

膨胀土锚杆（索）承载变形性状试验研究

洪顺生¹, 吴江斌², 冯宇飞²

(1. 浙江省地矿建设有限公司, 浙江 杭州 310063; 2. 华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200001)

摘要: 针对蒙自盆地膨胀土地区高边坡设计需求, 开展了锚杆(索)基本试验, 包括全长黏结型锚杆、拉力型锚索、拉力分散型锚索, 涉及黏土、全风化泥灰岩、强风化泥灰岩等地层。试验结果表明: 现场实测极限黏结强度约为规范推荐值 q_{sk} 的 1.2~1.9 倍; 在相同的锚固土层中, 锚固长度 15 m 的锚杆黏结强度比锚固长度 10 m 的锚杆小约 16%; 全长黏结型锚杆与拉力型锚索在循环荷载-位移曲线形态上有较大差别, 前者曲线滞回环呈细长型, 后者出现了较大的滞回环; 累积荷载-位移曲线表现出明显的非线性, 塑性位移约占总位移的 30%~66%, 多循环曲线割线斜率约为单循环的 50%; 规范推荐锚杆(索)刚度估算公式没有考虑锚固体与土体之间的变形, 与实测相比, 会大幅高估全长黏结型锚杆的刚度。试验成果可为认识膨胀土地区锚杆(索)的承载性状和指导高边坡支护设计提供基础性数据。

关键词: 膨胀土; 锚杆(索); 承载力试验; 黏结强度; 变形; 刚度

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2023)06-0483-09

Experimental study on bearing deformation behavior of anchor (cable) in expansive soil

HONG Shun-sheng¹, WU Jiang-bin², FENG Yu-fei²

(1. Zhejiang Geology and Mineral Construction Co., Ltd., Hangzhou 310063, Zhejiang, China;

2. East China Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200001, China)

Abstract: In compliance with the design specifications for high slopes in the expansive soil region of the Mengzi basin, we conducted fundamental tests on various anchor systems, including full-length bonded anchors, tensile anchor cables, and tensile dispersed anchor cables, across different soil types such as red clay, completely weathered mudstone, and strongly weathered mudstone. Test results reveal that the measured ultimate bond strength ranges from 1.2 to 1.9 times the recommended value q_{sk} specified in the code. For anchors located within the same soil layer, the ultimate bond strength of 15 m anchors is approximately 16% less than that of the 10 m anchors. Notably, the cyclic load displacement curves exhibit significant variations between full-length bonded anchors and tensile anchor cables. The former display slender hysteretic loops, while the latter exhibit larger hysteretic loops. The cumulative load displacement curves clearly manifest nonlinearity. Plastic displacement constitutes approximately 30% to 66% of the total displacement, and the secant slopes in multi-cycle curves amount to about 50% of those in single-cycle curves. Importantly, the anchor (cable) stiffness estimation formula recommended in the code does not account for deformation between the anchor body and the soil. This results in a significant overestimation of the stiffness of full-length bonded anchors when compared to actual measurements. These test results offer fundamental data for comprehending the load-bearing characteristics of anchors (cables) in expansive soil areas and for guiding the design of support systems for high slopes.

Key words: expansive soil; anchor (cable); bearing capacity test; bond strength; deformation; stiffness

0 引言

岩土工程中锚杆(索)锚固技术因其可高效提

高岩土体稳定性、有效控制岩土体变形, 已在基坑、边坡、隧道等多个领域得到广泛应用, 并取得了良好的经济和社会效益^[1-2]。由于我国地质条件

收稿日期: 2022-10-31

基金项目: 云南省科技厅科技计划项目(202303AA080012)。

作者简介: 洪顺生(1973—), 男, 浙江常山人, 高级工程师, 长期从事基坑围护和地基基础工程施工及管理工作。E-mail: hong.ss@163.com。

复杂多变,岩土层物理力学性质差异较大,对高度不高、支护难度较低、安全等级较低的边坡支护工程,锚杆(索)设计参数的选取主要依赖于规范建议参数及地区工程经验,重要工程或无锚固工程经验的岩土层内锚杆(索)的承载力应通过现场试验确定^[3-4]。

侯卫红等^[5]通过深基坑锚杆试验,发现锚固体与岩土体间的摩阻力从孔口沿锚杆长度逐渐衰减。刘波等^[6]通过现场锚杆拉拔试验,分析了岩石基础锚杆与砂浆界面间的黏结滑移关系。刘永权等^[7]通过开展现场张拉破坏试验,对比分析了不同类型锚索在同一地层中的承载力和变形性能、锚固段剪应力的分布特征及荷载传递机制。王小勇等^[8]通过深基坑锚索现场试验,提出在特定的黄土地层中,锚固段极限黏结强度取值可高于现行规范推荐值。罗云海等^[9]通过泥岩地层锚杆现场试验及轴力测试,发现沿锚固段分布的黏结应力是不均匀的,其有效发挥黏结应力的分布长度是有一定限度的。叶帅华等^[10]分析了西北黄土地层中锚杆的锚固体长度、锚固体直径等相关参数的改变对其锚固性能的影响。

本文基于蒙自盆地膨胀土地区锚杆框架梁及锚拉式桩板挡墙结合的高边坡防护体系,从锚杆(索)基本试验出发,通过试验数据,分析了锚杆(索)的荷载-位移变化情况,并对其极限黏结强度、刚度等设计参数与现行规范进行对比分析,为膨胀土地区类似的防护工程提供借鉴。

