

拱坝-坝肩整体动力稳定性的离心模型试验

周兵¹, 金峰², 王进廷²

(1. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063; 2. 清华大学水利水电工程系, 北京 100084)

摘要 采用离心模型试验方法研究拱坝-坝肩系统的动力抗滑稳定, 以及拱坝在动力荷载作用下的破坏机理。采用以脆性材料制作的模型拱坝进行离心模型动力试验, 测定模型拱坝在谐波荷载作用下的动力反应, 得到了结构从完整到破坏的全过程, 揭示了模型拱坝的动力反应特性和破坏机理。试验结果同时表明, 离心模型动力试验对于研究拱坝-坝肩系统的静、动力稳定是一种有效的手段。

关键词 拱坝; 离心模型; 动力试验; 谐波荷载

中图分类号 TV131.61

文献标识码 A

文章编号 1006-7647(2011)01-0015-05

Centrifuge modeling of seismic stability of arch dam-abutment//ZHOU Bing¹, JIN Feng², WANG Jin-ting²(1. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan 430063, China; 2. Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Centrifuge modeling was carried out to study the seismic stability of the arch dam-abutment and the seismic failure of arch dams under dynamic loads. Dynamic tests were performed on the model dam made of brittle materials. The dynamic response of the arch dam under harmonic loads was measured. The whole damage process of the dam was obtained so as to reveal the characteristics of dynamic response and the damage mechanism of the arch dam. The test results show that the dynamic tests of centrifuge models are an effective method for study on the static and dynamic stability of arch dam-abutment system.

Key words: arch dam; centrifuge model; dynamic test; harmonic load

用试验方法研究拱坝结构的动力稳定和破坏问题, 国内外已经有一些相关课题^[1-3]。这类试验一般采用脆性材料建立相似模型, 在振动台上进行模拟。但是在常重力场条件下进行的普通振动台试验, 根据全相似理论, 要求材料弹性模量比尺 $C_E = C_L C_\rho$, 其中 C_L, C_ρ 分别为长度比尺和密度比尺, 一般材料 $C_\rho = 1$, 也即要求 $C_E = C_L$ 。对于拱坝这类长度比尺很大的模型试验, 要完全满足上述要求, 模型材料的弹性模量极低, 必然带来模型材料制作、模型成型以及测量等方面难以克服的困难, 难以实现。另外, 在 $1g$ 的常重力场条件下, 由于自重不宜直接超载, 使研究结构的强度储备问题变得困难。

采用离心机振动台系统来进行拱坝的动力试验具有其独特的优势。首先, 对于在离心机里进行的相似模型试验, 全相似理论的要求变成了 $C_E = C_L C_\rho C_g$, 其中 C_g 为重力加速度比尺, 由于 C_g 的调节作用, 相似常数的选择具有很大的灵活性。由于

不受 $C_E = C_L$ 的限制, 可选用易于测应力的模型材料, 这样, 试验就可以在易于制作和量测数据的模型材料的同时很容易地满足完全相似条件。另一方面, 由于 C_g 的可取范围很大, 对于单一材料模型, 设计状态要求的 C_g 可根据选定材料进行调整, 使模型材料的选择大为简化。此外, 由于 C_L 较小, 模型小, 克服了物理模型试验周期长、费用高的缺点, 可进行多方案比较^[4-9]。

离心机研究强度储备问题也具有独特的优势。在离心机内, 模型自重和水压可以得到同步递增的效果, 在超载过程中受力点的主应力方向不会改变, 仅仅是主应力大小在不断增大, 这样就可以得到比较真实的强度储备安全系数和破坏状态。

1 模型试验设计

1.1 模型设计

拱坝设计为单心圆等厚度定心定径拱坝, 即

1 个圆筒形坝。模型坝高 0.12 m,坝顶中心线弦长 12.6 cm,坝基中心线弦长 7 cm;坝肩山体倾角均为 75°。在模型右岸坝肩设置两陡一缓共 3 条软弱结构面,切出 1 个滑裂体,其中拉裂面走向与横河向夹角 30°,倾角 90°;侧滑面走向与横河向夹角 70°,倾角 75°;底滑面走向与横河向夹角 30°,倾角 20°。

