

I-73 長径間トラス橋の自由振動について

福岡大学 正員 村上 正
山口大学 " 〇 會田忠義

周知のように、天草連絡道路1号橋(天門橋)の完成以来、大島大橋(山口県、工事中)や南港連絡橋(大阪市、計画中)に長径間トラス橋が採用されるようになっている。これらのトラス橋の橋脚を含む全体の自由振動性状を把握するために、これまでは、トラス橋を一本のはり置き換えて、近似的に固有振動解析が行われていた。著者は、先に、トラス橋の自由振動の立体的解析法を考へたが、本研究は、天草連絡道路1号橋の自由振動を著考の方法で立体的に解析し、実験結果との比較検討を行ったものである。

運動方程式

解析に当って、トラス橋の鉄筋コンクリート床板の水平軸まわりの曲げ剛性と橋軸方向の伸縮の剛性を無視した。さらに、床板を、運動方程式をたてるべき横断面の位置で弾性支持したはりとした。(横断面の形状変化を無視した場合)……図-1に示すように、横断面の重心に水平変位 U_i 、鉛直変位 W_i および回転変位 Θ_i が生じ、節点 $4i+m$ に橋軸方向変位 V_{4i+m} が生じたとき、次の運動方程式が成立する。図中、 K_{hm} 、 K_{vm} および K_{tm} はそれぞれ節点 $4i+m$ に作用する水平方向、鉛直方向および橋軸方向の復元力であり、 M_{Ti} および R_i はそれぞれ床板に作用する水平方向復元力および復元モーメントである。

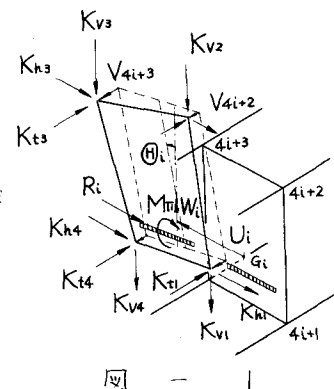


図-1

$$m_i \frac{d^2 U_i}{dt^2} + (K_{h1} + K_{h2} + K_{h3} + K_{h4}) + R_i = 0 \quad (1)$$

$$m_i \frac{d^2 W_i}{dt^2} + (K_{v1} + K_{v2} + K_{v3} + K_{v4}) = 0 \quad (2)$$

$$L_i \frac{d^2 \Theta_i}{dt^2} + \sum_{m=1}^4 (\bar{e}_{0,4i+m} K_{hm} - \bar{e}_{h,4i+m} K_{vm}) + M_{Ti} - R_i \bar{e}_{\Theta i} = 0 \quad (3)$$

$$m_{4i+m} \frac{d^2 V_{4i+m}}{dt^2} + K_{tm} = 0 \quad (4)$$

これらの運動方程式を行列表示すると、次式となる。

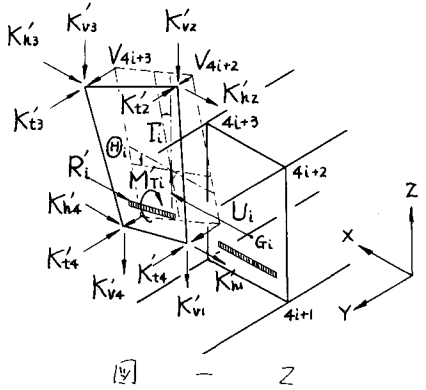
$$D_i X_{i-2} + (A_i + 2D_i) X_{i-1} + (B_i + 3D_i - \omega^2 W_i) X_i + (C_i + 4D_i) X_{i+1} + 5D_i X_{i+2} = 0 \quad (5)$$

式中、 $D_i, 2D_i, 3D_i, 4D_i$ および $5D_i$ は床板の剛性に関する 7×7 の行列で、 A_i, B_i および C_i はトラス部材の剛性に関する行列で、同じく 7×7 の行列である。また、 X_i は i 番目の横断面の質量分布を表す対角行列で、式(7)で表わされる

$$X_i = \begin{bmatrix} U_i \\ W_i \\ \Theta_i \\ V_{4i+1} \\ V_{4i+2} \\ V_{4i+3} \\ V_{4i+4} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$W_i = \begin{bmatrix} m_i & & & & & & \\ & m_i & & & & & \\ & & L_i & & & & \\ & & & M_{4i+1} & & & \\ & & & & M_{4i+2} & & \\ & & & & & M_{4i+3} & \\ 0 & & & & & & M_{4i+4} \end{bmatrix} \quad (7)$$

