

# 摘 要

作为一种强度高、承载力大、耐久性好的重要深基础形式，桩基础在高层建筑、大型厂房、水利水电枢纽、铁路工程、公路工程、桥梁工程、近海采油平台、核电站等土木、水利工程中得到了广泛应用。但由于桩—土—结构动力相互作用的机理与工作性能极其复杂，目前仍有很多问题没有得到彻底解决。为此，本文紧密围绕桩—土—结构动力相互作用特性研究中存在的主要问题，在单桩的动力阻抗计算方法与简化模型以及单桩、群桩和上部结构的动力响应分析等方面进行了系统而深入的研究。论文的主要研究内容及所取得的研究成果具体包括以下几个方面。

1. 当运用子结构方法分析桩—土—结构体系的动力相互作用特性时，桩基动力阻抗的合理确定是一个关键的问题。本文运用土动力学和结构动力学原理，基于改进的 Winkler 地基梁模型，同时综合考虑桩周土的弱化效应、地基土的成层非均质性以及水平荷载作用时桩—土界面的相对分离效应和竖向荷载作用时桩—土界面的相对滑移效应，建立了水平荷载和竖向荷载作用下单桩动力阻抗的简化计算力学模型与分析方法，并进行了算例分析，将所得到的计算结果与有限元方法的分析结果及试验结果进行了对比分析，验证了建议分析方法的合理性，进而通过变动参数对比计算与分析，探讨了桩周土域弱化范围与弱化程度、桩—土界面接触状态、桩体长细比和桩—土刚度比等对单桩水平和竖向动力阻抗的影响规律。

2. 单桩的动力响应特性研究是桩—土—结构相互作用分析中的一个重要而基本的内容。本文将桩视为置于 Winkler 模型地基中的梁，运用土动力学和结构动力学原理，分别对土和桩建立了波动方程与振动微分方程，并利用分离变量法进行求解，建立了能同时考虑桩周土在振动过程中的弱化效应和地基土的成层非均质性的单桩简谐动力响应分析的简化解析方法；通过与有限元计算结果的对比分析，验证了本文简化解析方法的合理性；进而通过变动参数比较分析，探讨了桩周土域弱化范围与弱化程度、地基土层条件、桩体长细比和桩—土刚度比等对单桩水平和竖向简谐动力响应特性的一般影响规律。

3. 群桩是实际工程中普遍采用的桩基形式，由于要考虑桩—土—桩的相互作用效应，因此，群桩的动力响应特性远比单桩的复杂。本文根据动力相互作用系数的基本定义和求解步骤，引入某些假定，分别计算了两根桩之间的水平和竖向动力相互作用系数，并对桩间距与桩直径之比、两桩水平连线与荷载作用方向之间的夹角、桩—土刚度比和桩体长细比等参数对水平和竖向动力相互作用系数的影响进行了计算与分析；然后，运用动力相互作用系数的叠加原理分别对群桩的

水平和竖向动力响应特性进行了分析，得到了群桩的整体位移、群桩的动力阻抗和各单桩分担的荷载；最后，针对具有代表性的  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩进行了算例分析。

4. 将桩—土—结构耦合系统按线性体系考虑时，可以直接在频率域上进行动力响应分析，但对于非线性体系，由于桩基与上部结构之间的相互作用力表现为动力阻抗与输入地震动之卷积积分的形式，且动力阻抗依赖于激振频率，因此，在时域上直接进行桩—土—结构动力相互作用体系的地震响应分析就变得十分复杂和困难，目前对这个问题的研究尚不成熟。本文在对现有分析方法与计算模型综合分析的基础上，提出了一种改进的非线性动力 Winkler 模型，并运用最小二乘法，通过 Matlab 语言编程，确定了模型中各物理元件的参数，将桩基的动力阻抗用一系列与频率无关的弹簧、阻尼器、滑动块和集中质量等物理元件按某种串联或并联的组合模型来表达，从而为桩—土—结构耦合体系的非线性时域分析奠定了基础。

5. 桩—土—结构相互作用体系的抗震性能分析是土木工程实践中一个非常复杂而且重要的问题。本文首先运用子结构分析方法，将上述桩基动力阻抗的研究成果和改进的非线性动力 Winkler 模型应用于桩基结构的抗震分析中；为便于进行对比验证分析，考虑桩—土相互作用效应，建立了桩基结构地震响应的整体有限元计算模型，通过对现有计算软件的二次开发，发展了桩—土—结构体系地震响应的整体有限元计算程序。然后，针对某一工程实例，分别运用子结构分析方法和整体有限元数值计算方法对桩—土—结构体系的地震响应特性进行了对比计算与分析，研究表明，两种方法所得到的计算结果是基本一致的，同时，得到了地震动的频谱特性和输入地震动的加速度幅值对桩基结构地震响应特性的影响规律，所得到的计算结果和有关结论将为桩基结构的抗震分析与工程设计提供参考依据。

关键词：桩—土—结构体系；相互作用；单桩；群桩；非均质土层；弱化效应；动力响应；动力阻抗；相对分离；相对滑移；动力 Winkler 模型；有限元分析

# ABSTRACT

Because of its high strength, great bearing capacity and fine durability, pile foundations have been widely used in civil construction engineering such as high buildings, large workshops, hydraulic power stations, railways, highway roads, bridges, offshore platforms and nuclear power plants. However the dynamic interaction of pile-soil-structure system is very complex and there are some issues that have not been well solved in engineering practice. An intensive study is required for consideration on dynamic pile-soil-structure interaction effect in the analysis and design of pile-supported structures. Therefore the simplified and yet rational computational method and mechanical model for representation of lateral and vertical dynamic impedance function of piles, numerical method for evaluating dynamic response behavior of the interaction system of single pile or pile group and superstructure are mainly concerned in this dissertation. The main research and results involved in the dissertation includes the following parts.

1. As one of the key issues in the study of dynamic behavior of pile-supported structures by the substructure method, the dynamic impedance of pile foundation should be rationally evaluated for considering the effect of soil-pile dynamic interaction. In this dissertation, based on a certain assumptions and the improved dynamic model of beam-on-Winkler's foundation, a simplified mechanical model for computing the lateral and vertical dynamic impedance of single pile embedded in layered soils is established by using the principle of soil dynamics and structural dynamics. The softening effect of soils around pile during vibration and non-homogeneity of soil strata as well as the discontinuous behavior such as the de-bonding and relative slippage along pile-soil interface are simultaneously taken into account. It is shown through comparative study for a given example that the dynamic impedance of single pile numerically computed by the proposed method are relatively rational and can well agree with the computational and experimental results currently available. Finally the parametric studies are made for a wide ranges of main varied parameters involved to examine the effect of the softening area and softening degree of soils around pile, the contact conditions of pile-soil interface, the slenderness ratio of pile and the pile-soil stiffness ratio on dynamic impedances of single pile embedded in layered non-homogeneous soils.

2. The dynamic response characteristics of single pile is one of the most important aspects in the study of dynamic pile-soil-structure interaction. In this dissertation, considering the softening effect of soils around pile and the non-homogeneity of soil strata simultaneously, a simplified analytical method for computing the lateral and vertical dynamic response characteristics of single pile to harmonic excitation is established. It is shown through the illustrative studies on a given example that the dynamic response of single pile numerically computed by the proposed method are rather reasonable and can well agree with the numerical solutions gained from finite element analysis by using well-known software. Finally the parametric studies are made for a wide range of main varied parameters to examine the effects of the softening area and softening degree of soils around pile, the mechanical conditions of soil strata, the slenderness ratio of pile and the pile-soil stiffness ratio on dynamic response characteristics of single pile embedded in non-homogeneous layered soils to harmonic loading with different excitation frequencies.

3. In engineering practice, pile group is a widely applied form of pile foundation. Since the pile-soil-pile interaction effect should be taken into account for pile group, the dynamic response characteristics of pile group are much more complex than that of



single pile. Based on the definition and solving procedures of dynamic interaction coefficient and a certain assumptions, lateral and vertical dynamic interaction coefficients of two piles are computed. Also the effects of the ratio of distance between two piles to pile diameter, the angle between the line linking two piles and the orientation of loading, the pile-soil stiffness ratio and the slenderness ratio of pile on lateral and vertical interaction coefficients are studied systematically. Then lateral and vertical dynamic response characteristics of pile group are analyzed by using the superpose principle. The displacement and the dynamic impedance of pile group as well as the loads respectively shared by each single pile among pile group are obtained. Finally two types of pile group with  $2 \times 2$  and  $3 \times 3$  piles are analyzed.

4. The dynamic response of pile-soil-structure system can be solved effectively in frequency domain if the system is linear. For nonlinear system, however, it will become very complex and difficult to directly analyze the pile-soil-structure interaction in time domain by using the frequency-dependent dynamic impedance. In order to consider the interaction effect and frequency-dependent nature of dynamic impedances, an improved dynamic Winkler's model is developed. In this lumped-parameter mechanical model, a series of springs, dashpots and masses are combined together in a certain form that can reproduce the frequency-dependant characteristics of dynamic impedances. The relevant parameters of all physical elements involved in the model are determined by least-square method. Therefore dynamic impedances of pile foundation can be simulated by the combination of these physical elements. Accordingly the improved dynamic Winkler's model will be easily incorporated in the dynamic equations of the super-structure and time-domain analysis can be operated for the nonlinear system.

5. The study on earthquake-resistant behavior of pile-soil-structure interaction system is a relatively complicated and primarily important issue in civil engineering practice. Based on the above investigations, the substructure method for seismic response analysis of pile-soil-structure system is presented in this dissertation. At the same time, a computational model and procedure based on the finite element method for pile-supported structures, which can duly consider the pile-soil interaction effect is illustrated. And a FEM computer program for analyzing the seismic response characteristics of pile-soil-structure interaction system is developed in the framework of current software in which numerical nonlinear analysis in the time-domain is implemented. Then comparative studies are performed for an engineering example and numerical results are computed respectively by the global finite element method and the substructure method given in the thesis. Through comparative analysis, it is shown that the results computed by the substructure method can well agree with the computational results achieved by the finite element method. Simultaneously, the peak lateral acceleration amplification factors, the peak lateral relative displacements and the acceleration response spectra of typical nodes of the pile-soil-structure interaction system excited by three different input earthquakes are obtained. Furthermore, the effect of amplitudes of input earthquake on the acceleration and the displacement time histories, the peak lateral acceleration amplification factors, the peak lateral relative displacements of the pile-supported structures and the internal forces of the typical sections are examined. All these numerical results and findings will offer an instructive guideline for earthquake-resistant analysis and engineering design of the pile-supported structures in practice.

**Key Words:** pile-soil-structure system; dynamic interaction; single pile; pile group; non-homogeneous soil strata; softening effect; dynamic response characteristics; dynamic impedance; relative separation; relative slippage; dynamic Winkler's model; finite element analysis

# 第一章 绪论

**摘 要:** 桩—土—结构动力相互作用分析是高层建筑、桥梁工程、海岸与近海工程建设与设计中的普遍关心的问题,是结构工程、岩土工程与地震工程的交叉研究领域。本章对这一专题的研究意义、国内外研究现状与发展动态进行了简要评述,对各种分析理论与计算方法进行了对比分析,指出了桩—土—结构动力相互作用研究中存在的主要问题,简要概述了论文的主要研究工作、所采用的技术路线和论文的组织结构。

**关键词:** 桩—土—结构体系; 动力相互作用; 动力荷载; 动力阻抗; 动力响应

## 1.1 引 言

桩基础是一种历史悠久的基础形式,据考古证实,至今已有 12000 年~14000 年的历史,对桩基础的理论研究也已有 100 多年的历史了,但在历次大地震中仍出现了较严重的桩基础破坏现象。近几十年来,通过对发生在日本的 1948 年福井地震、1952 年十胜冲地震、1964 年新泻地震、1995 年 Kobe 地震和发生在美国的 1964 年 Alaska 地震、1985 年 Mexico City 地震以及发生在中国的 1975 年海城地震、1976 年唐山地震等的历次强震观测和震害调查表明,桩基础的破坏主要有液化破坏、剪切破坏和桩帽脱落破坏三种基本形式,如图 1.1 所示。地基的液化破坏会使桩基的整体位移过大以致发生整体倾覆,液化砂层的界面是较大弯矩和较大剪力出现的危险部位。地基土层交界面处的刚度突变会引起桩基的水平剪切破坏。桩顶与桩帽的连接处是桩基础的薄弱环节,桩帽脱落破坏也是常见的桩基震害现象。

随着我国城市建设的大规模发展,城市建设立体化、交通高速化和综合居住环境完善化已成为现代土木工程的重要特征。各种高、大、重、深建筑物的不断出现,对地基基础提出了更高的要求。桩基础以其承载力大、稳定性好、沉降小、能适应各种地质条件和荷载情况等特点得到了广泛的应用。特别是 20 世纪 70 年代以来,随着海洋石油工业的发展,桩基式海洋平台的建造日益增多,同时,陆地上与滨海地区的一些重要工程,如核电站、深水港码头、大跨度桥梁及软土地基上的高层建筑等也广泛采用桩基础。地震荷载作用下的桩—土—结构动力相互作用已成为国内外工程界和学术界研究的热点问题。

桩—土—结构动力相互作用是高层建筑、桥梁工程、海岸和近海工程建设与设计中的普遍关心的问题之一,是结构工程、岩土工程与地震工程的交叉研究领域。由于涉及到上部结构、下覆无限地基、桩基础及其组成材料的非线性和远场地面运动等多种因素,桩—土—结构动力相互作用又是结构动力学和土动力学中最为

复杂的课题之一，受到了广泛关注。

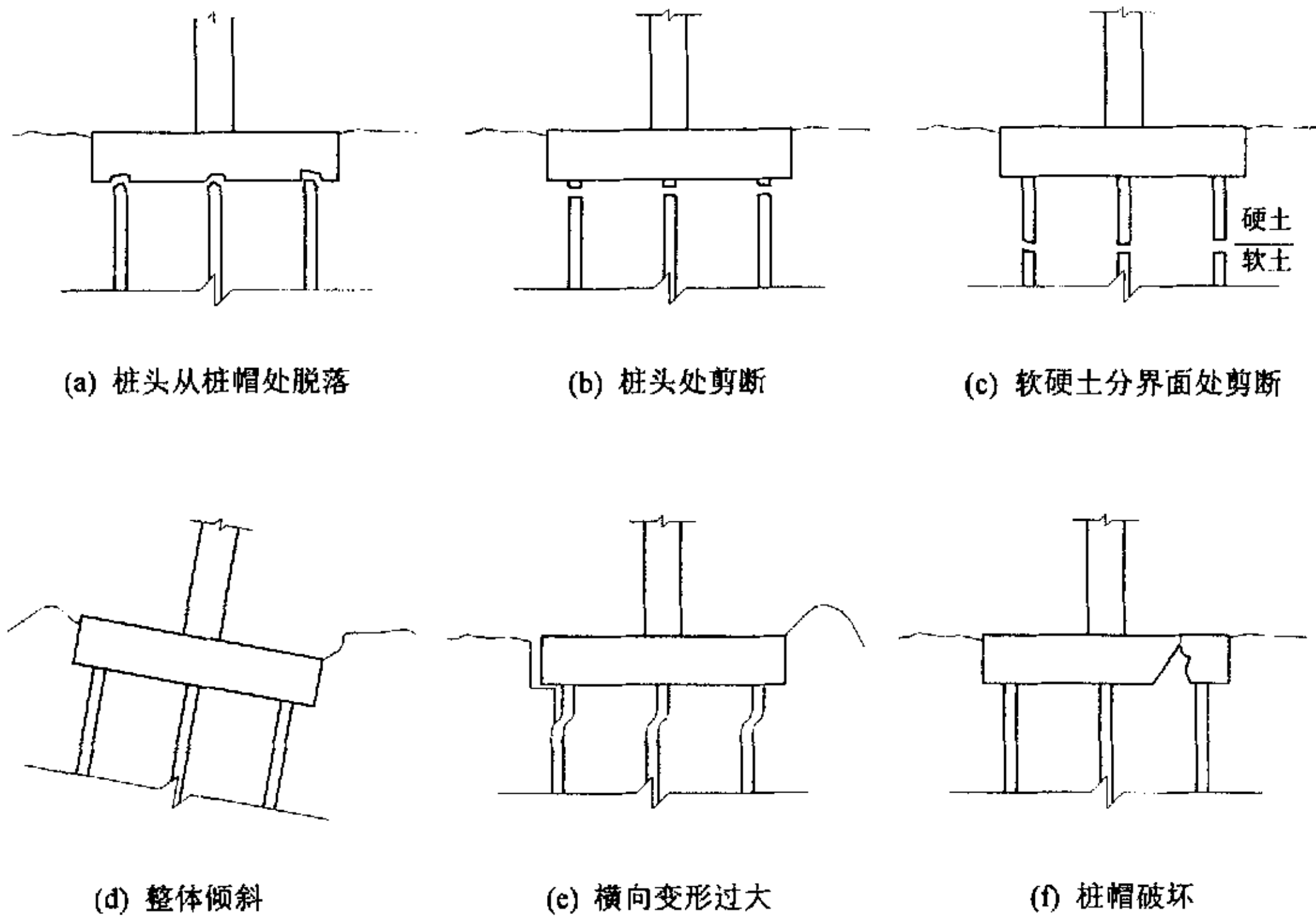


图 1.1 地震作用下桩基的主要破坏形式

Fig.1.1 The main failure modes of pile foundations under seismic loading

在大多数桩基工程结构的抗震设计中，一般采用不考虑桩—土—结构相互作用的分离设计方法。这种把桩基与上部结构分割开来，各自进行独立设计的方法，由于没有考虑相互作用引起的地震作用效应的减小，可能会使设计过于保守。同时，这种设计方法又存在一定的盲目性，有时并不能保证上部结构的安全性，这一点已被实际地震中桩基结构破坏的实例所证实。在地震荷载作用下，由于桩和结构的存在，地基土的运动明显不同于自由场地运动，土层对地震波的过滤和放大效应将会改变结构的地震响应特性，同时，地基的刚度和阻尼也会影响桩基和上部结构的承载和变形性态。相互作用效应使结构体系的自振周期延长，阻尼比增加，加速度减小，这是一个复杂的耦合体系的动力相互作用过程。只有应用桩—土—上部结构相互作用的理论，才能比较真实地反映其实际工作状态，也才可能使设计更为安全可靠与经济合理。因此，为深入探讨地震作用下桩—土—结构动力相互作用的机理，了解桩—土—结构动力相互作用的基本规律，提高桩基结构的安全性和可靠性，必须进行地震荷载作用下桩—土—上部结构动力相互作用特性的研究。地震荷载作用下桩—土—结构动力相互作用的研究可以有效的利用

桩-土-结构体系的材料特性与力学特性、加大桩距、减少桩数、合理布桩、减小承台的尺寸、改变上部结构,从而有效的控制地震作用效应、降低基础和上部结构的内力和沉降、节省工程造价。

动力荷载作用下,桩-土-结构耦合体系是一个复杂的相互作用系统,近几十年来得到了国内外学者的普遍重视,针对这一课题开展了广泛的研究,提出和发展了各种分析理论、计算模型和设计方法,但由于研究问题的复杂性,现有认识仍不能满足现代工程设计的需要。

## 1.2 桩-土-结构动力相互作用的研究现状

### 1.2.1 单桩-土动力相互作用研究

在桩基动力学中,研究的最早相对也较为成熟的问题是单桩-土系统在动力荷载作用下的相互作用。根据桩周土计算模型和模拟方式的不同,现有的单桩-土相互作用分析理论和研究方法可归纳为解析方法、离散模型方法、数值方法和实验方法四类方法<sup>[1]</sup>。在分析中,一般将桩视为一维杆件。研究表明,在桩-土相互作用分析中,最重要的问题是对桩周土的力学性态的正确模拟以及地基土对桩基动力反应特性影响的合理考虑。

#### 1.2.1.1 解析方法

解析方法通常以线弹性或粘弹性均匀连续介质中的三维波传播理论为基础确定地基反力。这类方法能正确的表示几何阻尼和土层的共振现象,但是无法反映桩-土界面上的几何非线性行为。

Novak<sup>[2, 3]</sup>等引入平面应变假设,将土介质假设为线粘弹性水平成层介质,同时假定桩是完全弹性的,且与桩周土完全接触,确定了成层地基的竖向和水平向阻抗系数,进而得到了桩在竖向和水平向简谐荷载作用下桩身的动力响应。竹宫宏和与山田善一<sup>[4]</sup>在 Novak 方法的基础上针对层状土提出了一种有效的近似解析方法。Novak 和 Aboul-Ella<sup>[4]</sup>基于平面应变和层状介质假定,对高频激振时桩-土动力相互作用计算提出了一种更为简单有效的方法,并编制了程序。Waas 和 Hartmann<sup>[4]</sup>建立了圆环荷载作用下的解析方法,此法既适用于极薄层状土介质,又可以考虑远场的反应。

