



内河港口大直径嵌岩灌注桩试验研究*

许锡宾^{1,2}, 周亮³, 吴同情^{2,4}, 张春²

(1. 重庆建筑工程职业学院, 重庆 400039; 2. 重庆交通大学 水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074;
3. 重庆市建筑科学研究院, 重庆 400020; 4. 重庆科技学院 建筑工程学院, 重庆 401331)

摘要: 为了研究内河港口大直径嵌岩灌注桩在其荷载作用下的工作特性, 结合重庆寸滩港三期工程中嵌岩桩布置特点, 选取 S1[#]、S2[#] 桩进行原形试验, 通过等效曲线转换对试验桩的受力机理及桩端阻力、桩侧土层和岩层摩阻力发挥过程进行分析; 同时也利用室内模型试验进行受力机理研究。试验结果表明: 桩侧土层摩阻力呈线性变化, 桩土相对位移达 8 mm 时即能充分发挥作用; 桩侧岩层摩阻力呈非线性, 其最大值位置跟嵌岩部分岩层性质有很大关系, 但一般处于岩层强度高且靠近桩端的位置。

关键词: 嵌岩灌注桩; 原形试验; 模型试验; 桩侧摩阻力; 试验研究

中图分类号: TU 473.1

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2015)01-0175-06

Test research on large-diameter rock-socketed cast-in-place piles at river port

XU Xi-bin^{1,2}, ZHOU Liang³, WU Tong-qing^{2,4}, ZHANG Chun²

(1. Chongqing Vocation College of Architectural Engineering, Chongqing 400039, China;

2. Key Laboratory of Hydraulic & Waterway Engineering of the Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

3. Chongqing Construction Science Research Institute, Chongqing 400020, China;

4. School of Civil Engineering and Architecture, Chongqing University of Science & Technology, Chongqing 401331, China)

Abstract: To research the work characteristics of the large-diameter rock-socketed cast-in-place pile under the load at river port and considering the layout features of the Cuntan phase III project in Chongqing, we select the S1[#] and S2[#] to carry out in-situ pile tests, and analyze the mechanical mechanism, generation process of skin frictions and tip resistance of piles by the equivalent curve. Meanwhile, the indoor model test is made to study the stress mechanism. The test results show that skin frictions vary linearly, which will be produced when the pile-soil displacement reaches 8 mm, and frictions from rock vary nonlinearly, in which the maximum value is related to the characters of rocks, and generally locates at the place with high rock strength and near the pile tip.

Keywords: rock-socketed cast-in-place pile; in-situ test; model test; skin frictions; test study

大直径嵌岩灌注桩是兼顾桩侧阻与桩端阻的特定桩基类型, 因其单桩承载力高、变形较小、施工较为简单等优点, 在港口码头、高层建筑、轨道建设工程中得到广泛应用, 诸多学者对此展开了大量研究工作。戴国亮等^[1]基于“小孔扩张理论”模拟嵌岩段桩侧摩阻力“剪切-滑移-膨

胀”的发挥机理, 得出嵌岩段极限侧阻力与岩桩相对刚度成正相关。赵明华等^[2]通过构建分维数来表示嵌岩桩侧摩阻力传递模型, 得出同等条件下一定范围内粗糙分维值越大, 桩侧摩阻力在桩上部分布越集中。孟明辉等^[3]提出完整嵌岩桩-岩界面剪切机制分析嵌岩桩桩侧阻力强化效应的

收稿日期: 2014-04-22

*基金项目: 国家内河航道整治工程技术研究中心暨水利水运工程教育部重点实验室开放基金 (SLK2013B03); 重庆市基础与前沿研究计划项目 (cstc2013jcyjA90004); 重庆市建设科技项目计划资助项目 (城科字 2014 第 (3) 号)

