

主桁支持方式の異なる斜張橋の 3次元地震応答解析

九州大学 大学院 学生員○龍 正義
九州大学 工学部 正会員 大塚久哲
八代高専 正会員 水田洋司

1. 緒言

斜張橋の主桁支持方式としては、自定式、完定式、および部定式の3方式が考えられ、著者らはこれまで、各支持方式の斜張橋の地震応答特性について、2次元モデルで比較検討してきた¹⁾。本研究では、新たに橋軸直角方向の振動、ねじり振動を考慮できる3次元モデルによって、各支持方式の地震応答特性について比較する。

2. 解析モデル及び解析手法

本研究では、2面ケーブルのセミファン形鋼斜張橋を図-1に示すような、離散化した3次元モデルとして解析しており、各節点で6自由度を考慮し、地盤との相互作用は考えないこととする。部定式の伸縮継手は、両側径間の2段目と3段目のケーブル定着点間に挿入し（全部で5段ケーブル）、モーメントを完全に伝達する伸縮継手（ $k=\infty$ ）と、モーメントを全く伝達しない伸縮継手（ $k=0$ ）の2種類を考慮した。

固有値解析においては、ケーブルの初期張力の影響は、微小であったので考慮せず、バイセクション法で解析を行い、各モードに減衰定数として0.02を用いた。入力地震波はエルセントロ地震波（N-S成分、最大加速度100galとして計算）を用い、各支点同時入力とし、入力方向は鉛直、橋軸水平、橋軸直角の3方向を考えた。応答スペクトル法を用いて応答計算を行う時の使用モード数は100次までとした。これは、固有モードを用いた静的鉛直変位、有効質量によるモードの寄与率の値を調べた結果から決定したものである。

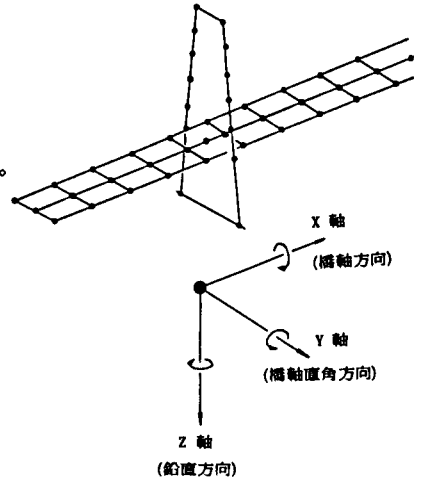


図-1

3. 数値計算結果と考察

主径間長250mの斜張橋の計算結果を示す。

(1) 固有振動数（表-1）

表より支持方式間の比較をすると、部定式（ $k=0$ ）が他の支持方式に比べ、かなり小さくなっている。

(2) 変位、モーメントの最大応答値（応答スペクトル法による）

ここでは、最も大きな値を示す加振方向についての考察を行う。

(a) 主桁の鉛直変位《鉛直方向加振時》各支持方式間の差はわずかであるが、主径間中央点で部定式（ $k=0$ ）が最大値をとる（図-2）。

(b) 主桁の（橋軸方向）水平変位《橋軸方向加振時》完定式が他方式にくらべ小さく、両部定式が同じ変位を生じ、自定式が最も大きい（図-3）。

(c) 主桁の（橋軸直角方向）水平変位《橋軸直角方向加振時》主径間では完定式が最も大きく部定式が最も小さい（図-4）。

(d) 塔の（橋軸方向）水平変位《鉛直方向加振時》各方式間の差は塔頂部を除いて小さく、各方式とも最下段ケーブル定着点で最大変位を生じる（図-5）。

表-1 固有振動数（ H_2 ）

次数	自定式	完定式	部定式($k=\infty$)	部定式($k=0$)
1	0.5125	0.5153	0.5135	0.4170
2	0.5814	0.5814	0.5768	0.4780
3	0.7236	0.7284	0.7500	0.7580
4	0.8948	0.8858	0.8850	0.8849
5	0.9507	0.9587	0.9581	0.9294

