

I-12 ローゼ水管橋に対する立体骨組構造物としての地震応答解析

東京都 下水道局 正会員 植松 重男
株式会社 コルバック 正会員 松田 英一

1. まえがき

王子水管橋は、東京都下水道局が北区王子～小台間に建設予定の125.29mのニールセン式ローゼ水管橋である。本橋は隅田川沿いの軟弱地盤上に建設されること、またローゼ型式の水管橋としてかなりの長スパンであることなどにより、地震応答解析を行ないその安全性を検討した。⁽¹⁾

ところで、地震応答解析を行なう際の重要な問題点の一つは、構造物の振動特性を適確に表わす構造モデルの選定にある。通常は主に実用上の面から 図-2 のa) に示すような多質点系の棒系モデルにより解析される。しかし今回は棒系モデルでは十分に表現できない構造物の立体的特性が応答に与える影響を無視できないと考え、実橋にほぼ忠実なb)のような立体骨組構造物として解析した。その主な理由は;

- 1) 本橋はローゼ橋であり橋軸方向にそって断面形状が急に変化し、また吊材としてワイヤーを用いているため、通常行なわれるように断面形状からその位置において等しい断面性能をもつ棒を求め、実橋の振動特性を忠実に表現させるのは困難である。特に橋軸直角方向の振動におけるねじり振動を適確に表わすのはむづかしい。
- 2) 棒系モデルでは個々の部材の断面力の算定において、実際との差が大きくなる。
- 3) 本橋は水管橋であり、2本の補剛桁の中を雨天時には両方(両側通水)、晴天時には片方(片側通水)

に汚水が流れるが、この時の水重の偏在の影響を棒系モデルでは考慮することができない。

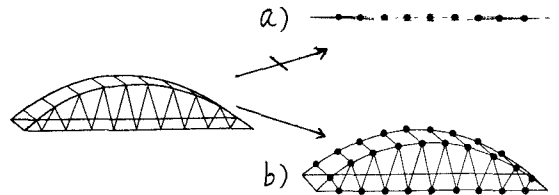


図-2 構造のモデル化

2. 運動方程式

運動方程式は次のような前提のもとに作成した。

- 1) 構造物はすべて弾性体とし、変位は微小である。
- 2) 質量は立体骨組構造物の各節点へ集中させる。
- 3) 上部工は実橋にほぼ忠実な立体骨組構造物とする。
- 4) 橋台は剛性無限大の仮想部材よりなるとする。
- 5) 杭基礎はそれと等価なバネで置換する。
- 6) 減衰は速度に比例する粘性減衰のみとする。
- 7) 地震入力は各節点に同時に作用し、節点による入力位相差は考慮されない。

そして、運動方程式の解法としてはモーダルアナリシスの手法を用いた。

3. 自由度の縮小

運動方程式を解くことは固有値問題に帰着する。図-2 b)の骨組モデルの採用における最大の難点もそこ

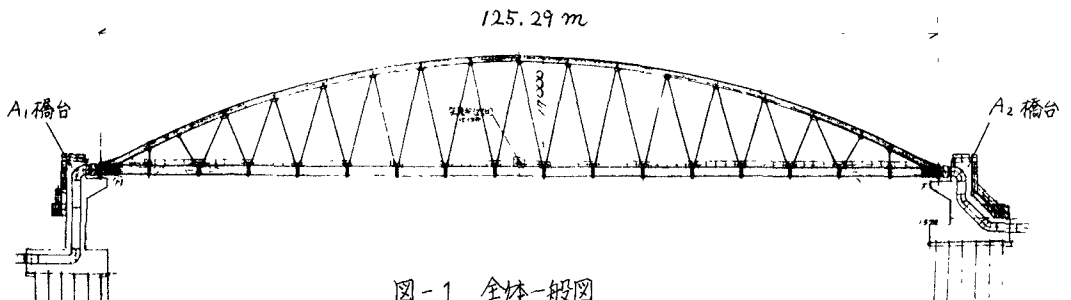


図-1 全体一般図

にある。今回は実橋を図-3に示すような68節点の立体骨組構造物としてモデル化した。その全自由度は $68 \times 6 = 408$ になる。實際上、 $\{408 \times 408\}$ のマトリックスの固有値を求めることは不可能であり、なんらかの方法で自由度を縮小しなくてはならない。

