

# 体外FRP筋的极限应力分析

杜进生<sup>1</sup> 区达光<sup>2</sup>

(1 北京交通大学桥梁工程系 北京 100044 2 香港大学土木工程系 香港)

**摘要:**为获得体外预应力混凝土梁的正截面抗弯强度、必须首先确定体外预应力筋的极限应力。在过去的半个多世纪中,许多学者对体外或体内无粘结预应力筋的极限应力进行了试验及分析研究,但这些研究主要以钢材、很少以纤维复合材料(FRP)作为研究对象。本文根据相关的试验研究数据,分析了以FRP为体外筋和以钢材为体外筋的情况下,等效塑性区长度与破坏截面中性轴比值的差异及变化。分析表明,对FRP体外预应力混凝土梁,这一比值比较稳定,并可取为常数。但该常数与以钢材为体外预应力筋的构件的有所不同。本文建立了分别以FRP和钢材为体外预应力时,构件的等效塑性区长度与破坏截面中性轴比值的转换关系式。在此基础上,建议了既适用于简支梁,亦适用于连续梁;既适用于常规的体外预应力钢筋,亦适用于非常规的体外预应力FRP筋的体外预应力筋极限应力计算方法。

**关键词:**体外预应力筋 纤维复合材料 极限应力

体外预应力混凝土梁的截面强度与其变形耦合,构件失效时,体外预应力筋的极限应力不能仅依靠关键截面的变形协调来确定。在过去的半个多世纪中,许多学者对体外及体内无粘结预应力筋的极限应力进行了试验及分析研究。文献<sup>[1]</sup>对既有的确定体外预应力筋极限应力的三类计算方法(粘结折减系数法、基于截面配筋指标的回归公式和基于变形的的方法)进行了分析。认为基于变形的的方法能够反映体外预应力混凝土梁所具有的构件截面强度与构件整体变形相耦合这一显著特征。另外,基于变形方法中的Harajili等效塑性区长度模型<sup>[2]</sup>,过分夸大了荷载作用形式对体外预应力筋极限应力的影响,并且与试验反算得到的实际等效塑性区长度有很大差异;而与构件失效时关键截面中性轴高度相关联的Pannell等效塑性区长度模型<sup>[3]</sup>的关键参数在不同试验中则具有较好稳定性和一致性。

目前,在新建预应力混凝土桥梁和既有桥梁的加固中,体外预应力的应用逐渐广泛。随着纤维复合材料(FRP)生产成本的降低以及配套锚具的开发和完善,以FRP作为体外预应力筋的结构也在逐渐增多。用FRP作为体外预应力筋,不仅可以保持体外预应力技术的优势,还可以充分发挥FRP的高强、轻质等特性。另一方面,由于

FRP筋的极限应变远小于高强钢筋的极限应变,FRP筋对应变的突然增加比较敏感,预应力混凝土构件关键截面FRP筋应变的急剧变化有可能导致构件过早失效。由于预应力混凝土梁中关键截面体外或体内无粘结预应力筋的应变比相应粘结预应力筋的应变要低,因此,单从FRP筋的材料性能出发,FRP筋更适合应用于体外及体内无粘结预应力混凝土结构中。

本文进一步分析Pannell等效塑性区长度模型<sup>[3]</sup>在以FRP为体外预应力筋的混凝土梁中的适用性,以建立简单统一并具普遍意义的体外预应力筋极限应力计算公式。

## 1 Pannell 模型

基于变形的体外预应力筋极限应力分析方法中,体外及体内无粘结预应力混凝土梁的失效被看作是2个刚体(简支梁)或多个刚体(连续梁)在关键见面形成塑性铰(图1所示)。属于基于变形方法的Pannell等效塑性区长度 $L_p$ 为:

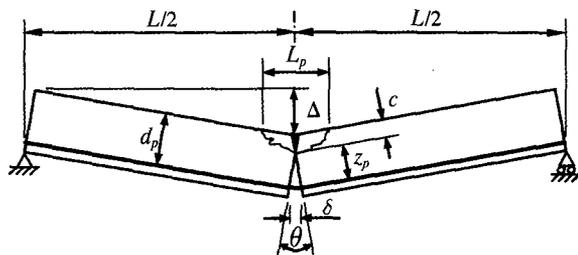


图1 简支梁体外预应力配筋梁的失效

本文荣获第四届欧维姆优秀预应力论文二等奖。原载 Structures and Buildings, ICE, 2009, 162 (4): 213-220

$$L_p = \varphi c \quad (1)$$

式中  $c$  为关键截面中性轴高度； $\varphi$  为等效塑性区长度与中性轴高度的比值。

以简支梁为例，如果塑性铰的转角为  $\theta$ ，中性轴到体外预应力筋的距离为  $z_p = d_p - c$ ，这里， $d_p$  为体外预应力筋重心至受压截面上缘的距离，则体外预应力筋的伸长量为：

