

DOI: 10.7672/sgjs2025070088

竖向荷载作用下大直径钻孔灌注桩承载特性研究*

沈 川

(中铁十八局集团第一工程有限公司,河北 保定 072750)

[摘要] 为明确黄河中下游流域密实粉细砂地层中长大桩基承载特性及荷载传递机理,探讨承压桩在竖向循环堆载作用下的沉降特性,设计拉压锚法加载反力装置开展 3 根长大钻孔灌注桩静载试验,并结合数值模拟研究了桩顶、桩端在有限次循环堆载下的沉降规律。结果表明:大直径钻孔灌注桩桩身的侧摩阻力和桩端阻力发挥不同步,且桩侧摩阻力发挥程度与桩顶荷载、土层性质、埋深以及桩基施工工艺均有一定的关系;密实粉细砂地层中长大桩基呈现出纯摩擦桩性状;计算长大桩基承载力时,应对基于规范取值的勘察报告参数乘以相应的修正系数;密实粉细砂层中桩身侧摩阻力并未充分发挥,“永临结合”梁场有限次加卸荷并不能引发桩基发生明显变形,梁场运营对桩基承载性能的影响较弱。

[关键词] 桩基础;梁场;钻孔灌注桩;静载试验;数值模拟;沉降

[中图分类号] TU753.3

[文献标识码] A

[文章编号] 2097-0897(2025)07-0088-09

Study on Bearing Characteristics of Large Diameter Bored Piles Under Vertical Loading

SHEN Chuan

(No. 1 Engineering Co., Ltd. of China Railway 18th Bureau Group Co., Ltd., Baoding, Hebei 072750, China)

Abstract: To clarify the bearing characteristics and load transfer mechanism of long and large pile foundations in dense silty fine sand strata in the middle and lower reaches of the Yellow River, and to explore the settlement characteristics of pressure-bearing piles under vertical cyclic loading, the static load tests of three long and large drilled grouting piles were carried out by designing tension-compression anchor method loading with reaction devices, and the settlement law of pile top and pile end under finite cyclic loading was studied by numerical simulation. The results indicate that the side friction resistance and pile end resistance of large diameter and long bored piles are not synchronized, and the degree of pile side friction resistance is related to the pile top load, soil properties, buried depth, and pile foundation construction technology. The long pile foundation in dense fine sand stratum shows the characteristics of a pure friction pile. When calculating the bearing capacity of a long and large pile foundation, the survey report parameters based on the standard value should be multiplied by the corresponding correction coefficient. The side friction resistance of the pile body in the dense silty fine sand layer is not fully utilized. The finite loading and unloading of the permanent-temporary combination beam yard cannot cause obvious deformation of the pile foundation, and the influence of the beam yard operation on the bearing capacity of the pile foundation is weak.

Keywords: piles; beam yard; bored pile; static load test; simulation; settlement

0 引言

大直径超长钻孔灌注桩的设计和施工是大跨

度桥梁工程建设的关键环节。与此同时,在项目建设过程中,不可避免会出现因土方运输困难或需要临时放置建设物资等情况,出现在已施作的桩基周围进行反复、循环堆载的问题,而循环堆载极易引发邻近桩基产生累计沉降和承载特性变化^[1],进而直接影响基础工程的稳定性和安全,因此对相关工

* 中铁十八局集团有限公司科研课题(CR18GK-24-S-p-11);中铁十八局集团有限公司荣密高速 XMSG-1 标项目经理部科研课题(1-JF-2024 荣密高速-0-003)

[作者简介] 沈 川,工程师,E-mail:707798146@qq.com

[收稿日期] 2024-10-17

程来说,研究循环荷载作用下桩基变形及受力特征具有一定的现实意义和工程价值。

现阶段针对长大桩基,主要结合现场静载试验开展相关研究,如王卫东等^[2-4]依托上海中心大厦工程和武汉绿地中心大厦工程就灌注桩受荷状态、承载性能和荷载传递机理进行了系统分析;李永辉等^[5]针对郑州市三环快速路工程研究了不同后注浆类型下大直径灌注桩承载性能;桑伟锋^[6]通过开展大直径超长钻孔灌注桩大吨位竖向单桩静载试验,发现其桩侧摩阻力的发挥不仅受制于周围土层的性质,还跟桩顶所施加的荷载水平有密切关系;陈仁朋等^[7]对预应力管桩开展现场试验,通过进行竖向循环加载,研究了桩身极限承载力与循环荷载的关系,并进一步分析了桩顶累积沉降变化情况。Buckley 等^[8]和 Wada 等^[9]同样采用原位试验的方法开展了桩基循环加载承载能力特性研究。陈仁朋等^[11]开展饱和粉土地基中刚性单桩动力加载大比例模型试验,得出循环剪切会引起桩-土界面土颗粒重排,循环荷载比对桩基累积沉降、桩侧应力状态发展影响显著。张昕等^[10]通过室内模型试验发现循环周期、幅值和密实度为桩周土体变形的主要因素。陈仁朋等^[11]推导出组合循环荷载作用下的桩基循环加载性状简化判定公式,并提出了针对竖向循环荷载作用下桩基的设计方法及设计流程。郑刚等^[12]利用 ABAQUS 拟合 79m 长桩荷载试验结果验证模拟方法的可靠性,进一步研究竖向及水平荷载作用下超长桩的荷载传递与变形特点。邱瑞成等^[13]基于 FLAC3D 有限差分软件研究了桩-土接触面参数对静载试验结果的敏感程度。刘莹等^[14]结合模型试验和数值模拟、秦仕伟等^[15]基于现场原位试验和数值模拟分别对桩基承载性能开展研究。

综合来说,原位试验可相对较准确地得到桩基承载力,但往往试验成本高、测试难度大、可重复性小,而对大直径超长钻孔灌注桩开展循环加载则将使试验难度成倍增加;理论计算简单可操作性强,但简化计算模型极易导致计算结果与实际值相差较大;模型试验灵活度和可重复性均较强,成为目前较为常用的手段,因试验结果往往离散性较大,故需要控制好模型相似比,且只能对主要参数开展分析;对于数值计算,只要参数选取合理,通过建立复杂的模型还原现场实际情况,可快速、便捷、经济地获得桩基竖向承载力。

