

## 摘 要

自平衡试桩(O-cell 试桩)是一种新的静载荷试桩方法, 具有独特的优点: 不需要反力平台, 在实际工程中应用越来越广, 但相应的理论研究工作滞后。自平衡试桩和传统载荷试验的荷载传递的机理存在差异, 本文编制了单桩轴对称非线性有限元计算程序, 研究自平衡试桩和传统载荷试验的荷载传递差异, 重点针对超长桩下的差异研究。采用荷载传递法推导得到自平衡试桩荷载-曲线的完整解析解(桩侧土采用双折线模型、桩端土采用三折线模型), 通过工程实例验证了解析解的合理性, 并探讨解析解的应用。

通过研究得出以下结论:

1. 传统载荷和自平衡加载下, 桩轴力和桩侧摩阻力分布、桩周土传递函数存在差异。

2. 传统载荷和自平衡加载均达到极限状态时, 有限元计算得到粘性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力与传统载荷试验产生的向上总摩阻力基本相等, 砂性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力略小于传统载荷试验产生的向上总摩阻力; 自平衡与传统载荷加载下极限侧阻力比值沿深度变化, 在荷载箱处达到最大; 虽然侧摩阻力的分布存在差异, 但是自平衡试桩得到上、下段桩极限承载力总和略小于传统载荷试验的到极限承载力, 偏于安全。

3. 超长桩按变形控制确定单桩的极限承载力时, 自平衡和传统载荷加载下下段桩承载性状存在较大差异, 自平衡荷载箱越靠近桩端、桩越长、桩直径越小、桩周土强度越高, 两者的差异越大。自平衡与传统载荷下桩端力-桩端位移近似呈直线关系, 两者桩端割线抗压刚度接近, 自平衡与传统载荷的桩端割线抗压刚度比值约为1.20, 比值对荷载箱离桩端距离、桩长、桩直径、桩周土的变化不敏感, 两种加载方式下端阻力的差异主要表现为桩端位移的差异。因此对于超长桩, 从变形角度考虑, 自平衡试桩下段桩的承载力结果直接作为单桩极限承载力的一部分, 高估了变形控制下下段桩的承载力, 存在不妥, 应当考虑桩身压缩变形的影响。

4. 应用自平衡试桩解析解, 研究沉渣对自平衡试桩的影响, 说明自平衡试桩对沉渣有严格的要求; 另一方面由于自平衡加载对沉渣的敏感性, 可以用来检查灌注桩实际清孔效果, 而传统载荷试验长桩的侧摩阻力发挥影响到沉渣的判断。

5. 应用自平衡试桩解析解, 可以预估荷载箱的位置。

6. 应用自平衡试桩解析解可把自平衡试桩结果转换成传统载荷曲线(称荷

载传递解析转换法), 和实测传统载荷曲线吻合较好, 具有较高的精度; 荷载传递解析转换法和荷载传递位移协调法得到拟合传统载荷曲线比较接近; 相比其他转换方法, 荷载传递解析转换法具有明显的优点: 理论完整、不需实测传递函数、简单实用。

关键词: 自平衡试桩, 有限元, 超长桩, 变形控制, 荷载传递, 位移协调, 解析解

## ABSTRACT

The O-cell pile testing method (OPT) is a new axial static load tests of pile, which has unique advantage—no reaction system. It has found an increasingly wide utilization in practical engineering, but theoretical research of the OPT lags in phase. There is difference of load transfer mechanism between the OPT and the traditional axial static load tests of pile (TASLTP). The nonlinear axis symmetry FEM (finite element method) program of single pile was explored to study the difference, especially in super-long single pile. A set of analytical equation for the loading-settlement curve of the OPT was established through load transfer—bilinear load-transfer function in pile lateral soil and trilinear load-transfer function in pile toe soil, and was verified by history engineering case. The application of analytical solution was discussed.

The conclusions follow as:

1. Between the OPT and the TASLTP, there is difference of pile axial force and shaft resistance distribution, and soil load-transfer function surrounding pile .
2. While the limit state is reached in both the OPT and the TASLTP, the result of FEM program is that the total shaft resistance force of upper pile (above the load cell) of the OPT is nearly equal to one of the TASLTP in clayed soil, the former is slightly smaller than the later in sandy soil. The ratio of ultimate shaft resistance of the OPT to one of the TASLTP is variable along the pile, and reaches the peak near the load cell. There is difference of shaft resistance distribution, but the ultimate bearing capacity of pile from the OPT is slightly smaller than one from the TASLTP.
3. While the ultimate bearing capacity of pile is determined by settlement in super-long single pile, there is enormous difference of the bearing behavior of lower pile (beneath the load cell) between the OPT and the TASLTP. Less distance from the load cell to pile toe, more length of pile, higher modules of soil and less diameter of pile, larger the difference becomes. The tip resistance-displacement curve is almost linear under both the OPT and the TASLTP. The ratio of secant compressive rigidity of pile toe under the OPT to one of under the TASLTP is about 1.20. It is relevant invariable. The difference of pile tip displacement between the OPT and the TASLTP determines the difference of the pile tip force. Thus, in view of settlement control, it is not proper that the ultimate bearing capacity of lower pile of the OPT is directly

regarded as a part of one of whole single pile. The compressive settlement of pile should be taken into consideration.

4. The analytical solution of the OPT is adopted to study the impact of the sediment of bored pile. The OPT is strict with the thickness of the sediment. Because of the sensitiveness of the OPT to the sediment, the OPT can inspect the effect of cleaning the sediment of bored pile. Whereas, the shaft resistance of super-long single pile under the TASLTP has an influence on the assessment of the sediment.

5. The analytical solution of the OPT can be used to estimate the location of load cell.

6. The analytical solution of the OPT can be used to transform the result of the OPT into the load -settlement curve of the pile if it were top-loaded (load transfer analytical solution transformation, ie.LTAST). The transformation curve is close to the measurement load -settlement curve and the load transfer displacement coordinate transformation curve from the OPT. Compared with the others transformation method, the LTAST has some advantages—intact theory, no demand of the measured load-transfer function, simply and practicality.

**Key words:** O-cell pile testing method, finite element method, super-long pile, settlement control, load transfer, displacement coordinate, analytical solution

## 学位论文版权使用授权书

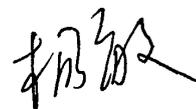
本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版；学校有权保留学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

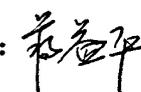
2005年3月4日

-----

经指导教师同意，本学位论文属于保密，在        年解密后适用本授权书。

指导教师签名：

2005年3月3日

学位论文作者签名：

2005年3月4日

## 同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律 responsibility 由本人承担。

签名： 邢益平

2005年3月4日

# 第一章 绪论

## 1.1 概述

随着我国经济建设的高速发展,高层建筑、大跨度的桥梁等工程项目越来越多,对桩基础承载力的要求越来越高,单桩极限承载力上千吨的不在少数,如东海大桥副通航孔单桩极限承载力为  $60\text{MN}^{[1]}$ ,杭州湾跨海大桥单桩极限承载力为  $15.8\text{MN}^{[2]}$ ,甚至有的单桩极限承载力已达到上万吨(润扬长江公路大桥单桩极限承载力达到  $120\text{MN}$ )<sup>[3, 4]</sup>。现有的各类规范均强调单桩静载荷试验是确定单桩极限承载力最可靠的方法,但是高极限承载力导致采用传统静载荷试验费用昂贵(传统静载荷试验是指荷载在桩顶部施加,反力装置采用锚桩、堆载平台或锚桩堆载联合反力装置,这种试验方法以下统称为传统载荷试验);或者特定的试验条件下(如跨海或跨江大桥桩基,无反力装置的施工条件)传统载荷试验难以操作,对传统载荷试验提出挑战。

自平衡试桩(国外称 O-cell 试桩)是美国 Osterberg 博士 1984 年开发出来的一种新的静载荷试验方法,它的基本原理:将装有千斤顶的荷载箱放置于桩底或桩的下部适当位置(该深度上下的承载力相当),荷载箱以上桩段发挥的侧摩阻力与荷载箱以下桩段的侧摩阻力

和端承力互为反力,见图 1.1。

自平衡试桩思路<sup>[5]</sup>最早由日本的中山和藤关于 1969 年提出的,1973 年 Gibson 与 Devenny 用该方法测定在钻孔中混凝土与岩石间的胶结

应力,1984 年美国

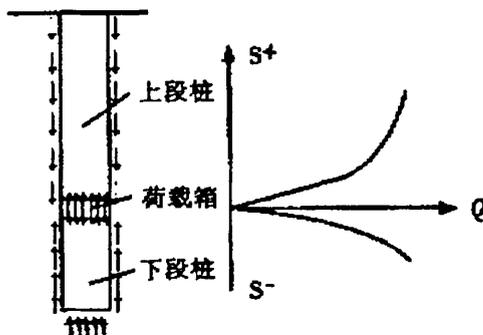


图 1.1 自平衡试桩原理示意图

Osterberg 对该方法进行开发,1987 年首先在桥梁钢桩中成功应用,后来逐渐推广至各种桩型,并加以开发进入商用。由于 Osterberg 的杰出工作,该法以 Osterberg Cell 试桩闻名于世,简称 O-cell 试桩。1996 年东南大学土木工程学院对该方法进行研发,称该方法为自平衡试桩,在江苏省形成地方标准。

自平衡试桩与传统载荷试验相比，具有以下独特优点：

- 1). 测试装置简单，基本不需反力平台，不占用施工场地，试验操作较方便、安全；
- 2). 试桩时间短(试验时安装快速)，费用省，尽管荷载箱为一次性投入使用，但对高承载力的试桩相比传统静载荷可节约30—60%，根据统计分析结果<sup>[6]</sup>，单桩极限承载力在8MN时两者的测试费用相当，但单桩极限承载力越高，自平衡试桩的优势越明显，见图1.2；

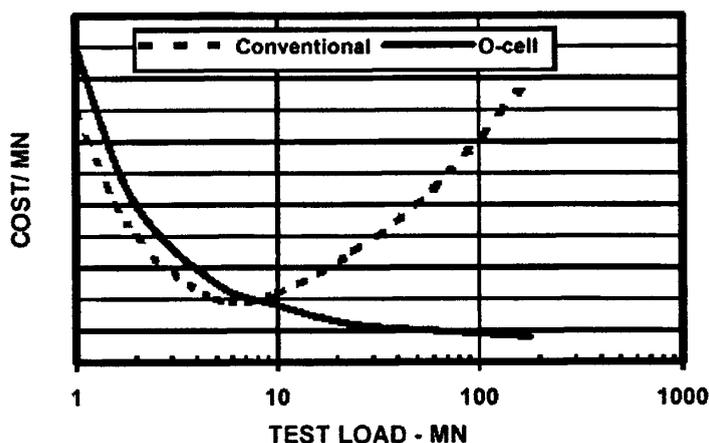


图1.2 自平衡试桩和传统载荷试验法的造价比较

- 3). 可以测试极限承载力较高的桩，国外测试的单桩极限承载力达150MN<sup>[7]</sup>，国内润扬长江公路大桥、东海大桥和杭州湾跨海大桥均采用自平衡试桩，其中润扬长江公路大桥单桩极限承载力达120MN<sup>[3, 4]</sup>；
- 4). 可应用于传统静载荷试验难于进行测试的地方，如河流的桥墩桩基、岸边桩基及其它堆载或锚桩实施有困难的工程；
- 5). 荷载箱的位置可灵活设置，可多个荷载箱配合使用，测得特定范围的桩极限承载力，适合用于研究：可以分别测得桩侧摩阻力和端阻力；桩承载力的时效问题研究(对设备合理保护，一次投入可长期监测，这是传统载荷试验无法比拟的)<sup>[8]</sup>。

自平衡试桩目前正处于快速发展阶段，已在中国、美、英、日本、新加坡等多个国家得到应用，至1998年文献反映共完成约300根试桩(10个国家)<sup>[7]</sup>，至2001年文献反映共完成约600根试桩(15个国家)<sup>[8]</sup>。至2002年，国内东南大学土木工程学院应用自平衡试桩已做了上百例工程<sup>[9]</sup>。

## 1.2 研究综述

自Osterberg博士1984年开发出O-cell试桩,推广使用至今有20多年。国内李广信等于1993年首先将O-cell试桩介绍到国内并展开研究;龚维明等于1996年立项研究O-cell试桩,并称为自平衡试桩,逐渐实现商业化。

### 1.2.1 自平衡试桩的数据处理

自平衡试桩的数据处理有一个发展过程。Osterberg等将上段桩(荷载箱以上的桩段,简称上段桩)极限承载力(扣除上段桩的自重)加下段桩(荷载箱以下的桩段,简称下段桩)极限承载力得到桩的极限承载力<sup>[7]</sup>;龚维明(1998)<sup>[10]</sup>等根据文献<sup>[69]</sup>中抗拔桩的系数,结合工程实践,将荷载箱上段桩极限承载力(扣除上段桩的自重)除以修正系数加下段桩极限承载力得到桩的极限承载力,修正系数粘性土和粉土取0.8,砂土取0.7。

Osterberg(1998)<sup>[7]</sup>提出采用经验法把自平衡试桩结果转换为传统静载荷曲线,即:假定桩为刚性,根据荷载箱上下位移同步的原则拟合(当向上位移或向下位移较小时,采用双曲线法延伸相应的曲线),按等位移进行对应的荷载箱上段桩荷载(扣除自重)和下段桩荷载叠加,得到等效传统静载荷荷载与位移曲线。欧洲对经验法提出修正<sup>[10]</sup>:对于短桩 $L/D \leq 20$ ,将荷载箱上段桩荷载(扣除自重)乘1.5;Schmertmann(1996)<sup>[19]</sup>和Fellenius(1999)<sup>[12]</sup>对经验法拟合传统静载荷曲线提出改进意见:考虑桩身的变形。龚维明<sup>[10]</sup>等对经验法提出修正:将荷载箱上段桩荷载(扣除自重)乘系数K,根据南京部分自平衡试桩与传统载荷试验对比结果,反演得到的统计结果:K取值范围1.0~1.6,后来又提出考虑上段桩的桩身变形<sup>[13]</sup>;并且提出用荷载传递位移协调法(称精确转换法)拟合传统静载荷曲线:假定荷载箱以下桩段承载力-位移量关系和荷载箱以上不同深度的桩侧摩阻力-变位量关系与传统载荷试验是相同的,利用荷载箱下段桩承载力-位移量关系和侧得传递函数,用位移协调法拟合得到传统静载荷曲线。

### 1.2.2 自平衡试桩的验证

国内外大量的对比试验已证明<sup>[14]</sup>:粘性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力与传统载荷试验产生的向上总摩阻力基本相等;砂性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力略小于传统载荷试验产生的向上总摩阻力。日本学者<sup>[7]</sup>用自平衡试桩和传统静载荷试桩分别对预制桩和灌注桩作一系列的对比试验,研究上述两

种试验方式下的侧阻力和端阻力差异、试验结果差异。实测试验研究表明,两种试验方式下的端阻力-位移曲线基本一致、上段桩总侧阻力-位移曲线吻合较好、采用位移协调法把自平衡试验结果转化传统静载荷曲线与实测静载荷曲线一致。Peng等(1999)<sup>[6]</sup>在新加坡做一组自平衡试桩和传统载荷试验比较,用经验法拟合得到曲线与实测传统载荷试验曲线符合较好。Fellenius(1999)<sup>[12]</sup>在菲律宾马尼拉用自平衡试桩测试巴特列桩(桩长28m,截面2.85m×0.85m),通过有限元模拟自平衡试桩得到相应的参数,然后用有限元计算传统静载荷下的侧摩阻力的分布,和自平衡试桩侧摩阻力的分布吻合较好。刘朝钢等(1996)<sup>[15]</sup>和方磊等人(1998)<sup>[16]</sup>将大型三轴试验仪改造成桩模型试验装置,对自平衡试桩和传统静载荷试桩作比较研究,两者试验得到模型桩的试验结果基本一致。

### 1.2.3 两种加载方式桩承载性状的差异

自平衡试桩和传统静载荷试验施加荷载的位置不同,桩的荷载传递存在明显的差异。自平衡试桩,荷载箱以上桩段桩周土对桩的侧摩阻力的方向向下(方向同抗拔桩,但荷载传递机理有别于抗拔桩),而传统静载荷试验和实际工作状态桩周土对桩的侧摩阻力方向一般向上,实践证明自平衡试桩得到荷载箱以上土的侧摩阻力要小于传统静载荷试验得到土的侧摩阻力。国内一些学者研究了自平衡试桩和传统静载荷试验的荷载传递差异。黄锋(1998)<sup>[17, 18]</sup>等利用 ng 渗水土工模型试验对用砂土分别做过在三组传统静载荷法、自平衡试桩、拔桩模型桩对比试验,研究表明,对于中密砂,拔桩时侧摩阻力平均值为传统静载荷时的 0.42 倍,自平衡试桩时侧摩阻力平均值为传统静载荷时的 0.47 倍;不同深度下比值不同,自平衡试桩模型试验浅部的侧摩阻力要远小于传统静载荷时侧摩阻力,深部两者的比值约为 0.75;自平衡试桩上段桩的侧阻力和轴力主要集中在荷载箱附近,离开荷载箱较小距离(约 20%桩长)侧阻力和轴力急剧降低,随后降低幅度趋于缓和,这种分布模式与传统载荷试验具有明显的差异。温庆博等<sup>[19]</sup>做了对几组原型试验对比自平衡试桩和传统静载荷试验的荷载传递差异,由于事先估计不足,自平衡试桩中荷载箱往下位移过大和荷载箱行程的限制,荷载箱以上的桩段的侧摩阻力未达到极限,但仍得到有益的结论:传统静载荷试验下侧摩阻力沿深度成中间大、两头小,自平衡试桩下侧摩阻力沿深度在荷载箱位置最大、桩顶处最小;将自平衡试桩向上荷载和位移曲线用双曲线延长,按变形控制 5%

直径,得到自平衡试桩时侧摩阻力平均值为传统静载荷试验时的 0.85 倍(试桩位置桩周土为粘质粉土)。

黄锋等人 (1998)<sup>[5, 17, 20]</sup>应用有限元法(土体采用Duncan-Chang模型,桩土接触面采用Goodman接触面单元)对传统静载荷法、自平衡试桩、拔桩下桩的侧摩阻力进行研究探讨,将有限元计算结果和模型试验结果对比,提出了不同加载方式下桩侧摩阻力的影响因素:桩身变形的泊松效应、桩周土的应力变化和剪胀性、桩周土主应力方向旋转、边界条件不同;并根据传统静载荷法和自平衡试桩应力路径的差异,提出传统静载荷宜采用三轴压缩试验对应的参数,自平衡试桩宜采用三轴伸长试验对应的参数。针对有限元计算模型中未能反映土的剪胀性和主应力方向旋转产生的差异,杜广印等人(2000)<sup>[21]</sup>基于弹性理论推导出剪胀性和主应力方向旋转影响系数公式。翟晋(2000)<sup>[22]</sup>、龚维明等(2002)<sup>[9]</sup>应用有限元(土体采用Drucker-Prager弹塑性模型,桩周土用低模量单元替代接触面单元)研究三种工况(传统静载荷法、自平衡试桩、拔桩)下不同桩周土模量的侧摩阻力的差异;翟晋<sup>[22]</sup>研究自平衡试桩下桩土刚度、桩长径比对侧摩阻力和位移的影响。翟晋<sup>[22]</sup>、龚维明等<sup>[9]</sup>、程宝辉(2003)<sup>[23]</sup>应用有限元(土体采用Drucker-Prager弹塑性模型)研究自平衡试桩荷载箱上下段桩的相互影响,分析结果表明:荷载箱上下段桩存在相互影响、相互影响随着桩端桩侧刚度比和桩长径比的增大而减少;相互影响量较少,从工程应用角度考虑可以忽略相互影响。许宏发等(2003)<sup>[24]</sup>应用有限元(土体采用Drucker-Prager弹塑性模型),对抗拔桩和抗压桩机理做对比分析,得出抗拔极限侧阻力小于抗压极限侧阻力,其比值在0.7~0.9之间,并指出抗拔桩具有“越拉越松”,而抗压桩具有“越压越紧”特性的结论。

#### 1.2.4 轴向荷载下桩工作形状的理论研究方法

根据已有的文献,桩顶施加荷载下桩的工作性状的理论研究最多,而自平衡试桩下桩的工作性状仅有少数研究。研究轴向荷载下桩的工作性状的理论研究方法有:弹性理论法、剪切位移法、荷载传递法(位移协调法和解析法)。弹性理论法由于计算较复杂,在分析桩的工作性状应用较少。剪切位移是Cooke(1974)在试验和理论分析基础上提出,Randolph和Wroth(1978)得到比较成熟的剪切位移解答,该理论解在研究抗拔桩的变形中得到应用<sup>[25, 26]</sup>。

荷载传递法由Seed和 Reese(1957)<sup>[27]</sup>最早提出,根据实测或试验得到传递函

数、假设不同传递函数,分别通过位移协调法或解析法研究轴向荷载作用下桩的工作性状。因荷载传递法能很好地反映桩土间非线性性状及成层地基问题,且计算简便直观等优点,是目前研究轴向荷载作用下桩的工作性状应用最多的一种分析方法。实测传递函数一般难以得到,而室内试验测得传递函数不能很好地反映土体的实际应力状况,故荷载传递函数一般假设一定的函数形式:双曲线、指数函数、幂函数或若干个函数的组合。函数中的参数可根据其物理意义确定(肖宏彬等人<sup>[28]</sup>),也可通过一个区域性的实测载荷试验,采用优化方法(张尚根和郑必勇采用改进powell优化方法,对南京部分大直径桩试桩得到土层的传递函数的参数<sup>[29]</sup>、灰色系统理论<sup>[30]</sup>确定。荷载传递位移协调法由Seed和Reese(1957)、Coyle和Reese(1966)<sup>[27]</sup>提出,根据传递函数,结合各单元桩的静力平衡条件、桩身弹性理论、位移协调通过迭代法求解。荷载传递解析法:通过给定传递函数和一定的边界条件,求解单桩微分方程。一般对传递函数进行简化,便于求解微分方程。简化传递函数有佐藤悟的线弹性全塑性传递函数<sup>[31、32]</sup>;陈龙珠等(1994)<sup>[33]</sup>给出了双折线硬化模型解析解(采用解析递推法,即由弹性解得到的结果作为塑形区的边界条件);刘兴远和郑颖人在陈龙珠的解析解基础上给出双折线软化模型解析解;陈明中<sup>[48]</sup>给出三折线模型的解析解;黄锋等(1999)<sup>[25]</sup>和张尚根等(2002)<sup>[26]</sup>假定桩周土线弹性模型(剪切模量为常数,前者分别考虑剪切模量与深度是否有关,若有关假定为深度的幂函数),采用剪切位移得到传递函数,分别给出抗拔桩的解析解。

### 1.2.5 超长桩下自平衡试桩的研究

高承载力桩测试中,相比传统静载荷试验,自平衡试桩具有显著的优点。根据工程经验和实践,高承载力桩中超长桩(>50m)比例很高,上海地区超高层建筑物的工程桩一般为超长桩,吕福庆(1996)<sup>[34]</sup>分析的武汉71根嵌岩桩约40根为超长桩。大量实测和模型研究表明超长桩在轴向荷载下单桩的工作性状有其特殊性:桩身压缩量较大,张忠苗(2003)<sup>[35、36]</sup>对软土超长桩分析表明桩顶沉降主要由桩身压缩引起(最大施加荷载下约占桩顶位移的80%),桩身压缩量较大不容忽视,按变形控制确定单桩极限承载力时,桩端阻力不能完全发挥,且桩端阻力所占比例随长径比的增加而减少。而自平衡试桩,因为荷载箱一般靠近桩端,桩端阻力能得到较好的发挥。超长桩的自平衡试桩与实际受力下,荷载传递存在差异,

