

# RC構造の繰り返し及び動的解析における 格子等価連続体化法の適応性

Kongkeo PHAMAVANH<sup>1</sup>・伊藤 睦<sup>2</sup>・中村 光<sup>3</sup>・田邊 忠顕<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 名古屋大学大学院土工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

<sup>2</sup>正会員 工博 中部大学都市建設工学科 講師 (〒487-8501 春日井市松本町1200)

<sup>3</sup>正会員 工博 名古屋大学大学院社会基盤工学専攻 教授 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 名古屋大学 名誉教授 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究は、格子等価連続体化法構成式を使用して、地震時の鉄筋コンクリート構造物の挙動を正確に予測する解析ツールの開発を主眼としている。そのため、本研究ではRC要素内に発生する最初のひび割れに対して、直交、非直交の最大計4方向のひび割れが許容できるように構成式の拡張を行った。構築した構成式を用いて、正負交番荷重実験、振動実験を数値解析し、実験値と比較することで、本解析モデルの妥当性、解の収束性、及び適用性について検討を行った。加えて、構成式で使用するパラメータについても検討を行った。

*Key Words : lattice equivalent continuum model, non-linear dynamic analysis, non orthogonal crack model*

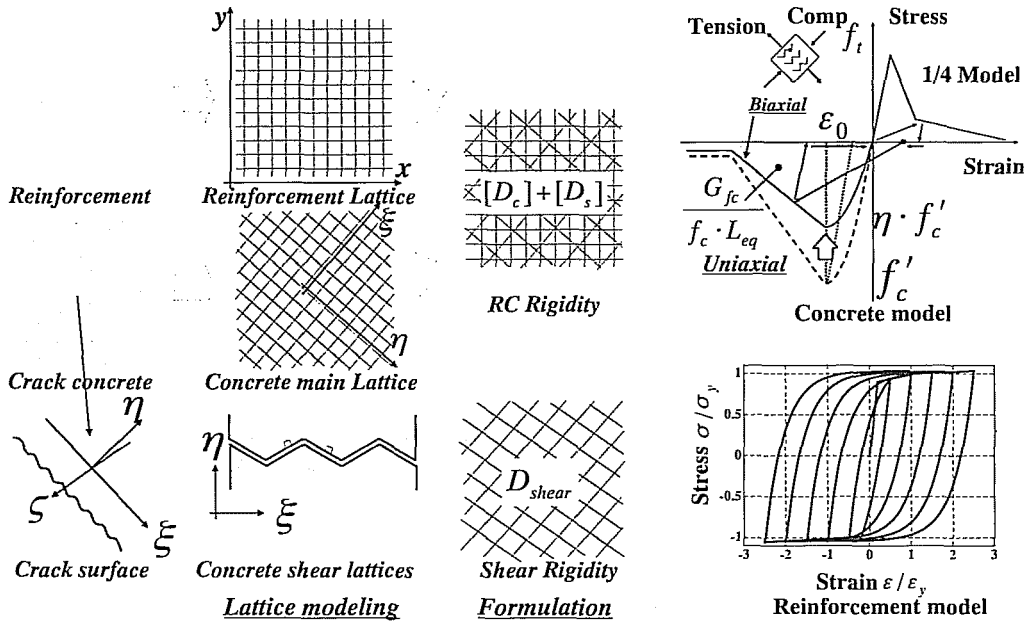
## 1. はじめに

兵庫県南部地震によって、社会資本の基盤である土木構造物は大きな被害を受けた。鉄筋コンクリート(RC)構造物への被害も甚大であり、これを受けて1996年7月に「コンクリート標準示方書」の耐震設計編が新たに発行された。加えて2002年12月版ではRC構造に対して非線形の動的解析を行う事が基本となっている。しかしながら、非線形動的解析が簡便に実施できる体制にないのが現状である。

コンクリート構造物の数値解析技術は、不均質材料であるコンクリートの構成則の精度の向上と共にその精度を高めているが、解の収束性に関して難点がある場合が多い。特に荷重最大点以後のポストピーク領域に至るまで収束性が良好な構成則ならびに数値解析技術の開発はまだ不十分である。この課題に対して、著者らは格子等価連続体化法<sup>1)</sup>に基づいた鉄筋コンクリート構成式の開発を1998年より進めている。本構成式は、分散ひび割れモデル、固定ひび割れモデルの概念を用いて、ひび割れ面における

せん断伝達挙動も含めたRC要素の耐荷機構を等価な一軸の格子成分の集合体で評価したものであるため、簡便かつ収束性に富んだRC構成式であり、1999年に山梨で行われた日米国際セミナー<sup>2)</sup>を始め、土木学会の年次大会<sup>3)</sup>やコンクリート工学協会<sup>3)</sup>、フランスで行われた国際コンペ<sup>4)</sup>などで本構成式の成果が注目され始めた。

本研究は、別報<sup>5)</sup>で示したように、静的単調荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の挙動を適切に評価可能な2次元RC要素構成式を用いた解析モデルを、静的繰り返し荷重解析、動的解析に拡張することを目的とする。これは、解析モデルをより汎用的にするためのものであり、本研究では、格子等価連続体化法構成式の繰り返し応力場への拡張を行った。直交デカルト座標系を想定した従来の固定ひび割れモデルでは、最初のひび割れ方向に対し、直交方向のひび割れしか許容できないのに対して、本研究では、簡便な手法を用いて、最初のひび割れ方向に対し、直交、非直交の最大計4方向のひび割れが許容できるように構成式の拡張を行った。構築した解析モデ



(a) 格子等価連続体化法構成式

(b) 一軸応力-ひずみ関係

図-1 格子等価連続体化法構成式の概要

ルを用いて、過去に行われた正負交番荷を受ける鉄筋コンクリート部材の解析や、振動実験の解析を行うとともに、解析により予測された荷重-変位関係、破壊モード、ひび割れ発生状況、及び地震応答等を実験値と比較することにより、本解析モデルの妥当性、及び繰り返し応力場に対する適用性について検討を行った。加えて本研究では、ポストピーク領域における解の収束性の度合いを探るとともに、解析モデルの使用性を高めるために、構成式で使用するパラメータに関しても検討を行った。

## 2. 格子等価連続体化法 RC 構成式の概要

### (1) 格子等価連続体化法の定式化

格子等価連続体化法による RC 構成式<sup>1)</sup>は、コンクリートと補強筋による耐荷機構をモデル化した Main lattice 成分と、ひび割れ面におけるせん断伝達をモデル化した Shear lattice 成分を、ひび割れ面座標系に想定することにより構築される。構成式の定式化は参考文献<sup>5)</sup>に詳しいので、ここでは、その概略のみを示す。

#### a) Main Lattice による剛性

図-1(a)に示すように、配筋された補強筋とひび割れが発生したコンクリートの耐荷機構を、補強筋、コンクリート格子成分でモデル化する。定式化の上で、これら格子成分は Smearred out され、最終的に

Main lattice による  $[D]$  マトリクスは、次式で与えられる。

$$\{\sigma\} = [L_\sigma]^T [R] [L_\varepsilon] \{\varepsilon\} = [D_{main}] \{\varepsilon\} \quad (1)$$

ここで、 $\{\sigma\}$  と  $\{\varepsilon\}$  はそれぞれ応力とひずみで、 $[L_\sigma]$  と  $[L_\varepsilon]$  は、それぞれ全体座標系 (X, Y) 系から各格子成分方向 ( $\xi, \eta$ ) 系への応力とひずみの変換マトリクスである。また、 $[R]$  は、各方向の格子成分の一軸剛性をまとめたものである。なお、本定式化は、任意多方向配筋を許容し、必ずしもコンクリート格子成分の直交性を規定しない。

#### b) Shear lattice による剛性<sup>5)</sup>

Shear lattice 成分は、ひび割れ面の噛み合わせにより伝達されるせん断応力と直圧縮応力を評価するものである。図-1(a)に示すように、Shear lattice はひび割れ面の凸凹面に垂直方向に想定され、ひび割れ面の噛み合わせにより伝達されるせん断応力と直圧縮応力に対する剛性は、全体座標系とひび割れ面座標系 ( $\xi, \eta$ ) の応力、ひずみを関連づける  $[T_\sigma]$ 、 $[T_\varepsilon]$  マトリクス、( $\xi, \eta$ ) 系と Shear lattice 方向の応力、ひずみを関連付ける  $[T_{\sigma,\xi}]$ 、 $[T_{\varepsilon,\eta}]$  マトリクス、Shear Lattice の一軸剛性  $[D_u]$ 、及びせん断伝達制御マトリクスの積により次式で与えられる。

$$[D_{shear}] = [T_\sigma]^T [\Omega] [T_{\sigma,\xi}]^T [D_u] [T_{\varepsilon,\eta}] [\Omega] [T_\varepsilon] \quad (2)$$

