

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2023.109



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



软土区堆载对桥梁桩基偏位影响及纠偏措施

唐钱龙^{1,2}, 李双龙^{2,3}, 魏丽敏², 李正亮⁴

(1. 江西交通职业技术学院, 南昌 330013; 2. 中南大学土木工程学院, 长沙 410075; 3. 南昌工程学院水利工程学院, 南昌 330099; 4. 江西交院工程技术有限公司, 南昌 330013)

摘要: 软土区过大堆载将造成邻近桥梁桩基产生明显偏位, 对桥梁安全服役极为不利。结合某堆载致软土区桥墩偏移工程案例, 考虑软土侧向变形时效性特征, 开发软土固结-蠕变材料模型子程序, 建立堆载-桩基-桥墩有限元模型, 研究堆载作用下软土区桥墩-承台-桩基结构的时效性偏移特性, 揭示桥墩-承台-桩基结构横向偏移机理, 并针对现场条件提出有效合理纠偏措施。结果表明: 随着堆载时间的延长, 桩身响应沿深度分布发生显著变化, 且堆载引发的软土时效性横向变形致使作用于桩侧的横向附加压力逐渐增大, 但其沿深度的分布范围基本不变, 并且主要分布在软弱土层深度范围内; 基于桩身截面承载极限弯矩的评估, 所研究桥墩各桩基仍处于安全状态, 但应注意承台与桩基连接处以及软弱层与硬土层界面处的弯矩; 提出的卸载+高压旋喷桩加固纠偏措施可以达到预期纠偏效果。

关键词: 堆载; 桥梁桩基; 软土; 横向偏移; 纠偏措施

中图分类号: TU473.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2024)06-0126-09

Influence of surcharge loads in soft soils on bridge pile foundation deviations and its correction measures

TANG Qianlong^{1,2}, LI Shuanglong^{2,3}, WEI Limin², LI Zhengliang⁴

(1. Jiangxi Vocational and Technical College of Communications, Nanchang 330013, P. R. China; 2. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, P. R. China; 3. School of Hydraulic Engineering, Nanchang Institute of Technology, Nanchang 330099, P. R. China; 4. Jiangxi Jiaoyuan Engineering Technology Co., Ltd., Nanchang 330013, P. R. China)

Abstract: Excessive loading in soft soils will cause significant displacement of adjacent bridge pile foundations, which is extremely detrimental to the safe service of the bridge. Combined with an actual pier deviation case in soft soil caused by surcharge loads, a material model subroutine considering the time-dependent characteristics

收稿日期: 2023-08-16

基金项目: 国家自然科学基金(51878670、51878671); 江西省交通运输厅科技项目(2023H0020); 江西省教育厅科学技术研究项目(GJJ2201509)

作者简介: 唐钱龙(1980-), 男, 博士, 副教授, 主要从事桥梁与隧道工程研究, E-mail: 174801039@csu.edu.cn。

李双龙(通信作者), 男, 博士, E-mail: lsl_7631@163.com。

Received: 2023-08-16

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (Nos. 51878670, 51878671); Science and Technology Project of Jiangxi Transportation Department (No. 2023H0020); Science and Technology Research Project of Jiangxi Education Department (No. GJJ2201509)

Author brief: TANG Qianlong (1980-), PhD, associate professor, main research interests: bridge and tunnel engineering, E-mail: 174801039@csu.edu.cn.

LI Shuanglong (corresponding author), PhD, E-mail: lsl_7631@163.com.

of lateral deformation of soft soil was proposed, and a finite element model of surcharge load-pile foundation-bridge pier structure was established to study the time-dependent deviation characteristics of bridge pier-cap-pile foundation structure in soft soil area under surcharge loads and to reveal the lateral-deviation mechanism of the bridge pier-cap-pile foundation structure. In addition, effective and reasonable correction measures were proposed for the site conditions. The results show that with the increase of loading time, the pile response distribution along the depth changed significantly, while the time-dependent lateral deformation of the soft soil caused by the surcharge load caused the lateral additional pressure acting on the pile side to gradually increase, but its distribution range along the depth remained unchanged and was mainly distributed in the depth range of the soft-weak soil layer. Based on the assessment of the ultimate bending moment in the pile sections, the pile foundation studied was still in a safe state, but extra attention should be paid to the bending moment at the location of the connection between the cap and the pile foundation and at the interface between the upper soft layer and the lower harder soil layer. In addition, the proposed corrective measure of unloading+high-pressure rotary pile reinforcement can achieve the expected correction effect.

Keywords: surcharge load; bridge pile foundation; soft soil; lateral deviation; correction measure

随着交通事业的迅猛发展,线路(铁路、公路)的逐渐密集化使得沿线堆载时常发生。过大堆载将引发土体产生显著横向变形,造成邻近线路桥梁桩基及梁体结构产生明显横向偏移(见图1),这对桥梁的安全服役极为不利。中国《高速铁路设计规范》(TB 10621—2014)^[1]和德国DS804规范^[2]中明确规定:桥墩顶横向水平位移引起的桥面处梁端水平折角不应大于1.0‰ rad。除此以外,日本规范将梁体结构的横向变形限定在 $L_B/3\ 600\sim L_B/5\ 000$ (L_B 为桥梁跨度,单位:m)^[3],欧盟UIC标准将梁体横向水平位移限定在 $L_B/4\ 000$ 以内^[4]。如果按照普通跨度32.0 m的梁体进行计算,梁体横向变形的限值为8.0 mm。考虑到梁体结构与墩台的协调变形,桥墩顶部的横向偏移被普遍规定在8.0 mm以内^[5-6]以保证梁体的足够安全。

