

无锡基坑实测水土压力随施工过程变化规律分析

张有桔^{1,2,3}, 丁文其^{1,2}, 董光辉⁴, 刘祥勇⁴, 刘文军⁴

(1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 安徽省交通规划设计研究院有限公司, 安徽 合肥 230088; 4. 无锡市轨道交通发展有限公司, 江苏 无锡 214013)

摘要: 对支护结构在水土压力作用下的变形及力学行为的全面认识是深基坑支护结构设计取得成功的关键。而实际工程中由于受到各种因素的影响, 实测水土压力与理论值存在一定误差, 影响到支护结构的安全和稳定性。市民广场站是无锡地区建设的第一批地铁车站, 通过该工程实测数据的分析, 获得了水土压力随施工过程的变化规律, 对该地区后续类似工程设计及施工有一定指导意义。

关键词: 深基坑; 水土压力; 施工过程; 变化规律

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2012)S0-0677-05

作者简介: 张有桔(1986-), 男, 同济大学地下建筑与工程系硕士, 主要从事基坑工程设计、施工力学、动态反馈与控制理论研究。E-mail: dabaozyj@163.com。

Variation law of water-earth pressure of deep excavations during construction process

ZHANG You-jie^{1,2,3}, DING Wen-qi^{1,2}, DONG Guang-hui⁴, LIU Xiang-yong⁴, LIU Wen-jun⁴

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Anhui Transport Consulting & Design Institute Co., Ltd., Hefei 230088, China; 4. Rail Transit Development Co., Ltd., Wuxi 214013, China)

Abstract: The comprehensive understanding of deformation and mechanical behavior of retaining structures under water-earth pressures is of paramount importance for the design of deep excavations. However, there is a certain error between the measured and theoretical pressures. The error induced by various factors affects the security and stability of retaining structures. The Residential Square Station is a representative project of Wuxi Metro Line 1. The variation law of water-earth pressures during the construction process is studied through the analysis of the measured data. The results have guiding significance for similar projects in Wuxi.

Key words: deep excavation; water-earth pressure; construction process; variation law

0 引言

在基坑工程中, 计算作用于支护结构上的水土压力是一个古老的课题。经典土压力理论, 因其计算简单且力学概念明确, 一直为工程设计所采用。但由于经典土压力理论存在着两个明显的弱点: 一是要求土体变形达到极限状态的临界条件, 二是经典土压力理论没有考虑施工过程变形效应的影响, 再加上深基坑自身的复杂性, 所以深基坑水土压力问题成为一个至今仍难以用理论计算做出精确解答的问题^[1]。

支护结构上水土压力的影响因素很多, 包括地质条件、土的物理力学参数、土压力计算方法、支护结构变形大小及模式、围护结构形式以及时空效应等^[2], 且每个因素对其影响效应不同, 要分析出诸多因素的综合影响比较困难, 本文主要关注施工过程对基坑水

土压力的影响。

本文结合无锡轨道交通一号线市民广场站水土压力实测数据, 分析基坑水土压力随施工过程的变化规律, 以期为同类深基坑设计提供一定的参考。

1 工程概况

无锡轨道交通市民广场站为一号线和四号线的 T形换乘站。四号线车站在此呈十字交叉模式, 本站一、四号线土建同期施工。该站一号线车站为地下二层岛式车站, 采用明挖法施工, 车站基坑深度约 17.5 m;

