

双层预应力大跨度地铁车站结构震害模拟与分析

唐小微¹, 付培帅¹, 李 宏¹, 宫剑飞²

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116023; 2. 中国建筑科学研究院, 北京 100013)

摘 要: 以箱型双层预应力大跨度地铁车站开发为研究背景, 采用动塑性混凝土损伤本构模型, 用拉压损伤因子描述混凝土在循环荷载下的非线性与疲劳性能, 综合考虑了震前土-结构自重应力、钢筋混凝土预应力和地铁车站结构的阻尼效应, 对土-地铁结构相互作用系统进行了地震过程的非线性数值模拟. 分析了震害发生时大跨度预应力地铁车站结构的破坏过程、破坏形式和抗震薄弱位置. 结果表明: 地铁车站侧墙底部外侧首先产生裂缝, 之后顶板中板在与侧墙连接处、跨中底部等位置出现裂缝, 并迅速开展, 部分位置甚至形成贯通裂缝; 其中靠近底板位置处的侧墙外侧易产生竖向拉压破坏, 顶板和中板的跨中及板在与侧墙连接处易产生水平向拉压破坏; 侧墙与顶板底板连接处交替出现剪应力集中. 靠近底板处的侧墙外侧与顶板在与侧墙连接处上侧位置破坏时间早, 因而是影响框架安全的关键部位.

关 键 词: 预应力; 大跨度地铁车站结构; 地震灾害; 数值模拟; 动塑性损伤本构模型

中图分类号: TU 312.1

文献标志码: A

文章编号: 1005-3026(2015)06-0892-05

Seismic Simulation and Analysis of the Two-Layer Prestressed Long-Span Subway Station

TANG Xiao-wei¹, FU Pei-shuai¹, LI Hong¹, GONG Jian-fei²

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116023, China; 2. China Academy of Building Research, Beijing 100013, China. Corresponding author: TANG Xiao-wei, E-mail: tangxw@dlut.edu.cn)

Abstract: To develop a two-layer prestressed long-span subway station, a nonlinear seismic numerical simulation of the soil-subway interaction system was conducted, applying the plastic-damage constitutive model to describe the nonlinear and fatigue characteristics of concrete under cyclic loading and taking into account the structural damping and initial stress of the soil-structure interaction system due to the gravity and prestress of reinforced concrete. The destruction process, destruction forms and destruction locations were analyzed after the simulation. The results indicated that the dynamic shear stress concentrates in the external bottom of side walls near to the baseboard, then the mid-span and the upper root of the top board and level board, which can spread fast and even form penetrated cracks in some parts. The dynamic tensile and compression damage emerges easily in the vertical direction of side walls near to the baseboard, and it also emerges easily in the horizontal direction of the top board and level board. The dynamic shear stress concentrates in turn in the junction between side walls and the top board as well as the baseboard. Side walls near to the baseboard and the root of the top board are key parts of a frame for safety where failure tends to occur earlier.

Key words: prestress; long-span subway station structure; seismic damage; numerical simulation; plastic-damage constitutive model

城市交通压力与日俱增, 现阶段我国城市地铁建设高潮已经到来, 地铁成为缓解城市交通拥

堵的一剂良药, 北京、上海、广州等城市土地费用昂贵, 大跨度大空间地铁车站结构已经成为地铁

结构设计中常见的形式. 大跨度地铁车站充分利用结构美体现代交通建筑的特点, 为乘客提供舒适的乘车环境, 实现地铁车站安全性、可靠性、适用性、经济性和技术先进性有机统一, 广州、北京等地区均已经开始建设这种大空间大跨度的地铁车站, 也必然成为未来地铁设计的方向.

大跨度地铁车站采用预应力技术而不设置中柱支撑, 能为地下结构的使用提供更大的空间和舒适度, 提升地铁地下结构建筑功能. 一般认为地下结构抗震性能比地上结构好, 但一旦破坏会造成巨大的经济损失, 且地下结构的修复存在诸多困难, 如 1995 年阪神地震中, 地铁结构造成的经济损失约为 300 亿日元, 修复大开地铁车站约 100 亿日元, 修复区间隧道约 180 亿日元^[1-2], 故对于大跨度地铁车站的震害分析尤为重要.