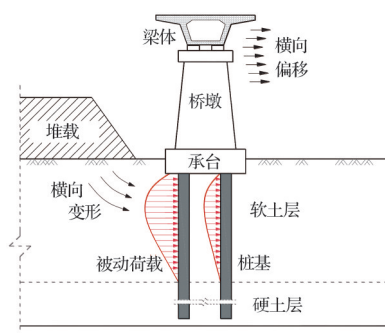


图1 堆载导致桥梁桩基偏移示意图

Fig. 1 Illustration of bridge pile foundation deviation due to surcharge load

尽管如此,受邻近线路不规范建筑施工影响,堆载诱发桥梁结构(桩基-桥墩-梁体)发生超过限值偏移的工程案例仍屡见不鲜^[6],特别是在软土区^[7]。在这些案例中,诸多学者采用数值分析方法对偏移

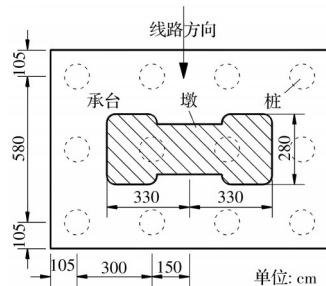
桩基的变形机理及服役状态进行了评估,并提出了对应的整治措施。如,孙剑平等^[6]、Bian等^[7]、庄立科^[8]、潘振华^[9]、李志伟^[10]通过有限元模型计算了偏移桩基的变形和内力,分析了桩基服役状态,分别评估了钻纠偏孔卸压+桩侧顶推扶正、应力释放孔+高压旋喷桩及补桩加固等整治措施的效果。

针对软土区堆载而言,堆载引发的土体侧向变形及其诱导的桩基偏移具有显著的时效性特征^[7,11-13]。Lo等^[11]和Yang等^[13]发现堆载(或填筑)致使的软土侧向变形随堆载持荷时间的增大而增大。Karim等^[14-15]指出要准确反映邻近堆载作用下深厚软土区桩基的力学行为,考虑软土的时效性变形行为尤为重要。然而,结合实际案例开展的桩基偏移机理及纠偏措施研究仅仅将土体侧向变形和桩基偏移考虑为瞬时完成,忽略了土体变形和桥墩偏移的时效性,这与软土区土体变形和桩基变形的实际情况不符。忽略软土的时效性变形将严重低估堆载持续作用在桩身的横向附加荷载,这对桩基性能的评估和纠偏措施的设计极为不利。

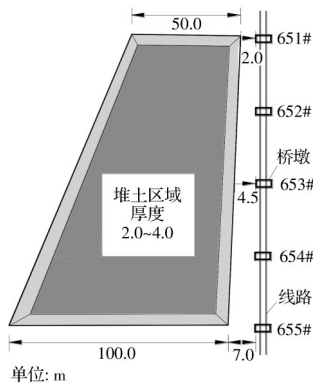
笔者结合某堆载导致软土区桥墩偏移工程案例,考虑软土侧向变形时效性特征,开发综合考虑软土固结效应和蠕变效应的软土材料模型子程序,建立堆载-桩基-桥墩有限元模型,研究堆载作用下软土区桩基-承台-桥墩结构的时效性偏移特性,阐明由堆载引发、作用于桩身的横向附加被动荷载的分布特征,揭示桩基-承台-桥墩结构时效性横向偏移诱因。然后,结合现场地质条件,比选合理的纠偏措施,并采用有限元模型对纠偏措施的整治效果开展评估,将评估结果应用于实际纠偏施工中。

1 工程概况

研究对象为某单跨长度32.0 m的简支梁式特大桥,该桥全长568.4 m,桥址整体位于低山丘陵及丘间谷地区,墩柱基础采用桥墩-承台-桩基础形式的桥跨支撑结构。以653#桥墩为例,其承台-桩基布置形式及结构尺寸见图2(a)。桥墩基础为3行4列(线路横向×线路纵向)分布形式、直径为1.0 m的钻孔灌注桩,桩长为60.5 m;承台长11.1 m,宽



(a) 桩基分布形式



(b) 邻近桥墩的堆载分布

图2 桥墩结构布置及邻近堆载分布

Fig. 2 Structural arrangement of bridge piers and adjacent surcharge load distribution

7.9 m,厚3.0 m;桥墩高16.5 m。该特大桥建设完成后不久,附近曾有较大规模的市政工程密集施工,导致大量的弃土被堆置于桥梁一侧,堆土区域见图2(b)。堆土沿651#~655#桥墩纵向分布,分布范围大致呈梯形,宽度范围在50.0~100.0 m之间,堆土厚度2.0~4.0 m,堆土坡脚离651#桥墩最小距离为2.0 m,离653#和655#桥墩最小距离分别约为4.5 m和7.0 m,根据现场施工记录,堆土持续时间大约224 d。

大面积堆土作用下,652#~660#桥墩发生了明显的水平横向偏移。根据现场测量数据,654#桥墩承台偏移量达到23.2 mm,653#桥墩承台偏移量最大,达到27.8 mm,桥墩顶面偏移14.6 mm,653#桥墩承台偏移过程见图3。根据对桥墩偏移限值的规定可知,部分桥墩偏移量已超过桥墩横向偏移限值8.0 mm,这对桥梁稳定服役以及线路的安全运营造成了重大威胁。

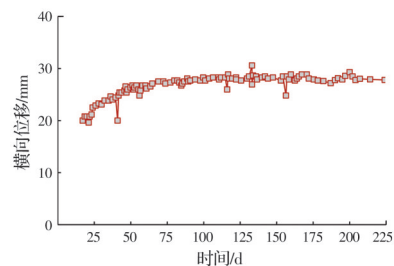


图3 653#承台横向偏移过程

Fig. 3 Time-dependent lateral deviation process of cap 653#

根据现场勘探调查,桥址区分布有厚度较大的软土层,653#桥墩桥址区内主要分布有淤泥层、淤泥质-粉质黏土层、粉质黏土层、细圆砾土及中砂层,其厚度及基本力学参数见表1,其中软弱土层厚度为34.0 m以上。