以上から、格子等価連続体化法による RC 剛性行列は、次式で与えられる。

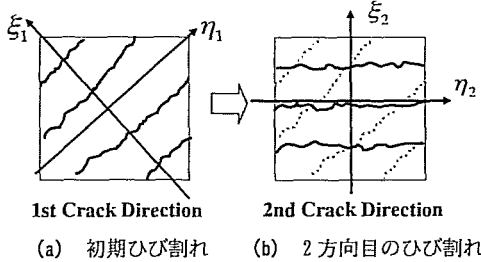


図-2 非直交ひび割れモデル

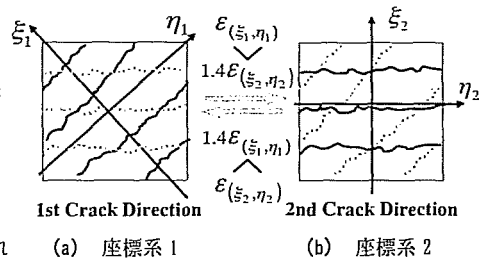


図-3 ひび割れ座標系の切り替え

$$[D] = [D_{main}] + [D_{shear}] \quad (3)$$

## (2) RC要素材料の動的な構成則

本構成式で想定した各格子成分の等価一軸応力-ひずみ関係の概要を図-1(b)に示す。詳細は参考文献1), 5)に詳しいので概略を以下に示す。

### a) コンクリート圧縮モデル

応力が、圧縮強度に到達する前は、2次放物線で応力が増加するものとし、ひずみ軟化領域には、解のメッシュ寸法依存性を軽減するために、Nakamura and Higai<sup>6)</sup>が提案する圧縮破壊エネルギー( $G_{fc}$ )を導入した。また、ひび割れ発生進展方向の圧縮強度の低下をモデル化するために Vecchio and Collins<sup>7)</sup>が提案する圧縮軟化係数  $\eta$  を導入した。

### b) コンクリート引張モデル

プレーンコンクリート部の応力-ひずみ関係には、引張軟化曲線である 1/4 モデル<sup>8)</sup>と破壊エネルギーを導入した。また補強筋との付着が期待される領域には、Tension Stiffening Model<sup>9)</sup>を仮定した。

### c) コンクリート内部繰返し履歴

本解析モデルである解析格子等価連続体化法<sup>5)</sup>を静的繰返し載荷解析及び動的解析に拡張する際、材料の履歴モデルには、既往の研究等を参考に簡便なモデルを仮定したとする。コンクリート内部繰返し履歴は、図-1(b)に示すようにモデル化した。圧縮領域で除荷する場合、応力は初期勾配と同じ勾配で低下し、再載荷パスは圧縮ひずみ履歴中に過去最大となったひずみ・応力状態に向かうものとする。但し、圧縮領域で、引張応力を持たないと仮定する。また、引張軟化域に入ってから除荷する場合、応力は初期勾配と同じ勾配でゼロまで減少し、ひび割れ発生ひずみの2倍のひずみまで圧縮応力を持たないと仮定し、その後過去最大となった圧縮状態に向かうものとした。但し、破壊エネルギーの概念を考慮する内部履歴モデルを開発しており、今後精密なモデルを導入することで、精度の向上が期待できる。

### d) 補強筋モデル

軸方向鉄筋の平均応力-ひずみ関係には、ひび割

れが発生する部分とそうではない部分では局所的なひずみ量が異なり、軸方向鉄筋単体の降伏強度よりも早く降伏する現象を考慮するため、コンクリート内に配置される主鉄筋には Belarbi and Hsu<sup>10)</sup>の平均引張応力-ひずみ関係を仮定し、せん断補強筋には、一般的なバイリニア型モデルを仮定した。但し、せん断補強筋による拘束効果を考慮しないものとする。なお、現段階では、軸方向鉄筋の伸びだし及び屈曲を考慮していないことや簡便性を考慮し、繰返し履歴モデルには CEB モデル<sup>11)</sup>を用いた。

### e) Shear latticeに仮定する応力-ひずみ関係<sup>12)</sup>

ひびわれ接触面における応力の伝達をモデル化するものであり、本研究では、解の要素寸法依存性に関連する問題を考慮して、弾塑性モデルを仮定した。なお、ひび割れ開口によるせん断剛性の低下、軟化は、ひび割れ幅の関数で定義された低減係数を用いてモデル化している。また、繰返し載荷荷重によって、伝達される応力が急激な変化や接触面が離れる場合の剛性はゼロであることから、材料履歴モデルを図-4(b)のように仮定した。

## (3) 非直交二方向ひび割れの評価

### a) 非直交二方向ひび割れの設定

従来の固定ひび割れモデルは、ひび割れ発生時の主応力方向をひび割れ方向として固定する。しかし、繰返し応力場では、ひび割れは必ずしも直交しない。この問題に対し、これまで非直交独立4方向ひび割れ群モデル<sup>13)</sup>が公表されているが、本研究ではより簡便性を重視し、この問題に対し、以下に示すような簡便な非直交二方向ひび割れを許容できるモデルを構築した。

本研究で構築した非直交二方向ひび割れモデルは、任意の応力場において、RC要素内にひび割れが発生したと判定された場合、図-2(a)に示すように、初期のひび割れ方向の( $\xi_1, \eta_1$ )座標系(以下、座標系1)を設定する。また、繰返し載荷中にひび割れたRC要素内に初期ひび割れ方向の座標系1と異なる方向に新たにひび割れが発生すると判定された場

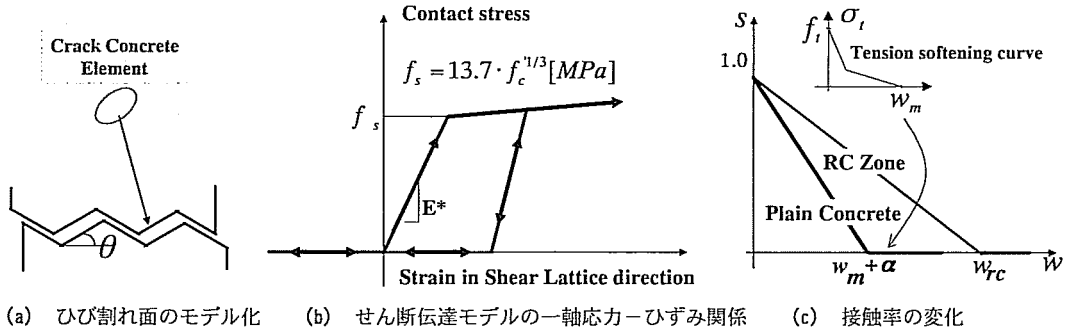


図-4 せん断伝達モデル

合、2方向目のひび割れ方向に $(\xi_2, \eta_2)$ 座標系（以下、座標系2）を設定することによって、ひび割れの非直交性を考慮することが可能である。

但し、モデルの簡便性を考慮し、座標系1の座標軸方向付近に新たなひび割れが発生した場合は、新たなひび割れ方向座標系2を設定しないこととした。それは、座標系1と座標系2がほぼ等しい場合、各座標系で計算される応力に大きな差が生じないためである。なお、本研究では、繰り返し載荷荷重を受けたRC要素内に発生しうるひび割れは4方向までとし、座標系1からそれぞれ $\pi/8$ 以内に新たなひび割れが発生すると判定された場合には、新たなひび割れの座標系を座標系1に近似することとした。即ち、新たなひび割れの方向が座標系1から $\pi/8 - 3\pi/8$ の間にあるときのみ、図-2(b)のように、ひび割れの座標系2を設定することとした。

b) 繰り返し載荷時のひび割れ座標系1と座標系2の切り替え (図-3(b))

2つの座標系が導入された後、繰り返し載荷時にどの方向のひび割れが支配的であるかを決定する必要がある。本研究では、各積分において、座標系2におけるひび割れ開口方向ひずみ、 $\varepsilon_{(\xi_2, \eta_2)}$ が座標系1における同ひずみ、 $\varepsilon_{(\xi_1, \eta_1)}$ より1.4倍大きい時、座標系1から座標系2に切り替えるものとした。これは、数多くの試算の結果、1.4倍以下に設定した時、ひび割れ方向の急激、頻繁な変化に伴い、収束が悪くなることや、1.4倍以上に設定すると、二方向ひび割れの影響が少ないことが確認できたためである。同様に $\varepsilon_{(\xi_1, \eta_1)} > 1.4 \varepsilon_{(\xi_2, \eta_2)}$ の時、座標系2から座標系1へひび割れ座標系の切り替えを行うものとした。

(4) 数値解析に必要なパラメータ

RC構造物の数値解析では、構成則に使用するパラメータの違いにより、予測解が大きく異なる可能性があることから、以下では本構成式に必要なパラメータに関して議論を行う。別報<sup>3)</sup>までに示した格

子等価連続体化機構式は、コンクリートと補強筋の耐荷機構をモデル化するMain Latticeと、ひび割れ面におけるせん断伝達挙動をモデル化するShear Latticeによって構築される。

Main Latticeに必要なパラメータ等は、等価一軸応力-ひずみ関係と、それを記述するためのコンクリートの圧縮強度、 $f_c'$ 、引張強度、 $f_t$ 、及びヤング率、 $E_c$ と、補強筋の降伏強度、 $f_y$ 、ヤング率、 $E_s$ である。

ひび割れ面におけるせん断伝達挙動をモデル化するShear Latticeのパラメータ等を、図-4にまとめる。図-4(a)は、ひび割れ面をモデル化したものであるが、この傾斜角を決定するためのパラメータ、 $\theta$ が必要となる。図-4(b)に Shear Latticeの等価一軸応力-ひずみ関係を示している。ここでは、Shear Latticeの降伏強度、 $f_s$ と初期勾配、 $E^*$ が必要である。また、図-4(c)は、ひび割れの開口に伴うひび割れ面の接触率の変化を仮定したものである<sup>9)</sup>。これは、図-4(a)に示すひび割れ面の凸凹が、ひび割れ幅を関数にどの程度接触するかを決定するものであり、プレーンコンクリート要素、RC要素に対しそれぞれ、ひび割れ面が接触しなくなるひび割れ幅を決定する必要がある。

