

目 次

论 文

软粘土结构性和基础桩施工工法对基坑力学性状的影响..... 陈炯 (3)

土 (或灰土) 挤密桩法处理湿陷性黄土地基..... 罗宇生 (11)

谈谈预压加固中沉降速率的限值..... 林本义 (19)

疏桩基础的沉降漏斗设计法..... 刘惠珊 (23)

水泥土搅拌桩在南通船坞围堰工程中的应用..... 刘洪林, 沈绍梅 (31)

大直径钻孔灌注桩堵管事故常见原因的分析 and 预防..... 余子华, 胡侃 (34)

沉管灌注桩上浮问题的处理..... 陈萍 (38)

九层加为十二层房筏板桩基实例..... 邵大可 (41)

级配压实砂石垫层的施工与检测..... 范忠东, 张雅娟 (45)

DJM 桩复合地基试验..... 张振国 (50)

水泥土防渗墙在江河堤防中的应用实例..... 王根华 (56)

《围护大全》软件设计应用..... 王永海, 俞建霖, 徐日庆 (60)

一题一议

复合桩基与减沉桩..... 阳吉宝 (64)

软粘土结构性和基础桩施工工法 对基坑力学性状的影响^{*}

陈炯

(上海宝钢设计研究院 201900)

[提要] 基坑工程中,忽视粘土结构性造成的计算参数随施工工法的可变性导致的事故不时发生。本文较全面地论述粘土结构性及基础桩施工工法对软粘土区基坑挖方性状的重要影响以及引起的破坏现象,以期工程设计时恰当预估这一显著的影响因素,避免类似事故重演。

前言

深基坑工程是系统工程,其影响因素众多,有些影响因素不甚明了。土工力学参数的离散性和模糊性、随施工工法的可变性以及基坑计算域和系统刚度不断演变的施工力学问题等固有的复杂性,致使由先进的数值分析方法所得的结论并不一定可靠。掌握基坑挖方的各种性状,对各种影响因素作出恰当的预估,籍用概念设计、比较设计等综合考虑重要因素的影响在实际工程中起着相当重要的作用。本文通过大量工程的现场量测数据对比和事实实例失效分析的归纳总结,较系统地论述软粘土结构性及基础桩施工方式这些对基坑位移和破坏产生显著影响却在实际工程中往往被忽视的重要因素,供实际工程设计施工时应用和防止类似事故重演。

结构性软粘土的力学特征

所谓粘土的结构性是指它具有一定强度的粒间联结的性质。在土体沉积形成过程中,由于胶结性物质成分的存在,粒间除有通常的作用力外,还附加有胶结物构成的键力,形成土的结构强度。这一强度分量,导致土的力学性质在受力的某个阶段出现突变。这种突变,微观上是土体内部结构单元形式发生变化的结果。因此,结构性可理解为土体保持其原始结构不被破坏的能力。结构性显现的主要力学特征是^[1]:(1)增大了土骨架的刚度,结构性愈强,土骨架的刚度愈大。结构性未破坏时,土具有较大的抗变形能力和较高的强度。(2)结构性是不可逆的,结构性破坏导致的力学特性恶化在短期内很难恢复。(3)结构性粘土的应力~应变关系具有一定的剪胀性。因此,结构性粘土的力学特性与土所承受的应力水平和扰动程度紧密相关。应力水平较低时,土会呈现出较好的力学特性;若应力水平超过某一

* 收稿日期:1999年12月

临界值后、或受到剧烈的外界扰动,导致土的结构破坏,则土体趋向于呈流动状态,在很小的外力作用下就产生较大的变形。

新近的研究表明,绝大多数的天然沉积正常压密粘土都具有一定的结构性。上海软粘土在地质上属第四纪全新世 Q^4 土层,天然沉积的正常压密粘土,具有一般的结构性。其视超固结比 OCR 值自距地表 2m 处的 3.0 左右降至地下 9m 处通常表现为 1.0。淤泥质土的结构对其强度的作用还在于当其结构一经破坏,就会使其强度剧烈降低而呈流动状态。上海软土层属中等灵敏土,灵敏度 S_t 一般在 3~8 之间^[2]。现场十字板对比表明,软土的粒间联结除有某种程度的可恢复性外,还有相当部分是不可恢复的^[3]。因此,由于结构性,特别是饱和灵敏的软粘土,其力学特性不是固定不变的,而是随施工程序、施工工法等对土体的扰动程度不断变化的。即不同的施工工法会导致不同的土体力学特性。地质报告的土工力学参数系根据原始场地取样做室内土工试验和现场原位试验所得,但其粘性土物理状态则是依据液性指数

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} \quad (1)$$

划分,规定液性指数 $I_L > 1$ 时,天然土处于流动状态。而界限含水量 ω_p 和 ω_L 均系用充分扰动后的重塑土试验得到。因此,地质报告评定的土体物理状态是指土体结构性丧失后的。因此,式(1)意味着含水量大于液限时,若土体结构遭到破坏,它将转变为粘滞泥浆。地质报告评定为流动状态的淤泥质土,在实际工程现场,由于结构性存在,并非真实地处于流动状态而仍保持固结状态;但若土层受到剧烈扰动,则土层将处于流动状态。

因此,结构性土类具有双重的受力性质,利用土的结构性可取得经济效益,若认识不当则会引发事故,因为结构性破坏造成的力学性质恶化在短期内是很难恢复的。利用土的结构性的软粘土在高速公路建设中已取得成功的经验和效益;软粘土结构性对桩基高层建筑物自重作用下的竖向沉降的影响尚待明晰,但对基坑挖方时支护结构的力学行为的影响却十分明显,不容忽视。

结构性对基坑位移的影响

软粘土结构性引起的基坑事故与不加区分地应用地质报告的参数有关。显然,地质报告的土工力学参数系据原状场地土所得到,而软粘土区基坑的挖方则是在基础桩等施工后进行。因此,地质报告的土工力学参数及评定的土体物理状态是否可用于描述基坑开挖时的力学行为还需按照基坑挖方前的施工工序安排和采用的挖方工法对土体结构的可能损伤程度重新评价。实际工程中曾出现水冲法挖土而破坏软粘土结构引发基坑整体坍塌的工程事故^[4,5]。但目前常用的挖土工法导致的土体结构损伤是有限的,且仅主要集中在开挖面附近。而土的结构性对基坑力学行为的影响则主要是以基础桩的施工方式所明显体现。习惯认为高层建筑密集的基础桩有助于减小基坑位移,而事实却要求必须区分基础桩的施工方式对土结构性损伤程度,否则就有可能导致基坑破坏。

1. 基础桩施工方式对基坑位移及破坏的工程实例对比分析

上海高层建筑基础桩基本都采用就地钻孔灌注桩、或锤击打入的预制钢筋混凝土方桩和高强混凝土管桩(PHC 桩)以及钢管桩。前者属非挤土桩,后者为排挤土桩。

已有的基坑工程实录和监测数据对照比较发现:同样规模、支护结构型式相同、相似的地质条件、同样计算方法设计的基坑工程,凡采用锤击沉入基础桩的基坑支护结构之实测墙体水平位移要比采用钻孔灌注基础桩的基坑支护结构的实测墙体水平位移大得多。若以目前有关规范或规程推荐的竖向弹性地基梁模式计算的墙体水平位移计算结论为基准,那么对于锤击沉入基础桩的基坑,其实测的墙体水平位移最大值一般都要比理论计算的大2倍以上,甚至有达3~5倍的;而采用钻孔灌注基础桩的基坑,实测之墙体水平位移最大值通常在理论计算值的1~2倍范围内,也有理论计算值与现场实测值比较接近的。具有相同开挖规模、相似地质条件、同一种方法计算,采用深层搅拌水泥土悬臂自立重力坝式围护墙的基坑工程,当基础桩为钻孔灌注桩时的基坑大都安全可靠;而当采用锤击沉入基础桩的基坑则往往出现不同的险情或坍塌。对于采用一层钢筋混凝土支撑,开挖深度在7~8.5m,围护墙插入比 ξ 相同或接近的情况,在采用钻孔灌注基础桩的基坑,现场实测的墙体水平位移与理论计算的相对比较接近。而在采用打入式基础桩的基坑则往往出现墙体位移过大,或出现险情后采取加固措施;对于采用型钢支撑系统的,则有发生整体坍塌(踢脚破坏)的。

显然,工程桩施工是否排挤土对基坑的位移和破坏都有着相当大的影响。排挤土桩和不排挤土桩对基坑受力位移影响的本质在于它们对土层结构性的损伤程度绝然不同。

2. 钻孔灌注基础桩的基坑

钻孔灌注桩的施工活动对土体原状结构的损伤很小,结构性存在使基坑在不排水开挖时亦具保持形状的能力。密集的钻孔灌注基础桩对减少坑底土的隆起变形量和减小墙体的水平位移,及基坑的稳定都是有不可低估的作用。利用软粘土竖向渗透系数很小和土体结构性的土力学概念已成功实践了多个不进行人工降水的基坑挖方。例如濒临黄浦江的某两基坑工程,开挖深度均超过12m,钻孔灌注基础桩,淤泥质土灵敏度 $S_t = 4 \sim 5$,土方开挖时仅设置土井排去开挖面的明水,不作人工降水,现场挖掘出的土方具有良好的保持形状的能力。这不只是节约工程投资,有时还能减小引起的周邻环境的影响。

3. 锤击沉入基础桩的基坑

锤击打入基础桩的施工活动则产生与钻孔灌注桩的绝然相反的效果,它严重破坏土结构。在渗透性很低的饱和软粘土中,桩打入的过程相当于一个不排水挤压过程。打入的桩向四周挤开与其自身体积相等的土体,使沉桩区域及附近较大范围内土结构受到严重损伤。土的结构性愈强,灵敏度愈大,土扰动后的强度损失愈大。宝钢用沉管桩施工砂桩加固地基施工期间,现场十字板试验获得的土体强度变化资料表明:沉管砂桩间距为2.5倍桩径时,桩间土的强度约为土体天然强度的57%;并桩排列愈密,桩间土扰动愈严重。而基础桩的埋置深度要远大于砂桩的,锤击沉桩引起的土层振动也大。并砂桩能较迅速消散超孔隙水压力,而打入基础桩则不能。因此,锤击沉入的桩间软粘土的强度损失将比砂桩沉管施工时的要大,强度恢复亦延迟。

锤击沉桩使桩周土在较大范围内形成塑性区,据小扩张理论有

$$\frac{R}{r} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)C_u}} \quad (2)$$

式中 R 、 r 分别为塑性区和桩的半径; E 、 μ 和 C_u 分别是土的模量、泊松比和不排水抗剪强度。

在不排水条件下, $\mu = 0.5$,故 R/r 仅与 E/C_u 有关。据室内试验,上海淤泥质粘土: E/C_u

$= 150 \sim 380$, 即 $R/r \approx 7 \sim 11$; 淤泥质粉质粘土: $E/C_u = 60 \sim 100$, 即 $R/r \approx 4.5 \sim 6^{[6]}$ 。由此可得桩群内全部进入塑性区的土体临界半径 R_c 。据此塑性区范围估计, 目前上海的高层建筑塔楼和裙房的工程桩间距内的淤泥质土基本都将处于流塑状态。

淤泥质土的渗透性很低, 打入的桩群破坏了软粘土层所夹薄砂层的连续性, 持续打桩使桩群内积聚很高的超孔隙水压力。测试表明, 在密集的基础桩打入过程中, 淤泥质粘土中最大超静水孔隙压力可达 1.4 倍的上覆土重 ($1.4r'Z$, r' 为土的浮重度, Z 为测点的上覆土层厚度), 即引起土体产生负的有效应力而导致桩周土体开裂。并打桩期间积聚的超静水孔隙压力需在打桩结束后滞留很长的时间才逐步消散 (现场测试表明, 大约经半年后才可能消散 70% ~ 80%)。显然, 由于锤击沉入排挤土桩施工在土层中积聚较大的超静水孔隙压力, 打桩一结束后就施工的围护墙切断了孔隙水压向坑外四周扩散的水平向薄砂层通道, 这将大大地延迟土体强度的恢复。

综上所述, 锤击沉入基础桩的施工可使整个基坑内的淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土结构性全面丧失而处于流塑状态。

4. 围护墙水平位移的对比

保持土体结构性完好的钻孔灌注基础桩基坑和破坏结构性的锤击沉入基础桩基坑对支护结构位移的影响可由实测的墙体水平位移曲线来对比说明。图 1a 系在同一片场地, 支

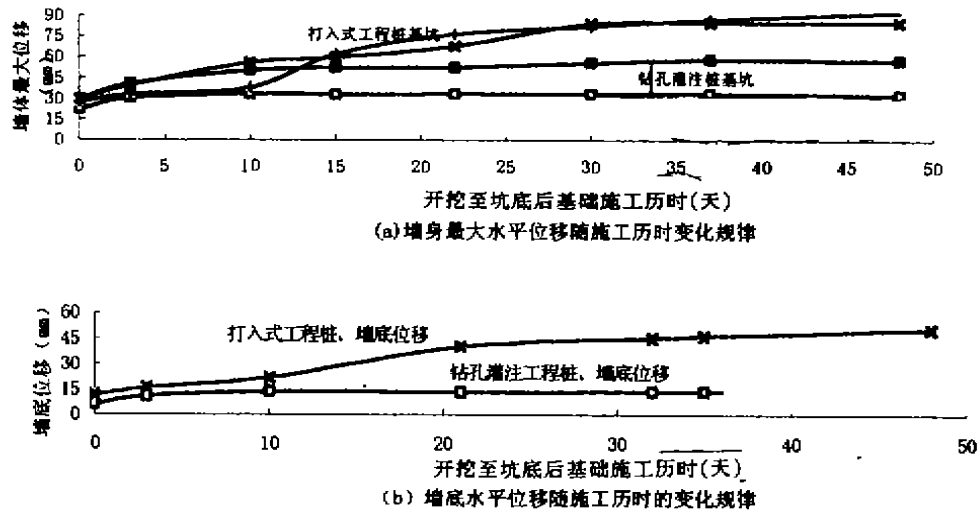


图 1 基础桩不同施工方式的基坑围护墙实测位移随施工历时变化规律对比图

护结构和基坑开挖规模基本相同, 但一个基础桩采用钻孔灌注桩, 而另一个则为打入式基础桩的基坑, 在第二层支撑下取土至坑底和建筑基础底板施工期间, 实测的墙身内最大水平位移 (点) 随施工历时的变化规律之对比曲线。由图可见, 采用钻孔灌注基础桩的基坑围护墙位移历时约一周就基本稳定, 位移量也小; 而采用打入式基础桩的基坑围护墙之位移则需历经约一个月才逐渐趋于稳定, 并位移量也比前者要大得多。图 1b 是此两基坑相应的围护墙底端的实测水平位移随时间的变化规律之对比。两者差距昭然。

结构性丧失对计算结果的影响

锤击沉入的基础桩施工破坏了场地上部淤泥质土层的原状结构,导致这些土层隆起变形引起的侧向变形增大,侧向地基反力系数大幅降低和墙背土压力增大。当围护墙底端落在软土层时,结构性破坏使围护墙的水平位移增加,但墙体弯矩则不一定增加;而当围护墙插入到深层的硬塑土层时,则使墙身的挠曲变形大为增长,从而使墙体弯矩大大增加。

例如图 2a、b 的两基坑围护墙均穿过软塑~可塑灰色粘土层而进入硬塑粉质粘土层 1~2m,并基坑皆为锤击沉入的基础桩。计算都按规程或有关手册推荐的方法,即梯形法决定地基侧向反力系数,墙背取用 Rankine 主动土压力,开挖面以下墙背土压力不变的计算图式进行设计计算。显然,产生这种计算预估和实际结果的较大差距是偏向危险一方的,实际发生的墙体弯矩则可能是计算值的数倍。而暗绿色硬塑粉质粘土在地质历史上系更新世末海

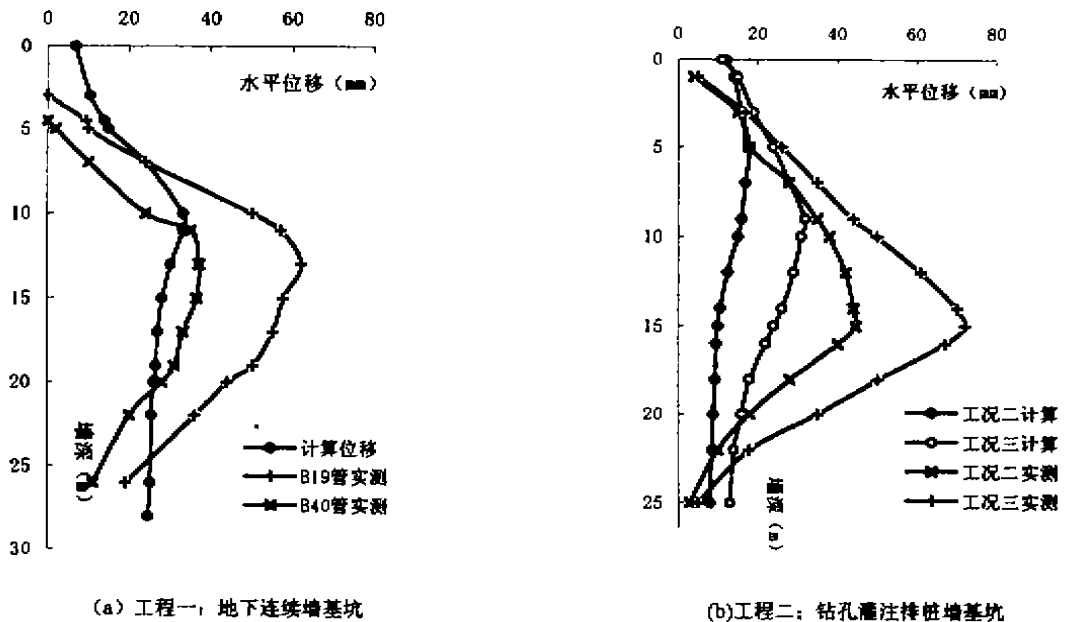


图 2 深层硬塑土层对围护墙位移的影响

退时期出露地表的古地面,属东海大陆架的一部分,气候条件变化使其有超压密性质。因此,它不属软粘土层,具有较高的强度。锤击沉入基础桩施工对此层土的影响可能较小。它的存在使围护墙底端水平位移很小,从而导致实测的墙体水平位移曲线与计算预估的在形状上都出现较大差异,相应地墙体弯矩亦要大于计算预估的。

土体结构性丧失的基坑的各种位移及破坏现象

从现场勘查和处理的工程事故分析,基坑开挖时由锤击沉桩导致的处于流动状态土体的宏观现象和诱发的事故形式主要表现为:

(1) 锤击沉桩在桩身内产生较大的拉压交变应力^[7],特别是桩尖进入深层硬塑土层后,

桩顶锤击容易使第一个桩身接头(由上而下数)处焊缝开裂,基坑内挖方客观上必然存在的土体高差在工程桩两侧产生水平压力差,流动状态的软粘土对桩身水平位移的约束作用很小,两侧水平压力差作用下将使其发生较大的水平位移,从而导致工程桩接头处断裂失效,这类事故在上海已屡有发生。天津、浙江、福州和广东的软粘土基坑都出现类似事故。

(2)在围护墙的水平向土压力作用下,土体在工程桩间隙内流动,并带动工程桩发生水平位移,围护墙以较大的位移速率向坑内持续位移,并且历时很长还未能稳定。

(3)坑底以下电梯井局部挖深施工时,沿电梯井坑四周土体以一定速率向坑中移动,坑底土表面隔一定间距出现弧状裂缝,基底垫层铺设后还仍出现裂缝。亦出现过电梯井坑周土坍塌及工程桩水平位移过大而失效的事故(即施工单位所称的“坑中坑”事故);亦有距围护墙10余米处电梯井坑挖掘时,土体通过密集工程桩之间隙内流动涌向电梯井坑,导致悬臂自立式挖孔桩围护墙一夜之间骤增35cm水平位移的实例。

(4)在基坑内开挖深的塔楼区和开挖浅的裙房区构筑的水泥土挡墙,采用原始场地之 c 、 φ 值按规定方法设计,但由于其两侧都为结构性破坏后的流动状态软粘土,墙背主动区土压力大增而墙前土体不足以提供水泥土墙稳定所需的抗力,导致墙体坍塌,打入的预制混凝土工程桩断裂破坏。

(5)在同一片场地,采用钻孔灌注基础桩的基坑围护墙墙面往往比较光滑。但采用打入式基础桩的基坑围护墙往往在夹薄砂层的淤泥质粘土层厚度范围内,地下连续墙挖槽施工时,极易出现槽段坍塌现象甚至出现地下墙不能按通常工序进行施工。墙面出现严重的鼓包结瘤,这些悬挂在墙面的混凝土赘余物既增加墙体的水平位移,也增加墙体的竖向沉降。而在排桩墙各桩身不均衡悬挂的混凝土赘瘤,使各单桩水平位移差距较大而导致拉裂墙背水泥土止水帷幕,淤泥质粉质粘土层处漏水,坑外地层形成空洞,地表沉陷。

(6)当围护墙插入到深处的硬塑土层时,浅层的淤泥质土受锤击沉桩扰动而大幅度降低其刚度和强度,但对深层的硬塑粘土的影响似较小。这致使与按竖向弹性地基梁模式计算的墙体水平位移曲线在形状上有较大差异,并低估墙身内力。

围护墙的插入比

保证基坑不发生失稳破坏的一个重要方面就是需要围护墙有足够的人土深度 D ,对于以控制位移为主的城市基坑工程,需要有较大的围护墙入土深度。确定墙体插入深度的公式很多,一种公式对应一组安全系数,因此这些公式的应用通常会取决于设计师的经验和习惯。在上海软粘土区,工程实践经验总结确定的围护墙插入比 ξ (基坑开挖深度 H_e :围护墙入土深度 D)在1:1左右时,即认为

$$\xi = H_e : D \approx 1 : 1 \quad (3)$$

坑底土层稳定性一般能满足要求。

但应当指出土的结构性是否破坏与基坑围护墙的插入比 ξ 亦紧密相关。例如上海某基坑,长方形平面 $43.2\text{m} \times 48.0\text{m}$,打入 $0.45\text{m} \times 0.45\text{m}$ 预制钢筋混凝土基础桩277根, 3.20m 厚双排钻孔灌注桩内夹深层水泥搅拌桩的围护墙,插入比 $\xi = 1 : 0.98$ 。基坑开挖时由于坑底土层发生隆起失稳破坏,并引发设计不合理的型钢支撑系统失稳破坏,整个基坑整体坍塌(图3)。显然,这种整体坍塌主要是锤击沉入基础桩破坏基坑内土层的结构性所致,而设计

