

电力管廊顶管施工杆塔保护方法探讨

卞茂斌

(无锡供电公司,江苏 无锡 214061)

摘要:地下电力管廊的埋深在10 m以下。长江中下游软土地基地区,常处在粉土夹淤泥质粉土土层中施工,而施工路径经常密布电力杆塔,顶管路径无法规避。结合工程施工实例,对比分析土体加固的不同保护方法,探讨安全可靠、经济有效的实施方案,对其他类似的大直径顶管施工中可能遇到的杆塔保护具有借鉴意义。

关键词:顶管;保护杆塔;土体加固;压密注浆;高压旋喷

中图分类号: TM 85

文献标志码: B

文章编号: 1009-0665(2014)03-0062-04

地下电力管廊是提高土地利用效率、改善电力供应可靠性的一项有效输电方式。由于较多为架空输电线路改建成地下管廊,因此,对施工区域内无法规避的运行电力杆塔的切实可靠保护,成为地下管廊施工的严重困难。结合管廊顶管的多处电力杆塔保护的施工经验,为类似工程施工提供实践借鉴。

1 项目概况

某电力管廊项目位于区域供电的变电所周边,为配合该区域商业地块建设开发,将现有和今后规划建设220 kV电力架空线路入地敷设。工程布置在道路两侧绿化带内,从220 kV输电终端铁塔,用地下顶管连接至变电所附近,再用涵道接通变电所。设计规模为220 kV电力电缆九回。其路径示意如图1示。

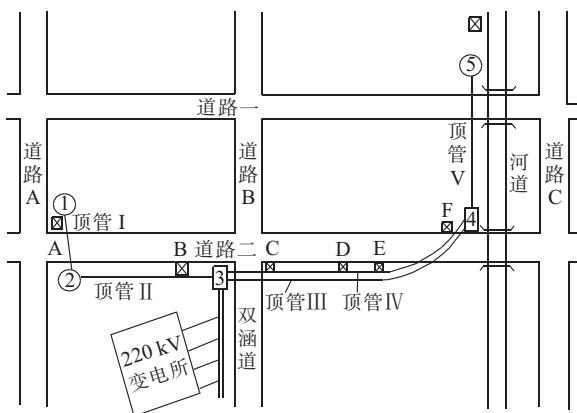


图1 路径示意

1.1 工程地质水文

工程沿线地基地层土体分为11层:

1-1层素填土(Q_4^{ml}):为耕植土,以粉质黏土、黏土为主。平均厚度1.35 m。

1-3层淤泥(Q_4^{ml}):流塑状态,工程性质极差。厚度:0.50~2.00 m。

2-1层淤泥质粉质黏土($Q_4^{3(al+1)}$):流塑,含少量腐

植物。平均厚度2.17 m。承载力 $f_{ao} = 65$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 4.0$ MPa。

3-1层黏土($Q_4^{3(al+1)}$):硬塑,含氧化铁、铁锰质结核。平均厚度3.82 m。地基土承载力 $f_{ao} = 200$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 8.0$ MPa。

3-2层粉质黏土($Q_4^{3(al+1)}$):可塑,含铁锰斑纹。平均厚度1.37 m。地基土承载力 $f_{ao} = 140$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 6.0$ MPa。

4-1层粉土($Q_4^{2(al+1)}$):湿,中密,部分为细砂,含石英、云母碎屑。平均厚度6.10 m。承载力 $f_{ao} = 140$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 5.5$ MPa。

4-1A层淤泥质粉质黏土($Q_4^{2(al+1)}$):湿,流塑,部分为细砂,含石英、云母碎屑。平均厚度1.48 m。承载力 $f_{ao} = 80$ Pa,压缩模量 $E_{s1-2} = 3.5$ MPa。

5层淤泥质粉质黏土(Q_4^{2al}):流~软塑,夹少量薄层粉土。平均厚度1.15 m。土承载力 $f_{ao} = 100$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 4.0$ MPa。

6-1层黏土($Q_3^{3(al+1)}$):硬塑,部分为粉质黏土,含氧化铁、铁锰质结核和高岭土。平均厚度4.45 m。承载力 $f_{ao} = 260$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 8.0$ MPa。

6-2层黏土($Q_3^{3(al+1)}$):硬塑,含铁锰结核。平均厚度4.45 m。承载力 $f_{ao} = 300$ kPa,压缩模量 $E_{s1-2} = 8.5$ MPa。

