

鞍山某基坑支护工程事故分析

张维正

(辽宁有色勘察研究院, 辽宁沈阳 110002)

【摘要】 论述了鞍山某基坑支护工程设计参数的选取与加固措施,分析了出现事故及险情的原因,总结了鞍山地区基坑支护设计与施工的经验教训。

【关键词】 岩土设计参数;变形监测;事故及险情;加固设计

【中图分类号】 TU 46.3

Accident Analysis of a Foundation Pit Shoring in Anshan

Zhang Weizheng

(Liaoning Nonferrous Institute of Geotechnical, Shenyang Liaoning 110002 China)

【Abstract】 The design parameters and reinforcing measures of a foundation pit shoring in Anshan are discussed. The reason of accident and dangerous situation is analysed. Experience and lesson of design and construction of foundation pits shoring in Anshan are summed up.

【Key Words】 design parameter of rock soil; deformation measuring; accident and dangerous situation; reinforcing design

1 工程概况

拟建的鞍山某商业网点地处鞍山市火车站前繁华地带。建筑物地上六层,高度31 m,框架结构,地下二层,采用筏板基础,开挖深度12 m,开挖面积约21 000 m²。

南侧距原有建筑物(三层地下室,地下室底标高-10 m左右,距基坑南侧3米,为悬挑结构)9.4 m,距坑边地下水管0.5 m左右;西侧距原有二层建筑物8 m,距煤气管道1 m;西南侧距6层交通银行2.0 m;东侧、北侧距马路5~8 m,且东侧距下水管道2 m,北侧距蒸汽管道2.5 m。

2 工程地质及水文地质条件

①杂填土:由砖块、灰渣、碎石、粘性土等组成,结构松散,厚度0.9~2.5 m。

②粉质粘土:褐色—黄褐色,含铁锰质氧化物,夹灰色条纹,可塑,饱和,为中压缩性土,厚度4.3~11.9 m。

③粉质粘土:黄褐色,含铁锰质氧化物,夹灰色条纹,硬塑,局部可塑,饱和,该层局部粘粒多为粘土,中压缩性土。最大控制厚度19.4 m。

④强风化岩:岩性为闪长岩,灰绿色,结构大部分破坏,矿物成分长石、角闪石多已蚀变,裂隙发育。岩芯用手易折断,最大控制厚度1.7 m。

场地地下水为上层滞水及少量孔隙潜水。

3 岩土设计参数的选取及支护设计与施工

3.1 第一阶段设计与施工

3.1.1 设计参数的选取

《岩土勘察报告》对拟建场地的所提供三轴试验 c_{ik} 和 φ_{ik} 值,其中②层粉质粘土 $c_{ik}=78$, $\varphi_{ik}=10.2$;③层粉质粘土 $c_{ik}=74.7$, $\varphi_{ik}=15.1$ 。考虑到无当地施工经验,设计参数 c_{ik} 值按45%~60%进行折减后选取见表1。

表1 折减后设计参数

地 层	重度/(kN·m ⁻³)	厚度/m	c_{ik} /kPa	$\varphi_{ik}/(^{\circ})$
杂填土	19	1.5—2.0	10	15
②粉质粘土	19.5	6—7.5	35	10
③粉质粘土	20	10	45	15

地面附加荷载取值:东侧、北侧、南侧距基坑开挖上口线1.5 m, $q=10$ kPa;西侧距基坑开挖上口线1.5 m, $q=10$ kPa,距基坑开挖上口线5 m, $q=30$ kPa。

3.1.2 各区段基坑支护设计与施工

1) 南侧

在进行设计时南侧大部分地段基坑已按坡比为1:0.2开挖6 m左右,且边坡直立状态良好。在此

基础上南侧支护方案为上部 6 m 以 1:0.2 放坡,在放坡段距地面 4 m 处设一排锚杆,锚杆水平间距 2 m,设计长度 12 m;下部留有 1 m 宽台面后,采用 $\Phi 600$ mm 超流态混凝土压灌桩并加设一排锚杆联合支护。桩间距 1.2 m,桩长 9.5 m,笼长 8.5 m,嵌固深度 3.5 m。桩身混凝土强度 C20,桩配筋采用 6 $\Phi 20$,锚杆设计长度 12 m,锚架采用 2[18a 槽钢。最大负弯矩为 248.27 kN·m,锚杆轴向力为 230 kN。

