

強震記録に基づく十勝大橋の地震応答特性

荻本英典¹，川島一彦²，渡邊学歩³

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

²フェロー 工博 東京工業大学大学院 教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

³正会員 博(工) 東京工業大学大学院 助手 理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. まえがき

北海道帯広市の十勝大橋（PC斜張橋）では竣工後から強震観測が行われ、貴重な記録が得られている。特に、平成15年十勝沖地震の際には、主塔頂部で橋軸方向に最大加速度 4.1m/s^2 という記録が観測された。

斜張橋はまだ建設の歴史が新しく、強震動を受けた場合の地震応答や耐震性に関してまだ未解明な部分が多い。斜張橋の震災経験も兵庫県南部地震の際に東神戸大橋がウインド支承やペンデル支承に損傷を受けた等、限られた経験しかない¹⁾。また、大地震時の耐震性を検討するに値する強震記録が得られた例は少なく、十勝大橋の強震記録は、斜張橋の地震応答を解明する上で貴重な情報である。強震観測記録に基づく斜張橋の地震応答の検討としては、例えば、Kawashimaら²⁾が、千葉県東方沖地震による水郷大橋（鋼斜張橋）の観測記録を用いて減衰特性を解析し、面内モードについては5%、独立一本柱の面外モードについては0~1%の減衰定数で応答をよく表すことを示している。しかし、強震記録が少ないことから、まだ解析が不十分な状況である。

以上の点から、本研究では十勝大橋で観測された強震記録を用いた動的解析に基づき、十勝大橋の地震応答を減衰特性に着目して解析した。

2. 解析対象橋および解析記録

十勝大橋は図-1に示す橋長501m、中央径間251mの3径間連続PC斜張橋である。4室箱桁からなる主桁がRC独立1本柱形式の主塔と剛結されており、主桁が剛性の高いRC小半型壁式橋脚によって橋軸方向には可動、橋軸直角方向には固定支持されていることが特徴である。桁の両端は逆T型橋台によって橋軸方向には可動、橋軸直角方向には固定支持されている。斜材は1面吊りセミ

ハーブ型である。

地盤種別は道路橋示方書に基づくII種地盤である。主塔は直接基礎、橋台は場所打ち杭によって支持されている。

加速度計は図-1に示す12ヶ所に設置されている。①および②はそれぞれ地表面下1mおよび30mにおける地盤振動を計測するためのものである。音更側P-1主塔頂部、P-1主塔1/2高さ、P-1橋脚頂部、P-1主塔基礎、中央径間の中央、1/4点、側径間の中央、A-1橋台上の桁で加速度計が設置されている。帯広側では、P-2橋脚頂部にのみ加速度計が設置されている。なお、P-1主塔基礎では、橋軸方向の音更側と帯広側の2ヶ所で3方向の応答が計測されている。このため、主塔基礎の橋軸、橋軸直角、上下方向の3方向の応答の他、橋軸直角軸まわりのロッキング応答も求めることができる。ただし、橋軸まわりのロッキングは求めることはできない。

動的解析には、平成15年9月26日に発生したM8.0の平成15年十勝沖地震の際に観測された強震記録を用いた。図-2に地表面下1m（図-1の①点）で観測された加速度を示す。

これまでに、この記録を用いた動的解析は、新原ら³⁾、西ら⁴⁾、十勝沖地震検討会⁵⁾によって行われている。これらの研究では、地盤で観測された加速度記録を入力として斜張橋の応答が解析されている。本研究では主塔基礎上面で観測された記録を直接入力することによって、十勝大橋の地震応答を解析することとした。

3. 解析モデル

解析では、十勝大橋を平面骨組構造モデルによって表した。主桁、主塔、橋脚は線形はり要素により、斜材については初期張力による幾何剛性を考慮できる弦要素でモデル化した。

