

文章编号:1671-2579(2006)04-0111-04

## 600 m 跨径钢筋混凝土拱桥地震响应分析

王加迫, 陈宝春 编译

(福州大学, 福建 福州 350002)

**摘 要:** 该文对一座试设计跨径达 600 m 的钢筋混凝土拱桥进行了地震响应分析, 有限元模拟采用非线性纤维单元。通过对该桥恒载(初应力)受力和地震响应的分析, 对大跨径钢筋混凝土拱桥对不同地震动的反应和结构的抗震性能进行了评价。

**关键词:** 大跨度桥梁; 非线性; 地震响应; 纤维单元; 抗震性能

## 1 引言

混凝土拱桥跨径的世界纪录是我国的重庆万洲(原四川万县)长江大桥, 净跨径 420 m。国外近年对混凝土拱桥的研究相当活跃, 文献[1]介绍了在法国米勒高架桥设计投标时提出的主孔为 602 m 的混凝土拱桥的设计方案和日本土木学会组织的 600 m 跨径的钢筋混凝土拱桥试设计的主要结果。由于钢筋混凝土拱桥的动力特性会随着跨径的增大而发生变化, 且影响抗震性能, 而日本又是地震频发的地区, 因此日本土木学会在进行 600 m 跨径的钢筋混凝土拱桥试设计时对其抗震性能进行了重点分析。该桥跨径为 600 m、矢高为 100 m(图 1), 主拱圈为三室箱形截面。

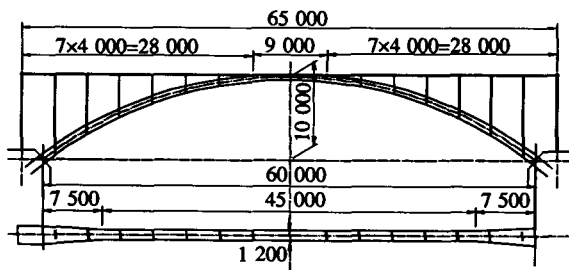


图1 桥梁总体布置(单位:cm)

本文以文献[2]为主, 着重介绍对这座试设计大桥的地震分析结果, 包括恒载(初应力)状态下的受力和非线性地震响应分析, 以及输入不同方向地震波对该拱桥地震响应的影响。

## 2 有限元模型

该桥为固定拱, 有限元模型中拱脚三向固结, 考虑了主拱圈截面宽度和高度从拱脚到拱顶的变化。立柱沿横桥向分两排布置, 立柱与拱圈均为固结, 长立柱上端与主梁为固结, 短立柱上端与主梁为铰接, 两排立柱间采用刚性连接。桥梁的有限元模型见图2。

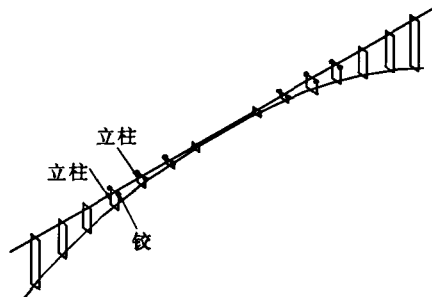


图2 桥梁有限元模型

有限元模型中, 拱圈(混凝土和钢筋)采用纤维单元, 钢筋和混凝土为两种单元, 混凝土的应力—应变曲线采用指数函数曲线, 钢筋的应力—应变曲线采用双线性曲线(图3)。考虑材料非线性, 主梁与立柱采用弯矩—曲率( $M-\phi$ )关系的梁单元进行模拟; 材料在振动中的滞回性能采用 Kakeda 模型模拟。主梁与立柱模拟成正交于纵桥方向的刚性框架, 同时模型中还考虑其非线性受弯性能和轴力的变化情况。模型中各单元的材料特性依据日本公路桥梁规范(2002年3月颁布)确定: 混凝土设计强度为 60 MPa ( $E_c = 3.5 \times 10^4$  MPa), 钢筋屈

