

某大桥软基钢围堰支护设计及稳定性分析*

邱燕红¹, 林敏¹, 刘亚君²

(1.广东工贸职业技术学院 测绘系, 广东 广州 510510; 2.广东省冶金建筑设计研究院, 广东 广州 510080)

摘要:以某大桥主墩承台的钢围堰施工为例,分析了软土地基下钢围堰施工阶段的受力及稳定性;结合工程地质情况,提出开挖前采用高压旋喷桩加固围堰内外软土;利用 MIDAS/Civil 模拟分析软土加固后围堰的强度、刚度,通过支护底部抗隆起、嵌固稳定性加固前后的验算对比分析围堰设计及软土加固的可行性。

关键词:桥梁;软土深基坑;钢围堰;承台;稳定性

中图分类号:U443.16

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2018)02-0128-05

在深厚软土地区,由于软土具有天然含水量大、孔隙比大、压缩系数高、强度低等不利工程性质,且土层较厚,设计和施工中会因基坑变形过大而造成重大事故。除可通过支护结构减少基坑位移变形外,还可通过水泥土搅拌法或高压旋喷桩加固被动区土体。坑内土体加固后,除增大被动区土压力外,还为基坑的支护桩提供较好的嵌固作用,减小支护结构变形和支护结构插入深度,降低坑底隆起量,提高基坑稳定性。在设计被动区(块状、壁状和格栅式)加固深厚软土基坑时,应取加固后的水泥土强度参数。该文以实际工程为背景,对深厚软土被动区加固的围堰开挖与支护进行数值模拟,分析高压旋喷桩加固土、软弱土、支护结构共同作用的基坑变形和稳定特征,为深厚软土下的钢围堰设计及施工提供理论依据和参考。

1 工程概况

广州市南沙区某跨江大桥跨越上横沥水道,为 40 m+4×58 m+40 m 上承式砼葵花形拱桥,5 个主墩均在水道内。其中 61# 承台为圆端形,长 42 m,宽 14.9 m,厚 3 m。该文以 61# 承台为例进行软基钢围堰支护设计及稳定性分析。

上横沥水道水深 0.5~14.6 m,具半日潮特点,潮差明显,钻探期间为 1.5~3.5 m。根据钻孔揭露的岩土层,第四系覆盖层主要为软土(淤泥、淤泥质土及淤泥质砂)、亚黏土及砂层,呈间隔分布特征。墩位处地质起伏较大,淤泥呈流塑状,淤泥层厚 14.3~19.8 m。

2 61# 承台钢围堰设计及验算

2.1 高压旋喷桩土体加固设计

在广州南沙软土区深基坑施工中,为保证基坑超深区开挖时边坡的稳定性,增加坑底土体重力以平衡水产生的上浮力,同时使固化的土体与工程群桩形成一体,宜采用高压旋喷桩加固围堰内水下(超深区)及基坑周边土体。

该桥靠近岸侧板桩处泥面标高约+4.5 m,靠近河道板桩处淤泥面标高约-1.0 m;且墩位旁是大堤,土头差过大,大堤对板桩结构受力影响较大,围堰内土体开挖会导致大堤结构失稳。为消除这一不利影响,在围堰开挖前对围堰内、外土体进行高压旋喷桩处理(见图 1)。围堰外(大堤靠岸侧)采用直径 1 000 mm、间距 800 mm 的高压旋喷桩加固,桩身穿过淤泥进入粉砂层不少于 1 m;围堰内被动区土体采用直径 600 mm、间距 500 mm、桩长 4.5 m 的高压旋喷桩呈格栅式加固土体。

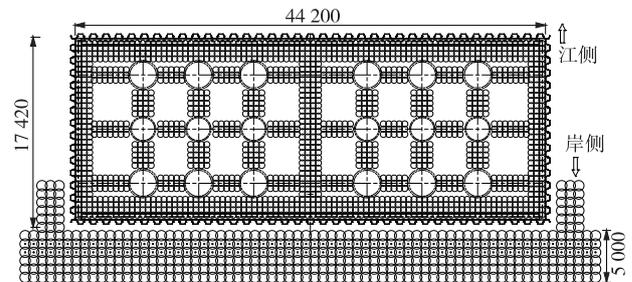


图 1 61# 承台围堰内外高压旋喷桩土体加固平面图(单位:mm)

* 基金项目:广东省高等教育学会高等教育科学研究“十三五”规划课题(16GYB095)

