

文章编号:0451-0712(2006)04-0162-03

中图分类号:U416.1

文献标识码:B

某高速公路真空联合堆载预压 处治路基滑坡原因探讨

陈健伟¹, 容耀华²

(1. 广东省江门市交通局 江门市 529000; 2. 江门市公路勘察设计院有限公司 江门市 529000)

摘要: 某高速公路桥路连接段软土路基,在采用真空联合堆载预压进行处治过程中发生了路基整体滑坡。在已有勘察、设计和施工等资料的基础上,结合滑坡后勘察,探讨了路基滑坡的原因,为真空联合堆载预压处理软基的稳定性控制提供参考。

关键词: 软土路基; 真空联合堆载预压; 路基滑坡

某高速公路沿线多为流塑~软塑状淤泥、淤泥质土,压缩性高,含水量大,渗透系数小,欠固结,不宜做路基天然持力层。为加快软土层固结,减少工后沉降和差异沉降,该路某桥路连接段采用真空联合堆载预压法进行处治。路基宽度为26 m,平均处治宽度为50 m。该路段于2005年7月15日开始抽真空,膜下真空度达到80 kPa后开始路堤填筑,同年10月13日填土至高度为6.0 m时,左幅路基发生瞬间整体滑坡,2 h后右幅路基也发生整体滑移。

根据已有勘察、设计和施工等资料,并结合滑坡后勘察,笔者对滑移原因进行了探讨分析,为类似软土路基处治的稳定性控制提供借鉴。

1 工程设计与施工

1.1 工程地质条件

该路地处珠江三角洲下游冲积平原,地形平坦,地势较低,地表水丰富。设计前勘察揭露地层自上而下为:

层①,耕植土,软塑,土质均匀,含较多有机质及植物茎须,层厚为1.0~3.8 m;

层②,淤泥、淤泥质土,流塑~软塑,易触变,高压缩性,主要由粘粒及少量粉细砂组成,厚度为11.35~14.90 m,平均含水量为63.5%,平均孔隙比为1.522,十字板剪切强度平均值为20.8 kPa,地基承载力为40 kPa;

层③,亚粘土,软塑,中压缩性,主要由粘粒及粉粒(粉细砂)组成,厚度为1.90~10.80 m,平均含水量为30.8%,平均孔隙比为0.808,十字板剪切强度平均值为47.4 kPa,地基承载力为160 kPa;

层④,淤泥质土,流塑~软塑,高压缩性,主要由

收稿日期:2006-02-16

日益受到重视。互通立交匝道的平面线形设计,应考虑互通式立体交叉的重要程度、地形与地区条件,并适应匝道上行驶车辆的速度变化,保证车辆能连续安全地运行。要考虑互通立交的方向性,交通量繁重的匝道应尽量设计成较好的线形;流出匝道的行驶速度有比流入匝道高的倾向,所以流出匝道的线形应设计得更好一些;在匝道终点要进行变速、分流、合流等复杂的驾驶动作,与互通立交的其他部分相比更易发生事故,所以在设计时应格外注意主线线形与变速车道线形的协调;主线与匝道应相互通视;

匝道终点宜采用路面标线、标志、缘石等使其易于识别;在分岔的楔形端部,主线及匝道行车道边缘应设置缩进间距,使误入的车辆能很容易地回到原来车道。

3 结语

交通安全是一项系统工程,需要社会各部门多行业的关注与协作。作为工程设计人员,有必要更新设计理念,坚持以人为本、安全至上的原则,通过精心设计,采取一切有效措施,为公路使用者提供安全保障和人性化的服务,切实提高公路交通的安全水平。

粉粒及粘粒组成,厚度为5.40~9.20 m,平均含水量为48.3%,平均孔隙比为1.213,承载力为60 kPa;

层⑤,亚粘土,硬塑,承载力为250 kPa,其下为风化岩。

该路段地下水位高,稳定埋深为0.90~1.30 m。

1.2 设计方案

路桥连接段全长为107.5 m,平均填土高度约为7.0 m,采用真空联合堆载预压处治。竖向排水体采用袋装砂井,砂井间距为1.1 m,平均深度为12.3 m;桥头及其延长段砂井间距为1.2 m,平均加固深度为10.8 m。典型处治断面如图1所示。

