

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220504004

# 复式钢管混凝土柱装配式连接锚固性能试验研究\*

范光明<sup>1,2</sup>, 王卫华<sup>1,2</sup>, 徐哲人<sup>1,2</sup>, 蔡敏伟<sup>3</sup>

(1. 华侨大学土木工程学院, 福建 厦门 361021; 2. 厦门市抗火综合防灾工程技术研究中心, 福建 厦门 361021;  
3. 福建省建筑科学研究院有限责任公司, 福建 福州 350100)

**摘要:** 预制混凝土构件通常采用先拼接后灌浆的连接方式, 一旦灌浆不密实, 将存在严重安全隐患。为了解决装配式复式钢管混凝土结构的连接问题, 探索更方便可靠的连接方式, 将先灌浆后插筋的连接方式运用到装配式复式钢管混凝土柱的连接中, 系统研究了该连接方式下装配式复式钢管混凝土柱中的钢筋锚固性能和锚固长度。并通过设计制作36个复式钢管混凝土柱的灌浆插筋锚固试件, 采用拉拔试验方法研究了钢筋直径、位置、锚固长度、预制孔形式及直径、灌浆料强度、混凝土强度7个影响因素对浆锚钢筋在复式钢管混凝土柱中的锚固性能影响。研究表明:(1)试件的典型破坏形式包括钢筋未屈服拔出、钢筋受拉屈服拔出、钢筋拉断三种形式, 主要发生钢筋屈服后试件破坏, 锚固性能良好;(2)浆锚钢筋在灌浆料中的受力过程主要分为四个阶段:弹性阶段、屈服阶段、强化阶段和破坏阶段;(3)预制孔直径、混凝土强度、灌浆料强度越大, 锚固钢筋锚固性能越好;(4)角部浆锚钢筋的极限承载力和极限黏结应力均比中部浆锚钢筋大;(5)复合钢管混凝土柱装配式连接的锚固长度建议根据《混凝土结构设计规范》进行计算确定, 且预制孔直径不小于 $2d$ , 且不宜小于32 mm。

**关键词:** 复式钢管混凝土柱; 锚固性能; 拉拔试验; 灌浆插筋; 黏结应力

**中图分类号:** TU398.9; TU317.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)06-1331-15

## Experimental Study on Anchorage Performance of Fabricated Connection of Composite-sectioned Concrete-filled Steel Tubular Column

FAN Guangming<sup>1,2</sup>, WANG Weihua<sup>1,2\*</sup>, XU Zheren<sup>1,2</sup>, CAI Minwei<sup>3</sup>

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. Xiamen Engineering Research Center for Fire Resistance and Disaster Prevention, Xiamen 361021, China;

3. Fujian Academy of Architectural Sciences Co., Ltd., Fuzhou 350100, China)

**Abstract:** The traditional prefabricated RC structures were anchored by cement injection, but incomplete grouting posed significant safety risks. In order to solve the connection problem of the assembled composite-sectioned concrete-filled steel tubular (CS-CFST) structure and explore a more convenient and reliable connection mode, this paper applied the connection mode of grouting first and then inserting reinforcement to connect the assembled CS-CFST columns, and systematically studied the anchorage performance of the reinforcement in the assembled CS-CFST columns under this connection mode. By designing 36 groups of grouting before inserted rebar anchorage specimens of CS-CFST col-

\* 收稿日期:2022-05-04;修回日期:2022-06-27

基金项目:国家自然科学基金项目(51208217)、福建省自然科学基金项目(2014J01195)、泉州市科技计划项目(2017T002)资助

作者简介:范光明(1992—),男,硕士研究生。主要从事结构抗火方面的研究。E-mail:786176841@qq.com

通讯作者:王卫华(1980—),男,副教授,硕导,博士。主要从事组合结构与抗火性能研究。E-mail:whwang@hqu.edu.cn

umns and using pull-out test method, the influence of seven factors on the anchorage performance of the grout anchored steel bars in the CS-CFST columns were systematically studied, including rebar diameter, position and rebar anchorage length, prefabricated hole form and diameter, grouting material strength and concrete strength. The results show that: (1) Three typical failure modes are identified, including the inserted rebar being pull out without yielding, the inserted rebar being pull out after yielding, and the tensile rupture of the inserted rebar. (2) The stress process of mortar anchor reinforcement in grouting material is mainly divided into four stages: elastic stage, yield stage, strengthening stage and failure stage. (3) The anchorage performance improves with larger prefabricated hole diameters and stronger grouting material and concrete. (4) The ultimate bearing capacity and ultimate bond stress of the anchored rebar in the corner are larger than those in the middle of the steel side; (5) The anchorage length of the fabricated connection of concrete filled steel tubular composite column is recommended to be determined according to GB50010-2010, and the diameter of the prefabricated holes is more than 2 times of the inserted rebar diameter, and no less than 32mm.

**Keywords:** composite-sectioned concrete-filled steel tubular column; anchorage performance; put-out test; grouting before inserted rebar; bond stress

## 0 引言

钢-混凝土组合结构是土木工程中主要的组合结构形式<sup>[1]</sup>,在建筑工程和桥梁工程中有着广泛的应用<sup>[2-3]</sup>,复式钢管混凝土结构就是其中一种,该类型结构采用内外双层钢管约束钢管内混凝土(图1),不仅具有承载力高、延性好、抗震性能和耐火性能好等特点<sup>[4]</sup>,即使外钢管在受到地震、撞击等因素发生破坏后,内钢管混凝土仍可为结构继续提供承载能力<sup>[5-6]</sup>,而且还兼备施工方便、外形美观等优点,若外钢管采用薄壁不锈钢,还可以有效抵抗恶劣的自然环境侵蚀。



图1 复式钢管混凝土截面

Fig.1 Concrete filled steel tubular composite columns section

对于预制装配式建筑结构,其连接问题是必须解决的关键问题之一。目前,装配式结构中常用的连接方式主要有插筋连接、浆锚连接、搭接连接、套筒连接、螺栓连接等形式<sup>[7-8]</sup>。不同的连接方式在预制装配式结构中的适用性和经济效益有所区别,马军卫等<sup>[9]</sup>研究了钢筋约束浆锚连接在预制装配式剪力墙中的连接性能,结果表明该方式不仅施工

方便而且连接可靠。王东辉等<sup>[10]</sup>对水泥灌浆套筒连接接头进行了拉伸承载力试验,发现水泥灌浆套筒连接接头符合规范要求。李锐等<sup>[11]</sup>、章一萍等<sup>[12]</sup>对钢筋套筒灌浆连接的预制混凝土柱力学性能进行试验,预制混凝土柱的位移延性、耗能能力和承载力均与现浇柱接近,且水平连接缝处有足够的抗剪强度,采用套筒连接的预制钢筋混凝土短柱可以按照现浇短柱的规范进行设计。姜洪斌等<sup>[13-14]</sup>设计了预制混凝土结构插入式预留孔灌浆钢筋锚固拉拔试件与搭接试件,考虑钢筋直径、混凝土强度、锚固与搭接长度等影响因素,进行了连续加荷拉拔试验与单向拉伸试验,研究基本锚固长度与搭接连接的破坏模式等因素的影响规律,给出了合理的搭接长度为 $0.8l_a$ 。余琼等<sup>[15]</sup>进行了27个带肋钢筋-灌浆料构件的拉拔试验,给出了典型的黏结-滑移曲线,提出灌浆料黏结应力-滑移关系式。郑建岚等<sup>[16]</sup>进行了自密实混凝土中钢筋锚固性能试验研究。

对于装配式复式钢管混凝土柱而言,其连接的关键问题在于施工中内钢管焊接困难,结构的上下段难以传递全部拉力。对于常用的浆锚和套筒连接等连接方式均是先将钢筋插入预制孔,然后再灌注高强灌浆料,在实际工程中,一旦注浆孔或预制孔出现堵塞,将形成灌浆空洞等质量缺陷。因此,本文采用先灌浆再插入钢筋的拼接方式进行复式钢管混凝土柱的连接。事先在柱端预埋连接钢筋,

拼装时先在下段柱的预制孔中注浆,然后再插入上段柱的连接钢筋,利用钢筋的插入将预制孔内的灌浆料挤密充满。通过锚固钢筋来代替接缝处的内钢管传递拉力,该连接方式相对于其他连接方式更简便高效,但相关研究成果尚少,连接方式中的钢筋锚固性能及锚固长度有待进一步明确。

本文的主要研究内容为:(1)在复式钢管混凝土构件中采用先注浆再插入插筋的连接方式(图2)进行钢筋锚固,研究试件中浆锚钢筋的锚固性能及影响因素;(2)提出适用于复式钢管混凝土柱的锚固长度计算公式及其建议锚固长度。为此,设计制作了36个装配式复式钢管混凝土柱试件,系统分析不同钢筋直径、钢筋不同分布位置、预制孔样式及直径、灌浆料强度、混凝土强度、锚固长度等因素对浆锚钢筋锚固性能的影响规律,并以此作为复式钢管混凝土柱中浆锚钢筋锚固长度的理论分析依据,给出了锚固长度计算公式和建议锚固长度。

