富祥中心基坑围护工程实录

黄集生　　黄建南
（厦门市建筑科学研究所，361004）

提 要　本文介绍了厦门富祥中心基坑围护的方案选择和设计、施工及监测经验，并分析了水泥土与钢筋混凝土桩复合支护结构的变形特点。

一　工程概况

该大厦位于厦门市禾祥西路与厦禾路之间，西临湖滨西路；工程桩采用人工挖孔灌注桩。其基坑开挖深度为原地面下 8.20m。场地与周边关系为：该场地西侧红线紧邻湖滨西路人行道，围墙、广告牌侵入红线内 0.25m~1.5m，距基坑边线只 2.70m~3.2m；南侧为小学路；东侧约 20m 原为 4 层住宅楼(天然地基，条基，已向北倾斜 40cm)。北侧东段与鸿升大厦(已建成)相接(地下室相通),北侧西段空旷。见图 1。

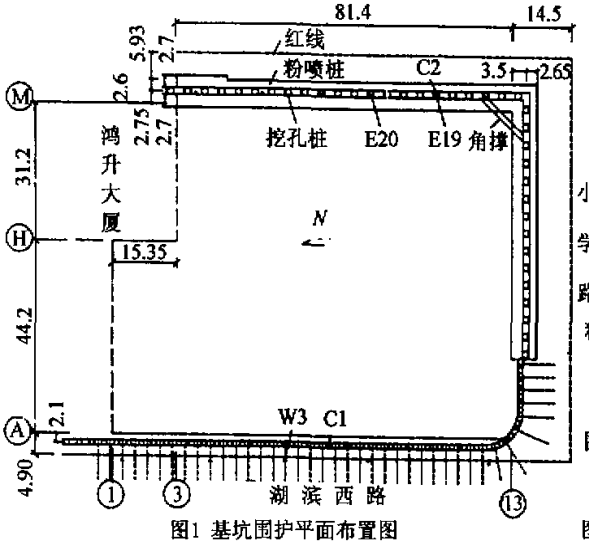


图1 基坑围护平面布置图

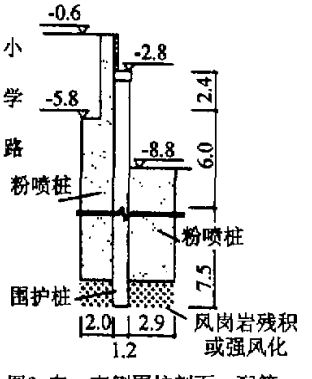


图2 东、南侧围护剖面、配筋

该场地属海相沉积地貌单元，地势平坦；其地层自上而下分布有：

1.人工填土：主要由中粗砂、粘性土构成，含砖瓦、条石等，松散，厚 2.28m~6.50m;

2.淤泥：软塑，局部夹有薄层细砂，厚 3.54~17.24m，西北侧最薄，东、南侧较厚。

3.中粗砂：稍密-中密，透镜体分布，最厚 2.97m，南侧缺失，其它侧局部发育。

4.粉质粘土：仅南侧局部发育，最厚 2.15m。

5.残积粉质粘土：可-硬塑,石英中粗砂含量约占 20%，南面较薄，约 1.3m，由东南角向西北角逐渐变厚，最厚达 17m；遇水易软化。

6.强风化花岗岩：南侧薄约 0.35m，顶面埋深约 15m；北侧较厚约 18m；

7.中风化花岗岩：南侧与东侧顶面埋深较浅，不超过 20m，南侧顶面埋深最浅，约 15.3m。

该场地地下水位埋深约 1.3~2.8m。

表 1 岩土层物理力学性能指标表

指标 / 土层	容重 (kN/m³)	孔隙比	压缩模量 (MPa)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (度)	标贯 $N_{63.5}$ (击)	承载力标准值 (kPa)	渗透系数 抽水试验 (m/d)	渗透系数 室内 (cm/s)
淤 泥	16.4	1.638	1.5	10.7	3.1	2.1		6.28×10^{-2}	2.58×10^{-5}
中粗砂						9.0			
粉质粘土	20.4	0.715	4.0	29	9	6.4			
残积粘土	19.8	0.699	8.0	30	24	23.6		综合值 9.2	
强风化岩			12				500		
中风化岩							2000		

