

单层球面网壳结构随机地震响应与可靠度分析

徐军[†],袁子豪

(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:为评价单层球面网壳结构抗震性能,需充分考虑地震激励的随机性以及非平稳性.结合概率密度演化方法,可得到单层球面网壳结构动力响应的概率信息及可靠度.首先,采用谱表示-随机函数方法,生成符合不同设防要求的全非平稳地震动,其平均反应谱与规范反应谱拟合效果理想,通过概率密度演化方法考察了单层球面网壳结构最大位移的概率密度演化全过程;进一步地,分别从宏观和微观层次上选取2个失效评价指标,通过引入等效极值分布思想,可获得单层球面网壳结构抗震可靠度分析所关心的动力响应极值分布;最后通过参数分析,评价了不同参数对单层球面网壳结构抗震可靠度的影响.与传统方法相比,本文方法从随机性的角度评价网壳结构的抗震性能更加合理,并且兼顾了效率和精度.

关键词:单层球面网壳;地震动;概率密度演化;随机动力响应;动力可靠度

中图分类号:TU393.3

文献标志码:A

Stochastic Seismic Response and Reliability Analysis of Single-layer Spherical Reticulated Shells

XU Jun[†], YUAN Zihao

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: To evaluate the seismic performance of single-layer spherical reticulated shell, the randomness and non-stationarity of seismic excitations need to be sufficiently taken into account. In conjunction with the probability density evolution method (PDEM), the probabilistic information of dynamic response and reliability can be readily obtained. First, the random function based spectral representation method is employed to model the fully non-stationary seismic ground motions, which meets the requirements of different fortifications. Moreover, the average response spectrum accords well with the target response spectrum. Then, the instantaneous probability density evolution process of the shell's maximum displacement is investigated from the perspective of PDEM. Further, two indices, which characterize the failure of the shell structure, are selected from macro and micro levels, respectively. By introducing the idea of equivalent extreme-value event, one can obtain the extreme value distribution of response for seismic reliability analysis. Finally, through carrying out the parametric analyses, the effect of different parameters on the seismic reliability of the shell can be evaluated. Compared with the traditional methods, the proposed method

* 收稿日期:2018-09-20

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51608186), National Natural Science Foundation of China(51608186);中央高校基本科研经费资助项目(531107040890), Fundamental Research Funds for the Central Universities(531107040890);湖南省自然科学基金资助项目(2017JJ3016), Natural Science Foundation of Hunan Province(2017JJ3016)

作者简介:徐军(1986—),男,安徽安庆人,湖南大学副教授,博士

[†] 通讯联系人, E-mail: xujun86@hnu.edu.cn

can evaluate the seismic performance of single-layer spherical reticulated shells from the perspective of randomness, which is much more reasonable. Besides, the tradeoff of efficiency and accuracy can be also ensured.

Key words: single-layer spherical reticulated shell; ground motion; probability density evolution method; stochastic dynamic response; dynamic reliability

网壳结构因造型优美、受力性能良好而被广泛应用于诸多重大工程。随着设计理论和建造技术的发展,其跨度在不断增大,大跨度网壳在强震作用下的力学性能受到众多学者关注^[1-8]。其中,相当一部分研究集中于揭示单层球面网壳在地震荷载作用下的失效机理,并已取得较为系统的研究成果:针对动力失稳,文献[3-5]从微观到宏观层次上提出了应力变化率法、特征位移响应法以及特征能量法等;针对强度失效,文献[6]提出了以结构的特征响应为判定指标(如最大节点位移和塑性杆比例等);文献[7]提出了基于能量和最大变形的双控准则;文献[8]基于大量统计数据建立了损伤模型,通过损伤因子判定结构失效与否。综上所述,地震作用下网壳结构失效机理的研究已基本形成完整的理论框架,如何充分利用已有成果,成为今后的任务之一。

另一方面,目前针对复杂结构的抗震分析,往往只选择几条实际地震记录及人造地震波进行确定性动力分析。然而,地震动具有显著的随机性,这使得工程结构的响应性态难以把控,特别当地震随机性与网壳结构非线性相耦合时,问题将变得更为复杂。在这种情形下,如何准确把握结构地震响应精细的概率信息显得尤为重要,换言之,我们须考察单层球面网壳结构在随机地震激励下的响应。于1950年左右发展起来的随机振动方法较为充分地考虑地震发生的概率统计特性,然而其计算量巨大,很难应用于工程实践中。从计算力学角度,林家浩教授等对结构的平稳和非平稳随机响应发展了高效精确的算法-虚拟激励法^[9]。基于此方法,文献[10-11]针对大跨空间结构逐步推导了多维、多点非平稳地震动虚拟激励法的计算公式。尽管如此,虚拟激励法本质上并不适用于强非线性结构。21世纪初,李杰和陈建兵从物理随机系统的基本思想出发,提出广义概率密度演化方程,为复杂工程结构非线性随机动力响应及可靠度分析提供了新的途径^[12]。

此外,为进行随机地震响应分析,如何建立随机地震动模型是关键。其中,谱表示方法由于其理论完

善、易于实现而在工程实践中被广为应用。在谱表示方法基础之上,刘章军等^[13]仅用一或两个基本随机变量构造正交随机函数来模拟随机地震动,从而达到降维目的,大大降低计算工作量。结合概率密度演化方法,可实现复杂工程结构的随机地震响应和可靠度分析。本文从随机动力响应来考察单层球面网壳的抗震性能,采用谱表示-随机函数方法模拟全非平稳随机地震动,结合概率密度演化方法计算单层球面网壳随机地震响应和动力可靠度。

1 非平稳随机地震动模型

1.1 谱表示-随机函数方法

不失一般性,非平稳地震加速度过程 $\ddot{x}_g(t)$ 可表示为^[13]:

$$\ddot{x}_g(t) \approx \sum_{k=0}^{N-1} \sqrt{2S_a(t, \omega_k) \Delta\omega} [\cos(\omega_k t) X_k + \sin(\omega_k t) Y_k] \quad (1)$$

这里 $\{X_k, Y_k\}$ 为一组标准正交随机变量,需满足:

$$\begin{aligned} E[X_k] &= E[Y_k] = 0, E[X_i Y_k] = 0, \\ E[X_i Y_k] &= E[Y_i Y_k] = \delta_{ik} \end{aligned} \quad (2)$$

