

基礎構造―地盤系の地震観測記録から求めた入力損失 フィルターによる地震動強度の低減度合い

矢部正明¹・松原拓朗²・山本一貴²・塚本英子³

¹正会員 博(工) (一財)首都高速道路技術センター 構造技術研究所（〒105-0001 東京都港区虎ノ門三丁目10番11号虎ノ門PFビル）

²正会員 修(工) 首都高速道路株式会社 技術部 構造技術室 設計技術課（〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1日土地ビル）

³非会員 株式会社長大 第一構造事業部 第二構造技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

著者らは、写真-1に示す3橋梁の基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動を用いて、高架橋基礎構造の相互作用効果について検討し、観測された地震動より求めた基礎構造-周辺地盤間の周波数応答関数には、入力損失効果と慣性の相互作用効果および地上部の構造の応答が複合したものが現れていることを報告した¹⁾。入力損失効果は、地盤上の地震動の周期1.0秒よりも短周期成分がローパスフィルター効果によって小さくなる形で現れており、基礎構造頂部で観測された地震動のフーリエスペクトル振幅 $F_f(T)$ と周辺地盤上で観測された地震動のフーリエスペクトル振幅 $F_g(T)$ は、概ね、式(1)のような関係で表された。

$$\begin{aligned} T < 1.0 \text{ sec}, F_f(T) < F_g(T) \therefore F_f(T)/F_g(T) < 1.0 \\ 1.0 \text{ sec} \leq T, F_f(T) \approx F_g(T) \therefore F_f(T)/F_g(T) \approx 1.0 \end{aligned} \quad (1)$$

文献1)では、基礎構造頂部と周辺地盤上で観測され

た地震動から基礎構造と地盤の動的相互作用効果の定性的な傾向に着目したが、本報告では、基礎構造に作用する地震動強度が周辺地盤上の地震動強度からどの程度低減されるかを検討した。

2. 検討対象とする観測地震動と検討方法

(1) 検討対象とする観測地震動と周波数応答関数

図-1は、検討対象とした地震の諸元（規模と震央距離）と地震動強度（地表面上で観測された地震動の水平2成分のスペクトル強度SI値）を整理したものである。地震は浮塚が10地震（1993.5.21から1996.12.21）、西葛西が30地震（1987.12.17から1997.8.9）、東扇島が9地震（1996.9.11から2012.11.24）である。ただし、東扇島で観測された9地震のうち4地震（2011.4.16から2012.11.24）は、基礎構造頂部の地震動が観測できていないため、検討対象としなかった。東扇島の2011.3.11東北地方太平洋沖地震で観測された地震動を除けば、何れも、地



