

文章编号:1001-4888(2012)06-0734-07

# 带接头在役混凝土电杆受力性能试验研究<sup>\*</sup>

陈宗平<sup>1,2</sup>, 徐金俊<sup>1</sup>, 张超荣<sup>1</sup>, 夏开全<sup>3</sup>

(1.广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004; 2.广西防灾减灾与工程安全重点实验室, 南宁 530004;  
3.中国电力科学研究院, 北京 100055)

**摘要:**为了揭示在役混凝土电杆连接接头的破坏机理和承载性能,进行了6根两类不同杆长、跨中带钢圈接头的混凝土电杆的抗弯承载力试验,通过试验观察了各试件的受力全过程和破坏形态,获取了弯矩—挠度曲线、裂缝宽度—弯矩曲线、刚度退化规律曲线以及极限弯矩等重要指标。对比分析了两种杆长试件的承载力和刚度变化规律,并通过试验拟合,提出了相关刚度退化规律公式。研究结果表明,试件所具有的破坏形态大多为混凝土拉裂、接头钢圈不屈服,破坏具有明显的脆性;截面的平均应变符合平截面假定;杆长较短试件的极限承载力显著大于较长杆长的试件;裂缝宽度—弯矩曲线大致经历了4个阶段:即未开裂阶段、逐渐增长阶段、稳定发展阶段、快速开裂阶段;杆长较短试件的初始弹性刚度以及弹塑性刚度都比较长杆长试件的大;电杆连接接头的相对刚域范围对杆身受力性能具有极大的影响。

**关键词:**钢筋混凝土电杆;连接接头;承载性能;刚度退化;刚域

中图分类号: TU528 文献标识码: A

## 0 引言

钢筋混凝土电杆广泛应用于我国电力工业,对促进城乡一体化建设起了至关重要的作用。由于对电压等级和电容量的要求不断提高<sup>[1]</sup>,行业的需求迫使各类电力设施正处于紧密改造的过程中。实际架立的电杆,通常是由几根钢筋混凝土等径直杆通过其端头预埋钢箍的方式,采用焊接方法相互拼接而成。对老旧混凝土电杆而言,因服役年代久远、受大气环境侵蚀等影响,其杆件的各项力学性能必定发生了不同程度的退化,而电杆的连接接头是整根杆件的重要组成部分,该部位钢圈的锈蚀以及钢圈与混凝土连接处产生的纵向裂缝<sup>[2]</sup>,极大地影响了整根直杆的受力性能。相关学者对单根杆身的承载性能已做了一定的试验研究和数值分析<sup>[3-9]</sup>,但对正确评定在役带钢圈连接接头混凝土环形电杆的受力性能至今没有设计和加固依据可循。为了揭示该类带接头混凝土电杆的破坏机理和承载能力,以某电网西南线某路段6根老旧钢筋混凝土电杆为研究对象,进行抗弯承载力试验,旨在为科学的研究和工程应用提供相关参考。

## 1 试验概况

### 1.1 试验试件及材料

试验选取的跨中带钢圈接头的混凝土电杆为西南线某路段已服役50年的混凝土电杆,经截取后运

\* 收稿日期: 2012-02-18; 修订日期: 2012-07-28

基金项目: 国家自然科学基金(50908057)资助; ‘八桂学者’建设工程专项经费资助; 广西重点实验室系统性研究项目资助(2012ZDX03)

通讯作者: 陈宗平(1975—),男,工学博士,教授,博士生导师。主要从事再生混凝土结构、异形柱结构体系、钢-混凝土组合结构以及结构检测鉴定与加固等研究。E-mail: zpchen@gxu.edu.cn

回实验室,试件杆长有两种,分别为3根长度为4.2m的电杆和3根长度为3.5m的电杆,接头两端电杆的混凝土截面尺寸为外径400mm、内径300mm、壁厚50mm的环形截面。实测混凝土抗压强度标准值为22.8MPa,纵筋直径为8mm,屈服强度为401MPa,极限强度为475MPa,伸长率达27.5%。连接接头的钢圈为焊接法拼接而成,钢圈厚度达8mm,接头长度为20mm。

