

【論文】

高橋脚を有するラーメン橋の振動特性と地震応答解析

水田 洋司*1 高良 勝一郎*2

Vibration characteristic and seismic response analysis of rigid frame bridge having height pier

Yoji MIZUTA and Syouchirou TAKARA

In this paper, we describe a vibration experiment and seismic response analysis of rigid frame bridge having a height pier. We explain about substances of the vibration experiment. We explain the natural frequencies, the natural modes and the damping constants that obtained by the vibration experiment. We modeled the rigid frame bridge to be able to express the vibration characteristics provided by the vibration experiment and examined the propriety of a model. In seismic response analysis, we used acceleration wave of Hyogoken-Nanbu Earthquake and examined behaviors the dynamic response characteristic such as displacement and bending moment of rigid frame bridge.

Key words: vibration experiment, seismic response analysis, frequency mode, vibration characteristic, rigid frame bridge, height pier

1. 序論

わが国は太平洋の縁に沿ってのびる環太平洋地震地帯に入っており、世界でも有数の地震国である。1995年に起きた兵庫県南部地震によって、地震に強いと言われてきた我が国の橋梁が大きな被害を受けた。この兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害の経験を踏まえて、平成8年に道路橋示方書が改正され、動的解析にもとづく耐震設計法が導入された。また、平成14年3月に発刊された道路橋示方書では、ラーメン橋、鋼製橋脚に塑性化を考慮し、平成8年の道路橋示方書改正時には明文化されていなかった構造形式の橋に対しても動的解析を行うように明記されている。さらに、マグニチュード7級の内陸直下で発生する地震による地震動に対しても必要な耐震性を確保するように規定されている。

著者らは高橋脚を有するラーメン橋の新西河内橋を振動実験する機会を得た。この橋は平成5年から平成9年にかけて施工されており、平成2年の道路橋示方書に準拠して架設されている。この橋がどのような耐震性を有しているかは興味のあるところである。本論文では、まず、振動実験について説明し、実験で得られた固有振動数と固有モードを明らかに

している。次に、解析モデルの妥当性を確認するために、固有振動数と固有モードを算出した。それらの値を振動実験で得られた固有振動数、固有モードと比較検討して解析モデルの妥当性を検証した。地震応答解析では兵庫県南部地震の加速度波形を用いて時刻歴応答解析を実施し、変位応答、加速度応答、曲げモーメント応答などを算定したこれらの応答値を用いて変位量、部材のひび割れや鉄筋の降伏などの耐震性について検討した。

2. 対象橋梁について

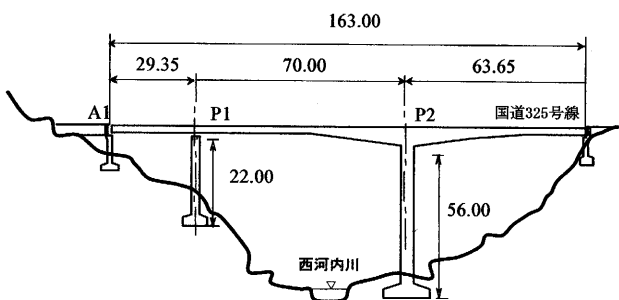
本研究で取り上げた新西河内橋は、宮崎県西臼杵郡高千穂町大字河内の国道325号線に架設されている。橋長は163m、橋脚P1は高さ22m、桁と橋脚との間にローラ支承が設置されており、橋脚P2の高さは56mで桁と橋脚が剛結されたラーメン構造になっている。有効幅員は9.75m、橋台は逆T式橋台、橋脚P1、P2共に直接基礎で3径間連続PCTラーメン箱桁である。連続ラーメン構造¹⁾は、耐震性が高く、地震の多い日本ではよく使用されている。使用した対象橋梁の諸元を表-1に、側面図・桁の標準断面図を図-1に示す。

*1 工学部 都市基盤デザイン工学科

*2 工学研究科 土木工学専攻

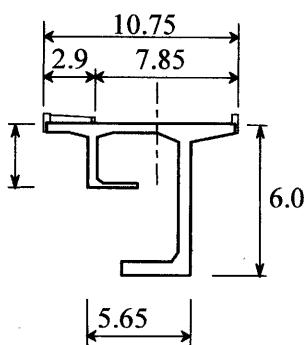
表-1 対象橋梁の諸元

所在地	宮崎県西臼杵郡高千穂町大字河内
橋種	3径間連続PCTラーメン箱桁
橋長	163.0m
スパン	1 A1~P1区間29.35m
	2 P1~P2区間70.00m
	3 P2~A1区間62.35m
橋脚高さ P1	22.00m
P2	56.00m
有効幅員	9.75m
構造形式	1 上部工:3径間連続PCTラーメン箱桁
	2 橋台工:逆T式橋台
基礎	P1、P2共に直接基礎



新西河内橋

(a) 側面図(単位m)



(b) 桁の標準断面図(単位m)