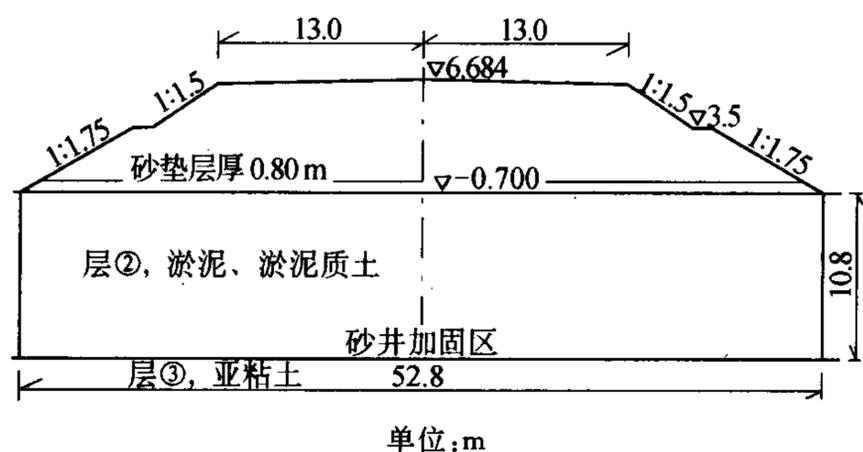


图1 典型处治断面

1.3 施工工况

砂井施工完成后,于2005年7月15日开始抽真空,膜下真空度达到80 kPa,并检查密封效果后开始路堤填筑,至同年7月25日填土高度为2.16 m。随后的2个月内,填土1.62 m高,并预压固结。同年9月28日填筑30 cm高,填土总高度为4.08 m。2005年10月3日至10月13日,以0.22 m/d的平均填筑速率填筑至高程6.10 m,随后路基发生滑坡。

自2005年7月15日膜下真空度达到80 kPa后,至同年10月12日共持续90 d。2005年10月13日,停电12 h,真空设备停止工作,膜下真空度从80 kPa降至4 kPa。膜下真空度及填土荷载时间过程线如图2所示。

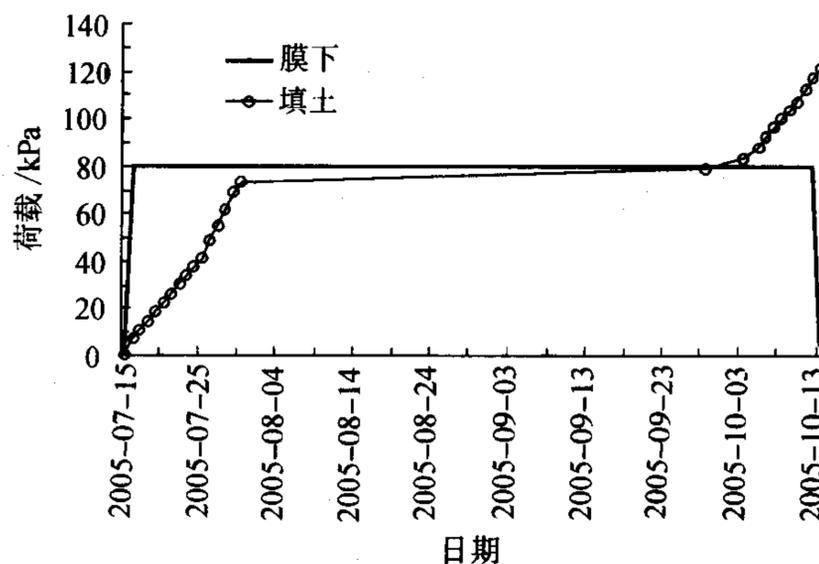


图2 膜下真空度及填土荷载时间过程线

2 滑坡特征

2.1 滑坡范围大

滑坡段里程桩号为K6+850~K6+920,总长为70 m,以路中为分界,路堤向左右两侧滑移,总面积为6 900 m²。滑坡后缘最大下沉落距约3.5 m,滑弧裂缝发育,裂缝宽为0.3~1.0 m、深为0.5~1.8 m。滑舌伸向路基两侧的稻田或鱼塘,形成高约1.0 m的滑坡鼓丘。滑坡规模之大,实为少见。

