

花岗岩类土质高边坡稳定性研究

胡厚田¹, 王安福², 刘涌江³, 赵晓彦¹

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 广东汕揭高速公路有限公司, 广东 揭阳 522015; 3. 重庆交通科研设计院, 重庆 400067)

摘要: 中国南方花岗岩及其类土质分布广泛。随着高速公路的发展, 花岗岩类土质高边坡越来越多, 有的类土质边坡高度超过 80 m。类土质边坡稳定性如何? 采用什么模型和计算方法? 计算参数如何选择? 这些问题都没有定论。在边坡设计中工程师多凭经验。在详细调查已有花岗岩类土质高边坡的基础上, 从稳定性的角度划分了我国南方花岗岩类土质边坡的结构类型, 研究了类土质边坡岩体滑动的力学模型及参数选择, 对汕揭高速公路 k53+760~k54+022 类土质高边坡的稳定性进行了详细分析。

关键词: 花岗岩类土质; 高边坡; 稳定性

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2009)06-0824-05

作者简介: 胡厚田(1938-), 男, 河北昌黎人, 教授, 博士生导师, 主要从事边坡稳定及加固措施方面的教学科研工作。E-mail: xyzhao2@sina.com。

Stability of granite soil high slopes

HU Hou-tian¹, WANG An-fu², LIU Yong-jiang³, ZHAO Xiao-yan¹

(1. Civil Engineering School of Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Guangdong Shantou-Jieyang Expressway Co.,

Ltd., Jieyang 522015, China; 3. Chongqing Communications Research & Design Institute, Chongqing 400067, China)

Abstract: Granite and its soil are widely dispersed over the southern part of China. There have been more and more granite soil high slopes along with the development of highways. The height of some slopes is more than 80 m. How is the stability of high slopes of the similar soil? Which model and method can be used? How to select the calculation parameters? No final conclusion has been reached on those questions. The engineers mostly rely on the experience in the design of slopes. On the basis of researches on the granite soil high slope, the structural types of granite slopes in south China are studied. The failure types of granite soil slopes are discussed. The mechanical models and the selection of the parameters of slope slide are studied. An analysis of the high slope stability of Shantou-Jieyang Expressway k53+760~k54+022 is given.

Key words: granite soil; high slope; stability

0 前 言

花岗岩类土质指花岗岩全、强风化的土, 包括花岗岩残积土。类土质除具有土的性质外, 还保留原岩中的结构面^[1-2], 有时残存少量中风化的花岗岩硬核。

中国南方花岗岩出露较为广泛, 占广东全省总面积的 30%~40%, 福建约占 40%, 香港特别行政区占 30%以上, 广西、湖南、江西分别占本省面积的 10%~20%。由于南方湿润多雨, 这些地区的山体多发育很厚的花岗岩风化壳。汕梅高速公路汕揭段钻探资料揭示的全强风化的类土质厚度达 60 m 以上。随着高速公路的发展, 花岗岩类土质高边坡越来越多, 有的类土质边坡高达 80 多米, 类土质高边坡的稳定性如何? 采用什么模型和计算方法? 计算参数如何选择? 都没有定论。工程设计部门工程师在边坡设计中多凭经验。

在花岗岩类土质边坡勘察设计中可能出现两种疏漏问题: 一是没有搞清楚类土质高边坡的结构和稳定性的情况下, 盲目采用强加固工程, 造成浪费; 二是对一般类土质高边坡没有查清潜在滑动面的情况下, 草率地不做加固治理, 给工程带来隐患。

本文在研究汕梅高速公路类土质高边坡的基础上, 参考中国南方其它高速公路类土质高边坡及其病害资料, 研究了花岗岩类土质高边坡坡体结构的类型, 易发生的边坡病害; 研究了各种坡体滑动破坏的力学模型及各种模型参数选择问题; 对汕梅高速公路汕揭

基金项目: 国家自然科学基金项目(50278081); 国家自然科学基金项目(40772174); 地质灾害与环境保护国家重点实验室开放基金项目(200602)

