

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.04.015

# 预应力束断后黏结性能退化试验与模拟研究

雍攀<sup>1</sup>,李聪<sup>2,3\*</sup>,陈冠<sup>1</sup>,向聃<sup>1</sup>,胡先伟<sup>1</sup>,齐洪鹤<sup>4</sup>

(1.湖南路桥建设集团有限责任公司,湖南长沙 410000; 2.长沙市公共工程建设中心,湖南长沙 410000; 3.湖南省交通规划勘察设计院有限公司,湖南长沙 410000; 4.长沙理工大学 土木工程学院,湖南长沙 410114)

**摘要:**针对氯盐环境下后张预应力混凝土(PC)梁端锚区预应力束锈蚀断裂问题,该文采用电化学加速锈蚀试验得到3个端锚区预应力束断裂后的PC构件,开展静力拉拔试验,研究混凝土强度和箍筋直径对断后预应力束黏结性能的影响。结果表明:钢绞线黏结破坏始于拉拔端,并向自由端逐渐发展;提高混凝土强度等级和箍筋直径可提高预应力束与混凝土界面间的黏结性能。采用Abaqus软件对断后预应力束黏结性能进行数值模拟,结果表明:黏结-滑移的数值模拟结果和试验值变化规律一致,吻合度较高;混凝土和预应力束的应力云图表明:混凝土和预应力束的应力沿试件拉拔端向自由端折减,应力传递过程中伴随着应力损失。

**关键词:**预应力束;拉拔试验;界面;数值模拟;应力

**中图分类号:**U446.1

**文献标志码:**A

## 0 引言

预应力张拉后需对端头锚覆盖混凝土以保护锚头,但锚下混凝土易因局部承压过大而引起锚端混凝土开裂,进而加速环境中氯离子的侵蚀作用。此外,预应力孔道压浆不实、泌水等施工缺陷和氯盐环境的长期作用更易诱发锚端预应力筋锈蚀。国内外已有多座桥梁因预应力严重锈蚀而拆除或重建。预应力断裂后仍具有一定的黏结性能,且黏结性能受预应力筋数量、混凝土强度、箍筋约束等因素影响。目前,国内外学者针对单根预应力筋的黏结行为已开展了大量的试验研究,且一些计算模型已被各国规范采用<sup>[1-5]</sup>。钢绞线锈蚀后,其与混凝土的黏结性能呈现出先增后减的趋势<sup>[6]</sup>。预应力筋锈蚀不仅引起自身截面积损失,其锈蚀产物的出现也改变了钢绞线与混凝土间的接触条件<sup>[7]</sup>。此外,锈蚀产物体积膨胀会导致钢绞线周围混凝土开裂,进而降低混凝土对钢绞线的约束作用<sup>[8]</sup>。在实际工程中,梁体往往采用的是预应力束而非单根钢绞线。预应力束由多

根捻制的预应力钢绞线组成,其在混凝土间的黏结滑移过程中会发生旋转效应,且多根钢绞线间的相互作用影响机理尚未明确,使预应力束与混凝土间的黏结行为更加复杂。

在建立钢绞线与混凝土的黏结-滑移本构关系模型方面,国内外学者进行了大量的试验研究。胡钧涛等<sup>[9]</sup>通过拉拔试验研究了单股钢绞线与水泥浆体的黏结行为,发现钢绞线只有产生比普通钢筋更大的滑移量,且发生较大的变形后才能发挥其强度作用,并将试验数据拟合、回归,建立了二者的黏结-滑移本构关系式;Kose等<sup>[10]</sup>对15 mm钢绞线进行了拉拔试验,基于厚壁圆筒理论建立了预应力钢绞线黏结性能计算的公式;李富民等<sup>[11]</sup>对锈蚀钢绞线的黏结蠕变性能进行了研究,以先张PC梁为研究模型,对其不同自然条件和不同锈蚀程度下的黏结滑移进行定期观测,得到了黏结滑移曲线随时间的变化规律;王磊等<sup>[12]</sup>通过测量拉拔过程中钢绞线内各点的滑移和黏结应力,提出了钢绞线局部黏结应力-滑移模型,发现钢绞线黏结应力沿黏结长度呈非线性分布;Dang等<sup>[13]</sup>通过对钢绞线进行黏结标准测

收稿日期:2022-03-19

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51678069)

作者简介:雍攀,男,硕士,高级工程师.E-mail:18879808@qq.com

\*通信作者:李聪,男,大学本科,正高级工程师.E-mail:22422529@qq.com

试,基于试验得到自由端荷载与滑移量的关系,建立了黏结应力-滑移本构关系。

对于后张PC构件,当锚固端预应力束断裂后,预应力束与混凝土间的有效黏结使结构产生二次锚固作用。通常认为,预应力锚固长度和有效黏结力传递范围是影响断后预应力二次锚固效果的主要因素。Martí-vargas等<sup>[14-16]</sup>基于测量不同埋置长度下预应力构件放张后的残余预应力,建立埋置长度与残余预应力的关系,提出了传递长度与锚固长度范围内平均黏结应力与混凝土强度的关系式;Martí-vargas等<sup>[17]</sup>建立了锚固失效后钢绞线的黏结模型,计算测量了传递长度范围内的平均黏结应力;李晓芬等<sup>[18]</sup>对3组预应力钢绞线试件的锚固长度进行研究,分析提出了钢绞线的黏结锚固机理;Zghayar等<sup>[19]</sup>结合试验分析了断后预应力束的二次锚固问题,研究表明:预应力束与压浆体的黏结行为可为后张法试件提供二次锚固。以上研究均聚焦于平均黏结应力方面的分析,而忽略了黏结应力沿预应力束长度方向的差异。此外,现有研究未考虑混凝土强度和箍筋约束对预应力束黏结行为的影响。

