

鋼板補強 RC 構造物の 損傷による固有振動数変化のシミュレーション

上半文昭¹・目黒公郎²

¹工修 鉄道総合技術研究所 (東京大学生産技術研究所, 〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

²工博 東京大学生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

After the 1995 Kobe Earthquake, a great number of RC bridges were retrofitted with steel jacket. Therefore, the jacketed RC bridges become one of the most popular civil structures now. However, the behavior of jacketed column is little known, and moreover, we can not detect the damage to the jacketed RC structures because the condition of concrete columns inside the jacket can not be seen from the outside. In this paper, we propose 2-D numerical model of jacketed RC column using Applied Element Method (AEM). Next, the numerical simulations of two kinds of experiments for studying the natural frequency change of jacketed structure due to damage are carried out in order to discuss the applicability of the proposed numerical model for quick damage inspection of jacketed RC structures.

Key Words : numerical simulation, Applied Element Method, quick damage inspection, steel jacketing

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¹⁾。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。有力な検査手法としては、衝撃振動試験²⁾や常時微動測定³⁾などが考えられる。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^{4),5),6)}が実施されているものの、鋼板補強構造物の損傷による振動特性の変化に関するデータの蓄積はまだ十分とは言えない。

さまざまな形状、材料特性からなる補強構造物の損傷による振動特性の変化を分析するためには数値解析の利用が有効であると考えられる。そのためにはモデル化が簡単で構造物の損傷挙動を精度良く解析できる数値解析モデルが

必要である。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 (Applied Element Method, AEM)⁷⁾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2つの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

(1) 応用要素法 (Applied Element Method: AEM)⁷⁾

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。

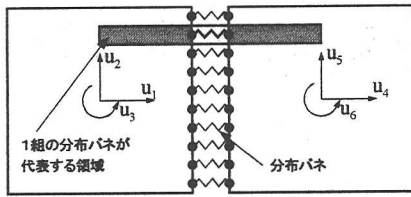


図-1 AEMの要素と分布バネ

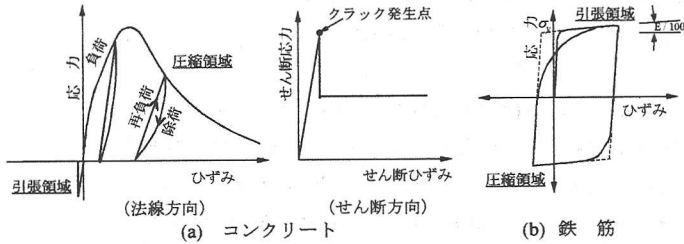


図-2 コンクリート及び鉄筋の材料モデル

(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} もそれに応じ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。

(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1mmの鋼板で補強、③厚さ2mmの鋼板で補強の3ケースのモデルを5cm×5cm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)とし、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D16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

