

DOI: 10.11779/CJGE2014S2012

基坑立柱桩隆起分析及简化计算

翟礼嘉¹, 丁智^{2*}, 王金艳³

(1. 杭州城建设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310000; 2. 浙江大学城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015;
3. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

摘要: 立柱桩隆起可能导致基坑内支撑系统失稳, 严重时可能导致结构开裂甚至破坏, 但是目前尚未有明确、系统的计算方法。基于对基坑卸荷应力与回弹变形的认识, 针对不同的开挖工况, 分析桩、土间由于回弹影响深度不同而出现的两种相互关系, 计算分析了部分典型上部结构的刚度影响, 提出了立柱桩隆起的简化计算方法。将计算结果与实测值进行对比验证, 提出了部分修正参数, 验证了该计算方法的可靠性。

关键词: 基坑; 回弹; 影响深度; 立柱桩; 隆起量

中图分类号: TU473.2 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)S2-0070-07

作者简介: 翟礼嘉(1982-), 男, 工程师, 主要从事地下工程设计与研究。E-mail: zhai_lj99@sina.com。

Simplified calculation of heaving of soldier piles during excavation of foundation pits

ZHAI Li-jia¹, DING Zhi², WANG Jin-yan²

(1. Architectural & Civil Engineering Design Institute Co., Ltd. Hangzhou, Hangzhou 310000, China; 2. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, China; 3. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The heave of soldier piles in foundation pit may lead to system instability and structural cracking or failure. So far, there is no theoretical way for calculating the heaving soldier piles. Based on the unloading stress and rebound deformation of excavations, a simplified method for the heave of soldier piles is proposed considering two types of relations between the depth of the rebound effect under different excavation conditions. The influence of some typical upper structures on stiffness is analyzed. The calculated results are compared with the measured values. Some corrected parameter are proposed. The feasibility of the proposed method is validated.

Key words: foundation pit; rebound; resilience depth; soldier pile; heave

0 引言

相对于基坑水平支撑系统, 目前基坑立柱桩的竖向隆起与变形控制在工程中较少被强调。随着基坑开挖的实施, 对于某些土层, 围护墙、立柱桩均出现了不同程度的隆起, 使上部连接的结构构件形成了反向变形。如果设计时没有考虑这种情况, 配筋等应对措施不足, 易产生危险, 如: 临时立柱桩桩体断裂, 立柱桩上部与临时立柱连接的结构开裂、破坏等。

目前, 规范虽然给出了土体回弹的计算方法^[1]。但是对于基坑开挖过程中, 受土体回弹影响而出现的临时立柱桩隆起, 还没有给出具体的计算方法。

基坑隆起对桩的影响, 与膨胀土对桩的影响相似, Poulos 等^[2]曾用弹性理论法, 假定膨胀量随深度分布已知来分析膨胀土隆起对桩的影响。贺翀^[3]考虑了土体回弹深度, 建立的模型能较全面地模拟基坑开挖过程中坑底土体回弹引起立柱桩隆起的两种情况, 但是

其针对桩体隆起量的分析计算不能有效地阐述桩底深度大于土体回弹影响深度时的情况, 且未考虑桩身与桩侧土体的相互变形协调。杨敏^[4]建立的模型未考虑回弹深度的影响, 所以不能对实际工程中的情况做一个全面的概括, 分析的方法有局限性, 且给出的计算方法较繁琐, 不易在工程中实际推广。楼晓明^[5]提出的方法基于较简便的土体回弹计算及桩土计算模型, 但是没能很好地考虑上部结构刚度影响, 同时需要迭代计算平衡方程, 不便于实际工程运用。

另外还有大量的相关文献采用有限元程序模拟开挖对立柱桩受力特性等的影响^[6-10], 由于参数取值、计算时间、计算量等因素的限制, 难以广泛应用。

本文尝试根据土层回弹影响深度确定荷载作用。

基金项目: 杭州市科技计划项目(20130533B28)

收稿日期: 2014-07-28

*通讯作者

在分析桩体回弹因素、上部结构因素、土体本身的回弹特性后, 分析桩、土间的相互作用, 针对不同工况, 给出简易计算方法, 并给出简化控制条件。

另外基于上部结构刚度分析对比, 本文提出了概念控制立柱桩隆起的条件, 在避免大变形导致上部结构工程量浪费的同时, 也利用小变形的优势控制了简化计算后可能产生的绝对误差量, 利用较简易的弹性理论进行计算。

