

[文章编号] 1003-4684(2022)05-0089-04

明渠建设与运营对塔基水平承载能力的影响

王绪民¹, 何宇棋¹, 李 剑²

(1 湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068; 2 中国科学院武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071)

[摘 要] 针对导流明渠建设将影响周边建筑稳定性的问题, 采用数值模拟的方法, 在导流明渠建设以及后期运营的过程中, 分析了某枢纽工程及其附近输电塔的水平承载能力。案例表明: 在导流明渠建设及运营过程中, 副坝自重荷载和蓄水后水荷载引起地层压缩沉降, 导致副坝靠近塔基一侧发生水平变形, 并推动塔基向远离副坝的方向变形, 变形增量为 -4.81 mm , 由于塔基在原设计荷载下水平变形约 -4.8 mm , 所以导流明渠通水后, 塔基最终的水平变形量 -9.61 mm 。该数值略大不符合规范要求, 因此在副坝下方修建一个加固区, 加固后水平变形增量减小到 -0.7 mm , 最终塔基水平变形量为 -5.5 mm , 满足规范要求, 在保证塔基础的稳定的同时, 工程能够顺利开展。

[关键词] 导流明渠; 数值分析; 水平承载能力; 水平变形

[中图分类号] TU47 [文献标识码] A

在中国经济高速发展的阶段, 各类工程建设不断增多, 在恶劣环境下发生的输电塔倒塌等事故也不断增多。因此, 在塔基周围建设工程时需要塔基进行承载能力影响研究, 以确保输电塔基的安全问题。为此, 许多学者作了一系列的研究。杨泰华^[1]等以葛武线为例, 制作出两种形式杆塔塔基进行试验, 为输电塔塔基改造提供了有力依据。姜银华^[2]等以人工挖孔灌注桩为基础, 研究桩基水平荷载下的应力分布以及变形规律, 为类似工程塔基定位提供帮助。李洪江^[3]等提出了一种 $p-y$ 曲线的双折线简化模型, 用来控制软土地基刚、柔性桩水平承载位移的标准。刘术俭^[4]等分别采用两种方法进行建模计算, 研究在堆载作用下, 低桩承台驳岸的水平位移变形规律。孙孝敏^[5]通过 FLAC3D 的三维有限差分数值模拟研究群桩基础的水平承载力, 并总结桩径、桩间距等因素对水平承载力的影响。谢寿平^[6]等利用 FLAC3D 软件对湖南某输电线路工程中的一个铁塔进行建模分析, 评价塔基边坡在工程活动下的稳定性, 以保证塔基的长期稳定。王开洋^[7]等对钢花管型微型桩进行了改善, 采用了二次注浆技术, 提高了桩基的水平承载力。周世良^[8]等采用有限元的方法对群桩的水平承载能力进行了模拟分析, 分析了不同坡度和不同深度条件下群桩的水平承载能力。沈建霞^[9]等结合算例分析了各种影响因素对桩基水平承载能力影响权重, 并指出不同情况所需要采用的桩顶连接形式。为桩基础的水平

承载能力提供了借鉴作用。

本文基于 Flac3D 对某水利水电工程导流明渠建设以及后期运营过程进行模拟, 并对其周边输电塔的塔基水平承载能力进行分析, 对类似工程稳定性评价提供参考依据。

1 工程概述和模型建立

1.1 工程概述

该水利水电工程左岸副坝填筑施工及后期库区蓄水后对周围特高压大跨度输电塔的塔基变形产生影响。在开挖的边缘处设置了副坝, 起到挡水的作用。副坝回填最外边线距离现状塔基的围墙距离 11.5 m , 距离现状塔基座边缘 25.3 m , 如图 1 所示, 根据初步设计, 左岸为导流明渠, 水位设计高程 50.72 m , 副坝顶面高程 53.8 m , 副坝外侧地面高程 47.0 m 。该地区地层自上而下可分为四层: 1) 砂壤土/壤土层 10.0 m ; 2) 粉细砂层 9.0 m ; 3) 砂砾石层 9.0 m ; 4) 其下为泥质粉砂岩层。

输电塔底座为圆形, 底径 30.4 m , 杆塔全高 148.8 m 。基础承台 2.5 m 厚, 位于地表以下, 配筋; 承台下沿环向均匀布置 80 根挤土桩, 桩径 1.0 m , 埋深 20.0 m , 桩身采用钢筋混凝土。

1.2 模型建立

根据地质勘探结果以及 104 号塔基设计, 建立数值模型。模型沿江方向长度为 100 m , 垂直江水方向长度为 350 m , 地表壤土层厚度 10.0 m , 粉细砂

