# 摘 要

随着国民经济的迅速发展,高层建筑大量涌现,超长桩被广泛应用于承受 上部结构自重,控制基础沉降,但因其桩侧及桩端土体承载力的发挥性状以及 桩土相互作用情况都极为复杂,使超长桩理论远落后于实践,因此对其承载机 理进行研究显得极为重要。另一方面,大型港口和大跨度桥梁工程建设中,超 长桩被广泛应用于承受高填土侧土压力、水流和波浪冲刷力、震动力、船舶撞 击力以及车辆荷载的制动力。该类工程中超长桩桩土相互作用属于典型的水平、 竖向荷载耦合作用。目前横-竖荷载耦合的桩-土相互作用研究文献较少,而仅 有的研究主要集中在单层土中的中短桩;对于横-竖荷载耦合作用的超长桩却鲜 为报道。鉴于此,本文首先基于超长桩的大量试验资料建立了考虑侧土软化的 荷载传递模型并对其进行验证,然后利用通用有限元软件 ABAQUS 模拟了横-竖向耦合荷载作用下超长单桩及群桩,对成层土与桩的相互作用进行了计算分 析和参数化研究。在此基础上,对单排斜桩和群桩结构进行了优化设计,具体 研究如下:

1、本文基于超长桩大量试验资料,对传统的荷载传递模型进行改进,建立 与超长桩侧土工作性状相适应的弹性-软化-稳定三阶段荷载传递模型,桩端采 用双曲线荷载传递模型模拟土的非线性变形特性,并引入混凝土的 Rusch 模型 用于考虑高水平荷载作用下超长桩桩身混凝土的弹塑性性状,从而建立了与超 长桩工作性状相适应的层状地基中超长桩荷载传递分析方法,并将荷载传递法 计算结果与实测数据、有限元计算结果进行对比验证。

2、研究横-竖向耦合荷载作用下超长单桩桩土相互作用,重点讨论了横向荷载以及竖向荷载对桩基竖向承载力、横向承载力以及土体竖向侧摩阻力、土体水平抗力的影响。研究表明横向荷载的存在对超长桩基础的轴力、侧摩阻力、 桩身弯矩有较大影响,且影响区域都集中在桩身较浅部区域。桩端土与桩周土的模量比 *K<sub>br</sub>* 对超长桩基础承载力的发挥有较大作用,随着 *K<sub>br</sub>* 的增大,在高水 平荷载作用下超长桩基础逐渐由摩擦桩向端承桩过渡。

3、对横-竖向耦合荷载作用下单排桩的承台-桩-土体系的弯矩、轴力和横向 土体抗力进行了三维数值分析,就超长桩桩顶水平位移过大,承载力不足的缺

V

陷,对超长桩上部进行套管加固研究。研究表明,横-竖向耦合荷载共同作用的 单排双桩结构中,前后两桩的轴力、弯矩、侧摩阻力存在较大差异。套管对浅 部桩身的加固能较有效降低桩顶的水平位移,并能使浅部土体水平抗力、侧摩 阻力向更深部传递。

4、对横-竖向耦合荷载作用下倾斜桩-土-承台体系进行了数值模拟研究,参数敏感性分析和结构优化设计,并结合洋山深水港工程实例对横-竖向耦合荷载 作用下的斜顶板桩码头结构进行了分析和验证。通过对洋山深水港二期的斜顶 板桩承台结构非线性有限元模拟计算结果和实测数据对比研究表明,本文的数 值模型具有较好的可信度。可用于实际工程中的结构的局部受力进行分析和设 计。当斜顶桩板桩承台结构同时受高填土侧土压力和竖向荷载共同作用时,竖 向荷载的变化对结构水平承载力影响显著。

5、对横-竖向耦合荷载作用下超长群桩不同布桩形式进行分析,对两种布桩 形式下的弯矩、轴力、桩顶水平力的分布和变化进行了深入研究。在相同横-竖向耦合外荷载的作用下的群桩基础,圆形布桩比方形布桩的水平和竖向位移 均小,且圆形布桩桩身弯矩、土体水平抗力相对更小,各桩轴力分布更均匀, 更有利于超长群桩基础承载力的发挥。

6、对超长单排倾斜桩基础和群桩基础进行结构优化设计:(1)通过特定横-竖向耦合荷载作用下不同倾斜角的超长桩基础分析,得到相应的水平和竖向位移,并综合考虑实际因素获得该结构的最优倾斜角;(2)对群桩承台结构两种不同的布桩方式在相同桩顶耦合荷载作用下承台水平、竖向位移对比分析以及群桩中各桩的弯矩、轴力、土体水平抗力进行了深入分析对比,得到群桩最优的布置形式。

关键词:超长桩;侧土软化;荷载传递模型;横-竖向耦合荷载;桩土相互作用; 倾斜桩-土-承台;成层土;群桩

VI

# ABSTRACT

Super-long pile and pile group foundations are extensively used to support various structures and control the vertical displacement of foundations in soft soil, but the theoretical research falls far behind the engineering practice of super-long pile due to the complex pile-soil interaction. Thus, it is badly urgent to study the bearing capacity mechanism of super-long piles. On the other hand, super-long piles are widely used to resist the lateral soil pressure of high soil fill, forces of wind, water flowing and water action, impact loads of vessels et al. Those piles are typically subjected to vertical and lateral coupled loads. However, in view of the complexity involved in analyzing the piles and pile group under coupled loads, the current practice is to analyze the piles independently for the axial loads to determine their bearing capacity and displacement and for the lateral load to indicate their horizontal flexural behavior. Moreover, the investigations, empirically or analytically, that have been carried out on this topic to date are very limited, and most of them are focused on the short or middle-long pile in homogeneous soil. Therefore it is very valuable, theoretically or practically, to carry out study on the super-long piles and pile groups in layered soil under vertical-lateral loads or coupled loads. Based on the research of scholars all around the world, a modified three-staged load transfer model of super-long pile has been established and validated. Then the pile-soil interaction of single pile and pile group is studied under vertical and coupled loads, using the software package ABAQUS (Version 6.7). In addition, optimal design of the batter piles and pile group is carried out; study of this paper can be summarized as follows:

1) Based on a large number of field data, a modified three-stage softening model is presented as the load transfer function of pile side to simulate the degradation of lateral friction resistance, the hyperbolic load transfer model is used for the pile end to simulate the nonlinear deformation properties of soil, and the Rusch model of concrete is introduced for considering the elastic-plastic characteristics of pile under

VII

heavy load, therefore, the analytical theory of load transfer for super-long piles in layered ground is established, which can be used not only to calculate the settlement and bearing capacity of super-long piles in layer ground, but also to analyze the load transfer law of super-long piles in layered ground. The calculated results have been compared with the finite element method and field data, which are agreed well.

2) A single super-long pile is investigated under the vertical-lateral loads; the vertical (lateral) pile response under various lateral (vertical) loads is focused. Results show that the lateral load has a significant effect on the response of axial load, lateral soil resistance, bending moment of pile, and stress are focused on the shallow part of the pile and soil, modulus ratio  $K_{br}$  has a remarkable effect on the load capacity of super-long pile, with the increase of  $K_{br}$ , the type of bearing capacity of super-long pile foundation has been shifted from the skin friction pile to the end-bearing pile.

3) 3D numerical analysis on bending moment, lateral resistance, and axial load is conducted for a single-row-double-piles-soil system. Sleeving a pile is believed to be capable of reducing horizontal displacement and two series of three dimensional numerical analyses have been carried out. Study shows that the axial load, lateral soil resistance and bending moment of the double piles-cap structure take on great diversity; sleeved pile can efficiently reduce lateral deflection and stimulate the skin friction of deeper segments of the soil as compared with the unsleeved one.

4) A series of numerical calculations of batter piles are carried out and optimized to find the best structure, then parameter analyses are also studied and the Yang Shan project is analyzed, compared and validated, which has proven the Finite element method can be used to design in the engineering practice. Further more the structure used in Yang Shan project shows a remarkable effect when subjected to coupled loads.

5) Variations of bending moment, axial load and lateral soil resistance of two pile groups with different pile layout are investigated and compared, comparison study

VIII

shows that the vertical settlement, lateral displacements and bending moment of circularly layout pile group foundation is smaller than that of rectangular one, which means that circularly layout pile group foundation is better than rectangular group.

6) Based on the finite element method, optimal design of batter piles and pile group have been carried out as follow: (1) When subjected to specific coupled loads, corresponding vertical and lateral displacements has been obtained with various batter angles of the batter pile foundation, then the optimal design of foundation has been found out; (2) Details of the bending moment, axial load, lateral soil resistance, vertical and lateral displacements are investigated and compared between the circularly layout pile group and rectangular pile group under coupled loads, results show that the circularly layout pile group is better than the rectangular one, and can potentially be used to the practical optimal design of pile group foundations.

**Keywords:** Super-long pile; Side soil softening; Load transfer model; Vertical-lateral coupled loads; Pile-soil interaction; Batter pile-soil-cap; Layered soil; Pile group.

# 原创性声明

本人声明: 所呈交的论文是本人在导师指导下进行的研究工作。 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发 表或撰写过的研究成果。参与同一工作的其他同志对本研究所做的 任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

# 签名: 卫利范日期: 2009.3.8

# 本论文使用授权说明

本人完全了解上海大学有关保留、使用学位论文的规定,即: 学校有权保留论文及送交论文复印件,允许论文被查阅和借阅;学 校可以公布论文的全部或部分内容。

(保密的论文在解密后应遵守此规定)

签名: 户利光导师签名: 小小子子日期: 2009.3.8

# 第一章 绪论

### 1.1 研究背景

现代桩基工程中,桩的主要功能是向下传递上部结构产生的竖向荷载。但 是随着桩基础在桥梁工程和港口工程中的广泛应用,由于波浪力、水流冲刷力、 风力、震动力、船舶撞击力以及车辆荷载的制动力等原因使得基桩承受较大的 横向荷载,因此抵抗水平荷载也已成为现代桩基的重要功能。随着超高层结构、 大型港口、跨江、跨海大桥的不断新建,超长桩基础不断涌现。但由于岩土介 质的复杂性,人们对于这些新的结构形式在竖向及水平-竖向耦合荷载共同作用 下桩土相互作用的机理还没有形成一套成熟的广泛适用的理论体系,工程设计 也将横-竖向耦合荷载作用分开进行考虑,施工中大都是依据已有的工程实践经 验,因此本文主要针对超长桩基础在竖向荷载、横-竖耦合荷载共同作用下桩土 相互作用特性展开研究。

# 1.2 竖向荷载下桩基础研究现状

单桩竖向承载力主要取决于三个方面:① 由桩土接触界面强度决定的对桩 的最大支承能力;② 由土的变形性质决定或上部结构容许变形约束的保证桩不 发生过大沉降的最大支承能力;③ 桩身结构强度所能提供的承载能力。目前, 在桩基设计中,通常是通过选择合适的桩身材料强度来避免第③种破坏的发生。 根据第①、② 种破坏形式确定单桩极限承载力较具代表性的方法有:荷载传递 法、弹性理论法、数值分析法。

(1) 荷载传递法

荷载传递法首先是由 Seed 和 Reese 于 1955 年提出,其基本概念是把桩视 作由许多弹性单元组成,荷载传递法是将桩沿桩长方向离散成若干单元,每一 单元与土体之间(包括桩尖)都用非线性弹簧联系,这些非线性弹簧表示桩侧 摩阻力之间的关系,通常统称为荷载传递函数或τ~z 曲线。这一方法核心或难 点之处在于合理确定不同土层的τ~z 曲线。目前常用的主要有线弹性模型(佐

藤悟,1965)、理想弹塑性模型、双折线模型<sup>[1]</sup>、三折线软化模型<sup>[2][3]</sup>、双曲线 模型<sup>[4]</sup>抛物线模型<sup>[5]</sup>和指数模型<sup>[6]</sup>。Rojas<sup>[7]</sup>已将这一弹簧的模拟,由简单的线弹 性单元,扩展到弹性单元、弹性粘性单元和塑性粘性单元三部分串联共同作用, 从而有效模拟了桩身与桩周介质边界上的弹性、塑性和粘性等特征。

(2)剪切位移法

剪切位移法假定桩一土之间没有相对位移,并引入沉降漏斗的概念,假定 单桩上竖向荷载的作用使桩侧土体随之发生剪切变形,桩侧土体上下土层之间 没有相互作用,他假设桩体周围剪应力与分析点距桩体的距离有关,离桩轴线 距离越远,剪应力越小。依据有关弹性力学理论得出土体沉降与距桩轴线距离 的关系。Cooke运用上述简化分析方法分析了伦敦土中单桩<sup>[8]</sup>和群桩<sup>[9]</sup>在工作荷 载下的荷载传递和沉降性状。Randolph 和 Worth<sup>[10]</sup>推导了基于 Cooke 假设的可 压缩桩的单桩解析解,并将单桩解析解推广至群桩。Kraft<sup>[11]</sup>等人考虑了土体的 非线性性状,将 Randolph 单桩解推广至土体非线性情况。Chow<sup>[12]</sup>将 Kraft 结论 用于群桩分析。剪切位移法在推导过程中采用了不少人为假定,因此基本上属 于近似解析解。假定桩一土之间没有相对位移,桩侧土体上下土层之间没有相 互作用,这些假设同工程桩,尤其是超长桩的实际工作性状不符。

(3) 弹性理论法

弹性理论法认为土质是均质、各向同性的弹性半空间体,它把土看作均匀、 连续、各向同性、具有弹性模量 E 和泊松比μ。在上个世纪 60 年代初期, Appoloni 和 Romualdi 应用 Mindlin 公式推导了单桩沉降计算方法。采用弹性半 空间体内部荷载作用下的 Mindlin 解(计算土体位移,由桩体位移和土体位移相 协调,建立静力平衡方程,以此求得桩体位移和桩身应力。在此基础上 Poulos 和 Davis<sup>[13]</sup>提出了刚性桩弹性理论解法。同年 Poulos<sup>[14]</sup>将刚性单桩推广至刚性 群桩,随后,Davis 和 Poulos<sup>[15]</sup>将桩身基本微分方程用差分形式表示,从而将 弹性半空间刚性群桩推广至可压缩性群桩。随后这一方法被一些学者<sup>[16]</sup>进一步 推广完善。1980年,Poulos 和 Davis<sup>[17]</sup>对弹性力理论方法进行了全面、系统的 总结,成为后来进一步研究的基础。

(4) 有限单元法

工程技术领域内的大多数问题,由于物体的几何形状和荷载作用方式很复 杂,试图按经典的弹性力学和塑性力学方法获得解析解是很困难,甚至是不可 能的。这种情况下,采用数值解法,如有限差分法、边界元法、有限元法和离 散元法,能获得满足工程要求的近似解。 Chow 和 Teh<sup>[18]</sup>假定土体模量沿深度 成线性关系,利用数值方法对群桩进行分析,得到了较为满意的结果。Liang, Chen,和 Shi<sup>[19]</sup>利用有限单元法对长短桩结合的新型桩筏基础进行了深入分析 并在实际工程中得到成功应用。Comodromos<sup>[20]</sup>在全尺寸试验的基础上利用数 值方法对群桩效应做了对比分析。

# 1.3 水平荷载下桩基础研究现状

水平荷载作用下桩基研究方法分为极限状态法,地基反力法,弹性理论法, p-y 法及有限单元法。极限状态法<sup>[21]</sup>认为在桩顶极限水平荷载作用下, 整个桩 侧土体都达到极限状态,即任何深度的土层的侧向抗力都发挥至极限值,并假 定土体极限反力只是桩入土深度的函数,而与桩的挠度 v 无关,然后根据静力 平衡原理计算单桩的横向极限承载力。地基反力法<sup>[22]</sup>,弹性地基反力法将土体 假定为弹性体,用梁的弯曲理论求解桩的横向抗力。其假定地基反力 q 桩的位 移 y 的 m 次方成正比。根据指数 m 的取值不同,弹性地基反力法可以分为: m=1 时的线弹地基抗力法和 m≠1 时的非线弹性地基抗力法。弹性理论法<sup>[23]</sup>假 定桩埋置于各向同性半无限弹性体中,并假定土的弹性系数为常数或随深度按 某种规律变化。计算时将直径为 d, 长度为1的桩分为若干微段, 根据 Mindlin 式估算微段中心处的桩周土位移,另根据细长桩的挠曲方程求得桩的位移,并 用有限差分法表达。考虑土体和桩身的位移协调进行求解。将 Winkler 地基土 模型引入到横向受荷桩的分析中,便为 p-y 曲线法,该法目前在欧美国家被广 泛采用。p-y 曲线法 [24] [25] [26] 假定桩顶作用一水平荷载 H, 桩将产生挠曲变形, 设地面以下 z 深度处的桩挠度为 y, 该薄层的土反力为 p。这样就可以得到在水 平荷载 H 作用下,任意深度 z 处土反力和横向变形之间的 p-y 曲线,利用此曲 线就可以分析任意水平荷载下的桩侧土体变形及桩横向承载力。这一方法综合 反映了桩周土的非线性、桩的刚度和外荷载作用性质等特点。有限单元法 [27] [28]

