

文章编号 1000-5013(2002)01-050-06

高层建筑监理和单桩极限承载力取值问题

张 清 河

(华侨大学土木工程系, 泉州 362011)

摘要 介绍在某高层建筑的监理工程实践中, 由于前期监理工作没有介入, 导致施工阶段工程进展不顺利, 并造成一些不必要的浪费。后在监理部门的牵头和协调下, 使陷于困境的工程重获生机, 并且取得良好的经济和社会效益。同时, 还根据桩基检测结果, 对现行几种嵌岩桩单桩极限承载力计算公式进行分析比较, 可为类似工程的设计提供借鉴。

关键词 施工监理, 高层建筑, 桩基检测, 单桩极限承载力

中图分类号 TU 712.2; TU 437.1+1

文献标识码 A

目前, 我国工程建设的监理实施, 大部分仍然停留在施工阶段的监理。许多业主错误地认为, 只要在施工阶段进行监理和质量控制就可以了, 而对其它阶段的监理, 其作用并不大。事实上, 决策阶段同样需要监理。可行性研究可以对拟建项目进行经济、技术方面的分析论证和多方面的比较, 提出科学、客观的评价意见, 避免随意性和主观性。另外, 设计方案涉及到建筑的实用、经济和美观, 而施工仅仅是设计的执行阶段。因此, 对建设项目的决策阶段和实施阶段进行全过程监理是很有必要的。本文以某高层建筑的监理实践为例来说明问题。

1 工程概况

某幢13层的综合楼, 其桩基设计采用钻孔灌注桩, 桩身砼强度等级C25, 设计桩长18 m, 桩身进入中风化持力层1.0 m以上。桩身通长配筋, 配筋率为0.6%, 桩径 Φ (mm)分别有800, 1 000, 1 200和1 400。桩顶标高-3.4 m, 实际施工桩长为14~22 m。虽然周边停车位不足, 但由于地下停车场建设费用高, 所以原设计没有设置停车场。为了达到“三通一平”的要求, 业主在本工程立项后就进行回填和平整, 回填土层厚度达4~6 m, 费用花了十几万元。因为回填土层含石量达65%以上, 钻孔机械无法直接穿越填土层施工。所以, 设计采用人工挖孔和机械钻孔组合灌注桩, 即在回填土层采用人工挖孔, 达到天然土层后才用机械钻孔。

根据勘察报告, 场地内的地基地层自上而下分布情况和桩基设计参数, 如表1所示。表中 p_{sik} 和 q_{pk} 分别为桩周土极限摩阻力标准值和桩端土极限端阻力标准值。

持力层中风化晶屑凝灰熔岩裂隙较发育, 风化程度不太均匀。钻探钻取8块短柱状岩芯,

收稿日期 2001-10-19

作者简介 张清河(1963-), 男, 讲师

基金项目 福建省自然科学基金资助项目

©1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. <http://www.cnki.net>

表 1 各土(岩)层物理力学指标及桩其设计参数表

土(岩)层名称	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	W	e	I_L	f_k/kPa	E_s/MPa	冲、钻孔灌注桩	
							q_{sik}/kPa	q_{jk}/kPa
杂填土	19.00	—	—	—	—	—	—	—
粉质粘土	19.30	0.323	0.86	0.62	140	5.00	30	—
含卵砾石粗砂	20.00	—	—	—	300	12.00	65	—
残积砂质粘性土	19.00	—	—	—	360	16.00	55	—
强风化晶屑凝灰熔岩	21.50	—	—	—	500	30.00	80	3 600
中风化晶屑凝灰熔岩	26.50	—	—	—	—	—	— 110	11 200

抗压强度离散较大,如表 2 所示.表中,破坏荷重为 P_u , 极限抗压强度为 σ_u .

表 2 岩芯试样试验结果

编号	试件情况					试验结果饱和状态	
	岩石名称	风化程度	H/m	d/mm	h/mm	P_u/kN	σ_u/MPa
C3	晶屑凝灰岩	中	19.90~20.00	72.0	75.0	141	34.6
A3	晶屑凝灰岩	中	17.80~18.00	65.0	85.0	78	30.5
F9	晶屑凝灰岩	微	13.90~14.00	53.0	60.0	392	177.7
H2	晶屑凝灰岩	微	12.50~12.60	50.0	56.0	248	126.3
D4	晶屑凝灰岩	中	20.30~20.40	50.0	66.0	77	28.4
H5	晶屑凝灰岩	中	17.90~18.00	63.4	70.0	256	63.1
B7	晶屑凝灰岩	中	16.90~17.00	71.9	73.0	230	50.5
E8	晶屑凝灰岩	中	19.20~19.40	67.5	68.0	166	46.4

根据表中试验结果结合当地经验,勘探建议中风化晶屑凝灰熔岩的单轴饱和和极限抗压强度标准值取 30 MPa.

