

兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の 振動特性に関する考察

関 雅樹¹・水谷 健太²・西村 昭彦³・中野 聡⁴

¹正会員 工修 東海旅客鉄道株式会社 (〒100 東京都千代田区丸の内1-6-5)

²正会員 東海旅客鉄道株式会社 (〒450 名古屋市市中村区名駅南1-18-24) 〓3F)

³正会員 工博 財団法人 鉄道総合技術研究所 (〒185 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁴正会員 株式会社 福山コンサルタント (〒133 東京都江戸川区北小岩3-17-2)

兵庫県南部地震によって東海道新幹線のラーメン高架橋も被害を受けた。復旧後、健全性確認のため、被災区間全域で固有振動数の把握を目的とした衝撃振動調査を行った。その中で、構造物の固有振動数が地震後で低下しているラーメン高架橋が有り、その原因が柱の剛性の低下又は、地盤支持力の低下のいずれかではないかと考え、固有値解析を行い、その原因を明らかにした。

また、復旧により構造物の固有振動数が上昇したと考えられるラーメン高架橋を選び、その上昇原因を明らかにした。その結果、衝撃振動調査により得られた固有振動数によって、ラーメン高架橋の健全度が判定できることとなったので、その概要を報告する。

Key Words : *earthquake damage, rigid frame bridge, natural frequency, dynamic percussion test, serviceability*

1. はじめに

1995年1月17日午前5時46分に淡路島北端を震源とする兵庫県南部地震が発生した。本地震は多数の犠牲者を出すとともに道路・鉄道・港湾・地下鉄等の土木施設に大被害をもたらした。鉄道に関しては、震度7の地域を中心に山陽新幹線、JR在来線、私鉄、地下鉄等の橋りょう・盛土・地下構造物が大きな被害を受けた¹⁾。東海道新幹線においても京都～新大阪間の高槻地域においてラーメン高架橋の柱に被害が発生した。

JR東海では、東海道新幹線のコンクリート構造物の健全度調査方法として、1991年より衝撃振動調査(概要は後述)を採り入れている。本調査は、1964年の東海道新幹線の開業後、30年以上経過したコンクリート構造物の疲労・劣化に対する継続的な調査と監視を行うために導入されたものであり、順次測定データを蓄積しているところである。

地震発生後、JR東海では、コンクリート構造物の健全度把握のために衝撃振動調査を被害地域において実施した。対象としては、目視上上部構造に大きな損傷がない構造物、基礎周辺に地盤の緩みがある構造物、並びに復旧対策を施工した構造物である。

衝撃振動調査は、構造物の振動性状の変化で健全度を判断するものである。今回の調査では、復旧工事を必要としないラーメン高架橋において、固有振動数が地震後に低下した貴重な実測値が得られた。また、補強・補修工事により、ラーメン高架橋の固有振動数が高くなった事も確認した。本論文では、地震によるラーメン高架橋の固有振動数の低下原因を、鉄筋コンクリート柱の剛性と地盤のばね定数に着目し、実測値を基にバネ・マスモデルにより解析を行った。これにより、柱の剛性及び地盤のばね定数の低下が評価出来たので、今後の地震時のコンクリート構造物の健全度評価法として本手法を提案するものである。



図-1 被害箇所位置図

表-1 被害程度による分類

被害程度		対策
A	主鉄筋が露出し、コンクリートの一部が破損したもの	鋼板補強
B	かぶりコンクリートが剥離したもの	
C	クラックが生じたもの	
D	軽微なクラックが生じたもの	樹脂注入

2. 被害の概要と補強対策

東海道新幹線におけるラーメン高架橋の被害は、京都～新大阪間の高槻市付近を中心に、約12km区間において発生した(図-1)。被害はラーメン高架橋の柱部に集中しており、柱の上部、または下部において、コンクリートが剥離・剥落したものが多い。被害を受けた柱の合計は、高架橋30ブロックにおいて172本となった。被害の程度による分類を表-1に示す。

被害の程度A,B及びCランクの柱については、鋼板補強により復旧した(図-2-(a),(b))。ラーメン高架橋の同一ブロックの中で、1本でも鋼板補強工事を要した場合は、柱の剛性の均衡を考慮して、ブロック全体を鋼板補強した。

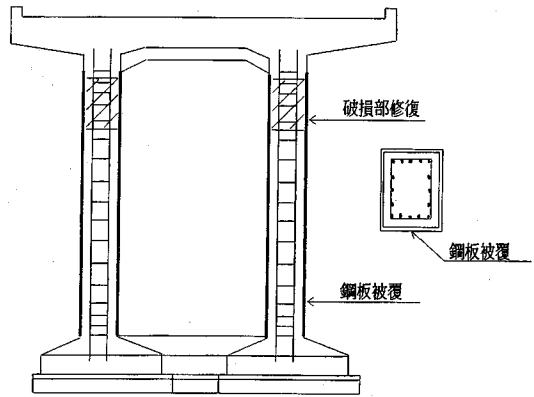


図-2-(a) ラーメン高架橋補強復旧図(ランクA,B)