基金项目: 无锡轨道交通一号线土建科研 (No.GD01KYHT0901) 和铁道部科技研究开发计划 (No.2007G045-C) 联合资助

收稿日期: 2012-08-21

四号线车站为地下三层岛式车站，采用盖挖法施工，车站基坑深度约 23.9 m。

1.1 工程地质概况

无锡市轨道交通一号线市民广场站呈东西走向，场地区域为广阔的冲湖积平原，地势平坦。场地土层分布及主要物理力学参数见表1。

表 1 土层物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层	厚度/m	重度/(kN·m ⁻³)	c/kPa	$\phi/(^{\circ})$
① ₂ 素填土	1.2	18.0	10.00	10.00
③ ₁ 黏土	4.1	19.7	69.27	11.86
③ ₂ 粉质黏土	3.2	19.4	56.81	11.68
③ ₃₋₁ 粉质黏土	1.8	19.1	28.44	13.54
③ ₃ 粉土夹粉质黏土	3.3	19.1	16.99	16.13
⑥ ₁₋₁ 黏土	3.2	19.8	64.49	12.34
⑥ ₁ 黏土	5.8	19.9	70.02	12.45
⑥ ₂ 粉质黏土	4.1	19.6	58.77	10.51
⑥ ₃₋₁ 粉质黏土夹粉土	2.0	19.2	39.36	9.29
⑥ ₃ 粉土	10.6	19.2	10.35	16.36
⑧ ₁ 粉质黏土	7.9	19.7	63.52	11.07
⑧ ₂₋₁ 粉质黏土夹粉土	2.8	19.3	35.07	10.32

1.2 水文地质条件

场地在勘察深度范围内地下水主要为赋存于第四系全新统及上更新统中的浅层含水层、浅层弱承压水层、深层承压水层。

(1) 上层滞水赋存于杂填土及素填土层中。

(2) 弱承压含水层主要分布于③₂₋₁ 层粉土及③₃ 层粉土夹粉质黏土层中。

(3) 第 I 承压含水层位主要为上更新统上河湖相的⑥₃层粉土，该层土以粉性土为主。埋深在 29.10 m 左右，稳定水位标高-1.15 m。该含水层为一闭合含水层，与外界无水力联系。

(4) 第II承压含水层位主要为上更新统上段冲湖—河口相的⑦, 层灰色粉砂(粉土)。

(5) 第III承压含水层位主要为上更新统下段冲湖一河口相的⑧₂₋₂层粉土夹粉土层中。该含水层土性为粉性土，水量中等。

1.3 围护方案简介

一号线标准段宽 20.7 m, 基坑深度 17.43 m, 顶部覆土约 3.3 m。围护结构采用 800 mm 地下连续墙, 插入深度 13.0 m, 坚向支撑布置: 第一道 $800 \times 1000 @ 6000$ 钢筋砼支撑, 第二至第四道支撑均为 $\phi 609, t=16$ 的钢管支撑, 间距为 3000 mm。在第三道和第四道之间设置一道 $\phi 609, t=16$ 钢支撑换撑, 间距为 3000 mm, 距第三道支撑 1500 mm, 距第四道支撑 1500 mm(见图 1)。

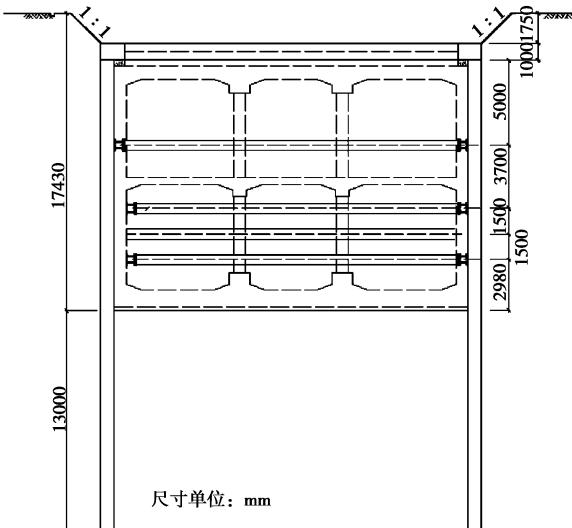


图 1 基坑支护结构剖面图

2 水土压力实测分析

由于工程尚在进行，以及一些测点损坏，本次分析的监测数据有限，本次分析主要根据 TY4 组 475 号测点（埋深 10 m）和 TY6 组 741 号测点（埋深 4 m）实测水土压力、侧向位移随时间变化曲线分析水土压力随着施工过程的定性变化规律。监测数据从 2009 年 11 月 6 日至 2010 年 3 月 27 日，其中深层位移从 2009 年 12 月 24 日至 2010 年 1 月 20 日监测单位未能提供监测数据。

