

目 次

论 文

- 深层搅拌水泥土的抗剪、抗拉强度.....程家文(3)
- 土与土工合成材料界面特性试验方法分析.....徐超,叶观宝,董天林(8)
- 土工合成材料蠕变的研究.....王钊,李丽华,王协群(15)
- 地基处理设计计算的三个原则.....李广信,汤飞(23)
- 高能级强夯工程实践与推广应用.....王亚凌,吴延炜,水伟厚,王铁宏(29)
- 强夯法加固地基的参数选择和施工控制.....王东升,李积宏(38)
- 对真空预压影响深度的探讨.....孟昭即(44)
- 高速公路边坡加固设计方法研究.....宋冰泉,武雄,何满潮(49)
- ISS 土壤稳固剂改良细粒土力学性质的应用.....刘明江,朱学文(53)
- 某工程打桩桩锤、桩匹配性的实时监测及分析.....徐建佩,王起(55)
- 深圳市海月花园二期排水板处理软基沉降分析.....李积宏(60)
- 预应力薄壁管桩承载力问题探讨.....赵汛(65)
- 设备基础施工中螺栓孔的预留.....焉乙智(67)

一题一议

- 再谈支盘桩支盘的承载力.....陈如连(68)
- 桩体发现渗水怎么办?.....龚晓南(71)

深层搅拌水泥土的抗剪、抗拉强度*

程家文

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

【摘要】通过深层搅拌水泥土的室内试验,发现水泥土的抗剪强度指标与现有资料相差甚远。水泥土的粘聚力 C 与无侧限抗压强度 q_u 的比值 C/q_u 的变化范围由现有的 $0.2 \sim 0.3$ 扩大到 $0.2 \sim 0.52$, 内摩擦角 ϕ 的变化范围由现有的 $20^\circ \sim 30^\circ$ 扩大到 $6.2^\circ \sim 30^\circ$ 。而水泥土的抗拉强度 σ_L 与抗压强度 q_u 的比值 $\sigma_L/q_u = 0.15 \sim 0.27$, 与现有结论基本一致。

前言

关于深层搅拌水泥土的强度试验国内外已经做了大量的研究工作,积累了比较丰富的资料,但这些研究大多限于水泥土的抗压强度,而有关水泥土抗剪、抗拉强度的资料目前国内外的报道较少,在文献^[1]中仅看到以下结论:水泥土的抗剪、抗拉强度随抗压强度的增长而提高。当水泥土的无侧限抗压强度 $q_u = 500 \sim 4000 \text{kPa}$ 时,其抗拉强度 $\sigma_L = (0.15 \sim 0.25) q_u$, 粘聚力 $C = (0.2 \sim 0.3) q_u$, 内摩擦角 $\phi = 20^\circ \sim 30^\circ$ 。关于水泥土的抗拉强度,也有资料显示^[2], $\sigma_L = (0.06 \sim 0.30) q_u$ 。

江苏田湾核电站2#常规岛的软土深基坑支护采用了由深层搅拌水泥土墙与拉锚式排桩结合形成的组合支护模式,其结构设计需要输入水泥土的抗剪、抗拉强度指标,于是在水泥土的室内配合比试验中,除进行水泥土的抗压强度试验外,专门安排了水泥土抗剪、抗拉试验。试验取得了比较丰富的成果,在满足设计需要的同时,对于我们深入认识水泥土的性能也大有帮助。

试验介绍

1. 土样采集

该工程深层搅拌的主要加固对象为淤泥层,其平均含水量为 64.3% , 最大含水量 75.9% , 孔隙比 $1.6 \sim 2.0$, 塑性指数 28.4 , 有机质含量 $6 \sim 8\%$, 粘聚力 $C = 8.8 \text{kPa}$, 内摩擦角 $\phi = 2.2^\circ$ 。淤泥层位于地层上部,厚度 $7 \sim 10 \text{m}$ 。土样采集在现场开挖暴露处进行,取样点位于原状地表以下 $3 \sim 4 \text{m}$ 。土样由人工挖出后装入双层塑料袋,以便密封保湿。

* 收稿日期:2003年5月

土样运抵试验室后,除对颜色、颗粒组成等外观情况进行目测检查外,还对土样的有机质含量进行了测试,以确定其代表性。此外,测得土样的自然含水量为53.9%。

2. 试样制备

水泥石室内配合比试验的原材料包括土、水泥、水和外掺剂,土即为现场采集的淤泥土样;水泥取425#普通硅酸盐水泥,掺入比(水泥掺入量与被加固土体的重量之比)按试验计划分别取12、14、16、18、20%;水泥浆的水灰比分别取0.45、0.48和0.50;水采用符合饮用标准的自来水,用量按试验需要计算确定;外掺剂采用深层搅拌常用的木质素磺酸钙,用量取水泥用量的0.2%。

本试验按3种不同的土样含水量进行了3组基本试验,A组为最大含水量75.9%,B组为自然含水量53.9%,C组为平均含水量64.3%。基本试验的水灰比均取0.5。

试样制备按试验计划确定的配合比分别称取原材料,放入拌和皿内,用手工方法拌和,直至颜色均匀,干湿一致,然后分别装入抗压、抗剪和抗拉试模。

抗压试验采用尺寸为70.7×70.7×70.7的标准试模,成型时将拌和好的水泥石分两次装入,第一次装入一半,放在混凝土振动台上振动1.5分钟,第二次装满后,再振1.5分钟。然后用刮刀刮平试模表面,并用塑料薄膜覆盖,防止水分蒸发过快。

抗剪试验采用土工三轴仪专用圆柱体试模($\phi 38 \times 80$)。装模时将试模立放在平整桌面上,下垫塑料薄膜,用小铲分三次装入拌和好的水泥石,每次装料后用手握住试模在桌面上敲振20次,然后刮平表面,盖上塑料薄膜。

抗拉试验采用结构材料试验室常用的8字模($2\phi 50 \times 80$)。装模前先将试模摆放在平整表面上,下垫塑料薄膜,然后用小铲分次装入拌和好的水泥石,边装边按,确保试模边沿处充填密实,最后刮平表面,盖上塑料薄膜。

试件成型后一般经过24小时即可脱模,脱模后立即送标准养护室养护,养护温度 $20 \pm 3^\circ\text{C}$,相对湿度 $\geq 95\%$ 。养护龄期按试验计划分别取7天、28天和90天。

3. 强度测试

水泥石的抗压试验为单轴试验,即通常所说的无侧限抗压强度试验。抗压试验在UA-100A型高精度力学试验机上进行。抗剪试验采用土工三轴仪按不固结不排水方式进行试验。抗拉试验在WD-5型万能试验机上进行。水泥石的抗压、抗剪、抗拉试验的部分结果见表1。

水泥石试验结果

表1

编组	土的含水量 ω (%)	水泥掺入比 a_w (%)	龄期 (d)	抗压强度 q_u (MPa)	粘聚力 C (MPa)	内摩擦角 ϕ ($^\circ$)	抗拉强度 σ_t (MPa)	C/q_u	σ_t/q_u
A12	75.9	12	7	0.28	0.112	6.2	0.050	0.40	0.18
			28	0.56	0.251	7.3	0.122	0.45	0.22
			90	0.69	0.358	8.2	0.163	0.52	0.24
A14	75.9	14	7	0.35	0.145	6.5	0.051	0.41	0.15
			28	0.65	0.270	7.2	0.139	0.42	0.21
			90	0.81	0.392	9.0	0.208	0.48	0.26

A16	75.9	16	7	0.40	0.157	7.8	0.078	0.39	0.20
			28	0.67	0.325	8.5	0.144	0.49	0.21
			90	0.95	0.445	10.1	0.222	0.47	0.23
A18	75.9	18	7	0.43	0.176	8.5	0.081	0.41	0.19
			28	0.79	0.354	9.7	0.182	0.45	0.23
			90	1.02	0.483	12.0	0.237	0.47	0.23
A20	75.9	20	7	0.44	0.180	8.2	0.093	0.41	0.21
			28	0.83	0.367	9.5	0.173	0.44	0.21
			90	1.05	0.490	11.8	0.244	0.47	0.23
B12	53.9	12	7	0.52	0.155	7.2	0.101	0.30	0.19
			28	1.12	0.364	8.7	0.220	0.33	0.20
			90	1.55	0.478	9.7	0.268	0.31	0.17
B14	53.9	14	7	0.60	0.196	8.5	0.142	0.33	0.24
			28	1.16	0.400	9.4	0.223	0.34	0.19
			90	1.59	0.536	11.3	0.310	0.34	0.19
B16	53.9	16	7	0.64	0.207	8.0	0.147	0.32	0.23
			28	1.26	0.438	9.0	0.240	0.35	0.19
			90	1.69	0.600	13.0	0.369	0.36	0.22
B18	53.9	18	7	0.65	0.213	10.2	0.152	0.33	0.23
			28	1.31	0.455	11.7	0.252	0.35	0.19
			90	1.76	0.610	12.5	0.374	0.35	0.21
B20	53.9	20	7	0.68	0.222	11.1	0.183	0.33	0.27
			28	1.34	0.476	12.9	0.291	0.36	0.22
			90	1.81	0.634	13.8	0.384	0.35	0.21
C12	64.3	12	7	0.43	0.135	6.9	0.096	0.31	0.22
			28	0.97	0.295	8.4	0.212	0.27	0.22
			90	1.20	0.462	11.0	0.249	0.39	0.21
C14	64.3	14	7	0.44	0.142	9.5	0.110	0.32	0.25
			28	0.99	0.353	9.7	0.214	0.36	0.22
			90	1.35	0.493	10.2	0.282	0.37	0.21
C16	64.3	16	7	0.51	0.179	9.4	0.131	0.35	0.26
			28	1.01	0.375	10.5	0.228	0.37	0.23
			90	1.45	0.520	12.1	0.350	0.36	0.24
C18	64.3	18	7	0.54	0.205	9.7	0.142	0.38	0.26
			28	1.08	0.387	11.0	0.251	0.35	0.23
			90	1.48	0.542	12.5	0.362	0.37	0.24
C20	64.3	20	7	0.56	0.216	9.5	0.141	0.39	0.25
			28	1.11	0.420	10.0	0.263	0.38	0.24
			90	1.52	0.551	12.0	0.367	0.36	0.24

试验结果分析

1. 根据以上试验结果可分别作水泥土的粘聚力 C 与水泥掺入比 a_w 的关系曲线(见图 1)和抗拉强度 σ_t 与水泥掺入比 a_w 的关系曲线(见图 2)。由图 1、图 2 可知,与水泥土的无侧限抗压强度一样,水泥土的粘聚力随水泥掺入量的增加和养护龄期的增加而增加;在掺入

比相同的条件下,土样的含水量越高,水泥土的粘聚力越小。这些结论对于水泥土的抗拉强度也基本适用。

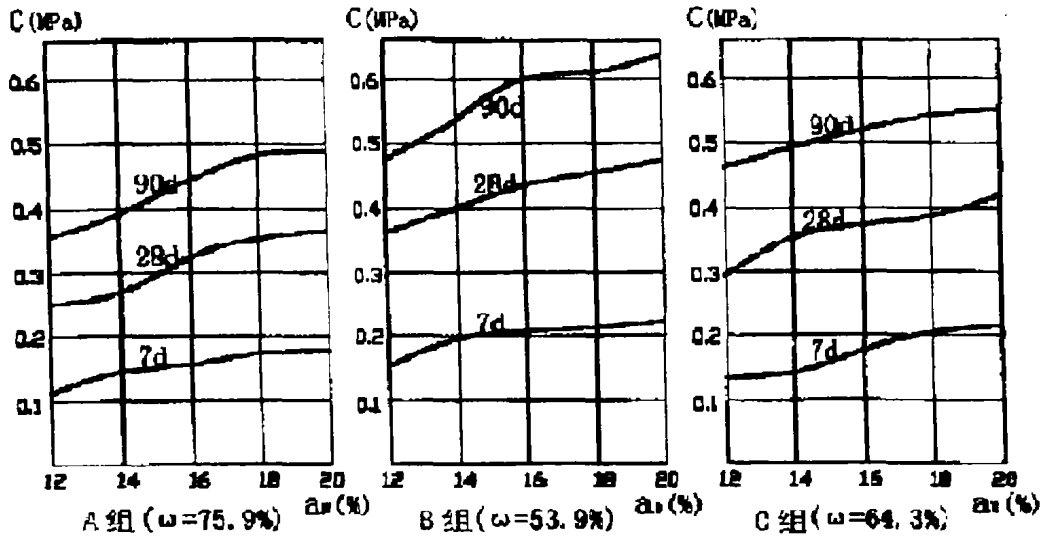


图1 粘聚力 C 与掺入比 a_v 的关系曲线

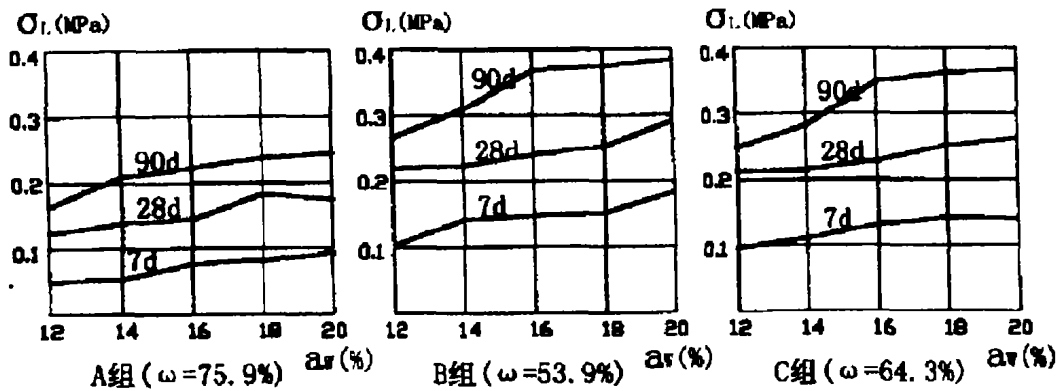


图2 抗拉强度 σ_L 与掺入比 a_v 的关系曲线

2. 由表1, $C/q_u = 0.27 \sim 0.52$, $\phi = 6.2^\circ \sim 13.8^\circ$, 这一结果与文献^[1]的结论($C/q_u = 0.2 \sim 0.3$, $\phi = 20^\circ \sim 30^\circ$)比较, C 值明显偏高, ϕ 值明显偏低, 据初步分析, 其原因应与本试验所用淤泥土样较高的塑性指数($I_p = 28.4$)有关, 但尚需研究证实。经过本次试验, C/q_u 的变化范围扩大到 $0.20 \sim 0.52$, 而 ϕ 的变化范围扩大到 $6.2^\circ \sim 30^\circ$ 。

3. 由表1, $\sigma_L/q_u = 0.15 \sim 0.27$, 这一结果与文献^[1]的结论($\sigma_L/q_u = 0.15 \sim 0.25$)相近。但在基坑支护技术规程^[3]中, 该比值被定为 0.06 , 似乎有些保守。笔者以为, 若在规程中给出该比值的一个范围或许更为合适, 这样设计人员可以根据经验合理选用。

参考文献

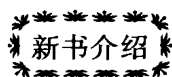
- [1]地基处理手册编写委员会,地基处理手册,中国建筑工业出版社,北京,1988
[2]叶书麟,地基处理工程实例应用手册,中国建筑工业出版社,北京,1998
[3]建筑基坑支护技术规程(JGJ120-99),中国建筑工业出版社,北京 1998

Shearing and Tensile Strength of the Consolidated Soil of Cement Deep Mixture

Cheng Jiawen

(China Institute of Water Resources and Hydropower Research Beijing 100044)

[**Abstract**] It was observed in the indoor experiment for the consolidated soil of Cement Deep Mixture that the shearing strength indices, i. e. cohesive force C and internal friction angle ϕ , of the consolidated soil were quite different from those reported before. The ratio of C to the unconfined compression strength q_u of the consolidated soil, i. e. C/q_u , was extended to the range of 0.20 to 0.52 from the existing range of 0.2 to 0.3, and the internal friction angle ϕ was extended to the range of 6.2° to 30° from the existing range of 20° to 30° . But the ratio of the tensile strength σ_t of the consolidated soil to q_u , i. e. σ_t/q_u , ranged from 0.15 to 0.27, showing little differences to the existing conclusion.



《复合地基理论及工程应用》

由浙江大学教授龚晓南编著的《复合地基理论及工程应用》已在中国建筑工业出版社出版。该书较全面介绍了龚晓南教授和他的学生在复合地基理论和实践方面的研究成果,对作者已出版的《复合地基》一书中形成的复合地基理论框架作了补充和完善,较全面地介绍了复合地基技术的新发展和工程应用,对发展中存在的问题也作了论述。全书分十章:绪论,土和复合地基性状,桩体复合地基承载力,水平向增强体复合地基承载力,复合地基沉降计算,复合地基优化设计和按沉降控制设计,基础刚度对复合地基性状影响,复合地基在地基基础工程中的地位和评价,复合地基振动反应和地震响应,复合地基工程应用及实例。如需购买可到各地建筑书店或《地基处理》编辑部购买。

地址:浙江大学玉泉校区土木系《地基处理》编辑部 邮编 310027

电话:0571-87952077,总价 20 元/册(包括邮费)。

土与土工合成材料界面特性试验方法分析*

徐超 叶观宝 董天林

(同济大学 地下建筑与工程系 上海 200092)

【提要】土与土工合成材料接触面摩擦特性的试验研究有利于弄清土与土工合成材料之间相互作用机理,同时为土工合成材料工程应用提供设计参数。本文分析总结了近几年来关于土与土工合成材料界面特性研究中的四种试验方法(直剪试验、拉拔试验、斜板试验和扭剪试验)的试验设备、试验原理以及各种试验方法的特点,并简述了研究中的一些热点问题。在本文最后对进一步的研究提出了建议。

概述

人们可以将土的加筋应用历史追溯到几千年以前,但现代土工合成材料在土木工程中的使用不过是几十年的事情。据《土工合成材料工程应用手册》(2002),1958年R. J. Barrett在美国佛罗里达州利用聚乙烯织物作为海岸块石的垫层,一般被认为是现代土工合成材料应用的开端。目前,土工合成材料已广泛应用于水利、公路、铁路、市政和建筑工程等领域,按其功能划分,其应用包括以下六个方面:

加筋作用:将土工合成材料置于土体中,通过土与加筋材料的界面摩阻力提高土体的抗剪强度和整体稳定性,改善土体的变形特性。

防渗作用:利用土工膜等低渗透性材料,限制液体的渗透和气体的扩散。

排水作用:将土工合成材料置于土体中,以土工合成材料本身形成排水通道。

过滤作用:将土工合成材料置于土体中或土体表面,在允许液体通过的同时,有效地限制土颗粒的流失。

隔离作用:用土工合成材料将两种不同粒径的土、砂、或石料隔离,避免相互侵入混杂,保护建筑材料各自的整体性和工程性能的发 挥;另外,在路面工程中使用高强度合成材料限制反射裂缝的扩展,同样起到了隔离作用。

防护作用:将土工合成材料置于土体表面或与其它材料一起形成一层保护层,阻止土体受流水或风的侵蚀而破坏。

土工合成材料种类繁多,在应用中其功能差异很大,但土工合成材料与土体单面或双面(或四周)接触而发生相互作用这一点上具有相似之处。因此土与土工合成材料界面特性的试验方法与影响因素的研究成为土工合成材料应用中的一个重要环节,特别是在加筋工程

* 收稿日期:2003年3月

应用中,以及在其它应用中接触面构成土体中的薄弱面时更是如此。通过界面特性的试验可以为土工合成材料应用的设计提供设计参数,也为相关工程的稳定性和变形分析提供依据。

界面特性的试验研究内容广泛,包括土结构物、结构物与结构物之间以及岩石的破裂面的界面特性试验研究等。研究方法和采用的仪器设备多种多样,因此界面特性(包括土与土工合成材料界面特性)的试验方法、成果分析评价标准至今并无统一准则。本文仅限于分析总结近几年来土与土工合成材料界面特性的室内外试验的方法、内容,分析各种试验方法的特点,提出进一步研究的方向。

试验方法

从目前发表的文献看,土与土工合成材料界面特性室内试验方法有四种:直剪试验(Direct Shear Test 或 Direct Shear Box Test)、拉拔试验(Pull-out Test 或 Pullout Test)、扭剪试验(Torsional Ring Shear Test)和斜板试验(Inclined Board Test 或 Tilting Table Test)。其中尤以直剪试验和拉拔试验使用最为普遍。下面分别论述其试验方法与特点。

1. 直剪试验是普遍采用的研究土与土工合成材料接触面摩擦特性的室内试验方法之一。是在室内土工直剪试验的基础上为适应大尺寸界面摩擦特性试验改进而成的。图1所示是 R. Bakeer(1998)使用的大型直剪仪,其剪切盒(Shear Box)的尺寸为 $610 \times 610\text{mm}$ 。但是,不同的研究者所使用的仪器设备有所不同,张嘎(2002)进行直剪和拉拔试验所使用的自制 TH20tCSASSI 设备接触面尺寸为 $500 \times 360\text{mm}$;周志刚(1999)在研究加筋材料与土体界面摩擦特性所使用的剪切盒直径为 152mm ,高 60mm ;而 C. Hsieh(2003)在研究砂与土工膜界面摩擦特性的试验尺寸效应时采用了 ASTM 现行 D-5321 标准,剪切盒最小边长应大于 300mm 、粗粒土 d_{85} 的 15 倍或者土工合成材料接触面摩擦特性直剪试验的剪切盒的尺寸为不小于 $150 \times 150\text{mm}$ 。尽管所使用的仪器不同,但大多数情况下试验过程相似,试验土样大多装入固定的下半盒,将土工合成材料放在上半盒的底部,然后上半盒装满土。通过承载板和上半盒中的土样施加恒定的正压力,对活动的上半盒施加拉力或推力使土与土工合成材料的接触面发生剪切应变。在试验过程中记录施加的拉力(或推力)和对应的剪切位移。

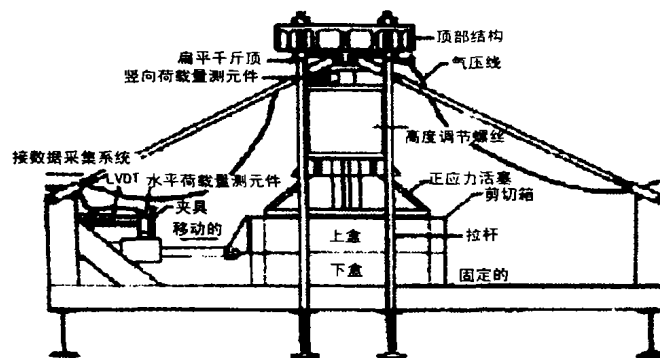


图1 大型直剪试验结构图(R. Bakeer,1998)

2. 拉拔试验同样是研究土与土工合成材料接触面摩擦特性常用的室内试验方法之一。可以在多功能试验仪上进行,如张嘎(2002)和 R. Bakeer(1998)所采用的大型直剪仪,既可以作直剪试验,也可以进行拉拔试验。但也有研究者自制了专门的拉拔试验设备。图 2 是 M. Sugimoto(2001)在研究中采用的拉拔试验仪,其特点是试验箱采用柔性边界代替刚性边界,包括承载板下放置气袋(Air bag),以期减少或消除刚性边界(包括刚性承载板)对试验结果的影响。由于没有统一标准,不同的研究者采用的试验设备差别较大,吴兴征(1998)给出了国内外部分研究人员的拉拔试验中所使用的试验箱和拉拔设备。

拉拔试验与直剪试验所不同的是在土工合成材料双面(或四周)与土接触的试验条件下被拔出,而非直剪试验中,材料单面与土发生相对位移。在试验箱的前壁(或前后壁)中间部分开一定规格的扁平孔以放置土工合成材料,试验时先在试样箱的上、下半部分装满土,并按一定要求压实,然后在试样箱上部施加压力,通过夹具对土工合成材料施加拉力,在试验过程中记录所施加的压力、拉力和土工合成材料的水平位移。为了研究剪切带(Shear bond)的特性,有些研究者在试验中同时观测垂直向的位移(M. Sugimoto, 2001)和界面附近的微观变化(A. M. N. Alagiyawanna, 2001; 张嘎, 2002)。

为了更真实模拟土与土工合成材料接触面的力学特性,一些研究者也进行了现场拉拔试验。H. Ochiai(1996)为弄清土与土工合成材料界面摩擦机理,并对比室内与现场拉拔试验结果的异同,进行了现场拉拔试验。R. Bakeer(1998)利用不同路堤填筑高度模拟围压,并在不同断面土工织物上埋设测量元件来研究拉拔过程中接触面上摩擦阻力发挥情况。R. Bakeer 的试验方案与测量元件布置如图 3 所示。

