

国营 524 厂金工车间单桩负摩擦力试验

张 广 林

(核工业第七研究设计院,北京 100000)

【摘要】由于西安为自重湿陷性黄土地区,以往很少采用打入桩。通过该项工程单桩负摩擦力试验来确定符合工程实际的单桩承载力,并为今后在该类地区积累必要的资料作了尝试。

【关键词】负摩擦力试验 湿陷性 中性点

【Abstract】Xi'an is located in The Collapsible Loess areas, driving-piles is seldom used before. Through this Test of Singal Pile negative friction, the test determined the single pile bearing and supply some date for the future Engineering practice of soft soil.

【key words】Negative friction test Collapsibility neutral point

0 前言

国营 524 厂东区重型金工车间建于西安市北郊,该车间为两跨 30m,长 150.1m,柱距为 12m,檐口标高为 26.9m,内设双层吊车的单层厂房,为甲类建筑物。

经勘察查明,该处为二级自重湿陷性黄土场地,且具高压缩性特性,而在地下水附近的饱和黄土则比较软弱,承载力低,加之又处于八度地震区,这给厂房基础设计带来一系列问题。开始曾对多种地基方案作了比较,如西安地区工业建筑所惯用的换土、重夯等处理措施,对该场地来说则很难满足重型金工厂房设计对地基强度和变形的要求,因此,最后确定采用钢筋混凝土打入桩方案。但在西安地区的地基很少采用打入桩,由于黄土的自重湿陷作用而施加于桩身的负摩擦力,对桩的承载力有很大影响,桩基设计中应该如何考虑这个问题,在当地是缺乏经验的,也是一个新课题。因此,有必要通过单桩负摩擦力试验来确定符合工程实际的单桩承载力,并为今后在自重湿陷性黄土地区的工业建筑设计积累必要的资料。

1 场地工程地质概况

本工程场地位于渭河南岸二级阶地前缘,地形平坦。据勘探揭露,构成场地的地层为第四系全新世 Q_4 冲积—洪积及冲积层。上部黄土状粉质粘土,厚度 17.0~19.0m,下部粉砂及细砂、中砂粗砂互层,在黄土与粉砂层过度处有一层黄土状粉土层,厚度约 0.5m~2.0m。地下水位在天然地面下 13.0m 左右,(标高在 379.0m 上下)。工程桩一般设置在粉砂或其下的细砂层中。

各层土的物理力学指标如表 1 所列,上部第一层黄土状粉质粘土(1-I)具有较强烈的湿陷性和高压缩性。为了查明湿陷性特性,勘察中除作室内土工分析外,并进行了两处野外试坑浸水试验。

表 2 综合 9 个探井资料计算结果,其分级湿陷时(Δ_s)为 20.0~31.8cm,计算自重湿陷量 Δ_{zs} 为 7.9~19.9cm(从地面标高 390.0m 算起)。

从平整后的场地土所作试坑浸水试验结果(表 3)来看, $\phi 10.0m$ 试坑的实测自重湿陷量(Δ_{zs})为 3.8cm, $\phi 12.0m$ 试坑的实测自重湿陷量(Δ_{zs})为 9.0cm。

作者简介:张广林,男,工程师。1977年毕业于上海同济大学。主要从事工程地质、岩土工程、水文地质专业。

表1 场地土的物理力学性质指标统计表(平均值)

层次	土的名称	天然含水量 w/%	天然重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩系数 $a_{1-2}/(MPa^{-1})$	压缩模量 E_s MPa	天然孔隙比 e	三轴剪		相对湿陷系数 δ_s	自重湿陷系数 δ_{zs}
											c kPa	$\varphi /(^{\circ})$		
1	黄土状粉质粘土 I	20.0	14.9	29.5	18.4	11.1	0.14	0.86	32.1	1.17	24	21.1	0.058	0.029
	II	29.5	18.5	30.8	18.4	12.4	0.90	0.23	98.9	0.90	28	19.0		
	III	25.8	19.7	30.1	17.9	12.3	0.64	0.25	60.1	0.73	24	25.9		
2	黄土状粉土	24.9	19.7	28.7	19.3	9.3	0.6	0.16	102.6	0.71				
颗 料 组 成														
		>1	1~0.5	0.5~0.25	0.25~0.1	0.1~0.05	0.05~0.01	0.01~0.005						<0.005
3	粉砂	0.3	0.6	21.0	53.0	15.7	6.9					1.0	1.5	
4	细砂	0.1	1.4	21.8	57.8	18.9								

