

文章编号: 1007-2993(2023)01-0089-06

滨海基坑穿越软土压力型锚杆现场试验研究

李 鹏^{1,2} 曲立清³ 王 宇³ 王殿斌^{1,2} 聂 宁^{1,2}

(1. 青岛市勘察测绘研究院, 山东青岛 266032; 2. 青岛岩土工程技术研究中心, 山东青岛 266032;

3. 青岛国信发展(集团)有限责任公司, 山东青岛 266071)

【摘要】 青岛胶州湾北岸广泛分布厚层海相沼泽化软黏土, 为研究穿越厚层软土时压力型锚杆的适用性, 开展了压力分散型锚杆、拉力型锚杆和承压型囊式扩体锚杆的现场对比试验。试验结果表明, 压力分散型和承压型囊式扩体锚杆极限承载力离散性较大, 难以满足锚杆验收标准; 相对于极限粘结强度和局部受压承载力, 锚杆成孔曲率导致的锚固体整体失稳可能是穿越厚层软土的压力型锚杆极限承载力不足的主要原因; 对滨海基坑工程中穿越软土的预应力锚杆, 建议优先采用拉力型锚杆。

【关键词】 压力型锚杆; 拉力型锚杆; 扩体锚杆; 软土; 现场试验

【中图分类号】 TU 447; TU 413

【文献标识码】 A

doi: 10.3969/j.issn.1007-2993.2023.01.016

In-situ Test Study on Pressured Anchor through Soft Soil in Coastal Foundation Pit

Li Peng^{1,2} Qu Liqing³ Wang Yu³ Wang Dianbin^{1,2} Nie Ning^{1,2}

(1. Qingdao Surveying & Mapping Institute, Qingdao 266032, Shandong, China; 2. Qingdao Geotechnical Engineering Research Center, Qingdao 266032, Shandong, China; 3. Qingdao Guoxin Development Group Co., Ltd., Qingdao 266071, Shandong, China)

【Abstract】 Thick marine marshy soft clay are widely distributed in the north shore of Qingdao Jiaozhou Bay. To study the applicability of pressured anchor through the thick soft soil, in-situ comparative tests about pressure-dispersive anchor, tensioned anchor and capsule type pressured expanding anchor were carried out. The test results show that the ultimate bearing capacity of pressure-dispersive anchor and capsule type pressured expanding anchor is less than acceptance standard value. Relative to the ultimate bonding strength and the local bearing capacity, the overall instability of anchorage body caused by the bending of anchor during hole formation may be the main reason for the insufficient ultimate bearing capacity of pressured anchor through soft soil. It is suggested that tensioned anchor should be used first for the prestressed anchor crossing soft soil in coastal foundation pit engineering.

【Key words】 pressured anchor; tensioned anchor; expanding anchor; soft soil; in-situ test

0 引言

预应力锚杆按照注浆体所处的应力状态可分为拉力型锚杆和压力型锚杆。拉力型锚杆通过杆体—锚固体—岩土体界面的粘结应力来传递荷载, 锚固体处于受拉应力状态; 压力型锚杆通过锚固体—岩土体界面的粘结应力来传递荷载, 锚固体处于受压应力状态。现行规范^[1-2]对压力型锚杆的适用条件未明确限制, 一般认为压力型锚杆锚固体不易开裂, 承载能力和变形性能较拉力型锚杆均有所改善, 抗腐蚀性能较好, 并利于杆体的卸载和拆除。近年来, 为充分利用地层固有强度, 将锚杆拉力分散作用于锚杆锚固段不同部位的荷载分散性锚杆, 以及采用各类扩体

锚固技术的扩体锚杆^[3], 均得到日益广泛的应用。

目前针对压力型锚杆和拉力型锚杆开展的现场对比试验研究相对较少。顾亮^[4]在大连某基坑工程粉质黏土和板岩地层进行了压力型锚杆的现场抗拔力试验, 试验表明同等条件下拉力型锚杆的极限抗拔力为压力型锚杆的 1.5 倍, 压力型锚杆无法满足工程设计要求, 分析注浆体局部受压破坏是压力型锚杆抗拔承载力低于拉力型锚杆的根本原因。胡成兵^[5]在佛山某边坡工程残坡积土和砂岩地层进行了压力型和拉力型锚杆现场试验, 得出在相同条件下, 压力型锚杆极限承载力标准值较拉力型锚杆提高近 70%。张智浩等^[6]在北京某基坑工程粉质黏土地层进行了