2 实施监理

2.1 施工准备阶段的遗留问题及解决方法

监理进场之前,由于回填土层乱石太多,严重影响人工挖孔及今后承台和连系梁的施工.施工方(乙方)口头征得业主(甲方)同意后,将桩顶-3.4 m 厚的回填土挖掉.监理进场后,在首次监理例会上就指出,当时甲方为做到“三通一平”进行填土,现在乙方挖土,在承台及连系梁施工完后,还得再把土回填上,而且要进行夯实.其总费用大约要 40~50 万元,几乎够建造地下室的一半费用,而甲、乙双方都不愿意承担此费用.监理建议更改设计,增设地下室便可解决这问题,但甲方执意不肯,并提出等桩基施工完毕后再来解决这笔款的支付问题.由于工期很紧,带着这样的遗留问题,在参建各方的共同努力下,顺利完成了桩基工程.在进行试桩之前,监理再次提出,回填土的问题如得不到及时解决,后续工序将无法进行施工.经充分了解当地房地产行情,监理分析认为,虽然设计地下停车场大约需要 90 多万元,而车位出售预计可回收 100 万元左右.这样回填土问题不仅可以自然得到解决,而且有停车位后,房价将会进一步升值.但又存在一个问题,即桩基础工程已经施工完毕,加设地下停车场后桩基极限承载力应为原设计值的 1.1 倍.若因承载力不足而砍掉一层是不可能的,所以业主请监理与设计部门作进一步技术分析.根据文[1]单轴饱和和极限抗压强度标准值统计分析,可得

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} = \frac{28.4 + 63.1 + 50.5 + 46.4 + 34.6 + 30.5}{6} = 42.25(\text{MPa}),$$

$$\sigma = \left(\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1} \right) / (n-1) = (11\,618 - 6 \times 42.25^2) / (6-1) = 13.47(\text{MPa}), \text{ 以及 } \delta = \sigma / \mu = 13.47 / 42.25 = 0.3189. \text{ 回归修正系数为}$$

$$\varphi = 1 - \left[\frac{2.884}{n} + \frac{7.918}{n^2} \right] \delta = 1 - \left[\frac{2.884}{6} + \frac{7.918}{6^2} \right] \times 0.3189 = 0.554 < 0.75.$$

当 $\varphi < 0.75$ 时, 应分析 δ 过大的原因, 比如分层是否合理, 试验有无差错等, 并应同时增加试样数量. 因此, 本工程勘探报告取 $f_{rk} = 30 \text{ MPa}$ 的科学依据不足, 带有很大经验性. 单轴饱和极限抗压强度, 能较准确地反映出裂缝不发育岩层的承载力. 但对裂缝较发育的岩层, 其试块的裂缝方向一旦与轴向力不相垂直, 由于缺乏侧向约束, 那么就很容易产生斜向剪切破坏. 这样, 使得单轴抗压强度降低很多, 无法真正反映出岩层三向受压的受力状况. 通过向原勘探部门了解后, 抗压强度偏低的岩芯试样, 其斜向裂缝的确比较丰富. 如果抽查的试块足够多, 那么 f_{rk} 的取值可以更高.

2.2 单桩承载力计算和检测

针对上述地质情况, 单桩极限承载力计算原设计采用文 [2] 的公式, 即

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_{si} + Q_{pk} A_p. \quad (1)$$

对于直径 $\Phi(\text{mm})$ 分别为 1 000, 1 200 和 1 400 桩基的设计, 要求单桩极限承载力(kN) 分别不小于 8 700, 11 300 和 17 100. 通过对施工现场质量的跟踪检查, 以及对每根桩的低应变检查结果^[6]认为, 本工程成桩质量较好, 桩底沉渣很小($< 5 \text{ mm}$), 而且地质勘探报告 f_{rk} 的取值偏低. 式(1)是单桩极限承载力的估算公式之一. 对于嵌岩桩, 文 [2] 还给出了下列公式, 即

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} = u \sum \xi_{sik} q_{sik} l_{si} + u \xi_r f_{rc} h_r + \xi_p f_{rc} A_p. \quad (2)$$

文 [4] 单桩容许承载力则为

$$P = (C_1 + C_2 U_h) R_a. \quad (3)$$

限于篇幅, 其它规范的公式在此不一一列举. 下面仅就桩长 $L = 18 \text{ m}$ 的 3 种不同直径桩, 分别采用式(1), (2) 和式(3) 估算的单桩极限承载力, 如表 3 所示. 表中, 1.67 为竖向承载力抗力分项系数.

