

目 次

论 文

CFG 桩在高速公路软基处理应用中的有关问题分析.....马冬梅, 徐超 (3)

真空堆载联合预压法加固高速公路软土路基的技术难点及应对措施.....丁天锐 (10)

素混凝土桩后注浆在复合地基中的应用实例..... 孙立川, 徐超, 叶观宝(17)

基坑开挖引起地表沉降量的性状研究.....郑保华, 俞建霖(21)

真空预压加固软基施工工艺及其改进..... 朱建才, 温晓贵, 龚晓南(28)

地下建筑结构抗浮设计及施工措施.....王赛国, 华锦耀(33)

土钉墙围护结构变形及稳定控制.....潘昌强 (38)

某别墅区滑坡的综合治理及效果分析.....王如平, 俞建雄 (42)

双液注浆在粘土地层中的应用分析.....孙红 (47)

RT3-ST 旋挖钻机在市民中心工程建设中的应用.....赵铤, 来盾矛 (51)

一题一议

当前复合地基工程应用中应注意的两个问题.....龚晓南 (57)

译 文

悬臂式板桩墙的转动.....

.....S.P. Gopal Madabhushi and VS. Chandrasekaran, 何全凡 译 (59)

CFG桩在高速公路软基处理应用中的有关问题分析*

马冬梅

徐超

(连云港市高速公路建设指挥部 连云港 222006) (同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)

[摘要] 水泥粉煤灰碎石桩是近年发展起来的地基加固新技术,其工艺选择和质量控制措施对成桩质量至关重要。本文基于水泥粉煤灰碎石桩在江苏省连云港地区一高速公路软土地基处理应用中的低应变和载荷试验检测结果,对造成大批量断桩的原因进行分析和总结,最后为该技术的施工质量控制提供建议。

引言

水泥粉煤灰碎石桩(Cement Fly-ash Gravel Pile,简称CFG桩),是在碎石桩技术的基础上发展起来的一种新的地基加固手段。因其具有沉降变形小、施工简单、造价低、承载力提高幅度大、适用范围较广等特点,经过十几年来推广,目前已经广泛应用于我国大部分地区的工业与民用建筑的地基处理和加固工程中^[1]。CFG桩与桩间土、褥垫层一起构成CFG桩复合地基。与其他复合地基中竖向增强体相比,CFG桩的桩身粘结性好,桩体作用明显。当CFG桩具有好的持力层时,可以较大幅度地提高地基的承载力。

目前,CFG桩有沉管(振动或锤击)法和长螺旋法两种施工工艺^[2],前者为不排土工法,挤土效应明显;后者则相反。CFG桩可以较好地应用于砂土、粉土、一般粘性土和已自重固结的素填土地基的加固处理。当用于处理淤泥质粘性土或淤泥时,需要通过试验确定其适用性,并合理地选择施工工艺。否则,由于在淤泥质土地基中桩体水平向约束力小,后期CFG桩施工对前期已施工的桩有较大的影响,容易造成断桩等质量事故。

本文根据在江苏省连盐高速公路连云港段LY-GY3标中CFG桩地基处理路段的施工及检测情况,对检测中发现的质量问题进行了分析和探讨,为CFG桩在类似地基应用中质量控制提供参考。

工程概况

* 收稿日期:2005年4月

地基处理段场地地势平坦,为海积平原区,区内地表一般为厚1~2m的硬壳层,下卧层为灰色淤泥或淤泥质(亚)粘土软土层,分布比较稳定,厚度在8.0~13.0m之间。为了满足高速公路建设的标准要求,部分桥头段高路堤地基拟采用CFG桩复合地基进行软基处理,使路基大部分沉降量在施工期内完成,尽量降低使用期的残余沉降量,以达到缓解桥头跳车及路基不均匀沉降的目的。

1. 场地工程地质条件

场地地层剖面见图1,表层第①层为黄灰色粘土硬壳层,厚度1.0-1.5m,其下部第②层为灰色淤泥层,厚度9.0m左右,软土层的下卧层为第③层灰褐色(亚)粘土。

浅层地基土的主要物理力学性质指标见表1。连云港海积淤泥层具有软土的高含水量、低强度和高压缩性的一般特征,同时也可以看出,本场地的淤泥层具有一定的灵敏性。

第②层灰色淤泥层主要物理力学性质指标

表1

层号		含水量w (%)	孔隙比e	液性指数 I_L	压缩系数 a_{1-2} MPa ⁻¹	压缩模量 E_s MPa	直剪		固快		十字板		
							C kPa	ϕ (°)	C kPa	ϕ (°)	c_u kPa	c'_u kPa	s_f
②	Min~	44.7~	1.43~	1.19~	0.92~	1.15~	3	1.0~	3~	0.0~	4.33~	1.44~	1.6~
	Max	78.3	2.132	2.47	2.73	2.48	~10	5.4	27	16.9	12.24	5.39	3.4
	Ave.	62.3	1.663	1.98	1.70	1.66	7	3.1	11	7.4	8.34	3.32	2.6

层号	层底标高(m)	底层深度(m)	分层厚度(m)	工程地质柱状图 (1:100)	地层描述
1	1.34	1.50	1.50		粘土:黄褐色-灰褐色,软塑,含Fe, Mn氧化物,少量云母碎片,局部见少量淤泥质;为高压缩性,低强度地基土。
2	-7.66	10.05	9.00		淤泥:灰色,流塑,含腐植物,含少量的淤泥质亚粘土,少量云母碎片和贝壳等,场地普遍分布为高压缩性,低强度地基土。
3-1	-9.96	12.08	2.30		亚粘土:灰褐色,软塑,含Fe, Mn氧化物和灰白色团块等,局部夹少量粉砂,为中高压缩性,中低强度地基土。
3-2	-9.96	12.08	0.20		亚粘土:灰色,硬塑,以亚粘土为主,含石英,云母等,夹少量圆砾,中高强度地基土,场地普遍分布本层未完全揭穿。

图1 场地地层剖面图

2. CFG桩复合地基设计参数与施工工艺

CFG桩桩身混凝土强度等级为C15,设计桩径0.4m,按正三角形布置,桩间距分1.3、1.4、1.5m,桩长为13.0m,褥垫层采用40cm的砂垫层。

考虑到地下水位埋藏较浅,采用振动沉管灌注桩施工工艺:

1) 整平场地至施工标高。

2) 根据路线导线, 确定施工桩位, 并确定施打顺序, 施打顺序一般有连续施打和间隔跳打两种类型。

3) 根据设计桩长和沉管入土深度确定振动沉管机的机架高度和沉管长度, 桩机组装就位。

4) 桩机就位后, 调整沉管垂直度, 垂直度偏差不大于1%。

5) 按设计配比配制混合料, 搅拌时间不得少于2min, 混合料坍落度宜为30mm~50mm, 成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过200mm。

6) 开机, 开始沉管, 将沉管下沉至设定标高, 停机。

7) 停机后, 将搅拌机搅拌好的混合料投入管内, 直至混合料面与进料口齐平。

8) 开机拔管。开机后, 留振5s~10s开始拔管, 拔管速度按均匀线速度控制, 拔管线速度应控制在1.2m/min~1.5m/min左右, 如遇淤泥土或淤泥质土, 拔管速度可适当放慢。

9) 沉管拔出地面, 确认成桩桩顶标高符合施工组织设计要求的标高后, 用粒状材料或湿粘性土封顶, 然后移机进行下一根桩的施工。

由于桩间距偏小, 开始打桩顺序采用连续施打法而没有采用间隔跳打。施工一段时间后将出现地面隆起现象, 应采用隔排跳打。

CFG桩质量检测结果

1. CFG桩的低应变检测结果

在CFG桩施工结束28天后, 采用低应变动测技术在5个施工段落随机检测了100根CFG桩, 测试结果见表2。

从表2可以看出: 桩身质量完好的有6根, 存在轻微缺陷有1根, 其余被检测的CFG桩在桩顶以下1.0~2.0m之间的某个部位存在断裂缺陷。其中桩间距为1.3m、1.4m CFG桩出现断裂位置大多在桩顶以下1.0m左右, 而桩间距1.5m的桩的缺陷位置大多在桩顶以下1.5m左右。另外, 据现场目测可知, CFG桩施工造成地面较大的隆起, 局部最大隆起量达到1.0m。

CFG桩低应变检测结果表

表2

施工段落	施工方式	桩间距(m)	总根数	检测结果类别		
				A(桩身完整)	B(轻微缺陷)	D(出现断裂)
K13+982~K14+012	连打	1.5	10	0	0	10
K14+012~K14+052	连打	1.3	23	2	0	21
	跳打		14	3	0	11
K14+154~K14+194	连打	1.3	9	1	0	8
	跳打		12	0	0	12
K14+194~K14+210.1	连打	1.5	12	0	0	12
	跳打		5	0	0	5
K14+210.1~K14+230.1	连打	1.4	15	0	1	14

表2中的“施工方式”是指在CFG桩振动沉管施工时的两种施工顺序，“跳打”指间隔一个桩位施工，之后回头补打，“连打”则是一个接一个不间隔。但从检测结果可以看出，采用“跳打”施工，施工质量并没有明显的改善。

2. 静载荷试验结果

在CFG桩施工结束28天后，共进行了3根CFG单桩载荷试验和4组三桩复合地基静载荷试验，载荷试验结果分别见表3和表4。

CFG桩单桩载荷试验结果

表3

试验编号	桩距 (m)	桩长 (m)	加载最大值 (kN)	累计沉降 (mm)	残余沉降 (mm)	极限承载力 (kN)	承载力特征值 (kN)
1	1.5	12.5	280	112.0	104.0	240	120
2	1.5	13.0	320	102.8	93.4	240	120
3	1.5	13.0	400	103.8	94.7	320	160

CFG桩复合地基载荷试验结果

表4

试验编号	桩距 (m)	桩长 (m)	承载板直径 (mm)	加载最大值 (kN)	累计沉降 (mm)	残余沉降 (mm)	极限承载力 (kPa)	承载力特征值 (kPa)
1	1.5	12.5	2750	1000.0	305.5	267.5	112.2	56.1
2	1.5	13.0		1666.7	465.3	395.8	252.5	126.3
3	1.5	13.0		1666.7	475.8	408.6	252.5	126.3
4	1.5	13.0		1666.7	312.9	257.5	252.5	126.3

载荷试验结果表明，无论是三桩复合地基，还是单桩的承载力都偏低。特别是1#复合地基载荷试验结果，复合地基承载力特征值仅为56.1kPa。

CFG桩质量问题分析

造成如此大面积的CFG桩断桩施工，在工程界较少见的。对于这种现象的诊断与分析，可以为CFG桩的推广提供借鉴。

要分析在LY-GY3标段中CFG桩的断桩事故，应该充分理解场地的地基条件和本次的施工工艺，以及它们之间的相互影响。

如上文所述，本施工场地浅层地基土包括表层的硬壳层和下部厚度10.0m的淤泥层，其分界面的深度大致在1.0-1.5m位置，这与低应变检测出的CFG桩断裂部位重合。

本场地的CFG桩施工采用振动沉管法工艺，这种工艺与振动沉管灌注桩相同，通过侧向挤土来提供一根CFG桩桩体的空间，因此这种施工工艺对桩间土有较大的影响。

对于非饱和土，或者渗透性系数较大的粗颗粒土层，通过振动沉管，可达到密实周围土体的作用，有利于桩间土承载力的提高；但对于象淤泥或淤泥质饱和软土层，由于饱和土体的不可压缩性，振动沉管一般不可能密实桩间土，软土受到挤压的反应是孔隙水压力

的升高,同时,由于土体移位,软土的结构受到扰动。本施工场地的淤泥土具有一定的灵敏性, s_r 介于1.6~3.4,平均值为2.6。因此,受到扰动的土体结构被破坏,强度降低。

振动沉管过程中,管端的扩孔作用一般以球形扩张来模拟,其对周围土体的作用以八面体正应力为主,而以八面体剪应力为辅。在八面体正应力作用下,饱和土体产生正的孔隙水压力,同时由于饱和土体的不可压缩性,土体被迫向四周位移。但相对来讲,侧向压力较小,因此土体以侧向位移为主。对于同一根CFG桩,在本场地中,桩体的上部1.0-1.5m范围内,硬壳层土体的强度高,压缩性较低,对桩体的围压较大;相反,下部淤泥层土体软弱,对桩的围压较小,容易受到挤土压力而位移。假设前期施工的尚未凝固的CFG桩受后期沉管施工造成的水平向压力相同,则CFG桩桩体的上部侧向位移小于下部桩体,桩体就会受剪切而断裂,特别是CFG桩的桩间距较小,如本场地为1.3-1.5m,后期施工对前期已成的CFG桩影响很大,即使采用跳打,间距最大只有3.0m,应该仍在振动沉管的影响范围之内。因此沉管挤土效应应该是本施工场地出现大面积断桩的主要原因。一个相反的佐证是表2中低应变检测表明桩身完整的桩,都是分布在场地的最边沿或场地的边角,是最后施打的CFG桩,不存在后期施工的影响。

场地内地面隆起是振动沉管挤土效应的另一个表现。沉管管端的球形扩张本身就产生对周围土体向上的分力,同时不可压缩饱和土体超孔压的产生,使土体侧向位移的同时,也会克服上覆土层的压力而发生向上位移,地表隆起程度过大与CFG桩的桩间距比较小有关。

在本场地进行CFG桩施工,由于淤泥层本身处于流塑或流动状态,在拔管成桩过程中如果拔管速率过快,或者混合料灌注不连续,易造成淤泥的回流,这将会产生类似于砼灌注桩夹泥的断桩事故。这种施工因素可以用来解释CFG桩深部出现断桩缺陷的情况。

对于载荷试验结果表明复合地基承载力偏低,原因可以归于以下几种情况的一种或几种的组合:(1)桩体顶部有明显的断裂缺陷;(2)由于地表隆起过大,在按设计桩长施工情况下,CFG桩可能未进入下卧持力层;(3)受打桩时的振动、挤压等的扰动影响,具有灵敏性的淤泥质桩间土的强度在短时间内尚未完全恢复,桩间土的承载力还没有得到充分的发挥。

CFG桩对于桩间土的物理力学性质,起不到调整改善作用,相反当采用振动沉管工艺施工时,还可能因频繁的振动,导致原土结构的破坏,强度降低。根据研究^[3],当软土的标准承载强度 $f_k \leq 50\text{kPa}$ 时,不适宜采用CFG桩处理。 f_k 值最好不小于80~100kPa,否则很难收到好的效果。

关于在淤泥或淤泥质软土中CFG桩施工的建议

基于对本CFG桩复合地基场地振动沉管施工引起的断桩情况及其成因分析,对CFG桩在软土地区的使用提出如下建议:

1.合理选用施工工艺

对于灵敏性较高的土体,振动沉管会造成土的结构强度破坏,引起承载力降低,且对有软硬土层地质条件的地区会导致桩体在分界面被震裂或震断。对于饱和软粘土,还会产生较大的孔隙水压力,引起地表隆起。对于这类地基,选择长螺旋钻成孔施工工艺^[1,4]是必要的。由于长螺旋钻成孔可以排出约占桩体60%的土,对周围土体的影响小,减小侧向挤压,降低桩间土的超孔压。也可以尝试静压振拔技术^[5],即在软土地基中沉管时不启动马达,借助机自身的重量,将沉管沉至预定标高。填满混合料后再启动马达振动拔管。对饱和软土,特别是塑性指数较高的软土,由于振动将引起土体孔隙水压力上升、土强度降低。振动历时越长,对土和已打桩的不利影响越严重。而采用这种技术,降低了振动对土体的影响。

无论是何种施工工艺,应该都存在地区和地基条件的适应性问题。在本施工场地,检测表明振动(或锤击)沉管工艺的不适应性。如果要采用长螺旋钻成孔工艺或静压振拔技术,同样需要精心组织工艺性试打,研究施工质量,评价施工的影响。

2.严格控制拔管速度

拔管速度太快可能造成缩径或断桩。适宜的拔管速度为1.0-1.2m/min。每上拔1.0m要停一下振动5秒,沉管下端未露出地面不应停振。

3.合理确定打桩顺序和控制打桩速率

象预制桩和振动沉管灌注桩施工一样,采用振动沉管法施打CFG桩,挤土效应随着距离的增大而逐步减弱,离施工桩位越远则影响越小。因此采用跳打的施工顺序比连续施打对土体挤压扰动要小,但在一定的范围内这种减弱并不明显。可以尝试跳打两个桩距或多个桩距。另外桩体中灌入的水泥、粉煤灰和碎石的混合料需要一定的时间才凝固成桩,时间的长短与地基条件有一定的关系。饱和粘性土中需要较长的时间,而地下水位以上,特别是粗颗粒土中需要的时间相对较短。应根据地基条件合理控制打桩速率,使桩体混合料有足够的时间凝固成桩,桩身有一定的强度。

4.保证混合料的质量

控制混和料的配合比,其坍落度一般控制在3~5cm;混和料中碎石直径不应超过4cm,以防止桩身形成空洞,以及因混和料下泄不畅而断桩。

5.制定必要的补救措施

如果发现场地出现地表隆起,则由于土体的上移,以及桩体尚未凝结,因此桩体可能被拉断而脱开。可以采用快速静压的方法^[5],使“浮起”的上段桩体与下部连接起来,使之能正常传递竖向荷载。这一技术对保证复合地基中桩的正常工作将起到很大的作用,但要及时,否则脱开部分挤入淤泥,将成为真正的断桩。

结束语

1. CFG 桩是近十几年来发展起来的地基加固新技术,成桩质量问题受多种因素影响。在将 CFG 桩引入到新的地区时,应进行审慎的工艺性试验,在深入了解地基条件的情况下,选择合理的施工工艺。上述建议并非针对本场地的 CFG 桩施工,而是根据 CFG 桩的成桩机理和施工的各个环节提出的,希望能对 CFG 桩的推广提供借鉴。

2. 振动沉管法施工 CFG 桩对地基土有明显的挤土效应。在连盐高速公路连云港段 LY-GY3 标段的施工和检测结果表明:在淤泥或淤泥质土层中施工,容易引起断桩和地面隆起,从而影响 CFG 桩复合地基的承载力。针对具有一定灵敏性的连云港海相软土地基处理,CFG 桩的施工可以考虑长螺旋钻引孔成桩工艺。

参考文献

- [1] 徐至钧,王曙光,水泥粉煤灰碎石桩复合地基[M],北京:机械工业出版社,2004
- [2] 阎明礼,张来刚,CFG 桩复合地基技术及工程实践[M],北京:中国水力水电出版社,2001
- [3] 李添福,黄剖伟,CFG 桩复合地基在公路软基工程中的应用[J],城市道桥与防洪,2003(9):84-87
- [4] 阎明礼,申计春,刘伟,闫雪峰,CFG 桩复合地基承载力及施工检测,工程勘察,2004(5):37-39
- [5] 阎明礼,杨军,CFG 桩施工工艺[J],施工技术,1996,25(1):33-34

Analyses on Issues with the Application of CFG Piles in Soft Ground Improvement of Expressway Construction

MA Dongmei

(Lianyungang Municipal Expressway Construction Department Lianyungang 222006)

XU Chao

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University Shanghai 200092)

[Abstract] Cement Fly-ash Gravel (CFG) pile was newly developed technique for soil improvement, its construction technology and quality control system are paramount for the soil treatment effects. The tests of CFG piles, including low strain test and static loading test, were done in one expressway soft foundation improvement engineering in Lianyungang area, Jiangsu Province, and the test results were analyzed in this paper. After the study of the mechanism causing the broken pile shaft, the suggestions for the pile construction quality control measurements were put forward at the end.

真空堆载联合预压法加固高速公路软土路基的技术难点及应对措施*

丁天锐

(江苏省淮安市高速公路建设指挥部 淮安 223001)

[提要]真空堆载联合预压法近几年在软基加固领域得到了广泛的应用,但是常常出现加固效果不理想的情况,主要原因是加固区的密封和真空度向深部传递的问题没有解决好。淮盐高速公路淮安段有2.8km采用真空堆载联合预压法进行软基加固,本文着重介绍了在加固过程中遇到的技术难点及应对措施。

引言

20世纪50年代初,瑞典皇家地质学院杰尔曼(Kjellman)教授提出了真空预压法^[1],并先后在许多工程中进行了应用,但因当时的闭气技术没能过关,真空度难以保持,致使该法没能在工程中得以全面推广。我国研究人员和学者在上世纪80年代初解决了密封闭气技术,并在天津港的软基处理中首先加以应用。实践证明,该技术对软土地基的加固效果是理想的^[2]。近几年高速公路建设飞速发展,在软土地基上修建高速公路已为常见,有些地区尝试使用真空预压法来加固部分软土地基。曹永琅^[3]等介绍了某高速公路采用真空预压法加固软土地基的实例,结果表明采用真空预压法的加固效果非常明显。但是考虑到真空预压荷载一般不超过85kPa,所以当路堤设计填土荷载很大时,常常采用真空联合堆载预压的方法进行软基处理。

江苏省淮盐高速公路淮安段三、四标所处位置属冲堆积平原,自西向东分属沭阳淮黄泛冲积平原、里下河古泻湖平原河海积平原,全区地势平坦,密布湖荡、平原、滩涂等多种自然地貌,区域内不良地质类型主要有软土、可液化土和膨胀土等,其中软土具有分布广泛、埋藏浅、厚度大且不均匀、力学性质差、含水量高、孔隙比大和压缩性高等特点,对工程的影响最大。在这一路段采用多种软基处理方案,其中有2.8km的路段采用的是真空联合堆载预压方法。

* 收稿日期:2005年4月

材料选择

真空排水预压主要是要保证加固区有好的密封性以及真空度传递到垂直排水通道深部的损失尽量减少,要实现这两点,关键是选好地基加固中所用的材料即塑料排水板和密封膜。

1. 塑料排水板的选择

在真空排水预压中,垂直排水通道不仅起着垂直排水、减小土体排水距离、加速土体固结的作用,而且起着传递“真空度”的作用,真空“预压荷载”在这里是通过砂井、袋装砂井或塑料排水板向土体施加的。现场实践证明,由于垂直排水通道存在阻力,真空度从膜下到砂井或塑料排水板中的传递过程中是会有损失的,从而它影响到地基土层固结的快慢和土层固结沉降的绝对量值,影响到真空排水预压的加固效果,尤其是对深层软土加固是有着很重要的影响。

在垂直排水通道的型式上,塑料排水板要优于袋装砂井。而在塑料排水板的选择上,除其它指标外,通水量越大越好,它可以将膜下真空度传递的局部与沿程阻力减小到最小程度,从而大大提高真空排水预压的加固效果。

“可测深高性能塑料排水板”就是一种很好的垂直排水通道,它的通水量较大,比交通部颁标准中的C型板大 $15\text{cm}^3/\text{s}$ 以上,通水能力大小恰好能反映传递阻力的大小。同时它又是一种可测深的排水板,可以保证设计的加固深度在施工中不折扣,这一点排水预压加固来说尤其重要。本工程采取的排水板性能指标如表1所示。

塑料排水板的技术指标

表 1

项目	指标	检测结果	
纵向通水量(cm^3/s)	≥ 50	63.6	
复合体抗拉强度($\text{kN}/10\text{cm}$)	≥ 2.0	2.0	
滤膜渗透系数(cm/s)	$\geq 5 \times 10^{-3}$	6.3×10^{-3}	
滤膜等效孔径(μm)	< 100	85	
滤膜抗拉强度(N/cm)	纵向干态	≥ 40	44.6
	横向湿态	≥ 45	60.8
外形尺寸(mm)	宽度	100 ± 2	98.1
	厚度	4.0 ± 0.2	4.5
塑料芯板材质	100%聚丙烯新料	100%聚丙烯新料	

2. 密封膜的选择

密封膜在真空排水预压加固中起着关键的作用,其质量好坏直接关系到膜下真空度的高低、加固的成败,因此应十分重视其材料的质量。密封膜的选择应遵循重量轻、强度高、韧性好、密封好、抗老化、耐腐蚀等基本原则。根据以往的经验选择厚度为 $0.12 \sim 0.14\text{mm}$ 的PVC压延薄膜作为密封膜,实践证明在现场使用都取得了很好的密封效果。本工程采用的密封膜的技术标准见表2所示

聚氯乙烯(PVC)压延密封膜的技术指标

表2

规格及方法 项目	产品型号	检验标准	指标	检测结果		
厚度(mm)	/	GB/T13761-92	0.12-0.14	0.12	0.14	0.18
拉伸强度(纵/横)(MPa)	GB/T3830	GB/T1040-199	≥18	24.7/21.1	24.2/23.3	25.0/22.3
断裂伸长率(纵/横)(%)	GB/T3830	2 拉伸速率 10mm/min	≥200	306/306	306/308	314/316
直角撕裂强度(纵/横)(kN/m)	GB/T3830	QB/T1130-91	≥40	52/54	58/59	59/61
低温伸长率(纵/横)(%)	GB/T3830	HG ₂ -163	≥22	32/34	33/36	30/31
渗透系数(cm/s)	GB/T17688-1999	SL/T235-1999	≤10 ⁻¹¹	≤10 ⁻¹¹		

施工工艺要点

真空联合堆载预压加固要达到预期的效果,严格选定主要材料后,从施工工艺来说,也要严格控制,因为真空排水预压的工序都是环环相扣,哪一环做不好都会影响真空度的大小,就会影响预压效果。其关键是要把做好铺膜、密封沟挖填、膜上加载等几个环节的施工控制关,分述如下:

1. 施工前准备

机械设备进场后,对每一台设备如插板机、发电机和抽真空装置再次进行检查和校正,以备随时投入使用。施工场地平整要到位,地表高程及排水板点位放样要准确,经复查合格并确认供电可靠后,才开始施工。

2. 塑料排水板施工

建立严谨的施工操作程序,对排水板的间距误差控制在5cm以内,对打设深度的误差控制在小于50cm以内,垂直度偏差≤1.5%。为保证真空排水预压的深度密封效果,打设深度不得进入地质报告中所述的透水层。

3. 密封膜的铺设

铺膜时要求做好以下几点:

- 铺设时,膜不得拉的太紧,每边比图纸尺寸要放出3~5m。铺设时自一边开始,二层一道依顺序同时由近及远进行铺设。
- 膜在埋入密封沟时,严禁被石头、杂草、树根等戳破,保持其完整性。
- 在膜上放置沉降标时,应事先铺设土工布、软草蓆或一些小块密封膜,并避免戳破密封膜和沉降标倾覆。
- 抽气时,应加强对密封膜的寻查,以便发现膜破的地方,能及时进行粘补。若抽气后发现薄膜铺设松紧很不均匀时,应停止抽气进行适当调整,但是这种调整是很有限的,重要的还是在膜埋入沟前布设好。

4. 密封沟的挖填

在加固区四周挖一定深度的沟槽用于埋设密封膜,其典型断面如图1所示。密封沟的

深度在 1.2~1.5m 之间,具体深度视现场地质情况而定。当被加固土的表层粘粒含量较高、渗透性较差时,沟可挖浅一些;反之,沟要挖深一些。沟的宽度主要视挖掘方式和铺膜决定,如用机械挖掘,沟可以挖得窄一些,但要方便人工铺膜的操作。一般最小宽度为 60cm;如人工挖掘,密封沟最小宽度为 70cm。挖沟时要注意土层中的植物根系和动物的孔洞,若发现有孔洞,则沟的深度相应的挖深一些以避开孔洞。这些孔洞往往是漏气的通道,一般动、植的孔洞深度也是有规律的,只要留心观察是不难发现的。

挖好沟后将膜放入沟中,应注意将膜贴于沟的内壁(沟的内壁尽可能平整),并将膜放至沟底,然后分层回填土并压实。尤其注意第一层的填筑,一定要用土把膜压好,使膜能紧贴沟内壁和沟底,在每一层填土上给予压实,最后将剩余的土在沟边堆成挡土的小堤,为膜上以后复土创造

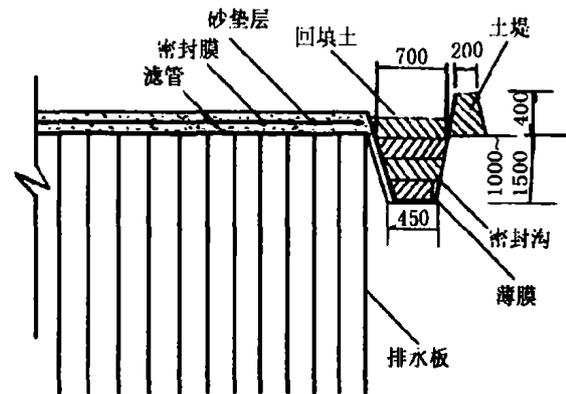


图1 密封沟的典型断面^[4]

条件。这当中要特别留心在有真空度测头导管和孔压测头导线引出的地方,既要密封好,又不能将导管弄断、弄破或弄成小于 90 度的弯曲。

密封沟工作量虽不大,但它直接关系到密封效果的好坏,必须认真、细致、严格地去做好这一工作。

5. 堆载注意事项

a. 一定要等到膜下真空度稳定(一般是稳定 7~10 天)、并达到了设计要求之后才能进行路堤堆载施工,否则,一旦出现了真空加固的漏气问题,堆载上去以后就难以处理;

b. 为了防止第一层堆载过程将密封膜弄破,对膜下和膜上的一层无纺土工布要精心铺设,特别注意块与块之间的搭接,搭接长度不小于 20cm,并用绳结好,铺设时将无纺土工布伸入到密封沟中一部分;

c. 第一层堆载不要太薄,最好在 40~50cm 左右,尽可能用细粒土,先用人工摊铺,再用机械由近及远逐步推进,压实时逐步由轻到重进行多遍碾压,以达到压实度的要求;

d. 堆载时要注意保护膜面上的沉降观测标杆。

做好加固过程中的管理工作

做好上述各项工作,并不一定就能取得加固的预期效果,在加固过程中也要实行科学严格的管理,它是保证加固取得良好效果的一个重要环节和措施。应在下述三方面要作出安排和考虑。

1. 供电

电力供应的连续是保证抽真空装置连续工作的必要条件,因此在现场安装设备前,要弄清电源的供应方式和供应能力。

2. 加强现场管理, 保证密封效果

随着加固过程的进行, 地基将发生连续不断的变形, 它包括垂直和水平两个方向上的变形, 因此在加固区周围的地方及加固区上的薄膜等都会出现这样那样的情况, 如地面产生裂缝, 膜被拉破或被砂垫层中的异物顶破, 或在加固区中的出膜装置附近、在量测真空度管附近的膜都有可能被拉破。这些都会引起漏气, 导致真空度下降, 管理中就是随时注意这些情况的出现, 并及时采取相应的措施予以补救, 保证加固区的密封效果。现场人员随时注意水箱内的水温, 若水温过高, 应更换一些冷水降温, 假如还是无效时, 说明喷嘴磨损加大, 效率降低, 应更换喷嘴。

3. 建立严格的值班制度

建立严格的现场值班制度, 及时进行现场检查, 作好各种异常情况的详细记录。

真空联合堆载预压加固淮盐高速公路过程中出现的问题及处理

1. 加固过程中对地表裂缝的处理

运用真空排水预压法对软土地基加固时, 加固区外的土体是向着加固区移动的。土体移动会使地表产生一些裂缝, 这些裂缝会随着加固过程的连续而发展, 当发展到一定深度时裂缝也会成为漏气的通道, 使膜下真空度降低, 因此一旦出现上述情况就要采取措施予以密封。简单有效的做法是发现漏气时, 采用一定稠度的粘土浆灌入裂缝中, 泥浆会在重力和真空吸力的作用下向裂缝深处钻进, 泥浆会慢慢充填于裂缝中, 堵住裂缝, 达到密封的效果。

2. 真空度不足时应对措施

连续三天抽真空后, 膜下真空度就达到或超过 80kPa, 并能长时间保持或大于 80kPa, 而且真空度也能通过排水板传递到软土的深部, 抽真空的头几天真空度在排水板的不同深度都有良好的反映 (见图 2)。

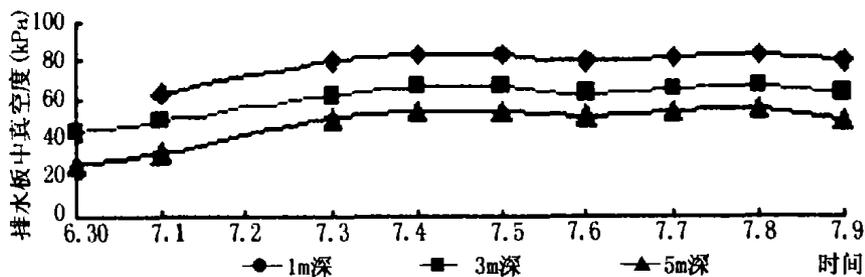


图 2 排水板中不同深度真空度实测过程线

施工过程中在抽真空的同时要加载土方, 这样难免会造成真空膜破坏, 导致漏气、真空度下降, 为保证真空度大于 80kPa, 对真空膜破坏处一般采取以下几种措施:

a. 直接胶补法

在密封膜的破损处用清水清洗干净, 再用干毛巾擦干, 均匀的涂上密封胶, 然后贴在已经涂了密封胶且面积比破损的面积大的膜上, 用干毛巾压紧, 最后检查此处有无漏气。

b. 密封沟加深法

在真空预压过程中,真空度的降低是由于在密封沟很近的范围内开挖土方(开挖的深度比较接近密封沟的深度甚至深于密封沟的深度)造成时,一般用此方法处理。在K21+040~K21+172段真空预压过程中由于K21+030箱涵的基槽开挖,开挖的位置在密封沟的边上,深度比密封沟的深度深大约30cm,使真空度从80kPa降到50kPa,经过对此处密封沟加深处理后(加深的深度比基槽开挖的深度深50cm)效果很明显,真空压力达到设计要求。

c. 重新罩膜法

当密封膜在砂垫层和土方施工中遭到多处损坏,并无法修补时,为了提高真空度保证工程质量,一般采取按照铺膜程序重新罩膜。此法的缺点是:处理过程中土方无法继续施工。

d. 四周密封法

此处理法分土封和膜封两种,一般在路基土施工中造成砂垫层下的密封膜多处破损,并无法找补时采取此方法处理。其原理是利用膜上的路基土和密封墙(膜)把密封膜上的砂垫层断掉形成密封系统来密封的。其密封效果是由路基土和密封墙的密封度来决定的,密封效果很难把握,其优点比重新罩膜法要节省大量时间。在K20+480~K20+700段处理中效果很明显,并为土方施工提供大量的施工时间。

e. 加泵法

真空度在78kPa到80kPa之间,并找不到其漏气的原因;可以在出泵口用三通加一台真空泵,通过加大抽真空的功率来提高真空度,确保工程质量。

以上是几种针对真空压力达不到设计要求的处理方法,除重新罩膜法因为施工的原因没有应用外,其余处理方法的效果都很明显,因此淮盐高速公路真空联合堆载预压路段全线2.8km的真空度都稳定在80kPa,随着抽真空的进行地表沉降都很明显,加固过程中的沉降观测数值均在计算范围内。从现场看,真空联合堆载预压法加固超软土基取得了良好的效果。

结论

1. 真空联合堆载预压法是一种加固高速公路软土路基的有效方法,可以减小路基的沉降量,并且可以提高路基的稳定性。

2. 真空联合堆载预压法的加固效果与施工过程密切相关,所以在施工过程中要进行严格地控制管理,每一个步骤都严格按照操作规范进行,如果出现异常情况要及时处理,避免对加固结果造成不良影响。

3. 淮盐高速公路K20+250~K20+490段采用真空联合堆载预压法进行处理,自2003年10月开始填土直至2004年6月结束,填土高度为3.5m,填土结束时累计沉降为46.5~48.1cm,沉降速率已降至2.6~4.4cm/月,达到了预期的处理效果。

参考文献

- [1] Kjellman W. Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure [J]. Conference on Soil Stabilization [C], Boston, 1952: 87~91
- [2] 董国安, 真空预压技术几个问题的实践与探索[J]. 港工技术, 1999(4): 39~42
- [3] 曹永琅, 丛建, 吴晓峰. 高速公路超软土地基的真空预压加固研究[J]. 岩土力学, 2003(5): 771~775
- [4] 娄炎, 真空排水预压法加固软土技术[M]. 人民交通出版社, 2002

Technical Difficulties and Measures in Expressway Soft Soil Foundation Improvement by Vacuum-Loading Consolidation Method

Ding Tianrui

(Huaian Municipal Expressway Construction Department Huaian 223001)

[Abstract] The vacuum-loading consolidation method has been used extensively in soft soil foundation improvement in recent years, however the foundation treatment effects always cannot be satisfied in the practice. The main reasons are that some technical problems can not be solved probably, like the sealing of consolidation area and the transmission of the vacuum degree to the deep soil layers. 2.8km long embankment foundation was improved by the vacuum-loading consolidation method in the Huaian section of Huai-Yan Expressway, the technical difficulties encountered in construction process and the measures to take were emphasized in this paper.

新书预告

由机械工业出版社正式出版发行, 徐至钧主编, 胡中雄、曹名葆、叶观宝等参加编著的建筑地基处理技术丛书:

建筑地基处理技术丛书

书 号	书 名
13737	强夯和强夯置换法加固地基
13897	高压喷射注浆法处理地基
13964	水泥土搅拌法处理地基
13324	柱锤冲扩桩法加固地基
15276	软土地基和预压法地基处理
15264	振冲法和砂石桩法加固地基

等, 全套共七本。

地址: 深圳市心太白居3栋106号 徐至钧 518019

(曾良)

素混凝土桩后注浆在复合地基中的应用实例*

孙立川

(河北中核岩土工程有限责任公司 石家庄 050021)

徐超 叶观宝

(同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)

[摘要] 本文结合后注浆技术在素混凝土桩复合地基工程中的应用, 探讨后注浆技术提高素混凝土短桩承载力的作用。应用研究表明, 桩底经后注浆处理后, 素混凝土桩复合地基的承载力得到大幅度提高。

引言

为了消除泥浆护壁灌注桩存在桩底沉渣和桩侧泥皮的缺陷, 中国建筑科学研究院分别于1993年和1994年开发了桩底、桩侧后注浆专利技术^[1]。该技术的机理是通过预设在桩底和桩侧注浆装置, 在成桩后2~3d进行注浆, 固化桩底沉渣和桩侧泥皮, 加固桩底以下和桩侧一定范围内的土体, 从而大幅度提高灌注桩的承载力, 减少桩基沉降。

该技术主要应用于各种工艺的灌注桩(挖孔、冲孔、钻孔)的后注浆处理, 经后注浆后桩的承载力得以明显提高。后注浆技术在桩基工程中已经比较成熟, 但在复合地基中的应用并不多见。由于刚性桩复合地基在处理建(构)筑物时具有经济、安全、施工速度快等特点被广泛应用, 因此探讨后注浆技术在刚性桩复合地基中的应用效果具有现实意义。本文依据灌注桩后注浆技术机理, 结合在石家庄市某素混凝土桩复合地基中的应用实例, 分析研究后注浆技术对提高素混凝土桩承载力的效果。

工程应用

1. 工程地质条件

在石家庄地区, 特别是在市区, 地面下5-10米深度范围内普遍存在着—层厚薄不一的砂层, 充分利用该砂层的承载能力对于降低地基处理费用, 缩短施工工期具有很大的经济和社会意义。某学校综合楼八层, 局部六层。根据该工程的岩土工程勘察成果, 场地的工程地质条件概括于表1。

* 收稿日期: 2005年4月

场地工程地质条件

表 1

土层编号	土层名称	层底深度(m)	塑性或密实度	压缩模量 E _s (MPa)	承载力标准值(kPa)
①	黄土状粉质粘土	1.6	可塑~硬塑	1.8	110
②	黄土状粉土	5.0	稍密~中密	10.6	160
③	细砂(含姜石)	10	稍密~中密		170
④	粉质粘土	12.3	硬塑		180
⑤	粉细砂	14.3	中密		200

2. 方案选择

建筑物的基底压力设计值为 280kPa，原地基基础设计方案为人工挖孔灌注桩，估算造价约 80 万元。如采用造价省的素混凝土桩复合地基方案，选择第③层细砂作为持力层，根据石家庄地区经验和本场地的工程地质条件，复合地基承载力难以满足设计要求。依据地基处理规范^[2]，承载力复核结果见表 2。鉴于素混凝土桩与灌注桩的相似性，决定采用素混凝土短桩复合地基加桩底后注浆处置方案。以第③层细砂作为桩端持力层，桩径 400mm，桩长 4.0m（基础埋深约 2.0m），间距 1.2m，正方形布置。本工程采用人工成孔、振捣混凝土成桩，成桩后 2-3d 在素混凝土桩端砂层注入水泥浆液，施工参数为：采用 425 硅酸盐水泥，浆液的水灰比 1:0.6，注浆压力 1.0MPa 左右。

混凝土桩复合地基承载力复核表

表 2

桩径(mm)	φ400
置换率	8.73%
极限侧摩阻力(kpa)	55
极限端阻力(kpa)	1000
单桩承载力(kN):	201
复合地基承载力(kpa):	262.8 (小于 280 kPa)

3. 加固效果检验与分析

在素混凝土桩施工后进行桩端后注浆处理，15d 龄期时在本场地随机抽取 3 根桩，按照复合地基载荷试验要点^[2]进行了单桩复合地基载荷试验。图 1~图 3 分别为 1"、2"、3"单桩复合地基载荷试验的 p-s 曲线。

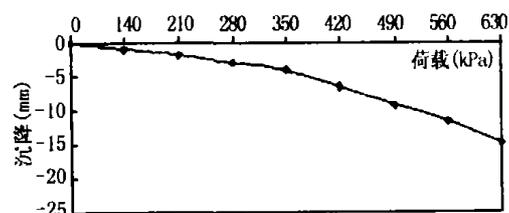


图 1 1"单桩复合地基载荷试验的 p-s 曲线

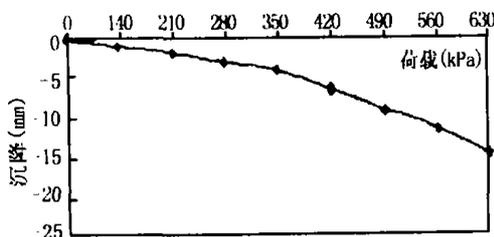


图 2 2"单桩复合地基载荷试验的 p-s 曲线

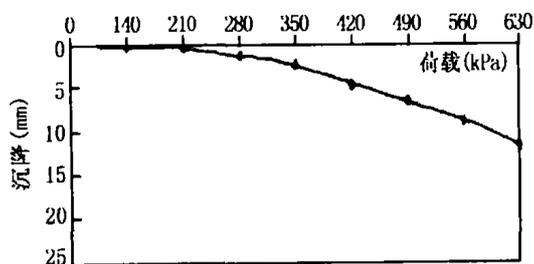


图 3 3"单桩复合地基载荷试验的 p-s 曲线

根据单桩复合地基载荷试验的 $p-s$ 曲线, 根据比例界限可以判定复合地基承载力特征值不低于 350kPa, 远大于设计要求的承载力 280kPa, 达到了地基处理目的。而且, 工期仅 12 天, 总费用 20 万元, 比原方案节约造价 60 万元, 取得了良好的经济效益。

分析与讨论

本次对素混凝土桩进行桩底后注浆处理, 取得了预期的效果, 基于对后注浆机理的认识和挖孔素混凝土桩的特点, 促使单桩和复合地基承载力提高的机制表现在以下两个方面:

1. 提高桩持力层的端阻力

通过桩底后注浆, 浆液在高压下渗透到砂土空隙中, 或充填在桩底与土层的接触缝隙中, 对砂层有胶结作用和挤密作用, 这两种作用都会有效地加强桩端与持力层的结合程度, 提高桩端持力层的端阻力。

2. 扩大桩端截面积

在砂层中注浆时, 浆液除了渗透进入砂土的空隙外, 多余的浆液将挤压充填于桩底和桩体下端一定长度的桩侧与土的软弱接触面, 浆液胶结后, 相当于给桩增加一个低标号水泥砂浆桩靴, 不同程度地扩大了桩端的截面积。

根据单桩复合地基载荷试验, 复合地基承载力不低于 350kPa, 比未注浆前按规范核算的复合地基承载力提高了约 70kPa, 增幅达 35%。由于本工程只进行桩底注浆, 复合地基置换率没有变化, 此承载力应是由单桩承载力增加引起。根据复合地基承载力计算公式反算得到注浆后单桩承载力为 315kN, 较未注浆时增加了 114kN, 提高了约 44%。

桩底后注浆对单桩承载力的提高集中于桩端, 这包括因为注浆引起的桩端扩大和持力层端阻力的提高, 由于二者的作用效果均是提高桩的承载力, 而难以分别考虑计算, 不妨称之为“桩端后注浆综合效应”。

结论

概述本文的应用结果与分析, 可以得出以下结论:

1. 采用桩底后注浆技术, 可以提高素混凝土桩复合地基的承载力, 特别是对于以砂层作为桩端持力层的刚性桩, 复合地基承载力可以得到大幅度提高。在本例中, 素混凝土桩复合地基承载力提高了约 35%;

2. 建议采用“桩端后注浆综合效应”的概念来概括桩底后注浆的作用效果。在与本例类似的工程地质条件下进行施工时, 采用桩底后注浆处理后, 桩端细砂层的极限端阻力可以根据不同的施工参数取原始桩端砂层的极限端阻力的 1.5 倍左右。

参考文献

- [1] 中国建筑科学研究院, 灌注桩后注浆 (PPG) 工法 (YJGF04-98), 施工技术, 2001, 30(1): 46-47

[2] 中华人民共和国行业标准, 建筑地基处理技术规范, JGJ79-2002

Application of Post Grouting Technique in Concrete Pile Composite Foundation

Sun Lichuan

(Unclear Industry of China Geotechnical Engineering CO. Ltd Shijiazhuang 050021)

Xu Chao Ye Guanbao

(Geotechnical Engineering Department, Tongji University Shanghai 200092)

[Abstract]Based on the application of post grouting technique in the concrete pile composite foundation, authors probe the mechanism to increase the capacity of short rigid pile by this technique. The application and research results indicated that after the post grouting in the pile end, the bearing capacity of the concrete pile composite foundation could be increased by a big margin.

第二届全国非饱和土学术研讨会纪要

2005年4月23日, 第二届全国非饱和土学术研讨会在浙江大学邵逸夫科学馆隆重举行。本次研讨会由土木工程学会土力学及岩土工程分会主办, 浙江大学岩土工程研究所承办。中国土木工程学会土力学及岩土工程分会理事长张在明院士、浙江大学常委副书记叶高翔教授、浙江大学建筑工程学院院长董石麟院士等领导出席开幕式并致辞。开幕式由浙江大学建筑工程学院常务副院长陈云敏教授主持。

来自包括香港、台湾在内的国内各大学、科研院所及工程勘察设计单位的200余位专家、代表参加了会议。中国科学院院士沈珠江等多名国内著名学者出席本次会议并作水平和专题报告。本次研讨会还得到了原国际土力学及基础工程学会非饱和土专业委员会主席、加拿大国家工程院院士D.G.Frelund教授, 美国土木工程系主任委员会主席、美国Purdue大学V.P.Drnevich教授及德国岩土工程学会环境土工分会E.Gartung3位国外著名学者的响应和支持, 他们也在会上作了特邀报告。

本次大会是继1992年首届研讨会之后的又一高水平学术会议, 共收到学术论文66篇, 其中水平和专题报告12篇。在为期2天的大会上, 代表们对12年来的学术成果进行了交流和总结。

本次大会的论文集虽然非正式出版, 但印刷清楚, 装帧精美。大会的顾问委员会和学术委员会经无记名投票选出19篇优秀论文。这些优秀论文将与大会的12篇水平和专题报告一起推荐给《岩土工程学报》。

(浙江大学岩土工程研究所 供稿)

基坑开挖引起地表沉降量的性状研究*

郑保华

俞建霖

(浙江国泰建设集团有限公司 杭州 311201) (浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 本文用空间有限单元法研究了基坑开挖过程中周围地表沉降量的分布型式、分步开挖效应及空间效应,并与按二维平面问题分析的结果进行了比较分析,得出了一些有益的结论,可供工程实践参考。

引言

近年来,随着城市建设的发展,高层建筑不断兴起,产生了大量的基坑开挖工程。基坑工程作为一个系统工程,它不仅要保证围护结构本身的安全,还要保证周围建筑物和地下管道的安全和正常使用,也就是说,基坑开挖会产生一系列的环境问题。因此,有必要对基坑开挖引起的周围地表沉降量进行系统的分析和研究。

实际中大量的基坑工程,其长度与宽度处于同一数量级,属于三维问题;但在以往的设计和研究中,人们常常将其简化为二维平面应变问题进行计算。本文采用空间有限元分析方法,用三维无限元来满足真实的边界条件,用接触面单元来模拟土与围护结构的相互作用,对围护结构采用11/8结点非协调元来克服线性等参元的“过刚”现象,并按照施工顺序模拟计算基坑开挖过程中土体应力场和位移场的变化过程,对基坑开挖引起的周围地表沉降量的分布型式、分步开挖效应和空间效应进行了分析研究,并与二维计算结果进行对比,得出了一些有益的结论,可供工程实践参考。

有限元分析的模式

1. 基坑开挖一般属临时性工程,工期较短,故按不排水条件分析。如基坑平面形状为矩形,则可利用其对称性,取四分之一进行计算。

2. 围护结构、支撑均按弹性材料考虑。土体可采用线弹性模型或 Duncan—Chang 非线性弹性模型。

3. 为了模拟围护结构与土之间的共同作用,在两者之间设置接触面单元。二维分析中

* 收稿日期:2005年5月

常采用古得曼(Goodman)单元, 现将其推广到三维。设接触面单元应力和位移之间的关系为:

$$\{\sigma\} = [\sigma_x \tau_{xy} \tau_{xz}]^T = [K]\{W\} \quad (1)$$

式中 $\{W\}$ - 接触面上左右两片的相对位移(见图1), 其表达式为:

$$\{W\} = \begin{Bmatrix} \Delta\mu \\ \Delta v \\ \Delta w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mu \\ v \\ w \end{Bmatrix}_{i_1} - \begin{Bmatrix} \mu \\ v \\ w \end{Bmatrix}_{i_2} \quad (2)$$

$$\begin{Bmatrix} \mu_{i_1} \\ v_{i_1} \\ w_{i_1} \end{Bmatrix} = N_1 \begin{Bmatrix} \mu_1 \\ v_1 \\ w_1 \end{Bmatrix} + N_4 \begin{Bmatrix} \mu_4 \\ v_4 \\ w_4 \end{Bmatrix} + N_5 \begin{Bmatrix} \mu_5 \\ v_5 \\ w_5 \end{Bmatrix} + N_8 \begin{Bmatrix} \mu_8 \\ v_8 \\ w_8 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$\begin{Bmatrix} \mu_{i_2} \\ v_{i_2} \\ w_{i_2} \end{Bmatrix} = N_2 \begin{Bmatrix} \mu_2 \\ v_2 \\ w_2 \end{Bmatrix} + N_3 \begin{Bmatrix} \mu_3 \\ v_3 \\ w_3 \end{Bmatrix} + N_6 \begin{Bmatrix} \mu_6 \\ v_6 \\ w_6 \end{Bmatrix} + N_7 \begin{Bmatrix} \mu_7 \\ v_7 \\ w_7 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