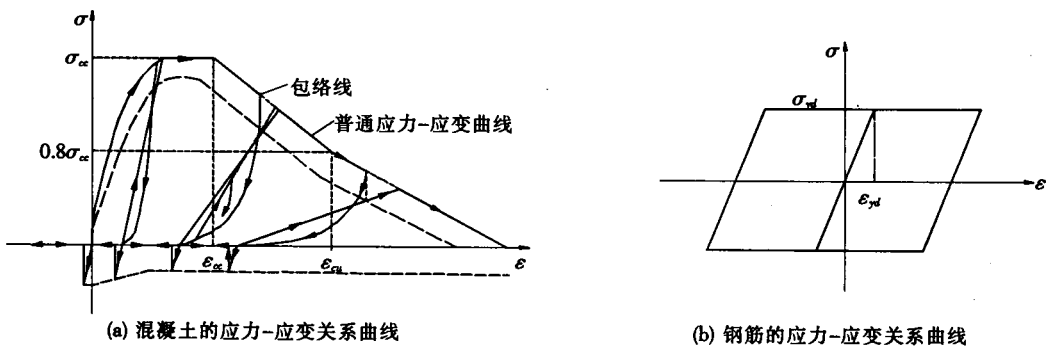


图 3 拱肋材料的应力-应变关系曲线

服强度为 685 MPa( $E_s=2.0\times10^5$  MPa)。

3 振动特征

表 1 为通过对模型的特征值分析所求出的该桥主要的自振周期(一~十阶)和振型贡献率。

表 1 自振周期和振型贡献率

振型阶数	自振周期/s	振型贡献率/%	方向分量
一	7.180	55	Z:横桥向
二	4.370	22	X:纵桥向
三	3.947	—	—:扭转
四	3.816	21	Z:横桥向
五	2.548	—	—:扭转
六	2.376	—	—:扭转
七	1.454	3	Z:横桥向
八	1.359	4	X:纵桥向
九	1.167	44	Y:竖向
十	1.000	6	X:纵桥向

从表 1 可以看出:① Z 向(横桥向)一阶振型的自振周期最长,为 7.180 s,振型贡献率为 55%;X 向(纵桥向)一阶振型的自振周期为 4.370 s,振型贡献率为 22%;Z 向二阶振型自振周期 3.816 s,振型贡献率为 21%。② 除横桥向和纵桥向振型外,扭转振型在该桥的自振振型中也占了相当重要的地位;而 Y 向(竖向)振动(1.167 s,44%)直到第九阶振型才出现。此外,在高阶振型中,横桥向和纵桥向的自振周期比较接近。

结构的初始应力状态通过恒载内力的分析来建立。图 4 中的曲线表示不同恒载下拱肋截面内力与变形的分布情况。图中“(24.5)、(15.0)、(0)”分别表示有限元计算中立柱的容重取值 24.5 kN/m<sup>3</sup>、15.0 kN/m<sup>3</sup> 和 0。从图 4 可以看出,立柱恒载变化对拱肋轴力的影响较小,对变形和弯矩影响较大。拱顶的竖向变形值随着立柱恒载的增大而减小,而拱脚处的弯

