

昆明地区土质高边坡稳定性分析

黄岩^{1,2}, 文江泉³

(1. 上海市市政工程设计研究院, 上海 200092; 2. 同济大学交通运输工程学院, 上海 200092;

3. 西南交通大学环境与地质工程系, 四川成都 610031)

摘要:结合昆明国道东连接线支线工程的土质边坡设计,通过工程沿线的工程地质调查,对土质边坡稳定坡高与坡角的相关关系进行了回归分析。采用基于传统的简化毕肖普圆弧滑动面法,根据地质勘察资料确定了计算参数,对典型的一级、二级和三级边坡的稳定系数进行了计算。采用FLAC数值模拟技术,根据现场勘察及直剪试验的结果,确定了各土层的计算参数,采用平面应变力学模型,对工程中高路堑边坡实际断面的整个边坡区域进行了数值模拟计算。计算分析结果表明,FLAC数值模拟与简化毕肖普法的计算结果相吻合,对于土质边坡,坡率对边坡稳定性的影响远大于坡高对边坡稳定性的影响。

关键词:道路工程;土质边坡;稳定性;圆弧滑动面法;FLAC数值模拟法;昆明市

中图分类号:U416.14 **文献标识码:**A **文章编号:**1009-7716(2006)01-0016-04

0 前言

国道东连接线支线工程起于昆明市东二环大树营立交桥,到两面寺与国道昆明东连接线相连,全长6.9 km,为城市主干道。该工程位于昆明盆地东部,沿线属低中山地貌及冲湖积盆地(白沙河地段),地貌主要受构造、侵蚀、溶蚀冲湖积作用控制,地貌形态划分为构造侵蚀、溶蚀低中山,冲湖积山间谷地。道路沿线存在多处深挖路堑土质边坡,高度8~34 m不等。

土质边坡的破坏主要表现为两类:一类为剥落、冲刷、表层滑塌等坡面小型破坏;另一类为整体坍塌和滑坡等边坡整体破坏。第一类的边坡变形破坏,只要在养护维修过程中,采用一定措施就可以制止或减缓它的发展;而第二类的边坡变形破坏一旦发生,将危及行车安全和交通营运,并造成巨大经济损失。为此,本文结合国道东连接线支线工程的边坡设计,对昆明地区土质高边坡的稳定性进行了全面、系统的分析。

1 边坡基本情况

1.1 工程地质条件

道路沿线土覆盖层分布有第四系(Q^{al})人工填土、第四系残坡积(Q^{al+dl})次生红粘土、第四系坡积(Q^{dl})粉质粘土、粉质粘土混碎石、第四系冲湖积

(Q^{al+dl})粘土、有机质粘土、粉土、圆砾石。下伏基岩为泥盆系宰格组(D_{3zg})白云岩、中统海口组(D_{2h})石英砂岩,寒武系中统陡坡积组(E_2d)泥页岩、砂质泥岩、泥质灰岩,下统龙王庙组(E_1l)白云岩、沧浪铺组第二段(E_2c^2)粉砂质泥岩、石英砂岩。

路堑开挖后,组成边坡的地基土在K2+020~K3+010段为:②次生红粘土(厚度2~8 m)、③粉质粘土(厚度5~16 m)、⑩₁全风化粉砂质泥岩(厚度2~10 m)、⑩₂强风化粉砂质泥岩(边坡基底);在K3+010~K5+360段为:②次生红粘土(厚度2~8 m)、③粉质粘土(厚度5~16 m)、⑧₁全风化泥页岩及粉砂质泥岩(厚度2~10 m)、⑧₂强风化泥页岩及粉砂质泥岩(边坡基底),典型工程地质剖面如图1所示。