1 基坑开挖回弹引起的立柱桩变形趋势判定

对于立柱桩的回弹分析, 应从受力平衡开始着手判断立柱桩的变形趋势, 以确定是否需要进行隆起计算, 然后计算桩、土及上部荷载协同作用下的隆起变形量。

立柱桩在基坑施工过程中承受两种不同的荷载。 Q_1 荷载方向与重力方向相同 (主要包括自重、上部盖板传递荷载、支撑通过系梁传递的竖向分力等), Q_2 荷载方向与重力方向相反 (为基坑开挖过程中, 坑内土体相对位移引起立柱桩受到向上作用的摩擦力)。

当 $Q_1 > Q_2$ 时, 表现为桩基沉降, 由于有回弹作用, 沉降将小于预期 (通常对结构有利), 故本次不予以讨论。

当 $Q_1 < Q_2$ 时, 将表现为立柱桩及型钢格构柱隆起, 对上部结构形成不利影响, 需进行细化分析。

2 计算模型及假定

2.1 基坑开挖土体回弹分析、简化条件及回弹土体影响深度估算

可按照规范方法计算土体回弹量^[1]:

$$s_c = \psi_c \sum_{i=1}^n \frac{p_c}{E_{ci}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (1)$$

式中 s_c 为地基土的回弹变形量; ψ_c 为考虑回弹影响的沉降计算经验系数, 取 1.0; p_c 为基坑底面以上土的自重压力 (kPa), 地下水位以下应扣除浮力; E_{ci} 为土的回弹模量; z_i 、 z_{i-1} 为基坑底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m); $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ 为基坑底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数, 可按《建筑地基基础设计规范》附录 K 采用。

亦可按照楼晓明等^[11]提出的方法计算坑底回弹量:

$$\Delta\sigma_{rz} = \alpha_z P_D - \gamma' z \quad (2)$$

$$S_r = \psi_c \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{rz}}{E_{ri}} H_i \quad (3)$$

式中 $\Delta\sigma_{rz}$ 为坑底深度 z 处的回弹应力, 不应小于 0;

α_z 为根据弹性半空间理论计算的附加应力系数, 对于规模较大的基坑 α_z 可取 1; P_D 为基坑底面以上土的自重应力; γ' 为坑底到距离坑底深度为 z 处的平均有效重度; ψ_c 为考虑坑底土体侧向受压的修正系数, 对于地铁类长条型基坑近似取 2, 对于大面积非条状基坑取 1; E_{ri} 为根据固结回弹试验得到的回弹模量, 卸载起止应力范围应与实际接近, 鉴于 E_{ri} 受卸荷比影响很大, 土层的分层厚度 H_i 应足够小。

除以上方法外, 在有相关数据经验积累总结的地区, 可采用较全面考虑开挖土体回弹影响各种因素的残余应力法进行计算基坑开挖引起的坑底土体回弹影响深度 h ^[12]:

$$h = \frac{H}{0.0612H + 0.19} \quad (4)$$

式中, h 为坑底土体回弹影响深度, H 为基坑开挖深度。

基坑的隆起变形在实际工程中有时空效应, 与开挖速度、降水效果等施工因素有关, 但主要受开挖卸载、侧向挤压因素控制^[11]。公式 (2)、(3) 相对于传统计算方法式 (1) 的优势是考虑了侧压影响的修正系数。后文结合实测数据分析及修正了时间效应影响。

2.2 桩体回弹的计算模型及假定

通过受力平衡分析可知, 桩体因土体回弹引起的隆起量不会大于基坑开挖过程中土体的实际回弹量。

现提出以下两点假定 (通过后文工程实例实测数据验证, 假定符合实际情况):

假定 1: 每个开挖工况, 都是立柱桩与桩周土体在上一工况完成变形并稳定的基础上, 重新变形协调的过程。基坑开挖过程中的回弹需要一定的时间, 但大部分的回弹 (80%~90%) 基本发生在开挖达到阶段目标深度前 (根据该工况完成后作业面停滞的时间长短可对计算所得回弹值予以修正)。

假定 2: 开挖类似一个瞬时过程, 立柱桩在开挖过程中保持相对静止的受力平衡状态, 直到基坑开挖达到阶段目标深度后, 由于土体回弹, 重新开始变形, 根据立柱桩及格构柱上部结构刚度的实际情况协调至内力平衡。在上一阶段的基础上, 每阶段开挖均出现一次变形重新协调, 各阶段累积后形成最终的桩体隆起量。

提出简化条件: 视土体回弹影响深度为桩体中性点深度。由于在隆起时, 虽然协调受力, 中性点变化频繁, 但是中性点埋深必然浅于回弹影响深度, 所以该条件对于考虑立柱桩隆起计算是安全、保守的, 可以包络最大隆起工况。由于上部结构要求控制隆起量较小, 所以简化不会造成很大的误差。

