【土木建筑工程 / Architecture and Civil Engineering】

基于响应面法索杆张力结构的可靠度研究

肖　南[1]，杨逢春[1]，赵文争[2]

1）浙江大学建筑工程学院，杭州 310058；2）中信建筑设计研究总院有限公司，武汉 430014

摘　要：研究索杆张力结构在极限状态下的可靠性，利用可靠度分析中的响应面法，对索穹顶结构在极限状态下的可靠性进行分析，并与 ANSYS 中蒙特卡罗法计算结果进行比较. 分析结果表明，响应面法具有足够高的精度；张力结构拉索松弛失效可靠指标不符合规范 GB 50068—2001 要求，是控制结构失效的主要形式.

关键词：结构工程；索杆张力结构；可靠度分析；响应面法；可靠指标；拉索松弛；结构失效

中图分类号：TU 394　　**文献标志码**：A　　**doi**：10.3724/SP.J.1249.2014.02179

Reliability analysis of cable-strut tensile structures based on response surface method

Xiao Nan[1†], Yang Fengchun[1], and Zhao Wenzheng[2]

1) College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, P. R. China

2) CITIC Institute of Architectural Design & Research Wuhan, Wuhan 430014, P. R. China

Abstract: In order to better understand the reliability of cable-strut tensile structures under limit states, the Response Surface Method (RSM) was employed to analyze the reliabilities of cable-strut tensile structures, and results by RSM were compared with the ones by Monte Carlo Method in software ANSYS. The results show that RSM has a high enough precision in the calculation of reliability for cable-strut tensile structures, and the reliability index of stress relaxation in cable cannot meet the requirement stipulated by GB 50068—2001, which will become a primary failure mode for consideration in practical application.

Key words: structural engineering; cable-strut tensile structure; reliability analysis; response surface method; reliability index; cable stress relaxation; structure failure

结构可靠性的概率度量称为结构的可靠度，是指在考虑工程中的诸多不确定性后，利用随机性力学模型，计算结构在规定时间内和规定条件下完成预定功能的概率[1].

自然界的事物复杂多变，表现在工程领域大致可分为随机性、模糊性和不确定性[2]. 所谓随机性是指事件在发生前其结果不确定，而事件发生后其结果又可确定，如工程中结构的材料属性、几何属性等都具有随机性；所谓模糊性是指事物本身的概念模糊、界限不明，如工程中“安全与危险”、GB50068—2001 规范[3]中关于正常使用极限状态中“影响正常使用和外观的变形”等规定都具有模糊性；所谓不确定性是指由于信息、数据的不全面、不完整而导致的不确定性.

Received: 2013-12-20; **Accepted**: 2014-02-20

Foundation: National Natural Science Foundation of China (50978228)

† **Corresponding author**: Associate professor Xiao Nan. E-mail: sholran@zju.edu.cn

Citation: Xiao Nan, Yang fengchun, Zhao Wenzheng. Reliability analysis of cable-strut tensile structures based on response surface method [J]. Journal of Shenzhen University Science and Engineering, 2014, 31(2): 179-186. (in Chinese)

http://journal.szu.edu.cn

Mayer 最早在 1926 年就提出用设计参数的平均值和变异系数的观念进行结构设计[4]. 20 世纪 40 年代美国学者 Freadentbal[5] 首先提出了结构可靠度理论. 1954 年前苏联学者 Ржаницын[6] 提出了考虑随机变量均值和标准差的一次二阶矩法的基本概念和计算结构失效概率的方法. 1969 年美国学者 Cornell[7] 在 Ржаницын 研究的基础上发展了一次二阶矩法，他从可靠度理论的实用角度出发，提出了可靠指标的概念，建立了可靠指标与结构失效概率的关系,以此作为衡量结构可靠性的统一定量指标,从而为可靠度理论进入到实用阶段奠定了基础. 1974 年，Hasofer 等[8] 再次发展了一次二阶矩法，他们从几何上对可靠指标进行定义，提出将可靠指标定义为标准正态空间内坐标原点到极限状态曲面的最短距离，使对应于同一失效面建立不同表达形式的失效方程都可得到唯一的可靠指标. 此后，可靠度理论的计算方法又有了新的发展，如考虑高度非线性的二次二阶矩法、考虑隐式功能函数的响应面法及数值模拟蒙特卡罗法(Monte-Carlo method)等.

随着可靠度理论的发展，其在结构工程领域的应用也越来越来广. 唐铁羽[9-10] 等利用可靠度理论分析了混凝土梁在正常使用极限状态下的可靠性; Thoft-Christensen[11] 将可靠度理论运用到混凝土桥梁结构中; 文献[12]对斜拉双层柱面网壳的可靠性进行了分析和探讨. 过去对可靠度理论的研究多是针对传统的混凝土结构，而对新兴的大跨空间结构的可靠度研究则较少，尤其是对大跨索杆张力结构可靠度的研究.

