

文章编号:1673-2049(2005)02-0057-04

# 考虑轴向横向荷载共同作用的基桩可靠度

赵明华, 曾昭宇, 刘晓明, 苏永华

(湖南大学 岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**摘要:**结合确定性有限单元法与响应面法提出一种分析基桩可靠度的计算方法,并对基于桩顶水平位移过大和桩身材料屈服失效模式下倾斜荷载桩的可靠度进行了探讨,讨论了这两种破坏模式下影响基桩可靠度的多种因素,得到了若桩身施工质量控制水平较好,可按桩身材料屈服失效模式设计,若施工质量控制不理想,则宜按水平位移失效模式设计,以及倾斜荷载桩虽然存在  $P-\Delta$  效应,但是和水平荷载影响相比,竖向荷载的变异性对基于桩顶水平位移过大和桩身材料屈服失效模式下基桩的可靠度影响不大等结论。

**关键词:**水平位移;材料屈服;倾斜荷载;基桩;有限单元法;响应面;可靠度; $P-\Delta$  效应

**中图分类号:**TU473.1 **文献标识码:**A

## Reliability of pile foundation under vertical and lateral loads

ZHAO Ming-hua, ZENG Zhao-yu, LIU Xiao-ming, SU Yong-hua

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** Combining qualitative finite element method and response method, this paper presents a new reliability analysis method of pile foundation, then discusses the reliability of inclined-loading pile and factors that impacted on reliability based on the failure modes of excess top lateral displace and material yield. On the basis of these works, this paper concluded two important points: one is that design of pile should base on the mode of material yield under fair construction quality controlling level or base on the mode of excess top lateral displace under poor construction quality controlling level, the another is that variability of vertical loads and  $P-\Delta$  effect can be ignored compared with variability of lateral loads.

**Key words:** lateral displace; material yield; inclined loads; pile foundation; finite element method; response surface; reliability;  $P-\Delta$  effect

## 0 引言

随着高层建筑、大跨桥梁、万吨级码头等工程建设的需要,同时承受巨大轴向和横向荷载(或倾斜荷载)的桩基础工程日益广泛。在轴向与横向荷载共同作用下,基桩存在桩顶竖向位移过大、竖向承载力不足、桩顶水平位移过大以及桩身材料屈服(桩身弯矩过大)等 4 种失效模式。结构可靠度理论表明,不同破坏模式下,同一结构的可靠度影响因素及计算结果不同。目前基桩可靠性多集中于基于桩顶竖向位移过大及承载力失效模式下的研究,而对桩顶水平位移过大和桩材屈服失效模式下的基桩可靠度指标研究开展较少。此外采用的分析方法多为随机有限元<sup>[1,2]</sup>,该法存在编程及计算工作量太大等缺点,

实用性差。因此在考虑桩顶竖向和横向荷载、桩身材料及土体参数的随机性基础上,本文拟采用确定性有限元方法计算基桩在荷载作用下的响应,并应用响应面方法对基于确定性有限元的抽样参数计算结果进行拟合,以此得到基桩在水平位移过大和桩身材料屈服破坏模式下的可靠度实用计算方法。在此基础上考虑不同工况及各随机参数的变异性,分析它们对可靠指标的影响程度,以期得到有益的结论供工程参考。

## 1 结构可靠度计算的响应面方法

响应面方法<sup>[3~5]</sup>用于可靠度分析首先是针对复杂结构,其涉及因素多,结构可靠状态与影响可靠状态的各因素之间的关系为高度非线性关系,很难得

收稿日期: 2005-04-30

基金项目: 国家自然科学基金项目(50378036)

作者简介: 赵明华(1956—),男,湖南邵阳人,湖南大学教授,博士,博士生导师,从事桩基础及软土地基处理研究。  
E-mail: mhzhaohd@21cn.com

