

目 次

论 文

刚性桩复合地基沉降计算方法的分析探讨及研究应用.....党昱敬, 费兵兵(3)

基坑工程施工环境效应问题分析研究.....秦鹏飞(13)

静压 PC 预制管桩在泥炭质土软基加固工程中的应用.....
.....郭克诚, 郭应军, 陈磊, 陈俊宏(18)

预压桩托换在某危楼加固纠偏防震中成功实践.....
.....陈国政, 陈守安(26)

谈咬合桩在地铁施工中的应用.....梁宏伟, 朱晓莉, 俞海林, 张院良, 袁文忠(37)

采空区回填灌浆加固施工实践.....廖培涛, 韦兴标(44)

地铁附属结构暗挖段临时中隔壁托换施工技术.....马海燕, 芦海清(49)

地王大厦桩底地基灌浆加固处理施工实践.....韦兴标, 王铁兵, 廖培涛(55)

一题一议

基坑放坡开挖过程中如何控制地下水.....龚晓南(61)

译 文

岩土工程事故——可以预测吗?
“Geotechnical Surprises-Or Are They?” The 2004 H. Bolton Seed Lecture
By James K.Mitchell, Dist.M.ASCE.....邓以亮 译; 周建 校(62)

刚性桩复合地基沉降计算方法 的分析探讨及研究应用*

党昱敬

费兵兵

(中冶集团建筑研究总院 北京 100088)(中国矿业大学 北京 100083)

[提要] 在刚性桩复合地基设计中, 刚性桩布桩间距等于(3~5)倍桩径^[1], 桩长和桩径根据复合地基承载力和沉降设计目标值确定, 刚性桩复合地基的承载力计算、特别是刚性桩复合地基沉降计算是刚性桩复合地基设计的关键。本文通过对现有刚性桩复合地基理论和考虑承台效应的复合基桩理论进行分析探讨, 并利用刚性桩现场单桩荷载试验和多桩复合地基大型荷载试验成果, 对现有计算刚性桩复合地基沉降的方法进行改进, 得出的初步结论可供设计参考。

[关键词] 刚性桩复合地基; 复合基桩; 单桩荷载试验; 多桩复合地基大型荷载

引言

随着城市建设的迅速发展, 高层建筑如雨后春笋, 这类建筑物荷载大、上部结构高耸复杂, 对地基沉降与不均匀变形较敏感, 其基础形式采用整体性好、刚度大的整体筏板基础, 地基通常采用加固效果显著的刚性桩复合地基。在刚性桩复合地基设计中, 刚性桩复合地基的承载力和沉降设计目标值计算是要确定的重要指标。刚性桩复合地基承载力设计计算思路通常是根据桩土共同作用原理, 将桩与桩间土两部分承载力进行合理的叠加^[1]; 桩间土承载力由勘察报告提供, 刚性桩承载力也是根据勘察报告提供的桩周土侧阻力和桩端土端阻力, 利用文献[1]单桩竖向承载力计算公式进行估算, 并通过刚性桩单桩荷载试验成果对刚性桩承载力设计取值进行校核和确定^[2]。作者在文献[4]中, 较详细地分析探讨了刚性桩复合地基的承载力计算公式^[1]中设计参数 β 针对不同施工工艺的取值范围, 通过设计实践采用 β 建议值估算的刚性桩复合地基承载力特征值与现场复合地基荷载试验结果吻合较好, 限于篇幅, 不再赘述。对文献[1]提供的刚性桩复合地基沉降计算方法, 文献[5]进行了分析探讨, 并指出其在应力场假定、加固区复合模量取法上还欠完善, 作者通过在北京地区多项工程设计实践, 认为文献[1]提出的刚性桩复合地基沉降计算方法和引入的经验系数, 仍为广大结构和土木工程师(岩土)所接受, 不足之处在于刚性桩复合地基加固区的压缩模量计算方法, 低估了刚性桩复合地基加固区在竖向具有较强的抗压缩性, 文献[10]指出: 刚性桩(CFG桩)复合地

* 收稿日期: 2009年5月

基变形模量达到 74.1 ~ 101.9MPa, 其压缩模量更大。为此, 本文通过对现有刚性桩复合地基理论和考虑承台效应的复合基桩理论进行分析探讨, 并利用刚性桩现场单桩荷载试验和多桩复合地基大型荷载试验成果, 对刚性桩复合地基沉降计算方法进行改进。

根据北京地区刚性桩单桩荷载试验和多桩复合地基大型荷载试验成果; 提出改进刚性桩复合地基沉降的计算方法。从简单实用角度出发, 沉降计算仍按文献[2]、[3]的有关规定执行。

刚性桩复合地基中桩与桩间土的作用机理

众所周知, 刚性桩复合地基的本质就是考虑桩间土和桩体共同直接承担荷载, 在摩擦型桩基中考虑桩土共同直接承担荷载的桩基称为复合基桩。研究表明, 在荷载作用下, 刚性桩复合地基中的桩间土和桩体是通过变形协调共同承担荷载作用, 见图 1。图 1 (a) 中, 刚性基础底面与桩体顶直接连接, 在荷载作用下, 桩间土和桩体沉降量相同, 可保证桩间土和桩体共同直接承担荷载, 由于桩体的模量远大于桩间土模量, 桩间土和桩体竖向变形很难同步, 因此桩间土分担荷载比例很小, 其受力变形特征与考虑承台效应的复合基桩本一致; 图 1 (b) 中, 在刚性基础底面与桩体顶设置褥垫层, 在荷载作用下, 桩间土和桩体通过褥垫层协调, 使桩间土和桩体竖向变形保持同步, 以保证桩间土和桩体共同承担荷载。由此可见, 在刚性基础底面与刚性桩桩体顶设置褥垫层, 通过褥垫层变形协调, 使刚性桩桩体和桩间土共同承担荷载作用, 是刚性桩和桩间土形成复合地基的基本条件。

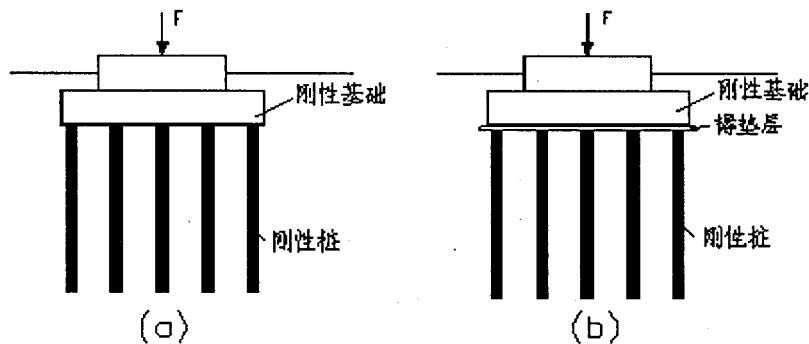


图 1 复合地基形成条件

通过以上分析可知, 考虑承台效应使桩间土成为桩基竖向承载力的一部分分担荷载, 其分担荷载比例很小; 刚性桩复合地基中的刚性桩与桩间土共同承担上部荷载。刚性桩复合地基中的桩体 (也称加筋体或增强体) 和桩间土共同直接承担荷载类似与桩、土、承台共同作用的复合基桩, 刚性桩复合地基中的桩体受力特性类似与复合基桩中的摩擦桩, 其贡献在于提高承载力, 减少沉降。因此通过以上探讨分析作者认为, 刚性桩复合地基和复合基桩除在提供建 (构) 筑物稳定性抗力及基础 (或承台) 结构计算有区别外, 两者在满足地基承载力和变形方面有异曲同工之效果。下面通过刚性桩复合地基和复合基桩设计理论^{[1]、[3]}进一步分析探讨两者在承载力和沉降计算方面的异同。

刚性桩复合地基承载力特征值按下式计算^[1]:

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

其中刚性桩单桩竖向承载力特征值按下式计算^[1]:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (2)$$

式(1)、(2)中各符号解释详见文献[1], 本文从略。式(1)中体现了刚性桩桩体参与提高刚性桩复合地基承载力的作用; 式(2)与一般基桩确定单桩竖向承载力计算公式^{[2],[3]}完全相同, 也就是说刚性桩复合地基中刚性桩的作用与复合基桩中摩擦桩的作用完全一致, 即刚性桩的作用是将荷载传递到下部土层, 这种荷载传递是通过刚性桩与桩周土间的相互作用进行的, 作用于桩顶的竖向压力主要由作用于桩侧的总摩阻力承担。

考虑承台效应的复合基桩竖向承载力特征值按下式计算^[3]:

$$R = R_a + \eta_c f_{ak} A_c \quad (3)$$

式(3)中各符号解释详见文献[3], 本文从略。如前所述式(3)中 R_a 计算方法与式(2)完全一致, 且均属于摩擦桩范畴。

由式(1)可知刚性桩单桩复合地基承载力特征值按下式计算:

$$R = R_a + \beta f_{sk} A_c \quad (4)$$

限于篇幅, 式(4)的推导过程不再赘述。式(3)和式(4)中的承台效应系数 η_c 和桩间土承载力折减系数 β 是反映桩间土参与承担上部荷载大小的重要参数。在桩间距等于(3~5)倍桩径时, $\eta_c=0.06 \sim 0.45$ ^[3], $\beta=0.85 \sim 1.05$ ^[4], 通过以上分析探讨, 很明显地得出以下结论:

1. 刚性桩复合地基和复合基桩都是通过桩与桩间土共同承担上部荷载; 刚性桩复合地基和复合基桩所不同的是: 前者上部荷载主要由桩间土承受, 后者上部荷载主要由桩承受。因此, 在同等条件下按承载力控制设计, 刚性桩复合地基经济性能优于复合基桩。

2. 刚性桩复合地基承载力中桩间土分担荷载值接近于地基承载力特征值, 而复合基桩承载力中桩间土分担荷载值远小于地基承载力特征值。加之前者桩与基础通过褥垫层连接, 桩是地基的一部分, 而后者桩与基础直接连接, 桩是基础埋置深度的延伸。因此, 在上部荷载和地层岩性相同的条件下, 根据现有复合基桩和刚性桩复合地基沉降计算方法^{[1],[3]}, 复合基桩的沉降要小于刚性桩复合地基。

对于刚性桩复合地基和复合基桩, 规范[1]、[3]设计思路均是先满足承载力要求, 再验算沉降是否满足要求。在刚性桩复合地基中, CFG桩是目前北京地区高层建筑复合地基采用的主要桩型, 作者发现在地基基础方案论证时, 经常出现亦喜亦忧两种情况。喜的是按承载力控制设计, 刚性桩复合地基与复合基桩相比, 具有明显的经济性; 忧的是按规范[1]、[3]

进行沉降验算,设计人员为了达到同等沉降值,增加刚性桩桩数或桩长,两者相比几乎把刚性桩复合地基的经济性丧失殆尽。但是,通过在北京地区几年来的工程设计实践和对文献[5]收集的北京地区刚性桩复合地基的高层建筑沉降观测资料统计分析,发现根据文献[1]计算出的建筑物沉降值比实测大1.57~3.1倍,平均大2.27倍。因此作者认为,刚性桩复合地基沉降计算水平远低于承载力的计算水平,同时也远落后于工程实践的需要。

刚性桩复合地基沉降计算方法的改进

文献[6]中对桩距 $s \leq 6d$ (d 为桩径)的情况,其沉降计算采用假想实体深基础法,该方法的本质是将桩端平面作为弹性体的表面,用布辛内斯克解计算桩端以下各点的附加应力,再用与浅基础沉降计算一样的单向压缩分层总和法计算沉降。在国内外工程实践中,由于对假想实体深基础的埋置深度和底面面积采用了不同的假定,因而形成各种不同类型的假想实体深基础的计算图式。图2为我国工程实践中常用的两种计算图式,这两种计算图式都是将在桩端平面以上的一定范围内的承台、桩及桩周土当成一实体深基础,不计从地面到桩端平面间的压缩变形。这两种计算图式的主要差别在于如何将上部附加荷载施加到桩端平面,其一是荷载沿桩群外侧扩散,其二是扣除桩群四周的摩阻力;前者的作用面积大一些,后者的附加压力小一些。

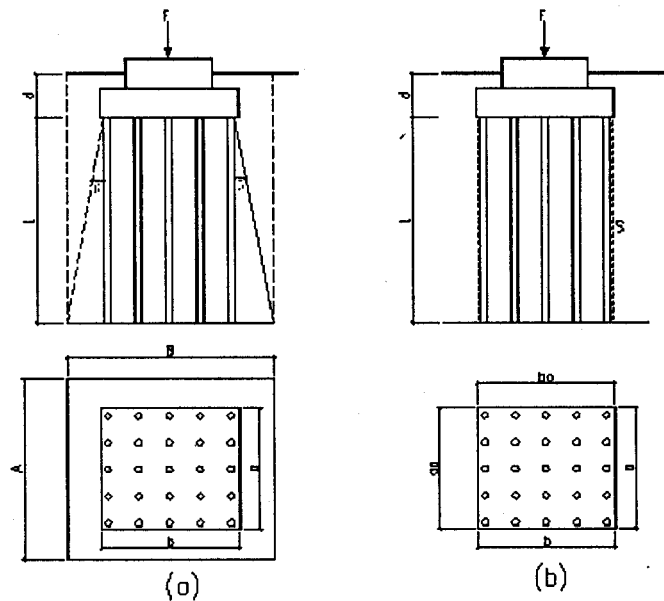


图2 实体深基础的底面积

图2(a)、(b)是想用扩散角的办法来扩大桩端平面的受荷面积、或扣除桩群四周的摩阻力以减少桩端平面的附加压力,使之应力状态更加符合实际。文献[3]在运用桩端弹性体表面均布荷载下的布辛内斯克解,不计假想实体深基础侧阻力和应力扩散,而是在按假想实体深基础布辛内斯克解分层综合法计算沉降时,乘以等效沉降系数 ψ_e ,其实质纳入了明德林位

移解计算桩基础沉降时,附加应力及桩群几何参数的影响,通常称此为等效作用分层综合法,将作用于桩端弹性体表面的附加压力取承台底平均附加压力。因此,桩基沉降计算公式^[3]与浅基础沉降计算公式^[2]分层综合法基本相同,仅增加一个等效沉降系数 ψ_e 。

传统的设计理念认为,刚性桩与基础通过褥垫层连接,桩是地基的一部分,由于刚性桩复合地基承载力中桩间土分担荷载值远大于复合基桩承载力中桩间土分担荷载,桩端平面以上的压缩变形也随之增大,因此文献[1]在沉降计算中将桩端平面以上的复合土层沉降予以考虑。鉴于此,目前我国各类实用计算方法中,通常把复合地基沉降量分为两部分:复合土层压缩量和下卧层压缩量,见图3。

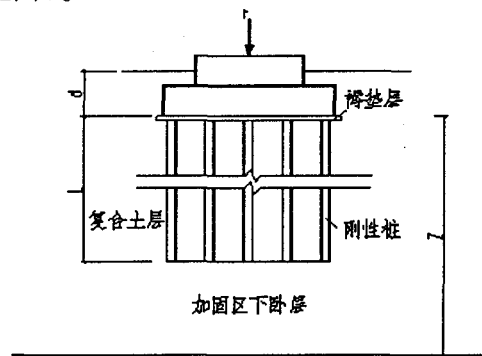


图3 复合地基沉降

在刚性桩复合地基设计中,刚性桩桩间距一般等于(3~5)倍桩径^[1],文献[1]规定CFG桩(刚性桩)复合地基沉降计算应按文献[2]的有关规定执行,采用修正的分层总和法进行沉降计算,经验系数 ψ_s 取值采用文献[2]中的基底压力 $P_0 \leq 0.75f_{ak}$ 一栏。复合土层的分层与天然地基相同,各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍, ζ 等于加固后复合地基承载力特征值 f_{spk} 与基础底面下天然地基承载力特征值 f_{ak} 的比值,即加固后刚性桩复合地基复合土层的压缩模量按下式计算^[1]:

$$E_{spk} = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \times E_s \quad (5)$$

式(5)中加固后复合地基承载力特征值 f_{spk} 按式(1)计算。将式(1)代入式(5),即可推导出加固后刚性桩复合地基复合土层的压缩模量另一计算表述公式:

$$E_{spk} = mE_p + \beta(1-m)E_s \quad (6)$$

式中 E_p 为桩体压缩模量,其余符号意义同前。

按式(5)进行前期设计时,很难按实际情况来计算模量增大倍数 ζ 值,而只能用式(1)承载力估算值来代替复合地基实际的承载力计算 ζ 值,存在一定的误差与离散性,且有时较大^[5]。由于桩顶变形是由桩体的压缩变形和桩在土中的沉降变形所组成,其总变形与桩长、桩侧和桩端土性质、桩体压缩模量等有关,因此按式(6)进行前期设计时,桩体压缩模量 E_p 的计算和测定也比较困难。

作者通过对北京地区近四十个刚性桩单桩荷载试验结果统计分析表明,刚性桩单桩荷载试验成果对刚性桩承载力设计取值进行校核和确定所对应的沉降量都很小,在0.76~4.88mm之间,平均2.71mm,详见表1。又由表1可知,其有效桩长在10.5~20.2m之间,平均15.8m;单桩竖向承载力特征值在274~650kN之间,平均566kN。根据以上参数进行进一步计算分析可知,单桩竖向承载力特征值对应的平均沉降值,桩身压缩量和桩端沉降量各占大约为1.6mm和1.1mm(桩身压缩量按材料力学中心受压构件的轴向压缩量计算)。另根据文献[7]提供的六个CFG桩(刚性桩)多桩复合地基大型(承压板宽度2.65~3.8m,面积7~14m²)荷载试验结果,褥垫层在复合地基特征值时相应的竖向变形仅为3mm。

北京地区刚性桩(CFG桩)单桩荷载试验成果汇总表

表1

工程名称	试桩编号	有效桩长(m)	桩径(m)	单桩竖向承载力特征值(kN)	单桩竖向承载力特征值对应的沉降(mm)	最大加载值(kN)	最大加载值对应的沉降(mm)	备注
望京K5区二期538#楼	1	20.2	0.4	614	1.84	1240	8.6	
	2	20.2	0.4	614	2.69	1240	9.04	
	3	20.2	0.4	614	4.00	1240	13.81	
望京K5区二期525#楼	1	17.0	0.4	600	2.00	1050	4.51	第三根为单桩复合地基荷载试验
	2	17.0	0.4	600	1.96	1050	4.43	
慧忠北里里4塔4#楼	1	14.9	0.4	596	2.26	900	4.71	第三、四根为单桩复合地基荷载试验
	2	14.9	0.4	596	2.52	900	5.52	
慧忠北里里4塔5#楼	1	15.5	0.4	617	2.14	926	4.53	第三、四根为单桩复合地基荷载试验
	2	15.5	0.4	617	1.71	926	4.14	
万兴苑F4#楼	1	15.0	0.4	520	2.92	1040	10.14	
	2	15.0	0.4	520	2.98	1040	6.59	
	3	15.0	0.4	520	2.58	1040	6.61	
嘉铭园C区1#楼	1	19.0	0.4	630	1.60	1260	7.89	第四根为单桩复合地基荷载试验
	2	19.0	0.4	630	4.88	1260	15.18	
	3	19.0	0.4	630	4.03	1260	14.24	
健翔园小区D座	1	10.5	0.4	550	4.20	940	10.98	
	2	10.5	0.4	550	4.11	940	12.01	
	3	10.5	0.4	550	3.26	940	9.32	
望京新兴产业区36#地3#楼	1	14.0	0.4	559	2.57	880	8.2	
	2	14.0	0.4	559	3.34	880	9.02	
	3	14.0	0.4	559	3.54	880	11.29	
望京高校小区1~4#楼	1	16.0	0.4	600	3.34	1000	10.12	1#楼
	2	16.0	0.4	600	3.54	1000	10.28	
	3	15.0	0.4	600	4.41	1000	19.58	2#楼
	4	15.0	0.4	600	3.32	1000	11.24	
	5	15.5	0.4	600	2.52	1000	7.36	3#楼
	6	15.5	0.4	600	2.03	1000	5.81	

	7	16.0	0.4	600	1.40	1000	4.10	4#楼
	8	16.0	0.4	600	1.98	1000	5.12	
望京新城 A4 区 II 组团 1、2、3、4、7、8# 楼	1	17.2	0.4	480	2.16	1000	6.03	1#楼
	2	11.3	0.4	307	0.76	1000	5.71	2#楼
	3	18.5	0.4	460	1.84	1000	5.21	3、4#楼
	4	16.1	0.4	417	1.92	1000	4.15	7#楼
	5	15.1	0.4	274	0.76	1000	10.43	8#楼
望京新城 K5 区	1	17.5	0.4	650	2.0	975	4.13	
	2	17.5	0.4	650	3.6	975	6.7	
	4	17.5	0.4	650	3.6	975	6.98	

综上所述, 现有计算刚性桩复合地基沉降的方法还需进行改进。通过以上对现有设计理论^{[1],[3]}分析探讨表明: 复合基桩和刚性桩复合地基的本质都是考虑桩间土和桩共同直接承担荷载, 由于桩与基础承台连接方式和桩间土分担荷载比例不同, 传统的设计理念认为复合基桩不计从地面到桩端平面间的压缩变形, 而刚性桩复合地基还要计算复合土层的压缩变形。但通过刚性桩现场单桩荷载试验和多桩复合地基大型荷载试验成果验证发现, 刚性桩复合地基复合土层的压缩变形很小, 可以忽略不计。因此, 刚性桩复合地基的沉降计算也可不计复合土层的压缩变形, 即将桩端平面作为弹性体的表面, 用布辛内斯克解计算复合土层以下各点的附加应力, 再用与浅基础沉降计算一样的单向压缩分层总和法计算沉降, 作用于刚性桩端弹性体表面的附加压力为基础底平均附加压力减侧壁摩阻力。

通过以上综合分析研究, 在运用改进的刚性桩复合地基沉降计算方法计算时, 广大结构和土木工程师(岩土)应正确理解和注意以下几点: (1)桩端平面作为弹性体的表面, 求解均布荷载下的布辛内斯克解; (2)均布荷载即附加压力为基础底平均附加压力减侧壁摩阻力; (3)基础底平均附加压力为基础底面荷载效应准永久组合的附加压力, 侧壁摩阻力为基础底周长分别乘以复合土层穿越各土层的厚度及侧阻力特征值之和。

算例

慧谷时空 3#住宅楼拟建场地位于北京市朝阳区望京新城中环路, 拟建建筑为 24 层剪力墙结构建筑物, 设二层地下室, 筏板基础基础底设计标高为 -7.7300m (相对绝对标高 30.500m), 地基加固设计采用水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 工法进行地基加固, 地基加固处理后复合地基承载力特征值不低于 420kPa, 最大沉降不大于 60mm。采用 CFG 桩复合地基 (刚性桩复合地基), CFG 桩 (刚性桩) 直径 $\phi 400$, 设计桩长为 14.0m, 桩中心距 1.46m, 正方形布置, 200mm 厚碎石褥垫层。

土层物理力学参数由北京市勘察设计研究院提供, 详见慧谷时空 3#住宅楼《岩土工程勘察报告》(2001 技 1022)。刚性桩复合地基桩端平面以下的岩土主要物理力学参数见表 2, 拟建建筑物场地地下水埋深 10.0m, 相当于绝对标高 27.930m; 表中粗线上为复合土层主要物理力学指标, 粗线下为桩端弹性体的表面以下天然土层主要物理力学指标。

根据高层建筑结构空间有限元分析与计算软件——SATWE 计算结果, 正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合基础基底平均压力 $P_q=404\text{kN/m}^2$, 基础基底附加压力 $P_0=404-$

$7.23 \times 18 = 273.9 \text{ kN/m}^2$ 。

基础底周长为 139.6m, 由表 2 可知侧壁摩阻力为: $139.6 \times (1.08 \times 32.5 + 1.2 \times 25 + 0.6 \times 32.5 + 1.4 \times 25 + 0.5 \times 32.5 + 1.3 \times 35 + 1.6 \times 25 + 2.1 \times 37.5 + 1.7 \times 30 + 1.1 \times 37.5 + 0.9 \times 30 + 0.52 \times 35) = 61081.98 \text{ kN}$ 。

基础底面积为 1129.66 m^2 , 因此作用于刚性桩端弹性体表面的附加压力为:

$273.9 - 61081.98 \div 1129.66 = 220 \text{ kN/m}^2$ 。

场地土层主要物理力学参数

表2

土层编号	土层名称	土层厚度 (m)	天然重度 (kN/m^3)	E_s (MPa)	桩侧极限摩阻力特征值 (kPa)	桩端端阻力特征值 (kPa)	承载力特征值 (kPa)	状态参数	状态参数含义
③ ₁	砂质粉土-粘质粉土	1.08	20.3	20.9	32.5		200	0.22	液性指数
③	粉质粘土-粘质粉土	1.2	20.1	7.3	25		150	0.53	液性指数
③ ₁	砂质粉土-粘质粉土	0.6	20.3	20.9	32.5		200	0.22	液性指数
③	粉质粘土-粘质粉土	1.4	20.1	7.3	25		150	0.53	液性指数
③ ₁	砂质粉土-粘质粉土	0.5	20.3	20.9	32.5		200	0.22	液性指数
④	粘质粉土-砂质粉土	1.3	20.1	30	35		220	0.18	液性指数
④ ₁	粉砂	1.6	21	26	25		200	24	标贯击数
⑤	粘质粉土-砂质粉土	2.1	20.5	22.8	37.5		250	0.08	液性指数
⑤ ₁	粘土-重粉质粘土	1.7	19.3	12.5	30		180	0.35	液性指数
⑤	粘质粉土-砂质粉土	1.1	20.5	22.8	37.5		250	0.08	液性指数
⑥ ₁	粘土-重粉质粘土	0.9	19.1	9.9	30		180	0.46	液性指数
⑥	粉质粘土-粘质粉土	0.52	20.4	17.7	35	350	230	0.20	液性指数
⑥	粉质粘土-粘质粉土	1.38	20.4	17.7			230	0.20	液性指数
⑥ ₁	粘土-重粉质粘土	1.1	19.1	9.9			180	0.46	液性指数
⑥	粉质粘土-粘质粉土	1.6	20.4	17.7			230	0.20	液性指数
⑦ ₂	粉质粘土	2.4	19.8	21.6			220	0.20	液性指数
⑦	粘质粉土-砂质粉土	0.9	21.2	48.5			280	-0.06	液性指数
⑧ ₁	细砂-粉砂	4	21	45			350	55	标贯击数
⑧	卵石-圆砾	2.9	21.5	120			600	> 20	重型 (II)
⑨ ₁	粘质粉土-砂质粉土	0.4	19.8	48.5			280	-0.06	液性指数
⑨	重粉质粘土-粘土	4.2	19.2	17.9			180	0.51	液性指数

