

# 抗滑桩锚固长度对均质边坡滑动面及抗滑能力影响研究

陈建峰<sup>1</sup>, 郭小鹏<sup>2</sup>, 田丹<sup>3</sup>, 俞松波<sup>1</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 中国地质调查局西安地质调查中心, 陕西 西安 710054; 3. 中国建筑第六工程局有限公司, 天津 300012)

**摘要:** 利用透明土技术开展不同锚固长度抗滑桩加固均质边坡可视化模型试验, 并结合粒子图像测速技术(PIV), 展现抗滑桩加固均质边坡内部位移场演化及其滑移破坏过程, 以揭示锚固长度对均质边坡滑动面和抗滑能力的影响机理。研究表明: 抗滑桩加固边坡的滑动面深度随抗滑桩锚固长度的增加而加深, 同时抗滑能力得到提高, 但当锚固长度超过其最优锚固长度后滑动面变浅, 表现为越顶破坏, 使得抗滑桩抗滑能力大幅降低; 当抗滑桩锚固长度达到其最优锚固长度时, 出现靠近桩底端位置和越顶的两个深浅不一的滑动面; 随着锚固长度的增加, 抗滑桩上部外侧受拉区减小, 而下部内侧受拉区增大, 最大弯矩位置均在距桩顶约 0.4 倍桩长处, 而当锚固长度超过其最优锚固长度后, 则出现下部外侧受拉而中上部内侧受拉, 其最大弯矩位置在距桩顶约 0.35 倍桩长处; 抗滑桩最优锚固长度与岩性、桩间距、桩体刚度等因素相关, 在实际工程设计中应考虑这些因素以确定优化的锚固长度。

**关键词:** 抗滑桩; 边坡; 透明土; 模型试验; 锚固长度; 滑动面  
**中图分类号:** U416.14 **文献标志码:** A

## Effect of Anti-Slide Piles Anchorage Lengths on Slip Surface and Anti-Slide Capacity of Homogeneous Slope

CHEN Jianfeng<sup>1</sup>, GUO Xiaopeng<sup>2</sup>, TIAN Dan<sup>3</sup>, YU Songbo<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Xi'an Center of Geological Survey, China Geological Survey, Xi'an 710054, Shaanxi, China; 3. China Construction Sixth Engineering Bureau Co., Ltd., Tianjin 300012, China)

**Abstract:** Visible tests of homogeneous slope reinforced with anti-slide piles with different anchorage lengths were conducted by using transparent soil technique and particle

image velocimetry (PIV), to investigate the evolution of internal displacement field and the failure process of stabilized slope and reveal the effect of anchorage length on slip surface and anti-slide capacity of piles. The results show that with the increase in anchorage length, the slip surface of the reinforced slope gradually deepens and hence the resistance against sliding of the piles increases. However, when the anchorage length exceeds the optimal length, the soil behind the piles move over the pile top and the slip surface gets shallow, which results in the significant decrease of resistance of the anti-slide piles. As the anchorage length of pile is equal to the optimal length, two slip surfaces develop in the slope: a shallow one exiting above the pile top, and a deep one passing through the lower part of the pile. With the increase of anchorage length, the tensile zone of the outside wall in the upper section of the pile narrows but that of the inside wall in the lower section of the pile expands. Meanwhile, the maximum bending moments occur at a pile depth of about 0.4 times the total pile length. However, when the anchorage length is larger than the optimum length, the outside wall in the lower portion of the pile is subjected to tension whereas the inside wall bears tensile force in the upper portion of the pile. At the same time, the maximum bending moment occurs at a pile depth of about 0.35 times the total pile length. The optimum anchorage length is related to the properties of slope materials, pile spacing and stiffness, etc. Therefore, a suitable anchorage length of anti-slide pile should be determined in the project design considering the influence factors mentioned above.

**Key words:** anti-slide pile; slope; transparent soil; model test; anchorage length; slip surface

收稿日期: 2018-07-23

基金项目: 国家重点研发项目(2019YFC1509700); 国家自然科学基金(41772289)

第一作者: 陈建峰(1972—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为地质工程.

E-mail: jf\_chen@tongji.edu.cn



论文  
拓展  
介绍

边坡抗滑桩是利用桩前土体的抗力和滑动面下稳定地层对桩体的锚固作用来抵抗滑体传来的推力的加固结构,可用于治理滑坡灾害。相比其他抗滑支挡结构如挡土墙,抗滑桩不会破坏边坡的连续性,对边坡扰动较小<sup>[1]</sup>,而且抗滑能力强,因此被广泛应用于滑坡防治工程中<sup>[2-4]</sup>。

抗滑桩嵌入潜在滑面以下的锚固长度是抗滑桩设计中的一个重要指标。然而目前关于抗滑桩锚固长度对加固后边坡滑动面和抗滑能力的影响还未有较好的认识,且仅采用数值分析方法对此作了探讨。Griffiths等<sup>[5]</sup>采用二维有限元强度折减的方法研究了抗滑桩锚固长度对土质边坡稳定性的影响,结果表明随着锚固长度的增加,滑动面逐渐加深,而当锚固长度达到某一临界值后,滑动面变浅且越过桩顶,抗滑能力降低;王聪聪等<sup>[6]</sup>采用基于强度折减法的有限差分数值软件分析了不同锚固长度抗滑桩对边坡的加固效果也得到相似的结论。Shooshpasha和Amirdehi<sup>[7]</sup>利用基于强度折减法的三维有限元程序模拟了抗滑桩加固的土质边坡,发现当锚固长度增加到临界长度后滑动面不再发生改变。戴自航和徐祥<sup>[8]</sup>采用强度折减法对某土质边坡工程进行有限元分析,得出当抗滑桩锚固长度增加到一定值时,边坡土体贯通的塑性区会由深层向上移动,更易形成浅表滑动。

