

DOI:10.20035/j.issn.1671-2668.2023.01.017

深基坑支护结构受力与变形数值模拟及影响因素分析

史豪杰, 张泽辉, 张志同

(中交一公局 第四工程有限公司, 广西 南宁 530033)

摘要: 深基坑支护结构的受力、变形与其结构形式、尺寸、施工工艺及土层性质等因素有关。

文中以深圳公常路下穿改造工程 K1+800—930 段基坑工程为例, 采用弹性支点法, 通过数值分析并与现场实测结果进行对比, 分析支护桩长度、直径及间距等支护结构参数对支护桩桩身弯矩、水平位移的影响。结果表明, 随着支护桩长度和直径的增加, 桩身水平位移和弯矩减小, 相对而言, 桩长和桩径对桩身水平位移的影响较大, 对桩身最大弯矩的影响较小; 随着桩间距的增大, 支护桩桩身水平位移和最大正、负弯矩均增大。

关键词: 公路; 深基坑; 支护结构; 受力; 变形**中图分类号:** U416.1**文献标志码:** A**文章编号:** 1671-2668(2023)01-0086-05

基坑工程涉及的学科和专业领域非常多, 如果控制不当很容易产生安全事故, 如何监测并及时反馈基坑支护结构的内力、位移及对周边环境的影响对于基坑工程的安全施工非常重要^[1-3]。已有许多学者针对实际工程中深基坑的开挖与支护展开了理论、试验和数值模拟研究, 如武进广通过数值模拟对粉砂土深基坑支护结构(灌注桩和地下连续墙)的受力特性及变形规律进行了研究^[4]; 周小娟对深基坑双排桩的受力与变形进行了数值模拟研究^[5]; Chen A. X. 等从结构安全稳定性及成本效益方面对比分析了深基坑中不同支护方式的优劣^[6]。目前主要采用数值模拟、模型试验或现场监测相结合的方法对基坑围护结构及支撑体系的受力、变形及相关影响进行研究, 而实际工程中基坑支护体系内力与位移随施工进度不断变化^[7-10]。为进一步分析施工过程中基坑围护结构体系的受力与变形变化, 本文以深圳公常路下穿改造工程 K1+800—930 段基坑为例, 采用弹性支点法, 分析基坑围护桩长度、直径、间距等参数对基坑支护体系受力与变形的影响。

1 工程概况

公常路中山大学深圳校区段下穿改造工程 K1+800—930 段位于深圳市光明区新湖街道, 全长 130 m。地面和地下道路均为双向六车道, 地面道路设计速度为 40 km/h, 地下道路设计速度为 50

km/h。所在场地的原始地貌为残丘坡地及冲积洼地, 后经人工挖填改造为现状公常路。基坑场地地层由上至下主要为人工填土、中砂、砂质黏性土、全风化混合花岗岩、土状强风化混合花岗岩、块状强风化混合花岗岩, 整体地势较平坦。地下水位为 2.0~4.0 m。经勘察与取样分析, 周边地下水对支护结构中钢筋混凝土具有微腐蚀性^[11]。

该段基坑开挖宽度为 29 m, 开挖深度为 17.5 m, 采用明挖法施工。基坑支护采用围护桩, 为桩径 1 000 mm、桩间距 1 400 mm 的钻孔灌注桩, 并在围护桩的外侧设置直径为 800 mm 的高压旋喷桩, 通过桩与桩之间的交错咬合来止水。支护桩由上至下设四道内支撑, 分别为混凝土支撑、钢支撑、钢支撑及钢换撑, 其水平间距分别为 9 m、3 m、3 m 和 6 m。为保证内支撑的稳定性, 在基坑中间每隔 12 m 设一道 520 mm×520 mm 钢格构立柱, 它为直径 1 000 mm 的钻孔灌注桩。

2 深基坑支护结构计算模型

2.1 基本假定

为简化计算分析, 建立简化计算模型。建模时做如下假定: 1) 岩土材料均基于莫尔—库伦强度准则, 且按大应变模型进行计算; 2) 基坑顶面地表及坑外各岩土层均为均质的同性体; 3) 土层和结构材料的应力、应变均符合弹塑性变形规律, 初始地应力

