

软土地基新开河道挡墙水平位移影响研究

朱焱峰, 杨蔚为, 张雨剑

(上海市水利工程设计研究院有限公司, 上海市 200056)

摘要: 挡土墙桩基水平位移计算是上海地区软土地基上水利水运工程挡墙设计的重要环节。常用的 m 法在实际使用过程中存在多项局限。在上海地区某实地开挖河道工程中, 为验证位移原因并计算最终位移量, 采用了 m 法和有限元两种方法。结果表明: 根据现行不同规范 m 值取值推荐进行计算, 结果差异较大。将有限元法计算结果与 m 法计算结果进行比较可以看出地质条件对于位移的影响效应方面有限元法与采用 m 法按照《地基基础设计标准》和《防汛墙工程设计标准》测算的结果较为接近, 但采用有限元法计算的墙顶累计水平位移值较采用 m 法计算的结果更大。

关键词: 水利工程; m 法; 软土地基; 水平位移; 河道工程

中图分类号: TV222

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)08-0147-05

0 引言

挡土墙桩基水平位移计算是上海地区软土地基上水利水运工程挡墙设计的重要环节, 其原理是桩基受土压力、水压力等侧向荷载影响发生水平变形, 促使桩周土发生相应变形产生抗力并最终达到平衡状态。水平荷载作用下桩基位移主要有五种计算方法: 弹性地基反力法、弹性理论法、极限平衡法、有限元法和 P - Y 曲线法^[1-8]。m 法是弹性地基反力法中的一种^[9], m 法和有限元法是目前水利水运工程行业计算挡土墙桩基水平位移、基坑围护水平位移方面运用较多的方法。

m 法计算方便、应用广泛但是局限性明显, 主要体现在四个方面: 一是 m 值与桩基水平位移值有关, 两者之间存在试算匹配的问题。一般认为当桩身泥面处水平位移不大于 10 mm 时可采用 m 法计算^[5], 因此在计算既定边界条件下结构较大水平位移时适用性不佳。例如, 某挡墙结构形式已经确定, 拟计算墙后较大超载影响下结构可能出现的较大水平变形。二是 m 值取值对于计算结果影响大, 但合理取值确定很大程度依赖于技术人员工程经验, 现行不同规范对于 m 值推荐取值差异较大, 同一规范对于同一类土体的 m 值推荐取值区间范围很大, 详见表 1 至表 3^[10-13]。而通过岩土实验确定 m 值的做法

又费事费力, 实际工程中很少使用。三是墙前土被动土压力对于水平位移控制的效应确定理论复杂, 尤其是高桩承台结构, 挡墙前沿三角区域被动土压力对于变形控制的有利影响往往结合技术人员经验考虑; 四是对于实地开挖河道无法考虑施工开挖速率的影响。

由于 m 法使用的局限性, 有限元法常常作为一种补充手段运用到实际工程中。对于 m 法和有限元法计算变形, 在工程技术领域开展了诸多研究。王旭东^[4]、黄力平等建立了一种建立在弹性反力法基础上的反分析方法, 反算了基坑工程的 m 值。曹邱林^[15]、许文婷等采用 m 法和有限元法计算了水闸工程桩基础水平位移; 于文华等^[16]采用有限元法计算了软土地基高桩承台结构桩基内力及变形; 田利勇等^[17]采用 Plaxis 有限元软件分析了 4 种不同挡墙结构的水平位移; 杨杰等^[18]建立了一种前板桩后方桩的承台结构模型并采用有限元法计算了桩基内力及变形。

上述研究均侧重于采用 m 法或者有限元法中的一种方法解决具体工程问题, 或采用两种方法研究水闸桩基问题, 同时采用两种方法研究上海地区软土地基上实地新开河道的挡墙水平位移并进行分析比较的相关研究很少。以上海地区某实地开挖河道工程为例, 由于地质条件以及施工等因素, 部分岸段挡墙结构出现水平位移。为验证位移原因并计算最终位移量, 采用了 m 法和有限元两种方法。通过计算分析, 验证了地质差异、施工速度 2 项因素对于水平位移的影响, 为后续提出处理措施提供了依据。