时仍然不加判断地应用原始场地土试验的土工参数及钻孔灌注基础桩基坑的成功经验酿成的后果。因此,满足式(3)的经验插入比仍可能发生基坑整体失稳破坏。

因此,应用式(3)的经验必须区分基础桩施工对土体结构性的破坏程度。实践表明:对于围护墙落在软粘土层时,在采用排挤土基础桩基坑宜取 $D \geq 1.1H_c$,并墙体刚度不宜过大;采用钻孔灌注基础桩基坑可取 $D \geq 0.85H_c$ 。当墙底落在硬塑土层时,应按有关的稳定性验算公式和现场经验确定。

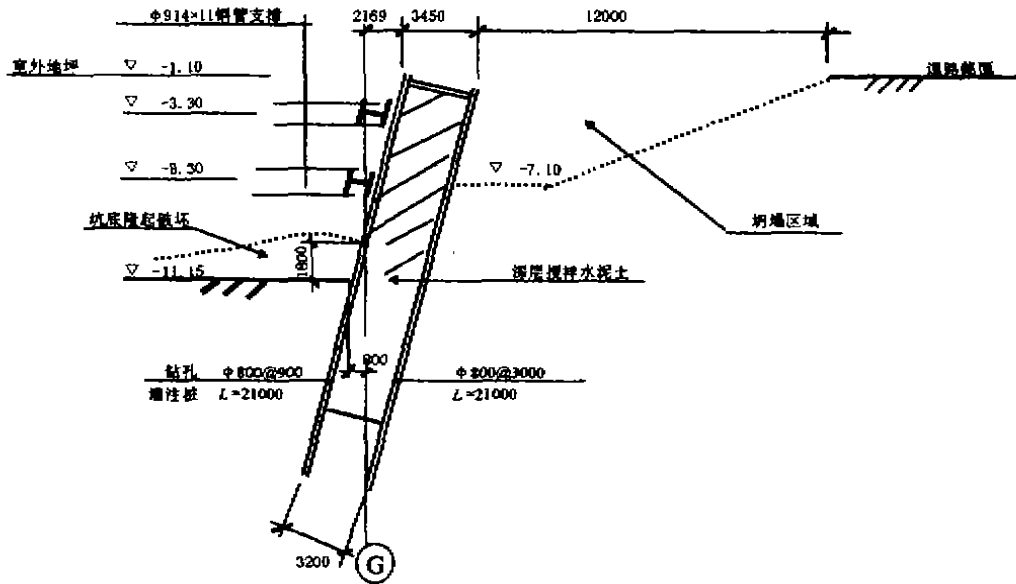


图3 土的结构性丧失导致的支护结构整体坍塌实例图

人工降水的作用

显然,人工降水有助于恢复土体的强度和刚度。降水良好的锤击沉入基础桩的基坑开挖时,坑底土具有一定的自立高度。土层中结合水的含量相当于液限^[8],由此结合天然含水量估计,对于上海淤泥质粘土,人工降水能吸取的重力水可使土层含水量约降低12%左右。但过深的、大面积人工降水易加大基坑外地表沉降而危害环境。文献[9]列举了若干个降水不当而危害周邻环境的基坑实例,并规定降水深度控制在各工况之开挖面下0.5~1.0m之间,即人工降水对土体的作用仅限于开挖面附近土层的降水漏斗范围内,而锤击沉桩则使整个软粘土层结构性全部破坏。因此,坑内人工降水(施工疏干降水)的有利作用并不足以完全补偿打入基础桩所造成的土层结构性破坏有害作用。这里提供一种处理土工问题的技巧:局部加深降水并不致影响周邻环境,降水设计时在电梯井局部深坑处设置一深井井点并加深其降水深度,既可靠地避免前述所谓的“坑中坑”事故,又替代造价昂贵的深层土地基处理。

结束语

综上所述,结构性粘土区基坑设计施工时必须重视土工力学参数随施工工法的可变性,必须区分基础桩的施工方式对土体结构性的损伤程度,并清晰认识地质报告与实际工程矛盾的地方。忽视这些重要影响因素和不清它们之间的关系,就有可能导致事故。

但还不得不承认这样的事实:锤击沉桩导致的大面积土结构性破坏的研究迄今几乎仍是空白。锤击沉桩导致的土层结构性破坏对桩基建筑物本身在竖向长期荷重作用下沉降的影响尚待明晰,但对基坑力学行为的影响和引起的破坏则昭然若揭。然而由于土体性质本身的复杂性及锤击沉桩引起的土体力学性质变化过大,目前除了根据一些基坑开挖现场监测数据进行对比分析或通过数值试验工程实例的对比分析来得到宏观影响的定性趋势和获取经验性的设计参数外,还无法就这种大面积土结构性破坏对基坑产生的影响作出进一步的全面定量分析结论。新近的文献已从损伤力学的角度提出结构性粘土的计算模型,但要使它在基坑工程中描述沉桩方式的情况则尚需时日。应当指出,因为目前的基坑计算分析方法大都是经验性的实用方法,即都存在着方法本身的适用范围问题。概念设计、比较设计有时比计算设计更重要,而象基础桩施工方式和土体结构性的关系大体上还只能藉助概念设计和粗略定量估计的形式在具体工程中予以体现。

参考文献

- 1 张诚厚,袁文明,戴济群:软粘土的结构性及其对路基沉降的影响,岩土工程学报,Vol. 17, No. 5, 1995
- 2 孙更生,郑大同主编:软土地基与地下工程,北京,中国建筑工业出版社,1984
- 3 朱小林,杨桂林编著:土体工程,上海,同济大学出版社,1996
- 4 姜天鹤:宁波甬江水底隧道北岸引道护岸滑塌段用地下连续墙修复所采取的技术措施,第四届地基处理讨论会论文集,杭州:浙江大学出版社,1995
- 5 章履远:宁波甬江水底隧道北岸引道基坑开挖滑塌事故及修复方案,黄熙龄主编:复杂条件下的地基与基础,沈阳:东北大学出版社,1993
- 6 上海市标准,地基基础设计规范(DBJ08-11-89)条文说明及背景材料汇编(下册),1989
- 7 宝钢工程指挥部:钢筋混凝土长桩载荷试验,宝钢一期工程施工科技成果选编,1987
- 8 刘建航,侯学渊主编:基坑工程手册,北京:中国建筑工业出版社,p304,1997
- 9 上海市标准,基坑工程设计规程(DBJ08-61-97),1997

土(或灰土)挤密桩法处理湿陷性黄土地基

罗宇生

(陕西省建筑科学研究院 西安 710082)

[摘要] 本文根据有关试验研究资料和工程实践经验,综合分析了土(或灰土)挤密桩法处理湿陷性黄土地基的设计、施工与质量检验等问题,对降低工程造价,确保地基处理质量至关重要。

概述

土(或灰土)挤密桩法适用于处理地下水位以上稍湿的湿陷性黄土和人工填土(杂填土、欠压实的素填土)等地基,通过成孔设备或爆炸能量所产生的横向挤压作用形成桩孔,孔内的土被挤向周围,使桩间土得以挤密,然后将备好的素土(就地挖出的黄土或黄土状土)或灰土,按一定厚度分层填入桩孔内,并分层夯实(或捣实),至设计标高止。用素土回填夯实的桩体,称为土挤密桩;用灰土回填夯实的桩体,称为灰土挤密桩。二者分别与挤密后的桩间土组成复合地基,共同承受基础的上部荷载。

桩孔内的填料,应根据工程要求和拟处理地基的目的确定。当以消除地基土的湿陷性为主要目的时,桩孔内宜用素土回填夯实;当以提高地基土的承载力或增强水稳性为主要目的时,桩孔内宜用灰土回填夯实。灰与土的体积配合比一般为 2:8 或 3:7,土中掺入消石灰拌合均匀后,产生离子交换及凝硬等反应,灰土强度可大大提高。但当地基土的含水量 $\omega > 24\%$ 、饱和度 $> 70\%$ 时,桩孔及其周围地面容易缩颈和隆起,挤密效果差,故此法不适用于处理很湿的黄土及地下水位以下的饱和黄土。

用土挤密桩法处理湿陷性黄土地基是前苏联 IO·M 阿别列夫教授于 1934 年提出来的,在工程中推广应用达 60 多年之久,桩孔可采用沉管(锤击、振动)、爆炸或冲击等方法取得,施工工艺日臻完善,至今它仍是独联体和东欧各国广泛应用于处理深厚层湿陷性黄土地基的主要方法。

我国自 50 年代开始,结合工程通过试验研究,应用土挤密桩法对兰州铁路西站车辆厂的某车间的湿陷性黄土地基进行了处理,取得了良好的技术效果和经济效益,60 年代以来,已将此法扩大到民用建筑的地基处理中使用。

用灰土挤密桩法处理杂填土地基和湿陷性黄土地基,是我国于 60 年代中期在土挤密桩法的基础上发展起来的,二者的作用和工艺设备基本上相同,但灰土挤密桩对降低土的压缩性、提高承载力、增强水稳性和减小变形等方面效果更为显著。

• 收稿日期:1998 年 6 月

设计

土(或灰土)挤密桩处理湿陷性黄土地基的设计,包括桩孔的深度、间距、数量和平面布置等内容。

1. 桩孔深度的确定

土(或灰土)挤密桩的桩孔深度,应根据湿陷性黄土的厚度、场地的湿陷类型和消除地基的全部湿陷量或部分湿陷量的要求以及成孔设备等条件确定。

(1) 消除地基全部湿陷量的桩孔深度

在非自重湿陷性黄土场地,建筑物地基受水浸湿后,湿陷变形范围是发生在基础底面以下地基受压层的土层深度内,并与基础型式、基底面积及其压力大小有关,消除地基全部湿陷量的桩孔深度,可按下式确定:

$$P_a + P_m \geq P_{sh} \quad (1)$$

式中 P_a ——土(或灰土)挤密桩复合地基下卧层顶面的附加压力(kPa);

P_m ——土(或灰土)挤密桩复合地基下卧层顶面上覆土的自重压力(kPa);

P_{sh} ——土(或灰土)挤密桩复合地基下卧层顶面土的湿陷起始压力(kPa)。

湿陷起始压力资料如不能满足设计要求,消除地基全部湿陷量的桩孔深度,自基础底面起,可按其地基受压层深度的下限(即 $P_a = 0.2P_m$)确定;对条形基础,一般为其底面短边宽度的 3 倍;对矩形基础,一般为其底面短边宽度的 2 倍。当基础底面短边宽度 $\geq 10\text{m}$ 时,宜为其底面短边宽度的 1 倍。

在自重湿陷性黄土场地,建筑物地基受水浸湿后,外荷湿陷与自重湿陷往往同时产生,消除地基全部湿陷量的桩孔深度,宜为基础底面以下的全部湿陷性土层。

(2) 消除地基部分湿陷量的桩孔深度

消除地基部分湿陷量,应将基础底面以下湿陷性大($\delta_s \geq 0.07$ 、 $\delta_w \geq 0.05$)及湿陷性较大($\delta_s \geq 0.04$ 、 $\delta_w \geq 0.03$)的土层进行处理,因为贴近基底下的上述土层,附加应力大,并容易受管道和地沟等漏水引起湿陷,故对建筑物的危害性大。

消除地基部分湿陷量的桩孔深度,自基础底面算起,对乙类建筑;在非自重湿陷性黄土场地,不应小于地基受压层深度的 2/3,且不应小于 4m;在自重湿陷性黄土场地,不应小于基底下湿陷性土层厚度的 2/3,并应控制下部未处理湿陷性土层的剩余量不大于下列数值:

局部处理 10cm;

整片处理 15cm。

在Ⅲ、Ⅳ级自重湿陷性黄土场地,对多层丙类建筑,当采用土(或灰土)挤密桩法处理地基时,其桩孔深度,应按下部未处理湿陷性土层的剩余湿陷量不大于 20cm 确定。

2. 桩孔间距的确定

土(或灰土)挤密桩的桩孔直径多为 0.3~0.5m,桩孔间距一般为桩孔直径的 2.0~2.5 倍,确定桩孔间距应能保证桩间土的平均挤密系数不小于 0.93。

大量试验研究资料和工程实践经验表明,桩孔间距过小,不但成孔施工困难,而且桩孔周围的土容易隆起;桩孔间距过大,土的干密度小,湿陷性难以消除,挤密效果差,而合适的

桩孔间距,可使桩间土获得消除湿陷性的最佳干密度。

为使桩间土均匀挤密,桩孔宜按正三角形或正方形布置,其间距可按式计算确定:

$$\text{正三角形布置 } S = 0.95d \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{dmax}}{\eta_c \rho_{dmax} - \rho_d}} \quad (2)$$

$$\text{排距 } h = 0.87S$$

$$\text{正方形布置 } S = 0.87d \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{dmax}}{\eta_c \rho_{dmax} - \rho_d}} \quad (3)$$

$$\text{排距 } h = S$$

式中 S ——土(或灰土)挤密桩的桩孔间距(m);

d ——土(或灰土)挤密桩的桩孔直径(m);

$\bar{\eta}_c$ ——地基处理后,桩间土的平均挤密系数(即 $\bar{\eta}_c = \frac{\rho_{d0}}{\rho_{dmax}}$);

$\bar{\rho}_d$ ——地基处理前,土的平均干密度(t/m^3);

ρ_{d0} ——地基处理后,桩间土的平均干密度(t/m^3);

ρ_{dmax} ——地基处理后,桩间土的最大干密度(t/m^3)。

3. 桩孔的数量与平面布置

桩孔的数量与其直径、间距以及拟处理地基的面积有关,并可按下式计算确定:

$$N = \frac{A}{\Omega} \quad (4)$$

式中 N ——桩孔的数量;

A ——拟处理地基的面积(m^2);

Ω ——1根土(或灰土)挤密桩所承担的处理地基的面积(m^2)。

$$\text{即: } \Omega = \frac{\pi d_c^2}{4}$$

d_c ——等效影响圆的直径(m);

桩孔按正三角形布置 $d_c = 1.05S$;

桩孔按正方形布置 $d_c = 1.13S$;

S ——桩孔间距(m)。

在建筑物平面范围内采取局部处理时,布置在基础短边的桩孔;对非自重湿陷性黄土、杂填土、欠压实的素填土等地基,不应少于2排;对自重湿陷性黄土地基,不应少于3排。在建筑物平面范围内采取整片处理时,桩孔宜满堂布置。

承载力的确定

土(或灰土)挤密桩处理湿陷性黄土地基的承载力标准值,一般通过现场原位测试或结合当地建筑经验确定。

当以静载荷试验结果绘制的 $Q \sim S$ 曲线确定承载力标准值时,可取其曲线上比例极限所对应的荷载作为承载力标准值;当 $Q \sim S$ 曲线上的比例极限不明显时,可按沉降 S 与承

压板宽度 b 之比值所对应的荷载确定。

土挤密桩地基: $S/b = 0.01 \sim 0.015$

灰土挤密桩地基: $S/b = 0.006 \sim 0.008$

当无试验资料时,土挤密桩复合地基的承载力标准值,一般为其处理前的 1.4~1.6 倍,但不宜大于 200kPa;灰土挤密桩复合地基的承载力标准值,一般为其处理前的 2.0~2.5 倍,但不宜大于 250kPa。

承载力设计值,应根据地基处理后的现场静载荷试验确定的复合地基承载力标准值进行修正。但基础宽度的地基承载力修正系数取零,基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0。下卧层顶面的承载力应符合下列要求:

$$P_r + P_\sigma < f_s \quad (5)$$

式中 P_r ——土(或灰土)挤密桩底面(即下卧层顶面)的附加压力(kPa);

P_σ ——土(或灰土)挤密桩底面上覆土的自重压力(kPa);

f_s ——土(或灰土)挤密桩底土层经深度修正后的承载力设计值(kPa)。

施工

土(或灰土)挤密桩处理地基的施工,包括成孔施工的含水量和桩孔内填料量的计算以及成孔施工的要求等内容。

1. 成桩施工的含水量

地基土的含水量对成孔施工与桩间土的挤密至关重要。工程实践表明,当土的含水量 $w < 12\%$ 时,土呈坚硬状态,成孔挤密很困难,且容易损坏设备;当土的含水量 $w \geq 24\%$ 、饱和度 $S_r > 0.7$ 时,桩孔及其周围地面容易缩颈和隆起,挤密效果差;当土的含水量接近最优(或塑限)含水量时,成孔施工速度快,桩间土的挤密效果好。因此,在成孔过程中,应掌握好地基土的含水量不要太大或太小,最优含水量是成孔挤密施工的理想含水量,而现场土质情况往往并非恰好是最优含水量,如只允许在最优含水量状态下进行成孔施工,小于最优含水量的土便需要加水增湿,大于最优含水量的土则要采取晾干等措施,这样施工很麻烦,而且不易掌握准确和加水均匀。为此,当拟处理地基土的含水量低于 12% 时,应对拟处理的地基土进行增湿,其增湿土的加水量可按下列式计算:

$$Q = v \bar{\rho}_d (w_{op} - \bar{w}) k \quad (6)$$

式中 Q ——拟处理土层范围内的计算加水量(m^3);

v ——拟处理土层范围内土的总体积(m^3);

$\bar{\rho}_d$ ——拟处理土层范围内土的平均干密度(t/m^3);

w_{op} ——将拟处理的地基土增湿至最优含水量(%);

\bar{w} ——拟处理土层范围内土的平均含水量(%);

k ——损耗系数,可取 1.05~1.10。

增湿土的计算水量,应于地基处理前 4~6d,均匀地浸入地基土内。对含水量介于 12~24% 的土,只要成孔施工顺利,桩孔不出现缩颈,桩间土的挤密效果符合设计要求,不一定要采取增湿或晾干措施。

2. 桩孔内填料量的计算

桩孔内的填料量(土或灰土)与其直径、深度及所要求的密实度有关。当桩孔采用挤土方法成孔时,桩间土主要是由机械设备或爆炸所产生的横向挤压作用而挤密,桩孔直径与桩体直径基本一致,孔内回填夯实对桩间土的挤密可以忽略,每个桩孔内所需的填料量可按下式计算:

$$G = \frac{\pi d^2}{4} l \bar{\rho}_d (1 + w_p) \quad (7)$$

式中 G ——桩孔全部深度内的填料量(t);

d ——桩孔直径(m);

l ——自基底算起的桩孔深度(m);

$\bar{\rho}_d$ ——经夯实后,桩体内土(或灰土)的平均干密度;

w_p ——击实试验求得土(或灰土)的最优含水量(%),若无试验资料,可取该场地天然土的塑限含水量(%)。

向桩孔内填料前,孔底应空夯(或捣)2~3次,然后分层填入额定的素土或灰土,并分层夯实,至设计标高止。

灰土配合比应符合设计规定。灰与土混合后,应拌合均匀,并应当日使用完毕。

3. 成孔施工的要求

成孔挤密施工前,应作好场地平整,消除地上和地下管道及其它障碍物,然后按设计布置的桩孔平面图,在拟建的建筑物或基础的平面范围内放线定位。

成孔施工,目前在陕西关中和其它地区,大都采用锤击或振动沉管,即采用柴油打(或振动沉)桩机,将带有特制桩尖的无缝钢管打入土中设计深度后,再徐徐拔出钢管,即成桩孔,沉管法成孔的孔径较均匀,孔壁光滑,施工技术较易掌握,但由于受桩架高度的限制,桩孔深度往往不能满足设计要求,当湿陷性黄土的厚度大于10m时,采用此法处理地基,通常需要对桩架及成孔设备进行加高或改制。

成孔和回填夯实的施工顺序,宜由外向里,即先外排后内排,同一排间隔1~2孔进行。孔成后应及时检查桩孔的直径、深度和垂直度以及桩孔内有无缩颈、回淤等现象,经检查,凡符合设计要求的桩孔,应尽快回填夯实,防止雨水、土块和杂物等落入孔内,并应有专人记录和监测成孔及回填夯实的质量。

质量检验

桩孔内的填料回填夯实结束后,对土(或灰土)挤密桩地基的质量、效果,应及时抽样检验。

桩间土的挤密效果,一般通过检测桩间土的平均干密度及平均挤密系数确定。桩孔内填料夯实质量的检验,可采用触探、深层取样或剖割取样试验等方法。由于灰土的胶凝强度随时间增长而提高,当采用上述方法检测桩孔内为灰土夯实的桩体时,宜于回填夯实结束第2天检测完毕。

对重要工程以及挤密效果或桩孔内夯实质量较差的一般工程,尚应进行静载荷试验或其它原位测试,也可在地基处理的全部深度内取样测定土的压缩性和湿陷性,综合评价土

(或灰土)挤密桩地基的质量。

土(或灰土)挤密桩处理地基的效果

根据室内、外的测试结果,采用土(或灰土)挤密桩处理湿陷性黄土地基的效果,主要反映在桩间土的干密度增大、压缩性降低、承载力提高和湿陷性消除等方面。

在桩长处理深度内,桩距 $2.5d$,非自重湿陷性黄土地基桩间土的湿陷性已全部消除;桩距 $2.0d$,自重湿陷性黄土地基桩间土的湿陷性也全部消除,桩距 $2.5d$,其桩间土仅个别土层的湿陷性未消除,在地基设计和施工中,将桩孔间距适当缩小或适当增大土的含水量,使其接近最优(或塑限)含水量,桩间土的湿陷性也可全部消除。地基处理前与采用土(或灰土)挤密桩处理后,桩间土的物理力学指标见表1、2。

非自重湿陷性黄土地地基处理前、后桩间土的物理力学指标

表1

天然地基					灰土挤密桩地基					灰土桩		备注
取土深度 (m)	含水量 (%)	干密度 (g/cm^3)	压缩系数 (MPa^{-1})	湿陷系数 (δ_s)	取土深度 (m)	含水量 (%)	干密度 (g/cm^3)	压缩系数 (MPa^{-1})	湿陷系数 (δ_s)	含水量 (%)	干密度 (g/cm^3)	
0.80~0.95	22	1.34	0.71	0.035	1.0	11	1.89	0.07	0.003	15	1.60	桩径 $d=45cm$ 桩距 $S=2.5d$ 桩长 $l=8.3m$ 孔内填料为 2:8灰土
1.8~1.95	19	1.35	0.64	0.061	2.5	19	1.57	0.22	0.001	16	1.72	
3.3~3.45	13	1.34	0.16	0.043	4.0	19	1.52	0.21	0.004	16	1.66	
4.8~4.95	16	1.33	0.39	0.064	5.5	15	1.60	0.22	0.001	14	1.63	
5.8~5.95	16	1.38	0.12	0.026	7.0	18	1.67	0.12	0.001	15	1.61	
7.8~7.95	19	1.27	0.39	0.040	8.5	14	1.64	0.11	0.001	23		

