

ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価法の研究

A study on the evaluation method of the rigidity of columns of rigid frame bridges related to their serviceability

田中 宏昌*, 関 雅樹**, 下村 勝***, 中野 聡****

Hiromasa Tanaka, Masaki Seki, Masaru Shimomura, Satoshi Nakano

*東海旅客鉄道株式会社 (〒453-8520 名古屋市中村区名駅1-3-4)

**工修 東海旅客鉄道株式会社 (〒453-8520 名古屋市中村区名駅1-3-4)

***東海旅客鉄道株式会社 (〒103-0027 東京都中央区日本橋3-7-17 日本橋ビル)

****株式会社福山コンサルタント (〒136-0071 東京都江東区亀戸2-25-14 立花アネックスビル)

In this research, the method of controlling the serviceability of reinforced concrete rigid-frame bridges is introduced. The evaluation method of the rigidity of columns was conducted through the forced vibration tests with an exciting machine and the impact test, based on the damages given step by step on the top and bottom of the columns of the existing rigid frame bridge which was planned to be demolished after the tests.

In eigen-value analysis, column rigidity and ground spring constant were calculated based on the measured natural frequencies and vibration mode of the bridge. Applying the result stated above, through the use of a nomogram to evaluate the rigidity of columns and the spring constant of ground, we propose the rational evaluation method of the serviceability of rigid frame bridges.

Key Words: dynamic impact test, rigid frame bridge, serviceability, forced vibration test

キーワード: 衝撃振動試験, ラーメン高架橋, 健全度, 強制振動試験

1. はじめに

東海道新幹線は、1964年に営業運転が開始されて35年以上が経過した。日本の最も重要な社会基盤のひとつである東海道新幹線の土木構造物に対して、将来にわたり健全度を適正に維持管理することは重要な課題であり、東海道新幹線の安全安定輸送を確保するためには、土木構造物に対して、適正な検査と補修を実施する必要がある。

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年より衝撃振動試験を取り入れている。この調査方法は、全線の20%強のラーメン高架橋に対して、構造物の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る。これまでに、10年間に及ぶデータの蓄積があり、さらに精度の良い健全度評価を行うために、研究を重ねてきた。

衝撃振動試験は、日常の健全度判定の目的に加えて、強い地震後の構造物の健全度評価に対しても活用している。特に、1995年の兵庫県南部地震の際には、被災構造物の判定と目視では構造物に損傷がない構造物ならびに復旧対策を施工した構造物の安全性の確認に重要な役割を果たしている。

従来、衝撃振動試験では、高架橋の全体系の固有振動数のみに着目して健全度評価を行ってきた。また、健全度評価は、過去のデータあるいは健全な同型式の構造物との比較により実施してきたため、劣化の原因が構造物か、または地盤の劣化によるものか判別ができなかった。

関ら¹⁾は、兵庫県南部地震において被害を受けたラーメン高架橋に関して、地震前後での衝撃振動試験による実測固有振動数の測定結果から、鉄筋コンクリートの複数の柱の剛性と地盤のばね定数を数値解析により算定し、柱の剛性と地盤ばね定数の評価を可能とした。

しかしながら、柱の剛性が定量的に把握されている高架橋に対する衝撃振動試験はこれまで実施されておらず、数値解析結果と衝撃振動試験結果による柱の剛性との確認は行われていない。

ところで、2003年秋に開業予定の東海道新幹線品川新駅建設工事の線路切り替えに伴い、ラーメン高架橋が約500mにわたり取り壊し、撤去されることとなった。この撤去予定の実ラーメン高架橋を用いて、衝撃振動試験による柱の剛性評価法の妥当性について現地実験を実施した。高架橋の健全度評価のために、人為的に柱に損傷を与えて剛性を低下させ、かつ損傷の程度を段階的に大きくしていき、各段階での起振機による強制振動試験

と衝撃振動試験を実施して剛性の比較確認の試験を行った。この結果、衝撃振動試験の合理性を実証することができた。特に、人為的な損傷を与えることにより、強制振動試験からラーメン高架橋の高次モードの固有振動数を確認できた。

本論文ではこれらの振動試験の結果から、衝撃振動試験による柱の剛性評価法の妥当性について検討を行っている。従来、その評価法は、衝撃振動試験から得られる高次モードを含めた実測固有振動数と振動解析の結果を同定して柱の剛性を算出するため、非常に煩雑であった。そこで本研究では、事前に振動解析を行って柱の剛性を評価するノモグラムを作成し、その有効性を本振動試験の結果によって検証し、実用に供することを確認したので報告する。

2. これまでの健全度評価と本研究の位置付け

(1) 鉄道ラーメン高架橋における健全度調査法

JR東海において、コンクリート構造物の健全度調査方法として取り入れられている衝撃振動試験は、直接目視により検査できない基礎部の健全度を評価するために実施されている^{2), 3)}。この試験は、構造物の天端を重錘によって打撃した時の応答から橋軸直角方向の全体系1次モードの固有振動数を求め、その値によって健全度を判断するものである。

衝撃振動試験による健全度の判定は、従来標準値⁴⁾を用いて行っていた。標準値とは健全な構造物が有するであろう標準的な固有振動数である。その値は、構造諸元を変数とする回帰式で示され、健全な構造物に対する試験結果を母集団とした統計解析から求められている。

JR東海におけるラーメン高架橋の標準値は、東海道新幹線の健全なラーメン高架橋約150セットに対する衝撃振動試験の結果を基に作成したものであり、標準値の主な要因項目を柱高さと地盤性状としていることから、評価結果が標準値を下回り健全度に問題があると判定したとしても、その原因が柱の剛性の低下にあるのか、あるいは地盤ばねの低下にあるのか特定することは困難であった。

このため関ら¹⁾は、兵庫県南部地震により被害を受けたラーメン高架橋に対し、ばねマス系振動モデルによる固有値解析の手法を用いて、柱の剛性と地盤ばね定数をそれぞれ定量的に把握できる評価法の検討を行っており、衝撃振動試験から得られるラーメン高架橋の固有振動数を全体系1次と、柱部分系2次モードの固有振動数の2種類を用いることによって、柱の剛性と地盤ばねの2つの変数を同定できることを明らかにしている。

(2) 本研究の位置付け

これまでの研究結果を踏えた本研究の位置付けは次の通りである。

①衝撃振動試験における柱部分系2次モードの測定は、柱中間部を重錘または掛矢で打撃し、その時の応答値を分析することにより行っている。この柱部分系2次モードは、2柱式ラーメン高架橋では、柱の左右の柱が同位相モードとなるとときと逆位相モードとなるときの2通り存在するが、測定ではほぼ単一の固有振動数のみであり、どのようなモード形状であるかを確認する必要があった。このために、高速起振機を用いて柱の部分系2次モードの固有振動数帯域に対する強制振動試験を実施した。

②これまでは、地震による被害を受けた高架橋のみに対する適応が主で、柱の剛性評価値はあくまでも解析的な評価で、予め柱の剛性の変化を定量的に把握したラーメン高架橋に対して試験を行って、柱の剛性の変化を正しく評価できるか検証する必要があった。このために、実橋に対して柱の損傷を模擬する局部的破壊を行って、柱の損傷過程における柱の固有振動数の変化を把握する試験を実施した。