<sup>[29] [30]</sup>以桩和一定范围内的土为研究对象,并将桩土结构进行单元离散,在桩土 接触面设置接触单元,引入相应的桩土本构模型,并在外荷载作用下对桩和土 体的应力、变形和破坏展开分析。该方法能充分考虑桩、土体和接触面的非线 性特征,能方便提取任何状态下任意局部的应力和变形,能对不同桩土参数和 工况进行较为详尽和全面的分析,为桩基础设计、校核和优化提供强有力的帮 助。

# 1.4 倾斜荷载下桩基础研究现状

基桩在倾斜荷载(或轴、横向荷载同时)作用下,不仅其水平分力将使桩身 产生较大的弯矩和挠曲变形,竖向分力也将由于桩身挠曲变形的出现而产生一 附加弯矩(即所谓的"P-Δ"效应,而这一附加弯矩又将影响到桩身挠曲变形的 增加)<sup>[31]</sup>。由于这一问题的复杂性,在工程中往往采用简化的计算方法,即将桩 顶竖向分力和水平向分力分开计算,然后再按小变形迭加原理计算桩身的内力 和位移,并在桩身截面强度检算时将截面弯矩乘一偏心距增大系数加以修正[32]。 早在 70 年代,日本横山幸满就给出了地基系数为常数时基桩在倾斜荷载作用下 的解答,并指出,对倾斜荷载作用下的桩,严格地说应力迭加原理不适用。 Meverhof 等对该项研究做了大量卓有成效的工作,尤其是其试验研究为该领域 的研究做出了突出的贡献。Meyerhof<sup>33]</sup>及 Sastry 和 Meyerhof<sup>34]</sup>采用模型试验的 方法研究偏心以及倾斜荷载作用弹性桩的荷载-变形规律,结合以前研究的成 果,给出桩顶极限弯矩和极限剪力的经验公式。此外,我国学者范文田<sup>[35]</sup>在横 山幸满解答的基础上,对承受倾斜荷载的基桩进行了理论分析,并指出轴向压力 对桩身横向位移、转角、弯矩及剪力的影响比较显著而不容忽视,并与桩身轴 向力所产生的压应变、桩身材料和土的弹性性质以及桩身的形状和几何尺寸等 有关:王用中、张河水<sup>[36]</sup>则以 m 法为基础.运用有限单元法对郑州黄河大桥的基 桩进行了计算和讨论,取得了满意的结果:赵善锐<sup>[37]</sup>提出了桩阻抗的三阶段模 式,导出了不同轴向力和土抗力组合时纵横弯曲桩四阶微分方程的通解和特解。 赵明华<sup>[38]</sup>在 m 法假设基础上,采用幂级数解导得了考虑轴向集中荷载、桩自重、 桩侧摩阻力及横向荷载综合作用下柔性桩的解析解;此后,赵明华、侯运秋、彭

文祥等人 [39][40][41]在文献[38]的基础上,对倾斜荷载下基桩的受力分析做了进一 步的深入分析,提出了相应的简化分析方法。此外,刘金砺<sup>[42]</sup>对桩顶竖向荷载 对横向承载力的影响进行了论述,该影响取决于横向荷载下桩的破坏机理,对 桩身强度较高的钢管桩、预制钢筋混凝土桩,其水平承载力往往以水平位移控 制,桩顶竖向荷载的影响一般可忽略不计,对配筋率较低的灌注桩,其水平承 载力以桩身强度控制,竖向荷载的影响比较明显。由于竖向下压荷载的压应力 会抵消部分弯曲拉应力,使桩身由受弯状态转变为偏压状态,从而提高桩的横 向极限荷载。由于计算机硬件的飞速发展和数值方法求解技术获得的较大的突 破,数值方法在很多复杂的工程问题计算中都取得了良好的效果,并已逐渐成 为岩土力学及工程问题的重要研究手段之一。数值计算方法中的有限单元法为 分析土的性状及横向荷载作用下桩土相互作用提供了更为现实的途径, Trochanis 等<sup>[43]</sup>通过横竖向荷载作用下三维有限元数值分析指出横向荷载的存 在对竖向承载力有一定提高, Karthigeyan 等<sup>[44][45]</sup>, 对横-竖向耦合荷载同时 作用下不同长径比的桩基础进行数值模拟研究,并指出横向荷载对桩竖向承载 力的影响程度跟土体参数有较大关系,竖向荷载对横向承载力的影响相对较小。 Taciroglu1, Rha 和 Wallace<sup>[46]</sup>, Rha<sup>[47]</sup>利用宏单元考虑桩土受横-竖向耦合荷载时 的桩土相互作用,并将数值模拟结果与试验对比。分析结果表明横向荷载对桩 的竖向承载特性有较大影响,但竖向荷载对桩的水平承载能力影响较小。

# 1.5 论文的主要研究内容

通过国内外研究现状对比发现,目前对于普通桩在单独横向或竖向荷载作 用下的受力研究比较成熟,而对于超长桩竖向荷载传递机理以及横-竖向耦合荷 载同时作用下的超长桩基础,无论从设计分析理论上,还是在工程实践中尚存 在较多的问题和不足,根据目前横、竖向及耦合承载桩的研究现状,本文主要 开展以下几方面工作:

(1)本文基于超长桩大量试验资料,对传统的荷载传递模型进行改进,提出与超长桩侧土工作性状相适应的弹性-软化-稳定三阶段荷载传递模型,桩端采用双曲线荷载传递模型模拟土的非线性变形特性,并引入混凝土的 Rusch 模

型来考虑高荷载水平作用下超长桩桩身混凝土的弹塑性性状,从而建立了与超 长桩工作性状相适应的层状地基中超长桩荷载传递分析方法,并将法计算结果 与实测数据、有限元计算结果进行对比验证。

(2)由耦合荷载作用下超长桩桩土相对位移分布可知,在一定耦合荷载作用下,桩顶荷载向下传递的能力越来越弱,桩土之间的相互作用越来越弱。超长桩最根本的特点是桩身的可压缩性,这也是超长桩与普通桩的主要区别,桩体刚性的假设对超长桩己不再合适。因此普通桩的设计规范不能用于计算超长桩的承载力。

(3)对横-竖向耦合荷载作用下超长单桩桩土相互作用进行了研究,重点讨论了变横向(变竖向)对桩基础的竖向承载力(横向承载力)、弯矩、土体抗力和轴力的影响。

(4)对横-竖向耦合荷载作用下单排双桩的承台-桩-土体系的弯矩、轴力和 横向土体抗力进行了三维有限元分析,并针对超长桩桩顶水平位移过大,承载 力不足的特点对超长桩上部进行套管加固研究。

(5)对横-竖向耦合荷载作用下倾斜桩-土-承台体系进行了数值模拟研究, 并在此基础上对倾斜桩基础进行了优化设计和参数敏感性分析。

(6)对洋山深水港二期工程斜顶板桩-承台结构与土体相互作用进行数值模 拟与实测对比研究,并考虑结构实际受力,对其在横-竖向耦合荷载作用下的桩 土相互作用进行数值模拟研究。

(7)对横-竖向耦合荷载作用下超长群桩不同布桩形式进行对比分析,着重 对两种布桩形式下的弯矩、轴力、土体水平抗力的分布和变化进行深入研究。

第二章 多层土中超长桩荷载传递非线性计算方法

# 2.1 引言

由于高层建筑的迅速发展、施工技术的进步,工程实践中采用一柱(墩)的 单桩结构日趋增多。但目前,国内外对大直径桩承载力的确定尚未取得统一的 取值方法,因此,分析大直径超长桩的受力性能,提出合理的承载力计算模式 及相应的计算参数是目前急需解决的问题。

近年来,应用传递函数法分析基桩承载力发展很快。荷载传递分析法根据求 解桩身荷载传递微分方程的不同途径,可再细分为荷载传递解析法和位移协调 法两类。前者是由 Kezdi(1957)和佐滕悟(1965)等先后提出。常用的具代表性的 传递函数模型有:佐腾悟的线弹性全塑性模型、陈龙珠等的双折线硬化模型、石 明磊等的三折线模型、Kezdi的指数曲线模型,还有 Gardne 的双曲线模型和 Kraft 提出的理想荷载传递曲线和 Holloway、Vijavvergiva 的抛物线模型。 而位移协调 法是由 Seed 和 Reese(1957)、 Coyle 和 Reese(1966)等提出的。但这些模型均以 普通桩的荷载传递机理为基础,不能与超长桩与土共同作用工作性状完全吻合。 实践中对桩侧土采用较为广泛的是双曲线荷载传递模型,余闯<sup>[48]</sup>针对考虑桩侧 土的软化效应提出了一种新的荷载传递模型,并与传统的双曲线荷载传递模型 计算比较指出该模型更符合实际和偏于安全。本意基于超长桩大量试验资料, 对上述软化荷载传递模型进行改进,结合超长桩侧土工作性状相适应的弹性-软化-稳定三阶段荷载传递模型,桩端采用双曲线荷载传递模型模拟土的非线性 变形特性,并引入混凝土的 Rusch 模型来考虑高荷载水平作用下超长桩桩身混 凝土的弹塑性性状,从而建立了与超长桩工作性状相适应的层状地基中超长桩 荷载传递分析方法,并将荷载传递法计算结果与实测数据和有限元计算值进行 对比,验证了本章荷载传递模型的正确性。

# 2.2 计算模型

### 2.2.1 桩土荷载传递体系

荷载传递分析法也称传递函数法。它是 Seed 和 Reese 于 1957 年首先提出 的。这种方法的基本概念是把桩划分为许多弹性单元,每一单元与土体之间用 非线性弹簧联系,以此来模拟桩一土间的荷载传递关系。桩端处土也用非线性 弹簧与桩端相联系。这些非线性弹簧的应力一应变关系,即表示桩侧摩阻力τ (或桩端阻力)与剪切位移 S 间的关系,一般就称作为传递函数<sup>(49)</sup>。荷载传递法 计算模型如图 2-1 所示。



图 2-1 荷载传递法计算模型

Figure 2-1 Calculating model of load transfer method

在桩上任意深度 z 处取一单元体,由静力平衡条件得到:

$$\tau(z) = -\frac{1}{U} \frac{dQ(z)}{dz}$$
(2-1)

微单元 dz 的压缩量 dS(z)为:

$$dS(z) = -\frac{Q(z)}{E_P A_P} dz$$
(2-2)

对上式求导并带入(2-1)得:

$$\frac{dS^2(z)}{dz^2} = \frac{U\tau(z)}{E_P A_P}$$
(2-3)

式(2-3)即为桩土体系荷载传递函数法的基本微分方程。桩身位移 S(z)的求 解取决于桩---土荷载传递函数。其中 Ep 为桩身混凝土弹性模量; Ap, U 分别为 桩身截面面积与周长。

### 2.2.2 桩身混凝土的弹塑性

对于超长桩,长径比 L/D 较大,与高水平的轴向荷载相比,桩侧土体的横 向约束相对较小,因此可将桩视为单轴受压<sup>[50]</sup>。在高水平荷载单轴受压下的混 凝土表现为较大的塑性变形<sup>[51]</sup>,目前弹塑性*σ-ε*关系应用较为广泛的有两种(舒 士霖,1996): Rusch 计算模式和 Hognested 计算模式,如图 2-2 所示



图 2-2 混凝土的弹塑性  $\sigma - \varepsilon$  曲线

对于桩基混凝土,其设计荷载不会超过混凝土的抗压强度,有实测结果表明, 即使在极限荷载下,其应变ε<0.001。因此本文主要关注其破坏前的σ-ε关系,采 用Rusch模型,其表达式为:

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_0 \left[ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] & \varepsilon \le \varepsilon_0 \\ \sigma_0 & \varepsilon_0 \le \varepsilon \le \varepsilon_{cs} \end{cases}$$
(2-4)

式中: $\sigma_0$ 为应力峰值,均匀受压时,为轴心抗压强度  $f_c$ ;  $\epsilon_0$ 为对应于应力峰值的 应变,为均匀受压时的极限应变值,  $\epsilon_0 = 0.002$ ;  $\epsilon_{au}$ 为非均匀受压时的极限压应 变值,  $\epsilon_0 = 0.0033$ 。由 Rusch 计算模型,在混凝土破坏前,桩身模量  $E_p$ 可表示 为:

$$E_{p} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{2\sigma_{0}}{\varepsilon_{0}} (1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0}})$$
(2-5)

设混凝土初始弹性模为 E,,则:

Figure 2-2 Elastic-Plastic  $\sigma - \varepsilon$  curve of concrete

$$E_0 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}\Big|_{\varepsilon=0} = \frac{2\sigma_0}{\varepsilon_0}$$
(2-6)

式中:  $E_0$ 为混凝土 $\sigma$ - $\varepsilon$ 曲线过原点的切线。将 $\varepsilon$ =dS(z)/dz和 Rusch 模型代入式 (2-3)得到考虑桩身混凝土弹塑性关系的桩土体系荷载传递基本方程为:

$$A_{P}E_{0}\frac{dS^{2}(z)}{dz^{2}}\left(1-\frac{1}{\varepsilon_{0}}\frac{dS(z)}{dz}\right)=U\tau(z)$$
(2-7)

### 2.2.3 桩侧荷载传递函数

从式(2-7)中可以看出,要求得其理论解很困难,因此本文根据平衡条件和 位移协调原则,经过反复试算求得桩侧摩阻力和轴力。大量有关超长桩的试桩 及数值模拟结果<sup>[52-55]</sup>显示,深厚软土地基中的超长桩,在高荷载水平作用下桩 侧摩阻力达到峰值;随着沉降变形的继续增大,桩土发生滑移,桩侧摩阻力逐 渐下降,最后达到并维持在一个残余强度如图 2-3 所示。本文在大量超长桩试 桩结果基础上,采用弹性-软化-稳定三阶段荷载传递模型模拟超长桩的工作性 状<sup>[56]</sup>,如图 2-4 所示。图中: τ<sub>σu</sub> 为侧摩阻力峰值; η为最终残余强度的比例系 数; u,为侧摩阻力峰值相应的位移; u<sub>b</sub>为进入残余阶段的位移。



图 2-3 桩身侧阻软化模型

图 2-4 三阶段荷载传递模型

Figure 3 Degradation model of lateral friction Figure 4 3-Staged load transfer model 上述模型能较好反映超长桩的工作性状,模型的表达式为:

$$\tau(u) = \begin{cases} \frac{u}{a_f + b_f u} & u < u_a \\ \frac{R_k}{a_f} (u - \frac{R_f}{1 - R_f} Zref) + R_f \tau_{crit} & u_a \le u < u_b \\ \eta R_f \tau_{crit} & u \ge u_b \end{cases}$$
(2-8)

$$u_a = \frac{R_f}{1 - R_f} Z_{ref}$$
(2-9)

$$u_b = (\frac{\eta - 1}{R_k} + \frac{1}{1 - R_f})R_f Z_{ref}$$
(2-10)

$$a_f = Z_{ref} / \tau_{crit} \tag{2-11}$$

$$b_f = 1/\tau_{crit} \tag{2-12}$$

式中, u为桩土相对位移,  $\tau(u)$ 为桩土间摩擦应力,  $a_f$ 、 bf 为双曲线方程常数。  $a_f$ 为初始切线刚度的倒数, 取值一般需根据实测数据。针对桩土接触面, Hirayama<sup>[57]</sup>建议 $a_f = Z_{ref} / \tau_{ort}$ , 式中 $Z_{ref}$ 为滑动侧摩阻力 $\tau_{ort}$ 发挥一半时所对应 的桩土相对位移。 $b_f$ 为桩侧极限摩阻力的倒数, 即 $b_f = 1/\tau_{ort}$ ,  $R_f$ 为破坏比即软 化阶段开始时的 $\tau / \tau_{ort}$ ,  $R_k$ 为软化段斜率与初始切线斜率的比值,  $\eta$ 为软化段结 束进入流动阶段时的侧摩阻力与软化阶段开始时的侧摩阻力比值。

### 2.2.4 桩端土的非线性模型

Boussinesq 公式在求解桩底土的位移时有较好的应用 Randolph<sup>[10]</sup>,但由于 其不能反映土的非线性影响,因此本文在桩端采用 Coyle 等人提出的双曲线荷 载传递模型,如图 2-5 所示。