基于此,本文依托实际工程,围绕上部“永临结合”梁场运营阶段组合梁预制期间,梁体浇筑、预应

力施加和吊装移位形成的循环荷载有可能对现场 80m 超长工程桩桩基承载力和变形造成影响的问题,通过开展现场载荷试验获取灌注桩受荷状态、承载性能和荷载传递机理,利用有限元分析软件对静载试验进行数值模拟,不断调整参数使数值计算与现场测试结果趋于一致,在此基础上进一步探讨承压桩在竖向循环堆载作用下的沉降特性。

1 工程概况

依托河南焦作至平顶山高速公路荥阳—新密段工程,项目起点位于荥阳市汜水镇,北接连霍高速公路,中间与郑少高速公路互通互联,南与商登高速公路衔接,路线全长 45.845km。汜水枢纽互通区主线桥全长约 880m,需跨越连霍高速公路和陇海铁路,施工难度较大。

项目地处黄河中下游平原区,施工区域周边农田密布,因耕地保护,施工临时用地紧张,且表层耕植土地基承载能力较差,并且组合箱梁单片体型和质量均较大,如对预制区、存梁区采用大范围地基加固措施,势必导致施工成本大幅增加,而远距离设场又会增大运输成本。针对组合箱梁预制梁场选址困难的问题,创新性提出采用“永临结合”方式建设波形钢腹板组合梁预制梁场的方案,即将临时制梁区、存梁区建设在已施作的工程桩基上,待桥梁相应区段的梁体浇筑、架设完成后,再拆除该梁场,同时施作承台上部墩柱和桥跨结构。梁场预制梁浇筑和存放反复、循环堆载,极易引发邻近桩基产生累计沉降和承载特性变化。

桥梁建设区域位于冲洪积倾斜平原地区,地形较为平坦,地层上部多以呈松散~稍密状的粉土、粉砂为主,下部则为密实的粉细砂。该地区多年年均降水量 640.9mm,多集中于夏季 6—7 月份,12—1 月份的降水量相对较少,年平均相对湿度 60%,差异甚微。沿线地下水主要由降雨入渗补给,另外个别邻近河流、渠道、池塘的区段也由地面水流补给,地下水位随季节变化,地层富水性较好。

为充分研究黄河中下游平原地区大直径灌注桩受荷状态、承载性能及荷载传递机理等问题,施工现场开展单桩竖向静载试验。结合现场地质情况,在项目线路范围内进行 3 根试桩试验,试桩编号分别记为 FJS1、FJS2 和 FJS3,3 根试桩桩身对应土层分布情况如图 1 所示(未显示浅层耕植土)。3 个墩位所处地层相近,桩端位置均为密实的细砂、粉砂层。

2 现场静载试验

为更好地确定桩基承载力,根据线路地质勘察

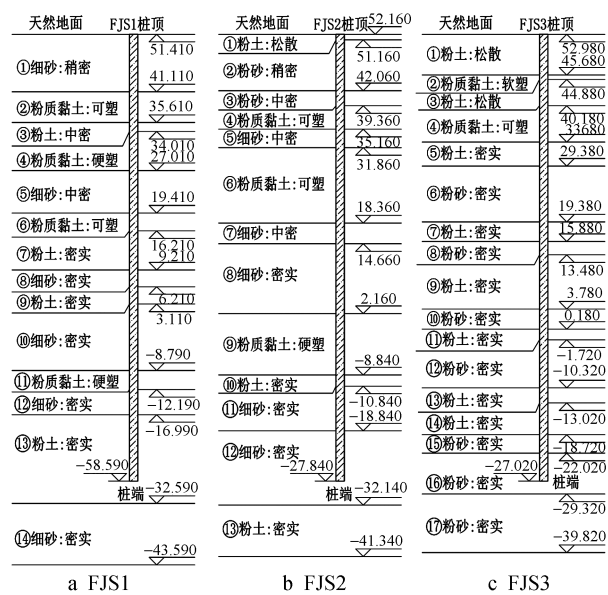


图 1 试桩处土层分布

Fig. 1 Distribution of soil layers at the test piles

资料核算并参考附近同类单桩竖向静载试验结果,结合桩长、桩径等尺寸,初步确定本次试验加载极限值为 40 000kN,试验桩加载至极限承载力。静载试验加载反力系统采用能提供大吨位反力的拉压锚法(见图 2),采用“4 锚 1”布置形式,其中锚桩采用工程桩,3 根试桩所用锚桩尺寸分别为 $\phi 2.0\text{m}\times 85\text{m}$ 、 $\phi 2.0\text{m}\times 80\text{m}$ 和 $\phi 2.0\text{m}\times 83\text{m}$,试桩位于中间,试桩尺寸均为 $\phi 1.5\text{m}\times 80\text{m}$ 。加载反力装置提供反力不小于最大试验加载量 40 000kN 的 1.2 倍。

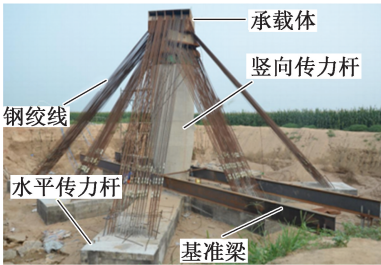


图 2 现场静载试验

Fig. 2 Field static load tests

考虑最大加载量为 40 000kN,分级荷载按 $(40\,000/10)\text{kN}$ 控制,即 4 000kN,共 10 级;加载至最大加载量后逐级卸载,卸载时则按分级加载的 2 倍控制,即每次卸载的分级量值约为 8 000kN。

试桩桩顶沉降量和锚桩上拔量的量测通过固定到基准梁上的电子位移传感器监测试桩桩顶沉降和锚桩桩顶上拔量。桩顶沉降量的观测平面设置在桩顶以下 200mm 的位置。在试桩桩身,以试桩中心为基点,对称设置 4 个沉降观测点,在此 4 个沉降观测点处安置 4 个电子位移传感器,从而测量试

