

文章编号: 1001-4632 (2015) 03-0058-08

预应力锚杆柔性支护体系中锚杆的变形

周 勇^{1,2}, 朱彦鹏^{1,2}, 任永忠^{1,2}

(1. 兰州理工大学 甘肃省土木工程防灾减灾重点实验室, 甘肃 兰州 730050;
2. 兰州理工大学 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 锚杆的总变形主要由锚杆自由段的弹性变形、锚固体的弹性变形、锚固体与土体间的切向位移、锚杆钢筋与锚固体之间的切向位移组成。引入锚杆预应力损失剩余系数的概念, 推导出锚杆变形的计算公式; 进一步依据基坑或边坡坡面水平位移与锚杆变形协调的原则, 给出锚杆预应力的确定方法。工程算例分析表明: 在锚杆变形中, 锚杆自由段的弹性变形量最大; 从上至下锚杆的预应力逐渐变大, 锚杆允许变形越小所需的预应力越大; 锚杆变形随着锚杆预应力、锚杆锚固段长度、土体界面摩擦阻力的增加而减小, 随着锚杆自由段长度的增加而增加, 但不受锚固体直径的影响。建议在实际工程中: 根据不同的土质情况, 通过调整预应力的大小控制锚杆变形; 综合考虑承载力、稳定性和变形控制的要求, 合理确定锚杆自由段和锚固段的长度; 锚杆锚固体的直径取 130~150 mm。

关键词: 锚杆支护; 预应力; 锚杆变形; 弹性变形; 切向位移

中图分类号: U455.71; U456.31 文献标识码: A doi: 10.3969/j.issn.1001-4632.2015.03.10

预应力锚杆柔性支护体系由于其诸多优点在深基坑开挖支护和边坡加固工程中得到了广泛应用^[1-3], 在这种支护体系中, 锚杆作为核心受力构件, 对基坑或边坡的水平位移控制起着至关重要的作用。目前, 对这种柔性支护体系的研究主要集中在内力计算^[4-5]、稳定性分析^[6]和整体位移分析计算^[7]上。虽然国内的许多学者和工程技术人员对锚杆的变形问题进行了大量研究^[8-11], 给出了一些关于锚杆变形计算的公式, 但是都不统一, 究其原因, 主要是因为这些研究都是针对特定的土质条件, 或者对应的支护体系形式不一样, 所以其研究成果都有特定的适用条件。

本文针对预应力锚杆柔性支护结构体系, 引入锚杆预应力损失剩余系数, 分析推导锚杆各部分变形的计算公式; 依据基坑或边坡坡面水平位移与锚杆变形协调的原则, 给出锚杆预应力的确定方法; 分析影响锚杆变形的主要因素, 研究锚杆的变形问题。

1 预应力锚杆变形计算

根据预应力锚杆的受力状态, 锚杆的总变形包括锚杆自由段的弹性变形、锚固体的弹性变形、锚固体与土体之间的切向位移、锚杆钢筋与锚固体之间的切向位移、锚杆自由段与锚固体的塑性变形以及锚具与垫板间的接触间隙等组成^[12]。由于锚杆自由段与锚固体的塑性变形一般较小, 可以不予考虑; 同时, 在对锚杆施加预应力的过程中, 通过对锚杆的多次反复张拉, 可以消除锚具与垫板间接触间隙的影响。因此, 锚杆的总变形可以表示为

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 + \Delta l_4 \quad (1)$$

式中: Δl 为锚杆的总变形, mm; Δl_1 为锚杆自由段的弹性变形, mm; Δl_2 为锚固体的弹性变形, mm; Δl_3 为锚固体与土体之间的切向位移, mm; Δl_4 为锚杆钢筋与锚固体之间的切向位移, mm。

1.1 锚杆自由段的弹性变形

在对锚杆施加预应力后, 锚杆不可避免地产生预应力损失。笔者对锚杆预应力损失问题进行了综

收稿日期: 2014-05-30; 修订日期: 2015-02-02

基金项目: 国家科技支撑计划项目 (2011BAK12B07); 甘肃省自然科学基金资助项目 (1208RJZA158); 甘肃省高等学校基本科研业务费资助项目; 兰州理工大学红柳青年教师培养计划项目 (Q201108)

作者简介: 周 勇 (1978—), 男, 湖北宣恩人, 教授, 博士, 硕士研究生导师。

合分析和试验研究^[13], 认为锚杆预应力损失百分比在 25%~40% 之间, 考虑这种损失后锚杆自由段的弹性变形可以表示为

$$\Delta l_1 = \frac{(F - \zeta F_0)L_s}{E_s A_s} \quad (2)$$

式中: F 为锚杆拉力, kN; F_0 为对锚杆施加的预应力, kN; ζ 为锚杆预应力损失剩余系数, 建议其取值范围为 0.60~0.75; L_s 为锚杆自由段的长度, m; E_s 为锚杆钢筋的弹性模量, $N \cdot mm^{-2}$; A_s 为锚杆钢筋的横截面面积, mm^2 。

