

# FRP筋大型粘结式群锚体系试验研究

方志 张旷怡 涂兵

(湖南大学土木工程学院 长沙 410082)

**摘要:**本文开发了一种以超高性能水泥基材料活性粉末混凝土(RPC-Reactive Powder Concrete)作为粘结介质锚固多束碳纤维增强塑料(CFRP-Carbon Fiber Reinforced Polymer)预应力筋的粘结式锚固体系。制作了一组采用9根直径12.6mm的CFRP筋作为预应力筋的CFRP筋-锚具组装件GA12-9,通过张拉试验研究了其力学性能。试验中观测了多束筋材受力的不均匀特征,最终多束筋材发生粘结破坏。研究证明,群锚试件特有的不均匀性会降低其承载能力,研究确定了承载能力折减系数。同时,本文确定了适用于单根、多根CFRP筋粘结锚固体系的粘结强度以及临界锚固长度的预测公式,与试验结果吻合良好。研究证明,采用9根抗拉强度约2300MPa的带肋CFRP筋作为预应力筋,以强度为130MPa的RPC作为粘结介质,筋材间净距设置一倍筋直径,需要25倍筋材直径锚固长度能够提供其有效锚固。

**关键词:**纤维增强塑料筋 锚具 活性粉末混凝土 群锚体系 不均匀性 承载能力折减 粘结应力 粘结长度

**DOI:** 10.13211/j.cnki.pstech.2015.05.002

## 1 研究介绍

近年来,纤维增强复合材料(FRP-Fiber Reinforced Polymer)成为了土木工程领域的新兴材料。由于其具有强度高、免锈蚀、刚度大同时自重轻、使用寿命长、较好的抗疲劳性能以及弹性性能,FRP筋被广泛应用于混凝土结构中的预应力筋、桥梁中的拉索或吊杆、岩锚体系的锚杆等。其优异的特性能够提高结构的工作效率,提升整体性能[1]。虽然FRP在轴向拉力作用下的工作性能良好,但其对横向受力十分敏感[2]。FRP筋应用于土木工程结构面临的重大问题即是建立合理的FRP筋锚固体系。目前,国际上单位和机构进行了大量的研究,FRP材料的相关技术也在逐渐进步,但是,现有可商业化生产的锚具体系并不能满足FRP筋在土木工程中进一步应用的需求,尤其是针对于FRP筋大吨位群锚体系的研究还很欠缺。因此,适用于FRP筋的可靠锚固体系仍然有待研究[3]。

FRP筋已有的楔形锚固体系包括树脂胶塞式[4],锥塞式[5],夹具式[6]以及分离夹片式锚具[7-9]。除采用钢制夹片及锚筒的楔形锚固体系,Shaheen和Shrive率先采用超高性能水泥基材料活性粉末混凝土(RPC-Reactive Powder Concrete)制作了非金属的FRP-RPC锚固体系。该体系包含

用RPC材料制作的4片夹片和锚筒,再在外部包裹碳纤维增强塑料(CFRP-Carbon Fiber-Reinforced Polymer)片材予以加强。该体系成功用于锚固单根螺旋压纹CFRP筋材[10]。近期,还出现了一种新型分离式楔形锚具,适用于锚固石英砂表面CFRP筋[11]。虽然楔形锚具用于锚固光圆筋材常常能获得良好的效果[12-13],但用于锚固FRP筋,由于筋材抗剪强度低,楔形锚具常常会嵌入筋材表面,造成筋材损伤而导致其发生过早破坏[14]。相比其他类型的锚固体系,FRP筋的粘结式锚固体系展现出更广泛的适用性。自上世纪90年代起,涌现了采用各种粘结介质、用于不同FRP筋材的粘结式锚具,针对这些锚固体系的研究也已系统展开[15-20]。大量研究证明,粘结式锚固体系更适合锚固FRP筋材。但是,传统的树脂材料、普通水泥砂浆面临着材料老化、徐变过大的问题,由于其与FRP筋的超高性能不一致,采用这些传统材料作为粘结介质并不合适[8][21]。已有的长期性能试验证明,粘结介质的耐久性将极大地影响其与FRP筋的粘结性能[22]。同时,由于粘结式锚固体系往往采用预制,再在工程现场进行安装,已建成结构日后的维护及更换将极为困难,因此,粘结介质的耐久性显得更为重要。近年来,出现了一种新型的粘结式锚

固体系,该体系采用超高性能混凝土RPC作为粘结介质,由于RPC具有高强度、优异的耐久性,保证了锚固体系中锚固介质(RPC)的材料性质与锚固对象(FRP)的材料性质相一致,解决了上述传统体系存在的问题。在一系列试验研究中,该锚固体系展现了良好的性能[23-24]。

同时,群锚体系具有不同于单根筋材锚固体系的特点。一方面,群锚体系中,多根筋材材料性质、几何尺寸或锚固状态的差别将不可避免地产生不均匀性,导致多束筋材受力不均。因此,群锚体系的承载能力并不能通过单根筋材的承载能力简单叠加而来,在群锚设计时,必须考虑不均匀性的影响对体系的承载能力进行折减。另一方面,在粘结锚固区,多束筋材与灌浆料的粘结性能也不同于单根筋材,群锚体系的锚固长度需要通过研究确定。但关于FRP群锚体系的研究非常有限,且不够系统。加拿大的Zhang和Benmokrane开发了FRP筋的群锚体系,并从事了相关的试验研究[25]。他们采用9根1500mm长、直径为7.9mm的压纹FRP筋作为预应力筋,以普通水泥砂浆作为粘结介质,制作了一组群锚试件。张拉试验中,最大张拉荷载控制在60%理论极限荷载(936kN),即557kN。试验结果证明了群锚试件具有不同于单根试件的特点,体现在界面粘结强度、粘结刚度等方面。但是在该试验中,由于试件尺寸有

限,施加的荷载水平不高,并未针对多束FRP筋受力的不均匀性进行观测及研究。而在实际工程譬如桥梁拉索、吊杆、岩锚锚杆等结构中,采用的预应力筋长度往往较长,设计锚固荷载往往较大,因此,需要针对这些大尺寸、大吨位的群锚体系受力性能进行系统研究。

中国湖南省吉茶高速公路的控制性工程矮寨大桥为塔梁分离式悬索桥,主跨1176m。为减小主缆应力幅、增加结构整体刚度,该桥在主缆端部附近区域设置地锚吊杆,即吊杆不与加劲梁连结而是与地面连接这一有别于普通悬索桥吊杆的新型结构体系,见图1。这些地锚吊杆下设计了大型岩锚体系,吊杆与岩锚基础相连形成地锚吊杆,从而实现对主缆的预紧作用。为形成一种具有超高性能以及耐久性的岩锚体系,新体系采用CFRP筋作为岩锚锚杆、RPC作为粘结介质,如图1所示[26]。因此,需首先建立基于两种高性能材料的群锚体系,作为岩锚的地上端锚固体系。在前期研究的基础上[24],本文设计了基于CFRP筋与RPC粘结介质的群锚体系,并建立了足尺模型试件进行张拉试验,对其受力性能进行系统研究。文中,针对群锚体系的不均匀性、多束CFRP筋与RPC的界面粘结强度进行了深入分析,以掌握FRP群锚体系的特点,促进FRP筋材在土木领域更为广泛的应用,并为工程岩锚体系的设计提供参照。