$$\delta = z_p \theta = (d_p - c) \theta \quad (2)$$

相应的，体外预应力筋的应变增量为：

$$\Delta \varepsilon_{ps} = \delta / L = \theta (d_p - c) L \quad (3)$$

而塑性铰的转角可以近似表示为：

$$\theta = L_p \varepsilon_{cu} / c \quad (4)$$

式中  $\varepsilon_{cu}$  为混凝土的极限压应变。

假定体外预应力筋仍处于线弹性阶段，则体外预应力筋的极限应力  $f_{ps}$  可表示为：

$$f_{ps} = f_{ps} + \varphi E_p \varepsilon_{cu} (d_p - c) / L \quad (5)$$

式中  $E_p$  为体外预应力筋的弹性模量； $L$  为相邻锚具间的距离。

结合构件失效时关键截面力的平衡方程（以T形截面梁为例），可得到如下的参数表达式：

$$\varphi = \frac{(f_{ps} - f_{pe}) L}{E_p \varepsilon_{cu} d_p \left( 1 - \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - C_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w d_p} \right)} \quad (6a)$$

$$\begin{cases} C_f = 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f & \text{若 } \beta_1 c > h_f \\ C_f = 0, b_w = b & \text{若 } \beta_1 c \leq h_f \end{cases} \quad (6b)$$

式中  $f'_c$  为混凝土的圆柱体抗压强度； $\beta_1$  为ACI 318 规范中的混凝土压应力块的折减系数，当  $f'_c < 28 \text{MPa}$ ； $\beta_1 = 0.85$ ；当  $28 \text{MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{MPa}$ ， $\beta_1 = 0.85 - 0.05 (f'_c - 28) / 7$ ； $f'_c > 56 \text{MPa}$ ， $\beta_1 = 0.65$ 。 $A_p$  为体外预应力筋的截面积； $A_s$ 、 $f_y$  分别为非预应力受拉钢筋的截面积和屈服强度； $A'_s$ 、 $f'_y$  分别为非预应力受压钢筋的截面积和屈服强度； $b$ 、 $b_w$  分别为T形截面的翼缘板及腹板宽度； $h_f$  为受压翼缘板的厚度。

从式（6）可以看出，体外预应力筋的弹性模量影响参数  $\varphi$  的大小。为便于比较，本文采用将式（6）右端项除以  $\lambda = E_{\text{steel}} E_{\text{FRP}}$  的方式，将

FRP体外配筋梁的参数  $\varphi$  转换为相应的以钢材为体外配筋梁的参数  $\varphi$ 。这里， $E_{\text{steel}}$  和  $E_{\text{FRP}}$  分别为钢筋和FRP筋的弹性模量。也就是说，FRP体外配筋梁的参数  $\varphi_{\text{FRP}}$  可用下式来表示：

$$\varphi_{\text{FRP}} = \lambda \varphi_{\text{steel}} \quad (7)$$

式中  $\varphi_{\text{steel}}$  为以钢材为体外预应力筋时的参数  $\varphi$ 。

## 2 三个独立试验及参数 $\varphi$ 的分析

### 2.1 香港大学的试验<sup>[4]</sup>

试验分为两组，即S组和P组，每组分别有3根T形截面体外预应力混凝土简支梁。其中S组梁的编号分别为SSS1、SSS2和SSS3，体外预应力筋为直径12.9mm的钢绞线；P组梁的编号分别为PSS1、PSS2和PSS3，体外预应力筋为直径10.5mm的Parafil芳纶纤维筋（AFRP）。S组梁的预应力大小、非预应力筋用量及混凝土强度与P组中相应的梁大体一致。试验梁根据预应力比率的大小又进一步分为3小组，预应力比率（PPR）定义为： $PPR = A_p f_{pe} / (A_p f_{pe} + A_s f_y)$ 。试验梁SSS1和PSS1的  $PPR = 0.25$ ；试验梁SSS2和PSS2的  $PPR = 0.3$ ；试验梁SSS3和PSS3的  $PPR = 0.5$ 。试验梁SSS1、SSS2、PSS1、PSS2的混凝土强度等级为60MPa；而试验梁SSS3和PSS3的混凝土强度等级为85MPa。S组试验梁施加的预应力约为钢绞线抗拉强度的18.2%~25.8%；而P组试验梁施加的预应力约为AFRP筋抗拉强度的30.4%~40.3%。试验梁的布置见图1所示，材料特性等参数见表1。