本文通过电化学加速锈蚀得到端锚区预应力束锈断的PC构件,开展静力拉拔试验,并基于Abaqus对断后预应力束的静力拉拔过程进行有限元数值模拟分析,介绍模型建立过程中各项参数的确定方法

及建模的步骤。定性分析混凝土强度和箍筋约束对断后预应力束黏结行为的影响,将试验结果与模型计算结果对比以验证模拟结果的可靠性。为断后预应力束黏结行为研究提供参考。

## 1 试验介绍

### 1.1 试件设计

本试验共有4个矩形后张预应力混凝土试件,试件截面尺寸为300 mm×500 mm,长度为1 m,设计了两种强度等级的混凝土。纵向构造钢筋为8根HRB400钢筋,直径为12 mm,箍筋为HPB235级光圆钢筋,直径为8 mm或10 mm,试件编号及其他设计参数如表1所示,试件S1为对照试件。预应力束由3束7股 $\phi 15.2$  mm钢绞线组成,预应力束的张拉控制应力为1 395 MPa。试件拉拔端预埋锚垫板和内径为80 mm的螺旋箍筋以防止应力集中。试件应力释放方式均为自由端预应力束锈蚀断裂。试件设计参数如表1所示。试件尺寸和测点布置如图1所示。

表1 试件设计参数

试件编号	混凝土强度	钢绞线	箍筋/mm	是否锈断
S1	C50	不张拉	$\phi 8@100$	否
S2	C50	张拉	$\phi 8@100$	是
S3	C40	张拉	$\phi 8@100$	是
S4	C50	张拉	$\phi 10@100$	是

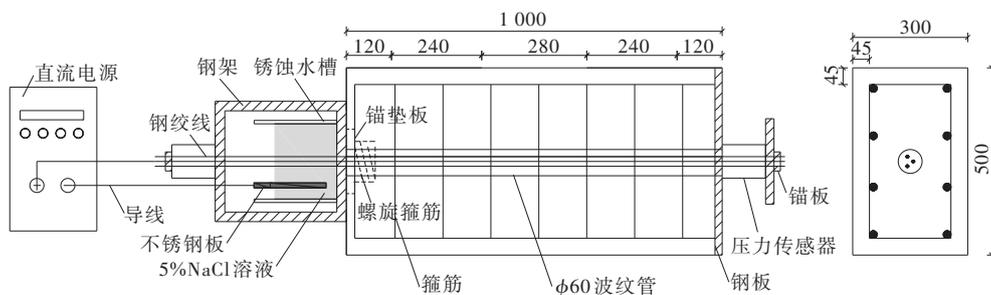


图1 试件尺寸、测点布置及锈蚀装置(单位:mm)

### 1.2 预应力束锈断及拉拔试验

本研究通过电化学加速锈蚀试验获得预应力束锈断试件,如图1所示。锈蚀装置安装于压力传感器和试件自由端之间,锈蚀装置由钢架和水槽组成,水槽内为5%质量浓度的NaCl溶液,直流电源阴极与水槽内不锈钢板连接,阳极与预应力束连接。锈蚀电流密度为1 mA/cm<sup>2</sup>。预应力束锈断后,试件自由端锚固失效,对其进行静力拉拔试验。图2为试验现

场加载装置图。试验采用油压千斤顶在构件拉拔端进行拉拔试验,拉拔端布置2个百分表以消除张拉过程中因千斤顶—反力架—钢绞线纵向对中误差引起的数值偏差。加载过程为:首先预加载5 kN并卸载以消除部件之间的非弹性变形;其次,分三级加载至15 kN后,再每级施加10~15 kN直至预应力束出现滑移;最后,每级施加15~20 kN直至试件失效。每级荷载均持荷5 min。



图 2 加载装置

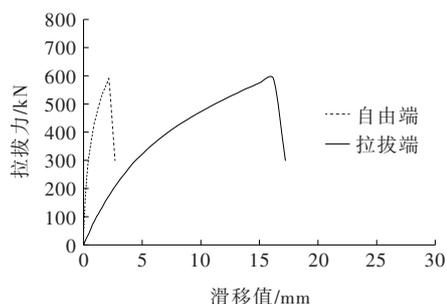
### 1.3 黏结-滑移曲线

表 2 为各试件的极限拉拔力与滑移量,图 3 为各试件自由端及拉拔端的黏结-滑移曲线。

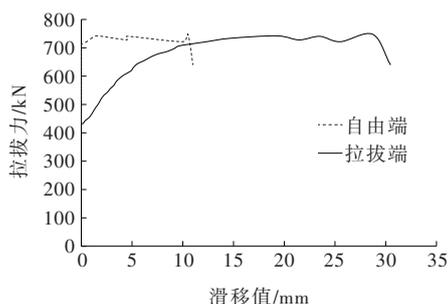
表 2 极限拉拔力与滑移值

试件编号	开始滑移拉拔力/kN	最终拉拔力/kN	自由端极限滑移值/mm	拉拔端极限滑移值/mm
S1	0	590	2.68	17.21
S2	432	748	11.00	30.45
S3	361	685	15.12	32.80
S4	432	772	2.15	13.79