## 1.2 加载装置与加载制度

所有试件均采用液压千斤顶通过分配梁在两个三分点处加载,荷载的采集均由日本TML系统采集,试件的应变用DTS602数据采集系统自动采集。因试件为环形截面的混凝土电杆,将分配梁两端与电杆接触面特制成半圆形支座,试件两端为特制的滚轴支座,由此保证端头的自由转动。为了量测试件的变形、内力分布及裂缝开展等重要数据,在支座和跨中部位布置相应的电子位移传感器,并在钢圈和杆身的相应部位黏贴电阻应变计,试件的加载装置如图1所示。

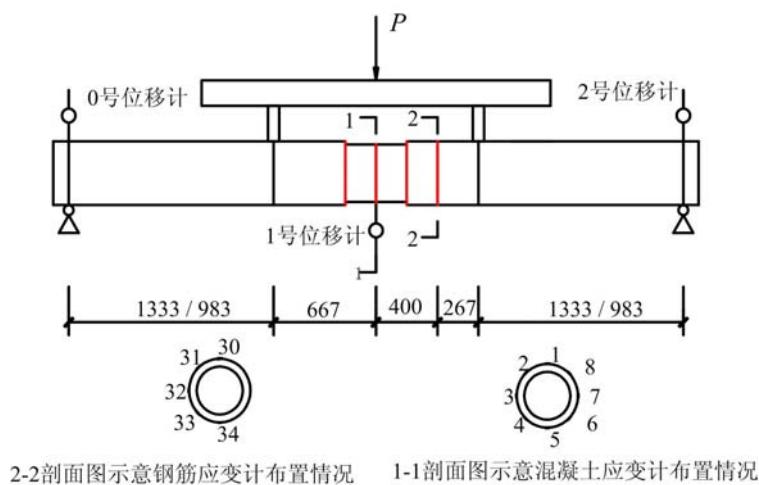


图1 带接头电杆加载装置及布表(片)概况

Fig. 1 Summary of loading devices and meters (strain gauges) for poles with connection joint

试验采用荷载控制的加载制度加载,试验前对试件预加载3遍,设定加载步长为9.8kN。为了保证试件的变形充分,试验时每级步长维持恒定加载5~10min,进行实时数据采集。当荷载接近混凝土电杆的开裂荷载时,加载步长变为4.9kN,此后以每级荷载4.9kN加载,直至试件破坏。

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试验过程

加载初期,由于试件处于弹性受力阶段,此时荷载的增加与位移变化为线性关系,且试件无环向裂缝出现。当荷载上升至一定值时,在分配梁支座与钢板环箍之间的纯弯段内,电杆试件的底部混凝土开始出现一些肉眼可见的环向微裂缝;此后,随着荷载继续加大,纯弯段内的环向裂缝逐渐增多、增宽,并开始向分配梁支座两端发展。当荷载增加至某一水平时,在分配梁支座附近10~15mm之间形成一条环向主裂缝,其宽度一般可达0.4mm,部分试件的裂缝宽度更大,但此时试件仍可继续加载。随着加载增加到一定程度,环向的主裂缝宽度渐渐扩大,可达2.5mm;通过测量,裂缝深度也随之变大。此后,试件跨中挠度迅速增加,荷载难以上升,加载结束。通过应变采集可知,此时大部分试件的底部钢圈尚未达到屈服,但部分试件的上部受压区钢圈已屈服。试验结束后,仔细观察接头钢圈的变形形态,发现所有试件的钢圈并无局部屈曲。

### 2.2 破坏形态及机理分析

表1为所有试件试验结果的特征值汇总情况。由表可知,各试件的开裂弯矩基本相近,但跨长较长试件的值稍大于跨长较短试件的值;破坏弯矩表现为随着试件长度的减小而增大,试件破坏时裂缝宽度随着试件长度的减小而有所降低。所有试件的破坏主要为分配梁支座底部附近混凝土的受拉破坏,其顶部混凝土均未出现竖向裂缝和环向裂缝,接头钢圈也未出现局部屈曲现象,甚至大部分接头钢材尚未

达到屈服极限。破坏形态为属于性质较脆的类似“少筋梁”破坏,破坏形态如图2所示。从上述破坏形态可见,破坏大多为分配梁支座至钢圈接头之间的混凝土段断裂而坏,且环向裂缝靠近分配梁支座处,究其破坏机理在于钢圈接头的存在导致该部分连接段刚域范围的扩大,抗弯能力得到增强,从而裂缝不在接头处出现。



