

DOI: 10.11779/CJGE201703002

基于透明土的 4 种锚杆拔出对比模型试验

夏元友¹, 陈 晨¹, NI Qing²

(1. 武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070; 2. 华威大学工程学院, 英国 考文垂 CV4 7ES)

摘 要: 采用透明土材料和粒子图像测速法 (PIV) 技术, 通过物理模型试验研究锚杆拔出机理。在试验中采用普通圆柱型和手榴弹型、糖葫芦型和圣诞树型 3 种异型共 4 种不同形状锚固段锚杆, 测试获得各锚杆随锚杆锚固段上移对周围土体的扰动规律、锚杆位移与锚固力变化曲线, 分析各锚杆锚固段的极限承载力与锚固段破坏机理。试验结果分析表明: 在本文试验条件下, 在锚杆拔出破坏前, 除了手榴弹型锚杆外, 各种形状锚杆对土体水平位移影响相对于竖向位移均较小, 糖葫芦型和圣诞树型锚杆对土体的竖向位移影响范围最大, 达到 6.0 倍锚杆半径, 比普通圆柱型锚杆对土体竖向位移影响范围大 1.5 倍; 异形锚杆可以很有效的提高锚杆极限承载力, 比普通圆柱型锚杆可提高 66%~91%, 其中圣诞树型锚杆的极限承载力最大; 锚杆锚固段的有效长度、有效横截面积、有效直径对其极限承载力有直接影响; 锚杆极限承载力值是发生在锚杆锚固段与土体接触的界面开始破坏到完全破坏之间, 锚杆锚固段与土体接触界面发生破坏, 是从锚杆自由段部位开始逐渐往锚杆底部发展, 以 A 型锚杆为例, 当破坏发展到距锚杆底部 1/3 的位置时, 锚杆极限承载力达到峰值。

关键词: 土层锚杆; 模型试验; 透明土; 土体位移; 锚固机理

中图分类号: TU41

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2017)03 - 0399 - 09

作者简介: 夏元友(1965 -), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程教学与研究工作。E-mail: xiayy1965@126.com。

Comparative modelling of pull-out process of four different anchorages by using transparent soil

XIA Yuan-you¹, CHEN Chen¹, NI Qing²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China; 2. School of Engineering, University of Warwick, Coventry, CV4 7ES, UK)

Abstract: A small-scale physical modelling system is developed to study the pull-out mechanism of embedded soil nails based on transparent soil and particle image velocimetry (PIV). Four types of soil anchorages, common cylindrical anchorage, hand grenade shape anchorage, round bead string shape anchorage and Christmas-tree shape anchorage, are set in the experiment to observe the soil displacement impact areas and load-displacement curve. Then the maximum uplift capacity and the failure mechanism of soil anchorages are discussed. From the results, it is shown that before failure happens, all horizontal displacements of soil anchorages are relatively small compared to vertical displacements, except for the hand grenade shape anchorage. The vertical displacements of the round bead string shape anchorage and Christmas-tree shape anchorage have the larger vertical displacement impact area, and both reach 6.0R. The profiled anchorage can effectively provide 66%~91% more force than the normal cylinder anchorage, and the Christmas-tree shape anchorage has the largest uplift load. The anchorage length and effective radius are directly related with the anchorage pull-out resistance. The maximum uplift capacity happens between the pull-out starting and full failure of the soil-soil anchorage interface. When the soil-anchorage interface begins to fail, failure first occurs at the top of soil anchorage, then develops to the bottom along the soil anchorage body. Take soil anchorage type A for an example, when the failure develops 1/3 of its own length to its bottom, the uplift capacity reaches the peak value.

Key words: soil anchorage; model test; transparent soil; soil displacement; anchoring mechanism

0 引 言

土层锚杆被广泛地运用于土体加固工程中, 锚杆通过土体本身的抗剪强度与周围土体和构造物拉力的

传递, 来提供足够的锚固力。通过对拔出锚杆界面剪

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51374163)

收稿日期: 2015 - 12 - 18

应力的预测是锚杆安全性评估和设计的重要手段。由于目前对土层锚杆的复杂拔出机理和对土体与锚杆相互作用机理还缺乏深入的了解,使得我们在锚杆的设计过程中还无法实现优化设计。

目前有关土层锚杆锚固机理已有大量文献,也有大量的试验对不同力学参数土体中锚杆的极限抗拔力进行了研究。包括理论研究^[1], 试验测试^[2-3]和现场试验测量^[4]。Su等^[5]借助大量锚杆的拔出实验,研究了锚固段直径,有效锚固长度和锚固段埋入深度对锚固力的影响;同时文中还将锚固力分为顶部覆土抵抗力和界面摩擦力进行了深入探讨。但是目前相关成果采用土体内部移动来研究锚固系统破坏的机理相对较少,这是由于在实际工程中对土体内部观测受到限制,难以实现。近年来由于透明土技术的发展^[6-9],使得观察土体内部移动成为可能。Sadek等^[6]、Liu等^[7]对透明土的三轴、直剪、固结试验和流动问题进行了深入研究。Liu等^[7]对透明土的固结特性和渗透特性进行了研究,对透明土用于岩土力学试验进行了可行性研究。孔纲强^[10]对透明土进行了三轴固结不排水和固结排水的剪切试验,通过其应力-应变曲线的分析对透明土的力学特性进行了研究。目前对透明土土体内部位移的研究主要应用图像粒子测速法(PIV)^[11]。图像粒子测速法的应用使得对整个土体位移场的测量成为可能。PIV技术的发展最早源于流体力学领域,Adrian等^[12]和Willert^[13]对PIV技术在流体力学中的应用进行了理论研究。White等^[14]将PIV技术运用在岩土工程中,并且通过试验对透明土体的变形进行了研究,研究表明PIV技术可以非常精确的观测土体内部变形。Huang等^[15]对PIV技术的均值误差和均方根误差进行了研究,同时对相机产生的噪声误差进行了分析。李元海等^[16]通过数字照相技术对砂土的剪切变形进行了试验研究,研究表明土体的剪切变形分为3个阶段,初期弹性变形,中期快速塑形变形和后期的剪切带内集中塑形变形。曹兆虎等^[17]通过透明土和PIV技术对异形桩的插拔桩过程进行对比模型试验,并探讨了异形桩对周围土体的扰动范围。齐昌广等^[18]对细长屈曲桩插入透明土的试验进行了研究,对桩的弯曲、土体内部位移场、剪应变分布区域进行了探讨。孔纲强等^[19]通过透明土模型试验,对竖向荷载作用下的异形桩的破坏形式和承载力进行了研究。本文基于透明土物理模型试验,根据国内与英国规范,选取四种不同形式锚杆,进行锚杆拔出试验,探讨锚杆在竖直拔出时,锚杆的极限拔出荷载、锚固段上移对周围土体扰动规律、锚杆锚固段破坏机理,同时对4种不同形式锚杆的试验结果进行对比分析,为工程设计提供参考依据。

