

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.2019.04.14

预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩模型试验研究

周云涛^{1,2}, 石胜伟^{1,2}, 蔡强^{1,2}, 张勇^{1,2}, 李乾坤^{1,2}, 梁炯^{1,2}, 程英建^{1,2}

(1. 中国地质科学院探矿工艺研究所, 四川 成都 611734;

2. 中国地质调查局地质灾害防治技术中心, 四川 成都 611734)

摘要: 施加预应力锚索是修复含微裂纹抗滑桩最重要的手段之一。为了探讨施加预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩的可行性以及修复过程中抗滑桩变形破坏特征, 采用大型物理模型试验对预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩进行了研究。试验结果表明, 施加预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩可提高抗滑桩承载储备能力; 滑坡荷载-桩顶位移曲线可分为挤密、线弹性变形与破坏 3 个阶段; 滑坡荷载下桩体在滑面附近位置发生破坏, 破坏具有突发性; 预应力荷载下抗滑桩在锚索孔位置产生拉破坏, 并伴随滑面位置裂纹的扩展; 滑坡荷载下桩后土压力呈三角形分布, 施加预应力荷载后土压力呈倒梯形分布; 锚索预应力的施加降低了弯矩峰值, 但最大弯矩位置向锚索孔位置以及滑面附近位置转移, 该 2 处位置是采用预应力锚索修复抗滑桩的薄弱部位。研究成果对于预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩技术的推广应用以及抗滑桩修复工程的设计具有指导意义。

关键词: 边坡工程; 承载力; 变形破坏特征; 模型试验; 修复; 含微裂纹抗滑桩

中图分类号: P642.22; U213.1+52.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2019)04-0104-08

Model test of anti-slide pile with micro-crack repaired by prestressed anchor cables

ZHOU Yuntao^{1,2}, SHI Shengwei^{1,2}, CAI Qiang^{1,2}, ZHANG Yong^{1,2}, LI Qiankun^{1,2}, LIANG Jiong^{1,2}, CHENG Yingjian^{1,2}

(1. Institute of Exploration Technology, CAGS, Chengdu, Sichuan 611734, China; 2. Technical Center for Geological Hazard Prevention and Control, CGS, Chengdu, Sichuan 611734, China)

Abstract: Application of prestressed anchor cables is one of the most important methods to repair anti-slide piles with micro-cracks. This paper examines the anti-slide pile with micro-crack repaired by prestressed anchor cables by using of the large physical model test, to discuss the feasibility of anti-slide pile repair and to obtain the characteristics of deformation and failure during the repair engineering. Test results show that (1) application of prestress anchor cables can improve the bearing capacity of piles with micro-cracks; (2) the characteristic curve of pile top displacement under the landslide loading can be divided into three stages, i. e., the stage of compaction, elastic deformation and failure; (3) failure occurs in the pile near the location of the sliding surface under the landslide loading, and this failure is sudden, and tension failure occurs in the pile at the location of the anchor hole under the anchor cable prestress, meanwhile, cracks extend at the location of the sliding surface. The soil pressure presents triangular distribution under the landslide loading and inverted trapezoidal distribution under the anchor cable prestress, and the earth pressure peak is transferred from the sliding surface to the pile top. Prestress applied to piles lowers the value of the maximum bending moment, but the position of the maximum bending moment transfers to the anchor hole position and the

收稿日期: 2018-10-22; 修订日期: 2019-01-15

基金项目: 国土资源部公益性行业科研专项项目资助(201511051); 中国地质调查局地质调查项目(DD20190643); 四川省科技计划项目资助(18ZDYF3431)

第一作者: 周云涛(1988-), 男, 硕士, 工程师, 从事岩土与地质工程减灾机理与防控技术研究。E-mail: zhouyuntao_13@sina.com

position near the sliding surface, thus the two positions are the weak part of the pile by using of the prestressed anchor cables to repair the pile with micro-crack. The research results are of guiding significance for the popularization and application of anti-slide pile with micro-cracks repaired with prestressed anchor cables and the design of anti-slide pile repairing projects.

Keywords: slope engineering; bearing capacity; deformation and failure characteristics; model test; repair; anti-slide pile with micro-crack

滑坡是中国西部山区数量最多、造成人员财产损失最大的一类地质灾害,抗滑桩作为一种可靠的加固措施^[1],已成为近几十年来最为重要的滑坡防治技术之一。抗滑桩在服役过程中,长期受强降雨、地震、爆破、人类开挖等因素影响,产生变形甚至破坏现象,已演变成影响滑坡工程长期稳定的关键问题。如国道318线川藏公路二郎山1#滑坡治理工程,受雅安地震以及长期强降雨影响,1#—20#桩背后产生变形裂缝(图1),裂缝已超过30 cm;位于汶川县璇口镇的高速公路G317 K79+040段滑坡治理工程,由于最大剩余下滑力设计不足及滑面勘察失误原因,该滑坡防治工程运营数年后发生变形问题(图2),1#和2#桩倾斜角度约6°,左侧3#桩倾斜角度约4°,桩间板脱离桩体,并产生板间错动、移位等变形。多数学者意识到了抗滑桩变形问题的严重性,如冯树荣等^[2]认为库水位升降是影响库岸工程抗滑桩变形的重要因素;沈康健等^[3]分析了抗滑桩失效的破坏机制;肖燃^[4]提出了地震条件下的抗滑桩破损特征,并提出了相关的修复技术,但对修复加固后的桩体水平承载力以及变形破坏特征、修复加固的桩体理论设计方法、修复加固后的滑坡稳定性评价等一系列问题研究尚不足。



