

DOI: 10.20098/j.cnki.1001-5132.2023.0808

化学植筋后锚固抗剪承载力研究

郑昕晗^{1,3}, 赵敬彪², 江蒿哲^{1,3}, 祁和涛¹, 诸葛萍^{1*}

(1.宁波大学 土木工程与地理环境学院, 浙江 宁波 315211; 2.宁波市公路与运输管理中心, 浙江 宁波 315100;
3.物联网技术应用交通运输行业研发中心(杭州), 浙江 杭州 311106)

摘要: 植筋锚栓在混凝土结构中得到广泛应用, 作为关键的结构连接构件, 其抗剪性能还有待深入研究. 为获得准确的植筋锚栓抗剪承载力计算方法, 共设置 42 个植筋锚栓承载力测试试件, 考虑了植筋深度、混凝土基材强度和植筋直径这三个主要影响因素. 通过剪切试验得到了各试件的抗剪承载力和剪力荷载—位移曲线, 并建立了植筋锚栓四折线破坏模型, 在试验基础上通过分析获得现有规范植筋锚栓抗剪承载力的修正公式. 结果表明, 植筋锚栓在达到钢材破坏前受压区混凝土已碎裂, 即植筋抗剪承载能力在钢材破坏前已失效, 因此取四折线破坏模型中的等效弹性极限点作为抗剪设计值; 当混凝土抗压强度小于等于 40 MPa 时, 混凝土强度越低, 锚栓抗剪承载力越小; 反之, 混凝土强度对抗剪承载力几乎没有影响. 在相同埋深与混凝土强度条件下, 锚栓直径越大其抗剪承载力越大, 但增长效率却在逐渐减小. 本文提出的锚栓抗剪承载力计算公式对大部分工况的计算结果与试验结果相比差值小于 3%.

关键词: 植筋锚栓; 单锚连接; 抗剪承载力; 静力试验

中图分类号: TU31

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2024) 04-0110-11

植筋式后锚固是一种常见的混凝土结构加固方法, 已被广泛应用于各种工程领域. 其原理是在混凝土结构中钻孔后将钢筋植入孔内, 并用特殊的灌浆材料进行固定. 与传统的机械锚栓和化学锚栓相比, 植筋式后锚固具有施工方便、加固效果显著、寿命长等优点.

国内外学者早在 20 世纪就对植筋式后锚固展开了研究, 但主要研究集中在植筋受拉状态下的极限承载力与破坏形态^[1-2], 对植筋在剪力作用下的研究较少. Eligehausen 等^[3]通过对单个锚栓进行抗剪试验研究, 提出了经典的剪切荷载—位移曲线, 将曲线分为四段, 分别是摩擦传力、锚板滑移、混凝土局部压碎、钢材破坏. Oluokun 等^[4]在单锚的基础上探讨了拉剪复合受力情况下锚栓的受力性能. Chesson 等^[5]研究了单锚在拉剪综合作用下的

承载力. 周力^[6]在总结分析国内外后锚固研究的基础上, 改进了 CC (Concrete Capacity) 设计法, 为植筋锚固的实际应用提供了参考. 刘羽纶等^[7]通过分析不同工况下的受剪承载力、荷载—锚板位移曲线及荷载—锚筋拔出位移曲线, 提出了对规范中锚筋计算公式系数的建议修改值. 张弦等^[8]以锚固深度和混凝土强度等级作为参数, 分析了不同参数组合情况下化学锚栓受剪性能的变化规律. 许宜利^[9]则通过对比在不同螺纹形态下的植筋受剪承载力, 发现半螺纹单锚的极限荷载约是全螺纹单锚的 1.2 倍, 且半螺纹单锚具有更高的刚度. 许成祥等^[10]通过研究施工过程中锚栓孔洞清洁度对锚栓抗剪承载力的影响, 发现植筋抗剪承载力随孔洞清洁度提高而增加, 且孔洞清洁度较低时容易出现锚栓拔出情况, 难以完全发挥锚栓效能. 刘文

收稿日期: 2023-08-15.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journal.lg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 浙江省基础公益研究计划 (LGF22E080023); 物联网技术应用交通运输行业研发中心(杭州)开放基金 (2023-01).

第一作者: 郑昕晗, 硕士研究生, 主要研究方向: 桥梁工程. E-mail: zhengxinhan03@163.com

*通信作者: 诸葛萍, 教授, 主要研究方向: 桥梁工程. E-mail: zhugeping@nbu.edu.cn

磊^[11]则从钢锚板厚度对锚栓抗剪性能影响的角度进行研究,发现加载板厚度越大,越有利于发挥锚栓自身的抗剪性能. Kong 等^[12]通过对高强度螺栓进行腐蚀得到抗滑荷载和极限承载力,对以上参数分析得到了安全评估模型. 谭迪等^[13]对 20 个单锚试件开展了常温 and 高温下的剪切试验,发现随着温度升高,单锚的承载力快速下降,且破坏模式也随之改变;当锚固深度大于 10 倍植筋直径时,继续增加锚固深度对承载力的提高作用不明显. 童根树^[14]对柱脚锚栓的抗剪机理进行了详细分析,并提出了用于柱脚锚栓抗剪设计的锚栓抗剪承载力计算公式,为植筋锚栓的抗剪承载力研究提供了范例.

综上所述,前人对植筋式后锚固的抗剪承载力有一定的研究,但研究多集中在埋深、直径、混凝土强度等因素对抗剪承载力的影响^[15-16],并未得出植筋式后锚固抗剪承载力的通用计算公式. 由于目前国内使用的后锚固设计规范《混凝土结构后锚固技术规程》(JGJ 145—2013)^[17]对于植筋受剪承载力计算过于保守,在实际工程中常难以达到,且目前植筋式后锚固在加固工程中使用较为广泛,因此提出计算更为准确且具有普适性的植筋锚栓抗剪承载力计算公式显得十分重要.

本文基于前人研究从植筋在荷载作用下的变化入手,考虑植筋埋深、混凝土强度、植筋直径等因素,研究不同条件下植筋位移、刚度与荷载之间的变化关系,并进一步提出植筋锚栓抗剪承载力的计算公式,为实际工程的植筋设计计算以及我国锚固技术相关标准及规范的后续修订提供参考.

