

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2011.06.018

锥形钢筋混凝土电杆的力学性能检测与有限元分析

方永浩¹ 戴 玳¹ 庞二波¹ 肖玉明¹ 葛兆祥² 李夕强² 张建国²

(1.河海大学力学与材料学院,江苏 南京 210098;2.江苏省电力试验研究院有限公司,江苏 南京 211100)

摘要:为探求通过非破损检测方法有效评价锥形钢筋混凝土电杆的力学行为的方法,用回弹法检测推定了锥形钢筋混凝土电杆中混凝土强度,并用自行设计的试验装置测定电杆的实际力学性能;结合钢筋配筋情况,应用 ANSYS 有限元分析程序,计算了电杆的荷载-挠度关系和弯矩-应变关系,并与实测结果进行了分析对比.结果表明,应用无损检测结果,利用 ANSYS 有限元分析软件进行拟合,钢筋混凝土电杆中混凝土采用非线性弹性模型,钢筋采用弹塑性模型,采用以拉应力控制的破坏准则和位移收敛模式进行计算,可以得到与试验结果吻合度较高的稍端荷载-挠度、控制区弯矩-应变曲线及裂缝分布状态,从而可以较好地反映锥形混凝土电杆的力学行为.

关键词:锥形钢筋混凝土电杆;承载力;挠度;有限元分析
中图分类号:TM753 文献标志码:A 文章编号:1000-1980(2011)06-0687-06

应用无损检测方法,有效评价钢筋混凝土电杆的力学性能对于在役钢筋混凝土电杆和输电线路的安全有效运行具有重要意义^[1].钢筋混凝土构件由混凝土和钢筋这两种性质不同的材料组合而成,因此在荷载的作用下结构反应相当复杂,尤其是在混凝土开裂后,其非线性行为表现得更加明显,用传统的结构力学方法很难模拟混凝土结构反应的实际情况.近年来人们将有限元法用于钢筋混凝土结构分析,但多数数值模型针对配筋规则,拉压分界明显的矩形梁,如 Lou 等^[2]进行了工字型和 T 字型钢筋混凝土简支梁在初始预应力下的数值模拟, Mercan 等^[3]通过有限元分析,研究了构件类型、混凝土断裂能、抗张韧性、荷载分布及支撑表示方式等因素对外墙托梁模拟结果的影响, Gomes 等^[4]总结了数值模拟分析钢筋混凝土的多种因素,并用矩形简支梁做算例,与试验结果对比,分析了荷载-挠度曲线、裂缝开展趋势等, Padmarajaiah^[5]通过数值模拟分析了预应力钢纤维混凝土矩形简支梁的抗弯强度, Oliveira 等^[6]研究了钢筋混凝土梁中的钢筋与混凝土间的黏结滑移作用.尽管 Kwon^[7]进行了三维钢筋混凝土实心圆柱的滞回曲线分析,但其与钢筋混凝土电杆这种中空薄壁、高钢筋配置密度的混凝土构件仍有很大差别.对于钢筋混凝土电杆力学行为的有限元分析则鲜见报道.

本文应用无损检测推定锥形钢筋混凝土电杆混凝土的力学性能,结合钢筋配筋情况,应用 ANSYS 有限元分析程序计算电杆的荷载-挠度关系和弯矩-应变关系,并与实测结果进行对比分析.

1 试验用电杆

试验用电杆为输电线路改造中换下来的旧锥形钢筋混凝土电杆,其几何参数和配筋状况见表 1.其中 C3 电杆为从一直径 230 mm、长 15 m 电杆截取的上半截,因此 C3 电杆实际上是属于超量配筋的.电杆中混凝土强度按 JGJ/T23—2001《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》检测推定.由于试验中电杆都是在支座附近

表 1 试验电杆几何参数与钢筋配置

Table 1 Geometric parameters and reinforcement arrangement for tested poles								
电杆编号	规格/mm ²	壁厚/mm	纵筋 直径/mm	纵筋 数量	钢筋 等级	螺旋筋 直径/mm	螺距/mm	混凝土抗压强度 推定值/MPa
C1	220×13 000	50	16	14	Q235	4	100	35.5
C2	220×12 000	50	18	12	Q235	4	100	34.4
C3	230×9 000	50	16	14	Q235	4	100	41.1

