

文章编号:1673-9469(2024)03-0049-10

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2024.03.007

中风化花岗岩中嵌岩桩承载性能原位试验 与极限承载力预测

刘超¹,白晓宇^{1*},银吉超¹,卫永辉²,谭永明³,孟德朝⁴

(1. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266520; 2. 中建四局西北建设有限公司, 陕西 西安 710117;
3. 中铁二十二局集团有限公司, 北京 100043; 4. 中国建筑第五工程局有限公司, 湖南 长沙 410004)

摘要: 为深入探究中风化花岗岩中嵌岩桩的竖向抗压承载特性,对12根嵌岩桩进行了单桩竖向抗压静载原位试验与ABAQUS有限元数值模拟,通过多种方法对嵌岩单桩极限承载力进行评价,明确中风化花岗岩中嵌岩桩竖向抗压承载性状。研究表明:12根中风化花岗岩中嵌岩桩并非表现出完全端承桩,而是呈摩擦型桩或摩擦端承桩的性状;中风化花岗岩地基中的嵌岩桩竖向抗压极限承载力较高,桩顶沉降小,满足工程对基础的承载要求;有限元模拟荷载-沉降曲线与实测荷载-沉降曲线走势吻合度较高,桩顶沉降误差较小;本试验条件下,桩端阻力占桩顶荷载的56.9%,桩侧摩阻力占比为43.1%,桩侧摩阻力在荷载传递过程中发挥较充分;有限元模拟得到的单桩极限承载力与指数函数模型的预测结果较为吻合,可用于嵌岩桩单桩竖向抗压极限承载力的预测,以及嵌岩桩承载性状和荷载传递规律的分析。

关键词: 嵌岩桩;中风化花岗岩;承载性能;原位试验;单桩极限承载力预测;数值模拟

中图分类号: TU473

文献标识码: A

In-Situ Test and Numerical Simulation on Bearing Characters of Rock-socketed Pile for Medium Weathered Granite

LIU Chao¹, BAI Xiaoyu^{1*}, YIN Jichao¹, WEI Yonghui², TAN Yongming³, MENG Dechao⁴

(1. School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao, Shandong 266520, China;
2. China Construction Fourth Engineering Division Co., Ltd., (Northwest), Xi'an, Shaanxi 710117, China;
3. China Railway 22nd Bureau Group Co., Ltd., Beijing 100043, China;
4. CSCEC Fifth Engineering Bureau Co., Ltd., Changsha, Hunan 410004, China)

Abstract: To investigate the vertical compressive load bearing characteristics of rock-socketed piles in medium-weathered granite, this paper carried out in-situ tests and ABAQUS finite element numerical simulations on 12 rock-socketed piles to evaluate the ultimate bearing capacity of rock-socketed piles by various methods and to clarify the vertical compressive load bearing characteristics of rock-socketed piles in medium-weathered granite. The study shows that the 12 rock-socketed piles in medium-weathered granite do not exhibit fully end-bearing piles, but are friction piles or friction end-bearing piles; the vertical compressive ultimate bearing capacity of rock-socketed piles in medium-weathered granite foundation is high, and the settlement at the top of the piles is small, which meets the bearing requirements of the foundation. The finite element simulation load-settlement curve matches well with the measured load-settlement curve, and the pile top settlement error is small; under this test condition, the pile end resistance accounts for 56.9% of the pile top load, and the pile side friction resistance accounts for 43.1%, and the pile side friction resistance plays a sufficient role in the load transfer process. The ulti-

收稿日期:2023-04-07

基金项目:山东省自然科学基金重点项目(ZR2020KE009);国家自然科学基金资助项目(51778312)

作者简介:刘超(1988-),男,吉林通化人,硕士研究生,研究方向:地基与基础工程。

*通信作者:白晓宇(1984-),男,内蒙古呼和浩特人,博士,教授,研究方向:地基基础及城市地下工程。

mate pile load capacity obtained from finite element simulation is in good agreement with the prediction result of exponential function model, which can be used for the prediction of vertical compressive ultimate load capacity of rock-socketed pile and the analysis of bearing characteristics and load transfer law of rock-socketed pile.

Key words: rock-socketed pile; medium weathered granite; bearing characters; in-situ test; prediction of ultimate bearing capacity of single pile; numerical simulation

青岛地区位于崂山山脉,花岗岩分布广泛,与其他地区花岗岩相比,存在地层结构层序清晰、岩石风化程度变化较大、部分岩层变化起伏大、岩体完整性指数较高及地基承载力较高等特点^[1],因此,该地区桩基础设计多为嵌岩桩。嵌岩桩具有单桩承载力高、抗震性能好、刚度大、沉降小等优点^[2-3]。数十年来,国内外学者对嵌岩桩承载机理进行了深入研究,主要手段有:原位试验、室内模型试验、数值分析方法、理论分析等^[4-5]。

Seol 等^[6]基于直剪试验及莫尔库伦破坏准则,建立了桩侧摩阻力的非线性方程,根据桩岩相对位移的大小将桩侧摩阻力变化分为三个阶段。Huang 等^[7]通过模型试验结合国内外实测数据,分析了软岩嵌岩桩的竖向承载机理,认为覆盖层压力对侧摩阻力和端阻力影响较小,随着嵌岩深度增加,桩端阻力占比降低,嵌岩段侧摩阻力增加,达到峰值后逐渐降低。Armaghani 等^[8]通过马来西亚 96 根桩的数据集,提出了一种基于基因表达编程(Gene Expression Programming, GEP)的预测嵌岩桩沉降的新模型,并进行了线性多元回归(Linear Multiple Regression, LMR)分析,并对其结果进行了比较,结果证明了基于 GEP 的沉降预测模型的可行性。Murali 等^[9]采用 X 射线 CT 成像和 3D-DEM 模型对软岩嵌岩桩进行模型桩荷载试验,研究嵌岩桩的荷载传递机制,发现桩-岩界面相互作用可分为三个阶段:阶段 I—滑动、阶段 II—局部剪切、阶段 III—渐进剪切,并提出粘性损伤塑性模型可以精确地模拟岩石介质,能够合理地捕捉软岩的宏观响应。Zhou 等^[10]提出了一种新的桩-岩界面修正剪切本构模型,采用考虑界面粗糙体磨损特性模型计算临界剪切位移。张亚妹等^[11]通过对青岛地区泥岩地基开展标准贯入试验、地基载荷试验、嵌岩桩静载试验,揭示了泥岩地基承载特性。

