DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2022.128
开放科学(资源服务)标识码OSID:

原位支撑保护下埋地箱涵支撑点间距计算方法

邓声君[1,2],胡东[1],刘恒[1],付丽[1],林洹宇[1],蒋刚[1]
(1.南京工业大学 地下工程系,南京 211816;2.浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心,杭州 310058)

摘　要:地下电力管线常以箱涵包裹的形式埋于土体,当地下工程施工涉及此类既有管线时,一般采用原位支撑保护法确保箱涵在施工过程中的稳定性,目前,支撑保护法中支撑点间距的确定主要依赖工程经验。考虑箱涵截面属性以及在土中的沉降效应,分别建立箱涵中跨段和端部的力学模型,计算箱涵竖向位移,推导支撑点容许最大间距值,提出原位支撑保护下埋地箱涵支撑点间距计算方法,以南京地铁五号线云南路站大直径管涵原位保护工程实例验证该计算方法的准确性和工程适用性,并通过数值模拟进一步分析埋地箱涵全跨纵向变形规律和参数敏感性。研究表明:箱涵边跨段支撑点间距为8 m,中跨段间距为8.73 m,全跨总计至少需要设置12个支撑点;在参数放大3倍范围内,随着加固深度、宽度、土体压缩模量的增加,箱涵位移逐渐变小。

关键词:埋地箱涵;支撑保护法;箱涵变形;支撑点间距;土体加固
中图分类号:TU990.3　　**文献标志码:**A　　**文章编号:**2096-6717(2025)02-0107-09

Calculation method for support distance determination under in-situ protection of buried box culverts

DENG Shengjun[1,2], *HU Dong*[1], *LIU Heng*[1], *FU Li*[1], *LIN Huanyu*[1], *JIANG Gang*[1]
(1. Department of Underground Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 211816, P. R. China; 2. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, P. R. China)

Abstract: Underground power pipelines are generally buried in the soil in the form of box culverts. When such existing pipelines are involved in underground construction, the in-situ support protection method is generally used to ensure the stability of the box culvert during the construction process. The determination of the distance between the support points mainly depends on the engineering experience. In this paper, considering the cross-sectional properties of the box culvert and the settlement effect in the soil, the mechanical models of the middle-span and the side-span of the box culvert are respectively established, the vertical displacement of the box

收稿日期:2022-09-04
基金项目:国家自然科学基金(52008208、51308292);江苏省自然科学基金(BK20200707);江苏省高等学校自然科学研究面上项目(20KJB560029);软弱土与环境土工教育部重点实验室(浙江大学)开放基金(2020P04)
作者简介:邓声君(1987-),男,博士(后),副教授,主要从事隧道与地下工程、人工地层冻结研究,E-mail:sjdeng@njtech.edu.cn。刘恒(通信作者),女,副教授,E-mail:liuhengiem@njtech.edu.cn。
Received: 2022-09-04
Foundation items: National Natural Science Foundation of China (Nos. 52008208, 51308292); Natural Science Foundation of Jiangsu (No. BK20200707); Natural Science Research Projects of Universities in Jiangsu Province (No. 20KJB560029); Open Fund Project of Key Laboratory of Soft Soil and Environmental Geotechnical Ministry of Education (Zhejiang University) (No. 2020P04)
Author brief: DENG Shengjun (1987-), PhD, associate professor, main research interests: tunnel and underground engineering, artificial ground freezing, E-mail: sjdeng@njtech.edu.cn.
LIU Heng (corresponding author), associate professor, E-mail: liuhengiem@njtech.edu.cn.

culvert is calculated, and the allowable support points are deduced. Based on the maximum spacing value, a calculation method for the spacing between the support points of buried box culverts under in-situ support protection is proposed, and the accuracy and engineering suitability of the calculation method are verified by a case of the in-situ protection project of large-diameter pipe culverts at Yunnan Road Station of Nanjing Metro Line No. 5. The full-span longitudinal deformation pattern and parameter sensitivity of the buried box culvert are further analyzed through numerical simulation. The research shows that: the spacing between the supporting points of the box culvert side span is 8 m, the spacing of the middle span is 8.73 m, and at least 12 supporting points need to be set for the whole span. Within the range of three times of parameter magnification, with increase of reinforcement depth, width and soil compressive modulus, the displacement of the box culvert gradually decreases.

Keywords: buried box culvert; in-situ support protection; box culvert deformation; support spacing; soil reinforcement