图1 二郎山1#滑坡治理工程桩后裂缝

Fig.1 Cracks behind piles in the 1# landslide prevention engineering of the Erlang Mountain

总而言之,致使抗滑桩产生变形破坏的原因可归纳为3个方面:(1)滑坡推力的增大;(2)桩体自身结

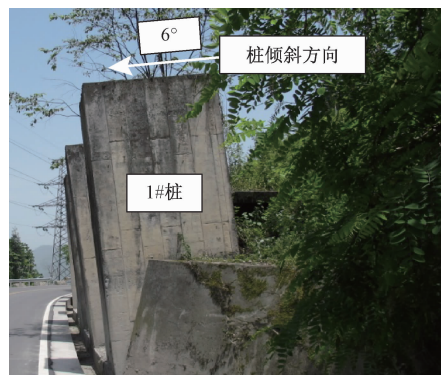


图2 汶川县高速G317 K79+040段滑坡抗滑桩发生倾斜

Fig.2 Inclined anti-sliding piles in the G317 K79+040 highway of Wenchuan

构的设计缺陷;(3)嵌固段岩土体承载力不足。滑坡推力并非稳定不变的,长期受强降雨、地震、爆破、人为开挖等因素影响,均可增大滑坡推力,当荷载超过抗滑桩设计标准值,抗滑桩将产生裂纹^[5-6]。同时,当抗滑桩设计截面面积过小,抗弯与抗剪能力不足,无法支挡现有的滑坡推力,抗滑桩将产生大变形。此外,桩体自由段长度过长,嵌固端岩土体满足承载力条件时,抗滑桩因较长的自由段将产生桩顶的大位移现象。对于嵌固段岩土体承载力不足的情况,抗滑桩在滑坡推力作用下将产生整体倾斜甚至推倒的现象^[7]。目前,常用的抗滑桩大变形修复技术有施加预应力锚索(或锚索框架)^[3,7]、新增支挡工程^[8]、裂缝注浆、排水^[3]等,其中施加预应力锚索是修复含微裂纹抗滑桩最常用的手段,通过预应力锚索的施加,可起到控制桩顶位移、提高桩体承载力的作用。近年来,预应力锚索在抗滑桩修复工程中得到了越来越广泛的应用,但目前关于大变形抗滑桩变形破坏特征、修复后的桩体工作性能、大变形抗滑桩的可修复程度尚缺乏系统全面的研究,实际工程仍然用锚拉桩的理论^[9-10]对预应力锚索修复抗滑桩工程进行设计,显然,这与工程实际应用不相符。

针对预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩技术,采用大型物理模型试验方法,研究抗滑桩修复前后承载力

变化特征以及修复过程中的变形、破坏、内力情况,以此评价桩体工作性能及可修复程度,研究成果对于预应力锚索修复含微裂纹抗滑桩技术的推广应用以及抗滑桩修复工程的设计具有指导意义。

1 试验原理

本次试验采用物理模型进行模拟,原型与模型之间相同物理量之比称为相似比(λ_i),即:

$$\lambda_i = \frac{i_p}{i_m} \quad (1)$$

式中: i ——任一物理量,下标“p”与“m”分别代表原型和试验模型。

选取几何相似比、密度相似比和应变相似比 3 个独立变量推导其他物理量相似比。根据试验条件和可操作性,本次试验选取各相关物理量的相似比如表 1 所示。

表 1 试验模型物理量及相似比

Table 1 Physical parameters and similitude ratio of the model test

物理量	相似系数	本次试验取值
长度 L	λ	5
密度 ρ	λ_ρ	1
应变 ε	λ_ε	1
应力 σ	$\lambda\lambda_\rho$	5
位移 μ	$\lambda\lambda_\varepsilon$	5
抗弯刚度 EI	$\lambda^4\lambda_\rho/\lambda_\varepsilon$	625
弯矩 M	$\lambda^3\lambda_\rho$	125

本试验主要研究含微裂纹抗滑桩的变形和破坏特征,不考虑桩体结构及其周围土的相互作用特征,因此土体的相似比不是主控因素,可不进行相似比设计,而抗滑桩物理量应满足相似条件。

2 模型试验设计

2.1 试验模型及装置

试验模型位于四川省江油市金光村一公路边坡上,边坡表面较为光滑,为顺层灰岩质坡体。模型填筑于斜坡表面,模型顺坡长 4.0 m,宽 3.4 m,高 2.0 m。加载装置为 4 个圆柱形千斤顶,通过传力板对坡体进行施加荷载。千斤顶可提供 1 000 kN 压力,由油泵施加油压,油泵可提供最大稳定油压 50 MPa。千斤顶后缘修筑有反力墙,可提供 200 t 反力,满足试验需求。试验模型如图 3 所示。