前述したように、Main Latticeに必要な5種のパラメータ、 $f_c'$ 、 $f_t$ 、 $E_c$ 、 $f_y$ 、 $E_s$ であるが、これらの値は基本的に実験で求められるものを使用する。

図-4(a) (b)に示すShear Latticeに必要なパラメータは、既往の研究<sup>9)</sup>とVecchio and Collins<sup>7)</sup>によって行われたRCパネル実験のパラメトリック解析<sup>9), 12)</sup>を行うことにより決定し、他の問題に対してもその値を採用することとした。具体的な数値は、普通強度コンクリートに対して、ひび割れ面の傾斜角、 $\theta$ を $\pi/6$ とし、Shear Latticeの降伏強度、 $f_s$ と初期勾配、 $E^*$ をそれぞれ、 $13.7 f_c'^{1/3}$  (MPa)、 $E_c/2$ としている。普通コンクリートの強度の上限值については、特に定めていないが、これまで60MPa以上の強度を持つ試験体でも適用可能であることが確認できた。

表-1 RC柱及びボックスカルバートのコンクリート及び補強筋の物性値

	Concrete			Reinforcement			Height [m]	Shear span ratio	Failure mode	
	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	$f_y$ [MPa]		Tie bars ratio [%]				Es [MPa]
				Main Bars	Tie Bars					
R1	37.9	3.3	18.0	316.9	360.3	0.12	180.0	2.44	2.0	shear after flex.
R3	34.1	3.5	18.0	469.2	323.8	0.12	180.0	2.44	2.0	shear
R5	32.7	4.0	18.0	469.2	323.8	0.12	180.0	1.83	1.5	shear
Box	23-27	1.8-2.2	18-27	379-369	383-385	0.13	184-192	-	4.2	shear

なお、高強度コンクリートを用いた要素の場合には、ひび割れ面の傾斜角はより緩やかな角度を想定することと考えられるが、これに関しては今後の課題としたい。

加えてせん断伝達モデルには、図-4(c)に示すように、ひび割れ面が完全に接触しなくなるひび割れ幅を決定する必要がある。プレーンコンクリート要素に対しては、ひび割れ面での凹凸による山の高さを  $w_m + \alpha$  と仮定している<sup>9)</sup>。  $w_m$  は、引張軟化曲線において応力が完全に伝達されなくなった時点のひび割れ幅であり、せん断伝達モデルに破壊エネルギーを間接的に導入するものである。またパラメータ値  $\alpha$  は、最大骨材寸法の関数とし、最大骨材寸法の大きさで  $\alpha$  の初期値が変化するものとした。仮定としてパラメータ値  $\alpha$  は、最大骨材寸法の半径程度の値として一義的に決定される。プレーンコンクリート要素に発生するひび割れは、ただか1本であることから、ひび割れ面が完全に接触しなくなるひび割れ幅の決定は容易であるが、RC要素に対しては、後示する(図-8)のように、要素内に複数本発生することが多い。要素内にひび割れが複数本発生すれば、要素の積分点のひずみが大きくとも、ひび割れ幅をひずみと要素の等価長さの積と定義するならば、1本あたりのひび割れ幅は小さくなる。そのため、 $w_{rc}$  の値は、要素内に発生するひび割れ本数に依存することとなり、要素内に発生するひび割れ本数が多い場合、より大きい値をとり、少ない場合、プレーンコンクリート要素に対するひび割れ幅に近づくこととなる。このように、ひび割れ発生状況を構成則に反映させた結果、RC要素に対して、ひび割れ面が完全に接触しなくなるひび割れ幅を材料に対して一義的に決定することは困難であるが、要素内に発生するひび割れ本数が、せん断伝達挙動に及ぼす影響は十分に考えられることである。そのため、格子等価連続体化法構成式をRC構造物の数値解析に適用するためには、特に、適当な  $w_{rc}$  の値を探ることが必要である。言い換えれば、他のパラメータはほぼ決定しており、それほど注意を払う必要が無い。

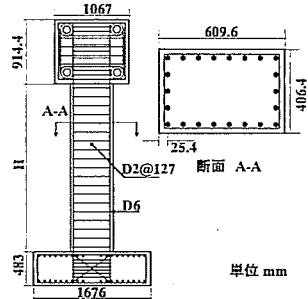


図-5 供試体の概略図

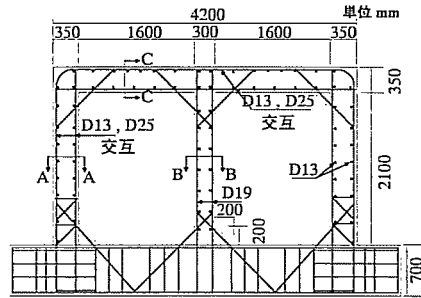


図-6 供試体の形状寸法及び配筋

そこで本研究では、以下に示す4体の試験体の静的正負交番荷重実験の  $w_{rc}$  に関するパラメトリック解析を行うことにより、適切な  $w_{rc}$  の値の範囲を探るとともに、静的正負繰り返し挙動への適用性の検討を行うこととした。解析に使用した実験は、California大学San Diego校で行われた実験<sup>14)</sup>と日本原子力委員会が行った地中ボックスカルバート<sup>15)</sup>である。文献14)の実験は、諸元が良く似ているものの、破壊モードやひび割れ発生状況が異なっているものである。

### 3. 静的正負繰り返し挙動への適用性

#### (1) 繰り返し荷重実験の概要

上述したように、解析に使用した実験の一つは、

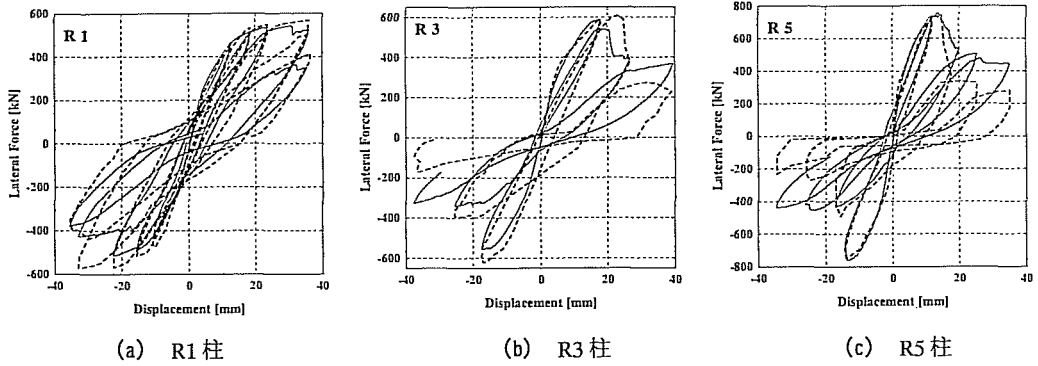


図-7 荷重載荷点の荷重-変位関係

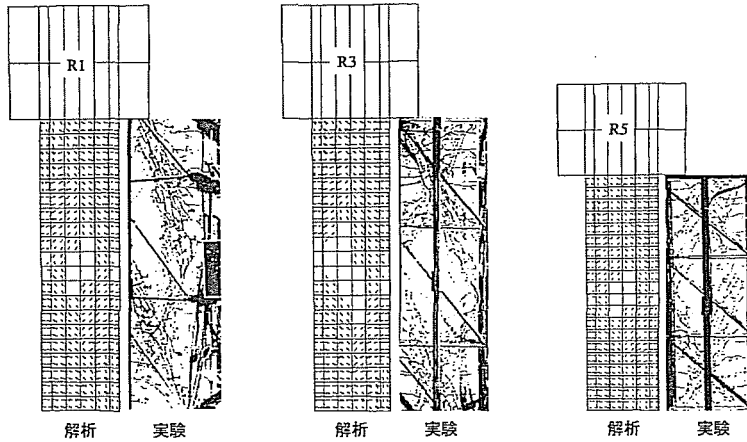


図-8 R1, R3, R5 のひび割れ状況の比較

1993年にCalifornia大学San Diego校で行われたRC柱の静的正負繰り返し載荷実験<sup>14)</sup>の3体(R1, R3, R5)である。この実験の目的は、既存の柱のせん断に対する強度を評価することにあるが、本研究では破壊形態が異なる3つ例として取り上げる。供試体の簡略図及び断面形状を、それぞれ図-5に示す。また、表-1にRC柱のコンクリート及び補強筋の物性値を示す。

同定に使用した2つ目の実験は、地中ボックスカルバートの実験<sup>15)</sup>である。水平耐力及び変形性能を評価するために日本原子力委員会によって行われたものであるが、供試体がせん断破壊した実験として、解析対象とする。試験体は、昭和40年代に建設された地中埋設の2連ボックスカルバートを模擬して製作したもので、供試体の特徴は現行設計方法と違い、せん断補強筋が少ないのが特徴である。図-6に供試体の形状寸法と配筋を示す。また、表-1にボックスカルバートに使用したコンクリート及び補強筋の物性値を示す。

## (2) 実験結果

図-7、図-8にCalifornia大学San Diego校実験のR1, R3, R5供試体のそれぞれ荷重-変位曲線関係の実験値(破線)と予測値(実線)および最大耐力付近におけるひび割れ発生状況の実験値と予測値を併せて示す。

