

文章编号:1671-6833(2020)03-0085-06

高压变电站构架避雷针结构承载力分析与加固研究

王朝华¹, 赵桂峰², 刘 冉², 陈怡文²

(1.国家电网河南省电力公司 电力科学研究院,河南 郑州 450052; 2.郑州大学 土木工程学院,河南 郑州 450001)

摘 要:建立了典型构架避雷针结构的 ANSYS 有限元模型,对其进行设计荷载组合工况下的静力承载力分析和风致动力响应分析。结果表明:典型构架避雷针结构 T 型相贯节点处由于构造缺陷易出现应力集中问题,在该区域设置加劲肋可显著降低相贯节点区的应力水平,有效缓解应力集中问题。现行规范拟静力方法设计的构架避雷针结构是偏于不安全的,实际设计时,建议将规范拟静力方法得到的结果乘以相应的动力放大系数 δ (就本算例工况而言,建议取 $\delta \geq 1.6$)以考虑脉动风对结构的不利影响。

关键词: 构架避雷针结构; 静力承载力; 风致动力响应; 相贯节点

中图分类号: TU323 **文献标志码:** A **doi:**10.13705/j.issn.1671-6833.2019.02.011

0 引言

现代大型变电站中常用的变电构架和避雷针是钢管结构,它具有构造简单、受力明确、轻质高强^[1-2]等特点,尤其适合标准化生产和制作。其中构架避雷针是由法兰将各段钢管连接而成的单管构件,高度一般在 20~50 m^[3],属于典型的高耸结构,在风荷载作用下,避雷针各段连接处易产生振动累积损伤,在薄弱位置甚至可能发生断裂。近年来,在役构架避雷针断裂事故时有发生^[4],如元江 220 kV 变电站、东屿 220 kV 变电站和宁夏某 750 kV 变电站。2014 年 12 月,河南某 500 kV 变电站构架避雷针出线侧发生折断事故,断口位于避雷针和横梁的相贯 T 型节点处,表现为避雷针底座钢管横梁撕裂。

迄今为止,关于构架避雷针断裂原因的分析主要是从材料化学成分、金相组织等方面进行^[4],对于避雷针及其相贯节点的受力特性尤其是风致动力响应等方面的研究较少,使得标准化设计制作的构架避雷针仍不能较好地反映其在实际复杂应力状态下的受力特点。为此,采用 ANSYS 软件建立典型构架避雷针结构的有限元

模型,按照 DL/T5457—2012《变电站建筑结构设计技术规程》^[5]推荐的设计方法,将风荷载等效为静力作用施加在结构上,分析典型构架避雷针结构在设计荷载工况下的承载特点和薄弱环节,在此基础上对结构进行风致动力响应分析并提出加固建议,以期为类似构架避雷针结构的优化设计和日常维护提供依据。

1 构架避雷针结构的有限元模型

以河南省某 500 kV 高压变电站中的出线侧变电构架^[6]为研究对象,按照原设计图纸可得到其整体构架避雷针的计算模型和部分构件尺寸,如图 1 所示。该变电构架共六跨,中间和右边跨各设一根避雷针,材料为 Q235B,避雷针由 6 段圆钢管连接而成,自下而上各段钢管规格分别为: $D_1D_2(\phi 325 \times 8)$ 、 $D_2D_3(\phi 325 \times 10)$ 、 $D_3E_1(\phi (325/220) \times 6)$ 、 $E_1E_2(\phi 140 \times 4)$ 、 $E_2E_3(\phi 89 \times 5)$ 、 $E_3E_4(\phi 48 \times 3.5)$,各段长度及标高如图 1 所示。构架横梁采用 Q345B 圆钢管,规格为 $\phi 480 \times 6$,每跨横梁中都有 3 个位置留有挂导线孔;同时,在未设置避雷针的各构架柱上部还设有悬挂地线的地线柱,地线柱亦采用 Q235B 圆钢管,规格为 $\phi 325 \times 8$ 。构

