

斜坡桩基动力响应的离心机模型试验及数值模拟^{*}

罗智猛, 贺炜

(长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004)

摘要: 为研究地震作用下斜坡桩基的动力响应及桩-土相互作用机理, 在土工离心机上进行模型试验, 分析了斜坡土体的加速度放大效应、斜坡土体位移情况和桩身变形特性, 并通过数值模拟予以论证。结果表明, 地震作用下斜坡坡肩位置最容易失稳; 桩基所处位置和连接形式是造成桩基变形差异的重要因素; 斜坡土体对桩基挤压作用明显, 在抗震设计时应考虑斜坡上部土体的加固措施。

关键词: 桥梁; 斜坡桩基; 动力响应; 数值模拟; 离心机模型试验

中图分类号: U446.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)04-0175-05

针对斜坡段桩基在地震作用下的失稳及破坏问题, 中国现行规范推荐采用拟静力安全系数法进行分析, 但对于地震作用下斜坡桩基及桩-土相互作用机理缺乏深入认识, 有必要开展深入研究。

近年来, 国内外学者针对液化场地桩基失稳及边坡抗滑桩问题进行了一些研究; 于玉贞、赖杰等分别探讨了单排和双排抗滑桩在地震作用下对边坡的加固作用及桩身的变形因素; 许江波、姚爱军等针对埋入式抗滑桩和悬臂抗滑桩对边坡的加固机理进行了试验研究; Boulanger R. W. 等通过离心机模型试验, 探讨了桥台下方液化土层失效后引起的地基侧向变形及对桩基的影响; Zheng Li 等通过对比试验, 发现在地震作用下斜桩比传统直桩能更好地保护上部结构。

桥梁桩基与抗滑桩在抗弯刚度、截面形式及上部结构等方面存在较大差异, 且在地震作用下的破坏形式往往不局限于桩周土体的液化。该文利用 ZJU-400 型多用途土工离心机及电液伺服振动台, 在 50g 离心加速度条件下进行斜坡段桥梁桩基模型试验, 分析斜坡桩基的动力响应及桩-土相互作用机理。

1 离心机模型试验

1.1 离心机模型试验相似比

模型试验的关键在于保持试验模型和原型的相似性, 而土体的物理力学性质十分复杂, 难以还原土

体在地震作用下的工作机理。为此, 采用土体作为模型材料, 以模型长度、质量密度和加速度为控制量, 导出各物理量之间的相似关系(见表 1)。

表 1 原型与模型试验的各物理量及相似比

物理量	原型	模型	物理量	原型	模型
长度 l	n	1	时间 t	n	1
位移 s	n	1	密度 ρ	1	1
加速度 a	1	n	应力 σ	1	1
内摩擦角 φ	1	1	弯矩 M	n^3	1
弹性模量 E	1	1			

注: n 为离心加速度与重力加速度 g 的比值。

1.2 试验配置

采用刚性模型箱, 其内部尺寸为 770 mm × 400 mm × 530 mm。模型尺寸见图 1。为减少边界条件对模型剪切变形的影响, 在模型箱壁放置 30 mm 厚油泥进行消能。

模型桩选用圆形 6061 铝合金管, 弹性模量为 68.9 GPa, 泊松比为 0.33, 密度为 2.9 g/cm³, 延伸率为 25%。根据式(1), 确定采用外径为 16 mm、壁厚 1 mm 的铝合金管。

$$t_m = \frac{t_p}{n} \left[\frac{E_p (1 - \mu_m^2)}{E_m (1 - \mu_p^2)} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

式中: t 为桩厚度; E 为弹性模量; μ 为泊松比; n 为离心机模型试验比尺。

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51478051)

