

長大斜張橋の動的応答特性に及ぼす塔基部支持条件の影響について

鹿児島高専 学 迫田 憲治

鹿児島高専 正 内谷 保

1. まえがき

斜張橋は主桁の支持方式、塔基部の支持方式およびケーブルの張り渡し形状などの組合せによって種々の構造系が考えられるが、これら構造系の違いは斜張橋の静的・動的特性にかなりの影響を及ぼすものと思われる。本報告は特に塔基部の支持方式に着目して、支持方式の違いが斜張橋の動的応答特性に及ぼす影響を検討したものである。なお、基部の支持方式としては橋脚に固定（塔基部固定）、橋脚にヒンジ結合（塔基部ヒンジ）および主桁に固定（塔と桁と剛結）の3方式を対象とする。

2. 解析手法

斜張橋は2次元の離散質量系にモデル化し、走行車両は1自由度系のsprung-mass列にモデル化する。橋面凹凸は平均値零の定常ランダム過程とし、走行車両を斜張橋の各着目点の力学的諸量（たわみ、縁応力、ケーブル張力等）の静的最大値を与える位置に固定して定常不規則振動論により解析する^{1), 2)}。動的増幅率（以下、DIFと呼ぶ）は応答の標準偏差と静的最大値との比で定義する。

3. 数値計算例

本数値計算で対象とした中央径間長 $L=250, 500, 750, 1000\text{m}$ の各主桁支持方式（自定式、完定式、部定式）を有する斜張橋の各種諸元は文献1)の値とする。なお、軸力を伝達しない伸縮継手を有する部定式は、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種類を考慮する。走行車両は総重量40tfの車両が1台とその前後に30tfの車両が一定間隔 λ で並んだ5台の大型自動車荷重列を想定し、車両間隔 λ は斜張橋の各主径間長における共振車頭間隔（対称1次固有周期と走行速度(60km/h)との積）に近い値（ $L=250\text{m}$ で $\lambda=30\text{m}$ 、 $L=500\text{m}$ で $\lambda=60\text{m}$ 、 $L=750\text{m}$ で $\lambda=90\text{m}$ 、 $L=1000\text{m}$ で $\lambda=120\text{m}$ ）を用いるが、固有振動数および減衰定数は大型車両の平均値である3.0Hz、0.03を用いる。また、橋面凹凸は橋梁の応答に大きく影響するが、ここでは平滑度パラメータを $0.005\text{cm}^2/\text{m}$ 、パワーの分布を示す n 値は2.0とする。

(1) 固有振動特性

表-1は各主桁支持方式の斜張橋（ $L=500\text{m}$ ）における1~10次までの固有振動数を3種類の塔基部支持方式に対して示したものである。各主桁支持方式とも次数に関係なく固有振動数の値は塔と桁と剛結、塔基部固定、塔基部ヒンジの順に小さくなり、特に塔基部ヒンジの場合は他の塔基部支持方式の場合よりもかなり小さくなるようである。なお、この傾向は他の中央径間長においても同一である。次に、本文には示していないが各振動次数に対応する固有振動モードに注目してみると、 $L=1000\text{m}$ の場合の1次と2次のモードを除いて各主桁支持方式とも塔基部支持条件に関係なく奇数次が対称モード、偶数次が逆対称モードとなるようである。

表-1 塔基部の各支持方式に対する固有振動数（ $L=500\text{ m}$, $\text{SSR}=5.0$, $\alpha=0.5$ ）

次 数	塔 基 部 固 定				塔 基 部 ヒ ン ジ				塔 と 桁 と 剛 結			
	自定式	完定式	部定式 ($K=\infty$)	部定式 ($K=0$)	自定式	完定式	部定式 ($K=\infty$)	部定式 ($K=0$)	自定式	完定式	部定式 ($K=\infty$)	部定式 ($K=0$)
1	0.2872	0.2901	0.2892	0.2617	0.2608	0.2634	0.2629	0.2362	0.2962	0.3002	0.2998	0.2713
2	0.3023	0.3022	0.3012	0.2727	0.2672	0.2674	0.2669	0.2399	0.3236	0.3231	0.3238	0.2936
3	0.5795	0.5948	0.5954	0.5938	0.5513	0.5643	0.5647	0.5646	0.6085	0.6195	0.6218	0.6182
4	0.9049	0.8825	0.9010	0.9003	0.8430	0.8301	0.8364	0.8340	0.9426	0.9056	0.9337	0.9289
5	1.1005	1.0782	1.1204	1.0717	1.0375	1.0338	1.0779	1.0266	1.1136	1.1253	1.1613	1.1216
6	1.1306	1.1487	1.1591	1.1046	1.0870	1.0817	1.0893	1.0362	1.1719	1.1802	1.1916	1.1433
7	1.3109	1.3084	1.3191	1.3185	1.2190	1.2192	1.2388	1.2333	1.3750	1.3757	1.3872	1.3855
8	1.3988	1.6000	1.6182	1.5996	1.3669	1.4480	1.4248	1.4230	1.3919	1.6352	1.6225	1.6014
9	1.6615	1.8070	1.8568	1.8568	1.5067	1.6422	1.5729	1.5705	1.7071	1.8426	1.7059	1.7057
10	1.9117	1.9243	1.9208	1.8595	1.6718	1.6953	1.7170	1.7106	1.9328	2.0712	1.9468	1.8895

