

# 浅议有关技术标准中对预应力锚杆的若干规定

付文光, 胡建林, 张俊

(中国京冶工程技术有限公司, 北京 100088)

**摘要:**一些技术标准对预应力锚杆的规定存在着一些争议。土层锚杆水平刚度系数公式存在着严重缺陷且意义不明,建议修改完善。基本试验时:稳载期间稳定指标0.1 mm为笔误,应为1.0 mm;不应减短锚杆锚固段长度,因为锚固段较短时得到的黏结强度偏高;为得到黏结强度极限值,试验最大荷载应为破坏荷载。验收试验不合格时扩大抽检比例宜为不合格锚杆数量的2倍。蠕变试验时蠕变率计算公式应明确计时方法,否则蠕变率指标无意义。不需严格限制自由段长度,可为4~6 m以便更好地控制支护体系变形。临时锚杆设计使用期宜从2年提高到5年,以更好地满足目前工程建设需要。二次注浆在注浆体强度达到5 MPa后进行这条规定很难执行,建议改为在注浆体初凝后终凝前进行。

**关键词:**预应力锚杆; 刚度系数; 基本试验; 验收试验; 蠕变试验; 自由段; 锚杆设计使用期; 二次注浆

**中图分类号:** TU470      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2012)S0-0007-06

**作者简介:**付文光(1970-),男,北京人,注册岩土工程师,教授级高级工程师,主要从事岩土工程设计咨询、工程实践、试验研究等工作。E-mail: zgyj1992@126.com。

## Discussion of some rules for prestressed anchors in some technical standards

FU Wen-guang, HU Jian-lin, ZHANG Jun

(China JingYe Engineering Corporation Limited Company, Beijing 100088, China)

**Abstract:** There are some controversies on some rules for the prestressed anchors in some technical standards. There exist serious defects in soil anchor level rigidity coefficient formula, and meaning of the formulas is not clear, so we suggest to modify and improve it. In basic tests, the stable index 0.1 mm is a clerical error during the stability load period, it should be 1.0 mm; the anchor length should not be cut short since the shorter anchor gets the too high bonding strength; the maximum test load should be collapse load for the limit bond strength. The expanding detection numbers are suggested to 2 times the unqualified anchor numbers in acceptance tests. The timing method for the creep rate formula should be clear in the creep tests, otherwise the creep rate index would be meaningless. The free length of the anchor needs not be strictly limited, and it should be 4~6 m so as to better control the deformation of support system. The design service life of temporary anchors should be increased to 5 years from 2 years to better meet the needs of engineering now. The rule that the secondary grouting should be made after body strength achieves 5 MPa is hard to execute, so we suggest to make it during the period from the initial setting to the final setting.

**Key words:** prestressed anchor; stiffness coefficient; basic test; acceptance test; creep test; free period; anchor design trial; secondary grouting

## 1 概述

预应力锚杆在边坡治理、基坑支护、巷道及隧洞加固、地下室及大坝等建筑物抗浮或抗倾覆等各种岩土工程及地下工程中都得到了十分广泛的应用,是一项非常重要的工程技术,受到了工程界及学术界的广泛重视与研究。除了专项技术标准《岩土锚杆(索)技术规程》<sup>[1]</sup>外,多种综合性技术标准,如《锚杆喷射混凝土支护技术规范》<sup>[2]</sup>、《建筑边坡工程技术规范》<sup>[3]</sup>、

《建筑地基基础设计规范》<sup>[4]</sup>、《建筑基坑支护技术规程》<sup>[5-6]</sup>、《复合土钉墙基坑支护技术规范》<sup>[7]</sup>等国标及全国性行业标准、很多地方标准、还有一些新编及正在修编的技术标准,都把锚杆列入了重要内容。但是,不少技术标准中对锚杆的规定都存在着一些争议,有些争议还较大,而且不同技术标准之间有些规定相互矛盾。这些争议与矛盾给工程应用带来了不小的困

惑与不便。本文中笔者结合自己的工程实践经验, 就其中的一些规定谈些自己的粗浅看法。

## 2 水平刚度系数

文献[5]等一些技术标准用式(1)计算土层锚杆水平刚度系数  $k_t$ :

$$k_t = 3AE_s E_c A_c \cos^2 \theta / (3l_f E_c A_c + E_s A l_a) , \quad (1)$$

$$E_c = (AE_s + A_c E_m - AE_m) / A_c . \quad (2)$$

式中  $A$  为杆体截面面积;  $E_s$  为杆体弹性模量;  $E_c$  为锚固体组合弹性模量, 按式 2 计算确定;  $A_c$  为锚固体截面面积;  $l_f$  为锚杆自由段长度;  $l_a$  为锚杆锚固段长度;  $\theta$  为锚杆水平倾角;  $E_m$  为锚固体中注浆体弹性模量。