③柱剛性を評価する解析は非常に煩雑であり、解析における主観が結果を支配する可能性もある。このため、予め劣化の度合いと固有振動数の低下の関係をノモグラムとして作成し、様々な柱の剛性と地盤ばねを合理的に評価できる手法を検討した。

3. 実橋による柱の損傷を模擬した振動試験

3. 1 試験概要

(1) 対象構造物

試験対象は、単線2柱式2径間連続ビームスラブ式RCラーメン高架橋であり、構造一般図として側面図および正面図を図-1に示す。

試験に先駆けて対象構造物に対する現況調査を実施した結果、柱の上端部と下端部に建設時の打継目が原因と考えられる亀裂の発生が確認されたが、本試験は、補修等は行わずに、現況のまま実施した。

試験終了後に、各柱からコンクリートコア($\phi 100\text{mm} \times L200\text{mm}$)6本を取りだし、静的試験を行った。その結果を表-1に示す。圧縮強度は平均 30.5N/mm^2 、ヤング係数は平均 $2.01 \times 10^4\text{N/mm}^2$ であった。

表-1 静弾性試験結果

試験番号	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	ポアソン比
1 P 右側	33.0	1.86	0.18
1 P 左側	26.7	1.75	0.24
2 P 右側	25.7	1.84	0.36
2 P 左側	31.3	2.48	0.15
3 P 右側	31.3	1.84	0.20
3 P 左側	34.7	2.29	0.15
平均値	30.5	2.01	0.21

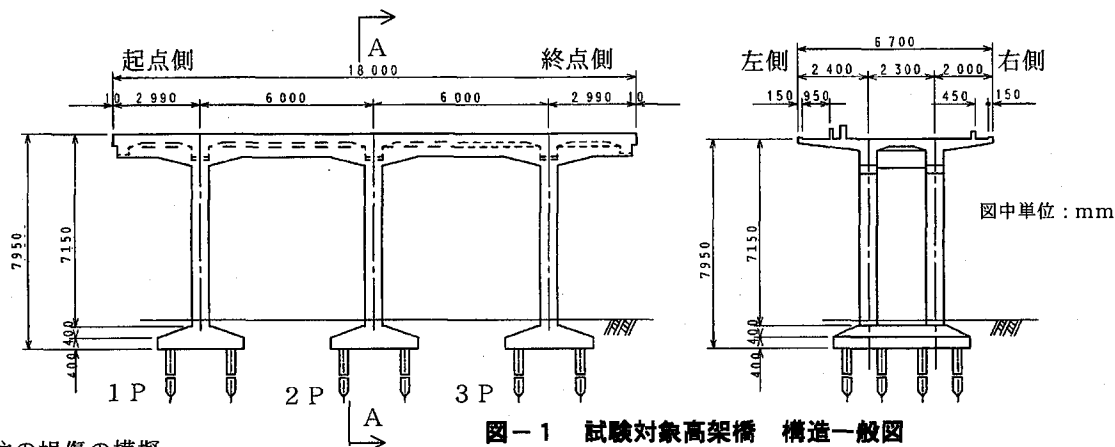


図-1 試験対象高架橋 構造一般図

(2) 柱の損傷の模擬

本試験では、対象構造物に対して、柱の上下端に段階的に損傷を与え、各段階毎に振動試験を行った。ここでの損傷は、被りコンクリートの剥落を人為的に与えたものである。

損傷のステップを表-2示し、柱上下端の損傷の状況図を図-2、ステップ毎の損傷位置を図-3に示す。

表-2 柱上下端に模擬する損傷ステップ

ステップ名	損傷部位	土被
ステップⅠ	損傷なし	あり
ステップⅡ	損傷なし	なし
ステップⅢ	柱上端4本(端部)	なし
ステップⅣ	柱上端6本(全柱)	なし
ステップⅤ	柱上端6本+下端4本(端部)	なし
ステップⅥ	柱上端6本+下端6本(全柱)	なし

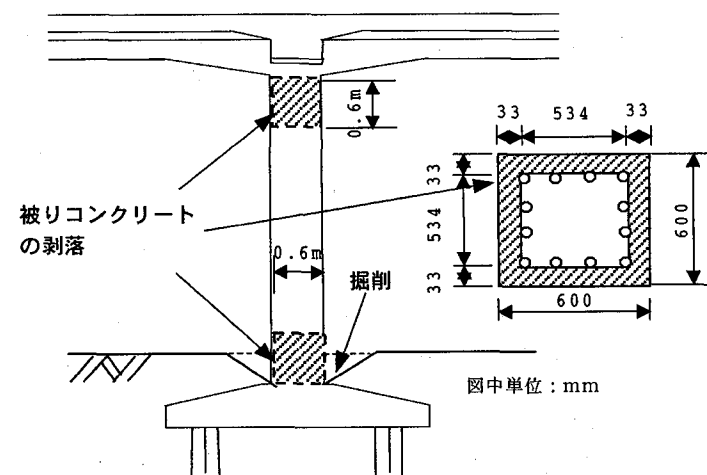
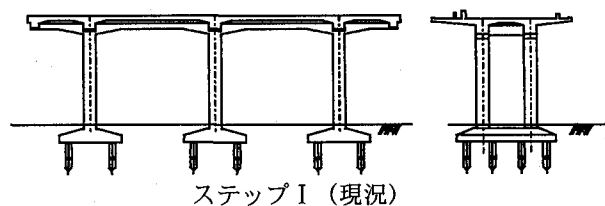


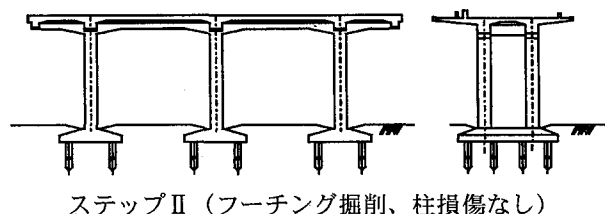
図-2 柱上下端の損傷状況図

(3) 衝撃振動試験

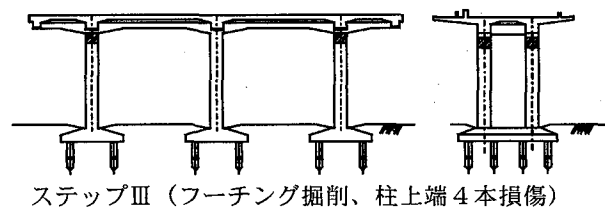
衝撃振動試験は、重錘及び掛矢を高架橋に当て、強制的に高架橋を振動させ、その応答を周波数分析することによって高架橋の固有振動数を知る振動試験である。衝撃振動試験における打撃位置および打撃方法は、高架橋天端を重錘で打撃し、柱中間部(1P~3Pの左右全6箇所)を掛矢で打撃した。なお、重錘は重さ400Nの鉄製の球体、掛矢は木製で共に打撃箇所の緩衝材として硬質ゴムを取り付けている。



