

DOI: 10.11779/CJGE201807017

土层锚索浆体与筋体黏结强度的试验研究

付文光¹, 卓志飞², 任晓光²

(1. 深圳市工勘岩土集团有限公司, 广东 深圳 518054; 2. 中国京冶工程技术有限公司, 北京 100088)

摘要: 国内外对锚杆筋体与浆体黏结强度的研究成果极少。3项工程64个土层锚索现场试验结果表明: ①各锚筋与浆体极限黏结力的离散程度很大, 普遍存在着孤低现象, 据此反算得到的浆筋黏结强度的离散程度很大, 离散程度与黏结长度无关, 与锚筋数量及张拉工艺相关; ②浆筋黏结强度与地层、注浆工艺及锚筋数量无关, 带套管成孔、改善孔内清洁程度可明显提高; ③浆体设计强度与浆筋黏结强度的对应关系无法验证, 实际强度及锚筋外形对浆筋黏结强度的影响亦无法验证; ④浆筋黏结强度的发挥程度随着黏结长度的增加而有所下降; ⑤黏结长度3~6 m时, 浆筋黏结强度标准值为0.744~0.664 MPa; ⑥土层锚索黏结长度不宜短于8 m; ⑦单根锚索钢绞线数量不宜为2条。

关键词: 浆体; 筋体; 黏结强度; 黏结长度; 极限黏结力; 浆体强度; 锚筋外形; 标准值

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)07-1300-09

作者简介: 付文光(1970-), 男, 广东深圳人, 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: zgjy1992@126.com。

Tests on bond strength between grout and tendon of soil anchors

FU Wen-guang¹, ZHUO Zhi-fei², REN Xiao-guang²

(1. Shenzhen Gongkan Geotechnical Group Co., Ltd., Shenzhen 518054; 2. China Jingye Engineering Co., Ltd., Beijing 100088, China)

Abstract: The research results about the bond strength between anchor tendon and grout are few. The test results of 64 soil anchors in 3 projects show that: (1) The dispersion degree of the ultimate bond capacity between grout and tendon is tremendous, and its solitary-low phenomenon is widespread. The dispersion degree has nothing to do with the bond length and is related with the quantity of tendons and tension technique, so that of the calculated bond strength of grout-tendon is tremendous. (2) The bond strength of grout-tendon is not related with the in-situ conditions, grout techniques and quantity of tendons, but is able to be improved when drilling with casing pipes and improving the cleanliness of the hole. (3) The relationship between the grout-tendon bond strength and the grout design strength cannot be verified, neither is the effect of actual strength of grout and tendon sharp on the bond strength of grout-tendon. (4) The exerting degree of bond strength slightly decreases with the increase of bond length. (5) The characteristic values of bond strength of grout-tendon are 0.744~0.664 MPa under the bond length of 3~6 m. (6) The bond length of soil anchors should be more than 8 m. (7) The number of tendons in the single anchor should not be 2.

Key words: grout; anchor tendon; bond strength; bond length; ultimate bond capacity; grout strength; tendon sharp; characteristic value

0 引言

业界通常认为, 注浆黏结的拉力型锚杆主要破坏形式为锚筋拉断及锚固体从周边地层中拔出。部分锚杆技术标准认为, 也有可能发生锚筋从浆体中拔脱破坏, 即浆体与筋体的黏结强度破坏, 并假定浆筋黏结强度与黏结力正比例相关, 要求按下式验算:

$$R = n\pi d f_s l_a \quad (1)$$

式中 R 为锚筋与浆体极限黏结力; n 为单根锚杆中的筋体数量; d 为筋体直径; f_s 为浆筋黏结强度; l_a 为筋体与浆体的黏结长度。顺便指出, 浆体与周边地层间的黏结

段, 和浆体与筋体间的黏结段, 是两个概念, 前者称为锚固段, 后者可称为筋体黏结段, 筋体被套管隔离、不与浆体产生黏结的那部分长度称为筋体自由段^[1], 筋体自由段非锚杆自由段, 如图1所示。

相对于锚杆浆体与地层的锚固问题俯拾即是的研究成果而言, 研究浆体与筋体黏结问题的极少, 国内外理论成果均寥寥无几, 现场试验几乎没有。一些技术标准建议了浆筋黏结强度:《岩土锚杆(索)技术规

程》^[2]建议浆体(强度等级 M25~M40 的水泥砂浆及水泥净浆)与钢绞线黏结强度标准值 3.0~4.0 MPa,与螺纹钢 2.0~3.0 MPa;《建筑边坡工程技术规范》^[3]建议水泥砂浆(强度等级 M25~M35)与钢绞线黏结强度设计值 2.75~3.4 MPa,与螺纹钢 2.1~2.7 MPa,均随着浆体强度提高而提高。以强度等级 1860 MPa、直径 $\phi 15.24$ ($1 \times 7\phi 5$) 钢绞线及 M25 浆体为例,按式(1)及文献[2]计算得到筋体单位长度黏结力为 143.5 kN/m,即 l_a 为 3 m 时可提供高达 430 kN 的黏结力,约为钢绞线抗拉力(《预应力混凝土用钢绞线》^[4]规定为 260 kN)的 1.7 倍,而实际工程中 l_a 通常远大于 3 m,很容易就能够满足锚杆安全度需求,发生锚筋拔脱破坏的可能性很低。这是业界对锚筋与浆体黏结破坏模式没太重视的主要原因。