7-1层粉质黏土($Q_3^{3(al+1)}$):可塑。该层钻孔未揭穿。地基土承载力 $f_{ao} = 110$ kPa,压缩模量 $E_s = 7.0$ MPa。

该项目的顶管工程埋深9~14.3 m,均在3-2层至5层土层中。地下水主要为松散土类孔隙水,稳定水位埋深为0.40~1.80 m,主要接受大气降水和地表水渗入补给,与地表水联系密切,以蒸发及向河道排泄为主要排泄方式。地下水位设计埋深取0.5 m。

1.2 工程分析

按照电力线路运行规程,输电线路路径边线两侧15 m为保护区域,是工程建设禁区。该项目施工区域与输电线路保护区多处重叠。顶管I~IV段工程,路径经过A-F(见图1)6基电力杆塔必需保护。根据以往经验

和地质报告, 预计顶管后杆塔沉降平均值大于 150 mm, 难于达到保护目的, 需采取预加固措施。其中, A 钢管塔为 220 kV 大转角塔, 结构荷载大, 顶管路径穿过塔基水平受压区, 竖直距离小, 沉降控制要求较高; B-F 钢管塔为 110 kV 直线塔, 结构荷载较小, 顶管外边线与塔基最近点距离为 -0.87~3.5 m, 结构的竖直距离 3.5~7.8 m, 沉降控制措施困难相对较小。为此, 分别对上述两类杆塔分别采取不同加固方案。

2 加固方案

2.1 A 钢管塔

该钢管位于顶管 I 段区, 钢管外径 2.4 m, 其基础为 4 层台阶重力式扩大基础, 每层台阶高 1.3 m, 埋深 4.75 m, 底层台阶平面尺寸 11.8 m×11.8 m, 顶层台阶 6.4 m×6.4 m。区间内采用直线顶管施工, $D_{内}=2.4$ m, 壁厚 0.24 m, $D_{外}=2.88$ m。

2.1.1 加固计算

依据 JGJ79—2002^[1]。计算条件: 选择高压旋喷桩的直径为 $D=0.6$ m, 则桩的截面面积 $A_p=0.2826$ m², 桩的周长 $\mu_p=1.884$ m, 桩间距 0.8 m, 等边三角形排列。基础土层特征值如表 1。

表 1 钢管塔基础土层计算特征值

序号	土层名称	厚度 /m	侧壁摩阻力 /kPa	承载力 /kPa
1-1	素填土	0.72	30	
3-1	黏土	5.5(1.47)	78	200
3-2	粉质黏土	0.5	39	140
4-1	粉土	3.5	92	140
4-1A	淤泥质粉土	0.6	21	80
4-1	粉土	2.6	92	140
5	淤泥质粉土	0.7	23	100
6	黏土	0.88	101	260

桩体单独承载的单桩竖向承载力 R_{kd1} 为:

$$R_{kd1} = \eta \times f_{cu} \times A_p \quad (1)$$

式中: η 为桩身强度折减系数, 取 0.33; f_{cu} 为桩身抗压强度平均值, 取 10 000 kPa。桩体和土体联合承载的单桩承载力 R_{kd2} 为:

$$R_{kd2} = \mu_p \times \sum (q_{si} \times l_i) + A_p \times q_p \quad (2)$$

式中: q_{si} 为桩周第 i 层土的侧阻力特征值; l_i 为桩周第 i 层土的厚度; q_p 为桩端地基土承载力特征值, 取 260。经计算, R_{kd1} , R_{kd2} 分别为 933 kN, 1605 kN, 取其较小值, 即单桩承载力 $R_{kd}=933$ kN。

单桩承担的处理面积 A_e 为 0.554 m², 单桩分担的处理地基面积的等效圆直径 D_e 为:

$$D_e = a \times s \quad (3)$$

式中: a 为布桩特征系数, 等边三角形布桩 $a=1.05$; s 为

桩间距。面积置换率 m 为:

$$m = D^2 / D_e^2 \quad (4)$$

则, 复合地基承载力 f_{spk} 为:

$$f_{spk} = m \times R_{kd} / A_p + \beta \times (1 - m) \times f_{sk} \quad (5)$$

式中: β 为桩间土承载力折减系数, 取 0.2; f_{sk} 为处理后桩间土承载力特征值, 取 140 kPa。计算得 $f_{spk} = 1697$ kPa, 加固后的土体复核地基承载力将近 1700 kPa, 可确保顶管施工对基础承载土体的沉降影响很小。