2.2 坡体材料

试验模型参照常见的顺层岩土质滑坡。滑体为黏



图 3 试验模型

Fig. 3 Model of test

性土,在金光村土质斜坡上就地取样,筛分、风干后重新加水拌合,保证土体性质基本一致,对模型进行人工分层填筑夯实,击实后的土体密度为 2.1 g/cm^3 ,含水量为 18%;滑床为完整灰岩质基岩,岩体强度较高,微风化。设置一顺层滑带,采用双层塑料薄膜均匀涂抹润滑油进行模拟。试验模型尺寸如图 4 所示。

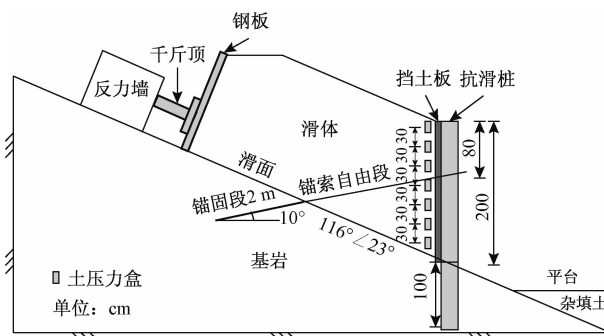


图 4 滑坡模型

Fig. 4 Model of landslide

2.3 抗滑桩模型

桩体原型截面尺寸为 $120 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}$,长度为 15.0 m,桩周配 20 根 $\Phi 32$ 钢筋为主筋,箍筋采用双肢 $\Phi 16$,间距 250 mm。按照表 1 的模型相似比进行设计,桩截面尺寸取为 $24 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$,抗滑桩桩长取为 3.0 m,其中悬臂段长 2.0 m,嵌固段长 1.0 m。采用 C20 标号混凝土预制,最大骨料粒径为 8 mm。桩周配 4 根 $\Phi 16$ 钢筋为主筋,箍筋采用双肢 $\Phi 8$,间距 150 mm。根据配筋情况,原型抗滑桩抗弯刚度为 $8.25 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}^2$,模型桩实际抗弯刚度为 $1.44 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}^2$,按照相似比要求,模型桩的抗弯刚度应为 $1.32 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}^2$,误差为 8.3%,但在实际操作过程中尺寸与材料参数难以做到同时满足相似关系,因此这个误差是允许的。图 5 为预制完成的抗滑桩模型。

如图 5 所示,抗滑桩横向桩间距为 1.0 m,抗滑



图 5 抗滑桩模型

Fig.5 Anti-sliding piles models

桩嵌入到基岩内 1.0 m,从左至右依次编号为 1#、2#、3#、4#。锚索原型为 5 根 $\Phi 15.2$ 锚索 1 束,按照表 1 的模型相似比进行设计,取单根 $\Phi 15.2$ 锚索,设置于每根桩顶以下 80 cm 位置,锚索与水平面夹角为 10° ,锚索锚固段锁固于基岩内,长 2.0 m,自由段长 3.2 m。

2.4 加载方案

加载方案分为抗滑桩变形加载和预应力锚索修复加载。抗滑桩变形试验采用 1 000 kN 级千斤顶进行顺坡向加载,手动控制油泵出油压力,精度为 0.1 kN。采用分级加载方式,每级荷载为 5 kN,每级荷载施加后实时监测数据,待数据稳定后进行下一级加载,直至抗滑桩出现微裂纹为止。待抗滑桩产生微裂纹后,进行预应力锚索修复加载,采用数字化锚杆拉拔仪施加锚索预应力。同样采用分级加载方式,每级荷载为 5 kN,并实时监控测量数据,直至抗滑桩产生明显裂缝为止。

2.5 量测系统

为了监测桩体在试验过程中变形、破坏等特征,考虑边界效应,对中间 2#、3#抗滑桩前后钢筋应变、混凝土应变、桩顶位移、桩后土压力进行测量。钢筋应变片与混凝土应变片每隔 30 cm 均匀布设,土压力盒沿滑面依次向上每隔 30 cm 均匀布设,同时在桩顶部位设置位移计。应变片、土压力盒、位移计布置纵断面如图 6 所示。

3 试验成果分析

3.1 桩体变形破坏与承载力分析

本次试验获得的 2#、3#桩相关试验现象基本相同,本文仅以 2#桩为例进行试验数据分析。图 7 为滑坡荷载-桩顶位移特征曲线,表征了抗滑桩从嵌固端挤密、逐渐变形到破坏的整个过程。根据桩顶位移增长

