

软土路堤坍塌滑的机理分析与处理

闵卫鲸*

(铁道部第二勘测设计院)

提 要 本文论述了南宁至昆明新建铁路永丰营车站软土路堤坍塌滑形成的机理及软基加固的工程措施,并对该工点处理过程中的施工方法和现场监测也进行论述,最后谈了作者的体会。

主题词 软土 路堤 分析 处理

1 概况

南宁至昆明新建铁路属国家“八五”计划重点工程,而永丰营车站自1993年初出现软土路堤坍塌滑后,受到铁道部、部南昆铁路建设指挥部、铁二院、铁十一局等单位的高度重视,曾一度被列为南昆线上的挡道工程,但经过设计与施工单位建设者的共同努力,坍塌工点整治工程取得了成功,确保了铺轨工程安全通过该车站。为此,笔者认为有必要对该工点作一总结。

南昆线永丰营车站位于云南省宜良县汤池镇昆河米轨铁路可保村站北侧,属阳宗海断陷盆地开阔缓谷,北高南低,地面横坡仅 $2\sim 3^\circ$,谷地及缓坡大部辟为水田,坍塌地段路堤填筑高度为 $4\sim 5\text{m}$ 。

原站位1982年进行初测,曾钻探6孔,总计 69.32m ;1989年进行定测,在5座涵洞位置上钻探5孔,总计 50.05m 。但均未发现有软土层存在。

1993年1月路堤填筑基本完成后,发现 $\text{DK}761+380\sim +530$ 段路堤坍塌滑,左侧地表出现波状起伏。为查明地面变形原因,铁二院三分院于1993年1月 \sim 3月对变形范围作了进一步地质勘探。并在此基础上于1994年3月 \sim 4月再次进行大范围的补充勘探工作。勘探手段采用了测绘、调查访问、物探、钻探、静力触探、十字板剪切、标准贯入和土工试验等综合方法。

为查明软土成因类型及沉积环境、沉积年龄,特委托中国科学院地质研究所开展了这方面工作。

2 工程地质特征

永丰营车站位于南北向的小江深大断裂的西支——阳宗海、通海断裂形成的阳宗海断陷

* 本文收稿日期 1995-06-20 闵卫鲸 高级工程师 铁道部第二勘测设计院第三分院 昆明 邮编:650011

盆地北部,沉积着巨厚层的上第三系粘土岩夹褐煤层,地震基本烈度为九度。

这个工点的地质有一定的特殊性。

我国软土的形成,绝大部分在全新世的中、晚期($Q_3 \sim Q_4$)。就软土的生因类型划分,大致可分为滨海相沉积土、三角洲相沉积土、湖相沉积土等,这是地质学上一致的认识。二院地质工作者从长期的工作实践中认为第三系地层大多具半成岩作用,不应夹有软土。但本工点经多次勘探,发现第三系小龙潭组(N_2X)地层中发育有软~流塑状的淤泥质粘土及软粘土,即第(8)层。其分布及形态无规律,带状、锅状、饺子状。该层软土厚度大,据 Z_3 —永—100 孔揭露,孔深 51.5m 未揭穿,其它孔因该层软土流变性大、粘性强、涌泥严重而未揭穿该层。

小龙潭组(N_2X)形成晚第三纪,为温暖气候条件下的河湖沼泽相含煤沉积,由一套半胶结的粘土岩夹砂岩、泥灰岩及褐煤等所组成,不整合于寒武系地层之上。该地层在沉积过程中,因处于动荡多变的沉积环境,导致沉积过程中局部矿物及化学成份发生变化,亲水矿物增多,含水量增大,且后期长期在河、湖水浸泡中,成岩过程中所含孔隙水无法排出,软~流塑状形态保留至今,形成第三系中夹有淤泥质粘土、软粘土的特殊现象。

3 软土路堤坍滑形成的机理分析

3.1 地基塑性区的计算与分析

在一定荷载作用下,地基会出现塑性区。塑性区开展的大小,是用来评价地基稳定性的一种理论方法,虽然至今还没有建立塑性区大小和稳定性的唯一关系,但是塑性区的大小对于了解地基的应力状态和判断地基稳定性是有一定的理论依据。实际上软土路堤的破坏状态就是塑性破坏,本工点也不例外。针对本工点的特殊地质及路堤坍滑情形,笔者采用塑性平衡法来分析路堤坍滑的机理。