(横断面の形状変化を考慮した場合) …… 図-2 に示すように、横断面の重心に水平変位 U_i および鉛直変位 W_i が、横断面に θ_i および ϕ_i の変形が生じ、さらに、節点 $i+1$ に橋軸方向変位 V_{i+1} が生じるとき、次の運動方程式が成り立つ。



$$m_i \frac{d^2 U_i}{dt^2} + (K_{h1}' + K_{h2}' + K_{h3}' + K_{h4}') - R_i' = 0 \quad (8)$$

$$m_i \frac{d^2 W_i}{dt^2} + (K_{v1}' + K_{v2}' + K_{v3}' + K_{v4}') = 0 \quad (9)$$

$$I_i \frac{d^2 \theta_i}{dt^2} - \sum_{m=1}^4 \bar{C}_{i,i+m} K_{\theta m}' - C + M_{Ti} = 0 \quad (10)$$

$$I_i \frac{d^2 \phi_i}{dt^2} + \sum_{m=1}^4 \bar{C}_{i,i+m} K_{\phi m}' + C - R_i' \bar{C}_{\phi i} = 0 \quad (11)$$

$$m_{i+1} \frac{d^2 V_{i+1}}{dt^2} + K_{i+1}' = 0 \quad (12)$$

図および式中、 K_{hm}' 、 K_{vm}' 、 $K_{\theta m}'$ 、 M_{Ti} および R_i' はそれぞれ横断面の形状変化を無視した場合の K_{hm} 、 K_{vm} 、 $K_{\theta m}$ 、 M_{Ti} および R_i と同じ意味をもつ。また、 C は垂直柱の曲げ剛性に関する量で次の値をもつ。

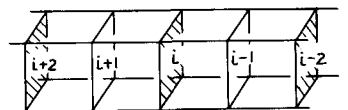
$$C = 24EI(I_c - \theta_c)/h_0$$

$$X_i = \begin{bmatrix} U_i \\ W_i \\ \theta_i \\ \phi_i \\ V_{i+1} \\ V_{i+2} \\ V_{i+3} \\ V_{i+4} \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$W_i = \begin{bmatrix} m_i & & & & & & & 0 \\ & m_i & & & & & & \\ & & I_i^p & & & & & \\ & & & I_i^h & & & & \\ & & & & m_{i+1} & & & \\ & & & & & m_{i+2} & & \\ & & & & & & m_{i+3} & \\ 0 & & & & & & & m_{i+4} \end{bmatrix} \quad (14)$$

(近似解析法)

2 パネルごとの横断面に質量を集中させ、近似解析する場合の運動方程式は次式となる。ただし、床板は運動方程式を立てべき法面の横断面で支持しているものとする。



$$I_i X_{i-4} - (A_i B_{i-1}^T A_{i-1} - 2D_i) X_{i-2} + (B_i - A_i B_{i-1}^T C_{i-1}$$

$$- C_i B_{i+1}^T A_{i+1} + 2D_i - W_i^T W_i) X_i - (C_i B_{i+1}^T C_{i+1} - 2D_i) X_{i+2} + 5D_i X_{i+4} = 0 \quad (15)$$

千葉連絡道路1号橋の自由振動

本橋はF路橋であり、横断面の形状変化を無視するとはできない。しかし、本研究では、横断面の形状変化を無視した場合と変形を考慮した場合についての解析結果を提示する。

床板の剛性を考慮するに当たって、鋼とコンクリートとの弾性係数比 n を γ とした。この場合、床板の曲げ剛性と鋼の剛性は次の値をもつ。 $EI_s = 3.2707 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2$ 、 $EJ_s = 2.8772 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2$ (いずれも、コンクリートと鋼に換算した場合の値である。また、橋脚は橋軸直角方向にセメント断面形状のみを

起すものとし、鋼と橋脚コンクリートとの弾性係数比を $E_s/E_c = 10$ とした。

(横断面の形状変化を無視した場合)

