

广蓄二期高压出线构架空间有限元分析和安全复核*

黄 勇

(广东省水利电力勘测设计研究院, 广州 510170)

摘 要: 用三维有限元程序对广蓄二期高压出线构架进行静力分析, 利用图形化的前、后处理系统使得空间模型的建立和计算成果的归纳整理大大简化。同时根据计算成果对结构进行了强度、刚度和稳定性校核。

关键词: 有限元分析; 钢构架; 结构设计

中图分类号: TM72 **文献标识码:** A **文章编号:** 0529-6579 (2001) S2-0065-04

高压出线构架是广州抽水蓄能电站二期工程户外出线场的重要建筑物, 有两回 500 kV 电缆经出线构架引至“蓄增 I”和“蓄增 II”500 kV 输电线路, 另一回连接到一期出线场 500 kV 侧。出线构架为钢结构, 由 4 榀 A 型立柱和三跨横梁组成。由东往西 3 榀立柱均由 $\Phi 478$ mm 螺旋焊接管组成柱脚, 最西端 1 榀立柱由 2 根 $\Phi 529$ mm 螺旋焊接管组成柱脚, 并增加 1 根 $\Phi 630$ mm 螺旋焊接管作斜撑; 每榀立柱的柱脚之间均设有两层水平方向的连杆; 立柱上部的地线柱采用 $\Phi 377$ mm、 $\Phi 478$ mm 螺旋焊接管, 地线柱顶距地面高 34.5 m。横梁跨度 30 m, 横梁挂线点距地面高 26.91 m, 导线线间距 8 m。每跨横梁由 3 根弦杆和 111 根腹杆组成, 其横断面为等腰三角形; 每根弦杆由 $\Phi 180$ mm 无缝钢管分 5 段 (每段长 5~7 m) 焊接而成, 焊接处还设有加劲肋; 腹杆为角钢, 用螺栓与节点板连接, 节点板则与弦杆焊接, 节点间距 1.7~2 m。横梁支座与柱头顶板之间采用螺栓连接, 与边柱连接处还将梁座螺栓孔的空隙用焊钢填塞紧, 以保证梁、柱整体传力。柱基础为砼独立基础, 预留杯口, 待柱脚安装就位后用细石砼浇筑密实。

整个出线构架杆件数量多、结构复杂, 为了弄清构架在二期工程设计条件下的受力情况, 为结构设计提供依据, 作者采用 Super-Sap 有限元程序对出线构架进行了空间有限元分析。

2 构架的有限元计算

2.1 有限元模型的建立

分析出线构架的各个构件, 立柱和横梁弦杆属典型的三维梁单元, 而横梁的腹杆两端与节点板的联接近似于铰接, 可以简化为桁架单元, 但若用两种类型的单元建模, 在两种单元交接处, 由于约束自由度不同, 需要进行特殊处理, 才能将两种类型的单元粘合在一起构成完整的模型。为减少前处理工作的复杂性, 实际建模时, 全部构件均采用三维梁单元, 但为了反映腹杆的实际情况, 利用程序中梁单元特有的“梁端节点约束自由度释放”功能, 对腹杆单元两端节点 I、J、K 三个方向的转动约束进行释放, 以模拟腹杆两端实际联接情况。同样, 横梁两端支座与立柱顶板之间、最西端斜撑柱与柱头之间均按实际联接情况处理成铰接。柱头顶板由于做了特别加固措施, 因此顶板单元的刚度取得比较大。柱与基础按固端支座考虑, 为求出支座反力, 采用边界元来处理。

由于程序的前处理系统设有与 AutoCAD 图形的转换接口, 而在 AutoCAD 环境下绘图是很方便的, 这使得三维几何模型的建立比较容易。具体步骤是: 首先根据设计尺寸用 AutoCAD 绘制构架的三维单线图, 存为 DXF 格式文件; 再由程序的前处理系统调入并自动转换, 经相应处理后形成有限元分析所需的几何模型; 最后添加有关材料属性、截面特征、荷载信息后形成完整的输入数据进行计算。