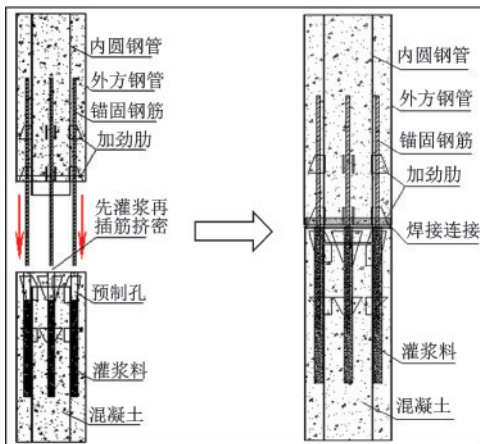


图2 先灌浆后插筋连接方式

Fig.2 Connection method of grouting before inserting rebar

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计及制作

设计36个复式钢管混凝土柱的灌浆插筋试件,外钢管采用方形奥氏体304不锈钢,内钢管采用普通碳素圆钢管。试件方钢管由钢板弯折槽型焊接而成,截面尺寸均为250 mm×250 mm,高度600 mm,壁厚 $t_1=1.92$  mm,内钢管采用普通Q235碳素圆钢管,壁厚 $t_2=2.96$  mm,内钢管直径 $D=140$  mm。每个试件共设置8根浆锚钢筋,其中四根为主浆锚钢

筋,进行锚固性能的影响因素分析,剩余四根为辅浆锚钢筋,作为补充试验。

试件根据研究对象不同分为A~G组:A~C组变量为锚固长度、钢筋位置和钢筋直径;D~F组分别与B组进行对比,其中D组变量为预制孔样式,E组变量为灌浆料强度,F组变量为混凝土强度;G组与E组进行对比,其变量为预制孔直径。此外,每组根据主浆锚钢筋位置的不同分为C和M两类,其中C类为角部浆锚钢筋为主浆锚钢筋的试件,中部钢筋为辅浆锚钢筋,M类为中部浆锚钢筋为主浆锚钢筋的试件,角部钢筋为辅浆锚钢筋,共36个试件,其研究参数有:钢筋直径、钢筋位置、锚固长度、预制孔样式、灌浆料强度、混凝土强度、预制孔直径。试验的主要参数见表1。以试件编号“A1-C/M”为例,A1表示试件的组编号,1为该组试件中的第一种锚固长度试件,C、M为该组试件中浆锚钢筋的两类分布位置,C为角部,M为中部。试验过程中待主浆锚钢筋拉拔结束后,进行辅浆锚钢筋的拉拔。

根据钢筋与内钢管等截面换算的原则,依据下式进行钢筋数量计算:

$$\text{圆钢管极限抗拉承载力: } N_{t1} = A_{s1} \cdot f_{y1} \quad (1)$$

$$\text{单根钢筋极限抗拉承载力: } N_t^b = A_{sb} \cdot f_{yb} \quad (2)$$

$$\text{所需钢筋的数量: } n = N_{t1} / N_t^b \quad (3)$$

式中, $N_{t1}$ 、 $N_t^b$ 分别为圆钢管、单根钢筋的极限抗拉承载力,kN; $A_{s1}$ 、 $A_{sb}$ 分别为圆钢管、单根钢筋的截面面积, $\text{mm}^2$ ; $f_{y1}$ 、 $f_{yb}$ 分别为圆钢管、钢筋的抗拉屈服强度,MPa。

采用PVC管和波纹管制作芯模管,将其作为预制孔模板,并利用特制的双层模板固定在外钢管上(图3),在混凝土初凝后将芯模管旋出形成预制孔,试件截面灌浆孔分布如图4所示。

预制孔预制完成后,按比例调配灌浆料,经过多次对比试验,最终采用CGM-3型超细灌浆料,可以保证钢筋顺利插入灌浆料。插筋前将灌浆料灌入预制孔中,后将钢筋插入预制孔的灌浆料中,深入到设计锚固长度后,保持竖直,待灌浆料初凝后养护28天,完成浆锚插筋试件制作,如图5所示。

### 1.2 材料特性

依据规范《普通混凝土配合比设计规程》<sup>[17]</sup>进行试配,混凝土设计强度等级为C40,混凝土的28

表1 试件设计参数  
Table 1 Design parameters of specimens

| 试件编号 | $f_{cu1}/\text{MPa}$ | $f_{cu2}/\text{MPa}$ | $L/\text{mm}$ | $R/\text{mm}$ | $GR/\text{mm}$ | GS | $P_y/\text{kN}$ | $P_u/\text{kN}$ | $\tau_u/\text{MPa}$ | 破坏形态 | 研究对象             |
|------|----------------------|----------------------|---------------|---------------|----------------|----|-----------------|-----------------|---------------------|------|------------------|
| A1-C | 45.0                 | 46.85                | 21d           | Φ14           | 32             | W  | 69.80           | 80.4            | 6.10                | II   | 钢筋直径/钢筋位置/锚固长度   |
| A1-M |                      |                      |               |               |                |    | —               | 62.8            | 4.76                | I    |                  |
| A2-C | 45.0                 | 46.85                | 27d           | Φ14           | 32             | W  | 67.50           | 90.8            | (5.43)              | III  |                  |
| A2-M |                      |                      |               |               |                |    | 67.90           | 89.7            | (5.37)              | III  |                  |
| B1-C | 45.0                 | 46.85                | 16d           | Φ16           | 32             | W  | —               | 81.0            | 5.40                | I    |                  |
| B1-M |                      |                      |               |               |                |    | —               | 79.65           | 4.82                | I    |                  |
| B2-C | 45.0                 | 46.85                | 22d           | Φ16           | 32             | W  | 93.19           | 116.2           | 6.61                | II   |                  |
| B2-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.03           | 114.8           | 6.53                | II   |                  |
| B3-C | 45.0                 | 46.85                | 28d           | Φ16           | 32             | W  | 91.50           | 119.7           | (5.41)              | III  |                  |
| B3-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.50           | 118.7           | (5.37)              | III  |                  |
| C1-C | 45.0                 | 65.68                | 16d           | Φ20           | 32             | W  | 133.70          | 153.5           | 7.64                | II   |                  |
| C1-M |                      |                      |               |               |                |    | 132.40          | 147.7           | 7.35                | II   |                  |
| C2-C | 45.0                 | 65.68                | 22d           | Φ20           | 32             | W  | 132.90          | 158.8           | 5.88                | II   |                  |
| C2-M |                      |                      |               |               |                |    | 132.30          | 157.4           | 5.83                | II   |                  |
| C3-C | 45.0                 | 65.68                | 27d           | Φ20           | 32             | W  | 133.30          | 171.6           | (5.06)              | III  |                  |
| C3-M |                      |                      |               |               |                |    | 132.20          | 168.4           | (4.97)              | III  |                  |
| D1-C | 45.0                 | 46.85                | 22d           | Φ16           | 32             | C  | 89.77           | 117.0           | 6.65                | II   | 预制孔样式<br>(与B组对比) |
| D1-M |                      |                      |               |               |                |    | 89.69           | 115.0           | 6.54                | II   |                  |
| D2-C | 45.0                 | 46.85                | 28d           | Φ16           | 32             | C  | 90.94           | 121.8           | (5.51)              | III  |                  |
| D2-M |                      |                      |               |               |                |    | 90.85           | 120.0           | (5.43)              | III  |                  |
| E1-C | 45.0                 | 65.68                | 16d           | Φ16           | 32             | W  | 89.93           | 111.1           | 8.51                | II   | 灌浆料强度<br>(与B组对比) |
| E1-M |                      |                      |               |               |                |    | 89.18           | 110.8           | 8.48                | II   |                  |
| E2-C | 45.0                 | 65.68                | 22d           | Φ16           | 32             | W  | 90.03           | 116.1           | 6.60                | II   |                  |
| E2-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.31           | 115.5           | 6.57                | II   |                  |
| E3-C | 45.0                 | 65.68                | 28d           | Φ16           | 32             | W  | 91.93           | 120.1           | (5.43)              | III  |                  |
| E3-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.49           | 119.0           | (5.38)              | III  |                  |
| F1-C | 72.9                 | 46.85                | 19d           | Φ16           | 32             | W  | 92.08           | 120.3           | (7.98)              | III  | 混凝土强度<br>(与B组对比) |
| F1-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.05           | 119.9           | (7.96)              | III  |                  |
| F2-C | 72.9                 | 46.85                | 23d           | Φ16           | 32             | W  | 91.80           | 122.5           | (6.59)              | III  |                  |
| F2-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.93           | 121.6           | (6.54)              | III  |                  |
| G1-C | 45.0                 | 65.68                | 16d           | Φ16           | 48             | W  | 89.71           | 117.2           | 8.97                | II   | 预制孔直径<br>(与E组对比) |
| G1-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.57           | 115.4           | 8.83                | II   |                  |
| G2-C | 45.0                 | 65.68                | 22d           | Φ16           | 48             | W  | 92.68           | 119.3           | 6.78                | II   |                  |
| G2-M |                      |                      |               |               |                |    | 91.99           | 118.5           | 6.74                | II   |                  |
| G3-C | 45.0                 | 65.68                | 28d           | Φ16           | 48             | W  | 93.92           | 122.8           | (5.56)              | III  |                  |
| G3-M |                      |                      |               |               |                |    | 93.93           | 121.9           | (5.51)              | III  |                  |

