

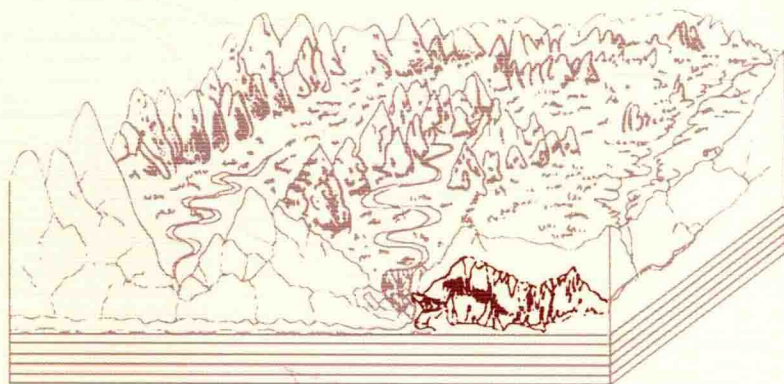
岩溶地区

高层建筑复合地基与基础设计

理论研究与应用

Design of Piled Ground and Foundation of High-rise
Buildings in Karst Region

韩小雷 季 静 著



中国建筑工业出版社

本书受亚热带建筑科学国家重点实验室资助

岩溶地区高层建筑 复合地基与基础设计 ——理论与工程应用

韩小雷 季 静 著

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

岩溶地区高层建筑复合地基与基础设计——理论研究
与工程应用/韩小雷,季静著. —北京:中国建筑工程
出版社, 2016. 1

ISBN 978-7-112-18839-0

I. ①岩… II. ①韩…②季… III. ①岩溶区-高层
建筑-地基-建筑设计 IV. ①TU47

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2015) 第 305398 号

本书针对岩溶地区刚性桩复合地基及其高层建筑基础设计展开一系列理论研究、试验研究、设计方法及工程应用和现场长期监测。提出了一套考虑上部结构刚度、考虑地基非线性变形的复合地基+筏板、小桩+筏板以及天然地基+筏板的基础设计方法;提出了提高灌注桩承载力的复压施工工法;提出了通过施加静载检验溶洞稳定性的试验方法;等等。

本书可供土木工程专业教师和学生参考,特别适用于在岩溶地区从事高层建筑地基处理和基础设计的工程技术人员参考。

责任编辑:赵梦梅

责任设计:李志立

责任校对:姜小莲 张 颖

岩溶地区高层建筑复合地基与基础设计 ——理论与工程应用

韩小雷 季 静 著

*

中国建筑工程出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

唐山龙达图文制作有限公司制版

北京君升印刷有限公司印刷

*

开本:787×1092毫米 1/16 印张:13¼ 字数:329千字

2016年5月第一版 2016年5月第一次印刷

定价:35.00元

ISBN 978-7-112-18839-0

(28137)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题,可寄本社退换

(邮政编码 100037)

Design of Piled Ground and Foundation of High-rise Buildings in Karst Region ——Theory and Applications

Han Xiao Lei

**Professor of Civil Engineering
South China University of Technology**

Ji Jing

**Professor of Civil Engineering
South China University of Technology**

前 言

本书是我与我的研究团队——华南理工大学高层建筑结构研究所近二十年来在岩溶地区从事地基处理和高层建筑基础设计、咨询工作的总结，重点结合岩溶场地特点和结构受力特性展开了一系列的理论研究、试验研究和应用研究，总结出一套岩溶发育地区高层建筑地基处理和基础设计的新方法，并通过工程实践和长期的土压力、筏板钢筋应力监测以及基础沉降观测，验证了该方法的安全合理性。

我国地域辽阔，地质条件复杂，存在溶洞、土洞的岩溶地质分布广泛，如广东的广州、深圳、清远、韶关、肇庆，以及广西、云南、贵州等地。随着国民经济的发展和城镇化建设的加速，人口越来越集中、城市用地越来越紧张，在岩溶地区建造高层建筑不可避免。如何使建于岩溶地质条件上的高层建筑基础安全可靠、经济合理、方便施工，这些问题往往令土木工程师感到棘手。