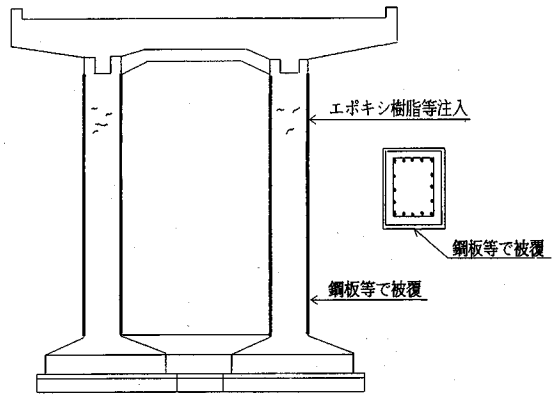


図-2-(b) ラーメン高架橋補強復旧図(ランクC)

その他の補修対策としては、高架橋基礎部のフーチングと地盤の隙間処理としてセメントミルクの流し込み、並びにランクDの柱補修対策として樹脂注入が実施された。

3. 衝撃振動調査

(1) 衝撃振動調査の研究実績と本研究の位置付け

衝撃振動調査は、直接目視により検査できない鉄道橋梁基礎部の健全度を評価するために実施されている²⁾。この調査は、躯体を重錘によって打撃した時の応答から固有振動数を求め、その値によって健全度を判定するものである。

衝撃振動調査を用いた基礎構造物の健全度の評価はこれまでも種々の研究がなされているが、その内容は主として、構造物基礎の洗掘等による地盤支持力の低下によって構造物の固有振動数が変化すること、及びその変化が衝撃振動調査による構造物の固有振動数の測定方法で十分な精度を持って把握で

きることを確認したものであった³⁾。これらの研究における構造物の固有振動数は、いずれも剛体振動に近い場合の振動性状である1次振動を対象としたものであり、測定の結果を用いた逆解析によって把握できる構造物の諸元は主として基礎のばね定数であった。また、このような構造物の剛体振動の1次振動固有振動数の測定は衝撃振動調査ばかりでなく、構造物の規模とそれを支持する地盤の条件によっては常時微動測定のような方法を用いることも可能である⁴⁾。

ラーメン高架橋の場合も、図-3に示すように重錘により高架橋天端1箇所を橋軸直角方向に打撃することにより、その応答性状から主としてラーメン高架橋の固有振動数(以下ラーメン高架橋の全体系1次固有振動数という)を測定するものである。

しかしながら剛体振動に近い振動性状を呈する基礎構造物に対して、ラーメン高架橋では曲げ振動が支配的になる。この場合測定の結果を用いた逆解析によって把握できる構造物の諸元も基礎のばね定数と高架橋柱の剛性の2種類となる。衝撃振動調査を用いて、高架橋柱の剛性の評価を行った研究としては、ラーメン高架橋の施工時の柱の打継ぎ目が剛性低下原因との報告もある⁵⁾。

一般にラーメン高架橋の変状としては、コンクリートのひびわれ・劣化による柱・基礎部の剛性の低下、地盤沈下などによる基礎部の支持力の低下があげられる。JR東海では、長期的な変状対策として、個々のラーメン高架橋における振動性状の経年変化によって、健全度を調査してきた。ラーメン高架橋の固有振動数は柱及びそれが支える構造物の質量と柱の曲げ剛性及び地盤のばね定数により決定される。したがって、柱の剛性あるいは地盤の支持力が低下した場合は、固有振動数の低下となって現れる⁶⁾。つまり、ラーメン高架橋の固有振動数の変化を把握することにより、ラーメン高架橋の健全度が評価されるのである。

本論文では、ラーメン高架橋の柱の剛性あるいは地盤のばね定数を把握することにより、ラーメン高架橋の固有振動数の変化の要因を求めることとした。特に、柱の剛性をより精度よく評価するためには、剛性の変化の影響がより強く現れる高次(二次以上)の固有振動数及び振動モードを測定する必要がある⁷⁾。今回は、高架橋柱中間部の打撃により、固有振動数(以下柱の部分系2次固有振動数という)及び振動モードについても測定を行った。

従来の衝撃振動調査による構造物の健全度評価に関する研究では、いずれも実際に変状発生の前後を

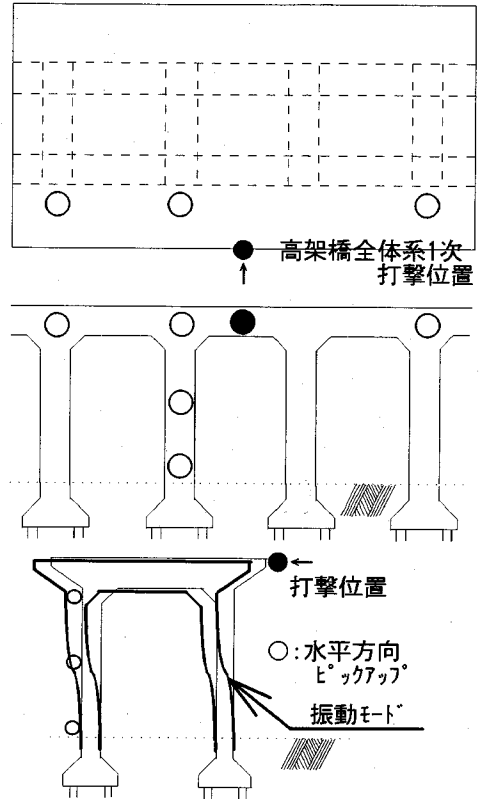


図-3 高架橋天端部衝撃振動調査図
(高架橋全体系1次振動)