解析結果中、6次までの立体的振動モードを図-5に示す。また、6次までの固有周期と主な振動型を示すと、表-1の通りである。表中、Ⅰは橋脚を剛体とし床板の剛性を無視した場合、Ⅱは橋脚を剛体とし床板の剛性を考慮した場合、Ⅲは橋脚の剛体も考慮し、さらに、床板の剛性を考慮した場合の結果である。

表-1 固有周期と主な振動型

	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	主な振動型
1次	3.272	3.024	3.047	水平、対稱1次
2次	1.649	1.649	1.649	鉛直、 "
3次	1.300	1.104	1.117	水平、逆対称1次
4次	1.027	1.027	1.027	接線振動
5次	0.813	0.813	0.813	鉛直、逆対称1次
6次	0.737	0.634	0.637	水平、対称2次

単位: sec

(横断面の形状変化を考慮した場合)

鉛直振動時には水平および回転変位は生ぜず、水平振動時には鉛直変位はほとんど生じないことより、本解析では、鉛直変位を無視して振動解析を行なった。また、橋脚上の高さ32mの横断面を図-6(c)のようにせん断変形の等しい箱型ラーメンにモデル化した。

解析結果中、6次までの立体的振動モードを図-7に示した。また、6次までの固有周期と主な振動型を表-2に示した。

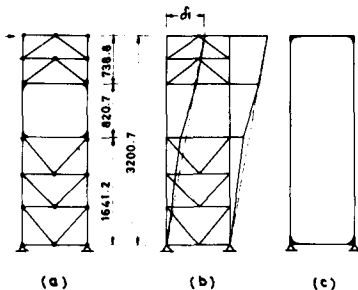


図-6

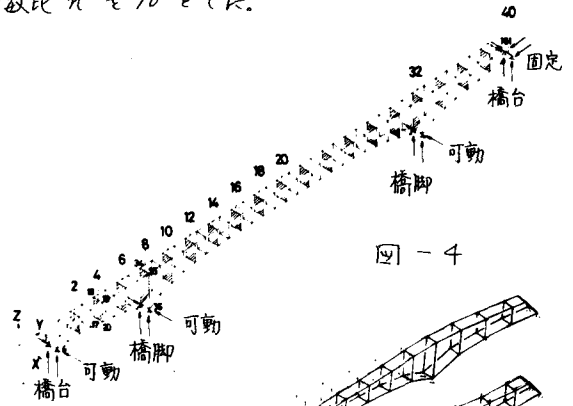


図-4

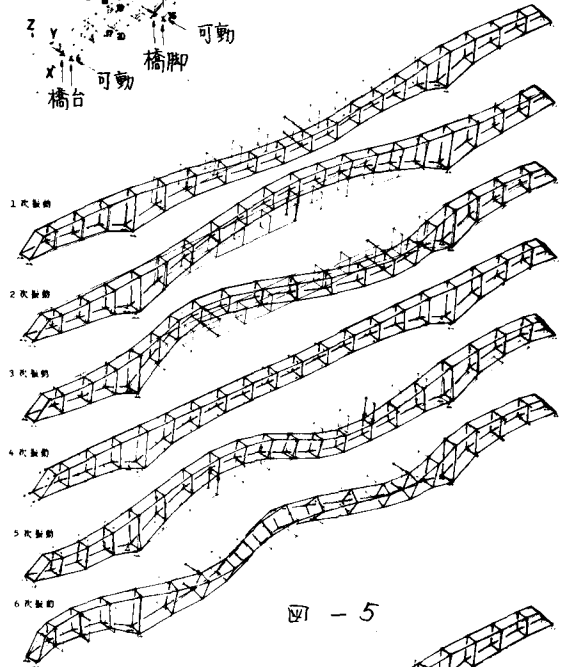


図-5

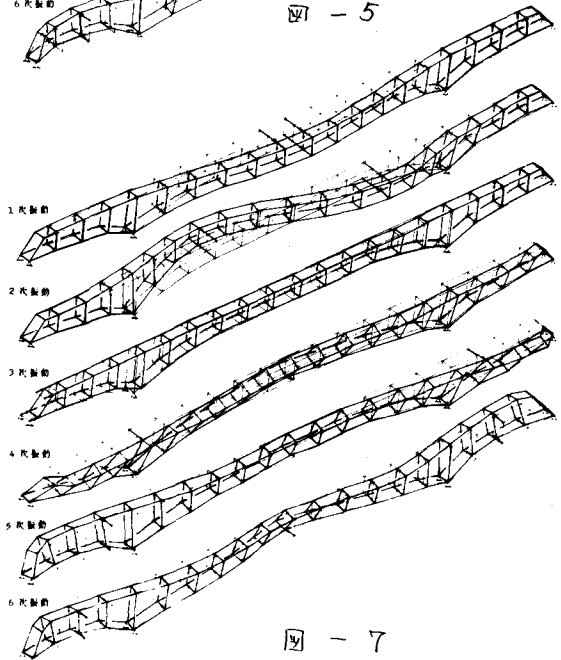


図-7

表-2 固有周期と主な振動型

	I	II	III	主な振動型
1次	3.422	3.127	3.148	水平, 対稱1次
2次	1.452	1.217	1.232	“, 逆対稱1次