1 试验研究

1.1 试件概况

本试验涉及 2 种规格的混凝土基材,第 1 种尺寸为 1 500 mm×400 mm×250 mm,共有 2 个试件;第 2 种尺寸为 1 500 mm×1 000 mm×400 mm,共有 1 个试件. 所采用的植筋螺杆均为 8.8 级高强螺杆,锚板采用 Q345 钢,锚板尺寸为 300 mm×120 mm×40 mm). 总共设计 7 组工况,每组包括 6 个试件,总计 42 个试件. 其中 1 组试验使用 C30 等级的混凝土基材,1 组试验使用 C50 等级的混凝土基材,剩余 5 组试验均使用 C40 等级的混凝土基材(试验

变量为植筋深度与植筋直径). 试件参数见表 1.

表 1 试件设计参数

试件编号	混凝土强度等级	植筋深度/mm	直径/mm
ZJ-X-4D/6D/8D-40	C40	64/96/128	16
ZJ-X-80/120/160-40	C40	80/120/160	16
ZJ-Y-4D/6D/8D-30	C30	80/120/160	20
ZJ-Y-4D/6D/8D-40	C40	80/120/160	20
ZJ-Y-4D/6D/8D-50	C50	80/120/160	20
ZJ-Z-4D/6D/8D-40	C40	96/144/192	24
ZJ-Z-80/120/160-40	C40	80/120/160	24

1.2 材料力学性能

混凝土试件强度等级共有 3 种. 依据规范《混凝土强度检验评定标准》(GB/T50107—2010)^[18],在不同强度混凝土试件浇筑时各取 3 个规格为 150 mm×150 mm×150 mm 的立方体试块,与混凝土试件一齐置于室内进行养护,养护 28 d 后进行抗压测试,试验结果见表 2.

表 2 混凝土力学性能

试件编号	极限荷载/kN	强度/MPa	平均极限荷载/kN	平均强度/MPa
1	779.75	34.60	684.68	30.43
2	696.56	31.00		
3	577.73	25.70		
4	920.68	40.90	930.73	41.33
5	956.93	42.50		
6	914.57	40.60		
7	1 058.98	47.10	1 121.66	49.86
8	1 201.34	53.39		
9	1 104.67	49.09		

试验所使用的植筋螺杆均由 45 号钢制作而成,从每种规格中各选一根依据《金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法》(GB/T 228.1—2010)^[19]进行测试,试验结果见表 3.

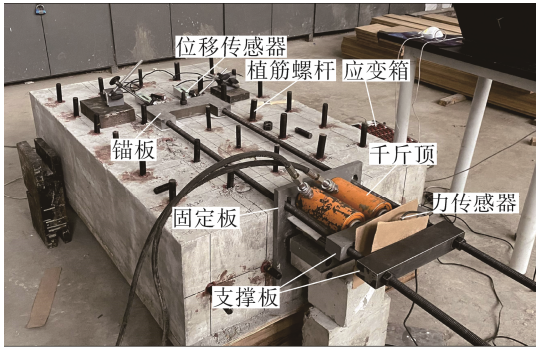
表 3 植筋材性抗拉强度试验结果

植筋规格	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	屈服荷载/kN	极限荷载/kN
M16	654.06	754.02	102.68	118.38
M20	634.97	731.66	155.56	179.25
M24	676.63	798.39	238.84	281.83

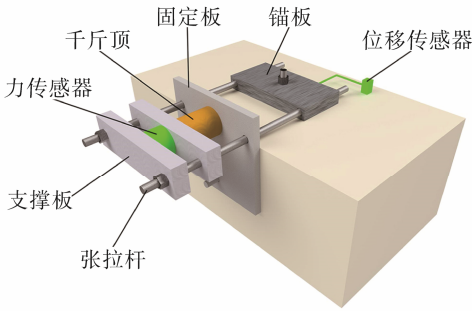
注: 计算强度时植筋螺杆依据规范选取有效截面积.

1.3 静载试验方案及加载方式

试验装置整体如图 1 所示，由加载锚板、张拉装置、测量装置 3 部分组成。



(a) 植筋锚栓受剪试验



(b) 植筋锚栓受剪装置

图 1 植筋锚栓受剪试验装置

设计本试验装置的目的是使植筋在试验过程中只受水平剪力作用，排除其他因素的干扰。该试验装置中的锚板在不同工况下均采用相同的外部尺寸，锚板中心供植筋穿过的孔洞尺寸根据规范选取；锚板与混凝土基材间布置 1 mm 厚的聚四氟乙烯板，减小张拉过程中的摩擦。张拉装置由支撑板、固定板、张拉杆及千斤顶组成；固定板通过侧面植筋固定在混凝土基材表面；支撑板有两块，前后夹住力传感器；张拉杆采用强度为 12.9 级的 M20 螺杆。测量装置为 JHBH-330 kN 力传感器与 YHD-50 位移计，均连接在 UT7160 应变箱上，通过电脑进行数据采集。

正式加载前施加预估荷载的 5%，以此来消除组装时产生的装置间缝隙；释放荷载后进行分级加载，每增加 20 kN 暂停加载，并观察植筋变化情况，若持荷 1 min 无问题则继续加载，如有变化则继续观察情况并记录，临近加载末期改为位移控制加载，至植筋失效停止加载(荷载停止增长，呈

现下降或平移趋势)。

2 试验结果及分析

2.1 试验结果

部分试件抗剪极限承载力见表 4。

表 4 各试件抗剪极限承载力 kN

试件编号	V_2	V_3
ZJ-X-4D-40	33.64	45.76
ZJ-X-6D-40	42.16	51.34
ZJ-X-8D-40	45.38	52.53
ZJ-Y-4D-40	65.14	99.87
ZJ-Y-6D-40	67.46	120.51
ZJ-Y-8D-40	69.48	120.11
ZJ-Z-4D-40	105.52	136.89
ZJ-Z-6D-40	111.67	149.76
ZJ-Z-8D-40	114.33	144.05
ZJ-Y-6D-30	66.68	103.67
ZJ-Y-6D-50	69.74	125.27
ZJ-X-120-40	40.19	56.63
ZJ-Y-120-40	68.24	123.32
ZJ-Z-120-40	107.31	149.42