比較したのではなく、地盤支持力の低下は、洗掘を受けた直後と補強したものとの比較を、実構造物に対して洗掘を想定して人工的に基礎の周辺を掘削した実験の結果によるものである。また、柱の剛性の低下は他の正常な柱との相対比較あるいは逆解析により剛性の評価を行った結果である。

また、地震後の構造物の被害の状況を確認した例はこれまでも振動台あるいは交番載荷試験によるものも数多くある⁸⁾⁹⁾。本論文では実際の地震に遭遇した構造物の被害程度をその前後において衝撃振動調査で確認しており、その結果は衝撃振動調査が構造物の地震被災後の健全度の評価に対して非常に有効であることを示唆している。

(2) 調査項目

ラーメン高架橋の健全度評価のための具体的な衝撃振動調査を次に述べる。

a) 全体系1次固有振動数

図-3に示すように、高架橋天端中央を橋軸直角方向に重錘により打撃し、天端3箇所、柱部2箇所について水平方向の振動速度を測定し、固有振動数及び

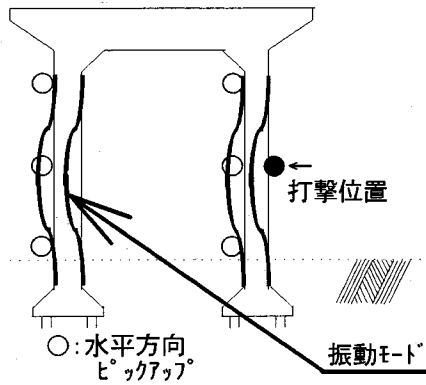


図-4 高架橋柱中間部衝撃振動調査図
(柱の部分系2次振動)

モード形状を把握した。全体系1次振動は、図-3に示すようなモード形状となる。

b) 柱の部分系2次固有振動数

図-4に示すように、柱中間部を橋軸直角方向に掛矢により打撃し、打撃側及び打撃側の対角の柱3箇所について水平方向の振動速度を測定し、固有振動数を把握した。柱の部分系2次振動は、図-4に示すようなモード形状となる。

(3) 調査対象及び結果

今回、地震後において、構造物の健全度を把握するために衝撃振動調査を、被災区域において行った。そのなかで以下の3つのラーメン高架橋に対し詳細な解析を行った。

a) 高架橋A

3径間(3m+3×6m+3m)標準ラーメン高架橋(図-5)で、基礎は地中梁補強がなされている。地震によって外観上被害は見られなかった。この高架橋は地震前(平成3年)にも本調査を実施している。

図-5-(a)は、地震前に測定した衝撃応答波形をフーリエ振幅スペクトルに変換したものである。フーリエスペクトルにおいて、左側のピーク(図中矢印で示す)が全体系1次固有振動数である。これは衝撃振動調査による応答波形は減衰自由振動であるが、その応答は衝撃による強制外力で励起されるため、応答速度で測定した波形の固有振動数を単にフーリエ振幅スペクトルのピークとしてだけでなく、強制外力が作用した時点からの応答波形の位相角度をスペクトル表示した位相スペクトルが位相角度180度を示す振動数としても確認した結果である。

同様に、フーリエ振幅スペクトルにおいて、右側

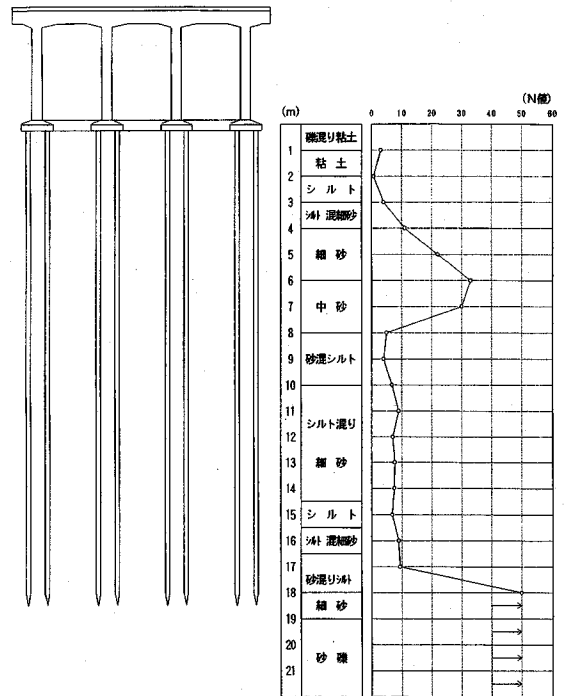
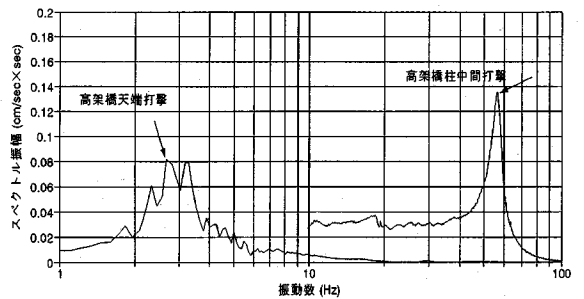


