

工程场地地震安评中加速度反应谱标准化问题的讨论¹

楼梦麟 陈培德

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要 文中计算了不同地震输入模式下的拱桥地震反应, 讨论了输入指定地震波进行时域计算结果和按对应的反应谱进行计算所得结果之间的差异, 特别分析了分别按地震波的实际反应谱和经过标定的反应谱计算得到的拱桥地震反应之间的不同。数值结果表明: 在工程场地地震安全性评价中, 采用标准反应谱的方式所提供的场地地震加速度参数, 将会抹杀土层场地动力特性对地表地震动的影响。因此, 按此地震动参数进行结构反应计算时, 有时会低估结构的地震反应, 留下结构抗震不安全的隐患。

关键词: 反应谱 标准化谱 地震安评 工程场地

前言

根据《中华人民共和国防震减灾法》, 我国1999年颁布了《工程场地地震安全性评价技术规范(GB 17741-1999)》(中华人民共和国国家标准, 1999), 要求重大工程和可能发生严重次生灾害的建设工程必须进行工程场地的地震安全性评价, 以确定抗震设防要求, 进行抗震设防。2005年进一步修订了《工程场地地震安全性评价技术规范(GB 17741-2005)》(中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局等, 2005), 对确定工程场地地震动参数的工作给出具体要求, 其中核心是要比较全面地考虑重大工程场地所在区域发生强震的地震地质环境条件和场地土层对地震波传播的影响。通过工程场地地震安全性评价(以下简称“安评”), 最后提出的主要研究成果是工程结构设计所需的不同设防概率水平下的输入地震动时程和设计地震反应谱。在安评工作中, 当得到基岩地震波之后, 一般是先通过土层地震反应分析得到地表地震波时程(简称为原始时程), 然后计算对应的反应谱(简称为原始反应谱), 这组地震波时程和反应谱是相互对应的。应该说由此得到的输入地震动参数反映了工程场地的实际情况。但是在提供设计反应谱时, 考虑到设计人员熟悉《建筑结构抗震设计规范(GB 50011-2010)》(中华人民共和国建设部等, 2010)中所提供的标准设计反应谱, 因此《工程

1 基金项目 科技部国家重点实验室基础研究资助项目(项目编号: SLDRCE08-A-07); 上海市科委基础研究重点项目(编号: 07JC14051)

[收稿日期] 2012-01-19

[作者简介] 楼梦麟, 男, 生于1947年。博士, 教授。主要研究方向: 结构抗震防灾、土-结构动力相互作用、地震地面运动和环境振动分析。E-mail: lml@tongji.edu.cn

场地地震安全性评价技术规范 (GB 17741-1999)》(中华人民共和国国家标准, 1999) 要求按标准反应谱的形式对原始反应谱进行标定, 并在此基础上进一步生成人工地震波 (简称为标准谱时程), 以便与标准反应谱相对应。这样安评工作最终向设计部门提供的是标准反应谱和标准谱时程 (王绍博等, 2006)。这一标准化过程, 在一定程度上抹杀了工程建设场地土层特性对场地地震动参数的影响, 本文以一大型拱桥为工程实例, 讨论采用标准反应谱给结构抗震分析结果带来的影响。

1 反应谱法计算方法

采用反应谱法计算结构地震反应是基于振型叠加法 (Clough & 等, 1993; Chopra, 1995; Cheng, 2000), 在水平地震作用下结构的运动方程为:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{v}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{e}_x \ddot{v}_g(t) \quad (1)$$

应用振型叠加法计算结构地震反应可以表示为:

$$\mathbf{v}(\boldsymbol{\varphi}^T \boldsymbol{\varphi} \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{y}_1(t) + \mathbf{y}_2(t) + \dots + \mathbf{y}_N(t) = \sum_{n=1}^N \boldsymbol{\varphi}_n \mathbf{y}_n(t) \quad (2)$$

