

桥头软基典型性病害分析探讨

于海洋¹, 邵帅², 罗磊¹, 周瑞平¹, 孙宇庭³

(1.珠海十字门中央商务区建设控股有限公司, 广东 珠海 519000; 2.南京水科院瑞迪科技集团有限公司, 江苏 南京 210029;
3.河海大学, 江苏 南京 210000)

摘要: 软基桥头病害在道路工程中十分普遍。在工程建设期, 软基处治方式的不当往往导致运营期各种病害的不断产生, 造成运营维护成本大, 同时病害难以根除。现以珠海地区运营通车六年多的某桥桥头段工程处治为例, 通过现场测量、勘察、地基检测、室内试验及数值模拟等手段, 全面分析了桥头段病害发展的程度和发生的根源。分析结果表明: 此处桥头软基段总体沉降大, 沉降不均匀显著, 下伏软土层物理力学性质运营期内未有改善, 其层内的PHC管桩存在断桩、错位、倾斜现象, 路基实测沉降量超过设计理论计算沉降量, 路基存在严重侧向位移。

关键词: 软基; 不均匀沉降; 数值模拟; 位移; 病害分析

中图分类号: TU447

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)05-0121-06

0 引言

我国的软土分布广泛于东南沿海地区, 如长江、珠江三角洲地带、闽江口平原等地带^[1]。此类地区的道路工程中, 软土地基受到多种因素影响会产生病害, 对其性能以及交通运营的安全性造成极大的影响, 甚至产生危害。

珠江三角洲地带的淤泥分布广泛, 深度达30 m以上, 属于典型深厚软土地区。此类区域市政道路、公路等工程中桥头段、箱涵段等成为极易产生软基病害的主要部位, 严重影响运营期行车安全性和舒适性。目前, 国内通常处理方式有加铺钢筋混凝土搭板、水泥土搅拌桩、高压旋喷注浆法、排水固结法以及复合地基处理方式等^[2-3]。但由于软土地基区域特点差异性大, 成因历史条件复杂多样, 使用荷载和使用条件不同, 导致同种处理方法的处治效果也会有极大差异^[4]。某桥桥头路段采用PHC管桩^[5]控沉疏桩复合地基和CFG桩^[6]复合地基处理, 自建成通车至今, 路基、路面出现了较为严重的变形问题。现主要对已运营多年的此桥桥头软基的病害成因、发展程度进行分析, 作为地区同类工程治理的借鉴^[7]。

1 工程概况及地质条件

1.1 工程概况

珠海软土地区某桥于2015年建成通车, 目前已

收稿日期: 2023-05-30

作者简介: 于海洋(1985—), 男, 硕士, 工程师, 从事土木工程项目管理工作。

通车运营超过6 a。为协调桥台和软土路基交接位置的路基变形, 在该桥两侧桥头分别设置过渡段。西侧过渡段主要采用CFG桩复合地基和PHC管桩控沉疏桩处理; 东侧过渡段采用变桩距、变桩长的PHC管桩控沉疏桩处理。表1为两侧过渡段主要设计参数。

1.2 运营前工程地质条件

两侧桥头段原始地貌为近海滩涂, 后经回填形成陆域, 原滩涂泥面高程在-5.0~-3.0 m之间, 回填填土高度约7~9 m。场地内普遍分布有海陆交互相沉积层软土, 其中②₁埋藏较浅、厚度较大, 其层顶埋深为1.50~12.80 m(标高-9.22~-5.39 m), 揭露厚度8.90~23.20 m, 平均15.44 m; 同样, ②₃淤泥质黏土在场地内分布也较普遍, 且较厚, 埋藏较深, 其层顶埋深为18.10~29.70 m(标高-26.09~-14.89 m), 揭露厚度1.20~11.90 m, 平均5.98 m。