索杆张力结构与传统刚性结构在力学性能上有许多差别，按照传统设计方法设计的张力结构能否保证结构在极限状态下的可靠性需要进一步研究. 为了解索杆张力结构在极限状态下的结构可靠性，本文利用可靠度分析中的响应面法，对索穹顶结构在极限状态下的可靠性进行分析，并与 ANSYS 中蒙特卡罗法计算结果进行比较. 结果表明，响应面法具有足够高的精度; 张力结构拉索松弛失效可靠指标不符合规范要求,是控制结构失效的主要形式.

1 可靠指标及响应面法

结构的不确定性一般可用随机变量 $X_1, X_2, \cdots, X_n$ 来表示. 依据定义，结构的可靠概率可表示为:

$$p_s = P(Z > 0) = \iint_{z>0} \cdots \int f_x(x_1, x_2, \cdots, x_n)\,\mathrm{d}x_1\mathrm{d}x_2\cdots\mathrm{d}x_n \quad (1)$$

其中, Z 表示结构的功能函数，它是随机变量 $X_1, X_2, \cdots, X_n$ 的函数. 工程中，习惯用结构的失效概率 p_f 来表示结构的可靠度,

$$p_f = P(Z < 0) = \iint_{z<0} \cdots \int f_x(x_1, x_2, \cdots, x_n)\,\mathrm{d}x_1\mathrm{d}x_2\cdots\mathrm{d}x_n \quad (2)$$

当结构中的随机变量服从正态分布时，对式(2)进行积分变化，即引入中间变量 $k = \frac{z-\mu_z}{\sigma_z}$, 得

$$p_f = \int_{-\infty}^{\frac{\mu_z}{\sigma_z}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{k^2}{2}\right)\mathrm{d}k = N(-\beta) \quad (3)$$

其中, $N(\beta)$ 为标准正态分布函数; β 为结构的可靠指标,

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (4)$$

可见，正态空间中结构的失效概率与可靠指标是一一对应的. 正态空间中的结构失效概率和可靠指标如图 1 所示.

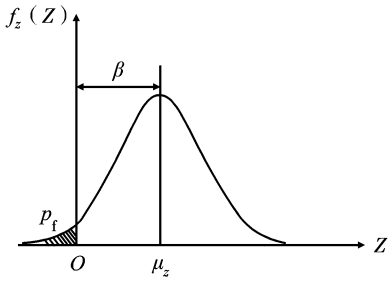

图 1 正态空间中结构失效概率和可靠指标

Fig. 1 Probability of failure and reliability index in normal space

结构可靠指标概念的提出对结构可靠度计算方法的发展起到了重要的推动作用. 由于式(2)的多重积分在数学求解及工程应用中有很大的困难，许多学者开始寻求便于实现的近似求解方法，响应面法就是一种有效的近似方法.

响应面法最早由数学家 Box 和 Willson 提出[13]. 它是通过一系列确定的结构分析来拟合一个响应面，用以模拟真实的极限状态曲面. 其基本思想是通过有限次的试验或结构分析，回归拟合出一个显

http://journal.szu.edu.cn

式的函数式 $\bar{Z} = \bar{g}(X_1, X_2, \cdots, X_n)$，来代替结构真实响应 Z 与设计随机变量 X_1，X_2，…，X_n 之间未知的、不能明确表达的函数关系 $Z = g(X_1, X_2, \cdots, X_n)$，再应用一次二阶矩法[1]对结构进行可靠性分析.

响应面法最早的思想是用设计变量的线性形式来近似逼近结构的真实极限状态方程[14-15]，但线性的响应面法在结构功能函数非线性程度较高时会有明显的误差. 此后有学者对完全二次项形式的响应面法做了研究[16-17]. 目前工程中最为常用的是不含交叉项的二次项形式，即

$$\bar{Z} = \bar{g}(X) = a + \sum_{i=1}^{n} b_i x_i + \sum_{i=1}^{n} c_i x_i^2 \tag{5}$$

其中，a、b_i 和 c_i（$i = 1, 2, \cdots, n$）为待定系数. 对于 n 个变量的响应面函数，待定系数的求解是通过 $2n + 1$ 次的有限元分析或结构试验得到真实功能函数值，然后代入式(5)，线性回归得到响应面函数的 $2n + 1$ 个系数，最终确定响应面函数. 响应面函数确定后，就可以用一次二阶矩法求解当前响应面函数下的可靠指标.