表1 地层分布及基本力学参数

Table 1 Stratigraphic distribution and basic mechanical parameters

土类名称	厚度 h/m	密度 $\rho/(kg/m^3)$	压缩模量 E_s/MPa	泊松比 μ	黏聚力 c'/kPa	内摩擦角 $\varphi'/(^\circ)$
淤泥层	12.0	1 690	2.0	0.40	15.6	11.5
淤泥质-粉质黏土层	22.0	1 740	4.0	0.35	25.6	11.9
粉质黏土层	17.6	1 860	4.5	0.32	26.3	23.6
细圆砾土	8.9	1 960	35.0	0.30	0.5	15.0
中砂层		2 000	30.0	0.28	6.0	25.0

2 桥墩-承台-桩基础时效性变形机理

2.1 有限元模型建立

考虑到各桥墩间相隔较远,为了简化计算,忽略其余桥墩及梁体等其他结构的影响,仅以653#桥墩为研究对象建立有限元模型。整体模型由5个土

层和653#桥墩-承台-桩基础结构组成,模型尺寸及网格见图4。

为充分反映桩基-承台结构与周围土体的相互作用行为,分别在承台底面-土体、桩侧面-土体和桩底面-土体间建立接触面。以桩-承台表面为作用主

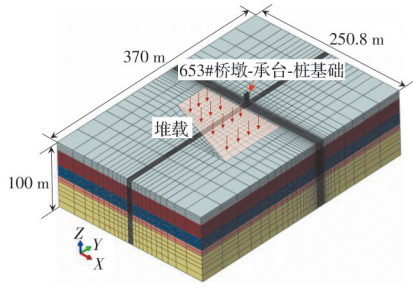


图 4 有限元模型

Fig. 4 The finite element model

面、周围土体为从面,采用硬接触描述接触面的法向行为,采用“罚函数”方法来描述接触面的切向行为。各接触面摩擦系数 f_c 根据式 $f_c = \tan(0.75\varphi')$ (φ' 为土体有效内摩擦角)^[16]以及参考文献离心试验^[12,17]进行取值,对应三组接触面摩擦系数分别为 0.19、0.25 和 0.30。忽略堆载土体变形对地基变形的影响,将堆土荷载简化为地基面荷载。将面荷载边界简化设置为与承台边缘平行,且距离为 4.5 m。桥墩-承台-桩基结构被考虑为线弹性结构。

2.2 软土材料模型子程序开发与计算步骤

为充分反映侧移软土-桩基时效性相互作用过程,采用软土时效性变形本构模型模拟软土非线性变形行为。软土材料模型采用扩展 Koppejan 模型^[18-19]。扩展 Koppejan 模型源于一维 Koppejan 模型^[20],其轴向应变 ϵ_{ps} 表达式为

$$\epsilon_{ps} = \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \lg t \right] \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \quad (1)$$

式中: C_p 为主固结系数,可由式 $C_p = (1 + e_0)/C_c$ 获得, e_0 为初始孔隙比, C_c 为压缩指数; C_s 为次固结系数,可由式 $C_s = (1 + e_0)/C_a$ 获得, C_a 为 e - $\lg t$ 关系曲线的次固结指数; σ 为附加应力; σ_0 为初始应力。

然而,一维 Koppejan 模型仅适用于单向固结-蠕变条件,并不适用于描述竖向堆载作用下地基土的侧向时效性变形。由此,以增量形式对其进行三维扩展,推导的详细过程见文献^[19]。得到了基于一维 Koppejan 模型的扩展 Koppejan 模型,其应变增量表达式为

$$\Delta \epsilon_{ij} = \frac{1}{C_p} \left(1 + \frac{\epsilon_{ij}^{se}}{\epsilon_{ij}^{pr}} \right) \frac{\Delta S_{ij}}{S_{ij}} + \frac{C_p}{C_s \ln 10} \exp \left(- \frac{\epsilon_{ij}^{se}}{\epsilon_{ij}^{pr}} \cdot \frac{C_s}{C_p} \ln 10 \right) + \frac{(1 - 2\mu) \Delta \sigma_A}{E} \delta_{ij} \quad (2)$$

式中: $i, j = 1, 2, 3$; $\Delta \epsilon_{ij}$ 为固结-蠕变应变增量; ϵ_{ij}^{pr} 和 ϵ_{ij}^{se} 分别代表主、次固结偏应变张量; ΔS_{ij} 为偏应力增量张量; S_{ij} 为偏应力张量; Δt 为时间增量; E 为土体弹性模量; μ 为泊松比; $\Delta \sigma_A = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{11} + \Delta \sigma_{22} +$

$\Delta \sigma_{33})$,代表平均应力增量; $\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & i=j \\ 0, & i \neq j \end{cases}$ 。采用

Drucker-Prager 模型作为材料屈服准则,基于 ABAQUS 平台^[21]编写了扩展 Koppejan 模型的用户材料模型子程序 (UMAT),子程序的运行流程见图 5。