利用振型正交性可把多自由度耦联微分方程组式 (1) 转化为 N 个非耦合的单自由度微分方程:

$$\ddot{\mathbf{y}}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{\mathbf{y}}_n(t) + \omega_n^2 \mathbf{y}_n(t) = -\frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m}_x}{m_n} \ddot{v}_g(t) \quad (n=1, 2, \dots, N) \quad (3)$$

式中, \mathbf{e}_x 为水平地震作用向量, 其元素在 x 方向自由度上为 1, 其它方向上为 0; $\ddot{v}_g(t)$ 为输入地震加速度时程。

令:

$$\eta_{nx} = -\frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m}_x}{m_n} \quad (4)$$

式中, η_{nx} 称为 n 阶振型 x 方向参与系数; 同样可以定义结构在地震作用下 n 阶振型 y 方向的参与系数 η_{ny} 。

依据振型单自由度运动方程的反应谱值计算结构地震反应最大值 $|\mathbf{z}(t)|_{\max}$ 时, 采用完全平方和开平方法 (简称 CQC 法) 的计算公式 (Wilson 等, 1981) 为:

$$|\mathbf{z}(t)|_{\max} = \left[\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N \rho_{mn} S_{an} S_{am} \right]^{1/2} \quad (5)$$

式中, S_{am} 和 S_{an} 分别为对应于结构第 m 和 n 阶振型的地震作用效应值, 取决于输入地震动反应谱值以及振型值。

振型遇合系数为:

$$\rho_{mn} = \frac{8\sqrt{\xi_n \xi_m} (\xi_n + r \xi_m) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_n \xi_m (1+r^2) + 4(\xi_n^2 + \xi_m^2) r^2} \quad (6)$$

其中, $r = \omega_n / \omega_m$, ξ_m 和 ξ_n 分别为结构第 m 和 n 阶振型阻尼比。

当 $\xi_n = \xi_m = \xi$ 时, ρ_{mn} 又可以简化为下面的形式:

$$\rho_{mn} = \rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (7)$$

应指出： $0 \leq \rho_{mn} \leq 1$ 且 $\rho_{nn} = \rho_{mm} = 1$ 。

如果对结构地震反应有贡献的振型所对应的结构自振频率分布较稀疏时，方程中的交叉项可以忽略，成为工程界最为熟悉的平方和开平方的方法（简称 SRSS 法）。在这种情况下，式（5）就简化为：

$$|\mathbf{z}(t)|_{\max} = \left[\sum_{m=1}^N S_{am}^2 \right]^{1/2} \quad (8)$$

2 拱桥地震反应的时程分析结果

图 1 所示为一座已建成的特大公路桥，大桥主跨 420m，采用劲性骨架钢筋混凝土拱桥，净跨 420m，净矢高 84m，拱圈宽 16m，高 7m。作者曾就此对称拱桥多点激励下的竖向地震反应进行了讨论（楼梦麟等，2009a；2009b）。

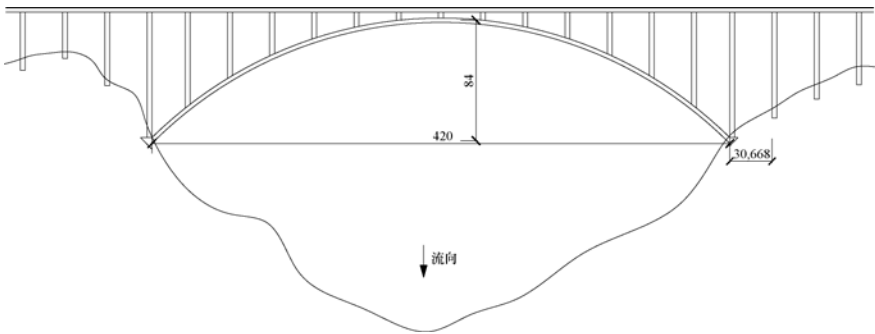


图 1 拱桥纵向示意图

Fig. 1 Longitudinal sketch diagram of arch bridge

表 1 中列出了利用 MSC.Nastran 对该公路大桥进行结构模态分析所得的频率及振型特征，由于本文中只对拱桥顺桥向水平方向进行地震动输入，因此表中只列出了结构前 20 个以主拱平面内振动的各阶主频率和振型顺桥向参与系数和振型竖向参与系数 η_{ix} 和 η_y ，其中 x 表示顺桥水平方向， y 表示竖向。