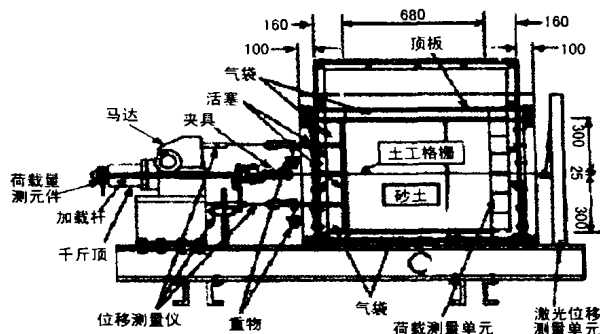


图 2 拉拔试验装置 (M. Sugimoto, 2001)

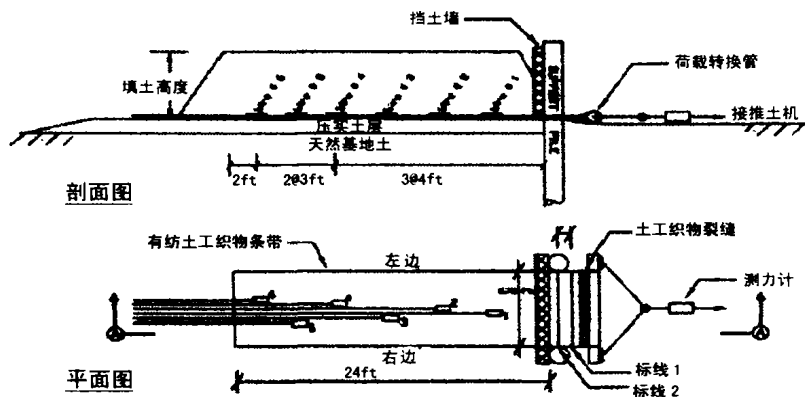


图 3 现场拉拔试验布置与测试示意图 (R. Bakeer, 1998)

3. 扭剪试验不属于常规的土工试验方法,用扭剪仪测定土与土工合成材料接触面的剪切强度参数的研究也不多见。扭剪仪主要用以评价土体的残余强度,在最近几年内一些研究者采用扭剪仪测定土与土工合成材料界面、不同土工合成材料之间界面的残余强度,并根据不同的试验要求对仪器设备进行了加工改造(S. A. Tan,1998)。在此仪器中试样的剪切变形量可达到数十厘米,从而为准确确定残余强度提供了条件(黄文熙,1983)。与直剪试验和拉拔试验相比,这也是扭剪试验的最大特点,显示出优越性。

扭剪仪设备的构造可参见黄文熙(1983)。S. A. Tan,(1998)在进行砂土与无纺丙纶纤维的界面剪切试验时,对仪器上盒进行了改造。用一个有机玻璃环代替扭剪仪上盒中的透水石,以便土工织物可以粘贴上去,有机玻璃与土工织物之间用高强度胶水粘合,试验中应避免二者之间的滑动。将一定相对密实度的砂土试样装入环状下盒中,然后施加法向应力,下盒在电动机和齿轮的带动下对接触面施加扭剪应力,以等应变速率进行剪切,直到测得稳定的残余强度值。

4. 斜板试验主要是为了模拟在工程应用中土工合成材料倾斜放置在土体中或土体表面上的情形,如江河堤坝的护坡与垃圾填埋场四周的防渗等情形。Giroud(1990)、Koutsourais(1991)报道了用斜板试验进行的土工合成材料与土工合成材料(如土工织物与土工膜)接触面摩擦特性的研究(M. Izgin,1998)。

斜板试验装置主要包括一边挂在支架上、另一边可升降的平板。装置还包括具有一定底面积、施加重物的承载板和可量测升降高度或平板倾角的系统。M. Izgin(1998)在试验中使用的斜板实验装置如图4所示。所使用的斜板盒尺寸为 $600 \times 490\text{mm}$ 的长方形平板,深 25mm 。而土与土工合成材料的接触面取决于承载板的尺寸,试验中尺寸分别为 $60 \times 60\text{mm}$ 、 $200 \times 200\text{mm}$ 和 $300 \times 300\text{mm}$ 。

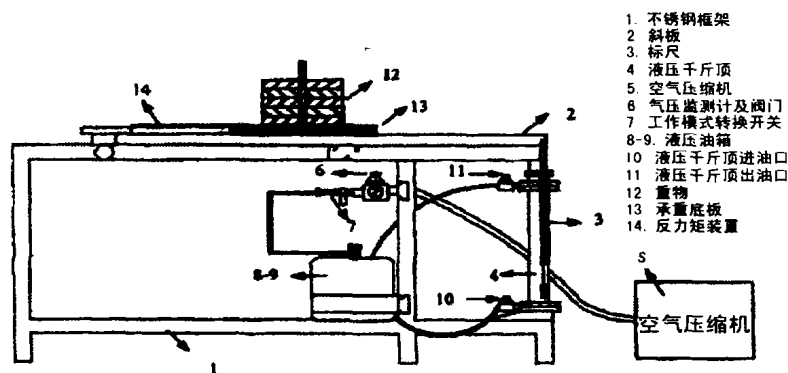


图4 斜板试验装置(M. Izgin,1998)

在测定土与土工合成材料接触面摩擦特性的试验中,土工合成材料粘贴在承载板的底面,一定厚度的土均匀平铺在斜板上的试样盒内。通过叠放重物施加荷载,然后缓慢并均匀地将板的一边顶起,直至接触面发生相对滑动,记录或换算开始滑动时斜板的倾角,进而分析接触面的摩擦特性。

试验研究内容

无论是直剪试验、拉拔试验,还是扭剪试验、斜板试验,都是为了认识土与土工合成材料之间接触面的摩擦特性(Frictional behavior),为理论研究提供依据,为工程应用提供设计参数。也正因为此,研究与设计人员特别重视试验设备和试验方法对试验结果的影响。研究内容主要集中在以下三个方面。

1. 试验设备的影响

分析研究不同试验方法(如拉拔试验与直剪试验)对试验结果的影响,研究承载板(Load plate)与试样箱的刚度对试验结果的影响和试样的尺寸效应(Scale effects)。

2. 试验方法的影响

研究位移速率(Displacement rate)和受力方式对试验结果的影响。分析围压或正应力与界面剪切强度之间的内在联系。

3. 材料特性的影响

主要研究土体的密实度、土工合成材料表面粗糙度、质量、结构特点和剪切刚度对试验结果的影响。

除了对上述影响因素的研究外,剪切过程中剪切带的产生与变化、土体的剪胀问题、界面摩擦特性的数学描述和界面单元的数值模拟也引起了研究人员的关注。

试验方法分析与讨论

目前,对于土与土工合成材料接触面摩擦特性试验,在全球范围内并没有统一的广泛接受的试验方法。由于土工合成材料在工程应用中的作用不同,材料品种繁多且特性各异,在设计分析中采用的计算模式不同,使实验方法的问题更加复杂。综合分析各研究者在研究具体问题时所使用的试验设备、实验方法。以上四种土与土工合成材料接触面摩擦特性试验方法都有各自的特点。

直剪试验方法使用普遍,试验中受力过程和边界条件清楚。在接触面最小边长不小于300mm的情况下,可以忽略尺寸效应(Chiwan, 2003),但是刚性边界对试验有一定影响。Chiwan(2003)报道当使用刚性加载板时,接触面上正应力分布呈凸形,而非均匀形态。而且直剪试验测定是土工合成材料单面的摩擦特性,在模拟加筋一类工程应用中不如拉拔试验更直接。

拉拔试验是各规范或标准规定或推荐的界面摩擦特性试验方法之一。实验方法和边界条件明确,能够直接模拟在加筋工程中土工合成材料的受力状况而被广泛采用。同样存在边界条件影响,如M. Sugimoto(2001)等报道在采用刚性试验箱时加载端会产生应力集中,特别是对于柔性土工合成材料,应力集中现象更加明显。微观研究还发现在刚性边界附近砂粒纵向移动,而非沿拉力的方向移动。R. Bakeer(1998)在现场试验中证实在拉拔试验中摩擦阻力的发挥是一个渐进的过程(Progressive mobilization),靠近加载端的先发挥,直到滑动荷载时自由端才发挥;而且围压的增大将限制这一渐进过程的发展。

环(扭)剪试验可适应接触面大位移变形条件下强度参数的测试要求,从而能够测定土与土工合成材料界面的残余强度,试验成果对于分析沿接触面滑动破坏的工程对象有一定的价值。从某个破坏边坡现场测得的数据与室内环(扭)剪试验结果比较接近,间接说明环(扭)剪试验参数对于确定大应变残余强度具有价值。但试验设备和试样制备复杂,试样尺寸小(S. A. Tan, 1998:底板圆环的内外径分别为70mm和100mm,高度为5mm)。虽尚无报道,但其尺寸效应和边界效应应当引起重视。

斜板试验设备简单,试验方法清楚。在工程应用中,倾斜放置土工合成材料主要用于护坡、过滤和防渗应用,一般界面上正应力较低。因此采用斜板试验能够较好地模拟倾斜放置的土工合成材料与土或土工合成材料之间的界面问题。但在接触面摩擦特性研究中,由于其正应力不能过高而受到限制,而且由于倾覆力矩的存在,界面应力容易产生不均匀分布。在试验中土样平铺在斜板上,其平铺厚度受到限制,特别是对于无粘性土,超过一定厚度,试验土样在试样过程中会产生滑塌。因此,成果分析时应考虑底部边界对试验结果的影响。

综上所述,直剪试验和拉拔试验将是土与土工合成材料界面特性试验的合适方法,环剪试验和斜板试验在特定情况下具有一定优势。在具体的工程应用中,应当根据土工合成材料在工程中的受力特点选择合适的试验方法。为了准确地测定界面的摩擦特性,为工程应用提供合理的设计参数,无论采用何种试验方法,在试验过程中都应当注意克服试样的尺寸效应和设备的边界效应,在成果分析时应正确解读剪切方式和试样特性对试验结果的影响。在拉拔试验中还应当考虑界面摩阻力的渐进发挥过程以及土工合成材料强度和刚度、围压大小等因素对这一过程的影响。

总结与展望

本文概述了近十年来土与土工合成材料界面摩擦特性试验的四种方法及其试验原理,介绍了目前在该领域的研究热点,并分析了各种实验方法的特点。通过以上分析,可以得出以下结论。

直剪试验和拉拔试验应是土与土工合成材料界面特性试验的合适方法,环(扭)剪试验和斜板试验在特定情况下具有一定优势。在具体的工程应用中,应根据土工合成材料在工程中的受力特点选择合适的试验方法。

在试验过程中应注意克服试样的尺寸效应和设备的边界效应,在成果分析时应将剪切方式和试样特性对试验结果的影响考虑在内。在拉拔试验中应考虑界面摩阻力的渐进发挥过程以及土工合成材料特性和试验条件对这一过程的影响。

土与土工合成材料界面特性成果除了受仪器设备和试验方法影响之外,还与材料特性有关。材料种类繁多,工程应用背景复杂,这将是研究人员进一步试验研究的重点。

参考文献

- [1] 《土工合成材料工程应用手册》编写委员会,土工合成材料工程应用手册(第二版),中国建筑工业出版社,2000
- [2] 中华人民共和国行业标准,公路土工合成材料试验规程(JTJ/T 060-98),人民交通出版社,1999

- [3] 黄文熙,土的工程性质,水利电力出版社,1983,445-447页
- [4] 吴兴征等,土工格栅拉拔试验研究进展,山东交通科技,1998年第4期,6-9页
- [5] 张嘎,粗粒土与结构接触面静动力学特性及弹塑性损伤理论研究,清华大学工学博士学位论文,2002年10月,27-30页,114-117页
- [6] 周志刚等,大型直剪试验的尺寸效应,长沙交通学院学报,15(1999),47-49页
- [7] A. M. N. Alagiyawanna et al. , Influence of longitudinal and transverse members on geogrid pullout behavior during deformation, *Geotextiles and Geomembranes*, 19(2001), 483-507
- [8] Chiwan Hsieh et al. , Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of and/geomembrane interfaces, *Geotextiles and Geomembranes*, 21(2003), 25-47
- [9] Hidetoshi Ochiai et al. , The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil, *Geotextiles and Geomembranes*, 14(1996), 14-42
- [10] Mizyal Izgin et al. , Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(1998), 207-219
- [11] Mizyal Izgin et al. , Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction, *Geotextiles and Geomembranes*, 14(1996), 543-554
- [12] M. Sugimoto et al. , Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests, *Geotextiles and Geomembranes*, 19(2001), 257-277
- [13] Reda M. Bakeer et al. , Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(1998), 119-133
- [14] Reda M. Bakeer et al. , Geotextile friction mobilization during field pullout test, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(1998), 73-85
- [15] S. A. Tan et al. , Sand-geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(1998), 161-174

Analyses on the Test Methods of Interface between Soil and Geosynthetics

Xu Chao Ye Guanbao Dong Tianlin

(Tongji University Dept. of Geotechnical engineering, Shanghai 200092)

[**Abstract**] Tests of interface between soil and geosynthetics are favorable to make clear the mechanics of interaction between them, and provide design parameters for the application of geosynthetics in engineering practice. The test facilities and theories of four types (i. e. , direct shear test, pullout test, torsional shear test and tilting table test) of test methods are summarized in this paper, and the characteristics for each test method are analyzed herein. The authors also introduce briefly the hot points of research in this area, and advices for further study are given at the end.

土工合成材料蠕变的研究*

王钊

(武汉大学土木建筑工程学院 武汉 430072 清华大学土木水利学院 北京 100084)

李丽华

(清华大学土木水利学院 北京 100081)

王协群

(武汉理工大学土木建筑工程学院 武汉 430071)

【摘要】蠕变是土工合成材料应用于永久性加筋土结构中的重要特性。本文介绍了蠕变的机理和影响因素、试验仪器、操作步骤和试验成果的整理方法,以及为减短试验持续时间而推荐的时温叠加法和分级等温法,比较了不同规范的要求,同时也简要介绍了土工合成材料的动力蠕变试验和土工泡沫及土工合成材料粘土垫层的蠕变试验,以及铺设破坏与蠕变结合的试验。文中还给出了对蠕变研究的一些建议。

概述

土工合成材料由聚合物组成,其蠕变特性影响加筋土结构的长期性状,蠕变或应力释放可能引起加筋土结构内部应力状态的改变,导致丧失稳定或过大的变形。因此预测土工合成材料筋材的长期蠕变对于结构的安全性、经济性至关重要。当土工合成材料应用于加筋土结构时,土工合成材料的容许抗拉强度取决于蠕变、化学剂破坏、铺设时机械破坏和生物破坏等诸多因素,其中蠕变引起的抗拉强度折减系数最大,例如,聚丙烯无纺布物的折减系数达到5^[1]。过大的折减系数限制了一些土工合成材料在加筋土结构中的应用。从大量试验成果看,在比抗拉强度(T_u)小很多的拉伸荷载作用下,试样最终拉断了。例如,聚丙烯有纺织物在40% T_u 荷载的作用下,396小时后拉断,拉断时应变达123%;聚丙烯双向格栅TensarSS1在40% T_u 荷载的作用下,1196小时后拉断,拉断时应变达62%^[2]。我国一些加筋土挡墙出现墙面板鼓肚现象,有的倒塌于建成几年以后,分析原因,和土工合成材料的蠕变现象有关。实际上,对蠕变特性的研究一直没有终止,而且愈加重视。这一点从国际土工合成材料学术会议的相关论文数量上可以看出来,1990年第四届会议有6篇蠕变的文章,其后,五、六届分别递增至7和8篇文章,到2002年的第七届会议,增加至12篇文章。与研究趋势相应,美国的ASTM、英国的BS和国际标准化协会ISO,以及我国的水利部SL也在发

* 基金项目:国家自然科学基金资助项目成果(批准号:50279036)

收稿日期:2003年3月

布和不断改进关于蠕变试验的标准(见参考文献[3]~[6])。

本文试图综述土工合成材料蠕变试验的进展,提出笔者的一些想法,以利于进一步的应用和研究。

蠕变机理与影响因素

1. 蠕变的概念

蠕变是指在长期固定荷载作用下材料的变形随时间增长的现象。土工合成材料的原料主要有聚脂(PET)、聚乙烯(PE)、高密度聚乙烯(HDPE)和聚丙烯(PP),这些热塑性材料本身具有粘弹性特点,在不变拉伸荷载的作用下,拉应变不是唯一的,随荷载的作用时间不断发展。有几个重要的指标影响聚合物的蠕变特性,一是玻璃化温度(T_g), T_g 是指非晶态聚合物从玻璃态向高弹态转变的临界温度,不同聚合物的 T_g 是不同的。例如PET的 T_g 约 75°C ,PP的 T_g 在 $-10\sim 15^\circ\text{C}$,HDPE的 T_g 约 -80°C 。当聚合物的环境温度低于其 T_g 时,聚合物中的非结晶区的分子处于冻结状态,分子键不易移动,蠕变性低,故聚脂的蠕变性远低于聚丙烯和聚乙烯^[7]。

第二个指标是拉伸取向。聚合物的拉伸过程分三个阶段,第一阶段为弹性阶段,过屈服点后进入第二阶段,应力应变曲线呈水平,当应变达一定值后,应力又随应变而增长。因此,聚合物原料应拉伸到位,进入第三阶段,后期蠕变就不明显;所谓取向是使分子键定向排列,这时聚合物呈各向异性,取向方向的强度大大提高了。

第三个指标是分子量。聚合物的分子量不是一个常数,而是一个平均值,要使聚合物具有一定的强度,其分子量必须达到一定的数量以上,此外,对分子量的范围也有严格的要求,分布范围过宽将影响分子的取向,特别是在格栅的结点处。

以上三个影响蠕变的指标涉及产品的原料和加工质量。反过来讲,蠕变试验是检验土工合成材料产品质量的最有效的指标。

2. 影响蠕变的因素

蠕变的影响因素除聚合物的种类外,还与荷载水平(试验中筋材所受拉力与抗拉强度之比)、筋材结构、温度、损伤、及侧限条件有关^[7]。聚合物不同,蠕变性质相差很大,比如,PP织物的变形率约为PET织物的10倍左右,这一倍数不受侧限(织物平面两侧)压力影响,而材料相同结构不同、工艺不同的织物,蠕变特性相似^[8]。

在亚热带和热带地区土工合成材料的温度有可能高达 40°C 以上,文献^[9]报道了PET有纺格栅在 40°C 和 60°C 温度下的蠕变试验。试验是在50mm直径的玻璃管中进行的,结果表明,对短期的抗拉强度, 40°C 和 20°C 没有差别,而 60°C 比 20°C 下降约5%;比较 20°C 的长期强度(114年), 40°C 下降约4%, 60°C 下降约8~10%。美国州公路和运输管理人员协会(AASHTO)对PP材料的有纺织物进行了试验,荷载水平为0.5,选取温度分别为 20°C 、 40°C 和 60°C ,试验结果表明,当应变超过20%时,不同温度下的蠕变迥然不同;在 40°C 和 60°C 状态下,当伸长率接近80%时,试样发生破坏,而在 20°C 状态下看不到试样破坏。可以得出结论,聚烯烃蠕变受温度影响很大。文献[10]比较PP和PE无纺织物在 10°C 和 30°C 的蠕变特

性,得到相同结论。温度通过影响分子间的连接来影响土工织物的蠕变特性,温度对 PP, HDPE 蠕变特性的影响比 PET 大^[11]。

土工织物的蠕变特性还随荷载级别(占抗拉强度的百分比)的不同而不同。AASHTO 对长纤维无纺布 NW₃(PET)、NW₄(PP)和有纺织物 W₂(PP)进行了不同荷载水平的蠕变试验,结果表明 NW₃ 受荷载水平影响很小,而 NW₄ 与 W₂ 受荷载水平影响很大,当荷载水平增加时,需要很长时间和较大变形才能使变形率达到一个较小值^[7]。

当土工织物受到土侧限时,两者的摩擦阻力降低了土工织物的蠕变性。尤其在初步蠕变阶段,侧限大大减小了蠕变现象。AASHTO 进行的有侧限试验,温度为 20℃,织物法向的侧限压力为 0~200kPa,以 50kPa 一级逐渐递加,试验结果为,PET 长纤维无纺布和 PP 有纺织物的蠕变几乎不受侧压的影响,而 PP 长纤维无纺布的蠕变伸长率减小。由此可见,侧限不影响不同结构织物的蠕变,但对 PP 材料的无纺布有影响^[7]。

下文还将进一步介绍侧限对蠕变的影响。

蠕变试验方法的比较

蠕变试验一般依据规范进行。现对 ASTM、BS 和 ISO 等标准中关于蠕变的试验方法进行比较,其相同之处有:

都是在无侧限条件下试验,即在空气中的试验。

施加的荷载精度都是 ±1%。

SL 和 ASTM 中计算应变公式和图表相同。

标准的蠕变曲线是应变随时间变化的曲线

$$\varepsilon = (\Delta L \times 100) / L_g \quad (1)$$

式中 ε - 蠕变应变,%;

ΔL - 加预拉荷载至测读时间的伸长量,mm;

L_g - 初始计量长度与预拉荷载伸长量之和,mm。

对于土工格栅,按下式计算单宽荷载:

$$a = (F/N_R) \times N_T \quad (2)$$

式中 a - 单宽荷载,kN/m;

F - 施加的荷载,kN;

N_R - 试样的肋条数;

N_T - 单位宽度的肋条数。

它们的不同之处为:对试验持续的时间,BS 要求 ≥10000 小时,其他标准均要求 ≥1000 小时,BS 的 L_g 不包括预拉荷载伸长量。别的不同之处列于表 1。此外,大多试验成果还提供了试样的初始应变和蠕变曲线中直线段的斜率(蠕变率),有的试验还给出了抗拉模量与时间对数的关系曲线,以及等时曲线(某一时间的单宽荷载与应变的关系曲线)^[2]。

蠕变试验标准的比较

表1

标准名称	温度 ℃	湿度 %	伸长量精 度/mm	试样尺寸/mm	预拉荷载/N	荷载水平 % Tu
SL/T235 -1999	20 ± 2	60 ± 10	0.003	土工织物宽 200 或 100 土工格栅纵向 1 根筋条	Tu ≤ 17.5 kN/m 取 45, Tu ≥ 17.5 kN/m 取 1.25% Tu, 且 ≤ 300	20, 30, 40, 60
ASTM D5262 - 97	21 ± 2	50 - 70	≤ 0.003	宽 200, 长至少 200, 长取决于夹具型号	同上	20, 30, 40, 60
BS 6906: Part5; 1991	20 ± 2	65 ± 2	应变精度 为 0.2%	宽 50, 长足够	(1.0 ± 0.2)% Tu	20, 30, 40, 60
ISO 13431: 1999 (E)	20 ± 2	65 ± 2	计量长度 的 0.1%	颈缩明显的宽 200, 格 栅不少于 3 个完整单 元, 其他用技术宽度	1.0% Tu 且不超过蠕变荷载 的 10%	从 5, 10, 20, 30, 10, 50, 60 选取四种

注: Tu - 抗拉强度; SL 是引用 ASTM D5262 - 92 制定而成; 应变计算中, BS 和 ISO 中不计预拉应变。

侧限条件下的蠕变特性

首次进行的侧限蠕变试验是在试样的两侧加装钢盒, 使织物每侧与 10mm 厚的砂层接触, 并用气动装置加侧向压力, 试验发现随侧向压力增大, 蠕变减小, 特别是无纺织物^[12]。文献^[13]中织物在砂土中的拉伸试验, 压力 (75 和 150kPa) 借助杠杆用砝码施加、拉力用砝码施加, 织物拉力取 $(T_1 + T_2)/2$, 应变通过固定在织物上, 并伸出盒前后边缘的测针量测, 参见图 1。试验结果也表明, 压力作用下无纺织物的蠕变减小比有纺织物大, 考虑到沿织物平面的排水性能, 无纺织物亦可作为筋材。

文献^[14]介绍的无纺织物室内模型试验表明, 在侧限压力 100 和 200kPa 作用下, 蠕变应变明显减小。为了模拟土中织物拉力和应变的变化, 假设变形沿织物在土中的长度呈线性变化、因摩擦而减小的拉力呈抛物线变化, 并将土的摩擦力从拉力中分离开来。文献^[15]提交了现场蠕变试验的结果。用砂填起一个高 3m 的坡, 使坡中的无纺织物试样承受 10 和 50kPa 的侧限压力, 织物拉力借助安装于堤外的框架、滑轮和砝码施加, 加载 1000 小时, 砂中装有土压力盒, 8 个固定于织物上的定位标记和拉伸应变仪。试验发现: 应变沿织物长度呈线性分布; 因侧限作用, 织物的初始应变可忽略不计; 试样和侧限介质的摩擦力降低了沿拉伸方向的蠕变荷载水平; 侧限条件下的应变比无侧限条件下的应变明显要小; 蠕变率随时间减小, 但比无侧限条件下要大。

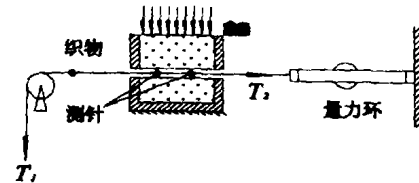


图1 土工织物在土中的蠕变试验

时温叠加法和分级等温法

由于常规的蠕变试验须持续长达 1000 小时以上, 控制环境的温度湿度等条件, 使试验耗时长、费用高。时温叠加法 (TTS) 和分级等温法 (SIM) 是加速蠕变试验的方法。