将桩体的变形分解为两个阶段, 第一阶段桩体在

土层回弹作用下变形(变形量同土层回弹值),第二阶段桩体在其它竖向作用下,产生沉降变形。两部分相减后得到该工况时立柱桩由开挖引起的隆起量。

根据基坑开挖过程中卸载引起的土体回弹变形影响深度不同,立柱桩隆起变形可分为以下两种情况:

(1) 桩有效深度小于土体回弹影响深度

桩体随土体回弹变形,向上的回弹作用力 N_1 。有利于减少桩体回弹的因素主要有:重力方向的荷载作用 F_1 (桩体自重、上部格构柱传来的竖向作用力等),桩受力简图如图1。

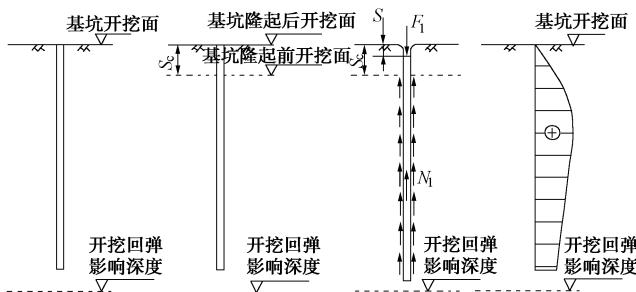


图 1 桩有效深度小于土体回弹影响深度

Fig. 1 Resilience depth under pile depth less than soil rebound

(2) 桩有效深度大于土体回弹影响深度

桩体除考虑情况1时的荷载作用外,还需考虑开挖回弹影响深度以下桩体受周边土体的反向作用力(该情况下,可能会出现桩体拉断现象)。桩受力简图如图2。

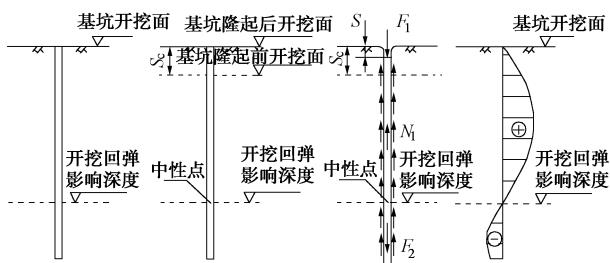


图 2 桩有效深度大于土体回弹影响深度

Fig. 2 Resilience depth of pile depth more than soil rebound

回弹作用首先按受力情况考虑,确定变形方向。中性点以上土体回弹形成拉力 N_1 ,重力方向作用力 F_1 (包括自重及由格构柱、系梁传递荷载,这类荷载比较明确,可根据所处的开挖工况不同,由相关规范及力学模型计算取得),回弹影响深度以下土体提供的极限抗拔承载力为 F_2 。

桩受力平衡判定如下:

$$N_1 < F_1 + F_2 , \quad (5)$$

如满足式(5),桩体不会产生回弹,按沉降控制,本文不做赘述;

$$N_1 > F_1 + F_2 , \quad (6)$$

如满足式(6),桩体将产生回弹,需考虑土体回弹作

用。此时由于桩身长度范围内存在正负摩阻力过渡变化点,可能出现桩体拉断的现象,需校核此处桩体配筋量。

桩体变形的过程可以视为桩体由受力平衡开始,因土体开挖破坏平衡条件,桩体重新寻求受力平衡,最后稳定完成变形的过程。所以根据变形结果的不同,如果桩体沉降(抗沉降承载力达到极限),则 N_1 将达到极限侧阻力;如果桩体隆起(抗隆起承载力达到极限),则 F_2 将达到抗拔极限承载力。

为简化计算,适当扩大不利荷载取值, N_1 、 F_2 均采用极限值(相应工况下,极限值 \geq 实际值)。极限值,容易取值,便于工程的实际操作使用,且设计结果较安全。