响应面法计算结构可靠指标的步骤为：

1）假定抽样中心（$x_1^{(1)}$，$x_2^{(1)}$，…，$x_n^{(1)}$），一般初始抽样中心取均值点；

2）按（$x_1^{(1)}$，$x_2^{(1)}$，…，$x_i^{(1)} \pm f\sigma_i$，…，$x_n^{(1)}$）生产 $2n$ 个样本点，其中 f 取 1 ~ 3 之间的数，迭代前期可取值大些，后期可取值小些；

3）调用有限元程序，根据产生的样本点对结构进行 $2n + 1$ 次有限元分析，得到样本点对应的结构功能函数值；

4）将样本点及其对应的功能函数值代入式(5)，解线性方程组，确定响应面表达式；

5）将非正态随机变量当量化为正态随机变量，按一次二阶矩法中的验算点法，求结构可靠指标 β 及验算点 P^*；

6）计算前后 2 次的 $|\beta_k - \beta_{k-1}|$，是否小于给定误差；

7）小于给定误差则结束迭代，否则，按式(6)得到下步迭代的抽样中心，返回步骤 2).

2　索穹顶结构可靠度分析

2.1　计算模型

Levy 模型跨度 60 m，分别在 10 和 20 m 半径位置处各设置一道环索，环索沿环向分为 16 个单元. 结构模型共有节点 82 个（其中约束节点 16 个，非约束节点 66 个），单元 225 个（其中压杆数 33 个，拉索数 192 个）. 节点 1 ~ 16 为支座节点，约束 3 个方向的线位移自由度，结构模型如图 2 所示. 根据结构对称性，将该索穹顶模型的杆件类型分为 11 组，如图 3 所示，其中，第 1、2 和 3 组为脊索，第 4、5 和 6 组为斜索，第 7 和 8 组为环索，第 9 和 10 组为相应环索处的竖杆，第 11 组为中心竖杆.

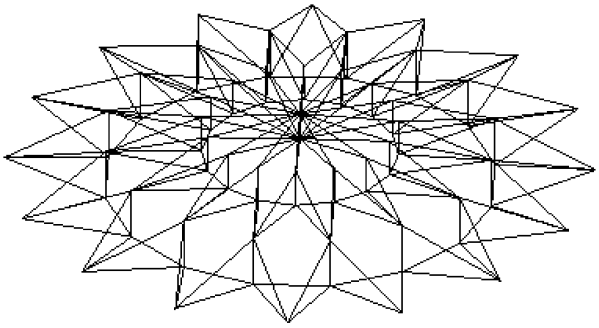

图 2　Levy 型索穹顶

Fig. 2　Levy cable dome

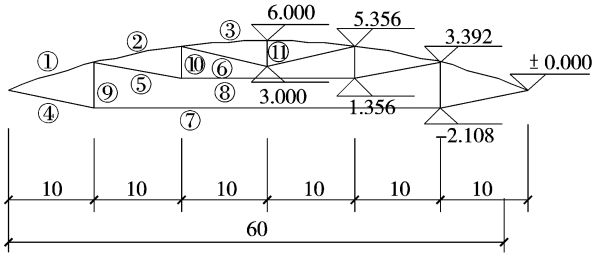

图 3　索穹顶杆件分组信息

Fig. 3　Grouping information for the members of cable dome

利用二次奇异值分解法[18]对该索穹顶进行可行整体预应力分析，得到结构的整体预应力模态；利用得到的整体预应力模态，对结构反复进行有限元分析，最终确定结构预应力水平及截面尺寸. 结果如表 1.

2.2　随机变量

本文索穹顶结构中主要的随机变量有弹性模量 E、杆件截面面积 A、材料强度标准值 f_k 和结构外部荷载 F，共考虑 18 个随机变量. 随机变量的统计特性主要参考文献[19]，各随机变量如表 2 所示.

http://journal.szu.edu.cn

表 1 Levy 型索穹顶杆件信息

Table 1 Sections and prestress values of Levy cable dome

编号	自应力模态	规格/(mm × mm)	S/mm^2	m/kg	P/kN
1	0.032 2	37 × 5	726	75.40	321.7
2	0.013 8	37 × 5	726	68.65	137.9
3	0.019 8	37 × 5	726	65.13	197.5
4	0.050 4	61 × 5	1 197	115.18	503.9
5	0.013 3	37 × 5	726	68.74	133.1
6	0.005 5	37 × 5	726	66.78	55.4
7	0.215 6	283 × 5	5 555	355.86	2 155.7
8	0.062 1	85 × 5	1 669	54.24	620.6
9	−0.018 8	140 × 6	2 526	60.00	−188.2
10	−0.005 1	117 × 5	1 712	54.00	−51.3
11	−0.020 3	159 × 7	3 343	145.20	−203.1