主要软土层的物理力学性质如表2所列。从表中可以看出, 该场地软土的典型性特征十分显著, 天然含水量高、孔隙比大、压缩性高、强度低和渗透系数小。

2 运营期主要病害

该桥运营至今, 两侧桥头过渡段软基病害问题较为突出, 主要变现为沉降时间长, 沉降量大, 不均匀性显著。针对已形成的病害, 通过现场测量、探槽等方式查明病害特征和程度。

2.1 病害特征

2.1.1 西侧桥头过渡段

西侧桥头过渡段主要采用CFG桩复合地基和

表1 桥头两侧过渡段软基处理设计参数表

序号	过渡段	处理长度/m	桩顶设计标高/m	设计参数				路基高度/m	处理方式
				桩长L/m	桩径/m	桩间距/m	布桩形式		
1	西侧	30	1.5	23.8	0.4	2.0×1.6	等腰三角形	4.5	CFG桩
		8.17	1.25	38	0.4	3.0	正方形	5.0	控沉疏桩
		19.50	1.25	39	0.4	3.0	正方形	5.0	控沉疏桩
2	东侧	21.00	1.25	37	0.4	3.5	正方形	4.5	控沉疏桩
		26.82	1.15	35	0.4	4.0	正方形	4.0	控沉疏桩

表2 土层的物理力学指标表

物理力学性质指标	淤泥(2-1)	淤泥质黏土(2-6)
天然含水量 w/%	54.8	46.7
孔隙比 e	1.574	1.323
压缩系数 a_{1-2} /MPa ⁻¹	1.31	0.88
压缩模量 E_s /MPa	1.59	2.37
内聚力 c /kPa	3.7	5.55
内摩擦角 φ /($^{\circ}$)	3.5	5.13
塑性指数 I_p	17.9	16.5

PHC管桩控沉疏桩方式,CFG桩处理段长度约为30m,PHC管桩处理段长度在8m左右。如图1所示,路面现状整体上较为平顺,局部存在裂缝和下沉现象。

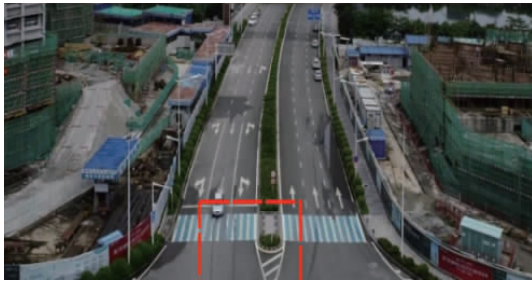


图1 西侧航拍整体情况之实景

总体上,CFG桩处理段沉降大于PHC管桩区域,PHC管桩与CFG桩的处理区域高差约为60cm,不同处理方式交接位置有明显差异沉降,如图2所示。这也是两种不同地基处理方式的特性所决定的^[5]。但CFG桩处理段沉降协调性要优于PHC管桩。



图2 西侧人行道不均匀沉降之实景

2.1.2 东侧桥头过渡段

东侧桥头过渡段采用变桩距、变桩长的PHC管

桩控沉疏桩处理,处理总长度在67m左右。过渡段整个路面纵向呈“台阶式”变化,桥头跳车十分严重,在三种桩长处理段的交界位置出现明显沉降差异和路面陡坎,如图3所示。在路面横向方向,整体沉降不均匀显著,路面呈现“波浪状”,局部塌陷,路基侧向位移明显,坡面有鼓包现象,如图4所示。



图3 东侧不均匀沉降之实景

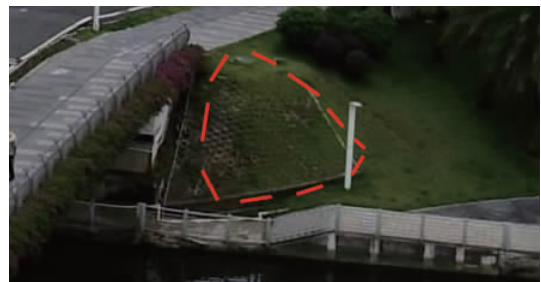


图4 东侧桥台锥坡鼓包之实景

2.2 地形形态分析

基于过渡段地面变形特征,对上述道路区域进行了必要地形复测,并将道路现状纵曲线与竣工时纵曲线进行对比,如图5所示。

(1)此桥西侧过渡段路面高程为3.37~6.56m。在CFG桩复合地基和PHC管桩控沉疏桩复合地基交界处差异沉降明显,其中CFG桩处理区域沉降约为75~110cm,PHC管桩处理区域沉降约为5~30cm,两种处理方式的区域高差约为60cm。