许多学者对地下结构地震进行理论分析与有限元计算分析^[3-6], 得出地铁车站的最薄弱部位是中柱与底板顶板的连接处. 在以往的地铁站震害分析中也存在一些可改进的方面, 如综合考虑对震害影响较大的竖向地震力作用, 土-地铁结构的震前初始应力, 预应力筋的预应力效应, 结构的阻尼效应和土-结构作用边界条件效应. 本文以预应力大跨度无中柱地铁车站结构为研究背景, 考虑预应力效应、土-结构的初始应力、结构

阻尼及边界条件, 基于有限元软件 ABAQUS^[7], 用截面等效刚度折减法将密肋框架结构简化为二维平面应变框架结构, 采用黏弹性人工边界, 在水平和竖向地震作用下进行震害数值模拟, 分析得出大跨度地铁车站在地震时的破坏模式和薄弱位置分布特点.

1 材料动力本构模型选取及参数

混凝土材料是一种准脆性材料, 循环荷载作用下存在明显的刚度衰退现象. 地震过程中要考虑循环荷载作用下的不同损伤. 有限元软件提供了 Lee 和 Fenves 基于连续损伤力学中刚度衰减的断裂能原理开发的混凝土动塑性损伤模型^[8], 分别采用受拉损伤和受压损伤因子两个变量来描述混凝土的不同损伤性状.

混凝土动塑性损伤本构模型介绍及应用详见文献^[9-10], 此外, 需考虑结构阻尼, 动力时程分析中一般使用瑞利阻尼, 瑞利阻尼的一般公式:

$$C = \alpha M + \beta K.$$
 (1)

式中: M, K 为质量和刚度矩阵; α, β 分别为质量系数和刚度系数. 本文中取 $\alpha = 1.2, \beta = 0.1$. 综上, 在 ABAQUS 有限元分析中混凝土动塑性损伤模型参数取值见表 1.

表 1 混凝土动塑性损伤模型参数取值
Table 1 Parameter values in plastic-damage model of concrete

弹性模量 MPa	泊松比	密度 kg·m ⁻³	扩张角/(°)	双轴极限抗压强度/ 单轴极限抗压强度	初始屈服压力 MPa	极限屈服压应力 MPa
32 500	0.17	2 500	30	1.16	16.2	34.9
偏心率	黏聚系数	不变应力比	拉伸刚度恢复 参数 w_t	压缩刚度恢复参数 w_c	α	β
0.1	0.01	0.667	1	0	1.2	0.1

土体本构模型选取为能够反映土体动力特性的等效线性黏弹性本构模型, 采用文献^[8]中的黏弹性模型用户子程序, 不考虑土的液化, 为简化模型将性质相近的相邻土层视为同一种土, 用公式 $G = \rho v^2$ 计算土体最大动剪切模量, 土层物理力学性质参数见表 2.

2 模型建立及计算

对于大跨度无中柱地铁车站在进行有限元分析(图 1)时需考虑预应力钢筋的影响. 用降温法模拟预应力效应, 预应力施加大小的依据为

表 2 土层物理力学性质参数
Table 2 Physical-mechanical property parameters of soil

土质	年代	土层 厚度 m	密度 t·m ⁻³	剪切 波速 m·s ⁻¹	最大剪 切模量 MPa	泊松 比
人工填土	人工堆积	2	1.84	137	34.53	0.38
粉质黏土	新近沉积层	3	2.01	217	94.65	0.29
细砂卵石	新近沉积层	7	2.10	279	163.47	0.23
粉土	第四纪沉积	8	2.03	321	209.18	0.26
细砂中砂	第四纪沉积	7	2.00	333	221.78	0.23
卵石圆砾	第四纪沉积		2.10	360	272.16	0.25

$$\sigma = E\alpha\Delta t. \quad (2)$$

式中: σ 为所施加预应力; E 为钢筋的弹性模量; α 为钢筋的线膨胀系数; Δt 为降温度数, $^{\circ}\text{C}$. ABAQUS 采用预应力钢筋的参数见表 3.

表 3 预应力钢筋参数
Table 3 Parameters of prestressed steel

弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	密度 ρ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	线膨胀 系数	降温度数 $^{\circ}\text{C}$
200	0.3	7 800	1×10^{-5}	-20

假定土与结构接触为线性摩擦接触, 采用 ABAQUS 罚函数方法确定土与结构的法向和切向摩擦, 切向摩擦系数选为 0.4, 接触为硬接触, 即一旦土与结构分离, 则土与结构不再传递法向应力, 更好地模拟土与结构接触.