嵌岩桩优点多、应用广,但仍存在一定的问题:各行业设计标准对嵌岩桩竖向抗压承载力的计算方法尚未统一,很多标准规范将嵌岩桩视为端承桩,对嵌岩桩竖向荷载传递机理仍未明确,对

桩-土、桩-岩间相互作用、侧摩阻力发挥的研究有待加强。本文通过单桩竖向抗压静载原位试验、理论分析、ABAQUS 有限元软件数值模拟相结合的方法,重点研究了中风化花岗岩嵌岩桩竖向荷载特性和荷载传递机理。

1 试验概况

本节通过开展 2 个单桩竖向抗压静载原位试验,采集试验数据,绘制荷载-沉降曲线,分析嵌岩桩竖向荷载传递机理,为下一步理论分析和数值模拟提供依据。2 个试验地质条件相似,桩端嵌入中风化花岗岩,嵌岩深度均为 $1d$ (d 为桩径)。试验 1 试桩数量为 9 根,采集的试验数据较丰富,可通过试验数据比对分析来研究嵌岩桩竖向荷载传递机理;试验 2 的试桩数量为 3 根,设计单桩竖向抗压极限承载力大,可用于分析大吨位中风化花岗岩嵌岩灌注桩承载性能。

1.1 试验 1

1.1.1 场地概况

本试验场地位于青岛市崂山区,基础采用混凝土灌注桩。试桩所在区域岩土层序依次为素填土、含黏性土中粗砂、粗粒花岗岩强风化带、粗粒花岗岩中等风化带。基岩主要以花岗岩为主,呈肉红色,粗粒结构,块状构造,主要矿物成分为长石、石英及云母,各岩土层物理力学参数如表 1 所示。

表 1 各岩土层的物理力学参数

Tab. 1 Physical and mechanical parameters

岩土层名称	厚度/m	弹性模量/MPa	地基承载力特征值/kPa
素填土	5.0~8.0	5.0	—
含黏性土中粗砂	0.5~4.6	15.0	270.0
花岗岩强风化带	1.0~11.0	60.0	1 500.0
花岗岩中风化带	2.0~8.4	8 000.0	2 200.0

1.1.2 试桩参数

本工程为居民住宅项目,根据设计文件,基础型式为桩基础,采用钢筋混凝土灌注桩,使用机械

成孔施工。桩端嵌入中风化花岗岩约 0.8 m, 为嵌岩桩。桩身混凝土强度等级为 C40, 设计单桩竖向抗压极限承载力为 11 MN。表 2 所示为试桩参数统计结果。

表 2 试验 1 试桩参数

试桩编号	桩径/m	桩长/m	长径比
SZ1	0.80	10.76	13.45
SZ2	0.80	10.91	13.64
SZ3	0.80	11.20	14.00
SZ4	0.80	10.20	12.75
SZ5	0.80	21.30	26.63
SZ6	0.80	15.10	18.88
SZ7	0.80	11.30	14.13
SZ8	0.80	11.20	14.00
SZ9	0.80	11.97	14.96

1.1.3 试验方法

试验采用压重平台反力装置加载, 加载方法采用慢速维持荷载法, 通过对称设置的 4 个位移表量测桩顶沉降数据。读数时间、每级荷载沉降相对稳定标准、终止加载条件以及单桩竖向抗压极限承载力的确定均按照《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)^[12] 执行。试验 1 现场堆载过程如图 1 所示。



图 1 试验 1 现场堆载

Fig. 1 Stowage on-site of test 1

1.2 试验 2

1.2.1 场地概况

本试验场地位于青岛市崂山区, 采用机械成孔混凝土灌注桩。场区地层结构简单, 上部土层较薄, 试桩所在区域岩土层层序依次为含砂粉质黏土、强风化花岗岩、中风化花岗岩, 基岩呈灰白

色、浅肉红色, 中、粗粒结构, 块状构造, 主要矿物成分为石英、长石。各岩土层的主要物理力学参数见表 3。

表 3 各岩土层的物理力学参数

Tab. 3 Physical and mechanical parameters

岩土层名称	厚度/m	弹性模量/MPa	地基承载力特征值/kPa
含砂粉质黏土	0.5~7.2	33.0	220.0
花岗岩强风化带	0.5~16.5	500.0	800.0
花岗岩中风化带	2.5~17.0	3 000.0	2 000.0

1.2.2 试桩参数

本工程为居民住宅楼项目, 基础形式为桩基础, 采用混凝土灌注桩, 桩身混凝土强度等级为 C45, 成桩工艺为机械成孔。本次试桩共 3 根, 桩端嵌入中风化花岗岩 1.0 m, 设计单桩竖向抗压承载力极限值为 20 MN。试桩各项参数如表 4 所示。

表 4 试验 2 试桩参数

Tab. 4 Parameters of testing piles of test 2

试桩编号	桩径/m	桩长/m	嵌岩深度/m	长径比
SZ10	1.00	9.50	1.00	9.50
SZ11	1.00	11.20	1.00	11.20
SZ12	1.00	14.80	1.00	14.80