作者简介: 李 鹏, 男, 1977 年生, 汉族, 山东青岛人, 博士研究生, 正高级工程师, 主要从事岩土工程技术研究。E-mail: lipeng_001@sina.com

压力分散型和拉力型锚杆现场试验,试验表明在相同锚固段长度条件下,压力分散型锚杆较拉力型锚杆承载力平均提高 31%~36%。吴曙光等^[7]在重庆某边坡软质岩层开展压力型和拉力型锚杆现场对比试验,得出压力型锚杆承载能力和变形性能优于拉力型锚杆,极限承载力可提高 50% 以上。

汪班桥等^[8]通过缩尺模型试验,对比分析了夯实的粉质黏土中拉、压力型锚杆锚固性能,得出压力型锚杆剪应力分布相对均匀,且相同荷载下剪切应变小。马海春等^[9]、高德军等^[10]分别针对岩质地层压力型锚杆抗拔能力进行了模拟实验,分别得到轴向应变和径向应变分布规律,都随远离承压位置呈负指数衰减,且具有良好的延性。

张敬一等^[11]针对成都弱膨胀性粉质黏土开展了承压扩体锚杆和拉力型锚杆的现场对比试验,得出承压扩体锚杆抗拔力极限值近似为拉力型锚杆的 4 倍,且变形、蠕变和松弛特性均优于后者。刘剑平等^[12]针对石家庄石英干砂进行了压力型扩体锚杆和拉力型锚杆承载特性的模型试验,试验表明压力型扩体锚杆的承载和变形特性略优于拉力型锚杆。

已有研究多针对锚杆穿越较硬土层或岩层的情况。笔者在青岛花岗岩地层开展的多个基坑工程压力型锚杆张拉试验和监测情况表明,压力型锚杆在岩层中可达到较理想的承载性能。

青岛胶州湾北岸地貌成因类型为滨海冲洪积—

海积平原,广泛分布厚度较大的海相沼泽化软黏土。随着滨海地区地下空间开发和基坑工程日益增多,预应力锚杆作为常用支护构件,安全性至关重要。本文结合滨海基坑工程中穿越软土的压力型和拉力型锚杆现场对比试验,对多种类型锚杆的承载-变形特性进行分析,对施工工艺进行经验总结,该结果可为滨海基坑工程中穿越软土锚杆的设计、施工实践提供一定借鉴。

1 工程背景

中国红岛国际会议展览中心项目位于青岛市红岛经济区,胶州湾北岸滨海浅滩,占地面积约 $3.4 \times 10^5 \text{ m}^2$,总建筑面积约 $4.55 \times 10^5 \text{ m}^2$,其中地下建筑面积约 $1.0 \times 10^5 \text{ m}^2$ 。

酒店、办公楼及登录大厅等基坑群总周长近 2 km,基坑深度约 7.9~11.9 m,基坑安全等级为二级,主要采用灌注桩、SMW 工法桩与锚杆支护体系。基坑坡顶同期建设展馆,采用预制管桩基础,为避免锚杆对桩基础的施工影响,相邻区域基坑支护设计采用可拆除回收(或卸载)的压力型锚杆,非相邻区域设计采用拉力型锚杆。

场区第四系主要由全新统人工填土(Q_4^{ml})、海相沼泽化层(Q_4^{mh})及上更新统洪冲积层(Q_3^{al+pl})组成,基岩主要为白垩系青山群安山岩(K_1Q)。主要地层物力学指标如表 1。

表 1 主要地层物力学指标

地层	层厚/m	含水率/%	液性指数	模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	锚杆粘结强度标准值/kPa	标准贯入/击
淤泥	2.0~4.0	52	1.26	$2.1/E_{s1-2}$	5.2	2.8		0.6
淤泥质黏土	2.5~3.5	45	1.23	$2.5/E_{s1-2}$	5.6	3.0	20(30) ^②	1.2
黏土	3.5~6.0	26	0.42	$7.9/E_{s1-2}$	36.7	15.7	60(80) ^②	10.8
安山岩强风化上亚带	1.5~3.0			$30/E_0$		40 ^①	160(200) ^②	49.6
安山岩强风化下亚带	1.0~4.0			$55/E_0$		45 ^①	200(250) ^②	52~500 ^③