注： $f_{cu1}$ 为试验时实测混凝土立方体抗压强度； $f_{cu2}$ 为实测灌浆料立方体抗压强度； $L$ 为插筋锚固长度； $R$ 为插筋直径； $GR$ 为灌浆孔直径； $GS$ 为灌浆孔形式； $P_y$ 为试件加载过程中出现的屈服平台时施加于试件上的荷载，取屈服平台段的特征值作为 $P_y$ 值； $P_u$ 为试件中浆锚钢筋达到破坏时的荷载，破坏现象中I、II、III分别代表钢筋未屈服拔出、钢筋受拉屈服拔出和钢筋拉断； $\tau_u$ 为浆锚钢筋的黏结强度， $\tau_u=P_u/(\pi \cdot d \cdot l_a)$ ； $d$ 为浆锚钢筋直径； $l_a$ 为浆锚钢筋锚固长度，试验误差± $d$ 。对于钢筋拉断试件，由于浆锚钢筋拉断时浆锚钢筋与混凝土间没有发生黏结破坏，故这类钢筋在拉断时的黏结应力为平均黏结应力，为了与黏结强度进行区分，表中用括号做区分

天立方体抗压强度见表2。

灌浆料依据《水泥基灌浆料应用技术规范》<sup>[18]</sup>

相关规定进行材料性能试验，试验前每组制作3个(40×40×160)mm的试块，利用电液式抗折试验机



图3 试件制作

Fig.3 Specimen production

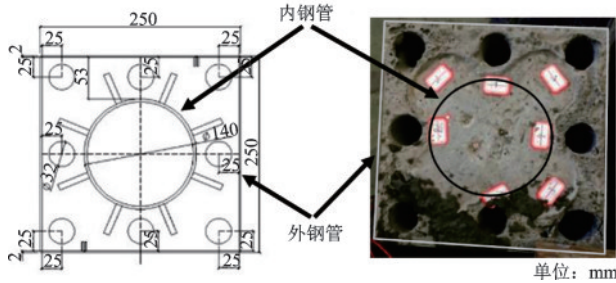


图4 预制孔分布

Fig.4 Distribution pattern of prefabricated holes

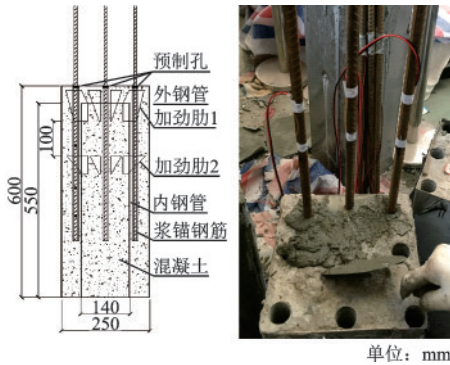


图5 浆锚插筋试件制作

Fig.5 Production of specimen

和万能试验机进行测试,灌浆料材料性能结果见表3。

试验采用直径为14、16、20 mm的HRB400钢筋,测试过程按照国家标准《金属材料拉伸试验第1部分:室温试验方法》<sup>[19]</sup>的相关规定进行,钢材材性实测值见表4。

表2 混凝土力学性能

Table 2 Mechanical properties of concrete

单位:MPa

| 混凝土强度 | $f_{cu1,28d}$ | $f_{cu1}$ |
|-------|---------------|-----------|
| C40   | 41.5          | 45.0      |
| C60   | 63.2          | 72.9      |

注: $f_{cu1,28d}$ 为混凝土养护28天后实测混凝土立方体抗压强度; $f_{cu1}$ 为混凝土试验前实测混凝土立方体抗压强度

表3 灌浆料力学性能

Table 3 Mechanical properties of grouting materials

单位:MPa

| 水灰比/% | 抗折强度平均值 | 抗压强度平均值 |
|-------|---------|---------|
| 12    | 7.99    | 65.68   |
| 15    | 7.26    | 46.85   |

### 1.3 试验加载及测量

试验加载仪器采用200 kN中空液压千斤顶,试验加载装置及示意如图6(a)所示,在加载钢筋的顶部和试件混凝土顶面上各设置了一个位移计,如图6(b)所示,沿试件长度设置3个应变片,分别设置在钢筋距试件混凝土顶面以下的混凝土内 $0.38L_a$ 、 $0.65L_a$ 、 $0.85L_a$  ( $L_a$ 为浆锚钢筋的锚固长度)处,如图6(c)所示。正式加载前,试件通过螺杆压梁固定于地锚反力架中,压力传感器固定在拉拔钢筋上,并放置于加载钢梁上,钢梁通过钢垫块调整水平,确保千斤顶垂直加载。钢筋拉拔试验采用单向拉伸方案,连续匀速加载方式加载,直至试件破坏,试验过程连续记录荷载和应变数值。试验测量内容:加载端钢筋的拉拔力、钢筋的伸长量、试件混凝土顶面的位移、钢筋埋置部位的应变,其中液压千斤顶拉拔荷载、位移计、应变片的数据由计算机通过3 816 N静态应变测试系统进行自动采集。

表4 钢材力学性能

Table 4 Mechanical properties of steel

| 钢材类型 | $B(D/R)/mm$ | $t_1(t_2)/mm$ | $f_y/MPa$ | $E_s/GPa$ | $f_u/MPa$ | $\epsilon_{s,y}/\times 10^{-3}$ | $\mu_y$ |
|------|-------------|---------------|-----------|-----------|-----------|---------------------------------|---------|
| 方钢管  | 250         | 1.92          | 308.3     | 198.8     | 664.9     | 1.85                            | 0.464   |
| 圆钢管  | 140         | 2.96          | 316.3     | 204.6     | 416.3     | 1.79                            | 0.760   |
| 钢筋   | $\Phi 14$   | —             | 445.4     | 180.89    | 603.4     | 2.46                            | 0.738   |
|      | $\Phi 16$   | —             | 451.5     | 172.53    | 602.1     | 2.62                            | 0.750   |
|      | $\Phi 20$   | —             | 428.5     | 156.02    | 561.6     | 2.75                            | 0.763   |

注: $B$ 为方形不锈钢管边长; $D$ 为圆钢管直径; $R$ 为钢筋直径; $t_1$ 、 $t_2$ 分别方钢管、圆钢管壁厚; $f_y$ 为屈服强度; $f_u$ 为极限抗拉强度; $E_s$ 为钢材的弹性模量; $\epsilon_{s,y}$ 为钢材的屈服应变; $\mu_y$ 为钢材的屈强比

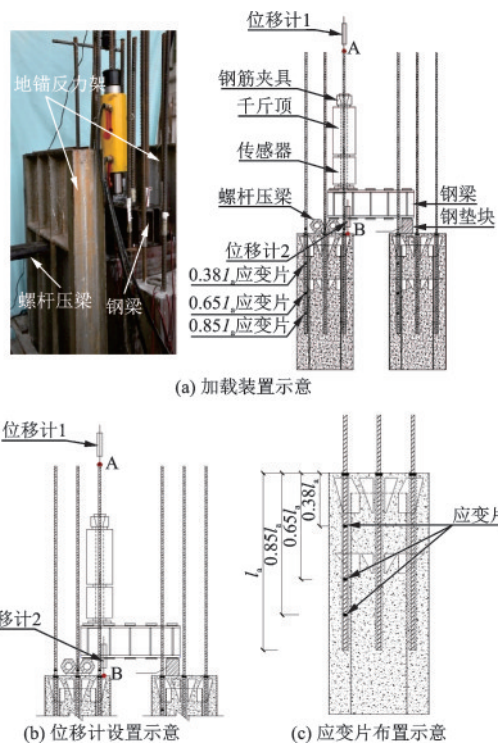


图6 加载装置及测点布置

Fig.6 Loading setup for specimens and position of measuring points

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试验破坏形态

对36个试件中的浆锚钢筋进行拉拔试验,由表1可知,破坏形态主要包括钢筋未屈服拔出、钢筋受拉屈服拔出、钢筋拉断三种。

(1)钢筋未屈服拔出:当钢筋锚固长度较短时,如B1-C和B1-M试件,其钢筋直径为16mm,混凝土强度为C40,锚固长度为 $16d$ ,由于锚固长度不足,锚固黏结力不足,加载过程中随着荷载增大,钢筋在未屈服前,由于周边混凝土出现贯通裂纹,钢筋与灌浆料胶结界面先发生黏结破坏,产生相对滑移,钢筋被拔出,破坏形态如图7(a)所示。

(2)钢筋受拉屈服拔出:当浆锚钢筋具有相对足够的锚固长度时,如B2-C、B2-M试件,其锚固长度为 $22d$ ,钢筋先达到屈服强度,此时钢筋还未被拔出,表面未出现裂纹;随荷载增大,浆锚钢筋逐渐进入强化阶段,浆锚钢筋周围混凝土出现开裂并开展成十字型,在浆锚钢筋进入强化阶段后期,钢筋与

灌浆料胶结界面先发生破坏,钢筋与灌浆料间发生相对滑移,承载力下降,钢筋被缓慢拔出,试验结束时混凝土表面受拉凸起,试验后除去表面混凝土碎块,下部混凝土仍保持完整,无明显裂纹产生,破坏形态如图7(b)所示。