钻（冲）孔桩和预应力管桩是高层建筑最常用的基础形式，但在岩溶地区应用需要面对一系列的特殊问题。石灰岩上层的黏性土由于受地下水的作用易形成土洞；石灰岩表面由于长期受地下水的浸泡，常有一层约 0.5~3.0m 厚度不等的流塑状黏土；石灰岩通常没有强风化、中风化、微风化的渐变过程，流塑状黏土下面就是微风化石灰岩；石灰岩表面起伏剧烈，存在石笋、石柱、鹰嘴岩、溶沟、裂隙等；石灰岩中常存在大小不同、形状各异、分布复杂的溶洞；地质勘察显示部分场地溶洞的见洞率高达 90%~100%，且石灰岩表面 20m 范围内几乎找不到 1~2m 厚的完整岩石，均为串珠状溶洞，可形象地称为“蜂窝状”溶洞。若采用钻（冲）孔桩会导致工期和造价不可控制；若采用预应力管桩，其断桩率很高。

针对上述复杂的岩溶地质和高层建筑结构特点，本团队开展了理论分析、试验研究、设计方法及施工工法研究，并进行了大量工程应用，提出：对土洞应填充并切断其水流路径，对溶洞通过加载验证其承载力和稳定性；采用刚性桩复合地基及静载复压工法进行地基处理；采用小桩+筏板或刚性桩复合地基+筏板，同时考虑地基非线性本构及上部高层建筑结构整体刚度进行基础设计。具体研究工作包括：

一、理论研究。研究复合地基桩、土承载力发挥与沉降的关系，单桩复合地基与群桩复合地基的荷载—沉降关系，刚性桩复合地基的宏观本构模型，褥垫层的减震效果，灰岩斜面对刚性桩承载力的影响，褥垫层颗粒流对复合地基受力性能的影响，溶洞大小、埋深等因素对基础安全性的影响，溶洞安全性评估方法以及施工过程筏板钢筋应力变化规律等。

二、试验研究。研究褥垫层的材料特性以及褥垫层的宏观抗剪本构，研究变形可控材料的力学特性，研究提高刚性桩与斜岩石接触的施工方法。

三、设计方法及工程应用。通过八个岩溶地区典型地质条件场地上的高层建筑地基处

理和基础设计,检验了所提出的设计方法的可行性,通过现场复合地基静载试验,证明了本方法的合理性。

四、现场长期监测。通过对三栋高层建筑进行施工过程中复合地基的浅层土压力、筏板钢筋应力及结构沉降的现场长期监测,验证了本设计方法的安全性。

鉴于岩溶地质的复杂性,且作者水平有限,本书的研究不可避免地存在不足之处。欢迎该领域的专家、学者、工程师及广大研究人员批评指正,欢迎来电(Tel: 020-87114206)、来信(Email: xlhan@scut.edu.cn)交流讨论。希望你们的参与能够帮助我们进一步完善研究工作,促进我国岩溶地区建筑地基基础设计的研究不断向前发展。

本书的理论研究和试验研究是我及我的研究团队的所有老师和研究生共同努力的结果。在此特别感谢戴金华博士、李耀琨博士生、黄超博士、李稼轩硕士、吴爽硕士、罗凡硕士、关柱良硕士、冯杰强硕士、英峻豪硕士、李娜硕士、肖成安博士、张文俊硕士、凌劲硕士、周新显博士生、赵颖硕士、黄嘉溥硕士、林远东硕士、戴茂辉硕士、贺锐波高工、何伟球工程师、彭樵斌高工、李建乐硕士、林哲硕士等,感谢华南理工大学土木系本科生邱炎坤、符东龙、戴佰城、马博康、李卫峰等对材料试验工作付出的辛苦劳动,感谢粤北岩溶地区清远市工程技术人员江汝平高工、张治邦高工、李宏山高工、陈劲松高工、杨秀敏高工、洪亮高工、丁辉高工、陈纯高工、冯志华高工、熊良友高工、谢安乾高工等对现场试验和工程应用做出的巨大贡献,是他们的聪明才智和勤奋工作,将研究工作不断向前推进。感谢广东省建筑科学研究院徐其功教授级高工、苍久山高工对工程应用提供的技术支持,同时感谢谢舜光硕士生对本书编辑做出的大量工作。