図-1 3径間連続PCTラーメン箱桁橋

3. 振動実験

実験で求めた振動特性は、固有振動数、固有モード、減衰定数である。実験は2002年9月9日~9月10日の2日間で行った。大がかりな加振装置を用いずに上記の項目を計測するために、加速度計にはサーボ型加速度計(ASQ-2CLASI 共和電業)を使用し、常時微動と自由振動を計測した。図-2にはサーボ型加速度計の設置位置を示している。スペクトル解析を利用して、常時微動の加速度波形から固有振動数を、自由振動の加速度波形から固有モードと減衰定数を求めることができる。

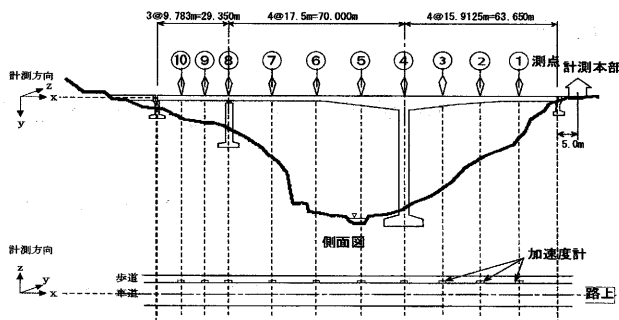


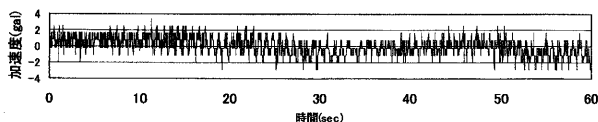
図-2 サーボ型加速度計設置位置

3.1 常時微動

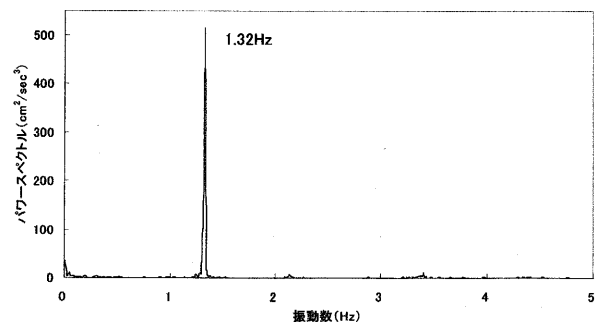
常時微動では特別な加振手段を必要とせず、周辺の加震源によって引き起こされる構造物の微小振動を計測する方法である。今回の計測では無風、無載荷状態での橋梁の微小振動を把握するために、橋面上を走行する車がない時間を見計らって30秒~60秒間計測した。計測した加速度の常時微動波形にスペクトル解析を行い、固有振動数を求めた。図-3に常時微動波形とスペクトル解析結果を示す。

3.2 自由振動

自由振動では多種の車両が計測地点を通過した後に発生する自由振動を20秒~30秒間計測した。計測した自由振動波形にバンドパスフィルターをかけて波形を求めた。その後、スペクトル解析を行い、波形の振幅比から減衰定数と固有モードを求めた。図-4に自由振動波形(バンドパスフィルター処理前と後)の一部を示している。

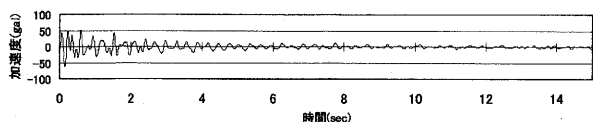


(a) 加速度波形

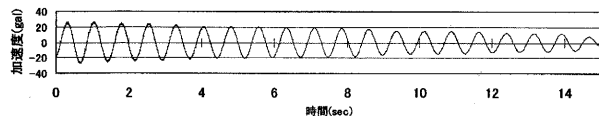


(b) スペクトル解析結果

図-3 常時微動(測点6 面外方向)



(a) 原波形



(b) バンドパスフィルター処理後(1.20Hz~1.40Hz)

図-4 自由振動波形(測点6 面外方向)

3.3 固有振動数と固有モード

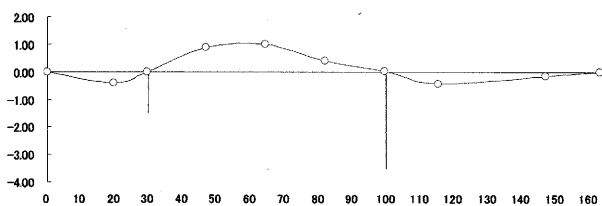
上記の常時微動、自由振動から求めた固有振動数を表-2と3に、新西河内橋の通常交通における卓越振動数を表-4に示している。図-5、6には鉛直、面外の自由振動波形から求めた鉛直方向、面外方向の2種類の固有モードを図示している。

表-2 常時微動の固有振動数(Hz)

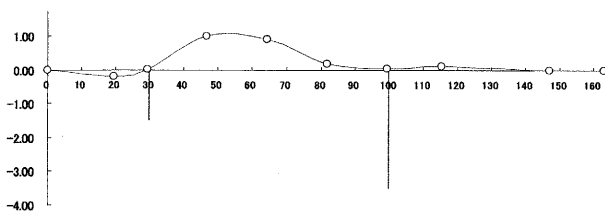
	橋軸(X)	鉛直(Y)	面外(Z)
常時微動 1次	-	2.15	1.32
常時微動 2次	3.08	-	2.15
常時微動 3次	-	-	3.37