R1供試体では、初期段階に柱の両端領域に水平方向の微小な曲げひび割れが発生したが、その後ひび割れが供試体の中央部に傾くように進展した。下端から0.4m付近で、ひび割れが集中し、曲げ降伏の後にせん断破壊すると報告されている。R3供試体では、初期段階で曲げひび割れが進展するが、R1供試体と比べて、微小なひび割れが見られず、せん断ひび割れが進展し、設計曲げ耐力に到達する前に、せん断破壊したと報告されている。R5供試体では、最初に曲げひび割れが発生したものの、かなり早い段階からせん断ひび割れが進展し、ひび割れは他の供試体より密でないことが確認されている。

日本原子力委員会による地中ボックスカルバート

の実験それぞれの荷重－層間変形角の実験値と供試体の終局時のひび割れ形状を数値解析結果と併せて図－9、図－10に示す。層間変形角 $8/1000(18\text{mm})$ の载荷中に隔壁がせん断破壊して、荷重が急激に低下した後、側壁がせん断破壊している。また、せん断ひび割れは壁下端と隔壁上端にせん断ひび割れが集中し、せん断破壊に至ったと報告されている。

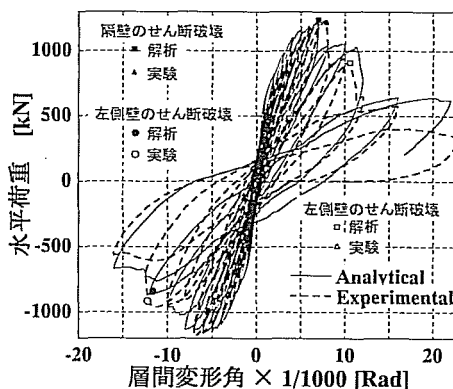
### (3) 解析概要と解析結果

#### a) RC柱実験の解析結果

供試体のフーチング部が曲げせん断破壊に対し、十分な強度を持つように設計され、供試体とフーチング部が完全に固定されているため、本解析はフーチング部を除いて、供試体のみを図－11(a)に示すようにモデル化した。なお、解析は表－1に示した実験の物性値のほか、表－2に示した格子等価連続体法化の材料パラメータを用いて解析を行った。

図－7(a)にR1柱の解析結果を示す。R1柱において、第3象限における荷重－変位曲線の予測値は実験値と比べ、やや低い値を示したものの、全般的に実験値を精度よくとられていることが分かる。R1柱は曲げ・せん断破壊型と報告されているのに対して、数値解析上においても、曲げ耐力に達してから、せん断破壊が起こった現象を精度良く再現できた。また、ひび割れの進展形状についても、非直交二方向ひび割れモデルを導入することによって、供試体基部（塑性領域）を中心に初期曲げひび割れからせん断ひび割れに進展することが図－8に示すように確認することができた。これは、実験値のひび割れ進展状況とほぼ一致するものである。なお、この解析結果を得るために使用した $w_{rc}$ は $3.10 \times 10^{-2}(\text{cm})$ である。

図－7(b)にR3柱の解析結果を示す。R3柱ではR1と同様、第3象限領域における荷重の予測値が、実験値と比べやや低いものの、全体的に実験値と概ね一致している。予測された最大水平耐力が実験値の最大水平耐力に達しなかったが、ピークを過ぎた直後に荷重が急激に低下し、実験結果と同様せん断破壊が生じたことを数値解析上再現できた。また、せん断破壊が発生した後の挙動について、予測された残留荷重が実験値の倍近い差異が生じたのは、供試体の両端における損傷度が高く、コンクリートの剥離や主鉄筋の伸び出し等が生じたにも拘らず、現在の解析モデルではこれらのことを考慮していないのが大きな要因だと考えられる。さらに、実験では次第に荷重が低下するのは繰り返し载荷によって、ひび割れ面の接触領域が次第に低下することもひとつの要因であることが考えられる。しかし、本研究で



図－9 荷重－層間変形角関係

は、ひび割れ面の接触率を決定する $w_{rc}$ の初期値を適切に設定したが、繰り返し载荷中も一定に設定したため、実験値との相違が発生したと考えられる。なお、この解析結果を得るために使用した $w_{rc}$ は $4.22 \times 10^{-2}(\text{cm})$ である。

図－7(c)にR5柱の解析結果を示す。予測された最大耐力が正負領域において、両者とも実験値とほぼ一致し、ピーク後のせん断破壊も実験を精度良く予測可能であることが確認できた。ひび割れ状況については、水平荷重が336kNに到達した時点から、供試体の中央部に向かってせん断ひび割れに進展した。せん断ひび割れが完全に供試体の半分の高さまで進行した水平荷重は625kNであり、実験のひび割れ形状を再現できていることが確認された。また、荷重がピークを過ぎた後、せん断ひび割れのひび割れ幅が急激に増大し、せん断破壊することが数値解析上予測され、実験と良い一致を示した。これは、非直交二方向ひび割れモデルの導入やひび割れ面の接触率を決定する $w_{rc}$ パラメータを適切に評価した結果だと考えられる。なお、この解析結果を得るために使用した $w_{rc}$ は $5.79 \times 10^{-2}(\text{cm})$ である。せん断破壊後、実験値と同様に次第に荷重が低下しないのはR3供試体と同様な原因が考えられる。

#### b) ボックスカルバートの解析結果

図－11(b)に解析モデル及び载荷条件を示す。解析モデル下端は完全固定とした。また、数値解析には表－1に示した実験の物性値のほか、表－2に示した格子等価連続体法化の材料パラメータを用いて解析を行った。

図－9に実験（破線）及び数値解析（実線）より得られた層間変形角－水平荷重曲線を併せて示す。解析では、層間変形角が $5/1000$ に達するまでの剛性は、実験値と比較してやや大きいものの、最大水平

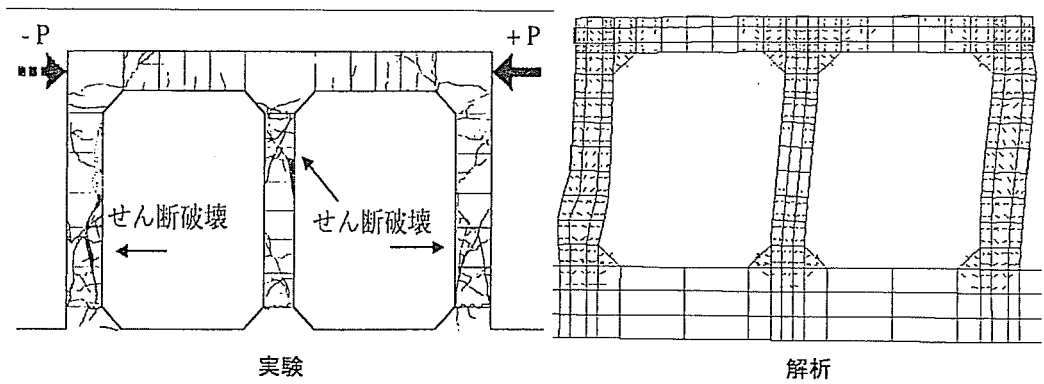


図-10 供試体の終局時のひび割れ状況

荷重が実験値と一致している。また、実験では、層間変形角が  $8/1000$  の時に、隔壁がせん破壊したのに対し、解析では層間変形角が  $7/1000$  の時に、水平荷重が急激に低下した。実験結果と同様、せん断破壊する挙動が予測された。加えて、図-10 に実験及び解析結果の供試体のひび割れ発生状況を示すように、供試体のせん断破壊位置や破壊形状を数値解析的に再現することが可能である。それは、非直交二方向ひび割れモデルを導入することによって、左右の壁の基部と中間壁の両端部に第二方向のひび割れが多く導入され、初期の曲げひび割れからせん断ひび割れに移ったことが確認できた。そのため、荷重が急激に低下し、右の側壁にせん断ひずみが集中し、せん断破壊した。これらの変形及びひび割れの進展は実験と同様である。しかしながら、最後のループにおける残留水平耐力について、実験では、最大水平耐力の約 30% まで低下したが、数値解析より得られた予測残留水平耐力は、最大水平耐力の約 50% までしか低下しなかった。繰り返し載荷によるコンクリート材料の劣化や、かぶりコンクリートの薄離、それに伴う主鉄筋の伸びだし等の影響が考えられるが、破壊後のポストピーク挙動の予測に関しては概ね評価できるのではないかと考えられる。

#### (4) 繰り返しへの適用のまとめ

本研究で解析対象とした RC 柱やボックスカルバートのように、ひび割れが多方向に発生する構造物の数値解析では、ひび割れ進展状況を適切に評価することが必要である。それに対し、本研究では簡便な非直交二方向ひび割れモデルを導入することで、図-8、図-10 のように、ひび割れの進展状況を数値解析的に再現できることを確認した。

格子等価連続体化法における Shear Lattice System に必要なパラメータ  $w_{rc}$  についてのパラメトリック

表-2 格子等価連続体化法の材料パラメータ

	$E^*$ [MPa]	$w_{rc}$ [cm]	$\theta$ [rad]	Failure mode
R1	$E_c/2$	$3.10 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	Bending & shear
R3	$E_c/2$	$4.22 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	Shear
R5	$E_c/2$	$5.79 \times 10^{-3}$	$\pi/6$	Shear
Box	$E_c/2$	$5.56 \times 10^{-3}$	$\pi/6$	Shear