注:①等效内摩擦角;②括号内为二次压力注浆时强度;③按 50 击贯入深度换算。

锚杆设计倾角 30°,穿越淤泥、淤泥质黏土、黏土等地层,锚固于黏土和强风化安山岩中。场区代表性地层及试验锚杆剖面图如图 1。

试验锚杆包含拉力型锚杆、压力型锚杆和承压型囊式锚杆,其中,拉力 I 型锚固段长度 14 m,拉力 II 型锚固段长度 12 m,压力 I 型设 3 个承载体,锚固段长度 14~15 m,压力 II 型设 2 个承载体,锚固段长度 13~13.5 m。锚杆设计参数如表 2。

2 锚杆现场试验

2.1 锚杆施工工艺

锚杆在淤泥及淤泥质黏土中采用双套管成孔工艺,对应成孔直径 200 mm 的钻头直径为 194 mm,跟钻护壁的钢套管外径 168 mm,壁厚 14 mm。

为避免黏土造浆污染杆体、影响锚杆承载力,下钢绞线前采用水灰质量比 1.0 的水泥浆循环清孔,置换锚孔内泥浆。安放杆体并注浆后拔套管。

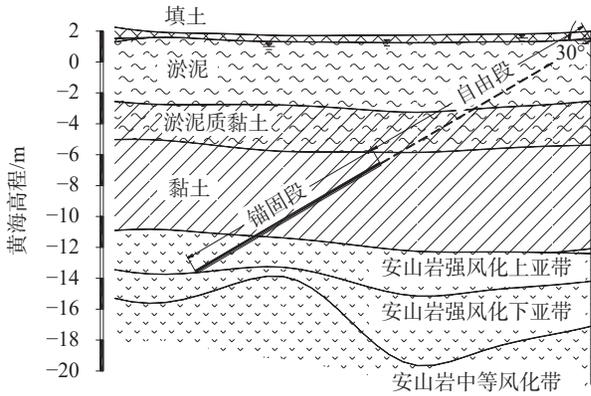


图1 地层及试验锚杆剖面图

表2 锚杆设计参数

锚杆型号	锚固体直径/mm	锚杆杆体	拉力标准值/kN	拉力设计值/kN	承载体数量/个
拉力 I 型(T I)	200	6 ϕ _s 15.2	560	700	
拉力 II 型(T II)	200	4 ϕ _s 15.2	360	450	
压力 I 型(P I)	200	6 ϕ _s 15.2	560	700	3
压力 II 型(P II)	200	4 ϕ _s 15.2	360	450	2
承压型囊式扩体	600	4 ϕ _s 15.2	400	500	1

注浆采用 P·O 42.5 普通硅酸盐水泥, 注浆分两次进行, 一次常压注浆压力 0.5 MPa, 常压注浆管边注浆边拔出, 二次高压注浆压力不小于 2.5 MPa, 锚杆内预留沿锚固段全长螺旋形布设出浆口的高压注浆管, 高压注浆在水泥浆初凝后、终凝前进行。

压力型锚杆承载体设计如图 2, 不同承载体的钢绞线分别标记, 以便分别张拉。

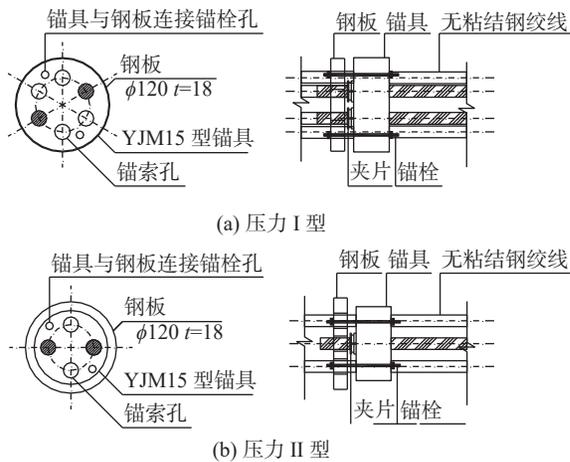


图2 压力型锚杆承载体示意图

2.2 锚杆试验方案

锚杆试验方法按《建筑基坑支护技术规程》^[13] 中锚杆抗拔试验要点的基本试验要求执行。试验设备使用 1000 kN 液压式张拉机、穿心千斤顶、游标卡尺等, 采用多循环加卸载法, 递增加荷量为预估破坏荷

