

鹿児島高専 正 内谷 保  
 九大工学部 正 彦坂 照  
 九大工学部 正 大塚久哲

**1. まえがき** 斜張橋の主桁支持方式としては、一般に自定式、完定式および部定式の3方式が考えられるが、既設の斜張橋のほとんどは自定式である。しかし、長大斜張橋に最も有利で経済的な主桁支持方式は部定式であることが指摘されている<sup>1)</sup>。本報告は上記主桁支持方式の異なる長大斜張橋を対象として連行車両による定常ランダム応答解析を行い、応答性状の検討を行ったものである。なお、解析結果は応答の標準偏差を静的最大応答値で除した値(動的増幅率DIFと呼ぶ)で整理した。

**2. 定常ランダム応答解析** 図-1に示すように、橋面凹凸 $\Delta(x)$ (平均値零の定常ランダム過程)を有する2次元の離散質量系にモデル化された斜張橋に1自由度系のsprung-mass列にモデル化された連行車両(重量 $P_j$ 、減衰定数 $h_j$ 、固有円振動数 $\omega_j$ 、 $j=1,2,\dots,N$ )がある固定された位置で走行中の不規則振動を及ぼしているものとする。このとき、各質点の動的応答変位 $\{D(t)\}$ は静的応答変位 $\{D_s(t)\}$ を平均値とする定常ランダム過程となり、その動的成分 $\{D_d(t)\}$ および各車両の鉛直変位 $z_j(t)$ は平均値零の定常ランダム過程となる。いま橋梁の質量、減衰、剛性マトリックスを $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 、連行車両による各質点の外力ベクトル $\{f(t)\}$ の静的成分を $\{f_s(t)\}$ 、動的成分を $\{f_d(t)\}$ とすると $\{D_s(t)\}$ は式(1)で与えられ、 $\{D_d(t)\}$ および $z_j(t)$ は式(2)に示す連立微分方程式の解として与えられる。

$$\{D_s(t)\} = [K]^{-1} \{f_s(t)\} \quad (1)$$

$$[M]\{\ddot{D}_d(t)\} + [C]\{\dot{D}_d(t)\} + [K]\{D_d(t)\} = \{f_d(t)\} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \ddot{z}_j(t) + 2h_j\omega_j\{\dot{z}_j(t) - \dot{w}_{vj}(t) - \dot{\Delta}[v(t-t_j)]\} \\ + \omega_j^2\{z_j(t) - w_{vj}(t) - \Delta[v(t-t_j)]\} = 0 \quad (2) \end{aligned}$$

$$(j=1,2,\dots,N)$$

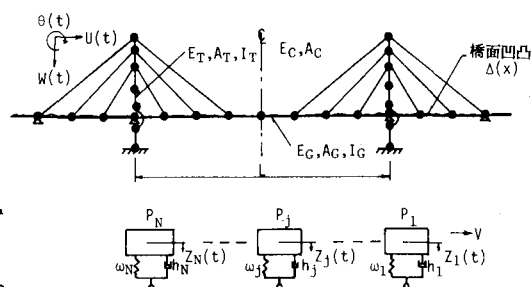


図-1 斜張橋および連行車両の解析モデル

ここに、 $w_{vj}(t)$ 、 $\Delta[v(t-t_j)]$ は車両 $j$ の作用位置における主桁の鉛直変位および橋面凹凸であり、 $v$ は走行速度、 $t_j$ は車両 $j$ が橋梁に進入する時刻( $t=0$ )である。式(2)...において、橋面凹凸 $\Delta(vt)$ を定常ランダム入力として定常不規則振動論により $\{D_d(t)\}$ の2乗平均値を求めれば<sup>2)</sup>、その平方根が $\{D(t)\}$ の標準偏差を与える。なお、ここではモード法を用いるため式(2)中の $\{D_d(t)\}$ を次式のように展開して用いる。 $\{D_d(t)\} = [\Phi]\{q(t)\}$  (3) ただし、 $[\Phi]$ は固有振動モード、 $\{q(t)\}$ は基準座標である。

**3. 数値計算例** 本数値計算では、中央径間が $L=250, 500, 750, 1000$ mの斜張橋を対象とした。図-2に $L=500$ mの一般図を示す。図中のSSRは中央径間 $L$ と桁上塔高の比、 $\alpha$ は最下段ケーブル定着点桁上高と桁上塔高の比であり、ここでは $SSR=5.0$ と固定し、 $\alpha=0.1, 0.5, 0.9$ と変化させた。なお、部定式の伸縮継手は側径間の5本目と6本目のケーブル間に挿入し、モーメントを完全に伝達する場合( $k=\infty$ )と全く伝達しない場合( $k=0$ )の2種類を考慮した。連行車両は $L/20$ 荷重相当の大型自動車荷重列を用い、各車両の諸元は一定とた。その標準諸元値として固有振動数は $f_0=3.0$ Hz、減衰定数は $h_0=0.03$ 、走行速度は $v=60$ km/h、車間距離は斜張橋の1次固有周期と走行速度との積(共振車頭間隔<sup>3)</sup>と呼ぶ。)をそれぞれ