基于随机函数的思想,假设一组标准正交随机变量 $\{X_n, Y_n\}$ ^[13]:

$$X_n = \text{cas}(n\Theta_1), Y_n = \text{cas}(n\Theta_2), n = 1, 2, \dots, N \quad (3)$$

式中: $\text{cas}(\cdot) = \cos(\cdot) + \sin(\cdot)$,为Hartley正交基函数; Θ_1 和 Θ_2 表示区间 $[0, 2\pi]$ 上相互独立的基本随机变量。 $\{X_n, Y_n\}$ 经过某种特殊的随机映射方式可得到 $\{X_k, Y_k\}$ 。通过这一处理,随机过程的随机度从 $\infty \rightarrow 2N \rightarrow 2$,从而极大地降低问题的分析难度。

式(1)中, $S_a(t, \omega)$ 为演变功率谱函数,可表示为:

$$S_a(t, \omega) = |A(t, \omega)|^2 \cdot S(\omega) \quad (4)$$

其中 $S(\omega)$ 为平稳过程功率谱密度函数,本文采用Clough和Penzien提出的双过滤白噪声模型^[14]:

$$S(\omega) = \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega^2 - \omega_f^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} S_0 \quad (5)$$

式中: ω_g 和 ξ_g 分别表示场地土的卓越圆频率和阻尼比, $\omega_g = 2\pi/T_g$, T_g 和 ξ_g 可通过查询《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)^[15]得到; ω_f 和 ξ_f 分别为第 2 过滤层的卓越圆频率和阻尼比, 文献[16]建议取 $\omega_f = 0.1\omega_g$, $\xi_f = \xi_g$; S_0 为谱强度因子, 可表示为:

$$S_0 = \frac{a_{\max}^2}{\gamma^2 \left[\pi \omega_g \left(2\xi_g + \frac{1}{2\xi_g} \right) \right]} \quad (6)$$

这里 a_{\max} 为地震动峰值加速度平均值, 取 200 cm/s^2 ; γ 为峰值因子, 为符合规范要求, 取值参考文献[16]. 本文采用文献[16]建议的时-频调制函数:

$$A(t, \omega) = \frac{\exp[-at] - \exp[-(c|\omega - \omega_g| + b)t]}{\exp[-at^*] - \exp[-(c|\omega - \omega_g| + b)t^*]}, \quad (\omega > 0, t > 0) \quad (7)$$

式中:

$$t^* = \frac{\ln(c|\omega - \omega_g| + b) - \ln a}{c|\omega - \omega_g| + b - a}, \quad \omega > 0 \quad (8)$$

这里 $b = a + 0.001$, $c = 0.005$, a 可参考文献[16].

1.2 地震动样本及反应谱拟合

考虑抗震设防烈度为 8 度, 场地类别为 III 类, 设计地震分组为第 2 组, 结构阻尼比为 0.02, 其它参数按文献[16]选取. 主要步骤如下:

①按照华罗庚-王元的数论方法^[17]在 $[0.2\pi) \times [0.2\pi)$ 对基本随机变量 θ_1 和 θ_2 取点, 本文取点总数为 610, 并基于 Voronoi 域^[12]对样本点进行概率剖分, 计算赋得概率;

②按式(3)生成标准正交函数 $\{X_n, Y_n\}$ 样本, 然后利用 Matlab 的 rand('state', 0) 和 randperm(N) 映射得到 $\{X_k, Y_k\}$ 样本;

③应用式(1)得到地震动时程代表性样本.

取截断频率 $\omega_u = 240 \text{ rad/s}$, $N = 1\ 601$, $\Delta\omega = 0.15 \text{ rad/s}$, 地震动持时为 30 s, 时间间隔为 0.01 s. 图 1 为演变功率谱密度图. 由图 1 可知: 能量主要集中于 50 rad/s 以内, 峰值大致出现在 6~7 s 左右. 图 2 为两条地震动样本, 样本在时域和频域上具有典型的非平稳特征.

图 3 给出本文方法与经典谱表示方法 (610 条随机样本) 所计算得到的时程样本均值、标准差与目标值的对比图. 经计算, 采用本文方法和经典谱表示方法所得的均值误差的最大范数分别为 0.003 6 和 9.224 8, 标准差相对误差二范数分别为 1.68% 和 2.98%. 可见: 与经典谱表示方法相比, 本文方法得到

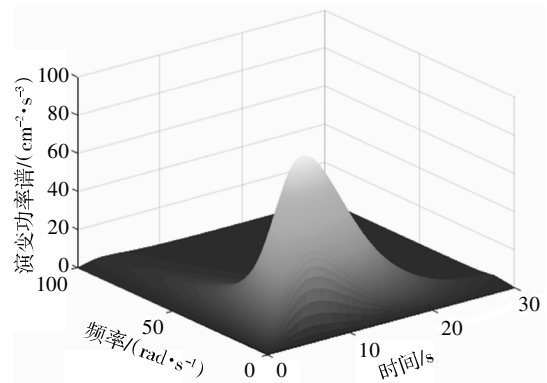
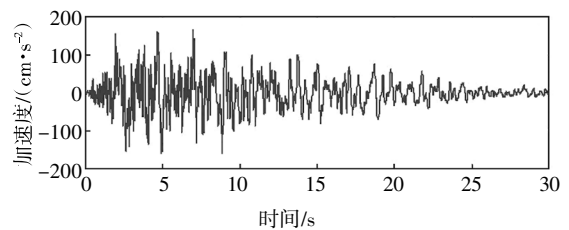
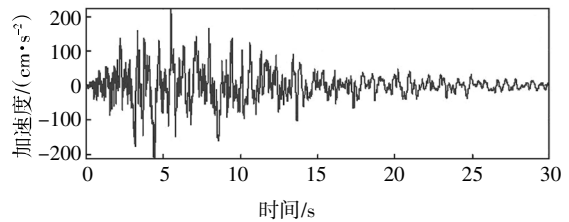


