

桩基负摩阻力沿桩身变化的理论研究

专 业：岩土工程

研 究 生：袁广林

指导教师：刘增荣 教授

摘 要

随着当今科技不断发展，建筑物的高度也在不断提高，于是出现了很多长桩，超长桩。从前对桩影响很小的负摩阻力将变的不可忽视，现在逐渐成为土木工程界研究的热点问题之一。

本文首先回顾了以往各种对负摩阻力的计算方法，对它们进行了对比分析，并提出了其优缺点。然后在前人研究成果的基础上，提出了用桩基负摩阻力变化特征点条件求解的计算方法，并把其运用到均质地基土和多层地基土中的桩的研究中，导出了桩基负摩阻力沿桩身变化的解析解。

本文特征点条件法的建立过程为：首先根据桩土相对位移，桩侧诸力对桩土相对位移做的功，即桩基负摩阻力能量法量度的分析，将负摩阻力沿深度的变化表示为一个三次插值多项式的一般形式。然后，根据桩基负摩阻力沿深度的变化规律，由桩基负摩阻力变化的主要特征点条件，确定该多项式的系数，导出了以桩身负摩阻力变化特征点条件确定的桩基负摩阻力的解析解。该解析解具有能够反映桩基负摩阻力沿桩身变化规律的特征。另外，对一工程实例中的桩基础进行了计算，结果表明，该解析解与现有较为成熟的算法相比，偏离度较小，可为桩基负摩阻力的确定提供一种新的具有一定参考价值的计算方法。

关 键 词：桩基 负摩阻力 能量法 特征点 负摩阻力解析解

基金项目：陕西省自然科学基金（200C19）

陕西省重点实验室基金（05JS19）

陕西省教育厅专向科研基金（03JK136）

THEORETICAL RESEARCH OF THE PILE'S NEGATIVE FRICTION ALONG PILE'S DEPTH

Speciality: Geotechnical Engineering

Name: YuanGuanglin

Instuctor: LiuZengrong

ABSTRACT

With the development of the technology,the buildings are getting taller and taller.So there are some long piles,super long piles.The influence of negative friction were little,but now,they are getting more and more important.In this situation,the problem is now a hot spot problem in Geotechnique Engineering field.

At first in this report ,we retrospecting of all kinds of calculative methods.We analysed these methods,and mentioned their advantage and disadvantage .In this paper,I suggested that measure the negative friction using the typical points of piles's negative friction change. For many layers foundation,the negative friction is calculated,regarding each layers clay as even.However,the clay stress above it and the clay settlement under it are influence on the negative friction of thid layer.The relevant program is compiled because of compicated calculation.

The method of typical point is:At first,by analysing the relative distance,the energy that various powers functioned on the relative distance of the piles and soil,which is called the energy measurement's analysis of pile's negative friction,it denote negative friction along piles's depth normal formation of three times's insert result's polynomial.Then,by using piles's negative friction along depth's change regulation and the typical points of pile's negative friction ,determining the polynomial's coeffient,following this, we get the negative friction's analytical resolution according typical points's methos.This analytical resolution can reflect the change regulation of piles's negative friction along the piles.By the way,by applying a engineering example,the result proved that the analytical resolution we got is similar with the ripper ethod.Thus,this method offered a new valuable calculation method that determining piles's negative friction.

Key words: Piles Negative Friction Energy Method Typical Point Negative Friction's Analytical Resolutions

FUND PROJECT: Shan'Xi province nature science fund (200C19)

Shan'Xi province important laboratory fund (05JS19)

Shan'Xi province education department specialized fund (03JK136)

声 明

本人郑重声明我所呈交的论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含本人或其他人在其它单位已申请学位或为其他用途使用过的成果。与我一同工作的同志对本研究所做的所有贡献均已在论文中做了明确的说明并表示了致谢。

申请学位论文与资料若有不实之处，本人承担一切相关责任。

论文作者签名：袁广林

日期：2006.6.13

关于论文使用授权的说明

本人完全了解西安建筑科技大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留送交论文的复印件，允许论文被查阅和借阅；学校可以公布论文的全部内容和部分内容，可以采用影印、缩印或者其它复制手段保存论文。

（保密的论文在论文解密后应遵守此规定）

论文作者签名：袁广林

导师签名：刘增荣

日期：2006.6.13

注：请将此页附在论文首页。

1 绪论

1.1 研究桩基负摩阻力的目的和意义

位于压缩地基中的结构物上都有可能作用负摩阻力,但以桩基础受负摩阻力的影响最大。如果在设计桩基础时不考虑或未充分考虑的话,可能造成:桩端地基的屈服或破坏、桩身破坏、结构物不均匀沉降。而到目前为止,在我国仍然大量使用钢筋混凝土的预制桩和灌注桩^[1]。估计在近期内,这种状况不可能有大的变化。因此,有关负摩阻力的研究仍然具有重要的现实意义。

如果在桩基础设计时未考虑或未充分合理地考虑到负摩阻力这种情况,对于端承桩,就有可能造成桩身或桩端地基破坏^[2];对于摩擦桩,上部结构就会加大沉降或产生不均匀沉降^[3]。虽然桩的负摩阻力这一原理是浅显易懂的,但是实际中却易于被人忽视,甚至还不以为然。例如哈尔滨市某住宅区取暖锅炉房因建在欠固结的杂填土上,使用6个月后墙体和地面就出现大量缝隙^[4]。在浙江某桥台因路基填土引起桩基产生负摩阻力,并伴随产生大量沉降与桥台后仰的事故。日本东京湾某建筑在竣工后仅四年,就因为极大的差异沉降而被拆除,使人们对负摩阻力的问题引起极大关注^[5]。但由于影响因素多,负摩阻力的计算方法尚不成熟。因此,对研究桩基负摩阻力的形成机理、分布、数值大小及影响其变化的相关因素等问题的要求日益迫切。

近年来,随着高等公路的迅速发展,越来越多的桥梁修建在软土地基上,在《公路桥涵地基与基础设计规范》第4.3.1条中的规定“在软土层较厚,持力层较好的地基中,桩基计算应考虑路基填土荷载或地下水下降所引起的负摩阻力的影响。”但在规范中对负摩阻力如何确定,如何计算以及对桩基计算的影响等并没作介绍。《工程地质手册》中的介绍也不甚完全^[6]。如果我们在设计中,对土体施加给桩的负摩阻力未予考虑,就有可能是桩负荷过大,造成桩身沉降过大,为工程结构所不容。因此,有必要对桩在负摩阻力作用下的单桩承载能力问题进行探讨,从而使设计更合理,更安全。

在我国沿海地区,由于普遍存在着厚层滨海或浅海相的淤泥或淤泥质软土,负摩阻力的问题显得较为突出。在陕西,乃至西北地区的土,很多是湿陷性黄土,在受到水浸润时,负摩阻力的现象也比较普遍,很多专家学者也做了很多工作,像我校刘明振教授一直致力于这方面的研究,并发表了一些文章,对于研究负摩阻力做了很大的贡献。然而,到目前为止,负摩阻力的计算方法还很不成熟,设计时很少考虑。实验证明,负摩阻力的作用不可忽视。否则,将可能因为承载力不足而产生事故隐患。这也正

引起岩土工程专家和设计人员的重视，在设计中如何考虑负摩阻力正成为桩基问题研究的热点之一。

当前，在自重湿陷性黄土地区荷载大的建筑物，大量采用大直径钻孔灌注桩，穿透湿陷性黄土层，支撑在密实的非湿陷性土层上，也较多的采用了打入式灌注桩和预制桩^{[7][8][9]}。对于湿陷性黄土地区桩的承载力和桩的负摩阻力的深入研究，无疑会对我国中西部地区的经济资源开发和经济建设都具有深远的意义。

利用桩基负摩阻力的特性，调整桩基下拉荷载，迫使建筑物回倾，以达到纠倾扶正的目的，是近年来工程实践的一种新方法^[10]。如何很好的调整桩基负摩阻力，定量的控制建筑物的回倾量，使风险降到最低限度，是工程中必须首先解决的问题之一^[11]。因此，有必要更深入的探索研究桩基负摩阻力的作用机理，以使利用桩基负摩阻力的纠倾法建立在更加完善的理论基础之上，使这一纠倾法更好的为工程实践服务。

1.2 桩基负摩阻力的研究现状

桩基的负摩阻力问题在国外是 20 世纪 40 年代后期才开始被人们逐渐认识的，并不断在前人的基础上提出桩的负摩阻力概念及其计算方法；20 世纪 60 年代和 20 世纪 70 年代是国外研究负摩阻力的全盛时期；Terzaghi 和 Peek 于 20 世纪 60 年代提出了计算端承桩单桩下拖力的方法，其假设桩身极限摩阻力已经完全发挥，桩土位移发生在整个桩长范围内；1965 年乔哈南森和贝伦提出了有效应力计算负摩阻力的方法^[12]。这种方法基本上属于极限分析法，适应于桩土相对位移较小的情况。该计算方法的结果往往偏大。此外，计算涉及到一个重要参数—中性点的位置往往是用经验方法确定的。1969 年普勒斯^[13]基于明德林解，提出了弹性理论计算负摩阻力的方法。在这一方法下，为了满足桩尖边界条件，由于采用了镜象单元的处理手段，故该方法只适用与端承桩。1972 年普勒斯和戴维斯^[14]在上述方法的基础上并根据太沙基—维固结理论导出了单桩负摩阻力与时间的关系。1975 年，他们又用此方法计算了几个原位测试实验^[15]。随着计算机技术的发展，人们开始用有限单元来计算负摩阻力问题。1973 年，瓦尔克和达威尔计算了一个实例^[16]，计算值同实测值基本吻合。1988 年，斯摩尔^[17]应用比奥固结理论计算了普勒斯和戴维斯计算过的算例，从结果来看，两者是接近的。20 世纪 60 年代末，中性点的概念被提出，并出现各种各样计算中性点的计算方法，但归纳起来无非为理论近似公式及经验法等；进入 20 世纪 80 年代后，国外关于负摩阻力的研究相对来说大大减少，其原因之一就是 20 世纪 70 年代后，钢管桩从试验研究进入实用阶段，大大减少了负摩阻力问题^[18]，至

今国际上对负摩阻力的研究尚不深入，还存在很多需要解决的问题^[19]。

国内对负摩阻力的研究稍晚些，随着计算机的发展，人们开始用数值方法（如有限元）来分析负摩阻力的问题^[20]，用各种有限元软件来模拟真实情况下的桩基，这类方法可较全面的模拟桩土相互作用的机理，并取得了一定成果。如施建勇等采用邓肯-张模型和修正剑桥模型，并设置里古德曼接触单元对香港地区的桩基负摩阻力进行了研究，计算结果与实测数据较吻合^[21]，但是有限元法在计算时需进行大量的数据准备工作，同时占用较大的计算机空间，加上计算参数不易确定，计算结果及其影响因素之间的关系不直观等缺点，故在工程应用设计中还难以得到精确解和广泛应用。有效应力法的计算结果有往往偏大^[22]。传递函数法把传递荷载用曲线或折线表示，计算负摩阻力的时候也不准确^[23]。在原位测试方面，李光煜利用滑动测微计，成功地量测了一根钢管桩的负摩阻力，并用有效应力法进行了一些探讨^[24]，龚晓南等通过现场试验，给出了中性点的深度^[25]。

对于陕西，乃至西北很多地方的湿陷性黄土，由于土体的性状，研究负摩阻力是十分必要的，我校刘明振教授对此做了大量的工作。对于在经济和技术上存在很大困难的湿陷性黄土中群桩的研究，因为没有在原位进行过试验，甚至在室内都没有进行过研究。对此，刘明振教授提出了通过用试算法求出负摩阻力的中性点，从而计算湿陷性土中群桩负摩阻力的方法，对于以后的理论研究和试验分析，提供了很好的参考^[26]。

1.3 本文的研究思路

因为有限元法的计算过于复杂，并且各项参数都不易得到；经验参数法等求解桩基负摩阻力时，没有可靠的理论依据。本文在总结前人经验与成果的基础上，考察桩基负摩阻力沿桩身变化的一般规律，试图由桩基负摩阻力变化的特征条件，分别求得均质土中和多层土中负摩阻力的解析解，并在分析以往各种方法的同时，避免使计算结果出现很大误差的各种因素，力争使表达式得出比较精确的结果。

2 桩基负摩阻力的基本理论

2.1 负摩阻力的概念

桩基负摩阻力是桩周土产生相对于相应深度桩截面向下位移时作用于桩身的向下的力。在桩周分布负摩阻力时,一般存在中性点,即该深度处桩土相对位移为零,桩身摩阻力为零,另有沿桩身全为负摩阻力的情况,这种情况一般讲的是桩穿透湿陷性黄土层后,桩尖位于几乎不压缩的持力层,如卵石和基岩石等。

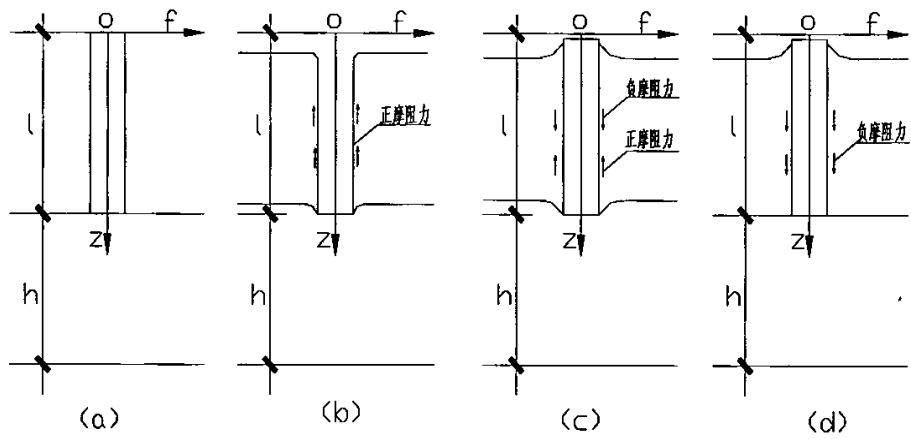


图2.1 桩基摩阻力分布图

如图 2.1(a)所示,桩长为 l ,桩尖至坚硬岩层的深度为 h 。当桩的沉降大于桩周土体的沉降时,如图 2.1(b)所示,在桩侧土体对桩产生向上的作用力,即正摩阻力,这是整个桩侧均为正摩阻力的情况;当桩的沉降小于桩端土体的沉降,而桩尖的沉降大于桩尖周围土体的沉降时,如图 2.1(c)所示,在上部桩侧,土体对桩体产生向下的作用力,即负摩阻力,在下部桩侧,土体对桩体产生向上的作用力,即正摩阻力,这是上部桩侧为负摩阻力的情况;当桩的沉降小于土体的沉降时,如图 2.1(d)所示,在桩侧土体对桩体产生向下的作用力,即负摩阻力,这是整个桩侧负摩阻力的情况,一般多出现于端承桩。

2.2 负摩阻力产生的原因

由于在桩身表面产生负摩阻力,使桩侧土的一部分重量传递给桩,因此负摩阻力不但不是桩承载力的一部分,反而变成施加在桩上的外荷载。桩基表面产生负摩阻力主要有以下几个原因:

