

文章编号: 1000-7598-(2014) 08-2205-08

全埋式抗滑桩倾覆破坏的室内模型试验研究

傅 翔¹, 谢 强^{1,2}, 张永兴^{1,2}, 邱 鹏³, 万仁锋⁴

(1.重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2.重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;
3.无锡花样年房地产开发有限公司, 江苏 无锡 214000; 4.重庆蜀通岩土工程有限公司, 重庆 401147)

摘 要: 基于室内推桩模型试验研究全埋式抗滑桩的倾覆破坏及受力变形特征: 在满足各试验相似关系的前提下, 建立室内模型试验池, 观察模型桩从受荷到倾覆破坏的全过程。布设土压力盒、钢筋应变片、混凝土应变片及百分表, 采用多通道动态测试系统, 对桩身应变、钢筋应变、桩顶位移与土压力进行全方位的动态监测, 分析模型桩的受力特性。研究结果表明, 在滑坡推力作用下, 桩顶水平位移与荷载之间大致呈现三折线关系, 而且在锚固深度不够的情况下, 桩的破坏形式为整体的刚性转动 (倾覆破坏)。对土压力监测结果以及反推的桩身弯矩表明, 桩身土压力分布曲线表现为上下小、中间大的近似抛物线分布, 桩身最大土压力出现在桩中部; 各级荷载作用下, 桩身最大弯矩值出现在滑面处, 桩顶及桩底弯矩值较小。

关 键 词: 全埋式抗滑桩; 模型试验; 动态监测; 数值模拟

中图分类号: TU 473.13

文献标识码: A

Model experimental study of toppling failure of fully-embedded anti-sliding pile

FU Xiang¹, XIE Qiang^{1,2}, ZHANG Yong-xing^{1,2}, QIU Peng³, WAN Ren-feng⁴

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China;
3. Wuxi Fantasia Real Estate Development Co., Ltd., Wuxi, Jiangsu 214000, China;
4. Chongqing Shutong Geological Engineering Co., Ltd., Chongqing 401147, China)

Abstract: Based on the indoor-push-pile model experiments, the toppling failure mode and stress deformation characteristics of the fully-embedded anti-sliding pile are studied. Under the premise of the test similarly relation, the indoor model experiment-pool is established; and from loading to the toppling destruction of the whole process, the deformations of model pile are observed. Arranging earth pressure cells, steel strain gauges, concrete strain gauges, and dial indicators, and using a multi-channel dynamic measuring system to monitor pile strain, the steel strain, the displacement of pile top and the earth pressure, the mechanical characteristics of the model pile is analyzed. It is shown that, the relationship of load and lateral displacement of the pile top could be divided into 3 stages. When the anchorage depth is not enough to the monitoring results, the destruction form of the pile performs as a rigid rotation (toppling failure). The soil pressure of the pile is approximately parabolic. Maximum soil pressure is near the middle of the pile. The moment of the pile is larger around the sliding surface and smaller at the top and bottom of the pile.

Key words: fully-embedded anti-sliding pile; model test; dynamic monitoring; numerical simulation

1 引 言

自 20 世纪 30 年代以来, 抗滑桩作为一种有效的治理手段, 已经在各种滑坡治理工程中得到了广泛的应用^[1]。国内外众多学者^[2-12]对抗滑桩的受力性能进行了研究, 如董捷等^[6]结合岩石强度理论和

有限元法为基础, 分析了桩体锚固段岩体的受力特点和变形破坏模式, 其对嵌岩抗滑桩的设计有一定参考价值。孙书伟等^[7]基于模型试验, 对框架微型桩结构的抗滑特性进行了研究, 从而为实际工程框架微型桩的使用提供了参考依据。于玉贞等^[8]通过动力离心模型试验研究混凝土抗滑桩不同条件下的

收稿日期: 2013-04-28

基金项目: 中央高校基本科研业务费 (No. 106112013CDJZR200008); 重庆市国土资源和房屋管理局科技计划项目 (No. CQGT-2012021); 长江学者和创新团队发展计划资助 (No. IRT1045)。