出精确的解析表达式。以往对该类结构进行可靠度分析时,除了随机有限元法外,常规方法均无法正常进行。响应面方法就是为解决这一困难而提出来的。该法是一种在试验(物理实验和数值实验)基础上改进的半试验、半解析方法,其思路是通过模拟试验采集数据,拟合出近似可靠度计算方程(一般采用多项式函数形式),然后采用解析方法求解。

对于  $n$  个随机变量  $x_1, x_2, \dots, x_n$  的复杂结构(对象),其真实状态方程为

$$Z = g(X) = g(X_1, X_2, L, X_n) = 0 \quad (1)$$

兼顾简单性和灵活性,响应面函数方程  $\bar{Z} = \bar{g}(X)$  的解析表达式,通常取不含交叉项的二次多项式形式<sup>[4]</sup>,式(1)的近似表达式可表示为

$$\bar{Z} = \bar{g}(X) = \bar{g}(X_1, X_2, L, X_n) \approx a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 = 0 \quad (2)$$

式中:  $a, b_i, c_i, i=1, 2, \dots, n$  为  $2n+1$  个待定系数。

采用式(2)近似代替所研究对象的真实状态方程  $Z = g(X)$ 。响应面函数式(2)可按下述步骤获得<sup>[5]</sup>:

(1)选定初始迭代点  $X^{(1)} = (x_1^{(1)}, \dots, x_i^{(1)}, \dots, x_n^{(1)})$ ,一般取平均值点;

(2)利用确定性的有限元数值模拟试验计算功能函数  $Z = g(x_1^{(1)}, \dots, x_i^{(1)}, \dots, x_n^{(1)})$ ,以及  $Z = g(x_1^{(1)}, \dots, x_i^{(1)} \pm f\sigma_i, \dots, x_n^{(1)})$  得到  $2n+1$  个点估计值,其中系数  $f$  在第一轮估计中取 2 或 3,在以后的迭代计算中取 1,  $\sigma_i$  为  $x_i$  的标准差;

(3)利用步骤(2)所求得的  $2n+1$  个函数值可解出  $2n+1$  个待定系数  $a, b_i, c_i, i=1, 2, \dots, n$ ,从而可得二次多项式近似的功能函数,并确定出结构的极限状态方程;

(4)利用 JC 法求得验算点  $x^{*(K)}$  和可靠度指标  $\beta^{(K)}$ ,其中上标  $K$  表示第  $K$  步迭代。JC 法为国际结构安全委员会推荐的结构可靠性计算方法,具体参见文献[6],此不赘述。

(5)判断收敛条件

$$\epsilon_1 = |\beta^{(K)} - \beta^{(K+1)}| < \epsilon \quad (3)$$

若不满足上述条件,则按下式用插值法得到新的展开点  $x_M^{(K)}$

$$x_M^{(K)} = x^{(K)} + [x^{*(K)} - x^{(K)}] \times \frac{g(x^{(K)})}{g(x^{(K)}) - g(x^{*(K)})} \quad (4)$$

此插值可使  $x_M^{(K)}$  较接近极限状态曲面,然后返回步骤(2)进行下一步迭代,直至收敛条件满足。

## 2 基桩可靠度计算方法及计算实例

就倾斜荷载桩而言,对桩身内力和位移有影响的参数有桩顶横向荷载  $H$ ,桩顶轴向荷载  $P$ ,桩顶弯矩  $M$ ,桩身混凝土弹性模量  $E_p$ ,桩长  $L$ ,桩径  $d$ ,地基比例系数  $m$ ,桩身重度  $\gamma$ ,桩周土摩阻力  $\tau$  等,则桩顶位移或桩身最大弯矩方程可表示为

$$S = S(H, P, M, E_p, L, d, m, \gamma, \tau, \dots) \quad (5)$$

根据工程实际情况,式(5)中有些参数因变异性小,可不考虑其随机性,作为确定性参数处理,将其从式(5)中剔除,以简化计算和减少工作量。现以某桥梁工程单桩为例介绍具体的基桩可靠度计算方法如下。