1.2.3 试验方法

试验方法与试验 1 相同, 读数时间、沉降相对稳定标准、终止加载条件以及单桩竖向抗压极限承载力检测值的确定均按《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)^[12] 执行。现场堆载情况如图 2 所示。



图 2 试验 2 现场堆载

Fig. 2 Stowage on-site of test 2

2 试验结果及分析

2.1 试验 1

基桩荷载沉降 ($Q-s$) 曲线从整体上反应了

表 5 抗压静载试验结果一览表

Tab. 5 Results of compressive static load tests

试桩编号	最大加载量 /MN	桩顶沉降量 /mm	回弹量 /mm	残余沉降量 /mm	回弹率 /%	残余沉降占沉降 总量的比例/%
SZ1	11.00	5.46	2.70	2.76	49.45	50.55
SZ2	11.00	3.98	1.90	2.08	47.74	52.26
SZ3	11.00	8.27	3.22	5.05	38.94	61.06
SZ4	11.00	14.65	4.96	9.69	33.86	66.14
SZ5	11.00	4.77	2.68	2.09	56.18	43.82
SZ6	11.00	6.51	3.74	2.77	57.45	42.55
SZ7	11.00	12.27	5.06	7.21	41.24	58.76
SZ8	11.00	14.56	4.46	10.10	30.63	69.37
SZ9	11.00	8.02	3.85	4.17	48.00	52.00

基桩承受荷载后的荷载传递规律、桩顶沉降变化情况、桩-土间相互作用情况及基桩破坏模式^[13],因此,分析 $Q-s$ 曲线可更好地掌握其单桩竖向抗压承载性状。试验 1 中 9 根试桩的静载试验成果数据见表 5,9 根试桩 $Q-s$ 曲线如图 3 所示。

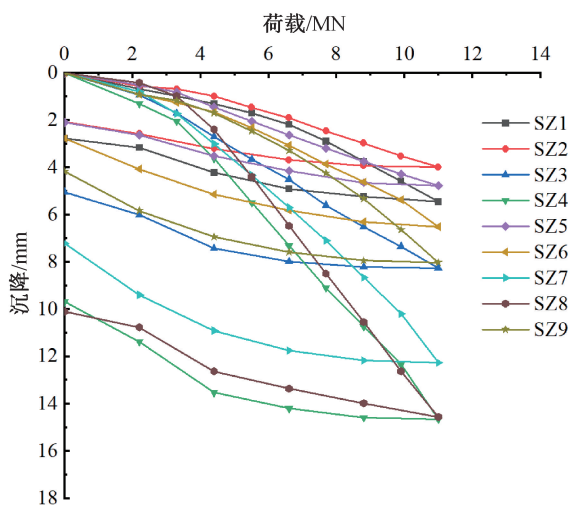


图 3 试验 1 试桩荷载沉降曲线

Fig. 3 Load-displacement curves of test 1

观察图 3 可知:9 根嵌岩桩的 $Q-s$ 曲线均较平缓,未发生明显陡降,沉降量均较小,最小值为 3.98 mm,最大值为 14.56 mm,平均值为 8.72 mm,均不大于 40 mm,满足规范中的相关要求,表现出明显的嵌岩桩承载性状,根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)第 4.4.2 条,判定 9 根试桩竖向抗压极限承载力均为 11 MN,满足设计要求。结合表 5 可见:SZ1—SZ9 的桩顶残余沉降量占比分布区间为 42.5%~69.4%,平均值为 55.2%。

9 根试桩可根据桩顶沉降量相对大小分为两组进行比较分析。其中,试桩 SZ4、SZ7、SZ8 长径比平均值为 13.63,桩顶沉降量分别为 14.65、

12.27、14.56 mm,均超过 12 mm,其桩顶残余沉降量占沉降总量比例平均值为 64.8%,塑性变形较明显,加载至 4.4 MN 时, $Q-s$ 曲线均出现明显向下弯折现象,后续各级荷载作用下, $Q-s$ 曲线基本为直线;其余 6 根试桩长径比平均值为 16.93,桩顶沉降量介于 3.98~8.27 mm 之间,均小于 9 mm,桩顶残余沉降量占沉降总量比例平均值为 50.4%,呈现一定的弹性工作特性。究其原因,桩顶沉降是由桩端岩体弹性、塑性变形和桩身压缩组成,桩身承受竖向抗压荷载时,桩侧岩土体提供的侧摩阻力先于桩端阻力发挥,先行承担了竖向荷载,使向下传递的竖向荷载值减小,使嵌岩桩表现出一定的摩擦桩性状。

试桩 SZ4、SZ7、SZ8 桩顶沉降较大,且桩顶残余沉降量占沉降总量比例较大,说明这 3 根试桩周围岩土体提供的侧摩阻力相对较小,传递到桩端的压力较大,桩端中风化花岗岩提供主要反力,随着荷载增加,桩端基岩由弹性变形逐渐转变为塑性变形,结合桩身压缩变形,使桩顶产生较大沉降。

其余 6 根试桩桩顶沉降较小,且回弹率偏低,桩顶残余沉降量占沉降总量比例较小,长径比均较大,原因可能为桩周岩层(强风化花岗岩、中风化花岗岩)提供了较大的侧摩阻力,使桩顶压力沿深度消散,传递到桩端时压力已降低到较小的水平,即桩身压缩量降低,也使桩端产生较小的弹性、塑性变形,反映在 $Q-s$ 曲线上,即为沉降量较小和回弹率较大。