第一作者简介: 傅翔, 男, 1982 年生, 博士研究生, 主要从事岩土工程方面的科研工作。E-mail: fmsx2000@163.com

通讯作者: 谢强, 男, 1975 年生, 博士, 副教授, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: xieqiang2000@163.com

破坏规律,从而为抗滑桩的使用提供了更为有利的理论支撑。

而全埋式抗滑桩作为抗滑桩的一种,也得到了越来越多的使用,但抗滑桩设计支撑理论长期以来都停留在工程经验和依赖行业标准上,设计人员对桩-土相互作用机制认识不清,这样往往会人为地增大安全系数,造成浪费;抑或是减小安全系数,造成极大的安全隐患^[13]。究其原因,主要是全埋式抗滑桩在实际受力状况下,桩身土压力合力作用点位置、桩身弯矩分布、以及桩顶水平位移与荷载关系等关键问题并没有统一结论,并且已有的类似试验研究年代较早。本文通过室内大尺寸模型推桩试验,以松散介质中的全埋式抗滑桩为研究对象,模拟其从受荷到倾覆的全过程。利用高精度多通道动态测试系统,测定桩身土压力及其应变,总结桩土受力特性,反推桩身实际受力状态和变位情况,进而对松散介质中全埋式抗滑桩的工作状态进行合理判断和分析。同时借助 FLAC^{3D} 数值模拟软件进行试验模型的加载模拟重现,与试验结果进行对比,评价数值试验的可行性。

2 试验设计

2.1 试验场地

本试验采用的试验场地为室内砖砌试验池,示意图及基本尺寸如图1所示。

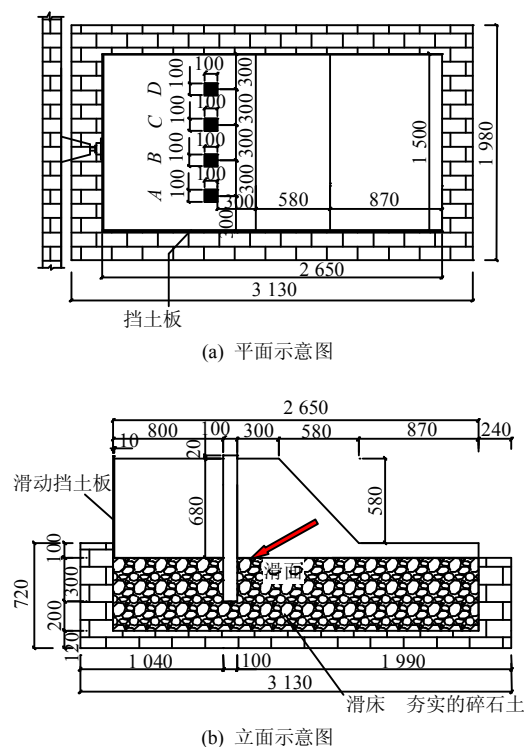


图1 模型试验池示意图 (单位: mm)
Fig.1 Sketches of model test (unit: mm)

2.2 试验模型

试验模型设计包括模型试验桩及试验池填料的选择。因试验过程为抗滑桩在松散介质滑体中的倾覆破坏,为满足试验的相似性,抗滑桩、滑床和滑体分别选用刚体材料、夯实碎石土和砂土,具体设计如下:

抗滑桩为钢筋混凝土结构,选用 C30 混凝土,截面尺寸为 100 mm×100 mm,长为 1 000 mm。桩的受拉面配置两根 $\phi 8$ mm 的钢筋,受压面配置两根 $\phi 6$ mm 的钢筋,并每隔 50 mm 配置一根 $\phi 4$ mm 的箍筋,桩的截面配筋率为 1.57%。

滑床岩性为中风化岩层。从工程经验看,常用的锚固深度,对于土层或软质岩层约为 1/3~1/2 桩长,对于完整、较为坚硬的岩层取为 1/4 较为适宜^[13],因此,选择取 300 mm 的锚固深度较为适宜。为达到倾覆破坏的目的,中风化的岩石层采用夯实的碎石土模拟,碎石土中的碎石采用普通混凝土灰岩碎石骨料,土选择黏性土,碎石土是按照碎石与黏性土 2:1 的质量比进行配比。