### 2.2 北京交通大学的试验<sup>[5]</sup>

进行了4个编号分别为B1、B2、B3、B4简支体外预应力混凝土梁的试验。除B2的体外预应力筋为直径15.2mm的钢绞线外，其它试验梁的体外预应力筋为碳纤维筋（CFRP）。每束CFRP体外预应力筋由3根直径为7mm、抗拉强度为2400MPa的CFRP筋组成。试验梁的配筋大小根据综合配筋指标来划分，综合配筋指标  $q_0$  定义为： $q_0 = (A_p f_{pe} + A_s f_y) / (b d_p f'_c)$ 。B1、B3和B4的  $q_0$  设计分别为0.15、0.20和0.25；而B2的  $q_0$  与B3的相当。试验梁的布置见图2，材料特性等参数亦见表1。

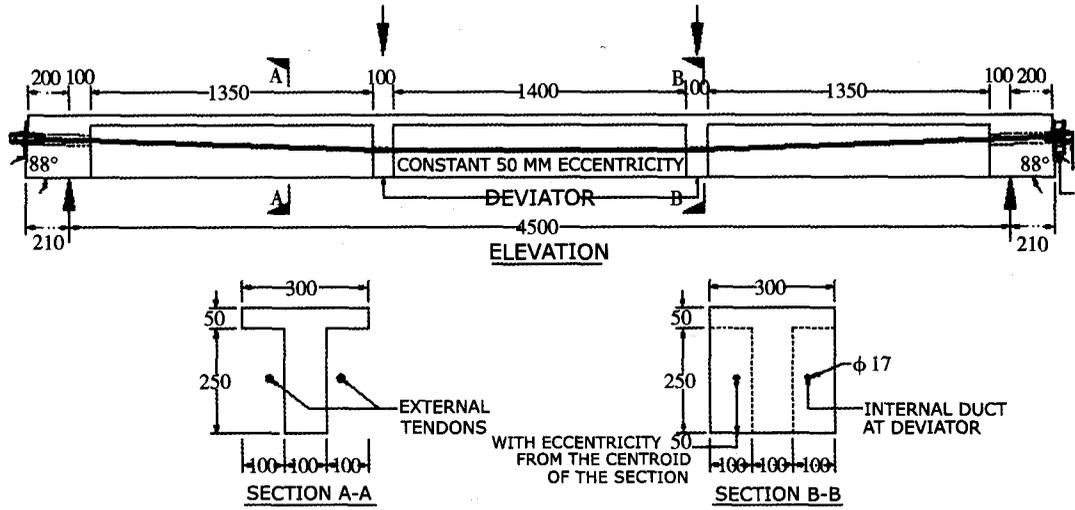


图1 香港大学的试验梁布置<sup>[4]</sup>

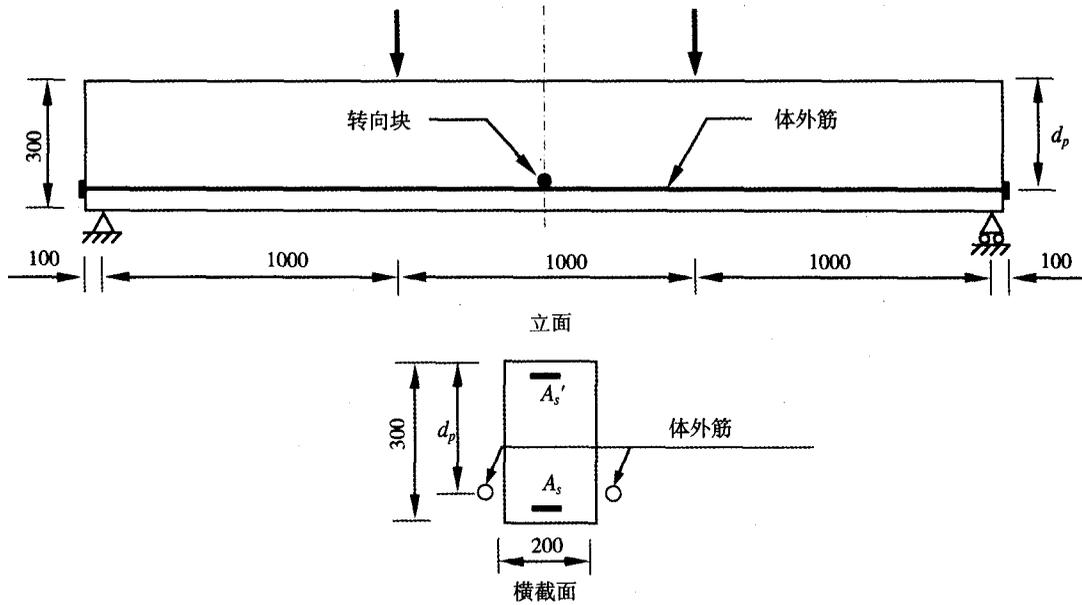


图2 北京交通大学的试验梁布置<sup>[5]</sup>

表1 香港大学及北京交通大学试验梁参数

梁号	$L$ mm	$L_n$ mm	$f_c'$ MPa	$A_s$ mm <sup>2</sup>	$f_y$ MPa	$A_s'$ mm <sup>2</sup>	$f_y'$ MPa	$A_p$ mm <sup>2</sup>	$d_p$ mm	$E_p$ kN/mm <sup>2</sup>	$f_{pe}$ MPa	$f_{ps}$ MPa
PSS1	4500	5036	58.3	402	549	317	492	198	168.8	201.9	357	865.8
PSS2	4500	5036	49.2	402	549	317	492	198	168.8	201.9	505	996.9