图 1 演变功率谱密度

Fig.1 Evolutionary power spectral density



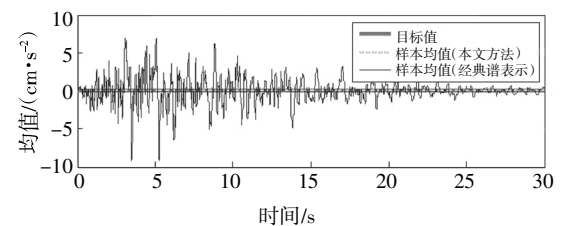
(a) 第 1 条地震动样本



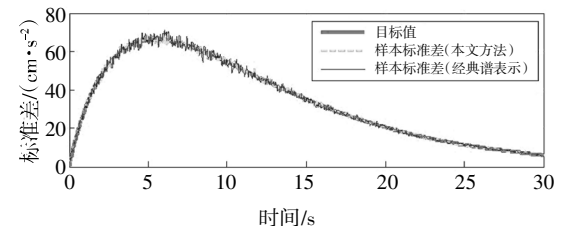
(b) 第 345 条地震动样本

图 2 地震动加速度过程代表性样本

Fig.2 Representative samples of ground motion processes



(a) 均值

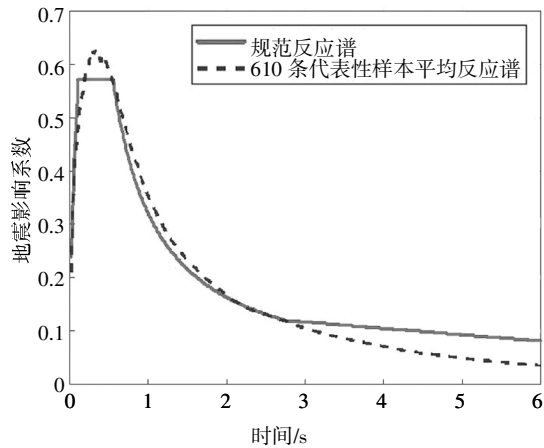


(b) 标准差

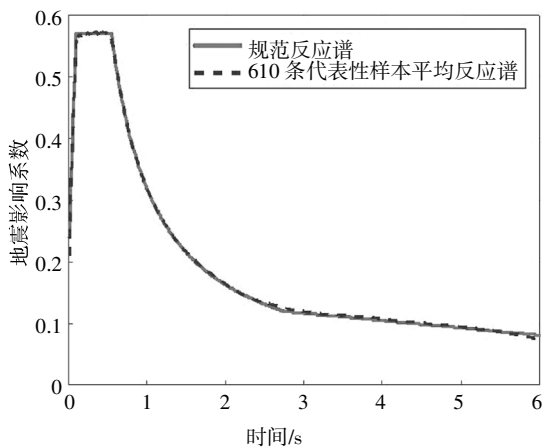
图 3 地震动时程样本均值、标准差与目标值的比较

Fig.3 Comparisons between means and standard deviations from sample acceleration processes and from the targets

的均值及标准差与目标值拟合更好.另一方面,目前各类结构抗震设计规范均以反应谱作为地震动输入的依据,通常平均反应谱与规范反应谱有一定的拟合精度要求.图4(a)为610条地震动代表性样本平均反应谱与规范反应谱的对比图,可见二者之间差异较大,在长周期部分差异更为明显.对于高层建筑或大跨结构的抗震设计,长周期地震动分量起着十分重要的作用,因此,长周期部分反应谱的拟合需有较高精度^[18].文献[19]提出一种简单的修正方法,效果显著.图4(b)为采用本文方法修正后平均反应谱与目标反应谱的对比图,可知:经过修正得到的平均反应谱与目标反应谱拟合效果十分理想,其中平均误差和最大误差分别为1.7%和8.4%.



(a) 未修正对比图



(b) 已修正对比图

图4 样本平均反应谱与规范反应谱对比图

Fig.4 Response spectrum of the average sample processes and the Chinese code

2 单层球面网壳随机地震响应分析

2.1 结构模型描述

本文采用K8型单层球面网壳为计算模型,其

平面图和立面图如图5所示.相关参数设置如下:跨度 $L = 60\text{ m}$,矢跨比 $f/L = 1/3$,底部支承处为三向固定铰接,上部杆件间均为刚接;所有杆件截面尺寸设置为 $\Phi 114\text{ mm} \times 3\text{ mm}$;材料选弹塑性钢材,其屈服强度为 235 MPa ,弹性模量取 $E = 2.06 \times 10^5\text{ MPa}$,切线模量 $E_t = 0.02E$,考虑材料非线性,采用双线性随动强化本构模型(BKIN);网壳结构表面作用有均布面荷载,其大小为 $P = 1.8\text{ kN/m}^2$,计算时按静力等效原则将壳体表面荷载转换为节点集中质量凝聚在各质量节点处,用点单元MASS21模拟.此外,本文采用ANSYS软件计算,选用PIPE20单元,杆件分为3段.计算过程中采用Rayleigh阻尼,阻尼比 $\xi = 0.02$.为节约计算成本,地震动持时一般截取地震动时程中较大的前20 s部分,时间增量步长取0.02 s,施加时为三向输入,峰值加速度之比 $a_{\max X} : a_{\max Y} : a_{\max Z} = 1 : 0.85 : 0.65$.

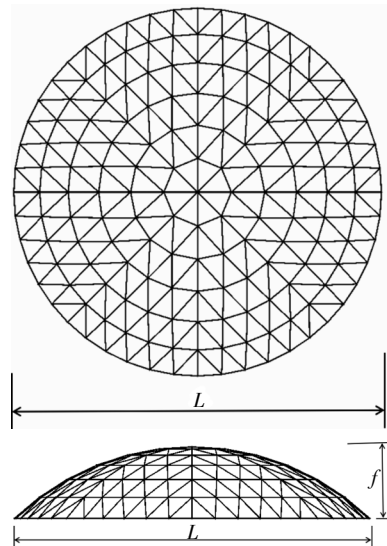


图5 K8型单层球面网壳

Fig.5 The K8 single-layer spherical reticulated shell

2.2 概率密度演化方法

在随机激励作用下,多自由度体系的运动方程可表示为:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + f(X) = -M\ddot{x}_g(\Theta, t) \quad (9)$$

式中: M 和 C 分别为质量和阻尼矩阵; $f(X)$ 为恢复力向量; \ddot{X} , \dot{X} 和 X 分别为相对加速度、速度和位移响应向量; I 为单位向量; $\ddot{x}_g(\Theta, t)$ 代表上述非平稳随机地震动激励.地震动的随机性源于基本随机变量 $\Theta = \{\Theta_1, \Theta_2\}$.