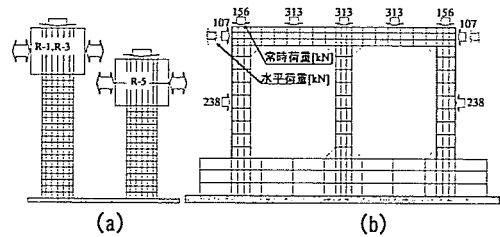


図-11 数値解析モデル

解析の結果、表-2 に示す  $w_{rc}$  値を用いることによって、解析対象である柱 3 体とボックスカルバート 1 体の破壊形態及び変形能を数値解析的に精度良く再現することが可能である。但し、 $w_{rc}$  を不適切に設定すると、破壊モードや変形能に影響を及ぼすことが分かった。例えば、R1 供試体では、 $3.1 \times 10^{-2}$  (cm) より小さい値を設定すると、変形能は小さくなり、実験と比較して、早い段階で曲げ降伏後せん断破壊してしまうことが分かった。なお、表-2 に示すように  $w_{rc}$  の値は、導入されるひび割れが密に入るほど値が次第に大きくなる傾向が数値解析的に確認することができた。新設構造に対しての  $w_{rc}$  の決定方法は、ひび割れが密に発生する曲げ破壊型の試験体では、 $w_{rc}$  の値を  $3.1 \times 10^{-2}$  (cm) 以上に設定しても、解への影響が見られないため、 $w_{rc}$  の上限値を  $3.1 \times 10^{-2}$  (cm) する。せん断破壊型の試験体については、ひび割れの発生状況に影響を及ぼす横方向鉄筋量、要素寸法等をパラメータにパラメトリック解析



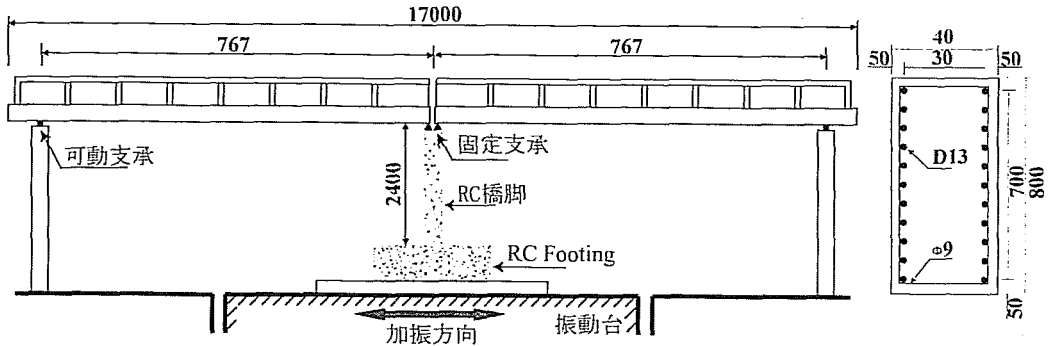


図-12 実験の概略図と断面諸元

を通じて決定する必要があるが、詳細の決定方法は今後の課題として残っている。なお、 $E^*$ 及び $\theta$ の値については、試験体の破壊形態に依存することなく、すべての試験体において表-2に示した値を用いることが可能である。但し、前節にも述べたが高強度コンクリート要素を用いる場合において、ひび割れの傾斜角を滑らかにすることが妥当だと考えられる。

また、繰り返し載荷荷重を受けたRC柱やボックスカルバートのような構造物の実挙動を荷重増加領域からポストピーク領域まで概ね再現することが可能であり、ポストピーク領域における数値解析上の収束も乱れず、最後まで解析可能であることも確認できた。

#### 4. 非線形動的解析への適用性

繰り返し応力場に拡張した本構成式は繰り返し載荷荷重を受けたRC構造物への適応性は前節で確認できた。さらに、モデルの汎用性をもたらすために、本研究では非線形動的解析への適用を行い、地震時のRC構造物の実挙動を予測する。本章では曲げ型破壊の構造物として土木研究所で行われたRC柱の振動台実験<sup>16)</sup>とフランスで行われた耐震壁の振動実験<sup>17)</sup>をモデルの評価対象とした。数値解析において、前節で述べた格子等価連続体法材料パラメータの選定方法に基づいて決定されるが、解析対象とした柱と耐震壁はせん断ひび割れが発生したものの曲げ型破壊が支配的であることから、ひび割れ面に伝達されるせん断応力の影響が少ない。前節に記述した $w_{rc}$ の値を $3.0 \times 10^{-2}$ (cm)に設定し、すべてのケースにおいて解析を行った。なお、上記のような曲げ型破壊構造物において、ひび割れ面に伝達されるせん断応力による影響は少ないため、 $w_{rc}$ の値の変化により、数値解析結果に影響は少ない。また、数値積分はNew Markの $\beta$ 法を用い、減衰は比例型減衰とした。

表-3 解析に用いた柱の材料パラメータ

	Main Lattice			
	$f'_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$E_c$ [GPa]	$G_{ft}$ [kN/m]
A	29.7*	2.0	30*	100
B	28.6*	2.0	30*	100
	Shear Lattice		Reinforcement	
	$E^*$ [GPa]	$w_{rc}$ [cm]	$\theta$ [rad]	$f_{sy}$ [MPa]
A	$E_c/2$	$3.0 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	343.9*
B	$E_c/2$	$3.0 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	343.9*

\* Experimental Value

#### (1) RC柱の非線形動的挙動への適用性

##### a) 実験の概要

解析対象とした土木研究所・振動台実験は、1993年9月に行われた橋全长15m、桁の総重量393kNの2径間単純桁橋である<sup>16)</sup>。この実験はRC橋脚の非線形領域における地震応答特性を検討するために行われたものである。図-12に実験供試体の概略図を示す。また、桁端部は摩擦が非常に少ないローラー支承で、橋脚上部で2連の桁が固定支承で支持されている。振動中に発生する上部構造物の慣性力はほとんど中央のRC橋脚に伝わる構造となっている。なお、実験は同一仕様の2体の模型を作製し、橋脚はせん断に対して十分な配筋がされている。

振動台実験の入力地震波は1983年に、日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で記録された地震波をベースに、模型の固有周期を考慮して時間軸を1/2に縮め、加速度の大きさを原記録の2, 3, 4倍、(最大応答加速度275gal, 360gal, 402gal)の3通り(それぞれ実験A, B, C)としているが、実験Cでは応答変位が大きく、実験中に装置フレームと供試体が衝突したことが報告されたことから、本研究では実験Aおよび実験Bのみを解析対象とした。

##### b) 解析モデル

上部構造の慣性力はほぼ全て中央橋脚に伝わると

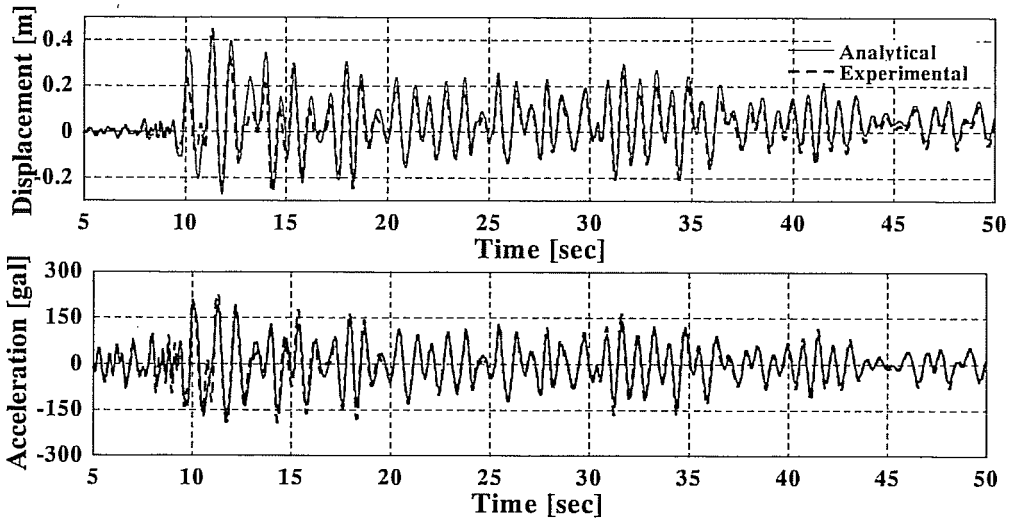


図-13 実験 A における応答変位及び応答加速度の比較

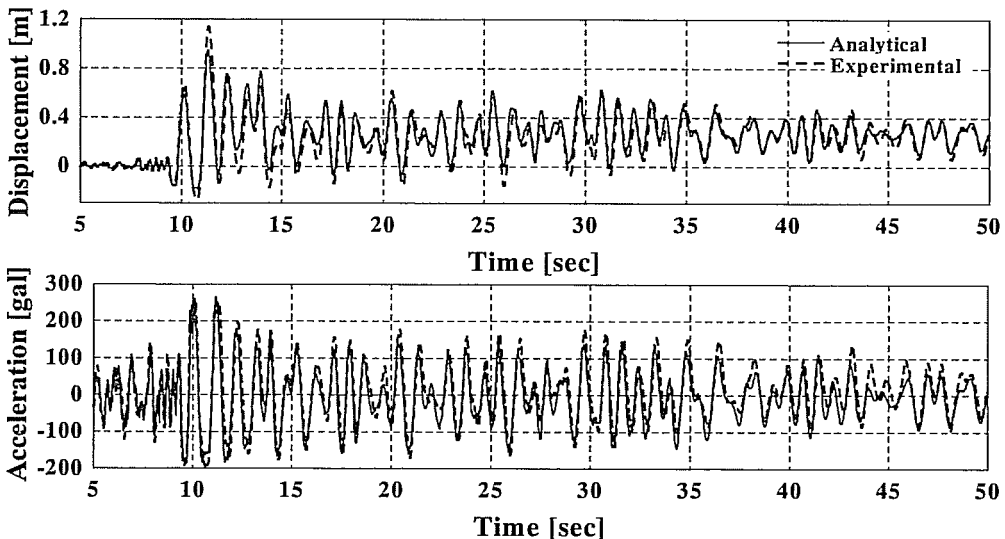


図-14 実験 B における応答変位及び応答加速度の比較

報告されていることから、本解析では中央橋脚のみモデル化し動的解析を行った。また、実験の報告では、RC フーチング部分の損傷があまり見られなかったことから、橋脚とフーチング部分と完全に定着するものとし、橋脚底部で観測された地震応答を入力地震波として橋脚基部に直接導入した。