刘宗贤和李玉亭<sup>[5]</sup>针对分层弹性地基中的单桩基础建立了合理的力学模型,给出了桩基础的横向自振特性以及在横向动荷载与地震荷载作用下强迫振动的解析解,为分层弹性地基中单桩基础在横向动力荷载与地震荷载作用下的动力反应分析提供了一种新的解析方法。王慧、杨光辉和张鸿儒<sup>[6]</sup>建立了桩-土运动相互作用连续介质力学模型,并从波动理论出发,求解满足边界条件的波动方程,获得了



桩周土的位移和应力解析表达式, 求得了桩周土反力与桩的动位移之间的关系。何玉敖<sup>[7]</sup>采用波动方法, 针对水平振动时可能出现的桩—土局部分离现象, 提出了具有第三维变形特征的无限平面内圆孔辐射应力混合边值问题的计算理论, 并将其应用于桩—土相互作用分析中。

### 1.2.1.2 离散模型法

离散模型法起源于 Winkler 地基梁模型, 这种方法将桩视为埋置于土介质中的梁, 忽略土的连续性而将桩周土的阻抗效应应用分布的相互独立的弹簧和阻尼器代替, 因而可以考虑土性沿深度的变化以及材料的非线性性质。这类方法简便实用, 物理概念清楚, 计算工作量少, 因此, 在桩基理论中一直受到广泛重视。同时它也存在着一一定的局限性, 如弹簧和阻尼器系数的取值以及参振土体体积或质量的确定等问题尚未得到很好解决, 不能详细描述土中应力波的传播、土的屈服破坏的发展过程和桩—土界面上的破坏等复杂的物理现象。而且过去大多数的研究主要采用频域方法, 而对于时域方法的研究相对较少。尽管如此, 由于该方法简便易行, 因此, 国内外学者在此基础上进行了许多有意义的改进和发展。

Novak<sup>[8]</sup>将土体假定为一系列无限延伸的水平薄土层, 利用 Winkler 模型求出了桩的动刚度和阻尼, 并应用于摩擦桩的垂直振动分析中<sup>[9]</sup>, 后来, Novak 和 Aboul-Ella<sup>[10]</sup>对此进行了改进, 改进后的模型不仅考虑了地基的几何辐射阻尼, 而且还考虑了材料滞回阻尼的影响。为了研究桩周土体的非线性、桩与土的相对滑移和分离等复杂的物理现象, Novak 和 Sheta<sup>[11]</sup>将桩周土体定义为弱化区, 并将弱化区内的剪切模量和阻尼比分别加以适当的降低和增大。近年来, Naggar 和 Novak 基于 Kondner<sup>[12]</sup>建立的非线性应力—应变关系提出了非线性桩—土相互作用模型, 并进行了时域计算<sup>[13]</sup>。Gazetas, Fan 和 Kaynia<sup>[14]</sup>利用动力 Winkler 基础梁简化模型和以 Green 函数为基础的严格计算方法分析桩的动态反应, 并进行了全面的变动参数研究和桩—土相互作用动态分析。Gazetas<sup>[15]</sup>利用动力 Winkler 地基梁模型和动力相互作用因子的概念, 对均质和非均质土层中的桩—土动力相互作用问题进行了深入探讨。

陈云敏、陈仁朋和朱斌<sup>[16]</sup>利用 Winkler 地基梁模型对锤击沉桩时层状地基中的预制桩建立了合理的力学模型, 经过动力分析, 给出了单桩在桩顶偏心竖向动力荷载作用下的动力响应解, 并分析了激振强度、桩径、土对桩的水平地基反力系数以及土的阻尼比等对桩动力响应的影响。蒯行成、沈蒲生和陈军<sup>[17]</sup>采用动力 Winkler 地基梁模型, 在求得有限长桩运动微分方程通解的基础上, 导出了层状土中桩单元的复刚度矩阵, 提出了层状土中单桩动力阻抗的计算方法。范敏、解明雨和邬瑞锋<sup>[18]</sup>采用 Winkler 模型分析了桩—土相互作用效应对桩基高层结构的动力特性和地震响应的影响, 并考虑了土的非线性性质对桩—土—结构相互作用体系地震响应的影响。



### 1.2.1.3 数值方法

在桩-土动力相互作用分析中,广泛使用的数值方法主要包括有限元法和边界元法及其耦合方法。其中有限单元法相对比较成熟,得到了广泛应用,目前已由简单的线性分析发展至复杂的非线性分析,由平面分析发展至三维分析。

在有限元分析中,一般将桩基础附近较大范围的地基土与桩一起视为整体,在基底面输入地震动作用,直接计算桩基和地基土的地震响应。这种方法能够用相容单元分别模拟地基土和桩体,可以真实地考虑桩基和土体的力学性质、复杂的几何形状以及任意荷载作用,从而使许多复杂的实际问题得以求解,但是所需计算机容量较大,计算工作量大,此外,在实际应用中,往往由于缺乏详细而准确的地基土参数,使计算方法的精确性与计算参数的粗糙性不协调,有时并不能保证最终计算结果的精确度。而边界元方法只需对桩-土界面进行离散,同时将桩离散为梁柱单元,因此,计算量相对较小。但这类方法一般仅适用于线性分析,迄今尚未能应用于非线性分析。

Blaney, Kausel 和 Roesset<sup>[19]</sup>用一致边界矩阵模拟波的辐射效应,对横向荷载作用下的端承桩进行了有限元计算与分析,同时利用轴对称有限元方法对桩的动力特性进行了三维分析。Berger, Mahin 和 Pyke<sup>[20]</sup>利用有限元程序 ALUSH 对地震荷载作用下的桩-土相互作用进行了数值分析。为考虑桩的弯曲特性, Kagawa 和 Kraft<sup>[21]</sup>对有限元程序 ALUSH 进行了改进,并发展了新的有限元程序 PLLUSH。Angelides 和 Roesset<sup>[22]</sup>利用发展的非线性有限元程序对桩-土体系的动力相互作用特性进行了计算。

赵振东和傅铁铭<sup>[23]</sup>将混凝土桩假定为线弹性材料,桩周土体假定为弹塑性材料,利用滑移面单元模拟桩土间的相对滑移和相对分离,用一个三维显式有限元模型描述桩-土系统,对在施加于桩顶的侧向脉冲动荷载作用下桩的非线性动力特性进行了分析。雷国辉、赵维炳和施建勇<sup>[24]</sup>利用有限元方法对单桩的锤击贯入过程进行了数值模拟,得到了沉桩引起的土体动应力反应峰值,并以此作为土的前期固结应力,进行了使用期中的桩-土共同作用分析,探讨了桩基的承载特性,从而考虑了沉桩过程在桩-土共同作用分析中的影响。张崇文、赵剑明和张社荣<sup>[25]</sup>在有限层和有限元两种方法的基础上,提出了一种求解桩-土相互作用体系动力非线性反应的动力层元分析模型,通过理论分析,将半空间问题转化为准二维平面问题。姜忻良、黄艳和丁学成<sup>[26]</sup>用样条有限元法分析了承受建筑物荷载的桩基和土体,用半解析无限元模拟桩基周围半无限土体,分析了相邻建筑物的相互作用。肖晓春、迟世春和林皋<sup>[27]</sup>对横向荷载作用下的单桩和群桩分别用协调单元和非协调单元进行了有限元模拟计算,分析结果表明,非协调元能够较好地模拟水平荷载下柔性桩的变形和力学特性。

#### 1.2.1.4 实验方法

由于桩-土动力相互作用问题的复杂性, 以往的研究工作主要局限于理论分析和数值模拟, 缺乏试验验证。近年来, 动力相互作用的试验研究日益受到重视。桩-土动力相互作用问题中最有意义的试验研究是现场的强震观测和现场原型试验, 但由于地震的不可预见性, 有针对性的强震观测难以人为的控制试验进度, 等待周期往往很长, 而现场原型振动试验成本很高, 所以, 至今所获得的有价值的试验数据非常有限。为了更深入的认识地震荷载作用下桩-土动力相互作用的机理, 从而了解桩-土动力相互作用的规律, 进行桩-土动力相互作用体系的振动台模型试验研究成为必要, 这将为验证桩-土动力相互作用分析理论和计算方法的合理性与可靠性提供参考依据。

Kobayashi, Yao 和 Yoshida<sup>[28]</sup>通过试验探讨了桩-土系统动力响应分析中桩-土间的相对滑移和相对分离以及桩周土的非线性变形特性等复杂的物理过程。Nomura, Shamoto 和 Tokimatsu<sup>[29]</sup>对可液化土中的桩-土相互作用效应进行了振动台模型试验研究。楼梦麟和王文剑<sup>[30]</sup>等通过振动台模型试验, 探讨了桩-土相互作用对结构动力特性和地震反应的影响, 研究表明, 桩-土相互作用使结构体系的自振频率降低、阻尼增大、结构顶部的加速度反应和结构底部的应变反应减小。

#### 1.2.2 群桩-土动力相互作用研究

在实际工程中, 桩基往往是以群桩的形式出现的。由于桩-土-桩的相互作用效应, 群桩的动力特性分析要比单桩复杂得多。目前, 关于群桩动力特性的分析方法可分为两大类, 即直接分析方法和近似分析方法。直接分析方法以有限元法和边界元法为代表, 将整个桩群作为一个整体进行分析, 同时考虑桩群中各桩的相互作用效应, 该方法具有物理概念清楚的特点, 但由于直接法要对半无限土体划分有限单元或边界单元, 占用的计算机内存和计算工作量均较大, 而且需要设置透射边界和吸能边界, 实际运用中还存在着计算方法精确与计算参数粗糙的矛盾; 而基于叠加原理的近似分析方法则首先利用相互作用系数的概念考虑群桩中每两根桩间的相互作用效应, 然后将群桩中每两根桩之间的相互作用效应进行叠加, 从而得到整个桩群的动力响应。由于此法简单, 计算工作量较少, 便于工程实用, 因此, 一直受到广泛重视。

Polous 和 Davis<sup>[4]</sup>提出了相互作用系数的概念, 并用来描述群桩的相互作用效应。Kaynia 和 Kausel<sup>[4]</sup>认为群桩动力相互作用系数依赖于激振频率。Dobry 与 Gazetas (1988)针对均质地基提出了动力相互作用系数的一种简化算法<sup>[4]</sup>, 但所引入的某些假设与工程实际不相符合。进而 Gazetas 和 Markis 分别对轴向和侧向荷载作用下的动力相互作用分析方法进行了进一步的完善, 并将其推广到非均质地基中<sup>[4]</sup>。Gazetas, Fan 和 Kaynia (1993)研究了桩间距和布桩方式对群桩动力响应的影

响<sup>[4]</sup>,认为低频时可以采用静力相互作用系数,而在高频时为了合理反映群桩效应,应采用动力相互作用系数。但这些理论研究成果尚未得到验证,且大多采用频域方法。由于群桩的动刚度和阻尼均与激振频率相关,因而无法在时域分析中直接应用。另外,这些研究均是在线性分析理论上建立的,不能直接应用于动力非线性分析。因此,当考虑土的非线性性质时,在线性分析中极为重要和广泛应用的“相互作用系数”的概念将不再适用,必须重新考虑桩-土间的相互作用效应,建立群桩-土相互作用的时域计算模型。

### 1.2.3 桩-土-结构动力相互作用研究

桩-土-结构这一耦合体系的动力相互作用问题,由于涉及到上部结构、桩基础、下覆无限地基等多种因素,特性多变的地基和形式不一的上部结构构成了共同作用问题的复杂性,任一组成部分的某些变化都会影响最终的分析结果,从而使得这一课题成为土动力学和结构动力学中最为复杂的课题之一,一直引起岩土工程师和结构工程师的广泛重视。桩-土-结构体系动力相互作用特性的常用分析方法主要有子结构分析方法和整体分析方法两种。在子结构分析方法中,桩基对上部结构地震响应的影响是采用桩基的动力阻抗函数来考虑的,因此,首要的问题是建立桩基阻抗的合理计算模型并以此确定桩基的动力阻抗,然后将其耦合到上部结构的运动方程中,进而进行数值求解。而整体分析方法将桩-土-上部结构作为一个整体建立计算力学模型并进行数值分析。可以看出,无论是子结构方法还是整体分析方法,必须建立合理的上部结构简化力学模型。

Arnold (1977)<sup>[4]</sup>等人同时考虑桩-土-上部结构的动力相互作用以及流体与结构的动力相互作用,对桩基础支承的海上石油平台进行了三维有限元分析。Trochanis<sup>[4]</sup>运用 Coulomb 摩擦理论考虑桩-土间的相对滑移和相对脱离,并运用 Drucker-Prager 准则考虑地基土的弹塑性性质,以此对桩-土-结构相互作用体系进行了非弹性分析。Wu 和 Finn (1994, 1996, 1999)<sup>[4]</sup>等分别以八节点块体单元和二节点梁单元模拟地基土和桩,发展了一种准三维有限元方法。Wu 和 Finn (1999)<sup>[4]</sup>采用有效应力分析方法,对桩周砂土的液化进行了分析。

## 1.3 桩-土-结构动力相互作用研究中存在的主要问题

近几十年来,桩-土-结构动力相互作用问题得到了广泛而深入的研究,且已取得了巨大的进展,提出了各种分析理论、计算模型和设计方法,发展、改进了各种施工、检测和实验方法,切实有效的指导了工程实践,但由于桩-土-结构动力相互作用问题的复杂性,现有的认识仍不能满足现代工程设计与分析的需要。



目前, 桩-土-结构动力相互作用的研究成果大多限于均质土层等比较理想的情况, 然而实际工程中遇到的地基土往往是成层非均质的, 具有各向异性; 在振动过程中, 桩周土将会发生部分的弱化而使其刚度降低; 同时, 桩-土界面在振动过程中将不一定完全处于理想粘结状态, 在较大的水平动荷载作用下, 桩-土界面可能会发生局部的脱开与分离, 在竖向荷载作用下也可能会发生相对滑移; 这些都是影响桩基动力响应特性和动力阻抗计算的重要因素。因此, 在桩基动力阻抗计算和动力响应特性分析中必须综合考虑这些因素的影响。虽然现有的研究对地基土的分层、桩周土的弱化效应和桩-土界面的非连续变形效应等进行了一定的探讨, 但对这些效应的研究大多是单独进行的, 即只考虑其中某一个方面的影响, 综合考虑所有这些效应同时耦合作用的研究甚少, 而且现有的同时考虑这三种耦合作用效应的研究一般是利用有限单元法或边界元法等数值计算方法实现的, 至今未见用简化解析方法同时考虑这三种耦合作用效应的影响进行桩-土-结构动力相互作用分析的实例。相反, 由于本文基于土动力学和结构动力学理论发展起来的简化解析方法能同时综合考虑地基土的分层、桩侧土的弱化和桩-土界面的变形非连续三种效应耦合作用的影响, 便于转换为工程实用的简化公式, 因此更接近工程实际, 具有较高的理论价值和工程实用意义。

除此之外, 桩-土-结构动力相互作用问题是一个复杂的综合课题, 一方面要独立的研究地基土、桩基础和上部结构的动力特性, 另一方面又要把三者作为一个整体, 研究其整体动力响应特性和各部分之间的相互影响。然而, 现有的研究成果较多的集中在对单桩动力响应特性的研究方面, 而对群桩和桩承上部结构动力响应特性的研究相对较少, 研究方法也比较单一, 研究内容和研究成果均具有较大的局限性。因此, 必须加强对群桩和桩承上部结构动力响应特性的研究。

## 1.4 本文的主要研究内容与论文的组织结构

### 1.4.1 本文的主要研究内容

围绕桩-土-结构动力相互作用研究中存在的主要问题, 本文在单桩水平和竖向动力阻抗的计算方法与简化模型以及单桩、群桩和上部结构的动力响应特性等方面进行了深入的研究, 研究内容主要包括以下几个方面:

1. 建立了水平和竖向荷载作用下单桩动力阻抗函数的简化计算方法和力学模型。

运用土动力学和结构动力学原理, 基于改进的 Winkler 地基梁模型, 同时综合考虑地基土的成层非均质性、桩侧土的弱化效应和桩-土界面的变形非连续性(即水平荷载作用下的相对分离效应和竖向荷载作用下的相对滑移效应), 采用数



理方程方法求解桩与土的振动方程,建立了水平和竖向荷载作用下单桩动力阻抗函数的计算力学模型,通过数值计算将得到的桩基水平和竖向动力阻抗随激振频率的变化关系与现有的计算、试验和有限元分析结果进行了对比,验证了计算方法的合理性,进而通过变动参数计算对影响单桩水平和竖向动力阻抗函数的各相关参数进行了比较分析。

2. 对非均质土层中单桩的水平和竖向简谐动力响应特性进行了全面分析。

同时考虑桩周土在振动过程中的弱化效应和地基土的成层非均质性,分别对地基土内、外域的振动方程和单桩的振动方程进行求解,得到了单桩在水平和竖向简谐动力荷载作用下的动力响应简化解析方法,并通过与有限元计算结果进行对比分析,验证了本文计算方法的正确性,进而通过对影响单桩水平和竖向简谐动力响应特性的各相关因素进行变动参数比较分析,得到了各相关因素对单桩水平和竖向简谐动力响应特性的一般影响规律。

3. 运用基于动力相互作用系数的叠加原理分别对群桩的水平和竖向动力响应特性进行了分析,得到了群桩水平和竖向动力阻抗的求解方法。

基于群桩动力相互作用系数的定义、基本假定和求解步骤,分别对两根桩之间的水平和竖向动力相互作用系数进行了计算,并对动力相互作用系数的主要影响参数进行了变动参数比较分析,得出了各影响参数对水平和竖向动力相互作用系数的影响规律;然后,运用基于动力相互作用系数的叠加原理分别对考虑动力相互作用效应的群桩的水平和竖向动力响应进行了分析,得到了群桩的桩顶整体位移、群桩的动力阻抗和各单桩分担的荷载;最后,针对具有代表性的 $2 \times 2$ 群桩和 $3 \times 3$ 群桩进行了算例分析,得到了这两类群桩的桩顶水平位移、水平动力阻抗和竖向动力阻抗,并将计算结果与较为严格的Kaynia和Kausel的求解结果进行了对比,取得了较好的一致性。

4. 提出了适于进行桩—土—结构相互作用分析的改进动力 Winkler 模型。

基于前人的研究成果,将桩—土动力相互作用分析中的动力 Winkler 模型分为经典动力 Winkler 模型和改进的非线性动力 Winkler 模型两大类进行了较全面的评述,指出了各种模型的优缺点,并提出了一种改进的动力 Winkler 模型,确定了模型中各物理元件的参数,并通过对比分析验证了建议模型的合理性,从而为桩—土—上部结构耦合系统的非线性分析奠定了基础。

5. 对地震荷载作用下桩—土—结构体系的动力相互作用特性进行了子结构分析和整体有限元数值计算。

基于桩基动力阻抗的研究成果和改进的非线性动力 Winkler 模型,简要阐述了桩—土—上部结构动力相互作用特性分析的子结构方法,同时,考虑桩—土相互作用效应,建立了桩基结构动力响应分析的整体有限元计算模型,得到了更适于进行桩—土—结构动力相互作用分析的有限元程序,进而针对某一工程实例,分

别采用了子结构分析方法和有限元计算方法对桩—土—结构系统的地震响应特性进行了对比计算与分析，验证了两种方法所得结果的一致性，得到了地震荷载作用下桩—土—结构动力相互作用特性的一些有意义的结论，从而为桩基结构的抗震分析与工程设计提供了参考依据。