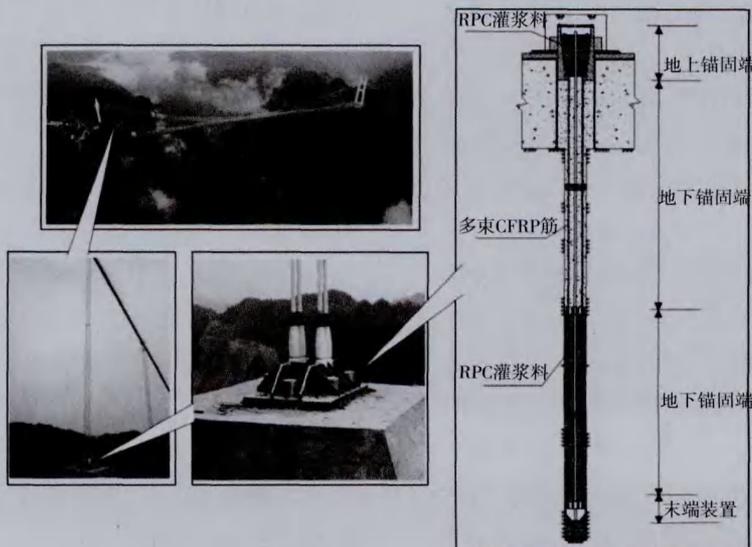


图1 矮寨桥地锚吊杆及高性能岩锚体系

## 2 试验设计

### 2.1 群锚锚固端设计

以RPC作为粘结介质的多束CFRP筋锚固端如图2所示。多根CFRP筋的粘结式锚具及其配件包括：锚筒、端部定位件（包括橡胶定位件、压紧环、端部锚板）以及张拉用螺母。

锚筒为钢制套筒，作为灌注RPC锚固CFRP筋的容器。锚筒内腔长度依据所需的锚固长度确定。锚筒外壁设计了螺纹，在群锚体系张拉完成后，通过旋紧锚筒上的螺母将预应力荷载传递至结构上。锚筒内壁设计了 $3^\circ$ 倾角，使筒内粘结介质呈楔形，在张拉预应力时筒壁会对浆体产生轴向压力，有助于提高锚固区粘结锚固力[24]。锚筒内壁靠近自由端设置了一定长度的螺纹，用以安装张拉设备。

该锚固体系安装时，将多束CFRP筋先穿过张拉端压紧环、橡胶定位件，再穿过锚筒，最后穿过自由端锚板进行临时固定。锚固区多束FRP筋排布需要满足几点要求。首先，筋材的排列应考虑在横截面上均匀、呈中心对称，以避免对中误差造成筋材在张拉时复合受力。同时，筋材间应当设置一定间距保证与RPC灌浆料的粘结锚固力。Zhang建议多束FRP筋的最小保护层厚度为5mm[25]。根据前期研究，考虑筋材直径的差别，群锚FRP筋间净距不宜小于1倍筋材直径，以保证粘结锚固效果[24]。此外，锚固区的FRP筋也设置了 $0\sim 3^\circ$ 的倾角，以提高与浆体的粘结力[23-24]。多根CFRP筋排列形式确定后，可以此为依据确定锚具定位件上孔径排布及大小。

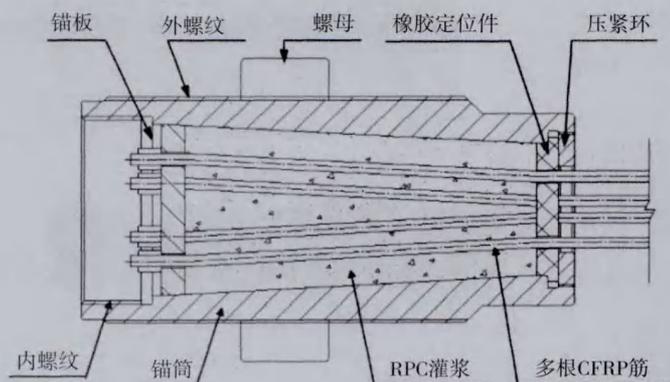


图2 粘结式锚具



### 2.2 RPC灌浆料

RPC是一种具有高强度、极小徐变及收缩、良好耐久性能的超高性能混凝土。它的基本原理是：基于最大密实度原理优化配合比，以减小混凝土内部的微裂缝和孔隙等缺陷，获得由其组成材料所决定的最大承载能力以及良好的耐久性[27]。配置RPC的主要材料包括水泥，硅灰，石英砂，石英粉以及减水剂。经过配合比试验确定具有良好力学性能以及工艺性能的RPC配比见表1，依据该配比制作的RPC材料用于当前群锚体系灌浆。

锚具内RPC灌浆采用热水养护，热水养护是指试件初凝后拆模，置于养护池内 $80 \pm 2^\circ\text{C}$ 的热水中养护48h，再静置水中自然冷却至室温。RPC进行热水养护能够获得较高的早期强度，还能极大地减小材料的收缩徐变[28]。同时，对一部分试件采用标准养护进行比较，标准养护条件要求养护温度为 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ ，湿度控制在95%以上。与群锚试件同期浇筑的边长70.7mm立方体试块的强度见表2。观察可知，RPC的3天热水养护强度基本达到其28天标准养护强度值。

表1 RPC配合比

材料	类型	质量比
水泥	52.5-R	1
硅灰	粒径 $0.1\mu\text{m}$	0.25
石英砂	粒径 $0.23\sim 0.45\text{mm}$	1.10
石英粉	粒径 $0.05\text{mm}$	0.30
减水剂	聚羧酸型 规范《混凝土化学添加剂》 (ASTM C 494)中F型	0.02
水	--	0.225
水灰比	--	0.225
水胶比	--	0.18

表2 RPC抗压强度 (MPa)

养护方法	单根试件灌浆	多根试件灌浆
热水养护	127.5	129.2
标准养护7天	110.7	114.5
标准养护28天	130.2	132.6

### 2.3 CFRP筋

本研究中采用的CFRP筋如图3所示。筋材的名义直径为 $12.6\text{mm}$ ，该筋材表面十字肋同样为碳纤维材料，经后期加工缠绕至筋材表面。十字肋宽度 $3\text{mm}$ ，厚度 $0.5\text{mm}$ ，间距为 $16\text{mm}$ 。因此，筋材核心部分直径为 $11.6\text{mm}$ 。张拉时仅筋材的核心部分发挥作用，计算得到筋材核心部分截面面积为 $106\text{mm}^2 (A_t)$ 。

群锚试件制作之前，首先进行了5组单根CFRP筋试件的张拉试验。单根试件两端采用以RPC作为粘结介质的粘结式锚具，5组试件分别

命名为S1~S5，S表示单根试件 (Single)。张拉试验加载至筋材发生拉断破坏或滑移破坏，试验过程中，观测了张拉荷载以及筋材自由段应变变化情况。试验结果见表3。对于带肋CFRP筋，其抗拉强度 ( $f_{tu}$ ) 采用筋材核心部分横截面积计算求得。参考规范ACI 440[29-30]，筋材的弹性模量计算采用实测应力-应变曲线上20%至50%曲线段斜率。因此，根据两组发生拉断破坏试件S4、S5计算得到该带肋CFRP筋的极限承载力为 $244\text{kN}$ ，抗拉强度为 $2302\text{MPa}$ 。各组CFRP筋的应力-应变曲线呈线弹性，由于实测5组试件的极限荷载均超过80%筋材极限荷载，筋材的弹性模量取5组应力-应变关系计算的平均值，得到筋材的弹性模量为 $146.2\text{GPa}$ 。