式(1)中的劲度矩阵 $[K]$ 为

$$[K] = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_{xy} & 0 \\ 0 & 0 & K_x \end{bmatrix} \quad (5)$$

式中 K_x, K_{xy}, K_{xz} 分别为接触面的法向、 y 向和 z 向切向劲度系数。

K_x, K_{xy}, K_{xz} 及 N_i 表达式见文献^[3]。由式(1), 根据虚功原理, 即可推得三维接触面单元的劲度矩阵。

4.对于基坑开挖问题, 其真实的边界条件应是无穷远的位移为零, 采用常规有限元分析方法难以实现这一点, 而无限元可通过取有限的甚至很小的计算范围, 实现无穷远处位移为零的真实边界条件。本文采用空间八结点无限元, 其形函数为:

a、当 $\xi \geq 0$ 时

$$\begin{cases} N_i = \xi(1+\eta)\eta(1+\zeta_i\zeta)/4 & i=2,3,6,7 \\ N_i = (1-\xi)(1+\eta)\eta(1+\zeta_i\zeta)/4 & i=1,4,5,8 \end{cases} \quad (6)$$

b、当 $\xi < 0$ 时

$$\begin{cases} N_i = \frac{\xi(1+\eta)\eta(1+\zeta_i\zeta)}{4(1+\xi)} & i=2,3,6,7 \\ N_i = \frac{(1-\xi)(1+\eta)\eta(1+\zeta_i\zeta)}{4(1+\xi)} & i=1,4,5,8 \end{cases} \quad (7)$$

上述形函数满足当 $\xi \rightarrow -1$ 时, 实际单元中与它对应的界面趋向负无穷远。

空间八结点无限元位移函数为

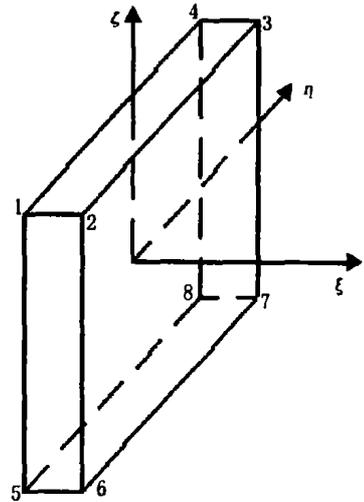


图1 接触面单元

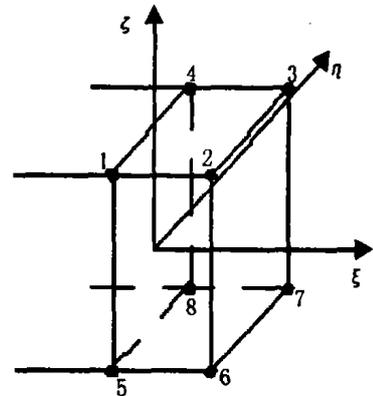


图2 空间八结点无限元

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^8 M_i u_i \\ v &= \sum_{i=1}^8 M_i v_i \\ w &= \sum_{i=1}^8 M_i w_i \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中 M_i 为位移函数, 可选为: $M_i = M_i^0 \left(\frac{r}{r_i}\right)^\alpha$, M_i^0 取 $\xi \geq 0$ 时的 N_i 表达式; 常数 $\alpha \geq 1$, 通常取 $\alpha=1$ 或 2。 r 为衰减半径, 指计算点到衰减中心的距离; r_i 为结点 i 的衰减半径。假设衰减中心坐标 (x_0, y_0, z_0) , 计算点坐标为 (x, y, z) , 则

$$r = \sqrt{(x-x_0)^2 + (y-y_0)^2 + (z-z_0)^2} \quad (9)$$

这样选择的位移函数既能满足连续条件, 也满足当 $r \rightarrow \infty$ 时, 位移分量 $u, v, w \rightarrow 0$ 的边界条件。由此可推导出无限元的单元刚度矩阵, 详见文献^[2]。

5. 空间八结点线性等参元在计算具有弯曲变形一类问题是“过刚”的, 也就是说, 在相同力偶作用下, 计算模型的变形比实际结构的变形要小, 如果单元的长宽比很大就可能使计算结果失真。采用非协调元在每个单元中引入 9 个附加自由度来改善线性等参元的精度是很有效的, 但相应增加了计算量。由于围护结构单元的模量较大, 易产生过刚现象, 可采用非协调元; 而对于土体单元, 因模量较小, 可采用线性等参元。这样既可减小计算量, 又不失精度。非协调元未凝聚的位移场可取为式(10), 附加自由度的凝聚和恢复过程详见文献 [1]。

$$\left\{ \begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^8 N_i u_i + (1-\zeta^2)u_9 + (1-\eta^2)u_{10} + (1-\zeta^2)u_{11} = \sum_{i=1}^{11} N_i u_i \\ v &= \sum_{i=1}^8 N_i v_i + (1-\zeta^2)v_9 + (1-\eta^2)v_{10} + (1-\zeta^2)v_{11} = \sum_{i=1}^{11} N_i v_i \\ w &= \sum_{i=1}^8 N_i w_i + (1-\zeta^2)w_9 + (1-\eta^2)w_{10} + (1-\zeta^2)w_{11} = \sum_{i=1}^{11} N_i w_i \end{aligned} \right. \quad (10)$$

6. 计算步骤: 先计算土体在自重状态下的初始应力场, 并将初始位移置零; 再计算每级开挖面上各结点的等效结点力, 将其反作用在开挖面上, 并将开挖面以上的单元替换为空气单元; 接着计算变化后的位移场与应力场; 然后进行下一级开挖, 直至坑底。

基于以上模式, 作者编制了考虑基坑开挖的空间效应、土与结构物相互作用及施工过程的深基坑工程三维有限元分析程序。

基坑周围地表沉降量的空间性状分析

本节主要讨论基坑开挖过程中周围地面沉降的分布型式、分步开挖效应及其空间效应, 并将其结果同按平面问题分析的结果进行比较分析。参考算例取基坑长度 $2A=40\text{m}$, 宽度 $2B=40\text{m}$, 开挖深度 $H=10\text{m}$; 围护结构厚度 $D=0.8\text{m}$, 插入深度为 10m , 弹性模量折减后取

$E=25000\text{MPa}$, 泊松比 $\nu=0.17$ 。支撑弹性模量为 23000MPa , 共设有两层支撑, 第一层支撑位于地表下 3.3m , 断面为 $0.4 \times 0.4\text{m}$, 第二层支撑位于地表下 6.7m , 断面为 $0.6 \times 0.6\text{m}$ 。为了便于寻找定性规律, 土体采用线弹性模型, $\gamma=17.5\text{kN/m}^3$, $E=4\text{MPa}$, $\nu=0.49$ 。基坑分三次开挖, 分别挖至地表下 3.3m , 6.6m , 10m 。

1. 地表沉降量的分布型式

地表沉降量的分布型式可分为有“三角形”和“抛物线”两种, 前者的最大沉降点位于基坑边, 后者的最大沉降点离基坑边有一定距离。但两种型式的产生条件目前众说纷纭, 本文根据数值计算的结果对这一问题进行讨论。图3为不同算例下基坑中部剖面地表沉降量的分布曲线。各算例的计算参数见表1。

各算例计算参数

表1

算例	开挖深度(m)	插入深度(m)	围护结构厚度(m)	第一层支撑高度(m)	第二层支撑高度(m)
参考算例	10	10	0.8	3.3	6.6
算例2	10	10	0.8	0	6.6
算例3	4	6	0.6	无	无

注: 表中支撑高度为该层支撑到地表的距离

从图中可见:(1)采用悬臂式围护结构的基坑周围地表沉降分布曲线为“三角形”; (2)采用内撑式围护结构的基坑周围地表沉降分布曲线可能为“抛物线”, 也可能为“三角形”。这主要与悬臂开挖部分的深度有关: 悬臂开挖时, 沉降曲线呈“三角形”状; 随着支撑的设置和基坑的不断开挖, 新增的沉降分布曲线为“抛物线”; 因此当悬臂开挖部分深度较小时, 最大沉降点逐步外移, 沉降曲线为“抛物线”; 反之, 如新增的沉降迭加后还不能引起最大沉降点外移, 则沉降曲线为“三角形”。

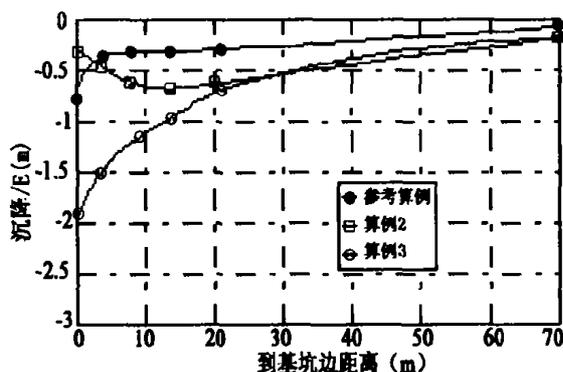


图3 各算例的地表沉降曲线

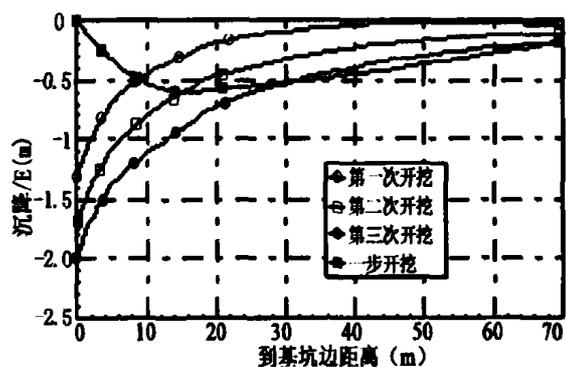


图4 各次开挖的地表沉降曲线

2. 地表沉降量的分步开挖效应

图4为基坑中部剖面上地表沉降量随开挖过程的变化曲线。由图可见:(1)随着基坑开挖深度的不断增加, 基坑周围地表沉降量不断增加; (2)悬臂开挖部分所引起的周围地表沉降量在总沉降量中占有相当大的比重, 因此要控制周围地面的沉降量, 应减少基坑悬臂开挖部分的深度, 亦即提高第一层支撑的位置; (3)按分步开挖模式的计算结果比一步开挖模式(即不考虑施工步骤, 直接计算基坑挖至 10m , 设两层支撑的情形)的计算结果要大得多。其原因主要在于: ①分步开挖模式的第一阶段即悬臂开挖阶段造成了地表沉降

量的急剧增加,而一步开挖模式未能反映出这一阶段;②分步开挖模式由于支撑设置的滞后性,围护结构的水平位移大于一步开挖模式的结果,因此沉降量也较大;④按一步开挖模式计算时,未能模拟出悬臂开挖的过程,因此其沉降曲线呈“抛物线”状,与分步开挖的结果有明显差异。

3.地表沉降量的空间分布规律

图5为不同剖面上的地表沉降量分布图,图中X为该剖面到基坑中剖面的距离(m)。由图中可见:(1)基坑中部(X=0)附近剖面的地表沉降量远大于基坑角点(X=20)附近剖面的地表沉降量;(2)如前所述,基坑中部附近剖面上地表沉降量分布型式可能为“三角形”或“抛物线”,而基坑角点附近剖面由于自始至终受到另一侧围护结构的支撑作用,其沉降分布型式为“抛物线”;(3)基坑中部附近剖面的沉降分布曲线曲率较大,亦即不均匀沉降较大。

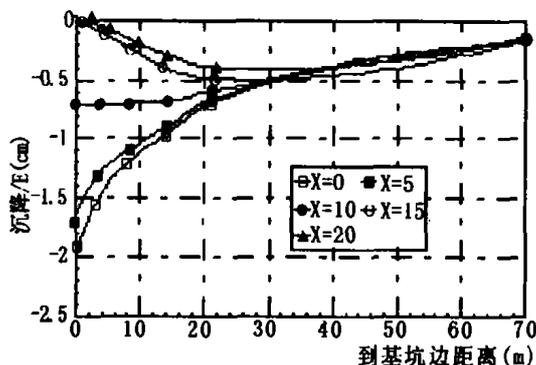


图5 沉降分布图

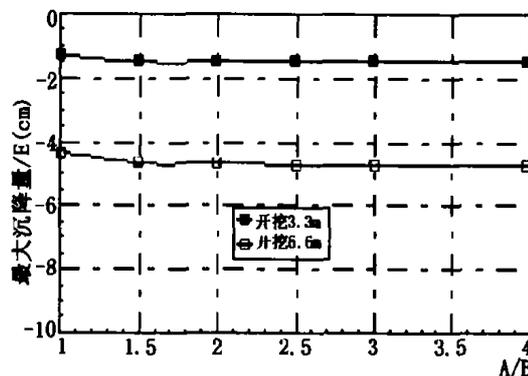


图6 基坑长宽比对横剖面最大沉降量的影响

4.基坑几何尺寸对地表沉降量的影响

在本小节的各算例中,保持基坑的宽度(2B=40m)不变,分别改变基坑的长度(2A)和深度(H)。

(1)对悬臂式围护结构地表沉降量的影响

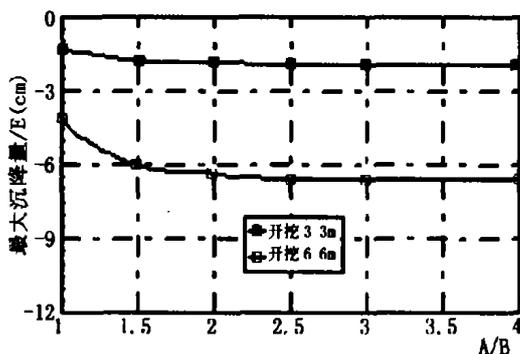


图7 基坑长宽比对纵剖面最大沉降量的影响

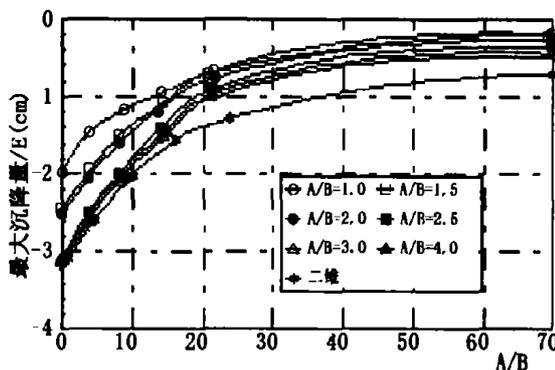


图8 基坑长宽比对横剖面沉降曲线的影响

图6和图7分别表示不同开挖深度下,悬臂式围护结构横剖面和纵剖面的最大地表沉降量与基坑长宽比的关系。由图可见:(1)随着基坑长宽比的增大,基坑周围地表最大沉降量也随之增大。当基坑长宽比超过一定范围(称为临界长宽比)后,纵、横剖面的地表最大沉降量均逐步趋于一稳定值;(2)因悬臂式围护结构适用的开挖深度较浅,临界长宽

比变化不大。

(2) 对内撑式围护结构周围地表沉降量的影响

图 8 表示不同基坑长宽比下内撑式围护结构横向中剖面 (X=0) 地表沉降量分布图。从图中可见：(1) 随着基坑长宽比的增大，地表沉降量亦随之增大，并逐步接近于按二维平面问题计算的结果；(2) 基坑长宽比的增大，对周围地面不均匀沉降量的影响较小。

图 9 表示不同开挖深度下内撑式围护结构横剖面上的最大地表沉降量与基坑长宽比的关系，图中各算例的计算参数见表 2。从图中可以得出与悬臂式围护结构周围地表沉降量相似的规律。

各算例计算参数

表 2

算例	开挖深度(m)	插入深度(m)	第一层支撑高度(m)	第二层支撑高度(m)
算例 4	5	5	1.3	无
参考算例	10	10	3.3	6.6
算例 5	15	15	0	10

图 10 表示不同开挖深度下内撑式围护结构纵剖面上的最大地表沉降量与基坑长宽比

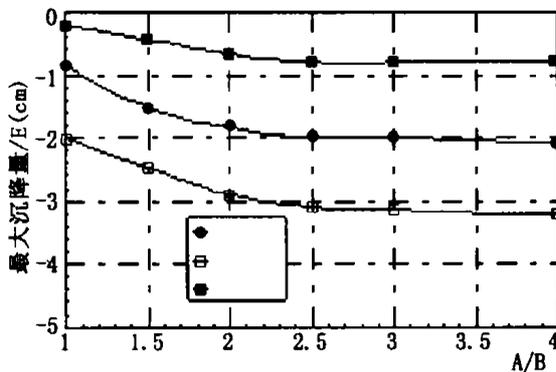


图 9 基坑长宽比对横剖面最大沉降量的影响

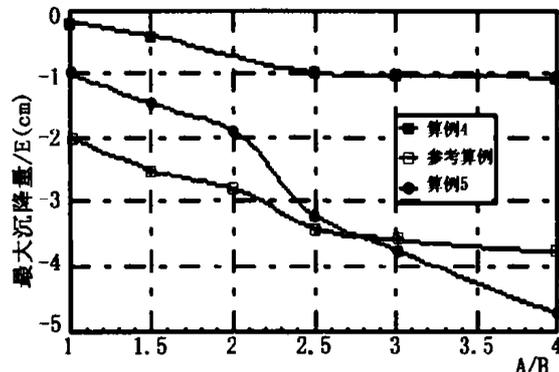


图 10 基坑长宽比对纵剖面沉降量的影响

的关系。从图可见：(1) 随着基坑长宽比的增大，基坑周围地表最大沉降量也随之增大；(2) 当基坑长宽比超过临界长宽比 (约为 2.5) 后，纵剖面上的最大沉降量与长宽比近似成线性增长关系。

结论

1. 基坑周围地表沉降量的分布型式有“三角形”和“抛物线”两种，主要与悬臂开挖部分的深度有关。悬臂开挖引起的沉降曲线始终为“三角形”，随着支撑的设置和基坑的不断开挖，新增的沉降分布曲线为“抛物线”，最终的沉降量分布型式由迭加后的总沉降曲线决定。

2. 基坑开挖具有较强的分步开挖效应，按分步开挖模式的计算结果比一步开挖模式的计算结果要大得多；分步开挖效应的大小与悬臂开挖部分的深度有较大关系，悬臂开挖部分所引起的周围地表沉降量在总沉降量中占有相当大的比重，因此要控制周围地面的沉降量，应提高第一层支撑的高度。

3. 基坑开挖具有较强的空间效应: 基坑中部附近剖面的地表沉降量远大于基坑角点附近剖面的地表沉降量; 基坑中部附近剖面上地表沉降量分布型式可能为“三角形”或“抛物线”, 而基坑角点附近剖面, 其沉降分布型式为“抛物线”; 基坑中部附近剖面的沉降分布曲线曲率较大, 亦即不均匀沉降较大。

4. 随着基坑长度的增大, 悬臂式和内撑式围护结构的地表沉降量均不断增大。悬臂式围护结构纵剖面 and 横剖面的地表沉降量逐步趋近于稳定值, 而内撑式围护结构纵剖面的最大地表沉降量与基坑长宽比近似成线性增长关系, 横剖面的最大地表沉降曲线逐步趋近于按二维平面问题计算的结果。

参考文献

- [1] 俞建霖. 软土地基深基坑工程数值分析研究. 浙江大学博士学位论文, 1997
- [2] 朱百里, 沈珠江等编著. 计算土力学. 上海科学技术出版社, 1990
- [3] 顾淦臣, 董爱农. 钢筋混凝土面板堆石坝的三维有限元分析. 第三届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集. 珠海, 1988

“全国高速公路地基处理学术研讨会”征文通知

(第1号)

为了总结、交流高速公路地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工监理、现场监测、施工机械以及理论研究方面的新鲜经验, 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、中国公路学会道路工程学会、广东省交通厅、广东省交通集团有限公司、广东省公路学会、江苏省公路学会和浙江省公路学会联合主办“全国高速公路地基处理学术研讨会”。会议将于2005年11月在广州举办, 会议由广东省航盛工程有限公司承办。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

1、征文范围

新建、改建、扩建高速公路的

- (1) 地基处理勘察、设计、施工等。
- (2) 地基处理试验、监测(包括工后监测)、检测等。
- (3) 地基处理理论研究、数值分析等。
- (4) 地基处理施工工艺、施工机具等方面的新发展。
- (5) 涉及地基处理的其他方面。

2、征文要求

应征论文应在国内外刊物或论文集上发表。论文字数请控制在6000~10000字。论文格式请参考《岩土工程学报》杂志, 来稿请自留底稿, 并提供电子文档。论文要求图表齐全, 并注明作者详细通讯地址及联系电话。

3、征文时间安排

征文截止时间: 2005年8月1日

录用通知时间: 2005年8月15日

修改稿截止时间: 2005年9月15日

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用。入选论文将正式出版论文集。

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
2005年2月

应征论文一式二份请寄:

地址: 杭州浙江大学玉泉校区土木工程系地基处理编辑部, 邮编: 310027

联系人: 黄鼎群, E-mail: yulan20@163.com, 联系电话: 0571-87952077

或寄: 广州番禺南村南大路塘东省航盛公司2号楼6楼广东省航盛工程有限公司, 邮编: 511442

联系人: 魏金霞, E-mail: jinxiawei@tom.com, 联系电话: 020-84567366 传真: 020-84564033

真空预压加固软基施工工艺及其改进*

朱建才

(浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

温晓贵 龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 对真空预压加固软基施工过程必须做好的各项施工工序及其注意事项进行了论述,给出了实践中水位管与分尿管出膜工序的做法。对真空预压施工工艺提出了若干的改进措施。

引言

目前,真空预压加固软土地基技术已广泛应用于高等级公路、港口、仓库、机场、油罐、市政设施、堤坝边坡、人工岛等工程的地基处理中^[1-5],取得了良好的经济效益与社会效益。真空预压施工成功的关键在于在施工实践中把握好各个施工环节的质量,本文对真空预压工法的施工工序与各施工环节的注意事项进行论述,并对现有的工法提出一些改进的措施^[6]。

真空预压加固软基的关键工序研究

真空预压加固软基施工主要包括:平整场地、铺设砂垫层、打设塑料排水板、布置主管与滤管、土工布与密封膜铺设、开挖密封沟、真空泵安装、抽真空等工序。

1. 平整场地

真空预压法加固软土地基的第一步工序为场地平整。根据以往的工程实践经验,真空预压场地在抽真空加固以后,一般呈锅底形状,即中间沉降量大,四周沉降量小。因此,在平整场地时,基本上应做到中间略高,四周稍低。

2. 铺设砂垫层

在当前的真空预压法加固软土的工艺要求中,必须填一层厚约50cm的砂垫层。在平整场地后,一般先填30cm的砂垫层或卵砾石层,以便插板机械在上行走。剩余20cm砂垫层在打设塑料排水板后铺填,其主要作用是作为土体内部塑料排水板(竖向排水系统)和

* 收稿日期:2005年5月

滤管与主管（水平排水系统）的中介层，一方面真空度通过砂垫层向塑料排水板或淤泥中传递，另一方面软土中的地下水通过塑料排水板先到达砂垫层，然后通过砂垫层流向滤管与主管，经真空泵排出。

因此，砂垫层的级配、粒径、含泥量与透水性对真空预压法的成败起关键作用。一般砂的粒径不宜过细，宜用中粗砂，含泥量不超过3%。

3. 塑料排水板（带）的施工工艺

在塑料排水板的施工中主要注意以下几点：

a. 首先塑料排水板的质量必须经过严格的检验，检验合格后，方能将塑料排水板应用于工程建设中；

b. 塑料排水带滤膜在转盘和打设过程中应避免损坏；防止淤泥进入带芯堵塞输水孔，影响塑料带的排水效果；

c. 塑料排水带与桩尖连接要牢固，避免提管时脱开，将塑料带拔出；

d. 桩尖平端与导管靴配合要适当，避免错缝，防止淤泥在打设过程中进入导管，增大对塑料带的阻力，甚至将塑料带拔出；

e. 严格控制塑料排水带间距和深度，如塑料带拔起2m以上者应补打；在实际施工中，由于施工机械打设能力的限制，有时不能打到设计深度。如实际施工机械的塔架与套管长度不够，应加以焊接，使其达到足够的长度。如果静压机械不能穿过某较硬粘土层，应根据实际情况考虑是否考虑更换为振动机械或更改设计方案；

f. 塑料排水带需接长时，为减小带与导管阻力，在打设的过程中，应注意接板的质量，接板应尽可能保证不影响排水板的通水能力，比较理想的接法为套接法，即：将塑料排水板的两端头上的滤膜剥开，板芯套插20cm以上，再将滤膜重新包好，然后缝合。这种接法缝合后的通水能力基本上不受影响，由于这种接法相对较麻烦，所需时间较长，因此在实际施工过程中，一般是将塑排板的一端直接套入另一端的滤膜内，然后用铁丝扣缝钉，一般有3个即可，最好呈斜线布置，以提高排水能力。