図-5 高架橋A



(高架橋柱中間打撃は10~100Hzの帯域のみを示している。)

図-5-(a) 高架橋A 地震前

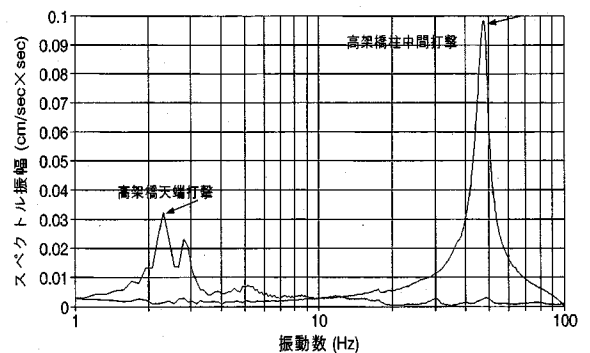


図-5-(b) 高架橋A 地震後

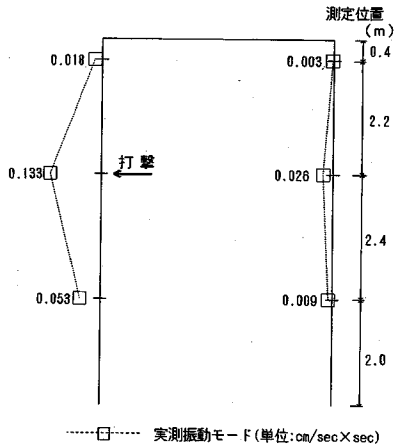


図-5(c) 高架橋A 柱の部分系実測振動モード

のピークが柱の部分系2次固有振動数である。これは、当該振動数におけるフーリエスペクトル振幅を用いてラーメン高架橋の振動モード図を描画した結果、図-5(c)に示すようにそのモード形状は柱の中間部が最大振幅を示すモード形状を呈しており、図-4に示した柱の部分系2次固有振動数であると判断した。さらにこの時の左右の柱の位相は同位相(位相差スペクトルと衝撃波形の位相により確認)であったことから、柱の部分系2次は図-4に示すようなモード形状となることを確認した。

図-5(b)は、地震後に測定した応答波形のフーリエ振幅スペクトルである。図-5(a),(b)を比べると、地震後で全体系1次の固有振動数は0.4Hz、柱の部分系2次振動数は12Hz低下していることがわかる。

b) 高架橋B

3径間(3m×3×6m+3m)標準ラーメン高架橋(図-6)で、基礎は独立フーチングである。地震後、柱下部に隙間があり、セメントミルクの流し込みを行った。この施工前後で衝撃振動調査を行った。

図-6(a)は施工前のフーリエ振幅スペクトル、図-6(b)は施工後のフーリエ振幅スペクトルである。全体系1次固有振動数が、施工後に0.2Hz上昇している。

c) 高架橋C

3径間(3m×3×6m+3m)標準ラーメン高架橋(図-7)で、基礎は地中梁補強がなされている。地震によって柱部に損傷を受け、鋼板補強を施した。衝撃振動調査の結果、同形式の被害のなかったラーメン高架橋(図-5(a))に比べ、固有振動数が高い値となっている(図-7-1)。

