

文章编号:1008-1542(2009)02-0146-06

改进 Duncan-Chang 模型及其 在基坑开挖数值模拟中的应用

赵全胜,张春会

(河北科技大学建筑工程学院,河北石家庄 050018)

摘要:利用岩土弹塑性理论将非线性弹性 Duncan-Chang 模型改进成一种弹塑性土体模型,推导了相应的弹塑性矩阵。将改进模型应用到某基坑开挖模拟,并与观测值比较,验证了改进模型的合理性。

关键词:改进 Duncan-Chang 模型;基坑开挖;弹塑性理论

中图分类号: TU452 **文献标识码:** A

Improved Duncan-Chang model and its application in pit excavation simulation

ZHAO Quan-sheng, ZHANG Chun-hui

(School of Architecture Engineering, Hebei University of Science and Technology, Shijiazhuang Hebei 050018, China)

Abstract: Based on the rock and soil elastic-plastic theory, Duncan-Chang model is improved and the elastic-plastic matrix is obtained. According to the simulation for a pit excavation, compared with measuring data, the improved model is proved to be reasonable.

Key words: improved Duncan-Chang model; pit excavation; elastic-plastic theory

基坑开挖是城市岩土工程热点问题之一^[1],有限元方法是分析基坑开挖变形形状的重要方法,已有研究表明,合适的土体本构模型是基坑开挖有限元模拟的关键。非线性弹性 Duncan-Chang 模型^[2]较好地反映了土体变形的全程非线性,加之参数少、物理意义清晰、易于测定等优点,广泛应用于基坑开挖数值模拟中。如 Donald, Abdulaziz, 李筱艳, 俞建霖等和娄奕红等都用 Duncan-Chang 模型模拟了基坑开挖过程^[3~7]。然而, Duncan-Chang 模型也存在一些缺陷^[8],如模型不能考虑中主应力的影响,不能准确考虑复杂应力路径下的加卸载等问题。为此,笔者将岩土弹塑性理论引入到 Duncan-Chang 模型中,将其改进成一种弹塑性模型。改进模型能考虑复杂应力路径下的加卸载,也能考虑中主应力的影响。将此改进模型应用到基坑开挖数值模拟中,编制了有限元计算程序,分析了某基坑开挖支护过程,计算结果表明改进模型是合理的。

1 改进 Duncan-Chang 模型

1.1 改进 Duncan-Chang 模型的应力应变关系

如图 1 所示, Duncan-Chang 模型的应力应变关系用双曲线来模拟,即

收稿日期:2008-12-03;修回日期:2009-01-07;责任编辑:冯 民

作者简介:赵全胜(1968-),男,河北石家庄人,副教授,硕士生导师,硕士,主要从事岩土工程和轻质土方面的研究。

$$\epsilon_1 - \epsilon_3 = \frac{1}{a + b \sigma_1}, \tag{1}$$

式中: σ_1 为轴向应力; σ_3 为围压; ϵ_1 为轴向应变; a 和 b 为实验常数。

$$a = \frac{1}{E_i}, \quad E_i = Kp \left(\frac{\sigma_3}{p} \right)^n, \quad b = \frac{R_f}{(\epsilon_1 - \epsilon_3)_f} = \frac{1}{(\epsilon_1 - \epsilon_3)_{ult}},$$

式中: K, n 为试验常数; p 为大气压力, 取 101 kPa; R_f 为破坏比。

根据莫尔-库仑强度准则, 有

$$(\epsilon_1 - \epsilon_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2 \sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \tag{2}$$

进而可得切线模量为

$$E_t = \left[1 - \frac{(1 - \sin \phi)(\epsilon_1 - \epsilon_3)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} R_f \right]^2 E_i, \tag{3}$$

式中: c 为黏聚力; ϕ 为内摩擦角。

在 Duncan-Chang 模型中引入弹塑性理论。

首先定义初始屈服点。将土体的初始应力状态作为初始屈服应力状态, 即图 1 中的 O 点。其次, 描述土体的加载硬化规律, 即图 1 中的 OB 段, 符合双曲线; 最后, AC 段为卸载再加载阶段, 视为线弹性阶段, 并假设卸载模量与初始模量相同。