[收稿日期] 2021-08-23

[第一作者] 王绪民(1972-), 男, 湖北武汉人, 工学博士, 湖北工业大学教授, 研究方向为岩土工程

[通信作者] 何宇棋(1998-), 男, 湖北鄂州人, 湖北工业大学硕士研究生, 研究方向为岩土工程

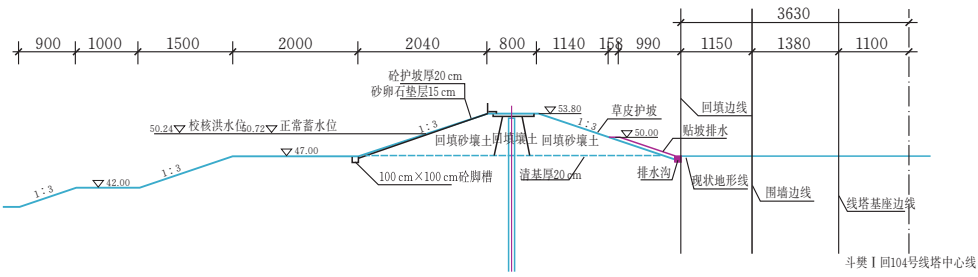


图1 工程设计及水位线

层厚度 9.0 m,砂砾层厚度 9.0 m,其下为泥质粉砂岩。整体数值模型如图 2 所示。该图中,由塔基指向副坝为 X 轴正向,垂直于 X 轴指向远端为 Y 轴正向,垂直于整个模型向上为 Z 轴正向。

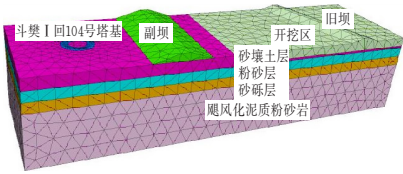


图2 数值模型

同时根据设计尺寸建立塔基数值模型如图 3 所示,该塔的塔型为 ZK-122,基础分布圆底径 30.4 m,基础承台 2.5 m 厚,位于地表以下,配筋;承台下沿环向均匀布置 80 根挤土桩,桩径 1.0 m,埋深 20.0 m,桩身采用钢筋混凝土,混凝土的计算参数如表 1 所示。



图3 塔基数值模型

1.3 本构模型选择

本次计算采用岩土工程中经典的摩尔-库仑本构模型,由于摩尔-库仑屈服准则可很好地描述大多数岩土材料的强度特性,在 FLAC3D 计算应用最为广泛。摩尔-库仑屈服准则如下所示:

$$F = \frac{1}{3} I_1 \sin \varphi +$$

$$\left(\cos \theta_\sigma - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta_\sigma \sin \varphi \right) \sqrt{J_2} - C \cos \varphi = 0$$

式中: I_1, J_2, θ_σ 分别为应力张量的第一不变量、应力偏量的第二不变量和罗德角; c, φ 分别为粘聚力和内摩擦角。

1.4 计算参数选择

根据初步设计中对该区域左岸地层物理力学参数的描述,左岸地层力学参数按照实际的试验结果,比对工程地质手册,综合选取计算模型参数,具体如表 1 所示。

表1 计算模型参数

| 地层名称 | 密度/ (kg · m ⁻³) | 弹性模 量/MPa | 泊松比 | 粘聚 力/kPa | 内摩 擦角 |
|-----------|--------------------------------|--------------|------|-------------|----------|
| 壤土 | 1890 | 16.8 | 0.37 | 16.8 | 15.3 |
| 粉砂 | 1930 | 38 | 0.33 | 0 | 22 |
| 砂砾层 | 1950 | 104 | 0.31 | 0 | 32 |
| 泥质 粉砂岩 | 2250 | 2060 | 0.27 | 200 | 35 |
| 堤坝土体 | 1900 | 20.8 | 0.36 | 16.5 | 15.2 |
| 混凝土 | 2400 | 20000 | 0.20 | — | — |

2 计算结果分析

2.1 副坝建设完成后的水平变形影响分析

在副坝建设完成但是尚未通水时,模型水平变形增量云图如图 4 所示,塔基水平变形分布云图如图 5 所示。从图 4 可以看出,由于副坝自重荷载引起了地层的压缩沉降,所以在副坝的坡脚位置出现了向外的水平变形,水平变形量值约为-15.4mm。并且副坝自重荷载产生的压缩变形挤压了水平方向上土体,故副坝左侧的水平变形逐渐向塔基扩展,将致使塔基发生一定的水平变形。从图 5 可以看出:由于竖向压缩挤压副坝周围土层,土层的水平位移影响范围较大,将引起塔基发生远离副坝方向的水平变形。桩基最大水平位移为-3.75 mm。