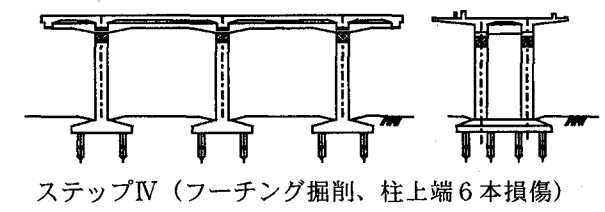
ステップⅠ(現況)



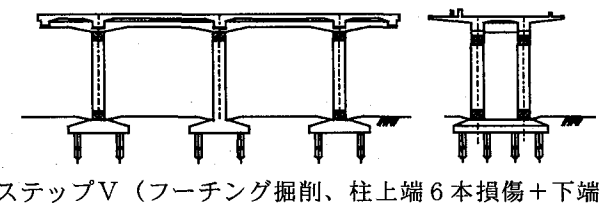
ステップⅡ(フーチング掘削、柱損傷なし)



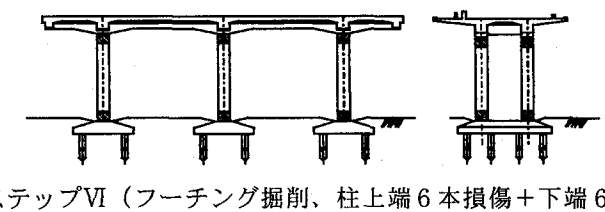
ステップⅢ(フーチング掘削、柱上端4本損傷)



ステップⅣ(フーチング掘削、柱上端6本損傷)



ステップⅤ(フーチング掘削、柱上端6本損傷+下端4)



ステップⅥ(フーチング掘削、柱上端6本損傷+下端6)

図-3 ステップ毎の損傷位置

凡例
 : 柱の損傷
 (被りコンクリート剥落)

(4) 強制振動試験

強制振動試験は、起振機により任意の振動数で高架橋を強制的に振動させて、その応答により高架橋の高次の振動数を知る振動試験である。起振機は、表-3に示す高速起振機であり、ラーメン高架橋の柱部分系2次固有振動数を捕らえることを目的とした。さらに起振機の取り付け位置は、図-4に示す2Pの横梁直上のスラブ上面であり、加振方向は橋軸直角方向と鉛直方向の2方向とした。起振機の最大起振力は、表-3に示すように、加振振動数の範囲によって異なるため、共振点において最大の起振力が得られる加振振動数の範囲を設定した。

表-3 起振機の性能

起振機名	伊藤精機 (EL600)		
起振振動数	6~99Hz		
起振機重量	50kN		
加振振動数と起振力の関係	加振帯域 (Hz)	最大加振力 (kN)	起振モーメント (N・m)
	6~40	47.4	1.226
	7~49	47.5	2.455
	10~70	48.5	4.907
	15~99	48.4	7.345

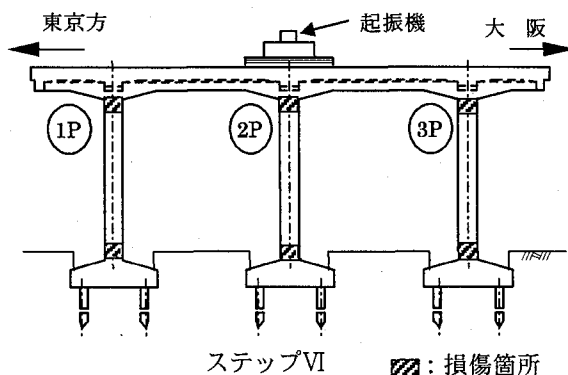


図-4 起振機の設置位置

3.2 試験結果

(1) 衝撃振動試験

衝撃振動試験の結果の例として、ステップIVにおける高架橋天端打撃時の柱天端の応答速度波形および周波数分析結果を図-5に示す。また、柱中間打撃時の打撃位置における応答波形および周波数分析結果を図-6に示す。高架橋天端打撃時には応答波形は長周期となり、2Hz付近でピークが現れ、柱中間打撃時には応答波形は短周期となり30Hz付近にピークが現れる。衝撃振動試験ではこれまで、高架橋天端打撃時に現れる長周期成分を高架橋の全体系1次の固有振動数、柱中間打撃時に現れる短周期成分を柱部分系2次固有振動数として位置づけている。