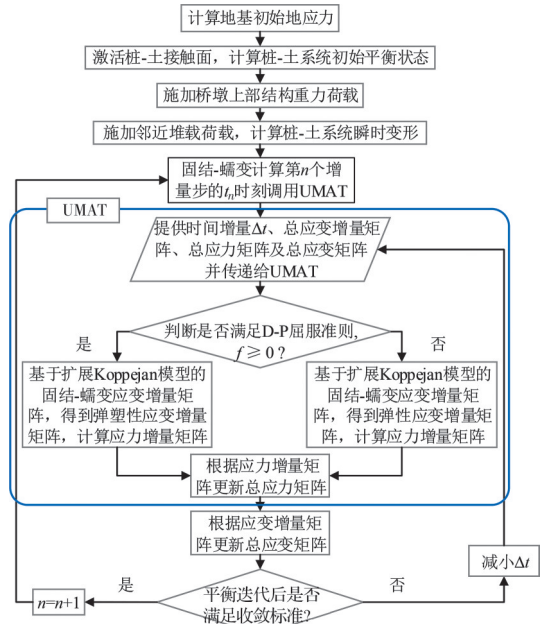


图 5 数值模型计算流程

Fig. 5 Numerical model calculation process

为提高计算效率,有限元模型中上部软弱土层(包含淤泥层、淤泥质-粉质泥土层及粉质黏土层)采用扩展 Koppejan 模型模拟,其中主固结系数 C_p 和次固结系数 C_s 由固结-蠕变试验结果结合曲线拟合法综合确定,其试验确定方法参考文献^[19]。下部土层采用基于摩尔-库伦屈服准则的线弹塑性本构模型模拟。各结构及土层计算参数见表 2。

整体计算步骤可分为:1)地基初始地应力场计算,初始位移场清零;2)激活桥墩-承台-桩基单元以及接触面单元,计算桩-土系统初始状态;3)施加桥墩上部结构重力荷载,其中包含标准 32.0 m 跨度简支梁重力荷载 8 368.0 kN 以及双线 CRTS-II 型板式无砟轨道桥面恒载 5 120.0 kN,共计 13 488.0 kN;4)一次性施加邻近堆土荷载,计算桥墩-承台-桩基的瞬时变形;5)调用 UMAT,计算桥墩-承台-桩基随时间变化的长期变形。整体计算流程见图 5。

2.3 模型验证

将现场监测结果与数值结果作对比以验证模型的可靠性。图 6(a)给出了计算的桥墩-承台-桩基础横向(垂直于线路方向)水平位移随时间的发展过程,图中位移正值代表桩基往远离堆载方向偏移。堆载初期(时间 $t=3$ d),靠近堆载的桩基横向

表 2 数值模型计算参数

Table 2 Numerical model calculation parameters

土层或结构名称	厚度 h/m	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$	屈服准则	固结系数	
							C_p	C_s
淤泥层	12.0	6	0.40	15.6	11.5	D-P	5.2	14.4
淤泥质-粉质黏土层	22.0	8	0.35	25.6	11.9	D-P	13.7	126.5
粉质黏土层	17.6	40	0.32	26.3	23.6	D-P	43.4	591.7
细圆砾土	8.9	160	0.30	0.5	15.0	M-C		
中砂层	39.5	200	0.28	6.0	25.0	M-C		
桥墩		35 000	0.17			线弹性		
承台		35 000	0.17			线弹性		
基桩		33 600	0.18			线弹性		

位移最大,而随着堆载时间的延长,淤泥层及淤泥质-粉质黏土层侧向变形逐渐增大,桩基附加横向荷载也逐渐增大,导致上部桩段的变形带动承台与桥墩整体横向偏移,致使桥墩横向偏移量成为最大值,偏移达 32.1 mm。

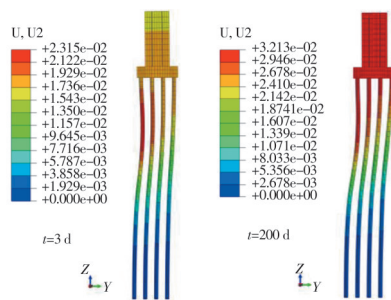
结构稳定状态下的变形性状。

2.4 桩基内力与变形特性分析

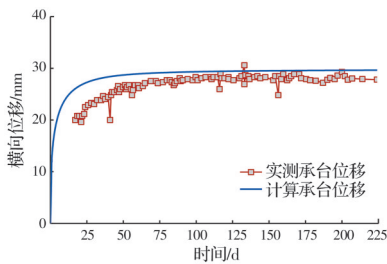
基于验证后的数值模型,研究堆载条件下深厚软土区桩基的内力与变形特性,揭示桩基时效性横向变形机理,并评估桩基长期服役性能。

2.4.1 桩身响应

图 7 为桩基横向水平位移变化发展,图中位移正值代表桩基往远离堆载方向偏移。由图可知,桩基础中的基桩与堆载距离越大,其桩身挠曲越小。对于近距离基桩而言(如,2#和5#基桩),在堆载初期,埋深在 12.0~20.0 m 桩段受堆载荷载的影响最大,桩身位移最大值也位于该深度。随着堆载时间的延长,由于浅层淤泥及淤泥质-粉质黏土层时效性侧向位移逐渐增大,承台-桩基结构偏移量逐渐增大,最大位移所在深度逐渐上升。以 2#基桩为例,在 3 d 后,最大位移位于埋深约 15.0 m 处,而在 224 d 后,最大位移所在位置上升到了埋深约 10.0 m 位置。可见,在深厚软土条件下,桩身位移的分布随堆载时间的延长而发生明显变化。这种规律与不考虑时间效应的计算结果^[8-9]有显著差别。