* 收稿日期: 2001-07-30; 作者简介: 黄 勇 (1967-), 男, 工程师。

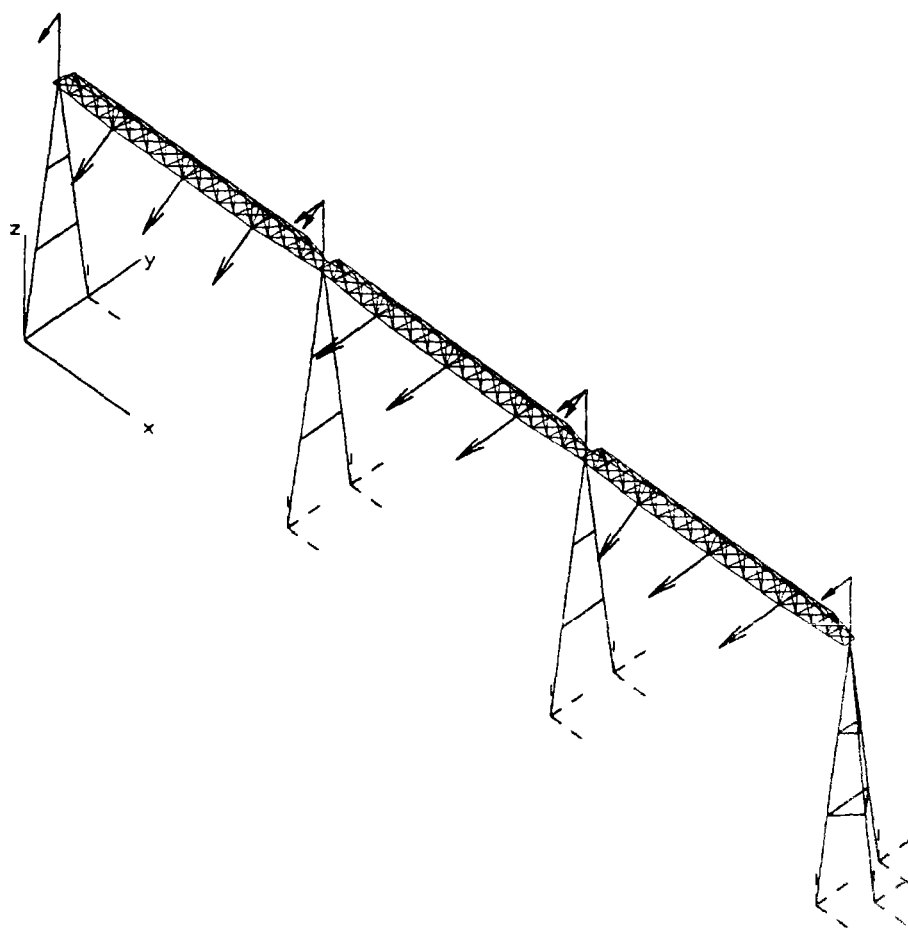


图 1 计算简图

计算模型共有 239 个节点, 包括梁单元 550 个, 边界元 27 个; 14 种截面特性, 17 组均布风荷载, 147 个集中荷载. 计算简图见图 1.

2.2 荷载组合

(1) 强度校核采用荷载效应基本组合, 即:

$$\gamma_G \times \text{构架自重} + \gamma_Q \times \text{导线及地线荷载} + \gamma_G \times \Psi \times \text{风荷载}.$$

上式中, 永久荷载分项系数 $\gamma_G = 1.2$, 可变荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.4$, 可变荷载组合值系数 $\Psi = 0.6$.

(2) 变形计算为正常使用极限状态, 采用荷载短期效应组合, 即:

$$\text{构架自重} + \text{导线及地线荷载} + \Psi \times \text{风荷载}$$

式中 $\Psi = 0.6$.