自重湿陷性黄土地地基处理前、后桩间土的物理力学指标

表2

桩距 $S=2d$ (d 为桩径 30cm)						桩距 $S=2.5d$ (d 为桩径 30cm)					
取土深度 (m)	含水量 (%)	干密度 (g/cm^3)	压缩系数 (MPa^{-1})	湿陷系数 (δ_s)	自重湿陷系数 (δ_{sw})	深度 (m)	含水量 (%)	干密度 (g/cm^3)	压缩系数 (MPa^{-1})	湿陷系数 (δ_s)	自重湿陷系数 (δ_{sw})
1	19.0	1.38	0.78	0.045	0.000	1	19.0	1.38	0.78	0.045	0.000
	16.6	1.66	0.19	0.001	0.000		13.3	1.52	0.16	0.03	0.001
2	19.7	1.36	1.32	0.028	0.003	2	19.7	1.36	1.32	0.028	0.003
	15.8	1.60	0.21	0.007	0.001		12.9	1.51	0.12	0.024	0.001
3	19.9	1.43	0.60	0.040	0.008	3	19.9	1.43	0.60	0.040	0.008
	16.2	1.71	0.12	0.001	0.001		16.7	1.57	0.13	0.011	0.000
4	19.0	1.32	1.32	0.060	0.016	4	19.0	1.32	1.32	0.060	0.016
	16.7	1.55	0.15	0.003	0.001		14.6	1.49	0.16	0.013	0.004

续表 2

5	17.8 12.1	1.32 1.55	0.18 0.12	0.047 0.004	0.011 0.003	5	17.8 11.1	1.32 1.39	0.18 0.27	0.047 0.029	0.011 0.012
6	14.3 14.1	1.28 1.51	0.80 0.12	0.053 0.002	0.027 0.002	6	14.3 13.0	1.28 1.42	0.80 0.20	0.053 0.010	0.027 0.004
7	16.5 14.2	1.23 1.53	1.43 0.12	0.063 0.002	0.075 0.002	7	16.5 12.8	1.23 1.38	1.43 0.17	0.063 0.016	0.075 0.014
8	14.6 11.7	1.25 1.29	0.87 0.26	0.059 0.076	0.056 0.059	8	14.6 11.9	1.25 1.36	0.87 0.35	0.059 0.077	0.056 0.061
说明	1. 分子为天然地基土的指标; 2. 分母为灰土挤密桩地基桩间土的指标; 3. 桩长 $l=7.0\text{m}$										

此外,从现场静载荷载试验结果亦可看出,非自重湿陷性黄土场地,经土(或灰土)挤密桩处理的地基,在 200kPa 压力下浸水引起的附加下沉量很小,达到了消除地基湿陷性的目的。自重湿陷性黄土场地的湿陷性土层厚度为 15m,而自基底起灰土挤密桩的长度仅为 6~8m,下部未处理的湿陷性黄土厚度尚有 5~7m,载荷试验结果表明,天然地基浸水 82 昼夜,在 165kPa 压力下引起的附加下沉量达 49.9cm,而灰土挤密桩地基同样浸水 82 昼夜,在 165~168kPa 压力下,引起的附加下沉量分别仅为 6.2~8.01cm,见表 3。

土(或灰土)挤密桩地基静载荷试验结果

表 3

场地类型	地基	基底		下沉量(cm)		浸水时间(昼夜)	浸水量(m^3)	备注
		长×宽(cm)	压力(kPa)	浸水前	浸水后			
非自重湿陷	天然	100×100	200	3.06	24.83	17	41.6	
	灰土挤密桩	100×100	200	1.63	1.11	15	8.2	桩径 $d=45\text{cm}$ 桩距 $S=2.5d$ 桩长 $l=8.3\text{m}$
		100×100	260	2.33	0.80	18	5.8	
	天然	75×75	200	0.35	14.40	4	浸水前下沉量的压力为 150kPa	
	灰土挤密桩	75×75	200	0.29	0.98	9		桩径 $d=32.5\text{cm}$ 桩距 $S=2.5d$ 桩长 $l=4.5\text{m}$
土挤密桩	100×170	200	0.55	1.81	10			
自重湿陷	天然	142×142	165	6.70	49.90	82	6031	
	灰土挤密桩	142×142	168	1.00	6.20	82	2728	桩距 $S=2.5d$ 桩长 $l=6.0\text{m}$
	灰土挤密桩	142×142	165	0.04	8.01	82		桩距 $S=2.5d$ 桩长 $l=8.0\text{m}$ 桩径 $d=30\text{cm}$

结语

土(或灰土)挤密桩地基属于柔性桩复合地基的一种,孔内填料一般为素土或灰土,可就地取材。因此,这是一种以土治土、原位处理地基的方法,自 60 年代以来,我国湿陷性黄土地区的工业与民用建筑地基广泛采用此法进行处理,技术效果、经济效益较为显著,颇受工程界重视。

参考文献

- [1]《湿陷性黄土地区建筑规范》GBJ25-90 中国计划出版社 1991年1月
 [2]《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91 中国计划出版社 1992年9月
 [3]灰土挤密桩处理自重湿陷性黄土地基试验报告 五机部六院 1977年7月
 [4]湿陷性黄土地基处理 山西铝厂基地建设指挥部 兰州有色金属建筑研究所 1984年9月
 [5]挤密土桩处理湿陷性黄土地基的试验研究 陕西省建筑科学研究所 1976年3月

 * 外文摘要 *

编者按:从本期开始,将增加一个新的栏目“外文摘要”。在这个栏目中,为避免过去整篇译文所占篇幅较多而内容单一,将以文章摘要的形式,在有限的篇幅内,对更多的论文进行介绍,使读者更快地了解国外最新研究进展。读者若想获取以下摘要的原文,请与编辑部联系,或 E-mail 至 jianzh@hz.col.com.cn。欢迎投稿,并附寄原文。

较小循环应变下土体塑性对阻尼比的影响

Effect of Soil Plasticity on Damping Ratio at Small Cyclic Strain

GIUSEPPE LANZO and MLADEN VUCETIC

Soils and Foundations, Vol. 39, No. 4, P131-141, Aug, 1999, Japanese Geotechnical Society

在土动力学中,描述土体强度衰减最常用的参数是等效粘滞阻尼比,本文研究了在较小循环应变情况下(在 0.0001% 和 0.001% 之间)。土体的等效粘滞阻尼比的变化情况,通过对已有的不同类型的试验所得数据进行研究,得出一些有益的结论:

(1)当土体的循环剪切应变小于 0.001% 时,粘性土的等效粘滞阻尼比大于砂土,并且粘土的等效粘滞阻尼比随土体的塑性指数 PI 的增加而增大。当循环剪切应变在 0.001% 和 0.01% 之间时,这种趋势发生了变化,当循环剪切应变大于 0.01% 时,阻尼比随 PI 的增加而减小。

(2)已有的表示土体阻尼比的数据点有较大的离散性。砂土和低塑性土的阻尼比离散程度较高塑性土大,这表明砂土及低塑性土受控制应力、超固结比和循环荷载波形的影响大于高塑性土。

(3)当粘性土的 PI 逐渐增加到 50 时,土体的阻尼比 D 随着平均有效控制应力的增加逐渐降低。

(4)同样的土体不同的试验方法得出的阻尼比是不同的。

(周建择译)

谈谈预压加固中沉降速率的限值

林本义

(蛇口工业区 深圳 518067)

[提要] 预压加固施工中沉降速率不仅与加载速率有关,而且与软土层特性及加固条件有关,所以规范用一个固定的数作为限值是不妥的,笔者在文中对该值的取法提出了两种设想。

一般有关地基处理的规范,对堆载预压加固软土地基的方法,都会对加固过程中所发生的沉降速率规定一个限值,以保证加固中地基的稳定。最常见的规定是,堆载中心地表沉降每昼夜不超过10mm。

沉降观测是诸多现场检测方法中最简单易行,也是最可靠的方法,所以用它的观测成果指导施工,无疑是十分恰当的。也正是由于这种方法有如此明显的优点,所以我们就更希望它的控制指标能订得更科学、更合理。本文拟就这一问题谈谈个人的一些看法。

地基土受到超过它原有压力的荷载就一定会产生相应的沉降变形,这是必然的。甚至可以说,这也是预压加固的目的——通过施加荷载使地基土产生固结沉降,从而提高地基的强度和减少甚至消除地基在以后的正常使用时的沉降,预压加固的本质不就是这样吗?问题应该是,假若实际产生的沉降超过了应该发生的固结沉降时,多大以上就不够安全因而不应容许?所以,可以这样说,在完全不理会应该发生的固结沉降的大小的情况下来定出沉降速率的限值,肯定存在盲目性,甚至是不合理的。我们可以工程实例说明这一点。

图1是深圳蛇口一处塑料排水板堆载预压工程的一个沉降盘的加载和沉降过程曲线并示图。被加固的是层厚约12.5m的淤泥滩涂。加固时先填约2.8m厚砂垫层出水,然后在砂面上插塑料排水板,随后逐级堆砂预压,总压载砂厚约12.2m。淤泥的主要土壤指标为 $w = 87.6\%$, $e = 2.32$, $a_{1-2} = 2.16(\text{MPa}^{-1})$, $c_v = 5.1 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$, $c_h = 5.3 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ 。该工程的沉降盘每天观测一次。由观测可知,从插完排水板起至卸载,该沉降盘累计沉降3.28m。其中停止加载前累计沉降2.48m,平均沉降速率12.2

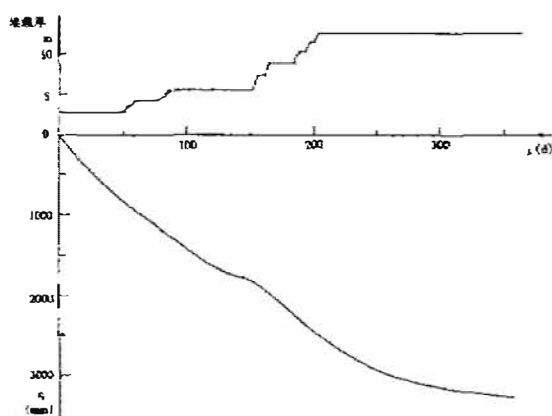


图1

mm/d;第一级压载砂厚 2.7m,堆载期间平均沉降速率 13.7mm/d;第二级压载厚 3.0m,堆载期间平均沉降速率 12.7mm/d;最后一级压载厚 3.7m,堆载期间平均沉降速率 15.6mm/d。该工程加载施工管理良好,每级加载前均作钻探检验土壤指标改善情况,加载强度完全满足地基允许承载力,沉降曲线连续平顺,无明显突变情况,最终加固效果也很好。也就是说,预压中出现的较大的沉降速率基本上都是正常的。事实上,即使在不加载的时段,沉降速率也相当大,特别是加载阶段的早期。譬如插排水板后到第一级加载前的 50 天,平均沉降速率就有 15.4mm/d,而停载后一个月内,平均沉降速率也仍有 10.8mm/d。显然这种沉降不可能是过大的加载速率引起的,因为这段期间根本不加载,也就是说固结沉降本来就应有那么大。该工程有的区域淤泥层比此沉降盘所处位置还要厚,因而沉降速率大于本例的沉降盘还有不少。如果说,这样正常的,本来就应该发生的沉降,只因为超过限值因而就认定是不允许的,那就无异于削足适履,显然是不合理的。

相反地,也可能会有这样的情况存在:正常的固结沉降本来就较小,加载中出现的实际沉降速率尽管已大大超过了固结沉降,却因为未达到限值而没能引起重视造成了不安全隐患。譬如软土层很薄,排水板间距较大或甚至不插排水板的预压加固的工程。

由此可见,用一个固定的值,以不变应万变地来限定不同软土条件和加固条件的预压沉降速率,显然是不够科学的。那么,这个限值应该如何定才比较合适呢?笔者认为,它必须是大于固结沉降的速率而小于地基即将失稳时的沉降速率。由于沉降与软土的层厚、特性及加固的各种参量有关,所以对不同条件的预压加固工程必然应是不同的值。自然,这要比规定一个固定的数要麻烦些,但唯其如此所规定的数才可能有真正的指导意义。下面笔者提出两种不成熟的设想以为引玉之砖,作为讨论的参考。

一、设想之一

比照材料力学的方法,把固结沉降引起的沉降速率乘上一个大于 1 的系数(姑且仍称之为安全系数)作为限制值。

采用这种方法必须解决两个基本问题,其一是正确确定不同加固时刻的固结沉降,其二是安全系数取多大合适?

1. 不同时刻固结沉降的确定

不同时刻的固结沉降可以按如下步骤确定:①计算设计总预压荷载 $\Delta\sigma$ 下的最终固结沉降 S_{∞} ;②根据土壤特性、加固条件和加载情况计算所需时刻 t (天)的固结度 \bar{U}_t ;③以 $\Delta\sigma\bar{U}_t$ 为附加荷载计算固结沉降 S_t , S_t 即为 t 时刻的固结沉降;④用相同方法计算 $t-1$ 天的固结沉降 S_{t-1} ,则 $S_t - S_{t-1}$ 便为 t 时刻的沉降速率。在计算某一时刻的沉降时采用公式(1)的计算方法将可以减少很多工作量

$$S_t = S_{\infty} \left[\lg \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma \bar{U}_t}{\sigma_0} \right) / \lg \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right) \right] \quad (1)$$

该式是笔者根据土层的压缩与引起该压缩的固结压力成对数函数关系的原理推导出来的^[1]。式中 σ_0 为软土层层中的天然固结压力,其它符号含义如前所述。用这种方法比较重要的是如何预先较准确地确定最终沉降 S_{∞} ,最好有同类地基的工程实例可参考或有先行的试验。另外,还可以根据实际加载中发生的沉降对原来的计算结果作跟踪修正。

2. 安全系数的取值

所谓“安全系数”,反映的是超过计算的固结沉降的允许量。这种超量沉降的发生主要

是这几方面造成的:

(1)理论计算的固结沉降的误差。

(2)预压加载中正常发生的塑性变形。尽管经过正规设计的预压荷载是在地基承载力所容许的范围,但仍可能会在引起固结沉降的同时,产生一定量的塑性沉降。

(3)施工因素造成的附加塑性变形,如偏大的加荷速率,这是我们应该主要限制的方面。

安全系数容许取多大,从基本上讲主要取决于地基从超过正常固结沉降到失稳前能容许有多大的塑性变形裕量。这需要针对不同土壤做较多的分析统计才能得出较准确的结论。根据我们的经验,这种裕量还是比较大的。以上文提到的预压排水工程为例,由于堆载施工的原因,在施加一级堆载时就曾出现过沉降速率为54mm/d的个别情况,4倍于加载期间的平均沉降速率。而在此之前进行的小面积试验,更出现过沉降速率为90mm/d的极个别不正常情况。这些情况一经发现便暂停加载,沉降速率也就不再发展,很快恢复了正常。笔者列举上述实例仅在说明软土存在的塑性,决无试图鼓吹容许大的超常沉降的意思。相反,正规的预压排水工程的加载计划都是经过计算,在确保地基稳定的前提下做出的设计。只要施工认真,加载过程中所发生的沉降,应与计算的固结沉降相差不会太多,蛇口工程的经验也证明了这一点。我们的主旨应该是要求施工单位严格按设计加载速率进行施工,提出限值应是为了及时发现违规的操作,引起警觉及时修正;另外也为了给缺乏经验的工程人员管理中便于掌握。所以笔者认为此安全系数不宜太大,结合我们的实践经验建议取1.5~2.0为宜。

二、设想之二

由上文可见,按第一种设想的方法须要进行一些计算,而且在加载施工中还须跟踪核算,以确定合适的沉降速率限值。虽然这些计算并不复杂,但多少会让人耽心,实施中会出现因怕麻烦慵于计算,使要求形同虚设。所以笔者又萌发出类似已有的规定那样,一个工程只提一个限值的想法,而使施工中无须再去计算。当然,这样的准确程度要比第一种设想所给出的要差些。但如前文所说的,地基沉降从超出正常的固结沉降到失稳之间还是有相当的裕度,所以这样的设想还是可行的。不过这种设想并不象现行规程那样只有一个值,放诸四海而皆准地任何工程都用它。而应该把一些与沉降变形有密切关系的因素反映进去。笔者认为这些因素主要是三个:

- (1)被加固的软土层厚度;
- (2)反映软土层压缩性的土壤指标;
- (3)反映排水固结条件的指标。

对上述三种主要影响因素各选出一个有代表性的指标作为沉降速率限值的计算因子,它们分别是被加固的软土层厚度 H ,被加固软土的压缩系数 a_{1-2} 和改进的高木俊介法 $\bar{U}=1-ae^{-\beta t}$ 中的系数 β 。若以 $[S_v]$ 代表沉降速率的限值,那么它的表达式为

$$[S_v] = \eta H \sqrt{\beta a_{1-2}}$$

式中各参数的单位为: $[S_v]$ —mm/d(毫米/日), H —m, β —1/d(1/日), a_{1-2} — MPa^{-1} 。 η 为一综合系数,应由实际工程成果统计分析得到并包含了设想一提到的“安全系数”的因素。要定得恰当是需要做很多统计分析工作的,笔者在下式提出了一个具体的值,是在分析蛇口地区加固成果得到的,范围局限且工作做得很粗浅,只能算是为了使这表达式表述得比较有实

用性而作出的而已。该表达式适用于大面积预压加固的中心区。用此法设计人员应先算出 $[S_v]$ 值并在设计文件中给出。

$$[S_v] = 8.5H\sqrt{\beta}a_{1-2} \quad (\text{mm/d}) \quad (2)$$

例如有一工程、被加固的软土层厚 10m, $\beta = 2.6 \times 10^{-2} (1/d)$, $a_{1-2} = 1.6 (\text{MPa}^{-1})$, 则经计算沉降速率限值 $[S_v]$ 可取为 22mm/d。

结束语

(1) 由于沉降速率与被加固地基的多种固有条件有密切关系, 一些加固工程软土层在预压条件下正常的固结沉降数值就超过了现行规范的限值。所以用一个不变的值作为沉降速率的限值是不科学的。

(2) 笔者在本文提出的沉降速率限值设定方法的建议, 基本思路都是对正常的沉降速率乘上一个大于 1 的“安全系数”, 其中第一种设想的方法要算出加固过程中的固结沉降, 第二种方法则是一个工程只提出一个限值, 该值根据具体工程的一些与沉降变形关系密切的参量进行计算。

(3) 第二种设想由于较简单, 施行起来可能现实些。如果此法获得认同, 则为了使计算因子的选择、表达以及综合系数的确定上能更恰当和准确, 还须投入相当的力量进行统计分析和研究。

参考文献

- [1] 林本义, 用实测沉降过程线推算固结参量方法的探讨, 水运工程, 1992.1

疏桩基础的沉降漏斗设计法

刘惠珊

(冶金建筑研究院 北京 100088)

[摘要] 本文是笔者对沉降漏斗设计法的进一步阐述,是文献[1]和[2]的深化,着重阐明沉降漏斗法的设计步骤,桩周沉降漏斗的实测资料和计算的对比,以及用沉降漏斗概念解释某些桩-土-承台共同作用中出现的现象。

前言

桩基这种古老的基础形式正面临着划时代的革新。1997 年召开的世界土力学与基础工程会议可算这种革新的一个明显标志,即桩的设计理论由“主要由承载力控制”转向“主要由沉降控制”。台-桩-土共同作用问题的研究越来越广泛深入,“沉降控制的复合桩基”、“带桩的筏基(piled raft foundation)”、“疏桩基础”等名词越来越多地出现于文献资料。桩在结构中的作用已由“支承全部上部结构荷载”转向“为了减少筏基的沉降”和“支承部分结构荷载”。笔者在文献[1]~[3]中论述了疏桩基础是此类按新设计思想桩基中极为优越的一种并论证了疏桩基础在 10~30 层建筑中有广阔的发展远景,如再与加固桩间软土等措施结合还可进一步扩大其应用范围,经济效益很是可观。

疏桩基础是指桩距大于 5~6 倍桩径,单桩承载力取极限荷载,桩-土共同承担荷载,以减少沉降为主要目标的新型桩基。这种基础十年来在上海建筑设计院等单位的努力下已建成 300 万多平方米高层建筑(多为 8 层以下楼房,少数 18~20 层),浙江、江苏地区也有不少工程,显示了优异的经济指标与极强生命力,是 98 年建设部建议推广的新技术之一。因此应尽可能扩大其应用范围。目前已发表了相当一批探讨疏桩基础原理与设计方法的研究成果,笔者提出的沉降漏斗设计法是其中较简易的一种。为使其进一步可信与完善,本文将此法的概念、特点与应用作进一步的论述。

桩周沉降漏斗法的概念与特点

疏桩基础除了必需同时满足地基稳定与变形外,还具有桩、土分担荷载明确,最大限度地利用桩、土潜力的特点,目前推广的主要障碍一方面在于公众的认可与规范的肯定,另一方面在沉降计算及设计方法的简化,关于沉降计算方法常用的是以 Mindlin 公式求出每桩在土中引起的应力,与基底附加应力引起的土中应力迭加后,再以分层总和法求沉降,计算时

• 收稿日期:1999 年 3 月

需借助于专用程序。

沉降漏斗法与上述不同。它将桩、土引起的沉降分别求算、承台总沉降为二者之和,即

$$S = S_p + S_s \quad (1)$$

式中 S_p 及 S_s 分别为桩荷载和基底附加应力引起的沉降。 S_s 的求法仍用分层总和法。 S_p

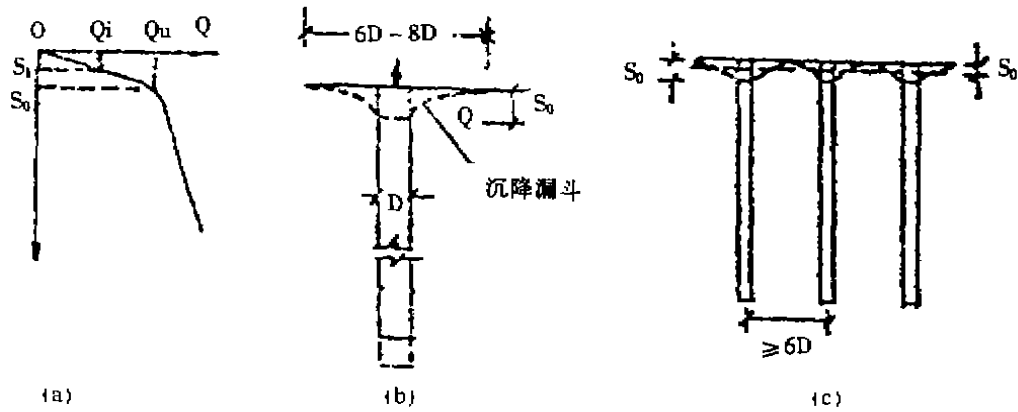


图1 a.单桩 $Q-S$ 曲线(荷载试验) b.土面沉降漏斗
c.疏桩引起的土面下沉及承台范围内的平均下沉 S_p

则根据单桩静载试验曲线 $Q-S$ 求算(图1)。试桩的桩顶下沉 S_0 及桩头四周的沉降漏斗形态实质上综合反映了桩尖及桩身周围土的压缩,桩身变形,桩尖刺入、挤土作用等多重作用。因之可根据试桩资料推算承台下各桩沉降漏斗体积之和并求出 S_p :

$$S_p = \frac{\text{承台下的沉降漏斗体积之和}}{\text{基底面积}} = \frac{n\nu}{A} \quad (2)$$

式中 ν 为单根桩的沉降漏斗体积,求法见下文; n 为承台底面所覆盖的沉降漏斗数目; A 为基底面积, S_p 为桩荷载引起的沉降,亦可称之为“牵连下沉”,意味承台不需向土施加压力即可获得的下沉。 S_s 则按下列分层总和法求算:

$$S_s = \psi \left(\frac{N - n_p Q_u}{A} - \gamma h \right) \sum \frac{1}{E_n} (\alpha_{z_i} - \alpha_{z_{i-1}} z_{i-1}) \quad (2)$$