1 模型试验系统

1.1 透明土材料的制备

所采用的透明土材料是由两种矿物油(N-Paraffin C5-C20 and Technical White Oil 15)和一种无定形硅粉(Hi-Sil T600)的混合物。为了搅拌均匀达到最佳的透明度,最初油和硅粉的混合质量比为9%^[20],然后使用真空机对搅拌均匀的试样进行抽真空处理。

透明土的透明特性对两种油的配比和温度的变化十分敏感^[8],因此针对两种油混合的比例和温度,进行了调整透明度的试验,最后确定了在恒定室温时最佳透明度时两种油的配比。此类透明土的工程参数已经有大量学者进行了研究^[8, 21-22],本试验透明土参数见表1。透明土材料分为4层,分别在透明的有机玻璃盒子里进行横向固结,横向固结压力约为6.6 kPa,盒子的尺寸为20 cm×20 cm×30 cm,如图1所示。传统散斑场就是采用激光打在透明土需要研究的面上,这个面的粒子使光折射产生散斑场。可是当土体移动过程中光线的折射会随粒子的移动而改变方向,使相机在捕捉图像时产生误差。本试验对传统散斑场进行了改进,方法是在两层土横向固结后,当土层表面达到盒子的中线位置时,将黑色粒子撒在土层表面上形成一个粒子面,同时将制作好的锚杆埋入盒子中间,由图1中可见粒子面和锚杆在土样中的位置。

表1 Hi-Sil T600型无定形硅粉参数表

Table 1 Properties of Amorphous Silica Soil-Hi-Sil T600

粒径/ μm	比重	渗透系数在 40	初始杨氏模	初始杨氏	c'	ϕ' (°)
		kPa 下	量, 不排水	模量, 排水		
		/($m \cdot s^{-1}$)	/MPa	/MPa		
1.4	2.1	1.7×10^{-8}	3~19	4~15	0	36

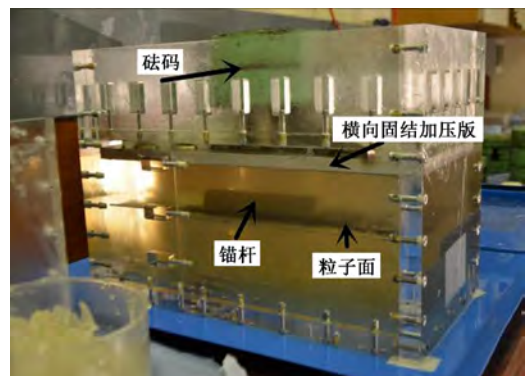


图1 锚杆的埋入和横向固结

Fig. 1 Embedded soil anchorage and horizontal consolidation

粒子面的作用是用PIV来分析观测锚杆周围土体的移动。在完成横向固结后,试样将竖直通过气压设备进行竖向固结,竖向固结压力要远大于横向固结压力。竖向固结是通过一个气压活塞和铁板的连接对土

体顶部进行逐级加载, 如图2所示。最终顶部固结压力为 40 kPa。在试验中通过对试样的顶部恒定加载来模拟低于地表 2~3 m 的工况。在加压板中部开口便于连接锚杆的活塞进出。图3为试验设置平面图。图4为透明土试验过程中实际效果图。



图2 透明土试样的竖向固结

Fig. 2 Vertical consolidation of transparent soil sample

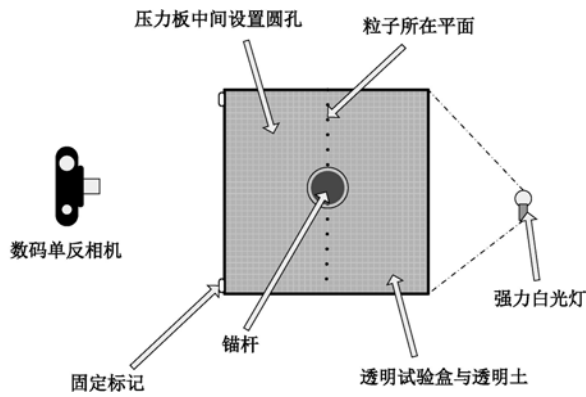


图3 试验设置平面图

Fig. 3 Plan view of experimental setup



图4 透明土试验过程中实际效果图

Fig. 4 Actual picture of physical model tests

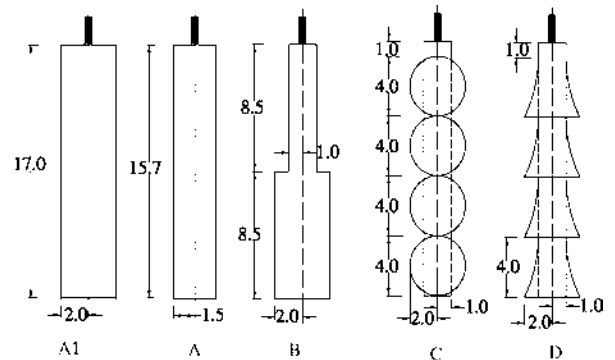
1.2 模型锚杆的选型及制作

考虑到常用锚杆的选型, 中国和英国的规范规定,

锚杆采用经过攻丝的钢条外面包裹上混凝土材料来模拟真实的注浆体。制作出的成品如图5(a)所示, 锚杆锚固段详细尺寸如图5(b)所示, 锚杆头部加塑料套管模拟自由段如图5(c)所示。图5(a)所示从左至右依次为普通圆柱型(A1, A), 手榴弹型(B), 糖葫芦型(C)和圣诞树型(D)锚杆锚固段四种不同结构形式, 普通圆柱型(A1)锚杆锚固段是作为对比补充试验, 检验试验的精确度。其中A型与B型锚固段在中国和英国规范中均有规定, C型锚固段为中国规范独有, 而D型锚固段为英国规范独有。A型锚固段为钻孔直径为3 cm 普通圆柱型锚杆锚固段, B, C和D型锚固段为钻孔直径为2 cm 的异型高压注浆锚固段。通过试验, 塑料套管模拟自由段的接触面的摩擦力几乎为零。



