

# 応用要素法による鋼板補強 RC 構造物の 2 次元解析モデルと その損傷度把握への応用

2-D Applied Element Method for Jacketed RC Column and Its Application to Quick Damage Inspection

上 半 文 昭\*・目 黒 公 郎\*\*  
Fumiaki UEHAN and Kimiro MEGURO

## 1. は じ め に

1995 年兵庫県南部地震では、RC 橋梁に甚大な被害が発生した。鉄道を例にとれば、32 の高架橋が倒壊し、3,400 余本の高架橋柱に被害が生じた<sup>1)</sup>。地震後、これらの被害を教訓として多くの高架橋柱に鋼板巻立て工法を用いた耐震補強が実施され、その数は鉄道橋梁だけでも 50,000 本にのぼっている。鋼板補強された高架橋は現在では主要な鉄道構造物の一つとなり、その力学的挙動の把握が重要な課題となっている。また構造物の検査は技術者による目視を中心に行なわれているが、鋼板補強された RC 構造物では鋼板内部の RC 柱の損傷状況を目視で確認できないので、地震直後の損傷度検査等には支障をきたすことが予想される。そのため、目視に代わる鋼板補強構造物の健全度の検査法の開発が望まれている。有力な検査手法は、衝撃振動試験<sup>2)</sup>や常時微動測定<sup>3)</sup>などの検査手法であろう。これらは劣化や損傷に伴う構造物の振動特性の変化(固有振動数の低下等)を利用した構造物の検査手法であり、検査の精度を高めるためには、構造物の損傷や劣化による振動特性の変化を把握する必要がある。しかし、いくつかの実験<sup>4)</sup>が実施されているものの、鋼板補強構造物の損傷による固有振動数変化に関するデータの蓄積はまだ十分とは言えない。

著者らは、これらを背景として、新しい非線形構造解析手法である応用要素法<sup>5)</sup>を用いて、鋼板補強 RC 構造物の数値解析モデルを作成することにした。ここでは、まず鋼板補強 RC 構造物の 2 次元解析モデルについて簡単に説明する。さらに鋼板補強 RC 構造物の損傷度評価への提案モデルの適用性の検討を目的として、鋼板補強 RC 橋脚の損傷による固有振動数変化を調べた振動台実験のシミュレーションを行い、その精度について考察する。

## 2. 鋼板補強 RC 柱の 2 次元解析モデル

### 2.1 応用要素法 (Applied Element Method: AEM)<sup>5)</sup>

応用要素法 (AEM) では、解析対象を仮想的に分割した要素の集合体として取り扱う。各要素は法線方向とせん断方向の 2 種類の分布バネでつながれている (図 1)。2 次元解析の場合、各要素は水平、鉛直、回転の 3 自由度を持っており、分布バネを介して周囲の要素と力のやり取りを行なう。各分布バネには、コンクリートの材料モデル (図 2) が適用される。分布バネが代表する領域の材料がその領域に作用する応力に耐えられなくなると、バネが切断してクラックが自然に発生する。また、鉄筋位置には鉄筋の材料モデルを適用したバネを並列に配置する。鉄筋バネは降伏応力に達すると降伏し、さらに破断応力に達すると破断する。応用要素法はこの様なメカニズムによって微小変形領域から大変形崩壊領域までの構造物の挙動を解析できる。

