

地铁隧道盾构穿越高架桥桩基托换工程计算分析

苏光旭

(中铁二院华东勘察设计有限责任公司, 浙江 杭州 310000)

摘要: 为有效计算地铁隧道盾构穿越高架桥桩基托换施工前后桥梁承台及桩基受力的变化情况, 保证桩基托换工程的顺利进行, 现依托厦门市轨道交通6号线隧道盾构下穿跨杏林湾路高架桩基托换工程, 结合桩基托换工程特点和工程现场的实际情况, 利用MIDAS/fea与MIDAS/civil建立桥梁桩基托换三维数值模型和梁单元模型, 并通过该模型对施工现场的桥梁桩基托换工程进行数值计算, 重点分析桩基托换施工中新建承台及桩基承载力的变化情况。据此提出桩基托换施工质量的控制措施, 保障桩基托换工程质量, 为类似工程的顺利建设提供理论指导与参考。

关键词: 高架桥; 桩基托换; 三维数值模型; 梁单元; 新建承台; 桩基承载力; 控制措施

中图分类号: TU921

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)05-0093-06

0 引言

随着城市交通基础设施建设进程的日益加快, 城市中的高架桥、地铁隧道等建(构)筑物日益增多, 在给城市居民生活带来便利的同时, 也逐渐影响城市轨道交通建设的发展。其中, 由于高架桥的桥梁桩基础通常渗入地下, 且随着城市高架桥数量的增多, 使得城市地下空间越来越拥挤, 因此对地铁隧道的施工造成一定的影响^[1]。为了保证线路通畅以及上部结构的稳定, 不可避免地选择从一些既有建(构)筑物下方穿过, 工程上常常采用桩基托换技术对地铁盾构穿越时的冲突桩基进行有效的处理^[2]。

在隧道盾构施工过程中, 受到盾构掘进开挖的影响, 地层土体不可避免地受到扰动, 土体内部原有的应力平衡被打破, 土体本构关系也随之发生改变, 进而改变了桥梁桩基的受力和变形, 对桥梁承台受力、桩基础稳定性等都产生了极大的不利影响^[3-4]。基于此, 地层变形的主要因素整体上归纳为地层土体损失和隧道周围剪切破坏的重塑土再固结等两个方面^[5-6]。

除此之外, 桩基托换施工分为被动托换和主动托换两种。被动托换施工的变形控制不高, 上部承载荷载偏小; 主动托换施工的变形控制严格, 上部承载荷载普遍偏大^[7]。基于此, 在桩基托换工程中既有桩基的承载力在托换过程中存在向新建桩基转移的实

际情况^[8], 但其承载力变化则受到钻孔深度、桥梁桩基与隧道间距、隧道开挖直径和地层土体性质等多种因素的综合影响。

现以厦门市轨道交通6号线隧道盾构下穿跨杏林湾路高架桩基托换工程为例, 简要介绍桩基托换工程特点, 并根据工程现场的实际地质资料对地铁隧道盾构穿越高架桥桩基托换工程进行数值计算, 重点分析桩基托换施工中新建承台及桩基承载力的变化情况, 据此提出桩基托换施工质量的控制措施, 保障桩基托换工程质量, 为类似工程的顺利建设提供理论指导与参考。

1 工程概况

该工程系依托厦门市轨道交通6号线集美创业园站—华侨大学站区间盾构下穿跨杏林湾路高架桩基托换工程。集美创业园站—华侨大学站区间出集美创业园站后由杏林湾路转至集美大道, 并沿集美大道由西向东敷设, 集美大道地面交通繁忙, 地下管线密集。区间采用盾构法施工, 区间右线长度1 387.187 m, 左线长度1 403.138 m。区间平面关系如图1所示。盾构穿越集美大道跨杏林湾路高架桥时, 与高架桥梁左幅Z3桥墩处桩基发生冲突, 因此需对跨杏林湾路高架Z3桥墩桩基进行托换, 以便盾构顺利推进。

区间穿越地层主要为: 残积砂质粘性土、全风化花岗岩、散体状强风化花岗岩; 局部穿越淤泥质砂, 部分中粗砂层位于隧道顶部; 区间穿越范围内存在孤石。隧道埋深: 10.89~20.54 m; 1#联络通道兼泵房埋