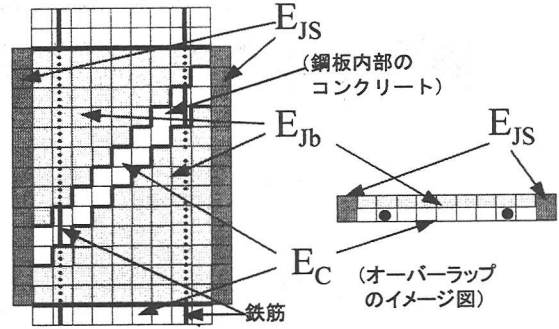


図-3 鋼板補強RC柱の2次元解析モデル

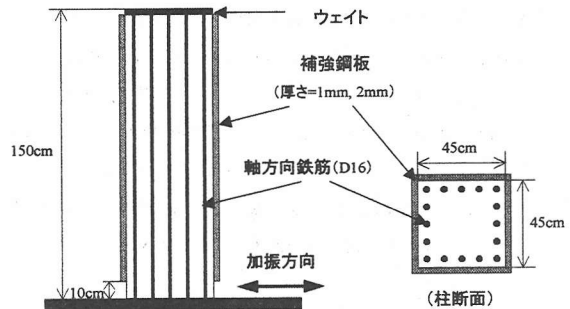


図-4 解析に用いたRC柱

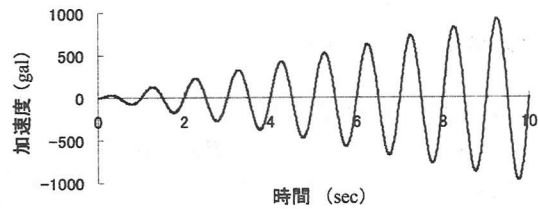
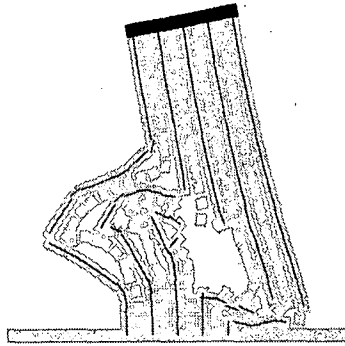


図-5 入力加速度波形

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(5×5cm)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。

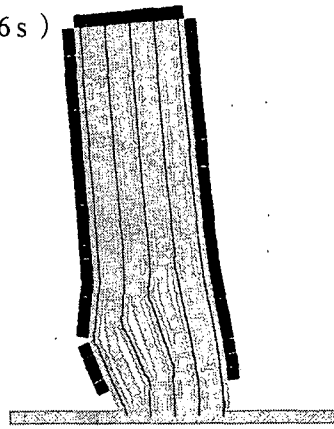
解析結果として、図-6に柱の損傷過程での特徴的な崩壊状況を示す。図中にはRC柱の要素と、両サイドの鋼板要素のみを示し、内部のRC柱の損傷状況を確認できるようにした。①無補強の場合には柱の中央部でせん断破壊が生じた。②厚さ1(mm)の鋼板で補強した場合には、鋼板の厚さが十分でないため左端の鋼板が降伏して大きくはらみだし、柱の下部でせん断破壊を起こした。③厚さ2(mm)の鋼板で補強した場合には、鋼板を巻いていない柱下端から10(cm)の部分に損傷が集中し、補強部分の損傷は軽微であることから、十分な補強効果が確認できた。このように、提案モデルを用いれば鋼板補強RC柱の複雑な損傷挙動を、コンクリート、鉄筋、鋼板のそれぞれについて分析できる。

($t=7.4\text{ s}$)



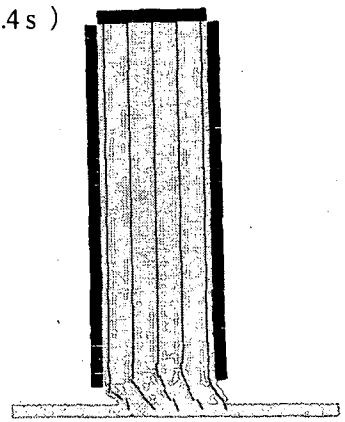
①無補強

($t=7.6\text{ s}$)



②厚さ1 (mm) の鋼板で補強

($t=8.4\text{ s}$)



③厚さ2 (mm) の鋼板で補強

図-6 モデルの崩壊形状

3. 損傷による固有振動数変化のシミュレーション

(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板補強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⁹⁾。ここでは提案モデルの鋼板補強構造物についての適用性を検討するために、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。

(2) 実大ラーメン高架橋の正負交番載荷試験^{4),5)}

a) 実験概要

吉田ら⁴⁾は、新幹線品川駅新設に伴って撤去される高架橋を用いて、鋼板補強された実高架橋の載荷実験を行った。実験に用いた高架橋は、第一品川高架橋R13(旧下り本線高架橋)で、構造形式は単線2柱式3径間RCラーメン高架橋である。

高架橋及び載荷装置の概要を図-7に示す。各柱は図-8に示すように厚さ6mmの鋼板で補強されており、柱と鋼板の間には30(mm)の隙間があり無収縮モルタルが充填されている。

載荷は隣接するR12, R14高架橋に壁体を設置して反力高架橋とし、高架橋間のスラブを切断して載荷ジャッキを設置し、変位制御で橋軸方向の正負交番載荷を実施している。 $\pm 15(\text{mm})$, $\pm 30(\text{mm})$, $\pm 60(\text{mm})$, $\pm 90(\text{mm})$, $\pm 120(\text{mm})$, $\pm 150(\text{mm})$, $\pm 180(\text{mm})$, $\pm 210(\text{mm})$, $\pm 240(\text{mm})$ の9ステップ