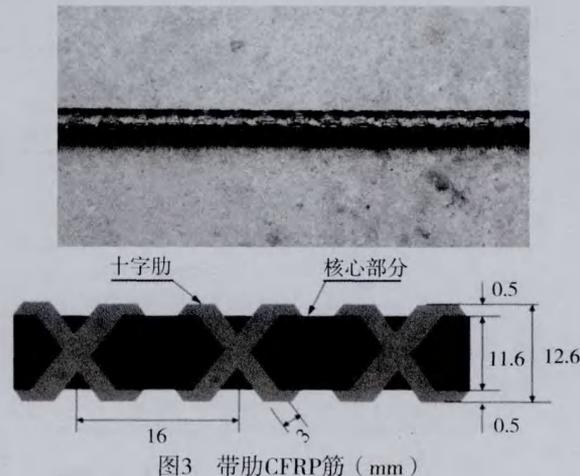


表3 单根CFRP筋试件试验结果

试件编号	RPC灌浆料强度 (MPa)	粘结长度 (mm)	破坏形式	极限荷载 (kN)	弹性模量 (GPa)
S1	85	300	滑移破坏	217	160
S2	102	300	滑移破坏	237	144
S3	128	240	滑移破坏	229	150
S4	102	360	拉断破坏	242	131
S5	128	300	拉断破坏	246	146
平均值				244 (S4-S5)	146.2 (S1-S5)

### 2.4 群锚试件设计

由于本篇开发的CFRP筋群锚体系将作为岩锚地上端锚固系统，因此，群锚体系的设计以工程设计为依据。矮寨桥C00吊杆岩锚体系采用锚杆的设计荷载 ( $T_d$ ) 为 $850\text{kN}$ 。本项目采用国产带肋CFRP筋作为锚杆材料，单根筋材的极限

承载力为 $244\text{kN}$ ，考虑大于2倍安全系数与群锚的不均匀性，选择9根带肋CFRP筋作为预应力筋，群锚体系预应力筋的名义极限承载力 ( $T_u$ ) 为 $2196\text{kN}$ ，命名为GA12-9。其中，GA表示岩锚 (Ground Anchor)，12表示筋材直径 (mm)，9表示筋材数。本研究中，制作了一组GA12-9的

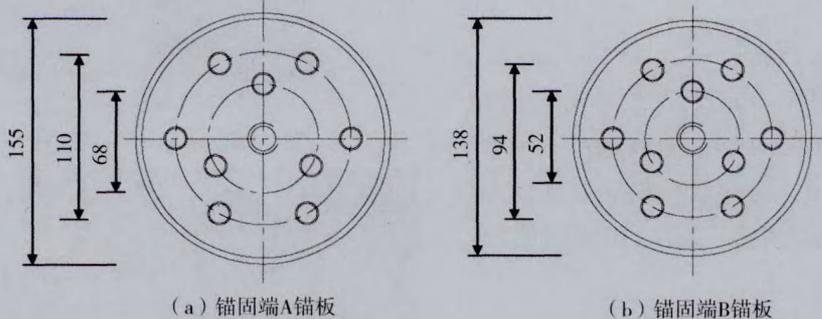
群锚足尺模型试件进行张拉试验。

群锚试件形式为两端锚固的CFRP筋-锚具组装件,将多束CFRP筋两端同时锚固在以RPC作为粘结介质的粘结式锚具中,中间为筋材自由段,构成了CFRP筋-锚具组装件试件如图4所示。试件两端设计不同长度的锚固端,锚固长度较长的定义为锚固端A,另一端定义为锚固端B。锚固端A的锚固长度参考岩锚地上端群锚体系选取为

360mm,锚固端B采较短的锚固长度200mm,以研究多根CFRP筋群锚体系的粘结破坏。试件两端采用同类型的群锚体系,筋材间净距不宜小于1倍筋材直径,锚固区CFRP筋设置了 $0\sim 3^\circ$ 的倾角[24]。锚具相关尺寸如图4、表4所示;锚固区预应力筋排列形式及编号如图5所示。由于试件参考实际结构设计制作,自由段筋材长度为10m级。

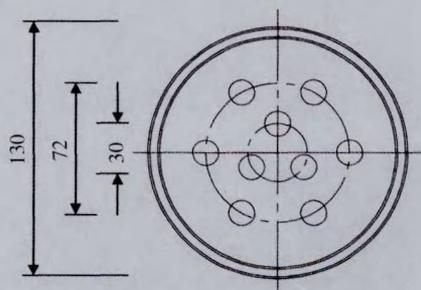


图4 组装件试件GA12-9 (mm)

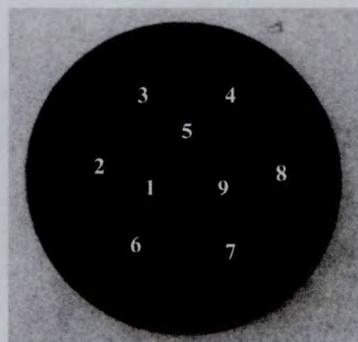


(a) 锚固端A锚板

(b) 锚固端B锚板



(c) 橡胶定位件



(d) 橡胶定位件上筋材孔位及编号

图5 锚具定位件多束筋材分布情况 (mm)

表4 试件GA12-9关键尺寸

CFRP筋		锚固端					筋材排布	
自由段长度 (mm)	粘结长度 (mm)	长度 (mm)	外径 (mm)	加载端内径 (mm)	自由端内径 (mm)	内壁倾角 ( $^\circ$ )	锚固段筋材最大倾角 ( $^\circ$ )	筋材间最小净距 (mm)
9000	锚固端A - 360	520	210	117	155	3	3	12
	锚固端B - 200	310	210	117	138	3	3	12

## 2.5 加载及测试系统

群锚试件GA12-9放入张拉沟进行张拉试验, 试验装置如图6所示。采用穿心式千斤顶施加张拉力, 试件一端固定, 并连接大吨位压力传感器测试张拉荷载, 另一端安装在移动支座上, 在张拉过程中可随着试件变形而移动。

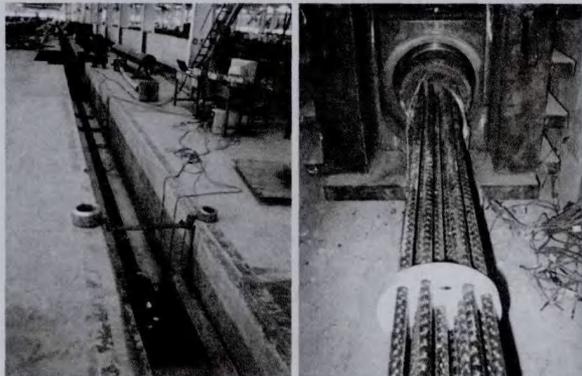


图6 群锚组装件张拉试验

首先对试件进行预张拉调节自由段筋材线型, 预张拉荷载为78kN, 再进行正式加载。从初始荷载78kN单调分级加载, 加载速率为100 kN/min。加载过程中, 对每级荷载下的荷载大小、锚头位移值、筋材滑移、9根CFRP筋材的自由段应变均进行测量。

## 3 试验结果

### 3.1 破坏形式

试件第一次加载至最大荷载950kN时, #9筋材在锚固端B率先发生滑移破坏, 筋材从锚具中拔出, 见图7a。由于张拉荷载较大, 筋材自由段长度长, 滑移破坏产生的振动力致使#9筋材被震断成若干段, 在锚固端A端部折断, 如图7b所示。#9筋材形态见图8。卸载后, 对剩余8根筋材的组装件试件进行检查, 确认各筋材形态、锚固端均良好, 然后进行第二次张拉试验, 初始荷载78kN。加载至1400kN后的持载过程中, 锚固端B的剩余筋材相继滑脱, 导致组装件发生连锁破坏。最终, 试件整体破坏, 荷载迅速降为零。锚固端B所有筋材均发生滑移破坏; 而锚固端A状态良好, 实测筋材出现的最大滑移量为0.47mm。

