

无粘结预应力筏板基础地基反力测试研究

冷伍明 魏丽敏 华祖焜

摘要 通过现场较大规模的测试研究和整理分析,首次获得了无粘结预应力筏板基础地基反力的第一手资料,揭示了这种基础地基反力的一些分布规律和无粘结预应力对地基反力分布的影响和作用,这些成果校验了该大楼基础的设计,亦可供同类基础设计时参考。同时在基底反力测试研究中,探讨了大直径土压力盒室内和现场相结合的综合标定方法,可为土压力现场测试时借鉴。

关键词 筏板基础 无粘结预应力 地基反力 现场测试 标定试验

1 概述

无粘结预应力混凝土筏板基础是通过在筏板肋梁施加预应力以调整基底反力分布,缓解柱周筏板所受的冲切作用,提高筏板抗冲切能力,以达到减薄筏板厚度,节省造价之目的。同时,筏板在预应力作用下,使混凝土处于受压状态,提高了筏板混凝土的抗裂防渗性能。再加适当的U型膨胀剂抵抗筏板混凝土施工期间的收缩,从而可以较好地解决高层建筑筏板基础中常遇的双向超长结构设计的难题^[1]。但国内无粘结预应力在筏板基础中的使用时间不长,测试研究尚未见报道。本课题为了探明这种基础结构的实际工作效果,查明其地基反力的分布规律,对此类基础进行了较大规模的现场实测研究和比较分析。

大家知道,基底反力的确定是地基基础与上部结构共同作用中的一个关键性问题,也是设计人员最关心的问题。一旦基底反力确定后,其它问题就容易解决了。但影响地基反力分布的因素很多,特别是利用预应力调整地基反力分布之后,问题更加复杂。因此,实测基底反力显得特别重要。从利用价值上讲,为了检验或校核高层建筑与地基基础共同作用理论或数值计算的正确性,无疑现场实测比室内模型试验更富有价值。但现场实测是一项非常艰巨的工作,时间长,费用高,且量测并不一定会完全成功(如压力盒失效等),

2 工程概况及地基土情况

本工程位于长沙市某商业旺地。该大楼地下3层,地上裙房8层,高34m,塔楼28层,高86.7m。其核心筒尺寸为30.4m×7.8m,属外框内筒高层建筑。为满足商业要求,纵向柱距多为7.6m,横向柱距多为9.2~9.9m,少数达11.0m。基础平面如图1所示,其纵横向长度均超过框-剪结构的规范值,地下室周边的现浇钢筋混凝土围护墙长度超规范值更多。

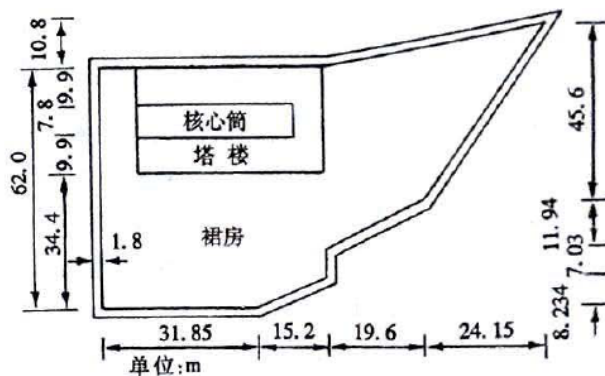


图1 基础平面图

大楼基础埋深12~13m。地质情况如下:第一层为填土,第二层为可塑~硬塑粘土,第三层为圆砾,基础底面以下13m为微风化粉砂岩。基础持力层选为圆砾层,根据地质勘察报告,其承载力标准值为300KPa,据此则不能满足该工程承载力要求。当基坑开挖到基底设计标高以后,经现场察看,圆砾层为中密状态,估计其承载力标准值要远

超过 300KPa。随后所进行的现场荷载板试验揭示:当承压板压力达到 1800KPa 时,沉降仅 34mm,以此推断圆砾层承载力标准值不会低于 600KPa,为选定圆砾层作为天然地基提供了可靠依据。