### 1.4.2 研究采用的技术路线

本文针对桩—土—结构动力相互作用分析中存在的主要问题进行了深入研究，采用的技术路线如图 1.2 所示。

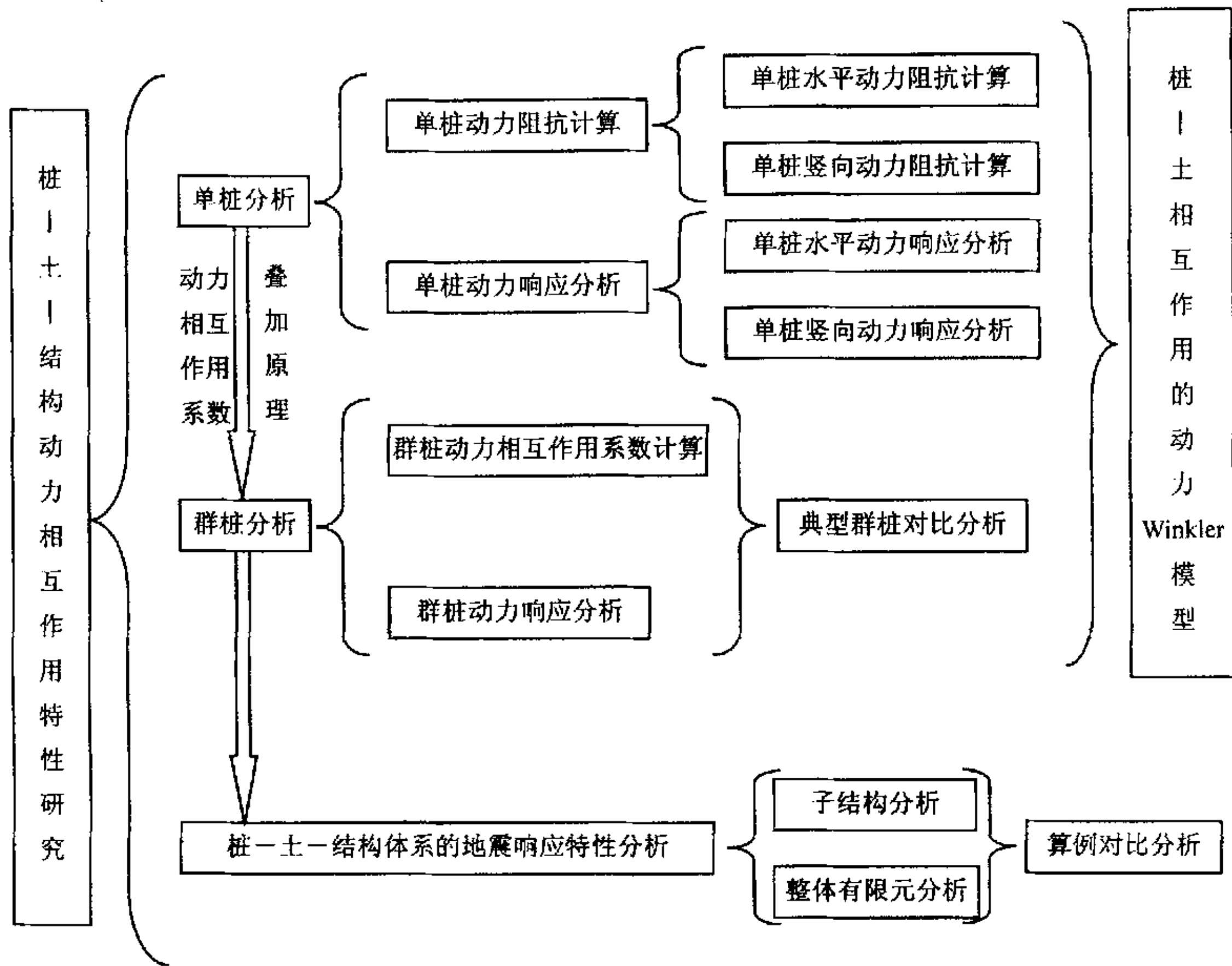


图 1.2 论文采用的技术路线  
Fig.1.2 Research routine of this dissertation

### 1.4.3 论文的组织结构

本论文共分九章，第一章是绪论，概述了桩—土—结构动力相互作用的研究意义、研究现状和最新进展，指出了研究中存在的主要问题，简单介绍了论文的

---

主要研究工作、所采用的技术路线和论文的组织结构。

第二章对非均质土层中的单桩水平简谐动力响应特性进行了分析,并通过变动参数对比分析探讨了各相关因素对单桩水平简谐动力响应特性的影响规律。

第三章介绍了考虑桩-土相对分离效应的单桩水平动力阻抗计算方法,分析了各主要参数对单桩水平动力阻抗影响的一般规律。

第四章同时综合考虑桩周土的弱化效应和地基土的成层非均质性,建立了竖向荷载作用下单桩简谐动力响应特性的计算力学模型与方法。

第五章建立了能同时考虑桩周土的弱化效应和桩-土界面的相对滑移效应的单桩竖向动力阻抗函数的计算力学模型和方法,通过算例分析,验证了建议计算方法的合理性,并进行了影响因素分析。

第六章运用基于动力相互作用系数的叠加原理分别对考虑动力相互作用效应的群桩的水平 and 竖向动力响应特性进行了分析,得到了群桩的整体位移、群桩的动力阻抗和各单桩分担的荷载。

第七章将桩-土动力相互作用分析中的动力 Winkler 模型分为经典动力 Winkler 模型和改进的非线性动力 Winkler 模型两大类进行了较全面的评述,并提出了一种改进的非线性动力 Winkler 模型,确定了模型中各物理元件的参数。

第八章对地震荷载作用下桩-土-结构相互作用体系的动力响应特性进行了子结构分析和整体有限元数值对比计算,得到了一些有益的结论,为工程设计提供了参考依据。

第九章对本文的主要研究工作进行了全面的总结,并针对该课题提出了今后值得深入研究的问题。

## 第二章 非均质土层中单桩水平简谐动力响应特性分析

**摘要:** 运用土动力学和结构动力学原理, 基于改进的 Winkler 地基梁模型, 同时考虑桩侧土的弱化效应和地基土的成层非均质性, 采用数理方程方法分别求解土中的波动方程与桩的振动微分方程, 建立了水平荷载作用下单桩水平简谐动力响应特性分析的计算力学模型和方法, 并将所得结果与有限元计算结果进行了对比分析, 验证了建议计算方法的合理性, 通过对影响单桩水平简谐动力响应特性的各相关因素进行变动参数分析, 总结出了各因素对单桩水平简谐动力响应特性的一般影响规律。

**关键词:** 桩基; 动力响应; 非均质土层; 弱化效应; 水平振动

### 2.1 引言

一般认为, 桩基础可以将上部结构的竖向静力荷载和竖向动力荷载传递到地基土层和深部基岩, 从而安全地支承建筑物和构筑物。除此之外, 桩基础还可以承受水平方向的静力荷载和水平方向的动力荷载作用。这类横向荷载一般包括长期作用的水平静荷载、往复作用的水平动荷载和地震作用产生的强烈水平振动等。码头岸坡和地下室外墙上承受的土和水的侧向压力、海洋平台等近海工程桩基承受的风、海流、波浪等环境荷载的循环作用以及大型动力机器基础的振动荷载等均属于典型的桩承横向荷载。

水平荷载作用下桩基的静力分析方法相对比较成熟, 但仅仅从静力学的角度对桩基承载性状进行分析远远不能满足工程设计的需要, 桩基的水平动力特性研究已受到越来越普遍的关注。近几十年来, 各国学者对水平动荷载作用下的桩基动力响应特性进行了广泛的研究, 相继提出了一些重要的分析理论、设计方法和试验成果, 从而使得这一课题得到不断发展。Tajimi<sup>[3]</sup>曾对 1977 年以前的桩基动力学研究进展进行了评述, 此后近二十年来, 各国学者对承受水平力或力矩作用的单桩的动力响应特性进行了更深入的探索, Novak<sup>[4]</sup>则在第二届岩土地震工程与土动力学新进展国际会议上对这一领域的研究进行了全面的总结。

本章运用土动力学和结构动力学原理, 基于改进的 Winkler 地基梁模型, 同时考虑桩侧土的弱化效应和地基土层的成层非均质性, 采用数理方程方法分别求解土与单桩的振动微分方程, 建立了水平动荷载作用下单桩简谐动力响应特性分析的简化解析方法, 并将所得结果与有限元计算结果进行了对比分析, 验



证了简化解析方法的合理性, 然后, 同时采用简化解析方法和有限元数值计算方法对影响单桩水平简谐动力响应特性的各相关参数进行了影响因素分析, 得到了各因素对单桩水平简谐动力响应特性的一般影响规律。

## 2.2 基本假定

水平动力荷载作用下的桩—土相互作用系统计算模型<sup>[33]</sup>如图 2.1 所示, 为简化分析, 对桩—土相互作用系统引入下列假定:

(1) 桩侧地基由一系列相互独立的水平薄土层组成, 即在每一土层内符合平面应变条件, 整个地基土则符合复合平面应变条件。

(2) 在桩长范围内, 每层土都由桩周弱化土内域和外围土域两部分组成。同一土层内, 内域和外域的土都是均质各向同性的线粘弹性介质, 弱化土域的刚度一般比外域土的刚度低, 不同土层的力学特性是不同的。不考虑桩底部分地基土的弱化效应影响。

(3) 桩是垂直设置的, 桩身材料为理想线弹性体, 具有圆形截面, 当截面为其它形状时可根据面积等效的原则折算为圆形。

(4) 水平振动时, 桩和土仅发生横向位移, 竖向位移忽略不计。

(5) 在桩顶简谐外荷载  $Q_0 e^{i\omega t}$  作用下, 系统达到了稳态振动。如果激振不是简谐的, 则可应用 Fourier 变换技术将其化成一系列不同频率的简谐激振之和, 然后运用叠加原理进行分析。

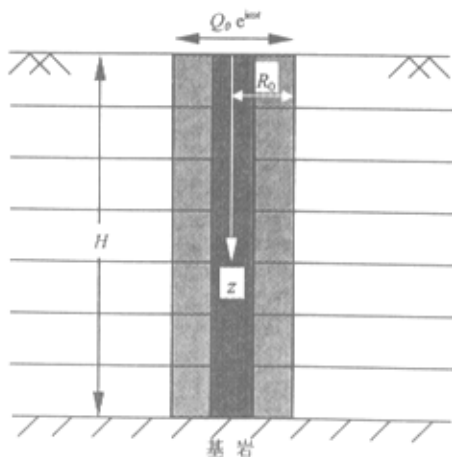


图 2.1 非均质土层中单桩水平简谐动力响应特性计算模型  
Fig.2.1 The computational model of lateral dynamic response of single pile embedded in layered non-homogeneous soils

## 2.3 桩周土的动力反应

根据波动理论, 当土层处于水平振动状态时, 引入平面应变假设后, 在圆柱坐标系中, 不计体力时, 任一土层*i*内的外域和内域土的水平运动方程分别为  
对于外域

$$(\lambda^* + 2G^*) \frac{\partial}{\partial r} (\Delta e^{i\omega t}) - \frac{2}{r} G^* \frac{\partial}{\partial \theta} (\omega_z e^{i\omega t}) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} (u e^{i\omega t}) \quad (2-1)$$

$$(\lambda^* + 2G^*) \frac{\partial}{r \partial \theta} (\Delta e^{i\omega t}) + 2G^* \frac{\partial}{\partial r} (\omega_z e^{i\omega t}) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} (v e^{i\omega t}) \quad (2-2)$$

对于内域

$$(\lambda_r^* + 2G_r^*) \frac{\partial}{\partial r} (\Delta e^{i\omega t}) (\lambda_r^* + 2G_r^*) \frac{\partial}{r \partial \theta} (\Delta e^{i\omega t}) \quad (2-3)$$

$$(\lambda_r^* + 2G_r^*) \frac{\partial}{r \partial \theta} (\Delta e^{i\omega t}) + 2G_r^* \frac{\partial}{\partial r} (\omega_z e^{i\omega t}) = 0 \quad (2-4)$$

其中

$$\Delta = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (ru) + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta}, \quad \omega_z = \frac{1}{2r} \left[ \frac{\partial}{\partial r} (rv) - \frac{\partial u}{\partial \theta} \right] \quad (2-5)$$

$$\lambda^* = \lambda(1 + iD_v), \quad G^* = G(1 + iD_s), \quad \lambda_r^* = \lambda_r(1 + iD_{vr}), \quad G_r^* = G_r(1 + iD_{sr}) \quad (2-6)$$

式中u和v分别为土的径向和切向位移幅值,  $\omega$ 为激振频率,  $i = \sqrt{-1}$ ,  $\rho$ 为土的质量密度,  $\lambda$ 与 $G$ 、 $\lambda_r$ 与 $G_r$ 分别为外域和内域土的两个Lame常数,  $D_v$ 与 $D_s$ 、 $D_{vr}$ 与 $D_{sr}$ 分别为外域和内域土材料的与体应变和剪切应变有关的粘性阻尼比, 下标r表示弱化区内降低(reduced)后的有关参数。为了避免在内、外域两种不同的土介质界面上发生波的折射和反射, 内域土的质量忽略不计。

为对方程(2-1)~(2-4)进行求解, 引入两个与土介质有关的势函数 $\phi(r, \theta, t)$ 和 $\psi(r, \theta, t)$ , 土体的位移u和v可用势函数表示为

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad (2-7)$$

$$v = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} - \frac{\partial \psi}{\partial r} \quad (2-8)$$

将式(2-7)与式(2-8)代入方程(2-1)~(2-4), 得到如下以势函数表达的桩侧内域土和外域土的振动方程。

对于外域

$$(\lambda^* + 2G^*) \nabla^2 \phi = -\rho \omega^2 \phi \quad (2-9)$$

$$G^* \nabla^2 \psi = -\rho \omega^2 \psi \quad (2-10)$$

对于内域

$$(\lambda_r^* + 2G_r^*) \nabla^2 \phi = 0 \quad (2-11)$$

$$G_r^* \nabla^2 \psi = 0 \quad (2-12)$$

其中

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \quad (2-13)$$

分别对势函数  $\phi(r, \theta, t)$  和  $\psi(r, \theta, t)$  进行分离变量计算, 并将其代入方程 (2-9)~(2-12) 进行求解, 可分别得到内域土和外域土的势函数表达式。

对于外域

$$\phi = [A_1 K_m(qr) + B_1 I_m(qr)] [A_2 \sin(m\theta) + B_2 \cos(m\theta)] \quad (2-14)$$

$$\psi = [A_3 K_m(sr) + B_3 I_m(sr)] [A_4 \sin(m\theta) + B_4 \cos(m\theta)] \quad (2-15)$$

对于内域

$$\phi = [A_5 K_m(0) + B_5 I_m(0)] [A_6 \sin(m\theta) + B_6 \cos(m\theta)] \quad (2-16)$$

$$\psi = [A_7 K_m(0) + B_7 I_m(0)] [A_8 \sin(m\theta) + B_8 \cos(m\theta)] \quad (2-17)$$

其中

$$q^2 = \frac{-(\omega/v_1)^2}{1+i[(\eta^2-2)D_v+2D_s]/\eta^2}, \quad s^2 = \frac{-(\omega/v_s)^2}{1+iD_s}$$

式中  $I_m(\ )$  和  $K_m(\ )$  分别为第一类和第二类  $m$  阶修正 Bessel 函数,  $v_1 = \sqrt{(\lambda+2G)/\rho}$ ,  $v_s = \sqrt{G/\rho}$ , 分别为弹性介质中纵波和剪切波的传播速度,  $\eta = v_1/v_s = \sqrt{(\lambda+2G)/G}$  为纵波和剪切波的波速比,  $A_1 \sim A_8$  和  $B_1 \sim B_8$  为待定系数, 可以利用无限远处的 Sommerfeld 边界条件和土介质内域与外域界面处的应力和位移连续条件确定, 即

(1) 在无穷远处 ( $r \rightarrow \infty$ ),  $u = 0$ ,  $v = 0$ ,  $\sigma_r = 0$ ,  $\tau_{r\theta} = 0$ ;

(2) 在内域和外域界面处的连续条件为:  $u = u_r$ ,  $v = v_r$ ,  $\sigma_r = \sigma_{rr}$ ,  $\tau_{r\theta} = \tau_{r\theta r}$ 。

由此可以确定势函数中的待定系数, 从而内域土和外域土的势函数方程 (2-14)~(2-17) 可表示为

对于外域

$$\phi = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} A_n K_1(q_n r) \sin(h_n z) \quad (2-18)$$

$$\psi = \sin \theta \sum_{n=1}^{\infty} B_n K_1(s_n r) \sin(h_n z) \quad (2-19)$$

对于内域

$$\phi = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} A_n K_1(0) \sin(h_n z) \quad (2-20)$$

$$\psi = \sin \theta \sum_{n=1}^{\infty} B_n K_1(0) \sin(h_n z) \quad (2-21)$$

其中

$$q_n^2 = \frac{(1+iD_s)h_n^2 - (a_0/r_0)^2}{\eta^2 + i[(\eta^2 - 2)D_v + 2D_s]}, \quad s_n^2 = \frac{(1+iD_s)h_n^2 - (a_0/r_0)^2}{1+iD_s}$$

$$A_n = -\frac{(2/r_0)K_1(s_n r_0) + s_n K_0(s_n r_0)}{(q_n/r_0)K_0(q_n r_0)K_1(s_n r_0) + (s_n/r_0)K_1(q_n r_0)K_0(s_n r_0) + q_n s_n K_0(q_n r_0)K_0(s_n r_0)}$$

$$B_n = -\frac{(2/r_0)K_1(q_n r_0) + q_n K_0(q_n r_0)}{(q_n/r_0)K_0(q_n r_0)K_1(s_n r_0) + (s_n/r_0)K_1(q_n r_0)K_0(s_n r_0) + q_n s_n K_0(q_n r_0)K_0(s_n r_0)}$$

联合式(2-7)、式(2-8)、式(2-20)和式(2-21)可求出内域土的径向位移幅值  $u_r$  和切向位移幅值  $v_r$  分别为

$$u_r = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} \{-A_n [K_1(q_n r)/r + q_n K_0(q_n r)] + B_n K_1(s_n r)/r\} \quad (2-22)$$

$$v_r = \sin \theta \sum_{n=1}^{\infty} \{-A_n K_1(q_n r)/r + B_n [K_1(s_n r)/r + s_n K_0(s_n r)]\} \quad (2-23)$$

进而根据几何关系和物理方程可以确定内域土的正应力  $\sigma_{rr}$  和剪切应力  $\tau_{r\theta r}$ ，即

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} \{ & A_n (\lambda + 2G) [1 + iD_v (\eta^2 - 2)/\eta + i2D_s/\eta] q_n^2 K_1(q_n r) + 2A_n G(1 + iD_s) \\ & \times [2q_n K_0(q_n r)/r_0 + K_1(q_n r)/r^2] - 2B_n (1 + iD_s) [2s_n K_0(s_n r)/r + K_1(s_n r)/r^2] \} \end{aligned} \quad (2-24)$$

$$\begin{aligned} \tau_{r\theta r} = \sin \theta \sum_{n=1}^{\infty} G(1 + iD_s) \{ & A_n [4q_n K_0(q_n r)/r + 2K_1(q_n r)/r^2] \\ & + B_n [s_n^2 K_1(s_n r) + 4s_n K_0(s_n r)/r + 2K_1(s_n r)/r^2] \} \end{aligned} \quad (2-25)$$

根据弱化土内域的径向应力  $\sigma_{rr}$  和剪应力  $\tau_{r\theta r}$ ，通过积分求和可以求得  $i$  土层内桩周土对桩的横向动反力，其幅值  $P(z)$  为

$$P(z) = -\int_0^{2\pi} [\sigma_{rr}(r_0) \cos \theta - \tau_{r\theta r}(r_0) \sin \theta] r_0 d\theta \quad (2-26)$$

将式(2-24)和式(2-25)代入式(2-26)，经积分化简可得

$$P(z) = -\pi r_0 \left( \frac{\omega}{v_{sr}} \right)^2 G_r \sum_{n=1}^{\infty} [(1 + iD_{sr}) \omega_m^2 - 1] [A_n K_1(q_{nr} a_0) + B_n K_1(s_{nr} a_0)] \sin \left( \frac{\omega_n z}{v_{sr}} \right) \quad (2-27)$$

其中

$$\begin{aligned} q_m^2 &= \frac{(1+iD_{sr})(\omega_{nr}/\omega)^2 - 1}{\eta_r^2 + i[(\eta_r^2 - 2)D_{vr} + 2D_{sr}]}, & s_m^2 &= \frac{(1+iD_{sr})(\omega_{nr}/\omega)^2 - 1}{1+iD_{sr}}, \\ \omega_{nr} &= \frac{(2n-1)\pi v_{sr}}{2H} \quad (n=1, 2, 3, \dots) \end{aligned}$$

式中  $r_0$  为桩的半径， $H$  为土层厚度， $\omega_{nr}$  为弱化内域土层的自振频率， $K_1(\ )$  为第二类一阶修正 Bessel 函数， $a_0 = \omega r_0 / v_{sr}$  为无量纲频率， $\eta_r = v_{lr} / v_{sr}$  为弱化内域土



中的纵波和剪切波波速之比,  $v_{lr} = \sqrt{\frac{\lambda_r + 2G_r}{\rho_r}}$  和  $v_{sr} = \sqrt{\frac{G_r}{\rho_r}}$  分别为弱化内域土中的纵波波速和剪切波波速。