(a) 试验用锚杆锚固段



(b) 各锚杆锚固段具体尺寸

尺寸单位: cm



(c) 模拟试验锚杆自由段塑料套管

图5 试验用锚杆和套管

Fig. 5 Soil anchorages and plastic caps for tests

锚杆锚固段的模具采用 3D 打印机制作, 拆模后将锚杆锚固段浸入水中 7 d, 待混凝土硬化后放入干燥

箱, 温度控制在 $70^{\circ} \sim 80^{\circ}$ 烘干 2 d, 使得锚杆模型完全干燥后为试验做准备。

1.3 试验控制与测试

在试验中锚杆拔出的速度控制在了 13.8 mm/min 与 Hover 等^[20]试验相同。这个速度要快于之前研究学者的试验等^[23], 这是由自行研制的试验机(见图 2)拔出时的参数与 DSLR 相机的拍摄速度来决定的。在试验中采用应力环对拔出时的锚杆轴力进行测试。

2 试验结果与分析

2.1 锚杆锚固段周围土体位移矢量图

对 DSLR 数码相机拍摄的图片进行分析, 分析采用 Matlab 软件通过 White 等^[11]的“Geo-PIV”工具来进行。PIV 原理是将每张图片的待分析区域划分成很多网格, 每个网格在不同图片中的位置被记录下来, 再由 Matlab 软件分析每个网格在水平方向以及竖直方向的位移, 网格尺寸为 $50 \times 50 \text{ pixels}$ 。锚杆拔出过程中锚杆周围土体的位移可以用箭头矢量图来表示。锚杆从开始拔出经过时间 t 到锚固段破坏为止, 普通锚杆锚固段、手榴弹型锚杆锚固段、糖葫芦型和圣诞树型锚杆锚固段影响周围土体的位移矢量图分别如图 6 (a)、6 (b)、6 (c) 和 6 (d) 所示。所示位移图都相对锚杆各自的最小半径 R 进行归一化处理^[8, 17, 24]。

由图 6 可知, 锚杆锚固段从开始拔出到锚固段破坏时间区间 t 内, C 型和 D 型锚杆锚固段在异形部位周边的土体移动是不同的, 其他部位周边土体移动规律与 A 型锚杆基本相似。C 型锚杆锚固段凹槽部位土体位移要大于 D 型锚杆锚固段土体位移, 这是由于 C 型锚杆锚固段从开始到破坏的时间要长于 D 型锚杆锚固段。D 型锚杆锚固段靠近顶层塔状部位周围土体位移较小, 因为是圣诞树型结构的最上面一层, 同时顶部加载板中间圆形开口直径要大于锚杆直径, 导致在顶部锚杆锚固段上部周围土体没有受到顶部加载板的压力限制。B 型锚杆锚固段的情况较其他相差较大。这是因为手榴弹型锚杆锚固段在中间形成“肩部”, 使得最大位移在“肩部”形成“花”状图形的分布。

由于在图像上建立网格追踪, 使土体移动时网格不能太靠近锚固体, 否则会发生追踪失败, 这使得在紧贴锚固体位置的土体无法追踪。

2.2 锚杆周围土体位移等值线轮廓图

由于锚杆形状、尺寸的差异, 锚杆从开始拔出到破坏的时间略有差别, 将锚杆各自破坏时间 t 分成 $0.2t$ 、 $0.6t$ 和 $1.0t$ 不同的时间段来绘制锚杆周围土体的水平位移和竖直位移的等值线图, 如图 7~10 所示。同样所示位移图都相对锚杆各自的最小半径 R 进行归一化处理。