各試験ステップにおける衝撃波形の周波数分析結果を比較したのが図-7（高架橋天端打撃時）および図-8（柱中間打撃時）である。

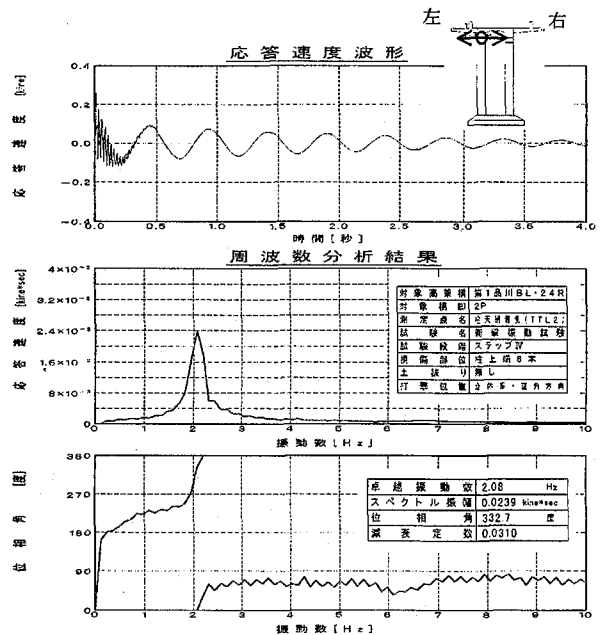


図-5 高架橋天端打撃時の測定結果（ステップIV）

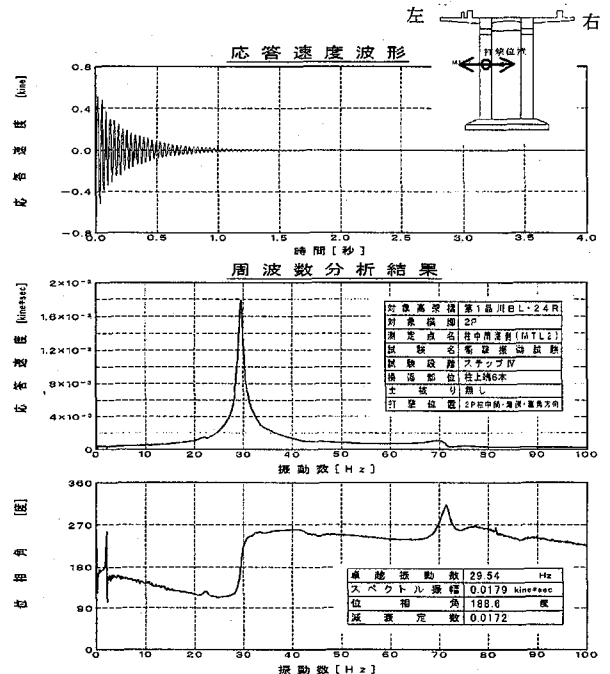


図-6 柱中間打撃時の測定結果（ステップIV）

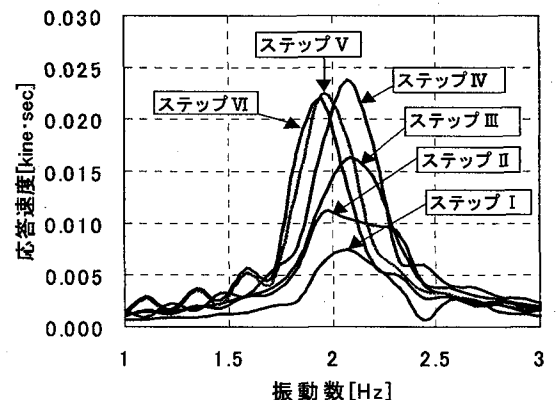


図-7 各試験ステップにおける天端打撃時の周波数分析結果の比較

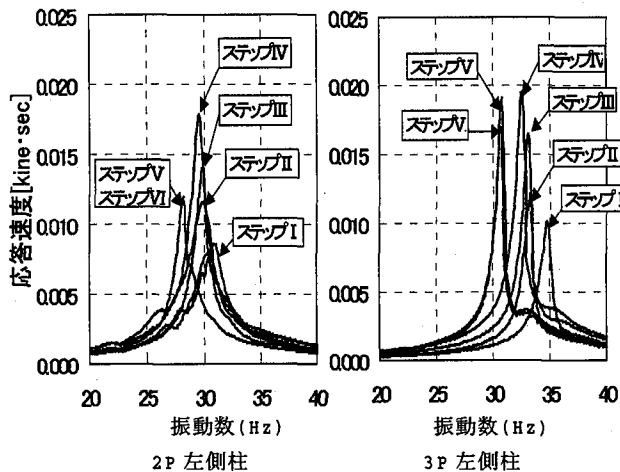


図-8 各試験ステップにおける柱中間打撃時の周波数分析結果の比較

各試験ステップの周波数分析結果の差異(スペクトルのピークの差異)は、柱の中間打撃時により顕著に現れてくることがわかる。このことは、柱の剛性の変化は高架橋全体系1次の固有振動数よりも柱部分系2次の固有振動数に顕著に現れることを示唆している。

(2) 強制振動試験

強制振動試験の結果として、各試験ステップの共振曲線を比較した結果を図-9および図-10に示す。これらの共振曲線は、起振力 $1.226 \text{ N} \cdot \text{m}$ の場合について、2P 左側の柱と 3P 右側の柱中間部の応答倍率(単位起振力換算)をそれぞれ示したものである。このように試験ステップの進行とともに柱の剛性が低下すると、柱の高次の共振点は振動数が低い方へと移動することがわかる。

3.3 現象分析結果の比較

(1) 強制振動試験と衝撃振動試験の比較

強制振動試験の橋軸直角方向加振時の共振曲線と衝撃振動試験の柱中間打撃時によって測定した柱中間部の応答波形の周波数分析結果を図-11に示す。共振曲線は、起振力の変化を3段階(1.226 , 2.455 , $7.354 \text{ N} \cdot \text{m}$)示している。

強制振動試験の共振曲線の卓越は、起振力が増すにつれて若干振動数が低くなるのに対し、衝撃振動試験の周波数分析結果のピークは、強制振動試験の起振力が最も小さい場合とほぼ同様の振動数を示すことがわかる。これは、柱部分系2次固有振動数は、応答のひずみレベルの大きさによって変化することが考えられ、衝撃振動試験のひずみレベルは起振力 $1.226 \text{ N} \cdot \text{m}$ とほぼ同程度であることが推定でき、これより衝撃振動試験の柱の中間打撃によって測定される振動数は、柱部分系2次の固有振動数であることが検証できたと考えられる。

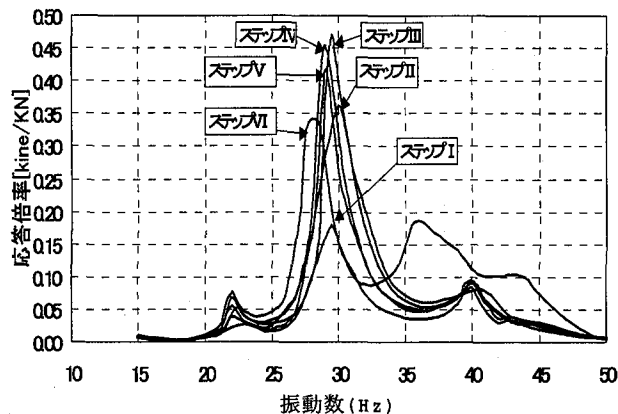


図-9 各試験ステップの共振曲線の比較
(2P 左側柱中間部)

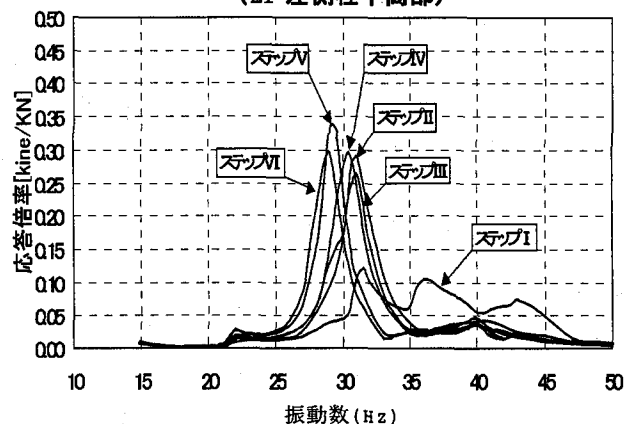


図-10 各試験ステップの共振曲線の比較
(3P 右側柱中間部)