市政管线是城市的生命线,为城市输送电力、水源、燃气等重要生活、生产资源,维持城市正常运转,地下工程施工对临近埋地管道正常运行存在安全隐患,因此,成为城市地下工程中的热点问题[1]。在隧道开挖对临近管线影响方面,分为与管线走向相交和平行两种典型相对位置情况,相交情况下,在Pasternak地基梁模型求解管道受力与变形基础上,冯国辉等[2]、可文海等[3]进一步推导了基于Kerr地基梁模型并考虑侧向土体作用下管线的纵向变形解析解。基于改进的Winkler地基模型张陈蓉等[4],采用虚拟节点以考虑管线接口处的力学特性,提出了刚度非连续接口管线在隧道开挖条件下响应的简化理论分析方法;而下穿平行位置与本文基坑开挖对管线变形影响研究类似。何小龙等[5]基于Pasternak弹性地基梁模型,将管线与周边土体视为整体,提出基坑开挖引起邻近管线变形的解析解。对于管线悬空情况,王小龙等[6]针对地埋管线下方土体流失情况,基于Winkler弹性地基梁模型,提出了埋地钢管在局部悬空时的挠度与内力方程。李大勇等[7]利用Winkler理论,将土体沉陷区管线视为两端固定受力模型,建立了受基坑开挖影响下的地下管线竖向位移方程。Lin等[8]基于Pasternak弹性地基梁理论,建立了管道悬空后位移和内力的计算方程。朱战魁[9]针对管线下方土体侵蚀造成悬空的情况,利用ABAQUS研究冲蚀空洞、土质类型等因素对管线变形的影响。以上研究针对管道两端埋设于土体内、中部悬空条件下的应力变形情况,而对施加保护措施后的管道悬空段变形尚未涉及。对于可迁移的市政管线,可采用移动改迁保护方式,但部分管线改迁成本较高,常采用原位保护方法。管线的原位保护大致分为两类:悬吊保护法和支撑保护法。悬吊保护法是在管线上方设置纵梁,通过悬挂钢绳或型钢来连接纵梁与管线,形成保护系统[10],当保护管线自重较大时,为避免悬吊系统产生变形,对钢绳或型钢的强度要求很高,因此,对于跨度大且位移敏感性高的市政管线,适用性较小。支撑保护法是在悬空管线下方施作格构柱与横纵梁类作为刚结桥架,以支撑管线,由于支撑体系较悬吊体系稳定性高,管线自重荷载作用下支撑系统整体变形小,竖向位移控制效果好,对于悬空跨度大且重要性高的管线十分适用。由于需搭设格构柱与横纵梁,支撑法施工成本较高且占据相当的施工空间,因此,精准确定管线支撑点间距至关重要,不仅影响成本,也可以释放更多施工空间,涉及保护方案的可靠性和经济性。悬空管线支撑保护方面也有类似案例和研究,刘刚等[11]采用贝雷架和灌注桩作为支撑结构,对悬空长度180 m、悬空高度19.5 m的高压电缆进行保护。林舒[12]以广州珠江新城地下车库为工程背景,采用新型钢管桩贝雷架体系支撑悬空综合管线,取得良好保护效果。Queen等[13]为几内亚液化天然气厂的输气管线设计了大型支撑保护装置,该支撑装置跨度350 m,主要由钢塔、主缆和甲板组成,以承载管线穿越不稳定的岩土边坡。王国富等[14]通过理论和数值计算得出,管廊在无保护状态下进行土体开挖产生的最大挠度会超出安全范围,提出框架梁加斜拉筋的保护方案,并采用数值手段验证了所施加保护措施的可靠性。邓张洋[15]以重庆环球金融中心下穿管线为工程背景,提出悬索式管线保护方法,从理论计算与数值分析两方面验证保护方式的可行性。以上两位学者的管线保护方法和支撑保护类似,但并未考虑管线两端土体沉降对管线位移的影响。

综上所述,现有研究主要是管线支撑工艺研究,数值模拟研究主要针对未施加保护措施的埋地管线悬空问题,理论研究主要针对管线相邻侧土体开挖对管线的影响,但未同时考虑悬空状态下的管

线跨中段、边跨段、埋设段的协调变形和土体沉降，缺乏管线全跨解析计算公式。笔者以南京地铁五号线云南路站大直径管线箱涵原位支撑保护工程为例，考虑管线箱涵的土中沉降效应和截面属性，将箱涵分为中跨段和端部两部分，分别建立箱涵支撑力学模型，提出支撑法下箱涵竖向位移解析计算方法，推导支撑点容许最大间距解析解，并通过ABAQUS有限元软件建立箱涵边跨段和中跨段三维模型。结合现场实测，验证解析计算方法的准确性和工程适用性，并进一步分析地下箱涵全跨纵向变形规律和加固土体深度、宽度、压缩模量的参数敏感性。考虑箱涵两端土体沉降，从力学理论和数值模拟角度研究保护措施下埋地管线箱涵的稳定性问题。由于现场工况的复杂性和管线下方土体布点难度大，管线变形数据离散且受干扰大，实测数据仅作为理论计算和数值模拟的参考对比，确保工程适用性。

1　工程背景

南京地铁五号线云南路站大直径管线箱涵原位保护工程位于南京市鼓楼区北京西路与云南路交叉口，沿云南路路中布置，为四号线换乘站。拟建车站为地下3层岛式站，车站主体长213.9 m，标准段宽22.8 m，端头井宽27 m，局部最大宽度29.5 m。云南路站围护结构为钻孔灌注桩，桩径1 200 mm，间距1 500 mm，桩间采用直径800 mm旋喷桩止水。在基坑暗挖部分，存在两条与基坑交叠部分长达112 m的电力管线，一条为平均埋深1.5 m、材料为C20钢筋混凝土的矩形电力箱涵，箱涵内部主要铺设有六回路110 kV管线（宁云#1、#2线，宁马#1、#2线，宁岗#1、#2线横截面）；一条为平均埋深1.1 m、结构为砖砌结构的矩形电力箱涵，内部铺设有二回路110 kV箱涵（莫云线#1、码龙线#1），管线位置如图1所示。六回路管廊沿云南路东侧穿越车站南、北端头，二回路管廊往南穿出暗挖部分后，横跨主体基坑向西延伸。基坑开挖后，由于电力箱涵悬空长度超长，需采取保护措施。选取回路较多且自重较大的110 kV混凝土结构六回路电力箱涵作为研究对象。