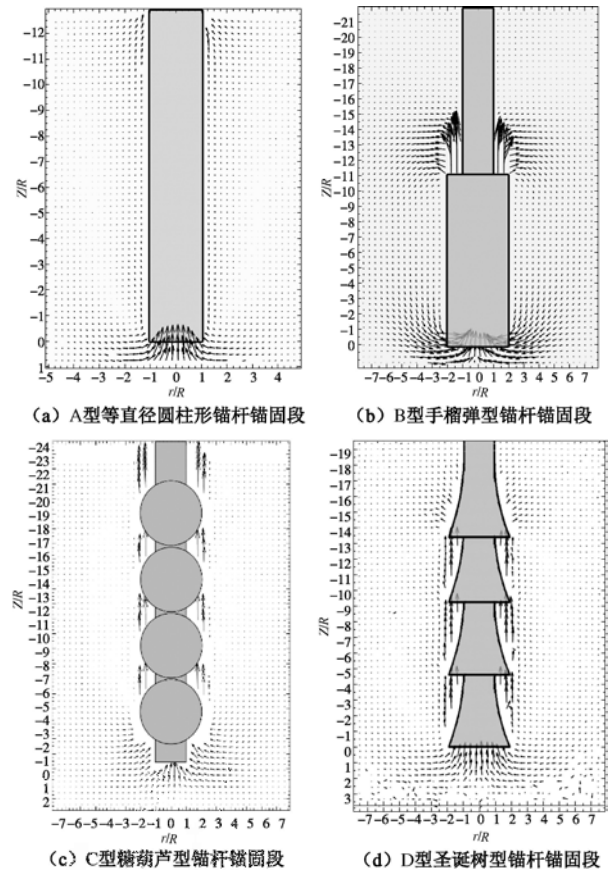


图 6 锚杆拔出过程中锚杆周围土体位移矢量图

Fig. 6 Displacement vectors around anchorage under pulling process

在各锚杆锚固段拔出的过程中, 周围土体的水平位移由图 7~10 (a)、(b)、(c) 可知: 除 B 型锚杆锚固段外, 其余 3 种水平位移影响规律接近, 水平扰动除底端都非常小。A 型锚杆锚固段除底部外几乎没有水平位移的扰动, C 和 D 型锚杆由于本身形状的差异, 水平位移的产生均与锚固段表面的凹凸有着直接的关系。B 型锚杆其水平位移规律与其它相差较大, 主要是因为锚杆锚固段在中间形成“肩部”, 使得锚杆在上拔过程中其锚杆锚固段“肩部”附近土体水平位移等值线成气泡状图形分布, 且随着上拔过程的进行气泡状的影响范围逐步扩大, 在破坏时水平影响范围达到 $10R$, B 型锚杆的水平位移影响范围均大于其他测试锚杆, 这与曹兆虎等人的研究结论类似^[23]。由于试验误差(锚杆制作误差, 锚杆的钢筋在混凝土中不可能绝对居中, 上拔过程中上拔力与锚杆中轴线不可能完全成一条直线等), 使得水平位移不能够很好的实现左右对称, 但这一情况在竖直位移等值线中不是十分明显。所有锚杆水平位移最大值均发生在底部且成倒立树冠状的等值线, 这是由于锚杆锚固段拔出时, 锚固段底部产生“空穴”, 由于顶部的压力使得周围的土体向“空穴”方向挤压填充。

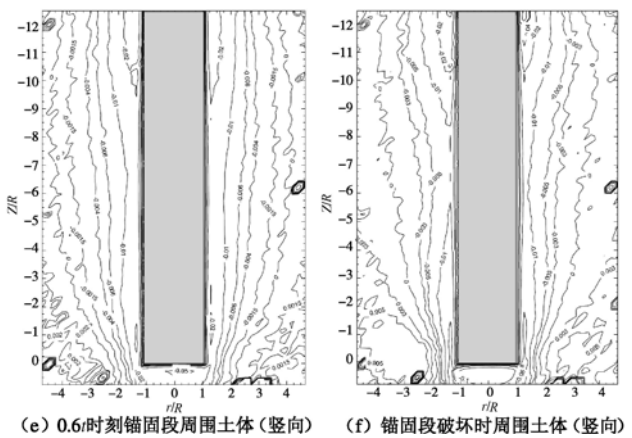
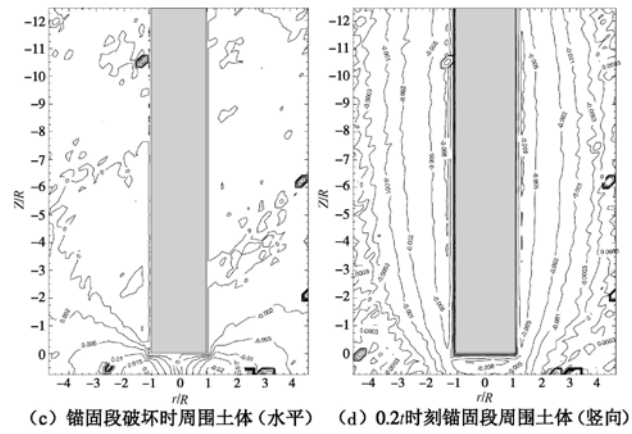
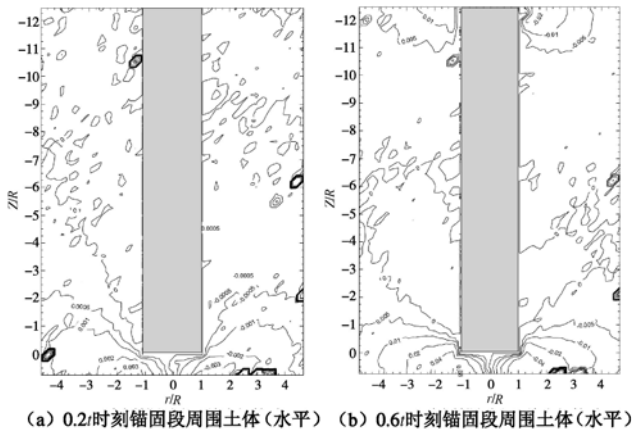