2)东、西、北侧

上部 4 m 以 1:0.2 放坡;下部留有 1~2 m 宽台面后,采用 $\Phi 600$ mm 超流态混凝土压灌桩并加设一排锚杆联合支护。桩间距 1.3 m,桩长 11 m,笼长 10 m,嵌固深度 3.5 m。桩身混凝土强度 C20,桩配筋采用 6 $\Phi 20$,锚杆设计长度 12 m,锚架采用 2[18a 槽钢。最大负弯矩为 248.27 kN·m,锚杆轴向力为

230 kN。

2004 年 9 月 8 日基坑支护桩开始施工,9 月 29 日西侧及南侧支护桩及锚杆施工完毕,开始挖土方。10 月 3 日,发现基坑南侧某大厦(东半侧)墙根部有裂缝,宽度在 9~22 mm 之间,随即进行观测,发现裂缝宽度基本以 0.5~1.0 mm/d 的速度增加。10 月 8 日,早五点左右,基坑东侧塔吊以北 18 根(长 22 m 左右)桩倒塌,从发现桩后边坡裂缝至坍塌时间为 2 小时左右,其后下水管线断裂。下午一点多钟,塔吊以南段边坡地面裂缝增大,三点左右 19 根桩倒塌,塔吊底座发生倾斜,倒塌部分总长 56 m。

3.2 第二阶段设计与施工(第一次加固设计与施工)

根据第一次出现的事故,并结合现场实际情况对原设计进行了补充修改,并对设计参数进行了调整。

3.2.1 设计参数选取见表 2、表 3、表 4、表 5。

表 2 东侧坍方段设计参数

地 层	重度/(kN/m ⁻³)	厚度/m	c _{ik} /kPa	$\varphi_{ik}/(^{\circ})$
杂 填 土	19	1.5	10	15
粉质粘土	19.5	1	35.1	4.4
粉质粘土	19.5	5	57.7	4.8
粉质粘土	20	3	62.2	9.5
粉质粘土	20	3	59.9	4.0

表 3 东侧未坍方段设计参数

地 层	重度/(kN·m ⁻³)	厚度/m	c _{ik} /kPa	$\varphi_{ik}/(^{\circ})$
杂 填 土	19	1.5	10	15
粉质粘土	19.5	2	43.4	5.7
粉质粘土	19.5	3	49.8	4.8
粉质粘土	19.5	2.5	69.6	5.5
粉质粘土	20	2	79.2	8.8
粉质粘土	20	2	87	13.5

表 4 北侧设计参数

地 层	重度/(kN·m ⁻³)	厚度/m	c _{ik} /kPa	$\varphi_{ik}/(^{\circ})$
杂 填 土	19	1.5	10	15
粉质粘土	19.5	1	50.2	6.2
粉质粘土	19.5	2.5	66.3	13.3
粉质粘土	20	2.5	44	4.6
粉质粘土	20	5	67.9	7.9

表 5 南侧设计参数

地 层	重度/(kN·m ⁻³)	厚度/m	c _{ik} /kPa	$\varphi_{ik}/(^{\circ})$
杂 填 土	19	1.5	10	15
粉质粘土	19.5	3	51	8.8
粉质粘土	19.5	2	42.8	4.8
粉质粘土	20	5	57.7	3.8
粉质粘土	20	2.5	67.9	7.1

3.2.2 加固设计与施工

1) 东侧坍方段加固设计

①根据场地坍方情况基坑支护设计方案采用顶部 5 m 以 1:0.4 放坡,下部采用 $\Phi 600$ 超流态混凝土桩加一排锚杆联合支护。

②桩间距 1.0 m,桩长 13 m,其中笼长 12 m;锚杆水平间距 3.0 m,长 12 m,设计轴向力 230 kN,锁定荷载 190 kN。桩顶设一道 500 mm \times 600 mm 冠梁。