本文采用一种光学镀膜用玻璃砂(一种高纯度熔融石英砂)和两种矿物油制备成的透明土<sup>[9]</sup>,开展了不同锚固长度抗滑桩加固均质边坡模型试验。利用该透明土的可视性并结合粒子图像测速技术,展现抗滑桩加固边坡内部位移场演化及其滑移破坏过程,以揭示抗滑桩锚固长度对均质边坡滑动面和抗滑能力的影响机理。

## 1 模型试验概况

### 1.1 模型尺寸及试验装置

本文模拟的原型边坡高3 m,坡度 $36^\circ$ ,坡体设置截面尺寸为 $0.4\text{ m}\times 0.4\text{ m}$ 的方形抗滑桩,其桩间距为1.6 m,抗弯刚度 $EI=6.4\times 10^8\text{ N}\cdot\text{m}^2$ 。试验采取的几何相似比 $n=20$ ,模型边坡尺寸如图1所示。

模型试验装置主要包括模型箱、加载系统、激光发射器、数码相机和数据采集系统,如图2所示。根据模型率制作模型箱,其内部尺寸为 $55\text{ cm}\times 16\text{ cm}\times 35\text{ cm}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高),箱侧壁为19 mm厚钢化玻璃,四周用角钢固定,相邻箱壁的连接处用玻璃胶

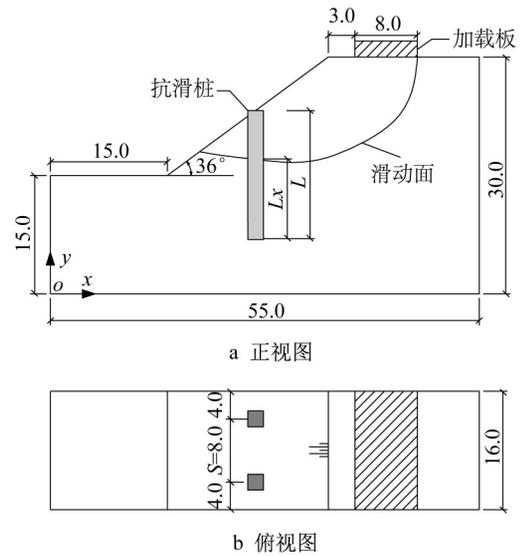


图1 抗滑桩加固边坡模型示意图(单位:cm)

Fig. 1 Schematic view of the slope model with anti-slide piles (unit: cm)

密封。坡顶刚性条形加载板的截面尺寸为 $15.6\text{ cm}\times 8\text{ cm}$ (长 $\times$ 宽),可通过调节加载板与水平面之间的倾角以产生不同深度的滑动面。本试验加载板倾角固定为 $10^\circ$ ,如图3a所示。为成坡时防止坡面土体下滑,并保证土体密实度,特制了一个可拆卸的边坡成型装置,如图3b所示。

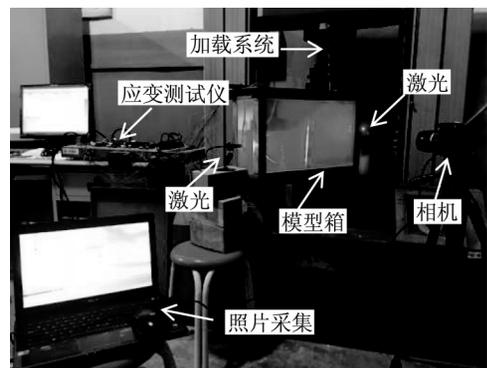


图2 模型试验现场布置图

Fig. 2 Site layout of experimental apparatus

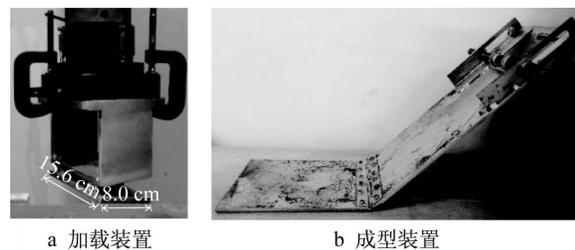


图3 边坡加载和成型装置

Fig. 3 Photos of loading and modeling devices

加载系统为WDW-600KN 伺服控制电子万能试验机,其内置压力传感器和位移传感器,用以监测加载板底面的压力和竖向位移。将刚性条形加载板上端与试验机压力轴下端连接,并用夹具固定。试验过程中加载方式采用位移控制方式,保证条形加载板匀速下降。

激光发射器可生成均匀分布的激光面,穿过透明土样后形成明亮的散斑场,其功率为150 mW,波长为650 nm。在模型箱纵向两个端面分别布置激光发射器(图2),两个激光发射器所形成的明亮扇面处于同一竖直面内且均垂直于抗滑桩前后两个侧壁。

试验中使用分辨率为 $2592 \times 1728$ 的佳能550D数码相机拍摄照片。用三脚架固定数码相机,设置相机的拍摄参数并调整相机镜头轴线,使其垂直于激光扇面。