滑坡体采用砂土模拟,砂土选择河沙,与滑面的摩擦系数为 0.136。

2.3 测量系统及试验内容

采用 TST3826 静态信号测试系统采集各试验数据。该采集仪为电阻式应变采集仪,所有测点 0.5 s 内全部完成采样,分辨率为 1×10^{-6} 。内置温度控制系统,进一步减小温度对测量结果的影响。适用于测量精度要求较高、现场复杂以及测点相对集中的场合。

百分表量测桩顶位移,应变片量测抗滑桩混凝土表面的应变以及桩内受力钢筋的应变,并通过布设土压力盒测定抗滑桩桩前、后土压力沿桩身全长的分布情况,具体布设情况如下所示:

土压力盒:在 B 桩的两侧各埋设 SYZ-3-B 微型电阻应变式土压力计(精度 $\pm 0.1\%$) 7 个,如图 2 所示。

钢筋应变片:在 B 桩的内部受拉和受压钢筋对角线方向的钢筋上布置钢筋应变片(精度 0.5×10^{-6}),如图 2 所示。

混凝土应变片:在 C 桩受力两侧布设混凝土应变片(精度 0.5×10^{-6}),测试在水平荷载作用下桩身曲率变化,如图 3 所示。

2.4 试验加载方案

考虑到室内模型推桩试验极限荷载相对较小,且加载设备应具有易操作、耗材成本低、稳定性高等特点,室内模型试验采用极限荷载为 100 kN 的数

显抗拔仪进行分级加载, 加载等级为 5 kN。为使滑坡按照拟定的滑面受力滑动, 需施加水平荷载, 因此, 如图 4 所示, 将一横梁作用于推土板上, 考虑到抗拔仪的行程过小, 在抗拔仪与反力架之间增加一手摇千斤顶, 通过抗拔仪向横梁施加水平荷载, 模拟滑坡所受水平推力。

共进行了 3 次平行试验, 分别为初试、正试和复试。初试主要是为检验加载系统和数据采集的稳定性, 试验中未安装土压力盒; 复试结果与正试结果相当, 选择正试结果进行数据分析。

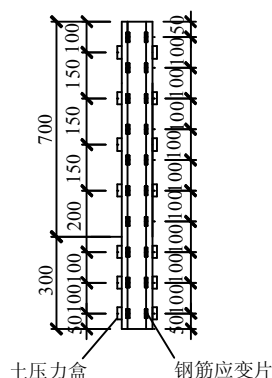


图 2 土压力盒与钢筋应变片布置 (单位: mm)

Fig.2 Arrangement of earth pressure cells and steel strain gauges (unit: mm)

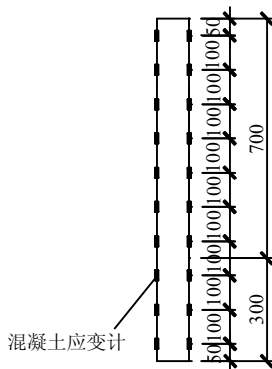


图 3 混凝土应变片的布置 (单位: mm)

Fig.3 Arrangement of concrete strain gauges (unit: mm)



图 4 试验加载装置

Fig.4 The loading device for model test

3 试验成果及分析

3.1 土压力分布规律

图 5、6 为桩身土压力分布规律 (桩后及桩前土压力盒由桩顶往下编号分别为 A7~A1、B7~B1), 由图中结果显示 (下文所述滑面在桩身高度 0.3 m 处, 见图 1):

(1) 滑面以上, 各级荷载对抗滑桩顶部 (A7、B7) 与分界面处 (B4) 的土压力大小影响不明显; 滑面以上桩前土压力分布曲线呈现出上下小、中间大的抛物线状 (见图 5)。

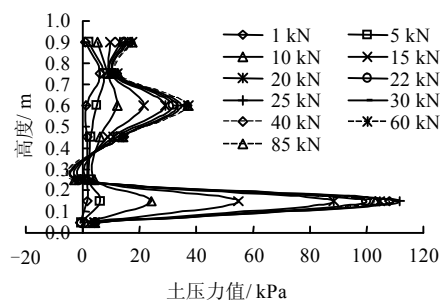


图 5 不同高度处桩前土压力值变化曲线
Fig.5 Earth pressures in front of the pile of different heights