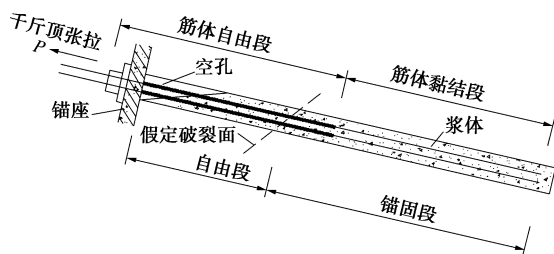


图1 预应力锚杆构造

Fig. 1 Structure of reinforced anchor

但这些黏结强度建议值或许不够准确。国内标准均没有提及建议值的来源,《英国标准:锚杆实践规范》^[5]则指出,锚杆的不少经验都是来源于混凝土,浆筋黏结强度亦如此。然而锚杆与常规混凝土构件有很大不同:①常规混凝土构件浇灌时工作环境通常较好,混凝土干净无杂质,能够振捣密实,坍落度及水灰比较小且可控,能够养护良好,故可获得较高及稳定的强度;而锚杆黏结成锚时的工作环境较差,孔内积水、泥土或岩屑等杂质很难排除干净,土层钻孔内有时还会存留有泥浆,浆体中难免夹有泥土岩屑等杂质,洗孔不干净时浆体甚至可能局部为水泥土,为了容易泵送,水灰比通常比较大,且可能还被孔内积水在不同程度上稀释,钻孔、下锚、注浆等主要工序均在隐蔽状态下进行难以保证质量,又无法振捣,浆体养护条件也不好,这些不良因素导致浆体实际强度较低且不稳定。②常规混凝土构件中的钢筋通常处于干净干燥状态,而锚筋置放到孔洞中时表面通常黏附着水、泥、粉屑等杂质,注浆时很难被置换干净,可能导致筋体表面局部附着泥渣或泥皮而降低黏结强度;锚筋甚至会在孔壁松软时沉入孔壁,或因钻孔不直、下锚偏斜及钢绞线弹性弯曲等原因紧贴孔壁,导致局部无浆液包裹。图2所示为某锚索锚固体开挖出来后剥开照片,

两种不良现象清晰可见:上方那条锚筋局部因无浆液包裹而露筋,已经开始锈蚀;中间那条锚筋尽管被浆体完全包裹,但锚筋局部表面附着的泥土依然包围在锚筋四周。③钢筋混凝土构件中通常配有横向钢筋,限制了径向裂缝的发展,提高了黏结强度;而锚杆中没有横向配筋。④常规混凝土通常可为钢筋提供适当的保护层厚度及钢筋净间距,而对锚筋较难做到,等等,这些因素导致了锚筋与浆体的黏结强度远低于钢筋与混凝土的。常规混凝土构件,钢筋与混凝土的黏结强度可通过室内试验获得,而锚杆的实际工作环境要恶劣及复杂得多,很难通过室内试验模拟,浆筋黏结强度只能通过现场制作锚杆、现场拉拔试验获得,成果与基于混凝土的经验有较大的差别。本文的主要目的即通过现场试验的方法,研究分析锚筋与浆体的黏结力、黏结强度及长度等问题。

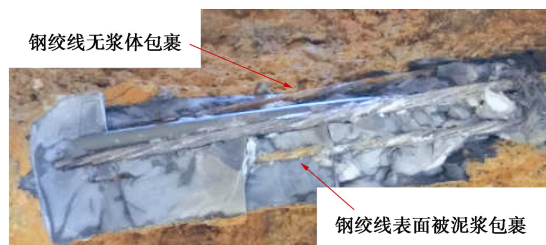


图2 剥开的锚固体

Fig. 2 Stripped anchor body

1 锚筋拔脱破坏判定方法

锚杆一次注浆通常采用重力式,把注浆管放到钻孔底,让浆液向上流动以置换孔内积水及杂质。为了注浆饱满,一般会在孔口返出浓浆后才停注,注浆完成后,浆体在孔洞内基本饱满,在孔口处因钻孔倾斜及浆液干缩而留有几公分至十几公分的空孔段,如图1所示。锚索张拉时,如果发生锚筋拔脱破坏,则浆体不产生滑移;如果产生锚固体拔出破坏,则浆体向孔口滑移,滑移一定距离后(约空孔段长度)被锚座挡住。因锚座通常较宽,完全遮住了孔口,现场很难观察到浆体是否产生了滑移。各技术标准通过千斤顶拉拔试验判定锚杆破坏的标准大体有:①锚筋拉断;②锚头位移不收敛;③后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生的位移增量的2~5倍。发生后两种破坏现象时,因为试验中通常并不会将锚筋完整拔出来,又看不到浆体有没有滑移,如果不特别注意,往往并不清楚产生了哪种破坏;业界基于前言所述的经验往往想当然认为发生的是锚固体拔出破坏,意识不到也可能是锚筋拔脱破坏。这是锚筋拔脱破坏长期以来没有受到重视的另一个原因。

各种破坏形式现场该如何判别呢? 判别锚筋拉断破坏最为容易, 通常会听到“嘭”的一声, 之后该条锚筋的位移迅速增加, 千斤顶荷载迅速下降为零或几乎为零。其余两种破坏的判别方法与张拉工艺相关。

(1) 采用多个千斤顶对各锚筋多循环同步张拉, 如图 3 所示。这种张拉工艺很容易判别: 因为各锚筋与浆体的极限黏结力不同, 发生拔出破坏时, 各锚筋拉力不同则为锚筋拔脱, 几乎相同则很可能为锚固体拔出, 分别如图 4 (a)、(b) 所示, 其中图 4 (a) 为试验一 M10-2 锚索实测锚头各循环峰值荷载-位移 ($P-s$) 曲线, #4 锚筋拔脱破坏, 其余未破坏。后一种情况有时需进一步判别: 松开一两条锚筋, 其余锚筋破坏荷载不变则为锚筋拔脱, 增加则为锚固体拔出。



图 3 多个千斤顶对各锚筋同步张拉

Fig. 3 Synchronous tension of tendons using multiple jacks

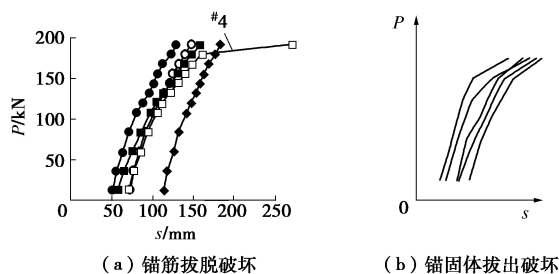


图 4 同步张拉破坏时各锚筋 $P-s$ 曲线

Fig. 4 $P-s$ curves of anchors with different damaged forms under synchronous tension

(2) 采用一个千斤顶对各锚筋依次单循环单独张拉, 不安装工作锚夹具。发生拔出破坏时, 各锚筋拉力不同则为锚筋拔脱; 几乎相同则很可能锚固体拔出, 有时需根据各锚筋的 $P-s$ 曲线进一步判别: ①锚筋拔脱破坏时 $P-s$ 曲线如图 5 (a) (试验二 M5-2 锚索#2 锚筋实测 $P-s$ 曲线) 所示: b 点发生破坏后, 千斤顶掉压无法稳定, 强行加压则位移迅速增加, 卸载后位移几乎不回弹或少量回弹; ②锚固体拔出破坏时 $P-s$ 曲线如图 5 (b) 所示: b 点发生破坏时, 千斤顶升压困难 (压力增幅不大、不增加或掉压), 位移不稳定; 如果停止加载, 一般会缓慢掉压至 c ; 卸载后位移有一定的回弹量, 如 cd 段所示。如果不卸载反而强行加压, 则发生一定位移量 (约为空孔段长度 ce) 后, 位