收稿日期:2010-04-20
基金项目:江苏省电力公司科技项目(2008018)
作者简介:方永浩(1956—)男,浙江诸暨人,教授,博士,主要从事高性能水泥基材料及混凝土结构评价研究. E-mail:fangyh@hhu.edu.cn

的弯矩最大处开始破坏,故表1中混凝土强度是对支座两边各50 mm范围内检测推定的强度值。

2 电杆力学性能检测装置与方法

锥形钢筋混凝土电杆力学性能检测装置由台座、加载装置和自重消除装置3部分组成。台座用钢筋混凝土浇筑,成900 mm和600 mm 2个高度面,长均为170 mm。为便于观察裂缝,采用悬臂竖直向下施加荷载的方法进行试验。用液压千斤顶配合测力计加载,挠度用分度值为0.5 mm的卷尺测量,支座位移用百分表测量。为消除电杆自重的影响,在电杆重心位置设置由千斤顶和测力计组成的自重消除装置。图1为锥形电杆力学性能检测装置示意图。检测时先用自重消除装置的千斤顶承担整根电杆的重量,然后逐步撤除千斤顶顶力,减小的值相当于在电杆重心位置的自重作用,将重心处的重力折算到加载端(稍端)的荷载。当自重消除装置的千斤顶的力全部撤除后,再用加载端的液压千斤顶逐级加载,电杆所受荷载即为自重(折算到稍端)和液压千斤顶加载力之和。

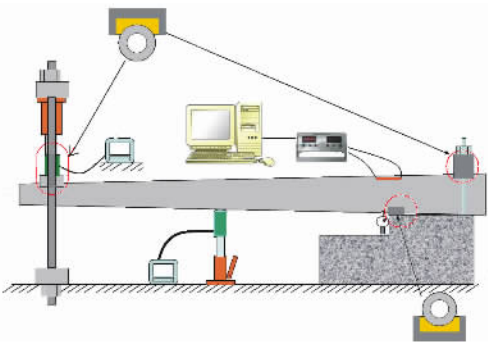


图1 锥形电杆力学性能检测装置示意图
Fig. 1 Schematic diagram of setup of mechanical property test for tapered reinforced concrete pole

3 电杆力学性能有限元分析

3.1 锥形钢筋混凝土电杆实体模型的建立

锥形钢筋混凝土电杆结构的有限元模型选用分离式模型^[8]。混凝土采用8节点三维非线性实体单元Solid65,钢筋采用link8单元^[9]。将各根电杆的配筋情况按钢筋面积相等的原则,调整为12根钢筋均匀布置于电杆横断面上(图2)。这样做既能满足网格划分尺寸要求又不会影响计算精度,且方便建模^[10]。

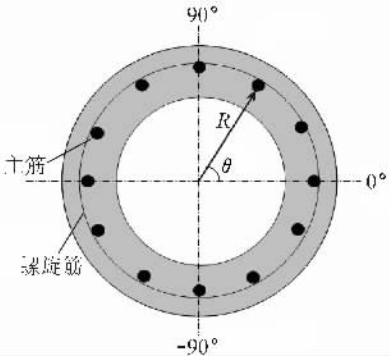


Fig. 2 Cross section of pole and position of reinforcement in polar coordinate system

建模时,设定总体坐标系为柱坐标系(图2),在极坐标平面建立1/12内圆环面。根据拉伸比例沿着z轴拉伸形成电杆内环实体模型,同图2极坐标系下电杆横截面与钢筋位置理形成电杆1/12外环实体模型。执行外环体和内环体的布尔减操作,形成1/12的电杆几何实体模型。然后,旋转复制12次形成整个电杆模型。用工作平面切分出纵筋和箍筋位置,既可以对钢筋准确定位又保证钢筋和混凝土在共享边界上变形协调。

3.2 单元类型和材料模型的选择

锥形钢筋混凝土电杆中的混凝土采用Solid65单元,便于模拟混凝土的开裂和极限承载力。混凝土材料的本构关系采用ANSYS默认的本构关系,即在混凝土开裂和压碎之前应力应变线性变化,混凝土达到某一应变值后应力应变关系进入下降段,采取拉应力破坏准则。