桩的桩顶沉降量;锚桩上拔量观测平面直接布置在桩顶,观测平面光滑平整,在此观测平面安置 1 个电子位移传感器,从而测量锚桩上拔量。电子位移传感器通过中继器连接到桩基静载测试仪,自动记录桩顶沉降量和锚桩上拔量。由安装在桩身钢筋上的钢筋计测定不同加载等级下的桩身轴力,根据桩身轴力计算侧摩阻力。采用超声波透射法在静载试验前进行桩身完整性检测^[6],桩身质量良好,无缺陷,评估为 I 类桩。

3 静载试验结果分析

3.1 荷载-沉降曲线

3 根静载试验桩顶处 $Q-s$ 曲线如图 3 所示,试桩 $s-\lg Q$ 曲线如图 4 所示,试桩桩顶沉降对比结果如表 1 所示。

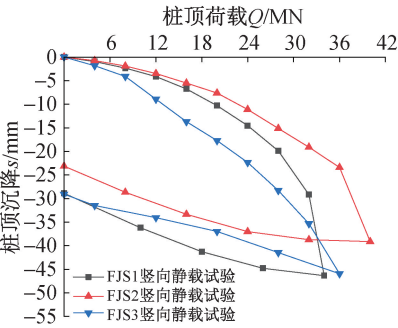


图 3 桩顶 $Q-s$ 曲线

Fig. 3 $Q-s$ curves at the top of pile

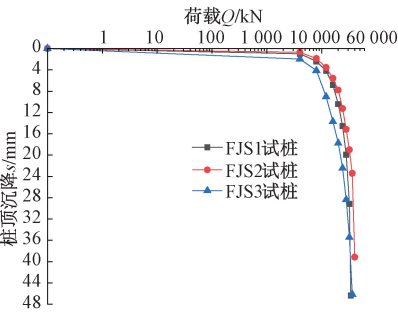


图 4 3 根试桩 $s-\lg Q$ 曲线

Fig. 4 $S-\lg Q$ curves for three test piles

表 1 原位试桩桩顶沉降对比

Table 1 Comparison of top settlement of in-situ test piles

试桩 编号	最大加载 时/mm	卸荷完成 后/mm	最大回 弹量/mm	回弹率/ %
FJS1	46.35	28.89	17.46	37.7
FJS2	39.13	23.13	16.00	40.9
FJS3	45.93	29.08	16.85	36.7

1) FJS1 试桩最大加载量 34 000kN, $Q-s$ 曲线呈陡降型,单桩竖向极限承载力标准值取陡降段的起点,即 32 000kN,桩顶回弹率 37.7%。

2) FJS2 试桩最大加载量 40 000kN, $Q-s$ 曲线同

样呈陡降型,单桩竖向极限承载力标准值取陡降段的起点,即 36 000kN,桩顶回弹率 40.9%。

3) FJS3 试桩最大加载量 36 000kN, Q - s 曲线呈缓变型,单桩竖向极限承载力标准值取桩顶沉降 40mm 对应加载量,即 33 762kN,桩顶回弹率 36.7%。

3.2 桩身轴力分析

将整个桩身按等截面考虑,且桩身为线弹性体,并假定该截面处桩身混凝土与钢筋应力计应变协调,根据以下公式计算桩身某截面处的轴力:

$$P_{zi} = A_c E_c \varepsilon_c + A_s E_s \varepsilon_s = \frac{A_c E_c + A_s E_s}{A_g E_g} P_{gi} \quad (1)$$

$$P_{gi} = K(f_i^2 - f_0^2) \quad (2)$$

式中: P_{zi} 为第 i 级荷载作用下桩身某截面的轴向力; A_c, A_s 和 A_g 分别为桩身某截面混凝土、纵筋和钢筋应力计的截面积; E_c, E_s 和 E_g 分别为混凝土、纵筋和钢筋应力计的弹性模量; $\varepsilon_c, \varepsilon_s$ 分别为混凝土的应变和钢筋应变; P_{gi} 为钢筋应力计在第 i 级荷载作用下所受的压力; K, f_0, f_i 分别为钢筋应力计标定系数、静载试验加载前的频率量测值、钢筋应力计在第 i 级荷载作用下的频率量测值^[6]。

桩身轴力变化曲线如图 5 所示。

1) 受桩顶荷载作用,桩身上部轴力先发挥,由于侧摩阻力消减了桩顶荷载,桩身下部轴力发挥具有滞后性,只有当荷载逐渐加至足够大的情况下才使下部桩身开始承载。

2) 加载初期,由于桩顶荷载较小,桩身轴力未传递至桩身下部,导致桩身轴力-埋深变化曲线出现上部曲线倾斜程度较大,下部桩身近乎垂直;而当桩顶荷载逐级增加后,较大的荷载使上部桩身侧摩阻力发挥充分,荷载逐渐传递至下部桩身,桩端阻力也有所增加,而上部桩身轴力增加幅度较大,曲线斜率整体表现为逐步变缓。

3) FJS1 试桩在桩顶荷载 12 000kN 及以下时,桩端阻力为 0,而当荷载增加至 16 000kN 时,桩端阻力增至 140.6kN; FJS2 试桩在桩顶荷载 4 000kN 时,桩端阻力为 0,而当荷载增加至 8 000kN 时,桩端阻力增至 1 425kN; FJS3 试桩在桩顶荷载 8 000kN 及以下时,桩端阻力为 0,而当荷载增加至 12 000kN 时,桩端阻力增至 562.3kN。推测出现该现象大概率与 3 处位置地层差异以及现场施工工艺(如桩底沉渣情况)等因素有关,同时也说明大直径超长桩桩身侧摩阻力和桩端阻力存在发挥不同步的特征。