沉降计算采用广大结构和土木工程师 (岩土) 熟悉和常用的基础设计计算计算机程序 JCCAD 软件^[8] 进行分析计算, 该程序在沉降分析计算中, 既能考虑基础荷载的相互影响, 也能考虑地基土层的不均匀性, 详细计算结果见图 4。

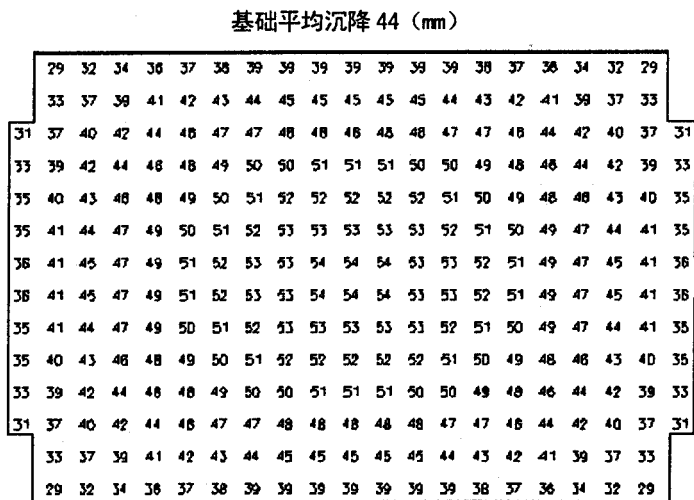


图4 改进的刚性桩复合地基沉降计算方法沉降计算结果数值图 (mm)

慧谷时空 3#住宅楼在施工到地上 19 层时开始进行沉降观测，最终观测基础平均沉降为 25.34 mm，其观测点的平面布置和最终沉降观测结果见图 5。

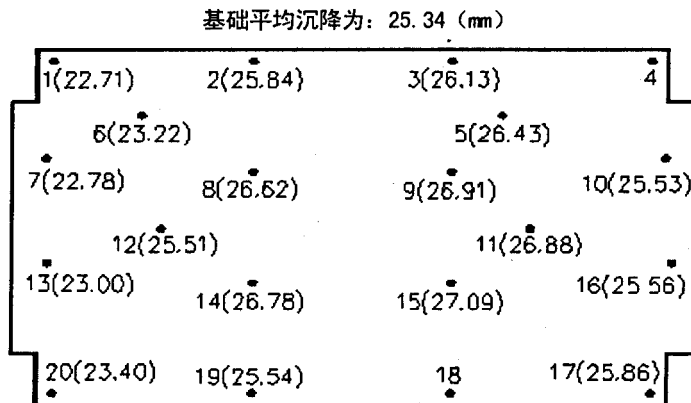


图5 观测点的平面布置和沉降观测结果图 (mm)

根据对以往北京地区刚性桩复合地基沉降观测资料分析，考虑建到 19 层时的沉降，该工程预估最终基础平均沉降为 45 mm 左右，因此，采用改进的刚性桩复合地基沉降计算方法计算沉降是可行的，其计算结果与沉降观测值吻合较好。

结语

就刚性桩复合地基承载力和沉降计算水平比较而言，刚性桩复合地基沉降计算水平尤为重要。本文在刚性桩现场单桩荷载试验和多桩复合地基大型荷载试验成果的基础上，结合对现有刚性桩复合地基理论和考虑承台效应的复合桩基理论进行分析探讨，提出了改进的刚性桩复合地基沉降计算方法，通过与一工程实例沉降观测结果进行对比，吻合较好。为进一步

提高沉降分析计算的精确性,希望通过更多的工程实践,发展和完善该方法。

参考文献

- [1] 建筑地基处理技术规范〔JGJ79-2002、J220-2002〕[S].北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [2] 建筑地基基础设计规范〔GB50007-2002〕[S].北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [3] 建筑桩基技术规范〔JGJ94-2008〕[S].北京:中国建筑工业出版社.2008.
- [4] 党昱敬等.CFG桩在北京地区的应用实践[J].地基处理,2007(12)
- [5] 池跃君等.刚性桩复合地基沉降计算方法的探讨及应用[J].土木工程学报,2003(11)
- [6] 基础工程(第2版)[M].北京:清华大学出版社.2007.
- [7] 宰金珉等.按变形控制确定中、低压缩性地基土承载力的研究[J].土木工程学报,2008(8)
- [8] JCCAD用户手册及技术条件.中国建筑科学研究院PKPM CAD工程部.PKPM2005.
- [9] 党昱敬等.建筑物刚性桩复合地基沉降计算方法的应用探讨[J].地基处理,2007(12)
- [10] 潘平安等.招贤大厦地基与上部结构共同作用的沉降分析[J].建筑结构,2008(7)
- [11] 党昱敬等.上部结构、基础和地基协同工作时刚性桩复合地基沉降计算分析[J].建筑结构待发表
- [12] 党昱敬等.碎石桩复合地基承载力计算公式的可靠性探讨[J].建筑结构,1995(6)
- [13] 党昱敬.消除液化土沉陷措施灌注桩法与振冲碎石桩法设计应用探讨[J].建筑科学,2006(2).

简讯

中国土木工程学会西部特殊土与工程会议(征文通知)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会拟定于2009年12月在陕西西安召开中国“西部特殊土与工程”学会会议。

主办单位:中国土木工程学会土力学与岩土工程分会。

承办单位:西安理工大学,陕西省黄土力学与工程重点实验室。

协办单位:中国科学院寒区旱区环境与工程研究所,长安大学,中国公路交通第一勘察设计院,机械工业勘察研究所,西北农林科技大学,西安科技大学,西安建筑科技大学。

会议主题:西部特殊土研究与工程应用。本次会议将围绕西部一般土、黄土、冻土、膨胀土、盐渍土、软土、沙漠土、砂卵石覆盖层及高地应力岩体力学等,针对土的力学特征、测试技术、地基处理技术、边坡与滑坡、地下工程和高地应力岩体力学特性等进行广泛的学术交流。欢迎全国相关学科的专家、学者、技术工作者与工程技术人员踊跃撰稿与参与会议。

征文内容:①一般土的工程性质;②特殊土的力学性质;③土的测试技术;④特殊土地基处理技术;⑤岩土边坡与滑坡;⑥岩土工程抗震;⑦岩土分析理论及数值计算方法;⑧岩土地下工程;⑨高地应力岩体力学特性与工程。

重要日期:2009年5月30日论文投稿截止,2009年6月30日论文修稿通知,2009年7月30日论文修改稿截止。

联系方式:刘奉银(西安理工大学水电学院岩土工程研究所,西安市金花南路5号710048);电话(029)82312209,13891849006;投稿E-mail:geoxaut@gmail.com。

(大会组委会 供稿)

基坑工程施工环境效应问题分析研究*

秦鹏飞

(北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

[摘要] 基坑工程在开挖、降水、打桩等施工过程中产生了一系列环境效应问题, 包括基坑开挖引起周围地表和建(构)筑物的沉降, 地下管线管道在基坑施工过程中出现倾斜、位移或破裂, 基坑降水导致坑底出现流砂或突涌, 地下水位降低引起的地表塌陷或地裂缝等。结合北京某地铁站深基坑工程开挖实例, 分析了施工过程中出现的一些环境效应问题。提出施工中应加强监控, 及时发现问题并随时改进施工措施和应变措施, 以保证达到对周围环境保护的预期要求。

[关键词] 基坑工程; 环境效应; 研究

引言

基坑工程是城市基础设施建设的关键环节, 也是劳动和社会保障部门安全监管的重点。我国是发展中国家, 目前我国的城市基础设施正处在大规模建设的时期。近十多年来, 随着我国城市建设的迅猛发展, 各类用途的地下空间已在各大中城市中陆续得到开发利用, 基坑工程日益增多, 诸如高层建筑多层地下室、地下铁道及地下车站、地下停车库、地下街道、地下商场、地下医院、地下仓库、地下人防工事等各种民用和工业基础建筑设施正在大量修建^[1]。我国目前大规模的工程建设速度向基坑工程提出了许多新的挑战, 并由此引发了诸多基坑工程环境效应问题。基坑工程施工引发的环境效应问题是指基坑在开挖、降水、打桩等施工过程中对周围环境产生的影响, 主要包括: 基坑开挖引起周围地表和建筑物的沉降; 地下管线管道在基坑施工过程中出现倾斜、位移或破裂; 基坑降水导致坑底出现流砂或突涌; 地下水位下降引起的地表塌陷或地裂缝以及基坑施工对附近居民产生的噪声干扰; 等等。工程实践表明, 基坑施工的环境效应问题往往是不可避免的, 现场施工组织者只能采取有效措施, 尽量减轻施工过程对周边环境的影响。

深基坑开挖引起的环境效应问题

深基坑工程在土方开挖过程中引起的环境效应问题是普遍存在的, 也是不可避免的。随

* 收稿日期: 2009年5月

着城市建设规模的扩张, 基坑工程周边建筑物越来越密集, 工程地质条件越来越差, 对基坑变形的要求也越来越严格。深基坑开挖的环境效应问题也因此受到了更加广泛的重视。

1. 基坑周围地表沉降变形

在基坑开挖过程中, 最明显的环境效应问题便是基坑施工引起的周围地表和建筑物的沉降。引起地表沉降的原因主要可归结为地下水位的降低和支护结构的变形。在基坑施工之前往往需要抽取地下水, 人工降低地下水位。若水头降低过大, 在抽水影响半径范围内的土体会产生排水固结, 孔隙水从土体中流走, 土颗粒的排布更加紧凑密实, 从而引起地面一定程度的下陷; 支护结构如果刚度不满足要求, 在土侧压力的作用下变形过大, 会造成土体不同程度地向坑内侧移, 支挡结构后侧的土体填充了侧移土体占据的体积, 从而也会引起地面沉降。

2. 基坑开挖引起的基底隆起

基坑开挖过程中, 由于土的卸载作用、吸水膨胀作用、支护结构的挤压作用以及当支护结构嵌入土中深度不够大时等因素和作用的共同影响, 使地基土向坑内塑流滑进, 基底表面向上隆起。基底隆起额外增加了施工的工作量, 并对围护等结构的强度和稳定性带来不利影响。基坑坑底是否会产生隆起以及隆起量的大小与地基土性状、基坑开挖深度与宽度、支护结构体系刚度、施工工艺和施工质量等有关^[2]。根据工程实践经验, 基坑开挖引起坑外地层移动的影响范围(水平及垂直方向), 一般认为是开挖深度的2.0~3.0倍。

基坑降水引起的环境效应

为了保证土方开挖的顺利进行和地下室等其它施工在无水状态下进行, 施工之前需要人工降低地下水位。一般情况下工程要求地下水位应降在基坑坑底以下0.5—1.0m处, 并沿基坑侧壁设置止水帷幕。降水措施通常包括轻型井点降水、喷射井点降水和深井井点降水等。人工降低地下水位引起的环境效应问题主要有流砂、管涌和基坑突涌等, 这些问题一旦发生很可能造成严重的工程事故, 因此受到了有关工程技术人员的广泛重视。

1. 流砂

地下水在渗流过程中会受到土颗粒的阻力作用, 土颗粒同时也必然受到渗流水的反作用力。单位体积内土颗粒所受到的渗流作用力称为动水压力或渗透力。由于基坑在开挖之前采取人工措施降低了地下水位, 即基坑内侧的地下水位低于基坑外侧的地下水位, 则止水帷幕和围护结构后侧地下水的渗流方向自上而下, 此时动水压力的存在增加了土体的有效应力; 当地下水流绕过围护墙体和止水帷幕后, 在基坑内其水流方向则变成自下而上, 此时动水压力方向与重力方向相反, 减小了砂粒之间的压力。在粘性土中, 渗流力的作用往往使渗流溢出处某一范围内的土体出现表面隆起变形; 而在粉砂、细砂及粉土等粘聚性差的细粒土中, 当动水压力大于或等于砂的浮容重时, 砂颗粒处于悬浮状态, 其抗剪强度等于零, 砂颗粒随渗流

的水一起流动,会发生流砂现象^[3]。

2. 管涌

在渗透水流作用下,土中的细颗粒在粗颗粒形成的孔隙中移动,以至流失;随着土的孔不断扩大,渗透速度不断增加,较粗的颗粒也相继被水流逐渐带走,最终导致土体内形成贯通的渗流管道,造成土体塌陷^[4]。这种在渗流作用下土体内的细土颗粒在粗颗粒形成的孔隙管道内发生移动并被带出的现象称为管涌。管涌是一种渐进性质的侵蚀破坏,发生在一定级配的无粘性土中。粘性土由于土颗粒之间粘聚力的存在,抵抗了孔隙水的冲击力,不易发生管涌破坏。产生管涌的条件比较复杂,从单个土粒来看,如果只计土粒的重量,则当土粒周界上水压力合力的垂直分量大于土粒的重量时,土粒即可被向上冲出。实际上管涌可能在水平方向发生,因为土粒之间还存在有相互摩擦的作用^[5]。管涌现象在河堤、大坝工程中发生概率较高,但在基坑工程中也应加强防范。

3. 基坑突涌

若基坑坑底以下埋藏有承压水,则承压水的存在对基坑工程的施工也是极为不利的。因为随着基坑开挖深度的增加,基坑底部隔水层的厚度在不断减小。当厚度减小到一定程度时,承压水的水头压力将会冲破基坑底板,造成大量涌砂产生基坑突涌现象。所以当基坑开挖到一定深度时,应验算隔水层的厚度和重力是否足以抵抗承压水的水头压力,进而防止突涌事故的发生。

以上所述流砂、管涌和基坑突涌现象是在基坑降水过程中可能引起的环境效应问题,这些工程问题一旦发生,则会对基坑产生严重的破坏,甚至造成人员伤亡事故,严重制约工程施工的顺利进展。在实际工程中要加强场地勘察工作,掌握准确的勘察数据,并在围护结构设计时进行必要的验算,力求避免工程事故的发生。

工程实例分析

1. 工程概况

北京地铁西四站是地铁四号线与规划六号线的一个换乘站。车站位于西四东大街、西四南大街、西四北大街与阜成门内大街所形成的十字路口西侧。车站基本上呈南北向布置,采用岛式站台,站台宽度14m,车站全长204.8m。地铁车站基坑采取明挖施工工法分层进行开挖,采用钻孔灌注桩作围护结构,钢板内支撑作支护结构。钻孔灌注桩桩长16.4m,直径 $\Phi 600$,间距1000mm。桩顶设冠梁将坑壁联结加固,桩间采用挂网喷射100mm厚的C20混凝土保持稳定。基坑工程平面示意图如图1,其中左侧呈“凹”字形的基坑为地下通风道,右侧呈倒“L”形的基坑为地下出入口。

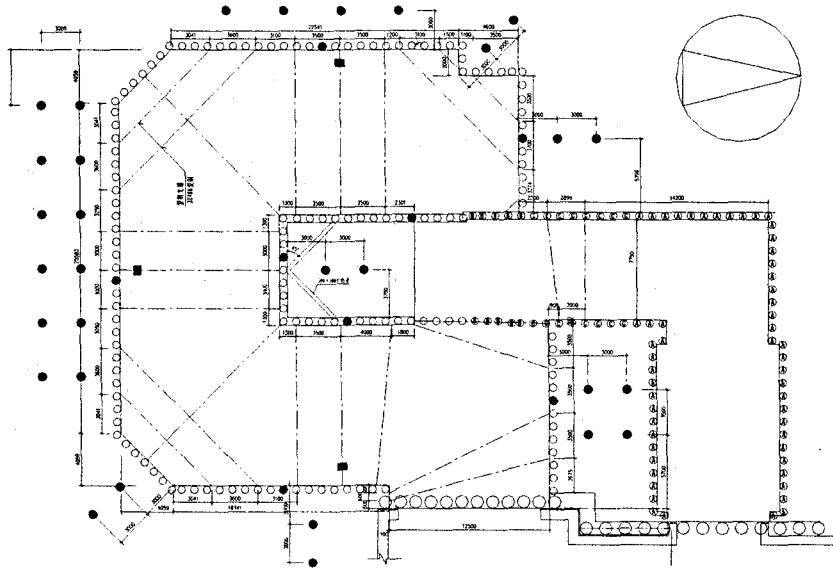


图1 北京地铁4号线西四车站深基坑工程平面示意图

2. 基坑工程施工环境效应问题分析

在基坑开挖之前施工单位采取了人工降水措施，将地下水位降低至预定标高处。开挖期间基坑西侧出现了些许超挖现象，坑底有地下水渗出。施工期间正值北京地区秋冬季节，降水极少，所幸没有大量积水。现场施工单位采取果断措施，利用水泵迅速将坑底明水抽取干净，并就地取用干燥的粉土进行换填。观察数日之后，无地下水再渗出，亦没有流砂或突涌现象。施工期间在基坑周围地表设置了27个沉降观测点，采用Topcon精密水准仪进行监测。监测结果显示，基坑周边地表最大沉降为10.42 mm，没有影响周围建（构）筑物的安全和施工的顺利进展。

由于工程所在地位于“十”字路口附近，周围交通量大交通流密集。大型施工作业机械如吊车、挖掘机等进出施工现场，有专人负责疏导进出口地面交通，尽量减少了施工对市政交通的影响和干扰。由于基坑开挖约16.3米，土方工程量也相当浩大。施工单位重视了挖土的外运工作，调用数量卡车往外运送土方。根据北京市有关规定，考虑到施工对城市市容和周边环境的影响，土方外运工作选择在晚22:00以后进行。

基坑南侧为羊肉胡同居民小区，施工过程中还特别注意了尽量减少施工噪声对周边居民日常生活的干扰。

结语

深基坑开挖是一个系统的复杂的工程问题,它与场地工程地质勘察、支护结构设计、是否开挖放坡、基坑降水、施工管理、现场监测、相邻场地施工影响等密切相关。深基坑工程施工产生的各种环境效应问题常常是相互联系的,如基坑开挖措施不当,可能引起边坡变形或失稳;基坑降水措施不当,导致流砂、管涌等,引起周围地面下沉;支护结构失效将改变施工场地地质条件,最直接的影响是造成基坑边坡失稳,进而引起地面沉降,房屋开裂甚至倒塌。这就要求设计者、施工单位和建设单位开工前不能轻率确定施工方案,也不要因为某些分部工程如边坡支护是临时工程而不加重视。我们应该认真总结既有经验,深入实际进行分析调查,进行多方案对比择优选用,根据理论知识结合实际经验进行分析研究,预测出基坑施工对周围环境的影响程度。此外,还要在施工中加强监控,及时发现问题,随时改进施工措施和应变措施,以保证达到预期的对周围环境保护的要求。

参考文献

- [1] 刘建飞,白永兵.深基坑开挖对周围环境的影响[J].河北工程技术职业学院学报,2003,5(4):36-39
- [2] 张雁.深基础施工的环境效应问题[J].建筑科学,1995(1):32-35
- [3] 杨子胜,郭磊,秦仁伟,白晓红.深基坑工程施工中的环境破坏与环境污染[J].河南科技大学学报(自然科学版),2004,25(5):63-66
- [4] 赵明华,俞晓,王贻荪.土力学与基坑工程[J].武汉:武汉理工大学出版社,2003:30-31
- [5] 李镜培,梁发云,赵春风.土力学[M].北京:高等教育出版社,2008:54-55

Analysis of Environmental Effect in the Foundation-Pit Engineering

Construction

Qin Peng-fei

(College of Architecture and Civil Engineering , Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract : A series environmental effect problems occurred in the foundation-pit excavation, ground-water lowering and piling. For example, the excavation caused the architecture nearby settled, the construction caused the ground-pipe inclined, moved or broken, the water lowering caused the sand flowed and the surface sinked, and so on. Combined a railway deep foundation-pit engineering excavation in Beijing, a series environmental effect problems are analysed. The text points out that the monitoring should be strengthened, troubles be found in time and the construction measures be improved, and so the environmental protection could be reached.

Key Words: foundation-pit; environmental effect; analysis

静压PC预制管桩在泥炭质土软基加固工程中的应用*

郭克诚 郭应军 陈磊 陈俊宏

(武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉 430062)

[摘要] 本文介绍了昆明“滇池卫城”H3-1区28栋住宅楼采用静压PC预制管桩在深厚泥炭质土地基进行加固处理的设计、施工、检测过程,通过工程实例探讨和总结,可供类似工程一些参考。

[关键词] 泥炭质土;静压管桩;静载荷试验

前言

大量文献资料和工程实践表明,静压预制管桩具有无振动、无噪音、无污染、速度快和造价低等优点,属纯环保桩工机械施工。因而在昆明泥炭质土软土地区得到广泛的应用。本文以结合我公司在昆明“滇池卫城”H3-1区28栋住宅楼项目中采用静压PC预制管桩在泥炭质土地基加固工程和以往的实践体会,对静压PC预制管桩在工程中应用作一介绍。

工程概况

工程简介

昆明“滇池卫城”H3-1区住宅楼桩基工程位于昆明市滇池国家旅游度假区红塔东路,H3-1区28栋多层住宅建筑面积105197.20m²,桩基础为PC-A400(95)型预制管桩4990根,计129822延米。

工程地质概况

该建筑物场地地基工程勘察由云南省地震局工程研究勘察分院完成,根据勘察报告,拟建场地原为农田、菜地、沟塘、沼泽等,后经人工回填整平。地质历史时期,该场地属于滇池的一部分,全新世以来,由于湖水退却,而沉积形成了现今的陆地地貌,地层成层时代较新,多数为欠固结土。场地整体而言北西较南东高,但高差甚微。场地位于昆明断陷沉积盆地西南部,濒临滇池,属盆地湖积平原地貌。

依据现场钻探及静探成果,场地地层自上而下成因类型构成:人工填土、沼泽沉积泥炭

* 收稿日期:2009年5月

质土、湖积粘土、洪积粉土、及粉砂，按沉积成因及力学性能将本场分布的主要地层分述如下：

- ① 素填土 (Q4^m): 黄褐、褐色, 松散~稍密, 稍湿。由粘性土和碎石土组成, 结构松散, 欠固结。局部位置含少量杂填土。该层厚度介于0.80~10.70m之间, 一般厚度3.00m左右。标贯平均击数2.1击。
- ② 泥炭质土 (Q4^h): 黑色、灰黑色, 褐黑色, 含大量腐植质和有机质。很湿, 软~流塑状态, 高压缩性、高含水率、高孔隙比, 局部夹有机质土、泥炭及薄层粉土。有机质含量多在15~45%之间。层厚0.40~12.90m, 该层层位较稳定, 分布于整个场地。标贯平均击数2.50击。
- ②₁ 粉砂 (Q4^{pl}): 褐灰、深灰、黑灰色, 松散~稍密, 饱和。多为有机质侵染, 局部为薄层粉土。层厚0.30~3.30m。标贯平均击数5.10击。
- ③ 粘土 (Q4^l): 灰、浅蓝灰、褐灰色, 很湿, 软塑状态为方, 高压缩性。局部夹薄层泥炭质土。层厚0.6~8.50m, 厚度变化大, 但该层层位较稳定, 分布于整个场地。局部夹有薄层粉土。标贯平均击数3.80击。
- ④ 粉土 (Q4^{pl}): 褐灰、浅蓝灰、灰白色, 很湿, 松散~稍密, 局部夹薄层粉砂及软粘土。层厚0.50~5.60m等。标贯平均击数4.20击。
- ④₁ 泥炭质土 (Q4^h): 黑色、灰黑色, 含大量腐植质和有机质。很湿, 软塑状态, 高压缩性, 高孔隙比、高含水率, 有机质含量一般为10~55.1%, 局部为多层有机质土、泥炭及软粘土。层厚0.2~7.20m不等, 该层为④层中的亚层, 分布不均匀。标贯平均击数2.60击。
- ⑤ 粘土 (Q4^l): 浅蓝灰、褐灰色, 很湿, 软塑状态, 局部可塑状, 高压缩性。间夹薄层泥炭质土。层厚0.50~7.80m, 厚度变化较大。该层在场地内均有分布。标贯平均击数3.60击。
- ⑤₁ 泥炭质土 (Q4^h): 黑色、灰黑色, 含大量腐植物和有机质, 很湿, 软塑状态, 高压缩性。有机质含量9.90~32.30%。层厚0.20~6.30m, 该层属⑤层软粘土中的亚层。标贯平均击数2.10击。
- ⑥₁ 粘土 (Q4^l): 灰、浅蓝灰、褐灰色, 湿~很湿, 可塑状态为主, 中~高压夹薄层泥炭质土。标贯平均击数5.80击。
- ⑥₂ 粉土 (Q4^{pl}): 褐灰、浅蓝灰、灰白色, 湿稍密~中密, 中~高压缩性。层厚0.60~8.70m不等, 局部为粉砂, 间夹薄层粘土。标贯平均击数6.90击。
- ⑦₁ 粘土 (Q4^l): 浅蓝灰、褐灰色, 湿, 可塑状态, 中~高压缩性。层厚0.50~5.50m。标贯平均击数4.60击。
- ⑦₁¹ 泥炭质土 (Q4^h): 黑色、灰黑色, 含大量腐植物和有机质。很湿, 软塑状态, 高压缩性。该层呈透镜体局部分布于⑦₁层中。
- ⑦₂ 粉土 (Q4^{pl}): 褐灰、浅蓝灰、灰白色, 湿, 稍密~中密。揭露厚度0.50~4.80m。局部为粉砂。标贯平均击数7.00击。
- ⑦₂¹ 泥炭质土 (Q4^h): 黑色、灰黑色、黑褐色, 含大量腐植物和生物物质, 呈薄层状具层理, 可塑状, 高压缩性。局部有机质含量稍低, 为有机质土。该层呈透镜体局部分布于⑦₁层中。