收稿日期: 2023-09-29

作者简介: 朱焱峰(1971—), 女, 本科, 高级工程师, 从事河海防汛除涝及水环境治理工作。

表1 文献[7]推荐的 m 值取值

地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
	m/(kN·m ⁴)	相应单桩在地面处水平位移/mm	m/(kN·m ⁴)	相应单桩在地面处水平位移/mm
淤泥;淤泥质土;饱和湿陷性黄土	2 000~4 500	10	2 500~6 000	6~12
流塑(IL>1)、软塑(0.75<IL≤1)状黏性土;e>0.9粉土;松散粉细砂;松散、稍密填土	4 500~6 000	10	6 000~14 000	4~8
可塑(0.25<IL≤0.75)、湿陷性黄土;e=0.75~0.9粉土;中密填土;稍密细砂	6 000~10 000	10	14 000~35 000	3~6
硬塑(0<IL≤0.25)、坚硬(IL≤0)状黏性土、湿陷性黄土;e<0.75粉土;中密的中粗砂;密实老填土	10 000~22 000	10	35 000~100 000	2~5
中密、密实的砾砂、碎石类土			100 000~300 000	1.5~3

表2 文献[8]推荐的 m 值取值

地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
	m/(kN·m ⁴)	相应单桩在地面处水平位移/mm	m/(kN·m ⁴)	相应单桩在地面处水平位移/mm
淤泥;淤泥质土	2 000~4 500	10	2 500~5 000	6
流塑(IL>1)、软塑(0.75<IL≤1)状黏性土;e>0.9粉土;松散粉细砂;松散填土	4 500~6 000	10	3 000~5 000	6
可塑(0.25<IL≤0.75)状黏性土;e=0.7~0.9粉土;稍密或中密填土、稍密细砂	6 000~10 000	10	5 000~10 000	6
硬塑(0<IL≤0.25)、坚硬(IL≤0)状黏性土;e<0.7粉土;中密的中粗砂;密实老填土	10 000~22 000	10	10 000~30 000	6
中密、密实的砾砂、碎石类土			30 000~80 000	6

表3 文献[6]和文献[9]推荐的 m 值取值 单位:kN/m⁴

地基土分类	m
流塑的黏性土	1 000~2 000
软塑的黏性土、松散的粉性土和砂土	2 000~4 000
可塑的黏性土、稍密~中密的粉性土和砂土	4 000~6 000
坚硬的黏性土、密实的粉性土、砂土	6 000~10 000
水泥搅拌桩加固置 8%≤水泥掺量≤12% 换率 25%	2 000~4 000
水泥掺量>12%	4 000~6 000

1 河道工程案例

1.1 工程概况

河道为实地开挖,拟建河道周边西岸为市政道路及厂房,东岸为林地。河道设计河口宽度 40 m,设计河底高程 -2.00 m,边坡 1:3,岸后地面高程东岸约为 5.00 m,西岸约为 6.00 m。河道西岸设计采用低桩承台结构,灌注桩基础,典型断面如图 1 所示。河道东岸设计采用高桩承台结构,预制桩基础,前排板桩后排方桩,典型断面图如图 2 所示。

拟建场地在勘察深度范围内揭露的地基土主要由填土、黏性土、粉性土及砂性土组成。典型剖面土

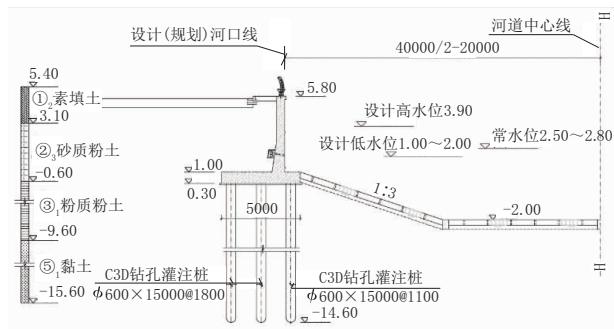


图1 西岸低桩承台结构典型断面图

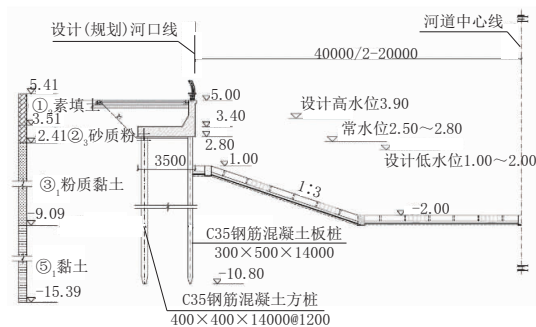


图2 东岸高桩承台结构典型断面图

层自上而下分别为①₁层杂填土、②₂层砂质粉土、③₃层粉质黏土以及⑤₅层黏土。土层物理力学参数详见表 4。

表4 土层物理力学参数表

土层号	土层名称	状态	重度 $r/(kN \cdot m^{-3})$	黏聚力 C/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
① ₁	杂填土	—	19.0	—	—
② ₃	砂质粉土	可塑	18.9	19.0	19.5
③ ₁	粉质黏土	流塑	17.9	14.0	16.5
⑤ ₁	黏土	软塑	17.6	14.0	14.5