1. TTS (Time Temperature Superposition) 法^{[16][17]}

TTS 方法即常规的时温叠加法。选取一种参考温度如 $T_1 = 20^\circ\text{C}$, 在不同级别的升高温度, 如 $T_2 = 40^\circ\text{C}$, $T_3 = 60^\circ\text{C}$, $T_4 = 80^\circ\text{C}$ 条件下, 施加同一种荷载水平, 完成较短历时的蠕变试验, 并绘制应变和时间的关系曲线(参见图 2), 把每种升高温度下的曲线沿水平轴移动, 光滑接在较低温度的曲线上就得到更长历时的蠕变主曲线。为了不改变材料的物理特性, 试验的温度须超过其玻璃化温度, 而低于熔点温度。沿时间轴移动的水平距离 a_t 可由 WLF 方程(Williams, Landel, Ferry 发展了一种经验方程)确定:

$$\log(a_t) = -C_1(T - T_g)/(C_2 + T - T_g) \quad (3)$$

式中 C_1, C_2 - 常量, 依据聚合物类别的不同有轻微的差别;

T - 变化的温度;

T_g - 材料的玻璃转换温度。

TTS 加速蠕变试验首先应用于塑料管(Task Force 27, Guidelines 1989), 其后不同研究者研究温度对蠕变的影响, 主要和聚合物分子结构、生产工艺和分子取向性等因素有关, 例如, PET 具有较强的分子粘结力, 受温度的影响小于 PP 和 PE 材料, 因此, 导致 PET 材料的 TTS 过程具有不确定性, 以至需要反复试验确定 a_t , 确定应变曲线的准确位置。

2. SIM (Step Isothermal Method) 法^{[18][19]}

该法是一种新型的 TTS 法, 沿用了沿水平轴移动得到主曲线的原理, 克服了常规法和 TTS 法的缺点, 加速了蠕变试验过程、降低了试验费用, 且效果好。SIM 方法是在同一种荷载水平下做不同温度级别的试验, 每个不同温度级别的试验持续 2 小时, 两种温度级别的升高时间仅需一分钟。用到器材和设备与常规试验一样, 仅多一个能装加载框架和夹具系统的温度控制箱。从加速试验的数据可得到一种在不同温度下的唯一的曲线。由于仅用一个试样得到主曲线故不存在 a_t 的不确定性, 也就不存在试样间的差别。

SIM 是用并列的蠕变曲线得到主曲线。画出每种增加的温度下的图形后, 通过调整温度级别开始的时间把不同温度段的曲线图连接起来得到主曲线。参考温度下的第一段图不需要调整, 接着的第二段的斜率相匹配。连接每一段后成为一条主曲线。每段相对参考温度移动的水平距离就是那种温度下 a_t 的对数值。

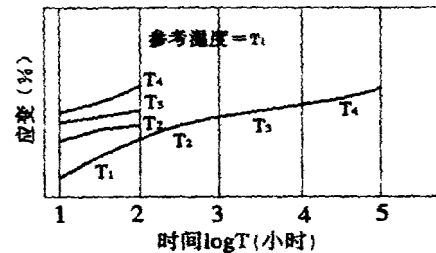


图 2 时温叠加法(TTS)示意图

其他蠕变试验

本节简单介绍动荷载作用下土工织物的蠕变性质、土工泡沫和土工合成材料粘土垫层(GCL)的蠕变试验, 以及铺设破坏与蠕变结合的试验。

路面加筋、交通荷载的波浪作用下的加筋挡土墙和边坡等, 常承受动力或往复荷载。文献^[20]选用 PP 无纺布物、PET 有纺织物和 HDPE 格栅在一定的荷载($\leq 50\% T_u$)反复作用下(每次作用和间隔的时间均为 0.5 分钟), 次数为 1000 次, 得到不同作用次数的荷载与应变

的曲线。根据设计应变,例如PP无纺织物为5%,可以查得某个作用次数下对应的荷载。

GCL常用于垃圾填埋场和渠道的防渗垫层,其蠕变决定了运行的可靠性。对针刺和缝合加固的三种GCL试样完成了1000小时的蠕变试验,在60% T_u 荷载作用下,未发现纤维断裂或拔出现象,在30% T_u 荷载作用下,外推至114年,试样伸长不超过10mm^[21]。

土工泡沫用于刚性挡土墙背的填料,可减少土压力。文献^[22]用有限元法和一个10m高挡土墙的实测资料分析土工泡沫蠕变的影响。当迅速加载时横向应力最大,随着蠕变的发展,土压力明显减小,小于静止土压力,甚至小于主动土压力。在沿墙高只铺部分土工泡沫的情况,可分析出拱效应,但最好是铺设整个高度,不仅土压力减小,且合力作用点下移。

土工合成材料的耐久性受铺设时的机械破坏和蠕变的影响,设计时分别给抗拉强度以折减系数。文献^[23]对不同土工合成材料进行拉伸、蠕变试验,并通过室内模拟施工破坏和挖出已铺设的材料再试验等方法,分析对材料短期和长期特性的影响,得出结论,用传统的设计方法明显趋于保守。

结语

(1)蠕变特性主要取决于原材料种类和荷载水平,可用于评价产品的质量和确定容许抗拉强度;

(2)继续开展土工合成材料在土的侧限压力下蠕变特性的研究,例如,受界面摩擦力的影响,材料在土中承受的实际荷载如何测量和计算;

(3)对不同聚合物的筋材和对长期强度与变形有具体要求的加筋土结构,给出更准确的蠕变折减系数;

(4)完善和创新加速蠕变试验的方法;

(5)希望能看到已出现大变形、甚至已倒塌加筋土建筑的报导的原因分析的文章;

(6)土工合成材料的生产厂家和检测机构必须对筋材进行蠕变试验,提供规定荷载水平下的长期蠕变特性;对用充填物改性的聚合物产品和不同聚合物共混改性的产品,更应具有权威检测机构出具的蠕变特性报告;

(7)建设单位应拒绝采用无蠕变特性的土工合成材料筋材。

参考文献

- [1] Task Force#27. Guidelines for the design of mechanically stabilized earth walls[S]. Washington: AASHTO AGC - ARTBA Joint Committee, 1991.
- [2] 王钊,土工合成材料的蠕变试验[J],岩土工程学报,1994,16(6):96-102.
- [3] ASTM. D5262. Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep Behavior of Geosynthetics[S]. 1997.
- [4] BS6906. Methods of test for geotextiles[S], Part 5. Determination of creep. 1991.
- [5] ISO 13431. Geotextiles and geotextile - related products - Determination of tensile creep and creep rupture behavior[S]. 1999.

- [6] 中华人民共和国水利部,土工合成材料测试规程[M]。北京:中国水利水电出版社,1999.
- [7] 王钊主编,国外土工合成材料的应用研究[M]。香港:现代知识出版社,2002.
- [8] Levacher D, Blivet J. G and Msouti F. Tensile and creep behavior of geotextiles[A]. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related products[C]. Singapore, 1994, 1131 - 1134.
- [9] Hoetdt G. D, Voskamp W. and Heuvel C. J. M. Creep and time to rupture of polyester geogrids at elevated temperatures[A]. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related products[C]. Singapore, 1994, 1125 - 1130.
- [10] Rochholz J. M. and Kirschner R. Creep of geotextiles at different temperatures[A]. Proc. 4th Int. Conf. on Geosynthetics[C]. The Hague, Netherlands, 1990, 657 - 659.
- [11] Chang, at D. T. at al. The creep behavior of geotextiles under confined and unconfined conditions. Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement[C]. Fukuoka. Kyushu. Japan, 1996, 19 - 24.
- [12] McGown A, Andrawes K. Z. and Kabir M. H. Load extension testing of geotextiles confined in soil[A]. Proc. of 2nd Int. Conf. on Geotextiles[C]. Las Vegas, USA, 1982, 793 - 798.
- [13] 王钊,土工织物拉伸蠕变特性和预拉力加筋堤[J],岩土工程学报,1992,14(2):12 - 20.
- [14] Wu C. - S. and Hong Y. - S. . Creep behavior of geotextile under confining stress[A]. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related products[C]. Singapore, 1994, 1135 - 1138.
- [15] Becker L. D. B. and Nunes A. L. L. S. Confined creep of geotextile in a compacted sand fill[A]. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics[C]. Nice, Brazil, 2002, 1519 - 1522.
- [16] Farrag K. Development of an accelerated creep testing procedure for Geosynthetics, Part 1: Testing[J]. Geotechnical Testing Journal, 1997, 20(4): 4 - 422.
- [17] Farrag K. Developmet of an accelerated creep testing procedure for geosynthetics, Part 2: Analysis [J]. Geotechnical Testing Journal 1998, 21(1): 38 - 44.
- [18] Thornton J. S. and Baker T. L. Comparison of SIM and conventional methods for determining creep - rupture behavior of a polypropylene geotextile[A]. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics[C]. Nice, Brazil, 2002, 1545 - 1550.
- [19] Baras L. C. S, Bueno B. S and Costa C. M. L. On the evaluation of stepped isothermal method for characterizing creep properties of geotextiles[A]. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics[C]. Nice, Brazil, 2002, 1515 - 1518.
- [20] Kabir M. H. and Ahmed K. Dynamic creep behavior of geosynthetics[A]. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related products[C]. Singapore, 1994, 1139 - 1144.
- [21] Koerner R. M. et al. Creep testing and data extrapolation of reinforced GCLs[J]. Geotextiles and geomembranes, 2001, 19: 413 - 425.
- [22] Koerner R. M. et al. The influence of geoform creep on performance of a compressible inclusion[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1997, 15: 121 - 130.
- [23] Lopes M. P. at al. Experimental analysis of the combined effects of installation damage and creep of geosynthetics - new results[A]. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics[C]. Nice, Brazil, 2002, 1539 - 1544.

Creep Properties and Testing Methods of Geosynthetics

Wang Zhao

(Wuhan University, Wuhan 43072, China; Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Li Lihua

(Wuhan University, Wuhan 43072, China)

Wang Xiequn

(Wuhan University of Technology, Wuhan 430071, China)

[**Abstract**] Creep is an important property of geosynthetics for its application in any permanent reinforced structures. The principles and effect factors of creep, testing equipments and operating procedures, time - temperature superposition and stepped isothermal method for decreasing the lasting time of creep test and a comparison of different cords are presented in this paper, meanwhile, dynamic creep test, creep tests of geofilm and geosynthetics clay liners and combined analysis of installation damage and creep are briefly introduced. Finally, some suggestions about research on creep of geosynthetics are given.

新版 《简明岩土工程勘察设计手册》 《简明岩土工程监理手册》

《岩土工程界》编辑部策划,林宗元主编

为适应新形势发展的需要,这次由全国工程勘察大师林宗元主编的《简明岩土工程勘察设计手册》和《简明岩土工程监理手册》,有全国勘察、设计、科研、院校等部门近七十一个单位一百三十多位专家、研究员、教授和青年工程师参加,其中有工程院院士一位、全国工程勘察大师十二位,集中了他们深厚的理论知识、智慧与丰富的实践经验,及时反映了新颁布的现行有关技术标准,并注意结合今年注册岩土工程师执业资格专业考试大纲的要求。全书突出了简明性,兼顾了实用性、指导性、可靠性和先进性,并使其在内容上符合我国的国情,从而能满足从事岩土工程的广大工程技术人员、科研人员和大专院校有关师生及参加注册执业资格专业考试人员的需要。

由本刊编辑部策划,工程勘察大师林宗元主编的《简明岩土工程勘察设计手册》(包括工程勘察分册与工程设计分册)和《简明岩土工程监理手册》(含2003年注册岩土工程师执业资格考试大纲要求的工程经济与管理内容)即将出版。全套书280余万字。

这一套图书是在林宗元主编的《岩土工程丛书》的基础上,根据最新的标准规范,吸收了最新的工程实践成果,并针对注册岩土工程师执业资格考试,广泛吸收“注考”方面以及岩土工程各领域的专家学者参与编写而成的权威性较强的专业性手册。同时,这套图书也是注册岩土工程师执业资格考试的不可多得的参考用书。该书于2003年7月初出版,售价245元/套(含邮资)。欢迎广大读者向我刊编辑部联系订购。订购编号SC01。

邮局汇款请寄:北京市安贞里二区11楼一层 《岩土工程界》编辑部收 邮编:100029

电话:010-64447778 010-64417951 传真:010-64417951 联系人:李猛

开户行:北京农行双北桥分理处 帐号:041901040004632 收款人:《岩土工程界》编辑部

地基处理设计计算的三个原则*

李广信 汤飞

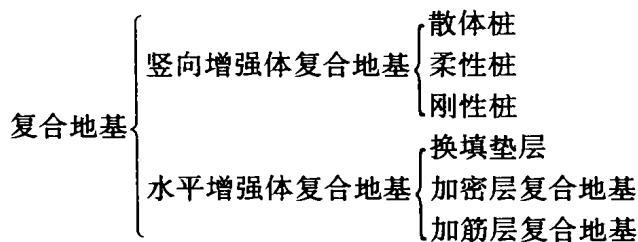
(清华大学岩土工程研究所 北京 100084)

【摘要】各种地基处理方法被广泛应用于基础工程中,地基处理的工艺和方法很多。但它们有共同的工作机理及设计原则。在本文中,提出了局部加固原则,均匀化原则和相互作用原则。可供地基处理和设计时参考。

地基处理的方法和技术丰富多彩,其机理和原理都基于土、基础、加固增强体的共同作用。而这种共同作用有时十分复杂,用理论和数值方法很难定量的描述,因而,关于复合地基的承载力与沉降计算成为基础工程中一个关键技术问题,研究者和研究成果很多,但目前仍未能很好解决。在实际设计计算中,大多采用一些简化与假设,而承载力往往靠现场载荷试验来最后决定。但处理后的人工地基与天然地基和桩基础有明显的差别,在处理后的地基设计和施工中存在如下几个原则。

局部加固原则

广义讲,不管采用什么方法加密、加固地基都使地基成为两种不同部分:一种是天然的原状土,另一种是经加密、加固的增强体。这就由增强体和周围地基土共同承担荷载,形成复合地基。这样,不管是预压加密、强夯加密、换填垫层,还是各类置换桩、挤密桩、振冲桩、柱锤冲扩桩、各类含胶结材料形成的桩,都可以形成复合地基。因而除少量单纯为了防渗等的地基处理外,可以认为经处理后的地基都形成复合地基。前一类可称为横向增强体复合地基,其作用是扩散荷载,类似垫层作用;后一类为竖向增强体复合地基,也可称为桩式复合地基。按照桩的材料及刚度,又有人分为散体桩,柔性桩和刚性桩复合地基^[2],亦即:



* 收稿日期:2003年5月

这种广义复合地基的概念,使其区别于天然地基。其区别之一是增强体是人工干预的结果;其区别之二是增强体的局部化。

不管采用何种方法加固、加密、加筋,除大面积人工填土与大面积预压加固情况外,都是在有限范围内实现的,这与天然土层在平面方向一般是无限延伸不同。不管是外部植入的增强体,还是人工加密的增强体,范围总是有限的,一般在基础范围附近。这样就使建筑物地基受力及可能的破坏形式区别于天然地基。比如,这些复合地基是局部加固,很难在增强体内发生地基的整体破坏,而容易产生类似于冲剪形式的破坏。对于整体破坏,基础的宽度和埋深对于承载力的影响很大,而对于冲剪破坏,则影响较小或其影响可以忽略。

所以《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002规定,按地基承载力确定基础面积及埋深时,对地基承载力特征值进行修正时,除大面积压实填土和面积预压固结的情况外,应符合下列规定^[1]:

- (一)基础宽度的地基承载力修正系数应取为零,即 $\eta_b = 0$
- (二)基础埋深的地基承载力修正系数应取为 1.0,即 $\eta_d = 1.0$

复合地基中增强体的均匀化原则

在复合地基的增强体中,材料和组成成分各种各样,常常是两种或两种以上材料的复合体,或为复合材料。在荷载作用下呈十分复杂的相互作用和共同作用的关系。这样在设计时分别考虑各种组成单元(或材料)的受力、变形、强度及各单元的相互作用,问题将十分复杂。为此在复合地基设计计算中一般是将增强体均匀化为一种等效的均质材料,确定其等效的承载力及刚度。在一般的承载力、沉降计算时如此,在有限元数值分析时也如此。

以桩式复合地基为例:

对于散体桩复合地基,如振冲砂石桩、挤密桩、灰土桩等情况,复合地基的承载力特征值可按下列式计算:

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1 - m)f_{sk} \quad (1)$$

式中 f_{spk} - 复合地基承载力特征值;

f_{pk} - 桩体单位截面积承载力特征值;

f_{sk} - 桩间土承载力特征值,当挤(冲)密时用加密处理后的值;

m - 桩的面积置换率, $m = \frac{d^2}{d_e^2}$ (d 为桩的平均直径; d_e 为每桩的等效影响圆的直径)。

对于小型工程的粘性土地基如无现场载荷试验资料,复合地基承载力特征可按下列式计算,用于初步设计:

$$f_{spk} = [1 + m(n - 1)]f_{sk} \quad (2)$$

式中 n - 桩土应力比,无实测资料时可取 2~4。原土强度高时取小值,原土强度低时取大值。

对于深层搅拌桩、夯实水泥土桩、高压喷射桩和 CFG 桩(水泥粉煤灰碎石桩),由于桩的刚度相对比较大,复合土层不易发生较大变形,因而桩间土的承载力不容易完全发挥,否则

桩体可能由于应变过大而破坏。因而在式(1)中的桩间土承载力一项中,应给予一定的折减。

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m)f_{sk} \quad (3)$$

式中 f_{spk} - 复合地基承载力特征值(kPa);
 m - 面积置换率;
 R_a - 单桩竖向承载力特征值(kN);
 A_p - 桩的截面积(m²);
 β - 桩间土承载力折减系数,宜按地区经验取值,天然地基承载力较高时取大值;
 f_{sk} - 处理后桩间土承载力特征值(kPa),宜按当地经验取值,如无经验时,可取天然地基承载力特征值。

R_a 采用单桩载荷试验确定,当无单桩载荷试验资料时,可按式(4)估算:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (4)$$

α - 桩端承载力折减系数。对于CFG桩和高压喷射桩 $\alpha = 1.0$; 对于搅拌桩 $\alpha = 0.4 \sim 0.6$ 。

同时,单桩承载力也决定于桩身的强度:

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (5)$$

式中 f_{cu} - 桩身材料(水泥土或其他材料)立方体抗压强度;
 η - 折减系数。

公式(1)、(2)、(3)实际上将复合地基均匀化,确定其等效承载力。这种均匀化原则同样适用于变形计算中确定复合土层的刚度。一般情况下,桩式增强体的复合土层压缩模量可通过下式计算:

$$E_{sp} = [1 - m(n - 1)] E_s \quad (6)$$

或者 $E_{sp} = E_s(1 - m) + E_p m \quad (7)$

对于CFG桩,复合土层的压缩模量也按假想的“均匀”土层处理,将土的压缩模量乘以承载力提高系数。

$$E_{sp} = \frac{\zeta}{E_s} \quad (8)$$

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{sk}} \quad (9)$$

式中 f_{sk} - 基础底面下天然地基承载力特征值(kPa)。

共同作用原则

在上述的复合地基中,存在着增强体与原地基土间的共同作用问题。对于横向(水平)增强体复合地基,增强体将荷载向下部地基土扩散,从而满足承载力要求和减少地基沉降。对于竖向增强体复合地基情况,也存在垫层作用,将荷载向深层传递。另外一种相互作用是

增强体内桩、土间的相互作用、共同作用问题^[4]。

1. 加筋土内的共同作用问题

柔韧连续的土工合成材料筋材与碎散的土体在力学性质上有很强的互补性。由于两种材料变形模量的较大差别,在荷载作用下二者变形差异导致在界面上的摩擦力。这样土通过这种摩擦力向筋材施加拉力,而筋材通过摩擦力向土提供了一个约束应力,即等效的围压。围压对于提高土的强度及刚度均有很大作用。筋土间相互作用关系见图 1 和图 2。

在图 1 的加筋土层中,由于筋材对于地基土的约束作用,将增加其强度和刚度,达到提高承载力减少沉降的目的。

在图 2 中线 I 为素土的强度包线,线 II 为加筋后土的强度包线。如果将素土及加筋土试样分别在围压 σ_3 固结后,作常规三轴压缩试验,则破坏时分别为莫尔圆①与线 I 相切。后者与 II 线相切。圆③为在破坏时加筋土中的土的应力状态,它应与线 I 相切,则图中的 $\Delta\sigma_3$ 就是筋材对于土的附加约束应力。它提高了加筋土的强度,一般认为土的摩擦角 Φ 不变,加筋的作用在于增加了一个“粘聚力” Δc 。

从图 2 可看出:

$$\Delta c = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \text{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (10)$$

同样加筋土的模量 E_0 的变化可从下式看出:

$$E_0 = KP_a \left(\frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (11)$$

式中 P_a 为大气压力, K 、 n 为试验常数。

2. 刚性复合地基桩内的共同作用

由于 CFG 桩、素混凝土桩等本身的刚度很大,桩顶位移就很小。所以若将基础底面直接放在与桩顶齐平的地面水平上,则桩承受荷载很大,而由于向下位移小,桩间土上荷载很小,不能充分发挥其承载能力。这与一般桩基情况相类似,亦即桩土应力比 n 大到数十甚至数百。

为使桩与桩间土共同工作,充分发挥二者共同承担荷载的能力,一般在桩顶地面上铺设 15cm ~ 30cm 厚的砂石垫层。其效果是使桩土沉降不同,增加了桩间土的沉降,从而更充分发挥了桩间土的承载能力。另一方面,由于桩顶向垫层内刺入,使上部地基土沉降大于桩沉降,从而在一定范围内产生负摩阻力。这对于减少桩土应力比,充分发挥桩间土的承载能力是十分必要的,也是复合地基区别于一般桩基的主要原则^[5]。

图 3 中,在荷载作用下桩向垫层刺入使桩周

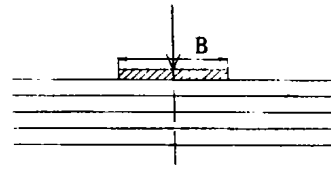


图 1 地基土加筋

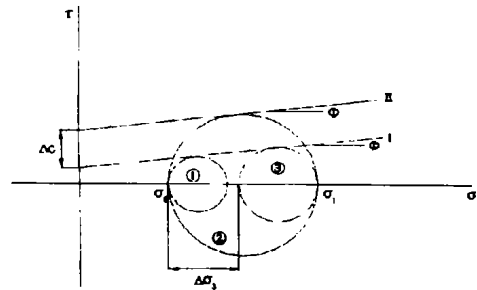


图 2 加筋土中破坏时应力状态

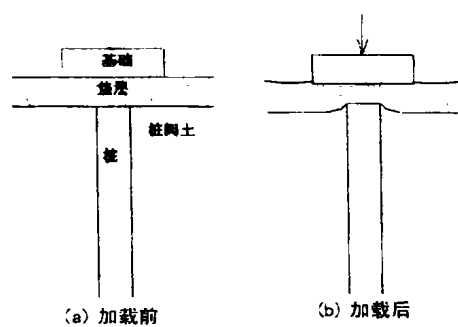


图 3 刚性桩复合地基的变形

土沉降变形加大;图4中,表明桩上的摩阻力分布。由于存在一段负摩阻力,使桩与桩周土

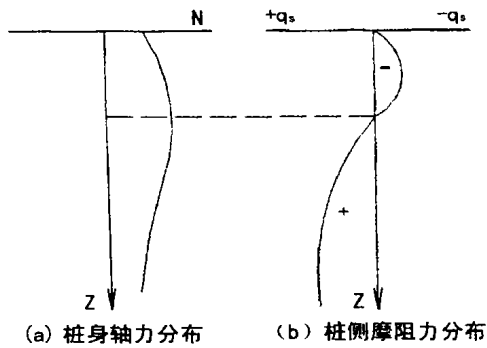


图4 桩上的负摩擦阻力

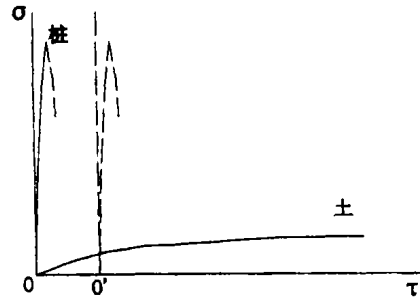


图5 垫层的调节作用示意图

能共同工作。图5示意说明垫层的作用:图中表示了桩与土二者的应力应变关系曲线,在同样变形(应变)情况下,桩上应力增长极快,而土上应力尚远未达到其强度。应变继续增加,则桩身材料断裂,或者桩身本身刺入达到破坏。如果设置垫层,则使桩与桩间土二者应变不等,桩的应力应变曲线平移到O'处,从而达到桩土共同作用的目的。