2.1 TY4 组 475 号测点

TY4 组共有 475、727、831 三个测点, 位于一号线标准段, 三个测点埋深分别为 10 m、13 m 和 16 m。监测数据显示 2009 年 11 月 6 日以后, 测点 727、831 损坏, 2010 年 3 月 2 日 475 测点损坏, 故选择测点 475 (埋深 10 m) 分析土压力相关规律 (见图 2)。

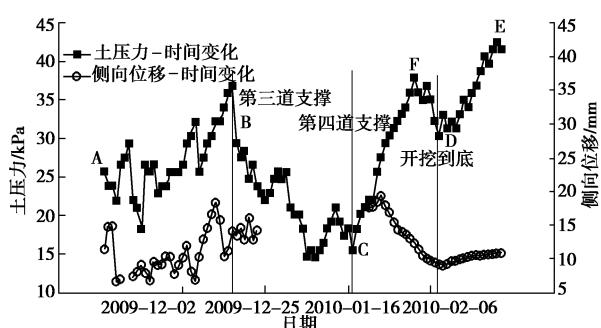


图 2 TY4 组 475 测点土压力、侧向位移随时间变化曲线
Fig. 2 Variation of earth pressure and lateral displacement with time

曲线中监测的最大土压力为 42.54 kPa，最大侧向位移为 19.45 mm。由曲线可以看出，土压力随着施工过程是动态变化的，这么一个动态的过程十分复杂，

很难用一个定量的指标来衡量^[3]。但可以看出土压力大小与侧向位移值密切相关, 呈反比例关系, 图2表现为土压力变化曲线的峰值对应于侧向位移变化的谷值。

理论计算得到的静止土压力、主动土压力水土分算时为 144.7 kPa、112.9 kPa, 水土合算时为 92.7 kPa、74.9 kPa。而实际监测的最大土压力 42.54 kPa, 比水土合算得到的主动土压力还小, 笔者认为可能是以下两原因: ①勘察报告提供土层参数比较保守, 使得水土压力计算值偏大; ②该剖面处于两个钻孔之间, 土层分布与钻孔揭露可能有所差别。

由施工日志可知, 该断面处 2009 年 10 月 13 号左右完成第二道钢支撑, 2009 年 11 月 8 号左右完成第三道钢支撑, 2010 年 1 月 19 日左右完成第四道钢支撑, 2010 年 2 月 10 日左右开挖到底。根据曲线变化规律, 并结合施工过程, 将曲线分为 AB、BC、CD、DE 四段, 分析水土压力随着施工过程的变化规律。

(1) AB 段

数据从 2009 年 11 月 6 日开始到 12 月 14 日结束, 根据施工日志可知, 该段时间内施工第三道钢支撑(标高约在 10 m), 并开始向下开挖。

在这个过程中, 由于地表处相关施工机械(运土车、长臂挖机等)活动频繁, 以及相应深度处进行支撑安装、挖土作业等影响, 整段曲线波动性较大, 土压力每次波动值在 5~10 kPa, 由这个波动值反算地面超载在 10~20 kPa, 与实际施工超载也是相符的。

但总体来看, 侧向变形随着施工过程逐渐增大, 相应的水土压力也逐渐增大, 这个变化过程与常用的弹性地基梁法计算过程是吻合的。在弹性地基梁法计算过程中, 假设开挖面以上水土压力三角形分布, 开挖面以下水土压力矩形分布^[4], 所以, 10 m 深处的水土压力应该是随着这个时间段的开挖过程逐渐增大的。由水土压力和位移关系曲线可知, 水土压力随着向基坑内的侧向位移增大逐渐由静止土压力减小到主动土压力, 同时由于被动侧土方开挖, 作用在连续墙上的水土压力又逐渐增加, 该段水土压力变化应该是二者此消彼长的过程, 由曲线显示的水土压力随着侧向位移增大而逐渐增大的趋势可知, 在开挖到 10 m 以前, 被动侧土方开挖引起的作用在地连墙上的土压力增长为土压力变化的控制因素。

(2) BC 段

数据从 2009 年 12 月 15 日开始到 2010 年 1 月 19 日结束, 根据施工日志可知, 该段时间内开挖第三至第四道支撑之间土方, 并完成第四道支撑安装。这段时间内没有侧向位移监测数据, 但是可以由侧向位移变化趋势推测这段时间内侧向位移应该是逐渐增大

