

# 地震時水平力を受ける枠付組積造壁体の非線形解析

大久保 雅 章      勝 俣 英 雄  
長 沼 一 洋

## A Study on Nonlinear Finite Element Analysis of Confined Masonry Walls under Seismic Forces

Masaaki Ohkubo      Hideo Katsumata  
Kazuhiro Naganuma

### Abstract

A nonlinear finite element method for brick walls surrounded by a reinforced concrete frame, which takes the existence of joints and discontinuities between brick panels and the surrounding frame into account, is developed in this study. Simulation analyses of tests already performed in Mexico were made on four confined masonry wall specimens to verify the applicability of the analytical method. As a result, it was found that the behavior of test specimens with differently shaped and reinforced walls can be simulated well by the proposed method.

### 概 要

鉄筋コンクリートフレームに囲まれたレンガ壁体を対象として、目地の存在や周辺フレームとレンガ壁体の境界面の剝離やすべりといった不連続性を考慮した、非線形有限要素法による解析手法を開発した。

また、本解析手法の適用性を検討するために、既にメキシコにおいて実験の行われた4体のレンガ壁体のシミュレーション解析を実施した。その結果、試験体の形状や配筋状況が異なる場合でも、試験体の耐力に至るまでの挙動を、比較的良好に再現できることが分かった。

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート枠付組積造壁は、その施工の簡便さから、中南米をはじめ世界の多くの国々の庶民住宅の構造形式として広く用いられている。この種の組積造壁の地震時挙動を検討する目的で、枠付レンガ壁試験体の構造実験がメキシコにおいて実施されている<sup>1),2)</sup>。実験からは破壊モードや耐力など多くのデータが得られたが、組積造壁の力学的挙動を明らかにするには不十分であり、解析による理論的検討が不可欠であると言える。

しかし、通常のRC造耐震壁に比べ、組積造壁を対象とした非線形解析では、

- ① レンガ壁と周辺のフレームとの不連続性
- ② レンガ壁における目地の存在
- ③ レンガ壁の補強筋量が少ない
- ④ 材料特性が不明確

といった、モデル化や解析手法の上で難しい点が数多くあり、解析例が極めて少ない。

そこで本研究では、レンガと周辺フレームの間の不連

続性を考慮した解析手法により、様々なタイプの試験体を解析しその適用性を検討することを目的とした。

## 2. 枠付組積造壁体の実験概要

一般にはあまり馴染みの無い、枠付組積構造システムと既往の実験についてまず簡単に説明する。

### 2.1 枠付組積構造システムの概要

この壁体は、組積レンガ壁と鉄筋コンクリート造枠からなっている。図-1に代表的な形状とその施工手順を示す。鉄筋コンクリート枠の断面は小さく、構造的には組積レンガ壁が枠付組積造壁の性状を支配している。材料の特徴としては、使用されるレンガは一般にハンドメイドで製造され、焼成済みのものである。目地モルタルは容積比で配合を定め、水量は施工状況に応じて適宜増減される。そのため、レンガを7段、この目地モルタルで積んだ「パイル」の圧縮試験結果はかなりばらついていて、ただし、中間的な値として、強度は50 kgf/cm<sup>2</sup>、強度時のひずみは0.2%という結果が得られている。

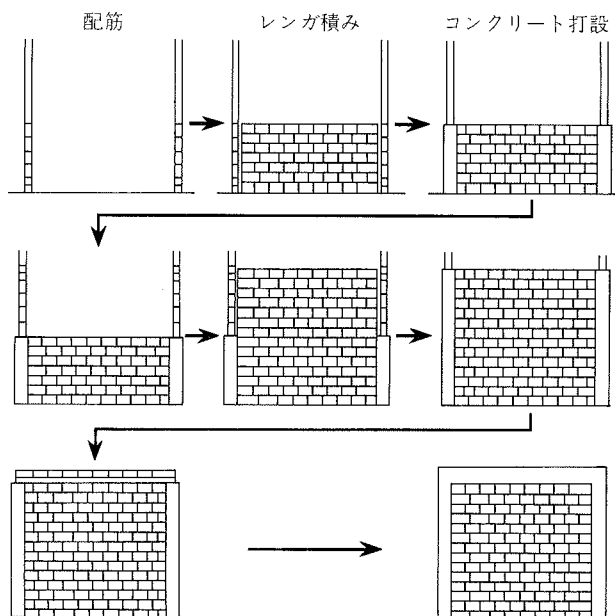


図-1 枠付組積造壁体の施工手順

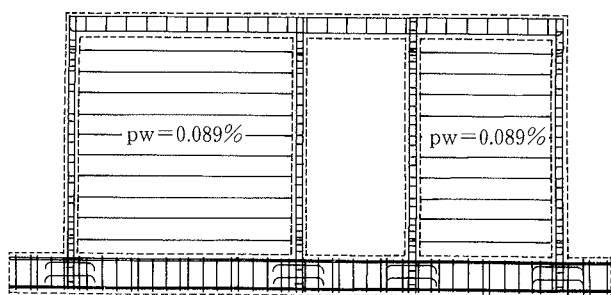
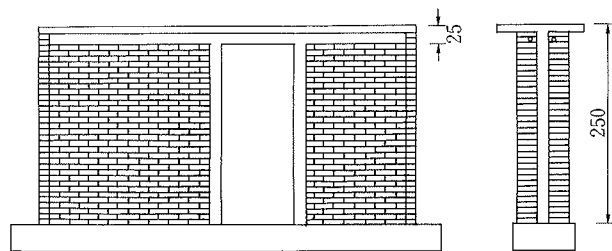
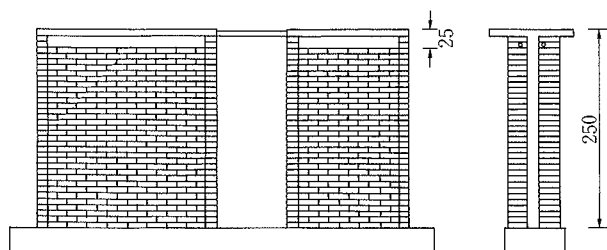