式中 N 为基底设计荷载; n_p 为桩数; Q_u 一桩极限荷载,其余符号为分层总和法中各参数。

此法特点:用变形迭加代替应力迭加求沉降;桩、土在沉降中的贡献一目了然;能较真实地反映桩周和桩尖土的变形情况;方法清楚、简单。

沉降漏斗的体积

沉降漏斗法中的关键是求沉降漏斗的体积及证明其可靠性。其中 S_0 为实测值。可以商榷的是漏斗直径及形状,根据目前的共识,单桩有效应力范围远比 Mindlin 理论值为小,约为 $(6 \sim 8)D$ (D 为桩径)。本文即以 $(6 \sim 8)D$ 考虑。关于漏斗的形状由图 2 的实测结果和图 3 的理论分析结果可以窥其一斑,从图 2、图 3 可以看出,漏斗的形状接近抛物线。

现假定沉降漏斗按抛物线变化(图 4),则

$$x^2 = 2p \left(Y - \frac{D}{2} \right)$$

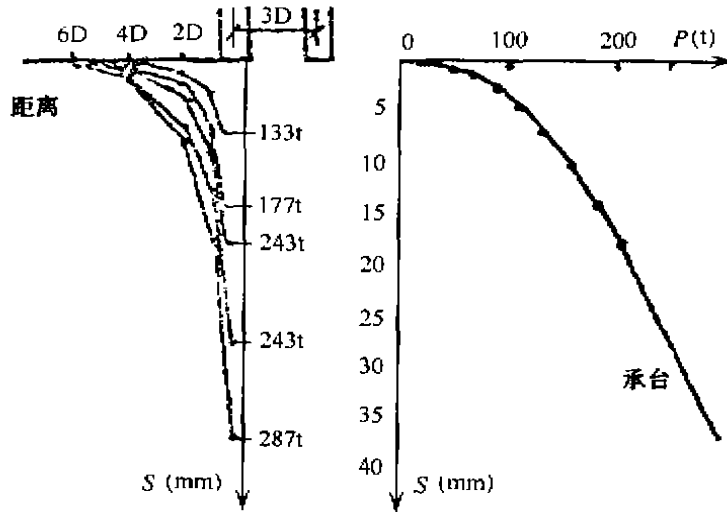


图2 6桩基础, 桩距3D对桩底平面上的竖向实测位移(刘金砺等)

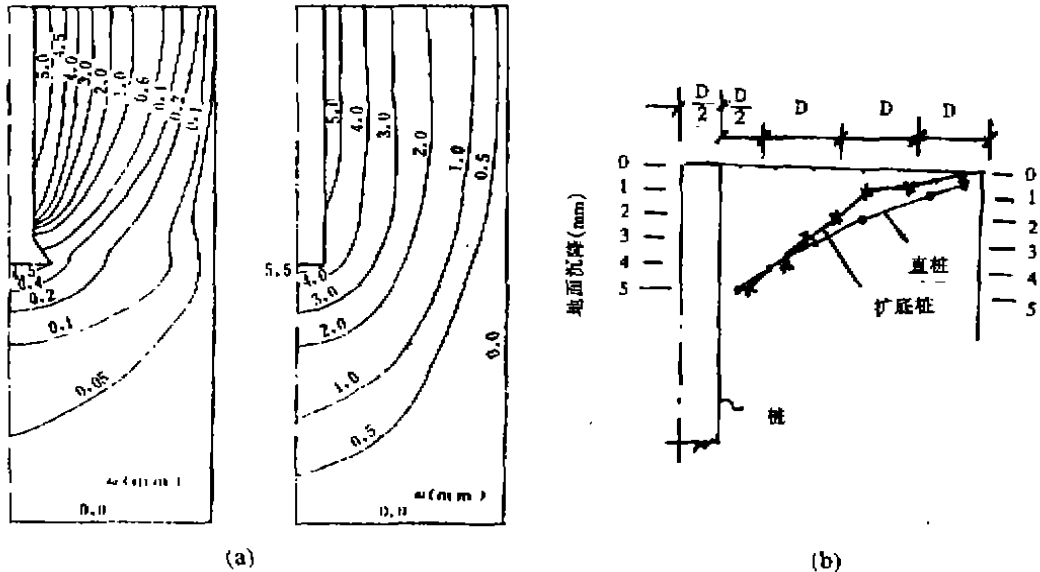


图3 a. 扩底桩和直桩的四周土变形等值线
b. 由a得出的土表沉降

或
$$X = \frac{z^2}{2p} + \frac{D}{2} = g(z) \tag{4}$$

式中 p 为待定值, 函数 $g(z)$ 绕 z 轴的旋转体即为漏斗体积, 故有:

$$\begin{aligned} v &= \pi \int_0^{S_0} [g(z)]^2 dz = \pi \int_0^{S_0} \left[\frac{z^2}{2p} + \frac{D}{2} \right]^2 dz \\ &= \pi \left[\frac{S_0^5}{20p^2} + \frac{D}{6p} S_0^3 + \frac{D^2}{4} S_0 \right] \end{aligned} \tag{5}$$

令 $\frac{S_0}{\xi} = 4D$ 或 $3D$, 而 $2p = \xi S_0$ 代入(5)中:

$$v = \pi \left[\frac{S_0^3}{5\xi^2} + \frac{DS_0^2}{3\xi} + \frac{D^2}{4} S_0 \right] \tag{6}$$

当漏斗直径为 $8D$, 即 $\frac{S_0}{\xi} = 4D$, 由式(6)得:

$$v = 4.783D^2 \pi S_0 \tag{7}$$

当漏斗直径为 $6D$, $\frac{S_0}{\xi} = 3D$, 则

$$v = 3.05D^2 \pi S_0 \approx 3.0D^2 \pi S_0 \tag{8}$$

由式(8)可知, 漏斗直径为 $6D$ 时, 其体积与文献[1]和[2]中采用的直径为 $6D$ 高为 S_0 的圆锥体(图 4b)几乎相等, 而与直径 $8D$ 时体积相差 59%。笔者认为, 承台中桩数不多的柱基条基可采用 $6D$, 对筏基可采用 $8D$ 。因桩数多时相互影响较大。

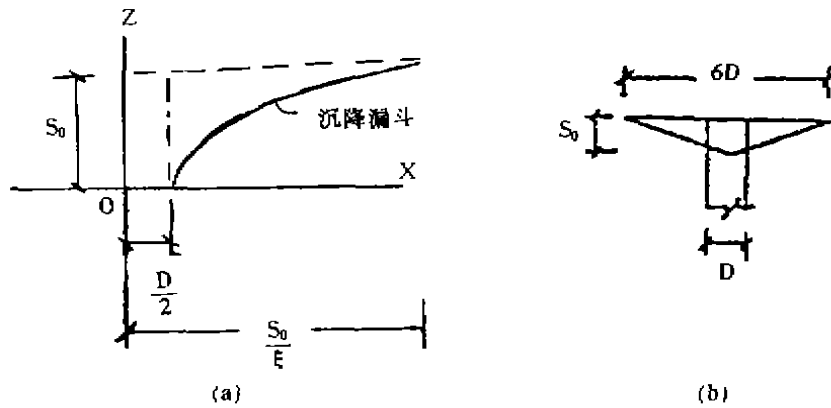


图 4 a. 沉降漏斗的计算简图
b. 沉降漏斗简化为直径的圆锥体^{[1][2]}

桩荷载引起的沉降 S_p

桩基沉降式(1)中 S_p 往往次要, 其值常不超过 1cm(大直径桩不在此限), 此点由每桩漏斗在 t^2 (t - 桩间距) 面积内的平均值可证明。此时 S_p 可表达为:

$$S_p = \frac{v}{t^2} \tag{9}$$

表 1 是 $t = 5D$ 或 $6D$ 时的 S_p 值, 桩距 $> 6D$ 时更小。

桩距 $5D$ 、 $6D$ 时的 S_p 值

表 1

桩间距 t	$5D$		$6D$	
	漏斗计算直径 $6D$	漏斗计算直径 $8D$	漏斗计算直径 $6D$	漏斗计算直径 $8D$
$S_p = v/t^2$	$\frac{3\pi S_0 D^2}{(5D)^2}$	$\frac{4.783\pi S_0 D^2}{(5D)^2}$	$\frac{3D^2 \pi S_0 D^2}{(6D)^2}$	$\frac{4.783\pi S_0 D^2}{(6D)^2}$
S_p 最终表达式	$S_p = 0.377 S_0$	$S_p = 0.6 S_0$	$S_p = 0.25 S_0$	$S_p = 0.41 S_0$

由表1中最后一行可知,即使当 $t = 5D$ 时,只要 $S_0 < 16\text{mm}$, S_p 之值就小于 1cm 。当涉及具体承台时 S_p 比表1所示者更小,因为边桩的沉降漏斗常超出承台边缘,超出部分对承台沉降无影响,即承台覆盖的沉降漏斗数常少于桩数。

沉降漏斗法的设计步骤

1. 对基底面积基本固定的高、多层建筑,可按 $S_s \cong [S] - 1\text{cm}$ 的沉降值确定筏基基底附加应力 σ 可根据容许沉降 $[S]$ 由下面的沉降公式求之:

$$[S] - 10\text{mm} = \psi\sigma \sum \frac{1}{E_s} (\alpha_i z_i - \alpha_{i-1} z_{i-1}) \quad (10)$$

$$2. \text{桩数 } n_p = [N - A(\sigma + \gamma h)] / Q_u \quad (11)$$

$$3. \text{桩间距 } t = \sqrt{\frac{A}{n_p}} \quad (12)$$

当 $t < 5D$ 时一般不看作疏桩基础,可按常规桩基设计。如仍愿作疏桩基础,应设法提高 Q_u ,如改变桩型、桩长或加固桩间软土等。特别是后者,往往值得考虑,即可提高桩周摩阻力又可增加桩间土的承载力和减少下沉,一举数得。

4. 地基总安全度检查

$$k = (2fA + Q_u n_p) / N \quad (13)$$

式中 f 为地基设计承载力, k 为安全系数,一般不小于2,最少不低于1.7。由于以下因素未计入(13)式中,因此 $k = 1.7$ 仍可保障地基安全; a .求 f 时的基础宽度以 6m 为限,不是筏基的真实宽度; b .疏桩的抗滑作用,一般可将地基极限承载力提高10%以上^[4],土越差提高越多; c .上部结构荷载 N 中含有1.25左右的分项系数,而 f 中没有,因此在式(13)中的 f 项中本应乘以1.25的分项系数。

疏桩基础的算例可见文献[2]及[3]。

下列情况不宜用疏桩基础: a .允许沉降小于等于 S_0 ; b .端承桩,桩尖无法刺入者; c .天然地基的沉降及承载力相对结构荷载而言显得很差,用桩太多者。

对于缺少桩极限荷载 Q_u 及 S_0 资料的工程,可酌用下列办法:

a .将桩的设计承载力乘以1.65得 Q_u ,再用统计回归得到的经验公式^[5]求 S_0 ;

$$S_0 = (Q_u / 2.461)^{1.415} \quad (14)$$

式(14)表明, S_0 不及 Q 增长的快,当 $Q \approx 1000\text{kN}$ 时 S_0 约 10mm , $Q = 8000 \sim 12000\text{kN}$ 时, $S_0 = 60 \sim 80\text{mm}$ 。

b .根据不完整的静载试验曲线外延,并与“桩基技术规范”中对 S_0 的有关规定及式(14)对照。

用沉降漏斗概念解释某些现象

1. 桩、土共同作用中基底应力的发展阶段

根据表1,桩在极限荷载时令承台产生的牵连下沉 S_p 可表为:

$$S_p = \alpha S_0 \tag{15}$$

系数 α 当桩距为 $(5 \sim 6)D$ 时, $\alpha = (0.25 \sim 0.6)S_0$ 。桩-土-台变形协调时的基底平均附加应力 σ 应与 $(S_0 - S_p)$, 即 $(1 - \alpha)S_0$ 成正比。 S_0 为承台下沉。这一关系对桩的任何荷载阶段均有效。即基底附加应力任意值 σ_i 与该应力时的承台下沉 S_i 之间也有比例关系:

$$\sigma_i \sim (1 - \alpha)S_i \text{ 或 } \sigma_i \sim S_i \tag{16}$$

由式(16)可知, 基底附加应力-沉降关系曲线应与桩荷载-沉降关系曲线形态相似, 即线性段、曲线段与破坏阶段的拐点在此二曲线上的拐点应该双双对应(图 5)。只是在桩荷载达到其极限荷载后, 因土上荷载尚未达其极限荷载, 二者稍有不同。这与某些实测结果的结论一致。

2. 疏桩基底附加应力与承台变形的协调

由大间距群桩受荷后形成的土表自由变形是波浪形(图 1c), 刚性承台欲保持其下沉与桩顶一致, 则须利用承台的刚性将土压平, 所产生的基底压力 $(\sigma + \gamma h)$ 即为变形协调所需的压力, 其 σ 值由下式反算:

$$S_i - S_p = \psi \alpha \sum \frac{1}{E_s} (\alpha z_i - \alpha_{i-1} z_{i-1}) \tag{17}$$

式中 S_i 及 S_p 表示在桩到达 Q_u 之前的任意轴力与其引起的牵连下沉, σ ——基底附加应力; γh 基底标高的自重应力, 此时基底总荷载应为:

$$A(\sigma_i + \gamma h) + nQ_i \tag{18}$$

式(17)求的 σ 是附加应力的平均值, 实际附加应力图形为波浪形(图 6), 桩间中点最大而桩身处为零。随桩顶荷载的增加, 波峰也越来越大, 其平均值 σ 则不断增长。此外, 由于承台的刚性, 强使承台边土面下沉较小之处的下沉与中部相同, 因而需要较大的附加应力, 形成附加应力图形成马鞍形, 中部小而边角处大。

在进行土压力实测时应注意到压力分布的不均匀性, 放在桩间中心点的土压力盒测出的是波浪形中的最大值, 如看作平均压力则得出的土分担比偏大。

3. 密桩时台、土脱空现象

当桩距 $< 5D$, 则沉降漏斗严重重叠(图 7)。由沉降漏斗总体积得到的 S_p 值(式 2)有可能超出桩顶下沉 S , 使承台下的土脱空(而这一点在疏桩时决不会出现)。下式为脱空的临界条件:

$$S_p = \frac{nv}{A} = \frac{4.783\pi SD^2 n}{A} = S \tag{19}$$

式中 n 为承台实际覆盖的漏斗数(漏斗直径按 $8D$), 一般要少于桩数, 因边桩的漏斗超出承

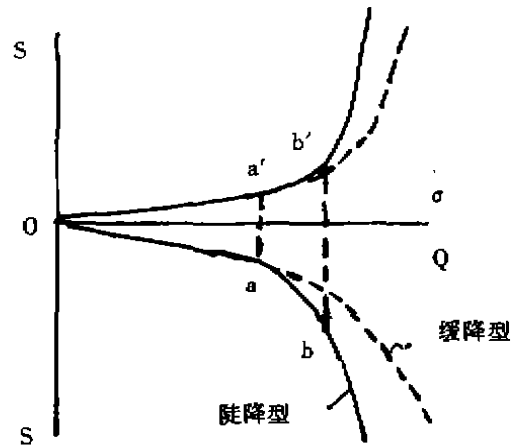


图 5 桩、土共同作用中土上附加应力 σ , 桩顶荷载 Q 与承台下沉 S 的关系



图 6 疏桩基础中桩荷载引起的土面变形与基底附加应力

台范围,由式(19)得

$$4.783\pi D^2 n = A$$

因此当承台下漏斗数

$$n \geq \frac{A}{4.783\pi D^2} = 0.067 \frac{A}{D^2} \quad (20)$$

承台将与土脱空,不论桩处于何种受力阶段。式(20)有助于定性解释一些排除欠固结、液化、湿陷、干缩等因素外,原因不明的基土与承台脱空现象。

承台下漏斗总数 n 可以下式粗估:

$$n = \frac{n_p - n_s \cdot \zeta}{n_p} \quad (21)$$

式中 n_p 为总桩数; n_s 为边排桩总数; ζ 为边桩的漏斗出超部分的体积占漏斗体积的比例。在边桩中心距承台边缘为 $1.5D$ 情况下, ζ 约为 $\frac{1}{4}$ 左右(图8)。式(20)是纯理论的,实际上由于桩多时的挤土现象降水、打桩顺序、或孔压上升等因素的干扰可能土、台脱空情况与式(20)有出入。

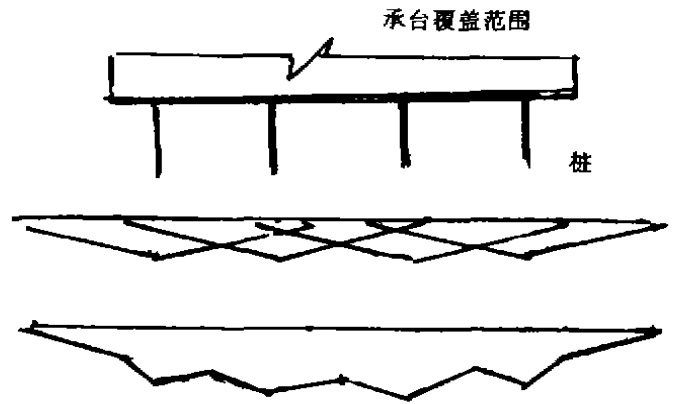


图7 a.密桩时沉降漏斗重迭 b.透加后的土面变形

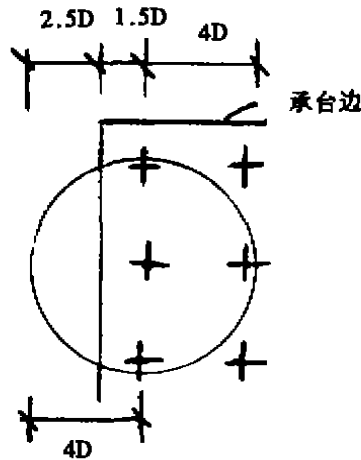


图8 边桩的沉降漏斗超出承台范围情况

4. 桩距对土的分担率的影响

许多实测资料表明,桩距越大,土分担的荷载越大;反之则土的分担比降低。这种现象可用沉降漏斗概念解释。疏桩情况是土分担比的最上限,此时沉降漏斗不重迭,土分担的荷载由沉降差 $S - S_p$ 决定(S —桩顶下降,不一定是 Q_u 时的 S_0)。当桩间距缩小时,沉降漏斗重迭,重迭的越多,则 S_p 之值越大, $S - S_p$ 越小,因而土上的附加应力也变得越采越小,直至承台与土脱开, $\sigma = 0$ 。

参考文献

- [1]刘惠珊,疏桩基础沉降计算新法,全国第 5 届地基处理学术讨论会论文集,1997,武夷山
[2]刘惠珊,疏桩基础几个算例,地基基础工程,98 年 2 期
[3]刘惠珊,疏桩基础在高层建筑中应用前景探讨,按沉降控制的复合桩基研讨会论文集,1998
[4]杨嵘昌、辛金珉,疏桩圆形基础下地基极限承载力提高的理论解,南京建工学院学报,1996 年 3 期
[5]王幼青,桩在垂直荷载下的性状,七届土力学及基础工程学术会议论文集,1994,建工出版社
[6]辛金璋等,层状土中扩底桩的沉降特性研究与工程实践,出处同上。

RRT 试验的粘土循环不排水三轴强度

Cyclic Undrained Triaxial Strength of Clay by a Round Robin Test

TEJ B. S. PRADHAN, TAMOTSU MATSUI, KAZUYA YASUHARA and KAZUNORI UCHIDA

Soils and Foundations, Vol.39, No.4, P121 - 129, Aug, 1999, Japanese Geotechnical Society

由于地震时软土地基不会象砂土液化那样产生剧烈的破坏,因而软土的循环不排水强度的研究未能引起人们足够的重视。但在近期发生的一些地震,如 Alaska, Niigata (1964), Michiocoan (1985), Sagueney (1987) 以及 Kushiro - oki (1993) 中,软土地基也发生了沉降、侧向变形和基础破坏,因此研究和确定软土的循环不排水强度变得十分重要,RRT 试验是一种确定土体循环不排水强度的试验方法。

日本 26 家实验室对同样的重塑盐性粘土 (Fujinomoti) 进行 RRT (Round Robin Test) 试验研究 (其中一家试验室进行等体积下试样的循环直剪试验,试验结果用来与循环不排水三轴强度进行对比分析),通过对他们所测得的循环不排水三轴强度进行研究分析表明,只要严格控制土样从前期固结到循环三轴试验的所有步骤,得到的表示土体循环不排水三轴强度的数据点具有较小的离散性。将这些研究结果与 Yasuhara 等人 (1991 年) 的试验结果进行比较,就可以知道导致他们以前试验结果离散性较大的原因是没有很好地控制试样的含水量,他们进行研究的土体为具有天然含水量的高塑性重塑粘土 ($PI = 69$)。现在可以通过商业途径可以用空气干燥粉来控制试样的含水量,以前的试验研究中,试样在进行固结前和不排水试验前的含水量差异最大分别为 9.5% 和 3.7%,因而试验结果离散性较大。现在试验点的离散性较小,研究结果,将土体的循环不排水三轴强度用静载下不排水强度进行归一化后的离散性较小,因此,可以发现,土体的循环不排水三轴强度可以通过静剪切强度进行估算。

(周建择译)

水泥土搅拌桩在南通船坞围堰工程中的应用

刘洪林 沈绍梅

(三航局科研所 上海 200032)

[提要] 本文主要就水上搅拌桩的施工工艺在南通三期干船坞围堰土体加固中的应用,探讨了陆上施工机械设备在水上水泥土搅拌桩施工的可行性。

工程概况

南通远洋船务工程公司位于“南通”号浮船坞至下游华能煤码头之间,拟建的船坞长 350m,宽 68m,深 12.8m。在其施工围堰体约 40m 范围内,标高从 -2m ~ -16m 的土层采用水泥土搅拌桩加固,对施工围堰体起稳定作用。