目前土-结构相互作用采用黏弹性边界^[10], 即在计算区域边界用弹簧和阻尼器模拟散射波辐射和半无限地基的弹性恢复能力, 这种边界条件不仅节省了计算区域面积, 还能够克服黏性边界引起的低频漂移问题. 对于黏弹性边界, 人工边界法向和切向同时设置弹簧和阻尼器.

预应力大跨度地铁车站通常采用密肋框架结构, 用截面等效刚度折减法将密肋框架结构简化为平面应变框架. 土与结构采用平面四节点应变单元进行模拟, 对地铁结构的转角处部分用平面三节点应变单元. 考虑到地震前土与结构的自重应力与预应力(地震前体系内部初始应力)对地震作用时土-结构体系的影响, 首先对土-结构进行一次自重应力与预应力计算, 然后对整个体系进行地应力与预应力平衡, 这样能够保证几何尺寸不变的前提下, 使整个体系的初始应力与实际相符合. 在模型底部输入水平向与竖直地震波, 采用动力时程分析法分析地震反应, 地震波采用世界上第一条人工记录成功的地震波 EL-centro, 水平方向采用东西分量, 最大加速度为 210 gal, 竖向方向采用竖直分量, 最大加速度为 206 gal, 其时程加速度如图 2 所示.

3 计算结果分析

EL-centro 地震波的最大加速度已经达到 210 gal, 即抗震设防烈度达到了 8 度, 地铁结构发生了不可修复的破坏. 根据计算结果, 首先采用混凝土在地震过程中的最大主应力、拉损伤因子双重标准判断混凝土裂缝的产生及发展. 混凝土为脆性材料, 用第一强理论校核合适; 拉损伤因子

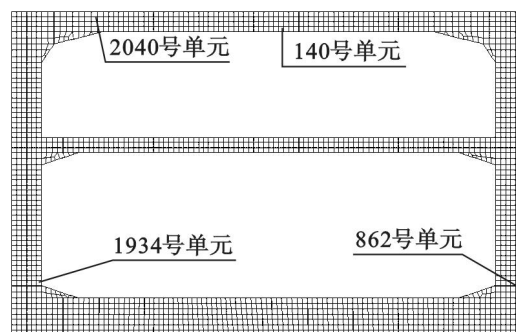


图 1 大跨度地铁车站有限元计算网格

Fig. 1 Finite-element mesh of long-span subway station

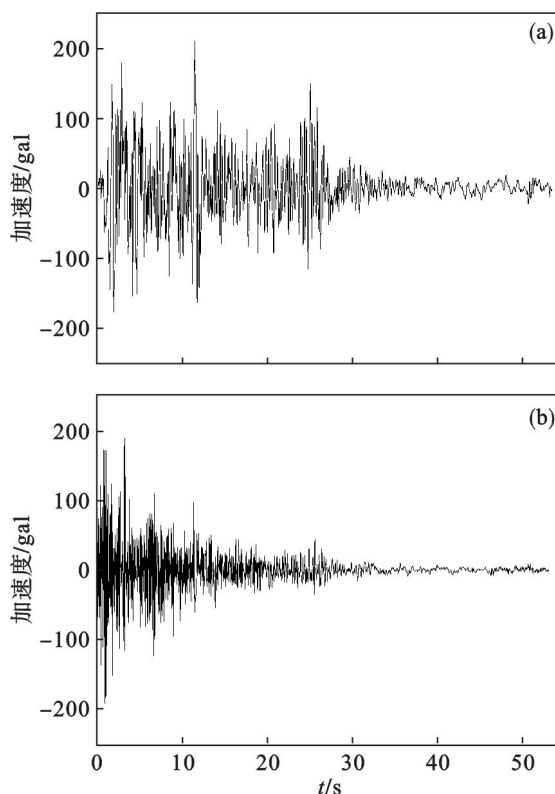


图 2 EL-centro 地震波加速度时程曲线

Fig. 2 Earthquake waves of EL-centro

(a)—东西分量; (b)—竖直分量.

