

预应力钢绞线加固混凝土短柱抗震性能研究

邓宗才 李辉

(北京工业大学城市与工程防灾减灾省部共建教育部重点实验室 北京 100124)

摘要:为研究预应力钢绞线加固钢筋混凝土(RC)短柱的抗震特性,对7个试件进行了低周反复加载试验。试验研究了轴压比、钢绞线配置特征值和预应力水平对加固短柱抗震性能的影响。结果表明,预应力钢绞线可有效改善RC短柱的抗震性能,延性和耗能能力显著提高,与未加固试件PC1相比,预应力钢绞线加固短柱的位移延性系数、累积耗能能力最大值分别提高1.87倍和6.78倍,钢绞线配置量及预应力水平对加固柱滞回曲线有明显的影响,其它条件相同时,钢绞线配置量大或者预应力水平较高的试件滞回曲线较饱满;对于低轴压比($n \leq 0.30$)试件,钢绞线配置特征值达到0.119、预应力水不小于0.40时即可获得较好的抗震性能。在试验基础上,提出了预应力钢绞线加固RC圆形短柱的受剪承载力计算公式,计算结果与试验值总体吻合良好。成果为预应力钢绞线加固RC短柱提供了参考数据和设计计算方法。

关键词:预应力钢绞线 短柱 抗震加固 抗震性能 抗剪承载力

DOI: 10.13211/j.cnki.pstech.2016.05.003

钢筋混凝土短柱刚度大,变形能力和耗能性能差,在地震中易发生脆性剪切破坏。国内外多次震害调查表明,短柱破坏是造成钢筋混凝土(RC)框架、桥梁破坏甚至倒塌的一个重要因素,但在混凝土结构中短柱难以避免。混凝土柱抗震加固的常用方法有黏钢法、黏贴纤维复合材料(FRP)法、钢绞线网-聚合砂浆加固法等,但它们都属于被动加固范畴,补加部分存在应力滞后问题,柱破坏时加固材料应变不大,不能充分利用其强度^[1-4]。

20世纪90年代,国外一些学者研究了将横向预应力应用于RC框架柱和桥梁墩柱抗震加固中的可行性。试验结果^[5-7]表明,预应力钢板条、钢绞线的存在使得混凝土提前处于三轴受压状态,加固材料对混凝土柱体产生环向主动约束,能够明显抑制斜向裂缝的萌生与开展,改善柱底纵筋搭接区性能;补加部分提前分担原结构的荷载,缓解了非预应力加固中普遍存在的应力滞后问题,提高了加固材料的利用率,加固柱抗震性能得到大幅度提高。国内郭子雄等^[8-9]利用钢板箍对矩形RC柱施加横向主动约束的研究也得出了类似的结论。

将预应力钢绞线加固技术应用到RC柱加固

中,可明显改变抗剪能力不足的框架柱和桥梁墩柱的破坏形态,提高其抗震性能。高强不锈钢绞线强度高、耐腐蚀,加固施工方便;渗透性聚合物砂浆为无机材料,与混凝土材料性能接近,其黏结性能良好,耐高温,便于施工,在结构加固领域应用越来越广泛。本文对预应力钢绞线加固RC圆柱的抗震性能进行了试验研究及理论分析,研究了轴压比、钢绞线配置特征值以及预应力水平对加固短柱抗震性能的影响规律,给出了预应力钢绞线加固短柱的抗剪承载力计算公式,能够为该技术的工程应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

共设计7个圆形截面短柱,其中6个为加固试件,1个为对比试件。柱纵筋为Ⅱ级,屈服强度为386MPa,箍筋为Ⅰ级,屈服强度为312MPa。试件总高为1130mm,剪跨比为1.93,体积配箍率为0.25%,纵向配筋率为2.28%,混凝土设计强度等级为C30,详细几何尺寸和配筋见图1。混凝土实测强度为42.5MPa。

1.2 试件加固方案

加固采用文献[10]提出的如图2所示的钢绞线张拉锚固装置,该装置包括两块钢板锚固件和施加预应力用的高强螺栓;其中钢绞线一端固定在一块钢板锚固件上,另一端绕混凝土柱体一周后

转自《应用基础与工程科学学报》

2014年第22卷5期

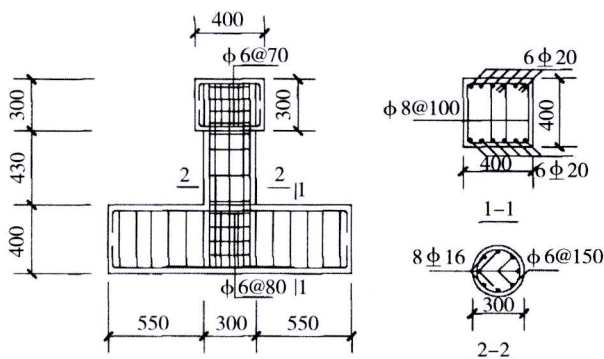


图1 试件尺寸及配筋(单位: mm)