以上の結果から、各ラーメン高架橋に対し、モデルを作成し、モード解析を行った。

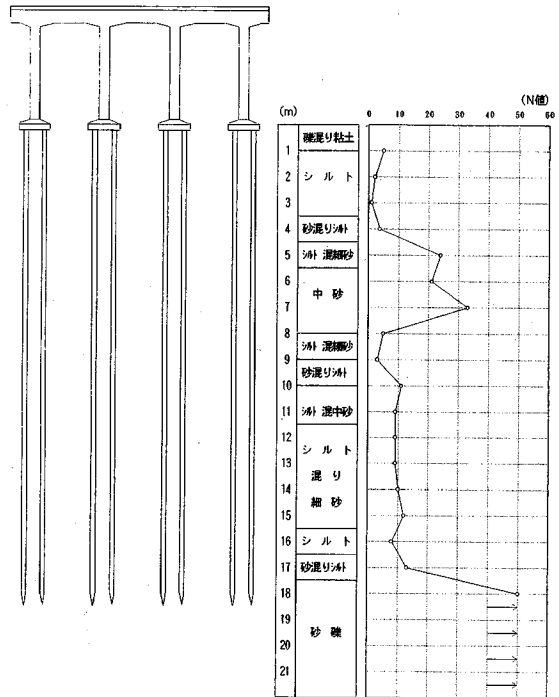


図-6 高架橋B

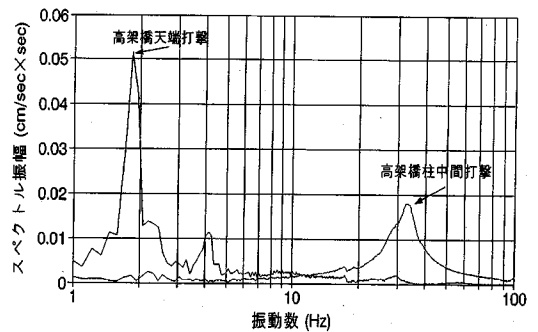


図-6(a) 高架橋B 施工前

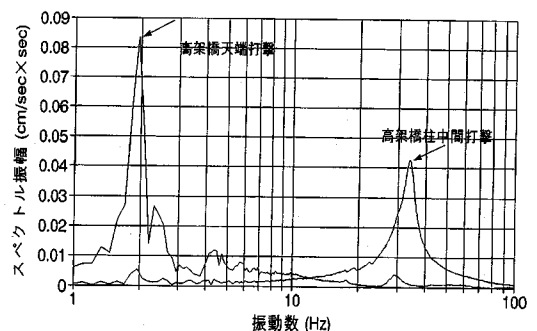


図-6(b) 高架橋B 施工後

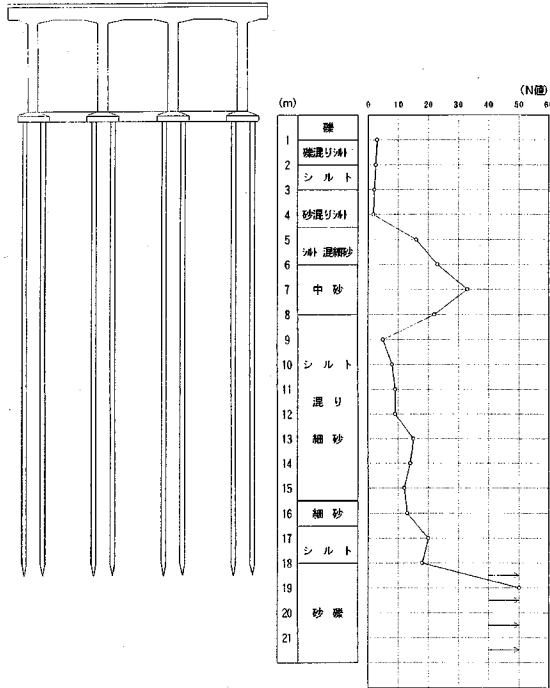


図-7 高架橋C

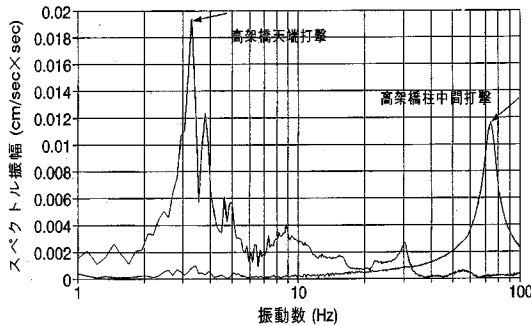


図-7-1 高架橋C 補強後

4. 固有値解析

(1) 解析モデル及び解析法

ラーメン高架橋の振動特性は、主として固有振動数と振動モードに代表される。ラーメン高架橋の固有振動数を決定する要因は、躯体とそれが支える構造物の質量、柱の曲げ剛性、地盤の支持力等である。

固有値解析による衝撃振動調査のシミュレーション解析は、構造物の剛性あるいは基礎のばね定数の推定を構造物の固有振動数と固有振動モードを用いて行うことによる。これより構造物の質量に変化がなければ、柱の曲げ剛性及び基礎のばね定数を把握することにより、固有振動数の変化した要因を探ることができる。つまり、地震により考えられる変状