1 试验概况

1.1 工程概况

云南红河综合交通枢纽地处蒙自盆地,场地内广泛分布膨胀土。场地最大挖方边坡高度约为16 m。经边坡稳定分析,依据地形采用放坡、锚杆框架梁及锚拉式桩板挡墙结合的边坡防护体系。试验区域位于场地西侧挖方边坡处,上覆土层较薄,对试验影响较小。锚杆锚固段土层主要为②黏土、③黏土;锚索锚固段土层主要为③黏土、④全风化泥灰岩、⑤强风化泥灰岩。依据地勘报告,②黏土、③黏土、④全风化泥灰岩均为膨胀土层,各土层膨胀潜势详见参考文献^[11],土层分布及物理力学参数指标参见表1,其中锚固段极限黏结强度为地勘单位根据规范^[3-4]的建议值确定。为确定锚杆(索)在各土层内的极限承载力,验证锚杆(索)工艺及参数的合理性,检验施工质量是否满足设计要求,

对锚杆(索)进行基本试验。

1.2 试验内容

锚杆(索)基本试验共计15组,其中全长黏结型锚杆4组、拉力型锚索6组、拉力分散型锚索5组。锚杆采用直径32 mm精制螺纹钢,锚索采用直径15.2 mm预应力钢绞线。每组试验包含3根相同的锚杆(索),各组信息见表2~4。相关锚固简图见参考文献^[11]。

表1 土层分布及物理力学参数指标

土层	标贯 击数 N	重度/ (kN/m^3)	抗剪强度指标		极限黏结 强度/ kPa
			黏聚力 c/kPa	内摩擦 角 $\varphi/(\text{°})$	
②黏土	7.2	18.0	35.0	7.5	50
③黏土	10.2	18.5	44.0	9.0	60
④全风化泥灰岩	16.6	18.0	42.0	8.5	100
⑤强风化泥灰岩	21.4	19.0	51.0	10.0	120

表2 全长黏结型锚杆信息汇总表

地层	试验组	钻孔直径/ mm	锚杆长度/ m
②黏土	Q1	100	10
	Q2	100	15
③黏土	Q3	100	10
	Q4	100	15

表3 拉力型锚索信息汇总表

地层	试验 组	锚索数 量/根	锚固体 直径/ mm	自由段 长度/ m	锚固体 长度/ m
③黏土	L1	2	150	6	7
	L2	4	150	6	14
④全风化 泥灰岩	L3	4	150	6	7
	L4	8	180	6	14
⑤强风化 泥灰岩	L5	4	150	6	7
	L6	9	180	6	14

表4 拉力分散型锚索信息汇总表

地层	试验 组	锚索数 单元 量/根	锚固体 直径/ mm	自由段 长度/ m	锚固体 长度/ m	
③黏土	F1	单元1	3	6	9	
		单元2	3	15	9	
	F2	单元1	3	6	9	
		单元2	3	180	15	9
		单元3	3	24	9	

地层	试验组	单元	锚索数量/根	锚固体直径/mm	自由段长度/m	锚固体长度/m
④全风化泥灰岩	F3	单元 1	4	180	6	7
		单元 2	4		13	7
	F4	单元 1	4	180	6	9
		单元 2	4		15	9
⑤强风化泥灰岩	F5	单元 1	6	180	6	9
		单元 2	6		15	9
		单元 3	4		24	9

1.3 试验方法

试验严格按照规范[4]的相关要求, 为分析长时间多次加载、卸载锚杆(索)变形状况, 采用循环加荷、卸荷法, 具体试验过程见参考文献[11]。每级荷载作用下的变形分为弹性变形和塑性变形。塑性变形为试验时测得的不可恢复变形, 即每级荷载加荷、卸荷后的残余变形; 弹性变形为试验时测得的可恢复变形, 可用每级荷载作用下的总变形减去塑性变形得到。

(1) 极限承载力及极限黏结强度分析

现场试验中的大部分锚杆(索)在 6 次循环加载过程中位移变化稳定, 锚杆(索)未被拔出且锚固体完好, 锚杆(索)极限承载力取最大荷载值。

锚杆(索)实测极限黏结强度可通过式(1)计算:

$$q_{sk} = f \cdot (\pi \cdot D \cdot L)^{-1} \quad (1)$$

式中: f 为现场试验实测锚杆(索)极限承载力; D 为钻孔直径; L 为锚固体长度。试验实测结果及规范[12]推荐的极限黏结强度标准值 q_{sk} 如表 5~7 所示。

由表 5~7 可知, 锚固土层为②黏土的试验组共包含 Q1、Q2 两组, 极限承载力为 376~475 kN, 极限黏结强度为 100.8~119.7 kPa, 约为规范推荐值的 1.2~1.4 倍; 锚固土层为③黏土的试验组共 6 组, 分别为 Q3、Q4、L1、L2、F1、F2, 极限承载力为 450~1 840 kN, 极限黏结强度为 120.5~145.5 kPa, 约为规范推荐值的 1.4~1.7 倍; 锚固土层为④全风化泥灰岩的试验组共 4 组, 分别为 L3、L4、F3、F4, 极限承载力为 840~2 500 kN, 极限黏结强度为 163.7~254.7 kPa, 约为规范推荐值的 1.2~1.9 倍; 锚固土层为⑤强风化泥灰岩的试验组共 3 组, 分别为 L5、L6、F5, 极限承载力为 960~3 000 kN, 极限黏结强度为 288.0~294.7 kPa, 约为规范推荐值的 1.3 倍。

