

土木工程与环境协调发展 研究新进展

TUMU GONGCHENG YU HUANJING XIETIAO FAZHAN YANJIU XINJINZHAN

2010 Jiangsusheng Boshi Yanjiusheng Xueshu Luntan Lunwenji

—— 2010江苏省博士研究生学术论坛论文集

岳丰田 靖洪文 吕恒林 主编

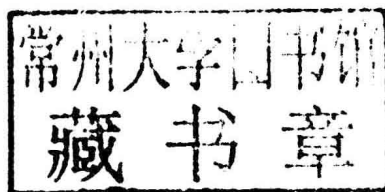
中国矿业大学出版社

China University of Mining and Technology Press

土木工程与环境协调发展研究新进展

——2010 江苏省博士研究生学术论坛论文集

岳丰田 靖洪文 吕恒林 主编



中国矿业大学出版社

内 容 提 要

2010 江苏省土木工程与环境协调发展博士研究生学术论坛,于 2010 年 12 月 22~24 日在中国历史文化名城徐州举办。本书编委会从收到的论文中,遴选出 37 篇集结成册予以出版。本论文集收录了土木工程涉及的地下工程、结构工程、岩土工程、防灾减灾与防护工程、道路与桥梁工程、建筑环境与设备工程等学科领域研究生的最新研究成果,旨在为土木工程学科各相关专业研究生提供一个学术交流的机会和展现个人风采的舞台。

本书适用于土木工程专业研究生及广大工程技术人员学习参考。

图书在版编目(CIP)数据

土木工程与环境协调发展研究新进展:2010 江苏省
博士研究生学术论坛论文集/岳丰田等主编. —徐州:中
国矿业大学出版社,2010. 12

ISBN 978 - 7 - 5646 - 0915 - 3

I. ①土… II. ①岳… III. ①土木工程—关系—环境
保护—学术会议—文集 IV. ①TU-023

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2010)第245355号

书 名 土木工程与环境协调发展研究新进展
——2010 江苏省博士研究生学术论坛论文集
主 编 岳丰田 靖洪文 吕恒林
责任编辑 陈 慧 吴学兵
出版发行 中国矿业大学出版社有限责任公司
(江苏省徐州市解放南路 邮编 221008)
营销热线 (0516)83885307 83884995
出版服务 (0516)83885767 83884920
网 址 <http://www.cumtp.com> E-mail: cumtpvip@cumtp.com
印 刷 徐州市今日彩色印刷有限公司
开 本 880×1230 1/16 印张 15 字数 433 千字
版次印次 2010 年12月第 1 版 2010 年12月第 1 次印刷
定 价 58.00 元

(图书出现印装质量问题,本社负责调换)

土木工程与环境协调发展研究新进展

——2010 江苏省博士研究生学术论坛论文集

主办单位:江苏省学位委员会,江苏省教育厅

承办单位:中国矿业大学研究生院
中国矿业大学力学与建筑工程学院
深部岩土力学与地下工程国家重点实验室

协办单位:中煤矿山建设集团有限责任公司
煤矿深井建设技术国家工程实验室

编委会名单

主	编:	岳丰田	靖洪文	吕恒林			
副主	编:	袁广林	黄家会	马金荣	王东权	黄 炜	王厚良
编	委:	岳丰田	靖洪文	吕恒林	袁广林	黄家会	马金荣
		王东权	黄 炜	王厚良	丁 明	李 亭	石荣剑
		王文龙	孙德育	刘佑民			

前 言

当前是我国土木工程建设飞速发展的黄金时期,各种大型工程建设规模宏伟、投资金额巨大、建设势头迅猛。南水北调、西电东送、西气东输、高速轨道交通、高速公路、城市地铁、深峡巨坝、超高超限建筑等重大工程的建设将伴随着我国全面建设小康社会进程的推进而持续相当长的一段时间。持续的、大规模的基础设施建设,为土木建筑领域科学技术的发展,特别是创新能力的提升,创造了历史性机遇,中国土木建筑工程事业取得的巨大成就已举世瞩目。可持续发展理念成为经济社会发展的共识,绿色城市和新型建筑设计得到广泛认同,诸如城市设计生态策略和技术措施、新型建筑材料与结构体系、智能结构设计与全寿命维护以及相关的评估、检测、鼓励技术政策、行业技术标准的研究制定已成为土木建筑学科最前沿的研究领域。

由江苏省学位委员会、江苏省教育厅主办,中国矿业大学研究生院、力学与建筑工程学院、深部岩土力学与地下工程国家重点实验室承办,中煤矿山建设集团有限责任公司、煤矿深井建设技术国家工程实验室协办的 2010 江苏省土木工程与环境协调发展博士研究生学术论坛,于 2010 年 12 月 22~24 日在中国历史文化名城徐州举办。论坛就土木工程涉及的地下工程、结构工程、岩土工程、防灾减灾与防护工程、道路与桥梁工程、建筑环境与设备工程等学科领域广泛地进行学术交流和研讨,旨在为江苏省土木工程学科各相关专业研究生提供一个学术交流的机会和展现个人风采的舞台。

本论文集收集了来自中国矿业大学、河海大学、南京林业大学等高校土木工程领域研究生的最新研究成果,研究内容包括土木工程基础研究、应用基础研究、工程实例、数值模拟等方面,具有一定的代表性。