(1) 桩穿过欠压密的软粘土或新填土,而支承于较坚硬的土层(硬粘性土、中密砂土、砾卵石层或岩层),桩侧土因固结而产生的沉降大于桩的沉降时;

(2) 当桩侧非固结压缩软弱土层上竖向荷载(如桥头填土及路堤)作用时;

(3) 由于地下水位全面下降(从软弱粘性土下面的透水层中抽水或其它原因),致使土的有效应力增大,从而引起桩周土下沉时;

(4) 在饱和粘性土地基中,群桩施工结束后,孔隙水消散,隆起的土体逐渐固结下沉,若桩尖持力层较硬,则会产生负摩阻力;

(5) 桩侧存在自重湿陷性黄土或季节性冻土层或可液化土层的条件下,当黄土浸水湿陷或冻土融沉时,或当可液化土受地震或其它动力荷载而液化,液化土重新固结而出现大量下沉时;

(6) 饱和软土中打入密集的桩群,引起超孔隙水压力,土体大量上涌,随后重塑土体因超孔隙水压力消散而重新固结时。

由此可见,判别桩基是否产生负摩阻力的重要条件是地基土与桩是否发生相对变形。

2.3 影响负摩阻力的因素

影响负摩阻力大小的主要因素有以下几点:

(1) 土的成分。例如纯粘土或含少量砂的粘土,负摩阻力较小;但当含砂土成分较多时,负摩阻力就会显著增大;

(2) 地基土的含水量。含水量降低,负摩阻力就会增大,含水量增大,负摩阻力就降低;

(3) 软弱地基的下沉速度。下沉速度快时,负摩阻力也大;

(4) 桩的倾斜度。斜桩受到的负摩阻力要比直桩大,当桩的斜度大于1:10时尤为显著;

(5) 负摩阻力的大小与桩和土之间的相对位移大小有关。当桩不下沉,仅周围地基下沉,这时产生的负摩阻力最大;当桩与地基均有下沉,但桩的下沉小于地基的下沉量,就会产生相应的负摩阻力;当桩与地基土的沉降量相等时,桩与土无相对变形,不产生摩阻力;

(6) 桩穿过的软弱土层厚度, 其值愈大, 负摩阻力也愈大。

2.4 中性点的位置

桩侧负摩阻力并不一定发生于整个软弱压缩土层中, 如图 2.2 所示。产生负摩阻力的深度是桩侧土层对桩产生相对下沉的范围, 它与桩侧土的压缩、固结, 桩身压缩及桩底下沉等直接有关。桩侧土的压缩与地表作用荷载及土的压缩性质有关, 并且实测表明, 土层的沉降量总是由表层向深层逐渐减小的, 而桩在外荷载作用下, 桩底的下沉量为一定值, 桩身压缩变形随深度相应减小。在特定的桩断面上, 该深度以上的土的下沉量大于桩的下沉量, 则该断面以上的桩受负摩阻力; 该深度以下的桩的下沉量大于土的下沉量, 则该断面以下的桩受正摩阻力, 该点就称为中性点。

在同一根桩上中性点是由负摩阻力过渡到正摩阻力存在一摩阻力为零的断面, 是摩阻力、桩、土相对位移和轴向压力沿桩身变化的特征点, 是桩土位移相等的断面, 是桩轴向力最大的断面。中性点以上桩的轴向压力随深度递增, 中性点以下桩的轴向压力随深度递减。若土体浸水固结, 则中性点位置在沉降全过程中经历了由浅到深, 然后随着地层沉降稳定的过程。

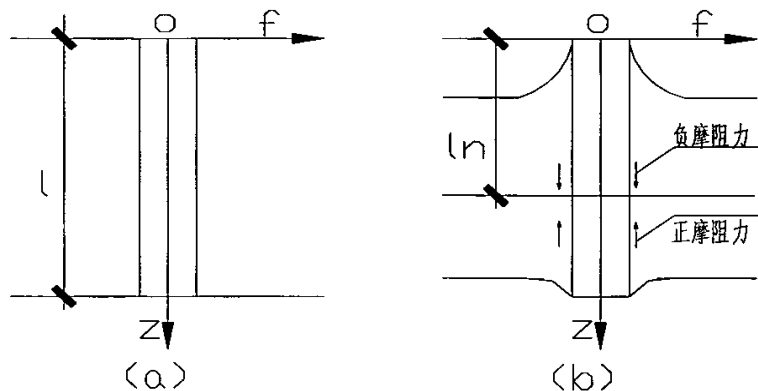


图 2.2 中性点的位置

影响中性点深度 l_n 的因素较多, 主要有:

- (1) 桩底持力层的刚度: 持力层愈硬, 中性点 l_n 愈深; 端承桩的 l_n 大于摩擦桩;
- (2) 桩周土层的变形性质和应力历史: 桩周土层压缩性愈高, 欠固结度愈大, 欠固结土层愈厚, 中性点深度 l_n 愈大;

(3) 当负摩阻力系由沉桩后外部条件变化引起时, 欠固结的情况下, l_n 较大; 当堆载强度和面积愈大, 地下水降低幅度和面积愈大, 则 l_n 愈大;

(4) 桩的长径比愈小, 截面刚度愈大, 则 l_n 愈大. 按有效应力法求解桩基负摩阻力时, 地下水降低幅度和面积愈大, 则 l_n 愈大; 中性点的位置是依据经验来确定的, 一般取 0.7-0.8 倍的可压缩土层厚度, 这种经验值缺少理论依据. 弹性理论法中假设土相对滑动为零, 即桩土没有相对位移, 因此不能求解中性点的位置. 本文依据桩土相对位移为零的理论来定性的确定中性点的深度。

2.5 负摩阻力的特性

土体在重力和附加应力的作用下发生沉降, 土体的沉降是随着时间的变化而增加并逐渐趋于稳定^[27]。桩体的沉降量与桩身的弹性压缩变形, 以及桩尖处土体的沉降有关。一般来说, 桩体下沉要比土体固结沉降快, 桩体下沉趋于稳定的时间要比土体沉降稳定的时间短。因此, 桩体在很短的时间内有一定的沉降量, 这时土体的固结沉降发生很慢, 随后桩体的下沉趋于稳定, 但土体的沉降还在继续, 当土体的沉降量大于桩体的下沉量时, 土体便对桩体有向下的作用力, 即负摩阻力产生。最后, 土体沉降稳定时, 负摩阻力趋于稳定, 中性点也趋于稳定。

负摩阻力的发生发展的过程是桩与土的沉降相互协调的过程, 当桩土相对沉降稳定时, 也即负摩阻力稳定时, 在桩顶处负摩阻力为零, 随着桩深的增大, 负摩阻力也逐渐增大, 直到其最大值并开始减小, 最后在中性点位置达到最小值零。图2.3 (a) 为桩及桩周土体受力和沉降的示意图; 图2.3 (b) 是桩与其周围土体各个深度在某一时刻的下沉曲线, 两条曲线在某一深度相交, 该交点以上土的沉降大于桩的沉降, 交点以下土的沉降小于桩的沉降, 在交点处土与桩的沉降相等, 这一点就是中性点; 图2.3 (c) 为桩侧摩阻力沿深度分布曲线, 在中性点以上摩阻力方向向下, 为负摩阻力, 在中性点以下摩阻力向上为正摩阻力, 在此点处摩阻力为零; 图2.3 (d) 为桩身轴力曲线图, 在桩顶轴力等于外荷载, 而后由于负摩阻力的叠加, 轴力随着深度逐渐增大, 在中性点处达到最大值, 往下逐渐减少。

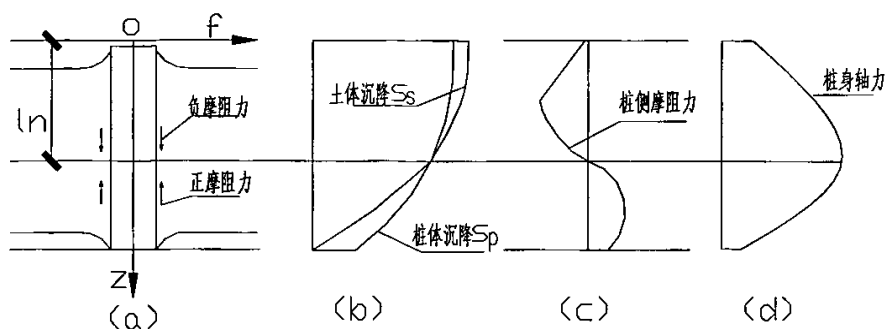


图2.3 负摩阻力特性分布图

对于摩擦型桩基,当出现负摩阻力对桩基施加下拉荷载时随之引起沉降。桩基沉降土出现,土对桩的相对位移便减小,由于桩端压缩性较大,负摩阻力便降低,直至转化为零,因此一般情况下,对摩擦型桩基可近似视为中性点(理论中性点)以上侧阻力为零计算桩基承载力。对于端承型桩基,由于其桩端持力层较坚硬,受负摩阻力引起下拉荷载后不致产生沉降或沉降较小,此时负摩阻力长期作用于桩身中性点以上侧表面。因此,应计算中性点以上负摩阻力形成的下拉荷载,并以下拉荷载作为外荷载的一部分验算其承载力。负摩阻力的大小受桩侧和桩底土层的强度、变形性质、应力历史、地面堆载的强度、面积、历时、地下水的降低幅度、面积、历时、桩的类型、尺寸、设置方法、外界条件(堆载、降水、浸水等)变化与桩设置时间的先后关系等因素的影响,且具有时间效应。桩侧土与桩的粘着力和桩表面负摩阻力的大小取决于土的抗剪强度,地基土的沉降速率越大,负摩阻力值亦越大。这是由于负摩阻力实质上是土的抗剪强度,而它是随剪切速率提高而增大的。同时,负摩阻力的发生和发展经历着一个缓慢的时间过程,这是由软土的固结沉降特性决定的。这一过程的长短取决于桩侧土固结完成的时间和桩身沉降完成的时间,固结土层越厚,渗透性越低,负摩阻力达到峰值所需时间越长。一般初期发展较快,而达稳定值却很慢,固结土层越厚,时间过程越长。当桩底持力层的强度越大时,负摩阻力越大;当桩周土体较松散或大面积堆载,降低水位等时,负摩阻力要比没有这些影响因素作用时大;当桩侧的面积较大时,负摩阻力也大;当群桩较密时,负摩阻力也大。

2.6 负摩阻力的量度

虽然影响负摩阻力大小的因素很多,但主要是在重力及附加应力作用下桩体及

土体均产生沉降,土的沉降量要大于桩的沉降量。由此可知,由于负摩阻力受到两个主要因素,即某一深度(如负摩阻力最大值处)以上土体有效应力和该深度桩周土体有效沉降量的制约。为从理论上分析并确定负摩阻力,可将任一特定时段下桩的负摩阻力写为某一深度以上土体有效应力和该深度桩周土体有效沉降量的函数。桩周土体相对于桩体有效沉降量 $s(z)$ 所产生的负摩阻力,其实质是土体的自重应力和附加应力 $g(z)$ 作用的结果,即桩周土体在沉降过程中重力对桩身做功 G 。可将此功视为负摩阻力的来源^[28],则把土体重力及附加应力对桩做功的表达式用来衡量负摩阻力最大值出现的深度。为此,对负摩阻力强度沿桩身变化的量度 G 作如下定义

$$G = g(z)s(z) \quad (2.1)$$

2.7 负摩阻力最大值的位置

桩侧负摩阻力从桩顶处为零,经过变化,到达中性点处为零,其中必有一最大值处。从桩侧摩阻力与桩土相对位移的关系来讲(不分正摩阻力和负摩阻力),桩侧摩阻力在相对位移量为一定值时(如5-6mm)达到充分发挥,而在达到极限值的深度范围内,以有效水平压力大的深度的极限值为大,所以在负摩阻力最大值处以下桩土相对位移逐渐变小,直至相对位移为零、负摩阻力也为零。实测证明:由负摩阻力的最大值减小到零要经历相当长的一段桩长,如图2.3所示。而如有效应力法,按有效应力法计算出的单位负摩阻力随桩深增大而增大,在中性点处达到最大值,而中性点处负摩阻力为零,这种把最大值对应于中性点深度是不合理的,有些情况下误差甚至是相当大的。经许多实测桩身摩阻力分布曲线证明:有效应力法计算出的负摩阻力在最大值对应深度以上是正确的。本文则以负摩阻力的量度来求解负摩阻力最大值的位置,即对负摩阻力的量度 G 对变量 z 求一阶导数,然后令

$$dG/dZ = 0 \quad (2.2)$$

则可解得负摩阻力最大值的位置。值得注意的是,最大负摩阻力不是发生在施工当时,而是发生在施工之后。桩所穿过的软弱土层的厚度越大,则达到负摩阻力最大值所需的时间也越大,反之,则短。

2.8 减少桩基负摩阻力的方法

在桩基础设计中,由于桩侧负摩阻力的产生,相当于给桩增加了下拉荷载,是在外荷载与下拉荷载共同作用下产生变形。这对桩基础的承载力是不利的,但只要采取的方法得当,就可显著地减小摩阻力的数值,这无疑可大大的改善桩基础的承

载能力。

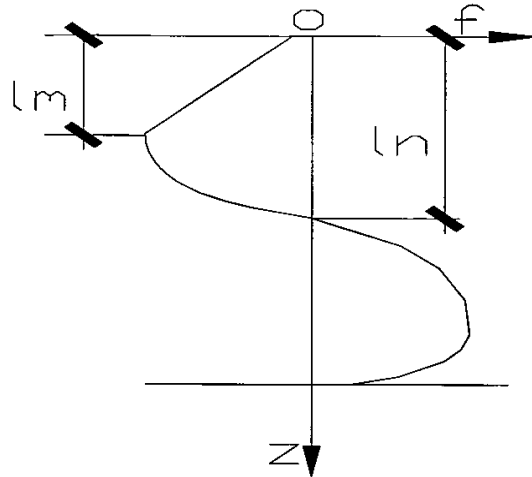


图2.4 负摩阻力最大值的位置

下面针对桩穿过几种不同分布的土层分析给出相应采取的措施，以减小负摩阻力的数值。一般情况下，当桩受到负摩阻力作用时，一定要慎重对待。总的设计原则是：最好优先选用端承桩基础，但负摩阻力很大时，可采用涂抹滑动层等方法处理，以降低负摩阻力。确保建筑物的安全，只有当建筑物允许有较大的下沉和不均匀下沉时，才宜选用摩擦桩基础。当桩穿过较薄的欠固结软粘土，新填粘性土或砂性土层及松砂时，可使桩端支承在岩层或坚硬土层上，并且用增大桩断面的方法来承受负摩阻力，此法称为端承桩法，承载力可靠，但消耗材料较多，造价高。当桩穿过较厚的欠固结软粘土，新填粘性土层时，可采用增加桩数的方法承受负摩阻力，由于粘性土地基的群桩效应，使桩的负摩阻力降低，如能与涂抹层一起使用则更好。用钻机在桩位上预先钻孔，然后将桩插入，在粗粒土中还要加管套，以减少负摩阻力，此法称为预钻孔法。在软土层上先打入若干砂井，然后在地面设置排水井砂层，再在上面堆载预压，待其沉淀稳定后再打桩施工，减少桩周土层的工后沉降量，以达到降低负摩阻力的目的，此法称为砂井预压加固法。当端承型桩穿过较厚的欠固结软粘土，新填土或砂性土层及松砂时，也可采用：(1)先将管套打入土中，再在管套中下入钢筋笼浇灌混凝土成型，类似沉管灌注桩，但不往外拔管套，使负摩阻力作用在管套上，而不直接作用在桩上，或先将管套打入土中，再把预制桩插入管内，但钢管与桩间不能漏入砂粒，用套管承受负摩阻力，此法称为套管法。它是降低负