各地层中规范推荐值 q_{sk} 均偏于保守, 现场实测所得的极限黏结强度约为规范推荐值 q_{sk} 的 1.2~1.9 倍, 且锚杆(索)锚固长度越短, 该比例系数越高。因此在膨胀土地区的类似地层中, 当缺少试验数据而采用规范推荐的极限黏结强度标准值进行初步设计时, 可参考本试验结果预估极限黏结强度。

表 5 全长黏结型锚杆基本试验极限承载力

Table 5 Ultimate bearing capacity of full-length bonded anchors

试验组	极限承载力/kN	实测极限黏结强度 q_{sk} /kPa	规范推荐极限黏结强度 q_{sk} /kPa
Q1	376	119.7	83.8
Q2	475	100.8	
Q3	450	143.2	86.2
Q4	575	122.0	

表 6 拉力型锚索基本试验极限承载力

Table 6 Ultimate bearing capacity of tensile anchor cables

试验组	极限承载力/kN	实测极限黏结强度 q_{sk} /kPa	规范推荐极限黏结强度 q_{sk} /kPa
L1	480	145.5	86.2
L2	800	121.3	
L3	840	254.7	135.0
L4	1 908	241.0	
L5	960	291.0	230.0
L6	2 280	288.0	

表 7 拉力分散型锚索基本试验极限承载力

Table 7 Ultimate bearing capacity of tensile dispersed anchor cables

试验组	极限承载力/kN	实测极限黏结强度 q_{sk} /kPa	规范推荐极限黏结强度 q_{sk} /kPa
F1	1 476	145.0	86.2
F2	1 840	120.5	
F3	1 920	242.5	135.0
F4	2 500	163.7	
F5	3 000	294.7	230.0

由表 5 可知, 当锚固土层均为②黏土时, 锚固长度为 10 m 的试验组 Q1 极限黏结强度为 119.7 kPa, 而锚固长度为 15 m 的试验组 Q2 仅为 100.8 kPa, 相较 Q1 降低约 16%。这说明在相同土层中, 锚杆锚固长度越长, 极限黏结强度越小。上述锚固长度与极限黏结强度间的规律也同样可在表 6 和表 7 中发现。出现这种现象的原因是, 在锚杆(索)受力时, 沿锚固段分布的黏结应力是不均匀的, 且存在一个峰值, 峰值过

后黏结强度逐渐减小并趋近于0^[5]。因此由极限承载力所推算的极限黏结强度会出现随着锚杆(索)锚固长度的增加而降低的现象。由此可见,当锚杆(索)较长时,应慎重考虑极限黏结强度取值,或采用二次注浆、分散型锚索等工程措施,减小锚固段长度。规范[4]要求预应力锚杆自由段长度应不小于5 m,土层锚杆的锚固段长度不应小于4 m,且不宜大于10 m。

分析锚固土层为③黏土的6组试验结果可以发现,全长黏结型锚杆试验组Q3、Q4极限黏结强度为122.0~143.2 kPa;拉力型锚索试验组L1、L2极限黏结强度为121.3~145.5 kPa;拉力分散型锚索试验组F1、F2极限黏结强度为120.5~145.0 kPa。上述结果表明,由于试验未达极限,在当前加载水平下,全长黏结型锚杆、拉力型锚索和拉力分散型锚索的使用对极限黏结强度影响不大。

(2) 荷载-位移曲线分析

a) 循环荷载-位移曲线分析

锚杆(索)基本试验的典型循环荷载-位移曲线见图1~3。

由图1~3可以看出,锚杆(索)基本试验的循环荷载-位移曲线基本相似,锚杆(索)经过多级循环张拉,其荷载-位移曲线表现为多个滞回环。锚杆(索)每级荷载循环结束后,锚头都有一定的塑性位移,且随着每级循环最大张拉荷载的不断增大,曲线上每级循环结束后的塑性位移逐渐增大,曲线滞回环也逐步变大。