4. 滤管与主管的布置

滤管与主管组成地下水的水平排水体系，铺设是否合理，将直接影响真空预压的成败。滤管与主管的铺设主要应考虑以下几个方面的问题：

（1）滤管与主管的强度是否满足要求

滤管和主管的管材可以是钢管或PVC管，目前较多的是使用后者，这种材料在水中不会锈蚀、重量轻、价格便宜、容易清洗、可重复使用，而且被针刺无纺土工布包裹后不会粘连。在实际施工中，应注意PVC管材是否会在堆载预压过程中发生破裂。若发生破裂，将直接会导致真空预压的失败。一般要求能承受400kPa的压力。

（2）滤管与主管的联接方式

滤管与主管的联接主要应注意以下几个问题：

a. 联接应采用软胶管，以适应真空预压的差异沉降

b. 联接处应注意密封性能

c. 滤管与主管的布置方式

一般滤管的间距为4~6m，主管的间距12~16m。间距的确定主要受控于加固场地的面

积,形状,抽真空泵的台数,排水板的间距与出水量的大小等因素。在具体的工程实践设计与施工过程中,一般参照经验进行,主要能以达到膜下真空度的设计值与及时排出砂垫层中的水量为目的。

安排滤管与主管的布置方式较多,不同的主管、滤管联接型式,其能量损失相差很大,从联接产生的局部损失来看,以羽毛状的为最小。但在具体的工程实践中,工程师们发现,羽毛状的排列效果在工程中的效果有时反而不好。因此,在具体的工程实践中,主管与滤管的布置主要应该根据以下几个方面进行布置:a.与场地的形状相匹配;b.保证真空度的均匀分布c.水量的顺畅排出。从场地的地形方面而言,本试验段场地中间比两侧高将近1m,场地实际铺设过程中,中间高处的主管应该断开布置。

(5) 密封膜的铺设

在铺密封膜前,填平打设塑料排水板时留下的孔洞,并将塑排板周围的孔洞捣实,以防抽真空时出现不均匀沉降,将密封膜拉破。应将露出的排水板头埋入砂垫层中,平整砂垫层,要认真清理,捡除贝壳和带尖角石子。第一层膜铺好后要认真检查及时补洞,再铺设第二层密封膜,同样要认真检查及时补洞。

在真空预压的研究中,往往布设水位管与分水管进行监测,管子必须出膜。由于在真空预压过程中,管子一般相对不动,而密封膜必须随土层下降。因此管子与膜之间发生相对移动,若将膜直接粘合在管子上,很容易将膜拉破,造成漏气。因此,必须解决好真空预压研究中的出膜问题。其中一种比较好的方法为将分水管与水位管外面套筒,将膜直接搭接在套筒上,筒子与膜可以一起沉降不会导致膜拉破。在管子与筒子之间灌满淤泥,防止漏气。



照片1



照片2

具体步骤为:

- a. 在分水管的周围将砂垫层挖开,挖到原状淤泥质土下20cm左右;
- b. 如照片1所示,将套筒套在分水管外面,并插入土中一定深度,用铁棒将分水管与套筒之间以及套筒周围的土捣实;
- c. 如照片2所示,铺设密封膜时,将膜粘贴在套筒周围,并用胶带扎紧;
- d. 在开始抽真空之前,在套筒与分水管之间灌入淤泥浆。

密封沟布置在施工区四周,在真空预压施工中它主要起周边密封的作用。密封沟施工采用人工结合机械开挖,开挖深度大于1.5m,并进入淤泥层,在铺设密封膜后,密封沟须

用粘土回填。开挖密封沟时注意塌方,谨防坚硬带棱角碎石等落入沟中。施工时要求边开挖、边埋膜、边回填。

如果密封沟底或两侧有碎石或砂层等渗透性较好的夹层存在,应将该夹层挖除干净,回填 40cm 厚的软粘土。由于某种原因,密封膜和密封沟发生漏气现象时,施工中必须采用辅助密封措施。如膜上沟内同时覆水、封闭式板桩墙或封闭式板桩墙内覆水等。

在密封沟回填完成后,即可做围堰工作,围堰要具备一定的厚度与宽度,防止膜上覆水冲垮围堰,造成施工事故。

为了观测真空预压的地表沉降,必须在膜上布置沉降标,沉降标不能直接放置在膜上,否则会将密封膜刺破,必须在膜上铺设一土工布,在土工布上铺设一定厚度的砂,并将土工布包扎好。

(6) 真空泵的台数与布置

真空泵的台数一般由以下几个方面决定:a.所加固场地的面积;b.加固场地的土质情况;c.塑排板的打设深度;d.工后沉降的要求。

对于淤泥质土一般可按 800~1000 m²布置。真空泵的布置方式主要应考虑抽气时水气运行的最省能量,最快的速度布置。

若干工艺改进措施的建议

1. 砂垫层与排水管的改进

在真空预压施工中,许多规范要求真空预压工艺中的砂垫层厚度为 50cm,实际施工中砂垫层的厚度常为 30~50cm,用砂量巨大。尤其对于砂源紧张的地区而言,是该工法施工的制约因素之一。因此有必要对此进行改进,以节省造价,推广该工法的应用范围。改进的思路如下:

(1) 将下部的 30cm 砂垫层改为卵砾石或碎石层,只要能起到能上插板机与具备排水能力的目的,还可以改换成其他廉价的透水材料。上部的 20cm 仍用砂垫层。只要能将主管与滤管掩埋,上部的 20cm 厚度可降至 12~15cm。

(2) 砂垫层之所以需要如此厚,究其原因,主要是在施工时须把传统工艺中 80mm 主管与 60mm 滤水管埋在砂垫层中部;以保证其透水透气。因此,要想减少砂垫层厚度必须设法改变传统工艺中的排水管。

a. 可采用直径相对较小的排水管,或采用其他扁平状的透水材料。

b. 有文献建议直接采用塑料排水板代替原工艺中的滤水管。塑料排水板的厚度为 3~4mm,会大大减少用砂量。

2. 采用变真空能量法

由于真空预压的时间一般长达 4~6 个月。长时间的开泵耗电量相对较大,有必要在不影响加固效果的前提下,改进目前的开泵量或开泵时间,以达到减少造价的目的。在目前的真空泵设计与施工中存在一定的问题,真空泵的设计是按膜下真空度能达到设计值为依据,一般按 800~1000m²/台设计,在实际施工中按此标准施工,保证膜下的真空度一般不成问题,有较大的余地。在施工中出现一个问题,有的真空泵在抽真空的后期会不出水,

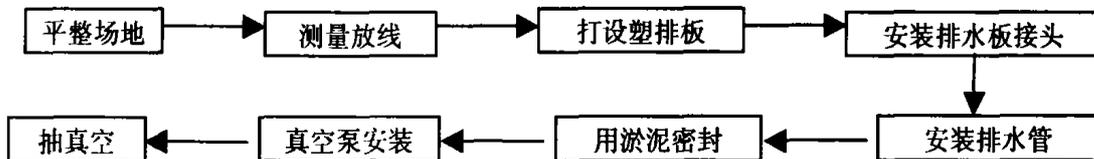
甚至出现倒流的现象。若不借助外部水回灌水箱,会出现空箱现象,导致大气回灌膜下砂垫层,无法在进行真空预压施工。这说明一个问题,在抽真空的后期,由于出水量已十分稀少,若仍旧按设计开泵量开泵,会造成施工困难与电力浪费。因此,在开泵量的设计中应根据出水量的逐渐减少适当减少开泵量,并采用停抽结合的变真空能量法。这已在试验中通过变真空能量的试验得到初步证明,而有待于进一步研究。

3. 无密封膜真空排水固结施工工艺

(1) 无密封膜真空排水固结加固软土地基的原理

在真空排水预压法中,必须铺设砂垫层与密封膜。这两种材料的成本较高,另外抽取膜下的气体,维持较高的真空度需要耗费较多的能量。真空排水预压法的实质是通过竖向排水体传递负压,与在地基中产生孔隙水压力差排水固结,并不是在膜内外的压力差下固结沉降。因此,密封膜可以去掉,直接将接头接在塑料排水板上抽真空,这种方法一则可以迅速形成较高的真空度,二则可以不用砂垫层与密封膜,可大大降低成本,其效果基本上与真空排水预压法等效。

(2) 无密封膜真空排水固结施工顺序



结语

对真空预压的施工工艺进行了研究,提出了在施工过程必须注意的问题,给出了一些关键工艺的做法,如分层管与水位管的出膜工艺;提出了真空预压施工工艺的改进措施,如砂垫层的改进、采用变真空能量法以及无密封膜施工法等。真空预压的施工工艺有待于在实践中进一步加以改进与提高,力求在改善地基加固效果的同时能尽量降低成本。

参考文献

- [1] 黄知元 真空预压法在高速公路软基加固中的应用, 重庆交通学院学报, 2003, 22(2), 80-84
- [2] 谢剑明, 殷坤龙, 魏金霞 (2003) 真空预压法加固软土地基中的应用, 西部探矿工程, 2003, No.5, 1-3
- [3] 杨昌键, 增贤光, 林碧晶 真空预压法加快软基预沉降施工中的应用, 公路交通技术(增刊), 2002, No.6, 22-24
- [4] 朱定 填砂路基真空预压施工技术, 中外公路, 2003, 23(5), 78-80
- [5] 夏旭阳, 王业荣 真空预压在某高速公路施工中的应用, 水运工程, 2003, 355(8), 82-85
- [6] 朱建才. 真空联合堆载预压加固软基机理及工艺研究 [D]. 杭州: 浙江大学, 2004

地下建筑结构抗浮设计及施工措施*

王赛国

华锦耀

(浙江中达建设集团 宁波 315040)

(宁波华丰建设集团 宁波 315040)

[摘要] 本文叙述了地下建筑结构的抗浮设计、抗拔桩的选用,以及在使用期的永久性抗浮构造、施工期的临时性抗浮措施。

前言

在地下水位较高的地区,地下车库、地下水池、地下商场、地下泵房、船坞底板、地下储液罐等地下建筑结构的抗浮问题应该高度重视。当这些地下建筑结构自重荷载(包括其上部建筑结构的恒载)不足以抵抗地下水的浮力时,往往会产生整个或局部地下建筑结构上浮现象,导致地下墙体或底板开裂或地下构筑物倾斜,直接危及使用及结构安全。下面根据笔者实践过的地下建筑结构工程,对其抗浮设计及施工技术措施加以分析。

地下建筑结构的抗浮设计

进行地下建筑结构的抗浮设计,应做到安全而经济合理,首先应慎重分析工程地质和人文地质资料,针对地下水位可能的丰水期和枯水期分别考虑,并且区别施工阶段和竣工后使用阶段的不同工况。

1. 以地下建筑结构自重作为抗浮力

地下建筑结构的抗浮设计的前提是分析清楚浮力与抗浮力。地下建筑结构的浮力等于地下水位以下至地下建筑结构底板底这部分等体积的水重量。地下水位一般取水文地质资料提供的50年一遇的最高地下水位,若无此水位资料,应以室外地坪标高为最高水位。地下建筑结构的抗浮力只计永久荷载,包括地下建筑顶板上的填土荷载,根据国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009-2001第3.2.5条规定,永久荷载的分项系数 β 取0.9。浮力 S 与抗浮永久荷载 G 应满足公式:

$$\gamma_0 \cdot S \leq \beta \cdot G \quad (1)$$

式中 γ_0 为地下建筑结构的重要性系数,对安全等级为二级或设计使用期为50年的地

* 收稿日期:2005年4月

下结构取 1.0; 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的取 1.1。地下建筑结构在使用期间不同程度地存在活荷载, 此活荷载只作为抗浮设计的安全储备, 而不列入计算。当计算结果不满足公式 (1) 时, 则应采取永久性的抗浮结构构造。

2. 结合抗拔桩的抗浮设计

针对沿海地区的软土地基, 考虑地下建筑结构在枯水期的浮力偏小而产生不均匀沉降, 一般设计有承重的桩基础。设计此桩基时应满足 (1): 国标《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 所规定的竖向承载力, 同时作为地下建筑结构在丰水期的抗浮桩, (2): 国家行标《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 的要求, 计算公式如下。

$$Q_k \leq R_a \quad (2)$$

$$Q \leq A_p \cdot f_c \cdot \phi_c \quad (3)$$

$$\gamma_0 S \leq \beta G + \sum N \quad (4)$$

式中 Q_k - 相应于荷载效应标准组合作用下的单桩的竖向力;

R_a - 单桩竖向承载力特征值;

Q - 相应于荷载效应基本组合作用下的单桩的竖向力设计值;

A_p - 桩身横截面积;

f_c - 混凝土轴心抗压强度设计值;

ϕ_c - 工作条件系数, 见规范;

γ_0 、 S 、 β 、 G - 见上述规范;

$\sum N$ - 各单桩抗拔力设计值之和, 当地下建筑结构设有沉降缝时, 应以沉降缝为界分别按公式 (4) 进行抗浮设计计算。

$$N = U_a + G_p \quad (5)$$

$$U_a = \sum \lambda_i \cdot q_{isa} \cdot U_i \cdot L_i \quad (6)$$

式中 U_a - 单桩抗拔承载力特征值;

G_p - 单桩自重设计值 (按恒载 0.9 折), 地下水位以下取浮容重;

λ_i - 抗拔系数, 对砂土取 0.50 ~ 0.70, 对粘性土、粉土取 0.70 ~ 0.80;

U_i - 单桩周长, 对于等直径桩取 $U = \pi d$, 对于扩底桩按规范 JGJ94-94 表 5.2.18-1;

q_{isa} - 桩周第 i 层土摩阻力特征值;

L_i - 第 i 层土厚度。

按公式 (6) 确定的基桩抗拔承载力适用于二、三级建筑桩基; 对于一级建筑桩基, 则应通过现场单桩上拔静载荷试验确定。

3. 基桩抗拔侧阻力的选用及抗拔桩的桩型选择

严格讲, 基桩的抗拔侧阻力和抗压侧阻力是有区别的, 随着上拔量的增加, 其侧阻力会因土层松动及侧面积减少等原因而低于抗压侧阻力, 故在利用一般工程地质报告所提供的抗压侧阻力来确定抗拔侧阻力时, 需引入拔压限侧阻力比例系数, 即抗拔系数 λ , 也称拔压比。抗拔侧阻力取决于桩周土层的力学性质, 其拔压比 λ 根据试验, 灌注桩高于预制桩, 长桩高于短桩。上拔荷载下群桩的破坏模式因桩距大小不同而呈基桩分离的非整体

拔出破坏和桩土呈整体拔出破坏,故规范 JGJ94-94 第 5.2.18 条规定了群桩效应系数。换言之,从经济合理角度分析,适当扩大抗拔桩的间距是有利的。综上所述,抗拔的桩型宜选择长型灌注桩;考虑到一般工程地质报告中提供的灌注桩的侧壁抗压摩阻力只有预制桩的 0.6~0.8 倍,故建议修订桩基技术规范时,应对拔压比 λ 乘以大于 1 的灌注桩应用系数 α 。

若地下建筑底板下没有抗浮桩,而是设置抗浮锚杆时,公式(4)中 $\sum N = \sum R_i$, R_i 计算公式见下文第 3.3 条。

永久性的抗浮构造

1. 常规抗浮构造

地下建筑结构永久性的抗浮构造一般有如下几种:如用加厚底板增加自重的方法,利用地下室外壁与填土的摩擦力和顶板上覆盖土的重量,利用底板外伸部分增多回填土重量等。但是这些常规性措施都有一定缺陷,如增厚底板则不经济,扩展底板外伸部分会受周围建(构)筑物或建筑红线限制。

2. 抗浮桩构造措施

在常规性的抗浮构造措施不足时,应设置地下室底板下的桩。抗浮桩不仅增加了桩身自重,更重要的是利用桩周土体的摩阻力来抗浮。

地下建筑结构底板下的桩,应视不同的地质条件因地制宜地选择。当底板下为淤泥质粘土、粘土类地基时,利用配筋到底的沉管灌注桩是一种比较经济合理的方法。当沉管灌注桩(挤土桩)不适用时,或当底板下为粉土、砂土时,可利用配筋到底的钻孔灌注桩作抗浮桩。当底板下为硬可塑类粘土或风化基岩时,可利用人工挖孔扩底桩。扩底桩的间距 L (平面布置以正方格网为最佳)、深度 H 、扩大头直径 D 三要素,可根据抗浮要求、土质岩性、施工机械设备、施工方法和地下水等情况确定。若板底下不是岩石,三要素以满足关系: $D+2Htg\theta \approx L$ 为宜(图 1),且宜 $L>6d$ (d 为桩径);若板底下是岩石,则板底垫层可直接浇筑在岩石上或用锚杆牢固地嵌固在岩石里,即可取得良好的抗浮效果。抗浮桩均应配筋到底。

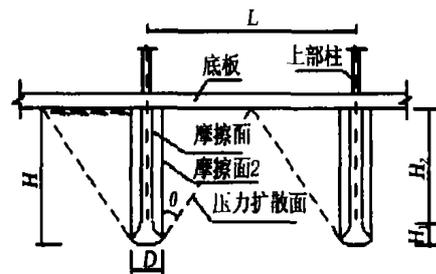


图 1 扩底桩示意图

采用抗浮桩后,使地下建筑结构底板增加中间支承,单跨变为多跨连续板,从弯矩公式 $M = \text{系数} \times qL^2$ 和挠度公式 $f = \text{系数} \times qL^4/EI$ 可看出: q 和 EI 不变,支承情况确定后, M 和 f 分别随 L 的两次和四次方改变,若缩短 L , M 和 f 大大减小。所以采用扩底桩能大大提高其整体刚度,特别是底板和顶板的刚度,使上浮挠度大大减小,抗浮能力显著提高。

抗浮桩除按上述公式计算外还应在设计中限制桩身受荷后的裂缝宽度或裂缝出现,《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)中规定:“对于受长期或经常出现的水平力或拔力的建筑桩基,应验算桩身的裂缝宽度,其最大裂缝宽度不得超过 0.2mm。对于处于腐蚀介质中的桩

基,应控制桩基不出现裂缝”。当抗浮桩的裂缝控制达不到上述要求时,可采用预应力抗拔灌注桩,详见文献[3]。

3.抗浮锚杆

若地下建筑结构底板下为粘质粉土、硬塑状粘土或风化基岩时,由于这些土层适宜钻孔注浆,故可利用注浆锚杆。如一些地下商城和大型水池的底板下即设置有钻孔的注浆锚杆。注浆锚杆的间距常用2000mm,应大于 $6d_1$ (锚杆孔直径)或按设计锚杆常用Ⅱ级钢筋直径 $d = \phi 25 \sim 40$,钻孔直径 d_1 常用 $\phi 100 \sim 180\text{mm}$,宜取三倍锚杆直径,但不应小于一倍锚杆直径加50mm,锚杆长度应满足锚固要求,锚杆深入基岩长度应大于 $40d$,如图2所示。注浆多用掺有早强剂的高标号水泥浆,或细石砼,其强度等级不宜低于C30,注浆压力常用0.5MPa或随钻孔深度的加长而增大。根据文献[1],对甲级地下建筑的抗浮锚杆的抗拔承载力特征值 R_t 应作现场试验,对于其它地下建筑可按下式计算:

$$R_t \leq 0.8 \pi \cdot d_1 \cdot L \cdot f$$

式中 L - 底板下锚杆长度;

f - 砂浆与岩土间的粘接强度特征值,按规范GB50007-2002表6.7.6选用。

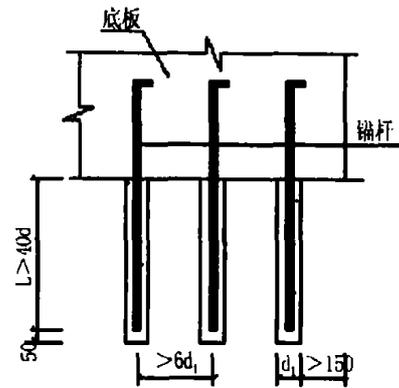


图2 锚杆基础 d 为钢锚杆直径

施工期间的抗浮措施

地下建(构)筑物若处于透水系数比较大的粉质粘土、粉土、砂土中,由于正值施工期间,地下室的顶板和覆土尚未完成,此时底板和外墙已施工完成,在地下水作用下,形成了一定的浮力。当浮力不大时,可利用排水明沟、集水井结合潜水泵排出基坑内的水,减小浮力。当土质的渗透系数大或正值暴雨季节时,即浮力较大时,应在地下室底板中设置后浇带,利用底板下的块石垫层作为倒滤层,在后浇带中插入轻型井点立管,不断地降水,如图3所示。根据坑底土质的不同,井点立管可插至底板垫层下的粉土(砂)层,也可以将滤管部分埋置于块石垫层中。浇筑后浇带中砼时,应在井点立管中焊上环形钢板止水环,然后继续降水,直至地下室顶板和板顶覆土完成后,再切割掉井点立管,管顶加盖板焊死。若设置后浇带有困难,则可以在底板中适当部位设几个深井点降水,挖土至设计标高后,焊上环形止水环,浇入底板砼中,其余处理同上述。

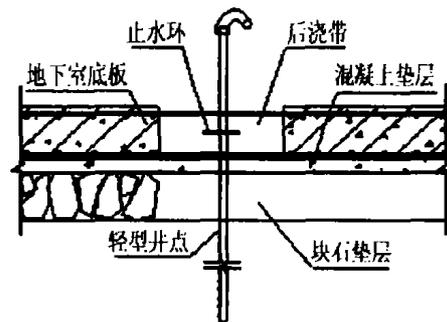


图3 后浇带降水图

结语

地下建筑的抗浮构造及措施应根据工程水文地质资料、施工条件、地下结构等具体情况进行周密的设计计算、精心施工。设计中应考虑工程造价的经济合理性,并尽量利用一些简易的临时抗浮措施,以达到降低工程造价的目的。施工中应考虑地下建筑不同工况下的浮力与抗浮力,并采取相应的对策。地下建筑物均为抗渗砼结构,除确保其强度要求外还应确保其抗渗要求,故应按设计和施工规范的要求,精心施工。

参考文献

- [1] 国家标准:《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002
- [2] 国家行业标准:《建筑桩基技术规范》JGJ94-94
- [3] 王耀等,预应力抗拔灌注桩施工技术.《建筑技术》2005年第3期

关于成立《地基处理》理事会的意见

《地基处理》自1990年创刊以来,在全国各界同行的大力支持下已成功出版发行15年。15年来它已成为大家了解地基处理领域发展动态的窗口,探讨问题的园地,交流体会的平台,是土木工程技术人员的良师益友,这其中也包含了您的鼎力支持,在此表示衷心感谢!