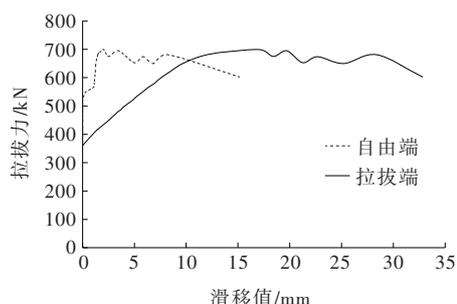
从表 2 和图 3 可以看出:① 未张拉试件 S1 的开



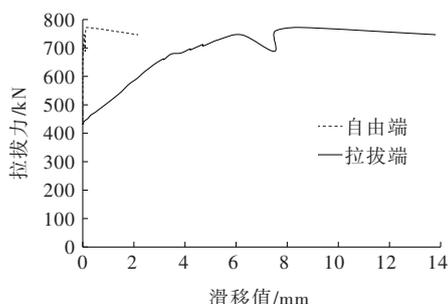
(a) 试件 S1



(b) 试件 S2



(c) 试件 S3



(d) 试件 S4

图 3 自由端及拉拔端的黏结-滑移曲线

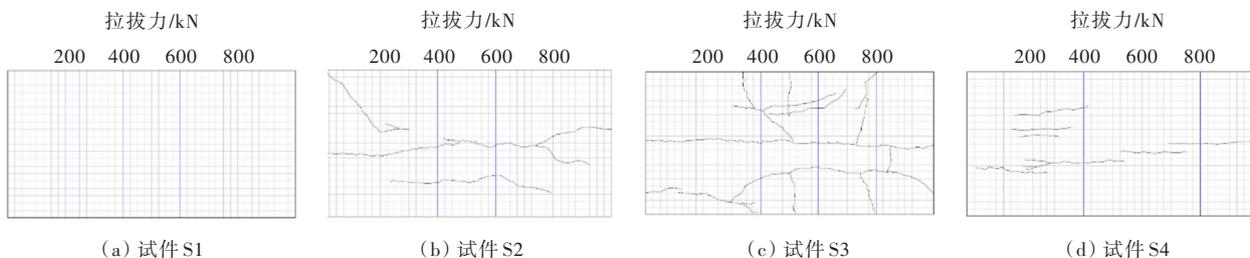


图 4 最大拉拔力时裂缝示意图

始滑移和最终拉拔力均低于试件 S2~S4,这表明预应力张拉可提高预应力束和混凝土之间的黏结性能;② 与试件 S3 相比,试件 S2 的开始滑移和最终拉拔力分别提高了 19.7% 和 9.2%,这说明提高混凝土强度对提升界面黏结性能有促进作用;③ 与试件 S2 相比,试件 S4 最终拉拔力提高了 3.2%,说明增加箍筋直径可增强预应力束与混凝土间的黏结作用。

### 1.4 破坏与裂缝形态

试件 S1 和 S4 的破坏形式为钢绞线断裂,钢绞线断裂位置位于端锚夹片处;其余试件均发生钢绞线整体拔出破坏,钢绞线与波纹管间水泥浆体一同被拔出。图 4 为最大拉拔力时各试件的侧面裂缝图。

由图 4 可知:试件 S1 表面无裂缝产生,这是由于其内部无初始损伤,达到最大拉拔力时无裂缝延伸至试件表面。试件 S2 的主裂缝与次裂缝依次出现,并向多个方向延伸。试件 S3 的混凝土强度低于试件 S2,其裂缝数量为试件 S2 的 2.6 倍,劈裂破坏较为严

重。试件S4的箍筋直径较大,增大了试件横向约束作用,延缓了劈裂裂缝的发展速率,试件S4纵向裂缝虽较多,但与箍筋直径较小的试件S2相比,其裂缝长度较短且未相交。这说明提高混凝土强度和增加箍筋直径均能有效提高钢绞线与混凝土之间的黏结性。

## 2 预应力束黏结滑移数值模型

建立预应力束拉拔数值模型来分析预应力束与压浆间的黏结滑移性能。首先,介绍模型的单元类型、材料本构关系、黏结滑移模拟和边界条件设置。然后,通过与已有试验数据对比验证该模型的正确性。