(e) 塔の（橋軸直角方向）水平変位《橋軸直角方向加振時》各方式間の差はないと言える（図-6）。

(f) 主桁の（Y軸まわり）モーメント《鉛直方向加振時》側径間で部定式（ $k=0$ ）が他方式にくらべ小さい値を示すが、中央径間では各方式間の差は小さい（図-7）。

(g) 主桁の（Z軸まわり）モーメント《橋軸直角方向加振時》部定式（ $k=0$ ）では伸縮継手横のケーブル定着点のモーメントが特に大きい（図-8）。

(h) 主塔の（Y軸まわり）モーメント《橋軸直角方向加振時》支持方式による差はほとんどなく、各方式とも塔基部で最大値を生ずる（図-9）。

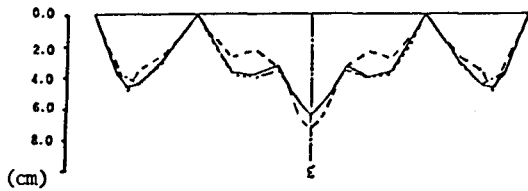


図-2

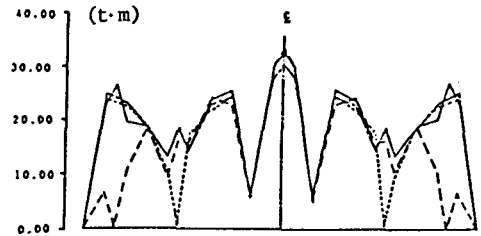


図-7

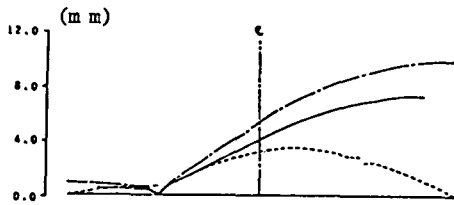


図-3

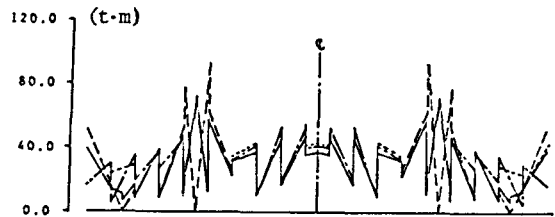


図-8

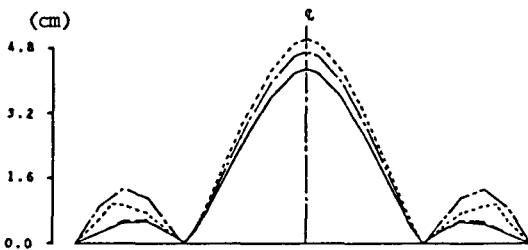


図-4

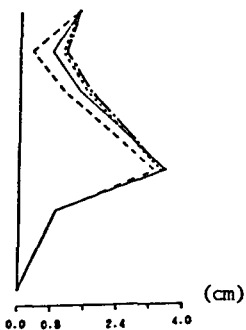
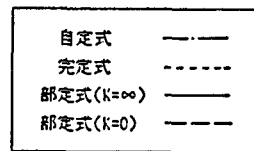


図-5

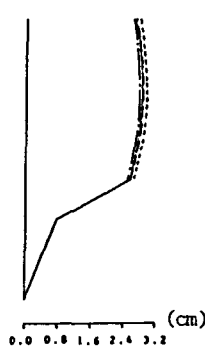


図-6

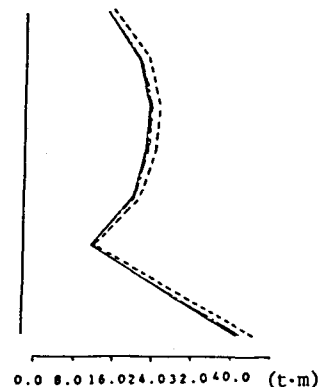


図-9

参考文献

- 1) 水田、大塚：主桁支持方式の異なる斜張橋の2次元動的応答解析：八代高専紀要第9号、昭和62年3月
- 2) 水田、大塚、園田：主桁支持方式の異なる斜張橋の地震応答解析：構造工学論文集 Vol.33A(1987.3)