## 1.2 试验材料

模型边坡材料为均质透明砂土,其由光学镀膜用玻璃砂与孔隙液体配制而成。玻璃砂 $\text{SiO}_2$ 含量为99.99%,折射率为1.4585,颗粒重度为2.24。图4为玻璃砂级配曲线,其粒径范围为0.5~5.0 mm,平均粒径 $D_{50}=1.42$  mm,不均匀系数 $C_u=2.08$ ,曲率系数 $C_c=1.16$ ,为一种粒径较均匀的粗砂。其最大和最小干密度分别为 $1.42 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ 和 $1.17 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ 。孔隙液体采用无色、透明的3<sup>#</sup>白油和15<sup>#</sup>白油,其化学性质稳定且无毒性。本试验在10<sup>o</sup>C室温下进行,两者折射率分别为1.4693和1.4530,按体积比5:1混合后的液体折射率为1.4583,与玻璃砂折射率基本一致,其透明厚度可达14 cm,透明效果较好。本文试验按相对密实度 $D_r=85\%$ 建造均匀的透明土边坡,其初始孔隙比为0.628。通过直剪试验得到该密实度下透明土的粘聚力 $c=0$ ,内摩擦角 $\varphi=45^\circ$ 。通过室内一维压缩试验可得在100~200 kPa 荷载范围内透明土压缩模量 $E_s=18.1$  MPa,压缩指数 $C_c=0.04$ ,属于低压缩性土。

抗滑桩主要抵抗下滑力所产生的弯矩,因此模型桩的抗弯刚度应与原型桩相似。根据原型桩抗弯刚度 $EI=6.4 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{m}^2$ 和抗弯刚度的相似比尺 $n^5=3.2 \times 10^6$ ,可得模型桩的抗弯刚度为 $EI=200 \text{ N}\cdot\text{m}^2$ 。模型桩为由铝合金板制成的方形管桩,其截面边长 $D=2$  cm,弹性模量 $E=60$  GPa,壁厚 $t=0.7$  mm。在模型桩的两侧外表面对称粘贴电阻应变片。图5为桩长22.5 cm的模型桩及应变片布置示意图。

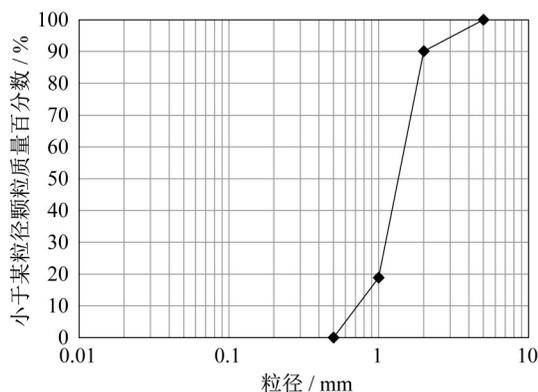


图4 玻璃砂级配曲线

Fig. 4 Particle size distribution of glass sand

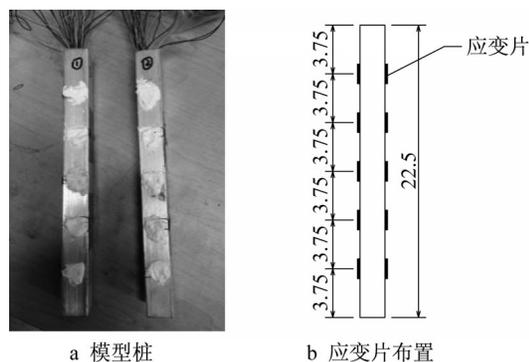


图5 模型桩及应变片布置图(单位:cm)

Fig. 5 Photo of anti-slide piles and layout of strain gauges (unit:cm)

## 1.3 试验方案

本文共开展了5组试验,分别为1组无桩边坡的对比试验和4组不同锚固长度抗滑桩在坡中位置的试验。具体试验方案如表1所示。需要说明的是表1中锚固比 $\lambda$ 为锚固长度 $L_x$ (嵌入无桩边坡滑动面以下的长度)(图1)与抗滑桩总长度 $L$ 的比值,即 $\lambda=L_x/L$ 。对于抗滑桩锚固比 $\lambda=0.7$ 的情况,桩端已至模型箱底面。

采用基于Matlab的Geo-PIV粒子图像测速分析程序对连续拍摄到的激光扇面进行图像分析,以获得边坡位移矢量图。图像分析步骤主要包括:①打开Matlab,加载Geo-PIV分析程序;②对采集到的图片中所关心的区域进行网格划分;③对已划分的各网格进行PIV计算以获得各网格的位移;④在Matlab中输入指令代码,导出不同时刻的边坡位移矢量图。

## 1.4 试验步骤

(1)在模型箱中将3<sup>#</sup>白油和15<sup>#</sup>白油按比例混合配制透明孔隙液体,其后将玻璃砂分层填入模型箱内,并按相对密实度85%分层振密至地基厚度达到

表1 模型试验方案

Tab. 1 Scheme of model tests

试验序号	锚固比 $\lambda$
1	
2	0.4
3	0.5
4	0.6
5	0.7

15 cm,同时将抗滑桩一端埋入指定位置;

(2)将边坡成型装置放入模型箱内并与箱体固定,继续填入玻璃砂,按相对密实度85%分层振密至边坡高度达到15 cm;

(3)拆除边坡成型装置,布置激光发射器和数码相机并调整至合适位置,以得到清晰完整的激光散斑剖面图像,并设定连续两张照片的拍摄时间间隔为15 s;

(4)固定加载装置并调整其至适当位置。为了避免其他光源对激光散斑的影响,关闭其他光源,然后启动万能试验机以 $2\text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$ 的速率加载。同时,进行应变数据和图像的采集。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 无抗滑桩时边坡的变形破坏特征