从上述可见,在刚性桩内,桩、土间共同作用主要发生在竖向。亦即在竖向二者共同工作,协调变形传递荷载。

3. 散体桩复合地基内的共同作用

散体桩的材料主要是砂石。这种材料的特点是,如果没有围压的约束,它既没有强度($c = 0$),也没有刚度($E = 0$)。因而可想而知,它需要足够的桩间土对它的约束。比如对于不排水强度 $c_u < 20\text{kPa}$ 的软粘土,由于不能对碎石桩提供足够的围压约束。在竖向荷载作用下,会在桩顶 $2d$ 范围内发生侧向鼓胀而破坏,见图6,所以这种地基不适用于碎石桩来处理。

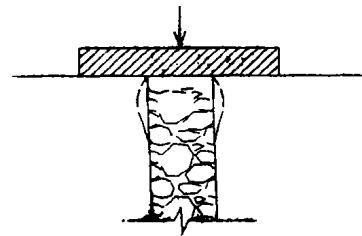


图6 碎石桩的鼓胀破坏

图7是用碎石桩复合圆柱试样在围压为 $\sigma_3 = 100\text{kPa}$ 条件下进行的常规三轴压缩试验

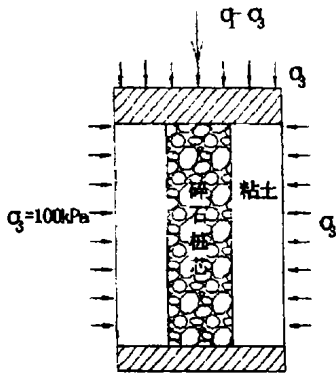


图7 复合试样的三轴试验

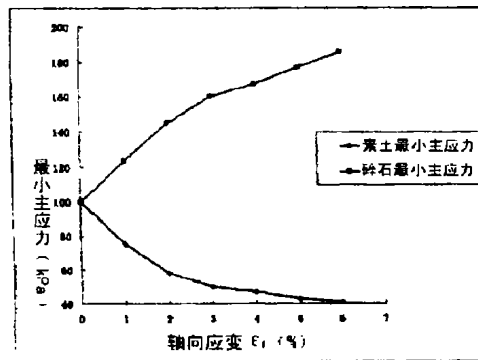


图8 复合试样中碎石桩芯与桩周土上的小主应力变化

的情况,从图8可见,碎石桩芯上受到的实际约束远大于在压力室内施加的100kPa,亦即桩间土对它有较强的附加约束。由于桩内碎石的强烈的剪胀性,造成桩芯有向外扩张的趋势。而四周的粘土在 $\sigma_1 - \sigma_3$ 作用下体变是收缩的,碎石向外,粘土向内变形,方向不同,在界面处发生了约束和反约束作用。结果是桩芯上围压增加,亦即 $\sigma_{\theta} = \sigma_r > 100\text{kPa}$,而在一定范围内桩周土内小主应力减少^[3]($\sigma_{\theta} = \sigma_3 < 100\text{kPa}$)。

在碎石桩复合地基的极限状态下,碎石体在桩顶压力下向四周推进,使桩周土达到被动土压力状态而破坏,而使其达到极限应力状态。

$$p_f = [(\gamma z + q)k_{ps} + 2c\sqrt{K_{ps}}]k_p \quad (12)$$

其中 γ - 土的容重

q - 桩间地面土上的荷载

c - 桩间土的粘聚力

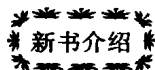
k_{ps} - 桩间土被动土压力系数

k_p - 桩体材料的被动土压力系数

所以,在复合地基中关键问题是使增强体与地基土很好地共同作用;另一方面在增强体内,两种组成材料或成分之间共同作用,达到事半功倍的效果。

参考文献

- [1] 建筑地基处理技术规范,(JGJ79-2002,J20-2002),中国建筑工业出版社,2002
- [2] 龚晓南,地基处理新技术,陕西科学技术出版社,1997
- [3] 李广信,余斌,宋二祥,堤坝复合地基的计算参数研究,岩土工程学报,2003,25(1):18-22
- [4] 李广信,有关土的相互作用问题,岩土工程学报,1996,18(6):111-114
- [5] 闫明礼,吴春林,杨军,CFG桩复合地基设计,第四届全国地基处理学术讨论会论文集,浙江大学出版社,1995



《挤扩支盘灌注桩设计研究与工程应用》,徐至钧、张国栋编著,定价42元,机械工业出版社出版

本书主要内容收集了60多项工程120多根静载荷试桩曲线,在研究分析的基础上,提出了确定挤扩支盘桩单桩承载力的经验公式,可供工程设计中应用参考,同时还介绍了普通灌注桩与挤扩支盘桩的桩基施工、桩基构造、施工质量控制与监测,并介绍了挤扩支盘桩的应用成果及技术经济效益等,最后还汇集了挤扩支盘桩的工程应用实例,可供设计,施工工程技术人员在推广新技术中参考,也可供高等学校教学和研究生在工作中参考。

(赵钟供稿)

高能级强夯工程实践与推广应用*

王亚凌 吴延炜

(中化岩土工程有限公司 北京 102600)

水伟厚

(同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)

王铁宏

(中国建筑科学研究院 北京 100013)

【摘要】加固处理多孔隙、粗颗粒非饱和土宜采用强夯法。为了加固深厚地基,特别是山区非均匀块石回填地基和抛石填海地基,必须施加高能级强夯进行处理。本文简要评述了国际上高能级强夯的施工机械,以及工程实例与高能级强夯在我国二十多个工程中的应用情况和研究现状,探讨了高能级强夯施工中的几个主要参数对加固效果的影响,提出了高能级强夯施工中的的一些问题和有待研究的课题。

概述

随着社会的发展、城市扩张、环境保护、工程建设等的需要,在许多不良工程地质条件下建造建(构)筑物已经成为现代工程师的一项主要工作。土体有效加固深度既是反映地基处理效果的重要参数,又是选择地基处理方案的重要依据。与常规强夯法相比,高能级强夯(指单击夯击能大于 $6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 的强夯)的有效加固深度可达 $10\sim 30\text{m}$,可加固处理大厚度非饱和土、大面积重堆载场地、大中型油库、塔基、大型筏板地基、高堤坝、大厚度湿陷性黄土和新填土等,对于提高地基土强度和均匀性,降低压缩性,消除湿陷性,改善其抵抗振(震)动液化的能力等具有明显的效果^[1]。

当有效加固深度大于 10m 时,常规的强夯方法及设备难以满足要求,故需发展应用高能级强夯(High Energy Level Dynamic Compaction,简称HELDC)方法与设备^[2]。与常规强夯法相比,采用高能级强夯加固处理大厚度非饱和土,可进一步提高地基土强度和均匀性,降低压缩性,消除湿陷性等,使强夯法的经济高效性得以更加充分地施展。

高能级强夯应用的现状

国际方面,L. Menard(1975)在文献^[3]中讲到对强夯技术的理论理解可以对实验室和现

* 收稿日期:2003年4月

场的设备研制产生强大的推动力时展示了一种“引人注意的”起重机,它采用液压驱动的强大强夯专用三角架,可以将40吨的夯锤提升到40m的高度。法国 Nice 机场为了要起降波音747客机而延长跑道,向海中填土,延长部分有3000m长。填土厚8~18m,原海底为松软的粉土,厚50~80m,要求加固深度达40m。为此特制了一台起重量为2000kN,提升高度为25m,自重5500kN,具有186个轮胎的超级起重机车,是迄今为止世界上最大的强夯施工机械。该工程实际施工中采用自重1700kN的钢板叠合锤,落距23m,单击夯击能约39MJ,加固后回填土强度提高4倍,下部粉土提高约1倍,最大影响深度达33m^[4]。

John F. O'Brien 和 Charles P. Gupton^[5]报道了1975年在孟加拉国的一个日产1600吨,占地40英亩的化肥厂及其住宅区的地基处理工程,首次使用了10000kN·m的高能级强夯。该场地主要为正常固结粉细砂土层,局部有粉土和粉质粘土透镜体,表面覆盖有5~8m厚从附近河道中挖出的细砂。工程决定对上部荷载较大区域和上部建筑结构对沉降敏感区域的设计加固深度要达到20m。设计者认为强夯法不但可靠,而且比振冲法要节约300万美元,比桩基础节约500万美元(1978年美元),并且能按预定的6个月工期完工。负责施工的法国 Menard 公司用带有三角架的起重机将400kN的夯锤起吊到25m,即用10000kN·m能级来施工。强夯控制参数见表1。施工中每一遍夯点布置都不同,第一遍夯击使用大间距,以加固深层土体,随后的几遍夯击逐步缩小夯点间距来加固浅层土体。在这个工程中,强夯有效加固深度被定义为夯后现场实测的CPT值比夯前提高10%以上的深度。现场测试后显示,采用10000kN·m能级强夯,单位面积夯击能3500~4500kN·m/m²时,影响深度达20m以上,其中16m以上加固效果显著,即有效加固深度达16m。

强夯控制参数

表1

期望加固深度	能级	夯击遍数	单位面积夯击能	平均最小CPT值	夯沉量	有效加固深度
20m	10000kN·m	5~8	3500~4000kN·m/m ²	360kg/cm ²	50~57cm	16m

高能级强夯工程实例

表2

工程名称	施工时间	主夯能级 kN·m	施工面积 (m ²)	工程目的或地基土性	有效加固深度	承载力特性
山西潞城化肥厂工程	1983年	6250	18万	消除大深度黄土湿陷性	14m	$f_k \geq 280\text{kPa}$
河南三门峡火力发电厂	1992年	8000,6500	9.3万	消除深度达18m的黄土湿陷性	15m	$f_k \geq 350\text{kPa}$
大连西太平洋石油 化工罐区工程	1993年	7200	1万	处理山区非均匀块石和 粉质粘土回填地基	12m	$f_k \geq 350\text{kPa}$ $E_0 \geq 25\text{MPa}$
山西河津电厂地基处理	1993年	8000		消除15~20m厚黄土的湿陷性	15m	$f_k \geq 450\text{kPa}$
惠州马鞭洲油罐区原油 码头及配套工程	1995年	8000+8000	8万	处理炸岛开山的大块石和碎石 填海地基,填方深度19m	24m	双层强夯 $f_k \geq 300\text{kPa}$
秦皇岛输油泵站罐区原 油10万m ³ 贮罐工程	1995年	8000	1万	处理山区非均匀块石回填地基	10m	$f_k \geq 350\text{kPa}$ $E_0 \geq 25\text{MPa}$
北京燕山石化扩建 工程强夯	1995年	6000	5万	处理山区高填方非均匀大块石 和碎石地基,三层强夯	21m	$f_k \geq 400\text{kPa}$

惠州威宏仓储油库罐区工程	1996年	8000	1.5万	处理爆破开山抛石填海夹淤泥质土地基	12m	$f_k \geq 250\text{kPa}$
贵州瓮福磷肥重钙工程	1996年	8000,6000	15.3万	处理山区非均匀块石回填地基	17m	$f_k \geq 250\text{kPa}$
岳阳石油化工总厂原料工程厂区地基强夯工程	1996年	8000+8000	11万	处理山区非均匀碎石和粉质粘土回填地基,填土厚17.8m	17m	$f_k \geq 350\text{kPa}$
山西电力公司阳城电厂	1997年	6250	5万	大深度湿陷性黄土地基	11m	$f_k \geq 250\text{kPa}$
山西焦化集团焦炉易地改造工程	1997年	8000	6万	加固处理湿陷性黄土地基,强夯处理总面积12万 m^2	12m	$f_k \geq 350\text{kPa}$
洛阳石化总厂化纤工程	1998年	8000,6000	4.6万	消除黄土湿陷性的不均匀性	14.5m	$f_k \geq 250\text{kPa}$
大连西太平洋石油化工有限公司新增原油罐区工程	1999年	8000	7万	结构疏松的粉质粘土填土,半开挖半回填的不均匀地基	17m	$f_k \geq 320\text{kPa}$ 局部双层强夯
山西太原呼延净水厂	1999年	8000	8万	加固处理湿陷性黄土地基	14m	$f_k \geq 400\text{kPa}$
广西防城港九、十泊位码头陆域工程	1999年	8000	7万	吹填海砂地基,厚度5~10m,沉降量沉降差均要求小于2cm	10m	$f_k \geq 260\text{kPa}$
青岛奥里油中转油库	2000年	8000	3.2万	处理杂填土含淤泥夹层地基	12m	$f_k \geq 350\text{kPa}$
青岛港八号码头堆场护岸修复工程	2000年	8000	6.3万	处理人工杂填土和滨海相淤泥质沉积土	16m	强夯置换 $f_k \geq 250\text{kPa}$
温州重交沥青原油罐区	2001年	8000	2.6万	处理开山碎石夹块石地基	13m	$f_k \geq 300\text{kPa}$
青岛重交沥青原油库	2001年	8000	3万	处理大厚度人工填土地基	10m	$f_k \geq 300\text{kPa}$
兰州-成都-重庆输油管道工程重庆末站地基	2001年	8000+8000	7万	半开挖、半回填的不均匀地基,填土厚度15m	22m	双层强夯 $f_k \geq 250\text{kPa}$
青岛益佳阳湾原油库	2002年	8000	2.6万	处理大厚度人工填土地基	12m	$f_k \geq 300\text{kPa}$
大连港矿石专用码头地基	2002年	8000	21.45万	半开挖、半回填的不均匀地基,爆破碎石填土厚度超过30m	35m	三层强夯 $f_k \geq 300\text{kPa}$
惠州市大亚湾华德石化有限公司增建原油库及配套设施项目地基处理	2002年	8000,6000	16.24万	半开挖、半回填的不均匀地基,爆破填土厚度超过12m,需加固深度17m,变形要求严格	18m	$f_k \geq 250\text{kPa}$ $E_0 \geq 25\text{MPa}$

在英国和美国目前的强夯工程中,绝大部分夯锤的重量在6~20t,落距在20m以内。在英国,对150kN夯锤落距15m的强夯称为高能级强夯(Full-Scale Dynamic Compaction),对夯锤为60~100kN的强夯称为低能级强夯(Mini Dynamic Compaction)。美国的能级标准略高些,并在一些强夯工程中用到330kN和500kN的夯锤,落距30m^[6],在新墨西哥等西部五州的湿陷性黄土地基处理中强夯能级都在2000kN·m以上,最高能级达到6480kN·m^[7];在怀俄明州使用9570kN·m的高能级以消除砂质粉土的液化性;在犹他州使用10560kN·m的高能级强夯加固处理冲积尾矿^[12]。另外,Menard公司在瑞典用高能级强夯(16000kN·m)处理碎石土的有效加固深度也达30m^[13];Hendy M. S.在香港采用14000kN·m和7000kN·m的高能级强夯置换处理深达40m的海相淤泥土,都取得了很好的效果^[14]。

与国际上相比,在低能级强夯领域,我国的研究和工程实践还存在一定的差距。我国于1975年开始介绍和引进强夯技术,并于1978年底开始在工程中试用,之后得到迅速推广,能

级也不断增加。中国化学工程重型机械化公司1991年开发出了比较成熟完善的8000kN·m强夯技术,这也是目前我国强夯工程中的最高能级。据不完全统计,“八五”期间,全国重大工程项目地基处理中采用强夯技术的有文献记载就达300万m²以上^[1]。其中使用高能级强夯的有7个工程,“九五”至今又有多个工程,表2仅列举了一部分。可见我国的高能级强夯工程主要用石化工程施工中的生产装置和大型储罐地基,以消除黄土湿陷性或处理山区非均匀块石回填地基和抛石填海地基。单层8000kN·m高能级强夯的有效加固深度达12m,多层强夯的处理深度可达24~54m。这些工程都取得了显著的经济效益和社会效益,而且为将来同类工程的地基积累了丰富的资料和施工经验,为高能级强夯的进一步发展和推广应用起到促进作用。

高能级强夯施工的几个主要参数

1. 有效加固深度

在工程实践中,针对不同的土性条件、工程目的、设计要求和施工工艺,有效加固深度应采用不同的检验方法和标准。如在软粘土地基上建造大型储罐主要是提高承载力,减少沉降量和沉降差;对饱和砂土和轻亚粘土主要是消除在某一震级下的液化性;对湿陷性黄土和新近堆积黄土既要消除湿陷性,又要提高强度;对山区非均匀块石回填地基和抛石填海地基主要是提高承载力和均匀性,降低压缩性。因此,有效加固深度是指:从最初起夯面(夯前地面整平标高)算起,不完全满足工程设计要求的地基土,经强夯法加固后,以某种方法测试的土的强度、变形等指标,达到工程设计要求的深度。

目前,根据现场试验和工程实践,有效加固深度多采用L. Menard公式的修正形式来确定,M为夯锤重量(tonnes),H为落距(m),h为有效加固深度(m), α 为小于1的修正系数;依据不同的土质与施工条件,总结了高能级强夯系数值如表3所示。

高能级强夯有效加固深度的系数值

表3

研究者	系数值 α (能级,kN·m)	适用土性	文献
Hansbo, S.(1997)	0.75(16000)	碎石土、填土	9
Wightman, A. (1988)	0.5~0.8(6000)	细粒土~粗粒土	11
曾祥柱等(1993)	0.36(6500),0.48(8000)	湿陷性黄土	11
Rollins, K. M(1994)	0.3(6480)	湿陷性黄土	7
徐至钧(1997)	0.37~0.41(6000),0.43(8000)	爆破开山抛石填海 夹淤泥质土地基	12
Lukas, R. G. (1997)	0.5(10560)	冲积尾矿	8
马安刚(2001)	0.35(6000)	湿陷性黄土地基	13
苏冰(2001)	0.43(6000),0.50~0.51(8000)	湿陷性黄土地基	14

2. 强夯施工工艺

目前我国大量应用于工程的高能级强夯有6250kN·m和8000kN·m两种,可用于加固

处理起夯面以下 10~15m 深度范围内的非饱和土地基。高能量强夯设计应遵循先深层,次中层,最后为表层的处理原则,且根据所处理层位确定相应的工艺及参数。为取得较理想的加固效果,一般采用三遍成夯或四遍成夯的施工工艺。三遍成夯施工工艺如下:

(1)高能级强夯(6000~8000kN·m)主夯,夯点布置一般呈梅花形或矩形,其目的在于加固深部土层。

(2)利用中高能级强夯(3000~6000kN·m)进行间夯或复打,夯点在主夯夯点之间或主夯上复打,其目的在于加固中部土层。

(3)利用低能级强夯(1000~3000kN·m)进行满夯,其目的在于夯实表层松土。

高能级强夯的冲击能用来加固深层土体,但会对表层土造成破坏。四遍成夯工艺即在三遍成夯工艺的基础上再增加一遍满夯,以进一步提高表层土的强度。

3. 施工参数

(1) 夯锤参数

包括锤重,锤形,锤底面积,排气孔的大小、位置、数量;组合锤应做好单件的连接。常规强夯夯锤的单位面积静压力为 25~40kPa,而高能级强夯夯锤的单位面积静压力宜为 40~80kPa。锤重根据夯击能和设备起吊能力确定。如我国 8000kN·m 的高能级强夯的典型参数如下:锤质为铸铁,锤底直径 2.52m,面积 5m²,30t×26.6m 或 40t×20m,夯点间距 2~2.5D,锤底单位面积静压力 60~80kPa。

(2) 夯击次数和停锤标准

夯击次数宜通过试夯确定,其原则是使土体竖向压缩最大,侧向挤出最小,由夯沉曲线有效夯实系数来控制,一般为 8~15 击,施工中的控制标准按击数和最后两击平均夯沉量控制。因目前规范最大能级为 6000kN·m,而 8000kN·m 及以上能级未做规定,对湿陷性黄土,最后两击夯沉量不易控制,工程中多采用夯坑深度超过 4m 的标准^[1]。对高能级强夯,当最后三击平均夯沉量小于 10cm 或当地面发生明显隆起或起锤困难时,则停止夯击。

(3) 夯点间距与夯点布置

夯点间距宜通过试夯确定,两遍成夯施工工艺,主夯点间距为 1.5d~3d(d 为锤底直径)或大致等于预期的有效加固深度。夯点布置可根据建筑物基础类型确定,应尽量布置在建筑物基础位置上,多采用正三角形或正方形布置。

(4) 间歇时间与检测时间

间歇时间取决于土的超静水压力消散时间,一般为 2~4 周。对于含水量适宜的非饱和土可连续进行施工。强夯后的地基物理力学指标检测应在场地施工完成经时效后进行,对粗粒土地基,应充分使孔压消散,一般间隔时间 1~2 周;对细粒土、粘性土则需孔压消散,土触变恢复后进行,一般 3~5 周,否则不能准确反映加固效果。

高能级强夯施工中的一些问题

1. 高能级强夯施工各遍夯击的控制标准

高能级强夯施工各遍夯击的控制标准宜根据场地地质条件的差异和处理要求不同而有

所不同。在三门峡火电厂工程中^[12],其中大部分 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能量主夯点施工采用了夯击次数和贯入度相结合的控制标准,但对曾遭水浸泡、含水量较大的区域,主夯则采用夯击次数和夯坑深度相结合的控制标准;复夯及单点夯因场地经主夯后相对较均匀,经现场试夯扣直接采用了夯击次数的控制标准。

2. 高能级强夯施工工艺远较低能量强夯复杂

强夯工艺的选择对强夯效果影响很大。高能级强夯施工中,工程协调配合工作量大,地基处理过程常需与土方回填、结构施工等交叉作业,相互制约影响较大;高能级强夯夯点布置间距较大,主夯坑深,夯锤易向邻近夯坑倾斜,以及含水量的变化都增加了高能级强夯施工工艺的复杂性。因此在三遍或四遍成夯工艺施工中,主夯应采用隔行分次夯击方式,复夯和单点夯可采用一次按序夯击方式,满夯则可呈扇形搭接一次夯击完成,这不仅完全保证了施工质量,而且大大提高施工效率。

3. 夯击能的合理分配问题

采用三遍成夯或四遍成夯工艺,且各遍夯击能不同时,若条件允许,第一遍夯击能应尽可能加大,并适当加大夯点间距和击数,最好一遍达到或接近预定的影响加固深度。因为经过一次强夯后,地基土在一定深度范围内,密实度和强度均有显著的提高,而第二遍夯击时,其能量难以向下部传递。

4. 土体含水量对高能级强夯加固效果的影响

对大厚度非饱和土,强夯加固效果对土体含水量的变化是较为敏感的^[13]。强夯工艺和参数是通过试夯确定的,而这些试验都是在某一特定的含水量下进行的。由于采用高能级强夯的工程多为大工程,工期较长,因此地基土的含水量变化较大,会直接影响夯后地基土的效果。雨季施工,如果土体含水量过高,可能造成孔隙水难以排出,形成软弹现象;旱季强夯施工时,如果土体含水量过低,主夯夯坑浅,很难达到加固要求;同时,夯坑深度也会随土体含水量逐渐增高而越来越深。一些工程因雨季造成的地基表层局部含水量过高,结果导致夯实效果不佳。实践表明对湿陷性黄土地区强夯的最佳含水量为低于塑限 $1\% \sim 3\%$ 的含水量^[11]。强夯施工要注意气候条件(如雨水、阳光等)和其他外来水对土体含水量的影响,加强对土体含水量的测试,及时修正强夯工艺与参数,并做好场地的防雨排水措施,如施工中辅以夯坑抽水、挖泥、晾晒、封闭夯坑等排水措施,将降雨所造成的不利影响减小到最低程度^[16]。

5. 高能级强夯机具的选择

高能级强夯锤重,落距大,形成的夯坑深,夯击产生的振动强,因此对强夯机械提出了很高的要求。文献^[4]中 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 主夯试验采用了主辅机联合作业,其中主机为 50t 电动履带起重机,安装 40kW 卷场机并配 30m “门”式支架,用以提锤夯击,辅机为 50t 履带起重机,专用来挪锤移位。大夯击能强夯施工机械的合理选用,是强夯处理地基的关键所在。选用原则是既要满足工程要求,又要降低工程费用。

夯锤选用是否恰当,对夯击效果有重要影响。目前,我国在 高能级强夯施工中的夯锤大多为 300kN , 400kN 和 450kN 等圆形铸钢锤,经验留孔直径为 $25 \sim 30\text{cm}$ 。为便于使用和运输,可将夯锤做成组合式的,由 $2 \sim 3$ 个单件组合而成。多个工程的实践证明,同能级下适当减小夯锤底面积,增加锤底静压力对增加强夯的有效加固深度是很有效的。

目前,我国多采用机械式脱钩装置和人工挂钩,效率低且不安全。国外强夯施工机械中有采用液压挂钩和自动脱钩装置的,这样施工过程中人员无需进入夯击区,既提高了施工效率,又保证了人身安全^[17]。因此,研制新型的挂钩与脱钩装置,将是强夯机械的一项重要的技术革新。