经地基基础方案比选,确定采用天然地基上的无粘结预应力混凝土密肋式筏板基础。经设计计算,肋梁高 2.0m,其折算筏板平均厚度仅 1.1m。该方案的优点:大量减少了钢筋混凝土用量;直接利用天然地基,施工简便,大大地缩短了工期;较好地解决了高层建筑筏板基础超长设计问题。

3 土压力量测方法

为了获得可靠的地基反力数据,本课题在基底较大范围内(约 $50\text{m} \times 30\text{m} = 1500\text{m}^2$)埋设土压力盒共 73 个,土压力盒在场地上的布置如图 2 所示,从场地的西北角开始向西东方向 50m,向北南方向有 30m。

大家知道,土压力量测是研究结构与岩土共同作用时经常遇到但至今没有很好解决的一个问题^[2]。因此如何较好地测量土压力一直是各科研单位致力探讨的问题。现就土压力盒选型、室内外标定试验分述如下,期与大家交流和探讨。

3.1 本研究中所用土压力盒的选择

土压力盒的选择,主要是指土压力盒传感器型式和量程的选择。根据工程经验,量测静态土压力时,一般多用钢弦式土压力盒,由于本工点旨在量测静荷载作用下的基底反力,故选用国产调频型钢弦式土压力盒,配用频率测定仪进行测定。考虑到当土压力较小时对土压力盒测试灵敏度的要求和预估的最大基底反力大小,土压力盒量程选定为 0 ~ 600kPa。又由于地基土中含粗颗粒土比较多,土压力盒的直径不宜过小,经比选确定采用大直径(110mm)土压力盒。

3.2 土压力盒室内外标定

土压力盒标定是土压力量测中至关重要的一环。

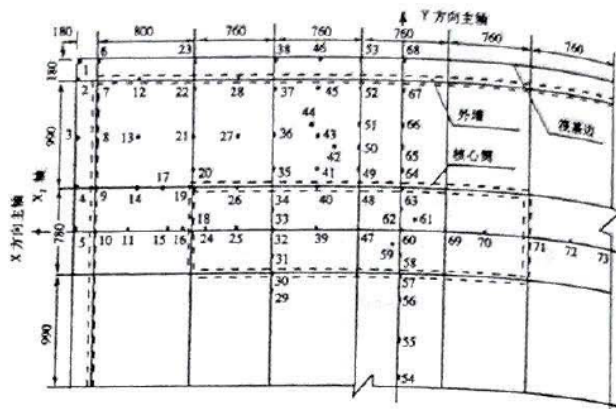
土压力盒出厂时都有标定,而厂家一般采用气标或油标。由于介质迥异,与土压力盒在土体中的实际工作状态不一致。为尽量减少和消除上述影响,课题组对选购的土压力盒进行了符合现场介质的室内砂标试验和现场模拟标定试验。