由于时间紧,加之编者水平所限,书稿中不当之处在所难免,敬请广大读者给予批评指正。

编 者

2010 年 12 月

目 录

采煤沉陷区超高压输电铁塔安全性评估方法研究·····	舒前进,袁广林,郭广礼(1)
FRP 筋体外预应力梁的体内纵筋疲劳失效研究 ·····	高 宏,黄祥海(9)
钢管轻集料混凝土抗剪受力性能·····	傅中秋,吉伯海,莫海峰,等(15)
结构弹塑性地震反应分析的微分求积混合方法 ·····	廖 旭(22)
掺合料对水泥基材料早期开裂性能的影响·····	赵联桢,杨 平,胡 俊,等(28)
采动区不同分缝形式水闸整体稳定性的数值研究 ·····	常 虹,夏军武,孔 伟(33)
采动区工业厂房构件破坏机理分析 ·····	常鸿飞,夏军武,常 虹(38)
地下环境钢结构腐蚀浅析·····	张凤杰,夏军武,常 虹,等(44)
某焦化厂办公楼主体结构安全性检测与评定·····	宋亚林,吕恒林,韩 剑,等(49)
筒仓结构震后加固的地震反应特性研究·····	谢海舰,蒋 华(56)
碳纤维布加固工程实例研究 ·····	李世鸣,姚建国,温发明(63)
负压下水平热管管外降膜蒸发传热的实验研究·····	高蓬辉,周国庆,张立希,等(68)
非采暖半地下室楼板的温差修正系数确定·····	黄建恩,张丙利,冯 伟,等(75)
岩土颗粒介质计盒维数的计算方法·····	王义江,周国庆,况联飞,等(81)
土壤蓄冷和二级热泵集成系统的选型设计研究 ·····	刘卓典,魏亚志,毋 磊(87)
某办公建筑空调新风系统节能技术及经济性分析 ·····	张丽娟,王文龙,徐 宁(93)
低温独立新风空调系统的适用研究 ·····	吴 超(98)
碳纤维橡胶导电复合材料压缩敏感性研究·····	廖 波,周国庆,赵光思(104)
砂土自由堆积的离散单元模拟·····	周 杰,周国庆,李永松(110)
压力拱特征及演化规律研究·····	杜晓丽,宋宏伟,陈 杰(116)
加锚节理岩体直剪实验研究 ·····	段艳燕,宋宏伟(123)
破裂岩体承压注浆加固力学特性实验研究 ·····	宗义江,韩立军,韩贵雷,等(128)
石灰岩地震波能量衰减规律模拟实验研究 ·····	齐燕军,东兆星,靖洪文,等(138)
黄土地区某基坑工程土钉拉力现场监测研究·····	陶祥令,李 亭,王留东(145)
基于正交实验设计的拉裂松动体稳定性影响因素敏感性分析·····	黄宜胜,李建林,朱 婷(151)
竖井平面环拱效应的颗粒流模拟 ·····	陈国舟,陶祥令(157)

水泥碎石抗裂性能实验研究·····	柳志军(163)
含水砂岩与立井井壁相互作用的探索·····	王 涛(168)
透明相似材料模型实验技术·····	许国安,张茂林,靖洪文(173)
基于 VB6.0 的地质柱状对比图绘制方法研究 ·····	孟 波(181)
公路路侧土壤重金属污染研究进展·····	石 迪(187)
现代战争条件下城市地下空间防护效益评估方法研究·····	张 勇,徐一洋,李 洁(194)
平行裂隙岩体动力学性能实验研究 ·····	张海波,吕 磊,李 洁,等(199)
煤矿采区顺槽锚网支护参数优化设计·····	张洪乐(205)
化学加固端头盾构始发施工的数值模拟研究 ·····	胡 俊,杨 平,董朝文,等(209)
混凝土体孔隙率与面空隙率相关性探讨·····	柏东良(219)
VERT 方法及其在建设工程项目风险分析中的应用研究 ·····	许 娜(223)

采煤沉陷区超高压输电铁塔安全性评估方法研究*

舒前进¹,袁广林¹,郭广礼²,张云飞³,王永安⁴,阎涛⁵

(1. 中国矿业大学 力学与建筑工程学院,江苏 徐州 221116;

2. 中国矿业大学 江苏省资源环境信息工程重点实验室,江苏 徐州 221116;

3. 徐州供电公司,江苏 徐州 221006;4. 山西省电力公司,山西 太原 030001;

5. 山西省电力勘测设计院,山西 太原 030001)

摘要:以实验室模型实验和有限元分析相结合的方法,对典型输电铁塔抵抗采动地表变形的性能进行了研究。提出以典型杆件失稳破坏作为判断铁塔是否破坏的准则,得到了铁塔支座的极限位移值及其换算地表变形值,并以换算地表变形值作为输电铁塔抵抗地表变形的允许值,提出通过该允许值与地表变形预计值进行比较从而确定铁塔是否安全可靠的评估方法,并成功应用于工程实践,最后根据评估结果对输电线路的设计和维修方案提出了改进意见。评估结果表明,当采用独立基础时,部分铁塔不能满足安全性要求;当采用复合防护板基础并采取一定的构造措施后,该线路上所有铁塔都能满足抵抗采动地表变形的要求。

关键词:采煤沉陷区;输电铁塔;地表变形;极限状态;安全性评估

Research on Reliability Assessment of UHV Transmission Tower in Mining Subsidence Area

SHU Qianjin¹, YUAN Guanglin¹, GUO Guangli², ZHANG Yunfei³,
WANG Yong'an⁴, YAN Tao⁵

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221116, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Resources and Environmental Information Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221116, China; 3. Xuzhou Power Supply Company, Xuzhou, Jiangsu 221006, China; 4. Shanxi Electric Power Company, Taiyuan, Shanxi 030001, China; 5. Shanxi Electric Power Design Institute, Taiyuan, Shanxi 030001, China)

Abstract: The anti-deformation performance of transmission towers was analyzed by experiment and finite element modeling methods. The research revealed that the stability failure of angle iron bar represents the tower's ultimate state under ground deformation. The corresponding foundation displacement limit of the tower and the equivalent ground deformation were calculated. The research also advanced a rule to assess transmission tower reliability by comparing the ground deformation forecast and the equiva-

* 基金项目:国家自然科学基金资助项目(50004008)

lent ground deformation of the tower foundation displacement. Using this rule, the reliability assessment of the transmission line was finished. The assessment result showed that some towers with single foundations were not safe. Whereas, when composite foundation was used, all towers met requirements of reliability.