图 7 A 型锚杆锚固段周围土体位移等值线轮廓图

Fig. 7 Normalized soil displacement contours for anchorage

Type A

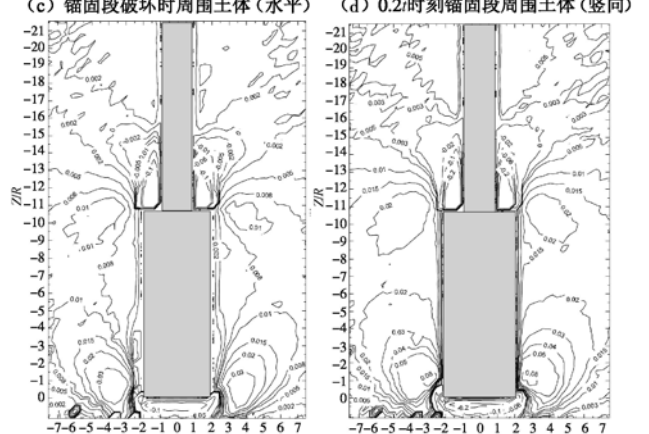
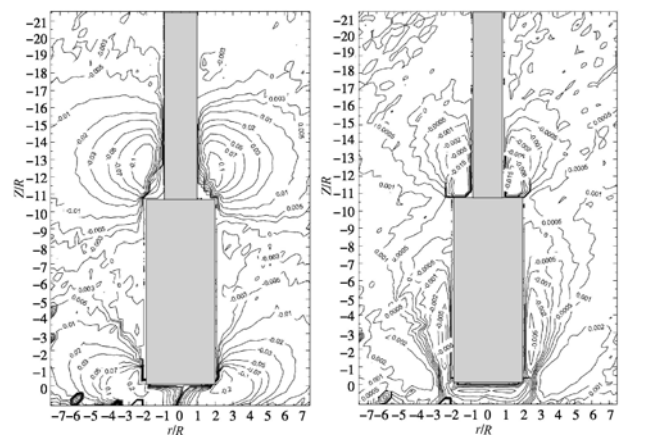
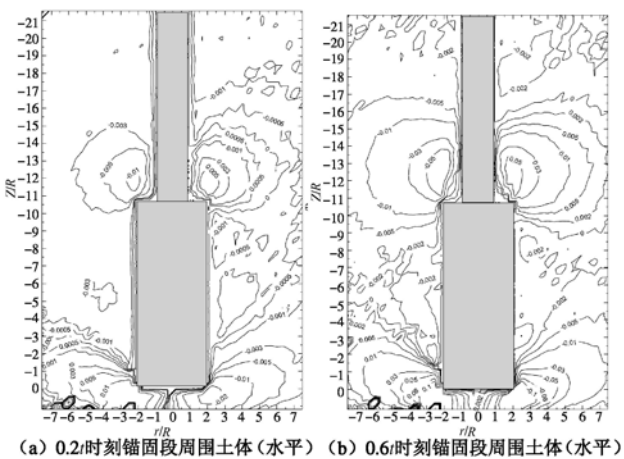
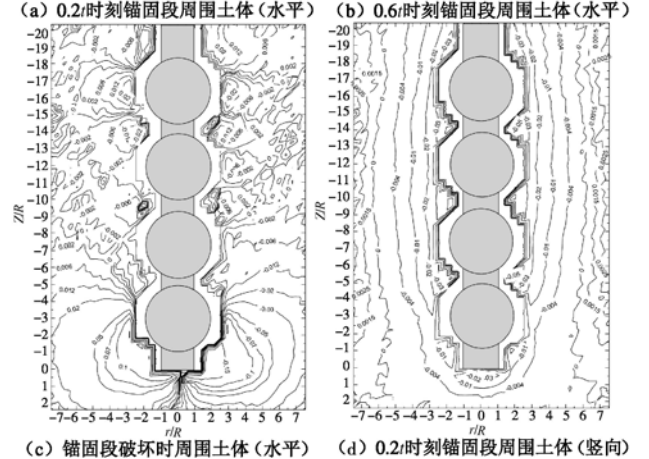
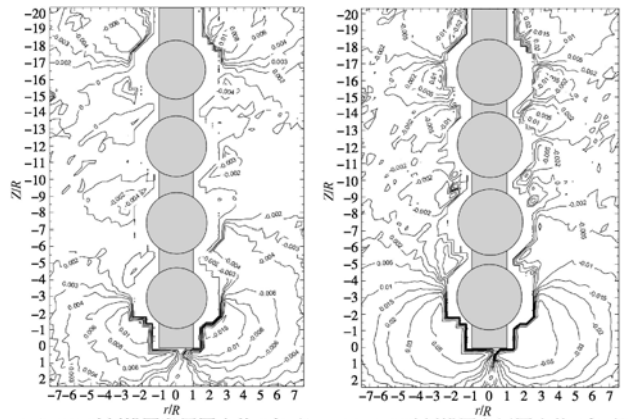


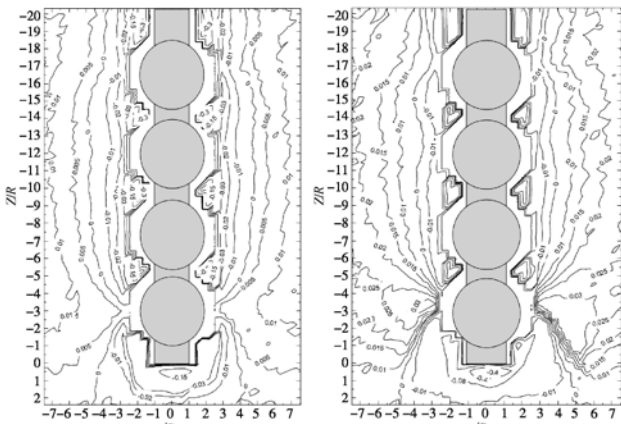
图 8 B 型锚杆锚固段周围土体位移等值线轮廓图

Fig. 8 Normalized soil displacement contours for anchorage

Type B



(c) 锚固段破坏时周围土体(水平) (d) 0.2s时刻锚固段周围土体(竖向)



(e) 0.6t时刻锚固段周围土体(竖向) (f) 锚固段破坏时周围土体(竖向)

图9 C型锚杆锚固段周围土体位移等值线轮廓图

Fig. 9 Normalized soil displacement contours for anchorage Type C

锚杆锚固段竖向位移等值线由图7~10(d)、(e)、(f)所知:除B型锚杆,其他锚杆竖向位移等值线成纺锤型分布。C型锚杆是糖葫芦形状由4个球体组成,其最下面一个球体下半球部分的锚固段没有参与抗拔过程。B型锚杆锚固段由于“肩部”的存在,在“肩部”的竖向位移会有“泡状”的等值线产生,这与曹兆虎等人的研究结论相似^[16]。以竖直方向位移等值线为零的线为锚杆拔出时竖向扰动范围的界限,靠近锚杆一侧在扰动范围内的土体随锚杆锚固段成上移趋势,另一侧在扰动范围外的土体则成下移趋势。这是由于在锚杆上拔过程中其底端部位会形成“空穴”,其周围的土体由于上部对土体施加竖向压力和自重的影响会向“空穴”部分进行挤压填充。由于试验使用的箱体体积限制,会导致这一现象较真实情况明显。图中“+”号代表土体向下方移动,“-”号代表土体向上方移动。以等值线为零的线来确定锚杆拔出时的影响范围,可以看出锚杆在初期影响范围最大,而随后逐渐内缩,这与李元海等^[16]的研究结论类似,具体影响范围情况见表2。