(1) 浮塚（三郷線）



(2) 西葛西（中央環状線）



(3) 東扇島（湾岸線）

写真-1 検討対象とした基礎構造頂部と周辺地盤上での地震観測地点

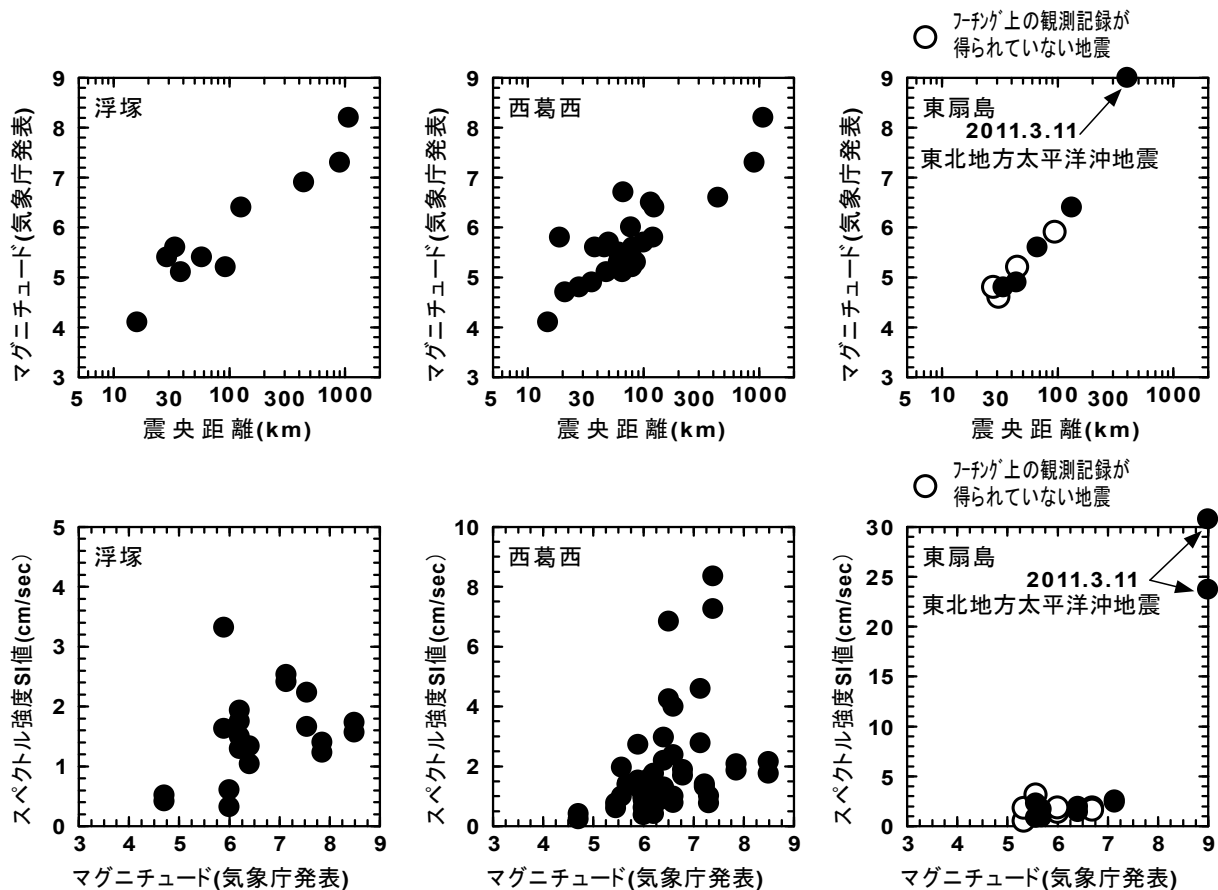


図-1 検討対象とした高架橋で観測された地震の諸元と地震動強度

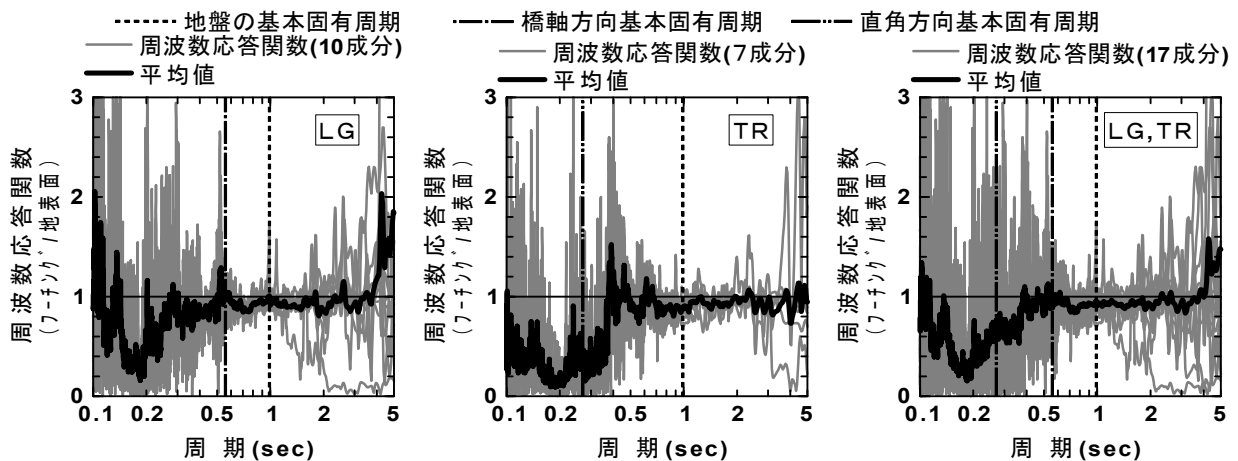


図-2 浮塚（9 径間連続 PC2 主箱桁，SU ダンパー，RC ラーメン橋脚，場所打ち杭基礎）の周波数応答関数

震動強度が小さい観測地震動であることがわかる。

図-2は浮塚，図-3は西葛西，図-4は東扇島で観測された地震動の周波数応答関数を整理したものである。周波数応答関数は，入力を周辺地盤上で観測された地震動，出力を基礎構造頂部で観測された地震動として算出した。浮塚は橋長約400mの9径間連続PC2主箱桁橋で，SUダンパーと可動支承を介してRCラーメン橋脚に支持されている。基礎構造は，

杭径1.5m，杭長31.5mの場所打ち杭16本である。周辺地盤の基本固有周期は約0.99sec，橋軸方向の基本固有周期は約0.56sec，橋軸直角方向の基本固有周期は約0.27secである。図-2は浮塚のフーチング上と周辺地盤上で観測された地震動から求めた周波数応答関数とそれを各周期で対象とした地震動の数で単純平均したものを示したものである。図には，地盤と橋全体系の基本固有周期も併記してある。地盤の基