根据无损检测推定的混凝土抗压强度,查得试验电杆混凝土的材料参数见表2^[11]。

钢筋混凝土电杆中的钢筋单元均采用link8,钢筋的本构关系采用双线性等向强化模型。取钢筋弹性模量 $E_s = 210 \text{ GPa}$ 、泊松比 $\nu = 0.3$ 、屈服强度 $f_y = 210 \text{ MPa}$ ^[11]。

3.3 有限元网格划分

对钢筋link8单元进行长度方向划分,单元长度50 mm;对混凝土Solid65单元采用六面体单元划分,单元尺寸在径向划分5层,每层10 mm,环向每30度划分一个单元,长度方向单元尺寸为50 mm。

3.4 施加荷载和约束

有限元模型中的边界条件与试验装置存在一定的差异,试验过程中通过两点力臂起到约束转动的效果,模型中直接采用固定约束,对悬臂控制区段根部的面和圆环的内、外圆周线所有自由度进行约束。

考虑到电杆表面并非平面,对悬臂稍端千斤顶的集中力折算为节点力。为了防止加载点处混凝土被压

表2 混凝土材料力学性能

Table 2 Mechanical properties of concrete

编号	初始弹性模量 E_c/GPa	泊松比 ν	轴心抗压强度 f_c/MPa	轴心抗拉强度 f_t/MPa
C1	30.1	0.2	19.2	1.70
C2	30.0	0.2	18.7	1.63
C3	33.0	0.2	22.0	1.85

溃,在柱坐标系下,对 $(r_w, 90^\circ, L_1 - L_2)$ 坐标范围内的 7 个节点施加相同大小的荷载,则荷载等效作用点即位于杆长 $(L_1 + L_2)/2$ 处,大小等同于试验荷载.对于 C1 和 C2 电杆, $L_1 = 9\,650\text{ mm}$, $L_2 = 9\,950\text{ mm}$,对于 C3 电杆, $L_1 = 6\,650\text{ mm}$, $L_2 = 6\,950\text{ mm}$.

3.5 求解设置

本文的有限元模型节点规模比较大,同时考虑到材料、几何非线性,用牛顿-拉普森求解方程,采用自动时间步,每个荷载子步的迭代次数限制在 50 次.采用以位移为基础的收敛准则,收敛精度设置为 1.5%.

4 数值模拟结果

对于不同试验电杆,分别选各自模型中加载点的节点(对 C1 和 C2 杆为 6201 号节点, C3 杆为 3845 号节点)提取该节点的相应图和数据.弯矩应变值提取试验中粘贴应变片的部位,对应到有限元模型中,即是提取相应位置处某一单元的弯矩应变图和数据. C1 和 C2 杆提取 3981 单元的图和数据, C3 杆提取 2461 单元的图和数据.

电杆在截面上为中空环形,不适合提取截面上的应力分布,且钢筋沿环向布置,相对中性轴高度变化不一,有必要分析电杆在达到极限承载力后,不同位置处钢筋的应力分布,故沿截面提取同一高度的纵筋各一根,绘制应力等值线图.

由于混凝土单元选用了具有模拟开裂功能的 Solid65 单元,故可以提取极限荷载下的电杆裂缝开展和分布图.由于电杆在开裂至极限破坏后,裂缝开展使得混凝土的内应力几乎完全释放,故未提取混凝土的应力云图.

4.1 荷载-挠度(P-D)

图 3 是 C1 和 C2 杆 6201 号稍端节点和 C3 杆 3845 号稍端节点的荷载-挠度(P-D)图,表 3 是模拟所得极限荷载和最大挠度与实际试验所得值的比较.从表 3 可以看出,极限荷载和最大挠度的试验值和模拟值都比