模型分为坝体、滑裂体与基础 3 个部分,3 个部分分别制作,制作完成之后采用确定配比的粘接材料进行粘接,最终成为一个整体。整体模型如图 1 所示。

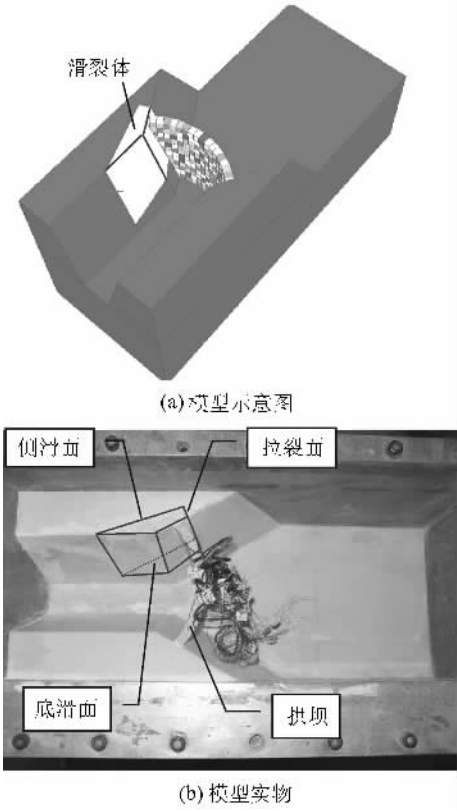


图 1 拱坝模型

模型试验的相似常数如表 1 所示。
坝体材料的密度为 2 500 kg/m³,弹性模量为 920 MPa,泊松比为 0.2。坝体材料的强度参数为:内摩擦系数 $k = 0.8$,黏聚力 $c = 1.1$ MPa。
基础材料的密度为 2 150 kg/m³,弹性模量为 460 MPa,泊松比为 0.2。

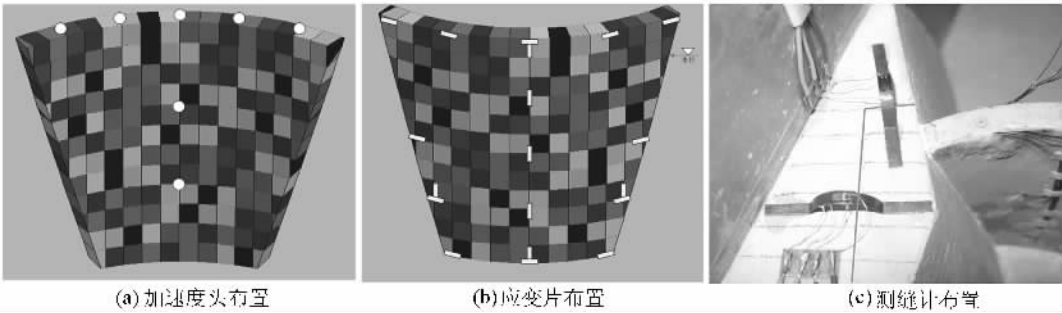


图 2 加速度头、应变片、测缝计布置

表 1 模型试验相似常数

物理量	相似常数	物理量	相似常数
长度 L	1/500	加速度 a	25
弹隆模量 E	1/20	力 F	2×10^{-7}
密度 ρ	1	弯矩 M	4×10^{-10}
重力加速度 g	25	应力 σ	1/20
面积 A	4×10^{-6}	应变 ϵ	1
体积 V	8×10^{-9}	时间 t	8.944×10^{-3}
质量 m	8×10^{-9}	频率 f	111.8
速度 v	0.223 6		

模型坝肩滑裂面的黏结强度为: $k = 0.65$, $c = 0.005$ MPa,拉裂面、侧滑面与底滑面的黏结强度均相同。

模型坝体与坝肩粘接面的黏结强度为: $k = 0.79$, $c = 0.27$ MPa。

1.2 量测仪器布置

顶拱布置 5 个单向加速度头,拱冠梁上布置 3 个单向加速度头;下游河床布置 1 个单向加速度头;振动台面布置 2 个三向加速度头。每个加速度头的质量为 2 g。坝体上下游面各设置 19 个应变测点,一共 38 个应变测点,上下游的应变片布置位置相同。为量测缝面张开度,在拉裂面和侧滑面上各安装 1 个测缝计。加速度头、应变片、测缝计布置见图 2。