立柱桩变形稳定后,应满足以下条件:

$$N_1 = F_1 + F_2 + F_3 , \quad (7)$$

F_3 为临时立柱上部刚性结构变形后作用力(主要考虑钢筋混凝土结构因隆起或沉降变形后的内力重分配),其轴力增量与立柱桩直径无关。当桩体隆起时,桩体相对回弹土层位移向下,相对非回弹土层位移向上(需根据开挖阶段不同,补充考虑临时钢立柱提供的摩阻力)。因此

$$N_1 = u \sum q_{sik} l_i , \quad (8)$$

N_1 只考虑中性点以上土层的极限侧摩阻力作用,同时宜适当考虑临时立柱上方钢格构柱的联合作用。

$$F_2 = u \sum q_{sik} l_i \lambda_i , \quad (9)$$

F_2 只考虑中性点以下土层的极限抗拔侧摩阻力作用。

公式(8)、(9)中, u 为桩身周长, q_{sik} 为桩侧表面第*i*层土的抗压极限侧阻力标准值; λ_i 为抗拔系数。

根据上部结构刚度不同,施工工况不同,通过MIDAS有限元软件计算不同刚度类型结构在给定隆起量时的立柱桩受力增量,初步估算 F_3 参考值如表1。

表 1 隆起引发立柱轴力增加值参考表

Table 1 Increment of axial force induced by heave of soldier piles

结构形式	隆起 1 cm	隆起 2 cm	隆起 3 cm
	增量/kN	增量/kN	增量/kN
逆作二层地铁站	485	965	1445
逆作三层地铁站	630	1260	1890
砼临时路面板	530	1050	1570
砼支撑(一层顺做法)	390	770	1160
逆作一层地下室	540	1070	1605
逆作两层地下室	790	1580	2370

注:本表只考虑为相对隆起因素作用引起的轴力增量。

相对于上部混凝土结构的刚度,支撑体系中钢系

梁、钢支撑刚度较小，故不予以考虑。

对于一般立柱桩的隆起摩擦力极限值而言, F_3 做出的抗隆起贡献大约占了 5%~10% 的承载作用能力。所以可以认为在立柱桩隆起达到满足公式(7)的平衡过程中, F_3 的变化过程对最终计算结果没有很大的影响, 可简化认为是定值。表 1 中间值可线性内插取得。

上部结构应在弹性变形范围内满足使用功能，根据计算比较，隆起控制量控制在 $l_0/400 \sim l_0/500$ 比较合理， l_0 为立柱间距。对照表 1 取得 F_3 控制值，需保证在计算回弹量情况下控制值 $F_3 > N_1 - F_1 - F_2$ 。

由表 1 可以发现, 上部结构类型对 F_3 的影响不大, 差异约在 200 kN 左右。由于上部结构刚度能够给予的 F_3 是有限的, 因此通过对比表 1, 可轻便地判断立柱桩方案的经济合理性。

2.3 桩体相对土体回弹后沉降量及桩体变形量

按公式(2)、(3)计算得到基坑开挖过程中某开挖深度时土体回弹量 S_{ci} 。

由于每个工况都认为是桩体与土体之间重新的协调变形，所以桩体相对回弹土体稳定后沉降值，按 N_1 作用下的沉降效应考虑。

桩基沉降量按单向压缩分层总和法的 Mindlin 公式计算^[1]:

$$S = \psi_p \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \quad . \quad (10)$$

公式(10)中: s 为桩基最终计算沉降量(mm);
 m 为桩端平面以下压缩层范围内土层总数; $E_{s,j,i}$ 为桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量(MPa); n_j 为桩端平面下第 j 层土的计算分层数; $\Delta h_{j,i}$ 为桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度(m); $\sigma_{j,i}$ 为桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力(kPa); ψ_p 为桩基沉降计算经验系数。

另外桩体本身在压力作用下的变形 S_e 如下式^[13]:

$$S_e = \xi_e \frac{Q_j l_j}{E_c A_{ps}} \quad . \quad (11)$$

公式(11)中: Q_j 为第j桩桩顶的附加荷载; l_j 为第j桩桩长; E_c 为桩身混凝土的弹性模量; A_{ps} 为桩身截面面积; ξ_e 为桩身压缩系数。该工况中,桩体在竖直向下的力作用下,按公式(10)计算桩沉降量 S_i (β_i 为浅层土体回弹值修正系数, d 为开挖深度,当开挖深度 $d>10\text{ m}$ 时取 $\beta_i=1.0$)。单一工况桩体回弹量计算公式如下:

$$\Delta_i = \beta_i S_{ci} - S_i \quad , \quad (12)$$

$$\beta_i = (\lg d)^3 \quad ; \quad (13)$$

最终开挖完成后计算桩体隆起变形值如下：

$$\Delta = \alpha \sum_{i=1}^n \Delta_i - S_e \quad . \quad (14)$$

立柱桩隆起量应按开挖工况，分别计算后相加。其中 α 为考虑时间影响后，立柱桩隆起峰值修正参数，短期工况可取 1.1，长期工况可取 0.9~1.0。

3 工程实例

杭州地铁部分深基坑立柱桩、围护的竖向隆起变形数据如表 2。

表 2 基坑竖向位移统计表

Table 2 Vertical displacement of foundation pit

工程名称	基坑深度 /m	立柱桩隆起 /mm	围护顶隆起 /mm
文化广场站	24	—	3.1
彭埠站	16	1.74	2.76
武林广场站	27	0.3	0.5
九堡东站	16	—	0.42
下沙中心站	16	—	5.65
官河站	33	9	1.14
景芳站	16	16	7