矩随着立柱恒载的增大而增大。因此,立柱的设计在总体结构设计中非常重要。

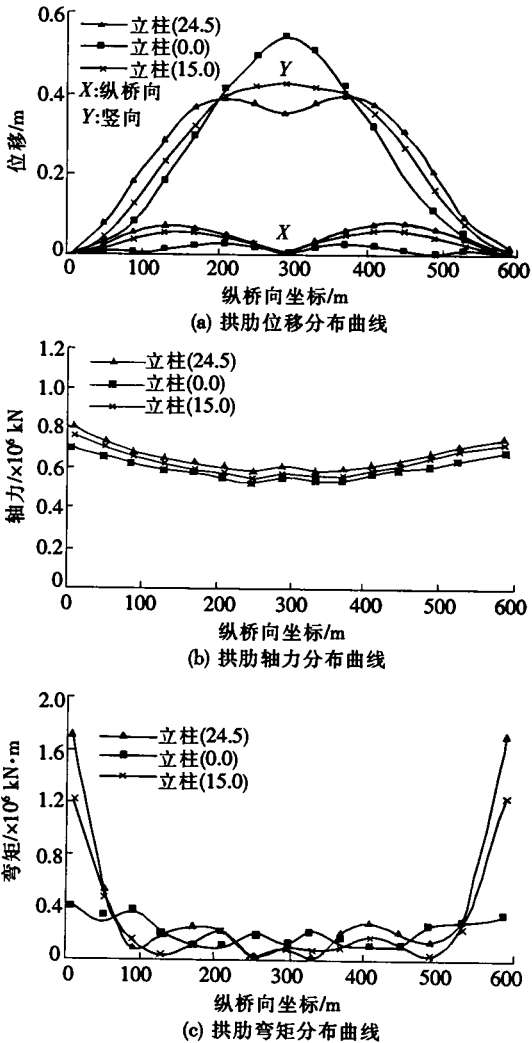


图 4 恒载下拱肋的变形和截面内力分布曲线

4 I、II 类地震动作用下地震响应比较

4.1 地震响应分析

为了评价该桥的地震响应特性和抗震能力,对其有限元模型施加近震型地震动(Ⅱ类)和远震型地震动(Ⅰ类)荷载进行非线性地震响应分析。另外,通过在两个主方向(纵桥向和横桥向)同时施加地震动以及在3个主方向(纵桥向、横桥向和竖向)同时施加地震动,来了解竖向地震动对该桥地震响应的影响。分析发现,该桥对不同类型的地震动的响应基本相同。考虑到该桥对Ⅱ类地震动的响应值相对大些,所以用Ⅱ类地震动作用下的地震响应来评价该桥的抗震能力。

#### 4.2 输入地震波

地震响应分析中输入的Ⅱ类地震动水平分量是通过调节 JMP(日本气象厅)实测的一组地震波(Ⅱ类地震波、Ⅰ类场地、水平极限强度反映谱)水平方向的两个分量的振幅得到的,其竖向分量根据实测的地震动(竖向和水平方向)的最大加速度来设定。其中实测地震动水平两个主方向(南北方向 NS 和东西方向 EW)的加速度峰值分别为  $812, 766 \text{ cm/s}^2$ , 竖向加速度峰值 UD 为:  $406 \text{ cm/s}^2$ ; Ⅰ类地震动(Ⅰ类场地)则通过调节在 Kaihoku(开北)桥实测的地震波形的振幅得到。表2(Ⅱ类地震动)和表3(Ⅰ类地震动)分别列出了调整后的两种地震动在3个方向(纵桥向 LC、横桥向 TR、竖向)的加速度峰值、速度峰值和位移峰值。

从表中可以看出,作为远震类型的Ⅰ类地震波的

表2 JMA Kobe 实测(Ⅱ类地震动)特征值(峰值)

分量方向	加速度 $/\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$	速度 $/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	位移/ $\text{cm}$
JMA-EW	765.9	88.3	23.8
JMA-NS	812.0	70.1	23.3
JMA-UD	332.2	40.0	12.1

表3 Kaihoku 桥实测地震动(Ⅰ类地震动)特征值(峰值)

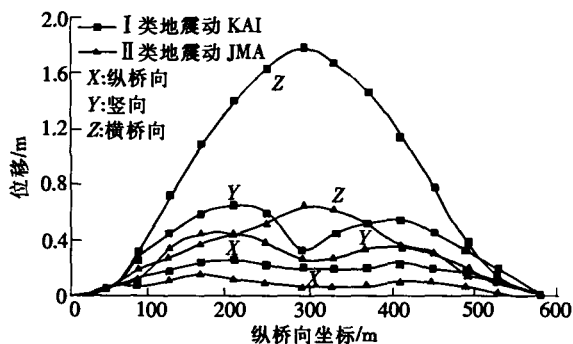
分量方向	加速度 $/\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$	速度 $/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	位移/ $\text{cm}$
KAI-LC	318.8	75.9	79.5
KAI-TR	319.9	97.8	90.7
KAI-UD	168.9	8.2	2.1

