

# 深圳市某 32 层高层建筑采用天然地基的探讨

尹红<sup>1</sup> 张旷成<sup>2</sup>

(深圳市勘察测绘院,深圳 518028) (清华大学建筑设计院深圳分院,深圳 518028)

吕永清<sup>3</sup>

**【摘要】** 深圳地区的高层建筑绝大部分采用桩基础,但深圳市区内很大部份均分布花岗岩残积土,它是一种承载力高、压缩性低、工程性质很好、值得加以利用的特殊性地基土。通过一栋 32 层的高层建筑,以花岗岩残积土作为基础持力层,从承载力、平均沉降量和整体倾斜等诸方面进行分析、论证,采用天然地基是可行的。

**【关键词】** 高层建筑;天然地基;花岗岩残积土;可行性

**【中图分类号】** TU 471; TU 97

## Discussion on A Building of 32 Layers Based on Natural Ground in Shenzhen

**【Abstract】** From the aspects of bearing capacity, averaged settlement and integral decline, analyzing a building of 32 layers based on residual soil of granite, proving the feasibility of natural ground. The result is good reference of the similar engineering.

**【Key Words】** high rise building; natural ground; residual soil of granite; feasibility

### 0 引言

到 2000 年为止,深圳已有高层建筑 1 100 多栋(含在建工程),绝大部分是采用桩基础,采用天然地基者甚少。1982-1987 年,黄志<sup>①</sup>等人对深圳地区花岗岩残积土进行了研究,研究表明,这种土的工程性质良好,承载力高(可达 200~300 kPa)、压缩性低(变形模量  $E_0$  可达 20~60 MPa),并得到了变形模量  $E_0$  与标贯试验  $N$  值简单、适用的经验关系,即  $E_0 = 2.2 N \text{ MPa}$  ( $4 < N < 30$ )。在深圳特区开创了以花岗岩残积土作为持力层,建成了第一栋采用天然地基的 13 层高层建筑(上海宾馆),以后又在白沙岭建成了 18 层的高层建筑——长城大厦。这些建筑建成至今,使用情况良好。自上世纪 90 年代后很少有人去继续研究,使高层建筑采用天然地基者仍然停留在 20 层以下。本文拟对上海宾馆南面的一栋 32 层高层

建筑采用天然地基的可行性进行探讨。

### 1 工程概况及场地工程地质条件

#### 1.1 工程概况

某高层建筑为一幢商住楼,高 32 层,建筑高度近 100 m。裙房 5 层,地下室 3 层(车库和人防地下室),基础埋深约 13 m。高层建筑采用框支剪力墙结构,裙房采用框剪结构。

#### 1.2 场地工程地质条件

场地所处原始地貌单元属剥蚀一级台地(原始地面标高 8~15 m),现经人工挖填整平,地面标高为 9.24~9.67 m。按设计院提供的勘察要求,沿建筑物周边线及中心点共布置钻孔 21 个(见图 1)。

①人工填土( $Q_{pl}^{\text{m}}$ ):土黄、褐黄、褐红色,由粘性土混少量碎(块)石组成。新近堆填,仅有一个钻孔见及,层厚 1.0 m。

②第四系坡~残积粘土( $Q_3^{\text{pl+cl}}$ ):褐黄、褐

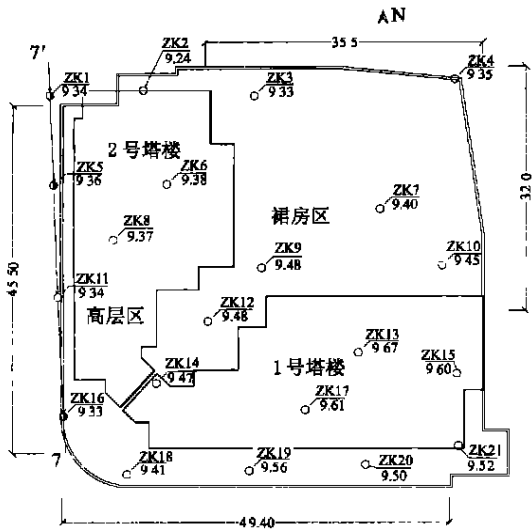


图1 钻孔和基础平面布置略图

红色,具网纹状结构,偶含氧化铁结核,含石英砾25%~30%,湿~稍湿,可塑~硬塑。属中等压缩性土,为残积层的硬壳、承载力较高。场地内大部分见及此层,层厚1.5~7.0m。

