

爆炸处理淤泥地基在某围涂工程中的应用

沈自力¹, 金锡斐²

(1.浙江省水利水电勘测设计院,浙江 杭州 310002;2.台州市温岭东海涂围垦指挥部,浙江 温岭 317511)

摘要 通过某围涂工程堤基爆炸处理淤泥的实践,介绍了爆炸处理淤泥地基的设计、施工及质量检查情况,同时阐明了爆炸处理淤泥地基的适用性和经济性.工程实践表明,爆炸处理淤泥地基具有速度快、操作简单、投资少等特点.

关键词 爆炸;堤基处理;围涂工程;

中图分类号:TV542 文献标识码:B 文章编号:1006-764X(2002)07-0049-02

1 工程概况及设计要求

某围涂工程位于浙江温岭市东海岸,东起南港山西侧,西接横歧山东端,为一施工道路海堤.堤身为斜坡式抛石堤结构,堤顶宽 10 m,两侧坡比 1:1.5,堤长 210 m,水下平台高程 -0.5 m(图 1).地基为淤泥,灰色,流塑,饱和,层厚 1.80~9.50 m,物理力学参数如下:含水量 50.3%~66.0%,容重 16.3~17.4 kN/m³,孔隙比 1.37~1.78,粘聚力 5.2~15.2 kPa,内摩擦角 1.0°~3.8°,下伏为侏罗系的熔结凝灰岩,基岩面起伏较大.

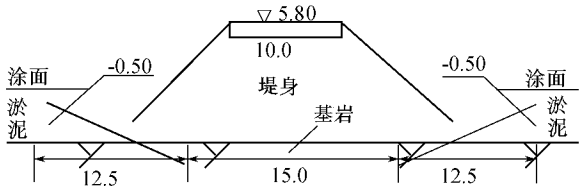


图 1 堤身设计横剖面(单位:m)

设计采用爆炸处理淤泥软土地基,要求置换后堤底坐落于基岩上,宽度不小于 15.0 m.抛石料采用自然级配,含泥量小于 10%,爆炸处理后横断面尺寸允许最大偏差为 0.80 m,堤身抛填体相对密度不小于 0.60 m,抛填完成后 3 个月的累计沉降小于 20 cm.

2 爆炸处理施工原因及基本原理

由于工程区堤基淤泥层厚度较薄,且厚度变化较大,受潮水影响,水深又较浅,船上施工无法进行,而采用常规插板施工工艺或挖除法均要求建造临时围堰,施工周期长,难度大;上述限制条件对爆淤法施工均不存在,而淤泥层厚度又较薄,为爆炸挤淤填石(爆填法)和夯爆处理软土地基提供了良好的基础条件.

爆填法一般在抛石前的淤泥地基的适当位置埋设群药包,起爆后由于淤泥等软土的强度降低,在抛石自身重力作用下挤开淤泥层,与下伏层相连接,形成较完整的抛填体.为了弥补内外坡脚爆填石不足,两侧加抛块石,采用夯爆挤淤,在抛石体表面埋设药包,利用炸药能量,使抛石体向下挤开淤泥层,使块石与原抛填体结合,并形成初步的水下平台;同时使抛石体产生相互错动,孔隙率减小,达到密实的目的.

3 爆炸工艺设计及参数

3.1 爆炸挤淤填石参数计算

线药量计算:

$$q_L = q_0 L_H H_{mv} \tag{1}$$

$$H_{mv} = H_m + (\gamma_w / \gamma_m) H_w \tag{2}$$

式中: q_L 为线药量,即单位补药长度上分布的药量,kg/m; q_0 为单耗,即爆除单位体积淤泥所需药量,kg/m³; L_H 为爆淤填石 1 次推进填石水平距离,m; H_{mv} 为计入覆盖水深的折算淤泥厚度,m; H_m 为置换淤泥层厚度,m; γ_w 为水容重,kN/m³; γ_m 为淤泥容重,kN/m³; H_w 为覆盖水深(泥面以上水深),m.