移速率骤然减缓 (因锚固体被锚座挡住), 压力快速回升, 如 ef 段所示。因为实际操作中分级加压, b 点一般在加压过程中出现, 难以发觉, 故常取相应分级荷载。试验中千斤顶掉压后通常不会强行加压, 图 5 (a)、5 (b) 的 $abcd$ 段有时很难判别清楚, 此时可再对锚筋整体张拉一次: 破坏荷载约为各锚筋拉力之和则为锚筋拔脱, 与各锚筋几乎相同则为锚固体拔出。

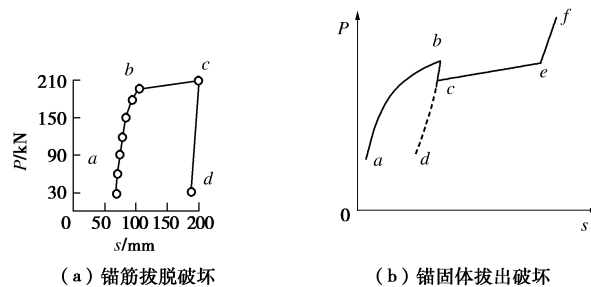


图 5 单独张拉破坏时锚索 $P-s$ 曲线

Fig. 5 $P-s$ curves of anchors with different damaged forms under separate tension

(3) 采用一个千斤顶对全部锚筋多循环整体张拉。这种张拉工艺在两条锚筋时比较容易判别, 较多时 (多于两条) 很难判别。①钢筋线两条时, 1 条拔脱另 1 条拉断的破坏比例最多。典型 $P-s$ 曲线如图 6 (a) 所示, 为试验一 M6-4 锚索实测各循环峰值 $P-s$ 曲线, 第四循环加载到约 300 kN 时 (b 点), “嘭”的一声, 1 条钢绞线 (称之为 A 筋) 拉断, 千斤顶压力迅速下降接近零, 位移迅速增加。推测破坏过程为: 各锚筋的极限黏结力差异很大, 另 1 条钢绞线 (称之为 B 筋) 之前已经拔脱破坏, 残余黏结力约为 30~60 kN, 千斤顶荷载主要由 A 筋承担; 第四循环加载至分级荷载 280 kN 时, A 筋受荷接近抗拉力, 加载至约 300 kN 时超过抗拉力而拉断, 千斤顶荷载转加到 B 筋, 将 B 筋快速拔出。但 B 筋何时产生的拔脱破坏从曲线中难以判别。②锚筋均发生拔脱破坏的概率不高, 典型 $P-s$ 曲线如图 6 (b) 所示, 为试验三 M6-5 锚索实测曲线, 与图 5 (a) 相似, 破坏荷载约为 440 kN。

③如果 $P-s$ 曲线出现类似图 5 (b) 的 ef 段, 则可判断发生了锚固体拔出破坏, 但很难判断是否有部分锚筋已经发生了拔脱破坏, 锚筋拔脱与锚固体拔出混合破坏与单纯锚固体拔出破坏几乎无法区别, 如果同时伴有锚筋拉断破坏则难上加难。此时需要进一步试验验证: 松开一两条锚筋, 再次张拉, 如果破坏荷载几乎没变则发生了锚固体拔出, 明显减少则锚筋拔脱。实际工程或科研试验中, 发生拔出破坏后, 几乎没有人像这样改变锚筋数量再张拉一次以进一步判明发生了哪种破坏, 否则这种锚筋拔脱破坏早就被发现及加以研究了。

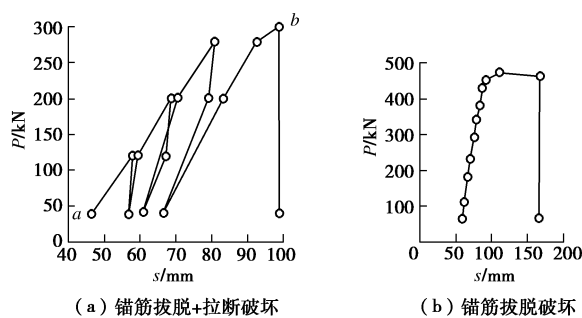


图 6 整体张拉破坏时锚索 $P-s$ 曲线

Fig. 6 $P-s$ curves of anchors with different damaged forms under integral tension

2 现场试验概况

影响浆筋黏结强度 f_s 的主要因素可能有：① l_a 。借鉴锚杆锚固段有效长度经验， f_s 发挥程度很可能随着 l_a 增加而降低。②浆体强度。按混凝土经验， f_s 应随着浆体强度增加而增加。③地层状况。 f_s 或许随着地层条件而变化，地层越坚硬或许越高。④锚索成孔工艺。回转钻孔、冲击成孔、水动力成孔、气动成孔、带套管成孔等不同成孔工艺可能会影响到 f_s 。⑤注浆工艺。相对于一次注浆，二次高压注浆或许能够提高 f_s 。⑥锚筋数量。⑦张拉工艺。现场试验方案针对这 7 种可能因素进行了相应设计。⑧锚筋外形。按混凝土经验，锚筋不同外表形状或许对 f_s 有较大影响。常用锚杆筋体材料有钢绞线及钢筋，钢筋强度较低，容易发生拉断破坏，而本试验希望先发生锚筋拔脱破坏，故没采用。还有，钻孔清洁程度、积水状况、成孔后等待注浆时间等因素对 f_s 也应该有影响。从文献[2, 3]来看，以上因素中，锚杆相关技术标准重视的是浆体强度及锚筋外形，与混凝土经验相一致。