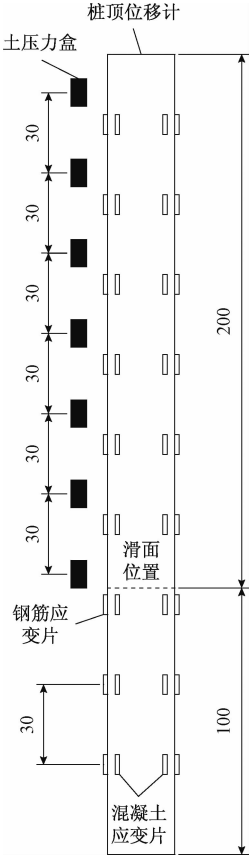


图 6 应变片、土压力盒、位移计布置纵断面图(单位:cm)

Fig.6 Profile showing strain gauges, soil pressure cells and displacement meters(cm)

速率特征,把滑坡荷载-位移特征曲线分为 3 个阶段,各阶段的特征和反映的物理意义如下:

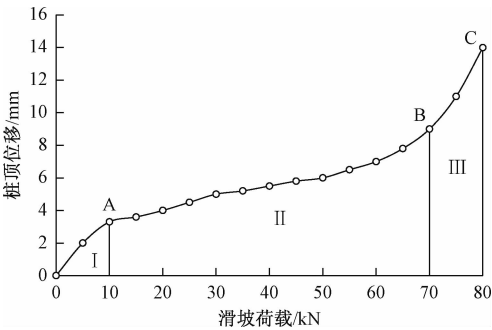


图 7 滑坡荷载-桩顶位移特征曲线

Fig.7 Characteristic curve of the pile top displacement under the landsliding loading

(1)0A 段:挤密阶段,桩顶位移曲线非线性增加,曲线呈上凸型,该阶段的桩顶位移不是桩身受弯产生的变形,而是抗滑桩与嵌固端内填充的水泥砂浆受挤压产生的变形,此时桩身随水泥砂浆挤密而发生整体

偏转,在初始加载过程中发现的桩体后缘与嵌固岩体脱离产生的微缝隙验证了这一点。

(2) AB 段:桩顶位移曲线近似线性增大,为弹性变形阶段,A 点为抗滑桩弹性变形起始点,对于 2#桩,对应的弹性变形起始滑坡荷载为 10 kN,对应的起始桩顶位移为 3.3 mm。嵌固岩体与桩体之间的水泥砂浆挤密后,滑坡荷载可以完整地作用在桩身上,随着荷载的增大,桩顶位移不断线性增加,桩身未出现微裂纹或破坏现象,表征了抗滑桩桩体的弹性性能。

(3) BC 段:破坏阶段,桩顶位移曲线加速增大,曲

线呈上凹型,抗滑桩产生微裂纹发生破坏,B 点为弹性变形阶段结束点,也是发生破坏的起始点,对于 2#桩,对应的起始破坏荷载为 70 kN,是起始弹性变形荷载的 7 倍,对应的起始破坏位移为 9 mm,是起始弹性变形位移的 2.7 倍。该阶段桩体超过了可承受的极限荷载发生破坏,破坏具有突发性。如 2#桩与 3#桩,当滑坡荷载施加至 70 kN 时,桩顶位移陡然增大,2#桩与 3#桩均突然出现微裂纹,如图 8(a)与图 8(d)所示,2#桩裂缝长度达 17.5 cm,3#桩裂缝长度达 16.3 cm,裂缝出现在滑面以上 5~10 cm 处,基本沿滑面方向扩展。



图 8 抗滑桩破坏形迹

Fig. 8 Anti-slide piles failure evidence

已有研究发现^[11-12],在抗滑桩服役过程中,降雨、地震、人工开挖等因素改变了滑坡荷载,长期受滑坡推力作用抗滑桩将产生不同于抗滑桩设计阶段的桩身位移。现有的抗滑桩弹性理论^[13]认为,抗滑桩为完全弹性体,破坏前变形处于弹性范围内。因此,本次试验采用预应力锚索修复大变形抗滑桩,将抗滑桩拉回一定位移,提高抗滑桩承载力,起到修复抗滑桩变形的作用。

图 9 是预应力荷载-桩顶位移关系曲线,表征了施加锚索预应力修复抗滑桩过程中桩顶位移变化特征。图 9 显示,桩顶位移曲线随施加的预应力荷载(修复力)非线性降低,与滑坡荷载-桩顶位移特征曲线(图 7)不同的是,预应力荷载-桩顶位移曲线含有多个平台,滑坡荷载-桩顶位移特征曲线为光滑曲线,由此可以认为,滑坡荷载对抗滑桩的作用是连续的,荷载的施

加伴随着抗滑桩内力的实时改变,而预应力为集中力,抗滑桩变形存在储能过程,具有荷载传递滞后现象。在预应力荷载 0~240 kN 之间,如图 10 所示,随着预应力的增大,2#抗滑桩滑面处的裂纹逐渐闭合,裂纹开度逐渐由 2 mm 闭合至 0,显然,在荷载达到抗滑桩极限承载力前采用预应力锚索修复抗滑桩变形是有效的;当预应力值达到 240 kN 时,抗滑桩滑面处的裂纹继续扩展,如 2#抗滑桩,图 8(a)与 8(b)显示,裂缝由 17.5 cm 扩展至 20.5 cm。图 8(d)与 8(e)显示,3#抗滑桩裂缝由 16.3 cm 扩展至 19.8 cm。与此同时,预应力锚索孔附近产生突发性裂纹,如图 8(c)与 8(f)所示,2#、3#抗滑桩裂缝分别达到 23.3 cm 与 20.5 cm,裂缝扩展方向近似平行于桩体横截面方向,抗滑桩基本失去功能;预应力 240 kN 时对应的桩顶位移是 1 mm,约为极限桩顶位移 14 mm 的 92.86%,为预应力锚索