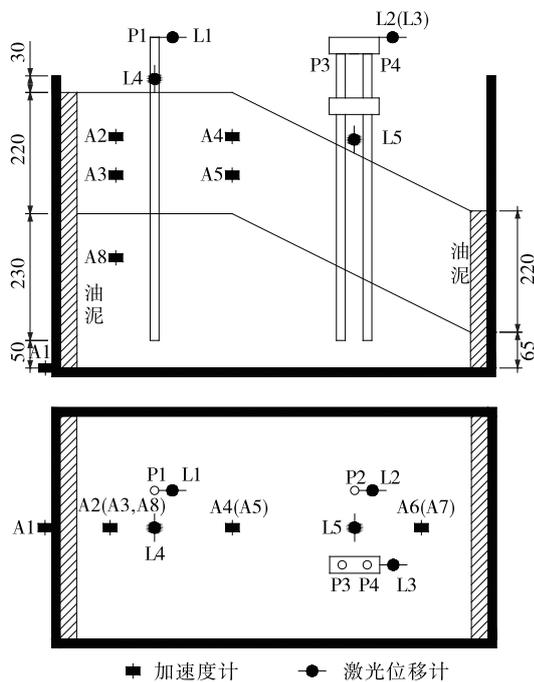


图1 离心机模型示意图(单位:mm)

桩身水平同一截面每侧粘贴2片应变片,采用全桥连接。为防止应变片导线对桩周土体的影响,采用铝合金管上打孔的方式将导线从管内引出。

边坡为成层土模型,模型底层采用一定配合比的水泥土(黏土:石英砂:水泥:水=1:1.5:1:0.5,掺入水泥量2%的早强减水剂,密度为 2.11 g/cm^3)浇筑模拟实际岩层,坡顶长310 mm,高280 mm,厚400 mm,坡比为1:2(坡角约 27°)。上层用福建标准砂(其级配见图2)采用砂雨法制备,坡顶长310 mm,高220 mm,厚400 mm,坡比为1:2(坡角约 27°)。其中值粒径 d_{50} 为0.16 mm,不均匀系数 C_u 为1.6,曲率系数 C_c 为0.96,比重 G_s 为2.622,内摩擦角 φ 为 39° 。

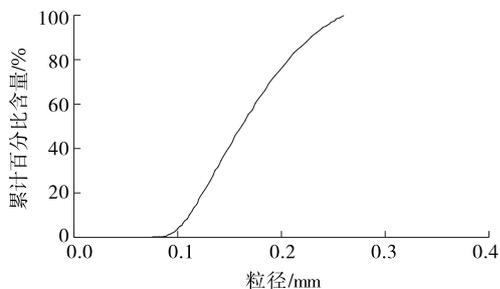


图2 福建标准砂级配曲线

模型箱上布置一个三向加速度计,用于监测地震波输入情况。基岩内布置一个水平加速度计,土体内竖向布置三列水平加速度计。每个模型桩顶各布置

一个激光位移计,用于监测桩顶水平位移(见图1)。

1.3 加载工况

试验采用EI-Centro地震波,原型地震波的加速度峰值 $a=0.48g$,时长 $T=40 \text{ s}$,步长 $DT=0.02 \text{ s}$ 。图3为EI-Centro波加速度时程。

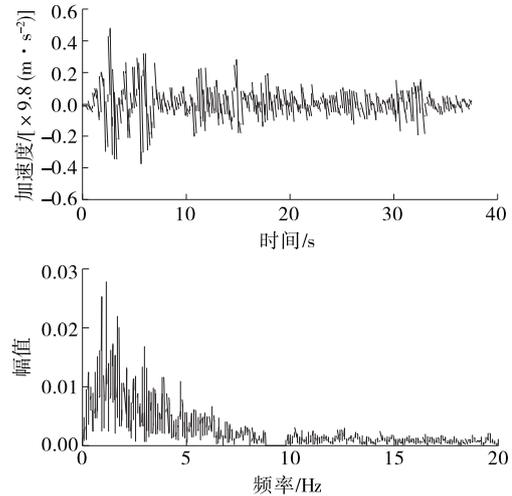


图3 EI-Centro波时程及其傅氏谱

2 离心机模型试验数据处理方法

2.1 土体位移计算

离心机振动台模型试验中,测点速度和位移的测量难以实现,一般实测测点的加速度时程,通过对加速度时程进行一次和两次积分得到速度、位移。目前,对于振动加速度时程的积分算法有时域和频域两种。