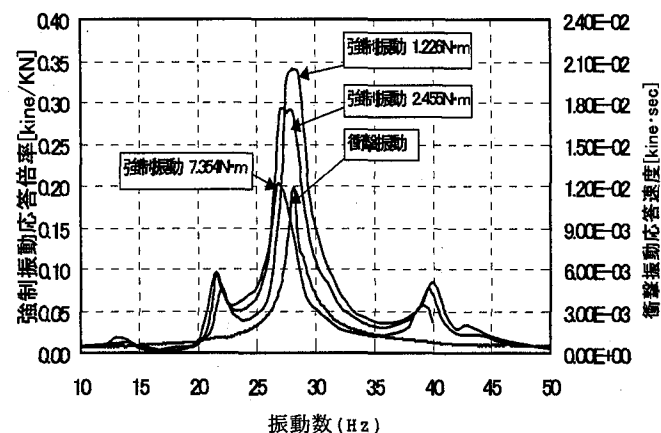
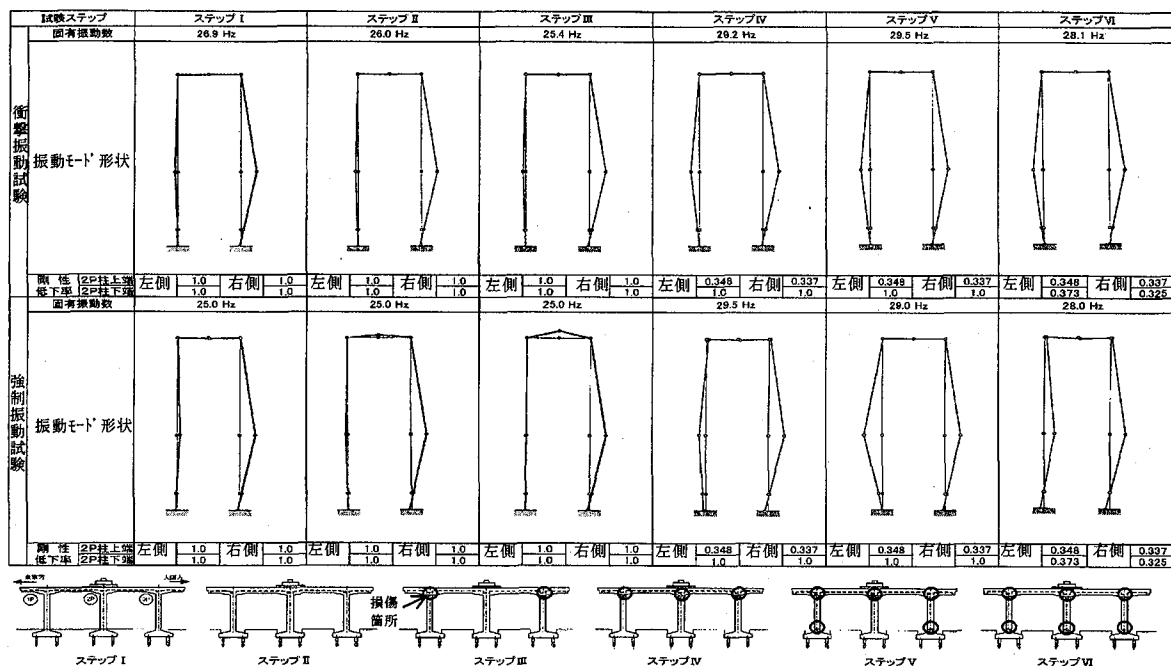


図-11 強制振動試験と衝撃振動試験の比較
(試験ステップ VI)

(2) 試験ステップの差異による振動モードの比較

損傷の進行による柱部分系2次の固有振動モードの変化を2Pを例にとって図-12に示す。これより、ステップⅢまでは、柱の片方のみの振幅が大きいモードが現れ、ステップⅣ以降では左右の柱とも振幅が大きく、逆位相のモードが現れる。これは、試験ステップの進行により柱の剛性が変化し、左右の柱の固有振動数が変化するためであると考えられる。



4. ラーメン高架橋の応答解析による柱の剛性評価

(1) 解析概要

ラーメン高架橋の衝撃振動試験結果を用いた柱の剛性評価は、ラーメン高架橋のばねマス系の振動モデルによる固有値解析法により行ってきた。これは、ラーメン高架橋の2種類の実測固有振動数を用いて、柱の剛性と地盤バネ定数の2つの変数を解析により決定する手法である。2種類の実測固有振動数とは、一つは、高架橋全体系1次の固有振動数であり、もう一つは、柱部分系2次の固有振動数である。

これまでの解析において、柱部分系 2 次の固有振動数は、左右の柱が同方向に振動する同位相モードとして取り扱ってきた。柱の中間部分が膨らむモード形状は、同位相モードの他に、左右の柱が逆方向に振動する逆位相モードが存在し、これら 2 つの振動モードの概念図を図-13 に示すが、ラーメン高架橋の固有値解析では必ず出現するモード形状である。この内、逆位相モードは、横梁の鉛直振動が支配的であることから、衝撃振動試験の柱中間部への水平方向打撃では現れにくいモード形状であると考えていた。

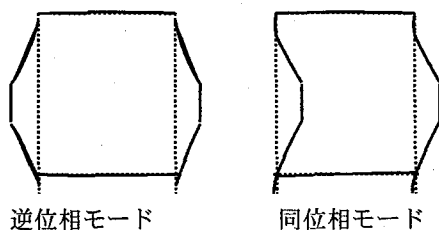


図-13 柱部分系2次モードの概念図

しかしながら、前章で示したように、柱上下端の損傷を模擬した振動試験結果では、試験ステップが進行すると逆位相モードが顕著に現れてくる傾向にあり、このような現象が解析によって説明できるか否かの確認を行うこととした。

(2) 時刻歴応答解析法による確認

柱部分系2次モードの位相の確認は、固有値解析法では重錘打撃時にどのモードが卓越するかが明確ではないため、ラーメン高架橋の振動モデルに対して衝撃波形を入力して、その応答を把握する時刻歴応答解析法を試みた。時刻歴応答解析法に用いる衝撃波形は、高架橋に入力される衝撃力が、ほぼホワイトノイズに近い単一な立ち上がりをもつことと、硬質ゴムの緩衝材を用いて載荷時間を調整していることから、図-14に示す三角波としてモデル化した。

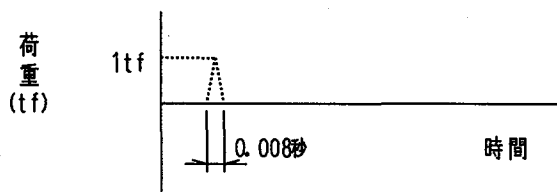


図-14 衝撃波形のモデル化

解析に用いたラーメン高架橋の振動モデルは、図-15に示す、スラブをシェル要素、柱を梁要素、基礎をバネ要素とした3次元立体モデルとした。

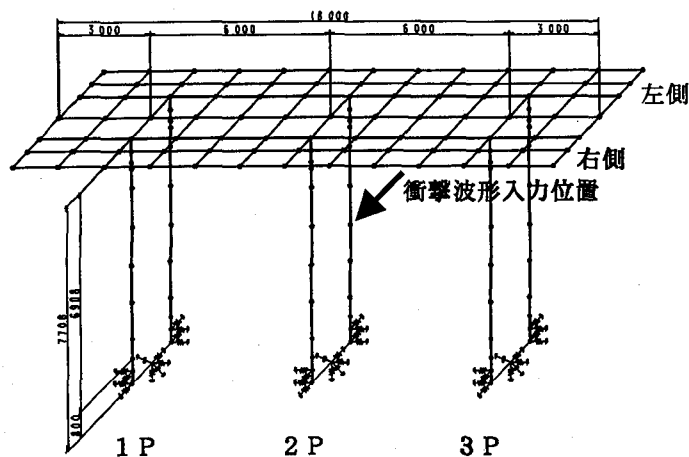


図-15 ラーメン高架橋の3次元柱の立体モデル

モデルの減衰定数は、柱中間打撃時の応答波形の対数減衰率から算出し、2.75%と設定した。柱の剛性と地盤ばね定数は試験ステップⅥの全体系1次と柱部分系2次の固有振動数を説明し得る値を予め、個々のラーメンフレームで解析して設定した。このモデルを用いて、衝撃波形を入力する時刻歴応答解析を以下の条件で行った。