2.1.2 加固方法

采用 $D=0.6$ m 高压旋喷桩^[2], 等边三角形布桩, 桩间距 0.8 m×0.8 m, 桩长 15 m, 共 140 根。加固范围长 15.8 m, 严禁接触碰撞基础; 基础下部无法施工高压旋喷桩的区域, 采用高压注浆加固, 但是不影响基础运行^[3], 加固面积 15.4 m², 深度为基础底面以下 6 m。加固平面如图 2 所示, 立面布置和土层分布如图 3 所示。

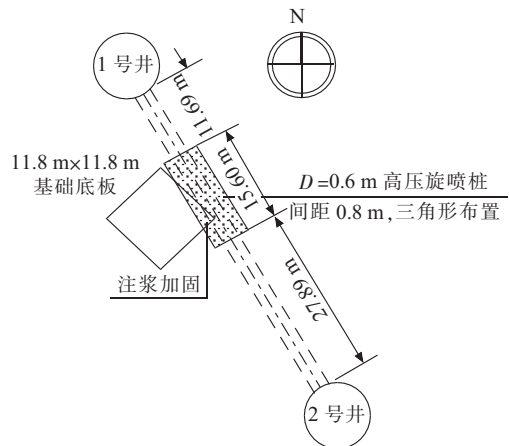


图 2 A 钢管塔加固平面图

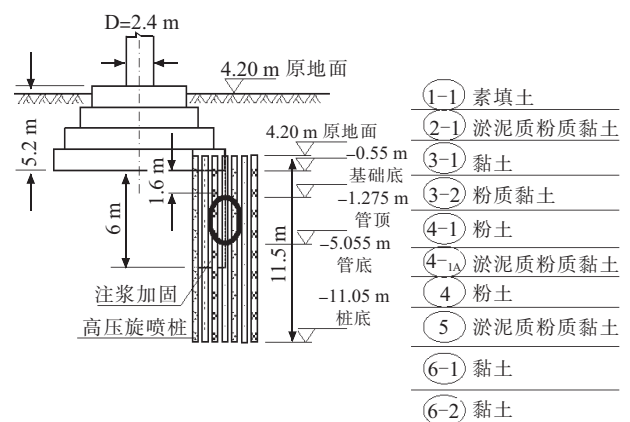


图 3 A 钢管塔加固立面和土层分布

2.1.3 主要施工参数

高压旋喷桩水泥为不低于 42.5 级普通硅酸盐水泥, 水泥浆液水灰比取 1, 水泥掺量取土天然重度的 30%, 喷浆压力为 2.0 MPa, 喷浆量 100~150 L/min, 气压 0.7 MPa, 风量 10 m³/min, 水压 30 MPa, 水流量 80~120 L/min, 提升速度 6~10 cm/min。桩身垂直度不大

于 1/100, 孔位偏差不大于 50 mm。施工及质量符合 JGJ 79-2002^[1]和 JGJ 120-2012^[4]。

2.1.4 施工检测

高压旋喷桩施工 28 d 后, 钻孔取芯检查成桩的质量^[5], 桩身无侧限抗压强度值应大于 10 MPa, 若不足, 应及时调整施工工艺后加密复喷。保养龄期到后, 钻检桩体完整性, 并检测注浆凝固体强度和变形性能。

2.2 B-F 钢管塔

以 C 和 F 钢管塔为例, 其他杆塔的加固方法类似。C 和 F 钢管塔位于顶管 IV 段。C 钢管塔为三级台阶扩大基础, 基础底层平面尺寸 3.4 m×3.4 m, 埋深 2.5 m。F 钢管塔为三级台阶扩大基础, 底层平面尺寸 7.2 m×7.2 m, 埋深 3.0 m。

2.2.1 加固计算

采用液压注浆加固, 加固后的土体复核地基承载力, 经核算为 130 kPa, 达到天然黏土至粉质黏土的地基承载力水平, 结合钢管塔下 3~4 m 厚的原状黏土持力层, 可保证顶管施工对钢管塔的沉降影响较小。

2.2.2 加固方法

对顶管外边线两侧 1.5 m 范围内的土体进行液压注浆加固, 注浆孔间距 1 m, 以提高土体的承载力, 增大土体力学参数, 减小顶管施工引起的土体沉降。C 钢管塔土体加固如图 4 和图 5 所示, F 钢管塔土体加固与此类似。