依据试验资料,钢板桩围堰涉及的原状土层及特性取值如下:淤泥;直接快剪粘聚力 $c=4.5 \text{ kPa}$;直接快剪内摩擦角 $\varphi=5^\circ$;容重 $\gamma=16.6 \text{ kN/m}^3$;系数 $m=4\ 000 \text{ kN/m}^4$ 。围堰内外土体经高压旋喷桩处理后土体特性取值需满足设计要求: $c=65 \text{ kPa}$, $\varphi=14^\circ$ 。

2.2 钢围堰总体结构设计

根据桥梁 61# 承台尺寸,综合考虑各种因素,采

用钢板桩围堰挡土施工承台。承台钢围堰的结构尺寸及形式如下:板桩围堰为长方形,板桩短边内侧距承台边缘 1.1 m,长边内侧距承台边缘 1.26 m;钢围堰内壁总长 44.2 m,总宽 17.42 m;板桩长 18 m,桩顶标高为 +8.0 m,采用双层围檩,围檩高程分别为 +5.5 和 +2.0 m;承台底标高为 -0.5 m,开挖基底标高为 -2.0 m。钢板桩围堰布置见图 2、图 3。

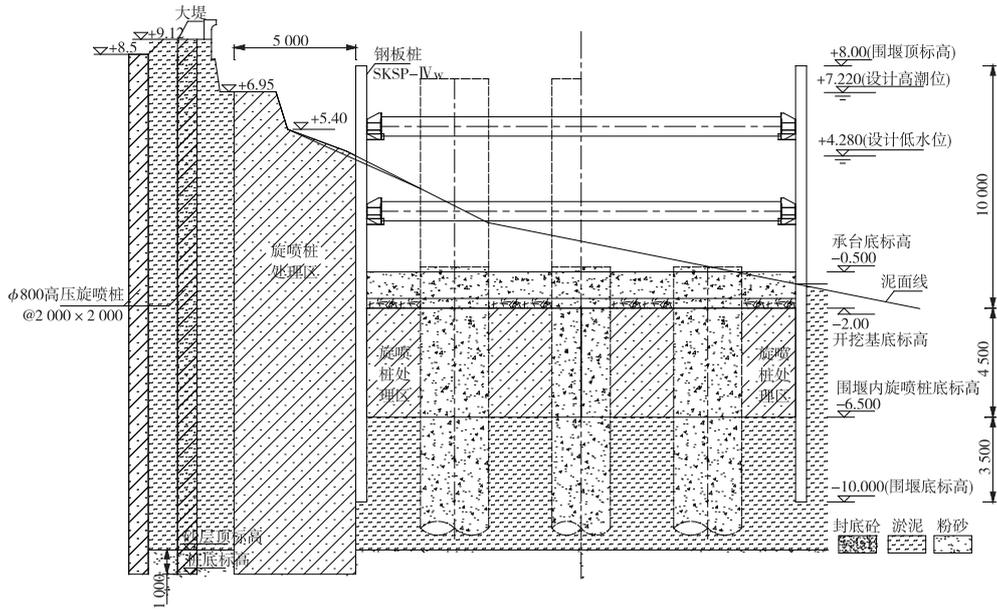


图 2 61# 钢板桩围堰立面布置(单位:标高为 m,其他为 mm)