某桥基桩,冲刷线以上桩高 30.212 m,其中上段端柱高  $l_1 = 8.012$  m,直径  $d_1 = 1.8$  m;弹性模量  $E_1 = 2.3 \times 10^4$  MPa,下端桩身露出冲刷线高度  $l_2 = 22.2$  m,桩径  $d$  均值 2.2 m,标准差 0.11 m;弹性模量  $E$  均值  $2.6 \times 10^4$  MPa,标准差  $0.216 \times 10^4$  MPa;冲刷线以下桩长  $l_3 = 42.08$  m,地基比例系数  $m = 20\,000$  kN/m<sup>4</sup>,桩顶轴向荷载  $P$  均值 9 102.2 kN,标准差 1 365.33 kN;桩顶横向荷载  $H$  均值 165 kN,标准差 24.75 kN,桩顶弯矩  $M=0$ ,桩身重度  $\gamma$  均值为 25 kN/m<sup>3</sup>,标准差为 2.5 kN/m<sup>3</sup>;桩周土的摩阻力  $\tau$  均值为 40 kN/m<sup>3</sup>,标准差为 8 kN/m<sup>3</sup>。桩端支于土中(非嵌岩)。桩顶容许水平位移为  $[S]_d = 300$  mm,桩身材料允许最大弯矩值为  $[S]_M = 9\,750$  kN·m。桩侧土体抗力函数采用线性函数( $mz$ )。上述各随机变量除竖向荷载  $P$  服从极值 I 型分布外,其余各变量都服从正态分布,并假定各随机变量相互独立,设收敛条件为  $\epsilon = 0.005$ 。在这里,将桩长、上段端柱长度、上段端柱的直径和弹性模量、地基比例系数、桩顶弯矩视为确定性参数,则最后的随机参数向量可表示为

$$X = (E, d, H, P, \gamma, \tau) = (X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6) \quad (6)$$

则基桩的桩顶水平位移和最大弯矩真实极限状态方程普遍形式为

$$Z = [S] - S = g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_6) = 0 \quad (7)$$

式中:  $[S]$  为桩顶允许位移值或桩身允许弯矩值,  $S$  为计算得到的桩顶位移或桩身最大弯矩值。

为结合响应面法的研究,本文采用文献[7]提供的确定性有限杆单元法计算桩顶水平位移和桩身最大弯矩,即式(7)中的  $S$ 。以桩顶为坐标原点,沿桩深度  $z$  为横坐标,其中上段端柱单元长度取为 4 mm,共划分 2 003 个单元,桩身其他部分单元长

度取为 2 cm,共划分 3 214 个单元。

由式(2)和式(7),则基于桩顶位移失效的响应面表达式可以表示为

$$Z(X) = 300 - S = a + \sum_{i=1}^6 b_i x_i + \sum_{i=1}^6 c_i x_i^2 = 0 \quad (8)$$

基于桩身弯矩过大失效的响应面表达式表示为

$$Z(X) = 9\,750 - S = a + \sum_{i=1}^6 b_i x_i + \sum_{i=1}^6 c_i x_i^2 = 0 \quad (9)$$

式中: $a, b_i, c_i, i=1, 2, \dots, 6$  为 13 个待定系数。

先计算桩顶水平位移过大失效模式下的可靠度,初次迭代计算,输入的随机参数向量先取均值如下

$$X = (E, d, H, P, \gamma, \tau)$$

式中: $E=2.6 \times 10^4$  MPa,  $d=2.2$  m,  $H=165$  kN,  $P=9\,102.2$  kN,  $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>,  $\tau=40$  kN/m<sup>3</sup>。