根据土层、围护长度、立柱桩长度以及施工阶段的不同，隆起量也相应变化。根据笔者现有监测资料统计，隆起变形的出现比较常见，约占杭州地铁车站基坑的 20%~30%，主要出现在低回弹模量、软弱土层分布较厚区域。

对比验证以景芳站为例。景芳站基坑，全长约 465 m，宽 20.7 m。采用 800 mm 地下连续墙围护(见图 3)，明挖顺作。标准段开挖深度 16 m 左右，盾构端头井开挖深度 18 m 左右。内支撑体系采用 1 道砼支撑和 4

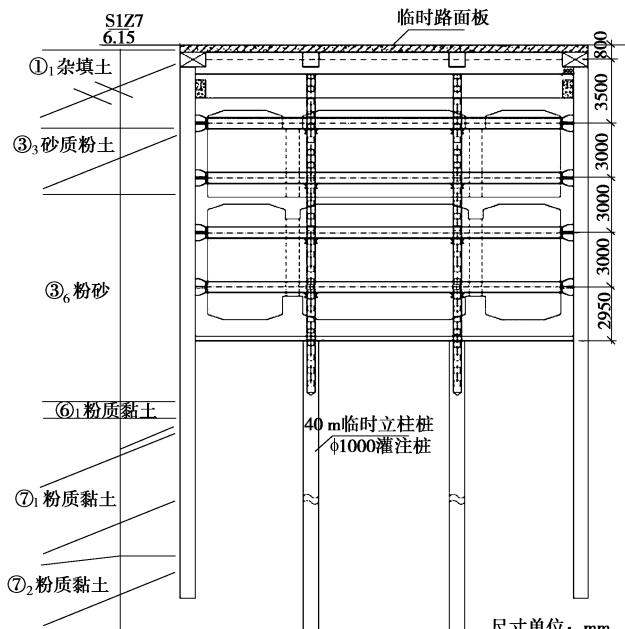


图 3 围护结构剖面图

Fig. 3 Section of retaining structures

道钢支撑。局部位置设置长36 m临时路面板供十字路口交通通行使用。临时路面板下设两排临时型钢格立柱(600 mm×600 mm),间距9 m(Φ1000灌注桩基础,有效桩长40 m,桩端进入⑫圆砾层约6.5 m,考虑立柱桩沉降时考虑端阻力,隆起时不考虑桩端承载力)。

本工程在盖板顶设置三组垂直变形监测点,分别位于地连墙冠梁顶及临时立柱顶上方附近(见图4)。另外本次工程监测还包含冠梁顶垂直变形监测数据。观测点多,数据丰富,能较直观、准确地反应该场地区域范围内基坑开挖引起的立柱桩、围护墙隆起。为避免基坑开挖过程中对监测点造成不必要的破坏,本工程立柱隆起监测点均设置在临时立柱顶部。监测方式分为两种:①临时路面板、围护冠梁上布置钢钉,采用水准仪进行沉降、隆起监测;②在观测人员无法到达的区域,在临时立柱桩上部布置反射片,使用全站仪来监测立柱垂直变化情况。