时域积分采用梯形或Simpson求和公式,需进行消除趋势项和滤波处理。趋势项一般指测试信号中周期大于记录长度的成分,即存在线性项或缓慢变化的非线性项。陈为真等先对加速度时程进行时域积分,得到含有趋势项的速度和位移时程,再采用拟合多项式极值的方法消除趋势项,获得更加准确的速度和位移时程。但信号的趋势项不可能完全剔除,残余的微小误差在积分过程中累积放大甚至会使波形发生畸变,积分算法本身也会出现常数项,从而影响实际计算效果。

频域积分的基本原理是先将加速度时域信号进行Fourier变换,得到加速度频域信号,进行积分运算后再通过Fourier逆变换得到时域信号。时域积分避开了对微小误差的累积放大作用,近来逐渐在振动信号数据处理中得到应用。

2.2 桩身位移计算

地震作用下桩基的动力响应是指桩基在桩土相

互作用下引起的桩身应力、弯矩、位移等响应。而试验中对于桩身弯矩、位移等关键物理量无法进行直接测量,需借助其他物理量进行换算得出。

试验中在桩身布置应变片实测地震作用下桩身的应变值,通过下式计算桩身弯矩:

$$M = \frac{EI \cdot \epsilon}{R} \quad (2)$$

式中: M 为桩身弯矩; EI 为模型桩刚度; ϵ 为桩身应变; R 为桩半径。

桩身位移 y 利用桩身弯矩分布函数 $M(z)$ 利用下式反算得出:

$$\frac{d^2}{dz^2}y = \frac{M(z)}{EI} \quad (3)$$

式中: z 为桩身长度。

试验中测得的桩身应变值为有限个,进而得到的桩身弯矩值也为有限个,采用三次样条插值方法将有限个弯矩值联立起来,可得到较为理想的桩身弯矩分布函数 $M(z)$ 。这次试验采用的是嵌岩桩,利用 $M(z)$ 进行桩身位移 y 计算时可假定桩底的位移和转角均为零。

3 数值模拟

3.1 有限元模型建立

边坡为成层土模型,底部采用刚性模型模拟基岩,坡比为1:2(约 27°);上层采用多屈服面本构模型模拟上覆砂土,坡顶长14 m,厚11 m,坡比为1:2(约 27°)。模型桩直径为0.8 m,桩底嵌固在基岩中,桩-土接触面采用动力非线性Winkler地基梁模型。计算模型见图4。

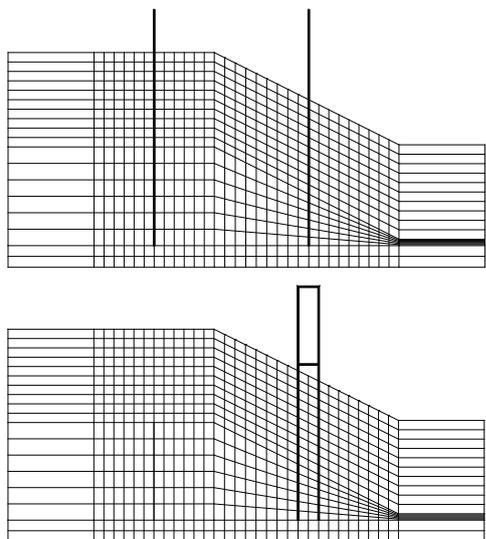


图4 单桩及群桩计算模型

3.2 模型边界条件

模型底部节点约束 Y 方向位移,两侧设置厚度远大于模型本身的自由场单元,通过EqualDOF约束命令将自由场边界模型本身的边界连接起来。

4 数值模拟结果与试验结果对比

4.1 加速度测试结果

进行离心机模型试验,测量砂土中6个位置(A2~A7)的加速度时程,结果见图5。图6为数值模拟所得对应位置的加速度时程。从图5、图6可看出数值模拟结果与离心机模型试验结果的变化趋势较为一致。