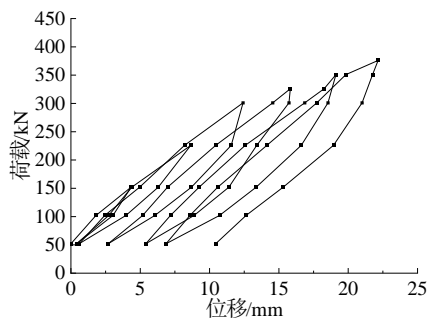


图1 试验组Q1典型循环荷载-位移曲线
Fig. 1 Test Q1 cyclic load-displacement curve

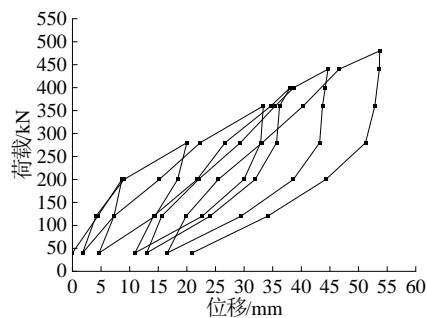


图2 试验组L1典型循环荷载-位移曲线
Fig. 2 Test L1 cyclic load-displacement curve

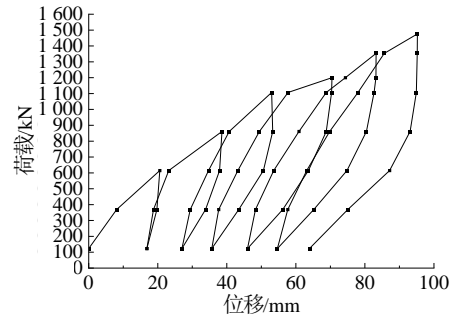


图3 试验组F1典型循环荷载-位移曲线
Fig. 3 Test F1 cyclic load-displacement curve

分析图1可以看出,锚杆循环荷载-位移曲线在0~301 kN的初始加荷阶段近似为直线,曲线基本可以经过上一级循环的最高点,曲线滞回环呈细长型,卸荷后位移基本可以恢复,这说明在该阶段锚杆工作状态以弹性变形为主;随着每级循环最大荷载的增大,在301~376 kN的加荷阶段内,曲线不再经过上一级循环的最高点,卸荷后锚杆部分位移不能恢复,随着循环次数的增多,滞回环的面积有所扩大,塑性位移逐渐变大,曲线最高点的增长速率逐渐变小,这说明随着荷载的增加,锚杆受荷工作状态已由弹性阶段向弹塑性阶段发展。相较而言,分析图2、图3可以看出,锚索循环荷载-位移曲线在初始加荷阶段就出现了较大的滞回环,每级循环卸荷后均有部分位移不能恢复,说明较锚杆而言,锚索在初始加荷阶段就已经进入弹塑性变形阶段。全长黏结型锚杆、拉力型锚索、拉力分散型锚索塑性变形占总变形的比例分别为44%~59%、30%~63%、53%~66%。

锚杆(索)在各级循环荷载下滞回环的平均斜率见表8,其中各循环下方所注比例为该循环最大加载量所对应的预估破坏荷载的百分比。

表8 锚杆(索)基本试验滞回环平均斜率

Table 8 Average slope of hysteresis loops

试验组	各级荷载下滞回环平均斜率/(kN/mm)					
	循环1 50%	循环2 70%	循环3 90%	循环4 100%	循环5 110%	循环6 120%
Q1	24.19	21.36	23.11	23.26	23.03	23.99
Q2	45.67	37.43	31.44	26.16	25.85	29.80
Q3	33.83	30.79	28.81	29.18	27.03	31.20
L1	20.61	14.30	12.52	13.78	13.38	12.59
L3	27.89	21.35	19.01	18.73	19.03	17.48
L5	61.24	71.64	55.53	49.40	47.13	30.98
F1	40.41	44.26	45.40	36.35	37.36	37.69
F3	80.25	84.96	73.67	65.08	56.84	53.54
F5	75.05	100.67	77.52	72.82	73.26	64.21

分析表 8 可以发现, 对于各锚杆(索)试验组, 随着循环次数增加及荷载增大, 滞回曲线斜率基本呈下降趋势, 从循环 1 至循环 6 整体刚度下降约 1%~49%。全长黏结型锚杆初始至极限荷载滞回曲线斜率下降约 1%~35%, 以试验组 Q2 为例, 在初始荷载阶段, 循环 1 滞回环斜率为 45.67 kN/mm, 当荷载逐渐增至极限荷载, 循环 6 滞回环斜率仅为 29.80 kN/mm, 较循环 1 下降约 35%。拉力型锚索初始至极限荷载滞回曲线斜率下降约 37%~49%, 以试验组 L3 为例, 循环 1 滞回环斜率为 27.89 kN/mm, 循环 6 滞回环斜率仅为 17.48 kN/mm, 较循环 1 下降约 37%。拉力分散型锚索初始至极限荷载滞回曲线斜率下降约 7%~33%, 以试验组 F5 为例, 循环 1 滞回环斜率为 75.05 kN/mm, 循环 6 滞回环斜率仅为 64.21 kN/mm, 较循环 1 下降约 14%。上述结果表明锚杆(索)刚度随荷载水平和循环次数的增加而下降。

对比表 8 中试验组 Q1、Q2 可以发现, 在②黏土中, 锚固长度为 10 m 的锚杆在各级荷载循环下滞回曲线斜率均低于锚固长度为 15 m 的锚杆, 这说明在相同土层中, 锚杆锚固长度越长, 滞回曲线斜率越大, 对应锚固体刚度越大, 这种锚固长度与滞回曲线斜率及锚固体刚度间的规律也同样可以在表 8 锚索试验组中发现。相似的, 对比试验组 L3、L5 可以发现, 对于锚固长度为 7 m 的锚索, 锚固土层为⑤强风化泥灰岩较④全风化泥灰岩滞回曲线斜率更大, 这说明当锚索锚固长度相同时, 锚固土层强度越高, 滞回曲线斜率及锚固体刚度越大。