以最为常用的拉力型锚杆为例。假定锚杆甲直径 150 mm, 采用单条 1860 MPa 级  $\Phi^{15.2}$  钢绞线制作, 自由段及锚固段各 6 m 长, 土层为风化岩, 注浆体强度等级 C25, 锚固段能够提供 120 kN 的抗拔力。按式 1 计算刚度系数, 假定为 5 MN/m, 施加 100 kN 的荷载, 则位移 20 mm。把锚固段延长 594 m 形成锚杆乙, 其它参数不变, 按式(1)计算, 其刚度系数约为 0.5 MN/m, 施加 100 kN 的荷载, 则位移 200 mm——这不可能吧? 尽管锚杆乙锚固段长 600 m, 但前 6 m 提供了 100 kN 的抗拔力, 后面的 594 m 基本没受力, 难道这没有受力的 594 m 导致了锚杆位移增加了 180 mm?

显然是式(1)及式(2)有误。以拉力型锚杆为例:

(1) 式(1)锚固段越长、刚度系数越小的概念有误。锚固段受力范围是有限的, 锚杆变形范围, 应该是自由段及锚固段的前半段、即有效受力部分。锚固段再长, 后半段已经不再受力, 也就不可能产生位移, 也就影响不到刚度系数, 即锚固段长到一定程度后, 与锚杆的刚度系数无关。

(2) 式(2)没有指明注浆体弹性模量是受压弹性模量还是受拉弹性模量, 两者之间显然差别很大。如果采用受压弹性模量, 而杆体采用的是受拉弹性模量, 作用方向正好相反, 注浆体与杆体形不成“组合弹性模量”。锚杆工作时, 自由段及锚固段均处于受拉状态, 注浆体也大致处于受拉受剪状态, 所以应该采用受拉弹性模量。注浆体一般为水泥浆、水泥砂浆或细石混凝土, 其受拉弹性模量如何取值? 规范中没有给出, 恐怕是因为这方面没什么研究成果吧? 如果有也应该很低, 大致会比杆体的受拉弹性模量低两个数量级, 对形成的“组合弹性模量”恐怕也是作用不大。

(3) 自由段与锚固段的刚度系数不同, 公式将其“串联”在一起。锚固段所受拉力不均匀, 从前到后

单调递减, 因刚度系数几乎不变, 所以其位移增量分布并不均匀, 从前到后越来越小。采用公式中的统一刚度, 不能体现出这一变形特点。

不管是否有误, 该刚度系数如何应用呢? 所谓锚杆的水平刚度系数, 其目的显然是为了计算锚杆在荷载  $T$  作用下产生的位移  $s$ , 即

$$s = T/k_t . \quad (3)$$

如果采用式(1)的刚度系数, 按式(3)计算得到的只是锚杆杆体的弹性位移。杆体受拉后还产生塑性变形, 另外, 锚座及锚具变形、锚座下土体压缩、锚杆蠕变、夹片及锚具松弛、土层应力调整与徐变等原因, 均会导致锚杆锚头产生位移, 杆体弹性位移只是总位移中最主要的一部分。

锚杆通常要张拉锁定, 已经产生了一定量的位移。锁定应力与锚杆工作中所受外部荷载相比: ①如果锚杆所受的工作荷载始终小于锁定荷载, 因荷载增量为 0, 理论上锚杆不会再产生弹性位移。但实际上锚杆通常还会有几十毫米的位移, 主要为上述原因引起的塑性位移, 而塑性位移不能用式(3)确定, 刚度系数此时基本没用; ②如果工作荷载大于锁定荷载, 超出的部分使锚杆产生弹性位移, 式(3)中荷载  $T$  可用荷载增量  $\Delta T$  替代, 此时刚度系数有意义。目前技术标准通常要求锚杆承载力设计值约为最大工作荷载的 1.3~1.5 倍, 锁定荷载为设计值的 0.6~0.9 倍, 即约 为工作荷载的 0.8~1.2 倍, 也就是说, 锚杆工作过程中, 所受工作荷载一般不大可能大于锁定荷载, 即使超过, 超过量也不大。这是被大量锚杆应力监测结果所证实的。荷载增量较小, 按式(3)计算得到的弹性位移较小, 通常数毫米, 在位移总增量中比例很小, 即刚度系数意义仍不大。

