

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2023.12.015

长期地铁振动荷载下南水北调干渠 累积沉降特性研究

杜家庆¹, 任磊¹, 杨捷², 宋志宇², 张忠炎², 李永鑫³

(1. 郑州地铁集团有限公司, 河南 郑州 450000; 2. 黄河勘测规划设计研究院有限公司, 河南 郑州 450003; 3. 合肥工业大学 汽车与交通工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要:文章依托郑州地铁 10 号线下穿南水北调中线干渠工程,通过一系列动三轴试验探讨干渠附近软土层动力响应特性,基于动三轴试验及有限元分析确定 Chai-Miura 模型参数,研究长期地铁列车振动荷载周期作用下干渠的累积沉降规律。结果表明:郑州南水北调干渠附近软土层动应变发展趋势整体表现为“稳定型”;列车振动荷载作用初期,土体累积变形急剧增加,最大地表沉降发生在行车隧道正上方,而在长期列车振动荷载作用下,地表沉降基本趋于稳定;列车单、双线运行时的地表沉降分布规律类似,但沉降值存在差异,单线运行 10^7 次(约为 100 a),地表最大累积沉降量为 3.95 mm,双线运行 10^7 次后产生的累积变形量大约为 5.07 mm。

关键词:地铁下穿;南水北调干渠;数值模拟;振动响应;累积变形

中图分类号:U456.31

文献标志码:A

文章编号:1003-5060(2023)12-1685-09

Accumulated settlement characteristics of main canal of middle route of South-to-North Water Diversion Project induced by long-term vibration load of subway

DU Jiaqing¹, REN Lei¹, YANG Jie², SONG Zhiyu², ZHANG Zhongyan², LI Yongxin³

(1. Zhengzhou Metro Group Co., Ltd., Zhengzhou 450000, China; 2. Yellow River Engineering Consulting Co., Ltd., Zhengzhou 450003, China; 3. School of Automobile and Traffic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: In view of the Zhengzhou Metro Line 10 undercrossing the main canal of the middle route of South-to-North Water Diversion Project, the dynamic response characteristics of soft soil near the main canal was discussed through a series of dynamic triaxial tests. The Chai-Miura calculation model was determined based on the dynamic triaxial tests and finite element analysis, and the accumulated settlement of the main canal induced by the long-term periodic vibration load of the subway was further studied. The results show that the dynamic strain development trend of soft soil near the main canal of the middle route of South-to-North Water Diversion Project is stable as a whole. At the initial stage of vibration load, the accumulated deformation of soil layer increased sharply, and the maximum ground settlement occurred right above the tunnel. Under the long-term vibration load, the ground settlement basically tends to be stable. The distribution of ground settlement for single-train services was similar with that of double-train services. However, the settlement value was different, the maximum accumulated ground settlement for single-train services was 3.95 mm after 10^7 (about 100 a) load cycles; and the accumulated deformation for double-train services was about 5.07 mm after 10^7 load cycles.

Key words: subway undercrossing; main canal of South-to-North Water Diversion Project; numerical simulation; vibration response; accumulated deformation

收稿日期:2023-03-15;修回日期:2023-10-10

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52108312);郑州地铁集团有限公司科技创新计划资助项目(ZDKY2019A005)

作者简介:杜家庆(1985—),男,河南鹤壁人,郑州地铁集团有限公司高级工程师;

杨捷(1988—),男,河南周口人,黄河勘测规划设计研究院有限公司高级工程师,通信作者,E-mail:80364566@qq.com.

0 引 言

为了缓解城市地面交通压力,近年来我国城市轨道交通发展迅猛。截至 2022 年 12 月,我国地铁线路运营总里程达 8 012.85 km,占城市轨道交通线路总里程^[1]的 77.85%。随着轨道交通的快速发展,新建地铁与既有结构物交汇现象日益增多^[2]。在交叉工程中,下方地铁列车运行产生的振动经由轨道-隧道/车站传递,引起周围土体和结构物的振动响应,尤其是在压缩性较高的粉土广泛分布区域,在循环荷载作用下,土体极易发生大面积液化及地基沉降,影响结构物的正常服役及运行安全^[3-4]。本文研究依托郑州地铁 10 号线下穿南水北调干渠交叉工程,工程区域分布着深厚粉质土,地铁运营期行车振动荷载可能造成总干渠变形与沉降,当沟渠变形过大或土-结构产生不协调变形时,渠底可能出现开裂渗漏问题,影响南水北调总干渠的安全运行。

关于动荷载作用下的土体动力响应,相关研究成果较丰富。文献[5]通过室内大型动三轴试验研究飞机荷载长期作用下,击实粉土的累积塑性变形特性,提出考虑压实度和荷载频率共同影响的累积塑性应变模型;文献[6]研究细粒土在列车间歇动荷载作用下的变形特性,提出相应的土体累积塑性应变预测模型;文献[7]通过循环三轴试验,分析列车动荷载持续作用下,淤泥质粉质黏土的动应力-动应变长期变化规律;文献[8]以上海地区黏土为研究对象,研究淤泥质黏土的累积应变、累积孔隙水压力、循环加载后的固结不排水抗剪强度变化规律。这些研究结果均表明,土体累积变形规律虽然大致趋势相同,但累积变形大小与土体的类型、理化性质、应力历史等紧密相关,不同地区、不同类型土体的动力响应存在明显差异。

关于地铁列车振动荷载作用下,土体及邻近结构物累积变形特性的研究,目前主要有以下 2 种方法:

1) 建立复杂的动力本构模型,如弹塑性模型^[9-10]、运动硬化模型^[11]、边界面模型^[12-13]和套叠屈服面模型^[14],然后在本构模型的基础上建立数值计算模型,模拟循环动荷载作用下的累积塑性应变^[15]。然而,数值模拟中选用的本构模型参数取值往往比较困难且误差较大,影响计算结果可靠度。此外,由于迭代步数多、计算量过大,很难采用数值模拟方法进行长期列车振动荷载作用

下的土-结构动力响应分析。

2) 通过试验建立土体累积塑性应变与土的初始特性、应力状态、动应力及循环频次等的拟合关系,然后得到地基沉降预测的经验模型^[6]。在相关的地基沉降预测经验模型中,Chai-Miura 模型相对较为完善,该模型考虑了初始静偏应力、初始动偏应力和土体物理特性等因素的影响^[16]。

本文将上述 2 种方法结合,基于 Chai-Miura 模型,以郑州地铁 10 号线下穿南水北调中线干渠工程为例,研究地铁下穿干渠时,长期列车振动荷载作用下的土体及结构动力响应特性。首先通过一系列室内动三轴试验确定适用于南水北调中线干渠-郑州地铁交叉工程区的 Chai-Miura 模型土体计算参数,并采用有限元建立隧道-土体-干渠相互作用动力学模型,明确 Chai-Miura 模型应力计算参数,最后采用 Chai-Miura 模型分析干渠累积塑性变形特性,以期对地铁下穿南水北调总干渠的设计与施工提供理论支撑。

1 软土动载变形特性

结构物沉降特性主要受制于土体变形,为探究郑州地区软土层在长期循环荷载作用下的动力特性,本文首先利用动三轴仪开展一系列小幅低频循环荷载试验,分析地铁-南水北调中线干渠交叉工程附近粉土层在地铁振动荷载作用下的变形特性。

1.1 试验设计

试验用土取自郑州西部地铁-南水北调干渠交叉工程区,根据土质类型将原状样从上至下分为 6 层,其中第 1 层、第 2 层土样以黏质粉土为主,第 3 层至第 6 层土样以粉质黏土为主,土体基本物理力学性质见表 1 所列。

对于试验所用动荷载,根据文献[17]给出的一般干线线路路基面设计动应力计算公式进行预测估算,即

$$\sigma_d = 0.26P(1 + 0.004v) \quad (1)$$

其中: σ_d 为动荷载; P 为静轴重,根据中西部已有地铁列车车型参数取值^[18],取 140 kN; v 为列车运行速度,取值^[19]为 60 km/h。

计算设计动应力为 45 kPa,考虑到施工和运营期车辆荷载的影响深度,以及地铁实际运营中的振动差异性,设置 3 种动应力幅值水平,分别为 15、25、35 kPa。由于路基施工及运营过程中应保证线路平顺,以避免过大的局部变形,试验中逐级增大动应力幅值^[20]。

根据室内试验模拟交通荷载的波形函数相关研究成果^[21],确定输入的循环动荷载波形为正弦波,振动频率为 1 Hz,循环振动频次为 10 000 ~ 15 000 次。为尽可能模拟实际工况,所有的动三

轴试验均在不等向固结条件下进行,其中相同土层的围压一致,考虑到实际试验条件限制,设置各土层围压从上到下分别为 100、150、200、250、300、350 kPa,侧压系数 $K_0 = 0.45$ 。

表 1 土样的基本物理力学性质

土层编号	土层性质	密度 / (g/cm ³)	孔隙比	天然含水率 / %	塑性指数	液性指数	黏聚力 / kPa	内摩擦角 / (°)
第 1 层	黏质粉土	1.92	0.62	15.30	7.20	-0.03	33.33	20.60
第 2 层	黏质粉土	1.96	0.57	14.00	7.70	-0.36	36.33	18.60
第 3 层	粉质黏土	1.82	0.70	14.20	10.50	-0.42	39.67	21.30
第 4 层	粉质黏土	2.00	0.59	17.20	11.40	-0.04	36.33	17.90
第 5 层	粉质黏土	2.06	0.57	19.00	11.40	-0.09	66.67	14.30
第 6 层	粉质黏土	2.10	0.52	17.50	10.20	0.05	42.67	18.30