试验结果说明当嵌岩桩桩周岩土性状较好、桩周岩土与灌注桩胶结度高时,桩周岩土可提供较大的侧摩阻力,使嵌岩灌注桩表现出摩擦端承桩性状,而非完全端承桩性状。

表6 抗压静载试验结果一览表

Tab. 6 Results of compressive static load tests

试桩编号	最大加载量 /MN	桩顶沉降量 /mm	回弹量 /mm	残余沉降量 /mm	回弹率 /%	残余沉降占总 沉降量的比例/%
SZ10	20.00	13.82	4.03	9.79	29.16	70.84
SZ11	20.00	10.53	2.71	7.82	25.74	74.26
SZ12	20.00	11.55	3.46	8.09	30.00	70.00

同一桩型,同一场地条件,同一施工工艺、施工条件、施工技术情况下,基桩 $Q-s$ 曲线表现出不同性质,基桩存在着不同的荷载传递规律,说明岩土体各物理性能指标具有相当程度的离散性。

2.2 试验2

试验2中3根大直径嵌岩桩静载试验桩顶沉降、卸载后回弹量、残余沉降等数据的统计值详见表6,3根试桩 $Q-s$ 曲线如图4所示。

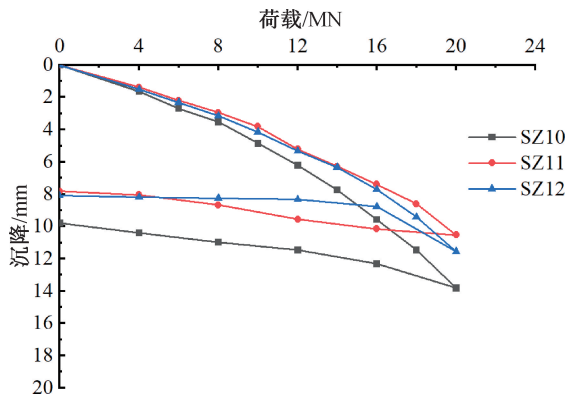


图4 试验2试桩荷载沉降曲线

Fig. 4 Load-displacement curves of test 2

由图4和表6可以看出:3根试桩的 $Q-s$ 曲线均较平缓,未发生明显陡降,桩顶沉降量介于10.53~13.82 mm之间,满足规范中的相关要求,根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)第4.4.2条,判定3根试桩单桩竖向抗压极限承载力均为20 MN,满足设计要求。残余沉降量占比为70.0%~74.3%,塑性变形较明显,加载至8 MN前, $Q-s$ 曲线基本呈直线,加载至8 MN后,逐渐向下弯折,弯折程度不明显,呈非线性关系,表现出明显的嵌岩桩承载性状。

究其原因,桩身承受竖向荷载时,桩侧岩土体提供的侧摩阻力先于桩端阻力发挥作用,桩顶荷载继续增加时,桩端阻力开始逐渐发挥作用,桩侧摩阻力和桩端阻力共同作用,嵌岩桩的嵌岩部分在荷载作用下为三向受力状态,提供的桩侧摩阻力随荷载水平增加而增大,最终,在最大试验荷载作用下,桩端阻力和桩侧摩阻力发挥相对较为充

分,桩端弹性变形和塑性变形均较大。

2.3 比对分析

试验1中9根试桩平均桩顶沉降量为8.72 mm,桩顶残余沉降量占沉降总量比例平均值为55.17%,其中试桩SZ4、SZ7、SZ8桩顶沉降量平均值为13.83 mm,其桩顶残余沉降量占沉降总量的比例平均值为64.8%;试验2中3根试桩平均桩顶沉降量为11.97 mm,桩顶残余沉降量占沉降总量比例平均值为71.70%。总体而言,试验2中3根试桩桩顶残余沉降量占沉降总量比例大于试验1中9根试桩,桩顶沉降量则并非全部超过试验1中9根试桩,说明试验2中3根试桩桩顶沉降量水平中等,塑性性状明显。2个工程均为桩端嵌入中风化花岗岩的大直径灌注桩,在试验荷载作用下, $Q-s$ 曲线走势不同,嵌岩桩承载性状不同,说明中风化花岗岩物理力学指标离散型较大,在进行嵌岩桩设计过程中,需根据实测物理力学参数进行设计,且需要通过单桩竖向抗压静载试验进行校核验证。仅凭经验或设计规范中提供的参数进行设计将与实际情况偏差较大。

3 静载试验数值模拟

3.1 模型建立

本文采用ABAQUS有限元分析软件模拟中风化花岗岩中嵌岩桩承载性状。综合考虑嵌岩桩和桩端桩侧土的几何形状、受力特征、结构变形的轴对称性,以及计算精度和计算成本,本文采用二维轴对称模型对试验2中的3根嵌岩桩进行建模分析。以试验2中SZ10为例,介绍ABAQUS有限元计算模型。

桩身采用混凝土损伤塑性模型,桩侧桩端岩土体采用Mohr-Coulomb本构模型,计算深度不小于桩长的2倍,宽度取桩径的20倍。桩长取为实际施工桩长,桩径 $d=1.0$ m,嵌岩深度为1.0 m。桩土间相互作用类型为表面与表面接触,包含法向作用和切向作用,法向作用定义为硬接触,切向

表7 数值计算中岩土层物理力学参数

Tab. 7 Parameters of soil in numerical analysis

岩土层名称	层厚/m	重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松比	弹性模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)
含砂粉质黏土	3.50~4.00	19.50	0.30	33.00	60.00	16.40
花岗岩强风化带	5.00~10.10	22.00	0.30	500.00	180.00	30.00
花岗岩中风化带	11.50~16.20	23.00	0.26	3 000.00	800.00	40.00

作用定义为罚摩擦,摩擦系数定义为0.4。桩身材料的弹性模量为 3.35×10^4 MPa,泊松比为0.2,各岩土层物理力学参数选自场区地质勘察报告,具体数值如表7所示。取桩身底面、侧面为主表面,岩土体底面、侧面为从属表面,为保证后期分析桩土间相互作用的精确性,在网格划分步骤将桩身网格划分更加细密,见图5。