文献[3]中估算岩石锚杆水平刚度系数的公式更为妥当。该公式即为锚杆自由段的水平刚度系数, 不管有没有实用价值, 至少理论上是较为准确的。建议土层锚杆也采用该公式。

顺便说一句: 文献[6]等技术标准中, 式(1)中没有  $\cos^2 \theta$  一项或该项为  $\cos \theta$ 。这是另一个错误<sup>[8]</sup>。

## 3 基本试验

### 3.1 稳定指标

锚杆张拉时, 每级加载完成后, 需稳载 5~10 min 观测锚头位移量。稳载期间如果锚固体与土层黏结强度不足发生松脱, 则会产生位移, 如位移达到某一指标, 则视为锚杆位移不稳定。几乎所有技术标准都规定稳定指标为 0.1 mm, 即稳载期锚头位移增量小于 0.1 mm 视为位移稳定, 可施加下一级荷载。

稳载期间, 除锚固体松动外还有其它原因会导致锚头发生位移: ①杆体的蠕变。杆体在应力作用下塑性变形量随时间延续而继续增加、即发生蠕变; ②锚座下土体压缩变形与徐变。千斤顶张拉荷载作用在锚座上, 再传递到锚座下的土体, 土体压缩变形有滞后效应, 并不会在加载结束后立即停止, 在稳载期间继续产生变形及徐变; ③千斤顶、提供压力的液压泵及供油管等因设备制造精度不足、元器件老化密封不严、热胀等原因通常都会有轻微掉压现象, 导致施加到锚杆上的荷载不稳定。掉压后需要补压。千斤顶张拉时, 压力表达达到预定值后, 液压泵收油停止供压, 收油瞬间压力会有少许损失, 损失量与压力大小及收油快慢等因素有关, 液压泵通常靠人工操作, 准确程度较差, 每次收油损失量都会有所不同, 补压时很难完全精确补回到预定值, 尤其是荷载较大时。这些因素通常都会导致锚头发生零点几毫米位移。另外, 基本试验都是在室外作业, 通常采用百分表测量位移, 室外环境较为恶劣, 温度、风及震动等外界因素都会造成百分表读数不稳定。故实际工程中, 通常都很难采用 0.1 mm 作为稳定指标, 荷载较大时更是如此。

遍查文献, 没有查到 0.1 mm 的理论或试验根据。该指标最早出自《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22:90), 该规范参考了国外有关技术标准。于是查国外相关技术标准, 发现美国、德国及英国的技术标准中该指标均为或约为 1.0 mm。故推断 0.1 mm 是笔误, 应为 1.0 mm。

逻辑上也应该是 1.0 mm。几乎所有技术标准都规定, 如果稳载期间锚头位移不稳定, 应延长观测时间, 直至 2 h 内位移增量小于 2.0 mm 方可施加下一级荷载。5~10 min 位移增量超过 1.0 mm, 但如果 2 h 内小于 2.0 mm, 位移曲线可判断为趋于收敛, 这才能够说明锚头是稳定的。如果稳定指标为 0.1 mm, 可能会出现这种情况: 稳载期间位移增量为 0.1 mm, 之后每 10 min 位移增量均为 0.1 mm, 尽管 2 h 内仅为 1.3 mm, 但位移曲线不收敛, 恐怕没有人会判定为位移稳定。另外, 文献[1, 2]等技术标准中, 规定了验收试验时稳定指标为 1.0 mm, 基本试验最终是为验收试验服务的, 没有理由指标与之不一致。需要说明的, 文献[6]等技术标准把验收试验时的稳定指标也定为 0.1 mm, 更为不妥。