表 3 单桩极限承载力估算结果比较表

项 目	承载力	$\Phi = 1\,000 \text{ mm}$	$\Phi = 1\,200 \text{ mm}$	$\Phi = 1\,400 \text{ mm}$
式(1)	Q_{uk} / kN	8 700	11 300	17 100
式(2)	Q_{uk} / kN	14 450	20 100	25 200
式(3)	$1.67P / \text{kN}$	15 860	22 240	30 590

2.3 单桩承载力计算结果分析比较

由表 3 的计算结果可知, 按式(3) 计算的单桩承载力值最高, 其次是按式(2) 计算的结果, 而按式(1) 计算的结果最低. 其主要原因是, 本工程桩长仅为 18 m 左右, 岩层以外的土层所能提供的桩周摩阻力占单桩承载力的比例较小. 同时, 式(1) 桩端极限承载力标准值取值较式(2), (3) 低得多, 没有真正反映三向围压作用下岩石的抗压能力. 式(3) 用于计算深长嵌岩桩(比如 $L > 50 \text{ m}$). 由于该公式没有考虑土层对桩周产生的摩阻力, 而有些深长桩桩端阻力仅占

单桩承载力的 15% ~ 20%, 嵌岩桩侧阻力只有当 $hr/d < 5$ 时, 才能有效发挥作用^[1]. 这时, 如果按式(3) 计算单桩承载力, 其结果可能比式(1), (2) 都小. 式(2) 比较全面地考虑了土层和嵌岩段的桩侧阻力和端阻力, 但在嵌岩段侧阻和端阻修正系数的确定上, 还存在一些值得商榷的地方. 以 $\Phi=1\,000\text{ mm}$ 的桩为例, 当 $hr/d=1.0$ 时, 端阻修正系数 $\zeta_p=0.400$, 侧阻修正系数 $\zeta_s=0.055$. 当嵌岩段为中等风化岩时, ζ_p 和 ζ_s 乘以 0.9 折减, 则 $\zeta_p=0.36$, $\zeta_s=0.049\,5$. 式(3) 中 $C_1=0.4\sim0.6$, $C_2=0.03\sim0.05$, 钻孔桩乘 0.8, 则 $C_1=0.32\sim0.48$, $C_2=0.024\sim0.04$. 此时, 系数 ζ_p 与 C_1 取值相近, 而 ζ_s 取值略大于 C_2 . 此时的系数 ζ_p 和 ζ_s 代入式(2) 求得的是单桩极限承载力标准值, 而系数 C_1 和 C_2 代入式(3) 求得的是单桩竖向容许承载力. 所以, 当桩长不大时, 即桩周摩阻力占单桩极限承载力的比例较小, 按式(3) 求得的单桩承载力必然要比式(2) 大. 经过充分讨论, 认为采用式(2) 比较合适. 钢筋混凝土桩桩身承载力设计值^[2]为

$$r_0N\leq 0.8f_cA.$$

(4)

根据文[4]的公式, 可得

$$N=\Phi\eta[(R_{aA}/r_c)+(R_{gA}/r_s)].$$

(5)

由于嵌岩桩钢筋是通长布置的, 式(5) 考虑了钢筋的承载力, 这样计算比较合理. 当桩直径(mm) 分别为 1 000, 1 200 和 1 400 时, 桩身的承载力(kN) 分别为 10 880, 15 660 和 21 320.

经上述分析计算后, 决定在桩直径(mm) 为 1 000, 1 200 和 1 400 中各选一根桩做静载试验, 按原设计值的 1.1 倍进行加载. 有关部门随意抽取 3 根桩作试验, 其中 1 根是 F9 桩. 从表 2 可以看出, F9 孔的持力层为微风化晶屑凝灰熔岩, 这根桩只要孔底沉渣控制小于等于 5 mm, 其破坏将由桩身材料来控制. 因此, 这根桩无法代表中风化持力层桩的真正承载力, 应选其它桩作试验桩. 最后, 确定 A 3(图 1)、D4 和 B7 为试验桩, 其试验均未达到极限承载状态. 静