③第四系残积砾质粘土( $Q_4^d$ ):褐黄、褐红、紫红色,由中粗粒花岗岩风化残积而成,长石、云母风化土状,含石英砾20%~35%(局部达40%),湿,呈硬塑状。属中等压缩性土,厚度较大,分布广泛,承载力较高,工程地质条件较好,为良好的天然地基持力层。该层在场内均有分布,层厚12.3~26.5m。

④燕山期侵入岩( $\gamma_5^3$ ):场地内的基岩是燕

山期侵入岩体,岩体为中粗粒花岗岩,花岗结构,块状构造,主要矿物成分为:长石、石英、云母及角闪石、辉石等。按其风化程度不同,可划分为全、强(上、下部)、中等、微风化五个亚层(带)。

1)全风化中粗粒花岗岩:褐黄、褐红、肉红色,斜长石均已风化成土状,岩芯呈土柱状。层顶面起伏较大,一般层厚3.7~14.2m,层顶面标高为-5.74~-18.17m。

2)强风化(上部)中粗粒花岗岩:褐红、紫红色,裂隙极发育,钾长石晶形尚完整,手捏具砂感,岩芯呈土柱状。具较高强度、层面起伏较小、厚度较大、埋藏较深等特点。层厚8.0~21.2m,层顶面标高-17.02~-23.47m。

3)强风化(下部)中粗粒花岗岩:褐红、肉红色,裂隙极发育。岩芯呈土夹少许碎块状,碎块用手可折断。具高强度、厚度大、埋藏较深的特点。此层厚度为10.2~30.2m,层顶面标高为-28.89~-40.75m。岩面起伏差11.86m。

4)中等风化、微风化中粗粒花岗岩:肉红、暗紫红色,局部裂隙较发育,偶见裂面呈褐黄色,具绿泥石化现象。岩芯新鲜坚硬、完整,大多呈柱状、短柱状,少量碎块状。具强度高~很高,顶面起伏较大、且埋藏太深等特点。层顶面标高在-34.59~-62.98m之间起伏。岩面起伏高达28.39m(见图2)。

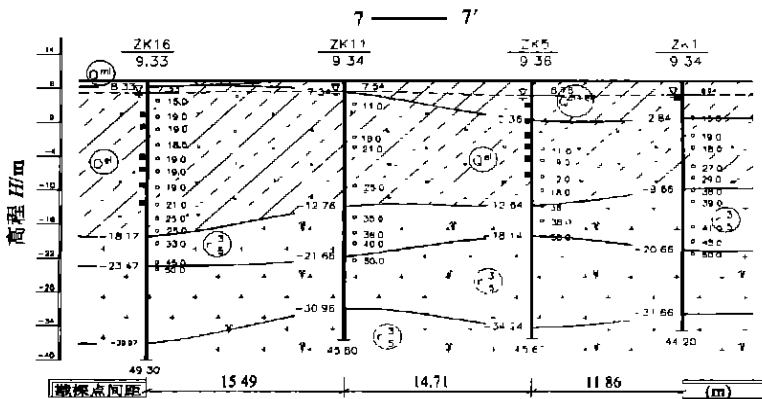


图2 工程地质剖面图

勘察期间,各钻孔均遇地下水,赋存于第四系粘性土层中,属孔隙潜水类型,基岩中尚有裂隙水。地下水主要靠大气降水补给,测得稳定水位埋深为1.8~4.1 m,标高为5.38~7.54 m。根据钻孔1和21所取地下水试样进

行的水质分析结果,按《岩土工程勘察规范(GB50021-2001)》标准判定,场地地下水对混凝土结构及钢筋均不具腐蚀性。

据室内土工试验及现场标贯试验结果,场地各地层的物理力学性质指标见表1。

表1 各地层主要岩土工程特性指标

地层名称及时代	层厚 h/m	天然含水量 w/%	天然重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	孔隙比 e	液性指数 $I_L$	压缩模量 $E_s/\text{MPa}$	内聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$	标贯试验击数 $N_{63.5}$	承载力标准值 $f_k/\text{kPa}$
$Q_4^{al}$ 粘土	1.5~7.0	38.5	17.8	1.116	0.33	5.0	39.0	17.9		180
$Q_2^l$ 砾质粘土	12.3~26.5	28.0	18.2	0.911	0.04	5.5	25.0	25.4	20	250
$\gamma_5^3$ 全风化花岗岩	3.7~14.2	22.3	19.1	0.747	<0	8.0	24.0	25.1	36	400