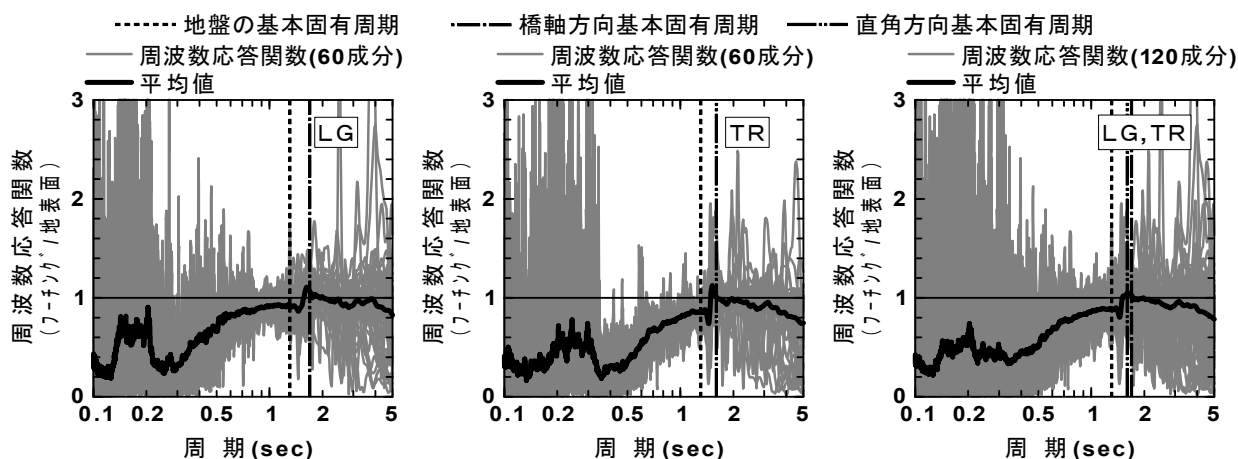


図-3 西葛西（3径間連続鋼箱桁橋，ピット支承，鋼製2本柱橋脚，鋼管矢板井筒基礎）の周波数応答関数

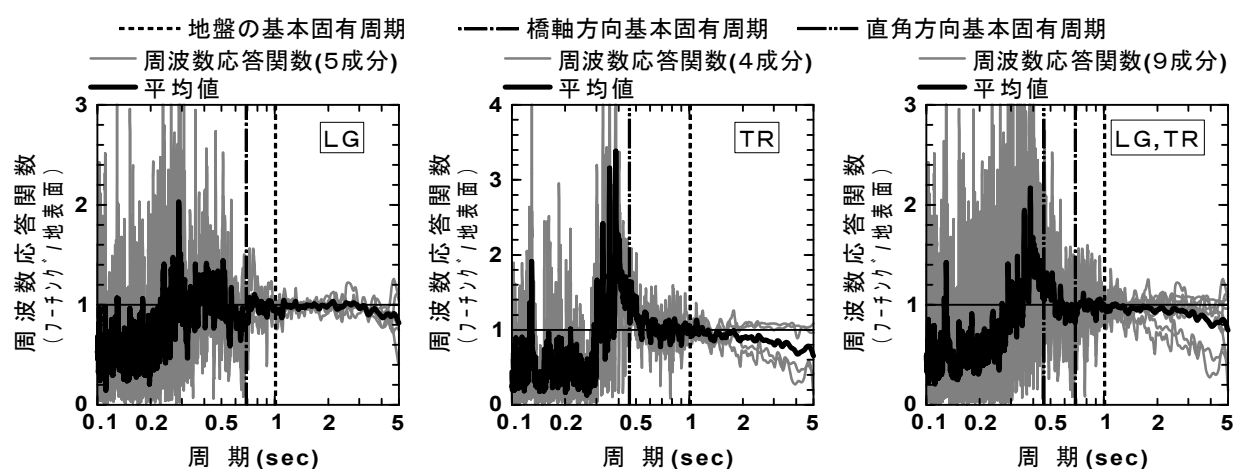


図-4 東扇島（9径間連続PC箱桁橋，鉛プラグ入り積層ゴム支承，RC壁式橋脚，鋼管杭基礎）の周波数応答関数

本固有周期約0.99secよりも短周期側で周波数応答関数の値が1.0よりも小さくなる傾向があるが、橋軸方向は約0.56sec付近、直角方向は約0.27sec付近で周波数応答関数の変化の様子に乱れが生じているがこれは、地上部の構造の応答によるものと考えられる¹⁾。

西葛西は橋長約183mの3径間連続鋼箱桁橋で、ピット支承を介して2本柱の鋼製橋脚に支持されている。基礎構造は、鋼管矢板井筒基礎である。周辺地盤の基本固有周期は約1.31sec、橋軸方向の基本固有周期は約1.7sec、橋軸直角方向の基本固有周期は約1.6secである。図-3は西葛西の頂版上と周辺地盤上で観測された地震動から求めた周波数応答関数とその平均を示したものである。西葛西では隣接する橋脚間の中央位置に地盤上の地震計が設置されているため、その地震計を入力とし、両側に位置する橋脚の鋼管矢板井筒基礎頂版上に設置された地震計を出力として周波数応答関数を求めているため、標本数は、30地震×水平2方向成分×橋脚2箇所=120成分

と他の2橋梁に比較して多い。地盤の基本固有周期約1.31secよりも短周期側で周波数応答関数の値が1.0よりも小さくなる傾向があるが、橋軸方向は約1.7sec付近、直角方向は約1.6sec付近で周波数応答関数の変化の様子に乱れが生じているがこれは、地上部の構造の応答によるものと考えられる¹⁾。

東扇島は橋長約415mの9径間連続PC箱桁橋で、鉛プラグ入り積層ゴム支承を介してRC壁式橋脚に支持されている。基礎構造は、杭径0.8m、板厚19mm、杭長約40mの鋼管杭23本である。周辺地盤の基本固有周期は約1.01sec、橋軸方向の基本固有周期は約0.69sec、橋軸直角方向の基本固有周期は約0.46secである。図-4は東扇島のフーティング上と周辺地盤上で観測された地震動から求めた周波数応答関数とその平均を示したものである。地盤の基本固有周期約1.01secよりも短周期側で周波数応答関数の値が1.0よりも小さくなる傾向があるが、橋軸方向は約0.69sec付近、直角方向は約0.46sec付近で周波数応答関数の変化の様子に乱れが生じているがこれは、地