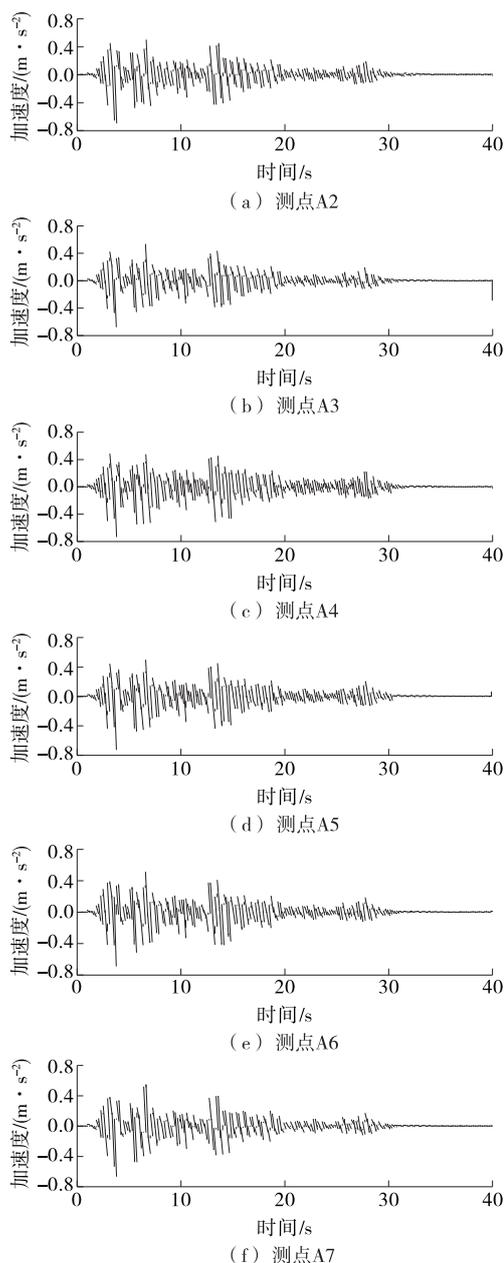


图5 各测点离心机试验实测加速度值

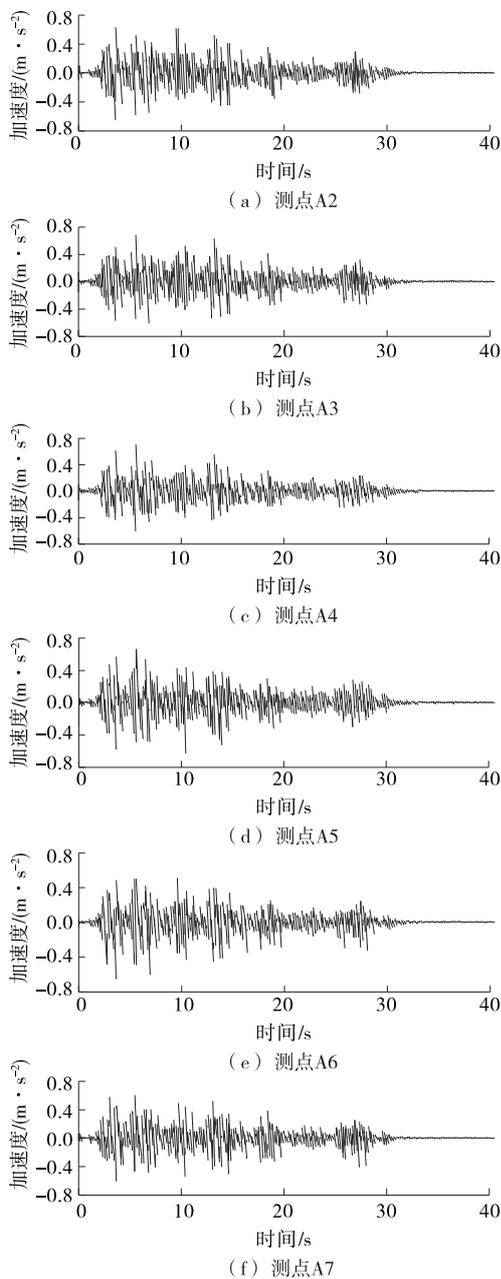


图6 各测点数值模拟计算加速度值

图7为数值模拟与离心机模型试验所得各测点加速度峰值放大系数对比。从图7可看出:数值模拟与模型试验得到的加速度放大幅度系数在数值上

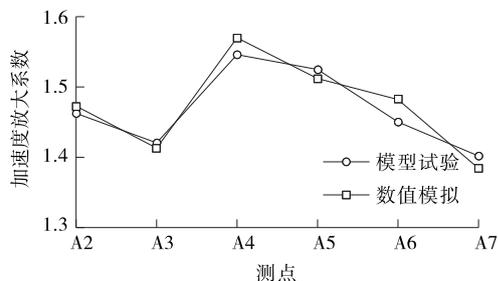


图7 各测点加速度峰值放大系数

略有差别,在规律上基本一致;靠近地表位置的加速度峰值放大系数明显高于深层土体,坡肩地表位置的加速度放大效应最为明显。

4.2 斜坡桩—土相互作用分析

图8为斜坡土体与桩基位移云图。由图8可知:地震作用下斜坡靠近地表位置的土体位移明显大于深层土体,坡肩位置土体位移最大,可推测坡肩位置是整个坡体最容易失稳的位置,与加速峰值放大效应一致。

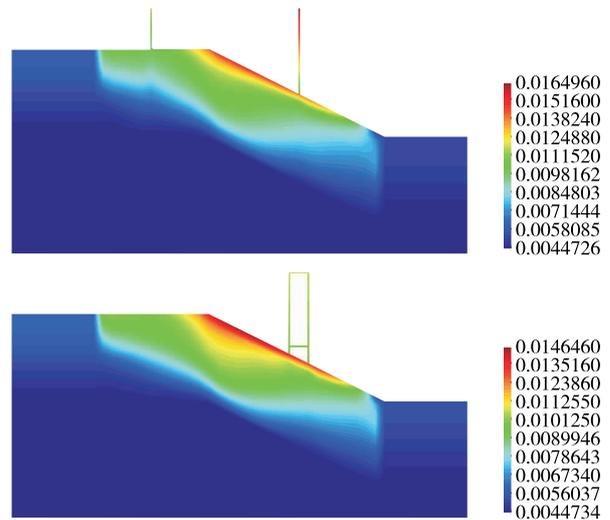


图8 斜坡土体与桩基位移云图(单位:m)

图9为数值模拟与离心机模型试验所得桩身位移曲线。由图9可知:

(1) 数值模拟与模型试验得到的桩身最终位移在数值上略有差异,但变形特征一致;桩基在基岩面以下位移值接近于零,而在自由段发生了较大位移,与实际情况相符;桩基向坡底方向变形的特征说明桩基在地震荷载作用下受边坡土体挤压作用明显。

(2) 斜坡单桩 P2 在桩顶位置的位移值最大,达到 24 mm。斜坡单桩 P2 在地面位置的位移值(14 mm)略大于平坡单桩 P1 在地面位置的位移值(12 mm),推测桩基在坡面位置受边坡土体挤压作用比坡顶位置明显。

(3) 1×2 群桩 P3、P4 在地面处的位移值为 11 mm,与斜坡单桩 P2 在地面处的位移值相近。但由于系梁和盖梁的存在,1×2 群桩在地面以上部分只发生了较小位移,桩顶位置的位移值远小于斜坡单桩 P2。可见,桩基的变形情况与桩基所处位置和连接形式有密切关系。考虑到这次模拟未在桩顶设置配重,在桩基顶部承重的实际情况下桩身的变形将更加明显。