4) 在最大加载量作用下, FJS1 试桩桩端阻力占比 6.6%, FJS2 试桩桩端阻力占比 13.5%, FJS3 试桩

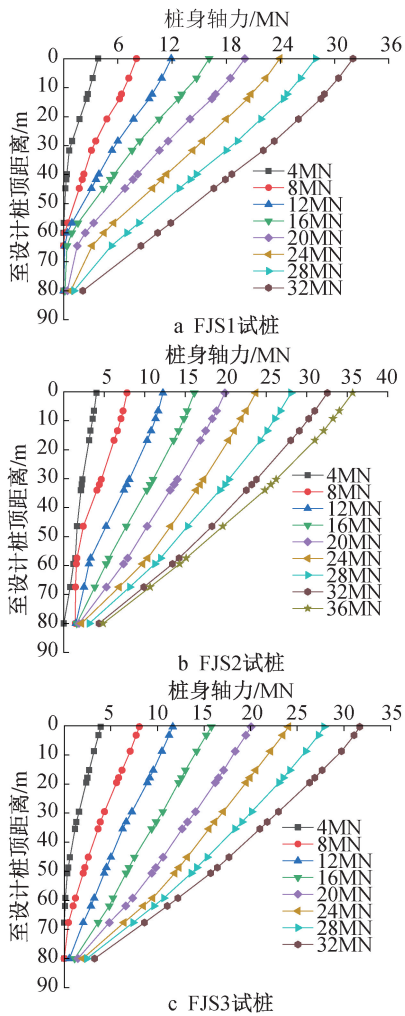


图 5 各级荷载水平下试桩桩身轴力

Fig. 5 Axial force of test pile at various loading levels

桩端阻力占比 10.2%。3 根试桩桩端阻力均未发挥充分,均呈现出纯摩擦桩的特点。

3.3 桩身侧摩阻力分析

沿桩身各土层的侧摩阻力 q_{si} 可根据式(3)求得:

$$q_{si} = \frac{P_{zi} - P_{zi+1}}{\pi D l_z} \quad (3)$$

式中: q_{si} 为第 i 级荷载作用下桩身第 z 截面与第 $z+1$ 截面之间的侧摩阻力; P_{zi} 和 P_{zi+1} 分别为桩身在第 i 级荷载作用下 z 截面、 $z+1$ 截面处的轴力; D 为桩身直径; l_z 为第 z 截面与第 $z+1$ 截面之间的桩长。据此算得 3 根试桩桩侧摩阻力沿桩身的分布曲线如图 6 所示。

由图 6 可知,桩身在荷载作用下与周边土体发生相对位移,进而侧摩阻力开始出现,其发挥作用过程为:上部土层区域的侧摩阻力先发挥,下部土层侧摩阻力发挥则有一定滞后性;随着荷载逐步增加,当上部侧摩阻力不足以减弱桩土相对位移时,

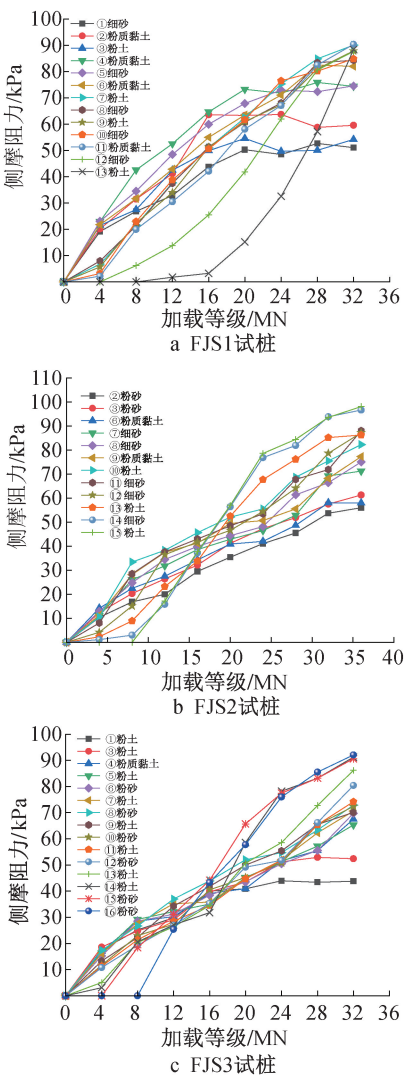


图 6 各土层侧摩阻力随施加荷载等级变化
Fig. 6 Variation of lateral friction resistance with applied load level for each soil layer

桩身继续向下运动,进而带动下部土层产生侧摩阻力,这期间上部土层的侧摩阻力会在达到极限后趋于稳定,而下部土层侧摩阻力却会逐渐增大,直至趋于稳定。

由图 6a 可知,当桩顶荷载逐级施加至 20 000kN 时,上部①~④土层侧摩阻力已接近极限值,并有趋于稳定的可能,且有一定的软化迹象,但不明显,⑤细砂层和⑥粉质黏土层则当荷载分别达到 24 000,28 000kN 时达到极限并稳定,而下部 65m 桩长范围内的密实粉细砂和硬塑粉质黏土层中的侧摩阻力均随荷载增加而逐渐增大,在达到极限荷载后,仍有增加的趋势;对于图 6b 中 FJS2 试桩,在加载至极限荷载后,各土层侧摩阻力均未达到定值,均仍有一定的增加趋势;对于图 6c 中 FJS3 试桩,仅有上部 8m 范围内的①粉土和③粉土在桩顶荷载达到 24 000kN 时达到定值并趋于稳定,而下部密实的粉细砂层中侧摩阻力均随桩顶荷载增加而增大,没有趋于稳定的迹象。

3.4 桩身侧摩阻力试验值与规范值对比

3 根试桩实测极限荷载对应侧摩阻力值与勘察推荐值对比情况如表 2 所示。由表 2 可知,桩身上部和下部土层桩侧摩阻力实测值均大于基于规范、经验所取的推荐值,最大可相差 50%(FJS1 试桩⑦粉土)。由图 6 可知,侧摩阻力大部分区段尚未完全发挥,实测值与推荐值的差值甚至还有扩大的趋势,说明黄河中下游流域密实粉细砂地层对桩身提供了较好的侧向约束,有利于桩身侧摩阻力的发挥,使单桩竖向极限承载力更有利于保障项目安全实施。据此,建议后期对该区域大直径桩基进行设