场根据自重力生成;4) 基坑开挖过程中,围护结构外侧土体的物理力学特性指标均保持不变;5) 采用均质的线弹性体模拟围护结构,即假定围护结构的受力与变形保持为线性变化关系;6) 支护结构与土体间完全连续接触,支撑体系与支护桩之间的接触为完全连续的铰接。

2.2 模型参数及边界条件

根据工程实际情况及工程地质勘察报告确定相关参数,沿工程路线方向横截面建立二维计算模型。该基坑计算截面开挖深度为 17.5 m,宽度为 29.0 m。由于平面对称,取一半进行建模分析。基坑由上至下设置三道支撑,第一道支撑为钢筋混凝土支撑,第二道支撑为钢支撑,第三道支撑为钢支撑,各支撑到地表的距离分别为 0.4 m、6.4 m、12.6 m。基坑外设置作用长度为 7.0 m 的地面超载,其值为 34 kPa。考虑地下水影响,根据现场情况,坑外地下水位设为 2.5 m,基坑内根据开挖深度进行降水,保证坑内地下水位始终为开挖面以下 1.0 m。支护结构采用 C30 混凝土,其抗压强度标准值为 20.1 MPa,抗拉强度标准值为 2.01 MPa,弹性模量为 3×10^4 MPa,剪切模量为 1.2×10^4 MPa。纵向钢筋采用

HRB400,剪力筋采用 HPB300。考虑模型的边界效应,对基坑左右边界设置水平位移约束,底边界为固定端,上边界为自由端。基坑计算模型见图 1,各土层参数见表 1。

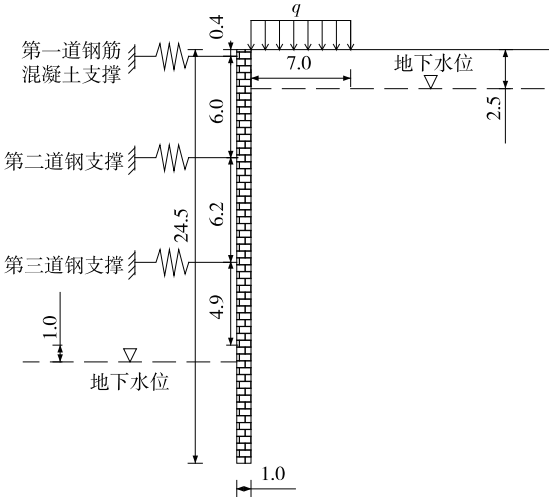


图 1 基坑计算模型(单位:m)

2.3 计算工况

根据基坑施工情况进行模拟,基坑数值模拟计算工况见表 2。

表 1 岩土材料参数

土层名称	土层厚度/m	天然重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	饱和重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	内摩擦角/($^\circ$)	黏聚力/kPa	地基抗力比例系数 $m/(\text{MN} \cdot \text{m}^{-4})$
人工填土	4.5	18.3	18.6	12	8	2.48
中砂	4.4	19.5	20.0	30	—	15.00
砂质黏性土	5.6	18.5	18.9	22	22	9.68
全风化混合花岗岩	6.5	19.0	19.3	26	20	12.92
土状强风化混合花岗岩	5.4	20.0	20.4	32	38	16.48
块状强风化混合花岗岩	10.0	21.5	21.8	33	45	21.78

表 2 计算工况

工况编号	施工内容
1	开挖至地面以下 1.4 m
2	加第一道混凝土支撑
3	开挖至地面以下 10.4 m
4	加第二道钢支撑
5	开挖至地面以下 13.6 m
6	加第三道钢支撑
7	开挖至坑底(地面以下 17.5 m)

3 深基坑支护结构分析理论

深基坑工程数值模拟计算中,常用计算方法有

等值梁法、弹性支点法和有限元法等,其中弹性支点法应用范围最广、成熟度较高,也是 JGJ 120—2012《建筑基坑支护技术规程》推荐使用的计算方法^[12]。K1+800—930 段基坑分析中采用弹性支点法。