注: V_2 为等效弹性极限点极限值, V_3 为等效塑性极限点极限值。

部分试件破坏形态如图 2 所示，初始加载阶段，锚板的位移很小，但剪切力迅速增加。随着荷载的增加，植筋胶体的受压侧开始出现碎裂，受拉侧与植筋锚栓分离，同时混凝土基材出现微小的裂纹。随着加载继续，混凝土裂纹快速扩展，受压区的混凝土碎裂范围扩大。在这个阶段，植筋锚栓明显发生塑性变形，剪切力几乎不再增加，而混凝土的裂纹范围持续扩展，直至植筋锚栓最终发生剪断。

混凝土基材破坏时均呈现出沿剪力方向的扇形破坏。当混凝土强度等级为 30 MPa 时，直径为 20 mm 的植筋锚栓在受到剪力作用时会导致混凝土出现平行或垂直于剪力方向的微小裂纹，如图 2(c)所示；而直径为 16 mm 的植筋在剪力作用下则不会引发这种情况。当混凝土强度等级提高至 40 MPa 时，直径为 24 mm 的植筋锚栓在剪力作用下也会导致混凝土出现平行或垂直于剪力方向的微小裂纹。可以得知在不同混凝土强度下存在最为适宜的植筋锚栓直径范围，一旦超出此范围，将会引发混凝土结构的破坏。



图2 植筋锚栓破坏形态

在加载后期, 植筋锚栓呈现出凹字形, 这是由于混凝土基材的限制, 使埋入混凝土中的植筋部分几乎不发生形变; 而伸出混凝土的植筋部分会随着锚板的移动明显弯曲。

2.2 承载力影响因素分析

2.2.1 植筋深度影响分析

图3所示为3种直径条件下不同锚固深度的剪切荷载—位移曲线, 其中横坐标为锚板相对于混凝土基材的位移, 纵坐标为植筋所受的剪力荷载, 锚固深度取为数倍植筋直径(d)。观察图3可知, 曲线大致可分为4段: 胶体破裂段、弹性段、塑性段和破坏段。在胶体破裂段内, 植筋锚栓位移几乎没有变化, 但剪力荷载迅速提升并伴随有胶体破裂声, 这是由于此阶段锚栓与混凝土基材并未直接接触, 植筋作用在混凝土基材上的剪力主要由植筋胶承担。若植筋胶体抗压性能提升, 植筋在受剪破坏过程中的位移将明显减小, 同时各极限点出现的位移阶段也将前移。当胶体受压区完全碎裂且植筋锚栓与胶体受拉区脱离时, 进入弹性段, 植

筋锚栓位移与荷载在该阶段均匀增加, 偶尔出现混凝土开裂声; 若卸去剪力, 植筋锚栓能大致恢复原状, 植筋对比如图4所示, 说明此阶段植筋锚栓主要为弹性变形且混凝土开始出现破坏。继续增加荷载, 进入塑性段, 植筋锚栓位移迅速增加但荷载增长速度放缓, 同时伴有密集的混凝土碎裂声, 此阶段植筋锚栓发生塑性变形。继续加载时, 曲线进入平滑段或下降段, 此时植筋处于破坏的临界状态。

由于在不同阶段内荷载—位移曲线的刚度近似且发展趋势相同, 将不同阶段的首尾点连接可以看出: 虽每阶段荷载—位移曲线呈弧状, 但与直线较为接近, 可近似拟合为直线。因此本文基于三折线模型建立了四折线模型图^[6], 将每阶段的特征曲线简化为折线, 如图5所示。其中将等效弹性极限即弹性段与塑性段的交界点定义为使用极限, 等效塑性极限定义为承载力极限。这种模型为植筋锚栓在不同工况下的受剪行为提供了准确的描述, 并在工程设计中具有实际应用价值。