本次工程的水泥土搅拌桩分为水上部分及陆上部分。水上部分共计 2181 根,桩长 14m,计两万余方;陆上部分约三万余方。由于本次工程的施工区域水深大(最大水深达 6~8m),又紧靠浮船坞和工作码头,由于处于感潮河段,涨落潮时水流紊乱。在国内进行深水施工的设备少,经验缺乏,难以找到可以借鉴的施工实例。为了顺利完成本次工程,经商讨决定采用“改进陆上设备,平台上移动机架施工”的方法。加宽机架以求其稳,加高机架以求其深,最大机架高度达 26m,最大钻深达 23m。平台采用 $\Phi 614\text{mm}$ 的钢管桩,加设剪力撑,在其上焊接角钢及槽钢作为联系梁,在联系梁上铺设导木,机架在导木上移动施工。

施工工艺

在正式施工前,我们决定先选择不同水泥土掺入比,进行试验桩试验,来确定施工工艺。根据试验结果,选择了 15% 的水泥掺入比和 0.2% 的木质素磺酸钙,作为水泥土搅拌桩正式施工技术参数。

为了保证桩身质量和强度,决定采用“二喷三搅三循环”的工艺流程。

1. 定位

深层搅拌桩机在平台导木上移机至指定桩位,对中。由于在平台上施工,机架下钻时必须移开钻头处的导木,因而无法直接将桩位施放在导木上,而是必须在平台的施工区域外用角钢固定两排定位导木,将事先放好的桩位延伸至两侧定位导木上,到施工下钻前,再复回原位,这样便于施工人员自检,也便于管理人员随时自检。

2. 预搅下沉

• 收稿日期:1998 年 7 月

在陆地上,一般采用边搅边下沉钻至设计标高。而在长江中施工,表层土多为淤泥,如果从泥面开始就边搅拌边下沉,那么必定会使表面淤泥随水流流失。据施工前6根试验桩的统计数据表明,泥面标高会下降30~50厘米,因而,为了保证加固后的水泥土符合设计要求,决定调整该项工艺。先关闭搅拌机电机,使钻头不转动,放松起重机钢丝绳,靠钻头及钻杆自重沉入土体,当钻头沉入土体约1m左右或停止下沉时,再快速边钻边下沉。通过该工艺的调整,有效地保证了表层加固厚度,减少了表层土的流失。

3. 制备浆液

当钻杆下沉至一定深度时,开始按设计配合比拌制浆液,在压浆前,将浆液倒入集料斗中。

4. 提升喷浆搅拌

当下钻至设计标高后,开启灰浆泵将浆液压入地基中,待到孔口泛浆时,边喷浆,边搅拌边提升。在陆上施工时,孔口泛浆可以目测到,而水下施工,无法看到孔口泛浆,因而只能靠持续喷浆时间来进行控制,经过大量统计和研究,一般持续喷浆10分钟以上,才可以开始提升。

5. 重复搅拌下沉和提升喷浆

当钻头达到设计桩顶标高时,重复2、3、4步骤,确保水泥掺入量达到设计要求。

6. 重复上下搅拌

当经过两次搅拌下沉和提升喷浆后,为使土体与水泥浆搅拌均匀,再次将搅拌机钻至设计底标高,然后搅拌提升,在此过程中,不压注水泥浆。

7. 清洗

用清水清洗全部注浆管路。

8. 移位

重复1~7步骤,进行下一根桩的施工。

质量检测结果及其分析

本工程的质量检测工作是由上海市地震局勘察研究院承担的。检测方案采用钻探取样,鉴别孔,原位测试(标准贯入试验和静力触探试验)以及室内土工试验相结合的方法进行。

1. 从抽检桩身测试成果资料分析可知,各抽检桩平均桩身标贯击数(杆长修正后)均大于或等于15击(中密~密实状态),这说明桩身水泥土具有了较高的强度;由地质勘察资料可知,原状地基土③~1层(层面埋深约7.20~11.80m)的标贯击数仅为0~1击,这说明桩身水泥土强度比原状地基土强度有了很大提高。从抽检桩桩身标贯击数 N 与深度 H 关系曲线图(图1)看出,随深度增加,击数呈增加趋势,并且在同一性质的土层中桩身标贯击数有一定的变化幅度,这主要是由于土层中夹砂造成的现象。

2. 从岩芯取样的检测资料分析,同一性质的土层中,岩芯物理特征相似,说明桩身水泥土搅拌较均匀。从岩芯试块(龄期为 28 ± 3 天)无侧限抗压强度和成桩时水泥土取样试块自然养护试验结果来看,试块强度均超过设计要求的1MPa。将6根桩岩芯试块无侧限抗压强度值按取样深度(1.0m、8.0m、11.5m)绘制成曲线图(见图2),从图中可以发现:表层(1.0m)

强度最大,底层(11.5m)次之,而中间部分(8.0m)最小。这主要是由于:在表层,水头压力较小,灰浆泵出浆量稳定,因而以匀速提升喷浆时,表层浆量充足,水泥土强度高;随着深度的增加,水头压力逐渐加大,影响灰浆泵的输出能力,出浆量减少,水泥土强度相对降低;而在底层,基本为粉砂层(③~3层),中等密度,中压缩性,本身已具有较高的强度,因而底层水泥土的强度又略有增加。

3. 同一性质土层中岩芯试块强度值与标贯击数无明显的比例关系,但是试块强度与标贯击数都较大。

47天的桩身静探 P_s 值也在某一定值左右较均匀地变化,也说明桩身搅拌较均匀。

结论及建议

1. 对于可以搭设平台施工的深水区域,可以考虑改进陆上水泥土搅拌桩设备进行施工,但特别要注意解决平台施工与安

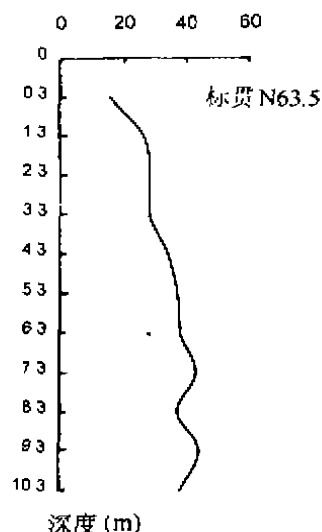


图1 桩身标贯 N63.5~深度关系曲线

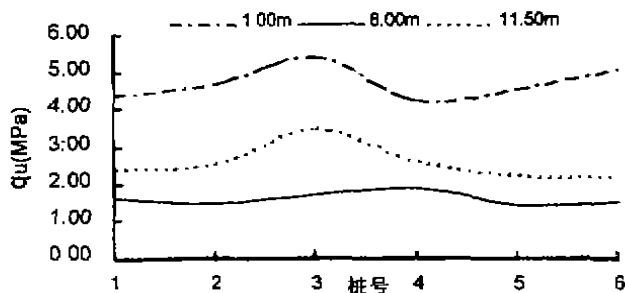


图2 搅拌桩岩芯取样试块强度

全之间的矛盾。

2. 施工工艺不成熟,对于不同的现场地质条件,应适当地改进工艺,满足施工要求。

3. 利用改进陆上设备,合理调整工艺,基本能满足施工需求,桩身质量完全符合设计要求。

4. 要注意对开始喷浆至孔口泛浆时间的统计,以保证持续喷浆时间,确保桩身水泥土的均匀性。

5. 在水深较大的水域施工,应考虑水头对出浆量的影响,在深度较大处,可考虑减慢提升速度,确保局部水泥掺入量达到设计要求。

6. 如果设计桩顶标高与自然泥面标高接近时,应采取防止泥面土体流失的措施,可考虑不搅靠自重下沉至泥面以下约 1m 后,在快速边搅边下沉。

7. 对于水下水泥土的配合比及力学特性与作用机理还有待于从理论上作进一步研究。

大直径钻孔灌注桩堵管事故 常见原因的分析 and 预防

余子华 胡 侃

(杭州市建筑工程监理公司 杭州 31000)

前言

近年来,大直径钻孔灌注桩因其承载力大、适应性强、对邻近构筑物影响小等优点,在工程建设中,尤其是高层建筑中,得到了广泛的应用。而在其施工过程中时有发生堵管事故,不仅给工程建设的进度、投资造成不利影响,更易给工程质量留下隐患。在此,笔者结合自己在工程施工监理中的一些调查,谈一点自己的认识。

概述

堵管,一般是指在水下混凝土灌注过程中,混凝土在导管中下不去的情况。这是一种在大直径钻孔灌注桩混凝土灌注施工中常见的事故。由于它的偶然性强、影响因素多,事故原因往往难以确定,若处理不当,也会对桩身质量造成较大影响。

现就影响工程质量的五大因素,即人、材料、机械、方法和环境五方面对堵管原因作一分析。

人——工人素质偏低,责任心不强,不按交底和要求办事;施工管理人员技术水平低;

材料——粗骨料粒经过大;混凝土中夹杂有块石或大泥块;泥浆密度过高

机械——机具使用中突发故障;隔水塞过大;导管变形或漏水

工艺——未连续灌注混凝土;混凝土拌制不均匀;导管理管过深;混凝土配合比不准,水灰比控制不严

环境——孔壁垮塌,有地层承压水,混凝土运输时间过长

典型工程实例简介

现以杭州某商场大楼钻孔灌注桩堵管事故为例,对堵管原因作进一步分析。

1. 工程概况

• 收稿日期:1997年11月

本工程地处体育场路东段,总建筑面积 8000m²,主楼 22 层,设 2 层地下室,为框架剪力墙结构。基础采用直径 800mm 钻孔灌注桩,桩端持力层为卵砾石层,桩端嵌入深度 $\geq 2.5\text{m}$,单桩承载力标准值 $\geq 3000\text{kN}$;该工程地质情况为:上部为稍密至中密砂性土;中部为淤泥质软土;下部为可塑粘土、中密砂性土;再下部为巨厚卵砾石层。

该工程施工中,共发生堵管 12 根(次),占总量的 4.39%,因此,较有代表性。下表为堵管桩的基本情况:

序号	桩号	孔深(m)	堵管处(m)	桩身检测
1	A203	41.14	21	
2	A153	40.94	18	20.5m 处胶结不良
3	A131	41.24	28.5	
4	A040	40.43	39	
5	B29	40.18	37	桩身完好
6	A039	40.20	32	桩身完好
7	A053	40.35	38.5	
8	B13	40.28	38	
9	A140	40.66	32	31m 处胶结不良
10	A138	40.74	30	29.5m 处胶结不良
11	B04	40.16	28	27m 处胶结不良
12	A109	40.59	31.2	35m 处胶结不良

2. 堵管原因分析

(1) 导管的原因

导管是灌注水下混凝土的主要工具,导管因变形或进水会直接造成堵管的发生。本工程所采用的导管为内径 219mm,壁厚 7mm 的无缝钢管,以丝扣连接。由于导管清洗不彻底,尤其是在丝扣处,残积的砂浆使上下导管连接不严密,灌注中,在管内外压力差的作用下,造成向管内渗水,混凝土因此产生离析而堵管,如 A53 号桩即由此造成;另外,在反循环清孔中,通常会提动导管,以利排渣,导管下口因此经常与孔底、孔壁碰撞、摩擦,时间一长,下口管壁往往较薄,容易受碰撞而变形,以至隔水栓无法排出或混凝土出料不畅,造成堵管。

(2) 混凝土的原因

本工程采用了 425 # 矿渣硅酸盐水泥,混凝土设计强度 C30,试验室提供的混凝土配比为 1:0.46:1.55:2.42:0.25%。堵管发生后,有关单位对水泥进行了试验,证明所用水泥的各项性能符合要求;对各堵管桩的堵管情况也进行了检查和分析;根据 12 根堵管桩中有 58.3% 导管内混凝土出现严重离析或过早初凝的现象,笔者认为,该工程混凝土配比的配制,未考虑到水下灌注的工艺特点。灌注水下混凝土要求其有良好的和易性,所以通常选择坍落度在 18 - 22cm,水灰比在 0.45 - 0.55 的范围,含砂率在 45% - 57% 来设计配比;而本工程的水灰比为 0.46,含砂率 39.01%,明显偏低,就容易造成混凝土流体在水下粘聚性和流动性的降低及坍落度的稳定性下降而堵管;另外,目前施工现场混凝土拌制机拌匀后,再加

水拌合 3min 左右形成混凝土拌合物。这样拌制的混凝土拌合物水泥易结成小团粒,得不到充分的水化,往往出现离析和泌水,导致混凝土分层,又加上施工人员对操作不熟悉、搅拌不均,不掺减水剂等,也是造成堵管的原因;如 A039、A203 号桩;检查表明,在堵管原因中有近 66.7% 与混凝土质量有关。

(3) 其它原因

除上述两大方面外,也存在其它因素;如 B04 号桩,在灌注过程中,混凝土搅拌机突然发生故障,停机修理近三小时,同时施工单位又未采取任何补救措施,终致混凝土初凝,无法灌注;又如 A140 号桩,由于工人素质较低,未按操作规程施工,在混凝土灌注中途随意停工达一小时,人为地造成堵管事故;

堵管的处理

堵管发生后,施工单位应尽快查找事故原因,制订对策,迅速进行处理;须避免一味激振导管而延误处理的良机。根据不同的堵管情况,可采取不同的处理方法:

1. 对因导管变形或隔水塞制作不当,混凝土未排出管外的,可迅速更换变形导管或隔水塞,重新进行清孔、灌注;

2. 若已灌注了部分混凝土,但数量不多或条件允许的,应尽可能提出钢筋笼,尽快重新下钻扫孔至孔底,然后将合格的导管下入进行清孔,待彻底清除残留混凝土后,重新灌注;

3. 当发觉导管刚堵塞,混凝土尚未初凝,而钢筋笼已无法提出的,可迅速提出导管,以高压水冲通或其它方法尽快弄通后,重新设置隔水塞或类似作用的方法灌注混凝土,当隔水塞冲出导管后,应将导管继续下降直到导管不能再插入时再少许提升导管,继续灌注混凝土,这样,新灌注的混凝土能与原灌注混凝土结合良好。本工程 A39、B29 号桩即采用此方法处理,动测结果,桩身完整,承载力符合设计要求;

4. 对于堵管时间已较长的,可在清除混凝土顶面浮浆后,直接灌注上来;或者用小一级钻头钻小孔至孔底,清孔后继续灌注;但这两种方法易给成桩质量造成隐患,难以保证桩身的完整性;

在此要强调的是,对按上述 3、4 条处理的桩,必须将混凝土灌注至自然地坪,以便能及时对其进行动测。

堵管的预防

由于堵管的原因是多方面的,因此,要防止事故的发生,施工单位必须做到按规范要求施工,同时,施工质量管理部门或监理单位则应根据工程实际情况,针对易引起堵管的各道环节,加强事故的预控:

1. 在施工前应做好设备的检查工作,对所用的导管还应进行压力充水试验,以检验其密封性,对易变形、渗漏的导管,决不许使用;

2. 加强开工前的技术交底,对施工人员进行技术培训,提高工人的责任心,制订严格的管理制度,促使其认真落实自检工作,严格按规程操作;

3. 熟悉地质情况和施工环境,对容易造成垮孔或受地下承压水影响的地质,应事先制

订落实技术处理方案;

4. 对所用的水泥、骨料和泥浆等材料,应按试验要求或规程进行配备;

5. 混凝土的配比应通过试验确定,并应符合工程实际要求;

6. 拌制质量须严格控制,确保混凝土各项性能符合要求。建议现场混凝土拌制采用净浆裹石工艺,以解决沿袭工艺的不足。

总之,只要各方重视,互相配合,加强各道工序、环节的控制和管理,“堵管”这一常见病是可以杜绝的。

参考文献

[1]中国煤田地质总局编著. 钻孔桩基础施工技术. 煤炭工业出版社,1993年

征稿通知

《地基处理》为了便于国内外讯息传递,促进岩土力学及处理方法的理论发展,实践经验的推广应用,提高与交流,拟请作者在稿件后附录:题目、单位名称、地址、提要译成英文,姓名译成汉语拼音等,力求精简。

《地基处理》编辑部

2000年6月

沉管灌注桩上浮问题的处理^{*}

陈 萍

(台州市黄岩区建筑工程质量监督站 黄岩 318020)

工程概况

浙江黄岩师范学校教师宿舍楼工程为六层砖混结构,采用沉管灌注桩基础。根据地质勘察结果:地面下 18m 为淤泥层,为高压缩性土承载力很低,不宜作持力层。18 - 25m 土层为粘土层,可作为桩持力层。设计桩长为 20m 进入持力层约 2m,桩径为 377mm。共打桩 153 根。工程桩于 1996 年 7 月 28 日开始施工,打桩顺序先在中间由西到东,然后由中间轴线往南,再由中间轴线往北。按照规范要求,对该工程进行静载和动测试验,测试承载力和桩身质量。试验于 1996 年 10 月 5 日开始,桩龄均大于 28 天。

试验方法及结果

本次静载测试根据中华人民共和国行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94 - 94)进行。采用快速维持荷载法。试验采用堆载法,工程桩设计承载力为 200kN,堆载重量为设计承载力的两倍,即 400kN。加载等级分 10 级,每级为 40kN,从第二级开始每加一级维持一小时,记录桩顶的沉降量。本次试验共 2 根桩(68 #、15 #)。其 Q - S 曲线图如图 1、图 2。

动测根据《基桩低应变动力检测规程》(JGJ93 - 95),采用反射波法检测桩身质量。

试验结果分析及处理方法

静载测试承载力仅达设计承载力的一半左右。如果按测试所提供的承载力,基础必须重新处理。或加桩需增加投资约 20 万元;或将原带形基础改为片筏基础增加造价也在 10 万元左右,损失都比较大。

我们对静载测试桩进行了动测,桩身质量和混凝土强度都能达到设计要求,结合地质报告分析也不应有如此低的承载力。从工程现场基土隆起的情况考虑桩身可能上浮,特别是中轴线位置尤为明显。从 Q - S 曲线分析:68 # 桩的试验曲线为摩擦桩型式,从地质报告提供的桩周摩擦力和桩端承载力看,仅仅是摩擦力在起作用。有了上述看法后,对接着试验的 15 # 桩分级加密,以求得更为详细的 Q - S 曲线。

* 收稿日期:1997 年 12 月

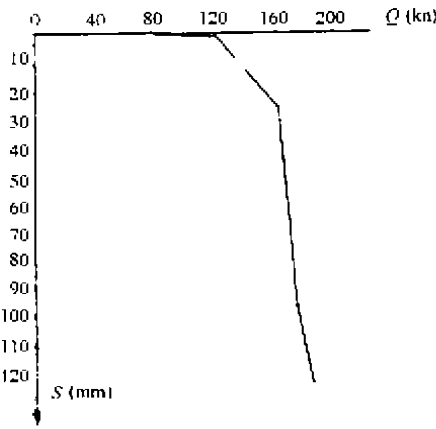


图1 (68#)桩单桩静载测试 Q-S 曲线图

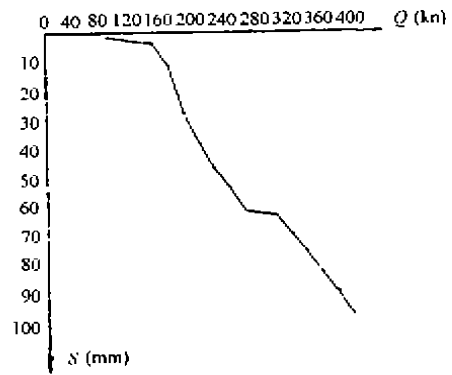


图2 (15#)桩单桩静载测试 Q-S 曲线图

从这个曲线上可以看出:当荷载达到 180kN 前,主要由摩擦力起作用,此后端部作用逐渐显现,特别是到 260kN 时尤为明显,由于 15 # 桩为角桩,上浮程度小,因此在沉降达到 97.56mm 时荷载达到 400kN。由此可见,由于桩端承载力在后阶段发挥了作用,桩存在上浮现象。

为了进一步证实这一推断,我们于 1996 年 12 月 14 日又进行了一次试验性静载测试。试验以不论沉降量多少,荷载达到 400kN 为终止加荷条件。试验位置位于中轴线中部,试验结果 Q-S 曲线(见图 3)与 15 # 桩极为相似,但由于在中间位置,沉降量却达到 212.38mm,证实了桩的上浮问题。

根据两次试验结果,我们建议对桩以超过 400kN 的荷载进行静压(俗称跑桩)。以消除上浮的影响,使桩达到设计的要求,挽回经济损失。按照我们的建议,施工单位对桩进行了静压,静压记录表明,边缘桩下沉约 50mm,中部桩约 250mm,其中最大下沉达 330mm。静压后我们在 1 月 28 日重新进行了静载测试,其单桩承载力完全达到设计要求,结果如图 4,图 5。

至此,整个测试过程结束,跑桩费用仅 1.2 万元挽回了经济损失。现该工程已施工至六层,沉降观测记录最大沉降仅为 3mm,表明该工程的桩处理是成功的。

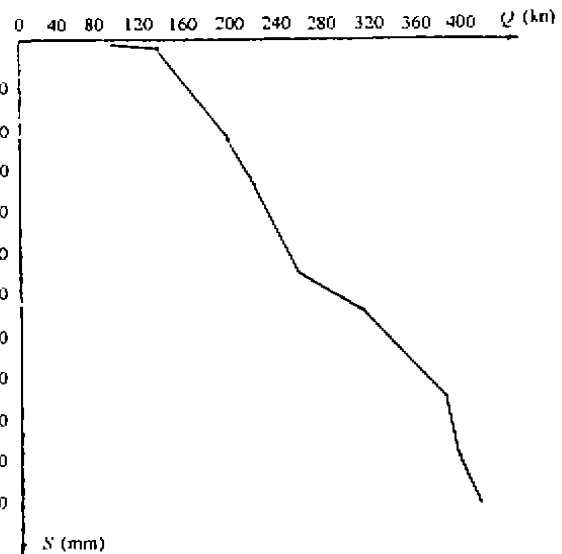


图3 试验桩 Q-S 曲线图

结语

通过该工程的测试,结合我们在台州农校教学楼和黄岩南城邮电综合楼等工程的沉管

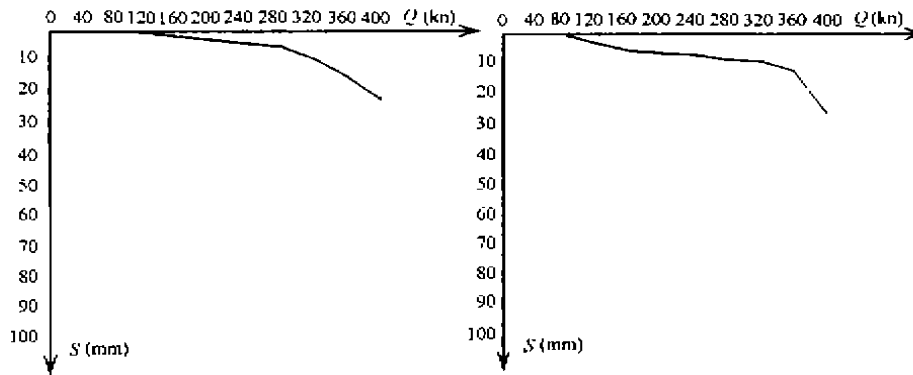


图 4 复试 1(107#)桩单桩静载测试 Q-S 曲线图 图 5 复试 2(66#)桩单桩静载测试 Q-S 曲线图
 灌注桩的测试,发现沉管灌注桩都不同程度地存在上浮现象。由于沉管桩是挤土桩,挤土效应使得桩间土隆起,带动桩上浮。施工时除注意次序从中间到四周以及跳打外,施工结束待桩身混凝土达到一定强度后以大于或等于极限承载力的荷载对桩进行静压(跑桩)。此举对确保沉管桩的承载力具有重要意义。