图2 试件的破坏形态

Fig. 2 Failure forms of specimens

表1 各试件参数及试验结果

Tab. 1 Parameters of each specimen and specimens' test results

试件 编号	试件长度 L(m)	开裂荷载 $P_c$ (kN)	开裂弯矩 $M_c$ (kN·m)	极限荷载 $P_u$ (kN)	极限破坏弯矩 $M_u$ (kN·m)	最大裂缝宽度 (mm)	破坏形式
RCP-J1	4.2	58.8	39.19	142.1	94.71	4.50	混凝土拉裂、接头钢圈不屈服
RCP-J2	4.2	49.0	32.66	147.0	97.98	2.80	混凝土拉裂、接头钢圈局部受压屈服
RCP-J3	4.2	58.8	39.19	156.8	104.51	2.50	混凝土拉裂、接头钢圈不屈服
RCP-J4	3.5	49.0	26.95	205.8	113.19	1.80	混凝土拉裂、接头钢圈不屈服
RCP-J5	3.5	58.8	32.34	225.4	123.97	0.82	混凝土拉裂、接头钢圈不屈服
RCP-J6	3.5	58.8	32.34	225.4	123.97	2.50	混凝土拉裂、接头钢圈局部受压屈服

注:RCP-JX中J代表接头,X为试件序号。

### 2.3 截面应变分析

#### 2.3.1 截面钢圈应变

图3为试件电杆接头钢圈的应变变化曲线,其中各曲线代表在不同荷载水平下,位于跨中同一环形截面不同圆周处的应变分布规律(图中横坐标表示的角度对应于图1中的剖面图,逆时针为正)。由图3可知,位于跨中的钢圈截面,其平均应变基本符合平截面假定;对于两种杆长的试件,长为3.5m的试件钢材应变较长为4.2m的试件应变更符合线性变化规律。通过观察破坏后试件及各应变值发现,无论位于受压区还是受拉区,除个别试件外,其余试件的钢圈应变都较小,均未超过钢圈的屈服应变。