3次	1.025	1.025	1.025	接線振動
4次	0.859	0.808	0.839	水平, 対稱1次
5次	0.829	0.743	0.760	“, 逆対稱1次
6次	0.789	0.681	0.681	“, 対稱2次

単位: sec.

横断面の形状変化を無視した場合は、水平振動については実験結果と一致した。しかし、鉛直振動については図-8および9より明らかなように、比較的良好一致し、平面トラスとして振動解析してもよいことがわかった。

横断面の形状変化を考慮した場合は、解析結果と実験結果は図-10および11より明らかなように比較的良好一致し、図-7からも明らかなように、橋脚上の横断面の形状変化の著しいことがわかる。

表-1および2より明らかなように、床板の剛性が固有周期に大きく影響しており、長径間トラス橋の自由振動解析では床板の剛性を考慮すべきである。

本橋の場合、26.8mおよび23.8mの橋脚の影響は著しくなっている。

参考文献

村上・倉田:「横断面の変形を無

視したトラス橋の自由振動の立体的解析」九大工学集報、第44巻3号。

(実験結果との比較検討と結果)

鉛直振動に対する解析結果を図-8に、実験結果を図-9に示した。水平振動に対しては床板の位置におけるモードを求め、解析結果を図-10に、実験結果を図-11に示した。

鉛直振動

解析結果

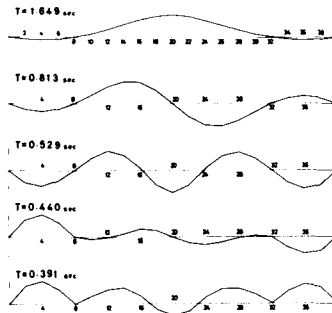


図-8

実験結果

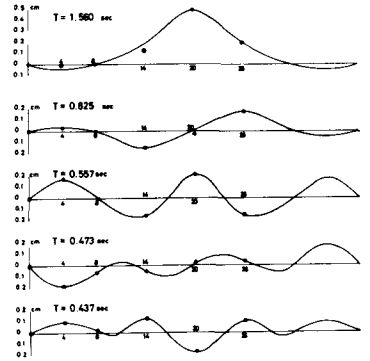


図-9

水平振動

解析結果

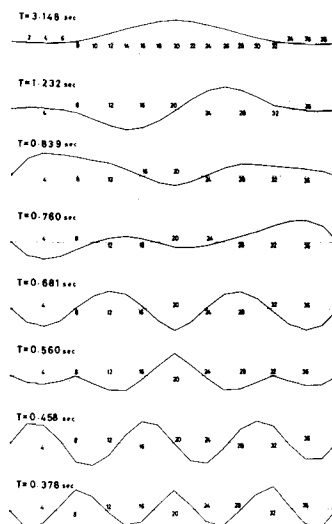


図-10

実験結果

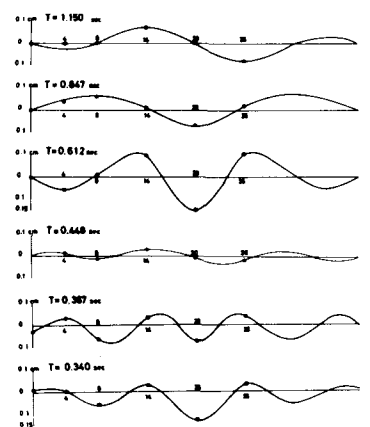


図-11

視したトラス橋の自由振動の立体的解析」九大工学集報、第44巻3号。『横断面の変形を考慮したトラス橋の自由振動の立体的解析』九大工学集報、第44巻4号。