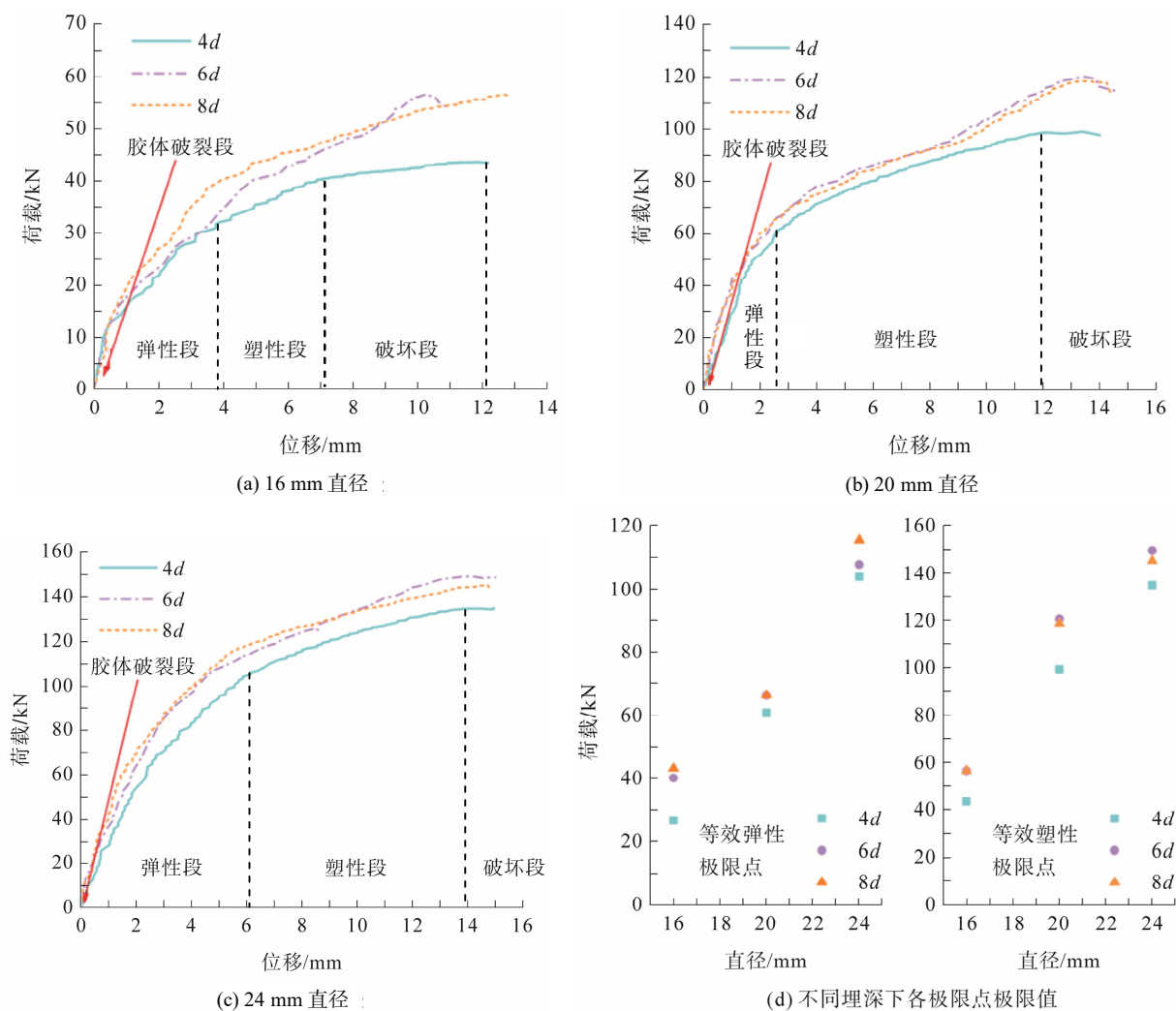


图3 不同植筋深度下的荷载—位移曲线与极限点极限值



图4 弹性段内加载前后植筋对比

对比图3的荷载—位移曲线可以发现,不同工况下胶体破裂段曲线刚度相同,且在达到极限荷载时表现一致.对于不同直径的植筋锚栓,弹性段的刚度随着植筋深度增加而提高,等效弹性极限

点与等效塑性极限点的荷载也随深度增加而增大,但随着深度的增加,刚度和极限点荷载大小的增加量逐渐减小.当植筋锚栓的埋深从 $4d$ 增至 $6d$ 时,荷载—位移曲线的刚度以及各极限点的荷载明显

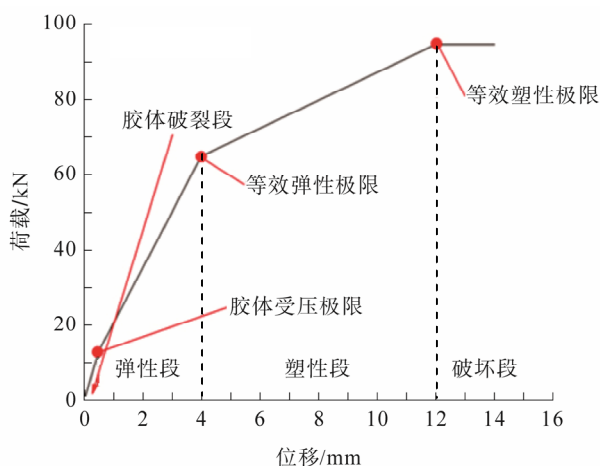


图5 四折线破坏模型

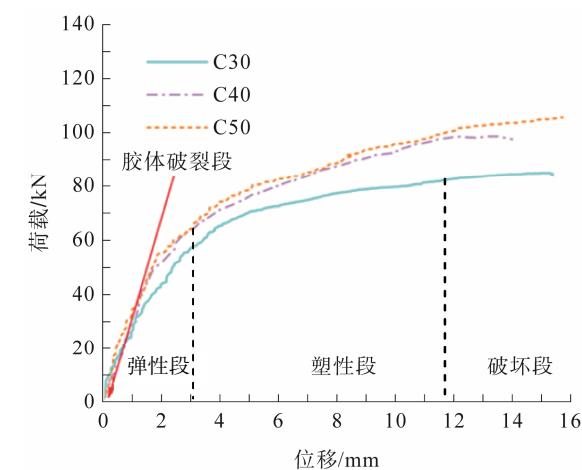
增加, 但 $6d$ 埋深与 $8d$ 埋深的曲线表现相近, 各极限点荷载差别不大。综上所述, 胶体破裂段曲线的

性能由植筋胶体控制; 植筋锚栓抗剪承载能力随着埋深增加而有所提升, 尤其在埋深较浅的工况中表现更为显著; 然而当植筋锚栓的埋深达到 $6d$ 时, 继续增加埋深对承载力的提升较为有限。

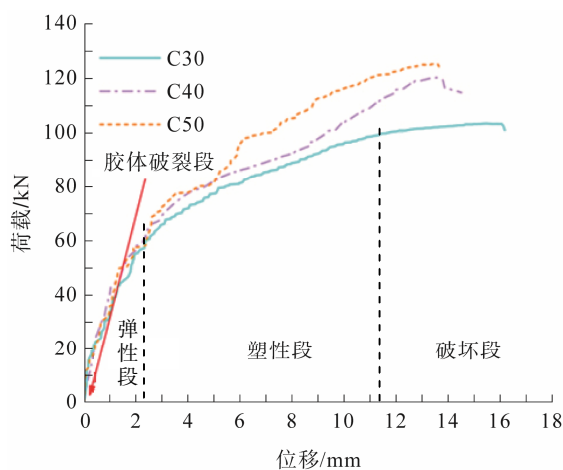
因此, 在混凝土基材厚度较薄的情况下, 建议选择植筋深度为 $6d$; 而当混凝土基材厚度足够时, 可选择更深的植筋深度。

2.2.2 混凝土强度影响分析

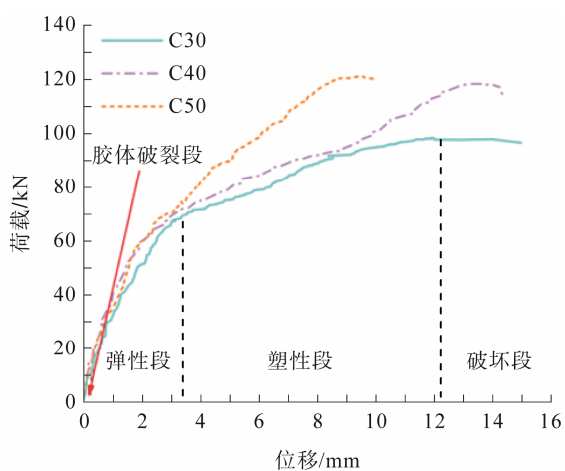
图6为不同混凝土基材强度下的剪切荷载—位移曲线(以M20植筋锚栓为例)。从图中可以观察到, 在相同植筋深度下, 随着混凝土基材强度的增大, 植筋锚栓的抗剪能力也相应提高。当混凝土基材强度大于 40 MPa 时, 各极限点荷载的增长较小, 但塑性段的刚度提升较大。植筋深度越浅, 混凝土基材强度对植筋锚栓抗剪能力的影响越显著: 植