的。

在这个过程中, 土方已经开挖到 10 m 以下, 理论上按照弹性地基梁法计算中土压力假设, 10 m 深处土压力保持不变。实际, 随着侧向位移的增加, 土压力逐渐减小, 且在该段中 10 m 深处的侧向位移达到最大(约 20 mm), 相应的土压力也降到最小(约 15 kPa)。所以, 在开挖到 10 m 以后, 施工过程是引起作用在地连墙上的土压力变化的控制因素。

(3) CD 段

数据从 2010 年 1 月 20 日开始到 2010 年 2 月 10 日结束, 根据施工日志可知, 该段时间内开挖最后一层土方。

在这个过程中, 基坑侧向变形最大值基本保持在 20 mm 不变, 但随着开挖过程变形最大值逐渐下移, 最终在开挖面以上 1~2 m(约在 14 m 附近)。相应的, 10 m 深处的侧向位移逐渐减小, 由曲线可知, 土压力随着侧向位移的减小约呈线性增大。其中, F 点到 D 点有一个土压力突降(约下降 7.5 kPa), 应该是由于本区段土方开挖结束, 相关地面超载(长臂挖机、运土车等)减少引起的。

(4) DE 段

数据从 2010 年 2 月 11 日开始到 2010 年 2 月 27 日结束, 根据施工日志可知, 该段时间内进行该区段底板浇筑, 以及后续区段土方开挖。

在这个过程中, 土方开挖已经完成, 所以土压力以及侧向变形的变化不是由施工引起的。由曲线可知, 该段内土压力和侧向位移均逐渐增大。土压力在基坑施工完成后, 由于土体的松弛、蠕变等, 会逐渐恢复, 最终恢复到静止土压力。所以, DE 段土压力和侧向位移均逐渐增大是土体受施工扰动后一个自我恢复的过程, 土压力逐渐向静止土压力恢复, 同时由于土压力的增加, 侧向变形也逐渐增大。

2.2 TY6 组 741 号测点

TY6 组共有 741、918、538 三个测点, 位于一号线标准段, 三个测点埋深分别为 4 m、13 m 和 19 m。监测数据显示 2009 年 11 月 6 日以后, 测点 918 损坏, 2010 年 1 月 22 日 538 测点损坏, 本节选择测点 741(埋深 4 m) 分析土压力相关规律(见图 3)。

曲线中监测的土压力在 35~50 kPa 之间, 侧向位移在基坑开挖过程中向坑外变形, 变形在 -1~ -7 mm。总体来看, 理论计算得到的静止土压力、被动土压力水土分算时为 45.8 kPa、250.9 kPa, 水土合算时为 35.2 kPa、286.5 kPa。由于向坑外位移很小, 实测土压力与静止土压力相近。

由施工日志可知, 该断面处 2009 年 10 月 10 号左右完成第二道钢支撑, 2009 年 11 月 4 号左右完成第

三道钢支撑,2010年1月9日左右完成第四道钢支撑,2010年2月1日左右开挖到底,2010年2月26日左右完成换撑施工。根据曲线变化规律,并结合施工过程,将曲线分为AB、BC、CD、DE、EF五段,分析水土压力随着施工过程的变化规律。

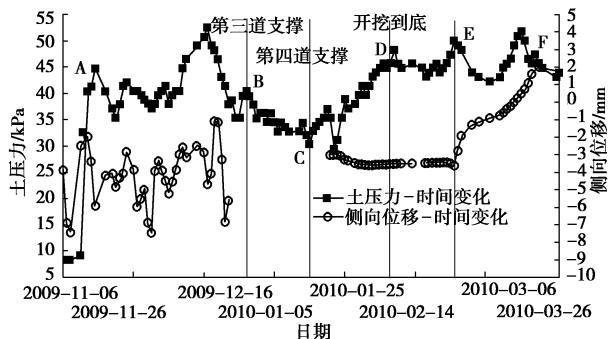


图3 TY6组741测点土压力、侧向位移随时间变化曲线

Fig. 3 Variation of earth pressure and lateral displacement with time

(1) AB段

数据从2009年11月6日开始到12月24日结束,根据施工日志可知,该段时间内已完成第三道钢支撑(标高约在10 m),并开始向下开挖。

在这个过程中,由于地表处相关施工机械(运土车、长臂挖掘机等)活动频繁,整段曲线波动性较大,土压力每次波动值在5~10 kPa,由这个波动值反算地面超载在10~20 kPa,与实际施工超载也是相符的。

