

上路式パイプアーチ橋の地震時挙動

九州大学大学院 学生会員 中島 慶将
九州大学大学院 正会員 Liu Yuqing
九州大学大学院 フェロー 彦坂 照

1. 序論

平成8年12月に改訂された道路橋示方書では、上・中路式アーチ橋のように地震時の挙動が非常に複雑な橋には、部材の非線形の効果を取り込んだ動的解析を行って耐震設計に反映させることが推奨されている。本研究は、既設の上路式パイプアーチ橋をケーススタディーの対象として3次元骨組みの非線形解析により、この形式のアーチ橋の地震時挙動への地震波および補剛材の両端拘束条件の影響を検討したものである。

2. 解析対象橋および解析モデル

図-1に示す解析対象橋は、松島町前島と天草上島の松原町に架かる天草5号橋で、2ヒンジパイプアーチ橋（橋長126m）と、合成桁2連（22m、29m）からなる上路橋である¹⁾。アーチリブには直径 $D=1850\text{mm}$ 、板厚 $t=12\sim 16\text{mm}$ の鋼管（SM490相当）を採用しており、スプリング部の板厚が $t=12\text{mm}$ で、支間1/4点付近の板厚が $t=16\text{mm}$ である。また、端支柱、中間支柱、横構には $t=7.0\sim 12.7\text{mm}$ の鋼管（STK400相当）を採用しており、端支柱の板厚が $t=12.7\text{mm}$ 、中間支柱の板厚が $t=8.0\sim 9.5\text{mm}$ である。その他、床組はI型鋼縦桁、横桁及び鉄筋コンクリート床版からなっている。

図-2は3次元骨組みの解析モデルを示す。アーチリブ、支柱、補剛材及び横構ははり要素、対傾構はトラス要素でそれぞれモデル化した。また拘束条件としてアーチリブと縦桁の両端部は、橋軸直角方向に対する回転自由とする。

3. 鋼管部材の材料非線形モデルの設定

大規模地震動の入力によるパイプアーチ橋の応答特性を検討するとき、鋼管部材の曲げモーメントと曲率の関係を設定する必要がある。ここでは、パイプの断面外縁応力が降伏状態に達する状態を降伏とし、降伏曲げモーメント及び降伏曲率を次式で求める。

$$M_y = f_y W_s \quad \cdots (1) \quad \phi_y = \frac{M_y}{E_s I_s} \quad \cdots (2)$$

ここで、 E_s 、 f_y は鋼管部材のヤング係数及び降伏強度、 I_s 、 W_s は断面2次モーメント及び断面係数である。終局曲げモーメント M_u は軸力の影響を考慮せずに次式にて計算する²⁾。

$$M_u = (1 - 0.43\sqrt{R_t - 0.03})M_p \quad \cdots (3)$$

ここで、 M_p 、 R_t は鋼管部材の完全塑性曲げモーメントおよび径厚比パラメーターで、 R_t は次式で定義される。

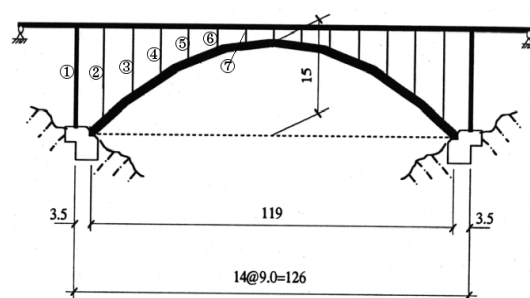


図-1 解析対象橋一般図（単位：m）

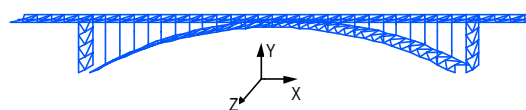


図-2 解析モデル

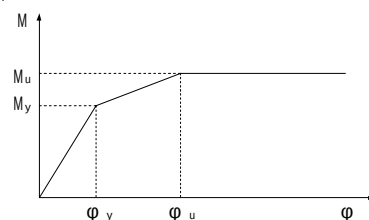


図-3 曲げモーメントと曲率の関係

キーワード：パイプ、アーチ橋、地震時挙動、非線形解析

連絡先：〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1 九州大学大学院建設デザイン部門 TEL：092-642-3260

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{f_y}{E_s} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad \cdots (4)$$

図 - 3 に本解析で設定した曲げモーメントと曲率のトリリニアモデルを示す。ここでは使用するプログラムの制限によりピークからの強度低下を考慮していない。鋼管部材の圧縮耐力は次式で計算する。

$$N_{cy} = (1 - 0.43\sqrt{R_t - 0.03}) A_s f_y \quad \cdots (5)$$

ここに、 A_s は鋼管部材の断面積である。また、曲げモーメントと軸力の線形相関関係により軸力変動を考慮する。

4. 固有振動の解析・実測結果の比較

表 - 1 に本アーチ橋の主要な面内・面外固有周期の解析および起振機試験による実測結果¹⁾を示す。面内、面外いずれの場合も固有周期および振動モードの実測結果と解析結果がよく一致している。上述の解析結果により、本アーチ橋の解析モデルは実橋の構造特性を表現できると思われる。

