

基岩场地上大跨度斜拉桥地震反应计算模型比较

罗超¹ 楼梦麟^{1,*} 桂国庆²

(1. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 井冈山大学建筑工程学院, 吉安 343009)

摘要 基于三种不同计算模型, 计算了拟建在基岩场地上大跨度斜拉桥的地震反应。通过对比三种计算模型的计算结果, 讨论了不规则基岩场地上大跨度斜拉桥地震反应的合理计算模型。计算结果表明, 基岩场地的土-结构相互作用对上部桥梁地震反应计算结果的影响很弱, 在工程应用中可以忽略; 局部场地效应对计算结果的影响较大, 在工程应用中不可忽视。

关键词 斜拉桥, 土-结构相互作用, 多点激励, 局部场地效应

DOI: 10.15935/j.cnki.jggcs.2017.03.014

Comparison of Seismic Response Calculation Model for Long-span Cable-stayed Bridge on Rock Site

LUO Chao¹ LOU Menglin^{1,*} GUI Guoqing²

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. School of Architecture and Civil Engineering, Jinggangshan University, Ji'an 343009, China)

Abstract By using three different computation model, the seismic response of a long-span cable-stayed bridge on a bedrock site is computed. The rationality of the three computation models is discussed. The results show that there is almost none soil-structure interaction on this rock site, but the site effect is significant. In practice, the soil-structure interaction effect of structures on rock site can be neglected, while the local site effect is influential and cannot be neglected.

Keywords cable-stayed bridge, soil-structure interaction, multiple support excitation, site effect

0 引言

在大跨度桥梁的抗震设计中, 地震动输入的计算模型对地震反应计算有重要的影响。对于大跨度桥梁, 地震动的输入方式一般有一致激励、多点激励和考虑土-结构相互作用, 对土-结构整体模型进行地震动输入等方法。在土-结构相互作用的计算中, 有六弹簧模型、集中质量模型^[1-2]或 $p-\gamma$ 弹簧^[3]等多种简化模型可以用来对桩土相互作用问题进行分析。这些简化模型大大简化了土-结构相互作用问题的计算, 然而简化往往会带来计算误差。一般认为将土和结构看作一个整体, 使用有限元法对土-结构整体模型进行建模计算时的计算结果最为精细可靠, 但是这种方法通

常耗费的时间和资源巨大。现如今, 随着计算机计算能力的提高, 已经有了较多文献在大跨度桥梁的抗震计算中采用土-结构整体有限元建模的方法^[4-7]。但是, 这些文献中大跨度桥梁所处的场地均为软土地。目前较少有文献讨论基岩场地上的土-结构相互作用问题。有学者^[8-9]认为基岩场地上的土-结构相互作用效应较弱, 使用刚性地基模型即可有效的对基岩场地上的结构进行地震反应计算, 但是其研究是基于将群桩基础简化为阻抗函数的简化模型, 因此有必要通过结构-土体整体进行有限元模型建模, 讨论基岩场地上大跨度桥梁各类计算模型的合理性。

本文通过计算拟建在基岩场地上的一座大跨度斜拉桥的地震反应, 讨论不同计算模型对大跨度斜拉桥地震反应计算结果的影响。

收稿日期: 2017-05-02

* 联系作者, Email: lml@tongji.edu.cn

1 工程简介

斜拉桥及其场地的剖面图如图 1 所示,斜拉桥的结构体系为漂浮体系。根据钻孔记录,可以得到不同深度基岩的材料参数,岩层沿深度方向的弹性材料参数见表 1。

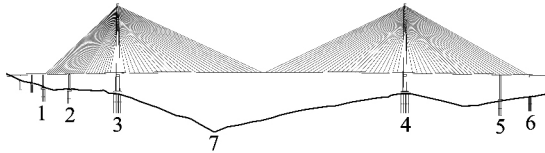


图 1 斜拉桥和场地剖面图

Fig. 1 Profile of cable-stayed bridge and site

斜拉桥的主梁为钢箱梁,横截面如图 2 所示;斜拉桥的主塔结构形式以及拉索位置见图 3。斜拉桥的跨径组合为 78 m + 145 m + 860 m + 285 m + 89 m。使用的材料分为三种,分别为混凝土、钢和钢绞线,其材料性质见表 2。斜拉索在受自重垂度的影响,在计算中弹性模量应相应的折减,文中按照 Ernst 公式^[10]进行折减:

$$E_{\text{eff}} = \frac{E}{1 + \frac{q^2 S^2 A \cos^2 \alpha}{12T^3} E} \quad (1)$$