作者简介: 许锡宾 (1955—), 男, 教授, 从事结构工程、港口工程科研和教学工作。

产生机制。龚成中等^[4]通过现场原位试验手段分析研究大直径嵌岩桩,得出嵌岩桩确实存在着尺寸效应,并且桩径的变化更加明显。张慧乐等^[5]通过室内模型试验对岩溶区嵌岩桩进行分析,得出影响嵌岩桩的极限承载力敏感区敏感度因子的顺序依次为溶洞直径、顶板厚度、赤道半径、极半径、溶洞位置。刘衡等^[6]基于原位试验与数值模拟方法得出无沉渣的嵌岩桩侧阻力呈上大下小马鞍型分布,沉渣较厚嵌岩深度较浅时侧阻力在1 m范围内呈上小下大马鞍型。王勇刚^[7]通过对嵌岩桩的有限元分析,得出桩周土体粘聚力增加时,桩侧土体所分担的荷载比将增加。上述研究成果极大地丰富了嵌岩桩研究领域的内涵,对深入分析不同地区嵌岩桩的工作机理、承载特性、失效模式以及使用性能等具有极其重要的意义。但鉴于工程地域特殊性,工程地质条件、地貌结构复杂性,很难准确地反映嵌岩桩的实际工作状态,已有的研究存在一定的缺陷,有待进一步研究。

目前,研究嵌岩桩极限承载力最为有效的方法仍是进行桩基现场原形试验。其中自平衡法是从桩体中部加载,克服了传统方法对反力架的要求,检测吨位较大,可靠性较高,能满足工程精度要求^[8]。本文将基于自平衡测试法对寸滩港三期工程两根试验桩进行原形试验^[9],论证了基桩设计的合理性,同时通过模型试验分析,进一步阐述大直径嵌岩灌注桩受力与变形规律。

1 原形试验研究^[9]

1.1 工程概况

重庆寸滩港三期工程新建6[#]~9[#]共4个5 000吨级多用途泊位以及陆域堆场和相应的配套设施。该码头前方作业平台为宽30 m直立框架式桩基梁板结构,排架间距为8 m,每樁排架设有4根基桩,基桩均为钢筋混凝土大直径嵌岩灌注桩,其中临江侧基桩直径为2.3 m,其他基桩直径为2 m。为保证结构体系的安全可靠,选取两根直径为2 m的基桩进行现场原形试验。

1.2 工程场地岩土性质

根据桩位钻孔情况,试桩处所揭露的地层情况如下:S1[#]桩桩径为2 m,桩长为25.7 m,桩顶高程179.7 m,桩底高程154.0 m,桩深0~13.8 m段为部分素填土,桩深13.8~15.2 m段为强风化泥岩,15.2~17.0 m段为中风化砂岩,17.0 m以下为中风化泥岩,桩端持力层为中风化泥岩,嵌岩深度为5d,最大轴力设计值为11 280 kN,极限承载力为22 560 kN,荷载箱埋设于离桩端1 m处;S2[#]桩桩径也为2 m,桩顶高程179.7 m,桩底高程为160.0 m,桩长为19.7 m,桩深0~8.2 m段为部分素填土,8.2~10.6 m段为少量粉质黏土和砂岩块石所组成的块石土,10.6~12.1 m段为强风化泥岩,12.1~19.7 m段为中风化泥岩,桩底基岩亦为中风化泥岩,嵌岩深度为4d,极限承载力为18 860 kN,荷载箱埋设于离桩端0.5 m处。

通过对主要岩土层采样后进行室内试验,并对试样进行了室内天然、饱和状态下的单轴抗压强度试验,其主要的岩层力学参数指标见表1。结合覆盖层的试验及野外实际情况,桩侧土极限摩阻力推荐值为21.45 kPa。

表1 岩层力学性质指标

名称	天然抗压强度/MPa	饱和抗压强度/MPa	天然密度/(t·m ⁻³)	极限摩阻力/MPa
中等风化泥岩	8.03	4.62	25.3	0.18
中等风化砂岩	25.67	19.75	24.5	0.58

