

# 論文 格子等価連続体化法による RC 壁の非線形動的解析

Kongkeo PHAMAVANH\*1・伊藤 睦\*2・田辺 忠顕\*3

**要旨:**地震時における鉄筋コンクリート構造物の最大応答変位などの力学特性を数値解析的に評価することは、耐震設計に多くの情報を与える。それ故現在に至るまで、数多くの研究者らにより数値解析コードの開発が進められ、著者らもまた、独自の解析コードの開発を進めてきた。そこで本研究では、現時点での格子等価連続体化法による解析手法が、どの程度の解を予測可能か評価するために、1998年にフランスで行ったヨーロッパ RC 壁振動実験プログラム (CAMUS 3)の実験の数値解析を行った。Push Over 解析、及び非線形動的解析結果を実験値と比較することにより、モデルの妥当性、及び今後の課題の検討を行った。

**キーワード:**格子等価連続体化法、非線形動的解析、静的解析

## 1. 序論

著者らの属する名古屋大学コンクリート研究室では、応用面を重視した簡明な鉄筋コンクリート (以下 RC) 構成則を、等価格子モデルを用いて開発中である。本研究もその一環であり、現在のレベルにおける格子等価モデルの地震応答への適応性をフランス CAMSU 3 の5階ビルモデルの実験結果と比較した。格子の材料モデルは単純な一軸応力-ひずみ関係を用いるため、通常の塑性解析のような複雑理論を必要としないという特徴がある。数値解析を通して、構造物内の材料に生じる問題となる点が簡単に探ることができる。また、解析時間の大幅な短縮も期待できる。

本研究で用いた解析手法は柱の静的繰返し及び、動的挙動を精度よく評価できることが確認されている。そこで、本研究で用いられた格子等価連続体化法が、壁の挙動に対し、どの程度の解を予測可能か評価するために、1998年にフランスで行われたヨーロッパ RC 壁振動実験プログラム (CAMUS 3)の実験<sup>1)</sup>の数値解析を行った。耐震壁の Push Over 及び非線形動的解析結果を実験値

と比較することにより、モデルの妥当性及び今後の課題の検討を行った。現在、この実験結果の解析については、国際コンペの最中であり、日本からは当研究室を含めて、3研究機関が応募中である。

## 2. 解析モデル

### 2.1 解析モデルの概要

本研究で用いた解析モデルは、ひび割れが生じた連続体平面 RC 部材の主方向及びせん断方向を平面格子にモデル化し、構成則を導く方法である<sup>1)</sup>。

図-1で示している  $n$ 本の格子の軸方向ひずみ及び応力場における局所座標系  $(\xi, \eta)$  における応力ひずみ関係が以下のように表される。

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \vdots \\ \sigma_i \\ \vdots \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{E_i A_i}{b_i} \varepsilon_i \\ \vdots \\ \frac{E_i A_i}{b_i} \varepsilon_i \\ \vdots \\ \frac{E_n A_n}{b_n} \varepsilon_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} r_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & r_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & r_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_i \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{Bmatrix} = [R] \{\varepsilon\} \quad (1)$$

ここで、 $r_i = E_i A_i / b_i$  とし、式(1)を全体座標系に変換すると、式(2)の連続体の2次元応力-ひずみ関係が得られる。

\*1名古屋大学大学院 工学研究科 地圏環境工学専攻 (正会員)

\*2名古屋大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 工修 (正会員)

\*3名古屋大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 工博 (正会員)

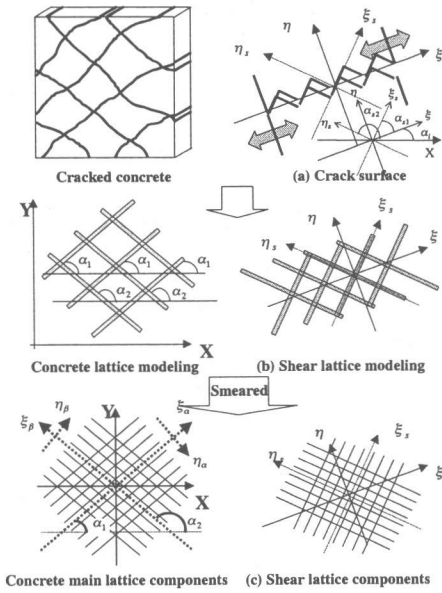


図-1 A Lattice in local coordinate

$$\{\sigma\} = [L_\epsilon]^T [R] [L_\epsilon] \{\epsilon\} = [D] \{\epsilon\} \quad (2)$$

