

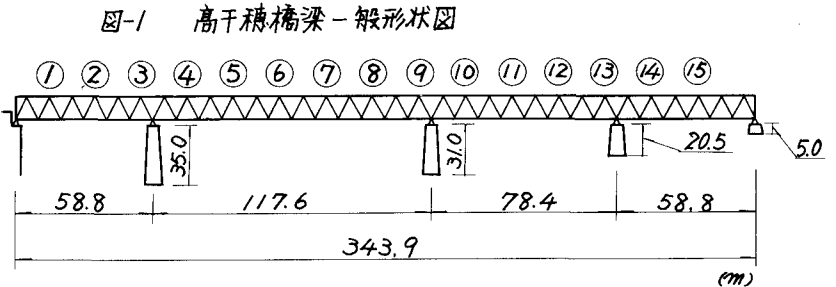
九州大学 正員 小坪 清真
 〃 学生員 〇鳥野 清
 九州工大 正員 高西 照彦

I. 緒言

高干穂橋梁はセンタースパンが特に長い、三至間連続トラス鉄道橋であるが、我国でも珍しい高橋脚上に架設されたものである。この種の橋梁の耐震設計法については、まだ合理的な計算法が確立されていない。本論文は耐震設計のための基礎資料を得るために、高干穂橋梁に対して起振機による振動試験を行い、その振動試験から得られた振動性状を使って、地震に対する応答計算を行ったものである。

II. 振動試験概要

高干穂橋梁(宮崎県高干穂町)は図-1に示すように、三スパン連続トラスと単純梁の組合せられた橋梁で30m以上の高脚上に架設されている。



○ 地震計設置位置

高橋脚上に架設された橋梁の耐震性については橋軸直角水平方向が最も重要である。振動性状として解明すべきものは、固有振動数、変位モード、および減衰常数である。図1中のI、IIの位置に起振機をすえ、番号の箇所に速度型電磁式地振計を置き実験を行った。図2、表1は振動実験から得られた振動性状である。

変位モードをみると、上弦材、下弦材の挙動が異なり、捻れを生じていることが判かる。

図-2 高干穂橋梁変位モード

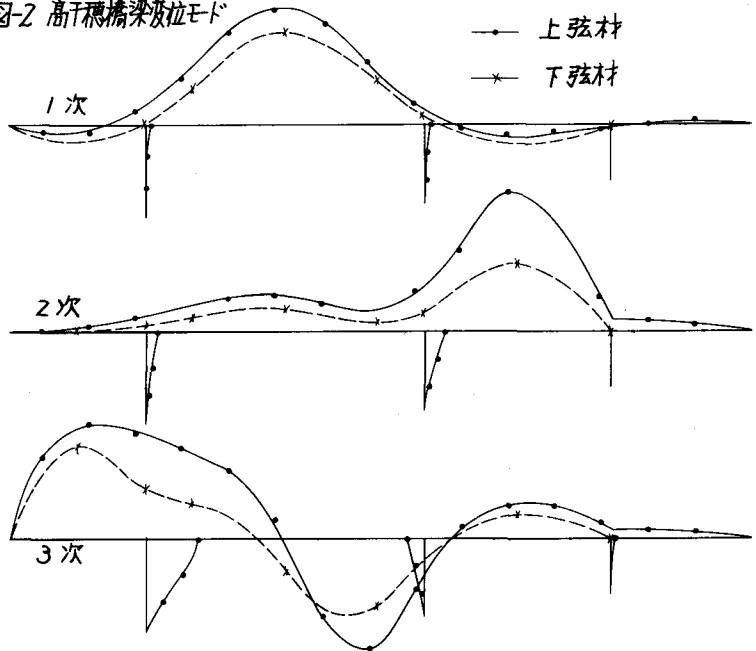


表1 高干穂橋梁振動性状

次数	固有振動数 9s	減衰常数 %
1	1.240	1.62
2	1.976	1.77
3	2.352	1.91
4	2.770	1.51
5	3.105	1.55
6	3.593	1.78
7	3.845	1.45
8	4.240	1.38
9	5.182	6.25

Ⅲ. 応答計算

起振機による振動試験から得られた振動性状を用いて、橋梁を多節点系(表-2)に分割し、入力地震としてEl-Centro地震のN-S成分を入れて応答計算を行った。また、この値と統計的手法、つまり応答スペクトルを用いて上の厳密解との比較を行った。

表-2 計算に用いた重量

上弦材 18.767 ton		下弦材 11.525 ton	
216.619 t	210.355 t	358.994 t	
348.770	336.420		
427.423	351.038		

今、S次の減衰係数 β_s 、固有円振動数 ω_s 、i点の変位モード Y_{si} 、重量 W_i 、入力加速度 $\ddot{\phi}(t)$ とし、一般座標を Q_s とすると次式の関係がある。

図-3

$$\ddot{a}_s + 2\beta_s \omega_s \dot{a}_s + \omega_s^2 a_s = -\beta_s \ddot{\phi}(t) \dots (1)$$

$$\beta_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} Y_{si}}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} Y_{si}^2}$$

この Q_s を求めれば $y_i = \sum_{s=1}^n Q_s Y_{si}$ から応答変位が求まる。

S_{rmax} を応答スペクトルとすると耐震設計に必要な、変位、速度、加速度の応答の最大値は次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} y_{i,max} &= \sqrt{\sum_{s=1}^n \{\beta_s Y_{si} S_{rmax} / M_s\}^2} \\ \dot{y}_{i,max} &= \sqrt{\sum_{s=1}^n \{\beta_s Y_{si} S_{rmax}\}^2} \\ (\ddot{y}_i + \ddot{\phi})_{max} &= \sqrt{\sum_{s=1}^n \{\beta_s Y_{si} S_{rmax} M_s\}^2} \end{aligned} \right\} (2)$$

S_{rmax} を El-Centro地震の応答スペクトルの $\eta=0.02$ から読み、(2)式から計算したものと、(1)式で計算した応答変位の最大値の比較が図-3-aである。

Ⅳ. 結論

図-3-aを見るとよく合っている。センタースパンの右側に特に大きな変位が起きているが、これは2次の変位モードが大きく影響しているからであり、上弦材と下弦材の挙動が異なり流れが生じているのは、横方向の剛性が小さいからだと思う。耐震設計上、この種の高橋脚上にある連続トラス橋では、桁及び橋脚の剛性、桁のスパン割等に考慮すべき点が多い。