1.3 测试仪器与试验过程

试验时采用自平衡法加载装置。试验仪器主要有加载设备、位移量测装置、应力量测装置等。加载设备包括荷载箱与高压油泵;位移量测装置包括电子位移传感器、电脑及数据自动采集仪。

按照试验方法^[10-14]对其进行加载试验,在试验加载过程中读取每级荷载作用下埋设于桩各测试断面的钢筋应变计及滑动位移计的应变值,通过换算将应变值转化为各测试截面的应力和轴力,从而可分析试桩在荷载作用下的内力变化情况,即可测定试验桩在荷载作用下桩端阻力和桩侧阻力的分配情况,实测结果见表2。

表 2 原形试验桩实测结果

试验桩 编号	预设最大 加载值/MN	试验最终 加载值/MN	荷载箱处 $D_{\max\text{向上}}/mm$	荷载箱处 $D_{\max\text{向下}}/mm$	桩顶 $D_{\text{向上}}/mm$	桩上段压缩 变形量/mm	荷载箱处剩余变形/mm	
							向上	向下
S1 [#]	30	32	41.15	80.58	37.60	3.55	27.64	61.47
S2 [#]	30	24	40.21	42.60	37.22	3.01	34.58	34.60

1.4 原形试验桩 S1[#]和 S2[#]试验结果分析

根据 JT/T 738—2009 《基桩静载试验自平衡法》^[12], 对原形试验桩进行试验研究, 试验桩 S1[#]、S2[#]上段的加载极限值分别为 15 MN 和 11 MN, 考虑桩的负摩阻力等因素的影响, 试桩(嵌岩桩)的修正系数取 1.0。其极限承载力计算结果如下: 对于 S1[#]桩, $Q_U = 28\ 099\ \text{kN}$, 对于 S2[#]桩, $Q_U = 20\ 522\ \text{kN}$ 。

1) 原形试验桩 S1[#]、S2[#]的桩顶荷载与位移关系曲线。

试桩结果经等效转换后, S1[#]、S2[#]桩桩顶荷载位移关系曲线见图 2, 试桩极限承载力取上述规程计算结果, 对应位移从等效转换关系曲线中求得。

化, S1[#]、S2[#]桩桩顶极限承载力分别为 28.099、20.522 MN, 相应的位移分别为 70.96、35.74 mm, 两原形试验桩均满足承载力设计要求, 并有一定富余。

从两根试验桩的原形试验桩等效转换曲线可知, 试验桩的荷载位移曲线可分为 4 个阶段: 第 1 阶段呈线性变化, 且斜率较小。在施工过程中, 由于嵌岩桩埋深较大, 桩底沉渣不易彻底清理, 因而在成桩过程中有一定厚度的沉渣是不可避免的, 当荷载较小时, 桩侧土摩阻力开始发挥作用, 传递到桩端的荷载反而相对较少, 其荷载与位移曲线呈现出近似线性的特点; 第 2 阶段为土体屈服阶段, 此阶段随着桩顶荷载逐渐增大, 桩底沉渣的压缩量逐渐减小, 桩周土体发挥作用, 土层的位移不断增大——当 S1[#]桩桩顶位移达到 13 mm 左右、S2[#]桩桩顶位移达到 15 mm 左右时, 荷载位移关系曲线斜率突变, 表明此时土体已进入塑性状态; 第 3 阶段, 随着桩顶荷载继续增大, 此时桩土侧阻力已达极限, 桩顶增加的荷载主要由嵌岩段侧阻力来承担, 桩端仅承受较小荷载; 第 4 阶段, 随桩顶荷载进一步增大, 此时桩岩侧阻力与端阻共同发挥作用, 其位移增量也相应增大, 嵌岩段承担较大的荷载, 从而嵌岩部分的岩体进入塑性状态, 最终导致嵌岩部分的岩体产生剪切破坏。