### 2.2 鋼板補強柱の 2 次元解析モデル

鋼板内部の RC 要素  $E_c$ 、左右両端の鋼板要素  $E_{js}$ 、両端

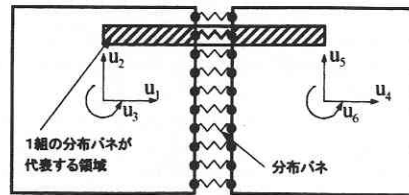


図 1 AEM の要素と分析バネ

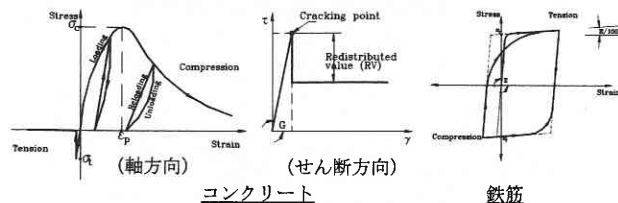


図 2 コンクリート及び鉄筋の材料モデル

\*財団法人 鉄道総合技術研究所

\*\*東京大学生産技術研究所 国際災害軽減工学研究センター

の鋼板をつなぐ鋼板要素  $E_{jb}$  の 3 種類の要素を用い、鋼板補強された RC 柱を平面応力状態の仮定のもとで 2 次元モデル化する (図 3)。要素  $E_C$  にはコンクリートの材料特性、要素  $E_{js}$  及び要素  $E_{jb}$  には鋼の材料特性を与える。RC 要素  $E_C$  の中で鉄筋の位置には鉄筋バネが配置される、これによって RC 部材のコンクリートのクラック、鉄筋の降伏や破断が表現可能となり、鋼板要素  $E_{js}$ 、 $E_{jb}$  によって鋼板の降伏と破断が表現できる。要素  $E_C$  と要素  $E_{jb}$  は、初期状態ではその要素中心が一致する状態で配置されるが、両者は連結されておらず独立に挙動できる。鋼板内部の RC 要素  $E_C$  と両端の鋼板要素  $E_{js}$  は連結されており、鋼板内部の RC 柱が変形すると、両端の鋼板要素  $E_{js}$  もそれに伴って変形しようとする。要素  $E_{js}$  と要素  $E_{jb}$  が連結されているため、内部の RC 柱が損傷して外側にはらみ出そうとするのを鋼板によって拘束することができる。

### 2.3 モデルの挙動の確認

解析モデルの挙動を確認するために、補強状況の異なる 3 つの供試体を対象にした数値解析を行う。図 4 に示す RC 柱の、①無補強、②厚さ 1 mm の鋼板で補強、③厚さ 2 mm の鋼板で補強の 3 ケースのモデルを 5 cm × 5 cm の AEM 要素を用いて作成し、図 5 に示す加速度波を地動として入力して強制的に破壊させた。コンクリートのヤング率は 22.0 (GPa)、圧縮強度は 30.0 (MPa) で引張強度はその十分の一とした。軸方向鉄筋はヤング率 210 (GPa)、降伏強度 390 (MPa) の D 16 を 16 本配置し、帯筋は配置していない。鋼板のヤング率は 210 (GPa)、降伏強度は 310 (MPa) とした。柱には 294 (kN) の軸力を作用させている。なお、解析において鋼板要素は RC 要素と同サイズの (5 × 5 cm) の要素を用いているが、鋼板の厚さに対応するヤング率と強度を与えることで、要素の大きさによる影響を取り除いている。

図 6 に解析結果として、柱の損傷過程での特徴的な崩壊状況を示す。図中には RC 柱の要素と、両サイドの鋼板要素のみを示し、内部の RC 柱の損傷状況を確認できるよう

にした。①無補強の場合には柱の中央部でせん断破壊が生じた。②厚さ 1 mm の鋼板で補強した場合には、鋼板の厚さが十分でないため左端の鋼の鋼板が降伏して大きくはらみだし、柱の下部でせん断破壊を起こした。③厚さ 2 mm の鋼板で補強した場合には、鋼板を巻いていない柱下端から 10 cm の部分に損傷が集中して補強部分の損傷は軽微であり、十分な補強効果が確認できる。このように、提案モデルを用いれば鋼板補強 RC 柱の複雑な損傷挙動をコンクリート、鉄筋、鋼板のそれぞれについて分析できる。