Key words: Mining subsidence area; Transmission tower; Ground deformation; Ultimate state; Reliability assessment

1 前言

输电线路是我国经济发展和社会稳定的生命线工程,随着我国电力建设的加快发展,越来越多的高压超高压输电铁塔将不可避免地建设在采煤沉陷区内,例如我国第一条特高压示范线路“晋东南—南阳—荆门 1 000 kV 交流输电线路”就有 98.1 km 的线路建设在山西省和河南省的煤炭规划区和采空区上方^[1]。其他已明显受到采动区不利影响的线路也有多处,例如内蒙古乌海伊公线、贵州省内的 220 kV 输电线路站鸡 I 回、西安地区的 110 kV 北西线、江苏省境内的 500 kV 徐连输变电工程等^[2-10]。采动引起的地表变形,将使沉陷区输电线路发生基础整体沉降、基础不均匀沉降、基础倾斜、基础间相对水平位移等不利影响,极大地改变上部铁塔结构的受力程度和工作机理,严重的将导致铁塔结构的破坏,或者使铁塔产生过大的变形和位移,使线路无法安全稳定地运行。因此,采煤沉陷区内输电铁塔的受力状况、破坏机理以及安全性评估日益成为人们重点关注的问题。

目前,国内外的相关规范和规程对于输电铁塔所能承受的极限采动地表变形及其安全性评估尚缺乏可供参考的建议^[11-17]。已有的研究主要集中在铁塔基础的纠偏扶正^[2]、地基的加固处理^[4]、基础型式的改进^[5,7]以及采煤方式的控制^[18,19]等方面,而对于沉陷区内输电铁塔抗采动地表变形的性能研究较少^[1,5-10],关于沉陷区输电铁塔的安全性评估研究则更少^[8]。文献[8]利用铁塔 Q235 钢材的屈服作为铁塔受地表变形作用的极限状态,并提出了相应的沉陷区输电铁塔的可靠性评估方法,然而在多数工况下材料的局部屈服并不能代表结构整体抗力的丧失,因而这种评估方法过于保守。因此,进一步开展输电铁塔在采动变形作用下的安全性评估方法研究,对于沉陷区内输电线路的规划及输电铁塔的设计与防护均具有非常重要的意义。

500 kV 徐连输电工程是东陇海经济产业带重要的电力基础设施,全长 115.9 km,主要塔型为 KT16 跨越塔、JT16 转角塔、ZM26 和 ZM36 直线塔。该输电线路在徐州市东部的丰县煤矿(新庄矿)、旗山煤矿和大吴煤矿等井田内穿过,跨越了旗山矿大量的采空区和丰县矿、大吴矿的少量采空区,大量高压铁建在了采空区和部分未采区上方。因此,该输电线路的运行必然会受到下部采空区变形和未来采动变形的不利影响,对其开展安全性评估具有重要意义。

本文以 500 kV 徐连输电工程输电线路为工程背景,对各种设计工况作用下输电铁塔的抗地表变形性能进行了研究,提出以典型杆件的失稳破坏作为判断铁塔是否破坏的准则,得到了铁塔相应的支座极限位移值及其换算地表变形值,并以换算地表变形值作为沉陷区输电铁塔所能承受的地表变形允许值,提出利用该允许值与地表变形预计值进行比较从而确定铁塔是否安全可靠的评估方法,并成功进行了工程应用。

2 采煤沉陷区地表变形规律与采动地表变形预计

地下煤炭的开采破坏了地下岩土原有的应力平衡状态,引起地应力重分布,这种影响累积到地表形成了地表的沉陷,使地表发生垂直方向的移动和变形(下沉、倾斜、扭曲)与水平方向的移动和变形(水平移动、拉伸和压缩变形)等。其中,地面整体下沉将改变输电线路的导线对地距离,造成安全隐患;倾斜则会使导线、地线产生附加的不平衡张力,进而影响铁塔的内力分布;曲率、水平拉

伸和压缩变形将导致铁塔基础发生水平和竖向相对位移,对其底部杆件产生明显附加内力,严重的将导致铁塔破坏^[1,5-10]。

徐连输电工程输电线路所经矿区井田为全隐蔽煤田,主要可采煤层为 1 煤(厚 4.68 m)、3 煤(厚 4.68 m)、9 煤(厚 1.87 m)、17 煤(厚 4.68 m)、20 煤(厚 0.59 m)、21 煤(厚 0.68 m,局部可采),旗山矿的-420 m 水平已基本结束,现主采-700 m 水平 1、3 煤,配采山西组 9 煤。输电线路附近采空区分别为 1 煤、3 煤和 9 煤采空区,目前,17 煤、20 煤、21 煤还未开采。因此该输电线路不仅受老采空区残余变形影响,还受未来采煤产生的新的地表变形的影响。

本文采用概率积分法预测模型^[18,19]对研究线路的地表移动和变形进行预计,预计结果表明,线路两侧 9 煤、17 煤、20 煤和 21 煤全部采完后受采动影响的线路范围明显增大,直接受影响的铁塔共计 45 基。全部煤层开采后造成的地表变形预计最大值为:下沉 3 291 mm、倾斜 14 mm/m、水平移动 7.1 mm/m、曲率 0.101 mm/m²。