(a) 计算位移等值线云图

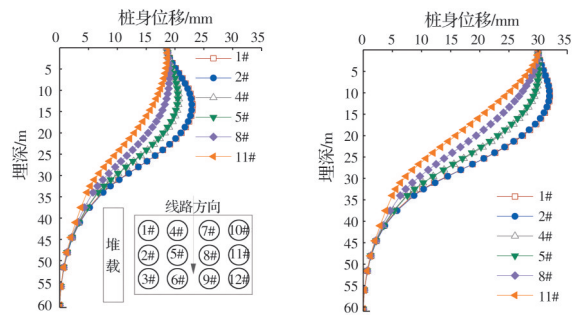


(b) 实测结果与计算结果对比

图 6 有限元模型验证

Fig. 6 Finite element model validation

将计算的承台横向位移与实测结果作对比,见图 6(b)。由于数值模型无法详细反映堆载施工过程,如施工设备的扰动、堆载顺序的差异以及堆载高度的不均匀性,并且将堆载荷载简化为一次性施加,在堆载前期(即第 55 天以前)计算的结果与实际监测有一定差异。但在堆载后的 60~224 d 期间,计算的承台位移逐渐稳定,与实测承台位移变化规律基本一致。在堆载后的第 224 天,计算承台位移和实测承台位移分别为 29.6、27.8 mm,相差 6.5%,表明数值计算结果与实测结果吻合较好,基本上合理地反映了堆载条件下深厚软土区桥墩-承台-桩基



(a) 3 d 后

(b) 224 d 后

图 7 桩身位移变化

Fig. 7 Change in pile displacement

图 8 给出了桩基横向弯矩(M_x)的变化发展。正弯矩代表靠近堆载侧桩身受压,负弯矩代表靠近堆载侧桩身受拉。对于近距离基桩而言(如 1#、2#),

正弯矩最大值位于埋深约 17.0 m 处,而负弯矩最大值位于埋深约 1.0 m 处,并且负弯矩最大值与正弯矩最大值接近,表明:堆载除了对软弱土层深度内的桩段影响显著以外,还可能对与承台相连接的桩段(即埋深约 1.0 m 处)造成威胁。

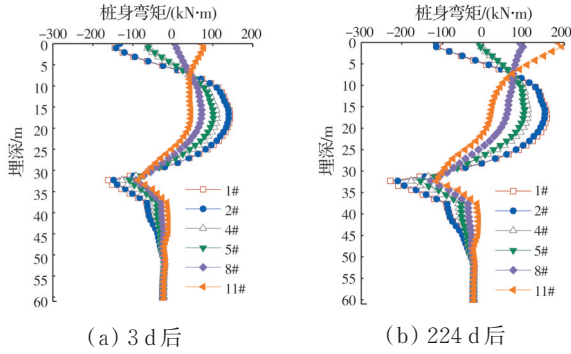


图 8 桩身弯矩变化

Fig. 8 Change in pile bending moment

随着堆载时间的延长,近距离基桩上部桩段的负弯矩最大值逐渐减小,而埋深较大位置(即深度 32.0 m 位置)的负弯矩逐渐增大,并最终成为桩身的最大弯矩值。产生此种现象的原因在于:随着堆载时间的延长,上部软土时效性侧向变形随时间的延长逐渐增大,致使桩基上部桩段与承台整体发生横向偏移,导致近距离桩基上部桩段弯矩逐渐减小,而深部弯矩逐渐增大。

2.4.2 桩侧横向附加被动荷载

桩基时效性变形的根本诱因在于桩侧承受了横向附加被动荷载,图 9 给出了各桩基桩前侧节点(面向堆载一侧的节点)的横向附加压力分布,图中附加应力正值代表桩侧节点横向附加压力增大,负值代表减小。在该堆载作用下,近距离基桩(如 1#、2#、4#和 5#)埋深在 4.0~32.0 m 桩段横向附加压力都有所增加,呈现“土压桩”模式。对比图 8 可以看出,该深度范围内的横向附加压力是近距离桩基产生正弯矩的根本原因。除此以外,由于堆载荷载在土层中的传递范围有限以及受到桩基自身挠曲协调作用,桩基埋深在 0~4.0 m 和 32.0~41.0 m 桩段的横向附加压力有所减小。对于远距离基桩(如 8#和 11#),受承台-桩基结构变形协调的影响,0~41.0 m 深度桩段的横向附加压力都有所增加。

随着堆载时间的延长,桩基节点的附加压力都显著增大。堆载至 224 d 时,相比堆载 3 d,2#基桩最大附加横向压力增大约 47.0%,对应的 11#基桩增大了约 48.6%。值得注意的是,横向附加压力增长的桩段深度范围随堆载时间的延长始终保持不变,大致分布在埋深 4.0~32.0 m 范围内,表明作用

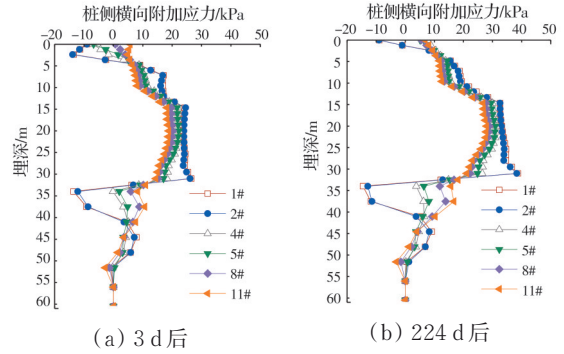


图 9 桩侧横向附加被动荷载分布

Fig. 9 Lateral additional passive load distribution on the pile side

在桩前侧的附加土压力沿深度分布范围基本保持不变,主要分布在软弱土层(该工点为淤泥层和淤泥质-粉质黏土层)深度范围内,且最大附加土压力值始终位于淤泥质-粉质黏土层与粉质黏土层界面深度偏上位置(深度约 32.0 m 处)。