自由度の縮小とは、構造物の動的挙動を物理的にとらえてある近似を行なうことである。すなわち、構造物の形、外力のかかり方などより、その構造物に起りうる振動モードを予測し(特に重要である固有周期の長いモードに注目して)、それらのモードを表現するのに必要な節点変位を有意な変位として残し、全節点変位(自由度)を有意な変位で表わすことである。これについての物理的意味付けが文献(2)において、「静的荷重パターン」、「静的変位パターン」なる概念を用いてなされている。また文献(3)には、式の具体的な取扱い方が出ており、それより結果を引用すると、

まず、構造物の静的釣合方程式 $\{F\} = \{K\} \{X\}$ において、全節点変位を表わす列ベクトル $\{X\}$ を2つの部分に分けてつぎのようにおく

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K_1 & K_2 \\ K_3 & K_4 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで全自由度を n として

- $\{F\}$: 荷重ベクトル $\{n \times 1\}$
- $\{K\}$: 剛性マトリックス $\{n \times n\}$
- $\{X\}$: 変位ベクトル $\{n \times 1\}$
- $\{X_1\}$: 有意な変位の変位ベクトル $\{n_1 \times 1\}$
- $\{X_2\}$: 有意でない変位の $\quad \quad \{n_2 \times 1\}$
- ($n = n_1 + n_2$, $n_2 \gg n_1$)

である。全変位 $\{X\}$ を有意な変位 $\{X_1\}$ で表わすと、

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} I \\ -K_4^{-1} K_3 \end{Bmatrix} \{X_1\} \quad (2)$$

縮小された剛性マトリックス $\{K_c\}$ ($n_1 \times n_1$) は、

$$\{K_c\} = \{K_1\} - \{K_2\} \{K_4\}^{-1} \{K_3\} \quad (3)$$

となる。ただし $\{I\}$ は単位マトリックスである。

たとえば、今回の解析において、橋軸直角方向(又軸方向)の地震入力に対しては、全節点68個の内、比較的質量の小さいアーチリブ部分の節点30個の内16個を無視し、残り52節点の又軸方向の変位を有意な変位として選び、52自由度まで縮小した。

ところで、実際に計算を行なうにあたり、(2)、(3)式の $\{K_4\}^{-1}$ の計算が大変である。 $\{K_4\}$ は $\{n_2 \times n_2\}$ の大きなマトリックスであり(今回は $n_2 = 356$)。また、このマトリックスは地震入力の方向などが変わり、有意な変位の選び方を変更するたびに変わるので、そのつど逆マトリックス $\{K_4\}^{-1}$ を計算する必要がある。そこで解析用プログラムは図-4に示すように2つのステップに分けて作成した。まず第1のステップでは有意な変位についてはいっさい考えず、全変位に対応する剛性マトリックス $\{K\}$ とその逆マトリックス $\{K\}^{-1}$ を求めた。そして第2のステップでは選ばれた有意の変位に応じて(2)、(3)式などを用いて自由度を縮小し、それらを用いて応答計算を行なった。時間(費用)のかかる第1のステップは1回だけでよく、第2のステップは入力地震動や通水条件、減衰定数などを変えるたびにくりかえせばよい。