## 2 采用天然地基可行性分析

### 2.1 承载力分析

本32层高层建筑,±0.00相当于绝对标高11.20 m,室外地面绝对标高约为9.0 m。三层地下室从室外地面算起基础埋深为12.30 m,基底绝对标高-3.3 m。高层建筑与裙房分为二部分考虑。设计院采用计算程序TBSA5.0(中国建研院编制)计算后提供的荷载资料为:主楼部分上部传于基础的荷载(包括地震及风载之组合)为812 313 kN,基础底面积约1 800  $\text{m}^2$ ,筏板由周边外扩1.5 m,外扩后的基础底面积为2 080  $\text{m}^2$ ,筏板的厚度为2.0 m,基础自重为2 080×2×25=104 000 kN。裙房部分上部传于基础的荷载为90 500 kN,筏板厚度为1.0 m。据勘察报告,第四系残积砾质粘土层标高为2.36~9.41 m,故厚筏基础底板全部置于该残积土层上,地基计算简图见图3。

基础底面平均压力设计值  $p=(812\ 313+104\ 000)/2\ 080=440.5\approx 440\ \text{kPa}$ ,持力层残积砾质粘土承载力标准值  $f_k=250\ \text{kPa}$ 。按《深圳地区建筑地基基础设计试行规程》(SJG1-88),地基持力层设计值

$$f=f_k+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_0(d-0.5) \quad (1)$$

式中:承载力修正系数取  $\eta_b=1.2$ ,  $\eta_d=2.0$ ,则  $f=250+1.2\times 8.0(6-3)+2.0[(3\times 18+9.3\times 8)/12.3]\times(12.3-0.5)=525.2\ \text{kPa}$

另,再用土的抗剪强度指标用下式计算地

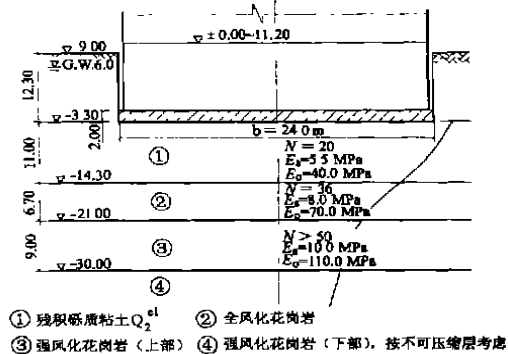


图3 地基计算简图

基承载力:

$$f_v=M_b\gamma_b+M_d\gamma_0d+M_c c_k \quad (2)$$

据勘察报告取  $c_k=25\ \text{kPa}$ ,  $\Phi_k=25^\circ$ 查表

$$M_b=0.95, \quad M_d=4.12, \quad M_c=6.675$$

则  $f_v=0.95\times 8.0\times 6.0+4.12\times 10.44\times$

$$12.3+6.675\times 25=741.5\ \text{kPa}$$

$p(=440\ \text{kPa})$ 远小于  $f(=525.2\ \text{kPa})$ ,更小于  $f_v(=741.5\ \text{kPa})$ ,故持力层承载力完全能满足设计要求。

本场地持力层下的第一下卧层为全风化花岗岩,其承载力标准值为400 kPa;第二下卧层为强风化粗粒花岗岩(上部),其承载力标准值为500 kPa;第三下卧层为强风化粗粒花岗岩(下部),其承载力标准值为600 kPa,以下为更好的中风化和微风化粗粒花岗岩,即本场地没有软弱下卧层。所以,持力层承载力能

满足要求,下卧层也完全能满足要求。

## 2.2 变形分析

高层建筑地基应按变形设计、尤其是应以整体倾斜作为控制条件。本工程拟采用厚筏基础,按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)规定的公式,计算基础中心点的最终沉降量。按该规范,计算地基变形时,传至基础底面上的荷载应按长期效应组合,不应计入风荷载和地震作用。其中  $p_0$  系对应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力,即  $p_0 = p_k - \gamma_0 d$ ,综合考虑上述因素,并从安全角度出发,取综合荷载分项系数为 1.25,即  $p_k = 1/1.25 p = 0.8 p$ ,主楼平面为“L”形,计算变形时简化为矩形筏板基础,取边长为  $L = 84 \text{ m}$ ,宽度  $b = 24 \text{ m}$ 。综合本场地的具体情况,其地基计算模型和有关计算参数见图 3。强风化花岗岩(下部),呈土夹碎块状,其结构强度已很高,可以作为不可压缩层考虑,则压缩层深度为 26.7 m。现按规范以压缩模量  $E_s$  计算最终沉降量:

$$s = \Psi_s S' = \Psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (3)$$

$$\text{地基附加压力 } p_0 = p_k - \gamma_0 d = (0.8 \times 440) - (10.44 \times 12.3) = 223.6, \text{ kPa}$$