5. 解析結果および考察

入力地震波は地盤種別を 1 種地盤として道路橋示方書の標準波形タイプ 1 およびタイプ 2 の地震波を用い、それぞれ橋軸方向および直角方向に作用させる。表 - 2、3 に補剛桁両端の水平方向を拘束および自由とするアーチリブの応答断面力と照査結果を示す。

タイプ 1 地震動入力時には橋軸および直角方向入力の場合にアーチリブが降伏していない。一方、タイプ 2 地震動入力時には直角方向入力の場合に降伏しているが、応答塑性率 μ は許容塑性率 μ_a を超えておらず照査を満足している。ここで許容塑性率は次式で求めた。

$$\mu_a = 1 + \frac{\phi_{95} - \phi_y}{\alpha_\mu \phi_y} \quad \cdots (6)$$

ここに、 α_μ はタイプ 1、2 の地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数を表し、 α_μ はそれぞれ 3.0、1.5 とする。 ϕ_{95} は強度が 95% に低下した状態を終局状態とし、軸力の影響を無視して次式で計算したものである²⁾。

$$\phi_{95} = \left(\frac{0.12}{\sqrt{(R_t - 0.03)^3}} + 2.2 \right) \phi_y \quad \cdots (7)$$

また、部材に働く軸力、曲げモーメントはタイプ 1、2 いずれの地震波入力時においても縦桁両端の水平方向変位を拘束とする場合より、自由とする場合に大きな値を示している。

表 - 1 振動特性の実測結果と解析結果

振動方向	モード次数	実測		解析	
		周期 T(sec)	モード 形式	周期 T(sec)	モード 形式
面内	1	0.967	反対称	1.046	反対称
	2	0.676	対称	0.711	対称
	3	0.363	反対称	0.365	反対称
面外	1	1.050	対称	1.058	対称
	2	0.494	反対称	0.512	反対称
	3	0.330	対称	0.358	対称

表 - 2 応答断面力 (補剛桁両端の水平方向拘束)

地震	加震方向	アーチリブ	軸力 N(tf)	面内 Mz (tf・cm)	面外 My (tf・cm)	μ	μ_a	照査
タイプ 1	橋軸方向	スプリング	501	3027	35	<1.0	2.00	OK
		支間 1/4	455	17011	33	<1.0	2.42	OK
		クラウン	431	11238	645	<1.0	2.09	OK
	直角方向	スプリング	970	13905	29659	<1.0	2.00	OK
		支間 1/4	436	6069	6125	<1.0	2.42	OK
		クラウン	734	13243	15825	<1.0	2.09	OK
タイプ 2	橋軸方向	スプリング	559	4841	42	<1.0	3.00	OK
		支間 1/4	503	22065	35	<1.0	3.84	OK
		クラウン	464	17922	653	<1.0	3.19	OK
	直角方向	スプリング	1274	21478	42155	1.10	3.00	OK
		支間 1/4	476	10763	9925	<1.0	3.84	OK
		クラウン	942	16463	24742	<1.0	3.19	OK

表 - 3 応答断面力 (補剛桁両端の水平方向自由)

地震	加震方向	アーチリブ	軸力 N(tf)	面内 Mz (tf・cm)	面外 My (tf・cm)	μ	μ_a	照査
タイプ 1	橋軸方向	スプリング	536	10469	39	<1.0	2.00	OK
		支間 1/4	490	57184	54	<1.0	2.42	OK
		クラウン	467	21139	927	<1.0	2.09	OK
	直角方向	スプリング	1103	16277	36009	<1.0	2.00	OK
		支間 1/4	437	8340	8161	<1.0	2.42	OK
		クラウン	828	16192	20142	<1.0	2.09	OK
タイプ 2	橋軸方向	スプリング	696	20189	53	<1.0	3.00	OK
		支間 1/4	633	70559	60	<1.0	3.84	OK
		クラウン	602	41517	1196	<1.0	3.19	OK
	直角方向	スプリング	1267	20393	41386	1.27	3.00	OK
		支間 1/4	469	11704	10410	<1.0	3.84	OK
		クラウン	940	18623	24444	<1.0	3.19	OK

参考文献： 1) 日本道路公団：天草五橋工事報告、1967.5

2) Gao, S., Usami, T. and Ge, H. : J. Engineering Mechanics, ASCE, Vol.124, No.2, 1998.