为考虑复杂应力状态, 取等效应力为

$$\bar{\sigma} = \sqrt{3} J_2, \tag{4}$$

式中 J_2 为第 2 偏应力不变量。对于常规三轴试验,

$$\bar{\sigma} = \sigma_1 - \sigma_3.$$

在复杂应力状态下式(3)可写为

$$E_t = \left[1 - \frac{(1 - \sin \phi) \bar{\sigma}}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} R_f \right]^2 E_i, \tag{5}$$

取等效应变为

$$\bar{\epsilon} = \frac{\sqrt{2}}{2(1 + \nu)} \left[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 \right]^{1/2}, \tag{6}$$

对于常规三轴试验, 式(6)可退化为 $\bar{\epsilon} = \epsilon_1$ 。

取等效塑性应变为

$$d \bar{\epsilon}_p = \frac{\sqrt{2}}{2(1 + \nu)} \left[(d \epsilon_{1p} - d \epsilon_{2p})^2 + (d \epsilon_{2p} - d \epsilon_{3p})^2 + (d \epsilon_{1p} - d \epsilon_{3p})^2 \right]^{1/2}, \tag{7}$$

对于常规三轴试验, 式(7)可退化为 $d \bar{\epsilon}_p = d \epsilon_{1p}$ 。

1.2 初始屈服面

基坑开挖是有初应力的土工问题。伴随着基坑开挖卸荷过程, 加载土体从初始应力状态开始, 发生弹塑性变形。按照岩土弹塑性理论, 土体的初始应力状态即应为初始屈服状态。

在有限元分析中, 已知某高斯点初始应力状态 $(\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \sigma_{z0}, \sigma_{xy0}, \sigma_{xz0}, \sigma_{yz0})$, 则对应的 Mises 屈服准则为

$$F_0 = \sqrt{J_{20}} - M = 0, \tag{8}$$

式中 J_{20} 为由初始应力计算得到的第 2 应力偏量不变量。

很明显在已知初始应力场条件下 M 可由式(8)确定。

在有限元计算时, 首先进行初始应力场计算, 然后, 对于每一个高斯点, 利用该点的初始应力和土体参数, 通过式(8)就可确定对应的 M 值, 其值确定后, 在整个有限元分析过程中都不再变化。

1.3 流动规律

根据塑性位势理论, 塑性应变增量可写为

$$\{d \epsilon_p\} = d \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}, \tag{9}$$

式中 G 为塑性势函数, 采用相关联的流动法则, 即塑性势函数与屈服函数具有相似的形式。

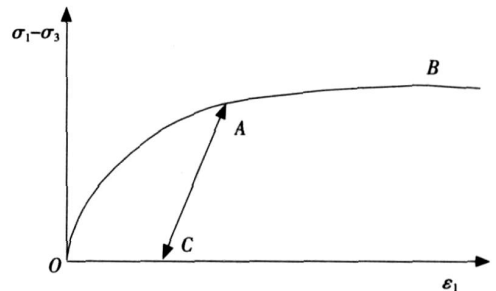


图 1 简化应力应变关系

Fig. 1 Simplified stress-strain relationship

1.4 硬化规律

采用各向同性强化准则,即假设在加载过程中屈服面均匀膨胀,没有畸变和移动。这时后续屈服(加载)面方程为

$$F_1 = \sqrt{J_2} - M + = 0, \quad (10)$$

式中 M 是反映土体强化的增长函数。取等效塑性应变为硬化参量,则

$$M = \bar{\epsilon}_p = H(\sqrt{d^p d^p}), \quad (11)$$

据式(4)、式(6)和式(7),可得

$$H = \frac{d}{d^p} = \frac{d(1-\nu_3)}{d_1 - d_{1e}} = \frac{E_i E_t}{E_i - E_t} \quad (12)$$