一次爆炸挤淤填石药量计算公式为

$$Q_1 = q_L L_L \tag{3}$$

式中: Q_1 为 1 次爆炸挤淤填石药量,kg; L_L 为爆炸挤淤填石一次的布药线长度,m.

单孔药量计算公式为

$$q_1 = Q_1 / m \tag{4}$$

式中: q_1 为单孔药量,kg; m 为 1 次布药孔数.本次爆淤单孔药量 55 kg.

作者简介:沈自力(1969—),男,浙江慈溪人,工程师,从事水利水电地质勘察和岩土工程施工工作.

3.2 平台夯爆参数计算

单药包药量计算公式为

q2 = q0* abHη/n (5)

式中 :q2 为夯爆单包药量 ,kg ;q0* 为夯爆单耗 ,指夯爆单位体积所需的药量 ,kg/m³ ;a ,b 分别为药包间距和排距 ,m ;H 为夯爆前石层平均厚度 ,m ;η 为夯实率 ,% ,取 15% ;n 为夯实遍数 ,一般取 2~3.

3.3 爆淤药包埋深

爆淤药包埋深计算公式如下 :

Hu = 0.45Hmw (6)

式中 :Hu 为药包埋深(指药包在水面以下深度) ,m. 本次药包埋深取泥面以下 1~2 m.

爆炸处理施工具体参数见表 1 ,质量控制参数为 :抛填宽度误差 ±0.5 m ,抛填尺寸误差 ±1.0 m ;布药桩号误差 ±0.5 m ;药包间距及埋深误差 ±0.3 m ;单炮总药量误差 ±0.5% .

4 爆炸处理施工总方案及工序

4.1 施工总方案

①堤头爆填形成稳定堤心 ;②两侧爆填形成全断面堤身 ;③坡脚夯爆形成水下平台.

4.2 施工工序

a. 测量放样 .根据施工进度及时设立抛填标志 ,指导块石抛填.

b. 抛填 .按设计要求采用反斗车直接在涂面上进行堤身块石抛填 ,必须根据爆炸处理顺序 ,逐渐抛填推进.

c. 堤头爆填 .当抛填长度达到 6.0~7.0 m 后 ,在堤头前面淤泥中埋设炸药进行爆炸 ,布药参数按初定数据进行 .堤头爆炸后补抛并继续推进 ,当堤头推进 6.0~7.0 m 后 ,再重复爆炸 ,这样按“抛填→爆炸”循环进行 ,直到达到设计堤长.

d. 侧向爆填 .当堤身向前推进超过 50 m 后 ,应进行侧爆处理 .爆炸参数按设计执行 ,爆前要求的侧向超高填方量 ,并要求两侧同时引爆 ,经侧向爆炸处理后 ,对不能满足断面要求部位及时进行补抛.

e. 侧向平台爆夯处理 .侧向爆填处理后 ,根据堤身断面要求补抛结束 ,即进行坡脚平台爆夯 .爆夯参数按原设计要求进行.

f. 爆后理坡 .爆炸处理后的坡面需进行理坡后

才能满足设计要求 ,理坡可采用人工和机械相结合的方法进行.

5 效果检查

5.1 沉降观测

根据实际观测资料 ,抛填完成 3 个月 后 ,3 号点(桩号 0+250)的最大累计变形量为 14.8 cm ,抛填完成 5 个月 后 ,4 号点最大累计变形量为 15.4 cm ,由此可见满足设计沉降要求(见表 2).

表 2 海堤沉降变形观测结果

时 间	变形量/m			
	1 点(0+160)	2 点(0+200)	3 点(0+250)	4 点(0+300)
2 月 5 日	54	67	81	72
3 月 6 日	90	100	128	115
4 月 6 日	117	132	148	136
5 月 5 日	131	145	148	147
6 月 5 日	131	150	148	154

5.2 堤身落底和宽度检查

a. 钻探检查 .2001 年 6 月 27 日~7 月 2 日在堤顶轴线桩号 0+186 ,0+240 处各布置机钻孔 2 个 ,进行抽样检查 ,结果发现两钻孔堤底各有 0.80 m 和 0.40 m 的淤泥、碎石混合层及 1.10 m 和 0.60 m 的淤泥层.

b. 探地雷达测试 .2001 年 7 月 20 日在利用已有钻孔资料的基础上 ,运用探地雷达 ,对采用爆填技术形成的堤身及堤基进行了检测 .本次测试段(0+140)~(0+320)抛石堤顶布设 2 条纵断面测线 ,5 条横断面测线 .查明堤底存在 0.4~1.0 m 的淤泥碎石混合层 ,局部堤底有 1.4 m 的淤泥层.