### 2.1 单元类型

预应力束黏结模型中采用4种单元模拟预应力束与压浆间黏结滑移行为。混凝土与锚垫板选用三维八节点缩减积分单元C3D8R模拟,预应力筋采用三维二节点桁架 Truss单元T3D2模拟,加载板采用R3D4刚性单元模拟,预应力束与压浆间的黏结行为采用非线性弹簧单元Spring2模拟。模型中忽略了混凝土与压浆之间的滑移,两者间采用节点耦合连接。

### 2.2 材料本构关系

Abaqus中采用的混凝土单轴损伤曲线如图5所示。

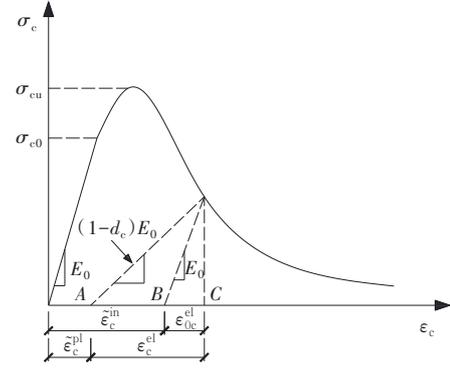
图5(a)为混凝土单轴塑性损伤的受压行为曲线,混凝土单轴塑性损伤受压行为采用塑性损伤CDP模型模拟,其参数计算关系如下<sup>[9]</sup>:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_0^{-1}}{\sigma_c \cdot E_0^{-1} + \tilde{\varepsilon}_c^{\text{in}}(1 - 1/b_c)} \quad (1)$$

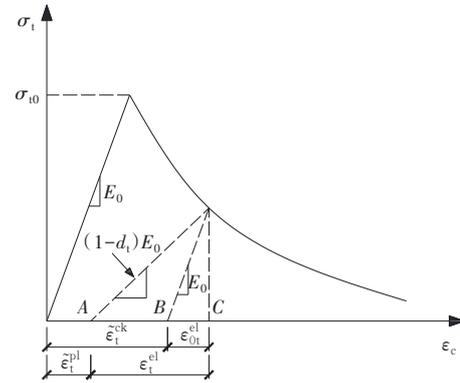
$$b_c = \frac{\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}}{\tilde{\varepsilon}_c^{\text{in}}} \quad (2)$$

$$\sigma_c = \begin{cases} E_0 \cdot \varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ \frac{\rho_c \cdot n \cdot E_c \cdot \varepsilon}{n - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_{c,r})^n} & \varepsilon_0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{c,r} \\ \frac{\rho_c \cdot E_c \cdot \varepsilon}{\alpha_c (\varepsilon/\varepsilon_{c,r} - 1)^2 + \varepsilon/\varepsilon_{c,r}} & \varepsilon > \varepsilon_{c,r} \end{cases} \quad (3)$$

式中: $d_c$ 为混凝土单轴受压损伤演化参数; $\sigma_c$ 与 $\varepsilon$ 为混凝土的受压应力与应变; $E_0$ 为材料无损时对应的弹性模量; $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{in}}$ 、 $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ 分别为材料无损伤与有损伤时对应的非弹性应变; $b_c$ 为材料受压情况; $\alpha_c$ 为混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段的参数值; $\varepsilon_{c,r}$ 为混凝土单轴



(a) 受压时混凝土损伤曲线



(b) 受拉时混凝土损伤曲线

图5 混凝土单轴塑性损伤曲线

抗压极限应变; $\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \cdot \varepsilon_{c,r}}$ ;  $n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{c,r}}{E_c \cdot \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}}$ ;  $E_c$ 为混凝土弹性模量,其表达式如下:

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu}}} \quad (4)$$

式中: $f_{cu}$ 为混凝土立方体抗压强度标准值。

图5(b)为混凝土单轴塑性损伤的受拉行为曲线,各应变参数计算如下<sup>[9]</sup>:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t \cdot E_0^{-1}}{\sigma_t \cdot E_0^{-1} + \tilde{\varepsilon}_t^{\text{in}}(1 - 1/b_t)} \quad (5)$$

$$b_t = \frac{\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}}{\tilde{\varepsilon}_t^{\text{in}}} \quad (6)$$

$$\sigma_t = \begin{cases} E_0 \cdot \varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_{t,r} \\ \frac{\rho_t \cdot E_c \cdot \varepsilon}{\alpha_t (\varepsilon/\varepsilon_{t,r} - 1)^{1.7} + \varepsilon/\varepsilon_{t,r}} & \varepsilon > \varepsilon_{t,r} \end{cases} \quad (7)$$

式中: $d_t$ 为混凝土单轴受拉损伤演化参数; $\sigma_t$ 为混凝土受拉应力; $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{in}}$ 、 $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ 分别为材料无损伤和有损伤时对应的非弹性应变; $b_t$ 为材料受拉情况; $\alpha_t$ 为混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值; $\varepsilon_{t,r}$ 为单轴抗