表 2 原位试桩桩顶沉降对比

Table 2 Comparison of top settlement of in-situ test piles

FJS1 试桩侧摩阻力			FJS2 试桩侧摩阻力			FJS3 试桩侧摩阻力		
土层情况	实测值/kPa	勘察推荐值/kPa	土层情况	实测值/kPa	勘察推荐值/kPa	土层情况	实测值/kPa	勘察推荐值/kPa
①细砂,稍密	51.1	30	②粉砂,稍密	56.0	35	①粉土,松散	43.8	30
②粉质黏土,可塑	59.6	40	③粉砂,中密	61.3	40	③粉土,松散	52.4	30
③粉土,中密	54.2	40	④粉质黏土,可塑	58.0	50	④粉质黏土,可塑	67.5	55
④粉质黏土,硬塑	74.4	50	⑦细砂,中密	71.3	55	⑤粉土,密实	65.3	55
⑤细砂,中密	74.6	50	⑧细砂,密实	75.1	60	⑥粉砂,密实	69.8	60
⑥粉质黏土,可塑	82.0	60	⑨粉质黏土,硬塑	77.3	60	⑦粉土,密实	70.6	55
⑦粉土,密实	90.1	60	⑩粉土,密实	82.3	60	⑧粉砂,密实	72.9	55
⑧细砂,密实	84.3	65	⑪细砂,密实	88.1	65	⑨粉土,密实	70.1	60
⑨粉土,密实	87.9	60	⑫细砂,密实	87.2	65	⑩粉砂,密实	72.4	65
⑩细砂,密实	84.9	65	⑬粉土,密实	86.3	70	⑪粉土,密实	74.2	65
⑪粉质黏土,硬塑	90.4	75	⑭细砂,密实	96.7	70	⑫粉砂,密实	80.4	70
⑫细砂,密实	87.7	70	⑮粉土,密实	98.1	80	⑬粉土,密实	86.2	65
⑬粉土,密实	88.4	80	—	—	—	⑭粉土,密实	91.2	75
—	—	—	—	—	—	⑮粉砂,密实	90.6	70
—	—	—	—	—	—	⑯粉砂,密实	92.1	70

计时,宜对规范建议值适当放大,保守按 1.5 倍取值。

3.5 桩土相对位移分析

假定桩周土体不发生位移,桩土相对位移即为桩身位移,且桩身两个测点间的桩身变形呈线性变化。通常认为,桩侧摩阻力的发挥需要一定桩土相对位移,在桩土相对位移逐渐增加的同时,桩侧摩阻力也逐步发挥至极限,之后随着桩土相对位移的继续增大,桩侧摩阻力可能保持稳定状态,也可能出现软化。桩土相对位移与桩侧摩阻力关系曲线如图 7 所示。

1)对于 FJS1 试桩,该区域桩身上部②粉质黏土、③粉土侧摩阻力随桩土相对位移变化呈现出先增大后减小,而后再趋于稳定的规律,带有一定的软化特征。这主要是因为桩顶荷载逐级增加期间,桩身上部的侧摩阻力会逐渐发挥至极限值,由于桩周土体进入塑性,发生不可逆的破坏,进而引起侧摩阻力有所减小。①细砂、④粉质黏土~⑩细砂均表现为随桩土相对位移增加趋于稳定,呈现硬化特征,⑪粉质黏土、⑫细砂和⑬粉土在侧摩阻力接近 90kPa 时仍未充分发挥。侧摩阻力充分发挥对应的桩土相对位移:粉质黏土桩土相对位移集中在 5~7mm,粉土集中在 6mm 左右,而细砂随深度变化较大,集中在 3~11mm。

2)对于 FJS2 试桩,该区域桩身侧摩阻力均随桩土相对位移增加而增大,尚无趋于稳定的迹象,带有一定的硬化特征。

3)对于 FJS3 试桩的桩土相对位移与桩侧摩阻力曲线,仅桩身上部①粉土、③粉土在桩土相对位移达到 21mm 左右桩身侧摩阻力得到充分发挥,其他土层侧摩阻力随桩土相对位移变化则均呈现硬化特征,说明尚未完全发挥。

4 数值分析模型

4.1 模型尺寸和材料参数

采用 PLAXIS 软件建立二维有限元模型,模型的几何边界尺寸为 40m×140m(宽度×深度),桩长 80m,如图 8 所示。模型侧向约束法向位移,底部固定,顶部自由。考虑“永临结合”梁场主要设置于 FJS3 试桩附近,因此结合 FJS3 试桩位置钻孔地层分布建立模型。模型中假定土体横向均质,且服从莫尔-库伦准则。FJS3 试桩(100 号桥墩处)场地土层参数如表 3 所示。桩基使用 C30 混凝土浇筑,将其按均质且各向同性的材料体考虑,弹性模量取 $3.0\times10^4\text{MPa}$,泊松比为 0.2,重度为 25kN/m^3 ,采用平面应变单元模拟。

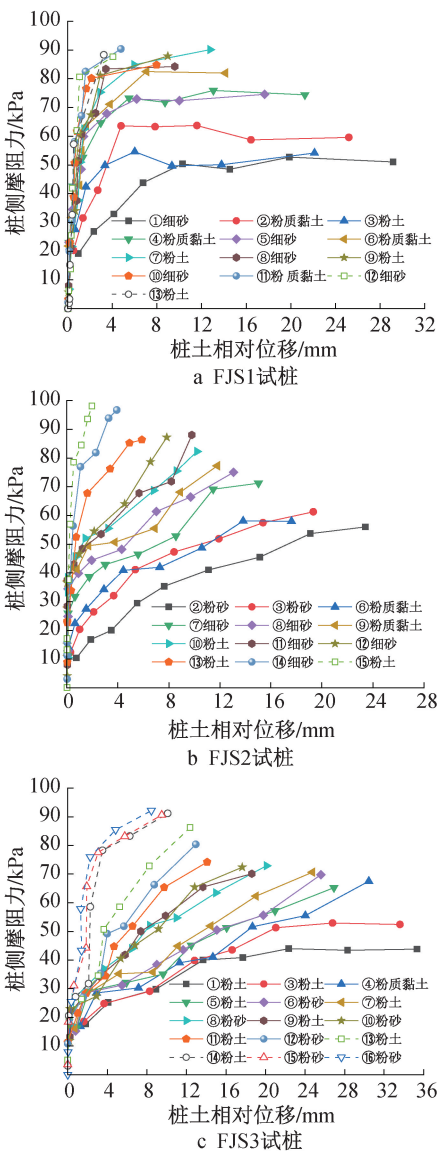


图 7 桩土相对位移与桩侧摩阻力关系
Fig. 7 Relation between pile-soil relative displacement and pile lateral frictional resistance