表 2 随机变量统计特性

Table 2 Statistic characteristics of the random variables

随机变量	标准值	K	δ	分布类型
E_1/MPa	185 000	1.0	0.06	正态分布
E_2/MPa	206 000	1.0	0.06	正态分布
A_1/mm^2	726	1.0	0.05	正态分布
A_2/mm^2	726	1.0	0.05	正态分布
A_3/mm^2	726	1.0	0.05	正态分布
A_4/mm^2	1 197	1.0	0.05	正态分布
A_5/mm^2	726	1.0	0.05	正态分布
A_6/mm^2	726	1.0	0.05	正态分布
A_7/mm^2	5 555	1.0	0.05	正态分布
A_8/mm^2	1 669	1.0	0.05	正态分布
A_9/mm^2	2 526	1.0	0.05	正态分布
A_{10}/mm^2	1 712	1.0	0.05	正态分布
A_{11}/mm^2	3 343	1.0	0.05	正态分布
F_G/(m · s^{-2})	9.8	1.06	0.074	正态分布
F_S/(kN · m^{-2})	0.45	1.139	0.225	极值 I 型
F_W/(kN · m^{-2})	0.56	1.109	0.193	极值 I 型
f_{k1}/MPa	235	1.08	0.08	正态分布
f_{k2}/MPa	1 570	1.083	0.047	正态分布

http://journal.szu.edu.cn

其中，K 为随机变量标准值与平均值的比值；δ 为随机变量变异系数；E_1 表示拉索的弹性模量，单位为 MPa；E_2 表示压杆的弹性模量，单位为 MPa；A_1 ~ A_{11} 分别为第 1 ~ 11 组杆件的截面面积，单位为 mm^2；F_G 表示结构自重作用，以重力加速度方式施加，单位为 m/s^2；F_S 表示雪荷载作用，单位为 kN/m^2；F_W 表示风荷载作用，单位为 kN/m^2；f_{k1}表示拉索材料强度值，单位为 MPa；f_{k2}表示压杆的材料强度值，单位为 MPa.

2.3 索穹顶结构失效形式

本文考虑索穹顶在承载能力极限状态和正常使用极限状态下的可靠性. 承载能力极限状态下考虑结构的强度失效和拉索的松弛失效；正常使用极限状态下考虑结构的变形失效.

强度失效下功能函数为

$$g = \frac{f_k}{\max(\sigma)} - 1.0 \tag{6}$$

其中，f_k 为结构的随机极限强度值；$\max(\sigma)$ 为考虑随机性后，结构的应力最大值（压杆为最小值）.

松弛失效下功能函数为

$$g = \frac{\min(P_{cable})}{T_0} - 1.0 \tag{7}$$

其中，$\min(P_{cable})$ 为考虑随机性后，结构中每组索的内力最小值；T_0 为拉索维持结构外观及刚度的最小预张力，根据文献[20]，T_0 可按下式计算

$$T_0 \geqslant \frac{W\left(\frac{1}{4}L\cos a + \frac{3}{4}w\sin a\right)}{2w} \approx 20W\cos a \tag{8}$$

变形失效下功能函数为

$$g = u_{min} - [\Delta] \tag{9}$$

其中，u_{min} 为结构中位移绝对值最大值；$[\Delta]$ 为国家相关规范规定的位移变形限值，本研究取 $L/400$，L 为索穹顶最小跨度.

3 结果与分析

3.1 强度失效

利用响应面法的 Matlab 程序可计算出每组杆件在风荷载及雪荷载下强度失效的可靠指标 β 和失效概率 p_f，如表 3 和表 4 所示.

表 3　风荷载下强度失效可靠度分析

Table 3　Reliability analysis in strength failure mode under wind load

编号	β	p_f
1	12.635 7	$6.709\ 6\times10^{-37}$
2	16.328 7	$3.084\ 2\times10^{-60}$
3	13.990 7	$8.882\ 7\times10^{-45}$
4	14.742 8	$1.711\ 5\times10^{-49}$
5	17.725 4	$1.335\ 0\times10^{-70}$
6	18.904 3	$5.256\ 3\times10^{-80}$
7	15.145 2	$4.075\ 3\times10^{-52}$
8	15.099 1	$8.207\ 9\times10^{-52}$
9	9.214 6	$1.562\ 2\times10^{-20}$
10	11.090 3	$6.990\ 9\times10^{-29}$
11	8.379 8	$2.650\ 9\times10^{-17}$

表 4　雪荷载下强度失效可靠度分析

Table 4　Reliability analysis in strength failure mode under snow load

编号	β	p_f
1	14.975 5	$5.308\ 3\times10^{-51}$
2	18.322 0	$2.762\ 2\times10^{-75}$
3	17.677 6	$3.119\ 8\times10^{-70}$
4	13.734 1	$3.172\ 0\times10^{-43}$
5	17.718 1	$1.520\ 0\times10^{-70}$
6	19.251 2	$6.896\ 5\times10^{-83}$
7	14.423 5	$1.840\ 9\times10^{-47}$
8	15.096 2	$8.576\ 9\times10^{-52}$
9	8.150 5	$1.812\ 1\times10^{-16}$
10	11.015 6	$1.606\ 9\times10^{-28}$
11	10.225 4	$7.629\ 8\times10^{-25}$