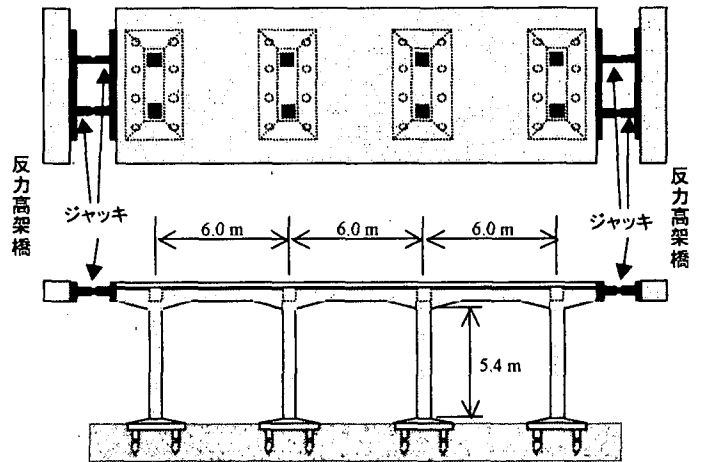


図-7 高架橋及び載荷装置の概要

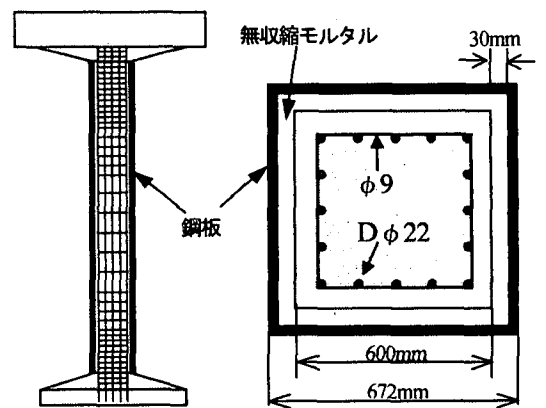


図-8 柱部配筋及び断面

の変位を各3回載荷した後、最終ステップとして+350(mm)の単調載荷が実施されている。各ステップ終了時に線路方向の天端位置打撃による衝撃振動試験を実施して、高架橋の損傷による固有振動数の変化が調べられている。

b) 解析モデル

解析対象高架橋の柱を図-9のように、サイズ8.25(cm)×8.25(cm)のAEM要素を用いてモデル化した。ここで、高架橋桁部の剛性が十分高く、8本の柱がいずれも同じ挙動をすると仮定し、柱上端部の境界条件を回転拘束とした。また柱上端部に桁部の全質量の1/8を付加することにより、柱1本の挙動が高架橋全体の挙動を代表するようにモデル化した。柱上端部に水平変位を与えて柱の損傷を進展させた。対象高架橋を構成するコンクリートの設計強度は23.5MPaであり、建設時に実施された圧縮試験結果(材齢28日)は32.9MPaであった。軸方向鉄筋にはSD49、帯鉄筋にはSS41が用いられている。建設後時間の経った構造物を構成する材料の特性、特にコンクリートの材料特性を適切に把握することは難しい。そこでここでは、表-1に示す3種類のコンクリート(それぞれ設計強度、実強度、劣化時の強度を想定)と2種類の軸方向鉄筋(設計強度、実強度を想定)を組み合わせ、表-2に示す6通りのモデルを作成した。そしてそれぞれのケースについて固有振動数の変化を解析し、比較した。なお、モデルの底部に地盤-基礎バネを配して柱の固有振動数が高架橋の固有振動数の実測値と等しくなるよう調整したので、①～⑥の各モデルの全体系の初期状態における固有振動数はすべて等しい。

表-1 材料特性

	圧縮強度(MPa)	ヤング率(GPa)
コンクリートC1	23.5	24.5
コンクリートC2	35.0	28.0
コンクリートC3	17.6	21.6
	降伏強度(MPa)	ヤング率(GPa)
軸方向鉄筋S1	490	200
軸方向鉄筋S2	558	200
帯鉄筋	400	200