3 研究区输电铁塔的抗地表变形性能研究

本文以有限元为手段,对徐连输电工程输电线路上的 ZM26、ZM36、JT16、KT16 等铁塔进行了抗地表变形性能研究。鉴于篇幅所限,本节主要以 KT16(59.5 m)为例对分析过程进行简要阐述。

3.1 有限元模型的建立方法及地表变形的施加

本文分析时采用 ANSYS 有限元软件,建立了铁塔的梁桁模型^[24];主材(Q345)、交叉斜材(Q235)为等边角钢,采用 BEAM188 三维梁单元进行模拟,该单元可进行大变形分析,可考虑拉、压、弯、剪、扭的能力,能实现端部节点的单边约束,也能使模型中角钢的方向与实际结构完全一致,从而最大限度减小计算误差;辅材和部分横隔材用杆单元 LINK180 进行模拟;建模时对材料密度乘以一定的放大系数,以考虑铁塔各连接构件和设备的自重;对于各交叉斜材之间的联结螺栓,采用节点耦合的方式进行模拟,令两个斜材相交节点的线位移完全相同,但不考虑转动约束。最终建立的铁塔有限元模型如图 1 所示。

铁塔基础位移通过对其底部支座节点施加相应的线位移实现,且不考虑底部节点的转动。由于本文主要进行铁塔的静力分析,且经初步试算发现有限倾斜引起的导线不平衡张力影响较小,故分析中未考虑铁塔和导(地)线的耦合作用,而是将导(地)线相应荷载(自重、风荷载和覆冰荷载)直接施加在铁塔结构的相应节点上。

本文分析时既考虑了正常使用工况下的基础位移(以下简称单独地表变形),也考虑了其他工况与支座位移共同作用的复合地表变形,具体分析工况示于表 1 和表 2。其中 60°、90°风载均已考虑了顺风和逆风的情况,最终数据取最不利值。根据地表变形预测数据,倾斜位移对应的支座竖向位移为水平位移的 2 倍^[10]。

3.2 输电铁塔支座位移极限状态及其安全性判断准则

本文充分利用有限元方法的优势,考虑结构的几何非线性和材料非线性,对铁塔从受力到破坏的全过程进行精细仿真分析。通过对典型杆件的轴力—挠度曲线进行分析,最终确定失稳杆件,并以杆件失稳时状态为铁塔在基础位移作用时的极限状态,相应的基础位移则为极限位移。

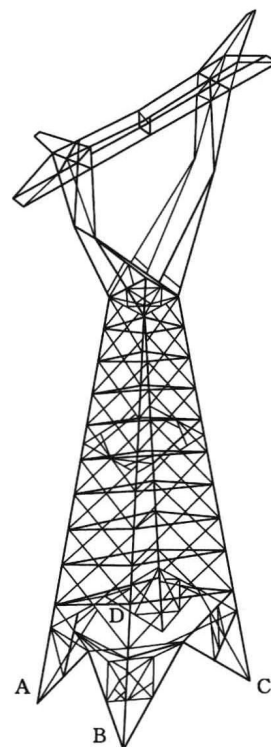


图 1 KT16 铁塔有限元模型

表 1 KT16 铁塔单独地表变形折算表

单独变形工况	杆件失稳时支座位移/mm	折算地表倾斜/(mm·m ⁻¹) 或曲率变形/(mm·m ⁻²)	折算地表水平变形/(mm·m ⁻¹)
长向单独支座水平拉伸	171	—	12.52
长向单独支座水平压缩	86	—	-6.30
短向单独支座水平拉伸	96	—	10.24
短向单独支座水平压缩	161	—	-17.17
单独支座竖向下沉	101	1.69(曲率)	—
长向两支座水平拉伸	181	—	13.25
长向两支座水平压缩	116	—	-8.49
短向两支座水平拉伸	96	—	10.24
短向两支座水平压缩	141	—	-15.03
长向两支座竖向下沉	400(未失稳)	>42.6(倾斜)	—
短向两支座竖向下沉	400(未失稳)	>29.28(倾斜)	—

表 2 KT16 铁塔抗复合地表变形折算表

复合变形工况	杆件失稳时支座 竖向位移/mm	杆件失稳时支座 水平位移/mm	折算地表 倾斜/(mm·m ⁻¹)	折算地表水平 变形/(mm·m ⁻¹)
正常工况拉伸倾斜组合	352	176	25.77	12.89
正常工况压缩倾斜组合	222	111	16.25	8.13
60°大风工况拉伸倾斜组合	342	171	25.04	12.52
60°大风工况压缩倾斜组合	222	111	16.25	8.13
90°大风工况拉伸倾斜组合	342	171	25.04	12.52
90°大风工况压缩倾斜组合	206	103	15.08	7.54
覆冰+60°风工况拉伸倾斜组合	342	171	25.04	12.52
覆冰+60°风工况压缩倾斜组合	192	96	14.06	7.03
覆冰+90°风工况拉伸倾斜组合	352	176	25.77	12.89
覆冰+90°风工况压缩倾斜组合	218	109	15.96	7.98

本文对表 1 和表 2 所列 21 个工况作用下 KT16 铁塔的受力变形和破坏规律进行了分析,鉴于篇幅所限,仅以表 1 中“短向两支座水平拉伸”工况(基础在顺线路方向发生相对位移从而使根开变大的工况,以下简称为 DNLA 工况)为例进行说明,并将其结果与文献[5]的相关实验数据进行对比分析,以验证有限元模拟的正确性。其他工况仅列出最终结论示于表 1 和表 2 中。

图 2 为 DNLA 工况作用下铁塔失稳破坏后塔腿附近杆件变形情况,为便于观察将结构变形放大了 10 倍。图 3 为文献[5]实验时杆件失稳破坏的情况。

由图 2 和图 3 可见,有限元模拟得到的铁塔破坏形态与实验情况比较一致,均以底部横隔以上第一交叉斜材(L90×7 等边角钢)的平面外失稳为主要特征,而塔腿的整体性较好,主要以横隔上部节点为支点呈整体转动变形。