(2)此桥东侧过渡段路面高程为2.40~6.62m,三种桩长和桩径的控沉疏桩路段,路面局部差异沉降明显。其中,距离桥台由西向东桩长39m的区域沉降量大约在15~60cm;桩长37m的区域沉降量大约在80~90cm;桩长35m的区域沉降量大约在

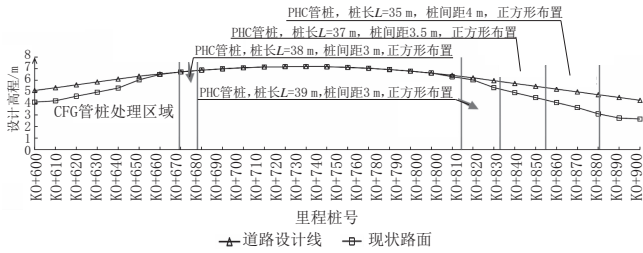


图5 此桥纵向路面线形对比图

115~165 cm。说明原地基处理中离桥台越远 PHC 管桩处理深度越浅, 桩间距越大的处理理念就是错误的; 在上部荷载相差不大的情况下, 采取不同处理方式反而导致软土地基变形不协调, 这也是造成该桥东侧沉降不均匀的根本原因。

2.3 路基探槽

根据该桥过渡段现场初步调查成果, 对 PHC 管桩地基处理方式段进行探槽开挖检验, 主要位于东侧段机动车道及路基外侧区域, 如图 6 所示。

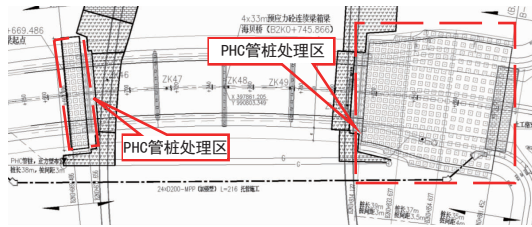


图6 PHC管桩处理区域位置示意图

路基探槽结果可作以下分析。

(1)路面结构: 从开挖后裸露的路面结构层看出, 道路已经过 8 次加铺的沥青, 厚度在在 40~80 cm 不等, 如图 7 所示。这也表明路面发生了较大沉降。

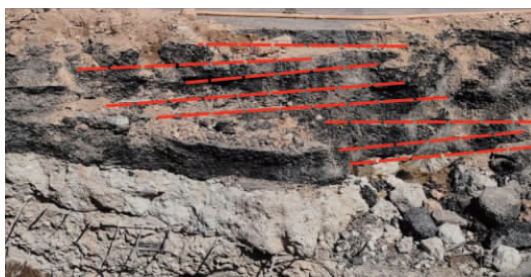


图7 路面结构层之实景

(2)PHC 桩顶盖板: 主要对东侧部分盖板进行揭露测量, 如图 8 所示。盖板自身结构较为完整, 但存在倾斜, 其测量顶高程在 -1.36~1.13 m, 低于设计高程 1.25 m 和 1.15 m, 盖板的竖向位移量在 0.37~2.86 m, 表明 PHC 管桩控沉疏桩复合地基发生沉降, 且沉降最大发生在东侧过渡段末段, 盖板的顶部沉降已达 3.29 m, 与离桥台越远, PHC 管桩处理深度越浅, 桩间距越大的地基处理特征相吻合。