考虑到试验结果的代表性、通用性及普遍指导性，试验均在实际基坑工程的工程锚索上进行，没有刻意强调施工质量。试验地层均选取单一地层，均位于地下水位以下，但地层渗透性均较差，大部分钻孔内没有地下水，少部分有少量渗出。锚筋选用普通钢绞线，规格 $\phi^{15.24}$ ，强度 1860 MPa；筋体自由段均涂抹润滑脂后各自外套一层塑料套管；钻孔均不设注浆塞、全长饱浆；浆液为水泥净浆，普通硅酸盐水泥，无外加剂，水灰比 0.45~0.50；浆体养护时间 15~28 d；张拉时不安装工作夹片及相应锚具；整体张拉及同步张拉时采用多循环法，单独张拉采用了单循环法。因钻孔洁净程度、积水状况及等待注浆时间等因素很难量化且不易控制，试验方案简化了这些因素。试验项目 3 个，试验锚杆 64 个。

(1) 试验一

场地位于深圳市龙岗区守珍大街。选取地层为侏罗系上统强风化凝灰岩层，褐黄、深灰、灰黑色，岩体基本质量等级 V 级。岩石风化成土状或土夹碎块状，部分碎块手可捻碎或掰断，原岩结构较清晰，局部夹中风化凝灰岩碎块石，粒径 40~130 mm。地层主要物理力学参数如表 1 所示。

表 1 试验一地层主要物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of soil layers in Test 1							
地层名称	饱和重度 γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	变形模量 量/MPa	弹性模量 量/MPa	压缩模量 量/MPa	泊松比	内摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	黏聚力 c /kPa
强风化	22.0	90	900	40	0.2	24	28

锚索按 l_a 分为 M3~M18 共 9 类，参数如表 2 所示，表中 l_z 为锚筋自由长度(其中张拉段长 1 m 下同)。均采用气动潜孔钻冲击成孔及空气清孔，全长一次重力式注浆，42.5R 水泥，设计浆体强度等级 25 MPa。M3~M6 两条锚筋整体张拉，考虑到 M8~M18 钢绞线数量较多及设计抗拔力较大，M12~M18 采用多个千斤顶对各锚筋同步张拉以便精确获得各自黏结力，M8~M10 均 3 个整拉、3 个同步张拉以便数据对比，M3~M6 最大试验荷载为 500 kN，M8~M10 各锚筋最大试验荷载整拉时为 200 kN，同步张拉时为 240 kN。

表 2 试验一锚索参数表

Table 2 Parameters of anchors in Test 1						
类型	l_a /m	l_z /m	锚索全长 /m	钢绞线 数量/条	试验数 量/个	张拉 方式
M3	3	10	12	2	3	整拉
M4	4	9	12	2	5	整拉
M5	5	8	12	2	6	整拉
M6	6	7	12	2	5	整拉
M8	8	15	22	5	3	整拉
M8	8	15	22	5	3	同步
M10	10	13	22	5	3	整拉
M10	10	13	22	5	3	同步
M12	12	11	22	5	6	同步
M15	15	8	22	5	6	同步
M18	18	5	22	5	4	同步

试验成果见表 3。同步张拉时，正常情况下各锚筋 $P-s$ 曲线与整体张拉时类似，本文略。没有发生锚固体拔出破坏，部分锚索仅发生个别锚筋拉断破坏，本文略。个别锚筋拔脱破坏典型 $P-s$ 曲线如图 4 (a) 所示，锚筋拔脱+拉断混合破坏典型 $P-s$ 曲线如图 6 (a) 所示。

表 3 中锚索序号是数据排序后的编号。试验一 M5-6 的 R 仅 85 kN，被认为是施工质量等原因导致的异常数据，表 3 中没予统计。M8~M18 锚索 l_a 较长，单根锚索 R 普遍超过了 200 kN，没能试验到锚索破坏，表中没有罗列。另外，表中 R 并非皆锚筋拔出破坏荷载：①M5-1、M6-1 为最大试验荷载；②M4-3 的 2 条

锚筋相继拉断;③M3-2、M5-3、M5-4、M5-5 及 M6-2、M6-4、M6-5 各有 1 条锚筋被拉断,另 1 条被拔脱。

表 3 试验一成果表

Table 3 Results of Test 1

锚索类型	M3	M4	M5	M6	锚索序号
各锚索 R/kN	320	384	500	500	1
	240	384	370	360	2
	180	360	300	350	3
		240	300	300	4
		120	190	240	5
锚索 R 极差/ kN	140	264	310	260	
锚索 R 相对极差/%	56.8	88.7	93.4	74.3	
各锚索平均 R/kN	246.7	297.6	332.0	350.0	
单条锚筋平均 R/kN	123.3	148.8	166.0	175.0	
单位平均 $R/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	41.1	37.2	33.2	29.2	
f_s/MPa	0.859	0.777	0.694	0.609	

(2) 试验二

场地位于深圳市南山区招商路。选取地层为第四系冲洪积粉质黏土层:浅黄、灰白为主,局部为褐红色,含约 30%~45%石英砂砾,湿,可塑状态。该地层主要物理力学参数如表 4 所示。

表 4 试验二地层主要物理力学参数

Table 4 Physico-mechanical parameters of soil layers in Test 2

地层名称	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	压缩模量 E_s/MPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	黏聚力 c/kPa
粉质黏土	19.5	6.0	14	20

锚索为 M5 共 1 类,参数如表 5 所示,采用三翼钻头回转加套管方式成孔及套管内清水洗孔,拔出钻杆后在套管内下锚,一次注浆在套管内进行,边拔套管边补浆,最后对黏结段二次高压注浆,注浆压力约 2.5 MPa,42.5R 水泥,设计浆体强度等级 20 MPa。对 3 条锚筋依次单独张拉。

表 5 试验二锚索参数表

Table 5 Parameters of anchors in Test 2

类型	l_a/m	l_z/m	锚索全长 l/m	钢绞线数 量/条	试验数 量/个	张拉 方式
M5	5	18	22	3	6	单拉

试验成果见表 6。各锚筋 $P-s$ 曲线与图 4(a) 类似,本文略。没有锚固体拔出及锚筋拉断破坏,锚筋拔出破坏模式典型 $P-s$ 曲线如图 5(a) 所示。

(3) 试验三

场地位于深圳市南山区朗山一路。选取地层为两层。①第四系残积砾质黏性土层:黄褐、红褐色,由粗粒花岗岩风化残积形成,原岩结构依稀可辨,除石英外其余矿物已风化成黏性土,有微裂隙构造发育,岩芯呈土柱状,稍湿—饱和,可塑—硬塑状态。②燕