韩小雷

2015年8月于华南理工大学高层建筑结构研究所

目 录

第一章 理论研究	1
第一节 刚性桩复合地基受荷沉降解析计算方法	3
参考文献	12
第二节 单桩刚性桩复合地基性能	13
参考文献	19
第三节 群桩刚性桩复合地基性能	21
第四节 刚性桩复合地基的宏观本构模型及其参数选取	30
参考文献	42
第五节 刚性桩复合地基褥垫层减震研究	44
参考文献	50
第六节 斜岩面刚性桩复合地基受力研究	52
参考文献	57
第七节 刚性桩复合地基渗流固结性能分析	58
参考文献	68
第八节 溶洞大小、埋深等因素对筏板基础安全性的影响	70
参考文献	77
第九节 溶洞安全性评估方法研究	78
第十节 筏板钢筋应力变化规律研究	92
第二章 试验研究	103
第一节 刚性桩复合地基褥垫层材料物理性质试验研究	105
第二节 褥垫层剪切性能试验研究	111
第三节 受压变形可控材料的力学特性试验研究	123
第四节 提高刚性桩与斜岩石接触的“非挤土灌注桩”施工工法研究	131
参考文献	132
第三章 设计方法及工程应用	135
第一节 基础设计方法与静载试验方法	137
第二节 工程实例一——凯景·中央首座	141
第三节 工程实例二——翠湖花园	147
第四节 工程实例三——时代美居	151

第五节	工程实例四——康城·碧湖苑·····	158
第六节	工程实例五——阳光国际·都汇·····	161
第七节	工程实例六——嘉兴花园·····	165
第八节	工程实例七——天骄华府·····	167
第九节	工程实例八——城市花园·····	169
第十节	试验结果分析·····	171
	参考文献·····	174
第四章	现场长期监测·····	175
第一节	引言·····	177
第二节	土压强长期监测·····	178
第三节	筏板钢筋应力长期监测·····	184
第四节	建筑沉降长期监测·····	196
	参考文献·····	203

第一章 理论研究

第一节 刚性桩复合地基受荷沉降解析计算方法

1.1.1 引言

受荷沉降规律是刚性桩复合地基力学性能最直观、最基本的反映，也是工程设计的理论基础，目前常用的研究方法可以分为现场载荷试验、实验室模型试验、数值模拟和解析计算等。现场试验可以得到真实直观的结果，但是数量有限，无法包含所有场地条件；模型试验又难以复原场地的真实情况；数值模拟可以针对各种情况，得到的数据十分丰富，但计算量大，且结果的正确性需要仔细验证；解析计算方法概念明确，计算量小，方便理论研究和工程应用。本研究推导了刚性桩复合地基的解析计算公式，提供了一种简易的理论分析方法。

1.1.2 计算原理

1.1.2.1 桩受荷沉降的双曲线模型

大量现场单桩静载试验结果表明，桩的荷载—沉降曲线可以用双曲线方程描述^[1]：

$$s_p = \frac{a_1 p_p}{1 - b_1 p_p} \tag{1-1-1}$$

其中， s_p 是桩顶沉降， p_p 是桩顶压强（由桩顶荷载 P_p 除以桩截面面积 A_p 得到）， a_1 ， b_1 分别是决定桩沉降特性的参数。

将式（1-1-1）变形可得： $\frac{p_p}{s_p} = \frac{1}{a_1 + b_1 \cdot s_p}$ 。令 s_p - p_p 曲线初始切线刚度为 K_{pt} ，则 $K_{pt} = \lim_{s_p \rightarrow 0} \frac{p_p}{s_p} = \frac{1}{a_1}$ 。因此有 $a_1 = \frac{1}{K_{pt}}$ ，是 s_p - p_p 曲线初始切线刚度 K_{pt} 的倒数。

另外由式（1-1-1）可得， $p_p = \frac{s_p}{a_1 + b_1 \cdot s_p}$ 。令 p_{pu} 为桩的极限承载力，则当 $s_p \rightarrow \infty$ 时， $p_p = p_{pu} = \frac{1}{b_1}$ ，即 b_1 是桩极限承载力的倒数。需要注意：在双曲线模型中，极限承载力指沉降无限大时桩的承载力，图 1-1-1 中是 s_p - p_p 曲线的渐近线。实际情况下，沉降不会无限大，设计中使用的“承载力极限值”，实际是桩承载力的最大值，用 P_{pmax} 表示，转化为压强： $p_{pmax} = P_{pmax}/A$ ，与极限承载力 p_{pu} 不相等。