图6为无桩边坡坡顶(即加载区)荷载-位移曲线。由图可见,坡顶荷载随竖向位移先逐渐增大至峰值应力(即极限承载力)44 kPa后减小。

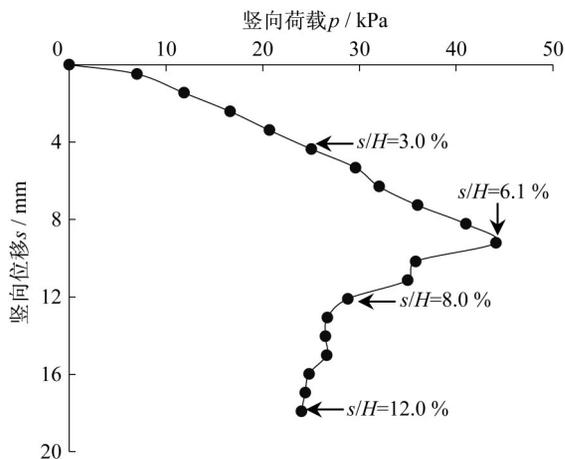


图6 无桩边坡坡顶荷载-位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curve of unreinforced slope

图6曲线上标注了竖向位移 $s$ 与坡高 $H$ 的比值分别为 $s/H=3.0\%$ 、 $6.1\%$ 、 $8.0\%$ 和 $12.0\%$ 所对应的点。图7则为这些点对应的边坡位移矢量图,

图中横坐标和纵坐标均通过除以抗滑桩截面边长 $D$ 进行归一化处理。由图可见,当 $s/H=3.0\%$ 时,边坡变形主要集中在坡顶,边坡土体被压密;在荷载达到峰值时( $s/H=6.1\%$ ),土体位移向下和向坡面方向发展;随着加载的继续,至 $s/H=8.0\%$ 时,土体变形范围扩大并持续向坡面方向发展;继续加载至 $s/H=12.0\%$ 时,土体位移进一步增大,且根据图中位移矢量的方向和大小,可判断边坡内滑动土体与周围土体存在明显的分界面,此分界面即为边坡滑动面(图7d)。

图8为加载至 $s/H=12.0\%$ 时边坡的变形图。由图可见,边坡坡面隆起且在坡体内形成了近似圆弧形滑动面。

上述试验结果与曾远<sup>[10]</sup>基于试验和PFC(颗粒流程序)模拟所得的结果较为一致,即对于土质边坡,在坡顶荷载作用下,土体产生推移式滑动破坏。

### 2.2 不同锚固长度抗滑桩边坡的变形破坏特征

图9比较了抗滑桩锚固比 $\lambda=0.4$ 、 $0.5$ 、 $0.6$ 和 $0.7$ 时边坡坡顶荷载-位移曲线,并加上了无桩边坡的对比曲线。由图可见,不同锚固长度抗滑桩加固后的边坡坡顶荷载随竖向位移的增加先近似线性增长至峰值,而后随竖向位移的增加而减小;锚固比 $\lambda=0.4$ 、 $0.5$ 、 $0.6$ 和 $0.7$ 时边坡坡顶极限承载力分别为93、120、152和89 kPa。

定义坡顶承载比 $R_0$ 为有桩边坡坡顶极限承载力 $Q_R$ 与无桩边坡坡顶极限承载力 $Q_U$ 之比,即 $R_0=Q_R/Q_U$ 。不同锚固比 $\lambda=0.4$ 、 $0.5$ 、 $0.6$ 和 $0.7$ 所对应的坡顶承载比 $R_0$ 分别为2.1、2.7、3.5和2.0,说明不同锚固长度抗滑桩均能显著提高边坡的稳定性。可见,对于无桩边坡,由于土体压缩性低且其本身强度较低,在坡顶荷载下易形成贯通的滑面,故坡顶承载力较低<sup>[10]</sup>;而边坡经抗滑桩加固后其抗滑能力明显增强,使得坡顶承载力显著增大。

图10为坡顶承载比 $R_0$ 与锚固比 $\lambda$ 之间的关系曲线,可见当锚固比在 $0.4\sim 0.6$ 范围内,坡顶承载能力随锚固比的增大而增强,而当锚固比大于 $0.6$ 时,坡顶承载能力有所降低。这说明增加抗滑桩锚固长度不会持续地增大其加固效果,当锚固长度过长时反而会降低其加固效果。

图11为图9中加载期末不同锚固长度抗滑桩加固的边坡变形图。由图可见,当锚固比 $\lambda=0.4\sim 0.6$ 时,桩体均发生了明显的向外倾斜,滑动面随着锚固长度的增加而加深,其原因是随着锚固长度的增加,抗滑桩稳定性增强且其抵抗土体变形的能力提