山期全风化粗粒花岗岩层:黄褐色,原岩结构基本破坏但尚可辨认,具微弱残余结构强度,除石英外其余矿物已风化成黏性土,有微裂隙构造发育,岩芯呈硬土柱状,岩体极破碎,岩体基本质量等级 V 级。该两地层主要物理力学参数如表 7 所示。

表 6 试验二成果表

Table 6 Results of Test 2

锚索序号	M5-1	M5-2	M5-3	M5-4	M5-5	M5-6	锚筋 序号
各锚筋 R/kN	190	228	228	218	228	228	1
	151	199	228	190	210	228	2
	151	66	94	190	180	228	3
合计/ kN	492	493	550	598	618	684	
锚筋 R 极差/ kN	39	162	134	28	48	0	
R 相对极差/%	23.8	98.8	73.2	14.1	23.3	0	
锚筋单位 $R/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	38.0	45.6	45.6	43.6	45.6	45.6	1
	30.2	39.8	45.6	38.0	42.0	45.6	2
	30.2	13.2	18.8	38.0	36.0	45.6	3
黏结强度 f_s/MPa	0.794	0.953	0.953	0.911	0.953	0.953	1
	0.631	0.832	0.953	0.794	0.878	0.953	2
	0.631	0.276	0.393	0.794	0.752	0.953	3
平均 f_s/MPa	0.685	0.687	0.766	0.833	0.861	0.953	
总平均 f_s/MPa	0.798						

表 7 试验三地层主要物理力学参数

Table 7 Physico-mechanical parameters of soil layers in Test 3

地层 名称	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	饱和重度 $\gamma_{sat}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	变形 模量 E_s/MPa	压缩 模量 E_s/MPa	内摩擦 角 $\varphi/(^\circ)$	黏聚力 c/kPa
残积土	18.5	21.0	25	9	22	25
全风化	19.2	24.0	70	13	30	35

锚索按 l_a 分为 M3 及 M6 共 2 类,参数如表 8 所示,M3 主要位于残积土层,M6 主要位于全风化层,均采用液压锚杆钻机筒形钻头压力水冲成孔及清水洗孔,一次全长重力式注浆及黏结段二次高压注浆,注浆压力约 2.5 MPa,52.5R 水泥,设计浆体强度等级 30 MPa。

表 8 试验三锚索参数表

Table 8 Parameters of anchors in Test 3

类型	l_a/m	l_z/m	锚索全 长/ m	钢绞线 数量/条	试验数 量/个	张拉 方式
PM3	3	7	9	3	5	整拉
PM6	6	4	9	3	6	整拉

试验成果见表 9,其中 M6-4 为工具夹片拉脱破坏,M6-1、M6-6 各有 1 条锚筋被拉断,但锚筋未被拔出;没有锚固体拔出破坏;锚筋拔出破坏模式典型 $P-s$ 曲线如图 6(b) 所示。

3 试验数据分析与讨论

(1) 同根锚索中各锚筋的极限黏结力 R 离散程

度很大, 孤低现象普遍存在。试验一中, M8-6 有 1 条锚筋 R 为 96 kN, M10-6 有 1 条为 120 kN, M12-6、M12-5 及 M12-4 各有 1 条为 96, 144 及 163 kN, M15-6 有 1 条为 180 kN, 其余所有锚筋均达到了最大张拉荷载, 前 3 条相对极差 (极差/平均值) 分别高达 63.5%、50.0% 及 63.5%; 试验二中, M5-2 有 1 条锚筋 R 为 66kN, M5-3 有 1 条为 94 kN, 相对极差分别高达 98.8% 及 73.2%。3 个试验中 l_a 不长于 15 m 采用同步张拉法或单拉法的锚索共 22 条, 同一锚索中有 1 条锚筋极限黏结力显著偏低、即 R 孤低现象的有 8 条, 高达 36.4%, l_a 达到 18 m 时这种现象才消失。

表 9 试验三成果表

Table 9 Results of Test 3			
锚索类型	M3	M6	锚索序号
各锚索 R /kN	440	572	1
	382	484	2
	374	484	3
	323	440	4
	308	440	5
		418	6
锚索 R 极差/kN	132	154	
锚索 R 相对极差/%	38.1	34.0	
各锚索平均 R /kN	346.8	453.2	
单条锚筋平均 R /kN	115.6	151.1	
单位平均 R /(kN·m ⁻¹)	38.5	25.2	
f_s /MPa	0.805	0.526	

分析原因: 编锚时每 1.5~2.0 m 安装一个支架, 起对中、定位锚索及理顺、隔离锚筋等作用, 筋孔均匀分布在周边, 理论上支架边缘应距离筋体边缘 10~20 mm 以满足筋体保护层厚度要求, 如图 7 (a) 所示, 但实际上通常因筋孔进深不足而做不到, 如图 7 (b) 所示。即使能做到, 锚杆杆体径向刚度较小, 在两个支架之间因重力作用、松弛、扭曲及束线环没拉紧等原因而向下弯沉, 最下方那条锚筋很可能会接触地面, 如图 7 (c) 所示。锚筋杆体下锚时是被推送到钻孔中的, 锚筋、尤其是最下方那条, 极有可能因贴地而黏附泥土, 在注浆时不能被置换干净; 孔壁松软时, 支架可能也会陷入土中, 导致该锚筋紧贴甚至沉入孔壁, 造成注浆时不能够完全被浆液包裹, 黏结强度偏低。如果编锚及下锚时锚筋发生了扭转及因刚度而起拱, 最下面那条锚筋则有机会离开孔壁, 锚筋越长、刚度超大离开的机率越高, 所以 l_a 最长的 18 m 锚筋没有发生拔脱现象。

造成 R 孤低的因素, 实际上对所有锚筋都产生着不同影响, 是各锚筋 R 离散程度较大的主要原因。这

种离散性在各锚筋采用整拉法时很难看得出来, 采用同步张拉或单拉法时则很明显。在试验一场地还进行了其它目的有 5 条钢绞线的锚索试验四^[6], 有一组 (6 根) 黏结长度 6 m, 总长 22 m, 其中离散程度最大的 3 根, 各锚筋同步张拉成果如表 10 所示, 相对极差高达 55.0%~135.5%。