文献[3, 4]等技术标准中规定岩石锚杆基本试验时稳载期间的稳定指标为 0.01 mm, 笔者认为应修正为 1.0 mm, 理由同上。

### 3.2 锚固长度

文献[3]等技术标准规定: 基本试验主要目的是确定锚固体与岩土层间黏结强度, 为使锚固体与地层间

首先破坏, 可采取减短锚杆长度(锚固长度取设计锚固长度的 0.4~0.6 倍)的措施。

该规定非常欠妥。文献[1]等很多技术标准, 甚至包括文献[3]本身, 都已经指出锚杆锚固力是有锚固长度效应的, 即: 沿锚固体的有效黏结应力分布范围是有一定限度的, 一般不超过 10~12 m; 平均黏结应力随着锚固体长度的增加而减少, 较短的锚固体能够充分调动黏结强度、得到较高的黏结应力。因此, 如果基本试验中锚固段长度仅为设计长度的 0.4~0.6 倍, 试验结果将得到偏高的黏结强度, 再用于设计时, 会得到偏高的、实际工程达不到的承载力设计值, 从而导致工程安全度降低。所以, 基本试验时的锚固段长度是不能低于实际设计长度的。

### 3.3 最大试验荷载

文献[1]等技术标准规定, 以锚杆杆体承载力的 0.8 倍作为基本试验的最大试验荷载。同时规定, 为得出锚固体的极限抗拔力及极限黏结强度, 必要时可加大杆体的截面面积。

该规定的目的不是很明确。既然基本试验的主要目的是取得锚固体与岩土层间的极限抗拔力, 而且要求通过加大杆体截面积以防止杆体拔出破坏前先发生拉断破坏, 那么就应该明确规定试验应做到极限破坏。如果没有破坏, 得到的抗拔力就不是极限抗拔力, 得到的锚固体与岩土层的黏结强度也不是极限值。0.8 倍杆体承载力与极限抗拔力没有明确对应关系, 最大试验荷载为 0.8 倍杆体承载力, 与最大试验荷载是否达到了极限荷载之间也没有明确对应关系。故建议技术标准修改为: 试验荷载达到 0.8 倍杆体承载力后, 应继续加载直到破坏。

文献[3, 4]等技术标准以预估荷载为最大试验荷载, 但同时仍规定了最大试验荷载不宜超过 0.9 倍杆体承载力。同样没有规定试验应该做到破坏, 故同样很难得到极限抗拔力及极限黏结强度。

### 3.4 破坏标准

几乎各种技术标准都规定: 验收试验时后一级荷载产生的锚头位移量不小于前一级荷载产生的 2 倍时, 可判定为锚杆破坏。这条规定不严谨: 试验是分级加载的, 第二级荷载通常为预估荷载的 30%~40%, 而第一级通常为 10%, 即第二级荷载通常为第一级的 3~4 倍, 锚头位移量几乎也为 3~4 倍。故建议在“前一级荷载”后加入“第一级荷载除外”几个字。

## 4 验收试验及蠕变试验

### 4.1 试验荷载与稳定标准

文献[3, 4]等技术标准规定: 验收试验荷载值对

永久性锚杆为  $1.1 \zeta_2 A_s f_y$ , 对临时性锚杆为  $0.95 \zeta_2 A_s f_y$ 。该规定让人困惑: 不按锚杆设计承载力、却按锚杆杆体承载力来检验验收, 而两者之间并没有一一对应关系, 即使验收合格, 又怎么能够证明锚杆设计承载力也得到满足了呢?

文献[3]规定锚杆张拉控制应力不宜超过 0.65 倍钢筋或钢绞线的强度标准值, 又规定了宜按照锚杆设计应力值的 1.05~1.10 倍超张拉, 又规定了验收试验时试验荷载值对永久性锚杆为  $1.1 \zeta_2 A_s f_y$ , 对临时性锚杆为  $0.95 \zeta_2 A_s f_y$ , 3 者相互矛盾, 不知该听哪条的。文献[6]等其它技术标准中也有这种现象。

文献[3~5]等技术标准, 没有提出验收试验的稳定标准, 只是笼统地说“变形稳定”或“位移相对稳定”。规定可操作性差: 到底该如何判断稳定或相对稳定了?

#### 4.2 验收不合格处理方法

文献[3]等技术标准中规定: 当验收锚杆不合格时应按锚杆总数的 30%重新抽检, 若再有锚杆不合格时应全数进行检验。这条规定无法执行: 如果以试验结果平均值能否达到设计值作为合格验收标准, 因为该规范规定了最大试验荷载即为验收合格标准, 如果有一条锚杆检测结果达不到验收合格标准, 则会导致 5%, 30% 及 100% 锚杆的检验结果的平均值都达不到, 则工程验收不合格, 扩大抽检 30% 及 100% 均没有实际意义。而且, 按锚杆总数的 30% 甚至 100% 检验, 检测费用恐怕比工程费用还要高。