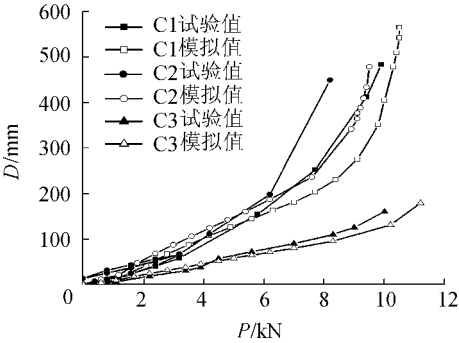


图 3 电杆荷载-挠度关系曲线

Fig. 3 Diagram of load-deflection relationship for poles

较接近,以模拟值做基数,则相对误差在 14% 范围内,且所有试验值均小于模拟值.试验值小于模拟值的原因有 (a) 定义混凝土的本构关系时,是采用的 ANSYS 默认的本构关系,没有试验电杆混凝土的实际应力应变关系,存在一定误差 (b) 数值模拟的求解设置里,采用位移收敛模式,存在收敛容差 (c) 网格划分限制不够精细 (d) 试验电杆本身存在诸多缺陷,而这些缺陷在模型中不能体现出来,由于缺陷使得试验破坏比模拟破坏要快一些.

4.2 弯矩-应变(M-ε)

C1 和 C2 杆 3981 号单元和 C3 杆 2461 号单元的弯矩-应变(M-ε)关系试验和模拟结果见图 4.从图 4 可以看出,3 根电杆的 M-ε 曲线模拟值和试验值都很接近,弯矩试验值略低于模拟值.相同荷载下,弯矩试验值略低于模拟值的原因除了试验中的测试误差之外,主要就是粘贴应变片的长度是 10 cm,测试范围在 10 cm 长度之内,而模拟值是选择一个单元求平均应变得来的,且每一个单元沿杆长方向的长度均为 5 cm,在模型上难以选择和应变片粘贴位置完全

表 3 极限荷载和最大挠度的模拟值与试验值比较
Table 3 Comparison of simulated and tested values of $P_{\max}$ and $D_{\max}$ for poles

电杆	极限荷载 $P_{\max}/\text{kN}$		最大挠度 $D_{\max}/\text{mm}$	
	模拟值	试验值	模拟值	试验值
C1	10.3	9.9	545	483
C2	9.5	8.2	478	449
C3	11.0	10.0	179	160

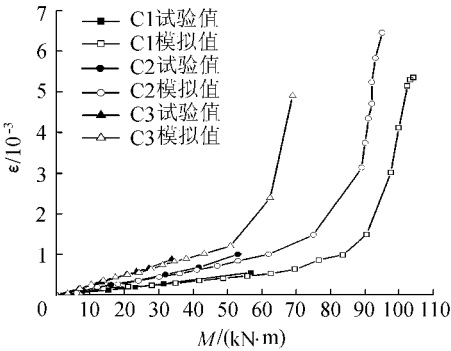


图 4 电杆弯矩-应变关系曲线

Fig. 4 Diagram of bending moment-strain relationship for poles

吻合.

4.3 极限荷载下钢筋应力等值线

由于电杆为环形截面,且对于锥形钢筋混凝土电杆,沿长度方向的转动惯量在不断变化,中性轴的定位不同于一般矩形钢筋混凝土梁,为了方便观察在长度方向上不同位置处钢筋应力的变化,在电杆极限荷载下,沿截面取6根钢筋的应力等值线图.图5为从程序计算过程生成图中截取C1,C2和C3杆中钢筋在长度方向上的应力等值线图.由于从90°到0°处钢筋均受拉应力,-60°到-90°受钢筋均受压应力,受篇幅限制,仅给出0°,-30°和-60°处钢筋受力转变处的应力等值线图.