ここで、 $[L_\epsilon]$ は部材軸のひずみから連続体平面ひずみへの変換マトリックスである。また、連続体の平面の剛性マトリックス $[D]$ は次式のように表す。

$$[D] = \begin{bmatrix} \sum r_i \cos^4 \alpha_i & \sum r_i \cos^2 \alpha_i \sin^2 \alpha_i & \sum r_i \cos^3 \alpha_i \sin \alpha_i \\ & \sum r_i \sin^4 \alpha_i & \sum r_i \cos \alpha_i \sin^3 \alpha_i \\ \text{Symm} & & \sum r_i \cos^2 \alpha_i \sin^2 \alpha_i \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、 $\alpha_i$ は全体座標系における格子の角度である。また、本モデルに基づいて、せん断伝

達を考慮するため、コンクリートのひび割れ面の角度 $\theta$ に直交する方向に新たな格子成分 Shear Lattice を想定する。その時、Shear Lattice の剛性 $[D_{shear}]$ は、Shear Lattice の効果をひび割れ面のみに限定するための Shear Controlling Matrix $[\Omega]$ 、及び全体座標系への回転マトリックスを局所座標系 $(\xi, \eta)$ のせん断剛性マトリックスにかけることにより、全体座標系におけるせん断剛性が次式のように求められる。

$$[D_{shear}] = [T_1] [\Omega] [D_{shear, \xi\eta}] [\Omega] [T_2] \quad (4)$$

ここで、 $[T_1]$ 、 $[T_2]$ は、座標回転マトリックスで、 $[D_{shear, \xi\eta}]$ は局所座標系におけるせん断剛性とする。

## 2.2 材料モデル

### (1) コンクリート圧縮モデル

圧縮力を受け持つコンクリート要素の応力-ひずみ関係は、次式で仮定した。

$$\sigma_c = \eta f_c \left\{ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

$\epsilon_0$  : 応力軟化開始ひずみ

$\epsilon_c$  : 各圧縮部材の圧縮ひずみ

$f_c$  : コンクリート圧縮強度の 1.2 倍

$\eta$  : 軟化係数

軟化係数 $\eta$ は、引張側のコンクリートにおける、主圧縮方向の応力-ひずみ関係に、直交する方向の引張ひずみ $\epsilon_t$ によって変化させ、引張力から生ずるひび割れの影響を考慮した。この影響が式(6)で求められる軟化係数 $\eta$ を用いる

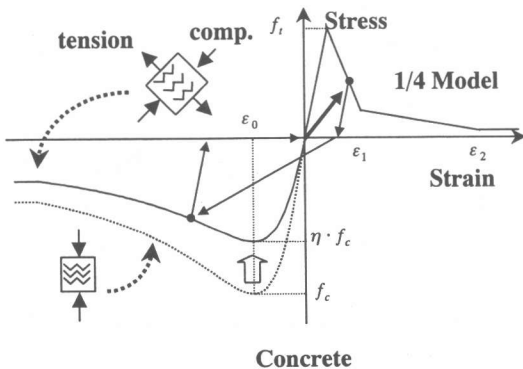


図-2 Stress and Strain Relation and Hysteretic Rules for Concrete and Reinforcement

ことによって評価できる。

$$\eta = 1.0 / \{0.8 - 0.34(\varepsilon_t / \varepsilon_0)\} \leq 6.0 \quad (6)$$

図-2 で示すように、除荷パスは、初期勾配で応力が低下するものとし、再載荷パスは、ひずみ履歴の中で、過去最大となった応力-ひずみ状態へ向かうものと仮定する。また、圧縮ひずみ領域では、除荷の際、引張応力を持たないものと仮定する。