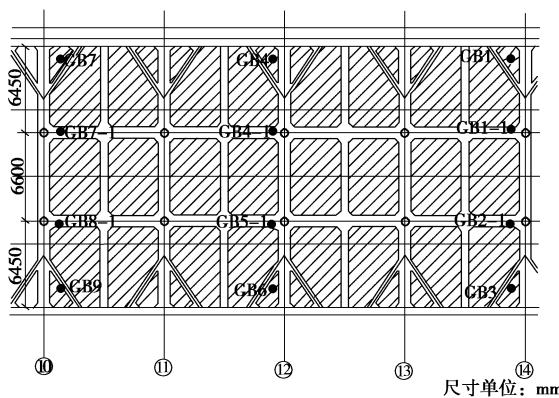


图4 临时立柱顶测点布置平面图

Fig. 4 Plan layout of measuring points

本次采用的数据均采集自钢钉监测点,数据误差小(一般误差<1 mm),作为分析依据,切实可靠。

本场地土层分布情况见表3^[14]。

表3 土层物理力学参数指标

Table 3 Physical and mechanical parameters of soils

编号	名称	深度/m	重度/(kN·m ⁻³)	回弹模量/MPa	弹性模量/MPa	极限侧摩阻力/kPa
① ₁	杂填土	4.3	18.0	(10)	(4)	10
③ ₂	黏质粉土	7.9	18.9	(20)	8.0	15
③ ₆	粉砂	19.3	19.2	(20)	8.5	50
⑥ ₁	粉质黏土	20.2	18.3	10	4.0	20
⑦ ₁	粉质黏土	27.8	18.8	17	8.5	45
⑦ ₂	粉质黏土	41.3	18.2	15	7.5	40
⑫ ₄	圆砾	49.5	19.0	(50)	(15)	110
⑭ ₂	圆砾	52.0	(19.0)	(50)	(15)	(110)

注:()内数值表示经验值或公式计算结果。

计算得到不同开挖阶段引起的回弹影响深度(即简化计算的中性点深度)如表4。

由于实际回弹深度变化不超过3.5 m,结合计算及相关土层参数,判断认为回弹土层影响深度为⑦₂层底,从而简化计算。各开挖阶段围护墙、立柱桩经判断将产生隆起变形。受力计算结果如表5。

表4 开挖回弹影响深度结果

Table 4 Results of excavation resilience depth

开挖深度/m	回弹影响深度/m
5	37.93
8	38.60
11	39.68
14	40.63
16	41.30

表5 阶段受力分析表

Table 5 Results of staged stress

开挖深度/m	桩中性点以上/kN	桩中性点以下/kN	地墙阻力/kN	地墙隆起力/kN
5	8127	6096	1516	2145
8	7972	6096	1516	2048
11	7492	6096	1516	1748
14	7012	6096	1516	1448
16	6692	6096	1516	1248

为验证受力分析对隆起变形控制性因素的正确性,现引入对地连墙开挖过程中受力的计算对比(只受土体因素左右,干扰因素较少)。发现按受力平衡假设计算,当开挖深度达到13.3 m左右时,地连墙将由隆起变形转换为稳定并趋向沉降变形。对比图5监测结果,基坑开挖至5 m左右,地连墙顶冠梁监测点已出现1 mm左右的隆起变形,开挖至11~14 m时地连墙顶隆起达到峰值(约3~5 mm),随后逐步下降,与估算结果基本吻合。可见基本结构模型能够符合工程实际情况,判定隆起趋势后,可以进一步细化计算隆起量。

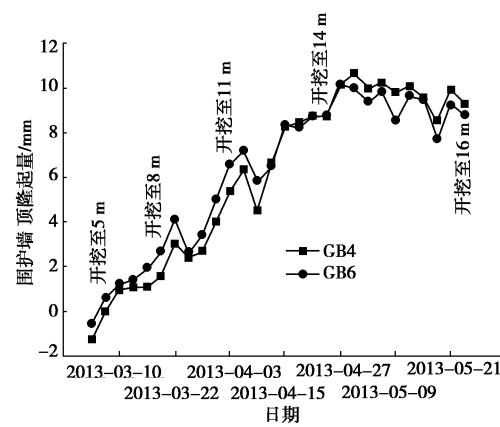


图5 围护墙顶隆起实测统计

Fig. 5 Measured heave of retaining wall

实测立柱桩顶隆起变形结果如图6。从图6可见,立柱桩隆起变形趋势基本符合开挖阶段受力分析。考虑到上部荷载作用,当开挖至14 m深以后,立柱隆

起基本趋于稳定。基坑开挖后, 立柱隆起非常明显, 且当停止基坑土方挖掘后 3 d, 隆起达到峰值, 较初始值约增加 4%~10%, 随后逐步沉降, 减少至峰值的 70%~90% (但仍大于上一开挖步骤的回弹初始值及峰值)。因此认为可以对立柱桩计算结果根据时间进行修正, 峰值修正系数取 1.1, 与刘国彬等的研究结果“当基坑在某工况下放置时间超过 3 d 应根据实际情况, 时间修正系数取 1.1~1.3”相近似^[15], 从长期稳定状况来看可取隆起初始值修正系数 0.9~1.0。这也证明“假定 1、2”是符合实际情况的, 每次开挖均是一次变形再协调的过程。

