

上海市区桩基式防汛墙结构的受力分析

邬显晨,严 飞

(上海市政工程设计研究总院城市设计院,上海 200092)

摘要 桩基式防汛墙是近年来上海市区防汛墙最普遍的形式。通过对典型的“前板桩、后方桩”桩基防汛墙结构进行三维有限元受力计算分析,系统总结了该结构的受力特点,分析了常规计算方法中存在的问题,比较了有限元法和常规计算方法的异同。

关键词 桩基防汛墙;有限元法;受力分析

中图分类号:TU473.1+2 文献标识码:A 文章编号:1006-7647(2008)S1-0103-03

1 问题的提出

上海市东临长江、东海,是典型的平原感潮河口城市。近年来,黄浦江潮位逐年升高,潮汐作用较强,且大吨位船只近岸行驶频繁,造成防汛墙墙脚泥面覆土线显著降低,严重考验上海市区两岸防汛墙的稳定安全。为保证墙前泥面免受淘刷,通常上海市区防汛墙前排桩采用钢筋混凝土板桩挡土,后排桩采用方桩或灌注桩。该结构形式占地面积少、对前沿滩地适应性较好,较其他的常规挡墙结构有明显的优势。因此,“前板桩、后方桩”的桩基式防汛墙结构成为近年来上海市区防汛墙最主要的断面形式。

“前板桩、后方桩”的桩基式防汛墙结构在上海市应用十分普遍,但由于该结构较常规的工民建桩基结构有较大的差异,而现行设计规范又没有针对性的说明,传统的计算方法主要参考桥梁桩基的设计规范,因而计算结果与实际情况常有差距。笔者通过某典型“前板桩、后方桩”桩基防汛墙结构的三维有限元计算分析,系统研究其受力特点,较合理地反映其受力状况。

2 计算方法

“前板桩、后方桩”高桩承台结构的传统计算方法基于桥梁墩台基础的计算理论,假定承台为刚性;假定地基土是弹性介质,地基系数随深度而变化;不考虑承台底面与地基土之间的黏聚力和摩阻力。计算步骤为^[1]:①计算出作用在整个桩台上的外力;

②对基桩进行长、短桩的判别,短桩考虑桩底条件,长桩则不考虑;③计算承台变位(即桩顶变位);④计算板桩和方桩的桩顶内力、桩身泥面处的内力以及泥面以下的弯矩分布;⑤计算各桩桩身泥面处的变位。

由于数值计算的迅速发展,结构的数值分析技术日趋成熟,使尽可能地考虑实际情况,以得到切合实际的结构工作状态成为可能^[2]。笔者采用大型通用有限元分析软件 Ansys 对拟定的防汛墙结构进行三维有限元计算分析,计算采用的主要关键技术如下:

a. 对承台结构、板桩、方桩分别采用实体单元 Solide45、板壳单元 shell 63 和 Solide 45,充分利用了 Ansys 软件多种类型单元协同计算的优势。

b. 承台结构、板桩与土体的接触采用土弹簧单元 combin14 考虑,该单元可反映一维、二维、三维空间纵向或扭转的弹性-阻尼效果,当设置为仅受压单元时,一旦土体受拉,土弹簧退出计算;当土体受压,土弹簧重新工作^[3]。

c. 方桩/PHC 桩与土体的接触主要利用弹簧单元模拟,弹簧水平、垂直方向的基床系数采用 m 法确定, m 值根据地质条件结合规范选取。

d. 承台结构、板桩、方桩承受土压力采用朗肯土压力理论施加到结构单元上。

e. 对实体单元,得到的是结构应力,而非结构内力(弯矩、剪力、轴力)。结构配筋计算需要的内力通过式(1)对结点求积分转换^[4]:

$$N = \sum_{i=1}^n f_{\sigma}^i \quad (1)$$

作者简介:邬显晨(1961—),男,上海人,高级工程师,从事市政、水利工程设计工作。E-mail:wuxc_2008@163.com

Q = \sum_{i=1}^n f_{\alpha}^i \tag{2}

M_x = \sum_{i=1}^n f_{\alpha}^i (y_i - y_A) \tag{3}

M_y = \sum_{i=1}^n f_{\alpha}^i (x_i - x_A) \tag{4}

式中 :N 为轴力 ;Q 为剪力 ;M_x 为 x 方向的弯矩 ;M_y 为 y 方向的弯矩 ;n 为截面上有限元节点数 ;fⁱ_α 为 i 节点对截面形心 z 方面的结构内力 ;fⁱ_α 为 i 节点对截面形心 x 方向的结构内力。

以上海市区苏州河某典型防汛墙为计算实例 ,该段防汛墙所采用的土体物理力学指标见表 1。墙后水位取 3.2 m ,墙前设计低水位取 1.2 m ,板桩尺寸为 250 mm × 500 mm × 9000 mm ,方桩尺寸为 300 mm × 350 mm × 9000 mm ,方桩间距为 1.5 m ,按照前述的计算方法及原理 ,分析该断面结构的位移及内力。