固定在另一块钢板锚固件上,通过松紧螺母对钢绞线施加预应力和调节预应力大小。加固采用 $\phi 4.5\text{mm}$ 钢绞线,名义截面面积为 9.62mm^2 ,弹性模量为 $1.16 \times 10^5\text{MPa}$,极限拉应变为0.02,极限抗拉强度为 1620MPa 。

试件加固步骤如下:先用打磨机将柱体打磨光滑、平整并去除浮灰,打磨程度以露出混凝土骨料为准,然后用丙酮将打磨后的柱身清洗干净。把加工好的钢绞线网及其钢板锚固件安置在加固位置,旋紧高强螺栓使钢绞线紧贴柱身,预紧之后采用扭矩扳手同步旋紧高强螺栓,对钢绞线施加预应力,为了加固施工方便、快捷,预应力水平由伸缩量控制,两个锚固钢板间距减小值达到计算值时,张拉完毕(试验前,对钢绞线进行了大量的拉伸试验,确定了拉伸伸长量与张拉应力的关系)。然后涂刷混凝土界面剂,待界面剂硬化后,涂抹2cm厚聚合物砂浆,缠绕塑料薄膜进行养护。



图2 加固示意

试件编号和试验参数列于表1。钢绞线配置特征值 $\lambda_{sw} = \rho_{psw} f_{sw} f_c$, ρ_{psw} 为钢绞线的体积配置率,其意义与箍筋的体积配箍率相同;预应力水平 α 为加固时对钢绞线张拉产生的应变与其极限应变的比值。

表1 试验参数

试件编号	轴压比 n	钢绞线间距/mm	λ_{sw}	α
PC1	0.30	—	—	—
PC2	0.30	30	0.237	0
PC3	0.30	30	0.237	0.30
PC4	0.30	60	0.119	0.40
PC5	0.60	60	0.119	0.40
PC6	0.81	60	0.119	0.50
PC7	0.30	60	0.079	0.40

1.3 试验加载装置及测试内容

本试验采用拟静力试验方案,首先对柱施加竖向轴力,轴力通过油压千斤顶施加,柱顶千斤顶与横梁之间安装了滑动滚轴,保证柱顶水平自由移动,在整个试验过程中竖向力保持定值不变;在距基础顶面580mm高度处通过固定在反力墙上的拉-压千斤顶施加水平荷载。试件用地锚螺栓锚固于地面,基础两端用水平螺杆锚紧。试验加载装置如图3所示。

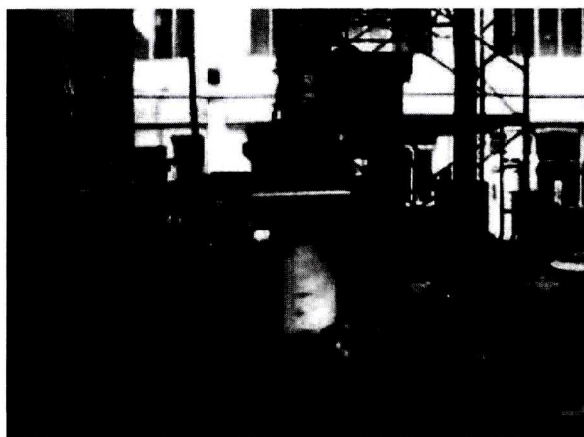


图3 加载装置

试验过程中水平加载采用力-位移联合控制,试件屈服前,采用力控制分级加载,每级加载循环1次;试件屈服后采用位移控制加载,每级循环2次,直至荷载下降到峰值荷载的85%时止。

测试内容主要包括:纵筋应变,箍筋应变,

钢绞线应变, 试件的荷载-位移曲线等。具体方法为: 在柱顶加载处布置一个位移计以测量柱顶水平位移; 在柱基础端部安装一个百分表, 以测量试件的整体水平位移; 在柱根部纵筋与箍筋上布置应变片, 以测定纵筋和箍筋的应变, 了解其屈服和破坏过程; 在加固柱钢绞线上布置应变片, 以观测水平荷载作用下钢绞线参与受力情况; 所有测试数据用IMP数据采集仪采集, 采集系统自动绘制水平荷载-位移滞回全过程曲线。

2 试验结果及分析

2.1 破坏形态

各试件破坏形态如图4所示。未加固柱为典型的脆性剪切破坏, 随着钢绞线加固量的增加及预应力水平的提高, 柱破坏形态从延性很差的剪切破坏逐渐过渡到具有一定延性的弯剪破坏, 最后转变为延性良好的弯曲破坏, 抗震能力得到明显提高。试验后发现原钢筋混凝土柱体完好, 混凝土保护层未脱落。