b) 累积荷载-位移 (Q-S) 曲线分析

为探究循环加载下各级荷载及累积塑性变形的变化规律, 现将各个试验组 3 组试验数据平均后绘制累积荷载-位移 (Q-S) 曲线, 见图 4~6。

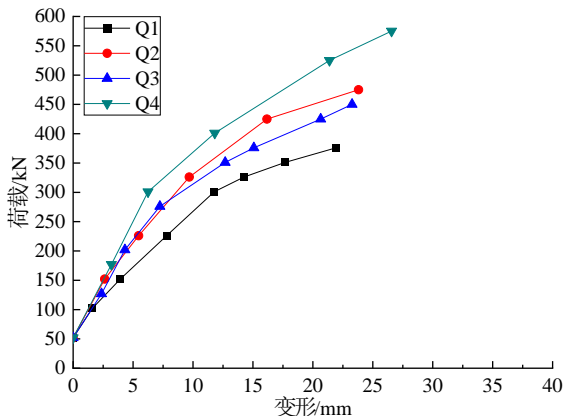


图 4 锚杆基本试验平均 Q-S 曲线

Fig. 4 Q-S curves of anchor basic test

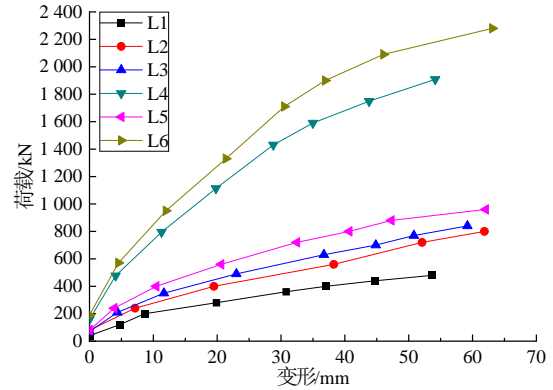


图 5 拉力型锚索基本试验平均 Q-S 曲线

Fig. 5 Q-S curves of tensile anchor cable basic test

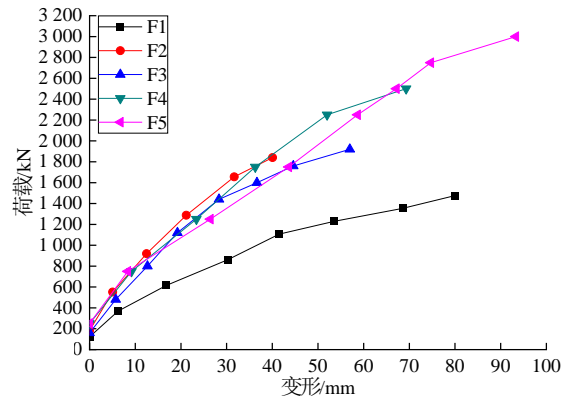


图 6 拉力分散型锚索基本试验平均 Q-S 曲线

Fig. 6 Q-S curves of tensile dispersed anchor cable basic test

分析图 4 可知, 4 组锚杆基本试验的 Q-S 曲线基本相似, 当荷载较小时, 曲线发展近似直线且斜率较大; 随着荷载的增加, 曲线斜率逐渐降低, 锚杆整体刚度逐渐减小。相较而言, 图 5、图 6 中曲线在初始荷载阶段就已经出现弯曲, 不再像图 4 中曲线呈现出线性变化的规律, 但曲线斜率随荷载增加逐渐降低的规律仍与图 4 中一致。

为探究 Q-S 曲线斜率变化规律, 现将各曲线前 20% 荷载对应部分定义为曲线前段, 后 10% 荷载对应部分定义为曲线后段。则拉力型锚索基本试验 Q-S 曲线斜率见表 9。

表 9 拉力型锚索基本试验 Q-S 曲线斜率

Table 9 Slope of tensile anchor cable Q-S curves

试验组	切线斜率/(kN/mm)		割线斜率/(kN/mm)
	前段	后段	
L1	16.90	4.43	8.20
L2	22.40	8.19	11.64
L3	31.89	8.35	13.01
L4	77.56	15.36	32.30
L5	41.38	5.41	14.18
L6	83.82	11.14	33.12

分析表 9 可知,各试验组前段切线斜率最大,后段切线斜率约为前段的 13%~37%,割线斜率约为前段的 34%~52%。对比表 9 中试验组 L1、L3、L5 计算结果与表 8 中相应数据可知,同一试验组 $Q-S$ 曲线割线斜率均小于循环荷载曲线中循环 6 的平均斜率,且割线斜率约为循环 6 滞回环平均斜率的 46%~65%。上述结果表明,与表 8 相比,表 9 中 $Q-S$ 曲线割线斜率的计算考虑了锚固体受多循环荷载过程中产生塑性变形的影响,更符合工程实际,单循环加载曲线会高估锚杆(索)的刚度。

c) 荷载-弹性变形 ($Q-S_e$)、荷载-塑性变形 ($Q-S_p$) 曲线分析

试验组 Q2、L2 及 F2 的平均荷载-变形曲线见图 7~9。

分析图 7 可知,随着荷载的增加,锚杆的 $Q-S_e$ 曲线基本服从线性增长,这说明锚杆弹性变形在各加荷阶段增长比较均匀。锚杆的 $Q-S_p$ 曲线斜率则呈现出先大后小的趋势,当荷载较小时,锚杆塑性变形极小,说明在初始荷载阶段锚杆以弹性变形为主。随着荷载增大, $Q-S_p$ 曲线出现明显拐点,曲线斜率迅速降低,锚杆的塑性变形增长速度越来越快,在极限荷载阶段锚杆的塑性变形量与弹性变形量已基本相等,这说明锚杆的工作状态已向弹塑性阶段转变,因此塑性位移占总位移的比例随荷载增加而逐渐增大。

相较而言,图 8 和图 9 的锚索则未表现出上述的相似规律。从初始荷载至极限荷载阶段,3 条曲线斜率均呈现出随荷载增加而减小的趋势。在前期加荷阶段 $Q-S_p$ 曲线就已表现出较大塑性位移,说明较锚杆而言,锚索在初始加荷阶段就已经进入弹塑性变形阶段。

