 - S_m - tN)}{(\lambda_2 N'_0)^2}} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

この(1)式に用いられている記号等の詳細については参考文献2)を参照されたい。

仮動的実験の試験体に対して(1)式を適用すると、ボックス壁では $\theta = 36.7^\circ \sim 37.6^\circ$ であり、円筒壁では $\theta = 31.5^\circ \sim 33.0^\circ$ である。ただし、円筒壁の値は壁厚と断面積が等しいボックス壁に置換して計算している。

・図-3(a)のモデルの右上がりおよび左上がりのストラットの軸方向変形の水平成分と壁板としたときの弾性せん断変形とが一致するようにする。この場合、ストラットを分割幅で定義したときの水平剛性 $K_{SS}$ と壁板としたときのせん断剛性 $K_{SP}$ との比を、ストラットの有効幅係数 $\alpha$ として求めると以下ようになる。

$$\begin{aligned} \alpha &= K_{SS} / K_{SP} \\ K_{SP} &= cG \cdot A_w / H_0 \\ K_{SS} &= \sum (k_{Ri} + k_{Li}) \\ k_{Ri} &= k_{Li} = cE \cdot b_{wi} \cdot t \cdot \cos \theta \cdot \sin^2 \theta / H_0 \end{aligned} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

$k_{Ri}, k_{Li}$ : 分割幅で定義した右上がりおよび左上がりのストラット1本当たりの軸剛性水平成分

$b_{wi}$ : ストラット1本当たりの分割幅

$$b_{wi} = (l_{i-1} + l_i) \cdot (\cos \theta) / 2$$

$H_0$ : ウェブ壁の内法高さ

$A_w, t$ : ウェブ壁の断面積および厚さ

$cE, cG$ : コンクリートの弾性係数およびせん断弾性係数

仮動的実験の試験体に対する有効幅係数 $\alpha$ は、ボックス壁では $\alpha = 0.907 \sim 0.956$ 、円筒壁では $\alpha = 1.033 \sim 1.105$ であり、ストラットの弾性軸剛性は分割幅で求めた場合と有効幅係数を考慮した場合とでは大きく変わらない値である。

・ひび割れ発生後のひび割れ平行方向のコンクリート圧縮強度は、一軸圧縮強度( $f_c$ )より低下するといわれている。この強度低下を表す有効係数 $\nu$ を単純化して、一定値 $\nu = 0.75$ を用いる( $f'_c = \nu \cdot f_c$ )。この値は白石式でも用いられている。

・線材置換したコンクリートストラットの軸力-ひずみ関係は、井上ら<sup>6)</sup>の応力-ひずみ関係を参考に、仮動的実験時の材料試験結果を考慮して、図-4に示すように圧縮強度までを3折れ線、それ以降を2折れ線で表し、

引張側は割裂強度( $f_t$ )まで軸力を負担させ、その後は軸力を直線的に減少させている。また、圧縮強度時のひずみ $\epsilon_{cu}$ は材料試験結果から $\epsilon_{cu} = 2700 \mu$ とした。履歴則は引張側、圧縮側とも原点指向型とする。

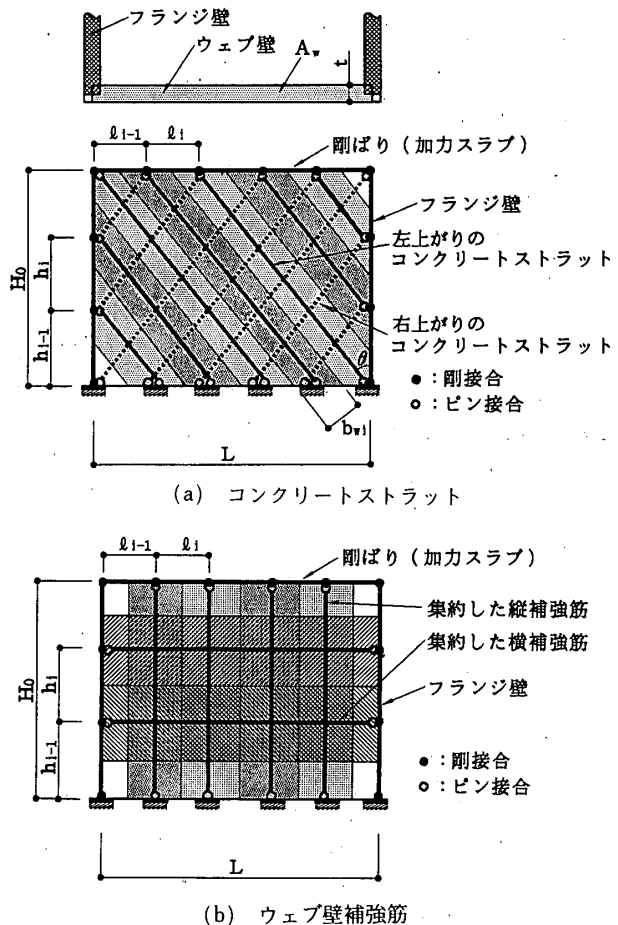
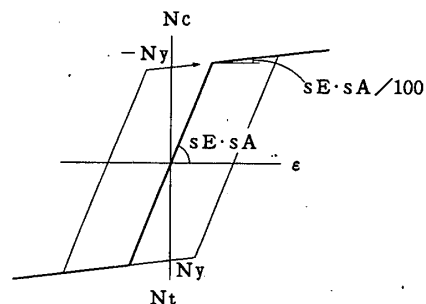
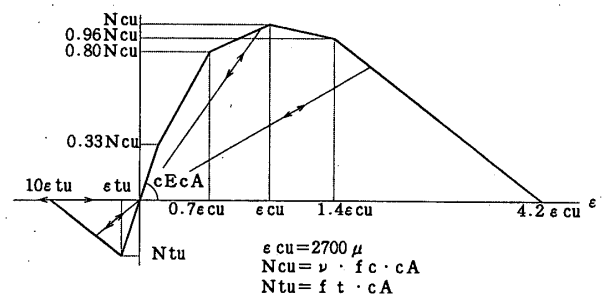