(1)室内砂标试验

室内砂标试验就是将土压力盒埋在特制标定

罐中,见图 3,然后通过气压对砂面分级施加压力,并记录相应压力下土压力盒的频率值。

试验证明,用该装置标定压力盒,操作简单,加压卸压方便,能保证土压力盒表面压力均匀,一次能标定多个土压力盒。



注:·表示土压力盒,旁边数字为其编号;图中尺寸为 cm

图 2 基底土压力盒布置图

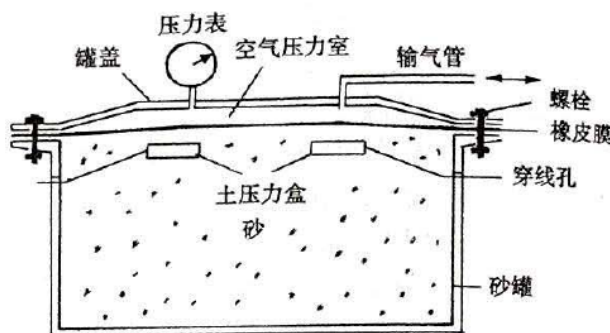


图 3 标定罐

(2)现场标定试验

我们认为室内砂标虽比油标或气标好,但它还是与土压力盒现场工作条件有差别,为了解室内砂标和现场测试之间的差异,我们还进行了现场模拟标定。

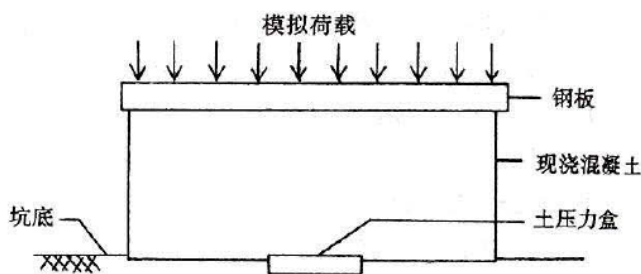


图 4 土压力盒现场标定示意图

现场模拟标定就是完全按照现场埋设土压力

盒的方法埋设土压力盒,然后模拟现场基础及其荷载传递方式,采用分级堆载加压进行标定,见图4。虽然现场标定更客观真实,但限于时间和经费,很难大批量进行现场标定。我们采用的方法是将砂标与现场标定结果进行比较分析,找出两者之间的关系。比较分析发现,不同土压力盒,在相同压力下,现场标定结果与室内标定结果的比值表现出良好的一致性,即不同的压力盒在标定压力相同时,两者的比值基本不变,这就使我们从有限的现场标定得到了可用于修正室内标定的“率定系数 k_i ”:

$$k_i = \frac{\text{基底反力现场标定值}}{\text{室内标定值}} = 1.0 + \frac{p}{1.0 + 4.5p} \quad (1)$$

式中 p 为室内砂标压力,单位为MPa。根据上述原理,由室内标定值换算的压力值,要再乘上率定系数 k_i 后才能作为实际的基底反力。从两者的比较分析结果或式(1)可知,若仅根据室内标定值来换算基底反力,则压力越大,误差也越大,如 p 为0.1MPa时,相对误差为6.9%,而 p 为0.5MPa时相对误差达15.4%。这可能是因为压力越大,两者不同的边界条件对标定结果的不同影响越大,并且严格说来,室内砂标反映的是土中土压力,而现场标定反映是接触土压力,因此当压力较大时,其差异明显表露出来。因此,对于基底反力的测试,土压力盒的现场模拟标定是很重要的,否则会给基底反力的测试带来很大误差。

4 基底反力实测结果与分析

4.1 跟踪测试情况简介

基坑开挖到设计标高后,按事先拟定的土压力盒埋设程序,一次性将土压力盒全部埋设到预定位置,然后随着结构施工的进度,进行了26次跟踪测试,从1994年4月14日开始至1995年8月22日止,历时近一年半。由于各方面的原因,大楼沉降未能进行实测。

测试发现,埋设的73个钢弦式土压力盒中,67个土压力盒自始至终工作正常,其“成活率”达91.8%。

4.2 各测点地基反力随楼层(时间)增加的关系曲线

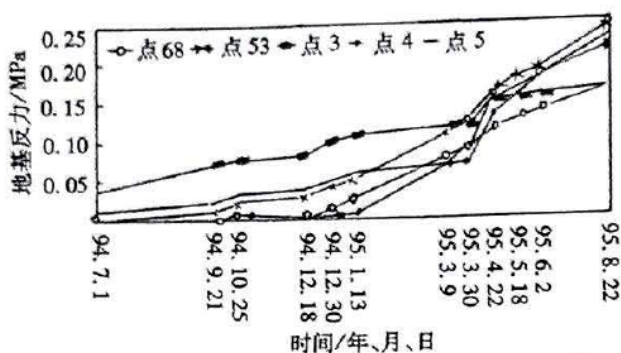
将所测数据整理,绘制各测点地基反力随荷载(时间)的变化曲线,其中部分曲线如图5所示。从以上各测点地基反力关系曲线可知:

(1)筏基中部各测点(外墙以内各点)地基反力在正负零层以下(1994年12月18日前)时,随着楼层的加高与荷载的增大而增长较快,而在正负零层以上增长比较平缓。由于圆砾地基的卸荷回弹与压缩变形很小,因此这一现象主要与筏基肋梁中预应力施加完成有关,因为到正负零层时,筏基肋梁中无粘结预应力施加完毕,肋梁中预应力对地基反力的调节作用趋于稳定,故此层以后地基反力的增加主要只随楼层加高而加大。

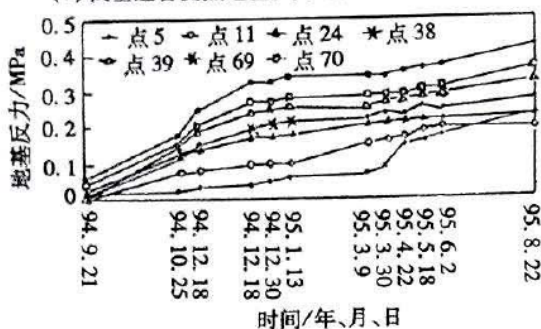
(2)筏基最外边即基础悬挑部分各测点地基反力在正3层以前的增长缓慢,其值也很小。见图5(a),而在正3层以后(1995年3月9日后)增长较快。这是由于此时基坑开始回填,这些测点邻近的覆盖压力增加很快,使其基底土反力迅速增大,但其最终的最大值还是小于筏基中部各测点的地基反力。

(3)图5(c)中点34,48和63为核心筒壁中间部位各测点的地基反力曲线,因为它们处于相同位置,受到的荷载作用也该基本相同,所以其地基土反力大小相近,增长相似。但核心筒壁角点附近地基反力曲线与之有较大差别(见图5(c)中的测点19并与上述3个点比较),特别是在正3层以下时核心筒壁角点附近地基反力比核心筒壁中部的地基反力小得多,说明在正3层以下时核心筒结构向基底的荷载分配不均匀,在这个阶段核心筒结构要承受较大的局部弯矩作用。但在正3层以后核心筒壁角点附近以下地基反力增长迅速并较快达到与其它点反力大小和增长趋势一致。这种现象的产生是由于核心筒角点处无粘结预应力钢绞线的布置量比较大,且是双向布置,钢绞线张拉后在此处平衡了较大荷载,因此当塔楼高度较小(如上述正3层以下)时,平衡的荷载比例较大,所以基底压力增长缓慢。但由于塔楼毕竟是最终荷重最大的部分,因此在钢绞线张拉完后,随着楼层增高,此处的基底压力会达到与其它点压力大小和增长趋