由表 3 和表 4 可知，2 种工况下该索穹顶在强度失效形式下的失效概率是非常小的．风荷载作用下，索穹顶主要失效模式是中心压杆的失效，失效概率 $p_f=2.650\ 9\times10^{-17}$，其他 10 种失效模式下的失效概率相对很小，对结构体系失效的贡献可以忽略，所以可认为风荷载下该索穹顶体系的失效概率 $p_f=2.650\ 9\times10^{-17}$；同样，在雪荷载作用下索穹顶主要失效模式是外圈压杆的失效，失效概率 $p_f=1.812\ 1\times10^{-16}$．

取 2 种工况下的最大失效概率，可认为索穹顶强度失效概率是 $p_f=1.812\ 1\times10^{-16}$．如此小的概率一般可认为不会发生，即可认为索穹顶在强度失效形式下是不会失效的．

3.2　松弛失效

雪荷载作用下，计算得到索穹顶各组杆件的可靠指标及失效概率如表 5 所示．计算结果表明，雪荷载下索穹顶的脊索和最内圈斜索容易出现松弛失效，对结构整体失效贡献最大的是第 2 圈和第 3 圈脊索的失效，失效概率分别是 0.003 6 和 0.008 3；雪荷载作用下拉索的松弛失效也遇到风荷载作用下拉索的松弛失效相似的问题，雪荷载作用下，索穹顶的环索及外圈的两圈斜索均不会出现松弛失效，或者说它们的失效概率趋于零，以致在利用响应面法求解可靠指标时，设计验算点偏离均值太远而进入了奇异区．与风荷载下相似，若将功能函数中的容许值 T_0 放大若干倍数，则可求出相应的可靠指标，但此时的 T_0 将会很接近甚至会超过结构的初始预应力，这显然和“松弛失效”相悖，所以有理由认为这些杆件是不会出现雪荷载下的松弛失效的．表 5 中第 4、5、7 和 8 组杆件所对应的“－”表示该组杆件不会出现失效．

表 5　雪荷载下松弛失效可靠度分析

Table 5　Reliability analysis in the failure mode of stress relaxation in cables under snow load

编号	β	p_f
1	13.397 0	$3.147\ 8\times10^{-41}$
2	2.692 1	0.003 6
3	2.394 2	0.008 3
4	–	–
5	–	–
6	8.728 2	$1.293\ 8\times10^{-16}$
7	–	–
8	–	–

由表 5 可知，雪荷载作用下索穹顶结构体系的松弛失效概率计算可仅考虑第 2 组和第 3 组杆件 2 种失效模式，按照文献[2]中公式计算，这 2 种失效模式间的相关系数 $\rho_{z_2z_3}=0.999\ 2$，由相关系数可知，这 2 种失效模式是高度正相关的，可认为它们是完全正相关的，结构体系的失效概率取决于失效概率最大的失效模式，即 $p_f=\max p_{f_i}$，故最终得出雪荷载作用下结构体系在拉索松弛失效形式下的失效概率为 $p_f=0.008\ 3$，可靠指标为 $\beta=2.394\ 2$．

3.3　变形失效

根据式(9)利用响应面法 Matlab 程序计算索穹

http://journal.szu.edu.cn

顶在 2 种荷载作用下的可靠指标分别为：风荷载下 $\beta=2.619\ 0$；雪荷载下 $\beta=2.146\ 4$. 在变形失效形式下，索穹顶的可靠指标取 2 种荷载作用下的较小值，即 $\beta=2.146\ 4$，失效概率 $p_f=0.015\ 9$.

4 比较与验证

响应面法是一种近似的可靠度分析方法，它将高度非线性或复杂的不能显式表示的功能函数，显示为某一个二次项的形式. 虽然响应面法在理论上可行，但在应用时无法对近似计算带来的误差进行估计，所以有必要通过另外的方法或手段对响应面法计算的结果进行误差估计，以确保响应面法得到的结果满足工程应用的误差要求.

本文采用 ANSYS 中的蒙特卡罗法作为检验响应面法误差的一种方法. 蒙特卡罗法即数值模拟法或抽样试验法，是目前理论上最完备的一种方法. 理论上如果模拟次数或抽样次数足够多，则蒙特卡罗法可以得到结构真实的失效概率. 但蒙特卡罗法也有其自身的缺点，就是会占用大量的机时，尤其是对于小概率的结构失效形式. 因此本文仅对索穹顶在变形失效形式和拉索松弛失效形式下，2 种方法的计算结果进行比较；而对失效概率极小的强度失效形式，因其所需的模拟次数太多，耗费的机时无法忍受，本文未给出其比较结果.