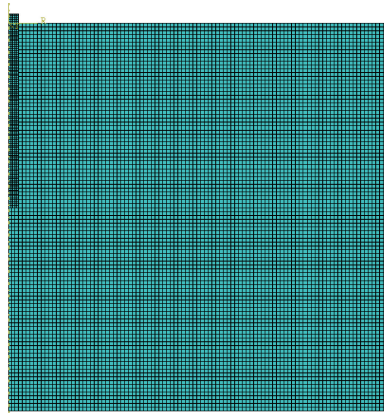


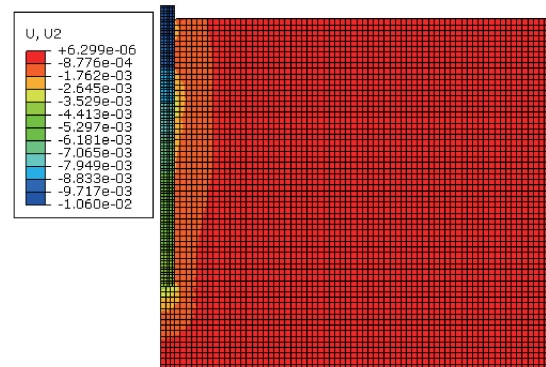
图5 网格划分
Fig. 5 Meshing

3.2 模拟结果分析

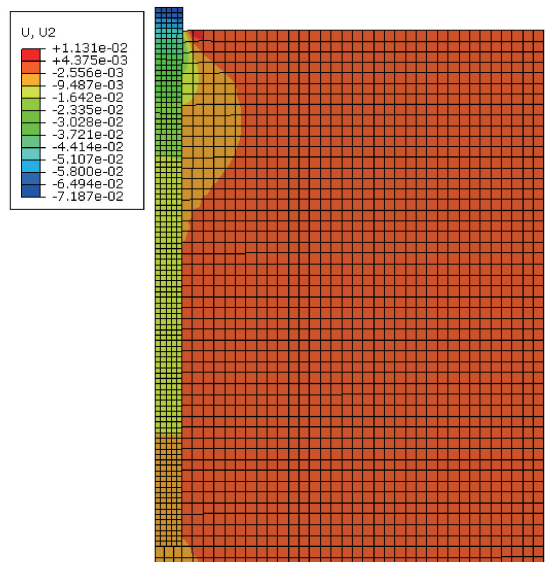
根据后处理结果,得到有限元模型的位移、应力等信息。根据上述信息整理可得有限元模型的 $Q-s$ 曲线,桩端阻力、桩侧摩阻力分布情况。

3根试桩桩型相同、混凝土强度等级相同、桩周岩土力学性质相同、嵌岩条件接近,在数值模拟分析中得到的荷载沉降曲线形状相近,应力、应变等数据接近。加载至20 MN时,桩顶沉降量分别为10.59、11.04、11.48 mm。加载至32 MN时,桩顶沉降超过40 mm,判定为位移变形过大,发生破坏。通过分析,发现发生破坏的主要原因是桩顶混凝土和土层发生较大的塑性变形,而桩端岩层未发生过大塑性变形,未达到极限状态。图6所示为SZ10加载至20 MN和32 MN时的位移云图。

图7所示为SZ10加载至20 MN和32 MN时的桩身应力云图。由图7可见,加载至20 MN时桩身各截面中竖向应力较均匀,无明显差别,而加



(a) 荷载水平为20 MN



(b) 荷载水平为32 MN

图6 试桩位移云图(单位:m)

Fig. 6 Displacement Cloud of test pile (unit: m)

载至32 MN时桩身各截面中竖向应力变化较大。究其原因,在模拟过程中,将混凝土本构模型定义为混凝土损伤塑性模型,在承受较大应力的情况下,混凝土发生塑性损伤,产生较大的塑性变形,如破裂、压碎,承载能力下降。此本构模型较符合实际情况。说明本场地条件下,中风化花岗岩力学性能良好,可以提供较大的承载力。

图8为SZ10加载至20 MN时的桩身轴力曲线图,可见桩顶位置轴力为20 MN,桩端轴力为11.38 MN。端阻力占总荷载比例为56.9%,侧摩阻力占总荷载的比例为43.1%,承载性状为摩擦

端承桩,非完全端承桩。侧摩阻力在荷载传递过程中发挥了较大的作用。

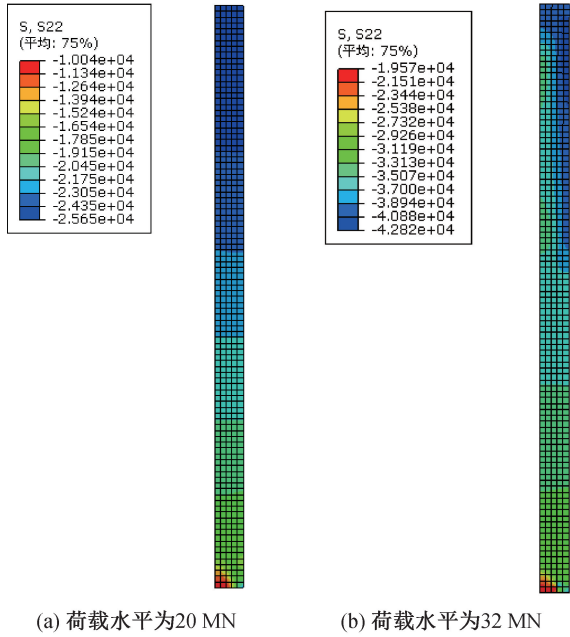


图 7 试桩应力云图(单位:kPa)

Fig. 7 Stress Cloud of test pile (unit: kPa)