弹性支点法将支护结构简化为竖向放置的弹性地基梁,根据弹性地基梁法的不同边界条件和变形方程分段列出支护结构的挠曲微分方程^[13]。在水平荷载和弯曲荷载作用下,坑底以下桩身产生挠曲变形,使桩身周围的土产生连续的水平阻力。该方法忽略桩身挠度引起的竖向摩阻力,只考虑土体自身的水平摩阻力。以桩身微体为基本单元进行分析,有:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_y b_0 = 0 \quad (1)$$

式中: E 为围护桩的弹性模量; I 为围护桩的惯性矩; y 为桩身的水平位移; z 为支护结构顶部至计算点的距离; K 为土的水平基床系数; b_0 为桩的计算宽度。

按 m 法进行计算时, $K = mz$, 得到悬臂支护结构的挠曲微分方程:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + mzyb_0 = 0 \quad (2)$$

根据式(2)可得到不同开挖深度 h_n 下支护结构的挠曲微分方程。基坑开挖面以下($z > h_n$)支护结构的挠曲微分方程为:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + mb_0(z - h_n) - e_{aik} b_s = 0 \quad (3)$$

式中: e_{aik} 为基坑外侧水平荷载标准值; b_s 为侧向土压力计算宽度。

基坑开挖面以上($0 \leq z \leq h_n$)支护结构的挠曲微分方程为:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - e_{aik} b_s = 0 \quad (4)$$

支护结构为圆形桩, $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$, 根据平衡方程得弯矩与内力的计算公式分别为:

$$M_c = h_{mz} \sum E_{mz} - h_{az} \sum E_{az} \quad (5)$$

$$V_c = \sum E_{mz} - \sum E_{az} \quad (6)$$

式中: h_{mz} 为合力 E_{mz} 作用点至计算截面的距离; $\sum E_{mz}$ 为计算截面以上基坑内侧各层土体的弹性抗力 $mb_0(z - h_n)y$ 的合力之和; h_{az} 为合力 $\sum E_{az}$ 作用点至计算截面的距离; $\sum E_{az}$ 为计算截面以上基坑外侧各土层的水平荷载标准值 $e_{aik} b_s$ 的合力之和。

4 深基坑围护桩受力和变形分析

由于工况 2、工况 4 和工况 6 为设置支撑的工况, 支护结构承受的水土压力和地面超载没有变化, 支护结构的弯矩和水平位移变化与前一工况基本相同, 只对工况 3、工况 5 和工况 7 3 种开挖深度较大的工况下支护桩桩身弯矩和桩身水平位移进行分析。桩身水平位移中, “-”表示桩体向基坑内侧变形, “+”表示桩体向基坑外侧变形。