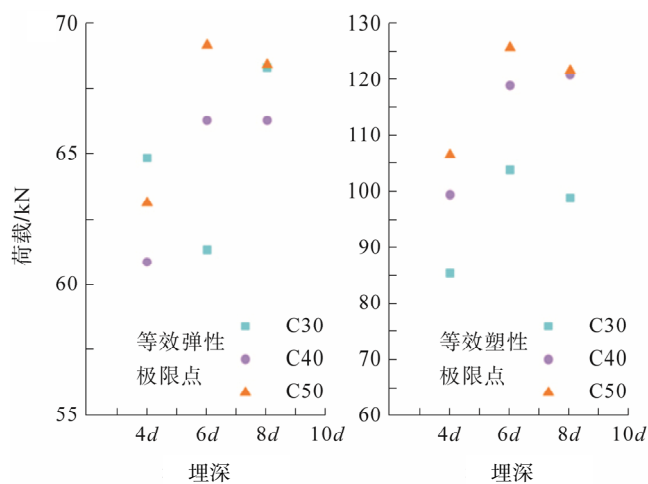
(a) 80 mm 埋深



(b) 120 mm 埋深



(c) 160 mm 埋深



(d) 不同混凝土强度下极限点极限值

图6 不同混凝土强度下的荷载—位移曲线与极限点极限值

筋深度为 $6d$, 混凝土强度从 30 MPa 提升至 50 MPa 时, 等效塑性的荷载增加了近 25%; 植筋深度为 $8d$, 混凝土强度从 30 MPa 提升至 50 MPa 时, 等效塑性极限点的荷载增加了 20%。此外, 当植筋深度大于 $6d$ 时, 随着混凝土基材强度的提高, 到达等效塑性极限点的位移逐渐减小, 这是由于高强混凝土可以减缓受压区混凝土的裂纹发展与破坏, 导致植筋与混凝土的相对位移减小。

总结上述规律, 混凝土基材强度主要影响低强混凝土中的植筋锚栓抗剪性能, 对于埋深较深的植筋锚栓影响较小。在植筋变形量要求较高的工程中, 建议采用高强混凝土。

2.2.3 植筋直径影响分析

由图 7 可看出, 在其他条件相同的情况下, 植筋锚栓的直径越大, 其抗剪性能越强。其中 M20 植

筋锚栓相对于 M16 植筋锚栓的提升是最为明显的。具体来说, M20 植筋锚栓相较于 M16 植筋锚栓, 其弹性段的刚度、等效弹性极限点和等效塑性极限点均有较大的提升, 其中等效弹性极限点和等效塑性极限点的提升接近 200%。M24 植筋锚栓相对于 M20 植筋锚栓的提升主要体现在等效弹性极限点和等效塑性极限点, 两种直径的植筋锚栓在不同阶段的刚度相似, 弹性段几乎重合, 但 M24 植筋锚栓的等效弹性极限点大致为 M20 植筋锚栓的 1.6 倍, 等效塑性极限点则大致为 1.4 倍。综合 2.1 节所述, 选用植筋锚栓时应在合适范围内尽量选择直径较大的植筋锚栓, 这不仅可以减少所需的植筋数量, 还能降低对混凝土基材结构的潜在破坏, 有助于提高整体结构的抗剪性能, 确保结构的稳定性和耐久性。