### (2) コンクリート引張モデル

コンクリート要素はひび割れが生じる前では、弾性体と仮定した。ひび割れが発生後は、テンション-ソフトニング 1/4 モデルを用い、主鉄筋との付着の評価をするためには、テンション-スティフニングモデルを用いた。ひび割れが発生後の引張応力-ひずみ関係は次式となる。

$$\sigma_t = f_{t,c}(\varepsilon_{cr} / \varepsilon_t)^c \quad (7)$$

$\varepsilon_{cr}$  はひび割れ発生ひずみであり、鉄筋との付着を考慮するため、 $c$  の値を **0.4** とした。

図-2 で示したソフトニングモデルの  $\varepsilon_1, \varepsilon_2$  は、引張軟化曲線 1/4 モデルのひび割れ幅を等価長さで除することにより定められるひずみ量である。除荷時の応力-ひずみ関係は初期勾配とし、再載荷パスはコンクリートの圧縮側と同様に、ひずみ履歴の中で、過去最大となったひずみ・応力状態へ向かうものと仮定する。

### (3) 鉄筋モデル

鉄筋の応力-ひずみ関係モデルは、図-2 に示す、Abdeldjelil Belarbi と Thomas T.C. Hsu らのモデル<sup>2)</sup>を用い、せん断補強筋のモデルは一般のバイリニア型モデルを用いた。また、繰返し荷重を受けた場合の応力-ひずみ関係のモデルは CEB<sup>3)</sup>モデルを用いた。

## 3. 解析対象

### 3.1 実験の概要

実験は、1998年にフランスで行われた、ヨーロッパRC壁振動実験プログラム(CAMUS 3)<sup>4)</sup>である。試験体は、平行した2枚の5階RC壁の高さ**5.10[m]**、幅**1.70[m]**の1/3スケールモデルである。壁間は正

表-1 The Properties of Specimen

	Length [m]	Height [m]	Thickness [m]
Wall	1.70	0.90	0.06
Floor	1.70	1.70	0.21
Footing	2.10	0.60	0.10

表-2 Mass of the Specimen

Structure element	Weight of each element [tons]	Total Weight [tons]
Wall (5 storeys)	1.100 @ 2	2.200
Footing	1.422 + 1.390	2.812
Total mass of one floor	6.036 @ 5	30.180
Lateral bracing system	1.118	1.118
Total weight	-	36.310

表-3 Properties of Reinforcement

Diameter $\phi$ [mm]	Yield Stress $f_y$ [MPa]	Failure stress $f_r$ [MPa]	$\delta_{gt}$ [%]
3.0	814	849	1.45
4.5	563	581	2.18
5.0	631	646	0.93
6.0	593	625	3.38
8.0	486	587	16.8

$f_y$  : ひずみ度が 0.2% を達した時の応力度  
 $f_r$  : 最大応力度  
 $\varepsilon_{gr}$  : 最大応力時の終局ひずみ度

表-4 Shaking Table

Dimension		6m x 6m
Weight		25 tons
Mass of the specimen		up to 100 tons
Horizontal	Displacement (Max)	250 mm
	Velocity (Max)	1 m/s
	Acceleration (with 100 T)	1 g
Frequency excitation range		0 - 100 Hz

方形の床スラブでつながられている。実験体の概要図を図-3 及び写真-1 に示す。実験体の諸元は表-1 に示す。

構造物の横方向の破壊や非対称的な破壊を防御するため、縦方向の剛性及び強度が壁間に付けられた斜めの鋼材によって、補強されている。各部材(壁・フロー・フーチング)はすべて独立であり、供試体の垂直方向には自重のみ受けている。供試体の質量は表-2 に示す。

供試体は Eurocode8 (EC8) の設計基準によって、設計されたものであり、設計におけるコンクリートの圧縮強度は **25[MPa]** で、ヤング率は **28000[MPa]** であるが、直径 **160[mm]**、高さ **320[mm]** の円柱供試体の圧縮実験より得られた