第①压缩层 残积砾质粘土沉降量  $s_1$

$$\text{其中 } l/b = [(84/2) \div (24/2)] = 3.5 \quad z/b = 11/12 = 0.92 \quad \text{查表得 } \bar{\alpha}_1 = 0.2375, \text{ 则 } s_1 = (223.6/5.5) \times 4(11.0 \times 0.2375 - 0) = 425, \text{ mm}$$

第②压缩层全风化花岗岩

$$s_2 = (223.6/8.0) \times 4(17.7 \times 0.2181 - 11.0 \times 0.2375) = 140, \text{ mm}$$

第③压缩层强风化花岗岩

$$s_3 = (223.6/10) \times 4(26.7 \times 0.1942 - 17.7 \times 0.2181) = 118 \text{ mm}$$

$$s' = s_1 + s_2 + s_3 = 425 + 140 + 118 = 683, \text{ mm}$$

沉降计算经验系数  $\psi_s$ , 系根据压缩模量当量值  $\bar{E}_s$  查表确定

$$\bar{E}_s = \sum A_i / \sum (A_i / E_{si}) \quad (4)$$

$$\bar{E}_s = (2.6125 + 1.2479 + 1.3248) / [(2.6125/5.5) + (1.2479/8.0) + (1.3248/10.0)] \approx 6.8, \text{ MPa}$$

由于本工程  $p_0$  (223.6) 介于  $f_k$  (250)  $\sim$   $0.75 f_k$  (187.5) 之间,用插入法取  $\psi_s = 0.85$

故基础中心点最终沉降量

$$s = \psi_s \times s' = 0.85 \times 683 = 580, \text{ mm}$$

上述计算中尚未考虑基坑开挖后的回弹再压缩沉降。按经验取回弹再压缩量为 15 mm, 则其最终沉降量为 595 mm。

对于裙房,其基础底面平均压力  $p = 90500 / (35.5 \times 32.0) = 80, \text{ kPa}$ ,

$$\text{地基附加压力 } p_0 = 0.8 p - \gamma_0 d = 0.8 \times 80 - 10.4 \times 12.3 = -64.4, \text{ kPa}$$

$p_0 < 0$ , 说明地基处于超补偿状态。此时,不仅没有沉降,而且基坑开挖后还有回弹,按经验取回弹量为 15 mm, 故裙房的回弹再压缩量约为 15 mm。

考虑上部结构与基础共同作用形成刚性基础以及花岗岩残积土的特殊性,再按深圳规范(SJG1-88)或国家行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ72-90)以变形模量  $E_0$  按下式计算平均沉降量,为便于比较其压缩层深度仍按 26.7 m 计:

$$s = M p_k b \sum (k_i - k_{i-1}) / E_{0i} \quad (5)$$

式中:  $M$ ——修正系数,当  $m = 2z_n/b = (2 \times 26.7)/24.0 = 2.23$ , 查表取  $M = 0.80$ ,  $p_k$  为基础底面平均压力标准值,取  $p_k = 350 \text{ kPa}$ ;  $b$  为基础宽度,取  $b = 24 \text{ m}$ ;

$k_i, k_{i-1}$ ——与  $l/b, z/b$  有关的无因次系数;  $n = l/b = 84/24 \approx 3.5$ ; 第①压缩层  $m = (2 \times 11)/24 = 0.92$ , 查表  $k_1 = 0.230, k_1 - k_0 = 0.230$ , 第②压缩层  $m = (2 \times 17.7)/24 = 1.475$ , 查表  $k_2 = 0.3679, k_2 - k_1 = 0.3679 - 0.230 = 0.1379$ ; 第③压缩层  $m = (2 \times 26.7)/24 = 2.225$ , 查表  $k_3 = 0.5326, k_3 - k_2 = 0.5326 - 0.3679 = 0.1647$ ;  $s = 0.8 \times 350 \times 24 (0.230/40 + 0.1379/70 + 0.1647/110) = 62, \text{ mm}$