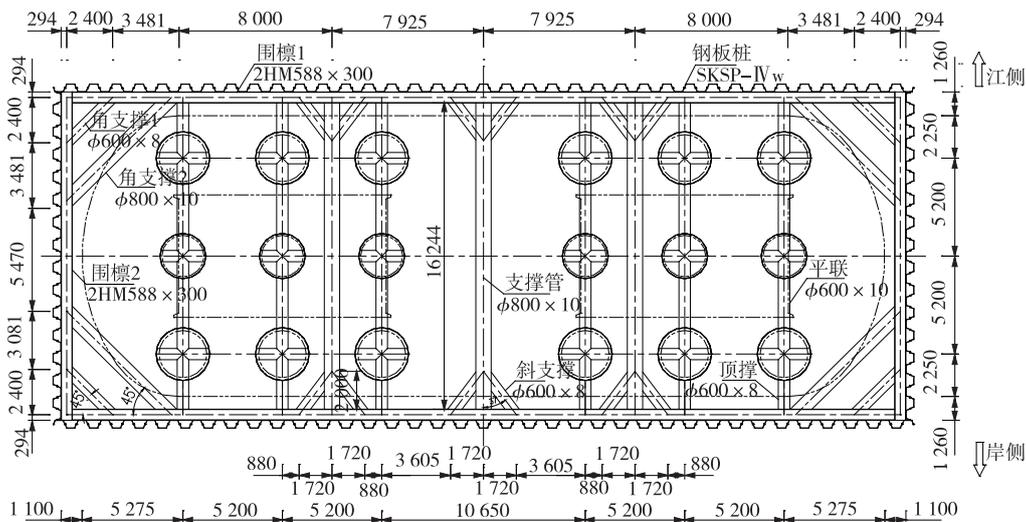


图 3 61# 钢板桩围堰平面布置(单位:mm)

2.3 设计要点

(1) 基坑安全等级为二级,基坑侧壁重要性系数为 1.0;结构抗浮安全系数为 1.05(不考虑侧壁摩阻力);采用朗肯理论计算,砂性土采用水土分算,其

他土层采用水土合算。

(2) 基坑计算荷载及计算软件。采用 MIDAS/Civil 对基坑围护结构进行三维计算和封底砟厚度验算;采用理正深基坑软件对大堤进行稳定性计算;

参考建筑基坑支护相关规范,验算基坑带水开挖时基坑抗隆起稳定性和板桩嵌固稳定性。

(3) 支护结构形式。采用明挖施工。根据基坑开挖深度,支护结构形式如下:基坑深度 9.8 m,采用 SKSP-IV w 钢板桩+2 道 $\phi 800$ mm 钢管横撑,横撑间距约 8.0 m,竖向间距为 3.5 m。

2.4 围护结构验算

2.4.1 计算依据及相关技术参数

封底砼采用 C35 砼(水下);基坑坑底抛 2 层砂袋找平。钢板桩围堰中除钢板桩采用 Q345b 钢材外,其余均为 Q235b 钢材。材料特性见表 1。

表 1 钢板桩围堰所用材料的特性

| 构件名称 | 材料 | A/cm^2 | W/cm^3 | I/cm^4 |
|------|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 钢板桩 | SKSP-IV w | 225.5 | 2 700 | 56 700 |
| 钢围檩 | HM588×300 | 192.5 | 4 020 | 118 000 |
| 钢支撑 | 钢管 800×10 | 248.2 | 4 841 | 1 455 122 |
| 斜撑 | 钢管 600×8 | 148.8 | 2 173 | 65 192 |

对 61# 承台钢围堰进行施工阶段分析,共考虑 4 种荷载工况:工况 1 为高水位施工;工况 2 为低水位施工;工况 3 为退潮施工 1,岸侧水位 +7.22 m,江侧水位 +6.72 m;工况 4 为退潮施工 2,岸侧水位 +4.78 m,江侧水位 +4.28 m。其中:设计高水位标高为 +7.22 m,设计低水位标高为 +4.28 m;工况 3、工况 4 考虑退潮时岸侧孔隙水来不及退出,岸侧与江侧还存在水位差 0.5 m。

2.4.2 计算方法及围护结构的有限元模拟

运用 MIDAS/Civil 进行钢围堰仿真计算,采用 m 法模拟土层作用;钢板桩和钢内撑、围檩采用梁单元模拟,水、土压力采用梯形荷载的形式施加;钢板桩下部为弹性支撑,支撑处铰接。计算模型如图 4 所示。对于淤泥, m 取 4 000 kN/m^4 ;对于处理后

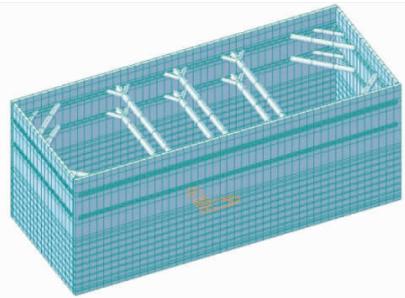


图 4 61# 钢板桩围堰有限元模型

的淤泥, m 取 15 000 kN/m^4 ;对于封底砼,取 $K = 310\,000 \text{ kN}/\text{m}$ (间距 0.5 m)。

根据围堰施工顺序,将施工阶段划分为 6 个阶段:CS1 为低水位 +4.28 m 时安装标高 +5.5 m 处第一层围檩及支撑;CS2 为带水开挖至基坑底 -2.0 m,开挖过程中保持基坑内外水位平衡;CS3 为封底砼达到强度;CS4 为围堰内水抽至 +1.0 m,安装标高 +2.0 m 处第二层支撑体系;CS5 为围堰内水抽干,找平封底砼,施工第一层 1.0 m 厚承台;CS6 为拆除第二层支撑体系。