表 1 拱桥的自振特性

Table 1 Modal characteristics of arch bridge

| 序号 | 频率 (Hz) | 周期 (s) | η_{ix} (10^2) | η_y (10^2) |
|----|------------|-----------|---------------------------|------------------------|
| 1 | 0.142 | 7.057 | -35.5 | 0 |
| 2 | 0.236 | 4.233 | 0 | 16.08 |
| 3 | 0.335 | 2.986 | 49.6 | 0 |
| 4 | 0.919 | 1.088 | 0 | 12.78 |
| 5 | 1.180 | 0.847 | -30.2 | 0 |

续表

| 序 号 | 频率 (Hz) | 周期 (s) | η_{ix} (10^2) | η_{iy} (10^2) |
|-----|------------|-----------|---------------------------|---------------------------|
| 6 | 1.821 | 0.549 | 0 | -12.18 |
| 7 | 2.414 | 0.414 | 35.26 | 0 |
| 8 | 3.047 | 0.328 | 0 | 1.22 |
| 9 | 3.059 | 0.327 | 2.66 | 0 |
| 10 | 3.167 | 0.316 | 0 | 1.38 |
| 11 | 3.310 | 0.302 | 6.58 | 0 |
| 12 | 3.585 | 0.279 | 0 | 2.38 |
| 13 | 3.592 | 0.278 | 0.9 | 0 |
| 14 | 3.676 | 0.272 | 0 | 5.08 |
| 15 | 3.974 | 0.252 | 17.08 | 0 |
| 16 | 5.194 | 0.193 | 0 | 11.26 |
| 17 | 6.574 | 0.152 | -5.26 | 0 |
| 18 | 6.974 | 0.143 | 0 | -60.64 |
| 19 | 8.155 | 0.123 | -7.34 | 0 |
| 20 | 10.757 | 0.093 | 0 | 40.16 |

图 2 所示为本文使用的水平地震加速度前 20s 的时程曲线。

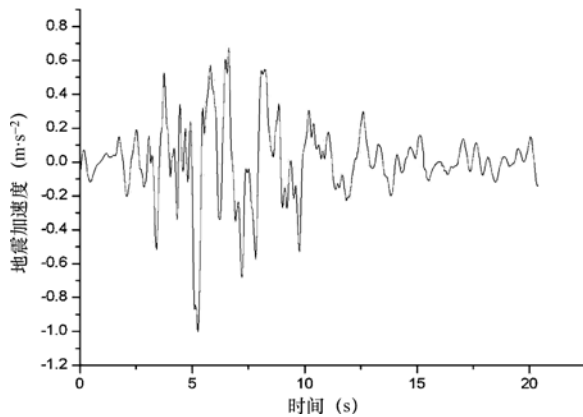


图 2 水平地震加速度时程曲线

Fig. 2 Time series curve of horizontal seismic acceleration

应用 MSC. Pratan 程序采用直接积分法计算得到了拱桥的地震反应, 本文主要考察采用不同反应谱后对结构地震反应计算结果带来的影响, 为此仅列出部分地震反应的时程计算结果, 作为比较的基准, 如表 2 所示。

表 2 拱桥地震反应峰值 ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)Table 2 Seismic response peaks of arch bridge ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)

| 截面位置 | x 向加速度 ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$) | Y 向加速度 ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$) | 轴力 (kN) | 剪力 (kN) | 弯矩 (kN · m) |
|----------|--|--|------------|------------|----------------|
| 左跨 1/4 处 | 0.718 | 0.681 | 4433.7 | 2997.1 | 145505.1 |
| 跨中处 | 0.773 | 0.000 | 5.810 | 4531.4 | 164.3 |
| 右跨 1/4 处 | 0.770 | 0.585 | 4392.1 | 3090.7 | 140610.4 |