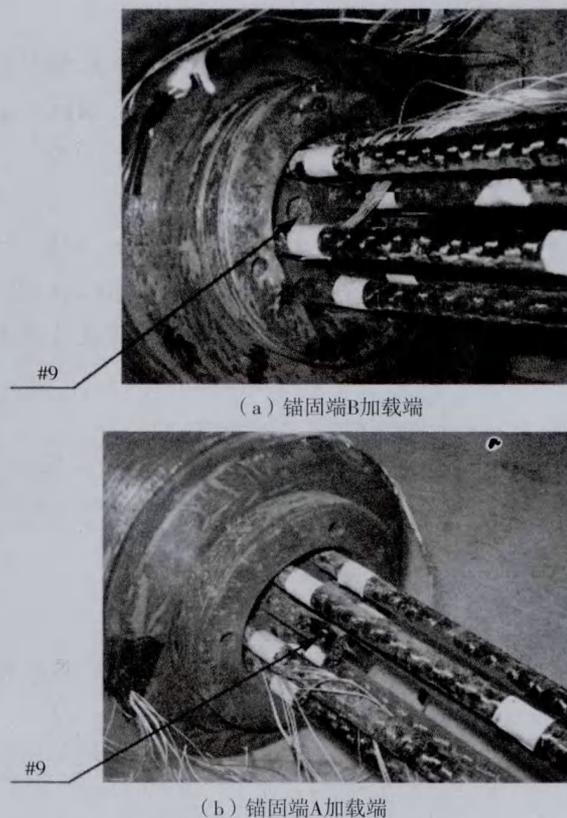


图7 第一次张拉后锚固端形态



图8 #9筋材破坏后形态

### 3.2 群锚体系不均匀性

#### 3.2.1 多束筋材受力不均匀特性

两次加载中, 各级荷载下的实测拉力值与计算拉力值的对比情况见表5。其中, 实测拉力值

通过试件一端设置的量程5000kN压力传感器直接测试得到。计算值为多束筋材受力之和，每根筋材所受拉力通过实测筋材应变，结合筋材的弹性模量146.2GPa、有效横截面积106mm<sup>2</sup>计算获得。对比两组数据可知，实测拉力与计算拉力吻合良好，仅在荷载小于200kN时差别较大，原因在于压力传感器量程较大，在荷载等级较低时测试精度不够。该结果说明，组装件中各CFRP筋所受拉力可以通过实测应变结合筋材的弹性模量146.2GPa、有效横截面积106mm<sup>2</sup>计算获得，带肋CFRP筋之间的刚度差异可以忽略。同时，由于CFRP为线弹性材料，多束筋材在张拉荷载下的应变不均匀性可以反映其受力不均匀性。

GA12-9两次加载过程中各筋材自由段应变随张拉荷载变化情况如图9所示。表格6同时列出

了几个关键荷载等级下各筋材的应变测量值及统计量。观察曲线及表格数据可知，随着荷载增加，各筋材自由段应变持续上升，受到的轴力逐渐增大；群锚结构多束CFRP筋的自由段应变基本呈线性变化，与FRP材料的线弹性特征相符。但在各级张拉荷载下，各筋材的应变值存在差异，说明每根筋材受力不同，荷载在多根筋材间分配不均匀。条形图10突出地表现了这一特征。对比两次加载的应变曲线可知，第二次加载过程中筋材的受力不均匀性较第一次加载时有所降低。此外，加载过程中，筋材应变曲线出现若干拐点，如第一次加载过程中的300kN、400kN、700kN，说明部分筋材所受拉力存在突变。其原因是由于部分筋材在拉力作用下出现了滑移，筋材自由段长度变化，导致多束筋材所受拉力出现重分布。

表5 实测拉力与计算拉力对比

第一次加载实测拉力 $N_i$ (kN)	78	100	200	300	400	500	600	700	800	900					
第一次加载计算拉力 $N_i'$ (kN)	70	90	188	313	405	503	595	694	800	907					
$N_i' / N_i$	0.90	0.90	0.94	1.04	1.01	1.01	0.99	0.99	1.00	1.01					
第二次加载实测拉力 $N_i$ (kN)	78	100	200	300	400	500	600	700	800	900.0	1000	1100	1200	1300	1400
第二次加载计算拉力 $N_i'$ (kN)	90	116	223	325	428	522	625	716	807	901	997	1093	1195	1299	1403
$N_i' / N_i$	1.16	1.16	1.11	1.08	1.07	1.04	1.04	1.02	1.01	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00

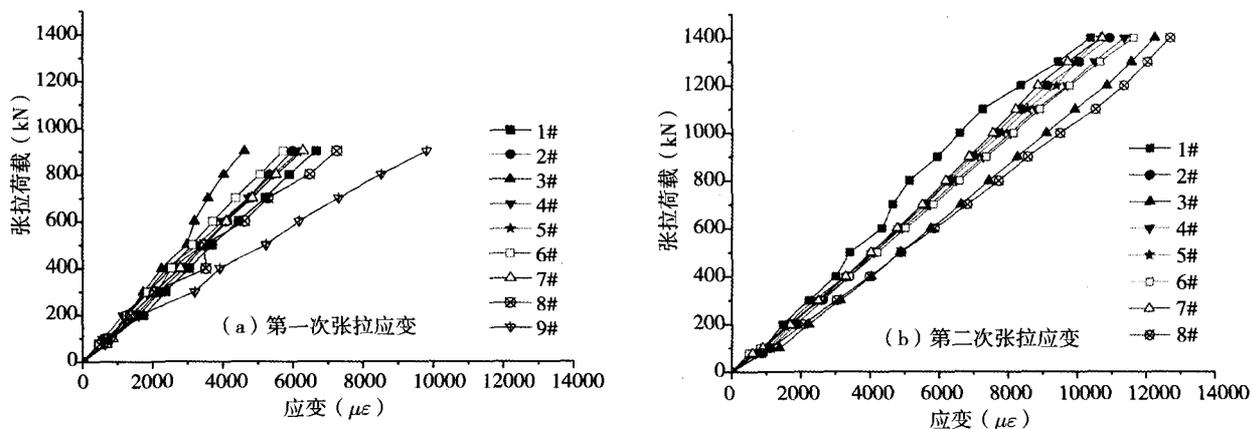


图9 多束CFRP筋荷载(总张拉力)-应变曲线

表6 筋材应变统计

荷载等级		筋材编号									平均应变 ( $\mu\epsilon$ )	标准差 ( $\mu\epsilon$ )	变异系数 “ $\eta$ ”
		#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9			
第一次 900kN	应变值 ( $\mu\epsilon$ )	6664	5980	4613	6206	6008	5714	6283	7247	9811	6503	1349	0.207
	与平均值比值	1.02	0.92	0.71	0.95	0.92	0.88	0.97	1.11	1.51			
第二次 900kN	应变值 ( $\mu\epsilon$ )	5930	6929	8248	7265	7042	7350	6848	8549	--	7270	770	0.106
	与平均值比值	0.82	0.95	1.13	1.00	0.97	1.01	0.94	1.18	--			
第二次 1400kN	应变值 ( $\mu\epsilon$ )	10370	10922	12232	11349	10656	11617	10706	12681	--	11317	762	0.067
	与平均值比值	0.92	0.97	1.08	1.00	0.94	1.03	0.95	1.12	--			