文献[1]规定: 重新抽检数量为不合格数量的 3 倍。笔者认为 3 倍偏高了。按《建筑工程施工质量验收统一标准》、《建筑地基基础工程施工质量验收规范》等相关验收规范及各地政府有关规定, 产品如检验不合格, 应该先按原来的检测方法或准确度更高的检测方法扩大比例抽检, 数量一般为原检验批检测不合格数量的 2 倍; 如仍不合格, 则要求设计者复核能否降低标准使用, 即让步接收; 如不能, 最后再行返工等处理。

#### 4.3 蠕变试验

文献[1]等技术标准规定了用下式计算蠕变试验时锚杆的蠕变率  $k_c$ , 并规定  $k_c$  不应大于 2.0 mm:

$$k_c = (s_2 - s_1) / (\lg t_2 - \lg t_1) \quad (4)$$

式中,  $s_2$ ,  $s_1$  分别为  $t_2$ ,  $t_1$  时测得的蠕变量, 时间  $t$  为 1, 2, 3...360 min 中的某一时间。该规范没规定  $t_2$ ,  $t_1$  的计时方法, 不知是任意时间, 还是特定时间。显然, 不规定计时方法, 得到的  $k_c$  无意义。

文献[6]采用了同样的计算公式, 同样规定  $k_c$  不应大于 2.0 mm, 但规定了  $t_2$ ,  $t_1$  的计时方法:  $t_2$  为  $t_1$  的 2 倍。既然  $t_2=2t_1$ , 则  $\lg t_2 - \lg t_1 = 0.3$ , 那么, 上述规定

就变成了: 延长一倍时间后蠕变率不应大于 0.6 mm, 这多省事, 又何必舍近求远引用式(4)呢。

笔者水平有限, 对蠕变率理解不深, 同时也查询不到这方面的国内文献, 仅从公式本身怀疑技术标准的规定存在缺陷。也许是理解错了。

## 5 自由段

几乎各种技术标准都要求预应力锚杆自由段应超过假定破裂面 1.0~1.5 m, 假定破裂面通常为平面, 如图 1 所示 (技术标准中所谓的自由段为图 1 所示的自由段与连接段之和, 所谓的锚固段为图 1 所示的有效锚固段)。

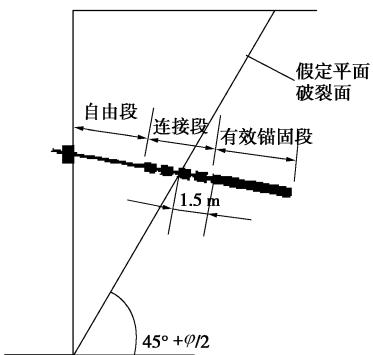


图 1 预应力锚杆自由段作法简图

Fig. 1 Practical diagram for free period in prestressed anchor

以基坑支护体系为例。如果基坑较深, 最上一两排锚杆自由段通常较长, 可能达十几米甚至更长。锚杆受拉后锚固段变形很小<sup>[3]</sup>, 主要体现为自由段的变形。自由段越长, 受相同荷载时位移越大, 对控制变形越不利, 故从控制基坑变形的角度, 自由段不宜过长。图 1 所示连接段在技术标准中被设置为自由段, 本文将其设置为锚固段的一部分, 这样自由段长度可大大减少。但这么做会不会对支护体系造成不良影响呢?

自由段主要有两个作用: ①可令锚固段置于假定破裂面之外, 使锚固段有足够长度、获得足够的抗拔力, 以保证支护体系的整体稳定性。②通过张拉在自由段内部产生拉应力。拉应力一端传递给锚固段, 锚固段与土层因黏结作用产生摩阻力以平衡; 另一端传递给锚头, 锚头将之转化为压应力传递给土体, 对楔形滑动区土体起压密作用; 再传递到假定破裂面上, 对假定破裂面起到“预压、提前缝合”的作用, 对保持楔形滑动区土体的稳定及减少变形有利。

按本文作法: ①设计计算时, 如果连接段按锚固段进行设计, 取锚杆抗拔力为连续段与有效锚固段之和产生的抗拔力, 可能会造成有效锚固段长度较短、

锚杆的有效抗拔力不足, 从而造成锚杆的安全度下降; 但如果不计取连接段产生的抗拔力, 仍以有效锚固段产生的有效抗拔力作为锚杆的抗拔力, 则不会对锚杆的安全度乃至支护体系造成不利影响。②连接段产生的黏结应力减弱了作用在假定破裂面上的预压力。但由于锚头的压力仍全部作用在楔形滑动区土体上, 对楔形滑动区土体的稳定与控制变形作用未受到削弱。因此, 自由段较短并不会产生不良影响。