- ⑦₃粉砂(Q4^d):深灰、褐灰、灰色,饱和,稍密~中密。揭露厚度1.20~6.50m。局部夹薄层粉土,间夹粘土团块。标贯平均击数8~12击。
- ⑦₄粘土(Q4^l):浅蓝灰、褐灰、深灰色,湿,可塑状态,中~高压缩性。局部夹薄层有机质土。层厚0.50~3.50m。标贯平均击数6击。
- ⑦₅粉土(Q4^d):褐灰、浅蓝灰,浅灰色,湿,稍密~中密。局部为粉砂或间夹10~20cm泥炭质土。标贯平均击数9击。

各土层的地基承载力特征值详见下表:

表1

土层编号	土层名称	土工试验地基承载力 f_a (kpa)	标准贯入试验地基承载力 f_a (kpa)	静力触探试验地基承载力 f_a (kpa)	综合承载力特征值 f_a (kpa)
②	泥炭质土	40	70	60	50
② ₁	粉砂		120	170	130
③	粘土	70	110	95	90
④	粉土	130	130	170	130
④ ₁	泥炭质土	40	60	80	60
⑤	粘土	110	110	130	110
⑤ ₁	泥炭质土	45	50	75	70
⑥ ₁	粘土	120	160	150	140
⑥ ₂	粉土	160	160	170	170
⑦ ₁	粘土	120	140	160	150
⑦ ₁	泥炭质土	40		110	100
⑦ ₂	粉土	160	180	200	180
⑦ ₂	泥炭质土	60		140	120
⑦ ₃	粉砂		150	250	180
⑦ ₄	粘土	130	160	170	160
⑦ ₅	粉土	140	190	250	180

设计要求

- 本工程住宅桩基础采用预应力混凝土管桩基础,桩的型号为PC-A400(95)-26.单桩竖向承载力特征值取 $R_a=800\text{KN}$;
- 桩端持力层以⑥₁层粘土、⑥₂层粉土、⑦₁层粘土、⑦₃层粉砂作为主要桩端持力层,桩端进入该层不少于600mm。应避免桩尖停留在泥炭质土上,且桩尖距离该层泥炭质土顶面应有2.5m以上的距离,否则应穿过此层进入下一段持力层粉砂层或粘土层。
- 施工时应采取有效的措施,尽量减少桩基施压(沉桩)过程的挤土效应及高压孔隙水对桩承载力和桩体质量产生不利的影响。
- 预应力管桩在施工过程中应严格控制桩的垂直度和桩接头部位的焊接质量,防止发生

偏移或断桩。压桩时应严格控制沉桩速度及桩长和进入持力层的深度，以确保桩的承载力满足设计要求。

5. 工程桩施工完毕后应按《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003、J256-2003)的规定，进行桩身质量及桩承载力的检测，要求进行预制管桩单桩竖向静载荷试验不少于总桩数的1%，低应变对桩身质量检测不少于总桩数的20%。

预应力管桩施工

1. 静压预制管桩施工工艺流程

(1) 静力压桩施工工艺流程

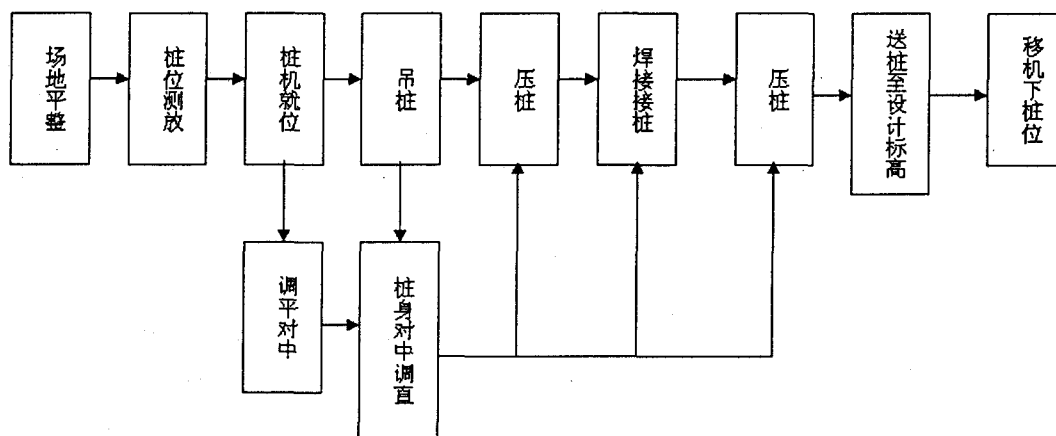


图1 静力压桩施工工艺流程图

(2) 桩机就位，吊桩：

桩机就位、调平、对中后，用桩机上自带的吊车开始吊桩，吊桩采用单点吊法进行起吊，吊钩下采用双千斤（吊索）加小扁担（小横梁）的起吊式进行吊桩，起吊后桩身要竖直的进入夹持器的钳口内。吊桩过程中对周围的行人及车辆加以控制，在吊臂的回转半径内严禁有与施工无关的人。

(3) 桩身对中调直：

当桩吊入夹桩钳口后，由机长指挥吊车司机将桩徐徐下降至桩尖离地面10cm左右，然后夹紧桩身，微调桩机使桩对准桩位，并将桩压入土中0.5~1.0m，再从桩的两个正交侧面校正桩身垂直度，待桩身垂直度偏差小于0.5%时才能开机压桩。

(4) 压桩:

每次下压一个主缸行程后,松夹→上升→夹桩→下压,如此反复进行,直至该节桩压至桩顶面离地面1.0~1.4m时进行接桩。压桩的压力由压力表反映,施工人员要认真记录桩的入土深度和压力表压桩时的压力读数。

(5) 接桩:

采用桩端板焊接法接桩,接桩前先将上、下段桩顶用钢丝刷清理干净,将上、下桩段的联接部位对齐,校正上、下桩段的垂直度。并将上、下接头点焊5~6处,再次校正无误后方可焊牢。接头处焊缝要连续饱满,满足三级焊缝要求,同时应避免桩进入到较硬土层后接桩。

(6) 送桩:

施压最后一节桩的桩顶达地面上1.0m左右时,将送桩器吊放在被压桩的顶面进行压桩施工,直至将桩顶送至设计规定的标高时为止。

2. 技术要求

(1) 场地平整

根据设计要求±0.000的绝对标高为1887.60~1887.90m。场地内有河道自北向南流经场地全区、场地西侧还有一条水沟,影响各住宅楼桩基的施工。在桩机进场施工的同时,进场一台挖掘机及一台推土机对河道进行改移,由北至南在场地(由甲方指定位置)新开一条河道,然后对场地内的原河道及西侧的水沟进行回填碾压整平,对河道及水沟回填应先进行排水后回填压实。桩机可先进场进行桩基施工,采取边施工边进行回填的流水作业方式进行施工。

(2) 桩机调平

场地未经整平,对桩机行走及桩机调平、对中有较大的影响,进场后先对施工场地进行回填整平,并清除影响施工的地下、地上障碍物,对较低洼的地段及桩机行走的便道进行回填和碾压,使之场地平整,便于施工。

采用桩机上的水平尺将桩机调整成水平状态,定期对水平尺进行检校,以保证桩机在平稳状态下施工。

(3) 吊桩时采用单点起吊,吊点位置位于桩身0.2L处,吊桩过程中要平稳,严禁磕碰,捆绑过程中要注意桩身标识,严禁将不合格的桩起吊使用。

(4) 桩位有机长指挥桩机对位,以确保对位准确,入土后对桩位进行复核,如发现桩位发生较大偏移,应停止施工,查明原因,进行处理,处理后重新对位,如在深层发生较大偏移则报请设计人员进行处理;

(5) 桩位水平偏差及桩身垂直度的保证措施

本工程场地内土层分布为起伏较大的高压缩性、较深厚的泥炭质土软土地基,在桩施工过程中(沉桩)桩的挤土效应较大,对桩的水平位移会产生较大的影响,因此在施工过程中宜采取局部减缓施工速度的方法进行施工,以减少和局部恢复挤土效应,在施工中,如在同一栋楼中施工,采取隔桩跳打(纵、横)、相邻的楼不同时施工,相隔3~5天后施工。为防止桩的水平位移,在每栋楼施工前,将桩一次性测放完毕,在施工中对每根桩用经纬仪重新校验,桩位无误后再进行压桩施工,以保证桩的水平偏差符合设计和规范要求。

采用成90度夹角的两个吊线球,对准桩管进行该节桩段垂直度的调校,以保证满足施工验收规范中0.5%垂直度的规定。

(6) 使用经检验合格的预应力管桩,严禁使用不合格的桩;

(7) 根据地层条件,施工以标高控制为主,压桩力控制为辅,当压入持力层时施工压力不能超过桩身极限强度;

(8) 严格按设计图纸控制桩顶标高,桩顶标高偏差控制在 $-20 \sim +30\text{mm}$ 之间;

(9) 压桩过程中遇到异常情况(桩身倾斜、移位、桩顶与桩身裂缝、压裂等)应立即停止压桩,并报告建设单位及设计、监理,建设单位会同有关单位研究处理,当地质条件与勘察报告发生较大差异时,亦照此办理;

(10) 除做好施工过程控制工作外,还应加强关键工序的控制。

三项质量保证措施

1. 场地平整的保证措施

(1) 根据业主提供的正负零绝对标高和施工总平面图划定场地的平整范围,根据各桩机组的施工情况进行整平,以保证在平整场地的同时,各桩机组均能正常施工,以确保桩基工程的总施工工期。

(2) 先进行新河道的开挖,新河道挖好后,对老河道及水沟进行排水后,再进行回填碾压,以保证桩机能正常行走和施工。

(3) 对松软地段用土回填 $0.30 \sim 0.50\text{m}$,以保证回填整平场地的稳固性。

2. 雨季施工保证措施

因施工工期进入雨季,为保证顺利施工,按工期完成施工任务,防止因降雨对施工产生影响采取了以下措施:

(1) 在平整场地时,在每个桩机施工地块内修主便道,施工便道宽 $3.00 \sim 5.00\text{m}$,并高出场地 $0.1 \sim 0.2\text{m}$,以利车辆进出和桩机行走。

(2) 对新回填土的部位进行碾压,以保证桩机施工时,桩机处于平稳状态。

(3) 在每个施工地块边缘部位修筑简易排水沟和集水坑,以便排水防止场地雨后积水。

(4) 配备潜水泵6台,以便降雨时能及时排水。

(5) 雨天施工时,加强对桩位的复核,每台桩机配备一台经纬仪,以便施工时随时对桩位进行复核。

3. 主要工艺流程质量保证措施

(1) 工程桩施工严格按《建筑桩基技术规范》(JG94-94)、《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB50202-2002)及有关技术规范。

(2) 桩位的测放采用二次测放,施工前将一栋基础的桩全部用经纬仪测放准确。在施工过程中每施工一根桩,必须进行第二次复测,以确保桩位偏差控制在设计和规范要求之内。

(3) 按设计要求和静力压桩施工工艺流程进行施工。桩机就位、吊桩、桩身调直、微调桩机使桩尖对准桩位,再从桩的两个正交侧面校正桩身垂直度,为确保单桩承载力,施工时,必须严格控制桩长及压桩压力,并经常与工程地质勘察报告对照,桩端是否已达到设计要求进入持力层深度,根据压力表计量保证工程桩在有效桩长范围内的单桩极限承载力标准值。

由于场地内地质条件较复杂,泥炭质土层起伏较大,原设计桩长26.0米在1~7栋楼段已不能满足设计要求,根据施压的实际情况报经设计院现场查看、变更加深统计如下表2:

表2

栋号	设计桩号	设计桩长	施工桩长	施工桩数	备注(桩位号)
1	223	26.00	30.00	221	
			32.00	2	50、201
2	208	26.00	26.00	38	146-159、172-181、187、189-195、201-206
			30.00	168	
			32.00	2	70、207
3	275	26.00	26.00	3	30、31、37
			30.00	270	
			32.00	2	42、178
4	275	26.00	30.00	273	
			32.00	2	42、178
5	275	26.00	30.00	273	
			32.00	2	42、178
6	275	26.00	30.00	273	
			32.00	2	42、178
7	275	26.00	26.00	134	
			30.00	139	
			32.00	2	42、178
合计			26.00	175	
			30.00	1617	
			32.00	14	

质量检测

静压管桩完成后,根据设计要求整个桩基工程抽取13根桩作静载荷试验,并随机抽取1023根工程桩进行桩身完整性低应变检测,单桩静载荷试验结果详见表3:

静载荷试验Q-S、S-lgt、S-lgQ曲线图略。

低应变检测结论:

本次检测1023根桩其分类如下:

I类桩: 748根占检测总数73.12%;

II类桩: 275根占检测总数26.88%; (局部轻微裂纹)

平均波速为4512.20m/s。

本次所检测的工程桩均为合格桩

表3

试桩序号	试桩位置	试验最大值		桩长 L (m)	单桩极限承载力标准值 Qu kN	单桩承载力特征值 Ra kN	最大回弹量 mm
		Qmax kN	Smax mm				
1	1#	1800	30.39	30.00	1800	900	4.99
2	2#	1800	34.56	30.00	1800	900	4.99
3	4#	1800	31.36	30.00	1800	900	4.01
4	9#	1800	43.34	30.00	1620	810	4.72
5	6#	1800	30.15	30.00	1800	900	3.81
6	7#	1800	28.77	30.00	1800	900	4.26
7	11#	1800	33.73	30.00	1800	900	5.11
8	13#	1800	33.55	30.00	1800	900	5.61
9	15#	1800	35.78	30.00	1800	900	4.27
10	17#	1800	30.38	30.00	1800	900	2.82
11	24#	1800	31.01	30.00	1800	900	4.33
12	25#	1800	34.85	30.00	1800	900	5.30
13	26#	1800	27.98	30.00	1800	900	5.03

结语

从静压管桩在昆明滇池卫城H3-1区住宅泥炭质土地基加固工程中的应用是成功的。该项技术不仅满足设计和使用要求,也符合当前节能、环保、经济的要求,而且施工速度快、施工周期短、造价低,在市场上很有竞争力,预计在高原泥炭质土地地区地基加固工程中将被广泛采用。

参考文献

1. 龚晓南 《地基处理手册(第三版)》[M].中国建筑业出版社 2008
2. 陈磊 浅析静压桩的静压条件[J].《地基处理》2007.12第4期
3. 陈磊 静压管桩在某小区住宅楼地基加固工程中的应用[J].《地基处理》2008.3第1期

预压桩托换在某危楼加固纠偏防震中成功实践*

陈国政 陈守安

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换工程公司 西安 710054)

[摘要] 本文介绍:某教学楼地基因受水浸泡下沉墙体开裂,倾斜率达 17.7‰成为危房。经采用预压桩托换加固顶升纠偏抢救治理设计、试验、施工及成果。根据成果分析,倾斜率回到 0.54‰,表明扶正化险为夷,顶升纠偏是成功的,至今安全使用一年多,地基稳定,结构完好,并经得起汶川 5.12 地震考验,类似工程值得借鉴。

[关键词] 预压桩托换;地基加固补强;顶升纠偏

前言

所谓预压桩托换,是指压桩终止压力,满足设计要求时,终止后给出指定常数压力,进行恒压达到稳定,再进行托换,从而有效控制桩顶回弹,并行成有向上反力功能^{[1][2]}。托换坑经回填夯实空隙浇灌混凝土充填用震动棒震捣实后,实践证明不仅增强地基整体刚度、提高承载力达到加固纠偏目的,而奇特的是具有防震抗震作用。效果极为理想。

本文以工程实例介绍于后,供同行参考研究,便于广泛应用实际工程。

工程概况

西安市莲湖区龙首小学教学楼,建于 2004 年分为西楼和东楼呈丁字“1—”型,西楼南北长 18.9m,东西宽 9.0m,东楼南北宽 7.2m,东西长 54.0m,两楼之间设伸缩缝。设计四层,框架结构,总高度 14.90m,钢筋砼独立柱基础,柱间设钢筋混凝土圈梁,基础尺寸为:3.9m×3.9m 方型,4.9m×7.9m 矩型,基础埋深 1.5m,基础下持力层为素填土与高湿陷性黄土,承载力低。地基处理设计:基础底面下为 2.1m 厚整片灰土垫层,沿外缘外放 3.0m。

该建筑建成经使用两年多一直正常,但在 2007 年 6 月连续遭受暴雨后发现地基逐渐下沉,于 7 月 15 日观测下沉量为 10cm,7 月 25 日观测仅 10 天时间,下沉量超出 20cm,表明地基不稳定,从而导致一层结构墙体普遍出现裂缝,但西楼较为严重,呈斜向延长,缝宽为 5~8mm,伸缩缝垂向断开下窄上宽由底层延伸至顶层,缝宽达 264mm,内外通透(图 8),室内混凝土地面及散水开裂,宽度为 1.5cm 左右,长达数米。观测教学楼(西楼)明显向西倾斜,经

* 收稿日期:2009年6月

采用经纬仪观测, 倾斜高达 17.7‰。远超出规范^[3]允许值 7‰, 是其 2.5 倍, 面临倒塌危险, 综上鉴定, 已构成严重危房, 威胁结构和学生生命财产安全。教学楼是学生集中地方, 当时校方领导与家长惊恐万分, 被迫全部撤离险地。

为保证建筑物结构安全, 急需采取有效措施可靠方法进行地基加固顶升纠偏治理, 消除隐患, 恢复正常使用功能。否则不能使用, 尽快拆除。

2007年11月业主提出委托, 先对西楼危房进行加固纠偏治理, 根据有关资料和地基病害实况, 研究分析后, 按采用方案(详见于后), 进行抢救治理, 经实施历经44天, 有效控制地基稳定, 使倾斜率由原来最大17.7‰回到0.54‰。远满足规范和使用要求, 取得了理想的纠偏效果。

场地地质条件简述

根据场地岩土工程勘察报告得知:

场地在18.2m深度范围内地层主要由第四纪填土、全新世冲、洪积黄土状土、晚更新世风积黄土和残积古土壤构成。自上而下分别由以下4层组成:

1. 素填土Q4ml: 棕褐色。可塑~硬塑, 中等压缩性, 具有湿陷性, 层底深度6.00~7.80m, fak=130Kpa.
2. 黄土Q3eol: 黄褐色。硬塑~坚硬, 中等压缩性, 具有湿陷性, 层底深度11.70~12.40m, fak=140Kpa.
3. 古土壤Q3el: 红棕色。土质均匀, 含有机质和零星钙质, 硬塑~坚硬, 中等压缩性, 上部具有湿陷性, 层底深度12.00~16.70m, fak=190Kpa.
4. 黄土Q3eol: 黄褐色。土质均匀, 硬塑~坚硬, 中等压缩性, 本层未穿透, 揭露最大厚度1.90m, 相应层底深度为18.20m.

地下水: 地下稳定水位为19~20m, 属于潜水类型。

场地湿陷性评价: 场地为自重湿陷性黄土场地, 黄土地基的湿陷等级为III(严重)级, 承载力低。

地基病害根源

根据现场踏勘和地质资料分析主要原因如下:

1. 位于该楼西侧相邻建筑距10m内, 其地下管道成平行布置, 因年久失修, 多处断裂, 严重漏水, 因排水不畅, 渗入地下。
2. 楼西侧附近有垃圾坑, 坑底标高低于灰土垫层标高, 在遭受连续降雨时, 使污水积聚坑内, 水不能排出, 倒灌向基础周围灰土垫层下渗透。
3. 根据触探和开挖操作坑时发现基础下普遍有渗水呈饱和, 软、流塑状态。

综合上述分析, 是水长期浸泡地基土, 湿陷、软化, 使承载力大幅度降低, 从而导致地基产生不均匀沉降所致。

地基加固补强顶升纠偏方案

根据地基病害原因、地质质料与基础条件,鉴于地基不均匀下沉,楼房结构墙体严重开裂成为危房,应急需采取可靠方法对地基进行加固顶升纠偏抢救治理,目的恢复建筑物继续安全使用功能。据工程实践、综合分析认为:用一般常规方法不可行,采用《预压桩托换地基加固补强顶升纠偏方案》是快速抢救性可靠方法,它为最佳可行,而且行之有效。其突出优点:

1. 机理明确。具有直观可知性。人为可控、技术可靠。
2. 原理借基础上部结构荷载作反力,于基础下进行压桩,支顶受力性能好,压桩结束保持恒压稳定,再顶升上抬基础,使建筑物沿某一直线(点)作整体平面转动,即可得到纠正^[4]。
3. 经过顶升托换后可有效的阻止桩顶回弹,并形成桩顶向上的反力,从而有效支承上部结构荷载,维持稳定快控制地基不再产生新的沉降和倾斜。
4. 并具有防复倾作用,其功能达到加强地基提高承载力和抗震性能,根除病害,保证建筑物恢复正常安全使用功能并延长使用寿命。

工程实践证明它是一种根治可靠方法。故被业主采纳。

结构强度检测与可行性评价

1. 结构强度检测

为了解既有建筑结构强度能否满足压桩、顶升施压要求,为可靠提供设计依据,对砖砌体、地圈梁及基础采用快速简便回弹仪方法于现场进行试验,其结果见下表1

回弹仪测定结构体系强度试验结果

表1

结构名称	频数 n	回弹值 C(Mpa)	回强平均值 C(Mpa)	备注
砖砌体	5	22-34	28.0	原设计强度指标 C25 满足要求
地圈梁	5	24-35	29.5	
钢筋砼基础	5	27-34	30.5	

上表结果: $C=28.0-30.5M$, 均 $> C25Mpa$, 表明满足压桩顶升上抬基础施压要求。

2. 可行性评价

据施工前调查,楼房一层即使出现较多裂缝和严重倾斜,伸缩缝断裂宽度较大,但楼房整体性好,受力状态等绝大部分符合砌体承重结构中的刚性房屋标准:如房屋的长高比 $L/H=19.1m/14.9m=1.28 < 2.5$; 承重墙较多,墙距较小(最大墙距3.3m~4.2m);因框架结构各受力纵横墙互相连接较好等,表明教学楼属于砌体承重结构中的刚性方案楼房类型,有利于整体传力。

综合上述分析,教学楼有较好的整体刚度,而且出现较大的倾斜后,楼房外形未出严重损坏,证明它的整体刚度良好,是适宜采用进行压力顶升法“纠偏”施工。

地基加固补强顶升纠偏设计

根据采用的方案,依据现行规范,结合地基下沉、墙体开裂倾斜实况,首先要对地基整体加固补强,待控制地基稳定后保证结构安全再顶升纠偏,按工艺顺序,设计分以下两个部分:

1. 地基加固补强设计

(1) 桩身材料为钢筋砼预制桩,截面 $20\text{cm}\times 20\text{cm}$,强度等级为C30,配 $4\Phi 12$ 钢筋,桩段长度方桩为 1.0m 、 1.2m ,尖桩 1.2m ,锥角 50° ,桩间用电焊接桩。

(2) 根据地基沉降倾斜严重程度,确定于基础下压桩44根桩,另设2个平洞顶升点,对沉降较小正常部位不布桩,桩间距为 $1.0\sim 1.5\text{m}$,具体桩位见平面位置图1所示。

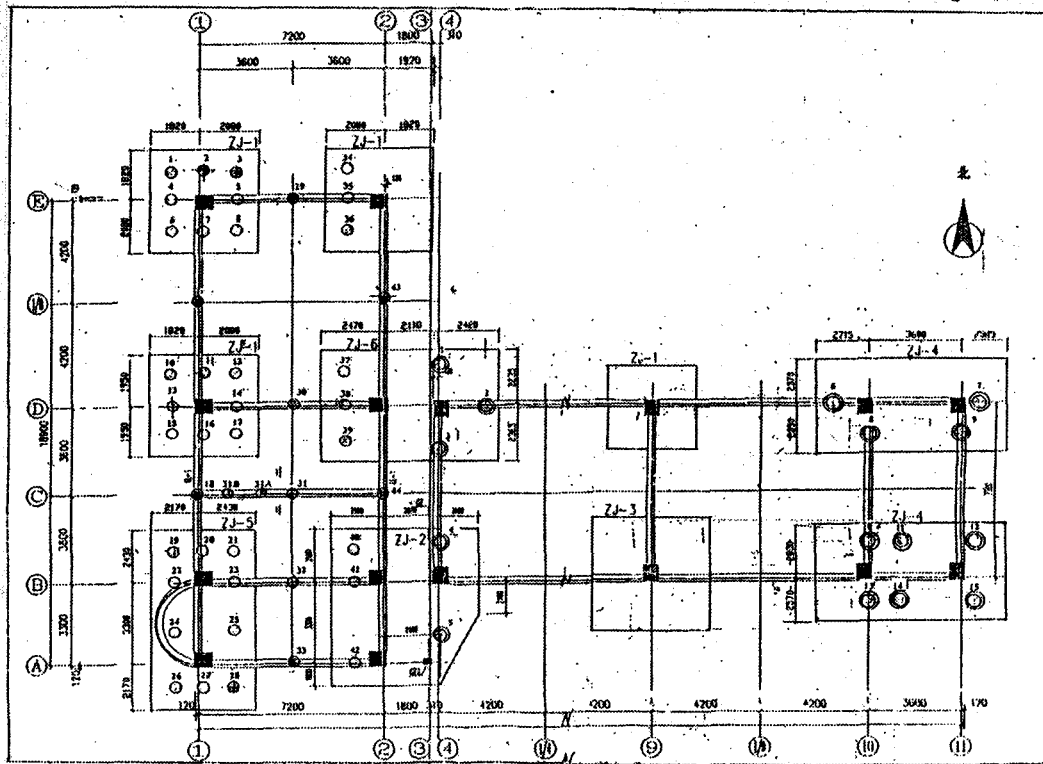


图1 地基加固补强桩位平面图

说明: 0——西楼地震前加固预压桩 O——东楼地震后加固预压桩

(3) 根据结构荷载计算,基础以上总荷载 $\Sigma Q=21584\text{KN}$,单桩竖向承载力标准值 R_k 设计为 300KN 。

- (4) 压桩终止压力满足规范公式 $P=1.5R_k$ 。托换压力 \geq 压桩终止压力。
- (5) 桩尖入土深度 H ，要求深入力学性能较高的土层中。
- (6) 压桩施工严格按照规范^[5]有关规定操作。
- (7) 为验证设计 R_k 值可靠性和了解砖砌体结构强度，对地基可靠性评价和指导顶升施工，在基础下范围选择代表性桩做单桩静载荷试验（以下简称试桩）。
- (8) 压桩结束，桩顶保持常数恒压，待顶升。