通过应变测试得到的荷载分布不均匀情况揭示了群锚试件破坏的内在机理。在第一次张拉过程中, #9筋材所受拉力明显大于其它八根筋材, 如图9a所示。在900kN荷载下, #9筋材的应变值为 $9811\mu\epsilon$ , 而其它八根筋材的应变值均小于 $7247\mu\epsilon$ 。随着荷载继续增加, #9筋材的锚固端B接近极限状态, 在荷载达到950kN时发生滑移破坏。#9筋材破坏后, 传感器显示张拉荷载出现些许波动, 又再次稳定在约880kN。因此, 试件第一次加载出现的单根筋材滑移破坏, 可以归结为具有较大不均匀性的群锚结构的局部破坏。在第二次加载中, 观察图9b应变分布情况可知各筋材受力差别不大。表6数据显示, 在荷载达到1400kN时八根筋材均受到较大拉力, 应变范围为 $10370\sim 12681\mu\epsilon$ , 筋材达到或接近极限状态。

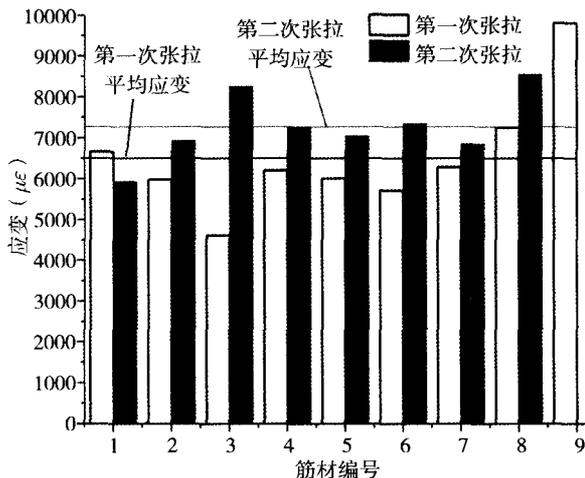


图10 900kN荷载下各筋材应变

前文研究已经证明, 群锚试件中多束CFRP筋的弹性模量、横截面积等材料性质差异可以忽略。此时, 若多束CFRP筋的自由段长度一致、锚固体也完全相同, 在张拉荷载作用下, 筋材的长度变化一致、弹性伸长量相同, 实测筋材应变值也将会相同。而本试验中, 实测各筋材应变值并不相同, 产生这种差异只能归结为多根筋材的自由段长度不一致、或锚固端的粘结存在差异。因此, #9筋材在第一次张拉过程中出现过早滑移破坏的原因应当为, 安装误差造成了筋材自由段长度不一致、或端部锚固环境存在差别。结合实测应变值可对各筋材的极限状态进行进一步

分析。第一次加载的最大荷载为950kN, 试验中测试了900kN荷载下各筋材应变, #9筋材在900kN时的应变为 $9811\mu\epsilon$ , 考虑应变随荷载增加呈近似线性增长, 950kN下筋材的应变为 $10356\mu\epsilon$  ( $=9811 \times 950/900$ ), 此时, #9筋材发生滑移破坏。第二次加载的最大荷载为1400kN, 1400kN荷载下#1~8筋材均发生滑移破坏, 极限状态应变值范围为 $10370\sim 12681\mu\epsilon$ 。对比可知, 筋材#1~8的极限应变与#9的极限应变值非常接近, 说明群锚试件中, 九根筋材的锚固端粘结状况类似。而在第一次张拉过程中, 900kN荷载下, #9筋材的应变值与九根筋材的平均应变值相差高达50%。基于以上分析可认为, 试件在安装过程中的误差引起了#9筋材自由段长度与其他筋材不一致, 导致其在第一次加载过程中, 发生过早滑移破坏。下文中, 将选择更具代表性的#1~8筋材的受力特征对群锚试件的不均匀性进行分析。

为描述多根筋材受力的不均匀特征及其变化, 借鉴统计学中的变异系数 $CV$  (Coefficient of Variance) 引入不均匀系数 $\eta$ 的概念如式(1):

$$\eta = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (N_i - \bar{N})^2 / (n-1)}}{\bar{N}} \quad (1)$$

式中,  $\eta$  为多束筋材群锚结构的不均匀系数,  $N_i$  为编号为 $i$ 筋材所受拉力,  $\bar{N}$  为多束CFRP筋平均拉力,  $n$  为群锚试件筋材数。由不均匀系数的定义可知, 不均匀系数越大, 多根筋材的荷载分配也越不均匀。

不考虑群锚试件各筋材弹性模量 ( $E_i$ )、横截面面积 ( $A_i$ ) 的差异, 不均匀系数 $\eta$  可以直接由筋材自由段应变计算求得。同时, 由于#9筋材的状况特殊, 计算不均匀系数时也仅考虑#1~8筋材, 从而获得更有代表性的群锚特征。将实测筋材应变值代入式(1)计算, 得到试件GA12-9在两次加载过程中不均匀系数的变化情况如图11所示。

图中不均匀系数的变化情况为: 第一次加载, 除#9筋材外的八组筋材的不均匀系数由0.180变化至0.129, 平均值为0.129; 第二次加载, 八

根筋材试件的不均匀系数由0.184变化至0.067, 平均值为0.112。第二次加载的不均匀系数平均值为第一次加载的87%。可知, 预加载可以调节群锚体系的形态, 从而减小体系的不均匀性。

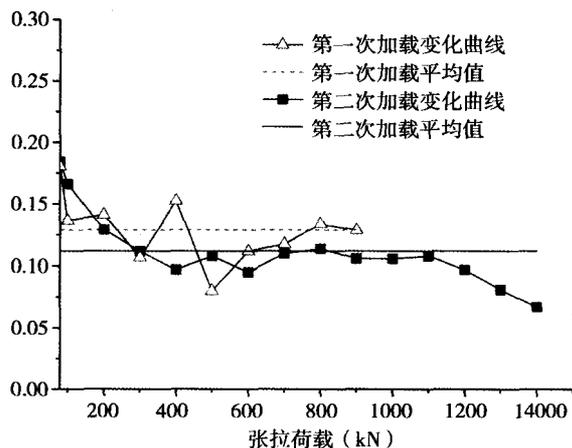


图11 群锚体系#1-8筋材不均匀系数变化曲线

### 3.2.2 群锚体系承载能力预测

对于多根CFRP筋的粘结式群锚试件, 多种因素会影响多根CFRP筋的共同工作性能。在制作过程中有可能存在灌浆质量缺陷、安装误差等问题, 每根CFRP筋材的形态并不能保证完全一致。即使在同一个锚具内, 每根筋材两端的粘结情况也不完全相同。材料方面, 组成CFRP的基体材料及辅料含量的变化、生产工艺的差异。都可能影响到其抗拉、抗剪等力学性能, 每根CFRP筋甚至不能保证完全相同。因此, 群锚体系的不均匀性问题不可避免。结构的不均匀性越严重, 部分筋材承受的荷载比例大, 结构越容易发生提前破断, 说明群锚体系的承载能力不能仅仅是单根筋材承载力的简单叠加。因此, 在预测群锚体系的最终承载力时, 需考虑试件的不均匀特性对结构的理论承载能力进行折减。