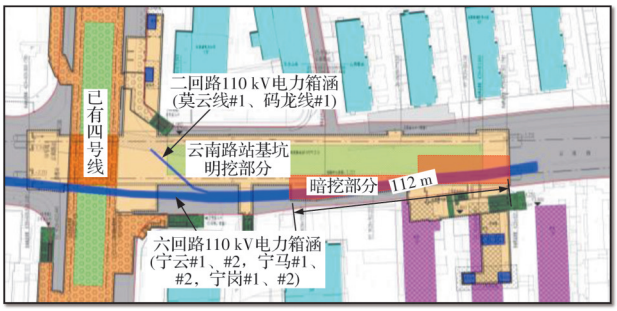


图1　电力箱涵位置

Fig. 1　Location of electric box culvert

2　地下箱涵支撑法原位保护方案

云南路站六回路110 kV管线通过钢筋混凝土浇筑形成箱涵，用于包裹保护地下电力管线，箱涵采用支撑法进行保护，支撑保护体系示意如图2所示。

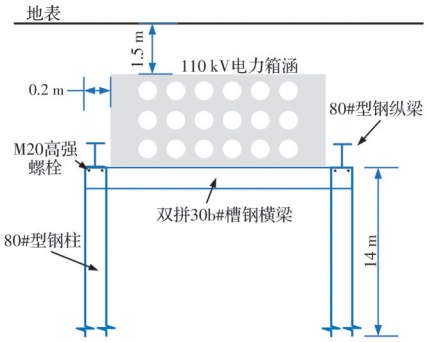


图2　地下箱涵支撑保护体系

Fig. 2　Support system of underground box culvert

具体施工流程如下：现场施工保护时，首先对埋深较浅的二回路箱涵进行保护，该管线尺寸小、重量轻，无较大设计施工风险。随后继续向下开挖至六回路箱涵底部，采用振动打桩机施作80#型钢柱，钢柱施工完毕后施作80#型钢纵梁，随后采用人工开挖方式在箱涵下方开挖厚度1.5 m的土体，开挖完成后，使用M20高强螺栓将双拼30b#槽钢与钢纵梁进行连接，完成支撑保护装置施工。车站结构顶板施工完毕后，对管线箱涵下方分层浇筑自密实混凝土，在下层混凝土达到初凝前进行第二次浇筑，浇筑速度不宜过快，防止卷入较多空气，影响混凝土最终强度。随着箱涵下方土体开挖，六回路110 kV电力箱涵自重荷载通过双拼30b#槽钢横梁传递给80#型钢柱，80#型钢柱再将荷载传递给地基。

3　支撑保护下箱涵纵向变形计算

3.1　地下箱涵全跨力学计算模型

云南路站电力箱涵与基坑有大跨度交叠部分，总长约112 m，基坑开挖前若无箱涵保护措施，施工过程中箱涵中段将呈悬空状态，出现较大竖向位移，在自重作用下，悬空的电力箱涵将产生变形。为便于后续分析，首先确定箱涵不规则截面形心位置c，再以形心c建立图3所示坐标系，求得电力箱涵截面惯性矩I_c=0.56 m^4，抗弯截面系数W=0.65 m^3。

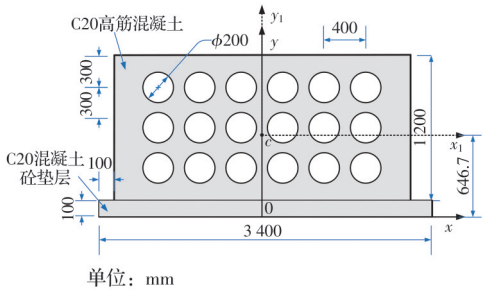


图 3 箱涵截面

Fig. 3 Cross-section of the box culvert

采用支撑法原位保护的箱涵全跨可分为3段：埋设段、边跨段、中跨段，两端埋设段可视为无限长；边跨段一端嵌入土体中，另一端连接竖向支撑；中跨段两端为竖向支撑，如图4所示。根据受力特点，箱涵全跨纵向变形分为中跨段竖向位移和端部(埋设段、边跨段)竖向位移两部分。箱涵悬空段长度 L=112 m，包括中跨段和边跨段，计算时边跨竖向位移涉及埋设段土体沉降，因此，竖向位移计算分为中跨段和端部两大部分。理论上支撑点数目越多，箱涵的竖向变形值越小，但同时增加了建材成本和后期拆除工作量，因此，设计符合电力箱涵变形安全标准的支撑间距，有利于节约施工成本和控制工期。

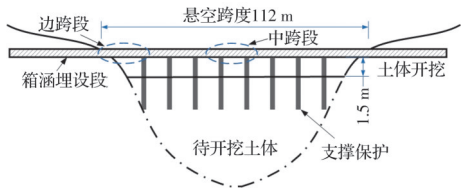


图 4 施加支撑后箱涵示意图

Fig. 4 Schematic diagram of buried box culverts with support

3.2 箱涵中跨段竖向位移计算

电力箱涵两端埋设在土中，箱涵为细长结构，忽略水平方向变形及轴力，80#型钢横梁与80#型钢柱强度较高，忽略其变形。箱涵中跨段两端分别由一个支撑横梁为悬空部分提供竖向支撑力，箱涵自重等效为均布荷载 q。因此，两支撑点间箱涵可简化为两端铰支、全跨受均布荷载 q 作用的力学模型。在均布荷载 q 作用下，箱涵悬空中部相邻两支撑点之间保持平衡，F_{Ay}、F_{By} 支撑系统提供给箱涵竖向支撑力。以电力箱涵左截面形心 c 为0点建立如图5所示坐标系。

两支点之间箱涵弯矩方程为

$$M(x)=\frac{qlx}{2}-\frac{qx^2}{2} \tag{1}$$

沿箱涵长度取两次积分，同时代入边界条件，

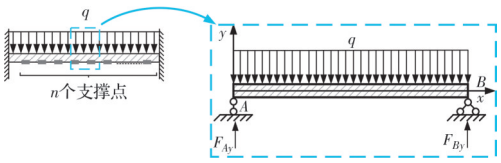


图 5 地下箱涵中跨段力学模型

Fig. 5 Mechanical model of mid-span box culverts

得到两支点之间挠曲线方程，如式(2)所示。

$$\omega_m(x)=\frac{ql^3x}{24EI}-\frac{qlx^3}{12EI}+\frac{qx^4}{24EI} \tag{2}$$

钢筋混凝土与管线重量转化为线荷载 q=129.6 kN/m、箱涵弹性模量 E=1 GPa、截面惯性矩 I=0.56 m^4，根据《江苏省城市轨道交通工程监测规程》[16]，管线箱涵竖向位移大于0.02 m时为危险状态，故设定 $w_{max}<0.02$ m，解得 $l_1=9.03$ m，支撑点之间最大容许间距为9.03 m。