收稿日期: 2022-06-23

作者简介: 苏光旭(1995—), 男, 学士, 工程师, 从事桥梁结构设计工作。

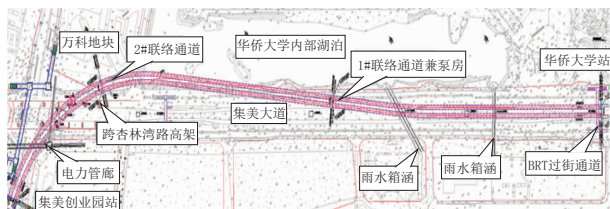


图1 集美创业园站—华侨大学站区间平面图

深 21.9 m, 2# 联络通道埋深 19.35 m。区间隧道纵断面图如图 2 所示。

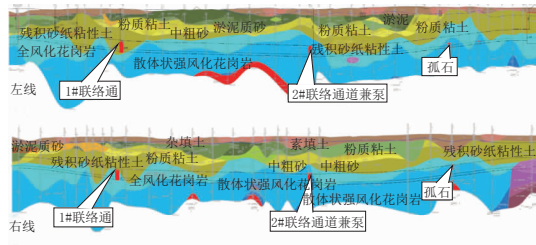


图2 集美创业园站—华侨大学站区间地质纵剖面图

集美大道跨杏林湾路高架桥为双向 6 车道跨线桥(含两个 BRT 专用道),设计行车速度 60 km/h。跨线桥分左右两幅,每幅桥面宽度为 13m。高架桥全部采用现浇大斜度斜腹板预应力混凝土现浇连续箱梁,单箱双室截面。左幅 Z0~Z3 桥墩,为一联 3×30 m 的连续箱梁,梁高 1.8 m。上跨杏林大道路口节点 Z3~Z6 处,设计采用 $(32+50+32)$ m 变高度预应力混凝土连续箱梁一次跨越杏林大道,下部结构采用板式造型桥墩,U 型桥台,钻孔桩基础。

左幅 Z3 桥墩为连续梁交界墩,为顺利实现 Z3 桥墩桩基托换,保证新建桩基避开盾构区间,设计采用新建承台桩基托换既有下部承台桩基。新建承台置于既有承台下方,避开既有承台西南角石油管道新建承台异形布置。新建承台宽 5.5 m,长 13.8 m,高 3 m,既有承台置于新建承台上方,承台西北角,西南角为保护管线进行倒角。新建承台桩基直径 1.5 m,最小桩间距 3.8 m,最大桩间距 12.25 m。

2 盾构穿越高架桥桩基托换工程特点

根据所依托工程的现场实际情况,总结盾构穿越高架桥桩基托换工程的特点,具体包括以下 4 个方面:

(1)现场管线复杂,北侧为电力管廊,西南侧为石油管,均迁改困难。为避开管线并考虑盾构区间与新建桩基距离要求,托换承台布置为异形四桩承台,承台结构受力复杂^[9]。

(2)设计采用主动托换工法,通过千斤顶消除新建承台结构变形以及部分桩基沉降,使得托换后桥墩顶位移在安全可控范围内。

(3)分级精确控制千斤顶顶升力,并实时监测位移,以位移控制(小于 1 mm)为主,荷载控制为辅的原则,保证了顶升过程平顺及既有桥梁结构的安全^[10]。最终托换完成后墩顶位移变化小于 1 mm,同时千斤顶实际加载至理论荷载的 95%,理论与实际基本契合。

(4)桩基托换不影响地面交通正常进行,社会影响小。高架桥梁免于整桥拆除,避免资源浪费,工程造价低,社会效益好。

3 盾构穿越高架桥桩基托换工程数值计算

3.1 桩基托换方案及变更设计

结合工程现场盾构穿越施工的实际情况,对跨杏林湾路高架桥进行桩基托换施工,采用新建四桩承台托换既有两桩承台,如图 3 所示。新建承台采用明挖法施工。明挖基坑开挖范围内地层为素填土、粗砂、淤泥,坑底位于残积砂质粘性土,如图 4 所示。基坑开挖深度 6.045 m,围护结构采用 $\Phi 800@1\ 000$ 钻孔灌注桩 + $\Phi 800@1\ 000$ 三重管高压旋喷桩 + 一道 600×800 混凝土支撑,围护桩嵌固深度 5 m。坑中坑采用 1:1 放坡开挖,此部位基坑开挖深度 7.845 m。开挖坑中坑目的在于凿除新承台下部原有围护桩 2 m 高结构,便于后期处理围护桩钢筋,为盾构穿越创造条件。