一般来讲,结构系统中的任意物理量,如位移、内力、变形等都是存在且唯一依赖于 Θ 的.不妨设感兴趣的物理量为:

$$Z = H(\Theta, t) \tag{10}$$

相应地,该物理量的速度形式可表示为:

$$\dot{Z} = h(\Theta, t) \tag{11}$$

式中: $h = \partial H / \partial t$.

基于概率守恒原理,进一步推导可得^[12]:

$$\frac{\partial p_{Z\Theta}(z, \theta, t)}{\partial t} + h(\theta, t) \frac{\partial p_{Z\Theta}(z, \theta, t)}{\partial z} = 0 \tag{12}$$

其中, $p_{Z\Theta}(z, \theta, t)$ 为 t 时刻增广系统 (z, Θ) 的联合概率密度函数. 式(12)的初始条件可表示为:

$$p_{Z\Theta}(z, \theta, t)|_{t=t_0} = \delta(z - z_0) p_{\Theta}(\theta) \tag{13}$$

式中: δ 为狄拉克函数; z_0 为确定性的初始值; $p_{\Theta}(\theta)$ 为输入随机变量联合概率密度函数. 结合运动方程(9),数值求解偏微分方程(12)可得到 $Z(t)$ 的概率密度演化过程^[12],即:

$$p_Z(z, t) = \int_{\Omega_{\Theta}} p_{Z\Theta}(z, \theta, t) d\theta \tag{14}$$

其中,数值方法采用 TVD 格式和单边差分格式的线性组合形式,组合系数为 0.95.

基于上述方法,本文对单层球面网壳进行 610 次确定性动力时程分析,通过考察网壳结构的特征响应,如最大节点位移,来反映结构在随机地震作用下力学性能的概率信息. 同时,基于经典谱表示方法,按照蒙特卡洛模拟方法(MCS)生成 10 000 条地震动,输入到结构进行动力时程分析,将计算得到的网壳结构最大节点位移均值和标准差与概率密度演化方法(PDEM)计算结果进行对比,如图 6 所示. 可见:在 4 s 以前 MCS 结果与 PDEM 结果拟合较好,4 s 以后二者出现一定偏差,不过 PDEM 结果始终在 MCS 结果周围波动,且误差在可接受范围之内.

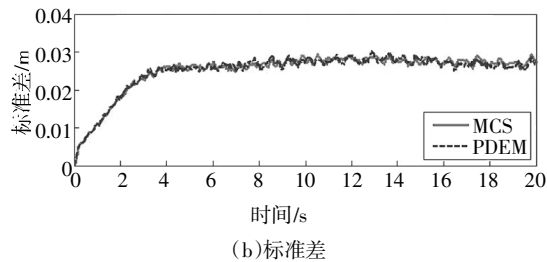
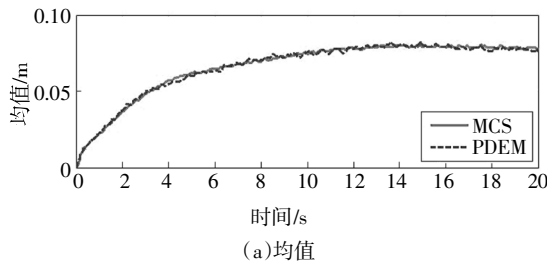


图 6 均值和标准差

Fig.6 Mean and standard deviation

图 7 给出单层球面网壳结构在 $[8, 11]$ s 范围内最大节点位移的概率密度演化过程. 由图可知,网壳节点最大位移响应的概率分布完全不同于通常假定的正态分布,具有非规则性,演化曲面就像连绵不断的山峰;等概率密度线就像流动的水流,反映了概率在状态空间内的演变.

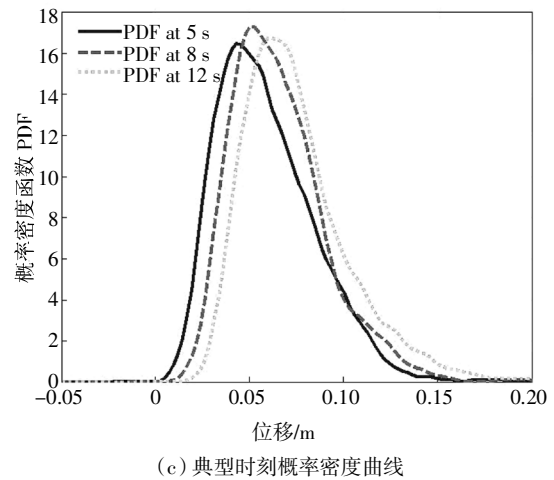
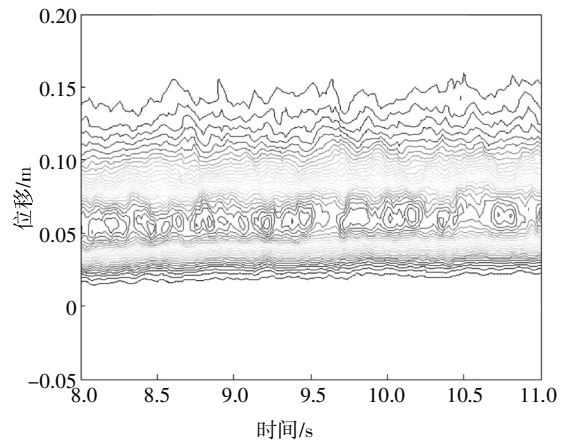
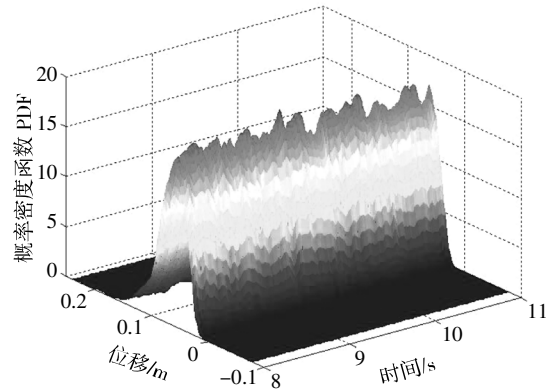


图 7 网壳特征响应的概率密度演化信息

Fig.7 The probability density evolution information of the characteristic response of reticulated shell

3 单层球面网壳动力可靠度分析

基于概率密度演化方法,可以得到结构特征响应的概率密度演变信息.然而,为精细化评价结构的可靠性,需给出结构可靠性的概率度量,亦即给出可靠度分析.本文采用文献[20]所提出的等价极值事件的动力可靠度分析方法,结合相应的强度失效评价指标,计算单层球面网壳结构的动力可靠度.