其他 12 次输入参数按 12 个向量( $x_i^{(1)}, \dots, x_i^{(1)} \pm f\sigma_i, \dots, x_i^{(1)}$ )输入,共调用 13 次有限元程序计算得 13 个 S 值,将 S 代入式(8)得到 13 个 Z 值,联立方程可解得  $a, b_i, c_i$ ,并确定极限状态方程(9),由 JC 法求得  $\beta^{(1)}=4.881\,8$  和验算点如下:

$$X^{*(1)} = (E, d, H, P, \gamma, \tau)$$

式中: $E=2.284 \times 10^4$  MPa,  $d=1.788$  m,  $H=224.48$  kN,  $P=9\,453.3$  kN,  $\gamma=25.04$  kN/m<sup>3</sup>,  $\tau=40.0$  kN/m<sup>3</sup>。

将  $X^{*(1)}$  分别代入式(7)和式(8)计算得真实响应  $g(X^{*(1)})$  和近似响应  $\bar{g}(X^{*(1)})$ ,然后代入式(4)得到第二次迭代点,按同样步骤算得  $\beta^{(2)}=4.554\,0$  和  $X^{*(2)}$ ,以此类推得  $\beta^{(3)}=3.599\,4, \beta^{(4)}=3.472\,1, \beta^{(5)}=3.463\,1, \beta^{(6)}=3.462\,3$  满足  $\epsilon_1 < 0.005$ 。故该基桩的可靠指标为  $\beta=3.462\,3$ ,相应的失效概率为  $P_f=5.387 \times 10^{-4}$ 。按同样方法得桩身材料屈服失效模式下的可靠指标  $\beta=3.284\,4$ ,失效概率为  $P_f=8.509 \times 10^{-4}$ 。

为验证响应面法的精度,采用蒙特卡罗法对本例进行验证,模拟次数为  $10^6$  次,计算所得精确结果为:桩顶水平位移过大失效模式下的失效概率为  $4.18 \times 10^{-4}$ ,桩身材料屈服失效模式下的失效概率为  $8.19 \times 10^{-4}$ 。可以看出,响应面法的求解值离精确值相当接近,而且在本例中,只进行了很少次数迭代,计算量和计算时间比蒙特卡罗法大大减少,因此响应面法可用于倾斜荷载桩可靠度的实用计算。

### 3 基桩可靠度影响因素分析

影响桩—土体系可靠度的随机参数主要分为场地因素、桩身材料因素及外载因素 3 类。其中,场地因素变异很大且不为人力所能控制,本文不作分析。而仅对桩身材料及外载等技术人员可对其设计值、变异系数进行一定程度控制的因素进行分析。又因不同失效模式下各参数在结构体系中所起的作用不同,故对桩顶水平位移过大、桩身材料屈服失效模式下各参数的不同影响分别探讨以对比其不同的影响特征。

#### 3.1 桩身参数的变异性与可靠指标关系

桩身参数变异较大的主要有桩身弹性模量、桩径。二者变异系数与基桩可靠指标变化关系如图 1,2 所示。从图 1,2 可以看出,随着弹性模量、桩径的变异性逐渐增大,桩顶水平位移失效模式下的可靠指标比材料屈服失效模式下的可靠指标的减小趋势更为明显。众所周知,桩身材料参数变异性在很大程度上取决于施工队伍的技术水平以及施工质量控制水平。由图 1,2 可见,桩身参数变异性小时,桩身材料屈服失效模式下可靠度指标较低,因此按桩身材料屈服失效模式进行设计较水平位移控制较为可靠,同理,桩身参数变异性大时按水平位移失效模式设计较好。工程资料<sup>[8,9]</sup>表明,对混凝土强度而言,质量控制很好时的变异系数小于 0.10;而质量控制良好的变异系数介于 0.10~0.15;质量控制一般的变异系数在 0.15~0.20,质量控制极差的变异系数大于 0.20。而成桩直径的变异系数一般在 0.01~0.10 范围内<sup>[10]</sup>,施工质量较好时能将变异系数控制在 0.05 以下。图 1 中桩材屈服失效和桩顶水平位移过大失效两种模式下的可靠度指标交点在 0.10~0.15,而图 2 交点在 0.05~0.06。说明桩身施工质量控制水平在较好(良好)以上时,可按桩材屈服失效模式设计,若施工质量控制不理想,则宜按桩顶水平位移过大失效模式设计。