#### 2.3.2 截面混凝土应变

图4所示为剖面2-2环形截面混凝土沿不同部位的应变变化规律曲线,其上各值为电杆开裂前的应变。由图4可见,纯弯段内的截面平均应变基本符合平截面假定。

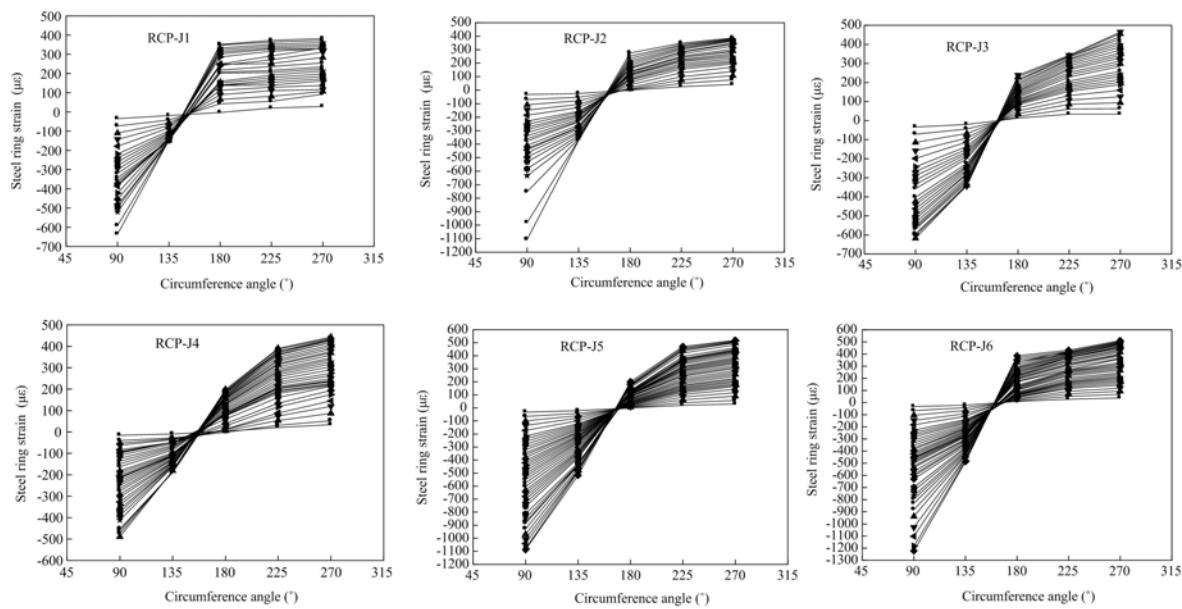


图3 截面钢圈应变规律

Fig. 3 Strain laws of steel rings' cross-sections

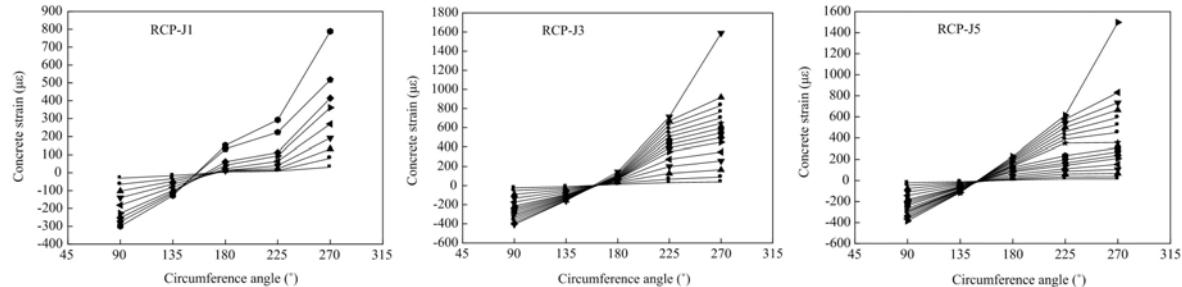


图4 截面混凝土应变变化规律

Fig. 4 Strain variation laws of sectional concrete

#### 2.4 弯矩—挠度曲线

图5所示为各跨中带钢圈接头混凝土电杆试件的弯矩—跨中挠度曲线。由图可知,在加载初期,所有试件的曲线基本位于同一直线上,经历极小的重合段后,两类杆长的试件曲线开始产生分离。随着荷载的增大,短杆长试件与较长杆长试件荷载一位移曲线分离趋势极为明显,但此时两类试件仍处于弹性状态,且同类试件曲线各自依然基本重合。当试件变形进入弹塑性阶段后,两类试件表现出不同的非线性性质,长为4.2m试件的曲线坡度发展比长为3.5m试件的平缓,随着荷载变化,其曲线逐渐分离后又重新趋于重合,而较长试件变化曲线具有较长的重合段,但是在加载后期,各条曲线有所分离,重合较差。综合可知,长度较长的带钢圈接头普通混凝土电杆具有相对较好的延性。

#### 2.5 抗裂性分析

图6所示为所有试件的弯矩—裂缝宽度曲线。由图可见,跨中带钢圈接头电杆的裂缝宽度曲线的发展过程大都经历了4个阶段:即未开裂阶段、逐渐增长阶段、稳定发展阶段、快速开裂阶段。