如图 1 所示, $\Gamma \cdot M \cdot$ 沙湖年慈提出,假定地基处于弹性工作状态,土中任一点的剪应力必须小于或等于抗剪强度:

$$\tau \leq \tau_1 = f\sigma + c$$

$$\text{令安全系数为 } k, \text{ 有: } K = \frac{f\sigma + c}{\tau} \quad (1)$$

式中 f —土的内摩擦系数, $f = \tan \varphi$;

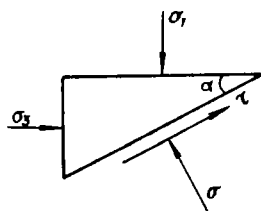


图1 地基弹性计算

c, φ —抗剪强度参数;

σ, τ —分别为计算面上的正应力和剪应力。

上式用主应力表示时变为:

$$K = \frac{A \cdot}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} - f \quad (2)$$

$$\text{式中 } A = \frac{f\sigma_1 + c}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3)$$

α ——大主应力作用面与计算面之间的夹角,见图1。

当应力和土的强度参数 C 、 φ 已知时,安全系数 K 仅为 α 的函数,经推算整理,可得

$$\begin{cases} \sin\alpha = \sqrt{\frac{A}{2A-f}} \\ \cos\alpha = \sqrt{\frac{A-f}{2A-f}} \end{cases} \quad (4)$$

将式(3)代入式(2),得到安全系数的最小值:

$$K_{\min} = 2 \sqrt{A(A-f)} \quad (5)$$

$K_{\min} < 1$ 的各点构成一个塑性区。求塑性区的具体做法是将地基分成许多网格,用式(5)求出各个格点的 K 值,然后将 K 值相等的各点联结起来, $K=1$ 的等值线所包围的区域叫塑性区。结合本工点,为计算简便并直观起见,只选择代表性坐标点进行计算塑性区。

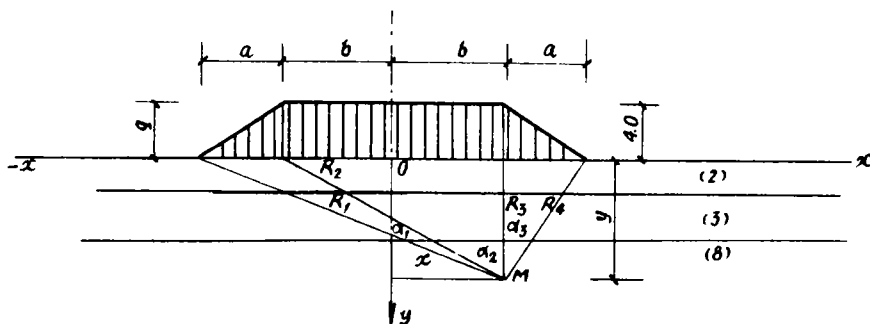


图2 路基计算断面(比例尺 1:500,单位:m)

如图2所示,地基中第(2)层,即硬壳层厚度为 2m,在对称的梯形荷载作用下,

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = & -\frac{q}{x_a} [a(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + b(\alpha_1 + \alpha_3) + X(\alpha_1 - \alpha_3)] \\ & - yLN \frac{R_1 \cdot R_4}{R_2 \cdot R_3} \pm y \sqrt{(LN \frac{R_1 \cdot R_4}{R_2 \cdot R_3})^2 + (\alpha_1 - \alpha_3)^2} \end{aligned} \quad (6)$$

其中 $q = r \cdot H = 18 \times 4 = 72 \text{ kN/m}^2$, $a = 4 \times 1.5 = 6 \text{ m}$, $b = 8.2 \text{ m}$,