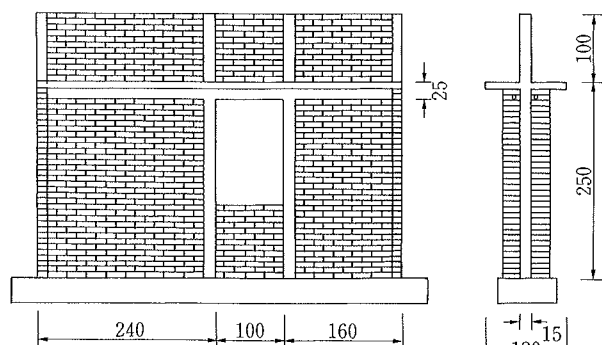
図-3 配筋方法 (WBW-B 試験体)



(a) WBW (WBW-B) 試験体



(b) W-W 試験体



(c) WWW 試験体

単位(cm)

図-2 試験体の形状

## 2.2 メキシコで行われた実験の概要

この種の枠付組積造壁体を対象とした実験は、メキシコでは多数行われている。代表的な実験での試験体は、形状および配筋方法の異なる計4体である。試験体形状を図-2(a)~(c)に、WBW-B試験体の配筋方法を図-3に示す。

- WBW : 標準試験体 2枚の壁体を梁とスラブで結合
- W-W : 2枚の壁体をPC鋼棒で結合
- WWW : 標準試験体に腰壁を配置
- WBW-B : 壁体部に水平補強筋 ( $p_w=0.089\%$ ) を配筋

## 3. 解析手法

解析では、2章で述べた試験体を解析対象とし、強度が非常に低いコンクリートの壁として取り扱う。

解析には材料非線形性を考慮した鉄筋コンクリート構造の静的非線形有限要素解析プログラム『FINAL』(大林組技術研究所開発)を使用した。

## 3.1 試験体のモデル化

**3.1.1 全体構成** 試験体の形状と加力条件から、解析では平面応力状態を仮定した。基礎スラブが試験体の挙動に及ぼす影響は小さいと考えられることから、それをモデル化せず、基礎スラブ上端で完全固定とした。レンガ壁と周辺鉄筋コンクリート枠は四節点平面応力要素に置換し、要素の厚さは実際の部材の厚さと同一とした。

**3.1.2 レンガ壁** レンガ壁はレンガ2段ごとに要素分割し、レンガと目地モルタルから成る複合材としてモデル化した。実験ではレンガを貫通するひび割れが支配的であるので、このような要素分割を行っても、解析精度上問題はないと思われる。WBW(WBW-B)試験体の要素分割と加力位置を図-4に示す。

**3.1.3 鉄筋、PC鋼棒** 周辺鉄筋コンクリート枠の主筋およびせん断補強筋は一方向剛性のみを有する等価な鉄筋層に置換し、平面応力要素に重ね合わせた。またWBW-B試験体の壁補強筋およびW-W試験体において両壁体を結合しているPC鋼棒は、トラス要素で置換した。

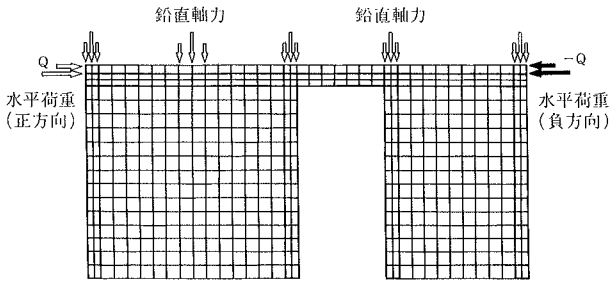


図-4 要素分割と加力点位置

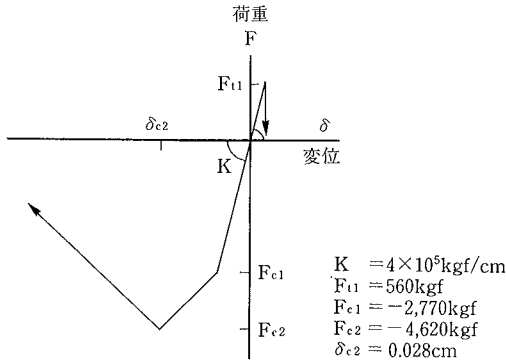


図-5 水平目地を対象としたバネ要素の荷重～変位関係

3.1.4 境界要素と水平目地 レンガ壁と周辺鉄筋コンクリート枠の不連続性（剝離・すべり）を考慮する為、境界面に直交2方向のバネから成る接合要素を挿入した。なお、この接合要素のモデル化については次章で詳細に述べる。レンガ壁の水平目地は、要素分割線上の等価なバネ要素に置換した。

3.2 材料モデル

解析で用いた材料特性はすべて、メキシコにおいて実施された材料試験の結果より決定した。コンクリートの平面応力下の構成則は、既報<sup>9)</sup>と同じモデルを用いている。レンガ壁に関しては、コンクリートと同様の扱いとする。鉄筋の応力～ひずみ関係は、水平補強筋のみ高強度材料が用いられており、降伏点が明確でないため trilinear モデルで表現した。その他は、通常の bilinear モデルを用いた。水平目地を考慮するためのバネ要素の荷重～変位特性には、図-5に示すようなモルタルの応力～ひずみ関係を模擬した引張と圧縮で非対称なモデルを設定した。表-1(a), (b)に解析に用いたコンクリート、レンガ、モルタルおよび鉄筋の材料定数を示す。