2. 顶升纠偏设计

(1) 采用压力顶升纠偏法。根据楼房倾斜方向和倾斜率，从西侧沉降较大一方向东侧沉降较小一方进行顶升。倾斜率满足《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99)允许值要求，要控制小于5‰终止。

(2) 顶升纠偏设计是通过上部钢筋混凝土基础或地圈梁与下部桩顶或砖砌体组成上、下受力体系，中间设置带有压力表千斤顶施压顶升。

(3) 施压是以桩顶或砖砌体做反力上抬基础或地梁以上结构荷载，借用楼东侧基础边为转动轴进行迫降，顶升桩布置在西侧大半范围内（沉降较大部位）靠东侧沉降小部位为保证地基安全设11根保护桩，经资料分析C轴承重较大，根据砖砌体试验满足顶升施压要求，故在地梁下开平洞，将千斤顶底部垫上30cm×30cm×30cm钢板座落在砖砌体上，增设2个平洞顶升点。

(4) 据观测该楼主体东西沉降差约200mm。最大顶升量控制 ≥ 150 mm，满足要求，但以实测为准。

(5) 顶升纠偏结束进行分段同步基础托换，目的有效控制桩顶回弹减小随后弹性沉降，托换后按要求回填夯实、支模浇灌砼承台及恢复地面原貌。

地基加固补强与顶升纠偏施工

1. 地基加固补强施工顺序与方法为：

- (1) 按布置桩位挖竖坑，对硬层采用空压机与风镐掘进凿洞压桩支顶。
- (2) 地面电动油泵加压观测，坑下于基础底面中心操作压桩，用吊线锤吊测桩身垂直度，满足规范1%每节桩长的要求。
- (3) 每节桩接头用电焊焊接牢固，桩位平面偏差不得大于 ± 20 mm。
- (4) 压桩结束安放好托换支座进行恒压稳定后，按规范要求进行试桩。

2. 顶升纠偏施工顺序与方法为：

- (1) 修整基础底面，找平垫上钢板。在地梁下凿成0.6m×0.4m×0.4m平洞。
- (2) 将带有压力表的液压500KN千斤顶安置在桩顶面或砌体上，并上下垫上钢板。
- (3) 在千斤顶活塞顶上放置专用钢垫板，随后加压支顶，并保持满足要求常数压力值，而后进行顶升。

(4) 全部顶升点千斤顶要统一调整, 控制活塞上余2cm左右, 加压支顶保持指定常数。

(5) 为便于顶升施压, 要回填操作坑, 距基础或地梁底面1.0m为宜。

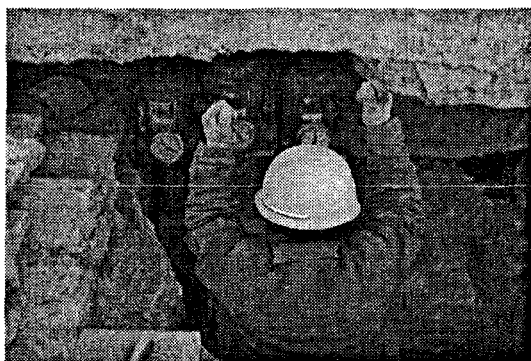
(6) 位移量观测: 选择代表性部位于地面安置百分表, 精测基础上升量微动情况便于为顶升施压调整提供信息; 在墙体上代表性部位选择南北向二个观测点, 用水准仪、经纬仪监测上升量与倾斜值。

(7) 试顶: 当顶升前工作准备就绪后, 要全部检查各个顶升点千斤顶活塞行程、灵敏度、仪表及常数压力是否有问题, 重点防止千斤顶漏油不保压现象出现, 经检查对发现的问题及时给予纠正, 认为全部合格, 进行正式顶升纠偏施工操作。

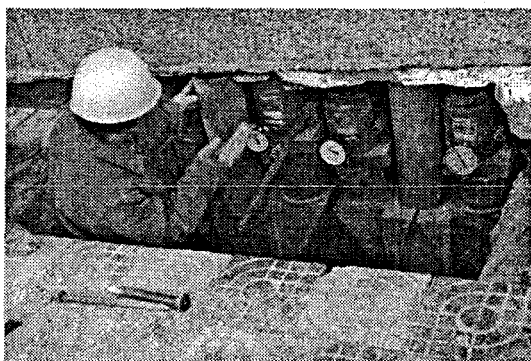
(8) 顶升纠偏: 要统一指挥, 采取顶升力与顶升量双控原则, 要分段逐级加载, 开始控制每级荷载小于结构荷载1/10, 顶升量6mm以内, 以后视具体情况可增大。当顶升量达150mm时, 注意千斤顶倒程。倒程前, 将两侧并排千斤顶同步加压, 而后再继续顶升。

(9) 按分段施加顶升荷载, 同步进行及时补压保持指定恒载, 根据顶升量差异调整各段顶升点施压大小, 当观测顶升量与倾斜值满足设计要求时终止。

(10) 基础托换^[1], 在桩顶托换支座两侧安置二台并排代有压力表的千斤顶, 同步分组进行托换(见图2)。



a 两侧并排千斤顶同步加压托换出压桩千斤顶



b 托换钢管塞入地梁与桩顶间, 并用大锤打紧钢垫板实况

图2 预压桩托换分组同步托换全景

(11) 将两侧千斤顶同步卸荷, 拆除托换装置及仪表, 并在钢管两端用电焊焊牢固, 随后再回填夯实操作坑至桩顶下0.2m止。

(12) 支模后, 按设计要求采用强度C20混凝土浇灌砼承台, 并用振动棒振捣实将桩头或钢管包裹起来, 与基础连接成整体。

(13) 对破坏地面用砼C15恢复原貌。

地基加固补强顶升纠偏成果分析及评价

1. 预压桩

根据所获得的原始资料经整理计算统计得出:

(1) 桩尖入土深度 H 为12.54m~16.73m, 平均15.02m, 桩尖均进入力学性能较好的地层中。相应的压桩终止压力 P 为408.3kN~541.6kN, 平均450.7kN, 满足设计 $P=1.5R_k$ 要求。

(2) 绘制代表性压桩力 P 桩尖入土深度 H 关系曲线, 见图3。

由此可见压桩力 P 基本上随着深度增加而增大, 但不成比例, 当桩尖深入不同土层中时, 压桩力随之发生明显变化, 当桩尖穿过同一土层时, 压桩力也不相等, 明显看到在持力层以下曲线陡降倒转, 说明基础持力层严重被水浸湿陷, 承载力降低, 当超过8.0m后, 曲线一直随深度的增加而增大。表明地基承载力逐渐增高。分析原因, 是土层软硬程度不均匀, 基础下地基土被水浸泡湿陷、软化, 强度降低不同所致。

2. 试桩

根据试桩资料绘制代表性 P - S 关系曲线见图4, 其结果见表2

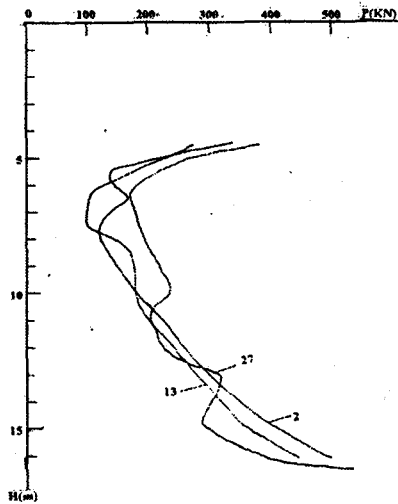


图3 桩编号2、13及27压桩力 P -桩尖入土深度 H 关系曲线

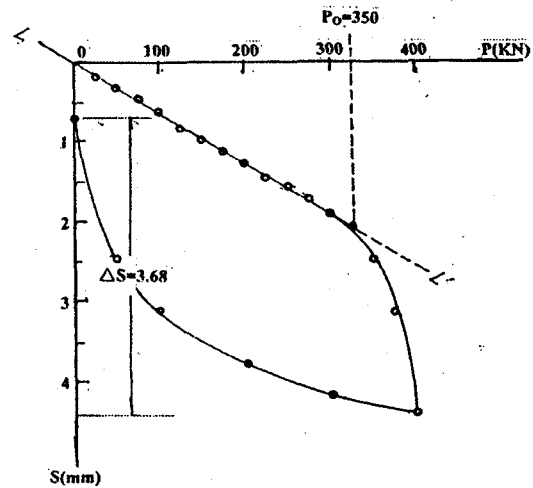


图4 桩编号9压桩力 P -沉降 S 关系曲线

基础下试桩结果汇总表

表 2

桩编号	桩尖入土深度 H (m)	压桩终止压力 P (kN)	试验终止压力 P (kN)	比例界限 P_0 (kN)	对 P_0 相对应沉降 S (mm)	总沉降量 ΣS (mm)	总回弹量 $\Sigma \Delta S$ (mm)	单桩承载力标准值 P_k (kN)
2	15.86	500.0	400.0	400	6.73	8.35	4.40	350
9	14.90	433.3	450.0	325	1.69	3.45	3.68	
42	12.96	450.0	400.0	275	1.25	3.85	1.58	

按照试验结果单桩承载力标准值的确定经综合考虑, 按变形和强度双控法, 根据《建筑桩基技术规范》, 取 $R_k=350.0$ kN, 作为本工程单桩承载力标准值。实测值大于设计值

(300.0KN)，是设计值的1.16倍，满足顶升施压要求。

3. 顶升纠偏

顶升纠偏结果见表3，顶升力 P_{\uparrow} -上升量 S_{\uparrow} 上关系曲线见图5。

顶升纠偏结果对比表

表3

计算楼房总荷载 $Q(KN)$	顶升终止荷载 $P_{\uparrow}(KN)$	比例界限 $P_0(KN)$	极限荷载 $P_u(KN)$	最大下沉量 $S(mm)$	最大顶升量 $S_{\uparrow}(mm)$	倾斜值 $L(mm)$		倾斜率 $e(\%)$	
						顶升后	顶升前	顶升前	顶升后
21584	14625	10800	14500	186	158	264	-8	17.7	0.54

注：1、顶升纠偏结束托换回弹 $\Delta S=2.64mm$ 。2、经过一年多安全使用后，实测倾斜率1.0%。

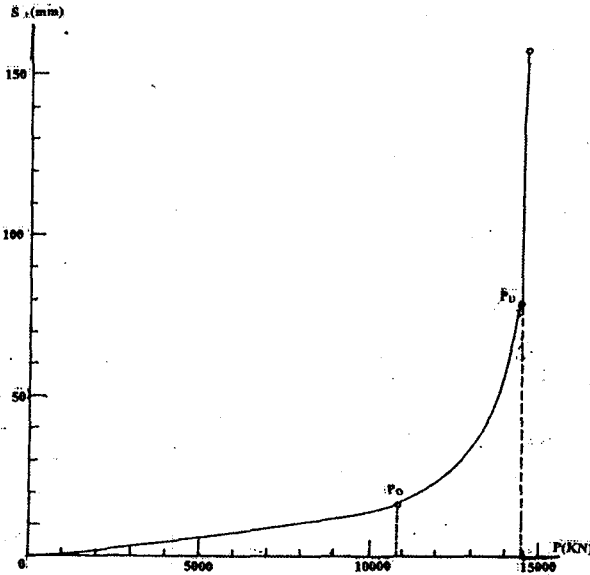


图5 顶升力 P_{\uparrow} -顶升量 S_{\uparrow} 关系曲线

由上述图表得出：

(1) 计算建筑物总荷载为21584KN，而实际顶升最大荷载仅达到14625KN时，最大顶量 S_{\uparrow} 为158mm，顶升荷载是总荷载的67.8%。原设计为60%，相比超出1.13倍，其原因是西侧地面有大量堆载，增加约束力之故。

(2) 倾斜值由原来264mm回到-8mm，顶升纠偏后倾斜率为0.54‰，远小于规范允许值(7‰)，表明满足规范和使用要求。

(3) 顶升纠偏 P_{\uparrow} - S_{\uparrow} 上关系曲线分析，由表3及图5得知：比例界限 P_0 值为10800KN，对应上升量 $S_{\uparrow}=16.0mm$ ，而极限荷载 $P_u=14500KN$ ，对应上升量 $S_{\uparrow}=78mm$ 。从而发现曲线有以下

特征:

a. 0-P₀它是经过逐级施压顶升, 基底下土结构单元开始启动上弹, 曲线属于近似直线成正比上升段。

b. P₀-P_u随着顶升上抬基础底面接触点逐渐减小与分离。当曲线随着顶升施压增加, 上升量增大由倾斜变陡升, 这时克服了基底粘结力、侧向摩擦力等。

c. 过P_u后曲线呈直线上升现象, 顶升荷载近似常数, 而上升量S_上趋于无限大。这时基底与原承压土层逐渐全部分离脱空, 表明消除基础以上所有约束力。P_u值是顶起基础以上纠偏总荷载。

4. 预压桩托换

顶升纠偏复位后, 测得托换压力P为436.4KN-536.4KN, 平均501.8KN, 经统计相比大于压桩终止压力为1.11倍, 是顶升压力1.58倍, 从而有效地阻止桩顶回弹并形成桩顶向上的反力, 由表3可见, 托换后, 回弹仅为2.64mm, 根据经验^[2], 桩顶向上反力≥100KN。由此可控制地基不再产生新的沉降, 并防止回倾。

5. 加固纠偏效果

通过顶升施压得出如下明显效果:

(1) 结构体系变化

随着顶升纠偏施压, 地下基础被抬高, 基底土脱离形成悬空状态, 地面混凝土散水明显上升, 参见图6-7。



图6 顶升施压地面散水被顶起实况

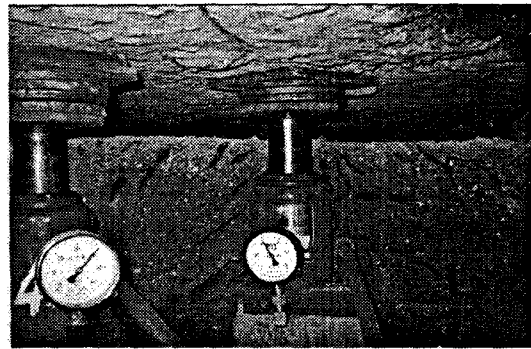


图7 顶升施压基础被顶起与基底面脱离悬空情景

(2) 结构墙体裂缝闭合

结构墙体断裂缝宽, 顶升前最大为264mm, 顶升后由大变小, 最终闭合, 并成平行与垂直状态。如图8图9就是明显对比, 表明复位。

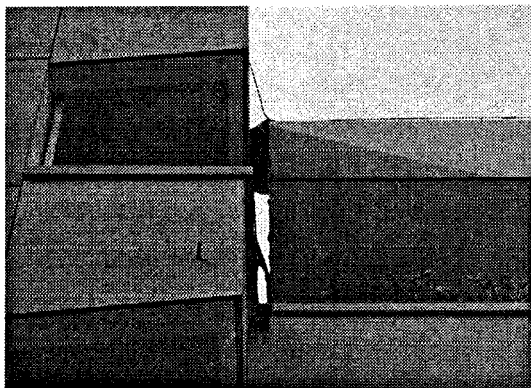


图8 顶升纠偏前楼房倾斜断裂缝达264mm 实况

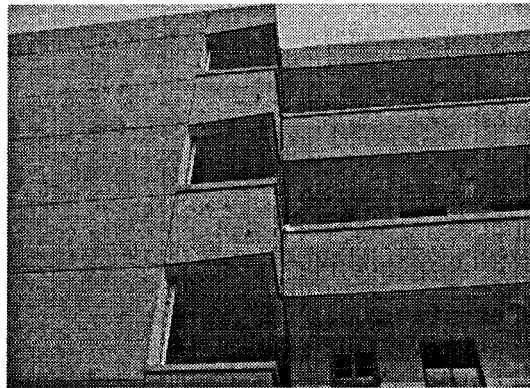


图9 顶升纠偏后楼房断缝闭合倾斜值回到8mm 景观

(3) 地震前加固效果

本工程加固纠偏竣工一年多了,中间经过汶川地震影响,但经回访观测结构体系完好,无新的裂缝出现,倾斜率为1.0‰,与竣工后结果相比(表3),濒为接近无大的变化,远满足规范要求,达到非常理想效果。

(4) 地震前未加固效果

东楼地震前结构墙体曾出现裂缝,因较轻微,未引起重视,震前未进行加固,但5.12地震后观测:原有裂缝明显增大,并出现新的裂缝,且不断发展扩大,缝宽10-30mm,长达1.0-2.8m,由底层延伸至顶层,经鉴定发展成为危房,教学楼是师生集中地方,直接威胁结构和生命财产安全。

为保证结构安全,经教育局主管领导决定,按西楼方案尽快加固处理,经实施仅20天竣工,从而恢复结构安全,师生正常授课,业主非常满意,至今正常使用。

上述对比结果表明:震前加固托换后,由于大幅度提高地基强度,增加地基整体刚度和抗震性能,故起防震抗震作用。

而东楼在震前未加固,是因在地震作用下地基承载力和刚度大幅度降低,沉降敏感增大,失去抗震防震性能,易导致危房,类似工程应引起重视。

顶升结束,发现楼南、北侧靠东边底层外墙接近地面处出现掉块现象,原因是旧有缝隙因受顶升施压推力作用之故,除此以外,室内、外承重墙体均良好,无发现裂缝现象。说明顶升力施压调整是较均衡的。

结论与建议

综合上述资料分析得出以下几点:

1. 本工程地基下沉倾斜,属于危房,经采用预压桩托换地基加固补强顶纠偏治理后,化险为夷!顶升后倾斜率为0.54‰,远小于《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99)规定值(7‰)的要求,满足规范和使用要求,加固纠偏是成功的。

2. 地基加固顶升纠偏经托换大大提高承载力和抗震性能,从而增强地基整体刚度,有效的控制地基稳定保证结构安全,并延长使用寿命。

3. 本工程竣工至今一年多,中间经5.12汶川地震影响,但经回访观察,结构体系完整无异常变化,一直正常安全使用,证明预压桩托换法既增强地基整体刚度又具有防震抗震功能,起到双成作用,经得起地震考验,能实现其它工法所不能做到的目的,经济效益显著。致于压桩力与防震、抗震性能关系如何?有待工程实践积累资料探索。

4. 地梁下砖砌体经试验在满足顶升施压条件下,可利用增加顶升力可节省压桩时间和费用。

5. 经验教训:本工程基础持力层为软弱高湿陷黄土,地基处理灰土垫层厚度2.1m,外放为3.0m,因遭受水浸泡出现严重地基病害,造成损失甚大,类似工程应吸取教训,要有效设防地基不受水浸泡,确保结构安全。

参考文献

- [1] 陈国政,《桩式托换柱基纠偏顶升工程实例》[J].岩土工程学报,1993(2)。
- [2] 陈国政,《简论预压桩基础托换与地基加固效果》[J].探矿工程(岩土钻掘工程)2004(2)
- [3] 《危险房屋鉴定准》(JGJ125-99)[S].北京,中国建筑工业出版社,2000。
- [4] 张永钧、叶书麟主编《既有建筑地基基础加固工程实例应用手册》[M].北京,中国建筑工业出版社,2002。
- [5] 《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000)[S].北京,中国建筑工业出版社,2000。

简讯

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会(征文通知)

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会将于2010年10月10日在上海举行。本会议旨在对宏微观土力学与岩土技术进行国际交流研讨,反映土的宏微观特性、离散单元法数值模拟、岩土工程应用技术的最新国际研究成果与发展趋势,会议将特邀国内外著名专家学者做专题学术报告,出版正式论文集,此外国际SCI源期刊Granular Matter将刊印Special Issue.

主办单位: 国际土力学与岩土工程学会TC35分会,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会。

承办单位: 同济大学,山口大学(日本)。

会议征文内容及要求: ①土体宏观力学特征的最新进展;②描述岩土、岩石、黏结材料宏观发展的新试验新技术;③利用离散单元法模拟土体特性的新发展、新技术;④离散元、有限元在岩土工程中应用的最新发展趋势;⑤离散元、有限元在岩土工程相关领域如隧道、水利、道路等的发展与应用。

本次会议拟采用语言为英语,作者可就大会任一相关议题提交一篇300字左右的英文摘要,并在摘要页首附上文章标题、作者姓名、详细通讯地址、Email、联系电话等信息。

重要日期: 提交摘要截至日期2009年5月1日,摘要录用截至日期2009年7月1日,提交全文截至日期2010年1月1日,全文录用截至日期2010年4月1日,会议时间2010年10月10日。

联系人: 蒋明镜教授(上海市四平路1239号同济大学地下建筑与工程系,200902);电话021-65980238,13761404246;传真021-65985210;E-mail: mingjing.jiang@mail.tongji.edu.cn, ls-shanghai2010@163.com.