図-3 置換部材の構成方法



2) フランジ壁

- フランジ壁は軸変形, 曲げ変形, せん断変形を考慮したはり要素とし, 高さ方向にコンクリートストラットがぶつかる位置に剛接合の節点を設ける (図-3(a) 参照)。
- フランジ壁は軸力および曲げに対して全幅有効とする。フランジ壁の有効幅はフランジ壁長さおよびウェブ壁長さの比, せん断スパン比によって変わるので, 一般的には全幅有効と決めることはできないが, 本試験体では壁上部に剛な加力スラブが付いていて, フランジ壁の上部を拘束するため全幅有効として扱うことにした。
- 円筒壁のフランジ部の曲げ剛性および曲げ耐力等はボックス壁に置換する以前の 1/4 円弧形状の断面に対して求める。しかし, フランジ部の軸剛性は円筒壁の全体曲げ剛性とボックス壁置換された全体曲げ剛性が一致するようにフランジ部の有効断面積  $A_e$  を (3) 式で求める (図-2 参照)。ただし, 軸方向耐力は補正する以前の断面積について求める。

$$A_e = 4 \cdot A_f \cdot (R_g/L_e)^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここに,

$A_f$ : フランジ部の断面積

$R_g$ : 円筒断面の中心 0 点から 1/4 円弧断面積の図心位置までの距離

$L_e$ : ボックス壁置換した時のフランジ壁芯間距離

$$L_e = \pi \cdot R / 2$$

$R$ : 円筒断面の中心 0 点から壁芯までの距離

注) 縦補強筋は壁芯に集中し, かつ均一に分布すると仮定している。

- フランジ壁の曲げモーメント-曲率関係には軸力変動による影響を考慮していない。これは, 圧縮フランジ壁にぶつかるストラットの効きが良く, 引張フランジ壁にぶつかるストラットの効きが悪くなるのが実際の性質であろうが, 全体のせん断力と変形の関係には, これらのストラットのせん断力成分の総和が意味を持つことから, この圧縮フランジ壁と引張フランジ壁の曲げ耐力が軸力変動の影響を受けないとしてモデル化しても差し支えないと考えた。しかし, 厳密な検討を行うためにはフランジ壁の曲げモーメントに軸力変動による影響を考慮する必要がある。

- フランジ壁の全軸力とひずみの関係の評価では, コンクリートと鉄筋とは同一ひずみを受けるものとしている。

- コンクリートの軸力-ひずみ関係はストラットと同様とするが, 強度は一軸圧縮強度および割裂強度を用いる。これは, フランジ壁の場合にはウェブ壁のように斜めひび割れによる圧縮劣化が生じないため圧縮強度を低減しない。

- 鉄筋の軸力-ひずみ関係は, 図-5 に示すように Bi-linear 型とし, 降伏後の剛性は実験に使用した鉄筋

の引張試験結果から, 弾性軸剛性の 1/100 とした。

- 曲げモーメント-曲率関係は初期軸力を考慮したファイバーモデルに上述の軸力-ひずみ関係を適用して求め, この得られた曲線を 3 折れ線に置換する。ただし, 円筒壁のフランジ部は曲げモーメントの正負により耐力が異なるので, 図-6 に示すように平均値を用いる。履歴則は図-7 に示す Degrading Tri-linear 型の深田モデル<sup>9)</sup>を用いる。

- フランジ壁は曲げ部材であるため, せん断力-せん断ひずみ関係は弾性とする。

3) ウェブ壁の補強筋

- 縦および横補強筋は図-3(b) に示すように数本に集約して扱い, その鉄筋量は (4) 式により算定するが, (4) 式で見込まれない縦補強筋の左右端の残りの部分はフランジ壁の軸方向に抵抗する補強筋に加える。

$$\left. \begin{aligned} a_{sv} &= p_{sv} \cdot t \cdot (l_{i-1} + l_i) / 2 \\ a_{sh} &= p_{sh} \cdot t \cdot (h_{i-1} + h_i) / 2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

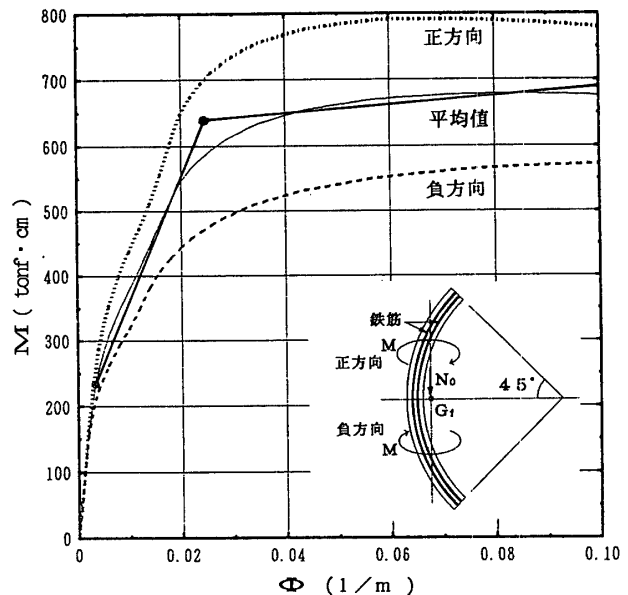


図-6 フランジ壁の曲げ-曲率関係のモデル化例

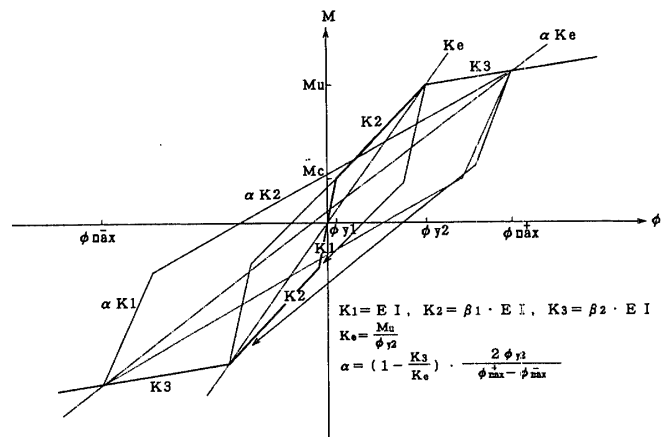


図-7 フランジ壁の曲げモーメント-曲率関係 (深田モデル)