九层加为十二层房筏板桩基实例*

邵大可

(中国轻工业广州设计院 广州 510180)

工程概况

我单位于 1983 年底拟新建首层高度 4.0m,标准层高度 3.0m 之 15 层框剪结构宿舍(分东、西组两部分)。建筑结构施工图完成后,因故改为按九层荷载设计基础。而上部结构仍按框剪施工图进行施工。

建筑占地面积:597m²

800 厚筏板基础面积:715m²

Φ480 × 10.0 ~ 14.0m 长沉管锤击灌注桩 285 根(其中边缘复打桩 64 根,占 22%)。见平面图。

加层建议的提出

鉴于职工住房紧张,基础有潜力可挖,笔者于 91 年 7 月提出了加层的建议。

主要根据是对多层楼面和筏板整体刚度可达到桩受力均匀的考虑,进而对筏板桩基三方面潜力作出了初步核算。

1. 在建区 8201 ~ 8203 号三个钻孔土层分布情况:填土层厚度 1.5 ~ 1.9m;淤泥层厚度 2.05m,摩擦力 $f = 1.0\text{t/m}^2$;细砂层厚度 1.35m, $f = 2.0\text{t/m}^2$;软塑粘土层厚度 1.25m, $f = 1.5\text{t/m}^2$;亚粘土层厚度 5.5m, $f = 2.5\text{t/m}^2$ 。以下为中密细砂、风化砂岩过渡到角砾岩约厚 4.5m。

按容许 f 及 R_c 值得出桩的承载力 Φ480 桩: $36 + 29 = 65\text{t}$, Φ600 复打桩, $44 + 45 = 89\text{t}$; Φ480 桩原 9 层设计要求承载力为 50t。

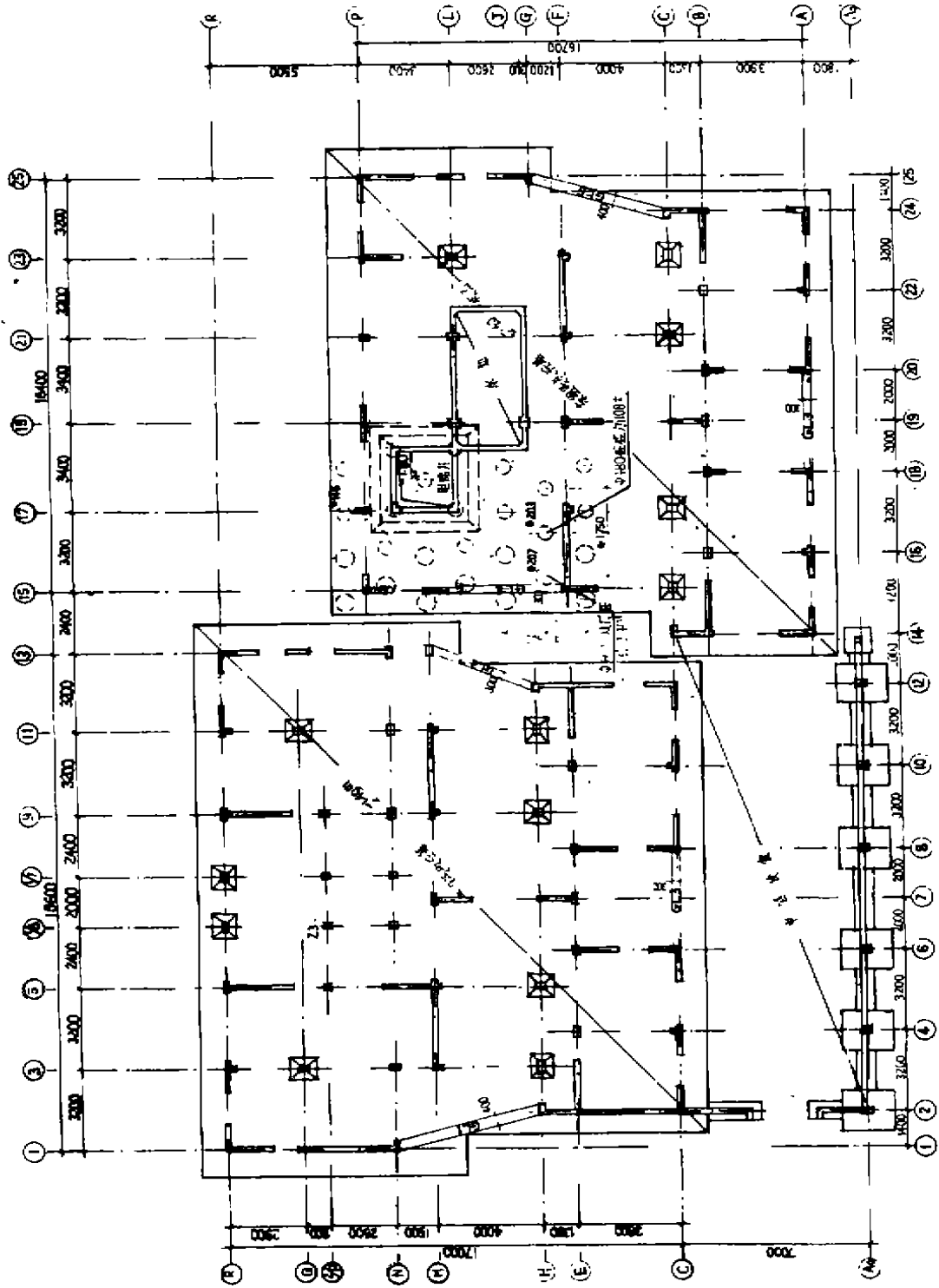
每一标准层静活荷载约 1050t,加三层每桩增加的桩力约 $1.25 \times \frac{3 \times 1050}{285} = 14.0\text{t}$ 。

现实际的桩力比原设计要求大 $65 - 50 = 15.0\text{t}$,符合要求,尚未考虑占 22%复打桩较大潜力。

2. 核算 800 厚筏板抗弯

筏板底基土反力增加 $\frac{3150}{715} = 4.5\text{t/m}^2$

* 收稿日期:1998 年 8 月



平面图

按开间 $3.4\text{m} \times 3.2\text{m}$ 双向板和 1.13m 悬臂板计算,原 200 号混凝土,上下面各 $\Phi 16@200$ 双向配筋可满足要求。混凝土龄期超 8 年,混凝土标号有提高。

3. 按无扩大柱脚的 Z3 柱加三层后总轴向力约 151t,不利情况核算斜截面的冲切强度, $Q_c = 161\text{t}$,满足要求。混凝土龄期长,抗拉强度 R_t 尚有提高。

因而得到加建三层的可行性根据。

但持异议者曾将东组筏板桩基由专业部门作加层后有限元弹性地基筏板桩基的电算分析,得出极为悬殊的桩力值:

$\Phi 480$ 之 # 203 桩为 108t、 $\Phi 480$ 之 # 145 桩为 42t

$\Phi 600$ 之 # 207 复打桩为 140t(位置见平面图)。

显然,归因于剪力墙附近桩力很大难免偏离客观实际等因素。

由于存在上述分歧点,使加层建议延搁了三年多。

加层条件的补充

结合上海地区加层工程的实践经验,于 93 年 2 月补充提出本加层工程的有利条件。

1. 考虑上部结构、基础和基土三者共同的作用。

上部结构的刚度一般以房屋的长度比 A/H 表示,其值越小,刚度越大。

加层为十二层的长高比 $\frac{16.7}{28+3 \times 3} = 0.45$ 比原九层 0.6 减小,而且本工程东、西组平面长宽接近,整体刚度更好,使桩基的桩力趋于均衡。

2. 在饱和软粘土中打桩,有摩擦力随时间增长提高单桩承载力的效应。本工程计桩承载力的摩擦力部分有 t 约为 11 年的时间效应,假设 t_0 养生率按 14 天计,则得出单桩容许承载力:

$$\begin{aligned} \Phi 480 \text{ 桩 } P_a &= [100 + 23.52 \lg(t/t_0)\%] \times 36t + 29t \\ &= [100 + 23.52 \lg(\frac{365 \times 11}{14})\%] \times 36 + 29 \\ &= (158\% \times 36) + 29 = 57 + 29 = 86t \end{aligned}$$

$$\Phi 600 \text{ 复打桩 } P_a = (158\% \times 44t) + 45t = 70 + 45 = 115t$$

表明桩力有较大增长。

3. 从五十年代填土平整场地到 83 年打桩,填土及原土经 30 多年固结,以及 11 年之久房屋筏板覆盖压密形成地基土和桩的共同作用都有提高筏板桩基承载力的效应。

经历了三年多的加层建议,虽在观点未一致情况下,逼于住房需要,终于在 94 年 11 月付诸施工,并在 95 年 6 月通过竣工验收。又经过三年多的使用,未见有附加沉降迹象及记录值,证实了加层设计和实践基本符合实际。

结语

本加层工程,原筏板仅作六根边缘加强梁 GL1 ~ GL5(共 8.0m^3 钢筋混凝土),充分利用了原筏板桩基潜力,无需征用土地和住房搬迁等费用,约节省建行审定土建工程部份决算费

用 191 万元的三分之一以上;重要意义还在于解决了职工 1772m² 建筑面积的住房,收到显著的经济和社会效益。

附注:

本文核算照 83 年原设计的 TJ10-74 规范。

曾于 94 年 8 月底加层前回弹仪测定过筏板顶混凝土强度值约 31.8 ~ 34.9MPa,比原设计有较大增长,但由于浸水环境,仅供参考。

参考文献

- [1] 蒋森荣编,钢筋混凝土结构计算.上海科学技术出版社,1978.7
- [2] 张诚正,房屋加层设计中提高地基容许承载力 20% ~ 40% 的分析和研究.《建构结构》1992-2
- [3] 胡中雄,饱和软粘土中单桩承载力随时间的增长.《岩土工程学报》第 7 卷第 3 期,1985 年 5 月

级配压实砂石垫层的施工与检测

范忠东

张雅娟

(西安高新技术产业开发区建设规划部 西安 710075) (西安高新技术产业开发区高科房地产分公司)

前言

垫层常用于建筑物的地基处理。近年来,随着高层建筑的发展,级配压实砂石垫层在我省得到广泛应用。

级配压实砂石垫层强度高,变形模量大,适宜作为高重建筑物的持力层。同时砂石垫层因施工工艺简单,工期短、施工期间不受地下水位及气候影响等优点,在我省高重建筑地基处理中占有重要地位。西安高新技术产业开发区位于西安市西南郊,开发区高层建筑林立,大量建筑物的地基处理方法合理与否有巨大的经济效益。开发区微地貌单元属皂河古河道游荡区,地基土以砂层或超固结土层为主。该区 90% 建筑物采用砂石垫层处理地基,目前已用于 24 层高层建筑物的地基处理。

砂石垫层处理地基的适用条件

砂石垫层具有较高强度,能满足高重建筑物荷重大、基底压力高的要求,但是它同其它垫层一样,在附加荷载作用下,软弱下卧层的变形仍是建筑物能否正常使用的关键,因此,砂石垫层的应用原则仍以控制下卧层顶面的应力为准则。

当建筑场地地质条件较好,但基础底面以下土层的强度尚不能满足基底压力要求,或基底以下有厚度不大的软弱土层,而下卧土层为超固结土或中密砂层时,可以充分利用下卧土层的强度,在其上设置一定厚度(一般 1~3m)的砂石垫层,形成人工双层地基。当建筑场地为大厚度软弱土层时,须采用复合地基(如振动砾石桩、振密碎石桩、低标号混凝土桩等)加砂石垫层综合处理方案,以满足地基强度与变形两方面的要求。

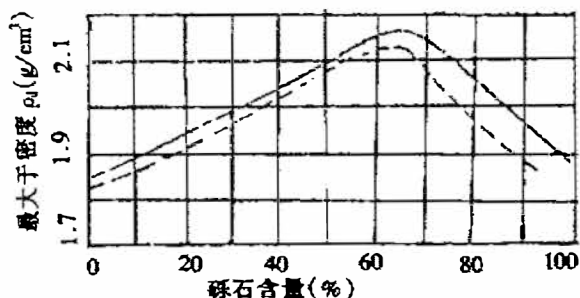


图 1 干密度(ρ_d)与砾石料含量(%)关系曲线

砂石垫层的施工

1. 砂石料的选择与控制

砂石垫层不同于砂垫层,它对材料的粒径与配合比有一定要求,为达到最大密实度,砂石料的选择与控制很重要。在工程中通常将5mm粒径作为砾石与砂的界限粒径,本文所述砂、石的配合比也按此标准。

在砂石垫层中,砾石料起骨架作用,中粗砂起填充骨架孔隙的作用。显然,砾石的含量必须为主。有关试验结果(1)证明,当粒径大于5mm的颗粒含量为70%时,混合料的干密度可达最大值。如图1所示,所以工程中的砂石比一般都采用3:7。但是对于重要建筑物,对垫层的强度与变形模量要求较高,因此,对砂、石料各级粒径的组成有一定要求。表1为不同砂石比与石料粒径组成不同时的最大干密度值,显然砂石比相同,各级石料组成不同,干密度不同,因此,要使砂石垫层达到最大密实度,其填料须满足以下几点:

不同砂石含量与干密度关系表

表1

砂 石 比	各 级 石 料 含 量 (%)			最大干密度 (g/cm ³)
	60~40mm	40~20mm	20~5mm	
25:75	50	30	20	2.26
30:70	64	26	10	2.27
	50	30	20	2.30
	20	56	24	2.22
40:60	50	30	20	2.26
	20	56	24	2.29
	15	25	60	2.26
50:50	20	56	24	2.23

①砂石填料须级配良好,不均匀系数 $C_u \geq 5$, 曲率系数 $C_c = 1 \sim 3$

②砾石含量宜取60~70%

③最大粒径不超过80mm

④含泥量低于3%

2. 砂石垫层的施工工艺

①基坑的处理

首先平整基坑,并进行底碾压。如基坑底位于水位以下,需采取降水措施。如基坑底面土层含水量过大,土层为很湿,饱和状态时,重型压实机具的反复碾压将破坏土体结构,或出现“橡皮土”,因此宜先铺垫一层混砾中粗砂或碎砖渣,在其上再人工铺筑1~2层粒径约20cm大卵石,同时用中粗砂灌缝。

②砂石料的铺填

砂石料的铺填有两种施工方法,一种是将砂石料按设计配合比用装载机翻拌均匀,然后

按每层的虚铺厚度计算好用料量,将拌匀的混合料用自卸车运至铺筑场地,再用推土机推平,并进行碾压。另一种施工方法,是将砂石料按设计配合比,先将每层所需用的砂料摊铺平整,再将石料摊铺其上,然后碾压。也可先铺 2/3 砂料,再铺石料,然后将剩余的砂料铺在石料上,用水冲,使上部砂料冲下石料缝隙中,并进行碾压密实。

室内模拟试验结果证明不同施工方法,所获得的最大密实度值相差不大,说明砂石料的铺填工艺对压实效果影响不大,采取哪种施工方案,可根据施工的机械设备条件确定。

3. 砂石垫层的碾压

①碾压机具与砂石料的虚铺厚度。砂石垫层的压实效果与所用机械的压实功能以及砂石料的虚铺厚度有关。表 2 为我省部分砂石垫层施工工程中,压实机具、压实遍数,砂石料虚铺厚度及承载力对照表。表 2 显示,压实机具的能量及作功方式不同,对砂石垫层的压实效果也不同。因此,可以根据所施工的垫层的设计强度选用压实机具,在压实机具确定的条件下,可通过现场试压确定垫层的虚铺厚度。

表 2

序号	工程名称	压实机具	压实遍数	虚铺厚度 (cm)	承载力 f_t (kPa)	变形模量 E_s (MPa)
1	省工商银行办公楼	15T 普通压路机	12	20	800	≥ 100
2	省中医学院附属医院	12T 三轮压路机	12	20	500	60
3	省兵工局招待所	12T 振动压路机	12	35	≥ 800	> 100
4	省旅游学校	12T 振动压路机	12	35	≥ 800	> 100
5	省能源中心住宅楼	10T 普通压路机	10	25	600	> 100
6	西北水电勘测设计院 综合楼	10T 普通压路机	12	20	350	> 100
7	西安安定大厦	8T 普通压路机	12	30	250	
8	某研究所试验楼	平板振动器	4	20	200	
9	西高新 E-2 通用厂房	15T 普通压路机	10	35	250	

②砂石料的含水量与压实度的关系

砂石料与粘性土不同,在较大压力作用下,砂石料为完全干燥或饱和状态时,均能获得大的密实度,而稍湿状态下(即含水量约为 2~4%),由于小的毛细压力作用,抵消了一部分压实功能,使压实度偏低。见图 2 所示。但砂石料在自然状态下的含水量往往处于较不利含水量范围,因此,砂石垫层施工时最好在饱水状态下碾压能获得最佳压实效果。

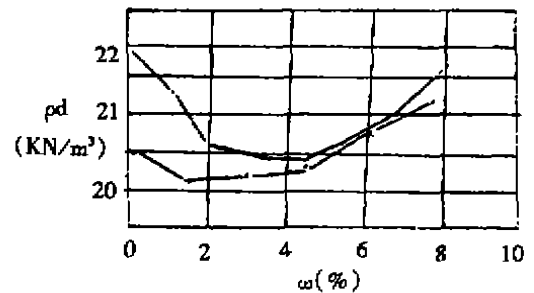


图 2

砂石垫层的检测

1. 砂石垫层施工质量监督

砂石垫层的施工质量检测同其它压实地基一样,必须随施工进度分层进行。《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91规定了土、灰土、砂垫层施工质量检验方法与数量。砂石垫层的施工检测数量可参照上述《规范》,即对大基坑按 $50 \sim 100\text{m}^2$ 设一个检测点,对基槽每 $10 \sim 20\text{m}$ 设一个检测点,单独柱基不少于一个检测点。但上述《规范》中所列检测方法是针对砂与土垫层,对压实砂石垫层是不适用的。对砂石垫层的施工质量宜采用砂石垫层的压实系数或动力触探贯入击数来控制。

①砂石垫层的干密度试验与压实系数

取工程中使用的砂石料通过室内试验,测出最大密实度。在现场对压实垫层分层测定砂石垫层的干密度。用压实系数 $D_v \geq 0.98$ 控制施工质量。

砂石垫层现场实测干密度可采用灌砂法或灌水法。各试验方法与要求,可按国标《土工试验方法标准》GBJ123-88中的规定执行。

②重型($N_{60,5}$)动力触探检测

砂石垫层密实度大,材料的粒径大,因此,须采用重型动力触探检测其强度。在施工过程中可根据设计承载力所对应的贯入击数来控制砂石垫层的压实度。

重型($N_{60,5}$)动力触探的试验方法、标准及贯入击数与承载力的关系可按《工业与民用建筑工程地质勘察规范》执行。现场检测厚度一般可按 $70 \sim 100\text{mm}$ 一层,每层的最低贯入击数不得小于设计承载力对应的贯入击数。

2. 砂石垫层的强度测定

砂石垫层的承载力与变形模量值是否满足设计要求,需通过现场测试确定。用重型($N_{60,5}$)动力触探试验可间接确定垫层的承载力。也可通过现场荷载试验确定砂石垫层的承载力与变形模量。

图3为砂石垫层荷载试验 $Q-S$ 曲线,曲线显示在小荷载下相同荷级的变形量较荷载大的变形量大, $Q-S$ 曲线呈反弯曲线,说明砂石垫层同其它垫层一样,由于分层碾压效应,浅表层的分层碾压效果较下部略差。同时荷载在很大的范围段, $Q-S$ 线呈近似直线状,可见级配压实的砂石垫层具有较高强度和很小的压缩变形。由于 $Q-S$ 曲线在相当大的荷载范围内呈直线状,无明显的特征点,因此承载力的取值可按相对沉降量 S/B 确定。经对部分工程荷载试验结果进行统计,其压力(Q)与沉降量(S)及相对沉降量 S/B 和变形模量 E_0 的对应值汇总于表3。

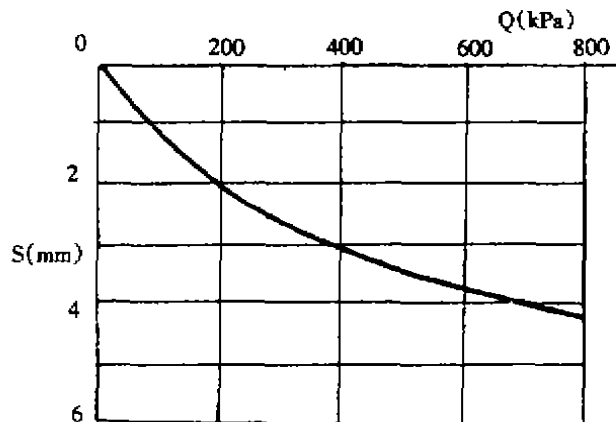


图3

各载荷试验 P-S、S/B、 E_0 关系表

表 3

试验 编号	垫层 厚度 (m)	荷载 压板宽 (cm)	P = 300kPa			P = 500kPa			P = 800kPa			P = 1400kPa		
			S (mm)	S/B	E_0 (MPa)	S (mm)	S/B	E_0 (MPa)	S (mm)	S/B	E_0 (MPa)	S (mm)	S/B	E_0 (MPa)
1	3.2	70.7	3	0.004	684	4.0	0.0057	800	5.4	0.0076	960			
2	2.1	50	2	0.004	684	2.7	0.0054	844	3.2	0.0064	1140			
3	4.6	70.7	2.5	0.0035	782	3.0	0.0042	1085	4.7	0.0066	1105	8.5	0.012	1064
4	1.2	50	1.5	0.003	912	1.9	0.0038	1200	3.0	0.006	1216	5.2	0.010	1276
5	1.0	50	1.6	0.003	912	2.3	0.0046	991	3.2	0.0064	1140			
		>0.7	1.5	0.002	1370	2.7	0.0038	1200	4.0	0.0057	1280			
S/B	范围值		0.003 ~ 0.004			0.004 ~ 0.006			0.006 ~ 0.0076			0.010 ~ 0.012		
	平均值		0.0035			0.005			0.0065			0.011		
E_0 (MPa)	范围值		70.0 ~ 130.0			80.0 ~ 120.0			96.0 ~ 128.0			100.0 ~ 120.0		
	平均值		90.0			100.0			110.0			110.0		

由表 3 及图 4 可见,当荷载 Q 在 300 ~ 1400kPa 很大的范围段,各试验的变形模量 E_0 值变化不大,介于 70 ~ 130MPa 之间,而相对变形量 S/B 随荷载增加而增大。

对于高重建建筑物,基底压力一般大于 300kPa,对垫层的要求较高。因此,当采用载荷试验确定砂石垫层承载力时,宜取相对沉降量 $S/B = 0.005$ 对应的荷载值为砂石垫层的承载力基本值。

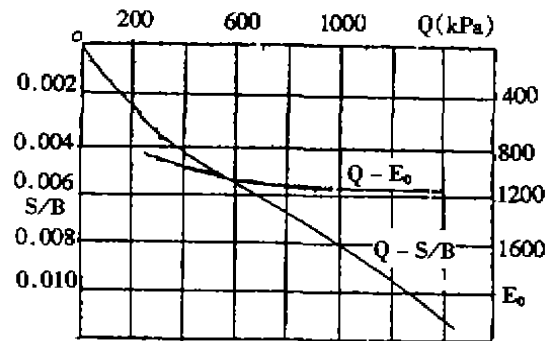


图 4

结论

1. 级配压实砂石垫层承载力高,压缩性低,施工工艺简单,在适宜的条件下用于高重建建筑物的地基处理可获得良好的技术经济效果。
2. 砂石料的选择、配合比、含水量以及砂石垫层的虚铺厚度与选择合适的碾压机具是保证砂石垫层施工质量的重要条件。
3. 砂石垫层的施工质量控制可采用压实系数或重型($N_{63.5}$)动力触探贯入击数。砂石垫层的承载力确定可采用重型($N_{63.5}$)动力触探或静荷载试验方法。当采用静荷载试验荷载(Q)与沉降(S)关系曲线判定承载力值时,可取相对沉降量 $S/B = 0.005$ 对应的荷载值为承载力基本值。
4. 在砂石垫层的侧向周围要有抵挡土压力的强度。

参考文献

- [1] 陈国藩、张旷成、钟龙辉. 试论砂砾压实地基的工程性质、施工方法和质量检验, 1988. 12.
- [2] 西安煤矿设计院, 陕西省能源中心高层住宅压实地基处理(研究报告), 1990. 7.
- [3] 中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91.