修复抗滑桩的临界值;当预应力值达到 250 kN 时,抗滑桩恢复到原始位置,当预应力值进一步增大,由图 9 可知,锚索预应力难以将抗滑桩向内拉进,抗滑桩此时表现出了较强的抗力行为,分析其原因在于桩后的被动土压力以及抗滑桩桩内靠近临空面一侧的钢筋抗拉效应。试验过程中发现,土体未发生破坏,表明随着预应力值的增大,土体可提供的被动土压力不断增加,阻碍抗滑桩向后缘继续变形。同时,钢筋具有硬塑性能,抗滑桩在未施加预应力之前已接近屈服破坏,产生了较大的变形,而反向拉伸钢筋则需要较大的预应力。因此,出现了抗滑桩恢复至原始位置后,桩顶位移不随预应力改变的现象。

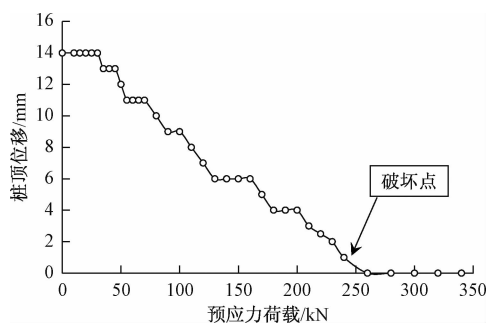


图 9 预应力荷载-桩顶位移关系曲线

Fig. 9 Pile top displacement curve with the anchor cable prestress

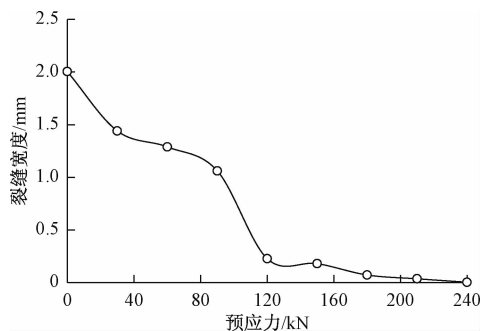


图 10 2#桩裂缝宽度随预应力荷载变化曲线(桩长 190 cm 处)

Fig. 10 Variation in crack width of the 2# pile with the anchor cable prestress (position at the length of 190 cm)

由图 7 与图 9 荷载-位移曲线可以看出,在滑坡荷载作用下,图 7 中 B 点为位移增长速率突变点,结合初始裂纹产生时对应的滑坡荷载,可以认为 B 点为抗滑桩极限承载力点,对应的荷载为 70 kN,桩顶位移为 9.0 mm。图 9 荷载-位移曲线显示,在预应力荷载作用下,抗滑桩滑面裂纹在闭合后再次开始扩展对应的荷载为 240 kN,对应的桩顶位移为 1.0 mm,表明荷载 240 kN 是施加预应力修复含裂纹抗滑桩所能承受的

极限荷载,也是修复后抗滑桩能承受的“储备荷载”。由此可见,施加预应力锚索大大提高了含裂纹抗滑桩的承载能力。

3.2 桩后土压力分布特征

图 11 是不同滑坡荷载下桩后土压力分布,土压力分布呈现为倒“M”形,分别在埋深 50 cm 与 170 cm 位置出现土压力峰值。埋深 0 ~ 20 cm 位置处基本无土压力,这与试验观测到的桩顶与土体脱空现象一致。从图 11 可以发现,埋深 110 cm 位置处的土压力值较小,土压力曲线出现低谷,原因是,试验中为了防止桩间土剪出,在桩后应用了挡土板,而 110 cm 对应的位置正是挡土板搭接位置,此处有 1 ~ 2 cm 的缝隙,滑坡荷载施加过程中,土体沿缝隙挤出,土压力无法形成,因此出现了土压力曲线低谷的现象,由此土压力分布可修正为三角形,这与传统的土压力理论^[14]是相符的。当滑坡荷载达到 70 kN 抗滑桩产生破坏时,桩后土压力最大值出现在滑面以上 30 cm 位置,即埋深 170 cm 位置,土压力值为 0.19 kPa,而本次试验设置的滑面位于 200 cm 位置。由此可见,在抗滑桩支挡条件下,滑面向上转移的趋势,这与文献[15]获得的现象一致。

