1. 序論

香川県内市町が管理する橋梁の損傷事例のひとつに RC 橋梁の塩害がある. 塩害による損傷はコンクリート の剥落や鉄筋露出など著しい劣化状況を呈しており、早 急な補修・補強対策が必要である.しかし、市町に十分 な予算が無く、対策は遅れる傾向にある.

本研究では、これらの橋梁の耐荷力検討に先立って、 実橋振動計測および FEM 解析によって、橋梁の振動が 振動性状に及ぼす影響について検討した.

実橋の現況調査

香川県東かがわ市引田を流れる小海川河口部に架かる 御幸橋を対象として、外観調査および振動計測を実施し た. 本橋は昭和29年に架設された最大支間長13.6m の2 径間単純RCT桁橋である.本橋は河口部に位置しており, 顕著な塩害による劣化・損傷を生じている反面、現在で も4tトラックの通行があり、安全性を検証するための耐 荷力検討が必要である.

2.1 外観調査

図-1(a)に本橋外観,(b)に調査より判明した部材寸法 および配筋、(c)~(f)に損傷状況写真を示した.本橋は 第1径間に深刻な劣化・損傷が発生しているが、第2径間 は比較的軽度の損傷程度にとどまっている. 第1径間では, (c) 河口側外桁にはかぶりコンクリートの剥落と3mに及 ぶひび割れを伴う損傷, (d) 床版張り出し部下面に全面に 及ぶかぶりコンクリートの剥落と鉄筋露出, (e) 上流側外 桁にひび割れ幅1.3mmのせん断ひび割れが見られた.(f) 支承部(橋台側)でも、線支承の層状さびの発生と周辺の コンクリートの圧壊による固着化が確認された.また、 第1径間では支間中央部で最大3.6cmのたわみが確認され、 剛性の深刻な低下が示唆された.

2.2 振動計測

実橋振動計測は、人の跳躍によって起振し、発生した 振動加速度をサーボ型加速度変換器によって計測する手 法を用いて,各径間の支間中央部にて実施した.

図-2に,損傷橋梁である第1径間の振動加速度波形を高 速フーリエ変換して得られた振動加速度スペクトルを示

香川高等専門学校	学生会員	○藥師侑祐
徳島大学	非会員	安倍千香子
香川高等専門学校	正会員	太田貞次

した. 固有振動数は、比較的健全である第2径間では1次 モードで12.5Hz, 2次モードで24.25Hz, 3次モードで44Hz であり、損傷が激しい第1径間では1次モードで14.25Hz, 2次モードで28.75Hz, 3次モードで46.75Hzであった. 劣 化・損傷に伴う曲げ剛性の低下は固有振動数を低下させ る要因となるが,損傷橋梁での固有振動数の上昇が確認 されたことから、支承部の固着化に起因する橋軸方向変 位の拘束による影響が示唆された.





図−2 振動加速度スペクトル(損傷橋梁)

3. FEMモデルによる解析的検討

有限要素法解析ソフトウェアANSYSを使用し,FEMモデルによる固有値解析を行った.

横断面図をもとに作成した健全モデルを図-3に示す. FEM解析では、コンクリート部材をSOLID要素、主鉄筋を BEAM要素によって、節点数15,804、要素数14,682の多節 点モデルを作成して解析した.各要素に使用した材料物 性値を表-1、FEM解析による検討モデルを表-2に示す.

3.1 解析モデルの妥当性に関する検討

損傷が軽微な第2径間で計測された固有振動数を健全時のものとして,FEM解析結果との比較を行った.検討結果を表-3 (a)に示す.

固有振動数の誤差は1次モードで2%,2次モードで1%,3 次モードで6%と全てのモードで小さく,FEMモデルは十分 な妥当性を有すると判断した.また,本計測における1 次モードは面外曲げ1次振動,2次モードは面内曲げ1次振 動,3次モードはねじり振動であることがわかった.