载的 10%, 控制加荷速率不大于 100 kN/min, 测定锚杆极限承载力。拉力型锚杆采用整体张拉方法; 压力分散型锚杆张拉时按照承载体从远到近的顺序逐个张拉, 得出各承载段的极限承载力。锚杆试验前按拉力设计值的 15% 荷载进行了预张拉。

(1) 拉力型锚杆试验

因拉力型锚杆应用较多, 本试验共实施拉力型锚杆 4 根, 其中拉力 I 型 2 根、拉力 II 型 2 根。锚杆长度及现场施工记录的锚杆穿越地层如图 3。

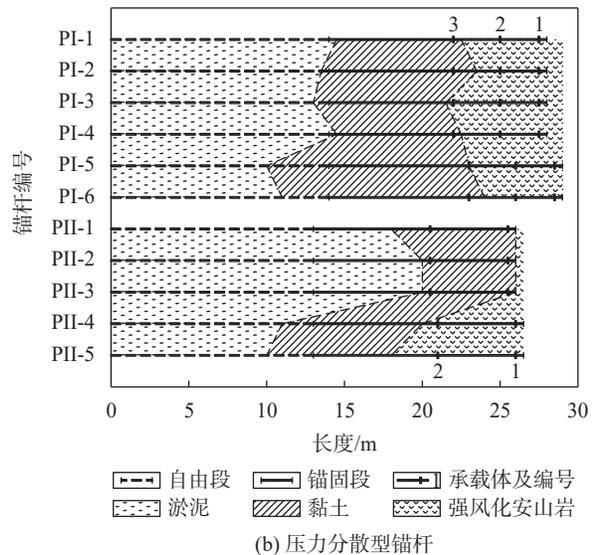
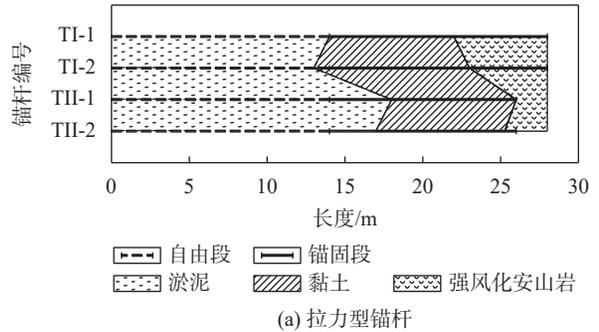


图3 锚杆长度及穿越地层示意图

(2) 压力分散型锚杆试验

本试验以对比验证压力分散型锚杆承载性能为主, 共实施压力分散型锚杆 11 根, 其中压力 I 型 6 根、压力 II 型 5 根。锚杆长度及现场施工记录的锚杆穿越地层如图 3。

(3) 承压型囊式扩体锚杆试验

承压型囊式扩体锚杆通过囊仓封闭式高压注浆工艺, 促使囊式挤扩体膨胀压密周围土体增大抗剪强度, 并利用挤扩体的端承效应提高锚杆极限承载力。本试验共实施承压型囊式扩体锚杆 5 根。

锚杆自由段长度 14.5 ~ 20 m, 扩体锚固段长度 4.0 m, 均位于黏土。

3 试验结果与分析

3.1 锚杆极限抗拔承载力

从锚杆破坏特征看,一般为加载到破坏荷载时位移急剧增加,或先稳定一段时间,补载后位移急剧增加,发生突变型破坏。

拉力型锚杆试验数据如表3,通过试验得出:拉力I型锚杆极限承载力大于表2中拉力标准值的1.61倍,拉力II型锚杆极限承载力为拉力标准值的1.75倍,均满足二级基坑要求不小于拉力标准值1.3倍的锚杆验收标准。