$d_t > 0$ 时, 混凝土出现裂缝, $d_t > 1$ 时, 混凝土的等效塑性应变大于 1%, 形成贯通裂缝. 地震时间 $t = 1 \text{ s}$ 时, 图 3 显示位于左侧墙底部, 混凝土最大主应力 $\sigma = 4.12 \text{ MPa}$, 大于其抗拉强度 4.03 MPa , 产生裂缝; 图 4 为该时刻这个区域混凝土的拉损伤因子 $d_t > 0$, 故靠近底板的侧墙外侧开始产生裂缝. 之后裂缝迅速开展, 地震 1.8 s 时侧墙底部、顶板跨中、中板在靠近侧墙处相继出现裂缝, 此时这些部位的最大拉应力均已经达到了其抗拉强度值, 见图 5, 图 6. 地震 3.0 s 时, 顶板、中板、底板、侧墙底部均出现裂缝, 尤其是侧墙底部部分混凝土裂缝已经贯通; 地震 5.0 s 时, 裂缝开展区域基

本不再发展,此时顶板和侧墙底部的裂缝开展深度要大于中板的裂缝开展深度,且已经形成贯通的裂缝,拉应力完全由钢筋承担,见图7。

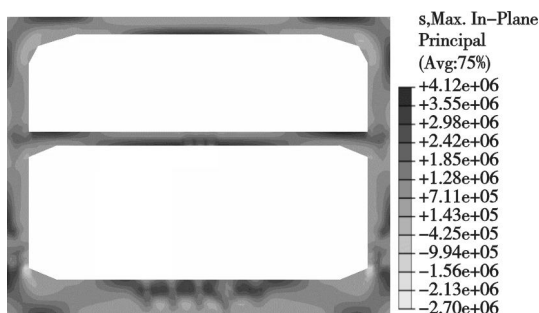


图3 地震作用1 s时最大主应力分布云图

Fig. 3 Distributed contour of maximum principal stress when time is 1 s in earthquake

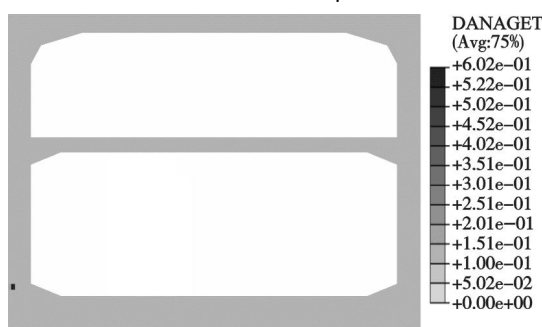


图4 地震作用1 s时拉损伤因子分布云图

Fig. 4 Distributed contour of concrete tension damage variable when time is 1 s in earthquake

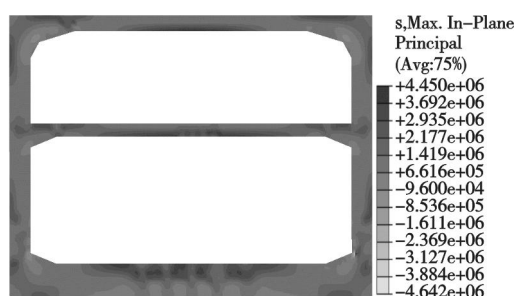


图5 地震作用1.8 s时最大主应力分布云图

Fig. 5 Distributed contour of maximum principal stress when time is 1.8 s in earthquake

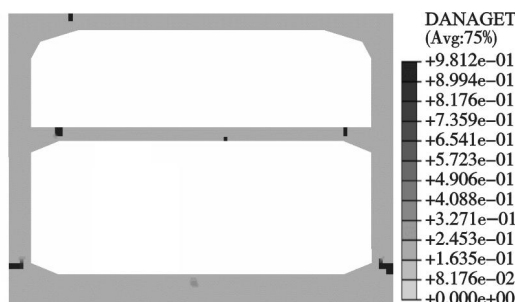


图6 地震作用1.8 s时拉损伤因子分布云图

Fig. 6 Distributed contour of concrete tension damage variable when time is 1.8 s in earthquake

其次分析地铁结构中剪应力的变化。一般情

况下混凝土的抗拉强度为其抗压强度的1/10,抗剪强度约为抗拉强度的1.5倍。地震1.6 s时,左侧墙与底板连接处、右侧墙与顶板连接处剪应力集中;随着地震动加强,侧墙与底板顶板连接的4个位置交替出现剪应力集中,见图8,图9,并标示出了相应时刻最大剪应力的位置。