## 2.4 层状土中单桩的水平简谐动力响应

考虑某一土层  $i$  内厚度为  $dz$  的桩身薄层微单元体的动力平衡条件, 可以建立单桩的水平振动微分方程

$$E_p I_p \frac{\partial^4 u_{pi}(z,t)}{\partial z^4} + m_p \frac{\partial^2 u_{pi}(z,t)}{\partial t^2} = -p(z,t) \quad (2-28)$$

式中  $u_{pi}(z,t)$  为土层  $i$  中深度为  $z$  处的桩身水平位移,  $E_p$ ,  $I_p$  和  $m_p$  分别为桩体的弹性模量、转动惯性矩和单位桩长的质量,  $p(z,t)$  为桩周土对桩的动反力, 其幅值为  $P(z)$ 。

对于稳态振动, 桩身水平位移可表示为  $u_{pi}(z,t) = U_{pi} e^{i\omega t}$ , 代入方程(2-28), 经化简计算可得

$$E_p I_p \frac{d^4 U_i}{dz^4} - m_p \omega^2 U_i = -P(z) \quad (2-29)$$

该非齐次方程的解  $U_i$  通常是相应的齐次微分方程的通解  $U_{ih}$  与该非齐次微分方程的一个特解  $U_{in}$  之和的形式, 即

$$U_i = U_{ih} + U_{in} \quad (2-30)$$

其中, 相应齐次微分方程的通解  $U_{ih}$  可表示为

$$U_{ih} = C_i e^{fz} \sin fz + D_i e^{fz} \cos fz + E_i e^{-fz} \sin fz + F_i e^{-fz} \cos fz \quad (2-31)$$

式中  $C_i$ 、 $D_i$ 、 $E_i$  和  $F_i$  是积分常数, 由桩顶和桩底的边界条件确定,  $f = \sqrt[4]{\frac{m_p \omega^2}{E_p I_p}}$ 。

非齐次微分方程的一个特解  $U_{in}$  可表示为

$$U_{in} = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin h_n z \quad (2-32)$$

式中  $a_n$  是一个常数, 将式(2-32)代入方程(2-29)即可确定  $a_n$  的值。

由式(2-30)~(2-32)可以得到土层  $i$  中深度为  $z$  处的桩身水平位移幅值  $U_i$  为

$$U_i = C_i e^{fz} \sin fz + D_i e^{fz} \cos fz + E_i e^{-fz} \sin fz + F_i e^{-fz} \cos fz + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin h_n z \quad (2-33)$$

由于转角幅值、弯矩幅值和剪力幅值与位移幅值之间的关系分别为  $\theta(z) = U'(z)$ ,  $M(z) = E_p I_p U''(z)$  和  $Q(z) = E_p I_p U'''(z)$  [35], 所以, 由土层  $i$  中桩身水平位移的幅值  $U_i$  求得的桩身转角幅值  $\theta_i(z)$ 、弯矩幅值  $M_i(z)$  和剪力幅值  $Q_i(z)$  分别为

$$\theta_i(z) = f \left[ C_i e^{fz} (\cos fz - \sin fz) + D_i e^{fz} (\cos fz + \sin fz) - E_i e^{-fz} (\cos fz + \sin fz) - F_i e^{-fz} (\sin fz - \cos fz) \right] + \sum_{n=1}^{\infty} a_n h_n \cos h_n z \quad (2-34)$$

$$M_i(z) = 2f^2 E_p I_p \left( -C_i e^{fz} \sin fz + D_i e^{fz} \cos fz + E_i e^{-fz} \sin fz - F_i e^{-fz} \cos fz \right) - E_p I_p \sum_{n=1}^{\infty} a_n h_n^2 \sin h_n z \quad (2-35)$$

$$Q_i(z) = 2f^3 E_p I_p \left[ -C_i e^{fz} (\sin fz + \cos fz) + D_i e^{fz} (\cos fz - \sin fz) + E_i e^{-fz} (\cos fz - \sin fz) + F_i e^{-fz} (\cos fz + \sin fz) \right] - E_p I_p \sum_{n=1}^{\infty} a_n h_n^3 \cos h_n z \quad (2-36)$$

式中  $C_i$ ,  $D_i$ ,  $E_i$  和  $F_i$  为积分系数, 由桩顶和桩底处的边界条件和土层交界面处的连续条件确定。

考虑各土层间的连续条件, 即在土层  $i$  和土层  $i+1$  的交界面处, 桩身的横向位移、转角、弯矩和剪力都是连续的, 即

$$U_i(z) = U_{i+1}(z), \quad \theta_i(z) = \theta_{i+1}(z), \quad M_i(z) = M_{i+1}(z), \quad Q_i(z) = Q_{i+1}(z) \quad (2-37)$$

由此可得到关于积分系数  $A_i$ 、 $B_i$ 、 $C_i$  和  $D_i$  的矩阵方程组为

$$[T_i(z_i)]\{X_i\} = [T_{i+1}(z_i)]\{X_{i+1}\} \quad (2-38)$$

式中  $\{X_i\}$  为第  $i$  层内的待定系数向量,  $\{X_i\} = [C_i \quad D_i \quad E_i \quad F_i]^T$ ,  $T_i(z_i)$  为层间特性系数递推矩阵,

$$T_i(z_i) = \begin{bmatrix} t_{11} & t_{12} & t_{13} & t_{14} \\ t_{12} - t_{11} & t_{11} + t_{12} & -(t_{13} + t_{14}) & -(t_{13} - t_{14}) \\ -t_{11} & t_{12} & t_{13} & -t_{14} \\ -(t_{11} + t_{12}) & (t_{12} - t_{11}) & t_{14} - t_{13} & t_{13} + t_{14} \end{bmatrix}$$

其中

$$t_{11} = e^{fz_i} \sin fz_i, \quad t_{12} = e^{fz_i} \cos fz_i, \quad t_{13} = e^{-fz_i} \sin fz_i, \quad t_{14} = e^{-fz_i} \cos fz_i$$

从而可得到相邻两层的待定系数之间的递推关系为

$$\{X_{i+1}\} = [T_{i+1}(z_i)]^{-1} [T_i(z_i)]\{X_i\} \quad (2-39)$$

根据递推关系式(2-39), 可以求得顶层与底层待定系数向量  $\{X_1\}$  和  $\{X_n\}$  之间的传递关系为

$$\{X_n\} = \left[ \prod_{j=1}^n [T_j(z_j)]^{-1} [T_{j-1}(z_{j-1})] \right] \{X_1\} \quad (2-40)$$

假定桩顶和桩底的边界条件分别为桩顶约束转角, 桩底固定, 即

$$z = z_0 = 0 \text{ 时, } U_1'(0) = 0, \quad E_p I_p U_1''(0) = Q_0 \quad (2-41)$$

$$z = z_n = H \text{ 时, } U_n(H) = 0, \quad U_n'(H) = 0 \quad (2-42)$$

桩顶的边界条件(2-41)用矩阵表示为

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 1 \\ -2E_p I_p f^3 & 2E_p I_p f^3 & 2E_p I_p f^3 & 2E_p I_p f^3 \end{bmatrix} \{X_1\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ Q_0 \end{Bmatrix} \quad (2-43)$$

桩底的边界条件(2-42)用矩阵表示为

$$\begin{bmatrix} t_{n1} & t_{n2} & t_{n3} & t_{n4} \\ t_{n1} - t_{n2} & t_{n1} + t_{n2} & -t_{n3} - t_{n4} & t_{n3} - t_{n4} \end{bmatrix} \{X_n\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2-44)$$

将递推关系式(2-40)分别与桩顶和桩底的受力、约束边界条件(2-43)和(2-44)联立, 可以得到关于  $\{X_1\}$  的四个方程, 求解可得到顶层待定参数向量  $\{X_1\}$ , 然后再利用式(2-39)就可以求解出各层的待定系数向量  $\{X_i\}$ , 由此可以确定桩身的横向位移分布  $u_{p,i}(z, t) = U_{p,i} e^{i\omega t}$ , 最后, 利用关系式(2-34)~(2-36)可得桩身转角、弯矩和剪力的分布。

## 2.5 算例分析

### 2.5.1 算例基本条件

为了验证本文建议计算模型的合理性, 选用某工程桩作为算例<sup>[2, 36]</sup>进行对比分析。试验桩桩长为  $L = 16\text{m}$ , 截面为圆形, 桩直径为  $d = 0.8\text{m}$ , 桩的弹性模量为  $E_p = 25\text{GPa}$ , 质量密度为  $\rho_p = 2.5\text{t/m}^3$ 。土为层状分布, 考虑桩周土的弱化效应, 各土层弱化土内域和外域的特性参数列于表 2.1。表中  $t$  为土层厚度,  $\rho$  为土的质量密度,  $\nu$  为土的泊松比,  $E$  为土的弹性模量,  $D_s$  和  $D_v$  为土材料的与体应变和剪切应变有关的粘性阻尼比,  $v_s$  为土中剪切波的波速。

对于算例给定的条件, 运用本文简化解析方法计算得到了单桩水平位移动力响应随激振频率的变化关系, 同时, 为了验证本文方法的正确性和合理性, 运用

大型商用有限元分析软件 ABAQUS 对此算例进行了有限元计算, 并与本文方法计算所得结果进行了对比分析。

表 2.1 土的特性参数  
Tab.2.1 The characteristic parameters of soils

土层区域	土层类别	$t$ /m	$\rho$ /t·m <sup>-3</sup>	$\nu$	$E$ /MPa	$D_s=D_v$ / %	$v_s$ /m·s <sup>-1</sup>
弱化土内域	第一层	1.7	1.79	0.30	50	8.00	85
	第二层	4.6	1.88	0.35	76	6.00	94
	第三层	6.4	1.96	0.35	98	5.00	156
	第四层	3.3	2.13	0.40	212	0.20	238
	第五层	10.0	2.35	0.45	294	0.15	283
外围土域	第一层	1.7	1.83	0.40	87	5.00	165
	第二层	4.6	1.92	0.45	106	4.00	184
	第三层	6.4	2.06	0.45	134	3.00	232
	第四层	3.3	2.24	0.47	273	0.06	324
	第五层	10.0	2.43	0.50	357	0.04	357

## 2.5.2 ABAQUS 有限元软件简介

ABAQUS 是国际上最先进的大型通用有限元计算分析软件之一, 其用户界面如图 2.2 所示, 是由成立于 1978 年的美国 HKS 公司(Hibbitt, Karlsson & Sorensen, INC.)开发的产品<sup>[37]</sup>。ABAQUS 在北美、欧洲和亚洲许多国家的机械、化工、土木、水利、材料、航空、船舶、冶金、汽车和电气工业设计中得到了广泛的应用。

ABAQUS 包括两个主要的分析模块, 即 ABAQUS/Standard 模块和 ABAQUS/Explicit 模块, 可以分析复杂的固体力学和结构力学系统, 特别适于进行非常庞大复杂的高度非线性问题(几何非线性、材料非线性和接触非线性)的数值求解。其中, ABAQUS/Standard 模块是一个通用分析模块, 可以广泛的应用于线性和非线性问题, 包括结构的应力和变形、热交换、质量传递等; ABAQUS/Explicit 模块是一个用于特殊目的的分析模块, 通过采用对时间进行显式积分的格式进行动态模拟, 提供了应力、变形分析的能力, 适于分析类似冲击和爆炸等短暂、瞬时的动态问题, 对高度非线性的问题也非常有效。除此之外, 软件系统还包括其它几个重要的分析模块, ABAQUS/Aqua 模块扩展了 ABAQUS/Standard 模块的功能, 主要应用于海洋采油结构系统的分析, 包括高柔韧性的系统, 如深水下的升降器和管道系统; 对于在声音介质中振荡波的传播和对变形结构的冲击问题, ABAQUS/USA 模块提供了完全耦合的分析功能。

作为通用的模拟计算工具, ABAQUS 可以进行结构的静态和动态分析, 如应



力、变形、振动、冲击、热传导和对流、质量扩散、声波、力电耦合分析等<sup>[38]</sup>。它具有丰富的单元模式，包括实体单元、板壳单元、薄膜单元、梁单元、杆单元、刚体元、连接元和无限体元等。除上述常用单元外，ABAQUS 还提供了针对特殊问题的特种单元，如针对钢筋混凝土结构或轮胎结构的加强筋单元，针对海洋工程结构的土壤、管柱连接单元和锚链单元等，这些单元对解决各专业领域的具体问题非常有效。同时 ABAQUS 还拥有—个丰富的材料模型库，可以模拟大多数典型工程材料的性能，如线弹性、正交各向异性弹性、多孔结构弹性、亚弹性、超弹性、粘弹性、金属塑性、铸铁塑性、Capped Drucker-Prager 模型、Cam-Clay 模型、Mohr-Coulomb 模型、泡沫材料模型、混凝土材料模型、渗透性材料模型以及用户自定义的多种材料模型等。

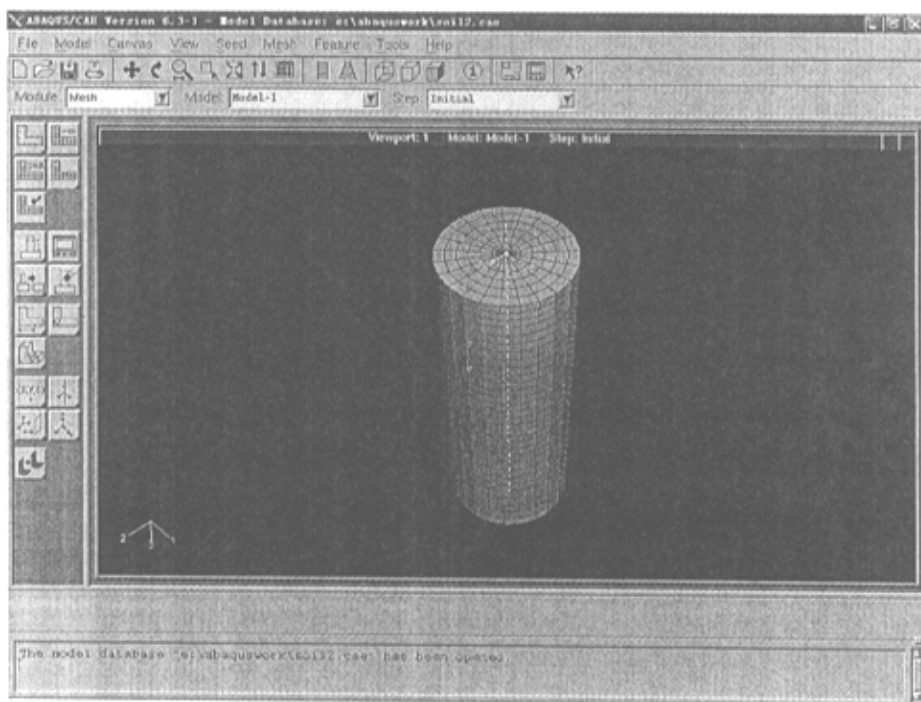


图 2.2 ABAQUS 的用户界面

Fig.2.2 The user interface of ABAQUS

一个完整的 ABAQUS 分析过程，通常由三个步骤组成，即前处理、模拟计算和后处理<sup>[39]</sup>。ABAQUS/Pre 模块提供了包括单元生成的前处理功能，这个过程可以直接通过字符命令进行输入，但更直观的做法是利用 ABAQUS/CAE 模块将分析

问题的模型图形化输入；模拟计算步骤应用 ABAQUS 的各分析模块，采用不同的有限元公式和分析过程，求解输入文件所确定的数值问题，计算过程通常在内存中运行并存储在二进制文件中，便于进行后处理，完成该过程所需要的时间取决于问题的复杂程度和计算机的运算能力；后处理 (ABAQUS/Post 模块或 ABAQUS/Visualization 模块) 是对模拟分析和计算所得到的位移和应力进行处理的模块，它读入二进制输出文件后，通过彩色等值线图、动画、变形形状绘图、 $x$ - $y$  平面绘图和时间历程绘图等形式表达出来。ABAQUS 将上述三个步骤集成一体，用户可以方便直观的调用上述功能，以实现解决实际问题的计算与分析。

### 2.5.3 计算结果对比分析

为便于进行对比分析，引入无量纲单桩水平位移动力响应  $U_0 = E_p r_0 U / (250 Q_0)$ 。分别应用本文方法和有限元方法对给定算例进行计算，所得到的无量纲桩顶水平位移动力响应随激振频率的变化关系如图 2.3 所示，由图可见，本文方法的计算结果与有限元计算结果吻合较好，从而验证了本文方法的合理性。

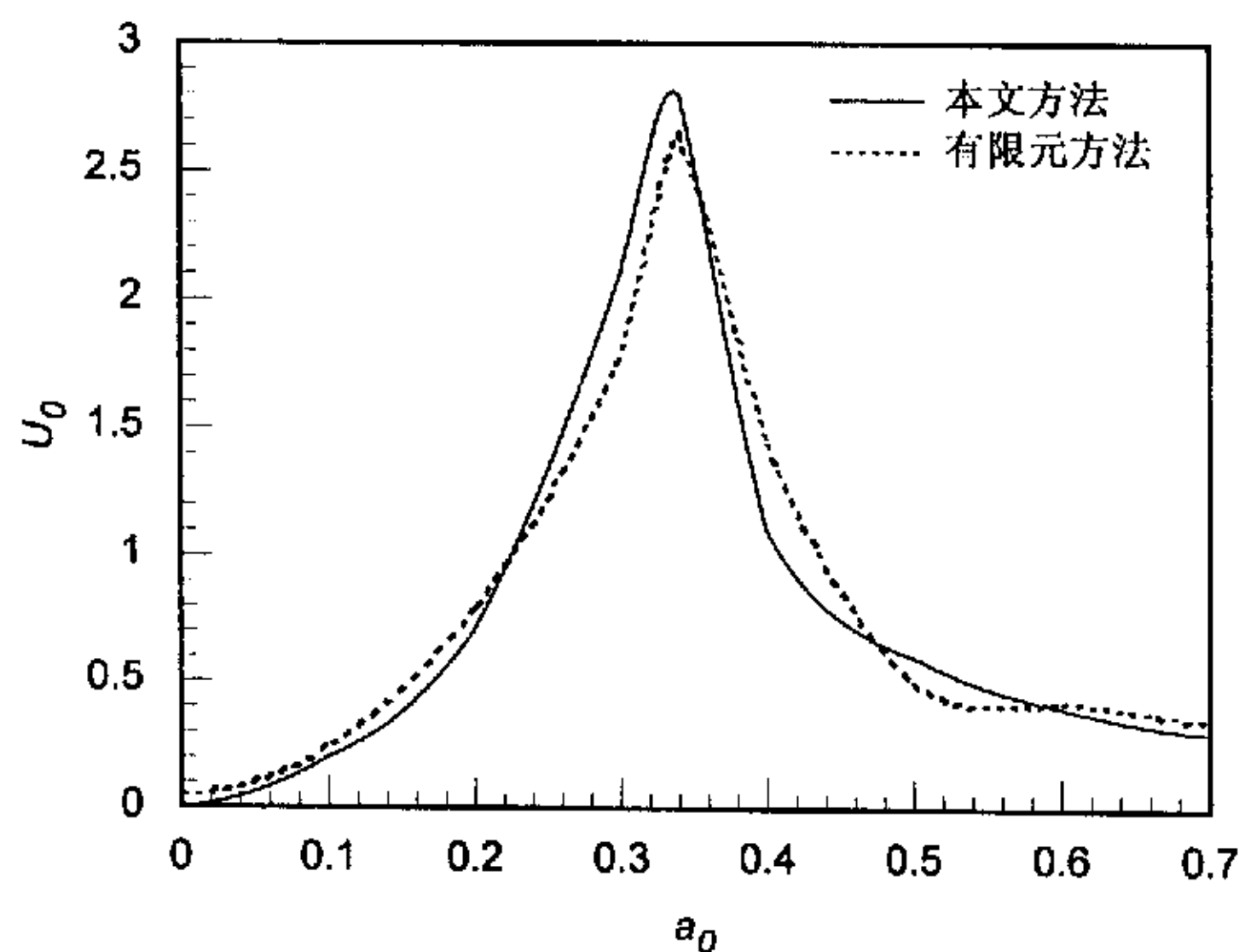


图 2.3 非均质土层中单桩水平动力响应的对比

Fig.2.3 Comparison of the computed lateral dynamic response of single pile with other results

## 2.6 单桩水平动力响应的影响因素分析

单桩水平动力响应受外加荷载类型、激振力幅值和频率、桩体本身物理特性

和力学性质以及地基土分布、土质条件和力学特性等多种因素的影响。为研究各种因素对单桩水平动力响应的影响，通过变动各相关参数，分别利用本文简化解析方法和有限元软件 ABAQUS 进行对比计算和分析(如无特殊说明，简化解析方法和有限元数值计算方法分析所得的结果分别用实线与虚线表示)。