1.2 锚固体的弹性变形

锚固体是由注浆体和锚杆钢筋组成的一个有机整体^[12], 锚固体的变形在拉拔荷载较小时可以认为是弹性变形。由于锚固体周围土体与锚固体间摩擦阻力的分布不是均匀的, 假设锚固体所受的轴向拉力沿锚固体长度方向为抛物线分布^[14], 即假定锚杆锚固段前端轴向拉力最大, 后端受到的轴向拉力接近于零, 则距离锚杆锚固段前端 x 截面处的轴向拉力为

$$f_x = \frac{(F - \zeta F_0)(L_a - x)^2}{L_a^2} \quad (3)$$

由此求得锚固体的弹性变形为

$$\Delta l_2 = \int_0^{L_a} \frac{f_x}{E_a A_a} dx = \frac{(F - \zeta F_0)L_a}{3E_a A_a} \quad (4)$$

其中,

$$E_a = \frac{1}{1 + \lambda} E_c + \frac{\lambda}{1 + \lambda} E_s$$

式中: L_a 为锚杆锚固段的长度, m; x 为计算截面到锚固段前端的距离, m; ζ 的取值同式 (2), 因为考虑的是弹性变形, 锚杆自由段的合力与锚固体的轴向拉力是相等的; E_a 为锚固体的等效弹性模量, $N \cdot mm^{-2}$; A_a 为锚固体的横截面面积, mm^2 ; E_c 为注浆体的弹性模量, $N \cdot mm^{-2}$; λ 为锚杆有效截面面积与锚固体横截面面积的比值。

1.3 锚固体与土体间的切向位移

对于和锚固体接触的土体而言, 假定其所受到的剪应力与切向位移呈线弹性关系, 则由静力平衡条件可得

$$\pi D_a \tau = G_s \Delta l_3 \quad (5)$$

式中: D_a 为锚固体直径, mm; τ 为土体界面摩阻力, kPa, 其为常数, 数值由土体性质确定, 具体可参见文献 [15]; G_s 为锚固体与土体界面的剪切模量, $N \cdot mm^{-2}$ 。

锚固体与土体间的切向位移 Δl_3 可以由式 (5) 求得, 但是, 考虑到锚固体与土体界面的剪切模量

G_s 实际上很难确定, 尤其是当土体为多层土等复杂地质条件时更是如此, 而且, 锚固体与土体间的切向位移本质上也是由注浆体与孔壁土体间的黏聚力所引起, 因此可更加直观地表示为

$$\Delta l_3 = - \int_0^{L_a} \frac{\xi_1 \pi D_a \tau x}{E_a A_a} dx = - \frac{\xi_1 \pi D_a \tau L_a^2}{2E_a A_a} \quad (6)$$

式中: ξ_1 为注浆体与锚固土层间的黏结工作条件系数, 临时性锚杆取 1.33, 永久性锚杆取 1.00^[16]。

1.4 锚杆钢筋与锚固体之间的切向位移

为了使锚杆具有足够的抗拔力, 锚杆钢筋应有足够的锚固段长度, 以便通过这段长度上的锚固体与土体间黏结应力的积累, 使锚杆钢筋能够承受足够大的拉力而不发生引起锚杆失效的位移。根据混凝土结构设计原理的相关知识可知, 锚杆钢筋与注浆体之间的黏结应力呈曲线分布, 且从锚固段前端为零开始迅速增长, 在靠近前端面的一定距离处达到峰值, 其后逐渐衰减。从以往的分析看, 要准确确定前述曲线分布形式目前还有困难, 这与锚杆锚固段长度、注浆体的特性等都有密切关系。如果假定取锚杆钢筋与注浆体之间的黏结应力为平均极限黏结应力 τ_s , 则建立锚固段的力学模型如图 1 所示, 图中 N 即为锚杆钢筋 x 处的轴力, 表示为

$$N(x) = (F - \zeta F_0) - \xi_2 \pi D_s \tau_s x \quad (7)$$

式中: ξ_2 为锚杆钢筋与注浆体的黏结强度工作条件系数, 临时性锚杆取 0.67, 永久性锚杆取 0.45^[16]; D_s 为锚杆钢筋的直径, mm; τ_s 为锚杆钢筋与注浆体之间的极限黏结应力, $N \cdot mm^{-2}$, 一般通过现场抗拔试验确定, 否则按砂浆标准抗压强度 f_{ck} 的 10% 取值。