为了广泛吸收社会各界力量和资源办好本刊物,充分调动、发挥群体作用,更大程度地发挥《地基处理》刊物的作用,提升其社会地位,同时加强、完善管理制度,拟在原杂志社的基础上,组建《地基处理》理事会,由理事会指导《地基处理》刊物的工作。《地基处理》理事会由理事单位的负责人或由理事单位的负责人派人组成。

《地基处理》理事会设理事长一人,副理事长若干人,秘书长一人,副秘书长若干人。

欢迎我国地基处理领域有影响的科研、教学、设计、施工单位参加《地基处理》理事会,共创《地基处理》美好的明天。

如有意参加《地基处理》理事会,请与《地基处理》编辑部联系。

《地基处理》编委会

2005年5月25日

编辑部地址:杭州市浙大路38号浙江大学建筑工程学院土木工程学系《地基处理》编辑部(310027)

联系人:周建 电话:13958025839 0571-87952077(O) Email: dzhoujian@hzcnc.com

土钉墙围护结构变形及稳定控制*

潘昌强

(中国联合工程工程公司 杭州 310006)

工程概况

杭州某小区由四幢十一至十五层小高层公寓组成,总建筑面积6万 m^2 ,框架结构。设二层连通的地下室,地下建筑面积21665 m^2 ,基础形式为钻孔灌注桩。

本工程 ± 0.000 相当于绝对标高7.100m,基坑周围自然地面平均相对标高约-0.300m,设计基坑底标高为-9.700m,设计基坑开挖深度为9.40m。电梯井均位于基坑中部,底板底标高为-11.850m。

工程地质条件

根据工程地质勘察报告,基坑开挖影响范围以内的主要土层分布依次为(见表1):

1层杂填土:杂色,含30%左右砖块、碎石、生活垃圾,密实程度较差,部分地段为素填土;

2-1层粉土:灰色,中密,饱和,含少量有机质、云母,该层全场分布;

2-2层粉土夹粉砂:黄灰、黄褐色,中密~密实,饱和,含少量有机质、云母,该层全场分布;

3层粉土:灰色,稍密~中密,饱和,含少量有机质、云母,该层全场分布;

4层粉土夹粉砂:灰色,中密,饱和,含少量有机质、云母,该层全场分布;

5-1层淤泥质粉质粘土:灰色,流塑,含有机质、云母,微层状,局部含淤粘土,该层全场分布;

5-2层淤泥质粉质粘土:灰色,流塑,含有机质、云母,微层状,局部为软塑的灰色粘性土,该层局部分布;

6层粘土:灰、灰绿色,可塑~硬塑,含有机质、高岭土,微层状,局部为粉质粘土,该层局部缺失。

各土层主要物理力学性质指标见表1。场地上部地下水属潜水,地下水位受降雨量大

* 收稿日期:2005年5月

小有所变化,勘探期间水位埋深在地表下 2.5~3.0m 左右。地下水对混凝土无腐蚀性。典型的工程地质剖面见图 1。

各土层主要物理力学性质指标

表 1

层号	土层名称	w (%)	γ (kN/m ³)	e	压缩模量 (MPa)	渗透系数 (cm/s)	地基承载力标准值(kPa)	固结快剪	
								ϕ (°)	c(kPa)
1	杂填土								
2-1	粉土	28.5	19.38	0.79	10.0	4.5×10^{-5}	130	(24.0)	(15.0)
2-2	粉土夹粉砂	26.7	19.40	0.76	12.0	6.5×10^{-4}	180	28.5	25.8
3	粉土	30.6	18.48	0.91	10.0		130	(25.0)	10.0
4	粉土夹粉砂	25.3	19.40	0.74	11.5		180	29.5	27.5
5-1	淤泥质粉质粘土	38.9	17.98	1.11	3.0		70	11.9	14.9
5-2	淤泥质粉质粘土	35.5	18.50	1.00	3.5		80	18.5	49.0
6	粘土	28.8	19.29	0.83	8.0		180	20.9	44.2

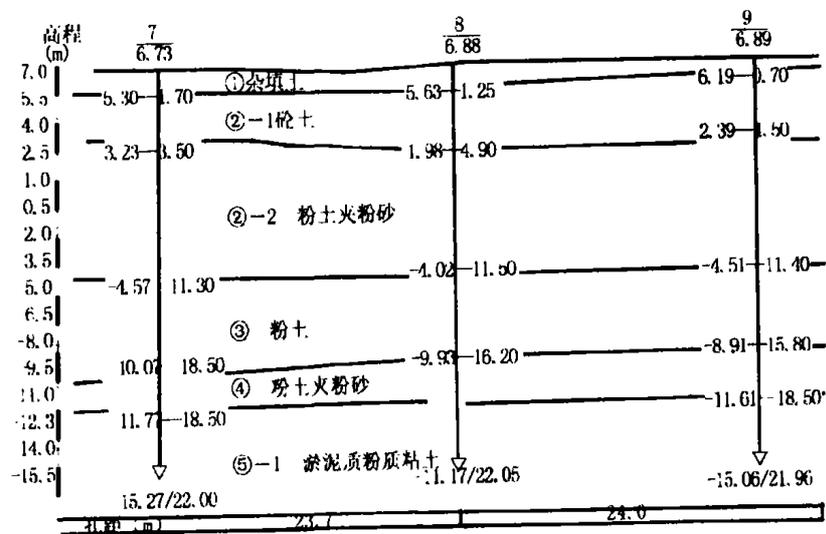


图 1 典型工程地质剖面图

基坑周边环境情况

该场地位于杭州市下城区东河沿线以东,体育场路以南,建国北路以西。基坑东面为建国北路,与本工程距离(底板外轴线,下同)约 17m。路对面一层营业用房,与本工程距离约 36m。建国北路上有一雨水管,与本工程距离约 20m。基坑南面为已拆迁后的开阔场地,距本工程 6m 外有一污水管。基坑西面为东河,与本工程距离约 22~32m。根据有关资料,东河水面绝对标高约 4.000m(即相对标高-3.100m)。在基坑西面 15m 以外另有一污水管。基坑北面为七层住宅,与本工程距离约 35m,住宅楼以北为体育场路,与本工程距离约 70m。

综上所述,本工程周围环境条件尚可:周围建筑物及管线距离较远,但基坑西面的东河距离较近,可能对基坑降水带来较大影响。

基坑围护方案选择

综合场地地理位置、土质条件、基坑开挖深度和周围环境条件,本基坑工程具有如下特点:

- 1、基坑开挖深度较大,设计开挖深度达到 9.4m;
- 2、基坑开挖面积大,南北向长约 200m,东西向宽约 50m;
- 3、场地地基土质情况较好,基坑开挖影响范围内主要为杂填土及粉土;
- 4、地下水位高、土层渗透系数大,因此切实做好降水工作是本基坑工程成败与否的关键;
- 5、与杭州老城区其它深基坑开挖项目的条件相比,本工程周邻环境条件较好。

结合本工程上述特点,根据“安全、经济、方便施工”的原则,采用土钉墙结合局部放坡开挖的围护方案是比较经济合适的。局部放坡开挖可节约工程造价,而土钉墙围护结构具有经济性好、施工方便、施工工期短、安全可靠等优点,目前已在杭州城东地区许多深基坑工程中取得了成功的经验。

本基坑工程成功的关键在于降水。场地西面为东河(与地下室外轴线最小距离约 22m),在基坑降水过程中可能会存在一定水源补给,给降水工作带来困难。但考虑到一方面东河位于基坑降水影响范围(据估算降水影响半径约 37m)的边缘;另一方面由于东河河床底淤泥较厚,会大大减缓河水的补给速度,因此确定本工程在基坑四周采用轻型井点进行降水。由于基坑开挖面积大,周边井点降水影响范围不能达到基坑中部,因此在基坑内部还需采用降水措施,目前杭州地区主要采用深井或轻型井点。由于后者具有施工方便,施工质量易保证,造价低等优点,因此确定在基坑内采用轻型井点降水。基坑典型剖面图见图 2。

基坑开挖现场监测

本围护工程开挖深度、面积均较大,基坑周围有地下管道及建筑物要保护,因此除进行安全可靠的围护体系设计、施工外,尚应进行现场监测,作到信息化施工。通过监测可及时了解围护体系的受力状况,对设计参数进行反分析,以调整施工参数,指导下步施工,遇异常情况可及时采取措施。

本基坑监测内容包括:1)基坑开挖过程中基坑周边深层土体的水平位移监测,预警值为基坑周边最大水平位移 60mm 或坑顶水平位移连续三天大于 5mm/天,共埋设 10 根测斜管,深度 30m;2)基坑周边地下水位监测,共埋设 20 根水位管,深度 15m;3)土钉墙顶土体、周围建筑物、道路及管线的沉降观测。

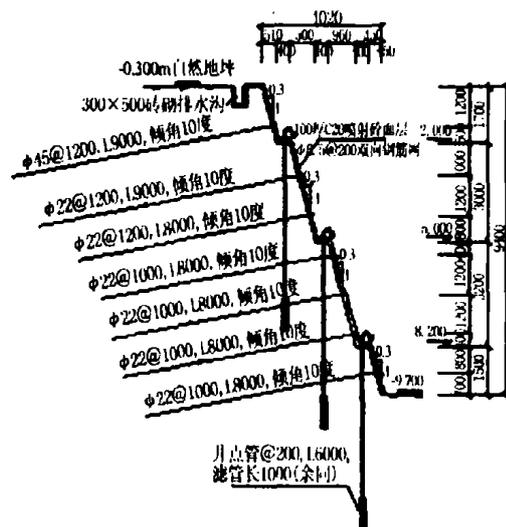


图 2 基坑典型剖面图

以下主要针对土体水平位移进行分析。

基坑周围共布置 10 根测斜管, 表 2 为基坑各测斜管最大位移发生的情况, 图 3 为典型基坑周围深层土体典型的水平位移变化曲线。

基坑开挖区各测点最大位移

表 2

孔号	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
有效深度(m)	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
最大位移(mm)	23.17	26.85	25.68	8.45	3.96	23.48	被破坏	1.84	56.11	15.66
δ_{max} 位置(m)	0.0	3.5	2.5	0.0	0.0	8.5	被破坏	0.0	0.0	14.0

由表 2、图 3 可见, 各测斜管水平位移均比较小, 除 C9 最大位移为 56.11mm 外, 其余最大水平位移均小于 30mm, 且各测斜管的最大水平位移均小于警戒值。这说明基坑围护结构的设计与施工是成功的。

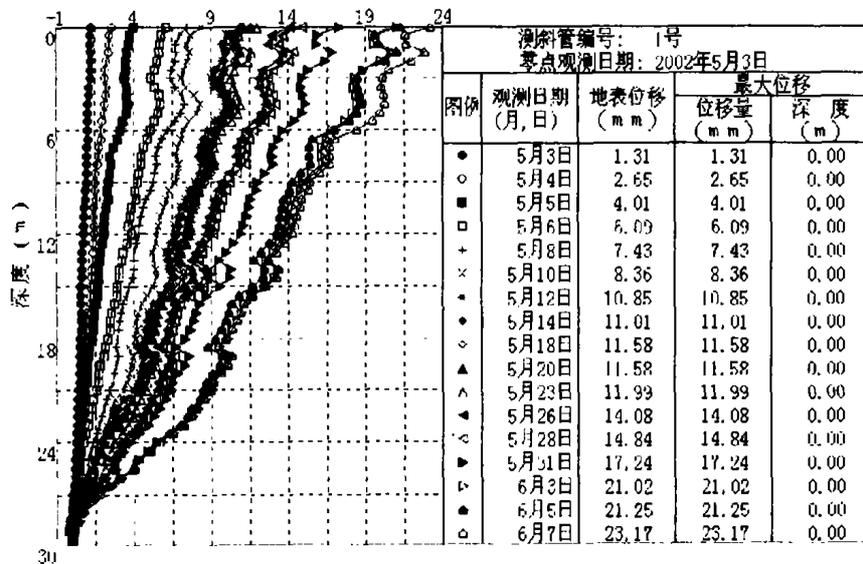


图 3 典型深层土体水平位移曲线

结论

通过本工程的工程实践表明:

1、本工程围护结构造价为 308 万元 (其中土钉墙费用为 108 万元, 降水费用为 200 万元), 而采用内撑式排桩墙加高压旋喷桩止水帷幕方案造价为 800 万左右。由此充分说明土钉墙围护体系具有很好的经济性, 可大大节约造价。

2、在砂性土地基中采用土钉墙围护体系, 关键在于降水。在土方开挖过程中应控制每次土方开挖深度必须在地下水位 0.5m 以上。在降水到位的前提下, 土钉墙围护结构的变形较小。

3、通过本工程实践表明, 距离东河 20m 左右的基坑工程, 通过轻型井点使地下水位下降 10m 是可以实现的, 这对于东河沿线的基坑工程具有普遍的指导意义。

某别墅区滑坡的综合治理及效果分析*

王如平

(浙江泛华工程监理有限公司 杭州 310012)

俞建雄

(福建省南平市交通规划设计院 福建 353000)

[摘要]以杭州市郊某别墅区山体滑坡为例,分析了滑坡特征,介绍了采用锚固抗滑桩结合钢筋混凝土挡墙和重力式挡墙的支挡结构并辅以滑坡地表排水措施的滑坡综合整治方案。经长期监测表明:治理后山坡体稳定,综合整治取得了预期的效果。

工程概况

某别墅区位于杭州市郊,部分别墅位于某山坡脚下。施工前地形坡度约 15° ,山坡处于稳定状态。由于施工时在滑坡前缘开挖形成4级垂直陡坎,造成斜坡失稳,形成滑坡。滑坡为缓斜坡,地表种植茂盛的苦竹,山坡体后为人工乔木林,地貌属江南低山丘陵。

滑坡区内露地层以震旦系、寒武系灰岩、砂岩为主,局部有火山岩脉分布,区内发育有多期次的断裂构造,滑坡体附近有一条北东向逆断层通过,滑坡体下伏基岩产状陡立。

本区地处亚热带湿润季风气候区,气候温和,雨量充沛。多年平均雨日153天,降水量达1300~1460mm。降水主要集中在4~9月份,以春雨、梅雨和台风雨为主。

滑坡的地下水主要赋存于松散风化土孔隙中,为孔隙潜水,总体水量较小,但松散风化土孔隙比较大,有利于降水入渗。滑坡的滑带已形成一条过水通道,滑坡前缘由三个渗水点,大雨后有泉水渗出,水量较小。

滑坡特征

滑坡体位于一古滑坡上,滑动面产状约 $170^\circ \angle 35^\circ$,平面略呈圈椅状,自南北滑向北西。滑坡后缘顶点标高50m,前缘标高30m左右,相对高差16~20m。滑坡未开挖段地面坡度 $10^\circ \sim 25^\circ$,平均长约40m,宽约50m;开挖段平均长约30~40m,宽约85m。滑面最大埋深约15m。滑体物质总方量约 $4 \times 10^4 \text{m}^3$,属中小型土质滑坡。滑坡后缘发育有拉张

* 收稿日期:2005年5月

裂隙，中部发育有一条近东西向剪裂隙，前缘发育两处鸭舌状隆起，隆起部发育一组张裂隙，密度 5~8 条/m。以剪裂隙为界，根据隆起的先后次序，把滑坡体分成两个滑体：1 号滑体和 2 号滑体，如图 1 所示。

据钻探揭示，滑坡滑体的物质由上至下依次为：1 粘土混碎石：主要由粘性土组成，混含强风化砂岩碎石，局部夹全风化基岩，厚 4~13m；2-1 全风化流纹岩：岩石风化为土状（下部高岭土化），一般直接覆于中等风化灰岩之上，主要分布于 1 号滑坡，厚约 5~9m；2-2 强风化流纹岩：岩石风化强烈，仅由 Z3 钻孔揭示；3-1 全风化灰岩（红粘土）：灰岩风化成红粘土，性质较差，薄层状，分布于 2 号滑体，直接覆于中等风化灰岩之上；3-2 中等风化（微风化）灰岩、3-3 中等风化（微风化）灰岩：包括三种岩性，灰黑色灰岩、灰白色白云质灰岩、灰色钙质泥岩，滑坡体范围内下伏基岩主要为灰白色白云灰岩，硬度较大。

1 号滑体由粘土混碎石和全风化流纹岩组成，土体力学性质相近，滑带不明显，推断滑动面为风化土体与中等风化基岩接触面处。2 号滑体滑带明显，滑带土为浅紫红色全风化灰岩（红粘土），成分以浅紫红色粘土为主，夹少量灰白色中等风化灰岩角砾、碎石，滑动（面）较为平缓，产状约 $50^\circ \angle 5^\circ \sim 20^\circ$ ，后缘张裂缝近直立。滑坡的滑床是震旦系基岩，岩性为中等—微风化灰黑色灰岩、灰白色白云质灰岩。

滑坡整治方案

综合场地地理位置、地质条件、滑坡特征和周围环境条件，本滑坡具有如下特点：

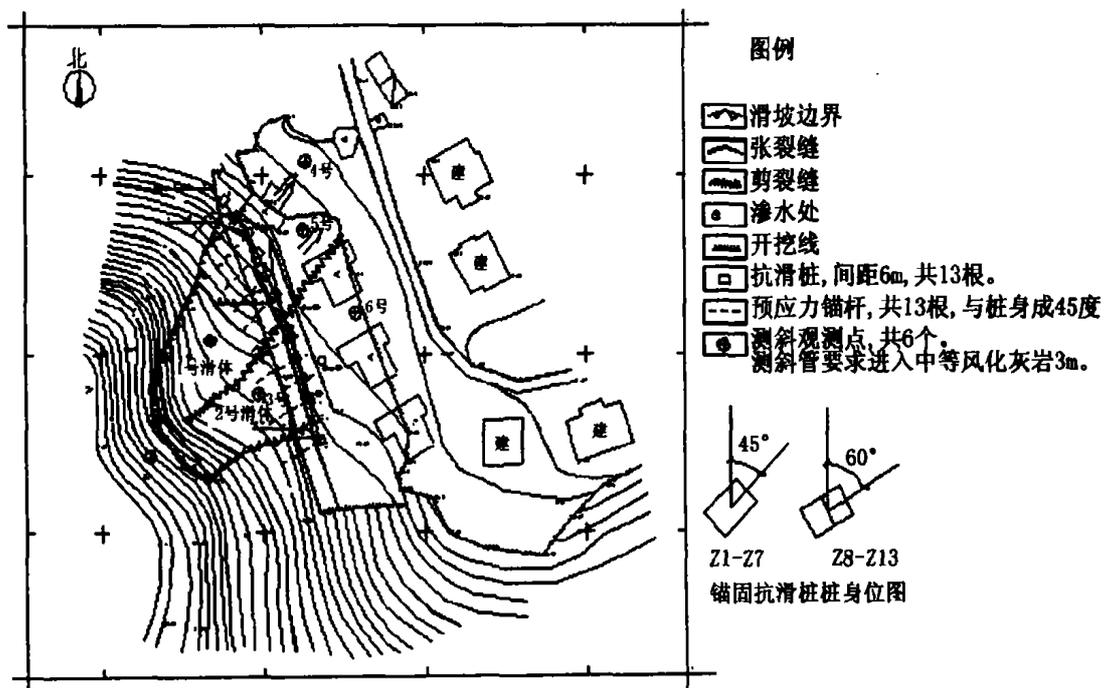


图1 滑体及抗滑桩平面图

1、滑坡仍处于滑动阶段,且有滑动加剧的趋势,滑坡体有整体滑动和后缘继续向上方扩展的可能。由于前期连日降雨,滑坡体上方潜在滑动面已出现裂缝。滑坡具中等危险性,必须采取有效的防治措施。

2、本滑坡整治工程工期紧,影响大,经处理后应保证滑坡体的长期稳定。

结合本工程上述特点,根据“安全、经济、方便施工”的原则,决定采用锚固抗滑桩结合钢筋混凝土挡墙和重力式挡墙的支挡结构,并辅以滑坡地表排水措施的滑坡综合整治方案。

抗滑桩具有受力明确、抗滑力强、桩位灵活、施工简便等优点^[1-3]。锚固抗滑桩是在抗滑桩基础上,在桩的顶部设置预应力锚杆并锚入稳定岩层,使抗滑桩形成简支梁受力系统。它使抗滑桩避免了悬臂梁受力,从而使桩截面大大减小,配筋减少,节省投资,并且主动受力^[4-6]。抗滑桩采用人工挖孔桩,造价便宜,成桩质量更容易保证^[7]。锚固抗滑桩是支挡滑坡移动的主要措施。

锚固抗滑桩顶基本设在边坡开挖形成的二级平台上(由上至下计),可缩短锚固桩桩长。在锚固抗滑桩顶设压顶梁,压顶梁同时作为分片式钢筋混凝土挡墙的基础,以上措施有利于抗滑支挡系统受力,并节约造价。

雨水和地下水可以湿化滑坡,降低岩土体强度,润化滑面,促使和加剧滑坡滑动。在滑坡后部设一条环形截水沟,可拦截汇水区范围内的地表水,同时应对滑坡产生的裂缝进行填补压实,防止地表水的大量入渗。以上措施可减少降雨对滑坡稳定的影响。

根据上述分析,滑坡整治具体做法如下:

1、抗滑桩做法

抗滑桩采用人工挖孔桩,桩身混凝土 C25,矩形截面,截面尺寸 $2 \times 3\text{m}$,长边方向与滑坡运动方向一致。抗滑桩间距 6m ,桩顶标高 31.2m ,桩端进入中等风化灰岩深度不少于 3m 。

2、压顶梁做法

抗滑桩桩顶用压顶梁连接,压顶梁混凝土 C25,截面尺寸 $0.8 \times 3\text{m}$,梁顶标高 32.0m ,压顶梁同时作为分片式钢筋混凝土挡墙的基础。

3、预应力锚杆做法

每根抗滑桩顶压顶梁处设一预应力锚杆,预应力锚杆采用 $\phi 15(7\phi 5/1470\text{MPa})$ 钢绞线。预应力锚杆方位与滑坡运动方向一致,并且与抗滑桩身成 45° 角,锚杆钻孔进入中等风化灰岩深度不小于 4m 。

4、挡土墙做法

挡土墙采用现浇悬臂式钢筋混凝土挡墙和重力式挡墙两种。钢筋混凝土挡墙分片布置,位于抗滑桩顶,以压顶梁作为基础,钢筋混凝土挡墙顶标高为 36.0m 。其余部位的挡土采用重力式挡墙。

5、地表排水做法

在滑坡后部设一浆砌块石环形截水沟,可拦截汇水区范围内的地表水,截水沟有效断

面尺寸取 0.8×0.6m (高×宽)。截水沟可设在原有简易截水沟基础上,但必须保证截水沟位于滑坡体范围外 3~4m。

6、滑坡裂缝填补做法

用泥浆或水泥砂浆灌注裂缝,而后用滑坡体内的土填平滑坡裂缝并压实。

7、施工要求

人工挖孔桩施工时严禁全面开挖,应分批间隔开挖浇注成桩。人工挖孔产生弃土就地堆放,不应运走。人工挖孔桩的施工应在监测显示滑坡仍处于相对稳定阶段时进行,严禁在滑坡滑动加剧的情况下进行施工,在施工过程中如发现滑坡发生较大规模滑动,应立即停止施工,待采取其他临时措施确保滑坡暂时稳定后再进行施工。严格执行验槽验桩制度,每个桩孔及基槽均由地质人员检验确认后方可浇注。

各测斜管基本情况

表 1

测斜管	1号	2号	3号	4号	5号	6号
最大位移(mm)	1.70	25.40	34.00	11.01	10.18	4.09
最大位移位置(m)	1.0	0.0	8.5	0.0	2.5	0.0

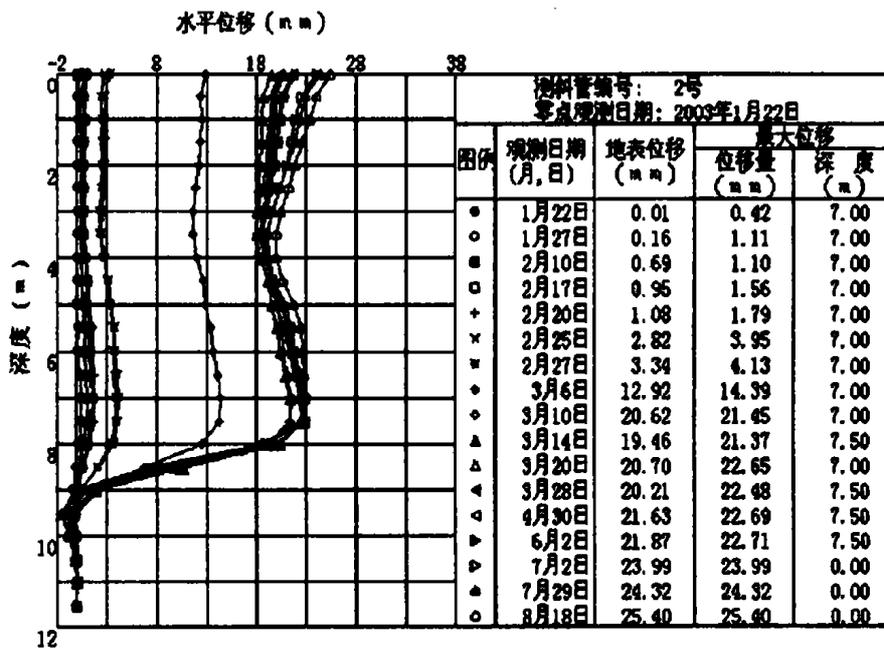


图 2 2号测斜管水平位移变化曲线

监测方案及监测结果分析

滑坡整治除进行安全可靠的抗滑体系设计、施工外,尚应进行现场监测,作到信息化施工。抗滑桩施工时必须保证滑坡处于相对稳定状态,人工挖孔桩施工时可能会对滑坡产生不利影响,要严密监测施工过程中滑坡的发展趋势。通过监测可及时了解滑坡的变形情

况,以及时调整施工步骤或修改设计,指导下步施工,遇异情可及时采取措施。应该说,滑坡现场监测是保证滑坡整治成功的一个重要的措施。滑坡整治工程现场监测须由专业的监测队伍进行,在整治工程施工期间,对上述监测内容应每天测试,并及时将监测资料反馈给建设、设计、监理、施工等单位,以便及时分析处理。在施工过程中,如发现滑坡发生较大规模的滑动,应停止施工,同时采取坡脚压方,对滑坡主滑段进行削方减载的措施,以增加抗滑力,减小滑坡主滑段的下滑力。

从2003年1月22日开始至2003年8月18日,已完成监测报告20份。监测数据采用浙江大学岩土工程研究所自行研制的“基坑工程监测数据处理系统”进行处理。典型的测斜管的水平位移~深度曲线详见图2,各测斜管的最大水平位移及其位置详见表1。

各测斜管的变形主要由于施工中土体的扰动以及抗滑桩在滑移体剩余下滑力的作用下产生变形引起。由表1可见,各测斜管最大水平位移在1.70mm~34.00mm之间,1号、4号、5号、6号测斜管位移较小,2号、3号测斜管位移略大,但由图2可知,位移主要产生在2003年3月20日预应力锚杆施加之前,在预应力锚杆施加后,测斜管位移增量很小(尤其在滑动面处),说明目前边坡已处于稳定状态。

结语

通过对本滑坡工程治理的工程实践,可得到以下结论:

(1)本工程采用锚固抗滑桩结合钢筋混凝土挡墙和重力式挡墙的支挡结构,辅以滑坡地表排水措施的滑坡综合治理方案效果良好,可供类似工程作参考之用。

(2)监测结果表明:测斜管变形主要由于施工中土体的扰动以及抗滑桩在滑移体剩余下滑力的作用下产生变形引起;在预应力锚杆施加后,测斜管位移增量很小(尤其在滑动面处),说明边坡已处于稳定状态,治理效果明显。

参考文献

- [1] 林宗元,岩土工程勘察设计手册[M],辽宁:辽宁科学技术出版社,1996
- [2] 铁道部第二设计院编,抗滑桩设计与计算[M],北京:中国铁道出版社,1983
- [3] 沈珠江,桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计[J],岩土工程学报,1992,14(1):51~55
- [4] 廖正环等,预应力锚索抗滑桩[M],成都:四川科学技术出版社,1996
- [5] 王化卿等,滑坡研究与防治[M],成都:四川科学技术出版社,1996
- [6] 郑明新,滑坡推力特征及其对抗滑效果的评价[J],中国矿业,2003,12(8),58-61
- [7] 钱立永,人工挖孔桩在实际应用中应注意的问题[J],金属矿山,2003(10),69-70

双液注浆在粘土地层中的应用分析*

孙红

(杭州市建设工程质量安全监督总站 杭州 310001)