表-2 コンクリートと軸方向鉄筋の材料特性の組合せ

	①	②	③	④	⑤	⑥
コンクリート	C1	C1	C2	C2	C3	C3
軸方向鉄筋	S1	S2	S1	S2	S1	S2

c) 結果および考察

図-10に実験および解析結果を示す。実験結果によれば、1δy 荷終了時で固有振動数が交番荷開始前の固有振動数に対して85%程度、4δy 荷終了時では50%程度まで低下し、それ以降はあまり固有振動数が低下していない。解析結果からは、材料特性の違いは固有振動数の変化にはそれほど大きな影響を与えないことがわかった。①～⑥の異なる材料特性を有するモデルを用いて得られた固有振動数の低下は、1δy 荷終了時で79～83%、4δy 荷終了

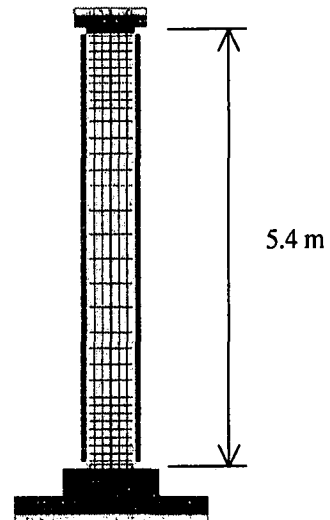


図-9 鋼板補強柱の解析モデル

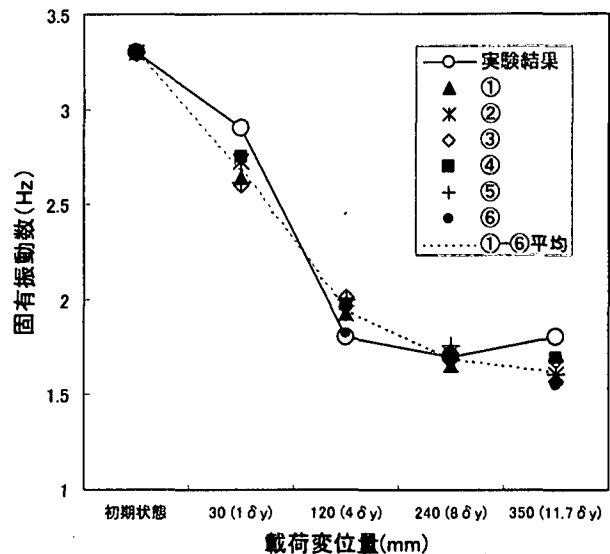


図-10 固有振動数変化の解析結果

時が55～61%、8δy 荷終了時が50～54%、11.7δy 荷終了時が47～51%であった。

(3) 桁式RC橋梁橋脚の振動台実験⁶⁾

a) 実験概要

実験では鋼板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。用いられた鉄筋コンクリート橋脚模型は図-11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)の模型である。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=2.3mmの鋼板を用いて補強されており、鋼板下端には10cmの隙間が設けられて

いる。コンクリートと補強鋼板の間隔は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-3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-12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-13)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。