(大会组委会 供稿)

谈咬合桩在地铁施工中的应用*

梁宏伟 朱晓莉 俞海林 张院良 袁文忠

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州市文三路20号 310012)

【摘要】 钻孔咬合桩在粘土和砂土地层施工中应用越来越广泛,具有对地层扰动小、抗渗能力强、造价低、对环境的影响小、施工速度快等优点,施工过程中要对防止出现管涌现象,对成孔垂直度严格控制,混凝土灌注过程要严格遵循规范和控制要点。

【关键词】 钻孔咬合桩; 地铁施工

工程概况

本车站为地下两层,车站总长406.385米,主体围护结构钻孔咬合桩桩径1.0m,桩中心距0.75m,相邻两桩咬合0.25m,素砼桩(A序桩)采用C20素砼,钢筋砼(B序桩)采用C30钢筋砼,主基坑开挖深度15.8m,两端头井开挖深度17.8m,本车站主体围护结构钻孔咬合桩总数量1166根(素砼583根、钢筋砼桩583根),Z1桩98根桩长31.2m,Z2桩920根桩长27.2m,Z3桩148根桩长30.7m,施工工期约为110天。

工程地质及水文地质条件

根据勘察设计资料,钻孔咬合桩施工深度范围内土层主要为①耕植土0.3~1.50m、②砂质粉土0.8~3.0m、③砂质粉土夹粉砂0.7~3.5m、④粉砂夹砂质粉土4.2~10.95m、⑤淤泥质粉质粘土6.0~11.3m、⑥粉砂1.7~10.3m、⑦粉质粘土1.4~12.0m,各层层厚分布不均匀,咬合桩桩底大部份在粉砂层。

场地工程地下水主要为上层孔隙潜水与下部粉砂层、细砂层、砾砂层、圆砾层中的承压水。上层孔隙潜水主要赋存于浅层的粉土、粉砂中,分布广泛,受气候影响明显,但流速较小,对咬合桩施工影响不大。下层承压水含水层主要分布于下部粉砂层、细砂层、砾砂层、圆砾层中,水量较丰富,且在粉砂层中忽遇沼气,因此在咬合桩施工中须注意采取相应的防火、防毒、防管涌措施,保证施工顺利进行。

施工工艺简述

钻孔咬合桩是近几年来在我国粘性土、砂土以及冲填土等软土层中的基础和地下

* 收稿日期:2009年5月

工程应用较多的一项新技术。作为一种基坑围护结构,适用于软土地层,尤其适用于淤泥、流砂、富水等不良地层,相对于地下连续墙、SMW工法、钻孔灌注桩加旋喷等具有对地层扰动小、抗渗能力强、造价低、对环境的影响小、施工速度快等优点。钻孔咬合桩采用全套管施工法施工,与普通钻孔灌注桩相比,具有无振动、噪声低、无泥浆污染、不坍孔、可临近建筑物施工,以及可克服卵(漂)石层、杂填土中块石等优点,目前已被广泛应用于城市深基坑围护

施工主要采用“套管桩机+超缓凝型砼”方案。由于地下结构顶、底板较厚,要求侧墙亦有较大刚度与之匹配,钻孔咬合桩整体刚度较大可用作主体结构侧墙的一部分参与主体结构受力,内衬墙因此可采用较经济的设计,并且相对于地下连续墙,钻孔咬合桩本身在经济上有较大优势。

钻孔咬合桩是相邻混凝土排桩间部份圆周相嵌,并于后序次相间施工的桩内署入钢筋笼,使之形成具有良好防漏防渗作用的整体连续防水、挡土围护结构。钻孔咬合桩围护结构采用桩径1.0m,桩中心距0.75m,相邻两桩咬合25cm,桩深约18—35m,素砼桩(A序桩)采用C20超缓凝水下素砼,钢筋砼桩(B序桩)采用C30水下普通砼。施工工艺流程(见图1):

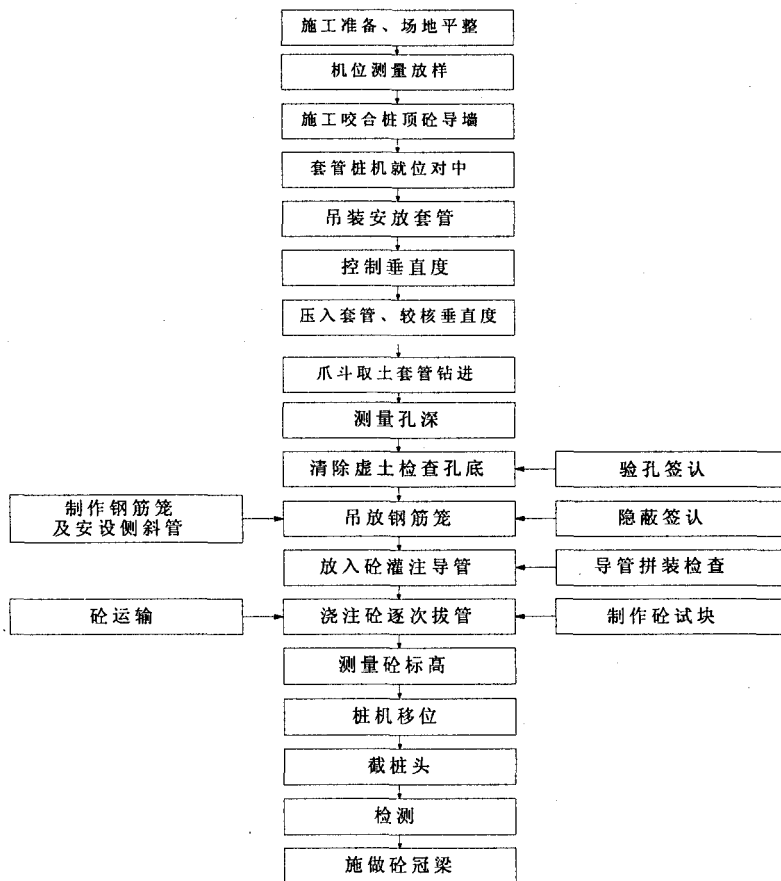


图1 咬合桩施工工艺流程图

施工要点及施工过程

施工要点：深孔钻孔咬合桩施工技术控制的关键在于确保咬合量,而导致咬合量出现问题的主要原因有二:一是成孔的垂直度控制;二是粉细砂地层中的水下混凝土灌注控制;

1. 导墙施工

(1) 概述

咬合桩导墙采用 C20 钢筋混凝土结构, 导墙形式如图 2 所示。

(2) 施工过程

为了提高咬合桩孔口的定位精度和就位效率, 在桩顶上部施作钢筋混凝土导墙。其具体步骤为:

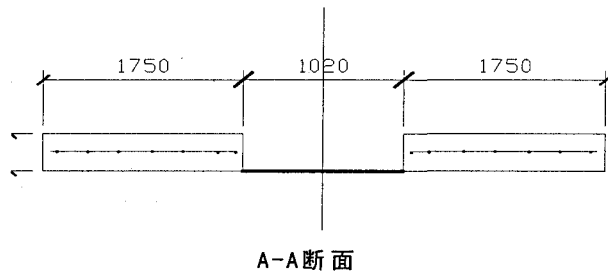
① 平整场地。场地平整后, 根据实际地形标高和桩顶标高确定导墙基础开挖深度。

② 导墙沟槽开挖。在桩位放样线符合要求后即可进行沟槽的开挖, 开挖结束后, 立即将中心线引入沟槽下, 以控制底模及模板施工, 确保导墙中心线的正确无误。

③ 钢筋绑扎。沟槽开挖结束后绑扎导墙钢筋, 钢筋的规格性能符合标准规范的规定和设计要求, 钢筋加工下料按图要求施工。

④ 模板施工。施工中确保加固牢固, 严防跑模, 并保证轴线和净空的准确。模板采用定型钢模, 每段长度按 3m 考虑, 模型支撑采用方木, 具体见图。

⑤ 混凝土浇注。经检查模板的垂直度和中线以及净距合格后方可进行混凝土浇注, 采用商品砼, 人工入模, 插入式振动棒振捣, 严防走模, 如发生走模, 应立即停止混凝土的浇注, 重新加固模板, 并纠正到设计位置后, 方可继续进行浇注; 振捣采用插入式振捣器, 振捣间距为 600 mm 左右, 防止振捣不均。才外要注意保证顶面高程、垂直度满足设计要求, 在砼强度达到



注: 导墙厚度 300, C20, 内配一层 $\Phi 8@200$ 的钢筋网片

图 2 导墙剖面图

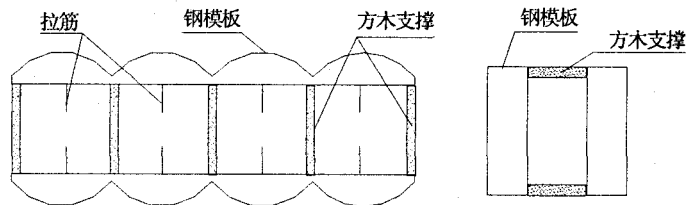


图 3 模板及支撑

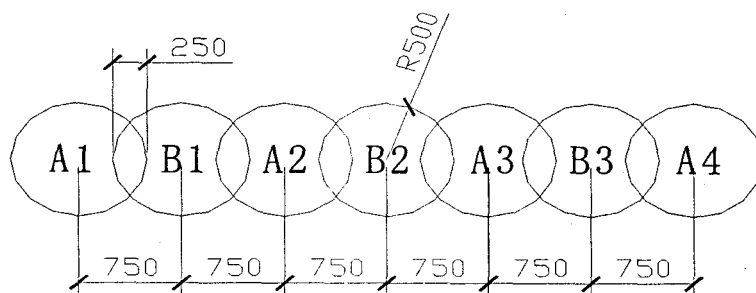
70%时拆模,

⑥ 精度控制要求。导墙起锁口和导向作用,直接关系到钻孔咬合桩顺利成孔和成孔精度,施工中严格控制导墙施工精度,确保轴线误差 $\pm 20\text{mm}$,内墙面垂直度 0.3% ,平整度 3mm ,导墙顶面平整度 5mm 。

2. 桩施工

(1) 施工顺序

钻孔咬合桩采用 VRM2000、VRM1500、MZ1500 型液压摇动式全套管钻机施工,先施工素砼 A 序桩,再在相邻两 A 序桩间切割成孔施工钢筋砼 B 序桩,其施工顺序见图 4。



说明:

1. 本图尺寸以mm计;
2. 施工顺序: A1-A2-B1-A3-B2-A4-B3,
A代表A序桩, B代表B序桩;
3. A1为首开桩时为砂桩。

图4 套管钻机咬合桩成桩顺序图

(2) 成孔施工

主要设备

成孔主要采用2台VRM1500型、2台MT-1500型、1台VRM2000型、1台MT-2000型全套管液压钻机施工。在全液压、全套管保护下进行钻孔和砼浇注作业,安全可靠,能防水和泥土进入砼中,保证桩身砼的质量。该机采用上下导向工作平台自动找平,通过作业人员90度的线锤监视,确保垂直度在 3% 内。在钢套管保护下,靠抓斗冲击力抓土,钢套管随抓孔深度下压,保护抓土和钢筋笼吊装及砼灌注。该机的套管对砂层以及粒径不大的砾石、卵石层能穿过,若遇大块石可用十字冲击锤冲砸击碎后下压套管。

施工方法

① 钻机就位后,在导墙上统一编写桩号,以免造成重桩和漏桩。钻机移动调平支稳,使桩机中心准确对准桩位中心,保证套管与桩中心偏差小于 2cm ,压入第一节套管,然后用抓斗从套管内取土,一边抓土,一边继续下压套管,抓土过程中,随时监

控检测和调整套管垂直度,发生偏移及时纠偏调整

② 根据试桩地质资料证明本项目咬合桩不能采用全程冲抓干成孔施工方法,而采用干成孔至孔深25米后停止冲抓快速往孔内加水反压,防止管涌发生,待加水内外压力平衡后,改用旋挖机水下取土,旋挖机水下取土过程中套管同步往下跟进,直至设计孔深。

③ 当孔深度达到设计要求后,及时向监理工程师报检,检测孔的沉渣和深度。(用测绳检查桩孔的沉渣和深度,注意经常进行测绳标定检查)。

④ 桩孔垂直度的检测采用检测盘检测方法。

⑤ 由于桩底地层承载力较低,为减少钢筋笼下沉,成孔后须往孔内加入适量的碎石或片石(加入碎石或片石的量根据测试而定)。

⑥ 防止管涌。防止A桩混凝土涌入B桩孔内,在B桩成孔过

程中,由于A桩混凝土未凝固,还处于流动状态,因此,A桩混凝土有可能从A、B桩相交处涌入B桩孔内,为防止该现象发生,有以下几个方法可以采用:

(1) A桩混凝土的塌落度应尽量小一些,为 (16 ± 2) cm,以便降低混凝土的流动性,B桩为 (20 ± 2) cm;

(2) 套管底口应始终保持超前于开挖面一定距离,使孔底开挖面以下形成一段“土塞”阻止混凝土的流动;

(3) 必要时(如遇地下障碍物套管底无法超前时)可向套管内灌注入一定量的水,使其保持一定的反压来平衡A桩混凝土的压力,阻止A桩混凝土流入B桩的现象发生;

施工过程中垂直度检查和校正

咬合桩施工前在平整地面上进行套管顺直度的检查和校正,首先检查和校正单节套管的顺直度,然后将按照桩长配置的套管全部连接起来进行整根套管(15~25m)的顺直度偏差宜小于10mm。检测方法:于地面上测放出两条相互平行的直线,将套管置于两条直线之间,然后用线锤和直尺进行检测。

1. 地面监测:

在地面选择两个相互垂直的方向采用经纬仪或线锤、监测地面以上部分的套管的垂直度,发现偏差随时纠正。这项检测在每根桩的成孔过程中应自始至终坚持,不能中断。孔内检查:每节套管压完后安装下一节套管之前,都要停下来对孔内垂直度检查,不合格时需进行纠偏,直至合格才能进行下一节套管施工。

2. 垂直度检测

成孔后孔的垂直检测:采用检测盘检测方法检测桩孔垂直度,确保垂直度达到设计要求(小于3%)。

3. 纠偏

成孔过程中如发现垂直度偏差过大,必须及时进行调整,通常采用以下方法:利

用钻机油缸纠偏：如果偏差不大或套管入土不深，可直接利用钻机的顶升油缸、推拉油缸调节套管的垂直度。

如果套管入土 5m 以下发生较大偏差，可先用钻机油缸纠偏，如达不到要求，可向套管内填土，边填边拔套管，直至将套管提升到上一次检查合格的地方，然后调直套管，检查其垂直度合格后重新下压。

砼灌注施工

由于咬合桩施工工艺的特殊性,要求超缓凝混凝土的缓凝期必须稳定,不能波动,否则将有可能给工程带来很大的损失,因此要求混凝土供应商设置专用生产线来生产超缓凝混凝土,其所用的设备、人员、原材料都相对固定,以减少出错的机会,确保混凝土的质量。

灌注施工控制要点:

① 采用定点生产商品砼,水下混凝土灌注必须连续施工,严禁中途停工,其灌注时间控制在 4 小时内完成;一旦发生机具故障、停电、导管堵塞、进水等事故应立即采取有效措施(采用备用设备)保证成桩质量,同时做好记录。此外,混凝土必须具备良好的和易性和缓凝性,坍落度宜为 180~220 mm。

② 混凝土导管吊放入孔时,应将橡胶圈或胶皮垫安放平整、严密,确保密封良好,以防漏水;且导管在桩孔内的位置应保持居中,防止撞坏钢筋笼和导管。

③ 开始灌注混凝土时,为使隔水塞能顺利排出,导管底部至孔底的距离宜为 300~500 mm;隔水塞采用混凝土塞,直径仅比导管内径小 10 mm 左右,长度应大于导管内径 50 mm。

④ 首批砼必须满足一次性埋导管 1.0~1.2m, 大约为 1.2m³, 在开始灌注混凝土时灌注速度不宜过快防止使钢筋笼产生上浮。随着砼的上升,适时提升和拆卸导管,为保证桩身混凝土的连续均匀,应严格控制导管在混凝土内的埋深。在灌注过程中,应经常用测锤探测混凝土面的上升高度,及时拆除导管,导管底端满入砼面以下 2~3m 为佳,以免导管埋得过深造成拔不起管,使钢筋笼产生上浮;不得小于 1m,埋深过浅把导管提出砼面造成断桩。

⑤ 在水下砼灌注过程中,派专人填写好水下砼灌注记录。

⑥ 应控制最后一次砼灌注量,为保证桩头质量,应超灌 0.6m,桩上部无砼部分用土回填至地面标高,多余桩头在冠梁施工前凿除。

总结与体会

咬合桩施工具有速度快、噪声低可临近建筑物施工等优点,随着施工工艺的逐步完善和施工经验的累积,在施工中应用会越来越广泛,未来的应用前景非常看好。通过本工程的施工,对咬合桩的施工工艺要点有了更深的认识和体会:1、导墙垂直度的控制及套管本身垂直度的把握 2、成孔过程中对垂直度作好监测,发现问题及时纠偏 3、采取适当的措

施防止管涌等现象的出现 4、在灌注水下混凝土的过程中,须对混凝土的质量和坍落度等严格把关,灌注过程严格按照灌注要求施工。

参考文献

- [1] 张忠苗《桩基工程》[M].中国建筑工业出版社 2007.12
- [2] 黄绍铭 高大钊《软土地基与地下工程》[M].中国建筑工业出版社 2005.7
- [3] 张忠亨 丁小学《钻孔灌注桩设计与施工》[M].中国建筑工业出版社 2007.2
- [4] 王卫东 王建华《深基坑支护结构与主体结构相结合的设计分析与实例》[M].中国建筑工业出版社 2007.8

简 讯

2009 中国上海国际建筑科技大会征文通知

中国·上海 2009年10月15日~17日

主办单位:中国土木工程学会,中国工程院土木水利与建筑工程学部,同济大学,中国建筑股份有限公司。

支持单位:住房和城乡建设部、科技部、铁道部、交通运输部等相关司局,国家自然科学基金委员会工程与材料科学部,中国建筑设计研究院,北京市建筑设计研究院。

承办单位:中国土木工程学会学术部,同济大学土木工程学院。

大会主题 2009 中国上海国际建筑科技大会是继 2006 年西安国际建筑科技大会之后的第二届会议,同时也是中国工程院土木水利与建筑学部学术年会。本次大会以“大型公共建筑与基础设施建设理论与实践”为主题,旨在交流国内外大型公共建筑与基础设施建设经验,展示大型公共建筑与基础设施规划、设计、施工、管理等科技成就,同时为与会者提供探讨如何提高城市建设与发展水平、推动城市可持续发展进程的学术平台。

本次大会的官方语言为中文与英文。

大会议题:大型公共建筑与基础设施规划、设计与施工技术;大型工程建设施工管理与信息化技术;大型公共建筑加固改造综合技术,绿色建筑技术应用;新型结构、新技术、新材料应用;大型公共建筑、基础设施建设与城市可持续发展。

论文征集:可针对大会任一相关议题提交论文,要求论文具有实用性、创新性和前瞻性,且未曾在国内外学术期刊或会议上发表过。

可使用中文或英文提交论文全文。如提交中文全文需先提交中、英文摘要,如提交英文全文只需提交英文摘要。

提交摘要请按如下顺序撰写:①题目;②作者姓名;③作者所在单位、城市、邮编;④中文和英文摘要与关键词(800字以内);⑤作者简介(姓名、性别、出生年、职称、职务、研究领域、联系方式)。格式请参照《土木工程学报》。

大会论文集将收录大会主题报告及所有被学术委员录用的论文,并正式出版。论文集拟送 EI 等相关机构检索。

截稿时间:摘要提交截止日期:2009年4月30日;摘要录用截止日期:2009年5月30日;全文提交截止日期:2009年8月15日。

联系方式:获取更多会议信息及提交论文请访问大会网址:www.icat2009.cn.中国土木工程学会联系人:张凌、李丹、文捷、李应斌;地址:北京市三里河路9号建设部内中国土木工程学会学术部;邮编100835;电话:010-58934591, 58934710, 58933071;传真:010-58933953;

E-mail:cceslidan@yahoo.com.cn,cces.china@263.net。

同济大学联系人:张其林、李元齐;电话:021-65980586;传真:021-65986345;
E-mail:liyq@mail.tongji.edu.cn。

(中国土木工程学会 供稿)

采空区回填灌浆加固施工实践*

廖培涛 韦兴标

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

[摘要] 本文结合工程实例,介绍广西南宁市某拟建场地内存在采煤巷道、采空区等软弱地基土回填灌浆加固处理施工技术及施工注意事项。采空区经回填灌浆加固处理后,复合地基土承载力满足设计要求。

[关键词] 采煤巷道;采空区等软弱地基土;回填灌浆加固处理;复合地基土承载力提高

前言

广西某房地产开发有限公司拟在南宁市投资兴建一栋综合楼和四栋住宅楼,该综合楼高七层,建筑占地面积 $22.17 \times 24.80 \text{m}^2$,四栋住宅楼高均为六层,建筑占地面积均为 $22.17 \times 12.30 \text{m}^2$,均为砖混结构。拟建建筑场地内存在地下采煤巷道或采空区,须对其进行回填灌浆加固处理,以满足设计地基土承载力要求。建设单位对该采空区回填灌浆加固处理实行公开招标,我院中标承担该采空区回填灌浆加固处理。我院2004年6月中旬进场施工,8月初完成施工任务,本次回填灌浆加固处理共完成灌浆孔765个,累计钻灌进尺10418.00m;灌浆消耗水泥约1700t,细砂约460 m^3 。经检测,该采空区经回填灌浆加固处理后复合地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 190 \text{kPa}$,满足设计要求。

工程概况

1. 场地内工程地质特征和水文地质条件

(1) 场地内工程地质特征

根据广西南宁市勘测院提供的《岩土工程勘察报告》,该场地内岩(土)层主要为杂填土和第三系湖相沉积的泥岩。场地内各岩土层自上而下依次为:

a.杂填土(Q^m):杂、灰、褐色,湿,松散状态。主要成分为粘性土、砾粒和建筑垃圾,含少量腐殖质;局部地段为素填土,成份为粘性土、砾粒组成,层厚1.10~1.70m。

b.强风化粉砂质泥岩(E-②):灰、灰绿色,稍湿,硬塑状,局部呈坚硬状;具相变现象,此层以粉砂质泥岩相为主,局部与泥岩、泥质粉砂岩、粉砂岩、含炭质泥岩和褐煤互层,泥岩、粉砂质泥岩偶含钙质结核。褐煤呈层状、透镜体状多层产出,坚硬状,煤层厚0.1~3.0m。

* 收稿日期:2009年5月

此层压缩系数为 $0.05 \sim 0.19 \text{MPa}^{-1}$, 属中压缩性土, 层厚 $7.60 \sim 13.50 \text{m}$ 。

c. 中风化粉砂质泥岩 (E-③): 灰绿、灰、蓝灰色, 稍湿, 呈坚硬状。具相变现象, 此层以泥岩相为主, 局部与粉砂质泥岩、泥质粉砂岩、粉砂岩、含炭质泥岩和褐煤互层, 多呈致密结构, 质地坚硬, 局部偶含钙质结核。褐煤呈透镜体状, 煤层厚 $0.1 \sim 3.2 \text{m}$ 。该层未钻穿, 钻探揭露深度 $3.7 \sim 12.0 \text{m}$ 。

(2) 水文地质条件

该场地地下水主要有两种类型: 上层滞水和潜水; 钻探期间地下水静止水位为 $2.10 \sim 7.30 \text{m}$ 。a. 上层滞水: 赋存于废弃采煤巷道内, 其水量不详; 据水质分析报告, 该地下水对混凝土具强腐蚀性, 对钢筋结构具弱腐蚀性。(2) 孔隙潜水: 赋存于强风化粉砂质泥岩 E-②中的粉砂层内, 地下水补给源主要来自越流补给, 地下水水位、水质、水量变化受日常气候影响小, 动态较稳定。据水质分析报告, 该地下水对混凝土具弱腐蚀性, 对钢筋结构不具腐蚀性。

2. 场地地下废弃采煤巷道或采空区的分布及其特征

根据南宁地矿地质工程勘察院提供的工程物探资料, 该场地地下的废弃采煤巷道或采空区主要为二十世纪九十年代在场区范围内及西侧市国税局生活区地下存在民营采煤窑; 工程勘察施工时发现地下废弃采煤巷道或采空区, 基本与南宁地矿地质工程勘察院物探勘测结果相吻合。

根据实际钻探, 在勘察时发现 8 个钻孔遇到采煤巷道或采空区, 遇到采煤巷道或采空区的钻孔为: 2[#]、3[#]、5[#]、6[#]、7[#]、9[#]、15[#]、18[#]孔; 在验证物探成果 7 个钻孔中有 4 个钻孔遇到采煤巷道或采空区, 遇到采煤巷道或采空区的钻孔为: 22[#]、23[#]、24[#]、27[#]孔, 共计遇到采煤巷道或采空区的钻孔为 12 个。遇到采煤巷道或采空区的顶板、底板埋深分别为: 顶板埋深 $6.4 \sim 14.4 \text{m}$, 底板埋深 $7.2 \sim 14.7 \text{m}$, 遇到采煤巷道或采空区的顶板、底板埋深及其充填物特点见表 1。

采煤巷道或采空区的顶板、底板埋深及其充填物特点

表 1

钻孔	顶板标高 (m)	底板标高 (m)	巷道或采空区高度 (m)	巷道或采空区内充填物
2	83.09	82.69	0.40	岩屑、煤屑、矸
3	82.83	79.33	3.50	岩屑、煤屑、矸、木屑、砖块
5	81.80	81.20	0.60	岩屑、煤屑、矸
6	81.01	80.31	0.70	岩屑、煤屑、矸、坑木
7	81.94	80.54	1.40	岩屑、煤屑、矸
9	83.75	80.85	2.90	岩屑、煤屑、矸、坑木
15	78.49	79.59	1.10	岩屑、煤屑、矸
18	78.65	77.35	1.30	岩屑、煤屑、矸、坑木
22	75.32	75.22	0.10	岩屑、煤屑、矸
23	82.86	82.51	0.35	岩屑、煤屑、矸
24	83.50	82.20	1.30	岩屑、煤屑、矸
27	82.90	82.30	0.60	岩屑、煤屑、矸

采煤巷道或采空区顶板标高为 $75.32 \sim 83.75 \text{m}$, 底板标高 $75.22 \sim 82.69 \text{m}$, 净高 $0.10 \sim 3.50 \text{m}$ 。在强风化粉砂泥岩 E-②层和中风化泥岩 E-③层内均存在采煤巷道或采空区。

3. 回填灌浆加固处理质量要求

本次回填灌浆加固处理工程质量要求：合格。即该场地内采煤巷道或采空区经灌浆加固处理后，其充填率达100%；其地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 170 \text{kPa}$ 。

4. 工期要求

工期要求：钻机进场施工后，60天完成施工任务。如遇停水停电等非施工单位的原因造成工期延误，工期相应顺延。

回填灌浆加固处理施工技术

1. 回填灌浆加固处理施工工艺流程图

本回填灌浆加固施工工艺流程图：测量放线,确定采空区范围→钻机设备安装、机械成孔→水泥砂浆浆液拌制→灌浆（必要时采用间歇式灌浆）→灌浆效果检测→满足设计要求→交付使用。检测如发现局部薄弱环节，采取补灌措施直到满足设计要求为止。

2. 回填灌浆加固机理

在采煤巷道或采空区分布范围内机械钻孔，将搅拌好的水泥砂浆在泵压作用下经钻孔灌入软弱地基土中去。水泥砂浆经充填、扩散、挤密、劈裂等作用，并与软弱地基土（采煤巷道或采空区）中的固体颗粒胶结硬化，形成结构稳定的、强度高的复合地基土，从而达到填充、挤密采煤巷道或采空区，并提高其承载力的目的。

3. 测量放线,确定采空区范围

根据甲方提供的采煤巷道或采空区分布图，由测量工程师采用徕卡全站仪实地测放该采煤巷道或采空区分布范围，并埋设木桩作为标记，标识出采空区分布范围。

4. 回填灌浆施工顺序及灌浆孔布置

(1) 回填灌浆施工顺序：先进行建筑物场地外围的灌浆施工（目的是封堵），后进行场地中间灌浆施工（以便填充、挤密等作用实现）。灌浆孔分I、II和III序孔，先施工I序孔，再施工II和III序孔。

(2) 灌浆孔布置：因灌浆加固处理的对象是采空区，浆液的有效扩散半径适当大些，灌浆孔布设依据采空区高度，排距控制在2.00~2.50m，孔距控制在1.50~2.50m。

5. 灌浆孔成孔方法

灌浆孔采用机械成孔进行，杂填土层采用钻机冲击钻进，泥岩采用硬质合金清水钻进成孔；为便于回填灌浆顺利进行，终孔直径应控制在 $\phi 110 \sim \phi 130 \text{mm}$ 。

6. 回填灌浆施工技术

(1) 回填灌浆方法的选择

灌浆方法的选择：因采空区较空，应选择自下而上的灌浆方法进行，即在完成灌浆孔后，下入灌浆管，水泥砂浆在水泥砂浆泵的压力作用下，经泵进入灌浆管及其底部，流入采空区，经扩散、充填等作用，自孔底不断自致密实。当某一灌浆段完成灌浆后，将灌浆管往上提升0.50~0.80m，继续进行上一灌浆段灌注，直到完成采空区的灌浆。