可见，双曲线模型中的两个参数具有明确的物理意义，采用双曲线模型描述桩的荷载沉降规律，意义明确，表达式简洁。

1.1.2.2 土受荷沉降的双曲线模型

大量现场压板试验结果表明，土的荷载沉降曲线也可以用双曲线来描述^[2]，即：

$$s_s = \frac{a_2 p_s}{1 - b_2 p_s} \quad (1-1-2)$$

其中, s_s 是土沉降, p_s 是土受到的压强, a_2 、 b_2 是决定土受荷沉降的参数。与桩的荷载沉降曲线推导过程相同, 可以得到: $a_2 = \frac{1}{K_{st}}$, $p_{su} = \frac{1}{b_2}$ 。其中 K_{st} 是土荷载—沉降曲线的初始切线刚度, p_{su} 是土的极限承载力。桩、土双曲线模型及参数物理意义如图 1-1-1 所示。

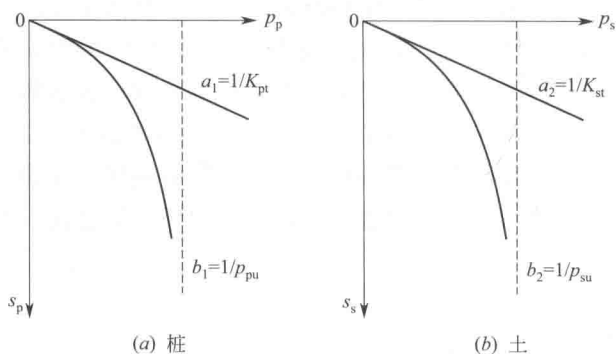


图 1-1-1 桩、土受荷沉降双曲线模型

1.1.2.3 复合地基荷载—沉降曲线计算方法

1. 基本假设

本计算方法采用以下合理假设:

- (1) 桩间土沉降 s_s 受桩侧摩阻力影响较小, 与压强 p_s 之间仍旧符合双曲线模型;
- (2) 忽略桩间土沉降的差异, 认为其等于 s_s ;
- (3) 桩对褥垫层刺入量 Δ 很小, 桩与垫层间摩阻力可以忽略;
- (4) 忽略垫层重力, 桩顶部与土顶部垫层间摩阻力沿深度方向呈直线分布。

2. 沉降与刺入的关系

由复合地基的性质可知: 桩对褥垫层的刺入量 Δ 等于桩、土的沉降差, 即:

$$\Delta = s_s - s_p \quad (1-1-3)$$

复合地基总沉降 s 与桩、土沉降间又存在如下关系:

$$\begin{cases} s = s_p + \Delta_p \\ s = s_s + \Delta_s \end{cases} \quad (1-1-4)$$

其中, Δ_p 、 Δ_s 分别为桩顶与土顶褥垫层的压缩量。

接着针对褥垫层进行变形分析, 如图 1-1-2 所示, 以桩轴线为 z 轴, 未受荷时垫层底标高为零点。令褥垫层厚为 h_c , 垫层顶面、桩顶面、土顶面坐标分别为 z_c 、 z_p 、 z_s , 则:

$$\begin{cases} \Delta_p = h_c - (z_c - z_p) \\ \Delta_s = h_c - (z_c - z_s) \end{cases} \quad (1-1-5)$$