收稿日期: 2008-01-31

段 k53+760~k54+022 类土质高边坡的稳定性进行了深入分析。

1 花岗岩类土质边坡坡体的结构类型

花岗岩是深侵入岩, 由于各部分岩浆成分不同, 岩浆侵入的次数不同, 以及各部分冷却速度不同, 花岗岩不会是均质的: 再加上花岗岩成岩后, 又经历了各种各样的地质构造, 在花岗岩体内产生了各种构造节理, 这些节理都具有一定的方向性。因此花岗岩岩体大多数都不是均质的, 多数花岗岩岩体中都有大小岩脉、岩墙和各种结构面穿插。这样的岩体经历了长期内外力地质作用, 岩体各部分风化程度都不会完全相同。对于花岗岩类土质高边坡来说, 边坡的各部分风化程度不同, 在边坡体内部可能残留有大小不同、形态各异的抗风化能力较强的中风化或微风化的花岗岩硬核; 由于多次的地质构造作用, 花岗岩类土质中也会保留各种构造结构面, 有的结构面延伸远, 倾向临空, 对边坡的稳定性起控制作用; 有的结构面延伸较近, 或向山里倾斜, 对边坡稳定性不起控制作用; 有的类土质边坡因受地质构造作用影响较小, 在坡体中很少有对稳定性起控制作用的结构面。

根据花岗岩类土质边坡的土质是否均匀和残存在坡体中的岩脉、岩墙、不规则状的中风化和微风化硬核的分布情况, 以及类土质边坡体中保留的原岩构造结构面是否对坡体稳定性起控制作用, 按花岗岩类土质边坡坡体的稳定性, 把花岗岩类土质坡体结构分成三类:

(1) 稳定的坡体结构: 这种坡体结构的特点是类土质边坡体中残存有大小不等、形状各异的微风化或中风化花岗岩硬核, 而且残存的原岩的主要结构面陡倾(大于边坡坡角), 或倾向山里, 或与路线方向大角度相交(交角大于 40°), 对边坡的稳定性不起控制作用。通常在这种边坡的坡面上, 有外露的花岗岩硬核, 并向山里延伸, 地下水不发育。坡体稳定, 属于稳定的坡体结构。如汕梅高速公路汕揭段 k53+760~

k54+022 段中、下部的边坡就属于此类结构。

(2) 欠稳定的坡体结构: 这种坡体的特点是类土质边坡体风化程度较深, 为全、强风化的类土质, 土质较均匀, 又无倾向临空的构造结构面。土体遇长时间大雨, 坡体表面强度显著降低。这种类土质边坡体可按均质土(或一般黏性土)考虑。雨季这类边坡易发生表层的滑动破坏, 属近似圆弧形的滑动, 有的也会发生表层溜坍, 通常规模不大。如汕梅高速公路汕揭段 k53+760~k54+022 高边坡表层残积、全强风化类土质就属于此类欠稳定坡体结构。这类结构的边坡易受降雨冲刷, 若不对边坡坡面进行有效防护, 则会产生局部溜坍。

(3) 不稳定的坡体结构: 这种坡体结构的特点是类土质边坡坡体中有明显的倾向临空面的结构面, 这些结构面控制类土质边坡的滑动破坏。如广东省清连高级公路 k2240+380~+500 右侧的花岗岩类土质滑塌和 k2239+280~+350 左侧的花岗岩类土质滑坡, 都是沿构造结构面滑动的, 这种结构面平整、光滑、强度低, 这类滑坡体滑动通常规模较大, 对行车安全造成一定危害。

上述花岗岩类土质边坡坡体结构稳定性分析分类情况如表 1 所示。

2 花岗岩类土质边坡滑动破坏模型及计算参数的选择

2.1 圆弧滑动模型

这种破坏模型多发生在较均匀的花岗岩类土质边坡中, 如均匀的花岗岩残积层或坡残积层中, 有时也会发生在花岗岩全、强风化层中。通常发生在雨季, 特别是长时间大雨或雨后不久。也就是当类土质边坡表层坡体饱水时, 易发生这种圆弧形滑动, 断面如图 1 所示。从图 1 中可看出, 在滑动破坏面 ABC 的 AB 段通常会沿陡倾节理拉开, 在滑动时不承受剪切力, BC 段圆弧为弧度较小的圆弧, 在稳定性计算时可以