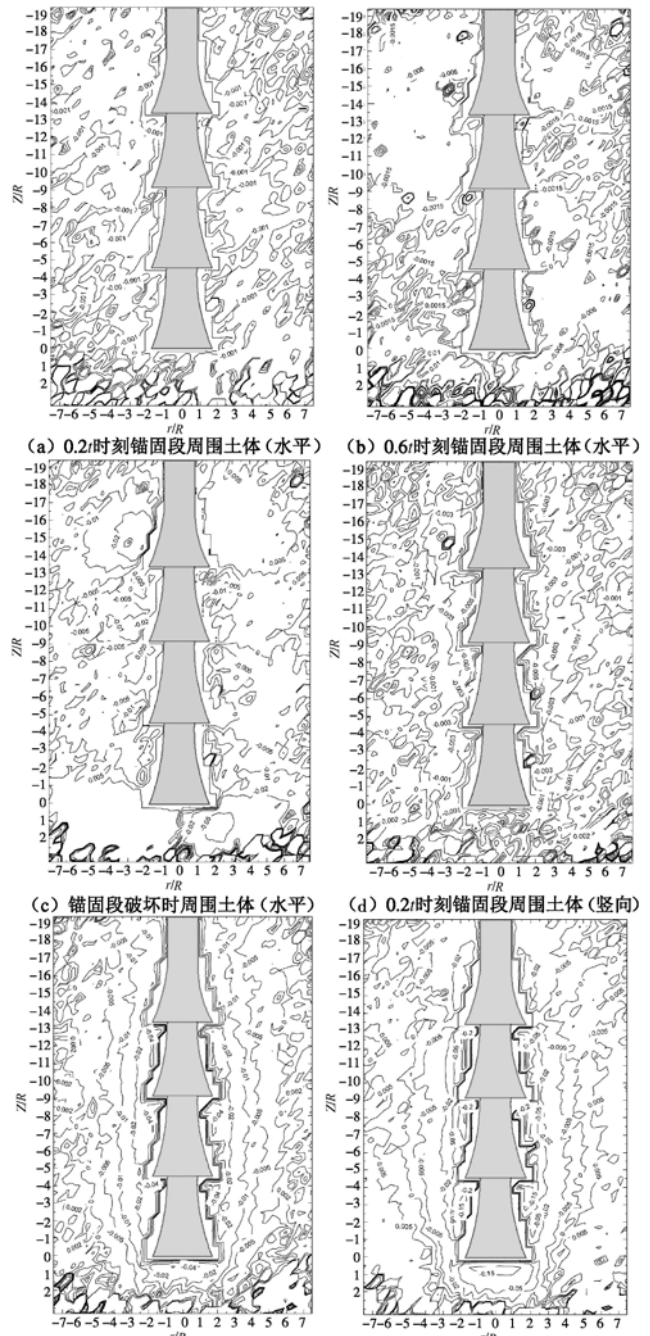
表2 各锚杆竖向位移影响范围

Table 2 Impact areas of different soil anchorages

时间	竖向影响范围			
	A型	B型	C型	D型
0.2t	4R	4.4R	6.0R	6.0R
0.6t	3.8R	4.0R	4.4R	5.4R
1.0t	3.6R	3.8R	3.8R	4.4R

由表2可以看出A型锚杆的竖向位移影响范围最大为4R,B型、C型和D型分别比A型锚杆大10%,50%和50%。B型锚杆影响范围主要由于其“肩部”的混凝土部分产生。当达到破坏时,A,B,C和D型锚杆锚固段竖直方向位移影响范围分别较开始时缩小10%,13.6%,36.7%和26.7%。由于锚杆锚固段表面是混凝土,其刚度和摩擦角远大于土体,所以发生破

坏时滑动界面是紧邻锚杆锚固段的土体,而不是等值线为零的面。B型锚杆竖向位移规律与其他几种锚杆相差较大,由图8(d)~8(f)可以看出其“肩部”以下部分周围土体在0.6t之后竖向移动趋于缓慢,说明这时“肩部”以下部分已经破坏,而“肩部”周围土体竖向位移还在继续增大。后期B型锚杆锚固力主要由“肩部”以上部分土体提供。B,C和D型锚杆锚固段竖向与横向影响范围都要大于A型圆柱形锚杆,这是由于B,C和D型锚杆锚固段是高压注浆锚固段,其有效直径要大于A型普通圆柱形锚杆锚固段。



(a) 0.2t时刻锚固段周围土体(水平)

(b) 0.6t时刻锚固段周围土体(水平)

(c) 锚固段破坏时周围土体(水平)

(d) 0.2t时刻锚固段周围土体(竖向)

(e) 0.6t时刻锚固段周围土体(竖向)

(f) 锚固段破坏时周围土体(竖向)

图10 D型锚杆锚固段周围土体位移等值线轮廓图

Fig. 10 Normalized soil displacement contours for anchorage

Type D

2.3 锚杆上拔荷载 - 位移规律

对比试验 A1 采用锚杆锚固段尺寸见图 5 (b), 对比试验用于检验试验的精确度是否在实验误差容许范围内。

对试验精确度检验过程如下: 试验获得的 A1, A 型锚杆锚固段的最大抗拔荷载值分别为 256.6 N, 177.4 N。Littlejohn 提出的锚杆锚固段最大抗拔荷载计算公式^[25]:

$$Q_T = P_i \pi D L \tan \varphi \quad (1)$$

式中, P_i 为锚杆锚固段注浆压力, D 为锚杆锚固段直径, L 为锚杆锚固段长度, φ 为土体内摩擦角。公式显示圆柱形锚杆锚固段的长度和直径与锚固力有直接的关系。

经试验得到 A1 与 A 型锚杆锚固段的最大上拔荷载轴力比值为

$$k'_A = \frac{256.6N}{177.4N} = 1.446。$$

而通过 Littlejohn^[25]的公式计算得出理论比值为 1.444, 误差为 0.01%, 说明试验效果很好。

由于设计的 3 种异型锚杆 B, C, D 是高压注浆锚杆, 采用锚杆钻孔直径为 2 cm 且长度都为 17 cm, 而 A 圆柱普通型注浆锚杆, 钻孔直径为 3 cm, 长度为 15.7 cm。为方便比较 3 种高压注浆锚杆与普通注浆锚杆的加固效果, 假设 A0 锚杆锚固段为直径 2.0 cm, 长度为 17 cm, 其最大上拔荷载值采用对 A1 和 A 的试验结果进行线性内插获得 (由式 (1) 可知: 最大抗拔荷载值与锚固段直径和长度的乘积成线性关系)。经过计算其最大抗拔荷载值为 128.3 N。