1.2 试验结果与分析

6 个土层在循环荷载作用下累积应变特性如图 1 所示。

图 1 中: ϵ_p 为累积塑性应变; N 为振动频次。

从图 1 可以看出,不同土层及围压下的土体

ϵ_p 发展趋势大致相同,即在循环作用初期, ϵ_p 迅速增大,随着循环加载持续进行, ϵ_p 增加幅度减小。

总体而言,土体的 ϵ_p 随 N 增加趋于稳定,主要是由于振动作用的持续进行使试样不断被压密。

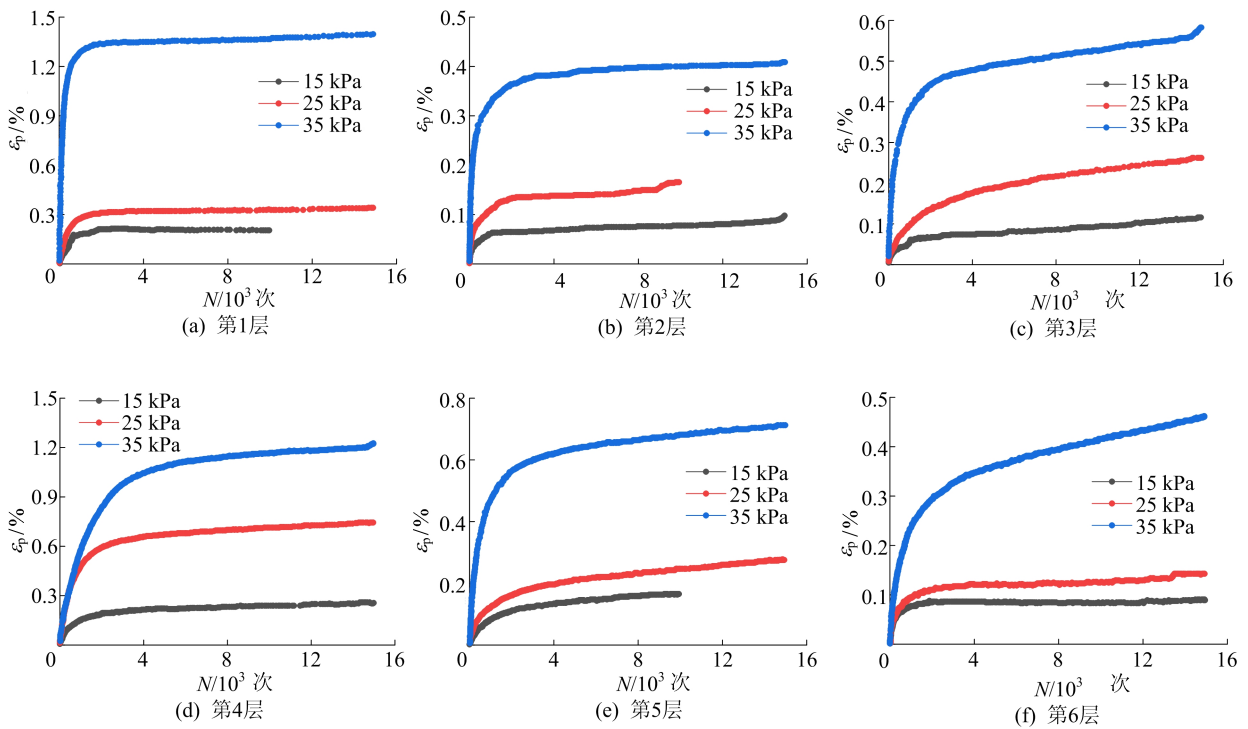


图 1 6 个土层在 3 种应力幅值下的累积塑性应变

在 3 种动应力幅值下,除了第 6 层土在 35 kPa 动应力下表现出一定的“临界型”发展趋势,其他各层土的最终塑性累积变形均基本趋于稳定,表现出典型的“稳定型”发展趋势^[21]。围压相同时,动应力对累积残余应变发展趋势的影响大致相同,即动应力越大, ϵ_p 在振动前期的增长速率及稳定塑性应变值越大,如第 1 层土,动应力为 35 kPa

时,土体 ϵ_p 达到 1.39%, 15 kPa 时的 ϵ_p 为 0.32%。但是,稳定 ϵ_p 增加幅度受动应力水平影响显著,动应力由 15 kPa 增大到 25 kPa, ϵ_p 增加幅度不明显,动应力由 25 kPa 增大到 35 kPa, ϵ_p 增加幅度急剧变大,表明在该交叉工程区域土质条件下, 25 kPa 的动应力水平为土体累积塑性变形发展的突变点。

2 Chai-Miura 模型参数确定

地铁列车循环荷载对土层的动力作用,主要表现为在长期循环荷载作用下土体塑性应变的累积,列车荷载是一种小幅值循环动力荷载,单次荷载循环下,土体发生的残余应变很小,但是列车运营时间长达数十年,荷载循环频次多达数百万次,因此塑性变形的累积效应不容忽视。振动荷载作用下,土体中的孔隙可能发生塌缩,导致土体的残余应变不断增长,在宏观上表现为地基的沉降。本文采用地基沉降计算 Chai-Miura 模型,预测动力循环荷载作用下土体的累积残余应变,其在宏观上也表现为地基的沉降。

Chai-Miura 模型考虑岩土体初始静应力、动应力及循环荷载作用频次等塑性应变模型参数,对相关参数进行适当简化,工程意义更明确,在实际工程中应用广泛。目前相关研究所用 Chai-Miura 模型参数大多采用文献[16]所提出的模型参数建议值,但该参数建议值需根据土体类型确定,没有考虑土体密实度、含水率等对土体的影响。文献[20]研究表明,含水率及密实度等对土体累积塑性应变也有显著影响。因此,采用文献[16]模型参数建议值与实际情况可能存在一定差别。此外,文献[22]研究表明,对于相同土体,试样累积塑性变形会随着围压的增加而逐渐减小。然而,分析本文试验结果(图 1)发现,相同动应力水平作用下,土体累积塑性应变并没有随围压的增加而减小,这进一步表明土体的累积变形特性与土体类型及其理化性质密切相关。基于以上分析,本文对试验实测数据进行非线性回归分析,以获得适用于郑州南水北调干渠附近深厚软土层的 Chai-Miura 模型参数。

2.1 模型简介

考虑循环荷载作用下的黏性土累积塑性应变指数模型^[23]如下:

$$\epsilon_p = AN^b \quad (2)$$

其中, A, b 均为与土体性质有关的常数。

由于 A, b 的取值范围均较大,尤其是在荷载循环频次较多的情况下,式(2)预测结果与实测值往往相差甚大。

文献[16]通过一系列试验发现,在循环荷载作用下,土体塑性变形会在动偏应力超过临界值后出现快速增长,基于此,文献[16]在式(2)基础上,提出同时考虑土体类型、土体物理性质和土体动偏应力的累积塑性应变计算模型,即 Chai-Miura 模型,其计算公式为:

$$\epsilon_p = a \left(\frac{q_d}{q_f} \right)^m \left(1 + \frac{q_s}{q_f} \right)^n N^\beta \quad (3)$$

$$q_s = \left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)] \right\}^{1/2} \quad (4)$$

$$q_f = 2\tau_f = 2 \frac{c_{cu} \cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + (1 + K_0) \left(\frac{\sigma_{cz} \sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \right) \quad (5)$$