表3 拉力型锚杆试验数据

锚杆编号	试验总极限荷载/kN	极限承载力/kN	极限位移 ^② /mm	试块平均抗压强度 ^③ /MPa
TI-1	900	≥900 ^①	105	26.11
TI-2	900	≥900 ^①	84	34.06
TI-1	630	630	103	22.85
TI-2	630	630	92	23.62

注:①受千斤顶量程限制,终止加载时未破坏;②相对于初始荷载(预估破坏荷载的10%)的变化量;③标准养护条件。

压力型锚杆试验数据如表4,通过试验得出:

(1)压力I型和压力II型锚杆极限承载力离散性较大,均不满足锚杆验收标准;同一锚杆不同承载体的极限承载力差异较大。

(2)试验后对P II-2锚杆承载体2强行拉出,过程中未发现柱状锚固体,承载体对应的锚固体完整性可能存在问题。

表4 压力分散型锚杆试验数据

锚杆编号	试验总极限荷载/kN	各承载体极限承载力/kN	各承载体极限位移 ^① /mm	试块平均抗压强度 ^② /MPa
PI-1	666	133/233/300	39/83/154	27.35
PI-2	338	133/123/82	29/120/36	22.38
PI-3	633	233/200/200	126/87/74	30.90
PI-4	699	266/167/266	135/63/114	34.99
PI-5	617	267/183/167	146/207/91	26.62
PI-6	483	133/167/183	58/155/86	25.69
PII-1	360	180/180	105/115	20.28
PII-2	270	180/90	129/16	19.36
PII-3	270	180/90	146/14	21.77
PII-4	438	245/193	138/125	27.97
PII-5	368	193/175	127/110	26.90

注:①相对于初始荷载(预估破坏荷载的10%)的变化量;②标准养护条件。

承压型囊式扩体锚杆试验5根,其中2根锚杆极限承载力为500kN,3根锚杆极限承载力为360kN。试验表明,承压式囊式扩体试验锚杆的极限承载力在本场地也无法满足设计要求。

3.2 锚杆荷载-位移曲线

选取拉力型和压力型锚杆试验极限荷载及每循环最大荷载时的位移,绘制锚杆荷载-位移曲线,如图4。在相同位移情况下,压力型锚杆承受的荷载远小于拉力型锚杆,且曲线斜率明显小于拉力型锚杆。

拉力型锚杆的荷载-位移曲线如图5。TI-1、TI-2锚杆在验收荷载728kN时的总位移量分别

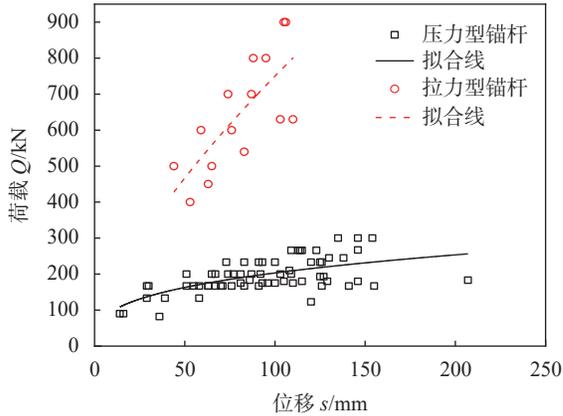
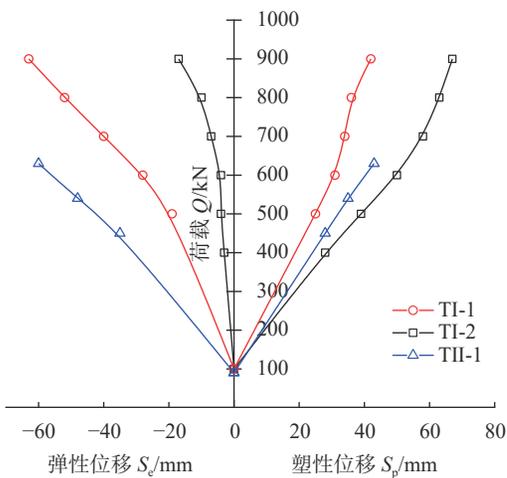
为78mm、67mm,II-1锚杆在验收荷载468kN时的总位移量为67mm,均满足《岩土锚杆(索)技术规程》大于自由段长度理论弹性伸长量的80%且小于自由段长度与1/2锚固段长度之和的理论弹性伸长量要求。