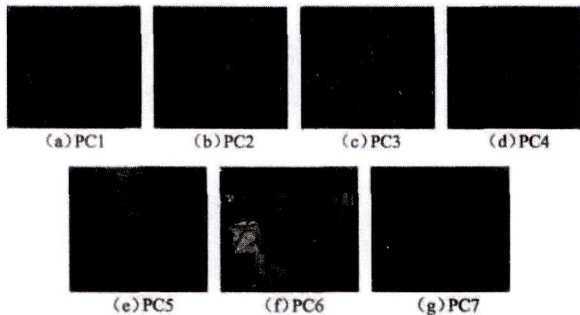


图4 试件的破坏模式照片

(1) 试件PC1 (低轴压比未加固柱)。当水平荷载增加到220kN时, 离柱基础顶面14cm处出现第一条水平弯曲裂缝; 当水平荷载加到240kN时, 柱身中部出现交叉斜向裂缝, 随着荷载增加, 先出现的裂缝不断延伸变宽, 新裂缝不断出现; 当水平荷载增大到265kN时, 纵向钢筋屈服, 进入位移控制加载阶段。位移控制值 Δ_y 取6mm, 在第1次循环时, 柱脚混凝土保护层出现压碎现象, 斜裂缝不断发展、贯通, 并逐渐形成3条主斜裂缝, 在第2次循环时, 水平荷载达到最大值; $2\Delta_y$ 第一次循环加载时, 水平荷载明显下降, 柱的侧面出现新的斜向微裂缝; 当加载到 $3\Delta_y$ 时试件表面裂缝已经非常宽, 裂缝交叉处混

凝土大块剥落, 随后斜裂缝迅速扩展, 沿对角线贯穿整个柱体, 侧向承载能力迅速下降, 试件破坏, 属于典型的剪切破坏。

(2) 试件PC2和试件PC3 (α 分别为0.0和0.30; 其它参数相同, 即 $n=0.30$, $\lambda_{sw}=0.237$)。试件PC2为非预应力钢绞线加固试件, 在加载初期无明显现象, 当水平荷载为180kN时, 距柱基础顶面10cm处受推侧砂浆层出现长约150mm的水平裂缝; 水平荷载加至240kN时, 第一条水平裂缝上方40mm处出现一条斜向裂缝, 随着侧向位移的增大, 裂缝宽度也不断增大, 已有水平裂缝逐渐发展成弯剪裂缝; 水平荷载加至270kN时, 柱侧面中部偏下形成交叉斜裂缝; 当水平荷载达到300kN时, 第一条水平裂缝已延伸至柱脚, 试验现场能听见聚合物砂浆和混凝土开裂的声音; 当加载至 $2\Delta_y$ 时, 聚合物砂浆表面形成自柱顶延伸至柱脚的斜裂缝, 柱身砂浆层与柱基础界面能看到较宽较明显的弯曲裂缝; 在 $4\Delta_y$ 第二个循环时柱脚处聚合物砂浆开始脱落, 敲击其周围聚合物砂浆层时能听见“空洞音”, 说明该范围内砂浆层已与原混凝土柱体脱离; 当试验进行到 $5\Delta_y$ 时, 聚合物砂浆和混凝土开裂声进一步加大, 同时发现柱下部裂缝交织一起且不断有粉碎状聚合物砂浆碎末脱落。试验结束后剥掉聚合物砂浆层, 发现柱脚混凝土被压碎, 弯曲裂缝比标准柱细密, 弯曲破坏特征明显。

试件PC3 ($\alpha=0.30$)的破坏过程与试件PC1相似, 有所不同的是, 前者在临近破坏时, 柱受推侧面中上部砂浆层也出现细微水平裂缝, 水平缝间距减小, 柱破坏后钢绞线张力依然存在, 柱脚混凝土压碎现象更严重, 弯曲破坏特征更突出。

(3) 试件PC4、PC5及PC6 (各试件钢绞线配置量相同, $\lambda_{sw}=0.119$)。当水平荷载达到200kN时, 试件PC4 ($n=0.30$, $\alpha=0.40$)受推侧中部砂浆层出现首条水平裂缝; 荷载加至240kN时, 试件受拉侧距基础顶面约12cm处又出现一条水平缝, 随后该条水平缝上方9cm处出现一条斜向裂缝; 当水平荷载加至270kN左右时, 试件屈服, 沿柱高方向出现多条新的水平裂缝, 原有裂

缝继续延伸发展；在加至 $3\Delta_y$ 时水平荷载达到峰值，柱下部砂浆层出现压碎现象；当加载到 $5\Delta_y$ 时，受推侧砂浆层距基础顶面5cm处出现大块脱落现象，承载力下降速度加快。试验结束后，敲开砂浆层观察混凝土柱体，可清晰地看到柱根部水平弯曲裂缝及口酥现象，钢绞线依然紧绷。

试件PC5 ($n=0.60$, $\alpha=0.40$)和试件PC6 ($n=0.81$, $\alpha=0.50$)的破坏过程与试件PC4相似，但又有各自特点。与试件PC4相比，同级位移幅值下试件PC5斜裂缝数量多、宽度大，箍筋及钢绞线应变增长相对迅速；试件PC6混凝土横向膨胀明显，砂浆层脱落严重，第二至第五根（从柱根部算起）钢绞线被拉断，第三、四、五根处于斜裂缝处，水平裂缝与斜裂缝交叉分布，呈现出弯剪破坏特征。