图 2-5 桩端荷载传递模型 Figure 2-5 Load transfer model of pile-toe

模型表达式为:

$$\sigma_b = \frac{S_b}{a_b + b_b S_b} \tag{2-13}$$

$$Q_b = \frac{A_b S_b}{a_b + b_b S_b} \tag{2-14}$$

式中: o<sub>b</sub>为桩端端应力; Q<sub>b</sub>为桩端阻力; S<sub>b</sub>为桩端位移; A<sub>b</sub>为桩端面积; a<sub>b</sub>、 b<sub>b</sub>均为桩端土的荷载传递函数参数,可通过土工试验资料反分析和工程地 质野外勘察的原位测试获取(如静力触探等)。

对于大直径超长桩,考虑桩端直径 D 的尺寸效应,对桩端承载力进行修正。 修正系数  $\xi = 0.8/D$  故:  $Q_h = \xi A_h S_h / a_h + b_h S_h$ 。

# 2.3 荷载-沉降关系计算过程

根据平衡条件和位移协调原则,荷载—沉降关系的计算方法如下:在考虑 场地工程地质条件的情况下,可把桩分为 N 段。令各段分界点的编号为 n=1, 2, …, N。在 n=1 处即为桩顶, Q<sub>0</sub>即为桩顶荷载, S<sub>0</sub>即为桩顶沉降;在 n=N 处即为桩端, P<sub>N</sub>为桩端阻力, S<sub>N</sub>为桩端位移。计算时从桩端开始,具体计算步 骤如下:

步骤 1 假定一个小的桩端位移 *s<sub>N</sub>*,然后用式(2-13)计算桩端应力,再用式(2-14)计算桩端阻力 *o<sub>N</sub>*。

步骤 2 对桩最底下一段,即 N 段进行计算。从传递函数中求得该段桩身单 元的摩阻力<sub>fx</sub>(S<sub>n</sub>),则该段桩单元总的摩阻力Δ0为:

$$\Delta Q = \Delta L U \tau_N(S_N) \tag{2-15}$$

式中: AL为最底下一段的桩长。

步骤3 第N段桩单元的桩身压缩量 ΔS 为:

$$\Delta S = \Delta L(Q_b + \Delta Q/2) / E_P A_p \tag{2-16}$$

 $\Delta S$  先根据桩身混凝土的初始模量  $E_0$  计算,求得  $\varepsilon = \Delta S / \Delta L$ ,再根据混凝土的

应力应变关系求混凝土的模量 E<sub>p</sub>。将求得的代入上式计算 ΔS', 直至 |ΔS-ΔS'|< ε, ε为一个很小的值,则可以同时得到 ΔS 和 E<sub>p</sub>。

步骤 4 再计算 AQ',此时位移值取 S<sub>N</sub>和 S<sub>N-1</sub>的平均值,于是

$$\Delta Q' = \Delta L U \tau_N (S_N + \Delta S'/2) \tag{(2-17)}$$

步骤5根据 ΔQ' 计算 ΔS',即:

$$\Delta S'' = (Q_b + \Delta Q/2)\Delta L/E_P A_P \tag{2-18}$$

步骤 6 重复步骤 4~步骤 5, 直至|ΔS'-ΔS' |< ε, 然后计算轴力 Q<sub>N-1</sub>和位移 S<sub>N-1</sub>, 即

$$\begin{aligned}
\mathcal{Q}_{N-1} &= \mathcal{Q}_N + \Delta \mathcal{Q}' \\
S_{N-1} &= S_N + \Delta S''
\end{aligned}$$
(2-19)

步骤 7 第 N 段计算结束后,计算第 N-1 段,并以 Q<sub>N-1</sub>和 S<sub>N-1</sub>作为第 N-1 段 的起始轴力和桩身位移,重复步骤 2~步骤 6 计算,这样一直计算到桩顶为止。 由此可以得到桩顶荷载和沉降。

步骤8 重复步骤 1~步骤 7 计算,得到桩身荷载与位移的对应关系。

由以上步骤可知,给定不同的 s<sub>b</sub>可计算出不同的桩顶荷载 2<sub>0</sub>和桩顶沉降 s<sub>0</sub>,从而可绘出桩顶荷载与沉降的关系曲线。根据上述方法还可得到给定的桩 顶荷载作用下的桩身沉降、轴力沿桩身分布曲线;根据式(2-1)可以得到桩侧摩 阻力沿桩身分布曲线。笔者根据上述方法,运用 C++编制出了相应的计算程序。

### 2.4 实例验证

本节实例采用荷载传递法计算结果与实测数据、三维有限元模拟结果进行 对比验证。某大桥试桩桩径为 1.0m, 埋深为 60.0m, 持力层为弱风化泥质砂岩 层。锚桩长 51.5m, 桩径 1.8m。试桩桩身混凝土设计强度为 C30, 实测混凝土 弹性模量为 *E*<sub>p</sub>=3.47×10<sup>7</sup>kPa。施工时为防止出现塌孔,在钻孔上部加设钢筋筒,

(a)

护简外径 1.3m,长 10m,埋身约 9.2m,实测桩端沉渣厚度 50mm。

根据现场钻孔情况,试桩处所揭露的地层从上至下分别为:①淤泥质粘土: 褐色,软~可塑,厚度12.5米;②粘土B1:硬塑,厚度9.1米;③细砂A:密 实,厚度11.6米;④砂砾石:灰黄色,中密,厚度2.9米;⑤砂卵石:黄色, 密实,厚度5米;⑥细砂B:灰黄色,密实,厚度3.9米;⑦泥质粉砂岩:紫 红色,钙泥质胶结,裂隙较为发育,浸水后易软化,厚度26米。

根据试验开始前,总的试验荷载分级为每级 1080kN。在实际加载时,当加 至 16200kN 时,沉降量已达 32.38mm,沉降能够稳定;当加至 17280KN 时, 试桩破坏,桩身明显偏斜,此时即终止加载。经对试验数据的分析,竖向试验 荷载下的试验桩破坏为桩材的屈曲破坏。为了对比分析,本次试验埋设的桩身 应力测试元件为钢筋应变计和混凝土应变计两种。



Figure 2-6 Finite Element Model: (a) Soil; (b) Pile; (b) Close-up View of the Soil. 图 2-6 有限元模型: (a)土体; (b)桩; (c) 土体顶部正面图

(c)

**(b)** 

桩侧各土层计算参数如表 2-1 所示。同时用建立 ABAQUS 有限元模型进行 数值模拟, 桩周土取 20 倍桩径, 桩端土体取 15 倍桩径(模型如图 2-6 所示)。 由于理论计算从桩端算至桩顶, 所以桩顶荷载与工程实际加载时桩顶荷载不对 应。按照本章方法与表 2-1 参数所获得的计算荷载-沉降关系与实测、有限元结 果如图 2-7, 结果较为吻合, 其中荷载传递法计算结果偏于经济, 有限元法结果 偏于保守。

土层编号	土层名称	τ <sub>crit</sub> /kPa	Z <sub>ref</sub> /mm	u <sub>a</sub> /mm	<i>u<sub>b</sub></i> /mm	η
1	淤泥质粘土	37	0.5	2.8	2.8	1.00
2	粘土 B1	116	1.0	5.1	10.3	0.96
3	细砂A	91	1.4	10.0	15.6	0.94
4	砂砾石	165	1.3	12.2	15.0	0.90
5	砂卵石	218	1.1	13.4	13.4	1.00
6	细砂及泥 质粉砂岩	164	1.5	16.3	16.3	1.00

表 2-1	岩十力学参数	Table 2-1 Mechanism r	parameters of the soil and rock
1X 2-1	石工刀于罗双	Table 2-1 Mechanism	variance is or the son and took



Figure 2-7 Comparison of the P-S curves 图 2-7 P-S 对比曲线

# 2.5 本章小结

(1) 桩侧采用考虑侧阻软化的三阶段软化模型载模型,以双曲线荷载传递模型模拟桩端土的非线性变形特性,并引入混凝土的 Rusch 模型来考虑高荷载水平作用下超长桩桩身混凝土的弹塑性性状,从而建立了与超长桩工作性状相适应的层状地基中超长桩荷载传递分析方法,通过对比分析可知,本文所建立的荷载传递模型与实测、数值分析结果吻合较好。

(2) 采用本文所建立的解析-迭代方法具有方法简单、适用性强、精度高等 优点,得到的荷载-沉降曲线与实测曲线进行比较分析。该方法可用于计算多层 地基中超长桩的沉降和极限承载力,亦可用于分析层状地基中超长桩的荷载传 递规律。

(3)大直径超长桩(D≥3m)具有较高的承载力,要达到其极限承载力,桩顶 要产生较大的沉降变形,而目前载荷试验荷载一般加到设计荷载的两倍即停, 试桩沉降远小于规范允许变形量。此时,载荷试验变成了对设计结果和施工工 艺的验证,而不是用来确定极限承载力。采用本文所建立的方法来计算大直径 超长桩的荷载-沉降关系,达到减少或者部分代替现场试桩工作的目的是具有实 际意义的。

# 第三章 横-竖向耦合荷载作用下单桩桩土相互作用

# 3.1 引言

在高层建筑,大型港口和大跨度桥梁工程建设中,超长桩被广泛应用于承受 上部结构自重,风荷载,高填土侧土压力,水流和波浪冲刷力。该类工程中超 长桩桩土相互作用属于典型的水平、竖向荷载耦合作用。目前桩基础荷载的耦 合桩土相互作用研究文献较少,且大多集中在单层土中的中短桩;由于耦合荷 载下桩土相互作用问题的复杂性,工程设计也将横-竖向耦合荷载作用分开进行 考虑。鉴于此,本节通过建立有限元模型,考虑桩土间的相对位移效应,对超 长桩在成层土中横-竖向耦合荷载作用下的力学特性进行数值模拟研究,重点讨 论竖向、水平荷载对桩、土体水平和竖向承载力以及桩身弯矩的影响; 桩侧与 桩端土体变形模量的变化对超长桩承载特性的影响规律。

3.2 模型的建立

### 3.2.1 建模

桩在横-竖向耦合荷载作用下的桩土相互作用问题具有高度的非线性,本文 采用通用有限元软件 ABAQUS (Version 6.7)建立单桩桩土相互作用模型如图 3-1 所示,图中 V 代表竖向荷载,H 代表水平荷载,加载点位于桩顶中心处, 后续章节中若无特别提示,均按此规定进行分析。



Figure 3-1 Finite Element Model: (a) A Three dimensional view; (b) Close-up View of the Pile. 图 3-1 有限元模型: (a)整体三维有限元模型; (b) 超长桩局部放大有限元模型

### 3.2.2 土体本构模型

Mohr-Coulomb 破坏和强度准则在岩土工程中应用十分广泛,大量的岩土工 程设计都采用该强度准则。Mohr-Coulomb 屈服准则假定:作用在某一点的剪应 力等于该点的抗剪强度是该点发生破坏,剪切强度与作用在该面的正应力呈线 性关系。如图 3-2 所示, Mohr-Coulomb 强度准为

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \tag{3-1}$$

式中, $\tau$ 为剪切强度, $\sigma$ 为正应力,c为材料的粘聚力, $\phi$ 为材料的内摩擦角。



Figure 3-2 Mohr-Coulomb damage model

图 3-2 Mohr-Coulomb 破坏模型

从 Mohr 圆可以得到以下关系

$$\tau = s \cos\phi \tag{3-2}$$
$$\sigma = \sigma_m + s \sin\phi$$

把τ和σ代入上式,则 Mohr-Coulomb 准则可写成

$$s + \sigma_{\mu} \sin \phi + c \cos \phi = 0 \tag{3-3}$$

式中, $s = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 为大小主应力差的一半,即为最大剪应力, $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 为大小主应力的平均值,因此和 Drucker-Prager 屈服准则不同,Mohr-Coulomb 准则假定材料的破坏和中主应力无关,典型的岩土材料的破坏通常会受到中主 应力的影响,但这种影响比较小,所以,对于大部分的应用来说,Mohr-Coulomb 具有足够的精度。



Figure 3-3 Yield surface on π plane 图 3-3 π 平面上的屈服面 在 π 平面上, Mohr-Coulomb 模型为等边不等角的六边形, 屈服面存在尖角, 如图 3-3 所示。ABAQUS 采用的本构模型是经典 Mohr-Coulomb 屈服准则的扩 展, 采用 Mohr-Coulomb 屈服函数,包括粘聚力的各向同性的硬化和软化,但 该模型的流动势函数在子午面上的形状为双曲线,在 π 平面上没有尖角,一次 势函数光滑,确保了塑性流动方向的唯一性。

式为则模型采用 ABAQUS 6.7 建立有限元模型如图 3-1 所示, 桩身为弹性体, 桩长 66m, 桩头自由并与土体表面齐平。土体采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型, 材料参数<sup>[58]</sup>见表 3-1。

Table 3-	-1 Properties of	pile and soil				
类别	弹性模量	泊松比	重度	粘聚力	内摩擦角	剪胀角
	E(Mpa)	μ	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	¢(°)	φ(*)
桩	2.8×104	0.167	23	-	_	<del>_</del> ·
±	5	0.35	18	3	20	0.1
持力层	50-5000	0.30	18	0.1	35	10

表 3-1 桩和土体参数表

3.2.3 网格划分及边界条件

模型四周及桩端以下土体尺寸土体取 20 倍桩径 (20m)。土体四周边界约 束其水平位移,对土体底部边界同时施加水平和竖向约束。单元尺寸、节点和 单元体个数通过多次试分析并优化后产生。临近地面桩身及桩端部土体网格划 分较密,有助于计算收敛及获得较精确计算结果。

### 3.2.4 接触面算法

在岩土工程中接触问题非常普遍。在力的作用下,结构物与结构物之间、 土体与结构物之间,除了力的传递外,还有可能产生相对位移等非连续变形, 如相对错动、相对位移和开裂,这时接触面两侧相邻物体将不再保持为一个变 形连续的整体,直接采用针对连续介质的有限单元法求解,将会产生较大误差, 甚至产生严重失真。目前求解这类问题,通常是将相邻接触物体的材料性质和 力学特性分别采用不同的本构模型,对相邻接触物体间的接触面进行某些处理。 处理接触面的接触有限元方法用界面的正应力和剪应力以及界面位移约束来描 述界面的滑移及开合状态,模拟桩土体之间的接触过程。其特点是接触界面的 区域大小和相互位置以及接触状态可以事先未知,并且随时间变化,需要在求 解过程中确定,表现出的强烈的非线性。对于接触有限元分析方法主要有接触 面单元法和接触力学的方法。接触面单元法在接触面的位置设一无厚度单元或 薄层单元,当判断单元的法向应力为拉应力时,通过折减单元的法向和切向刚 度来模拟接触面的相对位移。接触力学的方法是将接触面两侧的桩土体看成独 立的可变形体,通过施加无穿透约束条件来保证两个变形体不发生重叠。目前 常用的接触模拟方法有 Lagrange 乘子法、罚函数法及直接约束法等。其中,在

桩土体的接触分析中,罚函数法是比较常用的方法,其基本原理是在含有接触 位能的有限元虚功方程的基础上,建立能量泛函,这个泛函中包含了用罚函数 法引入接触定解条件的附加泛函,根据最小势能原理,泛函取驻值,从而推导 出包含罚函数的接触有限元基本方程。

本文采用接触有限元的罚函数法来模拟桩土体之间的接触问题。主要通过 在桩土接触面设置 node-to-surface (点-面)接触对。在桩土接触面上,对桩和 土分别设置 master (主面)和 slave (从面)。桩土之间的摩擦角 $\delta$  是影响摩擦 桩承载性能的关键因素, Potyondy<sup>[59]</sup>等研究表明:对于粘性土取 $\delta/\phi$ =0.6~0.7 比较合适,Randolph 和 Wroth<sup>[60]</sup>建议采用以下计算式来估算桩土间的摩擦角 $\delta$ :

 $\delta = \tan^{-1}(\sin\varphi' \times \cos\varphi' / (1 + \sin^2\varphi')) \tag{3-4}$ 

对于土体的摩擦角范围 15°~30°那么桩土界面的摩擦角 $\delta$  的范围为 13.2°~ 19.1°,则摩擦系数  $\mu$ =0.234~0.346。所以在本算例中,取桩土间的摩擦系数  $\mu$ =0.3 进行分析。