#### 3.2 桩顶荷载的变异性与可靠指标关系

根据文献[11,12]对荷载资料的统计分析表明,轴向荷载为活载时的变异系数有时可达到 0.30,而横向荷载如风荷,波浪力等的变异系数也常达到 0.20~0.30。倾斜荷载桩因为存在  $P-\Delta$  效应<sup>[7]</sup>而使得轴向荷载对基桩桩身弯矩和水平位移产生一定的影响。为分析桩顶轴向与横向荷载变异性对基桩可靠度的影响,本文对各种荷载不同变异系数下的基桩可靠度进行了计算,计算结果如图 3~6 所示。

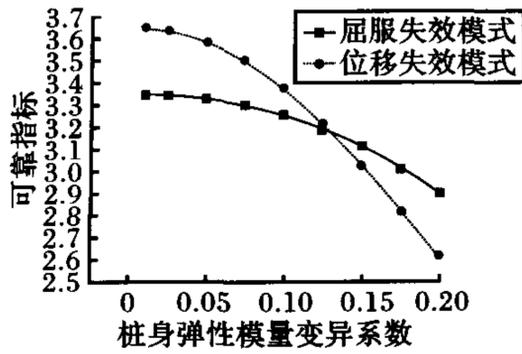


图 1 弹性模量变异性与可靠指标关系

Fig. 1 Relationship between variability of elastic modulus and reliability index

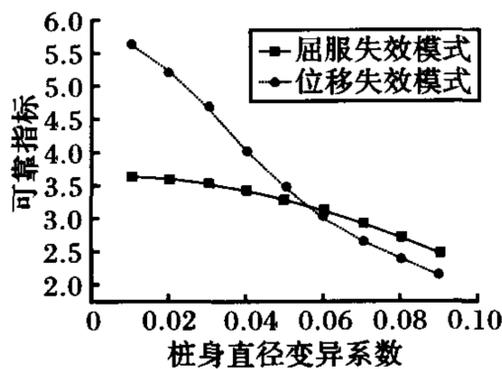


图 2 桩径变异性与可靠指标关系

Fig. 2 Relationship between variability of pile diameter and reliability index

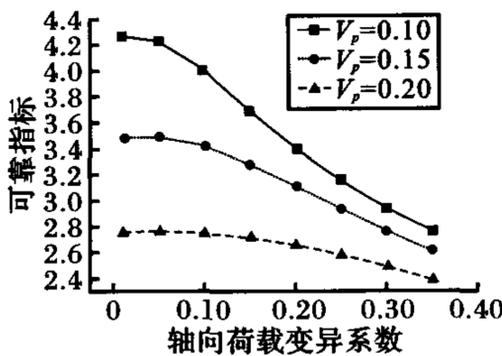


图 3 轴向荷载变异性与可靠指标关系(屈服失效)

Fig. 3 Relationship between variability of vertical loads and reliability

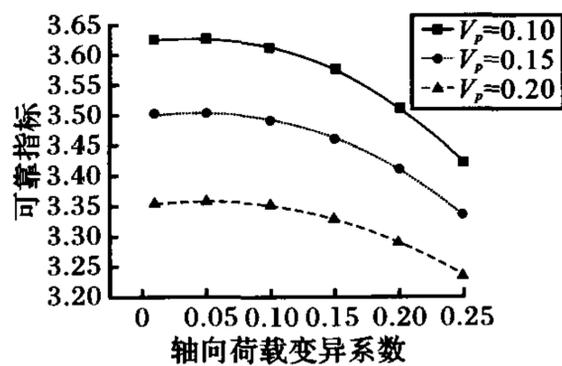


图 4 轴向荷载变异性与可靠指标关系(位移失效)