PSS3	4500	5036	80.5	159	492	317	492	198	168.8	201.9	422	1013.4
PSS1	4500	5036	55.2	402	549	317	492	109	168.8	126.5	577	963.2
PSS2	4500	5036	44.8	402	549	317	492	109	168.8	126.5	766	1183.1
PSS3	4500	5036	79.6	159	492	317	492	109	168.8	126.5	709	1223.6
B1	3000	3200	42.2	308	344.5	226.1	371.1	231	231.5	142	663.1	1212.8
B2	3000	3200	38.5	402	382.9	226.1	371.1	280	307.7	197	864.6	1481.0
B3	3000	3200	41.0	402	382.9	226.1	371.1	231	231.5	142	717.1	1143.5
B4	3000	3200	44.7	509	362.2	226.1	371.1	231	231.5	142	702.5	127.5

### 2.3 Ghallab和Beeby的试验<sup>[6]</sup>

进行了16根采用AFRP筋加固体外预应力混凝土梁的试验。各梁具有相同的截面尺寸，采用三分点或跨中一点集中加载方式。除编号为PC12的梁外，其余梁内均配有一根直径7mm的体内有粘结预应力高强钢丝，该高强钢丝的横截面积为

38.5mm<sup>2</sup>，屈服强度为1470MPa。试验主要研究混凝土抗压强度、体外预应力筋转向块数量、转向块间的距离、 $f_{pe}/f_{pu}$ 的比值、体外AFRP筋在梁关键截面的有效高度 $d_p$ 、体内有粘结预应力筋与非预应力筋的比、跨高比以及荷载作用形式等对体外预应力筋极限应力的影响。试验梁的布置见图3，材料特性等参数见表2。