拉极限强度  $f_{t,r}$  对应的混凝土峰值拉应变;  $\rho_t = f_{t,r} / (E_c \cdot \epsilon_{t,r})$ 。模型中其他塑性参数主要包括膨胀角、偏心率、 $K_c$  值、 $f_{b0}/f_{c0}$ 、黏滞系数。膨胀角取值越大, 计算结果的精度越不准确, 一般取值为  $30^\circ \sim 35^\circ$ , 本文模型膨胀角  $\psi = 30^\circ$ 、偏心率  $\epsilon = 0.1$ 。不变量应力比  $K_c$  为屈服面在偏平面和平面应力平面上的形状控制系数, 取为  $2/3$ 。 $f_{b0}/f_{c0}$  为双轴受压强度与单轴受压极限强度比, 取值为 1.16。黏滞系数取为 0.005。

普通钢筋采用二折线本构关系:

$$f_s = \begin{cases} \epsilon_s \cdot E_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y + 0.01E_s \cdot (\epsilon_s - \epsilon_y) & \epsilon_s > \epsilon_y \end{cases} \quad (8)$$

式中:  $\epsilon_y$  为普通钢筋屈服应变;  $E_s$  为普通钢筋弹性模量;  $f_y$  为普通钢筋屈服强度。

钢绞线采用理想弹塑性材料模型进行模拟:

$$f_p = \begin{cases} \epsilon_p \cdot E_p & \epsilon_p \leq \epsilon_{py} \\ f_{py} & \epsilon_p > \epsilon_{py} \end{cases} \quad (9)$$

式中:  $\epsilon_p$  为普通钢筋应变;  $\epsilon_{py}$  为钢绞线达到标准强度时对应的应变;  $E_p$  为钢绞线弹性模量;  $f_{py}$  为钢绞线标准强度。

### 2.3 预应力束与压浆间黏结滑移模拟

模型中采用非线性弹簧单元 Spring2 模拟预应力束与压浆间黏结滑移行为。在预应力筋与压浆重合节点间采用 3 根长度为 0 的弹簧连接。由于径向与横切向的弹簧变形相对纵向变形要小, 因此假定此方向弹簧刚度系数  $K$  为无穷大。纵向弹簧单元刚度表达式为:

$$K_s = \tau(x_i) \cdot \pi \cdot d_r \cdot l_e \quad (10)$$

式中:  $K_s$  为弹簧刚度;  $d_r$  为预应力筋直径;  $l_e$  为预应力筋单元长度;  $\tau(x_i)$  为压浆和预应力筋间的黏结应力, 可由黏结滑移本构关系确定。

采用 BPE 模型模拟预应力束与压浆间黏结滑移行为。BPE 模型将预应力筋黏结滑移行为分为 4 个阶段, 分别为非线性上升段、平行段、线性下降段与残余段。BPE 黏结滑移模型表达式为:

$$\tau(x_i) = \begin{cases} \tau_{\max} \times \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha & 0 \leq s < s_1 \\ \tau_{\max} & s_1 \leq s < s_2 \\ \tau_{\max} - \frac{(\tau_{\max} - \tau_3)(s_2 - s)}{s_2 - s_3} & s_2 \leq s < s_3 \\ \tau_3 & s > s_3 \end{cases} \quad (11)$$

式中:  $\tau_{\max}$  与  $s_1$  分别为最大黏结应力与相应的滑移值;  $\tau_3$  与  $s_3$  分别为残余应力与相应的滑移值;  $s_2$  为平行末

段滑移值。

模型中的参数可由试验数据确定, 进而将黏结滑移本构关系导入数值模型中, 描述预应力束黏结滑移破坏过程。模型中拉拔力施加在预应力筋末端, 约束施加于相应的刚性垫板上。在 Abaqus 有限元模型中, 预应力钢束两端被认为是固定的, 温度下降时钢束将收缩, 通过非线性弹簧单元可将钢束的收缩应变传递到混凝土材料中, 由此产生预应力。采用降温法施加的预应力由式 (12) 确定:

$$F_p = \Delta T \cdot E_p \cdot \alpha \cdot A_p \quad (12)$$

式中:  $F_p$  为预应力的值;  $\Delta T$  为施加的温度与初始温度的差值;  $E_p$  为预应力筋的弹性模量;  $\alpha$  为预应力筋材料的线膨胀系数, 取  $1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ ;  $A_p$  为钢绞线的横截面面积。