4.1 围护桩长度的影响分析

通过计算, 得到不同长度支护桩桩身弯矩与水平位移, 并与现场实测值进行对比, 结果分别见图 2 和图 3。

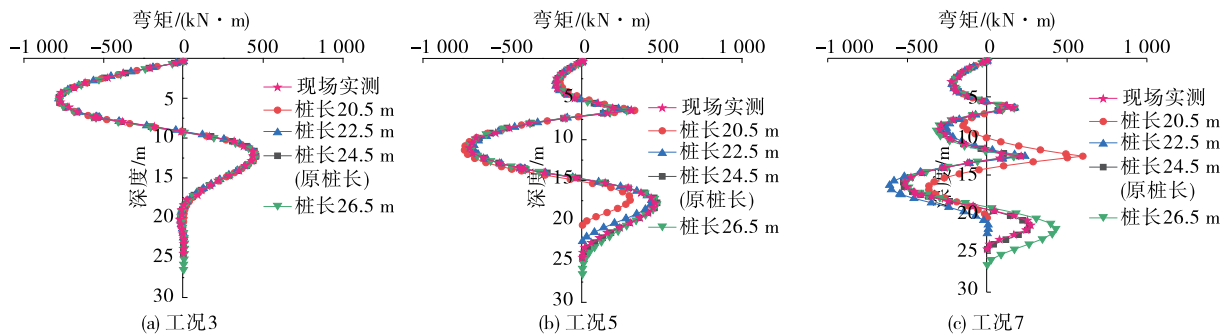


图 2 不同桩长时支护桩桩身弯矩

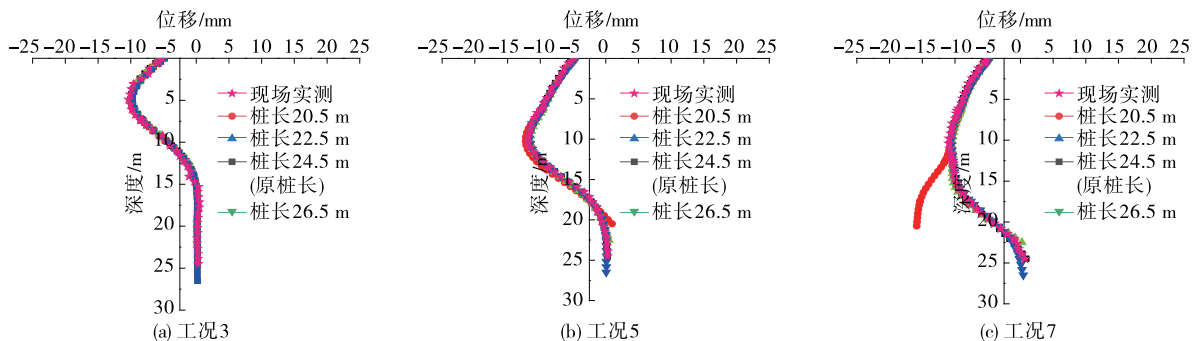


图 3 不同桩长时支护桩桩身水平位移

由图 2 可知: 不同长度支护桩的桩身弯矩变化趋势基本相同, 随着开挖深度的增加, 不同长度支护

桩的桩身最大弯矩差值逐渐增大。工况3下,不同长度支护桩桩身弯矩分布近乎一致。工况5下,长度为20.5 m的支护桩的最大负弯矩发生在第二道内支撑与第三道内支撑中间位置,为 $-738.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$,明显大于其他长度较大的支护桩。工况7下,基坑开挖至坑底,长度为20.5 m的支护桩的正弯矩最大,为 $599.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$;长度为22.5 m的支护桩的负弯矩最大,为 $-612.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。可见,桩长增加并不能保证支护桩在施工过程中承受的最大弯矩减小,桩长过大或过小都可能使支护桩的最大弯矩增大。现场实测支护桩桩身弯矩变化与数值模拟计算结果基本吻合,说明建立的数值模型符合现场实际情况,模型可靠。

由图3可知:随着开挖深度的增加,支护桩的最大水平位移位置逐渐向桩身中部移动。在各开挖工

况中,支护桩的水平位移呈现中间大、两端小的特征,这是因为桩顶的内支撑和开挖面以下的土体均限制了桩体的水平位移,桩身变形呈S形发展。工况3和工况5下,不同长度支护桩的位移变化差别较小;工况7下,长度为20.5 m的支护桩在第二道支撑以下的桩身水平位移变化量远大于其他长度支护桩,桩底的水平位移最大,为17.8 mm,支护桩可能产生了踢脚失稳破坏。