式中 E 为钢绞线的弹性模量; q 为线重度; S 为索变形后两端点之间的直线距离; α 为索与水平面的夹角; T 为索内的轴力。

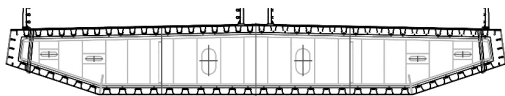


图 2 钢箱梁截面

Fig. 2 Cross section of steel box girder

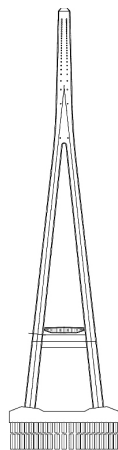


图 3 主塔立面图

Fig. 3 Elevation view of the pylon

表 1
Table 1
Elastic material parameters
of the rock site

深度/m	剪切波速/(m·s ⁻²)	密度/(kg·m ⁻³)	泊松比	阻尼比
2	3 408	2 500	0.23	0.03
3	3 318	2 500	0.23	0.03
4	3 028	2 500	0.23	0.03
5	3 249	2 500	0.23	0.03
6	3 353	2 500	0.23	0.03
7	2 957	2 500	0.23	0.03
8	3 199	2 500	0.23	0.03
9	2 985	2 500	0.23	0.03
10	3 446	2 500	0.23	0.03
11	3 446	2 500	0.23	0.03
12	3 849	2 500	0.23	0.03
13	3 873	2 500	0.23	0.03
14	3 897	2 500	0.23	0.03
15	4 023	2 500	0.23	0.03
16	3 151	2 500	0.23	0.03
17	3504	2500	0.23	0.03
18	3 390	2 500	0.23	0.03
19	3 826	2 500	0.23	0.03
20	3 997	2 500	0.23	0.03
22	3 891	2 500	0.23	0.03
24	3 779	2 500	0.23	0.03
26	3 465	2 500	0.23	0.03
28	3 504	2 500	0.23	0.03
30	3 484	2 500	0.23	0.03
32	3 427	2 500	0.23	0.03
34	3 408	2 500	0.23	0.03
36	3 336	2 500	0.23	0.03
38	3 584	2 500	0.23	0.03
40	3 626	2 500	0.23	0.03
42	3 167	2 500	0.23	0.03
44	3 849	2 500	0.23	0.03
46	3 922	2 500	0.23	0.03
48	1 049	2 000	0.23	0.05
50	3 965	2 500	0.23	0.03
inf	4 200	2 600	0.23	0.02

表 2
Table 2
Material parameters of
cable-stayed bridge

材料	弹性模量/(N·m ⁻²)	泊松比	密度/(kg·m ⁻³)
混凝土	3 × 10 ¹⁰	0.2	2 300
钢	2.1 × 10 ¹¹	0.3	7 850
钢绞线	3 × 10 ¹¹	0.2	7 850

根据以上参数,建立斜拉桥的有限元模型,如图 4 所示。同时根据表 1 中提供的基岩场地上

岩层的参数,同时建立了斜拉桥-基岩相互作用有限元模型,如图 5 所示,相互作用模型纵向长度为 1 967 m,横向宽度为 200 m,深度 600 m。在两个有限元模型中,斜拉桥的主塔、横梁、桥墩和梁均使用梁单元建模,斜拉索使用杆单元建模;在斜拉桥-基岩相互作用有限元模型中,斜拉桥承台和岩层均选择 8 节点等参实体单元建模。

在斜拉桥-基岩相互作用模型中,根据文献 [11],通过有限元方法模拟波的传播问题时,有限元网格大小不应超过最小波长的 1/8,即

$$\Delta h \leq \frac{\lambda_{\min}}{8} = \frac{2\ 895/27.5}{8} \approx 13.16\text{ m} \quad (2)$$