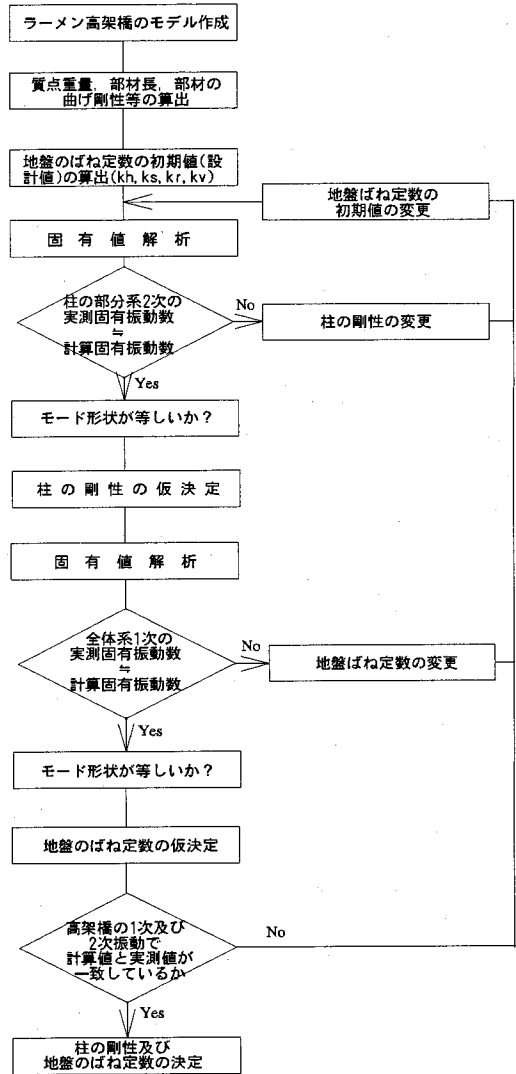


図-8 解析フロー図

として、柱のひび割れによる剛性低下、または基礎の変状(地盤の緩み、基礎杭の損傷等)が評価できる。

固有値解析では、ラーメン高架橋の実測値である固有振動数と振動モードから、柱の剛性と基礎のばね定数を求める。しかしながら、ラーメン高架橋では、柱の剛性の変化は全体系1次の振動モードにはほとんど影響を及ぼさない。そこで、柱の部分系2次の固有振動数を加え、解析の対象とした。今回の固有値解析のフローを図-8に示す。また、解析のためのラーメン高架橋の解析モデルを図-9に示す。

まず、質点重量、部材長、部材の曲げ剛性を既存の設計計算書より求める。次に、地盤のばね定数をボーリングデータから算出した地盤反力係数により

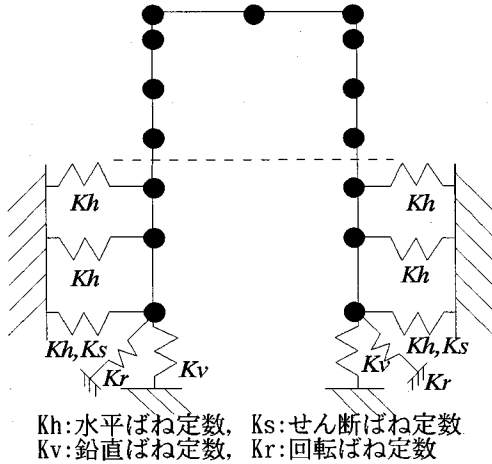


図-9 解析モデル図

決定する。この場合、地盤反力係数は基礎標準¹⁰⁾の算式を適用する。

$$k_h = 0.2\alpha E_0 D^{-3} \quad (1)$$

$$E_0 = 25N \quad (2)$$

ここで、 α :補正係数(=2), E_0 :地盤変形係数, D :杭径
 N :N値, K_h :地盤反力係数

以上の諸元の初期値を算出後、固有値解析を行う。
ラーメン高架橋の固有値解析では、衝撃振動調査によって得られた実測の固有振動数と振動モードが解析値と等しくなるように、柱の剛性と地盤のばね定数を変化させる。実測の固有振動数は、重錘打撃時の高架橋の応答波形をフーリエ変換したスペクトル(振幅スペクトル及び位相差スペクトル)より読み取る。振動モードは、高架橋に配置した各測点から得られる応答波形(同一の衝撃作用時の)フーリエスペクトル(振幅スペクトル)から、該当する次数の振動数におけるスペクトル振幅の振幅比率として算出した結果を用いている。

まずは、柱の部分系2次の振動モード形状及び柱の上中下端の振幅比が実測値と合致するように柱の剛性を決定する。その後、求めた柱の剛性を用いて高架橋全体系1次の固有振動数および振動モードが実測値と一致するように地盤のばね定数を決定する。

(2) 解析結果:高架橋A

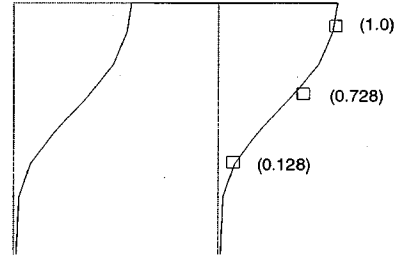
表-2に解析結果を、図-10-(a:地震前), 図-10-(b:地震後)にシミュレーション時の振動モードを示す。

a) 地震前

解析結果より、柱の剛性を地震前に全断面有効と

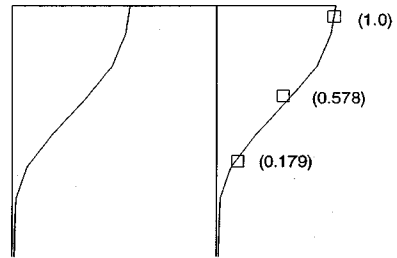
表-2 解析結果:高架橋A

	震災前	震災後
EI	$4.586 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m}^2$	$3.273 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m}^2$
K_h	$6.262 \times 10^8 \text{ N/m}$	$3.131 \times 10^8 \text{ N/m}$
K_v	$4.396 \times 10^9 \text{ N/m}$	$4.396 \times 10^9 \text{ N/m}$
K_r	$6.330 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m/rad}$	$6.330 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m/rad}$