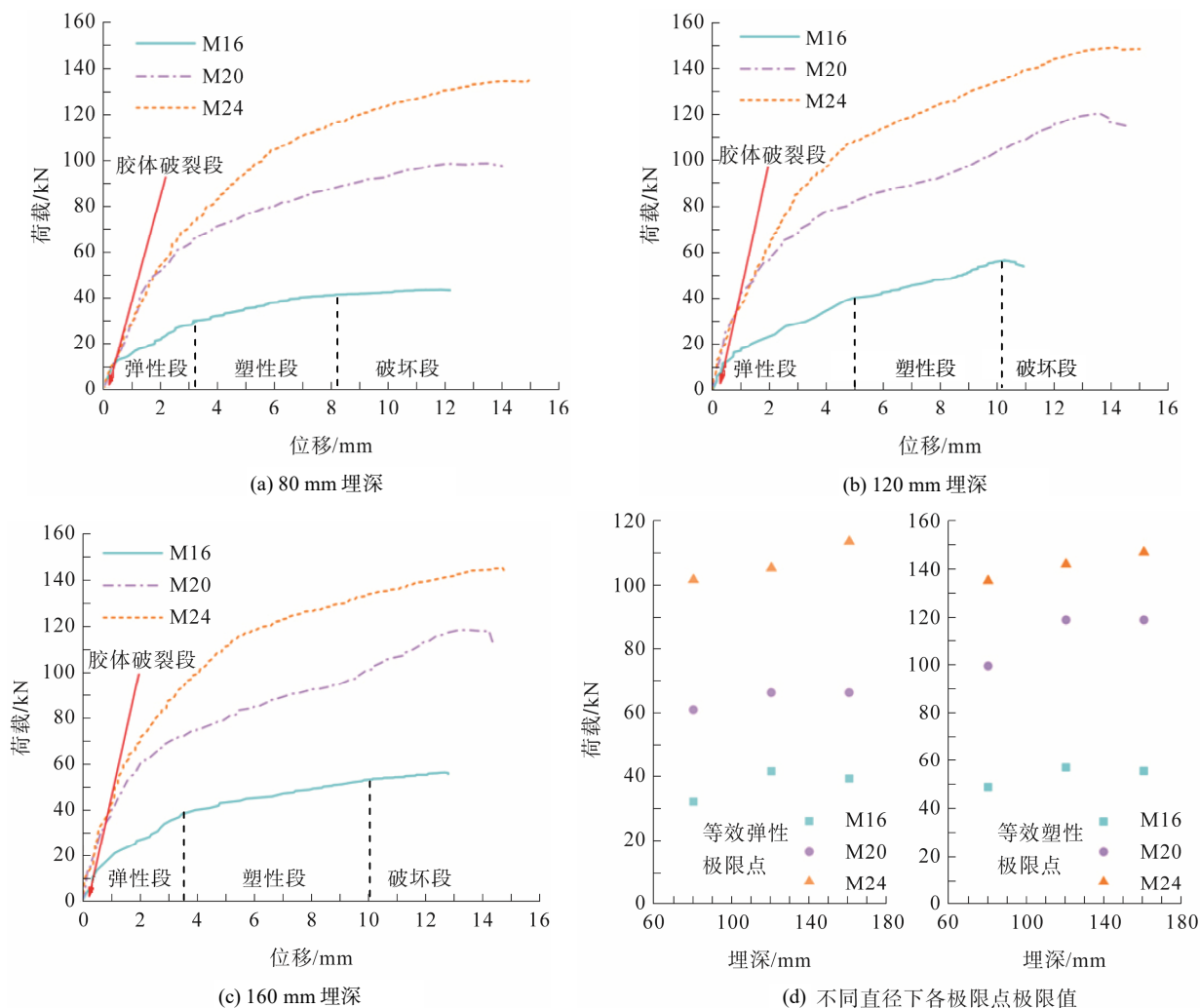


图 7 不同植筋直径下的荷载—位移曲线与极限点极限值

2.3 植筋锚栓受剪承载力公式

植筋在剪力作用下的破坏形式共有3种: 植筋钢材破坏、混凝土边缘破坏、混凝土剪撬破坏。除钢材破坏外, 其余两种均为脆性破坏且植筋的钢材性能未完全发挥, 因此工程中要求控制破坏模式为植筋钢材破坏, 确保结构的可靠性和安全性。根据前文 2.2.1 节所述四折线模型, 图 8 给出了植筋锚栓在植筋钢材破坏形式下的受剪过程破坏模式, 可以看出在塑性段中植筋锚栓的塑性变形已较为严重, 因此选用弹性段的极限值即等效弹性极限点作为设计值, 塑性段极限值可作为特殊情况下的设计值。

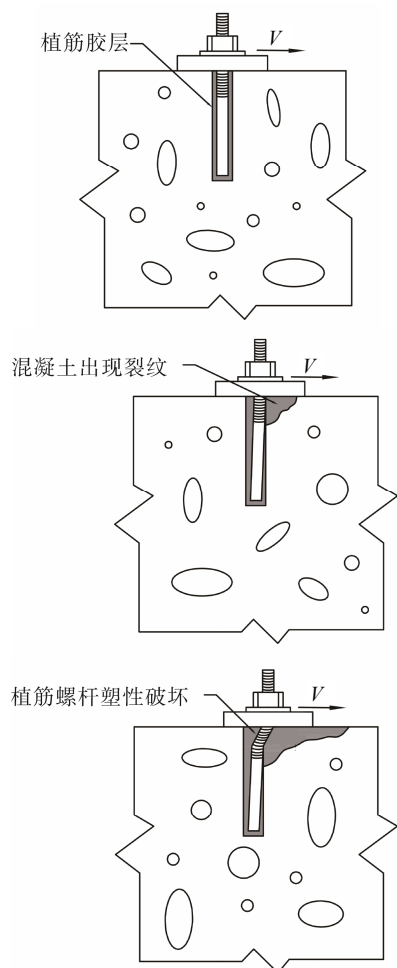


图 8 植筋锚栓受剪破坏模式(植筋钢材破坏)

对于后锚固植筋受剪力作用, 我国使用《混凝土结构后锚固技术规程》(JGJ 145—2013)^[17]规定的抗剪承载力公式进行计算。

$$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Rs,V}, \quad (1)$$

$$V_{Rk,s} = 0.5 A_s f_{yk}, \quad (2)$$

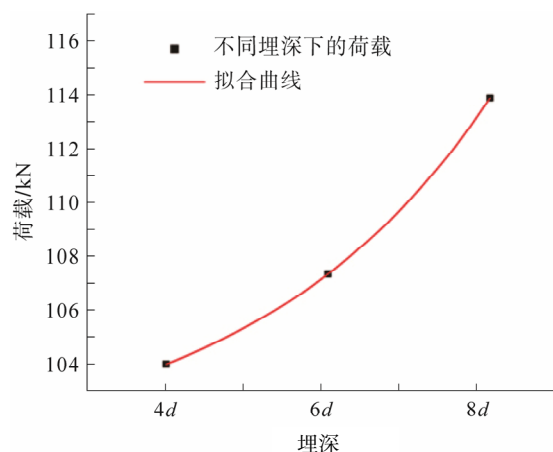
式中: $V_{Rd,s}$ 为钢材破坏时单根植筋受剪承载力设计值, N; $\gamma_{Rs,V}$ 为植筋锚栓钢材破坏受剪承载力分项系数, 非结构构件为 1.2, 结构构件为 1.3; A_s 为植筋锚栓横截面面积, mm^2 ; f_{yk} 为植筋锚栓钢材抗拉强度设计值, $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$ 。

上述公式主要考虑植筋锚栓本身钢材的抗剪能力, 未将植筋深度等条件考虑在内。虽然不同植筋条件下破坏模式均为钢材破坏, 但破坏时的剪力荷载是完全不同的, 因此本文基于规范提出如下修正后的抗剪承载力计算公式:

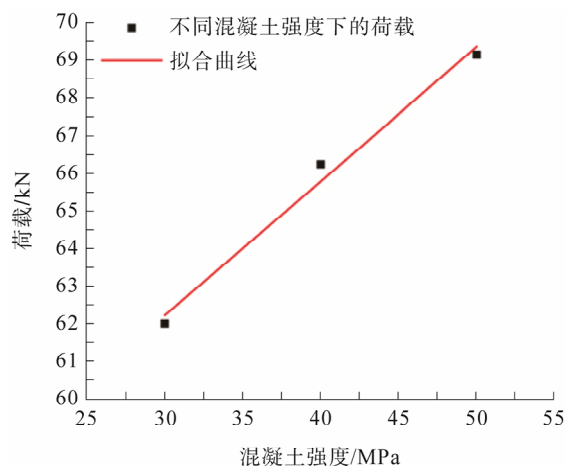
$$V_s = k_d k_c D_{mm} H_{mm} A_s f_{yk}, \quad (3)$$