为了计算精度的考虑,在本节中,将网格划分尺寸保守地取为 9 m。

在斜拉桥有限元模型中,总计包含 812 个节点、561 个单元和 1 961 个自由度;斜拉桥-基岩相互作用模型自己包含 512 880 个节点,522 071 个单元和 1 160 745 个自由度。

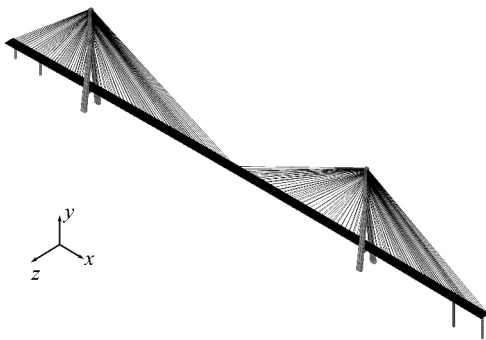


图 4 斜拉桥有限元模型

Fig. 4 Finite element model of the cable-stayed bridge

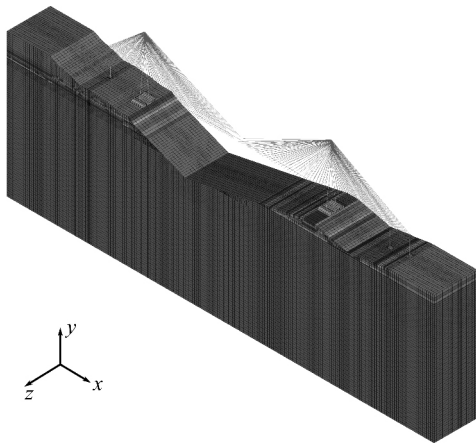


图 5 斜拉桥-基岩相互作用有限元模型

Fig. 5 Cable-stayed bridge-bedrock interaction model

2 计算工况

通过地震危险性安全评估可以得到裸露基岩面上不同概率水准下的地震动时程。其中一条 50 年超越概率为 10% 的地震动的加速度时程、Fourier 谱和反应谱如图 6—图 8 所示。

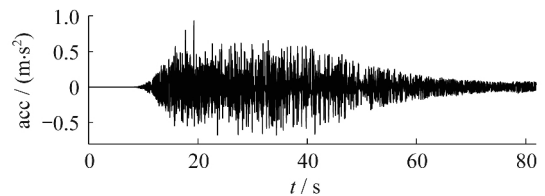


图 6 地震动加速度时程

Fig. 6 Acceleration time history of ground motion

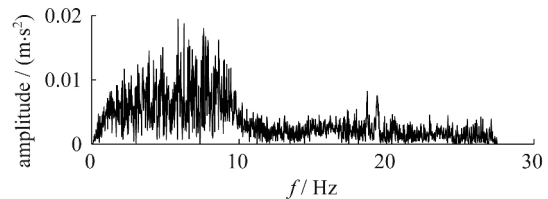


图 7 地震动加速度 Fourier 谱

Fig. 7 Fourier spectrum of ground motion

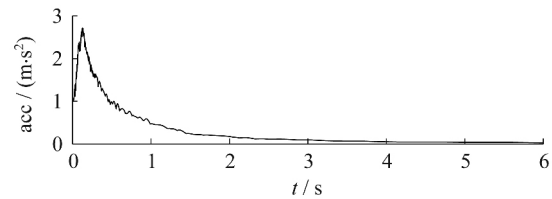


图 8 地震动加速度时程反应谱

Fig. 8 Response spectrum of ground motion

为了对比不同计算模型的合理性,设计了三种工况计算大跨度斜拉桥的地震反应:

(1) 工况 1: 基于刚性地基模型,对大跨度斜拉桥进行一致地震动输入,输入地震波为该工程场地安评报告中的一条 50 年超越概率为 10% 基岩地表的地震波,该地震波的加速度时程、Fourier 谱和反应谱可见图 6—图 8。