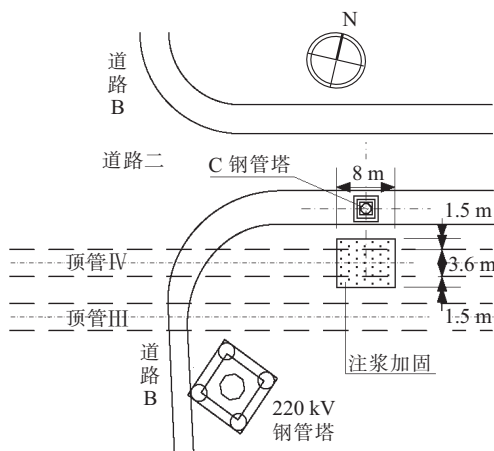


图 4 C 钢管塔加固平面图

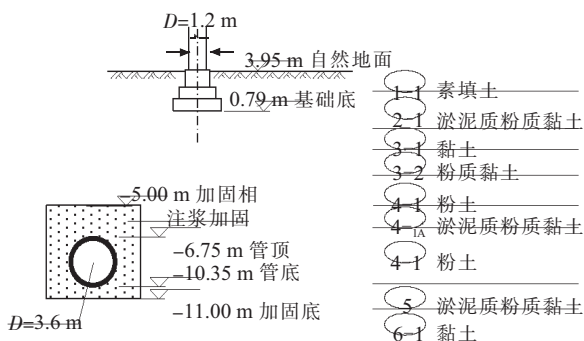


图 5 C 钢管塔加固立面和土层分布

2.2.3 主要施工参数

水泥浆采用 42.5 级硅酸盐水泥, 水灰比取 1, 水泥浆塌落 25~75 mm, 黏度 80~90 s, 7 d 抗压强度应为 0.3~0.5 MPa, 注浆流量 7~10 L/min, 注浆压力 1~7 MPa。施工及质量符合相关规定。

2.2.4 施工检测

注浆凝固体强度和变形性能检测采用标准贯入试验、现场十字板剪切试验、静力轴探试验。

2.2.5 施工监测

注浆施工和顶管施工过程中, 同步检测土体的隆起量和铁塔的沉降和倾斜度等。当观测值超过预警时应及时报告监理、施工单位及设计单位, 采取相应保护措施。沉降监测的控制值与报警值如表 2 所示。

表 2 沉降控制值与报警值

监测项目	日变化速率报警值	累计报警值	累计控制值
周边地表沉降/mm	-5~+2	-16~+8	-20~+10
钢塔基础沉降/mm	-5~+2	-16~+8	-20~+10
钢塔倾斜率/%		0.15	0.2

3 加固效果

按上述施工方案实施加固施工及保养, 结合工程进度要求, 分别对加固区进行 4 d, 10 d 和 28 d 保养龄期后的土体加固效果检测^[6], 检测结果如下。

3.1 A 钢管塔

28 d 龄期后, 高压旋喷桩区采用地探钻机随机钻芯取样, 抽检桩体 6 根。实验室试验芯样, 检测桩体搅拌效果和深度范围内的水泥含量。同时, 对桩体芯样进行无侧限抗压强度试验, 综合评定桩身质量。检测结果表明, 芯样质地坚硬, 水泥与土体搅拌均匀性良好, 完整性较好, 水泥含量高, 桩端持力层为灰褐色可塑粉质黏土。检测无侧限抗压强度 1.39~9.95 MPa, 达到 1700 kPa 的设计要求。

3.2 C 钢管塔

4d 龄期后, 在加固区注浆孔位之间静力触探机施钻静力触探孔, 孔深 11~11.5 m。检测结果表明, 注浆加固对黏土和粉质粘土层的影响较小, 但对粉土层强度的提高作用明显, 推算 28 d 强度可达到 160~170 kPa, 可以达到设计的加固效果, 达到控制顶管后地表浅层基础沉降。

3.3 F 钢管塔

10 d 龄期后, 在加固区注浆孔位之间采用钻机施钻探孔, 孔深均为 10 m, 重力动力触探试验和钻芯取土样目测鉴定相结合。检测结果表明, 注浆加固对粉质黏土层(3-2)的影响较小, 对粉土(4)强度的提高作用明显, 推算 28 d 强度可达到 160~170 kPa, 可以达

到设计的加固效果,控制了基础的沉降。

4 顶管施工和沉降监测结果

4.1 A 钢管塔

顶管 I 施工穿越 A 钢管塔加固区时,顶进速度受加固土体阻力影响,在顶力 400 t 不变的条件下,由原土区 1.5 cm/min 减缓为 1.0 cm/min,穿越后恢复到 1.5 cm/min,刀具磨损十分严重。