3.3 箱涵端部竖向位移计算

电力箱涵端部包括埋设段和边跨段，埋设段的沉降会随箱涵悬空长度的增加而增加，若不采取保护措施，箱涵不仅会达到变形极限，埋设段土体本身也会产生较大沉降。箱涵端部竖向位移由两部分组成：边跨段悬空管线箱涵的挠度 w、埋设段管线箱涵在土中的沉降 y_0。

箱涵一端嵌固在土体中，另一端由支撑结构提供竖向支撑力，可视为一端固定，一端铰支。对左端边跨段进行受力分析，F_{Ay}、F_{By} 为箱涵所受剪力，m 为箱涵左段所受弯矩，以形心为0点建立坐标系，如图6所示。

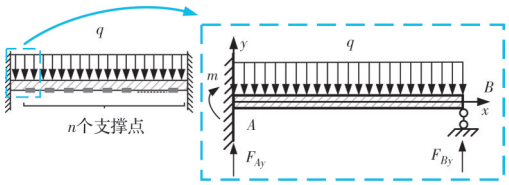


图 6 地下箱涵边跨段力学模型

Fig. 6 Mechanical model of side-span box culverts

仅有均布荷载 q 作用时，边跨段悬空箱涵竖向位移方程为

$$\omega(x)=\frac{q}{2EI}\left(\frac{x^4}{12}-\frac{lx^3}{6}\right)+a_1x+a_2 \tag{3}$$

仅有弯矩 m_A 作用时，边跨段悬空箱涵竖向位移方程为

$$\omega(x)=\frac{mx^3}{6EIl}-\frac{mx^2}{2EI}+a_3x+a_4 \tag{4}$$

式中：a_1、a_2、a_3、a_4 为积分常数。

将式(3)、式(4)叠加，结合边界条件

$$\omega(0)=y_0,\omega(l)=0 \tag{5}$$

可得到不考虑土体沉降的箱涵边跨段的竖向位移方程

$$\omega(x)=\frac{mx^3}{6EIl}-\frac{mx^2}{2EI}+\frac{q}{2EI}\left(\frac{x^4}{12}-\frac{lx^3}{6}\right)+\left(\frac{ml}{3EI}+\frac{ql^3}{24EI}-\frac{y_0}{l}\right)x+y_0 \tag{6}$$

式中：y_0为埋设段箱涵在土中的沉降；l为箱涵入土点到支撑点的距离。埋设段箱涵可视为半无限长的弹性地基梁，箱涵入土点处受到悬空段因土体开挖产生的弯矩m作用和剪力P作用，埋设段所受压力为$q(x)$，包括上层土压力与箱涵自重两部分，地基提供的反向支撑力计$p(x)$，箱涵力学模型如图7所示。

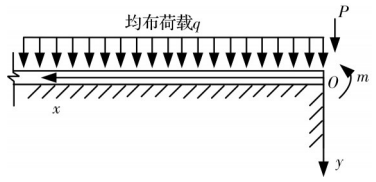


图7　埋设段箱涵力学模型

Fig. 7　Mechanical model of buried-span box culverts

假定箱涵与地基不分离，箱涵挠度为y、箱涵与地基之间的压力为$p(x)$。由于平均埋深较浅，且表层土为素填土，土体剪切力较小，因此，可采用Winkler地基梁模型。根据Winkler弹性地基梁模型，$p(x)=ky$，则满足微分方程

$$EI\frac{\mathrm{d}^4y}{\mathrm{d}x^4}=q(x)-ky \tag{7}$$

式中：地基弹性抗力系数$k=k_0D$，k_0为基床系数，D为箱涵宽度。

将受力情况分为仅受均布荷载q、端头弯矩m、端头剪力P三种，分别求解后叠加，得[8]

$$y=\frac{2\beta}{k}\mathrm{e}^{-\beta x}(p\cos(\beta x)-m\beta\cos(\beta x)+m\beta\sin(\beta x))+\frac{q_0}{k} \tag{8}$$

式中：$\beta=\sqrt[4]{\dfrac{k}{4EI}}$，为梁的特征柔度系数。

将$x=0$代入式(8)，得到边跨段的沉降位移为$y_0=\dfrac{2\beta}{k}(p-m\beta)+\dfrac{q}{k}$。其中，$m$可由边跨段与埋地段连接处转角等价条件获得，其表达式为$m=\dfrac{48EIP\beta^2-qkl^3}{8(12EI\beta^3+lk+6EI\beta^2)}$，因此，箱涵端部竖向位移方程为

$$\omega_s(x)=\frac{mx^3}{6EIL}-\frac{mx^2}{2EI}+\frac{q}{2EI}\left(\frac{x^4}{12}-\frac{lx^3}{6}\right)+\left(\frac{mL}{3EI}+\frac{ql^3}{24EI}-\frac{2\beta}{lk}(p-m\beta)+\frac{q}{lk}\right)x+\frac{2\beta}{k}(p-m\beta)+\frac{q}{k} \tag{9}$$

将各参数代入MATLAB求解得：$q=129.6\ \mathrm{kN/m}$，箱涵全长$L=112\ \mathrm{m}$，横截面积$S=3.61\ \mathrm{m^2}$，弹性模量$E=1\ \mathrm{GPa}$，$D=3.4\ \mathrm{m}$，截面惯性矩$I=0.56\ \mathrm{m^4}$，根据现场载荷试验报告，基床系数$k_0=1.6\times10^4\ \mathrm{kN/m}$。为满足规范[16]要求，边跨段竖向位移$\omega_{max}\leqslant0.02\ \mathrm{m}$，解得$l<8.5\ \mathrm{m}$，即端部支撑点距离入土点容许最大间距为8.5 m。