摩阻力的有效方法，但施工复杂，费工费料，可酌情选用。(2)在桩上面涂6-10mm厚的纯沥青、特殊沥青和再生橡胶及1.6-5.3mm厚的树脂乳胶等，一直涂到中性点为止。在桩通过粗粒土层时，为防止涂层被刮掉，可将桩头扩大10mm，打桩后在桩周形成比桩身大的裂缝，并往裂缝中灌胶质泥浆，以降低负摩阻力，此法称为单涂层法，此法是降低负摩阻力的有效方法，目前在国内外被广泛采用，工艺简单，造价低廉，尤以树脂乳胶最好。(3)在桩上涂抹滑动层和保护层，一直涂到中性点为止。滑动层是粘弹性质的特殊沥青或聚链烯为主要成分的低分子化合物，保护层是1.8—2.0mm的合成树脂，以保证滑动层在打桩时和运输中不脱落，以降低负摩阻力，此法称为涂层法，比单涂层法更为优越，采用此法可降低材料消耗和施工费用10-20%，可优先考虑采用。(4)在桩位预先挖比桩身大的孔，然后再将桩插入，并在桩与孔的缝隙中灌入膨润土泥浆，以降低负摩阻力，此法称为挖扩桩法，此法可用于无法采用涂层法的工程。

当穿过较薄的自重湿陷性黄土层时，可采用：(1)先将建筑场地预先浸水，以增加孔隙水压力，使黄土的湿陷性(沉降)预先发生后，再将桩打入，以降低桩的负摩阻力，此法称为地基浸水法。(2)对建筑场地预先浸水的基础上，采用砂井预压法加固后，再将桩打入可更有效地降低桩周负摩阻力，此法称为浸水砂井预压加固法。在软弱土地基上，可在桩基础施工完毕0.5-1年后，再续建上部结构，也可有效降低负摩阻力，此法称为分段施工法。

3 均质地基土中桩基负摩阻力沿桩身的变化规律研究

3.1 概述

本章通过对能量法解析桩基负摩阻力的过程分析,首先确定桩基负摩阻力沿桩身变化的一般函数关系,然后根据负摩阻力的特性,由负摩阻力变化的几个重要特征点确定其函数表达式中的系数,然后推导桩基负摩阻力沿桩身变化的解析解提出了用特征点条件求解均质地基土中桩基负摩阻力的一种方法。

3.2 均质地基土中的计算模型

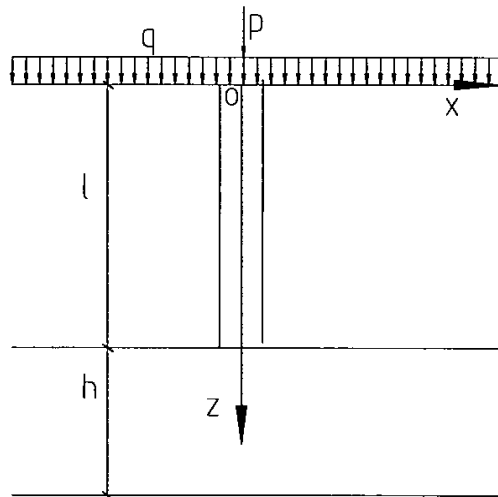


图3.1 均质地基土计算模型图

如图3.1所示,本章把地基土分为上、下两部分,上部即为桩长部分,深度为 l ,下部为桩尖至坚硬土层的部分,深度为 h 。并且认为,坚硬土层是不可压缩的。桩顶集中荷载为 p ,桩周土体上作用有均布荷载 q 。桩体和土体为均质的、连续的弹性体。并假定对于打入桩,桩内不存在残余应力。

本章研究的范围仅为桩长深度内的桩土之间相互作用机理,对于 z 方向的应力、应变及变形只在桩长深度范围内,即 $0-l$ 内有变化,而对于其他范围只是对桩长深度范围内有定值的影响。如桩尖下部土体的沉降,对负摩阻力产生的影响仅为一定值,而不会使负摩阻力沿着桩长深度方向具有大小变化。

3.3 桩基负摩阻力的能量确定法研究

3.3.1 桩侧土应力研究

地基中由自重引起的一点处竖向应力为^[29]

$$\sigma_z = \gamma_s z \quad (3.1)$$

式中

γ_s 为地基土的容重, kN/m^3 。

利用虎克定理可得

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z = K_0 \sigma_z = K_0 \gamma_s z \quad (3.2)$$

式中

ν 为泊松比; K_0 为静止侧压力系数。

剪应力为零, 即

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = 0 \quad (3.3)$$

对于集中附加应力在地基中的求解, Cerutti (1882年)得到半无限表面承受水平集中荷载时的弹性体的应力解^[30] Boussinesq(1885年)得到半无限表面上作用着垂直集中力时的弹性体的应力解, Mindlin(1936年)得到半无限体表面以下承受竖向集中荷载和水平集中荷载时的弹性体的应力解^[31]。本文未使用以上解, 因为, 在上述几种解中, 其弹性模量和泊松比均不变, 为定值。如图3.2

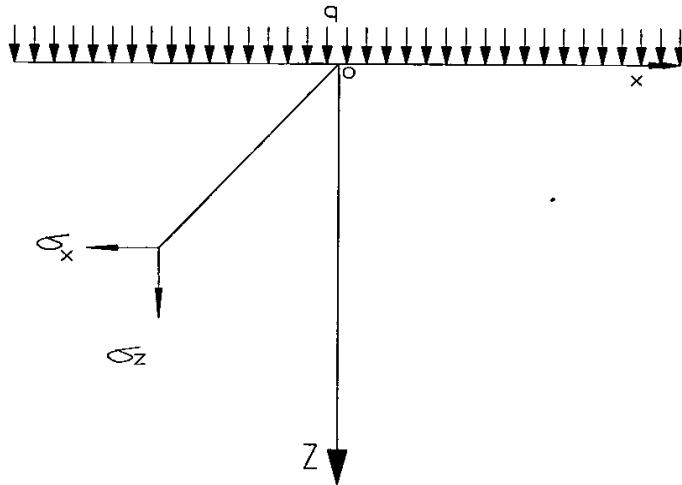


图3.2 地基附加应力图

所示, 本文采用的是弹性力学中的基本公式。

$$\sigma_z = q \quad (3.4)$$

$$\sigma_x = K_0 q \quad (3.5)$$

$$\tau_{xz} = 0 \quad (3.6)$$

式中 q 为竖向均布力, kpa 。

如果已知任一点 P 处的应力分量 σ_x 、 σ_z 、 $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, 就可以求得经过该点的, 平行于 Y 轴而倾斜于 X 轴和二轴的任何斜面上的应力, 如图 3.2 所示。当经过 p 点的某一斜面上的剪应力等于零, 则该斜面称为 p 点的一个应力主面, 该斜面上的正应力称为 p 点的主应力, 用 σ_1, σ_3 表示为^[32]

$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} \quad (3.7)$$

σ_1 与 z 轴的夹角正切为

$$\tan \alpha = \frac{\tau_{xz}}{\sigma_1 - \sigma_z} = \frac{\sigma_3 - \sigma_x}{\tau_{xz}} \quad (3.8)$$

式中 α 为 σ_1 与 z 轴的夹角。

在直角坐标系中, 当剪应力为零时有

$$\sigma_1 = \sigma_z \quad (3.9)$$

$$\sigma_3 = \sigma_x \quad (3.10)$$

$$\alpha = 0 \quad (3.11)$$

3.3.2 桩土相对位移的计算

土在浸水加载和卸载条件下通常表现出非线性性质, 土的变形不仅随着荷载的大小而异, 而且还与加荷的应力路线, 即与达到此应力的途径有关^[33]。土的这种非弹性的应力应变关系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, 而非线性弹性模型是一种能够模拟土体发生屈服以后非线性变形性状的一种方法, 并且可以避免使用复杂的弹塑性模型。

土体常用的非线性弹性模型有两类: 第一类是以 E (弹性模量) 和 ν (泊松比) 两个弹性常数表达的称作 $E-\nu$ 非线性弹性模型, 这类模型以 Duncan-Chang 模型为代表; 第二类是以 K (体积变形模量) 和 G (剪切模量) 两个弹性常数表达的称作 $K-G$ 非线性弹性模型, 它以 Domaschuk 模型为代表。土体常用的弹塑性模型大致可分为两类: 一类是从具体试验资料中直接确定屈服函数, 加工硬化定律等经验公式, 例如 Lade-Duncan 模型等; 另一类从能量公式出发, 推导出其屈服函数, 并选出加工硬化定律, 从而建

立应力—应变关系，例如剑桥模型。本文采用非线性弹性的Duncan-Chang模型来建

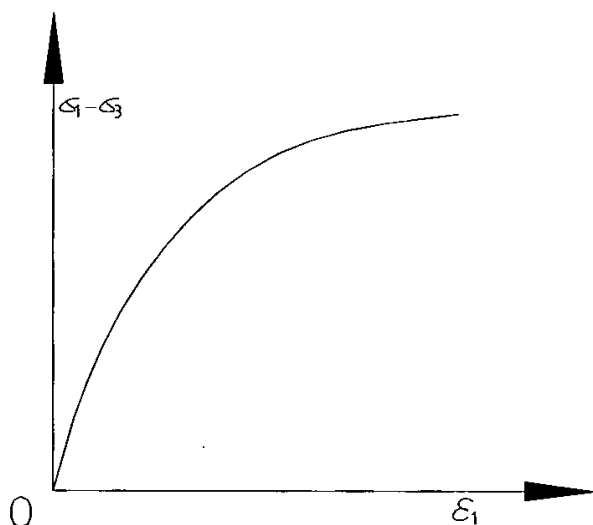


图3.3 邓肯-张模型图

立土体的本构关系。虽然属于弹性模型，但其非线性性质也可以用来模拟土体的塑性变形。介玉新^[34]等在三轴试验条件下，分析了Duncan-Chang模型与多重势面模型的差异，发现这两种模型在计算上基本相同，因此使用Duncan-Chang模型，也可以很好的模拟土体的塑性变形。Duncan 等人应用常规三轴压缩试验所得的 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ ，轴向应变—组实验曲线 $(\sigma_3 = \text{常数})$ ，找出其共同的数学公式。同时，结合实验所得的体积应变 ϵ_v 与 ϵ_1 的关系曲线，导出泊松比 ν ，并以此作为计算依据。这个模型称为Duncan-Chang模型或E- ν 模型，这是国内外应用很广的一种实用岩土模型^[35]。

根据康德纳(Kondner)的建议，如图3.3所示，对应变硬化的土体其三轴试验的应力应变可用双曲线关系来近似描述，即在 σ_3 不变时

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1} \quad (3.12)$$

式中

a 为初始切线模量的倒数

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (3.13)$$

b 为主应力差渐近值的倒数

$$b = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \quad (3.14)$$

则式(3.12)可改写为

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1 R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (3.15)$$

式中根据简布(Janbu)等人的试验研究, 初始剪切模量

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3.16)$$

破坏比

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \quad (3.17)$$

依据莫尔-库仑准则, 破坏时的主应力差

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.18)$$

因此土体的轴向应变可表示为

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E_i \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (3.19)$$

其中参数 K , n , R_f , c 、 φ 都可由常规三轴试验确定, p_a 为大气压力^[35]。

在直角坐标系中, 当一点的剪应变为零时有

$$\varepsilon_z = \varepsilon_1 \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_3 \quad (3.21)$$

桩周土体的沉降可分为桩尖上部在自重应力作用下的变形, 桩尖下部在自重应力下的变形, 以及桩尖下部在附加应力作用下的变形。

依据式(3.1)(3.2)(3.3)可得

$$\sigma_z = \gamma_s z \quad (3.22)$$

$$\sigma_x = K_0 \gamma_s z \quad (3.23)$$

$$\tau_{xz} = 0 \quad (3.24)$$

式中 γ_s 为土体容重。

依据式(3.7)可得

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} = \gamma_s z \quad (3.25)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x - \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} = K_0 \gamma_s z \quad (3.26)$$

$$\alpha = 0 \quad (3.27)$$

对于任意深度处, σ_3 均为一定值, 依据式(3.16) (3.18)有

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n = KP_a \left(\frac{K_0 \gamma_s z}{P_a} \right)^n = KP_a^{1-n} K_0^n \gamma_s^n z^n \quad (3.28)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2c \cos \varphi + 2K_0 \gamma_s \sin \varphi z}{1 - \sin \varphi} \quad (3.29)$$

依据式(3.19)有

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{1}{E_i} \frac{(1 - K_0)(\sigma_1 - \sigma_3)_f \gamma_s z}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f - (1 - K_0)R_f \gamma_s z} \\ &= \frac{1}{KP_a^{1-n} K_0^n \gamma_s^n z^n} \frac{2(1 - K_0)\gamma_s c \cos \varphi z + 2K_0(1 - K_0)\gamma_s^2 \sin \varphi z^2}{2c \cos \varphi + 2K_0 \gamma_s \sin \varphi z - R_f(1 - K_0)\gamma_s(1 - \sin \varphi)z} \end{aligned} \quad (3.30)$$

令

$$A = 2(1 - K_0)c \cos \varphi \quad (3.31)$$

$$B = 2K_0(1 - K_0)\sin \varphi \quad (3.32)$$

$$C = 2cKP_a^{1-n} K_0^n \cos \varphi \quad (3.33)$$

$$D = KP_a^{1-n} K_0^n [2K_0 \sin \varphi - R_f(1 - K_0)\gamma_s(1 - \sin \varphi)] \quad (3.34)$$

可得

$$\varepsilon_1 = \frac{A\gamma_s z + B\gamma_s^2 z^2}{C\gamma_s^n z^n + D\gamma_s^{n+1} z^{n+1}} \quad (3.35)$$

边界条件有

$$\varepsilon_l \Big|_{z=0} = 0 \quad (3.36)$$

$$\varepsilon_l \Big|_{z=l+h} = \frac{A\gamma_s(l+h) + B\gamma_s^2(l+h)^2}{C\gamma_s^n(l+h)^n + D\gamma_s^{n+1}(l+h)^{n+1}} \quad (3.37)$$

土体在自重应力作用下, 把应变随深度的变化近似简化为线性关系, 即

$$\varepsilon_1 = Mz + N \quad (3.38)$$

因此可得

$$\varepsilon_l = \frac{A\gamma_s(l+h) + B\gamma_s^2(l+h)^2}{C\gamma_s^n(l+h)^n + D\gamma_s^{n+1}(l+h)^{n+1}} z \quad (3.39)$$

式中

$$M = \frac{A\gamma_s(l+h) + B\gamma_s^2(l+h)^2}{C\gamma_s^n(l+h)^n + D\gamma_s^{n+1}(l+h)^{n+1}} \quad (3.40)$$

$$N = 0 \quad (3.41)$$

土体在自重应力作用下, z 方向的应变为

$$\varepsilon_z = \varepsilon_l = Mz \quad (3.42)$$

因此, 在桩尖上部由自重应力引起的桩周任一点处土体沉降量为

$$s_{s1} = \int_z^l \varepsilon_z dz = \int_z^l Mz dz = M \frac{l^2 - z^2}{2} \quad (3.43)$$