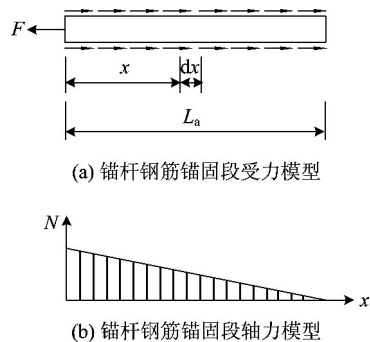


图 1 锚杆钢筋受力模型及轴力图

则锚杆钢筋与锚固体之间的切向位移可以表示为

$$\Delta l_4 = \int_0^{L_a} \frac{N(x)}{E_s A_s} dx = \frac{(F - \zeta F_0)}{E_s A_s} L_a -$$

$$\frac{\xi_2 \pi D_s \tau_s L_a^2}{2E_s A_s} \quad (8)$$

由式(8)可以看出, Δl_4 包含了2部分, 其中第1部分为在锚杆载荷作用下的变形, 第2部分为锚杆钢筋因注浆体的握裹力而引起的变形。

1.5 预应力锚杆的总变形

将式(2)、式(4)、式(6)和式(8)代入式(1), 整理后可得锚杆的总变形计算公式为

$$\Delta l = \frac{(F - \zeta F_0)}{E_s A_s} (L_s + L_a) + \frac{(F - \zeta F_0)}{3E_a A_a} L_a - \frac{\xi_1 \pi D_a \tau L_a^2}{2E_a A_a} - \frac{\xi_2 \pi D_s \tau_s L_a^2}{2E_s A_s} \quad (9)$$

2 锚杆预应力的确定

采用式(9)计算 Δl 时, 对锚杆施加的预应力 F_0 的确定是一个重要的问题。在目前的基坑或边坡设计中, 一般都对锚杆施加预应力, 但是具体施加多大的预应力往往是凭借经验, 而没有经过理论计算。因此, 本文根据文献[7]对坡面水平位移的计算分析, 并结合锚杆的变形分析, 就预应力的确定问题进行探讨。假设设计的锚杆预应力为 F_0 , 注浆体与锚固土层间的抗拔摩阻力为 F_1 , 锚杆与注浆体之间的握裹力为 F_2 , 锚杆钢筋的设计承载力为 F_3 。显然, 张拉预应力的控制荷载必须小于 F_1, F_2, F_3 中的最小者, 并且要留有一定的安全系数 η 。另外, 预应力的大小还要满足坡面水平位移与锚杆变形协调一致的原则。因此, 首先依据变形协调的原则计算出1个确定的预应力值, 然后检验该值是否满足张拉预应力控制荷载最小的原则。

2.1 变形协调原则

由坡面水平位移与锚杆变形协调原则可知, 锚杆的水平伸长量 Δl_h 与锚杆所在位置处的坡面水平位移 Δk 相等, 即

$$\Delta l_h = \Delta k \quad (10)$$

式中: Δl_h 为锚杆的水平伸长量, mm; Δk 为考虑预应力影响的坡面水平位移, mm。

再根据水平投影关系可得锚杆的总变形为

$$\Delta l = \Delta l_h / \cos \alpha \quad (11)$$

式中: α 为锚杆与水平面的夹角。

由式(10)、式(11)和式(9)可反计算出锚杆预应力 F_0 。

2.2 注浆体与锚固土层间抗拔摩阻力 F_1 的计算

F_1 受到很多因素的影响, 为了获得可靠数据, 最好的方法是做现场试验。若无试验资料, 可按下

式计算获得。

$$F_1 = \xi_1 \pi D_a L_a \tau \quad (12)$$

2.3 注浆体与锚杆之间握裹力 F_2 的计算

F_2 与钢筋表面的形状、除锈情况、注浆体的强度等级以及施工质量密切相关, 按下式计算。

$$F_2 = \xi_2 \pi D_s L_a \tau_s \quad (13)$$

2.4 锚杆钢筋设计承载力 F_3 的计算

对于一般土层, 目前较多采用钢筋作为锚杆的材料, 则其设计承载力 F_3 按下式计算。

$$F_3 = \xi_3 f_y A_s \quad (14)$$

式中: ξ_3 为锚杆抗拉工作系数, 临时性锚杆取 0.92, 永久性锚杆取 0.69^[16]; f_y 为锚杆钢筋的设计抗拉强度, $N \cdot mm^{-2}$ 。