応答解析法：直接積分法
 数値積分法：Newmark- β 法
 積分時間間隔：0.002秒
 計算時間：4秒間

時刻歴応答解析の結果として、試験ステップⅥにおいて衝撃波形をモデル2Pの左側の柱の中間部に入力した時の左右の柱の応答波形を図-16に示す。さらに、最大応答時の瞬時モード図および0.03秒経過時、0.05秒経過時の瞬時モード図を図-17に示すが、左右の柱の位相は逆位相モードであることがわかる。

解析の結果から次のことが明らかとなった。

- ①高架橋の柱中間部の打撃時の応答波形を用いて左右の柱の位相を見ると、打撃直後は片方のみの振幅が大きくなるが、その後の自由振動部分で徐々に位相のずれが生じ、逆位相となる。
- ②最大応答は、打撃直後の1/4周期目に発生するが、この時点における左右の柱は片方のみの振幅が大きいモードである。
- ③これらの解析結果は、予め、固有値解析法で左右別々に逆位相モードによって評価した柱の剛性で把握できる。

以上のことから、ラーメン高架橋の柱部分系2次の振動モードは、打撃直後は片方のみの振幅が大きいモードであり、その後左右の柱の固有振動数の違いから徐々に応答波形の周期にずれが生じたものであることがわかった。

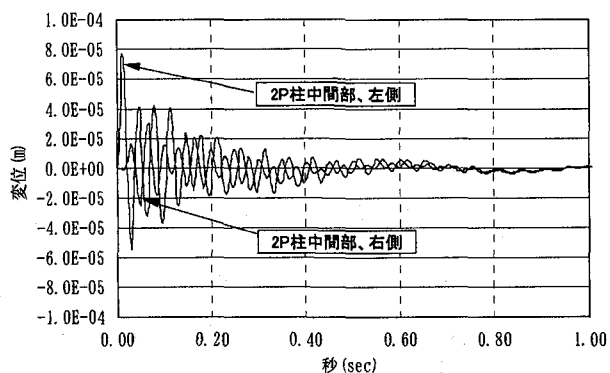
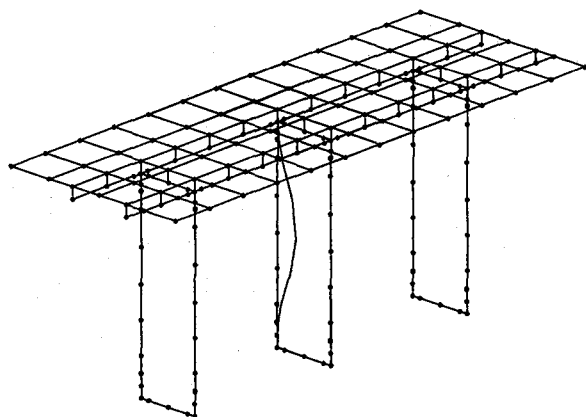
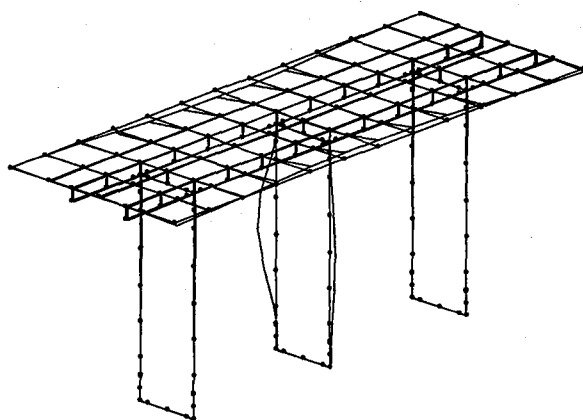


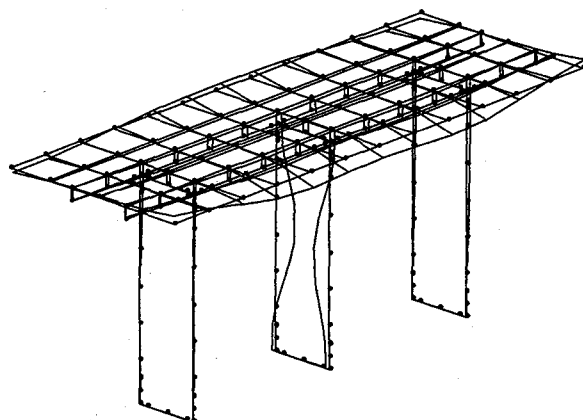
図-16 柱中間部の解析応答波形



1) 最大応答時 (0.012 秒経過時)



2) 0.03 秒経過時



3) 0.05 秒経過時

図-17 解析瞬時モード図

5. 柱の剛性評価ノモグラムの作成と検証

試験の対象としたラーメン高架橋では、柱部分系2次の固有振動モードは逆位相モードとなることが明らかとなった。

モード形状が特定できたことから、固有値解析法を用いて、高架橋の全体系1次と柱部分系2次の固有振動数から柱の剛性と地盤ばねを評価するノモグラムを作成しておけば、煩雑な解析を行うことなく、ラーメン高架橋の健全性を評価できると考えた。

(1) 柱の剛性評価ノモグラムの作成方法

ラーメン高架橋の柱の剛性と地盤ばねを評価するノモグラムは、ラーメン高架橋の橋軸直角方向を対象とした2次元ばねマス系としてモデル化し、図-18に示すフローチャートに沿って解析を行い、柱の剛性、地盤ばね定数と高架橋のいくつかの（高次モードも含めた）固有振動数の関係を把握することによって作成した。

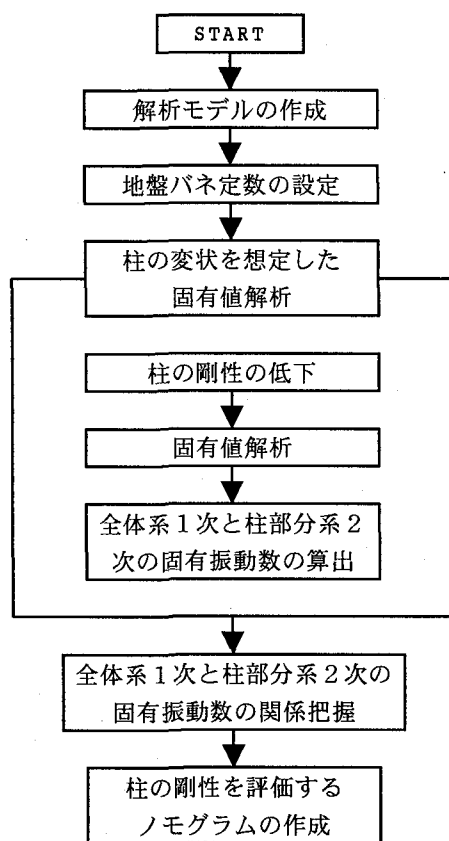


図-18 ノモグラム作成の流れ

ノモグラムの作成時に想定したラーメン高架橋の劣化状態は、柱全体の変状と柱上下部の局所的な変状に対して、表-4に示す変状の度合いと剛性の低下量の関係を設定した。これは、地震力等の水平力が作用したときにモーメントが最も大きくなる柱上下部の2箇所とコンクリートの耐久性に起因した変状と施工時の