2.4.3 桩基服役状态评估

根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[22]以及徐文平等^[23]提出的计算方法进一步评估桩身服役状态。桩身截面承载的极限弯矩 M_u 由式(3)确定。

$$\begin{cases} M_u = J_s A_s f_y r_s \\ J_s = \frac{2.2}{3} \cdot \frac{\sin^3 \pi \lambda_1}{\pi} \cdot \frac{1.25 - 3\lambda_1}{\lambda_1 \left(1 - \frac{\sin 2\pi \lambda_1}{2\pi \lambda_1}\right)} + \frac{\sin \pi \lambda_1 + \sin \pi \lambda_2}{\pi} \\ U = \frac{f_y A_s}{f_{cm} A_p} \end{cases} \quad (3)$$

式中: J_s 为截面弯矩承载力系数; A_s 为纵向钢筋的截面面积; A_p 为桩的截面面积; f_y 为普通钢筋抗拉强度设计值; f_{cm} 为混凝土轴心抗压强度设计值; r_s 为纵向钢筋所在圆周的半径; λ_1 为对应于受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值; λ_2 为纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值。

根据桩身截面属性及钢筋布置,可确定 $A_s = 4\ 021.24\ \text{mm}^2$ 、 $A_p = 785\ 398.16\ \text{mm}^2$ 、 $f_y = 270\ \text{N/mm}^2$ 、 $f_{cm} = 19.1\ \text{N/mm}^2$ 、 $r_s = 450\ \text{mm}$ 。经过计算确定 653#桥墩桩基 U 值为 0.072 38、 J_s 值为 0.967 16、 M_u 为 472.54 kN·m。根据图 8 中的计算结果,堆载至 224 d 时,最大弯矩值发生在 1#基桩埋深约 32.0 m 处,值为 228 kN·m,小于 M_u ,表明该堆载条件下 653#桥墩的各桩基未发生破坏,仍处于安全状态。

3 纠偏措施及整治效果

3.1 纠偏方案及主要施工参数

根据桩基服役性能的评估结果可知,在该堆载条件下,653#桥墩各桩基未发生损坏,处于安全状态。但是,桩基变形导致的桥墩顶部偏移可能会引起上部轨道结构错位,进而对行车产生重大安全隐患。因而,必须采取合理且必要的纠偏措施对桥墩偏移进行矫正。借鉴以往工程经验^[6,8-10],桥墩偏移纠偏措施主要有:堆载反压+应力释放孔联合纠偏、水平顶推+应力释放孔联合纠偏、高压旋喷桩加固纠偏以及预应力锚索抗滑桩纠偏等。堆载反压措施所需场地较大,否则容易造成地面沉陷;水平顶推措施一般适用于桩基偏移较大情况;而高压旋喷桩加固纠偏措施相对保守,适用于具有较厚软弱层的地质条件。考虑到该工点的软土层厚度很大,拟采取卸载+高压旋喷桩加固联合纠偏措施对偏移桥墩进行矫正,见图10。其纠偏过程为:1)对离承台距离30.0 m范围内的堆载土体进行整平运离;2)在653#桥墩另一侧,通过高压旋喷桩对软弱土层进行加固处理。

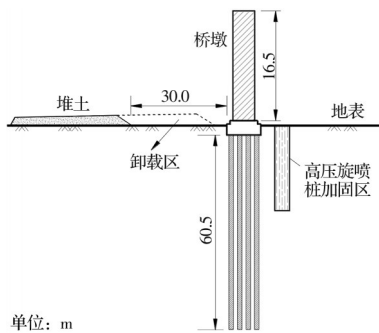


图10 纠偏方案示意图

Fig. 10 Schematic representation of the correction scheme

采用距承台先远后近的施工顺序在桥墩另一侧布置3排高压旋喷桩,第1排至第3排与承台距离分别为4.0、3.4、2.8 m。桩径为0.6 m,桩间距为0.6 m,正方形布置,桩长(即喷嘴喷液最大深度)为28.0 m。注浆材料采用强度等级为42.5的普通硅酸盐水泥,水灰比为1:1。根据该线路高压旋喷桩以往的施工经验以及多次调试^[8-9],确定了第1、2排喷嘴喷浆压力为20.0 MPa,第3排喷浆压力为10 MPa。

3.2 高压旋喷桩施工模拟

基于验证的有限元模型开展纠偏效果分析。考虑到高压旋喷桩布桩相对密集,且单桩加固区域在原有桩位范围上有所扩大(即有效桩径大于实际桩径),在数值模型中将高压旋喷桩区域简化为高压旋喷桩墙,桩墙宽度为1.7 m、深度为28.0 m,见

图11。

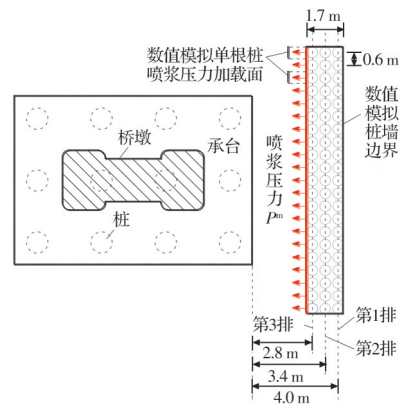


图11 高压旋喷桩施工模拟

Fig. 11 Simulation of high pressure rotary pile construction

高压旋喷桩除可对地基进行加固外,还因其喷浆过程产生较大的喷浆压力可对偏移承台-桩基进行辅助矫正。数值模型中,将高压旋喷桩喷浆压力统一简化为桩墙边界处的单根桩压力荷载,在不同旋喷桩施工阶段逐步施加。高压旋喷桩浆液喷射时在土体介质中的压力分布可按式(4)所示经验公式^[24]确定。

$$P^m = kd_0^{0.5} p_0 / x^n \quad (4)$$

式中: P^m 为介质某点喷浆压力; k 和 n 为系数; d_0 为喷嘴直径; p_0 为喷嘴出口压力; x 为喷嘴中心轴距介质的距离。当 d_0 取0.003 m时,则系数 k 和 n 分别取0.1和2.0^[24]。根据拟定的施工步骤,第1排至第3排单根桩距加载面的距离分别为1.45、0.85、0.25 m,对应压力分别为52.1、151.6、876.4 kPa。