需要说明的是，为了使 2 种方法在相同条件下进行比较，计算结构可靠指标时，对风荷载和雪荷载均假定服从正态分布.

4.1 变形失效下 2 种方法比较

风荷载作用下，将结构最大位移值 u_{max} 作为随机输出参数. 通过抽样，模拟得到 u_{max} 的概率分布直方图，如图 4 所示，并得到 u_{max} 的均值随抽样次数的变化曲线，如图 5 所示. 图中有 3 条线，上下 2 条为保证置信水平为 95% 的置信极限，中间的线为样本均值的历史曲线. 样本均值变化始终位于置信区间界限内，表明样本取值具有 95% 的保证率. 蒙特卡罗法计算得到结构风荷载下的变形失效概率为 $p_f=3.900\ 81\times10^{-4}$，可靠指标 $\beta=3.359\ 7$；响应面法计算得到结构风荷载下的变形失效可靠指标 $\beta=3.496\ 0$. 由此可知索穹顶风荷载下的结构变形失效形式中，响应面法计算的可靠指标与蒙特卡罗法相比，误差为 4.06%，可见响应面法具有很好的精度.

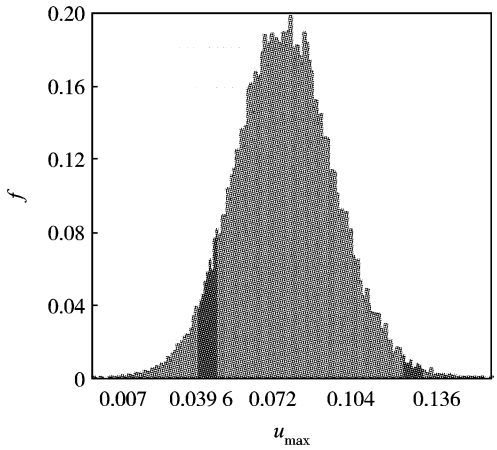

图 4 u_{max} 概率分布直方图

Fig. 4 Histogram of u_{max}

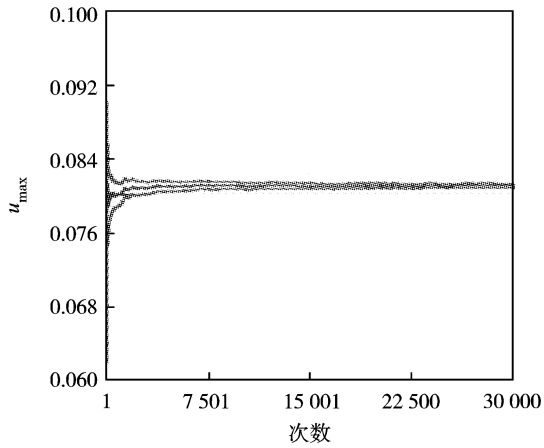

图 5 u_{max} 均值变化曲线

Fig. 5 Curve changing of mean value of u_{max}

雪荷载作用下，将结构最小位移值 u_{min} 作为随机输出参数. 通过抽样模拟，得到 u_{min} 的概率分布直方图（如图 6）和 u_{min} 均值随抽样次数的变化曲线（如图 7）. 蒙特卡罗法计算得到结构雪荷载下的变形失效概率为 $p_f=4.307\ 13\times10^{-3}$，可靠指标 $\beta=2.627\ 0$；响应面法计算得到结构雪荷载下的变形失效可靠指标 $\beta=2.601\ 9$，由此可知索穹顶雪荷载下的结构变形失效形式中，响应面法计算的可靠指标与蒙特卡罗法相比，误差仅为 −0.96%，可见响应面法具有很好的精度.