(2) DIF特性

図-1(a),(b)は主桁の側径間中段ケーブル定着点(部定式における伸縮継手挿入位置近傍)と中央径間中点の縁応力のDIF, 側径間側と中央径間側の中段ケーブル張力のDIFの値をそれぞれ塔基部の支持方式ごとに各中央径間長に対してプロットしたものである。図中の●印の3点鎖線は現行道路橋示方書に規定されている衝撃係数の式を用いて求めた値(以下, 規定値と呼ぶ)を示す。まず, 主桁縁応力のDIFに注目すると, その値の塔基部支持方式による差異は各主桁支持方式とも中央径間長に関係なくほとんど無いようである。しかし, 各主桁支持方式および各塔基部支持方式ともDIFの値は中央径間長の増大に伴って大きくなる傾向にあり, 特に自定式における中央径間中点では規定値を大きく上回っている。橋梁の重量に比して走行車両の重量が小さい場合には一般に大きなDIFの値を与える傾向があるが, この場合も走行車両台数を中央径間長に関係なく5台としているので, 中央径間長の増大に伴う斜張橋の重量の増大が走行車両の総重量を相対的に小さくしているためと考えられる。今後は中央径間長によって載荷可能な最大の走行車両台数を考えてDIFの値を求める必要があろう。次に, 中段ケーブル張力のDIFに注目すると, 側径間側および中央径間側とも塔基部固定と塔基部ヒンジとはほとんど差異は見られないが, 塔と桁と剛結の場合にはこれらに比べて若干小さな値を与えるようである。また, 主桁支持方式の違いによる値のバラツキも塔と桁と剛結の場合が小さい。なお, ケーブル張力では主桁の縁応力のような中央径間長の増大に伴うDIFの値の増大現象はそれ程顕著ではなく, いずれの場合も規定値よりは小さい。

4. あとがき

本数値計算例の結果を要約すれば次のようになる。

① 固有振動数の値は各主桁支持方式とも塔基部ヒンジの場合が最小となり, 塔と桁と剛結の場合が最大となる。

② 塔基部の支持方式がDIFの値に与える影響は一般に小さい。

4. あとがき

本数値計算例の結果を要約すれば次のようになる。

① 固有振動数の値は各主桁支持方式とも塔基部ヒンジの場合が最小となり, 塔と桁と剛結の場合が最大となる。

② 塔基部の支持方式がDIFの値に与える影響は一般に小さい。

[参考文献] 1) 内容・彦坂・大塚:主桁支持方式の異なる長大斜張橋の走行車両による動的増幅率特性, 構造工学論文集, vol. 33A, 1987 2) 内容:車両間連成を考慮した定常ランダム応答解析に基づく道路橋の衝撃係数, 土木学会論文報告集, NO. 320, 1982

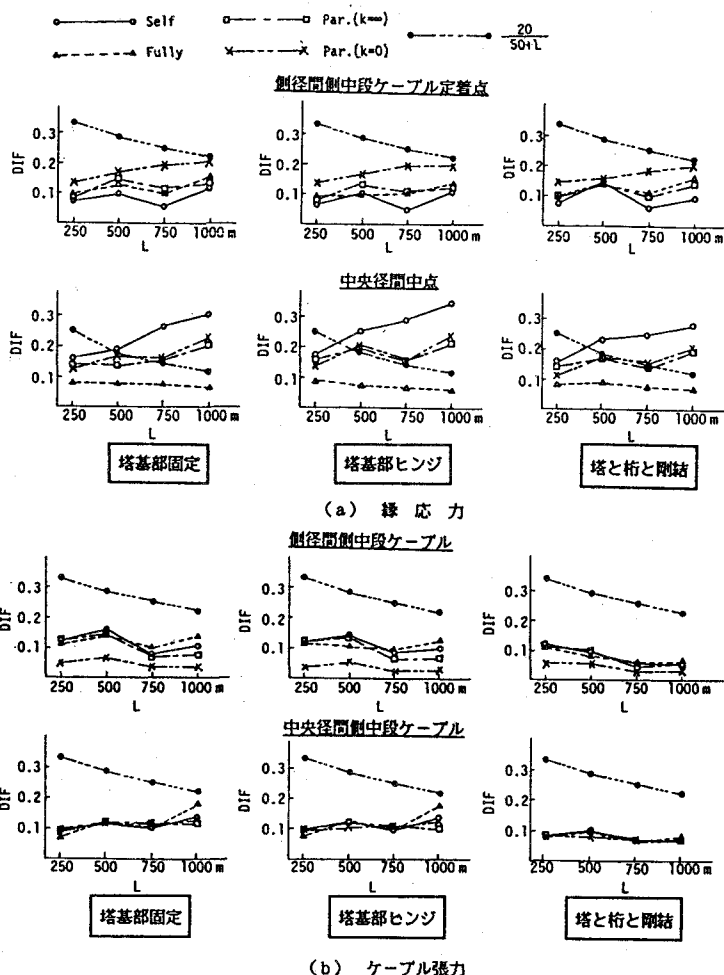


図-1 塔基部の各支持方式に対する動的増幅率
(5台走行, $V=60$ km/h)