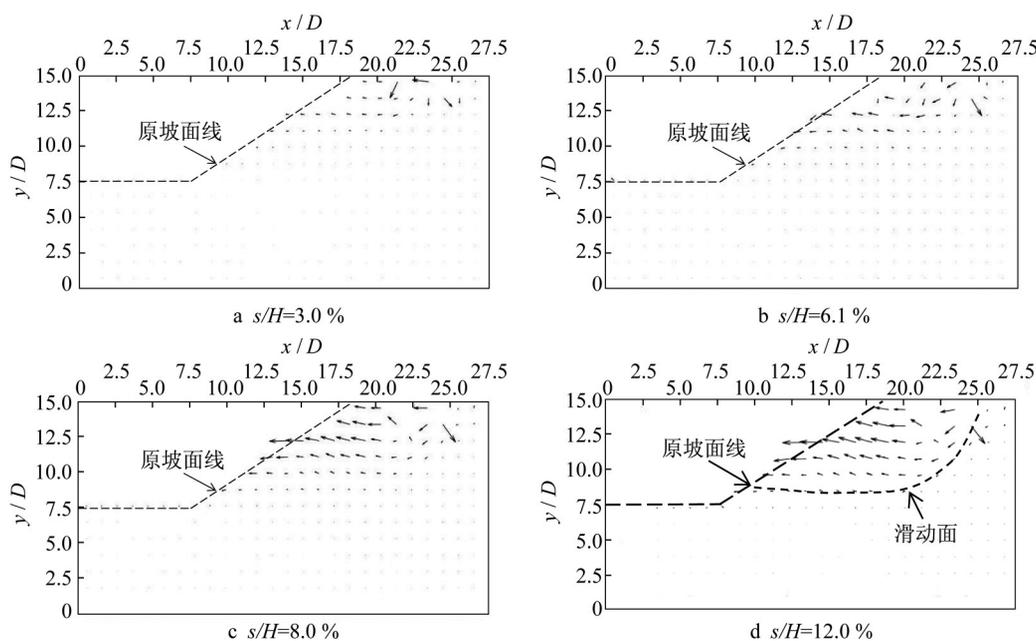


图7 无桩边坡变形矢量图

Fig. 7 Displacement vectors of unreinforced slope

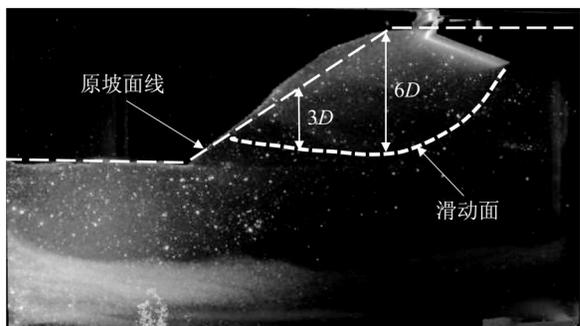


图8 无桩边坡变形图

Fig. 8 Deformation of unreinforced slope

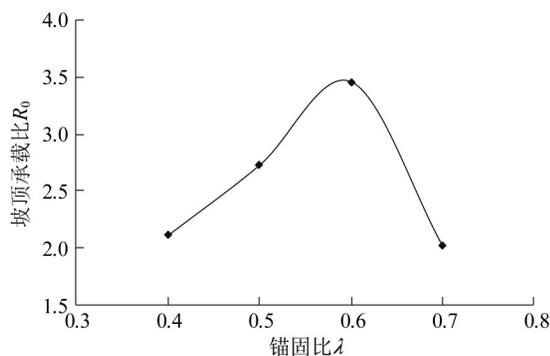


图10 坡顶承载比  $R_0$  与锚固比  $\lambda$  的关系曲线

Fig. 10 Bearing capacity ratio versus anchorage ratio

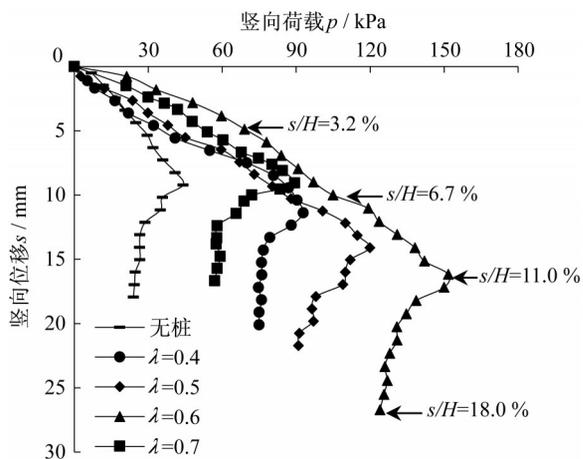


图9 不同锚固长度抗滑桩加固边坡坡顶荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curves of slopes reinforced with piles for different anchorage lengths

高<sup>[6,11]</sup>。但当 $\lambda=0.6$ 时边坡内不仅形成了深层滑动面,而且由于受下部桩体较强的阻挡作用,桩后土体逐渐向上部桩体和坡面方向移动,最终越过桩顶,形成了浅层滑动面。当 $\lambda=0.7$ 时,桩体只略微向外倾斜,刚性桩体稳定性大大增强,其自身发生挠曲变形而非刚体转动<sup>[12]</sup>,有效地阻挡了深部土体的侧向移动,而致使桩后浅部土体发生越顶滑移破坏,滑体体积减小,边坡滑动面变浅。这就解释了图10中坡顶承载比先随抗滑桩锚固长度的增加而增大,而后反而降低的现象。本文的试验结果与Griffiths等<sup>[5]</sup>和王聪聪等<sup>[6]</sup>通过数值模拟所得的结果一致,即边坡滑动面深度随着抗滑桩锚固长度的增加而逐渐加深,但当锚固长度超过某一临界值后滑动面变浅,表现为越顶破坏。