# 3.3 分析过程

在工程实践中,一般总是假定桩基施工之前,初始固结己经完成,地基中 的地应力在桩体打入之前己达到稳定,初始地应力场对后续桩顶荷载下的位移 场没有贡献,即与这个已建立的地应力场相对应的地基初始位移为零。ABAQUS 中数值模拟有限元分析过程分两步:第一步施加初始地应力,在该分析步中, 桩和对应土层施加相同的材料参数,如变形模量,泊松比和单位重度以防止桩 土截面产生额外的剪应力。初始有效应力认为同一土层随深度呈线性变化,土 侧压力系数 k<sub>0</sub> 根据公式 k<sub>0</sub> =1-sin Ø 取 0.66;当第一步分析结束,理论上地应力 平衡将使所有土体沉降和应变归零,只剩初始地应力以便于下一步施加外荷载, 但实际上由于桩土接触面和土体本构的复杂性,往往地应力平衡后位移值与理 论值存在一定误差如图 3-4,这时初始位移场的最大位移值在 10<sup>4</sup> 的量级上,能 满足正常固结土地基初始地应力场的计算需要。第二步施加外部荷载,先在桩

顶分别施加一较小的水平和竖向荷载以建立稳定的接触关系,加快计算收敛速 度。





图 3-4 地应力平衡后竖向位移图

# 3.4 结果分析

### 3.4.1 桩土界面相对位移

工作荷载下超长桩表现为摩擦桩,荷载主要通过桩侧摩阻力向周围土体传 递,应力随着深度逐渐扩散,所以各桩桩侧摩阻力的大小决定了整个基础的承 载力。由第二章分析可知,超长桩承载力的发挥跟桩土相对位移有密切联系, 且超长桩在高水平荷载下桩身混凝土表现为弹塑性,桩身压缩占桩顶沉降的主 要部分,桩土相对位移主要由桩身压缩引起,并在不同深度的桩段呈现差异, 导致超长桩侧摩阻力的异步发挥。

当桩长为 66m 时,耦合荷载作用下超长桩桩土相对位移分布如图 3-5 所示, 由图可知,随着桩长的增大,桩身压缩量增大,并且桩身压缩量占超长桩桩顶 总沉降的绝大部分,从而桩身上部相对位移较大,而桩身下部相对位移较小。 在一定荷载作用下,桩顶荷载向下传递的能力越来越弱,桩土之间的相互作用 越来越弱,桩土相对位移逐渐减小,直到桩底发生了刺入破坏,相对位移增大。 由上述分析可知超长桩最根本的特点是可压缩性,这也是超长桩与普通桩 的主要区别, 桩体刚性的假设对超长桩己不再合适。因此普通桩的设计规范不 能用于计算超长桩的承载力。



Figure 3-5 Pile-soil relative slip curves 图 3-5 桩土相对位移分布曲线

### 3.4.2 竖向荷载变化的桩土响应



图 3-6 变竖向荷载下桩身侧摩阻力曲线 图 3-7 变竖向荷载下土体水平抗力曲线 Figure 3-6 Skin friction curves versus depth. Figure 3-7 Lateral resistance of soil versus depth.

图 3-6 表明在特定水平荷载作用下,桩身侧摩阻力随竖向荷载增加有大幅 提高,距桩身顶部 10m 以上浅部侧摩阻力存在峰值且远大于 10m 以下桩身侧摩 阻力。由图 3-7 可得土体水平抗力随竖向荷载的影响不大。不同竖向荷载作用

下的桩土相互作用集中在距桩顶 0-20m 之间。由图 3-8 可知桩身弯矩随竖向荷载的增加而减小,峰值集中在距桩顶 5 倍桩径处,在 14m 处回归于相对小值。



 Figure 3-8 Bending moment with respect to depth
 Figure 3-9 Skin friction curves versus depth

 图 3-8 变向荷载下桩身弯矩分布图
 3-9 不同水平荷载作用下桩身侧摩阻力分布曲线

### 3.4.3 横向荷载的桩土响应



Figure 3-10 Lateral resistance of soil versus depth Figure 3-11 Bending moments versus depth 图 3-10 变水平荷载作用下土体水平抗力曲线 3-11 变水平荷载作用下桩身弯矩图 由图 3-9 可知当竖向荷载一定时,桩身浅部侧摩阻力随水平荷载增大有大幅上升,并在距离桩顶 2m 左右处达到峰值,但 10m 以下侧摩阻力基本保持不

变;图 3-10 表明土体水平抗力随水平荷载的增加增幅明显; 且均在距土体表明 1m 附近达到正的峰值,8m 处形成一个正负分界的驻点,在11m 处出现反向峰 值,均在20m 处回归于一相对小值。图 3-11 表明桩身弯矩随水平荷载的增加有 较大增长,且均在距离桩顶4m 处到达峰值,20m 处回归于一相对小值。

3.5 参数分析



图 3-12 不同 E, / E, 值下桩身轴力分布图

Figure 3-12 Axial force of pile versus depth with various values of  $E_b / E_r$ .

上图中 *E*<sub>b</sub> 为桩端土变形模量, *E*,为桩周土变形模量,由图 3-12 可知,当 外荷载一定时,保持桩周土变形模量不变而增大桩端土变形模量,桩身轴力分 布随 *K*<sub>br</sub> = *E*<sub>b</sub> / *E*,值的增加而呈明显的衰减趋势。当 *E*<sub>b</sub> / *E*, =1 时,侧摩阻力占竖 向总荷载的 83.7%,为典型的摩擦桩;而当 *E*<sub>b</sub> / *E*, =100 时,桩端阻力占竖向总 荷载的 84.7%,为典型的端承桩。

图 3-13 为不同 K<sub>b</sub> 时桩顶的竖向 P-S 曲线,当 K<sub>b</sub> 小于 5 时,模量比的变 化对桩基竖向承载力有显著影响,当 K<sub>b</sub> 在 5-50 之间时,模量比的变化对桩基 承载力影响相对较小,当 K<sub>b</sub> 大于 50 时,超长桩基础承载力随 K<sub>b</sub> 的变化几乎不 变。由图 3-14,图 3-15 可知,超长桩基础桩身弯矩、土体水平抗力基本不受 K<sub>br</sub> 值变化的影响。











Figure 3-14 Lateral soil resistance versus  $K_{br}$ 

Figure 3-15 Bending moments versus  $K_{br}$ 

# 3.6 实例分析

### 3.6.1 实例1

试桩<sup>[60]</sup>桩长 3m, 桩径 600mm, 土体为两层, 上部硬砂土层厚 6m; 下卧砂 性粘土厚度为 7m。上层土抗剪强度参数为 c=18 kPa, ø=18°; 下层土抗剪强度参数 c=24 kPa, ø=14°, 上下土层变形模量和泊松比分别为 30000 kPa, 0.32 和 20000kPa, 0.40, 两层土剪胀角均为零。土体采用 Mohr-Coulomb 模型, 加载顺 序为先施加竖向荷载, 再分级施加水平荷载, 三维弹塑性有限元计算结果与试 桩数据对比如图 3-16, 计算结果与试验数据吻合较好。



图 3-16 倾斜荷载作用下有限元与实测数据对比图

Figure 3-16 Comparison of finite element results with field test data of Karasev et al.

### 3.6.2 实例 2

本例通过一个桥墩的灌注桩试验(Comodromos<sup>[62]</sup>试桩)对本文建立模型进 行进一步验证, 土层参数详见表(4), 通过建立三维有限元模型, 土体采用 Druker-Prager 本构模型, 在桩顶中心位置分级施加水平荷载。计算结果对比如 图 3-17。由图可知, 传统的 p-y 曲线法所得桩顶水平位移偏大且与实测值有较 大误差,本文三维非线性弹塑性有限元计算结果跟实测更为接近。

### 表 3-2 桩和土体参数表

Table3-2 Properties of pile and soil

土层	Α	В	C1	C2
层底标高(m)	-36	-48	-52	-70
剪切模量 G (MPa)	2.475	3.35	24.0	24.0
摩擦角¢(゜)	0	0	40	40
剪胀角 <i>φ</i> (°)	10	0	0	12
不排水抗剪强度 <i>c</i> 。(kPa)	22.5	110	0	0
单位重度γ(kN/m3)	20.0	20.0	22.0	22.0



图 3-17 有限元与实测数据, p-y 法曲线对比图

Figure 3-17 Comparison of finite element results with field and p-y data of comodromos.

# 3.7 本章小结

本文针对成层土中超长桩基础在横-竖向耦合荷载作用下的桩土相互作用 问题建立了三维数值模型,考虑桩土相对位移效益,并通过变化桩端与桩周土 体变形模量的比值来研究其对超长桩的力学特性的影响规律,主要得出以下结 论: (1)由耦合荷载作用下超长桩桩土相对位移分布可知,在一定耦合荷载作用下,桩顶荷载向下传递的能力越来越弱,桩土之间的相互作用越来越弱,桩 土相对位移逐渐减小,直到桩底发生了刺入破坏,相对位移增大,超长桩最根本的特点是可压缩性,这也是超长桩与普通桩的主要区别,桩体刚性的假设对超长桩己不再合适。因此普通桩的设计规范不能用于计算超长桩的承载力。

(2)超长桩侧摩阻力主要由桩顶竖向荷载激发,桩顶水平荷载只对桩身浅 部侧摩阻力发生影响。

(3)在横-竖向耦合荷载作用下超长桩桩身弯矩,土体水平抗力主要集中在 桩身和土体浅部位置;当桩身尺寸和土体参数一定时,桩身弯矩和土体抗力的 峰值和驻点位置不随外荷载的变化而发生明显改变。建议在工程设计时,对横-竖向耦合作用的超长桩浅部桩周土体以及桩身的特定位置进行补强,防止桩身 局部破坏和土体屈服破坏。

(4) 桩身弯矩随竖向荷载的增大而减小,随水平荷载的增大而增大,就单 位荷载对桩身弯矩的贡献而言,水平荷载的贡献明显大于竖向荷载。

(5)当超长桩顶作用一定水平和竖向荷载时,桩端土与桩周土体变形模量 比的变化对超长桩身轴力,侧摩阻力影响显著,两者比值越大侧摩阻力越低。

(6)由试桩实测数据与本章数值模型计算结果对比可知,非线性有限元模型 能较好地模拟超长桩桩土之间的相互作用,鉴于倾斜荷载桩土相互作用的复杂 性,传统的地基反力法,弹性半空间法难以分析出超长桩桩土相互作用。

# 第四章 横-竖向耦合荷载单排桩土相互作用及套管 加固研究

# 4.1 引言

本章对成层地基中超长单排桩-承台结构在轴-横向耦合荷载作用下的桩-承台-土相互作用建立三维有限元模型,就横向荷载的变化对超长桩竖向承载 力、桩身弯矩的影响;竖向荷载的变化对土体水平抗力及桩身弯矩的作用进行 深入研究。并针对超长桩横向承载力相对不足的缺点,对浅部桩身进行了套管 加固,从而减小超长桩的水平位移提高其水平承载力,同时使其竖向承载力得 到更充分的发挥。

# 4.2 模型参数及网格划分



Figure 4-1 Finite Element Model: (a) A Three dimensional view; (b) Close-up View of the Piles and Cap.

图 4-1 有限元模型: (a)整体三维有限元模型; (b) 桩-承台局部放大有限元模型

采用 ABAQUS 6.7 建立有限元模型如图 4-1 所示, 桩身视为弹性体, 桩径 1m 桩长 58m, 桩头与土体表面齐平并和刚性承台相接触,构成桩-土-承台相互 作用体系。土体采用上海某港口工程的粘性土, 桩周土体变形模量为
20MPa-34MPa,本文对其进行简化处理, 桩周土体变形模量取 31MPa,采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型,材料参数见表 4-1.

表 4-1 桩和土体参数表

Table 4-1 Properties of pile and soil

米回	弹性模量	泊松比	重度	粘聚力	内摩擦角	剪胀角
天加	E(Mpa)	μ	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	•(')	<i>φ</i> (°)
桩	2.6×104	0.2	24		-	-
±	31	0.3	18	58	20	0
持力层	30	0.2	18	42	23	0

## 4.3 网格划分及边界条件

模型中桩周及桩端以下土体尺寸分别取 15m,参数分析表明当土体边界取 值大于 11 倍桩径时,所得结果相同<sup>[63]</sup>。桩侧土体边界分别约束其 x,y方向位 移,土体底部边界施加刚性约束。由于承台宽度、厚度较大,故将其视为刚体, 承台采用 4 节点双线性刚体单元(R3D4),桩和土体采用 8 节点线性实体单元 (C3D8),单元尺寸、节点和单元体个数通过多次试分析并优化后产生。临近 地面桩身及桩周土体网格划分较密,有助于计算收敛及获得较精确计算结果。

### 4.4 接触面设置

桩-土、承台-土接触面设置 node-to-surface (点-面) 接触对。对桩顶-承台 底面采用摩擦接触,对桩周-土接触面分别设置为 master (主面)、slave (从面); 承台底面-土接触对中,承台为主面,土表面为从面,采用摩擦接触惩罚函数算 法。取桩、土间的摩擦系数 μ=0.3 进行分析。

### 4.5 分析过程

第一步施加初始地应力,在该分析步中,桩和对应土层施加相同的材料参数,如变形模量,泊松比和单位重度以防止桩、土截面产生额外的剪应力。初 始有效应力认为同一土层随深度呈线性变化,桩周、桩端土侧压力系数 & 根据 公式 k<sub>0</sub> =1-sin Ø 分别取 0.66 和 0.61;当第一步分析结束,地应力平衡将使所有 土体沉降和应变归零,只剩初始地应力以便于下一步施加外荷载。第二步施加 外部荷载,先在承台中心参考点(如图 4-1 (b)所示)上分别施加较小的水平和 竖向荷载以建立稳定的接触关系,加快计算收敛速度;然后施加方向与 x 轴正 向方向相同的水平荷载和与 z 轴正向一致的竖向荷载。

# 4.6 结果分析



4.6.1 变横向荷载的桩-土-承台响应

Figure 4-2 Axial force curves of the piles: (a) Front axial force; (b) Back axial force.

图 4-2 桩身轴力曲线: (a) 前桩; (b) 后桩

为便于分析说明将处于 x 轴正向的桩视为前桩, 处于 x 轴负向的桩为后桩, 如图 4-1 (b)所示; 图中 V 代表竖向荷载, H 表示水平荷载。图 4-2 为不同横向 荷载作用下桩身轴力分布曲线图, 由图 4-2 可知当竖向荷载一定,随着水平荷 载的增加, 桩身竖向荷载逐渐向前桩转移, 当 V=20MN, H=1MN 时,前、后 桩桩顶轴力分别为 9.01MN 和 8.07MN,分别占总竖向荷载的 45.1%和 40.4%; 当 V=20MN, H=5MN 时,前后桩桩顶轴力分别占总竖向荷载的 59.0%和 27.9%, 且在这两个水平荷载下,承台竖向荷载分别只占总竖向荷载的 14.5%和 13.1%。



Figure 4-3 Skin friction curves of the piles: (a) Front pile; (b) Back pile.



图 4-3 桩身侧摩阻力曲线: (a) 前桩: (b) 后桩

Figure 4-4 Lateral soil resistance of the piles: (a) Front pile; (b) Back pile

图 4-4 桩身土体水平抗力: (a) 前桩; (b) 后桩

由图 4-3 可知, 桩身侧摩阻力随水平荷载的增加变化显著, 前桩侧摩阻力随水 平荷载的增加有显著增加; 而后桩侧摩阻力变化刚好相反, 水平荷载的增加不 利于超长后桩竖向承载力的发挥。图 4-4 为不同横向荷载作用下桩周土体水平 抗力分布图, 在耦合荷载作用下前后两桩所受的土体水平抗力也存在差异, 前 桩的所受水平力大于后桩, 且两桩受力均集中在桩身距桩顶 8m 以内的较浅部 位置。



Figure 4-5 Bending moments of the piles: (a) Front pile; (b) Back pile.