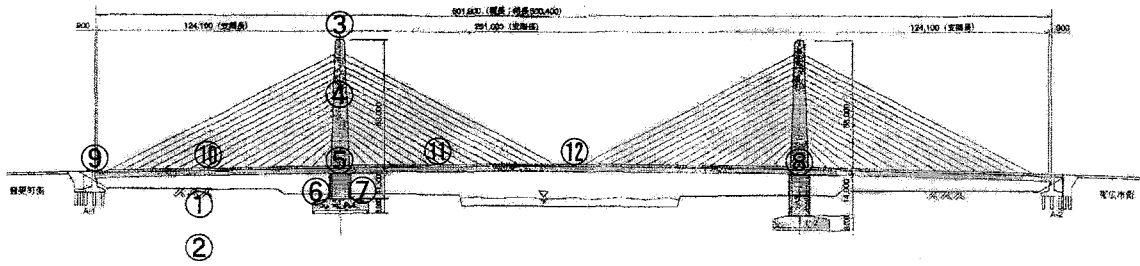


図-1 十勝大橋

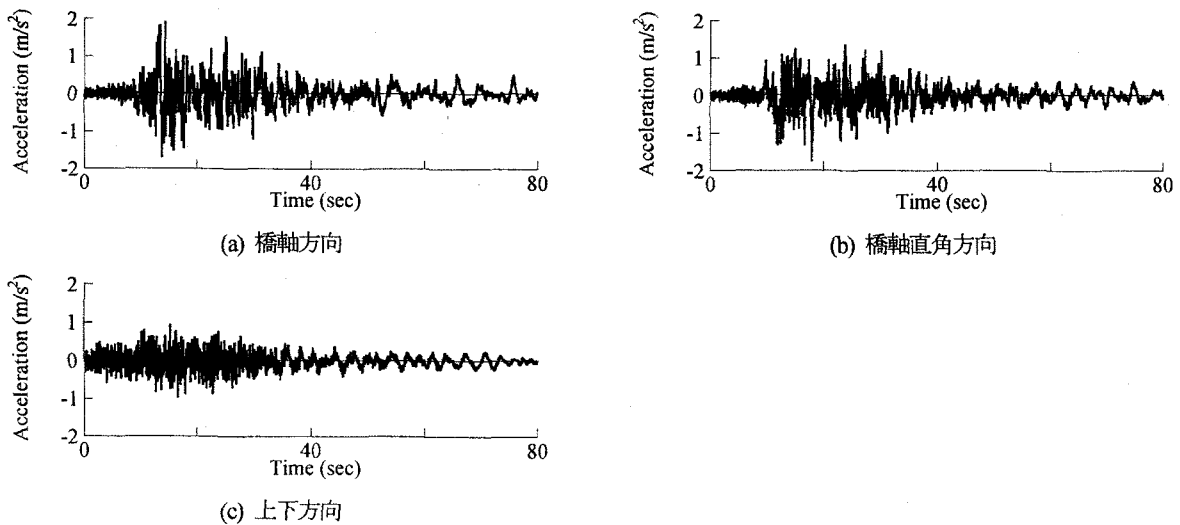


図-2 地盤加速度

十勝大橋は2主塔基礎、2橋台によって支持されているため、これらが独立の地震動を受けるとすると、本来は絶対変位系で運動方程式を解かなければならない。しかし、後述するように、地震動がP-1主塔基礎周辺でしか観測されていないため、この観測点に対する相対変位系を用いて解析することとする。図-3に示すように斜張橋の節点を、1) 応答を拘束しない非拘束自由度節点A、2) 応答を拘束する拘束自由度節点B、3) 本来の地震入力点を表す地盤拘束自由度節点bに分類する。

この場合の運動方程式は次式のようにになる。

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}_r + \underline{C} \dot{\underline{u}}_r + \underline{K} \cdot \underline{u}_r = -\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}_g \quad (1)$$

ここで、

$$\underline{u}_r = \underline{u} - \underline{u}_g ; \dot{\underline{u}}_r = \dot{\underline{u}} - \dot{\underline{u}}_g ; \ddot{\underline{u}}_r = \ddot{\underline{u}} - \ddot{\underline{u}}_g \quad (2)$$

$$\ddot{\underline{u}}_g = \ddot{u}_{gx} \cdot \underline{B}_x + \ddot{u}_{gy} \cdot \underline{B}_y + \ddot{u}_{gz} \cdot \underline{B}_z \quad (3)$$

ここで、 \underline{M} 、 \underline{C} 、 \underline{K} はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックス、 \underline{u} 、 $\dot{\underline{u}}$ 、 $\ddot{\underline{u}}$ はそれぞれ絶対変位、絶対速度、絶対加速度、 \underline{u}_r 、 $\dot{\underline{u}}_r$ 、 $\ddot{\underline{u}}_r$ はそれぞれ拘束自由度節点b(地盤)に対する相対変位、相対速度、相対加速度ベクトルである。 \ddot{u}_{gx} 、 \ddot{u}_{gy} 、 \ddot{u}_{gz} はそれぞれx(橋軸)、y(橋

軸直角)、z(上下)方向の入力加速度(地盤拘束自由度節点b)である。また、 \underline{B}_x 、 \underline{B}_y 、 \underline{B}_z はx、y、z方向に対する応答影響ベクトルであり、

$$\begin{aligned} \underline{B}_x &= \{1, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, \dots, 1, 0, 0, 0, 0, 0\}^T \\ \underline{B}_y &= \{0, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, \dots, 0, 1, 0, 0, 0, 0\}^T \\ \underline{B}_z &= \{0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, \dots, 0, 0, 1, 0, 0, 0\}^T \end{aligned} \quad (4)$$

式(1)を非拘束自由度節点Aと拘束自由度節点Bに分解すると次式のようにになる。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \underline{M}_{AA} & \underline{M}_{AB} \\ \underline{M}_{BA} & \underline{M}_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\underline{u}}_{r,A} \\ \ddot{\underline{u}}_{r,B} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{C}_{AA} & \underline{C}_{AB} \\ \underline{C}_{BA} & \underline{C}_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\underline{u}}_{r,A} \\ \dot{\underline{u}}_{r,B} \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} \underline{K}_{AA} & \underline{K}_{AB} \\ \underline{K}_{BA} & \underline{K}_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{u}_{r,A} \\ \underline{u}_{r,B} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \underline{M}_{AA} & \underline{M}_{AB} \\ \underline{M}_{BA} & \underline{M}_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\underline{u}}_{g,A} \\ \ddot{\underline{u}}_{g,B} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 $\ddot{\underline{u}}_{g,A}$ 、 $\ddot{\underline{u}}_{g,B}$ は式(3)のうち非拘束節点A、拘束自由度節点Bに作用する地盤の絶対応答加速度ベクトルで、 \ddot{u}_{gx} 、 \ddot{u}_{gy} 、 \ddot{u}_{gz} から次式で与えられる。

$$\ddot{\underline{u}}_{g,A} = \ddot{u}_{gx} \cdot \underline{B}_{xA} + \ddot{u}_{gy} \cdot \underline{B}_{yA} + \ddot{u}_{gz} \cdot \underline{B}_{zA} \quad (6)$$

$$\ddot{\underline{u}}_{g,B} = \ddot{u}_{gx} \cdot \underline{B}_{xB} + \ddot{u}_{gy} \cdot \underline{B}_{yB} + \ddot{u}_{gz} \cdot \underline{B}_{zB} \quad (7)$$