4.2 松弛失效下 2 种方法比较

拉索松弛失效形式下，以第 3 组杆件的松弛失效为比较对象. 以第 3 组杆件最小内力 P_3 作为随

http://journal.szu.edu.cn

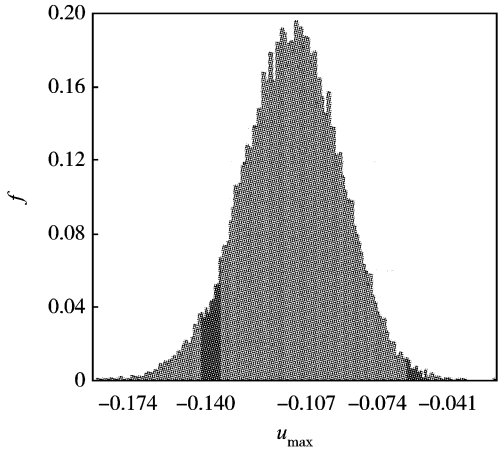

图 6　u_{min}概率分布直方图

Fig. 6　Histogram of u_{min}

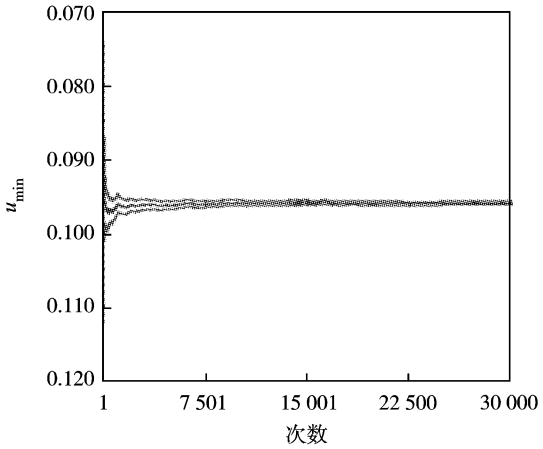

图 7　u_{min}均值变化曲线

Fig. 7　Curve changing of mean value of u_{min}

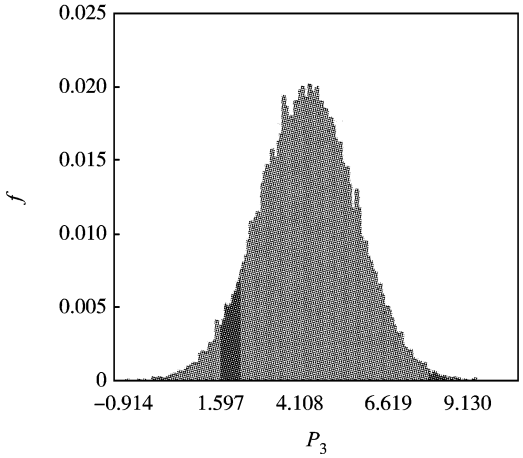

图 8　P_3 概率分布直方图

Fig. 8　Histogram of P_3

机输出参数，通过抽样模拟，得到其概率分布直方图（如图 8）和其均值随抽样次数的变化曲线（如图 9）．蒙特卡罗法计算得到结构雪荷载下拉索松弛失效概率 $p_f = 4.714\ 24 \times 10^{-4}$，可靠指标 $\beta = 3.307\ 0$；响应面法计算得到结构雪荷载下的拉索松弛失效可靠指标 $\beta = 3.272\ 6$．由此可知索穹顶雪荷载下的拉索松弛失效形式中，响应面法计算的可靠指标与蒙特卡罗法相比，误差仅为 −1.04%，可见响应面法具有很好的精度．

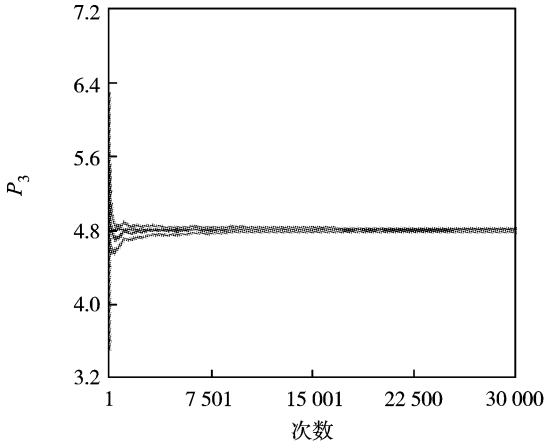

图 9　P_3 均值变化曲线

Fig. 9　Curve changing of mean value of P_3

结　语

综上研究可知：

1）采用响应面法，对某一索穹顶极限状态下的可靠度进行了分析．将索穹顶的失效形式分为强度失效、拉索松弛失效及变形失效．分别计算这 3 种失效形式下结构的可靠指标，同时对比了响应面法与有限元软件 ANSYS 中蒙特卡罗法的计算误差，验证了响应面法在索穹顶结构可靠性分析中具有很好的精度．

2）分析结果表明，对于强度失效形式，结构具有很高的可靠性，结构失效的概率几乎为零，结构可靠指标满足相关规范要求；对于拉索松弛失效形式，结构可靠性较低，结构可靠指标不满足相关国家规范要求；对于变形失效形式，结构具有一定的可靠性，结构可靠指标满足国家相关规范．

3）对索穹顶进行可靠度的参数分析，以深入了解不同预应力水平和随机变量分布类型对索穹顶可靠度的影响．

http://journal.szu.edu.cn

基金项目： 国家自然科学基金资助项目（50978228）
作者简介： 肖　南（1965-），男（汉族），江西省南康市人，浙江大学副教授、博士．E-mail：sholran@zju.edu.cn
引　文： 肖　南，杨逢春，赵文争．基于响应面法索杆张力结构的可靠度研究［J］．深圳大学学报理工版，2014，31（2）：179-186.

参考文献／References：

［1］Zhao Guofan, Jin Weiliang, Gong Jinxin. Structural reliability theory［M］. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006: 1-18. (in Chinese)
赵国藩，金伟良，贡金鑫．结构可靠度理论［M］．北京：中国建筑工业出版社，2006：1-18.