式中: k_d 为不同植筋直径下的承载力分项系数; k_c 为不同混凝土强度下的影响系数; D_{mm} 为植筋锚栓的直径对抗剪承载力的影响系数; H_{mm} 为植筋深度对抗剪承载力的影响系数。

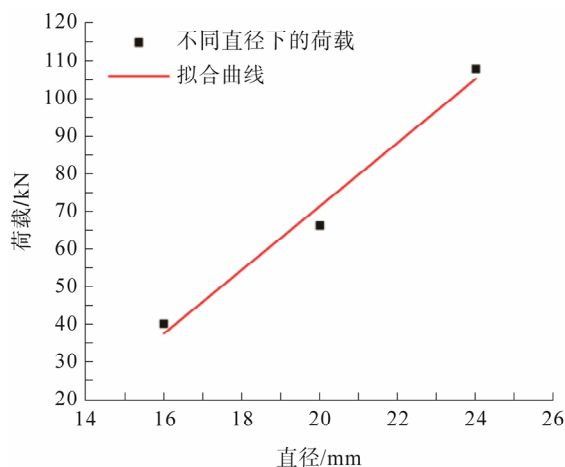
根据试验数据计算不同工况下的等效弹性极限点平均值, 并绘制拟合曲线, 结果如图 9 所示。



(a) 不同植筋深度等效弹性极限点拟合曲线



(b) 不同混凝土强度等效弹性极限点拟合曲线



(c) 不同植筋直径等效弹性极限点拟合曲线

图9 等效弹性极限点拟合曲线

从图9中可以观察到,不同植筋深度下的等效弹性极限点之间呈现非线性关系,而不同混凝土强度和植筋直径下的极限点则呈现线性关系。

通过上图拟合曲线可以得到相同直径不同埋深下的等效弹性极限点间关系曲线为 $y = 1.06 \times e^{n/2.98}$, 式中 n 为植筋锚栓埋深之于 d 的倍数, y 为荷载; 相同植筋直径与深度条件下不同混凝土强度的等效弹性极限点间关系曲线为 $y = 51.5 + 0.36x$, 式中 x 为混凝土强度, y 为荷载; 相同植筋深度不同直径下的等效弹性极限点间关系曲线为 $y = -97.65 + 8.45x$, 式中 x 为直径, y 为荷载。对以上拟合后的曲线公式进行分析, 得出了各系数的计算公式。

$$k_d = 0.27 + 154e^{-\frac{d}{2.7}}, \quad (4)$$

$$k_c = \frac{25 + 0.2f_{cu,r}}{33}, \quad (5)$$

$$D_{mm} = \frac{0.35d - 4}{3}, \quad (6)$$

$$H_{mm} = e^{\frac{n}{50}}, \quad (7)$$

式中: $f_{cu,r}$ 为混凝土立方体抗压强度实测值; d 为植筋锚栓公称直径; n 为植筋锚栓埋深对 d 的倍数。

将公式(4)~(7)代入式(3)可得

$$V_s = \left(0.27 + 154e^{-\frac{d}{2.7}} \right) \left(\frac{25 + 0.2f_{cu,r}}{33} \right) \times \left(\frac{0.35d - 4}{3} \right) e^{\frac{n}{50}} A_s f_{yk}. \quad (8)$$

将完成试验后的构件翻面, 根据试验工况重新植筋得到等效弹性极限点荷载值, 代入式(8)并与规范中公式的计算结果进行对比, 结果见表5。

规范中的植筋锚栓抗剪承载力计算公式对于直径较小、埋深较浅和混凝土基材强度等级较低的植筋锚栓计算结果较为准确, 误差可控制在5%以内。然而对于埋深大于等于 $6d$ 或植筋直径大于 20 mm 的植筋锚栓, 计算误差将达到10%及以上。经过修正后的抗剪承载力计算公式在大部分工况下的误差均在3%以内。由此可知, 修正后的抗剪承载力计算公式准确度较高, 并且适用于不同工况, 更为科学合理。

表5 植筋锚栓抗剪承载力计算结果

植筋直径/mm	混凝土强度/MPa	植筋深度	V_2/kN	V_s/kN	$V_{rd,s}/\text{kN}$	$\eta_s/\%$	$\eta_{rd,s}/\%$
16	41.33	$4d$	38.45	39.86	38.65	103.65	100.51
		$6d$	40.19	41.48		103.21	96.17
		$8d$	43.24	43.18		99.86	89.39
20	30.43	$6d$	61.37	60.53	60.61	97.63	97.76
	41.33	$4d$	60.86	62.23		102.25	99.59
		$6d$	66.24	64.77		97.77	91.49
		$8d$	66.25	67.41		101.75	91.18
24	49.86	$6d$	69.14	68.09		98.48	87.66
	41.33	$4d$	103.92	105.38	86.89	101.39	83.61
		$6d$	107.82	109.68		101.72	80.59
		$8d$	115.42	114.16		98.91	75.28

注: 计算 $V_{rd,s}$ 时承载力分项系数取 1.3, η_s 为修正后抗剪承载力占实际试验值的百分比, $\eta_{rd,s}$ 为按照规范计算抗剪承载力占实际试验值的百分比。

3 结论

经过设计一系列植筋剪切试验并控制植筋深度、混凝土强度、植筋直径3个主要影响因素,得到了剪力荷载—位移曲线,并根据曲线进行了分析,得出了植筋锚栓抗剪承载力的计算公式。通过验证计算,得出以下结论:

(1)通过总结四折线模型,建议将等效弹性极限点即弹性段的最大值作为控制量。由此建立植筋锚栓抗剪承载力计算公式,并将植筋过程中的影响因素——直径、埋深和混凝土强度均考虑在内,实际工程中可根据具体工况进行计算,该公式可将计算误差控制在3%以内。

(2)当植筋埋深小于6倍直径时,增加埋深能显著提高植筋的抗剪能力;当植筋埋深大于6倍直径时,增加埋深对植筋的抗剪刚度有一定提升作用,但对于各受力阶段的极限值提高不大。建议化学植筋的埋深取 $6d$,对植筋位移要求较高时可取 $8d$ 。