Fig. 4 Relationship between variability of vertical loads and reliability index(displace failure)

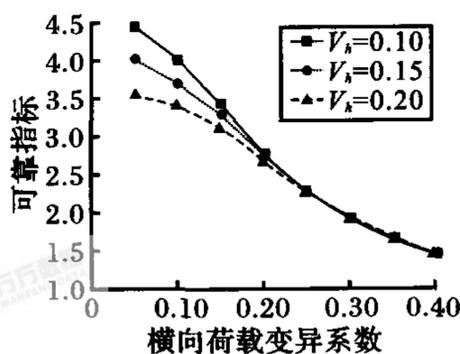


图 5 横向荷载变异性与可靠指标关系(屈服失效)

Fig. 5 Relationship between variability of lateral loads and reliability

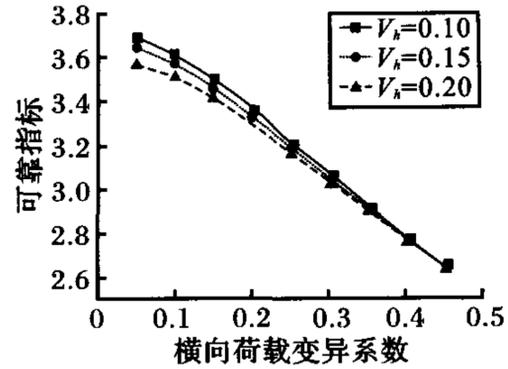


图 6 横向荷载变异性与可靠指标关系(位移失效)

Fig. 6 Relationship between variability of lateral loads and reliability index(displace failure)

注:图 3~6 中,  $V_p$  为轴向荷载变异系数,  $V_h$  为横向荷载变异系数。

从图 3,4 中可看出,相对于横向荷载变异性而言,轴向荷载的变异性对基桩可靠指标影响较小,随着轴向荷载变异系数的增大基桩可靠度变化比较平缓,这是因为本文着重分析桩顶水平位移和桩身材料屈服这两种失效模式,倾斜荷载桩虽然存在  $P-\Delta$  效应,但是与横向荷载的影响比较起来,轴向荷载的变异性影响不大。而图 6 反映的计算结果更为明显的说明了这一点:当横向荷载变异性较大时 ( $>0.20$ ),轴向荷载的变异性对可靠指标的影响程度已很微小。因此在分析诸如风荷、波浪力等变异性很大的荷载时,竖向荷载的变异性对桩顶水平位移和桩身材料屈服失效模式下的可靠度的影响可不考虑。

### 4 结 语

本文将确定性有限杆单元法与响应面法结合起来,对基于桩顶位移过大和桩身材料屈服失效模式下倾斜荷载桩的可靠度进行了分析计算,讨论了在这两种失效模式下影响基桩可靠度的多种因素,并得出以下结论:

(1) 桩身参数变异系数对水平位移失效模式下基桩可靠度影响较大,因此若桩身施工质量控制水平较好时,可按桩材屈服失效模式设计;若施工质量控制不理想,则宜按桩顶水平位移失效模式设计。

(2) 倾斜荷载桩虽然存在  $P-\Delta$  效应,但是与横向荷载的影响比较起来,轴向荷载的变异性对基于桩顶水平位移失效和桩身材料屈服失效模式的基桩可靠度影响不大。

(3) 响应面法简便易行,可以用作大型复杂结构的可靠度分析,具有推广应用价值。

### 参考文献:

[1] 傅旭东,陈晓平,刘祖德.单桩承载力可靠度的非线性摄动有限

表4 结构刚体转动引起的重力倾覆力矩  
相对于结构变形引的比值

Tab. 4 Ratio of overturn moment caused by structural rigid rotation to deformation of structure