收稿日期:2019-09-29;修订日期:2019-12-11
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51108425); 国网河南省电力公司科技攻关项目
作者简介:王朝华(1974—),男,河南洛阳人,国家电网河南省电力公司高级工程师,主要从事电网金属结构检测管理与施工维护研究。
通信作者:赵桂峰(1978—),女,河南南阳人,郑州大学副教授,博士,主要从事电网基础设施防灾减灾研究,E-mail:gfzhao@zzu.edu.cn。

架柱为人字形,两端沿 y 向分别设置侧向支撑,同时沿柱高方向设置两道横撑;构架柱和支撑杆件均采用 Q235B 钢材,除最上层横撑(如 C_1C_2)采用 L89×7 角钢外,其他杆件均采用 $\phi 325\times 8$ 圆钢管。构架跨度及支柱间距详见图 1。

选用 Beam188 单元^[7]模拟构架杆件,取双线性随动强化模型 BKIN 模拟 Q235B 和 Q345B 钢材本构关系,屈服强度分别为 235 MPa 和 345 MPa,弹性模量和泊松比分别为 2.06×10^5 MPa 和 0.3,强化模量取 0.02 倍弹性模量。最终建立的有限元模型如图 2 所示,共有 3 418 个节点和 3 310 个单元,所有杆件均采用刚性连接,各构架柱底部均采用固定端约束。

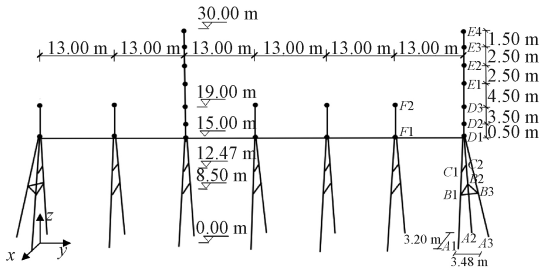


图 1 变电构架避雷针结构计算模型示意图

Figure 1 Schematic diagram of a substation framework with lightning rods

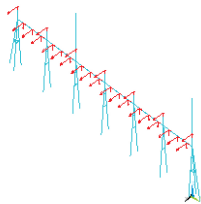


图 2 变电构架避雷针结构的有限元模型图

Figure 2 Finite element model of the substation framework with lightning rods

2 构架避雷针结构的设计荷载工况及静力承载力分析

2.1 设计荷载工况

根据规范^[5]的规定,设计变电构架时,应考虑结构可能同时出现的不同荷载,并按各工况下的最不利效应组合进行设计。由于该变电构架所在地的基本风压 $w_0=0.35\text{ kN/m}^2$,根据风压和风速的换算关系,可换算出 10 m 高处的设计风速 $v=23.66\text{ m/s}$ 。安装和检修时取风速 $v=10\text{ m/s}$,对应的基本风压为 $w_0=0.0625\text{ kN/m}^2$,该值小于规范^[5]规定的最小基本风压 0.30 kN/m^2 ,故静力设计时仍选用最小基本风压。由此可列出构架避雷针结构在承载能力极限状态时的以下 5 种荷载

效应组合工况:

①大风工况:1.2 恒荷载+1.3 导(地)线荷载(大风条件)+1.4 结构风压(取 $v=23.66\text{ m/s}$);

②最大覆冰工况:1.2 恒荷载+1.3 导(地)线荷载(覆冰情况)+1.4 结构风压(取 $v=10\text{ m/s}$);

③温度工况:1.2 恒荷载+1.3 导(地)线荷载(最高温度)+1.0 温度作用+1.4 结构风压(取 $v=10\text{ m/s}$);

④安装工况:1.2 恒荷载+1.2 导(地)线荷载(安装条件)+1.4 结构风压(取 $v=10\text{ m/s}$);

⑤检修工况:1.2 恒荷载+1.2 导(地)线荷载(检修条件)+1.4 结构风压(取 $v=10\text{ m/s}$)。

进行荷载工况组合时,结构自重可在 ANSYS 软件中通过施加重力加速度的方式自动计入。由于导(地)线本身细且柔,对结构整体的刚度影响很小,因此建模时只在构架相应位置施加导(地)线的三相荷载,具体数值见表 1。由表 1 知,导(地)线的张力有 3 种类型:水平张力、垂直荷重和侧向张力,分别对应于模型的 x 、 z 和 y 向。