6. 信息化施工管理要求

强夯加固是一种信息化的施工过程,在每一阶段夯击结束后,即对这一阶段的施工状况及加固效果进行调查,并利用调查结果指导下一阶段夯击,这种管理方法称为信息化施工管理^[18]。由于大部分场地土质成分变化无序,垂直及水平方向上差异很大,均匀性很差。若强夯能级分区只考虑填土厚度或其它单一因素,就无法进行综合性能级分区,因此强夯设计只是一个原则性的普遍认识,必须借助施工过程中的加固信息反馈。如对各夯点的夯沉量、击数、夯坑深度、夯坑填料成分、含水量变化及夯坑周围地面变形情况等诸方面监测以及夯后检测结果记录,及时地、反复地对强夯参数及施工工艺进行相应的修正与调整,才能满足强夯加固的技术要求,满足承载力特别是减少沉降量和变形均匀性的要求,从而取得较好的加固效果。例如当施工中遇到地基不均匀,按原计划施工发现某部分地基加固效果不十分满意时,可对软弱部分进行补充,促使这部分地基达到预定的加固效果,这就是信息化施工的实质。高能级强夯的施工还要求管理人员和操作人员具有较强的管理能力、较高的技术水平和丰富的操作经验。

高能级强夯发展和推广应用的建议

对加固深厚地基,特别是山区非均匀块石回填地基和抛石填海地基,必须施加大能量进行强夯处理,这就对高能级强夯的加固机理和施工机具提出了新的技术要求。

(1)当强夯能量要求大于 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时,目前施工单位常用的 50t 履带吊难以承受,因此施工机具的制约是高能级强夯技术发展的关键。所以应进行 $10000\text{kN}\cdot\text{m}$ 及以上的高能级强夯的开发和应用。

(2)为了适应当前工程建设中重型、大型工程的需要和强夯法进入国际市场,应组织和开发 $10000\text{kN}\cdot\text{m}$ 及以上的高能级强夯专用设备,以及与之配套的新型挂钩和脱钩装置,并进行高能级强夯的试验与理论研究。

(3)大力发展高能级强夯置换和置换后强夯技术。着重研究淤泥质软土中置换后强夯的理论计算、施工技术和施工工艺,以及强夯法和其它方法结合的综合处理技术,进一步扩大强夯法的使用范围。

(4)高能级强夯施工工艺复杂,应加强强夯施工管理,首先组织试点工程推行信息化施工方法,通过总结经验逐步推广,以提高强夯处理的工程质量和降低工程造价。

参考文献

- [1] 王铁宏主编,全国重大工程项目地基处理工程,北京:中国建筑工业出版社,1998

- [2] M. P. Ganbin, Dynamic compaction. In: Ground engineering reference book. (ed. F. E. Bell.) Robert Hartnoll Ltd., Bodmin, Cornwall, 1987
- [3] L. Menard, Y. Broise. Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation. Ground Treatment by Deep Compaction. Telford Ltd. London, 1976
- [4] Gambin M. P. (1983). The Menard dynamic consolidation method of Nice Airport. In: Proc. 8th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg. Helsinki, Vol. 1, pp231 - 234. Balkema Publishers
- [5] John F. O'Brien, Charles P. Gupton. In Situ Stabilization of Two Industrial Sites by Dynamic Compaction. pp1259 - 1264.
- [6] Slocombe, B. C. (1993). Dynamic compaction. In: Ground Improvement (ed. M. P. Moseley). pp20 - 39. Published in the USA and Canada by CRC Press, Inc. London, 1993
- [7] Kyle M. Rollins, Ji - Hyoung Kim. U. S experience with dynamic compaction of collapsible soils. pp25 - 43. In - Situ deep soil improvement. ASCE. New York, 1994
- [8] R. G. Lukas. Delayed soil improvement after dynamic compaction. Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment. Published by the ASCE, 1997, pp409 - 420
- [9] S. Hansbo. Dynamic consolidation of rockfill at uddevalla shipyard. In: Proc. 9th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg. Tokyo, 1977(2), pp241 - 246
- [10] Hendy M. S., Muir I. C. Experience of dynamic replacement on a 40m deep reclamation in Hong Kong. Ground Improvement Geosystems. Thomas Telford, London, 1997, pp75 - 81
- [11] 苏冰, 洛阳石化总厂化纤工程 4.6 万 m² 地基强夯处理, 岩土工程学报, 2001, Vol. 23. No. 2, pp221 - 226
- [12] 马立新, 8000kN · m 能量强夯处理湿陷性黄土地基实践, 地基处理, 1995, Vol. 6, NO. 4, pp21 - 28
- [13] Kyle M. Rollins, Stan J. Jorgensen, Todd E. Ross. Optimum moisture content for dynamic compaction of collapsible soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 1998, Vol124(8), pp699 - 708
- [14] 徐至钧, 采用大夯击能强夯处理大块抛石地基, 石油工程建设, 1997(1), pp12 - 17
- [15] Adrian Wightman, Nelson F. Beaton. Improvement of a Dumped Rockfill Foundation by Dynamic Consolidation. Proceedings: Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, 1988, pp1365 - 1372
- [16] 王亚陵, 吴延炜, 王铁宏, 吴春林, 蔡梓林, 强夯技术在“九五”重大工程项目中的应用实例分析, (会议论文集), 湖北: 武汉理工大学出版社
- [17] 张永钧, 强夯法的发展和推广应用的几点建议, 施工技术, 1993, No9, pp1 - 4
- [18] 福冈正己(日), 最新软弱地基处理方法(丁玉琴译), 北京: 中国铁道出版社, 1988

Practice and state - of - the - art report on high Energy level dynamic compaction

Wang Yaling

(China Zhonghua Geotechnical Engineering Co. Ltd. Beijing, 102600)

Shui Weihou

(Dept. of Geotech. Eng., Tongji U., Shanghai, 200092)

[**Abstract**] In order to improve the deep ground, especially heterogeneous block ground of mountain area and rock filling out the sea, High Energy Level Dynamic Compaction (HELDC) is necessary to strength the ground. Construction machines and practice of HELDC in the world and the application and research of HELDC in more than 20 projects in our country are briefly introduced and appraised in this paper. The influenc on improvement effect of several main parameters are discussed while constructing, some questions during HELDC construction and subject awaiting studying are proposed.



B. B. Broms 教授新著《地基基础工程学》问世 ——“看图学地基基础”——

最近,国际著名土力学家、原国际土力学及基础工程学会会长 Bengt B. Broms 教授在网上发表了一部著作,其书名为《Foundation Engineering》,中文可译作《地基基础工程学》。该书共分 14 章,章名如下:

1. 地基基础工程的各类问题;2. 土力学;3. 岩土工程现场勘察;4. 地基承载力;5. 地基基础沉降;6. 地基基础设计中应考虑的因素;7. 扩展基脚设计;8. 弹性地基上的特殊基脚和梁;9. 筏形基础;10. 侧向土压力;11. 挡土结构物;12. 桩基础 - 单桩;13. 单桩 - 动力分析;14. 桩基础 - 群桩。

该书的最大特色是全书内容均用图表示,而且只用图表示,基本不用文字;每一章各分若干节,每一节各用一幅图。每一幅图下各有若干个关键词。全书 14 章共有 401 节,亦即全书内容就是 401 幅图。每一幅图下的关键词反映各节主要内容,并可供读者在网上点击查找所需要的内容之用。

由此可见,这是一部具有全新风格的著作,这 14 章 401 幅图,浓缩了土力学的主要内涵及其精华。这样的内容和这么一种新的表达形式,实非一般人所能构想。

B. B. Broms, 瑞典人,曾任瑞典皇家理工学院院长、新加坡南洋理工大学教授、原国际土力学及基础工程学会会长,曾多次来华访问讲学。

(史佩栋 供稿)

强夯法加固地基的参数选择和施工控制*

王东升 李积宏

(深圳蛇口华力工程有限公司 广东 518067)

【摘要】主要论述了强夯法加固地基的试夯过程,并对强夯加固效果进行分析,提出强夯施工参数的选择以及强夯施工过程控制中涉及到的一些问题,阐述了强夯法的理论设计与实际施工密切联系的重要性。

前言

强夯法主要用于对地表一定厚度的碎石土、砂土和杂填土等进行加固,使地表松散地基土在巨大的冲击能量作用下达到强度提高、压缩性降低的目的。由于工艺简单、快速经济、效果显著,这种方法在厂房、仓储、码头等直接利用地表地基土的工程中应用比较广泛。

在场地条件适合强夯法的情况下,影响强夯加固效果的主要因素是对强夯参数的选择,强夯参数包括:单击夯击能、最佳夯击能、夯击遍数、相邻两遍夯击的间歇时间和夯点布置等。目前的强夯法尚未建立起一套成熟的理论和设计计算方法,设计上大多以工程经验来确定,为确保地基加固达到工程设计要求,正式进行强夯施工前,在设计强夯参数的基础上,应通过试夯来确定合适的施工工艺参数,以指导正式的强夯施工。

工程概况

深圳蛇口某码头位于深圳妈湾大道以西,原为滨海地带,经围海造地并插塑料排水板后进行了堆载预压。堆载堆填物主要为人工填石,以块石和碎石为主,直径5cm~25cm,最大120cm,砾砂、粘性土充填,厚度10.0m~15.0m。由于堆填松散,厚度又比较大,拟对地表的人工填石层进行强夯加固处理,强夯加固处理后的地基要求可直接提供道路以及堆场铺面,地基容许承载力达到180kPa。

整个强夯加固面积有8万平方米,根据场地地质资料揭露以及使用要求的不同,码头整个强夯工程被分成几个分区,各分区采用不同的强夯参数进行施工。在正式施工前,每个分区都进行了试夯,根据试夯情况以及试夯期间的监测结果,最终确定各分区的正式强夯施工参数。下面选取B区的强夯施工过程,对强夯法加固地基的参数选择以及施工控制作一探讨。

* 收稿日期:2003年5月

试夯

1. 设计强夯技术参数

强夯工艺采用三遍点夯、一遍满夯。点夯能量为500tm,夯锤底面直径2.0~2.4m,夯锤重量20~25t。第一、二遍点夯夯点间距为8m×4m,第三遍点夯夯点间距为4m×4m。每个夯点夯击数要求大于10击,收锤标准为最后两击的平均夯沉量不大于80mm。两遍夯击的间歇时间为10~15天。

在实际的强夯设计与施工中,主要的技术参数是夯击遍数、夯点间距、点夯能量、点夯击数、收锤标准以及间歇时间。其中夯击遍数主要根据拟强夯处理地基土的性质来确定,对于粗颗粒的非饱和土层,一般采用2~4遍,第一遍是加固深层的关键,中间各遍用于加固影响深度以内的土体,最后再以低能满夯一遍,主要用于加固地基表层。夯点间距主要依据夯击点的侧向影响范围确定,与地基土的类型、夯击能量以及夯锤直径等因素有关,一般为夯锤直径的1.3~2.0倍,对于加固深度较深或单击夯击能较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。从强夯技术参数的设计上来考虑,如果按照梅拉公式 $D = K \sqrt{Qh}$ 取 $K = 0.65$ 来计算, $D = 0.65 \times \sqrt{500} = 14.5\text{m}$,强夯的加固深度基本上能够满足场地地质条件以及加固处理目标的要求,也就是说,点夯能量能够满足要求。点夯击数就是依据最佳夯击能来确定的,在砂性土地基中,可以认为当孔隙水压力增量随着夯击次数增加而逐渐趋于恒定时,此时的能量即为最佳夯击能。收锤标准是针对不同的地基土类型和夯击能量依据经验来确定的,设计的收锤标准应该在试夯中与夯击次数有效的统一起来,不能互相矛盾。间歇时间主要的依据是孔隙水压力消散的时间,应该在试夯时根据孔隙水压力的监测情况来最终确定,对于排水条件较好的地基土,往往可连续夯击作业。

2. 试夯

试夯的目的是为了验证设计参数的实际效果,并根据试夯的监测数据以及效果分析,来最终确定合适的工艺技术参数,以确保地基加固质量符合工程设计要求。通过前文的分析可以这样认为,试夯的主要目的就在于调整设计参数中的点夯能量、夯点间距、点夯击数、收锤标准以及间歇时间,以使正式强夯所采用的技术参数能达到最佳的加固处理效果。

在场地取一面积为30m×30m的地块作为试夯区,依照设计的夯点间距进行布点,同时在试夯区某一夯点位置附近埋设水位观测点和孔隙水压力观测点各一个,孔隙水压力仪器采用钢弦孔隙水压力计,一个孔隙水压力观测点埋设上下各一个孔隙水压力计,在填土层下部的一个埋深9.2m,在下伏淤泥层顶部的一个埋深15.7m。

试夯完全按照设计要求的技术参数来进行,采用杭州重型机械厂生产的80吨吊机进行施工,夯锤为直径2.4m、锤重25t的圆形平底锤。试夯施工时每个夯点夯击的单击沉降量均进行了测量,对夯点周围的土体隆起情况也进行了测量,同时对每天的地下水位以及每一夯击的孔隙水压力进行了测量,试夯结束后还对试夯区进行了现场载荷试验。

在试夯过程中,从地下水位和孔隙水压力的现场观测结果就可以很明显的看出,地下水位随潮汐和降水的变化而变化,孔隙水压力的变化基本上与地下水位的变化相一致,受强夯的影响不大,夯后孔隙水压力消散比较快。所以在试夯期间就修改了设计的间歇时间参数,

设计上是10~15天的间歇期,而实际上基本是连续作业。

3. 效果分析

通过对试夯所取得的各项数据进行统计和分析,可以对试夯的情况进行总结并最终确定各施工技术参数。在这里,主要就本工程记录和观测的单点夯击数、夯沉量、地下水位、孔隙水压力以及载荷试验等数据进行分析,对设计技术参数的指导效果作出评价。

(1) 夯击数和夯沉量

通过对夯击数和夯沉量的统计分析,可以对设计夯点间距、点夯击数以及收锤标准的实际反映情况有一个最直接的对比和论证,特别是对收锤标准与点夯击数的有效统一起着重要的指导作用。以下表1为B区试夯点F33第一遍的夯沉量,从点击夯沉量可以很明显的看出最后两击的平均夯沉量如果要小于80mm,夯击数基本上要在12击以上,这和设计的要求夯击数在10击以上的标准基本是一致的。

表1

夯击数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
夯沉量	350	300	250	210	190	160	150	140	130	120	110	90	60
累计夯沉量	350	650	900	1110	1300	1460	1610	1750	1880	2000	2110	2200	2260

另外,从整个试夯区32个夯点的夯击沉降量来看,各夯点的总夯沉量在2.03m~2.71m之间,平均为2.33m,而且从对各夯点夯坑周围地面标高变化的监测来看,夯坑周围土体基本没有大的隆起,地面升高都在50mm以下,只是轻微的松动变化。因此,可以这样认为,选择夯锤直径的1.67倍即4.0m作为夯点间距基本是合理的,没有表现出太过紧密或疏远。

(2) 地下水位和孔隙水压力

场地表层浅水埋藏较浅,埋深在3m左右,从水位变化表(表2)可以看出水位随潮汐和降水的变化而变化,填石层地下水的径流条件比较畅通,从各夯点总沉降量来看,夯坑深度都小于地下水位埋深,不会出现橡皮土现象,故无须采取措施来降低地下水位。

地下水位观测情况表

表2

观测日期	4/8	7/8	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
水位埋深	3.1	3.1	3.1	3.2	3.2	3.4	3.7	3.6	3.5	3.1	2.8	2.7	3.4	3.5	3.52	3.5	3.6	3.9	4.0	4.0

场地B区两个孔隙水压力U2-1、U2-2的观测结果见表3,从各孔隙水压力在试夯期间变化情况可以看出,孔隙水压力的变化基本上与水位的变化相一致,受强夯的影响不大,也就说明由强夯所引起的超静孔隙水压力在很短的时间内会很快消散,而埋藏在下伏淤泥顶部的孔隙水压力计U2-2,因渗透性差的缘故,孔隙水压力变化相对缓慢。

孔隙水压力观测情况表(kPa)

表3

观测日期	4/8	7/8	10	12	13	14	15	16	17	18
U2-1	61.697	61.786	61.786	65.776	65.687	63.738	62.141	63.028	63.915	66.661
U2-2	121.167	121.282	121.167	123.585	123.355	121.974	120.015	120.476	121.167	123.930
观测日期	19/8	20	21	22	23	24	25	26	27	28
U2-1	69.137	71.079	64.181	63.560	62.939	62.762	62.673	49.390	49.121	49.121
U2-2	125.885	128.412	121.513	121.052	120.591	120.706	120.360	111.116	110.305	109.957

从8月13日单点夯击时孔隙水压力的变化情况(表4)可以看出,夯击时,超静孔隙水压力一般随着夯击数的增加而增加,而且在U2-2(埋深15.7m)引起的超静孔隙水压力为2kPa左右,说明强夯影响深度可达15.7m,设计点夯能量足够的,同时也说明依据梅拉公式来计算影响深度是比较正确的。而在U2-1引起的超静孔隙水压力则相对很小且达到一定的夯击数后并基本维持一个稳定的数值,在单点夯击结束后4小时通过对U2-1观测到的孔隙水压力,都已经基本回到了初始值,说明强夯在填石层所引起的超静孔隙水压力不大而且能在很短的时间内会很快消散。

表4

F33 夯点第一遍夯击 U2-1 孔隙水压力(kPa)													
夯击数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
孔隙水压力	57.77	57.78	57.78	57.79	57.80	57.82	57.85	57.87	57.87	57.87	57.87	57.87	57.87
孔隙水压力增量	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.07	0.10	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
F33 夯点第一遍夯击 U2-2 孔隙水压力(kPa)													
孔隙水压力	115.28	115.39	115.51	115.74	115.86	116.09	116.21	116.21	116.32	116.55	116.90	117.02	117.13
孔隙水压力增量	0.13	0.24	0.36	0.59	0.71	0.94	1.06	1.17	1.40	1.52	1.75	1.87	1.98

从表4可以很清楚的看出,填石层中孔隙水压力增量随着夯击次数的增加而逐渐趋于某一恒定数值,埋藏在填石层中下部的U2-1稳定在0.12kPa,而埋藏在下伏淤泥层顶部的孔隙水压力计U2-2则稳定持续的增长,这是基本符合强夯理论说法的。从表4可以看到,U2-1在8击时孔隙水压力开始稳定,可以认为,当夯击数达到8击时,说明填石层所能接受的能量已达到饱和状态,此时的夯击能就是最佳夯击能,从而可以确定夯击次数。

(3) 平板载荷试验

在整个的试夯结束以后,为了验证强夯的实际处理效果是否达到设计的强夯处理目标,从而对设计强夯参数的处理效果作出最直接的评价,可以通过现场平板载荷试验,来对地基土在强夯处理后的承载以及变形性能进行现场测试,从测试的结果就可以直观的看出强夯处理的效果。

在场地B区试夯结束后,选取一试验点做现场平板载荷试验,从载荷试验来看,试验点加荷各级均能在90分钟内达到稳定标准,地基承载力特征值达到了230kPa,满足设计180kPa的要求,地基变形模量 E_0 为21.6MPa,土基回弹模量 E_s 为82.6MPa。

4. 强夯参数确定

通过现场试夯以及对试夯结果的分析,可以最终确定强夯的施工技术参数,这是试夯的一个主要目的。以试夯效果分析作为基础,根据现场夯击情况、强夯理论以及以往一些强夯的经验,对强夯设计技术参数进行调整。强夯工艺依然采用三遍点夯、一遍满夯。设计点夯能量能够满足处理15m厚填石层的要求,正式施工中可以采用设计的500tm,夯锤底面直径为2.4m,夯锤重量25t。从夯坑沉降和夯坑周边隆起来看,夯点间距布置比较合理,夯点间距依旧采用设计的第一、二遍点夯夯点间距为 $8\text{m} \times 4\text{m}$,第三遍点夯夯点间距为 $4\text{m} \times 4\text{m}$ 。从试夯的孔隙水压力变化情况来看,设计夯击次数有些偏大,但是如果按照最后两击的平均夯沉量不大于80mm的要求,则夯击次数要在12击以上。综合这两点的要求来看,设计的每个夯点夯击数要求大于10击,且收锤标准为最后两击的平均夯沉量不大于80mm,应该说还是比较合理的,能基本满足两方面的要求,正式施工也基本套用了设计的收锤条件。由于地基土的排水条件比较好,由强夯引起的超静孔隙水压力能够在很短的时间内很快消散,可以大大的缩短两遍夯击的间歇时间,正式强夯施工中两遍夯击的间歇时间调整为5~10天,条件许可时可以连续作业。

强夯施工控制

在试夯结束并确定强夯施工技术参数以后,就可以进行正式的强夯施工。强夯施工按照确定的施工技术参数来进行,施工中要着重落实对施工的过程控制,也就是对施工技术执行情况要进行有力的监督和保证。从以上码头的施工实践中,对于强夯法加固地基的施工控制,有一些体会和经验,特别是对强夯施工技术参数的理解和执行,应该说有一些做法值得去探讨。

1. 关于收锤标准的控制

在实际强夯施工中,由于地基土堆填物质杂乱和不均匀,使得技术参数的执行有些矛盾,最突出的表现就是夯击次数和最后两击平均夯沉量的不能统一,有些区域在最后两击平均夯沉量已经小于80mm时,夯击次数在10击以下,一般为6~8击。在这种情况下,收锤标准应该侧重于哪一方,就引起了一些争议。最后以夯击次数不小于10击作为这个时候的收锤标准,而不管最后两击的平均夯沉量。也就是说,在正式的强夯施工中,把确定的收锤超标准作了一点修改,即要先在满足夯击次数不小于10击这样一个限制条件,最主要的是为了能够确保地基土接受足够的夯击能量,而且适当增加夯击次数可以提高夯击效率。虽然夯击次数与最后的单击夯沉量也有一定的联系,但不大于80mm这样一个标准毕竟没有多少理论上的支持,只是基于地基土压缩性要求以及施工经验方面的一个总结。

另外还有一个因素会影响到收锤标准的控制,就是当夯沉量太大以至夯坑太深引起起锤困难,一般在夯沉量累计达2.5m以上时,起锤已经很困难,而这时的夯击次数或(和)最后单击夯沉量还没有达到收锤的条件。在这种情况下,普遍认为夯击次数只能视起重机的起重能力而定,不能强求以策安全。但是如果这样的情况在一定的范围内多次出现,势必影响强夯加固地基的效果,而且也容易给施工班组以消极偷懒的机会,不利于工程质量的控

制。因此当出现起锤困难而不到收锤标准时,班组工人应将堆积在夯锤顶部的浮土清除以减轻夯锤本身的重量,必要时挖掉一些夯锤上部周边的地基土以减小地基土夯锤的粘阻力。除非有特别严重的吸锤现象,才由技术负责人现场确定处理方法和收锤标准。

2. 关于现场测量准确度的控制

在强夯施工过程中,对每一次的夯击沉降量都要进行测量,这对于夯击效果的直观认识是很重要的,但关键的目的是为了对收锤标准中最后两击平均夯沉量进行控制,这就要通过对每一次夯击的沉降量观测来达到。由于关系到最后是否能够收锤,各施工班组往往会编造观测数字,在夯击次数达到10击后就尽早结束该点的夯击,以求减少夯击次数而提高夯击的总体进度。另外由于夯锤落入夯坑时多数都是倾斜的,怎样保证测量标尺在每一次观测时都立在一个相对可靠的位置,对于观测结果的真实性非常重要,也必然影响到最后的收锤标准。因此,如何保证夯沉量的准确度,将影响整个的强夯加固效果。

对于测量准确度的控制,关键在于加强施工管理以及提高测量人员技术水平,但如何从量上和可操作性给予明确的定位,并没有找到更好的方法。从整个的施工过程来看,给夯击次数定一个明确的必须达到的数值,是比较可行也有利于进行施工控制,可以比较好的控制强夯加固质量。

结论

在码头强夯加固处理工程完工以后,进行了平板载荷试验,从载荷试验来看,地基强夯加固处理的效果还是很显著的,地基土承载力标准值都达到了180kPa以上,地基变形模量 E_s 在22MPa以上,土基回弹模量 E_r 为110MPa。

从整个的施工过程,包括从设计、试夯到正式的强夯施工,都围绕着现场实际施工这一主要阶段来进行,所有施工技术参数都通过实际施工效果来确定和调整,把理论和实际紧密的联系在一起,这是强夯法加固地基的一个重要特性。强夯施工技术参数必须通过现场试夯并对试夯过程中观测的各种数据进行效果分析来最终确定,试夯要配以夯沉量、孔隙水压力的观测以及现场载荷试验,通过这些观测和试验的分析,来判断设计强夯参数的实际强夯加固效果,并作为最终确定强夯施工技术参数最直接最重要的依据。

由于地基条件的不确定因素很多,试夯的结果并不能完全代表整个强夯加固场地,因此在正式强夯施工过程中,有时会根据现场情况,适当的对施工参数进行调整。但是如何调整和调整的幅度要经过一定的论证后才能落实,不能轻易甚至随便就调整施工参数,要保持施工参数的统一和完整。而且调整的方向应该是地基土能够承受的最大值,以求在没有经过试夯这样一个过程的情况下,确保强夯施工质量。