3.3 荷重方法

3.3.1 荷重増分 本研究の解析対象のように壁体部に鉄筋のないもの、あるいは比較的鉄筋比が小さいものでは、ひび割れの発生に伴う応力再配分がスムーズに行われず、収束計算を行っても収束解を得ることは極めて困難である。そこで本研究では、荷重増分を細かくして収束計算は行わずに、不釣り合い力を次のSTEPに持ち越す形で解析を進めていく手法を用いた。

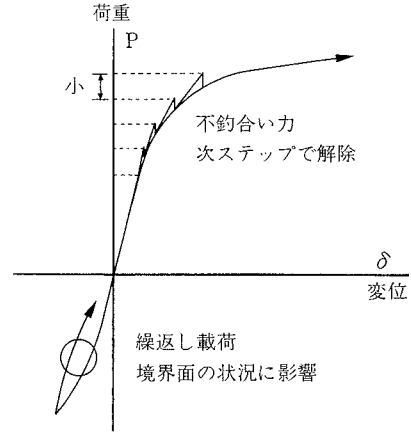


図-6 荷重手順の概念

表-1 材料定数

(a) コンクリート・モルタル・レンガ

	コンクリートおよびモルタル			レンガ 一軸圧縮強度 $\sigma_B^{*1}$
	部材名	一軸圧縮強度 $\sigma_B^{*1}$	一軸引張強度 $\sigma_t^{*2}$	
WBW	柱	164.5	19.2	53.95
	梁・スラブ	356.5	29.8	
W-W	柱	228.5	23.1	49.67
	梁・スラブ	489.2	35.6	
WWW	柱	132.5	17.0	50.40
	梁・スラブ	358.2	29.9	
WBW-B	柱	217.0	22.5	49.85
	梁・スラブ	242.0	23.9	
モルタル(目地)				$\sigma_t = 1/10 \cdot \sigma_B$

\*1 材料試験結果 \*2  $\sigma_t = 1.07 \sigma_B^{0.566}$ で算定 (単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

(b) 鉄筋

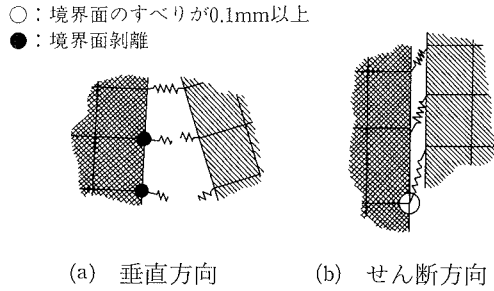
	断面積 A (cm)	ヤング係数 E (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏点 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
梁主筋(#4)	各試体共通	1.27	1.92 × 10 <sup>6</sup>	4,220
柱主筋(#3)		0.71	1.88 × 10 <sup>6</sup>	4,630
せん断補強筋(#2)		0.32	2.01 × 10 <sup>6</sup>	2,750
水平補強筋(#1.25)		0.12	1.97 × 10 <sup>6</sup>	7,190

3.3.2 荷重履歴 実験では正負繰返し交番で荷重されたが、解析では基本的に一方向単調荷重とした。ただし、水平補強筋を有する WBW-B 試験体のみ、交番荷重による境界面の状態変化が組積造壁体の挙動に及ぼす影響を検討するため、1サイクルだけの逆方向の荷重 (20 tf まで) も含んだ荷重履歴とした。図-6に荷重手順の概念を示す。

4. レンガ壁と鉄筋コンクリート枠の境界面のモデルの検討

4.1 検討概要

解析対象試験体において、レンガ壁と周辺フレームの境界面はレンガと後打のコンクリートが結合し構成されている。このように異なる材料が混在し不連続な面を形成している部位では、剝離やすべりといった挙動を考慮し、適切にモデル化する必要がある。



図一七 接合要素の概念

表一 解析パラメータと解析結果

(a) Case-A, Case-B, Case-C

Case	境界面の引張強度 (接着強度)	最大荷重		
		実験(tf)	解析(tf)	耐力比 (実験/解析)
		変形角(rad)		
A	剛結 (境界面の剥離考慮せず)	26.4 (0.00135)	23.5 (0.00085)	1.12
B	0.0kgf/cm <sup>2</sup>		26.3 (0.00232)	1.00
C	5.4kgf/cm <sup>2</sup>		23.5 (0.00084)	1.12

(b) Case-D, Case-E

Case	レンガ壁と周辺フレームの 境界面のバネ特性		最大荷重		
	すべり (せん断応力~すべり関係)	剥離 (接着強度)	実験(tf)	解析(tf)	耐力比 (実験/解析)
	変形角(rad)				
D	Model 1 固定型bilinear	5.4kgf/cm <sup>2</sup>	26.4 (0.00135)	24.8 (0.00159)	1.06
E	Model 2 逐次変化型bilinear			23.5 (0.00084)	1.12

図一七に不連続性を表現するため境界面に配置した接合要素の概念を示す。この接合要素は直交2方向のバネからなり、垂直方向のバネで境界面の剥離を表現し、平行方向のバネで境界面のすべりを表現している。

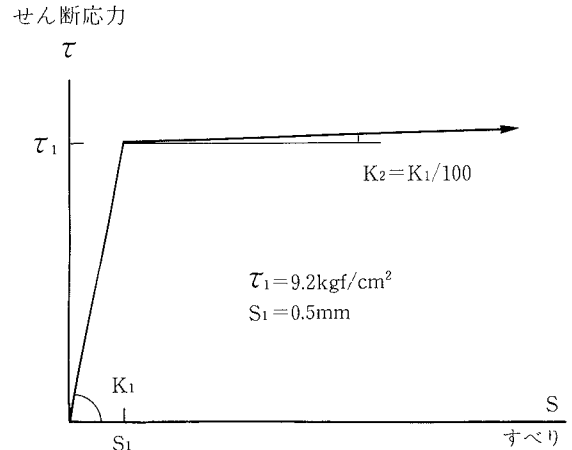
#### 4.2 検討ケース

4.2.1 境界面垂直方向(剥離) 最も単純な、境界面の剥離の影響だけを考慮したモデルとしては、次の3ケースの検討を行った。パラメータはレンガ壁と周辺フレームの接着引張強度( $\sigma_t$ )である。