解析では橋脚頂部に桁の重量を持つ剛体要素を設け、橋脚の自重は各節点振り分けることとした。また、数値解析に用いた柱の材料パラメータを表-3に示す。

### c) 実験および解析結果

土木研究所の報告によると、実験 A では加振実験中に橋脚基部とその周辺で小さなひび割れが発生

したが、加振終了後には桁の死荷重による軸力によりひび割れは閉じ、肉眼では確認できない程度の損傷だったことが報告されている。載荷終了後には、残留変位がほとんど見られず、最大応答塑性率が3.2と許容塑性率範囲内に収まっていることが報告されている。

実験Bにおいても、同様である。しかし、載荷終了後には、実験Aの残留変位がほとんど生じないのに対し、実験Bでは橋脚が傾斜し、水平方向に約30mmの残留変位が生じたことが報告されている。この原因は、17秒前後から破壊が局部的に集中し、供試体全体が瞬間的に傾斜し、残留変位が生じたと考えられる。また、実験Bにおける桁の最大応答加

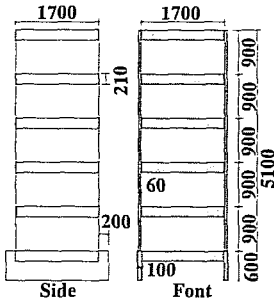


図-15 供試体の概略図

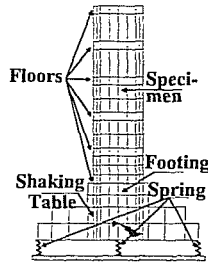


図-16 解析モデル

速度は実験Aの1.07倍に対し、最大応答変位は2.5倍となっており、最大入力加速度の比率以上に大きくなっている。

図-13と図-14に実験A及び実験Bの予測応答変位及び応答加速度と実験値のそれを併せて示した。コンクリート技術シリーズ49<sup>18)</sup>等によると、軸方向鉄筋の伸び出しを適切にモデル化することで精度良く評価することが可能であると結論付けたにも関わらず、本解析結果では固有周期をはじめ、最大応答変位と応答加速度が実験値と概ね一致することが確認できた。それは、実験Aにおいて、試験体の基部の損傷度が低く、主鉄筋の伸び出しによる影響が少ないことが考えられる。それに対し、主鉄筋の伸び出しの影響を無視できない実験Bでは、最大応答変位の予測値が実験値よりやや低い結果となった。一方、実験Bの残留変位について、既往の材料非線形モデルでは確認できなかったが、非直交二方向びびりモデルを導入することにより、17秒前後から曲げ型破壊を示したものの、局部的に多少の曲げびびりからせん断びびりに移る領域が数値解析的に確認され、局部的な破壊の集中により、供試体の傾斜の挙動を示し、実験と精度良く再現できることが確認された。また、実験A及び実験Bの降伏変位の予測値はそれぞれ16%と1.6%範囲内にあった。

## (2) 耐震壁の非線形挙動への適応性

### a) 実験概要

解析対象とした耐震壁の実験は、1998年にフランスで行われたヨーロッパRC耐震壁振動実験プログラム(CAMUS3)<sup>17)</sup>によるものである。試験体は、平行した2枚の5階RC壁の高さ5.1m、幅1.7mの1/3スケールモデルである。壁間は正方形の床スラブでつながれている。試験体の概略図を図-15に示す。また、表-4に各部材(壁・フロー・フーチング)の質量を示す。

試験体は Eurocode8 (EC8)の設計基準により設計

表-4 供試体の質量

Structure element	Mass of each element [tons]	Total Mass [tons]
Wall (5 storeys)	1.100 @ 2	2.200
Footing	1.422 + 1.390	2.812
Total mass of 1 floor	6.036 @ 5	30.180
Lateral bracing	1.118	1.118
Total Mass	-	36.310

表-5 振動台の概要

Dimension		6m x 6m
Mass		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

表-6 解析に用いた耐震壁の材料パラメータ

Main Lattice				
$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$E_c$ [GPa]	$G_{f1}$ [kN/m]	
40*	2.0*	28*	100	
Shear Lattice			Reinforcement	
$E^*$ [GPa]	$w_{\pi}$ [cm]	$\theta$ [rad]	$f_{sy}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
$E_c/2$	$3.0 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	386-814*	284-415*

\* Experimental Value

されたものであり、コンクリートの平均強度は 39.6 MPa で、ヤング係数及びポアソン比はそれぞれ、31GPa と 0.187 である。

実験は、ヨーロッパで最も大きい、EMSI 研究室の振動台で行われている。入力地震波は Nice S1 と Melendy Ranch の波で、計 5 種類の波が用いられている。振動台の諸元及び性能を表-5 に示す。また、振動実験に用いられた入力地震波は V02S04, V02S06, V03S02, V02S08, V02S10 であり、最大加速度がそれぞれ、0.42G, 0.22G, 1.35G, 0.64G, 1.0G の計 5 種類の波であるが、比較対象となるのはそのうちの V02S06, V03S02, V02S08, V02S10 のみである。実験は一つの試験体で、地震波 V02S04, V02S06, V03S02, V02S08, V02S10 の順に振動台の中央部に付けられている振動アームで導入されている。

### b) 解析モデル

本解析では図-15 に示す試験体を、図-16 のようにモデル化した。このモデルは、供試体と振動台を併せてモデル化したものであり、振動台は剛体要

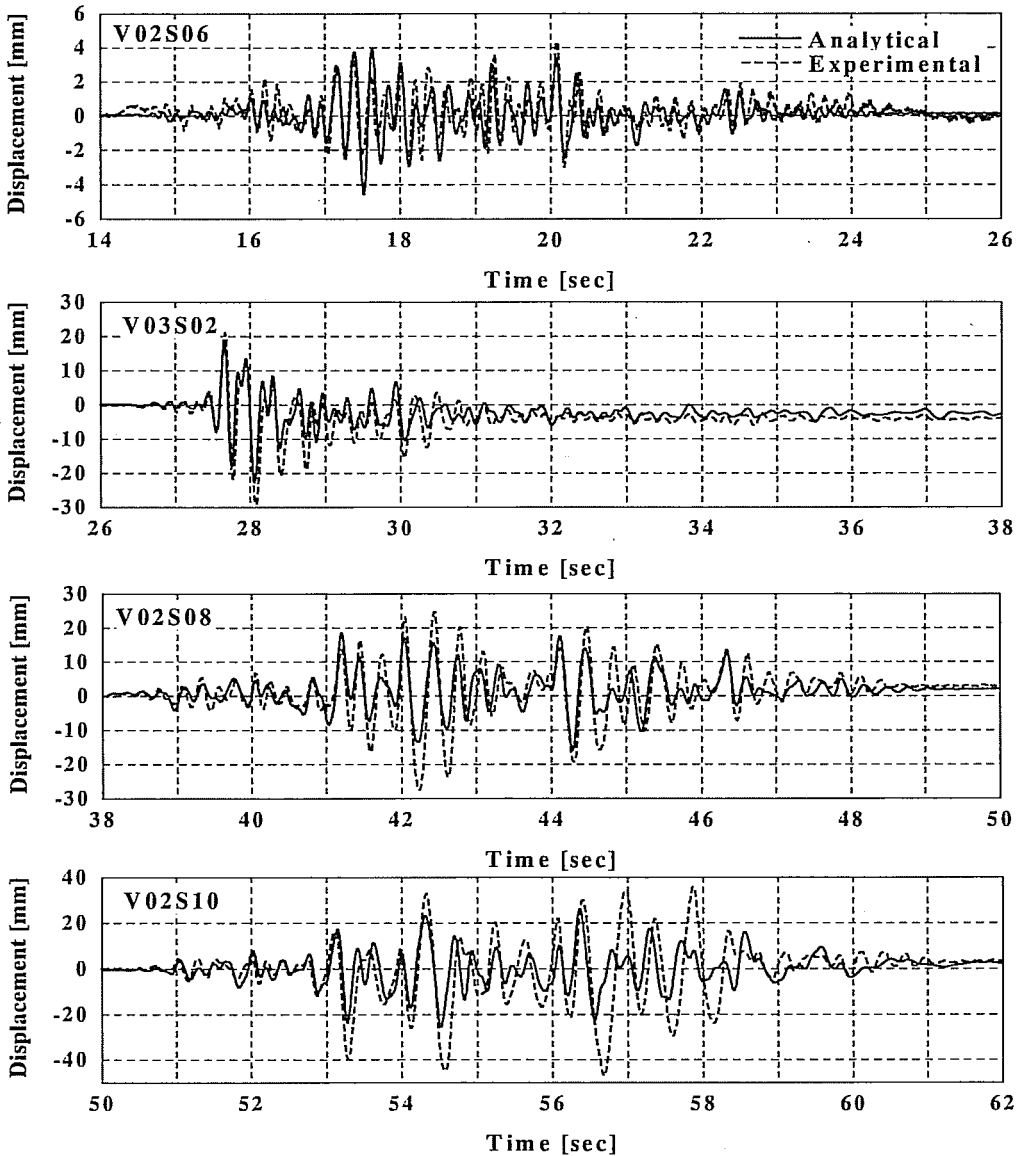


図-17 耐震壁 5 階における応答変位の比較

素とし、供試体と完全固定とした。また、フーチングと供試体及び各床スラブは、連続体としてモデル化した。振動台を支えるばねは、ばね係数と等しい剛性をもつトラス要素を導入することによりモデル化した。