根据表 1,可判断设计最大风速工况、检修上人三相各 100 kg 和检修上人单相 150 kg 工况为结构的不利工况。按照上述参数和不利工况条件,对结构进行设计荷载组合效应下的静力承载力分析,结果如表 2 所示。可以看出,避雷针根部到中间变截面处(标高 15~15.5 m)的应力值较大;总体上看设计最大风荷载垂直构架长度方向(x 向)作用时为最不利工况组合。因此本文以设计风速 x 向作用为例对构架避雷针进行承载性能分析。

2.2 设计风荷载下构架避雷针的静力承载力

在设计风速 x 向作用下,构架避雷针不同高度处的风荷载可按式(1)计算^[5]:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0, \tag{1}$$

式中: w_k 为风荷载标准值; w_0 为基本风压值; β_z 为高度 z 处的风振系数; μ_z 为风压高度变化系数; μ_s 为风荷载体型系数,对于圆形独立单杆,可按如下规定计算^[5]:当 $\mu_z w_0 d^2 \leq 0.002$ 时, $\mu_s = 1.2$, 当 $\mu_z w_0 d^2 \geq 0.015$ 时, $\mu_s = 0.6$,中间按线性插值计算,其中 w_0 按 kN/m^2 计算, d 为单杆直径,按 m 计算。

(1)构架避雷针的应力和位移响应。为了分析地线对避雷针受力的影响,本节分别考虑避雷针上是否悬挂地线两种情况,计算结果如图 3 所示。

由图 3 可知,在设计风速等效静载作用下,边跨和中间跨构架避雷针下部的应力较大,顶端的

表 1 变电构架导(地)线张力设计参数

Table 1 Parameters of the conductor (ground line) tensions of the substation framework

kN

导线型号	荷载条件	最高温度	最大风速	覆冰	安装	检修上人 三相各 100 kg	检修上人 单相 150 kg
LGJ-500/45	R	1.446	3.49	2.012	1.450	1.950	2.200
	Z	0.821	0.821	0.821	0.821	0.821	0.821
	H	4.271	10	7.439	5.073	10.022	12.642
地线张力		$R=1.13$		$Z=0.64$		$H=5.0$	

注:表中 R 指垂直荷重, Z 指侧向风压, H 指水平张力。

表 2 3 种最不利组合工况下避雷针各段连接点处的应力

Table 2 Stress at each connection point of the lightning rod subjected to wind loads under three working conditions

MPa

高度/ m	节点号	风荷载垂直构架长度方向(x 向)			风荷载顺构架长度方向(y 向)		
		工况①	工况⑤(三相)	工况⑤(单相)	工况①	工况⑤(三相)	工况⑤(单相)
23.5	N243	114.88	103.98	103.97	114.91	104.00	104.00
19.0	N213	48.73	43.59	43.59	48.74	43.60	43.60
15.5	N183	142.95	134.80	134.80	107.79	102.02	102.03
15.0	N182	156.61	149.90	149.90	119.91	113.63	113.63

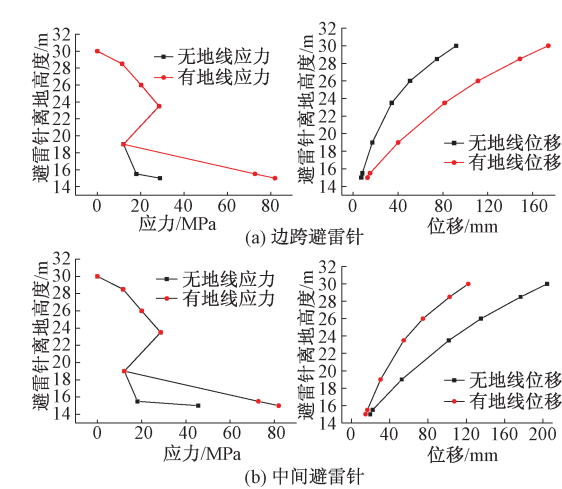


图 3 构架避雷针有无地线时节点应力及位移对比

Figure 3 Comparison of the stress and displacement results for the lightning rods with and without ground wire