基底宽 $B = 2b + a = 28.4 \text{ m}$ 。

$$R_1 = \sqrt{(a+b+x)^2 + y^2} = \sqrt{(14.2+x)^2 + y^2}$$

$$R_2 = \sqrt{(b+x)^2 + y^2} = \sqrt{(8.2+x)^2 + y^2}$$

$$R_3 = \sqrt{(x-b)^2 + y^2} = \sqrt{(x-8.2)^2 + y^2}$$

$$R_4 = \sqrt{(a+b-x)^2 + y^2} = \sqrt{(14.2-x)^2 + y^2}$$

$$\alpha_1 = \arccos\left(\frac{R_1^2 + R_2^2 - a^2}{2R_1 \cdot R_2}\right), \quad \alpha_2 = \arccos\left(\frac{R_2^2 + R_3^2 - 4b^2}{2R_2 \cdot R_3}\right)$$

$$\alpha_3 = \arccos\left(\frac{R_3^2 + R_4^2 - a^2}{2R_3 \cdot R_4}\right)$$

令 $x=0, y=2$, 则 $R_1=R_4=14.34, R_2=R_3=8.44$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = 5.7^\circ, \alpha_2 = 152.6^\circ$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = -\frac{72}{6\pi}(6 \times 2.86 + 8.2 \times 0.2 - 2.12 \pm 2.12) = -3.82(16.7 \pm 2.12)$$

$$\therefore \sigma_1 = -3.82 \times (16.7 + 2.12) = -71.9 \text{ kPa}, \sigma_3 = -3.82(16.7 - 2.12) = -55.7 \text{ kPa}$$

将上述数据及 $C=17 \text{ kPa}, f=tg\varphi=0.14$ 代入公式(3)中得到

$$A = \frac{-0.14 \times 71.9 + 15}{-71.9 + 55.7} = \frac{6.94}{-16.2} = -0.428$$

$$K_{min} = 2 \sqrt{A(A-f)} = 2 \sqrt{-0.428 \times (-0.428 - 0.14)} = 0.99 \approx 1$$

同理, 经计算得到:

$$x = \pm 2 \sim \pm 12, y=2 (C=17 \text{ kPa}, \varphi=8^\circ), K_{min}=0.99 \sim 0.89 < 1;$$

$$x = \pm 14, y=2, K_{min}=1.22 > 1$$

以上坐标点均位于第(3)层地层中。

又同上计算得到:

$$x=0, y=33, (C=15 \text{ kPa}, \varphi=4^\circ), K_{min}=1.00;$$

$$x = \pm 2, y=33, K_{min}=1.00; x = \pm 4, y=32, K_{min}=1.00;$$

$$x = \pm 6, y=32, K_{min}=1.00;$$

$$x = \pm 8, y=31, K_{min}=1.00; x = \pm 10, y=30, K_{min}=1.00;$$

$$x = \pm 12, y=28, K_{min}=1.00; x = \pm 14, y=26, K_{min}=1.00;$$

$$x = \pm 16, y=24, K_{min}=1.00; x = \pm 18, y=18, K_{min}=1.00;$$

$$x = \pm 20, y \text{ 为任意值}, K_{min} > 1.$$

以上计算结果可分析出, 当本工点路堤填土高度为 4.0m 时, 地基在中心距地表深度 2.0m 至 33m (最大深度), 左、右侧宽各为 20m 范围内出现塑性区。根据过去路堤破坏的经验认为, 当塑性区宽度在 $(\frac{B}{2} \sim \frac{2B}{3})$ 范围时, 地基是稳定的。而本工点经计算, 塑性区宽度达到 40m, 远大于 $\frac{2B}{3}$, 故地基是不稳定的。地基在填土重量作用下, 将会产生塑性变形。

3.2 软土路堤坍塌形成的原因分析

永丰营车站为一中间站, 施工图路基设计因钻孔未见软土, 故按一般路基通过。1992 年上半年完成涵洞施工, 下半年开始填筑路堤, 1993 年 1 月填至设计高程。据现场施工人员事后反映, 1992 年末至 1993 年初在 DK761+380~+530 段施工时, 已发现路堤有下沉现象, 开始认为是一般的沉落, 并未引起重视, 只进行了超填处理。1993 年 3 月发现该段路堤开裂、变形, 右侧路肩边缘形成一条弧形裂缝, 宽 2~20cm, 可见深度 0.1~1.0m, 同时土体向左侧形成波浪形变形区, 有两段明显凸起, 最大凸高约 1m, 并在 DK761+445~+470 段填方坡脚至外 5.0m 范围内, 原地面沉陷, 形成一条积水洼地, 最大水深约 1m, 变形区总变形宽度约 120m。