而目前文献未见这方面的研究。

### 1.3 问题提出及本文的主要工作

综上所述,自平衡试桩作为一种新的静载荷试桩方法,具有独特的优点,在实际工程中应用越来越广,但相应的研究工作滞后。实践证明自平衡试桩得到荷载箱以上土的侧摩阻力要小于传统静载荷试验得到土的侧摩阻力,但是自平衡试桩和传统载荷试验的荷载传递的机理差异比较复杂,直接针对两种加载方式下的桩侧土传递函数、侧阻力分布规律对比研究较少,有待于进一步研究。研究轴向荷载下桩的工作性状主要理论方法是荷载传递法,但是对自平衡试桩的工作性状研究较少。自平衡试桩在高承载力桩测试中,相比传统静载荷试验,具有显著的优点,高承载力桩中大部分是超长桩,如润扬长江公路大桥、东海大桥和杭州湾跨海大桥主桥桩基均为超长桩,而超长桩端阻力在传统载荷试验下存在发挥不足的现象,相反自平衡试桩因为荷载箱一般靠近桩端,桩端阻力能得到较好的发挥,因此有必要研究自平衡试桩对超长桩工作性状的影响。

本文的主要研究内容是自平衡试桩的承载特性。设计非线性有限元计算程序,研究自平衡试桩和传统载荷试验的单桩工作性状的差异,重点针对超长桩下的差异研究。采用解析法研究自平衡试桩荷载-曲线,并分析解析解的应用。本文主要的内容有:

1. 编制单桩轴对称非线性有限元计算程序 SPileP( Single Pile Programme), 桩、土、接触面均采用 4 节点单元,土体采用 Duncan-Chang 的 E-K 模型,桩本构模型采用线弹性模型,接触面采用 Goodman 无厚度接触面单元;
2. 针对超长桩,分析对比自平衡试桩和传统载荷试验侧阻力和轴力分布差异、极限状态下的承载特性差异、按变形控制下侧阻力和端阻力差异,对超长桩自平衡试桩的数据处理提出建议;
3. 采用荷载传递法推导得到自平衡试桩荷载-曲线的完整解析解,其中桩侧土的传递函数采用双折线硬化模型,桩端土的传递函数采用三折线模型。
4. 利用自平衡试桩荷载-曲线的完整解析解,研究沉渣对灌注桩的承载力影响、预估自平衡试桩荷载箱的位置、自平衡试桩结果转换成传统载荷曲线。

## 第二章 自平衡试桩非线性有限元程序设计

### 2.1 概述

有限元是求解连续区域内的边值问题和初值问题的数值方法，它是数值方法中应用最广泛、最强有力的工具，并已广泛地应用于包括桩基在内的各类建筑物的计算分析当中。有限元法的基本原理<sup>[37]</sup>就是在连续区域选择一定数量的离散点，将其离散为小的单元的等价系统，这些单元的集合体就代表了原来的结构；对每一个单元进行分析，形成单元刚度矩阵；把单元刚度矩阵集成形成总体刚度矩阵；引入边界条件和外荷载矩阵，求解这种整体平衡的方程组，就得到原来连续区域在离散点处未知量(应力或位移)的解答。

有限元方法具有以下优点：

- 1、适合于分析复杂几何形状连续介质问题；
- 2、便于引入各种要求的边界条件；
- 3、能成功地反映各种复杂材料非线性及其不均匀性性质，因而可考虑岩土介质非线性和非均质性。

### 2.2 轴对称下单桩有限元分析理论

有限元方法能方便地考虑层状土和土的非线性本构关系，能有效地模拟桩土共同作用。考虑单桩及地基土的几何分布特征，采用二维轴对称有限元分析单桩桩土共同作用。土体本构模型采用 Duncan-Chang 的 E-K 模型；桩本构模型采用线弹性模型；桩与地基土接触面的力学性质特殊，采用 Goodman 无厚度接触面单元，该单元在荷载作用下，能传递一定的剪力，也可能产生一定的滑移，能反映桩土间的摩擦性状。因此采用轴对称有限元分析的数值方法能有效模拟单桩桩土共同作用，能较准确地模拟桩、土及接触面的几何、力学特性。

#### 2.2.1 桩土本构模型

土体变形具有非线性和非弹性的特征，根据这种特征宜采用弹塑性模型模拟较好，但是弹塑性模型用于实际工程较为复杂<sup>[38]</sup>；前人研究认为<sup>[39]</sup>建立在塑性变形理论基础上的弹塑性模型和 Duncan-Chang 的非线弹性模型之间的差别不是很大，Duncan-Chang 的模型也能够模拟土体发生屈服以后非线性变形的形状；

而且 Duncan-Chang 的非线弹性模型的参数较少, 可以采用常规三轴试验得到, 国内也积累一定资料<sup>[40]</sup>。因此土体本构模型采用 Duncan-Chang 的非线弹性模型描述, 由于 E- $\nu$  模型应用中, 切线泊松比  $\nu_t$  公式不够完善, 1980 年 Duncan 和 Wroth 提出用切线体积压缩模量  $K_t$  代替切线泊松比  $\nu_t$ , 即采用 E-K 模型<sup>[41]</sup>(又称 E-B 模型<sup>[40]</sup>)。桩的本构模型采用线弹性模型。

### (一). 切线弹性模量 $E_t$ <sup>[42]</sup>

Kondner(1963)等人试验发现, 砂土和粘土在常规三轴实验时应力—应变关系可以用双曲线表示。根据 Kondner 的建议, 常规三轴实验中  $\sigma_3$  为常数,  $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_a$  关系可近似地用双曲线来表示, 即

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (2-1)$$

式中:

$\sigma_1$  和  $\sigma_3$ : 为大小主应力

a、b: 为试验常数

切线弹性模量  $E_t$  为

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} = \frac{1}{a} [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (2-2)$$

初始弹性模量  $E_i$  为

$$E_i = \left. \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} \right|_{\varepsilon_a \rightarrow 0} = \frac{1}{a} \quad (2-3)$$

偏应力的渐近线  $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$  为

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_u = \left. \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \right|_{\varepsilon_a \rightarrow \infty} = \frac{1}{b} \quad (2-4)$$

实际上  $\varepsilon_a$  不可能趋向无穷大, 在达到一定值后就破坏了, 此时偏应力即为破坏偏应力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , 引入破坏比  $R_f$  的概念。

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \quad (2-5)$$

破坏偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 与固结应力 $\sigma_3$ 有关,可由 Mohr-Coulomb 破坏准则确定,即

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2-6)$$

式中 $c$ 、 $\phi$ 为土的粘聚力和内摩擦角。

将式(2-3)、(2-4)、(2-5)代入式(2-2)得到:

$$E_i = \left[ 1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 E_i \quad (2-7)$$

$\lg(\frac{E_i}{Pa})$ 与 $\lg(\frac{\sigma_3}{Pa})$ 的关系近似直线,直线的截距为 $\lg(K)$ ,斜率为 $n$ ,则初始弹性模量 $E_i$ 可表示:

$$E_i = KPa \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2-8)$$

式中 $Pa$ 为大气压力。

将式(2-6)、(2-8)代入式(2-7)得到:

$$E_i = \left[ 1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 KPa \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2-9)$$

## (二). 切线体积压缩模量 $K_t$ <sup>[40, 41]</sup>

1980年 Duncan 等提出切线体积压缩模量 $K_t$ 代替切线泊松比 $\nu_t$ ,切线体积压缩模量 $K_t$ 表示:

$$K_t = \frac{dp}{d\varepsilon_v} = K_s Pa \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m \quad (2-10)$$

式中 $p$ 、 $\varepsilon_v$ 分别表示平均主应力和体积应变。

### 2.2.2 接触面本构模型、单元矩阵<sup>[40, 42]</sup>

在土体与地下结构之间,由于其刚度不同,在外力系作用下,往往在其接触界面处也形成较大的剪应力及相对位移。因此,对这类结构物,正确地分析接触面上的受力变形机理,剪切破坏的发展,荷载传递过程,并在计算中正确地模拟,是十分重要的。此时可在土体和地下结构物间设置接触面单元。

近年来各国学者发展了许多类型的接触面单元,如两结点单元<sup>[39]</sup>、Goodman

单元<sup>[43]</sup>、Desai 单元<sup>[39]</sup>、殷宗泽等改进的薄层单元<sup>[44]</sup>、桩土界面摩擦函数法<sup>[39]</sup>等等。其中 Goodman 无厚度接触面单元能较好地模拟接触面上的错动滑移或张开，能考虑接触面变形的非线性特性，得到较广泛的应用，因此采用该接触面单元模拟桩土接触面。Goodman 接触面单元是四结点单元，如图 2.1 所示，两片接触面之间假设有无数的微小的法向和切向的弹簧连接。

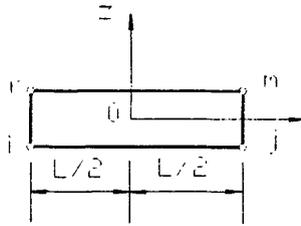


图 2.1 接触面单元示意图

在结点力  $\{F\}^e$  的作用下，两片接触面间的弹簧受内应力为

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix}$$

相应地在两片接触面之间产生相对位移为

$$\{\omega\} = \begin{Bmatrix} \omega_s \\ \omega_n \end{Bmatrix}$$

式中，角标  $s$  表示切向， $n$  表示法向。

在线弹性假定下，应力  $\{\sigma\}$  与相对位移  $\{\omega\}$ （变形）成正比，即

$$\{\sigma\} = [k_0] \{\omega\}$$

其中  $[k_0] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix}$ ，式中  $k_s$  和  $k_n$  分别为切向和法向单位长度劲度系数

( $kN/m^3$ )，由试验确定，对弹性材料它们为常数，对非线性材料它们为变量。

取线性位移模式，将接触面上沿长度方向各点的位移用结点位移来表示。

$$\begin{Bmatrix} u_x \\ v_x \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 + \frac{2x}{L} & 0 & 1 - \frac{2x}{L} & 0 \\ 0 & 1 + \frac{2x}{L} & 0 & 1 - \frac{2x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_m \\ v_m \\ u_r \\ v_r \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} u_{\text{底}} \\ v_{\text{底}} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 - \frac{2x}{L} & 0 & 1 + \frac{2x}{L} & 0 \\ 0 & 1 - \frac{2x}{L} & 0 & 1 + \frac{2x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{Bmatrix}$$

接触面单元内各点的相对位移用矩阵表示为

$$\{\omega\} = [B]\{\delta\}^e$$

$$\text{式中 } \{\omega\} = \begin{Bmatrix} u_{\text{底}} - u_{\text{顶}} \\ v_{\text{底}} - v_{\text{顶}} \end{Bmatrix}$$

$$\{\delta\}^e = \{u_i, v_i, u_j, v_j, u_i, v_i, u_j, v_j\}^T$$

$$[B] = \begin{bmatrix} c & 0 & d & 0 & -d & 0 & -c & 0 \\ 0 & c & 0 & d & 0 & -d & 0 & -c \end{bmatrix}, \quad c = \frac{1}{2} - \frac{x}{L}, \quad b = \frac{1}{2} + \frac{x}{L}$$

由虚位移原理得轴对称下接触面单元有效结点力

$$\{F\}^e = 2\pi r \int_{\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} [B]^T [k_0] [B] dx \{\delta\}^e = [k]^e \{\delta\}^e \quad (2-11)$$

式中  $[k]^e$  为轴对称下 Goodman 单元的刚度矩阵,  $r$  为接触面至轴对称中心轴的距离。

$$[k]^e = \frac{2\pi r L}{6} \begin{bmatrix} 2k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 & -k_n & 0 & -2k_n \\ k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n \\ -k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n \\ -2k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad (2-12)$$

实际的接触面不一定在水平方向, 需要进行坐标变换。假设接触面与水平方向的夹角为  $\beta$ 。将局部坐标系  $x$  轴按接触面方向设置, 则以整体坐标表示的单元刚度矩阵为

$$[\bar{k}]^e = [Q]^T [k]^e [Q] \quad (2-13)$$

式中:

$$[Q] = \begin{bmatrix} \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha \end{bmatrix}$$

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix}$$

由于桩土接触面与水平方向的夹角  $\beta = -90^\circ$ ，经过运算得到轴对称下桩土

Goodman 接触面单元刚度矩阵为

$$[\bar{k}]^u = \frac{2\pi rL}{6} \begin{bmatrix} 2k_n & 0 & k_n & 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 \\ 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -2k_s \\ k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 \\ 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s \\ -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 \\ 0 & -k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s \\ -2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 \\ 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s \end{bmatrix} \quad (2-14)$$

式中  $r$  为桩半径。

在桩土之间设置接触面单元，受力前接触面的两边重合，由于接触面法向受压应力，为了避免受力后桩、土单元在接触面处产生重叠，法向劲度系数  $k_n$  应取大值，如取  $k_n = 10^8 \text{ kN/m}^3$ ，可使相互嵌入的相对位移小到可以略去不计。

由于土体为非线性材料，剪切劲度系数  $k_s$  是变量，Clough 和 Duncan(1971)，给出切线剪切劲度系数  $k_{st}$ ：

$$k_{st} = \left[ 1 - \frac{R_{f1}\tau}{\sigma_n \tan \delta} \right]^2 K_1 \gamma_w \left( \frac{\sigma_n}{Pa} \right)^{n_1} \quad (2-15)$$

式中  $K_1$ 、 $n_1$ 、 $R_{f1}$  为非线性指标；

$\delta$  为接触面上材料的外摩擦角；

$\gamma_w$  为水的容重。

### 2.2.3 有限元分析理论<sup>[37]</sup>

#### (一) 位移函数和形函数

有限元中，以形状规则的单元离散几何形状比较复杂的求解域的常用方法是

等参变换,即单元几何形状和单元内位移场函数采用相同数目的结点参数和相同的插值函数进行变换,这种单元称为等参元。选取矩形四节点等参单元, $r$ 表示径向坐标(对应位移 $u$ ), $z$ 表示轴向坐标(对应位移 $w$ ),如图2.2所示选择坐标系,坐标变换形式、位移模式分别采用下列形式:

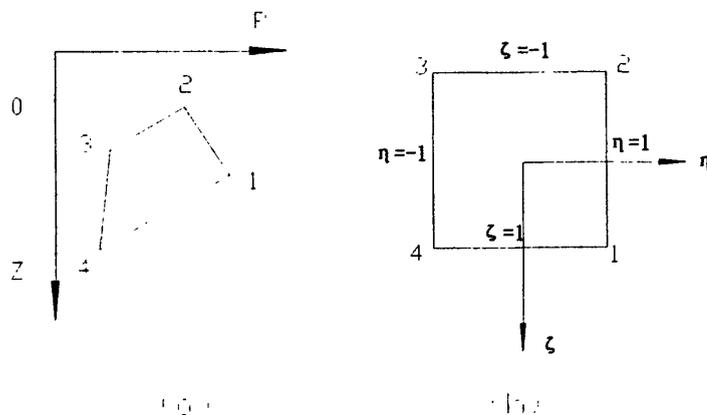


图 2.2 轴对称四节点等参元

(a) 真实单元 (b) 映射后单元

$$r = \sum_{i=1}^4 N_i r_i, \quad z = \sum_{i=1}^4 N_i z_i \quad (2-16)$$

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i u_i, \quad w = \sum_{i=1}^4 N_i w_i \quad (2-17)$$

4 节点的形函数表示  $N_i$  为:

$$N_i = (1 + \eta\eta_i)(1 + \zeta\zeta_i)/4 \quad i=1,2,3,4 \quad (2-18)$$

式中  $\eta_i, \zeta_i$  为自然坐标下节点  $i$  的坐标。

桩土共同作用有限元分析中,有限单元一般为规则的矩形单元,假定矩形单元的中心坐标( $r_0, z_0$ ),  $R$  方向长度为  $2a$ ,  $Z$  方向长度为  $2b$ , 则式(2-16)化简为

$$r = r_0 + a\eta, \quad z = z_0 + b\zeta \quad (2-19)$$

式(2-17)的矩阵形式表示

$$\{U\} = \begin{pmatrix} u \\ w \end{pmatrix} = [N]\{\delta\}^e \quad (2-20)$$

式中  $[N] = [N_1 I \quad N_2 I \quad N_3 I \quad N_4 I]$ ,  $2 \times 4$  阶,  $I = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$

$$\{\delta\}^e = [\delta_1^T \quad \delta_2^T \quad \delta_3^T \quad \delta_4^T]^T, \quad \{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \end{Bmatrix}, \quad i=1,2,3,4.$$

## (二). 单元应变和应力关系

土体中应力以压为正, 应力符号的规定法则与弹性力学相同, 但正负与弹性力学相反, 即当某一个截面上的外法线是沿着坐标轴的正方向, 这个截面就是正面, 正面上的应力分量以沿着坐标轴正方向为负, 沿坐标轴的负方向为正。对应的单元应变比一般弹性有限元公式多了一个负号。

轴对称下, 采用园柱坐标( $r, \theta, z$ ), 所用应力、应变和位移与  $\theta$  方向无关, 只是  $r$  和  $z$  的函数,  $\theta$  方向的位移为零。

单元应变为

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{u}{r} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \end{Bmatrix} = -[B]\{\delta\}^e = -[B_1 \quad B_2 \quad B_3 \quad B_4]\{\delta\}^e$$

(2-21)

$$\text{式中 } [B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{1}{r} & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial r} \end{bmatrix}, \quad i=1,2,3,4.$$

单元应力为

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \sigma_\theta \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = [D]\{\varepsilon\} = -[D][B]\{\delta\}^e \quad (2-22)$$

式中 $[D]$ 为弹性矩阵,土体采用 E-K 模型时,对应土体的弹性矩阵 $[D_s]$ <sup>[41]</sup>如式(2-23),非线性计算时,式中的 E、K 采用  $E_t$ 、 $K_t$  代替即可。

$$[D_s] = \frac{3K}{9K-E} \begin{bmatrix} 3K+E & 3K-E & 3K-E & 0 \\ 3K-E & 3K+E & 3K-E & 0 \\ 3K-E & 3K-E & 3K+E & 0 \\ 0 & 0 & 0 & E \end{bmatrix} \quad (2-23)$$

桩身的弹性矩阵 $[D_p]$

$$[D_p] = \frac{E_p(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & d1 & d1 & 0 \\ d1 & 1 & d1 & 0 \\ d1 & d1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d2 \end{bmatrix} \quad (2-24)$$

式中  $d1 = \frac{\nu}{(1-\nu)}$ ,  $d2 = \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}$ ,  $E_p$  为桩身的弹性模量。

### (三). 单元矩阵的变换

桩土单元均为矩形单元,由式(2-19)得到单元矩阵的导数变换

$$\frac{\partial N_i}{\partial \zeta} = \frac{\partial N_i}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial \zeta} + \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \zeta} = b \frac{\partial N_i}{\partial z}$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial \eta} = \frac{\partial N_i}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial \eta} + \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \eta} = a \frac{\partial N_i}{\partial r}$$

写成矩阵形式

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial r} \end{Bmatrix} \quad (2-25)$$

$$\text{式中 } [J] = \begin{bmatrix} b & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix},$$

则单元面积的微分  $dA = abd\zeta d\eta$ 。

### (四). 单元刚度矩阵的形成

轴对称下,采用园柱坐标,则单元刚度矩阵为

$$\begin{aligned}
 [K_e] &= \iiint_{V^e} [B]^T [D][B] dV = \iiint_{V^e} [B]^T [D][B] r d\theta r dz \\
 &= 2\pi \iint_{\Omega^e} [B]^T [D][B] r dr dz
 \end{aligned} \tag{2-26}$$

代入单元矩阵的导数和面积变换, 采用高斯积分可以求得单元的刚度矩阵。

### (五). 等效节点荷载

重力仅作为土体的初始应力, 不列为外荷载, 根据单桩桩土共同作用的特点, 外荷载为面荷载, 则等效节点力采用下式计算

$$\{R_s^e\} = 2\pi \int_{S_s^e} [N]^T \{T\} r ds \tag{2-27}$$

### (六). 其它问题

#### 1. 初始应力场<sup>[42]</sup>

土体初始地应力场是非线性有限元计算的基础, 以后各个阶段的计算结果都依赖于它, 其重要性不言而喻。天然土体的形成是一个长期的复杂的过程, 完全模拟这个过程是不现实的。本程序采用经典土压力理论生成初始应力场, 土体在垂直方向上的应力为  $\gamma z$ , 水平方向应力  $K_0 \gamma z$ ,  $K_0$  为静止土压力系数,  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ 。

#### 2. 应力修正<sup>[42]</sup>

在非线性有限元计算中, 土体某些单元的计算应力可能超过极限应力状态而达到破坏, 破坏情况有两种: 出现拉应力(假定土体不能承受拉应力)——拉坏、应力摩尔圆超过库伦破坏线——剪坏。实际土体的应力不可能超过破坏状态, 因此须进行应力修正。

应力修正的原则:

- (1) 修正前后土体的主应力方向不变;
- (2) 竖向应力  $\sigma_z$  的大小不变;

#### 3. 约束条件处理<sup>[37]</sup>

由于集成的结构总刚度矩阵为奇异阵, 须引入约束条件消除矩阵的奇异性。引入约束条件的方法有 3 种: 直接代入法、对角元素改 1 法、对角元素乘大数法。直接代入法能降低矩阵的阶数, 但是需重新集成结构总刚度矩阵, 给变成带来一定的麻烦, 较少采用。对角元素改 1 法、对角元素乘大数法处理方便, 比较适合

于编程，两者相比：对角元素改 1 法适合于约束位移值为零，而且对角元素乘大数法更方便——仅处理 2 个元素。因此本程序采用对角元素乘大数法引入约束条件。

#### 4. 自平衡试桩单元处理

自平衡试桩中荷载箱把桩以一分二，因此实际单元剖分时，须将荷载箱部位的桩单元去除，其它单元的剖分处理与一般有限元单元剖分处理方法一致。

### 2.3 材料非线性有限元的解法<sup>[42]</sup>

求解非线性问题的解法主要有增量法、迭代法。根据本文选取模型的特点，采用增量法求非线性问题。下面简要介绍增量法的求解过程。

增量法的基本思想是把总荷载分成有限个增量，每次施加一个荷载增量；而在每级增量区间内，其刚度矩阵是常量。对于每级荷载都可求出位移、应力及应变增量，把这些增量累加起来，就可得出任一级荷载下的总位移、总应力和总应变。因此增量法就是用一系列线性分析来逼近土体的非线性应力—应变关系。增量法的计算步骤为：

对于第  $i$  级荷载增量  $\{\Delta R\}_i$ ：

- (1) 用前一级终了时的应力  $\{\sigma\}_{i-1}$  求出本级的切线模量矩阵  $[D]_i^t$
- (2) 由  $[D]_i^t$  形成刚度矩阵  $[K]_i$
- (3) 解线性方程组  $[K]_i \{\Delta \delta\}_i = \{\Delta R\}_i$ ，解得位移增量  $\{\Delta \delta\}_i$ ，并累加求得相应的位移总量  $\{\delta\}_i = \{\delta\}_{i-1} + \{\Delta \delta\}_i$
- (4) 由  $\{\Delta \delta\}_i$  求出应变增量  $\{\Delta \varepsilon\}_i$ ，又由  $\{\Delta \varepsilon\}_i$  求出应力增量  $\{\Delta \sigma\}_i$ ，并相应累加求得应力  $\{\sigma\}_i$  和应变  $\{\varepsilon\}_i$