2) 原形试验 S1[#]、S2[#]桩的桩侧摩阻力。

原形试验桩桩侧阻力-位移变化曲线见图 3。从图 3 可知: 当桩顶荷载较小时, 随着荷载的不断增大, 各土(岩)层的摩阻力也相应增大。试验桩 S1[#]桩土层位移达到 7 mm 左右、S2[#]桩土层位移达到 10 mm 左右时, 桩侧土阻力不再增加; 而岩层摩阻力随荷载与位移的增加继续增大。

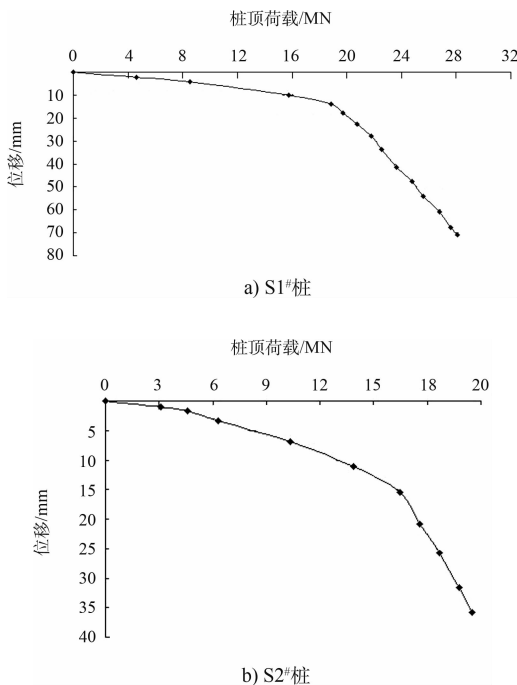
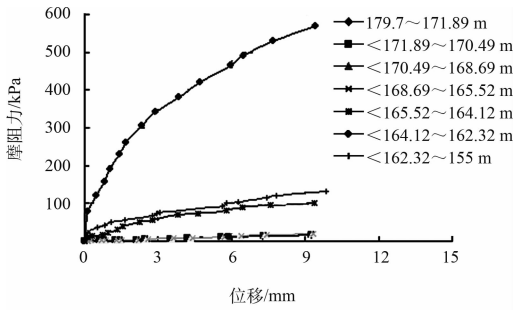
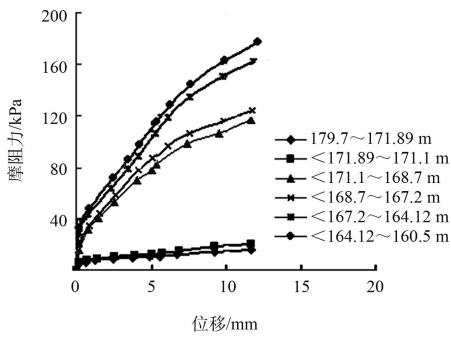


图 2 原形试验桩荷载-位移关系曲线

从图 2 可以得出: S1[#]、S2[#]桩的荷载与位移变化曲线较为平缓, 为渐变型曲线, S1 桩达到 20 MN 时、S2 桩在 15 MN 时, 位移呈现出一定的变