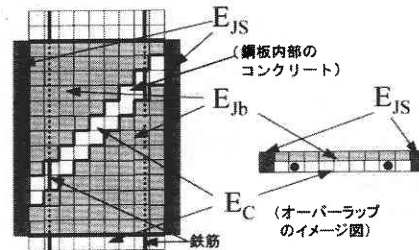


図 3 鋼板補強 RC 柱の 2 次元解析モデル

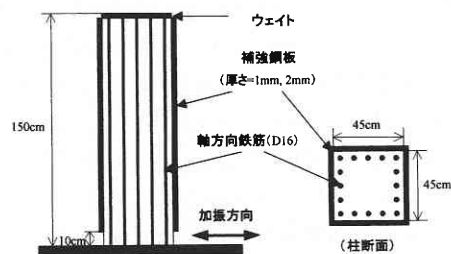


図 4 解析に用いた RC 柱

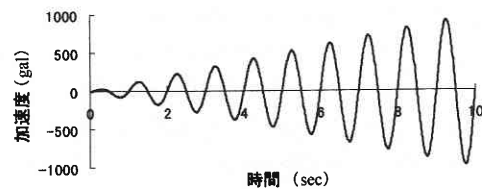


図 5 入力加速度波形

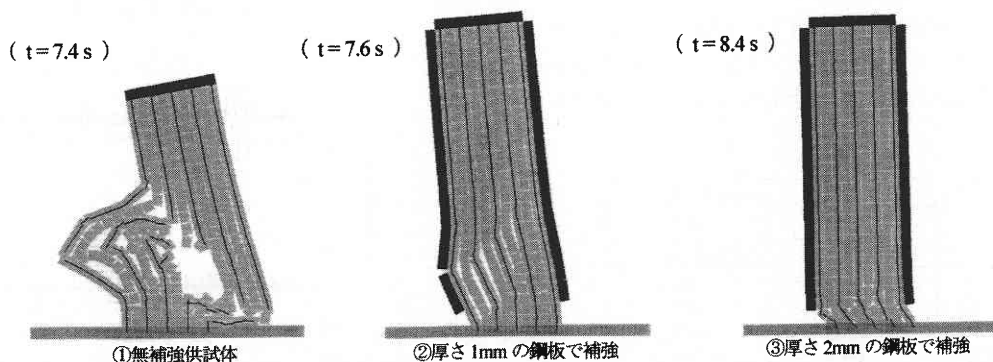


図 6 モデルの破壊形状

### 3. 地震時早期損傷度把握への応用

#### 3.1 損傷度把握への応用

目視によって内部RCの損傷状況を把握できない鋼鉄補強RC構造物の損傷度を、衝撃振動試験や常時微動測定などの振動測定を利用した検査手法を用いて精度良く把握するためには、構造物の損傷に伴う振動特性の変化を事前に詳細に把握しておく必要がある。著者らは、これまで非線形構造解析を用いてRC構造物の損傷に伴う振動特性の変化を調べ、損傷度を把握することとともにその精度向上をはかる研究を行ってきた<sup>6)</sup>。ここでは提案モデルの鋼鉄補強構造物についての適用性を検討するために、近藤ら<sup>4)</sup>による実験結果を利用して、構造物の損傷に伴う振動特性変化に関する提案モデルの解析精度を調査する。

#### 3.2 振動台実験<sup>4)</sup>

実験では鋼鉄補強された鉄筋コンクリート橋脚模型を振動台加振によって損傷させ、損傷後の固有振動数を振動台の微小振動(振幅5gal程度)を利用して求めている。図7に示す60cm×60cmの断面を持つ高さ280cm(慣性力作用位置までは300cm)の鉄筋コンクリート橋脚模型が用いられた。軸方向鉄筋はSD295、D10が2段に配筋されており、帯鉄筋はSD295、D6が30cm間隔で二重に配筋されている。供試体はSS400、 $t=2.3$ mmの鋼鉄を用いて補強されており、鋼鉄下端には10cmの隙間が設けられている。コンクリートと補強鋼鉄の間隔は20mmで、無収縮モルタルが充填されている。フーチングに力を伝達するアンカー筋として、SD345、D16鉄筋をM12にねじ加工したものを合計20本配置し、基部拘束用に設置されたH形鋼にボルトで固定されている。材料特性は表1のとおりである。

実験では、鉄筋コンクリート橋脚模型に図8に示す2連の単純桁をピン構造で連結し、上部構造重量395kNを載荷している。なお、単純桁の実験供試体と反対側はローラ支承を有する鋼製橋脚により支持されている。