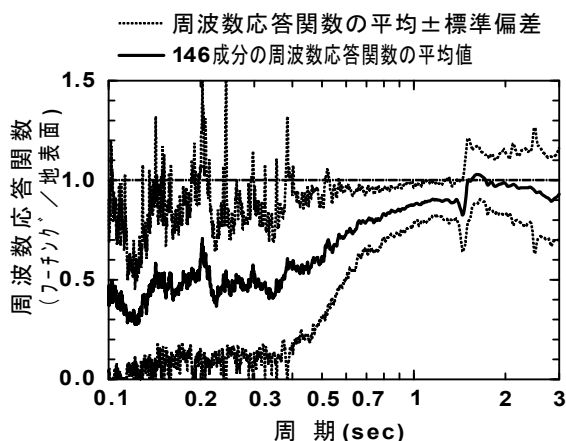


図-5 首都高速道路で観測された基礎構造と地盤間の周波数応答関数 146 成分の平均値

上部の構造の応答によるものと考えられる¹⁾。

(2) 検討方法

前述したように基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動から求めた周波数応答関数には、入力損失効果だけでなく、慣性の相互作用と地上部の構造の応答の影響が含まれているため、観測地震動だけから入力損失効果による地震動強度の低減効果を抽出することはできない。通常、解析解^{1),2),3)}や有限要素法による解析⁴⁾を併用して入力損失効果を抽出することが行われているが、本報告では、観測された地震動の数が相応にある事を踏まえて、基礎構造形式の違い、橋軸方向と橋軸直角方向の違いを無視して着目量を平均化した。図-2と図-3および図-4に示すように、写真-1に示した3橋梁の基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動の周波数応答関数には、基礎構造と地盤の動的相互作用効果だけでなく、地上部の構造の応答による影響も含まれている。しかし、図-1に示すように、観測された地震動の強度は、東扇島の2011.3.11東北地方太平洋沖地震で観測された地震動を除けば、何れも地震動強度が小さいことから、地上部の構造の応答は小さく、周波数応答関数に与える影響は、基礎構造と地盤の動的相互作用効果よりも小さいと考えられる。事実、鉛プラグ入り積層ゴム支承に支持された東扇島で支承の変形が確認できた観測地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震だけである。これを踏まえて、本報告では、次のような検討を行った。

基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の比（＝基礎構造頂部／周辺地盤上）を、橋梁形式と基礎構造形

式および橋軸方向と直角方向の違いを無視して平均化して、地震動強度の低減度合いを把握した。周波数応答関数も、同様に平均化した後、その周波数応答関数の平均値を近似できる入力損失フィルターを作成した。その入力損失フィルターを用いて、被害地震で観測された強震記録を対象に入力損失効果を考慮した地震動を作成し、入力損失を考慮した場合の加速度応答スペクトルの値が地盤上で観測された地震動の加速度応答スペクトルからどの程度低減したかを検討した。

上述したように、検討対象とした地震動強度では、地上部の構造の応答の影響は小さいと考えられるが、このような検討で得られる地震動強度の低減度合いは、入力損失効果と慣性の相互作用（逸散減衰）が複合したものである⁵⁾。本報告では、観測地震動の情報のみから地震動強度の低減度合いを求めるため、入力損失効果と慣性の相互作用（逸散減衰）による地震動強度の低減度合いを分離せずに総称して入力損失効果と呼ぶ。

3. 周波数応答関数と加速度応答スペクトル比の平均値

(1) 周波数応答関数の平均値

図-5は、写真-1に示す3橋梁で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上の地震動を用いて算出した周波数応答関数の平均値と平均値±標準偏差である。標本数は146成分である。図-2と図-3および図-4と図-5を比較すると、図-5は図-3に示す西葛西に近似していることがわかる。これは、146成分のうち120成分が西葛西で観測された地震動だからである。周期1.0秒から周期0.4秒付近にかけて周波数応答関数の値が1.0から漸減し、周期0.4秒付近から周期0.1秒にかけて凹凸はあるものの、周波数応答関数の値がほぼ一定(<1.0)となっている。周期0.4秒付近から周期0.1秒間の周波数応答関数の値は、平均値で約0.5、平均値+標準偏差で約0.8となっている。周波数応答関数の値は、周辺地盤上に生じる地震動が基礎構造に作用した場合の基礎構造頂部の地震応答の増幅率を表しており、地震動強度の低減度合いとは異なる。

(2) 加速度応答スペクトル比の平均値

図-6は3橋梁で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上の地震動を用いて算出した減衰定数5%の加速度応答スペクトル比の平均値と平均値±標準偏差である。標本数は、浮塚で17成分、西葛西で120成分、東扇島で9成分、計146成分である。加速度応答スペ