综上,支护桩长度增大可减少桩体的水平位移,限制桩体变形,但当桩长达到一定临界值后,继续增大桩长对桩体水平位移的限制作用逐渐减小。

4.2 桩径的影响分析

不同直径支护桩在施工过程中的弯矩、水平位移变化分别见图4和图5。

由图4可知:随着开挖深度的增加,支护桩桩身

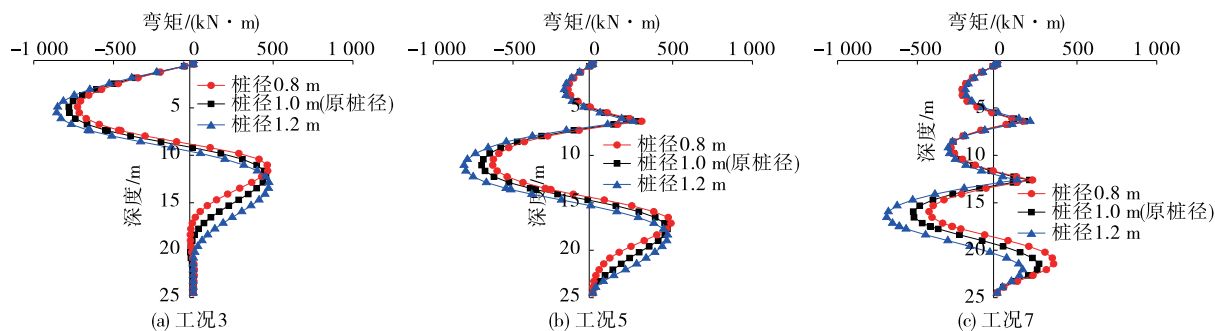


图4 不同桩径支护桩的桩身弯矩

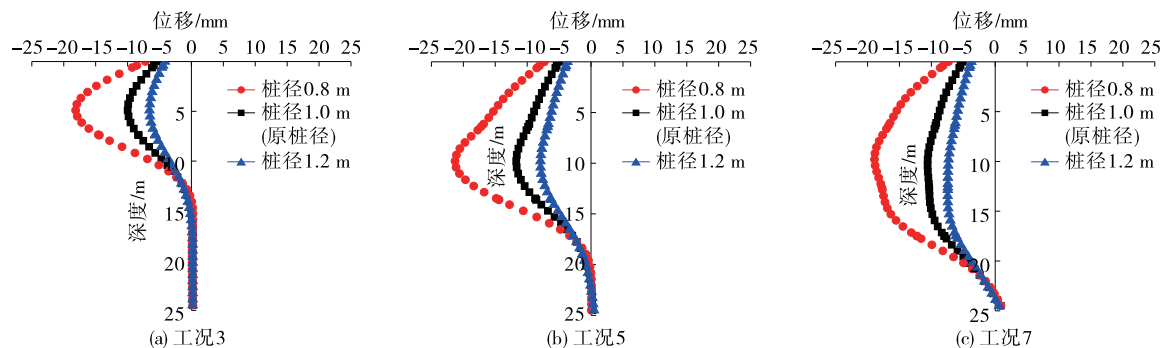


图5 不同桩径支护桩的水平位移

最大弯矩位置由开挖面逐渐向桩底移动。随着支护桩直径的增大,各开挖工况中支护桩桩身最大负弯矩绝对值逐渐增大。工况5下,长度为1.2 m的支护桩桩身最大负弯矩为 $-806.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$,比长度为0.8 m的支护桩桩身最大负弯矩绝对值增加179.8 $\text{kN} \cdot \text{m}$;工况7下,长度为1.2 m的支护桩桩身最大负弯矩为 $-692.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$,比长度为0.8 m的支护桩桩身最大负弯矩绝对值增加266.5 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

由图5可知:随着支护桩直径的增大,桩体刚度

逐渐增大,支护桩的最大水平位移逐渐减小。受内支撑和桩体嵌固在土体中的约束作用,支护桩变形呈中间大、两端小的特征。支护桩直径小于某一临界值(1.0 m)时,桩径的减小会使支护桩的最大水平位移显著增加;支护桩直径大于这一临界值时,继续增大桩径,桩体的最大水平位移略有减小。