表 1 计算采用的土体物理力学指标

层号	地层名称	密度/ (10 ³ kg·m ⁻³)	土层厚度/ m	压缩模量/ MPa	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	预制桩桩周极限 阻力/kPa
①	杂填土		1.6				
② ₁₋₁	粉质黏土	1.77	2.3	6.3	13	14	15
② ₁₋₂	黏质粉土	1.82	3.1	7.5	3	23	15
② ₁₋₃	砂质粉土	1.85	1.6	8.3	2	24	30
③	淤泥质粉质黏土	1.75	5.3	4.6	11	16	20

3 计算分析结果

经有限元分析 ,结构有限元网格剖分见图 1 ,结构整体水平位移见图 2 ,结构应力见图 3 ,结构弯矩见图 4。

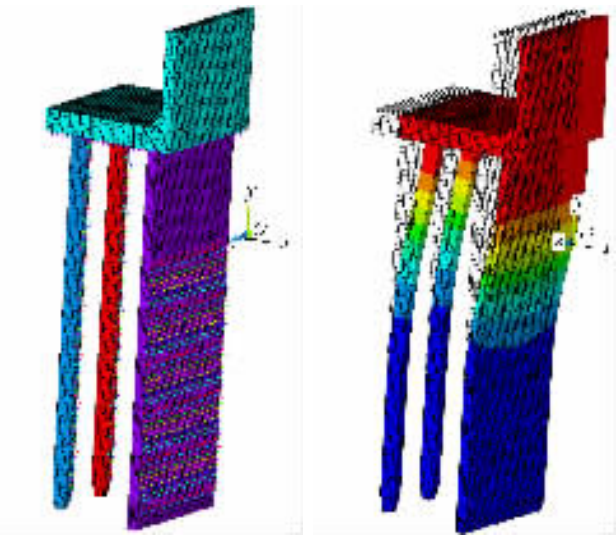


图 1 结构有限元网格剖分

由于板桩出土高 ,低水位工况下高桩承台结构向河道侧的位移、内力均大于高水位工况下向地基侧的位移、内力 ,故低水位工况为控制工况。通过以

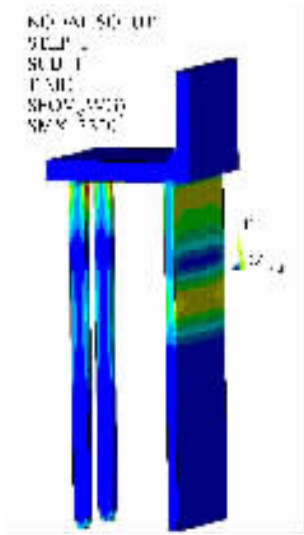


图 3 结构 von mises 应力

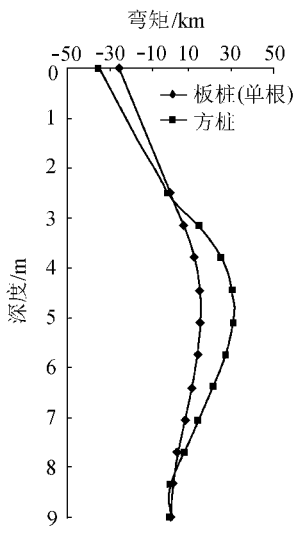


图 4 板桩、方桩结构弯矩

上各断面形式的计算 ,可得出以下结论 :

a. 结构变形。在板桩后方土体的土压力作用下 ,板桩的变形带动整个高桩承台结构的变形。承台结构刚度较桩的刚度大 ,承台自身水平变形较小 ,承台位移以平移为主。由于后方的方桩与承台为刚接 ,承台位移带动方桩向河道侧变形 ,方桩后侧随之承受主动土压力 ,方桩在主动土压力和承台变位的作用下同时发生侧向水平位移。

板桩的变形规律如下 :在泥面线附近 ,板桩的变形受到土体的约束作用 ,变形曲线较缓直 ;泥面线以上 ,板桩变形呈抛物线增大 ;至承台附近 ,由于承台的约束作用 ,变形重新趋缓。板桩最大位移发生在桩顶处。方桩的变形规律为 :在承台的带动下 ,方桩向河道侧变形 ,方桩后侧土体随之变形 ,变形后施加主动土压力至方桩 ,方桩前侧受土体约束为被动土压力。由于土体竖向约束随深度增大而增大 ,所以方桩最大位移在桩顶 ,桩顶以下变形逐渐趋缓。

b. 结构内力。由于承台底板以上填土不高 ,结构受力以水平力为主。板桩、方桩内力分布规律与竖向弹性地基梁的内力分布规律类似。方桩的结构刚度较小 ,应力水平较高 ,在方桩的桩顶呈现比较明显的应力集中现象。

c. 桩、土荷载分担比例。承台结构的填土重及其自重、地面荷载的竖向荷载主要由桩承担 ,此外土体也承担了一部分荷载。通过统计土体弹簧的竖向反力总和与桩体的竖向力总和可见 ,土体承受的竖向力和桩的竖向力之比为 1 : 9 ,表明在填土不高的情况下竖向荷载基本由桩基承担。

d. 常规计算方法与有限元法的比较。有限元法考虑了结构与土体之间的约束作用 ,结构按真实尺寸输入 ,比常规计算方法的计算结果更为合理。表 2 为常规计算法与有限元法计算结果的对比。