(2) 回填灌浆材料

回填灌浆加固用原材料：(1) 水泥：采用蒲水泥厂生产的古庙牌普通硅酸盐水泥，强度等级32.5MPa；(2) 砂：邕江河产细砂；(3) 水：生活饮用自来水。

(3) 浆液搅拌

浆液搅拌采用机械现场搅拌，搅拌均匀。搅拌顺序：先搅拌好水泥浆，水灰比为1:1，要求搅拌均匀；再加入按水泥用量的30%~40%的砂进行机械搅拌，最后搅拌成均匀的水泥砂浆。

(4) 回填灌浆量的控制

根据甲方提供的勘察资料和物探资料，依据国家现行的规范，可预计本回填灌浆工程所需的水泥和细砂的用量。预计灌浆用量可按下式进行计算：

$$Q=A \times V \times n \times \alpha \times \beta$$

式中 Q —受灌地层吸浆量， m^3 ； A —浆液损耗系数，取1.1~1.3； V —受灌地层的体积， m^3 ； n —受灌地层的孔隙率，该受灌地层为采空区， n 可取100%； α —浆液的充填率，一般取0.85~0.95； β —浆液的结石率，一般取0.90~0.95。

(5) 回填灌浆压力的控制

灌浆压力的选用：由于灌浆孔布置密度基本满足灌浆加固要求，且灌浆加固深度多在10~20m，经计算，本次灌浆加固压力应控制在0.5~0.6MPa为宜。具体回填灌浆压力的选用，应当根据灌浆实际情况适当调整。

(6) 终灌标准

当地面发现冒浆，或单孔灌浆量达到设计灌浆量的1.2倍，或灌浆压力达到设计灌浆压力且受灌地层吸浆量不大于10L/min，可以终止灌浆。

7. 施工注意事项

(1) 在成孔过程中，应当及时、准确地记录钻孔的实际情况，尤其是采空区顶板和底板的具体位置，为后续灌浆提供可靠的依据。

(2) 在灌入水泥砂浆过程中，为避免水泥砂浆发生堵塞，使用水泥砂浆泵进行注浆。

(3) 在灌浆过程中，应当注意观察地面情况，如发现地面冒浆时，应当及时停止灌浆；必要时，可采取间歇式灌浆，以满足灌浆设计要求。

(4) 在灌浆过程中，应当注意观察压力表的变化和受灌地层的吸浆量情况，如发现压力骤然升高时，应当及时停止灌浆，待查明原因或排除故障后，方能继续灌浆，以确保施工安全。

(5) 在回填灌浆加固处理效果自检中，如发现采空区浆液充填不满或其承载力未能满足

设计要求等薄弱环节,应根据灌浆效果自检情况,针对薄弱环节进行灌浆补强,直至满足工程质量要求为止。

回填灌浆加固处理效果检测

在完成回填灌浆加固处理后7天,由甲方委托第三方采取钻探取芯和原位测试等手段对回填灌浆加固效果进行检测。检测单位在采空区回填灌浆加固范围内共检测孔28个,累计进尺约525.60m。从钻探采取上来的岩芯看,采空区多为纯水泥砂浆,呈短柱状或团块状,大部分水泥砂浆胶结良好,少量水泥砂浆呈脉状或条带状贯穿于土体中。从圆锥标准贯入试验或重力触探试验的锤击数统计结果看,平均锤击数13~15击,局部孔段锤击数达20~25击,该复合地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 190\text{kPa}$,完全满足设计要求($f_{ak} \geq 170\text{kPa}$)。

施工体会

1. 在该采空区经加填灌浆加固处理过程中,采用纯水泥浆中加入适量的细砂搅拌,形成水泥砂浆进行回填灌浆施工,可节约材料,降低工程成本;从检测效果看,采用水泥砂浆进行回填灌浆加固效果良好。
2. 采空区采取回填灌浆加固处理,可彻底根治采空区塌陷的安全隐患。如采取桩基础进行处理,虽其承载力能满足设计要求,但未能消除因采空区上部土体塌落而造成的地面塌陷。
3. 采用回填灌浆对采空区加固处理方法,具有施工机械设备简单、操作方便、安全可靠、技术可行,且工期较短、经济合理。

简讯

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》 (DB33/1051-2008)

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)已由浙江省建设厅发布实施。《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)章目为:总则,术语、符号,基本规定,水泥搅拌桩复合地基,挤密砂石桩复合地基,强夯置换碎石墩复合地基,低强度桩复合地基,钢筋混凝土桩复合地基,长短桩复合地基,桩网复合地基,其它类型复合地基。第四章至第十章每章包括四小节:一般规定,设计,施工,检测与检验。第十一章其它类型复合地基包括:旋喷桩复合地基,灰土挤密桩复合地基,夯实水泥土桩复合地基,石灰桩复合地基。

本规程较好的吸取了国内外近年来发展和应用的复合地基新形式、新工法、新工艺,较好的反映了近年来国内外在复合地基领域的科研成果,具有较好的前瞻性。

规程主编单位浙江大学土木工程学系,主要起草人龚晓南等。

如需购买,联系电话:0571-87952077,联系人:顾霞萍

地址:杭州文二西路489号颐景园综合楼703室地基处理编辑部,邮编310012

地铁附属结构暗挖段临时中隔壁托换施工技术*

马海燕¹ 芦海清²

(1.北京城乡建设集团紫荆市政分公司,100054;2.中建三局建设工程股份有限公司)

【摘要】地铁附属结构暗挖施工所涉及的开挖断面尺寸往往较大,因此无论在施工难度和风险等级上均较高。托换技术是目前暗挖隧道二衬施工的一项临时支撑技术,它的成功运用表明此技术已日趋成熟。

【关键词】地铁附属结构;暗挖施工;临时中隔壁;托换技术

工程概况

北京地铁四号线附属结构一号风道暗挖段与车站主体结构南端头东侧相接,呈东西走向,暗挖段由施工竖井破除马头门进行开挖,为单跨平顶直墙框架双层结构,开挖长度18.28m,开挖跨度13.5m,分九导洞采用柱洞法开挖,结构表面覆土只有3.35m,且暗挖段横穿马家堡西路东侧附路,而且与马家堡西路主路下车站同期施工,交通无法导改且车流量大,施工难度及风险大。结构型式采用“初期支护+二次衬砌”复合式衬砌,结构复杂,工法多变,为主要风险源之一。

托换方案及施工流程

1. 总体托换方案

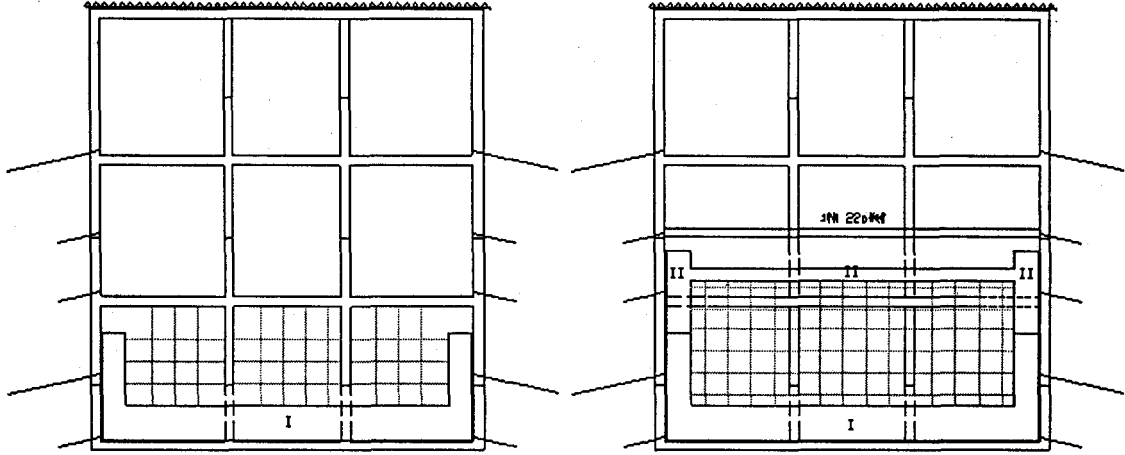
暗挖段为九导洞开挖,临时中隔壁混凝土破除必须分块、跳跃式破除,钢格栅的切除也必须分块、跳跃式进行,不得一次性拆除整面中隔壁,防止初期支护变形过大。随破除随施做二衬,每步二衬施做时,纵向单元不大于6m,也采用跳跃式施工。

2. 施工工艺流程

划定破除范围→凿除临时初支混凝土→底板基面处理→铺设防水板→工字钢支撑托换→格栅钢筋割除→格栅割除基面处理→与另侧已有防水焊接→绑扎二衬钢筋→支设模板→浇筑混凝土→养护、拆模。

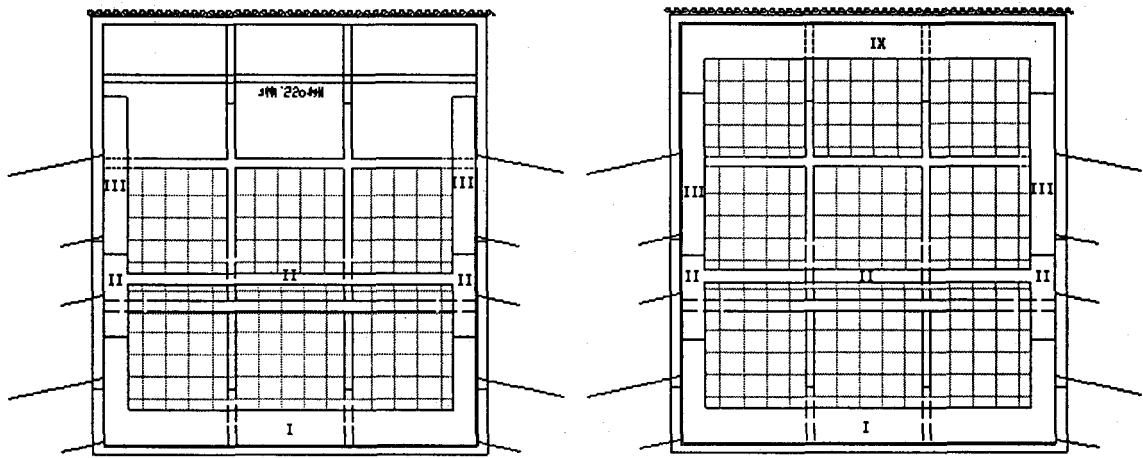
临时中隔壁拆除时应按施工流程从下至上逐段进行,如图1施工步序图所示,须保证中洞和侧洞的初支结构稳定性,根据监控量测情况及时恢复或增加中洞的临时支护。

* 收稿日期:2009年5月



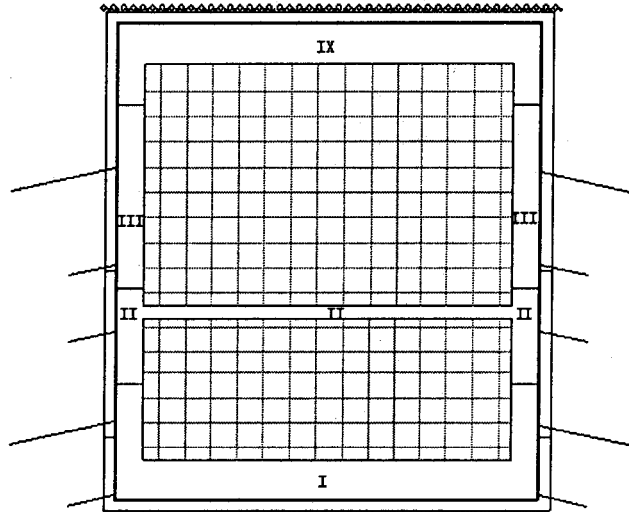
第一步 破除底部中隔壁，铺设防水板，
支设临时钢支撑，浇注底板二衬混凝土

第二步 破除中隔壁，铺设防水板，支设横撑、
满堂红脚手架，统一浇注侧墙及中板二衬混凝土



第三步 破除中隔壁，铺设防水板，
临时钢支撑上移，浇注侧墙二衬混凝土

第四步 破除中隔壁，铺设防水板，支设
满堂红脚手架，浇注顶板二衬混凝土



第五步 分段拆除临时结构和施工脚手架

图1 临时中隔壁破除施工步骤图

3. 施工要点

(1) 根据测量给定的结构底板控制线，划定破除范围，破除临时中隔壁混凝土，要求每隔一榀破除一榀，破除高度要控制在高于结构底板控制线30cm左右。

(2) 用气焊割掉破除混凝土后的临时中隔壁钢格栅，临时中隔壁切除高度自防水混凝土垫层表面至结构底板控制线以下5cm，严格控制切除高度。

(3) 根据测量给定的高程控制线施做防水混凝土垫层。

(4) 在施做好的防水混凝土垫层上由专业施工队伍施做防水板。

(5) 用工字钢支撑进行换撑，工字钢支撑钢板与中隔壁格栅的四根钢筋焊接采用周边焊，并保证焊点牢固，受力均匀，使工字钢支撑能起到传递中隔壁受力的作用，工字钢支撑大样如图2所示。

(6) 破除横向中隔壁混凝土时，也要求每隔一榀破除一榀，支设I22a工字钢作为横向支撑，防止洞室净空收敛。当中板施做完成后，破除上部横向中隔壁混凝土时，支设的工字钢横撑上移，如图1中第三步所示。

(7) 根据测量给定的结构顶板控制线，破除临时中隔壁上部混凝土，每隔一榀一破，破除高度控

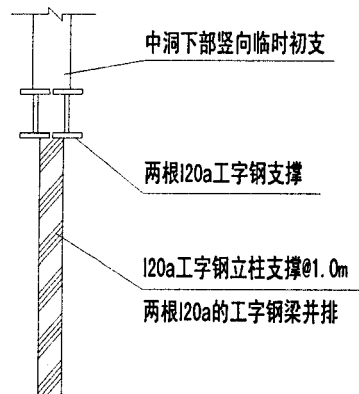


图2 工字钢支撑大样图

制在低于结构顶板控制线以下30cm左右。

4. 纵向流水段划分

暗挖段纵向流水段划分不大于6m，采用跳跃式施工，如图3所示。考虑到暗挖段长度和施工竖井的作用，分四个流水段进行施工。

首先破除端部5m长第一流水段，经过破除初支混凝土、钢支撑托换、底板钢筋绑扎、支设模板、浇注混凝土五个步骤；进行中部5m第二流水段施做；第三流水段为第一段和第三段中间4m；最后施做最后4m和施工竖井所包括的底板部分，也即第四流水段。

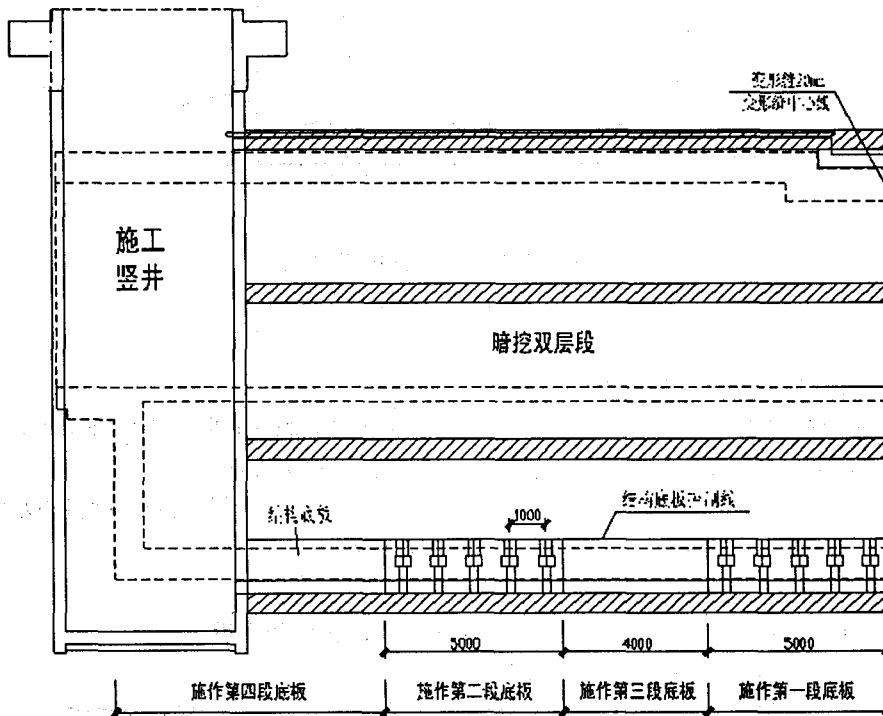


图3 暗挖段纵向划分示意图

侧墙纵向划分与底板划分段相同，即形成破除，支设钢支撑，施做底板、侧墙、中板、顶板等工序的流水作业。

5. 二衬背后注浆

二次衬砌背后的注浆即二次衬砌背后的充填注浆。方法是在二次衬砌施工时在顶部、边墙预埋注浆管，待二次衬砌施工结束并混凝土达到一定强度后，初期支护与二次衬砌间采用充填注浆。充填注浆施工顺序符合下列规定：

(1) 回填注浆应在衬砌混凝土强度达到设计强度的75%以上(约养护14天)进行。

(2) 在施作二衬混凝土时,在拱顶预埋注浆管,注浆管头与防水板面留有2cm距离,混凝土外面预留20cm长,环向间距2m、纵向2m,梅花型布设。

监控量测

破除初支后要加强对暗挖双层段的监控量测,并及时对各种数据进行整理分析,判断其稳定性,及时反馈到施工中去指导施工。

1. 监控布置

暗挖双层段监控布置如图4所示。

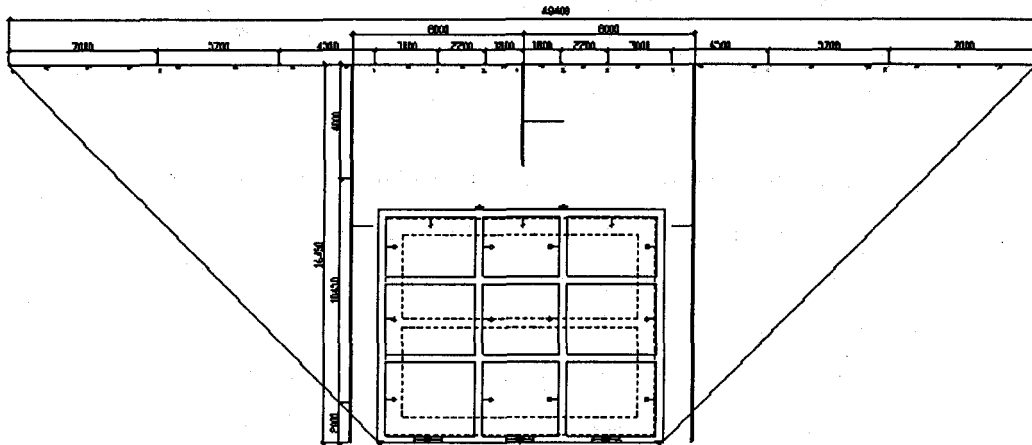


图4 暗挖段监测布置示意图

2. 控制标准

监测控制标准		表1
Ⅲ	$F > 1$	安全,可正常施工
Ⅱ	$0.8 \leq F \leq 1$	应注意,并加强监测
Ⅰ	$F < 0.8$	停止施工,并采取加强支护等措施

$F = \text{容许值} / \text{实测值}$

F的取值,也就是监测控制标准。根据设计给出维护结构顶部水平位移容许值:第二步开挖,12mm;第三步开挖,18mm。根据上述监测管理基准,可选择监测频率:一般在Ⅲ级管理阶段监测频率适当放大一些;在Ⅱ级管理阶段则注意加密监测次数;在Ⅰ级管理阶段则密切关注,加强监测,并召开设计、施工、及监测等单位进行会诊,对可能出现的各种情况估计和决策,不断完善和优化下一步的设计和施工。

结论

钢支撑托换技术在本工程的成功运用表明此技术已发展成熟,设计参数安全可靠。需要注意的问题是施工中要严格控制各项技术指标,如破除高度、工字钢双排布置、钢支撑间距等,确保施工安全。另外,此工法的不足为伴随初支的极大浪费施做完成的二次衬砌,初支结构的临时钢拱架,混凝土等几乎没有再利用的价值。因此探索更加成熟、便捷且安全可靠的施工工艺为暗挖隧道施工与设计的研究方向。

参考文献

- [1] 李良生, 地铁某区间隧道穿越天桥托换结构设计施工[J], 西部探矿工程, 2004年第5期.
[2] 孙伟亮, 双层大管棚托换法穿越楼房桩基隧道施工技术[J], 现代隧道技术, 2003年4月(1).

Replacement Support Technology in the Interim Wall of Subsidiary Structure Subway Shallow Tunnel

MA Haiyan¹, LU Haiqing²

(1.Beijing urban & rural construction group, 100054;

2.China construction third engineering bureau Beijing cn.ltd.)

Abstract: Subsidiary structure of subway shallow tunnel structure involved in the excavation is often a larger cross-section size, so in terms of construction difficulty and risk on the higher level. Replacement of support technology is a temporary technical support in the second tunnel lining construction of, and its success shows that the use of this technology is becoming mature.

Key words: Subsidiary structure of subway, shallow tunnel, interim wall in the middle, replacement of support technology.

欢迎投稿!

地王大厦桩底地基灌浆加固处理施工实践*

韦兴标¹ 王铁兵² 廖培涛¹

(1 广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006, 2 核工业柳州工程勘察院 柳州 545000)

前言

人工挖孔灌注桩作为工程桩,是用人工开挖的大直径(一般在0.8~2.50m)浇灌钢筋混凝土桩,底部常做成扩大头,以提高桩端承载力。与钻(冲)孔灌注桩相比,具有施工机械设备简单、操作方便、可干作业、同时施工数个桩孔,且不受场地限制,挖孔时可直接检验孔壁和桩底岩土性质,清底较彻底,无沉渣,混凝土质量容易得到保证,无泥浆污染等优点,但在人工挖孔灌注桩施工中,通常会因遇到大量流泥、涌水涌砂等复杂地质条件,通常会造成桩孔开挖困难和桩孔坍塌,甚至无法继续往下施工,为确保桩孔施工安全和工程质量,业主会组织由设计、勘察、监理、施工等单位参加桩孔开挖专项会议,研究如何处理。一般情况下采取以下方法进行处理:(1)先桩孔灌浆止水,后继续开挖;(2)设计变更:在采取方法灌浆止水后仍无法继续开挖,而该建筑物上部荷载较大时,将原来的人工挖孔灌注桩变更为“钻(冲)孔灌注桩”,但钻(冲)孔灌注桩工程成本大幅度提高,施工工期增加;(3)采取桩底地基灌浆加固方法进行处理:原设计采用基岩作为桩端持力层,或稍密状圆砾层作为桩端持力层,经设计单位进一步复核算,可采用圆砾层作为桩端持力层,但必须经灌浆加固处理,以提高桩底地基的承载力。第三种方法是将建筑物上部荷载经基础传递给灌浆加固处理后的承载力高、压缩性小的复合地基土,可减少人工挖孔灌注桩的实际桩长,缩短工程施工工期,降低工程成本,提高投资经济效益。我院在柳州市某地产开发有限责任公司地王大厦采用桩底地基灌浆加固处理方法对稍密状圆砾层进行加固处理,成功地将桩底地基承载力特征值由原来的 $f_{ak}=140\text{kPa}$ 提高到 $f_{ak}=450\text{kPa}$,桩端极限端阻力标准值由原来的 $q_{pk}=2000\text{kPa}$ 提高到 $q_{pk}=5000\text{kPa}$,满足设计要求,得到建设单位的好评,同时为院创造良好的经济效益和社会效益。

场地内的工程地质特征和水文地质条件

1. 场地内的工程地质特征

根据工程地质勘察资料,场地内岩(土)层主要由杂填土(Q_4^{ml})、河流冲积层(Q_3^{al})

* 收稿日期:2009年6月

及下伏中石炭统大埔组(C_{2d})白云岩组成。岩(土)层自上而下依次分述如下:

(1) 杂填土层(Q₄^{ml}): 杂色, 由碎砖、碎石等建筑垃圾夹少量粘性土组成, 局部含有有机质, 稍湿, 土体结构松散, 层厚 0.20~5.60m, 场地内分布连续。

(2) 软塑状淤泥质粉质粘土层(Q₄^h): 灰黑色, 土体饱水, 富含有机质和腐植质, 具腥臭味, 湿软。仅分布于局部钻孔, 层厚 0.60~1.50m, 呈软塑状, 属中压缩性土。

(3) 硬塑状粉质粘土层(Q₃^{al}): 棕红、棕黄、灰黄色, 土质均匀, 结构致密, 呈硬塑状, 层厚 2.50~7.00m, 分布不连续; 属中压缩性土。

(4) 可塑状粉质粘土层(Q₃^{al}): 棕黄、灰黄、褐黄色, 土质均匀, 结构较致密, 呈可塑状。层厚 1.40~9.70m, 属中压缩性土。

(5) 密实状粉土层(Q₃^{al}): 灰黄、棕黄、浅灰色, 土质均匀, 砂感明显, 呈密实状, 层厚 2.60~13.80m, 分布连续, 该层土在场地东南角呈薄层状、透镜体状分布; 属中压缩性土。