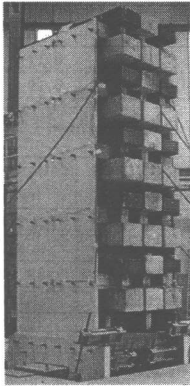


写真-1 Specimen

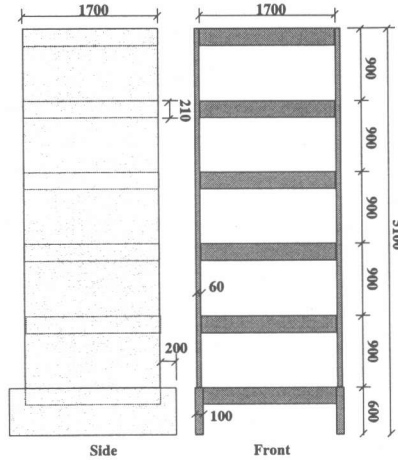


図-3 Geometry of Specimen

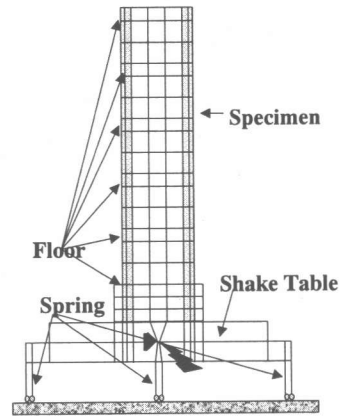


図-4 Analysis Model

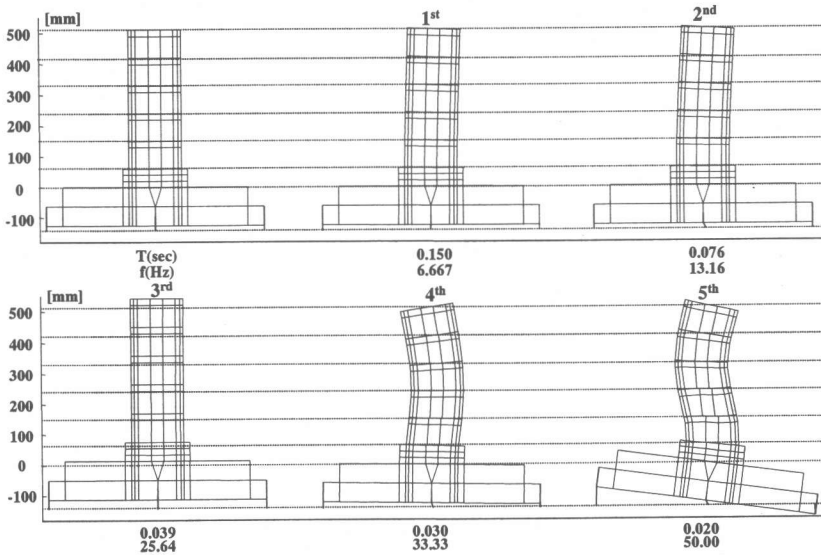


図-5 供試体の固有モード

コンクリートの平均圧縮強度は  $39.6[\text{MPa}]$ で、ヤング率およびポアソン比はそれぞれ、 $31139[\text{MPa}]$ と  $0.187$ である。

主鉄筋は A500 の、直径  $4.5, 5.0, 6.0, 8.0[\text{mm}]$  のものが用いられた。せん断補強筋として、直径  $4.5[\text{mm}]$  の HA 鉄筋 2 本を横方向平行に配置される。配置間隔は 1 階と 2 階が  $175[\text{mm}]$ で、3, 4 と 5 階が  $195[\text{mm}]$ である。

塑性ヒンジ領域 (1 階と 2 階) では、直径  $3.0[\text{mm}]$  のせん断補強筋が使用され、1 階と 2 階のせん断補強筋の配置間隔はそれぞれ  $20[\text{mm}]$