③护坡桩桩身混凝土采用 C30,冠梁混凝土采用 C30,桩配筋采用 6 $\Phi 25$,护坡桩主筋插入冠梁不小于 35 d。

2) 东侧其它区段加固设计

①在该侧其它区段地面下 9.5 m 处加设一排锚杆,长 12 m,间距 2.6 m,与第一排锚杆成梅花型布置。

②锚杆采用 DZ50 地质钻杆,锚杆设计轴向力 230 kN,锚杆锁定荷载 190 kN。

3) 南侧加固设计

①在该区段地面下 10.5 m 处加设一排锚杆,长 12 m,间距 2.4 m,与第一排锚杆成梅花型布置。

②锚杆采用 DZ50 地质钻杆,锚杆设计轴向力 230 kN,锁定荷载 190 kN。

4) 北侧加固设计

①在该区段地面下 9.5 m 处加设一排锚杆,长 12 m,间距 2.6,与第一排锚杆成梅花型布置。

②锚杆采用 DZ50 地质钻杆,设计轴向力 230 kN,锁定荷载 190 kN。

5) 各区段施工

2004 年 10 月 9 日加固方案开始施工,10 月 23 日施工完毕,开始挖土方。10 月 24 日,早五时发现基坑北侧塔吊西 20 m 左右边坡上部地面出现裂缝,进行全天观测,地面裂缝无明显变化,下午发现锚杆腰梁槽钢明显变形,部分变形较大,出现扭曲变形,且有 6 根支护桩出现水平向裂痕、裂缝。晚十时左右,发现地表裂缝增大及锚杆受力响声,并有 4 根锚杆(第二排)拉断,外锚头飞出,土方塌落。此时,基坑东南角、东侧坍方段及北侧坍方段多处出现坑壁漏水现象,且无法查找出水点,造成大部分桩间土流失。其后业主迅速调动挖掘机将塌方段桩后上部土方挖除进行卸荷,确保了该处支护桩未发生倒塌。事后发现有 22 根桩出现裂缝,有的达 12 条裂缝。

3.3 第三阶段设计与施工(第二次加固设计与施工)

由于场地出现险情段多数存在地下水管渗漏,

造成粉质粘土软化和 c 、 φ 值下降。设计再次将 c 、 φ 值进行调整,在第二阶段设计的基础上将 c 值下调 50%, φ 值保持不变。

1)北侧坍方段 10 月 26 日业主为防止该侧支护桩倾倒,将 20 根桩长度范围浇注 C25 素混凝土,高度 3.5 m。

2)分别对东南角、东侧坍方段、东侧未坍方段、北东侧、西侧及西北侧和交通银行侧,加设一排锚杆,参数同上一次加固方案。

3)为了能够准确了解此场地粉质粘土遇水软化后 c 、 φ 值变化情况,11 月 18 日(第二次加固施工已经结束,并且基坑已开挖至底)组织工程技术人员到现场在基坑壁上不同部位取了 4 组样,并做了直快试验,具体 c 、 φ 值如下:

1) 东侧坍塌处(塔吊东段)

$$c=4\sim 5.2 \text{ kPa}, \varphi=2.6^{\circ}\sim 2.8^{\circ}$$

2) 东侧坍塌处(塔吊北段)

$$c=5.2\sim 5.24 \text{ kPa}, \varphi=1.3^{\circ}\sim 2.5^{\circ}$$

3) 东侧未坍塌处

$$c=43.2\sim 51.7 \text{ kPa}, \varphi=8.1^{\circ}\sim 12^{\circ}$$

4) 北东未坍塌处

$$c=6.8\sim 34.1 \text{ kPa}, \varphi=14.5^{\circ}\sim 21^{\circ}$$

从以上指标变化可见东侧坍塌处与勘察报告提供的数据相比 c 值降低 90%, φ 值降低 72.2%,幅度非常大。

4 变形监测及分析

4.1 基坑变形监测

9 月 8 日基坑支护桩开始施工,9 月 14 日锚杆开始施工,9 月 29 日西侧及南侧支护桩及锚杆施工完毕,开始挖土方。变形监测于 2004 年 9 月 29 日开始,2004 年 11 月 18 日基坑一层地下室施工完毕且变形稳定后结束。沿基坑四周冠梁顶部共布设 30 个(后期补设 3 个)观测点,其中基坑北测 8 个点、南测 5 个点、东侧 11 个点(后期补 3 个点)、西侧 6 个点。东侧变形监测 S₁ 点、S₂ 点的观测数据见表 6,其他各点最终数据见表 7。

9 月 29 日西侧及南侧支护桩及锚杆施工完毕,开始挖土方。10 月 7 日东侧土方基本上开挖至设计标高。10 月 8 日凌晨东侧塔吊以北 18 根桩在无任何预兆的情况下,在距坑底 2 m 处倾倒,支护桩倾倒前桩顶冠梁向坑内变形累计为 22 mm(见表 6)。