(4) 试件PC7 ($n=0.30$, $\lambda_{sw}=0.079$, $\alpha=0.40$)。水平荷载增加至180kN左右时，柱中下部先后出现几条弯曲裂缝；水平荷载加至200kN时，柱侧面出现几条斜裂缝，随着循环次数的增加，斜裂缝不断延长、变宽；当加至 $2\Delta_y$ 时，柱侧面距基础顶面约13cm处形成交叉主斜裂缝，此时聚合物砂浆层“空洞”范围较大，并开始剥落，箍筋应变发展较快；水平位移增至30mm左右时，突然听见一声巨响，一条斜裂缝贯穿整个柱身，承载力陡然下降，柱子破坏，试验结束。拨开砂浆层，发现靠近柱脚处2根钢绞线被拉断，多条斜裂缝发展至柱顶，柱脚混凝土发生压溃现象。由试验过程可以看出，试件PC7的破坏属于弯剪破坏，且以剪切破坏为主。

2.2 滞回曲线

图5给出了各试件的P- Δ 滞回曲线，发现：

(1) 各试件屈服前，每次循环的残余变形很小，屈服后，随着侧向位移、循环次数的增加，残余变形越来越大；达到峰值荷载后，承载能力逐渐退化；

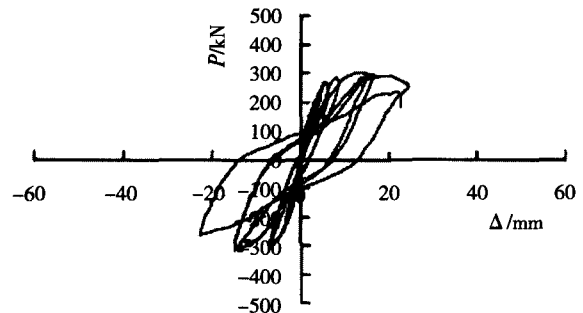
(2) 未加固试件PC1过早发生剪切破坏，屈服荷载和极限荷载非常接近，滞回环瘦小，基本呈稳定的弓型，捏拢现象明显。预应力钢绞线加固柱，破坏过程缓慢，滞回环变得越来越大饱

满，越来越稳定；

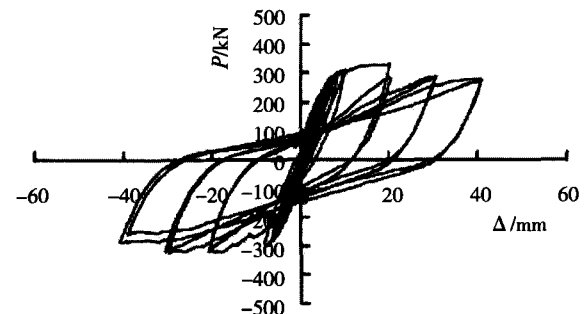
(3) 增大钢绞线配置量可提高短柱抗震性能。钢绞线配置特征值最小的加固试件PC7 ($n=0.30$, $\lambda_{sw}=0.079$, $\alpha=0.40$)的滞回环呈现弓字形向梭形过渡状态，钢绞线配置量较大的加固试件PC4 ($n=0.30$, $\lambda_{sw}=0.119$, $\alpha=0.40$)的滞回曲线具有高的饱满度，捏缩现象不明显，承载能力较稳定；

(4) 比较试件PC4、PC5和PC6（3个试件 λ_{sw} 、 α 相同，轴压比 n 依次增大）的滞回曲线，发现 $n \leq 0.60$ 时，轴力的存在对提高预应力钢绞线加固短柱抗震性能有利，当 $n \geq 0.60$ 时，增加轴压将降低加固柱滞回曲线饱满度；

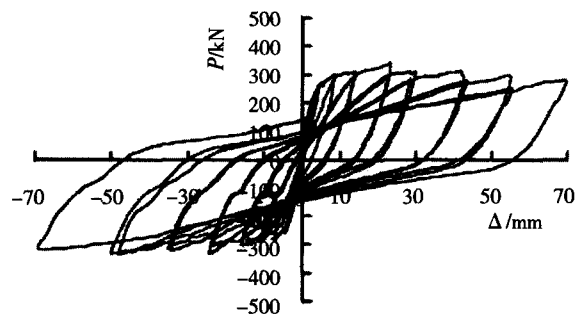
(5) 试件轴压比和钢绞线配置量相同时（试件PC2和PC3），增大 α 可改善试件抗震性能。