表-3 自由振動の固有振動数(Hz)

	橋軸(X)	鉛直(Y)	面外(Z)
自由振動 1次	2.15	2.15	1.37
自由振動 2次	3.03	3.03	2.15
自由振動 3次	-	5.57	3.32



(a) 1次モード

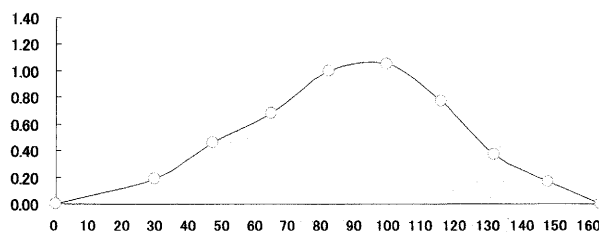


(b) 2次モード

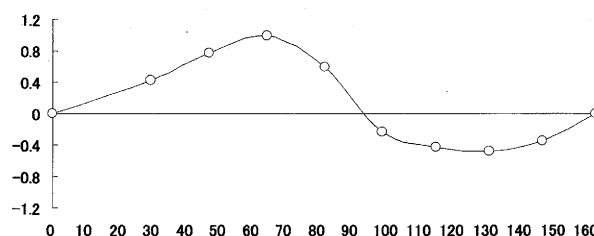
図-5 鉛直固有モード

表-4 通常交通における卓越振動数(Hz)

振動方向	鉛直		面外
時間(sec)	60	300	60
車種と台数	乗用車3台	トラック1台	トラック3台
卓越振動数 1次	-	-	1.32
卓越振動数 2次	2.13	2.14	-
卓越振動数 3次	3.05	3.05	3.37



(a) 1次モード



(b) 2次モード

図-6 面外固有モード

3.4 減衰定数

バンドパスフィルター処理を行った橋軸、鉛直、面外の自由振動波形の振幅比から算出した各方向の減衰定数を表-5に示している。各方向とも1%前後の減衰を有している。

表-5 各方向の減衰定数

減衰定数	橋軸(X)	鉛直(Y)	面外(Z)
1次	0.0085	0.0103	0.0112
2次	0.0094	0.0081	0.0120

4. モデル化

固有値解析、地震応答解析を実施するために対象橋梁のモデル化を行った。実橋の状況、実験で得られた固有振動数、固有モードを参考にして図-7のようにモデル化した。節点数68、要素数67のはり要素モデルでモデル化した。桁は節点1~50、要素1~49、橋脚P1は節点51~57、要素50~56、橋脚P2は節点58~68、要素57~67としている。節点1、50は面内方向にローラ支承であり、面外は拘束されている。桁とP1橋脚では、鉛直方向と面外方向にバネ支持されており、面内回転が自由で、他は拘束されている。節点30での桁と橋脚は剛結としている。また、対象橋梁の基礎は直接基礎であるため、地盤バネは考慮せず完全固定としている。

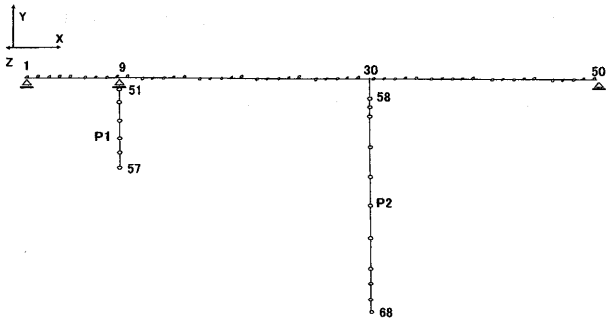


図-7 新西河内橋の骨組みモデル

5. 固有値解析

5.1 固有振動数と固有モード

図-7のモデルの固有値解析はTDAPⅢ((株)アーク情報システム製)を用いて実施し、固有振動数および固有モードを求めた。得られた固有振動数を表-6に、図-8に面外、鉛直、橋軸の各方向の第1次固有モード図を示している。

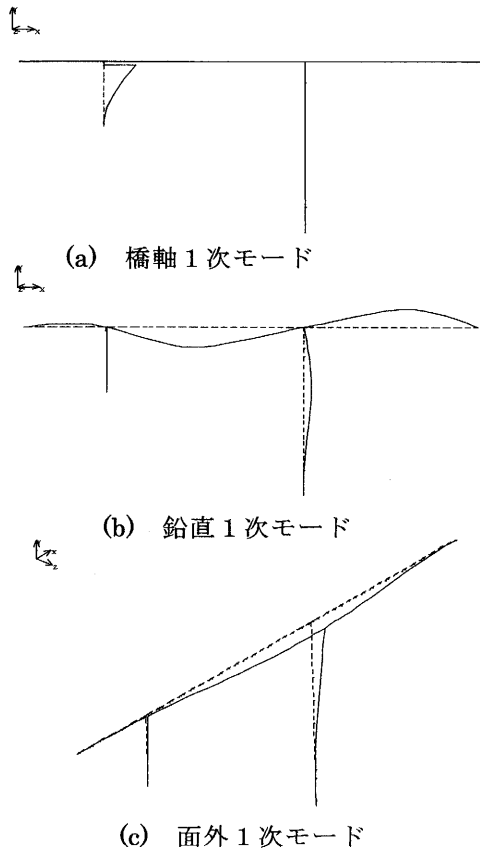


図-8 固有モード

表-6 固有振動数(Hz)