3.3 锚杆极限粘结强度

依据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012)对锚杆极限抗拔力标准值进行验算,如式(1)。

$$R_k = \pi d \sum q_{sk} l_i \quad (1)$$

式中: R_k 为锚杆极限抗拔承载力标准值, kN; d 为锚

图4 压力型和拉力型锚杆 $Q-s$ 曲线对比图5 拉力型锚杆 $Q-s$ 曲线

杆锚固段注浆体直径, m ; q_{ski} 为锚固体与第 i 土层的极限粘结强度标准值, kPa ; l_i 为锚固体在第 i 土层中的长度, m 。

对拉力型锚杆, 由极限抗拔力标准值反算的极限粘结强度标准值高于推荐值。例如, 据 T II-1 锚杆验算, 二次压力注浆时可塑黏土的极限粘结强度标准值约 $110 kPa$, 高于推荐的 $80 kPa$ 。

反之, 对压力型锚杆, 由极限抗拔力标准值反算的极限粘结强度标准值低于推荐值。例如, 据 P I-1 至 P I-6 锚杆承载体 1 和 P II-4 至 P II-5 锚杆承载体 1 验算, 二次压力注浆时强风化安山岩的极限粘结强度标准值分别为 $85 \sim 170 kPa$ 和 $61 \sim 78 kPa$, 均远低于推荐的 $200 \sim 250 kPa$ 。据 P II-1 至 P II-3 锚杆承载体 1 验算, 二次压力注浆时可塑黏土的极限粘结强度标准值约 $57 kPa$, 均低于推荐的 $80 kPa$ 。

多组对比试验表明, 极限粘结强度不是本场地压力型锚杆极限承载力不足的主要原因。

3.4 压力型锚杆局部受压承载力

依据《岩土锚杆(索)技术规程》(CECS 22: 2005)

对压力型锚杆局部受压承载力进行验算, 如式(2)。

$$K_p N_t \leq 1.35 A_p \sqrt{A_m / A_p} \eta f_c \quad (2)$$

式中: K_p 为单元锚杆锚固段注浆体的局部抗压安全系数, 取 2.0 ; N_t 为单元锚杆的拉力标准值(对应表 2), N ; A_p 为单元锚杆承载体与锚固体横截面的净接触面积, 即毛受压面积扣除孔道面积, mm^2 ; A_m 为锚固体的横截面面积, mm^2 ; η 为有侧限锚固体的强度增大系数; f_c 为锚固体的抗压强度标准值, N/mm^2 。

付文光等^[14] 分析估算了不同岩土体中的 η 值分别为: 黏性土 $2.6 \sim 5.2$, 粉土 $3.7 \sim 6.3$, 砂性土 $3.1 \sim 10.5$, 碎石土 $5.2 \sim 12.2$, 岩体 $4.8 \sim 18.2$ 。

η 分别取黏土和强风化安山岩对应的下限值 2.6 和 4.8 , f_c 取 $30 MPa$, 承载体直径 $120 mm$, 验算压力 I 型锚杆在黏土和强风化安山岩的局部抗压安全系数分别为 9.1 和 16.8 , 压力 II 型锚杆在黏土和强风化安山岩的局部抗压安全系数分别为 10.7 和 19.7 。

多组对比试验表明, 局部受压承载力不是本场地压力型锚杆极限承载力不足的主要原因。

3.5 施工工艺对抗拔承载力的影响

本工程锚杆需穿越淤泥及淤泥质黏土, 锚固至较深且具有较好锚固力的黏土及强风化安山岩, 锚杆自由段长度较大, 且穿越软土采用套管跟进工艺, 钻具(套管、钻杆等)质量较大, 易导致锚杆在穿越软土段钻具受重力作用下沉, 造成杆件挠曲、偏心受力(见图 6)。