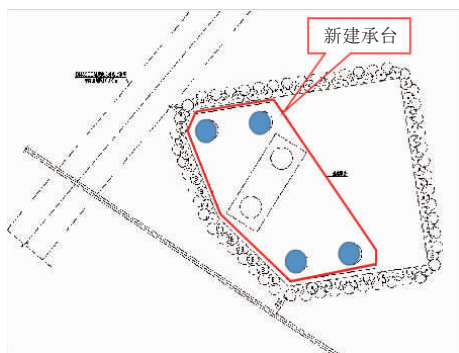


图3 新建四桩承台托换既有两桩承台示意图

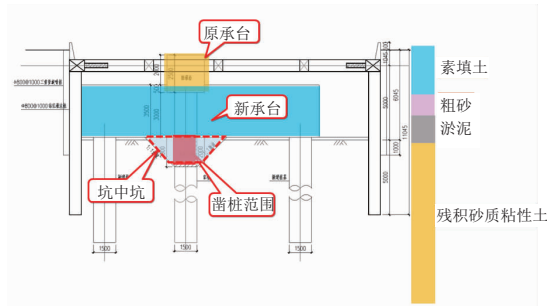


图4 新建承台施工场地地层土体分布示意图

综上所述,为妥善处置厦门市轨道交通 6 号线涉及成品油管道事宜,保障省、市重点工程建设,按

照《中华人民共和国石油天然气管道保护法》相关条例,并根据已有国内近距离邻近成品油施工的成功案例,规定此次集~华区间桩基托换明挖基坑的围护桩在施工过程中与石油管的距离不小于3 m。据此对原有桩基托换方案进行设计变更,如图5~图7所示,显示了设计方案变更前后现场施工调整的大致情况。

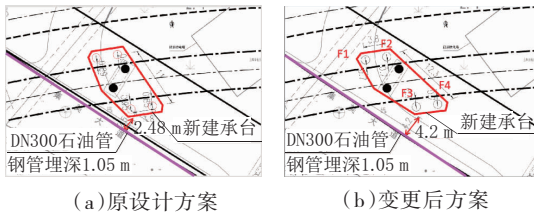


图5 新建桥桩位置、桩长及承台外轮廓调整示意图

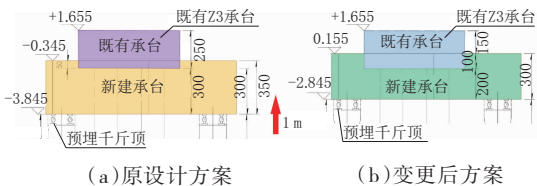


图6 新建桥桩桩长及承台高度、标高调整示意图

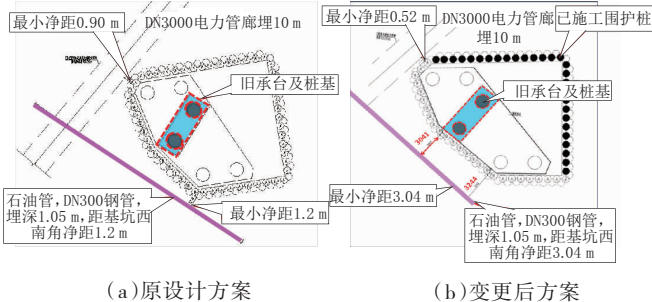


图7 新建承台基坑外轮廓调整示意图

综上所述,由图5~图7可知,新建承台尺寸由长×宽=12.5 m×6 m调整为长×宽=13.8 m×5.5 m;新建桩基与盾构区间最小净距由0.85 m调整为0.7 m;新建桩基的长度由原单根均为50 m的桩长调整为F3单根52 m,F1、F2单根45 m,F4单根42 m。新建承台高度由原来的3.5 m调整为3 m;承台底标高由-3.845 m调整为-2.845 m,即承台底标高抬升1 m。基于此,根据现场围护桩的施工情况,对基坑外轮廓结合最新承台方案进行调整,其中围护桩距离石油管净距由原设计1.2 m调整为3.04 m;围护桩距离电力管廊净距由原设计0.90 m调整为0.52 m,并根据调整后基坑轮廓微调混凝土支撑布置。由此,进一步确定方案变更后的承台明挖基坑深度及围护桩长度变化情况为:(1)标准段基坑深由原设计6.05 m调整为5.05 m,坑中坑位置基坑深度由7.85 m调整为6.85 m;(2)围护桩在标准段的插入深度由原