二 围护设计

1. 方案选择

本围护工程于 1993 年由施工单位设计，其方案为：东侧、南侧及西侧都采用桩墙复合重力式悬臂围护结构，见图 1，并先做东侧和南侧的粉喷桩,但挖孔排桩成孔后因故停工；1997 年 9 月，建设单位委托本单位重新设计，经研究认为：

(1)该基坑除北侧外其它侧可用场地窄小，不宜放坡，须用排桩围护；

(2)因场地东侧和南侧的中、微风化岩埋深较浅，粉喷桩已做好和排桩挖孔也已穿过淤泥层，故按桩墙复合重力式悬臂围护结构进行配筋和桩长验算及修改。

(3)西侧基岩埋藏较深，采用桩锚结构围护，变形较小，也较经济。

(4)人工挖孔降水引起的沉降不容忽视；采用分层总和法和太沙基一维固结理论并结合厦门本地实际经验预估得沉降量为 3.6cm;故决定西侧也采用人工挖孔施工工艺。

2. 基坑围护计算与验算

(1)计算参数选取

a.岩土层计算指标按表 1 选用，杂填土层及中粗砂层按经验取值为：

$\gamma_{杂}$=18kN/m3　$c_{杂}$=15kPa　$\varphi_{杂}$=200　$\gamma_{砂}$=18.5kN/m3　$c_{砂}$=0kPa　$\varphi_{砂}$=300

b.四周外载取值为：q=10kPa

b.四周外载取值为：q=10kPa

(2)东侧及南侧桩墙复合重力式悬臂支护计算

土压力计算采用朗肯土压力理论的三角分布型式。

a.采用悬臂法计算验算

把桩墙复合结构中的粉喷桩看作对被动区和主动区土层进行加固，施打粉喷桩的主要目的是加固淤泥层；被动区和主动区的淤泥层经粉喷桩加固后，淤泥层的力学性质得到显著提高；根据福建省建筑科学研究院的科研成果，加固后水泥土的 c、φ值为：

$$C_{加}=Cc\times\alpha+C_{淤}\times(1-\alpha)$$

其中，$C_{加}$为加固后粘聚力，Cc 取 100kPa，α为加固置换率 $C_{淤}$为加固前粘聚力 $\varphi_{加}=\varphi_{淤}$ 其中，$\varphi_{加}$为加固后内摩察角，$\varphi_{淤}$为加固前内摩察角

用上述的加固后指标计算土压力，根据极限平衡法验算桩长；

b.采用重力式挡墙法计算验算

把桩墙复合结构看作重力式挡墙，用加固前指标计算土压力，进行该挡墙抗滑移计算验算和整体抗倾覆验算；

通过计算比较，前种方法的结果偏保守；后种方法较经济；故采用后种方法计算。

(3)西侧桩锚支护体系采用“m”法计算，并根据本地经验取被动侧弯矩折减系数为 0.8；

(4)北侧放坡采用简单条分法计算，其安全系数取 1.30；

3. 设计结果

(1)东侧及南侧桩墙复合结构，如图 1 所示；粉喷桩加固宽度为：被动区 2.7m，主动区 1.9 或 2.7m，它们之间为人工挖孔灌注排桩(详见图 1 和图 2)；挖孔桩进入基坑底面以下 10.5m，桩间距 2.0m，桩径为 1.2 及 1.3m，采用不均匀配筋，见图 2。

(2)西侧桩锚结构：人工挖孔灌注排桩桩径 1m，桩间距 1.5m，进入基坑底面以下 9m；临坑侧 12 Φ25，另一侧筋 6 Φ25；在桩顶圈梁下设斜向拉锚，其主要设计参数为：水平夹角 300，自由段长 9m，锚固段长 23m，锚筋为 4 ϕj15*钢铰线（强度标准值为 1570MPa）；采用二次注浆施工工艺，注浆材料为水灰比 0.5 的水泥浆，第二次注浆压力大于 2.5MPa，轴向抗拔力设计值为 510kN，锁定张拉力为 300kN；桩间采用单重管 ϕ500 旋喷桩止水，长 16m。