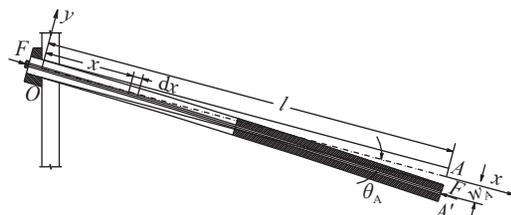


图6 压力型锚杆受力示意图

以上施工工艺影响导致锚杆杆体的顺直度难以保证, 由拉力型锚杆和压力型锚杆的受力机理可以看出, 当锚杆张拉时, 压力型锚杆在偏心弯矩作用下挠曲会进一步加大, 更易在杆体变形过程中对锚固体造成压弯破坏或受拉破坏, 进而导致锚固体整体失稳。

为进一步验证, 现场开展了锚杆杆体偏心作用下的锚固段无侧限张拉试验(见图 7)。试验结果表明, 在偏心受力时, 锚固段主要表现为压弯破坏, 受拉侧注浆体首先片状剥落, 而后在承载体和张拉端两个端部位置的受拉侧发生破坏。

分析得出, 锚杆成孔曲率导致的锚固体整体失

稳可能是本场地穿越厚层软土的压力型锚杆极限承载力不足的主要原因。



图7 锚固段无侧限张拉试验破坏

4 结论

通过对滨海基坑工程中穿越软土的压力型和拉力型锚杆现场对比试验,得出以下结论和建议:

(1)相同地质条件和施工工艺条件下,拉力型锚杆极限承载力大于拉力标准值的1.6倍,满足锚杆验收标准,压力分散型和承压型囊式扩体锚杆极限承载力离散性较大,难以满足锚杆验收标准。

(2)相同位移情况下,压力型锚杆承受的荷载远小于拉力型锚杆;拉力型锚杆在验收荷载时的总位移量满足规范要求。

(3)相对于极限粘结强度和局部受压承载力,锚杆成孔曲率导致的锚固体整体失稳,可能是滨海基坑工程中穿越厚层软土的压力型锚杆极限承载力不足的主要原因。

(4)对滨海基坑工程中穿越软土的预应力锚杆,建议优先采用拉力型锚杆。

参 考 文 献

[1] CECS22: 2005 岩土锚杆(索)技术规程[S].北京:中国计划出版社,2005.
[2] GB 50086—2015 岩土锚杆与喷射混凝土支护工程

技术规范[S].北京:中国计划出版社,2015.

- [3] 刘钟,郭钢,张义,等.囊式扩体锚杆施工技术与应用[J].岩土工程学报,2014,36(S2):205-211.
[4] 顾亮.压力型锚杆的抗拔试验研究[J].工程勘察,1999,(1):10-12,23.
[5] 胡成兵.压力型和拉力型锚杆承载性状对比试验研究[J].湖南工程学院学报(自然科学版),2013,23(2):77-80,94.
[6] 张智浩,杨松,马凛.压力分散型锚杆在基坑支护工程中的应用[J].工业建筑,2007,37(4):9-12,87.
[7] 吴曙光,张永兴,康明.压力型和拉力型锚杆工作性能对比研究[J].水文地质工程地质,2008,35(5):45-49.
[8] 汪班桥,门玉明,郝建斌.拉压锚杆锚固性能的对比试验分析[J].长安大学学报(自然科学版),2013,33(4):68-74.
[9] 马海春,崔可锐,钱家忠,等.压力型锚杆抗拔能力模拟实验研究[J].地下空间与工程学报,2016,12(4):963-967.
[10] 高德军,李昆,朱小冬,等.压力型锚杆锚固力学性能试验研究[J].人民长江,2016,47(S2):101-104,133.
[11] 张敬一,蒋志军.承压扩体锚杆承载-变形特性现场试验[J].地下空间与工程学报,2018,14(S2):554-558.
[12] 刘剑平,张慧乐,王述红,等.扩体锚杆承载特性的模型试验研究[J].地下空间与工程学报,2013,9(4):749-757.
[13] JGJ 120—2012 建筑基坑支护技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
[14] 付文光,卓志飞,王雨龙.对若干预应力锚杆技术问题的新理解[C]//中国岩石力学与工程学会锚固与注浆分会、广东省岩土力学与工程学会锚固与注浆专业委员会.2017年全国锚固与注浆技术学术研讨会论文集,2017.

收稿日期:2021-11-03