(2) 滑面以上, 桩身最大土压力出现在桩中部位置, 且其值明显大于滑动面及其上部桩身土压力; 但在试验中发现: 当荷载加至 20 kN 左右时, 桩后的最大土压力位置出现了上移 (见图 6), 分析原因可能为: 在持续加载的过程中, 桩的土拱效应使砂土出现上涌, 从而带动推土板向上位移, 加载位置和最大土压力位置随之移动。

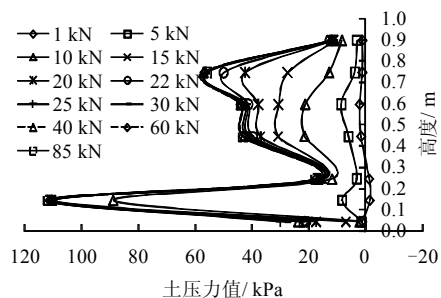


图 6 不同高度处桩后土压力值变化曲线
Fig.6 Earth pressures behind the pile of different heights

现有理论一般假定滑坡推力的分布形式为三角形、矩形或梯形^[14]。国外通常将滑坡体视为散体, 采用三角形分布形式; 国内则多用矩形分布; 日本有的学者认为滑坡推力集中在滑动面以上 1~2 m 处, 认为用三角形分布比较合适。不同的分布模型

造成的倾覆力矩差别很大, 尤其对于推力较大的滑坡, 将直接影响抗滑桩的桩径和埋深。

就滑坡推力合力作用点而言, 国内外现有模型试验和滑坡现场实测资料表明^[15-18], 当滑体为松散介质时, 矩形分布的桩后滑坡推力合力作用点约位于滑面以上 $0.5 h_1$ 处 (h_1 为滑面以上桩长), 三角形分布的合力作用点约位于滑面以上 $0.3 h_1$ 处。此次模型试验结果显示: 当滑体为松散介质 (砂土) 时, 滑体推力基本呈抛物线分布, 合力作用点位于滑动面以上约 $0.20 h_1$ 处。这是由于桩顶的刚体位移减小了桩顶的滑坡推力, 滑动面摩擦力的存在抵消了部分滑动面处桩的滑坡推力, 使滑面以上桩身土滑坡推理呈现上下小、中间大的分布形式, 这符合抗滑桩的实际受力状态, 也与以上现有研究成果在趋势上一致。因此, 在抗滑桩设计中可适当降低滑坡推力合力作用点, 提高滑体抗力合力作用点, 则更符合抗滑桩实际受力状况, 使抗滑桩设计更加经济合理^[19-21]。

3.2 桩顶位移特征

在各级荷载作用下, 各桩顶位移与荷载关系曲线如图 7 所示。由图可知:

(1) 桩顶位移随着荷载增大而逐渐递增, 各桩变形趋势一致, 位移差值较小。25 kN 之前, 桩顶位移增加较快; 25 kN 以后, 桩顶位移值增加较为缓慢。

(2) 桩顶位移随荷载变化的曲线大约呈现三折线关系。三折线的第 1 段是在较小荷载 (10 kN) 作用下, 桩顶位移增长较慢, 曲线的斜率比较小。此阶段主要为桩后填土的压密阶段, 桩身受力不大。在荷载-位移曲线的第 2 段, 随着荷载的继续增加 (10~25 kN), 桩顶位移呈现线性增长, 斜率比第 1 阶段明显增大。此阶段在水平推力的作用下, 桩身发生刚体转动。荷载-位移曲线的第 3 段, 再继续加载时 (荷载大于 25 kN), 桩顶位移未显著增加,

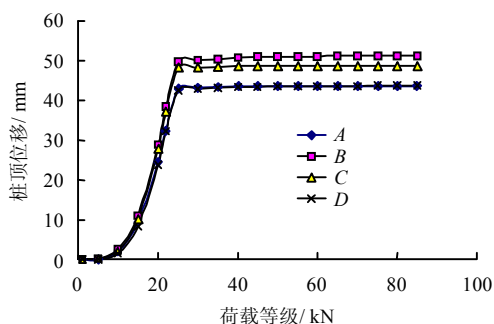
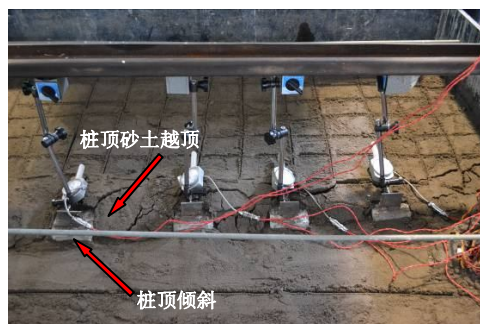