3.1 基于极值分布的动力可靠度分析

对于球面网壳其中某个节点/单元,其动力可靠度可表示为:

$$R_i = \Pr\{X_i(t) < b, t \in [0, T], i = 1, 2, \dots, m\} \quad (15)$$

式中: X_i 表示结构特征响应; b 为结构失效时对应的阈值; T 代表地震动持时; i 表示网壳结构的节点/单元号; m 表示节点/单元数.对于首次超越事件的动力可靠度分析,式(15)也可表达为:

$$R_i = \Pr\{\max_{t \in [0, T]} [X_i(t)] < b\}, i = 1, 2, \dots, m \quad (16)$$

网壳结构的整体可靠度可表示为:

$$R_G = \Pr\{\max_{t \in [0, T]} \{\max_{i \in [1, m]} [X_i(t)]\} < b\} \quad (17)$$

记 $\tilde{X}_{\max}(T) = \max_{t \in [0, T]} \{\max_{i \in [1, m]} [X_i(t)]\}$,则有:

$$R_G = \Pr\{\tilde{X}_{\max}(T) < b\} = \int_{-\infty}^b p_{\tilde{X}_{\max}}(x, T) dx \quad (18)$$

其中 $p_{\tilde{X}_{\max}}(x, T)$ 是 $\tilde{X}_{\max}(T)$ 的概率密度函数,亦称为等价极值分布.一旦确定网壳结构响应的等价极值分布,即可方便地计算出网壳结构的整体可靠度.

$\tilde{X}_{\max}(T)$ 为仅依赖于基本随机向量 Θ 和时间段 $[0, T]$ 的随机变量,进一步有:

$$\tilde{X}_{\max}(T) = W(\Theta, t) \quad (19)$$

构造一个时间虚拟过程:

$$Z(\tau) = \psi[W(\Theta, t), \tau] \quad (20)$$

需满足下述条件:

$$Z(\tau)|_{\tau=0} = 0, Z(\tau)|_{\tau=\tau} = W(\Theta, t) = \tilde{X}_{\max}(T) \quad (21)$$

本文选取的虚拟过程形式为^[20]:

$$Z(\tau) = W(\Theta, t) \sin(\omega\tau) \quad (22)$$

其中, $\omega = 2.5\pi, \tau = 1$.

类似地,有广义概率密度演化方程

$$\frac{\partial p_{z\theta}(z, \theta, \tau)}{\partial \tau} + \dot{\psi}(\theta, \tau) \frac{\partial p_{z\theta}(z, \theta, \tau)}{\partial Z} = 0 \quad (23)$$

其初始条件为:

$$p_{z\theta}(z, \theta, \tau)|_{\tau=0} = \delta(z) p_{\theta}(\theta) \quad (24)$$

则有^[12]:

$$p_z(z, \tau) = \int_{\Omega_{\theta}} p_{z\theta}(z, \theta, \tau) d\theta \quad (25)$$

那么,等价极值分布则可表示为:

$$p_{\tilde{X}_{\max}}(x, T) = p_z(z = x, \tau)|_{\tau=T} \quad (26)$$

3.2 数值算例

网壳结构强度失效问题一直以来都是人们研究的热点,正确选取评价指标尤为重要.本文按照文献[6]的建议,选取最大节点位移和塑性杆比例分别从局部和整体、宏观和微观的角度来刻画网壳结构的力学性能.同时,通过选取不同参数,分别从结构本身、地震动两个角度来研究不同参数对单层球面网壳结构动力可靠度的影响.拟选取的参数见表1.

表1 网壳结构参数

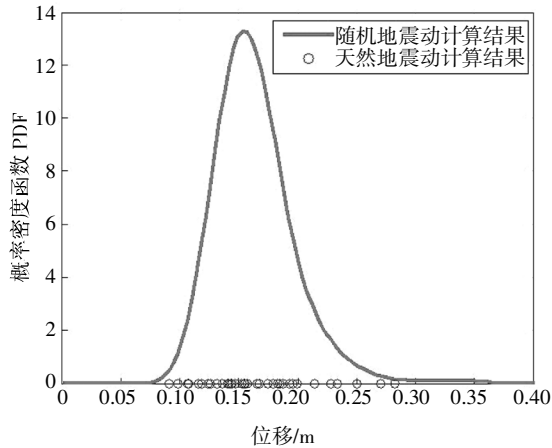
Tab.1 Parameters of latticed shell

网壳编号	跨度 /m	矢跨比 f/L	屋面荷载 /(kN·m ²)	类别	缺陷
N60180302	60	1/3	1.8	II	—
N60180502	60	1/5	1.8	II	—
N60180303	60	1/3	1.8	III	—
N60180503	60	1/5	1.8	III	—
N60180304	60	1/3	1.8	IV	—
N60180504	60	1/5	1.8	IV	—
D60180303	60	1/3	1.8	III	L/300
D60180503	60	1/5	1.8	III	L/300

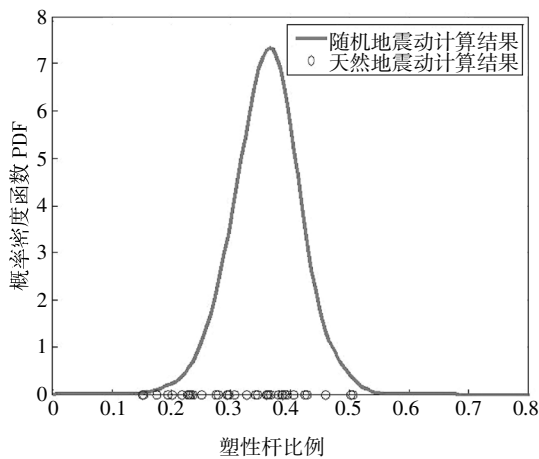
注:网壳编号以N60180302为例,N表示不考虑初始缺陷,60表示网壳跨度为60m,18表示屋面荷载为1.8kN/m²,03表示矢跨比为1/3,02表示场地类别为II类.同理D表示考虑初始缺陷L/300,其余参数类似.