未开裂阶段:此时由于接头电杆处于弹性受力状态,虽然荷载增长较快,但试件并未出现环向裂缝。

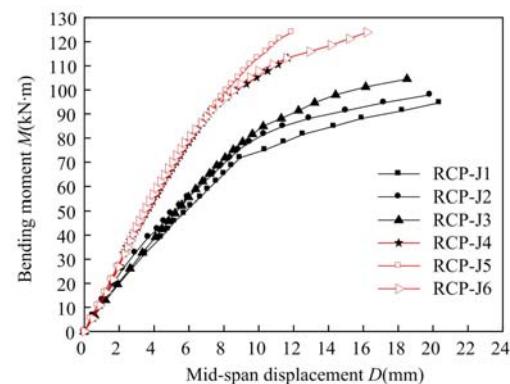


图5 试件弯矩—位移曲线

Fig. 5 Curves of specimens' bending moment to displacement

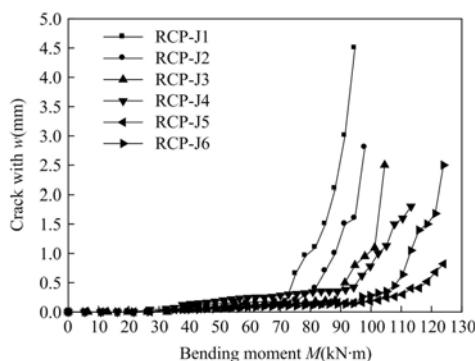


图 6 裂缝宽度—弯矩曲线

Fig. 6 Curves of crack width

to bending moment

度最小值为 0.82mm, 远大于我国《混凝土结构设计规范》中规定的基于正常使用极限状态的裂缝宽度限值 0.3mm, 通过计算可与实测值对比分析其抗裂安全富余度, 如表 2 所示。

表 2 试件抗裂结果对比

Tab. 2 Contrast for specimens' cracking results

试件编号	RCP-J1	RCP-J2	RCP-J3	RCP-J4	RCP-J5	RCP-J6
限值对应的弯矩 $M_i(kN \cdot m)$	78.11	78.38	88.18	72.77	110.50	102.41
实测极限弯矩 $M_u(kN \cdot m)$	94.71	97.98	104.51	113.19	123.97	123.97
抗裂富余系数	1.21	1.25	1.19	1.56	1.12	1.21

### 3 刚度分析

通过对弯矩一跨中挠度曲线求一次导, 可以得到相应的刚度变化规律。图 7 为各试件的刚度随加载的退化规律曲线。

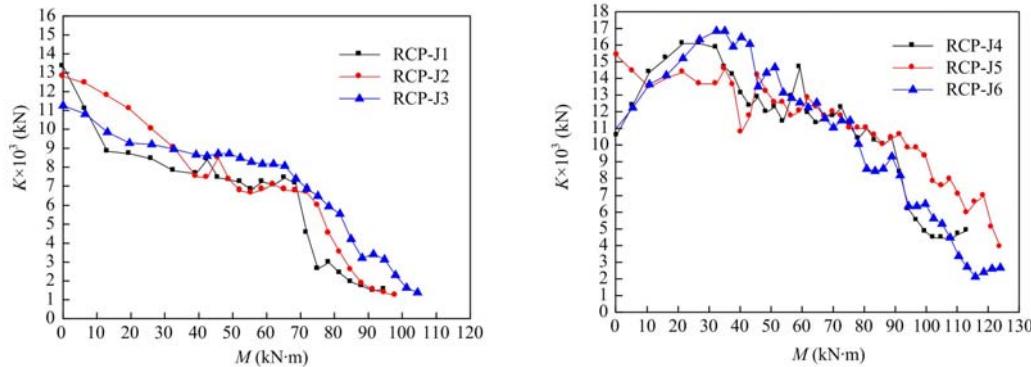


图 7 各试件刚度退化曲线

Fig. 7 Curves of specimens' stiffness degradation

#### 3.1 两种杆长试件刚度对比

由表 3 可知, 杆长为 4.2m 试件的初始弹性刚度比长为 3.5m 试件弹性刚度总体偏小, 较短试件比较长试件的初始弹性刚度平均提高 23%。由此说明, 相同的截面尺寸杆长较小的试件具有相对较大的弹性刚度。由图 7 可见, 位于加载初期, 部分试件(RCEP-J4 和 RCEP-J6)的初始弹性刚度具有逐步增大的趋势, 这可能是在钢圈接头的连接部位, 由于在接头长度不变的情况下, 较短杆长试件的纯弯段内具有相对较大的刚域作用范围, 由此而导致抗弯曲变形能力加大。同时, 随着荷载水平的提高, 较长试件的刚度总体退化较为明显, 在接近破坏时, 短杆长试件的刚度依然大于长杆长试件。

一般来看, 荷载增长到极限承载力的 23%~41% 时才出现第一条肉眼可见的微细裂缝。

裂缝逐渐增长阶段: 当荷载达到极限荷载的 70%~82% 时, 环向裂缝有所发展, 但发展速度很慢。对于长为 3.5m 的电杆, 微裂缝的发展阶段较长。此时, 杆件的弯矩和裂缝宽度曲线具有线性关系。