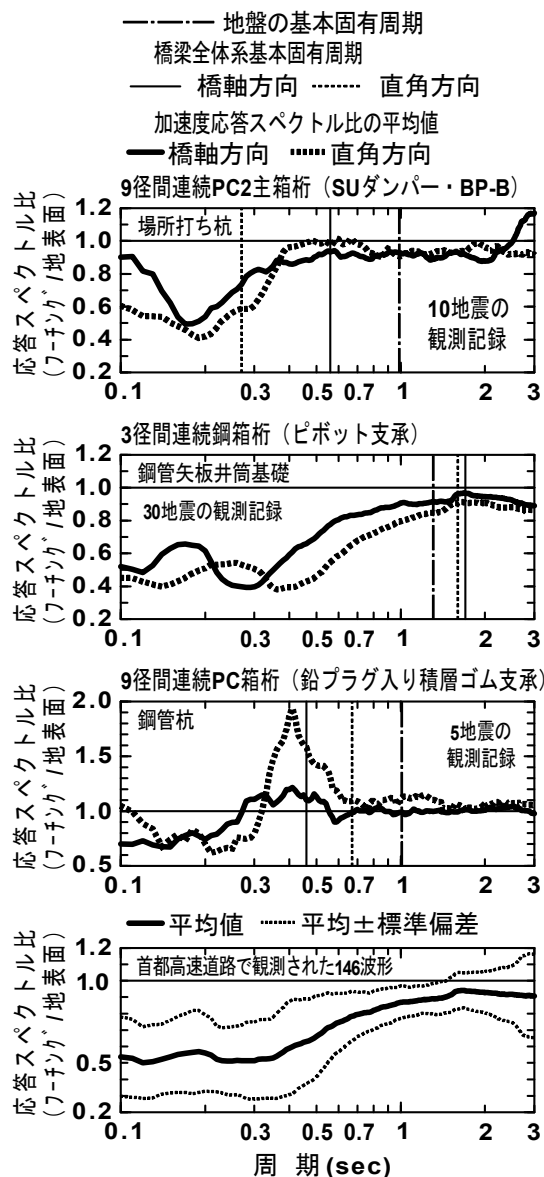


図-6 基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動の加速度応答スペクトル比 146 成分の平均値

クトル比と周波数応答関数の平均値を比較すると、両者は周期に対する変化の様子が近似していることがわかる。周期1.0秒から周期0.4秒付近にかけて加速度応答スペクトル比の値が1.0から漸減し、周期0.4秒付近から周期0.1秒にかけて加速度応答スペクトル比の値がほぼ一定となっている。周期0.4秒付近から周期0.1秒間の加速度応答スペクトル比の値は、平均値で約0.5、平均値+標準偏差で約0.8となっている。加速度応答スペクトル比の値は、周辺地盤上に生じる地震動が基礎構造に作用した場合の基礎構造頂部における地震動強度の低減度合いを表している。

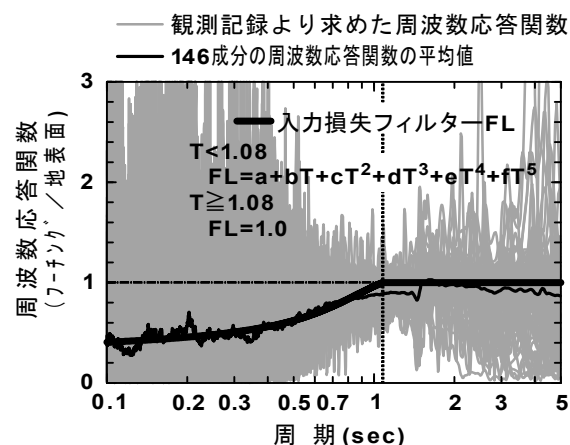


図-7 基礎構造頂部と周辺地盤間で観測された地震動から作成した入力損失フィルター

(3) 入力損失フィルター

図-5に示した周波数応答関数の平均値を式(2)に示す多項式 $FL(T)$ で近似した。

$$\begin{aligned} T < 1.08 \text{ sec} \\ FL(T) &= a + bT + cT^2 + dT^3 + eT^4 + fT^5 \\ T \geq 1.08 \text{ sec} \\ FL(T) &= 1.0 \end{aligned} \quad (2)$$

図-7に近似式と観測値を比較した。近似式は周期1.08秒で $FL = 1.0$ を起点とし、短周期方向に周期の5次式で低下して周期0.1秒で $FL \approx 0.41$ となっている。後述するように式(2)を入力損失フィルターとして、地盤上で観測された地震動から入力損失効果を考慮した地震動を算出した。

4. 入力損失効果による地震動強度の低減度合い

図-8は、道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動のタイプII地震の設計地震動とその基となった強震記録の加速度応答スペクトルを比較したものである。本報告では、橋梁の耐震性に重要な周期領域における地震動強度の違いを正しく認識できるように、加速度応答スペクトルは実数表示としている⁶⁾。1996年版・2002年版・2012年版の道路橋示方書V耐震設計編では、レベル2地震動タイプII地震の設計地震動は、次のように解説されている。兵庫県南部地震では、神戸海洋気象台（I種地盤）、JR西日本鷹取駅（II種地盤）、東神戸大橋周辺地盤上（III種地盤）等において加速度が大きく構造物に壊滅的な影響を与えた地震動が観測されており、こ