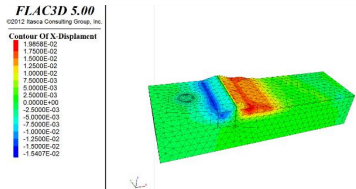


图4 副坝自重荷载作用下模型水平变形

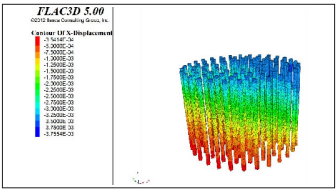


图5 副坝自重荷载作用下桩基水平变形

2.2 导流明渠通水后水平变形影响分析

导流明渠通水后,模型水平变形云图如图 6 所示,引起的塔基变形分布云图如图 7 所示。在图 6

中,由于导流明渠内水荷载作用在副坝及其下部的边坡上,方向垂直与坡面,因此使副坝及其下部土层发生了向塔基的水平变形,从水平变形云图上看,副坝靠塔基一侧坡脚的水平变形由 -15.4 mm 增大至 -18.2 mm ,将进一步影响塔基水平变形。从图 7 中得知,由于水荷载使得副坝及其下部土体继续向塔基发生水平变形,进一步推动塔基向远离副坝的方向变形,因此,塔基水平变形增量由 -3.75 mm 增加至 -4.81 mm 。由于塔基在原设计荷载下水平变形约为 -4.8 mm ,所以导流明渠通水后,塔基最终的水平变形量 -9.61 mm 。该数值略大,不符合规范要求,因此需要采取加固措施,减小因修建副坝及通水引起的输电塔水平变形增量。

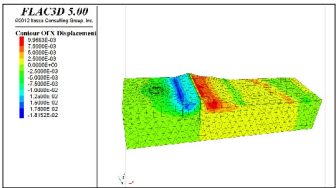


图 6 水荷载作用下模型水平变形

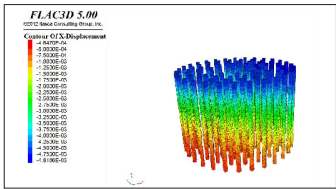


图 7 水荷载作用下桩基水平变形

3 加固方案

3.1 数值模型

加固区边界位于边坡高度 2.0 m 处,且边坡范围内的一半加固深度取 5.0 m ,副坝中部加固深度取 10.0 m 。加固区纵向长度方面,输电塔上部荷载通过塔基作用在地基上的应力扩散角按 22° 考虑,传递至副坝后,影响副坝的长度约 50.0 m ,因此,纵向加固长度方向上取塔基中心线两侧各 25 m ,共 50.0 m 。如图 8 所示。加固后,加固区力学参数按照以下标准:密度 1950 kg/m^3 ,弹性模量 150 MPa ,泊松比 0.30 ,粘聚力 50.0 kPa ,内摩擦角 35° 。其他区域计算参数不变。

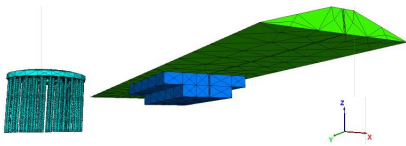


图 8 加固区数值仿真模型

3.2 结果分析

3.2.1 副坝建设完成后的水平变形影响分析 当副坝建设完成、尚未通水时,模型的水平变形云图如

图 9 所示,塔基的水平变形云图如图 10。

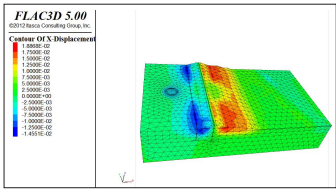


图 9 加固后副坝自重荷载作用下模型水平变形

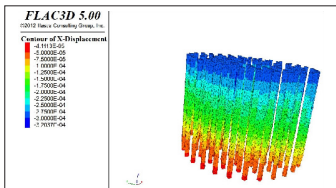


图 10 加固后副坝自重荷载作用下桩基水平变形

在图 9 和图 10 中,由于加固区上部副坝沉降减小明显,因此,加固区副坝外坡脚水平变形也减小,水平变形约为 -5.0 mm ,而未加固区副坝外坡脚水平变形约为 -14.5 mm 。同时,由于输电塔应力扩散范围内副坝下部地基进行了加固,故由于副坝自重荷载引起的塔基水平变形增量减小,桩顶最大水平位移增量 -0.32 mm 。