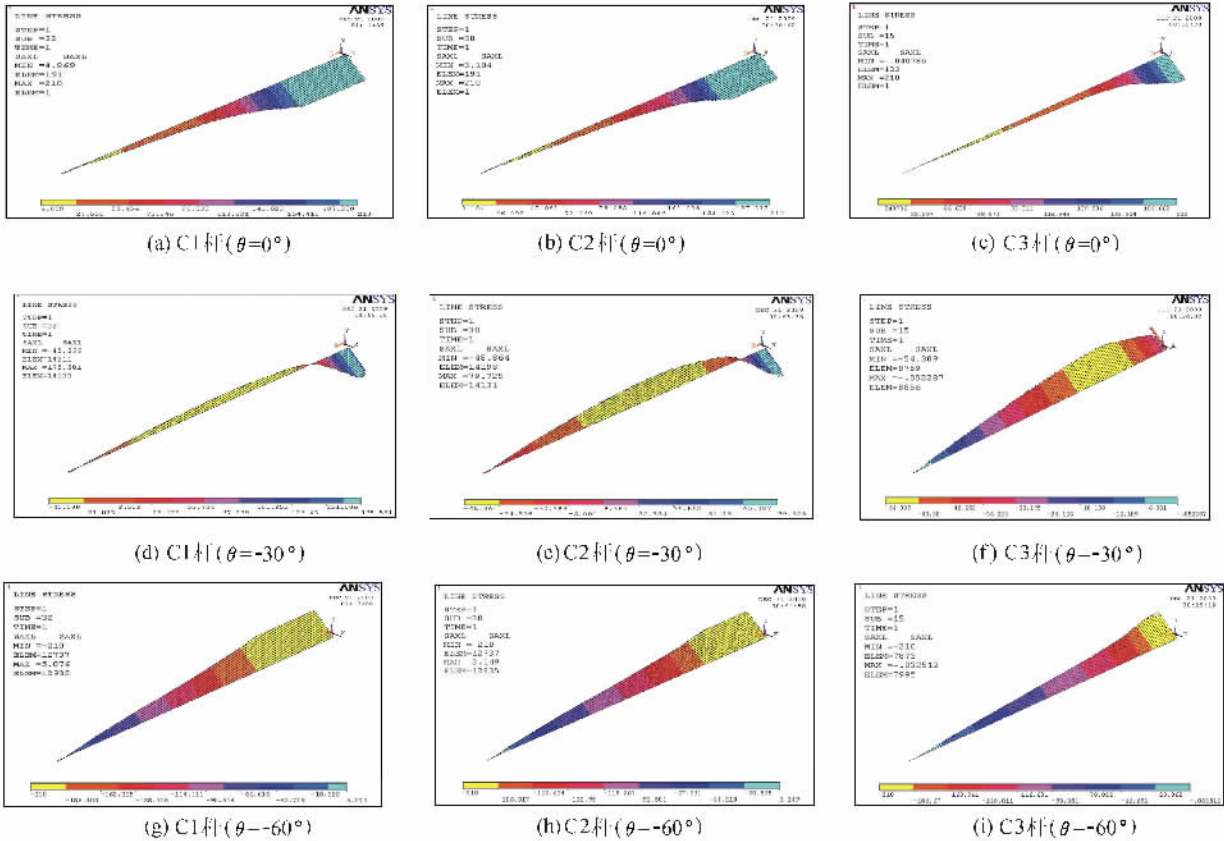


图5 不同位置(角度)钢筋应力等值线

Fig. 5 Diagram of stress isolines of reinforcement at different positions(angles)

从图5可以看出,在C1和C2杆达到极限荷载下,-30°方向的纵筋在悬臂控制区有一段仍处于受拉状态,而0°方向的纵筋在电杆长度方向上均处于受拉状态.这说明在电杆接近极限荷载前,电杆上部受拉边缘虽然开裂,但是整个截面并未全部退出工作状态,中性轴下移.纵筋在出现一段长度范围达到屈服后,由于中性轴下移,使得纵筋受拉力臂增长,能承受的荷载进一步增大,从而使得纵筋的屈服范围在长度方向上进一步增加.对比C1和C2杆的钢筋应力等值线图,可以看出C1杆无论受拉纵筋还是受压纵筋,屈服长度均略大于C2杆.因此,在截面惯性矩和配筋面积几乎相等的情况下,出现电杆C1和C2弯矩值的差异,既有混凝土本身强度差异的原因,也有纵筋屈服长度的原因.纵筋屈服长度长,电杆长度方向上达到开裂和破坏的长度就大,所需要的变形能就多.

在C3杆达到极限荷载下,0°方向的纵筋在电杆长度方向上均处于受拉状态,而-30°方向的纵筋全长度反向受压,这说明在电杆接近极限荷载前,C3杆中性轴虽然有下移,但是下移幅度比C1和C2杆小很多.