2 模型试验结果

根据结构动力学理论,一般结构在谐波荷载作用下的反应结果足以体现结构自身的基本动力特性;同时,谐波荷载也因为具有高度的可控性而成为研究结构线性、非线性动力特性的最佳手段。在本次试验中,对各类工况均以谐波为主要输入荷载,以得到模型坝体的简谐激振反应。由于振动台的限制,本试验只进行沿顺河向输入动力荷载(包括谐波和白噪声)的结构动力反应研究。

通过初步数值计算,得出本次试验模型的基频在 800 Hz 左右,但根据离心机振动台的基本性能参数,振动台所能模拟的地震波频率范围为 10 ~ 250 Hz。为保证振动台的工作性能,本次试验设定谐波的激振频率均为 100 Hz,通过逐步增大激振加

速度幅值的方法来研究模型在不同动力荷载下的结构反应。按照离心机振动台的技术指标,振动台台面所能达到的最大振动加速度为 $20g$,根据初步数值计算,在此荷载作用下,结构将发生破坏,故通过这样的加载方案可以得到结构从完整到破坏的全过程,可以用于研究拱坝的动力反应和破坏过程。

根据试验过程中振动台台面记录,本试验所施加的谐波激振荷载加速度幅值依次为 $0.35g$, $0.77g$, $3.36g$, $13.34g$, $19.84g$ 。在每一级简谐激振过后,都输入白噪声波对模型频率进行识别,以判断模型是否发生破坏。

2.1 加速度量测结果

在 $0.35g$, $0.77g$, $3.36g$ 这几级谐波荷载作用下,模型基本处于线弹性状态,坝体、坝肩均没有发生任何损伤和破坏,当激振加速度峰值达到 $19.84g$ 时,根据坝体上的加速度传感器记录(图3)可以看到,在激振时间达到 $1.0s$ 左右时,坝体加速度数据突然变得没有规则,而河床上的加速度测点8以及振动台台面加速度反应仍然正常,这是由于在 $19.84g$ 谐波激振到达 $1.0s$ 左右时,坝体与坝肩之间发生破坏,坝体加速度反应规律发生了突变。

图4为各级谐波激振荷载作用下模型基频的变化过程。在 $0.35g$, $0.77g$ 和 $3.36g$ 谐波激振荷载作

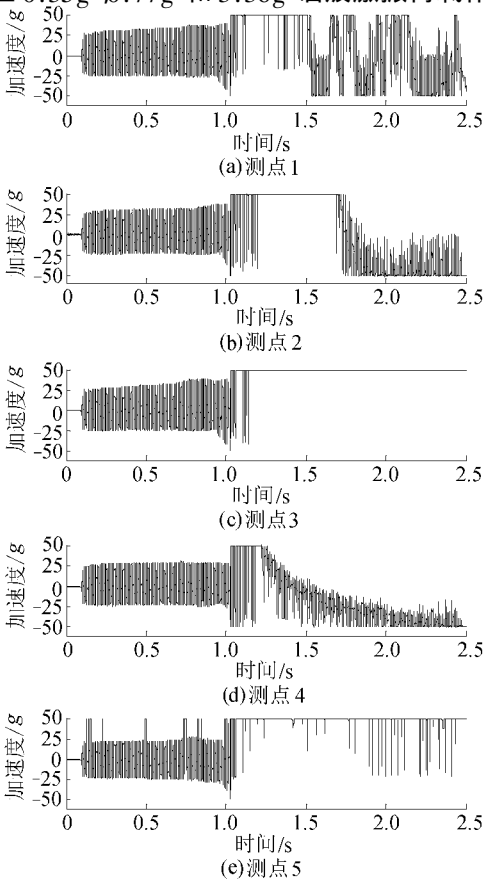


图3 19.84g 谐波激振时加速度反应曲线

用下,模型坝体基本处于线弹性阶段,模型各处基本没有发生损伤,基频维持在初始值左右;在 $13.34g$ 谐波激振荷载作用下,模型发生了一定的损伤,基频由 $846.9Hz$ 下降至 $789.5Hz$,但没有发生破坏,坝体加速度、应变和缝面张开度反应均维持稳定;在 $19.84g$ 谐波激振荷载作用下,模型结构破坏,模型基频由 $789.5Hz$ 变为 $548.6Hz$,大幅度低于上一级激振结束时的基频,在这一级动力荷载作用下,坝体、坝肩、滑裂面均发生了破坏。