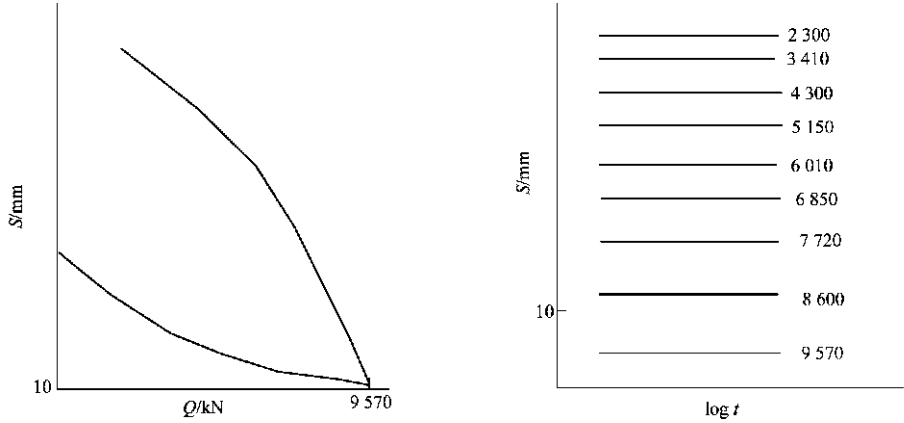


图 1 A3 试桩曲线

载试验的最大测试荷载 Q 和沉降 S , 如表 4 所示.

桩顶沉降 $S=S_1+S_2+S_3$. 其中, S_1 为桩身压缩变形, S_2 为桩底沉渣的压密变形量, S_3 为桩尖端部下方岩体的压缩变形(一般可忽略不计). 根据材料力学公式, 桩身弹性变形(忽略钢筋的影响)为 $S_1=mpL/EA$. 其中, m 为桩身轴向应力分布形状系数, 对嵌岩桩而言, 桩周摩阻力比桩端阻力小得多, 为简化计

表 4 单桩竖向静载测试结果

桩号	Φ/mm	Q/kN	S/mm
A 3	1 000	9 570	12.19
D4	1 200	12 430	8.77
B7	1 400	18 810	9.85

算, 取 $m=1$. 试桩(A3) $S_1=P_1L_1/EA_1=7.77(\text{mm})$, 试桩(D4) $S_1=P_2L_2/EA_2=6.42(\text{mm})$, 试桩(B7) $S_1=P_3L_3/EA_3=8.41(\text{mm})$.

比较计算沉降量与试验沉降量可以发现, 试验产生的桩顶沉降主要是桩身弹性变形引起的. 下面再分析试验得到的 $Q-S$ 曲线和 $\log t-S$, 如图 1~3 所示.