图 7 桩顶位移与荷载关系曲线

Fig.7 The displacements in top of the pile under different load levels

这主要是锚固段土体发生破坏, 对桩身失去锚固, 抗滑桩退出工作, 且在锚固段桩身与锚固土体形成新的平衡; 此时桩侧土体与桩身间已无摩擦力, 桩间拱脚破坏, 土拱效应失效, 桩已不能限制土体位移。在荷载作用下, 桩体发生倾覆、拔出破坏, 同时砂土出现绕流、越顶现象, 如图 8 所示。



(a) 桩顶周边土体变形



(b) 坡面土体滑移

图 8 全埋式抗滑桩的倾覆破坏现象

Fig.8 Toppling failure of the fully-embedded anti-sliding pile

3.3 桩身内力

试验采集了桩身同一截面处钢筋与混凝土的应变值。由于抗滑桩的变形为桩的整体刚性转动且桩身表面未出现可见裂缝, 通过实测数据可以发现, 钢筋与混凝土的应变都较小, 并具有相同的变化趋势。因此, 我们可以认为, 在整个加载过程中, 抗滑桩的受力状态始终处于受拉区混凝土未开裂阶段, 故桩身钢筋的应变与同一截面处混凝土的应变相等。通过计算同一截面处受拉及受压钢筋的应变差来计算抗滑桩的桩身曲率, 得出桩身弯矩。采用桩身曲率反算出的抗滑桩弯矩如图 9 所示。

从图可以得出:

(1) 桩身各测点的弯矩随水平推力荷载的增长而增大。当荷载较小 (1~15 kN) 时, 由于连续滑动面尚未形成, 加之滑动面及挡板侧壁的摩擦力作用, 桩身弯矩值较小, 且各截面的弯矩值比较接近;

但当荷载持续增加到 20 kN 以上时, 桩身各截面弯矩值突然增大, 各截面之间的弯矩差别随之加大。此时土体形成了连续滑动面, 抗滑桩承受滑体产生的下滑力, 将一部分下滑力传至滑动面以下的土层, 另一部分下滑力传给桩前的滑体, 使得土-抗滑桩系统内部的作用力发生了重新分布和调整。

(2) 同一加载级别模型桩的最大弯矩值位于模型池下方一定距离处(滑面附近)。模型桩顶部及底部对应的弯矩值较小。桩身弯矩变化规律为: 两头小, 中间大。

(3) 在千斤顶的加载位置处, 弯矩值有一个突变, 弯矩突变截面距桩顶 0.35 m。

(4) 当荷载加至 25 kN 以上时, 桩身弯矩随荷载等级的提高并无明显变化。表明桩附近的土已经进入塑性状态, 或者桩体发生整体倾覆(刚性转动)导致桩不能继续承载, 因此, 桩身承受的弯矩不能继续增加。

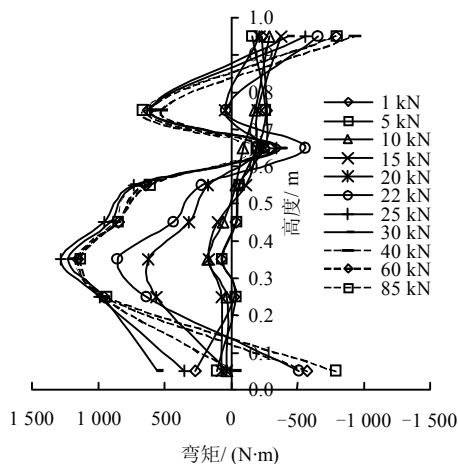


图 9 由桩身曲率算得的抗滑桩弯矩图
Fig.9 Bending moment diagrams of the pile by the curvature

4 数值模拟与试验结果的对比

运用 FLAC^{3D} 进行数值模拟分析, 模拟过程与室内试验相同, 各级荷载大小与室内试验一致。滑体采用摩尔-库仑模型, 抗滑桩考虑到其主要产生刚体转动, 采用完全弹性模型。数值模拟与试验结果对比如下。