从地基塑性区计算中可看出,本工点地基在填土重量作用下塑性区宽度仅在线路中心左、右侧各 20m 范围,所以地基塑性破坏只会发生在距线路中心左或右 20m 的区域内,即浅层塑性变形。但现场工点路堤发生的实际变形区最大宽度距线路中心达到 120m,这表明该工点的变形区是一特殊现象,是工程地质学上难以解释的。笔者认为,由于本段地层下存在有淤泥质粘土,即第(3)层和第(8)层,尤其是第(8)层属第三系沉积物,其沉积过程中不会很均匀,在其成层中(较浅区)可能出现一层低强度性(接近于残余强度)的“薄夹层”,并且其层面会有一定的下卧倾斜(从地貌中可以看出向左)。这样路堤下地基在填土重量的作用下产生沉降,并引起沿着“薄夹层”层面的侧向塑性变形。随着填土的不断增加,沉降随之也增大,侧向变形也就不断延伸,最终形成一个较宽范围的变形区(宽达 120m)。但由于受到目前试验条件和手段的限制,仅仅依靠钻探是很难找到这一“薄夹层”。“薄夹层”的存在是笔者的推断分析,否则上述路堤坍塌现象从工程地质角度是说不通的。

4 软土路堤坍塌的加固处理及实施

本工点路堤自出现变形破坏后,二院立即安排了补充勘探工作,并多次组织专家会审整治方案,共进行了二次变更设计,现分别介绍二次设计的方案措施。

4.1 原位变更设计工程措施及实施

1993 年 6 月第一次补充勘探工作完成后,即在此基础上于同年 9 月完成了原位整治变更设计。由于对地层岩性认识不足,再加钻探深度不够,尤其是凭经验判断该地层中不可能沉积有第三系淤泥质粘土。在这种指导思想下,地质工作者认为目前的第(8)层是古煤矿弃碴,且呈锅底状分布,这样在变更设计中考虑到路堤已经滑动,则必须加强侧向约束,才能有效地整治好坍塌工点。所以原位变更设计采取减载、粉体喷搅桩复合地基、锚索抗滑桩侧向约束、移动站房中心位置等工程措施进行整治。

变更设计完成后,施工单位立即开展施工,于 1993 年末完成部份粉喷桩及少许锚索抗滑桩施工,但在中段较长锚索桩开挖过程中,出现了护壁被挤裂、桩井中淤泥上涌等现象,虽采取了增设钢筋混凝土护壁桩等措施,但仍未能达到阻止淤泥质粘土回涌的效果,锚索桩掘进难以进行,且地基受到严重扰动。这样,经计算比较,在原线进行整治(包括锚索桩、钻孔桩及桥梁)方案难以实施,而原线位大面积反压加复合地基的工程措施,则加固范围太宽(120×150m),工程投资大、工期太长,并难确保无后患之虞。鉴于本工点的复杂性和特殊性,为保证铺轨工期,节约投资,考虑了移线方案(线间距最大为 30m)。

4.2 移线方案工程措施及实施

移线后由于地基工程条件有所改善(未扰动),地基加固处理工艺比较简单,且可利用原线位段作为反压护道。因该地段软土厚,如采用排水固结法加固地基,则路基的工后沉降较大,对今后的车站养护、维修带来不利,鉴于此因素,本工点移线方案采用复合地基加固法,工程措施如下:

(1)粉体喷搅桩

为控制地基的超限沉降,提高地基强度,设置粉喷桩加固地基,固化剂为水泥,外掺剂为石膏,设计范围为 $D_1K761+354 \sim +656$ 。其中 $D_1K761+354 \sim +414.2$ 段水泥掺入比 α_w 为