(3)钢筋拉断:当锚固长度足够时,如B3-C、B3-M试件,其锚固长度为 $28d$ ,由于锚固长度较长,锚固黏结力足够,试验加载过程中荷载持续增大,混凝土表面未出现明显裂纹,钢筋受拉屈服并最终表现为“颈缩”破坏,浆锚钢筋被拉断,其破坏形态如图7(c)所示。



图7 试件典型破坏形式

Fig.7 Typical failure mode of specimens

### 2.2 试件极限承载能力及延性分析

图8给出了各组试件的荷载( $F$ )—位移( $s$ )关系曲线(位移 $s$ 指浆锚钢筋加载端位移,即图6(b)中A点相对于B点的相对位移)。由图8可知:

(1)除A1-M、B1-C、B1-M试件外,其他试件浆锚钢筋均能加载到钢筋受拉屈服,受拉屈服后仍能承受一定拉力,试件破坏发生在钢筋材性的强化段,说明浆锚钢筋具有良好的锚固性能。此外,试件在荷载 $F$ —位移 $s$ 曲线上有明显屈服台阶,屈服应力与钢筋材性试验屈服强度相接近,表明钢筋能够充分发挥其材性性能,具有一定的延性。

(2)在相同锚固长度下,不同位置的浆锚钢筋荷载( $F$ )—位移( $s$ )曲线变化趋势相接近,但角部浆锚钢筋破坏时的极限荷载均较中部浆锚钢筋略有增大,且黏结滑移量对应有所增大,但两者相差不大,如图8(a)所示。对比图8(a)不同钢筋直径试件的荷载—位移曲线,可以看出,钢筋直径越大其极限承载力越大,而黏结滑移量随之减小。这是由于钢筋直径越大,平均黏结应力越小,钢筋受拉变形和受钢筋挤压的混凝土变形相对减小,其黏结滑移

量也就对应减小。

(3)在其他条件相同时,不同锚固长度的浆锚钢筋荷载( $F$ )—位移( $s$ )曲线变化趋势相似,如试件C1~C3,随着锚固长度增大,钢筋破坏时的极限承载力越接近钢筋材性试验极限强度,其极限承载力也随着锚固长度的增大而增大,黏结滑移量随之对应增大,且锚固长度越长,极限承载力和黏结滑移量的变化越小,如图8(b)所示。这是由于钢筋的锚固长度越长,钢筋与混凝土间的接触面积越大,其极限承载力增大,故钢筋受拉变形和受钢筋挤压的混凝土变形增大,黏结滑移量对应增大,但随着锚固长度的增大,平均黏结应力减小,单位长度的钢筋受拉变形和受钢筋挤压的混凝土变形相对减小,故其黏结滑移的增量减小。

(4)直径16 mm,锚固长度为 $16d$ 时,预制孔样式为螺纹孔的浆锚钢筋(试件B1-C、B1-M)与光圆孔的浆锚钢筋(试件D1-C、D1-M)极限承载力和黏结滑移量相对接近,且浆锚钢筋均未发生预制孔中灌浆料与混凝土出现黏结破坏现象,对比两种试件的极限承载力,两者相差不大,预制孔样式对浆锚钢筋的极限承载力和延性影响较小,如图8(c)所示。

(4)直径16 mm,当锚固长度为 $16d$ 时,灌浆料强度为C45的浆锚钢筋(试件B1-C、B1-M)发生钢筋未屈服拔出,灌浆料强度为C65的浆锚钢筋(试件

E1-C、E1-M)发生钢筋屈服受拉拔出。当锚固长度大于 $22d$ 时,浆锚钢筋的极限承载力和黏结位移随灌浆料强度的增大变化不大,变化趋势也基本相同,故灌浆料强度对锚固良好的浆锚钢筋的极限承载力和延性影响较小,如图8(d)所示。

(5)直径16 mm,锚固长度为 $22d$ 时,混凝土强度为C40的浆锚钢筋(试件B1-C、B1-M)发生钢筋受拉屈服后破坏,混凝土强度为C60的浆锚钢筋(试件F1-C、F1-M)发生钢筋拉断,其极限承载力和黏结位移随着混凝土强度增大呈现增大的趋势,如图8(e)所示。这是由于混凝土强度越大,灌浆料对浆锚钢筋的握裹力越大,钢筋与灌浆料间的平均黏结应力增大,其极限承载力增大,从而使得钢筋受拉变形和受钢筋挤压的混凝土变形相对增大,故其黏结滑移量对应增大。

(6)直径16 mm,锚固长度大于 $22d$ 时,预制孔直径为32 mm的浆锚钢筋(试件E2/3-C、E2/3-M)与预制孔直径为48 mm的浆锚钢筋(试件G2/3-C、G2/3-M)极限承载力相差不大,随着预制孔直径的增大,其黏结滑移量对应略有增大,但两者相差不大,故预制孔直径对浆锚钢筋的极限承载力和延性有相对较小的影响,如图8(f)所示。

综上所述,钢筋直径、锚固长度、混凝土强度对浆锚钢筋的极限承载力和延性影响较大,而钢筋位置、灌浆料强度、预制孔直径的影响较小。

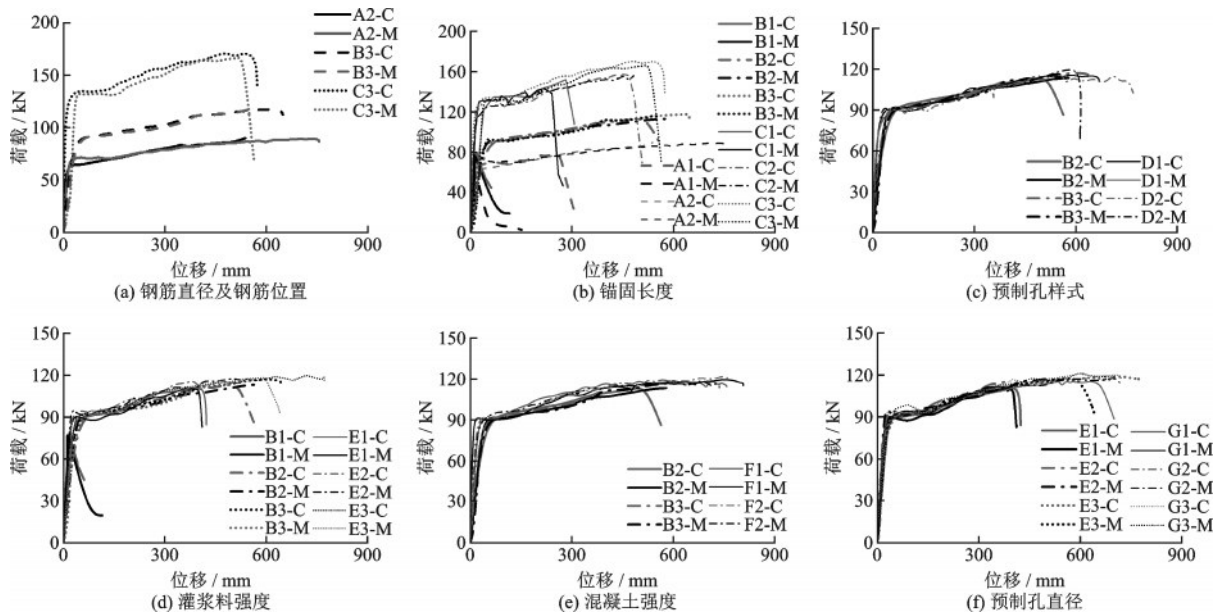


图8 荷载 $F$ —位移 $s$ 曲线对比图

Fig.8 Curves of  $F$ — $s$  comparison diagram

### 3 锚固性能影响因素分析

为分析各参数对浆锚钢筋锚固性能的影响大小,利用浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度两个指标,分析各影响因素对浆锚钢筋锚固性能的影响。

#### 3.1 钢筋直径

通过A~C组研究钢筋直径对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,取不同钢筋直径下的最大锚固长度的试件进行对比分析,如图9、10所示。由表1可知,3组钢筋直径试件的浆锚钢筋均发生钢筋拉断破坏,表现出良好的锚固性能。由图9、10可看出,浆锚钢筋的极限承载力随着钢筋直径的增大而增大,平均黏结应力随钢筋直径的增大而减小,钢筋直径由14 mm增大到20 mm,其极限承载力由89.7 kN增大到171.6 kN,增大了91.3%;平均黏结应力由5.37 MPa减小到4.97 MPa,减小了7.4%。这是由于本文试件采用的是外方内圆混凝土试件,试件外侧有方钢管约束,即使保护层混凝土开裂,