と  $40[\text{mm}]$ である。鉄筋の特性を表-3 で示す。

実験は、ヨーロッパで最も大きい、EMSI 研究室の Shaking Table で行った。入力地震波は *Nice S1* と *Melendy Ranch* の波で、計 4 種類の波が用いられ、実験は行われた。Shaking Table の諸元及び性能を表-4 に示す。

振動実験に用いられた入力地震波は図-6 に示す V02S06, V02S08, V02S10, V03S02 計 4 種類の波で、最大加速動がそれぞれ、 $0.22[\text{g}]$ ,  $0.64[\text{g}]$ ,  $1.0[\text{g}]$ ,  $1.35[\text{g}]$ のものである。Shaking Table の中央部に付けられている振動アームで、

それぞれの入力地震波を入力し、実験を行った。

### 3. 2 供試体のモデル化

解析は図-4に示すモデルを用いて、行った。供試体と Shaking Table をあわせてモデル化し、Shaking Table は剛体要素とし、ばね部分をばね係数と同じ剛性を持つ要素に置き換えて、Push Over 解析及び非線形動的解析を行った。

このモデルは、システムの回転及び鉛直方向の揺れを考慮することによって、振動時に起こりうるシステムの回転及び縦方向の揺れを評価することができる。

## 4. 解析結果

### 4. 1 固有値解析

初期の固有値及び固有周期は次式を用いて、求められる。

$$[-\omega^2[M] + [K]] = 0 \quad (8)$$

ここで、 $[M]$ と $[K]$ はそれぞれ質量と剛性マトリックスである。

実験で得られた、1次の固有周期は0.145[sec]である。解析より得られた固有モード、固有周期及び固有周波数を1次～5次まで図-5に示す。1次モードの解析値は0.150[sec]で、実験結果とほぼ一致している。また、固有モードは変形を500倍したものを示している。

### 4. 2 静的解析

静的解析の解析モデルは図-4に示したものと同様である。軸力は供試体の自重のみとし、一般的供試体頂部の変位制御した。

静的解析より得られた供試体頂部の変位と

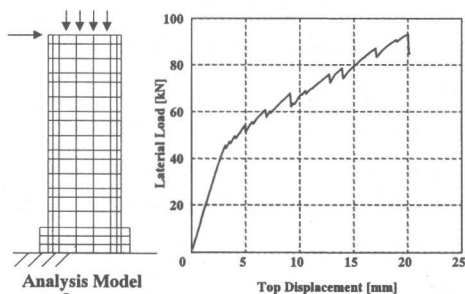


図-7 静的解析結果

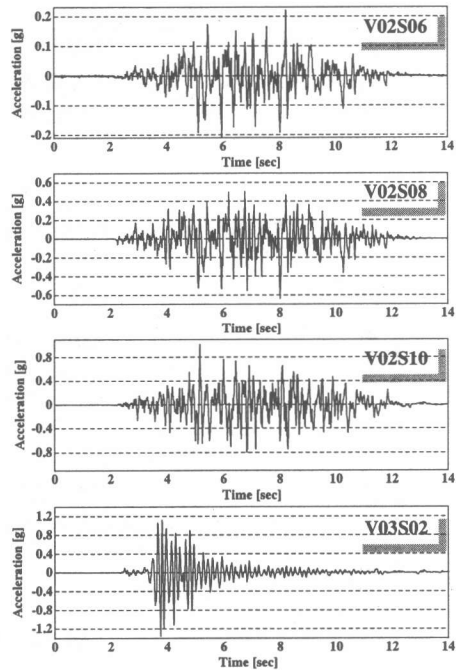


図-6 入力地震波

基部の荷重曲線を図-7に示す。

### 4. 3 非線形動的解析

動的解析では図-6に示すような、4種類の入力地震波を、Shaking Tableの直接中央部に与えた。自重は各節点に振り分けている。供試体と Shaking Table は完全固定と仮定した。

動的解析結果を図-8に示す。これは4種類の入力地震波に対する、壁最上階における履歴応答変位の解析と実験結果を示すものである。

## 5. 全体の考察

固有値解析において、1次の固有周期の解析値は実験値に近い値を示した。

また、図-8で示した解析結果を実験結果と比較してみても、実験値と精度よく一致していることが分かる。特にV03S02の地震波の場合、各周期の最大応答変位をよくとらえており、数値解析的に予測ができたと思われる。