2.5 锚杆预应力的检验

取 $F_{\min} = \min(F_1, F_2, F_3)$; 为保证锚杆预应力不能施加过大而留够安全储备, 应将反算出的锚杆预应力 F_0 按照下式进行验算。

$$F_0 \leq F_{\min} / \eta \quad (15)$$

3 工程算例分析

3.1 工程概况

兰州市轨道交通1号线陈官营车站位于西固东路中段, 车站为地下2层建筑, 设置3个出入口。车站设计起点里程为 AK0+196.3 m, 有效中心里程为 AK0+325.0 m, 终点里程为 AK0+532.7 m, 全长为 336.4 m。轨面设计高程为 1533.5~1532.8 m, 车站顶板埋深为 0.60~4.25 m, 底板埋深为 9.16~14.43 m。基坑开挖深度为 14.6 m, 拟采用明挖法施工。同时周边较为空旷, 没有控制性建构筑物。根据工程地质勘察, 场地内的地层从上至下依次为杂填土层、黄土状土、卵石以及砂岩。在基坑开挖深度范围内, 各层土体的平均厚度及物理力学参数见表1。

表1 各层土体的物理力学参数

土层名称	平均厚度/m	重度/($kN \cdot m^{-3}$)	黏聚力/kPa	内摩擦角/($^\circ$)	界面摩阻力 τ /kPa
杂填土	2.0	17.0	10	18	45
黄土状土	2.0	17.7	17	27	50
卵石	5.8	23.5	0	40	90
砂岩	>10	21.2	28	35	120

基坑开挖后采用预应力锚杆柔性支护体系进行支护, 局部采用内支撑支护体系, 共设计6排预应

力锚杆，锚杆排号从上至下依次为 1~6，锚杆的设计参数见表 2。

表 2 锚杆的设计参数

锚杆排号	竖向位置/m	自由段长度 L_s/m	锚固段长度 L_a/m	锚固体直径 D_a/mm	锚杆钢筋直径 D_s/mm
1	1.5	9.0	7.5	150	36
2	4.0	8.0	10.0	150	36
3	6.5	7.5	9.5	150	36
4	9.0	6.0	9.5	150	36
5	11.5	5.0	10.0	150	36
6	14.0	4.0	11.0	150	36

3.2 坡面水平位移计算结果

依据文献 [7]，考虑基坑开挖过程的影响，将锚杆的自由段等效为弹簧，将开挖阶段的预应力锚杆柔性支护体系等效为底端铰接而上部在不同深度位置处由锚杆弹簧支承的竖向连续梁，弹簧支承约束的刚度由锚杆自由段长度决定，可计算出当施工结束时坡面的总水平位移，见表 3。

表 3 施工结束时坡面的总水平位移

计算点竖向位置/m	水平位移/mm	计算点竖向位置/m	水平位移/mm
0.0	7.30	9.0	5.23
1.5	9.56	10.0	4.11
2.5	11.15	11.5	3.17
4.0	14.01	12.5	2.42
5.0	10.26	14.0	1.15
6.5	8.37	14.6	0.00
7.5	6.25

3.3 锚杆变形及预应力的计算分析

锚杆材料为 HRB400 级精轧螺纹钢，锚杆与水平面的夹角 $\alpha=10^\circ$ ，锚杆钢筋在锚固段横截面上的面积比 $\lambda=0.0997$ ，锚杆钢筋弹性模量 $E_s=2.0 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ，锚杆钢筋与水泥砂浆间的极限黏结应力 $\tau_s=0.5 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ，水泥砂浆弹性模量 $E_c=2.0 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ，锚杆预应力张拉控制荷载的安全系数 $\eta=1.2$ ，锚杆预应力损失剩余系数 $\zeta=0.70$ ，锚杆钢筋的抗拉设计强度 $f_y=360 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ 。

第 1 步，利用相关软件计算各排锚杆的拉力 F ；第 2 步，由表 3 确定锚杆作用位置处的坡面水平位移 Δk ；第 3 步，利用坡面水平位移与锚杆变形的协调原则，由式 (11) 计算锚杆的总变形 Δl ；第 4 步，利用式 (9) 反算锚杆的预应力 F_0 ，并由式 (15) 验证其合理性；第 5 步，采用式 (2)、式 (4)、式 (6) 和式 (8) 分别计算锚杆的各部分变形。计算结果见表 4，表 4 中锚杆变形以向基坑内侧为正，向基坑外侧为负。为了便于分析，将锚杆自由段长度 L_s 和锚固段长度 L_a 也列于表 4 中。

由表 4 可得如下结论。

(1) 在锚杆的 4 部分变形中，自由段的弹性变形量 Δl_1 较大，锚固体的弹性变形量 Δl_2 较小。随着锚固段长度 L_a 的增加，锚固体与土体间的切向位移 Δl_3 逐渐增加，但增加量并不大；同时，文献 [17] 指出“在基坑工程中，当锚杆的锚固力在 400 kN 以内时，土层锚杆实际工作在直线状态，锚土界面位移很小，约在 6.0 mm 以内”，可见表 4 中数值验证了这一结论。