(3)浅部桩身: 如图 9 所示位于该桥东侧过渡段南半幅的断桩在桩顶往下 1.35 m 位置处断裂, 现场



图8 盖板高程测量之实景

将断裂的桩身及盖板完整挖出。



图9 管桩断桩长度测量图

2.4 管桩完整性

在开挖探槽基础上, 开展了 PHC 管桩的完整性检测, 依据广东省《建筑地基基础检测规范》(DBJ T 15-60-2019)^[8], 此次完整性检测主要采用低应变方法。

低应变检测^[9]是通过敲击桩顶, 产生的应力脉冲以波的形式沿桩体传播, 由应力波沿桩身向下传播遇到有缺陷的界面或到达桩底产生反射然后返回桩顶的时间来判断桩身内的缺陷位置。将桩作为一维弹性值杆, 考虑桩土相互作用, 则桩身质点振动速度 $v(x, y)$ 满足下面的一维波动方程:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial \chi^2} - \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - \frac{c}{EA} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{k}{EA} v = 0 \quad (1)$$

式中: χ 为振动质点到震源的距离; t 为质点振动的时间; k 为桩周土弹性参数; c 为桩周土阻尼系数; A 为桩的截面积; C 为纵波在桩中的传播速度; E 为桩的弹性模量。

图 10 为此桥东侧过渡段道路南侧紧邻人行道的 1 号、2 号桩桩身低应变检测结果。

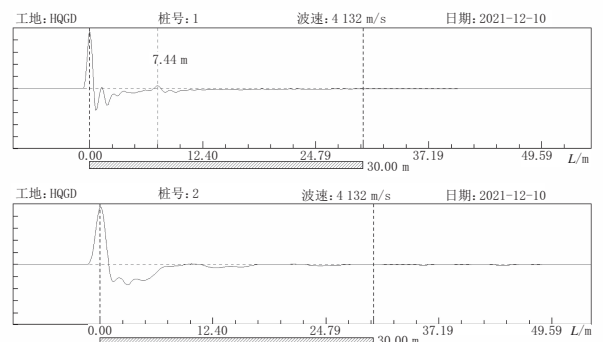


图10 桩身低应变检测结果图示

从检测结果可知,1号桩在桩顶往下7.44 m位置处有明显断裂现象,2号桩在桩顶往下12.4 m位置处有波速异常现象,分析可能是接桩位置出现断裂,与现场开挖结果基本一致。断裂现象位于吹填土底面和原滩涂淤泥层底面的中间,表明软土地基受到上部荷载的作用变形量大,处理不当会造成地基失稳,对桩体造成不同程度的破坏。

3 软基现状特性

基于东西过渡段病害情况及其特征,对道路区

和非道路区(人行道外侧)下伏软土层(②₁淤泥层)进行了典型性钻探取样,开展土工试验和原位测试。

3.1 室内土工试验

表3、表4为两个区域的主要岩土物理力学性质指标对比表,可以看出其含水率、孔隙比等物理指标变化不大,但压缩模量和黏聚力等力学指标略有提升。说明其道路运营期淤泥层略有一定程度固结,但受限于该层渗透系数和固结系数小的特性,固结极其缓慢,物理力学性质基本未有明显的改善。

表3 道路区主要岩土物理力学性质指标对比表

土层编号	岩土名称	天然含水量 $w / \%$		天然孔隙比 e_0		压缩系数 $\alpha_{0.1-0.2}$ (1/MPa)		压缩模量 $E_{s0.1-0.2} / \text{MPa}$		直剪快剪			
										黏聚力 C_q / kPa		内摩擦角 $\varphi_q / (^\circ)$	
		详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘
① ₂	素填土	18.6	17.7	0.758	0.687	0.8	0.35	2.17	5.26	13	21.3	13.7	13.2
② ₁	淤泥	54.8	58.9	1.574	1.581	1.31	1.37	1.59	1.95	3.7	5.6	3.5	3.6
② ₃	粉质黏土	28.1	24.3	0.82	0.700	0.42	0.30	4.35	6.00	24.3	23.7	21.5	13.4