	橋軸(X)	鉛直(Y)	面外(Z)
1次	2.05	2.05	1.38
2次	3.12	3.12	-
3次	3.87	5.34	3.78

5.2 減衰

減衰は Rayleigh 減衰として減衰マトリックスCを定めた。 $C = \alpha M + \beta K$ の α 、 β は表-5の実験値と表-6の値を用いて定めた。図-9には Rayleigh 減衰で得られた各方向の振動数と減衰定数の関係を図示している。

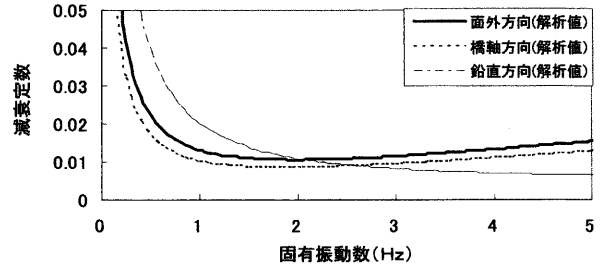


図-9 減衰定数

5.3 実験値と解析値の比較

固有値解析から得られた固有振動数及び固有モードと実験値との比較を行った。図-10には固有振動数のグラフを、図-11には固有振動数の差のグラフを示している。図-12、13には固有モードの比較を、図-14には実験値と Rayleigh 減衰から得られた減衰定数を図示している。

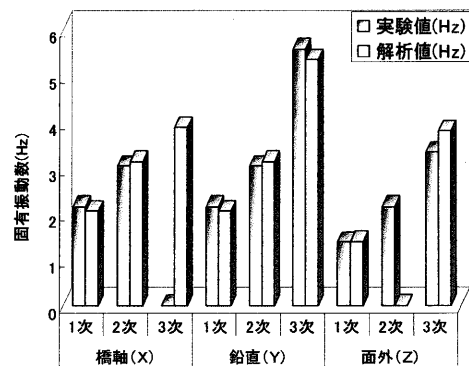


図-10 解析値と実験値の比較

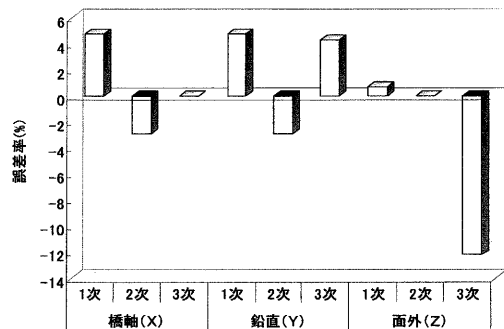
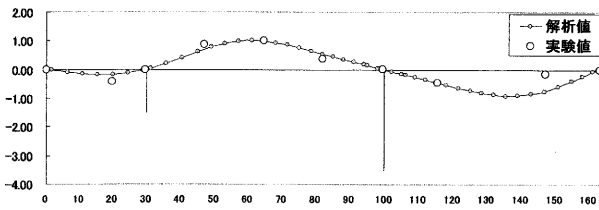
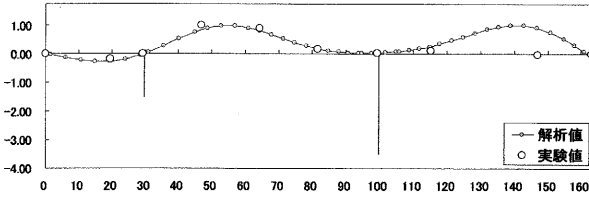