铁塔基础反力及失稳斜材的轴力变化情况分别示于图 4 和图 5(为便于绘图比较,对数值模拟的数据仅列出支座位移 200 mm 以内的部分)。

由图 4 可见,在基础位移小于 91 mm 时,基础反力与位移呈线性关系,结构一直处在线弹性状态;当基础位移从 91 mm 增大到 96 mm 时,反力发生变化但仍在增大,这说明结构某些截面发生

局部屈服,但结构仍有一定的抗力。当位移大于 96 mm 后,基础反力开始减小,且当位移大于 126 mm 之后反力保持相对稳定,约为极限反力值的 60% 左右。

由图 5 的有限元分析结果可见,在拉伸工况作用下该斜材受压,当位移小于 91 mm 时,斜材受力处于弹性阶段;当位移从 91 mm 增大到 96 mm 时,该斜材内力仍在增大,其最大内力为 63.1 kN,但幅度明显减小;当位移超过 96 mm 之后,其轴力急速下降,整个过程体现出明显的极值点失稳特征(失稳杆件见图 2)。

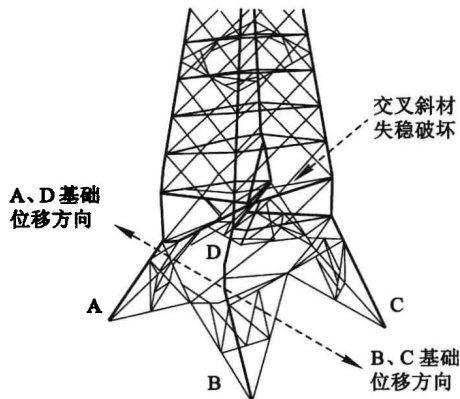


图2 塔腿附近破坏形态

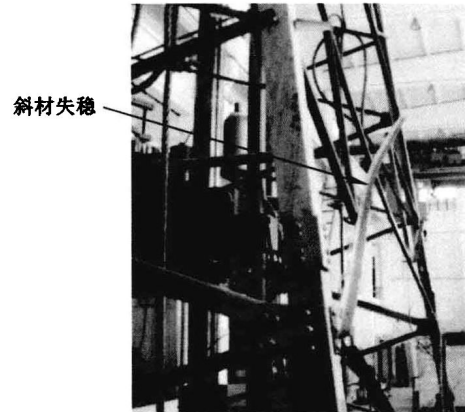


图3 实验中角钢失稳情况

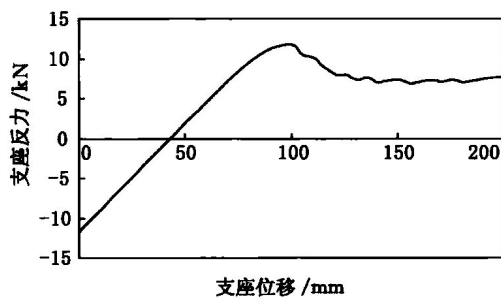


图4 基础A水平反力

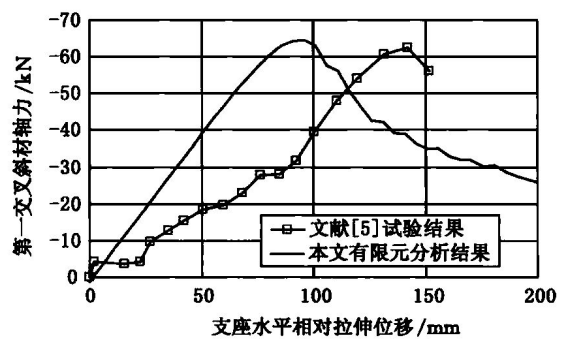


图5 斜材轴力—基础位移关系曲线

由图 5 可见,有限元模拟的结果与实验结果总体发展趋势一致,并且最终失稳荷载较为接近(实验值为 62.4 kN),但实验的失稳位移有一定的相对滞后,实验极限位移值约为 151.5 mm。究其原因,实验中极限位移包含了螺栓滑移^[5]、试件加工装配误差和位移测量误差等各种因素的影响,而有限元计算时并未考虑这些因素的作用。本文另外将 DNYA 工况的分析结果与文献[5]中相同工况的实验数据进行了对比分析,也得到相近的结论,限于篇幅不再详细讨论。

综上所述,有限元模拟能较好地得到输电铁塔在基础位移作用下的受力变形和破坏规律,但其极限位移值比实验数据小,因此以有限元分析的结果进行安全评价是可行且偏于安全的。

综合对其他工况的分析,本文认为:输电铁塔在采动地表变形作用下是否达到整体破坏,应以其内部典型杆件是否达到失稳破坏为判断准则。这一结论比文献[5]和文献[8]的方法更能反映铁塔结构的整体抗变形性能。

在进行输电铁塔安全性评估前,本文先将铁塔在各种工况作用下的极限支座位移分别换算为相应的地表变形值,并把其中的最小值作为铁塔所能承受的地表变形允许值(记为 Δ_e),而将该塔所处位置的地表变形预计值记为 Δ ,则铁塔在地表变形作用下保持安全可靠的前提条件是两者必

须满足 $\Delta \leq \Delta_u$ 的关系,否则铁塔不能满足抵抗地表变形的要求。

3.3 输电铁塔支座极限位移及其换算地表变形值

KT16 铁塔在各种工况作用下的支座极限位移及其折算地表变形值分别见表 1 和表 2。

由表 1 和表 2 可见,在所有的工况中,“长向单独支座水平压缩位移”是抵抗地表压缩变形的控制工况,“覆冰+60°风工况压缩倾斜组合”是水平拉伸变形和倾斜变形的控制工况,而“单独支座竖向下沉”则是抵抗曲率变形的控制工况。因此只要将这几种工况对应的支座位移值折算为相应的地表变形允许值,并与地表变形预计值进行比较,即可对其进行安全性评估。