1.2 现场实测水平位移

河道在施工开挖过程中发现岸后房屋局部开裂,开裂发生后开始加强挡墙位移监测,典型监测点位显示开裂情况发生后东岸高桩承台侧累计变形约为 29 mm,西岸低桩承台侧累计变形约为 28 mm,两岸位移均趋于收敛,详如图 3 和图 4 所示。为分析位移具体情况,亟需采用合适的方法开展下述两项工作:一是需要测算总的挡墙位移量。由于挡墙位移持续监测发生在房屋局部开裂发生后,开裂发生前已经发生的位移量未知,因此需要测算总的位移量以便指导确定应对措施。二是需要分析位移的影响因素。根据现场情况初步判断是由于两方面因素造成:(1)地质条件。经河道实际开挖及后期静力触探发现区域内分布的③₁层土强度较低,虽然地质勘察中定义为粉质粘土,但实际更接近于淤泥土。(2)开挖速度,河道开挖速度过快,土体内孔隙水压无法及时消散,造成土体有效应力显著降低。

2 挡墙位移计算研究

2.1 m 法水平位移计算

首先采用 m 法分析挡墙位移,按照 2 种工况分别计算挡墙位移:工况 1 为原设计情况,③₁层为粉

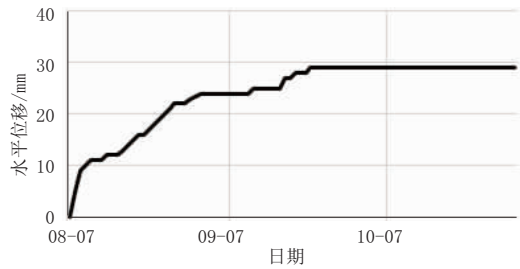


图3 房屋局部开裂发生后东岸高桩承台结构典型点位挡墙水平位移监测曲线

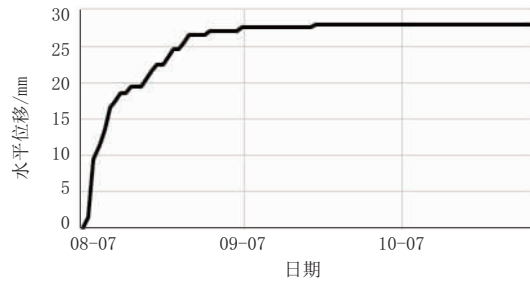


图4 房屋局部开裂发生后西岸低桩承台结构典型点位挡墙水平位移监测曲线

质黏土,流塑状。根据《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008),东岸挡墙采用预制方桩,m 值取 4 500 kN/m⁴,西岸挡墙为灌注桩,m 值取 6 000 kN/m⁴;根据文献[12],东岸挡墙采用预制方桩,m 值取 4 500 kN/m⁴,西岸挡墙为灌注桩,m 值取 3 000 kN/m⁴;根据文献[10]和文献[13],两岸 m 值均取 2 000 kN/m⁴。西岸岸后荷载 20 kPa,东岸岸后荷载 10 kPa。工况 2 考虑地质条件对位移的影响,即将③₁层土按照淤泥质土进行计算。根据文献[11]和文献[12],东岸挡墙采用预制方桩,m 值取 2 000 kN/m⁴,西岸挡墙为灌注桩,m 值取 2 500 kN/m⁴;根据文献[10]和文献[13],m 值取 1 000 kN/m⁴。岸后荷载不变。两种工况计算结果详见表 5。

表5 m 法计算工况及计算结果

单位:mm

工况	地质条件	水平位移计算值按《建筑桩基技术规范》		水平位移计算值按《水运工程桩基设计规范》		水平位移计算值按《地基基础设计标准》和《防汛墙工程设计标准》	
		东岸	西岸	东岸	西岸	东岸	西岸
工况 1	桩泥面处	8.89	5.06	8.89	8.02	13.81	10.66
	墙顶	16.42	8.65	16.42	14.93	25.27	21.12
工况 2	桩泥面处	13.81	9.10	13.81	9.10	20.72	17.76
	墙顶	25.27	17.56	25.27	17.56	38.60	37.19