(3)混凝土基材强度对植筋锚栓抗剪能力的提升主要集中在强度为40 MPa以下的混凝土中,高强混凝土对植筋抗剪承载力提升不大;当混凝土强度由30 MPa提升至40 MPa时,等效塑性极限点可提升20%以上,由40 MPa提升至50 MPa时,等效塑性极限点荷载几乎不变,但到达等效塑性极限点时的位移减小,埋深越大位移减小越明显;当植筋埋深为 $8d$ 时,混凝土强度为50 MPa的M20植筋到达等效塑性极限点时的位移比30 MPa的植筋减小了近6 mm。

(4)在混凝土基材强度与植筋深度一致的情况下,植筋锚栓的直径越大,其抗剪能力就越强,但增长效率在逐渐降低;当植筋截面增加相同面积时,原有截面小的植筋的承载力反而增长更大。此外,在不同强度的混凝土中存在最适宜的直径范围,超出此范围时植筋可能会对混凝土产生结构性损伤。

参考文献:

[1] ELIGEHAUSEN R, SAWADE G. A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete[M]//ELFGREN L. Fracture

mechanics of concrete structures. London: Chapman and Hall, 1989:281-298.

- [2] EPACKACHI S, ESMAILI O, MIRGHADERI S R, et al. Behavior of adhesive bonded anchors under tension and shear loads[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 114:269-280.
- [3] ELIGEHAUSEN R, MALLÉE R, SILVA J F. Anchorage in concrete construction[M]. Berlin: John Wiley & Sons, 2012.
- [4] OLUOKUN F A, BURDETTE E G. Behavior of channel anchors in thin slabs under combined shear and tension (pullout) loads[J]. Structural Journal, 1993, 90(4):407-413.
- [5] CHESSON E, FAUSTINO N L, MUNSE W. Static strength of high-strength bolts under combined tension and shear[R]. Urbana, IL: University of Illinois, 1964.
- [6] 周力. 混凝土后锚固技术研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2002.
- [7] 刘羽纶, 徐福泉, 谢剑, 等. 连接锚固钢筋受剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(增刊2):374-379.
- [8] 张弦, 全学友. 单个锚栓抗剪性能试验研究及数值分析[J]. 四川建筑科学研究, 2016, 42(6):52-57.
- [9] 许宜利. 直接剪切型锚栓受剪性能研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2019.
- [10] 许成祥, 洪良称, 李健康. 钢-混凝土结构后锚固群锚节点抗剪性能试验研究[J]. 施工技术(中英文), 2022, 51(3):68-73.
- [11] 刘文磊. 混凝土后锚固锚栓受剪性能试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2020.
- [12] KONG Z Y, YANG F, JIN Y, et al. Experimental study on bearing capacity of corroded high-strength bolt connections under shear force[J]. Construction and Building Materials, 2021, 309:125117.
- [13] 谭迪, 李凌志, 苏磊, 等. 高温下植筋式后锚固单锚连接抗剪性能试验研究[J]. 结构工程师, 2021, 37(3):105-111.
- [14] 童根树. 柱脚锚栓抗剪机理及其抗剪承载力[J]. 钢结构(中英文), 2022, 37(7):52-54.
- [15] SHI J. Analysis on fire resistance performance of new chemical bar-planting concrete anchorage connection[J]. Chemical Engineering Transactions, 2017, 62:85-90.
- [16] SHAN C, MANG M. Finite element analysis of pull-out resistance of post-anchored planting rebars in concrete structures[M]//Advances in Energy Materials and Environment Engineering. London: CRC Press, 2022: 244-250.
- [17] JGJ 145—2013. 混凝土结构后锚固技术规程[S].

[18] GB/T 50107—2010. 混凝土强度检验评定标准[S].

料 拉伸试验 第1部分: 室温实验方法》实施指南[M].

[19] 高怡斐, 梁新帮, 邓星临. GB/T 228.1—2010《金属材料

北京: 中国质检出版社, 2012.

Research on shear bearing capacity of post-installed adhesive rebar

ZHENG Xinhua^{1,3}, ZHAO Jingbiao², JIANG Haozhe^{1,3}, QI Hetao¹, ZHUGE Ping¹

(1.School of Civil & Environmental Engineering and Geography Science, Ningbo University, Ningbo 315211, China;

2.Ningbo Highway and Transportation Management Center, Ningbo 315100, China;

3.IOT Technology Application Transportation Industry R&D Center (Hangzhou), Hangzhou 311106, China)

Abstract: Post-installed adhesive rebars are widely used in concrete structures. As key structural connecting components, their shear performance still needs further research. In order to obtain an accurate calculation method for the shear bearing capacity of post-installed adhesive rebar, this paper prepared a total of 42 test specimens, for which three main influencing factors were taken into account: the depth of post-installed adhesive rebar, the strength of concrete substrate, and the diameter of post-installed adhesive rebar. The shear bearing capacity and shear load versus displacement curves of each specimen were obtained through shear tests, and a four-fold line failure model for post-installed adhesive rebar was established. Based on the experimental results, a modified formula for the shear bearing capacity of existing standard post-installed adhesive rebar was obtained through theoretical analysis. The results indicate that the concrete in the compression zone of the post-installed adhesive rebar was broken before reaching the steel failure, indicating that the shear bearing capability of the post-installed adhesive rebar has failed before the steel failure. Therefore, the second turning point in the four-fold line failure model is taken as the shear design value. When the compressive strength of concrete is less than or equal to 40 MPa, the lower the concrete strength, the smaller the shear bearing capacity of the post-installed adhesive rebar. On the contrary, the strength of concrete has almost no effect on the shear bearing capacity. Under the same burial depth and concrete strength conditions, the larger the diameter of the post-installed adhesive rebar, the greater its shear bearing capacity, with its growth efficiency being decreasing. For most of the working conditions, the calculation formula for the shear bearing capacity of the post-installed adhesive rebar proposed in this article exhibits less than 3% difference between the calculation results and experimental results.

Key words: post-installed adhesive rebar; single anchor connection; shear bearing capacity; static test

(责任编辑 韩 超)