3 基于反应谱的计算结果

对图 2 所示的地震加速度时程所相应的反应谱 (简称原始谱) 进行标定 (简称标定谱), 如图 3 所示。

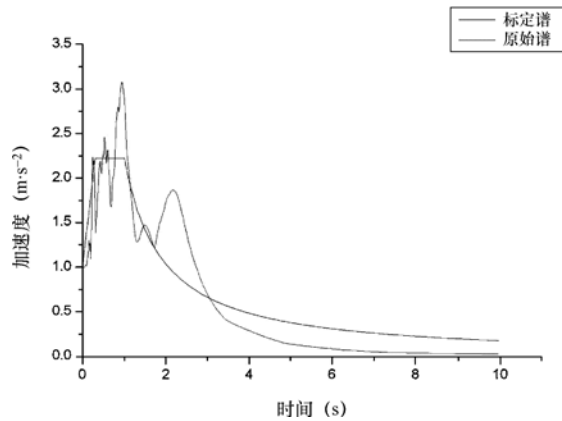


图 3 输入地震波的反应谱

Fig. 3 Response spectrum of input seismic wave

由 CQC 法和 SRSS 法计算所得的拱桥地震反应如表 3 和表 4 所示, 在计算中共取了前 27 阶振型进行计算, 最高截止频率为 25.63Hz。

表 3 拱桥加速度反应最大值 ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)Table 3 Maximum values of acceleration response of arch bridge ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)

| 位置与方向 | 原始谱 | | 标定谱 | | 时程分析 |
|-------------|--------|-------|--------|-------|-------|
| | (SRSS) | (CQC) | (SRSS) | (CQC) | |
| 左跨 1/4 处水平向 | 0.714 | 0.721 | 0.703 | 0.707 | 0.718 |
| 左跨 1/4 处竖直向 | 0.648 | 0.665 | 0.617 | 0.639 | 0.681 |
| 跨中处水平向 | 0.796 | 0.764 | 1.020 | 0.994 | 0.773 |
| 跨中处竖直向 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 右跨 1/4 处水平向 | 0.865 | 0.883 | 0.813 | 0.828 | 0.770 |
| 右跨 1/4 处竖直向 | 0.550 | 0.553 | 0.484 | 0.490 | 0.585 |

表 4 拱桥截面地震内力反应最大值

Table 4 Maximum values of section seismic force of arch bridge

| 梁单元 | 原始谱 | | 标定谱 | | 瞬态分析加速度反应最大值 |
|------------------|--------|--------|--------|--------|--------------|
| | (SRSS) | (CQC) | (SRSS) | (CQC) | |
| 左跨 1/4 处轴力(kN) | 4185.5 | 4478.2 | 3772.4 | 4071.6 | 4433.6 |
| 左跨 1/4 处剪力(kN) | 3058.3 | 3086.1 | 2733.2 | 2796.2 | 2997.1 |
| 左跨 1/4 处弯矩(kN·m) | 140104 | 140733 | 137266 | 139564 | 145505 |
| 跨中处轴力(kN) | 5.9 | 5.7 | 7.0 | 6.7 | 5.8 |
| 跨中处剪力(kN) | 4547.7 | 4529.4 | 4025.3 | 4041.2 | 4531.3 |
| 跨中处弯矩(kN·m) | 164.5 | 163.7 | 145.7 | 145.8 | 164.3 |
| 右跨 1/4 处轴力(kN) | 4207.3 | 4507.3 | 3790.5 | 4092.7 | 4392.1 |
| 右跨 1/4 处剪力(kN) | 3069.3 | 3085.8 | 2762.5 | 2797.6 | 3090.7 |
| 右跨 1/4 处弯矩(kN·m) | 140043 | 140711 | 137167 | 139540 | 140610 |