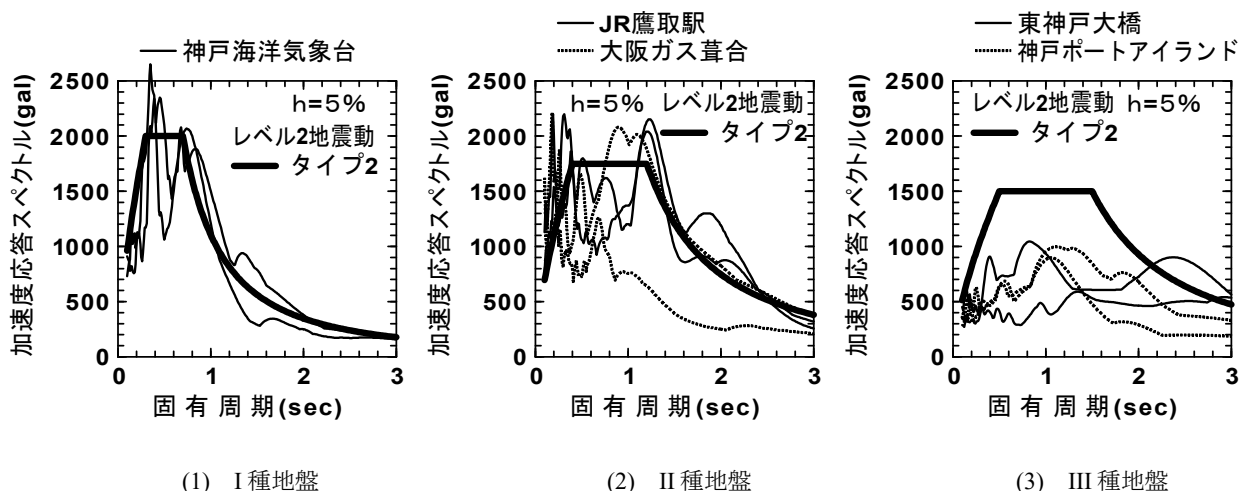


図-8 1995年兵庫県南部地震で観測された強震記録とレベル2地震動タイプII地震の加速度応答スペクトルの比較

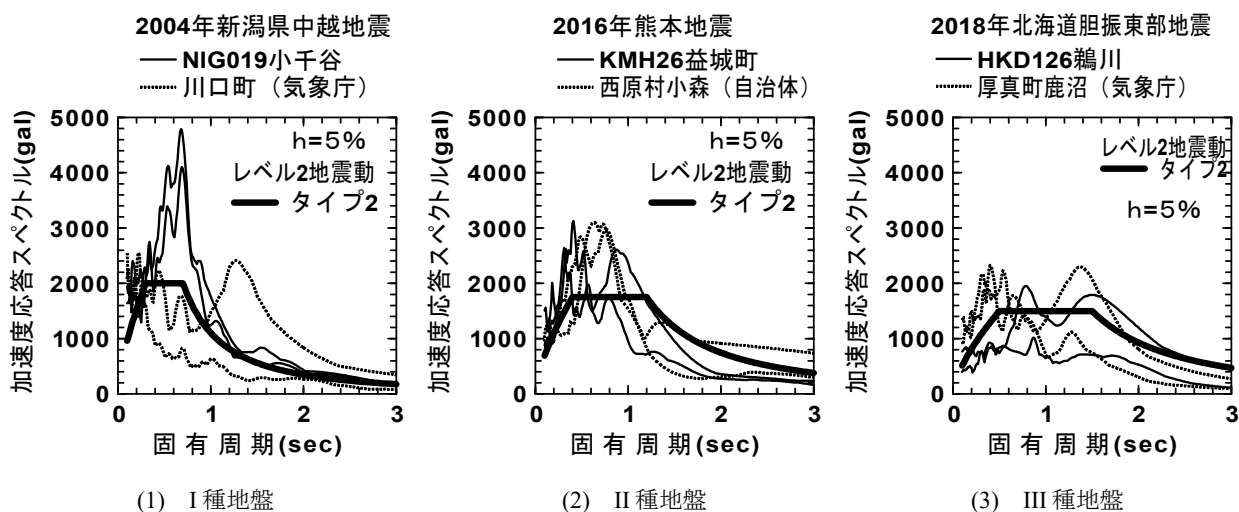
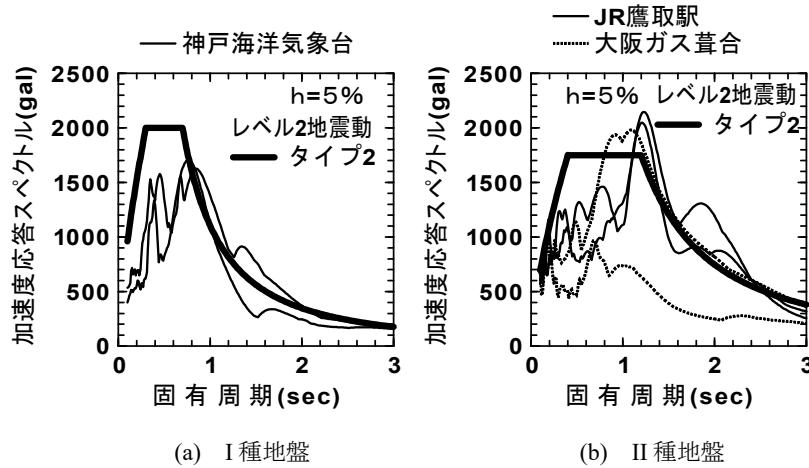