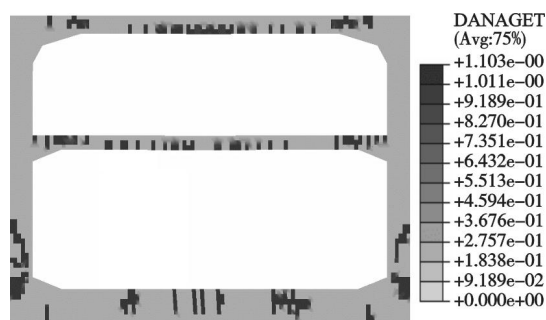


图7 地震作用5.0 s时拉损伤因子分布云图

Fig. 7 Distributed contour of concrete tension damage variable when time is 5.0 s in earthquake

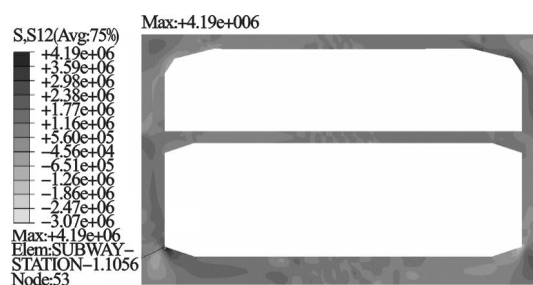


图8 地震作用1.6 s时剪应力分布云图

Fig. 8 Distributed contour of shear stress when time is 1.6 s in earthquake

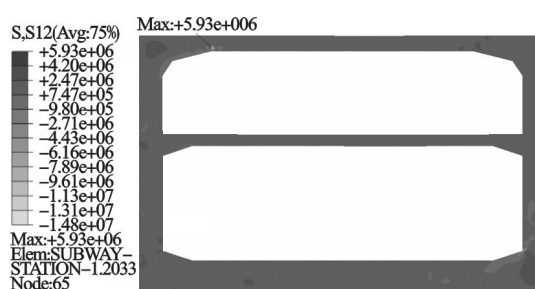


图9 地震作用2.7 s时剪应力分布云图

Fig. 9 Distributed contour of shear stress when time is 2.7 s in earthquake

压损伤的产生与分布基本与拉损伤一致,并且混凝土抗压强度远高于抗拉抗剪强度,不再整体分析混凝土的受压情况。根据以上分析,给出了大跨度预应力地铁结构几处关键位置的水平或竖直方向的动力时程响应(图10~图12):右侧墙底部862号单元在地震2 s左右达到其抗拉强度,之后丧失抗拉强度不再承受拉应力,为竖向拉压破坏;顶板左跨顶部2040号单元,顶板跨中底部