下面对由不同反应谱法得到的结果与时程分析结果进行比对, 求其相对误差。相对误差的计算公式为:

$$e = (\text{反应谱结果} - \text{时程分析结果}) / \text{时程分析结果}$$

表 5 和表 6 分别列出了拱桥节点振型加速度相对误差值和拱桥截面内力相对误差值。

表 5 拱桥加速度相对误差 (%)

Table 5 Relative errors of accelerations of arch bridge (%)

| 位置和方向 | 原始谱 | | 标定谱 | |
|-------------|--------|-------|--------|--------|
| | (SRSS) | (CQC) | (SRSS) | (CQC) |
| 左跨 1/4 处水平向 | -0.55 | 0.38 | -2.08 | -1.49 |
| 左跨 1/4 处竖直向 | -4.89 | -2.36 | -9.39 | -6.15 |
| 跨中处水平向 | 2.98 | -1.15 | 32.03 | 28.68 |
| 跨中处竖直向 | -0.20 | -0.80 | -3.01 | -3.61 |
| 右跨 1/4 处水平向 | 12.32 | 14.59 | 5.57 | 7.57 |
| 右跨 1/4 处竖直向 | -6.03 | -5.56 | -17.40 | -16.26 |

表 6 拱桥截面地震内力相对误差 (%)

Table 6 Relative errors of section seismic force of arch bridge (%)

| 截面位置与方向 | 原始谱 | | 标定谱 | |
|------------|--------|-------|--------|-------|
| | (SRSS) | (CQC) | (SRSS) | (CQC) |
| 左跨 1/4 处轴力 | -5.59 | 1.00 | -14.91 | -8.16 |
| 左跨 1/4 处剪力 | 2.042 | 2.97 | -8.80 | -6.70 |
| 左跨 1/4 处弯矩 | -3.71 | -3.28 | -5.66 | -4.08 |
| 跨中处轴力 | 1.72 | -1.72 | 20.69 | 15.52 |

续表

| 截面位置与方向 | 原始谱 | | 标定谱 | |
|------------|--------|-------|--------|--------|
| | (SRSS) | (CQC) | (SRSS) | (CQC) |
| 跨中处剪力 | 0.36 | -0.04 | -11.16 | -10.81 |
| 跨中处弯矩 | 0.12 | -0.36 | -11.32 | -11.26 |
| 右跨 1/4 处轴力 | -4.20 | 2.62 | -13.69 | -6.81 |
| 右跨 1/4 处剪力 | -0.69 | -0.16 | -10.62 | -9.48 |
| 右跨 1/4 处弯矩 | -0.40 | 0.07 | -2.45 | -0.76 |

由上述表 5 和表 6，对比振型分解反应谱法和直接积分法的计算结果可以看出：

(1) 采用反应谱法所得拱桥加速度的计算结果与时程计算结果相比，存在一定的误差，采用原反应谱和标定谱的最大误差分别为 14.59% 和 32.03%。相比之下，采用原反应谱的计算精度要好于采用标定谱的计算结果，后者的误差是前者的 2.2 倍。

(2) 采用反应谱法所得拱桥截面内力的计算结果与时程计算结果相比，采用原反应谱的计算精度明显好于标定谱的计算精度。应用原始谱的最大误差分别为 5.6% (SRSS 法) 和 3.28% (CQC 法)，而应用标定谱的最大误差分别为 20.7% (SRSS 法) 和 15.52% (CQC 法)。特别是采用标定谱时，将使截面地震内力减小 14.91% (SRSS 法) 和 11.26% (CQC 法)，对于结构设计来说，会偏于不安全。

4 小结与建议

(1) 在土层较厚的工程场地地震反应分析中，场地地表的加速度时程中往往有较为丰富的长周期分量，对应的反应谱一般具有图 3 所示的特点。在工程场地地震安全性评价工作中，反应谱的纵坐标一般采用对数坐标，因而在反应谱标定中，标定谱曲线与原始谱曲线之间的差别远不及图 3 所示的那样明显，会在视觉上造成误差不大的错觉。这样，反应谱标定过程实际上是抹杀了场地的振动特性。