与式(3.42)同理, 在桩尖下部由自重应力引起的z方向的应变为

$$\varepsilon_z = Mz \quad (3.44)$$

因此, 在桩尖下部由自重应力所引起的桩周土体沉降量为

$$s_{s2} = \int_z^{l+h} \varepsilon_z dz = \int_z^{l+h} Mz dz = M \frac{(l+h)^2 - l^2}{2} \quad (3.45)$$

依据式(3.4) (3.5) (3.6)当桩周土体上作用有均布荷载时, 土体内任一点的应力为

$$\sigma_z = q \quad (3.46)$$

$$\sigma_x = K_0 q \quad (3.47)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (3.48)$$

依据式(3.7)可得

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} = q \quad (3.49)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x - \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} = K_0 q \quad (3.50)$$

$$\alpha = 0 \quad (3.51)$$

对于任意深度处, σ_3 均为一定值, 依据式(3.16) (3.18)有

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n = KP_a \left(\frac{K_0 \gamma_s z}{P_a} \right)^n = KP_a^{1-n} K_0^n q^n \quad (3.52)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2c \cos \varphi + 2K_0 q \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.53)$$

依据式(3.19)

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{1}{E} \frac{(1 - K_0)(\sigma_1 - \sigma_3)_f q}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f - (1 - K_0)R_f q} \\ &= \frac{1}{KP_a^{1-n} K_0^n q^n} \frac{2(1 - K_0)q \cos \varphi + 2K_0(1 - K_0)q^2 \sin \varphi}{2c \cos \varphi + 2K_0 q \sin \varphi - R_f(1 - K_0)(1 - \sin \varphi)q} \quad (3.54) \end{aligned}$$

土体在附加应力作用下, z方向应变为

$$\varepsilon_z = \varepsilon_1 = \frac{Aq + Bq^2}{Cq^2 + Dq^{n+1}} \quad (3.55)$$

因此，由附加应力引起的桩周任一点处土体沉降量为

$$s_{s3} = \int_z^{l+h} \varepsilon_z dz = \int_z^{l+h} \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}} dz = \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}} (l + h - z) \quad (3.56)$$

桩周任一点处土体的沉降量为

$$\begin{aligned} s_s &= s_{s1} + s_{s2} + s_{s3} \\ &= M \frac{l^2 - z^2}{2} + M \frac{(h+l)^2 - l^2}{2} + \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}} (l + h - z) \\ &= M \frac{(h+l)^2 - z^2}{2} + \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}} (l + h - z) \end{aligned} \quad (3.57)$$

式中A, B, C, D, M见式(3.31)(3.32) (3.33) (3.34) (3.40)。

桩体的沉降可分为桩体自身的压缩变形，桩尖下部土体在自重应力作用下的变形，以及桩尖下部土体在附加应力作用下的变形。

依据虎克定理，桩的轴向变形方程^[36]

$$E_p \pi R^2 \frac{dv}{dr} = -N \quad (3.58)$$

式中

E_p 为桩的弹性模量，kpa；

N为桩体任意截面以上桩的自重与桩顶所受荷载之和

$$N = P + \pi R^2 \gamma_p z \quad (3.59)$$

R为桩的半径，m.

因此，可得桩体上任意截面处的压缩量为

$$s_{p1} = \int_z^l \frac{P + \pi R^2 \gamma_p z}{E_p \pi R^2} dz = \frac{P}{E_p \pi R^2} (l - z) + \frac{\gamma_p}{2E_p} (l^2 - z^2) \quad (3.60)$$

式中

P 为桩顶荷载，N；

γ_p 为桩体容重，kN/m³

与式(3.42)同理，由自重应力引起的桩尖下部土体z方向的应变为

$$\varepsilon_z = Mz \quad (3.61)$$

因此，由自重应力引起的桩尖下部土体的沉降量为

$$s_{p2} = \int_z^{h+l} \varepsilon_z dz = \int_z^{h+l} Mz dz = M \frac{(h+l)^2 - l^2}{2} \quad (3.62)$$

依据式(3.4) (3.5) (3.6)可得

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \quad (3.63)$$

$$\sigma_x = K_0 \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) \quad (3.64)$$

$$\tau_{xz} = 0 \quad (3.65)$$

依据式(3.7)可得

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} = \frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \quad (3.66)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x - \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} = K_0 \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) \quad (3.67)$$

$$\alpha = 0 \quad (3.68)$$

依据式(3.16) (3.18)可得

$$E_i = KP_0 \left[\frac{K_0 \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)}{P_a} \right]^n = KP_a^{1-n} K_0^n \left(\frac{P + \pi R^2 \gamma_p l}{\pi R^2} \right)^n \quad (3.69)$$

$$\begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma_3)_f &= \frac{2c \cos \varphi + 2K_0 \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \\ &= \frac{2c\pi R^2 \cos \varphi + 2K_0 (p + \pi R^2 \gamma_p l) \sin \varphi}{\pi R^2 (1 - \sin \varphi)} \end{aligned} \quad (3.70)$$

依据式(3.19)可得

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{1}{E_1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f - R_f (\sigma_1 - \sigma_3)} \\ &= \frac{1}{E_1} \frac{\frac{2c\pi R^2 \cos \varphi + 2K_0 (p + \pi R^2 \gamma_p l) \sin \varphi}{\pi R^2 (1 - \sin \varphi)} (1 - K_0) \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)}{\frac{2c\pi R^2 \cos \varphi + 2K_0 (p + \pi R^2 \gamma_p l) \sin \varphi}{\pi R^2 (1 - \sin \varphi)} - R_f (1 - K_0) \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)} \\ &= \frac{2c \cos \varphi (1 - K_0) \pi R^2 \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) + 2K_0 (p + \pi R^2 \gamma_p l) \sin \varphi (1 - K_0) \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)}{2c\pi R^2 \cos \varphi + 2K_0 (p + \pi R^2 \gamma_p l) \sin \varphi - \pi R^2 (1 - \sin \varphi) R_f (1 - K_0) \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)} \end{aligned}$$

$$= \frac{A\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right) + B\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^2}{C\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^n + D\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^{n+1}} \quad (3.71)$$

由附加应力引起的桩尖下部土体z方向的应变为

$$\varepsilon_z = \varepsilon_1 = \frac{A\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right) + B\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^2}{C\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^n + D\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^{n+1}} \quad (3.72)$$

因此由附加应力引起的桩尖下部土体沉降量为

$$\begin{aligned} s_{p3} &= \int_l^{h+l} \varepsilon_z dz \\ &= \int_l^{h+l} \frac{A\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right) + B\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^2}{C\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^n + D\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^{n+1}} dz \\ &= \frac{A\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right) + B\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^2}{C\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^n + D\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^{n+1}} h \end{aligned} \quad (3.73)$$

依据式(3.60) (3.62) (3.81)可得, 桩体任意截面处的总沉降量为

$$\begin{aligned} s_p &= s_{p1} + s_{p2} + s_{p3} \\ &= \frac{P}{E_p \pi R^2} (1-z) + \frac{\gamma_p}{2E_p} (l^2 - z^2) \\ &\quad + M \frac{(h+l)^2 - l^2}{2} + \frac{A\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right) + B\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^2}{C\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^n + D\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^{n+1}} h \end{aligned} \quad (3.74)$$

式中A, B, C, D, M见式(3.31) (3.32) (3.33) (3.34) (3.40).

如图3.4(a)所示, 建立坐标系;图3.4(b)表示了实际桩土的沉降量;图3.4(c)表示了桩土的相对位移量。

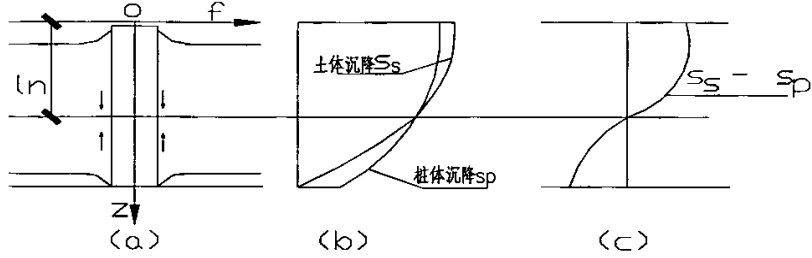


图3.4 桩土相对位移

依据式(3.57) (3.82), 桩周土体有效沉降量与深度之间函数关系, 即桩土相对位移为

$$\begin{aligned}
 s(z) &= s_s - s_p \\
 &= M \frac{(h+l)^2 - z^2}{2} + \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}}(l+h-z) - \frac{P}{E_p \pi R^2}(l-z) - \frac{\gamma_p}{2E_p}(l^2 - z^2) \\
 &\quad - M \frac{(h+l)^2 - l^2}{2} + \frac{A \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) + B \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^2}{C \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^n + D \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^{n+1}} h
 \end{aligned} \quad (3.75)$$

令

$$W = \frac{\gamma_p}{2E} - \frac{M}{2} \quad (3.76)$$

$$U = \frac{P}{E_p \pi R^2} - \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}} \quad (3.77)$$

$$V = \frac{Aq + Bq^2}{Cq^n + Dq^{n+1}}(l+h) - \frac{P}{E_p \pi R^2}l - \frac{\gamma_p}{2E_p}l^2 + M \frac{l^2}{2}$$

$$-\frac{A\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right) + B\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^2}{C\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^n + D\left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l\right)^{n+1}} h \quad (3.78)$$

因此可以把桩土相对位移表示为

$$s(z) = Wz^2 - Uz + V \quad (3.79)$$

3.3.3 桩侧诸力对桩土相对位移做的功

桩周土体的重力和竖直方向的附加应力为

$$g(z) = \gamma_s z + q \quad (3.80)$$

因此, 依据式(2.1)负摩阻力强度沿桩身变化的量为

$$\begin{aligned} G &= g(z)s(z) \\ &= (\gamma_s z + q)(Wz^2 - Uz + V) \\ &= \gamma_s Wz^3 + (\gamma_s U + qW)z^2 + (\gamma_s V + qU)z + qV \end{aligned} \quad (3.81)$$

3.4 桩基负摩阻力特征点条件确定法研究

3.4.1 桩侧摩阻力的规律

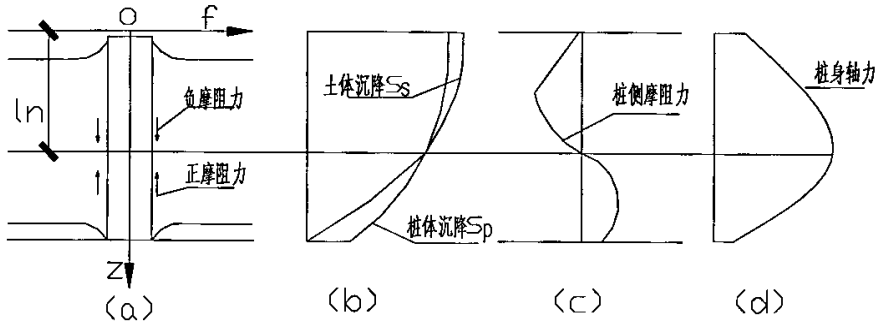


图 3.5 负摩阻力规律分析图

负摩阻力的发生发展的过程是桩与土的沉降相互协调的过程, 当桩土相对沉降稳定时, 也即负摩阻力稳定时, 在桩顶处负摩阻力为零, 随着桩深的增大, 负摩阻力也逐渐增大, 直到其最大值并开始减小, 最后在中性点位置达到最小值零。图3.5(a)

为桩及桩周土体受力和沉降的示意图；图3.5(b)是桩与其周围土体各个深度在某一时刻的下沉曲线，两条曲线在某一深度相交，该交点以上土的沉降大于桩的沉降，交点以下土的沉降小于桩的沉降，在交点处土与桩的沉降相等，这一点就是中性点；图3.5(c)为桩侧摩阻力沿深度分布曲线，在中性点以上摩阻力方向向下，为负摩阻力，在中性点以下摩阻力向上为正摩阻力，在此点处摩阻力为零；图3.5(d)为桩身轴力图，在桩顶轴力等于外荷载，而后由于负摩阻力的叠加，轴力随着深度逐渐增大，在中性点处达到最大值，往下逐渐减少。

3.4.2 桩基负摩阻力沿桩身变化的函数关系研究

用特征点方法求负摩阻力，那么首先要选取几个特殊点进行研究，现在我们选取桩顶 $z=0$ ，负摩阻力最大值 $z=l_m$ ，负摩阻力最大值一半 $z=l_b$ ，中性点 $z=l_n$ 四个点进行研究。依据中性点处桩土相对位移为零有

$$s(z=l_n)=0 \quad (3.82)$$

可得

$$z = \frac{-U \pm \sqrt{U^2 - 4WV}}{2W} \quad (3.83)$$

依据工程实际以及各参数的意义，取

$$z = \frac{-U + \sqrt{U^2 - 4WV}}{2W} \quad (3.84)$$

因此，可得中性点深度为

$$l_n = \frac{-U + \sqrt{U^2 - 4WV}}{2W} \quad (3.85)$$

对负摩阻力量度求一阶导数可得

$$\frac{dG}{dz} = 3\gamma_s W z^2 + 2(\gamma_s U + qW)z + \gamma_s V + qU \quad (3.86)$$

在上式中，令 $\frac{dG}{dz}=0$ ，可得函数G处的极值点位置，即

$$l_m = \frac{-(\gamma_s U + qW) + \sqrt{(\gamma_s U + qW)^2 - 3\gamma_s W(\gamma_s V + qU)}}{3\gamma_s W} \quad (3.87)$$

在满足工程设计精度的前提下，设土与桩身混凝土之间的摩擦角与桩周土体的内摩擦角相等，那么依据有效应力法，桩周负摩阻力强度的最大值(Garlangier等)可依

据式(1.1)近似计算如下:

$$f_m = K \tan \varphi' \cdot \sigma'_{zm} \quad (3.88)$$

式中

K 为水平有效应力与竖向有效应力之比, 可近似取静止侧压力系数 K_0 , 取 $K=0.5$;
 $\tan \varphi'$ 与土质、桩型、成桩工艺等有关的系数, 由实验和实测确定, 毕杰隆 (BjeWm) 给出的经验值如下: 塑性、高塑性粘土 $k \tan \varphi' = 0.1-0.15$ 自重湿陷 $K \tan \varphi' = 0.20-0.35$;
 σ'_{zm} 为桩侧土深度 l_m 处的竖向有效应力, 随着土的固结过程而变化, 可根据孔隙水压力的实测结果, 按式 (1.2) 计算:

$$\sigma'_{zm} = q + \gamma' l_m - u_z \quad (3.89)$$

q 为桩顶平面以上的土重或堆载的等效均布力, kpa ;

l_m 为负摩阻力最大值的深度, m ;