(a) PC1



(b) PC2



(c) PC3

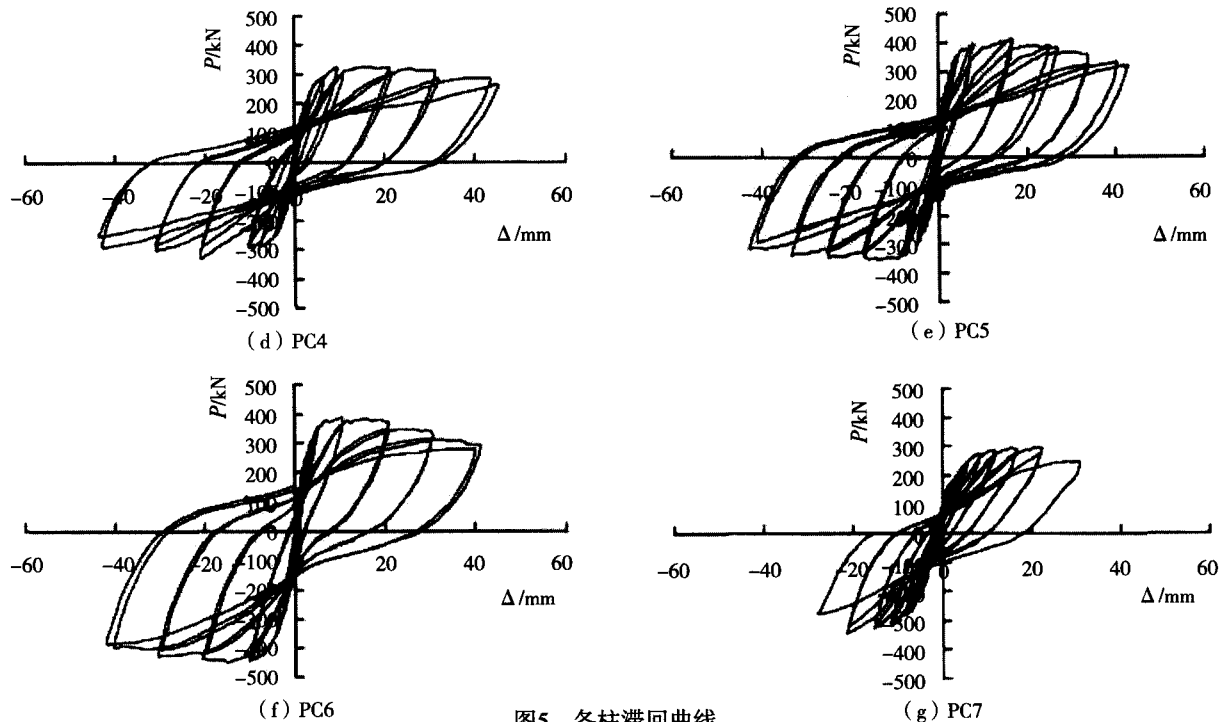


图5 各柱滞回曲线

2.3 骨架曲线

7个试件的P- Δ 骨架曲线如图6所示,其主要特征点值见表2。由图6及表2可知:

(1) 试件屈服前,各试件骨架曲线基本重合,预应力钢绞线加固几乎不改变试件的初始刚度;

(2) 试件屈服后,对比试件PC1的骨架曲线几乎没有水平段,而加固柱表现出良好的持载能力,到达峰值荷载后出现水平平台,下降段也比较平缓,试件PC7的平直段相对较短,PC3的下降段最为平缓,说明钢绞线配置特征值较小的试件承载能力下降较快;

(3) PC2于PC3骨架曲线几乎重合,但对钢

绞线施加预应力的加固柱PC3水平平台更长;PC5和PC6的骨架曲线形状相似,但高轴压比试件PC6 ($n=0.81$)下降段下降速度相对较快,脆性增大。

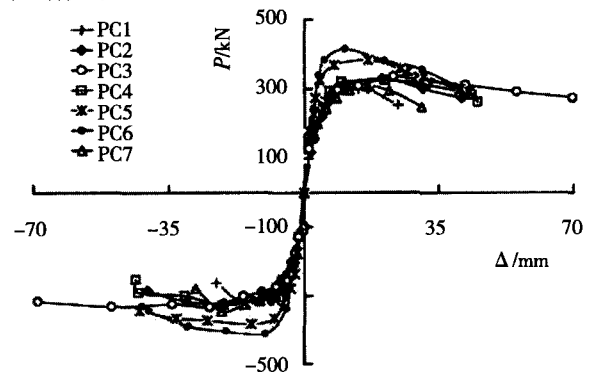


图6 试件骨架曲线

表2 P- Δ 曲线特征点试验结果

试件编号	荷载/kN			位移/mm			延性		耗能Q / (kN·mm)	破坏类型
	P_y	P_m	P_u	Δ_y	Δ_m	Δ_u	μ	提高/%		
PC1	264.88	296.62	252.13	6.32	14.83	24.09	3.81	—	19282.98	剪切破坏
PC2	285.97	324.20	275.57	7.20	20.31	40.65	5.64	48.0	64894.89	弯曲破坏
PC3	278.41	346.78	294.76	6.34	23.37	69.34	10.94	187.1	150103.47	弯曲破坏
PC4	271.91	316.39	268.93	7.09	20.97	45.17	6.37	67.2	72000.03	弯曲破坏
PC5	267.03	381.40	324.20	6.74	15.54	37.56	5.57	46.2	109723.63	弯曲破坏
PC6	385.00	408.50	347.20	7.33	19.02	37.09	5.06	32.8	90945.83	弯剪破坏
PC7	267.12	307.47	261.35	6.65	21.25	30.52	4.61	20.5	37539.44	弯剪破坏