図-11 固有振動数の差

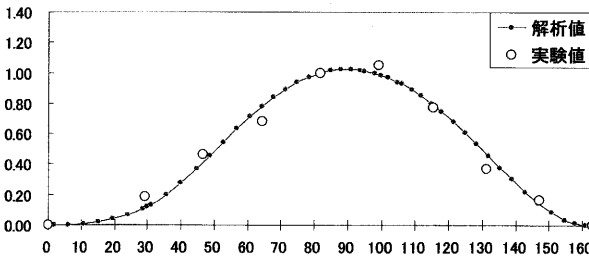


(a) 鉛直 1 次

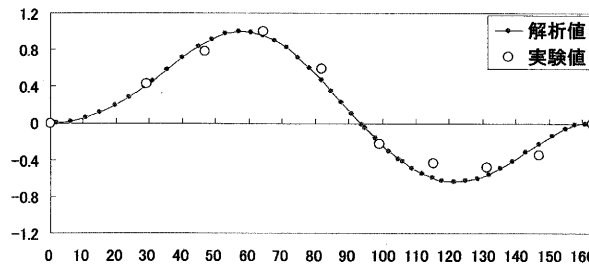


(b) 鉛直 2 次

図-12 鉛直固有モードの比較



(a) 面外 1 次



(b) 面外 2 次

図-13 面外固有モードの比較

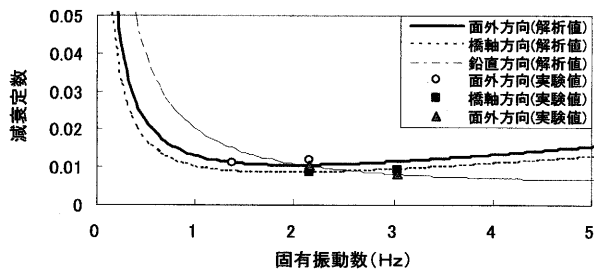


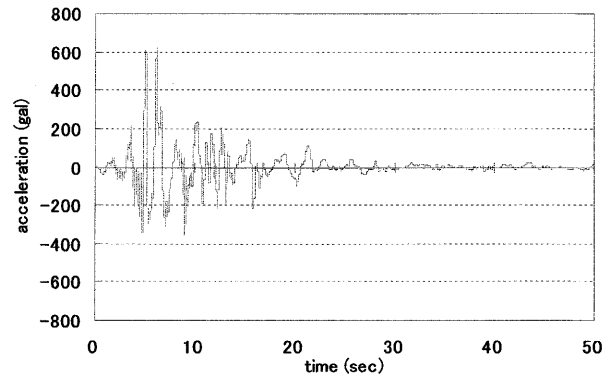
図-14 減衰定数の比較

6. 地震応答解析

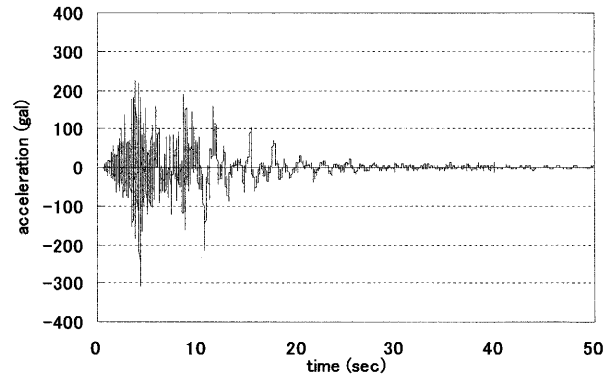
地震応答解析には Newmark β 法 ($\beta = 1/4$)²⁾ を用い、時間間隔を 0.01 秒として時刻歴応答を求めた。減衰マトリックスには 5. 2 で求めた値を用いた。

6.1 入力波形

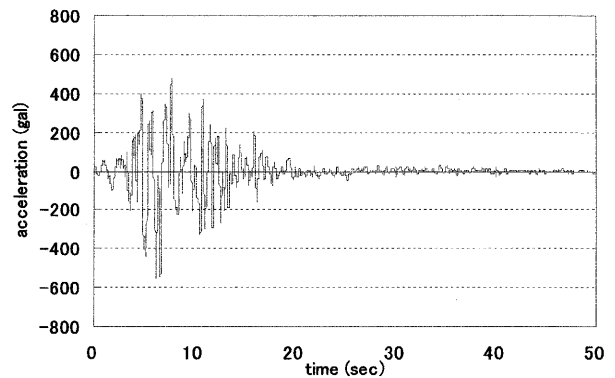
地震応答解析に用いた地震波は 1995 年 1 月 17 日に兵庫県南部地震 (阪神淡路大震災) で記録された神戸ポートアイランド地盤上 (Ⅲ種地盤) の加速度波³⁾ を使用した。入力地震波形を図-15 に、それらのパワースペクトルを図-16 に示している。