表4 非道路区主要岩土物理力学性质指标对比表

土层编号	岩土名称	天然含水量 $w / \%$		天然孔隙比 e_0		压缩系数 $\alpha_{0.1-0.2}$ (1/MPa)		压缩模量 $E_{s0.1-0.2} / \text{MPa}$		直剪快剪			
										黏聚力 C_q / kPa		内摩擦角 $\varphi_q / (^\circ)$	
		详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘	详勘	补勘
② ₁	淤泥	54.8	59.4	1.574	1.674	1.31	1.35	1.59	2.00	3.7	5.1	3.5	3.5

注:1.表中参数均为平均值。2.非道路区仅对淤泥层取样,故仅对该层参数进行对比。

通过对比补勘的个别指标差予以处理。其分析由于样本数量较少,有一定随机性。

3.2 原位测试

3.2.1 标准贯入试验

图11为运营前、后各土层标准贯度对比图。从图中可以看出,各土层标贯击数无明显变化,表明运营六年多,桩间土体强度未有提高,也进一步说明桩间土基本未产生固结。

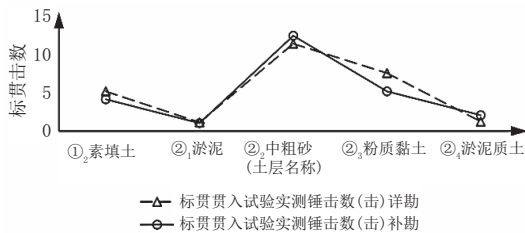


图11 标准贯入试验运营前后对比图

3.2.2 原位十字板强度试验

表5为淤泥层的十字板剪切试验成果表,可以看出该土层抗剪强度低,且土体灵敏度高。土的灵敏度越高,其结构性越强,受扰动后土的强度降低就越明显,易发生沉降。

表5 淤泥层十字板剪切试验成果表

钻孔编号	原状土抗剪强度 C_u / kPa	重塑土抗剪强度 C_u' / kPa	灵敏度 S_t
SZB-01	14.19	5.83	2.44
SZB-02	17.87	7.66	2.35
SZB-03	17.66	5.91	3.01
SZB-04	18.76	6.26	3.01
SZB-05	19.28	6.37	3.04
SZB-06	14.78	4.96	3.06
SZB-07	13.63	4.15	3.30

3.2.3 静力触探试验

对淤泥层静力触探实验成果如表6所列,通过SZB-02、SZB-03、SZB-04和SZB-05的锥尖阻力、侧壁阻力与摩阻比,根据《建筑地基检测技术规范》(JGJ340—2015)^[10]初判淤泥层地基承载力特征值为47.06 kPa。通过SZB-01、SZB-06和SZB-07初判淤泥层地基承载力特征值为40.24 kPa。

根据《工程地质手册》^[11],将静力触探结果和十字板剪切试验成果对比发现,饱和软土的不排水抗剪强度在15.62~23.43 kPa,与十字板剪切强度试验

表6 淤泥层静力触探试验成果表

钻孔编号	锥尖阻力 q_c /MPa	侧壁摩阻力 f_s /kPa	摩阻比 $R/\%$
JT-01	0.24	7.86	3.27
JT-02	0.28	9.83	3.51
JT-03	0.33	9.72	2.95
JT-04	0.30	8.91	2.97
JT-05	0.32	9.02	2.82
JT-06	0.22	7.26	3.30
JT-07	0.23	7.14	3.10