(3) 为进行基础上拔稳定验算, 采用以下运行工况来计算基础上拔力:

运行工况 A: 构架自重 + 导线及地线荷载 + 顺导线方向风荷载

运行工况 B: 构架自重 + 导线及地线荷载 + 顺梁纵向风荷载

(4) 各单项荷载计算原则如下:

构架自重: 由程序根据输入的各构件尺寸及质量密度自动计算.

导线及地线荷载: 根据每相导线和每根地线的最大使用张力及出线角度确定, 并计入导线所受风压. 导线采用 $4 \times \text{LGJ-400/50}$ 线型, 最大张力 50 kN; 地线采用 LGJ-95/55 线型, 最大张力 8 kN. 每跨梁承受 3 相导线荷载, 每个地线立柱承受 2 根地线荷载.

风荷载: 按《建筑结构荷载规范 GBJ 9-87》的规定, 根据基本风压和风振系数、风荷载体型系数、风压高度变化系数计算. 立柱所受的风荷载分段简化为均布荷载, 横梁所受的风荷载均简化为节点集中力.

3 有限元计算成果分析

3.1 计算结果的后处理

由于单元和节点的数量较多，经有限元分析后产生的计算结果数据量也是很大的，不过利用程序图形化的后处理功能，可以很方便地查找和整理结构设计所需的成果数据。比如，在 Super-View 三维图形环境中，可以生成全部构件受荷后任一应力项的彩色颤动图形，根据不同的颜色可以清楚地显示出应力值的整体变化规律，快速地找出最大或最小值所在的位置；通过设定数据值的上下限或其它条件，可以有选择地输出所需关键部位的计算成果，从而为结构设计提供方便。

3.2 构架的位移变形情况

构架的整体位移以顺导线方向的位移为主，中柱的位移比边柱的位移大。对柱来说，位移分量以 Y 向（近出线方向）为主，X 向（沿梁纵向）次之，Z 向（竖直方向）变形很小。对构架梁来说，跨中的挠度以 Y 向最大，Z 向次之，X 向最小。在荷载短期效应组合情况下，整个构架最大变位处为第二榀地线顶端 19.6 cm；横梁最大变位处为中间跨上弦杆跨中 12.1 cm。对横梁来说，其各点位移还包含了两端支座（即柱头）的位移在内，为说明梁本身的变形情况，将梁上各节点的绝对位移减去两端支座位移平均值可得出相对挠度。梁的相对挠度最大值 5.6 cm，出现在边跨上弦杆跨中。

3.3 荷载效应基本组合工况下构架的应力变化规律

柱：每根柱的应力由下到上靠近柱头处较大，靠近柱脚处较小；两个边柱应力较小，两个中柱应力较大；出线侧的柱受压，出现最大压应力，另一侧的柱受拉，出现最大拉应力，最西端斜撑柱也为受拉，但应力值较人字柱小。最上端地线柱为悬臂杆，靠近柱头处应力较大，顶端应力较小。柱的最大应力截面出现在第二榀柱靠近柱头处。

横梁弦杆：出线侧的下弦杆为受拉杆，另一侧的下弦杆和上弦杆为受压杆；弦杆的应力跨中最大，向支座两端逐渐减少；两边跨应力比中间跨应力大。弦杆最大应力截面出现在第一跨跨中。

横梁腹杆：靠近梁两端支座的腹杆应力较

大，跨中腹杆应力较小；两边跨腹杆应力较中间跨应力大；梁底部水平腹杆应力较两侧面腹杆应力大，而两侧面腹杆中，又以出线侧应力较大。

应力计算结果见表 1。

表 1 应力计算结果

最大应力截面		截面最大应力 σ / (N/mm ²)	
		荷载基本组合	短期效应组合
柱 (靠近柱头处)	第一榀 出线侧	-121.80	-90.4
	另侧	103.4	76.38
	第二榀 出线侧	-200.10	-148.80
	另侧	185.7	137.7
	第三榀 出线侧	-194.90	-145.00
	另侧	180.60	133.90
	第四榀 出线侧	-89.73	-66.59
	另侧	66.63	49.4
	支撑柱	31.40	23.04
	第一跨 出线侧下弦杆	170.4	127.60
梁 (跨中)	另侧下弦杆	129.5	96.91
	上弦杆	-65.77	-48.38
	第二跨 出线侧下弦杆	-106.70	-78.98
	另侧下弦杆	-92.72	-70.43
	上弦杆	-85.40	-64.95
	第三跨 出线侧下弦杆	169.10	126.60
	另侧下弦杆	-101.80	-75.49
	上弦杆	-92.39	-70.19