加速度较小。相对于Ⅱ类地震动,长周期的振动波在Ⅰ类地震动中起主要作用。但当两种地震动的水平分量接近于相等(90%)时,其地震能量接近相等。

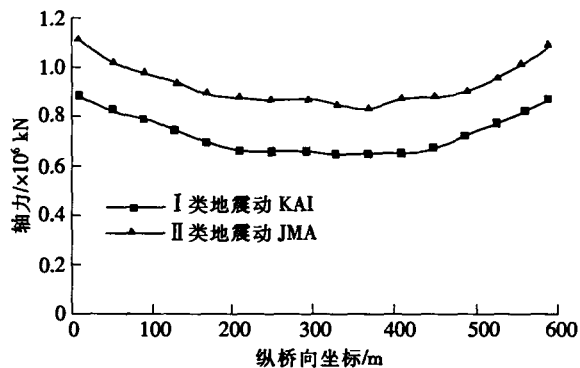
#### 4.3 地震响应

##### 4.3.1 Ⅰ类、Ⅱ类地震动地震响应的比较

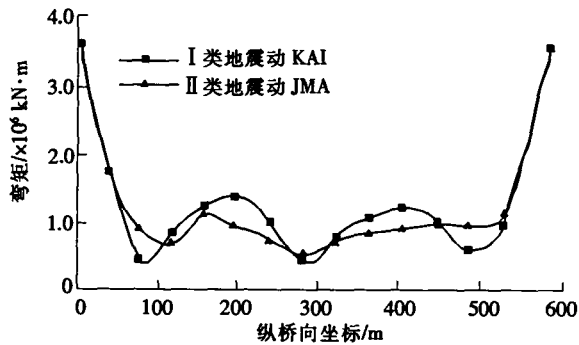
图5表示同时在3个方向施加Ⅰ、Ⅱ类地震动时,拱肋截面的位移和内力(轴力和弯矩)峰值的分布情况。由于该桥的跨径达到600 m,其自振周期以长周期为主,因此,在Ⅰ类地震动作用下,拱肋的横向位移及相应的面外弯矩均较大;而且拱肋在3个方向的位移都接近Ⅱ类地震动作用下的2倍;但在Ⅱ类地震动



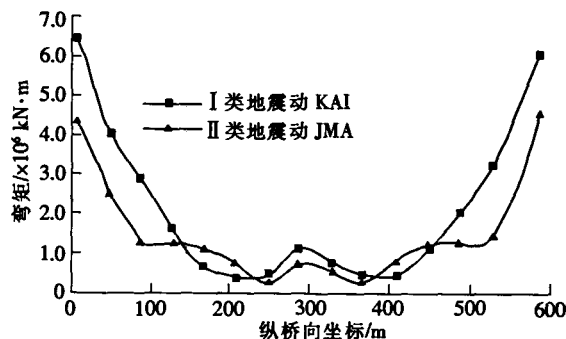
(a) 拱肋位移峰值响应曲线



(b) 拱肋轴力峰值响应曲线



(c) 拱肋面内弯矩峰值响应曲线

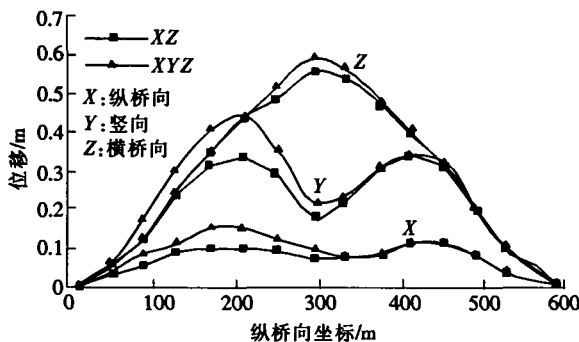


(d) 拱肋面外弯矩峰值响应曲线

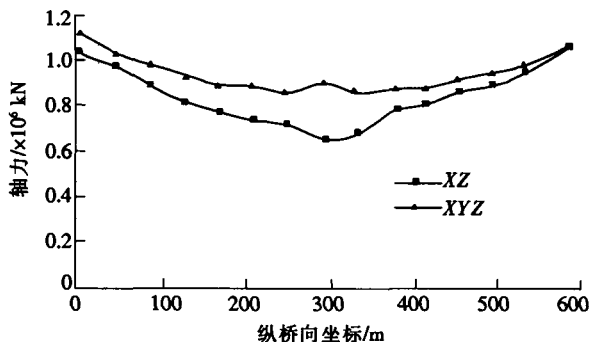
图5 拱肋在Ⅰ、Ⅱ类地震动(三向)作用下的地震响应的比较

作用下,拱肋轴力则明显要比 I 类地震动作用时大得多;而拱肋面内弯矩在两种地震动作用下没有太大区别。这主要是由于 I 类地震动的振动波在水平方向的两个分量中有一个属于长周期分量,所以虽然加速度峰值较小,但振动过程中速度和位移都会变大,也就是说两种地震动的能量接近相等,只是由于 I 类地震动的竖向分量相对于 II 类地震动来说较小,所以认为拱肋在 I 类地震动作用下的地震响应较小。