22%,其余地段掺入比 αw 为19%(重量比)。石膏为水泥掺入量的5%(重量比)。最大桩长16m,这在国内铁路软土路堤加固中是最长的桩。

粉喷桩桩径为0.5m,桩中心距纵、横向均为1.5m,按梅花形平面布置(D₁K761+367.4~+414.2范围采用桩中心距1.5m的等边三角形布置)。

(2) 铺设土工格栅

为改善地基的均匀性,设计在填土中采用了土工格栅,材料采用湖北力特塑料制品有限公司CE131型,规格为六角形网格,网格尺寸27mm×27mm,幅宽2.5m,长度30m/卷,最大抗拉强度5.8KN/m。根据填土高度及软土层分布,分别在填土中铺设二层或三层土工格栅。

地基加固后的路基横断面图如图3所示。

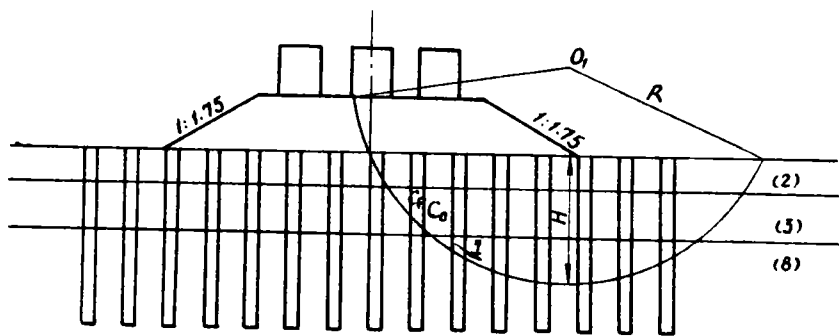


图3 移线方案粉喷桩加固(单位m)

4.3 复合地基稳定性和沉降的计算方法

复合地基设计上以路堤的塑性剪切、复合地基承载力、地基沉降作为路基稳定性的综合控制因素。

(1)在塑性区分析的基础上,采用了圆弧滑动法检算路堤稳定性。地基无加固时,经检算其最小稳定系数 $K_{min}=0.07$,圆弧半径 $R=20m$, $H=13m$ (图3尺寸)。地基有加固时,用于滑弧检算的加固区平均抗剪强度用下式表示:

$$\tau = C_p \cdot m + \beta(1+m) \cdot C_0 \quad (7)$$

式中 τ ——复合地基的平均抗剪强度(kpa);

C_p ——粉喷桩的抗剪强度,取250kpa;

m ——粉喷桩的面积置换率,取14%;

β ——桩间土强度折减系数,取0.5;

C_0 ——地基土的抗剪强度,取15kpa。

经分析与计算,填土中的 C 、 φ 指标分别采用25kpa和20°,复合地基平均抗剪强度采用43.6kpa。滑弧检算结果 $K_{min}=2.06$, $R=15m$, $H=8m$ 。根据圆弧滑动法检算容许稳定值所需的粉喷桩桩长不大,但本工点经推断分析认为基底可能存在浅层“薄夹层”,为防止路堤沿该层面滑动,故须考虑加大桩长。另外,对于摩擦桩来说,其桩长大小是控制复合地基承载力的决定因素。一般计算原则是先确定桩身加固土配合比的无侧限抗压强度 q_u (通过试验或经验值),然

后根据无侧限抗压强度 q_u 计算单桩竖向承载力标准值,由单桩竖向承载力标准值计算公式反算出所需要的桩长,再根据单桩面积置换率,算出复合地基承载力。本工点经理论计算,并通过现场静荷载试验认为桩长 $L_{max}=16\text{m}$ 时,既能满足复合地基设计承载力所需 203kpa 的要求,同时又避免了路堤沿浅层“薄夹层”滑动的可能。

(2)粉喷桩复合地基的沉降包括桩群体的压缩变形和桩端下未加固土层的压缩变形之和。

桩群体的压缩变形 S_1 按下式计算:

$$S_1 = (P_c + P_o)L / (2 \cdot E_0)$$

式中: P_c ——群桩体顶面的平均压力(kpa);

P_o ——群桩体底面的附加应力(kpa);

L ——实际桩长(m);

E_0 ——群桩体的变形模量,可用下式计算

$$E_0 = m \cdot E_p + (1 - m) \cdot E_s$$

式中: m ——粉喷桩的面积置换率(%);