図-9 1995年兵庫県南部地震後に発生した橋梁に被害を生じた地震で観測された強震記録の加速度応答スペクトル

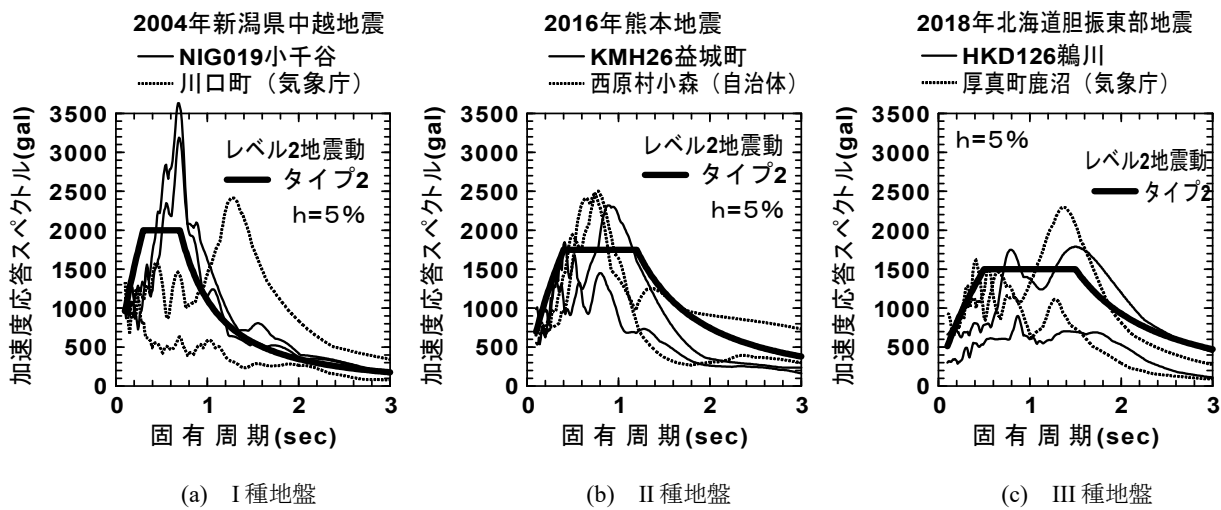
これらの加速度応答スペクトルを計算し、特別に大きなピークは平滑化して求めた加速度応答スペクトルがレベル2地震動タイプII地震の標準加速度応答スペクトルである^{7),8),9)}。現行の2017年版道路橋示方書V耐震設計編では、さらに、III種地盤のレベル2地震動タイプII地震の設計地震動に対して次のような解説が加わっている。強震記録が観測された地点には液状化が生じた地盤もあったことから、液状化が生じなかった地盤では加速度振幅がより大きな値となった可能性も考慮して求められた加速度応答スペクトルがレベル2地震動タイプII地震のIII種地盤の標準加速度応答スペクトルである¹⁰⁾。

1995年兵庫県南部地震後も、何度か橋梁に被害を生じる地震が発生しており、地盤を対象とした強震観測網の充実もあり、道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2設計地震動を超える強震記録が幾つか観測されている。図-9は、道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動タイプII地震の設計地震動を超える強震記録の加速度応答スペクトル

の一例である。何れも内陸型の地震である。2004年新潟県中越地震の川口町EW成分と2016年熊本地震のKMH26益城町EW成分および2018年北海道胆振東部地震のHKD126鶴川EW成分・厚真町鹿沼EW成分を除けば、何れも周期1.0秒より短周期側で設計地震動を大きく上回っている。橋梁に被害を生じた地震で観測された強震記録の中に、道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動タイプII地震の設計地震動を超える加速度応答スペクトルが観測されている点に関して、2017年版道路橋示方書V耐震設計編では、次のように解説されている。既往の大規模地震では、1995年兵庫県南部地震を含め、主に短周期帯域でレベル2地震動の特性値を超える地震動が観測されているが、これまでの実際の被災状況から、短周期成分が卓越する地震動が原因となって橋の構造安全性に大きな影響が生じた事例は確認されていない。レベル2地震動の特性値は、地震動の入力損失や逸散減衰等の影響により、橋に作用する地震動の短周期成分が低減することも考慮した



(1) 1995年兵庫県南部地震で観測された強震記録に入力損失フィルターを乗じた地震動の加速度応答スペクトル



(2) 1995年兵庫県南部地震後に発生した橋梁に被害を生じた地震で観測された強震記録に入力損失フィルターを乗じた地震動の加速度応答スペクトル

図-10 入力損失効果を考慮した地震動とレベル2地震動タイプII地震の加速度応答スペクトルの比較

ものとなっている¹⁰⁾。

前述したように、式(2)に示す入力損失フィルターは、入力損失だけでなく逸散減衰の効果（慣性の相互作用）が複合したものである。図-8と図-9に示す強震記録に式(3)に示すフーリエ変換と周波数領域の積およびフーリエ逆変換を施して入力損失効果を考慮した地震動を算出した。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{X}(\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}(t) e^{-i\omega t} dt \\ \ddot{X}_{loss}(\omega) &= \ddot{X}(\omega) \cdot FL(\omega) \\ \ddot{x}_{loss}(t) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{X}_{loss}(\omega) e^{i\omega t} d\omega \\ \omega &= 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