图 8 中轴力变化曲线中明显可见 3 个斜率,自上到下斜率依次变大,拐点位置分别为土层、岩层材料变化处,就 SZ10 而言,其深度分别为 3.5、8.5 m 处。桩身轴力变化速率代表桩身侧摩阻力大小,可见每种土层、岩层材料力学性质不同,在桩顶竖向荷载作用下,产生的侧摩阻力大小不同,其数值大小顺序依次为中风化花岗岩>强风化花岗岩>含砂粉质黏土,这与地勘报告和工程经验相符^[14]。

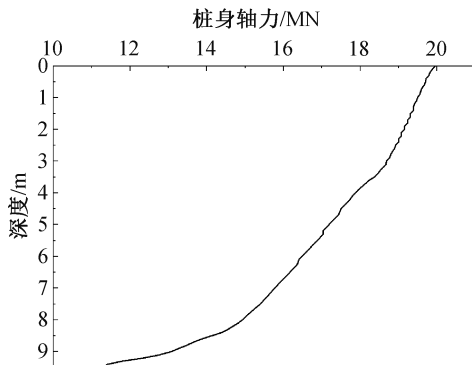


图 8 SZ10 桩身轴力曲线

Fig. 8 Axial force curve of test pile SZ10

图 9 所示为试验 2 中 3 根嵌岩桩原位静载荷试验和 ABAQUS 有限元数值模拟得到的 Q-s 曲线对比。

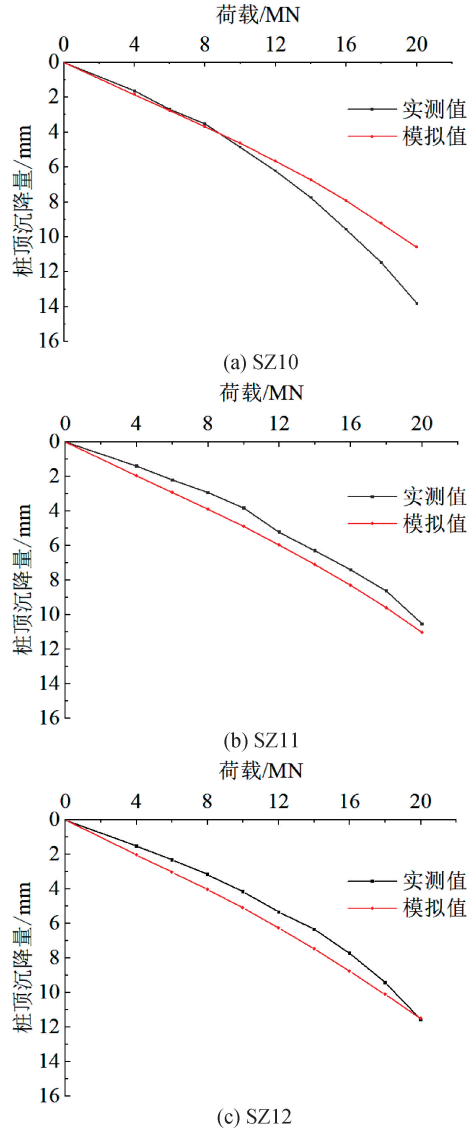


图 9 试桩 Q-s 曲线对比图

Fig. 9 Comparison of load-settlement curves

由图 9 可以看出:3 组 Q-s 曲线变化情况基本相同。SZ10 实测 Q-s 曲线的位移略低于数值模拟曲线,而 SZ11 和 SZ12 的实测 Q-s 曲线的位移略高于数值模拟曲线。桩顶荷载达到 20 MN 时,3 根试桩实测桩顶沉降量分别为 13.82、10.53、11.55 mm,数值模拟模型桩顶沉降量分别为 10.59、11.04、11.48 mm,误差分别为 23.4%、4.8%、0.6%,可认为模型建立和参数选取比较合理,数值模拟结果与原位试验实测数据比较吻合,说明建立的数值计算模型是可靠的。

在工程实践中,由于地质情况较为复杂,实际岩土体的各项力学性质指标具有一定的离散型,并非固定值,数值模拟过程中使用的各项材料力学指标与实际略有不同,造成实测值与模拟值略有出入。

4 单桩极限承载力预测

由于大直径嵌岩桩单桩竖向抗压承载力较大,导致试验规模大、试验费用高,在工期压力大、场地条件限制等因素的制约下,大直径嵌岩桩静载荷试验很难加载至岩土阻力极限状态。原位测试得到的荷载-沉降数据是不完整的,一般加载至设计荷载值的两倍即终止试验,很难得到真正的单桩竖向抗压极限承载力。本文采用3种方法进行极限承载力的推算,一是通过桩身材料强度推算极限承载力,二是依靠数学模型,三是数值模拟方法,对单桩竖向极限承载力进行预测。其中数值模拟已在第3节中完成,取桩顶沉降为40 mm时对应荷载为单桩竖向极限承载力,试桩SZ10、SZ11、SZ12单桩竖向极限承载力分别为30 891、30 851、30 801 kN。

4.1 桩身强度预测方法

根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(2015年版)6.2.15款^[15],钢筋混凝土轴心受压构件,其正截面受压承载力符合下列规定:

$$N \leq 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) \quad (1)$$

式中: N —轴向压力设计值; φ —钢筋混凝土构件的稳定系数; f_c —混凝土轴心抗压强度设计值; A —构件截面面积; f'_y —钢筋抗压强度设计值; A'_s —钢筋截面面积。