E_p ——粉喷桩的变形模量(kpa);

E_s ——桩间土的变形模量(kpa)。

桩端下未加固土层的压缩变形 S_2 可按下式(分层总和法)计算:

$$S_2 = \sum \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{1 + \epsilon_1} \cdot \Delta h_i$$

式中: ϵ_1 ——地基各分层的平均天然孔隙比;

ϵ_2 ——路堤作用下各分层的稳定孔隙比;

Δh_i ——各分层的厚度。

本工点经理论计算(计算过程略)得到: $S_1=14\text{cm}$, $S_2=53\text{cm}$,总沉降 S 为 67cm。其中瞬时沉降 40cm,工后沉降为 27cm。满足规范所确定的软土路堤工后沉降小于 50cm 的要求。

5 移线方案软路堤施工与现场监测评价

自 1994 年 4 月确定永丰营车站移线方案及软土路堤加固措施后,二院本着一次根治、不留后患的原则,设计与施工中本工点复合地基工程作为重点对待,对粉喷桩的施工工艺、成桩试验等均提出了具体要求,并通过试验提出地基加固有关设计参数。

5.1 粉喷桩施工及效果

粉喷桩施工机械选用武汉工程机械厂生产的双叶片式 PH-5 型深层搅拌机。

(1)在试验桩施工过程中,桩机中堵灰现象多次出现。这主要原因是水泥质量(受潮)差、送灰泵压力急骤增大造成管路系统爆炸等因素。因此施工中采取的措施是严格控制水泥质量,并防止受潮,每成一桩后必须清洗一次管路系统,送泵气压控制在 0.2~0.3Mpa。

(2)在施工中由于第三系(N_2X)淤泥质粘土粘着力大、密实,造成粉喷桩在桩下 10~16m 范围很难复搅。针对这一情况,要求施工单位及时调整水泥量喷入方法,即桩下 0~5m 喷 90kg/m,5~10m 喷 75kg/m,10~16m 喷 60kg/m。静载试验结果,证实以该种喷量所成桩能满足单桩承载力设计值要求。

(3)为保证粉喷桩桩头连续匀称,在施工中要求待钻机到达地表后才能关压,同时待钻机离地表 1m 左右时,向桩孔中加一定水量(约 5kg),以避免叶片中的水泥灰散发到地表,既造成桩头成桩不连续,又污染了周围环境。经实际操作及开挖后检验,上述施工方法使得桩身连续、灰土拌合均匀。

5.2 成桩试验及路基沉降观测评价

(1)为检验粉喷桩桩身强度,并确保复合地基承载力满足设计值要求,在施工前即进行了成桩试验。其中包括对水泥土配合比为 19%、桩长 12m(7 天、28 天、90 天龄期)的桩身从现场开挖基槽挖取试件,在室内进行无侧限抗压强度及双轴直剪试验;对水泥土配合比为 22%、桩长 16m(28 天龄期)的桩身进行单桩竖向承载力和单桩复合地基承载力的静载荷试验。试验结果,桩身 7 天、28 天、90 天龄期试件的无侧限抗压强度 q_u 分别为 500kpa、800kpa、1 200kpa(平均值),桩身抗剪强度 c 为 250kpa、 φ 为 42.5°(平均值),28 天龄期的单桩竖向承载力、单桩复合地基承载力极限值平均值分别达到 180KN 和 330kpa。复合地基承载力标准值 f_{sp} 为 165kpa(安全系数为 2),复合地基模量标准值 E_{sk} 为 12Mpa。考虑到水泥土强度随着龄期的增长而增大,而上述单桩复合地基承载力值是 28 天龄期的试验结果,并没有达到水泥土标准强度所需要的龄期(一般为 90 天),所以分析认为本工点复合地基承载力能满足设计值(203kpa)的要求。