γ' 为深度 z 以上土的平均有效重度, KN/m^3 ;

u_z 为深度 z 处的超孔隙水压力, kpa , 可取 $u_z = 0$

一般来说, 摩阻力从零到最大值的这一段桩长中, 负摩阻力值可按有效应力法求得。

因此, 负摩阻力最大值一半处的负摩阻力值为

$$f_b = K \tan \varphi' \cdot \sigma'_{zb} \quad (3.90)$$

式中

$$\sigma'_{zb} = q + \gamma' l_b - u_z \quad (3.91)$$

$$l_b = \frac{1}{2} l_m \quad (3.92)$$

土体在重力作用下对桩身做功, 因而产生负摩阻力, 而负摩阻力强度沿桩身变化的量为 G , 由式(3.81) G 的表达式

$$G = \gamma_s W z^3 + (\gamma_s U + q W) z^2 + (\gamma_s V + q U) z + q V$$

所以负摩阻力强度与深度的函数关系可由一个与负摩阻力量度(土体做功)相同次幂的多项式来表示, 即可用一个三次插值多项式来表示, 这也符合李广信等人的试验研究^[37]

$$f(z) = az^3 + bz^2 + cz + d \quad (3.93)$$

式中

a, b, c, d 为待定系数。

3.4.3 桩基负摩阻力变化的特征点条件

确定待定系数 a, b, c, d 的方法有很多种, 有经验方法, 试验方法等, 但是这些方

法有优点也存在一些缺点,经验方法是在前人实践中得到的,可以直接应用,但是缺乏一定的理论依据;试验方法可以根据实验室的器材通过试验数据得到,但是又受到环境的限制,不能正确的模拟原位土的性状。笔者试图用一种新的方法确定式(3.93)中 $f(z)$ 表达式中的系数,即探索一种桩基负摩阻力沿深度变化的,且与能量法同次幂的,能够反映桩基负摩阻力变化特征的数学表达式。考察图(3.5)所示的桩基负摩阻力的变化规律,在负摩阻力变化的几个主要特征点处,有:

$$f(z=0)=0 \quad (3.94)$$

$$f(z=l_b)=f_b \quad (3.95)$$

$$f(z=l_m)=f_{\max} \quad (3.96)$$

$$f(z=l_n)=0 \quad (3.97)$$

3.4.4 利用特征点条件确定桩身负摩阻力的推导过程

由上一节中边界条件,再结合 f_z 的表达式

可得

$$a = \frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \quad (3.98)$$

$$b = \frac{l_b+l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m - \frac{l_m+l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b \quad (3.99)$$

$$c = \frac{l_n^2}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m \quad (3.100)$$

$$+ \frac{(l_m+l_n)l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b - \frac{(l_b+l_n)l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m$$

$$d=0 \quad (3.101)$$

于是桩基负摩阻力可表达为

$$f(z) = \left[\frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \right] z^3$$

$$+ \left[\frac{l_b+l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m - \frac{l_m+l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b \right] z^2 \quad (3.102)$$

$$+ \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m \right.$$

$$\left. + \frac{(l_m+l_n)l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b - \frac{(l_b+l_n)l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m \right] z$$

利用力学知识可求得单桩桩基负摩阻力

$$\begin{aligned}
 F &= 2\pi R \int_0^n f(z) dz \\
 &= 2\pi R \left[\frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \right] \frac{z^4}{4} \Big|_0^n \\
 &\quad + 2\pi R \left[\frac{l_b+l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m - \frac{l_m+l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b \right] \frac{z^3}{3} \Big|_0^n \\
 &\quad + 2\pi R \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(l_m+l_n)l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b - \frac{(l_b+l_n)l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m \right] \frac{z^2}{2} \Big|_0^n \\
 &= 2\pi R \left[\frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \right] \frac{l_n^4}{4} \\
 &\quad + 2\pi R \left[\frac{l_b+l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m - \frac{l_m+l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b \right] \frac{l_n^3}{3} \\
 &\quad + 2\pi R \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(l_m+l_n)l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b - \frac{(l_b+l_n)l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m \right] \frac{l_n^2}{2}
 \end{aligned} \tag{3.103}$$

式中R为桩的半径。

对于群桩,假设桩穿过松软粘土而支承在坚硬的土层上,就群桩中两相邻桩间土体而言,同部位有不同的沉降值。与桩接触的土体沉降值最小,随距桩的距离增加,土体的沉陷值逐渐增加,直至两相邻桩的中间处的土体,产生的沉降值最大。正是由于存在竖向沉降的梯度差异,从而调动了桩间土体内部摩阻力的不同程度发挥。与桩侧接触的土体中摩阻力最大,远离桩的土体中摩阻力逐渐减小,在两邻桩中间土体由于竖向沉降梯度等于零,则该处土体中不存在摩阻力。这样,就在两两相邻的桩间土体中存在成拱效应,支承在坚硬土层上的桩起到拱体的支座作用,使桩间土体的部分重量通过摩擦力转稼至桩上,使桩承受除上部结构荷载以外的额外荷载。作为桩基,通常不是单根桩,而是两根或两根以上的群桩,群桩中平均每根桩的负摩阻力比单根桩的小,桩群中作用于边桩和角桩上的负摩阻力大于中心桩上的负摩

阻力，这就是负摩阻力的群桩效应。群桩效应表现为以下两方面：

(1) 受桩间土体积、重量限制的影响，而可能使群桩的负摩阻力降低。由于负摩阻力是由桩侧土体的沉降引起，若桩群中各桩表面单位面积所分担的土体重量小于单桩的负摩阻力极限值，则会导致群桩的负摩阻力降低。

(2) 外围桩对于地面堆载附加应力起遮挡作用，而使群桩的负摩阻力降低。依据群桩的排列方式，每根桩承受的沉降土柱的范围可简化为一等效圆筒柱，该等效圆筒柱的外壁直径为^[38]

对方形桩布置

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi}} L = 1.128L \quad (3.104)$$

对梅花形布桩

$$d_e = \sqrt{\frac{\sqrt{3}}{\pi}} L = 1.05L \quad (3.105)$$

式中L为桩的间距

因此，群桩作用时等效单桩的负摩阻力为

$$\begin{aligned} F = & \pi d_e \left[\frac{1}{l_m(l_m - l_b)(l_m - l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m - l_b)(l_b - l_n)} f_b \right] \frac{l_n^4}{4} \\ & + \pi d_e \left[\frac{l_b + l_n}{l_m(l_b - l_m)(l_m - l_n)} f_m - \frac{l_m + l_n}{l_b(l_b - l_m)(l_b - l_n)} f_b \right] \frac{l_n^3}{3} \\ & + \pi d_e \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m - l_b)(l_b - l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m - l_b)(l_m - l_n)} f_m \right. \\ & \left. + \frac{(l_m + l_n)l_n}{l_b(l_b - l_m)(l_b - l_n)} f_b - \frac{(l_b + l_n)l_n}{l_m(l_b - l_m)(l_m - l_n)} f_m \right] \frac{l_n^2}{2} \end{aligned} \quad (3.106)$$

群桩总负摩阻力为

$$Q = \sum F \quad (3.107)$$

群桩的成拱效应导致了拱体区域桩段范围内负摩阻力的存在，而在拱体内部由于免压作用使桩间土体固结沉降减弱，再加上拱体部分的负摩阻力增大了桩的竖向荷载，加大了桩自身的沉降，从而使拱体内部桩段上的负摩阻力大大减弱甚至消除，导致桩体的中性点上移，降低了群桩的总体负摩阻力。当桩距较大时，可不考虑群桩效应，作用于群桩上的负摩阻力可按各单桩表面负摩阻力的总和计算。

3.4.5 利用特征点条件法确定的桩基负摩阻力计算桩身轴力和桩尖地基反力

设桩身轴力为 $N(z)$ ，取桩体中一薄层 dz ，依据静力平衡有^[39]

$$N(z) + f(z)dz = N(z) + dN(z) \quad (3.108)$$

即

$$\begin{aligned} \frac{dN(z)}{dz} &= f(z) \\ &= \left[\frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \right] z^3 \\ &+ \left[\frac{l_b+l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m - \frac{l_m+l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b \right] z^2 \\ &+ \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m \right. \\ &\left. + \frac{(l_m+l_n)l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b - \frac{(l_b+l_n)l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m \right] z \end{aligned} \quad (3.109)$$

积分求解可得

$$\begin{aligned} N(z) &= \frac{1}{4} \left[\frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \right] z^4 \\ &+ \frac{1}{3} \left[\frac{l_b+l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m - \frac{l_m+l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b \right] z^3 \\ &+ \frac{1}{2} \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m \right. \\ &\left. + \frac{(l_m+l_n)l_n}{l_b(l_b-l_m)(l_b-l_n)} f_b - \frac{(l_b+l_n)l_n}{l_m(l_b-l_m)(l_m-l_n)} f_m \right] z^2 + E \end{aligned} \quad (3.110)$$

应用边界条件有

$$N(z=0) = P \quad (3.111)$$

可得

$$E = P \quad (3.112)$$

于是桩身轴力为

$$N(z) = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{l_m(l_m-l_b)(l_m-l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m-l_b)(l_b-l_n)} f_b \right] z^4$$

$$\begin{aligned}
 & + \frac{1}{3} \left[\frac{l_b + l_n}{l_m(l_b - l_m)(l_m - l_n)} f_m - \frac{l_m + l_n}{l_b(l_b - l_m)(l_b - l_n)} f_b \right] z^3 \\
 & + \frac{1}{2} \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m - l_b)(l_b - l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m - l_b)(l_m - l_n)} f_m \right. \\
 & \left. + \frac{(l_m + l_n)l_n}{l_b(l_b - l_m)(l_b - l_n)} f_b - \frac{(l_b + l_n)l_n}{l_m(l_b - l_m)(l_m - l_n)} f_m \right] z^2 + P
 \end{aligned} \tag{3.113}$$

因此，桩尖处地基反力为

$$\begin{aligned}
 N(z=l) &= \frac{1}{4} \left[\frac{1}{l_m(l_m - l_b)(l_m - l_n)} f_m - \frac{1}{l_b(l_m - l_b)(l_b - l_n)} f_b \right] l^4 \\
 & + \frac{1}{3} \left[\frac{l_b + l_n}{l_m(l_b - l_m)(l_m - l_n)} f_m - \frac{l_m + l_n}{l_b(l_b - l_m)(l_b - l_n)} f_b \right] l^3 \\
 & + \frac{1}{2} \left[\frac{l_n^2}{l_b(l_m - l_b)(l_b - l_n)} f_m - \frac{l_n^2}{l_m(l_m - l_b)(l_m - l_n)} f_m \right. \\
 & \left. + \frac{(l_m + l_n)l_n}{l_b(l_b - l_m)(l_b - l_n)} f_b - \frac{(l_b + l_n)l_n}{l_m(l_b - l_m)(l_m - l_n)} f_m \right] l^2 + P
 \end{aligned} \tag{3.114}$$

3.5 小结

本章通过土体在重力下做功，计算负摩阻力强度沿桩身变化的量度 $G=g(z)s(z)$ ，在求得 $g(z),s(z)$ 的基础上，得出 G 与 z 的函数关系，来模拟负摩阻力强度与深度的函数关系，的出桩基负摩阻力沿桩身变化可以三次多项式的一般形式表示。然后在分析和研究前人的计算负摩阻力的各种方法，了解了其各自存在的优点和缺点的基础上，通过利用桩基负摩阻力变化的几个主要特征点条件，求出负摩阻力强度中的各个参数，最终求得负摩阻力沿桩身变化的解析式。这种方法是比较合适的，计算规律也是比较正确的。首先，土体在重力下做功的到的负摩阻力的强度 G 被证明和前人的研究成果是相符的，而不是有的文章把负摩阻力简单的简化为梯形等一些简单的模型；其次，不像有些计算负摩阻力的方法，对整个桩身采用有效应力方法，计算结果是负摩阻力随深度增加而增大，我们知道，在桩的上部，一般土的沉降大于桩的沉降，此时是负摩阻力逐渐增大的过程，但是在桩的下部，一般土体开始稳定，桩的沉降大于土的沉降，此时是正摩阻力。

4 多层地基土中桩基负摩阻力沿桩身的变化规律研究

4.1 概述

本章同样运用边界条件方法，来计算多层土下桩基负摩阻力。与均质地基土计算不同的是，虽然本章把各层土视为均质的整体土层来求解的，但是针对某一层来说，在任一点上的应力与上部各土层的作用力有关，在任一点的沉降与下部各土层的深度有关，这均对本层的负摩阻力产生影响，所以计算上比较复杂。

4.2 多层地基土中的计算模型

如图 4.1 所示，桩穿过多层地基土，桩顶集中荷载为 p ，桩周土体上作用有均布荷载 q 。

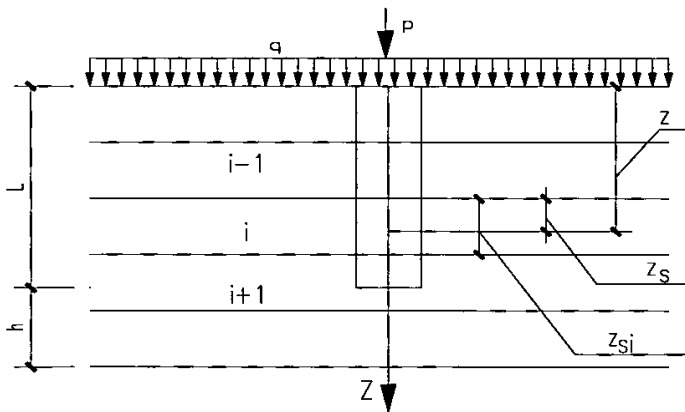


图 4.1 多层土地基计算模型图

4.3 多层土中桩基负摩阻力的能量法研究

4.3.1 桩侧土中应力计算

依据式(3.1) (3.2) (3.3)可得第 i 层土体在直角坐标系下的应力

$$\sigma_{zi} = \gamma_{s1}z_{s1} + \cdots + \gamma_{si}z_s = S_{i-1} + \gamma_{si}z_s \quad (4.1)$$

$$\sigma_{xi} = K_0(\gamma_{s1}z_{s1} + \cdots + \gamma_{si}z_s) = K_0(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) \quad (4.2)$$

$$\tau_{xzi} = 0 \quad (4.3)$$

式中

$$S_{i-1} = \gamma_{s1}z_{s1} + \cdots + \gamma_{si-1}z_{si-1} \quad (4.4)$$

$$S_0 = 0 \quad (4.5)$$

γ_{si} 为第*i*层土体的容重, kN/m^3 ;

z_{si} 为第*i*层土体的厚度, m ;

z_s 为第*i*层土体中某点处的深度, m

$$z_s = z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \quad (4.6)$$

j 为第*i*+1层土体到第*m*层土体中的任一层

依据式(3.7)可得第*i*层土体的主应力

$$\sigma_{1i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{xi} + \sqrt{(\sigma_{zi} - \sigma_{xi})^2 + 4\tau_{xzi}^2}}{2} = S_{i-1} + \gamma_{si}z_s \quad (4.7)$$

$$\sigma_{3i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{xi} - \sqrt{(\sigma_{zi} - \sigma_{xi})^2 + 4\tau_{xzi}^2}}{2} = K_0(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) \quad (4.8)$$

$$\alpha_i = 0 \quad (4.9)$$

4.3.2 桩土相对位移的计算

依据式(3.16) (3.18)可得

$$E_{ii} = K_i P_a \left(\frac{\sigma_{3i}}{P_a} \right)^{n_i} = K_i P_a \left[\frac{K_0(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)}{P_a} \right]^{n_i} = K_i P_0^{1-n_i} K_0^{n_i} (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i} \quad (4.10)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c_i \cos \varphi_i + 2\sigma_{3i} \sin \varphi_i}{1 - \sin \varphi_i} = \frac{2c_i \cos \varphi_i + 2K_0(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) \sin \varphi_i}{1 - \sin \varphi_i} \quad (4.11)$$