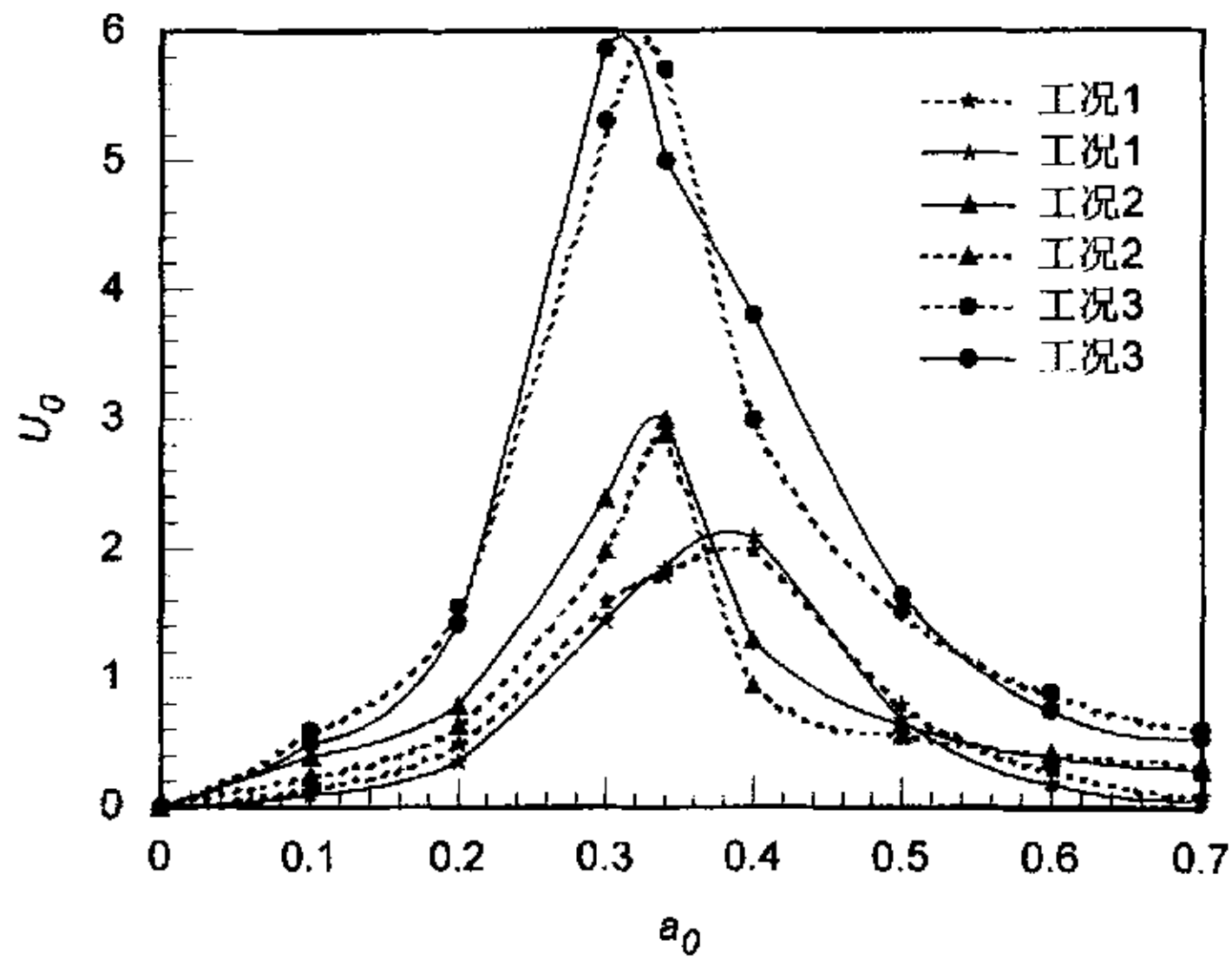


图 2.4 桩周土域弱化程度对单桩水平动力响应的影响

Fig.2.4 Effect of softening degree of soils around pile on lateral dynamic response of single pile

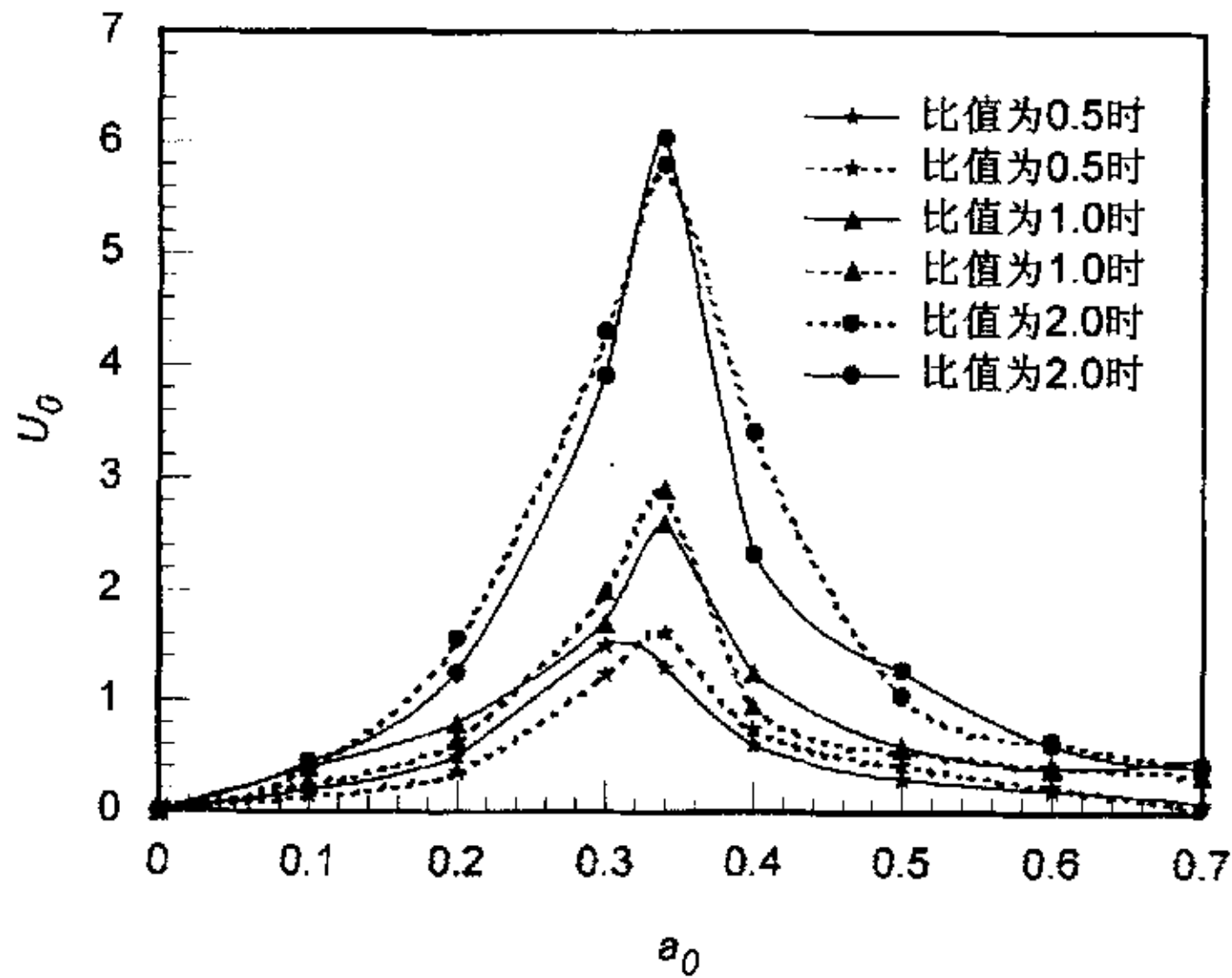


图 2.5 桩周土域弱化范围对单桩水平动力响应的影响

Fig.2.5 Effect of softening area of soils around pile on lateral dynamic response of single pile

## 2.6.1 桩周弱化土域的影响

桩周土的弱化程度和弱化范围是影响单桩水平动力响应的重要因素。为了反映桩周土域弱化程度对单桩水平动力响应的影响,分别对下列三种参数取值情况进行了计算:(1) 工况 1: 桩周不存在弱化土域;(2) 工况 2: 桩周存在弱化土域,桩径  $r_0$  与桩轴到弱化土域外边界的距离  $R_0$  之比为  $r_0/R_0 = 0.5$ , 且外围土域和弱化土内域的 Lamé 常数之比为  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 2$ ; (3) 工况 3: 桩周存在弱化土域,且  $r_0/R_0 = 0.5$ ,  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 5$ 。利用本文方法和有限元方法计算得到的单桩水平动力响应随激振频率的变化关系如图 2.4 所示,由图可见,随着桩周土域弱化程度的提高,弱化域内土的力学参数不断降低,单桩水平位移动力响应呈逐渐增大趋势。

为了研究桩周弱化土域范围对单桩水平动力响应的影响,取弱化土域宽度  $R_0 - r_0$  与桩径  $r_0$  的比值  $(R_0 - r_0)/r_0$  分别为 0.5, 1.0 和 2.0 三种工况进行分析,计算得到的三种工况条件下的单桩水平动力响应随激振频率的变化关系如图 2.5 所示,由图可见,随着桩周弱化土域范围的增大,单桩水平位移动力响应逐渐增大。

## 2.6.2 地基土层条件的影响

地基土层的分布和土质特性对单桩水平动力响应影响显著。为简化分析,假定地基土由两层土组成,其土性参数列于表 2.2。同一土层内,弱化内域土的弹性模量取为外域土弹性模量的 70%。桩长为  $L = 16\text{m}$ , 桩的直径为  $d = 0.8\text{m}$ , 弹性模量为  $E_p = 25\text{GPa}$ , 质量密度为  $\rho_p = 2.5\text{t/m}^3$ 。

在这种条件下,考虑下列两种情况进行计算:(1) 下层外域土的弹性模量保持不变,即  $E_{s2} = 100\text{MPa}$ , 上层外域土的弹性模量  $E_{s1}$  分别取值为 70MPa, 100MPa 和 130MPa, 分别对应上软下硬、均匀地基和上硬下软三种土层组合条件;(2) 上层外域土的弹性模量保持不变,即  $E_{s1} = 100\text{MPa}$ , 下层外域土的弹性模量  $E_{s2}$  分别取值为 70MPa, 100MPa 和 130MPa, 分别对应上硬下软、均匀地基和上软下硬三种土层组合情况。

表 2.2 地基土的特性参数  
Tab.2.2 The characteristic parameters of subsoil

土层区域	土层类别	$t/\text{m}$	$\rho/\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$	$\nu$	$D_s = D_v / \%$
弱化土内域	第一层	3.2	1.6	0.35	7.00
	第二层	22.8	1.6	0.35	7.00
外围土域	第一层	3.2	2.0	0.45	5.00
	第二层	22.8	2.0	0.45	5.00

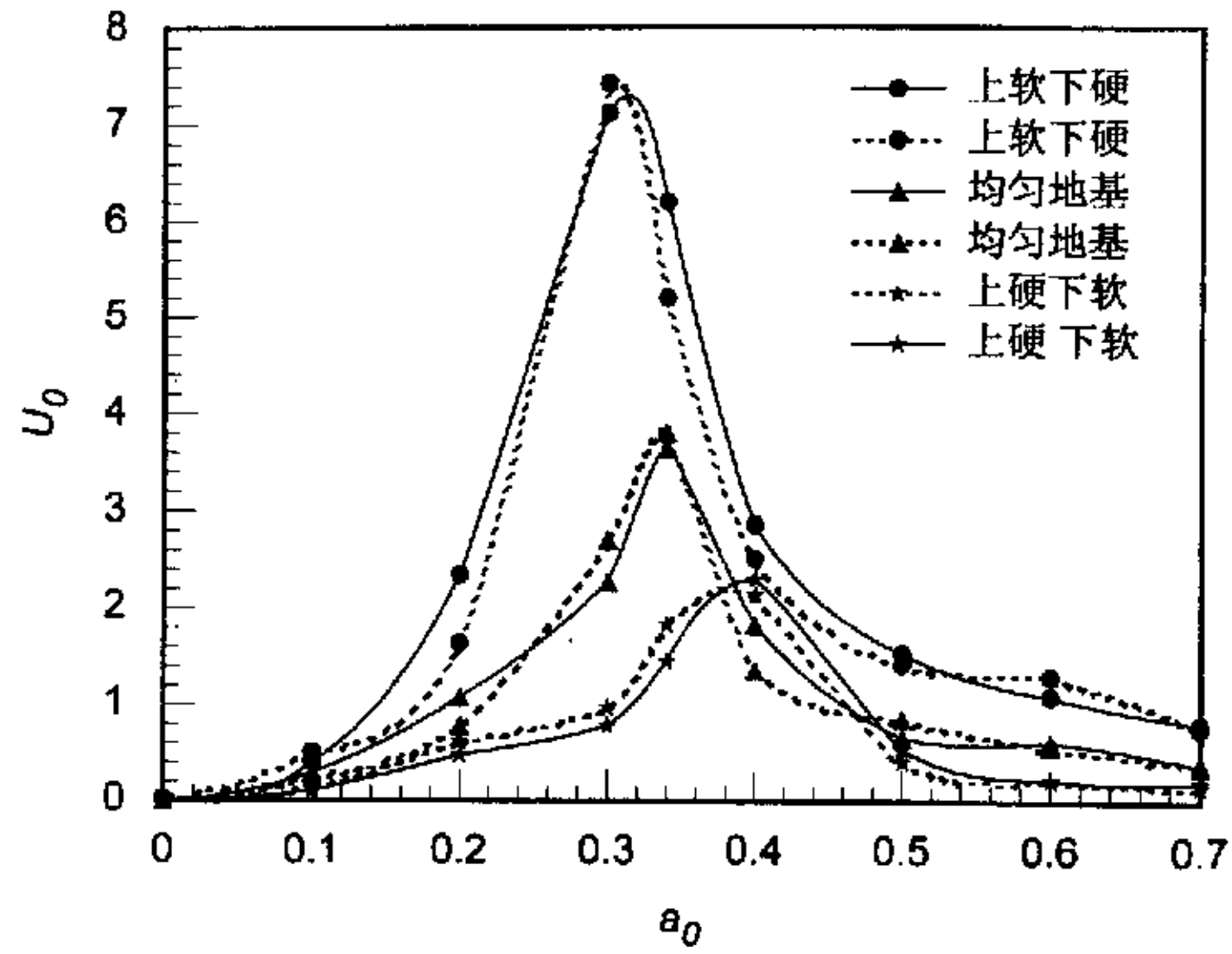


图 2.6 上层地基土刚度变化对单桩水平动力响应的影响

Fig.2.6 Effect of stiffness variation of upper soil layer on lateral dynamic response of single pile

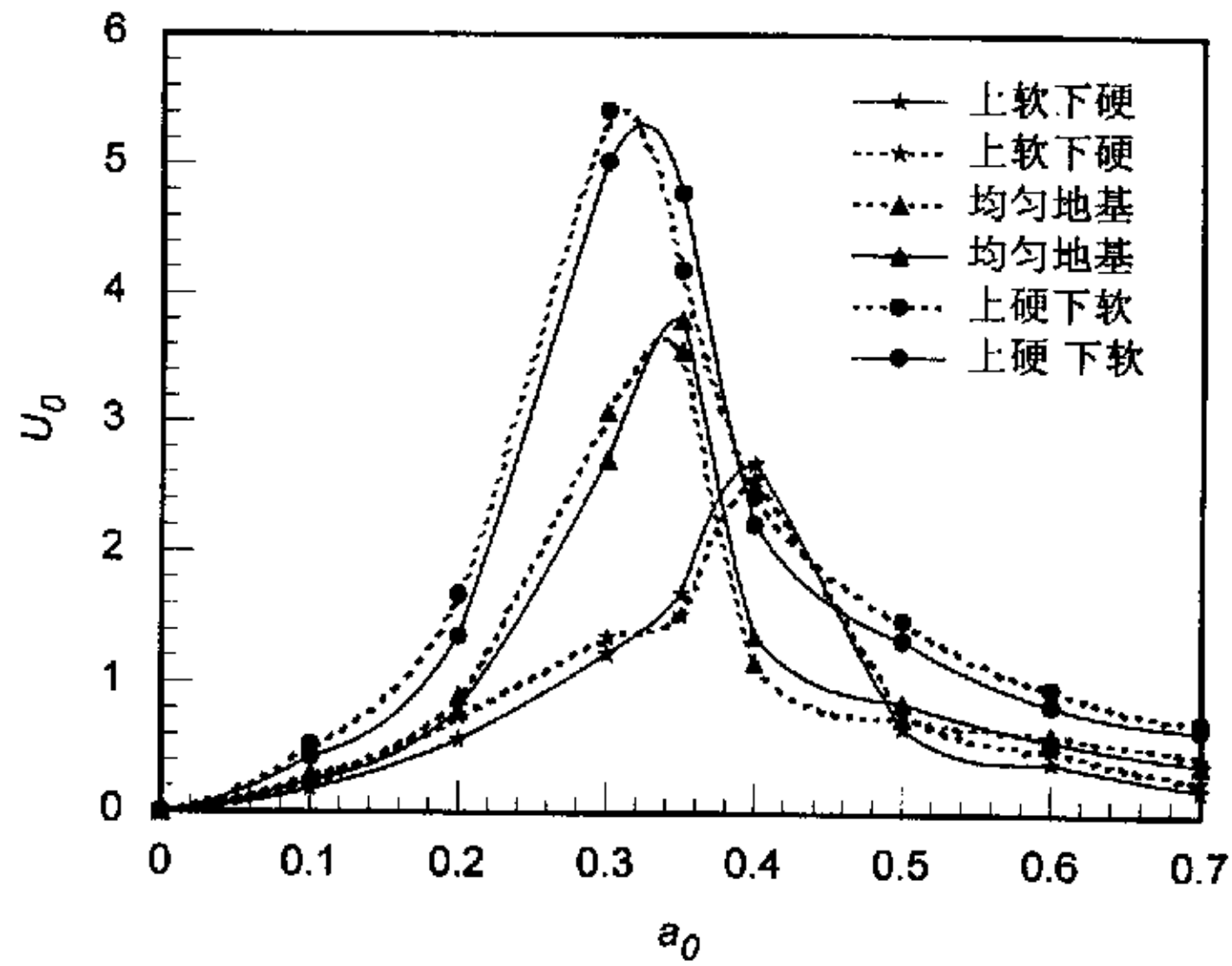


图 2.7 下层地基土刚度变化对单桩水平动力响应的影响

Fig.2.7 Effect of stiffness variation of bottom soil layer on lateral dynamic response of single pile

分别对这两类情况进行分析, 计算得到的单桩水平动力响应分别如图 2.6 和图 2.7 所示, 由图可见, 对于第一类情况, 随着上层地基土刚度的增大, 单桩水平位移动力响应逐渐减小; 对于第二种情况, 单桩水平位移动力响应的变化规律与第一种情况类似, 即随着下层地基土刚度的增大, 单桩水平位移动力响应呈减小趋



势, 但与第一种情况下上层地基土刚度变化时相比, 单桩水平位移动力响应减小的幅度较小。由此表明, 地基土的分布和土质特性是影响单桩水平动力响应的重要因素, 且表层地基土的物理、力学性质对单桩水平动力响应的影响远大于下覆土层的影响, 因此, 在单桩水平动力响应设计和分析中必须特别注意表层土的工程性质影响。

### 2.6.3 桩体长细比的影响

桩体长细比是影响单桩水平动力响应的主要参数之一, 分别取无量纲激振频率  $a_0$  为 0.3 和 0.6, 桩体长细比  $L/d$  在 5~40 之间变化时进行计算, 所得单桩水平动力响应随桩体长细比的变化关系如图 2.8 所示, 由图可见, 当桩体长细比小于 20 时, 随着桩体长细比的增大, 单桩水平动力响应不断减小, 但当桩体长细比大于 20 时, 单桩水平动力响应随桩体长细比的变化不十分明显, 曲线呈缓降趋势并逐渐趋于某一定值, 这说明单桩水平动力响应并不随桩体长细比的增大而单调减小, 而是存在一个最佳长细比, 对于本文算例情况, 最佳桩身长细比取为 20。