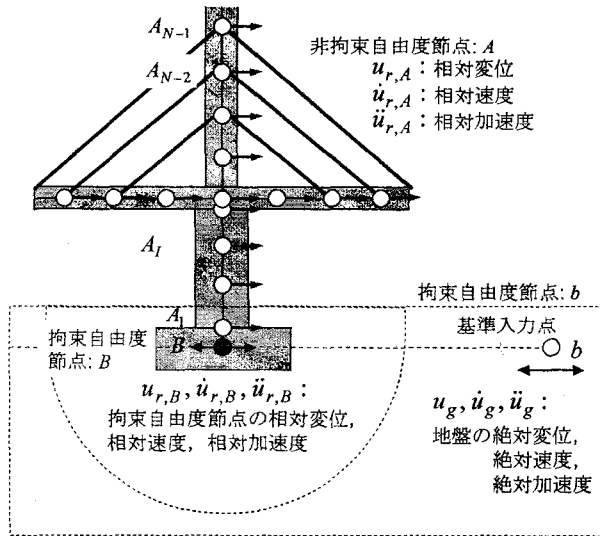


図-3 構造物のみのモデル化

ここで、 B_{xA} , B_{yA} , B_{zA} および B_{xB} , B_{yB} , B_{zB} はそれぞれ式(4)で与えられる B_x , B_y , B_z 中の非拘束自由度節点および拘束自由度節点に相当する項からなる列ベクトルである。

後述するように、十勝大橋では1主塔基礎頂部において応答が観測されているため、ここにおける x , y , z , θ_x , θ_y , θ_z 方向の応答加速度を \ddot{u}_{Bx} , \ddot{u}_{By} , \ddot{u}_{Bz} , $\ddot{u}_{B\theta x}$, $\ddot{u}_{B\theta y}$, $\ddot{u}_{B\theta z}$ とし、P-1 主塔基礎の応答によって非拘束自由度節点 A に作用する絶対応答加速度を $\ddot{u}_{B,A}$ とすると、 $\ddot{u}_{B,A}$ は、

$$\ddot{u}_{B,A} = \ddot{u}_{Bx} \cdot B_{xA,A} + \ddot{u}_{By} \cdot B_{yA,A} + \ddot{u}_{Bz} \cdot B_{zA,A} + \ddot{u}_{B\theta x} \cdot B_{\theta x,A} + \ddot{u}_{B\theta y} \cdot B_{\theta y,A} + \ddot{u}_{B\theta z} \cdot B_{\theta z,A} \quad (8)$$

式(5)を非拘束自由度節点 A に関する運動方程式として整理すると、

$$\underline{M}_{AA} \cdot \ddot{u}_{r,A} + \underline{C}_{AA} \cdot \dot{u}_{r,A} + \underline{K}_{AA} \cdot u_{r,A} = \underline{F} \quad (9)$$

ここで、

$$\underline{F} = -\underline{M}_{AA} \cdot \ddot{u}_{g,A} - \underline{M}_{AB} \cdot \ddot{u}_{g,B} - \underline{M}_{AB} \cdot \ddot{u}_{r,B} - \underline{C}_{AB} \cdot \dot{u}_{r,B} - \underline{K}_{AB} \cdot u_{r,B} \quad (10)$$

質量マトリックスを集中質量として与えると、 $\underline{M}_{AB} = 0$ であるから、式(10)は次式のようになる。

$$\underline{F} = -\underline{M}_{AA} \cdot \ddot{u}_{g,A} - \underline{C}_{AB} \cdot \dot{u}_{r,B} - \underline{K}_{AB} \cdot u_{r,B} \quad (11)$$

いま、図-2 に示す系において、地盤～構造物間の動的相互作用の効果によって、非拘束自由度節点 A に作用する加速度を $\Delta \ddot{u}_I$ とすると、 $\ddot{u}_{B,A}$ は

$$\ddot{u}_{B,A} = \ddot{u}_{g,A} + \Delta \ddot{u}_I \quad (12)$$

式(12)を式(11)に代入すると、

$$\underline{F} = -\underline{M}_{AA} \cdot \{\ddot{u}_{B,A} - \Delta \ddot{u}_I\} - \underline{C}_{AB} \cdot \dot{u}_{r,B} - \underline{K}_{AB} \cdot u_{r,B} \quad (13)$$

ここで、動的相互作用の効果が十分小さく無視できると仮定すると、式(13)は、

$$\underline{F} = -\underline{M}_{AA} \cdot \ddot{u}_{B,A} - \underline{C}_{AB} \cdot \dot{u}_{r,B} - \underline{K}_{AB} \cdot u_{r,B} \quad (14)$$