为说明本文方法的合理性,在太平洋地震工程研究中心数据库选取符合规范反应谱(抗震设防烈度为8度,场地类别为III类,设计地震分组为第2组)要求的40条天然地震动,对编号为N60180303的网壳进行时程分析,将结果与随机地震动作用下的等价极值分布函数(EEDV)曲线进行对比,如图8所示.天然地震动计算得到的最大节点位移最小值和最大值分别为0.0912m和0.2828m;塑性杆比

例最小值和最大值分别为 0.152 8 和 0.506 6. 结合图 8 可知:随机地震动计算所得的极值分布可将天然地震动计算结果涵盖在其分布范围内,说明本文所采用的随机地震动在很大程度上可真实地反映实际地震作用.



(a) 以最大节点位移为指标

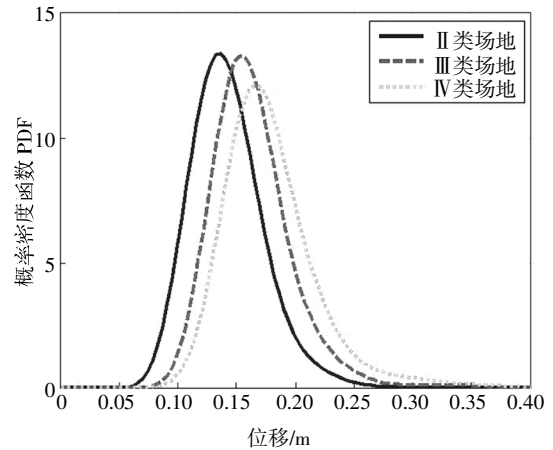


(b) 以塑性杆比例为指标

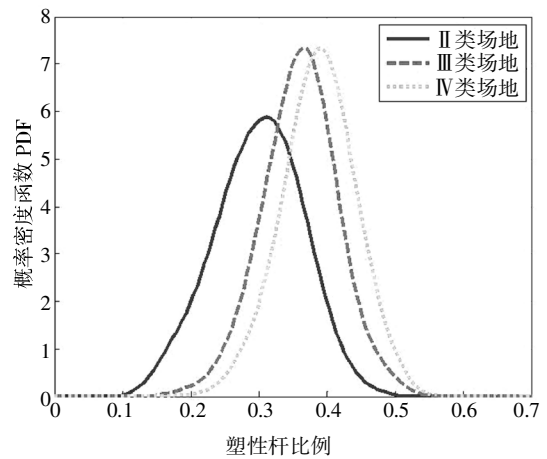
图 8 人工波与天然波计算结果

Fig.8 Calculation results of artificial wave and natural wave

和 8.378 rad/s. 结构一阶、二阶圆频率为 9.43 rad/s, 正好处于卓越频率范围之内且与 IV 类场地更为接近;另一方面,根据功率谱分布,从 II 到 IV 类场地能量越来越集中,且结构的前两阶主频率正好处于本文地震动功率谱模型的峰值附近,因而对单层球面网壳结构的响应有较大影响.



(a) 以最大节点位移为指标

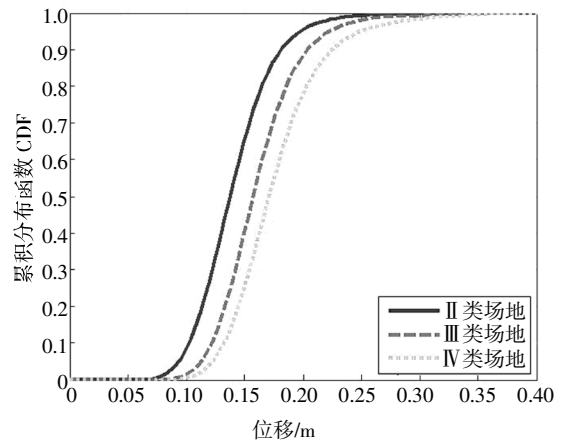


(b) 以塑性杆比例为指标

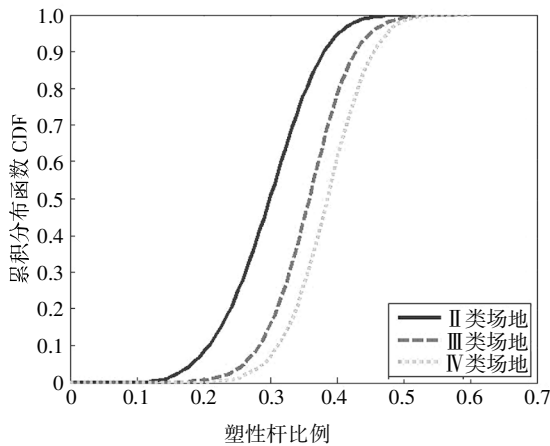
图 9 不同场地的极值分布

Fig.9 EEVDs for different site categories

图 9 为 N60180302、N60180303 和 N60180304 参数下的 EEVD 曲线.由图可知,无论是从最大节点位移还是从塑性杆比例的角度,各类场地呈现的结果一致,IV 类场地 EEVD 曲线分布更偏右.图 10 给出对应的累积分布函数(CDF)曲线.由图可直观看出:在保证其它条件一致的情形下,II 类场地单层球面网壳结构可靠性更好、III 类场地次之、IV 类场地最差.一方面,根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[15],从 II 类场地到 IV 类场地,地基土逐渐偏软,场地土卓越圆频率依次为 15.708 rad/s、11.424 rad/s



(a) 以最大节点位移为指标



(b) 以塑性杆比例为指标

图 10 不同场地的累积分布函数曲线

Fig.10 CDFs for different site categories

限于篇幅,针对矢跨比、初始缺陷,本文仅给出一种情形,其它情形皆以可靠度形式列于表 2 中. 图 11 为 N60180303 和 N60180503 两种参数下的累积分布函数图. 由图可知,在其它参数一致的情形下,矢跨比越小,可靠度越高. 图 12 为考虑初始几何缺陷($L/300$)的情形,采用一致缺陷模态法施加初始缺陷,明显地,缺陷的存在会显著降低结构的动力可靠度.