图 4-5 桩身弯矩: (a) 前桩; (b) 后桩

由图 4-5 可知,不同横向荷载作用下前后两桩桩身弯矩分布基本相同,均 集中在距桩顶 8m 以内,最大值为桩-承台接触处,且弯矩的次峰值位置不随水 平荷载的变化而改变。

### 4.6.2 变竖向荷载的桩-土-承台响应



Figure 4-6 Skin friction curves of the piles: (a) Front pile; (b) Back pile. 图 4-6 桩身侧摩阻力曲线: (a) 前桩; (b) 后桩

图 4-6 为横向荷载一定,不同竖向荷载作用下桩身侧摩阻力分布曲线,与 纯竖向荷载作用类似,超长桩在横-竖向耦合荷载作用下桩身侧摩阻力随竖向荷 载的增大有大幅增加。当竖向荷载较小时,后桩大部分桩段出现负摩阻力。由 图 4-7、图 4-8 可得,超长桩所受弯矩和土体水平抗力随竖向荷载的增加变化不 明显,但图 4-7 表明,前桩的桩前土体水平抗力大于后桩桩前土体水平抗力且 应力集中在土体浅部区域。



Figure 4-7 Lateral soil resistance of the piles: (a) Front pile; (b) Back pile 图 4-7 桩身所受水平土体抗力: (a) 前桩: (b) 后桩



Figure 4-8 Bending moments of the piles: (a) Front pile; (b) Back pile. 图 4-8 桩身弯矩: (a) 前桩; (b) 后桩

### 4.6.3 桩基础水平位移控制研究

由前面分析可知,在横竖向耦合荷载作用下,水平抗力主要集中在距土体 表面 8m 以内的较浅部桩土体;但另一方面由于超长桩的长细比较大,为典型 的柔性桩,当承受较大水平荷载时,桩顶水平位移较大,超过正常使用所允许 的最大水平位移或使临近地面土体变形过大而导致土体屈服破坏。本节针对耦 合荷载作用下超长桩的上述两个特点进行套管加固处理,使桩土浅部剪应力和 水平抗力能向深部传递以提高超长桩基础水平承载能力,同时更好地发挥超长 桩的竖向承载特性。



Figure 4-9 Steel sleeved pile and caissons

图 4-9 双壁钢套管桩示意图

关于桩基础的套管加固,目前主要有三种方法,在我国香港地区应用较多, 但对于套管桩的设计主要依据工程经验,其桩-土相互作用研究文献较 少,Charles, Zhang<sup>[64]</sup>和 Chung<sup>[65]</sup>分别对边坡和基坑开挖对临近套管桩和挡土墙 的水平承载力影响做过研究,关于横-竖向耦合荷载作用下超长桩加固前后的桩 土相互作用性状,目前没有文献报道,本章对横-竖向耦合荷载作用下的超长桩 进行加固研究,如图 4-1b 所示对超长桩上部 8m 内桩身采用双壁螺旋钢套管进 行加固处理,钢壁厚 40mm,质量密度为 7860kg/m<sup>3</sup>,弹性模量为 2.1×10<sup>5</sup>MPa, 泊松比为 0.3,分别埋置于桩外侧和距桩中心线 250mm 处管壁内由聚合物材料 填充 (如图 4-9 所示)。



Figure 4-10 Distribution of lateral deflection of frontal pile

图 4-10 不同横向荷载作用下桩顶水平位移分布曲线

图 4-10 为加固前后不同横向荷载作用下桩顶水平位移对比曲线,当 H=2MN 和 H=10MN 时,加固后的桩顶水平位移分别比加固前下降了 55.4%和 30.6%, 说明套管加固作用对增大超长桩水平承载力有较好的效果。



Figure 4-11 Skin friction curves of the Frontal pile: (a) With various lateral loads; (b) With various vertical loads.

图 4-11 前桩侧摩阻力分布曲线: (a) 不同横向荷载作用; (b) 不同竖向荷载作用

图 4-11 为套管加固后,前桩侧摩阻力分别在不同横向和竖向荷载作用下侧 摩阻力分布,对比未加固前图 4-3(a)、图 4-6(a)可知,侧摩阻力在距桩顶 8m 以 内浅部区域有显著降低,且桩身侧摩阻力整体向桩土深部转移,有利于超长桩 深部竖向承载力的发挥。当 H=10MN 时,对比图 4-12(a)和图 4-4(b)可得,后桩加固后土体水平抗力比加固前降低 30%;同样当 V=20MN 时,由图 4-12(b)和图 4-7(b)可知后桩加固后土体水平抗力比加固前降低 26%,且桩顶 8m 以下区域土体水平抗力绝对值较加固前有所增大,说明加固后土体水平抗力向桩深部传递。



Figure 4-12 Lateral soil resistance curves of back pile: (a) With various lateral loads; (b) With various vertical loads.

图 4-12 后桩侧摩阻力分布曲线: (a) 不同横向荷载作用; (b) 不同竖向荷载作用

### 4.7 本章小结

本文针对成层土中承台,单排超长双桩基础建立了三维数值模型,通过承 台-桩-土体系在横-竖向耦合荷载作用下的桩土相互作用问题进行了深入研究, 同时针对超长桩土浅部应力集中现象和水平承载力相对不足,进行超长桩加固 研究,主要得出以下结论:

(1)在横-竖向耦合荷载作用下,超长桩前,后桩竖向荷载、土体水平抗力 分布存在较大差异,且随着水平荷载的增加,差值趋于增大。竖向荷载一定时, 桩身弯矩、侧摩阻力、土体水平抗力随水平荷载的增加增幅显著;当水平荷载 不变时,桩身弯矩、土体水平抗力随竖向荷载的变化基本不变。

(2)超长桩的长径比较大时,桩工作表现为摩擦桩,且承台所占竖向荷载 的比值较小。

(3) 在横-竖向耦合荷载作用下,超长桩、土体水平抗力在桩土浅部区域产

.

生应力集中现象,且土体水平抗力峰值,弯矩次峰值所在位置基本不随外部荷 载变化而改变。

(4)针对耦合荷载作用下超长桩、土浅部应力集中现象和水平承载力相对不足的缺点对桩身浅部进行钢套管加固,能有效加强超长桩的局部强度,并使侧摩阻力、土体水平抗力向深处传递,从而有效降低桩顶水平位移,使超长桩侧摩阻力更充分发挥。

# 第五章 斜桩优化、参数分析与实例研究

### 5.1 引言

对于斜桩的研究,国内外所做的工作相对较少,主要集中在解析法,室内 模型试验,其中 S.T.,Wang<sup>[66]</sup>等人通过解析法分析了群桩在横-竖向耦合荷载作 用下的力学特性, Meyerhof 以及他的同事做了许多模型试验, A. Hanna, T.Q. Nguyen<sup>[67]</sup>对砂土中竖向荷载作用下倾斜角及长径比的变化对桩基承载力的影 响。S.S.Rajashree 和 T.G.Sitharam<sup>[68]</sup>对水平荷载作用下不同倾斜角的桩基础进 行了有限元对比分析。

近几十年来,随着计算机技术的进步,以岩上力学、计算力学以及计算机 辅助工程(CAE)为基础以有限单元法为代表的数值模拟技术被引入到岩土工程 中并不断发展,使得数值模拟成为研究岩土工程问题比较常用的研究方法,为 倾斜桩的分析、设计和优化注入了新的活力。本节主要对横-竖向耦合荷载作用 下的单排双桩在不同倾角作用下进行有限元分析并通过对比找出在特定土层和 荷载下的最优角,桩土模量比对桩土体系展开参数敏感性分析。然后结合洋山 深水港二期工程,将数值分析结果与实际工程实测进行对比。在此基础上按照 施工顺序和码头建成后实际受荷特征,对斜顶板桩承台结构在横-竖向耦合荷载 作用下的结构-土相互作用展开深入研究。

## 5.2 倾斜单排双桩模型

5.2.1 模型尺寸

模型如图 5-1 所示, 桩长 60m, 桩径 1m, 桩中心轴线与竖直方向的夹角为 θ, 水平荷载 H 和竖向荷载 V 施加于承台中心点处, 土体的宽度随超长桩倾角 的不同有所变化, 土体边界距桩中心 30m-50m,深度为 85m。模型水平向边界节 点约束水平向位移, 模型底部节点位移全约束。

### 5.2.2 材料参数

为简化模型,便于参数分析,土层假设为单向介质,采用 Mohr-Coulomb 模型,土层材料分为两层,桩身钢筋混凝土均采用线弹性材料模拟,详细材料参数见表 5-1。

表 5-1 桩土材料参数 Table 5-1 material properties

材料名	重度 γ/kNm <sup>-3</sup>	模量 E/Pa	泊松比 μ	粘聚力 c(kPa)	摩擦角φ°
上层土	20	3.1E7	0.35	580	20
下层土	20	3.0E7	0.3	480	23
混凝土	20	2.6E10	0.2	/	/

### 5.2.3 接触面模型



(a)

(b)

Figure 5-1 Finite Element Model: (a) A Three dimensional view; (b) Close-up View of the Piles and Cap.

图 5-1 有限元模型: (a)整体三维有限元模型; (b) 桩-承台局部放大有限元模型

# 5.3 不同倾斜角作用下的承台位移

### 5.3.1 倾角不同时桩基承台水平位移

本次分析中桩中心轴与竖直方向的夹角θ分别取 0,5°,10°,15°,20°,25°, 30°,竖向荷载 V=20MN,横向荷载由 0-500kN 变化所得承台中心点水平位移如图 5-1 (b)所示。由图 5-2 可知,在特定的倾斜荷载作用下,随着倾斜角度的增大承 台水平位移总体呈现减小趋势,但减小的幅度不一。当倾斜角θ=0-20°时,倾 角的变化对水平位移的减小具有显著作用,当 V=2MN,H=500kN,倾角分别为 0,5°,10°,15°,20°时,承台水平位移分别为109mm,47.7mm,37.8mm,33.1mm 和 29.7mm 倾角每增加 5°,承台水平位移分别比前一个倾角下的最大位移分别 减小 56.2%,9.1%,4.3%和 3.2%。当θ>20°时,水平位移随倾角的增大变化较 小。



Figure 5-2 Lateral load-displacement curve of batter pile cap

图 5-2 斜桩荷载-沉降曲线分布图

5.3.2 倾角不同时桩基承台竖向位移





图 5-3 表明,当倾斜荷载一定时,承台竖向位移随倾斜角增大先减小后增 大,在倾斜角θ=0-10°范围内,承台竖向荷载随倾斜角的增大而减小,当θ>10° 时,竖向位移随倾角的增大而增加。当θ=10°时,承台竖向位移比竖直桩承台 竖向位移减小了 15.5%,当θ=20°时,承台竖向位移比竖直桩承台竖向位移增 大了 5.6%。综合分析图 5-2、图 5-3 可知,在 V=20MN,H=500kN 和特定的土层 下,θ=20°为倾斜桩的最优倾斜角。该分析结果由特定土层和特定荷载作用下 所得结论,但其分析方法具有普遍意义。

# 5.4 参数敏感性分析



5.4.1 不同桩土刚度比的敏感性分析

Figure 5-4 P-S curves with respect of various Ep/Es:(a) Vertical displacement versus Normalized vertical load; (b) Lateral displacement versus normalized lateral load.

图 5-4 不同桩土刚度比的 P-S 曲线: (a)标准化竖向荷载-竖向位移曲线; (b)标准化横向荷载横向位移曲线

1) 从不同桩土刚度比(K= Ep/Es)的承台荷载-位移曲线对比图 5-4 可以看出, 桩土刚度比越小(桩刚度不变, 土刚度越大), 相同的横竖向荷载下, 承台的水平、竖向位移越小。由图 5-5 当 K 在 20-500 范围内变化时, H=400kN,V=20MN 荷载作用下, 倾斜桩承台横、竖向位移呈非线性变化, 当

K>500 时, 桩土刚度比的变化与横竖向位移的变化基本呈线性。通过变桩土 刚度比的对比分析得到, 土体变形模量对承台位移约束作用非常敏感, 随着 变形模量的增大, 承台位移减小。土体变形模量对竖向位移的约束大于对水 平位移的约束。



Figure 5-5 K-S curve under horizontal and vertical load: (a) K-Vertical displacement;(b) K-Lateral displacement.

图 5-5 横-竖向耦合荷载作用下 K-S 曲线: (a) K-竖向位移曲线; (b) K-水平位移曲线

# 5.5 洋山深水港实例研究

### 5.5.1 工程背景



图 5-6 二期工程码头接岸结构的断面图

洋山深水港区二期工程泊位总长度 1.4km,建设 4 个远洋大型集装箱泊位, 设计吞吐量 210 万 TEU。码头接岸结构作为整个工程的关键,是依托外海岛屿 建造港口一系列崭新课题中的关键技术问题之一。设计结合地质条件、使用要 求、工程进度等,特别充分考虑了软弱地基上抛填高度一般在 20m 以上、局部 达 40m,工期短等客观条件,提出码头接岸结构采用密排钢管桩挡土驳岸结构 方案(以下称斜顶桩板桩承台结构),工程的实践证明了该方案的可行性(试验 阶段性报告)。斜顶桩板桩承台驳岸结构由斜顶桩、密排板桩、后方回填区支撑 桩和承台组成。本文研究的斜顶桩板桩承台结构的设计方案为:承台宽 13m,分 段长度 24m,承台板厚 2.5-3m,支撑桩采用直径 1.5m 钢管桩,间距 6m;密排 板桩采用直径 1.9m 钢管桩,间距 2.0m;斜顶桩采用直径 2.0m 钢管桩,间距 6m,斜度 3:1,见图 5-6。作为挡土结构,其功能由密排钢管桩板桩墙所受的横 向土抗力及斜顶桩和后支撑直桩来维持高填土下结构的稳定性。该结构可以阻 隔后方高填土产生的地基变形对码头结构的作用,回避了采用其它结构形式(如 斜坡堤)存在的加载引起地基变形对码头结构的影响问题,可大大提高陆域形成 的施工速度,为后续工序的顺利开展创造较好的条件。但是在外海、深水、厚 软弱地基、陆域为大面积高回填(一般回填高度约 20m)的外海地区采用斜顶桩 板桩承台结构国内尚属首例,该结构是一个在特定条件下产生的新型结构。本 节主要结合现场原型初步观测资料,采用二维平面有限元数值模拟计算方法与 原型实测相比较,对斜顶桩板桩承台结构的有关应用技术问题进行研究,并对 该结构在横-竖向耦合荷载作用下桩土相互作用进行进一步研究,为其他类似情 况下的港口建设积累经验。

5.5.2 计算模型

对斜顶桩板桩承台结构研究的有限元数值模拟假定: (1) 假设地基土是分 层均质、横向各向同性的连续介质; (2) 假设各土层面之间始终保持粘结接触, 能够协调变形; (3)由于桩、土模量相差较大,故摸拟时认为桩为理想弹性材料, 土体为符合 Mohr-Coulomb 屈服准则的弹塑性材料。

斜顶桩板桩承台结构与土体的共同作用从空间概念来讲,属于三维空间问题,但是从斜顶桩板桩承台的结构特点及变形特点来看,具有平面应变的特征,因此采用二维平面应变方法来模拟可以反映问题的本质,大量的资料也已经显示,平面应变有限元方法在港口工程中得到了大量的应用。数值模拟中土体及砂桩加固的软土、承台、减压棱体、碎石及袋装中粗砂采用莫尔-库仑弹塑性模型来模拟;桩体采用理想弹性材料,在桩土界面间设置了接触对用以模拟桩土荷载的传递特性。考虑到本工程的特点并结合以往的类似工程经验,确定如下计算范围:水平方向上,以承台靠为中点向海侧、岸侧各取 100m;深度方向上取 100m。数值计算模型及单元划分如图 5-7 所示。



图 5-7 斜顶桩板桩承台接岸结构有限元分析模型及网格划分

#### 5.5.3 计算参数

(1) 土层参数的选取依据现有勘察报告, 土层参数选取如表 5-2(a)、(b)所示。

表土 5-2(a) 土层参数

Table 5-2(a) Soil prop	perties.
------------------------	----------

编号	工程地质 单元体	土层名称	含水量 %	天然重度 γ /kNm <sup>-3</sup>	压缩模量 <i>E / MPa</i>	泊松比 レ	层厚 m
1	Ш <sub>1-1</sub>	灰黄-灰色淤泥	59.0	16.5	1.6	0.35	11.5
2	IV 1-2	褐黄-灰色粉质 粘土	29.0	19.3	6.7	0.35	6
3	IV 1-1	灰绿-灰黄色粉 质粘土	25.8	19.7	7.7	0.35	2.4
4	IV4	灰-灰黄色粉细 砂	28.7	19.2	12.6	0.3	1.6
5	$\mathbb{N}_2$	灰-灰绿色粘土	35.4	18.7	8.0	0.35	8
6	$\mathbf{v}_{1}$	杂色粘土	26.2	19.7	11.7	0.35	5.5
7	V <sub>3</sub>	灰绿-褐黄色粘 性土混砾砂	20.0	20.1	7.5	0.3	15
8	VI <sub>2</sub>	花岗岩		26.5	6.7 <b>c4</b>	0.22	10.11