稳定发展阶段: 随着荷载的增加, 试件进入弹塑性受力阶段的后期, 裂缝宽度开展较快。

快速开裂阶段: 试件接近破坏时, 在荷载增加不大的情况, 其裂缝急速开展, 从而导致试件直接进入破坏阶段。

对于两种杆长的试件, 其破坏荷载对应的裂缝宽度最小值为 0.82mm, 远大于我国《混凝土结构设计规范》中规定的基于正常使用极限状态的裂缝宽度限值 0.3mm, 通过计算可与实测值对比分析其抗裂安全富余度, 如表 2 所示。

表3 两类试件的弹性刚度及其对比

Tab. 3 Elastic stiffnesses for two kinds of specimens and making an intercomparsion with each other

试件编号	$K_e \times 10^3$ (kN)	均值 (kN)	提高值	试件编号	$K_e \times 10^3$ (kN)	均值 (kN)	提高值
RCP-J1	12.20	$11.76 \times 10^3$	0	RCP-J4	14.37	$14.50 \times 10^3$	1.23
RCP-J2	12.03			RCP-J5	14.14		
RCP-J3	11.04			RCP-J6	14.98		

注: 表中提高值以杆长为 4.5m 试件作参照。

### 3.2 刚度退化的数学描述

从各试件的弯矩—刚度曲线可知,对于加载初期,由于弯矩和位移大致呈线性变化,因此假定此时的刚度可近似以水平直线描述;随着荷载的增加,刚度逐渐衰减,其曲线大体表现为负指数函数的形式,函数形态如图 8 所示。经数学拟合后,提出了以下经验公式:

$$K = \begin{cases} K_e & 0 < M \leq M_{cr} \\ K_e e^{-kM} & M_{cr} < M \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $K_e$  为初始弹性刚度;  $M_{cr}$  为开裂弯矩;  $k$  为拟合系数,建议

取值如下:对于杆长为 4.2m 试件,  $k=0.0149$ ;对于杆长为 3.5m 试件,  $k=0.0170$ 。

## 4 结论

通过对 6 根带钢圈连接接头混凝土电杆的抗弯性能试验,揭示了该类老旧普通钢筋混凝土电杆的破坏机理和受力性能,得出以下结论:

(1) 试件的破坏形态主要为靠近分配梁支座附近的混凝土受拉破坏,接头钢圈均不出现局部屈曲破坏,甚至大部分接头钢材尚未屈服,截面符合平截面假定。

(2) 弯矩—跨中挠度曲线具有相似性,但较短试件的极限承载力较大,由此说明钢圈接头连接处的相对刚域范围起了相当一部分作用;裂缝宽度—荷载曲线大致经历了 4 个阶段:即未开裂阶段、逐渐增长阶段、稳定发展阶段、快速开裂阶段,且试件具有较大的抗裂安全富余系数。

(3) 杆长较短试件的初始弹性刚度以及塑性刚度都比较长杆长试件的大;运用数学手段,提出的刚度退化规律公式可为同类服役混凝土电杆的加固设计提供参考。

### 参考文献:

- [1] 彭润生. 我国水泥电杆的发展趋势[J]. 广东电力, 2003, 16(6): 22—24 (Peng Runsheng. Development trend of cement pole in China [J]. Guangdong Electric Power, 2003, 16(6): 22—24 (in Chinese))
- [2] 祝贺, 毕春丽. 钢筋混凝土输电杆裂缝超声诊测及修补技术[J]. 吉林电力, 2006, 34(4): 13—15 (Zhu He, Bi Chunli. 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))
- [3] 夏开全, 张向冈, 陈宗平, 肖华. 服役预应力混凝土电杆极限承载力试验研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2012, 37(1): 29—33 (Xia Kaiquan, Zhang Xianggang, Chen Zongping, Xiao Hua. An experimental study on the ultimate bending capacity of in-service prestress concrete pole [J]. Journal of Guangxi University (Natural Sciences), 2012, 37(1): 29—33 (in Chinese))
- [4] 刘思远, 夏开全, 陈宗平. 在役钢筋混凝土电杆抗弯承载能力研究[J]. 混凝土, 2011, (6): 60—63 (Liu Siyuan, Xia Kaiquan, Chen Zongping. Study on residual carrying capacity of existing reinforced concrete poles [J]. Concrete, 2011, (6): 60—63 (in Chinese))
- [5] 刘思远, 夏开全, 陈宗平, 苏益声. 在役钢筋混凝土电杆剩余承载能力试验研究[J]. 混凝土, 2010, (4): 48—53