3.4　箱涵全跨竖向位移计算公式

假定当地规范允许管线箱涵竖向最大位移为w_{max}，令各段位移方程$w_m(x)\leqslant w_{max}$、$w_s(x)\leqslant w_{max}$，可得中跨段与边跨段最大箱涵悬空距离l_m、l_s。则全跨竖向位移挠度方程为

$$\omega(x)=\begin{cases}\omega_s(x),0\leqslant x<l_s\\ \omega_m(x-l_s-kl_m),l_s\leqslant x\leqslant L,(k\in N)\end{cases} \tag{10}$$

将式(2)、式(9)代入式(10)，可得

$$\omega(x)=\begin{cases}\omega_s(x)=\dfrac{mx^3}{6EIL}-\dfrac{mx^2}{2EI}+\dfrac{q}{2EI}\left(\dfrac{x^4}{12}-\dfrac{lx^3}{6}\right)+\left(\dfrac{mL}{3EI}+\dfrac{ql^3}{24EI}-\dfrac{2\beta}{lk}(p-m\beta)+\dfrac{q}{lk}\right)x+\dfrac{2\beta}{k}(p-m\beta)+\dfrac{q}{k},0\leqslant x<l_s\\ \omega_m(x)=\dfrac{ql^3(x-l_s-kl_m)}{24EI}-\dfrac{ql(x-l_s-kl_m)^3}{12EI}+\dfrac{q(x-l_s-kl_m)^4}{24EI},\quad l_s<x\leqslant L,k\in N\end{cases} \tag{11}$$

综上所述，式(11)为施加保护后箱涵全跨竖向位移挠度方程，可分别计算箱涵中跨段与边跨段容许最大间距。边跨段支撑点与箱涵入土点的容许最大间距为8.5 m，悬空中跨支撑点容许最大间距为9 m，云南路站悬空电力箱涵悬空总长112 m，以箱涵边跨段与中跨段最大支撑距离为基础，同时避免边跨段与中跨段箱涵差异沉降，针对云南路站悬空箱涵提出最优布置方案。具体方案为边跨段各在距入土点8 m处设置支撑保护，保护后箱涵竖向位移为1.76 cm；中跨段支撑点间距取8.73 m，竖向位移为1.73 cm，共计13段悬空箱涵，至少需要12个支撑点。

4　地下箱涵受力变形数值模拟

4.1　箱涵端部数值计算

为验证式(2)、式(9)的准确性，利用ABAQUS

有限元软件建立土体、箱涵、支撑整体三维模型,模拟箱涵边跨处支撑保护方案,分析土体交接处的悬空箱涵。为避免模型边界对计算结果产生影响,箱涵模型纵向全长17 m(边跨段8.5 m、埋设段8.5 m),沿宽度方向取6倍箱涵宽度、沿长度方向取24 m,土体深度20 m,模型尺寸如图8所示。土体、箱涵、支撑系统采用三维实体单元,土体与箱涵、箱涵与支撑之间采用tie接触,支撑型钢柱与土体采用embedded接触,土体采用Mohr-Coulomb理想弹塑性本构模型[17]。边界条件为土体底面完全固定,各侧面限制该面法向方向位移,上表面无约束。采用结构化网格,对土体计算添加沙漏增强控制,对边跨段箱涵、埋设段土体网格局部加密。模型计算步骤为:地应力平衡、支撑系统施加、土体开挖。

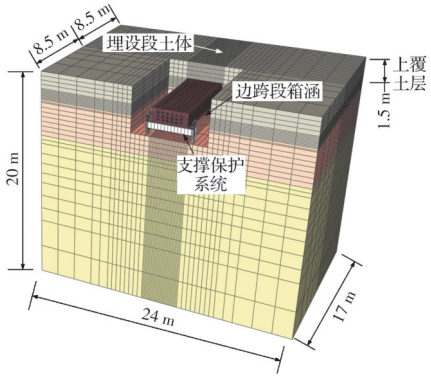


图8 模型尺寸

Fig. 8 Model size of side-span box culverts

根据现场提供的地勘报告与材料参数,建模部件属性见表1。

表1 模型参数

Table 1 Model parameters

部件名称	密度/(kg/m³)	弹性模量/(N/m²)	泊松比	黏聚力/kPa	摩擦角/(°)
土层1	1 900	5.1×10^6	0.16	10.0	10.0
土层2	1 910	10.0×10^6	0.30	34.5	12.9
土层3	1 970	15.1×10^6	0.28	50.4	30.4
箱涵	3 200	1.0×10^9	0.28		
30#b槽钢	5 327	2.0×10^{11}	0.17		
80#型钢	7 850	2.1×10^{11}	0.17		

通过数值计算得到箱涵及支撑体系应力-应变情况,由图9可知,边跨段支撑系统最大应力位于横梁、纵梁连接处,最大主应力为120.60 MPa,80#型钢许用应力315 MPa,满足支撑材料应力要求。由图10可知,箱涵最大位移为19.9 mm,根据《江苏省城市轨道交通工程监测规程》[16],满足管线箱涵变形安全要求。