假定在每一级荷载下, 群锚体系的各筋材拉力值满足正态分布, 则其中拉力最大值在满足95%保证率的条件下可以表示为式(2a):

$$N_{i,max} = \bar{N} + 1.645\sigma = \bar{N} (1 + 1.645\eta) \quad (2a)$$

式中,  $N_{i,max}$  为最大拉力值,  $\bar{N}$  为*#i*筋材所受拉力;  $\sigma$ 、 $\eta$  分别为群锚体系多束筋材拉力值的标准差及变异系数(即不均匀系数)。

群锚体系的破坏准则可定义为任意筋材达到

极限状态。若锚固端设计能够提供多根筋材以有效锚固, 则筋材应当发生理想的拉断破坏, 因此, 体系的破坏准则可以表示为式(2b):

$$N_{i,max} = N_{s,u} \quad (2b)$$

式中,  $N_{s,u}$  为单根筋材的极限拉力, 本试验中所用带肋CFRP筋为244kN。结合式(2a)及式(2b)可以得到:

$$\bar{N} = \frac{N_{s,u}}{1 + 1.645\eta} \quad (3)$$

群锚体系考虑不均匀性的理论承载力 $N_u$ 以及名义承载力 $N_{uk}$ 可分别表示为式(4a)、(4b):

$$N_u = n\bar{N} \quad (4a)$$

$$N'_{u} = nN_{s,u} \quad (4b)$$

因此, 结构的承载能力折减系数 $\lambda$ 折减可以通过下式计算:

$$\lambda = \frac{N_u}{N'_{u}} = \frac{n\bar{N}}{nN_{s,u}} = \frac{\bar{N}}{N_{s,u}} = \frac{1}{1 + 1.645\eta} \quad (5)$$

本文研究可知, 粘结式群锚体系采用近十根CFRP筋作为预应力筋、筋束长度约10m, 则结构承载能力折减系数为0.82, 对应不均匀系数0.129; 若经过预张拉, 结构的承载能力折减系数为0.84, 不均匀系数为0.112。

### 3.3 群锚体系粘结性能

#### 3.3.1 平均粘结强度

粘结锚固体系中, 临界锚固长度需要依据筋材与粘结介质之间的粘结强度确定, 是体系设计需确定的重要参数。张拉荷载 $T$ 下的锚固段平均粘结应力 $\tau$ 可按式(6)进行计算, 对于发生滑移破坏的试件, 由于破坏在CFRP-RPC结合面发生, 该极限平均粘结应力 $\tau$ 即为锚固区CFRP-RPC结合面粘结强度 $\tau_m$ :

$$\tau = T/\pi dL \quad (6)$$

公式中 $d$ 为CFRP筋名义直径,  $L$ 为锚固段长度。

试件9根筋材均在锚固端B发生滑移破坏。极限荷载可由实测筋材应变(见表6)结合带肋CFRP弹性模量(146.2GPa)、有效横截面积(106mm<sup>2</sup>)计算求得。因此, 可以得到实测界面粘结强度见表7。

考多根压纹CFRP筋-RPC界面粘结强度公式

表7 试件粘结强度

筋材数	试件编号/ 筋材号	$f_{cu}$ (MPa)	$d$ (mm)	$L$ (mm)	$h$ (mm)	$\alpha$ ( $^{\circ}$ )	破坏形式	$T_{max}$ (kN)	$\tau_m$ (MPa)		
									实测值	预测值	预测值/实测值
1	S1	85	12.6	300	-	0	滑移破坏	217	18.28	18.42	1.008
1	S2	102	12.6	300	-	0	滑移破坏	237	19.97	21.12	1.058
1	S3	128	12.6	240	-	0	滑移破坏	229	24.12	23.23	0.963
1	S4	102	12.6	360	-	0	拉断破坏	242	>16.99	22.65	-
1	S5	128	12.6	300	-	0	拉断破坏	246	>20.73	25.04	-
8	GA12-9/#1	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	161	20.30	21.84	1.076
8	GA12-9/#2	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	169	21.38	21.84	1.022
8	GA12-9/#3	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	190	23.95	21.84	0.912
8	GA12-9/#4	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	176	22.22	21.84	0.983
8	GA12-9/#5	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	165	20.86	21.84	1.047
8	GA12-9/#6	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	180	22.75	21.84	0.960
8	GA12-9/#7	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	166	20.96	21.84	1.042
8	GA12-9/#8	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	196	24.83	21.84	0.880
9	GA12-9/#9	130	12.6	200	12	3	滑移破坏	172	21.74	21.68	0.997
									平均值		0.996
单根、多根试件中发生粘结破坏的12根筋材									标准差		0.060

形式[23],结合单根、多根带肋CFRP筋粘结强度实测结果,可得到适用于计算单根及多根带肋CFRP筋-RPC界面粘结强度的公式(7):

$$\tau_m = (0.42 + 0.01 \frac{L}{d_e})(1 + 0.06\alpha) f_{cu}^{3/4} \quad (7)$$

式中, $\tau_m$ 为界面粘结强度(MPa), $L$ 为锚固长度(mm), $f_{cu}$ 为锚固区RPC抗压强度(MPa), $\alpha$ 为锚筒内壁倾角( $^{\circ}$ )。 $d_e$ 为带肋CFRP筋等代直径,单根筋材锚固体系中 $d_e$ 等于筋材直径 $d$ ,群锚体系中采用(8)式计算求得:

$$d_e = \sqrt{n}(d - 0.08h) \quad (8)$$

式中 $n$ 为筋材根数, $h$ 为筋材间最小净距(mm), $0.5d \leq h \leq 2d$ ,当 $h > 2d$ 时取 $= 2d$ 。

表7中列出了采用式(7)计算获得的群锚粘结强度值。对比可知,粘结强度实测值与计算值吻合较好,说明公式不仅适用于预测单根带肋CFRP筋-RPC界面的粘结强度,同样适用于预测群锚体系粘结强度。因此,在多根带肋CFRP筋粘结锚固体系中,采用130MPa的RPC作为粘结介质,CFRP筋-RPC界面的粘结强度为20.30~24.83MPa,平均值为22.71MPa、标准差1.50MPa。

### 3.3.2 临界锚固长度

粘结锚固体系中,抗拉强度 $f_{fu}$ 的FRP筋在

RPC中的临界锚固长度 $l_{cr}$ 需满足关系式:

$$4(l_{cr}/d)\tau_m - f_{fu} = 0 \quad (9)$$

式中, $d$ 为带肋CFRP筋名义直径, $\tau_m$ 为筋材-粘结介质的界面粘结强度。带肋CFRP筋-RPC界面粘结强度可由式(7)计算求得。将式(7)代入式(9),可得到带肋CFRP筋在RPC中的临界锚固长度 $l_{cr}$ ,计算公式为:

$$l_{cr} = d_e \left( \sqrt{441 + 25 \frac{f_{fu}}{k} \frac{d}{d_e}} - 21 \right) \quad (10)$$

式中:

$$k = (1 + 0.06\alpha) f_{fu}^{3/4} \quad (11)$$

需要注意的是,式中 $d_e$ 为带肋CFRP筋等代直径, $d$ 为单根筋材名义直径。将由公式(10)计算得到的各临界锚固长度与实际锚固长度相比较,结果见表8。可知,筋材的实际锚固长度小于预测临界长度,试件均发生了滑移破坏;实际长度大于临界长度计算值,试验中未观察到破坏,以S5为例,其锚固长度与临界锚固长度之比( $L/l_{cr}$ )为1.026,实际锚固长度仅稍大于临界锚固长度,筋材发生了拉断破坏。说明公式预测的准确性。