6 结论及建议

a. 本次爆炸处理淤泥堤基 ,抛填密实均匀 ,部分抛石层下面残存有碎石、淤泥混合层 ,堤底有效宽度在 10~26 m ,3 个月累计沉降量最大为 14.8 cm ,总体效果满足设计要求.

b. 由于爆炸法处理软土地基与常规的排水板等方法相比有速度快、操作简单、不受气候和风浪影响 ,投资省等特点 ,本工程比常规挖除法节约工程投资约 54.0 万元.

c. 爆炸法处理软土地基 ,一般在软土厚度 10 m 左右效果最好 ,软土厚度太大 ,底部挤出效果就差 ,

表 1 爆炸处理施工设计参数

位 置	堤身抛填预堆高度/m	堤顶抛填预堆宽度/m	一次爆炸处理长度/m	一次爆炸药包数/个	药包间距 /m	单药包重量 /kg	药包埋深 /m	一次爆炸用药量/kg	全堤爆炸次数/次	全堤爆炸用药量/kg
堤头爆填	+4.0	21.0	6.0~7.0	12	3.0	55	2.0~3.0	340	33	11 220
两侧爆填	+4.0	13.0	30.0	20	3.0	20	1.0~2.0	400	7	2 800
平台夯爆	+4.0	13.0	30.0	20	3.0	15	坡脚石面上	300	7	2 100

(下转第 53 页)

c. 太沙基理论计算公式验算. 当地基土比较密实, 受轴心垂直荷载作用的条形基础, 土的应力~应变关系曲线出现明显的转折情况, 可采用太沙基理论极限承载力计算公式进行验算. 本设计考虑了槽墩、台置于第三系泥质砂岩、砂岩上, 同时考虑扩大板式条形基础受轴心垂直荷载作用, 并结合渡槽基础载荷试验成果, 采用太沙基理论进行验算, 验算结果见表 4. 其承载力大于槽墩、台产生的最大压应力 $\sigma_{\max}$, 这表明槽墩、台地基均能满足地基承载力要求. 此算法考虑了地基土因素的影响, 较适合于条形基础.

d. 软弱岩石允许承载力计算公式验算. 对于几乎无节理的软弱岩石, 其中允许承载力可以采用 Bell 公式进行验算. 本设计考虑了槽墩、台底的基岩为弱风化泥质砂岩、砂岩, 计算中基岩密度按浮密度计. 验算结果见表 4. 其承载力大于槽墩、台产生的最大压力 $\sigma_{\max}$. 这表明槽墩、台地基均可满足地基承载力要求. 此算法考虑岩基因素的影响, 而该地基为弱风化基岩, 尚有一定的区别.

e. 原位载荷试验验算. 从渡槽 1 号、2 号、5 号基础载荷试验的 $s \sim P$ 关系曲线可以看出, 在同一垂直压力 0.60 MPa 时 1 号、5 号基础的沉降量略高于 2 号基础, 说明试验条件虽有差别, 但沉降量仍很小. 基础压缩较小, 应属中~低压缩岩土. 1 号、2 号、5 号基础进行原位载荷试验的结果: 其比例界限值分别为 0.60 MPa, 0.70 MPa, 0.58 MPa. 可以看出, 1 号、5 号基础承载力比较接近, 2 号基础承载力略高. 主要原因是试验时, 2 号基础饱和度只有 82%, 1 号、5 号基础则处于完全饱和状态, 但其比例界限值均大于槽墩、台产生的最大压应力 $\sigma_{\max}$, 这表明能满足地基承载力要求.