由于现场工况复杂,实测数据离散,难以采集连续完整的箱涵变形数据,因此,将边跨段竖向位

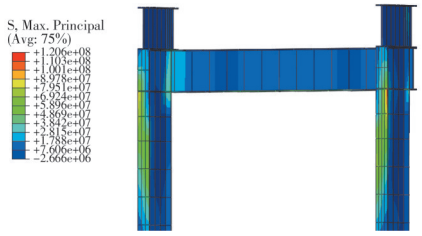


图9 箱涵边跨段支撑应力云图

Fig. 9 Stress nephogram of side-span box culverts

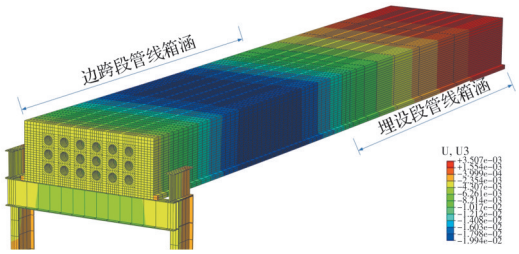


图10 箱涵端部位移云图

Fig. 10 Displacement nephogram of side-span box culverts

移理论计算值与数值模拟值进行对比,如图11所示。箱涵边跨段支撑点与入土点间距为3.8 m时,理论计算最大位移为19.9 mm,模拟值为20 mm,两者较为接近,现场实测箱涵最大变形数据约17.3 mm,且理论值与模拟值均在规范要求的20 mm范围内。同时,在x=0 m处,箱涵端部土体产生沉降y_0,沉降量沿管线箱涵长度方向传递,引起箱涵竖向位移整体增大;在x=3.8 m处,竖向位移达到最大值;在x=8.5 m处,位移模拟值达2.5 mm,为支撑系统在管线箱涵荷载作用下产生的变形与其在土中的位移之和。

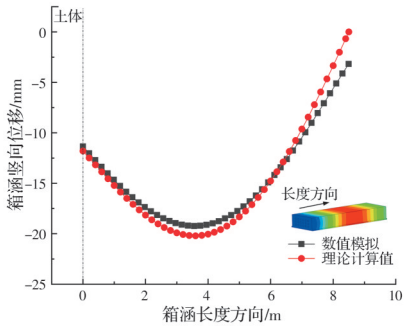


图11 支撑后箱涵边跨竖向位移

Fig. 11 Vertical displacement of side-span box culverts with support protection

4.2 箱涵中跨段数值计算

对于箱涵中跨段,经多次试算发现,土体开挖对中跨箱涵向变形影响为10^{-5}数量级,因此,建模分析时可忽略土体。针对支撑保护系统和电力箱涵中跨段(取9 m),建立如图12所示的三维数值计算模型,电力箱涵、80#型钢纵梁、槽钢横梁采用实体单元,型钢柱变形较小,设置为离散刚体。部件

间接触采用tie接触，边界条件为型钢柱底面完全固定，采用结构化网格，三维实体单元采用六面体八节点单元(C3D8)，使用细化网格克服沙漏。

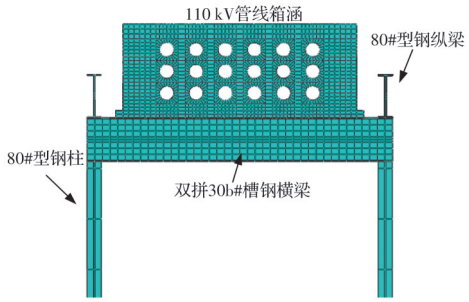
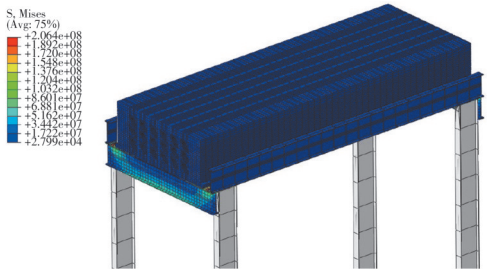


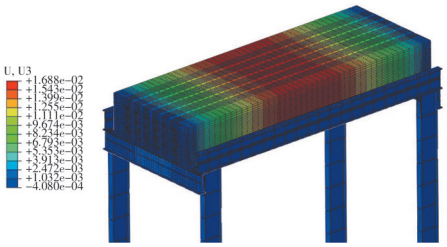
图 12　箱涵中跨段支撑保护模型

Fig. 12　Support system FEM model of mid-span box culverts

通过数值模拟分别得到对应的整体应力、位移云图，见图13，由此可知，支撑系统最大应力发生在型钢纵梁与槽钢横梁连接处，最大主应力 206.4 MPa≪930 MPa。由变形云图可知，箱涵最大变形量为 16.9 mm＜20 mm，因此，箱涵中跨段支撑点设置 9 m间距可满足应力变形要求。



(a) 箱涵中跨段应力云图



(b) 箱涵中跨段位移云图

图 13　箱涵中跨段应力位移云图

Fig. 13　Stress and displacement nephogram of mid-span box culverts

图 14 为箱涵竖向位移理论计算与数值计算结果对比图，根据式(2)计算得到箱涵中跨段最大竖向位移值为 20 mm，数值模拟所得最大竖向位移为 16.9 mm，两者差值为 3.2 mm，理论计算值较数值模拟值偏大，结果偏安全，均在规范要求范围内，管线箱涵实测最大值约 18.7 mm，表明本文提出的管线箱涵纵向变形计算方法针对中跨段的准确性较高，满足工程精度要求。

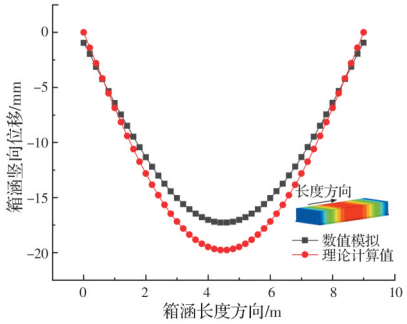


图 14　支撑后箱涵中跨段竖向位移

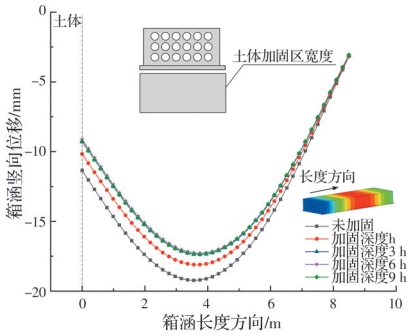
Fig. 14　Vertical displacement of mid-span box culverts with support protection