连续墙发生向基坑外侧向变形,与基坑土方开挖顺序有关。基坑分段分层开挖时,先开挖段基坑发生向基坑内变形,通过支撑作用,后开挖段基坑围护结构可能发生一定的向坑外变形。

在这个过程中,土方已经开挖到4 m以下,理论上按照弹性地基梁法计算中土压力假设,4 m深处土压力保持不变。监测结果显示,排除波动性的点,总体来看,侧向变形变化较小,AB段土压力基本保持不变,大小与水土合算的静止土压力相当。

(2) BC段

数据从2009年12月25日开始到2010年1月15日结束,根据施工日志可知,该段时间内在开挖第三至第四道支撑之间土方,并完成第四道支撑安装。这段时间内没有侧向位移监测数据,但是可以由侧向位移变化趋势推测这段时间内地连墙向坑外侧向位移应该是逐渐减小的。

在这个过程中,由于土方不断开挖,前期的土体向坑外的变形逐渐减小,也就是说在这个过程中土体的位移增量是向坑内的,由曲线可知,土压力有一个约呈线性减小的过程。

(3) CD段

数据从2010年1月16日开始到2010年3月27日结束,根据施工日志可知,该段时间内完成开挖最后一层土方。

在这个过程中,由于土方不断开挖,土体的位移增量是向坑外的,由曲线可知,土压力有一个约呈线性增长的过程。

(4) DE段

数据从2010年2月7日开始到2010年2月24日结束,根据施工日志可知,该段时间内进行该区段底板及侧墙浇筑,以及后续区段土方开挖。

在这个过程中,土方开挖已经完成,且换撑作业还没有进行,土压力及侧向位移均基本保持不变。

(5) EF段

数据从2010年2月8日开始到2010年3月27日结束,根据施工日志可知,该段时间内完成该区段底板、地下两层侧墙浇筑及换撑工作。

在这个过程中,由于侧墙浇筑、换撑工作,以及土体的松弛、蠕变等的影响,地连墙向坑内的侧向变形有所增加,土压力有所波动,波动幅度约5 kPa,但是总体来说由于地连墙变位波动较小(-3~2 mm之间),土压力大体稳定在静止土压力水平。

2.3 实测规律分析

通过以上两个测点水土压力随着施工过程的变化分析可知:

(1)作用在围护结构上的水土压力的因素主要有超载、土方开挖、变形大小及模式、土的松弛和蠕变等。

a) 超载(诸如施工机械、堆载等)在整个开挖过程中是不断变化的,所以分析中要排除这种由超载引起的波动性,从而正确认识水土压力随着施工过程的变化(图2AB段、图3AB段)。

b) 随着土方不断开挖,开挖土体提供的抗力随之消失,相应的作用在围护结构上的水土压力逐渐增加(图2AB段)。当开挖到某深度以下后,随着后续开挖进行,若该深度处变形波动很小,那么该深度处的水土压力应该基本保持不变(图3AB段);若该深度处的向坑内的变形不断增大,那么该深度处的水土压力逐渐减小(图2BC段)。

c) 围护结构上的水土压力与围护结构变形模式密切相关。对比图2和图3发现,虽然图3中测点埋深只有4 m,但实测水土压力普遍大于图2中埋深10 m测点,这主要是由于两个测点的变形模式不同,前者发生向坑外的变形,由于变形量值不大(-7~-2 mm),水土压力接近静止土压力,而后者发生较大的向坑内变形(最大20 mm),水土压力接近主动土压力。

d) 围护结构上的水土压力与围护结构变形大小密切相关。主动土压力随着变形增大而减小(图2 CD段); 被动土压力随着变形增大而增大(图3 BC段, 图3 CD段)。