4.1 FLAC^{3D} 数值模拟材料参数的取用

该滑坡模型分为滑坡体与滑床两个部分。滑坡体为砂土, 滑床为碎石土。砂土与碎石土的主要计算参数如下, 见表 1。抗滑桩用 pile 单元模拟, 桩的截面尺寸为 0.1 m×0.1 m, 弹性模量为 32.5 GPa。滑动面用 interface 单元模拟, 取值与室内试验相同。

4.2 桩顶位移

图 10 为数值模拟所得桩顶位移与实测结果的对比。

表 1 模型材料基本参数
Table 1 Basic parameters of model materials

模型材料	重度 /(kN/m ³)	体积模量 /MPa	剪切模量 /MPa	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
碎石土	22	13.30	8.00	10	39
砂土	16	0.56	0.42	0	15

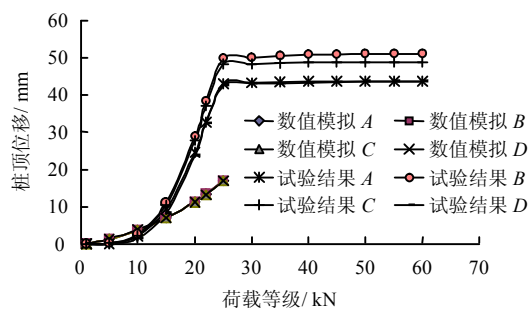


图 10 不同荷载等级下数值模拟与试验实测桩顶位移分布图

Fig.10 The contrast between the displacements of the pile top by means of numerical simulation and laboratory test under different load levels

从图可以看出:

(1) 数值模拟的抗滑桩破坏荷载为 30 kN, 比试验结果 25 kN 略大。

(2) 在相同荷载等级作用下, 推力小于 10 kN 时, 由数值模拟得到的桩顶位移大于试验结果, 在 10 kN 附近两者结果相近; 而随着推力荷载的继续增大, 数值模拟的桩顶位移小于试验值。分析其原因为: 试验加载前期推力主要起着压密推土板与桩体之间砂土的作用, 此时桩顶位移较小, 而数值模拟没有考虑这个初始压密过程。而模型试验时, 随着加载的继续, 滑动面形成, 土体发生滑坡, 桩体发生大幅整体倾覆, 这些过程需要大应变非线性有限元或者离散元才能较好地模拟。

(3) 数值模拟的各桩顶位移基本相同, 与试验测试结果存在略微差异。分析其原因为: 数值模拟计算时, 滑坡推力是均匀施加的, 而模型测试时荷载作用在承压板的中间部位, 故模型测试时位于中间的 B、C 两根桩位移较两侧的 A、D 两根桩更大, 而且随着荷载的增大, 这种差异更为明显; 同时数值模拟时未考虑两侧挡土板与土之间的摩擦作用, 而试验时挡土板与砂土之间的摩擦力是不可忽略不计的。

(4) 数值模拟到达破坏荷载时, 因为计算不能

收敛, 所以桩顶位移会持续增大; 而试验结果是当桩身到达破坏荷载时, 桩体已经发生了倾覆破坏, 桩由于缺乏可靠的锚固而不能继续承载, 所以桩顶位移不再随荷载的增加而增大, 而是基本维持在一个固定值不变。

4.3 桩身土压力

数值模拟桩身土压力值的结果如图 11、12。

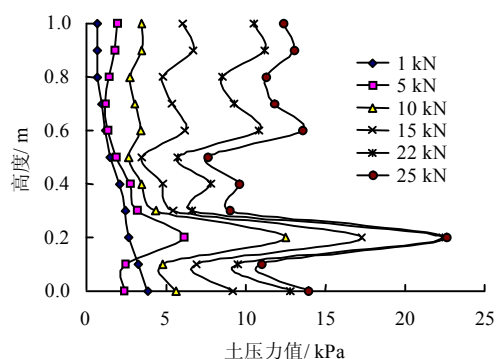


图 11 桩身不同高度处桩前土压力
Fig.11 Earth pressures in front of the pile of different heights