入力地震波を直接振動台の中央部に導入するため、システムの回転及び鉛直方向の揺れを考慮することができ、加振時に起こりうるシステム全体の回転及び縦方向の揺れを評価することができる。また、数値解析に用いた材料パラメータを表-6に示す。但し、振動台のロッキングと上下動については実験で

は確認できなかったため、上下動等の比較については行わない。

### c) 実験結果

供試体は実験開始前に、供試体とフーチング部分に初期ひび割れが発生していることが確認されている。ひび割れは供試体を振動台に組み立てるときに発生した。耐震壁を振動台につなぎ、固く締めるとき、ひび割れは主につなぎ目の部分に発生している。また、供試体上部における 5 階と 6 階の間の両壁にも、斜めひび割れが確認されている。入力地震波 V03S02 (1.35G) を導入するまで、供試体に大きな損

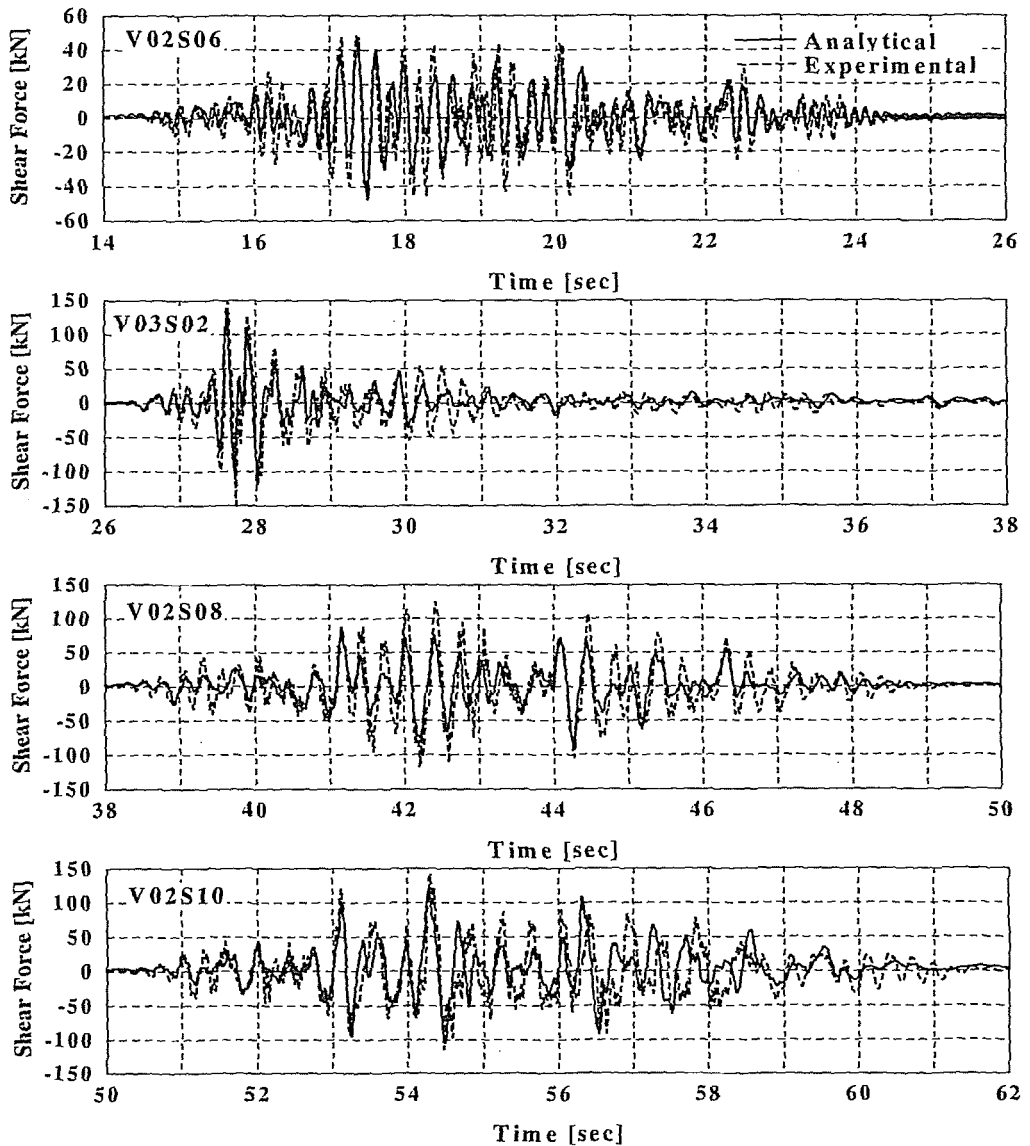


図-18 耐震壁基部におけるせん断力の比較

傷がみられなかったが、V03S02の地震波を加震後は、両壁の基部に水平方向の損傷が激しいことが確認された。なお、1階～3階にかけてひび割れが斜め方向に進行したが、最上の2階には初期ひび割れ以外のひび割れが見られなかった。最後に、V02S10(1.0G)の入力地震波が終了した後、各壁の基部に激しい損傷を伴い、コンクリートの剥離が見られ、補強筋が完全に露出するほどの損傷だった。供試体の基部における直径8mmの主鉄筋はすべて降伏し、壁の右側に主鉄筋D8が座屈していることも報告されている。

なお、この実験と解析結果については、当研究室を含め、世界から11研究機関が招待され、2001年6月1日にフランスのEcole Normale Supérieure de Cachanで国際コンペが行われた。このコンペでは、実験結果を一切公表せずに、実験の概要、供試体の諸元と入力地震波のみ各研究機関に送られ、各研究機関は、各自の数値解析コードを用いて解析を行い、解析結果をまとめた論文を国際コンペの委員会に提出する形式がとられている。

#### d) 解析結果

図-17に、実験より得られた耐震壁の5階にお

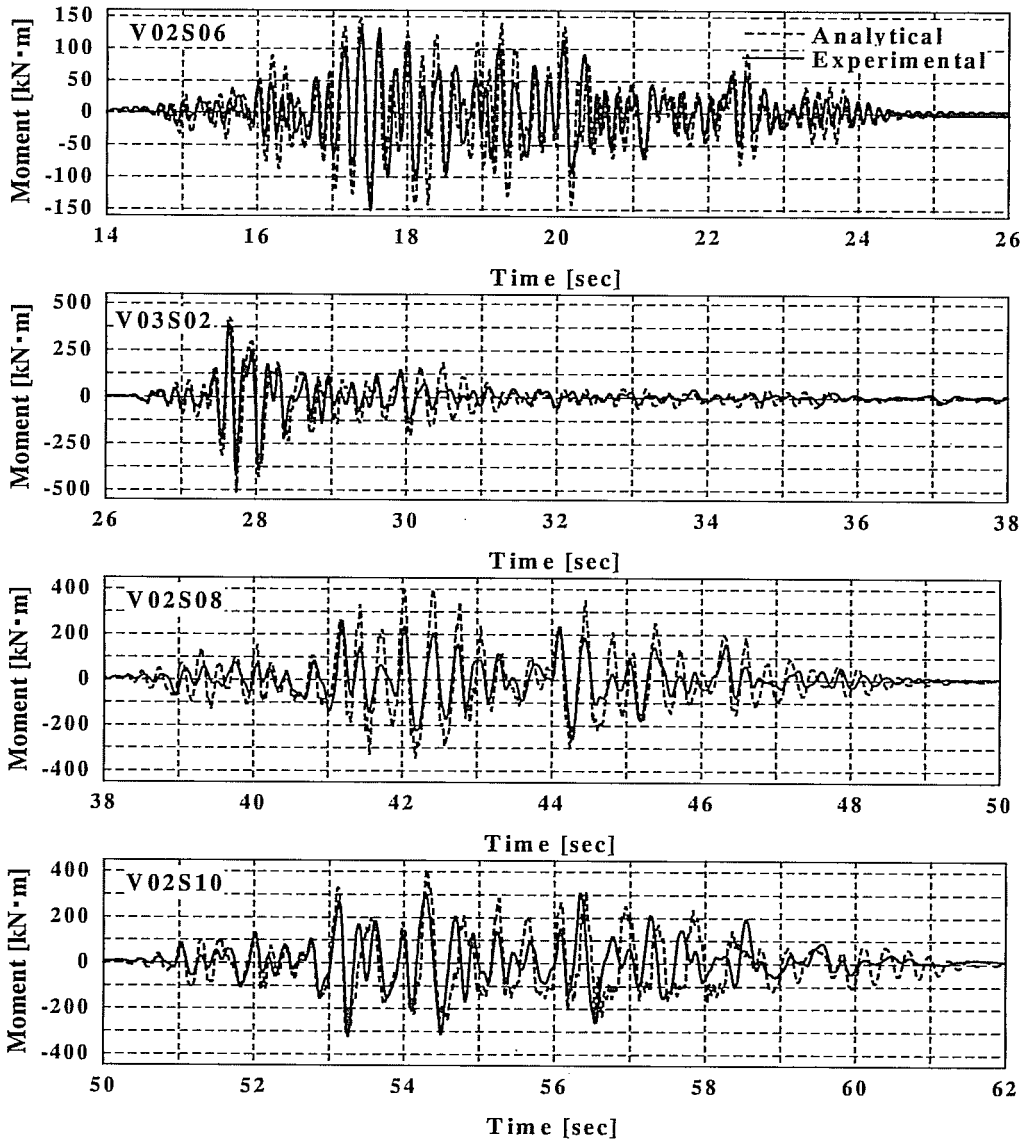


図-19 耐震壁基部における曲げモーメントの比較

ける応答変位（破線）と数値解析より得られた予測値（実線）の比較を示す。解析では、V02S06の入力地震波が終了後、試験体の損傷がほとんど見られず、弾性的な挙動を示すことが予測された。17.5秒前後での予測値は実験値より、やや大きいものの、全体的に固有周期や応答変位が実験値を精度良くとらえていることが分かる。また、V03S02の入力地震波の時、最大応答変位のピークを迎えた直後に、壁の両サイドの主鉄筋が降伏し、実験で見られた現象と同様、試験体が傾斜し始めた。予測値の応答変位は実験値と精度良く一致し、V03S02終了後の残