位移较大;悬挂地线时,避雷针底部应力和顶部位移较没有地线时增加较多,最大应力为82 MPa,最大位移为173.92 mm,均在规范^[5]许可范围内。由于地线张力施加在避雷针底部附近,因此挂线时,避雷针根部附近的应力增加较多,地线张力的影响不可忽视。对比边跨和中间跨避雷针的响应可知,相同情况下中间避雷针的应力和位移均比边跨避雷针对应节点的值大,说明中间避雷针受力更为不利,结构设计时应予以关注。

(2)构架避雷针相贯节点的受力特点及加固分析。由于实际中构架避雷针断裂多发生在避雷

针与横梁的 T 型相贯节点处。为进一步了解该部位的应力分布,进而提出合适的加固方案,本节以中间避雷针为例,采用 Shell 93 单元建立典型相贯节点的精细化有限元模型,避雷针各段之间通过创建刚性区连接,横梁两端的法兰盘和加劲肋对称设置,构架柱底部设置为固结,建模时各部件采用切分和搭接命令形成整体。在所述结构自重、地线张力和风荷载作用下,相贯节点处的应力分布如图 4(a)所示。可以看出,在设计荷载作用下避雷针和横梁交接处应力水平较高,虽然总体上仍处于安全范围,但在相贯节点根部出现了明显的应力集中现象,最大拉应力达到 398.30 MPa。该值已超过了钢材的屈服强度(345 MPa),说明上述避雷针相贯节点构造不够合理,在随时间不断变化的风荷载等因素作用下易发生脆断事故。

为改进上述构造的不足,考虑在避雷针和横梁 T 型相贯节点处设置加劲肋,对其进行加固。具体方案如下:在横梁中部设置 3 道竖向加劲肋,厚度为 12 mm,间隔 100 mm。采用和未加固避雷针相同的方式对加固后的结构进行静力加载分析,结果如图 4 所示。

由图 4 可知,当在横梁上设置加劲肋后,相贯节点区域的应力明显减小,最大值为 120.07 MPa,出现在中部竖向加劲肋和横梁相贯位置处,该值远小于钢材屈服强度。这说明笔者建议的加固方式可以有效缓解构架避雷针相贯节点区域的应力

集中现象,是一种较为可行的加固方案。

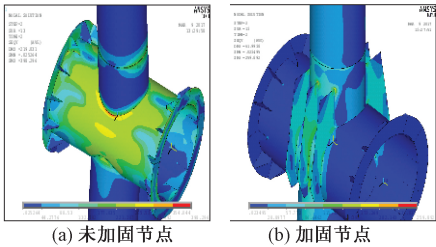


图 4 加固前后构架避雷针相贯节点应力云图

Figure 4 Stress of the unreinforced and reinforced tubular joint of the lightning rod

3 构架避雷针的风致动力响应分析

考虑到构架避雷针结构具有高度高、刚度小的特点,在脉动风作用下极易发生振动。因此,对其进行设计风速作用下的动力响应分析,了解其受力特点,进而提出合理的设计建议,这对于预防类似断裂事故的发生具有较大的实际意义。

3.1 脉动风速时程模拟

由于缺乏可靠的实测风速数据,采用谐波叠加法^[8]模拟构架避雷针结构的风场,将模拟结果作为结构的输入荷载来进行风振响应分析。谐波叠加法是采用一系列余弦波加权叠加以实现

风速模拟的,具有计算简单、数据稳定且精度较高的优点。基于多维随机过程样本模拟理论,谐波叠加法模拟的随机过程为:

$$V_j(t) = \sum_{m=1}^j \sum_{l=1}^N \cdot \{ a_{jm}(l) \cos[\omega_l t - \varphi_{jm}(\omega_l)] + b_{jm}(l) \sin[\omega_l t - \varphi_{jm}(\omega_l)] \}, j = 1, 2, \cdots, n_o. \quad (2)$$