以上より、式(8)による絶対加速度 $\ddot{u}_{B,A}$ を斜張橋に作用させると同時に、拘束自由度節点 B に、 $u_{r,B}$ および $\dot{u}_{r,B}$ をそれぞれ拘束変位、拘束速度として与えることにより、斜張橋の応答を求めることができる。ここで、 $u_{r,B}$, $\dot{u}_{r,B}$ は、式(2)から求められる相対変位、相対速度のうち、拘束自由度節点 B に相当する値として求めることができる。

以上に基づき、本橋では次の仮定の下に地震応答を解析することとする。

- 1) 図-1 に示した P-1 主塔基礎周辺においてしか地震動が計測されていないため、地震動は A-1 橋台、P-2 主塔基礎、A-2 橋台においても同一であると仮定する。入力地震動としては地表面下 1 m の位置 (図-1 の①) を用いることとする。
- 2) 式(8)において、解析ソフトの制約から、 $\ddot{u}_{B\theta x}$, $\ddot{u}_{B\theta y}$, $\ddot{u}_{B\theta z}$ は 0 と仮定する。
- 3) 式(14)の $u_{r,B}$, $\dot{u}_{r,B}$ は P-1 主塔基礎頂部で観測された 2 点の記録 (図-1 の⑥, ⑦) と地表面下 1 m 位置の地盤記録から、式(2)により計算する。ただし、⑥, ⑦は橋軸方向には 26 m 離れているため y 軸周りのロッキング θ_{yP1} およびロッキング速度 $\dot{\theta}_{yP1}$ を P-1 主塔基礎で観測された上下方向加速度より次式で求めることができるが、橋軸直角方向には同一点で計測されているため、 θ_{xP1} や $\dot{\theta}_{xP1}$ を求めることができない。したがって、 θ_{xP1} や $\dot{\theta}_{xP1}$ は解析上無視した。さらに、 θ_{zP1} や $\dot{\theta}_{zP1}$ は解析にほとんど影響を与えないと考え、無視する。

$$\dot{\theta}_{yP1}(t) = \frac{\int_0^t \ddot{u}_{Bz,P1\textcircled{6}}(t) dt - \int_0^t \ddot{u}_{Bz,P1\textcircled{7}}(t) dt}{W} \quad (15)$$

$$\theta_{yP1}(t) = \frac{\int_0^t \int_0^t \ddot{u}_{Bz,P1\textcircled{6}}(t) dt dt - \int_0^t \int_0^t \ddot{u}_{Bz,P1\textcircled{7}}(t) dt dt}{W} \quad (16)$$

ここで、 $\ddot{u}_{Bz,P1\textcircled{6}}(t)$, $\ddot{u}_{Bz,P1\textcircled{7}}(t)$ はそれぞれ P-1 主塔基礎の⑥, ⑦点において測定された上下方向の応答加速度、 W は⑥～⑦間の距離である。