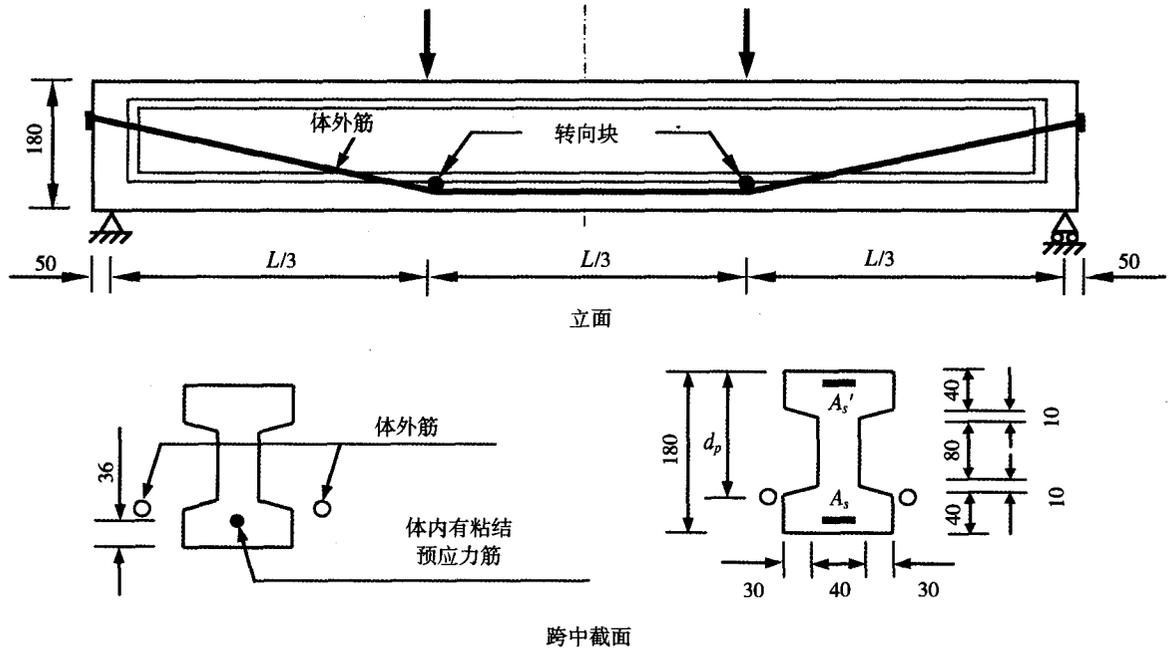


图3 Ghallab 和Beeby的试验梁布置<sup>[6]</sup>

表2 Ghallab和Beeby的试验梁参数

梁号	L mm	L <sub>n</sub> mm	f <sub>c</sub> ' MPa	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> MPa	A <sub>s</sub> ' mm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> ' MPa	A <sub>p</sub> mm <sup>2</sup>	d <sub>p</sub> mm	E <sub>p</sub> kN/mm <sup>2</sup>	f <sub>pe</sub> MPa	f <sub>ps</sub> MPa
PC1	2592	2692	42.6	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	785.3	1109.9
PC2	2592	2692	44.6	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	987.7	1350.1
PC3	2592	2692	44.0	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	1182.8	1413.4
PC4	2592	2692	38.2	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	982.2	1184.4
PC5	2592	2692	41.8	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	990.5	1372.8
PC6	2592	2692	36.6	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	998.9	1448.6
PC7	2592	2692	34.6	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	990.5	1304.7
PC8	2592	2692	63.4	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	984.6	1516.9
PC9	3600	3700	39.0	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	988.0	1292.9
PC10	1800	1900	38.0	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	994.0	1335.0
PC11	2592	2692	38.9	0.0	/	0.0	/	61.1	142.2	126.5	991.2	1330.0
PC12	2592	2692	37.6	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	991.2	1321.6
PC13	2592	2692	50.4	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	987.2	1309.0
PC14	2592	2692	39.7	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	998.9	1158.1
PC15	2592	2692	37.6	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	984.5	1299.8
PC16	2592	2692	35.1	100.6	368	100.6	368	61.1	142.2	126.5	814.2	/

## 2.4 试验梁参数 $\varphi$ 的分析

取混凝土的极限压应变 $\varepsilon_{cu}=0.003$ ，并将表1、表2中试验梁的实测参数代入式(6)，则可得到试验梁的参数 $\varphi$ 。计算 $\varphi$ 时，采用试验梁的全长 $L_n$ （即相邻锚具间的距离）而不是试验梁的净跨径 $L$ 。为便于比较，需将AFRP、CFRP体外配筋梁的参数 $\varphi$ 转换为相应的以钢材为体外配筋的梁。首先按式(6)计算出转换前的参数 $\varphi$ ，而后再除以 $\lambda = E_{steel} / E_{FRP}$ ，则得转换后的参数 $\varphi$ 。

上述各试验梁转换前及转换后的参数 $\varphi$ 见表3。香港大学的3根AFRP体外配筋梁参数 $\varphi$ 的平均值、标准差及变异系数分别为37.9、3.71和0.10；而转换为钢材后，包括原来的3根钢绞线体外配筋梁在内的另6根梁的参数 $\varphi$ 的平均值、标准差及变异系数分别为26.9、3.60和0.13。北京交通大学的3根CFRP体外配筋梁参数 $\varphi$ 的平均值、标准差及变异系数分别为20.6、2.58和0.13；而转换为钢材后，包括原来的另1根钢绞线体外配筋梁在内的4根梁的参数 $\varphi$ 的平均值、标准差及变异系数分别为14.9、1.59和0.11。Ghallab和Beeby的试验梁，未转换时，参数 $\varphi$ 的平均值、标准差及变异系数分别为24.1、6.47和0.27；转换后相应的值分别为15.3、4.09和0.27。转换后，3个独立试验总计25根试验梁参数 $\varphi$ 的平均值、标准差及变异系数分别为18.0、6.23和0.35；这与文献<sup>[1]</sup>统计分析的148根试验梁参数 $\varphi$ 的平均值、标准差和变异系数分别为16.1、6.8和0.42的结果大体相当。