(a) 橋軸方向

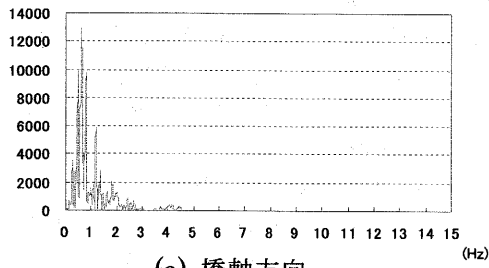


(b) 鉛直方向

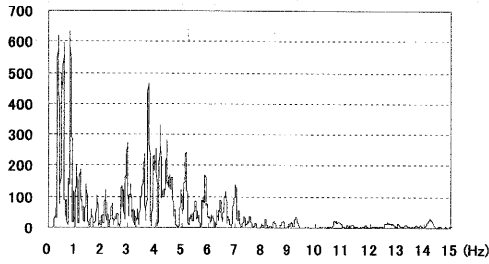


(c) 面外方向

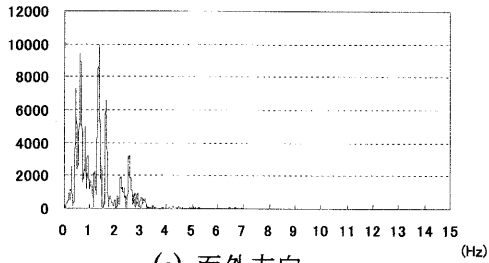
図-15 入力地震波形



(a) 橋軸方向



(b) 鉛直方向



(c) 面外方向

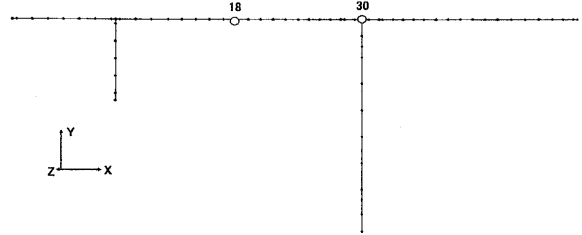
図-16 パワースペクトル

6. 2 応答の着目点

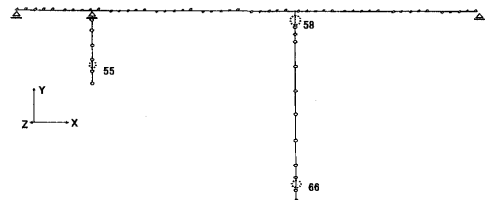
図-17に応答の着目点を図示している。同図(a)に、変位応答と加速度応答の着目点を、同図(b)に曲げモーメント応答の着目点を図示している。

6. 3 地震応答

材料非線形性を考慮した非線形地震応答解析を実施した。非線形解析を行うための鉄筋の配筋資料が不足していたために、鉄筋降伏ひずみ ϵ_y を 0.002 とし、初期剛性 k_1 を 0.1、二次剛性 k_2 を 0.001 とし解析を行った。加震は橋軸、鉛直、面外の各方向へ独立に地震波を作用させて応答を求めた。その結果、鉛直方向加震時の応答は他の2方向加震時に比較して応答量が小さく、ここでは割愛した。以下、橋軸方向加震と面外方向加震について述べる。図-18は橋軸方向加震時の応答、図-19は面外方向加震時の応答である。図-20は橋軸方向加震時の面内曲げモーメント、図-21は面外方向加震時の面外曲げモーメントである。曲げモーメント応答の図中にはひび割れモーメントの値も記している。橋脚部の鉄筋の初期降伏曲げモーメントはいずれも $160000\text{tf}\cdot\text{m}$ 以上となり図中に示していない。