1.5 加卸载准则

土体从初始应力状态开始,在开挖荷载作用下,如应力增量满足塑性准则时,就产生塑性应变增量;如果是卸载,则仅发生弹性变形恢复,而塑性变形保持不变。利用岩土弹塑性理论,改进模型的加卸载准则如下:

$$F_1 = 0, \quad \frac{\partial F_1}{\partial d_{ij}} d_{ij} < 0, \quad (13)$$

为卸载准则,这时按弹性计算;

$$F_1 = 0, \quad \frac{\partial F_1}{\partial d_{ij}} d_{ij} = 0, \quad (14)$$

为中性变载准则,这时按弹性计算;

$$F_1 = 0, \quad \frac{\partial F_1}{\partial d_{ij}} d_{ij} > 0, \quad (15)$$

为加载准则,这时按弹塑性计算;

$$F_1 < 0, \quad (16)$$

为弹性阶段。

1.6 弹塑性矩阵

根据增量理论,应变增量可分为弹性应变增量和塑性应变增量。即

$$d_{ij} = de_{ij}^e + de_{ij}^p + \frac{1}{3} \delta_{kk} (d_{kk}^e + d_{kk}^p), \quad (17)$$

$$de_{ij}^e = \frac{1}{2G} dS_{ij}, \quad \frac{1}{3} \delta_{kk} d_{kk}^e = \frac{1-2\mu}{3E} \delta_{kk} d_{kk} \quad (18)$$

对于塑性应变增量,采用 Prandtl-Reuss 流动法则,可写成

$$\frac{1}{3} \delta_{kk} d_{kk}^p = 0, \quad de_{ij}^p = d S_{ij}, \quad d = \frac{3 d^p}{2} = \frac{3}{2} \frac{d^p}{H} \quad (19)$$

所以有

$$d_{ij} = \frac{1}{2G} dS_{ij} + \frac{3}{2} \frac{d^p}{H} S_{ij} + \frac{1-2\mu}{3E} \delta_{ij} d_{ij} \quad (20)$$

1.7 模型的参数

土体在变形过程中,泊松比变化不大,因此规定土体的泊松比不变,当采用相关联流动法则时,改进 Duncan-Chang 模型共需 6 个参数,分别为 K, n, c, R_f 。这些计算参数可通过三轴试验确定。

常规三轴实验的加载路径是轴向加压、围压不变。这种实验的应力路径与基坑开挖的土体实际应力路径差别较大。已有研究表明,在基坑开挖问题的分析中,通过常规三轴实验获取参数偏向于低估土体的抵抗变形能力,使得设计偏于保守。为了得到较好的结果,建议采用轴压不变、径向卸荷实验或 K_0 固结实验测定计算参数^[10]。

2 基于改进 Duncan-Chang 模型的基坑开挖数值计算步骤

基于改进 Duncan-Chang 模型的基坑开挖采用增量有限元模拟,过程如下。

1) 初始应力场的计算。假设模拟区域的土体为正常固结土,土体的原始应力场近似为土体自重产生的,

土体的初始位移为 0。

- 2) 根据初始应力场和计算参数, 计算每一个高斯点处的 M 和 E_i 。
- 3) 将相应部位的土单元替换为挡墙单元。
- 4) 开挖荷载的计算。采用 Mana 方法计算开挖引起的等效荷载, 其计算公式为

$$\{F\} = - \sum_{m=1}^n [B]^T \{ \sigma \} du, \quad (21)$$

式中: n 为某阶段将被挖去的单元数; $[B]$ 为应变矩阵; $\{ \sigma \}$ 为初始应力矢量。

5) 挖除土体单元的模拟。采用空气单元法模拟挖除的土单元。空气单元法是将挖除的土单元视作空气单元, 其刚度取一小值, 同时为了避免刚度矩阵出现奇异, 将空气节点固定。

6) 计算完开挖引起的等效节点力后, 进行第 1 次分析, 分析时先将荷载分成若干增量, 在每一增量步内再做若干次迭代, 求得相应的各高斯点应力和节点位移为

$$\{ \sigma \} = \{ \sigma \}_1 + \{ \sigma \}_2, \quad \{ u \} = \{ u \}_1 + \{ u \}_2, \quad (22)$$

式中: $\{ \sigma \}$ 和 $\{ u \}$ 为总的应力和位移; $\{ \sigma \}_1$ 和 $\{ u \}_1$ 为前一阶段应力和位移; $\{ \sigma \}_2$ 和 $\{ u \}_2$ 为本步开挖引起的应力增量和位移。