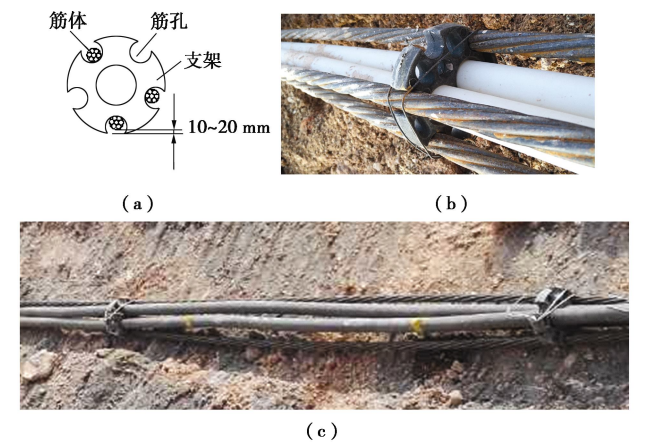


图 7 最下方锚筋状况

Fig. 7 Condition of lowest anchor tendon

表 10 试验四部分锚筋极限黏结力

Table 10 Ultimate bond capacities of some tendons in Test 4			
锚筋序号	#1 锚索 R /kN	#2 锚索 R /kN	#3 锚索 R /kN
1	168	130	128
2	144	120	115
3	72	96	87
4	67	67	87
5	36	50	74
合计	487	463	491
相对极差/%	13.5	86.4	55.0

同一锚索不同锚筋的 R 离散程度很大, 是各锚筋实际受力极不平衡的一个重要原因。整拉时, 锚筋数量越少, 不平衡造成的后果越严重, 只有 2 条锚筋时, 往往其中 1 条 (A 筋) 承担了大部分荷载, 很容易达到极限抗拉力而破坏, 将荷载转移到另 1 条锚筋 (B 筋), B 筋如果极限黏结力较小则被拔脱 (普遍现象), 较大则随后被拉断 (少量现象); 或者相反, B 筋先被拔脱, 将大部分千斤顶荷载转移给 A 筋——这是试验一中 M3~M6 大量锚筋被拉断的重要原因。所以工程锚索不宜采用 2 条钢绞线锚筋, 较多的锚筋可以分担转移来的荷载而降低工程风险; 试验三的那 2 根锚索各断了 1 条钢绞线, 剩下 2 条降低设计荷载后仍可继续使用。试验二、四采用单拉法或同步张拉法, 对各锚筋受力单独控制, 这种受力不平衡现象基本消除, 很少发生锚筋非正常拉断现象。

(2) 同类型同长度锚索 R 的离散程度也很大, 且与锚筋数量及张拉方法相关。试验一中, M3~M6 锚索 R 相对极差分别高达 56.8%, 88.7%, 93.4%, 74.3%, 平均 78.3%; 试验三中, M3、M6 锚索 R 相

对极差分别为 38.1%, 34.0%, 平均 36.0%; 试验二、四中, 如果以各锚筋 R 之和为该锚索的 R , 则 M5 锚索 R 相对极差 33.5%, 试验四 R 相对极差仅 5.8%。4 个试验结果相对极差如图 8 所示。

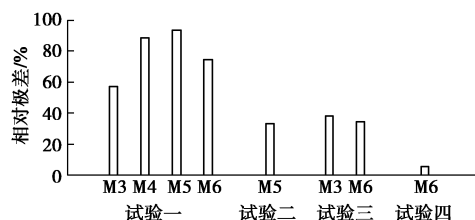


图 8 锚索极限黏结力的相对极差

Fig. 8 Relative differences of bond capacity of anchors

图 8 表明: ①试验一、三 M3~M6 的 R 相对极差与 l_a 无对应关系, 试验一、二、四锚筋的 R 相对极差与 l_a 也无对应关系, 即锚筋及锚索 R 离散程度均与 l_a 无关; ②随着锚筋数量的增加, 统计 R 离散程度下降, 这主要是样本增多的原因; ③同步张拉法及单拉法获得的 R 比整拉法离散程度低一些。分析原因: 锚筋 R 离散程度较小时, 各种张拉法获得的锚索 R 基本一致; 离散程度较大时, 整拉法锚索 R 因受锚筋 R 最低的那条的影响较大而偏低。

同类型同长度锚索 R 离散性较大的原因, 推测主要和成孔方式、孔内清净程度、积水状况及等待注浆时间等黏结成锚时的工作环境相关。①试验一潜孔钻风动成孔, 看起来没产生泥浆, 实则不然: 由于钻孔长期位于地下水位以下, 地层含水量较大, 呈饱和状态, 成孔时仍会产生泥浆附着在孔壁上; 气动成孔时会产生大量黏粒滞留在孔内, 很难清除干净, 有地下水渗入后便会形成泥浆。②试验三采用常规湿法成孔, 筒形钻头成孔兼护壁, 洗孔比较干净, 但钻头进退及旋转时仍会有泥浆附着在孔壁上不会被彻底清洗干净, 在杆体推送到孔内时又黏附在锚筋上, 各锚索锚筋沾泥程度不一; 孔内积水在清孔时很难排净, 钻孔位于地下水位以下可能还会有补给, 注浆时各钻孔积水量不一; 各锚索成孔后等待注浆时间有长有短, 时间越长, 孔壁受扰动及软化程度越大, 锚筋表面沾泥越多泥皮越厚, 锚筋沉入孔壁越深。③试验二为避免受塌孔影响, 带套管成孔。如前所述, 孔内泥浆泥渣从 3 个方面干扰着锚筋, 即下锚时夹土沾泥、泥浆中黏粒沉淀附着在锚筋上形成泥皮、锚筋沉入孔壁, 试验二避免了第 1 方面影响, 第 2 方面影响没能完全避免, 套管与孔壁间的泥浆很难被置换清净; 没能避免第 3 方面影响, R 孤低现象仍有发生。这种工艺 f_s 有明显提高: 试验一 M5 的 f_s 平均值为 0.694 MPa, 试验二为 0.798 MPa, 提高 15%; 如能避免 R 孤低, f_s 均

值可达 0.856 MPa, 提高 23%。

(3) 按式 (1) 反算 f_s , 离散程度很大, 例如 l_a 为 3~6 m 时, f_s 最大值为 1.53 MPa, 最小值为 0.31 MPa, 相差 3.9 倍。 f_s 与 R 一样, 在同类型同长度锚索之间及同根锚索不同锚筋之间的离散程度均很大, 且与 l_a 基本无关, 与锚筋数量及张拉方法相关, 即随着锚筋数量的增加而减少, 同步张拉法及单拉法的结果优于整拉法。

