

斜張橋の動的応答解析

鹿児島大学工学部	学生員	下登 新一
鹿児島大学工学部	正 員	河野 健二
鹿児島大学工学部		愛甲 頼和

1. まえがき

近年発達して来た斜張橋は、全部材に鋼材を用いた鋼斜張橋が多いが、ケーブル以外をコンクリート構造とした形式も利用されつつある。このような鋼部材、コンクリート部材のそれぞれの特性を取り入れた複合斜張橋に対しても、その振動特性を明確にしておくことが必要であると考えられる。このような斜張橋ではPC構造を用いるとき、質量・剛性とも大きな構造物となるため基礎の振動が上部構造に与える影響を考慮する必要があると思われる。本解析では、このような複合形式の斜張橋に及ぼす動的相互作用の影響について検討を加えたものである。

2. 構造物-地盤系の動的応答解析法

斜張橋は吊橋と異なり主桁構造と塔構造とがケーブルによって直結されており、その振動特性を把握するに当たっては全体系の解析が必要である。また動的相互作用を受ける地盤-基礎-構造物系の動的応答解析法としては、サブストラクチャ法が有用である。この方法によると、それぞれの構造部分の動的特性を簡明な形で表現できるばかりでなく、各部分系の解析に於いて静的縮合や固有値解析を併用することにより自由度の大幅な縮小を計ることができる。Fig. 1に示すような斜張橋の動的応答解析をサブストラクチャ法を用いて行なう場合、地盤と基礎からなる下部構造系と上部構造系に分離する。下部構造系に対する地盤は、ケーソン基礎に対するインピーダンス関数を用いて、その動的特性を表わすことにする。上部構造物は梁要素から構成され、ケーブルは伸び剛性のみを有するものとして橋軸を含む面内振動の場合を扱っている。

ところで、地盤に根入れされたケーソン基礎は地盤からの振動による反力に加えて上部構造系からの反力を受ける。これらを考慮すると全体系の運動方程式は

$$\begin{bmatrix} M_{aa} & \tilde{M}_{ap} \\ M_{ap}^T & \tilde{M}_{pp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_a \\ \ddot{x}_p \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{aa} & 0 \\ 0 & \tilde{C}_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_a \\ \dot{x}_p \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{aa} & 0 \\ 0 & \tilde{K}_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_a \\ x_p \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \tilde{M}_{ap} \\ M_p \end{bmatrix} \ddot{x}_g \quad (1)$$

と表わされる。ここで添字 a, b はそれぞれ上部構造系と下部構造系に対応している。一般に上部構造系の自由度は下部構造系に比べて大きいので、式(1)では初めに上部構造系に対して基礎が固定された場合の固有値解析を行ない、応答に大きな影響を及ぼす振動モードのみを用いて自由度の縮小を計る。これより式(1)は自由度の小さな運動方程式に変換される。さらに、この運動方程式は地盤振動にともなう減衰を含んでおり、一般に非比例形系となる。このため本解析では複素固有値解析を利用した応答解析を行なっている。すなわち式(1)は自由度の縮小を行なうと

$$\{\ddot{u}\} + [D]\{u\} = [Q]\{\ddot{x}_g\} \quad (2)$$

と変換される。

3. 解析結果

Fig. 1の斜張橋は中央径間355m、側径間142m、主塔の高さ62mであり、中央径間の主桁および主塔は鋼部材からなり、側径間はPCからなる構造をモデル化したものである。入力地震動がフィルタードホワイトノイズで表わされるとき、式(2)を用いると定常振動に対する共分散方程式より各々の節点のrms 応答を求めることができる。Fig. 2は主塔基礎の半径が17.5mのときの基礎地盤のせん断波速度Vsの変化に対する固有振動数の変化を示したものである。Vsが200m/s付近で固有振動数の接近が見られ、動的相互作用の影響が大きくなることが予想される。