e) 围护结构的变形模式与整个基坑的分层分段开挖顺序有关, 由于先开挖段发生向基坑内的变形后, 通过支撑作用, 后开挖段围护结构可能发生向基坑外一定的位移, 这个位移量不会很大, 而且有可能在整个施工过程中某侧的围护结构都会向基坑外发生较小的侧向变形(图3)。

f) 在开挖到底后, 施工垫层及底板过程中, 由于没有超载、土方开挖等的影响, 围护结构变形及作用在围护结构上的水土压力有一个平稳的过程(图3 DE段)。

g) 土压力在基坑开挖到底后, 由于土体的松弛、蠕变等, 土压力会有一个逐渐恢复的过程, 最终恢复到静止土压力。在这个过程中, 土压力和侧向位移均逐渐增大是土体受施工扰动后一个自我恢复的过程, 土压力逐渐向静止土压力恢复, 同时由于土压力的增加, 侧向变形也逐渐增大。(图2 DE段、图3 EF段)。

(2) 本工程中, 在深基坑围护结构发生“鼓肚子”变形情况下, 某深度 h 处水土压力随着施工过程(开挖深度 H)的变化基本可分为6个阶段(见图4): ①阶段I, $h < H$, 土压力随着开挖过程不断增大; ②阶段II, $h > H$, 土压力随着开挖过程不断减小; ③阶段III, 开挖到坑底, 最大变形下移^[5], 变形减小, 土压力增加; ④阶段IV, 浇筑垫层、底板、侧墙, 变形, 土压力保持稳定; ⑤阶段V, 后期换撑, 变形增加, 土压力有所减小; ⑥阶段VI, 恢复期, 土压力增大, 变形增大。

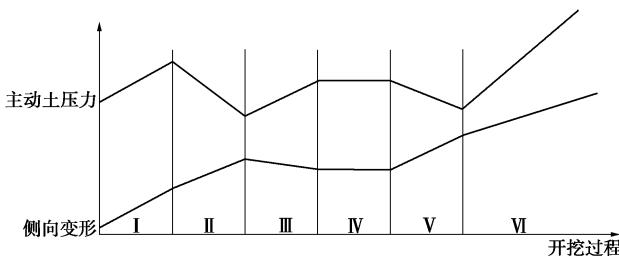


图4 水土压力随施工过程变化规律

Fig. 4 Variation law of water-earth pressures

3 结 论

(1) 作用在基坑围护结构上的水土压力随着基坑的开挖是不断变化的, 受到施工过程中开挖、出土、堆载等的影响, 且这个变化过程是一个波动的过程。

(2) 影响作用在围护结构上的水土压力的因素主要有超载、土方开挖、变形大小及模式、土的松弛和蠕变等, 不同因素在不同施工阶段对在围护结构上的水土压力的影响不同。

(3) 在本工程特定的施工步骤下, 一定深度处作用在深基坑围护结构上的水土压力, 随着施工过程的变化规律可分为6个阶段。

参考文献:

- [1] 陈页开. 挡土墙上土压力的实验研究与数值分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2001. (CHEN Ye-kai. Model test and numerical analysis of earth pressure on retaining wall[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2001. (in Chinese))
- [2] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavation engineering handbook[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))
- [3] 彭社琴, 赵其华. 超深基坑土压力监测成果分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(4): 657 - 661. (PENG She-qin, ZHAO Qi-hua. Research on earth pressure monitoring data of deep foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(4): 657 - 661. (in Chinese))
- [4] 上海市城乡建设和交通委员会. DG/TJ08—61—2010 基坑工程技术规范[S]. 2010. (Shanghai Urban Construction and Communications Commission. DG/TJ08 — 61 — 2010 Technical code for excavation engineering[S]. 2010. (in Chinese))
- [5] 马险峰, 张海华, 朱卫杰, 等. 软土地区超深基坑变形特性离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(9): 1371 - 1377. (MA Xian-feng, ZHANG Hai-hua, ZHU Wei-jie, et al. Centrifuge model tests on deformation of ultra-deep foundation pits in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(9): 1371 - 1377. (in Chinese))

(本文责编 明经平)