(4) f_s 与地层条件、注浆工艺及锚筋数量基本无关。以试验一为参照, 试验三中的 M3、M6 获得的 f_s 平均值分别与试验一中 M3、M6 相差 6.3%、13.7%; 试验二中的 M5 平均值与试验一中 M5 相差 15.0%, 试验数据的一致性相当好, 而 3 个工程项目的地质条件、注浆工艺及参数、锚筋数量等各不相同。 f_s 没有表现出随这些因素变化而变化的趋势, 这与混凝土的经验及文献[2, 3]等提供的经验相一致。

(5) 浆体强度对 f_s 的影响无法验证, 锚筋外形亦然。试验应该采用浆体实际强度, 但不太可能测得到, 所以工程中用浆体试块强度来代表, 通过试块强度来推算实际强度, 试块强度应达到设计强度。3 个试验中, 试块强度均达到设计强度, 分别为 M20~M30, 但试验成果似乎并没有表明 f_s 随着浆体强度提高而提高, 这与混凝土的经验及文献[2, 3]等提供的经验差别很大。原因为: 浆体实际强度无从知晓, 是否与设计强度保持一致不能确知。浆体试块制作环境与常规混凝土构件施工环境相仿, 而黏结成锚时受钻孔内各不良因素干扰, 如前所述, 工作环境比试块的要恶劣及复杂得多, 实际浆体强度显然更低, 但低多少不可确知。例如对浆体强度影响重大的水灰比, 浆液制备时可按设计值, 但灌注到钻孔后, 不可避免地要受钻孔内积水的稀释作用, 实际值是多少不可确知; 且由于每个钻孔内不良因素的干扰程度不可确知, 导致每孔浆体实际强度的变异程度也不可确知; 浆体强度随养护时间而增长的程度也不可确知; 除了刻意而为的试验, 工程中不太可能去开挖取样实测, 故浆体实际强度是多少、与设计强度差别有多大完全不知道, 也就评估不出浆体强度对 f_s 的影响。

工程中, 水泥净浆试块强度通常为 20~30 MPa, 如果按混凝土经验将之视为设计强度或实际强度, 按文献[2, 3]估算, 将导致 f_s 产生 20%~30% 的变幅; 从表 3 数据来看, f_s 变异性非常大, 同类型同长度锚索中最大差值为 80%~210%, 远大于 30%, 即使浆体强度对 f_s 有影响, 影响程度在这么大的变异程度里面也很难察觉及区分出来。

但这并不意味着浆体强度不重要, 浆体强度越低 f_s 则越低这一结论是正确的: ①混凝土的经验是可靠

的;②试验二项目中有十几条锚索误用了当地生产的,强度等级为 22.5 MPa 的所谓装修水泥, l_a 为 10 m 时锚筋 R 仅约 40~70 kN, 大大低于使用常规水泥的;③浆体为水泥土时, 因强度更低, f_s 更低, 往往需要在锚筋上增加承载体^[7]以增大与浆体的握裹力。

根据混凝土的经验, f_s 取决于筋体因素+浆体因素, 两者同步产生影响, 必须有一个确知后才能确知另一个的作用, 但因为锚杆浆体因素(浆体强度)对 f_s 的影响无法验证、不能确知, 筋体因素(筋体外形)对 f_s 的影响也就无法验证、不能确知。同时, 根据混凝土经验, 筋体外形按文献[2]估算将导致 f_s 产生 30%~50% 的变幅, 按文献[3]则 20%~30%, 均远低于表 3 中 f_s 的 80%~210%, 故与浆体强度一样, 即使对 f_s 有影响, 影响程度在这么大的变异程度里面也很难察觉及区分出来。

(6) f_s 存在着长度效应, 即 f_s 的发挥程度随着 l_a 的增加而减小(f_s 本身为定值, 不会随着 l_a 的增加而减少), 如图 9 所示(试验一成果)。不过, 这种长度效应并不明显, 成果表 3 中的 R 少部分为拉断荷载或最大试验荷载, 并非锚筋拔脱破坏, M5、M6 的实际 f_s 应该更高, 相对 M3 的降幅应该会更低, 长度效应应该更弱, 故图 9 只是定性而不能定量。相关技术标准没有提供混凝土的类似经验, 大致因为混凝土中钢筋的锚固长度总体上较短(很少大于 3 m), 存在着长度效应与否对工程应用影响不大。

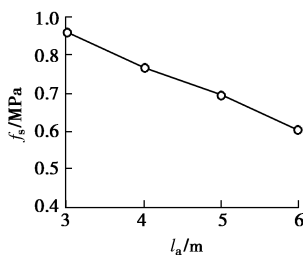


图 9 试验一 $f_s - l_a$ 曲线

Fig. 9 $f_s - l_a$ curve in Test 1

(7) f_s 实测标准值为 0.744~0.6644 MPa, 远小于相关标准建议值。把表 3, 6, 9 中 $l_a=3\sim6$ m 的全部 35 组数据作为样本, 按《岩土工程勘察规范》^[8]提供的岩土参数标准值计算方法及式(1), 反算得到 f_s 标准值为 0.664 MPa, 远低于文献[2, 3]的建议值, 仅约为文献[2]建议值的 17%~22%。如前所述, 这实际上体现了锚索浆体与常规混凝土的差别。如果以试验一、三中的 M3 为样本, 得到 f_s 标准值为 0.744 MPa, 笔者认为更接近实际, 但将 0.664 MPa 视为极限黏结强度标准值对于工程而言偏于安全。