表土 5-2(b) 土层参数

	Table	5-2(	b)	Soil	pro	perties.
--	-------	------	----	------	-----	----------

	工程地质 单元体	土层名称	内粘聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/°	横向渗透系数	竖向渗透系数 <b>k<sub>v</sub>/(m/d)</b>
1	Ш <sub>1-1</sub>	灰黄-灰色淤泥	12	14	7.77e-4	4.5e-4
2	IV 1-2	褐黄-灰色粉质 粘土	19.0	24	1.310-3	1.0e-3
3	IV 1-1	<b>灰绿-灰黄色粉</b> 质粘土	39	22	1.310-3	1.0e-3
4	IV.	灰-灰黄色粉细 砂	2.5	35		
5	IV <sub>2</sub>	灰-灰绿色粘土	32.5	15		
6	$\mathbf{V}_1$	杂色粘土	58	20		
7	V <sub>3</sub>	灰绿-褐黄色粘 性土混砾砂	42	23		
8	VI <sub>2</sub>	花岗岩	7.18	35		

(2) 砂桩加固土体的物理力学参数

洋山港二期西段工程地基土较差,地基土在表面 10 多米范围内主要由淤 泥土组成,含水量在 60%左右,其力学指标极差,为保证板桩墙前后抛石棱体 的稳定性,对该土层进行了砂桩加固。根据所提供的加固方案,其加固参数为, 砂桩直径 1m,面积置换率为 25%。数值计算中按正方形布置,那么,砂桩有 关参数见表 5-3。

表 5-3 砂桩加固后的复合地基的力学参数

土层名称	压缩模量 <i>E<sub>sp</sub>、Mpa</i> 、	内聚力 <i>c<sub>sp</sub>(kpa)</i>	内摩擦角 <i>φ<sub>sp</sub> (°</i> )
砂桩加固复合地基	2.8	18	16

(3) 袋装砂、石渣、减压抛石棱体的力学参数

袋装砂、石渣、上层减压抛石棱体、下层减压抛石棱体的物理力学参数见 表 5-4。

	A START.	上述: 网口招户区		
材料名称	天然重度	压缩模量	内摩擦角	泊松比
	γ / kNm <sup>-3</sup>	E / MPa	<i>\</i> \$\\$	V
袋装砂	20	8.5	35	0.2
碎石	20	8.5	37	0.2
上层减压抛石棱体	20	150	40	0.2
下层减压抛石棱体	22	150	40	0.2

表 5-4 袋装砂、石渣、减压抛石棱体的力学参数

(4)考虑到基桩的刚度特点,计算中桩体按弹性模型模拟,由于采用平面应变 模型进行数值模拟,因此,对基桩按照刚度等效的原则将基桩的抗压和抗弯刚 度分别进行换算<sup>[67]</sup>,基桩的刚度计算参数如表 5-5 所示。

		EA ( kN/m )	$EI(kNm^2/m)$	泊松比レ
斜顶桩	钢管桩下段未灌混凝土	5.42 × 10 <sup>6</sup>	2.65×10 <sup>6</sup>	0.00
	钢管桩上段灌混凝土	1.54×10 <sup>7</sup>	6.01×10 <sup>6</sup>	0.20
<del>1</del> 5 <del>11)</del>	钢管桩下段未灌混凝土	1.49×10 <sup>7</sup>	7.29×10 <sup>6</sup>	0.00
权杻	钢管桩上段灌混凝土	4.27×10 <sup>7</sup>	$1.38 \times 10^{7}$	0.20
・支撑桩・	钢管桩下段未灌混凝土	4.05×10 <sup>6</sup>	1.10×10 <sup>6</sup>	0.00
	钢管桩上段灌混凝土	9.55×10 <sup>6</sup>	1.83×10 <sup>6</sup>	0.20

表 5-5 模型桩的计算力学参数表

5.5.4 边界条件及施工工况

模型边界条件按地表取自由边界;模型底部水平向和竖直位移固定;左、 右边界均限制水平向位移。由于斜顶桩板桩承台后的减压抛石棱体是分级加载, 故数值模拟中将根据中港第三航务工程局科学研究所项目部提供的《洋山深水 港区二期工程接岸结构原型观测试验阶段性报告》<sup>[70]</sup>记录的施工工况进行模拟。 工况:减压抛石棱体回填至+5.0m(2005.5.13),在分工况连续计算中,位移和应 力是逐次累加的,上一工况的位移和应力将作为下一工况的初始应力和位移状 态。

### 5.5.5 承台、基桩位移和受力对比分析

当承台后方减压抛石棱体填筑到+5m(2005年5月14日)时,承台出现向 海侧的实测位移约90mm,计算结果为85mm,计算结果与实测吻合较好。减压 棱体抛填至+5m工况下基桩最大轴力、弯矩计算值和实测值的对比情况见下表。

支撑桩	实测值	计算值
最大弯矩	6605 (kN.m)	5330 (kN.m)
位置	承台下 28 (m)	承台下 27(m)
最大轴力	6478 (kN)	5170 (kN)
位置	承台下 51(m)	承台下 44 (m)
表 5-7 板桩最大弯矩、	油力计算值和实测值对比	
板桩	实测值	计算值
最大弯矩	7107(kN.m)	5780 (kN.m)
位置	承台下 20 (m)	承台下 24(m)
最大轴力	1271 (kN)	1660 (kN)
位置	承台下 25 (m)	承台下 21(m)
表 5-8 斜桩最大弯矩、	曲力计算值和实测值对比	
斜桩	实测值	计算值
最大弯矩	4105 (kN.m)	6250 (kN.m)
位置	承台下 20(m)	承台下 21(m)
最大轴力	9148(kN)	7010 (kN)
位置	承台下 25(m)	承台下 21(m)

从上述的计算结果来看,计算结果与实测在量值和趋势上基本吻合,说明 模型具有较大的可信度,可以在工程设计中采用。

表 5-6 支撑桩最大弯矩、轴力计算值和实测值对比

### 5.5.6 基桩弯矩、轴力分析



Figure 5-8 Bending moment of Pile Z at +5m Figure 5-9 Bending moment of Pile B at +5m 图 5-8 抛填至+5m 时支撑桩弯矩分布图 图 5-9 抛填至+5m 时板桩弯矩分布图 图 5-8、图 5-9、图 5-10 分别为抛填至+5m 时支撑桩(Z)、板桩(B)、斜桩(S)的弯 矩分布图,由三图对比分析可知,当抛填至+5m 时同一承台下的三根桩的弯矩 分布形态存在较大差异。其中支撑桩、板桩、斜桩弯矩的最大值分别为 5330kN.m、5780 kN.m 和 6250 kN.m,支撑桩与板桩的最大弯矩与斜桩最大弯 矩分别小 14.8%和 7.5%,分布位置在承台以下 21m-27m 之间。



Figure 5-10 Bending moment of Pile S at +5m 图 5-10 抛填至+5m 时斜桩弯矩分布图

Figure 5-11 Axial load of Pile Z at +5m 图 5-11 抛填至+5m 时支撑桩轴力分布



Figure 5-12 Axial load of Pile B at +5m 图 5-12 抛填至+5m 时板桩轴力分布

Figure 5-13 Axial load of Pile S at +5m 图 5-13 抛填至+5m 时斜轴力分布

由图 5-11、图 5-12、图 5-13 可知,当抛填至+5m 时,三桩的轴力均先增 大后减小,峰值位置在 45-50m 之间,但板桩轴力主要为拉力,斜桩和支撑桩则 受压。

5.5.7 横-竖向耦合荷载作用下斜顶桩板桩承台结构分析





图 5-14 不同竖向荷载作用下承台的水平位移

在码头建成后,斜顶桩板桩承台结构不仅承受岸坡高回填土压力,还受上 部结构传递下来的竖向荷载,码头货物堆载和车辆荷载,结构物实际受横-竖向 耦合荷载同时作用。目前,横-竖向耦合荷载共同作用时的斜顶桩-板桩-承台-土相互作用特性还有待进一步研究。因此本节按照实际施工顺序和码头建成后 实际受荷特征,对横-竖向受荷斜顶桩-板桩-承台-土相互作用展开深入研究。

图 5-14 为填土完成后,承台在不同竖向荷载作用下的水平位移曲线。由前 面章节分析可知倾斜荷载作用下,竖直桩-承台结构水平位移受变竖向荷载的影 响较小,但当斜顶桩板桩承台结构同时受高填土侧土压力和竖向荷载耦合作用 时,竖向荷载的变化对结构水平承载力影响显著。当竖向荷载为零时(即结构 只承受高填土的侧压力),承台水平位移为 85mm,随着竖向荷载的增加,承台 水平位移值总体向岸侧偏移,但并不是单调向岸侧增加。当竖向荷载小于 40MN 时,承台位移向岸侧偏移。当竖向荷载大于 40MN 之间时,承台水平位移偏向 海侧,但趋势较为缓慢。





Figure 5-15Axial load of Pile Z

Figure 5-16 Axial load distribution of Pile B 图 5-16 变竖向荷载下 B 桩支撑桩轴力分布

图 5-15-图 5-17 为高填土侧向压力不变,不同竖向荷载作用下各桩的轴力曲线,随着竖向荷载的增加,各桩轴力分配差异性增大。当竖向荷载为 12MN时,Z、B、S 三桩桩顶轴力分别为 3.7MN、0.08MN和 4.35MN,桩顶最大轴力与最小轴力相差 4.27MN。当 36MN时,Z、B、S 三桩桩顶轴力分别为 16.74MN、5.57MN和 14.53MN,桩顶轴力最大值与最小值之差扩大为 11.17 MN。





图 5-17 变竖向荷载下 S 桩轴力分布

Figure 5-18 Bending moment of Pile Z

图 5-18 变竖向荷载下 Z 桩弯矩图



Figure 5-19 Bending moment of Pile B 图 5-19 变竖向荷载下 B 桩轴力分布 Figure 5-20 Bending moment of Pile S 图 5-20 变竖向荷载下 S 桩轴力分布

图 5-18-图 5-20 为高填土侧向压力不变,不同竖向荷载作用下各桩的弯矩 分布图。由图可知,竖向荷载的变化对斜顶板桩承台结构中各桩弯矩的大小和 分布有显著的影响。随着竖向荷载的增加,各桩弯矩值均增大,但增幅不一, 且弯矩峰值的位置基本保持不变。当竖向荷载为 7.2MN 时, Z、B、S 三桩桩顶 弯矩分别为 1760kN.m、2680 kN.m 和-705 kN.m,弯矩最大值与最小值相差

3385kN.m。当竖向荷载增大至 36MN 时,Z、B、S 三桩桩顶弯矩分别为 8350kN.m、 11800 kN.m 和 14500 kN.m,弯矩最大值与最小值相差 6150 kN.m。对于同一根 桩在不同竖向荷载作用下,桩顶以外弯矩峰值变化幅度也有较大差异。对于 Z 桩,当竖向荷载为 7.2MN 时,桩顶以外弯矩峰值为-6320kN.m,位于承台以下 27m 处。当竖向荷载增至 36MN 时,桩顶以外弯矩峰值增至-8090kN.m,增幅 为 28.0%,峰值位置保持不变。对于 B 桩,当竖向荷载为 7.2MN 时,桩顶以外 弯矩峰值-7140kN.m,位于承台以下 27m 处。当竖向荷载增至 36MN 时,桩顶 以外弯矩峰值增至-13400kN.m,增幅为 87.7%,峰值位置为承台以下 39m。而 对于 S 桩,当竖向荷载为 7.2MN 时,桩顶以外弯矩峰值为-9080kN.m,位于承 台以下 24m 处。当竖向荷载增至 36MN 时,桩顶以外弯矩峰值增至-13000kN.m,

由上述分析可知,斜顶板桩承台结构在高填土侧压力和竖向荷载共同作用 下桩身弯矩,轴力与单独的高填土侧压力作用下的桩身内力有较大不同。竖向 荷载的增加使各桩身内力有大幅增加,桩身以下局部弯矩产生较大峰值,可能 造成桩身破坏,设计时应予以充分考虑。另外,本例中桩顶与承台为整体浇筑, 承台与桩为刚性连接,在低水平荷载作用下,承台位移较小,但当结构承受高 水平荷载时,结构容易在承台-桩顶连接处产生应力集中,使连接处破坏,类似 事故在国外码头工程中已有实例<sup>[71][72]</sup>。鉴于此,建议斜顶板桩承台结构设计、 施工时在桩与承台之间设置一独立的连接支座,使得结构连接处在低水平荷载 下表现为刚性,在高水平荷载,尤其是地震荷载下能产生滑移,从而使承台-桩连接处受力不再增大,避免地震荷载下的结构破坏。

# 5.6 本章小结

本文首先对横-竖向耦合荷载作用下的超长单排倾斜桩结构-土相互作用展 开数值模拟分析和优化设计,并针对影响结构承载力的因素进行了参数敏感性 分析。然后结合洋山深水港二期工程,将数值分析结果与实际工程实测进行对 比,结果吻合较好。在此基础上按照施工顺序和码头建成后实际受荷特征,对 斜顶板桩承台结构在横-竖向耦合荷载作用下的结构-土相互作用展开深入研

究,得出以下结论:

1) 当承台后方减压抛石棱体填筑到+5m(2005 年 5 月 14 日) 时,承台出现 向海侧的实测位移约 90mm,计算结果为 85mm,计算结果与实测吻合较好。

2) 对成层土中超长单排斜桩承台结构在横-竖向耦合荷载作用下的数值分 析可知,20°角为倾斜桩承台结构的最优倾斜角。

3) 通过变桩土刚度比的对比分析得到,土体变形模量对承台位移约束作用 非常敏感,随着变形模量的增大,承台位移减小。土体变形模量对竖向位移 的约束大于对水平位移的约束。

4)当斜顶板桩承台结构同时受高填土侧土压力和竖向荷载共同作用时,竖向荷载的变化对结构水平位移影响显著,竖向荷载的增大能降低承台由高填土侧压力产生的偏向临海侧的位移。

5)斜顶板桩承台结构在高填土侧压力和竖向荷载共同作用下桩身弯矩,轴 力与单独的高填土侧压力作用下的桩身内力有较大不同。竖向荷载的增加使各 桩身内力有大幅增加,桩身以下局部弯矩产生较大峰值,可能造成桩身破坏, 设计时应予以充分考虑。建议斜顶板桩承台结构设计、施工时在桩与承台之间 设置一独立的连接支座,使得结构连接处在低水平荷载下表现为刚性,在高水 平荷载,尤其是地震荷载下能产生滑移,从而使承台-桩连接处受力不再增大, 避免地震荷载下的破坏。

# 第六章 群桩桩土相互作用

# 6.1 引言

超长群桩基础由于桩长较长、桩径较大、桩数较多,且分布于有限的空间 内,桩-土-桩之间存在"遮帘加筋"效益<sup>[73][74][75]</sup>,使得群桩桩土相互作用十分 复杂且与单桩桩土相互作用存在较大差别。本节对两种不同的布桩方式进行数 值模拟对比研究,并在不同荷载步作用下对群桩中单桩的弯矩分布,轴力进行 了详细分析和对比,从而确定圆形布桩结构更优,为工程提供有益参考。

# 6.2 有限元模型

本节通过圆形和矩形两种不同群桩布桩方式,对横-竖向耦合荷载作用下的 超长群桩进行数值模拟研究。群桩平面布桩方式如图 6-1 所示。本节群桩桩长 均为 60m, 桩径 1m, 桩间距 3D,土体侧向边界取 20 倍桩径,土体底部边界取 桩底以下 25 倍桩径。桩土材料参数与上节同,边界条件为四周约束侧向位移, 底部位移全部约束,两种布桩三维有限元模型分别见图 6-2,图 6-3.荷载点为在 承台顶面中心处分节施加水平和竖向荷载。



Figure 6-1 Layout of two types of pile group: (a) Circle pile group; (b) Square pile group. 图 6-1 两种群桩平面布置图: (a) 圆形布桩; (b) 矩形布桩



Figure 6-2 Circle layout finite Element Model: (a) A Three dimensional view; (b) Close-up View of the Piles and Cap.



图 6-2 圆形布桩有限元模型: (a)整体三维有限元模型: (b) 桩-承台局部放大有限元模型

Figure 6-3 Square layout finite Element Model: (a) A Three dimensional view; (b) Close-up View of the Piles and Cap.

图 6-3 方形布桩有限元模型: (a) 整体三维有限元模型; (b) 桩-承台局部放大有限元模型

6.3 不同布桩形式的 P-S 曲线



Figure 6-4 Comparison of P-S curves between square pile group and circle pile group:

(a) U1-Normalized lateral loads curves; (b) U3-Normalized vertical loads curves.