(2) 工况 2: 基于刚性地基模型,对大跨度斜拉桥进行多点地震动输入。输入的多点地震动为二维自由场模型得到的各桥墩处的自由场地震动时程^[12]。

(3) 工况 3: 对斜拉桥与基岩建立整体有限元模型进行计算。

要对三种工况中的自由场模型和斜拉桥-基

岩整体有限元模型进行地震动输入,首先要通过反演计算得到某一深度岩层的地震动参数。由于基岩场地不同于一般场地,并没有下卧基岩面,反演计算深度的选取没有客观依据。本文将反演计算深度保守地取为 600 m,通过反演计算得到 600 m 深处的地震动时程,作为工况 2 中二维自由场模型和工况 3 中斜拉桥-基岩相互作用有限元模型的地震动输入。在涉及到岩层计算的模型中,岩层的侧向人工边界采用区域缩减法 (DRM)^[13-14]考虑,底部人工边界使用 Joyner 边界^[15]来考虑。工况 2 中的多点地震动输入方法采用文献 [16]介绍的直接求解法。

3 计算结果和分析

为了对比三种工况下大跨度斜拉桥的地震反应,选择两个主塔的塔顶的相对位移和塔梁连接处的相对位移,主塔底部的弯矩、剪力和轴力反应进行对比。表 3 和表 4 分别列出了不同工况下计算得到的桥梁代表性部位的峰值反应和工况 1、工况 2 峰值反应计算误差。限于篇幅,仅给出三种计算工况下左主塔的塔顶相对位移时程及 Fourier 谱的图形和主塔塔底的弯矩时程和 Fourier 谱的图形见图 9、图 10。

表 3 不同工况下桥梁代表性部位的峰值反应统计表

Table 3 Peak response of typical bridge locations under different cases

峰值反应		工况 1	工况 2	工况 3
左主塔	塔顶部相对位移/cm	1.18	1.78	1.76
	塔梁连接处相对位移/cm	1.16	1.66	1.64
	塔底弯矩/(10 ³ kN·m)	3.99	5.70	5.71
	塔底轴力/(10 ³ kN)	4.86	4.72	4.91
	塔底剪力/(10 ³ kN)	67.67	93.14	92.50
右主塔	塔顶部相对位移/cm	0.89	1.74	1.74
	塔梁连接处相对位移/cm	1.13	1.61	1.59
	塔底弯矩/(10 ³ kN·m)	3.51	5.26	5.23
	塔底轴力/(10 ³ kN)	5.60	6.17	6.50
	塔底剪力/(10 ³ kN)	72.89	101.91	101.02

从桥梁各关键部位的地震反应的时程和峰值计算结果可以看出,工况 2 和工况 3 的计算结果非常接近。其中,从表 3 和表 4 中可以看出,工况 2 计算结果峰值的最大误差为 5.01%。同时从图 9、图 10 中绘制的桥梁各关键部位反应的时程和 Fourier 谱可以看出,工况 2 和工况 3 的计算

表 4 桥梁代表性部位峰值反应计算误差 (%)

Table 4 Calculation error for peak response of typical bridge locations under different cases

峰值反应		工况 1	工况 2
左主塔	主塔顶部相对位移	-32.99	0.73
	塔梁连接处相对位移	-29.29	1.17
	主塔底部弯矩	-30.09	-0.23
	主塔底部轴力	-0.96	-3.84
	主塔底部剪力	-26.84	0.69
右主塔	主塔顶部相对位移	-48.66	0.16
	塔梁连接处相对位移	-28.57	1.52
	主塔底部弯矩	-32.84	0.65
	主塔底部轴力	-13.88	-5.01
	主塔底部剪力	-27.85	0.89