表 1 花岗岩类土质边坡坡体结构类型
Table 1 Structural types of granite soil slopes

坡体结构类型	坡体结构的特征	边坡状态及边坡主要病害
稳定的坡体结构	坡体中残存少量大小不等、形状各异的花岗岩中风化或微风化的硬核, 无倾向临空的软弱结构面, 或倾向临空面的结构面的倾角大于边坡倾角。	边坡自稳性较好, 一般无病害
欠稳定的坡体结构	坡体为风化程度较深的质地较均匀的类土质边坡, 无临空的软弱结构面, 或结构面对稳定性不起控制作用。	边坡欠稳定, 可能发生浅层圆弧形滑动, 或表层溜坍, 或坡面冲刷。
不稳定的坡体结构	坡体内有倾向临空面的软弱结构面, 对稳定性起控制作用。	易沿软弱结构面发生滑塌, 滑坡等病害, 边坡不稳定。

表 2 花岗岩类土质 c, φ 参考值
Table 2 Reference values of C, φ similar granite soil

统计项目	平均值	最小值	最大值	均方差	统计数	变异系数
含水率/%	24.7	42.2 (最大)	17.9 (最小)	6.12	15	0.248
c	28.0	8.9	58.7	17.97	15	0.642
φ	22.4	10.0	34.9	7.20	15	0.322

注：该表数据为汕梅高速公路油揭段 k53+760~k54+022 高边坡花岗岩类土质的试验指标

用圆弧法，也可以简化成折线形滑动面计算。 c, φ 值采用饱和快剪指标，如果无试验指标，建议取表 2 参考值中的最小值，因为最小值的含水率接近饱和含水率。

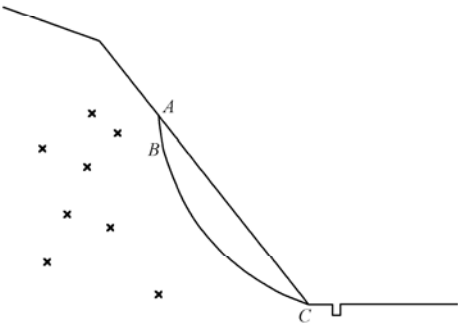


图 1 圆弧形滑动模型
Fig. 1 Circular sliding model

2.2 完全平面型滑动模型

这种滑动模型的边坡坡体构造节理面较发育，而且有倾向临空面的缓倾的软弱结构面，当边坡开挖时，切断了软弱结构面，不稳定体就会沿软弱结构面产生完全平面形滑动。如图 2 所示的 ABCD 图为滑动体，AB 多为陡倾构造节理面，BC 段常有泥质填充，是完全平面形滑动面，在雨季滑面通常饱水，其抗剪强度指标，应选择滑带土饱水快剪试验的 c, φ 值，也可以采用反算的 c, φ 值。这种完全平面形滑动多发生在雨季、施工过程中。

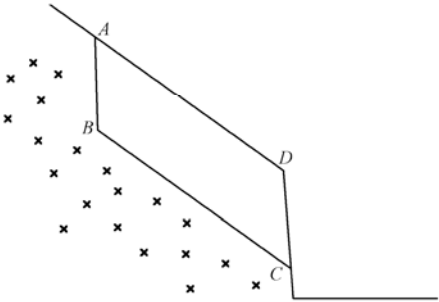


图 2 完全平面形滑动模型
Fig. 2 Absolute plane sliding model

2.3 前缘剪出滑动模型

当边坡倾角与构造结构面倾角大致相等时，边坡

施工没有切断类土质边坡中的构造节理面（软弱面），但由于构造结构面以上的类土质边坡下滑力较大，在坡体前缘比较薄弱的部位将类土质本身剪断，形成前缘剪出滑动。如图 3 中 ABCD 为滑动体，通常 AB 为陡倾节理，滑动中受拉，不承受剪力，BC 为构造节理面，常有泥质填充，其抗剪强度较低，是主要滑动面，CD 为前缘剪出面。如广东省清连高级公路 k2239+280~350 m 左侧就是花岗岩类土质前缘剪出滑坡。BC 段 c, φ 值可选用饱水的结构面剪切试验值确定。CD 段指标可选用雨季类土质天然状态下的快剪 c, φ 值指标，稳定性计算可按折线形滑面计算。