设计5 m调整为4 m,坑中坑由原设计6 m调整为5 m;旋喷桩插入坑底长度维持不变,旋喷桩长度缩短1 m/根。与此同时,因现场部分围护桩已施工,此次仅调整未施工围护桩(共计26根)及全部旋喷桩(共计54根)。

3.2 数值模型建立

根据现场施工的实际情况以及设计方案的变更情况,采用MIDAS/fea与MIDAS/civil数值模拟软件,建立桥梁桩基托换的三维模型与梁单元模型进行数值计算,研究高架桥桩基托换施工过程中的新建承台及桥梁桩基的受力变化情况。

3.2.1 荷载要求及材料设置

3.2.1.1 永久作用

采用MIDAS/fea与MIDAS/civil建立桥梁模型时,应考虑模型的永久作用,主要包括结构重力、土的重力、混凝土收缩徐变和基础变位作用^[11-12]。其中,混凝土的收缩徐变应按照相关规范规定加以考虑。

(1)结构重力:新建承台桩基置于既有承台下方,新建承台需承受自既有承台以上全部既有桥梁结构自重。根据竣工资料计算,既有承台以上全部结构自重标准值=3 994.4 kN(3×30 m结构边跨自重反力)+2 931.8 kN(32 m+50 m+32 m结构边跨自重反力)+30.28 m³×25 kN/m³(既有桥墩自重)+2.5 m×6.5 m×2.5 m×25 kN/m³(既有承台自重)=8 698.825 kN。基于此,再加上新建承台的自重,即可确定模型的结构重力。

(2)土的重力:根据竣工资料显示,既有Z3承台顶标高1.655 m,承台高2.5 m,承台埋深0.56 m,承台采用砂石回填。新建承台与既有Z3承台包含1 m,对此新建承台顶标高0.155 m,承台埋深2.06 m。因此,承台上方覆土荷载标准值=(92.71 m²-2.5 m×6.5 m)×2.06 m×18 kN/m³=2 835.14 kN。

(3)基础变位作用:新建承台受偏心作用,计算考虑1、2与3、4两组桩基之间1 mm的差异沉降值影响。

3.2.1.2 可变作用

新建承台可变作用主要为汽车荷载、汽车冲击力,汽车制动力作用^[13-14]。根据竣工资料显示,Z3桥墩桩基设计单桩承载力为9 742 kN(经计算桩顶设计承载力为7 842.32 kN)。为保证托换后基础承载力不小于既有结构承载力,新建承台可变作用=既有承台设计承载力-既有上部结构自重=7 842.32 kN×2-8 698.825 kN=6 985.815 kN。

3.2.1.3 模型材料

新建承台较既有承台桩基混凝土强度稍有提高,采用 C40 混凝土。C40 混凝土 $f_{cd}=18.4\text{ MPa}$, $f_{td}=1.65\text{ MPa}$, $E_c=3.25\times 10^4\text{ MPa}$ 。新建桩基采用 C35 混凝土,C35 混凝土 $f_{cd}=16.1\text{ MPa}$, $f_{td}=1.52\text{ MPa}$, $E_c=3.15\times 10^4\text{ MPa}$ 。普通钢筋分别采用 HPB300($f_{sk}=300\text{ MPa}$)和 HRB400($f_{sk}=400\text{ MPa}$)钢筋作为受力钢筋。

3.2.2 三维模型与梁单元模型构建

运用 MIDAS/fea 与 MIDAS/civil, 建立变更后的三维模型与梁单元模型,并对其进行计算分析,如图 8 所示。其中,三维模型中上部结构荷载模拟为压力荷载传递于结构,梁单元中上部荷载模拟为梁单元荷载传递于结构^[15]。