如图11c所示,对于锚固比 $\lambda=0.6$ 的情况,边坡

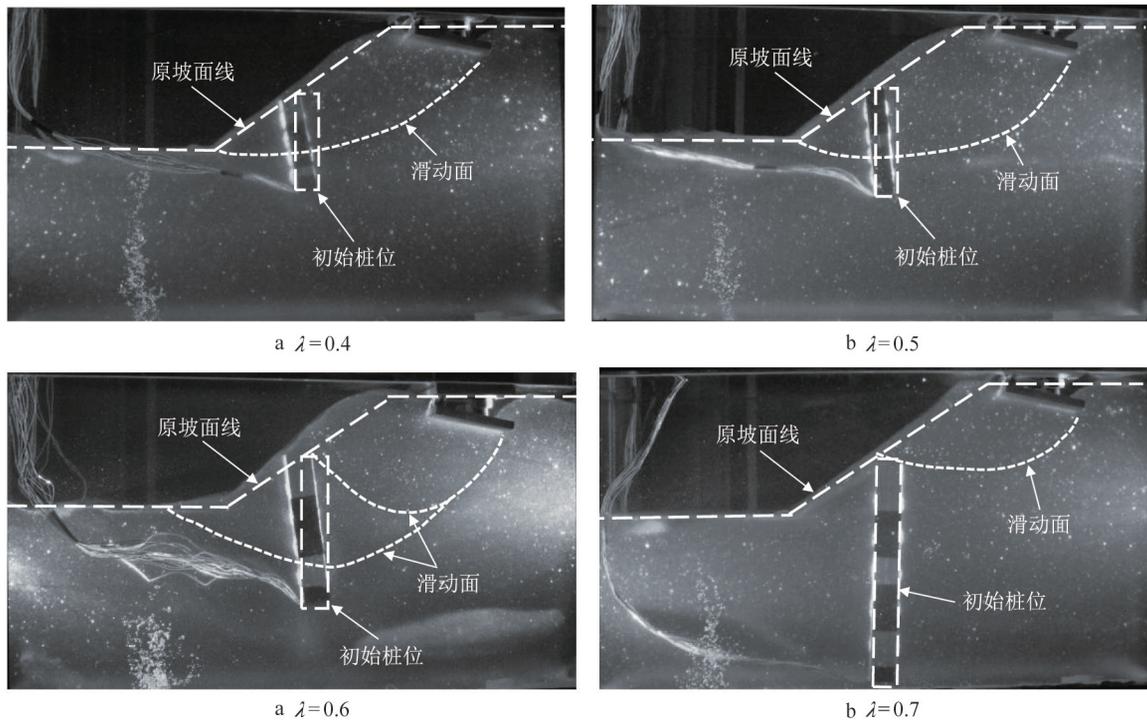


图 11 不同锚固长度抗滑桩加固边坡变形图

Fig. 11 Deformation of slope reinforced with anti-slide piles with different anchorage lengths

还形成了从桩顶滑出的浅层滑动面,且此锚固长度下边坡坡顶承载力最大,故对该情况下边坡变形演化过程作进一步分析。图 12 为  $\lambda=0.6$  的荷载-沉降曲线上  $s/H=3.2\%$ 、 $6.7\%$ 、 $11.0\%$  和  $18.0\%$  的点(见图 9 中的标注)对应的边坡变形矢量图。由图可见,在加载初期  $s/H=3.2\%$  时,仅桩后小范围内土体产生微小位移;继续加载至  $s/H=6.7\%$  时,土体变形范围明显增大,且桩前中、上部土体产生了较小位移;加载至峰值荷载  $s/H=11.0\%$  时,加载板下方深部土体斜向下方向位移明显增强,同时由于受下部桩体的阻挡作用,向上部桩体和坡面的斜向上方向位移也得到增强,此时桩体产生了较明显的向外倾斜;最终加载至  $s/H=18.0\%$  时,土体位移进一步增大,桩体发生明显倾斜,带动桩体下部土体向上移动,形成了深浅两个滑动面(图 12d)。由此,  $\lambda=0.6$  时抗滑桩通长桩体承受了深浅两个滑动面之间土体的下滑力,充分发挥了抗滑桩的抗滑作用,故其坡顶承载比最大。

本文试验得出抗滑桩最优的锚固长度为桩长的 0.6 左右,但最优或合理的锚固长度应跟岩性、桩间距、桩体刚度等因素有关。蒋建国等<sup>[13]</sup>将建立的刚性抗滑桩锚固长度简化计算公式应用于某黏性土边坡工程案例,得出该工程中锚固于强风化泥岩中的抗滑桩锚固长度约为桩长的 0.6。Li 等<sup>[14]</sup>开展室内

模型试验研究抗滑桩锚固于上硬下软基岩中其受力和变形特性,试验结果表明抗滑桩最优锚固长度约为桩长的 0.5。Shooshpasha 和 Amirdehi<sup>[7]</sup>利用三维有限元数值模拟研究了抗滑桩锚固长度对土质边坡稳定性的影响,发现最优锚固长度随桩间距的增大而减小,当桩间距为 2 倍、3 倍、4 倍和 6 倍桩径时,锚固长度分别为桩长的 0.6、0.57、0.54 和 0.49,且发现最优锚固长度随桩体刚度的增大而增大。然而,目前滑坡防治工程设计规范<sup>[15]</sup>规定抗滑桩锚固长度应为桩长的  $1/3\sim 2/5$ ,显然此范围值能提高抗滑桩的抗滑能力,但由于未考虑具体的岩性、桩间距和桩体刚度等影响因素,其最优的锚固比值不一定在此范围值内。