4.3 桩间距的影响分析

不同桩间距下支护桩的弯矩、水平位移变化分别见图6和图7。

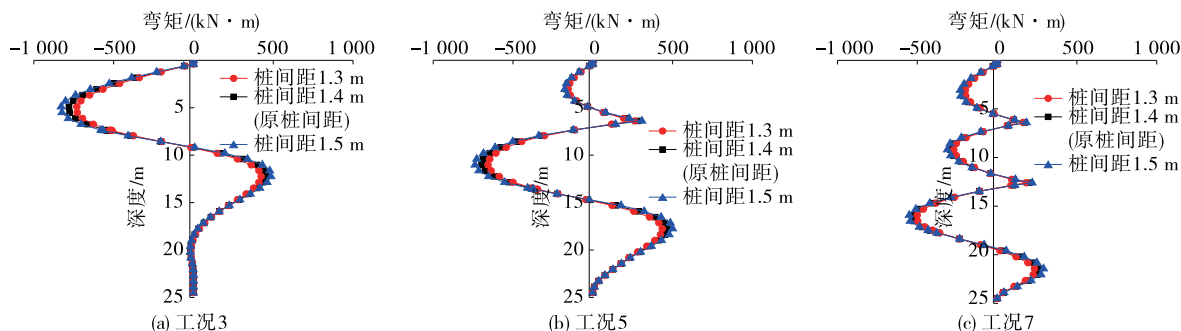


图6 不同桩间距下支护桩的桩身弯矩

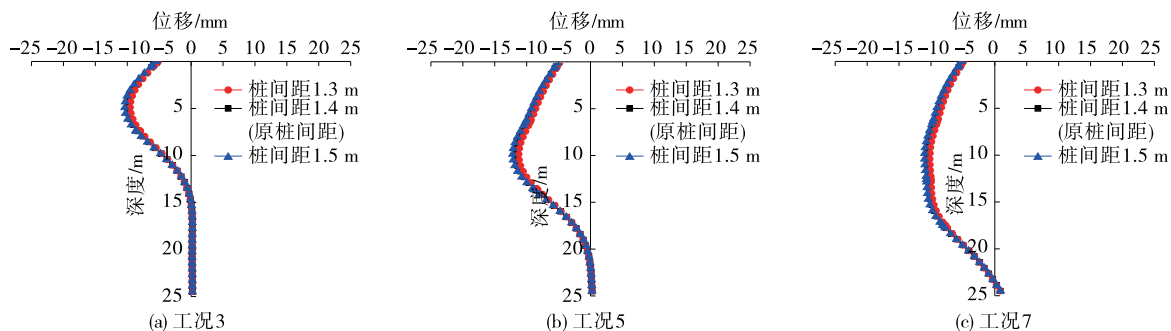


图7 不同桩间距下支护桩的水平位移

由图6、图7可知:工况3、工况5和工况7下,随着支护桩间距的增大,支护桩桩身正、负最大弯矩和最大水平位移逐渐增大;不同桩间距下,除支护桩的最大弯矩和最大水平位移有所不同外,其余数值非常接近。

综上,在基坑施工过程中,支护桩间距增大或减小只会影响支护桩桩身最大弯矩和最大水平位移,对支护桩桩身弯矩和水平位移变化趋势的影响很小。

5 结论

通过对公常路中山大学深圳校区段下穿改造工程K1+800—930段基坑开挖支护施工的计算分析,得出以下主要结论:

(1) 围护桩长度和直径是影响桩身水平位移的主要因素,增大桩长或桩径均可在一定程度上减少桩身水平位移,但对桩身最大弯矩的改善不明显。

(2) 随着支护桩直径的增大,桩身刚度逐渐增大。虽然增大桩径会导致桩身最大正、负弯矩有所增大,但因同时增大了围护桩的抗弯能力,桩身抗弯承载力满足要求。

(3) 虽然增大支护桩间距会导致桩身最大弯矩和最大水平位移均增大,但桩间距对支护桩内力与位移的影响较小。

参考文献:

- [1] 魏纲,华鑫欣,虞兴福.杭州某地铁车站深基坑开挖施工监测分析[J].武汉大学学报(工学版),2016,49(6):917—923+936.
- [2] 陈昆,闫澍旺,张智,等.不同内支撑支护体系对深基坑开挖变形的影响分析[J].天津大学学报(自然科学与工程技术版),2017,50(S1):1—6.
- [3] 卓宗琪,蔡磊,彭川海.混合配筋预制工字桩在高灵敏度软土深基坑设计中的应用与分析[J].工程勘察,2020,48(11):24—29.
- [4] 武进广.粉砂土深基坑支护结构受力变形特性分析[J].铁道工程学报,2013,30(5):91—96.
- [5] 周小娟.深基坑双排桩支护体系及土体受力变形分析[J].人民长江,2017,48(13):58—63.
- [6] CHEN A X, WANG Q, CHEN Z D, et al. Investigating pile anchor support system for deep foundation pit in a congested area of Changchun[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2021, 80(2): 1125—1136.
- [7] 付顺义.杭州紫之隧道南口明挖段深基坑监测分析[J].浙江建筑,2017,34(1):37—41.
- [8] 詹晓波.深基坑逆作法设计与施工技术[D].杭州:浙江大学,2019.
- [9] 戴清峰,谭宇,黄涛,等.中风化岩超深基坑“两墙合一”地下连续墙设计研究与实践[J].建筑结构,2020,50(20):133—137+117.