留変位も実験と同様である。それは、28秒前後に、供試体の基部にせん断ひび割れが進展するのを非直交二方向ひび割れモデルの導入で適切に評価することが可能である。しかし、続いて入力地震波はV02S08を導入した結果、固有周期と残留変位は実験値と一致したものの、最大応答変位が実験値より低く評価する結果となった。これは、実験では入力地震波V03S02の後、供試体が激しく損傷し、コンクリートの剥離や鉄筋の伸び出しの影響が大きな要因と考えられる。

入力地震V02S10を導入した後、56秒前後までは

表-7 格子等価連続体化法に用いた材料パラメータ

			Main Lattice				Shear Lattice			Reinforcement	
			$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$E_c$ [GPa]	$G_{f1}$ [kN/m]	$E^*$ [GPa]	$w_{rc}$ [cm]	$\theta$ [rad]	$f_{sy}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
Cyclic Behavior	RC Column	R1	37.9*	3.5	20	100	$E_c/2$	$3.1 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	316.9*	180
		R3	34.1*	3.5	20	100	$E_c/2$	$4.2 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	469.2*	180
		R5	32.7*	3.5	20	100	$E_c/2$	$5.8 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	469.2*	180
	Box Culvert	23-27*	1.8-2.0*	18-27*	100	$E_c/2$	$5.6 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	369-385*	184-192*	
Dynamic Behavior	RC Column	A	29.7*	2	30*	100	$E_c/2$	$3.0 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	343.9*	177*
		B	28.6*	2	30*	100	$E_c/2$	$3.0 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	343.9*	177*
	RC Wall	40*	2	28*	100	$E_c/2$	$3.0 \times 10^{-2}$	$\pi/6$	486-814*	287-415*	

\* Experimental Value

予測値の固有周期が実験値とほぼ一致しているものの、最大応答変位が実験値より低い結果となった。この理由についても前述の要因が考えられる。なお、56秒の後、実験の固有周期が急激に長周期となり、大きな応答変位の発生が観察されている。その結果、予測値と実験値とのずれが多くなった。これは、加震中に供試体とフーチング部分のすき間が大きく開いてしまったのが大きな要因ではないかと考えられている。また、主鉄筋の伸びだしや座屈もひとつの要因だと考えられる。

加震時における構造物の挙動を探るため、供試体の基部（供試体とフーチングのジョイント部分）の曲げモーメント及びせん断力を実験値と比較することにした。図-18と図-19にそれぞれ耐震壁の基部におけるせん断力と曲げモーメントの実験値（破線）と数値解析より得られた予測値（実験）と併せて示す。せん断力応答においては、V03S02の入力地震波が終了後まで、実験値と精度良く一致することが確認できた。V02S08の入力地震波が導入されるときには、固有周期の予測値が実験値とほぼ一致しているが、試験体の基部に大きな損傷が生じた後のせん断力は、実験により得られた値よりも低い結果となった。また、入力地震波V02S10の時は、57.5秒前後までは、予測値の最大応答せん断力及び固有周期が実験値と精度よく一致していることが分かった。応答曲げモーメントについても同様な結果が得られた。

以上より、非直交二方向ひび割れモデルを考慮し、数値解析を行った結果、地震時のRC柱や耐震壁などの鉄筋コンクリート構造物の非線形動的挙動を精度良く再現することが可能であることが確認できたが、繰り返し載荷荷重に伴う構造物基部における軸方向鉄筋の伸び出しや座屈を評価することで、更なる精度の向上につながる事が期待できる。また、現段階の本解析モデルを用いた静的繰り返し及び動

的解析において数値解析上の収束問題が保証されていることが確認できたが、今後コンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈挙動を導入しても、マクロ的な応力-ひずみ関係でモデル化することによって、解の収束性が保証できると考えている。

## 5. まとめ

本研究では、格子等価連続体化法構成式を繰り返し応力場に適用し、幅広い適用可能性を拡大することを目的として、多方向ひび割れを許容する拡張を行い、RC柱、ボックスカルバート、耐震壁等の正負繰り返し及び非線形動的解析に対する本モデルの適用性について検討を行った。また、本解析に用いた格子等価連続体化法構成式の材料パラメータは表-7に示すように、実験から得られるパラメータを除いて、統一的に選定し、数値解析を行った結果、以下の結論が得られた。

- (1) 格子等価連続体化法に簡便な非直交二方向ひび割れを導入することにより、繰り返し載荷及び非線形動的解析におけるRC構造物のひび割れ進展形状及び構造物の実挙動を概ね再現することができた。
- (2) せん断破壊型供試体には、適切な $w_{rc}$ 値を設定することにより、構造物の破壊形態及び破壊に至る位置の実挙動を再現できることが確認できた。
- (3) 格子等価連続体化法は数値解析上の収束問題を心配することなく、さまざまな形式のRC構造物の耐震解析に、十分適応可能であることが確認された。
- (4) 破壊後のポストピーク挙動において、コンクリートの剥離や主鉄筋の座屈挙動を導入することで、更なる精度の向上が期待できる。

## 参考文献

- 1) Tanabe, T. and Ishtagi, A. S. : Development of Lattice Equivalent Continuum Model for Analysis of Cyclic Behavior of Reinforced Concrete, JCI, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads Volume 2, pp.105-123, 1999.
- 2) Kongkeo, P., 木全博聖, 田辺忠顕 : 4カ国の耐震コードに基づいて設計された柱の動的解析, 土木学会年次大会, 2000.
- 3) Kongkeo, P., 伊藤睦, 田辺忠顕 : RC部材の非線形動的解析における格子等価連続体化法, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1153-1158, 2002.
- 4) Kongkeo, P., Itoh, A. and Tanabe, T. : Evaluation of Characteristic of RC Walls Based on Lattice Equivalent Continuum Model, CAMUS 3 International Benchmark, Experimental result syntheses of the participants' report - CEA and GEO, A France Association of Earthquake Engineering (AFPS), pp.64-70, 2001.
- 5) 伊藤睦, Kongkeo, P., 中村光, 田辺忠顕 : 格子等価連続体化法による鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 土木学会論文集投稿中, 2003.
- 6) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads Volume 2, pp.259-272, 1999.
- 7) Vecchio, F. J. and Collins, M. P. : The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress, University of Toronto Publication, 1982.
- 8) 破壊力学の応用研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1993.
- 9) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.
- 10) Belarbi, A. and Hsu, T. T. C. : Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, ACI Structural Journal, 1994.
- 11) CEB. : RC Elements Under Cyclic Loading, Bulletin, pp.58-69, 1996.
- 12) 舟田武 : 格子等価連続体化法に基づくひび割れ面でのせん断伝達のモデル化, 名古屋大学大学院工学研究科, 修士論文, 2001.
- 13) 福浦尚之, 前川宏一 : 非直行する独立4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.177-195, 1999.
- 14) Xiao, Y., Priestly M.J.N. and Seible F. : Steel Jacket retrofit for Enhancing Rectangular Reinforced Concrete Columns, Report No.SSRP-92/07, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, 1993.
- 15) 曾良岡宏, 足立正信, 本田国保, 田中浩一 : 地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1123-1128, 2001.6.
- 16) 建設省土木研究所 : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐荷力の照査方法の開発に関する研究, 土木研究所報告書第190号, 1993.
- 17) Commissariat a l'Energie Atomique. : "CAMUS3" International Benchmark - Experimental result synthesis of the participants' report - CEA and GEO, a French Association of Earthquake Engineering (AFPS), 1999.
- 18) 土木学会 : 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証 - 解析手法の適応と比較, コンクリート技術シリーズ49, 2002.

(2003. 9. 24 受付)

## THE APPLICABILITY OF THE LATTICE EQUIVALENT CONTINUUM MODEL TO CYCLIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF RC STRUCTURE

Kongkeo PHAMAVANH, Atsushi ITOH, Hikaru NAKAMURA  
and Tada-aki TANABE

Evaluation of the mechanical characteristics of RC structures during earthquakes by using the lattice equivalent model is the main purpose in this study. To apply this analytical model to cyclic stress field, maximum 4 directions of orthogonal crack, non-orthogonal crack model is developed and static cyclic and non-linear dynamic analyses are performed. Comparing those analytical results with the experimental values, the valuation of the behavior in post-peak region and the validity of the model and the parameter of the model are investigated.