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)5.8.2款^[14],钢筋混凝土轴心受压桩正截面受压承载力符合下列规定:

$$N \leq \psi_c f_c A_{ps} + 0.9f'_y A'_s \quad (2)$$

式中: ψ_c —基桩成桩工艺系数; A_{ps} —桩身截面面积。

根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)8.5.11款^[16],桩轴心受压时桩身强度应符合下式:

$$Q \leq A_p f_c \varphi_c \quad (3)$$

式中: φ_c —工作条件系数。

由以上公式可知,设计类规范在按桩身材料强度计算桩的承载力时均采用材料设计值,目前的主流设计规范均采用以概率论为基础的极限状态设计法,采用分项系数的表达式进行设计,意味着材料强度标准值(f_{ck} 、 f'_{yk})为具有95%保证率的强度值,即材料强度标准值低于实际使用材料强度值,而规范所采用的材料强度设计值为标准值除以1.4,更远低于实际使用的材料强度值。因此,为了推算极限承载力,本文采用材料强度标准

值,并去除分项系数,以接近实际情况。嵌岩桩正截面受压承载力为

$$N = f_{ck} A + f'_{yk} A'_s \quad (4)$$

式中: f_{ck} —混凝土轴心抗压强度标准值; f'_{yk} —钢筋抗压强度标准值。

通过计算,得到正截面受压承载力为28 323 kN。

4.2 指数模型预测方法

根据已有荷载沉降曲线,利用数学模型进行极限承载力预测,国内外学者已进行大量研究。目前常见的单桩极限承载力的预测模型主要有灰色理论模型、经验参数法设计模型、双曲线模型、指数曲线模型、多项式回归法模型、调整双曲线模型和人工神经网络模型等^[17-19]。本文选取其中应用较广泛、预测较准确的指数曲线模型对已有静载数据的大直径灌注桩极限承载力进行预测。

用指数函数方程来表示嵌岩桩 Q - s 曲线的数学表达式为

$$Q = Q_{\max}(1 - e^{-\alpha s}) \quad (5)$$

式中: Q_{\max} —破坏荷载; α —沉降衰减因子; s —沉降量。

原位测试实测值与计算值之差为

$$\Delta Q_i = Q_i - Q_{\max}(1 - e^{-\alpha s_i}) \quad (6)$$

令荷载分 n 级, Q_i 为第 i 级的竖向荷载, s_i 为第 i 级沉降变形。

总体误差函数定义为:

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^n (\Delta Q_i)^2 \quad (7)$$

将式(6)代入式(7)可得:

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^n (Q_i - Q_{\max} + Q_{\max} e^{-\alpha s_i})^2 \quad (8)$$

式中: ε 取最小值时的 Q_{\max} 和 α 为最优值。可采用DEP法确定 Q_{\max} 和 α 的值。由式(6)可得

$$Q_u = Q_{\max} - \frac{10}{\alpha} \quad (9)$$

式中: Q_u —极限承载力。

3根嵌岩桩的单桩竖向抗压极限承载力预测结果如表8所示,拟合曲线见图10。

表8 指数曲线拟合结果一览表

试桩编号	Q_{\max}/kN	α/mm^{-1}	Q_u/kN	调整后 R^2
SZ10	27 373	0.093 49	27 266	0.999 38
SZ11	31 177	0.097 53	31 074	0.998 45
SZ12	29 284	0.100 78	29 184	0.999 58

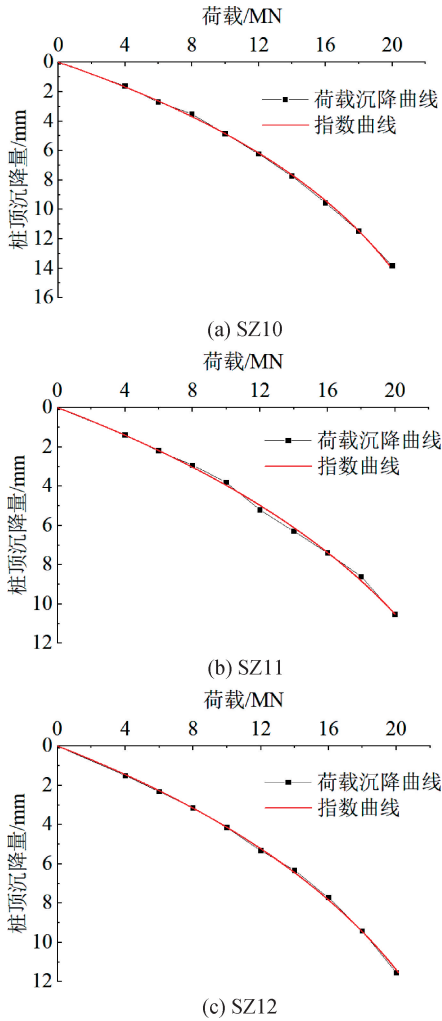


图 10 指数函数拟合结果

Fig. 10 Exponential function fitting result

4.3 预测方法评估

本文对 SZ10、SZ11 和 SZ12 进行了现场静载试验,并使用指数曲线模型对 3 根试桩的极限承载力进行了预测,根据桩身材料强度计算了其正截面承载力,对嵌岩桩静载试验进行了数值模拟。图 11 所示为数值模拟得到的单桩极限承载力值(以下简称模拟值),并与设计单桩竖向抗压承载力极限值(以下简称设计值)、按桩身材料强度计算值(以下简称强度值)、指数曲线模型预测值(以下简称预测值)结果进行对比。

由图 11 可以看出:3 根试桩的预测值、强度值、模拟值均大于设计值,其中模拟值的平均值为设计值的 1.54 倍,有较高的安全系数。说明设计方案较为保守,原因是设计过程中需要考虑一定的安全余量,目前设计规范的设计理念为以概率论为基础的极限状态设计方法,需根据工程重要程度将失效概率保持在标准要求较低的概率。根