对各级荷载重复上述步骤，就可得出最终的位移  $\{\delta\}$ 、应变  $\{\varepsilon\}$  和应力  $\{\sigma\}$ 。

## 2.4 自平衡试桩非线性有限元程序流程图

根据上述原理和方法,采用 Visual C++编制了自平衡试桩轴对称非线性有限元程序,程序流程图如图 2.3。

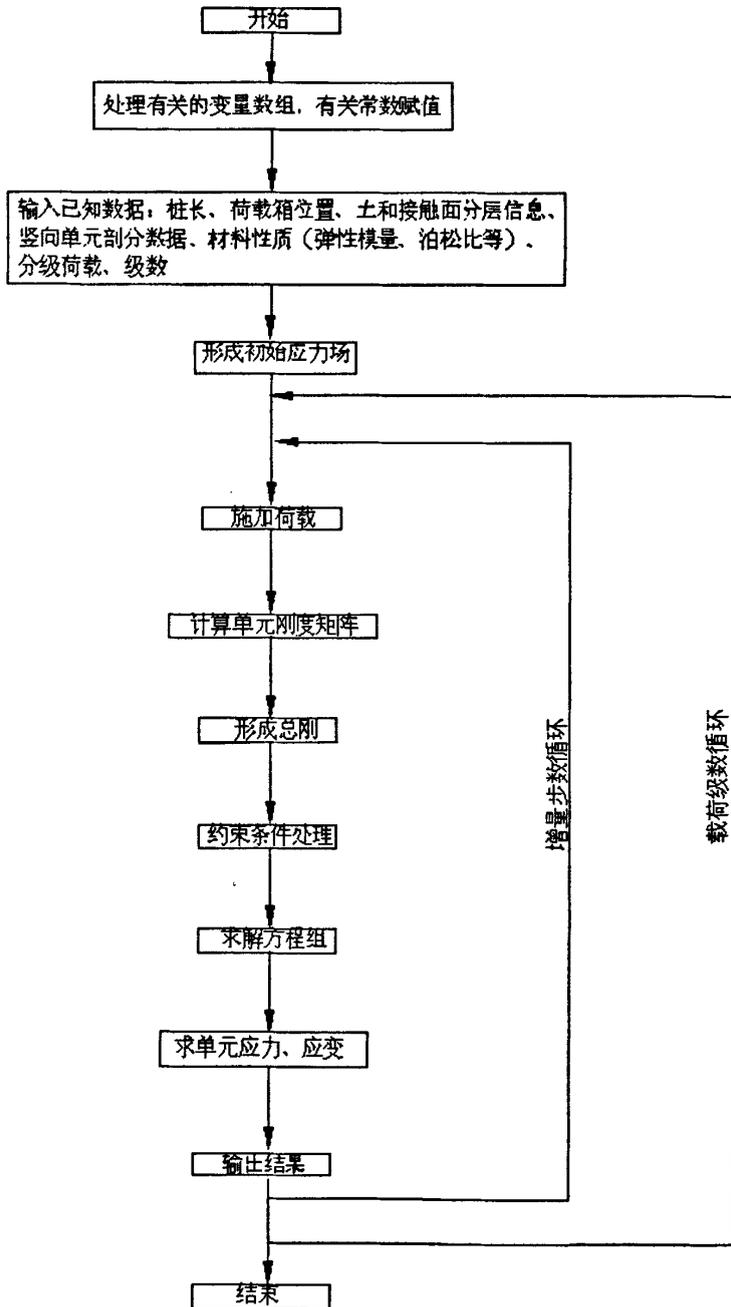


图 2.3 程序流程图

## 2.5 程序计算过程的验证

本程序中土体采用 Duncan-Chang 的 E-K 模型, 接触面采用 Goodman 无厚度接触面单元, 没有查阅到采用同样模型的传统载荷下有限元计算算例, 同样模型的自平衡试桩下有限元算例也未查到。由于有限元程序的设计相对比较规范, 因此验证计算过程的正确性也能反映出程序正确与否。

选用大型商用有限元软件 Ansys 作为参照对象, 验证本程序计算过程的正确性。桩和土体均为线弹性(桩土无接触面单元), 计算参数为桩长为 9m, 桩直径为 1.0m, 桩身  $E_p=3 \times 10^7 \text{kPa}$ ,  $\nu=0.3$ , 土体采用 E- $\nu$  模型,  $E=3.0 \times 10^3 \text{kPa}$ ,  $\nu=0.48$ , 轴对称下计算域为  $9\text{m} \times 18\text{m}$ 。单元划分: 采用轴对称下矩形单元, 竖向桩身等长度剖分 20 份, 桩底下等长度剖分 10 份; 水平向单元长度为 0.5m、0.4m、 $0.9\text{m} \times 9$ , 共 11 份。桩顶加载 125kN, 本程序计算结果桩顶位移为 4.06mm, Ansys 计算结果桩顶位移为 4.20mm, 误差为 0.14mm, 说明本程序的计算过程的正确性。

## 2.6 本章小结

本章简要介绍 Duncan-Chang 模型、Goodman 无厚度接触面单元模型、单元为规则矩形网格时轴对称有限元格式推导, 说明自平衡试桩轴对称非线性有限元程序的编制, 并采用大型商用有限元软件 Ansys 验证本程序计算过程的正确性。

## 第三章 自平衡试桩承载特性数值分析

### 3.1 概述

自平衡试桩上段桩侧土摩阻力的方向与传统载荷试验的桩侧土摩阻力的方向相反,自平衡试桩和传统载荷试验的荷载传递的机理存在差异,直接针对两种加载方式下的桩侧土传递函数、侧阻力分布规律的对比研究较少。在国内自平衡试桩更多应用在超长桩上,由于超长桩的工作形状特殊性,有必要研究自平衡试桩对超长桩工作形状的影响。因此利用编制的有限元程序对以下内容进行研究:

1. 两种加载方式的桩侧阻力、轴力分布差异
2. 极限状态两种加载方式的桩侧阻力对比
3. 按变形控制下两种加载方式的桩侧阻力、端阻力对比

### 3.2 计算模型的范围、单元划分、参数

桩、土、接触面采用四节点轴对称单元,土体采用Duncan-Chang的E-K模型,桩本构模型采用线弹性模型,桩土接触面采用Goodman无厚度接触面单元;单桩有限元计算域选取径向1倍桩长 $L$ ,深度方向选取 $2L$ ,能保证有限元计算精度。单元的剖分根据受力情况确定,与荷载施加部位越近和水平箱距桩越近网格划分相对较小。边界条件为: $R=0$ 和 $R=L$ 为 $R$ 方向受约束、 $Z$ 方向自由, $Z=0$ 为自由面, $Z=2L$ 为固定边界。自平衡试桩与传统载荷试验轴对称有限元计算网格及边界条件见图3.1、3.2。

根据文献<sup>[17, 45, 40]</sup>,计算选用的土和桩土接触面参数见表3.1,桩土接触面 $k_p=10^9 \text{ kN/m}^3$ ,参数1和2分别对应密实砂和中密砂,参数3和4分别对应硬粘土和软粘土。桩体弹性模量 $E_p=3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$ ,泊松比 $\nu=0.30$ 。

表3.1 土和桩土接触面参数

土参数 编号	土参数							桩土接触面参数			
	C(kPa)	$\phi$ (°)	$R_f$	K	n	$K_b$	m	$\delta$ (°)	$R_{r1}$	$n_1$	$K_1$
1	0	37.4	0.88	500	1.05	400	0.45	32.5	0.84	1.20	30000
2	0	30.0	0.70	250	0.60	200	0.45	24.0	0.68	1.20	15000
3	40	25.0	0.80	300	0.50	150	0.4	20.0	0.80	0.50	15000
4	15	20.0	0.80	100	0.70	80	0.8	16.0	0.80	0.70	5000

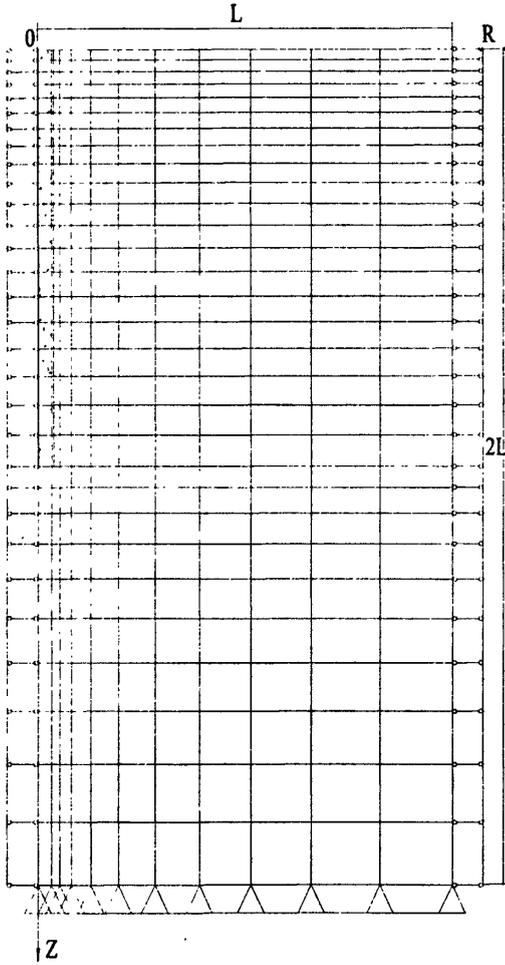


图3.1 传统载荷试验单元剖分及边界

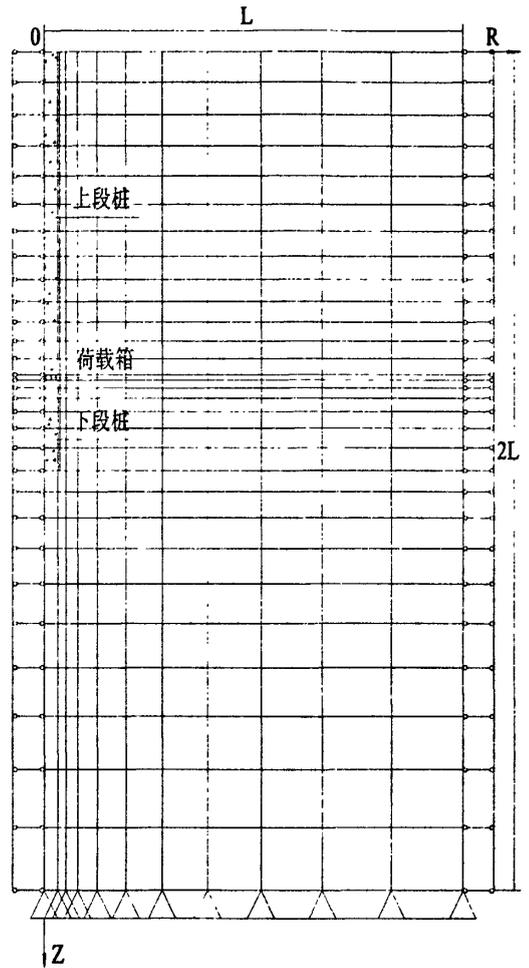


图3.2 自平衡试桩单元剖分及边界

### 3.3 自平衡与传统载荷加载下的桩轴力、侧摩阻力分布差异

传统载荷试验和自平衡试桩由于加载方式的差异，两者的荷载传递规律必然存在差异。土和桩土接触面参数选用参数1，桩长 $L=60\text{m}$ ，直径 $D=1.0\text{m}$ ，自平衡加载下 $L_r=13\text{m}$ (荷载箱到桩底距离)，对比传统载荷和自平衡加载的桩侧阻力、轴力分布。

#### 3.3.1 轴力分布差异

传统载荷和自平衡加载两种加载下的轴力分布图分别见图3.3和图3.4。传统载荷下桩身轴力自桩顶向下减小，加载初期轴力变化相对较平缓，随着深部土层侧摩阻力逐渐发挥，桩深部的轴力变化逐渐增大。自平衡加载下轴力荷载箱分别向上和向下减小，加载初期靠近荷载箱轴力变化幅度较大，施加荷载主要由靠近荷载箱附近的桩侧土的侧摩阻力提供；随着荷载的增大，离荷载箱较远的桩侧土的侧摩阻力逐渐发挥，但是桩身轴力的变化幅度比靠近荷载箱的小；最后一级荷载，上段桩靠近荷载箱的 $25\%L_L$ ( $L_L$ 为上段桩的的长度)厚的桩侧土约承担50%的施加荷载。

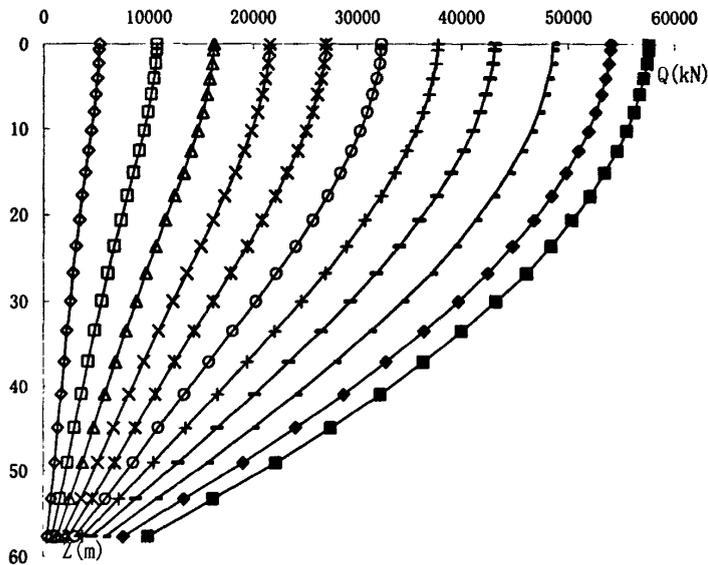


图3.3 传统载荷加载下轴力分布

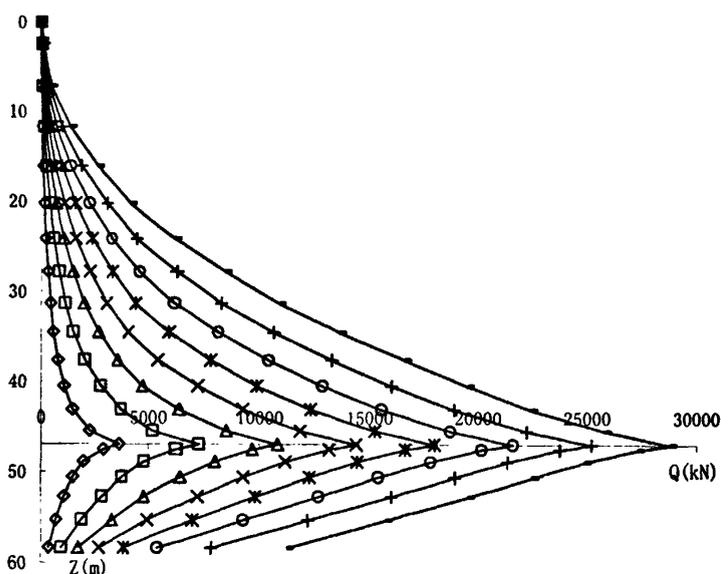


图3.4 自平衡加载下轴力分布

### 3.3.2 侧摩阻力分布、桩侧土传递函数差异

实践证明，传统载荷试验和自平衡试桩下端阻力的承载特性差异不明显，因此主要研究两种加载下侧摩阻力。以下侧摩阻力对比不考虑方向。

传统载荷和自平衡加载下侧摩阻力的分布见图3.5和图3.6。

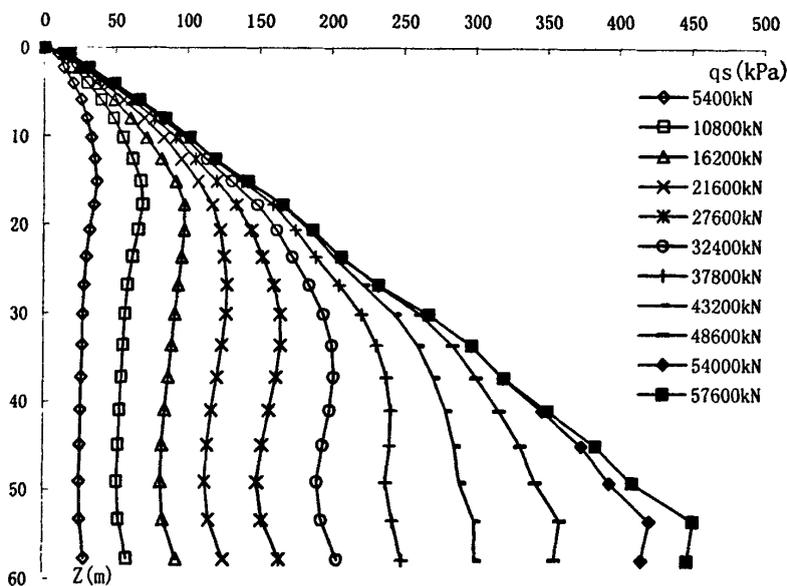


图3.5 载荷试验加载下侧摩阻力分布

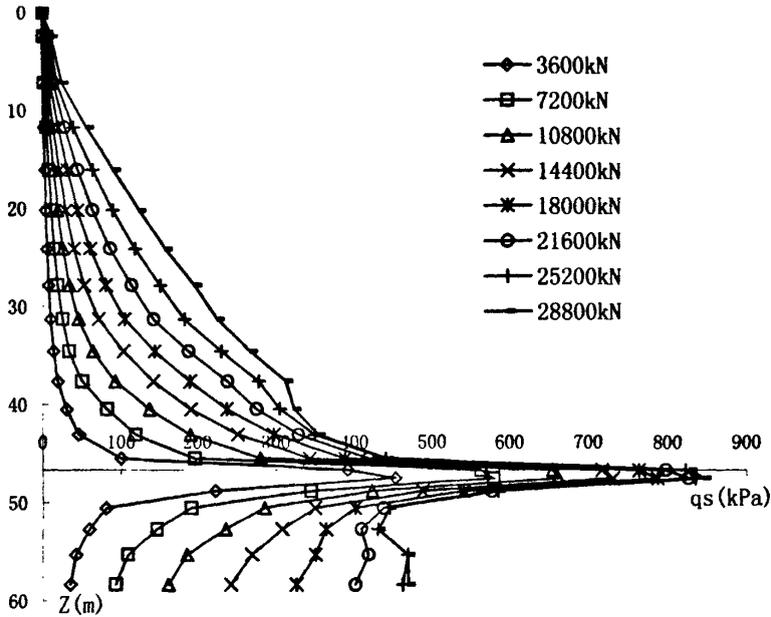


图3.6 自平衡加载下侧摩阻力分布

传统载荷加载下，随着深度土层的侧摩阻力的逐渐发挥，最大值侧摩阻力的深度不断变大，57600kN荷载下，侧摩阻力沿深度近似呈线性增长。自平衡加载下，靠近荷载箱向上和向下约2m桩侧土的侧摩阻力较高(文献[17]中自平衡模型桩试验结果、文献[3]自平衡试桩实测结果均证明这种现象)，这与传统载荷加载存在显著的差异。分析原因：深部土体的初始应力较大，自平衡加载下，靠近荷载箱的桩侧土存在应力集中现象，应力水平远高于传统加载同样深度的应力，桩土接触面切线剪切劲度系数 $k_s$ 随着径向应力增加而增加，而且桩土相对位移比传统载荷下大。自平衡加载下有限元分析计算结果反映出荷载箱附近侧摩阻力较高，因此自平衡试桩实测时在荷载箱附近应增加轴力监测数量，以便更好地反映桩侧土的摩阻力发挥形状。

传统载荷和自平衡加载下不同深度的侧摩阻力 $q_s$ 与位移 $W$ 关系对比结果见图3.7a、图3.7b和图3.7c。

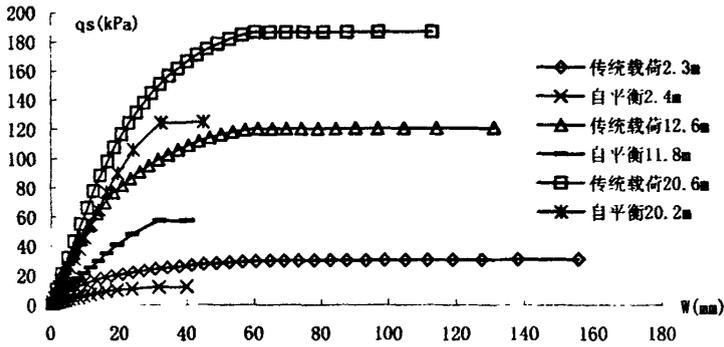


图 3.7a 两种加载下  $q_s$ - $W$  关系

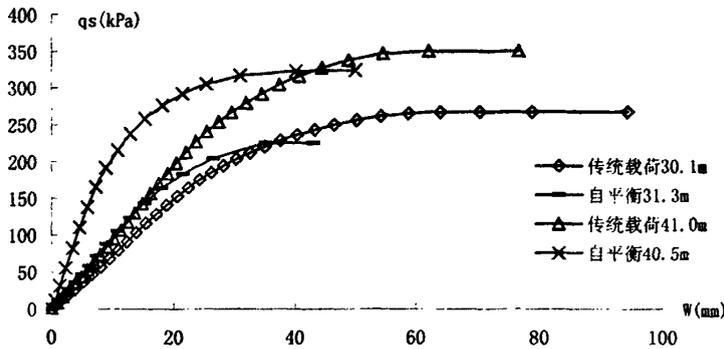


图 3.7b 两种加载下  $q_s$ - $W$  关系

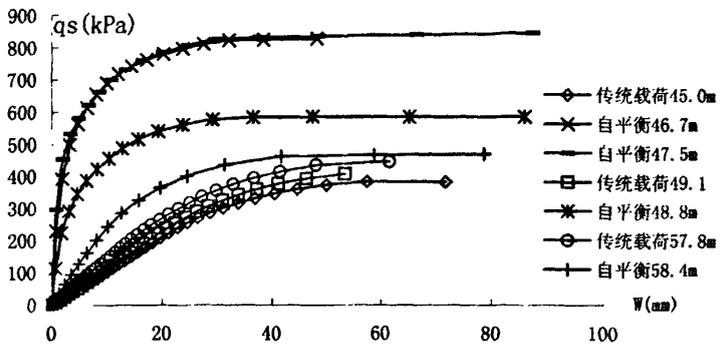


图 3.7c 两种加载下  $q_s$ - $W$  关系

图3.7a、图3.7b和图3.7c反映出传统载荷和自平衡加载下不同深度的传递函数存在差异，且因深度的不同而差异方式不同。自平衡加载下上段桩长度为47m，传统载荷加载下的极限侧阻力并不是都大于自平衡加载下的极限侧阻力，0-40m传统载荷加载下的极限侧阻力大于自平衡加载下的极限侧阻力；靠近荷载箱的自平衡加载下的极限侧阻力远大于传统载荷加载下的极限侧阻力。下段桩自平衡加

载下的极限侧阻力大于传统载荷加载下的极限侧阻力,越靠近荷载箱,差值约大;桩端附近两种加载下的极限侧阻力比较接近。从 $q_s$ - $W$ 曲线形态看(达到极限前),20m以浅,传统载荷加载下曲线斜率要大于自平衡加载下的斜率;30m左右,两种加载下的曲线斜率接近;30m以下,自平衡加载下曲线斜率要大于传统载荷加载下的斜率,越靠近荷载箱,差值约大,下段桩靠近桩底两者的曲线斜率差值缩小。根据上述计算分析,传统载荷试验和自平衡试桩下桩侧土的传递函数存在差异。

### 3.4 两种加载方式的极限状态桩承载力对比

比较两种加载方式极限状态(指试桩曲线出现明显的拐点,不考虑变形控制)的桩侧阻力目的:查看两种加载下的不同深度的极限侧阻力比值、两种加载下极限承载力比较。土和桩土接触面参数选用参数1和3,分别代表桩侧土为砂性土和粘性土,桩长 $L=60\text{m}$ ,直径 $D=1.0\text{m}$ ,自平衡加载下 $L_r=13\text{m}$ 。

极限状态下,桩侧土为砂性土和粘性土,传统载荷和自平衡加载下的侧阻力分布对比结果分别见图3.8和图3.9;砂性土和粘性土自平衡与传统载荷加载下极限侧阻力比值分布见图3.10。两种加载下砂性土和粘性土极限承载力比较结果见表3.2。