ここに、

$p_{sv}, p_{sh}$  : ウェブ壁の縦および横補強筋比  
 その他の記号に関しては図-3を参照の事

• 軸力-ひずみ関係は図-5に示した Bi-linear 型とする。

### 3. 解析方法

振動方程式を  $t$  時刻における力の釣合式で示すと、仮動的実験では減衰項をゼロとしているため、初期外力を考慮すると次のように表される。

$$[M]\ddot{x}_i + [K]\Delta x_i + f_{i-1} = -[M]g\ddot{x}_{0i} + f_{0i} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、

[M] : 質量マトリックス (図-1の慣性用重量がある節点の水平成分以外は0を置いた対角マトリックス)

[K] :  $t$  時刻における瞬間剛性マトリックス

$f_{i-1}$  :  $t-1$  時刻において構造物内部に生じている応力に釣合う節点内力ベクトル

$f_{0i}$  : 初期外力ベクトル (ここでは水平加力以前から作用させ続けている鉛直荷重を示す)

$\ddot{x}_i$  :  $t$  時刻における入力位置に対する相対加速度ベクトル

$\Delta x_i$  :  $t-1$  時刻から  $t$  時刻の間に生じる構造物の増分節点変位ベクトル

$g$  : 水平方向の入力加速度によって慣性力の生じる水平成分には1, その他の鉛直, 回転成分には0を置いたベクトル

$\ddot{x}_{0i}$  :  $t$  時刻における入力加速度値

注) 上記のベクトルは水平, 鉛直, 回転成分を含む全自由度を表す。

部材剛性マトリックスにおいて, フランジ壁の曲げモーメントと回転角の関係には分割ばり法<sup>10)</sup>を適用する。この方法は部材を部材軸に沿った仮想的な3つの並列要素 (両端に塑性ヒンジのない要素, 左端にのみ剛性低下のある要素, 右端にのみ剛性低下のある要素) に分割し, 各要素端の緊結された部分での変位の適合条件と, 各要素の曲げモーメントの和と外力の釣合いを考えて, 曲げモーメントと回転角の関係を導いていて, 部材端における荷重履歴に従って曲げ剛性低下を考慮している。

仮動的実験では仮想慣性重量を 37 tonf (初期軸応力 13 kgf/cm<sup>2</sup>) に設定している。解析では, この慣性重量を図-1に示すように加力線上に設けた剛ばり部材の各節点に, 支配長さ比で分散させている。また, 初期軸力も同様に加力線上の各節点に分散させた。

振動方程式の解法には, 実験では中央差分法を用いているのに対して, 解析では (5) 式を増分形式に変換して, Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) を用いる。また, 実

験では入力地震動波形の時間刻みを 1/100 秒でデジタル化したものを, 相似則により時間軸を  $1/\sqrt{30}$  に縮めて行っている。解析では, この時間軸を縮めた波形を直線補間法により, 10 分割して時間積分を行った。

### 4. 解析結果

ボックス壁 (CBW 2) および円筒壁 (CCW 2, CCW 3) の仮動的実験結果を対象に本マクロモデルを用いて弾塑性応答解析を行った。解析に使用した仮動的実験の概要を表-1に, 材料定数を表-2に示す。なお, 試験体の詳細については参考文献1)を参照されたい。

仮動的実験の入力地震動は, CBW 2, CCW 2 が EL CENTRO 1940 NS 波の最大加速度値を 1960 gal に増幅した波形を用い, CCW 3 が模擬地震動 S2 (最大加速度値 738.07 gal) を用いている。

#### 1) 応答変位および荷重-変形関係

応答変位時刻歴を CBW 2, CCW 2, CCW 3 について, それぞれ図-8, 図-9, 図-10に示す。これらの図には実験結果および本マクロモデルの解析結果のほかに, 実験的考察から導いた稲田<sup>11)</sup>のスリップ型折れ線モデル (以降, 簡易モデルと称す) を用いて行った解析結果も載せている。ただし, この簡易モデルでは稲田が示した壁脚部での回転変形による付加変形成分は無視し, 壁脚部を完全固定支持としている。また, CBW 2, CCW 2 および CCW 3 の荷重-変形関係を図-11, 図-12, 図-13に実験結果と本マクロモデルおよび簡易モデルの解析結果とを比較して示す。

本マクロモデルの最大応答変位は実験結果より若干大きくなるが, 時刻歴挙動は実験結果を比較的良くシミュレートしている。また, 解析結果の荷重-変形関係は実験結果に見られるスリップ挙動を良くとらえている。

表-1 解析に用いた仮動的実験の概要

実験名	入力地震動波形	入力レベル (gal)	軸力 (tonf)
CBW 2	EL CENTRO NS	1960.0	37.0
CCW 2	EL CENTRO NS	1960.0	37.0
CCW 3	模擬地震動 S2	738.07	37.0

表-2 解析に用いた仮動的実験の材料試験結果

	実験名	CBW2	CCW2	CCW3
コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	620.	595.	630.
	割裂強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	43.8	42.4	43.4
	弾性係数 (tonf/cm <sup>2</sup> )	289.	291.	300.
	ポアソン比	0.14	0.18	0.14
鉄筋	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	4342.	4073.	4073.
	弾性係数 (tonf/cm <sup>2</sup> )	2190.	2070.	2070.