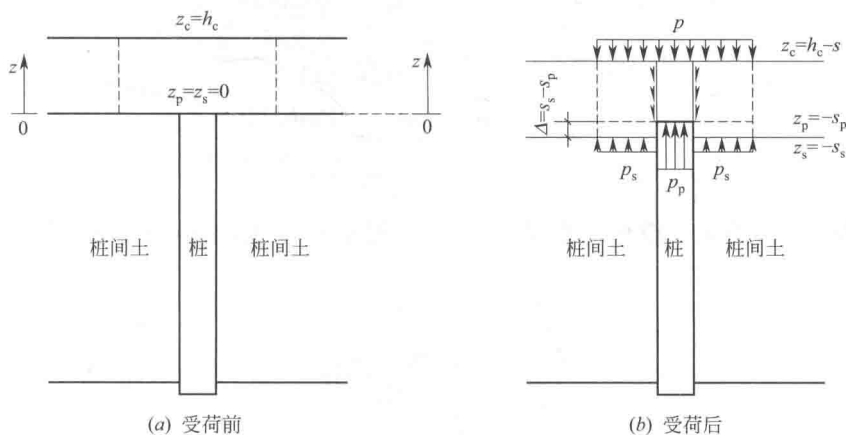


图 1-1-2 复合地基层受力分析

由式 (1-1-3)~式 (1-1-5) 可得:

$$s_s - s_p = \Delta = z_p - z_s = \Delta_p - \Delta_s \quad (1-1-6)$$

建立 Δ_p 、 Δ_s 和 p_p 、 p_s 之间的关系, 与式 (1-1-1)、(1-1-2) 共同代入式 (1-1-6), 得到以 p_p 、 p_s 作为未知数的方程。 p_p 、 p_s 可以用复合地基总压强 p 和桩土应力比 N 表示, 指定 p , 计算得到 N , 进而得到复合地基总沉降 s 、桩对褥垫层刺入量 Δ 。多次改变荷载, 也就可以得到复合地基完整的荷载—沉降曲线。参考文献 [3] 的方法, 推导这一计算过程。

3. 桩土应力比的计算

复合地基受荷时, 桩顶部垫层比桩间土顶部垫层所受压强大, 两者之间存在沉降差, 从而产生摩阻力, 如图 1-1-2 所示。垫层顶部沉降差为 0, 摩阻力为 0; 垫层底部沉降差最大, 摩阻力最大。由于垫层厚度有限, 认为摩阻力沿垫层厚度呈线性分布, 则侧摩阻计算公式为:

$$\tau(z) = (1 - z/h) p_s k_p \tan \varphi \quad (1-1-7)$$

这里, 接触面摩阻力用库伦模型计算, 即 $\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi$, σ_n 为桩顶垫层侧面所受法向约束应力, φ 为接触面摩擦角, 可取垫层材料的内摩擦角。由土力学基本理论可得: $\sigma_n = p_s k_p$, $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$, 为被动土压力系数。

称桩顶部圆柱形垫层为中心垫层, 土顶部垫层为外围垫层, 则存在平衡方程:

$$\begin{cases} \sigma_{in}(z) = p_p - \frac{4}{d} \int_0^z \tau(\zeta) d\zeta \\ \sigma_{out}(z) = p_s - \frac{4m}{(1-m)d} \int_0^z \tau(\zeta) d\zeta \end{cases} \quad (1-1-8)$$

其中, $\sigma_{in}(z)$ 、 $\sigma_{out}(z)$ 分别为中心、外围垫层的竖向附加应力, m 为复合地基面积置换率。采用矩形布桩时, $m = \pi d^2 / (4D^2)$, d 为桩径, D 为桩距。

联立以上各式可得中心、外围垫层的附加应力表达式:

$$\sigma_{\text{in}}(z) = \frac{p \left(N - \frac{4k_p \tan \varphi}{d} z + \frac{2k_p \tan \varphi}{h_c d} z^2 \right)}{1 + m(N-1)} \quad (1-1-9)$$

$$\sigma_{\text{out}}(z) = \frac{p \left(1 + \frac{4mk_p \tan \varphi}{(1-m)d} z - \frac{2mk_p \tan \varphi}{(1-m)h_c d} z^2 \right)}{1 + m(N-1)} \quad (1-1-10)$$

其中, N 为桩土应力比。设垫层模量为 E_c (压缩模量), 则桩顶与土顶垫层压缩量按下式计算:

$$\begin{cases} \Delta_p = \int_{z=0}^{h_c} \frac{\sigma_{\text{in}}(z)}{E_c} dz \\ \Delta_s = \int_{z=0}^{h_c} \frac{\sigma_{\text{out}}(z)}{E_c} dz \end{cases} \quad (1-1-11)$$