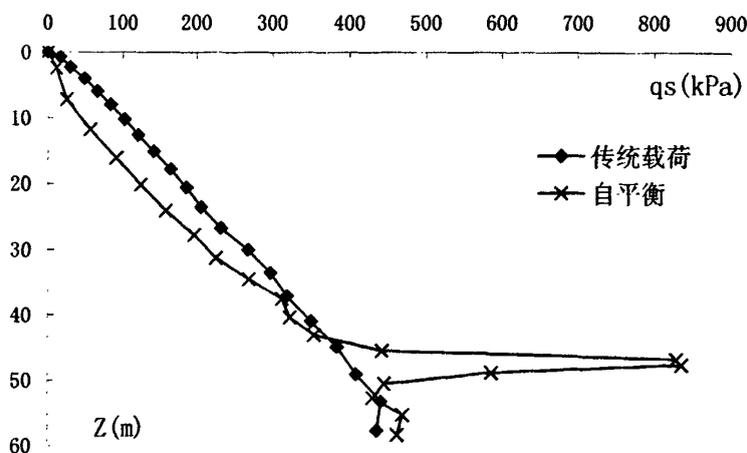


图3.8 两种加载下砂性土极限侧阻力分布对比

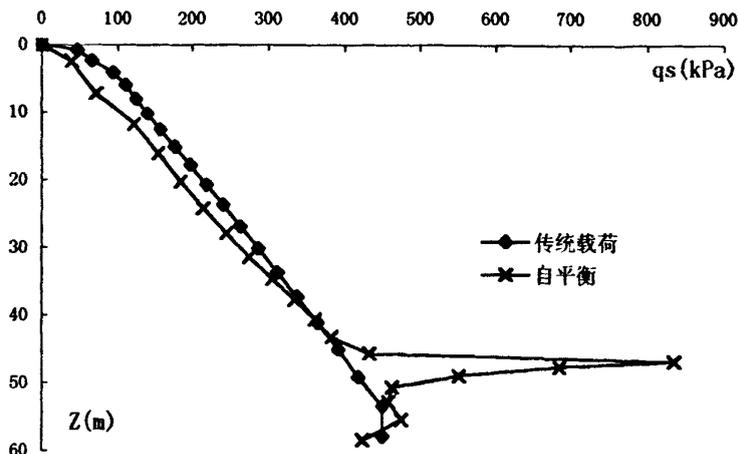


图3.9 两种加载下粘性土极限侧阻力分布对比

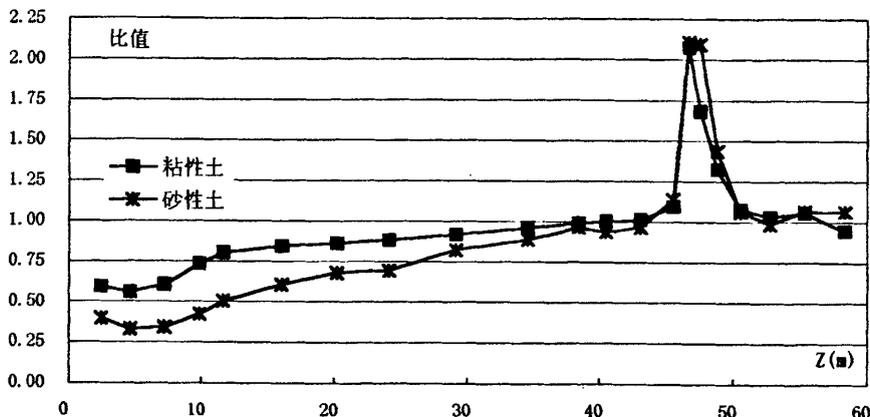


图3.10 砂性土和粘性土自平衡与传统载荷加载下极限侧阻力比值

表3.2 两种加载下砂性土和粘性土极限承载力比较

部位	砂性土			粘性土		
	极限总摩阻力(kN)		比值	极限总摩阻力(kN)		比值
	自平衡	传统载荷		自平衡	传统载荷	
上段桩	28800	32686	0.88	35100	36538	0.96
下段桩	25200	23114	1.09	22500	22862	0.98

注：比值=自平衡极限承载力(上段桩为总极限侧摩阻力)/传统载荷对应的极限承载力。

从图3.8、图3.9和图3.10可看出：

1. 不管哪类土，自平衡试桩下一定深度(h)以浅桩侧土层的极限侧阻力小于传统载荷试验的； $Z > h$ ，临近荷载箱厚约5m(上段桩1.5m、下段桩3.5m)自平衡试桩的桩侧土层极限侧阻力远大于传统载荷试验的，其余部位自平衡试桩的桩侧

土层极限侧阻力略大于传统载荷试验的；砂性土和粘性土的h分别为45m和38m。

2. 自平衡与传统载荷加载下极限侧阻力比值沿深度变化，上段桩比值随深度增加而增加，在荷载箱处达到最大，下段桩除荷载箱附近比值接近1.0。

3. 两种加载下粘性土的差值小于砂性土，上段桩极限总摩阻力比值粘性土为0.96，砂性土为0.88，即粘性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力与传统载荷试验产生的向上总摩阻力基本相等，砂性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力略小于传统载荷试验产生的向上总摩阻力。文献<sup>[14]</sup>提到国内外实测结果也证明上述结论。两种加载方式下下段桩极限承载力比值粘性土为1.09，砂性土为0.98，说明极限状态下，自平衡与传统载荷下段桩极限承载力基本相等。

国内东南大学<sup>[9, 10]</sup>采用式(3-1)计算单桩极限承载力

$$Q_{uk} = \frac{Q_u^t}{\lambda} + Q_u^f \quad (3-1)$$

式中  $\lambda$  为系数，对于粘性土、粉土， $\lambda=0.8$ ；对于砂土， $\lambda=0.7$

$Q_u^t$ 、 $Q_u^f$  分别表示自平衡试桩上段桩和下段桩的极限侧阻力。

根据上述分析，若两种加载方式荷载均达到极限状态，自平衡加载结果采用公式(3-1)计算和有限元计算得到传统载荷试验单桩极限承载力对比见表3.3，公式(3-1)的计算结果要大于有限元计算结果。因此当自平衡试桩上下段桩均达到极限状态，采用公式(3-1)得到结果偏于不安全。若公式中修正系数  $\lambda=1$ ，即不修正时，公式计算结果与有限元计算结果比值：砂性土和粘性土均为0.97，自平衡试桩和传统载荷试验结果比较接近，且略偏于安全。

表3.3 公式计算与有限元计算结果对比

砂性土		比值	粘性土		比值
极限承载力(kN)			极限承载力(kN)		
式(3-1)	有限元		式(3-1)	有限元	
66343	55800	1.19	66375	59400	1.12

注：比值=公式计算极限总侧摩阻力/有限元计算极限总侧摩阻力。

综合以上分析，当自平衡试桩和传统载荷试验均达到极限状态时，虽然侧摩阻力的分布存在差异，但是自平衡试桩得到上、下段桩极限承载力总和略小于传统载荷试验的到极限承载力。

### 3.5 按变形控制下两种加载方式的下段桩侧阻力、端阻力对比

研究表明超长桩在传统载荷试验下单桩的工作性状有其特殊性：桩身压缩量较大不容忽视，按变形控制确定单桩极限承载力时，桩端阻力不能完全发挥，且桩端阻力所占比例随长径比的增加而减少；自平衡试桩因为荷载箱一般靠近桩端，桩端阻力能得到较好的发挥，因此有必要研究自平衡试桩对超长桩工作性状的影响，主要针对自平衡下段桩的承载特性作研究。超长桩在传统载荷下，一般试验曲线为缓变形，常采用变形控制确定单桩的极限承载力，因此主要研究不同荷载箱深度、桩长、桩直径和桩周土层下，自平衡试桩和传统载荷按变形控制确定极限承载力时，下段桩侧阻力和端阻力的差异。

计算参数采用，自平衡加载下 $L_r=5\text{m}$ 、 $13\text{m}$ 、 $25\text{m}$ ，桩长 $L=60\text{m}$ 、 $80\text{m}$ 、 $100\text{m}$ ，直径 $D=1.0\text{m}$ 、 $2.0\text{m}$ 、 $3.0\text{m}$ ；基本组合为土和桩土接触面参数采用单层参数1，桩长 $L=60\text{m}$ ，直径 $D=1.0\text{m}$ ，自平衡加载下 $L_r=13\text{m}$ 。考虑土层的影响，土和桩土接触面参数采用双层土，以 $57\text{m}$ 为分层界线，下层土选用参数1，上层土分别选用参数1、2、3、4。

传统载荷下，参照文献<sup>[32]</sup>，确定超长桩极限承载力为：一般取 $s=60\text{mm}$ 所对应的荷载；对于大直径桩取 $s=0.03-0.06D$ 所对应的荷载；对于细长桩( $L/D \geq 80$ )取 $s=80\text{mm}$ 所对应的荷载。参照文献[46]，自平衡下段桩按变形控制确定极限承载力标准为：一般取 $s=40\text{mm}$ 所对应的荷载。

#### 3.5.1 下段桩侧阻力比较

按变形控制确定单桩极限承载力时，两种加载方式，不同荷载箱位置时，下段桩的侧摩阻力分布对比见图3.11；不同桩长，下段桩的侧摩阻力分布对比见图3.12；不同桩直径，下段桩的侧摩阻力分布对比见图3.13。

根据计算结果，按变形控制确定单桩极限承载力时，自平衡和传统载荷加载下下段桩的侧摩阻力存在较大差异，差异规律如下：自平衡的荷载箱离桩端越近，桩长度越大，桩直径越小，两种加载方式下下段桩的侧摩阻力差值越大。

分析认为，按变形控制确定单桩极限承载力时，桩身刚度对传统载荷和自平衡加载下下段桩侧摩阻力差异大小起到重要作用，而桩身刚度与桩身压缩变形直接相关，桩身刚度越小，桩身压缩变形越大，两者侧摩阻力的差异越大。

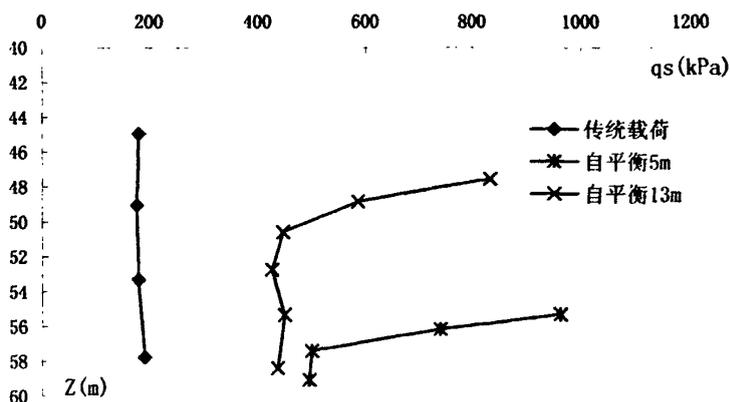


图3.11 不同 $L_r$ 两种加载方式的侧摩阻力分布比较

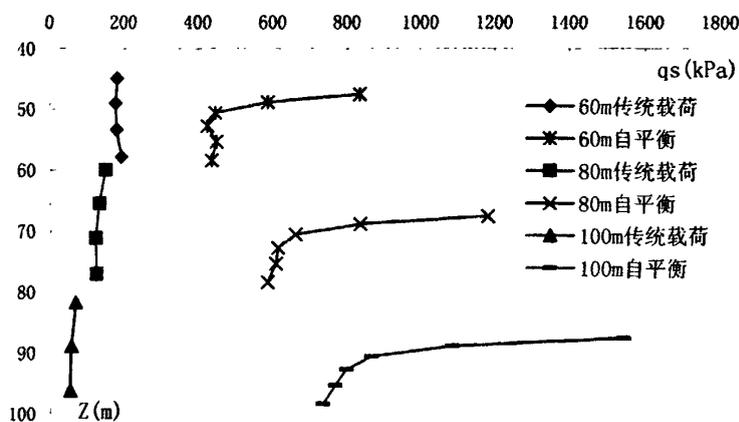


图3.12 不同桩长两种加载方式的侧摩阻力分布比较

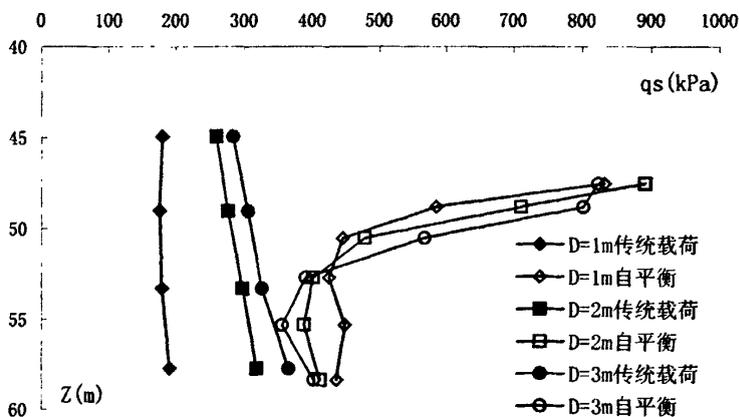


图3.13 不同桩直径两种加载方式的侧摩阻力分布比较

### 3.5.2 桩端性状比较

按变形控制确定单桩极限承载力时，不同荷载箱位置、桩长、桩直径、桩

周土，两种加载方式的桩端性状比较分别见表3.4、表3.5、表3.6、表3.7。

表3.4 不同 $L_r$ 两种加载方式的桩端特性比较

自平衡	$L_r$ (m)	桩端力 (kN)	桩极限承载力 (kN)	桩端力占比例 (%)	桩端力比值	桩端割线抗压刚度 (kPa/m)	桩端割线抗压刚度比值
	5	5300	14140	37.48	3.37	1.76E+05	1.15
	13	4417	23623	18.70	2.80	1.73E+05	1.13
	25	2908	40123	7.25	1.85	1.68E+05	1.10
传统载荷		1575	30600	5.15	1.00	1.53E+05	1.00

注：1). 自平衡加载桩极限承载力指下段桩的极限承载力，以下同；

2). 桩端割线抗压刚度等于  $\frac{Q_p}{S_p \times A}$  (极限时)， $A$ (桩截面积)，以下同；

3). 比值均以传统载荷结果为基准，以下同。

表3.5 不同桩长两种加载方式的桩端特性比较

桩长度	桩端力 (kN)		桩极限承载力 (kN)		桩端力占比例		桩端力比值	桩端割线抗压刚度 (kPa/m)		桩端割线抗压刚度比值
	传统载荷	自平衡	传统载荷	自平衡	传统载荷	自平衡		传统载荷	自平衡	
	60	1575	4417	30600	23623	5.15		18.70	2.80	
80	1191	6018	40922	32892	2.91	18.30	5.05	2.11E5	2.59E5	1.23
100	584	7728	40983	42250	1.42	18.29	13.23	2.44E5	3.69E5	1.51

表3.6 不同桩直径两种加载方式的桩端特性比较

桩直径 (m)	桩端力 (kN)		桩极限承载力 (kN)		桩端力占比例		桩端力比值	桩端割线抗压刚度 (kPa/m)		桩端割线抗压刚度比值
	传统载荷	自平衡	传统载荷	自平衡	传统载荷	自平衡		传统载荷	自平衡	
	1.0	1575	4417	30600	23623	5.15		18.70	2.80	
2.0	8323	8906	86400	46800	9.63	19.03	1.07	6.09E4	7.45E4	1.22
3.0	18350	12009	144000	68850	12.74	17.44	0.65	3.71E4	4.48E4	1.21

表3.7 不同桩周土两种加载方式的桩端特性比较

参数编号	桩端力 (kN)		桩极限承载力 (kN)		桩端力占比例		桩端力比值	桩端割线抗压刚度 (kPa/m)		桩端割线抗压刚度比值
	传统载荷	自平衡	传统载荷	自平衡	传统载荷	自平衡		传统载荷	自平衡	
	1	1575	4417	30600	23623	5.15		18.70	2.80	
2	1845	4422	27070	23084	6.82	19.16	2.40	1.39E5	1.72E5	1.24
3	1852	4248	27915	21600	6.63	19.67	2.29	1.38E5	1.67E5	1.21
4	2300	4404	21600	19223	10.65	22.91	1.91	1.39E5	1.68E5	1.21

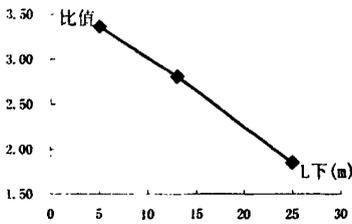
从上述表中可以看出，按变形控制确定单桩极限承载力时，自平衡和传统载荷加载下桩端发挥形状存在差异，差异规律如下：

1. 一般情况，传统载荷下桩端力所占比例较小，传统载荷下桩端力所占比例远小于自平衡下桩端力所占(下段桩的极限承载力)比例；而且除直径较大外，传统载荷下桩端阻力均远小于自平衡下桩端阻力；

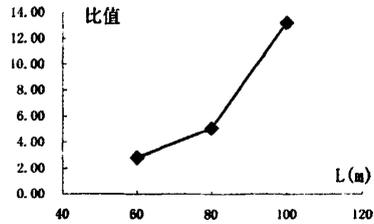
2. 自平衡荷载箱越靠近桩端、桩越长、桩直径越小、桩周土越好，自平衡与传统加载下的桩端力比值越大，见图3.14(a)、(b)、(c)、(d)；

3. 各种条件下，自平衡与传统载荷下桩端力 $Q_p$ -桩端位移 $S_p$ 近似呈直线关系，两者桩端割线抗压刚度接近。不同荷载箱位置时， $Q_p$ - $S_p$ 关系见图3.15。不同荷载箱位置、桩长、桩直径、桩周土，自平衡与传统载荷的桩端割线抗压刚度比值分别见图3.16(a)、(b)、(c)、(d)，统计比值约为1.20。

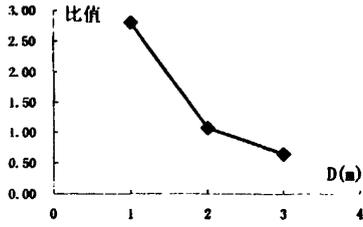
分析认为，超长桩按变形控制确定单桩极限承载力时，桩身刚度、桩周土性质对传统载荷和自平衡加载下桩端力差异大小起到重要作用。传统载荷下，桩身刚度越小，桩身压缩变形越大，占控制变形量的比例越高(基本参数组合下约77%)，桩端位移越小，荷载传递到桩端越小；而自平衡加载下，下段桩的刚度相对较大，桩身压缩量相对较小，桩端位移相对较大，桩端承担较多荷载；桩身刚度越小，自平衡与传统加载下的桩端力的差异越大。桩周土参数的影响表现在：桩周土的强度越高，桩侧土承担承载力的比重越大，桩端土承担的荷载比重越小，而且随着桩长度的增加，桩端土承担的荷载比重更小(且桩端位移越小)，因此传统载荷与自平衡加载桩端力的差异越大。



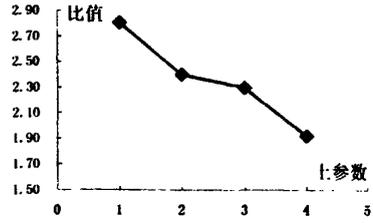
(a)  $L_{下}$ -比值



(b) L-比值



(c) D-比值



(d) 土参数-比值

图3.14 各种条件自平衡与传统加载的桩端力比值

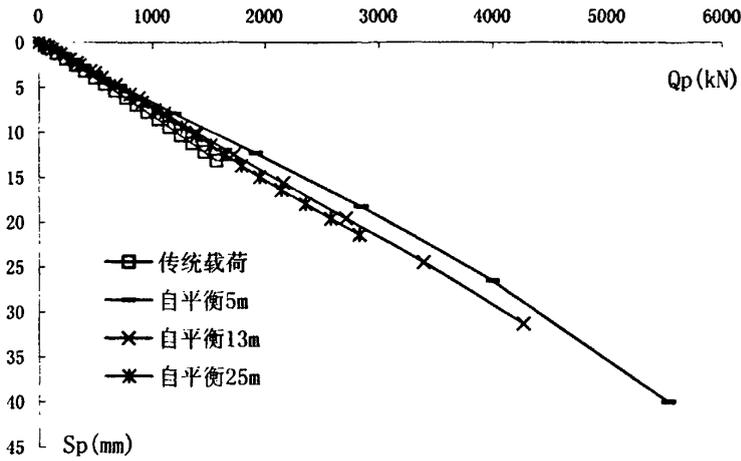
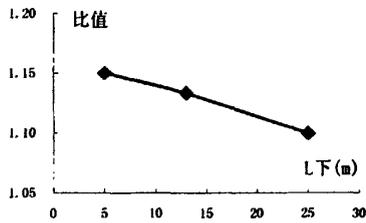
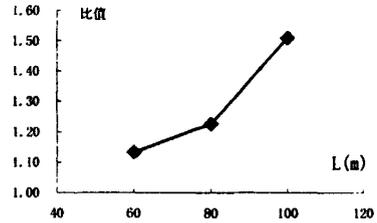


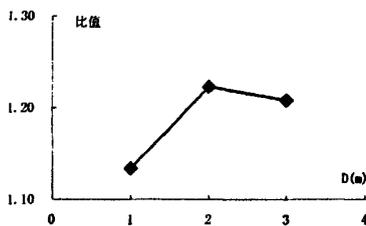
图3.15 不同 $L_f$ 自平衡与传统加载的 $Q_p$ - $S_p$ 关系



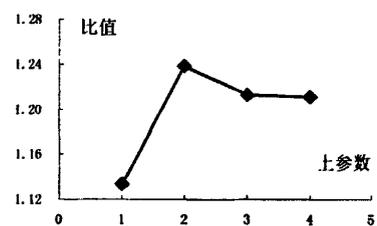
(a)  $L_f$ -比值



(b) L-比值



(c) D-比值



(d) 土参数-比值

图 3.16 各种条件自平衡与传统加载桩端割线抗压刚度比值

综合上述分析, 超长桩按变形控制确定单桩极限承载力时, 自平衡与传统载荷加载下下段桩侧摩阻力和桩端力存在较大差异, 一般情况自平衡下段桩侧摩阻力和桩端力分别大于传统载荷下的桩侧摩阻力和桩端力。因此对于超长桩, 从变形角度考虑, 自平衡试桩下段桩的结果不处理(现有文献中均不处理, 如式(3-1))直接作为单桩极限承载力的一部分, 存在不妥, 应考虑桩身压缩变形的影响。

### 3.6 本章小结

根据上述分析, 可以得出以下结论:

1. 传统载荷和自平衡加载下, 桩轴力分布存在差异: 自平衡加载下, 靠近荷载箱附近轴力变化幅度较大。桩周土侧摩阻力分布存在差异: 自平衡加载下, 最大侧摩阻力的位置固定——靠近荷载箱附近, 且沿深度变化较大; 传统载荷加载下, 最大侧摩阻力的位置变化——随着荷载的增加, 最大侧摩阻力的深度不断往桩端靠近。

2. 传统载荷和自平衡加载下不同深度的桩周土传递函数存在差异, 且因深度的不同而差异表现形式不同。

3. 传统载荷和自平衡加载均达到极限状态(指试桩曲线出现明显的拐点, 不考虑变形控制), 自平衡与传统载荷上段桩极限总摩阻力比值粘性土为0.96, 砂性土为0.88, 即粘性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力与传统载荷试验产生的向上总摩阻力基本相等, 砂性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力略小于传统载荷试验产生的向上总摩阻力; 自平衡与传统载荷加载下极限侧阻力比值沿深度变化, 上段桩比值随深度增加而增加, 在荷载箱处达到最大, 下段桩除荷载箱附近比值接近1.0; 虽然侧摩阻力的分布存在差异, 但是自平衡试桩得到上、下段桩极限承载力总和略小于传统载荷试验的到极限承载力(两者比值为0.97), 偏于安全。

4. 超长桩采用变形控制确定单桩的极限承载力时, 自平衡和传统载荷加载下下段桩承载形状存在较大差异, 自平衡荷载箱越靠近桩端、桩越长、桩直径越小、桩周土强度越高, 两者的差异越大。自平衡与传统载荷下桩端力 $Q_p$ -桩端位移 $S_p$ 近似呈直线关系, 两者桩端割线抗压刚度接近, 自平衡与传统载荷的桩端

割线抗压刚度比值约为1.20，比值对荷载箱离桩端距离、桩长、桩直径、桩周土的变化不敏感，两种加载方式下端阻力的差异主要表现为桩端位移的差异。因此对于超长桩，从变形角度考虑，自平衡试桩下段桩的承载力结果直接作为单桩极限承载力的一部分，高估了变形控制下下段桩的承载力，存在不妥，应当考虑桩身压缩变形的影响。建议对于超长桩，把自平衡试桩结果转换为传统载荷试验曲线，根据试验曲线确定单桩极限承载力。

## 第四章 自平衡试桩下荷载-沉降曲线解析解研究

### 4.1 概述

轴向荷载下桩的工作性状的研究方法主要有：弹性理论法、剪切位移法、荷载传递法(位移协调法和解析法)、有限单元法。荷载传递法由 Seed 和 Reese(1957)<sup>[27]</sup>最早提出，把桩划分成若干个弹性单元，每个单元与土体之间用非线性弹簧模拟，以模拟桩-土间的荷载传递关系，由静力平衡和桩身弹性理论可导出荷载传递法的基本微分方程，根据实测传递函数或假设不同传递函数，分别通过位移协调法和解析法研究轴向荷载作用下桩的工作性状。荷载传递法概念简单，应用起来方便，只要确定了桩侧和桩端的荷载传递函数，在经过简单的运算后就可以得到单桩的荷载-沉降关系式，计算结果与影响因素之间的关系非常直观，因此很得到工程技术人员的认同。