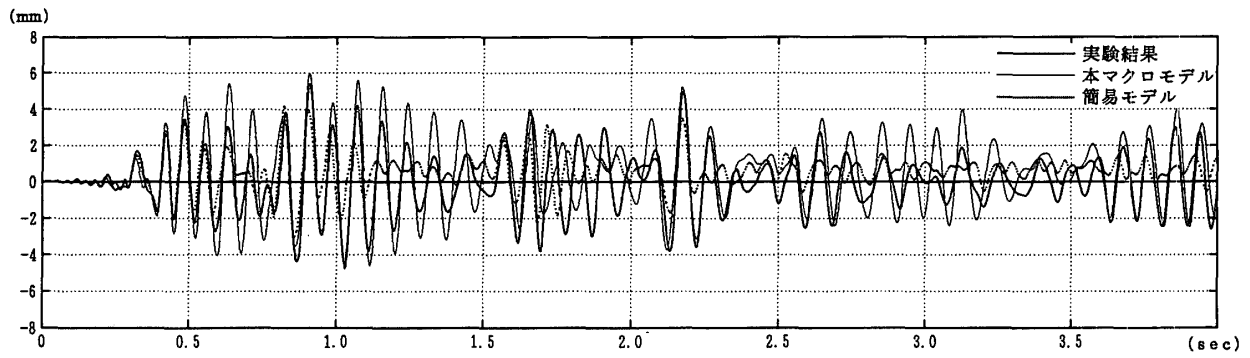


図-8 ボックス壁 (CBW 2) の応答変位時刻歴

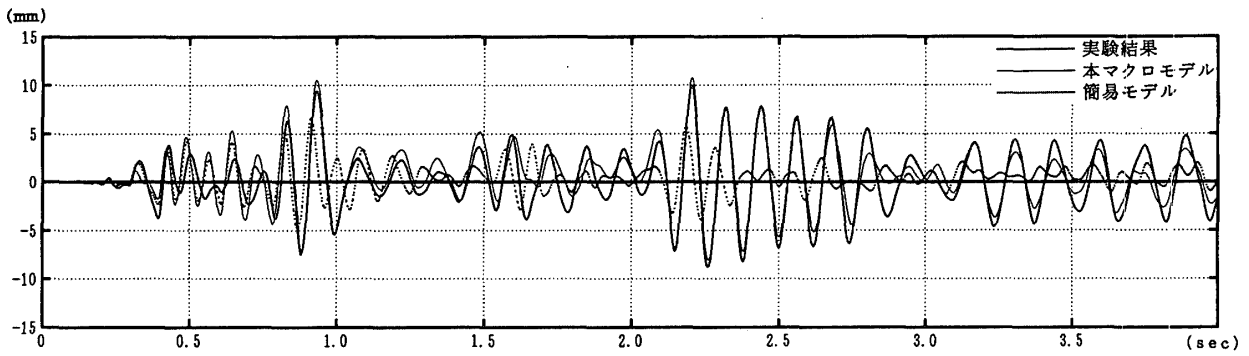


図-9 円筒壁 (CCW 2) の応答変位時刻歴

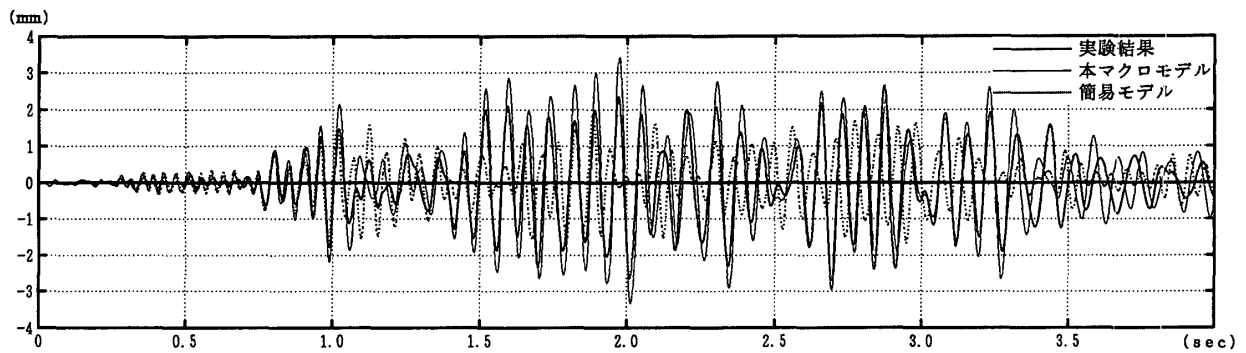


図-10 円筒壁 (CCW 3) の応答変位時刻歴

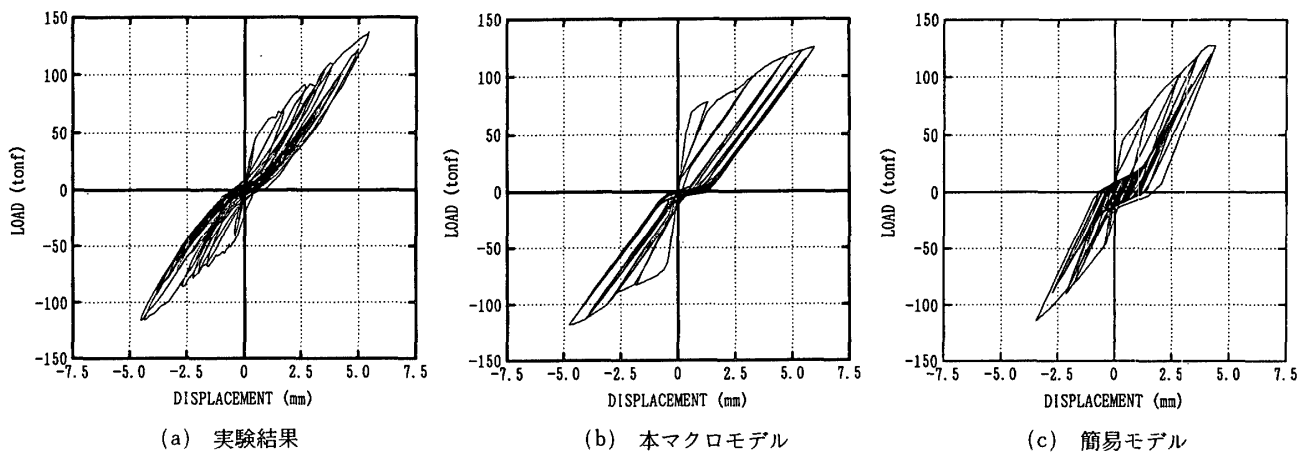


図-11 ボックス壁 (CBW 2) の荷重-変形関係

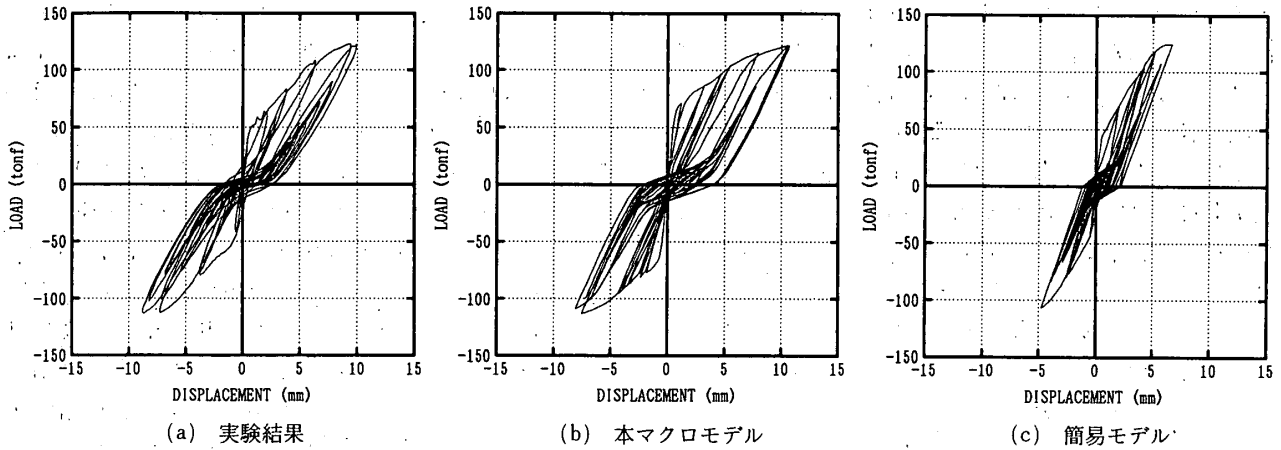


図-12 円筒壁 (CCW 2) の荷重-変形関係

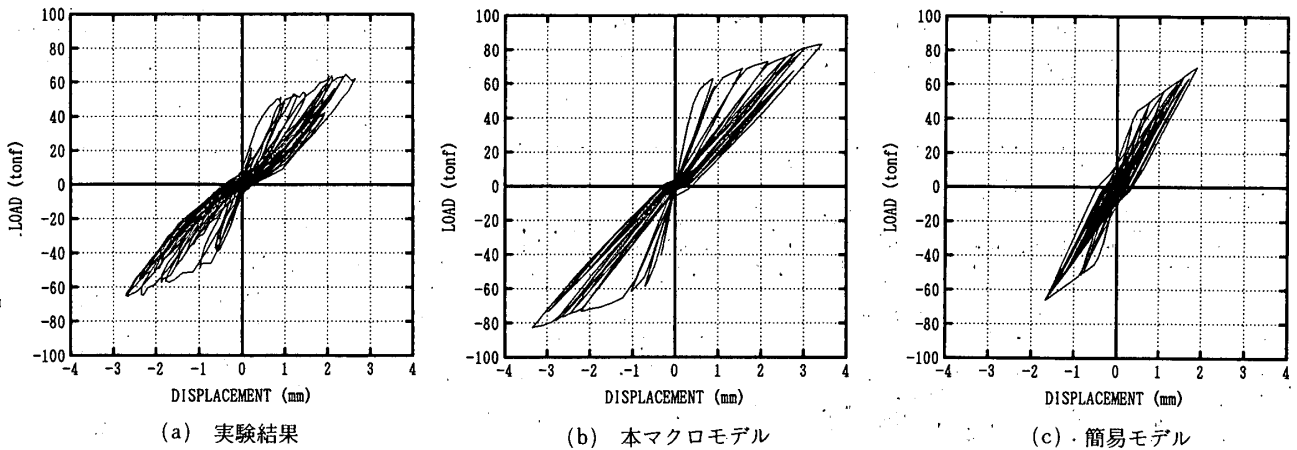


図-13 円筒壁 (CCW 3) の荷重-変形関係

簡易モデルは曲げ・せん断型の1本棒モデルで表現できることから簡便であるが、本実験結果に比べて最大応答変位が小さくなる傾向が見られた。ここで得られた応答結果は履歴ループの面積にかかわる等価粘性減衰定数およびスリップの程度を表す係数として、稲田が暫定値として示した値を用いたものであり、さらに本実験結果を対象に入力データを吟味すれば実験結果を正しく表現できる結果を得ることができると思う。

2) 変形モード

本マクロモデルによるボックス壁 (CBW 2) と円筒

壁 (CCW 2) の変形モードを、実験結果と比較して図-14、図-15に示す。これらの変形モード図は、応答変位が初めて経験するピーク点で描いていて、その時の実験における全体変形角はCBW 2では $3.36 \times 10^{-3}$ および $5.27 \times 10^{-3}$ 、CCW 2では $2.96 \times 10^{-3}$ および $7.65 \times 10^{-3}$ である。解析結果は実験結果に対応するピーク点としている。