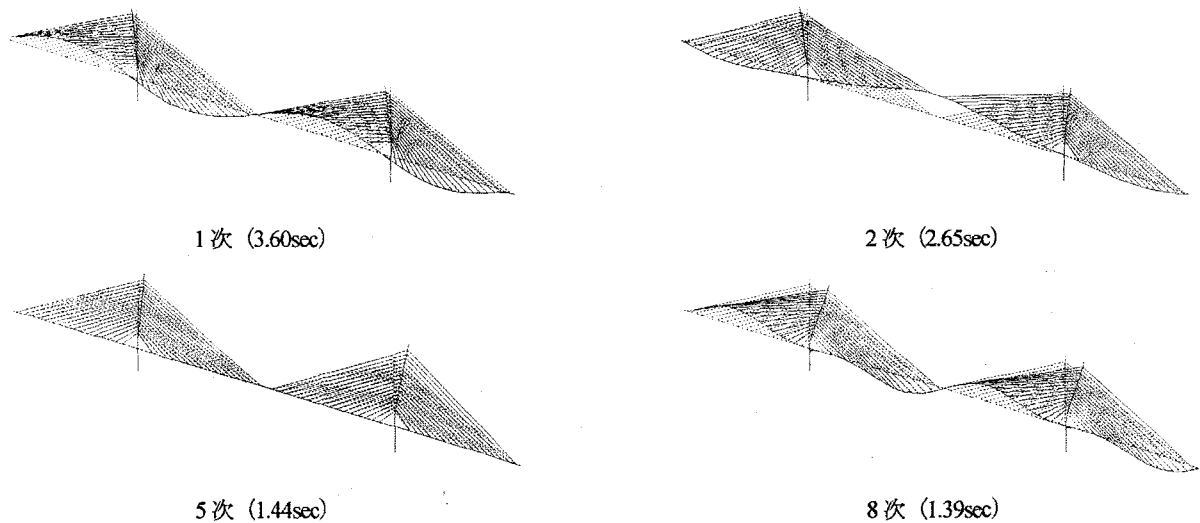


図-4 固有値解析

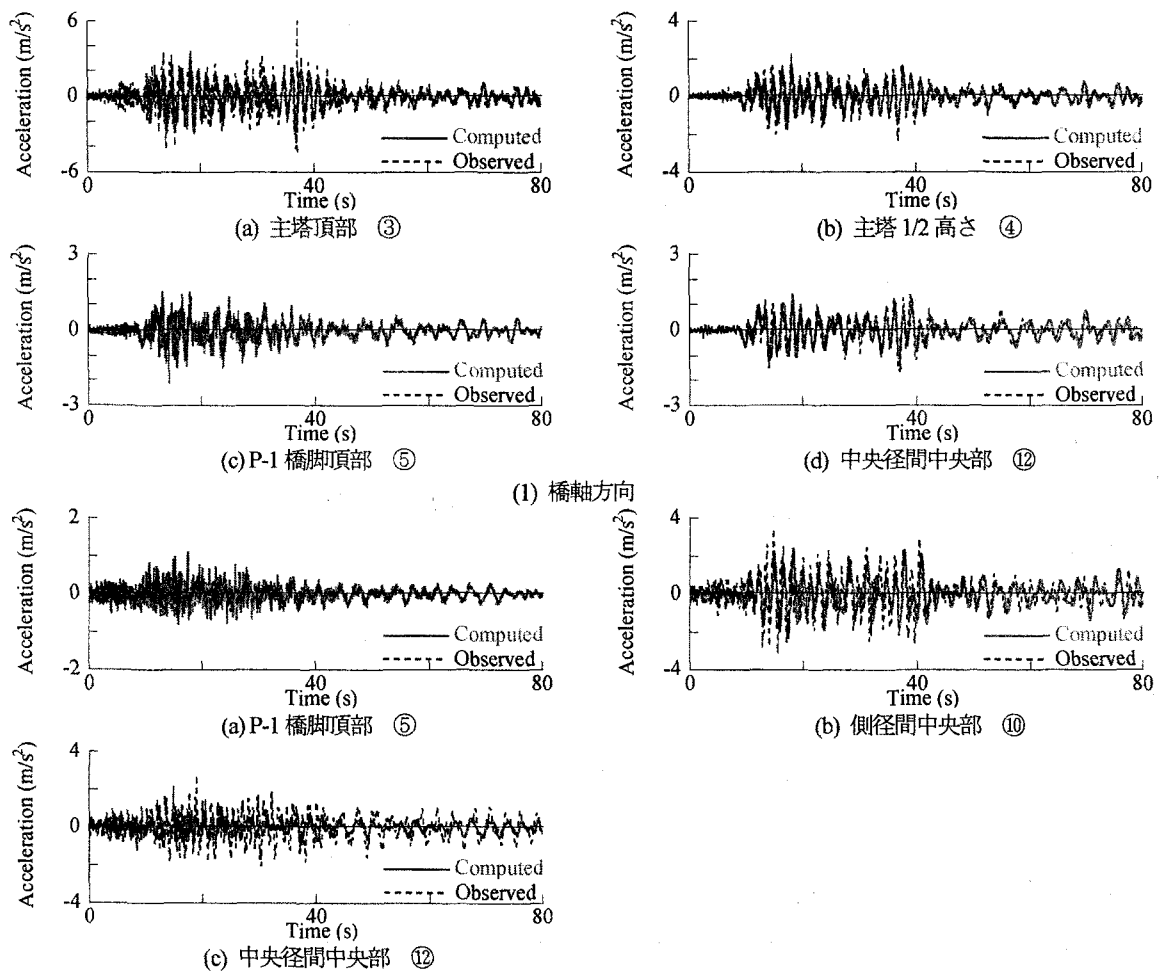


図-6 絶対応答加速度 (橋軸+上下方向解析)

4. 十勝大橋の動的特性

(1) 固有値解析

固有値解析から求めた主要な振動特性を図-4 に示す。1次振動モードは主塔の曲げ振動に伴う桁の橋軸方向への振動で、固有周期は3.60secである。2次は対称1次で固