荷载传递解析法：将桩侧土的荷载传递函数代入基本微分方程，结合桩端土传递函数和桩边界条件，求解微分方程可以得到桩身的位移和轴力分布，进而可以得到桩顶的荷载和传递曲线。荷载传递解析法的结果直观，得到比较广泛的应用。荷载传递解析法的关键是确定桩端和桩侧土的传递函数，荷载传递函数一般假设一定的函数形式：双曲线、指数函数、幂函数或若干个函数的组合，国内外实测资料证明，双曲线函数能较好描述桩土间的荷载传递特性<sup>[33]</sup>。由于直接采用双曲线函数，求解微分方程困难，通常将双曲线函数简化，如罗惟德(1990)<sup>[47]</sup>将桩侧土传递函数采用理想弹塑性模型，桩端土传递函数采用线弹性模型；陈龙珠等(1994)<sup>[33]</sup>将桩侧土和桩端土传递函数简化为双折线硬化模型；<sup>陈明中</sup> (2000)<sup>[48]</sup>将桩侧土传递函数简化为三折线硬化模型，桩端土传递函数简化为双折线硬化模型；其中以双折线模型应用最为广泛。

根据已有的文献，荷载传递解析法主要研究桩顶施加轴向抗压荷载下桩的工作形状研究，对抗拔桩的工作形状研究次之，而自平衡试桩法下(同时有顶和压)的荷载传递解析法未见有人研究。本章对桩侧土应用双折线模型、桩端土采用三折线模型，推导自平衡试桩下荷载-沉降关系的解析解，可以更清晰地了解在自平衡试桩荷载作用下，桩的工作性状。

## 4.2 自平衡试桩下荷载-沉降曲线解析解研究

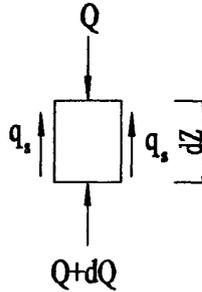
4.2.1 基本微分方程<sup>[49]</sup>

图 4.1 桩微段受力模式

根据静力平衡和桩身材料的变形特性，可以得到桩身轴力  $Q$ 、桩身位移  $W$  和桩侧摩阻力  $q_s$  的关系表达式。取桩身  $Z$  处的微小桩段  $dZ$ ，由静力的平衡条件 (图 4.1) 可得：

$$Q = Q + dQ + Uq_s dZ$$

由此得

$$q_s = -\frac{1}{U} \frac{dQ}{dZ} \quad (4-1)$$

由桩身压缩变形  $dW$  与轴力  $Q$  之间的关系  $dW = -Q \frac{dZ}{E_p A}$ ，可以得到  $Z$  断

面轴力：

$$Q = -E_p A \frac{dW}{dZ} \quad (4-2)$$

将式(4-2)代入 式(4-1)，可以得到：

$$q_s = \frac{E_p A}{U} \frac{d^2 W}{dZ^2}$$

即：

$$\frac{d^2 W}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} q_s \quad (4-3)$$

式(4-3)就是桩土荷载传递法的基本微分方程。

以上式中：

$A$ ——桩身横截面面积；

$E_p$ ——桩身弹性模量；

$U$ ——桩身周长。

4.2.2 荷载传递函数模型和基本假定

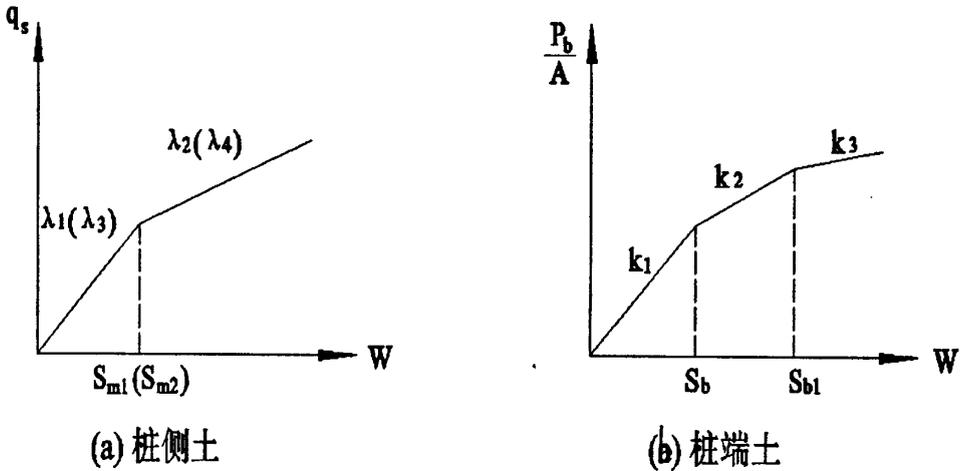


图 4.2 桩土的荷载传递函数简化模型

桩土的荷载传递函数采用简化模型如图 4.2 所示。图中(a)采用双折线模型简化桩侧土的传递函数，括号外的参数描述自平衡荷载箱上段桩侧土的传递函数，括号内的参数描述自平衡荷载箱下段桩侧土的传递函数；图中(b)为桩端土的传递函数采用三折线模型简化。由于自平衡荷载箱一般距离桩端较近，桩端土的传递函数采用双折线模型能比较好地模拟桩端土的受力性状；同时考虑到自平衡试桩下用解析解的应用：(1) 研究沉渣对试桩的影响(增加对沉渣的厚度和性质的反映)；(2)把自平衡试桩结果转换成传统载荷试验曲线(采用三折线模型可以很好简化下段桩的荷载-沉降曲线)，因此桩端土的传递函数采用三折线模型。图中  $\lambda_i (i=1-4)$  为桩周土的抗剪刚度系数<sup>[33]</sup>， $k_i (i=1-3)$  为桩端土的抗压刚度系数<sup>[33]</sup>，两者单位均为 kPa/m(文献[33、47]中  $\lambda_i$  包含有桩周长，单位为 kPa， $k_i$  包含桩端面积，单位为 kN/m，本文认为如需将参数推广应用，参数中应排除与桩径的有关的要素)。

荷载传递解析解推导作如下假定：

- 1). 根据文献<sup>[50]</sup>，桩端土的弹性极限位移  $S_b$  一般大于桩侧土的弹性极限位移  $S_{mi}(i=1-2)$ ，因此解析解推导时假定桩侧土先于桩端土进入塑性阶段，即当桩端土进入塑性阶段时，桩侧土已完全进入塑性阶段；

- 2). 桩身截面均一，承载过程中呈线弹性形状；
- 3). 地基土为均质。

#### 4.2.3 解析解的推导

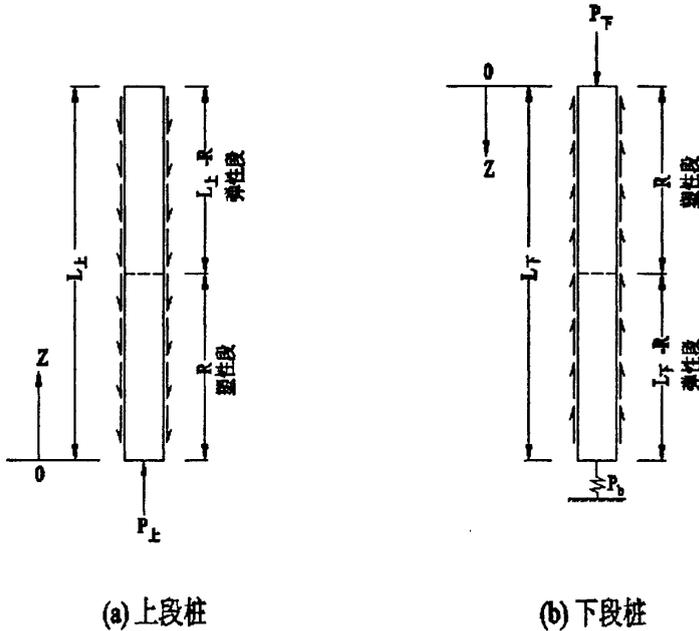


图 4.3 上下段桩局部进入塑性阶段

自平衡试桩将桩以荷载箱为界分成上段桩和下段桩，上段桩和下段桩的边界条件有差异：上段桩的桩端(顶部)为自由端；下段桩的桩端受土体约束。因此分别推导上段桩和下段桩荷载-沉降曲线解析公式。解析解推导的思路：自平衡试桩时荷载较小时，桩周土处于弹性阶段；随着荷载的加大，桩周土自荷载箱分别向上和向下逐渐进入塑性阶段(如图 4.3 所示， $R$  为桩周土塑性开展的长度， $R=0$  时对应的荷载、位移为桩周土弹性阶段和塑性开展的临界点，因此桩周土处于弹性阶段不单独求解)；随着荷载的进一步加大，上桩段的桩周土完全处于塑性阶段；下段桩的桩周土完全处于塑性阶段，进而桩端土处于第 1 塑性阶段(桩端位移大于  $S_b$ )，桩端土处于第 2 塑性阶段(桩端位移大于  $S_{b1}$ )最后。当桩周土局部处于塑性阶段，分别列出塑性区和弹性区的基本微分方程，根据临界面(塑性区和弹性区的分界面)上力和位移连续条件及边界条件，求解微分方程。

为描述方便，上、下段桩解析解的坐标以加载点为起点分别向上和向下为正(如图 4.3)，上段桩桩长为  $L_U$ ，对应加载点荷载记为  $P_U$  和位移记为  $S_U$ ；下段桩桩长为  $L_D$ ，对应加载点荷载记为  $P_D$  和位移记为  $S_D$ 。

$$\text{记 } \alpha_i = \sqrt{\frac{U\lambda_i}{E_p A}} \quad (i=1,2,3,4), \quad \beta_i = \alpha_i l_{\text{上}} \quad (i=1,2), \quad \beta_i = \alpha_i l_{\text{下}} \quad (i=3,4), \quad \text{记}$$

$$h_i = \frac{k_i}{E_p} \quad (i=1,2,3).$$

(一). 上段桩解析解推导

1. 上段桩周土局部处于塑性阶段, 即塑性区  $0 \leq R \leq L_{\text{上}}$

桩周土塑性阶段和弹性阶段共存, 将相应的荷载传递函数代入基本微分方程得到下列微分方程:

$$\begin{cases} \frac{d^2 W_1}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} [\lambda_1 S_{m1} + \lambda_2 (W_1 - S_{m1})] & 0 \leq Z \leq R \\ \frac{d^2 W_2}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} \lambda_1 W_2 & R \leq Z \leq L_{\text{上}} \end{cases} \quad (4-4)$$

边界条件:

$$\frac{dW_2}{dZ} \Big|_{Z=L_{\text{上}}} = 0 \quad W_1 \Big|_{Z=0} = S_{\text{上}} \quad (4-5)$$

连续条件:

$$\frac{dW_1}{dZ} \Big|_{Z=R} = \frac{dW_2}{dZ} \Big|_{Z=R} \quad W_1 \Big|_{Z=R} = W_2 \Big|_{Z=R} \quad (4-6)$$

$$\text{记 } \alpha_i = \sqrt{\frac{U\lambda_i}{E_p A}} \quad (i=1,2,3,4).$$

则(4-4)方程组变为:

$$\begin{cases} \frac{d^2 W_1}{dZ^2} = (\alpha_1^2 - \alpha_2^2) S_{m1} + \alpha_2^2 W_1 \\ \frac{d^2 W_2}{dZ^2} = \alpha_1^2 W_2 \end{cases}$$

解得:

$$W_1 = b_1 (ch\alpha_2 Z + b_2 sh\alpha_2 Z) - m S_{m1}$$

$$W_2 = b_3 (ch\alpha_1 Z + b_4 sh\alpha_1 Z)$$

$$\text{式中 } m = \frac{\alpha_1^2 - \alpha_2^2}{\alpha_2^2}。$$

由边界条件可得:

$$W_1|_{z=0} = b_1 - mS_{m1} = S_{\text{上}} \text{ 解得: } b_1 = S_{\text{上}} + mS_{m1} \quad (4-7)$$

$$\frac{dW_2}{dz}|_{z=L_{\text{上}}} = b_3\alpha_1(\text{sh}\alpha_1 l_{\text{上}} + b_4\text{ch}\alpha_1 l_{\text{上}}) = 0 \text{ 解得: } b_4 = -\text{th}\beta_1 \quad (4-8)$$

式中  $\beta_i = \alpha_i l_{\text{上}}$  ( $i=1,2$ )。

由  $Z=R$  处的连续条件可得:

$$\begin{cases} b_1\alpha_2(\text{sh}\alpha_2 R + b_2\text{ch}\alpha_2 R) = b_3\alpha_1(\text{sh}\alpha_1 R - \text{th}\beta_1\text{ch}\alpha_1 R) \\ b_1(\text{ch}\alpha_2 R + b_2\text{sh}\alpha_2 R) - mS_{m1} = b_3(\text{ch}\alpha_1 R - \text{th}\beta_1\text{sh}\alpha_1 R) \end{cases} \quad (4-9)$$

上述两式相除得到:

$$\frac{b_1\alpha_2(\text{sh}\alpha_2 R + b_2\text{ch}\alpha_2 R)}{b_1(\text{ch}\alpha_2 R + b_2\text{sh}\alpha_2 R) - mS_{m1}} = -b_5$$

$$\text{记 } b_5 = \frac{\alpha_1(\text{th}\beta_1 - \text{th}\alpha_1 R)}{1 - \text{th}\beta_1\text{th}\alpha_1 R} \quad (4-10)$$

解得:

$$b_2 = -\frac{\alpha_2\text{sh}\alpha_2 R + b_5\text{ch}\alpha_2 R}{b_6} + \frac{mS_{m1}b_5}{b_1b_6} \quad (4-11)$$

$$\text{记 } b_6 = b_5\text{sh}\alpha_2 R + \alpha_2\text{ch}\alpha_2 R \quad (4-12)$$

$$\text{因 } W_1(R) = W_2|_{z=R} = S_{m1}$$

$$\text{即 } S_{m1} = b_1(\text{ch}\alpha_2 R + b_2\text{sh}\alpha_2 R) - mS_{m1} \quad (4-13)$$

将(4-7)、(4-11)、(4-12)式代入(4-13),化简得

$$S_{\text{上}} = S_{m1} \frac{\alpha_1^2\text{ch}\alpha_2 R + \alpha_2 b_5\text{sh}\alpha_2 R}{\alpha_2^2} - mS_{m1} \quad (4-14)$$

$$\text{则 } b_1 = S_{m1} \frac{\alpha_1^2\text{ch}\alpha_2 R + \alpha_2 b_5\text{sh}\alpha_2 R}{\alpha_2^2} \quad (4-15)$$

将(4-12)、(4-15)代入(4-11)得

$$b_2 = -\frac{\alpha_1^2 sh\alpha_2 R + \alpha_2 b_5 ch\alpha_2 R}{\alpha_1^2 ch\alpha_2 R + \alpha_2 b_5 sh\alpha_2 R} \quad (4-16)$$

因  $P_{\perp} = -E_p A \frac{dW_1}{dZ} |_{Z=0}$ ，则

$$P_{\perp} = -E_p A \alpha_2 b_1 b_2 = E_p A S_{m1} \frac{\alpha_1^2 sh\alpha_2 R + \alpha_2 b_5 ch\alpha_2 R}{\alpha_2} \quad (4-17)$$

得到：

$$\begin{cases} P_{\perp} = E_p A S_{m1} \frac{\alpha_1^2 sh\alpha_2 R + \alpha_2 b_5 ch\alpha_2 R}{\alpha_2} \\ S_{\perp} = S_{m1} \frac{\alpha_1^2 ch\alpha_2 R + \alpha_2 b_5 sh\alpha_2 R}{\alpha_2^2} - m S_{m1} \end{cases} \quad (4-18)$$

式(4-18)中  $P_{\perp}$  和  $S_{\perp}$  关于  $R$  的函数，随着塑性区  $R(0 \leq R \leq L_{\perp})$  的开展，可得  $P_{\perp}$ - $S_{\perp}$  曲线。

当  $R=0$ ，对应桩周土处于弹性阶段和塑性开展临界点位移和荷载：

$$S_{\perp} = S_{m1} \quad P_{\perp} = E_p A S_{m1} \alpha_1 th\beta_1$$

因此当桩周土处于弹性阶段时，位移和荷载的关系为：

$$\frac{P_{\perp}}{S_{\perp}} = E_p A \alpha_1 th\beta_1 \quad (4-19)$$

2. 上段桩周土均处于塑性状态，即  $R=L_{\perp}$

基本微分方程变为：

$$\frac{d^2 W}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} [\lambda_1 S_{m1} + \lambda_2 (W - S_{m1})] \quad (4-20)$$

边界条件：

$$\frac{dW}{dZ} |_{Z=L_{\perp}} = 0 \quad W |_{Z=0} = S_{\perp} \quad (4-21)$$

解得：

$$W = b_7 (ch\alpha_2 Z + b_8 sh\alpha_2 Z) - m S_{m1}$$

由边界条件得：

$$b_7 = S_{\perp} + m S_{m1} \quad b_8 = -th\beta_2 \quad (4-22)$$

因此:

$$W = (S_{\perp} + mS_{m1})(ch\alpha_2 Z - th\beta_2 sh\alpha_2 Z) - mS_{m1} \quad (4-23)$$

因  $P_{\perp} = -E_p A \frac{dW}{dZ} |_{Z=0}$ , 则

$$P_{\perp} = E_p A (S_{\perp} + mS_{m1}) th\beta_2 \alpha_2 \quad (4-24)$$

由式(4-24)知, 当上段桩的桩周土全部处于塑性阶段时,  $P_{\perp}$  与  $S_{\perp}$  成线性关系, 斜率  $E_p A th\beta_2 \alpha_2$ 。由式(4-19)和(4-24)可以看出, 当给定试桩曲线可以容易确定  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、 $S_{m1}$ 。

### 3. 当 $\lambda_2=0$ , 解析解公式

当  $\lambda_2=0$ , 由于  $\alpha_2=0$ , 公式(4-18)、(4-24)中分母为 0, 采用罗必塔法可以得到相应的荷载和沉降关系:

① 当桩侧土塑性区  $0 \leq R \leq L_{\perp}$ , (4-18)变为

$$\begin{cases} P_{\perp} = E_p A S_{m1} (\alpha_1^2 R + b_5) \\ S_{\perp} = S_{m1} (b_5 R + \frac{\alpha_1^2}{2} R^2 + 1) \end{cases} \quad (4-25)$$

② 桩侧土均处于塑性  $R=L_{\perp}$ , 式(4-24)变为

$$P_{\perp} = E_p A S_{m1} \alpha_1^2 L_{\perp} = S_{m1} \lambda_1 U L_{\perp} \quad (4-26)$$

此时上段桩完全破坏, 荷载已达极限值, 而位移继续增加(理想塑性状态)。

### (二). 下段桩解析解推导

1. 下段桩周土局部处于塑性阶段(桩端土处于弹性阶段), 即塑性区  $0 \leq R \leq L_{\perp}$

基本微分方程变为:

$$\begin{cases} \frac{d^2 W_1}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} [\lambda_3 S_{m2} + \lambda_4 (W_1 - S_{m2})] & 0 \leq Z \leq R \\ \frac{d^2 W_2}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} \lambda_3 W_2 & R \leq Z \leq L_{\perp} \end{cases} \quad (4-27)$$

边界条件:

$$E_p A \frac{dW_2}{dZ} \Big|_{Z=L_F} = -k_1 W_2 \Big|_{Z=L_F} A \quad W_1 \Big|_{Z=0} = S_F \quad (4-28)$$

连续条件:

$$\frac{dW_1}{dZ} \Big|_{Z=R} = \frac{dW_2}{dZ} \Big|_{Z=R} \quad W_1 \Big|_{Z=R} = W_2 \Big|_{Z=R} \quad (4-29)$$

解得:

$$W_1 = c_1(ch\alpha_4 Z + c_2 sh\alpha_4 Z) - nS_{m2}$$

$$W_2 = c_3(ch\alpha_3 Z - c_4 sh\alpha_3 Z)$$

$$\text{式中 } n = \frac{\alpha_3^2 - \alpha_4^2}{\alpha_4^2}$$

由边界条件可得:

$$W_1 \Big|_{Z=0} = c_1 - nS_{m2} = S_F \quad \text{解得: } c_1 = S_F + nS_{m2} \quad (4-30)$$

$$\frac{dW_2}{dZ} \Big|_{Z=L_F} = c_3 \alpha_3 (sh\beta_3 - c_4 ch\beta_3) = \frac{k_1 c_3}{E_p A} (ch\beta_3 - c_4 sh\beta_3)$$

$$\text{解得: } c_4 = \frac{\eta_1 + th\beta_3}{1 + \eta_1 th\beta_3} \quad (4-31)$$

$$\text{式中 } \eta_1 = \frac{k_1}{E_p \alpha_3}$$

由  $Z=R$  处的连续条件可得:

$$\begin{cases} c_1 \alpha_4 (sh\alpha_4 R + c_2 ch\alpha_4 R) = c_3 \alpha_3 (sh\alpha_3 R - c_4 ch\alpha_3 R) \\ c_1 (ch\alpha_4 R + c_2 sh\alpha_4 R) - nS_{m2} = c_3 (ch\alpha_3 R - c_4 sh\alpha_3 R) \end{cases} \quad (4-32)$$

上述两式相除得:

$$\frac{c_1 \alpha_4 (sh\alpha_4 R + c_2 ch\alpha_4 R)}{c_1 (ch\alpha_4 R + c_2 sh\alpha_4 R) - nS_{m2}} = -c_5$$

$$\text{记 } c_5 = \frac{\alpha_3 (c_4 - th\alpha_3 R)}{1 - c_4 th\alpha_3 R} \quad (4-33)$$

解得:

$$c_2 = -\frac{\alpha_4 sh\alpha_4 R + c_5 ch\alpha_4 R}{c_6} + \frac{nS_{m2}c_5}{c_1 c_6} \quad (4-34)$$

式中  $c_6 = c_5 sh\alpha_4 R + \alpha_4 ch\alpha_4 R$  (4-35)

因  $W_1(R) = W_2 |_{z=R} = S_{m2}$

即  $S_{m2} = c_1(ch\alpha_4 R + c_2 sh\alpha_4 R) - nS_{m2}$  (4-36)

将(4-30)、(4-34)、(4-35)式代入(4-36),化简得

$$S_{\text{F}} = S_{m2} \frac{\alpha_3^2 ch\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 sh\alpha_4 R}{\alpha_4^2} - nS_{m2} \quad (4-37)$$

则  $c_1 = S_{m2} \frac{\alpha_3^2 ch\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 sh\alpha_4 R}{\alpha_4^2}$  (4-38)

将(4-35)、(4-38)代入(4-34)得

$$c_2 = -\frac{\alpha_3^2 sh\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 ch\alpha_4 R}{\alpha_3^2 ch\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 sh\alpha_4 R} \quad (4-39)$$

因  $P_{\text{F}} = -E_p A \frac{dW_1}{dZ} |_{z=0}$ , 则

$$P_{\text{F}} = -E_p A \alpha_4 c_1 c_2 = E_p A S_{m2} \frac{\alpha_3^2 sh\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 ch\alpha_4 R}{\alpha_4} \quad (4-40)$$

得到:

$$\left\{ \begin{aligned} P_{\text{F}} &= E_p A S_{m2} \frac{\alpha_3^2 sh\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 ch\alpha_4 R}{\alpha_4} \\ S_{\text{F}} &= S_{m2} \frac{\alpha_3^2 ch\alpha_4 R + \alpha_4 c_5 sh\alpha_4 R}{\alpha_4^2} - nS_{m2} \end{aligned} \right. \quad (4-41)$$

式(4-41)中  $P_{\text{F}}$  和  $S_{\text{F}}$  关于  $R$  的函数, 随着塑性区  $R(0 \leq R \leq L_{\text{F}})$  的开展, 可得  $P_{\text{F}}-S_{\text{F}}$  曲线。

2. 下段桩周土均处于塑性状态, 即  $R=L_{\text{L}}$ , 且桩端土仍处于弹性

基本微分方程变为:

$$\frac{d^2 W}{dZ^2} = \frac{U}{E_p A} [\lambda_3 S_{m2} + \lambda_4 (W - S_{m2})] \quad (4-42)$$

边界条件:

$$E_p A \frac{dW}{dZ} \Big|_{Z=L_T} = -k_1 W \Big|_{Z=L_T} A \quad W \Big|_{Z=0} = S_T \quad (4-43)$$