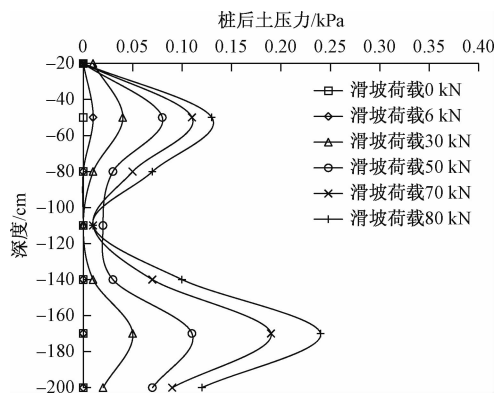


图 11 滑坡荷载下土压力分布

Fig. 11 Soil pressure distribution under the landslide loading

图 12 是不同锚索预应力下桩后土压力分布,可以看出,土压力分布基本呈现为倒梯形,在桩顶位置出现最大土压力值,滑面位置出现最小土压力值,最大土压力值约为最小土压力值的 3.25 倍。图 12 显示,当预应力较小时,如预应力为 20 kN,土压力分布与滑坡荷载下的土压力分布(图 11)一致,而当预应力增大,如预应力大于 100 kN 后,土压力分布由梯形转变为倒梯形,土压力峰值有向桩顶转移的现象。从土压力数值上可以发现,施加预应力后,桩后土压力显著增加,如滑坡荷载作用下的土压力,抗滑桩破坏时对应的峰值土压力为 0.19 kPa,而施加预应力后,抗滑桩再次破坏

时对应的峰值土压力是 0.91 kPa,增大接近 5 倍。由此表明,预应力作用于抗滑桩将改变桩后的土压力分布形式,常见的传统土压力分布形式,如梯形、矩形分布等,不再满足工程实际情况。

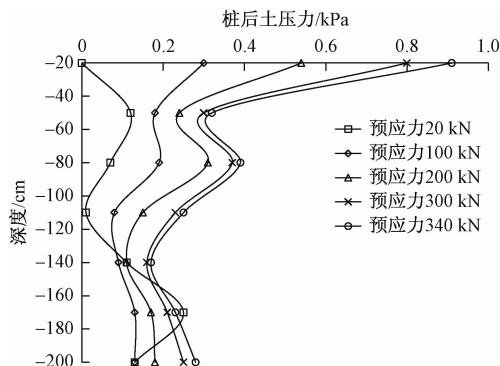


图 12 预应力荷载下土压力分布

Fig. 12 Soil pressure distribution under the anchor cable prestress

在锚索预应力施加位置,即桩身以下 80 cm 部位,土压力明显高于相临两侧的土压力值,这是因为,锚索预应力为一集中力,预应力先作用于锚索孔位置的桩体,然后通过桩身内力传递致使抗滑桩变形,因此会在锚索孔位置产生应力集中现象,导致该部位土压力高于相临两侧的土压力,这也解释了施加预应力后抗滑桩在锚索孔附近产生裂纹(图 8c 与图 8f)而在其他部位未产生裂纹的现象。

3.3 桩体弯矩分布特征

图 13 是滑坡荷载作用下的桩身弯矩分布,可以看出,桩长 0 ~ 150 cm 位置,桩身弯矩较小,这与桩体整个加载过程中未产生任何裂纹一致。弯矩分布出现 2 个正弯矩峰值和 1 个负弯矩峰值,正弯矩峰值分别位于桩长 170 cm 与 230 cm 位置,负弯矩峰值位于桩长 210 cm 位置。当滑坡荷载达到 70 kN 时,最大正弯矩是 124.03 N·m,最大负弯矩是 -35.22 N·m,最大正弯矩是最大负弯矩的 3.52 倍,最大正弯矩对应的位置与桩体产生裂纹破坏的位置(图 8a 与图 8d)相一致。图 13 显示,弯矩分布同时呈现出 2 个最小弯矩位置,分别为滑面位置,即桩长 200 cm 部位,以及滑面以下 30 cm 位置。同时,桩身弯矩分布近似为反“S”形,这与文献[16]与[17]获得弯矩分布一致,体现了桩土相互作用的非线性特征。

图 14 是锚索预应力荷载下桩身弯矩分布曲线,在预应力 40 ~ 200 kN,桩身弯矩分布与滑坡荷载作用下的桩身弯矩分布形式相同,当预应力增大至 320 kN,