有周期は2.65secである。5次は主塔の面外方向への振動、8次は逆対称1次モードとなっている。

(2) 橋軸+上下方向入力した場合の地震応答

図-5 に示すように、Rayleigh 減衰を仮定し、橋軸方向の振動が卓越する1次 (3.60sec) と8次 (1.39sec) のモ

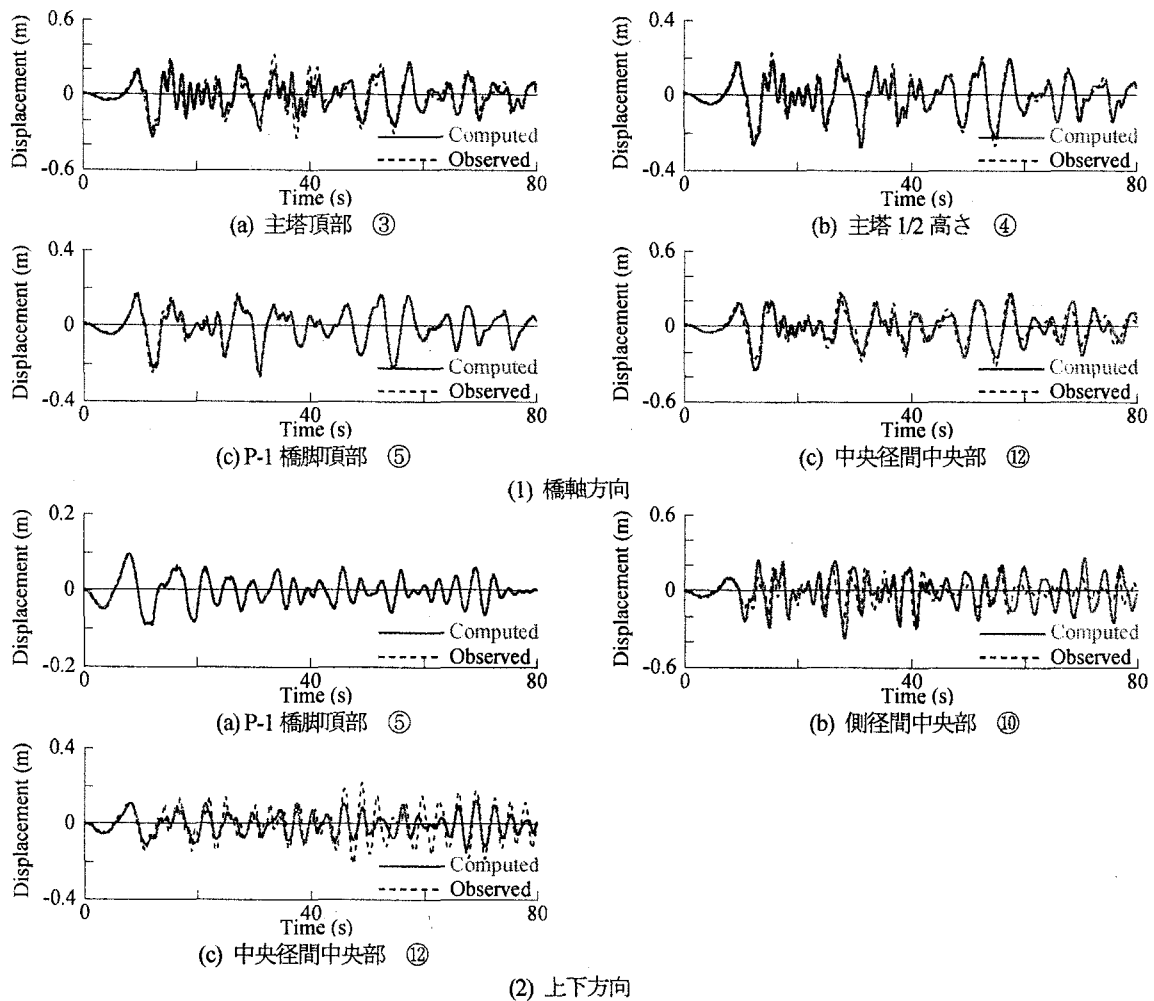


図-7 絶対応答変位 (橋軸+上下方向解析)

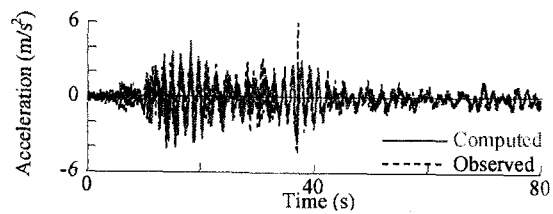
ード減衰定数を 10%と仮定して、橋軸方向 (主塔基礎の回転応答も含む) と上下方向の応答を入力した場合の主要点における絶対応答加速度、絶対応答変位を実測値と比較すると、それぞれ図-6、図-7 となる。絶対変位で比較しているのは、強震記録の 2 回積分から求められる変位は絶対応答変位となるためである。

橋軸方向と上下方向に分けて応答を示しているが、橋軸方向には、解析加速度、変位は P-1 主塔頂部およびその 1/2 高さ、P-1 橋脚頂部、中央径間中央部においては実測加速度およびこれから求めた絶対応答変位 (以下では、これも含めて実測値と呼ぶ) の特徴を非常によく再現している。特に、P-1 橋脚頂部では、上下方向応答変位は実測値との一致度が極めてよい。これは、橋脚の剛性が高いため変形しにくく、主塔基礎に入力した応答変位がほぼそのまま伝達されることによると考えられる。主塔頂部では実測値の 37.05 秒に 10.2m/s^2 のスパイクが入っているが、これは計測上の何らかの原因で混入したと考えられる。

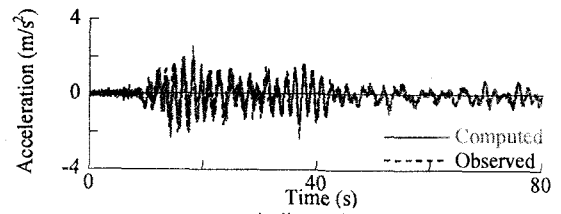
(3) 橋軸+橋軸直角+上下方向入力した場合の地震応答
モード減衰定数を、橋軸方向へ卓越する 1 次モードでは 10%、橋軸直角方向へ卓越する 5 次モード (1.44sec) では 6%と仮定して Rayleigh 減衰を定めた。

図-8 に絶対応答加速度応答を実測値と比較して示す。解析値は実測値とよく一致している。重要な点は、橋軸直角方向の主塔頂部では、前半では解析値は観測値の特徴をよくとらえているが、後半では自由振動のように大きく長く振動する現象を表せていない。これは明らかに解析に仮定した減衰定数が大きすぎるためで、ここには示さないが、別途実施した解析では、減衰定数を 1 次モードで 5%、5 次モードで 3%とすると、後半部分の応答をよく表せる。しかしながら、この場合には前半部分を過大評価する。このように、主塔の橋軸直角方向の応答では、減衰定数が時間的に変化するため、こうした応答を Rayleigh 減衰で解析することは難しい。

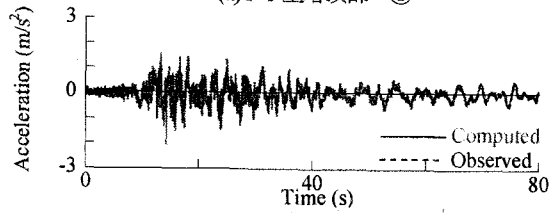
図-9 に示す絶対応答変位も解析値は実測値とよく一致している。ただし、橋軸直角方向の主塔頂部では後半部