(3)北侧 1∶3 放坡

三　施工与监测

1.该工程 1994 年底开始东、南侧粉喷桩施工；至 1997 年 9 月，其人工挖孔桩方穿过淤泥层；

2.粉喷桩的质量是否达到设计要求是方案能否成功的关键；3 个钻孔取芯检测结果表明粉喷桩的抗压强度达到了设计要求；随即进行东、南及西侧的人工挖孔施工。该两侧的基岩埋深较浅，大部份围护桩须嵌入中风化岩；由于东侧危房距离不远，对爆破震动较为敏感，为了避免发生意外，采用施打桩底岩石锚杆，取消爆破；岩石锚杆与基岩间的胶结物为高强度微膨胀的水泥砂浆，锚筋布置同桩身配筋，入岩 1.5m；

围护桩人工挖孔于 1999 年 5 月施工完毕，如图 4 所示，其周边沉降量约 1.6cm，在 5

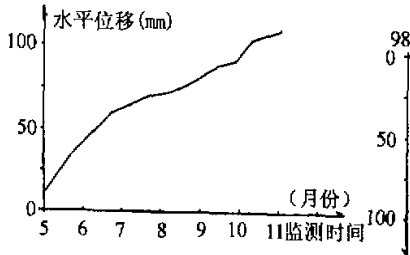


图5 富祥东侧E20测点水平位移与时间关系

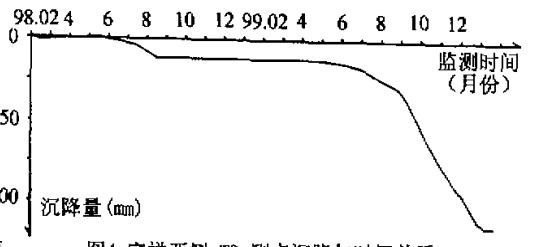


图4 富祥西侧 W3 测点沉降与时间关系

月至 8 月间的基坑土方开挖过程中，其周边的沉降量最大增加了 2cm，与预估值相近；而后工程桩人工挖孔施工，使其最大沉降量增至 10.4cm。因其桩长较长，降水深度大，且工期长，所以产生的沉降大。

从图 3 可知，桩身挠度小，说明桩身强度是足够的；西侧桩锚的水平位移小于 2cm，说明桩顶设斜向拉锚，能有效限制桩顶变位；从图 3 和图 5 可看出，东侧桩顶的水平位移较大，8 月底基坑开挖结束时已达 8cm，为防止围护结构失稳按设计时考虑的预防措施，在该侧桩后卸土 2m，并在桩间施打数排泄水孔，以降低桩后水压力；采取了上述措施后，其位移仍继续缓慢发展，至 11 月底达 11cm；从图 3 可知，除桩顶向基坑位移外，桩底也有一定变位；在 10 月 9 日厦门 50 年来特大风暴潮的袭击下，支护系统安然无恙;由此得知，该侧桩顶位移的缓慢增加是被动区淤泥蠕变引起的；北侧土方最后开挖，至开挖时，北侧空地仅有 14m，无法按 1∶3 放坡，考虑到经围护桩人工挖孔和基坑开挖降水后，对淤泥层的力学性能有一定提高，勘察报告市 1993 年做的，5 年的自重固结使淤泥的力学性能也有一些提高，故按 1∶1 放坡，在坡趾施打一排 ϕ100@500 木桩，木桩长 1.5m。基坑开挖后，该侧边坡稳定。说明长时间降水对提高淤泥层的力学性能是有用的。

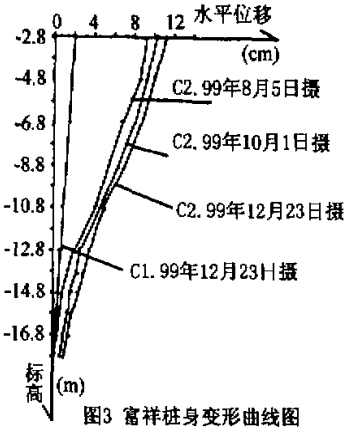


图3 富祥桩身变形曲线图

四 体 会

(1)淤泥的蠕变特性对重力式围护结构的变位影响很大，设计时应加以注意；

(2)施工降水可提高土层的力学性能，特别是淤泥；

(3)浅层降水引起的沉降量不大。深层降水产生的地面沉降较大。