10 月 8 日下午 3 点,东侧塔吊以南 19 根桩也在同样部位无任何预兆突然倾倒,支护桩倾倒前桩顶冠梁向坑内变形为 28 mm(见表 6)。

表6 S₁点和S₂点变形监测值

日期/月、日	观测点	日变形值/mm	累计值/mm
09-30	S ₂	-6	-6
10-1	S ₂	-21	-27
10-2	S ₂	15	-12
10-3	S ₂	20	-8
10-4	S ₂	-19	-11
10-5	S ₂	-13	-24
10-6	S ₂	-5	-29
10-7	S ₂	1	-28
10-8	S ₂	0	-28
10-5	S ₁	-17	-17
10-6	S ₁	-4	-21
10-7	S ₁	-1	-22
10-8	S ₁		

注:数据负数为向坑内位移,正数向坑外

表7 基坑最终变形监测累计数值表

观测点	变形值/mm
补 S ₁ (东)	-32
补 S ₂ (东)	-4
补 S ₃ (东)	-44
S ₃ (南)	-18
S ₄ (南)	-21
S ₅ (南)	-7
S ₆ (东)	-10
S ₇ (东)	-4
S ₈ (西)	22
S ₉ (西)	-13
S ₁₀ (西)	21
S ₁₁ (西)	5
S ₁₂ (南)	-5
S ₁₃ (南)	-17
S ₁₄ (西)	2
S ₁₅ (西)	2
S ₁₆ (北)	-10
S ₁₇ (北)	-13
S ₁₈ (北)	-18
S ₁₉ (北)	-11
S ₂₀ (北)	-13
S ₂₁ (北塔吊)	-260
S ₂₂ (北)	-2
S ₂₃ (北)	-6
S ₂₄ (东)	-8
S ₁ (东)	-22
S ₂ (东)	-29

S₂₁点的变形分析:2004年10月9日加固方案开始施工,10月23日施工完毕,开始挖土方。10月24日基坑北侧塔吊西20m左右边坡上部地面出现

裂缝,土方塌落,日变形-234mm,累计变形-260mm(见表7:S₂₁点)。

4.2 基坑变形分析

4.2.1 东侧变形原因分析

1)由于热力管线及上水管线长期漏气、漏水(开挖后发现),基坑开挖后漏水向下渗透,使桩后地层进一步含水、软化,降低了土体的抗剪强度。2004年11月18日在现场取样进行了土工试验表明,抗剪强度 c 值与勘察报告提供值相比降低了90%左右。

2)在东侧桩及锚杆施工期间,超出设计附加荷载范围,大型重车(混凝土罐车及土方运输车)一直在距东侧基坑边5m左右的路上行驶,直至基坑开挖前大型重车才得以禁行。所以大型重车产生附加荷载会对粉质粘土地层的内锚杆产生蠕变甚至失效。

3)坍塌部位为第一批施工锚杆,缺少地区施工经验,加之地层的原因施工时注浆量较少,拉拔力为80~160kN,仅达到设计要求的35%~70%。

4)东侧桩位线上有一塔吊基础(4~5根桩位),该基础造成东侧支护桩冠梁不连续,不能形成封闭,又由于施工期间为了抢工期将锚杆上调至冠梁处,减少了安全储备,取消腰梁的同时削弱了该侧支护桩的整体刚度。

5)塔吊基础埋置较浅,塔吊长臂作业时基础产生了晃动影响了基坑的稳定,同时经对塔吊基础的整体稳定性和抗倾覆验算,塔吊的抗倾覆稳定性系数为0.727小于1.2,不满足规范要求安全系数。

4.2.2 南侧变形原因分析

1)基坑支抗设计时,南侧三层地下室段边坡已开挖约6m高,放坡坡度为1:0.2,且未对边坡进行支护,当时可见坡顶地面有部分裂缝。

2)基坑支护设计时业主提供南侧(三层地下室)段距基坑侧3m三层建筑物为框架悬挑结构,故在设计时未考虑其附加荷载。但在该侧基坑支护桩变形加大时才发现其三层建筑物是在二层悬挑出来的,一层为浅基础,这样就增加该侧的地面附加荷载。

3)由于该侧支护桩离原建筑物较近,且原建筑物为三层地下室,这样造成该侧锚杆无法打设至设计长度,另外在施工时有部分放坡段锚杆由于工期要求紧而未施工。

4.2.3 北侧变形原因分析

1)在北侧塔吊西20m处(S₂₁点),由于热力管

线及上水管线漏水严重,使桩后地层进一步含水、软化,降低了土体的抗剪强度,土压力增加弯距加大,造成10月24日的日变形达 -234 mm ,累计变形 -260 mm 。后来业主在坡顶挖土卸荷,并在该段22根桩范围内浇注C25混凝土厚度 3.5 m ,使累计变形 -260 mm 时趋于稳定。