如何加强现场强夯的施工控制,对强夯加固处理效果有很大的影响,是确保技术参数能在施工中得到认真切实执行的关键。由于强夯施工操作的不确定性,会影响到技术参数的真正落实,特别是夯击次数的控制,应该是整个强夯施工控制的重点。作为强夯工程的组织和技术管理者,应该把夯击次数作为整个工程的施工控制重点,这是一个定量的比较直观的数值,易于进行控制。

对真空预压影响深度的探讨*

孟昭即

(中国化学工程第一勘察设计院 沧州 061001)

【提要】本文利用地下水运动规律和有效应力原理,分析了真空预压场地边缘和中部孔隙水渗流情况和应力转化、传递过程,提出了真空预压最大影响深度和实用影响深度的计算方法,并对施工时某些主要问题做了进一步论述。

真空预压,作为软基处理方法之一,得到了广泛应用。多年工程实践,也取得了不少经验。但被特别关注,也是最重要的影响深度问题,至今尚未解决。至使设计垂直排水通道时,缺乏依据,以致出现,处理地层有多深,排水体就有多长。本文根据多年工程实践和地下水运动规律,分析了真空预压体中孔隙水渗流和变化情况,提出了真空预压影响最大深度的计算方法。

真空预压抽气排水时预压体内的变化

众所周知,在饱和土体中,只有孔隙水被排出,土体才被压缩。当预压射流泵抽气形成真空,孔隙中的水排出时,预压体内不断发生着如下变化:

1. 真空度逐渐上升,孔隙水不断排出,水位不断下降;
2. 土骨架上有效应力增加,孔隙被压缩,地表沉降,强度增加;

除以上外,还有如下特点:

3. 当预压进行一定时间后,在地表以下一定深度内,因水位下降而被疏干,其下仍为饱和土体,见图1。

4. 在上述过程进行中,膜上和预压体内一定深度上,同时作用着如下二力:

①膜上,有相当真空度大小的 P_0 ;

施工时,预压体是用不透气的塑膜封闭与大气隔绝。射流抽气前,膜下大气压与膜上相等。开始抽气后,膜下空气被抽出,真空开始出现,膜下压力减小,膜上大气压显现,这样,就有一个相当于真空度大小的压力施于膜上,加于预压体,这就是 P_0 。预压中,出现的密封膜紧紧贴于预压体表面,就是因为 P_0 作用。

②膜下,疏干部分底 $H_1 - H_1$ 平面上,均匀分布着其上疏干深度的有效自重应力 P_1 。

* 收稿日期:2003年4月

真空度表现出的荷载 P_0 , 属外加荷载。既如此, 亦应遵循随深度应力扩散的属性。待传递 $H_1 - H_1$ 平面上减少到可以把它忽略; $H_1 - H_1$ 平面上的自重应力 P_1 , 可通过计算获得。

5. 为加速排水, 缩短工期, 在预压场地上打有垂直排水通道, 当射流泵抽气排水时, 这些通道如同抽水孔, 孔隙水渗入上升排出。随着时间延伸, 排水、沉降不断发生, 直至终止。由于预压后面积较大, 地下水在场地边缘一带运动和场地中部地区是有区别的, 现分述如下:

①预压场地边界附近

当抽气水被排出时, 地下水水位下降, 边界外的孔隙水, 势必向场内渗流补给。每个排水体(孔)就是一个孔隙水汇集点, 水到达后随之排出。这一情况, 可以说明预压场地边界附近出现的两种现象: 一是边界外侧沿边界发生的向场内倾的下沉和开裂; 二是在边界内缘常有的沉降不如中间, 通常形象称的“锅边”现象。

②预压场地中部地带

同样的, 在抽气排水水位下降时, 孔隙水可能的补给来源有二: 一是来自预压场地下部。这一部分, 由于地层的垂向渗透较水平小, 可不予考虑; 二是来自预压场地边缘。前已述及, 此部分补给已被边界内侧排水通道截流排出, 也补给不到预压场地中部。这样, 场地中部地带的孔隙水, 完全成了无源之水, 即地下水稳定流中所称的“静储量”。

随着抽气排水不断的进行, 水位也就不断的持续下降。抽气 - 排水 - 下降, …… , 一直进行着。那么, 到一个什么样的深度为止呢?

射流真空预压抽气排水水位下降的最大深度

为了说明这一问题, 先回顾一下抽水方式。

目前, 抽水方式有深井泵、排水泵、离心泵、真空井点降水抽水等。与本问题有关的, 只有后两种。离心泵的吸程, 就是靠叶轮的转动, 抽取泵下集水管中的空气, 在大气压下水流入泵管上升到泵体上扬排出的。工程中真空井点降水也是这一原理。用射流方式抽取真空的真空预压, 与真空井点降水完全相似, 只是前者无膜密封和范围大小之别, 而原理却是一样的。

既是利用射流真空抽气排水, 下降深度自然与真空度大小有关。真空度高, 下降就深; 反之, 就小。要求的是最大下降, 那么就以最大真空说起。

从中学物理试验中已经得知, 一个绝对大气压 0.76m 汞柱, 换成水柱为 10.336m。这就是说用射流抽取真空的真空预压, 水位下降, 从地表算起, 其最大值是一个绝对大气压的深度, 即 10.336m, 到 $H_1 - H_1$ 平面位置上。其上, 预压体被疏干, 其下, 仍然处于饱和状态。

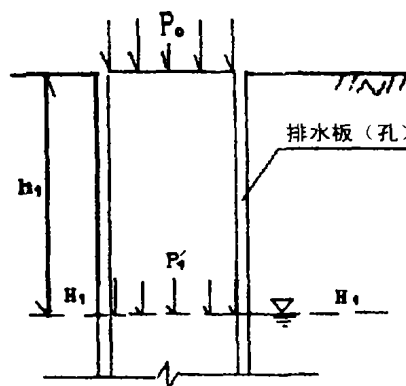


图 1

$H_1 - H_1$ 平面以下饱和土在 P_1 作用下影响的最大深度

为了更加清楚,取预压体中部 $H_1 - H_1$ 面以下包括任意二个排水通道的饱和土为代表,加以分析,见图2。

这里,有两个问题需要解决:一是疏干体与饱和体分界 $H_1 - H_1$ 面上作用着的自重应力 P_1 的大小;二是在 P_1 作用下,对饱和土影响的最大深度。

为此,先做通常都有的如下假设:

- ①预压土均匀饱和,正常固结,孔隙连通;
- ② P_1 瞬时施加;
- ③土压缩后, e, K 的变化不考虑;
- ④孔隙水只考虑水平径向流动。

1. $H_1 - H_1$ 平面上有效自重应力 P_1 的计算

①真空抽气排水前, $H_1 - H_1$ 平面上的自重应力 P_f 为:

$$P_f = h_1 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (1)$$

②真空抽气排水停止时, $H_1 - H_1$ 平面以上土体已被疏干,其自重应力 P_s 为:

$$P_s = h_1 \cdot \gamma \quad (2)$$

上述(1)、(2)式之差,即为作用在 $H_1 - H_1$ 平面上的应力 P_1 ,于是有:

$$\begin{aligned} P_1 &= P_s - P_f = h_1 \cdot \gamma - h_1 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ \therefore P_1 &= h_1 (\gamma + \gamma_w - \gamma_{sat}) \end{aligned} \quad (3)$$

式中 h_1 - 真空预压时真空度达到绝对值时对应的水位降深值, m;

$P_1 - H_1 - H_1$ 平面以上疏干体的自重应力, kN/m^3 ;

γ - 疏干部分土的湿重度, kN/m^3 ;

γ_w - 水的重度, 等于 10kN/m^3 ;

γ_{sat} - 饱和土的重度, kN/m^3 ;

2. 在 P_1 的作用下, $H_1 - H_1$ 平面下孔隙水产生渗流的最大深度。

前曾谈到,在预压抽气排水时,预压体中部地带的孔隙水已是无源之水。 $H_1 - H_1$ 面以下也是如此,见图2。

图中,二排水孔之间的中线,是孔隙水分别向二排水孔渗流的分界线;箭头“ \leftarrow ”,表示流速的大小和方向。孔隙水之所以向排水孔流动,唯一的原因是来自 P_1 的压力。 P_1 作用在平面 $H_1 - H_1$ 上,最先反应的是孔隙水开始, P_1 完全由孔隙水承担。此时,由于水对压力的传递,迫使孔隙水分别就近向着各自的排水孔流。从平面上看,每一个排水孔四周有效圆范围内的孔隙水,都向着共同汇点 - 中心排水孔流动。这种流动有以下特点:

①分界线左侧的孔隙水向左排水孔流动时,在 $H_1 - H_1$ 面处,因压力就是 P_1 ,流速最大;向下,由于要克服排水孔中水柱的反向压力,流速随深度逐渐变小。这样一来自然就会想到,往下一定深度,总有一处水柱压力与 P_1 相等,流速等于零的地方,此深度就是要求的深

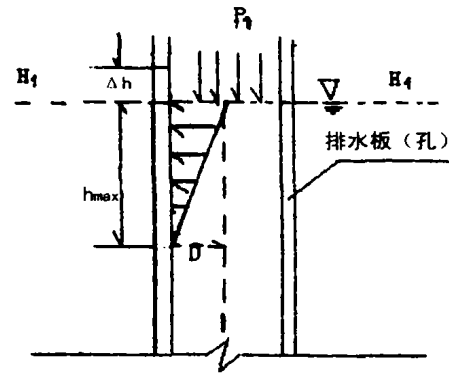


图2

度。

②在 P_1 的作用下,流入排水孔中的水、无处可去,只能上涌。当排水孔中水位超出 $H_1 - H_1$ 面一个 Δh 时,由于已进入最大疏干范围,就被真空射流泵抽走并排出预压体外。这一动态过程是连续不断的进行着: Δh 不断的形成→抽走→排出,……,但无论到什么程度,只是孔隙体积部分减小而不被疏干,剩余的孔隙中,始终充满着水,处于饱和状态。减小的孔隙体积则表现在沉降上。

据上分析,在 P_1 的作用下,开始时最先 P_1 与排水孔中水柱压力平衡,孔隙水流速为零的地方,就是 P_1 的最大影响深度。设共为 h_{max} ,则有:

$$\begin{aligned} h_{max} \cdot \gamma_w &= P_1 \\ \therefore h_{max} &= \frac{P_1}{\gamma_w} \end{aligned} \quad (4)$$

把(3)式代入(4)式,则有

$$h_{max} = \frac{h_1(\gamma + \gamma_w - \gamma_{sat})}{\gamma_w} \quad (5)$$

真空预压影响的最大深度

真空预压是一个统一的整体。为了分析上的清晰和方便,才把它们分开的。把图1和图2叠加统一起来,才是射流真空预压内部实际情况,见图3。

h_1 ,是由大气压换算成预压体被疏干到 $H_1 - H_1$ 平面的深度; h_{max} ,是由预压体中 $H_1 - H_1$ 平面上有效自重应力 P_1 换算成水柱(头)高度,也即深度,且 h_1 和 h_{max} 变化是线性的,方向相同,因而适用叠加原理。

把图中疏干的最大深度 h_1 和因 P_1 作用影响的最大深度 h_{max} 加起来,就是真空预压影响的最大深度 H_{max} 。

$$\begin{aligned} H_{max} &= h_1 + h_{max} \\ &= h_1 \left[1 + \left(\frac{\gamma + \gamma_w - \gamma_{sat}}{\gamma_w} \right) \right] \end{aligned} \quad (6)$$

前已述及, $h_1 = 10.336\text{m}$,则有:

$$H_{max} = 10.336 \left[1 + \left(\frac{\gamma + \gamma_w - \gamma_{sat}}{\gamma_w} \right) \right] \quad (7)$$

这就是真空预压当真空度达到绝对大气压时,计算最大影响深度的公式。

今以常见范围平均值 $\gamma = 19.00\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma_{sat} = 20.5\text{kN/m}^3$ 用(7)计算结果 $H_{max} = 19.1216\text{m}$ 。它的意义在于告示:真空预压处理法最大影响深度在20m左右。

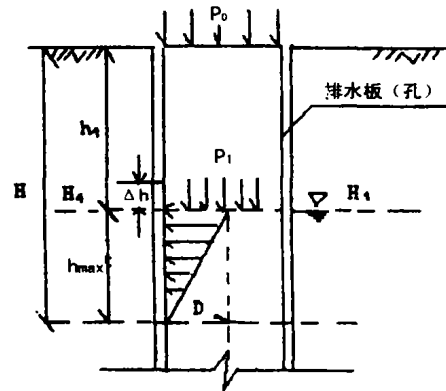


图3

工程上真空预压实用影响深度的计算

上述(7)式是计算真空预压最大影响深度的公式。但实际工程中,是不可能做到的。因为真空度不可能达到绝对真空程度。设计工程时,首先确定一个合适的真空度,然后由工勘资料中选用有关参数代入(6)式即可。今以真空度 0.85, γ 、 γ_{sat} 仍用常见的范围平均值 19.00kN/m^3 、 20.50kN/m^3 , 计算结果 H 为 16.25m。如有考虑到其他因素,实际比其还小。

对(6)式的进一步分析

1. 由(6)式可知,影响深度与膜下真空度成正比。若要加大处理深度和效果,必须设法提高膜下真空度;

2. 真空度确定后,式中 h_1 就是一个定值,也就是抽气排水口到疏干底面的深度。因此,施工时射流泵出水口应尽可能低位安装,以增大 h_1 的有效值。可能时,射流箱下卧,出水管尽量贴近地面;

工程上一般一台 7.5kW 动力射流泵,可控 2000m^2 预压场地。如要加快预压,可适当增加射流泵台数使设计真空度早日到来,这时排出的孔隙水最多。当真空度到或高于设计,而出水量又相对减少,只要保持住真空度,射流泵又可适时适量减少;

4. 当预压结束停泵后,前述预压体疏干部分,有预压场外地层中孔隙水渗入充满并与原统一地下水位趋平。停泵后,预压场地有一定的回弹,这是原因之一;

5. 单一的预压方法中,真空预压优于其他预压。因为,除了外加了相当于真空度大小的荷载外,还有主动排水和疏干的效能;

6. 由(6)式可知,只要足够的射流泵和严格的密封,影响深度与预压面积无关。理论和实践说明:预压面积愈大,愈利于预压深度和沉降。作者曾经历过 80 年代 2000m^2 试验场,到一次一片 3.0万 m^2 预压也很优良的工程,就是例证。实际工程中,为便于管理和密封以及据场地形状和大小,适形适度划分施工单元,更加实际。

结论

1. (7)式计算的是真空预压影响深度绝对最大值,实际中是不可能的。它只能告知一个真空预压法影响深度的最大量度值;(6)式计算的是工程设计实用值,用于工程。如果处理层埋深小于计算值,就以埋深为排水通道的深;否则,以计算值为之。

2. 不是理论研究,无需关注真空预压影响深度的最大值。工程设计时,先确定一个需要的真空度,再选用合适的 γ 、 γ_{sat} ,用(6)式计算达到的处理深度,确定排水通道的长度;

3. 相同条件下的单一预压,真空预压优于其他。

高速公路边坡加固设计方法研究*

宋冰泉

(中铁十八局第三工程有限公司 河北高碑店市 074000)

武雄

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

何满潮

(中国地质大学 北京 100083)

【摘要】本文对国际公认的 SARMA 法进行了改进,并研制出集稳定性评价与加固设计的《边坡工程稳定性 MSARMA 法评价分析系统》;提出了边坡加固原则和边坡最佳加固状态的概念及其确定方法,并在工程中得到应用。

概述

目前,高速公路以其特有的优势日益成为我国重要的交通手段。高速公路建设中不可避免要遇上边坡开挖的问题,如何合理对开挖后的边坡进行稳定性评价和加固成为高速公路建设中的一个难题。

1. 边坡加固设计方法综述

在工程实践中,边坡加固设计和稳定性评价是紧紧联系在一起的,其评价指标是边坡稳定系数,它的计算基于极限平衡理论。目前,最具代表性的计算方法包括:瑞典圆弧法、瑞典条分法、Bishop 法、Janbu 法、推力传递法、Sarma 法,这些方法的假设条件和应用范围各不相同,见表 1。

各种稳定性计算方法比较

表 1

计算方法	适用的滑面形态	条块条分格式	是否考虑条块间作用力	边界条件
瑞典圆弧法	圆弧	整体	不考虑	
瑞典条分法	圆弧	垂直条分	不考虑	
Bishop 法	圆弧	垂直条分	考虑	
Janbu 法	圆弧、非圆弧	垂直条分	考虑	
推力传递法	折线形	垂直条分	考虑	齐次边界
Sarma	任意复杂形态	非垂直条分	考虑	非齐次边界

* 收稿日期:2003年5月

2. 存在的问题

迄今为止,虽然各种方法在工程实践中得到了广泛的应用,但根据表1可知,以上各种边坡稳定性计算方法都有其局限性,存在的问题主要包括以下几个方面:

(1)只考虑边坡在齐次边界条件下的稳定性计算,未考虑边坡在非齐次边界条件下的稳定性评价,包括前缘有荷载作用、后缘有荷载作用以及前后缘均有荷载作用三种情况;

(2)无法评价边坡在加固后的稳态;

(3)不能分析边坡在各种排水条件下的稳定性问题;

(4)不能考虑边坡在各种状态和状态变化时以及多种状态组合下的稳定性问题,只是对稳定系数进行人为的调整。

3. 解决思路

综合以上边坡设计中存在的问题可以看出,目前的各种方法只考虑了边坡在某一种状态下的稳定性问题,属单因素分析过程;而调整公路边坡加固设计需要综合考虑各种影响因素在各种状态以及组合情况下的稳定性问题,属于多因素、多状态分析过程,因此,目前的各种方法无法满足工程实践需要。解决该问题的思路是(1)开发出能够考虑各种条件、各种影响因素及其组合情况以及因素变化的稳定性计算方法;(2)开发边坡加固力计算和最佳加固角确定模块;(3)综合考虑各种因素,对边坡进行加固设计,同时考虑加固后的边坡稳定性问题。

边坡加固设计计算

以中国矿业大学(北京校区)岩体工程研究所何满潮教授为首的课题组经过10年的努力,开发出《边坡工程稳定性MSARMA法评价分析系统》,它的理论核心是MSARMA(Modified Sarma)稳定性计算方法,它是在Sarma法的基础上,在力学模型、计算方法以及边界条件几方面进行了改进,将稳定性评价与边坡设计有机的耦合起来,能够较好地适应工程实践要求。该系统具有以下几个方面的特点:

(1)建立了MSARMA法的力学模型和计算模型,能够评价边坡在各种非齐次边界条件下的稳态,该公式对齐次边界条件自动满足,同时推导出具有设计能力的迭代公式;

(2)在MSARMA核心计算模块研制开发基础上,研究了边坡工程在各种条件下的稳定系数求解过程,并对各种影响因素进行了敏感性分析;

(3)针对边坡工程设计,研究了边坡坡面荷载和加固力对边坡稳态的作用,同时研究了边坡加固力的计算和最佳加固角的确定方法;

(4)论述了边坡可靠性的概念,确定了可靠性分析的概率模型,在得到边坡稳定系数的同时得到了边坡在既定条件下的破坏概率和可靠度,使边坡稳定性评价从确定性理论和不确定性理论两个方面得到相互验证和相互补充。

综上所述,该计算方法从理论和实践两个方面均取得了突破,使得边坡加固设计有理有据,更加科学、合理。

边坡加固设计的原则

边坡的加固设计往往受到多种因素的影响,而目前的加固设计的主要步骤为首先评价目前边坡的稳态,然后根据工程的重要程度在目前稳定系数的基础上人为地加上一个保险系数,最后根据该稳定系数对边坡进行加固设计。这样的加固设计在理论方面没有依据,在实践方面或由于保守造成不必要的浪费或对影响边坡的不利因素估计不足造成支护失败。

本文提出了边坡最佳加固状态的概念,该概念认为,对于一个边坡加固工程,应综合考虑各种状态下边坡的稳态,寻找出导致边坡失稳的最不利因素组合状态,在此状态下进行稳定系数和总加固力的关系研究,加固设计只要保证边坡在该状态下稳定就行,该状态即是最佳加固状态。在该状态下对边坡进行加固既满足边坡的稳定性要求又经济合理,这就是边坡加固的原则。

工程实例

1. 工程地质条件概述

昆明-缅甸高速公路边坡 K258 边坡,岩性以中细砂岩和粉砂岩为主;岩体结构破碎,层理为优势结构面,发育两组节理,主要为碎裂结构,局部为散体结构;水文地质条件相对简单,主要为基岩裂隙水,是坡体失稳的诱发因素;由于边坡岩土体较破碎,构造应力释放殆尽,地应力以自重应力为主;该路段抗震基本烈度为 VII 度。

2. 边坡最佳加固状态的确定

根据边坡加固的原则和加固设计计算,确定 K258 边坡的最佳加固状态加固荷载。

(1) 通过对边坡工程地质条件的分析,确定出对边坡稳定性最为不利状态为边坡饱水(排水率为 0%)与地震烈度为 VII 度时的组合状态;

(2) 运用《边坡工程稳定性 MSARMA 法评价分析系统》计算在该状态下,稳定系数(F)与总加固荷载(SQ)的关系曲线,经过计算,其关系如图 1 所示。

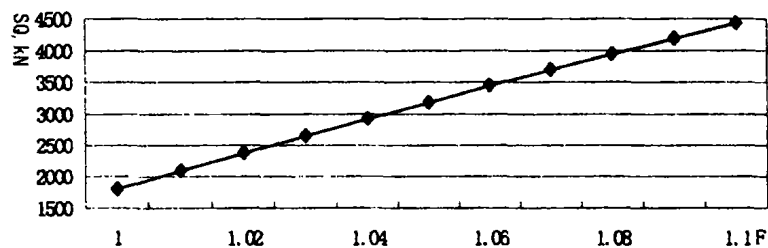


图 1 边坡加固荷载(SQ)与稳定系数(F)之间的关系曲线

通过图 1 可知,在最危险的状态下进行加固,边坡的稳定性系数每增加 0.01,总加固力需增加 240-289kN;

(3) 根据边坡加固原则,边坡加固设计只要保证该边坡在最危险的状态下稳定就行,那

么, K258 边坡加固后在最危险状态时的稳定系数确定为 1.02, 此时总加固力为 2374kN, 这就是该边坡的最佳加固状态。

3. 边坡加固设计

根据边坡最佳加固状态的总加固荷载, 综合考虑各种因素, K258 边坡的加固设计如图 2~图 3 所示。

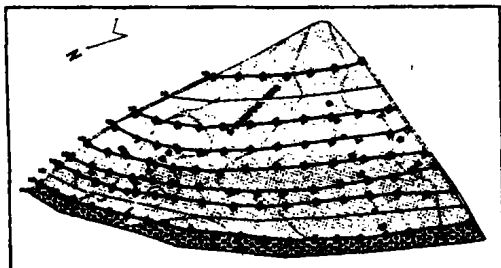


图 2 K258 边坡加固设计平面图

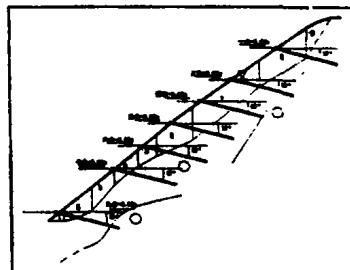


图 3 K258 边坡加固设计剖面图

结论

(1) 本文在综合论述各种边坡加固设计方法的基础上, 指出了目前各种方法的适用条件以及在设计中存在的问题;

(2) 对国际上公认的 SARMA 法进行了改进, 并研制和开发了《边坡工程稳定性 MSARMA 法评价分析系统》, 该系统具有实用可靠, 操作方便的特点。

(3) 提出了边坡加固原则和最佳加固状态的概念及其确定方法, 并在工程实际中得到应用。

参考文献

- [1] 何满潮, 露天矿高边坡工程, 煤炭工业出版社, 1991. 3
- [2] 姚爱军, 边坡工程稳定性耦合分析理论与方法研究, 中国矿业大学博士论文, 1999. 7
- [3] 王建锋, 斜坡临界滑动面随机模拟及稳定性评价, 岩石力学与工程学报, 第 18 卷, 第 3 期, 1999. 6

新书推荐

《高塔基础设计与计算》, 徐至钧著, 定价 98 元, 中国石化出版社出版

根据国家颁布的 2002 年新规范, 编写了圆柱式及圆筒式高塔基础、框架式基础、联合塔基础、火炬排气塔基础的设计与计算, 以及基础设计、地基处理及塔基础的改造与加固等并附有详细的工程计算实例, 出版该书的主要原因是国内外至今还没有这类高塔设计与计算的专著, 而且前工民建专业的学生, 很难适应石化系统特种结构的设计计算工作, 书中有较多篇幅的实测与研究资料, 如高塔振动特性实测、基础和倾斜的实测等等。可供从事石化的工程技术人员阅读, 亦可供高等院校师生及研究生参考。

(曾良供稿)

ISS 土壤稳固剂改良细粒土力学性质的应用*

刘明江

(山东菏泽市公路勘测设计院 菏泽 274000)