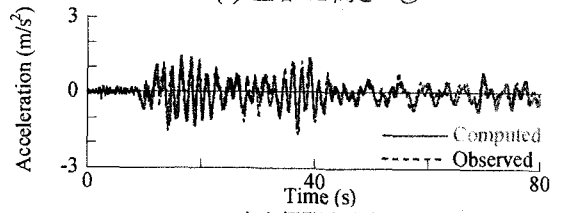
(a) P-1 主塔頂部 ③



(b) 主塔 1/2 高さ ④

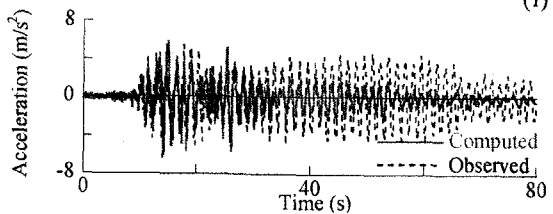


(c) P-1 橋脚頂部 ⑤

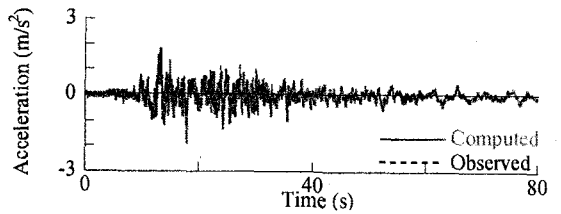


(d) 中央径間中央部 ⑫

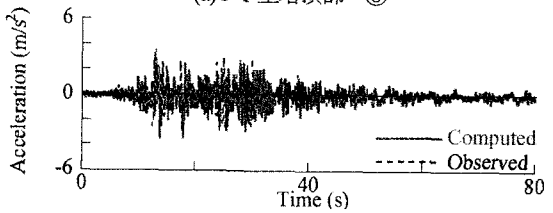
(1) 橋軸方向



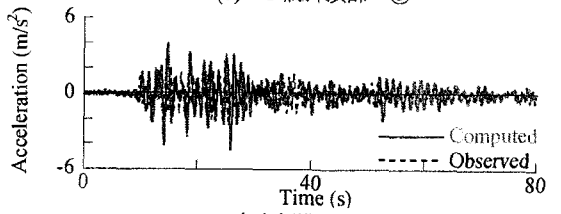
(a) P-1 主塔頂部 ③



(b) P-1 橋脚頂部 ⑤

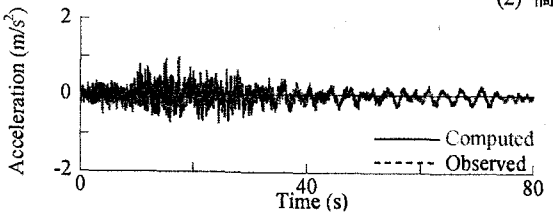


(c) 側径間中央部 ⑩

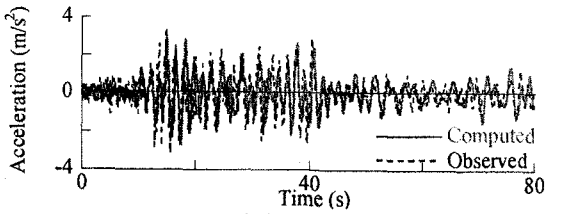


(d) 中央径間中央部 ⑫

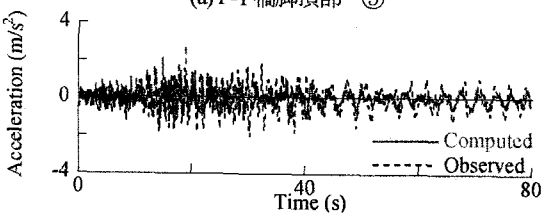
(2) 橋軸直角方向



(a) P-1 橋脚頂部 ⑤



(b) 側径間中央部 ⑩



(c) 中央径間中央部 ⑫

(3) 上下方向

図-8 絶対応答加速度 (橋軸+橋軸直角+上下方向解析)