式中: $a_{jm}(l) = \sqrt{2\Delta\omega} |I_{jm}(\omega_l)| \eta_m$; $b_{jm}(l) = \sqrt{2\Delta\omega} |I_{jm}(\omega_l)| \xi_m$; η_m 和 ξ_m 是相互独立的标准差为 1、均值为 0 的高斯随机数; $\Delta\omega = (\omega_b - \omega_a)/N$ 是圆频率的增量; $\varphi_{jm}(\omega_l)$ 是处于不同位置处的相位角。

由于变电构架各跨的间距较大,相邻构架相关性较弱,模拟时只需考虑结构竖向的风速相关性。模拟采用的各参数见表 3。限于篇幅,这里仅以中间避雷针顶部节点 42(标高为 30 m)和中部节点 39(标高为 23.5 m)为例,给出模拟的风速时程曲线,同时将模拟所得的脉动风速功率谱和目标谱进行比较,结果如图 5 所示,二者吻合较好。因此,笔者模拟的脉动风荷载时程样本,可用于构架避雷针结构的风振响应分析。在获得了各节点位置处的脉动风时程后即可依据体型系数按照准定常理论^[10]建立节点脉动风荷载。

表 3 风速时程模拟各参数

Table 3 Parameters of the wind speed time simulation

参数	模拟方法	平均风速模型	基本风压 /(N·m ⁻²)	地面粗糙度 类别、系数	脉动风速谱	模拟 点数	风速时程 总时间/步长	频率采 样点数	上限 频率/Hz
取值	谐波叠加	对数律	0.35	B 类、0.16	Davenport ^[9]	56	600 s/0.1	2 048	10

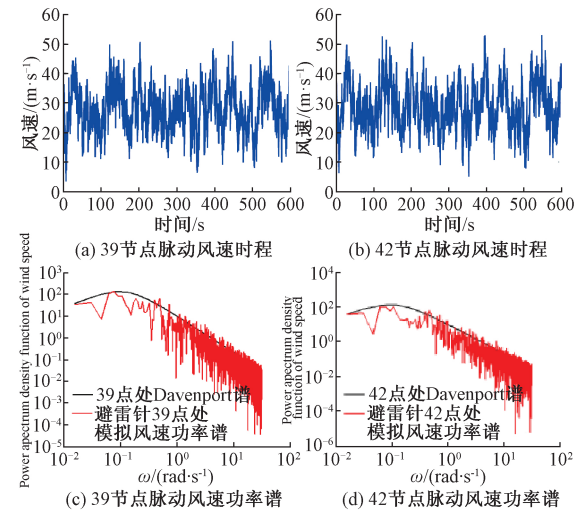


图 5 避雷针代表点处的脉动风速时程及其功率谱

Figure 5 Wind speed time history curve and power spectrum at each representative points of the lightning rod

3.2 构架避雷针的风致动力响应

3.2.1 未加固构架避雷针的风振响应

首先分析未加固的构架避雷针的风振响应,结果如图 6 所示。由图 6 可以看出,设计风速作用下,构架避雷针的应力和位移动力响应均较静力时有较大增加。为更清楚地了解避雷针在动、静力荷载作用下的响应特点,笔者还计算了两种情况下中间避雷针主要节点的应力响应比值,如表 4 所示。

对比表 4 中结果可知,考虑脉动风的影响时,避雷针主要节点的应力响应均大于静力情况,就具体数值来看,避雷针底部应力水平较高,为受力最不利截面,动静力应力比值为 1.57,说明按照现行规范拟静力方法设计的构架避雷针对于脉动风的动载效应考虑不全面,结果偏于不安全。再结合表 4 还可以看出,避雷针中间变截面应力发生了突变,说明其构造不合理。建议实际设计时