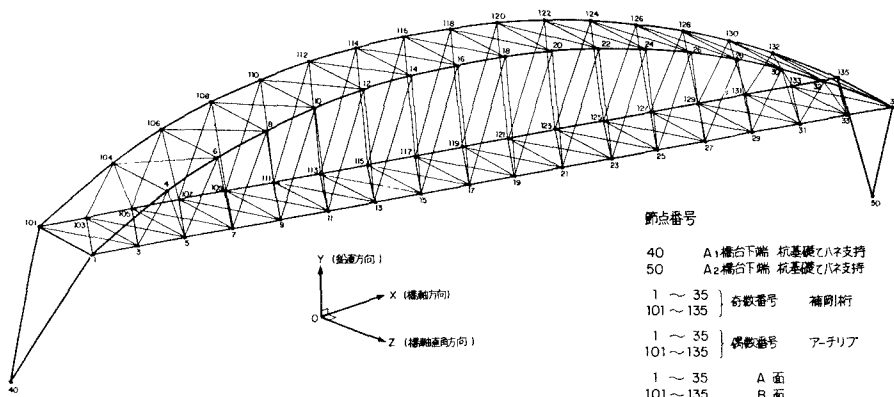


図-3 立体骨組モデル

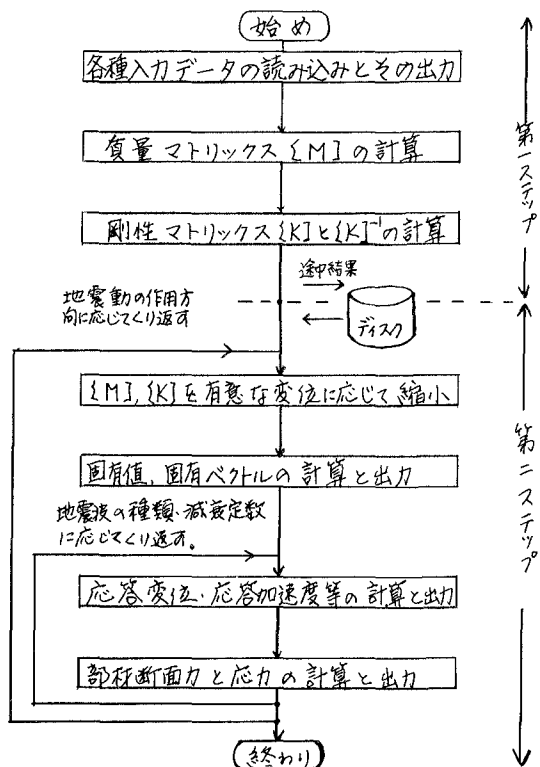


図-4 プログラムの流れ

4. 計算結果の検討

1) 固有周期 表-1に各ケースの固有周期の計算結果を示す。

表-1 固有周期 (秒)

方向 過水条件	鉛直方向	橋軸方向	橋軸直交方向	
次数	両側	両側	両側	片側
1	0.826	0.952	1.113	0.972
2	0.609	0.761	0.732	0.700
3	0.482	0.439	0.467	0.426
4	0.452	0.380	0.389	0.369
5	0.375	0.380	0.350	0.330
6	0.338	0.355	0.308	0.290
7	0.276	0.320	0.242	0.230
8	0.240	0.296	0.229	0.202

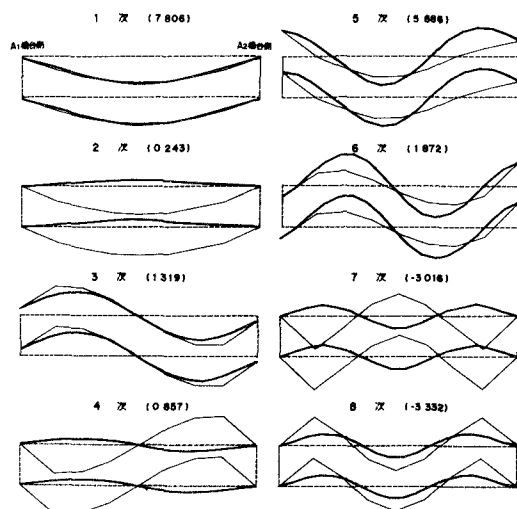
同型他橋との比較を表-2に示す。これらは鉛直方向の振動に対する結果である。なお、他橋は平面骨組として解いており、一方本橋は立体骨組としているため立体特有のモードがいくつか出ているが、比較のためにそれらのモードは除外した。

表-2 同型他橋との比較

名称 (スパン)	王子水管橋 (125m)	安芸大橋 (110m)	境川橋 (98m)
次数	理論値	実験値	理論値
1	0.826	0.540	0.559
2	0.609	0.458	0.467
3	0.452	0.332	0.345
4	0.338	0.260	0.264

これによると、本橋はスパンが多少長いにしろ、いくらか固有周期が長目であると言える。これは他橋が道路橋であり活荷重を考慮して設計されているが、水管橋ではその必要がなく、そのため剛性が比較的弱くなっているためと考えられる。

2) 固有振動モードとモード寄与率 図-5に橋軸直角方向の振動で両側通水の場合の固有振動モードを示した。なお、これは橋を上から見た図である。またカッコ内の数字はモード寄与率である。これは振動次数とも言われ、そのモードが全体の振動に占める割合を示している。それによると、この振動では1次と5次のモードが支配的であると言える。次にモード形を見ると、5次と6次のモードは橋台の振動が主であり、他は上部工の振動が主である。そして、1次と2次、