(2) 按照坡面水平位移与锚杆变形的协调原则计算出的锚杆预应力 F_0 从第 1 排至第 6 排逐渐变大，可见其遵循锚杆允许变形越小所需预应力越大的规律；第 1 排锚杆的预应力为 -14.11 kN，这表明由于第 1 排锚杆位置比较靠近基坑的上部，其允许变形比较大，可以不对锚杆施加预应力。

(3) 因为第 1 排锚杆锚固段长度最短，所以其注浆体与锚固土层间的抗拔摩阻力 F_1 和注浆体与锚杆之间的握裹力 F_2 均最小。另外，除第 1 排锚杆外，其余 5 排锚杆的设计承载力 F_3 基本都大于注浆体与锚固土层间的抗拔摩阻力 F_1 ，而小于注浆体与锚杆之间的握裹力 F_2 ，这说明一般情况下，只要锚杆强度足够，其被拔断的可能性较小，锚杆与注浆体之间出现滑移的可能性也较小，但是存在被拔出的可能性，此时只要锚固段长度足够，就能保证锚杆不被拔出。

(4) 上述计算结果表明本文提出的考虑锚杆预

表 4 锚杆的预应力和变形

锚杆排号 (由上而下)	L_s/m	L_a/m	F/kN	$\Delta k/mm$	F_0/kN	F_1/kN	F_2/kN	F_3/kN	F_{min}/kN	$\Delta l/mm$	$\Delta l_1/mm$	$\Delta l_2/mm$	$\Delta l_3/mm$	$\Delta l_4/mm$
1	9.00	7.50	182.14	9.56	-14.11	235.03	284.16	337.13	195.86	9.71	8.49	0.75	-1.37	1.84
2	8.00	10.00	316.39	14.01	55.71	313.37	378.88	337.13	261.14	14.23	10.90	1.44	-2.44	4.33
3	7.50	9.50	299.36	8.37	119.18	297.71	359.93	337.13	248.09	8.50	7.96	1.07	-2.20	1.68
4	6.00	9.50	281.40	5.23	121.66	297.71	359.93	337.13	248.09	5.31	5.79	0.97	-2.20	0.75
5	5.00	10.00	290.16	3.17	143.49	313.37	378.88	337.13	261.14	3.22	4.66	0.99	-2.44	0.01
6	4.00	11.00	310.28	1.15	166.52	344.71	416.76	337.13	280.94	1.17	3.81	1.11	-2.96	-0.79

应力影响的锚杆变形计算公式和锚杆预应力值的确定方法是合理可行的。

4 锚杆总变形的影响因素分析

由式(9)可知影响锚杆总变形的主要因素有：锚杆预应力 F_0 、锚杆自由段长度 L_s 、锚杆锚固段长度 L_a 、锚固直径 D_a 和土体界面摩阻力 τ 。仍以本工程为例，进一步讨论这5个因素对锚杆总变形的影响。

4.1 锚杆预应力 F_0 的影响

在其他参数不变时锚杆预应力 F_0 对锚杆总变形的影响如图2所示。由图2可知：锚杆总变形随其预应力的增加而减小，且呈线性关系，这表明锚杆预应力对锚杆总变形控制的有效性；在下面5排锚杆锚固段长度相近的情况下，对锚杆施加相同的预应力，锚杆的变形仍表现出上排大、下排小的特点。

因此，在实际工程中，锚杆施加的预应力可以依据计算值灵活确定，即对于上排锚杆，虽然计算值一般较小，但还是尽量施加大于计算值的预应力，而对于下排锚杆，虽然计算值一般大一些，但锚杆变形很小，就基坑或边坡的稳定性而言，再适当大一点的变形也是允许的，所以对锚杆可以施加适当小于计算值的预应力。

综合分析可知：在实际工程中，可针对不同的土质情况，通过调整预应力的大小来控制锚杆的变形；在锚杆锚固段长度相差不多的情况下，上下排锚杆都施加相同的预应力是比较合理的。

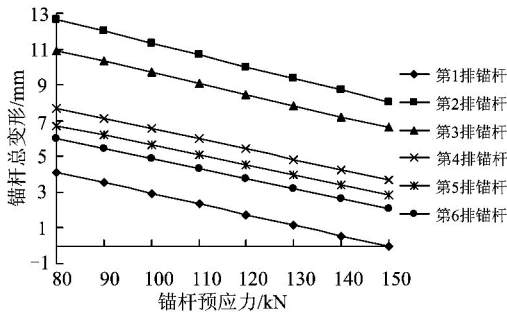


图2 锚杆总变形与预应力的关系曲线

4.2 锚杆自由段长度 L_s 的影响

在其他参数不变时锚杆自由段长度 L_s 对锚杆总变形的影响如图3所示。由图3可知：锚杆的总变形随着锚杆自由段长度的增加而增加，且呈线性关系。可见，锚杆自由段长度不能过短，以免锚固