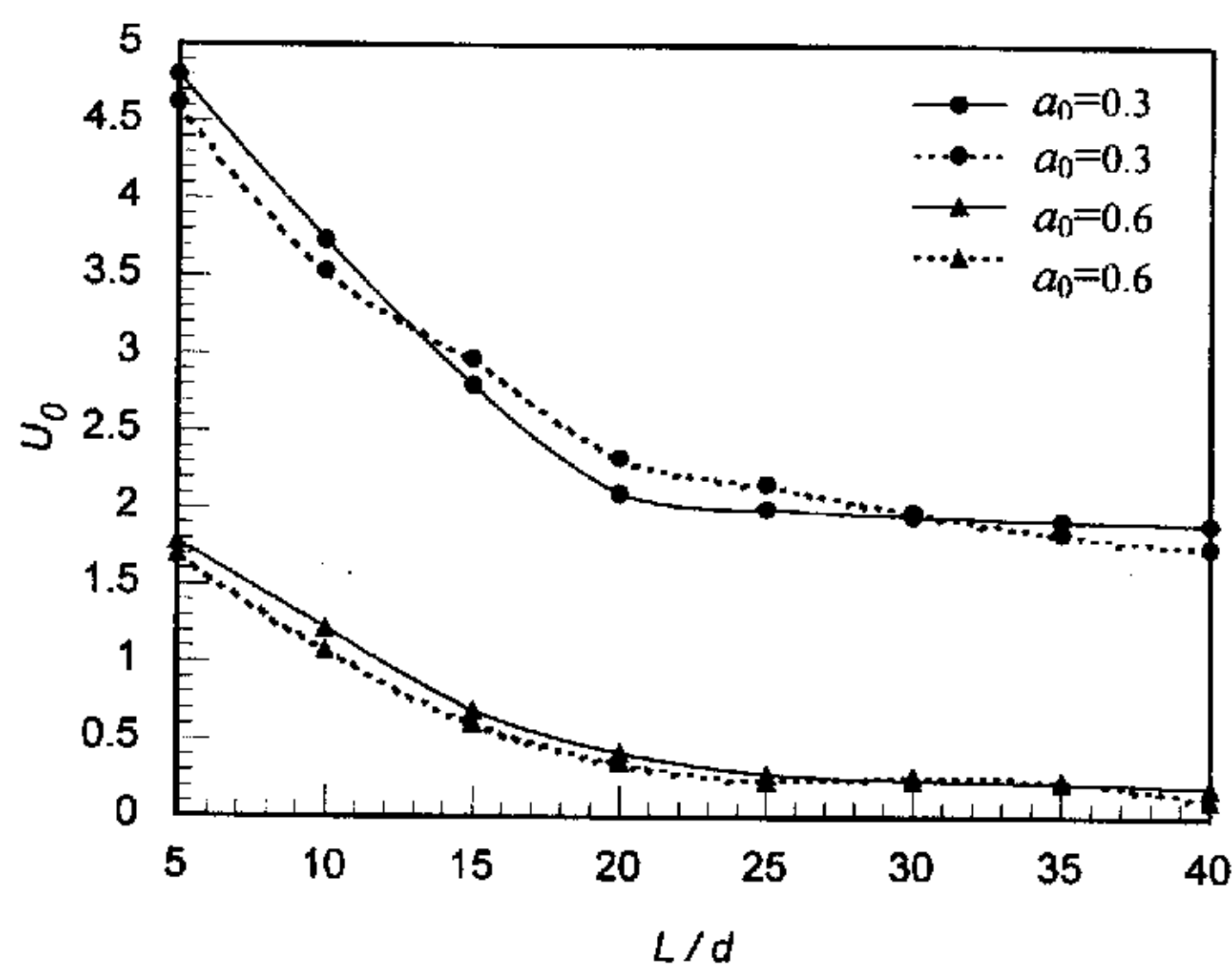


图 2.8 桩体长细比对单桩水平动力响应的影响

Fig.2.8 Effect of slenderness ratio of pile on lateral dynamic response of single pile

### 2.6.4 桩土刚度比的影响

为了分析桩土刚度比对单桩水平动力响应的影响, 当无量纲激振频率  $a_0$  分别为 0.3 和 0.6, 桩身长细比为  $L/d=20$  时, 单桩水平动力响应随桩身与桩周弱化域内地基土刚度之比的变化关系如图 2.9 所示, 由图可见, 随着桩土刚度比的增大,

单桩水平动力响应呈增大趋势。

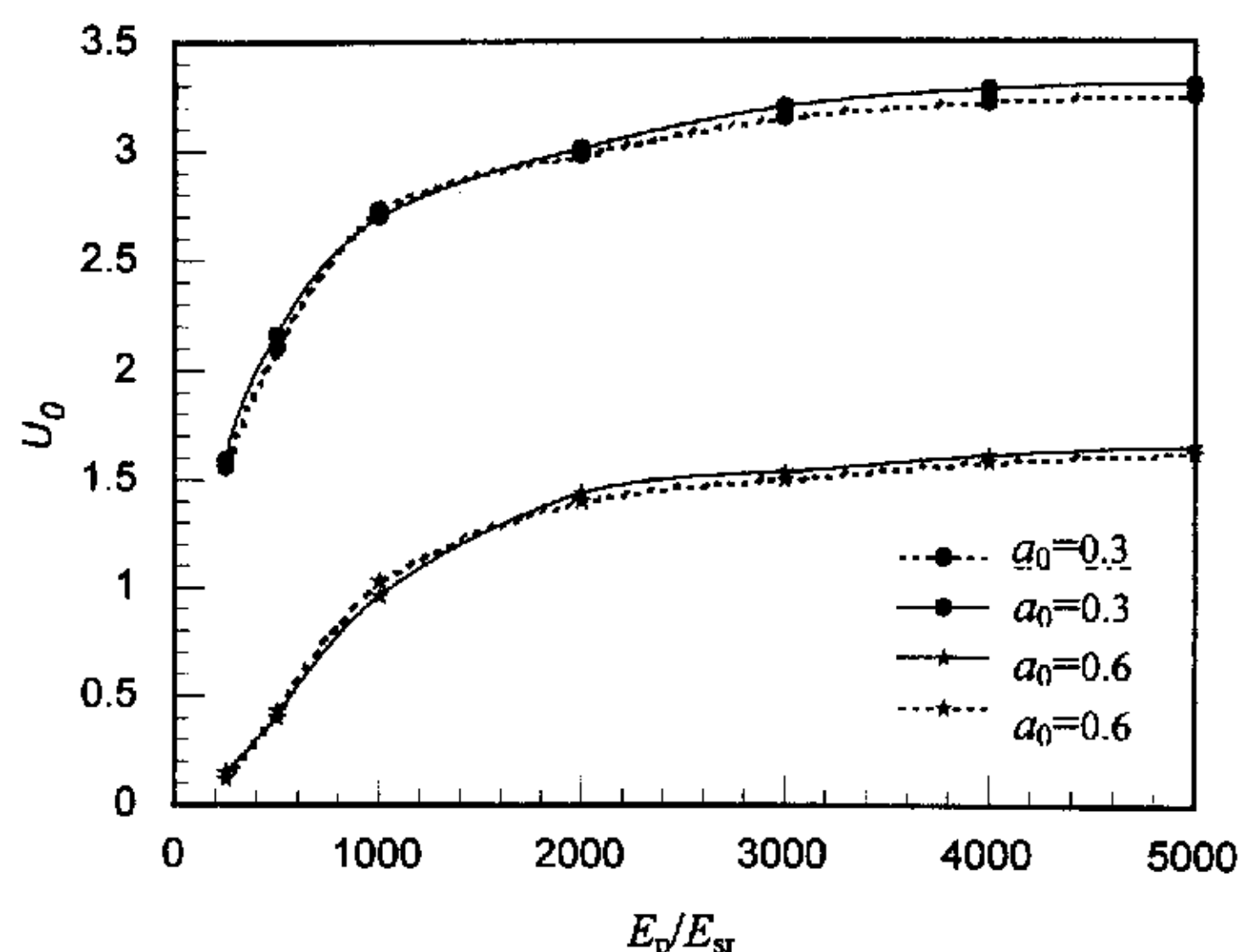


图 2.9 桩土刚度比对单桩水平动力响应的影响

Fig.2.9 Effect of pile-soil stiffness ratio on lateral dynamic response of single pile

## 2.7 小 结

本章同时考虑桩周土的弱化效应和地基土的成层非均质性,采用 Winkler 地基梁模型,运用土动力学和结构动力学原理,利用数理方程求解方法,通过求解地基土的波动方程和单桩的振动微分方程,建立了单桩水平简谐动力响应分析的简化计算方法和力学模型。

针对某一具体算例,通过与有限元计算结果进行对比分析,验证了所建立的单桩水平简谐动力响应简化解析方法的合理性。

分别采用本文简化解析方法和有限元数值计算方法,通过变动影响单桩水平简谐动力响应的各相关参数进行对比计算和分析,得到了各影响因素对单桩水平简谐动力响应特性影响的一般规律。

(1) 随着桩周弱化土内域范围的增大,单桩水平简谐动力响应逐渐增大。

(2) 随着桩周土域弱化程度的提高,弱化域内土的力学参数不断降低,单桩水平简谐动力响应呈逐渐增大趋势。

(3) 单桩水平简谐动力响应分别随着上层地基土和下层地基土刚度的增大而逐渐减小,但随上层地基土刚度增大而减小的幅度远大于下层地基土刚度增大时的情况,这说明上层地基土的物理、力学性质对单桩水平简谐动力响应的影响程度远大于下层地基土,因此,在单桩水平简谐动力响应设计和分析中必须特别注意

表层土的工程性质影响。

(4) 对于本章算例给定的条件，当桩体长细比小于 20 时，随着桩体长细比的增大，单桩水平简谐动力响应不断减小，但当桩体长细比大于 20 时，单桩水平简谐动力响应随桩体长细比的变化不十分明显，关系曲线呈缓降趋势并逐渐趋于某一定值，这说明单桩水平简谐动力响应并不随桩体长细比的增大而单调减小，而是存在一个最佳长细比，本章算例的最佳长细比取为 20。

(5) 随着桩土刚度比的增大，单桩水平简谐动力响应呈增大趋势。

单桩简谐动力响应特性分析是桩基动力学的一个重要研究内容，桩基振动理论是桩基抗震分析与设计的基本依据，同时也是各种桩基动态测试方法的理论基础。本文建议的简化解析方法虽然能同时考虑桩周土在振动过程中的弱化效应和地基土的成层非均质性的耦合作用影响，但由于桩—土相互作用问题的复杂性，该简化方法仍不能全面反映桩—土相互作用的全部效应影响。具体表现在以下三个方面：(1) 计算过程没有考虑桩底土弱化效应的影响；(2) 在振动过程中，桩周土的弱化范围和弱化后土的力学参数取值是作为已知条件给出的，没有提供确定桩周土域弱化范围和弱化参数的合理取值方法；(3) 由于缺乏较完备的实验资料和现场实测数据，本文简化解析方法计算所得的结果没有得到更为合理的实验验证，而只是与有限元数值计算结果进行了对比分析。

## 第三章 考虑桩-土相对分离效应的单桩水平动力阻抗计算方法及其影响因素分析

**摘 要:** 基于 Winkler 地基梁模型和非均质土层中单桩水平动力响应的解答以及动力阻抗的定义, 同时综合考虑桩-土界面的相对分离效应、土层的成层非均质性和桩周土的弱化效应, 利用混合边值问题计算理论和土动力学、波动力学原理, 通过求解单桩水平振动时的辐射应力, 建立了水平荷载作用下单桩动力阻抗的计算方法和力学模型; 通过算例分析, 将得到的单桩水平动力阻抗随无量纲激振频率的变化关系与现有的计算和试验结果进行了对比, 验证了建议计算方法的合理性; 进而通过对影响单桩水平动力阻抗的各相关参数进行变动参数分析, 总结出了各因素对单桩水平动力阻抗的影响规律。

**关键词:** 桩基; 动力阻抗; 相对分离; 水平振动; 桩-土相互作用

### 3.1 引 言

在动荷载作用下, 桩基的工作状况与承载能力取决于桩周土的工作性态, 因此在结构动力响应分析中必须考虑桩-土相互作用的影响。运用子结构方法对桩-土-结构相互作用体系进行动力分析时, 一般是在结构动力分析方程中引入桩基础的动力阻抗矩阵, 因此, 合理的确定桩基动力阻抗函数就成为桩-土-结构相互作用分析中的关键问题, 单桩动力阻抗的合理确定将为桩承上部结构动力响应的研究奠定基础。

然而, 桩-土动力相互作用是一个非常复杂的问题, 多年来一直是岩土工程、地震工程和结构工程领域研究的重点课题之一。在动力荷载作用下, 桩基础的承载能力和工作性能是桩与桩周土体动力相互作用的结果。桩-土动力相互作用对单桩动力特性的影响主要表现为桩动刚度的改变和辐射阻尼的产生, 这种刚度的改变和阻尼的产生可用桩顶的复刚度表示, 桩顶的复刚度也称为桩顶的动力阻抗, 通常可分为实部与虚部两部分, 其实部表示桩的动刚度, 虚部表示由桩基振动引起的由桩周土向无限远场辐射振动能量时所产生的几何阻尼<sup>[40, 41]</sup>。除了土层分布、土质特性等因素的影响以外, 桩基的动力阻抗一般非线性地依赖于激振频率。

单桩的动力阻抗既可用实验方法确定, 也可用理论分析的方法确定。实验方法虽然有效, 但不具有普遍意义, 难以推广应用, 因而多采用理论分析的方法。关于单桩的动力阻抗, 近几十年来, 国内外学者对这一课题进行了广泛的研究, 相关理论、计算模型和分析方法得到了长足发展。Novak<sup>[2, 4, 10, 42, 43]</sup>等将薄层法

加以推广并应用到桩的振动分析中,对水平振动、轴向振动、扭转振动和摇摆振动等各种振动形式下的单桩动力阻抗进行了分析。考虑到桩基在施工过程中对其周围土体的扰动和振动过程中土体高应变可能使土体呈现的材料非线性,Novak 和 Shelta 等提出了边界层模型,为避免在交界面发生波的反射,在计算时略去了边界层土体的质量。基于边界层模型,Veletsos 和 Dotson<sup>[44]</sup>考虑边界层土体的惯性效应得到了薄层的竖向和扭转动力阻抗,而后,他们假定了边界层土介质剪切模量的各种函数,但这些函数有的函数本身就不连续,有的函数的导数不连续,以致薄层阻抗产生振荡现象。Han 和 Sabin<sup>[45]</sup>假定剪切模量的函数为抛物线,内部土域薄层竖向振动用级数求解,并将其应用到薄层的扭转振动分析中。动荷载作用下,单桩动力特性分析的另一个普遍应用的方法是 Winkler 地基梁法,该法的关键是确定桩-土之间的弹簧刚度和阻尼。Nogami<sup>[46-49]</sup>等用时域 Winkler 地基梁法分析了单桩在竖向荷载作用下的动力反应,并最终得到了桩-土之间弹簧分布刚度和分布阻尼的解析表达式。Gazetas<sup>[50, 51]</sup>和 Dobry<sup>[52, 53]</sup>等提出的简化动力 Winkler 地基梁模型受到了广泛关注。动荷载作用下单桩的分析方法还有集中质量模型法、有限元法以及各种杂交方法和简化方法。Tajimi<sup>[31]</sup>用粘线弹性 Kelvin-Voigt 模型模拟土介质,忽略土的竖向运动分量的影响,研究了均质土中端承桩的动力反应。Penzien<sup>[54]</sup>采用非线性集中质量模型和 Mindlin 静力点荷载解描述动力弹性应力和位移场,研究了水平动荷载作用下桩的动力反应,并求得了桩的动力阻抗。除此之外,国外学者 Poulos<sup>[55]</sup>,Blaney<sup>[19]</sup>,Wolf<sup>[56, 57]</sup>和国内学者楼梦麟<sup>[58, 59]</sup>、何玉敖<sup>[6, 7]</sup>、严士超<sup>[61, 62]</sup>、陈国兴<sup>[63]</sup>、蒯行成<sup>[17, 64, 65, 66]</sup>等人在桩-土动力相互作用及动力阻抗的研究方面均开展了许多研究工作,并取得了一定的研究成果<sup>[67]</sup>。

本章基于 Winkler 地基梁模型和非均质土层中单桩水平动力响应的解答以及动力阻抗的定义,同时综合考虑桩-土界面的相对分离效应、地基土的成层非均质性和桩周土的弱化效应,利用混合边值问题计算理论和土动力学、波动力学原理,通过求解单桩水平振动时的辐射应力,建立了水平荷载作用下单桩动力阻抗函数的计算方法和力学模型;通过算例分析,将得到的单桩水平动力阻抗随无量纲激振频率的变化关系与现有的计算和试验结果进行了对比,验证了本文计算方法的合理性;进而通过对影响单桩水平动力阻抗的各相关参数进行变动参数分析,得到了各因素对单桩水平动力阻抗的影响规律。

### 3.2 桩-土接触界面发生相对分离的判据

在桩顶水平动荷载作用下,桩发生横向振动时,桩-土界面上将产生辐射应力,当辐射应力较大时,桩体在与承载侧土体挤压的同时而与另一侧土体发生相对分离,此时,桩-土接触界面处的变形和应力将不再保持连续性,桩只在



其中一侧的土体半圆周接触面上产生受压和剪切辐射应力，另一侧则发生相对分离，不产生辐射应力，如图 3.1 所示。

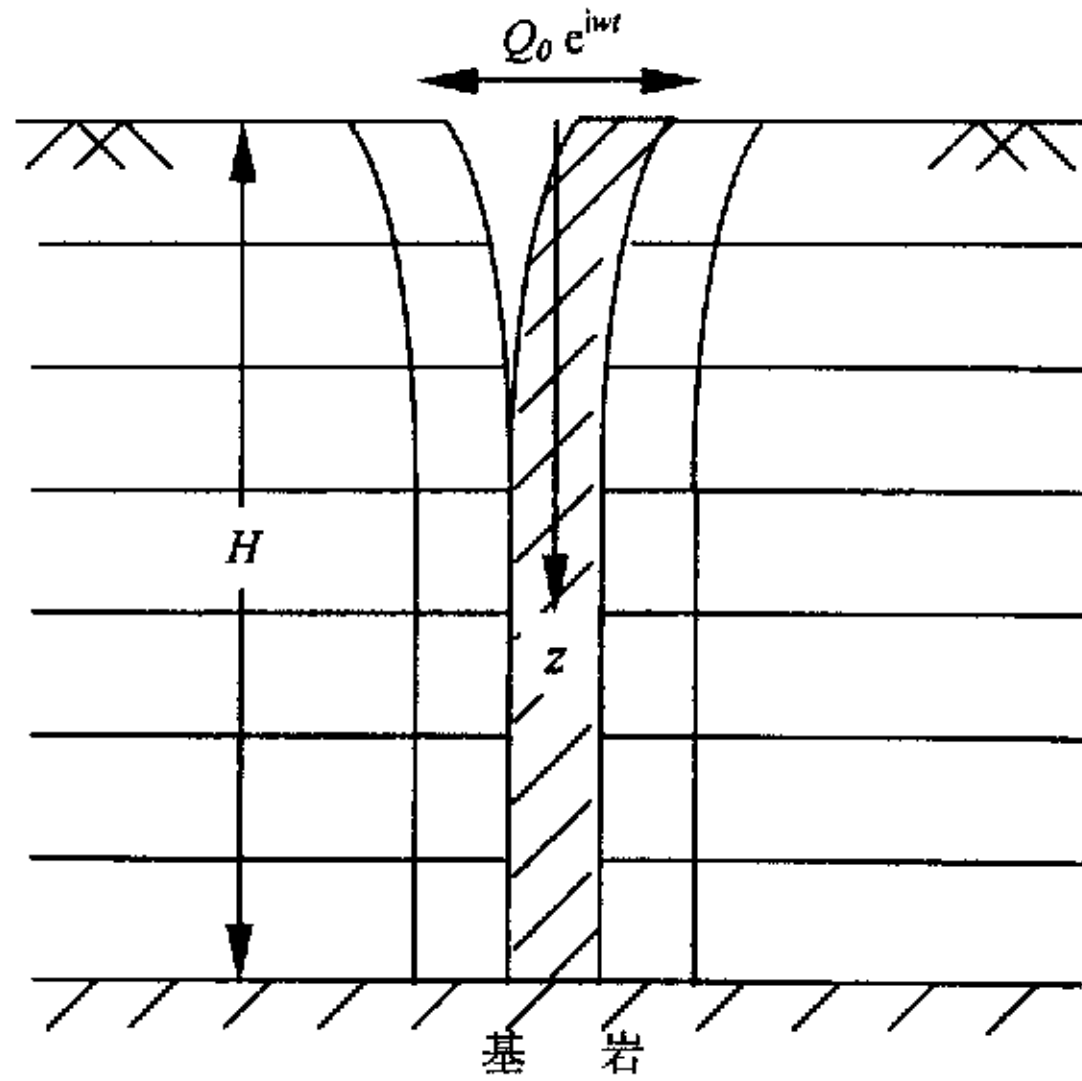


图 3.1 桩-土相对分离示意图

Fig.3.1 The sketchy diagram of relative separation of the interface between pile and soil