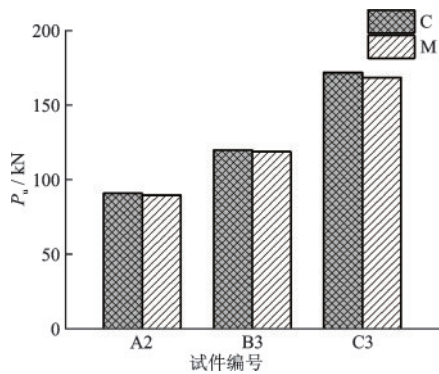


图9 钢筋直径对极限承载力的影响

Fig.9 Influence of reinforcement diameter on ultimate bearing capacity

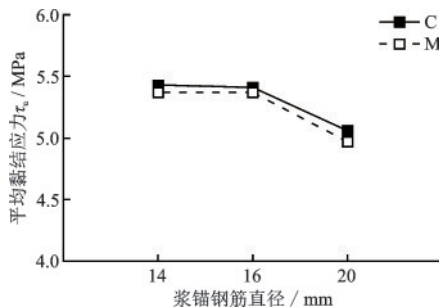


图10 钢筋直径对平均黏结应力的影响

Fig.10 Influence of reinforcement diameter on average bond stress

在外钢管的约束下,试件也不会发生劈裂破坏,且由于试件均发生钢筋拉断破坏,故此时浆锚钢筋的极限承载力取决于钢筋与混凝土之间的接触面积,随着钢筋直径的增大,钢筋与混凝土之间的接触面积增大,故浆锚钢筋所能承受的极限承载力也增大;而浆锚钢筋的黏结强度与相对黏结面积(钢筋截面的周长与截面面积的比值)呈正相关,随着钢筋直径的增大,相对黏结面积减小,故其黏结强度也对应减小。

#### 3.2 钢筋位置

通过对B组和C组共12个试件研究不同浆锚钢筋位置对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,如图11、12所示。由图11、12可知,角部浆锚钢筋承载力和平均黏结应力均大于中部浆锚钢筋,并随着锚固长度的增大,两者的差距缩小。对于中部浆锚钢筋,相邻侧的方钢管壁对混凝土的约束作用较小,而角部位置的两侧钢管对混凝土约束作用较大,使得角部的混凝土对浆锚钢筋的握裹作用略大,从而提高角部浆锚钢筋的锚固性能。随锚固长度增大,平均黏结应力降低,两者差异较小。这是由于浆锚钢筋的平均黏结应力分布不均匀<sup>[20]</sup>,锚固长度较短时,高应力区相对较大,平均黏结应力较大,计算

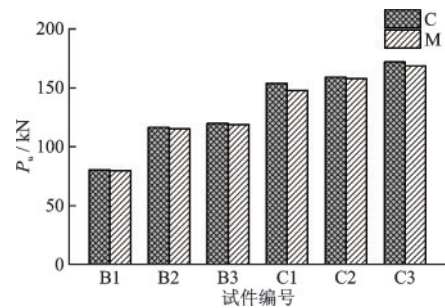


图11 钢筋位置对极限承载力的影响

Fig.11 Influence of steel bar position on ultimate bearing capacity

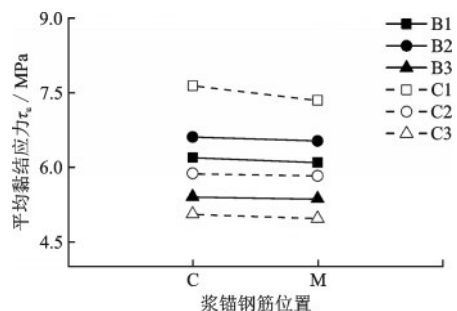


图12 钢筋位置对平均黏结应力的影响

Fig.12 Influence of steel bar position on average bond stress

得到的平均黏结应力较实际黏结应力差异大<sup>[21]</sup>,锚固长度越短,这种差异越显著,使得不同位置的浆锚钢筋平均黏结应力产生的差异也相对增大;锚固长度较长时,高应力区相对较短,平均黏结应力较小,角部和中部平均黏结应力的差异也相应减小。

### 3.3 锚固长度的影响

通过A~C组3组16个试件研究不同锚固长度对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,如图13、14所示。由图13、14和表1可知,直径为14 mm的浆锚钢筋锚固长度为 $21d$ ,直径16 mm的浆锚钢筋锚固长度为 $16d$ 时,浆锚钢筋发生钢筋未屈服拔出破坏,显现出锚固不足的破坏形态;直径为16 mm的浆锚钢筋锚固长度为 $28d$ ,直径为20 mm的浆锚钢筋锚固长度不小于 $22d$ 时,浆锚钢筋发生钢筋拉断破坏,表现出良好的锚固性能。在极限承载力和黏结强度方面,对于锚固性能良好的试件(发生II类、III类破坏的试件),随着锚固长度的增大,浆锚钢筋的承载力逐渐增大,而黏结强度逐渐减小。这类试件中16 mm和20 mm的浆锚钢筋,其极限承载力分别最大增大了3.4%和8.1%,而黏结强度分别最大减小了18.2%和23.0%。这是由于相同直径下,随锚固长度增大,钢筋与灌浆料间的接触面积增大,故其承受的极限承载力也就越大。

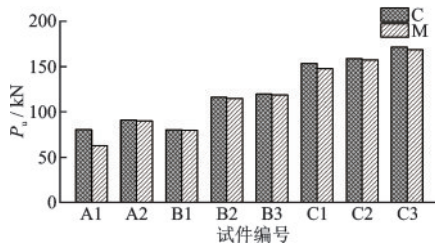


图13 锚固长度对极限承载力的影响

Fig.13 Influence of anchorage length on ultimate bearing capacity

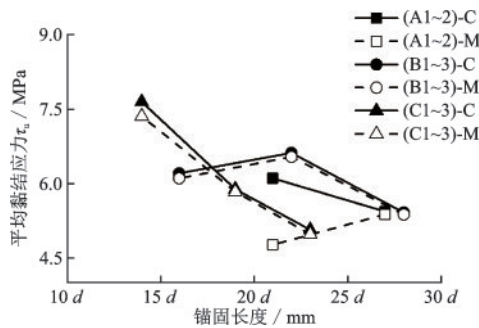


图14 锚固长度对平均黏结应力的影响

Fig.14 Influence of anchorage length on average bond stress

同时随着锚固长度的增大,黏结应力沿浆锚钢筋轴向分布越不均匀,高应力区相对短而窄,浆锚钢筋的平均黏结应力对应随之减小<sup>[22]</sup>。

### 3.4 预制孔形式对锚固性能的影响

通过B和D组对比分析研究不同预制孔样式对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,如图15、16所示。B、D组试件的预制孔样式分别为螺纹孔、光圆孔。由表1可知,在相同条件下,两种预制孔样式的浆锚钢筋均未出现灌浆料被拔出现象,表明灌浆料与混凝土之间的黏结界面保持完好,灌浆料与混凝土之间形成可靠黏结。由图15、16可知,在灌浆料与混凝土界面黏结完好的情况下,预制孔样式对浆锚钢筋的极限承载力和平均黏结强度影响不大。锚固长度为 $28d$ 时,如试件B2与D1,浆锚钢筋发生钢筋拉断;锚固长度为 $22d$ 时,如试件B3与D2,浆锚钢筋破坏的极限承载力均接近钢筋材性破坏的极限抗拉强度,两者显现较小的差异,且随着锚固长度的增大,角部和中部的平均黏结应力变化的影响也相应减小。

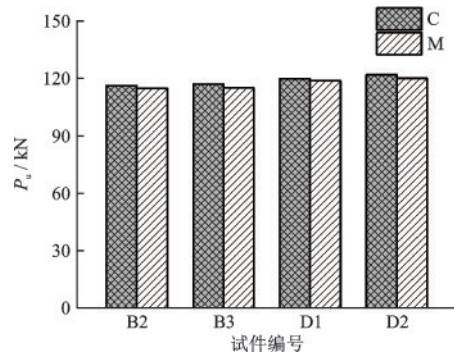


图15 预制孔样式对极限承载力的影响

Fig.15 Influence of precast hole style on ultimate bearing capacity

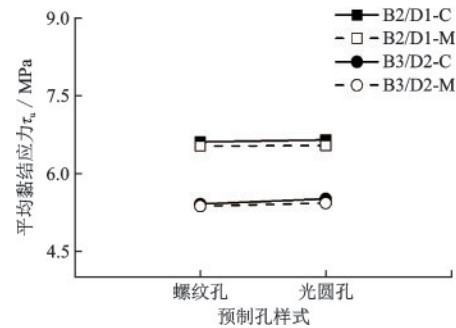


图16 预制孔样式对平均黏结应力的影响

Fig.16 Influence of precast hole style on average bond stress

### 3.5 灌浆料强度对锚固性能的影响

通过B和E组对比分析研究不同灌浆料强度对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,如图17、18所示。B、E组试件的灌浆料强度分别为C45、C65。由图17、18和表1可知,当锚固长度为 $16d$ 时,灌浆料强度C45和C65试件分别发生钢筋未屈服拔出和钢筋受拉屈服拔出,平均黏结应力由 $6.10\text{ MPa}$ (中部)/ $6.20\text{ MPa}$ (角部)增大到 $8.48\text{ MPa}$ (中部)/ $8.51\text{ MPa}$ (角部),分别增大了 $39\%$ 和 $37\%$ ,且随锚固长度的增大,浆锚钢筋的破坏形态由钢筋未屈服拔出转变为外部钢筋拉断;当锚固长度不小于 $22d$ 时,浆锚钢筋均受拉屈服,且当锚固长度为 $28d$ 时,试件发生钢筋拉断。这是由于随灌浆料强度增大,相同体积的灌浆料膨胀变形越大,对浆锚钢筋的握裹力对应增强,使得其平均黏结应力略有增大,但随着灌浆料强度的增大,其影响的程度逐渐减小。