考虑桩土界面参数直接影响数值模拟结果对现场实际情况的还原程度,故采用 PLAXIS 有限元软件内嵌的界面单元模拟桩土相互作用,见式(4)~(9)。

$$c_i = R_i c_s, \tan\phi_i = R_i \tan\phi_s \tag{4}$$

$$\psi_i = \begin{cases} \psi_s & R_i = 1 \\ 0 & R_i < 1 \end{cases} \tag{5}$$

$$G_i = R_i^2 G_s \tag{6}$$

$$E_i = 2G_i(1 + 2\nu_i) \tag{7}$$

$$E_{\text{oed},i} = 2G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2\nu_i} \tag{8}$$

$$k_n = \frac{E_{\text{oed},i}}{l_i}, k_s = \frac{G_i}{l_i} \tag{9}$$

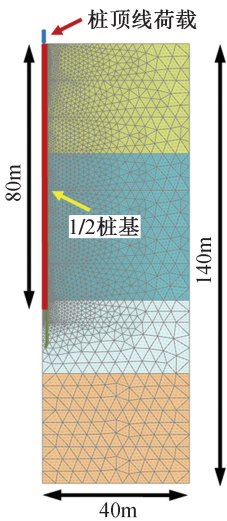


图 8 二维有限元模型

Fig. 8 Two-dimensional finite element model

表 3 土层物理力学参数

Table 3 Physical and mechanical parameters of soil layers

层号及 名称	重度/ (kN · m ⁻³)	压缩 模量/ MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩 擦角/(°)
①粉土	19.5	5.6	0.32	5	27
②粉质黏土	19.5	5.8	0.35	11	19
③粉土	19.6	6.2	0.32	7	28
④粉质黏土	19.8	9.3	0.33	22	21
⑤粉土	20.0	7.2	0.25	10	28
⑥粉质黏土	19.8	7.3	0.31	25	23
⑦粉砂	19.8	5.2	0.30	6	32
⑧粉砂	19.5	8.8	0.30	7	34
⑨粉土	19.8	9.4	0.25	11	30
⑩粉砂	19.8	9.3	0.30	8	35
⑪粉土	19.9	9.5	0.25	10	32
⑫粉土	20.1	9.8	0.25	12	31
⑬粉砂	20.0	10.2	0.25	10	36
⑮粉砂	19.9	10.3	0.30	11	36.5
⑯粉砂	20.2	10.5	0.25	12	37.5

式中: ψ_i 为软件中输入的界面剪胀角; c_s, φ_s, ψ_s 均为周边土体的抗剪强度参数; G_i 和 G_s 分别代表界面和周边土体的剪切模量,其他界面的刚度参数还包括弹性模量 E_i 、泊松比 ν 和压缩模量 E_{oad} ;界面泊松比 ν_i 通常取定值 0.45。 t_i 为界面虚拟厚度,由虚拟厚度因子和单元尺寸定义,一般取值范围为 0.01~0.1,岩土和结构构件的强度差越大,输入的值越小。由于土层较多, c_i, φ_i, k_s 和 k_n 可均由软件自动计算获得,其中 t_i 取 0.01, R_i 通过试算反演取 0.8, ψ_i 为 0(即不考虑剪胀角的影响)。

4.2 模拟现场载荷试验结果

数值模拟 FJS3 试桩现场静载试验实际情况,即先进行竖向加载,然后进行竖向卸载,得到静载试验和数值模拟结果对照如图 9 所示。

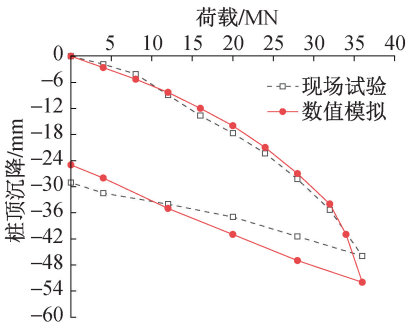


图 9 FJS3 试桩现场静载试验和数值模拟对比

Fig. 9 Comparison of field static loading test and numerical simulation of FJS3 test piles

由图 9 可知,对于桩顶竖向位移,加载至最大值 36 000kN 时,现场静载试验为 45.93mm,而数值模拟结果为 52mm,数值模拟比现场静载试验多 13%,卸载至 0 时,现场静载试验为 29.08mm,而数值模拟结果为 25mm,数值模拟比现场静载试验少 14%。整体来说,数值模拟和现场静载试验结果比较吻合,由于数值模拟忽略了地层不均匀性和物理力学参数离散性,导致结果过于理想化,综合来说二者差异总体可以接受,本次数值模拟基本可印证现场实际情况,故在此基础上可开展循环荷载下承压桩沉降特性数值试验研究。

4.3 荷载确定与施加

为探究“永临结合”梁场运营阶段组合梁预制期间梁体浇筑、预应力施加和吊装移位形成的循环荷载对现场 80m 超长工程桩桩基承载力和变形造成的影响,本文以单桩极限承载力作为基准,将其按一定比例折减后的值作为桩顶荷载进行分析计算。定义循环荷载比 CLR(cyclic load ratio)为桩顶所施加的循环荷载最大值与单桩竖向极限承载力的比值,基于 CLR,对循环荷载下单桩累积变形进行分析。