从计算结果可以看出,根据现行不同规范 m 值取值推荐进行计算结果差异较大。根据《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008),地质条件对于挡墙墙顶位移的影响东岸为 8.85 mm,西岸为 8.91 mm,东岸墙

顶累计变形为 25.27 mm,西岸为 17.56 mm;根据文献[12],地质条件对于挡墙墙顶位移的影响东岸为 8.85 mm,西岸为 2.63 mm,东岸墙顶累计变形为 25.27 mm,西岸为 17.56 mm;根据文献[12]和文献

[13],地质条件对于挡墙墙顶位移的影响东岸为 13.33 mm,西岸为 16.07 mm,东岸墙顶累计变形为 38.60 mm,西岸为 37.19 mm。受计算方法所限,各种工况下开挖速度对于位移影响无法测算。

2.2 数值模拟法水平位移计算

采用 Plaxis2D 有限元软件分析挡墙位移,土体模型采用 HSS 模型(小应变硬化)^[19-20]。土体模型参数取值详见表 6。按照 3 种工况分别计算挡墙位移:工况 1 为原设计情况,③₁层为粉质黏土,西岸岸后荷载 20 kPa,东岸岸后荷载 10 kPa,河道分层开挖。工况 2 为地质条件对位移的影响,即将③₁层土按照淤泥质土进行有限元计算。工况 3 为工况 2 叠加施工快速开挖因素对于位移的影响,将工况 2 的分层开挖调整为短周期快速开挖。3 种工况边界条件如图 5 至图 7 所示,计算结果详见表 7。

表 6 土体模型参数取值

土层号	① ₂	② ₃	③ ₁	⑤ ₁
$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^3)$	19.0	18.9	17.9	17.6
c / kPa	15	19	14	14
$\varphi / (^\circ)$	23	19.5	16.5	14.5
E_{ref}^{50}	5.53	9.46	2.75	2.73
$E_{\text{ref}}^{\text{oed}}$	6.63	11.35	3.29	3.27
$E_{\text{ref}}^{\text{ur}}$	39.79	68.10	19.76	19.63
$\gamma_{0.7}$	0.000 2	0.000 2	0.000 2	0.000 2
G_0	99.47	170.26	75.10	88.35
ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2
排水状态	排水	排水	排水	排水

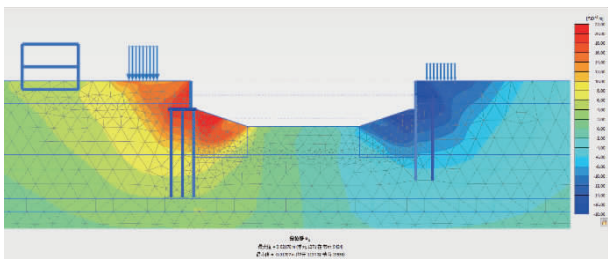


图 5 工况 1 挡墙水平位移计算云图

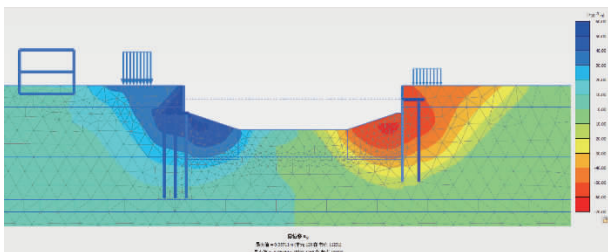


图 6 工况 2 挡墙水平位移计算云图

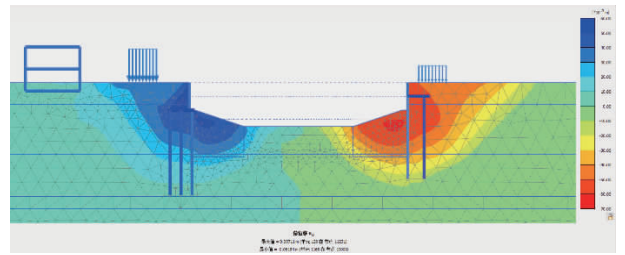


图 7 工况 3 挡墙水平位移计算云图

表 7 有限元法计算工况及计算结果 单位:mm

工况	边界条件		墙顶水平位移累计值	
	地质条件	开挖速度	东岸	西岸
工况 1	粉质黏土	分层开挖	17	21
工况 2	淤泥土	分层开挖	61	57
工况 3	淤泥土	短周期快速开挖	96	82