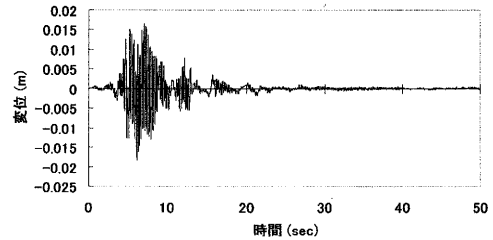


(a) 変位応答、加速度応答

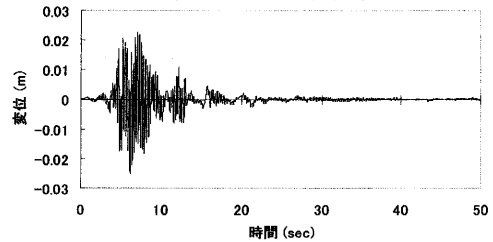


(b) 曲げモーメント

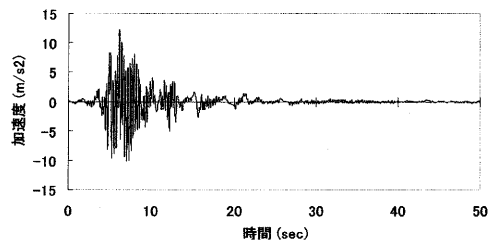
図-17 応答の着目点



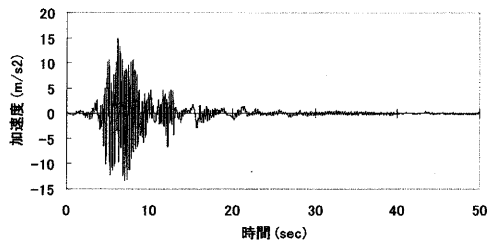
(a) 節点 18 応答変位



(b) 節点 30 応答変位

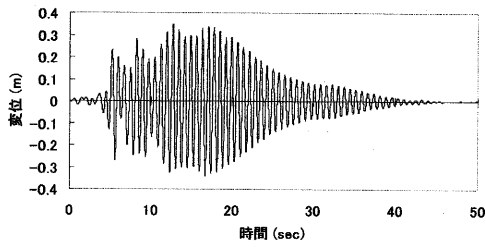


(c) 節点 18 加速度応答

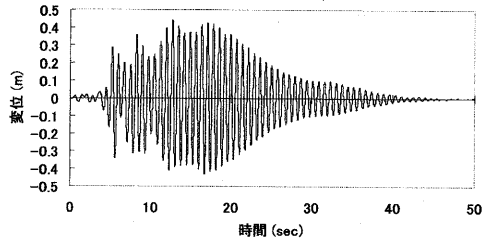


(d) 節点 30 加速度応答

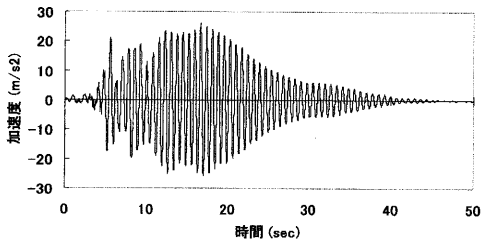
図-18 橋軸方向の変位と加速度



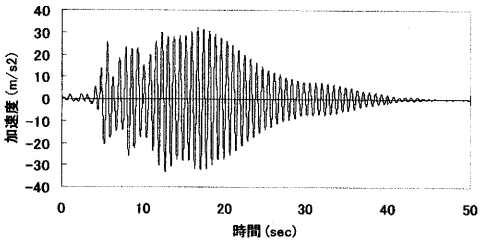
(a) 節点 18 応答変位



(b) 節点 30 応答変位

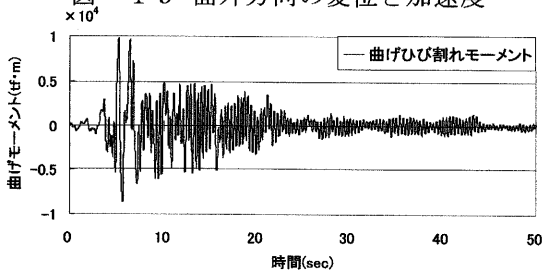


(c) 節点 18 加速度応答

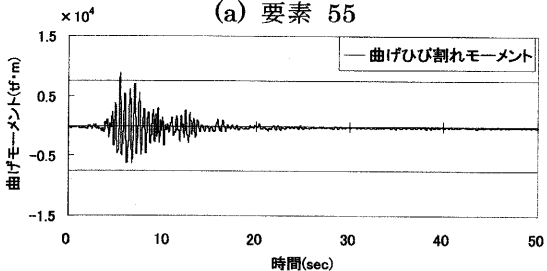


(d) 節点 30 加速度応答

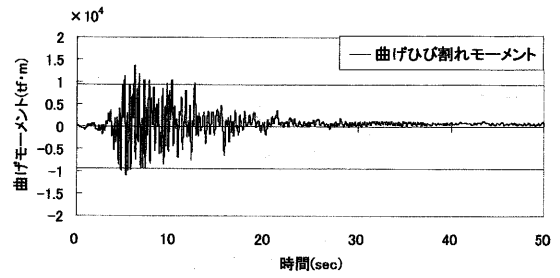
図-19 面外方向の変位と加速度



(a) 要素 55

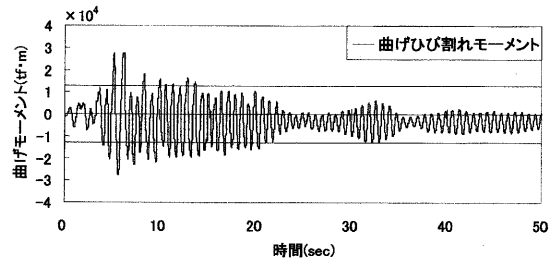


(b) 要素 58

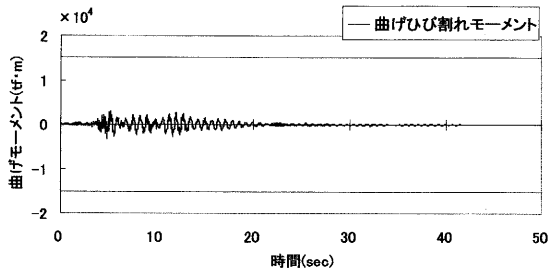


(c) 要素 66

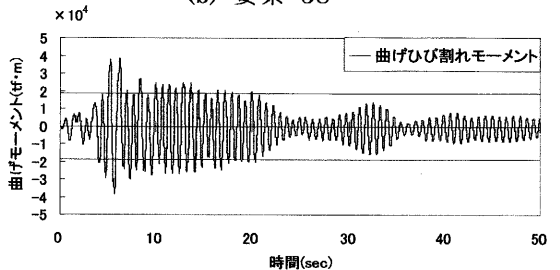
図-20 橋軸方向加震時面内の曲げモーメント



(a) 要素 55



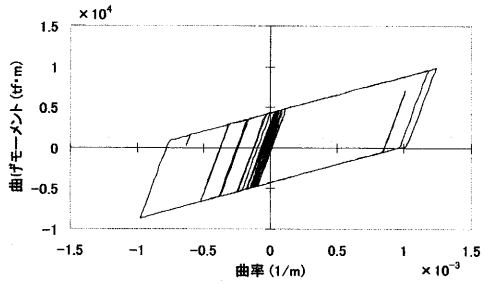
(b) 要素 58



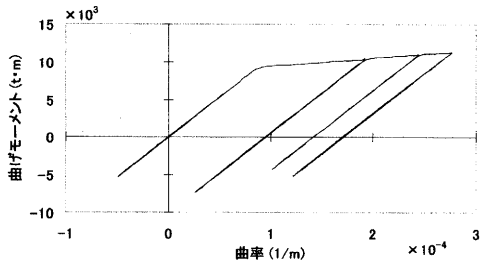
(c) 要素 66