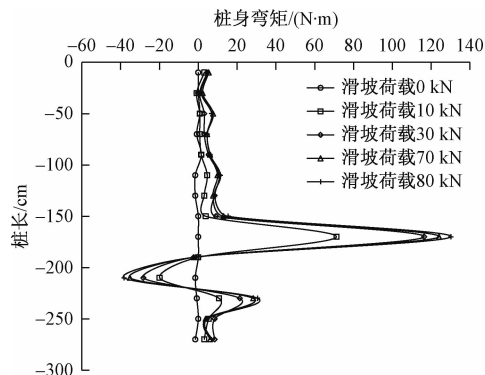


图 13 滑坡荷载下桩身弯矩分布

Fig. 13 Moment distribution of piles under the landslide loading

桩身弯矩发生改变,在桩长 80 cm 位置出现 1 个正弯矩峰值,正弯矩峰值约为桩身最大正弯矩值的 0.85 倍,并且随着预应力的增加,峰值有增大的趋势,出现此现象的原因同样是在 80 cm 位置施加的预应力集中力,与抗滑桩锚索孔位置出现的突发性裂纹(图 8c 和图 8f)相对应。从桩身弯矩数值上可以看出,预应力 40 ~ 200 kN 之间,最大正弯矩出现在滑面以上 30 cm 位置,而超过 320 kN 后最大正弯矩出现在桩长 80 cm 位置,对应弯矩值为 68.52 N·m,最大负弯矩出现在桩长 210 cm 位置,对应弯矩值为 -79.63 N·m。对于桩长 170 cm 位置的弯矩值,随着预应力的增大弯矩值不断降低,当预应力增加至 340 kN,桩体破坏,弯矩值接近于 0,这与抗滑桩滑面处的裂缝不断闭合的现象相符。由此可见,锚索预应力的施加降低了弯矩峰值,致使最大弯矩向锚索孔位置以及滑面以下 10 cm 位置转移,该 2 处位置是采用预应力锚索修复抗滑桩的薄弱部位。

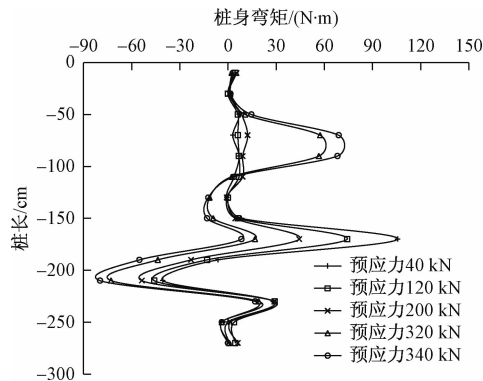


图 14 预应力荷载下桩身弯矩分布

Fig. 14 Moment distribution of piles under anchor cable prestress

4 结论

(1) 滑坡荷载-桩顶位移特征曲线可分为挤密阶段、线弹性变形阶段与破坏阶段3个过程,表征了抗滑桩从嵌固端挤密、桩身变形到破坏的整个过程;预应力荷载-桩顶位移关系曲线表明,采用预应力锚索修复大变形抗滑桩是有效的,施加预应力锚索可提高抗滑桩承载储备能力。

(2) 滑坡荷载作用下抗滑桩破坏发生在滑面以上5~10 cm位置,破坏具有突发性;锚索预应力作用下抗滑桩破坏发生于锚索孔位置,为拉破坏,并伴随滑面位置裂纹的扩展。

(3) 滑坡荷载下桩后土压力呈正三角形分布,预应力锚索修复后土压力呈倒梯形分布。

(4) 锚索预应力的施加降低了弯矩峰值,致使最大弯矩向锚索孔位置以及滑面以下10 cm位置转移,该2处位置是采用预应力锚索修复抗滑桩的薄弱部位。

参考文献:

- [1] 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):132-135. [ZHOU D P, XIAO S G, XIA X. Discussion on rational spacing between adjacent anti-slide piles in some cutting slope projects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1):132-135. (in Chinese)]
- [2] 冯树荣,蒋中明,秦卫星,等. 江坪河水电站进水口顺层岩体边坡支护结构受力特性及稳定性研究[J]. 水文地质工程地质, 2014, 41(6):51-56. [FENG S R, JIANG Z M, QIN W X, et al. Stability analysis of the stratified rock mass slope near the inlet of the Jiangpinghe hydropower engineering and the bearing performance of the support structure[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2014, 41(6):51-56. (in Chinese)]
- [3] 沈康健,苟栋元,谭玲. 公路抗滑桩工程失效机制及功能修复技术[J]. 工程技术, 2016(4):174-176. [SHEN K J, GOU D Y, TAN L, et al. Failure mechanism and functional repair technology of highway anti-slide pile engineering[J]. Engineering Technology, 2016(4):174-176. (in Chinese)]
- [4] 肖燃. 抗滑桩震损破坏特征分析及修复加固方法研究[D]. 成都:成都理工大学, 2015. [XIAO R. Analysis of characteristics of earthquake damage of anti-slide pile damage and repair reinforcement method research[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2015. (in Chinese)]
- [5] 陈林,姚勇,杨炯,等. 某边坡抗滑桩失效机理研究[J]. 四川建筑科学研究, 2014, 40(2):136-140. [CHEN L, YAO Y, YANG J, et al. Failure mechanism of a slope anti-sliding pile[J]. Building Science Research of Sichuan, 2014, 40(2):136-140. (in Chinese)]
- [6] 李红武. 抗滑桩开裂后的工程安全性评价[J]. 土工基础, 2006, 20(3):39-41. [LI H W. Appreciation of engineering safety after the cracking of slide-proof piles[J]. Soil Engineering and Foundation, 2006, 20(3):39-41. (in Chinese)]
- [7] 陈中学,邵树强,李文广. 抗滑桩支挡边坡失效实例分析[J]. 公路交通技术, 2016, 32(3):31-34. [CHEN Z X, SHAO S Q, LI W G. Analysis for failure examples of anti-slide pile support slope[J]. Technology of Highway and Transport, 2016, 32(3):31-34. (in Chinese)]
- [8] 徐建强,任伟中,黄诚. 广西某滑坡双排抗滑桩加固设计[J]. 工程勘察, 2011, 39(9):1-4. [XU J Q, REN W Z, HUANG C. Design of two-row anti-slide piles strengthening certain landslide in Guangxi[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2011, 39(9):1-4. (in Chinese)]
- [9] 王引生,王恭先,王祯,等. 预应力锚索抗滑桩结构优化[J]. 中国铁道科学, 2007, 28(5):11-14. [WANG Y S, WANG G X, WANG Z, et al. Optimization of anti-slide pile with prestressed anchor cable[J]. China Railway Science, 2007, 28(5):11-14. (in Chinese)]
- [10] 冯玉国,王渭明,刘军熙. 预应力锚索抗滑桩结构稳健优化设计[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(4):515-520. [FENG Y G, WANG W M, LIU J X. Robust optimization design of anti-slide piles with prestressed anchor cables[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(4):515-520. (in Chinese)]
- [11] 刘永莉,孙红月. 抗滑桩变形监测及位移确定研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10):2147-2153. [LIU Y L, SUN H Y. Research on deformation monitoring and determination of displacement of anti-slide piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(10):2147-2153. (in Chinese)]