5　加固土体参数敏感性分析

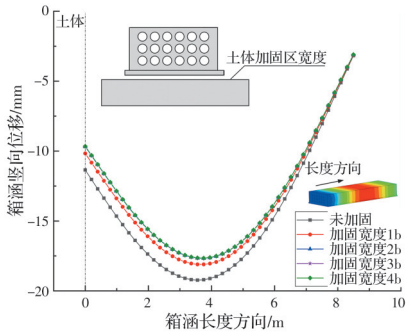
通过分析可知，随着悬空长度 l 的增大，管线箱涵埋设段所受剪力 P 与弯矩 m 逐渐变大，端部沉降 y_0 随之增大。箱涵在土中的沉降对整体竖向位移影响较大，尤其在长三角、珠三角等土质较软地区，沉降将进一步增大，因此，控制端部沉降对箱涵整体位移具有重要意义。

作为常用的施工手段，土体加固对埋地管线箱涵竖向位移控制效果显著[18]。以云南路站为例，通过模拟箱涵埋设段不同土体加固方案，探究土体加固范围与材料参数的敏感性。加固长度取 8.5 m，加固后土体压缩模量 E_s 为 16.1 MPa(未加固时 E_s 为 8.06 MPa)，加固深度取箱涵高度 h 的 1、3、6、9 倍，即：1.3、3.9、7.8、11.7 m，其余模型参数与上文一致，不同加固深度下的箱涵竖向位移如图 15(a)所示。在加固面积与加固材料一定时，加固深度越大，箱涵整体竖向位移越小。但加固深度超过 $3h$ 后，竖向位移基本一致，不再减小。在加固宽度方面，假设土体加固长度为 8.5 m，深度为 1.3 m，强度 E_s=16.1 MPa，分别取箱涵加固宽度 $1b$、$2b$、$3b$、$4b$，即：3.4、6.8、10.2、13.6 m，其余参数保持一致，不同加固宽度下边跨竖向位移如图 15(b)所示。加固宽度与深度对箱涵竖向位移影响规律相似。随着加固宽度的增加，竖向位移逐渐减小，但超过 3 倍箱涵宽度后，竖向位移基本不再减小。因此，针对云南路站，土体加固深度与宽度存在加固临界值，分别为 $3h$、$3b$，超过临界范围后，竖向位移不再减小。

在加固强度方面，假设加固长度为 8.5 m，加固深度为 1.3 m，加固宽度为 3.4 m，箱涵下方原状土压缩模量 E_s=8.06 MPa，土体加固后强度分别为 $2E_s$=16.1 MPa，$3E_s$=24.1 MPa，$4E_s$=32.2 MPa，$5E_s$=40.2 MPa。不同土体加固强度下，箱涵边跨



(a) 加固深度



(b) 加固宽度

图 15 不同加固范围下箱涵竖向位移

Fig. 15 Vertical displacement of box culverts with different reinforcement range

段竖向位移如图 16 所示,当加固土体范围一定时,随着埋设段土体强度的提高,箱涵竖向位移得到有效控制。加固强度为 $2E_s$、$3E_s$时,端头沉降控制效果增加十分显著,但超过 $3E_s$后沉降控制效果变化逐渐减小。

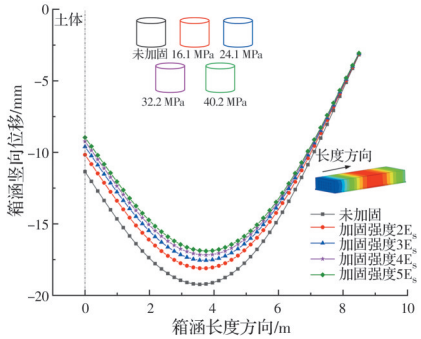


图 16 不同加固强度下箱涵竖向位移

Fig. 16 Vertical displacement of box culverts with different reinforcement strength

6 结论

基于南京地铁五号线云南路站大直径箱涵原位保护工程,考虑箱涵在土中沉降效应和截面属性,将箱涵全跨分为中跨段和端部(边跨段、埋设段)两大部分,分别建立箱涵支撑力学模型,提出支撑法下箱涵竖向位移计算方法,得到支撑点容许最大间距值,并通过 ABAQUS 有限元软件建立三维模型,验证计算方法的准确性。为有效控制箱涵变形,研究土体加固深度、宽度、压缩模量的参数敏感性,得到如下结论:

1)针对支撑法原位保护箱涵,将地下箱涵全跨分为中跨段与端部两部分,其中端部包括边跨段与埋设段,考虑土体端部沉降效应和箱涵截面属性,建立了支撑法下箱涵竖向位移计算方法,该方法可用于快速计算特定截面箱涵支撑点数目。

2)通过计算得到箱涵中跨段最大竖向位移值为 20 mm,数值模拟所得最大竖向位移为 16.8 mm,两者差值为 3.2 mm,理论计算值较数值模拟值偏大,结果偏安全,均在规范要求范围内,箱涵实测最大值约 18.7 mm,验证了所提出的箱涵纵向变形计算方法的准确性和工程适用性。

3)云南路站边跨段支撑点与箱涵入土点的容许最大间距为 8.5 m,箱涵中跨段支撑点容许最大间距为 9 m,云南路站悬空电力箱涵悬空总长 112 m,采用支撑保护方案总计至少需要设置 12 个支撑点。

4)地下箱涵竖向变形受加固土体范围和材料参数的影响,随着加固深度、宽度、土体压缩模量的增加,箱涵位移逐渐变小,但当深度、宽度、压缩模量增加超过 3 倍后,控制效果逐渐弱化,且造成材料浪费。因此,建议综合考虑材料用量与材料等级提升,以设计符合实际工程需求的最优加固方案。

参考文献

[1] ZHANG J, XIE R, ZHANG H. Mechanical response analysis of the buried pipeline due to adjacent foundation pit excavation [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 78: 135-145.