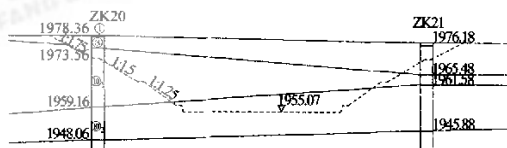


图1 K2+600开挖剖面

1.2 边坡现状调查及分析

根据调查及钻孔柱状图,昆明东连接支线工程部分边坡暴露出次生红粘土层②和粉质粘土层③;粉砂质泥岩(全风化)⑩₁层基本上是人工开挖边坡暴露,少有自然边坡暴露;粉砂质泥岩(强风化)⑩₂层仅在人工开挖边坡中的⑩₁层下部局部有出露;泥页岩(全风化)⑧₁层暴露很少。调查结果显示,次生红粘土层②或次生红粘土层②+粉质粘土层③组合形成的18处边坡中,坡长、坡角、坡高及稳定情

收稿日期:2005-10-10

作者简介:黄岩(1974-),女,上海人,硕士,工程师,从事道路设计研究工作。

况的情况见表1。

表1 边坡现状调查情况(②或②+③组合边坡)

序号	边坡长度(m)	坡角(°)	坡高(m)	稳定状况	地层结构	人工/自然坡
1	6.0	54	4.85	稳定	②	自然
2	7.3	60	6.32	稳定	②	自然
3	2.7	82	2.50	稳定	②	自然
4	16.4	35	9.40	稳定	②+③	人工
5	16.4	36	9.64	稳定	②+③	人工
6	5.0	78	4.89	稳定	②	自然
7	20.0	23	7.80	稳定	②+③	自然
8	4.0	85	4.00	稳定	②	人工
9	21.0	32	11.13	稳定	②+③	自然
10	17.8	33	9.70	稳定	②+③	自然
11	19.3	38	11.88	稳定	②+③	自然
12	14.0	43	9.55	稳定	②	自然
13	5.0	90	5.00	稳定	②	自然
14	8.0	48	5.95	稳定	②	自然
15	9.0	42	6.02	局部溜塌	②	自然
16	8.5	40	5.46	稳定	②	自然
17	3.5	83	3.45	稳定	②	自然
18	5.0	82	4.95	稳定 (坡角浸水)	②	人工

根据表1的调查结果,对稳定边坡的坡高H与坡角 α 进行回归分析,结果见图2,可见,坡高H与坡角 α 的关系较为明确,回归分析表明,坡高H与坡角 α 的关系可用式(1)表示。

$$H=400.67\alpha^{-1.0557} \quad (R^2=0.7464) \quad (1)$$

按照该式可推算出次生红粘土层边坡的坡角与长期自然稳定坡高的关系(见表2)。需要说明的是,对于人工开挖的边坡,由于没有经过长期自然风化的作用,坡高一坡角关系仅能说明其短期(3~5a)稳定性良好,其长期稳定性还无法验证。

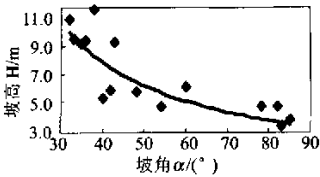


图2 坡高H坡角 α 回归分析

表2 次生红粘土层边坡稳定坡高与坡角的对应关系

坡角(°)	28	32	38	45
对应坡率	1:1.75	1:1.50	1:1.25	1:1.00
稳定坡高(m)	11.80	10.25	8.55	7.15

2 基于圆弧滑动面法的土质边坡稳定性分析

工程地质分析表明,国道东连接线支线工程的土质高边坡不会产生平面或折线滑动,因此,边坡稳定性计算可采用圆弧滑动面法。圆弧滑动面法包括瑞典条分法、毕肖普法、简化毕肖普法、泰勒稳定数

图表法以及罗巴索夫图解法对于10 m以下的均质土坡较为适合,但是并不适合土质高边坡的稳定性分析;瑞典条分法由于忽略了土条侧面的作用力,稳定安全系数偏于不安全;毕肖普法计算较为严密,但需要考虑土条两侧切向力差值,计算过程非常复杂;简化毕肖普法假定切向力差值为零,简化了计算,试算表明其稳定安全系数仅比毕肖普法低2%~7%,可以满足工程的需要。因此,采用简化毕肖普法进行土质高边坡的稳定性分析。