2.2 承压水

对滑坡勘察时发现,少部分钻孔有水溢出地表,状如泉水,并伴有粉细砂涌出,说明滑坡体中有承压水。

3 原因探讨

通过滑坡后的调查、钻探、现场试验和室内土工试验,经综合分析勘察成果,就滑坡原因探讨如下。

3.1 地基土强度变化

表1为滑坡前后地基土的主要物理力学指标,分析结果表明,经过近90 d的真空联合堆载预压处理,地基土强度基本没有增长,加固土层的含水量仍然很大,孔隙比虽略有减小,但其抗剪强度没有明显改变。

表1 滑坡前后土层物理力学指标对比表

| 取样阶段 | 土层 | 含水量 <i>w</i> | 重度 γ | 孔隙比 <i>e</i> | 饱和度 <i>S_r</i> | 液限 <i>w_L</i> | 塑限 <i>w_p</i> | 塑性指数 <i>I_p</i> | 直剪试验 | | 十字板强度 | 比贯入阻力 <i>P_s</i> |
|------|------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------|--------------|----------------|-------|----------------------------|
| | | | | | | | | | 粘聚力 <i>c</i> | 内摩擦角 φ | | |
| | | % | kN/m ³ | — | % | % | % | — | kPa | (°) | kPa | MPa |
| 滑后 | 层②,淤泥、淤泥质土 | 73.6 | 15.7 | 1.57 | 100 | 42.2 | 27.7 | 14.5 | 5.5 | 21.5 | 21.5 | 0.36 |
| | 层③,亚粘土 | 36.9 | 18.6 | 0.90 | 100 | 39.3 | 25.5 | 13.8 | 14.8 | 48.0 | 48.0 | 1.64 |
| 滑前 | 层②,淤泥、淤泥质土 | 72.3 | 16.3 | 1.68 | 100 | 49.7 | 29.0 | 25.2 | 6.0 | 20.8 | 20.8 | / |
| | 层③,亚粘土 | 36.2 | 18.6 | 0.96 | 100 | 61.1 | 28.1 | 33.0 | 14.3 | 47.4 | 47.4 | / |

3.2 稳定性分析

根据钻探揭露和滑坡体状况,采用直剪强度指标 c 和 φ 等指标^[1],按瑞典条分法对左幅滑坡进行稳定分析,计算公式^[2]如下:

$$K_{\min} = \frac{\sum (F_i + c_i L_i)}{\sum T_i}$$

式中: K_{\min} 为最小安全系数; F_i 为第 i 条块摩阻力; c_i 为第 i 条块粘聚力; L_i 为第 i 条块宽度; T_i 为第 i 条块滑动力。