(2)为控制填土速率及能够对地基稳定性作出定量分析,设计中要求对地表和地层进行竖向沉降和水平向位移测试,测试设备采用沉降板。

沉降观测分为深层沉降、地面沉降和路堤填土部分沉降三种。

水平位移观测:通过水平位移观测,控制填土速率,防止路堤破坏。

根据软土的分布范围,选择 D₁K761+380、D₁K761+423、D₁K761+460、D₁K761+630 四个断面作为观测沉降和水平位移的横断面,每个横断面上布置 8~9 个观测点。从 1994 年 10 月至 1995 年 1 月间的观测结果表明,水平位移值小于 5mm,最大沉降值在 D₁K761+460 断面中心处,为 15.3cm,预计沉降还会有所增加,但还是小于设计值 67cm,这一出入与假设条件和理论公式中某些保守因素有关。总之,表明复合地基是一种介于刚性与柔性之间具有一定压缩性的基础,它能大大地提高地基的稳定性。

6 小结

南昆线永丰营车站软土路堤坍滑工点出现后,得到上级领导的关心和支持,尤其是铁道部领导两次亲赴现场听取设计与施工单位的整治方案汇报,笔者作为工点设计负责人觉得很感动。目前,尽管工程整治成功了,但本工点无论是勘测、设计、施工中均有经验和教训可总结。

6.1 原线方案整治体会

(1)该站 1982 年进行初测时,钻探 6 孔,平均每孔 11.5m;1989 年进行定测时,在 5 座涵洞位置上钻探 5 孔,平均每孔深 10m。作为一个地处沟谷间的车站勘测,由于没有认识到地层深部有淤泥质粘土存在,故没进行较深孔的钻探进行地层分析。

(2)在车站路基设计中,对 D₁K761+665 涵洞钻孔有软弱夹层并没有进一步分析,而是以一般路基设计通过,这给以后的施工留下了后患。

(3)当路基施工出现沉落时,施工单位为了赶工期,既没有与设计单位联系,也没有进行变形观测,仍一味地超填,最后经钻探证实,沉降中人工填土厚最大达8m,直到地表隆起、护脚墙开裂后才要求设计单位现场踏勘,这给就地整治带来困难。

(4)路堤坍塌后,设计单位着手进行了补充勘探。由于没认识到在地层深部有淤泥质粘土存在,这样就出现了第一次变更设计后施工中的被动局面。

6.2 移线方案工程整治体会

移线方案实施过程中,笔者与其他同志一道,对本工点高度重视,最后确保了工程的整治成功。但通过设计与配合施工,笔者有如下认识:

(1)在铁路路基复合地基设计中,由于粉喷桩具有一定的抗剪强度,即它具有较强的侧向约束力,所以当卧软弱层面无倾斜时,设计中应把复合地基承载力及工后沉降作为地基稳定性的控制因素。另外在铁路路基设计中,由于地基容许有一定的沉降,所以复合地基承载力标准值的安全系数可适当放宽,笔者认为可取1.5~1.7值,而目前一些设计规程规定 K 取值2是相对保守了,大大提高了工程造价。

(2)对于桩端未抵达硬土层的搅拌桩,根据悬臂式摩擦桩的受力原理可知,其桩身轴向应力是自上而下逐渐减少,最大轴力位于桩顶下2~3倍桩直径范围内。因此,在搅拌桩单桩设计中,为节省固化剂和提高施工效率,桩身无侧限抗压强度 q_u 应为变数,设计时应要求采用变掺量的施工工艺。本工点在悬臂桩(桩长16m)施工中,就采用了上述原则,实践证明效果较好。

(3)由于深层搅拌桩设计目前尚无规范可执行,故只能借鉴一些技术规程和手册来进行理论计算。又因软土的生因及成层类型因地域不同而差异性较大,所以搅拌桩在理论计算中的数据建议通过室内或室外试验所取得,以便使设计更合理、更完善。

ANALYSES ON MECHANISM AND METHOD OF DISPOSAL FOR COLLAPSE—LANDSLIP OF SOFT SOIL EMBANKMENT

Min Weiging

The Second Survey and Design Institute of MOR

Abstract Mechanism why the collapse—landslip of soft soil embankment happened at Yongfengying station of the new railway between Nanning and Kunming and the engineering measure to reinforce the soft soil embankment are discussed, the construction method and the monitor at the scene to this work point in handling course are discussed too, and lastly, the author's realizations are described in this paper.

Keywords soft soil; embankment; analysis; disposal