解得:

$$W = d_1(ch\alpha_4 Z - d_2 sh\alpha_4 Z) - nS_{m2}$$

由边界条件得:

$$W \Big|_{z=0} = S_T = d_1 - nS_{m2} \quad \text{得到:} \quad d_1 = S_T + nS_{m2} \quad (4-44)$$

$$\frac{dW}{dZ} \Big|_{Z=L_T} = d_1 \alpha_4 (sh\beta_4 - d_2 ch\beta_4) = -\frac{k_1}{E_p} [d_1 (ch\beta_4 + d_2 sh\beta_4) - nS_{m2}]$$

$$\text{记 } \eta_2 = \frac{k_1}{E_p \alpha_4}$$

$$d_2 = \frac{-\left[ \eta_2 sh\beta_4 + sh\beta_4 - \frac{nS_{m2}\eta_2}{d_1} \right]}{ch\beta_4 + \eta_2 sh\beta_4} \quad (4-45)$$

因  $P_T = -E_p A \frac{dW}{dZ} \Big|_{Z=0}$ , 则

$$P_T = -E_p A \alpha_4 d_1 d_2 = E_p A \frac{(\eta_2 ch\beta_4 + sh\beta_4)(S_T + nS_{m2}) - nS_{m2}\eta_2}{ch\beta_4 + \eta_2 sh\beta_4} \alpha_4 \quad (4-46)$$

由式(4-46)可知,  $P_T$ 和  $S_T$ 呈线性关系。

### 3. 桩端土进入第1塑性的临界位移 $S_{Tc}$ 和临界荷载 $P_{Tc}$

基本微分方程见(4-42)。

边界条件为:

$$E_p A \frac{dW}{dZ} \Big|_{Z=L_T} = -k_1 S_b A \quad W \Big|_{Z=L_T} = S_b \quad (4-47)$$

同理解得:

$$W = d_3(ch\alpha_4 Z + d_4 sh\alpha_4 Z) - nS_{m2}$$

由边界条件得:

$$\begin{cases} W \Big|_{z=L_T} = d_3(ch\beta_4 + d_4 sh\beta_4) - nS_{m2} = S_b \\ \frac{dW}{dZ} \Big|_{Z=L_T} = d_3 \alpha_4 (sh\beta_4 + d_4 ch\beta_4) = -\frac{k_1 S_b}{E_p} \end{cases} \quad (4-48)$$

解得:

$$\begin{cases} d_3 = (nS_{m_2} + S_b) \operatorname{ch}\beta_4 + \eta_2 S_b \operatorname{sh}\beta_4 \\ d_4 = -\frac{\eta_2 S_b + (nS_{m_2} + S_b) \operatorname{th}\beta_4}{nS_{m_2} + S_b + \eta_2 S_b \operatorname{th}\beta_4} \end{cases} \quad (4-49)$$

因  $S_{\text{Fc}} = W|_{Z=0} = d_3 - nS_{m_2}$ , 得到:

$$S_{\text{Fc}} = nS_{m_2}(\operatorname{ch}\beta_4 - 1) + S_b \operatorname{ch}\beta_4 + \eta_2 S_b \operatorname{sh}\beta_4 \quad (4-50)$$

因  $P_{\text{Fc}} = -E_p A \frac{dW}{dZ}|_{Z=0}$ , 则

$$P_{\text{Fc}} = -E_p A \alpha_4 d_3 d_4 = E_p A [\eta_2 S_b \operatorname{ch}\beta_4 + (nS_{m_2} + S_b) \operatorname{sh}\beta_4] \alpha_4 \quad (4-51)$$

#### 4. 桩端土进入第 1 塑性阶段 ( $S_{\text{F}} \geq S_{\text{Fc}}$ , $W|_{Z=L_{\text{F}}} < S_{b1}$ )

基本微分方程见(4-42)。

边界条件为:

$$E_p A \frac{dW}{dZ}|_{Z=L_{\text{F}}} = [-k_1 S_b - k_2 (W|_{Z=L_{\text{F}}} - S_b)] A \quad W|_{Z=0} = S_{\text{F}} \quad (4-52)$$

解得:

$$W = d_5 (\operatorname{ch}\alpha_4 Z - d_6 \operatorname{sh}\alpha_4 Z) - nS_{m_2}$$

由边界条件得:

$$W|_{z=0} = S_{\text{F}} = d_5 - nS_{m_2} \quad \text{得到: } d_5 = S_{\text{F}} + nS_{m_2} \quad (4-53)$$

$$\frac{dW}{dZ}|_{Z=L_{\text{F}}} = -\frac{(k_1 - k_2)S_b}{E_p} - \frac{k_2}{E_p} [d_5 (\operatorname{ch}\beta_4 + d_6 \operatorname{sh}\beta_4) - nS_{m_2}] = d_5 \alpha_4 (\operatorname{sh}\beta_4 + d_6 \operatorname{ch}\beta_4)$$

化简为:

$$d_5 (\operatorname{sh}\beta_4 + d_6 \operatorname{ch}\beta_4) = -(\eta_2 - \eta_3) S_b - \eta_3 [d_5 (\operatorname{ch}\beta_4 + d_6 \operatorname{sh}\beta_4) - nS_{m_2}]$$

$$\text{得 } d_6 = -\frac{(\eta_3 \operatorname{ch}\beta_4 + \operatorname{sh}\beta_4) + \frac{(\eta_2 - \eta_3) S_b}{d_5} - \frac{nS_{m_2} \eta_3}{d_5}}{\operatorname{ch}\beta_4 + \eta_3 \operatorname{sh}\beta_4} \quad (4-54)$$

因  $P_{\text{F}} = -E_p A \frac{dW}{dZ}|_{Z=0}$ , 则

$$P_{\text{F}} = -E_p A \alpha_4 d_5 d_6 = E_p A \frac{(\eta_3 \operatorname{ch}\beta_4 + \operatorname{sh}\beta_4) (S_{\text{F}} + nS_{m_2}) + (\eta_2 - \eta_3) S_b - nS_{m_2} \eta_3}{\operatorname{ch}\beta_4 + \eta_3 \operatorname{sh}\beta_4} \alpha_4 \quad (4-55)$$

由式(4-55)可知,  $P_F$ 和  $S_F$ 呈线性关系。

5. 桩端土进入第2塑性( $W|_{z=L_F} = S_{b1}$ )对应临界位移  $S_{Fcl}$ 和临界荷载  $P_{Fcl}$

基本微分方程见(4-42)。

边界条件:

$$\left\{ \begin{array}{l} E_p A \frac{dW}{dZ} \Big|_{z=L_F} = [-k_1 S_b - k_2 (S_{b1} - S_b)] A = [-(k_1 - k_2) S_b - k_2 S_{b1}] A \\ W|_{z=L_F} = S_{b1} \end{array} \right. \quad (4-56)$$

解得:

$$W = d_7 (ch\alpha_4 Z + d_8 sh\alpha_4 Z) - nS_{m2}$$

代入边界条件解得:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_7 = (nS_{m2} + S_{b1}) ch\beta_4 + [(\eta_2 - \eta_3) S_b + \eta_3 S_{b1}] sh\beta_4 \\ d_8 = -\frac{[(\eta_2 - \eta_3) S_b + \eta_3 S_{b1}] + (nS_{m2} + S_{b1}) th\beta_4}{(nS_{m2} + S_{b1}) + [(\eta_2 - \eta_3) S_b + \eta_3 S_{b1}] th\beta_4} \end{array} \right. \quad (4-57)$$

因  $S_{Fcl} = W|_{z=0} = d_7 - nS_{m2}$ , 得到:

$$S_{Fcl} = nS_{m2} (ch\beta_4 - 1) + S_{b1} ch\beta_4 + [(\eta_2 - \eta_3) S_b + \eta_3 S_{b1}] sh\beta_4 \quad (4-58)$$

因  $P_{Fcl} = -E_p A \frac{dW}{dZ} \Big|_{z=0}$ , 得到:

$$P_{Fcl} = -E_p A \alpha_4 d_7 d_8 = E_p A \alpha_4 \{ [(\eta_2 - \eta_3) S_b + \eta_3 S_{b1}] ch\beta_4 + (nS_{m2} + S_{b1}) sh\beta_4 \} \quad (4-59)$$

6. 桩端土进入第2塑性阶段 ( $S_F \geq S_{Fcl}$ )

基本微分方程见(4-42)。

边界条件:

$$\left\{ \begin{array}{l} W|_{z=0} = S_F \\ E_p A \frac{dW}{dZ} \Big|_{z=L_F} = [-k_1 S_b - k_2 (S_{b1} - S_b) - k_3 (W|_{z=L_F} - S_{b1})] A \end{array} \right. \quad (4-60)$$

解得

$$W = d_9 (ch\alpha_4 Z + d_{10} sh\alpha_4 Z) - nS_{m2}$$

代入边界条件, 解得:

$$\begin{cases} d_9 = S_{\text{下}} + nS_{m2} \\ d_{10} = -\frac{(\eta_4 ch\beta_4 + sh\beta_4) + \frac{(\eta_2 - \eta_3)S_b + (\eta_3 - \eta_4)}{d_9} - \frac{nS_{m2}\eta_4}{d_9}}{ch\beta_4 + \eta_4 sh\beta_4} \end{cases} \quad (4-61)$$

因  $P_{\text{下}} = -E_p A \frac{dW}{dZ} |_{Z=0}$ , 得到:

$$P_{\text{下}} = -E_p A \alpha_4 d_9 d_{10} = E_p A \frac{(\eta_4 ch\beta_4 + sh\beta_4)(S_{\text{下}} + nS_{m2}) + (\eta_2 - \eta_3)S_b + (\eta_3 - \eta_4)S_{b1} - nS_{m2}\eta_4}{ch\beta_4 + \eta_4 sh\beta_4} \alpha_4 \quad (4-62)$$

### 7. 当 $\lambda^2=0$ , 解析解公式

当  $\lambda^2=0$ , 由于  $\alpha^2=0$ , 上述解析解公式中分母为 0, 采用罗必塔法可以得到相应的荷载和沉降关系:

①下段桩周土局部处于塑性阶段(桩端土处于弹性阶段), 即塑性区  $0 \leq R \leq L_{\text{下}}$  式(4-41)变为:

$$\begin{cases} P_{\text{下}} = E_p A S_{m2} (\alpha_3^2 R + c_5) \\ S_{\text{下}} = S_{m2} (1 + c_5 R + \frac{\alpha_3^2}{2} R^2) \end{cases} \quad (4-63)$$

②下段桩周土均处于塑性状态, 即  $R=L_{\text{下}}$ , 且桩端土仍处于弹性 式(4-46)变为:

$$P_{\text{下}} = E_p A \frac{\frac{1}{2} \alpha_3^2 S_{m2} h_1 L_{\text{下}}^2 + h_1 L_{\text{下}} + \alpha_3^2 S_{m2} L_{\text{下}}}{1 + h_1 L_{\text{下}}} \quad (4-64)$$

③桩端土进入第一塑性的临界位移  $S_{\text{下}c}$  和临界荷载  $P_{\text{下}c}$

式(4-50)、(4-51)变为:

$$S_{\text{下}c} = S_b + (h_1 S_b + \frac{\alpha_3^2 S_{m2}}{2} L_{\text{下}}) L_{\text{下}} \quad (4-65)$$

$$P_{\text{下}c} = E_p A (h_1 S_b + \alpha_3^2 S_{m2} L_{\text{下}}) \quad (4-66)$$

④桩端土进入第1塑性阶段( $S_F \geq S_{Fc}$ ,  $W|_{z=L_F} < S_{b1}$ )

式(4-55)变为:

$$P_F = E_p A \frac{\frac{1}{2} \alpha_3^2 S_{m2} h_2 L_F^2 + h_2 S_F + \alpha_3^2 S_{m2} L_F + (h_1 - h_2) S_b}{1 + h_2 L_F} \quad (4-67)$$

⑤桩端土进入第2塑性( $W|_{z=L_F} = S_{b1}$ )对应临界位移  $S_{Fcl}$  和临界荷载  $P_{Fcl}$

式(4-58)、(4-59)变为:

$$S_{Fcl} = S_{b1} + [(h_1 - h_2) S_b + h_2 S_{b1} + \frac{\alpha_3^2 S_{m2}}{2} L_F] L_F \quad (4-68)$$

$$P_{Fcl} = E_p A [(h_1 - h_2) S_b + h_2 S_{b1} + \alpha_3^2 S_{m2} L_F] \quad (4-69)$$

⑥桩端土进入塑性( $S_F \geq S_{Fcl}$ )

式(4-62)变为:

$$P_F = E_p A \frac{\frac{1}{2} \alpha_3^2 S_{m2} h_3 L_F^2 + h_3 L_F + \alpha_3^2 S_{m2} L_F + (h_1 - h_2) S_b + (h_2 - h_3) S_{b1}}{1 + h_3 L_F} \quad (4-70)$$

按照塑性区的逐渐开展,得到自平衡试桩下桩侧土采用双折线模型、桩端土采用三折线模型的完整解析公式:上段桩解析解公式见式(4-18)、(4-19)、(4-24)、(4-25)、(4-26);下段桩解析解公式见式(4-41)、(4-46)、(4-50)、(4-51)、(4-55)、(4-58)、(4-59)、(4-62)、(4-63)~(4-70)。自平衡试桩下段桩的解析解结果也适用传统载荷试验。

#### 4.2.4 解析解模型参数

以采用双折线模型为例,自平衡试桩解析解的模型参数共计9个参数。当有区域土层传递函数的经验参数时,对各土层的传递函数简化,可根据厚度加权平均法分别得到上下段桩侧土和桩端土的参数。但是区域土层传递函数的经验参数比较少,因此解析解模型参数更多来自工程试桩的实测数据。

对于上段桩,根据解析解的结果,荷载-沉降曲线主要由3段组成:弹性阶段(线性段)、桩侧土塑性开展阶段(非线性段)、桩侧土完全塑性阶段(线性段),因此根据上段桩的实测曲线结果可以比较准确地得到双折线模型的参数。

对于下段桩(桩端土仅考虑双折线模型)。桩端土  $k_1$  抗压刚度系数,可由弹性半空间上的刚性基础解答给出初估值<sup>[51, 52]</sup>,见式(4-71)。根据下段桩解析解的

结果, 荷载-沉降曲线主要由 4 段组成: 弹性阶段(线性段)、桩侧土塑性开展阶段(非线性段)、桩侧土完全塑性阶段桩端土弹性(线性段)、桩端土进入塑性阶段(线性段), 因此结合  $k_1$  初估值和利用上述规律求解相应的模型参数。

$$k_1 = \frac{8G}{\pi D(1-\nu)} = \frac{4E}{\pi D(1-\nu^2)} \quad (4-71)$$

式中:

$G$ ——桩端土的剪切模量;

$E$ ——桩端土的弹性模量;

$\nu$ ——桩端土的泊松比, 一般可取 0.48。

#### 4.2.5 工程实例验证

##### 1. 润扬长江公路大桥南汊桥南塔 ZN121 试桩

ZN121 试桩的自平衡试桩试验数据引自文献<sup>[3, 4]</sup>, 桩长  $L=60.5\text{m}$ , 桩直径  $D=2.8\text{m}$ , 上段桩长  $L_{\text{上}}=59.0\text{m}$ , 下端桩长  $L_{\text{下}}=1.5\text{m}$ , 桩身弹性模量  $E_p=3.6 \times 10^4\text{MPa}$ , 上段桩自重约等于 9000kN。桩周土和桩端土传递函数均采用双折线模式简化, 根据解析解公式(上段桩解析解得到荷载应加上段桩自重)和实测曲线拟合得到的计算参数:  $\lambda_1=39925\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_2=3155\text{kPa/m}$ ,  $S_{m1}=1.50\text{mm}$ ;  $\lambda_3=9.5 \times 10^5\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_4=2.203 \times 10^4\text{kPa/m}$ ,  $S_{m2}=0.59\text{mm}$ ;  $k_1=2.6344 \times 10^6\text{kPa/m}$ ,  $k_2=7.6459 \times 10^5\text{kPa/m}$ ,  $S_b=1.36\text{mm}$ 。解析解得到结果和实测结果见图 4.4, 从图中可以看出, 采用双折线模型可以很好地反映 ZN121 试桩的荷载-沉降特性。

文献<sup>[4]</sup>中 ZN36 试桩也采用自平衡试桩, 桩长  $L=60.5\text{m}$ , 桩直径  $D=1.2\text{m}$ , 上段桩长  $L_{\text{上}}=58.7\text{m}$ , 下端桩长  $L_{\text{下}}=1.8\text{m}$ , 桩身弹性模量  $E_p=3.2 \times 10^4\text{MPa}$ , 上段桩自重约等于 1600kN, 与 ZN121 位于同一场地, 土层资料相接近。采用 ZN121 拟合得到参数用解析解计算 ZN36 桩荷载-沉降曲线和实测曲线见图 4.5, 从图中分析, 计算和实测曲线比较接近, 反映出解析解拟合曲线得到模型参数具有较高的精度, 能满足实际工程的需要。计算和实测曲线差异可能原因: 本工程土层存在一定的变化; 摩阻力及端阻力均存在尺寸效应的影响。

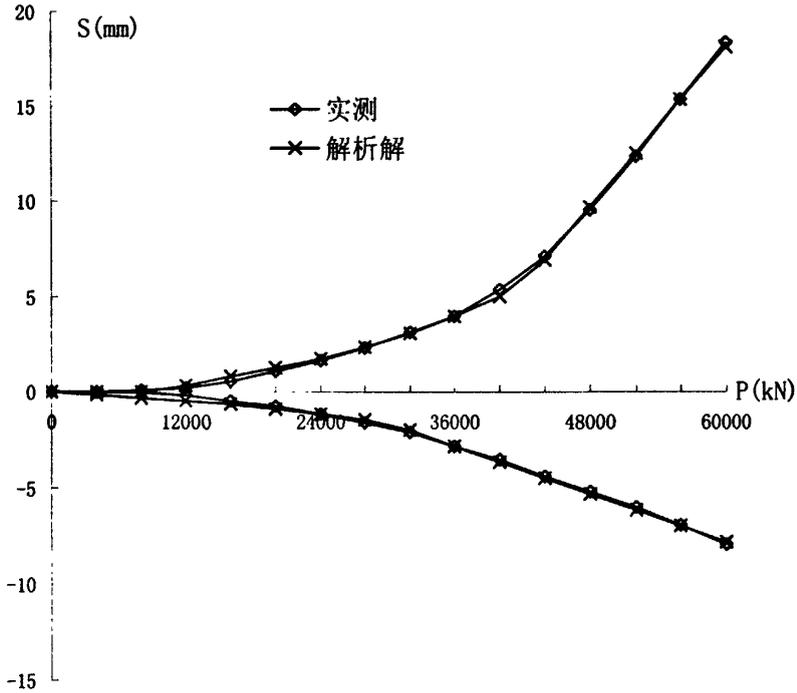


图 4.4 ZN121 试桩实测和解析解结果对比

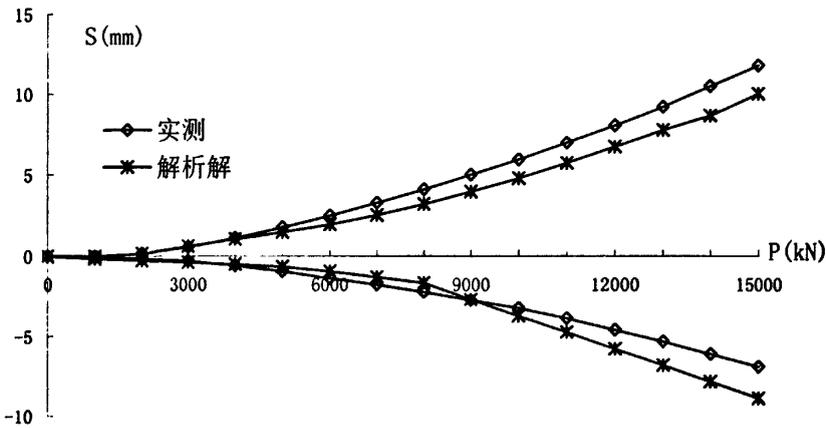


图 4.5 解析解计算结果和实测 P-S 曲线对比

## 2. 南京试桩

这根自平衡试桩试验数据引自<sup>[22]</sup>, 桩长  $L=25\text{m}$ , 桩直径  $D=0.6\text{m}$ , 上段桩长  $L_{\text{上}}=16.0\text{m}$ , 下端桩长  $L_{\text{下}}=9.0\text{m}$ , 桩身弹性模量  $E_p=2.8 \times 10^4 \text{MPa}$ , 上段桩自重约等于  $100\text{kN}$ . 桩周土和桩端土传递函数均采用双折线模式简化, 根据解析解公式(上段桩解析解得到荷载应加上段桩自重)和实测曲线拟合得到的计算参数:

$\lambda_1=7955\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_2=1716\text{kPa/m}$ ,  $S_{m1}=2.03\text{mm}$ ;  $\lambda_3=1.30 \times 10^4\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_4=1500\text{kPa/m}$ ,  $S_{m2}=1.23\text{mm}$ ;  $k_1=5.034 \times 10^5\text{kPa/m}$ ,  $k_2=2.012 \times 10^4\text{kPa/m}$ ,  $S_b=2.143\text{mm}$ 。解析解得到结果和实测结果见图 4.6, 从图中可以看出, 采用双折线模型可以很好地反映该试桩的荷载-沉降特性。

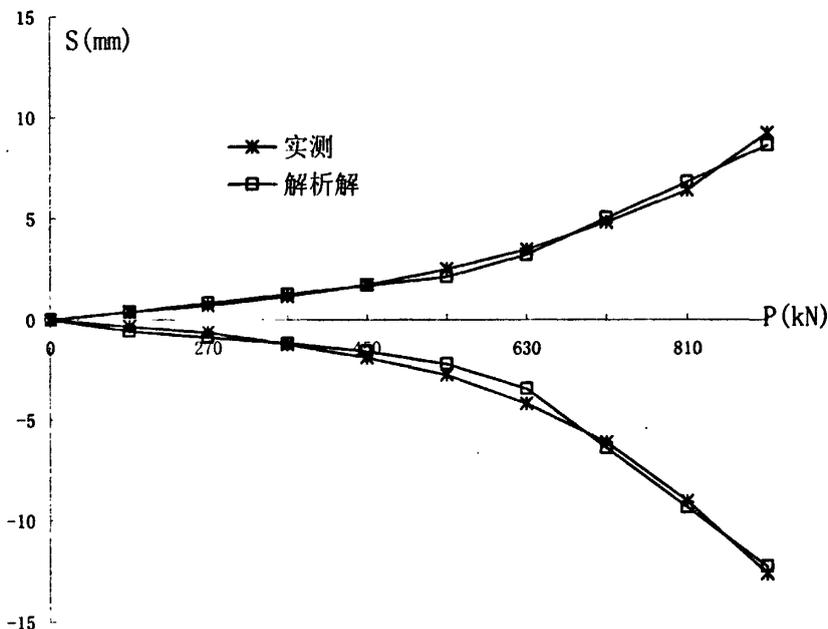


图 4.6 解析解计算结果和实测 P-S 曲线对比

上述实例验证表明, 桩端土和桩侧土采用双折线模型能较好地反映自平衡试桩的荷载-沉降特性, 同时也验证了本文解析解的合理性。

### 4.3 自平衡试桩下荷载-沉降曲线解析解应用分析

#### 4.3.1 解析解研究灌注桩沉渣的影响

试验表明桩侧摩阻力和端阻力是相互作用的, 尤其是桩端土对侧摩阻力具有明显的影响。吴兴序(1997)<sup>[53]</sup>、施峰等(1999)<sup>[54]</sup>、席宁中(2001)<sup>[55]</sup>和等人研究表明, 同样桩侧土条件下, 桩端持力层强度越高, 侧摩阻力越大; 实底桩较空底桩(桩底放置草笼等, 类似沉渣)平均极限侧摩阻力高 8-19%。因此灌注桩沉渣不仅弱化桩端土的强度, 而且影响桩侧摩阻力的发挥, 对桩基承载力有比较大的影响。同时厚具较大的沉渣给承载力的判别造成一定的迷惑性, 影响承载力的确定。

图 4.7 是文献<sup>[56]</sup>中 272 号桩自平衡试桩 (荷载箱位于桩端, 桩端为密实的风

化花岗岩) 的下段桩的荷载与沉降曲线。图中清楚地反映出沉渣对下段桩曲线的影响, 沉渣的存在严重地影响自平衡试桩下段桩的承载特性; 从图分析桩底的沉渣厚度约为 100mm; 加载过程中直至沉渣压密后, 才反映出理想桩端土的承载特性; 荷载箱总的位移 160mm 已超出其标准行程 150mm<sup>[7]</sup>, 说明过厚的沉渣会导致自平衡试桩难以进行。