その他の入力地震波の場合において、固有周期は一致しているものの、応答変位が実験値より、やや小さい結果となった。それは、供試体を作成時、すでにコンクリートのひび割れが生

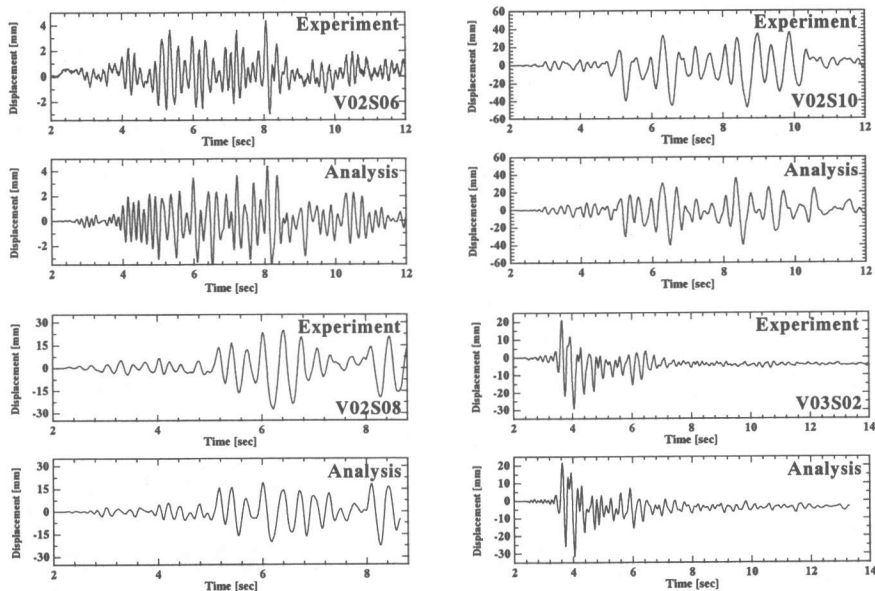


図-8 動的解析結果

じたため、コンクリートで受け持つ強度が低下したと考えられ、各階の壁と壁の連結部分の評価が難しいという問題点と、波の履歴特性の違いが考えられる。また、応答変位のフーリエスペクトル解析を行った結果を V03S02 の波を例にして、図-9 に示す。各周波数における波の振幅特性を精度よく表現できている。他もやや劣るものの、ほぼ同様の精度であることが認め

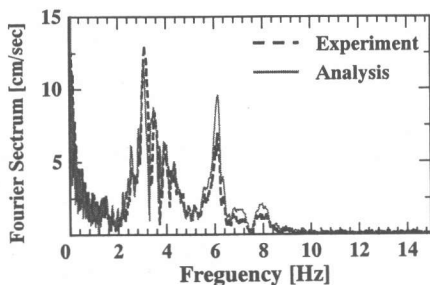


図-9 フーリエ振幅スペクトル

られた。

## 6. 結論

RC壁の Push Over 解析及び非線形動的挙動解析結果より以下の結論が得られた。

- ・格子等価連続体化法は壁の非線形動的解析に

も、十分適応可能であることが確認できたが、更に検討して、収斂性の向上を備えたいと考えている。

## 参考文献

- 1) Tada-aki Tanabe, Ahamed Syed Ishtiaq : Development of Lattice Equivalent Continuum Model for Analysis of Cyclic Behavior of Reinforced Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads Volume 2, pp.105-123, 1999.
- 2) Abdeldjelil Belarbi, Thomas T.C. Hsu : Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, ACI Structural Journal, pp.465-474, 1994.
- 3) CEB : RC Elements Under Cyclic Loading, Bulletin, pp.58-69, 1996.
- 4) Commissariat a l'Energie Atomique : "CAMUS3" International Benchmark - Experimental result synthesis of the participants' report - CEA and GEO, a Franch Association of Earthquake Engineering (AFPS), 1999.