### 2.4 模型验证

将模型计算得到的拉拔力-滑移曲线与试验值进行对比, 以验证预应力束与压浆间黏结滑移模型的有效性。图 6 为试件 S2、S3、S4 通过模型模拟得到

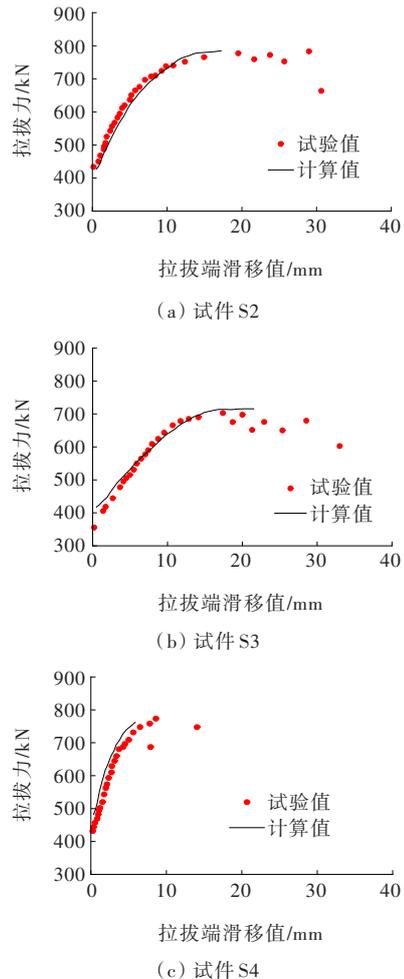
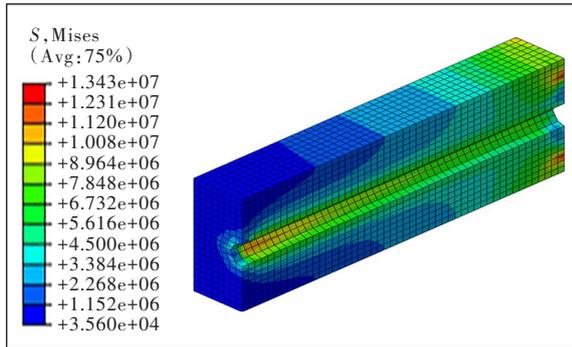


图 6 黏结滑移曲线对比图

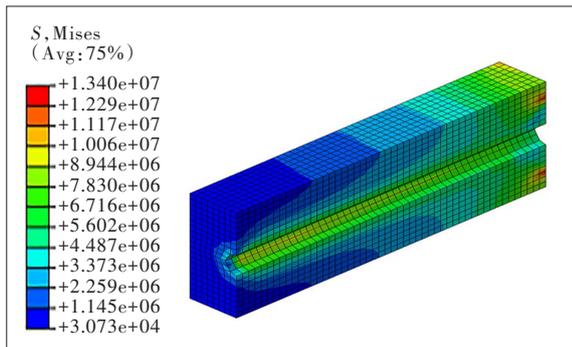
的拉拔力-滑移曲线与试验数据的对比结果。

由图6可知:除预测最大黏结力与相应的滑移值略小于试验值外,各试件的其他计算值与试验值吻合较好。

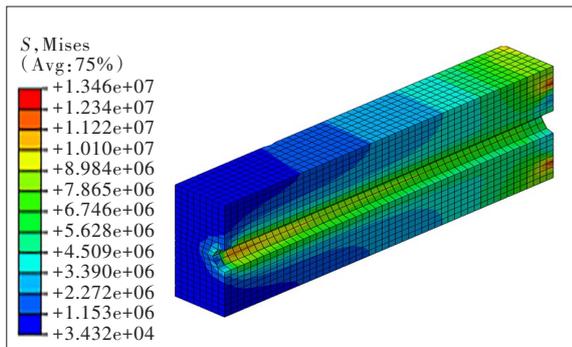
图7、8为试件S2、S3、S4中预应力束与压浆间黏结破坏过程的应力分布云图,揭示了不同荷载作用下试件中预应力束与压浆间的应力传递过程。



(a) 试件S2



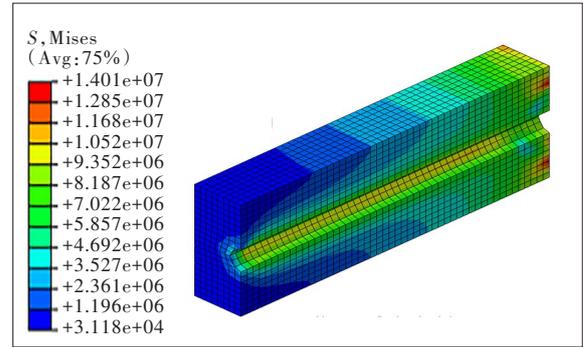
(b) 试件S3



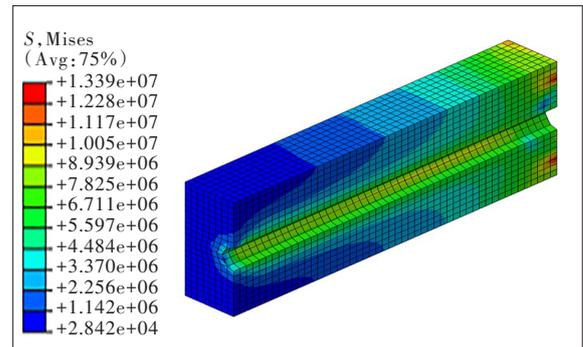
(c) 试件S4

图7 600 kN荷载下混凝土应力云图(单位:Pa)

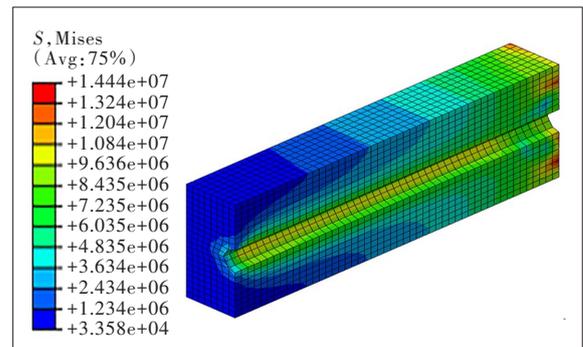
由图7、8可知:①试件发生了较为明显的应力传递。在极限应力状态下,压浆界面的高应力区域大于拉拔力600 kN时所对应的应力分布,说明随着