采用公式(10)计算可知,CFRP筋锚固体系中,采用130MPa的RPC作为粘结介质、筋材之

间设置一倍筋材直径的净距,筋材根数 $n$ 以及锚筒内壁倾角 $\alpha$ 对临界锚固长度的影响见图12。图12显示,锚固体系的临界锚固长度随着筋材数增加而增大,但会随着锚筒内壁倾角的增加而减小。对于本试验中建立的9根带肋CFRP筋群锚体系,采用130MPa的RPC作为粘结介质,筋材最小净距为一倍筋材直径( $h=12\text{mm}$ ),采用未设置内壁倾角的锚筒,临界锚固长度应当为29倍筋材直径(348mm),而采用设置内壁倾角 $3^\circ$ 的锚筒,临界锚固长度为25.8倍筋材直径(310mm)。

在矮寨桥实际工程中,由于岩锚的设计荷载 $T_d$ 为850kN,考虑群锚结构不均匀性造成的承载能力折减系数 $\lambda$ 为0.8、取约2.0的安全系数,采用9根带肋CFRP筋作为群锚体系的预应力筋。因此,岩锚的地上段群锚体系采用130MPa的RPC作为粘结介质,筋材间净距不小于一倍直径,锚筒

设置 $3^\circ$ 的内壁倾角,其临界锚固长度为313mm(25倍筋材直径)。考虑到制作误差可能造成的影响,实际岩锚的地上段采用了400mm锚固长度。

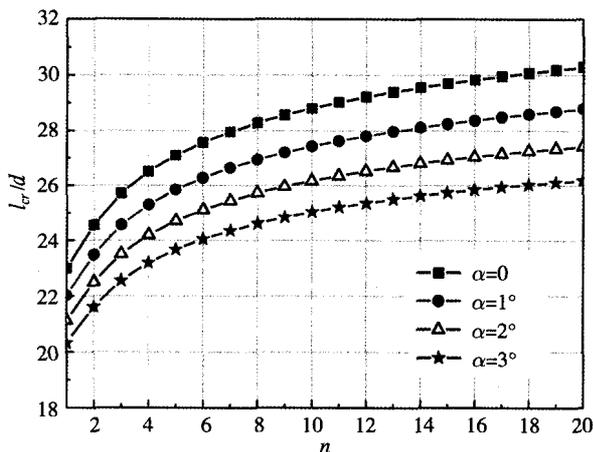


图12 筋材数及锚筒内壁倾角对 $l_{cr}/d$ 的影响

表8 各试件筋材临界锚固长度

试件编号/ 筋材编号	$n$	实际锚固长度 $L$ (mm)	预测临界锚固长度 $l_{cr}$ (mm)	$L/l_{cr}$	破坏形式
单根试件	S1	300	365	0.822	滑移破坏
	S2	300	331	0.906	滑移破坏
	S3	240	292	0.821	滑移破坏
	S4	360	331	1.088	Tendon rupture
	S5	300	292	1.026	Tendon rupture
群锚试件 锚固端B	GA12-9/#1	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#2	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#3	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#4	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#5	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#6	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#7	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#8	200	310	0.644	滑移破坏
	GA12-9/#9	200	313	0.639	滑移破坏
群锚试件 锚固端A	GA12-9/#1-8	360	310	1.160	最大荷载下未破坏
	GA12-9/#9	360	313	1.150	

#### 4 结论

本研究开发了一种以活性粉末混凝土作为粘结介质锚固多束碳纤维增强塑料预应力筋的粘结式锚固体系,制作了一组CFRP筋-锚具组装件GA12-9,通过张拉试验研究了其力学性能,重点研究了群锚结构的不均匀性和粘结性能,得到

了以下结论:

(1) 群锚试件多根筋材的材料性质、几何尺寸、锚固区粘结状况不同,会造成张拉荷载在多根筋材间分配不均匀。群锚试件GA12-9的张拉试验中观测到了这种不均匀性。通过预张拉可以一定程度减小不均匀性。研究证明,粘结式群

锚体系采用近十根CFRP筋作为预应力筋、筋束长度约10m, 结构的不均匀系数为0.129, 承载能力折减系数为0.82; 经过预张拉后结构的不均匀系数为0.112, 承载能力折减系数为0.84。

(2) 以超高性能水泥基材料RPC作为粘结介质的锚固体系能够提供CFRP筋以有效锚固。采用130MPa的RPC锚固名义直径12.6mm的带肋CFRP筋, 在单根、群锚体系中, 其界面粘结强度范围为20.3~24.83MPa, 平均值为22.71MPa, 标准差为1.50MPa。

(3) 本文建立了预测单根、群锚体系的界面粘结强度、临界锚固长度经验公式, 并结合试验结果对公式进行了验证。以9根抗拉强度约2300MPa的带肋CFRP筋作为预应力筋, 强度为130MPa的RPC作为粘结介质, 筋材间净距设置一倍筋直径, 采用25倍筋材直径的锚固长度能够提供预应力筋以有效锚固。

(4) 本文开发的以RPC作为粘结介质的CFRP筋锚固体系具有良好的受力性能, 现已成功应用于矮寨大桥工程岩锚地上端群锚体系。

#### 参考文献

- [1] Erki MA and Rizkalla SH. Anchorage for FRP reinforcement. *Concrete Int* 1993; 15(6); 54-59.
- [2] Al-Mayah A, Soudki K, and Plumtree A. Mechanical behavior of CFRP rod anchors under tensile loading. *J Compos Constr* 2001; 5(2); 128-135
- [3] Schmidt JW, Bennitz A, Taljsten B and Pedersen H. Mechanical anchorage of FRP tendons-A literature review. *Constr Building Mater* 2012; 32; 110 - 121.
- [4] Holte LE, Dolan CW and Schmidt RJ. Epoxy socketed anchors for non-metallic prestressing tendons. *Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, International Symposium SP 138, American Concrete Institute, Detroit; 1993; 381-400.*
- [5] Burgoyne CJ. Parafil ropes for prestressing applications. *Fibre reinforced plastic (FRP) for concrete structures: Properties and applications*, A Nanni, ed, Elsevier Science, New York; 1993; 333-351.
- [6] Malvar LJ and Bish J. Grip effects in tensile testing of FRP bars. *Proc, 2nd Int RILEM Symp FRPRCS-2, Ghent, E & FN, London; 1995; 108-115.*
- [7] Nanni A, Bakis CE, O'Neil EF and Dixon TO. Performance of FRP tendon-anchorage systems for prestressed concrete structures. *PCI J* 1996; 41(1); 34-44.
- [8] Sayed-Ahmed EY and Shrive NG. A new steel anchorage system for post-tensioned applications using carbon fibre reinforced plastic tendons. *Can J Civ Eng* 1998; 25(1); 113-127.
- [9] Campbell TI, Shrive NG, Soudki KA, Al-Mayah A, Keatley JP and Reda MM. Design and evaluation of a wedge-type anchor for fibre reinforced polymer tendons. *Can J Civ Eng* 2000; 27(5); 985-992.
- [10] Shaheen E and Shrive NG. Reactive Powder Concrete anchorage for post-tensioning with CFRP tendons. *ACI Materials J* 2006; 103(6); 436-443
- [11] Terrasi GP, Affolter C and Barbezat M. Numerical optimization of a compact and reusable pretensioning anchorage system for CFRP tendons. *J Compos Constr* 2011; 15(2); 126-135.
- [12] Reda Taha MM and Shrive NG. New concrete anchors for carbon fiber reinforced polymer post-tensioning tendons-Part2: Development/experimental investigation. *ACI Struct J* 2003; 100(1); 96-104.
- [13] Al-Mayah A, Soudki K, and Plumtree A. Development and assessment of a new CFRP rod-Anchor system for prestressed concrete. *Appl Compos Mater* 2006; 13(5); 321-334.
- [14] Sayed-Ahmad F, Foret G and Le Roy R. Bond between carbon fibre reinforced polymer (CFRP) bars and ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC): Experimental study. *Constr Building Mater* 2011; 25(2); 479-485.
- [15] Benmokrane B. Grouted anchorages for aramid fibre reinforced plastic prestressing tendons: Discussion. *Can J Civ Eng* 1994; 21(4); 713-715.
- [16] Nanni A, Al-Zahrani MM, Al-Dulaijan SU, Bakis CE and Boothby TE. Bond of FRP reinforcement to concrete-experimental results. *Proc, 2nd Int RILEM Symp on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, L Taerwe, ed, RILEM, Cachan Cedex, France; 1995; 135-145.*
- [17] Cosenza E, Manfredi G and Realfonzo R. Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete. *J Compos Constr* 1997; 1(2); 40-51.
- [18] Katz A. Bond mechanism of FRP rebars to concrete. *Mater Struct* 1999; 32; 761-768.
- [19] Malvar LJ, Cox JV and Cochran KB. Bond between carbon fiber reinforced polymer bars and concrete I: Experimental Study. *J Compos Constr* 2003; 7(2); 154-163.
- [20] Mei K. Analysis of mechanical behavior of CFRP cable bonding anchors. *Bridge Construction* 2007; 3; 80-83. (In Chinese)
- [21] Faoro M. Bearing and deformation behaviour of structural components with reinforcements comprising resin bounded glass fibre bars and conventional ribbed steel bars. *Int Conf on Bond in concrete* 1992; 145-162.
- [22] Belarbi A and Wang H. Bond Durability of FRP Bars Embedded