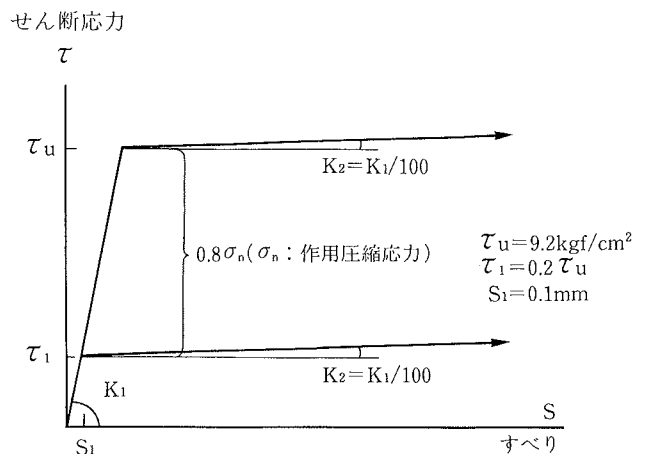
- Case-A: 境界面を剛結(不連続性を考慮せず)
- Case-B:  $\sigma_t = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$  (下限値)
- Case-C:  $\sigma_t = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$  (上限値)

異なる材料が結合している部材の剥離は、最も弱い構成材料によって支配されると考えられ、境界面の接着引張強度の上限値をレンガの引張強度である  $\sigma_t = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$  とした。

4.2.2 境界面せん断方向(すべり) 第二段階として境界面の剥離に加え、境界面のすべりも考慮したケースを検討をした。境界面の剥離が生じずともせん断方向のすべりを許容することとし、またCase-Cとの比較のため



(a) bilinear 型



(b) 逐次変化型

図一八 レンガ壁と周辺フレームの境界面のせん断応力( $\tau$ )~すべり( $s$ )関係

め、 $\sigma_t = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$ とした。図一八(a), (b)に解析を行った2種類のせん断応力~すべり関係のモデルを示す。

- Case-D: bilinear 型
- Case-E: 逐次変化型

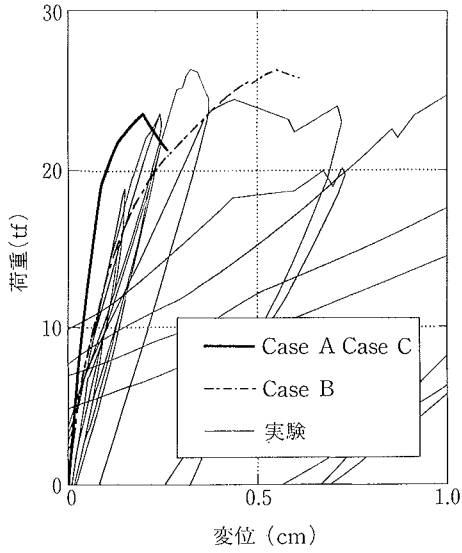
Case-Dのせん断応力~すべり関係の特性値は、既往のレンガ目地を対象とした直接せん断実験<sup>4)</sup>の結果を基に定めた。

Case-EはCase-Dのせん断応力~すべり関係を上限とし、第一折点のせん断応力( $\tau_u$ )を作用垂直圧縮応力の0.8倍だけ逐次変化させるモデルである。なお、作用垂直応力が引張の時は、 $\tau_u = 1.84 \text{ kgf/cm}^2$ とする。また、垂直方向の引張応力がレンガの引張強度に達した後は、せん断方向の剛性は零とした。

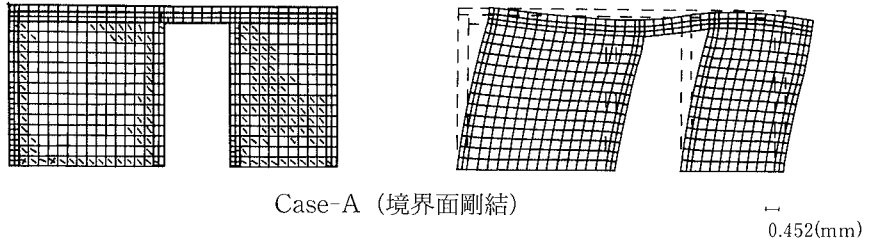
#### 4.3 検討結果

4.3.1 荷重~変位関係 解析結果を表一2(a), (b)に、荷重~変位関係を図一9(a), (b)に示す。

Case-A, Case-C, Case-Dの荷重~変位関係は、ほぼ一致しており、実験に比べて剛性は高く、最大荷重が小

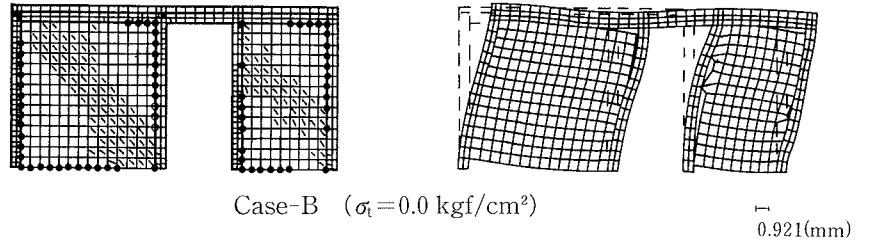


(a) Case-A, Case-B, Case-C



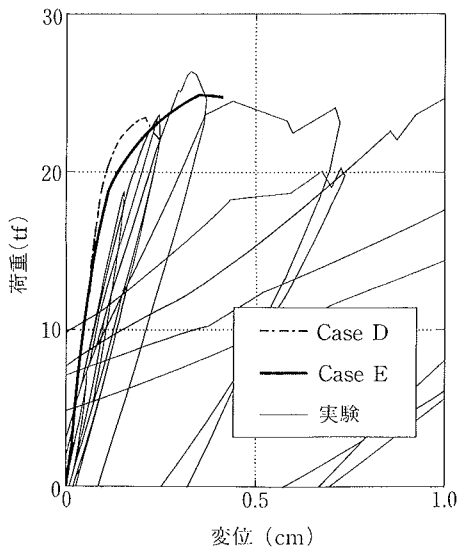
Case-A (境界面剛結)