对式 (1-1-11) 在 $(0, h_c)$ 范围内积分, 可得内外垫层柱体压缩量:

$$\Delta_p = \frac{ph_c}{E_c[1+m(N-1)]} \left(N - \frac{4k_p h_c \tan \varphi}{3d} \right) \quad (1-1-12)$$

$$\Delta_s = \frac{ph_c}{E_c[1+m(N-1)]} \left(1 + \frac{4k_p h_c \tan \varphi}{3d} \cdot \frac{m}{1-m} \right) \quad (1-1-13)$$

两者相减即为桩顶刺入量:

$$\Delta = \Delta_p - \Delta_s = \frac{ph_c}{E_c[1+m(N-1)]} \left[N - 1 - \frac{4k_p h_c \tan \varphi}{3(1-m)d} \right] \quad (1-1-14)$$

将式 (1-1-1)、(1-1-2)、(1-1-12)、(1-1-13) 代入式 (1-1-6) 中, 即可求出总压强 p 作用下的桩土应力比 N 值, 桩、土沉降 s_p , s_s , 进而得到复合地基总沉降 s 以及桩的刺入量 Δ 。改变 p 的值, 重复以上计算, 可以得到复合地基的荷载—沉降曲线。

1.1.2.4 所需计算参数

以上方法计算需要如下参数:

- (1) 桩沉降双曲线模型参数 a_1 , b_1 ;
- (2) 桩间土沉降双曲线模型参数 a_2 , b_2 ;
- (3) 垫层相关参数: 侧限压缩模量 E_c , 垫层厚度 h_c , 垫层材料内摩擦角 φ ;
- (4) 复合地基相关参数: 桩长 l 、桩径 d 、桩距 D 。

1. 桩沉降双曲线模型参数 a_1 , b_1

关键是寻找 s_p - p_p 曲线初始段切线刚度及单桩极限承载力 P_{pu} 。根据文献 [4] 的方法, 可以利用桩周土的荷载传递函数计算得到桩荷载—沉降曲线的初始刚度。单桩受力分析及桩侧摩阻力传递模型如图 1-1-3 所示。

桩侧摩阻力与桩土相对位移的关系, 即桩周土的荷载传递函数, 采用双折线模型。桩端土提供的反力, 同样采用双折线模型。其中, $\tau_s = \pi \cdot d \cdot c$, $\lambda_1 = \tau_s / s_u$ 。 τ_s 是桩周土的

单位长度摩阻力, 单位 kN/m ; c 取桩周土的不排水抗剪强度的平均值, s_u 是充分发挥桩侧摩阻力所需的桩土相对位移, 变化范围 $6.4 \sim 8.9\text{mm}$, 黏性土取小值^[5]。桩端土模量为 E_b , 厚度为 H_b , 则桩端土刚度 $k_1 = P_b/s_b = E_b A/H_b$, A 为桩截面积。

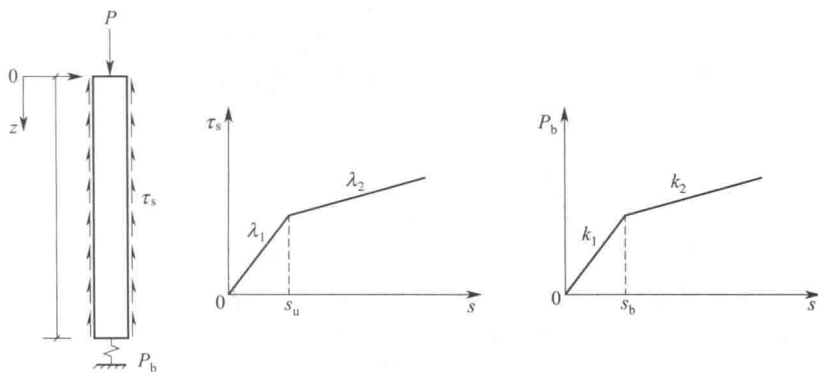


图 1-1-3 单桩受力分析及桩侧摩阻、桩端反力传递模型

桩开始受力, 桩周土和桩端土均处于弹性状态, 此时应采用双折线模型的第一段。桩截面位移 $u(z)$ 满足以下关系式:

$$\left. \begin{aligned} EA_p \frac{d^2 u}{dz^2} - \lambda_1 u &= 0 \\ EA_p \frac{du}{dz} \Big|_{z=l} &= -P_b \\ u \Big|_{z=l} &= s_b \end{aligned} \right\} \quad (1-1-15)$$