[摘要] 采用双液注浆施工工艺,有效地加固软弱土地层,使地下通道暗洞施工开挖得以顺利进行。

概况

双液注浆地基土加固技术在软弱土地层领域中应用较少,主要是由于双液注浆的施工工艺仅在最近几年才趋于成熟。其工艺中采用的双液注浆泵和双液输浆钻杆早期是没有的;其注浆加固料本身即水泥浆和水玻璃的混合料早已在工程中得到广泛应用,此二种材料混合后的特点是凝固时间较短,仅为30~60秒。采用双液注浆的施工工艺使水泥浆和水玻璃在注入地层时混合,混合后能在较短时间内凝固的特性,能有效地劈裂、挤密被加固处地层土体,有效地控制浆体的远距离流失,消除要求加固的区域加固效果差,不应加固的周边区域又有浆液侵入的缺陷。

本文主要介绍某地下通道施工暗洞开挖过程中,利用双液注浆对流动状态的软粘土进行了土体加固,有效地控制了土体在开挖过程中的掌子面稳定,方便了土体开挖,使工程得以顺利进行。

本工程分东、西两条过街通道,东通道总长为190.97m,其中暗挖东通道长127.24m;西通道总长120.53m,其中暗挖通道长90.49m,共六个出入口。暗洞开挖最大尺寸为宽7.56m×高7.78m,正洞开挖尺寸为宽7.56m×高6.58m,暗洞地下埋深为3m~4m。暗洞施工采用CRD工法。地层软粘土加固采用双液注浆。

工程地质及水文地质

通道的暗挖依次通过杂填土及素填土层、有机质填土层、粘质粉土层、粉质粘土层、淤泥质粘土层、淤泥质粉质粘土夹粉土层及粉质粘土层。暗洞埋深在3m~4m之间,主要穿越淤泥质粘土地层,结构与地层关系见图1。淤泥质粘土指标见表1。

本工程地下水位埋藏较浅,一般在1.2~2.7m之间,属于潜水,该地下水主要受大气

* 收稿日期:2005年5月

降水影响，与地表水具有水力联系。

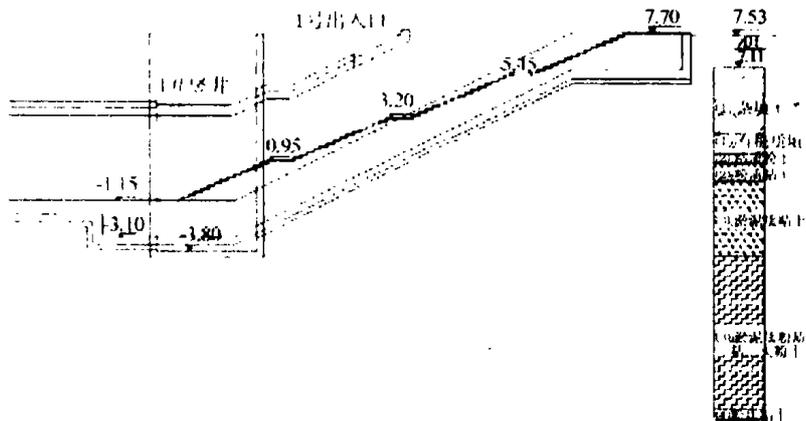


图1 通道结构与地层位置关系图

注浆工艺

1. 工艺流程

双液注浆加固的工艺流程如图2。

2. 注浆施工

(1) 注浆材料

采用 A 液 + C 液，设计配合比（重量比）

如下：

A 液 水玻璃溶液浓度=35° Be'

C 液 水：水泥=1：1

A 液：C 液=1：1

配比后的浆液 PH=7.5

(2) 施工机具

钻机：型号 TXU—75A，可以进行垂直孔、斜孔及水平孔的钻孔及压浆施工，采用 $\phi 42\text{mm}$ 钻管，最长钻进 50m；

压浆泵：SYB—60/60 型双液注浆泵；

拌浆桶、灌浆管、阀门、压力表等。

(3) 注浆参数：

注浆压力：P=0.2~0.4Mpa

扩散半径：R=600mm；

土体平均注入率：30~40%

浆液凝结时间：30~60s（根据地质条件可作适当调整）。

(4) 施工顺序

双液注浆顺序示意图见图3。

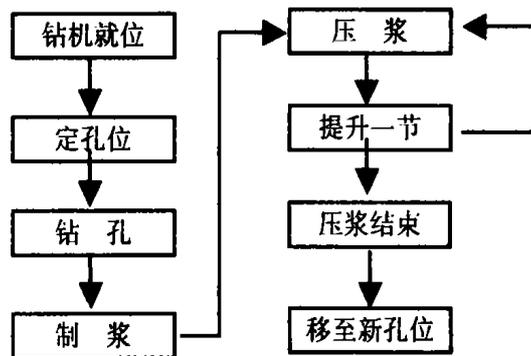


图2 注浆工艺流程图

注浆钻杆直径为 $\phi 42\text{mm}$ ，在钻杆端点安装混合器，目的是使双液浆浆液充分混合。在钻杆达到所定的深度时，用注浆泵将 A、C 两液分别压入外管和内管，并在端头混和器内混合，通过端孔使浆液注入地层土体中。

注浆情况及效果

本工程对地层进行注浆加固后，达到了预期的目的。地层中充满着纵横交错或分层状的注浆浆液凝固物，其厚度有的足达 10cm 之多，起到劈裂、挤密地层的作用，从而使地层土体得到改良，含水量有所减少，强度有所提高，同时地层中有着较厚的层状浆液凝固层，有效地起到加筋作用，真正稳定了地层，使开挖临空面得以稳定（见图 4、5）。加固前后地层软粘土物理力学指标对比见表 1。

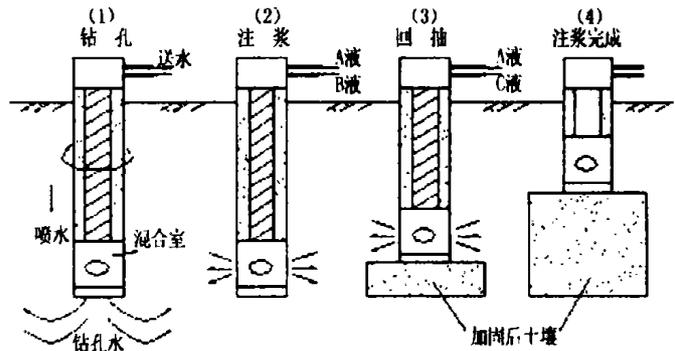


图 3 双液注浆顺序示意图

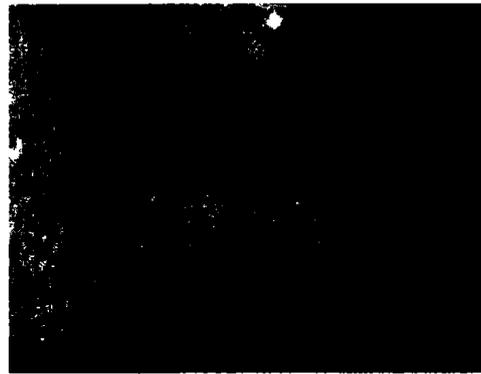


图 4 地层软粘土加固前

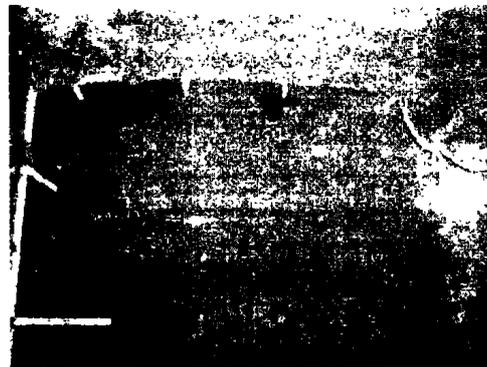


图 5 地层软粘土加固后

加固前后地层软粘土物理力学指标表

表 1

序号	土层名称	试样深度	含水量	天然重度	土粒比重	液限	塑限	塑性指数	液性指数	孔隙比	内聚力	内摩擦角	压缩系数	压缩模量	无侧限抗压强度
1			w %	kN/m ³	G _s	w _L	w _p	I _p	I _L	e	c _u kpa	φ 度	Mpa ⁻¹	E _s MPa	q _u kpa
2	淤泥质粘土	6.35-6.60	58.6	16.4	2.75	53.8	27.2	26.6	1.18	1.659	10.0	8.5	1.343	1.98	60-75
3	淤泥质粘土	7.65-7.90	55.6	16.7	2.73	46.7	26.6	20.1	1.44	1.544	13.0	8.0	1.201	2.12	
4	淤泥质粘土	8.75-9.00	53.2	16.8	2.74	46.7	24.8	21.9	1.30	1.499	13.0	11.0	1.180	2.12	
5	淤泥质粘土 加固后		30.7	18.3	2.73	33.7	21.4	12.3		0.95	14.0	16.0	0.64	3.0	53.3

结束语

1. 双液注浆加固软粘土地层具有理想的加固效果。注入地层的形式为劈裂、挤密形成层状凝固层，增强地层开挖的稳定性。

2. 由于双液注浆的特点，其加固地层时影响区域极易控制，不会产生象通常的单液水泥浆注浆时产生的远距离跑浆现象，具有针对性和可控性。

3. 双液注浆对软粘土地层不仅有浆液凝固层，起加筋作用；而且有改善软粘土物理力学指标的作用。

参考文献

- [1] 龚晓南. 地基处理新技术. 西安: 陕西科学技术出版社, 1997
- [2] 地基处理手册编写委员会. 中国建筑工业出版社, 2000
- [3] 王毅才. 隧道工程. 人民交通出版社, 2001



RT3-ST 旋挖钻机在市民中心工程建设中的应用*

赵铎

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310000)

来盾矛

(钱江新城建设指挥部 杭州 310000)

[摘要] 以杭州市市民中心工程为例, 主要介绍旋挖钻孔灌注桩的施工, 并对其进行了研究分析。

前言

利用短螺旋钻头或钻斗或无循环泥浆钻进技术成孔制桩的设备称为旋挖钻机。旋挖钻机以柴油机为动力, 全液压驱动, 履带行走, 360°回转, 自行起落架, 具有噪声低、扭矩大、多功能、成孔速度快、机动灵活、施工效率高等特点。本文将介绍旋 RT3-ST 挖钻机在市民中心工程建设中的应用, 供大家探讨。

工程概况

杭州市市民中心工程占地 17.6 公顷, 总建筑面积为 44.7 万 m^2 。主楼由 6 幢 26 层高层建筑组成, 地下 2 层, 采用钢筋框筒结构, 局部为钢杵架结构。柱下设计荷载为 25000kN。裙房为 3 层框架结构。该工程主楼桩基采用 $\Phi 800$ 钻孔灌注桩, 桩身砼采用 C30。有效桩长两种 40.1m、42.1m。设计单桩承载力特征值 C、D 楼为 3450kN, E 楼为 3400kN。10% 桩要求进行井径测试, 10% 桩埋设超声波管, 并要求全部进行桩底注浆。

根据杭州市勘测设计研究院提供的《杭州市市民中心岩土工程勘察报告》, 场地地势平坦, 地面标高在黄海高程 5.81 ~ 7.43m, 平均 7.0m 左右。该场地为钱塘江近代冲海积平原地貌。本区第四级地层分为 7 大层, 主要由填土、粘质粉土、淤泥质粉质粘土、粉质粘土、粉细砂、圆砾、泥质粉砂岩组成。

施工设备和工艺

根据工程特点、设计要求、地质情况, 本工程桩端持力层为圆砾层, 且进入圆砾层 5~6m,

* 收稿日期: 2005 年 5 月

若采用普通的 GPS-10 型回转钻机存在钻进效率低，成桩质量难以保证的缺点。因此结合我公司在杭州大剧院的施工经验，为确保该工程的施工质量和进度要求，该工程拟投入意大利产 RT3 ST 型钻机进行钻孔灌注桩施工。

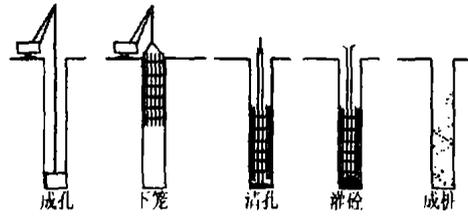


图1 RT3-ST 旋挖钻机成桩工艺图

1. 钻进工艺

RT3-ST 旋挖钻机采用静态泥浆护壁钻斗取土工艺。钻机取土时，遇软土时依靠钻杆、钻斗自重切入土层，斜向斗齿在钻斗回转时切下土块向斗内推进完成取土；遇硬土时，自重压力不足以斗齿切入土中，此时可通过加压油缸对钻杆加压，强行将斗齿切入土中，完成钻孔取土。钻斗内装满土后，停止钻斗回转，由起重机提升钻杆，使钻杆上碰杆碰在机架上即打开底门钻斗内土依靠自动排出。钻杆向下关好斗门，再回转到孔口进行下一斗的挖掘。每一循环视孔深不同约为 1-5min 内完成。每钻进一斗，入土约 0.4~0.6m。50m 深桩孔，在一般土质条件下约 100~120 斗即告完成。熟练操作工在 3~4h 内成孔。每小时最快进尺达 15m，是一种高效率钻孔机械。

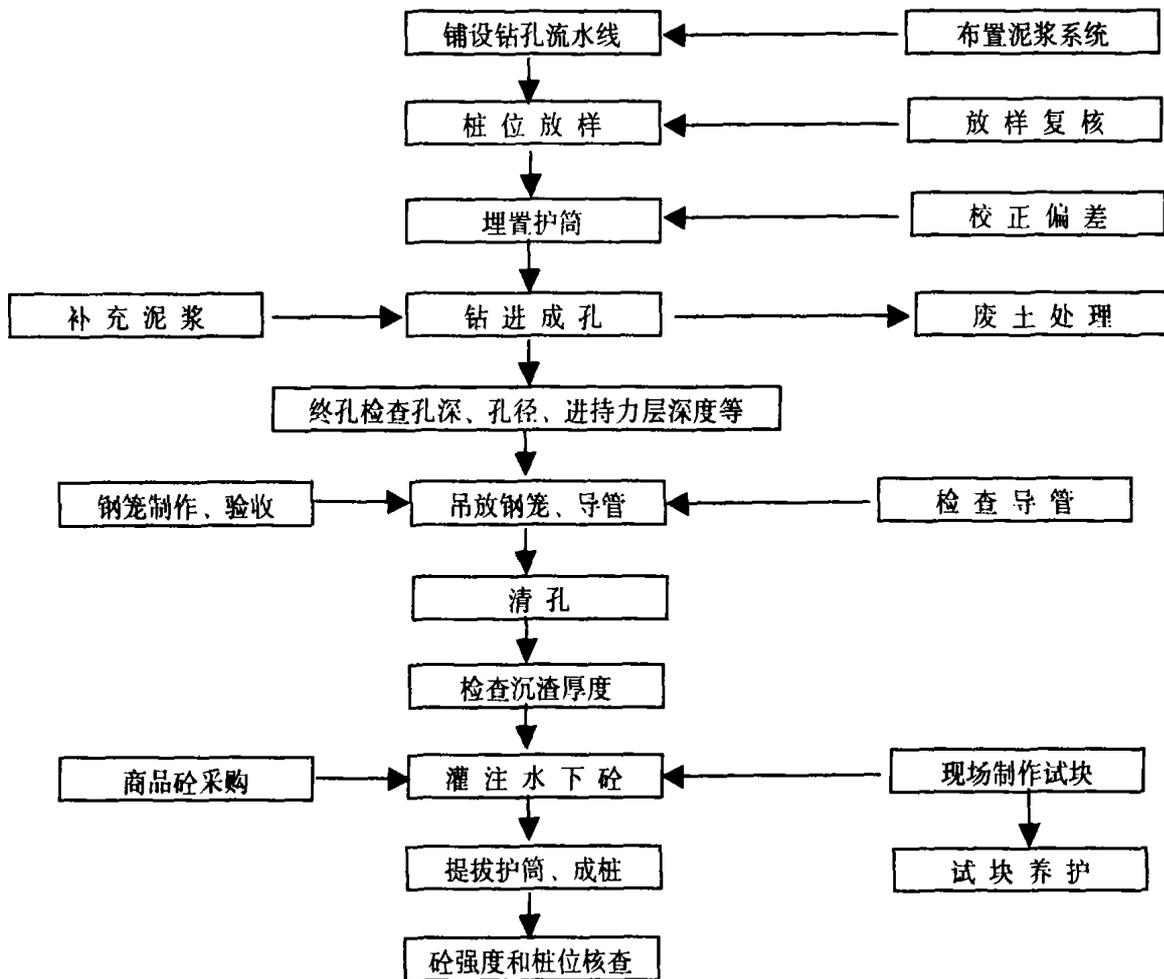


图2 静态泥浆护壁钻斗取土工艺流程图

2. 静态泥浆的护壁钻孔成桩工艺。

其工艺流程见以下图表。

(1) 桩位放样

用高精密度的经纬仪和 50m 钢卷尺, 根据测量单位提供的测量基准点与轴线进行测量, 放出桩位中心, 用红油漆或钢筋确定桩位。桩位偏差不大于 10mm。

(2) 钻机就位

钻机就位质量好坏关系到桩位和钻孔垂直度的准确与否。钻机全部为仪表数字显示, 所以能确保钻杆垂直及钻机发动机的水平及主机的稳固可靠。

(3) 埋设护筒

护筒埋设: 因地表下 2~5m 为杂填土和塘淤泥, 稳定性很差, 孔壁极易坍塌下陷, 很可能会造成孔口大面积坍孔, 酿成事故, 所以内护筒的埋设也要打破常规, 护筒长度必须在 5m 以上一般以 6m 为宜。具体操作方法为:

钻机定位、调平后, 校正钻杆垂直度符合要求后, 开始钻孔。先在钻斗上装一把刮刀, 调整尺寸, 当钻至 4~5 米深时, 下放护筒, 护筒埋设应符合以下要求:

a、桩位中心线偏差不大于 5cm;

b、护筒通常要高出地面 0.5m, 以保持孔内泥浆高出地下水位至少 1m 以上。

(4) 成孔

护筒埋设后, 取下刮刀, 校核钻杆垂直度和中心位置后即下钻取土, 钻机操作可根据地质情况不同调整钻进参数(钻压、转速)。

钻孔中取出的土直接倒到东风自卸车, 后运至指定的集土坑, 同时及时向孔内补充优质泥浆, 保持液面高度。重复上述工作。直至到设计标高为止。成孔垂直度控制在 1% 内。

(5) 护壁

钻机成孔时, 因地层压力的影响, 使钻孔孔壁易变形, 泥浆可以控制其变形发生。根据本工程地质情况, 含较厚的砂质粉土及圆砾、卵石层, 故其护壁性能要强, 为保证孔壁的完整性, 将采用优质泥浆, 确保泥浆的性能指标, 防止孔壁的缩颈和坍塌。

a、根据地质资料及以往的施工经验, 泥浆配合比选用:

膨润土率为 12%

CMC 为 0.12%

Na₂CO₃ 为 4%

b、新拌泥浆应符合下列要求:

表 1

项目	单位	指标范围	测试方法
粘度	S	18~22	粘度仪
比重	g/cm ³	1.04~1.06	比重计
含砂率	%	1~4	洗砂器
失水量	ml/30min	<30	失水仪
PH 值		7~9	PH 试纸

c、灌砼时的回收浆, 用泵直接泵回沉淀池内, 当泥浆指标达到废弃值时, 将泥浆泵入废浆池, 用汽车外运处理。

废浆指标

粘度 > 40S 比重 > 1.35g/cm³

含砂率 > 7% PH > 13

d、灌桩时的回收浆先放入沉淀池沉淀,测试指标后进行调整达到要求方可使用。

粘度 < 30S 比重 1.15 ~ 1.20g/cm³ PH 值 7 ~ 9

(6) 钢筋笼的制作及安装

a、钢筋笼的制作按设计要求,且绑扎注浆管和超声波管。钢筋焊接按规范执行,钢筋笼安放前,经工程质检员质检合格后会同监理验收,并填写隐蔽工程验收单及有关质量记录。

钢筋笼的制作指标见下表:

b、钢筋笼安放

表 2

项次	项目	允许偏差
1	主筋间距	± 10
2	箍筋间距	± 20
3	钢筋笼直径	± 10
4	钢筋笼长度	± 50

本工程投入的辅助吊机为 35T 履带吊机,可起吊 22m 长的钢笼,该工程桩有 26.4m、27.4m 和 28.4m 三种钢笼,可分两节制作,另有一节 14m 长的铁管笼子,三节起吊。起吊时为避免钢笼变形,采用“双机台吊”法起吊,在空中扶直并由吊机直接吊入孔内,并按设计要求焊接接头不小于 12d。一次性插入孔内时要求垂直、缓慢,不得强行冲击入孔,以防变形及将孔壁冲坍,钢筋入孔后,通过吊筋挂于孔口槽钢上,吊筋长度根据孔口标高及笼顶标高计算确定。起吊安装时,要确保钢笼的垂直度不变形,及钢笼中心与孔中心在一条直线上。

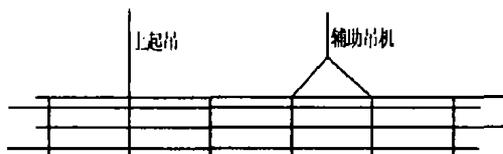


图 3 钢筋笼起吊示意图



图 4 钢筋笼保护层保护措施图

c、为了保证钢筋主筋不产生露筋现象,在钢筋上每间隔 4 米设置一道半径 5cm 的保护垫块,详见《钢筋笼保护层措施图》。

d、钢筋笼标高控制,采用 2Φ14 吊筋,吊筋长度根据孔口标高及笼顶标高计算确定,焊接在钢筋笼上部,焊接长度大于 20cm,然后悬挂固定于护筒口。

(7) 清孔

因本工程桩基施工选用先进钻孔设备,用优质泥浆护壁,并备有平底清渣钻斗,一般情况下能保证桩底沉渣小于 5cm,如遇特殊情况沉渣不能满足时宜采用正循环法清孔。即

在导管安放完毕后,采用3PN泵进行正循环泥浆置换清孔。

(8) 灌注砼

本工程钻孔桩采用C30水下砼。

a、灌注前准备工作

灌注前要先检查砼坍落度;铺设好砼车道路;检查孔深。清孔时准备好一切砼灌注工作所需物件。

b、砼灌注

根据孔深的不同,配置导管长度,导管下口伸至距孔底0.3~0.5m处。当清孔结束后,半小时以内必须进行灌注,否则必须再次清孔。为保证砼初灌量,第一斗采用大斗装1.5m³左右砼一次性灌入,且初灌前导管内放一球胆,起隔水作用。同时经常测量灌注深度,以保证满足导管埋入深度超过2m以上。

c、桩顶质量

为确保钻孔桩桩顶部分质量,保证导管有2m以上的埋深,还应控制砼最后一次的灌注量确保桩顶质量。桩顶超灌长度不少于2m。

d、试块制作及养护

现场随砼运输车取样,每桩一组,采用标准试模,按规范要求制作,并做好养护工作,现场水池养护,定期送试验室。

旋挖钻机施工特点

1. 成孔速度快、质量好

采用RT3-ST旋挖钻机施工,由于钻头直接从孔内提取岩土,故成孔速度快。根据实际施工进度,RT3-ST旋挖钻机平均日成桩2.5根。GPS-10型钻机日成桩0.5根。由于旋挖钻机的特殊成孔工艺,它仅需要静压泥浆作护壁,所采用的泥浆一般用膨润土、火碱、纤维素等配置,在孔壁不形成厚的泥皮。此外由于钻头的多次上下往复,使孔壁粗糙、不易产生缩径。同时孔底沉渣少,易于清孔,所以质量得到了充分保证。与传统的钻孔灌注桩相比,旋挖钻孔灌注桩的承载能力提高。

2. 施工现场环保、干净

RT3-ST旋挖钻机由钻头旋挖取土,钻杆将钻头提出孔内再卸土。旋挖钻机的泥浆仅仅用来护壁,而不用于排渣,成孔所用泥浆基本上等于孔的体积,且泥浆经过沉淀和除砂还可以多次反复使用。旋挖钻机使用较少的泥浆,即可满足钻孔护壁的需要,因而,施工现场整洁,对环境造成的污染小,降低了施工成本。

3. 行动方便、机动性强

RT3-ST旋挖钻机具有履带,可以自行走,钻机钻进前对孔的定位非常准确、方便。RT3-ST旋挖钻机能独立作业。钻机的安装、拆卸无需辅助设施来完成,且能适应复杂地形的工地。

4. 适应地层能力强

RT3-ST 旋挖钻机配备不同钻头,即可用于对付沙层、土层、卵砾石、岩层等不同地质,不受地域限制。

5. 适用各种桩基工程

RT3-ST 旋挖钻机除用于旋挖钻进外,经简单改装后,还可用于长螺旋、地下连续墙等施工,适用范围极其广泛。

6. 孔口回填土对钻孔桩的影响少

RT3-ST 旋挖钻机一般配备 2 米左右的孔口护筒(如孔口回填土较厚可加长),而且钻机本身可埋设护筒,这样也尽量避免孔口回填土对钻孔桩的影响。

7. 孔口掉泥、产生的沉渣少

水下导管灌注混凝土,是一种非常成熟的灌桩工艺,可避免孔口掉泥、灌注过程中产生的沉渣带来的不利影响。

结语

我公司引进的 RT3-ST 旋挖钻机,经过几年的多数大型基础工程的施工实践,已基本形成一整套适合我省沿海地区不同地质条件的施工工艺。在近几年杭州市钱江新城开发过程中发挥了巨大作用,广泛用于市政建设、公路桥梁、工业与民用建筑等基础施工中。由于 RT3-ST 旋挖钻机具有多功能、高效率等优点,将拥有广阔的前景。

作者更正

编辑同志:

贵刊第 16 卷第 1 期(2005 年 3 月)所刊登的一题一议“对复合地基载荷试验标准的一些探讨”一文探讨”,文中:

“因此 $s/b=0.07$,, 这样小压板的 s/b 为 0.07,”

应为

“因此 $s/b=0.007$,, 这样小压板的 s/b 为 0.007,”

特此更正。对此给贵刊和读者所造成的不良影响,深表歉意!