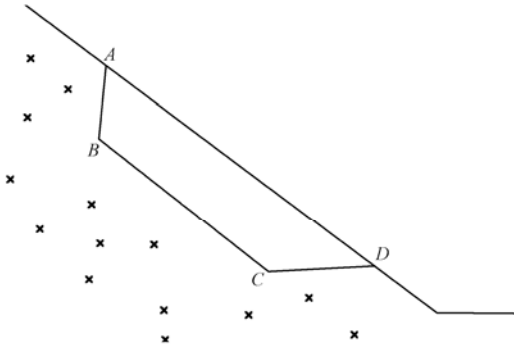


图 3 前缘剪出滑动模型
Fig. 3 Sliding model with extruding front edge

2.4 楔形双滑面滑动模型

当花岗岩类土质边坡坡体中有两组相交的结构面，其交线倾向临空面，结构面以上的不稳定体将产生楔形双滑面滑动。其边坡稳定性计算可采用楔形双滑面计算式。

这种滑动面通常张开，并充填有泥，计算参数 c, φ 可采用结构面饱水剪切试验值。在取样困难情况下，通过反算确定或者选用经验参考值。如果两个滑动面差别不大，也可采用同一组值。

3 花岗岩类土质高边坡稳定性实例分析

3.1 高边坡的工程地质条件

油揭高速公路花岗岩类土质高边坡主要分布在 k53+670~k54+022 m 一带。边坡地处剥蚀丘陵地带，山坡自然坡度 $25^\circ \sim 30^\circ$ ，线路从位于两个山丘之间的马鞍形垭口地带通过。鞍部标高 76.0 m 左侧山顶标

高 170 m, 原地面坡率 1:2.62, 右侧山脊标高 108.5 m, 原地面坡率 1:3.1, 区内最高海拔 170 m, 最低 26.0 m, 高差 144.0 m。

高边坡区主要有第四系坡积层和残积层分布, 基岩为中粗粒二长花岗岩和中粗粒斑状云母二长花岗岩。现分述如下:

(1) 坡积层: 以粉质黏土为主, 含较多的石英质棱角状中粗砂、砾石; 可塑, 局部硬塑, 灰黄—黄红色, 夹白色斑点, 局部夹铁锰质, 潮湿, 厚度 0~2.8 m。

(2) 残积层: 分布于山脊地带, 为花岗岩风化残积土, 以软塑状黏土和可塑状粉质黏土为主, 厚 3.0~23.5 m。

(3) 基岩: 主要为花岗岩 (γ), 有灰白—浅灰色为主的中粗粒二长石英花岗岩和中粗粒斑状黑云母花岗岩。

全风化花岗岩: 肉红色—黄白色, 厚约 2.0 m。岩石剧烈风化成分质黏土状, 结构基本破坏, 但尚可辨认, 多呈中密状, 节理裂隙较发育, 具有较强的透水性, 夹直径不一的花岗岩风化硬核。

强风化花岗岩: 揭露厚度较大, 黄棕色—紫红色, 局部黄灰黑色, 岩石风化强烈, 岩态多呈土状, 半岩半土状, 含有较多碎块, 结构构造已大部分破坏, 长石多已高岭土化, 云母风化成次生矿物, 夹较多直径不等的花岗岩硬核。

高边坡区内未发现活动性断裂带通过, 构造形迹主要表现为闪长岩脉侵入花岗岩和节理裂隙, 并有石英岩脉充填现象, 构造节理大多数都倾向山里, 或大角度与边坡相交, 或结构面倾角大于边坡坡角。

据中国地震烈度区划图及其说明, 高边坡区位于基本烈度Ⅶ度区内, 设计基本地震加速度峰值 0.15g。

边坡坡体中地下水量不大, 主要是基岩裂隙水, 为大气降水补给。

3.2 k53+760~k54+022 高边坡概况

高边坡高 84 m, 共九级坡, 第 1 级边坡高 8 m, 第 2~8 级边坡高 10 m, 第 9 级边坡高 6 m。第 2 级平台 8 m 宽, 第 5 级平台宽 5 m, 第 1, 3, 4, 6, 7, 8 平台宽 2 m。其代表断面图, 如图 4 所示。该高边坡坡体表面均为全风化和强风化类土质。类土质边坡体中的构造节理面多数是倾向坡里的, 有的虽然倾向坡外, 但倾角大于坡角, 构造节理对边坡稳定性不起控制作用。无倾向临空面的缓倾结构面。从有利于边坡安全稳定的角度出发, 可以把类土质高边坡表层看成是均质土。根据对花岗岩类土质边坡的大量调查, 均质类土质边坡变形破坏模式多为表层近似圆滑形滑动, 圆弧的弧度比较小, 也可以近似看成折线滑动, 如图 4 所示, 有 4 个比较危险的潜在滑动面, 从上到下分别为滑面 1、滑面 2、滑面 3、滑面 4。