3.4 柱脚处支座反力

运行工况 A 情况下，两中柱支座反力比两边柱支座反力大。

运行工况 B 情况下，支座反力以带斜撑柱的边柱最大，两中柱次之，东端边柱最小。

柱脚处支座反力（即基础顶面作用力）见表 2。

4 出线构架的安全复核

4.1 强度、刚度校核

采用荷载效应基本组合应力值验算构件的强度。柱和弦杆均为双向拉弯/压弯受力构件，梁腹杆为轴心受力构件，同时验算其受压稳定性。

经复核，各构件强度均满足规范要求。梁的整体刚度也满足要求，施工安装时，对梁还采取了预拱措施，以进一步减小梁的挠度。

4.2 基础上拔稳定校核

按土重法计算公式，即：

基础上拔力 $T \leq$ 基础上覆土重 / K_1 + 基础砼自重 / K_2

K_1 、 K_2 分别为与土抗力和基础自重有关的安全系数。

表 2 柱脚处支座反力

荷载组合	位置	F_x/kN	F_y/kN	P/kN	$M_x/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_z/(\text{kN}\cdot\text{m})$
运行工况 A	第一榀 拉线侧柱	-2.369	-58.250	-455.400	2.155	-20.460	-5.794
	另一侧柱	1.099	-42.600	325.100	2.353	1.579	-7.201
	第二榀 拉线侧柱	-0.230	-124.100	-976.700	0.818	-5.262	0.087
	另一侧柱	-0.134	-101.600	792.700	1.097	-4.650	-0.448
	第三榀 拉线侧柱	-0.043	-123.600	-971.000	1.823	-3.634	0.680
	另一侧柱	-0.279	-101.000	787.000	2.102	-5.136	0.206
	第四榀 拉线侧柱	2.720	-69.560	-529.300	16.700	12.840	15.630
	另一侧柱	-3.739	-41.450	298.900	17.370	-31.470	14.430
	斜撑柱	-7.044	-0.520	55.200	2.100	-5.636	0.235
运行工况 B	第一榀 拉线侧柱	-7.846	-43.210	-356.100	-7.946	-96.930	0.616
	另一侧柱	-4.907	-27.510	225.400	-7.740	-78.260	-11.630
	第二榀 拉线侧柱	-5.952	-100.400	-809.700	-9.449	-83.090	5.539
	另一侧柱	-5.879	-77.900	625.700	-9.161	-82.630	-5.809
	第三榀 拉线侧柱	-5.776	-98.980	-797.000	-8.690	-81.110	5.979
	另一侧柱	-5.972	-76.440	613.000	-8.403	-82.350	-5.247
	第四榀 拉线侧柱	-8.202	-155.800	-1231.000	-5.019	-157.200	25.970
	另一侧柱	-13.930	80.210	-620.900	-0.316	-196.400	0.410
	斜撑柱	-194.900	1.470	1677.000	-7.818	-104.000	-0.874

经上拔稳定验算,原拟定的中柱无拉线侧柱基础尺寸偏小,经加大其基础尺寸后,所有基础均满足了上拔稳定要求。

4.3 地基承载力验算

柱基础承受双向偏心荷载,按《建筑地基基础设计规范 GBJ7-89》进行验算,均满足要求。

5 结 语

高压出线构架有限元分析成果为出线构架的结构设计提供了重要的依据。经复核,构架的强度、刚度和稳定性均符合要求。出线构架建成后经过两年的运行,表明其结构是安全可靠的,达到了预期的设计目的。