3.3 纠偏效果评估

基于数值计算,纠偏前和纠偏后的桩基内力与变形对比结果见图12。图中位移正值代表桩基往远离堆载方向偏移,负值代表桩基往靠近堆载方向偏移;正弯矩代表靠近堆载侧桩身受压,负弯矩代表靠近堆载侧桩身受拉。纠偏措施实施后,承台

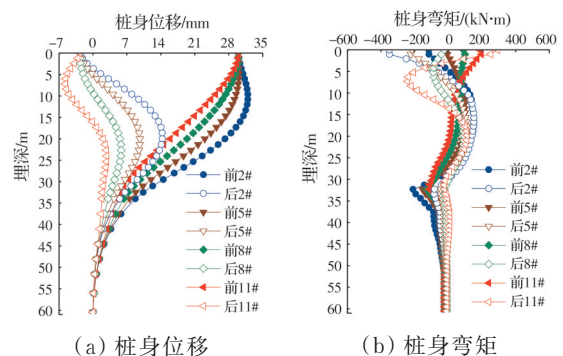


图12 纠偏前、后的桩身响应对比

Fig. 12 Comparison of pile response before and after correction

(约等于桩顶位移)向面向堆载方向偏移约3.9 mm,小于规范指定的8 mm,表明可以达到预期纠偏效果。值得说明的是,数值模型并未考虑邻近墩台及梁体对桥墩偏移的影响,实际纠偏量可能更小。即使承台-桩基在纠偏措施的作用下逐步得到恢复,但是位于堆载侧近距离桩基的横向位移依然较大(见图12(a)),最大位移发生在埋深约20.0 m处,达到14.3 mm。

除此以外,从图12(b)可看出,连接位置处弯矩增大明显,2#桩基在该位置的弯矩达到350.9 kN·m,如若施工不当可能出现拉裂破坏,应特别关注承台与桩基连接位置处的弯矩。实际工程中,需建立承台变形实时预警机制,并继续加强纠偏后承台-桩基横向偏移观测。

3.4 纠偏措施现场应用

基于数值模型的初步评估,拟定的纠偏措施方案已成功应用于现场纠偏施工中。图13为纠偏施工阶段现场监测的承台位移发展。经过约20 d的纠偏措施矫正,承台顶面横向位移从27.8 mm减小至3.6 mm左右,小于规范8 mm的限值,表明通过实施提出的纠偏方案,已经达到了预期纠偏效果。除此以外,计算的承台偏移量为-3.9 mm(偏移方向与实测偏移方向相反),纠偏量要大于实测纠偏量。原因可能在于计算模型采用了简化的喷浆压力计算模型,可能高估了实际喷浆压力值。此外,数值模型仅考虑了堆载对单桥墩的影响,忽略了邻近桥墩与梁体的限制作用,因而计算的承台位移发展曲线与实测的有所差异。但总体而言,数值模型计算结果和现场实测曲线比较吻合,表明建立的考虑时效性变形数值模型可以较好地对比纠偏措施效果展开评估。

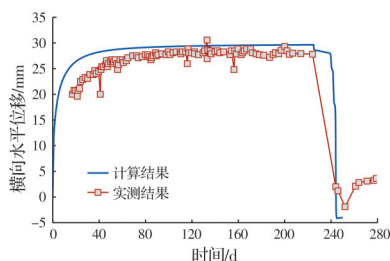


图13 数值模型计算纠偏位移与实测结果对比

Fig. 13 Comparison of numerical model calculation correction displacement with measured results

4 结论

结合软土区堆载导致邻近桥墩偏移工程案例,采用嵌入软土时效性本构模型的数值模型,研究桥墩-承台-桩基的时效性偏移特性,揭示了桩基时效性横向变形机理,并提出了有效合理的纠偏措施,

主要研究结论如下:

1) 桩身响应的分布随堆载时间的延长而发生明显变化。随着堆载时间的延长,上部软弱土层横向位移逐渐增大,导致承台-桩基结构横向偏移量逐渐增大,并且最大位移所在位置逐渐上升。同时,上部桩段的负弯矩最大值逐渐减小,而埋深较大位置的负弯矩最大值逐渐增大。

2) 基于桩身截面承载极限弯矩的估算结果,案例中的653#桥墩的各桩基未发生破坏,仍处于安全状态。但要注意承台与桩基连接位置以及上部软弱层与下部更硬土层界面位置处的弯矩。当堆载足够大时,这两个位置是张拉破坏的潜在发生部位。

3) 堆载作用下,桩基持续产生变形的本质原因是软土时效性横向变形致使作用在桩身的被动荷载持续增大。随着持荷时间的延长,桩侧节点的横向附加压力逐渐增大,但沿深度的分布范围基本保持不变,并且主要分布在软弱土层深度范围内。