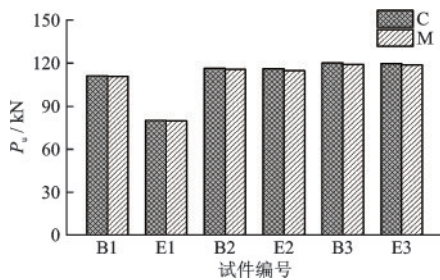


图17 灌浆料强度对极限承载力的影响

Fig.17 Influence of grouting material strength on ultimate bearing capacity

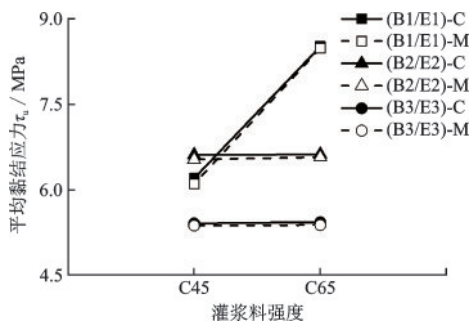


图18 灌浆料强度对平均黏结应力的影响

Fig.18 Influence of grouting material strength on average bond stress

### 3.6 混凝土强度对锚固性能的影响

通过B和F组对比分析研究不同混凝土强度对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,如图

19、20所示。B、F组试件的混凝土强度分别为C40和C60。由图19、20可知,相同情况下,混凝土强度越大,浆锚钢筋的极限承载力和平均黏结力越大。这是由于混凝土的强度增大,浆锚钢筋与混凝土之间的化学黏着力和机械咬合力也对应增大,从而提高了浆锚钢筋的极限承载力;同时,随着混凝土强度的增大,混凝土的抗拉强度对应增大,混凝土的抗劈裂能力<sup>[21-22]</sup>对应增大,从而减缓了试件内部混凝土的内裂,提高了浆锚钢筋的黏结强度。由表1可知,混凝土强度由C40增大到C60,其平均黏结应力由 $6.53\text{ MPa}$ 增大到 $7.96\text{ MPa}$ ,增大了 $21.8\%$ 。

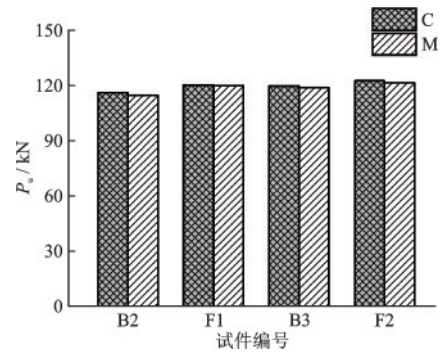


图19 混凝土强度对极限承载力的影响

Fig.19 Influence of concrete strength on ultimate bearing capacity

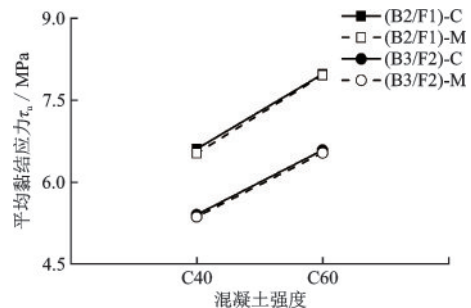


图20 混凝土强度对平均黏结应力的影响

Fig.20 Influence of concrete strength on average bond stress

### 3.7 预制孔直径对锚固性能的影响

通过E和G组对比分析研究不同预制孔直径对浆锚钢筋的极限承载力和黏结强度的影响,如图21、22所示。E、G组试件的预制孔直径分别为 $32\text{ mm}$ ( $2d$ )和 $48\text{ mm}$ ( $3d$ )。由图21、22可知,相同情况下,预制孔直径越大,浆锚钢筋的极限承载力和平均黏结力越大。这是由于随着预制孔直径增大,预制孔内部灌浆料体积增大,灌浆料膨胀量增大,由于混凝土的约束,反过来对浆锚钢筋的握裹

力增大,故其黏结强度也就随着增大。由表1可知,预制孔直径由32 mm增大到48 mm,其平均黏结应力由8.51 MPa增大到8.97 MPa,增大了5.4%。

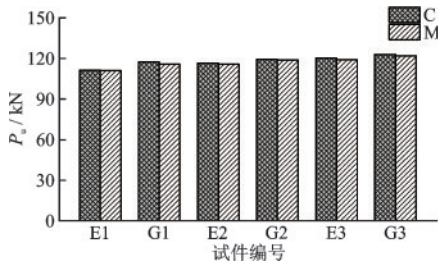


图21 预制孔直径对极限承载力的影响

Fig.21 Influence of precast hole diameters on ultimate bearing capacity

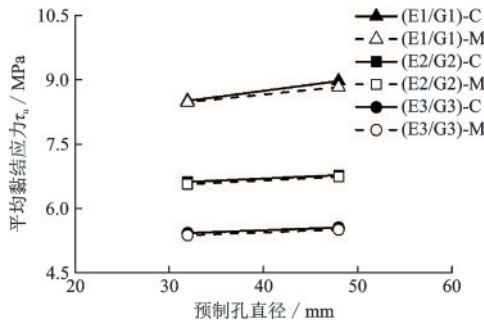


图22 预制孔直径对平均黏结应力的影响

Fig.22 Influence of precast hole diameters on average bond stress

## 4 典型荷载( $F$ )—位移( $s$ )曲线分析及锚固长度取值

### 4.1 典型荷载( $F$ )—位移( $s$ )曲线分析

对浆锚钢筋典型荷载( $F$ )—位移( $s$ )关系曲线和应变( $\epsilon$ )—位移( $s$ )关系曲线的变化过程进行分析,如图23所示,可以将钢筋在灌浆料中的破坏阶段分为4个阶段:

I. 弹性变形阶段:钢筋处于弹性变形阶段,随着应力沿钢筋向锚固端传递,0.38 $l_a$ 处钢筋应力最先变大,之后拉应力向内依次传递,越靠近加载端,拉应力变化速度越快,变化趋势越陡峭,直至外部钢筋进入屈服,此阶段拉应力快速增大,而应变的增长相对较为缓慢。

II. 屈服阶段(外钢筋屈服阶段):随荷载增大,外钢筋进入屈服阶段,钢筋所受应力不增加,此时内部钢筋与混凝土之间受力平衡,达到稳定,混凝土

土内钢筋变形不再增加,内部钢筋应变变化不大,此时外部钢筋应变不断增大,使得钢筋的位移不断增大。

III. 强化阶段(钢筋强化阶段):随着浆锚钢筋进入强化阶段,轴向荷载不断增大,钢筋的应力和应变逐渐增大。由于沿钢筋轴向方向,靠近加载端的黏结应力较大,靠近自由端的黏结应力较小,随荷载增大,黏结应力增大的幅度从加载端向自由端依次降低,即靠近加载端的钢筋黏结应力增长幅度较大,靠近自由端的钢筋黏结应力增幅较小。此阶段沿内部钢筋轴向方向靠近加载端的黏结应力和钢筋应力不断增大,其黏结应力分布越趋向不均匀分布。

IV. 破坏阶段:随着荷载的增大,浆锚钢筋进入强化段后期,浆锚钢筋受到的外荷载达到钢筋极限荷载,发生“颈缩”破坏,承载力下降,浆锚钢筋应变也同时减小。

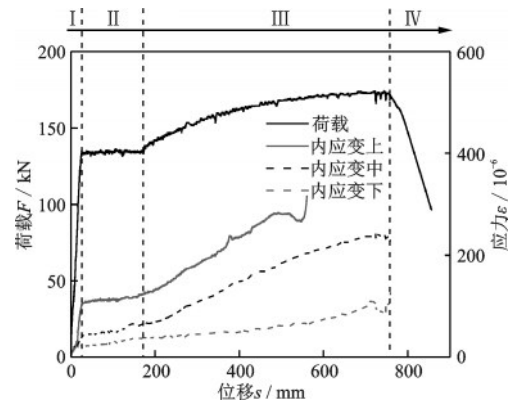


图23 典型试件荷载/应变—位移关系曲线

Fig.23 Typical  $F/\epsilon$ — $s$  curves of tested specimens

### 4.2 黏结强度计算公式

目前,对于钢筋与混凝土之间的黏结强度计算公式一般通过考虑不同影响因素利用半经验半理论的方式给出计算公式。现有的国内外规范中涉及的影响因素通常有混凝土强度、保护层厚度、锚固长度和钢筋直径等<sup>[23]</sup>。通过前文的分析可知,复合钢管混凝土柱浆锚钢筋满足屈服后破坏时,其拔出试件黏结强度主要影响因素为钢筋直径、混凝土强度和锚固长度,参考文献[23-25],采用类似表达式对本文试验数据进行统计回归,得到浆锚钢筋的黏结强度计算公式为:

$$\tau_u = 0.027f_{cu} + 115.177 \frac{d}{l_a} + 0.060 \quad (4)$$

式中,  $\tau_u$  为钢筋与混凝土之间的黏结强度;  $f_{cu}$  为混凝土轴心抗压强度标准值;  $d$  为钢筋直径;  $l_a$  为钢筋的锚固长度。

各试件试验黏结强度  $\tau_{u0}$  与式(4)计算值  $\tau_{u1}$  对比情况见表5。其黏结强度拟合值与试验值的平均比值为1.00, 标准差为  $\sigma=0.387$ 。公式拟合良好。试验数据与拟合曲线的对比如图24所示。