其中: a, m 为材料参数,均为常数; n 为常数,体现初始静偏应力对塑性变形幅值的影响; β 为动荷载作用下土体塑性应变的累积率; q_s, q_d 分别为土体初始静偏应力和初始动偏应力; $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$ 分别为 x, y, z 3 个方向正应力; $\tau_{12}, \tau_{23}, \tau_{31}$ 分别为 x, y, z 3 个方向切应力; q_f 为土体静强度; τ_f 为破坏 Mohr 圆半径下的总强度; c_{cu}, φ_{cu} 分别为固结不排水土体的黏聚力和内摩擦角; σ_{cz} 为有效固结应力。该模型假定累积塑性应变和初始静偏应力为线性关系,即 n 可取 1。

根据每层土体累积塑性应变,可求出不同土层总的沉降变形 S , 即

$$S = \sum \epsilon_p h_i \quad (6)$$

其中, h_i 为每层土的厚度。

2.2 Chai-Miura 模型参数拟合

6 个土层土样 Chai-Miura 模型参数拟合结果见表 2 所列。

表 2 6 个土层土样 Chai-Miura 模型参数拟合结果

模型参数	第 1 层	第 2 层	第 3 层	第 4 层	第 5 层	第 6 层
a	2 758.00	555.09	106.19	58.04	89.20	63.52
m	4.22	2.99	2.84	1.55	1.83	1.53
β	0.14	0.18	0.29	0.29	0.42	0.27

由于式(3)包含参数过多,难以对试验数据进行拟合度较高的非线性回归分析,从而无法获

得拟合度较高的回归模型,本文对式(3)进行逆向分解,令

$$A = a \left(\frac{q_d}{q_t} \right)^m \left(1 + \frac{q_s}{q_t} \right)^n \quad (7)$$

考虑到式(7)中的 A 值与土体类型及理化性质密切相关,结合 1.2 节试验结果对土体累积塑性应变进行非线性拟合,获得相同土层在不同动应力水平下的参数 β 拟合值,通过对相同土层不同土样的 Chai-Miura 模型 β 拟合值进行加权平均,作为一个定值,然后再次拟合 Chai-Miura 模型,得到适用于南水北调中线干渠-郑州地铁交叉工程区内不同土体类型的 Chai-Miura 模型 A 拟合值。在 n 取 1 的基础上,结合 A 值,即求得模型的 a 、 m 值。

2.3 基于有限元模拟的土体初始动应力确定

2.3.1 隧道-土体-干渠有限元模型建立

郑州地铁斜穿干渠角度为 30° 。隧道顶部与干渠底部最小距离约为 2 倍隧道洞径。干渠及地铁隧道整体三维有限元模型尺寸为 260 m(长) \times 190 m(宽) \times 61 m(高)。模型范围内共 6 层土体,其中土体、道床和隧道壁采用三维实体单元,干渠结构采用面单元,共计约 102×10^4 个单元,隧道-土体-干渠结构整体三维有限元模型如图 2 所示。

文献[24]研究表明,当模型计算区域尺寸与结构尺寸之比大于 5 时,动力计算结果趋于稳定,模型边界效应可忽略。

本文考虑的列车振动频率主要集中在 1 ~ 100 Hz 之间,根据实测土体剪切波速,土体单元尺寸取 0.36 ~ 0.98 m,小于 1/10 波长,满足计算精度要求[25]。采用偏置单元尺寸以提高计算效

率。采用黏弹性人工边界消除动力计算时振动波在截断边界发生的反射,避免对计算结果造成干扰[26]。结构阻尼大小采用瑞利阻尼来定义。

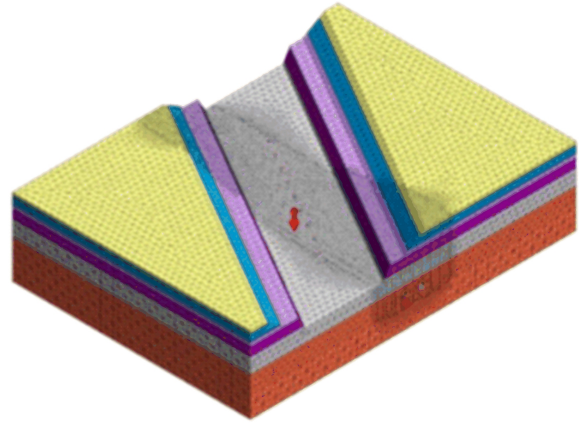


图 2 隧道-土体-干渠结构整体三维有限元模型

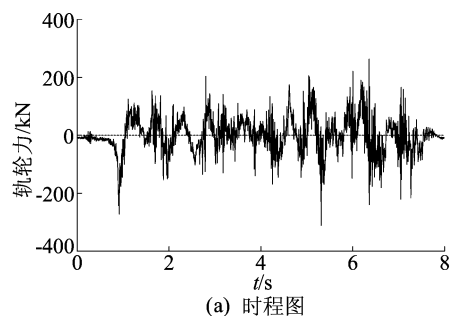
循环荷载施加在轨道扣件处,横向 2 个荷载作用点间距与钢轨间距一致,为 1.435 m,纵向间距与扣件间距一致,为 0.6 m,计算时间步长为 0.003 9 s。由于数值计算是为了确定初始静偏应力和动偏应力,而非长期荷载作用下土体累积沉降,动力荷载作用时间设置为 8 s。干渠厚度为 0.08 m,弹性模量为 30 GPa,密度为 2 500 kg/m³,泊松比为 0.2;道床、隧道壁的弹性模量均为 35 GPa 密度均为 2 500 kg/m³,泊松比均为 0.2。地铁与干渠交叉工程区域土层主要物理力学参数取值见表 3 所列。