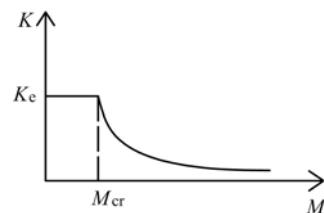


图 8 刚度退化曲线简化模型

Fig. 8 Simplified model of stiffness degradation curve

- (Liu Siyuan, Xia Kaiquan, Chen Zongping, Su Yisheng. Study on residual carrying capacity of existing reinforced concrete poles [J]. Concrete, 2010, (4):48—53 (in Chinese))
- [6] 方永浩, 戴王比, 庞二波等. 锥形钢筋混凝土电杆的力学性能检测与有限元分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2011, 39(6):687—692 (Fang Yonghao, Dai Wangbi, Pang Erbo, et al. Mechanical property test and finite element analysis for tapered reinforced concrete pole [J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2011, 39 (6):687—692 (in Chinese))
- [7] 高润东, 赵顺波, 张天光, 陈春年. 离心成型钢筋钢纤维混凝土电杆受力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(8):43—48 (Gao Rundong, Zhao Shunbo, Zhang Tianguang, Chen Chunian. An experimental study on the behavior of steel fiber reinforced concrete pole fabricated by centrifugal shaping method [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(8):43—48 (in Chinese))
- [8] 赵顺波, 高润东, 李长永等. 离心成型预应力钢纤维混凝土电杆设计试验研究[J]. 工程力学, 2006, 23(SI):151—156 (Zhao Shunbo, Gao Rundong, Li Changyong, et al. Design and experimental study of prestressed SFRC pole fabricated by centrifugal shaping method [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(SI):151—156 (in Chinese))
- [9] 高润东, 李晓克, 赵顺波. 等径离心成型钢筋钢纤维混凝土电杆受力性能试验研究[J]. 电力建设, 2005, 26(2): 37—39 (Gao Rundong, Li Xiaoke, Zhao Shunbo. Experimental study on behaviors of equal-diameter steel fiber reinforced concrete poles fabricated by centrifugal shaping method [J]. Electric Power Construction, 2005, 26(2): 37—39 (in Chinese))

## Experimental Study of Mechanical Properties of Existing Reinforced Concrete Poles with Connection Joint

CHEN Zong-ping<sup>1,2</sup>, XU Jin-jun<sup>1</sup>, ZHANG Chao-rong<sup>1</sup>, XIA Kai-quan<sup>3</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Guangxi Nanning 530004, China;

2. Guangxi Key Laboratory of Disaster Prevention and Engineering Safety, Guangxi Nanning 530004, China;

3. China Electric Power Research Institute, Beijing 100055, China)

**Abstract:** In order to reveal the failure mechanism and bearing capacity of existing reinforced concrete poles (RCP), flexural capacity experiment for two kinds of reinforced concrete pole with different rod length (6 poles altogether) and with steel ring joints at midspan were carried out. Through experiment, the whole process of forcing and failure pattern of specimens was observed, and a series of important indexes such as the bending moment-deflection curve, the crack width-bending moment curve, the stiffness degradation curve and the ultimate bending moment were obtained. The related stiffness degradation formula was put forward by comparing, the bearing capacity and the stiffness of two kinds of poles and experimental fitting. Results show that majority of specimen failure patterns is concrete creaking without steel ring joint yield, and their failures are obviously brittle. The mean strains of specimen cross-sections meet the plane-section assumption. The ultimate bearing load of short rod length specimen is larger than that of longer length specimen. Crack width-bending moment curve broadly experiences four stages: uncracked stage, gradual increase stage after cracking, stable development stage and rapid cracking stage. The initial elastic stiffness and elasto-plastic stiffness of short specimens are larger than those of long specimens. The range of relative rigid zone at the shorter pole are larger than that of longer pole. The relative stiffness domain of pole joint has great influence on mechanical properties of pole.

**Keywords:** reinforced concrete poles (RCP); connection joints; bearing capacity; stiffness degradation; rigid zone