对于倾斜位移状态,由于当倾斜位移较大时仍未发生铁塔失稳破坏,故本文参考文献[12]确定其倾斜允许值,即当铁塔高度大于 50 m 时取最大允许倾斜值为 5 mm/m,而当铁塔高度小于 50 m 时取最大允许倾斜值为 10 mm/m。

4 研究区输电铁塔的安全性评估

徐连输电工程输电线路的铁塔基础有独立基础和复合防护板基础两种,后者做法是在独立基础下部增加一块钢筋混凝土整体现浇大板,两者间铺设 100 mm 厚卵石粗砂垫层,详细情况参见文献[5]和文献[7]。

如前所述,本文以铁塔内典型杆件的失稳破坏为判断准则,对徐连输电工程输电线路的典型铁塔(ZM36、ZM26、JT16、KT16)在各种工况下的极限基础位移进行计算,并将基础位移折算为相应的地表变形值,然后依据 $\Delta \leq \Delta_u$ 的要求分别进行了各铁塔在采用独立基础和复合防护板基础时的安全性评估。参考文献[5]的研究结论,当采用复合防护板基础时,相对于独立基础,在负曲率、拉伸和压缩变形下可分别减少约 60%、40%和 50%的支座水平位移,而在地基正曲率变形下减少约 20%的支座水平位移。因此,本文将表 3 中的水平变形和曲率变形的预计值进行相应的折减,然后进行采用复合防护板基础时的输电线路的安全性分析。各铁塔在采用独立基础和复合防护板基础时的安全性评估结果分别示于表 3 和表 4 中。

表 3 为全部煤层开采完后采用独立基础方案时输电线路的安全性评估结果。

表 3 全部煤层开采后输电铁塔安全性评估(独立基础)

铁塔型号		单支座下沉 /mm	倾斜 /(mm·m ⁻¹)	水平变形 /(mm·m ⁻¹)	曲率 (mm·m ⁻²)	安全性评估
ZM36 (51.2 m)	预计值	5.7	14	7.1	0.101	安全
	允许值	61	5	7.17	1.18	
	安全性	安全	构造解决	安全	安全	
ZM26 (58 m)	预计值	5.77	14	7.1	0.101	安全
	允许值	41	5	12.6	1.10	
	安全性	安全	构造解决	安全	安全	
JT16 (47.5 m)	预计值	2.7	14	7.1	0.101	不安全
	允许值	30	10	4.78	0.31	
	安全性	安全	构造解决	不安全	安全	
KT16 (59.5 m)	预计值	6.9	14	7.1	0.101	不安全
	允许值	101	5	6.30	1.69	
	安全性	安全	构造解决	不安全	安全	

由表 3 可见,当全部煤层采完后,地表变形对输电铁塔安全性有一定影响,各输电铁塔的倾斜

值均不能满足要求, JT16 和 KT16 铁塔抵抗地表水平变形的能力也不能满足要求, 表明采用独立基础不能完全满足该线路抵抗地表变形的要求。因此实际工程中需采取相应技术措施: 对所处位置地表水平变形较大的铁塔应改用复合防护板基础; 对于倾斜过大的铁塔, 应加长基础主柱上地脚螺栓外露丝扣的长度。

表 4 为全部煤层采完后采用复合防护板基础方案时的安全性评估结果。

表 4 全部煤层开采后输电铁塔安全性评估(复合防护板基础)

铁塔型号		单支座下沉 /mm	倾斜 /(mm·m ⁻¹)	水平变形 /(mm·m ⁻¹)	曲率 /(mm·m ⁻²)	安全性评估
ZM36 (51.2 m)	预计值	5.7	14	4.26	0.09	安全
	允许值	61	5	7.17	1.18	
	安全性	安全	构造解决	安全	安全	
ZM26 (58 m)	预计值	5.77	14	4.26	0.091	安全
	允许值	41	5	12.6	1.10	
	安全性	安全	构造解决	安全	安全	
JT16 (47.5 m)	预计值	2.7	14	4.26	0.091	安全
	允许值	30	10	4.78	0.31	
	安全性	安全	构造解决	安全	安全	
KT16 (59.5 m)	预计值	6.9	14	4.26	0.091	安全
	允许值	101	5	6.30	1.69	
	安全性	安全	构造解决	安全	安全	

从表 4 可见, 当采用复合防护板基础时, 除倾斜值仍不能满足要求需要采取相应构造措施外, 输电铁塔的其余指标均是安全的。

综合表 3 和表 4 的结果可见, 该输电线路所受地表倾斜变形过大, 单纯靠铁塔基础无法达到抗地表变形的要求。因此实际工程中对所有铁塔均应加长其地脚螺栓的长度(本工程根据建议加长 150 mm), 以便于在发生倾斜时便于及时扶正; 而鉴于复合防护板基础抵抗地表水平变形的能力强于独立基础, 建议在线路上地表水平变形预计值较大的铁塔中优先采用。

5 结论

(1) 与以铁塔材料的屈服作为判断铁塔是否破坏的方法相比, 本文以典型杆件的失稳破坏作为铁塔破坏的判断准则其力学意义更明确, 更能反映铁塔整体结构的抗变形性能。

(2) 把铁塔在各种工况作用下的极限基础位移最小值折算为相应的地表变形值, 并将其作为输电铁塔所能承受的采动地表变形允许值, 通过地表变形允许值与地表变形预计值的比较得到铁塔是否安全可靠的结论, 这一针对沉陷区输电铁塔的评估方法是完全可行的。