品質に起因した変状に対応させるためである。柱の局所的な剛性の低下量は、柱断面の全断面有効時の断面剛性に対する降伏耐力時と終局耐力時の断面剛性の比率として算出し、全体的な剛性の低下は、せん断補強鉄筋位置、主鉄筋表面位置、主鉄筋芯かぶり位置のそれぞれまで断面が欠損した場合の剛性を算出し、全断面有効時に対する比率として算出した。

表-4 柱の変状度合いと剛性低下量の設定値

位置	全断面有効に対する割合	変状の度合い
柱全体	100%	健全
	70%	せん断補強鉄筋位置まで進行
	60%	主鉄筋位置まで進行
	40%	主鉄筋芯かぶり位置まで進行
柱上下部	100%	健全
	60%	主鉄筋位置まで進行
	30%	鉄筋降伏時
	3%	終局時

基礎のばね定数は、鉄道構造物の設計標準⁵⁾に従って地震時の地盤ばね定数を算出し、この地盤ばねに対して、0.5倍、1.0倍、3倍、5倍、8倍、10倍、15倍、20倍の8段階の倍率を乗じて変化させた。これは、衝撃振動試験のように基礎に生じるひずみレベルが非常に小さい振動（本試験における高架橋天端の応答変位量を基に、基礎の回転角を算出した結果では、 10^{-6} ひずみレベル）と、設計計算で考慮する地震時のばね定数のように基礎に生じるひずみレベルが大きい（ 10^{-2} ひずみレベル）場合では地盤ばね定数の値が異なることを考慮して、設計計算に用いる地震時のばね定数の5倍～10倍程度補正することを考慮したものである。

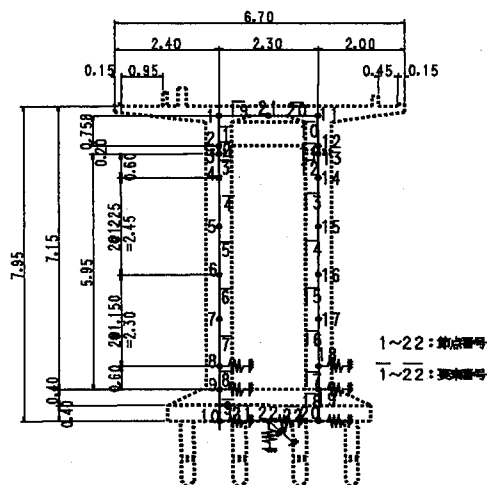
(2) 解析モデル

解析に用いた2次元ばねマス系振動モデルを図-19に示す。モデル中、柱は要素番号3～8および12～17の部分であり、柱の全体的な剛性の低下はこれら全ての柱要素に対して剛性を低下させている。また、柱上下部の局所的な剛性の低下は、要素番号3、8、12、17に対して柱の断面高さ(60cm)の範囲で低下させた。

なお、モデル中の地盤ばね定数は、図-19に示す水平ばねの位置に上から $8.152 \times 10^3 \text{ kN/m}$ 、 $1.268 \times 10^4 \text{ kN/m}$ 、 $7.521 \times 10^4 \text{ kN/m}$ 、を取り付け、回転ばねの位置に $4.374 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ を取り付けている。また、コンクリートのヤング係数は表-1に示した平均値 $2.01 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ を用いた。

(3) 全体系1次と柱部分系2次の固有振動数の関係

固有値解析の結果から、全体系1次と柱部分系2次の固有振動数の関係を表-5に示す。表中の地盤ばねの倍率は、全てのばね定数に一律に乗じている。



図－19 解析モデル

表－5 高架橋の全体系1次と柱部分系2次の固有振動数の関係

地盤ばね倍率	柱全体の剛性低下							
	100%		70%		60%		40%	
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
0.5	2.06	38.9	1.86	34.1	1.79	32.1	1.60	27.1
1	2.32	39.1	2.06	34.2	1.96	32.2	1.70	27.2
3	2.56	39.6	2.22	34.4	2.10	32.3	1.79	27.2
5	2.62	39.7	2.26	34.5	2.13	32.4	1.81	27.2
8	2.66	39.8	2.29	34.6	2.15	32.4	1.82	27.2
10	2.67	39.9	2.30	34.6	2.16	32.4	1.83	27.2
15	2.69	40.0	2.31	34.6	2.17	32.5	1.84	27.3
20	2.71	40.0	2.32	34.7	2.18	32.5	1.84	27.3
地盤ばね倍率	柱上下部の局所的な剛性低下							
	100%		60%		30%		3%	
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
0.5	2.06	38.9	1.88	36.0	1.72	32.2	1.09	24.4
1	2.32	39.1	2.09	36.2	1.85	32.3	1.10	24.4
3	2.56	39.6	2.28	36.5	1.96	32.5	1.12	24.4
5	2.62	39.7	2.32	36.6	1.98	32.5	1.12	24.4
8	2.66	39.8	2.35	36.7	1.99	32.6	1.12	24.4
10	2.67	39.9	2.36	36.8	2.00	32.6	1.12	24.4
15	2.69	40.0	2.37	36.9	2.01	32.6	1.12	24.4
20	2.71	40.0	2.38	36.9	2.21	32.6	1.12	24.4

上記した解析結果を基に、全体系1次と柱部分系2次の固有振動数を読み取り、両者の関係図を作成した。この結果の内、柱全体の剛性低下を考慮した場合を図－20(a)に示し、柱上下部の局所的な剛性低下を考慮した場合を(b)に示す。

これらの関係図において、同一の剛性低下量では、水平な（柱部分系2次の固有振動数が変化を表す）同一線上で表すことができ、剛性の低下と共に、柱部分系2次の固有振動数が低い方へと相似形で平行移動する。一方、同一の地盤ばね定数の倍率の変化では、地盤ばね定数の倍率が高くなるにつれて柱部分系2次の固有振動数はほとんど変化しないが、全体系1次の固有振動数が高くなることわかる。

この傾向は、3章で述べた本試験結果の傾向、即ち試験ステップが進行し、柱の剛性低下が進むと全体系1次の固有振動数はほとんど変化しないが、柱部分系の

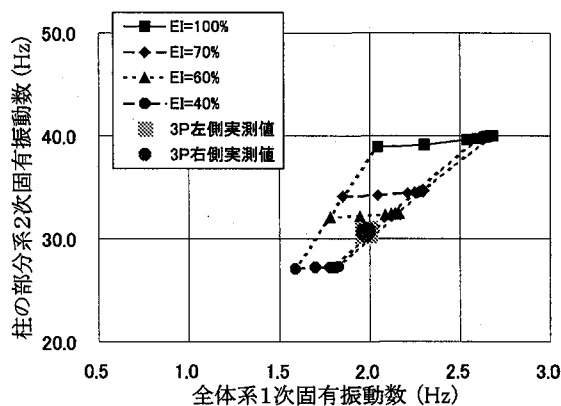
固有振動数は変化する傾向と一致している。

これらの関係図では、ラーメン高架橋の全体系1次と柱部分系2次の固有振動数が既知であれば、柱の剛性の低下量と地盤ばね定数の倍率を知ることができることから、柱の剛性と基礎の地盤ばね定数を評価するノモグラムとして位置付けることとした。