(a) 试件S2



(b) 试件S3



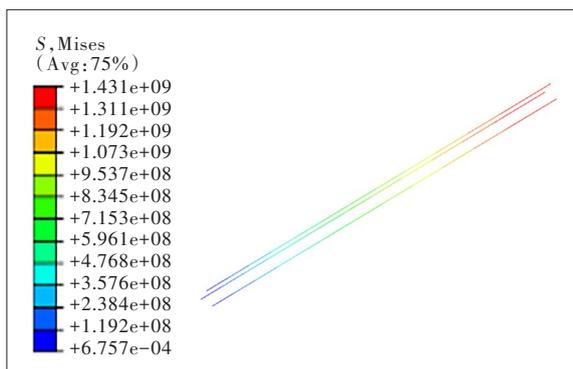
(c) 试件S4

图8 极限荷载下混凝土应力云图(单位:Pa)

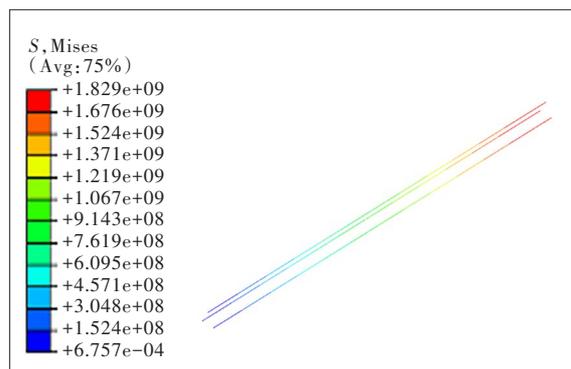
拉拔力的提升,试件提供有效黏结长度有所增加;②由图8(a)、8(b)中的混凝土应力可知,高强度混凝土增加了外围径向约束作用,进而提高了预应力束与压浆间的黏结性能;③对比图8(a)、8(c)中的混凝土应力可知,增加箍筋直径可提高外围约束作用,使得预应力束与压浆间的黏结作用增强。

为更清晰地描述预应力束在拉拔过程中的应力情况,图9、10分别给出了预应力束在拉拔力为600 kN时和极限应力状态下的应力云图。

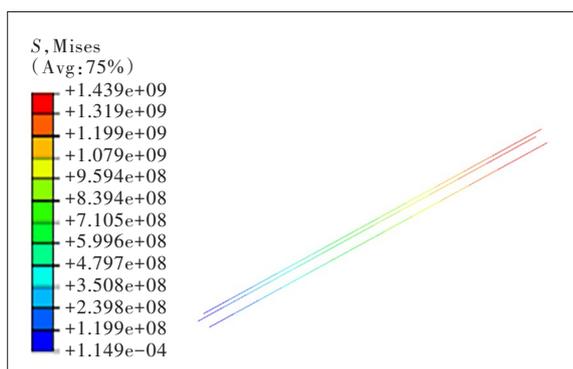
由图9、10可知:各试件预应力束所受的应力在远离拉拔端时较小,靠近拉拔端钢绞线所受应力最



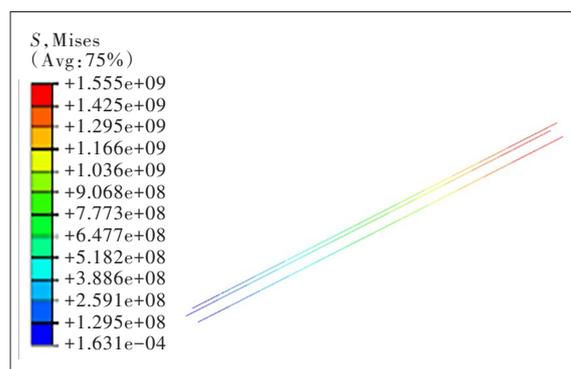
(a) 试件 S2



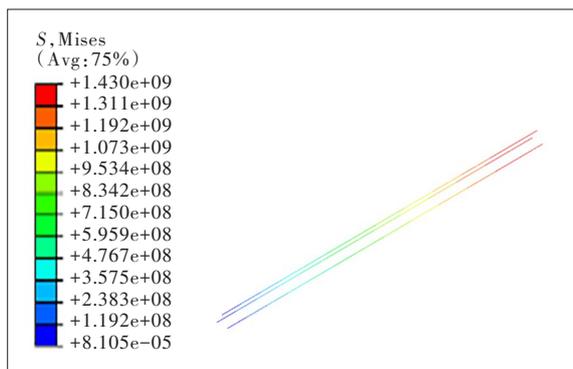
(a) 试件 S2



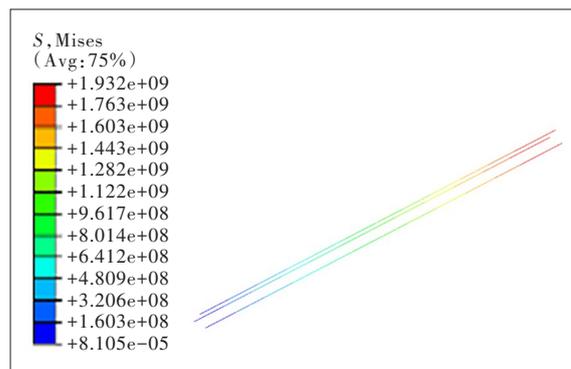
(b) 试件 S3



(b) 试件 S3



(c) 试件 S4



(c) 试件 S4

图 9 600 kN 荷载下混凝土中预应力束应力云图(单位:Pa)