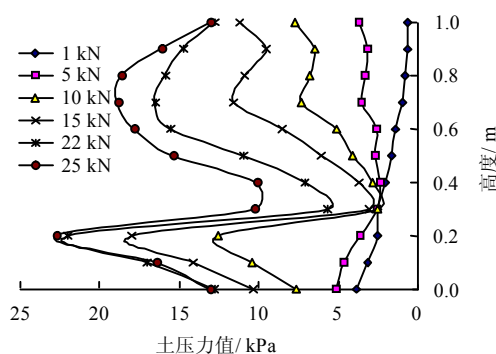


图 12 桩身不同高度处桩后土压力
Fig.12 Earth pressures behind the pile of different heights

由图 11、12 可以看出:

(1) 加载初期, 桩身土压力主要为土自重应力引起的侧向土压力, 表现为从上至下逐渐增大, 与理论相吻合。

(2) 随着加载等级的提高, 滑面以上桩前土压力自桩顶往下土压力变化平缓, 加载至 15 kN 时, 桩前土压力从上往下逐渐缓慢减小, 最小值出现在滑面附近。

(3) 桩身土压力分布曲线表现为上下小、中间大的近似抛物线分布, 与试验土压力分布规律基本是一致的。

(4) 比较实测桩身土压力图形 (见图 5、6), 在滑面以上, 试验的最大土压力值出现在滑体中部,

数值模拟的结果与试验值有所不同, 分析其主要原因: 数值模拟考虑了自重作用下的土压力与推桩时的抗力; 而模型试验在加载前, 对自重作用下产生的土压力进行了归零处理。

4.4 桩身内力

数值模拟的桩身弯矩如图 13 所示。

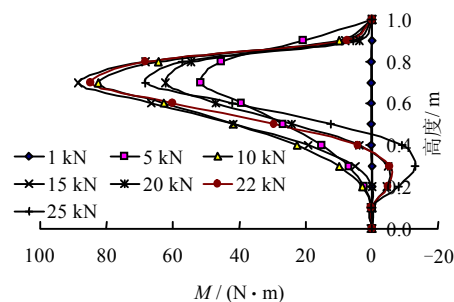


图 13 沿桩全长的弯矩分布
Fig.13 Moment distributions of model piles along their lengths

由图可以看出:

(1) 在加载过程中, 桩身的弯矩值在滑面附近增加显著, 且各级荷载作用下, 桩身最大弯矩值出现在滑面处, 桩顶及桩底弯矩值较小。

(2) 当推力荷载从 5 kN 增加到 15 kN 的过程中, 各截面弯矩值增加明显, 在 15 kN 时达到弯矩最大值, 而继续增加推力荷载, 弯矩值出现了小幅降低, 分析原因可能为: 当桩身弯矩达到最大值时, 桩身锚固段碎石土出现了局部破坏, 应力释放导致的应力重分布使桩身弯矩产生了变化。

(3) 当推力荷载大于 20 kN 时, 滑面以上桩的中部出现的负弯矩值与实测情况相同。

(4) 比较实测桩身弯矩分布曲线图 (见图 9) 和数值模拟计算结果, 可以看出, 两者的变化趋势基本是一致的, 但数值模拟结果略小于实测值, 分析可能为: 数值模拟的各物理参数选取与试验材料的实际值有差别, 且试验中测点数量的布置是有限制的。

5 结 论

(1) 实测桩身前后坡体推力均呈现上下小、中间大的抛物线分布, 合力作用点位置与按三角形或矩形分布的情况有一定差别, 其桩后土压力合力作用点更靠近滑面, 这表明如能适当降低滑坡推力的合力作用点位置, 更符合抗滑桩的实际受力状况。

(2) 桩顶位移-荷载曲线大约呈现三折线特点。第 1 段桩顶位移增长较慢, 斜率比较小, 桩后填土

不断压密,桩身受力不大;第2段桩顶位移线性增长,斜率比第1阶段明显增大,此阶段桩身发生刚体转动;第3段桩顶位移增长减慢,此阶段桩体发生倾覆、拔出破坏,同时砂土出现绕流、越顶现象。