由于上述是按基底平均压力计算,而不是按附加压力计算,故不再考虑回弹再压缩量。

根据深圳地区以往采用天然地基工程的实测沉降证明,采用压缩模量 $E_s$ 按通常的柔性基础计算的沉降量对花岗岩残积土是偏大的,不符合实际;正因为如此,深圳规范(SJG1-88)没有规定这种计算方法,而是只规定了用变形模量 $E_0$ 值按刚性基础计算沉降的方法。实测沉降证明,这是符合深圳地区花岗岩残积土工程实际的。

按上述刚性基础计算的沉降量 $s$ 实际是平均沉降量,远小于《GB50007-2002》规定的基础平均沉降量允许值200 mm要求。

### 2.3 差异沉降、整体倾斜分析和结构措施

1)从变形设计原则考虑,本工程主要问题是主楼与裙房的差异沉降,但根据上述按刚性基础以变形模量 $E_0$ 计算结果,主楼的平均沉降量仅为62 mm,沉降量并不大,而裙房基础处于超补偿状态,考虑回弹再压缩变形仅为15 mm左右,主楼与裙房的沉降差异为47 mm,在差异沉降小于50 mm情况下,一般可以考虑不设沉降缝,而将主楼与裙房的厚筏基础底板连成整体。但因主楼筏板基础厚度为2.0 m,而裙房基础筏板基础为1.0 m,为避免主楼和裙房荷载突变对筏板内力的影响,可考虑在一定区间内底板由厚减薄逐步过渡的措施;为避免过大的差异沉降和防止裙房底板的上浮,宜适当增加裙房的结构自重。

2)高层建筑的整体倾斜能否满足要求,也是本工程的关键。主楼的形心在西南拐角处,裙房的形心为东北裙房的中心点,两者的最短距离为36.6 m,差异沉降 $\Delta_s=47$  mm,其由东北向西南方向的整体倾斜为 $i=\Delta_s/l=47/36\ 600=0.001\ 28$ ,小于《GB50007-2002》整体倾斜值对 $60\text{ m}<H_g\leq 100\text{ m}$ 的高层建筑为0.002 5的要求。即便是裙房沉降量为零,差异沉降为 $\Delta_s=62$  mm,其整体倾斜 $i=62/36\ 600=0.001\ 69$ ,亦能满足0.002 5的要求。

3)设计院提出,筏板考虑整体弯矩及局部

弯矩作用后,需上、下层各双层、双向、双排 $\phi 32@200$ 配筋,并在主楼基础梁设置 $2\ 000\times 2\ 000$  mm暗梁,由底板传于梁上荷载 $P=2\ 800$  kN/m,作于支座剪力 $V=12\ 600$  kN $<V_{\max}=14\ 475$  kN;支座及跨中最大弯矩为18 000 kN·m,配筋65 $\phi 25$ ,配箍 $\phi 14@100/200(10)$ ,这些措施可保证筏板基础整体抗弯、局部抗弯和抗剪满足要求。

4)主楼与裙房在同一整体厚筏基础上不设沉降缝,但应先建主楼后建裙房,并在裙房一侧设置后浇带,后浇带设置位置及浇灌时间,应考虑花岗岩残积土固结速率快的特点<sup>[1]</sup>,在设计中进一步考虑确定。

5)在同一整体大面积基础上建有荷载显著差异的高层和低层建筑,应按上部结构、基础与地基的共同作用作进一步变形计算。

## 3 结 论

1)对地基承载力、平均沉降量、整体倾斜进行论证、计算分析后,本场地花岗岩残积土的32层高层建筑采用天然地基是完全可行的。

2)由于种种原因,本工程最后采用了一柱一桩的钻孔扩底灌注桩方案,底板厚为500 mm,钻孔扩底桩费用为450万元。

3)在花岗岩残积土地区用压缩模量 $E_s$ 计算的沉降量是偏大的,本工程它比用变形模量 $E_0$ 计算值大9倍,深圳许多工程实测沉降证明,后者计算方法是符合实际的。

4)应对花岗岩残积土的优良工程特性,继续进行研究,改变目前深圳地区几乎所有高层建筑都要采用桩基的不合理现象,合理利用花岗岩残积土的优越工程特性。

## 参 考 文 献

- 1 张文华,张旷成·花岗岩残积土工程性质研究·见:魏道堃主编·区域性土的岩土工程问题学术讨论会论文集·南京:原子能出版,1996.217~218

收稿日期:2002-08-13