在水平动力荷载作用下，桩-土接触界面发生相对分离的判断方法主要有以下两种：

(1) 接触面粘结强度判断法。假设桩体与地基土的相对分离恰好发生在桩-土接触界面上，此时，当辐射应力超过桩与土之间接触界面的粘结强度时，桩体与地基土就会在接触界面处发生相对分离。

(2) 地基土抗拉强度判断法。桩体与地基土的相对分离往往不是恰好发生在桩-土接触界面处，而常常发生在其中一侧的土体内部，此时，当辐射应力大于地基土的抗拉强度时，就会在土体内部发生桩体与地基土的相对分离。

由于桩体与地基土发生相对分离位置的不确定性，在实际应用中，通常分别运用以上两种方法进行计算判断，当计算所得到的辐射应力满足上述任一个条件时，则就可断定桩体与地基土已发生相对分离。

### 3.3 单桩水平动力阻抗计算

为了反映桩-土相对分离这一复杂的物理现象，本文采用混合边值问题计算理论<sup>[6,7]</sup>对考虑了桩-土相对分离效应的单桩水平动力阻抗函数进行求解。

假定在时刻  $t$ ，桩沿  $x$  轴方向的水平位移为  $u_p(z, t) = U_p e^{i\omega t}$ 。在深度  $z$  处取一厚度为  $dz$  的桩元进行分析，桩与土的接触区为右半圆周  $AB$ ，记为域  $\Omega$ ，如图 3.2 所

示。

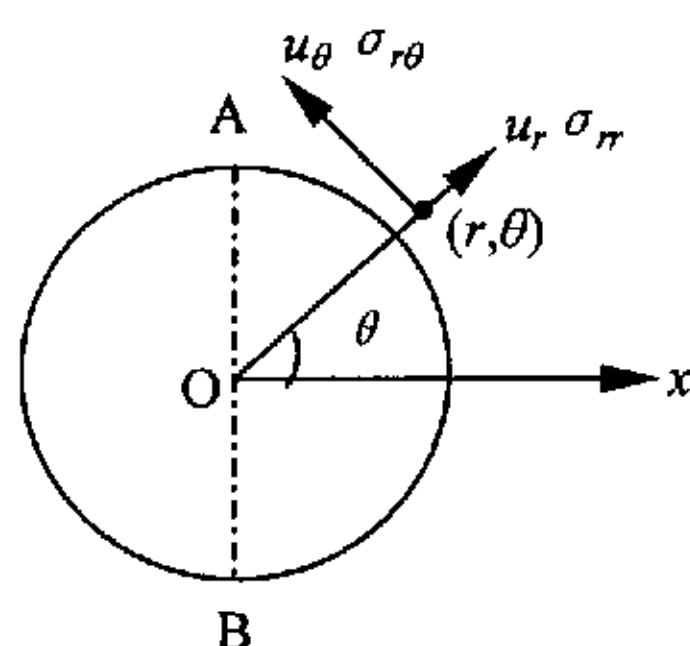


图 3.2 桩土水平动力相互作用时的辐射应力

Fig.3.2 The sketchy diagram of radiation stresses of lateral dynamic pile-soil interaction system

作用在域  $\Omega$  内任一点处的应力为

$$\sigma(\theta, t) = \sigma(\theta)e^{-i\omega t}, \quad \tau(\theta, t) = \tau(\theta)e^{-i\omega t} \quad (3-1)$$

桩—土接触面处的混合边界条件为

在接触区  $\Omega$  内

$$u_r|_{r=r_0} = u(t)\cos\theta, \quad u_\theta|_{r=r_0} = -u(t)\sin\theta \quad (3-2)$$

在接触区  $\Omega$  外

$$\sigma_{rr}|_{r=r_0} = 0, \quad \sigma_{r\theta}|_{r=r_0} = 0 \quad (3-3)$$

考虑到径向辐射正应力  $\sigma(\theta)$  与剪应力  $\tau(\theta)$  分别为极角  $\theta$  的偶函数和奇函数, 因此可分别用下列级数表达式给出, 即

$$\sigma(\theta) = \sum_0^{\infty} c_m \cos m\theta, \quad \tau(\theta) = \sum_0^{\infty} d_m \sin m\theta \quad (3-4)$$

式中  $c_m$  和  $d_m$  为待定系数, 可由混合边值条件确定, 具体求解过程如下:

在域  $\Omega$  内, 由于辐射应力的作用, 桩壁上任一点  $(r, \theta)$  处产生的径向和切向位移分别为

$$u_r(\theta) = \frac{h_0}{2} + \sum_{j=1}^{\infty} h_j \cos j\theta, \quad u_\theta(\theta) = \sum_{j=0}^{\infty} k_j \sin j\theta \quad (3-5)$$

其中

$$h_j = \frac{2}{\pi} \int_0^\pi u_r(\theta) \cos j\theta d\theta \quad (3-6)$$

$$k_j = \frac{2}{\pi} \int_0^\pi u_\theta(\theta) \sin j\theta d\theta \quad (3-7)$$

将式(3-6)和式(3-7)按域  $\Omega$  内、外分别进行积分, 域  $\Omega$  内的被积函数用式(3-2)

的边界条件, 域 $\Omega$ 外的被积函数则用式(3-3)的边界条件, 分别进行积分, 整理可得

$$h_j = \frac{U_p}{\pi} \gamma_j - \frac{1}{\pi} \frac{r_0}{G_r} \left[ \sum_n b_n (L_{1n} + i M_{1n}) \varphi_{nj} \sum_m c_m \varphi_{mn} + \sum_n b_n (L_{3n} + i M_{3n}) \varphi_{nj} \sum_m d_m \psi_{mn} \right]$$

$$k_j = \frac{U_p}{\pi} \delta_j - \frac{1}{\pi} \frac{r_0}{G_r} \left[ \sum_n b_n (L_{2n} + i M_{2n}) \psi_{nj} \sum_m c_m \varphi_{mn} + \sum_n b_n (L_{4n} + i M_{4n}) \psi_{nj} \sum_m d_m \psi_{mn} \right]$$

其中

$$b_n = \begin{cases} -\frac{1}{4\pi}, & n=0 \\ -\frac{1}{2\pi}, & n=1, 2, 3, \dots \end{cases}, \quad \gamma_j = \frac{\sin\left(\frac{j+1}{2}\pi\right)}{j+1} + \frac{\sin\left(\frac{j-1}{2}\pi\right)}{j-1}$$

$$\delta_j = \frac{\sin\left(\frac{j+1}{2}\pi\right)}{j+1} - \frac{\sin\left(\frac{j-1}{2}\pi\right)}{j-1}, \quad \varphi_{mn} = \frac{\sin\left(\frac{m-n}{2}\pi\right)}{m-n} + \frac{\sin\left(\frac{m+n}{2}\pi\right)}{m+n}$$

$$\psi_{mn} = \frac{\sin\left(\frac{m-n}{2}\pi\right)}{m-n} - \frac{\sin\left(\frac{m+n}{2}\pi\right)}{m+n}, \quad L_{1n} = \frac{K_{1n} G_n + \overline{K_{1n} G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}$$

$$L_{2n} = \frac{K_{2n} G_n + \overline{K_{2n} G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}, \quad L_{3n} = \frac{K_{3n} G_n + \overline{K_{3n} G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}$$

$$L_{4n} = \frac{K_{4n} G_n + \overline{K_{4n} G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}, \quad M_{1n} = \frac{\overline{K_{1n} G_n} - K_{1n} \overline{G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}$$

$$M_{2n} = \frac{\overline{K_{2n} G_n} - K_{2n} \overline{G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}, \quad M_{3n} = \frac{\overline{K_{3n} G_n} - K_{3n} \overline{G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}$$

$$M_{4n} = \frac{\overline{K_{4n} G_n} - K_{4n} \overline{G_n}}{G_n^2 + \overline{G_n^2}}$$

$$K_{1n} = \alpha r_0 F_{4n} \tilde{J}'_n(\alpha r_0) - \alpha r_0 \overline{F_{4n}} \tilde{Y}'_n(\alpha r_0) - n F_{3n} \tilde{J}_n(\beta r_0) + n \overline{F_{3n}} \tilde{Y}_n(\beta r_0)$$

$$\overline{K_{1n}} = \alpha r_0 \overline{F_{4n}} \tilde{J}'_n(\alpha r_0) + \alpha r_0 F_{4n} \tilde{Y}'_n(\alpha r_0) - n \overline{F_{3n}} \tilde{J}_n(\beta r_0) - n F_{3n} \tilde{Y}_n(\beta r_0)$$

$$K_{2n} = -n F_{4n} \tilde{J}_n(\alpha r_0) + n \overline{F_{4n}} \tilde{Y}_n(\alpha r_0) + \beta r_0 F_{3n} \tilde{J}'_n(\beta r_0) - \beta r_0 \overline{F_{3n}} \tilde{Y}'_n(\beta r_0)$$

$$\begin{aligned} \overline{K_{2n}} &= -n\overline{F_{4n}}\tilde{J}_n(\alpha r_0) - nF_{4n}\tilde{Y}_n(\alpha r_0) + \beta r_0\overline{F_{3n}}\tilde{J}'_n(\beta r_0) + \beta r_0F_{3n}\tilde{Y}'_n(\beta r_0) \\ K_{3n} &= \alpha r_0F_{2n}\tilde{J}'_n(\alpha r_0) - \alpha r_0\overline{F_{2n}}\tilde{Y}'_n(\alpha r_0) - nF_{1n}\tilde{J}_n(\beta r_0) + n\overline{F_{1n}}\tilde{Y}_n(\beta r_0) \\ \overline{K_{3n}} &= \alpha r_0\overline{F_{2n}}\tilde{J}'_n(\alpha r_0) + \alpha r_0F_{2n}\tilde{Y}'_n(\alpha r_0) - n\overline{F_{1n}}\tilde{J}_n(\beta r_0) - nF_{1n}\tilde{Y}_n(\beta r_0) \\ K_{4n} &= nF_{2n}\tilde{J}_n(\alpha r_0) - n\overline{F_{2n}}\tilde{Y}_n(\alpha r_0) - \beta r_0F_{1n}\tilde{J}'_n(\beta r_0) + \beta r_0\overline{F_{1n}}\tilde{Y}'_n(\beta r_0) \\ \overline{K_{4n}} &= n\overline{F_{2n}}\tilde{J}_n(\alpha r_0) + nF_{2n}\tilde{Y}_n(\alpha r_0) - \beta r_0\overline{F_{1n}}\tilde{J}'_n(\beta r_0) - \beta r_0F_{1n}\tilde{Y}'_n(\beta r_0) \\ G_n &= (F_{2n}F_{3n} - \overline{F_{2n}}\overline{F_{3n}}) - (F_{1n}F_{4n} - \overline{F_{1n}}\overline{F_{4n}}) \\ \overline{G_n} &= (F_{2n}\overline{F_{3n}} + \overline{F_{2n}}F_{3n}) - (F_{1n}\overline{F_{4n}} + \overline{F_{1n}}F_{4n}) \\ F_{in} &= f_{in}|_{r=r_0}, \quad \overline{F_{in}} = \overline{f_{in}}|_{r=r_0} \\ f_{1n} &= (n^2 + n - \beta^2 r^2/2)\tilde{J}_n(\alpha r) - \alpha r\tilde{J}_{n-1}(\alpha r) \\ \overline{f_{1n}} &= (n^2 + n - \beta^2 r^2/2)\tilde{Y}_n(\alpha r) - \alpha r\tilde{Y}_{n-1}(\alpha r) \\ f_{2n} &= -n(n+1)\tilde{J}_n(\beta r) + n\beta r\tilde{J}_{n-1}(\beta r), \quad \overline{f_{2n}} = -n(n+1)\tilde{Y}_n(\beta r) + n\beta r\tilde{Y}_{n-1}(\beta r) \\ f_{3n} &= n(n+1)\tilde{J}_n(\alpha r) - n\alpha r\tilde{J}_{n-1}(\alpha r), \quad \overline{f_{3n}} = n(n+1)\tilde{Y}_n(\alpha r) - n\alpha r\tilde{Y}_{n-1}(\alpha r) \\ f_{4n} &= (-n^2 - n + \beta^2 r^2/2)\tilde{J}_n(\beta r) + \beta r\tilde{J}_{n-1}(\beta r) \\ \overline{f_{4n}} &= (-n^2 - n + \beta^2 r^2/2)\tilde{Y}_n(\beta r) + \beta r\tilde{Y}_{n-1}(\beta r) \end{aligned}$$

式中  $\alpha = \frac{\omega}{v_1}$ ,  $\beta = \frac{\omega}{v_s}$ ,  $v_1$  为纵波波速,  $v_s$  为剪切波波速,  $\omega$  为激振圆频率;  $\tilde{J}_n$  为

Bessel 函数,  $\tilde{Y}_n$  为 Newman 函数,  $\tilde{J}'_n = \frac{\tilde{J}_{n-1} - \tilde{J}_{n+1}}{2}$ ,  $\tilde{Y}'_n = \frac{\tilde{Y}_{n-1} - \tilde{Y}_{n+1}}{2}$ 。

由波动力学基本方程可求得土层中任一点  $(r, \theta)$  处的应力和位移分别为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rr} &= 2G_r r^{-2} \sum_{n=0}^{\infty} (\overline{A}_n \varepsilon_{1n} + \overline{D}_n \varepsilon_{2n}) \cos n\theta e^{-i\omega t} \\ \sigma_{r\theta} &= 2G_r r^{-2} \sum_{n=0}^{\infty} (\overline{A}_n \varepsilon_{3n} + \overline{D}_n \varepsilon_{4n}) \sin n\theta e^{-i\omega t} \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

$$\left. \begin{aligned} u_r &= r^{-1} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \bar{A}_n \alpha r \left[ \tilde{J}'_n(\alpha r) + i\tilde{Y}'_n(\alpha r) \right] + \bar{D}_n n \left[ \tilde{J}_n(\beta r) + i\tilde{Y}_n(\beta r) \right] \right\} \cos n\theta e^{-i\omega t} \\ u_\theta &= r^{-1} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ -\bar{A}_n n \left[ \tilde{J}_n(\alpha r) + i\tilde{Y}_n(\alpha r) \right] - \bar{D}_n \beta r \left[ \tilde{J}'_n(\beta r) + i\tilde{Y}'_n(\beta r) \right] \right\} \sin n\theta e^{-i\omega t} \end{aligned} \right\} \quad (3-9)$$

式中  $\bar{A}_n$  和  $\bar{D}_n$  为待定系数,  $\varepsilon_{1n} = f_{1n} + i\bar{f}_{1n}$ , ( $i=1, 2, 3, 4$ )。

对比式(3-4)和式(3-8), 可得到

$$\left. \begin{aligned} \frac{2G_r}{a^2} (\bar{A}_n E_{1n} + \bar{D}_n E_{2n}) &= c_n \\ \frac{2G_r}{a^2} (\bar{A}_n E_{3n} + \bar{D}_n E_{4n}) &= d_n \end{aligned} \right\} \quad (3-10)$$

式中  $E_{in} = \varepsilon_{in}|_{r=r_0}$ , ( $i=1, 2, 3, 4$ )。

对式(3-10)进行求解可得

$$\left. \begin{aligned} \bar{A}_n &= \frac{r_0^2}{2G_r} \frac{d_n E_{2n} - c_n E_{4n}}{G_n + iG_n} \\ \bar{D}_n &= \frac{r_0^2}{2G_r} \frac{c_n E_{3n} - d_n E_{1n}}{G_n + iG_n} \end{aligned} \right\} \quad (3-11)$$

将式(3-11)代入式(3-9), 并令  $r = r_0$ , 整理后可得到

$$\left. \begin{aligned} u_r(\theta) &= \frac{r_0}{2G_r} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{G_n + iG_n} \left\{ (d_n E_{2n} - c_n E_{4n}) \alpha r_0 \left[ \tilde{J}'_n(\alpha r_0) + i\tilde{Y}'_n(\alpha r_0) \right] \right. \\ &\quad \left. + (c_n E_{3n} - d_n E_{1n}) n \left[ \tilde{J}_n(\beta r_0) + i\tilde{Y}_n(\beta r_0) \right] \right\} \cos n\theta \\ u_\theta(\theta) &= \frac{r_0}{2G_r} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{G_n + iG_n} \left\{ (d_n E_{2n} - c_n E_{4n}) n \left[ \tilde{J}_n(\alpha r_0) + i\tilde{Y}_n(\alpha r_0) \right] \right. \\ &\quad \left. + (c_n E_{3n} - d_n E_{1n}) \beta r_0 \left[ \tilde{J}'_n(\beta r_0) + i\tilde{Y}'_n(\beta r_0) \right] \right\} \sin n\theta \end{aligned} \right\} \quad (3-12)$$

对比式(3-5)和式(3-12), 并使两式第  $j$  项的系数相等, 可得两组线性代数方程组, 从而可求解出待定系数  $c_m$  和  $d_m$ ,

$$c_m = \frac{G_r U_p}{r_0} (c_{mr} + i c_{mi}), \quad d_m = \frac{G_r U_p}{r_0} (d_{mr} + i d_{mi}) \quad (3-13)$$

其中

$$c_{mr} = \operatorname{Re} \left( \frac{r_0}{G_r U_p} c_m \right), c_{mi} = \operatorname{Im} \left( \frac{r_0}{G_r U_p} c_m \right), d_{mr} = \operatorname{Re} \left( \frac{r_0}{G_r U_p} d_m \right), d_{mi} = \operatorname{Im} \left( \frac{r_0}{G_r U_p} d_m \right)$$

将求得的待定系数  $c_m$  和  $d_m$  代入式(3-4)即可求得辐射应力为



$$\left. \begin{aligned} \sigma(\theta) &= \frac{G_r U_p}{r_0} \sum_{m=0}^{\infty} (c_{mr} + i c_{mi}) \cos m\theta \\ \tau(\theta) &= \frac{G_r U_p}{r_0} \sum_{m=0}^{\infty} (d_{mr} + i d_{mi}) \sin m\theta \end{aligned} \right\} \quad (3-14)$$

桩元接触面上的沿  $x$  方向的合力为

$$s_p(z) = r_0 \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \sigma(\theta) \cos \theta d\theta - r_0 \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \tau(\theta) \sin \theta d\theta \quad (3-15)$$

从而可以得到考虑桩—土相对分离效应后深度  $z$  处厚度为  $dz$  的桩元的动力阻抗函数为

$$K_{1h} = \frac{s_p(z)}{U_p(z)} \quad (3-16)$$

考虑式(3-14)和式(3-15)，并在整个桩长范围内积分可得

$$S_p = \int_0^L s_{gen} g(z, \nu) dz \quad (3-17)$$

式中  $s_{gen}$  是广义的桩元接触面上的应力，当桩—土接触界面处于相对分离状态时， $s_{gen}$  取为本章方法计算所得的应力值，即  $s_{gen} = s_p$ ，反之，当桩—土接触界面处于理想粘结状态时， $s_{gen}$  的值可由现有的不考虑桩—土接触面相对分离效应的常规方法计算求得， $g(z, \nu)$  是  $z$  方向的应力分布特征函数， $\nu$  为地基土的泊松比，且

$$g(z, \nu) = \frac{1}{2} + \frac{1}{8(1-\nu)\tilde{h}} + \frac{\tilde{\gamma}^2}{4(1-\nu)\tilde{h}^3} + \frac{1-2\nu}{4\tilde{\gamma}+2\tilde{h}} + \frac{3-4\nu}{8(1-\nu)\tilde{h}^3} - \frac{3\tilde{\gamma}^2}{4(1-\nu)\tilde{h}^5} - \frac{1-2\nu}{2\tilde{h}(\tilde{h}+2\tilde{\gamma})^2}$$

$$\tilde{h} = (1+4\tilde{\gamma}^2)^{1/2}, \quad \tilde{\gamma} = z/r_0$$

对式(3-17)进行化简计算并整理可得

$$S_p = G_r U_p \left[ \sum_{m=0}^{\infty} (c_{mr} \gamma_m + d_{mr} \delta_m) + i \sum_{m=0}^{\infty} (c_{mi} \gamma_m + d_{mi} \delta_m) \right] \quad (3-18)$$