段过长使其部分处于主动区内产生负黏结力，但也不能过长以免使锚杆总变形过大。因此，在工程设计中，不仅要考虑滑动面的位置，而且要考虑支护结构的坡面水平位移与锚杆变形的协调关系，确定合理的锚杆自由段长度，从而有利于控制坡面水平位移。

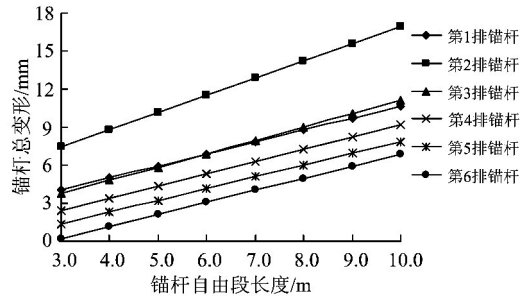


图3 锚杆总变形与自由段长度的关系曲线

4.3 锚固段长度 L_a 的影响

在其他参数不变时锚固段长度 L_a 对锚杆总变形的影响如图4所示。由图4可知：锚杆的总变形随着锚固段长度的增加而减小，但是是非线性的；当锚固段长度大于12.0 m时，第4、5、6排锚杆不同程度地出现背离基坑方向的变形。因此，在锚固段长度满足抗拔力的条件下再加长是没有必要的，建议锚固段长度一般不要超过10.0 m；另一方面，锚固段长度也不能太短，其长度在能够充分发挥注浆体与周围土体的黏结应力的同时，必须保证杆体有足够的应力储备，以保证杆体和被加固结构的整体稳定性。

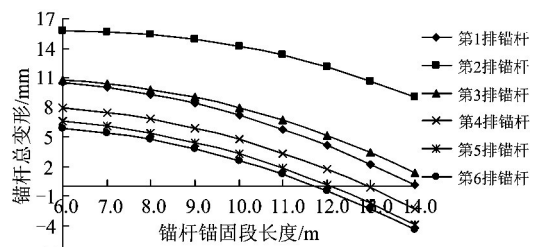


图4 锚杆总变形与锚固段长度的关系曲线

4.4 锚固体直径 D_a 的影响

在其他参数不变时锚固体直径 D_a 对锚杆总变形的影响如图5所示。由图5可知：锚固体直径对锚杆总变形的影响很小。因此，通过加大锚固体直径来控制锚杆变形是不可取的，同时考虑施工机械的工艺参数，建议 D_a 取130~150 mm。

4.5 土体界面摩阻力 τ 的影响

在其他参数不变时土体界面摩阻力 τ 对锚杆总

变形的影响如图 6 所示。由图 6 可知：锚杆总变形随着土体界面摩阻力 τ 的增加而逐渐减小；上部 3 排锚杆的总变形较大，下部 3 排锚杆的较小，甚至出现了负变形，因此应对上部 3 排锚杆施加较大的预应力，而对下部锚杆不施加预应力或施加较小的预应力；土体界面摩阻力 τ 对第 1 排锚杆的影响相对较小，这主要是因为第 1 排锚杆埋深较浅，上覆土压力较小，其锚杆拉力相对较小的缘故。

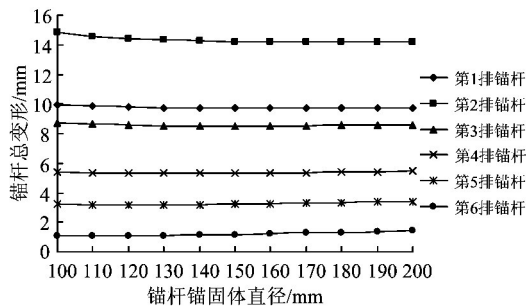


图 5 锚杆总变形与锚固体直径的关系曲线

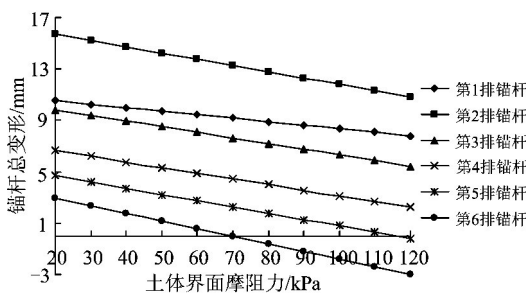


图 6 锚杆总变形与土体界面摩阻力的关系曲线

5 结 论

(1) 通过引入锚杆预应力损失剩余系数的概

念，分析推导了锚杆变形的计算公式，进一步依据坡面水平位移与锚杆变形的协调原则给出了锚杆预应力的确定方法，这样在确定锚杆设计拉力和所施加的预应力后可以方便地计算出锚杆的各部分变形。