此致

敬礼!

徐宜威

2005 年 4 月 8 日

一题一议

主持人: 龚晓南

当前复合地基工程应用中应注意的两个问题*

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

近年来,在建筑工程、交通工程和市政工程中复合地基得到愈来愈多的应用,对复合地基性状的研究也日益增多,这是十分可喜的现象。在当前复合地基工程应用发展过程中,笔者认为有两个需要引起重视的问题:一是要重视复合地基的形成条件;二是要重视基础刚度对复合地基性状的影响。

笔者曾多次强调:在荷载作用下桩体和桩间土体共同承担上部结构传来的荷载是复合地基的本质。如何保证桩体和桩间土体能够共同承担上部结构传来的荷载是有条件的,这也是能否形成复合地基的条件。换句话说,在荷载作用下,桩体和桩间土体通过变形协调共同承担荷载作用是形成复合地基的基本条件。

因为散体材料桩在荷载作用下能够产生侧向鼓胀变形,因此,当增强体为散体材料桩时,均可通过变形协调达到桩体和桩间土体共同承担荷载。因此,采用散体材料桩作为增强体均能形成复合地基,都能满足增强体和土体共同承担上部荷载的要求。

复合地基的概念由散体材料桩复合地基发展为包括粘结材料桩复合地基时情况就不同了。在荷载作用下,桩和桩间土沉降量相同,才可保证桩和桩间土共同承担荷载。采用粘结材料桩,特别是采用刚性桩形成复合地基时需要重视复合地基的形成条件。粘结材料桩的变形包括桩体的压缩和桩体向桩下土体和桩上土体(如有垫层)的刺入。如何保证在荷载作用下通过桩体和桩间土变形协调来保证桩和桩间土共同承担荷载是设计工程师应该重视的问题。在实际工程中如不能满足形成复合地基的条件,而以复合地基的理念进行设计是不安全的。这种情况高估了桩间土的承载能力,降低了安全度,并有可能造成工程事故,应引起设计人员的充分重视。

理论分析和试验研究表明,在基础和复合地基加固区之间设置垫层可以改善复合地基中浅层的受力状态,如减小桩土荷载分担比,提高桩间土的抗剪强度、提高增强体承受竖向荷载的能力等。应该认识到设置垫层是在某些情况下形成复合地基的一种措施,但将是否设置垫层作为形成复合地基的必要条件和充分条件都是不妥当的。

* 收稿日期:2005年5月

基础刚度对复合地基性状有很大的影响。现场试验研究表明：柔性基础下桩体复合地基和刚性基础下桩体复合地基破坏模式不同。当荷载不断增大时，柔性基础下桩体复合地基破坏是由土体先破坏造成的，而刚性基础下桩体复合地基破坏是由桩体先破坏造成的。桩体复合地基极限承载力大小与基础刚度有关。其它条件相同情况下，刚性基础下复合地基比柔性基础下复合地基的极限承载力大，刚性基础下复合地基的沉降比柔性基础下复合地基的沉降要小。

在建筑工程中，无论是条形基础，还是筏板基础，基础刚度都很大，可称为刚性基础。在交通工程中，填土路堤的刚度比建筑基础的刚度要小。人们已经发现路堤下的桩体复合地基性状与建筑工程中刚性基础下的复合地基性状有较大差别。将建筑工程中复合地基设计计算方法一成不变地应用到路堤下的复合地基的设计计算是不合适的，也是不安全的。这种情况高估了路堤下复合地基的承载能力，降低了路堤工程的安全度，并有可能造成工程事故，应引起设计人员的充分重视。

为了提高柔性基础下复合地基桩土荷载分担比，减小复合地基沉降，可在复合地基和柔性基础之间设置刚度较大的垫层，如灰土垫层，土工格栅碎石垫层等。不设较大刚度的垫层的柔性基础下桩体复合地基应慎用。

建设部要求进一步推广应用建筑业 10 项新技术

(2005)

- | | |
|---------------------------------|-------------------------|
| 1. 地基基础和地下空间工程技术 | 1.3 深基坑支护及边坡防护技术 |
| 1.1 桩基新技术 | 1.3.1 复合土钉墙支护技术 |
| 1.1.1 灌注桩后注浆技术 | 1.3.2 预应力锚杆施工技术 |
| 1.1.2 长螺旋水下灌注成桩技术 | 1.3.3 组合内支撑技术 |
| 1.2 地基处理技术 | 1.3.4 型钢水泥土复合搅拌桩支护结构技术 |
| 1.2.1 水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 复合地基成套技术 | 1.3.5 冻结排桩法进行特大型深基坑施工技术 |
| 1.2.2 夯实水泥土桩复合地基成套技术 | 1.3.6 高边坡防护技术 |
| 1.2.3 真空预压法加固软基技术 | 1.4 地下空间施工技术 |
| 1.2.4 强夯法处理大块石高填方地基 | 1.4.1 暗挖法 |
| 1.2.5 爆破挤淤法技术 | 1.4.2 逆作法 |
| 1.2.6 土工合成材料应用技术 | 1.4.3 盾构法 |
| | 1.4.4 非开挖埋管技术 (以下略) |



悬臂式板桩墙的转动*

By S. P. Gopal Madabhushi and V. S. Chandrasekaran, 何金凡译 周建校

[摘要] 岩土工程中常用悬臂式板桩墙支挡中等高度填土,并通过作用于板桩墙两侧的土压力使力和弯矩达到平衡。悬臂式板桩墙通过绕靠近底部的支点转动,产生主动土压力和被动土压力,过去常用迭代算法、离心试验或者有限元分析确定支点位置。本文基于最小弯矩比,提出确定支点位置的新方法,对粘性土和无粘性土均适用。该方法由弯矩平衡确定支点位置,静力平衡可以自动满足;确定的支点位置与离心试验和室内实验结果十分接近;并可预测板桩墙极限平衡所需的填土抗剪强度,该强度与剪应变有关,因此也和挡墙变形有关,文中用该法预测的挡墙变形与试验实测结果一致。

简介

悬臂式板桩墙常用于支挡中等高度的填土,板桩墙和土体相互作用产生的土压力作用于挡墙两侧,确保了结构的稳定性。挡墙两侧的主动土压力和被动土压力已有很多人做了大量研究(Terzaghi 1934 a, b; Bransby 和 Milligan 1975; Bolton 等人 1989, 1990; Bica 和 Clayton 1998 等)。

板桩墙后的填土材料对结构特性起着非常重要的作用,一般常用朗肯或库仑土压力理论计算土体作用于板桩墙两侧的土压力。众所周知(例如 Terzaghi 1934a, b),悬臂式挡墙应有一定的变形量使土体中产生相应应变,既而引发主动土压力和被动土压力。从稳定性角度考虑,板桩墙的设计参数是支挡 h 高度填土板桩墙所需的嵌固深度 D ;从结构角度考虑,板桩墙必须能够承担因土压力产生的剪力和弯矩。Padfield 和 Mair (1984) 在英国提出了板桩墙的设计方法, Broms (1995) 认为悬臂式板桩墙的破坏机理是板桩墙的弯曲导致塑性铰变形或整体转动。本文考虑了刚度相对较大的板桩墙绕支点作刚性转动的实例,通常认为支点位于板桩墙的底部附近(Terzaghi, 1934a),有的文献中,支点也被称作“铰”,需注意的是,结构铰能承担反力,但当板桩墙仅发生转动而没有任何侧向位移的话,支点便不能够承担反力。因此,用“支点”描述更合适些。

如果悬臂式板桩墙处于稳定状态,必须同时满足静力平衡和弯矩平衡,这两个平衡条件给出含有两个未知数:嵌固深度 D 和挡墙转动支点位置的方程。Bransby 和 Milligan (1975)

* 收稿日期: 2005年5月

以前对悬臂式板桩墙后土体变形的研究认为,可以将挡墙变形和土体变形联系在一起。Bolton 和 Powrie (1987, 1988) 对悬臂式挡墙和锚定式挡墙做了研究,并在超固结土中作了一系列离心试验。在前一篇文章中,他们根据应力平衡提出一种解析方法,先假定嵌固深度 D ,由力平衡条件求出支点位置,然后根据弯矩平衡检验嵌固深度 D 和支点位置是否满足要求。如果不能满足弯矩平衡条件,则增大嵌固深度 D ,重复上述步骤进行计算,一直迭代到嵌固深度 D 和支点位置同时满足静力平衡和弯矩平衡,作者选用的初始嵌固深度是剪力为零(由初始土压力确定)的深度,迭代计算通常由计算机进行。

后一篇文章中,他们考虑了悬臂式和锚定式挡墙设计中的一些问题,根据土的不排水抗剪强度和排水摩擦角分别研究了板桩墙的短期变形和长期变形,在这些研究的基础上,Bolton (1991a, b) 对悬臂式挡墙和锚定式挡墙的设计提出了一些指导意见,尽管这些文章早在 20 世纪 80 年代末、90 年代初就已公开发表,但最近关于悬臂式板桩墙的众多文章中却鲜有提及。King (1995) 研究了悬臂式板桩墙,并建议使用离心模型试验确定挡墙转动支点位置。Day (1999) 用有限元法对悬臂式板桩墙进行了研究,将结果与 King (1995) 离心模型试验结果作了比较,认为,一般情况下,净土压力可近似为线性分布,但 King 计算出的支点位置偏保守。Bica 和 Clayton (1998) 对悬臂式板桩墙进行的室内 1g 重力加速度试验表明,挡墙摩擦力向下作用时支点以下的土压力比朗肯被动土压力小。

本文主要研究粘性和无粘性土悬臂式挡土墙的破坏机理,介绍用最小主动土压力和被动土压力弯矩比确定板桩墙的转动支点,此时支点位置处静力平衡条件自动满足。该方法对粘性或无粘性填土都适用。此外用上述弯矩比,并假设主动土压力全部起作用,便可求出刚好维持板桩墙平衡所需的抗剪强度。本文方法与 Bolton 和 Powrie (1987) 方法相比,其优点不仅体现在可以更简便地计算既定板桩墙的稳定性和对给定高度 h 、嵌固深度 D 的板桩墙可计算不同安全系数下的抗剪强度。本文最后将此方法与 Bolton 和 Powrie (1987) 离心机试验、Bransby 和 Milligan (1975) 小比例模型试验,和作者自己的离心试验结果作了比较。

土压力分布模式

砂土中悬臂式板桩墙的极限平衡情况及破坏机理如图 1 所示。假定挡土墙的转动支点位于图 1 所示开挖面下 z 深度处,通过计算板桩墙左侧和右侧的土压力可以建立板桩墙的静力平衡方程。

$$F_{LHS} = \frac{1}{2} K_a \gamma z^2 + \frac{1}{2} K_a \gamma (D+z)(D-z) \quad (1)$$

$$F_{RHS} = \frac{1}{2} K_u \gamma (H+z)^2 + \frac{1}{2} K_p \gamma (2H+D+z)(D-z) \quad (2)$$

其中, K_a 和 K_p 分别为主动土压力系数和被动土压力系数。

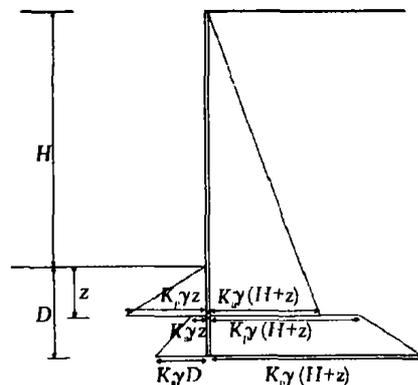


图 1 土体内摩擦角为 ϕ' 时,悬臂式板桩墙上的主动土压力和被动土压力

板桩墙上主动土压力对支点的力矩(倾覆弯矩 M_a)和被动土压力对支点的力矩(抗倾覆弯矩 M_r)为:

$$M_a = K_a \gamma \left[\frac{(H+z)^3}{6} + \frac{z(D-z)^2}{2} + \frac{(D-z)^3}{3} \right] \quad (3)$$

$$M_r = K_p \gamma \left[\frac{(H+z)(D-z)^2}{2} + \frac{(D-z)^3}{3} + \frac{z^3}{6} \right] \quad (4)$$

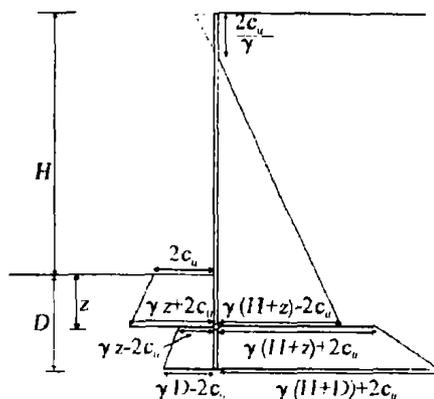


图2 土体不排水抗剪强度为 c_u 时,悬臂式板桩墙上的主动土压力和被动土压力

图2描述了粘性土中板桩墙的破坏机理。同前,仍然假定挡土墙转动的支点位于图2所示的开挖面下 z 深度处,假定墙后土体的拉裂缝发生在 $2c_u/\gamma$ 的深度范围内,并且认为土体不能在挡墙上作用拉应力。应指出,须假设张裂缝内没有水,而且板桩墙两侧没有渗流发生。如图2所示,由板桩墙左侧和右侧的土压力可以确定板桩墙的受力情况:

$$F_{LHS} = 2c_u z + \frac{1}{2} \gamma z^2 + (\gamma z - 2c_u)(D-z) + \frac{1}{2} \gamma (D-z)^2 \quad (5)$$

$$F_{RHS} = \frac{1}{2} [\gamma(H+z) - 2c_u] \left[H+z - \frac{2c_u}{\gamma} \right] + [\gamma(H+z) - 2c_u](D-z) + \frac{1}{2} \gamma (D-z)^2 \quad (6)$$

考虑主动土压力对支点的弯矩(倾覆弯矩 M_a)和被动土压力对支点的弯矩(抗倾覆弯矩 M_r),可得到如下板桩墙弯矩表达式:

$$M_a = \frac{1}{6} [\gamma(H+z) - 2c_u] \left(H+z - \frac{2c_u}{\gamma} \right)^2 + \frac{1}{2} (\gamma z - 2c_u)(D-z)^2 + \frac{1}{3} \gamma (D-z)^3 \quad (7)$$

$$M_r = \frac{1}{2} [\gamma(H+z) + 2c_u](D-z)^2 + \frac{1}{3} \gamma (D-z)^3 + c_u z^2 + \frac{1}{6} \gamma z^3 \quad (8)$$

注意,本文用朗肯土压力理论推导上述表达式,因此没有考虑土体和挡墙间的摩擦。如要考虑土体和挡墙之间的摩擦力,可用库仑土压力理论由类似的方法进行,但求解较繁琐。下面分别对粘性和无粘性土挡墙进行探讨。

最小弯矩比原理

对于支挡高度 H 、插入开挖面下 D 深度处的悬臂式板桩墙,抗倾覆稳定性可用抗倾覆弯矩 M_r 和倾覆弯矩 M_a 比估算,本文将 M_r/M_a 的比值称为弯矩比,挡墙处于平衡状态时该值等于1。前面考虑的是极限土压力,因此主动土压力和被动土压力完全发挥。实际上对正常固结土,只要挡土墙发生很小的转动,主动土压力将全部发挥,而被动土压力只部

分发挥,后面将对这个问题展开讨论。

对支挡高度 H 和嵌固深度为 D 的悬臂式板桩墙,弯矩比表明了抵抗转动的能力。因此弯矩比最小时,板桩墙才会发生转动;换句话说,板桩墙会绕抵抗弯距最小的那一点转动,即沿最小抵抗路径转动。图1和图2中,假定板桩墙的支点位于开挖面下 z 深度,可由最小弯矩比求得支点位置,取 z 为变量,弯矩比最小将得到:

$$M_a \frac{dM_r}{dz} = M_r \frac{dM_a}{dz} \quad (9)$$

1. 无粘性土

前面已对无粘性填土的悬臂式板桩墙进行了讨论,作用在板桩上的主动土压力和被动土压力如图1所示,式(3)、(4)也分别给出了主动土压力和被动土压力对支点的弯矩。因此弯矩比可写为:

$$\frac{M_r}{M_a} = \frac{K_p \left[\frac{(H+z)(D-z)^2}{2} + \frac{(D-z)^3}{3} + \frac{z^3}{6} \right]}{K_a \left[\frac{(H+z)^3}{6} + \frac{z(D-z)^2}{2} + \frac{(D-z)^3}{3} \right]} \quad (10)$$

由最小弯矩比即可确定支点位置,可用解析法或数值法由式(9)求出。

2. 粘性土

下面考虑粘性土悬臂式板桩墙。图2给出了板桩墙上主动土压力和被动土压力的分布,式(7)、(8)分别给出了主动土压力和被动土压力对支点的弯矩。因此弯矩比可以写成:

$$\frac{M_r}{M_a} = \frac{\frac{1}{2}[\gamma(H+z) + 2C_u](D-z)^2 + \frac{1}{3}\gamma(D-z)^3 + c_u z^2 + \frac{1}{6}\gamma z^3}{\frac{1}{6}[\gamma(H+z) - 2C_u](H+z - \frac{2c_u}{\gamma})^2 + \frac{1}{2}(\gamma z - 2c_u)(D-z)^2 + \frac{1}{3}\gamma(D-z)^3} \quad (11)$$

同样支点位置可用解析法或数值法由式(9)确定。用最小弯矩比原理确定支点位置前,先介绍需求抗剪强度的概念。

需求抗剪强度的概念

悬臂式板桩墙施工是将板桩墙打入到设计嵌固深度 D ,然后在挡墙前开挖或者在挡墙后填筑、压密填土。无论哪种情况下,板桩墙都会向外产生一定的变形。正常固结土主动土压力将全部发挥,但被动土压力只能部分发挥。Terzaghi (1934; a, b) 对铰接墙的试验表明,主动土压力发挥需要的应变比被动土压力发挥需要的应变小很多。Clayton 和 Milititsky (1986) 根据 Terzaghi 的试验数据重新作图,如图3所示。从图3可以看到,主动土压力完全发挥需要的平均剪应变为 0.2% ($\delta/H = -0.001$),而被动土压力完全发挥需要的平均剪应变为 4% ($\delta/H = +0.02$)。Bolton (1991; a, b) 研究了主动土压力产生需要的应变,他建议,板桩墙底部没有明显支撑,或者已有支撑因土体侵蚀或其它原因丧失作用

时,可用主动土压力计算。本文将板桩墙的侧向变形与支挡高度 H 的比值当作土体的平均剪应变。
Bransby 和 Milligan (1975) 建立了挡墙转角 θ , 剪胀角 ψ 和剪应变 γ_s 之间的关系:

$$\gamma_s = 2 \sec \psi \cdot \theta \quad (12)$$

转角很小时

$$\theta \cong \tan \theta = \frac{\delta}{H} \quad (13)$$

由此可见,剪胀角较小时,以上关于平均剪应变的假设是合理的,因此本文假设主动土压力全部发挥作用与上述论证相符。另一方面,被动土压力刚好发挥到维持板桩墙平衡。假设土压力分布形状不变,大小随被动土压力的发挥程度变化,这样可以求出刚好维持板桩墙弯矩平衡的被动土压力,也就是弯矩比等于 1 时的被动土压力。本文后面将证明此时静力平衡条件会自动满足。

Bolton (1991a, b) 用类似的方法对墙后为超固结粘土的刚性挡土墙进行了研究,分别考虑了挡墙短期稳定所需发挥的不排水抗剪强度 c_u 和挡土墙长期稳定需要发挥的内摩擦角 ϕ' , 并用此强度确定土体的平均剪应变,由此估算挡墙的位移。

本文方法与 Bolton(1991a, b) 不同之处在于,被动区土体所需的抗剪强度由挡墙弯矩平衡计算确定。因此这是维持平衡所需的土体抗剪强度,用“需求抗剪强度”代替“抗剪强度发挥”更合适。该方法主要探讨如何保持既定填土挡墙的弯矩平衡。需求抗剪强度意味着,当填土材料抗剪强度已知时,既定板桩墙距离破坏的程度,该方法可以方便地确定粘性或无粘性板桩墙的稳定。

1. 无粘性土

首先考虑无粘性土挡墙。假设主动土压力全部发挥,刚好维持挡墙弯矩平衡的被动土压力可用式(10)确定的弯矩比估算。前面假定主动土压力完全发挥,所以由主动土压力产生的弯矩(即倾覆弯矩)将保持不变。因此式(10)可用板桩墙刚好平衡时所需的被动土压力系数 ($K_{p-\text{demand}}$) 表示:

$$K_{p-\text{demand}} = \frac{M_a}{\gamma \left[\frac{(H+z)(D-z)^2}{2} + \frac{(D-z)^3}{3} + \frac{z^3}{6} \right]} \quad (14)$$

假设 ϕ_{demand} 和 $K_{p-\text{demand}}$ 的关系与 ϕ 和 K_p 的关系类似,则有:

$$\phi_{\text{demand}} = \sin^{-1} \left(\frac{K_{p-\text{demand}} - 1}{K_{p-\text{demand}} + 1} \right) \quad (15)$$

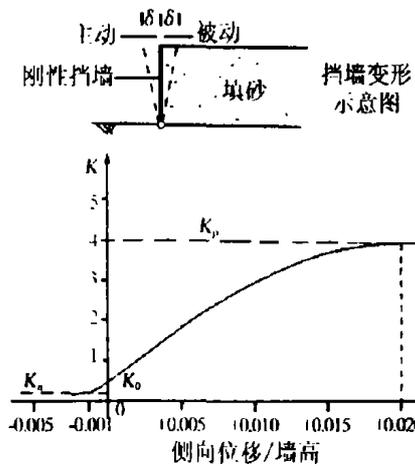


图3 主动土压力和被动土压力发挥所需的应变 (引自 Clayton 和 Milititsky, 1986)

2. 粘性土

下面考虑粘性土挡墙。如前所述,假定主动土压力全部发挥,维持挡墙弯矩平衡的被动土压力由式(11)确定的弯矩比估算。因假定主动土压力完全发挥,主动土压力产生的弯矩(即倾覆弯矩)保持不变。因此,式(11)用挡墙刚好弯矩平衡所需的不排水抗剪强度 $c_{u-demand}$ 表示,可写为:

$$c_{u-demand} = \frac{\left(M_a - \frac{1}{6} \gamma z^3 - \frac{1}{3} \gamma (D-z)^3 - \frac{1}{2} \gamma (H+z)(D-z)^2 \right)}{(D^2 + 2z^2 - 2Dz)} \quad (16)$$

支点位置确定

支点位置由弯矩比对深度 z 求最小值得到,由此可得到板桩墙刚好处于弯矩平衡时的最小弯矩比。

1. 无粘性土

式(10)定义了无粘性土板桩墙的弯矩比。该式中土压力系数可与几何参数 H 、 D 、 z 分离,考虑主动土压力产生的弯矩 (M_a) 完全发挥,被动土压力产生的弯矩 (M_r) 仅发挥到刚好使挡墙的弯矩达到平衡,将式(14)定义的维持弯矩平衡的被动土压力系数代入,同时将两个土压力系数移到式(10)的左端成为 $(M_r/M_a)/(K_a/K_{p-demand})$, 将其作为图4的纵坐标,横坐标用嵌固深度 D 归一后的支点位置 z 表示,得到图4。图4可见,对应每个 D/H 值,转点位置在开挖面和板桩墙底部之间变化时,归一后的弯矩比都将达到最小值。因此板桩墙将围绕最小弯矩比对应的支点转动。

图5为支点位置(用归一化后的嵌固深度 z/D 表示,由图4得到)和 D/H 关系图,对于任意给定 D/H 的板桩墙,由该图都可求得支点位置。例如,当 $D/H=1$ 时,最小弯矩比发生在 $z/D=0.89$ 处,也就是说,板桩墙绕开挖面下 $0.89D$ 深度处的支点转动。由图5可见,随着 D/H 的降低,支点位置向板桩墙底部较深处移动; D/H 大于1.5时,支点位置几乎没有变化。这表明,当埋置深度较深时,支点位置可通过 $z/D=0.88$ 估算。内摩擦角 ϕ 的变化将导致土压力系数 K_a 和 K_p 的变化,这只会改变最小弯矩比的大小,不会改变支点位置。因此,对于任意给定 D/H 值,支点位置与无粘性土内摩擦角无关。