从以上的分析可以看出，尽管各试验梁的参数 $\varphi$ 值存在差异，但当试验梁的体外预应力筋为同一材料时，参数 $\varphi$ 值还是比较稳定并趋于一常数。另外，也应考虑到不同学者进行试验时量测技术、试验梁材料性能、失效准则等方面的差异对参数 $\varphi$ 变化的影响。以上述3个独立试验的试验梁的全长 $L_n$ 与试验梁的净跨径 $L$ 之比为例，香港大学试验梁的 $L_n/L$ 之比最大，为1.12；北京交通大学试验梁的 $L_n/L$ 为1.07，而Ghallab和Beeb的试验梁仅为1.04。各试验梁 $L_n/L$ 的差异必然影响到参数 $\varphi$ 值，因为试验梁的变形是发生在梁的净跨径 $L$ 范围内，预应力筋的应变变化则在发生在

包括 $L$ 在内的 $L_n$ 范围内。因此考虑到这些因素，将FRP体外预应力混凝土梁的参数 $\varphi$ 取为常数应是合理的。也就是说将参数 $\varphi$ 取为常数无论对FRP材料还是对钢材为体外预应力筋的梁均成立。

表3 转换前和转换后的参数 $\varphi$ 值

梁号	体外筋材料	$\varphi$ 转换前	$\varphi$ 转换后
SSS1	Steel	29.3	29.3
SSS2	Steel	29.5	29.5
SSS3	Steel	30.8	30.8
PSS1	AFRP	34.1	21.6
PSS2	AFRP	38.0	24.1
PSS3	AFRP	41.5	26.3
B1	CFRP	23.6	16.7
B2	Steel	15.7	15.7
B3	CFRP	19.0	13.5
B4	CFRP	19.2	13.6
PC1	AFRP	23.9	15.2
PC2	AFRP	27.9	17.7
PC3	AFRP	18.1	11.5
PC4	AFRP	15.7	10.0
PC5	AFRP	25.2	16.0
PC6	AFRP	23.9	15.1
PC7	AFRP	26.4	16.7
PC8	AFRP	37.9	24.0
PC9	AFRP	33.3	21.1
PC10	AFRP	19.6	12.4
PC11	AFRP	27.3	17.3
PC12	AFRP	21.3	13.5
PC13	AFRP	23.8	15.0
PC14	AFRP	12.1	7.7
PC15	AFRP	25.5	16.1
PC16	AFRP	/	/

文献[7]建议 $\varphi_{steel} = 10$ ，因为研究表明绝大多数情况下， $\varphi_{steel}$ 取10是偏于安全的，从表3中也可以看出，当AFRP、CFRP体外配筋梁的参数 $\varphi$ 转换为相应的以钢材为体外配筋的梁后，仅有1根梁的参数 $\varphi$ 小于10。从式(6)和式(7)可以看出，当FRP筋的弹性模量小于钢材的弹性模量时，则 $\varphi_{FRP}$ 大于 $\varphi_{steel}$ ；反之，则 $\varphi_{FRP}$ 小于等于 $\varphi_{steel}$ 。由于参数 $\varphi$ 直接影响到等效塑性区长度的大小，相应的FRP筋弹性模量与钢材弹性模量的差异对体外预应力筋极限应力增量也有大体同样的影响。

## 2.5 建议公式及验证

将上述对参数 $\varphi$ 的分析结果,代入式(5),并考虑连续梁中体外预应力筋的有效长度问题<sup>[1][12]</sup>,则可得到如下的体外预应力筋极限应力表达式:

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{10\varepsilon_{cu}\lambda E_p(d_p - c)}{l_e}$$

$$= f_{pe} + \frac{6000(d_p - c)}{l_e} \quad (8a)$$

$$\text{且 } f_{ps} \leq f_{pu} \text{ (FRP) 或 } f_{ps} \leq f_{py} \text{ (Steel)} \quad (8b)$$

$$c = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - C_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w} \quad (8c)$$

式中 $c$ 为关键截面的中性轴高度,需利用式(8a)与关键截面的内力平衡方程式(8c)联立求解得出; $l_e$ 为体外预应力筋的有效长度, $l_e = L / (1 + N/2)$ , $N$ 为连续梁破坏时中支座处塑性铰的个数, $L$ 为相邻锚具间的距离; $f_{pu}$ 为体外预应力FRP筋的抗拉强度; $f_{py}$ 为体外预应力钢筋的屈服强度; $E_p$ 为体外预应力筋的弹性模量;当体外预应力筋为钢筋时, $\lambda=1$ , $E_p = E_{\text{steel}}$ ;当体外预应力筋为FRP筋时, $\lambda = E_{\text{steel}} / E_{\text{FRP}}$ , $E_p = E_{\text{FRP}}$ ;式中其余符号意义同前。