表 2 有限元法与常规计算方法对比

计算对象	计算方法	最大位移/mm	最大正弯矩/(kN·m)	最大负弯矩/(kN·m)	最大剪力/kN
前排板桩(单根)	常规算法	10.452	27.911	-27.911	12.285
前排板桩(单根)	有限元法	7.380	20.820	-20.630	9.230
后排方桩(单根)	常规算法	10.452	38.168	-50.804	34.710
后排方桩(单根)	有限元法	7.380	28.190	-37.610	25.000

由表 2 可见,有限元法和常规计算方法计算得出的位移和内力相差约 30%,分析原因如下:①有限元法考虑了结构与土体的作用,使得土体的受力反映在了整体结构中。土体分担荷载减轻了结构的受力。②常规计算方法中,承台假定为绝对刚性,而防汛墙结构承台通常刚度较小,自身亦会发生变形,因此变形后的承台亦分担了一部分内力。③常规计算方法中,桩底计算面积是较重要的参数,该参数对紧密成排的板桩和有一定间距的桩得到的结果基本一致,这样就低估了板桩的刚度,从而使得计算位移偏大。

以上为通过计算分析得到的结论,若能通过现场监测、测试验证以上分析的合理性,则该典型结构

可以在荷载分布、荷载分配、桩底计算面积等方面取值进一步优化,以达到经济合理的目的。

4 结 语

“前板桩、后方桩”结构形式可广泛应用于土地资源紧张、墙前泥面较低的大型城市防汛墙结构中。通过对上海市区典型防汛墙结构进行三维有限元计算分析,对该结构形式的变形、内力、荷载分担比例等进行了系统分析,较全面地掌握了该结构的变形及内力规律。若能通过现场监测、测试验证有限元法计算的可靠性,则可以进一步指导该类型结构的设计。

参考文献:

[1] JCJ94—94 建筑桩基技术规范[S].
[2] 谭志勇,王余庆.软土地层中考虑土与结构共同作用的支护结构设计计算方法[J].工业建筑,1999,29(5):8-11.
[3] 王钊,邹维列,李广信.挡土结构上的土压力和水压力[J].岩土力学,2003,33(4):23-27.
[4] 朱百里,沈珠江.计算土力学[M].上海:上海科学技术出版社,1990:123-124.

(收稿日期 2008-04-01 编辑 骆超)

(上接第 29 页)

[6] 黄胜顶.河溪近自然工法之设计及其高水分析——以台中地区筏子溪为例[D].台湾:中原大学,2002.
[7] 拾兵,付强,曹叔允.植物对明渠水流的影响[J].西南民族大学学报:自然科学版,1998,24(4):354-357.
[8] VELASCO D, BATEMANI A. An open channel flow experimental and theoretical study of resistance and turbulent characterization over flexible vegetated linings[J]. Flow Turbulence and Combustion, 2003, 70: 69-88.
[9] Department 45-Water Engineering, Vienna City Administrator. Life environment project: living river Liesing[R]. Vienna: Roetzerdruck, Eisenstadt, 2006.
[10] US Army Corps of Engineers. HEC-RAS river analysis system-users manual[K]. Davis, CA: US Army Corps of Engineers, 2001.
[11] 蔡新明,董志勇,张永华. HEC 系列水利软件的应用[J].浙江水利科技, 2005, 124(6): 20-23.
[12] KLOPSTRA D, BAREVELD H J, NOORTWIJK J M, et al. Analytical model for hydraulic roughness of submerged vegetation[C]//The 27th Congress of the International Association for Hydraulic Research. San Francisco [s. n.], 1997, 775-780.
[13] WILSON C A M E. Application of the drag force approach to

model the flow-interaction of natural vegetation[J]. River Basin Management, 2006, 2(2): 137-146.
[14] MOGHADAM M F. Characteristics and mechanics of tall vegetation for resistance to flow[J]. African Journal of Biotechnology, 2007, 6(4): 475-480.
[15] ISHIKAWA Y, SAKAMOTO T, MIZUHARA K. Effect of density of riparian vegetation on effective tractive force[J]. The Japanese Forestry Society and Springer-Verlag Tokyo, 2003, 8: 235-246.
[16] ABOOD M M, THAMER B Y, MOHAMMED A et al. Manning roughness coefficient for grass-lined channel[J]. Suranaree J Sci Technol, 2006, 13(4): 317-330.
[17] GREEN J C. Modeling flow resistance in vegetated streams: review and development of new theory[J]. Hydrology Process, 2005, 19: 1245-1259.
[18] 李艳红,赵敏.含植物河流动力学实验研究——流速、摩阻流速及曼宁糙率系数垂线分布[J].水动力学研究与进展, 2004, 19(4): 513-517.
[19] WILSON C A M E, YAGCI O, RAUCH H P et al. Application of the drag force approach to model the flow-interaction of natural vegetation[J]. International Journal of River Basin Management, 2006, 2(2): 137-146.

(收稿日期 2008-05-30 编辑 高建群)