朱学文

(山东菏泽市公路管理局 菏泽 274000)

【摘要】文中介绍 ISS 的发展、理化性质、作用机理,通过试验和工程实践说明了其应用前景。

1. ISS 的发展过程

ISS(Ionic Soil Stabilizer)土壤稳固剂是美国化学家雷诺先生 40 年前研制成功的。经过不断优化完善,现已在国际上被广泛应用。该技术 20 世纪末进入我国,可广泛用于城市、乡村、林区道路、干线公路及码头、河堤、基础工程等细粒土的改性处理。

2. ISS 的性质及作用机理

ISS 是从石油的萘部分提炼出来的一种强酸,液体呈粘滞性,黑色,密度为 $1.15\text{g}/\text{cm}^3$,PH 值为 1.25,比水稍粘,可溶于水。溶于水后呈无毒无害,没有任何毒副作用。ISS 一旦溶于水可在瞬间产生离子化而使水溶液呈高导电性。

一般粘土粒子内含有较多的阴离子,因此会吸引水中的阳离子,迫使水分子和粘土粒子形成紧密的键。当少量 ISS 掺入后,由于 ISS 产生高效的离子交换作用,使水迅速离子化为 H^+ 及 OH^- ,并使土粒中的正负电荷达到平衡。土粒子内阴离子吸引水中的 H^+ ,这样就切断了土粒与水分之间的“电化键”而使水分子离开土粒进入周围自由水中,此反应为一不可逆反应,在机械压实功作用下使水分子排走,使土体密实。经过 ISS 处理的土壤,其改变是永久的,它永远不会恢复吸收水分的功能,从而阻挡了毛细水的破坏作用。

3. ISS 在工程中的应用

菏泽市黄河故道附近有一段粘性土路段,常常出现病害,维护相当困难。干燥季节时,路上裂纹遍布,春季由于冬天冻胀上升的毛细水融化加之裂缝渗水,往往出现大面积翻浆。为解决这些问题,研究分析了多种方案。当了解到 ISS 可较好改善粘性土力学性质时,单位迅速组织试验室力量,与 ISS 经销商联合对 ISS 作用效果进行试验。ISS 对粘性土最大干密度和无侧限抗压强度影响试验结果见表 1,对粘土 CBR 影响试验结果见表 2。

* 收稿日期:2003 年 7 月

表1

试验项目		最佳含水量 (%)	最大干密度 (g/cm ³)	无侧限抗压强度 (kPa)
未加 ISS 的粘土		14.2	1.79	325.0
加入不同剂 量 ISS 后的 粘性土	0.15‰	14.0	1.80	335.0
	0.17‰	13.5	1.88	350.0
	0.19‰	12.8	1.91	369.0
	0.21‰	12.4	1.95	396.0

表2

含水状态	贯入量 (mm)	未加 ISS 的粘土 CBR(%)	加入 0.21‰ISS 的粘土 CBR(%)
最佳含水量 12.5%	2.5	3.15	6.15
	5.0	4.25	7.95
最佳含水量 14.5%	2.5	3.19	6.36
	5.0	5.00	9.98

从试验结果看出,粘土最大干密度和无侧限抗压强度随加入 ISS 剂量的增加而增大。最大干密度由未加入 ISS 的 1.79g/cm^3 增大到加入 0.21‰ISS 后的 1.95g/cm^3 , 增加 8.8%; 无侧限抗压强度由未加入 ISS 的 325kPa 增大到加入 0.21‰ISS 后的 396kPa , 增大 22%; CBR 值在最佳含水量为 12.5% 时由未加入 ISS 的 4.25% 增大到加入 0.21‰ISS 后的 7.95%, 在最佳含水量为 14.5% 时由未加入 ISS 的 5.00% 增大到加入 0.21‰ISS 后的 9.98%。可见, 加入适量 ISS 后粘性土的物理力学性质得到很大改善。

试验证明, 此种处理粘土路基的方法可行。更显著的优点是施工工艺简单, 工期短。施工时只需将 ISS 按比例掺入水中, 由洒水车均匀撒布至粘土最佳含水量, 拌和均匀后整平碾压即可。压实后不需任何养护即可通行车辆或进行上层施工。采用 ISS 处理粘土施工, 当土体强度与石灰土相当时, 综合工期效益与材料价格测算, 可比石灰土工程造价降低约 20%。

4. 前景展望

用 ISS 处理细粒土提高土体强度确实有着其它结合料无可替代的优越性。首先它适用经济, 道路、堤防、街道、广场均可用, 施工期短, 造价低廉; 其次是施工方便环保, 施工受气候影响小, 无毒无害不挥发不扬尘; 另外是适用范围广, 不仅粘土可用, 粒径大于 0.074mm 不超过 20% 的细粒土用 ISS 处理均得到较好效果。但是, 由于该产品引进不久, 再加之引进单位技术保密, 使得设计施工单位无法推广应用。所以人们对此认识和了解较少, 这反过来又影响了人们对此的需求。随着我国村村通工程的加快和该技术应用实例的增多, ISS 必将在土工界得到广泛应用。

某工程打桩桩锤、桩匹配性的实时监测及分析*

徐建佩

王起

(浙江省电力建设总公司) (浙江省电力设计院)

概述

某工程桩基采用PHC管桩,管桩规格有三种,其中一种为PHC-AB600(110),桩长为30~35m;桩需穿越多种土层。打桩采用的桩锤为MH72。为了保证桩在施打过程中的质量,本工程对桩锤与桩的匹配性能并与地层的相互关系进行了实时监测,进行了分析,保证了桩基施工的顺利进行,并得出了一些有意义的结论。

本工程的工程地质条件如下:

本工程场地地貌为冲积平原,地势平坦,地表有土、碎石及块石回填,原为稻田,局部为池塘。

场地地层主要由第四系全新统、上更新统河湖相粘性土组成,基底为侏罗系凝灰岩,基岩埋深60m左右。场地地层自上而下描述如下:

(1-1)层素填土:灰黄色,黄褐色,土质不均匀,压实性较差;该层在整个厂区都有分布;厚度0~5.0m,一般厚度1.5m。

(1-3)层淤泥质粉质粘土(或淤泥):灰色~深灰色,饱和,流塑,含少量云母片及有机质;该层土质不均匀,层厚0~6.30m,一般厚度为3.0m。

(2-1)层粘土:灰黄色,湿~稍湿,可塑~硬塑,含少量云母片及氧化铁,局部为粉质粘土;层厚0~5.65m,一般厚度为3.5m。

(2-2)层粉质粘土:褐黄色,灰黄色,湿,可塑,含少量云母片及氧化铁,夹粉土薄层,局部以粉土为主;层厚2.0~6.5m,一般厚度为3.0m。

(3)层粉质粘土:褐黄色,灰黄色,浅灰色,饱和~很湿,流塑~软塑,含少量云母片,具微层理结构,局部为粉土;层厚0.6~4.95m,一般厚度为2.0~3.0m。

(4)层粉质粘土:灰色,灰黄色,饱和~很湿,流塑~软塑,含少量云母片及氧化铁。该层分布不稳定;层厚0.7~4.6m,一般厚度为2.5~3.0m。

(4-1)层粉土:灰色,饱和~很湿,中密,含少量云母片及有机质,具微层理结构;层厚0~1.55m,一般厚度为1.0m。

(5-1)层粘土:暗绿色~深灰色,湿~稍湿,可塑~硬塑,以硬塑为主,含少量云母片及

* 收稿日期:2003年2月

氧化铁,局部为粉质粘土,该层分布较稳定;层厚1.15~9.75m,一般厚度为3.0m。

(5-2)层粉质粘土:灰黄色,浅灰色,很湿~湿,可塑为主,局部软塑,含少量云母片,具微层理结构,夹粉土薄层,局部以粉土粉砂为主;层厚0.5~4.75m,一般厚度为1.5m;该层静力触探锥尖阻力最大达14.8MPa。

(5-3)层粉质粘土:灰黄色,褐黄色,很湿~湿,可塑为主,含少量云母片及氧化铁;层厚1.6~8.5m,一般厚度为3.5m。

(5-4)层粉质粘土:黄褐色~灰褐色,很湿~湿,可塑为主,含少量云母片及氧化铁,夹粉土薄层,局部以粉土为主;层厚0.6~6.35m,一般厚度为3.0~3.5m。

(6)层粘土:灰色,深灰色,饱和~很湿,软塑为主,含有机质,贝壳及贝壳碎屑,局部为淤泥质粘土,该层分布稳定;层厚2.9~6.3m,一般厚度为3.5m。

(7)层粉质粘土:灰色,深灰色,暗绿色,很湿~湿,可塑为主,局部软塑,夹有粘土薄层,土质不均匀;层厚2.2~7.05m,一般厚度3.5m。

(8)层粉质粘土:蓝灰色,暗绿色,湿~稍湿,可塑~硬塑,含少量云母片及氧化铁;层厚2.7~13.4m,一般厚度为11.0~12.0m。

(9)层粉土:浅灰绿色,灰色,湿,中密~密实,含少量云母片,具微层理结构,局部夹粉砂及细砂。该层未揭穿,控制厚度大于6.0m。土的工程物理指标见表1。

土的物理力学指标

表1

土层编号	土层名称	含水量 w(%)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	静力触探 锥尖阻力 q_c (kPa)	静力触探 侧摩阻力 f_s (kPa)	桩的极限 侧摩阻力 q_{ult} (kPa)	桩的极限 端阻力 q_{pk} (kPa)	地基承载 力标准值 f_k (kPa)
2-1	粘土	26.6	0.763	9.47	1718	72	74		250
2-2	粉质粘土	30.7	0.863	10.7	1646	44	60		190
3	粉质粘土	31.9	0.87	11.69	3263	55	30		145
4	粉质粘土	33.2	0.921	6.79	928	14	25		125
5-1	粘土	23.9	0.695	12.72	3186	114	90	4500	290
5-2	粉质粘土	27.5	0.764	9.32	9261	155	65		185
5-3	粉质粘土	29.8	0.836	7.52	3109	96	60	2400	225
5-4	粉质粘土	32.3	0.901	10.47	5266	125	35	1800	170
6	粘土	42.9	1.195	7.84	2125	42	55		150
7	粉质粘土	28.3	0.766	8.92	3187	89	45		200
8	粉质粘土	26.5	0.752	12.93	3712	130	75	4000	295

实时监测的方法内容及意义

1. 实时监测的方法及内容

实时监测前,在桩头下同一平面内对称安设一对应力和加速度传感器。在打桩过程中通过仪器接收应力和加速度信号,将加速度积分可获得桩头速度及位移数据。

根据以上采集到的信号,可得到桩获得的锤击能量,桩头承受的锤击力及最大锤击应力等数据。采用CASE法和CAPWAP法,可分析得到打桩过程中桩的动阻力、桩身内下行波压应力及上行波拉应力等数据。

2. 实时监测的意义

为了使工程桩能顺利下沉到位并保证工程桩的桩身质量,需要以下三个方面因素相互作用并使之匹配:桩锤、桩、工程地质条件。由于工程地质条件是自然形成的,一般难以使之改变,故本文仅分析在一定的工程地质条件下使所选桩锤和桩匹配的问题。

桩锤需具备一定的能量及适当的冲击力才能使桩克服土层的阻力而下沉。一般而言桩锤越重行程越长,桩锤的能量就越高,其冲击力就越大,桩下沉的速度也越快。由于桩锤需回跳,其在运动过程中存在能量损耗,故其作用于桩头上的能量仅是其额定能量的一部分。为保护桩头、桩锤,及延长桩锤与桩头的作用时间,需在桩帽盖板上加设桩锤垫,在桩帽与桩头间设置桩垫。桩头受到的冲击力由桩垫直接传递而至,其值小于桩锤作用在下活塞上的冲击力。因此为了使桩锤传递至桩头的能量及冲击力达到一定的数值而使桩顺利下沉,就必须选取与工程地质条件及桩相匹配的桩锤设备、桩垫材料等。如桩锤的能量及冲击力过大,虽然容易沉桩,但会造成桩头及桩身的损坏。反之,沉桩困难,并且由于锤击数过高而损坏桩头。为了判明本工程所用桩锤与桩及地层的匹配性,定量评价桩锤的工作性能,以使其发挥最佳效能并使冲击力控制在一定的范围内,指导工程桩的施工,本工程对桩锤传递给桩头的能量及冲击力进行实时监测。

桩的锤击力必须大于土层对桩的动阻力,桩才能下沉。锤击力越大,桩垫与桩头作用时间越长,桩下沉越快,表现在每锤击贯入度越大。每锤击贯入度越大,桩受到的总锤击数将越少。但在锤击能量保持不变的情况下,延长桩垫与桩头的作用时会减小锤击力。因此在锤击力满足一定的数值后,应尽量延长作用时间。土层对桩的动阻力与桩锤性能、桩的周长及横截面面积、桩周土特别是桩端土的性质有关。桩需经过多次锤击才能下沉到位。桩身具有一定的静强度、动强度、及疲劳强度。因此需要控制打桩过程中对桩头的锤击力及锤击次数,以使桩头在锤击过程中不遭受破坏。一般而言,锤击桩桩端土刚度远远小于桩身的刚度,故当锤击压应力传至桩端时,将产生上行拉力波;桩端土越软,反射拉应力越大。在一定的条件下,下行压力波与上行拉力波叠加后会使桩身内出现纯拉应力。当纯拉应力大于桩身的抗拉强度,或在同一截面出现次数过多而使此截面承受的交变应力次数超过一定值时,桩身将出现拉裂或疲劳破坏。为评价在一定的桩锤、桩垫作用下,桩身的反映及下沉的顺利程度,以保证桩下沉到位及桩身在下沉过程中的质量,本工程对桩头锤击力、锤击应力、上行波拉应力、土的动阻力及贯入度进行了实时监测。

实时监测成果及分析

本工程采用 MH72 锤,其主要参数为:上活塞重 7200kg,上活塞最大行程 2.5m,冲击能量 $21.6 \times 10^4 \text{J}$;桩锤垫选用硬木,厚度为 15cm~20cm,同时在桩顶与桩帽间嵌入富有弹性和韧性的桩垫。PHC-AB600(110)主要参数为:直径 600mm,壁厚 100mm,砼 C80,预应力 4.97MPa。

本工程共对 9 根桩进行了跟踪实时监测。因篇幅关系,本文仅列出其中一根桩的实时监测成果。见以下各图。其中图 1 为锤击数随桩入土深度变化情况,图 2 为锤击能量随桩入土深度变化情况,图 3 为桩动阻力及最大锤击力随桩入土深度变化情况,图 4 为上行波拉应力及桩头最大锤击应力随桩入土深度变化情况。

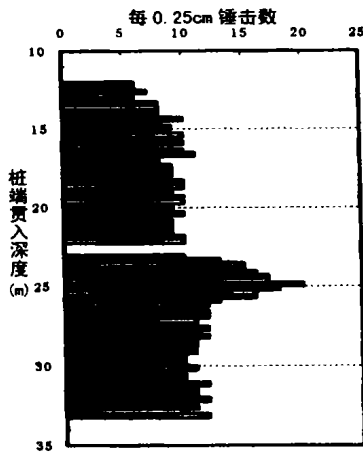


图 1 每 0.25m 锤击数 ~ 深度关系

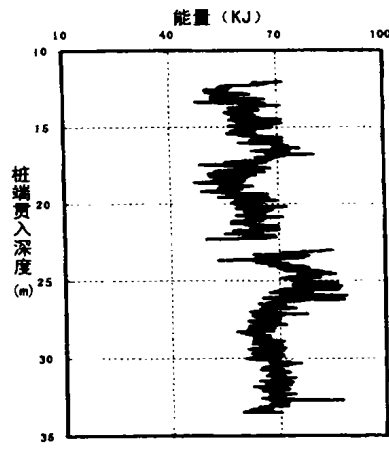


图 2 锤击能量 ~ 深度关系

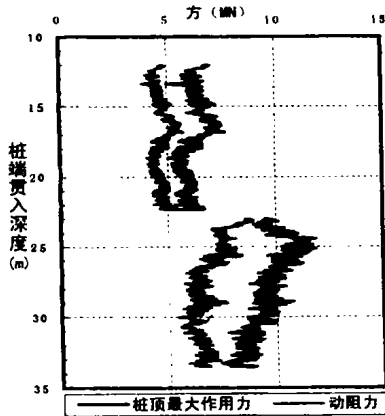


图 3 动阻力 ~ 深度关系

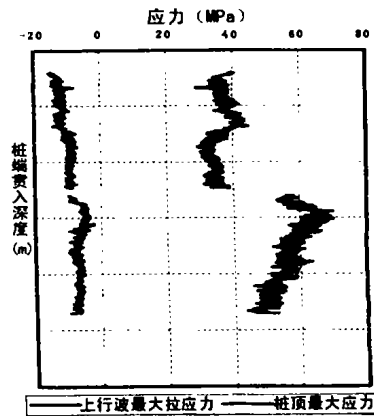


图 4 上行波拉应力 ~ 深度关系

PHC 管桩由三节组成,第一节主要在桩自重作用下下沉,故本次仅对第二节及第三节桩

进行实时监测。从图1、图2、图3及图4可以看出,施打第二节桩时,锤击数/0.25m在5击~11击,锤击能量在50kJ~80kJ,锤击力在5MN~7.5MN,土动阻力在4MN~6MN,最大锤击应力30MPa~45MPa;施打第三节桩时,锤击数/0.25m在8击~20击,锤击能量在50kJ~90kJ,锤击力在7.5MN~11.5MN,土动阻力在6MN~9MN,最大锤击应力45MPa~70MPa。以上数据表明,在桩施打过程中,锤击力足以克服土层的动阻力,同时最大锤击力控制在桩的静强度之内,桩锤能量发挥适当,锤击贯入度合适。对比桩锤参数,表明本工程所选桩锤、桩锤垫及桩垫是合理的。

从图4可看出,在打桩过程中,上行波最大拉应力为5MPa~15MPa,其最大值发生在12m左右深度。上文分析表明,桩端土越软,反射拉应力越大。因12m左右深度处为(3)层(4)层粉质粘土,处于流塑~软塑状态,土质较差,故而产生上述现象。下行波拉应力与上行波压应力叠加后,净拉应力较小,一般在1MPa~2MPa,局部有5MPa。由于管桩施加有预应力4.97MPa,加上砼本身的抗拉强度约4MPa,因此管桩可抵抗由MH72锤打桩产生的拉应力。

通过以上分析表明,在本场地工程地质条件下,所选用的桩锤及管桩等是合理的,桩锤桩垫等的性能与管桩的性能是相匹配的。

结论

通过上述分析,可以得到以下结论:

1. 采用锤击法施工时,应选择合适的桩锤设备及桩垫等材料。桩锤桩垫组合后与打桩有关的性能包括:锤重、锤击能量、最大锤击力。
2. 锤的选用应与桩及工程地质条件相匹配,以使桩下沉顺利并使桩身质量得到保证。它们相互之间的匹配主要体现在:最大锤击力与桩身强度及土动阻力的匹配、最大净拉应力的控制、贯入度、总锤击数及单节桩锤击数。
3. 在一定的条件下,下行压力波与上行拉力波叠加后会使桩身内出现纯拉应力。当纯拉应力大于桩身的抗拉强度,或在同一截面出现次数过多而使此截面承受的交变应力次数超过一定值时,桩身将出现拉裂或疲劳破坏。这种情况在工程中应禁止出现。
4. 在本场地工程地质条件下,所选用的桩锤及管桩是合理的,桩锤桩垫等的性能与管桩的性能是匹配的。

深圳市海月花园二期排水板处理软基沉降分析*

李积宏

(深圳蛇口华力工程有限公司 深圳 518067)

【摘要】本文采用双曲线法、指数曲线法和 Asaoka 法对软基处理的沉降资料进行了分析,进而利用推算结果对工后沉降进行分析。

排水预压加固地基处理的原理是在软基表面施加等于或大于设计使用荷载,经施工期的预压后,软基完成大部分的沉降,预压完成后卸去预压荷载,地基有些回弹,交付使用后,地基承受使用荷载再次沉降,但沉降量已经很小,以达到减少地基工后沉降和提高地基承载力的目的。地基处理过程中对监测资料进行分析对施工中加载、卸载和处理效果就有重要指导意义。

概况

1. 工程地质概况

海月花园二期用地位于深圳南山区后海大道以东,用地面积约 86723.10m²。场地为深圳湾后海潮间滩涂地带,地基为土质很差的淤泥,为适应房地产发展的需要,进行填海造地。场地地层自上而下为:

(1)淤泥层:灰~灰黑色,流塑状,饱和,为在深圳湾内最新沉积环境下形成,具有强度低、压缩性高、流塑状态等特点,厚度 0.9~7.0 米,其主要的物理力学性质见下表 1。

淤泥的物理力学性质

表 1

天然含水量 w (%)	天然密度 γ (kN/m ³)	天然孔隙 比 e ₀	塑性指数 I _p	液性指数 I _L	压缩模量 E _s (MPa)	固结系数 (cm ² /s)	
						垂直 (C _v)	水平 (C _h)
84.6	14.4	2.39	29.5	1.44	1.75	5.8 × 10 ⁻⁴	5.8 × 10 ⁻⁴

(2)砾砂或砾砂混粘土:褐黄色,以砾砂为主,松散~稍密,平均厚度 2.89 米,层位不稳定,部分地段缺失,为淤泥层的下伏地层。

(3)砂质粘性土:花岗岩残积层,土质相对好,呈可塑~硬塑状。

* 收稿日期:2003年5月

2. 设计施工概况:

在修筑外堤后,抽干海水,铺设土工布及3.00米左右的砂垫层(砂垫层兼做排水砂层),在砂垫层表面按照正三角形、1.1m的间距进行插板施工,并按照80×40m的间距对盲沟和集水井进行布置。以上施工完成后,进行压实填土和预压土的填筑,预压土每层厚度60cm,共分7次填筑。

设计要求采用超载预压法处理软基后,淤泥的固结度大于90%,工后沉降不大于180mm,差异沉降不大于1‰。

3. 监测工作的布置:

为了保证地基稳定、评价加固效果、为卸载工作提供技术依据。本工程监测工作共布置浅层沉降29组;综合监测项目4组,每组监测项目包括孔隙水压力、分层沉降、深层沉降、地下水位监测。各监测项目在加载期间每天观测一次,稳载期间每周观测一次。浅层沉降曲线见下图1。

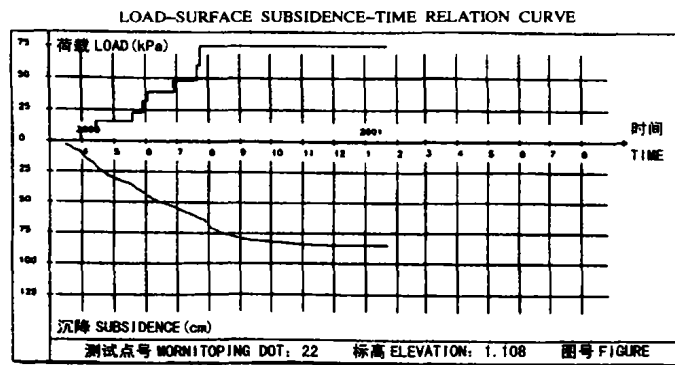


图1 荷载-浅层沉降-时间关系曲线

最终沉降量的推算

1. 最终沉降量的推算方法:

由实测的沉降曲线推算最终沉降量的方法较多,在分析本工程的沉降规律和最终沉降量时,采用指数曲线法、双曲线法、Asaoka法三种方法进行推算,下面是三种方法的介绍。

(1) 指数曲线法(三点法)

根据固结理论,土层平均固结度的理论解的普遍表达式可以归纳为:

$$\bar{U} = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (1)$$

式中, \bar{U} 为固结度, t 为加载时间, α 、 β 为待定系数,固结度的定义为

$$\bar{U} = (S_t - S_d) / (S_\infty - S_d) \quad (2)$$

从实测沉降 $S-t$ 曲线上选择满载后的三个点, (t_1, S_1) 、 (t_2, S_2) 和 (t_3, S_3) ,并使 $t_2 - t_1 =$

$t_3 - t_2$, 将这三个点代入(1)、(2)式, 整理可得

$$S_{\infty} = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \quad (3)$$

(2) 双曲线法:

双曲线法假定沉降(S)与时间(t)关系符合以下双曲线方程:

$$S_t = t/(a + bt)$$

式中 S_t - 施加荷载某时间后的沉降量;

t - 施加荷载后的时间;

a, b - 待定系数;

对上式取极限, 得: $\lim_{t \rightarrow \infty} S_t = \lim_{t \rightarrow \infty} 1/(a/t + b)$

$$S_{\infty} = 1/b$$

(3) Asaoka 法:

Asaoka 法是建立在一维垂直固结方程基础上, 根据实测沉降曲线推算最终沉降的一种方法。

土体一维固结微分方程为:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2}$$

或

$$\dot{\varepsilon} = C_v \varepsilon_{zz}$$

设 t 时刻的沉降为 $S(t)$, 则:

$$S(t) = \int_0^H \varepsilon dz$$

$$\dot{S}(t) = \int_0^H \dot{\varepsilon} dz = C_v \int_0^H \varepsilon_{zz} dz = C_v \{ \varepsilon_z(t, z=H) - \varepsilon_z(t, z=0) \}$$