［2］Wu Qingxi. Structural reliability analysis and stochastic finite element method-theory, engineering application and program design［M］. Beijing: China Machine Press, 2005: 3-7. (in Chinese)
武清玺．结构可靠性分析及随机有限元法-理论、方法、工程应用及程序设计［M］．北京：机械工业出版社，2005：3-7.

［3］GB 50068—2001 Unified standard for reliability design of building structures［S］. (in Chinese)
GB 50068—2001 建筑结构可靠度设计统一标准［S］.

［4］Chen Shuai. The serviceability-based optimum design of prestressed concrete beams［D］. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese)
陈　帅．基于正常使用极限状态下预应力混凝土梁的优化设计［D］．杭州：浙江大学，2006.

［5］Freudenthal A M. The safety of structures［J］. Transaction of ASCE, 1947, 1(112): 125-159.

［6］Ржаницын A P. Structural calculation considering plasticity of material［M］. Zhao Chaoxie, Ye Yuzheng, Shen Canhuang, translate. Beijing: China Architecture & Building Press, 1957: 13-29. (in Chinese)
Ржаницын A P. 考虑材料塑性的结构计算［M］．赵超燮，叶于政，沈参璜，译．北京：建筑工业出版社，1957：13-29.

［7］Cornell C A. A probability based structural code［J］. Journal of the American Concrete Institute, 1969, 66(12): 974-985.

［8］Hasofer A M, Lind A C. Exact and invariant second-moment code format［J］. Journal of Engineering Mechanics, 1974, 100(1): 111-121.

［9］Tang Tieyu, Zhao Guofan. Reliability analysis of concrete structures on serviceability limited state［J］. Journal of Engineering Mechanics, 1997, A(2): 212-220.
唐铁羽，赵国藩．钢筋混凝土结构正常使用极限状态可靠性分析［J］．工程力学，1997，A(2)：212-220.

［10］Zhao Yuxi, Jin Weiliang. Methods of reliability based on serviceability limited state for concrete structural members［J］. Journal of Zhejiang University Engineering Science, 2002, 36(6): 674-679. (in Chinese)
赵羽习，金伟良．正常使用极限状态下混凝土结构构件可靠度的分析方法［J］．浙江大学学报工学版，2002，36(6)：674-679.

［11］Thoft-Christensen P. Assessment of the reliability profiles for concrete bridges［J］. Engineering Structures, 1998, 20(11): 1004-1009.

［12］Jiang Youbao. Reliability calculation and discussion of design method of cable-stayed double-layer cylindrical latticed shells［D］. Nanjing: Southeast University, 2006. (in Chinese)
蒋友宝．斜拉双层柱面网壳结构可靠度计算及设计方法探讨［D］．南京：东南大学，2006.

［13］Zhang Zhe, Li Shengyong, Shi Lei, et al. An improved response surface method for structural reliability analysis and application［J］. Engineering Mechanics, 2007, 24(8): 111-115. (in Chinese)
张　哲，李生勇，石　磊，等．结构可靠度分析中的改进响应面法及其应用［J］．工程力学，2007，24(8)：111-115.

［14］Kim S H, Na S W. Response surface method using vector projected sampling points［J］. Structural Safety, 1997, 19(1): 3-19.

［15］Falsone G, Impollonia N. About the accuracy of a novel response surface method for the analysis of finite element modeled uncertain structures［J］. Probabilistic Engineering Mechanics, 2004, 19(1): 53-63.

［16］Das P K, Zheng Y. Cumulative formation of response surface and its use in reliability analysis［J］. Probabilistic Engineering Mechanics, 2000, 15(4): 309-315.

［17］Soares R C, Mohamdedb A, Venturini W S. Reliability analysis of non-linear reinforced concrete frames using the response surface method［J］. Reliability Engineering and System Safety, 2002, 75(1): 1-16.

［18］Dong Shilin, Luo Yaozhi, Zhao Yang, et al. Analysis design and construction of new space structures［M］. Beijing: China Communication Press, 2006: 499-510. (in Chinese)
董石麟，罗尧治，赵　阳，等．新型空间结构分析、设计与施工［M］．北京：中国通讯出版社，2006：499-510.

［19］Zhang Xinpei. Structural reliability analysis and design［M］. Beijing: Science Press, 2001: 24-30. (in Chinese)
张新培．建筑结构可靠度分析与设计［M］．北京：科学出版社，2001：24-30.

［20］Zhang Qilin. Design and calculation of cable structures and engineering applications［M］. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009: 56-57. (in Chinese)
张其林．建筑索结构设计计算与实例精选［M］．北京：中国建筑工业出版社，2009：56-57.

【中文责编：坪　梓；英文责编：之　聿】

http://journal.szu.edu.cn