A, B, C 和 D 4 种锚杆的上拔荷载与锚杆竖向位移曲线如图 11 所示。

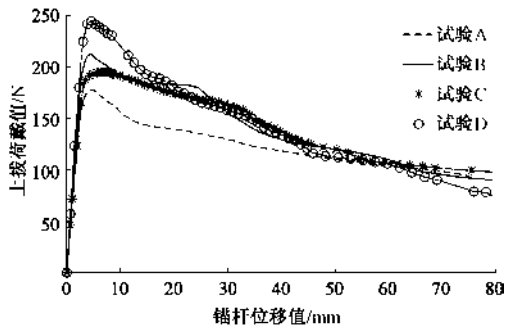


图 11 锚杆上拔荷载 - 位移曲线图

Fig. 11 Uplift load-displacement curves of soil anchorages

4 种锚杆在初期荷载 - 位移曲线近似于直线, 有比较好的线性。A, B 和 D 曲线形状相似, 在荷载峰值前增长非常迅速, 达到峰值后立刻快速下降, 在荷载 - 位移曲线图上显示出曲线有明显的波峰。C 型锚杆则在达到峰值前有明显的荷载增长放缓, 在荷载 -

位移曲线图上波峰显的比较平缓。B 型锚杆在经过荷载峰值后迅速减小随后又有一段隆起, 经过分析, 这主要由于 B 型锚杆锚固段“肩部”的存在。各锚杆荷载达到峰值时, 锚杆锚固力开始逐渐丧失。四种锚杆破坏时荷载最大值为 D 型锚杆, 最小值为 A 型锚杆, 从开始到破坏时间最长的为 C 型锚杆, 最短的为 B 型锚杆, 具体结果见表 3。锚杆在上拔到一定程度周围土体发生完全破坏而产生相对滑动, 由锚杆上拔荷载 - 位移曲线图 11 可知, 虽然各锚杆破坏后上拔荷载值逐渐减小均趋于一个恒定值, 由于后期锚杆有部分拔出, 所以轴力值恒定后又继续减小。

表 3 各锚杆最大上拔荷载值与破坏时间

Table 3 Maximum uplift loads and failure time of different soil anchorages

锚杆类型	A0	A1	A	B	C	D
破坏时间 /s	—	—	20.9	19.0	21.6	19.3
最大荷载值 /N	128.3	256.6	177.4	212.4	194.8	244.8

根据表 3 所示数据可知, B, C 和 D 型高压注浆锚固段异型锚杆, 较 A0 型 (直径 2.0 cm, 长度 17.0 cm) 普通圆柱型锚固段锚杆, 在最大抗拔荷载数值上分别高 65.5%, 51.8% 和 90.8%。(比较基于施工时采用相同的钻孔直径)

2.4 锚杆锚固段破坏分析

根据本文 2.2, 分析各锚杆锚固段周围土体竖向位移可知, 当锚杆锚固段达到破坏时其破坏滑动面均接近于最大外径的普通圆柱型锚杆锚固段所在位置的破坏面。由此看来, 由于 C 型锚杆最下面一个球体下半球部分的锚固段没有参与抗拔过程, 导致锚固段长度要略短于 B 型与 D 型锚杆锚固段, 使得荷载最大值偏小。而 B 型锚杆由于锚固段“肩部”的存在, 使得在上拔过程中会带着一部分“肩部”以上的土体同时上移, 在破坏时“肩部”形成的滑面区域类似“子弹头”的形状。可是抗拔力依然小于 D 型锚杆。D 型锚杆由于其“圣诞树”型的特殊形式, 使得在每层“伞状树冠”之间的土体不会移出“树”杆部分, 这使得其破坏面类似于与其等直径圆柱体锚杆锚固段, 虽然在锚固段顶部直径略小, 但由于这一段长度偏小使得对锚固力的影响也较小。而同时由于试验过程中所控制的锚杆上拔荷载的速度相同, 可知 C 型锚杆破坏前的位移是最大的, 而 B 型锚杆的位移最小。

在试验中通过观察各锚杆锚固段周围土体竖向位移场, 发现锚杆上拔初期, 周围土体是随着锚杆向上移动, 当锚杆锚固段与土体接触界面发生破坏时, 周围土体上移速度明显下降。以 A 型锚杆为例, 通过观察锚杆周围土体竖向位移, 可以看出锚杆与土体接触

界面的破坏最先发生在锚杆上部靠近自由段部分,而后逐步下移,最后贯穿整根锚杆。而锚杆抗拔荷载值达到最大时,由图7(f)可以看到界面破坏发展到了距离锚杆底部1/3的位置。也就是说在锚杆达到最大抗拔荷载值前,锚杆锚固段与土体接触的部分界面约2/3长度已经发生了破坏。

3 结 论

基于人造透明土材料和PIV技术,结合中国与英国规范,对普通锚杆以及其他3种异型锚杆锚固段竖向拔出进行了模型试验研究,分析了锚杆拔出过程位移场变化规律,比较了各锚杆的极限承载力,得到以下结论:

(1)各种形状锚杆除了B型锚杆外,水平位移影响相对于竖向位移均较小。通过对位移等值线图的归一化处理,C和D型锚杆锚固段的竖向位移影响范围最大达到 $6.0R$,比A型锚杆锚固段竖向位移影响范围大1.5倍。

(2)高压注浆形成的异型锚杆锚固段,可以很有效的提高锚杆的极限承载力,试验设置的锚杆锚固段尺寸和形状,锚杆极限承载力较普通锚杆提高47%~85%,其中英国规范的圣诞树型锚杆锚固段,其锚杆极限承载力最大。

(3)C型锚杆锚固段长度与锚杆锚固段有效长度存在差异,锚杆锚固段的有效长度、有效横截面积、有效直径对锚杆的极限承载力有直接影响。

(4)所有锚杆锚固段竖向位移影响范围在拔出过程中不是恒定的,在拔出初期达到最大影响范围,随后逐渐减小,在破坏时影响范围达到最小。

(5)锚杆极限承载力值是发生在锚杆锚固段与土体接触的界面开始破坏到完全破坏之间。锚杆锚固段与土体接触界面发生破坏,是从锚杆自由段部位开始逐渐往锚杆底部发展。以A型锚杆为例,当破坏发展到距锚杆底部1/3的位置时,锚杆极限承载力达到峰值。

不足:由于透明土本身的性质限制了试验容器的大小,由此会对试验的边界条件产生影响,将在以后的试验中加以改进。

致 谢:感谢国家留学基金委公派第二作者去英国华威大学作为联合培养博士研究生进行了为期14个月的研修。

参考文献:

[1] CHEN C, TING R, CHERIS C. Calculation of the effect of Poisson's ratio in laboratory push and pull testing of

resin-encapsulated bolts[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2013, **64**: 175 - 180.