3.3 高边坡滑面 c , φ 值的选择

鉴于汕梅高速公路汕揭段 k53+760~k54+022 高边坡地段无倾向临空的缓倾结构面, 根据试验资料及地勘单位的推荐值, 考虑高边坡的实际情况选择 $c=20$ kPa, $\varphi=26^\circ \sim 26.5^\circ$, $\gamma=18.5$ kN/m³。

3.4 高边坡稳定性计算结果

鉴于该高边坡地段无倾向临空的缓倾结构面, 结构面不起控制作用, 花岗岩类土质高边坡破坏最大可

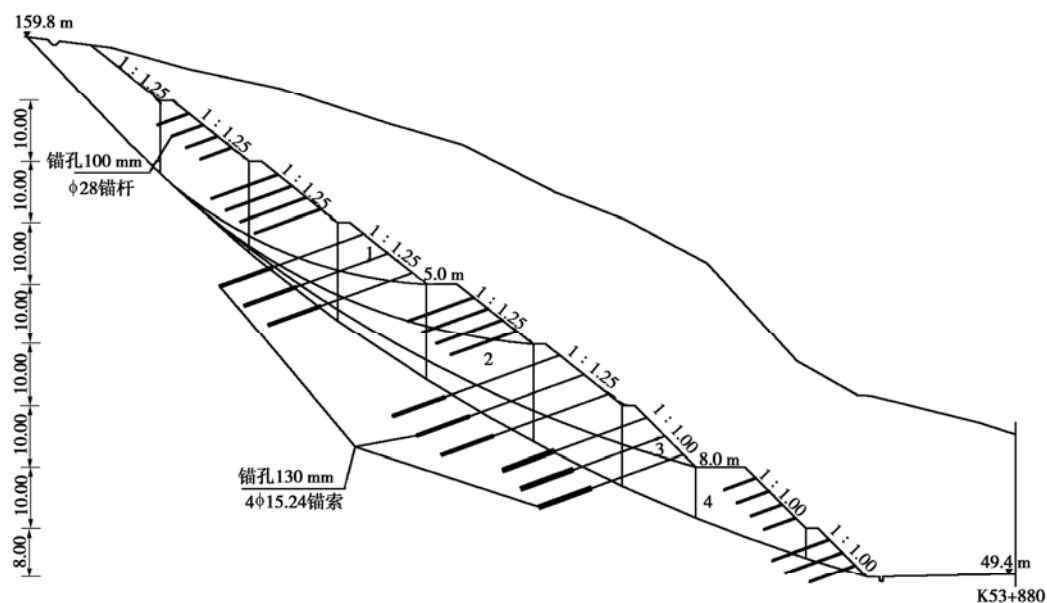


图 4 汕梅高速公路 k53+760~k54+022 典型断面图

Fig. 4 Typical section of Shantou-Meizhou Expressway k53+760~k54+022

表 3 滑面 4 稳定性计算结果
Table 3 Calculated results of stability of sliding surface

块体号	面积/m ²	滑面长/m	滑面倾角/(°)	重度/(kN·m ⁻³)	c/kPa	φ/(°)	α _{n-1} -α _n	抗滑力/kN	下滑力/kN	剩余下滑力/kN	稳定系数
1	102.50	26.0	45	18.5	20	26.0		1173.98	1340.85	166.88	0.876
2	296.50	37.0	38	18.5	20	26.0	7	2858.12	3542.70	684.58	0.807
3	152.50	18.5	34	18.5	20	26.5	4	1559.96	2260.54	700.58	0.690
4	364.25	36.5	32	18.5	20	26.5	2	3591.43	4271.09	679.66	0.841
5	206.50	33.5	28	18.5	20	26.5	4	2357.40	2471.51	96.11	0.961
6	18.25	6.0	27	18.5	20	26.5	1	270.82	249.38		1.086