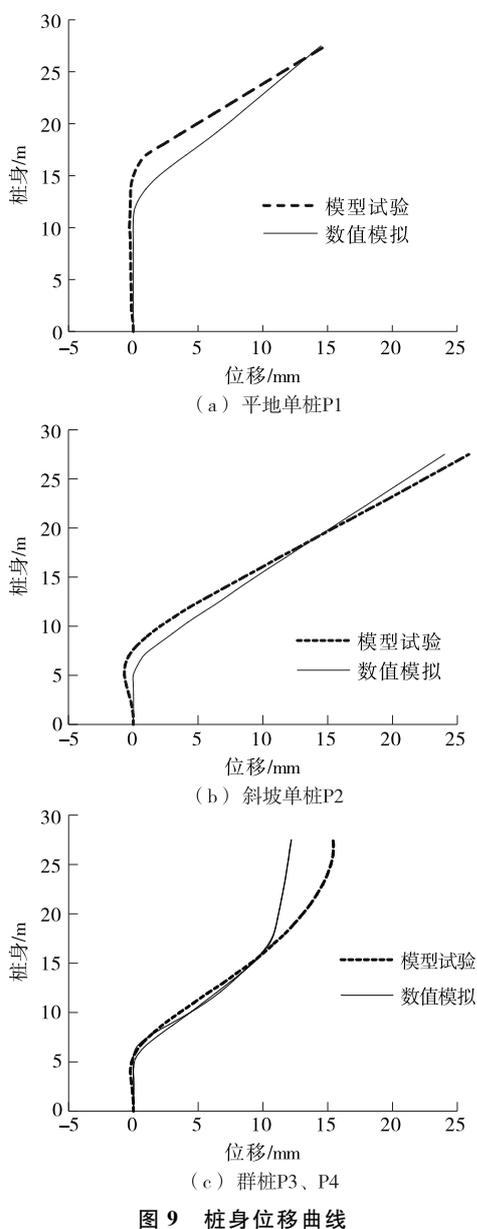


图9 桩身位移曲线

5 结论

该文基于离心机模型试验进行斜坡桩基动力响应的有限元数值模拟,对平坡单桩、斜坡单桩、 1×2 群桩及边坡土体在地震作用下的动力响应进行监测,分析了边坡的破坏形式、桩基的变形等问题。主要结论如下:

(1) 通过数值模拟得到的边坡土体的加速度时程曲线和桩基变形性质与离心机模型试验结果基本一致。

(2) 在加速度峰值为 $0.48g$ 的 EI-Centro 波作用下,平坡单桩、斜坡单桩和 1×2 群桩桩顶在地面处的位移值接近,而在桩顶位置的位移值出现较大

差别,说明桩基所处位置和连接形式是影响其变形的重要因素。

(3) 地震作用下边坡土体的变形主要为坡肩位置土体下沉后向下滑动,而桩基的形变曲线说明受上部土体挤压明显。在进行山区斜坡段桥梁桩基抗震设计时,应考虑上部土体下滑对桩基产生的不利影响,采取措施加固上部土体。

参考文献:

- [1] 于玉贞,邓丽军.抗滑桩加固边坡地震响应离心模型试验[J].岩土工程学报,2007,29(9).
- [2] 赖杰,郑颖人,刘云,等.地震作用下双排抗滑桩支护边坡振动台试验研究[J].岩土工程学报,2014,36(4).
- [3] 许江波,郑颖人.埋入式抗滑桩振动台模型试验分析[J].岩土工程学报,2012,34(10).
- [4] 姚爱军,史高平,梅超.悬臂抗滑桩加固边坡地震动力响应模型试验研究[J].岩土力学,2012,33(增刊2).
- [5] Boulanger R W, Kutter B L, Brandenberg S J, et al. Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments and analyses[R]. University of California, 2003.
- [6] Zheng Li, Sandra Escoffier, Panagiotis Kotronis. Centrifuge modeling of batter pile foundations under earthquake excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 88.
- [7] 陈云,韩超,凌道盛,等. ZJU400 离心机研制及其振动台性能评价[J].岩土工程学报,2011,33(12).
- [8] 周小文.盾构隧道土压力离心模型试验及理论研究[D].北京:清华大学,1999.
- [9] 张永强,宋建江,屠良尧.软件数值积分误差原因分析及改进办法[J].机械强度,2006,28(3).
- [10] 陈为真,汪秉文,胡晓娅.基于时域积分的加速度信号处理[J].华中科技大学学报:自然科学版,2010,38(1).
- [11] 李强,王太勇,胥永刚.基于频域积分的振动参量转换修正算法[J].组合机床与自动化加工技术,2005(9).
- [12] 王济,胡晓. MATLAB 在振动信号处理中的应用[M].北京:中国水利水电出版,2006.
- [13] 胡文杰.地震作用下山区斜坡桩基动力响应研究[D].长沙:长沙理工大学,2013.
- [14] 陈帝江.斜坡地区大直径桥梁桩基竖向承载特性研究[D].西安:长安大学,2009.
- [15] 杨庆华,姚令侃,任自铭,等.地震作用下松散体斜坡崩塌动力学特性离心模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2008,27(2).