(3) 当采用独立基础时, 徐连输电工程输电线路上的部分铁塔不能满足抵抗地表水平变形的要求; 而复合防护板基础的抗地表水平变形性能要优于独立基础, 当结合一定的抗倾斜技术措施后, 可以保证该线路上铁塔的安全可靠, 因此在采动影响较明显地区尤其是水平变形较大时, 应优先采用复合防护板基础。

(4) 采用本文方法对 500 kV 徐连输电工程的输电线路进行了安全性评估, 并根据评估结论对部分不满足要求的铁塔基础设计方案进行了调整, 将独立基础调整为复合防护板基础, 同时对部分处于较大倾斜变形位置的铁塔采取了加长地脚螺栓等技术措施。从该工程运行以来的监测情况

看,目前该工程运行良好,未发现铁塔破坏或变形过大的情况,说明本文的评估方法和采取的构造措施是安全可靠的。

参考文献

- [1] 杨风利,杨靖波,韩军科,等.煤矿采空区基础变形特高压输电塔的承载力计算[J].中国电机工程学报,2009,29(1):100-106.
- [2] 邝梦明. 220 kV 四端线 012 号铁塔基础纠偏技术分析[J]. 广东电力,2002,15(1):67-69.
- [3] 孙俊华.煤矿采空区线路设计技术[J]. 山西电力,2004(3):13-14.
- [4] 张建强,杨昆,王予东,等.煤矿采空区地段高压输电线路铁塔地基处理的研究[J]. 电网技术,2006,30(2):30-34.
- [5] 刘涛.采动区自立式输电铁塔破坏机理及抗变形能力研究[D],徐州:中国矿业大学,2008.
- [6] 刘林.采空区新建自立式输电转角塔的抗变形技术研究[D].徐州:中国矿业大学,2008.
- [7] 张先扬.沉陷区复合基础跨越塔抗变形性能及技术研究[D].徐州:中国矿业大学,2009.
- [8] 袁广林,张云飞,陈建稳,等.塌陷区输电铁塔的可靠性评估[J]. 电网技术,2010(1):214-218.
- [9] 袁广林,杨庚宇,张云飞.地表变形对输电铁塔内力和变形的影响规律[J]. 煤炭学报,2009,34(8):1043-1047.
- [10] 江苏省电力公司徐州供电公司,中国矿业大学.煤矿沉陷区输电线路杆塔建设与防护理论和成套技术研究报告[R].徐州:徐州供电公司,2009:22-46.
- [11] 中华人民共和国国家发展和改革委员会.DL/T 5219—2005 架空送电线路基础设计技术规范[S].北京:中国电力出版社,2005.
- [12] 中华人民共和国国家经济贸易委员会.DL/T 741—2001 架空送电线路运行规程[S].北京:中国电力出版社,2001.
- [13] 中华人民共和国国家经济贸易委员会.DL/T 5154—2002 架空送电线路杆塔结构设计技术规范[S].北京:中国电力出版社,2002.
- [14] 中华人民共和国国家经济贸易委员会.DL/T 5092—1999 110~500 kV 架空送电线路设计技术规程[S].北京:中国电力出版社,1999.
- [15] 中华人民共和国建设部.GB 50017—2003 钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2003.
- [16] American Society of Civil Engineers. ASCE 10—97 Design of latticed steel transmission structures[S],1997.
- [17] European Committee for Standardization. Eurocode 3 Design of steel structures-part 3-1:towers,masts and chimneys-towers and masts[S],2005.
- [18] 李逢春,郭广礼,邓喀中.开采沉陷对架空输电线路影响预测方法及其应用[J]. 矿业安全与环保,2002,29(2):18-20.
- [19] 郭广礼.老采空区上方建筑物地基稳定性及处理措施研究[D].徐州:中国矿业大学,1999.
- [20] 张联军,王宇伟.高压输电铁塔下采煤技术研究[J]. 河北煤炭,2002(4):12-13.
- [21] 史振华.采空区输电线路直线自立塔基础沉降及处理方案[J]. 山西电力技术,1997,17(3):18-20.
- [22] 赵洪才.高压输电铁塔下采煤可行性预测及实践[J]. 山东煤炭科技,1989(4):53-60.
- [23] 郑彬,郭文兵,柴华彬.高压输电线路铁塔下采煤技术的研究[J]. 现代矿业,2009(1):86-89.
- [24] 赵滇生.输电塔架结构的理论分析与受力性能研究[D].天津:南开大学,2003.

FRP 筋体外预应力梁的体内纵筋疲劳失效研究*

高 宏¹, 黄祥海²

(1. 中国矿业大学 力学与建筑工程学院 江苏 徐州 221116;

2. 山东同圆设计集团有限公司, 山东 济南 250101)

摘 要: 把 FRP 筋应用于体外预应力结构, 能够使结构耐腐蚀、提高结构强度和增加结构疲劳寿命。但是在对体外预应力梁的疲劳性能实验中可以发现, 体内钢筋的疲劳破坏是影响该种结构的疲劳寿命的关键因素。本文对该现象的原因进行了分析, 并对体内钢筋的疲劳寿命预测进行了研究。

关键词: FRP; 疲劳; 体外预应力; 设计

Study of Fatigue Failure of Inner Longitudinal Reinforcing Steel Bars of Beams Externally Pre-stressed with FRP Tendons

GAO Hong¹, HUANG Xianghai²

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221116, China;

2. Shandong Tongyuan Design Group Co., Ltd, Jinan, Shandong 250101, China)

Abstract: Concrete beams externally pre-stressed with FRP tendons have some unique characters compared with those traditional ones. This kind of structure is more corrosion-proof and stronger, along with a longer fatigue life. Based on the fatigue experiment of concrete beams externally pre-stressed with FRP tendons, fatigue failure of the inner steel bar is found to be the key factor for the whole structure's fatigue life. In this article, the reason of this phenomenon is analyzed, and the life prediction of the inner steel bars is discussed.