2.4.3 计算结果分析

4 种工况组合结果对比发现工况 1(高水位施工)最不利,其各施工阶段的计算结果见表 2,CS6 施工阶段各构件应力及变形见图 5~6。

施工阶段 CS1~CS6 中,钢板桩最大弯曲应力为 113 MPa,钢围檩最大应力为 106 MPa,钢支撑最大弯曲应力为 66.4 MPa,均满足钢材容许应力要求;最大位移为 44.9 mm,小于设计要求的 77 mm。

2.5 构件强度及稳定性验算

2.5.1 钢支撑稳定性验算

由表 2 可知钢支撑 800×10 的最大轴应力为 57 MPa,最大弯曲应力为 32.1 MPa。 $i = \sqrt{T/A} = 0.279 \text{ m}$ 。

表 2 工况 1 下钢围堰数值模拟结果

| 施工阶段 | 钢板桩的组 合应力/MPa | 钢围檩的计 算结果/MPa | | 钢支撑的计 算结果/MPa | | 斜撑的计算 结果/MPa | | 桩身最大 位移/mm | +4.5 m 处钢板桩 最大位移/mm |
|------|------------------|------------------|-------|------------------|------|-----------------|------|---------------|------------------------|
| | | 组合应力 | 剪应力 | 轴应力 | 弯曲应力 | 轴应力 | 弯曲应力 | | |
| CS1 | 24.4 | 1.87 | 1.66 | 2.18 | 16.0 | 1.5 | 4.8 | 12.7 | 6.5 |
| CS2 | 70.6 | 26.10 | 7.44 | 10.80 | 16.0 | 10.3 | 12.0 | 36.7 | 24.4 |
| CS3 | 70.3 | 21.40 | 4.70 | 6.60 | 16.0 | 6.6 | 7.3 | 37.7 | 17.8 |
| CS4 | 109.0 | 104.00 | 39.60 | 55.80 | 31.6 | 54.9 | 59.4 | 44.2 | 30.8 |
| CS5 | 108.7 | 104.00 | 39.60 | 55.60 | 31.7 | 54.8 | 59.6 | 44.7 | 30.9 |
| CS6 | 113.0 | 106.00 | 40.30 | 57.00 | 32.1 | 56.0 | 60.4 | 44.9 | 31.1 |

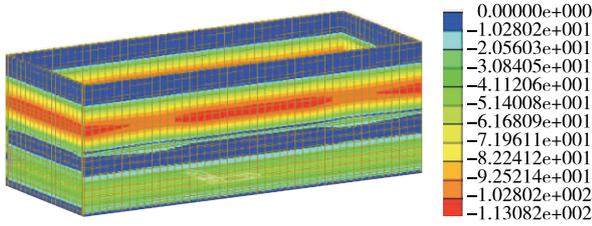


图5 工况1下CS6施工阶段的钢板桩应力云图(单位:MPa)

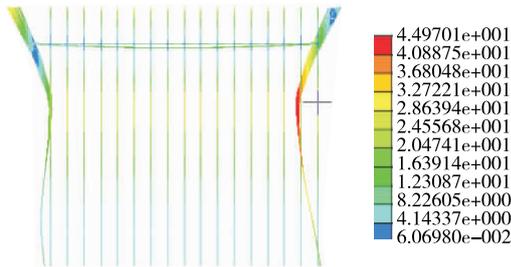


图6 工况1下CS6施工阶段的钢围堰整体变形云图(单位:mm)

计算长度 $l_0 = \mu l = 16.24 \text{ m}$, $\lambda = l_0 / i = 59$, 属于 b 类截面, 查表得 $\varphi = 0.813$ 。

$\sigma = N / (\varphi_x A) + M_x / W = 102.1 \text{ MPa} < f = 180 \text{ MPa}$, 钢支撑 800×10 的稳定性满足设计要求。

2.5.2 斜撑稳定性验算

由表 2 可知斜撑 600×8 的最大轴应力为 56 MPa, 最大弯曲应力为 60.4 MPa。 $i = \sqrt{I/A} = 0.209 \text{ m}$ 。

计算长度 $l_0 = \mu l = 2.87 \text{ m}$, $\lambda = l_0 / i = 14$, 属于 b 类截面, 查表得 $\varphi = 0.985$ 。