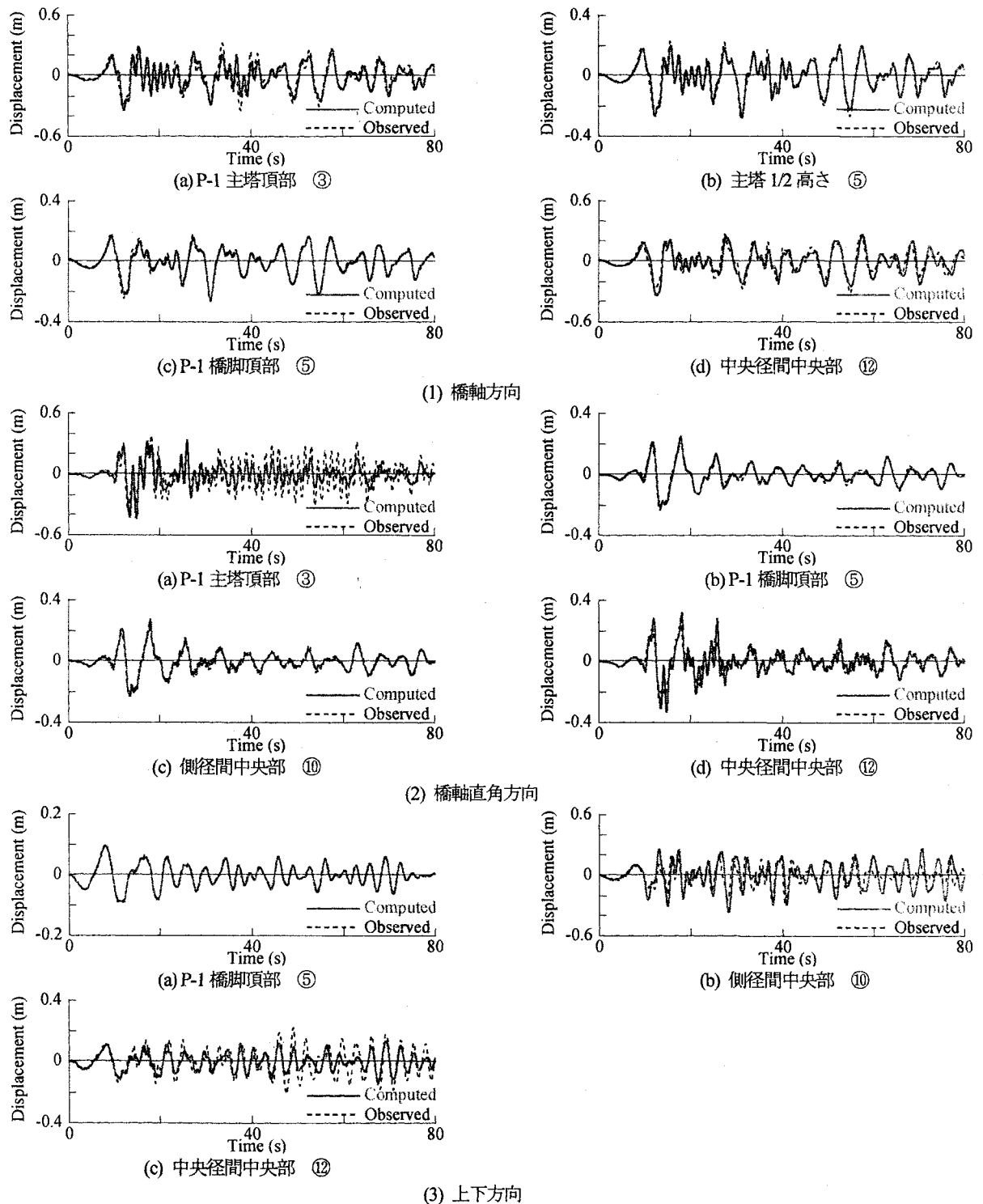


図-8 絶対応答変位 (橋軸+橋軸直角+上下方向解析)

分の応答変位を過小評価するのは上述した加速度応答の場合と同じである。

4. 結論

2003年十勝沖地震による十勝大橋の地震観測記録を基に、PC斜張橋の動的応答を解析した。検討の結果、得ら

れた知見を以下にまとめる。

- 1) 基礎ごとの地震動の違いを無視し、P-1主塔基礎で観測された地震動を他の主塔および橋台基礎に強制入力すると同時に、地盤と基礎の動的相互作用の効果を無視して、斜張橋の地震応答(絶対加速度、絶対変位)を求めると、実測結果とよく一致する。
- 2) 主塔頂部では、橋軸直角方向には10%程度の減衰定

数が主要動の前半付近までの応答を再現するためにはよいが、後半から自由振動が卓越する範囲では、実測値を再現するためにはもっと小さい減衰定数を仮定する必要がある。減衰特性が時間的に変化している可能性がある。

- 3) 実測値によく合う結果を与える減衰定数は上述したように、一般に斜張橋の減衰と考えられているよりも大きな値である。これは、本橋では桁と主塔が剛結され、この上部構造が壁式橋脚に支持された構造であるためと考えられる。
- 4) 十勝大橋のように、しっかりした強震観測を行い、貴重な強震記録を蓄積することは、十勝大橋だけでなく同種の橋の強震動下の耐震性を検討するために極めて重要である。

5. 謝辞：国土交通省北海道開発局の佐藤昌志氏，独立行政法人北海道開発土木研究所の石川博之氏，西弘明氏をはじめとする御関係のみなさまに厚く御礼申し上げます。

す。また，株式会社ドーコンの井上雅弘氏，谷口浩二氏からは各種資料を準備いただきました。ここに記し，厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章橋梁，1996。
- 2) Kawashima, K., Unjoh, S. and Azuta, Y.: Analysis of damping characteristic of a cable stayed bridge based on strong motion records, *Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol. 7, No.1, pp.169-178, JSCE, 1990.
- 3) 新原雄二，池田憲二，日紫喜剛啓，河野哲也，山野辺慎一：十勝大橋地震観測に基づくPC斜張橋動的解析における減衰定数の設定法に関する考察，*構造工学論文集*，Vol. 47A, pp. 615-626, 2001.
- 4) 西弘明，渡辺力，石川博之，井上雅弘，谷口浩二：2003年十勝沖地震の強震記録に基づく十勝大橋(PC斜張橋)の地震時挙動の推察，*土木学会第60回年次学術講演概要集*，I-130, 2005.
- 5) 平成15年(2003年)十勝沖地震検討会：平成15年(2003年)十勝沖地震検討会報告書，2004.