a) S1#桩



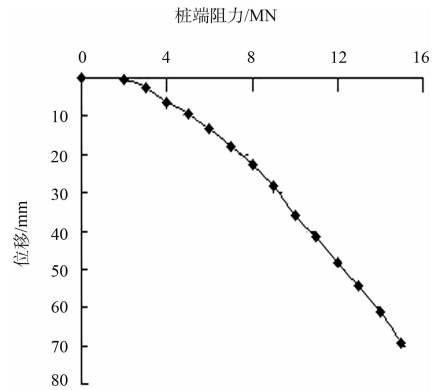
b) S2#桩

图3 原形试验桩侧阻力-位移变化曲线

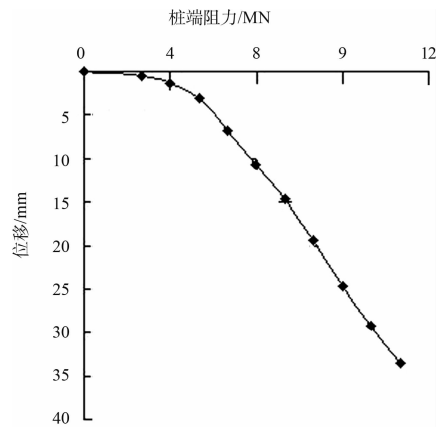
对原形试验桩侧阻力与位移变化曲线进行比较,不难发现:S1#、S2#桩侧土层摩阻力呈均匀线性分布;但是桩岩侧阻力并不表现为线性关系。S1#桩侧岩层最大摩阻力为570 kPa,产生于164.12~162.32 m高程处(对应岩层位置为砂岩层);S2#桩侧岩层最大摩阻力为177 kPa,产生于164.12~160.5 m高程处(对应岩层位置为砂岩层)。

3) 原形试验 S1#、S2#桩的桩端阻力。

桩端阻力随桩端位移变化曲线见图4。分析此关系曲线可知,当桩顶施加荷载较小时,试验桩桩端阻力基本为零;随着桩顶荷载的不断增大,桩端阻力也在不断增大,同时桩端阻力增幅也在扩大。原形试验中,S1#、S2#桩桩端阻力应与设计桩顶极限承载力相比,其最大比值可占桩顶极限承载力的66.5%。两根桩均能充分发挥桩侧阻力与桩端阻力,说明两根嵌岩灌注桩的设计较为合理。



a) S1#桩



b) S2#桩

图4 原形试验桩端阻力-桩顶位移变化曲线

2 模型试验研究

2.1 模型桩参数

为了比较准确地用模型试验桩来模拟原位试验桩,该模型试验比尺为13.3。模型桩的桩长为 $L = 150\text{ cm}$,桩径 $D = 15\text{ cm}$,长径比为 $L/D = 10$,桩端与土压力盒间设置有软垫层。模型桩嵌岩段基岩饱和单轴抗压强度为0.182 MPa,内摩擦角 φ 值为 24° ,粘聚力 c 值为29 kPa;而桩底模拟的基岩单轴抗压强度仅为0.157 MPa。

2.2 模型桩试验加载方案

1) 模型桩试验加载:采用单循环维持荷载法进行加载,每级加荷值为预设最大试验荷载的1/10,在该模型试验加载中,通过传感器上的应变值来控制桩顶所施加的荷载大小。

2) 试验终止加载条件: 当在施加某级荷载时, 如桩顶产生过大位移、变形速率增幅较快、斜坡面出现较为明显的裂缝、桩侧裂缝扩展过快、桩端土压力盒读数超出其最大量程或达到试验要求的最大荷载时均应停止加载。

3) 试验卸载方法: 在卸载过程中测量回弹值分为 5 级进行, 每级卸载量为每级加载值的 2 倍。

4) 桩顶位移值测读: 在加载过程中, 每级荷值均持荷 15 min, 采用数据采集仪每隔 5 min 测读 1 次; 在卸载过程中, 每级荷载维持 10 min, 每隔 5 min 测读 1 次, 每级荷载卸掉后及时观测桩顶的回弹值。

2.3 模型桩试验数据分析

1) 模型桩桩顶荷载-位移曲线。

分析图 5 可知, 初始加载时, 模型桩的桩顶位移相对较小; 随着桩顶荷载增加, 桩侧基岩进入工作状态, 桩侧阻力开始发挥作用; 当桩顶荷载超过 20 kN 后, 桩端下软垫层发生一定压缩变形, 从而导致桩顶产生较大位移, 桩岩摩阻力值也随之增大, 直至达到屈服; 当桩顶荷载超过 34.3 kN 后由于桩端所承受荷载较大, 达到基岩的抗压强度而发生破坏, 桩侧少量基岩也发生剪切破坏, 基岩块整体稍微下沉, 在试验模型外边缘的基岩出现少量的裂缝。