依据式(3.19), 第*i*层土体中任一点主应力为

$$\begin{aligned} \varepsilon_{1i} &= \frac{1}{E_{ii}} \frac{(1 - K_0)(\sigma_{1i} - \sigma_{3i})_f (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)}{(\sigma_{1i} - \sigma_{3i})_f - (1 - K_0)R_f (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)} \\ &= \frac{1}{K_i P_a^{1-n_i} K_0^{n_i} (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i}} \\ &\quad \frac{2(1 - K_0)c_i \cos \varphi_i (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) + 2K_0(1 - K_0) \sin \varphi_i (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^2}{2c_i \cos \varphi_i + 2K_0 \sin \varphi_i (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) - (1 - K_0)R_f (S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)(1 - \sin \varphi_i)} \end{aligned} \quad (4.12)$$

$$= \frac{A_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) + B_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^2}{C_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i} + D_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i+1}}$$

式中

$$A_i = 2(1 - K_0)c_i \cos \varphi_i \quad (4.13)$$

$$B_i = 2K_0(1 - K_0) \sin \varphi_i \quad (4.14)$$

$$C_i = K_i P_a^{1-n_i} K_0^{n_i} 2c_i \cos \varphi_i \quad (4.15)$$

$$D_i = K_i P_a^{1-n_i} K_0^{n_i} [2K_0 \sin \varphi_i - R_{\beta_i}(1 - K_0)(1 - \sin \varphi_i)] \quad (4.16)$$

应用边界条件有

$$\varepsilon_{li} \Big|_{z_s=0} = \frac{A_i S_{i-1} + B_i S_{i-1}^2}{C_i S_{i-1}^{n_i} + D_i S_{i-1}^{n_i+1}} \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_{li} \Big|_{z_s=z_{si}} = \frac{A_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) + B_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^2}{C_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i} + D_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i+1}} \quad (4.18)$$

第*i*层土体在自重应力作用下, 其应变随深度的变化可以近似模拟为线性关系, 即

$$\varepsilon_{li} = M_i z_s + N_i \quad (4.19)$$

由式(4.17) (4.18) (4.19)可得

$$M_i = \frac{1}{z_{si} - z_{si-1}} \left(\frac{A_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) + B_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^2}{C_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i} + D_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i+1}} - \frac{A_i S_{i-1} + B_i S_{i-1}^2}{C_i S_{i-1}^{n_i} + D_i S_{i-1}^{n_i+1}} \right) \quad (4.20)$$

$$N_i = \left(\frac{1}{z_{si-1}} - \frac{1}{z_{si}} \right) \left(\frac{1}{z_{si-1}} \frac{A_i S_{i-1} + B_i S_{i-1}^2}{C_i S_{i-1}^{n_i} + D_i S_{i-1}^{n_i+1}} - \frac{1}{z_{si}} \frac{A_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s) + B_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^2}{C_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i} + D_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_s)^{n_i+1}} \right) \quad (4.21)$$

对于第1层有

$$M_1 = \frac{1}{z_{s1}} \frac{A_1 \gamma_{s1} z_{s1} + B_1 (\gamma_{s1} z_{s1})^2}{C_1 (\gamma_{s1} z_{s1})^{n_1} + D_1 (\gamma_{s1} z_{s1})^{n_1+1}} \quad (4.22)$$

$$N_1 = 0 \quad (4.23)$$

因此, 由自重应力引起的桩周第*i*层任一点处土体在本层内的沉降量为

$$s'_{si1} = \int_{z_s}^{z_{si}} \varepsilon_z dz = \int_{z_s}^{z_{si}} (M_i z_s + N_i) dz = \frac{1}{2} M_i (z_{si}^2 - z_s^2) + N_i (z_{si} - z_s) \quad (4.24)$$

因此, 在桩尖上部由自重应力引起的桩周第1层土体的沉降量可用分层总和法求得

$$\begin{aligned} s_{si1} &= \frac{1}{2} M_i (z_{si}^2 - z_s^2) + N_i (z_{si} - z_s) + \sum_{j=i+1}^m \left[\frac{1}{2} M_j (z_{sj}^2 - z_{sj-1}^2) + N_j (z_{sj} - z_{sj-1}) \right] \\ &= \frac{1}{2} M_i \left[z_{si}^2 - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2 \right] + N_i \left[z_{si} - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) \right] \end{aligned} \quad (4.25)$$

$$+ \sum_{j=i+1}^m \left[\frac{1}{2} M_j (z_{sj}^2 - z_{sj-1}^2) + N_j (z_{sj} - z_{sj-1}) \right]$$

依据式(3.45), 在桩尖下部由自重应力所引起的桩周土体沉降量为

$$s_{si2} = \int_l^{l+h} \varepsilon_z dz = \int_l^{l+h} Mz dz = M \frac{(l+h)^2 - l^2}{2} \quad (4.26)$$

式中M为桩尖下部的参数, 见式(3.40)

依据式(3.55)有

$$\varepsilon_{zi} = \varepsilon_{li} = \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} \quad (4.27)$$

因此, 在第i层由附加应力引起的桩周任一点处土体沉降量为

$$s'_{si3} = \int_z^z \varepsilon_z dz = \int_z^z \left(\frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} \right) dz = \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} (z_{si} - z_s) \quad (4.28)$$

因此, 由附加应力引起的桩周任一点处土体沉降量为

$$s_{si3} = \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} \left[z_{si} - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) \right] + \sum_{j=i+1}^m \frac{A_j q + B_j q^2}{C_j q^n + D_j q^{n+1}} (z_{sj} - z_{sj-1}) \quad (4.29)$$

桩周第i层任一点处土体的沉降量为

$$\begin{aligned} s_{si} = & \frac{1}{2} M_i \left[z_{si}^2 - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2 \right] + N_i \left[z_{si} - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) \right] + \\ & \sum_{j=i+1}^m \left[\frac{1}{2} M_j (z_{sj}^2 - z_{sj-1}^2) + N_j (z_{sj} - z_{sj-1}) \right] + M \frac{(l+h)^2 - l^2}{2} \\ & + \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} \left[z_{si} - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) \right] + \sum_{j=i+1}^m \frac{A_j q + B_j q^2}{C_j q^n + D_j q^{n+1}} (z_{sj} - z_{sj-1}) \end{aligned} \quad (4.30)$$

式中M为桩尖下部土体的参数, 见式(3.40).

对于桩体的沉降

依据式(3.74)可得, 桩体任意截面处的总沉降量为

$$\begin{aligned} s_p = & \frac{P}{E_p \pi R^2} (l - z) + \frac{\gamma_p}{2E_p} (l^2 - z^2) \\ & + M \frac{(h+l)^2 - l^2}{2} + \frac{A \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) + B \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^2}{C \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^n + D \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^{n+1}} h \end{aligned} \quad (4.31)$$

式中A、B、C、D均为桩尖下部土体的参数, 见式(3.31) (3.32) (3.33) (3.34)

于是, 由桩周土和桩身的沉降, 桩土相对位移可以从下面的计算得到:

桩侧第 i 层任一点处桩土相对位移为

$$\begin{aligned}
 s_i(z) &= s_{si} - s_p \\
 &= \frac{1}{2} M_i \left[z_{si}^2 - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2 \right] + N_i \left[z_{si} - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) \right] \\
 &\quad + \sum_{j=i+1}^m \left[\frac{1}{2} M_j (z_{sj}^2 - z_{sj-1}^2) + N_j (z_{sj} - z_{sj-1}) \right] + M \frac{(l+h)^2 - l^2}{2} \\
 &\quad + \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} \left[z_{si} - \left(z - \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) \right] + \sum_{j=i+1}^m \frac{A_j q + B_j q^2}{C_j q^n + D_j q^{n+1}} (z_{sj} - z_{sj-1}) \\
 &\quad - \frac{P}{E_p \pi R^2} (l - z) - \frac{\gamma_p}{2E_p} (l^2 - z^2) - M \frac{(h+l)^2 - l^2}{2} \\
 &\quad - \frac{A \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) + B \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^2}{C \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^n + D \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^{n+1}} h
 \end{aligned} \tag{4.32}$$

即桩土相对位移可表示为

$$s_i(z) = W_i z^2 + U_i z + V_i \tag{4.33}$$

式中

$$W_i = -\frac{1}{2} M_i + \frac{\gamma_p}{2E} \tag{4.34}$$

$$U_i = M_i \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} - N_i - \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} + \frac{P}{E_p \pi R^2} \tag{4.35}$$

$$\begin{aligned}
 V_i &= \frac{1}{2} M_i \left[z_{si}^2 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2 \right] + N_i \left[z_{si} + \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right] + \sum_{j=i+1}^m \left[\frac{1}{2} M_j (z_{sj}^2 - z_{sj-1}^2) + N_j (z_{sj} - z_{sj-1}) \right] \\
 &\quad + \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} \left[z_{si} + \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right] + \sum_{j=i+1}^m \frac{A_j q + B_j q^2}{C_j q^n + D_j q^{n+1}} (z_{sj} - z_{sj-1}) \\
 &\quad - \frac{P}{E_p \pi R^2} l - \frac{\gamma_p}{2E_p} l^2 - \frac{A \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right) + B \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^2}{C \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^n + D \left(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l \right)^{n+1}} h
 \end{aligned} \tag{4.36}$$

4.3.3 桩侧诸力对桩土相对位移做的功

由负摩阻力能量法, 可得:

$$\begin{aligned}
 G_i(z) &= (s_{i-1} + \gamma_{si} z_s + q)(W_i z^2 + U_i z + V_i) \\
 &= \gamma_{si} W_i z^3 + \left[\gamma_{si} U_i + \left(s_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) W_i \right] z^2 \\
 &\quad + \left[\gamma_{si} V_i + \left(s_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) U_i \right] z + \left(s_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) V_i
 \end{aligned} \tag{4.37}$$

4.4 桩基负摩阻力的特征点条件确定法研究

4.4.1 第*i*层土中桩身负摩阻力的特征点条件

中性点深度为

$$l_{ni} = \frac{-U_i + \sqrt{U_i^2 - 4W_i V_i}}{2W_i} \tag{4.38}$$

负摩阻力最大值深度为

$$l_{mi} = \frac{-\gamma_{si} U_i + \left(s_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) W_i}{3\gamma_{si} W_i} \tag{4.39}$$

$$+ \frac{\sqrt{\left[-\gamma_{si} U_i - \left(s_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) W_i \right]^2 - 3\gamma_{si} W_i \left[\gamma_{si} V_i + \left(s_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) U_i \right]}}{3\gamma_{si} W_i}$$

负摩阻力最大值为

$$f_{mi} = K_i \tan \phi'_i \cdot \sigma'_{zmi} \tag{4.40}$$

式中

$$\sigma'_{zmi} = \gamma_{si} l_{mi} \tag{4.41}$$

中性点深度之半处为

$$l_{bi} = \frac{1}{2} l_{ni} \tag{4.42}$$

负摩阻力最大值深度之半处负摩阻力为

$$f_{bi} = K_i \tan \phi'_i \cdot \sigma'_{zbi} \tag{4.43}$$

式中

$$\sigma'_{zmb} = \gamma_{si} l_{mb} \quad (4.44)$$

4.4.2 利用特征点条件确定的第*i*层土中桩基负摩阻力

第*i*层负摩阻力强度为

$$\begin{aligned} f_i(z) = & \left[\frac{1}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{1}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] z^3 \\ & + \left[\frac{l_{bi}+l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{mi}+l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] z^2 \\ & + \left[\frac{l_{ni}^2}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{ni}^2}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right. \\ & \left. + \frac{(l_{mi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} - \frac{(l_{bi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right] z \end{aligned} \quad (4.45)$$

第*i*层总负摩阻力为

$$\begin{aligned} F_i(z) = & 2\pi R \left[\frac{1}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{1}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{\left(\sum_{j=1}^i z_{sj} \right)^4 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^4}{4} \\ & + 2\pi R \left[\frac{l_{bi}+l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{mi}+l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{\left(\sum_{j=1}^i z_{sj} \right)^3 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^3}{3} \\ & + 2\pi R \left[\frac{l_{ni}^2}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{ni}^2}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right. \\ & \left. + \frac{(l_{mi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} - \frac{(l_{bi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right] \frac{\left(\sum_{j=1}^i z_{sj} \right)^2 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2}{2} \end{aligned} \quad (4.46)$$

单桩总负摩阻力为

$$F = \sum_{i=1}^m F_i \quad (4.47)$$

$$f_i(z) = \pi d_e \left[\frac{1}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{1}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{\left(\sum_{j=1}^i z_{sj} \right)^4 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^4}{4}$$

$$\begin{aligned}
 & +\pi d_e \left[\frac{l_{bi}+l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{mi}+l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{\left(\sum_{j=1}^i z_{sj} \right)^3 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^3}{3} \\
 & +\pi d_e \left[\frac{l_{ni}^2}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{ni}^2}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right. \\
 & \left. + \frac{(l_{mi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} - \frac{(l_{bi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right] \frac{\left(\sum_{j=1}^i z_{sj} \right)^2 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2}{2}
 \end{aligned} \quad (4.48)$$

式中 d_e 为等效圆筒柱直径，见式(3.104) (3.105)

单桩总负摩阻力为

$$F = \sum_{i=1}^m F_i \quad (4.49)$$

群桩总负摩阻力为

$$Q = \sum F \quad (4.50)$$

4.5 利用特征点条件法求得的负摩阻力计算桩体轴力

依据式(3.108)可得第 i 层桩体任意横截面处桩体的轴力为

$$\begin{aligned}
 N_i(z) = & \left[\frac{1}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{1}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{z^4 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^4}{4} \\
 & + \left[\frac{l_{bi}+l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{mi}+l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{z^3 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^3}{3} \\
 & + \left[\frac{l_{ni}^2}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{ni}^2}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right. \\
 & \left. + \frac{(l_{mi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} - \frac{(l_{bi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right] \frac{z^2 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2}{2} + E
 \end{aligned} \quad (4.51)$$

应用边界条件有

$$N_i \left(z = \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right) = P + \sum_{j=1}^{i-1} z_j \quad (4.52)$$

$$F_0 = 0 \quad (4.53)$$

可得

$$E = P + \sum_{j=1}^{i-1} F_j \quad (4.54)$$

因此第*i*层桩体任意横截面处桩体的轴力为

$$\begin{aligned} N_i(z) = & \left[\frac{1}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{1}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{z^4 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^4}{4} \\ & + \left[\frac{l_{bi}+l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{mi}+l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{z^3 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^3}{3} \\ & + \left[\frac{l_{ni}^2}{l_{bi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{ni}^2}{l_{mi}(l_{mi}-l_{bi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{z^2 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2}{2} \\ & + \left[\frac{(l_{mi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{bi}-l_{ni})} f_{bi} - \frac{(l_{bi}+l_{ni})l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi}-l_{mi})(l_{mi}-l_{ni})} f_{mi} \right] \frac{z^2 - \left(\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} \right)^2}{2} + P + \sum_{j=1}^{i-1} F_j \end{aligned} \quad (4.55)$$