2)桩位线上有一塔吊基础(4~5根桩位),造成该侧支护桩冠梁断开不连续,不能形成封闭,又由于施工期间为了抢工期将锚杆上调至冠梁处,减少了安全储备,取消腰梁削弱了该侧支护桩的整体刚度。

3)二次加固锚杆施工时,施工单位未按设计标高进行施工,将锚杆的标高上提 1 m ,造成第二排锚杆受力增大,支护桩的受力条件与计算模型的条件发生变化,弯距增大,22根桩多处水平向产生裂缝,也是产生变形的原因之一。

5 结论

1)基坑工程是一项非常重要的岩土工程,一旦出现事故,造成的后果严重,不能为了迎合业主冒风险。

2)对缺少设计及施工经验的地区,应进行详细的调研工作,设计方案应通过当地主管部门组织的专家论证。

3)以粉质粘土地层为主的鞍山地区,粘聚力取值按勘察报告提供的三轴数值,并按 $45\%\sim 60\%$ 折减是可行的,但对于周边有上水管线及热力管网管渗漏现象时,同一场地不宜采用相同的岩土设计参数,粘聚力 c 值取 $20\sim 25\text{ kPa}$ 左右为宜。

4)基坑设计时应查明基坑周边是否有上水管线及其他管线的渗漏现象,渗漏处岩土设计参数应进行折减。

5)必须严格按设计施工,不宜轻易改变锚杆的位置、标高,当施工达不到设计技术要求时应及时与设计沟通,采取相应的措施。

6)坡顶地面附加荷载不应超过设计参数,当出现超标情况时,应书面通知业主危害性及出现的后果。

7)冠梁应尽量形成封闭,锚杆不要设计到冠梁上,以增大基坑的安全储备。

参 考 文 献

- [1] 张维正,侯永莉. 大连某基坑支护工程变形分析及加固措施[J]. 岩土工程技术,2002(2):115-118.
- [2] 黄强主编. 深基坑支护工程技术[M]. 北京:中国建材工业出版社,1995.
- [3] 黄熙龄主编. 高层建筑地下结构及基坑支护[M]. 北京:宇航出版社,1994.
- [4] 张仲先,等. 某22层建筑物桩基事故的处理[J]. 岩土工程技术,2000(4):238-241;246.
- [5] 方江华,等. 深基坑支护技术综述[J]. 西部探矿工程,2003(1):28-30.
- [6] 高大钊主编. 深基坑工程[M]. 北京:机械工业出版社,1999.
- [7] 李继业,等. 深基坑支护存在的问题与研究方向[J]. 建筑技术开发,2001(11).
- [8] 杨天鸿,等. 基坑开挖引起围岩变形破坏过程的数值模拟分析[J]. 岩土工程技术,2002(5):293-296.
- [9] 夏洪浪,等. 深基坑周围地表沉陷分析[J]. 西部探矿工程,2005(9):30-31.
- [10] 王典,等. 深基坑工程病害事故的应急处理[J]. 西部探矿工程 2005(1):13-14.

收稿日期:2005-11-16

(上接第50页)

4 结论

碎石桩复合地基目前大多对承载力进行设计,然后进行地震液化的判别。对承载力和抗震液化的优化设计目前尚处于研究阶段,要形成一套成熟的设计方法,还须进行大量的试验研究,积累大量的试验数据以供定量计算。

参 考 文 献

- [1] 黄春霞,张鸿儒,白顺果. 碎石桩复合地基抗液化设计方法的分析[J]. 岩土工程技术,2004,18(6):307-310.
- [2] 何广讷. 振冲碎石桩复合地基[M]. 北京:人民交通出版社,2001.

版社,2001.

- [3] Skempton A W. Standard penetration and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation [J]. Geotechnique, 1986, 36(3):425-447.
- [4] 王士杰,张吉占,杨路华. 标贯 N 值的归一化及相对密度的关系[J]. 工程勘察,1998(2):17-21.
- [5] 章连洋,等. 抗液化振冲挤密桩间距的实用计算[J]. 勘察科学技术,1993(1):16-20.
- [6] 柳岷羲彦,落河真,等. 瀨水水門置換砂の液化予測と対策[J]. 土と基礎,1975,23(6):11-16.

收稿日期:2005-10-18