(8) 带套管成孔、改善孔内清洁程度可明显提高

f_s 。浆筋 f_s 大幅低于常规钢筋混凝土的原因, 如前所述, 钻孔内泥、水是重要因素: 积水加大了实际水灰比, 夹泥降低了浆体强度, 筋体表面泥皮降低了黏结力, 孔壁泥渣导致局部锚筋不能被浆体完全包裹等, 这些也是影响着锚固体与地层间的锚固力的主要因素, 如得到改善, 则 f_s 可明显提高, 正如试验二。还有一个工程实例: 笔者主持的位于福中三路的深圳证交所基坑工程, 有近百条锚索位于地下水位以下的残积砾质粉质黏土层: 褐红、褐黄色, 部分灰白色, 由粗粒花岗岩风化残积而成, 原岩结构仍可辨, 除石英砂砾外, 其它矿物均已风化成黏性土, 可塑—硬塑状态, 石英砾含量不均; 锚索总长 25 m, 锚筋为 5 ϕ 15.24、强度 1860 MPa 钢绞线, 黏结段长度 5 m, 液压锚杆钻机筒形钻头压力水冲成孔, 全套管护壁, 清水洗孔, 洗孔后即下锚注浆。随机选取 6 条进行试验, 多循环整体张拉, 千斤顶荷载达到 900 kN 时均没有破坏, 反算 f_s 标准值至少可达到 0.752 MPa。套管护壁能够明显减少孔内泥浆的生成量, 是提高施工质量、改善孔内黏结成锚条件的重要措施之一。

(9) $l_a=8$ m 时, 取 f_s 标准值 0.664 MPa, 按式(1), ϕ 15.24、强度 1860 MPa 钢绞线与浆体 R 约为 254 kN, 相当于筋体抗拉力 (260 kN), 不低于最大试验荷载 (200~240 kN), 这就解释了 l_a 大于等于 8 m 的锚索只发生了个别锚筋被拔脱 (R 孤低) 或被拉断而没有发生锚筋整体被拔脱的现象, 同时亦说明此时锚筋与浆体的黏结力并没有多少安全裕度。 f_s 取 0.744 MPa, l_a 为 7 m 时 R 约为 250 kN。 l_a 小于 7~8 m 发生锚筋拔脱破坏的可能性大大增加, 如试验一 M4, 有 80% 锚筋发生了拔脱破坏。工程中 l_a 较小的情况很多, 如地层较好的全长黏结型锚杆, 长度可能小于 8 m; 拉力分散型锚杆, 单元锚杆的锚固长度及 l_a 大多会小于 6 m; 半土半岩锚杆, 锚固段仅置于岩层中时可能导致 l_a 较小。 l_a 较小时, 锚筋黏结力很可能低于锚杆锚固力及锚筋抗拉力, 先发生锚筋拔脱破坏, 故可以推测, 工程中大量存在的 l_a 较小的锚杆发生的拔出破坏, 有很大一部分是锚筋的拔脱而非锚固体拔出。故实际工程应以 8 m 为 l_a 下限, 即土层锚杆黏结长度不应小于 8 m, 除非采取了全长套管护壁等能够提高 f_s 的有效措施。

(10) 以上结论尽管基于锚索, 但与预应力无关, 对于注浆黏结型非预应力锚杆同样成立。

(11) 以上结论尽管基于水泥净浆, 对于水泥砂浆及混凝土应同样成立。受注浆工艺限制, 锚索浆体极少采用水泥砂浆或细石混凝土, 如果采用, 因为锚索长而柔, 先灌浆后下锚工艺难以实施, 只能先下锚

后灌浆,没有实质上改善黏结成锚条件,结果应与水泥净浆相当。

(12) 以上结论基于土层锚杆,对于岩层锚杆,软质岩也许适用,硬质岩则应该不适用,因为硬质岩中钻孔内基本没有泥浆,也较少有积水,黏结成锚时的工作环境优于土层锚杆,影响锚筋与浆体黏结的不良因素要少得多及弱得多。

(13) 以上结论基于土层锚杆水下或湿法的成孔、洗孔,应该不适用于地下水位以上的干法成孔,理由与硬质岩相同。

4 结 论

通过分析3项工程64个土层锚索现场试验成果得到以下7点结论。

(1) 浆体与各锚筋(不同锚索及同根锚索不同锚筋)极限黏结力的离散程度很大,普遍存在着极限黏结力孤低现象,据此反算得到的浆筋黏结强度离散程度很大;极限黏结力及浆筋黏结强度离散程度均与黏结长度无关,与锚筋数量及张拉工艺相关。

(2) 带套管成孔、改善孔内清洁程度可明显提高浆筋黏结强度。

(3) 试验验证不出浆筋黏结强度与浆体设计强度的对应关系,无法验证其受浆体实际强度及锚筋外形的影响程度。

(4) 浆筋黏结强度的发挥程度随着黏结长度的增加而略有下降。

(5) 黏结长度3~6 m时,浆筋黏结强度标准值为0.744~0.664 MPa,远低于相关标准建议值,推测主要是受钻孔内泥、水影响所致。

(6) 土层锚索黏结长度不宜短于8 m,否则容易发生锚筋拔脱破坏。

(7) 锚筋受力不均衡现象较为普遍,浆筋黏结强

度离散程度较大是一个重要原因,为了避免锚筋因此而非正常拉断,单根锚索的钢绞线数量不宜为2条。

参考文献:

- [1] 付文光. 岩土工程规范杂议[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016: 123 - 125. (FU Wen-guang. Discussion about Geotechnical Standards[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016: 123 - 125. (in Chinese))
- [2] CECS 22—2005 岩土锚杆(索)技术规程[S]. 2005. (CECS 22—2005 Technical specification for ground anchors[S]. 2005. (in Chinese))
- [3] GB 50330—2013 建筑边坡工程技术规范[S]. 2013. (GB 50330 — 2013 Technical code for building slope engineering[S]. 2013. (in Chinese))
- [4] GB/T 5224—2014 预应力混凝土用钢绞线[S]. 2014. (GB/T 5224—2014 Steel strand for prestressed concrete[S]. 2014. (in Chinese))
- [5] BS 8081:1989. British standard code of practice for ground anchorages[S]. BSI, 1989.
- [6] 付文光, 任晓光. 拉力分散型锚索的研究与应用研究报告[R]. 北京: 中国京冶工程技术有限公司, 2016. (FU Wen-guang, REN Xiao-guang. Research report about research and application of dispersed tensile anchor[R]. Beijing: China JingYe Engineering Co., Ltd, 2016. (in Chinese))
- [7] JGJ/T 282—2012. 高压喷射扩大头锚杆技术规程[S]. 2012. (JGJ/T 282—2012. Technical specification for underreamed anchor by jet grouting[S]. 2012. (in Chinese))
- [8] GB50021—2001(2009年版). 岩土工程勘察规范[S]. 2009. (GB50010—2001(2009 edition). Code for investigation of geotechnical engineering[S]. 2009. (in Chinese))