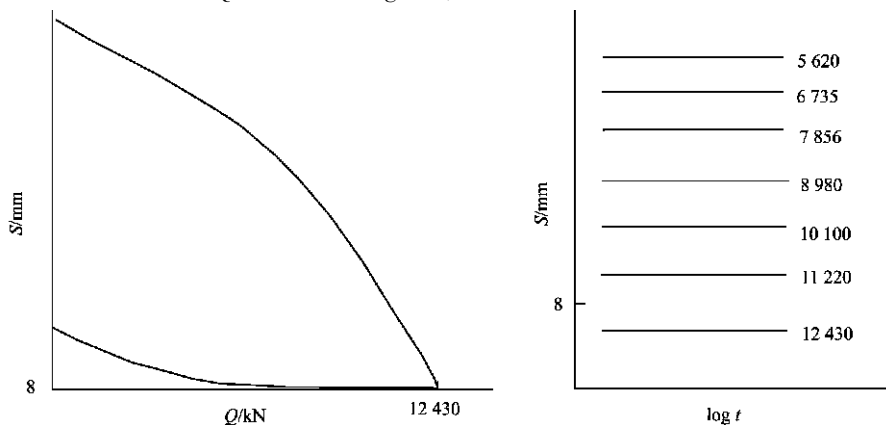


图 2 D4 试桩曲线

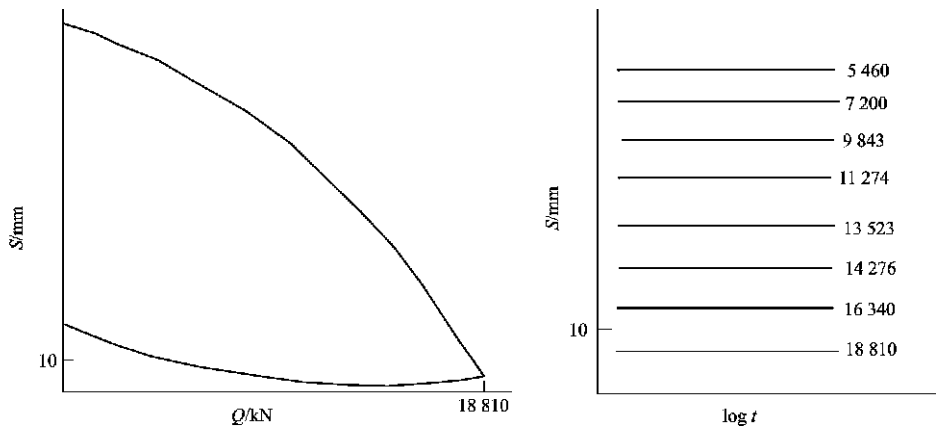


图 3 B7 试桩曲线

根据文 [2] 单桩竖向极限承载力, 可按 3 种方法综合分析确定. (1) 根据沉降随荷载的变化特征确定极限承载力. 对于陡降型 $Q-S$ 曲线取曲线发生明显陡降的起始点. (2) 根据沉降量确定极限承载力, 对于缓变型 $Q-S$ 曲线, 一般可取 $S=40\sim60\text{mm}$ 对应的荷载, 对于大直径桩可取 $S=0.03\sim0.06D$ (D 为桩端直径, 大桩径取低值, 小桩径取高值) 所对应的荷载值. 对于细长桩 ($L/d>80$), 可取 $S=60\sim80\text{mm}$ 对应的荷载. (3) 根据沉降随时间的变化特征, 确定极限承载力. 取 $S-\log t$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值.

从图 1(a), 图 2(a) 和图 3(a) 来看, $Q-S$ 曲线不是陡降型曲线, 无明显陡降点. 无法按条件 (1) 来确定 Q_{uk} . 在最大测试荷载下, 桩顶沉降远未达 40mm , 不能象缓和曲线那样取 $S=40\sim60\text{mm}$ 对应荷载为极限荷载. 因此, 条件 (2) 同样无法确定 Q_{uk} . 从图 1(b), 图 2(b) 和图 3(b) 来看, $S-\log t$ 曲线尾部不出现明显向下弯曲点, 所以也无法按条件 (3) 来确定 Q_{uk} . 这说明桩基尚未达到极限状态, 还有一定的承载余量. 经过上述的一系列分析, 在原来需要回填土的高度范

围增设一层地下停车场是可行的。大吨位嵌岩桩破坏试验往往比较难做到, 如何根据工程实际情况, 采用适当的经验公式估计桩基极限承载力显得特别重要。如果过于冒进, 将给工程留下隐患; 如果过于保守, 将给工程造成浪费。

本工程的主体结构已经封顶, 其沉降非常小, 完全符合规范要求。这是因为增设地下室, 可对单桩承载力进行“挖潜”; 同时, 避免了甲、乙双方的争端所造成的无形消耗。于是, 取得了一定的经济效益和社会效益。

3 结束语

(1) 工程建设项目实施之前, 应做好可行性研究, 进行充分的技术和经济分析比较。这样, 才不会因为随意性和主观性, 造成设计方案不合理和不必要的浪费。做好施工准备阶段的工作, 对保证施工质量是极其重要的。(2) 桩基施工前尽量先做试验桩, 以验证单桩极限承载力公式的可靠性。选择试桩要注意结合地质资料、施工记录和小应变检测结果。上部结构对相对沉降敏感部位等, 确定哪些桩为试验桩。(3) 当岩芯试样存在裂缝, 尤其是当裂缝方向与轴向力平行或斜交时, 其抗压强度比无裂缝岩芯试样降低很多。因此, 有裂缝的岩芯试样很难真正体现嵌岩桩桩端持力层在三向围压作用下的受力状态。

参 考 文 献

- 1 中华人民共和国建设部编. GBJ 7-89 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990. 87~88
- 2 中华人民共和国建设部编. JGJ 94-94 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995. 37~40
- 3 张清河, 施景勋. 速度型传感器在桩基检测中的研究与应用[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 1997, 18(3): 260~264
- 4 中华人民共和国交通部编. JTJ 024-85 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994. 23~25

Supervision of a High Building and 'Short-Cut' Calculation of Ultimate Bearing Capacity of Single Pile

Zhang Qinghe

(Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362011, Quanzhou)

Abstract The engineering practice of a high building is presented here for exemplifying the role of supervision. The noninvolvement of supervision in the earlier stage resulted in an uneven progress of engineering in construction phase and also in some unnecessary waste. Later on, let supervision take the lead and pay attention to coordination, the engineering in a sad pickle regains its vitality and acquires good economic and social benefit under new situation. Based on the results of pile testing, some existing formulae for calculating ultimate bearing capacity of single rock pile are analysed and compared, which will provide a reference for the similar engineering design.

Keywords supervision of construction phase, high building, pile testing, the ultimate bearing capacity of single pile