$\sigma = N / (\varphi_x A) + M_x / W = 117.3 \text{ MPa} < f = 180 \text{ MPa}$, 斜撑 600×8 的稳定性满足设计要求。

通过对钢板桩围堰施工过程的监控, 钢板桩围堰各受力工况良好, 钢板桩变形及内支撑应力均符合设计要求, 且具有较大安全储备, 围堰结构始终处于安全状态。

3 基坑稳定性分析

钢围堰采用带水开挖、水下封底后再抽水的施工方案, 需验算围堰带水开挖时基坑抗隆起稳定性和板桩嵌固稳定性。为简化计算, 将基坑外侧土压力按主动土压力处理, 开挖面以上按三角形荷载计算, 开挖面以下按矩形荷载计算。

3.1 抗隆起稳定性计算

支护底部抗隆起稳定性系数验算公式为:

$$K_s = \frac{\gamma_{m2} l_d N_q + c N_c}{\gamma_{m1} (h + l_d) + q_0} \geq K_{he}$$

式中: γ_{m2} 为基坑内挡土构件底面以上土体的天然重度, 旋喷区域取 20.75 kN/m^3 , 淤泥区域取 16.6 kN/m^3 ; l_d 为入土深度; N_q 、 N_c 为地基承载力系数, 分别按式(1)、式(2)计算; γ_{m1} 为基坑外挡土构件底面以上土体的天然重度, 砂层取 18 kN/m^3 , 淤泥层取 16.6 kN/m^3 ; h 为基坑深度; q_0 为墙体外侧土上荷载; 钢围堰支护按二级基坑考虑, $K_{he} = 1.6$ 。

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) e^{\pi \tan \varphi} \quad (1)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \varphi} \quad (2)$$

3.1.1 加固前临水侧基坑抗隆起计算

c 、 φ 为桩底下土的参数, 它们对抗隆起验算影响很大。加固前(原状土)临水侧(靠江侧)挡土构件底面以下土的 c 、 φ 按固结快剪经验值取值, $c = 5 \text{ kPa}$, $\varphi = 7^\circ$, 计算得 $N_q = 1.879$ 、 $N_c = 7.158$ 。最不利工况为基坑带水开挖到 -2.0 m 、低水位为 $+4.28 \text{ m}$, 此时稳定性系数为:

$$K_s = \frac{(16.6 \times 4.5 + 16.6 \times 3.5) \times 1.879 + 10 \times (4.28 + 2) + 5 \times 7.158}{16.6 \times 9.5 + 10 \times (7.22 + 0.5)} = 1.47 < 1.6$$

原状土抗隆起验算不满足要求。

3.1.2 加固后临水侧基坑抗隆起计算

靠江侧嵌固深度 $F_k = 0.3h$ 挡土构件底面以下土的 c 、 φ 按固结快剪经验值取值, $c = 5 \text{ kPa}$, $\varphi = 7^\circ$, 计算得 $N_q = 1.879$ 、 $N_c = 7.158$ 。最不利工况为基坑带水开挖到 -2.0 m 、坑内低水位为 $+4.28 \text{ m}$ 、坑外高水位为 $+7.22 \text{ m}$, 此时稳定性系数为:

$$K_s = \frac{(20.75 \times 4.5 + 16.6 \times (10 - 6.5)) \times 1.879 + 10 \times (4.28 + 2) + 5 \times 7.158}{16.6 \times (10 - 0.5) + 10 \times (7.22 + 0.5)} = 1.63 > 1.6$$

加固后临水侧基坑抗隆起稳定性满足要求。需注意的是, 坑内被动区需采用旋喷桩呈格栅式加固土体才能满足抗隆起稳定性要求。

3.2 嵌固稳定性计算

嵌固稳定性评价系数按下式计算:

$$K = \frac{E_{pk} a_{p2}}{E_{ak} a_{a2}} \geq K_{em}$$

式中: E_{pk} 为基坑内侧被动土压力合力作用; a_{p2} 为基坑内侧被动土压力合力作用点至支点的距离; E_{ak} 为基坑外侧主动土压力合力作用; a_{a2} 为基坑外侧主动土压力合力作用点至支点的距离; $K_{em} = 1.2$ 。

3.2.1 加固前临水侧板桩嵌固稳定性验算

加固前临水侧板桩的最不利工况为安装好第一层水平支撑、带水开挖至-2.0 m,此时嵌固稳定性评价系数为:

$$K = \frac{403.8 \times 12.8 + 1\ 482.6 \times 9.76}{290 \times 12.8 + 1\ 482.6 \times 9.76} = 1.08 < 1.2$$