其中, E , A_p 分别是桩的弹性模量和横截面积。记 $r_1 = \sqrt{\lambda_1/EA_p}$, 则解此微分方程可得:

$$K_0 = \frac{P_p}{s} = r_1 EA_p \frac{P_b/s_b + r_1 EA_p \cdot \tanh(r_1 l)}{r_1 EA_p + (P_b/s_b) \cdot \tanh(r_1 l)} \quad (1-1-16)$$

即为桩沉降曲线的初始刚度。为简化表达式, 记 $\eta = \frac{k_1 + r_1 EA_p \cdot \tanh(r_1 l)}{r_1 EA_p + k_1 \cdot \tanh(r_1 l)}$, 则 $K_0 = \eta r_1 EA_p$ 。采用压强作为荷载, 有初始切线刚度 $K_{pt} = K_0/A_p$, 则 $a_1 = 1/K_{pt} = 1/\eta r_1 E$ 。

桩的承载力极限值 P_{pmax} 可以根据现场地质勘察报告依据规范方法进行计算, 转化为压强 $p_{pmax} = P_{pmax}/A_p$ 。桩承载力最大值与极限承载力之比为破坏比 R_f , 则桩的极限承载力为: $p_{pu} = R_f/p_{pmax}$, 故有: $b_1 = R_f/p_{pmax} = R_f A_p/P_{pmax}$ 。

2. 土沉降双曲线模型参数 a_2 , b_2

根据地基土现场压板试验, 土的变形模量 $E = \frac{\omega p_s B(1-\nu^2)}{s}$, 该式适用于土的荷载—

沉降曲线上比例极限之前部分。因此, 双曲线模型的初始切线刚度 $K_{st} = \frac{p_s}{s_s} =$

$\frac{E}{\omega B(1-\nu^2)}$ 。其中, E 是土的变形模量; ω 是与压板刚度和形状有关的系数, 对刚性压

板, 方形 $\omega=0.88$, 圆形 $\omega=0.79$; ν 是土的泊松比。根据文献 [6] 有:

常见土的泊松比

表 1-1-1

土的种类	碎石土	砂土	粉土	粉质黏土	黏土
ν	0.27	0.30	0.35	0.38	0.42

根据文献 [7], 可以得到各类土的侧限压缩模量与变形模量间关系:

淤泥质软土: $E=1.46E_s$

一般黏性土: $E=1.95E_s$

老黏性土: $E=2.25E_s$

综上, 可以计算得到土的荷载—沉降曲线的初始切线刚度 K_{st} , 也就得到了双曲线模型中的 a_2 。而土的承载力极限值 p_{smax} , 可以根据地质勘察报告结合工程经验确定, 结合恰当的破坏比 R_f , 可以得到极限承载力 p_{su} , 进而得到 b_2 。

3. 褥垫层相关参数

褥垫层的相关参数有: 垫层的侧限压缩模量 E_c , 垫层材料的内摩擦角 φ , 以及垫层厚度 h_c 。目前刚性桩复合地基常用的垫层材料为: 碎石、中粗砂、级配砂石。对于这三种材料, 根据参考文献 [8], 内摩擦角取值分别为:

碎石: $\varphi=40^\circ$

中粗砂: $\varphi=30^\circ$

级配砂石: $\varphi=30^\circ\sim 35^\circ$

垫层厚度根据实际情况选取。压缩模量 E_c 的取值由褥垫层材料的物理力学性质试验确定, 见本书第二章第一节的内容。

1.1.3 解析计算方法在高层建筑刚性桩复合地基中的应用

为验证本文提出的解析计算方法的有效性, 将其应用到翠湖花园和康城·碧湖苑两个实际高层建筑刚性桩复合地基中。前者采用 CM 桩复合地基, 浅层土承载力很低; 后者采用 PHC 管桩复合地基, 浅层土承载力高, 具有较好代表性。计算结果与现场静载试验对比, 以验证不同场地条件和桩型下本方法的有效性。