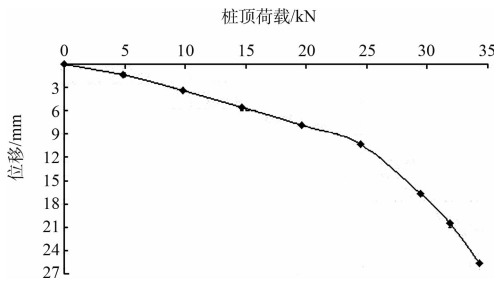


图 5 模型桩荷载与位移曲线

整体来看, 模型试验桩与原形试验桩的荷载位移关系曲线有着相似的形状, 但在竖向荷载作用下, 模型桩的变形规律只呈现出桩端沉渣的压实、桩侧阻力和桩端共同承担桩顶荷载作用这两个阶段, 当加载超过一定限值时, 随即发生破坏; 在试验过程中, 由于模拟的桩底基岩强度过

低, 在荷载作用下, 基岩被压碎, 模型桩下沉较快、桩顶位移较大、桩侧变形过大而发生剪切破坏。

2) 模型试验桩的桩侧阻力。

在模型试验中, 通过采用模型桩的桩端基岩强度低于嵌岩部分基岩的强度来模拟基岩强度的变化。设定模型桩桩端处坐标为坐标原点, 竖向上为正向, 对桩身混凝土的应变测量值进行换算后发现, 在破坏的前 1 级荷载 (桩顶荷载为 34.3 kN 时), 模型桩各岩层摩阻力达到最大值, 大小分布见图 6。

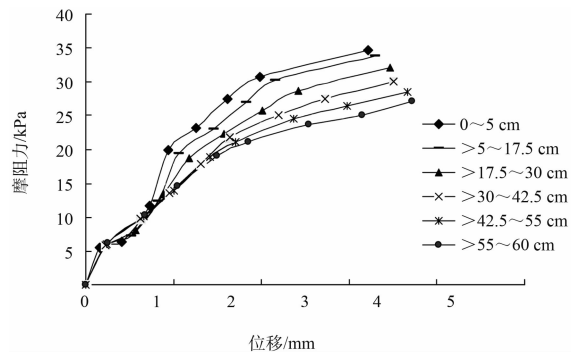


图 6 模型桩桩侧摩阻力分布曲线

从图 6 可知: 模型桩桩侧摩阻力是非线性分布的, 模型试验时最大摩阻力发生在靠近桩端部位 (也即 0 ~ 5 cm 处), 其值约为 35 kPa; 在位移小于 1 mm 时, 桩侧的摩阻力上部较下部稍大, 但随着桩顶荷载进一步增大, 桩侧基岩位移也不断变大, 在靠近桩端的侧摩阻力则增长较快, 这与普通桩桩周基岩由上往下屈服稍有不同。

3) 模型试验桩的桩端阻力。

模型桩桩端阻力见表 3。桩端阻力值随着桩顶荷载的增加而不断增大; 当桩顶荷载在 14.7 kN 以内时, 桩端荷载比增幅较大, 在于桩侧基岩提供的侧摩阻力较大, 因而桩端阻力所占的比例相对较小, 而当桩顶荷载超过 14.7 kN 后, 桩端阻力也很快增加, 桩端荷载比增幅较小, 其最终所占桩顶荷载比约为 56.5%, 与原形试验桩相比稍大。

表3 模型桩桩端阻力

桩顶荷载/kN	桩端阻力/kN	桩端荷载比/%
4.90	0.94	19.3
9.80	2.90	30.0
14.70	5.95	40.5
19.60	8.60	43.9
24.50	11.66	47.6
29.40	14.49	49.3
31.85	16.74	52.6
34.30	19.37	56.5