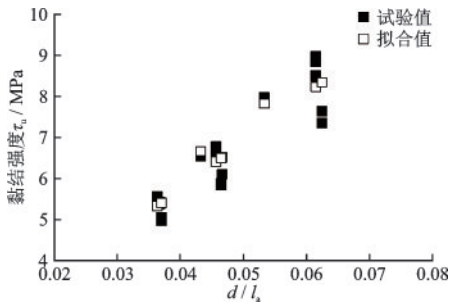


图24 黏结强度拟合值与试验值对比图

Fig.24 Comparison curves of fit values and test values of bonding strength

### 4.3 锚固长度取值

为了确定浆锚钢筋的临界长度  $l_{cr}$ , 取浆锚钢筋与灌浆料之间的黏结应力达到极限黏结应力时, 钢筋刚好拉断的状态为拉断临界状态<sup>[25]</sup>。浆锚钢筋的

锚固力为  $F_u = \tau_u \cdot \pi \cdot d \cdot l_{cr}$ , 钢筋抗拉的极限荷载为  $F_y = f_u \cdot \pi d^2 / 4$ , 则由力的平衡条件得极限状态方程为:

$$4 \left( \frac{l_{cr}}{d} \right) \cdot \tau_u = f_u \quad (5)$$

将式(4)带入到式(5)可得到浆锚钢筋的临界锚固长度公式为:

$$l_{cr} = \frac{f_u - 460.708}{0.108f_{cu} + 0.24} \cdot d \quad (6)$$

式中,  $f_u$  为试验测得的钢筋极限抗拉强度均值, 取为589.03 MPa。

带入式(6)得到C40、C60混凝土的临界锚固长度分别为  $28d$ 、 $19d$ 。由此可知, 当试件锚固长度小于此值时, 试件发生II类破坏, 大于等于此值时, 试件发生III类破坏, 对比由式(6)计算得到的锚固长度与试验锚固长度, 可知各试件由式(6)计算预测的破坏状态与试验破坏状态一致。各试件的试验锚固长度及破坏形态与计算结果对比见表6。

根据《混凝土结构设计规范》<sup>[26]</sup>中对钢筋锚固长度的规定, 受拉钢筋的基本锚固长度计算式为:

$$l_{ab} = \alpha \cdot \left( \frac{f_y}{f_t} \right) \cdot d \quad (7)$$

$$\text{受拉锚固长度计算式为: } l_a = \xi_a \cdot l_{ab} \quad (8)$$

式中,  $\alpha$  为钢筋外形系数, 取为0.14;  $f_y$  为钢筋抗拉强度设计值, 取为360 MPa;  $f_t$  为混凝土轴心抗拉强度

表5 各试件平均黏结强度试验值与计算值对比

Table 5 Comparison of test value and calculated value of average bonding strength of each specimen

| 试件编号 | 试验值 $\tau_{u0}$ /MPa | 计算值 $\tau_{u1}$ /MPa | $\tau_{u0}/\tau_{u1}$ | 试件编号 | 试验值 $\tau_{u0}$ /MPa | 计算值 $\tau_{u1}$ /MPa | $\tau_{u0}/\tau_{u1}$ |
|------|----------------------|----------------------|-----------------------|------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| A1-C | 6.1                  | 6.51                 | 0.94                  | E1-C | 8.51                 | 8.23                 | 1.03                  |
| A2-C | 5.43                 | 5.38                 | 1.01                  | E1-M | 8.48                 | 8.23                 | 1.03                  |
| A2-M | 5.37                 | 5.38                 | 1.00                  | E2-C | 6.6                  | 6.41                 | 1.03                  |
| B2-C | 6.61                 | 6.41                 | 1.03                  | E2-M | 6.57                 | 6.41                 | 1.02                  |
| B2-M | 6.53                 | 6.41                 | 1.02                  | E3-C | 5.43                 | 5.33                 | 1.02                  |
| B3-C | 5.41                 | 5.33                 | 1.02                  | E3-M | 5.38                 | 5.33                 | 1.01                  |
| B3-M | 5.37                 | 5.33                 | 1.01                  | F1-C | 7.98                 | 7.82                 | 1.02                  |
| C1-C | 7.64                 | 8.34                 | 0.92                  | F1-M | 7.96                 | 7.82                 | 1.02                  |
| C1-M | 7.35                 | 8.34                 | 0.88                  | F2-C | 6.59                 | 6.66                 | 0.99                  |
| C2-C | 5.88                 | 6.50                 | 0.90                  | F2-M | 6.54                 | 6.66                 | 0.98                  |
| C2-M | 5.83                 | 6.50                 | 0.90                  | G1-C | 8.97                 | 8.23                 | 1.09                  |
| C3-C | 5.06                 | 5.41                 | 0.94                  | G1-M | 8.83                 | 8.23                 | 1.07                  |
| C3-M | 4.97                 | 5.41                 | 0.92                  | G2-C | 6.78                 | 6.41                 | 1.06                  |
| D1-C | 6.65                 | 6.41                 | 1.04                  | G2-M | 6.74                 | 6.41                 | 1.05                  |
| D1-M | 6.54                 | 6.41                 | 1.02                  | G3-C | 5.56                 | 5.33                 | 1.04                  |
| D2-C | 5.51                 | 5.33                 | 1.03                  | G3-M | 5.51                 | 5.33                 | 1.03                  |
| D2-M | 5.43                 | 5.33                 | 1.02                  |      |                      |                      |                       |

表6 各试件锚固长度及破坏形态试验值与计算值对比  
Table 6 Comparison of test value and calculated value of anchorage length and failure mode of each specimen

| 混凝土强度 | 钢筋直径/mm | 试验锚固长度 | 试验破坏形态 | 按式(6)计算临界锚固长度 | 按临界值区分破坏形态 |
|-------|---------|--------|--------|---------------|------------|
| C40   | 14      | 21d    | II类或I类 | 28d           | II类        |
|       | 14      | 27d    | III类   |               | III类       |
|       | 16      | 16d    | II类或I类 |               | II类        |
|       | 16      | 22d    | II类    |               | II类        |
|       | 16      | 28d    | III类   |               | III类       |
|       | 20      | 16d    | II类    |               | II类        |
|       | 20      | 22d    | II类    |               | II类        |
|       | 20      | 27d    | III类   |               | III类       |
| C60   | 16      | 19d    | III类   | 19d           | III类       |
|       | 16      | 23d    | III类   |               | III类       |

设计值, C40取为 1.71 MPa, C60取为 2.04 MPa;  $\xi_a$  为锚固长度修正系数, 取为 1.10;  $d$  为锚固钢筋直径, mm。由此可得 C40 和 C60 混凝土的浆锚钢筋锚固长度分别为  $32d$ 、 $27d$ 。

胡志坚等<sup>[23]</sup>给出了预制拼装混凝土结构连接钢筋的临界锚固长度计算公式为:

$$l_a = \frac{\sigma_s \cdot d}{4(0.108f_{cu} - 0.344d + 14.84)} \quad (9)$$

式中,  $\sigma_s$  为钢筋极限强度;  $f_{cu}$  为混凝土抗压强度标准值, 并通过临界锚固长度在考虑 1.7 倍的安全系数情况下, 给出了当混凝土强度为 C40 及以上时, 钢筋的锚固长度建议取为  $15d$ 。

山显彬<sup>[24]</sup>给出了带肋钢筋在自密实混凝土中钢筋的锚固长度计算公式为:

$$l_a = 0.102 \cdot \left( \frac{f_y}{f_t} \right) \cdot d \quad (10)$$

式中,  $f_y$  为钢筋抗拉强度设计值, 取为 360 MPa;  $f_t$  为混凝土轴心抗拉强度设计值。从而可得 C40、C60 混凝土的浆锚钢筋锚固长度为  $20d$ 、 $18d$ 。

由此可知, 对于复合钢管混凝土柱进行装配式插筋连接时, 当以钢筋拉断时, 浆锚钢筋发生黏结破坏的锚固长度为临界锚固长度, 钢筋在 C40、C60 混凝土中的临界锚固长度分别为  $28d$ 、 $19d$ 。将本文计算得到的临界锚固长度与《混凝土结构设计规范》<sup>[26]</sup>、文献[23-24]锚固长度计算公式计算得到的

锚固长度进行对比, 见表 7。

表7 不同学者提出的锚固长度建议值对比  
Table 7 Comparison of recommended values of anchorage length proposed by different scholars

| 公式来源                        | 锚固长度    | 本文与其他研究成果的比值 |
|-----------------------------|---------|--------------|
| 本文临界锚固长度                    | C40:28d | —            |
| 计算公式                        | C60:19d |              |
| 《混凝土结构设计规范》 <sup>[26]</sup> | C40:32d | C40:0.875    |
|                             | C60:27d | C60:0.704    |
| 文献[23]                      | C40:15d | C40:1.867    |
|                             | C60:15d | C60:1.267    |
| 文献[24]                      | C40:20d | C40:1.400    |
|                             | C60:18d | C60:1.056    |

由表 7 可以看出本文提出的临界锚固长度计算值与《混凝土结构设计规范》<sup>[26]</sup>中锚固长度接近, 故基于安全考虑, 复合钢管混凝土柱进行装配式插筋连接时, 锚固长度建议根据规范<sup>[26]</sup>中对受力钢筋在混凝土中的锚固长度规定进行确定。