(6) 密实状圆砾层(Q₃^{al}): 按其密实程度可分为 4 个亚层: (6)-1 中密~密实状圆砾层: 灰黄~褐黄色, >2mm 颗粒含量占全重的 70%左右, 成分以石英及硅质岩为主, 砾石磨圆度较好, 多呈圆~次圆状, 砾石间充填粗、中砂及粉土。该层分布不连续, 在 18、23、B5、B7 号孔缺失, 层厚 3.10~17.60m, 具低压缩性, 其桩端极限端阻力 q_{pk}=4000kPa。(6)-2 密实状粉土层: 灰白色, 土质均匀, 呈密实状, 该层分布不连续, 仅在 44、45、48~50 等地段, 层厚 0.50~3.00m, 属中压缩性土。(6)-3 稍密状圆砾层: 灰黄~褐黄色, >2mm 颗粒含量占全重的 60~70%, 砾径以 5~30mm 居多, 成分以石英及硅质岩为主, 砾石磨圆度较好, 多呈圆~次圆状, 砾石间充填粗、中砂及可塑状粘性土, 该层分布不连续, 其桩端的极限端阻力 q_{pk}=2000kPa。(6)-4 松散状圆砾层: 褐黄~灰黄色, >2mm 颗粒含量占全重的 50~60%, 成分以石英及硅质岩为主, 砾石磨圆度较好, 多呈圆~次圆状, 砾径以 5~30mm 居多, 砾石间充填粗、中砂及软塑状粘性土, 该层分布不连续, 其桩端的极限端阻力 q_{pk}<2000kPa。

(7) 软塑状含砾石粉质粘土层: 灰黄、棕黄、浅灰色, 土质均匀, 内含 10~20%的砾石, 砂感明显, 呈软塑状, 该层分布不连续。

(8) 微风化灰质白云岩(层 C_{2d}): 灰色, 微晶结构, 厚层状, 质地坚硬, 给水钻进进尺慢, 取上岩芯呈长柱状, 断面新鲜, 岩体完整, 该层顶面埋深 17.20~41.40m, 分布连续。

2. 场地内的水文地质条件

根据工程地质勘察资料, 场区地下水可分为上层滞水及孔隙-基岩岩溶裂隙孔洞潜水两种类型。(1) 上层滞水: 赋存于①~⑤层土的孔隙中, 埋深 2.80~9.20m, 地下水位标高 80.50~85.60m, 不具统一水位, 主要接受大气降雨及生活污水的补给, 水量小。(2) 第四系孔隙-基岩岩溶裂隙孔洞潜水: ①赋存于圆砾层的孔隙及基岩岩溶裂隙孔洞中, 水位埋深 15.00~24.70m, 标高为 71.68~65.49m。据区域水文地质资料, 该地段枯水期地下水水位标高约 69m, 洪水期水位标高达到 77m, 洪水期升幅为 5~10m; ②孔隙-基岩岩溶裂隙孔洞潜水稍具承压性, 场区上覆第四系土层的粘性土为相对隔水层, 地下水的承压水头随旱、雨季有所变化; ③场区白云岩岩溶裂隙水富水性受岩溶发育程度及其规模控制, 涌水量分布不均匀, 据了解

与本场地相近的柳州市庄承大厦商住楼人工挖孔桩施工抽水情况,岩溶发育地段单桩孔涌水量达30t/h,最大单桩孔涌水量达50t/h。

另外,上层滞水对桩身钢筋和钢筋混凝土结构具弱腐蚀性。

工程基本情况和桩底地基灌浆加固要求

1. 工程基本情况与灌浆施工环境条件

(1) 工程基本情况:该拟建筑物占地面积4682m²,总建筑面积51999m²,设计地坪标高91.20m,由24层住宅塔楼和2~6层的裙楼组成;设二层地下室(地下室二层埋深-9.50m),建筑总高度85.50m。其中地上1~5层为商铺和超市,6~24层为商住楼,框架~剪力墙结构,由华南理工大学设计研究院设计。根据场地的岩土工程初步勘察资料,设计采用以中密~密实状圆砾作为桩端持力层的人工挖孔扩底灌注桩基础,共采用145根直径 $\phi 1000 \sim \phi 2300\text{mm}$ 扩底直径 $\phi 2000 \sim \phi 3700\text{mm}$ 人工挖孔灌注桩基础。

(2) 工程灌浆施工环境条件:①已完成深5~9m基坑开挖与支护,基底作为灌浆施工场地,材料和设备堆放地不受限制;②少部分桩孔开挖5~10m,大部分桩孔未开挖。

2. 桩底地基灌浆加固要求

桩底地基灌浆加固要求:要求对各桩桩底以下至基岩面、扩大头直径范围内的软弱地基土进行灌浆加固处理,灌浆加固处理后桩底复合地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 400\text{kPa}$,桩端极限端阻力标准值 $q_{pk} \geq 4000\text{kPa}$ 。

桩底地基灌浆加固施工技术

1. 灌浆加固施工工艺流程

针对工程桩底灌浆加固处理技术要求高(加固处理后桩端极限承载力 $\geq 4000\text{kPa}$),结合我院以往施工经验,本工程桩底灌浆加固处理采用双液法、自下而上逐段拔管灌浆,即把配制好的水泥浆液和水玻璃溶液分别用泵抽送经高压胶管灌浆管,并于灌浆管内混合形成混合浆液。混合浆液在泵压作用下经灌浆管底部压入圆砾层中,经扩散充填、压密和劈裂等作用,与圆砾层中固体颗粒胶结硬化,形成结构稳定、强度高的复合地基。

其施工工艺流程图:桩底盖板埋设→灌浆孔布设→钻机就位安装、机械成孔→安放灌浆管→压水冲洗→灌浆→测量跟踪观测→未发现异常现象继续灌浆,直到满足设计灌浆量(如发现桩底冒浆或附近建筑物有抬动现象应立即停止灌浆待凝)→灌浆效果检测→满足设计要求,交付甲方使用(如未能满足设计要求则重新钻孔灌浆补强,直到满足设计要求为止)。

2. 桩底砼盖板的埋设

因本工程桩底灌浆加固对象是桩端以下的稍密状圆砾层,且桩端上部覆盖层已挖掉,为避免灌浆过程中浆液上窜在桩底形成废浆,应在桩底设置与桩身砼同标号的混凝土,振捣密

实作为盖板,厚度约 0.50m。但业主认为工期紧,制作砼盖板时间长,且灌浆中部分水泥浆上窜的废浆,形成具有一定强度的水泥结石,也能盖板而未做。这后来给下一道工序施工带来一定的困难。

3. 建立合理的测量观测网

因本工程四周均为既有建筑物,且与既有建筑物靠得近,灌浆施工前,必须在既有建筑物上设置测量观测点,建立合理的测量观测网。灌浆施工过程中,应该实行跟踪测量观测,控制因灌浆对既有建筑物的抬升量,以避免因局部抬升量过大而引起既有建筑物墙体开裂甚至破坏。

4. 灌浆孔的布设

(1)灌浆孔间距的确定:灌浆孔间距取决于浆液在圆砾层中扩散半径 R 的大小。浆液的扩散半径 R 应按下式确定:

$$R=0.565 (C/\beta n \gamma)^{1/2}$$

式中 R —浆液扩散半径; β —有效的充填系数;

n —地层的孔隙率; γ —浆液的比重;

C —单位长度孔段内灌入的浆液量(以重量计)。

(2)灌浆孔的布设:原则上按设计的灌浆孔间距进行现场试验后确定的灌浆孔合理间距进行布设,但实际受到人工挖孔护壁的影响,灌浆孔全部布置在桩孔内,每桩布置灌浆孔 3~8 个(含灌浆补强部分)。

5. 成孔方法

灌浆孔的成孔方法采用锤击打管法进行,即直接将灌浆用的灌浆管(底部布设若干小孔)用吊锤打入圆砾层中直到期最终深度(基岩)为止。

6. 压水冲洗

在向圆砾层打入灌浆管的过程中,砂土等细料不可避免地要涌入管内,因此在每段灌浆前用大压力水或 10:1 稀浆通过小管进行冲洗,把砂、土等杂质冲出管外或压入地层中去,消除花管上孔眼的堵塞;同时压水冲洗能把管周围的砂土随水流带走,给灌浆创造有利条件。

7. 灌浆方式选择

由于灌浆段深度多在 15m 左右,故在灌浆孔深部采用机械压力灌浆,浅部采用自流式灌浆。当桩底形成水泥盖板(在灌浆初始或灌浆过程中部分浆液上窜或冒浆并在桩底形成水泥盖板)后,亦可以有效浆液上窜时可采用机械压力灌浆。

8. 灌浆量的确定

灌浆量 Q 可以按下式进行确定: $Q=KVn\alpha\beta$

式中 \dot{V} —受灌地层的加固体积； K —浆液的损耗系数； K 取 1.10 ~ 1.20；
 n —受灌地层的孔隙率； α —浆液结石率， α 一般取 0.90 ~ 0.95。 β —有效充填系数， β 取 0.85 ~ 0.95。

9. 灌浆压力的选择及控制

(1) 灌浆压力的选择：灌浆压力大小，主要与灌浆段顶部深度、浆液扩散半径、盖板厚度和地层渗透系数等因素有关。灌浆压力的大小理论上可按下式进行计算，并应通过现场试验后确定。

$$P=1/10 \times \beta_c \times \gamma \times T + K \times \lambda \times h,$$

式中 P —容许灌浆压力 (10N/cm²)； T —覆盖层或盖板的厚度；

β_c —浆液粘度对水的粘度比， β_c 值在 1 ~ 3 范围选择；

γ —圆砾层之上的覆盖层或盖板的容重，(t/m³)；

K —与灌浆方法有关的系数，自下而上， $K=0.6$ ；

λ —与砂砾石层结构性质有关系数： λ 值取 0.5 ~ 1.5；结构疏松，渗透性强的， λ 取小值；结构紧密，渗透性差的， λ 取大值；

h —盖板底部至灌浆段顶部的深度 (m)。

(2) 灌浆压力控制：灌浆过程中灌浆压力控制采用逐级加压方法，每一级浆液保持一定的压力，并持续一段时间 (通常为 30min 左右) 后，改为下一级配的浆液进行灌浆，采用控制灌浆量的方法来控制灌浆压力。当地层吸浆量接近或达到设计灌浆量时，采用浓浆进行闭浆 30min。灌浆过程中若遇到压力陡升或突降时，应查明原因或排除故障后方可继续灌浆。

10. 浆液的配制

水泥浆：采用现场机械搅拌，搅拌均匀。根据圆砾层的结构性质，采用级配的浆液。对于结构疏松、吸浆量大的灌浆段，采用水灰比为：1.5:1；1:1；0.8:1；0.6:1 四种级配的浆液；对于结构紧密、吸浆量不大的灌浆段，采用水灰比为：2:1；1.5:1；1:1 和 0.8:1 四种；同时施工现场应根据地层吸浆量的大小和压力变化及时做相应的调整。

施工注意事项

1. 测量跟踪观测

由于该灌浆施工现场四周均为既有建筑物和道路，且紧靠建筑物和道路，北面桩孔中心与一幢楼高 10 层承重墙的距离为 1.50m，东面的桩孔中心与三幢楼高 7 层轴线距离仅为 2.50m，南、西面均为城市道路，距离也只不过 1 ~ 2 m；因此灌浆前应建立合理的测量观测监控网，灌浆过程中必须实行测量跟踪观测，尽量避免因灌浆引起建筑物产生不均匀抬升。

2. 合理控制灌浆量

在每一灌浆段初始灌浆时，应采用稀浆、掺少量的水玻璃，先让浆液扩散充填，当地层

吸浆量达到一定量后逐步采取增加水玻璃用量或浓浆,控制浆液的无效扩散半径,提高灌浆压力,使地层得到进一步挤密、劈裂等作用,从而达到其承载力的目的。

3. 冒浆等事故的处理

在灌浆过程中,由于圆砾层上部覆盖层大部分已挖掉,且无盖板,浆液很容易上窜形成冒浆,采取间歇性灌浆,减少原材料的浪费,降低工程成本。

灌浆效果检测

桩底灌浆加固处理完工后,在桩孔内采用钻探取芯(圆砾层上部)和重型或超重型动力触探等原位测试方法对桩底灌浆效果进行检测。检测结果:桩底地基经灌浆加固处理后,第⑥层稍密状圆砾层等软弱地基土中的孔隙被水泥—水玻璃混合浆液充填、挤密,经扩散、挤密、劈裂等作用,呈脉状、网状和团块状贯穿其中,与圆砾层中固体颗粒胶结、硬化,形成结构稳定、强度高的复合地基土,其承载力特征值为450kPa;桩底圆砾层由原来的稍密状经充填、挤密、胶结硬化变成中密~密实状,其桩端极限承载力标准值由原来的2000kPa提高到5000kPa,满足设计要求。

另外,该工程2004年底完成桩底灌浆加固处理,2006年底建成投入使用,经多年的建筑物变形观测,其变形观测值符合国家现行有关规范规定的允许值。

施工体会

(1)采用桩底灌浆加固处理,与泥浆护壁钻孔灌注桩相比,施工设备简单,易于操作;更重要的是其工程成本低,工期短。

(2)建设单位如若采纳施工单位建议,在灌浆加固处理前先埋设盖板,避免在灌浆过程中浆液上窜,造成上窜浆液在桩底形成一定强度的废浆,不仅造成工程原材料的浪费,增加工程成本,而且给下一工序施工带来不便。如若建设单位、设计部门采纳施工单位建议,先将桩端挖到设计标高、灌注桩身砼,然后采用灌注桩后压浆技术进行灌浆加固处理,灌浆原材料将大幅度减少,工程成本大大降低。经济效益不仅显著,而且采用灌注桩后压浆技术进行灌浆加固处理,不光提高桩端的端承力,还可以提高桩周侧阻力。

(3)该桩底地基灌浆加固处理是我院乃至柳州市第一次尝试并获得成功,为我院今后开展类似软弱地基土灌浆加固处理工程施工积累了一定的施工经验和借鉴。

参考文献

李茂芳 孙钊编著《大坝基础灌浆》[M].1976年10月

一题一议

主持人: 龚晓南

基坑放坡开挖过程中如何控制地下水*

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310030)

近日参加基坑围护设计审查,两个不同单位设计的两个围护工程设计中,在放坡开挖或土钉支护坡面上设置水泥搅拌桩止水帷幕,笔者认为设计思路不妥,现提出讨论。

某基坑座落的土层情况如下:杂填土,粉质粘土,粉质粘土,淤泥质粉质粘土,如图2所示。地下水埋深0.6m至1.9m之间。基坑挖深5m左右,周边条件尚好。基坑围护采用放坡开挖,如图1所示。设计人员认为:粉质粘土透水性较好,为防止出现坍塌事故,设置水泥土止水帷幕,以隔断坑内外渗水。基坑内侧设置简易集水井进行疏干。

设置的水泥土止水帷幕对基坑边坡稳定性主要影响有两点:水泥土抗剪强度高,提高了边坡稳定性;水泥土止水帷幕止水,将形成较大的水压力,降低了边坡稳定性。前者影响程度小,后者影响程度大。综合两种影响,设置水泥土止水帷幕降低了基坑边坡的稳定性。图2为稳定分析示意图。从图中可看出:在稳定分析中上述设置水泥土止水帷幕的两种影响均未考虑。图中安全系数1.32不能反映实际情况。

另外,采用深层搅拌法形成长为数百米的水泥土止水帷幕,做到完全不漏水,特别是暴雨条件下帷幕两侧水头差较大情况下做到完全不漏水是很困难的。伴随帷幕漏水将产生坍塌。设置水泥土止水帷幕的效用刚好与设计者的意图相反。

笔者认为较好的处理方法是在坑外侧也进行降水处理,不需要设置止水帷幕。另外在边坡稳定分析中应考虑渗流的影响。

以上想法不知妥否,请读者批评指正。

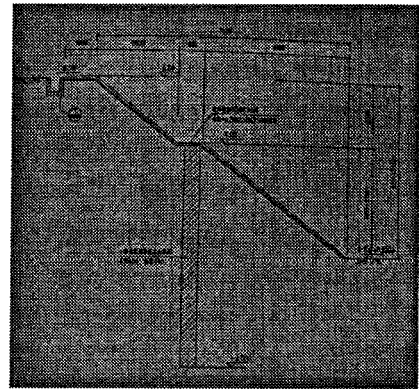


图1 开挖边坡剖面

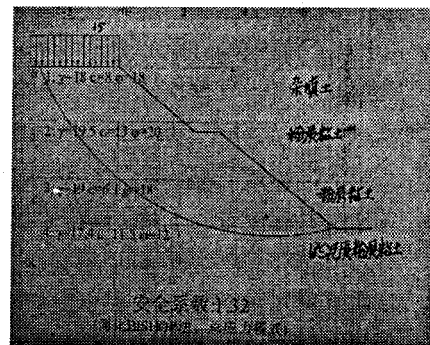


图2 稳定分析示意图

译文

岩土工程事故——可以预测吗？*

“Geotechnical Surprises—Or Are They?” The 2004 H. Bolton Seed Lecture

By James K. Mitchell, Dist.MASCE

邓以亮译;周建校

译自: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 8, P513-525

[摘要] 鉴于岩土工程的特殊性质和特殊范畴,岩土工程问题给我们带来了无尽的挑战,也激起了我们极大的兴趣。大多数情况下我们能够很好地判断所遇到的问题,并且找到合适的解决方法使工程顺利进行。不幸的是,仍然有很失败的案例,而且工程事故经常突如其来。尽管如此,大多数岩土工程事故是可以事前预测的。本文回顾了三个工程实例,并对这些事故能否做到事前预测进行了分析。第一个实例是一个危险废弃物填埋场失稳破坏事故,填埋场沿双层复合衬垫系统中两种材料间的界面破坏,这个案例已被广泛研究,广为人知。第二个案例是在大坝土方工程中遇到了不利工况,主要是坝址处的特殊土引起的。第三个案例是一个巨型缓移滑坡,它危及到附近的一段公路和一座大桥的安全。文章分析了这些意外工程事故发生的原因,并提出了几种减轻和减少事故的措施。

引言

岩土工程是一门与土体、岩体以及其中的流体打交道的学科。由于这种特殊性,各种岩土工程问题给我们带来无尽挑战的同时,也激起我们极大的兴趣。自然界中岩土体丰富多样,气候环境千差万别,人类活动对岩土体和环境的影响广泛深远,在今后的岁月中我们会遇到更多的新情况、新问题。

大多数情况下我们能够准确地判断问题,并找到合适的措施使工程顺利竣工以服务公众,为此我们深感骄傲;然而,也会出现很多失误,每个人脑海中都有不少失败的案例:年代久远的比萨斜塔, Fort Peck大坝和Teton大坝事故, Tacoma Narrows大桥垮塌,堪萨斯城Hyatt Hotel人行天桥垮塌,挑战者号航天飞机的爆炸,以及近年来愈加频繁的自然灾害,例如2005年卡特里娜飓风造成史无前例的生命财产损失。事故和失误常常突如其来,令人震惊。我们往往无可奈何,要么把这些事故归因于“上帝的作为”,要么认为它们超出了人类现有的认知水平。

有些事故确实是“上帝的作为”,即使将来我们也不太可能有足够的知识准确预报,无法力挽狂澜,我们要学会接受这个现实。另一方面,很多事后研究发现,虽然很多事故突如其来

* 收稿日期:2009年8月

来, 我们仍然可以做到事前预测, 对于这些事故, 我们能够做到也必须做到“事前诸葛亮”。

这篇文章是为了纪念H. Bolton Seed Lecture, 他是我的导师, 同事和好友。作为岩土领域的地震工程之父, 他对岩土工程的发展做出了杰出贡献。在本文中, 我从自身工程经验里列出3个工程实例, 找出这些工程事故发生的原因, 提出一些能够减少和减轻事故的措施。

第一个实例是一个垃圾填埋场失稳破坏事故, 破坏沿着复合衬垫层界面发生, 该事故已广为人知且被深入研究。第二个实例介绍大坝土方工程施工时遇到的不利工况, 这个问题的根源归咎于特殊土的特殊工程性质。第三个实例是一个巨型缓移滑坡, 它危及附近的公路和跨河大桥。每个实例中, 土体性质、相应的土力学及岩土工程的特性是事故的根源。

在案例中分别讨论了每个工程的情况、性质, 遇到的难题及可能引起的原因, 并对这些难题是否可以事先预料进行了分析。文章的结尾部分阐述了导致意外工程事故中的一些原因, 并且对怎样减少和减轻类似事故提出了一些建议。

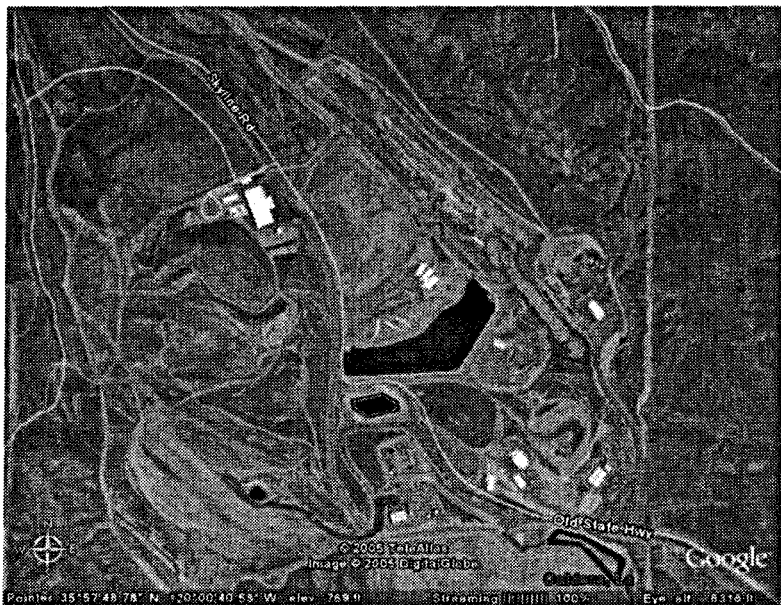


图1 加州 Kettleman 市危险废弃物填埋场 2005 年的鸟瞰图



图2 1988年三月危险废弃物堆失稳前 Kettleman 山区 B-19 单元 I-A 区块的斜视图

一级危险废弃物填埋场的失稳事故

1. 工程介绍

在加利福尼亚州 Kettleman 市附近, 有一个一级危险废弃物填埋场, 其中的 B-19 单元占地 14.5 万 m^2 。图 1 是该填埋场在 2005 年的鸟瞰图。填埋场为一个深为 30.5m 的椭圆形大坑, 坑中做了粘土覆盖层后堆放垃圾。坑底面近似水平, 边坡斜率随位置变化, 一般是 1:2 或 1:3。为防止有毒渗滤液污染填埋场附近的土壤和地下水, 参照《资源保护和回收法》(1984) 的《危险物和固体废物处理修正案》(1986), 在坑底部和四周铺设了由不渗透防渗膜、粘土层以及排水层组成的多层防渗系统。衬垫系统含渗滤液集中系统, 及由防渗膜与粘土层构成的防污染系统。填埋场在 1988 年 3 月 15 日的情形如图 2。

填埋场北部区域 I-A 最先竣工, 于 1987 年上半年开始填埋垃圾, 随后填埋场的其它区块相继竣工。图 3(a) 给出了 1988 年 3 月 15 日区块 I-A 的表面地形图。此区块的剖面图见图 3(b)。

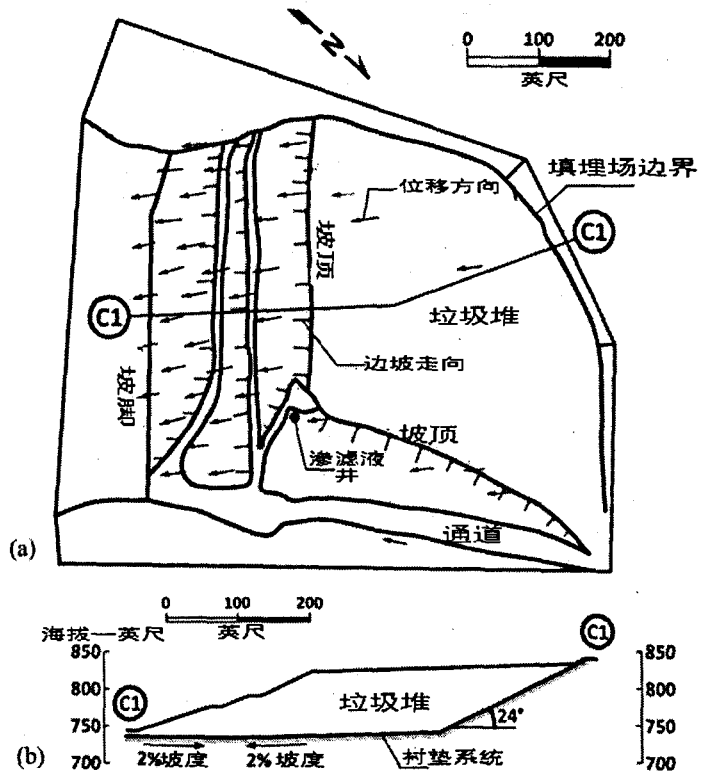


图 3 (a) 1988 年 3 月 15 日 Kettleman 山区 B-19 单元 I-A 区块的表面地形图
(b) 1988 年 3 月 15 日 Kettleman 山区 B-19 单元 I-A 区块在滑坡前的表面地形和 C-1 横截面图