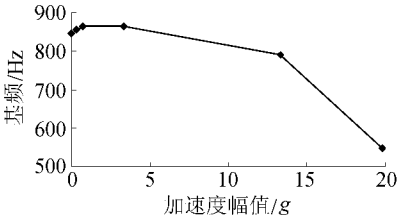
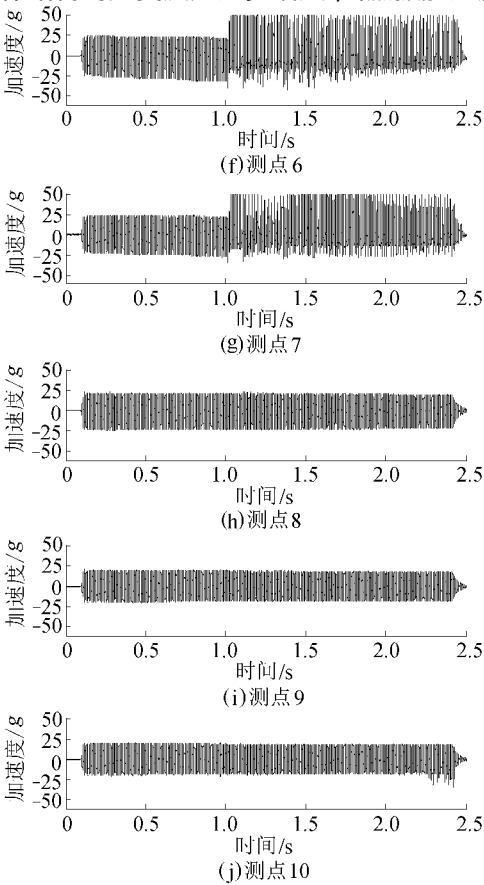


图4 各级谐波激振荷载作用下模型基频的变化过程

2.2 应变量测结果

在各个试验工况下,对坝体上下游面共38个应变通道的数据进行了量测记录。在 $0.35g$ 和 $0.77g$ 谐波激振荷载作用下,坝体的应变反应较小,采集数据的信噪比较低;在 $3.36g$, $13.34g$ 和 $19.84g$ 谐波激振荷载作用下,随着输入加速度荷载的逐级增大,坝体结构的应变反应逐步增大,当激振加速度幅值达到



19.84g 时,在激振时间达到 1.0s 左右,坝体应变发生了突变并反向,这是由于模型在这一时刻发生了破坏,坝体应力重分布,导致各测点应变的突然反向。

图 5 和图 6 分别为 19.84g 谐波激振荷载作用下,坝体上游面和下游面顶拱的拱向应变时程,通过对坝体顶拱端部的 4 个应变测点监测结果进行分析,研究顶拱破坏过程。

比较图 5 中坝体左岸与右岸的应变变化可以得知,坝体上游面顶拱左岸的应变突变发生在激振时间达到 1.0s 的时刻,而右岸的应变突变发生在激振时间达到 1.08s 的时刻,右岸晚于左岸,可以判断坝体左岸首先发生破坏,然后右岸应力突变。对比图 6 中坝体左岸与右岸的应变变化可以得知,坝体下游面顶拱左岸的应变突变发生在激振时间达到 0.9s 的时刻,而右岸的应变突变发生在激振时间达到 1.04s 的时刻,与上游面规律一致,坝体的应力突变也是从左岸发展到右岸。

对比坝体上游面与下游面顶拱的应变时程,可以分析得到坝体的破坏发展历程:左岸顶拱下游处首先破坏,应变发生突变,然后发展到左岸顶拱上游处;左岸顶拱上下游均破坏后,右岸顶拱受力才发生变化。从试验过后的模型破坏情况来看,坝体左岸与坝肩胶结面处被拉开,拉开范围从顶拱向下发展约 8 cm;坝体右岸与坝肩胶结面处也被拉开,范围从顶拱向下发展约 4 cm。左岸破坏较右岸更为严重,这是由于右岸坝肩滑裂体在动力荷载作用下发生了错动,导致坝体左岸与坝肩胶结面处受力增大,从而发生破坏。