0.452(mm)



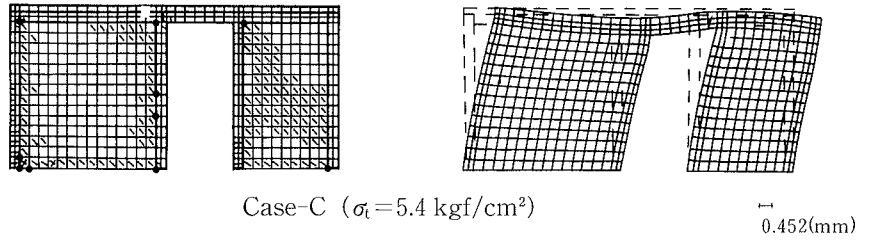
Case-B ( $\sigma_t = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$ )

0.921(mm)



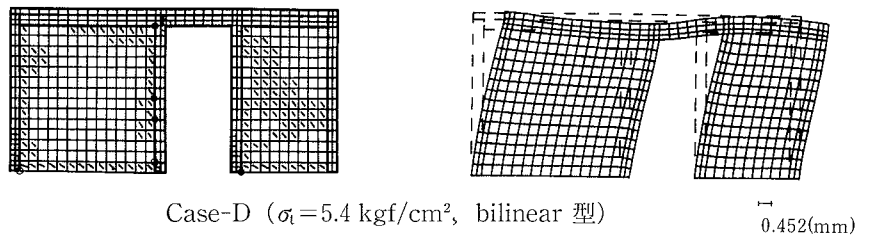
(b) Case-D, Case-E

図-9 荷重～変位関係の比較



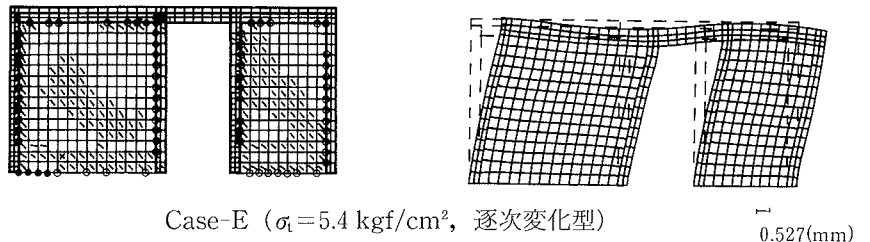
Case-C ( $\sigma_t = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$ )

0.452(mm)



Case-D ( $\sigma_t = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$ , bilinear 型)

0.452(mm)



Case-E ( $\sigma_t = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$ , 逐次変化型)

0.527(mm)

- ☐: ひび割れ
- ⊗: 2方向にひび割れ
- : 境界面のすべり > 0.1mm
- : 境界面剝離

(a) ひび割れパターン  
(最大荷重到達後)

(b) +18 tf 時の変形モード

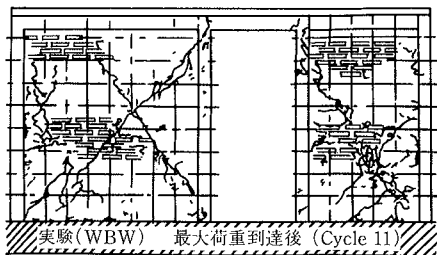


図-10 実験における最終ひび割れ状況

図-11 各モデルのひび割れパターンおよび変形モード

表-3 解析結果

試験体	加力	解析条件等	最大荷重				耐力比(実験/解析)
			実験(tf)	変形角(rad)	解析(tf)	変形角(rad)	
WBW	正荷重	単調載荷	26.4	0.00135	24.8	0.00159	1.06
W-W	正荷重		22.2	0.00138	23.2	0.00133	0.96
WWW	正荷重		25.9	0.00162	27.3	0.00124	0.95
WBW-B	正荷重	繰返し載荷	46.8	0.00741	46.1	0.01043	1.02
	負荷重		41.1	0.00601	50.5	0.00891	0.81
	正荷重		46.8	0.00741	44.5	0.00832	1.05
	負荷重		41.1	0.00601	43.7	0.00496	0.94