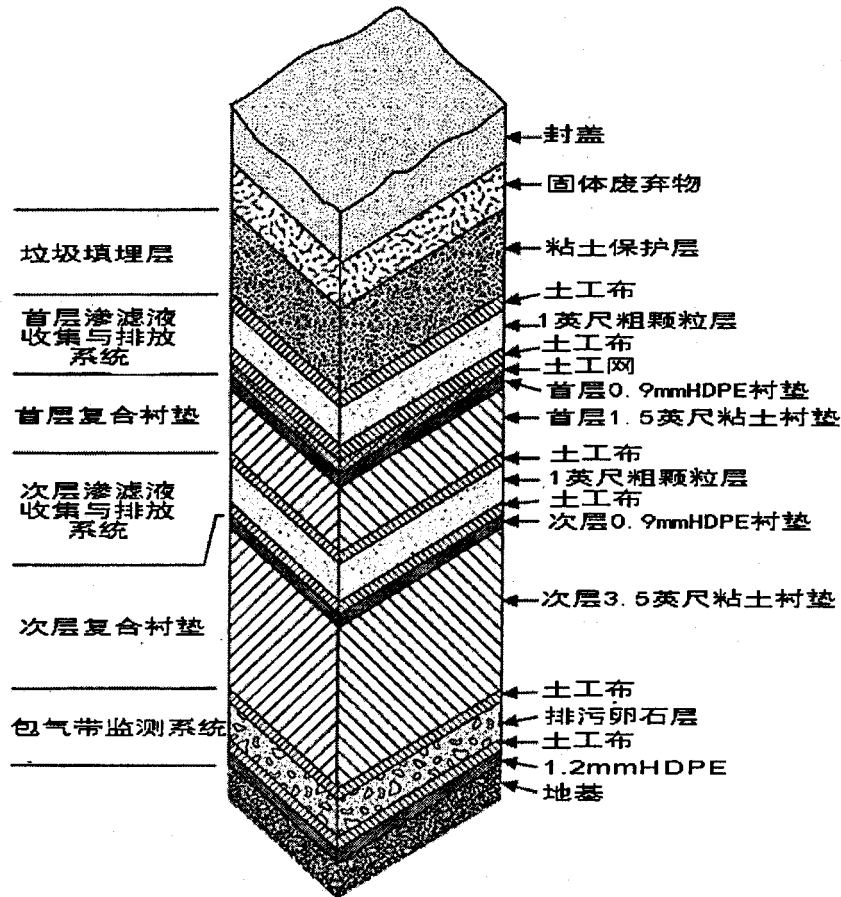


图4 Kettleman 山区危险废弃物填埋场B-19单元I-A 区块的多层衬垫系统示意图

填埋场B-19单元I-A区块的复合衬垫系统的示意图如图4示。Byrne (1992) 指出, 除第二层黏土衬垫外, 衬垫系统从底部向上由粘土逐渐过渡到全土工织物。侧坡处的首层渗滤液收集排放系统由无纺土工布过滤纤维和高密度聚乙烯 (HDPE) 土工网组成。防渗膜采用厚度为1.5mm的平滑无纺HDPE。将现场的泥岩、粉砂岩、砂岩和大约5%的膨润土混合, 然后压实, 施工边坡的防渗垫层。渗滤液井附近的边坡另有要求, 此处膨润土掺量需要增加至10%。含水量高于最优含水量5%时, 压实至标准压实试验 (ASTMD-698) 的94%压实度。

2. 工程事故

1988年3月中旬, 垃圾填埋高度达到27.5m。在此之前没有观察到任何失稳的迹象。1988年3月19日, 星期六, 填埋场开始滑坡。据目击者称, 上午6:30, 填埋场东北角的汽车运输斜坡道上发现一处宽度为半英寸左右的裂缝。上午9:30, 发现一条贯穿填埋场北端和东端的大裂缝。填埋场北端和东端的边坡比均为1:2。到中午, 已经看到有几英尺的位移, 一辆卡车陷入了垃圾填埋区域, 无法回到斜坡道。下午早些时候, 滑坡基本停止运动。填埋体发生

了10.7m的水平位移, 顶面下沉4.3m。滑坡后部分衬垫系统出现裂缝和滑动, 暴露在空气中, 填埋场顶面的裂缝十分明显, 见图5。

3. 事故原因

根据现场观测、事故照片、调查记录和稳定性分析, 几乎可以肯定, 衬垫系统内部界面的相对滑动引起了这次事故。内部粘土层之间, 粘土层和土工材料之间都有这种界面。1990年清理滑坡垃圾堆时发现, 衬垫系统内部相对滑动发生在第二层粘土和第二层防渗膜之间 (Byrne, 1992)。由于滑坡体在运动过程中产生了应力, 衬垫系统在该界面的上方也有滑动。在西南

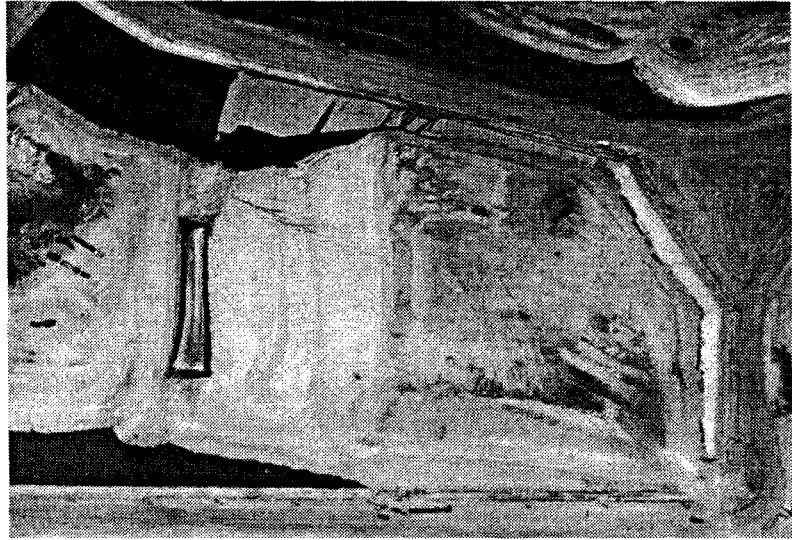


图5 Kettleman 山区危险废弃物填埋场B-19单元I-A 区块失稳后照片

和西北边坡的顶部, 首层防渗膜与第二层土工网或土工布之间也有相对滑动。

事故发生时以及之前的几个月内, 没有发生地震和其它反常事件, 从渗滤液井抽出液体的流量一直保持稳定。渗滤液收集排放系统内液体水位的变化范围为0.25-0.75m。经过一年持续不断地填埋垃圾, 填埋场发生了失稳事故。因此, 没有明显的“触发因素”引发事故。事故原因可能是堆填埋高度超过了垃圾堆的几何极限高度, 或者上部荷载导致衬垫系统内部界面应力达到极限值。

垃圾堆在失稳事故发生时的几何形状和衬垫层都已知, 因此可以对填埋场各断面进行稳定性分析。稳定性分析需要知道衬垫系统内部各组成材料的相互摩擦阻力以及压实粘土的抗剪强度。当时关于土工合成材料界面特性的数据资料十分有限。Martin (1984) 阐述了各种土工合成材料以及岩土材料的特性, 例如, 防渗膜与土工织物之间的摩擦角为6-11°, 土工合成材料与砂土之间的摩擦角要大一些, 土工合成材料与粘土之间的摩擦角没有给出, 这些数据过于笼统宽泛。因此有必要通过试验来确定这些重要数据。

试验包括在各种界面处进行直剪试验和抗拔试验。Mitchell (1990) 给出了试验过程和试验结果。表1列出了衬垫系统几组主要界面的力学性质数值。稳定性分析采用大位移条件下测得的界面强度, 因为在衬垫系统施工和垃圾填埋过程中, 在小位移时曾出现过峰值强度。

数位调查者 (Seed et al. 1990; Byrne et al. 1992; Chang 1992; Chang et al. 1993; Mitchell et al. 1993) 给出了二维和三维的稳定性分析结果。Chang (1992) 和 Mitchell (1993) 还分别进行了一系列的模型试验。根据滑动后地面的几何形状, 衬垫层内土工材料界面的强度, 第二

层粘土的抗剪强度, 防渗膜与压实粘土界面的强度, 计算得到破坏时的安全系数小于1.0, 破坏后安全系数大约为1.0。由此可见, 垃圾填埋到一定高度, 下滑推力大于抗滑阻力, 从而导致滑坡事故发生。抗滑阻力来源于双层复合衬垫系统内部界面上的摩擦力。Chang的模型试验证实了这种破坏机理。在稳定性研究过程中出现了几个重要而有趣的问题, 这些问题涉及选择合适的稳定性分析方法和三维效应对稳定性分析的影响, Duncan (1992) 阐述和讨论了这些问题。本文关注的不是这些, 而是我们能否做到事先准确预测事故。

Kettleman山区垃圾填埋场衬垫系统主要界面的摩擦角或抗剪强度

表1

界面	饱和基底处的残余摩擦角(Φ_r)或者残余不排水强度(τ_r)	干燥边坡和基底处的残余摩擦角(Φ_r)
HDPE与土工织物	8±1°	9±1°
HDPE与土工网	8.5±1°	8.5±1°
HDPE与饱和粘土(kpa)	45±12°	/

4. 工程事故能否预测?

Kettleman山区垃圾填埋场失稳事故发生的前后几年 (At the time of the Kettleman Hills landfill stability failure), 新的《资源保护和回收法》增加了危险废弃物填埋场衬垫系统的要求。新增法案条款2233.是为了加强收集、排放和控制渗滤液, 防止填埋场附近的土壤和水体受到污染。所以当时设计和施工的重点放在了选择和试验不渗透土工合成材料和粘土材料。为了使粘土有最小的渗透系数, 使用羊足碾进行碾压, 不幸的是, 这种压实方法也使粘土的抗剪强度减到了最小。无论是在粘土内部还是在与防渗膜相接的界面处, 粘土都降低了抗剪强度。施工固定防渗膜、土工网、过滤纤维, 这些过程可能会损坏衬垫材料, 在验算衬垫材料的强度时, 考虑了这些因素。却没有考虑到填埋场运行时垃圾堆的稳定性问题。其它场址的前期分析报告提到了发生贯穿衬垫层及软弱地基的失稳破坏的可能性, 却没有深入研究巨型垃圾堆沿衬垫层发生滑移破坏的可能性。当时, 关于粘土与人工合成材料的相互摩擦力的数据相当少。

对于熟悉土工布、防渗膜、土工网以及它们性质的工程师来说, 应该认识到衬垫系统内部界面处的强度很低。防渗膜和土工网是以高密度聚乙烯为原料制造的, 当时高密度聚乙烯也应用在滑雪设备的底板上, 因为高密度聚乙烯提供的摩擦力很小, 能够帮助人们更快地滑行。一种带纹理的能提高界面抗剪强度的防渗膜, 当时已上市。

填埋场启用后, 一次性填埋了B-19单元的一半, 在填埋场里形成了一个陡峭(边坡比为1:3)的无支护边坡。垃圾堆的几何形状如截面图3(b)所示, 这是楔体式滑坡的典型形状。岩土工程师们都有能力进行这种情况下的稳定性分析。垃圾填埋高度不能超过极限高度, 必须满足稳定性安全系数的要求。

特殊土引起的工程问题

1. 工程介绍

圣劳伦斯火山位于华盛顿州东南部，1980年5月18日喷发，以下是关于当时喷发的情形，摘自美国陆军工程师团（USACE）波特兰地区的网站：上午8：30，里氏5级的地震后，火山开始喷发。大量岩石从山坡北侧滚落下来，导致火山内部压力减小。几秒钟后，山坡北面开始喷发，夹杂着火山灰、岩块和滚热气体的喷出物向北一路奔流，时速高达190公里。含有岩石粉末烟柱向上翻滚，直到17公里的高空，然后向东漂移。火山一直猛烈地喷发，直到下午的晚些时候才停止。圣劳伦斯山在这次喷发中削平了360m。



图6 竣工后的圣劳伦斯泥沙蓄挡坝的鸟瞰图

与此同时，地震引发了滑坡，大量的岩石、泥土、冰块开始沿山坡向下狂泻。沿North Fork Toutle河谷向西奔流了27公里，是有史以来最大的滑坡之一。滑坡体的另一部分向北横跨North Fork Toutle河谷，越过分水岭，进入South Coldwater峡谷。滑坡体的东部冲入了Spirit Lake，湖水水位被抬升了61m，沉积在湖底的泥石厚达数百英尺，湖泊的出水口被堵塞。巨大的泥石流堵塞了Toutle河以及Cowlitz河，导致哥伦比亚河上的航运暂停。负责流域航运和洪水调节的美国陆军工程师团，迅速介入。

预计在今后数十年里，沿North Fork Toutle河谷，将会有大约5亿 m^3 的火山灰和泥沙被洗刷和搬运，最远可到达哥伦比亚河谷。为防止这些泥沙对河流航运、流域洪水调节、自然环境的不利影响，

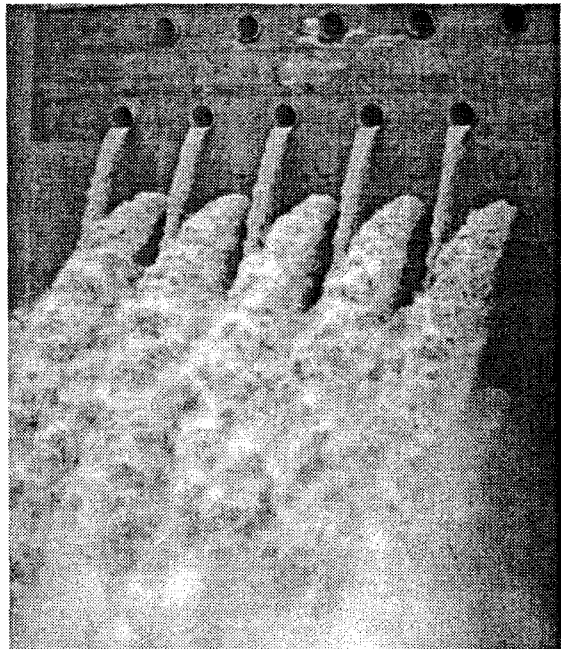


图7 圣劳伦斯泥沙蓄挡坝的出水系统

美国陆军工程师团决定修建一座带有出水口的泥沙蓄挡坝，尽可能将泥沙蓄挡在坝内。大坝于1989年12月竣工，其鸟瞰图见图6。大坝为土石坝，土石材料均取自当地。坝长550m，坝顶比河床高出56m。混凝土出水口和无衬砌泄洪道位于右岸坝肩。该蓄挡结构的出水系统如图7，共有30个直径

0.95m、长度37.2m的圆形出水口，竖向排列六组，每组五个管道。出水口直径的竖向和水平距离均为3.05m。河水从最下面的出水口流出，随着水库不断淤积，下部出水口逐渐被堵塞，水流开始从上部出水口泻出。1998年所有的出水口都已堵住。如有必要，上部的出水口可以重新开启，而下部的出水口被永久封堵。

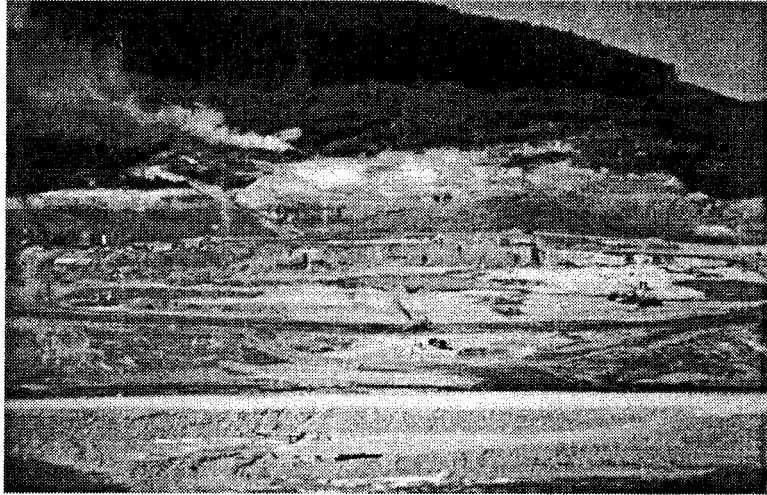


图8 圣劳伦斯泥沙蓄挡坝左岸坝肩区域（1987年6月30日），砂砾层与细颗粒泥沙的处理和堆放是土方工程中遇到的主要难题

2. 工程问题

左右坝肩土方工程施工，均遇到了不曾预料到的特殊土。该地区出露的土体的图片如图8和9。照片拍摄于1987年6月30日，在此之前的相当长的一段时间里，天气温暖干燥，那个时候无论是土体的外观还是工程性质都比此前几周的要好。以下五种特殊土是施工困难的原因：

(1) 左坝肩上冰渍物和火山喷发前的河流冲积物（冰渍砂砾层）

(2) 位于上述1层冰渍砂砾之上的细粒河流泥沙

(3) 左右坝肩处表土下有一层浅层粘土，被称作“烂泥”

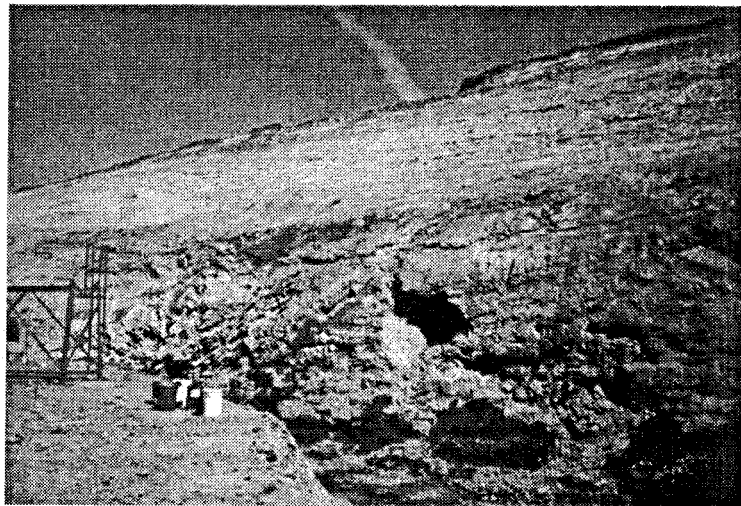


图9 圣劳伦斯泥沙蓄挡坝右岸坝肩区域（1987年6月30日），顶部的黑色物质就是“烂泥”，在其下面的较轻物质是不透水覆盖层，最下面的是黑色区域是流纹角砾岩。

(4) 右岸坝肩处, 在“烂泥”之下的不透水覆盖层

(5) 不透水覆盖层之下的流纹角砾岩

承包商通报了下列在施工中遇到的困难, 左岸坝肩下的冰渍物和砂砾层, 原指望用做坚实可靠地基, 却发现其极为松软和不稳定, 尤其是在雨季。该砂砾层大量吸水, 甚至不能支撑施工机械。堆放在弃渣场砂砾层土体性质没有改良, 仍然湿润、不稳定, 不断流动和蠕动, 最远的滑动距离达到150m, 最终稳定下来的边坡, 其坡度只有2-5°。图10就是这样一个边坡。砂砾层之上的细粒泥沙同样不稳定, 这层土含水量极高, 过于软弱, 甚至无法运输和堆放。由于该层土太软太滑, 在一些地方, 即使在坡度只有2°的平地上, 施工机械仍然无法行走。



图10 圣劳伦斯泥沙蓄挡坝左岸坝肩挖出的冰渍砂砾层的不稳定土堆

在右岸坝肩, 厚度0.3-1.2m的“烂泥”无法承受施工机械的重量, 使施工变得更困难, 工期也开始拖延。

下部区域的不透水覆盖层, 原先设计用作不透水心墙和上游筑坝材料, 发现根本无法使用。该土天然含水量远高于最优含水量, 在开挖、堆放、填筑过程中无法有效干燥。虽然其粘粒含量小于50%, 工程指导书中仍建议将其用作心墙填料。据称, 该粘土在堆放和压实过程中, 会发生显著的软化。在重型施工荷载的影响下, 该粘土的含水量有增大的趋势。

流纹角砾岩, 性状从强风化过渡到硬质岩石, 在原设计中是优质的回填材料。该岩石外部看上去很完整, 却容易崩解。暴露在空气中遇水后, 完整的角砾岩很快就崩解成碎块。

3. 事故原因

Toutle河North Fork峡谷上圣劳伦斯泥沙蓄挡坝坝址处的细粒土, 含有特殊的成分, 这与它们的火山成因和多降水气候有关。在高湿环境中, 由火山灰转化而来的土称为火山灰土, 根据Uehara (1982):

火山灰土经火山灰转化而来……圣劳伦斯地区最近的火山喷发喷出了大量的火山灰, 圣劳伦斯火山位于环太平洋火山圈……这类土有特殊的性质, 因此吸引了农学家和工程师之类人士的目光。

火山灰土的特殊性质与火山玻璃岩风化后产生的极细物质有关, 这些极细的矿物颗粒拥有很高的比表面积, 使得火山灰土有很低的干密度 ($<0.5\text{g/cm}^3$) 和很强的持水能力。

在一篇关于新近火山灰土的论文中, Thrall 和Bell (1989) 写到:

这些粘土有特别高的天然含水量、高液限和高塑限和低塑性指数。在干燥前后, 火山灰

土的密度与含水量之间的关系会发生变化。火山灰土的天然含水量通常比最优含水量高。

经过矿物成分分析,发现这些“惹祸”的粘土的主要矿物成分是蒙脱石和高岭石。砂砾层中的粘土,主要的矿物成分是具有吸水膨胀性的蒙脱石。在细粒泥沙中,主要的矿物成分是高岭石。坝址处各种土体的特殊性质均与这两种矿物的特性有关。

土体成由于火山灰,土体中含有大量的蒙脱石和高岭石,还含有少量的绿泥石、蛭石和膨胀性杂土,如果事前考虑到这些因素,那么做出的预测会与现实比情况较接近。另外,还应该预料到土中含有铁、铝氧化物,因为这些氧化物是火山灰风化产物中的常见物质。当时的矿物分析已经确定土中含有铁氧化物,这一点应该受到重视,因为铁氧化物能够增强土体结构,使得土体在开挖扰动前后的强度相差很大。

1989年5月7日的《工程新闻记录》中一篇文章(30-31页)叙述了圣劳伦斯地区土体的特殊性质。华盛顿州运输局修建了连接大坝工地和圣劳伦斯市的高速公路,该文章记录了该公路的勘探过程。Steve Lowell 是华盛顿州运输局的首席工程地质学家,他说:根据早期的钻探结果,我们发现我们遇到的不是平常的土,而是一种非常有趣的土,它含有一些有趣的矿物,并且含水量很高……我们因此得出结论:施工开挖出来的土无法用于填方工程,必须丢弃。

Dougal McCreath,是高达集团的项目总监,他主持了华盛顿州运输局该高速公路的地质勘探,在同一篇文章中,他说:冰渍土厚度一般为6.5m,往下是形成于早期火山时代的岩石的风化产物,几百万年前这些岩石就已经变成了现在的含有火山碎屑的热带土。每年多达2800mm的降水对土体性质也有影响。

因此,该处土体的特殊成分和特殊性质对施工有重要影响。高岭石和蒙脱石的特殊性质如下(Mitchell and Soga 2005):

高岭石在高含水量时压实效果不佳,并且最优含水量很高。含有高岭石的火山灰土通常也含有被铁氧化物胶结在一起的粘土团粒。火山灰土受扰动时土体结构会发生破坏,但是只有受到开挖等类似扰动时,才会表现出。高岭土在天然状态下往往有很高的含水量,不易干燥。但是,如果延长干燥时间,或者处于温度高于60℃环境中进行干燥,高岭土会发生不可逆转的失水。因为水从矿物结构中释放出来,失水后的高岭土的工程性质发生了改变。工程性质的改变包括:压实干密度增大、最优含水量降低、塑性降低。失水后的高岭土的性质与低塑性粘土相似。如果土样在实验室测试之前被烘干,那么现场高岭土的特殊性质就可能被忽略。

蒙脱土有很强的膨胀性能,遇水时体积膨胀,干燥时体积减小。蒙脱土还有很高的塑性和很强的保水能力。当含水量很高时,它的强度很低,可能会引起土体失稳。潮湿的粘土常常会包裹砂石,这就使得即使是粘土含量很低的冰渍砂砾层,也表现出高塑性和易变形。在本案例中,由于蒙脱土的高塑性和高保水能力,导致了冰渍砂砾层发生失稳。为了方便,按照惯例,将水假设为粘土的一部分。

4. 工程事故能否预测?

提供给竞标公司的工程计划、说明书以及设计信息均没有说明可能会遇到特殊土。施工

计划中只提到：土方的开挖和处理应该在冬春季降水较多的时候进行。

合同叙述到，左岸坝肩的冰渍砂砾层含有粉砂、卵石、大漂石和粗砂，分级为 GW, GP 和 SP, 大部分为密实和很密实。非塑性土的分类指标里没有说明细颗粒的含量。另一方面，施工过程中采集的土样，土工试验表明有些分类为 GC, SC, SM, CL 和 MH。试验结果还表明在土样中含有细颗粒和粘土。除此之外，土中的粗颗粒在冲洗以及试验过程中很容易破碎，这预示这种土在开挖和后续施工时，将会碰到更多困难。

左岸坝肩的细颗粒泥沙，大多数分类为 CL, ML 和 MH, 小部分分类为 OL, OH, OM, SM, SW 和 SP。在设计备忘录里有这么一句话：在过湿的条件下开挖细颗粒泥沙，可能会比较困难。但是设计人员没有把这份设计备忘录提供给竞标公司。工程计划书和说明书也没有提到会遇到膨胀性粘土。该地区土的击实试验表明：这种土有非常小的最大干密度（11.6-11.8 kN/m³）和非常高的最优含水量（43-44%）。在判断特殊土类型时，明显忽略了这组试验数据。

右岸坝肩隔水覆盖层土体与左岸坝肩的细粒泥沙的性质相似。招标文件没有说明这种土体含有很多的细颗粒，以及在雨天机械行走可能会比较困难。如前所述，右岸坝肩的隔水覆盖层下的流纹角砾岩是不稳定的。岩芯测试报告、设计备忘录和岩土工程技术审查会议的会议记录，这些文件表明，确实有人知道这种土不稳定，在施工时会比较困难。然而，合同计划以及说明书里面没有这个重要信息，该信息也没有以其它方式提供给竞标公司。这样做合适吗？

前面说过，在圣劳伦斯高速公路的勘探过程中，就已经认识到 Cascade 山区的冰川残积土具有特殊的性质，并且曾引发了许多工程问题和不利施工工况。如果对这些土进行准确的分类和描述，如果招标文件和合同里包含了这些重要信息，那么承包商会不会预料到不利施工条件，并将此列入竞标文件和施工计划？

（待续）