结合图 3 和图 9 结果,单桩竖向极限承载力标准值为 33 762kN,结合项目实际,为有效评估不同荷载等级情况下循环荷载对承压桩的影响,分别选取循环荷载最大值为 0.5、1.0 倍的单桩竖向极限承载力标准值,其中 0.5 代表承载力特征值工况。另外,“永临结合梁场”组合梁浇筑期间,采用“跳跃式”布置方式(见图 10),即中间隔一跨进行预制,以防止大吨位循环荷载对工程桩竖向位移产生影响。单跨两组三桩承台承担上部两段 50m 长波形钢腹板组合梁,单个梁重约 450t,在不考虑承台效应的前提下,单根桩基承担 150t 荷载(CLR=0.043 5)。由于桩基上部并未施工墩柱和桥跨结构,因此不考虑

单纯静力加载工况,仅进行循环动载分析计算。

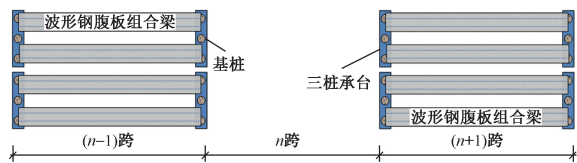


图 10 永临结合梁场布置平面

Fig. 10 Layout of permanent and temporary combined girder yard arrangement

4.4 桩顶沉降量分析

按 $CLR = 1.0, 0.5$ 和 $0.043\ 5$ 对基桩顶部进行加载-卸载循环 20 次,研究不同循环荷载作用下桩顶沉降规律。循环荷载作用下桩顶沉降量变化情况如图 11 所示。

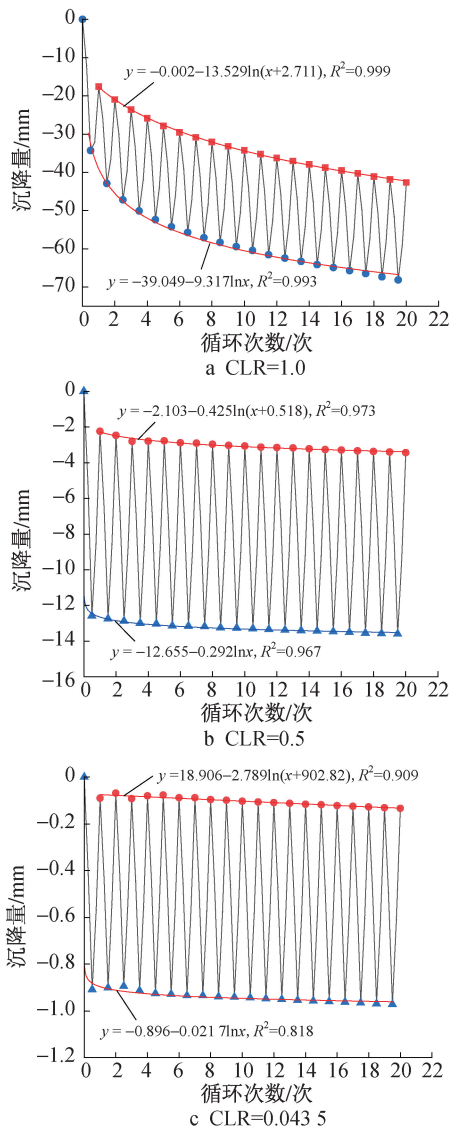


图 11 循环加卸载对桩顶沉降影响

Fig. 11 Effect of cyclic loading and unloading on pile end settlement

1)对于每次循环,加载阶段桩顶沉降量随荷载增加而逐渐变大,卸荷阶段,桩顶随荷载减小而发生回弹,即桩顶沉降随荷载减小而逐渐变小。

2)桩顶最大沉降量随着竖向荷载循环次数的增加而不断累计增大。对于不同的循环荷载比工况,均表现为第 1 个循环桩顶沉降增加幅值最大,之后桩顶沉降随循环次数增加也在增大,但幅度会逐渐变小。同时,极限承载力工况每次循环增加幅值最大,经历 20 次循环后仍有继续增大的趋势,而承载力特征值和波形钢腹板堆载工况则有趋于稳定的特征。究其原因:第 1 次循环加载过程中,土层相对较为松散,荷载施加后土体出现变形,之后在循环荷载作用下,桩周土体由于受到反复加载作用,土体达到剪切屈服,出现不可逆塑性变化,土体回弹变形能力减弱,无法带动桩体回弹,最终导致桩身沉降量逐渐累加,且桩顶荷载越大,塑性区范围越大,这也是每次循环极限承载力工况桩顶沉降随循环次数增加幅值最大的原因。

3)在本文拟定的极限承载力情况下,密实粉细砂层中桩身侧摩阻力尚未充分发挥,则对于后两种桩顶荷载较弱工况,桩周土体塑性区大范围未形成,导致桩顶沉降受循环荷载影响较弱。

将加载至所加荷载极限值的桩顶沉降量、每次卸荷桩顶回弹量与加载次数进行拟合,拟合时基本符合对数曲线公式:

$$y = a - b\ln(x + c) \tag{10}$$

式中: y 为桩顶沉降量; x 为循环次数; a, b, c 均为常数。

$CLR = 1.0, 0.5$ 和 $0.043\ 5$ 时桩顶加载至极值、卸荷至 0 时对应的拟合公式同样如图 11 所示。由图 11 可知:①由于极限承载力工况对桩土相互作用、桩周土体软化影响最大,拟合效果最好,承载力特征值工况次之, $CLR = 0.043\ 5$ 的波形钢腹板循环预制堆载工况由于承载力较小,对桩土相互作用影响较弱,弹性区范围较大,拟合效果相对较差;②结合 $CLR = 0.043\ 5$ 工况桩顶沉降变化规律和拟合公式可以推测,桩顶在波形钢腹板循环预制堆载循环作用下,桩顶沉降在预制梁场撤场后基本维持在 0.1mm 左右,可以说影响微乎其微,即“永临结合”梁场有限次加卸荷并不能引发桩基发生明显变形,进而也可得出“永临结合”梁场实施对桩基承载性能的影响较弱。