表 3 地铁与干渠交叉工程区域土层主要物理力学参数取值

土层编号	土层性质	密度/(kg/m ³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量/MPa	割线模量/MPa	卸荷模量/MPa	泊松比
第 1 层	黏质粉土	1.79	15.00	22.10	10.54	21.08	63.24	0.30
第 2 层	黏质粉土	1.87	15.00	22.00	10.54	21.08	63.24	0.30
第 3 层	粉质黏土	1.91	30.00	16.30	11.96	23.92	71.76	0.32
第 4 层	粉质黏土	1.87	30.00	16.20	13.12	26.24	78.72	0.31
第 5 层	粉质黏土	1.90	31.00	16.20	10.93	21.86	65.58	0.31
第 6 层	粉质黏土	1.93	32.00	16.60	10.76	21.52	64.56	0.33

2.3.2 列车行车动荷载确定

参照郑州地铁目前实际运行中的列车荷载,列车行车动荷载采用实测荷载数定法确定[27]。首先基于车辆-轨道耦合模型建立运动方程,然后采用 891-II 型测振仪实测列车经过时轨道与道床的加速度响应,并通过计算获得输入数值模型的荷载,最终的数定列车荷载时程和频谱如图 3 所示。



(a) 时程图

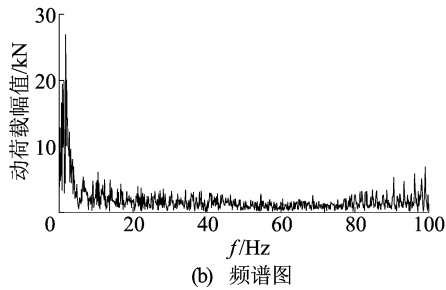


图 3 数定法列车荷载时程和频谱结果

2.3.3 累积沉降计算单元选取与模型验证

计算列车荷载作用下土体的累积沉降时,不同位置处的模型偏应力结果差异较大,偏应力提取单元选取如图 4 所示。图 4 中,测点 1# ~ 9# 为沿干渠中心线方向布置的 9 个测点,测点 4# 为左线行车隧道位置,测点 6# 为右线行车隧道位置。

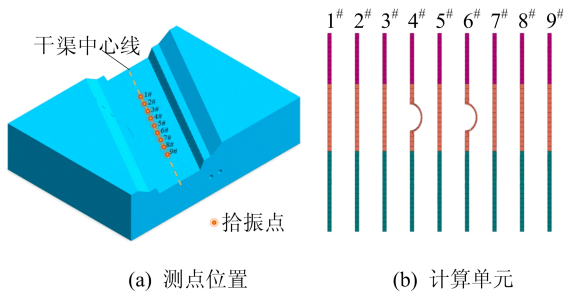


图 4 累积沉降测点位置与计算单元

数值模型计算的道床加速度与实测值对比如图 5 所示。从图 5 可以看出:道床处计算的加速度

时程明显小于现场测试的加速度时程,这是由于测试结果还包含高频成分的振动,而计算结果包含的主要是 100 Hz 以下的振动;计算结果的峰值(轮对位置)与测试结果基本吻合,总体上,模型校核结果较好。受模型网格大小限制,动力计算的振动频率范围为 1 ~ 100 Hz,计算结果不包含 100 Hz 以上的成分;实际测试中包含 100 Hz 以上的成分,而高频成分(100 Hz 以上)在振动传播过程中衰减较快,对地表的影响相对较小。