$V_s/(m \cdot s^{-1})$	100	200	刚性
宁河地震波/%	18	4	0
El-centro 地震波/%	19	5	0

表5 考虑土-结构动力相互作用的最大重力倾覆力矩  
相对于刚性地基增加的比例

Tab. 5 Increase ratio of maximum gravity overturn moment by soil-structure dynamic interaction relative to rigid foundation

$V_s/(m \cdot s^{-1})$	100	200	刚性
宁河地震波/%	7.8	4.3	0
El-centro 地震波/%	21.7	6.4	0

## 5 结 语

(1)在地震作用下,考虑土-结构动力相互作用和不同的地震波,高层框架结构的内力可能增加,也可能减小,其变化趋势与地震波的频率成分和场地剪切波速有关。

(2)考虑土-结构动力相互作用的计算表明,地震作用下,结构产生水平运动和刚体转动。其中刚体转动有可能明显加大结构的重力二阶效应,对结构整体稳定性产生不利影响。因此,对于结构分析

计算,考虑土-结构动力相互作用是有必要的,特别是对于建在软弱场地的结构,结构整体稳定性必须考虑土-结构动力相互作用。

### 参考文献:

- [1] GB 50011-2001,建筑抗震设计规范[S].
- [2] George Mylonakis, George Gazetas. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2000,4(3):277-301.
- [3] 林 皋.土-结构动力相互作用[J].世界地震工程,1991,(3):4-21.
- [4] 曹志远.结构与介质相互作用分析理论及其应用[M].南京:河海大学出版社,1993.
- [5] 梁青槐.土-结构动力相互作用数值分析方法的评述[J].北方交通大学学报,1997,21(6):690-694.
- [6] Lysmer J, Richart, F E Jr. Dynamic response of footing to vertical loading[J]. Journal of Soil Mech Div ASCE, 1966,92(1):65-91.
- [7] 唐胡乐,黄穗宁.地基-基础-上部结构耦合系统的动力相互作用浅析[J].工程抗震,2002,(1):8-14.
- [8] 蒯行成,沈蒲生,陈 军.地基-筒体结构的地震反应分析[J].湖南大学学报,1997,24(4):79-85.
- [9] 熊建国.土-结构动力相互作用问题的新进展[J].防护工程,1993,(3):27-39.
- [10] 汪梦甫.钢筋混凝土高层结构抗震分析与设计[M].长沙:湖南大学出版社,1999.

[责任编辑 李 艳]

(上接第60页)

- 元分析[J].岩石力学与工程学报,2003,22(1):103-109.
- [2] LIU P L, LIU K G. Selection of random field mesh in finite element reliability analysis[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1993,119(4):667-680.
  - [3] Wong F S. Slope reliability and response surface method[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985,111:32-53.
  - [4] Bucher C G, Bourgund U. A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems[J]. Structural Safety, 1990,7:57-66.
  - [5] 武清玺,卓家寿.结构可靠度分析的变 $f$ 序列响应面法及其应用[J].河海大学学报,2001,29(2):75-78.
  - [6] 赵国藩.工程结构可靠性理论及其应用[M].大连:大连理工大学出版社,1996.

- [7] 赵明华.桥梁桩基计算与检测[M].北京:人民交通出版社,2000.
- [8] 韩林海.钢管混凝土结构——理论与实践[M].北京:科学出版社,2004.
- [9] 戴镇潮.混凝土强度的标准差和变异系数[J].混凝土与水泥制品,1999,6(12):7-10.
- [10] 桩基工程手册编写委员会.桩基工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1995.
- [11] GBJ 68-84,建筑结构设计统一标准[S].
- [12] 李铁夫,周孝贤.我国常用铁路桥梁的结构可靠性评估[A].北京:人民交通出版社,1989.

[责任编辑 李 艳]