3.2.2 导流明渠通水后水平变形影响分析 导流明渠通水后,模型的水平变形云图以及桩基的水平变形云图分别如图 11 和图 12 所示。

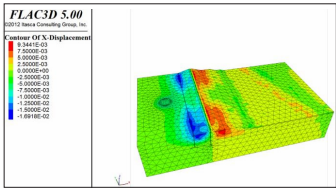


图 11 加固后水荷载作用下模型水平变形

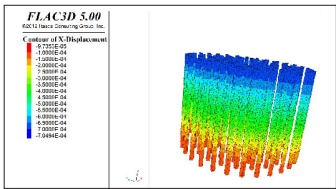


图 12 加固后水荷载作用下桩基水平变形

从云图上看,在加上水荷载之后,加固区副坝靠塔基一侧坡脚的水平变形由 -5.0 mm 增大至 -7.5 mm ,未加固区副坝靠塔基一侧坡脚的水平变形由 -14.5 mm 增大至 -16.9 mm 。对于桩基而言,由于输电塔应力扩散范围内副坝下部地基进行了加固,因此水荷载引起的塔基水平变形增量减小,桩顶最大水平位移增量增加至 -0.7 mm 。

4 结论

利用 FLAC3D 软件对某水利水电工程导流明渠建设以及后期运营过程进行模拟,分析了明渠建

设及运营后对周围塔基的水平位移影响,结果显示:

1)副坝自重致使塔基发生远离副坝方向的水平变形,桩基最大水平位移为-3.75 mm。水荷载将进一步推动塔基向远离副坝的方向变形,因此,塔基水平变形由-3.75 mm 增加至-4.81 mm,由于塔基在原设计荷载下水平变形约为-4.8 mm,所以导流明渠通水后,塔基最终的水平变形量-9.61 mm。该数值略大,需要采取加固措施。

2)在副坝下方修建一个加固区后,导流明渠通水后引起的塔基水平变形增量为-0.7 mm。塔基在原设计荷载下水平变形约-4.8 mm,导流明渠通水后,塔基最终的水平变形量-5.5 mm,满足单桩水平承载力特征值的标准。

[参 考 文 献]

[1] 杨泰华,张华,贺怀建,等.高压输电线路中输电塔塔基的模型制作及其承载性能的实验研究[J].武汉科技大学学报,2011,34(2):119-122.

[2] 姜银华,朱占东,孙茂前.特高压塔基人工挖孔桩基础受水平荷载时围岩应力分布研究[J].电力勘测设计,2018(S1):6-11.

[3] 李洪江,童立元,刘松玉.软土地基刚性桩水平承载力位移控制标准研究[J].岩土力学,2017,38(9):2676-2682,2692.

[4] 刘术俭,顾宽海,张逸帆.低桩承台驳岸在堆载作用下的水平位移变形规律[J].水运工程,2019(8):171-176,182.

[5] 孙孝敏.群桩基础水平承载力影响因素分析[J].交通世界,2020(10):106-108.

[6] 谢寿平,刘志鹏,罗红明,等.特高压直流输电线路塔基边坡的稳定性分析[J].安全与环境工程,2019,26(6):172-177.

[7] 王开洋,李亚军,李果,等.二次注浆竖向钢管微型桩水平承载能力试验研究[J].岩土力学与工程学报,2019,38(8):1707-1717.

[8] 周世良,王永艺. 徒岩河岸高桩墩式码头群桩基础水平承载能力分析[J].水利与建筑工程学报,2019,17(1):113-118.

[9] 沈建霞,钱祖宾. 全直桩基础水平承载能力影响因素探讨[J].水运工程,2012(4):166-170.

[10] 中国建筑科学研究院. JGJ 94-2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.

[11] 中国建筑科学研究院. JGJ 106-2014 建筑基桩检测技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2014.

The Influence of Diversion Channel Construction and Operation on the Horizontal Bearing Capacity of Tower Foundation

WANG Xumin¹, HE Yuqi¹, LI Jian²

(1 School of Civil Engin.& Environment, Hubei Univ. of Tech., Wuhan 430068, China ;
2 Wuhan Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sci., Wuhan 430071,China)

Abstract: Aiming at the problem that the construction of the diversion channel will affect the stability of surrounding buildings, numerical simulation is used to analyze the horizontal bearing capacity of a hub project and its nearby transmission towers during the construction of the diversion channel and subsequent operations. The case shows that during the construction and operation of the diversion channel, the self weight load of the auxiliary dam and the water load after impoundment caused the formation to compress and settle, which caused the horizontal deformation of the side of the auxiliary dam close to the tower foundation, and pushed the tower foundation to deform away from the auxiliary dam, when deformation increment is -4.81 mm. Due to the fact that the horizontal deformation of the tower foundation is about -4.8 mm under the original design load, the final horizontal deformation of the tower foundation is -9.61 mm after the diversion channel is filled with water. This value is slightly larger and does not meet the requirements of the specification, so a reinforcement area is built under the auxiliary dam. After reinforcement, the horizontal deformation increment is reduced to -0.7 mm, and the final horizontal deformation of the tower foundation is -5.5 mm, which meets the specification requirements. While ensuring the stability of the tower foundation, the project can be carried out smoothly.

Keywords: diversion channel; numerical analysis; horizontal bearing capacity; horizontal deformation

[责任编辑:裴 琴]