[2] KILIC A, YASAR E, ATIS C D. Effect of bar shape on the pull-out capacity of fully-grouted rockbolts[J]. Tunnelling and Unerground Space Technology, 2003, **18**: 1 - 6.

[3] MARTIN L B, TIJANI M, HADJ-HASSEN F, et al. Assessment of the bolt-grout interface behaviour of fully grouted rockbolts from laboratory experiments under axial loads[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2013, **63**: 50 - 61.

[4] MA S, NEMCIK J, AZIZ N. An analytical model of fully grouted rock bolts subjected to tensile load[J]. Construction and Building Materials, 2013, **49**: 519 - 526.

[5] SU W, RICHARD J. Uplift testing of model anchors[J]. J Geotech Engrg, 1988, **114**: 961 - 983.

[6] ISKANDER M G, LIU J, SADEK S. Transparent amorphous silica to model clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(3): 262 - 273.

[7] LIU J, ISKANDER M G, SADEK S. Consolidation and permeability of transparent amorphous silica[J]. Geotechnical Testing Journal, 2003, **26**(4): 390-401.

[8] NI Q, HIRD C C, GUYMER I. Physical modelling of pile penetration in clay using transparent soil and particle image velocimetry[J]. Géotechnique, 2010, **60**(2): 121 - 132.

[9] HIRD C C, NI Q, GUYMER I. Physical modelling of displacements around continuous flight augers in clay[C]// Proceedings of the 2nd BGA International Conference on Foundations. Dundee, 2008: 565 - 574.

[10] 孔纲强, 刘 璐, 刘汉龙, 等. 玻璃砂透明土变形特性三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1140 - 1146. (KONG Gang-qiang, LIU Lu, LIU Han-long, et al. Triaxial tests on deformation characteristics of transparent glass sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1140 - 1146. (in Chinese))

[11] WHITE D J, TAKE W A, BOLTON M D. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry[J]. Géotechnique, 2003, **53**(7): 619 - 631.

[12] RONALD J. ADRIAN. Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics[J]. Fluid Mech, 1991, **23**: 261 - 304.

[13] CHRISTIAN W. The fully digital evaluation of photographic piv recordings[J]. Applied Scientific Research, 1996, **56**: 79 - 102.

[14] WHITE D J, TAKE W A. Particle image velocimetry

- software for use in geotechnical testing[R]. Cambridge: Engineering Department of Cambridge University, Technical Report, D-SOILS-TR322.
- [15] HUANG H, DABIRI D, GHARIB M. On errors of digital particle image velocimetry[J]. *Meas Sci Technol*, 1997, **8**: 14270 - 1440.
- [16] 李元海, 朱合华, 靖洪文, 等. 基于数字照相的砂土剪切变形模式的试验研究[J]. *同济大学学报*, 2007, **35**(5): 685 - 689. (LI Yuan-hai, ZHU He-hua, JING Hong-wen, et al. Experimental investigation of shear deformation patterns in sands based on digital image correlation[J]. *Journal of Tongji University*, 2007, **35**(5): 685 - 689. (in Chinese))
- [17] 曹兆虎, 孔纲强, 刘汉龙, 等. 基于 PIV 技术的沉桩过程土体位移场模型试验研究[J]. *工程力学*, 2014, **31**(8): 168 - 174. (CAO Zhao-hu, KONG Gang-qiang, LIU Han-long, et al. Model test on deformation characteristic of pile driving in sand using PIV technique[J]. *Engineering Mechanics*, 2014, **31**(8): 168 - 174. (in Chinese))
- [18] 齐昌广, 陈永辉, 王新泉, 等. 细长桩屈曲的透明土物理模型试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(4): 838 - 848. (QI Chang-guang, CHEN Yong-hui, WANG Xin-quan, et al. Physical modeling experiment on buckling of slender piles in transparent soil[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(4): 838 - 848. (in Chinese))
- [19] 孔纲强, 曹兆虎, 周航, 等. 极限荷载下纵向截面异形桩破坏形式对比模型试验研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(5): 1333 - 1338. (KONG Gang-qiang, CAO Zhao-hu, ZHOU Hang, et al. Comparative model tests on failure modes of piles with a variable longitudinal section under ultimate load[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(5): 1333 - 1338. (in Chinese))
- [20] HOVER E D, NI Q, GUYMER I. Investigation of centreline strain path during tube penetration using transparent soil and particle image velocimetry[J]. *Géotechnique Letters*, 2013, (April-June): 37 - 41.
- [21] LIU J, ISKANDER M G, SADEK, S. Consolidation and permeability of transparent amorphous silica[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2003, **26**(4): 390 - 401.
- [22] ISKANDER M G, LIU J, SADEK, S. Transparent amorphous silica to model clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, **128**(3): 262 - 273.
- [23] PRADHAN B, THAM L G, YUE Z Q, et al. Soil-nail pullout interaction in loose fill materials[J]. *Int J Geomech*, 2006, **6**(4): 238 - 247.
- [24] 曹兆虎, 孔纲强, 周航, 等. 基于透明土材料的异形桩拔桩过程对比模型试验[J]. *铁道科学与工程学报*, 2014, **11**(3): 71 - 76. (CAO Zhao-hu, KONG Gang-qiang, ZHOU Hang, et al. Comparative experimentation on pulling process of profiled pile by using transparent soil[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2014, **11**(3): 71 - 76. (in Chinese))
- [25] LITTLEJOHN G S. Soil anchors[C]// *Proceedings of Conference on Ground Engineering*, ICE. London, 1970: 33 - 44.