的 140 号单元均在地震 2 s 时水平正应力达到抗拉强度,为横向拉压破坏。地震波在 2 s 左右时竖向加速度接近峰值,与破坏时间相对应。

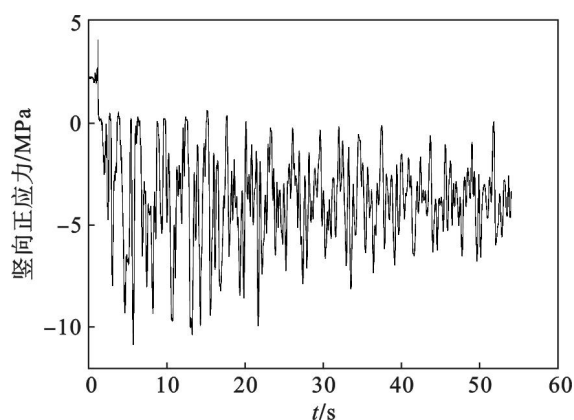


图 10 862 号单元竖向正应力时程曲线

Fig. 10 Vertical stress response of element 862

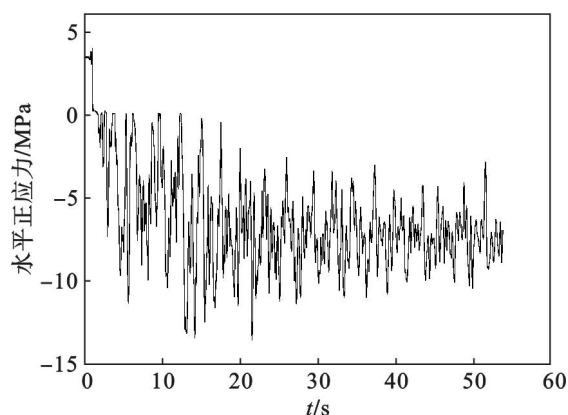


图 11 2040 号单元水平正应力时程曲线

Fig. 11 Horizontal stress response of element 2040

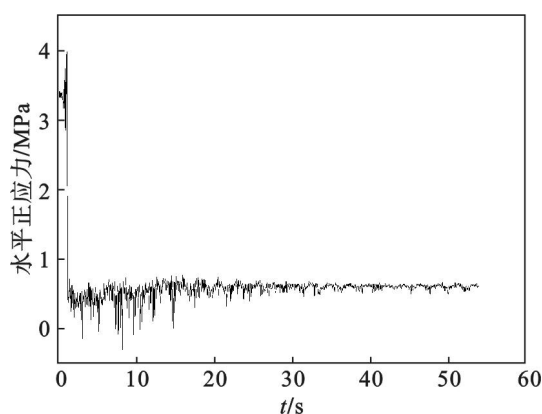


图 12 140 号单元水平正应力时程曲线

Fig. 12 Horizontal stress response of element 140

侧墙底部内侧区域混凝土易产生受压破坏,为了判断该部位混凝土在地震过程中是否受压破坏,从输出的侧墙内侧 1936 号单元的竖向应力时程曲线可知最大压应力为 22.5 MPa,表明侧墙底部内侧区域在地震过程未产生受压破坏。

4 结 论

本文通过对箱型双层预应力大跨度地铁车站进行震害数值模拟与分析,用最大主应力和拉损伤因子双重标准判断了 EL - centro 地震波作用下车站结构混凝土裂缝的产生及开展;给出了大跨度地铁结构剪应力集中部位处位置的变化;并给出了一部分关键位置处的竖直与水平方向动应力时程曲线。分析结果表明:大跨度预应力地铁车站靠近底板位置处的侧墙外侧、顶板中板的跨中底部及板在与侧墙连接处上侧,是抗震薄弱位置。靠近底板位置处的侧墙外侧、顶板在与侧墙连接处上侧由于其破坏时间早,破坏更明显,所处位置关键,可认为是大跨度地铁结构的最危险位置。

参考文献:

- [1] Dowding C H, Rozen A. Damage rock tunnels from earthquake shaking [J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1978, 2: 175 - 191.
- [2] 张庆贺,朱合华,庄荣,等. 地铁与轻轨[M]. 北京:人民交通出版社,2002.
(Zhang Qing-he, Zhu He-hua, Zhuang Rong, et al. Metro and light railway [M]. Beijing: China Communications Press, 2002.)
- [3] 庄海洋,陈国兴,胡晓明. 两层双柱岛式地铁车站结构水平向非线性地震反应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25 (sup1): 3074 - 3079.
(Zhuang Hai-yang, Chen Guo-xing, Hu Xiao-ming. Analysis of nonlinear earthquake response of two-layer double-column subway station structure [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2006, 25 (sup1): 3074 - 3079.)
- [4] Huo H. Seismic design and analysis of rectangular underground structures [D]. Lafayette: Purdue University, 2005.
- [5] Yukio T, Ikko T. Seismic soil-structure interaction of cross sections of flexible underground structures subjected to soil liquefaction[J]. *Soils and Foundations*, 2003, 43 (2): 69 - 87.
- [6] Hashash Y M A, Hook J J, Schmid T B, et al. Seismic design and analysis of underground structures [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2001, 16 (4): 247 - 293.
- [7] 王金昌,陈业开. ABAQUS 在土木工程中的应用[M]. 杭州:浙江大学出版社,2006.
(Wang Jin-chang, Chen Ye-kai. ABAQUS applications in civil engineering [M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2006.)
- [8] Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998, 124 (8): 892 - 900.
- [9] Liu J, Du Y, Du X, et al. 3D viscous-spring artificial boundary in time domain [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2006, 5 (1): 93 - 102.
- [10] Du X L, Tu J. Nonlinear seismic response analysis of archdam-foundation systems. part II: opening and closing contact joints[J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2007, 5 (1): 121 - 133.