3.2 損傷状況が振動特性に及ぼす影響に関する検討

(1) 剛性の低下に対する検討

本検討では、外観調査および東かがわ市による本橋の 損傷状況調査結果をもとに、床版下面および桁側・下面 におけるかぶりコンクリートの部分的な削除、鉄筋径の 減少を健全モデルに反映し、断面減少による剛性低下モ デルとした. 健全モデルcase 1と剛性低下モデルcase 2 の計算結果を表-3 (b)に示した.

結果より、劣化・損傷による断面減少に起因する剛性 の低下が固有振動数低下に及ぼす影響は最大2%程度と小 さいが、解析精度向上のために詳細な損傷状況の反映は 有効であると考えられる.

(2) 支承部の固着化に対する検討

支承部の固着化を,橋軸方向変位の完全拘束,および ばね要素による拘束により検討した.検討結果を表-3 (c)に示した.橋軸方向変位を完全拘束したcase 3.1では 1次モードで固有振動数に27%の誤差が生じ,18.0Hzとな ったが,変位の拘束による影響の小さい2次,3次モード に関しては計測値を下回る結果となった.

case 3. 2および3. 3では,支承部を橋軸方向ばね支点とし,ばね定数の変化によって拘束の程度を検討した. case 3. 3はばね定数k=4.5×10⁷N/mとして計算したもので,このときの計測値との誤差は1次モードで1%となった.

3.3 現橋状態のFEMモデル化に関する検討

case 2およびcase 3.3の組み合わせによって損傷系の

再現モデルを作成し、case 4とした. 結果を表-3 (c)に 示した. 最大誤差は2次モードにおける13%であり、1次モ ードでは誤差3%であった. 全モードにおいて誤差は小さ く、剛性の低下、および支承部の固着化を反映すること で、損傷モデルの再現が可能である.

4. 総括と今後の展望

3. より損傷状況を複合的にFEMモデルに反映することで、損傷橋梁の再現が可能であることがわかった.

引き続き、このようにして作成した損傷橋梁モデルを 使用して載荷荷重を変化させて耐荷力の検討を行う.本 橋ではせん断ひび割れが発生しているため、せん断耐力 についても検討する.全国的に問題化しているRCT桁ゲル バー橋の損傷に対して、同様の検討を行う.

表-1 各要素の材料物性値

立口大大夕	弾性係数	ポアソン比	密度	
- CP410	E [kN/mm ²]	μ	$\rho [kN/m^3]$	
コンクリート	28	0.2	24.0	
鉄筋	200	0.3	78.5	



図-3 ANSYSによるFEM解析モデル

表-2 比較検討モデル

ケース	検討モデル	備考		
case 1	FEMモデルの妥当性検討	コンクリート Ec=28kN/mm ²		
case 2	剛性の低下検討	損傷系の損傷状況反映		
case 3.1		水平変位自由度の完全拘束		
case 3.2	支承部固着化の再現	ばね(k=3×10 ⁷ N/m)による拘束		
case 3.3		ばね(k=4.5×10 ⁷ N/m)による拘束		
case 4	損傷系の再現	case2,case3.3の複合によるモデル		

表-3 FEM解析による検討結果

(a) モデルの妥当性に関する検討結果

	固有振動数 F [Hz]			解析值/計測值		
モード	1	2	3	1	2	3
健全(計測値)	12.50	24.25	44.00	-		
case 1	12.20	24.46	41.36	0.98	1.01	0.94

(b) 剛性の低下に関する検討結果

	固有振動数 F [Hz]			解析值/基準値		
モード	1	2	3	1	2	3
case 1(基準値)	12.20	24.46	41.36	-		
case 2	11.99	24.88	41.38	0.98	1.02	1.00

(c) 支承部固着化および現橋損傷モデルの検討結果

	固有振動数 F [Hz]			解析值/計測值		
モード	1	2	3	1	2	3
損傷(計測値)	14.25	28.75	46.75	-		
case 3.1	18.03	25.38	41.38	1.27	0.88	0.89
case 3.2	13.69	24.54	41.36	0.96	0.85	0.88
case 3.3	14.15	24.56	41.37	0.99	0.85	0.88
case 4	13.83	25.01	41.38	0.97	0.87	0.89