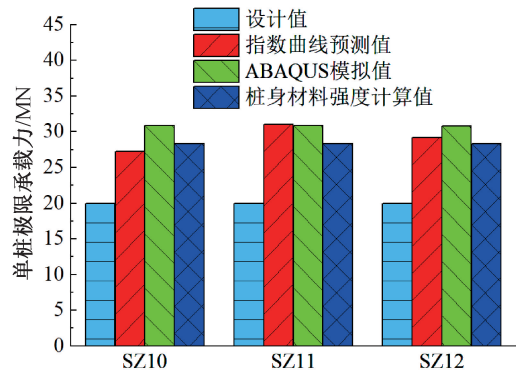


图 11 单桩极限承载力预测结果对比

Fig. 11 Comparison of calculation results of ultimate bearing capacity of single pile

据设计规范要求,本工程基桩竖向抗压承载力设计值较为合理。

3 根试桩的模拟值均大于强度值,分析原因认为,强度值所选取的桩身材料强度为具有 95%保证率的标准值,偏于安全和保守,较实际材料强度偏低。

SZ10、SZ12 的模拟值大于预测值,SZ11 的模拟值略小于预测值,但在数值上相差不大,说明有限元软件数值模拟方法和指数曲线模型预测方法得到的结果比较接近,且其取值均较合理,效果比较理想,可以用于预测嵌岩桩的单桩竖向抗压极限承载力,也可将数值模拟方法用于分析嵌岩桩的承载性状和荷载传递规律。采用 ABAQUS 有限元软件模拟中风化花岗岩地基嵌岩桩的单桩竖向抗压静载试验是可行的。

5 结论

1)对 2 个工程共计 12 根嵌入中风化花岗岩的大直径灌注桩进行单桩竖向抗压静载试验,12 根试桩桩顶沉降量和单桩竖向抗压承载力均满足设计要求,不同程度地体现出摩擦桩性状,并非完全端承桩。

2)2 个工程均为桩端嵌入中风化花岗岩的大直径灌注桩,在设计最大加载量作用下, $Q-s$ 曲线走势不同,嵌岩桩承载性状不同,说明中风化花岗岩物理力学参数离散型较大,在进行嵌岩桩设计过程中,需根据实测物理力学参数进行设计,且需要通过单桩竖向抗压静载试验进行校核验证。仅凭经验或设计规范中提供的参数进行设计将与实际情况偏差较大。

3)有限元模拟荷载沉降曲线与实测荷载沉降曲线走势基本相同,桩顶沉降量误差较小,数值模

拟的结果比较可靠,具有参考价值。桩端阻力占总荷载比例为 56.9%,侧摩阻力占总荷载的比例为 43.1%,桩侧摩阻力在荷载传递过程中发挥较充分,承载性状为摩擦端承桩。

4) ABAQUS 数值模拟试桩轴力变化曲线存在 2 个拐点,3 个斜率,对应桩身穿过的 3 种岩土材料,轴力变化情况反映为侧摩阻力的大小,其数值大小顺序依次为中风化花岗岩>强风化花岗岩>含砂粉质黏土,与地勘报告和工程经验相符。

5) 通过多种方法对嵌岩单桩极限承载力进行评价,有限元模拟得到的单桩极限承载力与指数函数模型的预测结果较为吻合,可用于嵌岩桩单桩竖向抗压极限承载力的预测以及嵌岩桩承载性状和荷载传递规律的分析。

参考文献:

- [1] 郭良,相石宝,徐兴永. 山东崂山花岗岩地质地貌特征[J]. 地质论评, 2007, 53(S1): 138-142+242.
- [2] 白晓宇,张明义,闫楠,等. 风化岩地基大直径长螺旋钻孔灌注桩承载性状试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2018, 49(12): 3087-3094.
- [3] 何思明,卢国胜. 嵌岩桩荷载传递特性研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(12): 2598-2602.
- [4] 张明义,申利剑. 风化岩持力层地基上的桩基础研究[J]. 工程勘察, 2002, 30(1): 5-7.
- [5] 张建新,吴东云,杜海金. 嵌岩桩承载性状和破坏模式的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004(2): 320-323.
- [6] SEOL Hoonil, JEONG Sangseom, CHO Chunwhan, et al. Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI)[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, 45(6): 848-861.
- [7] HUANG B, ZHANG B, LV Y T, et al. Vertical bearing characteristics of rock-socketed pile in a synthetic soft rock[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2021, 25(1a2): 132-151.
- [8] ARMAGHANI D J, FARADONBEH R S, REZAEI H, et al. Settlement prediction of the rock-socketed piles through a new technique based on gene expression programming [J]. Neural Computing and Applications, 2018, 29(11): 1115-1125.
- [9] MURALI A K, TRAN K M, HAQUE A, et al. Experimental and numerical investigation of the load-bearing mechanisms of piles socketed in soft rocks[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2022, 55(9): 5555-5576.
- [10] ZHOU J Q, ZHOU C B, FENGQ G, et al. Analytical model for load-transfer mechanism of rock-socketed drilled piles: Considering bond strength of the concrete-rock interface [J]. International Journal of Geomechanics, 2020, 20(6): 04020059.
- [11] 张亚妹,秘金卫,白晓宇,等. 泥岩地基及嵌岩灌注桩的承载特性试验[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(2): 722-730.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑基桩检测技术规范: JGJ 106—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [13] 闫楠,白晓宇,水伟厚,等. 大直径超长冲孔灌注桩竖向抗压承载特性原位测试研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, 46(7): 2571-2580.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 混凝土结构设计规范(2015年版): GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2011[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [17] 邓志勇,陆培毅. 几种单桩竖向极限承载力预测模型的对比分析[J]. 岩土力学, 2002, 23(4): 428-431+464.
- [18] 白晓宇,张明义,寇海磊,等. 基于 BP 神经网络的静压桩承载力时间效应预测[J]. 工程勘察, 2014, 42(4): 7-11.
- [19] 郑晨,白晓宇,张明义,等. 嵌岩 PHC 管桩承载特性的静载试验及其荷载-沉降曲线模型研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2019, 44(2): 516-523.

(责任编辑 王利君)