[2] 冯国辉, 徐长节, 郑茗旺, 等. 侧向土体影响下盾构隧道引起上覆管线变形[J]. 浙江大学学报(工学版), 2021, 55(8): 1453-1463.
FENG G H, XU C J, ZHENG M W, et al. Deflection of overlying pipeline induced by shield tunneling considering effect of lateral soil [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2021, 55(8): 1453-1463. (in Chinese)

[3] 可文海, 管凌霄, 刘东海, 等. 盾构隧道下穿管道施工引起的管-土相互作用研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(1): 221-228, 234.
KE W H, GUAN L X, LIU D H, et al. Research on upper pipeline-soil interaction induced by shield tunnelling [J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(1): 221-228, 234. (in Chinese)

[4] 张陈蓉, 俞剑, 黄茂松. 隧道开挖对邻近非连续接口地埋管线的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6):

1018-1026.
ZHANG C R, YU J, HUANG M S. Responses of adjacent underground jointed pipelines induced by tunneling [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1018-1026. (in Chinese)

[5] 何小龙, 杨天鸿, 周云伟, 等. 考虑管-土分离的基坑开挖引起邻近地下管线位移分析[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2019, 41(6): 9-16.
HE X L, YANG T H, ZHOU Y W, et al. Analysis of pipeline displacement induced by adjoining foundation pit excavation considering pipeline-soil separation [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2019, 41(6): 9-16. (in Chinese)

[6] 王小龙, 姚安林. 埋地钢管局部悬空的挠度和内力分析[J]. 工程力学, 2008, 25(8): 218-222.
WANG X L, YAO A L. Deflection and internal force analysis of buried steel pipelines in partial hanging [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(8): 218-222. (in Chinese)

[7] 李大勇, 张土乔, 龚晓南. 深基坑开挖引起临近地下管线的位移分析[J]. 工业建筑, 1999, 29(11): 36-41, 27.
LI D Y, ZHANG T Q, GONG X N. Analysis of the displacements of buried pipelines caused by deep excavations [J]. Industrial Construction, 1999, 29(11): 36-41, 27. (in Chinese)

[8] LIN Y J, LV Y P, LIU X, et al. Analysis of longitudinal mechanical properties of buried suspended pipeline resisting collapse [J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 2019: 3954390.

[9] 朱战魁. 不均匀沉降和腐蚀耦合作用下埋地供水管道力学性能研究[D]. 天津: 天津大学, 2020.
ZHU Z K. Study on the mechanical behaviors of buried water supply pipelines under the coupling effect of non-uniform settlement and corrosion [D]. Tianjin: Tianjin University, 2020. (in Chinese)

[10] 刘印, 江明明. 地下综合管廊原位悬吊保护施工技术[J]. 地下空间与工程学报, 2018, 14(Sup1): 285-290.
LIU Y, JIANG M M. Application of suspension protection technology in underground pipe gallery [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, 14(Sup1): 285-290. (in Chinese)

[11] 刘刚, 白延红, 姚丽丽, 等. 110 kVA超长电力管线架空保护施工技术[J]. 建筑技术, 2021, 52(11): 1292-1294.
LIU G, BAI Y H, YAO L L, et al. Protection construction technique for overhead 110 kVA super-long power lines [J]. Architecture Technology, 2021, 52(11): 1292-1294. (in Chinese)

[12] 林舒. 狭窄复杂环境深基坑综合管网的原地保护[J]. 建筑施工, 2021, 43(4): 649-651.
LIN S. In-situ protection of comprehensive pipe network of deep foundation pit in narrow and complex environment [J]. Building Construction, 2021, 43(4): 649-651. (in Chinese)

[13] QUEEN D J, FELBER A, SCARBOROUGH C, et al. Liquefied natural gas pipeline suspension bridge design [C]//Proceedings of 2006 International Pipeline Conference, September 25-29, 2006, Calgary, Alberta, Canada. 2008: 599-608.

[14] 王国富, 路林海, 王丹. 基坑穿交既有管廊加固新方法及变形控制技术研究[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(Sup2): 691-697.
WANG G F, LU L H, WANG D. Study on deformation control and new reinforcement measures of pipe gallery crossing foundation pit [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2015, 11(Sup2): 691-697. (in Chinese)

[15] 邓张洋. 施工期悬索式管线保护体系的研究及应用[D]. 重庆: 重庆大学, 2012.
DENG Z Y. Research and application of suspension-type pipeline protection system during construction [D]. Chongqing: Chongqing University, 2012. (in Chinese)

[16] 江苏省城市轨道交通工程监测规范: DGH32/J 195—2105 [S]. 2015.
Jiangsu urban rail transit engineering monitoring specification: DGH32/J 195—2105 [S]. 2015. (in Chinese)

[17] 万宗江, 朱碧堂. 土钉墙+水泥土桩墙联合支护结构的力学特性分析[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2020, 42(4): 10-18.
WAN Z J, ZHU B T. Analysis of mechanical properties of a novel support structure with soil nailing wall combined with cemented soil pile/wall for deep excavation [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2020, 42(4): 10-18. (in Chinese)

[18] 李大勇, 龚晓南, 张土乔. 软土地基深基坑周围地下管线保护措施的数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(6): 736-740.
LI D Y, GONG X N, ZHANG T Q. Numerical simulation of the buried pipelines protection adjacent to deep excavation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(6): 736-740. (in Chinese)

(编辑　胡玲)