1.1.3.1 翠湖花园

1. 刚性桩双曲线模型参数

(1) 刚性桩

桩身采用 C25 混凝土, 弹性模量 $E=2.8\times 10^4\text{MPa}$; 桩径 $d=500\text{mm}$, 桩截面积 $A=0.1963\text{m}^2$; 桩长 $l=21\text{m}$ 。设计单桩极限承载力 $P_{pmax}=1500\text{kN}$, 取破坏比 $R_f=0.75$ 。

(2) 桩周土

根据地质报告, 筏板以下各层土物理性质如表 1-1-2 所示。桩周土不排水抗剪强度平均值为: $c=\frac{2.4\times 5+24.4\times 4+16.1\times 2+34.2\times 3+17.9\times 7}{5+4+2+3+7}=17.6\text{kPa}$; 充分发挥桩侧摩阻力所需相对位移 s_u 取为 7mm 。

(3) 桩端土

桩端为微风化石灰岩，根据文献 [9] 中表 4-2-1，取变形模量 $E_b=20000\text{MPa}$ 。基岩平均厚度 $H_b=3.2\text{m}$ ，则桩端土刚度 $k_1=E_bA_p/H_b=2\times10^7\times0.1963/3.2=1.2\times10^6\text{kN/m}$ 。

翠湖花园筏板以下土层分布 表 1-1-2

土 层	厚度 (m)	$f_{sk}(\text{kPa})$	$\gamma (\text{kN/m}^3)$	$E_s(\text{MPa})$	$c (\text{kPa})$	$\varphi (^{\circ})$
③淤泥质土	5	250	16	2.29	2.9	14.5
④粉质黏土	5	350	19.3	7.86	26.3	22
⑤ ₂ 圆砾	3	—	20	—	—	35
⑥粉质黏土	7	—	19.3	5.82	5	18.5
⑦微风化石灰岩	3.2	—	—	—	—	—

2. 地基土双曲线模型参数

根据勘察报告，浅层粉质黏土层压缩模量 $E_s=2.44\text{MPa}$ （经过水泥搅拌桩处理）。由文献 [8] 中关系式得变形模量 $E=1.49E_s=3.64\text{MPa}$ 。桩周浅层换填 200mm 厚碎石，变形模量有很大增加，因此取 $E=3\times3.64=10.92\text{MPa}$ 。取淤泥质土的泊松比 $\nu=0.45$ ，可以得到初始切线模量为 $E_{st}=\frac{E}{\omega B(1-\nu^2)}=\frac{10.92}{0.79\times0.5\times(1-0.45^2)}=34.67\text{MPa/m}$ 。经水泥搅拌桩处理后，桩间土承载力极限值 $f_{su}=80\text{kPa}$ ，即 $p_{smax}=80\text{kPa}$ ，取破坏比 $R_f=0.75$ 。

3. 褥垫层计算参数

采用了 200mm 厚碎石褥垫层， $E_c=0.0617p+33.531\text{MPa}$ ，内摩擦角取为 $\varphi=40^{\circ}$ 。

4. 桩土应力比的计算

单桩复合地基承载力特征值 $f_{spk}=385\text{kPa}$ ，对应的总压强 $p=193\text{kPa}$ ，289kPa，385kPa，482kPa，578kPa，674kPa，770kPa。计算得到桩土应力比 $N=28.7$ ，39.9，49.7，58.6，66.6，74.1，81.0。进一步，可以计算得到桩、土、复合地基沉降、刺入量随荷载变化曲线，以及桩土应力比—荷载曲线，与试验结果平均值对比，如图 1-1-4～图 1-1-6 所示。

1.1.3.2 康城·碧湖苑

1. 刚性桩双曲线模型参数

(1) PHC 管桩

桩身采用 C80 混凝土，弹性模量 $E=3.8\times10^4\text{MPa}$ ；桩径 $d=500\text{mm}$ ，桩截面积 $A=0.1963\text{m}^2$ ；桩长 $l=20\text{m}$ 。设计单桩极限承载力 $P_{pmax}=3080\text{kN}$ ，取破坏比 $R_f=0.75$ 。

(2) 桩周土

根据地质报告，筏板以下各层土物理性质如表 1-1-3 所示。桩周土不排水抗剪强度平均值： $c=\frac{44.6\times9+48.9\times11}{9+11}=46.97\text{kPa}$ ； s_u 取为 7mm。

(3) 桩端土