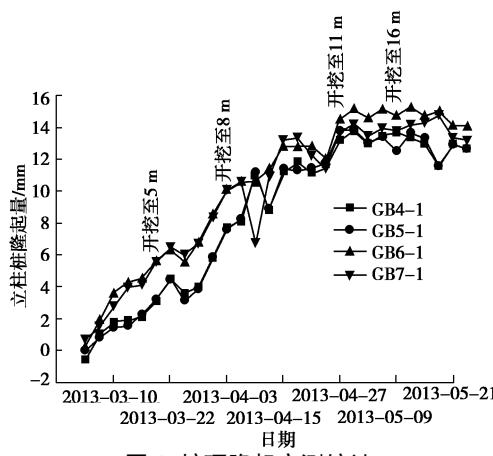


图 6 桩顶隆起实测统计
Fig. 6 Measure heave of pile top

分阶段计算立柱桩隆起量, 得到的计算结果如表 6 所示。

表 6 桩隆起计算结果表

Table 6 Calculated results of pile heave

开挖深度 /m	土体总回弹量 /mm	阶段桩基沉降 /mm	累计桩隆起量 /mm
5	33.38	20.70	4.80
8	52.95	20.20	8.88
11	73.35	19.00	13.45
14	93.90	17.70	16.30
16	107.55	16.90	13.05

对比表 1, 立柱桩方案较合理, 在小隆起的情况下, 较合理地利用了上部结构的刚度, 并有效控制最终隆起量在合理的安全变形范围内。

取两组实测点各阶段累计隆起值与计算结果对比如表 7。

表 7 理论与实际结果对比表

Table 7 Comparison between theoretical and practical results

开挖深度 /m	实际隆起 1 /mm	实际隆起 2 /mm	计算隆起 /mm
5	4.48	4.45	4.80
8	7.13	7.45	8.88
11	11.15	11.78	13.45
14	15.30	15.82	16.30
16	13.92	14.08	13.05

由表 7 可以发现, 随着基坑开挖深度的增大, 理

论值逐渐能够与实测值相接近。根据文献[16]实验结果, 土样卸荷回弹过程中, 当卸荷比 $R < 0.4$ 时, 已完成的回弹变形小于总回弹变形量的 10%; 当卸荷比增大至 0.8 时, 已完成的回弹变形仅约占总回弹变形量的 40%; 而当卸荷比介于 0.8~1.0 时, 发生的回弹量约占总回弹变形量的 60%。根据现场实测结果, 开挖 0~10 m 时 (即卸荷比约为 60%~70% 之间时), 实际回弹量可考虑适当折减, 对比统计现场数据及文献[16]相关实验结果, 给出公式(9) 的折减系数计算方法。

统计现场桩顶实测隆起值及计算值如图 7 所示。从图 7 可以看出本文介绍的方法可以较准确地预估立柱桩在不同阶段的隆起量。同时理论计算最大隆起量大于实测结果, 可以有效保证结构的设计安全。

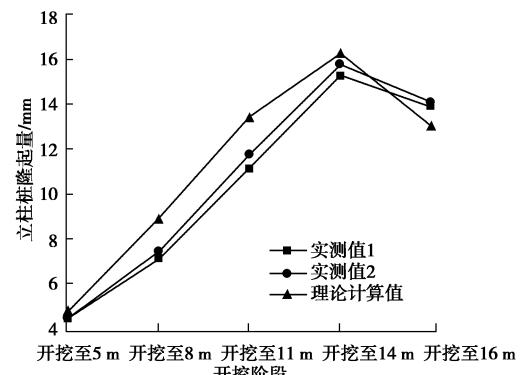


图 7 实测隆起量与理论计算结果对比图

Fig. 7 Comparison between calculated and measured results

4 结 论

(1) 本文分析了两种不同情况对立柱桩隆起的影响, 给出了统一的立柱桩隆起计算方法。该方法考虑了土性、立柱桩长度、较小开挖深度 (即小卸荷比) 情况下的回弹量修正以及短、长时间情况下的时间影响系数, 同时引用了楼晓明^[11]提出的计算方法计算, 优化回弹计算方法, 考虑侧压力的影响。

(2) 本文提出的方法所采用的土层物理、力学参数指标均较容易取得。理论计算结果与实测数据的对比验证本文的方法可以有效预估不同工况下的立柱隆起值。

(3) 在实际工程中, 概念设计应优先于且重要于实际计算结果。竖向有利荷载事实上是由极限抗拔承载力作为主要控制荷载发生作用的。所以在方案选择时优先考虑通过回弹深度、立柱桩桩长来控制回弹。作为补充优化, 考虑上部作用 (包括上部结构自重、刚度调整增加荷载、水平支撑的竖向作用效果) 应保守, 宜取值在 600~900 kN, 根据开挖深度、工法适当调整。