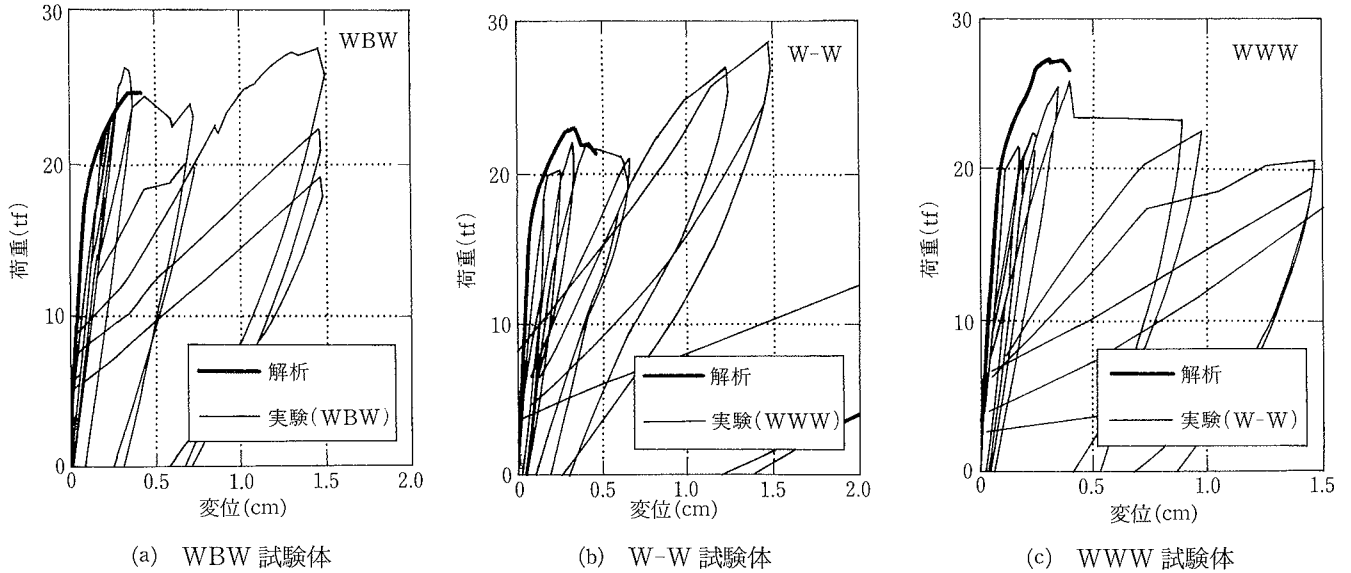


図-12 荷重～変位関係 (単調載荷)

さい。Case-B は実験に比べ、初期剛性は良く対応しているが、ひび割れ発生後の剛性低下が顕著で、最大荷重時の変形が大きい。Case-E は、初期剛性は高めではあるが、最大荷重および最大荷重時の変形はかなり実験と近い値になっている。

4.3.2 ひび割れパターン・変形モード 実験における最終ひび割れ状況を図-10に、各モデルのひび割れパターンおよび変形モードを図-11(a), (b)に示す。実験における最終ひび割れ状況の特徴としては、周辺フレームに沿ったひび割れと、両壁体の中央部に卓越した1本のせん断ひび割れが見られることである。

Case-A, Case-C, Case-D のひび割れパターンと変形モードは、荷重～変位関係と同様、ほぼ一致している。紙面右側の小壁では壁体中央部にひび割れが生じているが、紙面左側の大壁では周辺フレーム近傍のレンガ壁にのみひび割れが生じ中央部には生じていない。

Case-B では、載荷初期段階から境界面の剝離が生じ、また両壁体の中央部にひび割れが集中している。Case-E のひび割れパターンは、両壁体の下部にひび割れが発生した後、中央部に集中したひび割れが発生しており、実験との対応性は良好である。

#### 4.4 考察

境界面の剝離のみを考慮したケースの中では、接着引張強度 ( $\sigma_t$ ) を極端に小さくした Case-B が、壁体中央部にひび割れが集中する現象を再現している。しかし、実験において観察された壁体下部のひび割れがまったく生じず、また、枠の剝離による変形度合いも極めて大きい。実験において観察された枠に沿ったひび割れは、幅が小さく、剝離というよりはむしろせん断すべりによるものと考えられ、境界面の剝離を考慮しただけでは、実験に適合しないと思われる。

境界面の剝離に加え、境界面のすべりも考慮した場合でも、せん断強度の値として材料試験結果をそのまま用いた Case-D は、剝離のみを考慮した Case-C とほとんど差が見られない。これは、せん断応力の折れ点 ( $\tau_1$ ) が  $9.2 \text{ kgf/cm}^2$  と高いため、せん断すべりが生じる前に、枠周辺のレンガにひび割れが発生したためと思われる。

一方、せん断強度を鉛直応力の関数とし、材料試験時の応力状態を考慮した Case-E は、荷重～変位関係、ひび割れパターン、変形モードとも良く実験と対応している。

以上、事前解析から得られた結果および解析対象試験体の特徴を総合的に考え合わせると、Case-E に用いた接合要素モデルが最も適当であると考えられ、以後の解析に用いることにした。

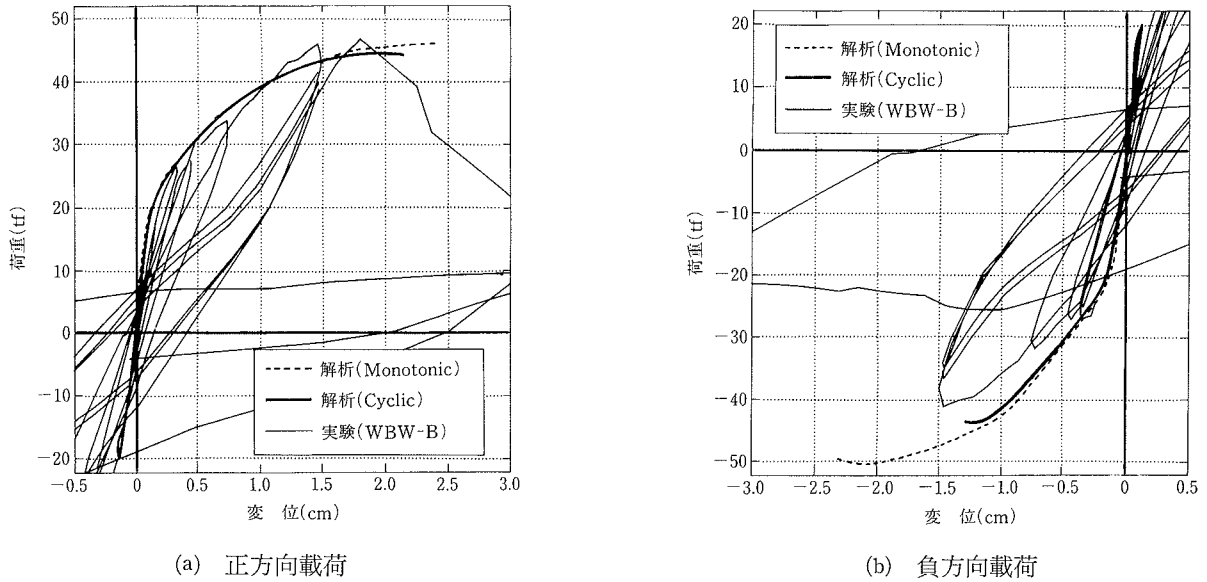


図-13 単調荷重と繰返し荷重の比較 (WBW-B)