これらの図から、ボックス壁および円筒壁とも、実験結果と解析結果とでは大差がなく、引張側フランジ壁が

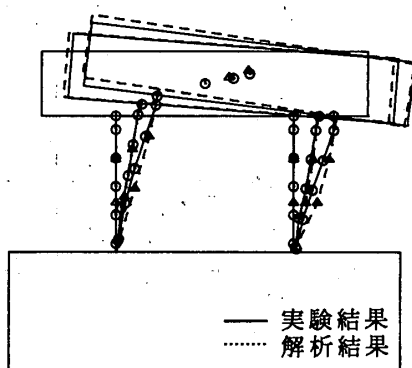


図-14 ボックス壁 (CBW 2) の変形モード

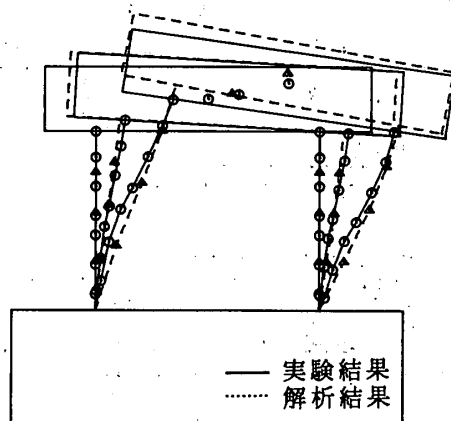


図-15 円筒壁 (CCW 2) の変形モード

全体的に伸びているのに対して、圧縮側フランジ壁は脚部が大きく縮み頂部が伸びていて、壁全体が伸びる現象を良くとらえている。しかし、解析結果は実験結果に見られる引張側フランジ壁の外部への膨らみが、さほど顕著でない。これは、本マクロモデルでは引張側フランジ壁が引張軸力を受けた場合の曲げ耐力低下を考慮していないため、実際よりも過大な押さえ効果をフランジ壁に見込んでいることが原因と考えられる。したがって、曲げモーメントと軸力の連成効果に関しては、今後の研究テーマとしたい。

3) 壁補強筋のひずみ

本マクロモデルによるボックス壁 (CBW 2) と円筒壁 (CCW 2) のフランジ壁縦筋、ウェブ壁縦筋および横筋のひずみを、実験結果と比較して図-16, 図-17に示す。フランジ壁縦筋とウェブ壁縦筋の解析結果は実

験結果に対して大局的な性質は似ているが、ボックス壁において、解析結果の残留ひずみが実験結果に比べて大きくなる傾向が見られる。しかし、鉄筋の応力-ひずみ関係において引張ひずみを受けたときに、ひずみ軸上の振動の中心がずれて行く現象は、鉄筋降伏後の剛性の弱い比較的不安定な領域で生じるため、ひずみの原点移動を定量的に評価することは困難であると考えられる。また、変形モードに見られる壁の伸び上がりにウェブ壁縦筋が抵抗するため、鉄筋のひずみが降伏点を超えている。実験におけるウェブ壁横筋のひずみは、斜めひび割れが生じる中央部で大きく、斜めひび割れが生じない端部で小さくなっている。これに対して、本マクロモデルでは横筋を左側フランジ壁から右側フランジ壁までを棒要素で扱っているため、ひずみは平均化されるので小さくなり、そして、変形モードに見られる膨らみ変形が解析では小

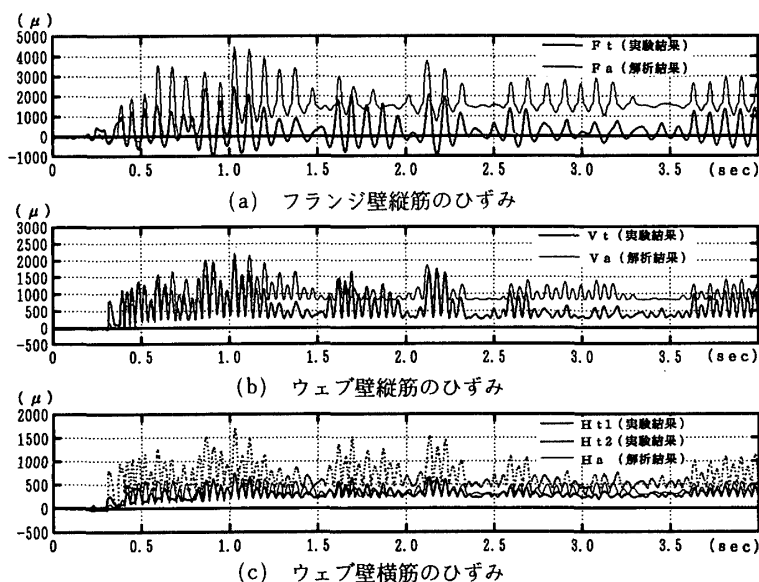


図-16 ボックス壁 (CBW 2) の鉄筋ひずみ

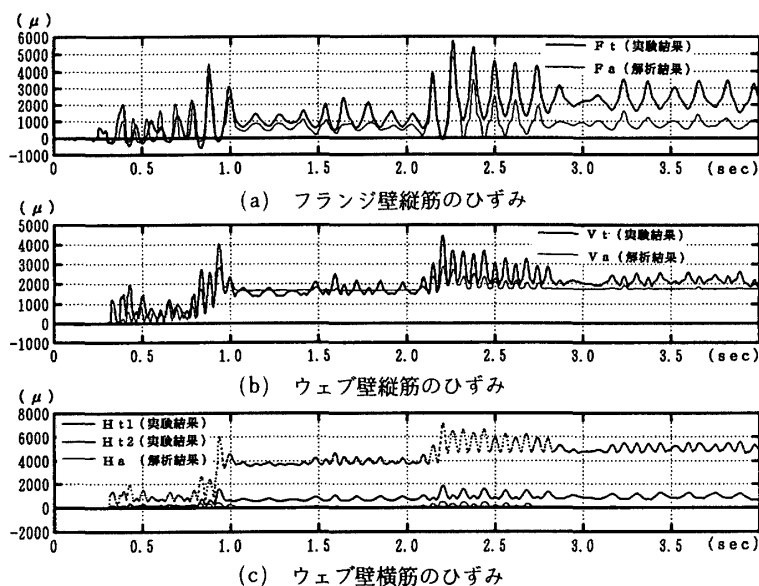
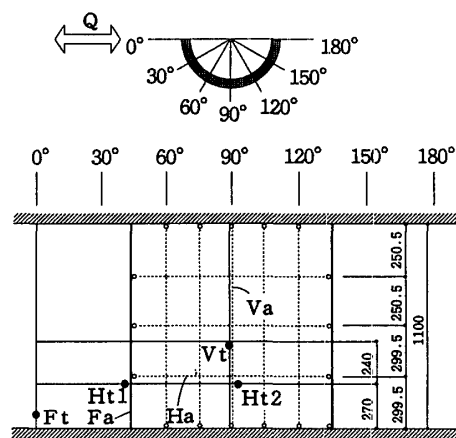
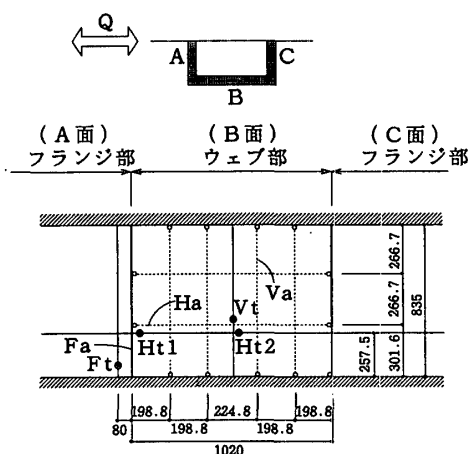