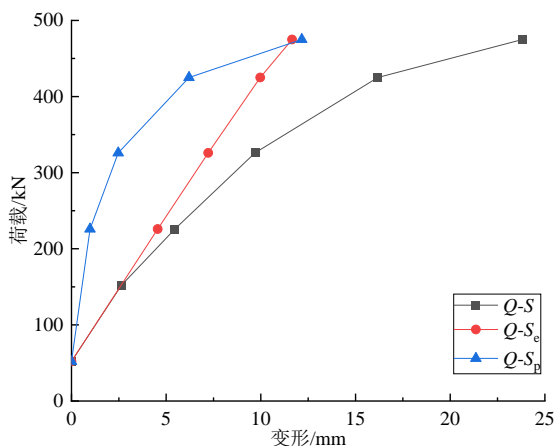


图 7 试验组 Q2 平均荷载-变形曲线
Fig. 7 Test Q2 load-deformation curves

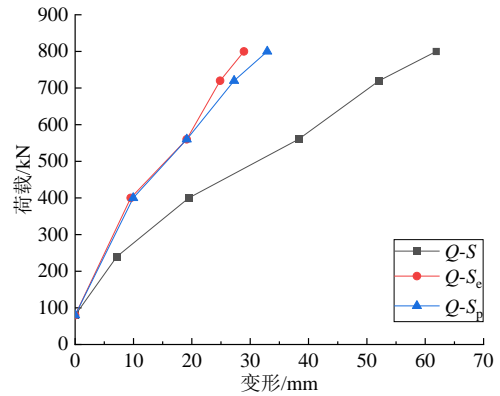


图 8 试验组 L2 平均荷载-变形曲线
Fig. 8 Test L2 load-deformation curves

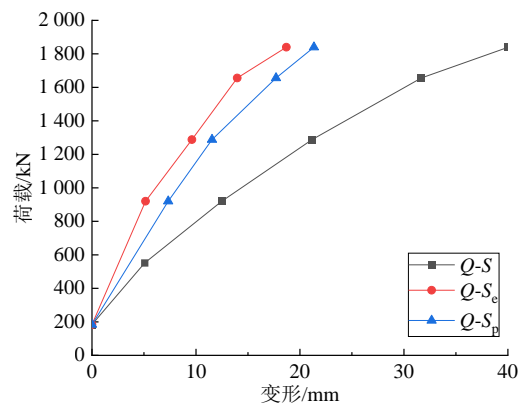


图 9 试验组 F2 平均荷载-变形曲线
Fig. 9 Test F2 load-deformation curves

(3) 锚杆(索)刚度分析

$Q-S$ 曲线斜率的变化可以反映出锚固体不同荷载阶段下刚度的变化,对合理预估锚拉式支挡结构的刚度系数、指导工程实践有着重要的作用。根据上述试验分析结果,依据规范算法,分别基于试验曲线与经验公式计算锚杆(索)的刚度系数,并对计算结果进行比较与分析。

a) 锚杆(索)变形

锚杆(索)的总位移量 S 可以用其自由段的弹性变形 S_1 、锚固段的拉伸变形 S_2 和锚固段与周围土体间的相对剪切位移 S_3 来表示:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \tag{2}$$

由于锚杆(索)自由段不受土体黏结力作用,所受的轴向拉力分布均匀且等于张拉荷载,因此 S_1 可通过式(3)计算。

$$S_1 = \frac{PL_f}{E_s A_s} \tag{3}$$

式中: P 为锚杆(索)所受的张拉荷载; L_f 为锚杆(索)自由段长度; A_s 为锚杆(索)杆体的截面面积; E_s 为锚杆(索)杆体的弹性模量。

假设在极限荷载阶段土体对于锚杆(索)锚固

段的黏结力沿锚固段呈从小到大的三角形线性分布, 则:

$$S_2 = \frac{2PL_m}{3E_a A} \quad (4)$$

式中: L_m 为锚杆(索)锚固段长度; A 为锚杆(索)注浆固结体的截面面积; E_a 为锚杆(索)的复合弹性模量, 可通过式(5)计算。

$$E_a = \frac{E_s A_s + E_m (A - A_s)}{A} \quad (5)$$

锚杆(索)锚固段与周围土体间的相对剪切位移 S_3 可由试验所得的总位移 S 减去自由段的弹性变形 S_1 和锚固段的拉伸变形 S_2 得到。极限荷载阶段锚杆(索)各试验组变形计算结果见表 10。

表 10 锚杆(索)基本试验变形计算结果

Table 10 Deformation calculation results of anchor (cable) basic test

试验组	极限荷载/kN	S/mm	S_1/mm	S_2/mm	S_3/mm	S_3/S
Q1	376	21.93	0.00	5.80	16.13	74%
Q2	475	23.81	0.00	11.36	12.45	52%
Q3	450	23.27	0.00	7.13	16.14	69%
Q4	575	26.57	0.00	14.05	12.52	47%
L1	480	53.69	48.35	3.56	1.78	3%
L2	800	61.87	39.56	10.79	11.52	19%
L3	840	59.20	42.31	5.77	11.12	19%
L5	960	62.07	48.35	6.60	7.12	11%