综上所述, 因各理论都有其相应边界条件和设计依据, 从而造成它们计算和试验的结果不尽相同. 但在设计中采取了与边界条件相适应的措施, 使得各结果都能满足本次设计要求. 这也说明了各计算公式的合理性及适应性, 也为今后类似工程问题的解决提供了可参考的设计方法.

3 基础施工

乌伦古河为游荡性河床. 现代河床宽为 60 m, 河水深 1~2 m. 该河段纵坡为 0.0738%, 河谷两岸为发育宽阔而较平坦的一级阶地. 渡槽槽址位于乌伦古河“S”形弯道的右岸阶地上, 河岸地面高程为 598.7 m 左右. 渡槽基础施工的围堰设计标准为重现期 10 年, 设计流量为 $373 \text{ m}^3/\text{s}$. 施工中, 由于渡槽地基基坑紧靠河道边, 上部覆盖层为强透水的砂砾石, 下部为遇水极易软化的第三纪泥质砂岩、砂岩. 为解决渡槽基础施工时免受地下水对地基的浸蚀影响, 满足设计基础承载力要求, 采取了以下措施:

a. 加宽围堰并在其上游铺设防渗土工膜, 目的是延长渗径, 减少渗漏量.

b. 在开挖过程中放缓基坑边坡, 并用木桩、砂袋给以加固. 同时加强基坑四周的排水措施, 布设排水沟、集水井并及时抽水, 以避免地下水对地基的浸蚀.

c. 当基坑开挖到设计高程后, 立即铺设一层 10 cm 厚细粒混凝土, 以避免基岩风化.

d. 待基础浇筑完成达到设计强度后, 回填级配良好的砂砾石并进行碾压.

e. 利用浇筑槽身时填筑的土胎模作为垂直外荷载对软弱地基进行预压, 加快地基的压缩稳定, 以期减小地基变形, 减小墩、台间的不均匀沉降, 提高地基承载力.

渡槽下部施工顺序为: 测量施线→基坑开挖→垫层混凝土→条形基础→墩柱→盖梁. 墩柱盖梁施工流程为: 测量定位→混凝土凿毛→钢筋绑扎→立模板→混凝土浇筑→养护.

扶壁挡墙混凝土方量大, 洪水期的排水严重困扰施工. 由于排水困难, 土方开挖时在底部留下 80 cm, 待进行垫层混凝土浇筑时开挖, 边开挖边进行垫层混凝土浇筑, 保证垫层混凝土和新鲜且不扰动的基岩接触.

钢筋施工: 为保证钢筋质量, 钢筋施工分两阶段. 底板钢筋及插筋和底板以上部分钢筋. 混凝土浇筑: 泵送混凝土, 采用吊桶和溜槽相结合使混凝土直接进入仓位, 均匀浇筑.

4 结 语

乌伦古河渡槽基础设计和施工的特点是: 渡槽基底基岩为软弱岩石, 长期处于饱和状态, 地基基本允许承载力相对较低, 地基承受外荷载较大. 对于软基重问题采用了多种计算理论和计算方法进行全面分析, 同时又综合考虑了各种相关因素的影响. 该工程于 1998 年 9 月开工兴建, 2000 年 7 月竣工. 同年 8 月试通水运行, 是目前国内建成的过流能力最大的渡槽之一. 迄今已建成运行 2 年多, 情况良好.

(收稿日期 2002-09-03 编辑: 马敏峰)

(上接第 50 页) 不彻底. 另外在爆填施工过程中往往会在两侧形成数米厚淤泥鼓包, 在两侧加抛块石前应挖除, 否则在两侧抛填中间会夹有淤泥, 成为堤身稳定的隐患.

d. 由于软土(一般为淤泥类土)在不同地方的性质存在差异, 应根据现场的具体情况设计爆炸参数, 必要时应进行爆炸试验确定. 同时应加强前期的勘探工作, 对堤基土的性质和厚度分布应充分查明, 这样有利于参照对比, 设计合理的爆炸参数.

(收稿日期 2002-10-16 编辑: 熊水斌)