図-17 円筒壁 (CCW 2) の鉄筋ひずみ





さいため、横筋に膨らみを押しやる力が余り作用しないことが原因で、解析結果のウェブ壁横筋のひずみが小さくなっている。

本マクロモデルではフランジ壁横筋を考慮することができないが、実験結果におけるフランジ壁横筋の最大ひずみはボックス壁で  $429\mu$ 、円筒壁で  $529\mu$  と、フランジ壁およびウェブ壁の縦筋ひずみに比べて小さかった。

4) コンクリートストラットの応力

解析から得られたボックス壁 (CBW 2) および円筒壁 (CCW 2) のコンクリートストラットの応力を時刻歴で、図-18、図-19 に示す。

これらの図から、コンクリートストラットが初期の応答時にだけ、引張応力が生じていることが分かる。

CBW 2 においては、加力スラブから基礎スラブに至る  $S_1$  の圧縮応力が大きいに対して、加力スラブからフランジ壁の上部にぶつかる  $S_2$  と基礎スラブからフランジ壁下部にぶつかる  $S_4$  は、ほとんど寄与していないことが分かる。また、加力スラブからフランジ壁下部に

ぶつかる  $S_2$  は、 $S_1$  の半分程度の圧縮応力が生じている。

CCW 2 においては、 $S_1$  が大きく寄与しているが、変形が大きくなると、変形モードに見られる壁全体の伸び上がり現象に対して、 $S_1$  の応力は引張りになるため抵抗しなくなる。この状態は荷重-変形関係のスリップ領域にあるため荷重値は小さく、この小さな作用水平力に対してコンクリートストラット  $S_4$  とフランジ壁脚部のせん断力とで抵抗している。

最大耐力を経験している CCW 2 は、まだ最大耐力に達していない CBW 2 に比べて履歴性状が大きなスリップ型になり、これに伴い CCW 2 における  $S_1$ 、 $S_2$  の効きが悪くなり、CBW 2 と CCW 2 ではストラットに生じる応力の作用状態が異なって行く傾向が見られる。

5) 圧縮側フランジ壁の曲げモーメント分布

図-20 は解析から得られたボックス壁 (CBW 2) および円筒壁 (CCW 2) の応答変位時刻歴において、初めて経験するピーク点で、圧縮側フランジ壁に生じている曲げモーメントの変化を示したものである。この曲げ