表2 场地各取土探井湿陷性指标统计表

勘探点编号	天然地面标高 /m	设计地面标高 /m	湿陷性土厚度 /m	分级湿陷量 Δ_s/m	自重湿陷量 Δ_{zs}/m	说 明
24	391.92	390.00	8.5	20.0	19.9	1.表中湿陷性土层厚度及湿陷量计算均从设计地面标高算起。 2.表中 Δ_s, Δ_{zs} 的计算均按78年《湿陷性黄土地区建筑规范》进行, Δ_s 按基础埋深3.5m考虑。
25	391.88	390.00	8.5	29.2	14.8	
28	392.19	390.00	8.5	24.2	15.8	
29	391.74	390.00	8.5	30.4	18.3	
30	392.06	390.00	8.5	27.9	17.5	
32	390.44	390.00	8.5	31.8	7.9	
33	392.06	390.00	8.5	时的0	16.4	
34	390.75	390.00	8.5	28.9	11.2	
35	391.90	390.00	8.5	26.5	10.8	

表3 野外试坑浸水及室内试验自重湿陷量对比表

试验方法 自重湿陷量/cm	野外试坑浸水试验 Δ_{zs}	室内浸水压缩试验 Δ_{zs}					
		1-I	1-II	2	3	5-I	5-II
试验场地							
$\phi 10m$ 试坑地面标高 390.02m	3.8	8.1	13.3	14.2	16.4		
$\phi 12m$ 试坑地面标高 390.10m	9.0					14.0	16.4

附注:1. $\phi 10m$ 及 $\phi 12m$ 两试坑湿陷土层厚度为 8.5m。

- 2. 1-I 与 1-II 为同一探井在同一深度所取两份土样分析资料。
- 3. 1-I 与 5-I 为一机部勘察公司所作。
- 4. 1-II 与 5-II 为四机部勘察公司所作。
- 5. 其它均为 709 勘察队所作。

这里要说明的, $\phi 10.0m$ 试坑测得 Δ'_{zs} 值是偏小的, 除在试验过程中客观上造成一些影响外, 主要是试坑直径尺寸的大小起直接影响, 试坑直径小的, 其湿陷量就小, 试坑直径大的, 其湿陷量也就显著增大。综合以上室

内和野外试坑浸水试验的数据, 并考虑到该车间为甲类建筑物且具高、大、重的特点, 我们认为该处应判定为二级自重湿陷性黄土场地。对桩基来讲, 应考虑黄土自重湿陷所产生的负摩擦力作用的问题, 因此, 决定抽出一组

试桩,专门测单桩的负摩擦力,以便给桩基设计提供确切的数据。

2 负摩擦力试验

2.1 试验概况

负摩擦力试验的试桩布置在 $10\text{m} \times 11\text{m}$ 的长方形浸水试坑中心,试桩两侧各 2.25m 处为二根支撑桩,二支撑桩上架一根 5.0m 长的钢梁,钢梁中心放一个 100t 传感器,其上压有承力盒,承力盒四角穿有四根钢筋与试桩顶部钢板焊接组成承力架,这样即将试桩吊在钢梁上,并压在传感器上,传感器与应变仪接通,用应变仪测读负摩擦力值。传感器与应变仪预先进行标定。

浸水试坑深 0.5m,坑底铺的砾石,在试坑内设置 9 个湿陷观测试点,其中浅标点 6 个,深标点 -2.0m, -4.0m, -6.0m 各一个。

距试坑边 15.0m 处设置水准仪观测点,

水准仪架设在于地面的坑内,以便于观测标点为准。水准仪后面 15m 处设置两个水准点,作为校核水准测量用。另外水管端头安装水表,以记录耗水量。试验场地布置图及试验装置示意图见图 1、图 2。

试验设备安装完毕后,把电阻应变仪调试好。开始向试坑内放水,水头保持 30cm。试桩负摩擦力测定和浸水试坑湿陷变形测定是同时进行的,每天观测一次(每天的十点钟)记录应变仪的微应变值,同时用水准仪测量坑内标点下沉量,并记录水表耗水量。当试坑浸水湿陷稳定后即停止浸水,湿陷稳定标准为一周内标点下沉量不超过 5mm。停水后,继续观测了 19 天即终止试验。