- in Fiber-Reinforced Concrete. *J Compos Constr* 2012; 16(4): 371-380.
- [23] Fang Z, Liang D and Jiang T. Experimental investigation on the anchorage performance of CFRP tendon in different bond mediums. *Chn Civ Eng J* 2006; 39(6): 47-51. (In Chinese)
- [24] Jiang T and Fang Z. Theoretical and experimental investigation on anchorage performance of CFRP tendon in RPC. *Engineering Mechanics* 2009; 1: 166-173. (In Chinese)
- [25] Zhang B and Benmokrane B. Design and evaluation of a new bond-type anchorage system for fiber reinforced polymer tendons. *Can J Civ Eng* 2004; 31(1): 14-26.
- [26] Chen M, Chen G, Fang Z, Zhang K, Hu J, Liu R, et al. Large-scale ground anchorage system with high performance materials. *Proc, 28th Annual Int Bridge Conf, David L Lawrence Convention Center, Pittsburgh, Pennsylvania, USA; 2011;694-699.*
- [27] Richard P. Composition of Reactive Powder Concrete. *Cement and Concrete Research* 1995; 25: 1501-1511.
- [28] Feylessoufi A, Villieras F and Richard P. Water environment and nonstructural network in a reactive powder concrete. *Cement and Concrete Composites* 1996; 18(6): 203-209.
- [29] ACI 440 3R. Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composites for Reinforcing or Strengthening Concrete and Masonry Structures. ACI Committee 440, American Concrete Institute; 2012.
- [30] ACI 440K. Guide test methods for fiber reinforced plastic (FRP) rods and sheets. 2001 Fall Convention, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Dallas, Tex; 2001.

## (上接第12页)

- [14] Kaveh, A., and Rahami, H. (2010a). "Block circulant matrices and applications in free vibration analysis of cyclically repetitive structures." *Acta Mechanica*, 217( 1-2), 51-62.
- [15] Kaveh, A., and Rahami, H. (2010b). "An efficient analysis of repetitive structures generated by graphproducts." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 84(1), 108-126.
- [16] Kaveh, A., Rahami, H., and Nikbakht, M. (2010). "Vibration analysis of regular structures by graphs products: cable networks." *Computers and Structures*, 88, 588-601.
- [17] Kettle, A.S.F. (1995). *Symmetry and Structure*, second edition. West Sussex, England: John Wiley & Sons Ltd.
- [18] Kitipornchai, S., Kang, W., Lam, H.F., and Albermani, F. (2005). "Factors affecting the design and construction of Lamella suspen-dome systems." *Journal of Constructional Steel Research*, 61(6), 764-785.
- [19] Luo, Y.Z., and Wang, R. (2005). "Study on dynamic characteristics and behavior of cable dome subjected to multi-dimensional and multi-point seismic excitations." *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 39 (1), 39-45.
- [20] Mohan, S.J., and Pratap, R. (2004). "A natural classification of vibration modes of polygonal ducts based on group theoretic analysis." *Journal of Sound and Vibration*, 269(3-5), 745-764.
- [21] Pandia Raj, P., and Guest, S.D. (2006). "Using symmetry for tensegrity form-finding." *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures: IASS*, 47 (3), December n. 152.
- [22] Pellegrino, S. (1990). "Analysis of prestressed mechanisms." *International Journal of Solids Structures*, 26(12), 1329-1350.
- [23] Pellegrino, S., and Calladine, C. R. (1986). "Matrix analysis of statically and kinematically indeterminate frameworks." *International Journal of Solids Structures*, 22 (4), 409-428.
- [24] Skelton, R. E., and Oliveira C. (2009). *Tensegrity systems*. Springer.
- [25] Wu, M., and Sasaki, M. (2007). "Structural behaviors of an arch stiffened by cables." *Engineering Structures*, 29(4), 529-541.
- [26] Yuan, X.F., and Dong, S. L. (2003). "Integral feasible prestress of cable domes." *Computers and Structures*, 81, 2111-2119.
- [27] Zhang, J. Y., Guest, S. D., and Ohsaki, M. (2009a). "Symmetric prismatic tensegrity structures: Part I. Configuration and stability." *International Journal of Solids and Structures*, 46(1), 1-14.
- [28] Zhang, J. Y., Guest, S. D., and Ohsaki, M. (2009b). "Symmetric prismatic tensegrity structures. Part II: Symmetry-adapted formulations." *International Journal of Solids and Structures*, 46(1), 15-30.
- [29] Zhang, X.Y., Li, G.Q., and Zhao, S.F. (2007). "Frequency techniques based cable tension estimation of beam string structures." *Proceedings of International Conference on Health Monitoring of Structure, Materials and Environment* (pp. 574-578). Nanjing, China: Southeast University Press, c2007.
- [30] Zingoni, A. (1996). "An efficient computational scheme for the vibration analysis of high-tension cable nets." *Journal of Sound and Vibration*, 189 (1), 55-79.
- [31] Zingoni, A. (2002). "Group-theoretic applications in solid and structural mechanics: a review." *Computational Structures Technology*, Saxe-Coburg Publications, Stirling, pp. 283-317.
- [32] Zingoni, A. (2005). "On the symmetries and vibration modes of layered space grids." *Engineering Structures*, 27(4), 629-638.
- [33] Zingoni, A. (2008). "On group-theoretic computation of natural frequencies for spring-mass dynamic systems with rectilinear motion." *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 24(11), 973-987.
- [34] Zingoni, A. (2009). "Group-theoretic exploitations of symmetry in computational solid and structural mechanics." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79, 253-289.
- [35] Zlokovic, G.M. (1989). *Group theory and G-vector spaces in structural analysis*. Ellis Horwood: Chichester (UK).