加振は水平および鉛直の2方向とし、入力地震動には兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測されたNS成分(最大加速度818gal)およびその鉛直成分(最大加速度332gal)の時間軸縮尺を65%と設定したもの(図9)

表1 材料特性<sup>4)</sup>

コンクリート	圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)
	29.9	21.5
鉄筋	降伏強度 (MPa)	引張強度 (Mpa)
D6	明確な降伏なし	524
D10	391	557
M12 (アンカー筋)	355	477
補強鋼板軸方向	274	369
補強鋼板拘束方向	307	364

が用いられた。供試体の損傷状況を変化させるため、合計3回の加振が行われた。

#### 3.3 解析モデル

5cm×5cmのAEM要素を用いて実験供試体をモデル化した(図10)。材料特性及び鉄筋の配置は実験供試体と同じである。図8の地震波を3回入力して、固有振動数の変化を調べた。

#### 3.4 結果および考察

実験では供試体の固有振動数は、健全時が4.40Hz、1回目加振後が2.64Hz、2回目が2.12Hz、3回目が1.86Hzであった。近藤ら<sup>4)</sup>は実験に先立って表2のように供試体の損傷状況を仮定して固有振動数を計算している。加振前の健全な状態の固有振動数の計算値が(a)5.586Hzであるのに対して振動台実験による固有振動数は4.40Hzであ

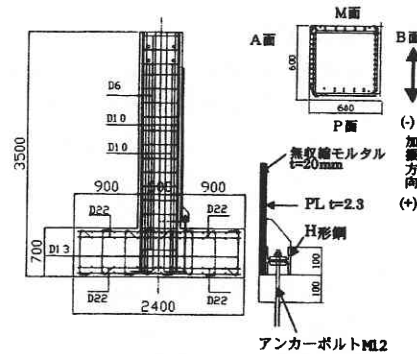


図7 実験供試体諸元<sup>4)</sup>

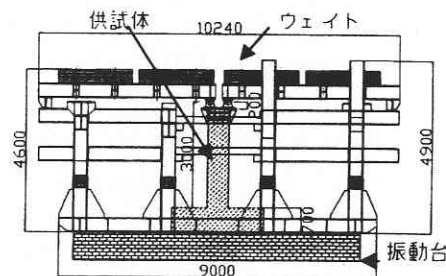


図8 振動台加振装置<sup>4)</sup>

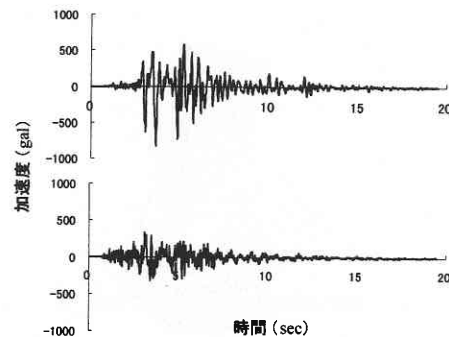


図9 入力加速度波形(神戸海洋気象台(t=65%))

り、むしろアンカー筋の影響を考慮しないで計算された (a') 4.514 Hz に近い。その理由として、供試体ではアンカー筋の締め込みが十分でなくフーチング躯体との一体化が不十分で、固有振動数を求めるために用いた微小振幅の領域ではアンカー筋の効果が全く反映されていないためであると仮定している。近藤ら<sup>4)</sup>はこのような仮定のもとに、1回目加振後の損傷度を表2の (b')、2回目加振後の損傷度を (c)、3回目加振後の損傷度を (f) と結論付けている。

我々の解析結果では、健全時が 5.68 Hz、1回目加振後 3.26 Hz、2回目が 2.64 Hz、3回目が 1.78 Hz であった。3回目加振終了後の橋脚モデル基部の損傷状況を図11に示