分析表 10 试验组 Q1~Q4 计算结果可知, 锚固体与周围土体间的相对剪切位移 S_3 占总位移 S 的比例为 47%~74%, 这说明对于全长黏结型锚杆, 其极限荷载阶段的总位移主要为锚固体与周围土体间的相对剪切位移。对比试验组 Q1、Q2 可以发现, Q1 的 S_3 为 16.13 mm, Q2 的 S_3 为 12.45 mm, Q2 最大加载值比 Q1 增加了 26%, 而 S_3 较 Q1 减少约 23%, 这说明在相同荷载甚至更大荷载作用下, 锚杆锚固长度越长, 锚固体与土体的剪切位移越小, 这可能与锚固长度的增长加大了锚固体自身变形 S_2 , 从而削弱了锚固体刚度及其与土体的相互作用有关。

分析表 10 试验组 L1、L2、L3、L5 计算结果可知, 当锚索受张拉荷载时, 锚固体相对剪切位移 S_3 占总变形 S 比例为 3%~19%, 远小于全长黏结型锚杆。自由段弹性变形 S_1 约占总变形 S 的 60%~90%, 这说明与全长黏结型锚杆不同, 锚索的总位移主要由其自由段的弹性变形组成。拉力分散型锚索也表现出相同的规律。

b) 锚杆(索)刚度

规范[12]提出锚拉式支挡结构的弹性支点刚度系数可按式(6)计算:

$$k_{R1} = \frac{N_k - N_s}{S_k - S_s} \quad (6)$$

式中: N_k 、 N_s 分别为锚杆(索)的轴向拉力标准值与锁定值; S_k 、 S_s 分别为 Q - S 曲线上对应于荷载为 N_k 、 N_s 的锚头位移值。

由于一般在初步设计时, 并不能准确获知锚杆(索)在拟设计地层中的 Q - S 曲线, 故很难通过式(6)得到支点刚度系数。规范[12]亦给出在缺少试验时, 可通过式(7)计算锚杆(索)刚度系数:

$$k_{R2} = \frac{3E_s E_a A_s A}{3E_a A L_f + E_s A_s L_m} \quad (7)$$

该计算公式仅考虑了锚杆(索)的自由段变形 S_1 和锚固段变形 S_2 , 没有考虑锚固体与土体之间的相对剪切变形 S_3 , 理论上会高估锚杆(索)的刚度且不能反映地层条件的影响。由于考虑正常使用荷载土体对于锚杆(索)锚固段的黏结力沿锚固段呈从大至小的三角形线性分布, 其 S_2 的计算值为式(4)的 50%。为了与计算值进行比较, 采用与计算工况更接近的循环 6 单循环曲线的割线刚度 k_{R1}^b 和与实际受力更接近的多循环累积曲线的割线刚度 k_{R1}^a 进行分析, k_{R1}^a 和 k_{R1}^b 结果见表 11~12。

表 11 锚杆刚度计算表

Table 11 Stiffness table of anchors

试验组	$E_s A_s / kN$	$E_a A / kN$	$k_{R1}^a / (kN/mm)$	$k_{R1}^b / (kN/mm)$	$k_{R2} / (kN/mm)$
Q1	1.61×10^5	3.72×10^5	20.12	22.51	111.70
Q2	1.61×10^5	3.72×10^5	26.17	21.41	74.47
Q3	1.61×10^5	3.72×10^5	37.25	26.24	111.70
Q4	1.61×10^5	3.72×10^5	40.59	53.49	74.47

表 12 拉力型锚索刚度计算表

Table 12 Stiffness table of tensile anchor cables

试验组	$E_s A_s / kN$	$E_a A / kN$	$k_{R1}^a / (kN/mm)$	$k_{R1}^b / (kN/mm)$	$k_{R2} / (kN/mm)$
L1	5.46×10^4	5.76×10^5	11.48	12.33	8.78
L2	1.09×10^5	6.23×10^5	12.96	18.67	16.02
L3	1.09×10^5	6.23×10^5	15.61	16.36	17.04
L4	2.18×10^5	9.48×10^5	41.08	55.03	30.87
L5	1.09×10^5	6.23×10^5	19.81	38.71	17.04
L6	2.46×10^5	9.71×10^5	46.05	58.95	34.22

分析表 11 可以发现, 全长黏结型锚杆实测刚度系数 k_{R1}^a 与 k_{R1}^b 均小于由规范推荐公式计算得到的刚度值 k_{R2} , k_{R1}^a 约为 k_{R2} 的 18%~55%, k_{R1}^b 约为

k_{R2} 的 20%~72%。这说明对于全长黏结型锚杆而言,规范推荐公式在应用于膨胀土地区的类似地层中时会大幅高估其刚度系数,这与计算公式未考虑锚固体与土体间的相对剪切变形有关,而表 10 的计算结果表明,全长黏结型锚杆有一半以上的变形为土体变形。分析表 12 可以发现,对于大部分试验组, k_{R2} 介于 k_{R1}^a 与 k_{R1}^b 之间,与前者更为接近。这说明对于设有自由段的锚索来说,由规范推荐公式预估的锚索刚度系数更接近实测结果,这与自由段变形 S_1 占主导因素有关,由表 10 可知拉力型锚索有一半以上的变形为自由段变形,虽然规范建议公式没有考虑该变形锚固体与土体间的相对剪切变形,但其所占比例较小,对刚度系数影响较小。