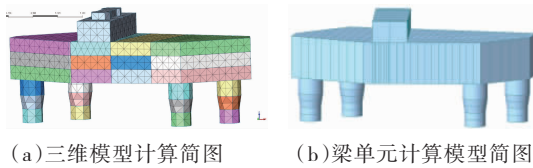


图 8 桥梁桩基托换三维数值模型图

3.3 数值模拟计算结果分析

根据图 8 所示的数值模型,首先将各荷载分项系数均取 1,对两模型进行计算分析,得到模型弯矩的计算结果分别如图 9、图 10 所示。

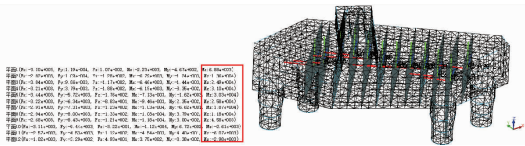


图 9 三维计算模型局部平面弯矩内力总和图

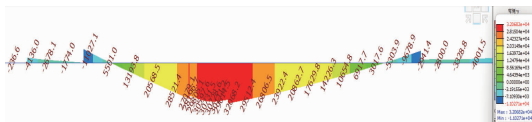


图 10 梁单元计算模型弯矩图

由图 9、图 10 可知,三维计算模型与梁单元计算模型的新建承台弯矩结果总体吻合。各项荷载分项系数均取 1 的情况下,梁单元最大弯矩值为 32 068.2 kN·m,三维模型最大弯矩值 31 000 kN·m,梁单元计算弯矩结果偏大约 3.4%左右。梁单元计算结果稍偏安全。

基于此,继续计算上述两个模型的剪力,仍然取各荷载分项系数均为 1,对两模型进行计算分析,得到模型剪力的计算结果分别如图 11、12 所示。

由图 11、12 可知,三维计算模型与梁单元计算模型的新建承台剪力结果总体吻合。各项荷载分

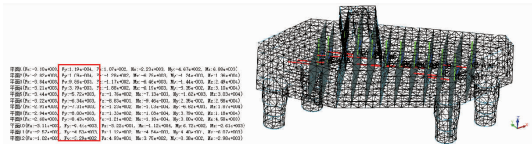


图 11 三维计算模型局部平面剪力内力总和图

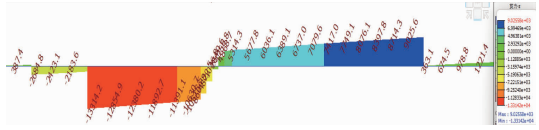


图 12 梁单元计算模型剪力图

项系数均取 1 的情况下,梁单元最大剪力值为 13 314.2 kN,三维模型最大剪力值 11 900 kN,梁单元计算剪力结果偏大约 12%左右。梁单元计算结果稍偏安全。

综上所述,根据数值模型关于弯矩和剪力的计算结果,继续对模型反力进行计算,取各荷载分项系数均为 1,则据此得到模型反力的计算结果分别如图 13、图 14 所示。

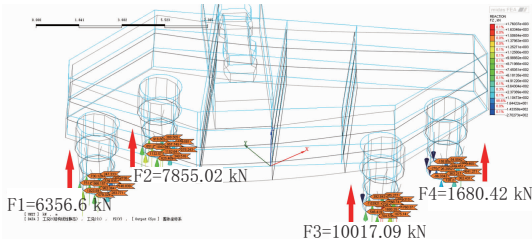


图 13 三维计算模型反力图

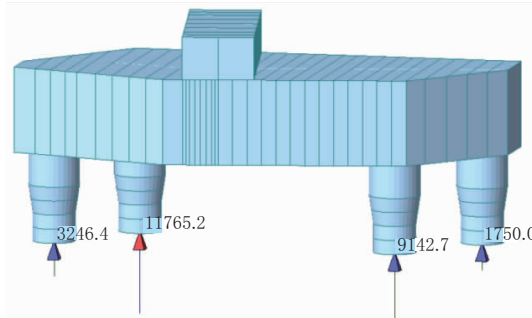


图 14 梁单元计算模型反力图

由图 13、图 14 可知,梁单元计算模型中的 F1 与 F2 计算反力结果差距较大。与此同时,三维模型中的 F1 与 F2 计算反力结果相差较小。因 F1、F2 距离梁中心及既有承台中心位置距离相差不大,三维模型计算所得结果与实际反力结果更为相符。取三维计算反力结果作为桩基承载力计算依据,则统计变更后桥梁结构的桩基承载力计算结果,如表 1 所列。