模型桩的破坏是因为桩顶受较大荷载作用下,桩端软垫层被压实,桩端压缩量过大,因而桩顶位移也相应较大,嵌岩段桩侧的岩体开始进入弹性阶段,岩体陆续不断屈服。但从桩端阻力与位移的变化曲线来看,嵌岩段岩体的屈服并不明显,这是由于模型桩桩底基岩的强度较低,在较大荷载作用下被压坏,桩端发生很大变形,桩体突然下沉,靠近桩端的基岩强度不够,发生剪切破坏。

3 结语

1) 原形试验桩受荷至破坏呈现沉桩土侧阻力发挥作用、桩岩侧阻力发挥作用、桩端阻力发挥作用以及破坏等4个阶段,而模型桩仅有3个阶段,这是因为模型桩未考虑桩土侧阻力的作用;整体来看,原形试验桩与模型桩的荷载-位移曲线比较相似。

2) 原形试验与室内模型试验表明桩侧土层摩阻力为均匀线性分布,能够得到充分发挥;而桩岩侧阻力呈非线性分布。原形试验与模型试验均表明桩侧岩层摩阻力与嵌岩段岩层的本身性质有很大关系,岩层本身强度越高,所能提供的侧摩阻力也越大;当嵌岩段岩层的性质相同时,嵌岩桩最大的侧摩阻力位于靠近桩端处。

3) 随着桩顶荷载的不断增加,原形试验桩与模型桩端阻力均呈增长趋势,且所占荷载比逐渐增大,模型桩桩端荷载比稍大于原形试验桩,说明原形桩中桩土侧阻力有一定的作用。

4) 模型桩的破坏是由于桩端基岩强度低于嵌岩部分,在承受较小的荷载作用下发生压坏,因而建议在设计时应考虑选择基岩强度足够大的岩层作为嵌岩灌注桩的持力层。

参考文献:

- [1] 戴国亮,龚维明,陈隆,等.基于Hoek-Brown准则嵌岩段桩-岩侧阻力修正计算方法[J].岩土工程学报,2012,34(9):1746-1752.
- [2] 赵明华,雷勇.基于分形理论的人工挖孔嵌岩桩承载特性分析[J].工程力学,2012,29(12):127-133.
- [3] 孟明辉,邢皓枫,刘之葵,等.基于桩侧阻力强化效应的嵌岩桩承载力计算[J].岩石力学与工程学报,2013,32(S1):2925-2933.
- [4] 龚成中,何春林,龚维明,等.基于自平衡试桩法大直径嵌岩桩尺寸效应分析[J].岩土力学,2012,33(8):2403-2407.
- [5] 张慧乐,马凛,张智浩,等.岩溶区嵌岩桩承载特性影响因素试验研究[J].岩土力学,2013,34(1):92-100.
- [6] 刘衡,杨波,王铁行,等.厚层沉渣嵌岩桩承载性能试验分析与数值模拟[J].铁道建筑,2012(12):93-95.
- [7] 王勇刚.嵌岩桩承载性状有限元分析[J].长江科学院院报,2010,27(4):44-48.
- [8] 吴鹏,龚维明,梁书亭.桩基自平衡测试的可靠性分析[J].岩土工程学报,2005,27(5):545-548.
- [9] 龚维明.重庆港主港区寸滩作业区三期工程基桩承载力静载检测报告[R].南京:南京东大自平衡桩基检测有限公司,2010.
- [10] 戴国亮,龚维明,刘欣良.自平衡试桩法桩土荷载传递机理的原位测试[J].岩土力学,2003,24(6):1065-1069.
- [11] 穆保岗,龚维明,黄思勇.天津滨海新区超长钻孔灌注桩原位试验研究[J].岩土工程学报,2008,30(2):268-271.
- [12] JT/T 738—2009 基桩静载试验自平衡法[S].
- [13] 徐勇.桩基自平衡试桩法的理论分析及工程应用研究[D].长沙:中南大学,2011.
- [14] JTJ 285—2000 港口工程嵌岩桩的设计与施工规程[S].