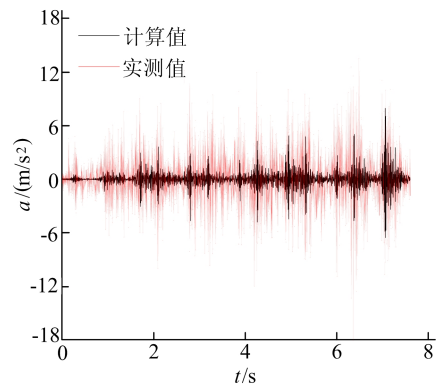


图 5 道床加速度计算结果与测试结果对比

2.3.4 静偏应力和动偏应力计算结果

对模型施加土体和结构自重及水压力进行线性静力分析,整体模型的静偏应力分布云图如图 6 所示。由图 6 可知,地表土体的初始静偏应力水平为 15.59 kPa。

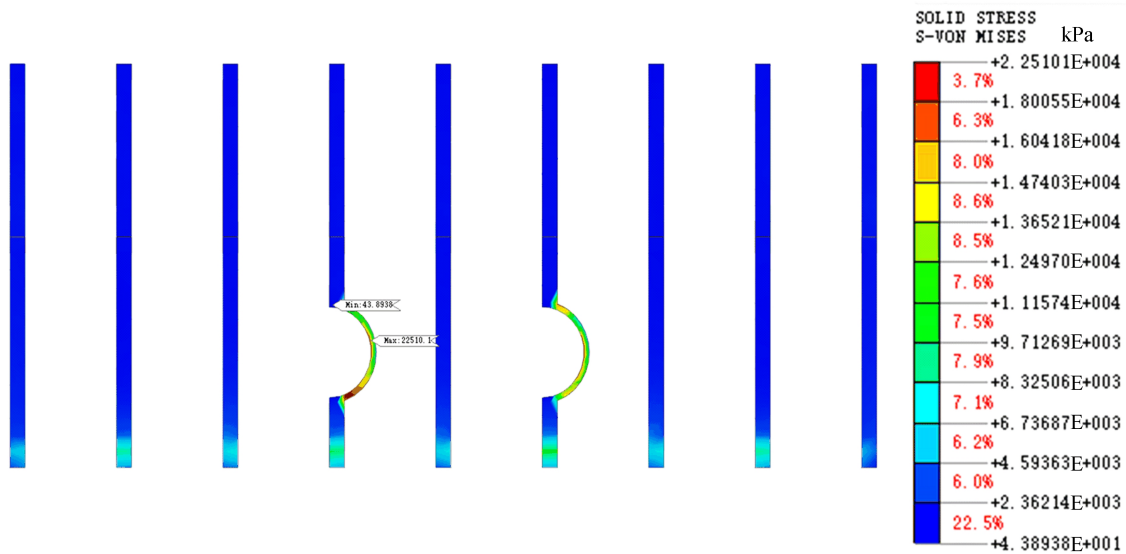


图 6 静偏应力分布云图

静力分析后,对计算模型施加列车动荷载进行动力分析,整体模型动偏应力分布云图如图 7 所示。

由图 7 可知:地表土体的最大动偏应力为 6.03×10^{-2} kPa;而隧道结构的最大动偏应力则远大于土体的最大动偏应力,为 1.60×10^2 kPa。

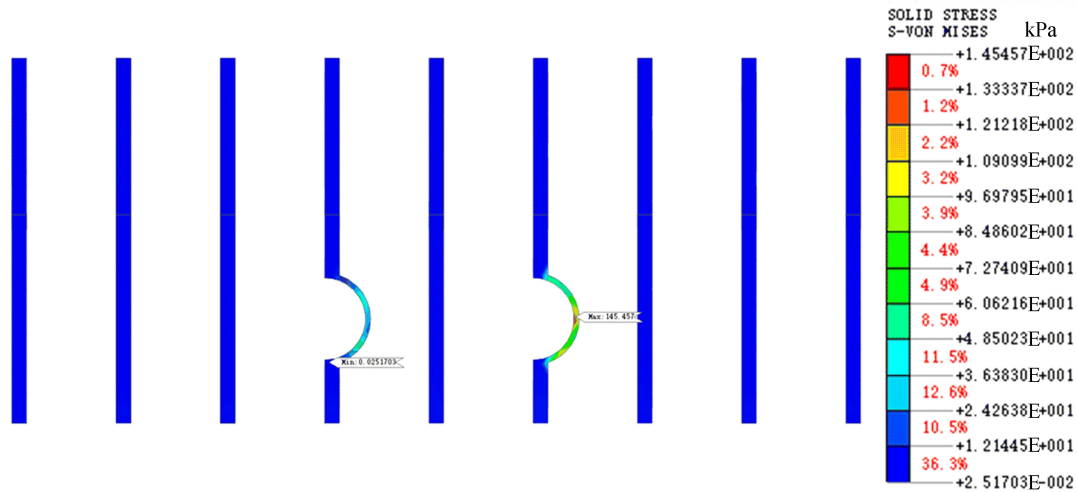


图 7 动偏应力分布云图

3 累积沉降结果与分析

由于干渠为混凝土结构,其厚度较小且强度较大,在列车循环荷载作用下产生的累积残余应变较小,在计算中仅考虑地铁结构上部及附近土体在列车动荷载作用下,土体累积塑性应变引起的地层累积沉降,忽略干渠结构自身变形引起的沉降^[17]。

将 2.3 节数值结果中提取的单元内最大初始静偏应力 q_s 、最大动偏应力 q_d 代入式(5),计算土体内每个单元的的静强度 q_f ,并通过式(6) 计算不同循环荷载作用频次下,干渠中心线方向各测点地表累积沉降,循环荷载作用频次 N 取列车运行频次。