2.2 试验成果整理与分析

2.2.1 试坑浸水及负摩擦力观测资料整理

从 79 年元月 11 日调试仪器,13 日开始

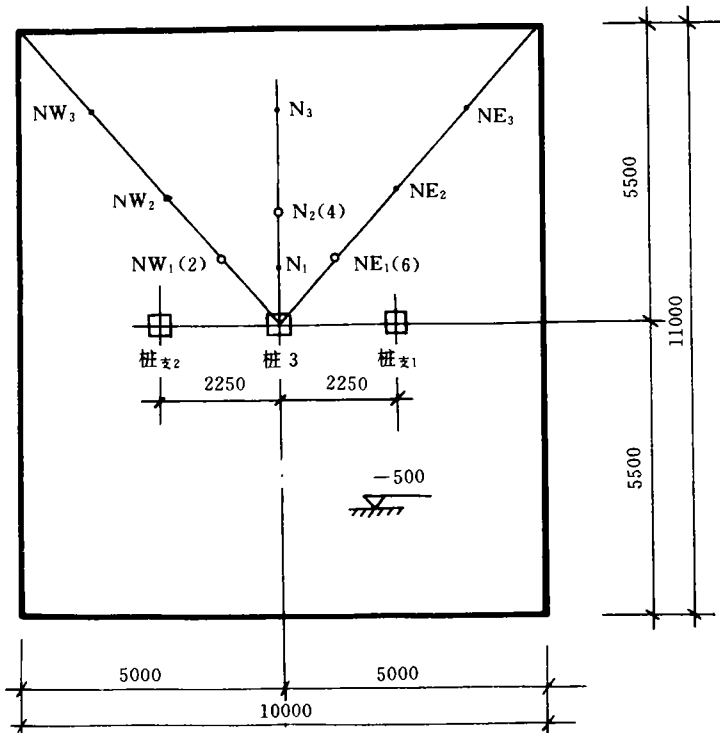


图 1 试验场地布置图

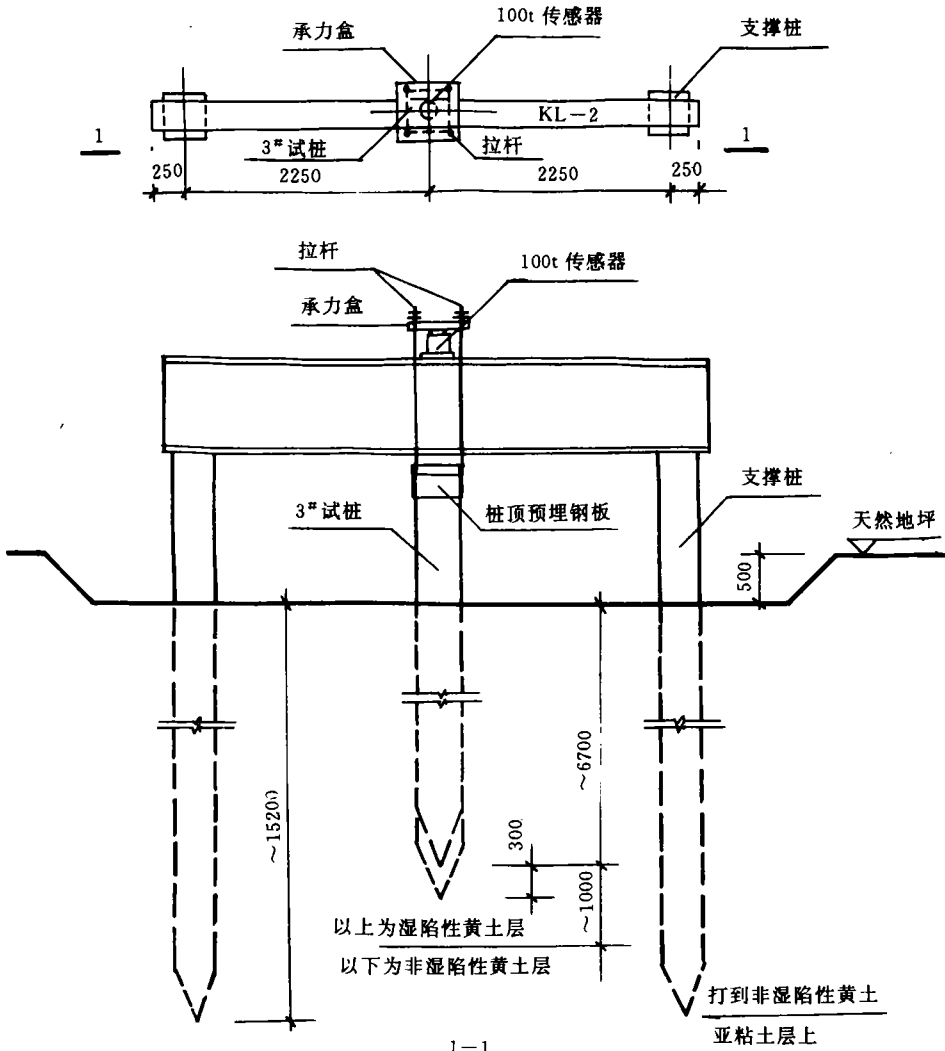


图2 试验装置示意图

浸水,3月8日终止观测,试验工作历时54d。

试坑浸水19d后,负摩擦力出现了第一次峰值11.5kPa,停水后第6d又出现了第二次峰值14.2/kPa,最终湿陷量为2.9cm。

试坑浸水25d后,坑围地面出现了环形裂缝,裂缝范围直径为24.0m,裂缝最大宽度为3mm,浸水35d,坑内各标点基本上达到稳定标准,当即停水,并继续观测了19d,试验全部结束。

试坑标点及试桩的湿陷量及应变值见表4。

在观测过程中,发现微应变值因气温变

化而发生波动,于是经过多次专门的连续观测,将记录的气温与微应变值加以统计整理,得出气温变化与微应变波动的关系曲线,从中找出变化规律为气温每升高1℃,则应变仪读数增高15个微应变,(30个微应变相当于荷载10kN)这是由于传感器受气温影响而产生的变形误差。因此,我们以浸水试验前调试应变仪时的气温-2℃作为基准温度,再按照每天观测时的实际气温将应变值进行温度修正。表5列出了代表性标点N₁的湿陷量与经过温度修正的应变值以及据此换算的负摩擦力值。

表 4 试坑标点,桩的湿陷量及应变值汇总表

时 间		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	应变值 /μs	水量 /t	水位 /cm
日 期	天数 /d	NE ₃ /mm	桩支 1 /mm	NE ₂ /mm	NE ₁ (6m) /mm	试桩 /mm	N ₁ /mm	N ₂ (4m) /mm	N ₃ /mm	NW ₁ (2m) /mm	桩支 2 /mm	NW ₂ mm	NW ₃ /mm			
1979.1.14	1													74	79	
15	2	1	1	0	1	1	2	2	1	1	2	1	0	100	128	15
16	3	1	0	1	1	0	1	0	0	1	0	1	1		130	5
17	4	0	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	155	117	28
18	5	1	+1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	180	171	10
19	6	0	0	1	1	0	1	1	0	1	0	0	0	175	158	15
20	7	1	0	1	0	0	1	1	1	1	0	1	1	230	175	15
21	8	1	0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	230	155	10
22	9	1	0	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	280	175	50
23	10	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0	1	0	320	179	30
24	11	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	345	181	50
25	12	0	0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	420	207	30
26	13	1	0	0	0	0	0	0	0	0	+1	0	+1	380	188	30
27	14	0	+1	1	0	0	1	1	1	1	0	1	1	410	172	30
28	15	1	0	1	1	0	1	1	1	1	0	1	1	390	221	10
29	16	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	380	106	20
30	17	0	0	1	0	0	1	0	1	1	0	1	0	350	185	30