结果相吻合,进一步表明桩间土强度没有提高和改善,上部荷载主要由PHC管桩承担,PHC管桩控沉疏桩与桩间土未能形成复合地基作用。

4 数值模拟

针对桥头PHC管桩控沉疏桩存在问题,通过数值模拟,分析路基变形情况,进一步验证现场测量、补充勘察、地基检测等病害的判断。

4.1 计算模型与参数

选取该桥桥头东侧道路典型断面B2K0+845进行分析。依据场地钻孔资料建立模型,路基下地层主要分布淤泥(19.3 m)、粗砂(2.1 m)、淤泥质黏土(12.6 m),填土层厚6.06 m,模型计算宽度取110 m。计算模型划分7 418个网格单元,道路地基采用考虑流固耦合的CPE4P单位类型,上部填土层采用考虑平面应变的CPE4单位类型。在数值模型中桩体与土的接触关系较为复杂,为简化计算,施打桩体的土体部分考虑采用综合模量计算。该断面的网格划分如图12所示。

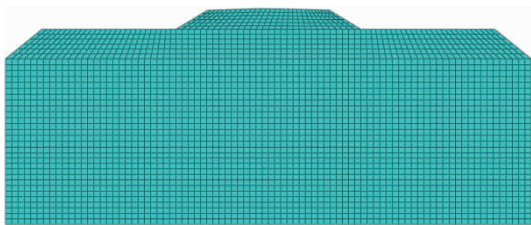


图12 典型断面B2K0+845网格划分图

土体本构模型采用修正剑桥模型,该模型采用椭圆屈服面和相适应的流动准则,并以塑形体应变为硬化参数,被广泛接受和应用,各土层修正剑桥模型计算参数如表7所列。

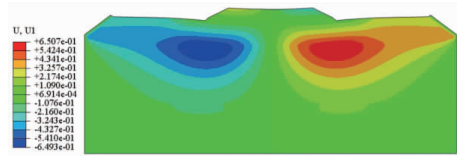
4.2 路基变形

如图13所示,从沉降云图中可以看出总竖向位移为3.14 m,对于水平位移,道路两侧均出现约0.65 m的水平偏移量,最大水平位于发生在路基边

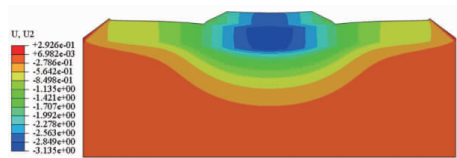
表7 各地基土层数值模拟计算参数表

土层	ν	λ	κ	M	e_1	$k/[10^{-3}(m \cdot d^{-1})]$
淤泥	0.33	0.22	0.022	1.2	2.0	0.432
粗砂	0.3	0.15	0.05	1.0	2.0	826.000
淤泥质黏土	0.35	0.20	0.040	1.2	2.0	1.220

缘外侧。



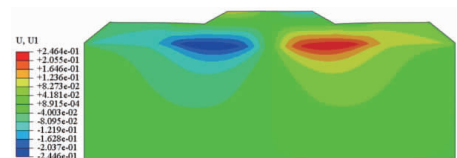
(a) B2K0+845断面总水平位移



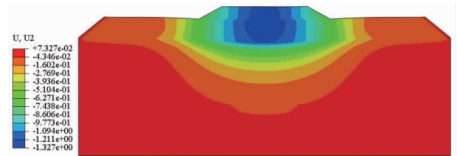
(b) B2K0+845断面总沉降

图13 B2K0+845断面数值计算结果图示(单位:m)

通过图14可以看出:断面在运营六年期间的沉降量约为1.33 m,水平位移约为0.24 m,与现场特征吻合。从云图中可以看到管桩发生剪切趋势,结合现场开挖探测,该区域有断桩现象,且由于路基两侧向束缚力弱,在路基沉降作用下,导致软土产生侧移。土体的侧向位移是造成该区域不均匀沉降的主要原因之一。已发生断桩的区域在外界荷载的影响下会加剧该区域的病害程度,因此建议该部位立即采取应急措施,避免病害进一步加深。



(a) B2K0+845断面运营6 a期间水平位移



(b) B2K0+845断面运营6 a期间沉降

图14 B2K0+845断面运营6 a期间数值计算结果图示(单位:m)