DJM 桩复合地基试验

张振国

(广州市建筑集团公司 广州 510030)

[提要] 本文通过三个工程的 DJM 桩复合地基试验成果分析,对 DJM 法加固珠江三角洲软土的效果、复合地基的桩土应力比、载荷试验的可靠性等进行了总结。

前言

DJM 法处理软土,近年来在珠江三角洲得到了广泛应用,但其处理效果越来越引起工程人员的关注。因此,要求对 DJM 处理地基工程都必须尽可能进行质量检测。质量检测是检查施工质量是否满足设计要求,设计是否合理,以及是否能保证工程安全可靠的有效手段。DJM 法处理软土地基的质量检测包括桩身质量检测、复合地基承载力检测和桩间土改善程度检测三个内容。桩身质量检测的方法有开挖检验、取样检验、静力触探试验、标准贯入试验及单桩静载试验;复合地基承载力检测的方法目前主要是现场复合地基载荷试验,但也可通过单桩及桩间土的载荷试验来间接进行推算确定;桩间土改善程度的检测方法有钻孔取样试验、静力触探试验、标准贯入度试验、十字板剪切试验及桩间土载荷试验等。

开挖检验是根据工程设计要求,选取一定数量的桩体进行开挖直观检查桩体的外观质量、搭接质量及整体性等。取样检验是从开挖外露桩体(表头处除外)中凿取试件或采用岩芯钻孔取样制成试件在室内进行抗压强度试验。标准贯入试验和静力触探试验是在现场检查成桩的均匀性及强度,需要积累实测强度与标贯击数或触探阻力的经验关系。

现场载荷试验是综合评价 DJM 法加固效果的有效手段。相对而言,它比其它检测方法要更全面、更可靠。因此,在有条件的情况下,应尽量通过载荷试验确定加固地基的承载力及变形是否满足设计要求。此外,现场试验也是 DJM 桩理论计算的必要验证手段。

DJM 桩处理地基的现场载荷试验可分为单桩载荷试验和桩土复合地基载荷试验两种,前者是通过试验确定 DJM 桩本身的承载力及变形,然后再通过理论关系推求桩土复合地基的承载力及变形,而后者则通过一定尺寸的载面板试压来确定经处理后地基的承载力、变形以及桩土应力的分担比等。

复合地基载荷试验简介

DJM 法处理地基的单桩载荷试验由于所需荷重较小、试验难度相对较小,但是由于地质

• 收稿日期:1997 年 7 月

条件千变万化,以及由于单桩的受力机理与复合地基下桩体的受力机理的不同等原因,按单桩荷载试验推求复合地基的承载力及沉降的可靠性较差,因此,在条件许可的时候,应尽量通过复合地基的载荷板试验来确定承载力及沉降。

复合地基载荷试验又可分为单桩复合地基和多桩复合地基两种。对单桩复合地基试验的压板可用圆形或方形,其面积为一根桩所承担的处理地基面积;而对多桩复合地基试验用的压板可用方形或多边形,其尺寸按实际桩数所承担的处理地基面积来确定。

压板应采用刚性压板,可用预制钢筋混凝土压板、钢压板或其它大型焊接承台压板。为减小尺寸效应,在有条件时应尽量采用较大面积的压板。压板底高程应与基础底面的设计高程相同,压板下一般要设置中粗砂找平层。

试验加荷应分级等量施加,每级荷重为总荷重的 $1/8 \sim 1/12$,总加荷重不应小于设计要求值的两倍,每次加荷前后均应测读沉降一次,以后每隔半小时测读沉降一次,稳定标准为每小时沉降小于 0.1mm 。

关于承载力标准值的确定,可按国家规范的要求,当荷载沉降曲线有明显比例极限时,可取该比例极限所对应的荷载作为承载力标准值,但当极限承载力能确定,且其值又小于对应比例极限荷载值的 1.5 倍时,可取极限荷载的一半作为承载力标准值,此外,也可按相对变形值来确定承载力标准值,由于目前 DJM 法尚未列入国家规范,可参考深层搅拌法的 $s/b = 0.4\%$ 来确定。

几个工程的载荷试验成果分析

1. 转口贸易厂房

转口贸易厂房独立基础采用 DJM 桩处理方案,独立基础尺寸 $2.5\text{m} \times 1.0\text{m}$,埋深 1.3m 。场地地质条件为,地表下 $0 \sim 1\text{m}$ 为素填土, $1.0 \sim 3.7\text{m}$ 为冲填砂, $3.7 \sim 4.2\text{m}$ 为耕植土, $4.2 \sim 7.6\text{m}$ 为淤泥, $7.6 \sim 9.5\text{m}$ 为淤泥质粉细砂层。DJM 桩长 9.0m ,桩径 500mm ,每个独立基础承台下布两根桩,置换率 16% ,设计复合地基承载力 $75\text{kPa}^{[1]}$ 。

试验用压板平面尺寸与柱下独立基础相同,即 $2.5\text{m} \times 1.0\text{m}$,采用预制混凝土刚性压板。试坑平面尺寸为 $8.2\text{m} \times 3.2\text{m}$,深 1.3m 。试验基坑尺寸大小主要依据试验时土体破坏模式的最小尺寸来决定。

试验用 1000kN 千斤顶施加垂直荷载,压板在各级荷载下的沉降量由安装在压板四个角的机电百分表给出。为了定量分析在荷重作用下桩土应力的分担比例,在压板下埋设了九只双膜钢弦式土压力盒,其中两只位于 DJM 桩的桩顶。

图 1 为试验得到的荷载沉降关系曲线。由图可见,当试验荷载达到 204kPa 时,沉降无明显加大趋势,试验曲线的比例界限荷载约为 120kPa 。而 $S/b = 0.4\%$ (即 $S = 4\text{mm}$) 时的荷载为 140kPa ,因此可取承载力的标准值为 120kPa ,满足了原设计的要求。

图 2 为实测的桩土应力比与外荷的关系曲线,由图可见桩土应力比约 $2.5 \sim 3.0$,而且桩土应力比随荷载的增大变化不大,这与本工程的土质有关,因载荷试验的影响深度约为压板宽度的 $2 \sim 3$ 倍,即 $2.0 \sim 3.0\text{m}$,但本工程的地质情况表明 $0 \sim 3.7\text{m}$ 为吹填砂,扣除基坑深 1.3m 后,尚有 2.4m 厚,其下又为耕植土,标准贯入试验表明这两层的数值分别为 5.5 和 1.8 ,其强度较高,因而测得的土体应力较大,桩土应力比较小。

下面我们分析一下 DJM 桩的加固效果,在刚性载荷试验压板作用下,有:

$$P = P_p + P_s \quad (1)$$

其中 P ——复合地基所承担外荷大小

P_p ——桩体所承担外荷大小

P_s ——压板下土体所承担外荷大小

(1)式可改写为:

$$\sigma A = \sigma_p A_p + \sigma_s A_s \quad (2)$$

其中 σ 、 σ_p 、 σ_s ——分别为复合地基、单桩及土体应力

A 、 A_p 、 A_s ——分别为压板、板下桩、板下土面积

显然,有:

$$A = A_p + A_s \quad (3)$$

令置换率 $m = \frac{A_p}{A}$ 则

$$\sigma = m\sigma_p + (1 - m)\sigma_s \quad (4)$$

令桩土应力比 $n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s}$ 则

$$\sigma = [m(n - 1) + 1]\sigma_s \quad (5)$$

代入实测复合地基承载力标准值 $\sigma = 120\text{kPa}$,置换率 $m = 16\%$,桩土应力比 $n = 2.5$,可计算得土体承载力 σ_s :

$$\sigma_s = \frac{120}{0.16(2.5 - 1) + 1} = 97\text{kPa}$$

此值接近于人工冲填砂层标准贯入试验提供的容许承载力 100kPa ,这样看来,似乎 DJM 法使原地基土的承载力仅提高了 $20 \sim 25\%$ 。但实际上地基在冲填砂及耕植土层以下为厚 3.5m 的淤泥层,原淤泥层承载力为 45kPa ,若按此计算,DJM 法使原地基土承载力提高了 1.5 倍。此外,DJM 法加固使地基的变形明显减小,原土层的压缩模量为 $1.5 \sim 12.0\text{MPa}$,加固后复合地基的压缩模量约提高了 3 倍。

2. 环美公司车库及食堂

环美公司车库及食堂采用粉体搅拌桩进行地坪处理,场地地层自上向下依次为杂填土(厚 1.6m)、冲填砂(厚 2.6m)、耕植土(厚 1.0m)、淤泥(厚 7.1m)、淤泥质中粗砂及砾砂。DJM 桩正方形布置,桩距 $2.1\text{m} \times 2.1\text{m}$,桩径 500mm ,桩长 11m (食堂)及 8m (车库)。本工程进行了单桩载荷试验和复合地基载荷试验,单桩试验采用 $\Phi 500$ 压板通过找平层安放于桩顶进行,而复合地基载荷试验则通过 $2.1\text{m} \times 2.1\text{m}$ 的预制混凝土压板安放在单桩上进行。

图 3 为单桩试验得到的荷载沉降曲线,由图可确定单桩极限承载力 240kN ,承载力标准值可取 120kN 。图 4 为复合地基试验得到的荷载沉降曲线,由图可得极限承载力 210kPa ,承

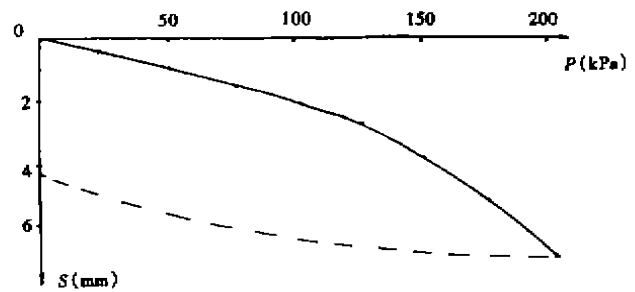


图 1 复合地基载荷试验曲线

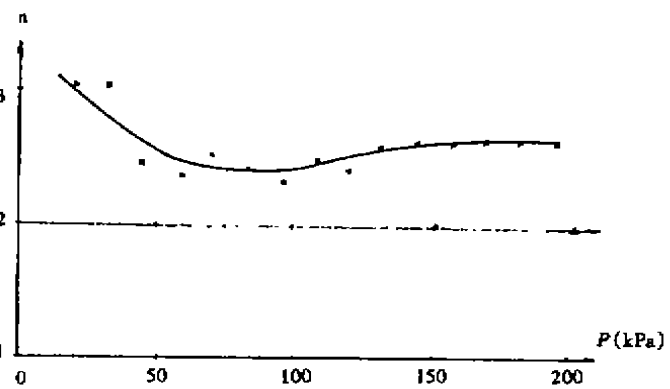


图 2 桩土应力比与荷载关系曲线

承载力标准值为 105kPa, 已满足设计要求。

下面我们也从理论上分析, DJM 法对本工程地基的处理效果, 置换率 $m = 4.5\%$ (假定不随深度变化) 复合地基承载力 $\sigma = 105\text{kPa}$, 近似取单桩试验的承载力标准值 $\sigma_p = 600\text{kPa}$, 从而由(4)式

$$\sigma_s = \frac{\sigma - m\sigma_p}{1 - m} = 80\text{kPa}$$

也就是说, DJM 法处理后地基的承载力提高了 30% 左右。

但是, 需要指出的是, 由于本工程淤泥层厚, 而且压板尺寸大, 深度影响深度为 4.0 ~ 6.0m, 已达到淤泥层, 所以实测沉降量明显大于转口贸易厂房的沉降量, 而且因压板影响深度范围的土层较软, 因而土体分担的外荷较少, 桩土应力比为:

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = 7.5$$

可见, 桩土应力比与所处理的土质关系很大, 影响深度范围内的土愈硬, 桩土应力比愈小, 反之愈大。

此外, 由于 DJM 法的处理, 地基的变形明显减小, 实测复合地基的压缩模量增为 21MPa。

3. 黄埔铜管材厂综合仓库

黄埔铜管材厂综合仓库采用 DJM 法进行地坪处理, 场地土层为 1 ~ 3m 素填土、3 ~ 4m 淤泥质亚粘土、4 ~ 8.6m 淤泥, 其下为亚粘土层, 试验的桩体为梅花形布置, 排距 1.5m, 桩距 2.0m。

试验分五桩复合地基试验和单桩载荷试验, 试验顺序为先进复合地基试验, 然后在试验完成后取走压板, 对压板下的中间桩再进行单桩载荷试验, 压板为 3.6m × 3.6m 的刚性混凝土板, 单桩试验采用 Φ500 压板。

图 5 为单桩试验得到的荷载沉降关系曲线, 其承载力标准值近似取为 125kN, 强度 625kPa, 图 6 为五桩复合地基的静载试验关系曲线, 其承载力标准值可取为 90kPa。由此可计算得复合地基的变形模量为 20.9MPa。

但是, 实际上图 6 给出的地基承载力是偏高的, 因为按试验压板尺寸, 其 DJM 法处理地

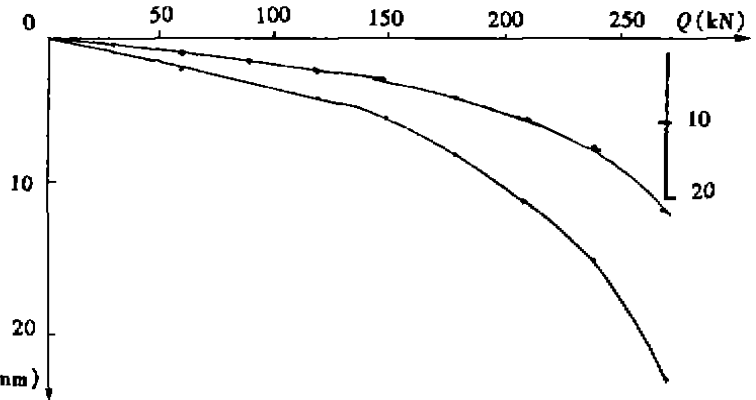


图 3 单桩载荷试验曲线

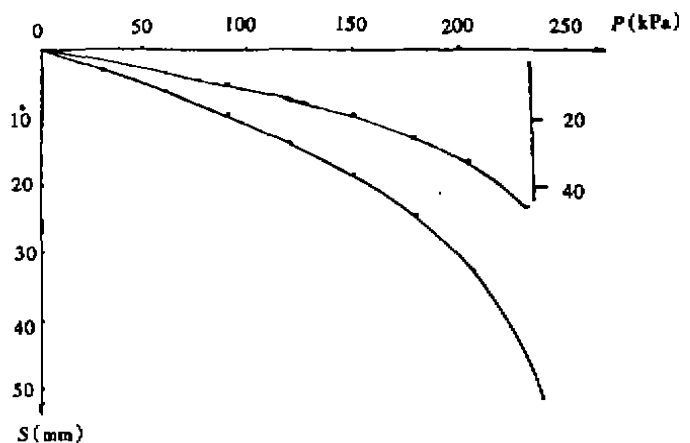


图 4 复合地基载荷试验曲线

基的置换率为 $m' = (0.2 \times 5) / (3.6 \times 3.6) = 7.6\%$,但实际上,原地坪处理的置换率仅为 $m = 6.7\%$,因此,我们建议以后进行试验时应采用与实际相同的置换率。

按试验成果推求土体的承载力为:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{90 - 7.6\% \times 625}{1 - 7.6\%} \\ &= 46 \text{ kPa} \end{aligned}$$

因此,实际处理地基的承载力应为:

$$\begin{aligned} \sigma &= m\sigma_p + (1 - m)\sigma_s \\ &= 6.7\% \times 625 + (1 - 0.067) \times 46 = 84.8 \text{ kPa} \end{aligned}$$

原设计要求复合地基承载力达 80 kPa ,已满足设计要求。

需要指出的是,由于本工程单桩试验是在压板试验之后进行的,因此单桩试验实测得沉降量偏小,不能用来验算复合地基的沉降。

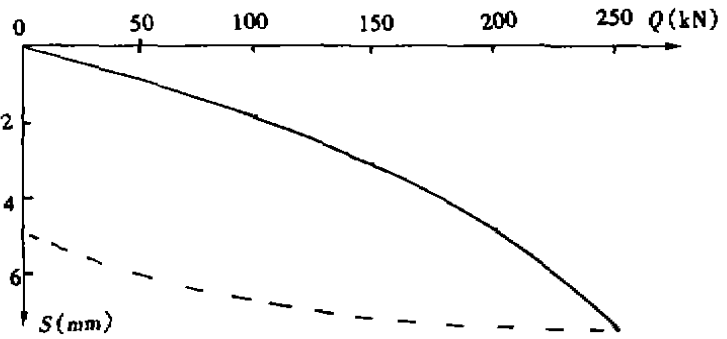


图5 单桩载荷试验曲线

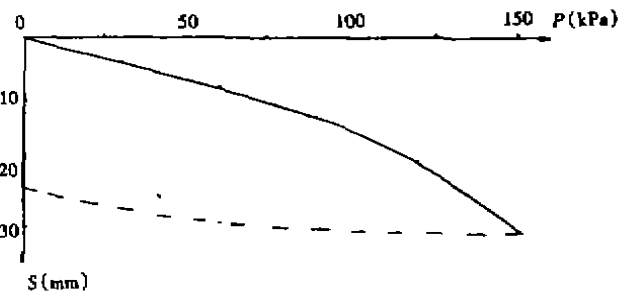


图6 复合地基试验曲线

总结

通过以上三个工程的现场载荷试验检测,说明了地基处理是满足设计要求的,此外,我们也得到了以下几点结论:

1. 复合地基试验是检测 DJM 法处理软基是否满足设计要求的有效手段,而单桩试验的代表性较差,其破坏机理也不符合复合地基的破坏机理,因此在有条件时应尽量采用复合地基试验,而尽量避免单桩试验。

2. 通过实测桩与土的应力分担比,以及通过对比单桩试验与复合地基试验成果,使我们对复合地基的机理有了更加深刻的了解,桩土应力比的大小与天然地基本身的强度关系很大,对于桩土应力比的取值必须考虑天然土质的情况。

3. 通过试验,我们得知,DJM 法的处理使天然地基的承载力有明显提高,但更为重要的是,它大大地提高了软土层的压缩模量,从而减少了建筑物的下沉量。

4. 一般场地在淤泥层上面有 $2 \sim 3 \text{ m}$ 左右的冲填砂或其它人工填土层,该层土质一般比淤泥具有较高的强度和较低的压缩性,由于建筑物的基础尺寸常大于 1.0 m ,荷重的作用影响深度一般要达到淤泥层,也就是说,控制地基承载力和沉降的将是淤泥层,粉体搅拌桩处理地基的关键也在于这一软弱层的处理,目前 DJM 法处理深度多为 15 m 左右,一般均可穿越淤泥层,对于淤泥厚度较大的地区,可以不打穿淤泥层,这时粉体搅拌法主要是与原地基

土形成复合地基,共同起垫层的作用,例如番禺万顷砂粮仓的地基处理。^{[2][3]}

5. 由于载荷板试验的影响深度有限,而软土地区一般表层又有较厚的人工填土层,所以复合地基载荷试验应尽量采用较大的压板。而且试验压板底标高应与基础底标高相同,在地表面的载荷试验不能反映实际情况。

6. 复合地基承载力的大小与其地基处理的置换率有密切关系,显然,置换率越大,承载力就越大,沉降就越小,所以在进行复合地基试验时采用压板所对应的置换率应与实际工程相同。否则,得到的结果不能供工程使用。

参考文献

- [1]张振国、倪政熙、许宗劭,珠江三角洲软土地基粉体搅拌法处理研究及应用,广州建筑,1992, No.3, PP3-23
- [2]张振国、倪政熙, DJM 处理软土的应用,全国第四届地基处理学术讨论会论文集,广东·肇庆,浙江大学出版社,1995.12, PP172-176
- [3]张振国、倪政熙、许宗劭,深厚软土层的粉体搅拌法处理,地基处理,1995, No.2, PP30-34

水泥土防渗墙在江河堤防工程中的应用实例*

王根华

(水利部淮委基础工程有限责任公司 蚌埠 233001)

【摘要】 本文主要对水泥土防渗墙技术在九江长江大堤防渗处理工程中的设计、施工情况作一介绍,并与其它防渗处理方法做了技术经济比较。

前言

多头小直径深层搅拌防渗墙技术(简称水泥土防渗墙)是在深层水泥搅拌桩基础上发展而成、专门用于处理江河堤基(身)渗漏的一种新方法。该技术已经中运河险工处理工程的实践,取得了良好效果,并已于一九九八年九月通过水利部技术鉴定。鉴定会专家一致认为:该技术方案构思新颖,技术路线正确,为我国在这一工程领域提供了新的防渗墙施工方法和机具,达到国内领先水平。