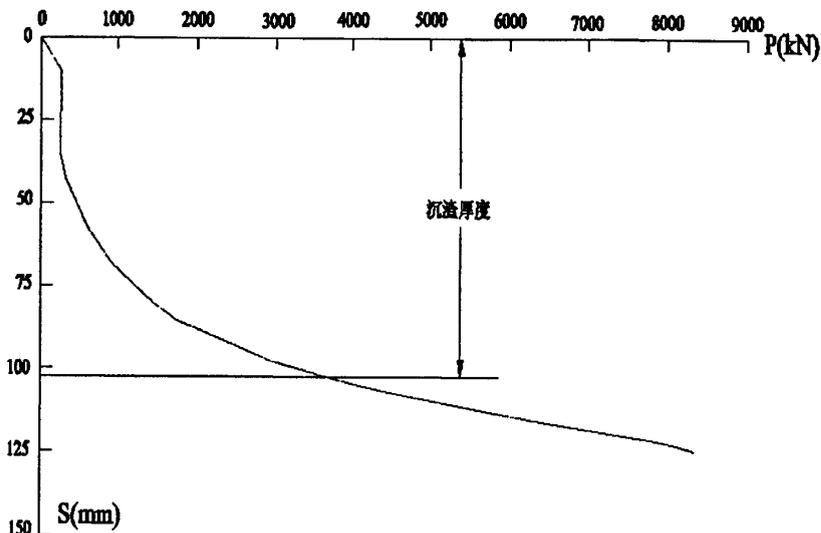


图 4.7 沉渣对下段桩影响实例

桩底沉渣的软化作用影响的研究手段比较有限, 最有效的办法是实测试验, 但费用开支较大。本文的解析解桩端采用三折线模型, 可以有效地分析和研究不同厚度桩底沉渣的影响, 具体方法: 将沉渣的厚度作为  $S_b$ , 沉渣对应的抗压刚度系数作为  $k_1$ , 正常桩端土层抗压刚度系数作为  $k_2$  和  $k_3$ , 对应的临界位移为  $S_{b1}$ , 应用上述解析解对沉渣的影响作定性的分析。沉渣对自平衡试桩的影响主要反映在对下段桩的影响, 因此主要针对下段桩分析。

### 1. 不同桩长沉渣的影响

以传统荷载试验为例, 取自平衡试桩的下段桩的解析解结果, 桩侧土和桩端土的传递函数均采用双折线模型简化, 假定: 桩直径  $D=2.8\text{m}$ , 桩身弹性模量  $E_p=3.6 \times 10^4\text{MPa}$ ;  $\lambda_3=70756\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_4=4539\text{kPa/m}$ ,  $S_{m2}=1.477\text{mm}$ ;  $k_1=10000\text{kPa/m}$ (假定沉渣抗压刚度系数),  $k_2=2.6344 \times 10^6\text{kPa/m}$ ,  $S_b=10\text{mm}$ (沉渣厚度)。桩长  $L=30\text{m}$ 、 $60.5\text{m}$ 、 $100\text{m}$  的解析解结果见图 4.8。从图中可以明显看出, 短桩比长桩更早地显现出沉渣的影响;  $30\text{m}$  的桩在荷载较小时  $P$ - $S$  曲线就出现明

显的陡降，而 100m 的桩 P-S 曲线基本看不出沉渣的影响。因此桩长越短，对沉渣的反映越敏感。由于自平衡试桩的下段桩一般距离桩端较近，所以沉渣对自平衡试桩的下段桩具有显著的影响，相比而言传统载荷试验下长桩对沉渣的相对不敏感，这是和传统载荷试验下桩端承载力占总承载力比例小吻合。

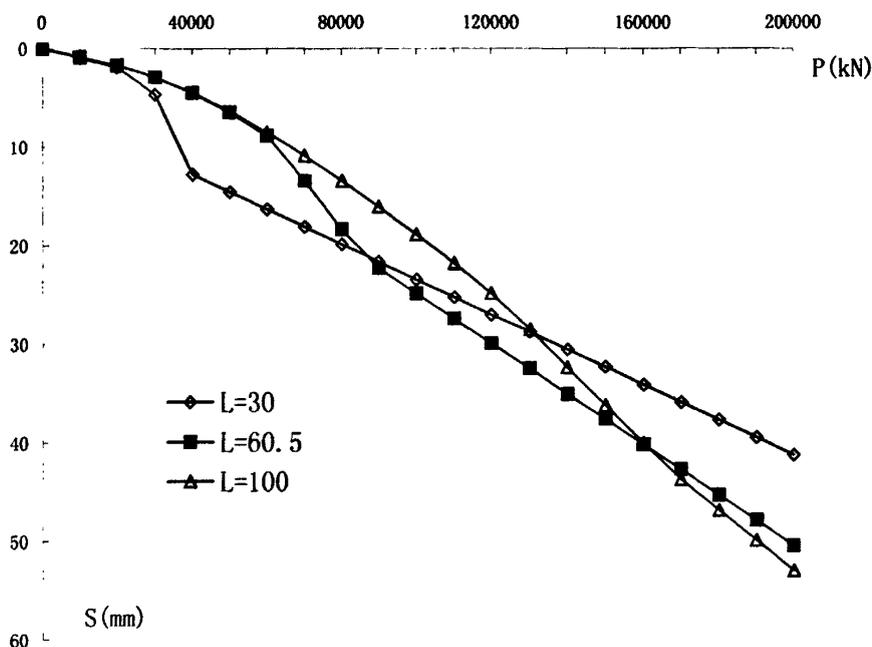


图 4.8 不同桩长沉渣的影响

## 2. 不同厚度的沉渣对自平衡试桩的影响

以 ZN121 桩的下段桩为例，取双折线模型参数为基准，考虑桩端土沉渣对桩侧土的弱化效应(假定弱化折减系数为 80%)，并且增加桩端土沉渣的性质(桩端土改为三折线模型)，对比沉渣厚度 0(无沉渣)、10mm、50mm、100mm 的荷载-位移曲线，相应的参数见表 4.1，对比的计算结果见图 4.9。

表 4.1 沉渣厚度影响计算参数表

沉渣 (mm)	$\lambda_3$ kPa/m	$\lambda_4$ kPa/m	$S_{m2}$ mm	$k_1$ kPa/m	$k_2$ kPa/m	$k_3$ kPa/m	$S_b$ mm	$S_{b1}$ mm
0	$9.5 \times 10^5$	$2.230 \times 10^4$	0.59	$2.6344 \times 10^6$	$7.6459 \times 10^5$	—	1.36	—
10	$7.6 \times 10^5$	$1.7626 \times 10^4$	0.59	$1.0 \times 10^4$	$2.6344 \times 10^6$	$7.6459 \times 10^5$	10.0	11.36
50	$7.6 \times 10^5$	$1.7626 \times 10^4$	0.59	$1.0 \times 10^4$	$2.6344 \times 10^6$	$7.6459 \times 10^5$	50.0	50.36
100	$7.6 \times 10^5$	$1.7626 \times 10^4$	0.59	$1.0 \times 10^4$	$2.6344 \times 10^6$	$7.6459 \times 10^5$	100.0	100.36

图 4.9 直观地反映出沉渣对沉降的影响，解析解计算得到曲线和图 4.7 实测曲线的趋势基本一致。当沉渣厚度足够厚时，导致下段桩沉降过大，而且自平衡

试桩时荷载箱同时向上产生位移, 由于荷载箱的行程有限制, 最终可能导致荷载箱因行程的不足而无法继续加载(传统荷载试验基本不存在该问题)。对比图 4.8 和图 4.9 可以发现, 自平衡试桩的下段桩越短, P-S 曲线斜率变化越大, 即沉渣的影响越明显。

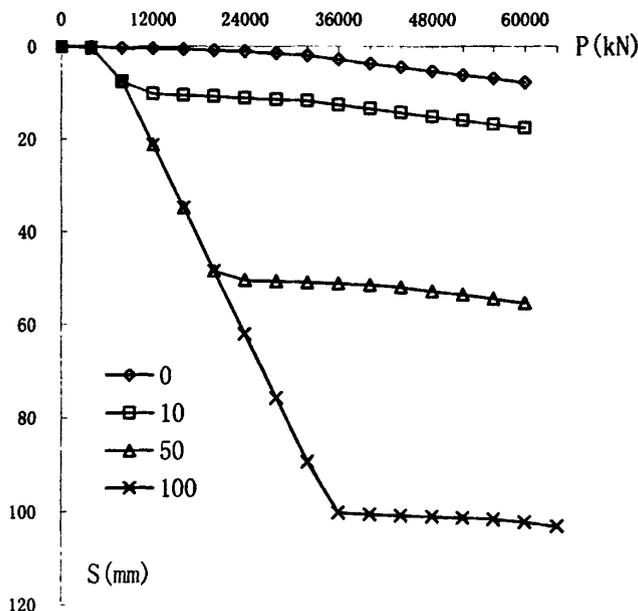


图 4.9 不同厚度沉渣的 P-S 曲线

根据文献<sup>[46]</sup>, 灌注桩极限承载力可按沉降量控制  $S=40\text{mm}-60\text{mm}$ , 由于下段桩长较小, 取小值  $40\text{mm}$  对应的荷载作为极限承载力, 则不同厚度沉渣下段桩的极限承载力取值见表 4.2。从表 4.2 和图 4.9 可以看出, 当沉渣的厚度约小于  $35\text{mm}$  时, 按沉降量控制下段桩的极限承载力基本能满足  $60000\text{kN}$  的要求; 当沉渣厚度大于  $35\text{mm}$  时, 随着沉渣厚度的增大, 极限承载力锐减。

表 4.2 不同厚度沉渣下段桩的极限承载力

沉渣(mm)	0	10	50	100
极限承载力(kN)	>60000	>60000	18000	18000

综合以上两方面, 得出自平衡试桩对沉渣有更严格的要求, 因此采用自平衡试桩时, 须采取有效技术措施确保有效清除孔底沉渣; 另一方面由于自平衡加载对沉渣的敏感性, 较小吨位的荷载箱就可以用来检查灌注桩实际清孔效果, 如图 4.7 所示荷载  $500\text{kN}$  就可检验出桩底沉渣, 而传统荷载试验长桩的侧摩阻力发挥可能影响到沉渣的判断。

### 4.3.2 解析解预估荷载箱的位置

自平衡试桩法的原理决定荷载箱的位置非常关键,荷载箱所处的位置应使上段桩和下段桩的极限承载力基本相等。常规的方法,上段桩按抗拔桩(对应的修正系数取上限)、下段桩按抗压桩采用规范公式<sup>[32]</sup>分别估算极限承载力,调整荷载箱位置直至上段桩(考虑桩自重)和下段桩的极限承载力基本相等。常规方法简单,但是由于岩土工程勘察报告所给出土层的侧摩阻力和端阻力经常因勘察单位和个人的差异而不同,而且实测表明岩土工程勘察报告中的侧摩阻力和端阻力经常偏小<sup>[7]</sup>,静载荷试验中当荷载施加到预定最大荷载,实测 P-S 曲线大部分表现平缓。

荷载传递函数能较好地反映桩承载的全过程,对某个地区当有土层传递函数的经验参数时,理论上讲采用解析解预估荷载箱的位置比较有效。解析解预估荷载箱的位置具体方法:对各土层的传递函数简化,给定荷载箱位置根据厚度加权平均法分别得到上下段桩侧土和桩端土的参数,计算出上段桩、下段桩的荷载-沉降曲线,通过调整荷载箱位置和分析曲线特征,最终确定荷载箱位置。区域土层传递函数的经验参数可以采用优化方法得到,如张尚根等<sup>[29]</sup>采用改进 powell 优化方法,利用南京部分大直径桩试桩得到土层双曲线传递函数的参数。

为说明解析解预估荷载箱的位置方法,下面给出一算例。桩长  $L=60\text{m}$ ,桩直径  $D=1.2\text{m}$ ,桩身弹性模量  $E_p=2.8\times 10^4\text{MPa}$ ,桩重度等于  $25\text{kN/m}^3$ ,假定计算参数:  $\lambda_1=40000\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_2=100\text{kPa/m}$ ,  $S_{m1}=1.5\text{mm}$ ;  $\lambda_3=70000\text{kPa/m}$ ,  $\lambda_4=700\text{kPa/m}$ ,  $S_{m2}=1.0\text{mm}$ ;  $k_1=2.0\times 10^6\text{kPa/m}$ ,  $k_2=10000\text{kPa/m}$ ,  $S_b=2.0\text{mm}$ 。采用解析法分别试算荷载箱距桩底 10m、15m、20m 时(假定荷载箱位置变化不影响上述参数,上段桩的荷载考虑自重荷载)的荷载-沉降曲线,结果见图 4.10。从图 4.10 中 P-S 曲线形态可以看出,当自平衡试桩的荷载箱距桩底 15m 时,上段桩和下段桩的极限承载力值基本相当。

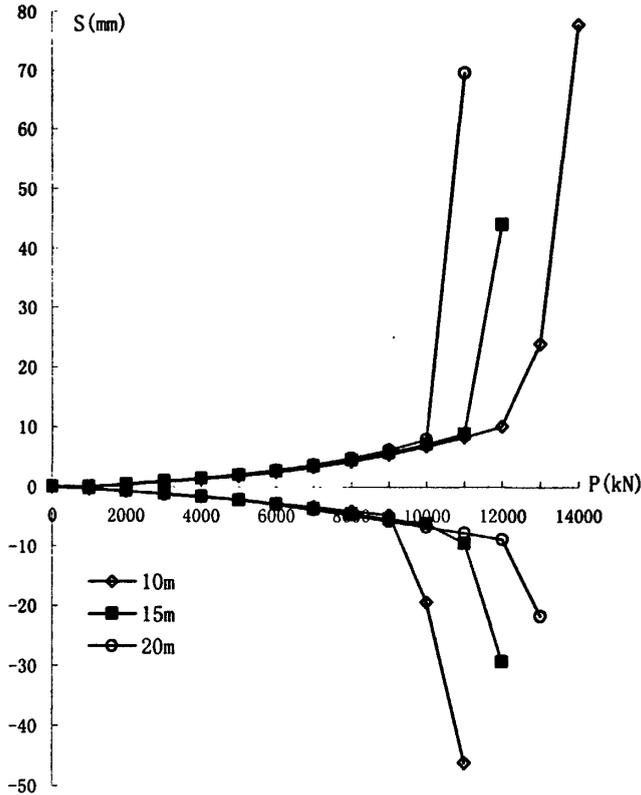


图 4.10 荷载箱处于不同位置的 P-S 曲线

### 4.3.3 解析解拟合传统荷载试验曲线

为验证自平衡试桩法的有效性,有必要对比自平衡试桩法和传统荷载试验方法的结果,但荷载箱上段桩与传统荷载试验时受力不同,两者不能直接对比,因此将自平衡试桩法得到试验结果转换成传统静荷载试验曲线,然后与实测传统荷载试验对比。

#### 1. 目前拟合传统静荷载试验曲线方法

目前自平衡试桩法测试结果向传统静载曲线转换的方法主要两种:

1) 经验法<sup>[7, 9, 10, 12]</sup>,根据荷载箱上下位移同步的原则转换(当施加荷载较小或假定桩为刚性时,直接取对应的位移作为拟合曲线的位移;考虑桩的压缩变形时,取对应的位移+计算得到桩身压缩变形作为拟合曲线的位移<sup>[13]</sup>),即通过相等位移进行叠加荷载(上段荷载乘大于 1 的系数 K)的方法,见式(4-72)。该方法简单,为欧美等国常用的方法。

$$Q = KQ^+ + Q^- \quad (4-72)$$

式中:

$Q^+$ : 上段桩某一位移下荷载扣去上段桩的自重;

$Q$ : 下段桩某一位移下荷载。

欧洲取  $K=1.0$ , 对于  $L/D \leq 20$  的短桩, 取  $K=1.5$ 。东南大学土木工程学院做了一定对比试验, 得出  $K=1.0 \sim 1.6$ , 认为桩端土刚度大  $E_s \geq 50\text{MPa}$ , 且  $L/D \leq 20$  的情况取大值<sup>[9]</sup>。

2)荷载传递位移协调法<sup>[28]</sup>(该文献中称为精确转换法), 东南大学龚维明等人提出, 假定下段桩荷载一位移关系与传统载荷试验法是相同的, 上段桩侧土传递函数采用试桩时实测的不同土层桩侧摩阻力—变位置关系(桩侧摩阻力乘修正系数, 砂土和粘土(粉土)的修正系数分别为 1.43 和 1.25)<sup>[57]</sup>, 将上段桩分割成  $n$  段, 对每一假定荷载箱向下位移(对应的荷载按下段桩荷载—沉降关系取值)应用位移协调法自上段桩的最下一个桩段逐渐往上递推, 直到得到桩顶位移和相应的荷载, 因此通过给定一系列荷载箱向下位移, 可以得到一系列桩顶位移和相应的荷载, 可以得到传统静载荷试验条件的试桩曲线。

## 2. 解析解拟合传统载荷试验曲线

已有自平衡试桩法测试结果向传统静载曲线转换方法, 经验方法简单, 但缺乏完善的理论基础; 荷载传递位移协调法理论完整, 但要求实测各土层的传递函数, 增加自平衡试桩法的工作量。

解析解拟合传统载荷试验曲线方法(以下简称荷载传递解析转换法), 首先上段桩通过拟合实测曲线得到桩周土的双折线模型参数  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$  和  $S_{m1}$ (容易得到), 考虑上段桩侧摩阻力位向下, 参照文献<sup>[10]</sup>对  $\lambda_1$  和  $\lambda_2$  均除以  $\gamma$  加以修正,  $\gamma$  为修正系数(根据有限元计算结果, 修正系数随深度变化而变化, 但是由于缺乏实例验证, 暂时按抗拔桩的上限取值), 由式(4-73)确定; 将下段桩 P-S 曲线视为桩端土, 当曲线平缓时采用双折线近似描述, 否则可采用三折线近似描述; 根据得到的参数, 利用自平衡试桩解析法下段桩结果可得到传统加载曲线。荷载传递解析转换法具有理论完整, 不要求实测传递函数, 使用简单方便的优点。

$$\gamma = \frac{L_{\pm}}{\frac{L_{\pm 1}}{\gamma_1} + \frac{L_{\pm 2}}{\gamma_2}} \quad (4-73)$$

式中,

$L_{E1}$ : 砂土厚度,  $\gamma_1$  砂土修正系数取 0.7;

$L_{E2}$ : 粘土和粉土厚度,  $\gamma_2$  粘土和粉土修正系数取 0.8;

### 3. 荷载传递解析转换结果与传统载荷试验对比

#### 1) 苏通大桥试桩

根据文献<sup>[58, 59]</sup>苏通大桥的 N1、N2 试桩分别进行锚桩法和自平衡试桩(自平衡试桩)对比试验, 两根试桩的直径  $D=1.0\text{m}$ , 桩长  $L=76\text{m}$ , 桩身混凝土等级为 C25, 地质情况基本相同, 均采用泥浆护壁钻孔成桩, 自平衡试桩试桩的荷载箱位于桩底以上 15m。

采用解析解拟合 N2 试桩的上段桩得到:  $\lambda_1=2.25 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $\lambda_2=0$ ,  $S_{m1}=1.08\text{mm}$ , 解析解得到结果和实测结果见图 4.11; 取  $\gamma=0.75$ , 修正后的  $\lambda_1$  和  $\lambda_2$  分别作为  $\lambda_3$  和  $\lambda_4$ , 得到  $\lambda_3=3.00 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $\lambda_4=0$ ,  $S_{m2}=1.08\text{mm}$ ; 下段桩 P-S 曲线采用三折线近似,  $k_1=7.895 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $k_2=1.395 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $k_3=8.635 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $S_b=3.62\text{mm}$ ,  $S_{b1}=15.00\text{mm}$ 。N2 试桩采用荷载传递解析转换法得到载荷曲线和 N1 试桩实测传统载荷曲线见图 4.12, 转换和实测曲线形态吻合较好。从图中可以看出, N1 试桩的极限承载力为 10000kN, 根据 N2 试桩的转换曲线得到极限承载力为 9700kN, 两者的结果比较一致。

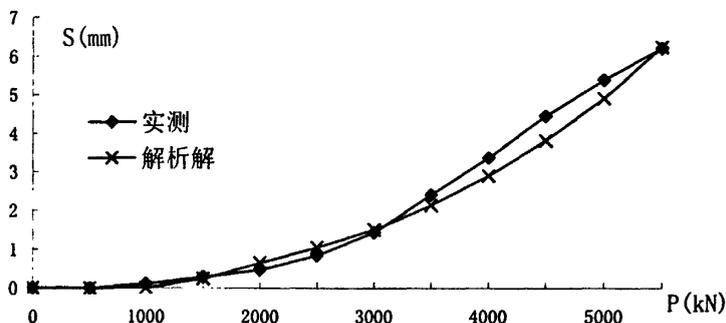


图 4.11 N2 上段桩实测和解析解结果对比

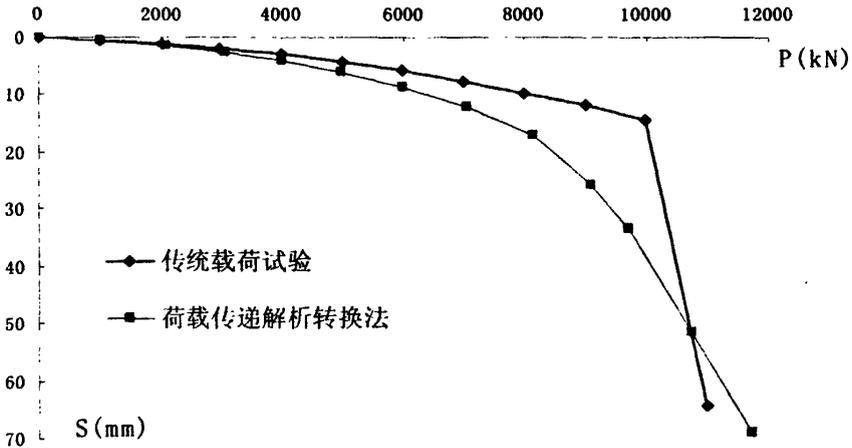


图 4.12 N2 试桩转换结果和 N1 试桩实测传统荷载曲线对比

2)南京试桩

文献中<sup>[22]</sup>的南京某试桩工程，采用自平衡试桩和堆载试验对比。自平衡试桩资料见 4.2.5 节内容，传统荷载试验桩长为 28m，比自平衡试桩长 3m。根据 4.2.5 节拟合结果： $\lambda_1=7955\text{kPa/m}$ ， $\lambda_2=1716\text{kPa/m}$ ， $S_{m1}=2.03\text{mm}$ ；取  $\gamma=0.75$ ，修正后的  $\lambda_1$  和  $\lambda_2$  分别作为  $\lambda_3$  和  $\lambda_4$ ，得到  $\lambda_3=11364\text{kPa/m}$ ， $\lambda_4=2451\text{kPa/m}$ ， $S_{m2}=2.03\text{mm}$ ；下段桩 P-S 曲线采用双折线近似， $k_1=8.038 \times 10^5\text{kPa/m}$ ， $k_2=1.359 \times 10^5\text{kPa/m}$ ， $S_b=2.2\text{mm}$ 。荷载传递解析转换法得到 25m 桩长的荷载曲线和实测 28m 桩长的传统荷载曲线见图 4.13，当  $P \leq 1260\text{kN}$  时两者曲线吻合较好，且最后一段曲线的斜率接近。由于转换的桩长比实测桩长短 3m，拟合曲线比实测曲线早出现拐点，这符合工程实际情况，即增加桩长提高承载力。