31	18	1	0	1	1	0	1	1	0	1	0	1	1	427	205	35
2.1	19	1	1	1	1	1	2	2	2	1	1	1	2	400	200	25
2	20	1	0	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	417	197	30
3	21	0	0	1	0	0	1	1	0	1	0	1	0	435	208	40
4	22	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	1	395	231	40
5	23	1	0	1	1	0	1	0	1	1	0	0	0	410	229	35
6	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	229	30	
7	25	0	+1	1	0	+1	1	1	1	1	+1	0	1	410	180	45
8	26	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	410	205	35
9	27	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	437	216	30
10	28	0	+1	1	0	0	1	1	0	1	+1	0	0	450	212	48
11	29	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	420	217	48
12	30	1	0	1	1	0	0	1	1	1	0	1	1	430	216	50
13	31	2	1	2	1	1	3	3	3	2	1	1	1	229	50	
14	32	1	0	0	1	0	0	0	0	0	+1	1	1	440	159	52
15	33	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	450	187	50
16	34	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	1	1	485	183	40
17	35	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	440	190	30
18	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	413	33	
19	37	2	0	1	1	1	1	1	2	3	0	1	1	435		
20	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
21	39	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	547		
22	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	500		
23	41	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	540		
24	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	500		
25	43	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	525		
26	44															
27	45															
28	46													425		
3.1	47													430		
2	48													435		
3	49													435		
4	50															
5	51															
6	52															
7	53													515		
8	54													495		
累 计		27	4	28	15	7	29	28	26	27	3	22	19			