然后, 重复步骤 4) - 步骤 6) 可以求出每一步开挖后的桩、土位移和应力。

3 计算实例

3.1 算例概况

某基坑工程, 基坑计算平面为 20.3 m × 134 m, 开挖深度为 9.4 m, 地面超载为 15 kPa, 围护结构采用地下连续墙, 厚度 $D=0.8$ m, 插入深度为 17 m, 弹性模量 $E=2.3 \times 10^4$ MPa, 泊松比为 0.18。共设 2 层支撑, 第 1 层在地面下 2.5 m, 第 2 层在地面下 6.0 m, 支撑刚度为 16 800 kN/m。基坑开挖工况参见图 2, 土体为黏性土, 计算参数通过轴压不变、径向卸荷的三轴实验测得, 参见表 1。

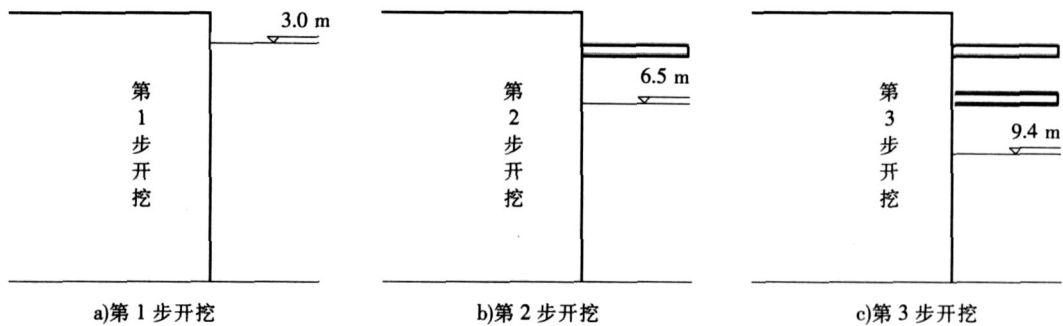


图 2 开挖过程

Fig. 2 Excavation process

表 1 土的计算参数

Tab. 1 Soil parameters

模型类型	K	n	ν	c		R_f	K_{ur}
Duncan-Chang 模型	400	0.35	0.44	44	12	0.85	400
改进模型	400	0.35	0.44	44	12	0.85	—

3.2 有限元分析模型

按平面应变问题进行分析, 根据对称性取模型的一半计算; 在水平向和竖向模型尺寸都取开挖深度的 5 倍; 不考虑水的渗流影响, 采用总应力分析方法; 土体采用 8 节点等参元离散, 本构模型分别采用改进模型和 Duncan-Chang 模型; 墙体为线弹性材料, 采用 8 节点等参元离散; 支撑采用线弹性杆单元模拟; 在围护墙和土体之间设置 8 节点薄层接触单元^[11], 单元厚度为相邻土单元的 0.05 倍, 接触单元的本构关系采用线弹性

模型,弹性模量和泊松比与相邻的土体单元相同,剪切模量单独取值(3.9 kPa);采用相关联的流动法则。

3.3 计算结果分析

土体模型分别采用改进 Duncan-Chang 模型和Duncan-Chang模型,利用编制的有限元程序按图 2 所示工况进行计算,将各工况的挡墙侧向位移点绘于图 3 中,同时将基坑开挖到底后挡墙的侧向位移监测值也绘于图 3 中。