上式可用一个级数形式普通微分方程来表达:

$$S + a_1 \dot{S} + a_2 \ddot{S} + \dots + a_n S^{(n)} = C$$

由于高阶微分迅速变小, 采用一阶微分精度可以满足要求, 则 $S + C_1 \dot{S} = C$

将时间 t 离散为 $t = \Delta t \cdot j (j=1, 2, 3, \dots)$, 令 t_j 时的沉降量为 S_j , 代入上式得

$$S_j + C_1 \frac{S_j - S_{j-1}}{\Delta t} = C$$

即

$$S_j = \beta_0 + \beta_1 S_{j-1}$$

式中, β_0, β_1 是待定常数, S_j 是离散化了沉降量, 当 $S_j = S_{j-1}$ 时对应的沉降量即为最终沉降量:

$$S_{\infty} = \beta_0 / (1 - \beta_1)$$

2. 最终沉降推算结果比较

利用上述三种方法对淤泥层的主固结的最终沉降量进行了推算, 各测点推算的最终沉降量见下表2。

沉降量推算汇总表

表 2

测点	实测累计沉降量(mm)	最终沉降量(方法1)(mm)	最终沉降量(方法2)(mm)	最终沉降量(方法3)(mm)	固结度(%)	次固结沉降(mm)	工后沉降(mm)
S11	1046	1072	1102	1074	97.4	32	61
S12	1322	1353	1403	1369	96.6	41	88
S13	879	907	946	941	93.4	28	90
S14	1313	1387	1389	1366	96.1	41	95
S15	273	274	280	276	98.9	8	11
S16	701	704	718	704	99.6	21	24
S17	903	920	947	935	96.6	28	60
S18	629	646	656	647	97.3	19	37
S19	816	824	845	830	98.4	25	39
S20	859	869	894	885	97.1	27	53
S21	510	514	530	518	98.5	16	23
S22	846	882	947	915	92.5	28	97
S23	710	717	743	732	97.0	22	44
S24	781	818	817	795	98.2	24	38
S25	726	754	785	773	93.8	23	70
S26	813	843	848	832	97.8	25	44
S27	553	567	579	566	97.7	17	30
S28	463	494	526	512	90.4	15	64
S29	687	675	700	687	95.8	21	50

指数曲线法是从土层的平均固结度为时间的指数函数出发,利用固结度方程和固结度的定义,经过一些数学运算而推算最终沉降量的公式。Asaoka 法则是从土体的固结微分方程入手,通过一系列数学演算,并略去高阶微分和采用相同的时间间隔而推导出相关公式。也就是说这两种方法都是以固结理论为依据发展而来。而双曲线法则假定满载后 $S \sim t$ 沉降曲线近似双曲线,进而推算最终沉降量。从推算的最终沉降量(表 2)来看,双曲线法推算的结果偏高,指数曲线法推算的结果偏低,Asaoka 法推算的结果适中。从另外一个角度来看,用前期沉降资料推算后期的沉降结果来看,Asaoka 法的推算也较为符合后期的测量结果。因此 Asaoka 法的曲线拟合程度较其它两种方法好,接近实际。

工后沉降分析

在淤泥层施加一定的荷载后,淤泥层的总沉降可分为瞬时沉降、主固结沉降、次固结沉降量。瞬时沉降是指加荷后立即发生的沉降;主固结沉降是在加荷后土体内孔隙水排除而产生的体积变形;次固结沉降是土体结构在持续荷载作用下发生的蠕变而引起的变形。

工后沉降由两部分组成,一是主固结沉降尚未完成部分,通常由实测沉降资料推算的最终沉降量减去相应的实测沉降量求得。本文采用 Asaoka 法推算的最终沉降量来计算主固

结沉降残余沉降。二是次固结沉降,次固结沉降量按照下式计算 $S_t = (H_1 C_a 1gt/t_1)/(1 + e_0)$,式中次固结系数 $C_a = 0.0265$ (深圳地区经验), t 为使用年限为 50 年, t_1 为主固结度达 90% 所经历的时间, e_0 为固结度达到 90% 时淤泥的孔隙比。次固结沉降也可以按照上式选取部分具代表性的资料计算次固结沉降量和主固结沉降量的比值 $b = S_a/S_0$,进而推算各沉降点的次固结沉降。本工程即采用后一种方法,推算结果见表 2。

从上面推算的结果来看,工后沉降均小于 180mm,满足设计要求。从监测后期的沉降速率来看,沉降速率已经很小,沉降速率小于每周 3.0mm,而经过大量数据拟合、计算分析得出,若沉降速率小于每周 3.0mm 时,可以满足设计要求的工后沉降。

结语

1. 采用双曲线法、指数曲线法和 Asaoka 法三种方法对海月二期实测沉降资料进行全面分析表明,Asaoka 法推算的最终沉降量比较符合实际,指数曲线法次之,双曲线法推算结果偏大。

2. 在分析工后沉降中的次固结沉降部分时,可参考使用次固结沉降量和主固结沉降量的比值 b 对次固结沉降量进行推算。

3. 采用超载预压法对海月二期软基进行处理,固结度大于 90%,工后沉降满足设计要求,地基处理达到了预期的目的。

参考文献

- [1] 地基处理手册,中国建筑工业出版社,1998
- [2] 地基处理与托换技术,中国建筑工业出版社,1994
- [3] 地基处理,中国建筑工业出版社,1987

《地基处理》

※※一份属于土木工程界的刊物※※

《地基处理》于 1990 年创刊,至今已有十三年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的传播交流园地,反映工程实际,体现我国水平,探讨发展方向,介绍国外情况,以资借鉴。并用一些篇幅,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,生产地基处理机械、测试仪器、材料等单位以便沟通情况,促进协作,集思广益推动前进。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系联合主办。并于 1994 年 2 月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年 4 期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

预应力薄壁管桩承载力问题探讨*

赵汛

(淮安市水利工程勘测院 淮安 223300)

【摘要】越来越多的工程在使用预应力薄壁管桩,但其单桩极限承载力实测值与理论值相差较大,本文对这一问题就笔者的经验谈了一些个人体会,希望能对勘察、设计提供一些有益的帮助。

前言

近年来预应力薄壁管桩在各类工程中使用较多,其优点是砼用量少,施工速度快,无排污,费用低。受到设计人员和广大业主的喜爱。但在使用过程中,笔者发现预应力薄壁管桩对持力层要求较高,静载荷试验测出的单桩极限承载力一般要比理论计算的要低,部分工程测出的结果只有理论计算的50%,给设计施工带来了不少的麻烦。

原因初步分析

预应力薄壁管桩的单桩极限承载力为什么会比理论计算的结果低?笔者根据多个工程的资料,初步分析后认为有以下几点原因:

1. 由于制作工艺的原因,预应力薄壁管桩的表面十分光滑,这与传统的预制方桩粗糙的表面相比,摩擦系数要低许多。而《建筑桩基技术规范》JGJ94-94中桩周土极限侧阻力标准值是针对传统的预制方桩的,对于预应力薄壁管桩,《建筑桩基技术规范》JGJ94-94中没有明确规定不适用,又没有合适的规范对预应力薄壁管桩的桩周土极限侧阻力标准值给出相应的数值,勘察人员只能按《建筑桩基技术规范》JGJ94-94中预制桩的参数来确定极限侧阻力标准值,故造成静载荷试验测出的数值与理论计算结果的差异。

2. 持力层强度较低。实践经验表明,预应力薄壁管桩对持力层要求较高,当持力层为硬塑状的粘性土、密实的粉土、砂土或基岩时,静载荷试验测出的单桩极限承载力一般与理论计算的结果相符。当持力层为可塑状的粘性土、中密的粉土、砂土或持力层中有夹层时,静载荷试验测出的单桩极限承载力一般比理论计算的结果低。根据工程经验和行业专家的看法,桩端土强度越高,侧阻力发挥较好,反之,桩端土的强度越低,侧阻力发挥效果越不理想。笔者所在的淮安市区,以里运河为界,里运河以北为淮河故道,后黄河夺淮入海,在此沉积了

* 收稿日期:2003年5月

较厚的粉土、粉质粘土及粘土,由于相对较好的可作持力层的粉土多为中密状或中密-密实状,且多夹层,粘性土多为可塑状或可-硬塑状,当采用预应力薄壁管桩时,静载荷试验测出的单桩极限承载力一般要比理论计算的要低30%~40%。而里运河以南,桩基持力层一般为第三系硬塑状粘土,静载荷试验测出的单桩极限承载力一般能达到理论计算的值。

3. 缺乏地区经验。大量的工程资料说明,在一些地区,即使持力层强度很高,测试结果与理论计算结果仍然相差很大。经多个工程资料分析,笔者发现这个特点有地区性:在一些地区这个特点很明显。而另一些地区则没有这个特点。如在宿迁市区,地表以下20米~30米的硬塑粘土应为理想预应力薄壁管桩持力层,但绝大多数工程实测结果与理论计算结果相差很大,达到30%~40%,最大达50%。但采用其它桩型时这种现象并不明显。

对策

1. 现行规范中增加相应的预应力薄壁管桩的桩周土极限侧阻力标准值。

2. 设计人员在设计时,最好选择硬塑状的粘性土、密实的粉土、砂土或基岩为持力层,若无合适的持力层时,最好选择其它桩型。

3. 建立地区经验,对预应力薄壁管桩的桩周土极限侧阻力标准值不能完全依据《建筑桩基技术规范》JGJ94-94。

4. 勘察时,岩土工程师应了解地区经验,对持力层的调查要认真,要查清持力层特别是其上部有无软弱夹层以及持力层的状态,依据《建筑桩基技术规范》JGJ94-94并结合经验提供合理的桩基设计参数。

5. 设计时,应收集周围的预应力薄壁管桩的测试资料,对该地区预应力薄壁管桩单桩极限承载力的实测值要有所了解。

参考文献

- [1] 地基及基础,中国建筑工业出版社,1991
- [2] 建筑地基处理技术规范,JGJ79-91
- [3] 建筑桩基技术规范,JGJ94-94

《土质边坡稳定分析-原理方法程序》一书出版

本书全面阐述对土质边坡进行稳定分析的原理和方法,介绍有关程序和使用说明,主要内容包括:边坡稳定分析的通用条分法及各种简化方法,使用最优化方法搜索圆弧和任意形状滑裂面的最小安全系数的原理和方法,土的抗剪强度和确定土的孔隙水压力方面的有关问题以及有效应力法和总应力法的原理。本书讨论了对挡土墙、加筋土、土锚钉等各种边坡加固措施的设计计算方法和边坡稳定风险分析的原理和方法,并介绍边坡稳定分析程序的结构和程序设计方法,附以主要源程序。本书记载了STAB程序完成的13个工程的分析计算成果,同时简要介绍了作者近期开发的三维边坡稳定分析方法的原理和应用实例。本书可供水利、水电、土建、交通、矿山等领域的科研、设计和施工人员使用。

本书由中国水利水电科学研究院陈祖煜编著,中国水利水电出版社2003年出版。读者可向出版社或作者联系购阅。

(本书作者 供稿)

设备基础施工中螺栓孔的预留*

焉乙智

(鸡西市第一建筑责任有限公司 鸡西 158100)

设备基础形式多样,一般分为螺栓孔中灌砂和螺栓孔中灌浆两种。而施工后进行模板拆除,特别是螺栓孔模芯的拆除是设备基础施工中的主要问题之一。在施工中,往往由于螺栓孔模芯不能及时拆除,不能及时地进行尺寸校核及螺孔偏差处理,而造成质量事故。

浇灌设备基础螺孔,习惯上采用锥形圆木木板空心模及下钢管作螺栓孔模芯。这几种方法在使用中往往因基础的类型和材料本身的缺陷而受到一定限制,容易出现质量问题。如木制模芯在螺孔深度较大的基础中应用,因木材吸水膨胀,拆除模芯相当困难,甚至将木质模芯扭断或者根本拔不出来。使用预制钢筋混凝土空心模时,由于它的重量大而且难以固定,如果遇到模板整体移位或局部螺孔模芯位移造成螺孔偏差时,在强度较高的混凝土模芯壁上剔凿难度相当大。如果设置钢管作为螺孔空心模时,模板难以固定,而且拆模时也很困难。通过不断实践,发现采用木方、高粱秸、油毡纸组成的模芯来预留螺栓也可取得满意效果(见图)。

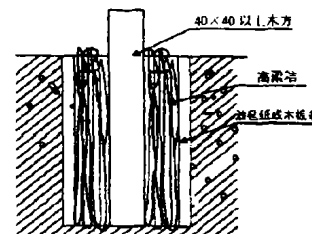


图1

螺栓孔中灌浆的设备基础施工时,模芯的选择要视螺孔深度而定,当深度大于1m时,用木板条代替油毡层,以防止油毡清除不影响灌浆质量。制作出的模芯实际长度要比设计尺寸长250mm左右,即加大螺孔设计深度,这样,如果遇到螺栓孔偏差时,加深部分可以积存清理后的混凝土碎碴。这种处理方法对基础质量没有影响。我们在市热电厂主厂房的施工中,总计施工大小设备基础48个。最初曾使用锥形圆木,木板空心模及下钢管模等出现了不少问题,尽管进行了严格的控制,问题仍难以避免。采用了木方、高粱秸、油毡组成的模芯后,使用效果良好。

通过施工实践,有以下几点体会:

1. 一般情况下应采用木制模芯,若其螺孔深度大于1.0m时,更应避免使用。
2. 由于预制钢筋混凝土模芯的重量大,而且难以固定,因此在基础螺孔较多的情况下不宜采用。
3. 采用木方、高粱秸、油毡制作的模芯,材料来源丰富,价格低、重量轻、易于固定、拆除方便,一般情况下一个人便可以进行拆除,宜于广泛使用。
4. 设备基础施工中,模板整体位移的情况较少。但个别螺孔出现偏差的情况很难避免。一般是在螺孔下部出现50mm左右的偏差。所以应重视设备基础施工后的校核及修理工作。

* 收稿日期:2003年4月

一题一议 主持人: 龚晓南

再谈支盘桩支盘的承载力*

陈如连

(杭州文二路64号 杭州 310012)

前言

二月《浅谈支盘桩支盘的承载力》投稿后(刊登地基处理2003年6月,简称“浅谈”),四月喜获徐至钧、张国栋两位先生编著的《挤扩支盘灌注桩设计与工程应用》(机械工业出版社,简称“设计与应用”),书中桩静载荷试验的资料颇多,正是检验“浅谈”一文的好机会。

盘(支)Q~S曲线的特性

“浅谈”一文时,有轴力测试的试桩,只有“岩土工程技术”2002年4期刊登的《软土地区挤扩支盘灌注桩的现场试验研究》论文上的一根桩,故未做分析。该桩为杭州某工程的1#桩, $\phi 800(1500)\text{mm} \times 48.73\text{m}$,三盘深度为25.03m、31.03m、40.83m。“设计与应用”内有两个工程六根桩进行轴力测试。河南禹州电厂共有四根桩,1#,3# $\phi 600(1400)\text{mm} \times 15.0\text{m}$,两盘深度为8.0m、13.0m,两个十字支深度为5.5m、10.5m;4#,6# $\phi 600(1400) \times 15.0\text{m}$,一盘深度为14.0m,五个十字支深度为6.5m、8.0m、9.5m、11.0m、12.5m。武汉伟业大厦有两根桩1#,3# $\phi 620(1400)\text{mm} \times 31.0\text{m}$,四盘深度为15.0m、20.5m、25.0m、29.5m(表9-15,1#, $Q \leq 5530\text{kN}$ 时,15.64m的轴力比19.54m小,有误)。

三个工程共七根桩,支盘的Q~S曲线的特性基本一致,只是斜率大小有别,作如下的分析。附杭州某工程1#桩各盘Q~S曲线(论文图6)。

1. 上盘(支)与底盘的Q~S曲线有明显的不同

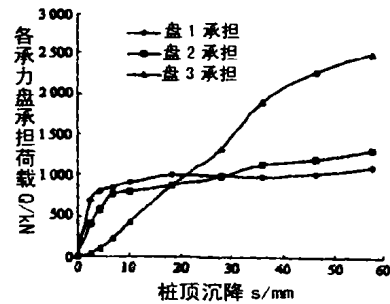


图6 试桩1承力盘所承担的荷载随桩顶沉降变化图

* 收稿日期:2003年7月

图上反映:两者的曲线有明显的不同,说明土对上盘(支)和底盘的支持力不同(注:将底盘以上的各盘(支)称上盘(支))。上盘(支)的曲线为侧阻力的曲线,比“纯”侧阻力曲线中,尾段斜率大。底盘则为未全部发挥的端阻力曲线。

2. 上盘(支)的承载力主要为盘(支)的侧阻力

图中,在桩顶沉降 $S \leq 6.89\text{mm}$ (其它两个工程 $S < 10\text{mm}$), Q 增加很快,符合桩侧阻力先发挥,且相对位移不大时达极限值的特性,它的中、尾段则为上盘(支)端阻力缓慢增加的反映,也说明该条件下 ($Q = 11000\text{kN}$, $\Sigma S = 57.75\text{mm}$, 一、二盘距 6.0m , 二、三盘距 9.8m) 仍未到极限值。六根桩(禹州电厂 4#除外)均反映出上盘(支)的承载力主要为盘(支)的侧阻力。

3. 上盘(支)的轴力有衰减现象

禹州电厂的试桩,在 $\Sigma S > 44\text{mm}$ 后,部份上盘(支)的轴力随桩顶荷载的增加而降低,是上盘(支)侧阻力衰减现象的反映。底盘在 $\Sigma S = 97.7\text{mm}$ 仍未到极限值。

Q_{uk} 的计算值与试验值的比较

1. 对比桩数。“设计与应用”的附录 A,垂直静载荷试验桩共 114 根,除去 25 根(钻孔灌注桩 8 根, $\Sigma S < 10\text{mm}$, 难判定 Q_{uk} 的 9 根。地层按范围值提供,难肯定地层深度的 5 根。无土性资料,难确定桩指标的 3 根),对比桩 89 根。

2. 经验公式。 $Q_{uk} = \pi d \sum q_{sk} L_i + U_D K_D \sum K_{si} q_{sk} L_i + \sum K_{pi} q'_{pk} A_{Di} + \pi d \sum K_{si} q_{sk} L_i + q'_{pk} A_D + q'_{pk} A_p$

$\pi d \sum q_{sk} L_i$: 盘(支)以上桩体极限侧阻力。

$U_D K_D \sum K_{si} q_{sk} L_i$: 上盘(支)极限侧阻力。

$\sum K_{pi} q'_{pk} A_{Di}$: 上盘(支)极限端阻力。

$\pi d \sum K_{si} q_{sk} L_i$: 盘(支)间及底盘以下的桩体极限侧阻力。

$q'_{pk} A_D$: 底盘(支)极限端阻力。

$q'_{pk} A_p$: 桩端极限端阻力。

$K_D, K_s, K_p, q'_{pk} = q_{pk} \cdot h_p \cdot H_p$ 见“浅谈”说明。

3. 试验的 Q_{uk} 。在计算的 89 根桩中, $Q \sim S$ 曲线出现陡降段的有 38 根,其它的按曲线特性确定 Q_{uk} 。它与陡降段出现后确定的 Q_{uk} 会有一些差别,特别是 $\Sigma S = 10 \sim 20\text{mm}$ 的桩,差异会更大一些。

4. 采用的指标。根据钻孔灌注桩的静载荷试验资料综合分析而得。在分析 q'_{pk} 时考虑了桩端进入持力层的厚度,以及持力层上土层的性质和厚度。现各地分析的指标, q'_{pk} 未考虑以上两点,可能是某些桩计算偏差较大的原因之一。 K_D, K_s, K_p 的取值见“浅谈”一文。

5. 计算值与试验值的比值。

表1

Q_{ult} 计算/试验	>0.80 ~0.85	>0.85 ~0.90	>0.90 ~0.95	>0.95 ~1.00	>1.00 ~1.05	>1.05 ~1.10	>1.10 ~1.15	>1.15 ~1.20	>1.20 ~1.25	>1.25 ~1.30
桩数	6	11	14	21	14	16	2	3	1	1

比值由0.807~1.283,在 $\pm 10\%$ 以内有65根桩,占73.0%,比较理想。比值>1.2的两根桩,在附录A-19、A-52中,地层,盘支组合均相同,列于下表:

表2

工程名称	桩号	桩径 (mm)	盘径 (mm)	桩长 (mm)	Q_{max} (KN)	ΣS (mm)	计算/试验
禹州电厂	4	600	1400	15.0	(5250) 6300	(63.1) 128.31	1.243
	5	600	1400	15.0	(7200) 8100	(62.69) 115.9	0.892
	6	600	1400	15.0	(6400) 7200	(44.3) 97.7	0.940
万隆公寓	4	650	(1600) 1400	32.9	5400	53.84	1.283
	5	650	1400	32.9	6600	71.71	1.155
	6	650	1400	30.9	(6000) 6600	(69.6) 109.91	1.100

注:括号内为表9-1a内的数据

上表反映:(1)在地层、盘支组合相同的条件下,比值>1.2的桩,最大加载值处于同类桩的小值(万隆公寓的4#桩,比它短2m的6#桩还小)。(2)在相同条件下,影响桩承载力大小的主要因素,是施工成型的差异。禹州电厂13.0m~14.5m(底盘)的轴力(表9-24),4# = 1954kN,6# = 2815kN,6#桩大861kN,与两桩最大加载值相差900kN接近,反映4#桩的底盘面积小,或盘底沉渣厚度大,施工影响承载力大。

6. 安全系数的选用。钻孔灌注桩的施工质量明显影响桩的承载力,支盘桩的施工质量影响会更大一些。盘和支的成型很难做到前后一致,因而安全系数应相应大一些。建议:一般条件下采用2.1。

※一题一议※ 主持人: 龚晓南

桩体发现渗水怎么办?*

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

某地一高层建筑采用钻孔钢筋混凝土灌注桩, 桩径 1000mm, 1200mm, 桩长 40m 左右。桩底端在砾石层, 地基土层多为粘土层、粉土层。勘察报告表明有承压水。但未说明承压水大小。地下室施工采用降水。在浇注桩基础承台和地下室底板前发现部分桩体有渗水现象, 渗水使桩顶断面面积 5~10% 的面上湿润, 多数在桩中心, 少数在桩一侧, 个别可见渗流, 但水量也极小, 只能湿润部分桩面不能形成水流。

桩基静载试验和动测试验表明桩的竖向承载力和桩体质量满足设计要求。

遇到上述情况怎么办? 笔者认为需要分析三个问题。

是否属于正常现象? 是否需要处理? 如需处理, 如何处理?

是否属于正常现象?

一种意见认为混凝土是渗水体, 在承压水作用下, 桩体发生渗漏应属正常; 另一种意见认为混凝土虽属于渗水体, 但桩长 40m, 桩径 1000mm, 如桩体砼均匀密实, 在地基降水条件下桩上端是不应产生部分湿润的。产生上述现象说明部分桩体砼透水性较好, 桩体砼密实不均匀, 应属于不正常现象。改进桩基施工工艺可避免该现象产生。笔者赞同后一种意见。

是否需要处理?

一种意见认为渗水现象既属不正常现象, 应进行处理。或认为渗水对桩中的钢筋发生锈蚀作用, 应进行处理。或认为渗水要影响桩的竖向承载力(包括受压和抗拔力), 应进行处理。另一种意见认为根据静载试验和动测试验表明桩的承载力满足要求, 可以不进行处理。混凝土是渗水体竣工后桩中钢筋与砼都是在水位以下工作的。桩体砼渗透性大小影响不大。桩体渗透性大小与桩体的抗压强度大小是两概念。桩体砼密实不均匀可能影响抗压性能, 但是否使桩不满足使用要求。笔者赞同后一种意见。

如何处理?

一种处理意见是高压注浆, 封闭现有渗流通道。采用高压注浆封闭渗流通道的部分, 使其不再渗水很容易做到的, 亦就是堵渗是容易做到的。但要使桩体中的自下而上的通道全封闭是难上难的。因此无法了解整条渗流通道的位置。把渗水封到桩下几十公分或几米, 又能解决什么问题呢? 另一种意见是沿着渗流通道凿掉部分砼重新浇注。这种处理方法也能达到堵渗的目的, 但与注浆堵渗一样。桩体渗水是否影响承载力。如影响至桩体承载力不能满足要求, 则上述两种处理意见均不能补救。

工程问题很复杂, 不正常现象是否一定要处理, 笔者认为不一定。具体问题, 具体分析。如需处理, 则必须处理。如可以不处理, 则不要处理。

可以不处理的不正常现象是否可以听之任之, 不行! 要找出原因, 改进施工工艺, 杜绝不正常现象出现。上述分析是否合理, 欢迎讨论。

* 收稿日期: 2003 年 6 月