2.1 计算模型

简化毕肖普法计算公式见式(2),计算简图见图3。

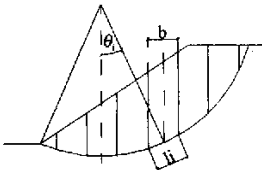


图3 简化毕肖普法计算简图

$$K_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{\theta_i}} [c' b + (W_i - \mu_i b) \tan \varphi']}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (2)$$

式中: K_s ——土坡安全因素
 c' ——粘聚力
 b ——土条宽度
 W_i ——第*i*条土条自重
 μ_i ——第*i*土条底面中点的孔隙水压力
 φ' ——内摩擦角
 θ_i ——土条底面中点和滑动圆弧圆心连线与垂线的交角

$$m_{\theta_i} = \cos \theta_i + \frac{\tan \varphi'}{K_s} \sin \theta_i$$

计算时土层均考虑为水平,土层层序由上至下分别为②、③、⑩₁或③₁、⑩₂或③₂,多级边坡级间的台阶宽度取2 m,各级高度取8 m,同时边坡底部(设计路面标高以下)土层厚度不低于5 m。调整各岩层厚度及坡率进行计算,典型三级边坡模型见图4。

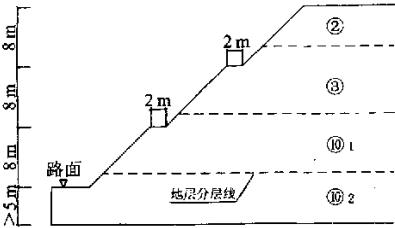


图4 典型三级边坡图示

2.2 参数选择

计算参数根据地质勘察资料获得,具体取值见表 3 所示。

表 3 计算参数取值

地层	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	e	ω (%)
②	18.7	29.8	16.4	0.96	32
③	19.1	47	13.3	0.82	28
⑩ ₁	19.1	40.2	12.2	0.85	27
⑩ ₂	23.9	208	28	0.95	20

2.3 计算结果

根据简化毕肖普法计算得出边坡稳定系数(见表 4 所示),可见土质边坡的稳定性可以满足二级边坡等级的要求(根据国标 GB 50330-2002,稳定性系数 K_s 要求 ≥ 1.25)。

表 4 土质边坡计算结果

边坡 等级	边坡形态					安全 系数 (F)
	每级高度		每级坡比			
	一 级	二 级	三 级	地层状况 (由上至下)		
一 级	16	1:1.25			⑩ ₁	1.329
	16	1:1.25			②	1.271
	8 8	1:1.5	1:1.75	③(11m), ⑩ ₁ (4m), ⑩ ₂ (1m)		1.808
	8 8	1:1.25	1:1.5	③(9m), ⑩ ₁ (6m), ⑩ ₂ (1m)		1.621
二 级	8 8	1:1	1:1.25	③(8m), ⑩ ₁ (8m), ⑩ ₂ 基底		1.395
	8 8	1:1	1:1	③(12m), ⑩ ₁ (4m)		1.365
	8 8	1:1	1:1.25	③(10m), ⑩ ₁ (6m)		1.390
	8 8	1:1.5	1:1.75	③(8m), ⑩ ₁ (8m)		1.571
三 级	8 8 8	1:1	1:1	1:1	②(6m), ③(8m), ⑩ ₁ (8m), ⑩ ₂ (2m)	1.102
	8 8 8	1:1.25	1:1.5	1:1.75	②(8m), ③(8m), ⑩ ₁ (8m)	1.205