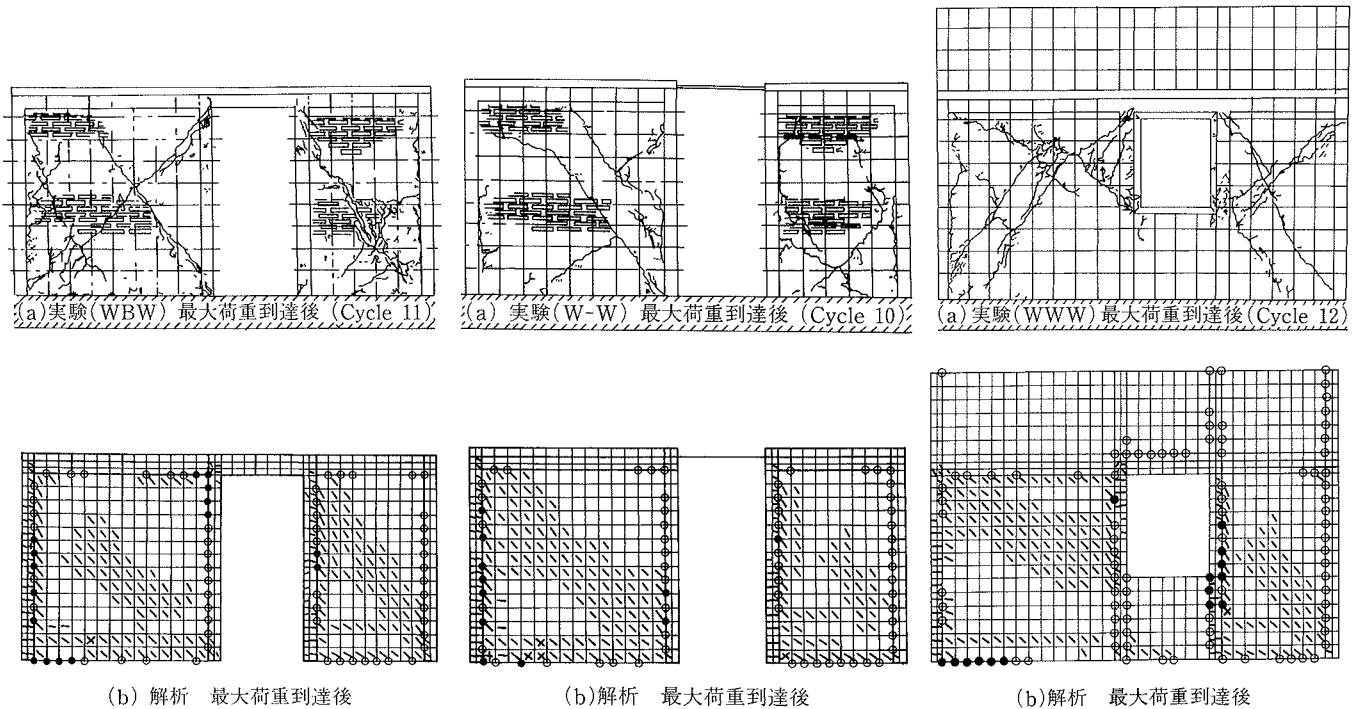


図-14 WBW 試験体のひび割れ状況 図-15 W-W 試験体のひび割れ状況 図-16 WWW 試験体のひび割れ状況

### 5. 解析結果

表-3 に解析パラメータと解析結果を示す。荷重は試験体の左から右へ向かう方向を正とする。なお、実験・解析とも壁体部せん断ひび割れ発生後の最初の荷重ピークを最大耐力と考える。

#### 5.1 荷重～変位関係

図-12(a)～(c)に WBW・W-W・WWW の荷重～変位関係を実験の履歴曲線を附してそれぞれ示す。WBW・W-W は若干剛性が高めではあるが、最大耐力および最大耐力時の変形はほぼ実験と対応している。WWW はひび割れ発生後の剛性低下の度合いが実験に比べあまり顕著

ではないが、初期剛性、最大耐力および最大耐力時の変形は、良く実験と対応している。

また、単調荷重と繰返し荷重を正負両方向について行った WBW-B の結果を図-13に示す。正方向の繰返し荷重では単調荷重に比べ、わずかに剛性および耐力が低下している。両解析とも実験との対応は良好である。一方、負方向の繰返し荷重を行うと、単調荷重とかなりの差が見られ、最大耐力、最大耐力時の変形とも実験に近くなった。