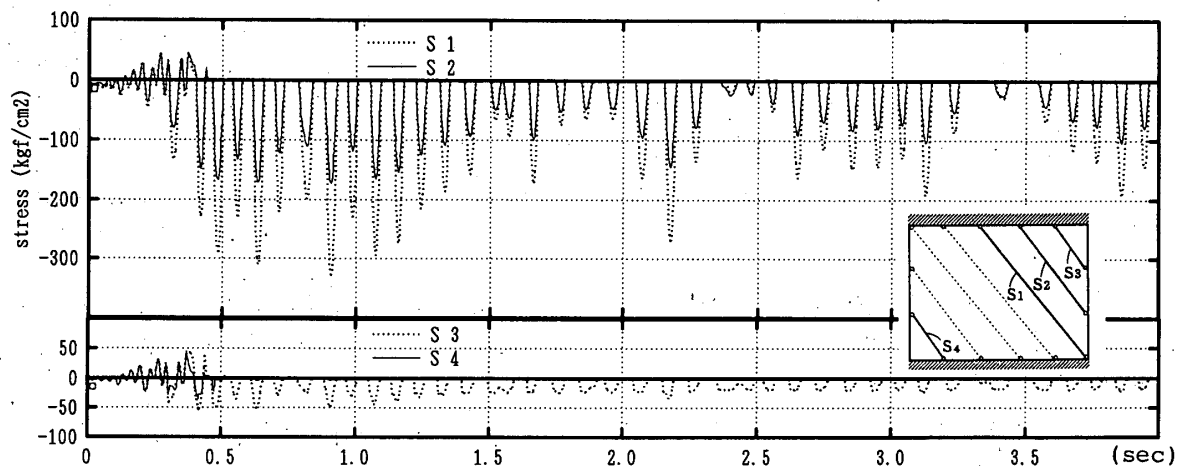


図-18 ボックス壁 (CBW 2) のコンクリートストラット応力

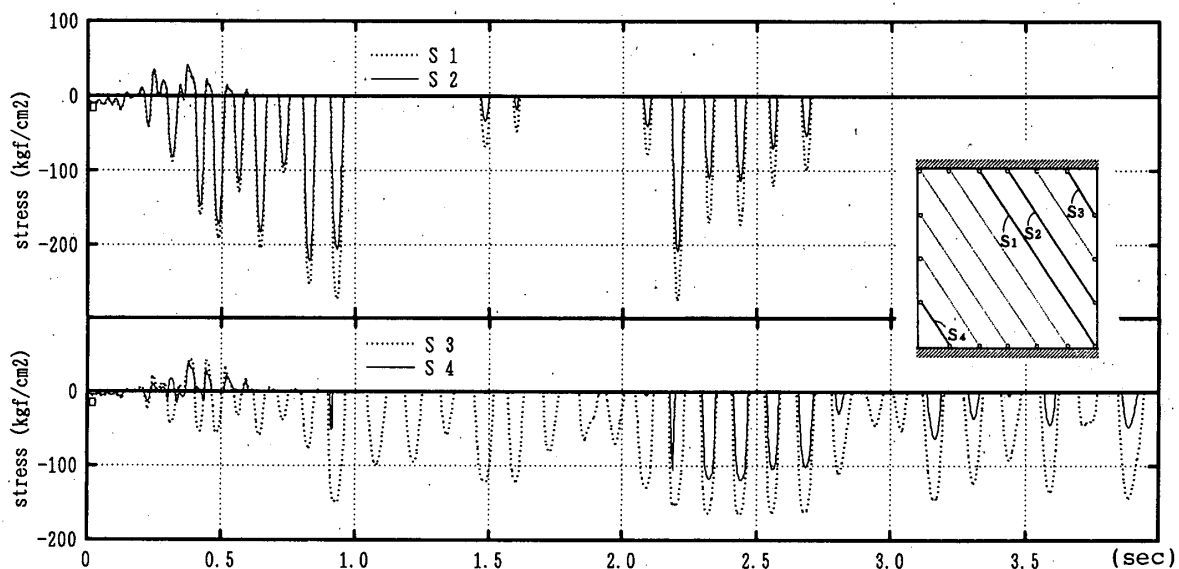


図-19 円筒壁 (CCW 2) のコンクリートストラット応力

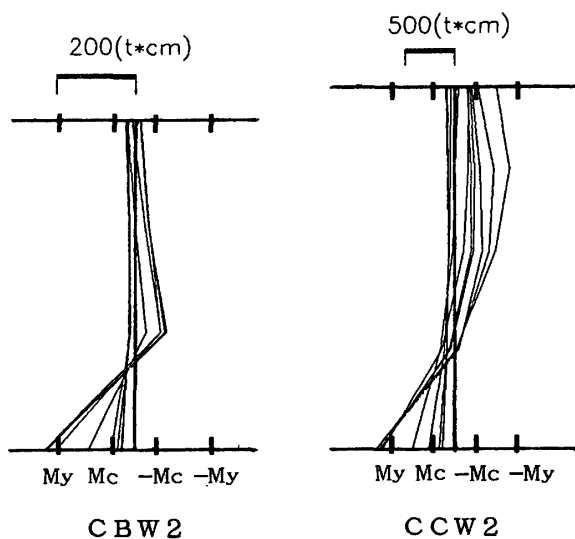


図-20 フランジ壁の曲げモーメント分布

モーメント図によると、加力スラブから右下に向かう圧縮ストラットによって、外側に押す力がフランジ壁に作用していることが分かる。図中には、曲げひび割れ強度 ( $M_c$ ) および曲げ降伏強度 ( $M_y$ ) の値も示してある。

本マクロモデルを用いることにより、実験や1本棒モデルでは得ることが難しい、フランジ壁に生じる曲げモーメント分布、前項で述べたコンクリートストラットに生じている応力状態などの推移を見ることができる。

## 5. 結論

線材で構成したマクロモデルを提案し、同題(その1)で報告したRC造立体耐震壁の仮動的実験の結果を対象に種々の検討を行った。

その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 解析結果の応答変位時刻歴および荷重-変位関係は弾塑性域にわたり実験結果と比較的良く一致している。
- 2) 解析結果は実験結果に見られるような壁全体の伸び上がり現象を良くとらえている。
- 3) 鉄筋ひずみはフランジ壁およびウェブ壁の縦筋の解析結果が実験結果の現象を大局的にとらえている。しかし、ウェブ壁横筋のひずみは実験結果に比べて解析結果が過少評価になっている。
- 4) コンクリートストラットの傾斜角として、塑性理論に基づく白石式の最大耐力時の値を用いてモデル化し、弾塑性域で同一の角度を用いても解析結果の応答挙動は実験結果と良く対応している。
- 5) 材料試験結果を基に構成した本マクロモデルは耐震壁の弾塑性力学性状の評価に有効である。
- 6) FEMを直接動的弾塑性解析に適用するには、膨大な演算時間を要するため現実的でない。また、1本棒モ

デルではあらかじめ対象壁構造全体の復元力特性を何らかの方法で設定する必要がある。したがって、本マクロモデルは、これらの問題を解決するために有効な方法と考えられる。

## 謝辞

本研究に際して有益なご助言を頂いた(株)熊谷組技術開発本部白石一郎工博に感謝の意を表します。また、図表作成に多大な協力を頂いた(株)熊谷組技術開発本部金森誠治氏に感謝の意を表します。

## 参考文献

以下の略称を用いる

日本建築学会大会学術講演梗概集：大会

日本建築学会構造系論文報告集：論報

- 1) 酒井 章ほか3名：地震動を受ける原子炉建屋耐震壁の挙動に関する研究(その1) RC造立体耐震壁の静的および仮動的実験, 論報第433号, pp.19~28, 1992.3
- 2) 白石一郎ほか2名：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察, 論報第365号, pp.144~155, 1986.7
- 3) 山田 稔ほか2名：鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状並びに崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究(IV, V), 大会, pp.1461~1464, 1979.9
- 4) 平石久廣：曲げ降伏型の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する解析的研究, 論報第347号, pp.95~101, 1985.1
- 5) 若林 實ほか3名：鉄筋コンクリート耐震壁骨組の履歴復元力特性に関する基礎的研究, 大会, pp.257~258, 1986.8
- 6) 井上範夫ほか1名：RC耐震壁の荷重-変形関係を求める線材モデル, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, pp.179~186, 1989.10
- 7) 鈴木紀雄ほか3名：柱型を考慮したRC耐震壁の終局強度モデル, JCI年次論文報告集10-3, pp.373~378, 1988
- 8) 望月 洵ほか1名：マクロモデルによる単独耐震壁の弾塑性解析, JCI年次論文報告集12-2, pp.575~580, 1990
- 9) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(その1), 日本建築学会関東支部学術研究発表会, 第40回, pp.121~124, 1969.11
- 10) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技報堂出版, pp.373~374, 1982
- 11) 稲田泰夫：原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究(その3) 荷重変形関係履歴ループの検討, 論報第382号, pp.19~29, 1987.12
- 12) 酒井 章ほか2名：マクロモデルによるRC造ボックス壁の弾塑性応答解析, 大会, pp.413~414, 1991.9

(1992年7月10日原稿受理, 1993年2月25日採用決定)