5 结语

(1)此桥区域工程地质条件极差,淤泥、淤泥质土层厚度超过30 m,虽采用PHC管桩控沉疏桩、CFG桩进行处理,但运营过程桥头过渡段长期存在跳车、路面沉降、凹陷等病害,病害发生发展程度十分显著;历年最大沉降达329 cm,可以判定原过渡段软基处理方式基本失效。

(2)经现场测量、探槽、检测,过渡段路面变形量大,沉降不均匀,呈“多级台阶”形式,PHC管桩桩身完整性较差,已发生断桩、错位、倾斜等,表明原来变桩长、变桩距PHC管桩控沉疏桩的处理方式,在回填了大量填土的深厚软基中的可实施性值得商榷。

(3)在通车运营6a期间软土层物理力学性质基本未有改善,未能有效发挥复合地基的作用,这也是引起该桥过渡段沉降不断发生的主要原因。

(4)通过计算分析,路基实测沉降量超过理论计算沉降量,初步分析原因一方面是形成陆域的填土本身压缩变形及其作为荷载导致桩间软土产生的固结沉降变形,另一方面是土体的侧向位移进一步引起的竖向变形。受上部回填荷载作用,导致桩间土沉降过大,持续发生发展,桩间土与PHC管桩未能协调变形、共同发挥作用,因此整体上无法有效地形成复合地基,进而导致其对该桥过渡段软土地基沉降控制十分有限。在实际处置中应充分考虑上部填土对软基的长期影响。

参考文献:

- [1] 陈晓平,黄国怡,梁志松.珠江三角洲软土特性研究[J].岩石力学与工程学报,2003(1):137-141.
- [2] 乔军.市政道路软基的处理方式[J].发展,2010,239(9):110-111.
- [3] 林世新.浅谈市政道路软基处理方法[J].科技与企业,2014,253(4):212-213.
- [4] 唐育同.不同地基处理方式下公路软土地基加固效果分析[J].西部交通科技,2022,185(12):69-71,81.
- [5] 高文生,刘金砺,赵晓光,等.关于预应力混凝土管桩工程应用中的几点认识[J].岩土力学,2015,36(增刊2):610-616.
- [6] 蒙核量,张淑芳.基于CFG桩复合地基的软基处理应用研究[J].建筑技术开发,2023,50(2):154-156.
- [7] 姚健勇,郭灿.高速公路软土路基桥头病害原因分析及加固处治措施[J].广东公路交通,2015,139(4):74-80.
- [8] DBJ/T 15-60—2019,建筑地基基础检测规范.
- [9] 陈凡,罗文章.预应力管桩低应变反射波法检测时的尺寸效应研究[J].岩土工程学报,2004(3):353-356.
- [10] JGJ 340—2015,建筑地基检测技术规范.
- [11] 《工程地质手册》编委会.工程地质手册(第五版).北京:中国工业出版社,2018.

(上接第116页)

挠度。

(2)墩高适宜且地质条件好时,采用固结双墩的连续刚构方案,能大大改善主梁下挠。由于连续刚构结构体系的特殊性,需要特别注意下部结构的构造设计,以抵抗墩底反力,这也大大增加了造价。

(3)与连续刚构相比,固结单墩不存在过大的墩底反力,能在不过分增加造价的前提下,有效地降低挠度,且结构整体性更好,安全性更高。

(4)无论是钢混组合墩柱,抑或是组合底板,组

合结构能在一定程度上提高结构刚度,改善主梁下挠,同时也需要更高的造价。在更精细的构造设计前提下,组合结构亦不失为一种有效方法。

参考文献:

- [1] 2021年城市建设统计年鉴 [EB/OL].(2022-10-12)[2023-03-15].
<https://www.mohurd.gov.cn/gongkai/fdzdgknr/sjfb/tjxx/jstjnj/index.html>.
- [2] JTG 3362—2018,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [3] 鲍卫刚.桥梁承台桩基柔度的模拟[J].华东公路,1992(5):16-17.