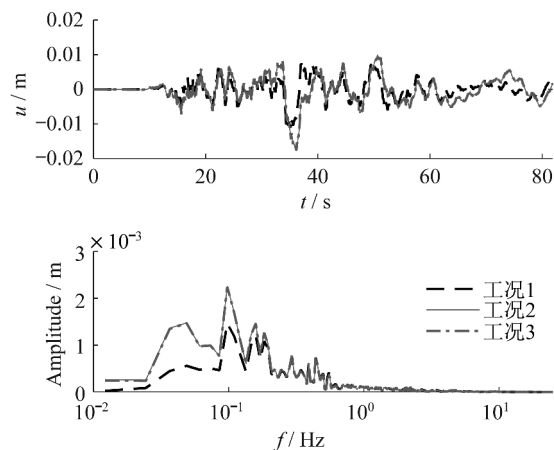


图 9 左主塔塔顶相对位移

Fig. 9 Relative displacement of the top of left pylon

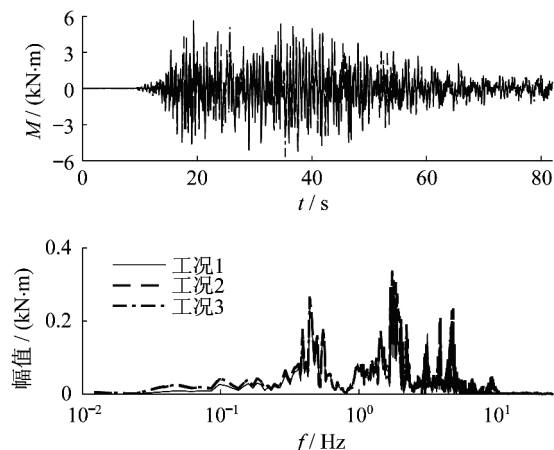


图 10 左主塔塔底弯矩

Fig. 10 Bending moment time history of bottom of the left pylon

结果在波形和频谱成分上都非常接近。因此可以说,使用了基于刚性地基假定的多点激励的工况 2 和对斜拉桥与基岩建立整体有限元模型进行计算的工况 3 的计算结果很接近,说明土-结构相互

作用效应对位于基岩场地上的大跨度桥梁的地震反应的影响非常小。

为了比较局部场地效应和土-结构相互作用效应对地震动场的影响,选择左主塔位置处的地震动时程进行对比。其中工况 1、工况 2 取左主塔塔底输入的水平加速度时程,工况 3 取左主塔塔底相应位置处的反应水平加速度时程。其时程对比如图 11、图 12 所示。

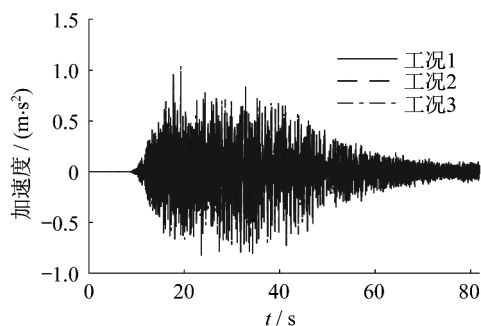


图 11 三种工况下左桥塔底部加速度时程

Fig. 11 Acceleration time history response of the left tower bottom under three cases

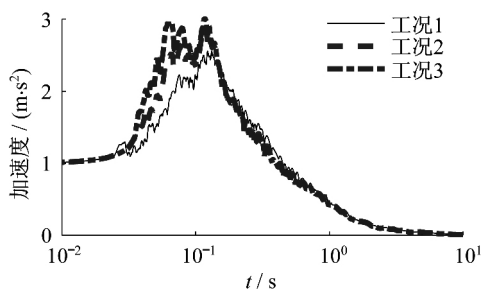


图 12 三种工况下左桥塔底部加速度反应谱

Fig. 12 Acceleration response spectrum of the left tower bottom under three cases

从桥梁各关键部位的地震反应的时程和峰值计算结果可以看出,工况 1 和工况 2 的计算结果有显著差异,无论是位移还是内力的计算结果,工况 1 都有比工况 2 更大的计算误差,其中工况 1 的最大误差达到了 48.66%。由于工况 1 和工况 2 的区别在于工况 2 考虑了局部场地效应而工况 1 没有。因此,局部场地效应对基岩场地上的大跨度斜拉桥的地震反应计算影响较大。

在工程应用中,基岩场地上的土-结构相互作用效应可以忽略,但是必须充分重视局部场地效应的影响。由于工况 1 中使用的基于刚性地基的一致输入模型,未考虑局部场地效应,因此不适合此类场地上的结构的地震反应计算。

4 结 论

本章通过对拟建在此基岩场地的上的大跨度斜拉桥的几种地震反应计算模型进行了比较。分别考虑基于刚性地基的一致输入、基于刚性地基的多点输入和建立斜拉桥-基岩整体有限元模型进行计算三种方法对大跨度斜拉桥的地震反应进行了计算,可以得到以下几点结论:

(1) 对于基岩场地,大跨度斜拉桥的土-结构相互作用影响很弱,在工程应用中可以使用基于刚性地基假定的多点输入模型来代替,忽略基岩-桥梁之间相互作用的影响。

(2) 局部场地效应对大跨度斜拉桥的地震反应的计算结果的影响较大,本文算例中,桥梁结构反应峰值的误差最大可达到 48.66%。在工程应用中,对于类似的大跨度桥梁结构,宜通过二维场地计算得到桥墩各点的地震动输入时程,以此作为多点输入时程对其进行抗震计算。

参考文献

- [1] Penzien J, Scheffey C F, Parmelee R A. Seismic analysis of bridges on long pile [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1964, 90(3): 223-254.
- [2] 孙利民,张晨南,潘龙,等. 桥梁桩土相互作用的集中质量模型及参数确定 [J]. 同济大学学报(自然科学版) 2002, 30(4): 409-415.
Sun Limin, Zhang Chennan, Pan Long, et al. Lump-mass model and its parameters for dynamic analysis of bridge pier-pile-soil system [J]. Journal of Tongji University (Natural Science) 2002, 30(4): 409-415. (in Chinese)
- [3] Boulanger R W, Curras C J, Kutter B L, et al. Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(9): 750-759.
- [4] Elgamal A, Yan L, Yang Z, et al. Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system [J]. Journal of Structural Engineering-ASCE, 2008, 134(7): 1165-1176.
- [5] 叶爱君,何健. 基于一体化模型的斜拉桥地震反应分析方法 [J]. 同济大学学报(自然科学版) 2013, 41(9): 1326-1332.
Ye Aijun, He Jian. Seismic Analysis Method of Cable-stayed Bridges Based on Integrated Model [J]. Journal of Tongji University (natural science) 2013, 41(9):

- 1326-1332. (in Chinese)
- [6] 陈清军 张巍 夏江. 基于 PC 集群的三维河谷场地长周期地震动响应并行计算 [J]. 防灾减灾工程学报 2013 ,33(3) : 263-268.
Chen Qingjun ,Zhang Wei ,Xia Jiang. PC cluster parallel computing for 3D valley topography site under long-period seismic excitation [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering 2013 ,33(3) : 263-268. (in Chinese)
- [7] 楼梦麟 李顺 潘曦. 地震作用下大型桥梁高桩基础的运动特性 [J]. 力学季刊 ,2012 ,33(2) : 281-289.
Lou Menglin ,Li Shun ,Pan Xi. Motion characteristics of large-scale bridge' pile foundation under earthquake [J]. Chinese Quarterly of Mechanics 2012 ,33(2) : 281-289. (in Chinese)
- [8] Stewart J P ,Fenves G L ,Seed R B. Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ,1999 ,125(1) : 26-37.
- [9] Stewart J P ,Seed R B ,Fenves G L. Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ,1999 ,125(1) : 38-48.
- [10] Ernst H. Der E-Modul von Seilen unter berucksichtigung des Durchhanges [J]. Der Bauingenieur ,1965 ,40(2) : 52-55.
- [11] Kuhlemeyer R L ,Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ,1973 ,99(5) : 421-427.
- [12] 罗超. 河谷地形及土-结构相互作用对大跨度桥梁地震反应的影响 [D]. 上海: 同济大学 2017.
Luo Chao. On effect of River Valley topography and Soil-structure interaction for seismic response of long-span bridges [D]. Shanghai: Tongji University ,2017. (in Chinese)
- [13] Bielak J ,Loukakis K ,Hisada Y ,et al. Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions ,part I: theory [J]. Bulletin of the Seismological Society of America ,2003 ,93(2) : 817-824.
- [14] Yoshimura C ,Bielak J ,Hisada Y ,et al. Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions ,part II: Verification and applications [J]. Bulletin of the Seismological Society of America 2003 ,93(2) : 825-840.
- [15] Joyner W B ,Chen A T. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes [J]. Bulletin of the Seismological Society of America ,1975 ,65(5) : 1315-1336.
- [16] 罗超 楼梦麟 桂国庆. 大跨度结构多点地震反应计算方法的比较 [J]. 同济大学学报(自然科学版) 2015 ,43(1) : 8-15.
Luo Chao ,Lou Menglin ,Gui Guoqing. Comparison for Calculation Methods of Long-span Structure under Multi-support Seismic Excitation [J]. Journal of Tongji University(natural science) 2015 ,43(1) : 8-15.