技术标准通常规定自由段最小长度 4~6 m。笔者认为, 自由段可按文献[7]只取 4~6 m, 其余为锚固段, 但设计计算锚杆抗拔力时只计取有效锚固段长度。这样, 由于缩短了自由段的长度, 对支护体系的安全性并不造成影响, 但可提高锚杆控制变形的能力。

## 6 锚杆设计使用期

文献[1]等技术标准把设计使用期超过两年的锚杆定义为永久性锚杆, 不超过两年的定义为临时性锚杆。

这条二十多年前的规定, 也许到了需要修改的时候了。越来越多的巨型基坑的使用期超过两年, 作为基坑支护的临时锚杆的使用期也将超过两年; 越来越多的大型山地项目是分多年(很多为 2~5 年)分期开发的, 工程建设最初的场平阶段, 将产生大量的临时边坡, 使用期都可能超过两年, 边坡如使用锚杆支护, 这些临时锚杆的使用期也将超过两年, 随着不断开发, 这些临时边坡及锚杆在项目建设的过程中将逐渐消失。这些锚杆如按永久性锚杆设计施工, 似无必要。永久性锚杆与临时性锚杆的区别主要为: 永久性锚杆的安全系数通常要高一些, 且要增加防腐蚀等耐久性措施。临时性锚杆如不采取或采取一些简单的耐久性措施, 使用七八年通常不成问题, 并不会造成安全度的显著降低, 但可显著降低工程造价, 且方便于工程建设。故建议将两年标准提高为 5 年。

## 7 二次注浆时机

文献[1]等多种技术标准都规定, 锚杆二次高压注浆应在一次注浆体强度达到 5 MPa 后进行。这条规定工程中很难做到。

锚杆注浆水泥通常采用 42.5 或 52.5 MPa 普通硅酸盐水泥, 如果不掺入外加剂, 注浆体大致 1 h 后开始初凝, 10~12 h 后终凝, 终凝强度一般 1 MPa 多一些, 大约 1~2 d 后强度可达到 5 MPa。实际工程中一般都在初凝后终凝前进行二次注浆, 此时注浆体的劈裂压力约为 4~5 MPa, 注浆体涨开后注浆压力通常下降至 1.5~2.5 MPa, 有时还会更低一些。文献[1]等技

术标准要求二次注浆压力应不小于 2 MPa、但二次注浆管应能承受不小于的 5 MPa 注浆压力就是这个原因。工程中几乎没有人在 1~2 d 后强度达到 5 MPa 时再二次注浆, 经验表明, 那时注浆体已经很难劈裂开, 很难注出浆液。目前实际工程中大多采用简易二次高压注浆法, 二次注浆管需与锚杆杆体一同置入钻孔内, 出浆孔通常要用塑料胶带封堵以防止一次注浆浆液流入造成阻塞。注浆体强度达到 5 MPa 后不易劈裂开也许与这种封孔作法有关。

## 8 其他

(1) 文献[1]等技术标准在验算压力型锚杆锚固段注浆体的承压面积时, 引用了有侧限锚固段注浆体的强度增大系数  $\eta$ , 并规定  $\eta$  由试验确定。业内对压力型锚杆的研究成果远不如拉力型锚杆成熟, 对  $\eta$  的取值普遍缺乏经验, 几乎查询不到国内在这方面的研究文献。该规范如果给不出指导性数据, 也应该给出建议性数据以供使用者参考, 否则该条款很难执行, 规范的可操作性不强。

(2) 锚固段上覆土层厚度, CECS22:89 规定为 4 m, CECS22:2005 规定为 4.5 m, GB50086 修编征求意见稿拟定为 5.0 m, 一次比一次高。文献[1]条文说明中解释: 为减缓地面交通荷载等反复荷载的影响, 及不致因压力注浆导致上覆土隆起, 故要求锚固段上覆土有一定厚度。这两条理由似乎并不充分。道路有关技术标准中, 认为一般车辆动荷载有效影响深度大致不超过 2 m; 工程中通常 2~3 m 厚的上覆土基本上就能够抵抗得住二次注浆压力, 况且如果地面结构物允许, 有些轻微隆起并无大碍, 因此没必要强调上覆土一定要很厚。工程中, 例如较深的桩锚支护基坑工程, 为控制桩顶的水平位移, 第一排预应力锚索的位置通常会设置得较高, 例如离地面 2 m 左右, 技术标准强调锚固段上覆土厚度不小于 4~5 m, 妨碍了这种情况下锚索的正常应用。