(下转第118页)

- Methods in Geomechanics, 2009, 33(3): 355 – 375
- [12] BAECHER G B, LANNEY N A, Einstein H H. Statistical description of rock properties and sampling [C]// The 18th US Symposium on rock mechanics (USRMS), 1977.
- [13] ZHANG L, EINSTEIN H H. Estimating the mean trace length of rock discontinuities [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1998, 31(4): 217 – 235.
- [14] 王晋丽, 陈喜, 黄远洋, 等. 岩体裂隙网络随机生成及连通性研究[J]. 水文地质工程地质, 2013, 40(2): 30 – 35. [WANG J L, CHEN X, HUANG Y Y, *et al.* A study of stochastic generation and connectivity of fracture network in rock mass [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2013, 40(2): 30 – 35. (in Chinese)]
- [15] PRIEST S D, HUDSON J A. Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1981, 18(3): 183 – 197.
- [16] 张弛, 吴剑锋, 陈干, 等. 裂隙网络生成的随机模拟研究[J]. 水文地质工程地质, 2015, 42(4): 12 – 17. [ZHANG C, WU J F, CHEN G, *et al.* A comparative study of stochastic modeling for generating fracture networks [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2015, 42(4): 12 – 17. (in Chinese)]
- [17] 周洪福, 宋志, 李富, 等. 鸡公山斜坡岩体裂隙网络模拟及强度参数研究[J]. 水文地质工程地质, 2016, 43(3): 153 – 158. [ZHOU H F, SONG Z, LI F, *et al.* Research on fracture network simulation and parameters of shear strength of the Jigongshan slope [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2016, 43(3): 153 – 158. (in Chinese)]
- [18] 褚宝增, 王翠香. 概率统计[M]. 北京: 北京大学出版社, 2010. [CHU B Z, WANG C X. Probability statistics[M]. Beijing: Peking University Press, 2010. (in Chinese)]

编辑:张明霞

(上接第 111 页)

- [12] 孙峰, 孔纪名, 贾超, 等. 地震作用下碎石土滑坡抗滑桩的变形破坏机理[J]. 长江科学院院报, 2017, 34(7): 77 – 81. [SUN F, KONG J M, JIA C, *et al.* Mechanism of deformation failure of anti-slide piles in debris landslide under earthquake action[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2017, 34(7): 77 – 81. (in Chinese)]
- [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, 1983. [Institute of Second Survey and Design of the Ministry of Railways. Design and calculation of anti-sliding pile [J]. Beijing: China Railway Publishing House, 1983. (in Chinese)]
- [14] 王成, 梁波. 新型支挡结构[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2011. [WANG C, LIANG B. New retaining structure[J]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 2011. (in Chinese)]
- [15] 宋雅坤, 郑颖人, 雷文杰. 沉埋式抗滑桩机制模型试验数值分析研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊 1): 63 – 68. [SONG Y K, ZHENG Y R, LEI W J. Analysis of the experimental mechanism of deeply buried anti-slide pile by FEM [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28 (Supl): 63 – 68. (in Chinese)]
- [16] ASHOUR M, ARDALAN H. Analysis of pile stabilized slopes based on soil-pile interaction [J]. Computers & Geotechnics, 2012, 39(1): 85 – 97.
- [17] 李凯玲, 门玉明. 锚索抗滑桩与岩土体相互作用研究[J]. 水文地质工程地质, 2006, 33(1): 20 – 22. [LI K L, MEN Y M. Study of the interaction among anti-slide pile, anchor and soil body [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2006, 33(1): 20 – 22. (in Chinese)]

编辑:张明霞