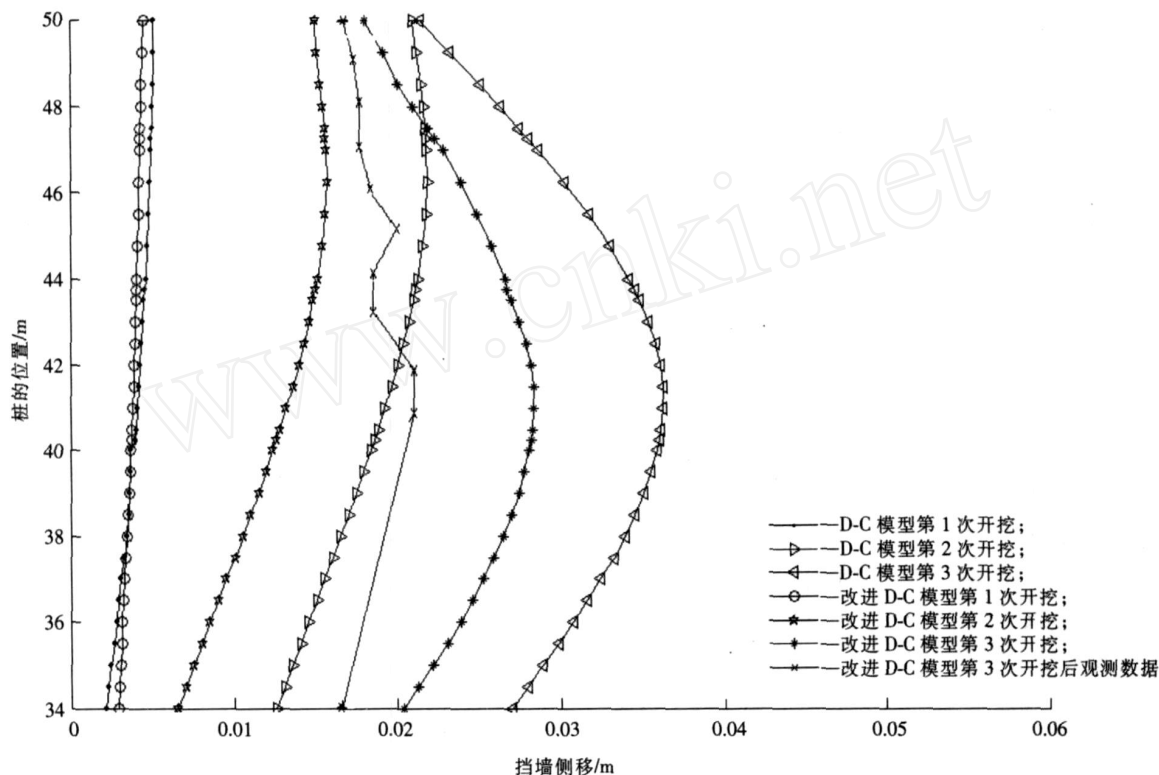


图 3 Duncan-Chang 模型和改进 Duncan-Chang 模型在不同开挖工况的挡墙侧移和实测数据比较

Fig. 3 Comparison of retaining wall lateral displacement between measuring data and computation data based on Duncan-Chang model and improved Duncan-Chang model

从图 3 可以看出,第 1 次开挖后,挡墙最大水平位移在墙的顶点,随着开挖的进行和支撑的安装,挡墙最大水平位移下移,其位移大致在开挖面处。开挖到底后,挡墙最大水平位移按改进 Duncan-Chang 模型是 28.3 mm,按 Duncan-Chang 模型是 36.2 mm,现场监测值是 23 mm,根据沈阳地区经验,这个变形是可以接受的。

在图 3 中,对比 2 种模型计算得到的基坑开挖到底后的挡墙侧移和现场监测数据,可以看出改进 Duncan-Chang 模型的计算挡墙位移尽管比现场监测值偏大,但比 Duncan-Chang 模型更接近监测数据,同时,从前述理论推导中可见,改进模型考虑了中主应力的影响和复杂应力条件下的加卸载情况,使改进模型比 Duncan-Chang 模型更合理。

4 结 语

笔者将岩土弹塑性理论引入到 Duncan-Chang 模型中,将 Duncan-Chang 模型改进、发展成一种弹塑性土体模型。改进模型可以考虑中主应力的影响,也可以考虑复杂应力路径的加卸载对土体变形的影响。通过对沈阳某基坑开挖模拟,并与现场监测数据比较,表明改进 Duncan-Chang 模型比 Duncan-Chang 模型更符合实际,初步验证了改进 Duncan-Chang 模型的合理性。

改进模型的适用范围与 Duncan-Chang 模型相似,适用于黏性土、砂土,但不宜用于密砂、超固结土等应力应变关系呈现应变软化的土体。

参考文献:

- [1] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1997.
- [2] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and foundations Division, 1970, 96(SM5): 1 629-1 653.
- [3] DONALD J M, CLOUGH G W, ROBERT S W. Temporary excavation in varved clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975, 101(GT3): 279-295.
- [4] ABDULAZIZ I M, CLOUGH G W. Prediction of movements for braced cuts in clay[J]. Journal of the Geotechnical Division, 1981, 107(6): 759-775.
- [5] 李筱艳. 基于位移反分析的深基坑渗流场与应力场完全耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(8): 1 269-1 274.
- [6] 俞建霖, 龚晓南. 基坑工程变形性状研究[J]. 土木工程学报, 2002, 35(4): 86-90.
- [7] 娄奕红, 俞三溥, 王秉勇. 基坑支护结构内力变形动态分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(3): 462-466.
- [8] 李广信. 高等土力学[M]. 北京:清华大学出版社, 2004.
- [9] 邱 斌, 徐志伟. 中主应力对邓肯-张模型影响的真三轴试验研究[J]. 岩土工程技术, 2002(1): 45-47.
- [10] 葛卫春. 基坑侧向卸荷应力路径及挡墙侧向变形研究[D]. 南京:河海大学, 2001.
- [11] DESAI C S, ZAMAN M M. Thin-Layer element for interfaces and joints[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1984, 8: 19-43.

(上接第 140 页)

3 结 论

通过对单自由度和多自由度邻体结构摩擦阻尼控制体系的地震反应所进行的仿真计算和控制参数分析, 可以得出以下几点结论。

- 1) 理想弹塑性模型和 Bouc-Wen 滞回模型计算结果吻合良好, 均可用来模拟摩擦阻尼器。
- 2) 摩擦阻尼器应用于邻体结构中能获得良好的减震效果, 但其减震效果首先取决于结构的运动差异, 当结构基频比 w_1/w_2 在 $[0.4, 0.6]$ 之间时, 控制效果均较好。
- 3) 多自由度邻体结构的运动差异更为明显, 摩擦阻尼器耗能能力得到充分发挥, 其控制效果一般优于单自由度邻体结构。
- 4) 摩擦阻尼器的参数——起滑力、支撑刚度均存在最优值, 且在最优值附近区间内变化时, 控制效果变动不大, 这对于摩擦阻尼器的实际应用有利。在应用中, 应根据场地类型和结构特性计算确定, 计算时可先将阻尼器设为纯阻尼器确定最优起滑力, 之后再确定最优支撑刚度。

参考文献:

- [1] BERTERO V V. Observation of structural pounding[A]. Proceedings of the International Conference on the Mexico Earthquake-1985 [C]. New York: ASCE, 1987. 264-278.
- [2] KASAI K, MAISON B F. Observation of structural pounding damage from 1989 Loma prieta earthquake[A]. Proceedings of the Canadian Conference on Earthquake Engineering Jun[C]. [s.l.]: [s.n.], 1991. 12-14.
- [3] 付永辉, 杨智春. 非线性干摩擦阻尼器连接的相邻结构随机振动分析[J]. 科学技术与工程, 2007, 8(7): 1 546-1 550.
- [4] 朱宏平, 俞永敏, 唐家祥. 地震作用下主从结构的被动优化控制研究[J]. 应用力学学报, 2000, 17(2): 63-69.
- [5] 朱宏平, 杨紫健, 唐家祥. 利用连接装置控制两相邻结构的地震动响应[J]. 振动工程学报, 2003, 16(1): 56-61.
- [6] 闫维明, 陆赢祺, 彭凌云. 两结构高效阻尼控制体系非线性地震反应分析[J]. 土木工程学报, 2003, 36(5): 58-63.
- [7] 连业达, 张洵安, 王朝霞. 摩擦阻尼支承框架参数研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(1): 24-27.
- [8] 翁大根, 吕西林. 消能减震结构设计参数研究与试验验证[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(2): 150-160.
- [9] 欧进萍, 吴 波, 龙 旭. 结构被动耗能减震效果的参数影响[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(1): 60-70.
- [10] 赵大海, 李宏男. 非线性结构利用摩擦阻尼器振动控制的优化设计[J]. 振动与冲击, 2007, 26(10): 35-40.
- [11] 黄海生, 王柏生. 基础隔震建筑非线性动力响应的时程计算方法[J]. 振动与冲击, 2005, 24(3): 50-54.