凡例
 — 変位後のアーチリブの位置
 — 変位後の補剛桁の位置
 --- 変位前のアーチリブと補剛桁の位置

図-5 固有振動モードとモード寄与率

3次と4次、7次と8次の組はそれぞれ棒系モデルの1、2、3次のモードに対応していると考えられ、おのれの立体骨組モデル特有の変位を示している。たとえば、1次と2次のモードにおいて補剛桁、アーチリブはともに変位の形としては対称1次の形を示しているが、1次では両者は同方向へ、2次では逆方向へ変位している。そして2次のモードはねじり(あるいはずれ)が生ずることを示している。ただこの場合、地震力は全節点に同位相で働くとしているため、現実には2次のようなねじりの振動は生じにくくモード寄与率は小さくなっている。3次と4次についても同じことが言える。しかし、7次と8次ではそうも言えずねじりの影響は強くなっている。これらのことから次のことが言える。

「ローゼ橋のように多少とも複雑な骨組構造物に対し動的解析を行なう際、その振動が曲げを主体にするなら(図-5の1次や3次のモード)、通常の構造力学の手法を用いた棒系モデルの採用によりある程度まで合理的な解析が行なえる。しかし、構造物の特異性や外力のかかり方などにより、ねじりや曲げとねじりの連成した振動などが無視できなくなる場合、棒系モデルでは骨組構造物のそれら特性を十分に表現することがむずかしく思われ、違いを生ずる恐れがあり、その場合は構造物の立体的特性を充分表現した立体骨組モデルでの解析が必要となる。」

3) 応答変位など 土研平均応答スペクトルと実地震波(TAFTと十勝沖)を用い、応答変位や応答加速度、さらには部材断面力や杭に働く力などを計算し、本橋の安全性について各種検討を行なったが、それについては当日発表する予定である。

4) 通水条件の影響 表-1の固有周期の大きさや応答変位や断面力の大きさを見ると通水条件の違いによる影響はあまりでない。すなわち、片側通水の場合、両側通水の場合に比べ、固有周期、応答変位などが多少小さ目に出ているが、大勢としてはあまり差がない。これは両者の場合における水重の差(200 ton)が、構造系全体の重量(4200 ton)に比べ小さいためである。

しかし、部分的に見ると、片側通水の場合、水重の偏在のため、ねじりの影響がより顕著に表われ、その

ためアーチリブ付根を両側通水の時に比べ、約50%ほど大きな曲げモーメントを生じている。図-6には土研平均応答スペクトル(減衰定数は0.02)によるスパン中央での応答変位の様子を示したが、両者とも並進(曲げによる変位)すると同時に、多少回転(ねじり)とずれによる変位としており、片側通水の方がより大きく回転している。これらは立体解析により検証されたことであり、この種の橋の設計に特に橋脚構に対するつにおいて一考を要する点であると思われる。

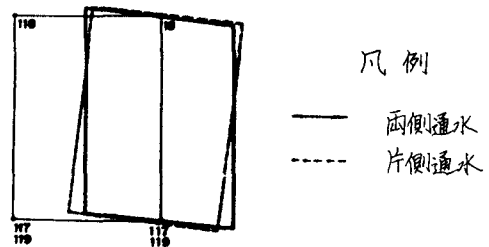


図-6 スパン中央での変位

5. むすび

本講演では、ローゼ水管橋の地震応答解析を行なうに際し、その複雑な振動特性を忠実に再現するためには立体骨組構造物としてのモデル化が是非必要であることを述べ、次にその際問題となる自由度の縮小についてその基本的考え方と、具体的プログラム作成の1案を示し、最後に計算結果の検討により、本橋の立体的振動特性を明らかにして、先に述べたモデル化の妥当性を実証した。

最後に今回の検討にあたり、東京大学地震研究所の伯野元彦助教授には懇切なご指導と、数々の貴重なご助言をいただいた。ここに付記して厚く感謝の意を表します。

参考文献

- (1) 東京都下水道局、「王子水管橋地震応答解析調査」昭和49年7月
- (2) R. P. Shubinski 他、「Dynamic Response of Deepwater Structures」Proc. of Conf. on civil Engineering in the Ocean 1967年
- (3) 河島佑男、「動的応答解析」コンピュータによる構造工学講座Ⅱ-4-A 培風館