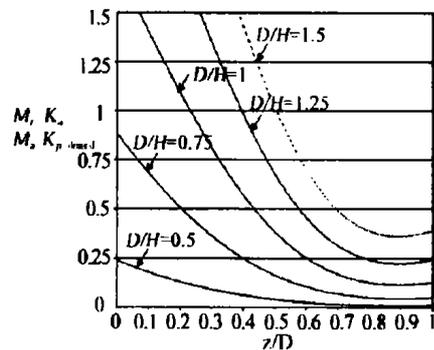


图4 不同 D/H 时的最小弯矩比

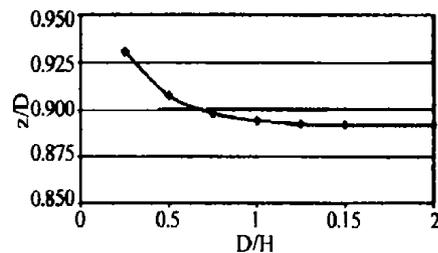


图5 支点位置随 D/H 的变化情况

2. 粘性土

式(11)定义了粘性土板桩墙弯矩比。与无粘性土板桩墙假设相同,主动土压力全部发挥,被动土压力刚好发挥到维持板桩墙转动平衡。对粘性土,意味着式(16)定义的需求不排水抗剪强度产生的被动土压力刚好维持板桩墙弯矩平衡。因此,式(11)定义的弯矩比可归一为 $(M_r/M_a)/(c_u/c_{u-demand})$,图6给出了 $c_u/\gamma H = 0.2$ 时,归一后的弯矩比与不同支点位置关系图,图中横坐标为用嵌固深度归一的支点位置 z/D 。由图6可见, $c_u/\gamma H = 0.2$ 时,对应每个 D/H ,支点位置在开挖面和板桩墙底部范围内变化,归一后的弯矩比会达到最小值,因而板桩墙将围绕抵抗矩最小的支点转动。

图7给出了不同 $c_u/\gamma H$ 下支点位置和 D/H 关系图,此图可以确定任意 D/H 下的支点位置。例如,当 $c_u/\gamma H = 0.1$ 时, $D/H = 1$ 在 $z/D = 0.85$ 处弯矩比最小,即 $D/H = 1$ 时,板桩墙绕开挖面下 $0.85D$ 深度处支点转动。由图7可见,随着 D/H 值的增加,支点位置向板桩墙底部较深处移动。这与无粘性土不同,对粘性土挡墙,支点位置不完全与材料的不排水强度无关,因为土体一定深度处会产生拉裂缝(图2),该深度是不排水强度的函数,它会影响支点的位置。图7给出了不同 $c_u/\gamma H$ 值下,归一化后的支点位置随 D/H 的变化情况。从该图可以看出,随着粘性土材料抗剪强度的提高,支点位置向板桩墙底部较深处移动。

该方法可确定已知 D/H 和 $c_u/\gamma H$ 情况下,刚性悬臂式板桩墙的转动支点位置,方法便捷,不需要进行任何迭代。

需求抗剪强度

前面介绍了需求抗剪强度,这里将用需求抗剪强度确定已知几何尺寸板桩墙的稳定。

1. 无粘性土

图8为不同 D/H 下,由式(14)和(15)得到 ϕ_{demand} 和填土内摩擦角 ϕ 的关系图。从图可见,当板桩墙的嵌固深度 D 很小或 D/H 较小时, ϕ_{demand} 较大。例如 $D/H = 0.5$,填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 时, $\phi_{demand} = 73^\circ$;当 D/H 值增加到1, ϕ_{demand} 降低到 30° ,此时,挡土墙正好处于临界平衡状态。再增加 D/H 值, ϕ_{demand} 值降低得更多。图8中一条实线将整个区域划分为安全和不安全两部分,实线以下区域, ϕ_{demand} 值比内摩擦角小,板桩墙安全;实线以上部分, ϕ_{demand} 值比土体的内摩擦角大,挡土墙不安全。该图可以用来确定既定无

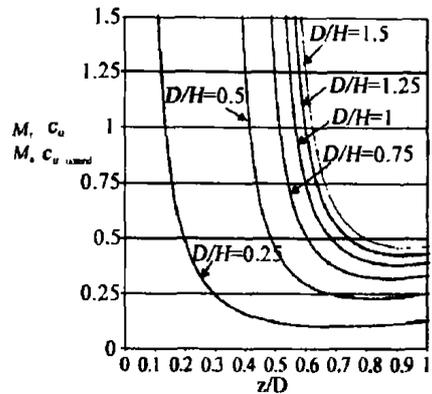


图6 $c_u/\gamma H = 0.2$, 不同 D/H 时的最小弯矩比

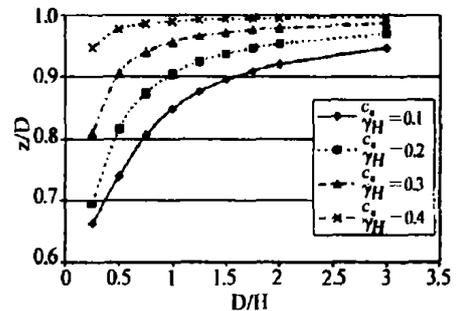


图7 不同 $c_u/\gamma H$ 下, 支点位置随 D/H 变化

粘性土板桩墙的稳定，对稳定需要提高的板桩墙也很有用，因为通过地基处理技术可以提高挡墙前被动区土体的峰值抗剪强度和临界状态强度，图8可估算该区域内提高板桩墙稳定性所需的土体内摩擦角增加幅值。

2. 粘性土

图9为不同 D/H 时，需求不排水抗剪强度 $c_{u-demand}$ 用 γH 归一后与 $c_u/\gamma H$ 的关系，图中数值由式(16)计算得到。由图可见， D/H 较小时， $c_{u-demand}$ 较大，且随 $c_u/\gamma H$ 降低迅速增加。换句话说，不排水抗剪强度较低的软粘土， $c_{u-demand}$ 值较大，满足稳定所需的嵌固深度 D 也较大。例如，当 $D/H=0.25$ 、 $c_u/\gamma H$ 低于0.275时，悬臂式板桩墙就不可能平衡。 D/H 比值越大， $c_{u-demand}$ 值随 $c_u/\gamma H$ 增大降低的速度就越慢。Bolton等人(1989)研究表明， D/H 较大情况下， $c_u/\gamma H \geq 0.25$ 时，不排水条件下挡墙不能稳定。图9中的实线将整个区域划分成安全区和不安全区，实线以下 $c_{u-demand}$ 小于土体可利用的不排水抗剪强度 c_u ，因此该区域是安全的；实线以上区域，情况正好相反，被动区所需的抗剪强度超过了土体可发挥的抗剪强度，因此划分为不安全区域。如上所述，该图可用于确定既定板桩墙的稳定，或者经地基处理土体峰值强度和临界强度提高后，板桩墙的稳定情况。

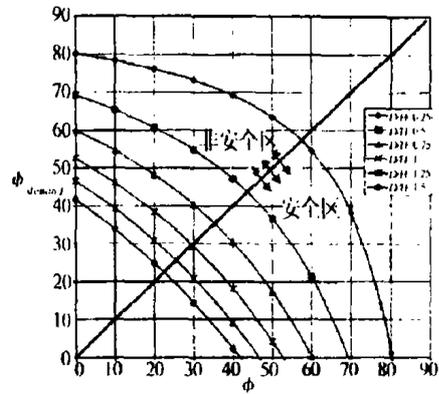


图8 不同 D/H 时 ϕ_{demand} 随 ϕ 的变化情况

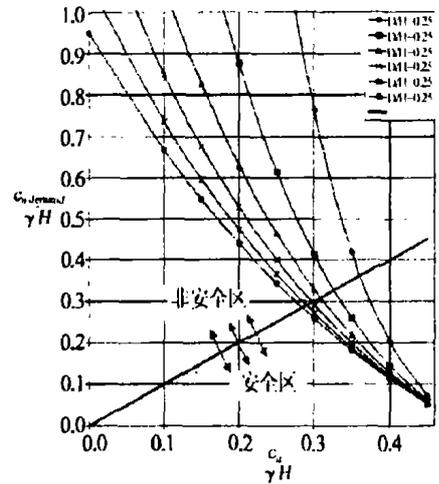


图9 不同 D/H 下需求抗剪强度随 $c_u/\gamma H$ 的变化

静力平衡

前面部分主要研究板桩墙的转动，板桩墙不发生任何转动或平移时，弯矩平衡和静力平衡都能够满足；板桩墙刚要转动时，弯矩比等于1，此时板桩墙弯矩刚好平衡，本节将证明该情况下静力平衡会自动满足。

1. 无粘性土

设 $\alpha = D/H$ ， $\beta = z/H$ ，由式(1)、(2)，静力平衡方程可写成：

$$K_u [(1 + \beta)^2 - 2\beta(\alpha - \beta) - (\alpha - \beta)^2] = K_p [\beta^2 - 2(1 + \beta)(\alpha - \beta) - (\alpha - \beta)^2] \quad (17)$$

式(7)、(8)分别给出了倾覆弯矩(M_o)和抗倾覆弯矩(M_r)的表达式，将 α 和 β 代入，得到：

$$M_a = \frac{K_a \gamma}{H^3} \left[\frac{(1+\beta)^3}{6} + \frac{\beta(\alpha-\beta)^2}{2} + \frac{(\alpha-\beta)^3}{3} \right] \quad (18)$$

$$M_r = \frac{K_p \gamma}{H^3} \left[\frac{(1+\beta)(\alpha-\beta)^2}{2} + \frac{(\alpha-\beta)^3}{3} + \frac{\beta^3}{6} \right] \quad (19)$$

式(9)给出了弯矩比最小化条件,弯矩比等于1时(即板桩墙刚好处于弯矩平衡状态),该条件可简化为:

$$\frac{dM_r}{d\beta} = \frac{dM_a}{d\beta} \quad (20)$$

式(18)和(19)分别对 β 求导后,代入式(20),得到:

$$K_p[\beta^2 - 2(1+\beta)(\alpha-\beta) - (\alpha-\beta)^2] = K_a[(1+\beta)^2 - 2\beta(\alpha-\beta) - (\alpha-\beta)^2] \quad (21)$$

式(21)与式(17)完全相同。这说明弯矩比最小、挡墙刚好弯矩平衡时,无粘性土板桩墙静力平衡可以自动满足。

2. 粘性土

将 $\alpha = D/H$ 、 $\beta = z/H$ 和 $\lambda = 2c_u/\gamma H$ 代入式(5)和(6),静力平衡方程可写为:

$$(1+\beta-\lambda)^2 - (\beta-\lambda)(\alpha-\beta) = \beta^2 + 2\lambda\beta - 2(1+\beta-\lambda)(\alpha-\beta) \quad (22)$$

方程(20)是弯矩比等于1时(即板桩墙处于临界状态时),最小弯矩比应满足的条件。式(7)和(8)分别给出了倾覆弯矩 M_a 和抗倾覆弯矩 M_r 的表达式,将 α 、 β 和 λ 代入,则:

$$M_a = \frac{\gamma H^3}{6} [(1+\beta-\lambda)^3 + 3(\beta-\lambda)(\alpha-\beta)^2 + 2(\alpha-\beta)^3] \quad (23)$$

$$M_r = \frac{\gamma H^3}{6} [3(\alpha-\beta)^2(1+\beta-\lambda) + 2(\alpha-\beta)^3 + 3\lambda\beta^2 + \beta^3] \quad (24)$$

上述两式分别对 β 求导,并代入方程(20),得到:

$$\beta^2 + 2\lambda\beta - 2(1+\beta-\lambda)(\alpha-\beta) = (1+\beta-\lambda)^2 - (\beta-\lambda)(\alpha-\beta) \quad (25)$$

式(25)和(22)完全相同。因此当弯矩比最小、挡墙刚好处于弯矩平衡时,粘性土板桩墙的静力平衡自动满足。

本节主要讨论弯矩比最小,挡墙刚好处于弯矩平衡时,粘性土和无粘性土板桩墙的静力平衡可以自动满足。本文大大简化了Bolton和Powrie(1987)提出的由静力平衡和弯矩平衡条件确定支点位置的迭代算法。

悬臂式板桩墙模型试验

上文介绍最小弯矩比法确定的支点位置可用离心模型试验验证。先用 Bolton 和 Powrie (1987) 得出的离心试验数据验证最小弯矩比法得到的支点位置, 对比结果表明, 他们用迭代算法得到的支点位置与本文最小弯矩比方法得到的支点位置吻合(已证明他们的结果与离心试验结果一致)。注意, 由于板桩墙的抗弯刚度为 $1.2 \times 10^6 \text{ kN m}^2/\text{m}$, 所以离心试验研究中板桩墙对土而言是刚性的。其次将 Bransby 和 Milligan (1975) 得到的无粘性土挡土墙的小尺寸试验数据, 用最小弯矩比法预测支点位置, 试验研究中板桩墙对土体而言为刚性。最后通过作者在孟买印度工学院 (Indian Institute of Technology), 对夯实粘土板桩墙做的一系列不同 D/H 比值离心试验结果, 验证了本文方法。结果表明, 可用需求抗剪强度的概念确定模型板桩墙在不同重力加速度 g 下的稳定性。

1. 支点位置

支点位置可由离心试验数据及 Bolton 和 Powrie (1987) 分析结果确定。Bolton 和 Powrie (1987) 研究了较大嵌固深度悬臂式板桩墙的长期稳定性。离心试验模拟的填土高度 H 和挡墙嵌固深度 D (原型试验) 情况见表 1, 填土材料的排水摩擦角 ϕ' 值也列于其中。根据这些数据, 运用上文介绍的最小弯矩比法确定支点位置, 其结果与迭代算法及实测结果均列于表 1 中。比较可见, 最小化方法所得到的结果与迭代算法结果十分接近。需指出的是, Bolton 和 Powrie (1987) 在迭代算法中考虑了挡墙的摩擦, 这在最小化方法中没有考虑。Bransby 和 Milligan (1975) 对无粘性土板桩墙做了 $1g$ 的小模型试验, 这些板桩墙刚度相对较大, 试验结果 (试验 10, 12 和 13) 见表 1, 试验量测出的支点位置也列于其中。支点位置用最小化方法由挡墙的几何尺寸和摩擦角计算得到, 见表 1。比较这些数值可以看到, 最小化方法计算结果与实测情况很接近。

支点位置

表 1

离心试验 1-g	H (m)	D (m)	ϕ' (deg)	支点位置 z (m)		
				最小弯矩比法	迭代法	lg 离心试验实测数据
DWC-07 ^a	6.9	15.4	21.7	13.869	13.9 ^a	13.5 ^a
DWC-08 ^a	8.7	20.4	19.7	18.357	18.4 ^a	18.1 ^a
Test-10 ^b	0.115	0.185	35	0.1724	-	0.175 ^b
Test-12 ^b	0.113	0.187	35	0.1739	-	0.176 ^b
Test-13 ^b	0.116	0.184	35	0.1712	-	0.174 ^b

^a引自 Bolton and Powrie (1987)

^b引自 Bransby and Milligan (1975)

2. 需求抗剪强度

需求抗剪强度前面已做了介绍。由最小化方法找出支点位置后, 再根据支点位置, 可以计算刚好使板桩墙处于临界平衡状态所需的被动区土体抗剪强度。本节通过两组离心试验 (SPGM-1 和 SPGM-2) 验证需求抗剪强度的概念。

作者在孟买印度工学院半径为 4.5m 的离心机上对粘性土刚性板桩墙做了两组试验

SPGM-1 和 SPGM-2, 设备详细介绍见 Chandrasekaran (2001)。两组试验除了板桩墙的 D/H 分别为 0.76 和 0.44 外, 其它情况都相同。孟买印度工业学院的离心机设备刚刚试运行, 这两组试验是一系列初始试验的一部分。墙后土体由六层含水量为 54% 的孟买海相粘土压实而成。板桩墙事先打入, 试验模型见图 10。离心试验开始前、后分别取样进行无侧限抗压试验, 测得不排水抗剪强度。试验表明夯实粘土的不排水抗剪强度 c_u 为 32.5 kPa。

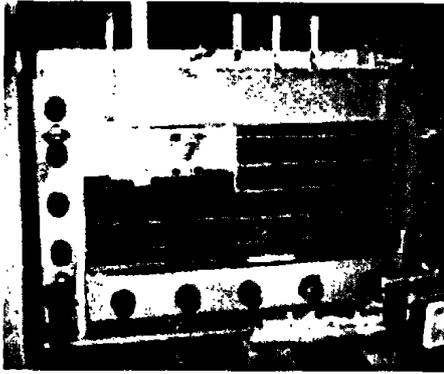


图 10 SPGM - 板桩试验模型图

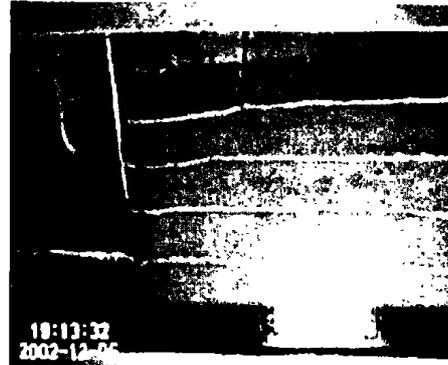


图 11 50g 时 SPGM-1 移动照相结果

板桩墙的侧向变形用 LVDT 监控, 试验时分步将重力加速度 g 提高到 10g, 并用移动照相系统监测挡墙的位移和填土中拉裂缝的发展。注意, 重力加速度 g 值逐渐增加意味着模型尺寸不断增大。图 11 为重力加速度达到 50g 的情况, 图中挡墙转动和挡墙后的拉裂缝清晰可见。孟买印度工学院离心机由直流电动机制动, 因此可迅速加速, 当试验加速度很快时, 可认为土体处于不排水状态。图 12 给出了离心试验 SPGM-1 板桩墙的水平位移情况, 不同时刻的重力加速度水平也在图中标出。挡墙的侧向变形随重力加速度 g 值慢慢增大, 但随时间的发展状况与填土的拉裂缝有关。试验中观测到的侧向变形可用来计算支点的位置, 表 2 给出了 40g 时的侧向变形, 并给出用几何参数和剪切强度, 由最小弯矩比法计算的支点位置。可见, 最小弯矩比方法可以计算出两组试验 SPGM-1 和 SPGM-2 的支点位置。

需求抗剪强度

表 2

离心试验	重力加速度	H (m)	D (m)	D/H	c_u (kPa)	$c_{u-demand}$ (kPa)	支点位置 z (m)	
							最小弯矩比法	离心试验结果
SPGM-1	40g	6.8	5.2			60.66	4.726 ^a	4.783 ^a
	35g	5.95	4.55	0.76	32.5	42.40		
	30g	5.1	3.9			25.91		
SPGM-2	40g	6.8	3			91.56	2.4 ^a	2.691 ^a
	35g	5.95	2.63	0.44	32.5	60.92		
	30g	5.1	2.25			34.73		

^a40g 的试验结果和计算结果

图 12 可见, 重力加速度超过 40g 时, 离心试验 SPGM-1 中板桩墙的侧向位移迅速增加。对每个不同重力加速度, 可以算出 SPGM-1 和 SPGM-2 试验中使板桩墙刚好平衡所需的抗剪强度 $c_{u-demand}$, 具体数值列在表 2 中。重力加速度 g 值增加时, 板桩墙模型的尺寸

不断变大,因而 $c_{u-demand}$ 值不断增加。35g 时 SPGM-1 试验的 $c_{u-demand}$ 值接近 42kPa, 该值大于此粘土的不排水抗剪强度 c_u , 因此, 板桩墙产生过度转动, 无法平衡。离心试验 SPGM-2 中 D/H 较小, 重力加速度超过 30g 挡墙便产生过度转动, 此时的 $c_{u-demand}$ 值见表 2, 35g 时土体的 $c_{u-demand}$ 达到 60 kPa, 此时挡墙转动程度大大超过 30g 时的情况。这些结果表明, 计算需求的抗剪强度是评价已知板桩墙安全性的一个很好指标, 也可用于确定地基处理后板桩墙稳定性提高的程度。

3. 板桩墙的侧向变形

板桩墙的侧向变形可通过需求抗剪强度计算。Bolton 等人 (1989, 1990) 使用类似方法计算了挡墙的变形, 唯一不同的是, 他们用所发挥的抗剪强度代替需要的抗剪强度。Jardine 等人 (1984) 研究抗剪强度发挥值和剪应变的关系, 如图 13 所示。需求抗剪强度 $c_{u-demand}$ 可用来计算剪应变 γ_s , 该值与挡墙变形的关系可用前面 Bransby 和 Miliigan (1975) 提出式 (12) 和 (13) 描述。

该方法可计算挡墙顶部和挡墙中间高度处的挡墙变形。表 3 列出了挡墙变形的试验结果和计算值。离心试验 SPGM-1 中, 当 g 值为 32.5g 时, 需求抗剪强度等于不排水抗剪强度, 因此表中给出的是 30g 和 32.5g 时的挡墙变形值。

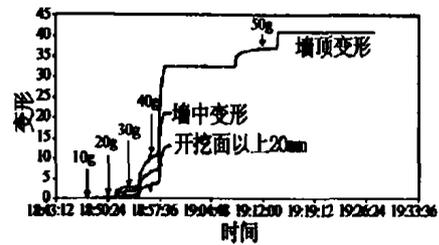


图 12 不同重力加速度下板桩墙的侧向变形

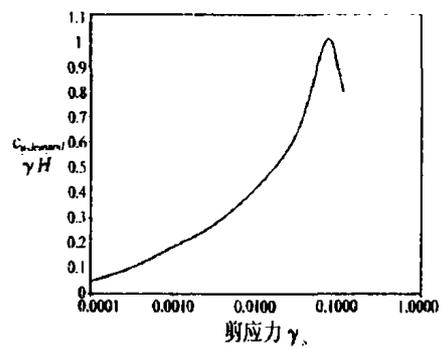


图 13 归一后的需求抗剪强度与剪应变的关系 (根据 Jardine 等人, 1984 结果重绘)

挡墙变形预测

表 3

离心试验	重力加速度	H (m)	D (m)	D/H	$C_{u-demand}/C_u$	剪应变	墙体变形 (mm)			
							墙顶		墙中部	
							预测	实测	预测	实测
SPGM-1	30g	5.1	3.9	0.76	0.797	5×10^{-2}	4.35	3	3.15	2
	32.5g	5.53	4.23		1.043	9×10^{-2}	13.1	11.3	9.5	8.3
SPGM-2	25g	4.25	1.88		0.443	8×10^{-3}	1.1	1.75	0.61	0.85
	30g	5.1	2.25	0.44	1.069	9×10^{-2}	10.6	9	6.1	7.5

剪应变和 $c_{u-demand}/c_u$ 值可从图 13, Jardine 等人 (1984) 结果得到。可以看到, 试验得到挡墙顶部和中部变形与预测结果一致, 即便 Jardine 等人 (1984) 结果由伦敦粘土三轴试验得到。孟买海相粘土三轴试验的类似结果可进一步验证此结论。挡土墙的实测变形和计算结果都将随重力加速度提高 (由 30g 增大到 32.5g) 而变大, 这表明, 当挡墙高于 5.1m 时 (或在填土表面施加超载) 会很快危及板桩墙的稳定。

表 3 为较低 D/H 下第二组离心试验 SPGM-2 中的挡墙变形情况。此组试验中, $c_{u\text{-demand}}/c_u$ 值在 30g 重力加速度下等于 1, 因此仅考虑重力加速度 25g 和 30g 时的挡墙变形情况。剪应变可由图 13 得到, 挡墙变形用式 (12) 和 (13) 计算。25g 时, 挡墙顶部和中间的变形都比较小。计算结果和试验数据十分接近, 如表 2 示。当重力加速度从 25g 开始增加, 挡墙变形增加较快, 其结果与计算值较吻合。

由上述结果可知, 用 Bransby 和 Milligan (1975) 建立的需求抗剪强度和被动区剪应变之间的关系可得到满意的挡墙变形结果, 此方法得到的挡墙变形计算值与离心试验结果相比, 至少说明文中列举的离心试验结果与计算值很接近。

结论

悬臂式板桩墙广泛应用于岩土工程中。该结构的稳定性主要依赖于挡墙上主动土压力和被动土压力。主动土压力和被动土压力的产生与挡墙转动有关, 也和后继土体应变相关。悬臂式板桩墙转动的支点位置, 过去常联立静力平衡和弯矩平衡方程, 用迭代法求解, 或通过试验、有限元计算得到。

本文提出用最小弯矩比法确定相对刚性的板桩墙转动支点位置。该方法对粘性或无粘性土都适用, 是直接求解, 无需任何迭代。文中讨论了板桩墙的弯矩平衡是确定支点位置的关键。而且论证了当板桩墙弯矩比最小, 或者板桩墙刚好处于弯矩平衡时, 无论对粘性土还是无粘性土挡墙, 静力平衡条件都能自动满足。本文引入需求抗剪强度概念, 它取决于维持板桩墙弯矩平衡所需的被动土压力。需求抗剪强度可用来检验既有板桩墙稳定性, 或者计算地基处理后挡墙稳定提高的幅度。

本文用已有离心试验数据和比例模型试验结果, 验证了弯矩比最小化法确定的支点位置, 该结果与已有迭代法结果也一致。此外用作者自己进行的夯实粘性土刚性板桩墙离心试验结果与本文结果进行了比较, 所有情况均表明最小弯矩比方法确定的支点位置与试验结果相符。另外, 试验计算出的需求抗剪强度可用于估算板桩墙临界平衡时的几何尺寸, 并由离心试验结果得到了验证。

用需求抗剪强度可确定板桩墙被动区的剪切变形, 文中确定了两组离心试验剪切量, 它与挡墙转动和墙体变形有关。该方法可确定不同重力加速度水平下, 挡墙破坏前与破坏时的变形情况。两组试验得到的挡墙变形与试验观测数据十分接近, 当需求抗剪强度达到填土材料抗剪强度值时, 挡墙变形会迅速增大, 此特性从挡墙变形计算结果中得到了很好反应。