表 1 桩基承载力计算结果表

项目	42 m 桩长	45 m 桩长	52 m 桩长
承载力	9 500 kN	10 500 kN	12 500 kN

由表1的计算结果可知,经过对比分析上述三维模型和梁单元的计算结果,梁单元计算模型基本反映了新建承台结构的受力情况,如式(1)所示。

$$[R_a] = 0.5u \sum q_{ik} l_i + A_p q_r \quad (1)$$

式中,

$$q_r = m_0 \lambda \{ [f_{a0}] + k_2 \gamma_2 (h-3) \} \quad (2)$$

综上所述,梁单元模型中的新建承台内力结果较三维计算模型稍偏安全,但偏安全度有限。经计算,新建承台3 m高度(置于既有承台下方2 m,与既有承台包含1 m),计算控制因素为裂缝宽度,三排 $\phi 28$ 钢筋承台裂缝宽度 ≤ 0.3 mm,承台高度无再优化空间。与此同时,还应考虑到梁单元计算模型受模型缺陷的影响,桩基反力结果出现较大偏差,三维计算模型桩基反力更符合实际桩基反力状态,桩基承载力计算时根据三维计算结果进行桩长优化。基于此,将变更后的新建承台设计为长 $\times$ 宽 $\times$ 高 $=13.8$ m $\times$ 5.5 m $\times$ 3 m,且置于既有承台下方2 m,与既有承台包含1 m。

4 桩基托换工程质量保障措施

根据上述桩基托换施工中的桥梁桩基承载力的计算结果,结合本文依托工程的实际情况,为保障桩基托换施工的安全进行,依次从成孔质量和成桩质量两个方面制定桩基托换工程质量保障措施^[6],具体如下所述。

4.1 成孔质量保障措施

根据标段工程现场地质的实际情况,确保桩位准确尤为重要,在工程中通常采用三次定位校正措施:(1)采用全站仪定轴线,并相互复检,确认无误后,才放桩位;(2)护筒就位后,用全站仪复测中心偏位,是否在允许范围内,否则予以纠正;(3)钻机就位后,再次检测桩位是否准确无误。

与此同时,还应保证钻孔的垂直度,具体保障措施包括:(1)钻机就位后应校正下转盘的水平度,检查主动杆吊钩,转盘中心,桩位中心是否一致;(2)开钻后应严格保持钻机平稳,钻杆垂直,发现钻杆倾斜应及时采取纠偏措施,回填黏土从斜孔处上0.5 m重新扫孔。遇不良地质情况不能强钻,应针对具体情况采取不同的处理措施,确保成桩后的垂度小于1/200。

为防止塌孔和缩孔现象产生,需要保证桩径及桩形的质量,工程上通常采用优质泥浆护孔,选用膨润土、黏土造浆及时测试泥浆比重,保持输入泥浆比

重在1.15~1.25之间,黏度19~28S,含砂量小于3%。施工现场配备一套泥浆测试仪器,可以及时准确地测试泥浆的各项性能。在钻孔操作过程中,根据不同地层的钻进特点,采用相应的操作技术参数。在砂性土中钻进时适当控制钻孔速度和使用性能良好的泥浆,在黏土硬塑层钻孔操作,操作钻孔同心度,以控制桩混凝土充盈系数在1.10左右。并采取终孔后和混凝土开浇前二次清孔的方式,控制孔底淤泥的厚度。

4.2 成桩质量保障措施

成桩质量控制主要包括钢筋笼质量控制和混凝土灌注质量两个方面。其中,钢筋笼质量保证措施具体包括:(1)进场钢筋要有质保书,并按批次进行复检;(2)电焊工必须具备上岗证书;(3)钢筋尺寸按规定进行检验,合格后方准吊运,主筋接头必须保证焊接质量,施工前取小样模拟焊接,合格后焊工方可上岗操作;(4)搭接长度单面焊 ≥ 10 d,双面焊 ≥ 5 d。

混凝土灌注质量保证措施具体包括:(1)开灌前按规定对导管进行认真检查、试接、进行压水试验,保证其垂直度和耐压能力;(2)对拌制混凝土的原材料进行检验,严格管理,确保各项指标符合规范要求,必须具备水泥出厂质保书;(3)商品混凝土厂必须提供完整的出厂合格资料;(4)混凝土浇注过程中由专人进行混凝土面测量和浇注记录,确保导管埋入混凝土深度符合要求,避免质量事故。

综上所述,严格执行上述桩基托换工程质量保障措施,控制施工质量,保证桥梁桩基托换工程建设的安全进行。

5 结 语

针对厦门市轨道交通6号线隧道盾构下穿跨杏林湾路高架桩基托换的典型工程,得到以下结论:

(1)桩基托换工程在采用主动托换工法时,可利用千斤顶消除新建承台结构变形以及部分桩基沉降,确保托换后桥墩顶位移处于安全范围。桩基托换施工不影响地面交通正常进行,可确保高架桥梁免于整桥拆除,避免资源浪费,降低工程造价,具有良好的社会效益。

(2)桩基托换在施工过程中可通过新建托换梁将既有桩基的上覆荷载传递到新建托换桩,使得桥梁结构在受力和变形控制的同时实现桩基荷载的有效转移。具体的施工过程包括:基坑开挖-托换梁施工-截桩施工-顶升施工-桩基后浇带施工-基坑

回填、压实。

(3)桥梁桩基托换的三维模型与梁单元模型的数值计算结果显示了新建承台弯矩结果总体吻合,且梁单元最大弯矩值为32 068.2 kN,三维模型最大弯矩值31 000 kN,梁单元计算弯矩结果偏大约3.4%左右。梁单元计算结果稍偏安全;新建承台在三维模型与梁单元模型中关于剪力的数值计算结果总体吻合,且梁单元最大剪力值为13 314.2 kN,三维模型最大剪力值11 900 kN,梁单元计算剪力结果偏大约12%左右。梁单元计算结果稍偏安全;梁单元计算模型中的F1与F2计算反力结果差距较大。与此同时,三维模型中的F1与F2计算反力结果相差较小。因F1、F2距离梁中心及既有承台中心位置距离相差不大,三维模型计算所得结果与实际反力结果更为相符。最终,取三维计算反力结果作为桩基承载力计算依据。

(4)结合施工现场的实际情况,从成孔质量和成桩质量分别提出了桩基托换工程质量保证措施,为类似工程的安全施工建设提供了可参考的合理化建议,有效地保证了桩基托换工程建设的质量。

参考文献:

- [1] 袁胜祥.隧道开挖对既有桥梁桩基承载力影响数值分析[J].路基工程,2021,215(2):176-180.
- [2] 刘航雨,陈寿根,王青波,等.深圳地铁八号线穿越罗沙高架桥桩基托换实践[J].四川建筑,2021,41(6):91-93.
- [3] 林尚月.桩基托换过程中桥梁保护及承载力验算研究[J].建筑结构,2021,51(S1):2132-2135.
- [4] 林尚月.大跨径地铁隧道下穿桥梁桩基础托换研究[J].建筑结构,2021,51(S1):2128-2131.
- [5] 张召,鲍凯,张文一,等.盾构掘进对高架桥桩基变形影响的研究[J].工程设计与设计,2022(9):14-16.
- [6] 章新生.暗挖地铁车站下穿地下商业街桩基托换技术[J].建筑技术开发,2022,49(7):37-41.
- [7] 臧一平,卜成,邵苏文,等.地铁盾构隧道下穿桥梁桩基被动托换加固研究[J].山西建筑,2022,48(6):139-143.
- [8] 齐新,秘志辉.桥梁下部结构托换技术综述[J].城市道桥与防洪,2021(11):125-129.
- [9] 陈鑫磊,张学民,赵勇,等.软弱地层地铁隧道洞内托换施工对桩基影响研究[J].铁道科学与工程学报,2021,18(12):3294-3302.
- [10] Li Z, Chen Z Q, Wang L, et al. Numerical simulation and analysis of the pile underpinning technology used in shield tunnel crossings on bridge pile foundations [J]. Underground Space, 2021, 6(4): 396-408.
- [11] Xu Q W, Zhu H H, Ma X F, et al. A case history of shield tunnel crossing through group pile foundation of a road bridge with pile underpinning technologies in Shanghai [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 45(1): 20-33.
- [12] Yan L, Wang G, Chen M, et al. Experimental and application study on underpinning engineering of bridge pile foundation[J]. Advances in Civil Engineering, 2018, 2018(12): 5758325.
- [13] Larsson K, Jog D. Performance of micropiles used to underpin highway bridges[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2014, 28(3): 592-607.
- [14] Wang Z, Zhang K W, Wei G, et al. Field measurement analysis of the influence of double shield tunnel construction on reinforced bridge[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 81(6): 252-264.
- [15] Zhang C R, Zhao Y J, Zhang Z, et al. Case study of underground shield tunnels in interchange piles foundation underpinning construction[J]. Applied Sciences-Basel, 2021,11(4): 1611.
- [16] 陈福斌.深圳市东部过境高速公路高架桥桩基托换工程设计[J].城市道桥与防洪,2021(3):113-116,119.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com