从图5可以得出:电杆C3在极限破坏时,中性轴下移幅度很小,塑性变形能力差,破坏模式为半脆性破坏,C1和C2杆在极限破坏时,中性轴下移幅度较大,有良好的塑性变形能力,破坏模式为延性破坏.分析结果与荷载-挠度曲线图反映的结果吻合.C3杆出现半脆性破坏,是控制区段的截面纵筋配筋率超筋所致,因为C3杆为一钢筋混凝土电杆的上半截,实际上处于超筋状态,其破坏模式为超筋破坏.

4.4 裂缝开展

图 6 为从程序计算过程生成图中截取的 C1、C2 和 C3 杆在极限状态下的裂缝开展图。限于篇幅,仅给出了控制区段的裂缝开展图。Solid65 单元混凝土的开裂和压碎显示方法为:开裂在开裂平面内显示圆圈,压碎用八面体表示。如果裂缝开裂后又闭合,则在圆内打上交叉符号。每个积分点最多在 3 个平面开裂,分别对应 3 个主应力所在平面。在积分点上的第 1 条裂缝用红色圆圈表示,第 2 条裂缝用绿色圈表示,第 3 条裂缝用蓝色圈表示。当显示在单元质心时,程序根据单元积分点的状态确定。如单元中所有积分点都已压碎,则压碎显示在单元质心;如单元所有积分点都已开裂或开裂后又闭合,则开裂符号显示在单元质心^[12]。由于彩图转换成灰度图后,无法再区分颜色,故图 6 只能根据亮圈密度区分裂缝密度。

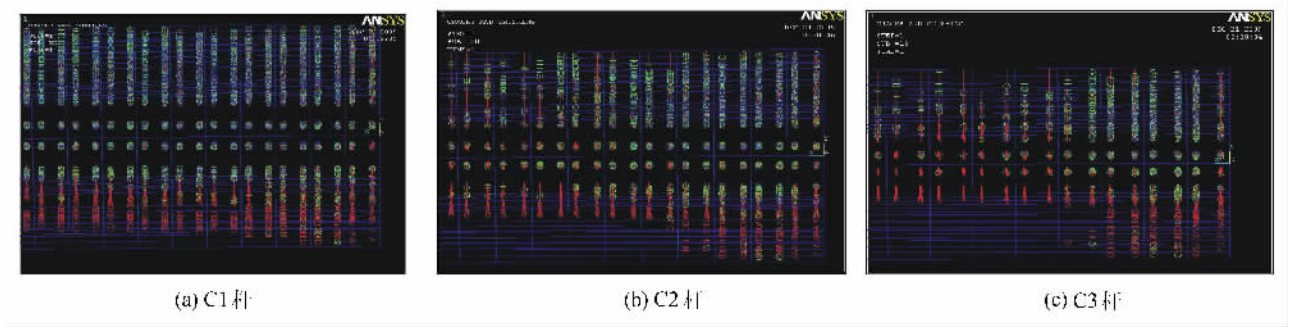


图 6 电杆试验控制区段裂缝开展

Fig. 6 Diagram of crack development in controlling zones of tested poles

从图 6 可以看到裂缝在控制区段分布密集,开裂符号均显示在单元质心。在电杆控制区段内裂缝在 3 个主应力平面上最终都出现开裂。计算过程中观察到,电杆沿杆长方向全长范围开裂,且在控制区段之外的范围出现的裂缝多为一次开裂。在中间段裂缝开展图中可以很明显看出,贯穿长度比较大的裂缝间距约跨 2 个单元。由于划分网格时,沿杆长方向每 50 mm 为一个网格长度,因此可以知道电杆中间段开裂的平均主裂缝间距接近 100 mm,与试验过程中电杆开裂的主裂缝间距吻合。