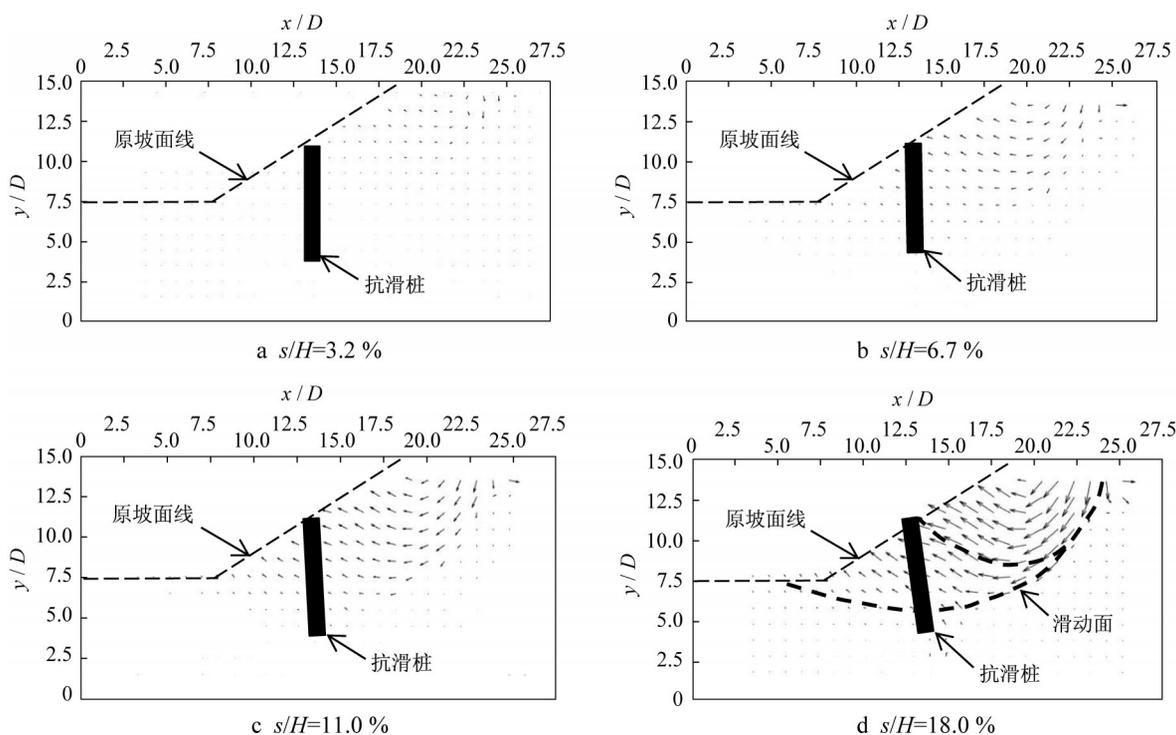
### 2.3 不同锚固长度抗滑桩的弯矩分布

通过桩身前后两侧粘贴的应变片,可测得各测点沿桩身的应变。抗滑桩的弯矩可通过式(1)计算<sup>[14]</sup>:

$$M = \frac{W \cdot E_p \cdot (\epsilon_a - \epsilon_b)}{2} \quad (1)$$

式中:  $W$  为抗弯截面系数;  $E_p$  为桩体的弹性模量;  $\epsilon_a$  和  $\epsilon_b$  分别为同一截面桩后和桩前的应变。

图 13 为图 9 中坡顶荷载达到其极限值时由式(1)计算所得桩身各测点处的弯矩沿归一化桩身深度(桩身深度与桩长之比)的分布。约定抗滑桩内侧

图12 抗滑桩锚固比 $\lambda=0.6$ 时边坡变形矢量图Fig. 12 Displacement vectors of slope reinforced with anti-slide piles at  $\lambda=0.6$ 

(桩后)受拉为正,外侧(桩前)受拉为负。由图可见,当 $\lambda=0.4$ 、 $0.5$ 和 $0.6$ 时,抗滑桩最大负弯矩位置位于距桩顶约 $0.4$ 倍桩长处,而其正弯矩位于桩体下部,反弯点(曲线在纵轴上的交点)位置逐渐上移,即桩体外侧受拉区减小而内侧受拉区增大;而当 $\lambda=0.7$ 时,抗滑桩下部外侧受拉,中上部内侧受拉,其最大弯矩位于距桩顶约 $0.35$ 倍桩长处,这是由于如2.2节图11d所示的现象,其与Viggiani<sup>[16]</sup>所提出的抗滑桩桩周土的整体破坏模式C类似,即抗滑桩不动,滑动面以上的土体破坏,此时通过桩顶的浅层滑动面使得抗滑桩桩头附近承受较大的水平土压力,因而其弯矩分布形式与锚固比为 $0.4\sim 0.6$ 时的明显不同。另外,尽管 $\lambda=0.7$ 与 $\lambda=0.4$ 情况边坡坡顶极限承载力接近,但前者最大弯矩绝对值约为后者的 $2.5$ 倍,这是由于前者锚固长度大,在坡顶加载过程中基本保持直立,其累积的弯曲变形较大;而后者锚固长度小,在加载过程中由于自身倾斜致其累积的弯曲变形变小。

### 3 结论

本文利用透明土技术,开展了4组不同锚固长度抗滑桩加固边坡和1组无桩边坡可视化模型试验,并结合粒子图像测速技术,展现抗滑桩加固边坡

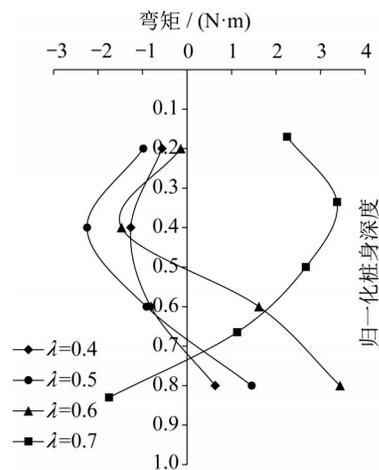


图13 不同锚固长度抗滑桩的弯矩分布

Fig. 13 Diagram of bending moment of piles with different anchorage lengths

内部位移场演化及其滑移破坏过程,以揭示在坡顶条形荷载作用下抗滑桩锚固长度对均质边坡滑动面和抗滑能力的影响机理。主要得出如下结论:

(1)抗滑桩加固边坡的滑动面深度随抗滑桩锚固长度的增加而加深,同时抗滑能力得到提高;但当锚固长度超过最优锚固长度后,滑动面变浅,表现为越顶破坏,使得抗滑桩抗滑能力大幅降低。

(2)抗滑桩锚固长度达到其最优锚固长度时,出现靠近桩底端位置和越顶的两个深浅不一的滑动

面。最优锚固长度与岩性、桩间距、桩体刚度等因素相关,在实际工程设计中应考虑这些因素以确定优化的锚固长度。

(3)随着锚固长度的增加,抗滑桩上部外侧受拉区减小,而下部内侧受拉区增大,最大弯矩位置均在距桩顶约0.4倍桩长处;当锚固长度超过其最优锚固长度后,则出现下部外侧受拉而中上部内侧受拉,其最大弯矩位置在距桩顶约0.35倍桩长处。

#### 作者贡献声明:

陈建峰:提出研究思路,撰写与修改论文。  
郭小鹏:开展模型试验,撰写与修改论文。  
田丹:设计试验方案,开展模型试验,整理数据,撰写论文。  
俞松波:指导模型试验。

#### 参考文献:

- [1] CAI F, UGAI K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles [J]. *Soils and Foundations*, 2000, 40(1): 73.
- [2] 周德培,肖世国,夏雄. 边坡工程中抗滑桩合理桩间距的探讨[J]. *岩土工程学报*, 2004, 26(1): 132.  
ZHOU Depei, XIAO Shiguo, XIA Xiong. Discussion on rational spacing between adjacent anti-slide piles in some cutting slope projects [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, 26(1): 132.
- [3] SONG Y S, HONG W P, WOO K S. Behavior and analysis of stabilizing piles installed in a cut slope during heavy rainfall [J]. *Engineering Geology*, 2012, 129: 56.
- [4] 陈建峰,陈思贤,杜长城,等. 抗滑桩-锚索框架组合结构受力机制研究[J]. *铁道工程学报*, 2021, 38(5): 7.  
CHEN Jianfeng, CHEN Sixian, DU Changcheng, *et al.* Research on the mechanical mechanism of composite structure of anti - slide pile and anchor cable frame beam [J]. *Journal of Railway Engineering Society*, 2021, 38(5): 7.
- [5] GRIFFITHS D V, LIN H, CAO P. A comparison of numerical algorithms in the analysis of pile reinforced slopes [C]// *Proceeding of the GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling, and Design*. New York: Curran Associates, Inc., 2010: 175-183.
- [6] 王聪聪,李江腾,廖峻,等. 抗滑桩加固边坡稳定性分析及其优化[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2015, 46(1): 231.  
WANG Congcong, LI Jiangteng, LIAO Jun, *et al.* Stability analysis of slope reinforced with piles and optimization [J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2015, 46(1): 231.
- [7] SHOOSHPASHA I, AMIRDEHI H A. Evaluating the stability of slope reinforced with one row of free head piles [J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2015, 8(4): 2131.
- [8] 戴自航,徐祥. 边坡抗滑桩设计计算的三维有限元法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012(12): 2572.  
DAI Zihang, XU Xiang. 3D finite element method for design computations of anti-slide piles [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012(12): 2572.
- [9] ZHANG Z, XU Q, CHEN J F, *et al.* Geotechnical properties of a transparent glass sand saturated with a blend of mineral oils [J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2017, 10: 534.
- [10] 曾远. 土体破坏微观机理及颗粒流数值模拟[D]. 上海: 同济大学, 2006.  
ZENG Yuan. Microscopic mechanics of soil failure and PFC numerical simulation [D]. Shanghai: Tongji University, 2006.
- [11] EI SAWWAF M A. Strip footing behavior on pile and sheet pile-stabilized sand slope [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(6): 705.
- [12] KOURKOULIS R, GELAGOTI F, ANASTASOPOULOS I, *et al.* Slope stabilizing piles and pile-groups: Parametric study and design insights [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 137(7): 663.
- [13] 蒋建国,邹银生. 刚性抗滑桩锚固深度的简化计算[J]. *工程力学*, 2001(S2): 457.  
JIANG Jianguo, ZOU Yinsheng. Simplified calculation of anchorage depth of rigid anti-slide piles [J]. *Engineering Mechanics*, 2001(S2): 457.
- [14] LI C D, WU J J, TANG H M, *et al.* Model testing of the response of stabilizing piles in landslides with upper hard and lower weak bedrock [J]. *Engineering Geology*, 2016, 204: 65.
- [15] 中华人民共和国国土资源部. 滑坡防治工程设计与施工技术规范: DZ/T0219—2006 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.  
Ministry of Land and Resources of the People's Republic of China. Specification of design and construction for landslide stabilization: DZ/T0219—2006 [S]. Beijing: China Standard Press, 2006.
- [16] VIGGIANI C. Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides [C]// *Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm: Balkema A A, 1981: 15-19.