2 结 论

针对蒙自盆地膨胀土地区高边坡设计需求,开展了锚杆(索)基本试验,包括全长黏结型锚杆、拉力型锚索、拉力分散型锚索,涉及黏土、全风化泥灰岩、强风化泥灰岩等地层,基于实测数据,分析比较了锚杆(索)的承载力、变形、刚度等设计参数取值和荷载-位移变化规律,得到以下结论:

(1) 实测极限黏结强度标准值 q_{sk} 均大于规范推荐值,实测值与规范值的比值在黏土层为 1.2~1.7,在全风化泥岩层为 1.2~1.9,在强风化泥岩层为 1.3。由于实测值并未达到土体极限,黏结强度标准值与规范值之比将大于上述比值。在相同的锚固土层中,锚固长度 15 m 的锚杆黏结强度比锚固长度 10 m 的锚杆小约 16%,这与锚固段的黏结强度随着长度增加不能沿全长充分发挥有关。

(2) 全长黏结型锚杆与拉力型锚索在循环荷载-位移曲线形态上有较大差别,前者曲线滞回环呈细长型,后者出现了较大的滞回环。随着循环次数增加及荷载增大,锚杆(索)滞回曲线斜率基本呈下降趋势,从预估荷载 50% 的循环 1 至预估荷载 120% 的循环 6,滞回环割线斜率下降约 1%~49%。

(3) 根据循环加载曲线得到的累积荷载-位移曲线表现出明显的非线性,塑性位移约占位移的 30%~66%,前段切线斜率最大,后段切线斜率约为前段的 13%~37%,割线斜率约为前段的 34%~52%。多循环曲线割线斜率约为单循环的 50%。上述结果表明锚杆的刚度取值应充分考虑其受力状态和循环加载塑性变形的影响。

(4) 规范推荐的锚杆(索)刚度估算公式没有考虑锚固体与土体之间的变形,与实测相比,会大

幅高估全长黏结型锚杆的刚度。对于设有自由段的锚索,规范推荐公式预估的锚索刚度系数比较接近实测值,这主要与自由段变形占总变形比例较大有关。

参考文献

- [1] 程良奎. 岩土锚固研究与新进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3803-3811.
CHENG Liang-kui. Research and new progress in ground anchorage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(21): 3803-3811.
- [2] 程良奎, 张培文, 王帆. 岩土锚固工程的若干力学概念问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(4): 668-682.
CHENG Liang-kui, ZHANG Pei-wen, WANG Fan. Several mechanical concepts for anchored structures in rock and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(4): 668-682.
- [3] 中国工程建设标准化协会. 岩土锚杆(索)技术规程: CECS 22: 2005[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005.
China Association for Engineering Construction Standardization. Technical Specification for Ground Anchors: CECS 22: 2005[S]. Beijing: China Planning Press, 2005.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 建筑边坡工程技术规范: GB 50330-2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Technical Code for Building Slope Engineering: GB 50330-2013[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014.
- [5] 侯卫红, 王景春, 王锡朝. 华信商厦深基坑锚杆试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 2): 5418-5422.
HOU Wei-hong, WANG Jing-chun, WANG Xi-zhao. Experiment study on anchor for deep excavation of Huaxin building[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(S2): 5418-5422.
- [6] 刘波, 李东阳, 段艳芳, 等. 锚杆-砂浆界面黏结滑移关系的试验研究与破坏过程解析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(增刊 1): 2790-2797.
LIU Bo, LI Dong-yang, DUAN Yan-fang, et al.

- Experimental study of bond-slip relationship between bolt and mortar and theoretical solution to failure process[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(S1): 2790-2797.
- [7] 刘永权, 刘新荣, 杨忠平, 等. 不同类型预应力锚索锚固性能现场试验对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(2): 275-283.
LIU Yong-quan, LIU Xin-rong, YANG Zhong-ping, et al. Field test on anchorage performance of different types of prestressed cables[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(2): 275-283.
- [8] 王小勇, 王勇华, 张继文. 黄土层中深基坑预应力锚索试验研究[J]. 岩土工程技术, 2019, 33(2): 121-125.
WANG Xiao-yong, WANG Yong-hua, ZHANG Ji-wen. Experimental study of pre-stressed anchor cables in deep excavations of loess layers[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2019, 33(2): 121-125.
- [9] 罗云海, 刘君. 泥岩地层抗浮锚杆试验研究[J]. 岩土工程技术, 2020, 34(1): 60-63.
LUO Yun-hai, LIU Jun. Experimental reasearch on anti-floating anchor of mudstone stratum[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2020, 34(1): 60-63.
- [10] 叶帅华, 赵壮福, 吴强, 等. 西北黄土地层中可回收钢筋锚杆的锚固性能研究[J]. 地基处理, 2020, 2(3): 196-202.
YE Shuai-hua, ZHAO Zhuang-fu, WU Qiang, et al. Study on the anchorage performance of recoverable steel anchors in loess stratum in Northwest China[J]. Chinese Journal of Ground Improvement, 2020, 2(3): 196-202.
- [11] 刘威. 红河综合交通枢纽项目预应力锚杆(索)承载力试验与设计优化[J]. 建筑结构, 2021, 51(增刊): 1970-1974.
LIU Wei. Bearing capacity tests and optimization design for prestressed anchor in the Honghe comprehensive hub of transportation project[J]. Building Structure, 2021, 51(S1): 1970-1974.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑基坑支护技术规程: JGJ 120—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations: JGJ 120 — 2012[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.