* 试桩长 8m,实际埋入自重湿陷性黄土长 6.7m。

** 支撑桩长 16.5m,打入土层 15.2m,进入非湿陷性土层 7.5m。

附注:1.表中的微应变值未进行修正。

2.表中湿陷量为“+”值者,系支撑桩和试桩回弹所造成,NW₃标点可能因测量误差所造成。

表5 代表性标点 N_1 湿陷量与负摩擦力值汇总表

时间 /d	标点 N_1 /mm	负 摩 擦 力 值		
		μE	t	t/m^2
1	0	11	0.37	0.04
2	2	28	0.93	0.10
3	3			
4	3	53	1.77	0.18
5	3	92	3.07	0.31
6	4	139	4.63	0.47
7	5	92	3.07	0.31
8	6	142	4.73	0.48
9	7	187	6.23	0.64
10	8	236	7.87	0.81
11	9	243	8.10	0.83
12	10	270	9.00	0.92
13	10	222	7.40	0.76
14	11	314	10.47	1.07
15	12	235	7.83	0.80
16	12	245	8.17	0.84
17	13	274	9.13	0.94
18	14	317	10.57	1.08
19	16	337	11.23	1.15
20	16	335	11.17	1.14
21	17	296	9.87	1.01
22	17	294	9.80	1.00
23	18	318	10.60	1.08
24	18			
25	19	282	9.40	0.96
26	20	266	8.87	0.91
27	20	290	9.67	0.99
28	21	297	9.90	1.01
29	22	283	9.43	0.96
30	22	325	10.83	1.11
31	25			
32	25	269	8.97	0.92
33	26	355	11.83	1.21
34	26	280	9.33	0.96
35	27	315	10.50	1.07
36	27	285	9.50	0.97
37	28	277	9.23	0.95
38	28			
39	29	277	9.23	0.95
40	29	375	12.5	1.28
41	29	418	13.93	1.42
42	29	344	11.47	1.18
43	29	375	12.50	1.28
44	29			
45	29			
46	29	290	9.67	0.99
47	29	308	10.27	1.05
48	29	264	8.80	0.90
49	29	313	10.43	1.06
50	29			
51	29			
52	29			
53	29	285	9.5	0.97
54	29	265	8.83	0.90

注:表中的微应变值已进行了修正。

2.2.2 试验成果分析

从试验成果来看,浸水初期,随着湿陷量的增加,负摩擦力也逐步增大,当浸水后第19d,标点 N_1 T 和 E_1 湿陷量分别达到1.6cm和0.9cm时,负摩擦力出现了第一次峰值11.5kN/m²,此后虽然湿陷量仍按一定的速率增加,但负摩擦力不再增大,并逐渐趋向一个定值(10kN/m²左右),至浸水35d湿陷达到稳定,湿陷量基本上不再增加。但停水后第二天,所有标点又重新发生下沉,至停水后第六天,出现了负摩擦力的第二次峰值14.2kN/m²,同时部分浅标点有1mm的下沉量,此后负摩擦力又复减低,再次稳定在10kN/m²左右的定值上。上述过程说明了几个特点:

(1)第一次峰值是在整个自重湿陷性黄土层被水浸湿,并产生一定的湿陷量(0.9~1.6cm)时出现的。

(2)第二次峰值发生在停水以后的第六天,出现这一现象的原因是试坑内水位的下降,上部土体孔隙水压力减小,而有效压力的相应增加,同时土体失水发生固结压密,以致发生新的下沉而造成负摩擦力的增大。

(3)该处自重湿陷性黄土的湿陷敏感性差,其浸水湿陷速率缓慢。在出现第一次峰值的这一天,所有的浅标点及埋深-2m、-4m、-6m的深标点,均发生了1~2mm的湿陷下沉,这说明负摩擦力的第一次骤然增大是在试桩长度内的土体与桩身产生整体相对位移所造成的。至于表4中的第31d,各个标点也发生了较大湿陷性(1~3mm),但由于停电未能测得负摩擦力值,故无法作出判断。