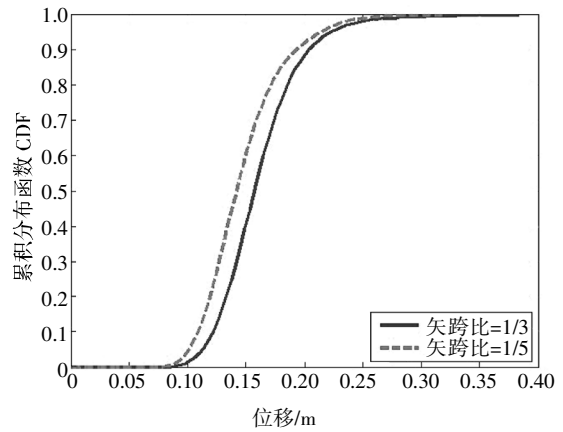
表 2 结构可靠度统计表

Tab.2 Dynamic reliabilities for different cases

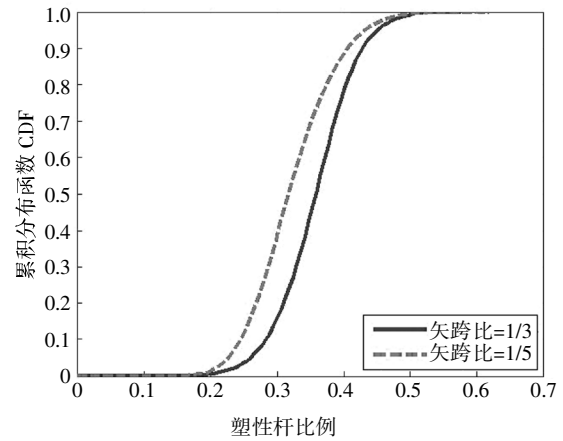
网壳编号	动力可靠度	
	以 $L/100$ 为阈值	以 42%塑性杆比例为阈值
N60180302	1.000 0	0.972 8
N60180502	1.000 0	0.978 4
N60180303	1.000 0	0.870 9
N60180503	1.000 0	0.928 8
N60180304	1.000 0	0.735 0
N60180504	1.000 0	0.911 0
D60180303	1.000 0	0.866 0
D60180503	1.000 0	0.871 0

基于上述分析结果,按照文献[6]提出的强度失效指标,分别选取最大节点位移 $L/100$ 和塑性杆比例 42%为阈值,计算不同情形下结构动力可靠度,如表 2 所示. 对比分析可见:采用不同阈值得到的可靠度几无明显统一性. 前者从局部最大位移的角度,后者则从整体塑性发展程度的角度来考察可靠度.

如何建立统一的强度失效指标需进一步研究.



(a) 以最大节点位移为指标



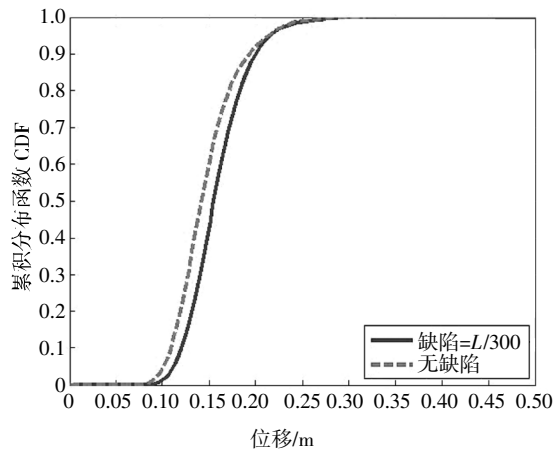
(b) 以塑性杆比例为指标

图 11 不同矢跨比的累积分布函数曲线

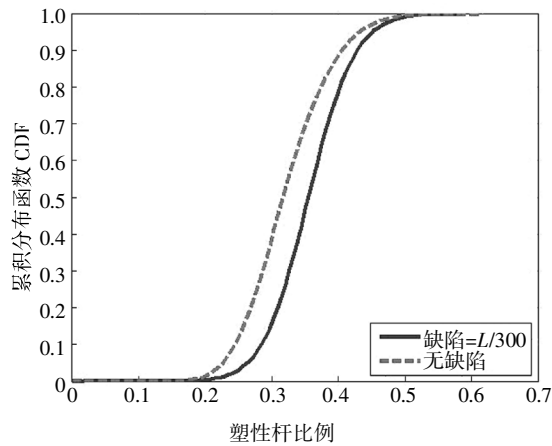
Fig.11 CDFs for different rise-span ratios

值得指出的是,本文中可靠度分析与传统普遍采用的地震易损性分析有着本质区别. 传统地震易损性分析主要步骤为:选定某一性能水准,运用增量动力分析(IDA)方法,对计算结果进行曲线拟合得到在不同地震强度下结构失效概率,进而得到易损性曲线;本文中可靠度分析刻画的是:选定某一地震动强度,通过随机动力响应分析,运用概率密度演化方法得到结构在不同性能水准下的可靠概率,从而得到概率累积分布(CDF)曲线. 此外,地震易损性分析一般按照不同场地及设防要求选取数十条实际地震记录进行分析,然而选取的地震波可能很难同时在场地特性、平均反应谱等方面很好地满足设防要求,并且数十条波的计算结果本质上属于小样本范畴,计算结果精度亦不能保证;而本文采用概率密度演化方法可得到所关心结构响应精细的概率信息,且与蒙特卡洛模拟结果拟合较好,可认为本文方法

较地震易损性分析更能精确刻画失效概率。



(a)以最大节点位移为指标



(b)以塑性杆比例为指标

图 12 不同初始缺陷的累积分布函数曲线

Fig.12 CDFs for different geometric defects

4 结论

本文基于谱表示-随机函数思想建立非平稳随机地震动模型,结合概率密度演化方法,提出一种新的单层球面网壳结构抗震分析方法,主要结论如下:

1)引入随机函数,将传统谱表示方法中的基本随机变量数大大降低,减小问题分析难度;采用一定的修正方法,得到符合规范要求的随机地震动,其平均反应谱、一阶统计值及二阶统计值均与目标值拟合较好。

2)基于概率密度演化方法,对单层球面网壳结构进行随机地震响应分析.结果表明,结构最大位移响应均值和标准差与 10 000 次蒙特卡洛模拟结果拟合较好,且其概率密度演化过程具有非规则性,不同于常用的正态分布假定。

3)基于极值分布,对单层球面网壳结构进行了动力可靠度分析.结果表明:a)场地类别、矢跨比和缺陷对单层球面网壳结构的动力可靠度均有显著影响,为工程实践提供重要的技术依据;b)基于最大节点位移和塑性杆比例得到的动力可靠度没有明显的统一性,如何建立统一的强度失效指标是今后单层球面网壳结构抗震可靠度研究的重点之一。

参考文献

- [1] 何放龙, 马自克. 强震作用下双层球面网壳结构非线性动力响应分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2007, 34(10): 1—5.
HE F L, MA Z K. Nonlinear analysis of double-layer reticulated spherical dome under strong earthquake motions [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2007, 34 (10): 1—5. (In Chinese)
- [2] 李永梅, 胡琨, 张微敬. 考虑损伤累积效应的单层球面网壳动力稳定[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2014, 41(6): 16—21.
LI Y M, HU K, ZHANG W J. Dynamic stability of single-layer latticed shells considering damage accumulation effect [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2014, 41 (6): 16—21. (In Chinese)
- [3] 杜文凤, 高博青, 董石麟, 等. 一种判定杆系结构动力稳定的新方法——应力变化率法[J]. 浙江大学学报(工学版), 2006, 40(3): 506—510.
DU W F, GAO B Q, DONG S L, *et al.* New judgment method on dynamic instability of truss structures: Stress rate method [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Sciences), 2006, 40(3): 506—510. (In Chinese)
- [4] 郭海山, 沈世钊. 单层网壳结构动力稳定性分析方法[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(3): 1—9.
GUO H S, SHEN S Z. Analysis method of dynamic stability of single-layer reticulated domes [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(3): 1—9. (In Chinese)
- [5] XU J, LI J. An energetic criterion for dynamic instability of structures under arbitrary excitations [J]. International Journal of Structural Stability & Dynamics, 2015, 15(2): 1—32.
- [6] 沈世钊, 支旭东. 球面网壳结构在强震下的失效机理[J]. 土木工程学报, 2005, 38(1): 11—20.
SHEN S Z, ZHI X D. Failure mechanism of reticular shells subjected to dynamic actions [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(1): 11—20. (In Chinese)
- [7] 杜文凤, 高博青, 董石麟. 单层球面网壳结构动力强度破坏的双控准则[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, 41(11): 1916—1920.
DU W F, GAO B Q, DONG S L. Double-control criterion of dynamical strength failure for single layer latticed shells [J]. Journal of

- Zhejiang University(Engineering Sciences),2007,41(11):1916—1920. (In Chinese)
- [8] ZHI X D,FAN F,SHEN S Z. Failure mechanisms of single-layer reticulated domes subjected to earthquakes [J]. Journal of the International Association for Shell & Spatial Structures,2007,48(153):29—44.
- [9] 林家浩. 随机地震响应的确定性算法 [J]. 地震工程与工程振动,1985(1):91—96.
LIN J H. A deterministic method for the computation of stochastic earthquake response [J]. Earthquake Engineering & Engineering Vibration,1985(1):91—96. (In Chinese)
- [10] 薛素铎,曹资,王雪生,等. 多维地震作用下网壳结构的随机分析方法[J]. 空间结构,2002,8(1):44—51.
XUE S D,CAO Z,WANG X S,*et al.* Random analysis method for lattice shells under multiple earthquake excitations [J]. Spatial Structures,2002,8(1):44—51. (In Chinese)
- [11] 王雪生. 网壳结构多维多点非平稳随机地震响应分析研究[D]. 北京:北京工业大学建筑工程学院,2002:15—48.
WANG X S. Study on multi-dimensional and multi-support non-stationary random seismic response of reticulated shell structure [D]. Beijing:College of Architecture and Civil Engineering,Beijing University of Technology,2002:15—48. (In Chinese)
- [12] LI J,CHEN J B. Stochastic dynamics of structures [M]. Singapore: John Wiley & Sons,2010:213—283.
- [13] LIU Z J,LIU W,PENG Y. Random function based spectral representation of stationary and non-stationary stochastic processes [J]. Probabilistic Engineering Mechanics,2016,45:115—126.
- [14] CLOUGH R W,PENZIEN J,GRIFFIN D S. Dynamics of structures [M]. New Jersey:Prentice Hall,1990:213—225.
- [15] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:16—33.
GB50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2010:16—33. (In Chinese)
- [16] 刘章军,刘增辉,刘威. 全非平稳地震动过程的概率模型及反应谱拟合[J]. 振动与冲击,2017,36(2):32—38.
LIU Z J,LIU Z H,LIU W. Probability model of fully non-stationary ground motion with the target response spectrum compatible [J]. Journal of Vibration & Shock,2017,36(2):32—38. (In Chinese)
- [17] LI J,CHEN J B. The number theoretical method in response analysis of nonlinear stochastic structures [J]. Computational Mechanics,2007,39(6):693—708.
- [18] 袁一凡,田启文. 工程地震学 [M]. 北京:地震出版社,2012:204—208.
YUAN Y F,TIAN Q W. Engineering seismology [M]. Beijing: Seismological Press,2012:204—208. (In Chinese)
- [19] 杨庆山,田玉基. 地震地面运动及其人工合成[M]. 北京:科学出版社,2014:69—72.
YANG Q S,TIAN Y J. Earthquake ground motion and artificial synthesis [M]. Beijing:Science Press,2014:69—72. (In Chinese)
- [20] LI J,CHEN J B,FAN W L. The equivalent extreme-value event and evaluation of the structural system reliability [J]. Structural Safety,2007,29(2):112—131.