図-21 面外方向加震時面外曲げモーメント

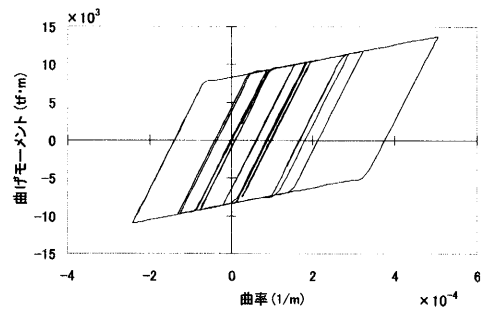
6.4 橋脚の M-φ履歴曲線 橋脚 P1 と P2 の基部(要素 55、66)、桁と橋脚 P2 の結合部(要素 58)の曲げモーメントと曲率の関係 M-φ履歴曲線を図-22、23 に図示している。



(a) 要素 55

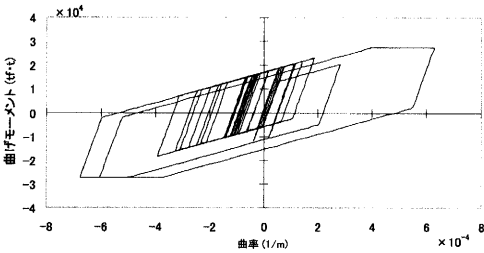


(b) 要素 58

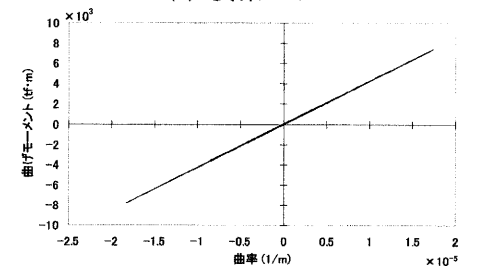


(c) 要素 66

図-22 橋軸加震時の M-φ 履歴曲線

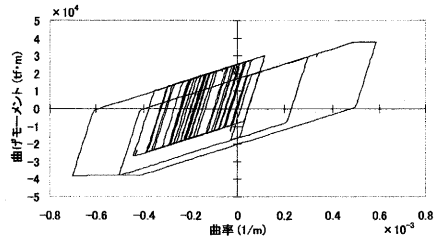


(a) 要素 55



(b) 要素 58

図-24 には P2 橋脚の最大・最小曲げモーメントとひび割れ、曲げモーメントを図示している。



(c) 要素 66

図-23 面外加震時の M-φ 履歴曲線

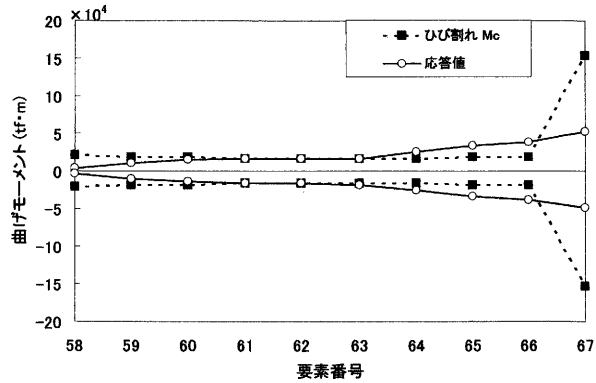


図-24 P2 橋脚の曲げモーメント

7. 結論

新西河内橋の振動実験、固有値解析、非線形地震応答解析から得られた知見を以下にまとめる。

- ① 振動実験と固有値で得られた固有振動数・固有モードはよく一致した。
- ② 橋軸方向加震では、橋軸方向に 1G 程度の加速度が生じる。
- ③ 面外方向加震ではスパン中央部で、30cm 程度の最大面外変位が生じる。
- ④ 桁と P2 橋脚の結合部で、3G の面外加速度が生じる。何らかの対策が必要である。
- ⑤ 橋軸方向、面外方向共に P1 橋脚、P2 橋脚にひび割れが生じるが、鉄筋の降伏までには至らない。
- ⑥ 兵庫県南部程度の地震ではこの橋は致命的な破壊を生じないと考えられる。

参考文献

- 1) 角谷務：動的応答解析による橋梁の耐震設計の必要性，橋梁と基礎 91-1, pp. 47~52, 1991年1月。
- 2) 平井一男・水田洋司：耐震工学入門（第2版），森北出版，2002年8月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2002年3月。