(2) 由本文的算例结果表明，按标定谱及由此产生的人工地震波进行结构抗震计算，将低估该结构的地震反应，会给结构抗震设计留下隐患。本文算例中的拱桥的主要振型周期尚未完全落在两种反应谱变化比较大的区域内，如结构具有自振周期与反应谱中丰富长周期相近的低阶振型，那样计算结果将会更加低估结构的地震反应，误差将更大，抗震安全隐患问题更突出。

(3) 开展对于重大工程场地地震安全性评价工作的目的是为了充分考虑工程场地实际条件对场地地震动输入的影响，得到更符合实际情况的结构输入地震动参数，包括输入地震波的时程和反应谱。然而安评工作中对原始反应谱进行标定，虽然满足了当前各类结构抗震设计规范中标准反应谱的形式，但严重地消除了场地土层的振动特性的影响，从而削减了工程场地地震安全性评价工作的实际意义。当然，由于地震的不确定性和人类对地震认知的局限性，因此不能否认在重大工程场地地震安全性评价工作的各个环节中依然存在不确定性。鉴于这些原因，作者建议：在重大工程的安评工作中直接提供原始反应谱，与采用国家地震区划中确定的当地标准反应谱并行使用，以两者中的结构地震反应大值进行抗震设计，以保证结构抗震设计的可靠性。

(4) 采用原始反应谱对于工程设计人员来说,并不存在应用困难。存在的主要问题是目前结构抗震分析的规范程序仍只适应各类结构抗震设计规范中规定的标准谱,阻碍了任意形式的地震波反应谱的应用。实际上,相关程序中对应于结构反应谱分析和原始谱输入的程序部分是非常容易修改的,不存在任何技术和原理性的障碍。

参考文献

- 楼梦麟,高珊,2009a.多点激励下拱桥竖向地震反应的简化计算方法.防灾减灾工程学报, **29**(6): 638—643.
- 楼梦麟,高珊,2009b.拱桥在竖向地震波输入下的行波共振现象.世界地震工程, **25**(4): 7—11.
- 王绍博,李斌,徐海云等,2006.关于工程场地地震安全性评价中设计地震动反应谱的讨论.震灾防御技术, **1**(4): 302—307.
- 中华人民共和国建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局,2010.建筑结构抗震设计规范(GB 50011-2010).北京:中国建筑工业出版社.
- 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局,中国国家标准化管理委员会,2005.工程场地地震安全性评价技术规范(GB 17741-2005).北京:中国标准出版社.
- 中华人民共和国国家标准,1999.工程场地地震安全性评价技术规范(GB 17741-1999).北京:中国标准出版社.
- Cheng F. Y., 2000. Matrix Analysis of Structural Dynamics. New York: Marcel Dekker, Inc..
- Chopra A.K., 1995. Dynamics of Structures. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Clough R. W., Penzien J., 1993. Dynamics of Structures. New York: McGraw-Hill, Inc..
- Wilson E.L., Kiureghian A.D., Bayo E.P., 1981. A replacement for the SRSS method in seismic analysis. J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **11**(9): 187—194.

Discussion on Problem of Acceleration Response Spectrum Standardization in Engineering Site Safety Evaluation

Lou Menglin and Chen Peide

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

Abstract The seismic responses of an arch bridge are computed under the different excitation fashion. The difference between seismic responses obtained from time-domain analysis under the excitation of an assigned seismic wave and corresponding response spectrum analysis is discussed. Particularly, the difference between seismic responses obtained from different response spectrum, such as real spectrum of the input wave and its standardization spectrum is analyzed respectively. The numerical results show that if the ground seismic acceleration parameters are given by the standardization spectrum pattern in the seismic safety evaluation of engineering site, the influence of the dynamic characteristics of the soil site on the ground motion can be ignored. Therefore, the seismic responses of the structures will sometime be underestimated if these acceleration parameters are used for the structure seismic response analysis, as well as the hidden danger for structure safety will be left.

Key words: Response spectrum; Standardization spectrum; Seismic safety evaluation; Engineering site