(2) 工程算例分析表明，本文提出的考虑锚杆预应力影响的锚杆变形计算方法是合理、可行的。在锚杆的 4 部分变形中，锚杆自由段的弹性变形量最大；随着锚杆锚固段长度的增加，锚固体与土体间的切向位移逐渐增加。另外，依据坡面水平位移与锚杆变形的协调原则计算出的锚杆预应力从上排至下排逐渐变大，呈现出锚杆允许变形越小所需预应力越大的规律。

(3) 通过对影响锚杆变形的因素分析可以发现：锚杆变形随锚杆预应力的增加而减小，且呈线性关系，可见，锚杆预应力对锚杆总变形控制作用是非常有效的。因此，在实际工程中，针对不同的土质情况，可以通过调整预应力的来控制锚杆变形；锚杆变形随锚杆自由段长度的增加而增加，且呈线性关系，但是随锚杆锚固段长度增加而减小，且呈非线性关系。因此在实际工程中，应综合考虑承载力、稳定性和变形控制要求，合理确定锚杆自由段和锚固段的长度；锚杆变形受锚固体直径的影响较小，建议锚杆锚固体直径取 130~150 mm；锚杆变形随土体界面摩阻力的增加而减小。

锚杆的变形计算分析是研究预应力锚杆柔性支护体系的关键工作之一，今后的研究重点是通过理论分析、数值模拟和工程现场试验，进一步探讨预应力锚杆柔性支护体系的作用机理和工作性能。

参 考 文 献

- [1] 贾金青, 郑卫锋. 预应力锚杆柔性支护法的研究与应用 [J]. 岩土工程学报, 2005, 27 (11): 1257-1261. (JIA Jinqing, ZHENG Weifeng. Study and Application of Flexible Retaining Method with Prestressed Anchor [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27 (11): 1257-1261. in Chinese)
- [2] 周勇, 朱彦鹏. 框架预应力锚杆柔性支护结构坡面水平位移影响因素 [J]. 岩土工程学报, 2011, 33 (3): 470-476. (ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Influencing Factors of Horizontal Displacement of Wall Facing of Grillage Flexible Supporting Structure with Prestressed Anchors [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33 (3): 470-476. in Chinese)
- [3] 周勇, 朱彦鹏. 某基坑框架预应力锚杆柔性支护结构的数值模拟分析 [J]. 岩土工程学报, 2012, 34 (增): 260-266. (ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Numerical Simulation of Grillage Flexible Supporting Structure with Prestressed Anchors for an Excavation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34 (Supplement): 260-266. in Chinese)