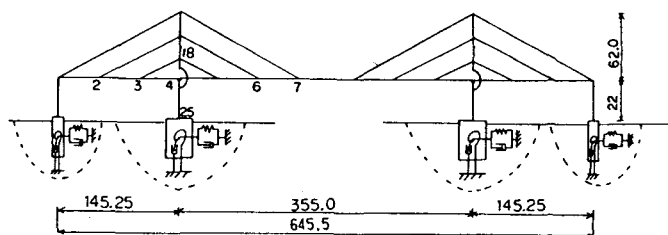


Fig.1 斜張橋解析モデル

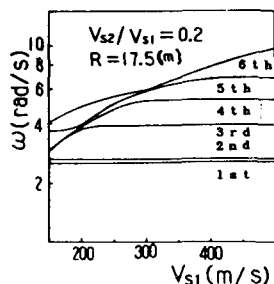


Fig.2 固有振動数の変化

Fig.3 は入力強度が $0.05(\text{m/s}^2)^{1/2}$ のとき、全体のrms 変位応答を示したものであり、破線は基礎を固定した場合に、点線は相互作用を考慮した場合の応答に対応している。基礎の変形によって各部分の応答は影響を受けるため、相互作用による影響についても検討する必要があるものと考えられる。Fig.4 は節点6の主塔基礎の半径が変化する場合の地盤のせん断波速度に対する変位応答を示したものであり、各応答は基礎固定時の応答で基準化を行なっている。特に V_s が 200m/s 付近で相互作用が顕著であるが、 V_s が 300m/s を越えるとその影響は減少することが分かる。

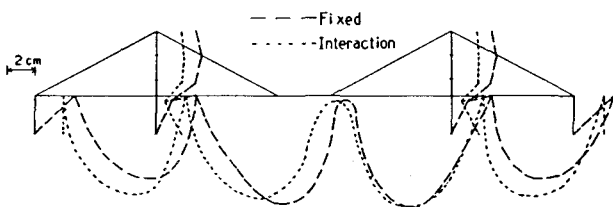


Fig.3 rms 変位応答の比較

Fig.5 は同様に節点3の鉛直方向のrms 応答を示したものである。側径間では相互作用の影響により V_s が 300m/s 付近で、基礎固定時よりも約10% 増加することが分かる。またFig.6 は主塔部の変位応答を示したものである。相互作用を考慮した場合の応答は、固有振動数の接近する V_s が 200m/s 付近を除き、基礎固定時よりも小さな応答を示している。Fig.7 は V_s の変化に対する各断面の曲げモーメント応答を示したものである。応答を支配する固有振動数の接近する場合も含めて、相互作用を考慮した場合の応答は基礎を固定した場合よりも増大する傾向が見られる。このため複合形式の斜張橋では動的応答解析を行なう場合、動的相互作用の影響を把握しておくことが重要であると思われる。

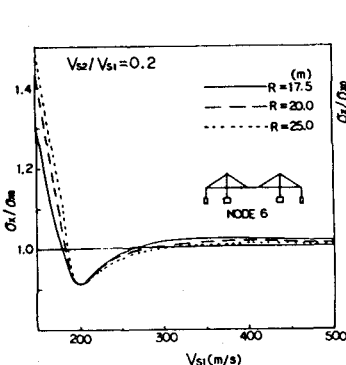


Fig.4 変位応答 (節点6)

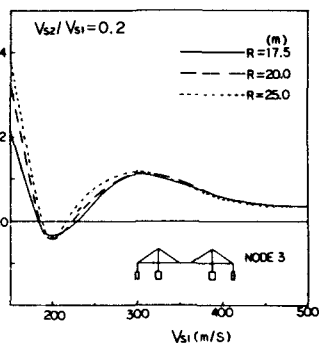


Fig.5 変位応答 (節点3)

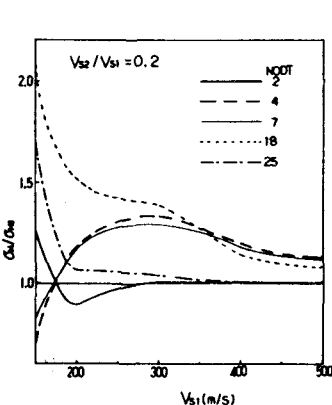


Fig.7 曲げモーメント応答の比較

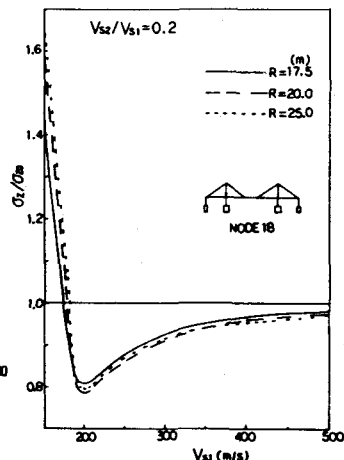


Fig.6 変位応答 (節点18)