能是发生边坡表层的类圆弧形破坏。所以，推力计算选择近似折线滑面的公式

$$k_n = \frac{W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n + E_{n-1} \sin(\alpha_{n-1} - \alpha_n) \tan \varphi_n + c_n l_n}{W_n \sin \alpha_n + E_{n-1} \cos(\alpha_{n-1} - \alpha_n)} \quad (1)$$

滑面 1~4 滑坡稳定性计算结果分别为 2.718, 2.152, 1.976, 1.086; 其中滑面 4 最不稳定, 其稳定性计算结果列于表 3。从表 3 可知其稳定性系数仅为 1.086, 不能满足规范要求, 因此, 需针对滑面 4 进行必要的防护加固处理^[3]。

已采用的设计方案是在 3, 4, 6 级边坡分别设置框架锚索。其中第 6 级边坡锚索张拉锁定荷载为 370 kN, 第 3, 4 级边坡锚索的张拉锁定荷载为 450 kN, 这时, 对该高边坡的稳定性又进行了重新计算, 计算结果稳定性系数达到了 1.760, 这个稳定系数足以保证该高边坡的长期稳定。

另外, 根据本项目对边坡地下水位的监测结果可知, 该高边坡在进入雨季之后, 地下水位将会一定程度升高。同时考虑到图 4 中的滑面 4 为最危险滑面, 针对该滑面在进行稳定性分析时, 最下面的两个滑块将会处于地下水位以下, 这时其强度参数应取饱和快剪值, 根据补充钻探时进行的室内试验结果, 取 $c=14.0$ kPa, $\varphi=23.4^\circ$, 以上滑块取天然快剪值, 即取 $c=16.9$ kPa, $\varphi=27.1^\circ$, $\gamma=16.9$ kN/m³。这时针对滑面 4 所进行的稳定性计算结果, 稳定性系数为 1.397。说明在最不利条件下, 边坡的稳定性可以得到保证。经 1 a 多的地面和钻孔测斜仪监测, 变形值均在允许范围之内, 说明类土质高边坡的治理设计方案的正确性, 能确保高边坡的稳定性。

4 结 论

(1) 从类土质高边坡坡体结构分析, k53+760~k54+022 左侧高边坡为类土质高边坡, 依据前面对类土质高边坡的类型分析可判定该高边坡坡体结构, 边坡中下部属于稳定边坡结构, 上部属于欠稳定边坡结

构。

(2) 在高边坡稳定性计算分析中, 当未考虑高边坡已有的防护和加固工程的作用情况下, 潜在滑动面 1~滑动面 4 的稳定性系数分别为 2.718, 2.152, 2.021, 1.086, 说明该高边坡针对滑面 1~3 是稳定的, 但针对滑面 4, 其稳定性系数不能满足规范要求, 是相对危险的, 需要采取一定的防护加固措施予以治理。结合实际采用的防护加固工程, 主要是锚索。对滑面 4 进行防护加固后的稳定性计算, 结果表明, 当采用加固措施后, 该滑面的稳定性系数增加至 1.760。同时, 考虑到该高边坡受地下水的影响, 这时该高边坡在现有加固方案后的稳定性系数为 1.397, 说明在最不利条件下, 现有设计方案也可以保证该高边坡的稳定, 从而说明该设计方案是切实有效的, 对高边坡的稳定起到了很好的效果。

(3) 根据 1 a 多两个雨季的考验, 没有发现边坡明显变形, 说明比较稳定。

参考文献:

[1] 赵晓彦, 胡厚田, 时延兵. 类土质边坡研究初探[J]. 工程地质学报, 2005, 13(1): 81 - 84. (ZHAO Xiao-yan, HU Hou-tian, SHI Yan-bing. Preliminary study on soil-like slope[J]. Journal of Engineering Geology, 2005, 13(1): 81 - 84. (in Chinese))

[2] 卢才金. 考虑结构面效应的路堑类土质高边坡及其稳定性分析[J]. 岩土工程界, 2003, 7(10): 19 - 32. (LU Cai-jin. Stability analysis of cutting high soil similar slope considering the effect of discontinuities[J]. Geotechnical Engineering World, 2003, 7(10): 19 - 32. (in Chinese))

[3] 朱宝龙, 杨 明, 胡厚田, 等. 类土质边坡锚固特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1923 - 1927. (ZHU Bao-long, YANG Ming, HU Hou-tian, et al. Experimental research on behaviors of anchor in similar soil slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12): 1923 - 1927. (in Chinese))