从计算结果可以看出,地质条件对于墙顶水平位移的影响东岸为 44 mm,西岸为 36 mm;开挖速度对于位移的影响东岸为 35 mm,西岸为 25 mm;东岸累计位移为 96 mm,西岸累计位移为 82 mm。地质条件和开挖速度两项不利因素对于变形影响的权重分别为 57%和 43%。

将有限元法计算结果与 m 法计算结果进行比较可以看出:地质条件对于位移的影响与采用 m 法按照文献[10]和文献[13]测算的影响相对更为接近。但采用有限元法计算的墙顶累计水平位移值较采用 m 法计算的结果更大。

3 结 语

(1)以上海地区某实地开挖河道工程为例,由于地质条件以及施工等因素,部分岸段挡墙结构出现水平位移。为验证位移原因并计算最终位移量,采用了 m 法和有限元两种方法。

(2)采用 m 法,根据现行不同规范 m 值取值推荐进行计算,结果差异较大。根据文献[10]和文献[13],地质条件对于挡墙墙顶位移的影响东岸为 13.33 mm,西岸为 16.07 mm,东岸墙顶累计变形为 38.60 mm,西岸为 37.19 mm。

(3)运用 Plaxis2D 有限元软件分析挡墙位移,地质条件对于墙顶水平位移的影响东岸为 44 mm,西岸为 36 mm;开挖速度对于位移的影响东岸为 35 mm,西岸为 25 mm;东岸累计位移为 96 mm,西岸累计位移为 82 mm。地质条件和开挖速度两项不利因素对于变形影响的权重分别为 57%和 43%。

(4)将有限元法计算结果与 M 法计算结果进行比较可以看出:地质条件对于位移的影响与采用 M 法按照文献[10]和文献[13]测算的影响相对更为接近。但采用有限元法计算的墙顶累计水平位移值较采用 m 法计算的结果更大。

参考文献:

[1] 危金菊.横向荷载作用下高桩承台的受力性能分析和研究[D].上海:同济大学,2008.

[2] 杨克己.实用桩基工程[M].北京:人民交通出版社,2004.

[3] 刘利民,舒翔,熊巨华.桩基工程的理论进展与工程实践[M].北京:中国建材工业出版社,2002.

[4] 郑刚.高等基础工程学[M].北京:机械工业出版社,2007.

[5] 李刚.基于有限元极限平衡法求解地基承载力[J].水利规划与设计,2018(4):75-78.

[6] 刘红岑,张亮.基于刚体极限平衡法的滑坡稳定性分析[J].水利规划与设计,2016(5):78-80.

[7] 王维.基于 3D 有限元法地基开挖板桩墙变形分析[J].水利技术监督,2023(7):250-252.

[8] 张飞,汤璐.基于有限元法对抗滑桩在渠堤稳定中的影响因素分析[J].水利规划与设计,2014(9):60-63.

[9] 宁龙飞,任青阳,张翔玮.抗滑桩内力计算方法研究[J].人民长江,2015,45(9):62-66.

[10] DGJ08-11-2018,地基基础设计标准[S].

[11] JGJ94-2008,建筑桩基技术规范[S].

[12] JTS147-7-2022,水运工程桩基设计规范[S].

[13] DG/TJ08-2305-2019,防汛墙工程设计标准[S].

[14] 王旭东,黄力平,阮永平,等.基坑工程中地基土水平抗力比例系数 m 值的反分析[J].南京建筑工程学院学报,1998(2):48-54.

[15] 曹邱林,许文婷.水闸工程桩基础水平位移计算分析[J].人民长江,2012,43(11):25-28.

[16] 于文华,司鹏飞,田利勇,等.软土地基高桩承台结构桩基内力及变形分析[J].水道港口,2021,42(6):770-774.

[17] 田利勇,于文华,卢育芳.Plaxis 在板桩结构分析中的应用[J].水运工程,2015(4):194-200.

[18] 杨杰,陈虹,应瀚海.前板桩高桩承台结构计算模型及计算方法[J].水运工程,2009(5):44-46.

[19] 王卫东,王浩然,徐中华.基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J].岩土力学,2012,33(8):2283-2290.

[20] 罗伟争.河道施工对地下隧洞安全影响的 Plaxis 2D 有限元分析研究[J].水利规划与设计,2019(4):110-113.

《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