图 10 极限荷载下混凝土中预应力束应力云图(单位:Pa)

大,自由端应力最小。预应力束的应力分布由拉拔端向自由端逐渐减少,由此可见在应力传递过程中发生了应力损失。

### 3 结论

本文对锚固区预应力束断后 PC 构件开展拉拔试验,并基于 Abaqus 进行数值模拟,将计算结果与试验结果进行对比分析,进一步验证混凝土强度与箍筋直径对断后预应力钢束黏结性能的影响。得到主

要结论如下:

(1) 钢绞线黏结破坏始于拉拔端,并向自由端逐渐发展;提高混凝土强度等级和箍筋直径可提高预应力束与混凝土界面间的黏结性能。

(2) 拉拔过程中试件发生了较为明显的应力传递,随着拉拔力的增加,混凝土界面提供的有效黏结长度增加。

(3) 黏结-滑移的数值模拟结果与试验结果变化规律一致,吻合程度较高;混凝土和预应力束应力沿试件拉拔端向自由端折减,应力传递过程中伴随着

应力损失。

本文仅针对混凝土强度和箍筋直径影响下断后预应力钢束的黏结性能开展研究,然而断后预应力束黏结性能的影响因素还有很多,如环境腐蚀、预应力钢筋布置以及数量等,因此仍需开展大量的试验研究。此外,本文仅定性分析了混凝土强度和箍筋约束对断后预应力束黏结行为的影响,如何定量对比分析结果以突出重点并指导工程设计,仍需日后进一步研究。

#### 参考文献:

- [1] ACI 318-08 American Concrete Institute. Building code requirements for structural concrete and commentary[S]. ACI Committee 318,2008.
- [2] European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures-part1:General rules and rules for buildings:EN 1992-1-1[S].2002.
- [3] CSA International.Canadian highway bridge design code[S]. National Standard of Canada CAN/CSA-S6-00,2000.
- [4] 中交公路规划设计院.公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范:JTG D62—2004[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [5] 中国建筑科学研究院.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [6] AL-SULAIMANI G J, KALEEMULLAH M, BASUNBUL I A, et al. Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members[J]. Structural Journal, 1990, 87(2):220-231.
- [7] VIDAL T, CASTEL A, FRANÇOIS R. Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete[J]. Cement and Concrete Research, 2004, 34(1):165-174.
- [8] NÜRNBERGER U. Corrosion induced failure mechanisms of prestressing steel[J]. Materials and Corrosion, 2002, 53(8):591-601.
- [9] 胡钧涛,王太恒,龚玮,等.钢绞线与水泥石体粘结-滑移性能试验研究[J].石河子农学院学报,1990,8(3):1-9.
- [10] KOSE M M, BURKETT W R. Formulation of new development length equation for 0.6 in prestressing strand [J].PCI Journal, 2005, 50(5):96-105.
- [11] 李富民,袁迎曙.腐蚀钢绞线与混凝土的长期粘结蠕变性能试验研究[J].工业建筑,2012,42(2):70-73,18.
- [12] 王磊,易驹,张旭辉,等.钢绞线沿粘结长度的粘结应力分析[J].交通科学与工程,2015,31(3):67-72.
- [13] DANG C N, MURRAY C D, FLOYD R W, et al. Analysis of bond stress distribution for prestressing strand by standard test for strand bond[J]. Engineering Structures, 2014, 72: 152-159.
- [14] MARTÍ-VARGAS J R, SERNA P, HALE W M. Strand bond performance in prestressed concrete accounting for bond slip[J]. Engineering Structures, 2013, 51:236-244.
- [15] MARTÍ-VARGAS J R, SERNA P, NAVARRO-GREGORI J, et al. Bond of 13 mm prestressing steel strands in pretensioned concrete members[J]. Engineering Structures, 2012, 41:403-412.
- [16] MARTÍ-VARGAS J R, HALE W M, GARCÍA-TAENGUA E, et al. Slip distribution model along the anchorage length of prestressing strands[J]. Engineering Structures, 2014, 59: 674-685.
- [17] MARTÍ-VARGAS J R, CARO L A, SERNA P. Experimental technique for measuring the long-term transfer length in prestressed concrete[J]. Strain, 2013, 49(2):125-134.
- [18] 李晓芬,刘立新,张慧鹏.先张法预应力钢绞线锚固长度试验研究[J].建筑结构,2015,45(15):102-105,92.
- [19] ZGHAYAR E E, HABER Z B, MACKIE K R, et al. Secondary anchorage in post-tensioned bridge systems[J]. ACI Structural Journal, 2013, 110(4):629-638.