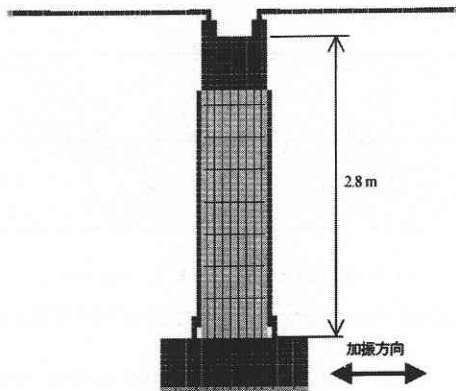


図10 鋼板補強橋脚の解析モデル

表2 想定した供試体の損傷状況と固有振動数 (近藤ら)<sup>4)</sup>

想定する損傷	コンクリート	軸方向鉄筋	アンカー筋	鉄筋のヤグ係数	固有振動数の計算値
(a)	全断面有効	有効(線形)	有効(線形)	1/1	5.586
(a')	全断面有効	有効(線形)	考慮しない	1/1	4.514
(b)	降伏時	降伏点	降伏点	1/1	3.104
(b')	降伏時	降伏点	考慮しない	1/1	2.692
(c)	断面減少	降伏ひずみ以上	降伏ひずみ以上	2/3	2.625
(c')	断面減少	降伏ひずみ以上	考慮しない	2/3	2.338
(d)	断面減少	降伏ひずみ以上	考慮しない	1/2	2.075
(e)	かぶり無視	降伏ひずみ以上	考慮しない	2/3	2.079
(f)	かぶり無視	降伏ひずみ以上	考慮しない	1/2	1.838

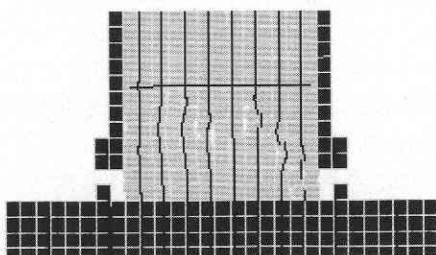


図11 橋脚基部の損傷状況

す。我々の解析モデルでは前記したような実験供試体における特殊なアンカー筋の特性が反映されていないので固有振動数算定時にもアンカー筋の効果が見込まれている。解析結果では、健全時の固有振動数が表2の (a)、1回目加振後の固有振動数は (b)、2回目加振後の固有振動数は (c)、3回目加振後の固有振動数は (f) と対応していると考えられる。アンカーの影響を除いて考えるならば、表2の (a') → (b') → (c') → (f) と推移していることになり、近藤らによる (a') → (b') → (e) → (f) の結果と概ね対応している。

#### 4. ま と め

鋼鉄補強 RC 柱の複雑な損傷挙動を解析できる2次元数値解析モデルを提案した。また同モデルの鋼鉄補強構造物の損傷度把握への応用に向けて、鋼鉄補強 RC 橋脚の損傷による固有振動数の変化をシミュレーションしたところ、解析対象の複雑さのため、実験結果と解析結果の完全な一致は得られなかったものの、提案モデルによって地震動による構造物の損傷度を十分な精度で解析できていることを確認した。今後は、ここで得られた成果を応用し、鋼鉄補強構造物の損傷度把握手法の精度向上をはかっていく予定である。

(2000年10月30日受理)

#### 参 考 文 献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告・土木建造物の被害・第1章橋梁、丸善、1996。
- 2) 西村昭彦，棚村史郎：既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究、鉄道総研報告，Vol. 3, No. 8, 1989. 8。
- 3) 中村豊：総合地震防災システムの研究，土木学会論文集，No. 531/1-34, pp. 1-33, 1996. 1。
- 4) 近藤益男，運上茂樹，足立幸郎：固有振動数による鉄筋コンクリート橋脚の損傷度評価，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998。
- 5) Meguro K. and Tagel-Din H.: A new efficient technique for fracture analysis of structures, Bulletin of Earthquake Resistant Structure, IIS, Univ. of Tokyo, No. 30, pp. 103-116, 1997。
- 6) 上半文昭，目黒公郎：非線形構造解析による RC 構造物の即時地震損傷度判定法に関する一考察，応用力学論文集，Vol. 3, 2000。