嵌固稳定性不满足要求,需对坑内土进行加固。

3.2.2 加固后临水侧板桩嵌固稳定性验算

加固后板桩嵌固稳定性验算的控制工况是临水侧(靠江侧)安装好第一层水平支撑、带水开挖至-2.0 m,此时嵌固稳定性评价系数为:

$$K = \frac{408.7 \times 10.3 + 303.3 \times 13.76 + 1\ 482.6 \times 9.76}{290 \times 12.8 + 1\ 482.6 \times 9.76} = 1.25 > 1.2$$

加固后临水侧板桩嵌固稳定性满足要求。需注意的是,单点支护结构的嵌固深度不得小于 $0.3h = 2.94\text{ m}$ 。

4 结语

该文结合钢板桩结构在深基坑支护中的应用,利用 MIDAS/Civil 三维结构软件对钢板桩支护进行模拟分析,通过数值模拟与施工过程中的变形监控,预测支护系统的动态变化趋势,达到及时反馈进而完善支护体系的设计与施工。

(上接第 103 页)

部嵌固模型的 75%;横向剪力相差不大。这是因为 m 法计算的结构整体刚度小,地震力小;横向为框架体系,比顺桥向单排桩体系整体刚度大,地震力影响没有顺桥向明显。E2 地震作用下的墩底顺桥向地震力比 E1 显著增加,约为 E1 的 4.6 倍,墩柱已进入塑性状态,需对墩柱进行延性分析。

从表 6 可看出:底部嵌固模型第 2 阶振型为纵飘, m 法模型第 1 阶振型为纵飘,频率减小;两种模型的第 3 阶振型均为横飘, m 法模型的频率较小;1 阶对称竖弯底部嵌固模型出现在第 6 阶, m 法模型出现在第 9 阶, m 法模型的频率较小。动力特性的不同说明底部嵌固模型的整体刚度较大。

3 结论

(1) 土体弹簧刚度对结构内力、变形影响较大,设计时应合理选择。

为解决围堰带水开挖时基坑抗隆起稳定性和板桩嵌固稳定性的设计难点,提出采用 $\phi 600\text{ mm}$ 、间距 500 mm 的高压旋喷桩加固坑内被动区软土,通过验算及试验反复对照,最终采用格栅式加固土体方法,使固化的土体与工程群桩形成一体,加固软弱土的效果良好,经济合理。对于广东软土地区,坑内被动区该土体加固深度一般为 $0.3 \sim 0.5$ 倍基坑深度,具体根据项目地质情况及加固目的进行调整。该桥土体加固深度按 0.5 倍基坑深度(5 m)考虑。

参考文献:

- [1] 陈晓平,黄国怡,梁志松.珠江三角洲软土特性研究[J].岩土力学与工程学报,2003,22(1).
- [2] 崔江余,梁仁旺.建筑基坑工程设计计算与施工[M].北京:中国建材工业出版社,2011.
- [3] 刘溢,李镜培,陈伟.被动区深层搅拌桩加固对超大深基坑变形的影响[J].岩土工程学报,2012,34(11).
- [4] 吕晶.深厚软弱土层中水泥土加固被动区的基坑稳定分析[D].广州:暨南大学,2009.
- [5] 蒋希雁,赵建恩,底素卫.关于深基坑支护工程中几个问题的综述[J].河北建筑工程学院学报,2005,23(4).
- [6] 顾春风,章柏敏,张荣灿,等.接杆式二重管高压旋喷桩延后施工在深基坑土体加固中的应用[J].建筑施工,2010,32(8).

收稿日期:2017-09-21

(2) 考虑土体弹簧刚度,结构基本周期偏大,地震力较小。

(3) 考虑土体弹簧刚度,土体分担了一部分地震荷载,结构内力变小。

(4) 考虑土体弹簧刚度,能真实地模拟桩基与土体的相互作用,比底部嵌固法更合理,更适合高烈度地震区墩柱抗震分析。

参考文献:

- [1] JTG D63-2007,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [2] CJJ 166-2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
- [3] 叶爱君,管仲国.桥梁抗震[M].北京:人民交通出版社,2017.
- [4] 邵旭东,程翔云,李立峰.桥梁设计与计算[M].北京:人民交通出版社,2012.

收稿日期:2017-09-11