## 5 结论

(1) 试件的典型破坏形式包括: 钢筋未屈服被拔出、钢筋受拉屈服拔出和钢筋拉断, 主要破坏形态为钢筋受拉屈服后的破坏。浆锚钢筋在灌浆芯柱中的受力全过程主要分为弹性阶段、屈服阶段(外钢筋屈服阶段)、强化阶段(钢筋强化阶段)和破坏阶段共 4 个阶段过程。

(2) 角部浆锚钢筋的锚固性能优于中部浆锚钢筋, 并随着浆锚钢筋直径的增大, 两者的锚固性能差异减小; 增大预制孔直径、灌浆料强度、混凝土强度和锚固长度, 减小钢筋直径, 均可提升浆锚钢筋的锚固性能, 其中增大钢筋直径、混凝土强度和锚固长度增幅最为明显。

(3) 根据试验结果, 在实际工程应用中, 建议浆锚钢筋的锚固长度根据《混凝土结构设计规范》<sup>[26]</sup>进行设计确定, 且先灌浆后插筋的预制孔直径建议取钢筋直径 2 倍以上, 且不宜小于 32 mm。

## 参考文献:

- [1] 陈宝春, 牟廷敏, 陈宜言, 等. 我国钢-混凝土组合结构桥梁研究进展及工程应用[J]. 建筑结构学报,

- 2013, 34(增1): 1-10.
- Chen B C, Mu T M, Chen Y Y, et al. State-of-the-art of research and engineering application of steel-concrete composite bridges in China [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34 (Sup 1):1-10.(in Chinese)
- [2] 聂建国,陶慕轩,吴丽丽,等. 钢-混凝土组合结构桥梁研究新进展[J]. *土木工程学报*, 2012, 45(6): 110-122.
- Nie J G, Tao M X, Wu L L, et al. Advances of research on steel-concrete composite bridges [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, 45(6): 110-122. (in Chinese)
- [3] 汪大绥,周建龙. 我国高层建筑钢-混凝土混合结构发展与展望[J]. *建筑结构学报*, 2010, 31(6): 62-70.
- Wang D S, Zhou J L. Development and prospect of hybrid high-rise building structures in China[J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(6):62-70. (in Chinese)
- [4] 赵均海,胡壹,张冬芳,等. 装配式复式钢管混凝土柱-钢梁框架抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2020, 41(8): 88-96.
- Zhao J H, Hu Y, Zhang D F, et al. Experimental investigation on seismic performance of assembled concrete-filled double-skin steel tube-steel beam frames[J]. *Journal of Building Structures*, 2020, 41(8):88-96. (in Chinese)
- [5] 张玉芳,赵均海,张冬芳. 复式钢管混凝土柱-钢梁节点受力机理及承载力[J]. *长安大学学报*, 2015, 35(5): 82-88.
- Zhang Y F, Zhao J H, Zhang D F. Force transference mechanism and bearing capacity of connection between composite CFST column and steel beam[J]. *Journal of Chang'an University*, 2015, 35(5):82-88. (in Chinese)
- [6] 赵均海,胡壹,张冬芳. 装配式复式钢管混凝土柱-梁端连接钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2020, 53(5): 78-88.
- Zhao J H, Hu Y, Zhang D F. Experimental investigation on seismic performance of assembly CFDST frame with beam-connected steel plate shear walls[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2020, 53(5):78-88. (in Chinese)
- [7] 吴涛,刘全威,张磊,等. 预制混凝土构件钢筋约束浆锚连接技术发展展望[J]. *西安建筑科技大学学报(自然科学版)*, 2015, 47(6):776-780.
- Wu T, Liu Q W, Zhang L, et al. Research on constraint grout-filled lap connection for precast concrete [J]. *Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition)*, 2015, 47(6): 776-780. (in Chinese)
- [8] 张伟. 装配整体式混凝土结构钢筋连接技术研究[D]. 西安: 长安大学, 2015.
- Zhang W. The technique study of reinforcement splice in assemble monolithic concrete structure [D]. Xi'an: Chang'an University, 2015. (in Chinese)
- [9] 马军卫,尹万云,刘守城,等. 钢筋约束浆锚搭接连接的试验研究[J]. *建筑结构*, 2015, 45(2):32-35,79.
- Ma J W, Yin W Y, Liu S C, et al. Experimental study on constraint grout-filled lap connection of steel bar[J]. *Building Structure*, 2015, 45(2): 32-35, 79. (in Chinese)
- [10] 王东辉,柳旭东,刘英亮,等. 水泥灌浆料套筒连接接头拉伸极限承载力试验研究[J]. *建筑结构*, 2015, 45(6):21-23.
- Wang D H, Liu X D, Liu Y L, et al. Experimental study on ultimate tensile bearing capacity of cement grouting sleeve connection [J]. *Building Structure*, 2015, 45(6):21-23. (in Chinese)
- [11] 李锐,郑毅敏,赵勇. 配置500 MPa钢筋套筒灌浆连接预制混凝土柱抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2016, 37(5):255-263.
- Li R, Zheng Y M, Zhao Y. Experimental research on seismic performance of precast concrete columns with 500 MPa reinforcements splicing by grout-filled coupling sleeves[J]. *Journal of Building Structures*, 2016, 37(5):255-263. (in Chinese)
- [12] 章一萍,冯波,熊峰,等. 套筒灌浆连接纵筋的预制钢筋混凝土短柱抗震性能试验研究[J]. *建筑结构*, 2015, 45(15):81-86.
- Zhang Y P, Feng B, Xiong F, et al. Experimental study on seismic behavior of precast reinforced concrete short columns with grouted sleeves connecting longitudinal reinforcements [J]. *Building Structure*, 2015, 45(15):81-86. (in Chinese)
- [13] 姜洪斌,张海顺,刘文清,等. 预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋搭接试验[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2011, 43(10):18-23.
- Jiang H B, Zhang H X, Liu W Q, et al. Experimental study on plug-in filling hole for steel bar lapping of precast concrete structure[J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2011, 43(10):18-23. (in Chinese)
- [14] 姜洪斌,张海顺,刘文清,等. 预制混凝土结构插入式预留孔灌浆钢筋锚固性能[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2011, 43(4):28-31,36.
- Jiang H B, Zhang H X, Liu W Q, et al. Experimental study on plug-in filling hole for steel bar anchorage of

- the PC structure [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2011, 43(4):28-31,36. (in Chinese)
- [15] 余琼,许雪静,尤高帅.带肋钢筋与灌浆料黏结性能试验[J].哈尔滨工业大学学报,2017,49(12):91-101. Yu Q, Xu X J, You G S. Experimental study on bond behavior for ribbed steel bars and grout [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2017, 49(12):91-101. (in Chinese)
- [16] 郑建岚,庄金平.自密实混凝土与钢筋的粘结性能试验研究[J].工程力学,2013,30(2):112-117. Zheng J L, Zhuang J P. Experiment research on bond properties between self-compacting concrete and reinforcement [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2): 112-117. (in Chinese)
- [17] 普通混凝土配合比设计规程:JGJ—2011 [S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [18] 水泥基灌浆材料应用技术规范:GB/T50448—2015 [S].北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [19] 金属材料拉伸试验第1部分:室温试验方法:GB/T228.1—2010[S].北京:中国标准出版社,2010.
- [20] 张建伟,李晨,冯曹杰,等.HRB600级钢筋与高强混凝土的粘结性能试验研究[J].北京工业大学学报,2019,45(6):565-574. Zhang J W, Li C, Feng C J, et al. Experimental study on bond behavior between HRB600 steel bars and high-strength concrete [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2019, 45(6):565-574. (in Chinese)
- [21] 徐有邻,邵卓民,沈文都.钢筋与混凝土的粘结锚固强度[J].建筑科学,1988(4):8-14. Xu Y L, Shao Z M, Shen W D. Bonding strength of steel and concrete [J]. Building Science, 1988(4):8-14. (in Chinese)
- [22] 欧阳煜,赖校君.高强钢筋高强混凝土粘结性能的试验与分析[J].工业建筑,2007,37(5):77-81. Ouyang Y, Lai X J. Experiment and analysis of bond performance between high-strength reinforcing bar and high-strength concrete [J]. Industrial Construction, 2007, 37(5):77-81. (in Chinese)
- [23] 胡志坚,姚鹏飞,周知.预制拼装混凝土桥梁连接钢筋粘结锚固性能[J].哈尔滨工业大学学报,2021,53(3):82-93. Hu Z J, Yao P F, Zhou Z. Bonding and anchoring properties of connecting steel bars of prefabricated concrete bridges [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2021, 53(3): 82-93. (in Chinese)
- [24] 山显彬.变形钢筋与自密实混凝土之间粘结锚固性能试验研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2008. Shan X B. Experimental research on bonding properties between deformed bars and self-compacting concrete [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2008. (in Chinese)
- [25] 余琼,孙佳秋,袁炜航.带肋钢筋与套筒约束灌浆料黏结性能试验[J].哈尔滨工业大学学报,2018,50(12):98-106. Yu Q, Sun J Q, Yuan W H. Experimental study on bond behavior for ribbed steel bars and sleeve constrained grouting material [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2018, 50(12):98-106. (in Chinese)
- [26] 混凝土结构设计规范:GB50010—2010 [S].北京:中国建筑工业出版社,2015.

(本文编辑:池营营)