Key words: FRP; Fatigue; Externally pre-stress; Design

1 前言

采用 FRP 筋作为体外预应力筋的技术不仅可以运用在加固工程上^[1], 而且可以用在正常使用的公路桥梁上。在美国, 第一座采用 CFRP 筋作为体外预应力筋的混凝土桥梁 Bridge Street Bridge^[2,3] 已经在密歇根州 Southfield 市建成。在 FRP 筋体外预应力梁中, 由于 FRP 筋的强度和弹性模量与普通预应力钢筋不同, 使得循环荷载下 FRP 筋体外预应力梁的力学性能变化也与传统

* 基金项目: 国家自然科学基金重点项目(50238030)资助

的采用钢绞线作为体外筋的体外预应力梁不同。该种结构的疲劳失效模式可能为以下几种:体外筋失效、体内纵筋失效、混凝土失效。其中体内纵筋的失效主要指体内纵筋锚固失效或者钢筋本身的断裂。在确保锚固长度的前提下,锚固失效可以避免。本文主要对该种结构中普通纵向钢筋本身的疲劳断裂破坏模式及其疲劳寿命预测方法进行研究,而且这种研究不能忽视整体结构中三种材料受力与变形的相互影响。

2 钢筋的疲劳寿命预测方法

实验表明:应力幅 $\Delta\sigma_s$ (指的是 $\sigma_{\max}^f - \sigma_{\min}^f$) 是影响钢筋疲劳强度的主要因素^[4]。因此钢筋的疲劳强度和疲劳寿命常用应力幅 $\Delta\sigma_s$ (在此用 S 表示) 和应力循环次数 N 的关系曲线来表示,即 $S-N$ 曲线。当 N (寿命或循环次数) 轴采用对数坐标时,在有限疲劳寿命区域内 (通常指 200 万次以内), 曲线为线性关系;在长寿命区域内 (通常指 200 万次以后), 应力幅的影响很小^[5]。

除了应力幅外,最小应力值大小也是对疲劳寿命影响很大的因素之一。我国规范^[5] 中根据钢筋疲劳强度设计值,给出了考虑钢筋应力比 ($\rho_f = \frac{\sigma_{\min}^f}{\sigma_{\max}^f}$) 的钢筋应力幅限值 Δf_f 。通过实验数据可以回归得到疲劳寿命有 95% 保证率的带肋钢筋的 $S-N$ 曲线,在应力比为 0.3~0.5 时,钟铭等^[6] 提出 $S-N$ 回归曲线为:

$$\lg N_f = 26.46 - 9.039 9 \Delta\sigma_s \quad (1)$$

根据式(1)可得,荷载循环 200 万次 ($N_f = 2 \times 10^6$) 对应的钢筋允许应力幅为 169.8 MPa。

1945 年 Miner 指出^[7]:在疲劳实验中,试件在给定应力水平 S_i (指的是最大应力 $S_{\max}$ 、最小应力 $S_{\min}$ 和应力幅 ΔS) 的循环荷载作用下,其疲劳累积损伤与荷载循环次数呈线性关系,当疲劳损伤累积到临界值时,即产生疲劳破坏。该准则被称为 Palmgren-Miner 线性累积损伤准则,简称为 P—M 准则。P—M 准则应用起来简单方便而且误差较小,能较好地预测工程结构在随机荷载作用下的疲劳寿命,并可以定量地计算出钢筋疲劳累积损伤。

设 N_{fi} 为某应力水平 S_i 等幅疲劳荷载作用下材料疲劳寿命 (循环次数),P—M 准则认为:一个循环周期所对应的损伤值为 $1/N_{fi}$,则 n_i 次荷载循环对应的疲劳损伤值为 n_i/N_{fi} 。因此,多级变幅重复荷载循环应力水平下的疲劳累积损伤值^[3] 可以表示为:

$$D = \sum_i D_i = \sum_i n_i / N_{fi} \quad (2)$$

式中, D 为疲劳累积损伤值; D_i 为在应力水平 S_i (指的是最大应力 $\sigma_{\max}$ 、最小应力 $\sigma_{\min}$ 或应力幅 $\Delta\sigma$) 下的疲劳损伤值; n_i 为在 S_i 下的实际循环次数; N_{fi} 为在 S_i 下材料产生疲劳破坏时的循环次数。当疲劳累积损伤值 D 达到某一临界值 (按照 P—M 准则,通常取 1) 时便认为材料发生疲劳破坏。对于体外预应力 FRP 筋加固混凝土梁来说,体内受拉钢筋、体外筋和受压区混凝土都有可能产生疲劳破坏。

3 实验概况

实验采用 AFRP 筋作为体外预应力筋材,体内为 HRB335 普通热轧钢筋。采用了最新的光纤技术 (BOTDR 和 FBG) 测量荷载循环过程中体外预应力 AFRP 筋的拉应变与混凝土压应变变化,对 4 根实验梁中 2 根体外预应力 AFRP 筋加固混凝土梁 (见图 1) 进行了 200 万次疲劳性能实验 (PB—1 和 PB—2),另外 2 根作为静力实验对比梁 (JB—1 和 JB—2),研究了结构内力与变形随荷载循环次数的发展规律^[5,8]。

未加预应力时 (JB—1) 梁体开裂荷载为 25 kN,极限荷载为 110 kN;加预应力后 (JB—2) 构件重新开裂荷载 (简称重裂荷载) 为 100 kN,极限荷载为 220 kN,结构极限破坏状态时体外筋的极限