右侧隧道单线运行下,9 个测点累积沉降量如图 8 所示。

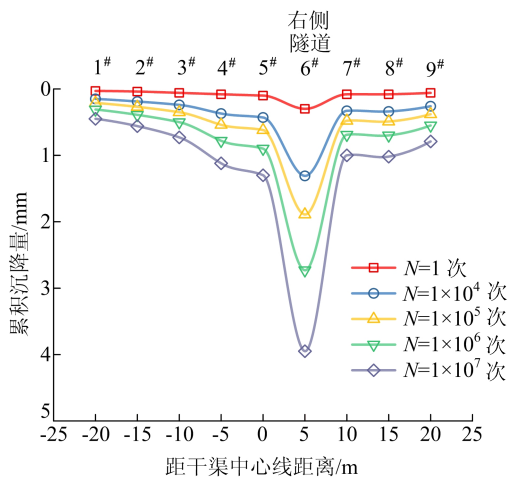


图 8 右侧隧道单线运行下地表累积沉降与 N 的关系曲线

图 8 中:0 m 处是干渠中心线位置,也是左右

线隧道中心位置;5 m 处是右线行车隧道位置,其正上方地表为测点 6#; -5 m 处是左线行车隧道位置,其正上方地表为测点 4#。

从图 8 可以看出:无论 N 多大,行车隧道正上方地表测点 6# 的沉降最大;其余测点中,与隧道正上方测点 6# 的距离越大,相应测点的地表沉降越小。

右侧隧道单线运行下,隧道正上方地表测点 6# 累积沉降量与 N 的关系如图 9 所示。

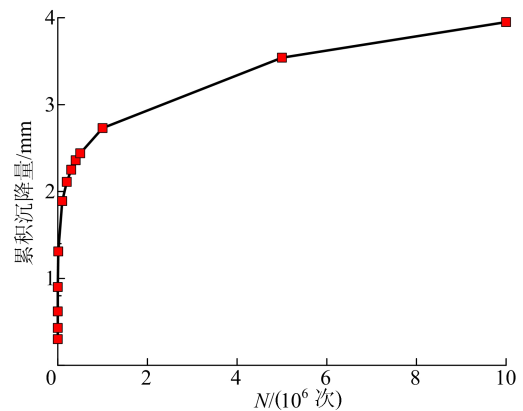


图 9 单线运行下地表测点 6# 累积沉降与 N 的关系曲线

从图 9 可以看出,随着 N 增加,土层沉降不断增加。当 $N = 10^4$ 次时,累积沉降为 1.31 mm;当 $N = 10^6$ 次时,累积沉降达到 2.73 mm;当 $N = 10^7$ 次时,累积沉降达到 3.95 mm。列车运行 10^4 次时的沉降量约为 10^6 次累积沉降的 1/2,约为 10^7 次累积沉降的 1/3,由此可以看出,在地铁行车荷载作用初期,土层的沉降增长较快,沉降速率随着 N 增加而逐渐变缓。

列车双线运行下,9 个测点累积沉降量如

图 10 所示。

从图 10 可以看出,地表沉降沿干渠中心线距离的分布规律及在循环荷载作用下的发展趋势,与单线运行时的沉降规律基本一致,均表现为行车隧道正上方地表沉降最大,且随着到隧道正上方测点距离的增加而减小。

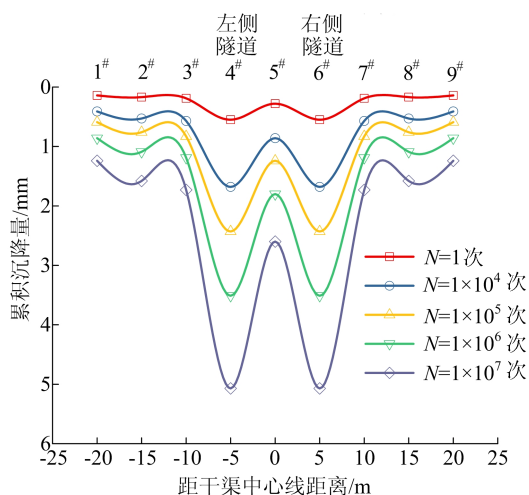


图 10 双线运行下地表累积沉降与 N 的关系曲线

双线运行下,隧道正上方地表测点 6# 累积沉降与 N 的关系曲线如图 11 所示。

从图 11 可以看出:当 $N = 10^4$ 次时,干渠最大累积沉降量为 1.68 mm;当 $N = 10^6$ 次时,累积沉降达 3.51 mm;当 $N = 10^7$ 次时,累积沉降达 5.07 mm;而土层沉降的增速基本与单线运行时的规律一致。另外,通过图 8 ~ 图 11 对比地表沉降程度,发现双线运行下,各测点的地表沉降值均更大,地表最大沉降值超过 5.00 mm,而单线运行最大地表沉降值为 3.95 mm,是双线运行地表沉降的 78.3%,这主要是由于双线运行下,行车振动荷载更大所致。

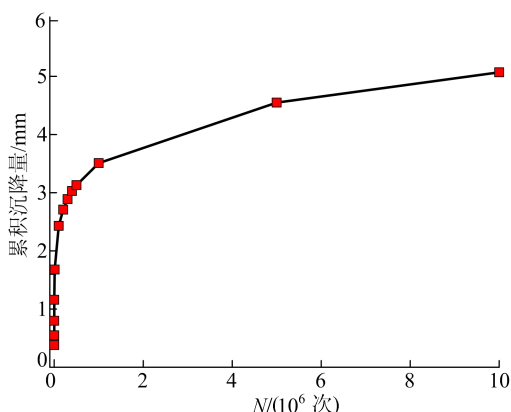


图 11 双线运行下地表测点 6# 累积沉降与 N 的关系曲线

4 结 论

本文以地铁列车下穿南水北调干渠工程为例,研究长期地铁行车荷载作用下,粉土层的动力响应及累积沉降特性。首先采用室内循环三轴试验分析地铁列车荷载作用下郑州粉土的动力特性;然后依据试验获得的土体累积应变结果,确定 Chai-Miura 模型土体计算参数,并建立和验证隧道-土体-干渠结构三维动力学数值计算模型,获得 Chai-Miura 模型初始应力参数;最后基于 Chai-Miura 模型分析长期列车振动荷载作用下南水北调干渠累积沉降特性,所得主要结论如下:

1) 郑州地铁-干渠交叉工程区粉土层的塑性累积变形发展趋势均为典型的“稳定型”,与土体类型及动应力水平关系不大,但累积塑性应变值受动应力影响显著,25 kPa 的动应力水平为土体累积塑性变形发展的突变点。

2) 地铁列车长期运行会使南水北调干渠产生累积沉降,干渠最大沉降均发生在隧道正上方,单线运行 10^7 次(约为 100 a)后产生的累积沉降量约为 3.95 mm;双线运行 10^7 次后产生的累积沉降量约为 5.07 mm。

3) 单、双线运行时的地表沉降分布规律类似,均沿着到隧道中心线的距离增加而减小,且累积变形均主要发生在地铁列车运行前期;长期列车振动荷载作用下,累积沉降逐渐趋于稳定。

4) 南水北调干渠在地铁列车长期运行振动荷载作用下所产生的累积附加沉降量整体不大,列车运行对干渠变形的影响较小;鉴于南水北调中线工程安全的极端重要性,地铁在穿越中线总干渠时,应尽量使用减振道床,以最大程度降低列车长期运行荷载对渠道累积变形的影响。