3 基于数值模拟的土质边坡稳定性分析

20 世纪 80 年代后,随着计算技术的发展,各种数值计算方法广泛地应用于边坡研究。1983 年孙玉科对盐池河山崩变形机制作了平面有限元分析;1989 年陈宗基对抚顺露天矿边坡进行了有限元分析;1991 年 Jons 对英国威尔士煤田边坡稳定性与采矿沉陷性状的相关性进行了有限元分析,并用模型试验进行验证;1971 年 Cundall 提出了非连续介质的离散元,用于模拟边坡的渐进破坏,1991 年 Toshihisa 运用该方法分析了日本 305 国道的边坡的破坏过程。1986 年 FLAC 的出现,为边坡分析提供了一种极其有效的方法,它不但可以处理大变形问题,而且可以模拟某一软弱面的滑动变形,能较为真实地反映实际材料的动态行为,并可考虑支护结构与围岩的相互作用,是岩土力学数值模拟的有效方法。1988 年 Brady 运用它对矿山倾斜采场的加固方案进行了模拟,1993 年 Billaux 对 6 m 高冲填体进行了模拟,1995 年 FLAC 被引入国内,先后在

水电、隧道、边坡中得到广泛使用。

3.1 FLAC 数值模拟技术

FLAC 程序采用的是快速拉格朗日法,基于二维显式有限差分方法求解运行方程与动力方程。用户可把计算模型分为若干二维单元(网格),单元之间用节点连接,单元中应力应变可呈线性或非线性关系。当施加载荷时,单元节点的运动方程可表示为时步 Δt 的有限差分形式,根据单元节点的速度与时步 Δt 算出单元之间的相对位移,再算出单元的应变,进而根据单元材料本构方程算出单元的应力。FLAC 显式静态分析求解流程过程如图 5 所示。各过程的简要说明如下:



图 5 FLAC 的计算流程

(1) 建立 FLAC 模型。建立 FLAC 平面应变模型:包括生成网格,给定边界条件和初始条件,定义本构模型与材料特性。

(2) 确定模型平衡状态。在给定边界条件与初始条件的作用下,通过对最大不平衡力,节点速度或位移的监控,决定初始平衡状态的条件。

(3) 检查模型反应。当模型功能降低到可忽略值时,模型或者处于力平衡状态,或处于稳流状态,可确定静态或准静态解。

(4) 改变模型条件。在求解过程中的任何点,可根据需要改变模型条件。包括:材料的开挖,节点载荷或压力的增加或删除,单元材料模型或特性的改变,节点的约束或解除约束。

(5) 求解 FLAC 模型。通过给定需要的时步数,由 FLAC 程序自动控制计算时步,采用显式时间逼近法求解代数方程组。

3.2 数值模拟模型

根据工程实际情况和土层分布状况,选择国道东连接线支线工程中的一个高路堑边坡实际设计断面作为计算模型,计算简图见图 6。

计算采用平面应变力学模型,取整个边坡区域来进行数值模拟。土体破坏选用摩尔-库仑弹塑性准则。网格划分依剖面尺寸取 1000~1500 个单元不等。分别给各土层赋以相应的强度及变形参数值,在自重作用下形成初始应力场,然后进行开挖模拟,跟踪各节点的位移变化值,计算至各单元力系平衡,得到整个边坡应力、变形、位移分布情况。

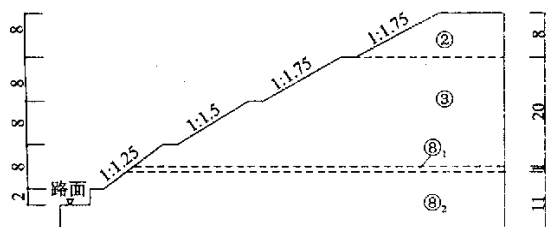


图6 高路堑边坡数值计算模型

3.3 参数选择

根据现场踏勘及自然边坡调查,以及直剪试验结果,稳定性数值计算中的4个土层计算参数如表5所示。

表5 各土层力学参数

岩层	体积模量 (MPa)	剪切模量 (MPa)	密度 (kg/m³)	粘聚力 (MPa)	内摩擦角 (°)
②	4.3	1.8	1870	0.0298	16.4
③	4.5	2.4	1910	0.0470	13.3
⑧₁	4.1	2.2	1850	0.0434	11.4
⑧₂	300	140	2350	0.208	38.0