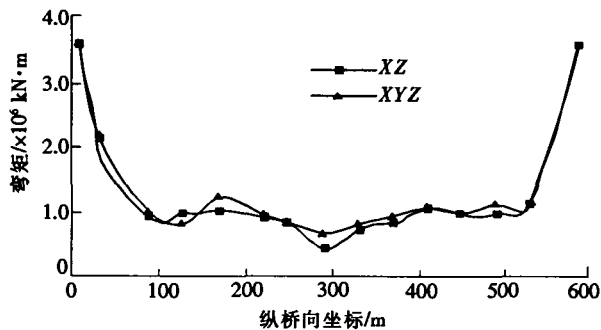
#### 4.3.2 竖向地震动的影响



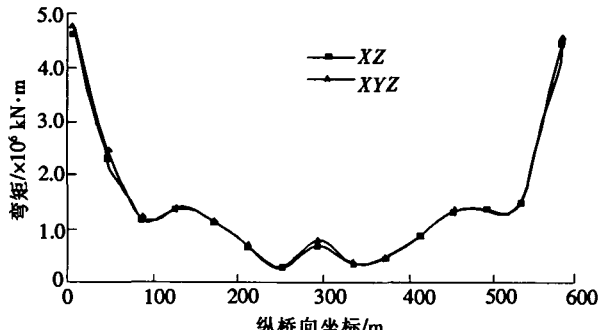
(a) 拱肋位移峰值响应曲线



(b) 拱肋轴力峰值响应曲线



(c) 拱肋面内弯矩峰值响应曲线



(d) 拱肋面外弯矩峰值响应曲线

图 6 II 类地震动竖向分量的影响曲线

## 5 结语

通过对跨径 600 m 的钢筋混凝土拱桥的地震响应和抗震性能的分析可知,对于具有复杂受力性能的大跨度混凝土拱桥来说,高阶振型的影响不可忽略,因此必须进行非线性时程分析;上承式拱的拱上立柱对结构受力有较大的影响,立柱的设计是大跨度混凝土拱桥总体结构设计中非常重要的一个问题;该桥振型的特征是:顺桥向和横桥向一阶振型卓越,竖向则表现为高阶振型的影响;I 类地震动对拱肋位移和面外弯矩的影响较大,II 类地震动则对轴力的影响较大。地震动竖直分量的影响小于水平方向的两个分量,但由于竖直分量对拱肋的位移和轴力响应有一定的影响,

通过比较 3 向(纵桥向、横桥向、竖直方向)与两向(纵桥向、横桥向)同时输入地震动的最大响应值分布,来讨论竖向地震动的影响。图 6 表示在 II 类地震动作用下拱肋的位移和截面内力(轴力和弯矩)的反应峰值。可以看出在 II 类地震动中,竖向振动对拱肋的位移(尤其是竖向位移)和轴力都有一定的影响,而对于面内弯矩和面外弯矩的影响可以忽略不计。因此,采用同时施加 3 个方向的地震动以确定该钢筋混凝土拱桥的抗震性能和地震响应是一个可行的方法。

因此计算中,应在钢筋混凝土拱桥上同时施加 3 个方向的地震波。分析表明该桥对所假设的地震动(I 类、II 类地震动)有足够的抗震能力。

#### 参考文献:

- [1] 陈宝春,黄卿维. 600 m 跨径混凝土拱桥的试设计研究[J]. 中外公路,2006(1).
- [2] K. Mizutori, K. Kosa, and H. Otsuka. Seismic of Super-Long Concrete Arch Bridge with over 600 m Center Span[C]. Arch Bridges IV Advances in Assessment, Structural Design and Construction, 2004: 282~291.
- [3] 日本土木学会. コニケリート長大アーチ橋一支間 600 m クラヌーの設計施工[M]. 东京:日本土木学会,2003.