(3) 桩身各测点的弯矩随水平推力荷载的增长而增大。当荷载较小时,由于连续滑动面尚未形成,加之滑动面及挡板侧壁的摩擦力作用,桩身弯矩值较小,且各截面的弯矩值比较接近。但随着荷载持续增加,桩身各截面之间的弯矩差别随之加大,逐渐显现两头小、中间大的分布形式。此时土体连续滑动面形成,使得土-抗滑桩系统内部的作用力发生了重新分布和调整。

(4) 实测数据(土压力、桩顶位移及桩身内力)与数值计算的分布规律基本一致,但实测值比模拟值略大。基于FLAC^{3D}的仿真计算方法可以作为模型试验的一种补充手段。

参考文献

- [1] 李海光. 新型支挡结构设计工程实例[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [2] STUART D MATTHW. Project-specific steel piling applications[J]. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, 2004, 9 (4): 194—201.
- [3] BRANDON TOMAS L, WRIGHT STEOHEN G, DUNCAN J MICHAEL. Analysis of the stability of l-walls with gaps between levee fill[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2008, 134(5): 692—700.
- [4] TAN YONG, PAIKOWSKY SAMUEL G. Performance of sheet pile wall in peat[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2008, 134(4): 445—458.
- [5] DAY ROBERT W. Design and repair for surficial slope for surficial slope failure[J]. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, 1996, 1(3): 83—87.
- [6] 董捷, 董容书, 冯国建. 抗滑桩锚固段岩体的破坏模式及其有限元分析[J]. 贵州地质, 2005, 22(3): 206—209.
DONG Jie, DONG Rong-shu, FENG Guo-jian. Damage model for rock embedded by anti-slide pile and its finite element analysis[J]. **Guizhou Geology**, 2005, 22(3): 206—209.
- [7] 孙书伟, 朱本珍, 马惠民. 框架微型桩结构抗滑特性的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊1): 3039—3044.
- [8] 于玉贞, 李荣建, 李广信, 等. 抗滑桩静力与动力破坏离心模型试验对比分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(7): 1090—1093.
YU Yu-zhen, LI Rong-jian, LI Guang-xin, et al. Centrifuge modeling of static and dynamic failure of stabilizing piles in slope[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2008, 30(7): 1090—1093.
- [9] YANG SHIKOU, REN XUHUA, ZHANG JIXUN. Study on embedded length of piles for slope reinforced with one row of piles[J]. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2011, 3(2): 167—178.
- [10] 姚元峰, 赵晓彦. 抗滑桩桩间土拱效应试验方法的研究[J]. 路基工程, 2010, (2): 86—87.
YAO Yuan-feng, ZHAO Xiao-yan. Study on Test method of soil arching effect between anti-slide piles[J]. **Sub-grade Engineering**, 2010, (2): 86—87.
- [11] 廖中原. 埋入式抗滑桩实用设计方法研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2006.
- [12] 刘洪佳, 门玉明, 李寻昌, 等. 悬臂式抗滑桩模型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 2960—2966.
LIU Hong-jia, MEN Yu-ming, LI Xun-chang, et al. Study of model test on cantilever anti-slide pile[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(10): 2960—2966.
- [13] 铁道部第二勘测设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1981.
- [14] 朱大勇, 钱七虎, 周早生, 等. 基于余推力法的边坡临界滑动场[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(6): 667—670.
ZHU Da-yong, QIAN Qi-hu, ZHOU Zao-sheng, et al. Critical slipfield of slope based on the assumption of unbalanced thrust method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1999, 18(6): 667—670.
- [15] 陈锦珍, 郑国芳. 桩在砂土中承受水平荷载的模型试验研究[J]. 水利水运科学研究, 1983, (2): 55—65.
CHEN Jin-zhen, ZHENG Guo-fang. Model study on pile in sand under lateral loading[J]. **Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute**, 1983, (2): 55—65.
- [16] 李寻昌, 门玉明, 何光宇. 锚杆抗滑桩桩侧地层抗力分布模式的试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2654—2659.