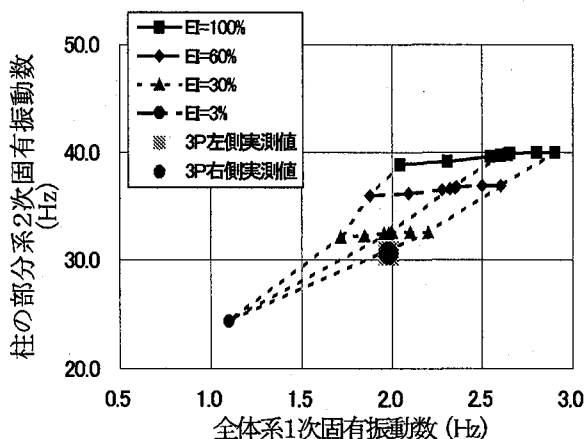
(4) ノモグラムによる剛性評価の検証

作成したノモグラムを検証するために、本試験で損傷を与えた断面の寸法から算出した実測剛性低下量と、ノモグラムから読み取った剛性低下量を比較した結果を表－6に示す。ノモグラムでは、ステップⅥの3Pの衝撃振動試験結果から得られた全体系1次と柱部分系2次の固有振動数を前出図－20(a)、(b)にプロットして剛性を読み取った。ノモグラムによる剛性の評価は、全体系1次と柱部分系2次の固有振動数が示す交点に最も接近する2種類の柱の剛性を用いて線形補間することによって算出した。

剛性低下量の比較は、柱全体の剛性低下を考慮した場合と、柱上下部の局所的な剛性低下を考慮した場合の2通りを示しているが、後者の方が実測剛性低下量と良い対応を示していることがわかる。



(a) 柱全体の剛性低下



(b) 柱上下部の局所的な剛性低下

図－20 高架橋の全体系1次と柱部分系2次の固有振動数の関係（ノモグラム）

表-6 実測剛性低下量とノモグラム
による剛性低下量の比較

柱位置 (3P)		損傷後の実測断面				ノモグラムによる 剛性低下率 *2
		橋軸 直角 方向 (m)	橋軸 方向 (m)	断面 2 次モーメント (m ⁴)	剛性 低下 率 *1	
上 端	左 側	0.449	0.454	0.00342	0.317	0.25 (0.53)
	右 側	0.454	0.458	0.00357	0.331	
下 端	左 側	0.457	0.458	0.00364	0.337	0.25 (0.53)
	右 側	0.457	0.441	0.00351	0.325	

*1: 柱断面 0.6×0.6m の全断面有効に対する剛性低下率

*2: 上段は上下部の剛性低下, 下段は全体的な剛性低下

6. ラーメン高架橋の柱の剛性評価法の提案

ラーメン高架橋は、東海道新幹線の 20%を占める代表的な構造物であり、その大部分は設計を標準化した標準ラーメン高架橋で構成されている。この標準ラーメン高架橋の種類は、柱高さで大別すると僅か5種類(7m,8.5m,10m,12m,14m)であり、これまで検討したノモグラムを予め作成しておけば、衝撃振動試験の結果より得られる高架橋の全体系 1 次と柱部分系 2 次の固有振動数を用いて、複雑な解析を行うことなしに、柱の剛性が定量的に把握でき、柱の健全度の評価を合理的に進めることが可能となる。この衝撃振動試験とノモグラムによる剛性評価を含めたラーメン高架橋の柱の健全度評価法の流れを図-21のように提案する。

7. まとめ

本研究では、鉄道ラーメン高架橋に対する柱の剛性評価法の開発を目的として、衝撃振動試験で測定される高架橋の柱部分系 2 次の固有振動モードの確認、柱の損傷を模擬した柱の破壊過程における固有振動数の変化の把握、柱の剛性と地盤ばねを評価するノモグラムの検討を行ってきた。

その結果、衝撃振動試験で測定された柱部分系 2 次の固有振動モードは、起振機を用いた強制振動試験より得られる柱部分系 2 次の固有振動モードとほぼ一致

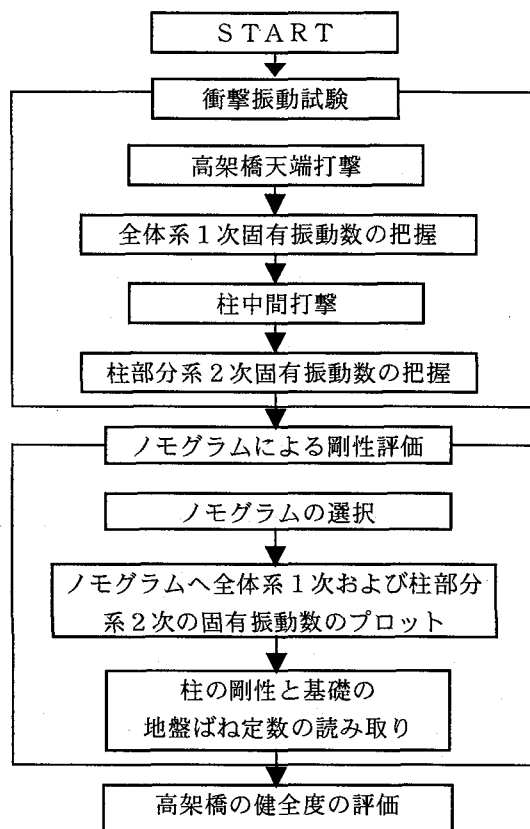


図-21 衝撃振動試験を基にした
柱の剛性評価法の流れ

しており、衝撃振動試験によって柱の高次モードは把握できることが明らかとなった。また、柱の破壊過程を模擬した振動試験の結果では、同一のモード次数を比較すると、段階的に損傷の度合いが増すにつれて、固有振動数が低下することが確認できた。さらに、衝撃振動試験から得られる高架橋の全体系 1 次固有振動数と柱部分系 2 次の固有振動数の関係から、柱の剛性と地盤ばねは一義的に決定できることが明らかとなり、標準ラーメン高架橋に対して衝撃振動試験の結果から合理的に柱の剛性を評価する方法の提案を行った。

本研究では、柱の損傷として被りコンクリートの剥落を想定したが、現在、地震による被災度判定を目的として、実ラーメン高架橋に対して交番載荷試験による破壊試験を計画、実施している。また、ノモグラムを用いた柱の剛性評価についても、兵庫県南部地震で被災した高架橋に対して適用し、その合理性を確認しており、その結果は別稿で報告したい。

参考文献

- 1) 関雅樹, 水谷健太, 西村昭彦, 中野聡: 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, 土木学会論文集, No.550, 1996.11
- 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, Vol3, No.8, 1989.9
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 抗土圧構造物, 2000.6

(2000 年 9 月 14 日 受付)