同时,A 钢管塔基础 4 个角点的沉降监测记录显示,顶管穿越该区时,基础有明显沉降,最大累计沉降量为-19.65~-15.15 mm,满足基础的保护要求。

4.2 C 和 F 钢管塔

顶管 IV 施工穿越 F 钢管塔基础加固区时,顶力 450 t 不变,顶进速度由 5 cm/min 减缓为 4 cm/min,穿越后恢复到 5 cm/min,顶管完成后刀具磨损轻微;穿越 C 钢管塔时,顶力 725 t 不变,顶进速度由 5 cm/min 减缓为 3.5 cm/min,穿越后恢复到 5 cm/min,刀具磨损也轻微。

F 钢管塔基础在顶管穿越时有明显沉降,并在顶管穿越后持续沉降 0.32~5.35 mm,累计沉降量稳定在-5.59~+2.12 mm 的状态。C 钢管塔基础在顶管穿越时沉降明显,最大累计沉降量-19.73~-9.13mm,并且在穿越后继续沉降 0.47~0.84 mm,至累计沉降量稳定在-20.57~-9.74 mm。基本满足基础的保护要求。

5 差别性效果分析

5.1 地质条件

地质报告和相同顶进长度下的顶管顶力及顶进速度表明,顶管 I 段的地质工程特征比顶管 IV 段高 50%左右,因此 A 钢管塔基础的地质条件比 C 和 F 钢管塔好很多。

5.2 基础受力状态

A 钢管塔为双回路 220 kV 大转角塔,顶管穿越区处于其基础的集中受压区;而 C 和 F 钢管塔为单回路 110 kV 直线塔,顶管穿越区处于其基础侧边的均匀受压区。因此,A 钢管塔基础的加固要求比 C 和 F 钢管

塔高得多。

5.3 土体加固方法

A 钢管塔基础加固采用高压旋喷桩工艺,可采用恰当措施,控制加固施工对基础下承载土层的扰动,效果良好。F 钢管塔采用压密注浆工艺,为控制造价,施工方案限定了浆液渗透范围,加固施工扰动保护基础较明显抬升,减小了顶管穿越后的累计沉降量。同样采用压密注浆工艺的 C 钢管塔,由于加固区为地质软弱层,限定浆液渗透范围的措施的效果较差,加固施工对保护基础的抬升扰动不明显,累计沉降量较大。

6 结束语

保护基础沉降趋于稳定后,总沉降量基本到达设计限值,均达到了保护基础的目的。决定加固方法选择的主要因素为地质条件和基础受力。加固措施成功的五个主要因素为:选择有代表性的地质参数进行加固计算,精确分析和计算基础受力,规范化实施施工技术措施,检测确认加固施工效果,预先控制顶管穿越加固区施工参数,并在过程中及时调整。以上分析及保护方法的取用,对其他类似的大直径顶管施工中可能遇到的杆塔保护具有借鉴意义。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国建设部. JGJ79—2002 建筑地基处理技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [2] 苏新法. 高压旋喷桩在深基坑加固的应用[J]. 西部探矿工程, 2010, 4: 29-30.
- [3] 李方楠,沈水龙,罗春泳,等. 考虑注浆压力的顶管施工引起土体变形计算方法[J]. 岩土力学, 2012, 33(1): 205-208.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [5] 中国工程建设标准化协会. CECS03—2007 钻芯法检测混凝土强度技术规程[S].
- [6] 王国英. 注浆加固在顶管施工的应用[J]. 中国高新技术企业, 2010(3): 155-156.

作者简介:

卞茂斌(1974),男,江苏盐城人,助理工程师,从事电力生产的现场施工管理及协调工作。

Discussions on Protection Methods for Transmission Towers on the Tunnels of Power

BIAN Maobin

(Wuxi power supply company, Wuxi 214061, China)

Abstract: The tunnels of power underground are in the depth of more than 10 meters. In the area of soft soil foundation at the Yangtze River, they are often built in the soil layer. However, power transmission towers also constructed near the path of tunnels, which cannot be evaded. With practical engineering projects, analysis on the soil reinforcement are implemented in terms of reliability, economic and effectiveness. The research provide a reference for future similar construction projects.

Key words: path on the tunnels of power; transmission tower protection; soil reinforcement