图 6-4 圆形布桩和矩形布桩 P-S 曲线对比图: (a) U1-横向标准化荷载曲线; (b) U3-竖 向标准化荷载曲线

由上图可知,在一定横-竖向耦合荷载作用下,与方形布桩相比,圆形布桩 承台水平(竖向位移)相对较小,当 V=120MN,H=30MN 时,圆形布桩时承 台的水平位移和竖向位移分别为 270mm 和 110mm,而方形布桩时,承台对应 的水平和竖向位移分别为 379mm 和 171mm,比圆形布桩时承台水平和竖向位 移分别增大了 40.4%和 55.5%。由上述对比分析可知,圆形布桩比方形布桩的 基础形式更优。

# 6.4 横-竖向耦合荷载作用下弯矩对比分析

弯矩是群桩基础设计中一个关键参数,必须加以精确定量分析。本节通过两 组模型中变横向和变竖向荷载作用下的弯矩进行对比分析,对横-竖向耦合荷载 下弯矩的分布和变化规律进行深入对比研究。鉴于模型和荷载的对称性,选取 部分有代表性的超长桩进行弯矩分析。

#### 6.4.1 变横向荷载作用下弯矩分析

图 6-5、图 6-6为 H=6-30MN,V=120MN 作用下,两种布桩方式相对于 x-轴 (Mx)的弯矩分布图,随着水平荷载的增加,Mx 值逐渐增大,且矩形布桩中第 III,IV 根桩和圆形布桩中第 IV,V 根桩的弯矩发生反向。这是由于当群桩在水平 荷载作用下,前排桩的桩前土受到挤压,被"挤入"桩间土。而群桩后排的土 试图"补充"群桩位移造成的空缺,从而使土体形成复杂的位移场,造成局部 超长桩之间弯矩反向。另一方面,相对于矩形布桩,圆形布置的群桩的最大 Mx 较小。当 H=6MN,V=120MN 时,圆形布桩 Mx 最大值为 224kN.m,矩形布 桩最大 Mx 为 389kN.m,矩形布桩的最大 Mx 比圆形布桩时大了 73.7%;当 H=30MN,V=120MN 时,矩形布桩的最大 Mx 比圆形布桩时大了 270kN。



Figure 6-5 Comparison of bending moment diagram at loads of H=6MN,V=120MN 图 6-5 H=6MN,V=120MN 作用下 Mx 弯矩对比图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩



Figure 6-6 Comparison of bending moment diagram at loads of H=30MN, V=120MN 图 6-6 H=30MN, V=120MN 作用下 Mx 弯矩对比图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩



Figure 6-7 Comparison of bending moment diagram at loads of H=6MN, V=120MN



图 6-7 H=6MN,V=120MN 作用下 My 弯矩对比图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩

Figure 6-8 Comparison of bending moment diagram at loads of H=30MN, V=120MN 图 6-8 H=30MN, V=120MN 作用下 My 弯矩对比图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩

图 6-7,图 6-8为 H=6-30MN,V=120MN 作用下,两种布桩方式相对于 y-轴 (My)的 弯矩 分布图,随着水平荷载的增加,My 值逐渐增大。当 H=6MN,V=120MN 时,圆形布桩 My 的最大值比方形布桩的 My 小 370kN.m, 而当 H=30MN,V=120MN 时,圆形布桩 My 的最大值比方形布桩的 My 小 3110 kN.m.

图 6-9 为两种布桩情况下每根桩最大弯矩随水平位移的变化图,由图可知, 在水平位移小于 100mm 时,群桩中各桩中弯矩最大值几乎相同,随着水平位移 的增大,各桩中弯矩最大值差异性增大,当水平位移为 379mm 时,矩形布桩中 桩 I 的弯矩最大值比桩 III 大 3730kN.m; 与矩形布桩相类似,圆形布桩中当水



平位移为 270mm 时, 桩 II 比桩 IV 的最大弯矩值大 2960kN.m

Figure 6-9 Variations of maximum My taken by each pile of the two pile groups. 图 6-9 两种布桩情况下每根桩最大弯矩随位移的变化图: (a) 圆形布桩; (b) 矩形布桩

### 6.4.2 变竖向荷载作用下弯矩分析



(a) Square piles

(b) Circle piles

Figure 6-10 Comparison of bending moment diagram at loads of V=24MN,H=30MN. 图 6-10 V=24MN,H=30MN 作用下 Mx 弯矩分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩

图 6-10 至图 5-11 为横向荷载一定,变竖向作用下的 Mx 分布图,由图 6-10 (a)、(b)对比可知,在相同的横-竖向耦合荷载作用下,圆形布桩 Mx 最大值 比方形布桩的 Mx 最大值小 877kN.m;由图 6-11 (a)、(b)对比可知,在相同 的横-竖向耦合荷载作用下,圆形布桩 Mx 最大值比方形布桩的 Mx 最大值小 929kN.m。由图 6-10 和图 6-11 对比可知,对于同种布桩方式的群桩基础,随着 竖向荷载的增大, Mx 的最大值有所增加, 圆形布桩由 Mx 值由 443kN.m 增大 到 641kN.m, 增幅为 44.7%; 矩形布桩则由 1320kN.m 增加到 1570kN.m, 增幅 为 18.9%。



Figure 6-11 Comparison of bending moment diagram at loads of V=120MN,H=30MN. 图 6-11 V=120MN,H=30MN 作用下 Mx 弯矩分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩



Figure 6-12 Comparison of bending moment diagram at loads of V=24MN,H=30MN 图 6-12 V=24MN,H=30MN 作用下 Mx 弯矩分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩

图 6-12 至图 6-13 为变竖向荷载作用下弯矩 My 分布图,由图 6-12 (a)、 (b)对比可知,在相同的横-竖向耦合荷载作用下,圆形布桩 My 最大值比方 形布桩的 My 最大值小 3800kN.m;由图 6-13 (a)、(b)对比可知,在相同的 横-竖向耦合荷载作用下,圆形布桩 My 最大值比方形布桩的 My 最大值小 3500kN.m。由图 6-12 和图 6-13 对比可知,对于同种布桩方式的群桩基础,随 着竖向荷载的增大, My 的最大值有所减小, 圆形布桩 My 值由 13100kN.m 减 小到 10500kN.m, 增幅为 19.8%; 矩形布桩则由 16900kN.m 减小到 14000kN.m, 减幅为 20.7%。



Figure 6-13 Comparison of bending moment diagram at loads of V=120MN,H=30MN 图 6-13 V=120MN,H=30MN 作用下 Mx 弯矩分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩

# 6.5 横-竖向耦合荷载作用下轴力、水平力对比分析

超长桩在受竖向荷载作用时荷载传递可分三个途径:(1)是通过其自身的刚 度将荷载传至桩底以下的土体中;(2)是通过桩侧与土的摩擦将荷载传至桩周 土体中;(3)由于桩侧摩阻力向下传递,引起桩端下土体压缩反过来又影响侧 摩阻力和端阻的传递。而群桩在水平-竖向荷载耦合作用下,由于承台和相邻桩 的"夹持"作用和桩对土体的水平挤压作用,使群桩桩土相互作用、桩身轴力、 土体水平力分布更为复杂,因此对桩身轴力,水平力展开深入研究是相当重要 的。

6.5.1 变横向荷载作用下轴力分析

由图 6-14、图 6-15 可知,随着水平荷载的增加,不同超长桩之间的轴力分 布差异性增大。当桩顶荷载为 V=120MN,H=6MN 时,两种布桩的桩顶荷载集中 在 15MN-20MN 之间,各桩之间的轴力离散型较小。当 V=120MN,H=30MN,

对于矩形布桩, I、II、III 桩中桩顶轴力分别为 7.07kN, 8.04MN 和 23.6MN,也 就是说在矩形分布的群桩基础中, III、IV 两根桩基本不承受竖向荷载从而退出 工作。对于圆形布桩, 第 IV、V 根桩桩顶轴力较小,为 6.58MN,其余各桩桩 顶轴力均集中在 23.5MN 附近。通过以上分析可知,随着水平力的增加圆形布 桩比矩形布桩的群桩基础更有利于超长桩的竖向承载力发挥,减小桩基沉降。



Figure 6-14 Comparison of Axial loads diagram at loads of V=120MN,H=6MN 图 6-14 V=120MN,H=6MN 作用下轴力分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩



Figure 6-15 Comparison of Axial loads diagram at loads of V=120MN,H=30MN 图 6-15 V=120MN,H=30MN 作用下轴力分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩

#### 6.5.2 变竖向荷载作用下轴力分析

由图 6-16、图 6-17 可知,随着竖向荷载的增加,各超长桩轴力逐渐增大, 且轴力分配离散性减小,当竖向荷载较小时,两种布桩方式的群桩基础中均有 为轴力为负的受拉桩,在水平荷载相对较大是起抗拔桩作用。另外由图 6-15 和 图 6-17 可知,在横-竖向耦合荷载作用下,当桩顶荷载一样但当加载路径不同 时,由于土体的塑性变形,最后得到的各桩轴力也有一定差异。



Figure 6-16 Comparison of Axial loads diagram at loads of V=120MN,H=30MN. 图 6-16 V=120MN.H=30MN 作用下轴力分布图: (a) 矩形布桩: (b) 圆形布桩



Figure 6-17 Comparison of Axial loads diagram at loads of V=24MN,H=30MN. 图 6-17 V=24MN,H=30MN 作用下轴力分布图: (a) 矩形布桩; (b) 圆形布桩.

6.5.3 变横向荷载作用下桩顶最大水平力对比分析

由图 6-18 (a) 可知, 当承台水平荷载小于 100mm 时, 各桩桩顶所受水平 荷载基本重合,当承台水平位移大于 100mm 时,第1 跟桩桩顶水平荷载的增长 · 趋势明显加快,桩Ⅱ次之,桩Ⅲ 增加较为平缓,当水平位移为 379mm 时,桩 顶水平力最大值为 5420kN.最小最小值为 3120 kN. 最大值比最小值大 73.7%。 在图 6-18 (b) 中, 当承台水平位移小于 50mm 时, 各桩桩顶所受水平荷载大 致相等,当水平位移大于该值时,各桩桩顶所受水平荷载变化趋势开始分叉, 当水平位移为 270mm 时,最大单桩桩顶水平荷载为 5080kN.最小为 3100 kN, 最大值比最小值大 63.9%。对比图 6-18 和图 6-19 可知,在相同横-竖向耦合荷 载作用下,圆形布桩中各桩桩顶所受水平承载力最大值比相对于矩形布桩小, 日各桩承担的水平荷载更均匀。图 6-19 中两种布桩情况下每根桩、承台最大水 平力占总水平荷载的百分比随位移的变化图,图 6-19 显示,当竖向荷载一定时, 随着水平位移(或水平荷载)的增加,承台所受水平荷载在总荷载所占比例迅 速减小,对于矩形布桩,当水平位移由 23.7mm 增加到 379mm 时,承台荷载所 占总荷载比例由 30.7%下降到 13.1%: 对于圆形布桩, 当水平位移由 18.7mm 增 加到 270mm 时, 承台荷载所占总荷载比例由 33.6%下降到 15.0%。而对于群桩 基础中的各个桩,其所受的水平荷载占总荷载的百分比分别变化趋势和速率各 有不同。对于矩形布桩,随着水平位移的增大,I、II两桩所占比重越来越大, 而 III 桩则越来越小, 且当水平位移大于 32.4mm 时, 各桩桩顶所受水平荷载在 总水平荷载中所占比例的变化率趋于平缓。对于圆形布桩,随着水平位移的增 大, I、II、III 桩所占比重越来越大, 而 IV 桩则越来越小, 且当水平荷载大于 94mm 时,IV 桩桩顶所受水平荷载在总水平荷载中所占比例基本保持不变。


Figure 6-18 Variations of maximum Fx taken by each pile of the two pile groups.

图 6-18 两种布桩情况下每根桩最大水平力随位移的变化图: (a) 圆形布桩; (b) 矩形布桩



Figure 6-19 Variations of maximum Fx taken by each pile and the pile cap of the two pile groups. 图 6-19 两种布桩情况下每根桩、承台最大水平力百分比随位移的变化图: (a) 圆形布桩; (b) 矩形布桩.

## 6.6 本章小结

本章通过两组不同布桩形式的超长群桩-承台基础在横-竖向耦合荷载作用 下的桩土相互作用展开三维有限元对比研究,重点讨论不同荷载作用下各超长 桩的弯矩、水平力分布变化,得出以下结论:

1) 通过两种不同布桩形式在相同横-竖向耦合外荷载的作用下的 P-S 曲线

对比研究可知,当外荷载相同,圆形布桩比方形布桩的水平和竖向位移均小,因此圆形布桩比方形布桩的群桩基础更合理。

2)对于两种不同布桩的群桩基础,在相同外载荷作用下,矩形布桩中对应各桩的最大弯矩比圆形布桩大。对于两种布桩方式,超长群桩中个单桩所受最大 Mx 随水平荷载、竖向荷载的增加而增大,且部分桩 Mx 随水平荷载的增加 弯矩方向发生反转。当水平荷载一定时, My 随水平荷载的增加而增大,随竖向竖向荷载增大而减小。

3)在横-竖向耦合荷载作用下的超长群桩基础,当水平荷载相对较小时, 各桩轴力分布差异相对较小,随着水平荷载的增加,轴力分布离散性增大。对 于矩形布群桩基础,当水平荷载较大时,其中2根桩基本不受竖向力作用,不 利于群桩竖向承载力发挥。当水平荷载一定,超长群桩基础轴力分布差异性减 小,且随着竖向荷载的增加,部分受拉桩逐渐逐渐转变为受压桩。在横-竖向耦 合荷载作用下,当桩顶荷载相同但加载路径不同时,由于土体的塑性变形,最 后得到的各桩内力力也存在差异。

4)在水平位移较小时,超长群桩中各单桩所受最大水平荷载基本相等,随 着水平位移增大,各单桩所受最大水平荷载呈现明显差异。

68

## 第七章 结论与展望

### 7.1 结论

随着高层建筑和跨江跨海桥梁大量涌现,使超长桩发展非常迅速,但是其 理论研究远远落后于工程实践。本文首先基于对超长桩大量试验资料,对竖向 荷载下的超长桩基础的荷载传递机理进行理论探讨和计算实例验证。同时借助 于 ABAQUS 具有强大的非线性求解能力和丰富的材料本构模型的特点,本文应 用 ABAQUS 有限元软件对竖向、横-竖向耦合荷载同时作用下的单桩、单排双 桩、倾斜桩、群桩和斜顶板桩承台结构进行了数值模拟分析,得出结论如下:

1)本文基于超长桩大量试验资料,对传统的荷载传递模型进行改进,建立 与超长桩侧土工作性状相适应的弹性-软化-稳定三阶段荷载传递模型,桩端采 用双曲线荷载传递模型模拟土的非线性变形特性,并引入混凝土的 Rusch 模型 来考虑高荷载水平作用下超长桩桩身混凝土的弹塑性性状,从而建立了与超长 桩工作性状相适应的层状地基中超长桩荷载传递分析方法,并将荷载传递法计 算结果与实测数据、有限元计算结果进行对比验证。研究表明,本文所建立的 荷载传递模型能较好反应超长桩桩侧土体弹性、软化、稳定的特性和高水平荷 载下混凝土的弹塑性,而普通桩的荷载传递模型不具备超长桩的上述特点,不 能反应超长桩的荷载传递规律,不能用于计算超长桩的承载力。

2)由耦合荷载作用下超长桩桩土相对位移分布可知,在一定耦合荷载作用下,桩顶荷载向下传递的能力越来越弱,桩土之间的相互作用越来越弱。超长桩最根本的特点是桩身的可压缩性,这也是超长桩与普通桩的主要区别,桩体刚性的假设对超长桩己不再合适。因此普通桩的设计规范不能用于计算超长桩的承载力。

3)本文对横-竖向耦合荷载作用下的超长桩桩土相互作用数值模拟计算结果和试桩结果对比吻合较好。并且同时通过对已建的洋山深水港二期的斜顶板 桩承台结构的有限元数值模拟计算和实测数据对比表明:本文基于 ABAQUS 建立的非线性有限元数值模型具有较好的准确性,特别是在模拟桩土接触面的

69

相互作用,不但计算结果吻合实际,而且计算速度更快,收敛性更好。

4)由耦合荷载作用下超长桩桩土相对位移分布可知,在一定耦合荷载作用下,桩顶荷载向下传递的能力越来越弱,桩土之间的相互作用越来越弱,桩土相对位移逐渐减小,直到桩底发生了刺入破坏,相对位移增大,超长桩最根本的特点是可压缩性,这也是超长桩与普通桩的主要区别,桩体刚性的假设对超长桩已不再合适。因此普通桩的设计规范不能用于计算超长桩的承载力。

5)对横-竖向耦合荷载作用下超长单桩桩土相互作用研究表明,横向荷载的存在对超长桩基础的侧摩阻力、桩身弯矩有较大影响,且侧摩阻力、桩身弯矩响应都集中在桩身较浅部区域。桩端土与桩周土的模量比 Kbr 对超长桩基础承载力的发挥有较大影响,随着 Kbr 的增大,在高水平荷载作用下超长桩基础逐渐由摩擦桩向端承桩过渡。