図-10は、式(2)に示す入力損失効果を考慮した地震動の加速度応答スペクトルである。道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動タイプII地震

の設計地震動の基となった神戸海洋気象台とJR鷹取駅および大阪ガス葺合は、式(2)に示す入力損失効果を考慮すると周期1.0秒より短周期域の加速度応答スペクトルが設計地震動を大きく下回っていることがわかる。レベル2地震動タイプII地震の設計地震動を上回っていた小千谷、川口町、益城町、西原村小森、鶴川、厚真町鹿沼の強震記録に式(2)に示す入力損失効果を考慮すると、周期1.0秒よりも短周期域の応答値が低減しているが、周期0.4秒から1.0秒の範囲では設計地震動を上回っている。

図-11は、図-8と図-9に示した強震記録と図-10に示した入力損失を考慮した地震動の加速度応答スペクトル比を整理したものである。加速度応答スペクトル比は、周期0.5秒から周期0.1秒で約0.6となっていることがわかる。これは、式(2)の基となった首都高速道路で観測された地震動146成分の加速度応答スペクトル比の約0.5よりも低減度合いが小さいこ

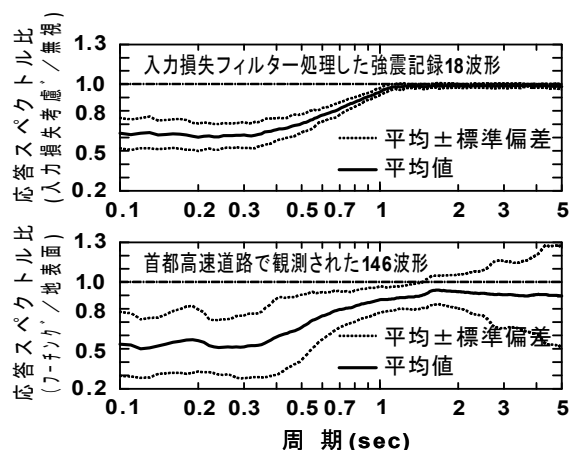


図-11 加速度応答スペクトル比で表した基礎構造に作用する地震動の低減度合い

とがわかる。

5. おわりに

首都高速道路の3橋梁で観測された基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動を用いて、基礎構造に作用する地震動強度が周辺地盤上で観測される地震動強度からどの程度低減されるかを検討した。基礎構造と地盤間の動的相互作用効果のうち、入力損失効果は、本来、質量0の基礎構造の応答として評価する必要がある。橋梁形式、基礎構造形式、橋軸方向と橋軸直角方向の形状や寸法の違い、基礎構造と周辺地盤間の剛性の違い、地震動特性の違いなどの影響を受けると考えられる。本報告では、そのような要因の違いを無視し、入力損失効果と慣性の相互作用による逸散減衰効果を分離せずに、基礎構造頂部に作用する地震動強度が周辺地盤上で観測される地震動強度からどの程度低減されるかを試算し、次のような結果が得られた。

- 1) 首都高速道路の高架橋の基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動の周波数応答関数から入力損失フィルター（式(2)参照）を作成した。
- 2) 首都高速道路の高架橋の基礎構造頂部と周辺地盤上で観測された地震動の加速度応答スペクトルの比（基礎構造頂部／地盤上）は、周期1.0秒から周期0.4秒付近にかけて加速度応答スペクトルの比が漸減し、周期0.4秒付近から周期0.1秒にかけて加速度応答スペクトルの比がほぼ一定となっており、その値は平均値で約0.5、平均値

+標準偏差で約0.8となる。

- 3) 道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2設計地震動タイプII地震の標準加速度応答スペクトルよりも大きな加速度応答スペクトルを示す強震記録（図-9参照）に、式(2)に示す入力損失フィルターを用いて入力損失を考慮した地震動を作成した。入力損失を考慮した地震動の加速度応答スペクトルは、周期0.4秒から0.1秒の範囲では標準加速度応答スペクトルを下回っているが、周期0.4秒から1.0秒の範囲では、標準加速度応答スペクトルを上回っている。

今後、耐震設計の中に、基礎構造と地盤間の動的相互作用効果を取り入れるためには、数多くの橋梁と地盤を対象とした基礎構造頂部と周辺地盤上での地震観測記録の蓄積と上述した各種要因を考慮した分析が必要である。

参考文献

- 1) 松原拓朗，久保田成是，矢部正明，塚本英子：地震観測に基づく高架橋基礎構造の入力損失効果に関する検討，第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.409-416，2019。
- 2) Luco, J.E.: Dynamic Interaction of a Shear Wall with the Soil, *Journal of the ENGINEERING MECHANICS DIVISION Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol.95, No.2, pp.333-346, 1969.
- 3) 星谷勝，石井清：RC4階校舎の実測資料による地震波の入力損失の効果の検討，土木学会 論文報告集，第327号，pp.13-20，1982。
- 4) 渡邊学歩，矢部正明：基礎構造一周辺地盤系の影響を考慮した入力地震動に関する検討，第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.239-248，2008。
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰と振動，pp.26-30，2020。
- 6) 川島一彦著：耐震工学，鹿島出版会，pp.37-38，2019。
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp.69，1996。
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp.17-19，2002。
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp.21，2012。
- 10) (公社)日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp.52-53，2017。