(3) GB50086 修编征求意见稿中要求对锚杆长度及注浆饱满度进行无损检测。如何检测, 工程界目前尚无方法。如果规范也提供不了成熟的检测方法, 就不宜作出规定。

(4) 有的技术标准规定锚杆注浆体强度不小于 30 MPa。按目前常用的拌浆注浆机具及施工水平, 基坑锚杆注浆液通常为水泥净浆, 水灰比可控制在 0.5 左右, 水泥净浆强度可达 25 MPa, 但达到 30 MPa 就比较困难。水泥砂浆较容易达到。实际上, 一般基坑锚杆设计承载力为 300~500 kN, 并不高, 注浆体强度等级 25 MPa 甚至 20 MPa 就可满足承载力要求了,

并不需要更高, 文献 1 规定最低可为 20 MPa 是适合的。

(5) 文献[1, 3]等技术标准规定, 锚索应力监测值变化率如超过 10%, 就要采取报警、补张拉甚至卸载等措施。该规定非常不妥。技术标准通常规定锁定值为设计值的 0.6~0.85 倍, 因为锁定损失等原因, 实际锁定应力还要小。锁定应力较小时, 随着基坑或边坡的开挖、土压力的增加, 锚索应力增加 10%是很正常的事, 这是设计预期的, 为什么要采取报警、补张拉甚至卸载等措施呢? 锚杆锁定后会有短期应力损失, 损失率超过 10%也是正常的<sup>[9]</sup>, 但并不都需要补张拉, 要根据减少的程度、位置、整体荷载水平、变形情况等综合确定。

(6) 文献[3]修编征求意见稿等技术标准, 拟将锚杆杆体承载力安全系数大幅提高到与抗拔安全系数一致。岩土黏结强度离散性、差异性太大, 故抗拔安全系数取值应较高, 通常为 2.0 甚至更高; 但杆体为人工材料, 强度离散性较小, 安全系数无需太高, 否则会造成浪费、不节能。两者安全系数相同时, 可靠程度相差很远、安全储备相差很多, 抗拉安全系数较低一些才更合理。

## 9 结 语

全国各地岩土性状差别非常大, 施工工艺、机械设备、技术水平及习惯作法等均有所不同, 造成各地区之间及各人之间锚杆工程经验均有所不同, 故争议难以避免, 而争议正是技术不断进步的动力, 也是技术标准不断完善的动力之一。如果笔者这些主要是根据地方经验得到的一孔之见能够被重视研究, 在技术标准修编及新编时偶被采纳, 笔者将甚感荣幸与欣慰。

## 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. (CECS22:2005 Technical specification for ground anchors[S]. Beijing: China Planning Press, 2005. (in Chinese))
- [2] GB50086—2001 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2001. (GB50086—2001 Specifications for bolt-shotcrete support[S]. Beijing: China Planning Press, 2001. (in Chinese))
- [3] GB50330—2002 建筑边坡工程技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. (GB50330—2002 Technical code for building slope engineering[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. (in Chinese))
- [4] GB50007—2012 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (GB50007—2002 Code for design of building foundation[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese))
- [5] JGJ120—99 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (JGJ120—99 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1999. (in Chinese))
- [6] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (JGJ120—2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese))
- [7] GB 50739—2012 复合土钉墙基坑支护技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2011. (GB50739—2012 Technical code for composite soil nailing wall in retaining and protection of excavation[S]. Beijing: China Plan Press, 2011. (in Chinese))
- [8] 於法明. 关于锚杆水平向刚度系数的讨论[J]. 广州建筑, 1995, 3: 14~15. (YU Fa-ming. Discussion about bolt horizontal stiffness coefficient[J]. Guangzhou Architecture, 1995, 3: 14~15. (in Chinese))
- [9] 付文光, 于会来, 耿培. 预应力锚索应力测量误差的试验研究与对策[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(8): 487~491. (FU Wen-guang, YU Hui-lai, GENG Pei. Experimental and solution of stress measurement error of pre-stress anchor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(8): 487~491. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)