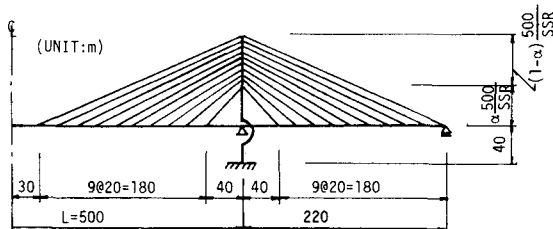


図-2 解析モデルの一般図

れ用いた。また、使用モード次数は30次までとし、橋面凹凸はISO基準で良好な状態を考慮した。図-3は各主桁支持方式における中央径間中点および塔基部のたわみ、曲げモーメント、縁応力の動的増幅率を各中央径間に対して示したものである。中央径間中点のたわみの動的増幅率は曲げモーメントや縁応力の動的増幅率に比して極端に小さく、支持方式や中央径間の違いによる差はほとんど見られない。曲げモーメントの動的増幅率は完定式を除けば、一般に大きな値を示し、中央径間による差異も顕著で $l=750\text{m}$ の場合が最大となっている。これに対して、完定式では0.1~0.2の値を示しそれ程の差異は見られない。また、縁応力の動的増幅率は自定式では曲げモーメントの場合と同様にかなり大きな値を示しているが、部定式では曲げモーメントの場合に比してかなり小さくなっている。このことは、部定式では軸力の縁応力に占める割合が曲げモーメントの縁応力に占める割合よりもかなり大きくなることを意味しているものと思われる。塔基部の動的増幅率は曲げモーメント、縁応力とも0.1~0.2の値を示し、支持方式や中央径間の違いによる差異はあまりない。図-4は $l=500\text{m}$ の各主桁支持方式における中央径間中点および塔基部の曲げモーメント、縁応力の動的増幅率に及ぼす最下段ケーブル定着点桁上高と桁上塔高の比 $\alpha$ の影響、すなわちケーブルの側面形状の影響を示したものである。 $\alpha=0.1$ はハープ形、0.5はセミハープ形、0.9はファン形に相当する。中央径間中点では自定式とモーメントを完全に伝達する部定式とはほぼ同様の傾向を示し、セミハープ形の場合が最大値をあたえるが、モーメントを全く伝達しない部定式ではハープ、セミハープ、ファン形の順に小さくなっており、いずれもファン形の場合が極端に小さい。また、完定式ではケーブルの側面形状の影響をほとんど受けないようである。これに対して、塔基部では中央径間中点の場合と全く逆の傾向を示し、セミハープ形の場合が最小となり、ハープ、ファン形ではセミハープ形の1.5~2.0倍となっている。そして、各主桁支持方式とも同様の傾向を持つようである。

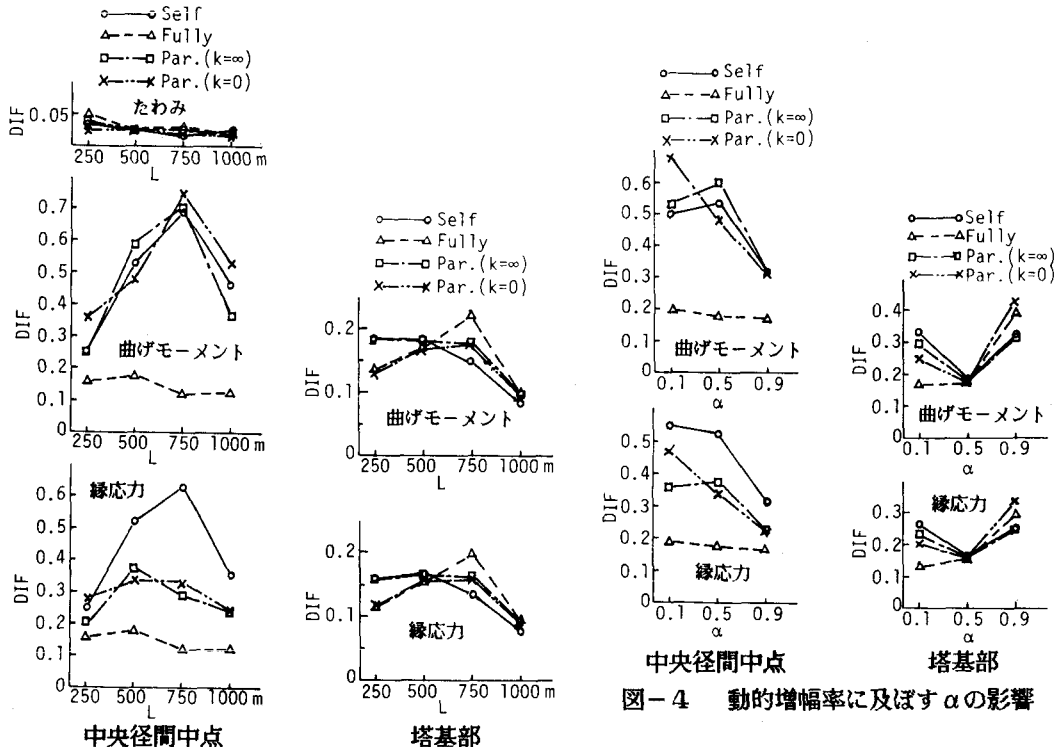


図-3 各中央径間 $l$ に対する動的増幅率( $\alpha=0.5$ )

〔参考文献〕1) 大塚 他：土木学会論文集，No.350/1-2，1984.10 2) 内容：土木学会論文報告集，No.320，1982.4 3) 小松 他：土木学会論文報告集，No.275，1978.7