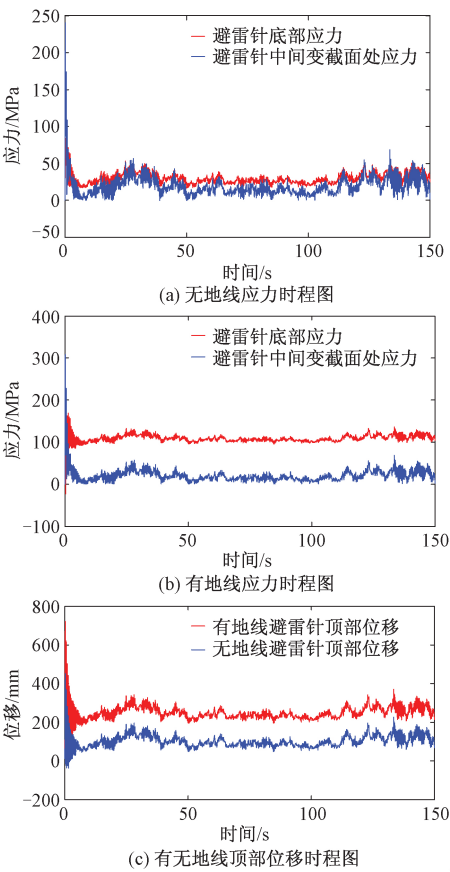


图6 构架避雷针底部和变截面处应力及顶部位移时程

Figure 6 Time history of the stress at the bottom and the variable cross-section and the displacement at the top of the lightning rod

表4 设计风速作用下构架避雷针的动、静力应力响应对比

Table 4 Comparison of the dynamic and static stress of the middle lightning rod under the design wind speed

高度/ m	节点 号	无地线应力/MPa			有地线应力/MPa		
		SR	TR	TR/SR	SR	TR	TR/SR
23.5	N243	28.54	68.55	2.40	28.62	68.96	2.41
19.0	N213	12.16	25.55	2.10	12.19	25.68	2.08
15.5	N183	18.11	33.84	1.87	72.80	112.86	1.55
15.0	N182	45.62	66.26	1.45	82.00	128.39	1.57

注:SR表示静力计算结果,TR表示动力计算结果,下同。

将设计风速下的拟静力分析结果乘以相应的动力放大系数 δ (就本文算例工况而言,建议取 $\delta \geq 1.6$)以考虑脉动风对结构的不利影响。同时采用均匀渐变的圆钢管截面避雷针形式,避免截面的突变引起应力集中等不利影响。

3.2.2 构架避雷针相贯节点区域的风振响应

前文分析表明,构架避雷针相贯节点区域较为薄弱。因此,本节重点考察脉动风作用下相贯节点区域的应力。为了反映脉动风对避雷针相贯

节点区域应力的影响,同时对加固效果进一步评价,本节计算了加固前后构架避雷针相贯节点区域的最大拉应力时程曲线,如图7所示。

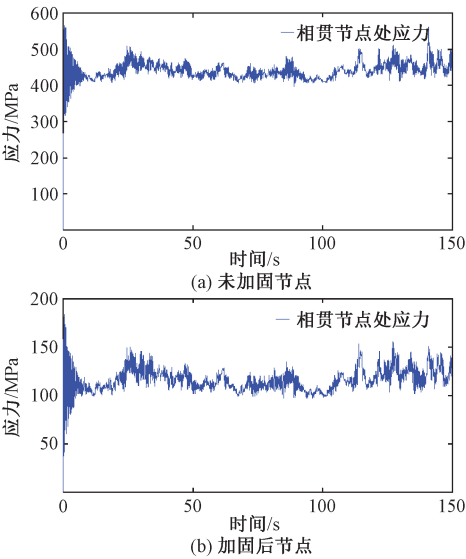


图7 加固前后构架避雷针相贯节点区域最大拉应力时程

Figure 7 Time history of the maximum tensile stress of the unreinforced and reinforced tubular joint of the lightning rod

从图7可以看出,在脉动风作用下加固前相贯节点区域最大拉应力达到了560.15 MPa,远超过横梁钢材屈服强度;而加固后最大拉应力仅为155.21 MPa,仍在弹性范围之内。为了更清楚地对比加固前后构架避雷针动、静力响应,笔者还计算了悬挂地线时避雷针各代表高度处的应力值,结果如表5所示。由表5可知,当在横梁上设置加劲肋后,各代表位置处的动、静应力值都明显减小,尤其是相关节点和中间变截面处的动、静力应力比值也明显减小,分别为1.29和1.81。这说明设置加劲肋可以有效缓解结构的应力集中现象,是较为可行的加固方式,但脉动风引起的动力放大效应仍然不能忽略。