注: P表示水平荷载, Δ 表示水平荷载对应的水平位移,下标 y 、 m 、 u 分别表示纵筋屈服、峰值和极限状态。

2.4 延性分析

采用位移延性系数 μ 来度量试件延性的大小, $\mu = \Delta \mu / \Delta_y$ 。各试件位移延性系数列于表2, 分析可知:

(1) 与对比柱PC1相比, 试件PC7、PC4和PC3的延性系数分别提高了20.5%、67.2%和187.1%, 说明增大钢绞线配置量能改善钢绞线对混凝土的约束作用, 显著提高加固柱延性;

(2) 随着轴压比增大, 柱 μ 降低, 高轴压比柱PC6 ($n=0.81$) 的 μ 比低轴压比柱PC4 ($n=0.30$) 降低了20.6%;

(3) 预应力钢绞线加固柱延性的提高与钢绞线的使用效率有关。预应力钢绞线在中等轴压比、中等钢绞线配置量下对混凝土柱延性的改善接近于非预应力加固情况下的低轴压比、钢绞线配置特征值大 ($\lambda_{sw}=0.237$) 时的加固效果, 例如试件PC5 ($n=0.60$, $\lambda_{sw}=0.119$, $\alpha=0.40$) 和PC2 ($n=0.30$, $\lambda_{sw}=0.237$, $\alpha=0$) 的 μ 分别为5.57和5.64, 二者相差不大。这是由于中等轴压比下混凝土横向膨胀加大、预应力钢绞线较早发挥作用, 钢绞线的利用率较高。

2.5 刚度退化

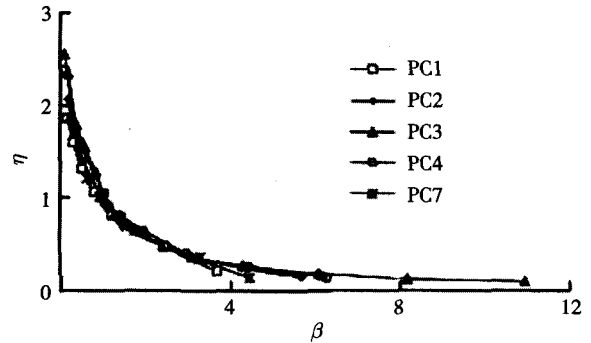
刚度退化是反复荷载作用下结构抗震性能降低的一个主要原因。本文采用折算割线刚度 $K_i = (|P_i| + |-P_i|) / (|\Delta_i| + |-\Delta_i|)$, 其含义是试件第*i*次的割线刚度等于第*i*次荷载循环的正负最大荷载的绝对值之和与相应变形绝对值之和的比值, 将计算出的各滞回环割线刚度 K_i 除以屈服刚度 K_y 得 η_i 、峰值位移 Δ_i 除以屈服位移 Δ_y 得 β_i 进行无量纲化。各试件相对刚度退化曲线见图7。由图7可知:

(1) 各试件在整个加载过程中, 刚度退化明显, 且主要发生在加载初期, 在达到屈服荷载之后, 刚度的衰减趋于平缓;

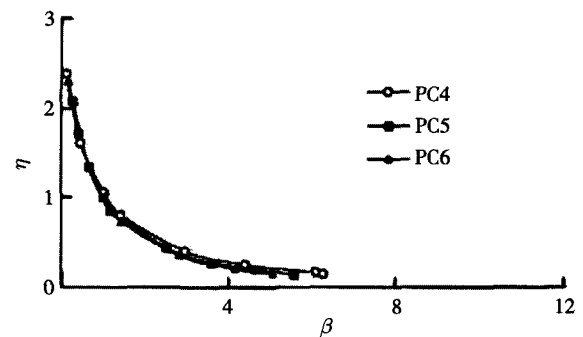
(2) 试件初始刚度随轴压比增大而略有增大, 但刚度退化速度随轴压比的增加而增大, 其它条件相同时, 轴压比越高的试件刚度退化曲线越短、越陡;

(3) 与非预应力加固柱相比, 预应力加固

柱刚度退化较为缓慢; 试件PC4 ($\lambda_{sw}=0.119$, $\alpha=0.40$) 和PC2 ($\lambda_{sw}=0.237$, $\alpha=0$) 刚度退化曲线基本重合, 试件PC3刚度退化比PC2更缓慢、退化曲线延伸更长, 说明了预应力钢绞线能更早的参与受力, 预应力的存在延缓了混凝土的开裂, 提高了钢绞线使用效率。



(a) 试件PC1-4, PC7



(b) 试件PC1-4—6

图7 试件相对刚度退化曲线

2.6 耗能能力

试件滞回曲线所包围的面积反映了结构耗能能量的大小, 每一个加卸载循环滞回环所包围的面积大小等于结构在这一个循环中的非弹性变形耗能值, 试件各滞回环面积的累加为试件总耗能的大小。各试件累积耗能结果列于表2, 累计耗能值与加载点水平位移关系如图8所示。由表2和图8可知:

(1) 加载初期各试件耗能较小, 耗能曲线基本重合; 随着水平位移的增加, 试件耗能能力明显增加, 且加固柱耗能能力增长幅度明显大于未加固柱, 预应力加固柱的增长幅度大于非预应力加固柱;

(2) 相同位移幅值下, 预应力水平越高或

钢绞线配置量越大(其它条件相同)的预应力加固试件累积耗能量越大;

(3) 采用预应力钢绞线加固可显著提高短柱的耗能能力, 试件PC3和PC4的累计耗能量分别比PC1提高了6.78倍和2.73倍;

(4) 轴压比是影响预应力钢绞线加固RC短柱耗能能力的一个重要因素, 轴压比不大($n \leq 0.60$)时, 增大轴向压力可提高短柱耗能能力, 轴压比大于0.60时, 耗能能力随着轴压比的增加而呈减小趋势。

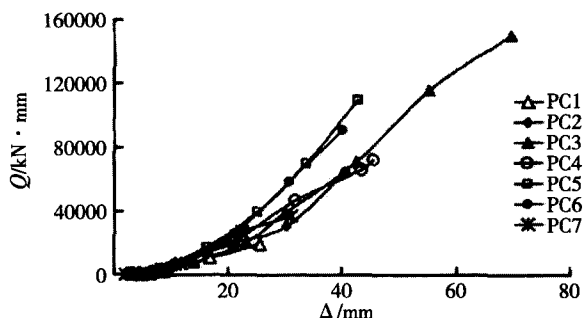


图8 试验耗能曲线

3 预应力钢绞线加固钢筋混凝土圆形截面短柱的受剪承载力计算

据试验结果及分析, 建议采用如下公式计算预应力钢绞线加固混凝土圆形截面短柱抗剪承载力

$$V_u = V_{cs} + V_{ps} \quad (1)$$

$$V_{cs} = \frac{0.21}{\lambda} f_c D \bar{h}_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} \bar{h}_0 + 0.07N \quad (2)$$

$$V_{ps} = A_{ps} E_{ps} (\varepsilon_{pi} + \Delta \varepsilon_{pi}) \frac{D}{S_p} \quad (3)$$

式(1)中, V_{ps} 为预应力钢绞线对加固混凝土短柱的斜截面受剪承载力提高的部分; 式(3)中 A_{ps} 为配置在同一截面内钢绞线的全部截面面积, E_{ps} 为钢绞线弹性模量, ε_{pi} 为钢绞线初始预拉应变, $\Delta \varepsilon_{pi}$ 为水平承载力最大时钢绞线相对于初始应变的应变增量, 本文取为 $2500 \mu\epsilon$; S_p 为沿柱高方向钢绞线的间距。其它符号含义参见文献[11]和现行《混凝土结构设计规范》。

表3列出式(1)计算结果与试验实测值的比较, 试验结果与计算结果之比的平均值为1.27, 变异系数为0.142。由计算值与试验值之比的平均

值与变异系数可见, 计算值是试验值的下限, 计算值偏于安全, 适合工程应用。

表3 抗剪承载力计算结果与试验结果对比

试件编号	V_{cs}/kN	V_{ps}/kN	V'_u/kN	V''_u/kN	V'_u/V''_u
PC2	151.98	56.75	324.20	208.73	1.55
PC3	151.98	192.95	346.78	344.93	1.01
PC4	151.98	119.12	316.39	271.1	1.17
PC5	173.91	118.35	381.36	292.26	1.30
PC6	188.53	141.73	408.94	330.26	1.24
PC7	151.98	79.42	307.47	231.4	1.33

4 结论

(1) 预应力钢绞线加固可使短柱由脆性破坏转变为延性破坏, 显著改善了短柱抗震性能;

(2) 采用预应力钢绞线加固可以显著提高低轴压比RC短柱的延性和耗能能力, 与未加固试件PC1相比, 预应力钢绞线加固短柱的位移延性系数、累积耗能能力最大分别提高1.87倍和6.78倍, 表明采用预应力钢绞线加固RC短柱是非常有效的;

(3) 钢绞线配置量及预应力水平对加固柱滞回曲线有显著的影响, 其它条件相同时, 钢绞线配置量大或者预应力水较高的试件, 骨架曲线下降较为缓慢, 循环次数多, 承载力衰减慢, 变形及耗能能力较大;

(4) $n \leq 0.60$ 时, 轴力的存在对提高预应力钢绞线加固短柱抗震性能有利; 当 $n \geq 0.60$ 时, 增加轴压将降低加固柱滞回曲线饱满度, 加快刚度退化;

(5) 对于低轴压比试件($n \leq 0.30$), 钢绞线配置量 λ_{sw} 达到0.119、预应力水平 α 不小于0.40时即可获得较好的抗震性能;

(6) 建立的预应力钢绞线加固短柱的抗剪承载力实用计算公式, 计算值与试验结果较吻合且有一定安全储备, 可为工程加固提供参考。

参考文献

- [1] PriestleyMJN, SeibleF, XiaoY. Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength, Part2:test results and comparison with theory[J]. ACI Structure Journal, 1994, 91(5):537-551
- [2] WuYF, GriffithMC, OehlersDJ. Improving the strength and ductility of rectangular reinforced concrete columns through