- [4] 周勇, 朱彦鹏, 叶帅华. 框架预应力锚杆柔性边坡支护结构设计和施工中的若干问题探讨 [J]. 岩土力学, 2011, 32 (增2): 437-443.
(ZHOU Yong, ZHU Yanpeng, YE Shuaihua. Discussion on Several Issues about the Design and Construction of Grillage Flexible Slope Supporting Structure with Prestressed Anchors [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32 (Supplement 2): 437-443. in Chinese)
- [5] 周勇, 朱彦鹏. 预应力锚杆柔性支护体系的锚杆抗拔力研究 [J]. 岩土力学, 2012, 33 (2): 415-421.
(ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Research on Anti-Pulling Force of Anchor of Flexible Supporting System with Prestressed Anchors [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33 (2): 415-421. in Chinese)
- [6] 周勇, 朱彦鹏. 框架预应力锚杆边坡支护结构的稳定性分析方法及其应用 [J]. 工程地质学报, 2008, 16 (3): 376-382.
(ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Stability Analysis Method for Prestressed Anchor and Grillage Supporting Structures and Its Application [J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16 (3): 376-382. in Chinese)
- [7] 周勇, 朱彦鹏. 框架预应力锚杆柔性支护结构坡面水平位移的理论分析与模型试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29 (增2): 3820-3829.
(ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Theoretical Analysis and Model Test Study of Slope Horizontal Displacement of Grillage Flexible Supporting Structure with Prestressed Anchors [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29 (Supplement 2): 3820-3829. in Chinese)
- [8] 吴顺川, 潘旦光. 膨胀土边坡自平衡预应力锚固方法研究 [J]. 岩土工程学报, 2008, 30 (4): 492-497.
(WU Shunchuan, PAN Danguang. Reinforcement Approach of Self-Balance Pre-Stressed Bolts for Expansive Soil Slope [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30 (4): 492-497. in Chinese)
- [9] 赵明华, 刘峻龙, 龙照. 锚杆变形分析与临界锚固长度计算 [J]. 建筑科学与工程学报, 2008, 25 (3): 17-21.
(ZHAO Minghua, LIU Junlong, LONG Zhao. Deformation Analysis of Bolt and Calculation of Critical Anchorage Length [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25 (3): 17-21. in Chinese)
- [10] 唐瞻浩, 唐唯一. 土层锚杆变形计算探讨 [J]. 岩土工程界, 2007, 10 (9): 27-28.
(TANG Zhanhao, TANG Weiyi. Discussion on the Deformation Calculation of Soil Anchor [J]. Geotechnical Engineering World, 2007, 10 (9): 27-28. in Chinese)
- [11] 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 (5): 45-49.
(WU Shuguang, ZHANG Yongxing, KANG Ming. An Analysis of Working Performance of Pressure-Type and Tensile-Type Anchor [J]. Hydrology Geology and Engineering Geology, 2008 (5): 45-49. in Chinese)
- [12] 张友葩, 高永涛, 吴顺川. 预应力锚杆锚固段长度的研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24 (6): 980-986.
(ZHANG Youpa, GAO Yongtao, WU Shunchuan. Study on Bonding Length of Prestress Anchor Bar [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24 (6): 980-986. in Chinese)
- [13] 周勇, 朱彦鹏. 框架预应力锚杆柔性支护结构的锚杆预应力损失研究 [J]. 工程勘察, 2010, 38 (9): 1-6.
(ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Research on the Anchor Prestress Loss of Grillage Flexible Supporting Structure with Prestressed Anchors [J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2010, 38 (9): 1-6. in Chinese)
- [14] 邹金锋, 李亮, 阮波. 弹性状态下锚杆位移变形分析 [J]. 中国铁道科学, 2004, 25 (5): 94-96.
(ZOU Jinfeng, LI Liang, RUAN Bo. Analysis of Displacement and Deformation of Anchor Bolt under Elastic State [J]. China Railway Science, 2004, 25 (5): 94-96. in Chinese)
- [15] 中国建筑科学研究院. 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.
(China Academy of Building Research. JGJ 120—2012 Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. in Chinese)
- [16] 李凯玲. 锚杆(索)抗滑桩与岩土体相互作用研究 [D]. 西安: 长安大学, 2004.
- [17] 吴文, 徐松林, 汪大国. 深基坑桩锚支护体系中的土锚试验研究 [J]. 土工基础, 2000, 14 (1): 27-30.
(WU Wen, XU Songlin, WANG Daguo. Investigation by Earth Anchor Tests for Pile-Anchor Bracing System Used in Deep Foundation Pit [J]. Soil Engineering and Foundation, 2000, 14 (1): 27-30. in Chinese)

Anchor Deformation of Flexible Supporting System with Prestressed Anchors

ZHOU Yong^{1,2}, ZHU Yanpeng^{1,2}, REN Yongzhong^{1,2}

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province,

Lanzhou University of Technology, Lanzhou Gansu 730050, China;

2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education,

Lanzhou University of Technology, Lanzhou Gansu 730050, China)

Abstract: The total deformation of anchor mainly consists of four parts: the elastic deformation of the free segment of anchor, the elastic deformation of anchorage body, the tangential displacement between anchorage body and soil mass as well as the tangential displacement between anchor bar and anchorage body. The formula for calculating anchor deformation is derived by introducing the concept of residual coefficient of anchor prestress loss. The method for determining anchor prestress is further proposed according to the principle of deformation compatibility between the horizontal displacement of foundation pit or slope and anchor deformation. The analysis of engineering example indicates that in the anchor deformation, the elastic deformation of the free segment of anchor is the largest. The anchor prestress values become larger from the top down gradually, and if the allowable deformation is smaller, then the required anchor prestress is larger. The anchor deformation decreases with the increase of anchor prestress, the anchorage segment length of anchor and the interface friction resistance of soil mass, and increases with the increase of the free segment length of anchor, but is not affected by the diameter of anchorage body. It is recommended that, the anchor deformation should be controlled by adjusting anchor prestress according to different soil status in practical engineering. Both the length of free segment and anchorage segment of anchor should be reasonably determined by comprehensively considering the requirements for bearing capacity, stability and deformation control. The diameter of anchorage body is in the range from 130 mm to 150 mm.

Key words: Anchor supporting; Prestress; Anchor deformation; Elastic deformation; Tangential displacement

(责任编辑 刘卫华)