3.4 计算结果与分析

由于边坡的尺寸较大,模型比例由1:1改为1:2,即模型单元尺寸由1m×1m变为2m×2m,根据相似理论的量纲分析,位移值的图示尺寸为实际值的1/2,应力值不变。由FLAC计算的X方向位移等值线和位移矢量图见图7、图8所示。可以看出,边坡虽然较高(开挖高度约34m),但路面标高以上的③₂土层(该岩层强度指标较高,相对稳定)约5m,边坡最危险滑动圆弧应位于⑧₁层底。计算结果显示边坡在⑧₁层底处的最大水平位移为9cm。

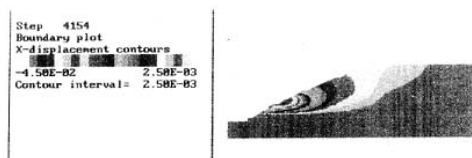


图7 X方向位移图

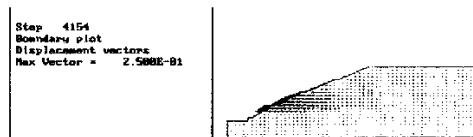


图8 X位移矢量图

由FLAC计算的X方向应力等值线和单元状态图如图9、图10所示。坡面⑧₁层底处的水平应力值约为75~100 kPa,单元状态图(图9)显示边坡的屈服带仍然保持水平,不会对边坡的整体稳定

造成影响。通过简化毕肖普法计算得到的边坡的稳定性系数为1.266,也验证了FLAC的分析结果。

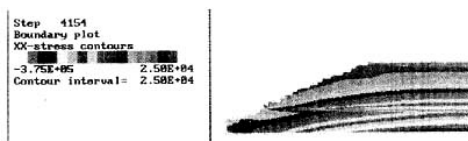


图9 X方向应力图

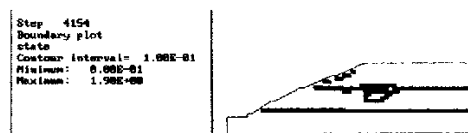


图10 单元状态图

需要注意的是,由于坡面⑧₁层底处的水平应力值已达75~100 kPa,且175 kPa等值线距离坡面已很近,如果在开挖后应力不能较好释放,那么此处有可能造成边坡轻型支挡结构的变形破坏,且由于该处的地质勘察资料不全,无法确定⑧₁岩层的倾向,如果⑧₁层的倾向指向道路,那么该边坡的稳定性需进行重新评估。

4 结论

(1) 通过对昆明市东连接线支线工程沿线深挖路堑土质高边坡的工程地质类比、稳定性数值计算和数值模拟,并考虑边坡的长期使用,推荐的土质边坡结构和坡率如下:

一级边坡: $H < 8\text{ m}$, 1:1

$12\text{ m} > H > 8\text{ m}$, 1:1.25。

二级边坡:第一级 8 m, 1:1.25

第二级 6~8 m, 1:1.5。

三级边坡:第一级 8 m, 1:1.25(需工程支护);

第二级 8 m, 1:1.5;

第三级 $\leq 8\text{ m}$, 1:1.75。

(2) 通过FLAC对土质边坡的数值模拟,以及与简化毕肖普法的计算结果比较,可以看出两者基本吻合。计算分析表明,对于土质边坡,坡率对边坡稳定性的影响远大于坡高对边坡稳定性的影响。

参考文献

- [1]陈祖煜. 土质边坡稳定性分析[M]. 北京:中国水利出版社,2002.
- [2]赵树得. 土力学[M]. 北京:高等教育出版社,2001.
- [3]FLAC-3D. Version 2.0, User's Manual. USA. Itasca Consulting Group, Inc. 1997.
- [4]沈珠江. 计算土力学[M]. 上海:上海科技出版社,1990.