(下转第21页)

的永久工程。边坡加固用的锚索不象斜拉索桥那样可以换索,因此它的防腐蚀、防锈蚀就显得非常重要。

这里防腐蚀指应力腐蚀,可通过降低应力水平解决。锚索防锈蚀分三部分,分别是内锚体、外锚头和钢绞线的防锈蚀。外锚头、钢绞线这两部分应按相关国家规范和行业标准由专业厂家生产。内锚体应采用得到授权的专利结构(如OVM生产的专用塑料波纹管)。

5 考虑岩土蠕变和膨胀特性的锚索结构

室内实验和现场观测表明锚索施工后半年到一年半时间内预应力会增高,这是岩土蠕变或由于岩土体中的蒙脱石遇水膨胀所致,这种现象同样会导致锚索失效。1992年OVM公司与冶金部马鞍山矿山研究院研制一种可塑(液压)锚索,这种可塑性锚成功应用到南京梅山铁矿二期工程地下碎矿主硐室,在此基础上OVM公司又研制出一种让压分散锚索,能够有效解决锚索失效的问题。

6 水的治理及安全监测

除此之外,水的治理对边坡稳定而言也是重中之重。水的治理有两方面:其一,坡面植被。

其二,设置排水沟、导水管。这里特别指出的是导水管应定期清理疏导,这点在以往的设计中未被重视。目前,对于水的安全监测有相关规范可依,按章行事即可。

7 结论

通过对边坡岩土体破坏机理和预应力加固原理的分析研究,处治边坡地质灾害除应加强导水系统的建设外,有效应用预应力组合加固技术是主要的防治手段。而且,采用具有良好防护性能的锚索,如压剪筒式压力分散型预应力锚索和让压锚索等新型加固技术能提高预应力锚索加固的有效性和耐久性,也是维护边坡长期稳定性的重要保障。

参考文献

- [1] 徐芝伦. 弹性力学[M]. 中国人民教育出版社, 1980.
- [2] 苏自约, 陈谦, 徐祯祥, 刘璇. 锚固技术在岩土工程中的应用[M]. 人民交通出版社, 2006.
- [3] 罗强, 朱国平, 王德龙, 关彪. 岩土锚固新技术的工程应用[M]. 人民交通出版社, 2014.
- [4] 田裕甲. 压力分散型锚索与拉力型锚索的比较[J]. 岩土锚固工程, 2002(3)
- [5] 李海光. 新型支挡结构设计工程实例[M]. 人民交通出版社, 2004.
- [6] 刘宁, 高大水. 岩土预应力锚固技术应用及研究[M]. 湖北科学技术出版社, 2002.
- [7] MochulS, BassemA. Seismic repair of RC bridge piers using shape memory alloys[C]. Proceedings of the 2011 Structures Congress. ASCE. LasVegas, Nevada: American Concrete Institute, 2011:2056-2065
- [8] 郭子雄, 张杰, 李传林. 预应力钢板箍加固高轴压比框架柱抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(12):112-117
GuoZixiong, ZhangJie, LiChuanlin. Seismic strengthening of rectangular RC columns using prestressing steel jackets[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(12):112-117
- [9] 郭子雄, 张杰, 杨勇. 设置外包预应力钢板箍RC短柱抗震性能研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2006, 1(1):140-144
GuoZixiong, ZhangJie, YangYong. Study on the seismic performance of RC column confined by prestressed steel plate hoops[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2006, 1(1):140-144
- [10] 邓宗才, 郭俊平, 肖锐. 一种预应力钢绞线加固混凝土柱体的张拉锚固系统: 中国, 201010152467. X[P]. 2010-08-25
- [11] 吕志涛, 石平府, 周燕勤等. 圆形、环形截面钢筋混凝土构件抗剪承载力的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1995, 16(3):13-20

(上接第24页)

composite partial interaction test[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2003, 129(9):1183-1190

- [3] 叶列平, 赵树红, 李全旺. 碳纤维布加固混凝土柱的斜截面受剪承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(2):59-67
YeLieping, ZhaoShuhong, LiQuanwang. Calculation of shear strength of concrete column strengthened with carbon fiber reinforced plasticsheet[J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(2):5967
- [4] 陈亮. 高强不锈钢绞线网用于钢筋混凝土柱抗震加固的试验研究[D]. 北京:清华大学, 2004
ChenLiang. Experimental study of the seismic behavior of RC column strengthened with high strength steel wire[D]. Beijing: Tsinghua University, 2004
- [5] SaatciogluM, YalcinC. External prestressing concrete columns for improved shear resistance[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2003, 129(8):1057-1070
- [6] HasanA, Moghaddam. Seismic retrofit of large-scale reinforced concrete columns by prestressed high-strength metal strips [C]. Proceedings of the 2009 Structures Congress, ASCE. Austin, Texas: American Concrete Institute, 2009:2863-2872