#### 5.2 ひび割れパターン

図-14～16にレンガ壁体に水平補強筋が無い各試験体

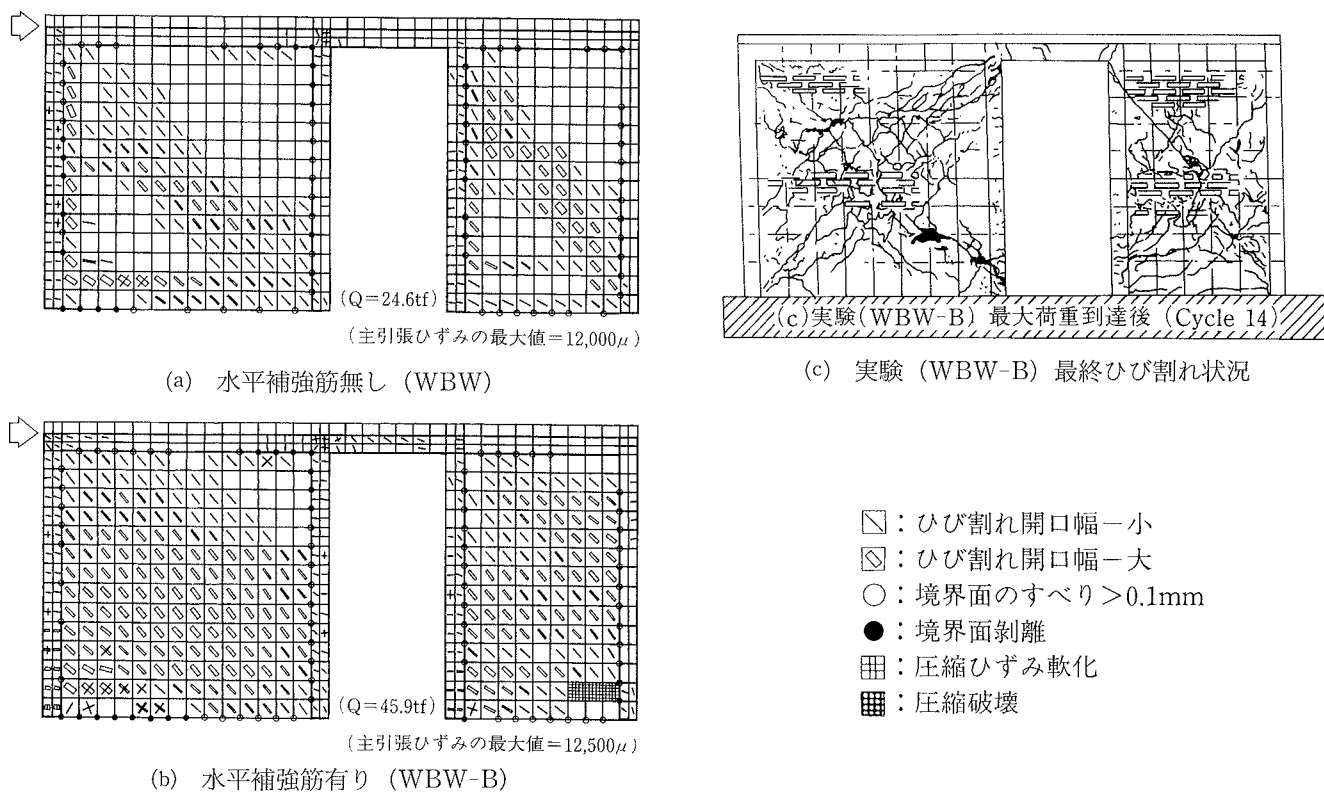


図-17 水平補強筋の有無によるひび割れパターンの違い

の最大耐力時のひび割れ状況を示す。WBW は 4 章で述べたように、実験における数本の対角線方向せん断ひび割れの卓越といった挙動を比較的良く再現している。また、試験体形状の異なる W-W・WWW においても、ひび割れパターンは実験と良く対応している。

次に水平補強筋の有無によるひび割れ状況の比較を図-17に示す。図中ではひび割れの開き具合を表現するため、ひび割れた要素の主引張ひずみの相対的な大きさをプロットしている。水平補強筋の無い WBW では、集中した壁体中央部の対角線ひび割れの中でも特に卓越したものがあるのに対し、水平補強筋の有る WBW-B では、壁全面にひび割れが分散していることがわかる。なお、WBW-B では、最大耐力近傍でレンガ壁の圧縮ひずみ軟化および圧縮破壊が生じた。

## 6. まとめ

鉄筋コンクリート枠付組積造壁体を対象にして、非線形有限要素法解析を行った。鉄筋コンクリート枠とレンガ壁との不連続性を考慮することにより、形状、配筋状況が異なる場合でも実験の荷重～変位関係およびひび割れパターンを良好に再現することができた。また、1 サイクルのみ片方向に荷重した後に反対方向に荷重する解析も試み、実験との適合性が向上する結果を得た。なお、鉄筋量が少ないために生じる解の収束性の問題については、さらに検討する必要がある。

## 謝 辞

本研究は国際協力事業団から(財)日本建築防災協会に

委託された「地震防災関係プロジェクトに関する国内協力体制整備業務」(委員長 岡田恒男 東京大学生産技術研究所教授、部会主査 室田達郎 建設省建築研究所 第3研究部長)の一環として行われたものである。

また、千葉工業大学 石橋一彦助教授、(財)建材試験センター 齊藤元司氏、CENAPRED R. Meli 研究部長 S. M. Alcocer 耐震実験課長から、貴重なデータの提供を受けた。ここに関係各位に深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 石橋一彦, 金丸寛則: メキシコにおける枠付煉瓦組積造の耐震構造実験(その1), (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1969~1972, (1992)
- 2) K. Ishibashi, R. Meli, S. M. Alcocer, F. Leon & T. A. Sanchez, : Experimental Study on Earthquake-Resistance Design of Confined Masonry Structures, Proceeding of 10 WCEE, Madrid, Vol. 6, p. 3469~3474, (1992)
- 3) 長沼一洋, 他: 鉄筋コンクリート板の非線形解析モデルの提案と検証, 大林組技術研究所報, No. 42, p. 9~14, (1991)
- 4) 藤井光治郎, 久保哲夫, 勝俣英雄, 他: 既存レンガ造建物の耐震診断と耐震補強に関する研究 (その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, p.1009~1016, (1990)
- 5) 雨宮 篤, 野口 博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, p. 639~640, (1990)
- 6) 建築学会編: 高強度コンクリートの技術の現状, 第2編, 3.3.1 引張強度, (1991)