表-3 材料特性⁶⁾

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

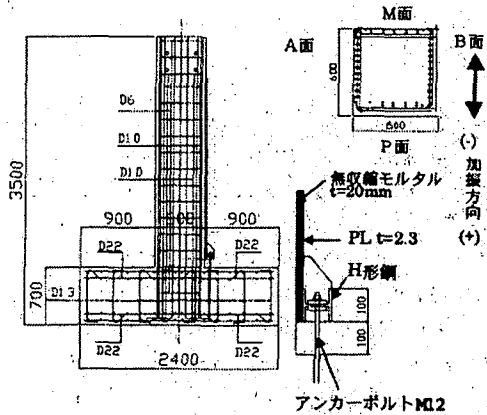


図-11 実験供試体諸元⁶⁾

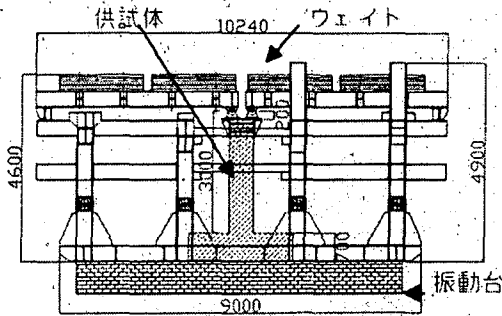


図-12 振動台加振装置⁶⁾

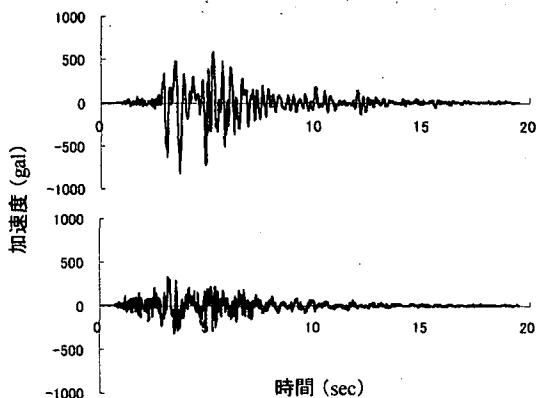


図-13 入力加速度波形 (神戸海洋気象台 (t = 65%))

b) 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-14)。材料特性及び鉄筋の配置は実験供試体と同じである。図-13の地震波を3回入力して、固有振動数の変化を調べた。

c) 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⁶⁾は実験に先立って表-4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')4.514Hz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近藤らは述べている。そして、このような仮定のもとに、1回目加振後の損傷度を表-4の(b')、2回目加振後の損傷度を(e)、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5.68Hz、1回目加振後3.26Hz、2回目が2.64Hz、3回目が1.78Hz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-15に示す。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-4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-4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。

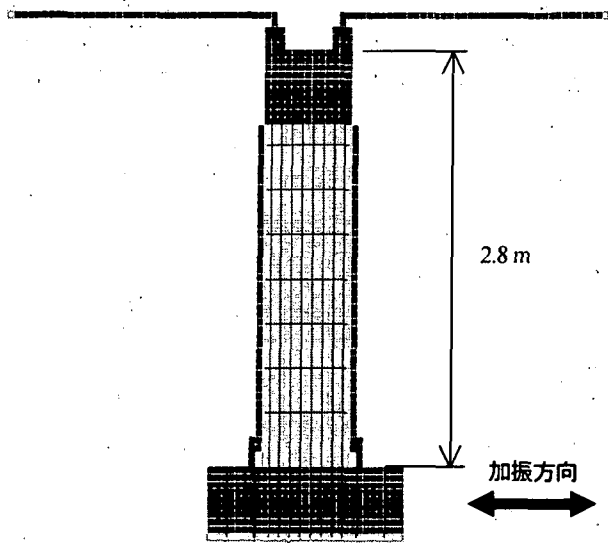


図-14 鋼板補強橋脚の解析モデル

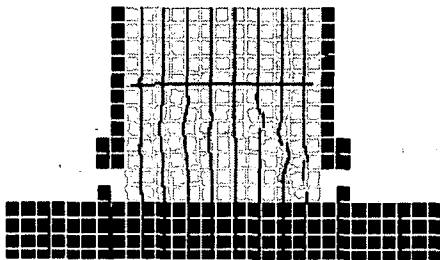


図-15 橋脚基部の損傷状況

表-4 想定した供試体の損傷状況と固有振動数 (近藤ら)⁴⁾

想定する損傷	コンクリート	軸方向鉄筋	アーカ筋	鉄筋のヤング係数	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

4. ま と め

鋼板補強 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。また同モデルの鋼板補強構造物の損傷度把握への応用に向けて、鋼板補強 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。その結果、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鋼板補強構造物の損傷による固有振動数の変化を十分な精度で解析できることを確認した。今後は、ここで得られた成果を応用し、鋼板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。

参 考 文 献

- 1) 土木学会: 阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・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/I-34, pp. 1-33, 1996. 1.
- 4) 吉田幸司他: 耐震補強を行った実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験(その1)~実高架橋の交番載荷実験による耐震補強性能評価~, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, V-500, 2000.
- 5) 長縄卓夫他: 耐震補強を行った実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験(その2)~耐震補強高架橋に対する地震時被災度判定手法の検討~, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, V-501, 2000.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.