5 结 论

- a. 利用 ANSYS 有限元分析模拟,可以较好地反映锥形混凝土电杆这种中空薄壁、高钢筋配置密度的混凝土构件的力学行为。
- b. 对锥形混凝土电杆的有限元分析中,钢筋混凝土电杆中混凝土采用非线性弹性模型,钢筋采用弹塑性模型,采用以拉应力控制的破坏准则和位移收敛模式进行计算,可以得到与试验结果吻合度较高的稍端荷载-挠度、控制区弯矩-应变曲线及裂缝分布状态。
- c. 应用无损检测法推定混凝土强度,结合钢筋配置参数,通过有限元分析,可以评估在役输电线路钢筋混凝土电杆的力学行为。

参考文献:

[1] 祝贺,毕春丽. 钢筋混凝土输电杆裂缝超声诊断及修补技术[J]. 吉林电力,2006,34(4):13-15.(ZHU He ,BI Chun-li. Ultrasonic examine on fracture in reinforced concrete pole of power transmission and its repair[J]. Jilin Electric Power 2006 34(4):13-15.(in Chinese))

[2] LOU Tie-jiong ,XIAO Yi-qiang. Finite element modeling of concrete beams prestressed with external tendons[J]. Engineering Structures , 2006 28(14):1919-1926.

[3] MERCAN B ,SCHULTZ A E ,STOLARSKI H K. Finite element modeling of prestressed concrete spandrel beams[J]. Engineering Structures 2010 32(9) 2804-2813.

[4] GOMES H M. Some aspects on three-dimensional numerical modelling of reinforced concrete structures using the finite element method [J]. Advances in Engineering Software 2001 32(4) 257-277.

[5] PADMARAJAIAH S K. A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fiber reinforcement[J]. Cement and Concrete Composites 2002 24(2) 229-241.

[6] OLIVEIRA R S ,RAMALHO M A ,CORRÊA M R S. A layered finite element for reinforced concrete beams with bond-slip effect[J].

Cement and Concrete Composites 2008 30(3):245-252.

- [7] KWON M. Three-dimensional finite element analyses of reinforced concrete column[J]. Computers and Structures 2002 80(2):199-212.
- [8] 江见鲸, 陆新征, 叶列平. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005: 148-166.
- [9] HAWILEH R A, RAHMA A, TABATABAI H. Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic load[J]. Applied Mathematical Modelling 2010 34(9):2562-2583
- [10] BRUN M, REYNOUNARD J M, JEZEQUEL L. A simple shear wall model taking into account stiffness degradation[J]. Engineering Structures 2003 25(1):1-9.
- [11] 刘树棠. 输电杆塔结构及其基础设计[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005: 164-167.
- [12] 杨勇, 郭子雄, 聂建国, 等. 型钢混凝土结构 ANSYS 数值模拟技术研究[J]. 工程力学, 2006 23(4):79-85. (YANG Yong, GUO Zi-xiong, NIE Jian-guo, et al. Study on numerical simulation technology of steel reinforced concrete structures using ansys[J]. Engineering Mechanics 2006 23(4):79-85. (in Chinese))

Mechanical property test and finite element analysis for tapered reinforced concrete pole

FANG Yong-hao¹, DAI Pin¹, PANG Er-bo¹, XIAO Yu-ming¹,
GE Zhao-xiang², LI Xi-qiang², ZHANG Jian-guo²

(1. College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, China ;

2. Jiangsu Electrical Power Research Institute Co., Ltd., Nanjing 211102, China)

Abstract : In order to investigate the method for effectively evaluating the mechanical behavior of the tapered reinforced concrete pole through the non-destructive test, the concrete strength of the tapered reinforced concrete pole was tested and evaluated with the rebound method, and the mechanical properties of the pole were tested with self-designed experimental equipment. With consideration of the reinforcement status, the finite element analysis program ANSYS was used to model the load-deflection relationship and the bending moment-strain relationship, and the calculated results were compared with the experimental results. The study results show that the load-deflection and bending moment-strain curves and the distribution of cracks obtained through the non-destructive test based on the finite element analysis program ANSYS, by using the non-linear elastic model for the concrete in the reinforced concrete pole and the elastic-plastic model for the reinforcement, and according to the tensile-stress controlling damage criterion and the displacement convergence model, are in good agreement with the experimental results and do reflect the mechanical behavior of the tapered reinforced concrete poles.

Key words : tapered reinforced concrete pole ; bearing capacity ; deflection ; finite element analysis