4) 提出的卸载+高压旋喷桩加固纠偏措施达到了预期纠偏效果,该措施成功地应用于现场纠偏施工中,表明建立的考虑软土时效性变形的有限元模型评估纠偏措施可行。

参考文献

- [1] 高速铁路设计规范: TB 10621—2014[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2014.
Code for design of high speed railway: TB 10621—2014 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2014. (in Chinese)
- [2] Regulation for railroad bridges and other civil engineering structures of the German Railways: DS804/B6 [S]. Berlin: Federal Railway Administration, 2000.
- [3] Design standard and interpretation of railway structures-concrete structure [S]. Tokyo: Japanese Civil Society, 2000.
- [4] 柯在田, 张焱. 铁路桥梁横向变形限值标准问题的研究[J]. 铁道标准设计, 2004, 48(7): 129-133, 159.
KE Z T, ZHANG D. A research over the limit value standard for transversal deformation of railway bridges [J]. Railway Standard Design, 2004, 48(7): 129-133, 159. (in Chinese)
- [5] 高速铁路无砟轨道线路维修规则(试行): TG/GW 115—2012 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2012.
Maintenance code for ballastless track of high-speed railway: TG/GW 115—2012 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2012. (in Chinese)
- [6] 孙剑平, 唐超, 王军, 等. 堆载致桥梁桩基偏移机理分析与纠偏技术研究[J]. 建筑结构, 2020, 50(6): 61-

- 67, 33.
SUN J P, TANG C, WANG J, et al. Analysis of deviation mechanism and deviation-rectification technology for pile foundation of bridge due to abutment loading [J]. Building Structure, 2020, 50(6): 61-67, 33. (in Chinese)
- [7] BIAN X C, LIANG Y W, ZHAO C, et al. Centrifuge testing and numerical modeling of single pile and long-pile groups adjacent to surcharge loads in silt soil [J]. Transportation Geotechnics, 2020, 25: 100399.
- [8] 庄立科. 杭甬高铁桥墩基础偏移及纠偏处理[J]. 铁道建筑技术, 2014(6): 34-38.
ZHUANG L K. Foundation deflection and its rectifying deviation of the Hangzhou-Ningbo high-speed railway pier [J]. Railway Construction Technology, 2014(6): 34-38. (in Chinese)
- [9] 潘振华. 沪杭客运专线松江特大桥简支梁桩基纠偏技术探讨[J]. 铁道建筑, 2016, 56(9): 38-42.
PAN Z H. Exploring on rectification technique for pile foundation of simply-support girder on Shanghai-Hangzhou passenger dedicated railway [J]. Railway Engineering, 2016, 56(9): 38-42. (in Chinese)
- [10] 李志伟. 软土地基不对称堆载对桥梁偏位的影响及加固分析[J]. 公路, 2016, 61(8): 86-92.
LI Z W. Analysis of the influence of asymmetric load on deflection of bridge and reinforcement in soft ground [J]. Highway, 2016, 61(8): 86-92. (in Chinese)
- [11] LO S, KARIM M, GNANENDRAN C. Consolidation and creep settlement of embankment on soft clay: Prediction versus observation [C]// Geotechnical Predictions and Practices in Dealing with Geohazards, Dordrecht: Springer, 2013: 77-94.
- [12] WANG L Z, CHEN K X, HONG Y, et al. Effect of consolidation on responses of a single pile subjected to lateral soil movement [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(6): 769-782.
- [13] YANG M, SHANGGUAN S Q, LI W C, et al. Numerical study of consolidation effect on the response of passive piles adjacent to surcharge load [J]. International Journal of Geomechanics, 2017, 17(11): 04017093.
- [14] KARIM M R, GNANENDRAN C T, LO S C R, et al. Predicting the long-term performance of a wide embankment on soft soil using an elastic-viscoplastic model [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47(2): 244-257.
- [15] KARIM M R, LO S C R, GNANENDRAN C T. Behaviour of piles subjected to passive loading due to embankment construction [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(3): 303-310.
- [16] 王金昌, 陈页开. ABAQUS在土木工程中的应用[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2006.
WANG J C, CHEN Y K. Application of ABAQUS in civil engineering [M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2006. (in Chinese)
- [17] HONG Y, NG C W W, WANG L Z. Initiation and failure mechanism of base instability of excavations in clay triggered by hydraulic uplift [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(5): 599-608.
- [18] 魏丽敏, 冯胜洋, 何群, 等. 改进Koppejan蠕变模型及其应用[J]. 岩土力学, 2014, 35(6): 1762-1767.
WEI L M, FENG S Y, HE Q, et al. Improved Koppejan creep model and its application [J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(6): 1762-1767. (in Chinese)
- [19] 李双龙, 魏丽敏, 冯胜洋, 等. 基于扩展Koppejan模型的被动桩-软土时效性相互作用研究[J]. 岩土力学, 2022, 43(9): 2602-2614.
LI S L, WEI L M, FENG S Y, et al. Time-dependent interactions between passive piles and soft soils based on the extended Koppejan model [J]. Rock and Soil Mechanics, 2022, 43(9): 2602-2614. (in Chinese)
- [20] KOPPEJAN A W. A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect [C]// Proc. 2nd ICSMF, Rotterdam, the Netherlands, 1948, 272: 32-37.
- [21] Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS analysis user's manual [M]. version 2016. Dassault Systemes Simulia Corporation: Providence, RI, USA, 2015.
- [22] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [23] 徐文平, 孟少平. 圆形截面钢筋混凝土受弯构件正截面承载力的快速实用计算方法[J]. 工业建筑, 1997, 27(2): 43-45.
XU W P, MENG S P. A fast practical method to calculate the bearing capacity of RC flexural members with round section [J]. Industrial Construction, 1997, 27(2): 43-45. (in Chinese)
- [24] 吕若冰, 孔纲强, 沈扬, 等. 既有高速公路高压旋喷桩施工现场监测与数值模拟分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2015, 35(6): 752-757, 762.
LV R B, KONG G Q, SHEN Y, et al. Construction monitoring and numerical simulation of existing expressway soft foundation treatment by high pressure jet grouted pile technique [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, 35(6): 752-757, 762. (in Chinese)