(下转第94页)

明显裂缝产生。

4 结论

(1) 超薄罩面由于加铺层厚度显著减小,其受力情况与普通路面加铺层存在明显差异,在外部荷载及环境作用下,其水平方向的剪切应力和垂直方向的拉应力都较显著,且高温与荷载耦合作用明显。

(2) 在进行超薄罩面层间黏结性能检测时,应同时进行水平和垂直荷载作用下黏结强度检测,并考虑加铺层自身黏结能力和温度稳定性(尤其是高温稳定性)。推荐通过扭剪黏结强度试验和拉拔试验,采用黏层材料 60℃ 动力黏度、面层沥青混合料动稳定度等指标进行超薄罩面层间黏结性能检测。

(3) 实际工程应用表明,薄罩面层黏结层具有较好的扭剪黏结强度和拉拔强度,黏结层和加铺层具有良好的高温性能,超薄罩面层间黏结性能良好。

参考文献:

[1] 徐鸥明,曹志飞,李明月,等.超薄罩面沥青混凝土应用

与发展综述[J].中国科技论文,2020,15(4):425—431.

[2] CHEN D H, SCULLION T. Very thin overlays in texas [J]. Construction and Building Materials, 2015, 95: 108—116.

[3] 刘红坡,邱延峻.基于层间状态的沥青路面结构响应分析[J].路基工程,2008(1):34—35.

[4] 吴玉,蒋鑫,梁雪娇,等.轮载作用下典型沥青路面结构力学行为分析[J].西南交通大学学报,2017,52(3): 563—570.

[5] 柯能信.基于 FWD 旧沥青路面加铺层设计方法研究[J].中外公路,2021,41(3):30—35.

[6] 中交路桥技术有限公司.公路沥青路面设计规范: JTG D50—2017[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2017.

[7] 黄晚清,游宏,曹明明.层间黏结和模量衰减对路面加铺结构的影响[J].公路,2020,65(11):9—16.

[8] 牟压强,郭大进,马永,等.环氧沥青超薄罩面层间抗剪强度的影响因素研究[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2021,53(2):208—216.

收稿日期:2022—07—06

(上接第 85 页)

[11] LIU Z N, ZHANG R, LIU Z J, et al. Experimental study on swelling behavior and its anisotropic evaluation of unsaturated expansive soil [J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2021, 2021: 1—13.

[12] IKIZLER S B, VEKLI M, DOGAN E, et al. Prediction of swelling pressures of expansive soils using soft computing methods [J]. Neural Computing and Applications, 2014, 24(2): 473—485.

[13] 杨庆,焦建奎,栾茂田.膨胀岩土侧限膨胀试验新方法 与膨胀本构关系[J].岩土工程学报,2001,23(1): 49—52.

[14] ABBAS M F, ELKADY T Y, AL-SHAMRANI M A. Evaluation of strain and stress states of a compacted highly expansive soil using a thin-walled oedometer

[J]. Engineering Geology, 2015, 193: 132—145.

[15] 刘祖德,王园.膨胀土浸水三向变形研究[J].武汉水利电力大学学报,1994,27(6):616—621.

[16] AVSAR E, ULUSAY R, SONMEZ H. Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay [J]. Engineering Geology, 2009, 105(1—2): 24—31.

[17] 张颖钧.三向胀缩特性仪的研制[J].路基工程,1990 (5):53—58.

[18] 谢云,陈正汉,孙树国,等.重塑膨胀土的三向膨胀力 试验研究[J].岩土力学,2007,28(8):1636—1642.

[19] 秦冰,陈正汉,刘月妙,等.高庙子膨润土 GMZ001 三 向膨胀力特性研究[J].岩土工程学报,2009,31(5): 756—763.

收稿日期:2022—02—21

(上接第 90 页)

[10] 俞晓,宋雷.空间效应下不规则深基坑的支护体系变形 分析[J].武汉科技大学学报,2020,43(5):384—389.

[11] 深圳市勘察研究院有限公司.公常路中山大学深圳校 区段下穿改造工程岩土工程详细勘察报告[R].深圳: 深圳市勘察研究院有限公司,2018.

[12] 中国建筑科学研究院.建筑基坑支护技术规程: JGJ 120—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.

[13] 郑毅,施鑫竹.对弹性支点法的认识[J].有色金属设计,2016,43(3):34—37.

收稿日期:2021—12—09