图3是滑坡前不同填高路基的稳定状态,滑动面1、2分别表示填土高度为4.0 m和填土高度为6.0 m时路基最危险滑动面,其不同填土高度分析结果见表2。

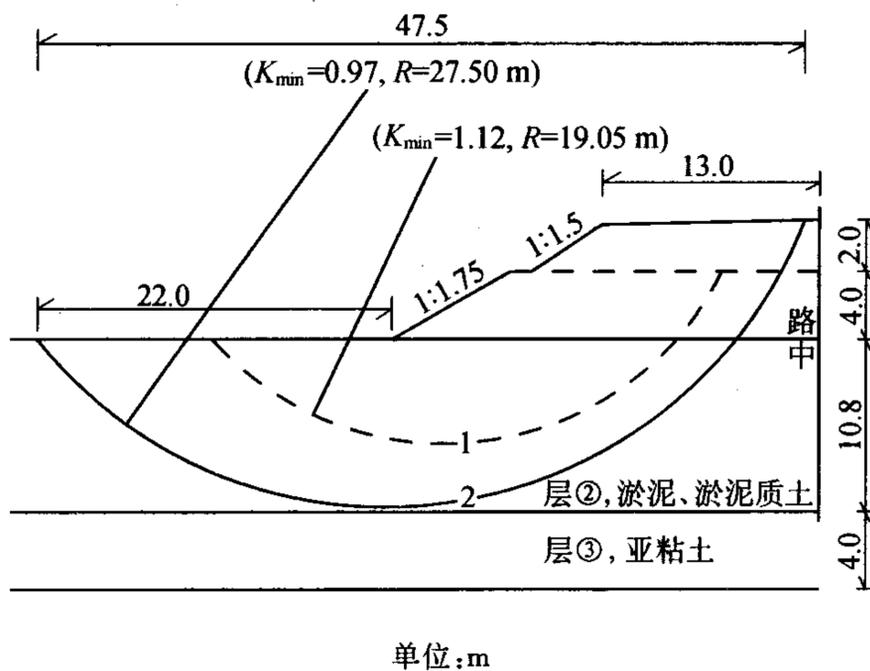


图3 不同路堤填高的危险滑动面

表2 不同填土高度路基稳定性分析结果

| 滑动面编号 | 填土高度/m | 滑移半径R/m | 安全系数K |
|-------|--------|---------|-------|
| 1 | 4.0 | 19.05 | 1.12 |
| 2 | 6.0 | 27.50 | 0.97 |

图3中滑坡形态与现场情况比较吻合,后缘距路中约0.85 m,前缘距坡脚约为22 m,滑坡体纵长为47.5 m。

计算结果显示,不考虑地基土强度的增长,其填土高度为4.0 m时最小安全系数为1.12;填土高度为6.0 m时,其最小安全系数仅为0.97,显然是不安全的。经过计算,该路基的极限填土高度在4.0~4.5 m之间。

3.3 原因探讨

经过90 d真空联合堆载预压,地基土强度没有明显的提高,可能的原因有3个:一是砂井失效;二是膜下真空压力只局限在浅部,而没有传递到加固土层中;三是加固区可能存在着深层漏气情况。前者可能是砂井施工质量问题,后者可能是真空泵没有满负荷运行。

另一方面,填土至极限高度时,在没有监测指导的情况下施工仍在进行,且连续10 d内填高2.0 m,相当于每天填筑22 cm,从而导致大面积滑坡的发生。

4 结语

通常认为,真空联合堆载预压处理软土路基,因其真空负压力的作用,可不限填筑速率,不会发生大面积整体滑移。结合本文,对采用真空联合堆载预压处治软土路基,提出以下几点建议供同行们参考。

(1)虽然真空联合堆载预压方法的机理在某些方面还有待进一步研究,但因其设计思路明确、加固效果良好,被广泛应用于软土地基的处治,但其密封措施是设计的关键之一。该工程在停泵12 h后,膜下真空度从80 kPa降至4 kPa,表明真空区域有深层的漏气点或面存在,设计时应考虑含有粉粒或粉砂的地层的密封措施。另外,地基土强度的比较也说明处理区域有深层的漏气点或面存在,因而达不到预期的加固效果。

(2)在不考虑土体强度增长的情况下,极限填土高度可以理解为天然地基所能承受的最大荷载,因此,当达到极限填土高度后,必须严格控制施工速度,给地基土适当的固结时间。

(3)真空联合堆载预压法处治软土路基必须进行地基土超静孔隙水压力、地表沉降和深层土体水平位移的观测,以便及时了解地基土超静孔隙水压力及其消散情况、掌握路基稳定状态以及加固土体的强度增长情况,进而指导施工,避免意外发生。

参考文献:

- [1] 杨英华. 土力学[M]. 北京:地质出版社,1986.
- [2] JTJ 017-96,公路软土地基路堤设计与施工技术规范[S].
- [3] 赵维炳. 排水固结加固软基技术指南[M]. 北京:人民交通出版社,2005.