(4)停水后第二天所有标点发生较大的固结下沉(1~3mm),而负摩擦力峰值并不是出现在这一天,它是停水后第六天才产生的,而这一天仅有部分浅标点发生1mm的下沉,这表明土体的固结下沉量骤增与负摩擦力的升高不是发生在同一时间,它与第一

次峰值出现情况似乎有不同之处。

2.2.3 负摩擦力的确定

试验结果表明,桩的负摩擦力是在黄土浸水自重湿陷作用下产生的。如上所述,整个试验过程出现了两次峰值,可以认为第一次峰值出现于尚未达到充分湿陷的过程中,第二次峰值则出现在土层充分湿陷后的失水固结阶段。从兰州钢厂所做的试验结果对照来看,他们所测得的负摩擦力峰值 30kN/m^2 ,相当于我们的第一次峰值,但他们没有提到第二次峰值问题。我们认为尽管第二次峰值产生的机理尚缺少足够的直观资料分析,但它是客观存在的,发生在地基湿陷的后期,也必然有着土体失水固结下沉的过程,由此可见,在实际工程中不可能排斥第二次峰值出现的可能性。因此,本场地湿陷性黄土的负摩擦力值宜采用第二次峰值 14kN/m^2 。

2.2.4 桩身负摩擦力计算深度的判定

通常认为:桩身负摩擦力计算深度应计算至“中性点”深度。所谓“中性点”是指桩的下沉量与土体下沉量相等的那个点,该处桩身摩擦力等于零。也就是“中性点”以上土体的下沉量大于桩的下沉量,摩擦力为负值;“中性点”以下土体的下沉量小于桩的下沉量,摩擦力为正值。由此提出将“中性点”以上整个产生负摩擦力的桩长作为计算深度范围。

如前所述,本场地自重湿陷性黄土厚度约 8.5m 左右,本次试验坑中各标点的最终下沉量从表 4 可见:深度 6.0m (标点 NE_1) 为 1.5cm ;深度 4.0m (标点 N_2) 为 2.8cm ;深度 2.0m (标点 NW_1) 为 2.7cm ;另外从附近 $\phi 12.0\text{m}$ 试坑浸水资料来看,各深标点最终下沉量:深度 8.0m 为 0.2cm ;深度 6.0m 为 2.9cm ;深度 4.0m 为 8.3cm ;深度 2.0m 为 8.8cm ;以上各标点的下沉量均说明试桩桩身摩擦力均为负值,因此,负摩擦力计算深度应取决于自重湿陷性土层中桩的全长度。

2.3 自重湿陷性黄土中桩基负摩擦力问题

的探讨

(1)本次试桩试坑浸水试验的最大湿陷量为 2.9cm ,如按《黄土规范》(TJ25—78)[15]规定评价黄土的自重与非自重的界限值 7.0cm 来衡量,此坑应属非自重湿陷性黄土,可以不考虑负摩擦力的计算,但试验结果打入桩却产生了超过 10kN/m^2 的负摩擦力值,该情况说明西安地区黄土当实测自重湿陷量小于 7.0cm 时,对桩基仍可能产生一定的负摩擦力作用。

(2)对于具有高压缩性的湿陷性黄土,在浸水情况下,产生作用于桩基的负摩擦力,其主要起因固然在于黄土的自重湿陷作用,但当饱和土体失水的初始阶段,可能因土体固结下沉而产生新的负摩擦力,甚至它比湿陷变形的负摩擦力值还大。

(3)该试验场地黄土层,具有一定的湿陷起始压力(一般为 $0.6\sim 0.8\text{kg/cm}^2$)实地浸水造成湿陷变形的土层位于 3m 以下深度,即该类黄土至少在 3m 高的饱和土体压力下才产生湿陷性变形,同时实测总湿陷量的 80% 以上发生在地面下 $4.5\sim 8.5\text{m}$ 深度内。由此可见,该黄土层中产生湿陷变形的厚度并不大,其所以实测自重湿陷量比兰州地区为小的原因就在于此。上述情况说明,由于黄土的性质不同,该场地负摩擦力值比起兰州地区要小得多。至于黄土层的实测自重湿陷量与负摩擦力值之间究竟有何关系,这是需要进一步研究探索的课题。此外,黄土的湿陷速率与负摩擦力的关系,也需要更多地通过试验予以研究。