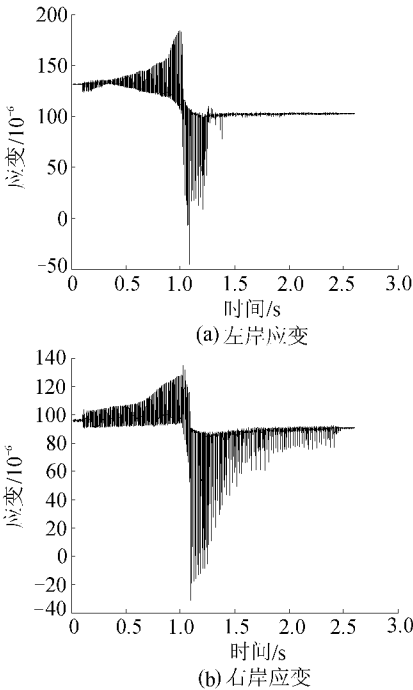


图 5 19.84g 谐波激振时上游面顶拱拱向应变时程

2.3 缝面张开度量测结果

在各个试验工况下,均采用测缝计对右岸坝肩上的 2 条裂缝的缝面张开度(简称缝开度,下同)进行量测记录。在 0.35g、0.77g 和 3.36g 谐波激振荷载作用下,结构处于微幅振动阶段,坝肩缝面没有张开。

在 13.34g 谐波激振荷载作用下,上游拉裂面缝开度为 0.025 mm,侧滑面缝开度为 -0.012 mm(缝开度是负值表示受压缩);激振荷载作用结束后,拉裂面残余缝开度为 0.012 mm,侧滑面残余缝开度为 -0.019 mm。

图 7 为 19.84g 谐波激振荷载作用下坝肩拉裂面与侧滑面的缝开度时程。在 1.0s 之前,上游拉裂面缝开度从 0.012 mm 逐渐增大至 0.04 mm,侧滑面缝开度在 0 mm 左右变化,基本处于稳定阶段。在 1.0s 时刻,拉裂面和侧滑面缝开度数值突然增大,说明在这一时刻,拉裂面和侧滑面都被拉开了,缝开度分别达到 0.15 mm 和 0.06 mm;激振荷载作用结束后,拉裂面残余缝开度为 0.11 mm,侧滑面残余缝开度为 0.06 mm。

2.4 模型破坏状态

试验完成后,模型坝体左岸和右岸坝肩胶结面均已被拉开,右岸坝肩滑裂体发生滑动,坝体上游面坝踵处发生开裂。图 8 是坝肩破坏状态,左岸坝肩胶结面顶部被拉开约 1 mm,并向正下方发展 8 cm;右岸坝肩胶结面顶部被拉开约 0.5 mm,向正下方发展约 4 cm;坝肩滑裂体的上游拉裂面被拉开约 0.1 mm,侧滑面残余缝开度也接近 0.1 mm,这与测缝计的量