式(8)中,当体外预应力筋为FRP筋时, $10\varepsilon_{cu}\lambda E_p$ 化简后为 $10\varepsilon_{cu} E_{\text{steel}}$ ,取钢筋的弹性模量为 $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ , $10\varepsilon_{cu} E_{\text{steel}} = 6000(d_p - c)$ ,这意味着以Pannell模型为基础的美国AASHTO LRFD规范公式<sup>[8]</sup>、英国BS8110规范公式<sup>[9]</sup>及加拿大A23.3-94规范公式<sup>[10]</sup>,虽然是针对以钢材为无粘结预应力筋而建立的,并不显含预应力筋的弹性模量,但仍然可以应用于FRP体外或体内无粘结预应力筋。事实上,Ghallab和Beeby试验研究表明<sup>[6]</sup>,如果将英国BS8110规范公式的上限 $f_{ps} \leq 0.7 f_{pu}$ (针对钢材)改为 $f_{ps} \leq f_{pu}$ (针对FRP),则BS8110规范公式与试验实测结果符合较好。本文从理论上证明和解释了这种现象。这也说明,如果简单地采取将美国AASHTO LRFD规范公式、英国BS8110规范公式及加拿大A23.3-94规范公式中隐含的弹性模量提出并使之显含以适应FRP筋,而不同时调整参数 $\varphi$ 的取值,则当 $E_{\text{FRP}} < E_{\text{steel}}$ ,计算得到的FRP体外筋的极限应力 $f_{ps}$ 会过于保守;当 $E_{\text{FRP}} > E_{\text{steel}}$ ,则计算得到的结果又偏于不安全。

为验证式(8),取 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ ,并将上述三个独立试验中试验梁的相关参数代入式(8)而得到的计算值与试验实测值进行了对比,如图4所示。分析表明计算值与试验值的相关性较好,达0.89。从图4还可以看出,绝大多数试验梁的计算值和实测值相比,位于安全的一侧。式(8)既适用于简支梁,亦适用于连续梁;既适用于常规的体外预应力钢筋,亦适用于非常规体外预应力FRP筋。

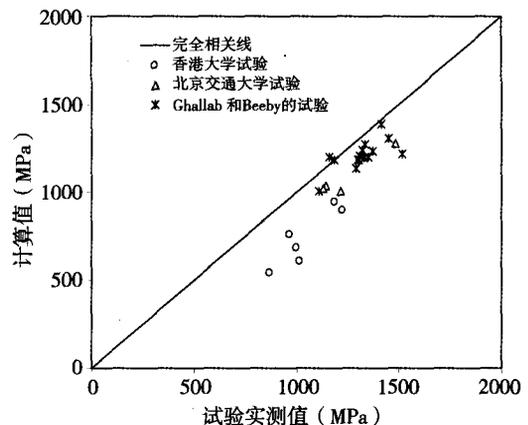


图4 试验梁实测 $f_{ps}$ 与式(8)计算 $f_{ps}$ 对比

另外,试验实测极限应力 $f_{ps}$ 也与美国ACI 318-08规范计算公式<sup>[11]</sup>进行对比(图5),相关系数为0.80,小于按式(8)的相关系数。ACI318-08计算公式为:

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f'_c}{\lambda \rho_p} \quad (9)$$

式中: $\rho_p = A_p / b d_p$ ;当跨高比 $L_n / d_p$ 小于等于35时, $\lambda = 100$ ,且 $f_{ps}$ 不应超过 $f_{py}$ 及 $(f_{pe} + 420)$ 两者间的较小值;当跨高比 $L_n / d_p$ 大于35时, $\lambda = 300$ ,且 $f_{ps}$ 不应超过 $f_{py}$ 及 $(f_{pe} + 210)$ 两者间的较小值。

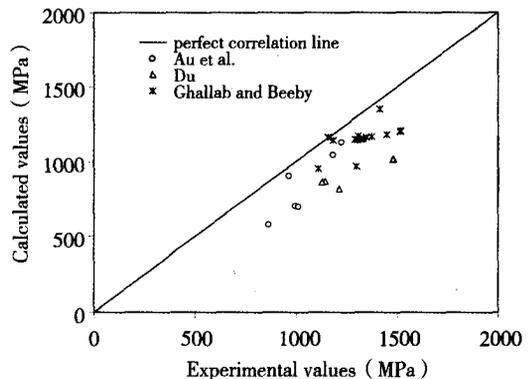


图5 试验梁实测 $f_{ps}$ 与式(9)计算 $f_{ps}$ 对比

(下转第27页)

索外护套管对拉索的防护功能不因环境温度的变化而失效。

(5) 施工过程中对拉索应进行临时防护, 尽可能避免雨水进入锚头及预埋管;

(6) 拉索锚具内灌注油性蜡对锚固段剥除PE护套的钢绞线进行有效防护;

(7) 锚板端面及锚板外预留钢绞线涂抹专用防腐润滑脂, 然后加装保护罩进行防护, 根据设计需要, 也可在保护罩内灌注油性蜡防护;