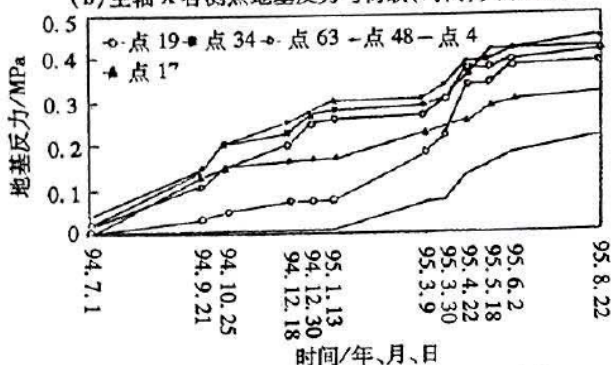
势一致。因此可以说这种现象的产生正是无粘结预应力平衡基底压力的表现。



(a) 筏基边各测点地基反力与荷载(时间)关系曲线



(b) 主轴 X 各测点地基反力与荷载(时间)关系曲线



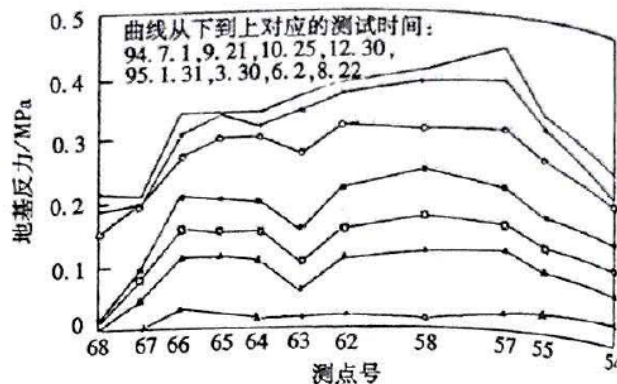
(c) X_2 轴各测点地基反力与荷载(时间)关系曲线

图5 各测点地基反力随荷载(时间)的关系曲线

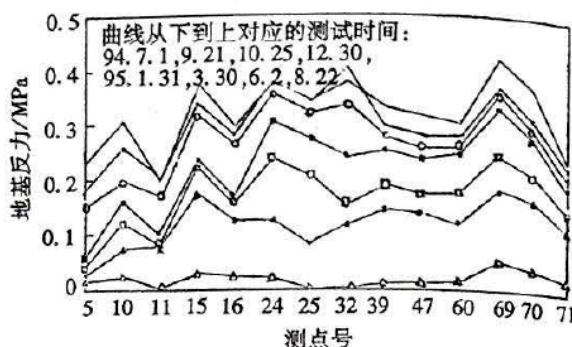
4.3 地基反力的分布规律

图6为地基反力沿X主轴和Y主轴的分布曲线,分析这些曲线(限于篇幅其它各轴的没有给出)可知:

(1)地基反力的分布形态在自重应力阶段即外荷小于卸土荷载(0.22MPa)阶段时已基本形成,即在这个阶段已基本完成了基底不均匀反力分布形态,而以后随着荷载(楼层)的增加,地基反力曲线几乎与自重应力阶段的反力曲线平行,也就是说自重应力以后的各阶段的地基反力增量基本上是均匀的。这与有关国内外文献报道的结果一致^[3]。



(a) Y方向主轴上地基反力



(b) x方向主轴上地基反力

图6 地基反力沿Y主轴和X主轴的分布曲线

(2)由于筏板基础悬臂部位的刚度明显减弱,使得该部分的地基反力始终较小,其分布范围仅限于悬臂部分约2.5m宽内。

(3)总的来说,除筏板基底边缘外,整个筏基各地基反力大小差别不大,分布比较均匀平缓。

(4)尽管如上所述整个筏板基础的地基反力分布比较均匀,但核心筒结构范围内各测点地基反力要稍大一些,见图6(a)中“点62”至“57”,说明通过核心筒结构传来的作用压力仍然要大一些。

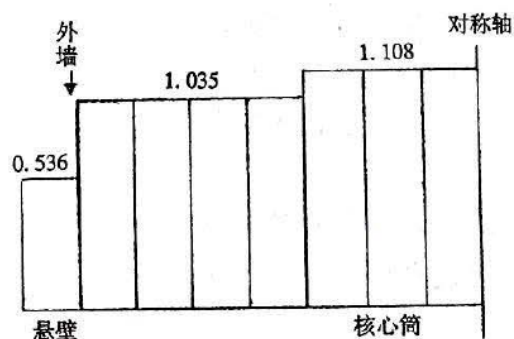


图7 大楼地基平均反力系数

根据以上分析和对比一般筏基地基反力的分

布规律(其比较分析见下节)可知:

a) 无粘结预应力筏板基础地基反力的分布形态为:边缘部分(仅限于筏板悬臂部分)的地基反力小,中间部分(从外墙向里)的地基反力较大。根据各个轴线的地基反力数据,经统计得到地基平均反力系数如图7所示。

b) 在无粘结预应力影响下,核心筒结构下地基反力虽然稍大一点,但与周围地基反力无明显差异,在核心筒部位不会出现突出的钟形压力。

c) 无粘结预应力几乎对整个超长筏板的地基反力有明显的调节作用,使地基反力分布趋于均匀,发挥了“削峰调幅”作用。

5 筏板地基反力分布规律的比较分析

整理分析本课题组收集到的一些筏板基础地基反力测试成果,有关筏板基础的地基反力分布规律可归纳如下一些特点:

(1) 对于一般筏板基础(无肋、无核心筒结构),在基础边缘部位的地基反力明显高于中心部位的地基反力,有的实测成果反映基底边缘处的反力可达到中心处的3倍以上,如加拿大Eden等人(1973)对一座刚性建筑物的筏基反力进行量测,其筏基埋在20m厚的粘土层上,测得的基底边缘处的反力为中心处的3倍^[3]。

(2) 对于加肋筏基和中心处带有刚性筒体结构的筏基,如本工程和下面要介绍的美国休斯敦市独立壳体广场大楼筏基的地基反力,与上述一般筏基的地基反力分布迥异,它们是中心部位的地基反力大,边缘部位的地基反力小。由于本文中的大楼及其筏板基础属于此类结构,因此其地基反力分布与此类似。

美国休斯敦市独立壳体广场大楼^[3]是一幢52层钢筋混凝土高层建筑,楼高218m。该楼系筒中筒结构,外筒平面尺寸为40.26m×58.56m,它包括一个中央内筒部分(核心筒)及外墙。基础采用片筏基础,厚2.52m,埋深17m多。地基土主要夹有砂层的坚硬超固结粘土,地下61m以内的土层基本上是均匀的。实测地基反力分布如图8所示。从图8可见,地基反力分布是不均匀的,筏基长轴上的地基反力成一个锅底形分布,中间大,周围小:中间部分的地基反力约为边缘部分地基反力的4倍。

本文研究的大楼为加肋筏基。且与壳体广场大楼一样,其中部亦有刚性较大的核心筒结构。将

该大楼筏基基底反力分布图6与壳体广场地基反力分布图8比较可知,两者地基反力的分布以及地基反力与时间或楼层的关系曲线相似,证明本文对筏板基础地基反力的大规模测试是成功的。两者的差异在于本文研究的筏板基础地基反力比壳体广场大楼的分布形态要平缓得多。由于两者的结构和地基条件相似(都是刚性筒性结构、地基承载力都很大,都是深埋基础),因此两者地基反力的差异很有可能与本文所研究的大楼筏基中施加了无粘结预应力有关,也就是说无粘结预应力对筏板地基反力的分布有调节作用,使之更趋均匀。

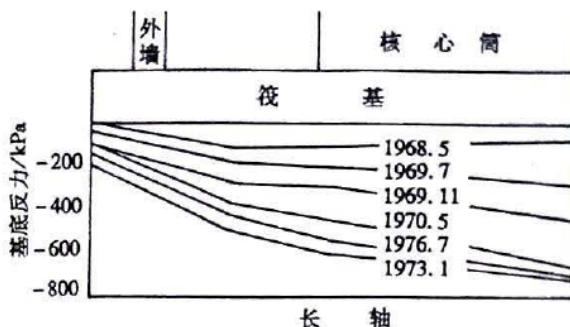


图8 美国壳体广场地基反力实测分布曲线

6 结语

(1) 针对土压力测试中的难点和影响土压力测试的关键因素,摸索出了一套有效的大直径土压力盒室内和现场相结合的综合标定方法,最大限度地保证了土压力盒测试结果的客观真实性和埋设土压力盒的“成活率”。这些可供相同类型土压力测试时借鉴。

(2) 通过对无粘结预应力筏板基础地基反力的测试研究,首次获得了这种基础的第一手实测资料,揭示了深埋在承载力较大地基上的加肋无粘结预应力筏板基础地基反力的一些分布规律和无粘结预应力对地基反力分布的影响和作用(削峰调幅),这些成果校验了该大楼基础的设计,亦可供同类基础设计时参考。

参考文献

- 1 华祖焜等. 高层建筑无粘结预应力混凝土筏板基础受力分析及试验研究:[研究报告]. 长沙:长沙铁道学院,1999
- 2 周 镜. 岩土工程中的几个问题. 岩土工程学报, 1999,20(1):2~8
- 3 董建国,赵锡宏. 高层建筑地基基础共同作用理论与实践. 上海:同济大学出版社,1997