4.6 利用特征点条件法计算多层土中桩基负摩阻力的计算程序

由于在计算多层地基负摩阻力时，公式繁多，计算复杂，为了便于计算，我们可以使用VC程序如下

```
float fs=0;
float fns1=0;
float fns2=0;
int j=0;
for (i=0;i<m_num;i++)
{
    //1 si-1
    If(i==0)
    Sil[i]=0;
    else
    for(j=0;j<i-1;j++)
    {sil[i+1]=sil[i]+r[j]*z[j];}
    fS=0;
    for(j=0;j<i-1;j++)
    fS+=z[j];
}
```

```

//2 Ai
Ai[i]=2*(1-m_k0)c[i]*cos(Y[i]);
//3 Bi
Bi[i]=2*m_k0*(1-m_k0)*sin(Y[i]);
//4 Ci
Ci[i]=2*k[i]*pow(m_pa,1-n[i])*cos(Y[i]);
//5 Di
Di[i]=k[i]*pow(m_pa,1-n[i])*
pow(m_k0,1-n[i])*(2m_k0*sin(Y[i]))-R[i]*(1-m_k0)*(1-m_k0)*(1-sin(Y[i])));
//6 Mi
If(i==0)
Mi[i]=((Ai[i]*r[i]*z[i]+Bi[i]*pow(r[i]*z[i],2))/(Ci[i]*pow(r[i]*z[i],n[i]+Di[i])*
pow(r[i]*z[i],n[i]+1)))/(z[i]);
else
Mi[i]=((Ai[i]*(si1[i]+r[i]*z[i]+Bi[i]*pow(si1[i]+r[i]*z[i],2))/(Ci[i]*pow(si1[i]+r[i]*
z[i],n[i]+Di[i])*pow(si1[i]+r[i]*z[i],n[i]+1))-(Ai[i]*si1[i]+Bi[i]*si1[i])/(Ci[i]*
pow(si1[i],n[i]+Di[i])*pow(si1[i],n[i]+1)))/(z[i]-z[i-1]));
//7 Ni
If(i==0)
Ni[i]=0;
else
Ni[i]=(1/z[i]-1/z[i-1])*((Ai[i]*si1[i]+Bi[i]*si1[i]*si1[i])/(z[i-1]*(Ci[i]*
pow(si1[i],n[i]+Di[i])*pow(si1[i],n[i]+1)))-(Ai[i]*(si1[i]+r[i]*z[i]+Bi[i]*pow(si1[i]+
r[i]*z[i],2))/(z[i]*(Ci[i]*pow(si1[i]+r[i]*z[i],n[i]+Di[i])*pow(si1[i]+r[i]*
z[i],n[i]+1))));
//8 Wi
Wi[i]=-0.5*Mi[i]+m_rp/(2*m_Ep);
//9 Ui
If(m_q==0)
{Ui[i]=Mi[i]*fS-Ni[i]+m_p/(Ei[i]*pi*m_R1*m_R1);}
Else
{Ui[i]=Mi[i]*fS-Ni[i]-(Ai[i]*m_q+Bi[i]*m_q*m_q)/(ci[i]*pow(m_q,n[i]+
1))+m_p/(m_Ep*pi*m_R1*m_R1);}

```

```

//10 Vi
For (j=i :j<m_num;j++)
    Fns1+=0.5* Mi[j]*(z[j]* z[j]- z[j-1])+Ni [j]*( z[j]- z[j-1]);
    If(m_q==0.0)
        {Vi[i]=0.5*M[i]*(z[i]*z[i]-fS*fS)+Ni[i]*(z[i]+fS)+fns-m_p* m_1/(m_Ep*pi*
m_R1)-0.5*m_rp*m_1*m_Vm_Ep-(m_A*(m_p/(pi*m_R1* m_R1)+
m_rp*m_1)+m_B*pow(m_p/( pi*m_R1* m_R1)+ m_rp,2))/(m_C* pow(m_p/( pi*m_R1*
m_R1)+ m_rp,n[i])+m_D* pow(m_p/( pi*m_R1* m_R1)+ m_rp, n[i])+1))*m_h;}
        else
            { For (j=i :j<m_num;j++)
                Fns2+=(Ai[i]*m_q+Bi[i]*m_q)/(Ci[i]* pow(m_q,n[i])+Di[i]*
pow(m_q,n[i]+1))*(z[i]-z[i-1]);
                Vi[I]=0.5*M[i] *(z[i] *z[i]-fS* fS)+Ni[i] *(z[i] + fS) + fns1+( Ai[i]
*m_q+Bi[i]*m_q*m_q)/Ci[i] *pow(m_q,n[i]+Di[i]*
*pow(m_q,n[i]+1))*( z[i]+fS)+fns2-m_pm*m_1/(m_Ep*pi*m_R1*m_R1)-0.5*m_rp*m_
1*m_1/m_Ep-(m_A*(m_p/(pi*m_R1*m_R1)+m_rp*m_1)+m_B*pow(m_p/(pi*m_p/(pi*
m_R1*m_R1)+m_rp,2))/( m_c*pow(m_p/(pi*m_R1*m_R1)+m_rp,n[i ]+m_D*
pow(m_p/(pi*m_R1*m_R1)+m_rp,n[i ]+1))*m_h; )
            }
//11 lni
lni[i]=(-Vi[i ]+sqrt(Vi[i ]-4*Wi[i ]*Vi[i ]))/(2*W i[i ]);
//12 lmi
lmi[i]=(-r[i]*Ui[i]-Wi[i]*(si1[i]+m_q-r[i]*fS)+sqrt(pow(-r[i]*Ui[i]-Wi[i]*(si1[i]+m_q-r[i]
*fS),2)-3*r[i]*Wi[i]*(r[i]*Vi[i]+Ui[i]*(si1[i]+m_q-r[i]*fS)))/(3*r[i]*Wi[i]);
//13 lbi
lbi[i]=0.5*lmi[i];
//14 omi
omi[i]=r[i]*lmi[i];
//15 obi
obi[i]=r[i]*lbi[i];
//16 fmi
fmi[i]=Ei[i]*omi[i];
//17 fbi
fbi[i]=Ei[i]*obi[i];

```

```

//18 Fi
float fsi=0;
float fsi1=0;
for (j=0;j<i;j++)
{fsi+=z[j];}
for (j=0;j<i-1;j++)
{fsi+=z[j];}
fsi=(pow(fsi,4)-pow(fsi1,4))/4.0;
Fi[i]=(fmi[i]/lmi[i]*(lmi[i]-lbi[i])*(lmi[i]-lni[i]))-fbi[i]*(lmi[i]-lbi[i])*(lbi[i]-lni[i]))*2*pi
*m_R1*fsi;

//19 Gi
float gsi=0;
float gsi1=0;
for (j=0;j<i;j++)
{gsi+=z[j];}
for (j=0;j<i-1;j++)
{gsi+=z[j];}
gsi=(pow(gsi,3)-pow(gsi1,3))/3.0;
Gi[i]=((fmi[i]*(lbi[i]+lni[i]))/(lmi[i]*(lbi[i]-lmi[i])*(lmi[i]-lni[i]))-(fbi[i]*(lmi[i]+
lni[i]))/(lbi[i]*(lbi[i]-lmi[i])*(lbi[i]-lni[i])))*2*pi*m_R1*gsi;

//20 Hi
Hi[i]=lni[i]*lni[i]*fbi[i]/(lbi[i]*(lmi[i]-lbi[i])*(lbi[i]-lni[i]))-lni[i]*lni[i]*fmi[i]/(lmi[i]*(lmi[i]-lbi[i])*(lmi[i]-lni[i]));

//21 li
li[i]=(lni[i]*fbi[i]*(lmi[i]+lni[i]))/(lbi[i]*(lbi[i]-lmi[i])*(lbi[i]-lni[i]))-(lni[i]*fmi[i]*(lbi[i]+lni[i]))/(lmi[i]*(lbi[i]-lmi[i])*(lmi[i]-lni[i]));

//22 ffi
float ffi=0
float ffi1=0
for (j=0;j<i;j++)
{ffi+=z[i];}
for (j=0;j<i-1;j++)
{ffi+=z[i];}

```

```
ffsi=(pow(ffsi,2)-pow(ffsi,2))/2.0;
ff[i]=(Hi[i]+li[i])*ffsi*2*pi*m_R1+Gi[i]+Fi[i];}
```

4.7 小结

本章是对第3章的延续，提出多层土地基中桩基负摩阻力的计算，把各层土体视为均质的整体土层来求解的。但是在求解每一层的时候，为了使结果更加精确，在任一点处的应力与上部各土层的作用力有关，在任一点处的沉降与下部各土层的深度有关，这些都对负摩阻力产生影响，计算复杂，所以编制了计算程序。

5 本文桩基负摩阻力计算方法与现有计算方法的比较

5.1 实例概述

本文的实例及数据采用《桩的负摩阻力现场试验及三维有限元分析》^[40]。其现场试验是以某高速公路的一座中桥桥台桩基础为依托。该基础采用8根直径为1.5m的钢筋混凝土灌注桩，桩长约为28m，桩端嵌入中风化花岗岩约2.5m-4.4m，视为端承桩。选择公路纵向内侧其中两根桩作为测试桩，试验时采取了如下措施：

- (1) 采用每节高1.4m，内径比测试桩外径大0.1m的混凝土套管，套在经过清理后的测试桩桩头外，并尽量使其与测试桩同心，随着填土堆载的增高，将套管逐节接长，以保证填土不直接作用在桩顶上；
- (2) 在2根测试桩内侧面沿桩身每米埋设1个钢弦式钢筋测力计和钢弦式应变传感器，每根桩共埋设了27个应力计和27个应变计；
- (3) 为了掌握在填土过程中，地基的土层沉降发展情况，在2根测试桩边各埋设了深层沉降管等仪器，随时量测地基土的分层沉降；
- (4) 在工程桩边埋设了测斜管，监测填土过程中岸坡的稳定和工程桩的位移，以保证桩顶位移不大于4mm来控制填土速度和高度；
- (5) 在整个桩台所有的8根灌注桩成桩，等桩身混凝土达到一定的强度且钢筋应力计和应变计在混凝土固化过程逐渐稳定，测其稳定值为初始值后，开始填土堆载，同时进行各项测试。

试验地质土层的土性参数见表5.1

表5.1 土性参数表

土层名	厚度 m	天然密度 KN/m ³	不排水抗剪强度 kpa	内摩擦角 °	标贯击数 N _{63.5}
亚粘土	0.86	19.3	0.36	13.7	24
淤泥	7.20	15.7	0.15	0	1
淤泥加砂	2.50	17.4	0.23	0	8
淤泥	3.20	15.7	0.26	0	1
中砂	3.48	18.2	0.29	0	8
砾粗砂	3.00	18.2	0.32	0	18
砂质粘性土	1.95	19.5	0.35	23.0	26
强风化二长花岗岩	2.51	24.49			
强风化二长花岗岩		33.3			

5.2 用有限元法计算

《桩的负摩阻力现场试验及三维有限元分析》一文中采用了有限元算法，按桩周长等长将原型桩等效成矩形桩，同时按与桩身截面面积成正比，对等效后的桩体弹性参数进行换算，取 $E=2.8104\text{MPa}$ ， $\nu=0.20$ 。桩顶平面以上的堆载按均布荷载考虑。桩体和土体均按块体八节点单元进行离散，桩体采用线性弹性材料，而土体的应力应变关系采用弹性非线性Duncan-Chang的E-B模型。根据路面纵线和桥南北侧对称，取桥头基础的1/4区域进行网格剖分，下边界和外边界采用单倍桩长距离，共2160个节点，1722个单元，其中651个弹性单元，144个接触面单元。其中接触面单元采用殷宗泽的有厚度接触面单元模式，所得结果见表5.2

表5.2 有限元法计算结果表

土层名	桩周土极限摩阻力 KPa	桩端土极限摩阻力 MPa
亚粘土	57	
淤泥	11	
淤泥加砂	23	
淤泥	11	
中砂	39	
砾粗砂	38	
砂质粘性土	58	3
强风化二长花岗岩	90	5
强风化二长花岗岩		10

5.3 用有效应力法计算

按有效应力法计算时，桩顶以上土体的容重为 $19.5\text{KN}/\text{m}^3$ ，厚度为4.5m，则将桩顶以上的堆载模拟为均布力，有

$$q = \gamma_s h = 19.5 \times 4.5 = 87.75\text{kpa}$$

桩的半径 $R=0.75\text{m}$ ，则桩周土体中有效应力为

$$\sigma'_z = q + \gamma' z - u_z$$

取 $u_z=0$ ，可得负摩阻力强度为

$$f = K \tan \varphi' \cdot \sigma'_z$$

则各层总负摩阻力为

$$F = 2\pi R \int_0^l f dz = 2\pi R \int_0^l K \tan \varphi' \cdot (q + \gamma' z) dz = 2\pi R K \tan \varphi' \cdot (ql + \frac{\gamma'^2 l^2}{2})$$

计算结果见表5.3

表5.3 有效应力法计算结果表

土层名	厚度 m	天然密度 kNm^{-3}	$K \tan \phi'$	桩周土极限摩阻力 kN
亚粘土	0.86	19.3	0.3	115.56
淤泥	7.20	15.7	0.15	734.24
淤泥加砂	2.50	17.4	0.2	258.01
淤泥	3.20	15.7	0.15	255.28
中砂	3.48	18.2	0.4	783.24
砾粗砂	3.00	18.2	0.5	813.14
砂质粘性土	1.95	19.5	0.35	343.34

5.4 用本文方法计算

按本文方法计算,选取的Duncan-Chang模型参数见表5.4.