5 结语

1)大直径长钻孔灌注桩桩身的侧摩阻力和桩端阻力发挥不同步,随着桩顶荷载的增大,桩身下

部轴力逐渐增加,端阻也开始逐渐发挥。3处试桩发现黄河中下游流域密实粉细砂地层中长大桩基的摩阻力可提供绝大部分承载力,在工作荷载下桩端阻力的发挥空间较为有限,呈现出纯摩擦桩性状。

2)大直径超长钻孔灌注桩桩侧摩阻力由上而下逐步发挥,且发挥程度与桩顶荷载施加水平、土层性质、埋深以及桩基施工工艺均有一定的关系。

3)在进行大直径超长钻孔灌注桩承载力计算时,采用基于规范、经验值的勘察报告提供的参数按规范计算和实际承载能力会有一定误差,故在实际计算超长桩承载力时,不同深度土层的侧摩阻力应乘以相应不同的放大修正系数。

4)由于密实粉细砂层中桩身侧摩阻力并未充分发挥,循环加卸载并未导致桩侧摩阻力出现软化,“永临结合”梁场有限次加卸荷并不能引发桩基发生明显变形,梁场运营对桩基承载性能的影响较弱。

参考文献:

- [1] 陈仁朋,任宇,陈云敏. 刚性单桩竖向循环加载模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(12):1926-1933.
CHEN R P, REN Y, CHEN Y M. Experimental investigation on a single stiff pile subjected to long-term axial cyclic loading[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2011, 33(12): 1926-1933.
- [2] 王卫东,李永辉,吴江斌. 上海中心大厦大直径超长灌注桩现场试验研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(12):1817-1826.
WANG W D, LI Y H, WU J B. Field loading tests on large-diameter and super-long bored piles of Shanghai Center Tower[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2011, 33(12): 1817-1826.
- [3] 王卫东,李永辉,吴江斌. 超长灌注桩桩-土界面剪切模型及其有限元模拟[J]. 岩土力学,2012,33(12):3818-3824,3832.
WANG W D, LI Y H, WU J B. Pile-soil interface shear model of super long bored pile and its FEM simulation[J]. Rock and soil mechanics, 2012, 33(12): 3818-3824,3832.
- [4] 王卫东,吴江斌,聂书博. 武汉绿地中心大厦大直径嵌岩桩现场试验研究[J]. 岩土工程学报,2015,37(11):1945-1954.
WANG W D, WU J B, NIE S B. Field loading tests on large-diameter rock-socketed bored piles of Wuhan Greenland Center Tower[J]. Chinese journal of geotechnical engineering,2015,37(11): 1945-1954.
- [5] 李永辉,郭院成,周同和. 不同后注浆类型下大直径灌注桩承载性能分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2017,33(6):984-993.
LI Y H, GUO Y C, ZHOU T H. Analysis of bearing capacities of large-diameter bored pile with different types of post grouting[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (natural science), 2017, 33(6): 984-993.
- [6] 桑伟锋. 竖向高荷载作用下大直径超长钻孔灌注桩承载性能试验[J]. 世界地质,2020,39(1):127-134.
SANG W F. Experiment on bearing capacity of large-diameter and super-long bored pile under vertical heavy load[J]. Global geology, 2020, 39(1): 127-134.
- [7] 陈仁朋,彭春银,汪健夫,等. 竖向循环荷载下软黏土地基管桩累积沉降特性[J]. 土木工程学报,2021,54(3):119-128.
CHEN R P, PENG C Y, WANG J F, et al. Accumulated settlement characteristics of pipe piles in soft clay under axial cyclic loading[J]. China civil engineering journal, 2021, 54(3): 119-128.
- [8] BUCKLEY R M, JARDINE R J, KONTTOE S, et al. Ageing and cyclic behaviour of axially loaded piles driven in chalk[J]. Géotechnique,2018,68(2):146-161.
- [9] WADA M, TOKIMATSU K, MARUYAMA S, et al. Effects of cyclic vertical loading on bearing and pullout capacities of piles with continuous helix wing[J]. Soils and foundations,2017,57(1):141-153.
- [10] 张昕,董浩,徐迎迎,等. 竖向循环荷载作用下砂土中单桩承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学,2023,44(3):673-684.
ZHANG X, DONG H, XU Y Y, et al. Experimental study on the bearing capacity of piles in sand under cyclic loading[J]. Rock and soil mechanics, 2023, 44(3): 673-684.
- [11] 陈仁朋,任宇,陈云敏. 基于沉降控制的竖向压循环荷载作用下的桩基设计方法[J]. 岩土工程学报,2015,37(4):622-628.
CHEN R P, REN Y, CHEN Y M. Design method for piles subjected to cyclic axial loading for control of permanent accumulated settlement[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2015, 37(4): 622-628.
- [12] 郑刚,王丽. 竖向及水平荷载加载水平、顺序对单桩承载力的影响[J]. 岩土工程学报,2008,30(12):1796-1804.
ZHENG G, WANG L. Effect of loading level and sequence of vertical and lateral load on bearing capacity of single pile[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2008, 30(12): 1796-1804.
- [13] 邱瑞成,艾健森. 基于FLAC3D的单桩静载模拟桩土接触面参数敏感性研究[J]. 路基工程,2019(2):164-169.
QIU R C, AI J S. FIAC 3D-based study on sensitivity of pile-soil interface parameters by static load test of single pile[J]. Subgrade engineering, 2019(2): 164-169.
- [14] 刘莹,覃立胜,甘庆,等. 固结状态不同的饱和软土中桩基竖向循环承载特性[J]. 科学技术与工程,2021,21(23):9995-10003.
LIU Y, QIN L S, GAN Q, et al. Vertical cyclic bearing characteristics of pile foundations in saturated soft soil with different consolidation states[J]. Science technology and engineering, 2021, 21(23): 9995-10003.
- [15] 秦仕伟,高磊,韦兵兵,等. 基于光纤技术和有限元计算的灌注桩承载特性[J]. 科学技术与工程,2023,23(13):5685-5692.
QIN S W, GAO L, WEI B B, et al. Bearing characteristics of cast-in-place piles based on optical fiber technology and finite element calculation[J]. Science technology and engineering, 2023, 23(13): 5685-5692.