— 解析振動モード □ 実測振動モード

図-10-(a:地震前) 振動モード図



— 解析振動モード □ 実測振動モード

図-10-(b:地震後) 振動モード図

し、コンクリートのヤング率 E は $2.30 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$ とした。一方、地盤のばね定数については、衝撃振動調査の振動変位(一打撃当り高架橋天端0.01mm, 柱付根位置0.0015mm, 地盤のひずみは $10^{-6} \sim 10^{-7}$ レベル)を考慮して、設計標準で算出した地震時のばね定数の8倍の大きさと評価した。

b) 地震後

解析結果より、地震後の柱の剛性は地震前の約70%に低下している。これは、柱表面に軽微なクラックが発生している状況と一致している。

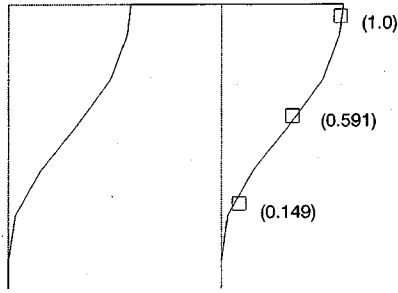
地盤のばね定数を地震前と地震後とを比較すると、水平ばね定数が50%低下している。これは地震直後の調査結果から地震により地表面において柱と地盤との間に1cm程度の隙間が生じたことが確認されて

表-3 解析結果：高架橋B

	施工前	施工後
EI	$3.332 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{m}^2$	$3.332 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{m}^2$
K_h	$2.600 \times 10^6 \text{ N/m}$	$2.600 \times 10^6 \text{ N/m}$
K_v	$1.013 \times 10^9 \text{ N/m}$	$1.013 \times 10^9 \text{ N/m}$
K_r	$1.459 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m/rad}$	$1.459 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m/rad}$

表-4 解析結果：高架橋C

鋼板補強後	
EI	$9.947 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{m}^2$
K_h	$7.792 \times 10^7 \text{ N/m}$
K_v	$7.049 \times 10^8 \text{ N/m}$
K_r	$7.771 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m/rad}$



— 解析振動モード □ 実測振動モード

図-10-(c:施工後) 振動モード図

おり整合がとれる。振動モード図(図-10-(a),(b)参照)からも柱下部の形状がその現象を示している。

(3) 解析結果：高架橋B

表-3に解析結果を、図-10-(c:施工後)にシミュレーション時の振動モード図を示す。

地盤のばね定数の地震直後と対策後とを比較すると、水平ばね定数が10倍増加している。これは、地震直後、目視検査を行った際、柱下部に隙間が生じていたため、セメントミルクを流しこんだ。その結果、地盤の水平ばね定数が上昇したことによるものである。つまり、地震直後には、地盤の緩みがあり、セメントミルクを注入した結果、柱及びフーチング部にセメントミルクが行き渡り、地盤の緩みがなくなり水平ばね定数が上昇した。

地盤ばね定数は、地震直後と対策後では鉛直ばね定数、回転ばね定数とも変化はない。杭については、現地のフーチング下部の掘削結果による杭頭部の目視確認からも変状はない。

以上の解析結果から、高架橋の固有振動数が1.8Hzから2.0Hzに上昇した理由は、震災直後にセメントミルクを注入した結果、地盤の水平ばね定数が上昇したためであると考えられる。

なお、柱の剛性は、地震直後と対策後とは変化はない。しかしながら、設計計算上の値及び同一標準形式のラーメン高架橋の衝撃振動調査により得ら

れる柱の標準的な剛性値($\sigma_c=23.5\text{Mpa}$, $E=2.45 \times 10^{10}\text{N/m}^2$, I: 全段面有効)と比較して約78%に低下している。

(4) 解析結果：高架橋C

表-4に解析結果を示す。

地震前の衝撃振動調査は実施されていない。被害ランクAのラーメン高架橋であり、柱は全数鋼板により補強を施した。高架橋A及び高架橋Cは同一の地盤条件にはないものの、ラーメン高架橋の形式は同一設計である。したがって、柱の鋼板補強による効果を、高架橋全体系1次の固有振動数により比較すると、相対評価は可能である。補強後の高架橋Cの固有振動数と地震前の高架橋Aの固有振動数との差は0.5Hzであり、これに高架橋Aと高架橋Cの地盤の影響(表-2と表-4を比較すると高架橋Cの地盤バネが概ね低い)を考慮すると、この固有振動数の差は柱の鋼板巻きによる剛性の上昇によるものであることがわかる。

5. 検討結果

今回の衝撃振動調査と、それに伴う固有値解析により、ラーメン高架橋の地震による影響を地盤のばね定数と柱の剛性に分けて明らかにした。ラーメン高架橋に大きな被害を生じさせた今回の地震の場合、地盤の緩み等基礎のばね定数の低下よりも柱の剛性の低下に対する影響が大きい。これは、被害のあった他の高架橋の基礎杭に変状が無いことを目視確認したことからも明らかであった。