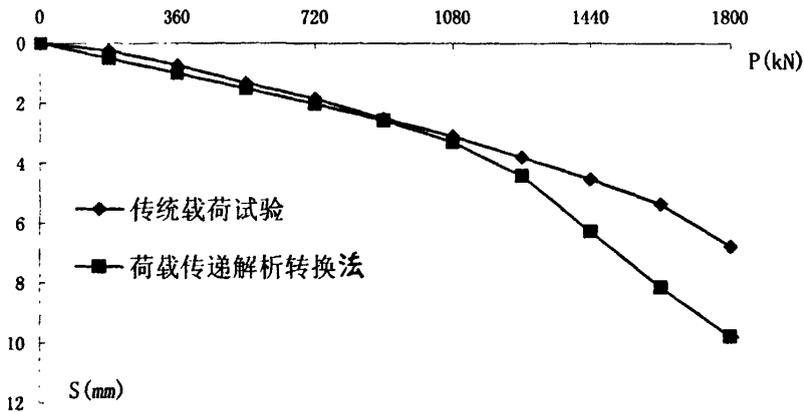


图 4.13 拟合和实测传统荷载曲线对比

## 4. 荷载传递解析转换法与其他方法的比较

## 1) 松花江大桥 3 号试桩

根据文献<sup>[60]</sup>, 松花江大桥 3 号试桩位于黑龙江肇源县内, 该试桩采用自平衡试桩法作静载荷试验, 试桩的直径  $D=2.0\text{m}$ , 桩长  $L=75\text{m}$ , 桩身混凝土等级为 C30, 自平衡试桩的荷载箱位于桩底以上 23m。

采用解析解拟合 3 号试桩的上段桩得到:  $\lambda_1=1.494 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $\lambda_2=1076 \text{kPa/m}$ ,  $S_{m1}=4.44\text{mm}$ , 解析解得到结果(考虑桩自重)和实测结果见图 4.14; 取  $\gamma=0.80$ , 修正后的  $\lambda_1$  和  $\lambda_2$  分别作为  $\lambda_3$  和  $\lambda_4$ , 得到  $\lambda_3=1.867 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $\lambda_4=1345$ ,  $S_{m2}=4.44\text{mm}$ ; 下段桩 P-S 曲线采用双折线近似,  $k_1=1.355 \times 10^6 \text{kPa/m}$ ,  $k_2=5.787 \times 10^5 \text{kPa/m}$ ,  $S_b=5.1\text{mm}$ 。3 号试桩采用荷载传递解析转换法和文献<sup>[59]</sup>采用荷载传递位移协调法得到载荷曲线见图 4.15, 从图中看出两种转换方法得到结果吻合较好, 荷载传递解析转换法得到位移稍小于荷载传递位移协调法。

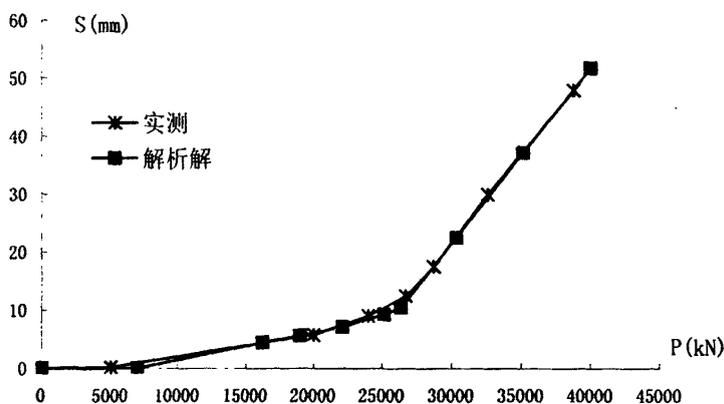


图 4.14 3 号试桩上段桩实测和解析解结果对比

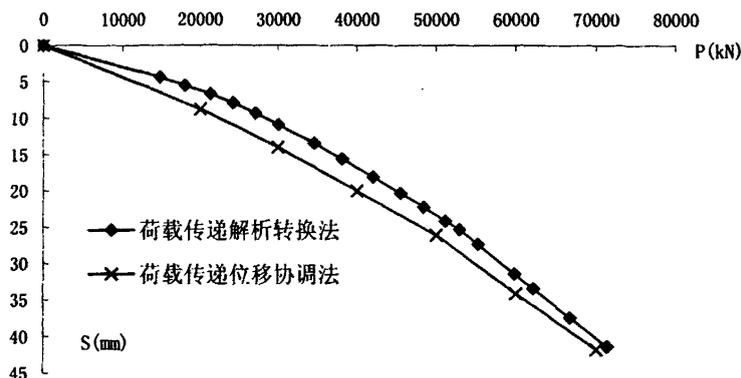


图 4.15 3 号试桩两种不同转换方法得到传统载荷曲线

## 2) 苏通大桥 N2 试桩

根据文献<sup>[58]</sup>经验法( $K=1$ , 假定桩为刚性体)和荷载传递位移协调法(修正系数取 1)的结果, 苏通大桥 N2 试桩采用不同的转换方法得到结果与 N1 试桩结果对比见图 4.16。从图中可以看出: 经验法中看不出明显的拐点, 荷载传递位移协调法和荷载传递解析转换法可以看出拐点, 两者得到极限承载力分别为 9700kN 和 10400kN, 与实测的极限承载力 10000 kN 接近; 经验法得到位移小于另外两种方法, 但是对于超长桩忽略桩身压缩性显然不合理(实测表明, 桩身压缩变形占总沉降的比重较大); 荷载传递位移协调法和荷载传递解析转换法得到转换结果与实测曲线形态吻合较好, 显示较高的转换精度。

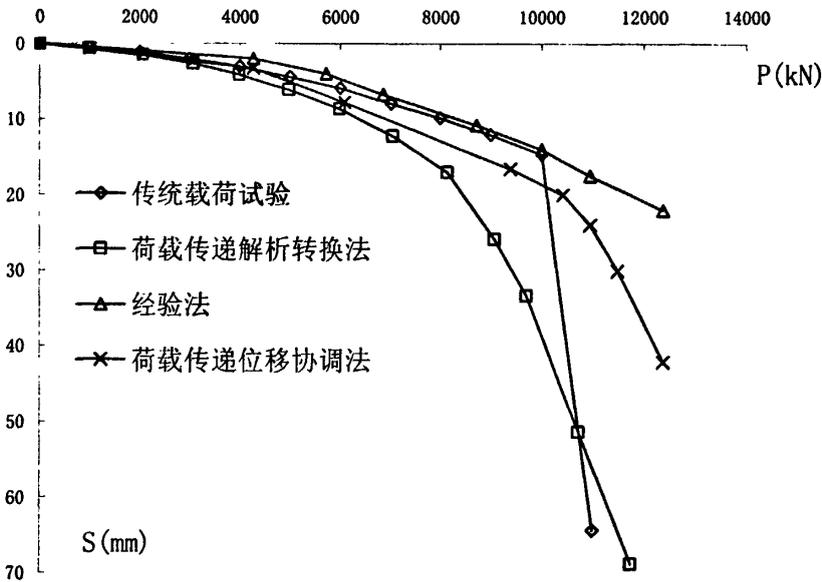


图 4.16 不同方法转换结果与实测的对比

根据上述分析, 荷载传递解析转换法能有效地把自平衡试桩结果转换成传统荷载曲线, 和实测传统荷载曲线吻合较好, 具有较高的精度; 荷载传递解析转换法和荷载传递位移协调法得到拟合传统荷载曲线比较接近; 相比其他转换方法, 荷载传递解析转换法具有明显的优点: 理论完整、不需实测传递函数、简单适用, 相信荷载传递解析转换法能在实践中得到不断的应用。

## 4.4 本章小结

1. 按照塑性区的逐渐开展, 得到自平衡试桩下桩侧土采用双折线模型、桩

端土采用三折线模型的完整解析公式。自平衡试桩下段桩的解析解结果也适用传统载荷试验。

2. 通过两个工程实例验证,反映出本文解析解能较好地描述自平衡试桩的荷载-沉降特性,验证了本文解析解的合理性。

3. 应用本文解析解,研究沉渣对自平衡试桩的影响,说明自平衡试桩对沉渣有更严格的要求;另一方面由于自平衡加载对沉渣的敏感性,可以用来检查灌注桩实际清孔效果,而传统载荷试验长桩的侧摩阻力发挥可能影响到沉渣的判断。

4. 应用本文解析解,可以预估荷载箱的位置。

5. 应用本文解析解可把自平衡试桩结果转换成传统载荷曲线(称荷载传递解析转换法),和实测传统载荷曲线吻合较好,具有较高的精度;荷载传递解析转换法和荷载传递位移协调法得到拟合传统载荷曲线比较接近;相比其他转换方法,荷载传递解析转换法具有明显的优点:理论完整、不需实测传递函数、简单实用,相信荷载传递解析转换法能在实践中得到不断的应用。

## 第五章 结论与展望

### 5.1 结论

本文编制了单桩轴对称非线性有限元计算程序(土体采用 Duncan-Chang 的 E-K 模型、桩本构模型采用线弹性模型、接触面采用 Goodman 无厚度接触面单元), 利用该程序分析自平衡试桩对超长桩承载特性的影响。推导得到自平衡试桩荷载-沉降曲线完整解析解(桩侧土采用双折线模型、桩端土采用三折线模型), 并应用该解析解研究沉渣对灌注桩的承载力影响、预估自平衡试桩荷载箱的位置、把自平衡试桩结果转换成传统载荷曲线。根据上述分析结果得到以下结论:

1. 传统载荷和自平衡加载下, 桩轴力分布存在差异: 自平衡加载下, 靠近荷载箱附近轴力变化幅度较大。桩周土侧摩阻力分布存在差异: 自平衡加载下, 最大侧摩阻力的位置固定——靠近荷载箱附近, 且沿深度变化较大; 传统载荷加载下, 最大侧摩阻力的位置变化——随着荷载的增加, 最大侧摩阻力的深度不断往桩端靠近。

2. 传统载荷和自平衡加载下不同深度的桩周土传递函数存在差异, 且因深度的不同而差异表现形式不同。

3. 传统载荷和自平衡加载均达到极限状态(指试桩曲线出现明显的拐点, 不考虑变形控制), 有限元计算算例得到自平衡试桩与传统载荷上段桩极限总摩阻力比值粘性土为0.96, 砂性土为0.88, 即粘性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力与传统载荷试验产生的向上总摩阻力基本相等, 砂性土中自平衡试桩的上段桩向下总摩阻力略小于传统载荷试验产生的向上总摩阻力; 自平衡与传统载荷加载下极限侧阻力比值沿深度变化, 上段桩比值随深度增加而增加, 在荷载箱处达到最大, 下段桩除荷载箱附近比值接近1.0; 虽然侧摩阻力的分布存在差异, 但是自平衡试桩得到上、下段桩极限承载力总和略小于传统载荷试验的到极限承载力(两者比值为0.97), 偏于安全。

4. 超长桩按变形控制确定单桩的极限承载力时, 自平衡和传统载荷加载下下段桩承载性状存在较大差异, 自平衡荷载箱越靠近桩端、桩越长、桩直径越小、桩周土强度越高, 两者的差异越大。自平衡与传统载荷下桩端力 $Q_p$ -桩端位

移 $Sp$ 近似呈直线关系,两者桩端割线抗压刚度接近,自平衡与传统载荷的桩端割线抗压刚度比值约为1.20,比值对荷载箱离桩端距离、桩长、桩直径、桩周土的变化不敏感,两种加载方式下端阻力的差异主要表现为桩端位移的差异。因此对于超长桩,从变形角度考虑,自平衡试桩下段桩的承载力结果直接作为单桩极限承载力的一部分,高估了变形控制下下段桩的承载力,存在不妥,应当考虑桩身压缩变形的影响。建议对于超长桩,把自平衡试桩结果转换为传统载荷试验曲线,根据试验曲线确定单桩极限承载力。

5. 通过两个工程实例验证,反映出本文推导的自平衡试桩下荷载-沉降曲线解析解能较好地描述自平衡试桩的荷载-沉降特性,验证了本文解析解的合理性。

6. 应用本文解析解,研究沉渣对自平衡试桩的影响,说明自平衡试桩对沉渣有更严格的要求;另一方面由于自平衡加载对沉渣的敏感性,可以用来检查灌注桩实际清孔效果,而传统载荷试验长桩的侧摩阻力发挥可能影响到沉渣的判断。

7. 应用本文解析解,可以预估荷载箱的位置。

8. 应用本文解析解可把自平衡试桩结果转换成传统载荷曲线(称荷载传递解析转换法),和实测传统载荷曲线吻合较好,具有较高的精度;荷载传递解析转换法和荷载传递位移协调法得到拟合传统载荷曲线比较接近;相比其他转换方法,荷载传递解析转换法具有明显的优点:理论完整、不需实测传递函数、简单实用,相信荷载传递解析转换法能在实践中得到不断的应用。

## 5.2 展望

自平衡试桩在工程实践中不断得到应用,但是自平衡试桩的研究工作相对较为落后,作者认为需对以下方面作进一步的工作:

1. 自平衡试桩和传统载荷试验下,对桩侧摩阻力和端阻力的荷载传递特性做更多的实测对比,期望查清两种加载方式下荷载传递特性差异。

2. 对于超长桩,常按变形控制确定极限承载力,根据本文分析结果:自平衡和传统载荷加载下下段桩承载形状存在较大差异,因此自平衡试桩结果的处理中如何考虑桩身压缩变形问题有待于进一步研究。

3. 利用自平衡试桩下荷载-沉降曲线解析解对自平衡试桩下桩的工作形状

作进一步的研究;该解析解把自平衡试桩结果转换成传统载荷曲线具有独特的优点,期望能在实践中得到广泛的应用。

## 致谢

本文在选题和研究过程中直至成稿,始终得到导师杨敏教授的悉心指导和鼓励。杨老师谆谆教诲,循循善诱,治学态度严谨,对学科发展方向的高屋建瓴和敏锐的洞察力,使我受益匪浅。两年多的学习生涯,导师始终如一的关怀和教导令我终生难忘,在此向导师谨致以衷心的感谢和崇高的敬意!

特别感谢熊巨华副教授在两年多的学习和生活上的莫大关怀,熊老师从论文的选题到最终论文的定稿都付出了大量的心血;感谢楼晓明副教授、张宏鸣副教授、黄茂松教授在学业上给我提供了指导;感谢上海岩土工程勘察设计研究院有限公司侯瑜玉教授级高工提供的专业帮助;感谢武亚军博士后在有限元程序设计和专业方面提供的帮助;感谢周洪波、王伟、杨桦、张慧、汪文滨等几位博士在专业方面给予的极大的帮助;感谢师兄弟给予我的很多好的建议,他们是殷海涛、毕平均、黄则伟、江卫平、陈洪胜、张伟、孟非、王宝泉、李伟、黄斌、陆上云……难忘在桩基础研究室所度过的这段美好时光。

我的妻子温世红硕士为我的求学,付出了巨大的牺牲,不仅挑起照顾女儿蒋花悦的重任,而且对我生活上和学习上提供的巨大的帮助,妻子无微不至的关心和彼此深厚的感情、女儿的健康成长是我得以顺利完成论文的坚实基础。此外,也要特别感谢我的父母、哥哥和姐姐的对我学习的支持和鼓励,在此向他们致以最崇高的敬意!

借此机会,向所有给予过我关心的老师们致敬,向所有给予过我帮助的热心的同学们表示感谢!

## 参考文献

1. 龚维明, 戴国亮, 薛国亚, 程晔, 东海大桥超长钻孔灌注桩自平衡试验研究, 岩土工程界, 2004, 7(2):40-43
2. 朱瑶宏, 程晔, 龚维明, 杭州湾跨海大桥桩基承载力的自平衡试验, 公路交通科技, 2004, 21(1):58-61
3. 戴国亮, 龚维明, 蒋永生, 桥梁大吨位桩基新载荷试验方法的工程应用, 东南大学学报(自科), 2001, 31(4):54-57
4. 吉林, 王峻, 龚维民, 戴国亮, 特大吨位桥桩承载力试验研究, 公路, 2002, 8(8):34-39
5. 李广信, 关于 Osterberg 试桩法的若干问题, 岩土工程界, 1999, 5:30-34
6. England, M. Bi-directional Static Load Testing – State of the Art.  
<http://www.loadtest.co.uk/PDF/StateoftheArt2003.pdf>
7. Osterberg, J. O., The Osterberg load test method for bored and driven piles. The first ten years. Proceedings of the Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations. Vienna, Austria, June 15 - 17, 1998, pp. 1.28.1 - 1.28.11.
8. Osterberg, J.O., Load Testing High Capacity Piles-What Have We Learned? Published in the Proceedings of the Fifth International Conference on Deep Foundation Practice Singapore, 2001.
9. 龚维明, 翟晋, 薛国亚, 桩承载力自平衡测试法的理论研究, 工业建筑, 2002,32(1):37-40
10. 龚维明, 戴国亮, 蒋永生, 薛国亚, 桩承载力自平衡测试理论与实践, 建筑结构学报, 2002,23(1):84-88
11. Schmertmann, J. H. & Hayes, J. A., The Osterberg Cell and Bored Pile Testing - A Symbiosis, Proceedings: 3rd International Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Cairo, Egypt. 1997, pp 139-166.
12. Fellenius, B. H., Altaee, A., Kulesza, R, and Hayes, J, O-cell Testing and FE analysis of a 28 m Deep Barrette in Manila, Philippines. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, 1999.Vol. 125, No. 7, pp. 566 - 575.
13. 罗骥先, 桩基工程检测手册, 2003, 人民交通出版社, 北京
14. 龚维明, 郭正行, 蒋永生, 刁爱国, Osterberg 试桩法在我国的应用, 建筑施工, 1998, 20(3):31-32
15. 刘朝钢, 方磊, 黄锋, 李广信, Osterberg 测桩法模型试验研究, 铀矿地质, 1996, 12(6):369-374
16. 方磊, 刘松玉, 杜延军, 季鹏, 桥梁桩基承载力形状的测试新技术研究, 东南大学学报(自科), 1998, 28(6):129-132
17. 黄锋, 单桩在压与拔荷载下桩侧摩阻力发展机理研究, 清华大学博士论文, 1998
18. 黄锋, 黄文峰, 李广信, 吕禾, 不同受载方式下桩侧阻的渗水力模型试验研究, 岩土工程学报, 1998, 20(2):10-14
19. 温庆博, 阿拉特, 李广信, Osterberg-cell 现场载荷试验研究, 中国土木工程学会土力学及基础工程学会桩基础学术委员会第五届联合年会, 中国建筑工业出版社, 2001:453-458
20. 黄锋, 李广信, 郑继勤, 单桩在压与拔荷载下桩侧摩阻力的有限元计算研究, 工程力学, 1999, 16(6):97-101

21. 杜广印, 黄锋, 李广信, 抗压桩与抗拔桩侧阻的研究, 工程地质学报, 2000, 8(1):91-93
22. 翟晋, 自平衡测试桩法的应用研究, 东南大学硕士学位论文, 2000
23. 程宝辉, 自平衡测试桩法上下桩段位移相互影响的有限元分析, 桥梁建设 2003, 6: 11-14
24. 许宏发, 罗国煜, 廖铁平, 郑凯, 等截面桩的抗拔机理研究, 工程勘察, 2003, 3:4-6
25. 黄锋, 李广信, 吕禾, 砂土中抗拔桩位移变形分析, 土木工程学报, 1999, 32(1):31-36
26. 张尚根, 吴涛, 尹峰, 孟少平, 抗拔桩的变形分析, 工业建筑, 2002, 32(11):40-41
27. 手册编写委员会 桩基工程手册, 1995, 中国建筑工业出版社, 北京
28. 肖宏彬, 钟辉虹, 张亦静, 王永和, 单桩荷载-沉降关系的数值模拟分析方法, 岩土力学, 2002, 23(5):594-596
29. 张尚根, 郑必勇, 桩基计算的传递函数法, 江苏建筑, 1997, 1:14-14
30. 阳吉宝, 超长桩荷载传递机理与桩箱(筏)基础优化设计研究, 同济大学博士学位论文, 1996
31. 陈士衡译, 桩基的承载力机理, 上海铁道学会工务工程委员会,
32. 编委会 建筑桩基技术规范, 1995, 中国建筑工业出版社, 北京
33. 陈龙珠, 梁国钱, 朱金颖, 葛炜, 桩轴向荷载-沉降曲线的一种解析算法, 岩土工程学报, 1994, 16(6):30-38
34. 吕福庆, 吴文, 姬晓辉, 嵌岩桩静载试验结果的研究与讨论, 岩土力学, 1996, 17(1):85-96
35. 张忠苗, 软土地基超长嵌岩桩的受力性状, 岩土工程学报, 2001, 23(5):554-556
36. 张忠苗, 辛公锋, 软土地基超长桩的受力性状分析, 工程勘察, 2003, 3:10-13
37. 王勛成, 邵敏, 有限单元法基本原理和数值方法, 2002, 清华大学出版社, 北京
38. 孙钧, 汪炳 监, 地下结构有限元解析, 1986, 同济大学出版社, 上海
39. 龚晓南, 土工计算机分析, 1999, 中国建筑工业出版社, 北京
40. 朱百里, 沈珠江, 计算土力学, 1990, 上海科学技术出版社, 上海
41. 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南, 广义塑性力学——岩土塑性力学原理, 2002, 中国建筑工业出版社, 北京
42. 钱家欢, 殷宗泽, 土工原理与计算, 中国水利水电出版社, 2000, 北京
43. Goodman R. F., Taylor. L., Breke T. L. . A Model for the mechanics of jointed rock. Journ Soil Mech & Fond Div ASCE, 1968, 94 (SM3): 637~660
44. 殷宗泽, 朱泓, 许国华, 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟, 岩土工程学报, 1994, 16(3)
45. 许宏发, 吴华杰, 郭少平, 廖铁平, 桩土接触面单元参数分析, 探矿工程, 2002, 5:10-12
46. 桩承载力自平衡测试技术规程(DB32/ T291 - 99) (江苏省地方标准), 江苏省技术监督局和江苏省建设委员会联合发布, 1999
47. 罗惟德, 单桩承载机理分析与荷载-沉降曲线的理论推导, 岩土工程学报, 1990, 12(1):35-44
48. 陈明中, 群桩沉降计算理论及桩筏基础优化设计研究, 浙江大学博士论文, 2000
49. 刘金砺, 桩基础设计与计算, 中国建筑工业出版社, 1990
50. 唐念慈译, 美 J.E. Bowles, 基础工程分析与设计[M], 北京: 中国建筑工业出版社, 1987, 93-103。
51. Randolph, M. F. and Wroth, C. P., Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, Vol.104, No.12, pp. 1465-1488

52. 朱金颖, 陈龙珠, 葛炜, 层状地基中桩静载试验数据的拟合分析, 岩土工程学报, 1998, 20(3):34-39
53. 吴兴序, 桩的端阻和侧摩阻的相互作用及其工程应用价值, 西南交通大学学报, 1997, 32(3):313-318
54. 刘利民, 舒翔, 熊巨华, 桩基工程的理论和进展与工程实践, 2002, 中国建筑工业出版社, 北京
55. 席宁中, 桩端土刚度对桩侧阻力影响的试验研究及理论分析, 中国建筑科学研究院博士论文, 2002
56. Schmertmann, J. H. , Hayes, J. A., et al, O-cell Testing Case Histories Demonstrate The Importance of Bored Pile (Drilled Shaft) Construction Technique. Proceedings: 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, 1998. pp 1103-1115)
57. 陈广峰, 史平, 梁小凤, 自平衡加载试验中荷载传递法的应用研究及其程序开发, 建筑技术开发, 2003 年 9 月, 30 ( 9): 37-40
58. 马远刚, 王邦楣, 自平衡测试结果等效转换及超长桩应用, 桥梁建设, 2003, 5: 9-11;
59. 程宝辉, 基桩自平衡测试结果的数据转换, 国外建材科技, 2004 , 25 (2): 109-110
60. 程晔, 陈东丰, 龚维明, 肇源松花江大桥软岩桩基试验研究, 黑龙江交通科技, 2004 年, 121(3): 40-44

## 个人简历 在读期间发表的学术论文与研究成果

### 个人简历:

蒋益平, 男, 1974年5月生。

1992年9月~1996年7月, 长春地质学院(现吉林大学)水工系, 读本科, 专业为水文地质与工程地质, 获学士学位。

1996年7月~1999年12月, 上海市房屋建筑设计院, 从事房屋质量检测、建筑工程监理、岩土工程。

2000年1月~2002年9月, 上海豪斯岩土信息技术有限公司(上海市房屋建筑设计院控股), 从事岩土工程。

2002年9月~2005年3月, 同济大学 土木工程学院地下建筑与工程系, 读硕士研究生, 专业为岩土工程。

### 已发表论文:

[1] 蒋益平, 孙志伟, 树根桩在沉降控制复合桩基中的应用, 住宅科技, 2003年3月, 第3期(总第272期): 19-20。

.....

### 待发表论文:

[1] 蒋益平, 熊巨华, 方形和圆形基础地基极限承载力分析, 岩土力学, 2004年7月录用待发表。