表5 加固前后构架避雷针有地线时的应力对比

Table 5 Comparison of the dynamic and static stress of the unreinforced and reinforced lightning rod with ground wire

高度/ m	加固后 SR/ MPa	加固前 TR/ MPa	加固后 TR/ MPa	加固后 TR/加固 前 TR	加固后 TR/加固 后 SR
23.5	33.31	180.11	60.36	0.34	1.81
19.0	27.45	164.16	33.64	0.20	1.23
15.5	88.77	190.34	95.09	0.50	1.07
15.0	120.07	560.15	155.21	0.28	1.29

4 结论

对现代大型变电站中常用的构架避雷针结构进行了设计风荷载作用下的静力和风致动力响应分析,了解了结构的整体受力特点和薄弱环节,并根据分析结果提出了加固设计建议。

(1)目前常用的变电构架避雷针结构中,避雷针和横梁 T 型相贯节点区域构造不合理,容易出现应力集中现象。通过在该区域设置加劲肋的方式可显著降低相贯节点区的应力水平,有效缓解应力集中,建议工程中参考使用。

(2)在变电构架避雷针结构的标准化设计中,按照现行规范拟静力方法设计的结果是偏于不安全的。实际设计时建议将规范拟静力方法得到的结果乘以相应的动力放大系数 δ (就本文算例工况而言,建议取 $\delta \geq 1.6$) 以考虑脉动风对结构的不利影响。

(3)当前标准化设计中典型构架避雷针中间采用变截面形式连接不够合理。建议在实际中采用均匀渐变的圆钢管截面避雷针形式,避免截面突变引起的局部应力增大等不利影响。

参考文献:

[1] VANDERBILT M D, CRISWELL M E. Analysis and

design of single-pole transmission structures [J]. Computers & structures, 1988, 28(4):551-562.
[2] 李天,袁征,郑德乾,等. 应用高等分析理论分析人字形电力构架[J].郑州大学学报(工学版),2006,27(1):15-18.
[3] 张劲光,王朝华,库永恒,等. 高压变电站构架避雷针结构抗震性能分析[J].世界地震工程,2017,33(3):192-201.
[4] 丁国君,郭磊,董曼玲,等.构架避雷针折断原因分析及对策[J].河南电力,2015,43(4):6-9.
[5] 国家能源局.变电站建筑结构设计技术规程:DL/T 5457—2012[S].北京:中国计划出版社,2012.
[6] 陈怡文.变电构架避雷针结构的风致动力响应分析[D].郑州:郑州大学,2017.
[7] 王新敏,李义强,许宏伟.ANSYS 结构分析单元与应用[M].北京:人民交通出版社,2011.
[8] RICE S O. Mathematical analysis of random noise [J]. The bell system technical journal, 1944, 23(3):282-332.
[9] DAVENPORT A G. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds [J].Quarterly journal of the royal meteorological society, 1961, 87(372):194-211.
[10] DYRBYE C, XHANSEN S O. Wind loads on structures [M]. New York: John Wiley & Sons Ltd, 1996.

Bearing Capacity and Reinforcement Analysis of a High Voltage Substation Framework with Lightning Rods

WANG Chaohua¹, ZHAO Guifeng², LIU Ran², CHEN Yiwen²

(1.Electric Power Research Institute,State Grid Henan Electric Power Corporation, Zhengzhou 450052,China; 2.School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China)

Abstract: The finite element model of a typical substation framework with lightning rods was established by using ANSYS software. The static bearing capacity and wind-induced dynamic response analysis were carried out under the design load combination conditions. The results showed that the stress concentration phenomenon was easy to occur due to the structural defects in the T type tubular joint of the typical substation structure with lightning rods, and it could be effectively relieved by installing stiffening ribs in the T type tubular joint area. Furthermore, the lightning rod designed by the current standard static method was unsafe. In actual design, it was suggested that the results of the pseudo static method should be multiplied by a dynamic amplification factor δ to take into account the adverse effects of the pulsating wind on the structure. For the case in this paper, it was suggested that δ should be no less than 1.6.

Key words: substation framework with lightning rods; static bearing capacity; wind-induced dynamic response; tubular joint