水泥土防渗墙是由水利部淮委基础工程有限责任公司研制的多钻头搅拌桩机,通过主机的动力传动装置,带动主机上的三个并列的钻杆转动,并以一定的推力使钻杆的钻头向土层推进到所需的深度,然后再提升至孔口。在上述过程中,通过泥浆泵把水泥浆由输浆管输入钻杆,经钻头喷入土体中,在钻进和提升的同时水泥浆和原土充分拌和,通过水泥浆与土体之间所产生的一系列物理、化学反应,使土体硬结成具有良好整体性、稳定性、抗渗性能好、并具有一定强度的连续水泥土墙。它具有施工方便、施工进度快、适应地层广、工程造价低等优点,因此,具有良好的应用前景。

工程概况

九江长江大堤防渗处理工程位于九江市上游长江大堤上,桩号 5+605~16+100,堤顶高程 23.5m 左右,堤宽 8.0m,迎、背水坡坡比 1:3,地面高程 17.0~18.0m。主要土层:堤身土为壤土或粘土,夹有粉、细砂,土质不均匀,呈松散~密实状态,局部存在孔洞和裂隙;堤基土为壤土(或粘土)夹薄层粉、细砂,其下为粘土或淤泥质粘土,此堤段在 1998 年汛期,堤脚渗水及管涌现象严重,为重点险工段。

* 收稿日期:1999 年 8 月

防渗墙设计和工艺试验

1. 防渗墙设计

设计共采用水泥石防渗墙、高喷灌浆、粘土灌浆三种处理方法,其中5+605~6+055,13+000~16+100段采用水泥石防渗墙技术。防渗墙轴线沿堤线布置于堤顶,且距堤顶上游边线2.0m处,深度为11.5~14.5m(进入粘土或淤泥质粘土),设计最小墙厚度18cm,渗透系数小于 $n \times 10^{-6}$ cm/s,破坏比降大于50。

2. 工艺试验

由于水泥石防渗墙技术为新工艺,用于处理堤基渗漏工程少,且无规范可借鉴,为确定在长江大堤的适用性及合理施工参数,施工前,进行工艺试验,试验共六组,施工参数见表1。

施工参数表

表1

编号	1	2	3	4	5	6
水灰比	1.0:1	1.0:1	1.5:1	1.5:1	1.8:1	1.8:1
水泥掺入比	10%	12%	10%	12%	10%	12%

试验结果表明:水灰比1.5:1、1.8:1,水泥浆和土体搅拌较均匀,桩与桩胶结好;1.8:1水灰比,水泥掺入比12%,孔口翻浆较多。经综合比较、分析,确定采用水灰比1.3:1~1.5:1,水泥掺入比不小于11%,钻头直径30cm,桩与桩搭接长度15cm。

3. 施工工艺

多头小直径桩机有三个等距排列的钻头,每次成桩三根,三次成桩搭接成1.35m的连续墙。具体施工工艺为:(1)第一搅拌站按设计水灰比配制并拌和水泥浆;(2)用泵把配制好的水泥浆输送到第二搅拌站并记录水泥浆重量;(3)桩机就位调平;(4)开启桩机,钻头搅拌下沉,同时开启浆泵送浆至设计深度,记录输浆量;(5)搅拌提升同时喷浆至施工面并记录输浆量,关闭浆泵完成第一组桩施工;(6)桩机向前移动150mm,重复(1)~(5)步骤,完成第二组桩施工;(7)重复(6),完成一个单元墙的施工;(8)桩机向前水平移动1050mm,重复(1)~(7)过程,开始下一个单元墙施工。

防渗墙施工

施工历时叁个多月,先后共投入5台套多头小直径桩机设备,完成防渗墙轴线长3550m,深度11.5~14.8m,造墙面积48000m²,水泥用量76.2kg/m²,水泥掺入比平均为13.5%。

在施工过程中,严格控制影响成墙质量的主要要素:(1)垂直度,施工前,调整桩机支腿油缸,使三根连通水管的水位与三个水平刻度点误差小于 ± 3 mm,保证施工前,钻杆垂直度偏差小于3‰;(2)桩位,桩机对位包括纵、横向。横向,在桩机侧面设一与防渗墙轴线平行的线绳,桩机对位时,主机上两对线标志点应与线绳重合,误差小于10mm;纵向,在桩机侧面

设固定定位标尺,桩机对位时,主机上指针与固定定位标尺误差小于10mm;(3)用浆量,喷入土层中的水泥浆量由电子秤自动计量并显示,避免人工测量产生的误差,质检人员随时根据原始记录与显示数据对比抽查,对小于设计用浆量的桩,应重新施工;(4)水灰比,要求每单元墙至少量测一次,不满足要求的水泥浆,重新配置;(5)钻头直径,经常测量钻头尺寸,钻头直径小于290mm时,应及时补焊。

工程效果检测

1. 开挖检测

施工结束后,进行开挖检查,开挖共12处,每处长度5~8m,深度4.0~8.0m,检查结果:防渗墙连续、整齐、搭结良好;墙体外壳(1~2cm)颜色为灰色、强度较高;桩体内部颜色较外壳浅,局部搅拌不均匀,有水泥粒块或土块;垂直度一般小于0.5%,墙厚度大于18cm,并且在墙体侧面土层中多处发现呈脉状分布的硬结水泥块。

2. 注水试验

注水试验是检测防渗效果和取得渗透系数的有效手段,工程共施工4组围井,试验结果表明,渗透系数为 $n \times 10^{-7} \sim n \times 10^{-8}$ cm/s。(见表2)

注水试验成果表

表2

编号	桩号	试验段长度 (m)	水泥用量 (kg/m ²)	渗透系数 (cm/s)
1	6+840	12.9	79.4	5×10^{-7}
2	14+112	10.5	75.4	5×10^{-8}
3	14+860	13.5	76.2	4×10^{-7}
4	15+376	13.5	75.0	4×10^{-7}

3. 室内试验

试验的试块为墙体开挖时用人工作法从墙体上截取下来的,取样深度1.5~7.0m,试验共15组,试验结果:渗透系数为 $n \times 10^{-6} \sim n \times 10^{-7}$ cm/s,抗压强度0.7~1.2MPa,破坏比降均大于50。

技术经济分析比较

九江长江大堤防渗处理工程共采用水泥土防渗墙、高喷灌浆、粘土灌浆三种不同的方式。现将水泥土防渗墙与高喷灌浆、粘土灌浆的施工工效及造价进行比较。施工工效:水泥土防渗墙180m²/d,高喷灌浆85m²/d;综合单价:水泥土防渗墙仅高喷灌浆的1/3;防渗效果:水泥土防渗墙和高喷灌浆均能形成连续帷幕,抗渗性能好,渗透系数达到 $n \times 10^{-6}$ cm/s以上。一九九九年七月,长江水位达到21.0m以上,略低于去年汛期水位,堤身、堤脚无一处出现渗水和管涌现象,而粘土灌浆不能形成连续帷幕,渗透系数很难达到 $n \times 10^{-6}$ cm/s,个别地方仍有轻微渗水现象。可见,水泥土防渗墙在工效和技术经济方面均有一定的优势。

结语

1. 检测结果表明:墙体连续、桩与桩搭结良好,渗透系数、破坏比降等指标均达到设计要求。

2. 水泥土防渗墙由于特定的施工工艺,墙体外围往往出现薄层水泥浆壁(一般1~2cm),其强度较高,抗渗性能好,这大大增加水泥土墙防渗能力,此外,水泥浆渗入和扩散到土层孔洞或裂隙中,也有防渗作用。

3. 一九九九年七月,长江水位达到21.0m以上,略低于去年汛期水位,但堤身、堤脚无一处出现渗水和管涌现象,说明处理效果良好。

4. 从开挖出墙体看:水泥浆和土体局部搅拌不均匀,存在水泥粒块和土块,这是搅拌桩普遍存在的问题,有待于今后进一步完善施工工艺和设备。

《围护大全》软件设计应用

王永海

俞建霖 徐日庆

(铁道部第四勘测设计院 杭州 310021)(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

工程概况

杭州市科技大厦位于杭州解放路北面、崔家巷的南面,西邻惠兴路。场地地形平坦。拟建建筑物高 9~12 层,框架结构,地下室 1~2 层。基础为钢筋混凝土钻孔灌注桩。基坑实际开挖深度分别为 5.5m 和 8.1m。

邻近基坑有老式砖混 4 层住宅,采用条形浅基础,基坑开挖将对其产生影响,需重点保护。

工程地质状况

根据提供的地质勘察报告,科技大厦基坑开挖影响范围内土层分布为:①杂填土:灰~深灰色,稍湿~饱和,坚硬~松散,主要由混凝土、碎石、碎砖块、碎瓦及粘性土组成,底部为有机质填土。层厚 4.1m~6.0m,全场分布。②a 粉质粘土:灰黄~黄灰色,局部棕红色,饱和,流塑。含粉土团块及少量有机质。顶部见少量泥炭,层厚 0.3m~1.5m,全场分布。②b 粘质粉土:灰~青灰~灰黄色,饱和,稍密。含云母片及氧化铁,薄层状。层厚 2.5m~4.4m,全场分布。③淤泥质粉质粘土:灰色,饱和,流塑~软塑。含有机质与腐殖质,局部见松木条,层状。层厚 2.55~3.6m,全场分布。④a 粘质粉土:黄~棕黄色,饱和,稍密。含云母片及氧化铁,薄层状,见铁质黄斑。层厚 2.2~3.7m,全场分布。④b 粉质粘土:黄~黄褐色,饱和,硬可塑。含高岭土,层理清晰,具铁锰质水平条纹。层厚 6.4~8.1m,全场分布。⑤粉质粘土:灰~蓝灰色,饱和,可塑~软可塑,下部为硬可塑。含有机质及零星贝壳残骸,层状,下部含高岭土。层厚 1.8m~3.5m,全场分布。

基坑开挖深度影响范围内土层主要土工指标见表 1 所示。

土层主要土工指标

表 1

序号	土层名称	$\omega(\%)$	$r(\text{kN/m}^3)$	e	$a_{1-2}(\text{MPa}^{-1})$	快剪指标	
						$\Phi(^{\circ})$	$c(\text{kPa})$
①	杂填土						
②a	粉质粘土						
②b	粘质粉土	29.9	19.0	0.805	0.15	31.5	31
③	淤质粉质粘土	40.5	17.8	1.009	0.62	7.2	11
④a	粘质粉土	29.3	18.9	0.812	0.21	20.5	34
④b	粉质粘土	32.9	18.6	0.894	0.27	10.0	45
⑤	粉质粘土	35.2	18.4	0.962	0.33	7.5	30

围护体系具体做法

围护体系具体做法如下:

1) 采用单排钻孔灌注桩作为围护桩, 深坑围护采用 $\Phi 700 @ 1000$, 浅坑围护桩采用 $\Phi 600 @ 1000$, 深浅坑之间采用 $\Phi 600 @ 1500$, 桩长、以及桩配筋具体参见施工图。

2) 采用嵌 $\Phi 600$ 素混凝土桩止水, 将止水素混凝土桩插入坑底淤泥质粘土层中, 按管涌验算决定插入深度;

3) 将上部支撑位置放到地表下 1.0m 处, 上部放陡坡, 基本垂直开挖, 做 60 厚混凝土护面。

4) 开挖一层地下室的区域采用一道支撑, 支撑用钢筋混凝土整浇; 开挖二层地下室的区域采用二道钢筋混凝土支撑, 上部支撑统一在地表下 1.0m 处, 并且均位于地下室一层楼板上, 下部支撑位于地表下 6.2m 处, 待底板浇筑完后就凿去下部支撑。

5) 支撑的平面分布沿基坑设局部横向撑, 有效控制侧向变位, 此外结合斜撑, 上下两道支撑的八角撑局部位置错开, 使形成的支撑体系基本解决了双道支撑下部挖土难的问题。

6) 支撑桩采用下部混凝土钻孔桩, 上部角钢构架做法, 不影响底板配筋施工。

围护体系的受力、变形及稳定性分析

该工程采用基坑工程辅助设计系统——“围护大全”^{[1][2]}进行设计计算。其过程如下:

1. 基坑围护体系计算分析内容

- a) 基坑开挖 5.5m 各工况围护桩体的受力变形分析;
- b) 基坑开挖 8.1m 各工况围护桩体的受力变形分析;
- c) 基坑底抗隆起失稳验算;
- d) 基坑底抗管涌失稳验算;

2. 计算及电算程序

- a) 围护体系侧压计算按朗金土压力理论, 考虑粘聚力的效应, 水土分开计算。

- b)带支撑围护桩受力分析采用等值梁法计算。
- c)基坑抗隆起验算采用常规的圆弧法,并计及桩侧摩阻力效应。
- d)基坑抗管涌验算采用常规动水力简化方法进行。
- e)计算中考虑地表施工堆载 15kPa。

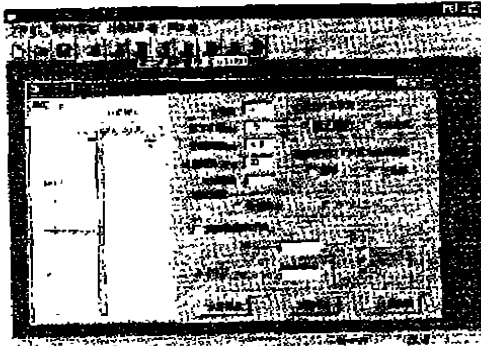


图1 基本计算参数

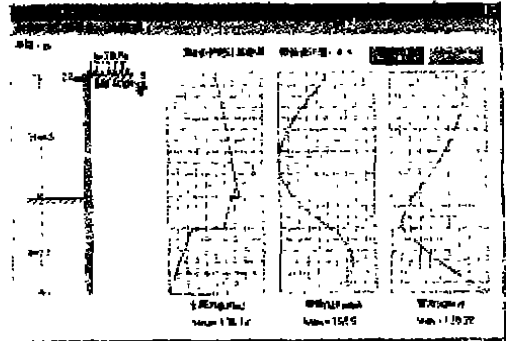


图2 内力分析结果

3. 开挖 5.5m 围护桩受力分析

计算参数如图 1 所示,基坑开挖前预先卸土 1.0m,基坑实际挖深取 4.5m,地面超载为 33kPa。内力计算和稳定验算结果分别如图 2、图 3 所示。

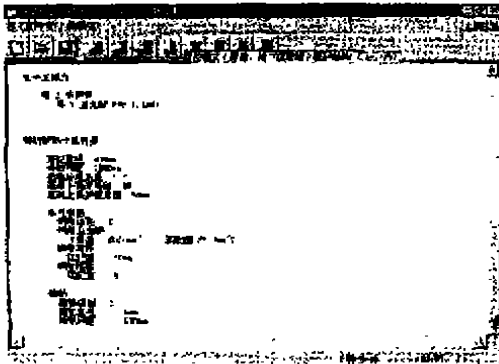


图3 稳定验算及配筋计算结果

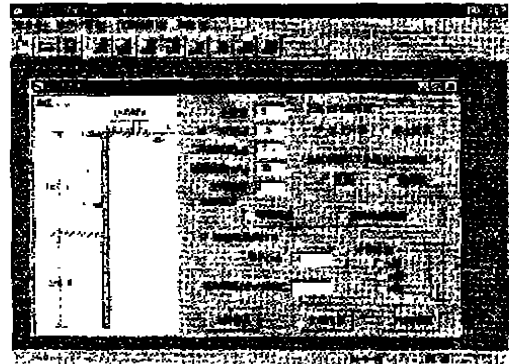


图4 基本计算参数

4. 开挖 8.1m 围护桩受力分析结果

计算参数如图 4 所示,基坑开挖前预先卸土 1.0m,基坑实际挖深取 7.1m,地面超载为 33kPa。

- 1)开挖至 5.2m 时内力分析 内力分析结果如图 5 所示。
- 2)开挖至 8.1m 时内力分析 内力分析结果如图 6 所示。
- 3)稳定分析及配筋计算结果 稳定分析及配筋计算结果如图 7 所示。

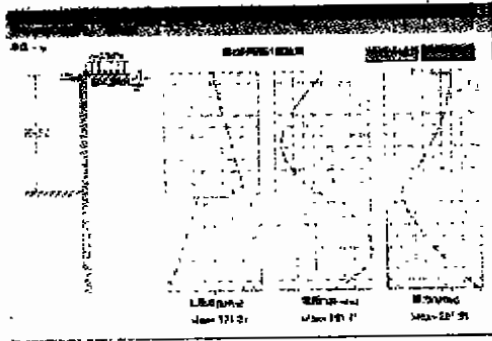


图5 开挖至5.2m时内力分析结果

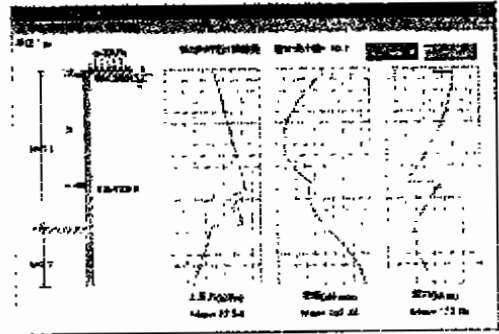


图6 开挖至5.2m时内力分析结果

结束语

该工程采用了基坑工程辅助设计系统“围护大全”进行设计,从整个设计计算过程可以看出:该软件功能多,性能稳定,操作方便直观,计算速度快,设计效率高,具有较大的推广应用价值,该软件的开发和应用将提高基坑设计水平,并产生良好的社会效益和经济效益。

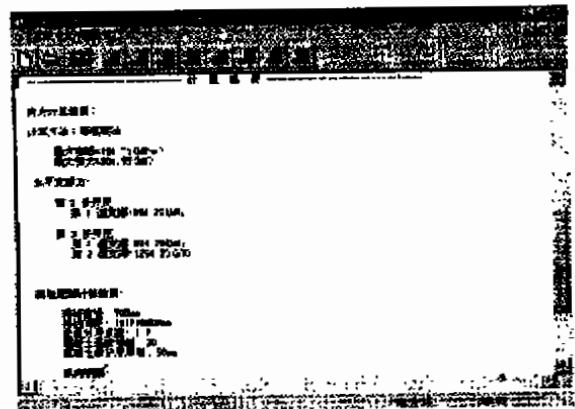
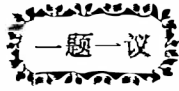


图7 稳定分析及配筋计算结果

参考文献

- 1 基坑工程辅助设计系统——“围护大全”操作手册,浙江大学求是软件工作室,1999
- 2 基坑工程辅助设计系统——“围护大全”技术报告,浙江大学求是软件工作室,1999



一题一议

主持人: 龚晓南

复合桩基与减沉桩

阳吉宝

(上海市民防地基勘察院 上海 200232)

引言

减少沉降桩基础,简称减沉桩,是指按控制地基沉降的原则设计的桩基础。因减沉桩桩间距较大,一般比按常规设计的桩基础桩间距大得多,所以工程界又称之为疏桩基础。近年来,岩土工程界出于对桩与桩间土共同承担上部结构荷载这一事实的认识,提出复合桩基概念,并将减沉桩划入复合桩基范畴之内^[1]。本文从减沉桩与复合桩基受力特征来论述两者之间的联系与区别。

减沉桩

早在本世纪五十年代中期,墨西哥 Zeevaert 就提出过“补偿摩擦桩”概念,1977年 Burland 等在第九次国际土力学会议的专题报告中提及:在天然地基承载力足够有余的情况下,可采用发挥极限承载力的桩以减少沉降,并称之为减少沉降量的桩^[2]。由此看来,减沉桩的应用有二个条件:(1)天然地基承载力满足要求;(2)减沉桩发挥其极限承载力,安全系数为1。我国岩土工程界提出的减少沉降桩基础与上述有很大区别^[3],是指在天然地基承载力满足要求的条件下,减少基础沉降,在天然地基承载力不满足要求的条件下,既减小基础沉降,又对地基进行补强。在此基础上,又将减少沉降桩理论发展为按变形控制设计桩基理论^[4],即根据基础沉降量许可值来设计桩长、桩数。

事实上,桩基中单桩承载力发挥与其桩顶位移有很大关系,按强度设计与按变形设计是同一事物的不同侧面,两者是相互联系而不是相互对立的。若按变形控制设计可节省桩基造价^[5],则此桩基安全系数就会小于按强度设计(安全系数取为2)的安全系数,也即按强度来计算按变形控制设计的桩基的安全系数,此安全系数小于2。有关研究表明^[6],在软土地区,按常规桩基设计理论设计的摩擦桩基,此桩间土要分担一定比例的上部结构荷载。那么,按变形控制设计的桩基,此桩间土的荷载分担比一定大于按常规桩基设计理论设计的桩基。这样,又非讨论复合桩基设计概念不可。

• 收稿日期:1999年6月

复合桩基

考虑桩间土直接承担荷载作用的桩基称为复合桩基^[1]。按共同作用理论分析,减少沉降桩基,按变形控制设计的桩基均可称为复合桩基。这样,共同作用理论是探讨复合桩基受力机理的研究方法,荷载分担比是研究过程中的一个概念和划分天然地基、复合桩基、桩基的一个量化标准。复合桩基是以桩土荷载分担比来划分基础类型的,而减少沉降桩基、按变形控制设计的桩基是从基础变形角度来划分基础类型的,尽管二者在所包含的内容上部分相同,但是按两种标准来划分的,是有所区别的。

对比

现将复合桩基、按变形控制设计的桩基、减少沉降桩基的某些特征列表对比如下。

名称	复合桩基	按变形控制设计的桩基	减少沉降桩基
范围大小	包含按变形控制设计的桩基	包含减少沉降桩基	
桩土荷载分担	土的荷载分担比变化范围较大	土的荷载分担比较大	土的荷载分担比最大
桩基中单桩安全系数	安全系数变化范围在1~2	安全系数小于2	单桩安全系数接近于1
桩型	各类桩	各类桩	主要是预制混凝土桩
桩间距	较疏~很疏	疏	很疏

结论

复合桩基是从桩基受力机理来划分桩基类型的,而减少沉降桩基是按变形控制设计理论设计的桩基,是按设计原则来划分桩基的。两者是不同的两个概念,既相互联系,也有所区别。

参考文献

- [1] 龚晓南, 复合桩基与复合地基理论, 地基处理, Vol. 10(1), 1999.
- [2] Zeevaert, L. Compensated friction pile foundation to reduce the settlement of building on the highly compressible volcanic clay of Mexico City. Procdgs 4th ICSMFE, London, 1957.
- [3] Burland, J. B. et al. Behaviour of Foundations and Structures, Procdgs 9th ICSMFE, Vol II, Tokyo, 1977.
- [4] 杨敏, 控制沉降的基础设计—减少沉降桩基础, 岩土工程界, 1998, No. 8.
- [5] 杨敏, 关于桩基础设计的几点讨论, 岩土工程界, 1998, No. 12.
- [6] 赵锡宏, 上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论, 上海: 同济大学出版社, 1989.