2.4 负摩擦力试验的几点体会

(1)本次试验所作的负摩擦力随时间变化的曲线,线形起伏波动较大,可能受着多种因素的影响,但主要是支撑桩的下沉,气温变化,传感器和微应变测力装置灵敏度高所引起的。总的来说,修正后的曲线还是比较规律,符合试验实际情况的。

(下转第 64 页)

要求较为严格,检测时可按下述方法进行:

(1)先在建筑区四周向上畅通的部位埋设几个(不少于3个)稳固的场地水准点,作为高程传递的起始点。通过精密水准测量测定它们的高程值,并经常复测,掌握其沉降变化情况。

(2)在每层楼板相应位置上设置固定点(不少于3个),分别从下层几个固定点用经过鉴定的钢钢尺和精密水准仪向上层固定点传递高程(一般观测3次)。各固定点的多次高程传递值控制在 $\pm 2\text{mm}$ 的误差范围内,取平均值作为其高程。

(3)按照设计方或有关单位要求,由施工单位在每层楼面上建立格网(一般为 $45\text{cm} \times 45\text{cm}$)。以该层上的固定点作为场地水准点,用精密水准仪检测所有格网点的高程,从而统计整个楼的固定点作为场地水准点,用精密水准仪检测所有格网点的高程,从而统计整个楼板高程,达到控制每层楼的楼板平整度的目的。

(4)根据《钢筋混凝土高层建筑结构设计及施工规程》(JGJ3—91),允许层间高程偏差不大于 3mm ,全高(用 H 表示)高程偏差不应超过 $3H/10000$,并符合以下条件:

$30\text{m} < H \leq 60\text{m}$ 允许偏差 $\pm 10\text{mm}$

$60\text{m} < H \leq 90\text{m}$ 允许偏差 $\pm 12\text{mm}$

$H > 90\text{m}$ 允许偏差 $\pm 20\text{mm}$

(5)实际工作中,上海港陆大厦的实测精度为 $\pm 12\text{mm}$ 、上海巨金大厦的实测精度为 $\pm 11\text{mm}$,实测的精度证明是能达到“规范”精度的要求。

1.3 每层楼的垂直度检测

随着施工高度的增加,楼层会产生倾斜。为了有效地控制倾斜,必须进行每层楼的垂直度检测。

(1)利用每层已定出的主控点,对该层设计轴线四周上的明显特征点施测细部坐标(如立柱中心等)。

(2)把每一层的这些对应点的坐标相互进行比较,就可以得出层间相互竖向偏差值和相对偏差曲线。

(3)把每一层的这些点同底层的对应点的坐标相互进行比较,就可以得出全部竖向偏差值。

(4)根据《钢筋混凝土高层建筑结构设计及施工规程》(JGJ3—91),每层竖向允许偏差应不大于 3mm 。当全高 $H \leq 90\text{m}$ 时,竖向允许偏差值不大于 $\pm 15\text{mm}$,即满足总偏差 $3H/10000$ 的规范要求。

(5)实际工作中,上海港陆大厦的每层间的平均实测偏差精度为 $\pm 1.8\text{mm}$,全高偏差平均为 14mm ;上海巨金大厦的每层间的平均实测偏差精度为 2.1mm ,全高偏差平均为 14mm 。实测的精度证明是能达到《规范》精度的要求。

2 结束语

上部结构施工周期一般要求比较紧,采用简易实用的方法是很必要的。本文提出的检测方法,经实践应用效果较好,但对于不同环境和条件下的施工,需进一步探讨测量方法。

收稿日期:1997-04-21

(上接第47页)

(2)支撑桩原则上是不允许下沉的,本次试验利用已有的试桩及工程桩,长度稍短,不能直接打到砂层上,而落于上面的黄土状粉质粘土层上,以致发生了支撑桩有微量 $3\text{mm} \sim 4\text{mm}$ 的下沉,影响测试结果,测得的负摩阻力值是偏小的。以后支撑桩应在密实的砂

层或砾石层上,避免下沉,保证测试效果。

(3)此次负摩擦力试验采用试桩悬挂法及传感器,应变仪装置测定,我们认为是可行的,但经过二次拔桩,可能对测试结果有一定的影响。

收稿日期:1996-05-06