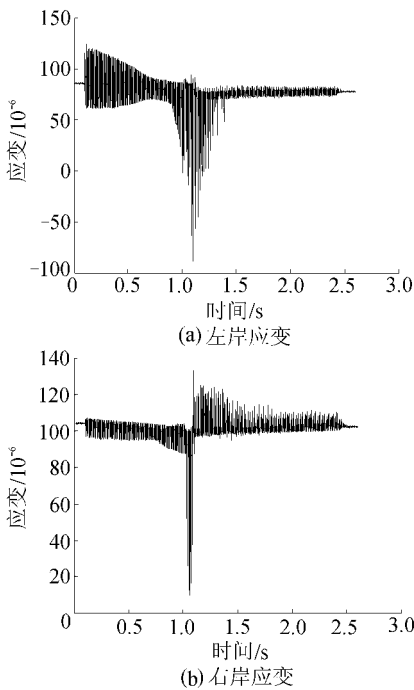


图 6 19.84g 谐波激振时下游面顶拱拱向应变时程

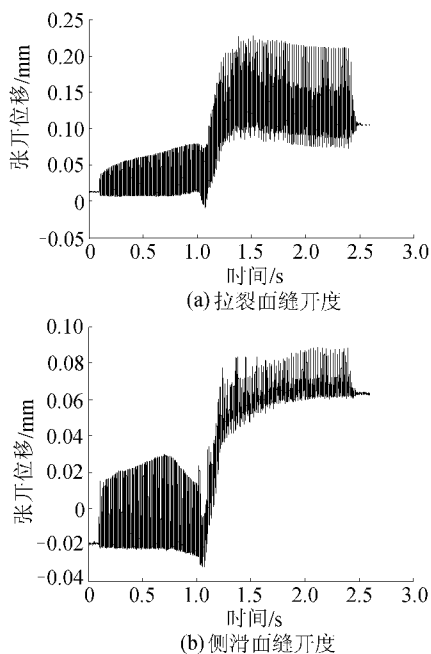


图7 19.84g 谐波激振荷载作用下滑裂体缝开度时程测结果是一致的,验证了测缝计量测的准确性。图9为坝体上游面的破坏状态,由图9可以看到,坝踵有2处发生了严重的开裂破坏,裂缝呈45°倾角斜向下方发展,裂缝深度为6~8mm。根据白噪声测频结果,在19.84g这一级谐波激振之后,模型第1阶自振频率下降到了548.6Hz,大幅度低于上一级激振结束时的基频789.5Hz,表明模型各处的破损已经使得其刚度大幅度降低,基频也急剧下降。



图8 坝肩破坏状态

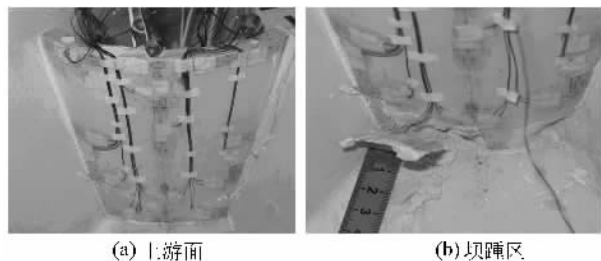


图9 坝体上游面破坏状态

根据试验结果,本试验中模型拱坝破坏的机理是:19.84g 谐波激振约1.0s时,滑裂体首先发生滑动,导致模型左岸坝肩受力突然增大,在动力荷载往复作用下,左岸坝肩胶结面被拉开,并继续面向下扩展,受动力荷载作用,模型右岸坝肩胶结面也被拉开

并向下游扩展。在库水压及动力荷载联合作用下,坝体上游面坝踵处产生了裂缝,并向下游面发展。

3 结 语

通过采用脆性材料制作的模型拱坝的离心动力试验,测定模型拱坝的线弹性动力反应,得到了结构从完整到破坏的全过程,揭示了模型拱坝的动力反应特性和破坏机理。试验结果同时表明,离心模型动力试验对于研究拱坝-坝肩系统的静、动力稳定是一个有效的手段,全部相似关系的满足以及试验过程中的多种加载手段使其相对于一般的振动台试验更具有优势。

参考文献:

- [1] 王海波,李德玉,陈厚群,等.拱坝振动台动力破坏试验研究[J].土木工程学报,2006,39(7):110-118.
- [2] ZHOU J, LIN G, ZHU T, et al. Experimental investigations into seismic failure of high arch dam[J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(8): 926-935.
- [3] NIWA A, CLOUGH R W. Non-linear seismic response of arch dam[J]. Earthquake Engng Struct Dyn, 1982, 10: 267-281.
- [4] UCHITA Y, SHIMPO T, SAOUMA C. Dynamic centrifuge tests of concrete dam[J]. Earthquake Engng Struct Dyn, 2005, 34: 1467-1487.
- [5] 王年香,章为民.混凝土面板堆石坝动态离心模型试验研究[J].岩土工程学报,2003,25(4):504-507.
- [6] 高长胜,徐光明,张凌.边坡变形破坏离心机模型试验研究[J].岩土工程学报,2005,27(4):478-481.
- [7] 汪小刚,张建红,赵毓芝,等.用离心模型研究岩石边坡的倾倒破坏[J].岩土工程学报,1996,18(5):14-21.
- [8] 黄志全,王思敬.离心模型试验技术在我国的应用概况[J].岩石力学与工程学报,1998,17(2):199-203.
- [9] 章为民,日下部治.砂性地层地震反应离心模型试验研究[J].岩土工程学报,2001,23(1):28-32.

(收稿日期:2010-01-28 编辑:骆超)