特别对有钢支撑存在的围护体系, 由于节点设计

不存在延性破坏的可能，应在方案上控制为不隆起或少量隆起。对于不可避免出现的大隆起量，应考虑支撑体系及围护深度优化的选择，利用整体隆起变形来控制相对隆起量的大小。

(4) 随着盖挖施工等工法在地铁等基坑工程中的推广，立柱桩隆起对结构体系的影响越来越凸显。桩体隆起引起的上部结构内力重分布，以及内支撑体系的受力变化，有可能导致结构开裂甚至破坏。所以在设计、施工中，应对临时立柱桩隆起变形予以足够重视，并根据计算，做好相应的设计应对措施。

参考文献：

- [1] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 2011. (GB 50007—2011 Code for design of building foundation[S]. 2011. (in Chinese))
- [2] Poulos H G, DAVIE E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: Wiley, 1980.
- [3] 贺翀. 深基坑的立柱桩隆起计算[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 74 - 78. (HE Chong. Calculation of heave of soldier piles in deep foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 74 - 78. (in Chinese))
- [4] 杨敏, 郭建栋. 深开挖基坑回弹引起的坑中桩受力与位移计算[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(12): 1730 - 1735. (YANG Min, LU Jian-dong. A calculation of behavior of underpinning pile subject to excavation of deep foundation pit[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(12): 1730 - 1735. (in Chinese))
- [5] 楼晓明, 杨晶, 李德宁, 等. 立柱桩在深基坑分步开挖过程中的上拔位移分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(1): 193 - 198. (LOU Xiao-ming, YANG Jing, LI De-ning, et al. Uplift displacement of soldier piles during stepped excavation of deep foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(1): 193 - 198. (in Chinese))
- [6] 胡琦, 凌道盛, 陈云敏, 等. 深基坑开挖对坑内基桩受力特性的影响分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(7): 1965 - 1970. (HU Qi, LING Dao-sheng, CHEN Yun-min, et al. Study of loading characters of pile foundation due to unloading of deep foundation pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(7): 1965 - 1970. (in Chinese))
- [7] 巢斯, 王磊, 雷小虎, 等. 上海软土地区深基坑回弹引起桩拉力的探讨[J]. 结构工程师, 2009, 25(5): 88 - 92. (CHAO Si, WANG Lei, LEI Xiao-hu, et al. Discussion on tensile force of piles caused by subsoil rebound in soft soil area[J]. Structural Engineers, 2009, 25(5): 88 - 92. (in Chinese))
- [8] 肖健. 考虑工程桩存在的深基坑回弹空间效应有限元分析[D]. 天津: 天津大学, 2004. (XIAO Jian. FEM analysis on 3D behavior of the pit resilience considering foundation piles[D]. Tianjin: Tianjin University, 2004. (in Chinese))
- [9] 范巍. 大面积深基坑开挖过程中桩基受力特性研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2007. (FAN Wei. Behavior of pile foundation during large-scale deep excavation[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2007. (in Chinese))
- [10] 葛强强. 超深开挖对单桩承载性状的影响性研究[D]. 天津: 天津大学, 2008. (GE Qiang-qiang. Impact of ultra-deep excavation on bearing capacity of single pile[D]. Tianjin: Tianjin University, 2008. (in Chinese))
- [11] 楼晓明, 李德宁, 刘建航. 深基坑坑底地基的回弹应力与回弹变形[J]. 土木工程学报, 2012, 45(4): 134 - 138. (LOU Xiao-ming, LI De-ning, LIU Jian-hang. Rebound stress and deformation below the bottom of deep excavations[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(4): 134 - 138. (in Chinese))
- [12] 刘国彬, 黄院雄, 侯学渊. 基坑回弹的实用计算法[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 61 - 67. (LIU Guo-bin, HUANG Yuan-xiong, HOU Xue-yuan. A practical method for calculating a heave of excavated foundation[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(4): 61 - 67. (in Chinese))
- [13] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))
- [14] 上海岩土工程勘察设计研究院有限公司. 杭州地铁 4 号线一期工程: 景芳路站岩土工程勘察报告[R]. (Shanghai Geotechnical Engineering Investigation Design & Research Institute Co Ltd. The first phase project of Hangzhou Metro Line 4: Jing Fang road station of geotechnical engineering investigation report[R]. (in Chinese))
- [15] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Foundation pit engineering handbook[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))
- [16] 李建民, 滕京京. 土样回弹及再压缩变形特征的试验研究[J]. 工程勘察, 2010(12): 9 - 14. (LI Jian-min, TENG Yan-jing. Experimental study on the characteristics of the rebound and the recompression deformation of soil under unloading[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2010(12): 9 - 14. (in Chinese))

(本文责编 明经平)