表-5は、今回の検討結果のまとめである。

地盤の緩みに対しては、セメントミルクを基礎周辺に注入したことにより水平ばね定数が10倍となった。これは、基礎と地盤の隙間が目視でも確認できる変状のためと考えられる。補修として基礎周りの地盤の締め、注入は効果があることが明らかになった。しかしながら、事前の地震対策として地盤強化が有効か否かは別であり、地盤が強化されることによる安全性向上については、動的解析などの検

表-5 検討結果のまとめ

高架橋	固有振動数			対策
	地震前	地震直後	対策後	
高架橋A 全体系1次 柱部2次	2.8 Hz 地盤支持力低下	2.4 Hz 47.3 Hz 剛性低下		
高架橋B 全体系1次		1.8 Hz 地盤支持力向上	2.0 Hz	モルタル 注入
高架橋C 全体系1次 柱部2次		柱部損傷 (剛性低下)	3.3 Hz 80.3 Hz	鋼板巻き

討を行う必要がある。

柱の補強は、今回の衝撃振動調査結果でも十分効果があることが分かった。また、地震前後のラーメン高架橋の衝撃振動調査による実測値が得られたことにより、ラーメン高架橋の固有振動数の低下原因と補修による上昇が説明された。

固有値解析に及ぼす柱の剛性及び基礎のばね定数の影響は、西村⁹⁾が報告している。その内容は、数値解析の結果において、柱の剛性の変化は全体系1次の固有振動数には影響するが、振動モードの変化は少なく、基礎のばね定数の変化は逆に固有振動数より振動モードに大きな影響を与えるというものである。この点に関しては、今回の実測値においても同様の結果が得られた。

さらに、柱の剛性の評価は、柱の部分系2次の固有振動数及び振動モードに着目することにより、精度良く求められることが分かった。また、これにより、解析及び健全度の評価の精度も向上した。この結果、得られた高架橋の柱の剛性と基礎のばね定数を用いた各種設計荷重条件により、耐力及び変位に対する健全度が評価できる。

6. まとめ

今回の研究により、高架橋の健全度評価は、実測の固有振動数により判断できることが分かった。これは実測の振動数及び振動モードから固有値解析により、ラーメン高架橋の柱の剛性及び地盤の支持力が定量的に評価されることになったからである。

ラーメン高架橋の絶対値としての健全度評価は、解析により算定された柱の剛性及び地盤ばね定数を用いて、高架橋の構造モデルに対して、設計荷重を載荷して安全性を確認することにより可能である。

しかし、最も正確に健全度が判定できるのは、高架橋の個々の振動特性の変化である。一度測定しておけば、経時変化による疲労・劣化対策の基礎資料となる。また、地震後の被害の有無及び近接工事による構造物に対する影響等、目視による検査では困難な健全度の評価に対して十分効力が発揮されることは明らかである。

さらに、高架橋の柱の剛性及び地盤のばね定数の変化をより精度良く求めるためには、高架橋のより多くの柱の振動モードを調査する方が望ましいことを提案しておきたい。

参考文献

- 1) 阪神大震災災害調査 緊急報告会資料, 社団法人 土木学会, 1995.
- 2) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, 1989.9.
- 3) 堤 要二, 山下和敏, 中野 聡: 固有振動数を用いた河川増水時の橋脚健全度についての検討, 土木学会第50回年次学術講演会, I-150, 1995.
- 4) 中村 豊, 田母神宗幸, 小林俊夫: 洗掘に伴う橋脚振動特性の変化—常時微動と衝撃振動試験の比較—, 土木学会第48回年次学術講演会, I-107, 1993.
- 5) 鈴木 繁, 堤 要二, 西村昭彦: 衝撃振動試験による高架橋の健全度評価, 土木学会第49回年次学術講演会, V-85, 1994.
- 6) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価法の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, 1990.9.
- 7) 今井賢一, 西村昭彦: 衝撃振動試験による高架橋基礎の詳細調査方法について, 土木学会第48回年次学術講演会, V-238, 1993.
- 8) 川島一彦, 小山達彦: 鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷繰り返し回数の影響, 土木学会論文集 No.392, 1988.4.
- 9) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390, 1988.2.
- 10) 日本国有鉄道, 建造物設計標準解説 基礎構造物 抗土圧構造物, pp.182-189, 1986.3.

(1996.1.18 受付)

CHARACTERISTIC VIBRATION OF RIGID FRAME BRIDGES DAMAGED BY THE HYOGO-KEN-NANBU EARTHQUAKE

Masaki SEKI, Kenta MIZUTANI, Akihiko NISHIMURA and Satoshi NAKANO

The 1995 Hyogo-ken-nanbu Earthquake caused damages to the rigid frame bridges of Tokaido-Shinkansen. After the earthquake, the dynamic percussion test for the bridges was performed to verify their serviceability. The test results showed that the natural frequency of some bridges reduced. In order to reveal the cause which is considered to be concerned with the reduction of rigidity of columns or foundations, we analyzed their characteristic value. Furthermore, there were some rigid frame bridges whose natural frequency was increased after restoration, then, we analyzed natural frequency of some of them and clarified their mechanism. Consequently, it became clear that the serviceability of rigid frame bridges could be judged from their natural frequency obtained by the dynamic percussion test.