(8) 拉索体系外露金属件做与桥梁外露金属件同等级别的防护处理。

## 5 结束语

在斜拉桥设计中, 虽然考虑了斜拉索的可更换性, 但在实际应用中更换的代价是很大的, 所以斜拉桥设计、建造和使用都要求延长斜拉索的安全使用寿命。在斜拉桥使用过程中, 拉索的防腐性能是决定使用寿命的关键因素之一, 为了提高OVM250钢绞线斜拉索的防腐性能, 项目组对拉索材料、产品做了大量的试验研究, 特别是在拉索锚具组件水密性要求方面, 根据不同规范要

求, 完成了水密性试验。

OVM250钢绞线斜拉索设计采用多层防腐结构, 具有各钢绞线之间相互独立的防护特点, 对PE防护钢绞线耐久性试验要求, 拉索锚具组件能经受各种规范要求的水密性试验考验, 都充分证明OVM250钢绞线拉索体系具有优异的防腐性能。

实际应用表明, 为了提高钢绞线斜拉索的耐久性, 在改进和提高斜拉索本身防腐性能的同时, 在桥梁施工过程中, 规范施工操作, 保证施工质量, 在运营期间, 加强对钢绞线斜拉索的防护与保养也是延长安全使用寿命的重要环节。

## 参考文献

(上接第21页)

## 4 结论

(1) FRP体外预应力混凝土梁中, 等效塑性区长度与中性轴高度的比, 即Pannell模型中的参数 $\varphi$ , 依然比较稳定, 并可取为一常数。但该常数与以钢材为体外预应力筋的构件的不同, 两者之间可用式(7)进行转换。

(2) 以Pannell模型为基础的美国AASHTO LRFD规范公式、英国BS8110规范公式及加拿大A23.3-94规范公式, 虽然不显含预应力筋的弹性模量, 但仍然适用于FRP体外预应力混凝土梁。

(3) 本文建议的式(8), 既适用于简支梁, 亦适用于连续梁; 既适用于常规的体外预应力钢筋, 亦适用于非常规体外预应力FRP筋, 具有普遍意义。

## 参考文献

- [1] Au F T K, Du J S. Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons[J]. Magazine of Concrete Research, 2004, 56(1): 1-11.
- [2] Harajli M H. Effect of span-depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members[J]. ACI

- [1] Recommendations for Stay Cable Design, testing and installation [S]. Post-tensioning institute (PTI), fifth edition, 2007.
- [2] fib bulletin 30, Acceptance of stay cable systems using prestressing steels[S]. International Federation for Structural Concrete, 2005.
- [3] Cable Stays - Recommendations of French interministerial commission on Prestressing[S]. SETRA, France, June 2002.
- [4] 中华人民共和国交通运输部. JT/T771-2009 无粘结钢绞线斜拉索技术条件[S].
- [5] 李民, 白琳徽. 粉末渗锌工艺探讨[J]. 材料保护. 2008年9月, 第41卷, 第9期.
- [6] 吴文明, 李闯. 斜拉索防腐技术探讨[J]. 公路交通技术. 2008年8月, 第4期.

- [1] Structural Journal, 1990, 87(3): 305-312.
- [3] Pannell F N. The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams[J]. Magazine of Concrete Research, 1969, 21(66): 43-54.
- [4] Au F T K, Su R K L, Chan K H E. Full-range behavior of partially prestressed concrete beams with external tendons[J]. Magazine of Concrete Research, 2008, 60(6): 455-467.
- [5] 杜进生. CFRP体外预应力混凝土梁的试验研究报告[R]. 北京交通大学, 2007年1月, 92 pp. Du Jinsheng. Test of partially prestressed concrete beams with CFRP external tendons[R]. Beijing Jiao Tong University, January 2007, 92 pp. (in Chinese)
- [6] Ghallab A and Beeby A W. Factors affecting the external prestressing stress in externally strengthened prestressed concrete beams[J]. Cement and Concrete Composites, 2005, 27(5): 945-957.
- [7] Du J S, Lu W L, Ji W Y. Discussion of stress in the external tendons at ultimate[J]. ACI Structural Journal, 2006, 103(1): 149-154.
- [8] AASHTO. LRFD Bridge Design Specification[S]. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1998, Washington D.C.
- [9] BSI. Structure Use of Concrete BS 8110 - Part 1: Code of practice for design and construction[S]. British Standards Institution, U.K, 1997.
- [10] Design of Concrete Structures (A23.3-94). Canadian Standards Association[S]. Rexdale, Ontario, Canada, 1994.
- [11] ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2008.