表5.4 Duncan-Chang模型计算参数表

土层名	R_f	K	K_b	m	K_{ur}	n
砂质粘性土	0.87	50	40	0.635	75	0.71
砾粗砂	0.932	200	200	0.724	300	1.20
中砂	0.943	250	230	0.724	350	0.95
淤泥	0.721	26	20	0.540	40	0.51
砂质淤泥	0.741	40	35	0.550	45	0.51
亚粘土	0.721	40	45	0.630	35	0.61

桩尖下部至坚硬土层的深度为零,即 $h=0m$, 大气压力 $P_0=100 KPa$ 静止侧压力系数为 $K_0=0.5$, 桩体混凝土的容重为 $\gamma_p=25KNm^3$, 桩体混凝土的弹性模量为 $E_p=2.6 \times 10^8$

另外,表5.5所列参数的表达式如下

$$A_i = 2(1 - K_0)c_i \cos \phi_i$$

$$B_i = 2K_0(1 - K_0)\sin \phi_i$$

$$C = 2c_i K_i P_a^{1-n_i} K^{n_i}_0 \cos \phi_i$$

$$D = K_i P_a^{1-n_i} K^{n_i}_0 [2K_0 \sin \phi_i - R_{fi}(1 - K_0)\gamma_s(1 - \sin \phi_i)]$$

$$S_{i-1} = \gamma_{s1}z_{s1} + \dots + \gamma_{si-1}z_{si-1}$$

$$M_i = \frac{1}{z_{si} - z_{si-1}} \left(\frac{A_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si} + B_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si})^2)}{C_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si})^{n_i} + D_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si})^{n_i+1}} - \frac{A_i S_{i-1} + B_i S_{i-1}^2}{C_i S_{i-1}^{n_i} + D_i S_{i-1}^{n_i+1}} \right)$$

$$N_i = \left(\frac{1}{z_{si-1}} - \frac{1}{z_{si}} \right) \left(\frac{1}{z_{si}} \frac{A_i S_{i-1} + B_i S_{i-1}^2}{C_i S_{i-1}^{n_i} + D_i S_{i-1}^{n_i+1}} - \frac{1}{z_{si}} \frac{A_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si} + B_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si})^2)}{C_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si})^{n_i} + D_i(S_{i-1} + \gamma_{si}z_{si})^{n_i+1}} \right)$$

$$W_i = -\frac{1}{2}M_i + \frac{\gamma_p}{2E}$$

$$U_i = M_i \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj} - N_i - \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} + \frac{P}{E_p \pi R^2}$$

$$V_i = \frac{1}{2}M_i [z_{si}^2 - (\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj})^2] + N_i (z_{si} + \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj}) + \sum_{j=i+1}^m \frac{1}{2}M_j (z_{sj}^2 - z_{sj-1}^2) + N_j (z_{sj} - z_{sj-1} \cdot 0]$$

$$+ \frac{A_i q + B_i q^2}{C_i q^n + D_i q^{n+1}} (z_{sj} + \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj}) + \sum_{j=i+1}^m \frac{A_j q + B_j q^2}{C_j q^n + D_j q^{n+1}} (z_{sj} - z_{sj-1}) - \frac{P}{E_p \pi R^2} l - \frac{\gamma_p}{2E_p} l^2 -$$

$$\frac{A(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l) + B(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l)^2}{C(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l)^n + D(\frac{P}{\pi R^2} + \gamma_p l)^{n+1}} h$$

$$l_{ni} = \frac{-U_i + \sqrt{U_i^2 - 4W_i V}}{2W_i}$$

$$l_{mi} = \frac{-\gamma_{si} U_i - (S_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj}) W_i}{3\gamma_{si} W_i} + \frac{\sqrt{[-\gamma_{si} U_i - (S_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj}) W_i]^2 - 3\gamma_{si} W_i [\gamma_{si} V_i + (S_{i-1} + q - \gamma_{si} \sum_{j=1}^{i-1} z_{sj}) U_i]}}{3\gamma_{si} W_i}$$

$$f_{mi} = K_i \tan \phi_i' \cdot \sigma'_{zmi}$$

$$\sigma'_{zmi} = \gamma_{si} l_{mi}$$

$$l_{bi} = \frac{1}{2} l_{ni}$$

$$f_{bi} = K_i \tan \phi_i' \cdot \sigma'_{zbi}$$

$$\sigma'_{zbi} = \gamma_{si} l_{mb}$$

$$\begin{aligned} F_i = & 2\pi R \left[\frac{1}{l_{mi}(l_{mi} - l_{bi})(l_{mi} - l_{ni})} f_{mi} - \frac{1}{l_b(l_m - l_b)(l_b - l_n)} f_{bi} \right] \frac{(\sum_{j=1}^i z_{sj})^4 - (\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj})^4}{4} \\ & + 2\pi R \left[\frac{l_{bi} + l_{ni}}{l_{mi}(l_{bi} - l_{mi})(l_{mi} - l_{ni})} f_{mi} - \frac{l_{mi} + l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi} - l_{mi})(l_{bi} - l_{ni})} f_{bi} \right] \frac{(\sum_{j=1}^i z_{sj})^3 - (\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj})^3}{3} \\ & + 2\pi R \left[\frac{l_{ni}^2}{l_{bi}(l_{mi} - l_{bi})(l_{bi} - l_{ni})} f_{bi} - \frac{l_{ni}^2}{l_{mi}(l_{mi} - l_{bi})(l_{mi} - l_{ni})} f_{mi} + \frac{(l_{mi} + l_{ni})l_{ni}}{l_{bi}(l_{bi} - l_{mi})(l_{bi} - l_{ni})} f_{bi} \right. \\ & \left. - \frac{l_{ni}(l_{bi} + l_{ni})}{l_{mi}(l_{bi} - l_{mi})(l_{mi} - l_{ni})} f_{mi} \right] \frac{(\sum_{j=1}^i z_{sj})^2 - (\sum_{j=1}^{i-1} z_{sj})^2}{2} \end{aligned}$$

表5.5 本文方法计算参数表

土层名	A_i	B_i	C_i	D_i
亚粘土	349.757683	0.118419	1903072.949	1903071.949
淤泥	150	0	1565272.103	1565272.103
淤泥加砂	230	0	3692436.755	3692436.755
淤泥	260	0	271318.311	271318.311
中砂	290	0	249067.037	249067.037
砾粗砂	320	0	14703.33	14703.33
砂质粘性土	322.176698	0.195365	472669.163	742669.163
土层名	S_i		M_i	N_i
亚粘土	0		0.68287	0
淤泥	16598		0.0000546	-0.000591327
淤泥加砂	129638		0.00001074	-0.000192719
淤泥	173138		0.00001144	-0.000296929
中砂	223378		0.00000072726	-0.000011935
砾粗砂	286714		0.00000053565	-0.00000848544
砂质粘性土	341314		-0.0008242307	-0.0553507
土层名	W_i		U_i	V_i
亚粘土	-0.34143495		0	0.310907115
淤泥	-0.000027251923		0.000046956	0.0573648802
淤泥加砂	-0.000005321923		0.0000865644	0.057713676
淤泥	-0.000005671923		0.0001208	0.05559479
中砂	-0.000000315553		0.00001	0.0599923
砾粗砂	-0.000000219748		0.0000092346	0.060010216
砂质粘性土	0.000412163426923		-0.0166824	-1.0609959439

表5.6 本文方法计算结果表

土层名	l_{ni}	l_{mi}	l_{bi}	f_{mi}	f_{bi}	F_i
亚粘土	0.95424	0.55093	0.47712	89.91	62.53	162.56
淤泥	45.0267	25.9208	22.5133	243.4	118.9	410.41
淤泥加砂	96.3212	54.9456	48.1606	112.	1075.99	237.33
淤泥	88.9259	50.4997	44.4629	109.26	47.10	204.74
中砂	420.467	241.397	210.233	373.72	195.02	691.83

砾粗砂	501.987	288.027	250.993	280.84	140.42	583.19
砂质粘性土	37.4307	45.7422	18.7153	254.64	177.32	476.25

5.5 计算结果对比

表5.6 计算结果对比表

土层名	有限元法kN	有效应力法kN	特征点条件方法kN	能量法kN
亚粘土	231	116	163	137
淤泥	373	734	410	439
淤泥加砂	270	268	237	214
淤泥	166	255	204	189
中砂	639	783	692	715
砾粗砂	537	813	583	557
砂质粘性土	533	343	476	513

由计算结果可以看出，采用本文用特征点条件确定的桩基负摩阻力的解析解计算多层土中的桩基负摩阻力，其结果与有限元法和能量法的计算结果相接近。说明本文所建立的特征点条件方法与现有较为成熟的计算桩基负摩阻力的计算方法，具有较为一致的计算结果，能够相互印证，共同成为确定桩基负摩阻力的有效方法。

6 结论与展望

6.1 结论

(1) 本文根据桩基负摩阻力的规律,采用特征点条件的方法,得到了桩基负摩阻力的表达式,它不仅适用于均质地基土中,而且适用于多层地基土中。

(2) 依据所建立的桩基负摩阻力的解析解,由静力平衡和边界条件,可以求出均质地基土和多层地基土的桩身轴力和桩尖处地基反力。

(3) 编制了求解利用边界条件得到的多层土下桩基负摩阻力表达式的计算机程序。因为本文针对多层土的任一层来说,在任一点处的应力与上部土层的作用力有关,任一点处的沉降与下部各土层的深度有关,所有这些对本层的负摩阻力产生影响。计算复杂,所以编制了计算程序。

(4) 通过本文后面的算例,将本文所建立的特征点条件方法与有限元和有效应力法,能量法做了比较。结果证明,特征点条件方法计算结果与有限元计算结果相差都不大,偏差一般不大于 10%,而有效应力法计算结果与有限元结果基本都相差 50%以上,最大的一层结果甚至相差了一倍以上。

(5) 本文的模型采用了邓肯一张模型,另外运用了桩体的弹性理论,确定桩土相对位移与深度的函数关系,利用中性点的含义,计算出其位置。考虑到可以由土体的沉降做功来衡量桩体的负摩阻力,确定出负摩阻力最大值的位置。根据桩身负摩阻力沿桩身的一般变化规律,通过建立负摩阻力变化的特征点条件,确定桩基负摩阻力沿桩身变化三次多项式中的系数,最终推导出桩基负摩阻力的解析解。然后又对多层地基土中桩基负摩阻力的计算进行了研究。

(6) 在确定边界条件的时候,负摩阻力在桩顶和中性点处为零,可确定两个边界条件。由于有效应力法适用于桩顶至负摩阻力最大值段,所以在负摩阻力最大值处和负摩阻力最大值之半处,应用有效应力法可再得到两个边界条件。

6.2 展望

(1) 本文在使用土体的本构模型时,使用了邓肯一张双曲线模型,这虽然能够模拟发生屈服以后非线性变形的性状,但是却忽略了应力路线等重要因素的影响,因此在以后的研究中,要引起注意。

(2) 另外,本文没有考虑土体固结沉降的时间作用因素,以及地下水的影响,没有考虑桩体倾斜的情况,以及对土体轴向应变与深度呈线性关系的假设。这些问题

还有待于以后的进一步研究。

致 谢

本文是在导师刘增荣教授的悉心指导下完成的。从论文的选题，具体实施到最后定稿，倾注了导师的大量心血。导师渊博的知识，严谨的治学态度，敏锐的科学洞察力将使学生受益匪浅。导师平易近人的性格，严于律己的作风使学生终生难忘。导师在学习和生活等诸方面都给予了我无微不至的关心和帮助，学生在此深表谢意！

时光易逝，真情长存！向所有关心，帮助我的师长和同学们表示真挚的谢意和深深的祝福。

参考文献

- [1] 周国庆, 杨维好. 中砂融沉位移与单桩负摩阻力关系的实验研究. 中国矿业大学学报, 1999, 28 (6): P535-538
- [2] 王玉海, 刘娟. 桩侧负摩阻力初探. 森林工程, 2002, 13 (14)
- [3] [日本]井上. 土中负摩阻力引起的桩基建筑物的下沉. 北京: 中国建筑工业出版社, 1980
- [4] 庄宁. 单桩负摩阻力形成机理及简化模型研究[学位论文]. 西安: 长安大学, 2003
- [5] 苗丽, 王俊林, 陈家模. 桩基负摩阻力阻力的实验与研究. 河南科学, 2002, 20 (4): 409-410
- [6] (工程地质手册)编写委员会. 工程地质手册(第三版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1992
- [7] 历伟. 湿陷性黄土固有属性的研究探讨. 科技情报开发与经济, 2000, 10 (6): 51-52
- [8] 李大展等. 湿陷性黄土中大直径扩底桩垂直承载性状的实验研究. 岩土工程学报, 2002, 28 (2): 97-98
- [9] 韩建平等. 湿陷性黄土地区大直径挖孔扩底灌注桩实用设计方法. 甘肃工业大学学报, 2002, 28 (2): 97-99
- [10] 唐业清. 倾斜建筑物的扶正与固. 施工技术, 1999, 8 (2)
- [11] 周利. 建筑物的加固, 托换, 纠偏技术及其实验研究[学位论文]. 广州: 华南理工大学, 2000
- [12] Johannessen J and Bjerrum L. Measurements of a steel pile to rock due to settlements of the surrounding clay. Proc 6th ICOSMFE. Canda 1965, 2: 261-264
- [13] Poulos HG and Mattes NS. The Analysis of downrag in end-bearing Piles. Proc 7th ICOSMFE. 1969, 2: 203-209
- [14] Poulos HG and Daxis EH. Prediction of negative friction with time in end-bearing piles. Aust Geomechs, 1972, 62(1); 11-20
- [15] Poulos HG and Daxis EH. Prediction of downrag in end-bearing piles. ASCE, 1975, 101(GT2): 189-204
- [16] Walker LK and Darvall P. Dragdown on coated and uncoated piles. Proc 8th ICSMFE. Moscow, 1973, 2(1); 257-262, 53-60
- [17] Small JC. Finite element analysis of downrag on piles. Proceeding of the 6th International conference on numerical methods in geomechanics. Innsbruck, 1988: 1109-1114
- [18] 马时冬. 桩身负摩阻力的现场测试与研究[J]. 岩土力学, 1997, 18 (1): 8-15
- [19] 袁灯平, 黄宏伟, 程泽坤. 软土地基桩侧负摩阻力研究进展初探. 土木工程学报, 上海, 2006, 39 (2),
- [20] Ottaviani M. Three-dimensional finite element analysis of vertical loaded pile groups. Geotechnique

29,NO2,159-174,1975

- [21] 路学忠,杨健.浅述桩的负摩阻力产生的原因与有关数值计算及消减措施.勘察科学技术,2003,(6):P8-11
- [22] 夏力农,王量华.带负摩阻力桩基的设计与检测.岩土力学,2003,(24):491-494
- [23] 周国林.单桩负摩阻力传递机理分析.岩土力学,1991,12(3);35-42
- [24] 李光煜,汪彬.钢管桩负摩阻力及水平位移的测定[J].岩土力学,1988,9(2);89-97
- [25] 陈福南,龚晓南,马时冬.桩的负摩阻力现场试验及三维有限元分析[J].建筑结果学报,2000,21(3);77-80
- [26] 刘明振.含有自重湿陷性黄土夹层的场地上群桩负摩阻力的计算.岩土工程学报,1999,第6期,745-752
- [27] 黄锋.单桩在压与拔荷载下桩侧摩阻力发展机理研究[学位论文].北京:清华大学,1998
- [28] 孙军杰,王兰民,黄雪峰.黄土地基湿陷时桩的负摩阻力最大值出现深度研究.防灾减灾工程学报,2003,23(4):20-25
- [29] 殷宗泽.土工原理与计算.北京:中国水利水电出版社,1996
- [30] H.G.Poulos,E.H.Davis 著,孙幼兰译.岩土力学弹性解.北京:中国矿业大学出版社,1990,11
- [31] Raymond D.Mindlin,Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid.Phisics.1936,Vol.7
- [32] 徐芝纶.弹性力学.北京:高等教育出版社,1990.5
- [33] 陈惠发,A.F.萨里普著.余天庆,王勋文译.土木工程材料的本构关系方程.武汉:华中科技大学出版社,2001
- [34] 介玉新,胡韬,李广信,杨光华.平面应变情况下多重势面与邓肯-张模型的比较.2004,21(1)
- [35] 郑颖人,龚晓南.岩土塑性力学基础.北京:中国建筑工业出版社,1989.8
- [36] 孙钧,等.地下结构有限元法解析.上海:同济大学出版社,1988,6
- [37] 卢世深,林亚超.桩基础的计算和分析.北京:人民交通出版社,1987.3
- [38] 李广信,黄峰,帅志杰.不同加载方式下桩的负摩阻力的实验研究.工业建筑,1999,29(12):19-21
- [39] 杨雪强,何世秀,庄心善.论桩中的负摩阻力.地基基础工程,1995,5(1): P6-10
- [40] 陈福全,龚晓南,马时冬.桩的负摩阻力现场实验及三维有限元分析.建筑结构学报,2000,21(3):77-80