[参 考 文 献]

- [1] 中国城市轨道交通协会. 2022 年中国内地城轨交通线路概况[J]. 城市轨道交通, 2023(1): 10-11.
- [2] 邵迅,姚华彦,张振华,等. 合肥地铁盾构隧道下穿河道施工数值模拟分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2017, 40(1): 95-100.
- [3] 陈仁朋,王志腾,吴怀娜,等. 基于 FAHP 法和区间数改进 TOPSIS 法的盾构隧道下穿建筑物风险评估[J]. 上海交通大学学报, 2022, 56(12): 1710-1719.
- [4] 易领兵,杜明芳,孟旭央,等. 地铁深基坑施工对超近距互通式立交桥基础变形的影响[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2022, 45(6): 785-792.
- [5] 任华平,刘希重,宣明敏,等. 循环荷载作用下击实粉土累积

- 塑性变形研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(4): 1045-1055.
- [6] 李亚峰, 聂如松, 李元军, 等. 间歇性循环荷载下路基细粒土填料永久变形特性及预测模型[J]. 岩土力学, 2021, 42(4): 1065-1077.
- [7] 唐益群, 张曦, 叶为民, 等. 地铁列车振动荷载作用下土体的动力特性和动强度研究[J]. 工程地质学报, 2004, 12(增刊 1): 98-101.
- [8] 唐益群, 李珺, 刘莎, 等. 地铁列车荷载作用下淤泥质黏土累积特性的试验研究[J]. 工程地质学报, 2011, 19(4): 460-466.
- [9] 黄茂松, 钟辉虹, 李永盛. 天然状态结构性软黏土的界面弹塑性模型[J]. 水利学报, 2003(12): 47-52.
- [10] 刘强, 施成华, 彭立敏, 等. 高速列车振动荷载下立体交叉隧道结构动力响应分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2013, 36(9): 1082-1087.
- [11] 黄茂松, 刘莹. 基于非线性运动硬化模型的饱和黏土桩基础竖向循环弱化数值分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(12): 2170-2178.
- [12] 魏星, 黄茂松. 天然结构性黏土的各向异性界面模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(8): 1224-1229.
- [13] 钟辉虹, 黄茂松, 吴世明, 等. 循环荷载作用下软黏土变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 629-632.
- [14] 黄茂松, 姚兆明. 循环荷载下饱和软黏土的累积变形显式模型[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 325-331.
- [15] YANG Y B, HUNG H H. A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1997, 40(20): 3729-3747.
- [16] CHAI J C, MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(11): 907-916.
- [17] 周神根. 铁路路基设计动荷载研究[J]. 路基工程, 1996(5): 6-11.
- [18] 刘涛. 列车荷载作用下黄土地区隧道振动响应分析与运营沉降研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2017.
- [19] 马龙祥, 赵瑞桐, 甘雨航, 等. 车型及编组对地铁运营诱发环境振动的影响研究[J]. 振动与冲击, 2019, 38(11): 24-30.
- [20] 尹松, 孔令伟, 杨爱武, 等. 循环振动作用下残积土动力变形特性试验研究[J]. 振动与冲击, 2017, 36(11): 224-231.
- [21] LI D Q, SELIG E T. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1994, 120(6): 939-957.
- [22] 朱瑶宏, 刘干斌, 谢琦峰, 等. 考虑温度效应软黏土累积塑性应变模型及验证[J]. 地震工程学报, 2019, 41(4): 901-907.
- [23] MONISMITH C L, OGAWA N, FREEME C R. Permanent deformation characteristics of subsoil due to repeated loading[J]. Transportation Research Record, 1975(537): 1-17.
- [24] 路德春, 郝文磊, 吴春玉, 等. 下穿隧道对地铁车站结构地震反应的影响研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2022, 42(3): 445-453.
- [25] 陈国兴, 战吉艳, 刘建达, 等. 远场大地震作用下深软场地设计地震动参数研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(9): 1591-1599.
- [26] 刘晶波, 王振宇, 杜修力, 等. 波动问题中的三维时域粘弹性人工边界[J]. 工程力学, 2005, 22(6): 46-51.
- [27] 丁德云. 地铁列车振动环境响应低频特征的分析与研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2010.

(责任编辑 张淑艳)

(上接第 1670 页)

- [6] TI C L, LIU Y H, LIN T H. A 2.4-GHz fractional-N PLL with a PFD/CP linearization and an improved CP circuit [C]//International Symposium on Circuits and Systems (ISCAS). [S. l.]: IEEE, 2008: 1728-1731.
- [7] 吴炎辉, 张孝勇, 王兰, 等. 一种应用于锁相环的线性化电荷泵电路[J]. 微电子学, 2021, 51(4): 505-510.
- [8] HSIEH P Y, SHU S Y, YANG C Y. A spursuppression technique for frequency synthesizer with pulse-width to current conversion[C]//Proceed IEEE ISCAS. [S. l.]: IEEE, 2019: 1-2.
- [9] LIN T H, TI C L, LIU Y H. Dynamic current-matching C-charge pump and gated-offset linearization technique for delta-sigma fractional-N PLLs[J]. IEEE Transactions on Circuits & Systems, 2009, 56(5): 877-885.
- [10] 李海波. 高电源抑制能力的锁相环设计[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2021.
- [11] 王丽. CMOS 快速锁定锁相环的研究与设计[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2015.
- [12] BAKER R J. CMOS circuit design, layout, and simulation[M]. New Jersey: IEEE Press, 2019: 347-356.

(责任编辑 张 镛)