6)对单排超长桩-承台与土的相互作用研究表明,横-竖向耦合荷载共同作用的单排双桩结构中,前后两桩的轴力、弯矩、侧摩阻力存在较大差异。套管对浅部桩身的加固不仅能有效地增强超长桩的局部强度,而且能较有效降低桩顶的水平位移,并能使浅部土体水平抗力、侧摩阻力向更深部传递。

7)优化设计表明:在特定土层参数和桩顶耦合荷载作用下,单排倾斜桩存在一个最优倾斜角;在相同横-竖向耦合外荷载的作用下的群桩基础,圆形布桩比方形布桩的水平和竖向位移均小,且圆形布桩桩身弯矩、土体水平抗力相对更小,各桩轴力分布更均匀,更有利于超长群桩基础承载力的发挥,因此圆形布桩的超长群桩基础比矩形布桩的群桩基础结构更优。该结论可为横-竖向耦合荷载作用下的超长斜桩结构优化设计提供有益的参考。

8)参数分析表明,土体变形模量对承台位移约束作用非常敏感,随着变形模量的增大,承台位移减小。土体变形模量对竖向位移的约束大于对水平位移的约束。

9)当斜顶板桩承台结构同时受高填土侧土压力和竖向荷载共同作用时,竖向荷载的变化对结构水平承载力影响显著,当竖向荷载相对较小时,竖向荷载 的增大能降低承台的水平位移。

10)斜顶板桩承台结构在高填土侧压力和竖向荷载共同作用下桩身内力与高

70

填土侧压力单独作用下的桩身内力有较大不同。竖向荷载的增加使各桩身内力 有大幅增加,承台以下桩身局部弯矩产生较大峰值,可能造成桩身破坏,设计 时应予以充分考虑。建议斜顶板桩承台结构设计、施工时在桩与承台之间设置 一独立的连接支座,使得结构连接处在低水平荷载下表现为刚性,在高水平荷 载,尤其是地震荷载下能产生滑移,从而使承台-桩连接处内力不再增大,避免 地震荷载下的破坏。

#### 7.2 展望

超长桩与土相互作用的机理是十分复杂,尤其是横-竖向耦合荷载下群桩基础的传力机理影响因素太多,许多问题还需要进行深一步的研究。其中包括:

目前,超长桩顶设计主要依据普通桩的设计理论和工程经验,因此超长桩 研究工作有待于进一步开展。在实际工作中,随着水平位移的增大,超长桩桩 身混凝土在受拉侧将产生受拉破坏逐渐退出工作而影响超长桩的抗弯刚度,因 此后续的研究可引入混凝土的损伤模型,对耦合荷载作用下的超长桩,承台受 力、变形和破坏进行更深入的研究。斜顶板桩承台结构受高填土侧压力和竖向 荷载影响较大,且容易产生局部应力集中,对该结构中承台和桩的连接方式还 需要进行进一步的优化。

## 参考文献

- 【1】. 曹汉志. 桩的轴向荷载传递及荷载-沉降曲线的数值计算方法[J]. 岩土工程学 报,1986,8(6):37-48.
- 【2】. 陈龙珠,梁国钱,朱金颖. 桩轴向荷载-沉降曲线的一种解析算法[J].岩土工程学 报,1994,16(6): 30-38.
- 【3】. 石名磊, 邓学钧, 刘松玉. 近似解析解与杆系单元有限元耦合分析单桩沉降[J]. 公路 交通科技, 2002,(06).
- [4]. Gardner, W. S. Consideration in the design of drilled Piers. Design Construction and Performance of Deep Foundation, 1975.
- [5]. Holloway, D. M., Clough, GV.V., Aleksander, S., mechanics of pile-soil interaction in cohesionless soils [J]. Contract Report US Army Engineer Waterways Experiment Station, Dec, 1975.
- [6]. Vijayvergiya, V. N., Load-movement characteristics of piles [A]. Proc. 4th symposium of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE, Long Beach, Calif., 1977,2.
- [7] . Rojas, E., Valle, C. and R M P. Soil pile interface model for axially loaded single piles [J].
  Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society, 1999, 39(4):35-45.
- [8]. Cooke, R.W., Price, G. & Tar, K., Jacked piles in London clay: A study of load Transfer and settlement under working condition [J]. Geotechnique, 1979, 29(2):113-147.
- [9] . Cooke, R. W., Price, G, TARR, K. W., Jacked piles in London clay: interaction and group behavior under working conditions [J]. Geotechnique, 1980, 30: 449-471
- [10] . Randolph, M F, Worth, C. P., Analysis of deformation of vertically loaded piles [J]. Geotechnical Engineering Division.ASCE, 1978, 104(12):1465-1488.
- [11]. Kraft, L. M., Focht, J.A., Amerasinghe, S. F., Friction capacity of piles driven into clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, 107(GT11): 1521-1541.
- [12]. Chow, Y. K., Analysis of vertically loaded pile groups [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1986, 10(1):59-72.
- [13]. Poulos, H. G., Davis, E. H., The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. Geotechnique, 11618, 1968, 350-370.

- [14]. Poulos, H.G., Davis, E. H. Analysis of the settlement of pile groups. Geotechnique, 18, 1968, 449-471.
- [15]. Poulos, H. G., Mattes, B.E., The Analysis of downdrag in end-bearing Piles, proceeding of 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, Vol.2, 203-209.
- [16]. Batterfield, R., Banerjee, P. K., The problem of group-pile cap interaction Geotechnique 1971,21(2): 135-142.
- [17]. Poulos, H. G. Pile foundation analysis and design. New York, John Wiley, Sons, Inc. 1980
- [18]. Chow, Y. K., Teh ,C.I., Pile cap pile-group interaction in nonhomogeneous soil [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991,117(11): 1655-1668.
- [19]. Liang, F. Y., Chen, L. Z., Shi, X. G., Numerical analysis of composite piled raft with cushion subjected to vertical load[J]. Computer and Geotechnics, 2003, 30 (6): 443-453.
- [20]. Comodromos, E.M., Response prediction for horizontally loaded pile groups [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, 29:597-625.
- [21]. Broms, B, B. The lateral resistance of piles in cohesiveless soils [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 1964, 90(3): 123-156.
- [22] Matlock, H, Reese, L. C., Generalized solutions for laterally loaded piles [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1960, 86(5): 63-91.
- [23] . Reese, L. C., Cox W. R., Koop, F. D., Analysis of laterally loaded pile in sand. 6th Annual Offshore Technology Conference [C]. Houston, 1974, Geo: 2080.
- [24]. Duncan, J. M., Leonard, T., Evans, Jr., Phillip S. K. Ooi.. "Lateral load analysis of single piles and drilled shafts"[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, 120, 5, 1018-1033.
- [25] . Gabr, M. A., Lunne, T., Powell, J. J., P-y analysis of laterally loaded piles in clay using DMT[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 1994, 120(5): 816-837.
- [26] Dewaika, D. M., P. A. Patil, A new hyperbolic p-y curve model for laterally loaded piles in soft clay[J]. ASCE conference proceedings, 2006, 197(19): 150-158.

- [27] . Michael, L. Z., Vay, C. M., Lai, P., Numerical analysis of laterally loaded 3×3 to 7×3 pile groups in sands[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1999, 125(11): 936-946.
- [28]. Yang, Z.H., Jeremic, B., Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils [J]. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics.2003, 27: 1255-1276.
- [29]. Emilios, M. Comodromos, Response evaluation for horizontally loaded fixed-head pile groups using 3-D non-linear analysis [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2005, 29: 597-625.
- [30]. Kok, S. T. Hua, B. K., Numerical modeling of laterally loaded piles[J]. American Journal of Applied Sciences, 2008, 5(10): 1403-1408
- 【31】. 赵明华. 轴向和横向荷载同时作用下的桩基计算[J].湖南大学学报, 1987,14(2): 66-81.
- 【32】. 胡人礼.桥梁桩基础分析和设计[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1987.
- [33] Meyerhof, G. G, Yalcin, A. S., Behaviour of flexible batter piles under inclined loads in layered soil [J], Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30: 247-256.
- [34] . Meyerhof, G, G, Behaviour of pile foundations under special loading conditions: 1994,
  R.M. Hardy keynote address [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32: 204-222.
- 【35】. 范文田.轴向与横向力同时作用下柔性桩的分析[J]. 成都:西南交通大学学报, 1986, 23(1): 39-44.
- 【36】. 王用中, 张河水. 弹性地基梁的压弯计算及其应用[J].桥梁建设, 1985, 14(4): 30-52.
- 【37】. 赵善锐. 纵横弯曲桩各截面状态矢量得计算[A]. 第五届全国土力学与基础工程会 议论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社,1987.
- 【38】. 赵明华.倾斜荷载下基桩的改进有限元-有限层分析方法[J]. 工程力学, 2004, 21(3): 130-134.
- 【39】.赵明华,侯运秋,曹喜仁.倾斜荷载下基桩的受力研究[J].湖南大学学报,1997,24(2): 98-102.
- 【40】,赵明华,侯运秋,单远铭。倾斜荷载下桥梁桩基的计算与试验研究[J]. 湖南大学学报,

1999, 26(2): 86-91.

- 【41】.彭文祥,赵明华.成层地基中倾斜荷载作用下桩的受力研究[J].中南公路工程, 1999, 24(1): 27-30.
- 【42】.刘金砺. 桩基础设计与计算[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
- [43]. Trochanis, A.M., J. Bielak, Christiano, P., Three-dimensional nonlinear study of piles [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991, 117(3). 429-447.
- [44] . Karthigeyan, S., Ramakrishna, V. V. G. S. T., Rajagopal, K., Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007, 133(5): 512-521.
- [45] . Karthigeyan, S., Ramakrishna, V. V. G. S. T. Rajagopal, K. [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007, 133(5):512-521.
- [46] . C.S. Rha, Wallace, J.W., A robust macroelement model for soil-pile interaction under cyclic loads [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE, 2006, 132(10): 1304-1314.
- [47] Rha, C. S., Taciroglu, E., Coupled macroelement model of soil-structure interaction in deep foundations [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2 007, 133(12): 1326-1340.
- 【48】. 余闯,刘松玉. 考虑桩侧土软化的单桩性状计算分析[J]. 岩土力学,2005,26: 133-136.
- 【49】. 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M].上海: 上海科学技术出版社, 1990.
- 【50】. 张忠苗. 软土地基超长嵌岩桩的受力性状[J].岩土工程学报, 2001, 23 (5): 552-556.
- 【51】. 辛公峰,张忠苗,夏唐代等. 高荷载水平下超长桩承载性状试验研究[J].岩石力学 与工程学报,2005,24(13):2 397-2 402.
- 【52】. 朱向荣, 方鹏飞, 黄洪勉. 深厚软土超长桩工程性状试验研究[J].岩土工程学报, 2003, 25 (1): 76-79.
- 【53】.张忠苗,辛公峰,夏唐代.深厚软土非嵌岩超长桩受力性状试验研究[J].土木工程 学报,2004,37(4): 64-69.
- 【54】. 钟闻华,石名磊,刘松玉. 超长桩荷载传递性状研究[1].岩土力学,2005,26 (2):

307-318.

- [55]. Yao, W.J., Chen,S.P., Three-dimensional nonlinear finite analysis of super-long pile and soil interaction[C]// Proc., Int. Conf on Constitutive Modelling Development, Implement, Evaluation, and Application, Hong Kong, 2007,608-613.
- 【56】. 张鹏,王建华,陈锦剑. 土工织物拉拔试验中筋土界面力学特性. 上海交通大学 学报. 2004, 38(6): 999-1002.
- [57]. Hirayama H. Load-Settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions. Soils and Foundations. 1990, 30(1): 55-64.
- 【58】. 王金昌, 陈页开. ABAQUS 在土木工程中的应用[M]. 浙江大学出版社, 2006.
- [59] Potyondy, J.G., Skin friction between various soils and construction materials [J]. Geotechnique, 1961, 11(4): 339-353.
- [60] . Randolph MF, Wroth C.P., Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles [J]. Geotechnique, 1981, 31(1): 143-15.
- [61] Karasev, O. V., Talanov, G. P., Benda, S. F., Investigation of the work of single situ-cast piles under different load combinations. [J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering (Translated from Russian), 1977, 14(3):173-7.
- [62] Comodromos, E. M., Response prediction for horizontally loaded pile groups[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, 29:597-625.
- [63]. Tong Q. Finite element modeling of lateral loads on large drilled shafts[D]. Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, 2002.
- [64] . Charles, W. W. Ng, Zhang. L.M., Three-dimensional analysis of performance of laterally loaded sleeved piles in sloping ground [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 2001, 127(6): 499-509.
- [65] Ivy, Chung, Y. M., Charles, W. W. Ng., Three dimensional numerical investigations of the influence of sleeved piles on the stability of retailing wall [J]. Geo-frontiers, ASCE, 2005, 1-9.
- [66]. Wang, S. T. Reese, C. L. Farmer, G, Optimum design of three-dimensional pile groups in

nonlinear soil[J]. Deep Foundations, ASCE, 2002, 256(18): 245-261.

- [67] . Hanna, A. Nguyen, T.Q., Shaft resistance of single vertical and batter piles driven in sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003,129, 129(7), 601-607.
- [68] Rajashree, S. S., Sitharam, T.G., Nonlinear finite-element modeling of batter piles under laterally load[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003, 127(7), 604-612.
- 【69】. 方军华, 高填土斜顶桩板桩承台驳岸结构应用技术研究[D]. 河海大学, 2006.
- 【70】.洋山深水港区二期工程接岸结构原型观测试验阶段性报告,中港第三航务工程局 科学研究所,2005 年 8 月.
- [71]. Robert ,H., Thomas, E. C., Michael, G. W., Emergency replacement of ferry berthing structures at the Orcas Island Ferry Terminal, Conference Proceedings [C] 2001, 19(3).
- [72]. Oyenuga, D., Abrahamson, E., Krimotat, A., Kozak, A., Labasco, T., Lobedan, F., A study of the pile-wharf deck connection at the port of Oakland. ASCE Conference Proceedings[C] 2001,108(85).
- 【73】. 石名磊, 邓学钧, 刘松玉.群桩间"加筋与遮帘"相互作用研究[J]. 东南大学学报, 2003, 33(3): 343-346.
- 【74】. 庞锋, 顾小安, 卢明康, 石名磊. 群桩加筋效应机理研究[J]. 东南大学学报, 2004, 34(3): 390-392.
- 【75】. 梁发云,陈龙珠,李镜培.加筋效应对群桩相互作用系数的影响[J]. 岩土力学, 2005,26 (11):1757-1760.

作者在攻读硕士学位期间发表的论文

- 【1】. 尹武先.姚文娟, 程泽坤. 轴-横向荷载作用下超长桩数值模拟研究[J]. 水利水运工程 学报. 2009, 7(2):55-60.
- [2]. Wenjuan Yao, Wuxian Yin. Numerical Simulation and Reinforcement Study for Super-Long Pile Group under Axis and Lateral Loads. Advances in Structural Engineering-An International Journal- (Accepted, Paper No.08-767)
- [3]. Wenjuan Yao, Wuxian Yin. Numerical Analysis & Optimum Study for Super-Long Pile Group under Vertical and Lateral Loads in Nonlinear Soil. Journal of Finite Elements in Analysis and Design. (Under review)

# 作者在攻读硕士学位期间所作的项目

【1】. 上海市博士点专项基金项目,非刚性挡土结构的计算分析方法研究

【2】. 上海市航运攻关项目,长江口深水航道促淤潜堤结构损伤机理研究

## 致 谢

本文是在导师姚文娟教授的悉心指导下完成的。学生资质愚钝,承蒙导师 不弃收于门下,给予亲切关怀和精心指导。导师的言传身教,不仅仅是做事做 学问的思考方式,更重要的是教给了我们许多做人的道理,使我们明白了自身 的许多不足之处,为我们的成长指明了方向。导师给我提供了良好的学习环境, 使我从中获益不浅。姚老师对学生认真负责的态度、严谨的科学研究方法、敏 锐的学术洞察力、勤勉的工作作风以及勇于创新、勇于开拓的精神是我永远学 习的榜样。在此,谨向姚老师致以深深的敬意和由衷的感谢。

感谢梁老师这几年对我在生活和学习上的鼓励和启发,感谢我父母的养育 之恩,他们在生活上给予我很大的支持和鼓励,是他们给予我努力学习的信心 和力量。

最后,感谢所有关心我、支持我和帮助过我的同学、朋友、老师和亲人。 在这里,我仅用一句话来表明我无法言语的心情:感谢你们!