根据动力阻抗的定义，可得考虑桩—土相对分离效应的单桩水平动力阻抗函数为

$$K_h = \frac{S_p}{U_p(0)} = G_r (k_h + i c_h) \quad (3-19)$$

式中  $k_h$  与  $c_h$  分别为单桩无量纲水平动刚度与阻尼，其表达式为

$$k_h = \sum_{m=0}^{\infty} (c_{mr} \gamma_m + d_{mr} \delta_m), \quad c_h = \sum_{m=0}^{\infty} (c_{mi} \gamma_m + d_{mi} \delta_m) \quad (3-20)$$

### 3.4 算例分析

为了验证本文所建议的计算模型的合理性, 选用某试验桩作为算例<sup>[2, 36]</sup>进行对比分析。试验桩桩长为  $L = 16\text{m}$ , 截面为圆形, 桩径为  $d = 0.8\text{m}$ , 桩的弹性模量为  $E_p = 25\text{GPa}$ , 质量密度为  $\rho_p = 2.5\text{t/m}^3$ 。地基土是非均质层状分布的, 计算中考虑了桩周土的弱化效应, 弱化土内域和外域各土层的特性参数列于表 2.1。

对于算例所给定的条件, Novak 曾给出了只考虑土的分层, 而不计桩-土界面的相对分离效应和桩周土的弱化效应的单桩水平动力阻抗的分析模型与计算结果。此处, 利用本文方法计算得到了考虑桩-土相对分离效应后单桩的水平动力阻抗, 并在图 3.3 中将其与 Novak 的计算结果<sup>[2]</sup>及现有的实验结果<sup>[36]</sup>进行了对比分析。由图可见, 本文同时考虑桩周土的弱化效应、桩-土界面的相对分离效应和地基土的成层非均质性后, 计算得到的单桩水平动力阻抗明显低于 Novak 的计算结果, 且更接近实验结果, 从而验证了本文方法的正确性。

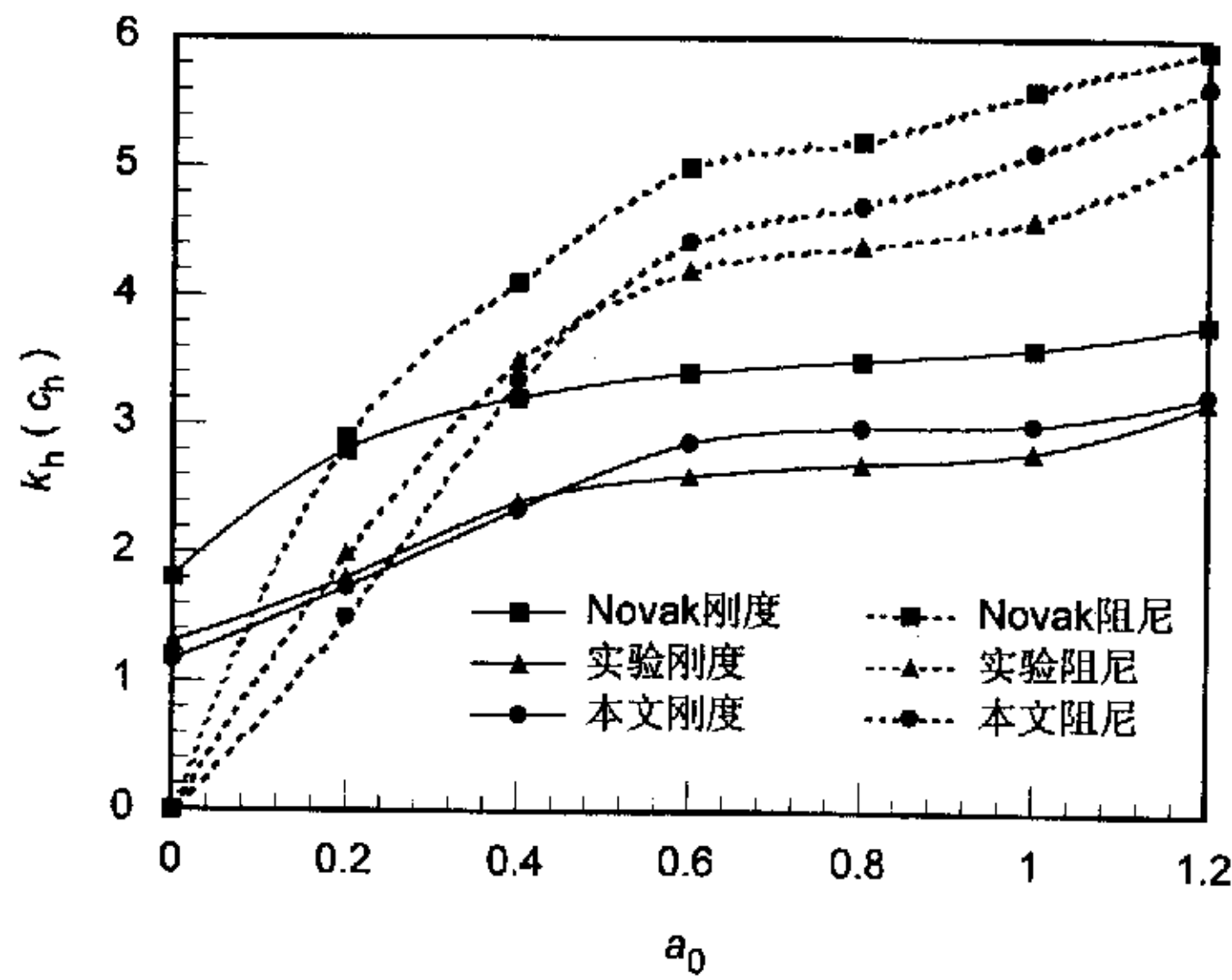


图 3.3 单桩水平动力阻抗的对比

Fig.3.3 Comparison of the computed lateral dynamic impedance of single pile with other results

### 3.5 单桩水平动力阻抗的影响因素分析

在水平动力荷载作用下, 单桩水平动力阻抗与地基土层分布、土质条件、桩体几何特性和力学性质以及外加动力荷载特性等多种因素有关, 为此, 通过变动各相关参数进行数值计算, 从而对各种因素对单桩水平动力阻抗的影响规律和影

响程度进行对比分析<sup>[32, 33]</sup>。

### 3.5.1 桩周弱化土域的影响

桩周土的弱化程度和弱化区的大小在一定程度上影响着单桩水平动力阻抗, 为了反映桩周土域弱化程度对单桩水平动力阻抗的影响, 分别考虑三种参数情况: (1) 工况 1: 桩周不存在弱化土域; (2) 工况 2: 桩周存在弱化土域, 且桩径  $r_0$  与桩轴到弱化土域外边界的距离  $R_0$  之比为  $r_0/R_0 = 0.5$ , 外围土域和弱化土内域的 Lamé 常数比为  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 2$ ; (3) 工况 3: 桩周存在弱化土域, 且  $r_0/R_0 = 0.5$ ,  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 5$ 。对于以上三种情况, 计算得到的无量纲单桩水平动刚度和阻尼随无量纲激振频率  $a_0$  的变化关系如图 3.4 所示, 由图可见, 与不考虑桩周弱化土域的情况相比, 考虑桩周弱化土域后的单桩水平动刚度和阻尼均较小, 且随着桩周土弱化程度的提高, 弱化土域特性参数逐渐减小, 无量纲单桩水平动刚度和阻尼的减小也越显著, 这种趋势与严士超<sup>[61]</sup>等得到的计算结果是一致的。

为了研究桩周弱化土域大小对无量纲单桩水平动力阻抗的影响, 取弱化土域宽度  $R_0 - r_0$  与桩径  $r_0$  的比值  $(R_0 - r_0)/r_0$  分别为 0.5, 1.0 和 2.0 三种情况进行分析, 计算得到的单桩水平动力阻抗随无量纲激振频率  $a_0$  的变化关系如图 3.5 所示。由图可见, 单桩水平动刚度和阻尼均随桩周土域弱化范围的增大而减小。

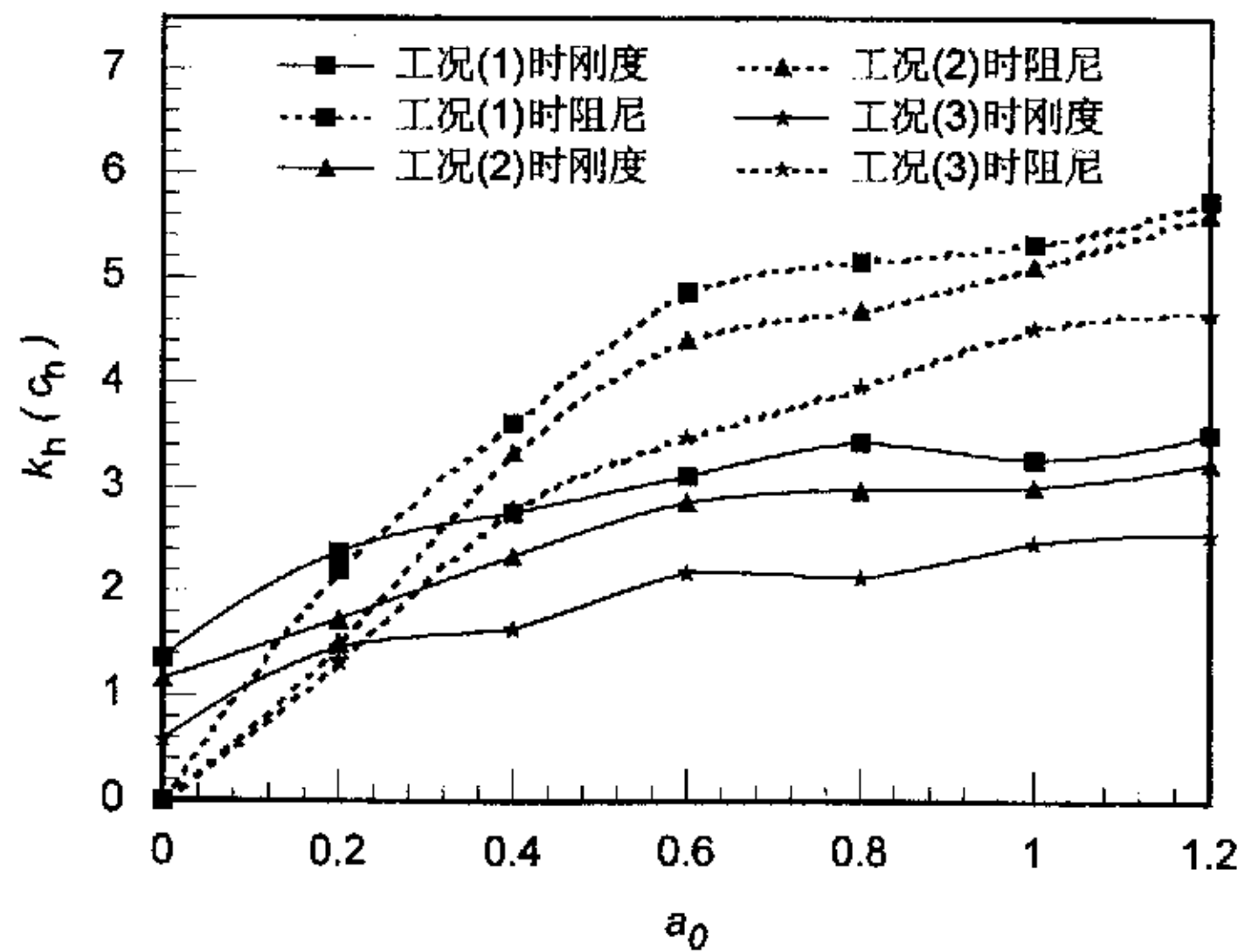


图 3.4 桩周土域弱化程度对单桩水平动力阻抗的影响

Fig.3.4 Effect of softening degree of soils around pile on lateral dynamic impedance of single pile

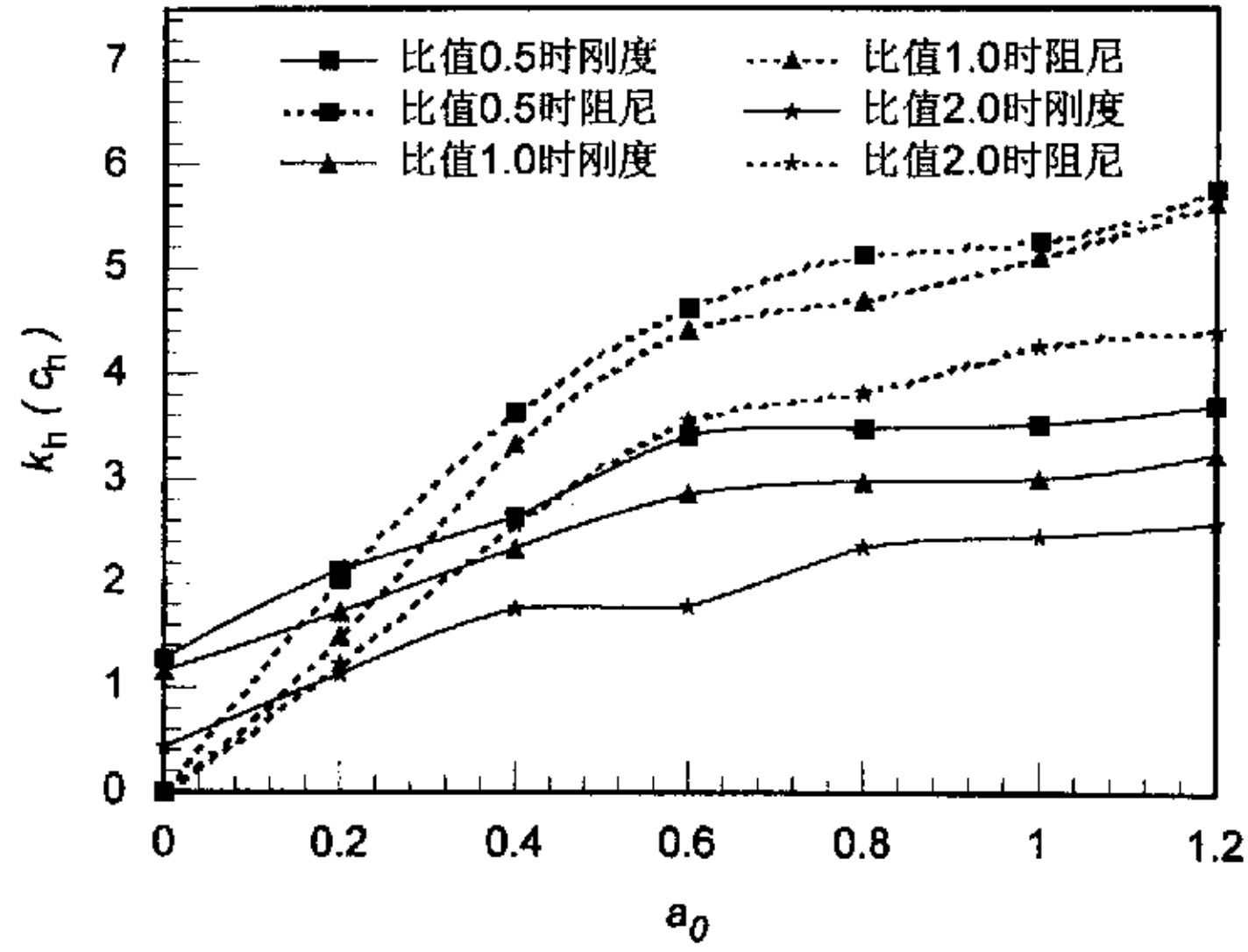


图 3.5 桩周弱化土域大小对单桩水平动力阻抗的影响

Fig.3.5 Effect of softening area of soils around pile on lateral dynamic impedance of single pile

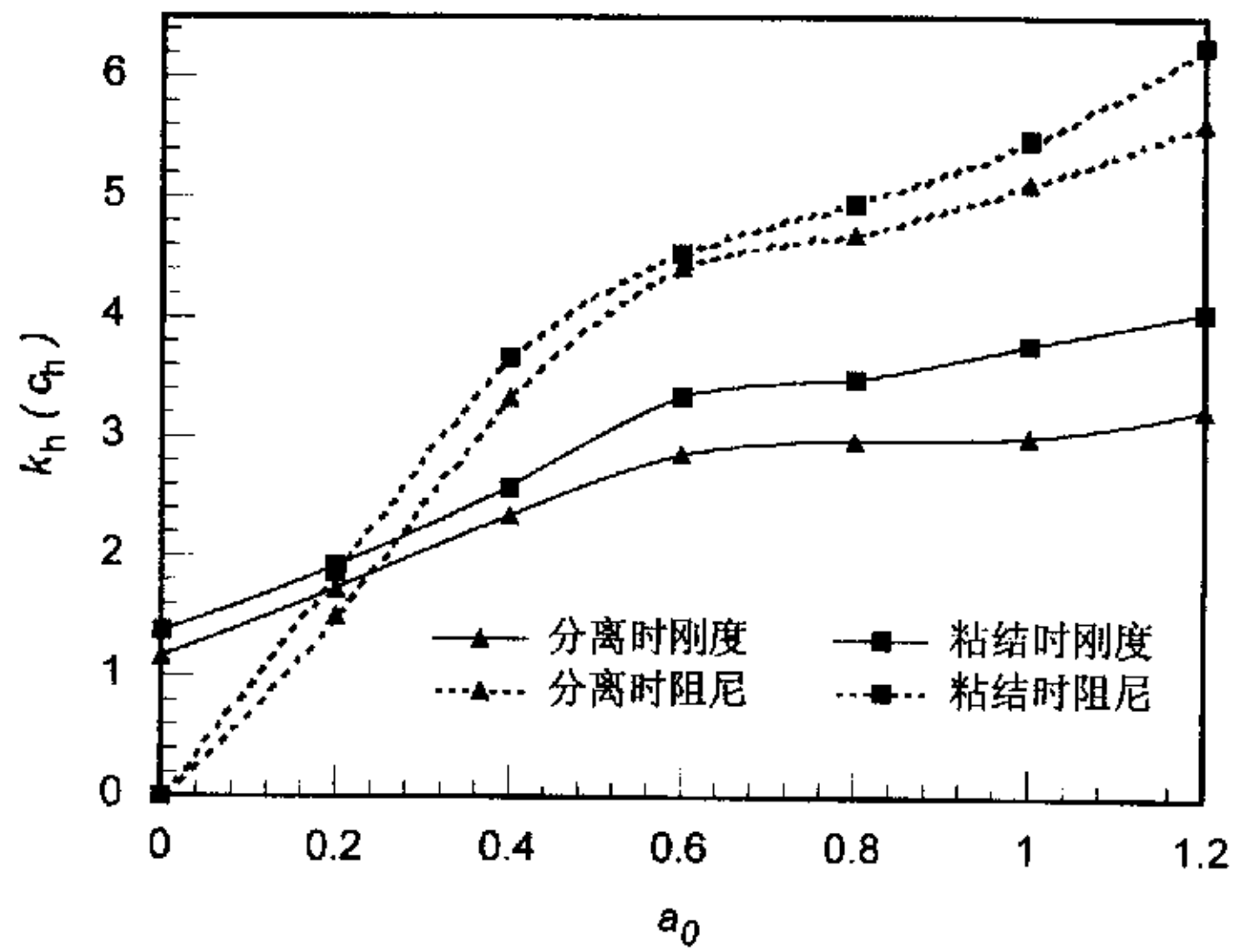


图 3.6 桩-土界面接触状态对单桩水平动力阻抗的影响

Fig.3.6 Effect of contact conditions of pile-soil interface on lateral dynamic impedance of pile

### 3.5.2 桩-土界面接触状态的影响

在桩顶水平动荷载作用下, 桩-土界面可能存在两种接触状态, 即完全粘结状态和相对分离状态, 对于这两种桩-土界面间的接触状态, 计算得到的单桩水平动刚度和阻尼随无量纲频率  $\alpha_0$  的变化关系如图 3.6 所示。由图可见, 考虑桩-土界面的相对分离效应后, 单桩水平动刚度和阻尼均有所减小。

### 3.5.3 桩体长细比的影响

长细比是影响桩基动力阻抗的主要参数之一。激振频率分别为  $\alpha_0 = 0.6$  和  $\alpha_0 = 1.2$ , 桩的长细比  $L/d$  在 10 与 100 之间变化时, 计算得到的单桩水平动力阻抗如图 3.7 所示, 由图可见, 单桩的动刚度和阻尼与桩体长细比并不呈单调线性关系, 而是存在一个最佳长细比, 且动刚度和阻尼的最佳长细比不同, 对于本算例给定的条件, 最佳长细比取值在 20~40, 所以, 无限制地增加桩长对提高桩的动刚度和阻尼并不十分有效。

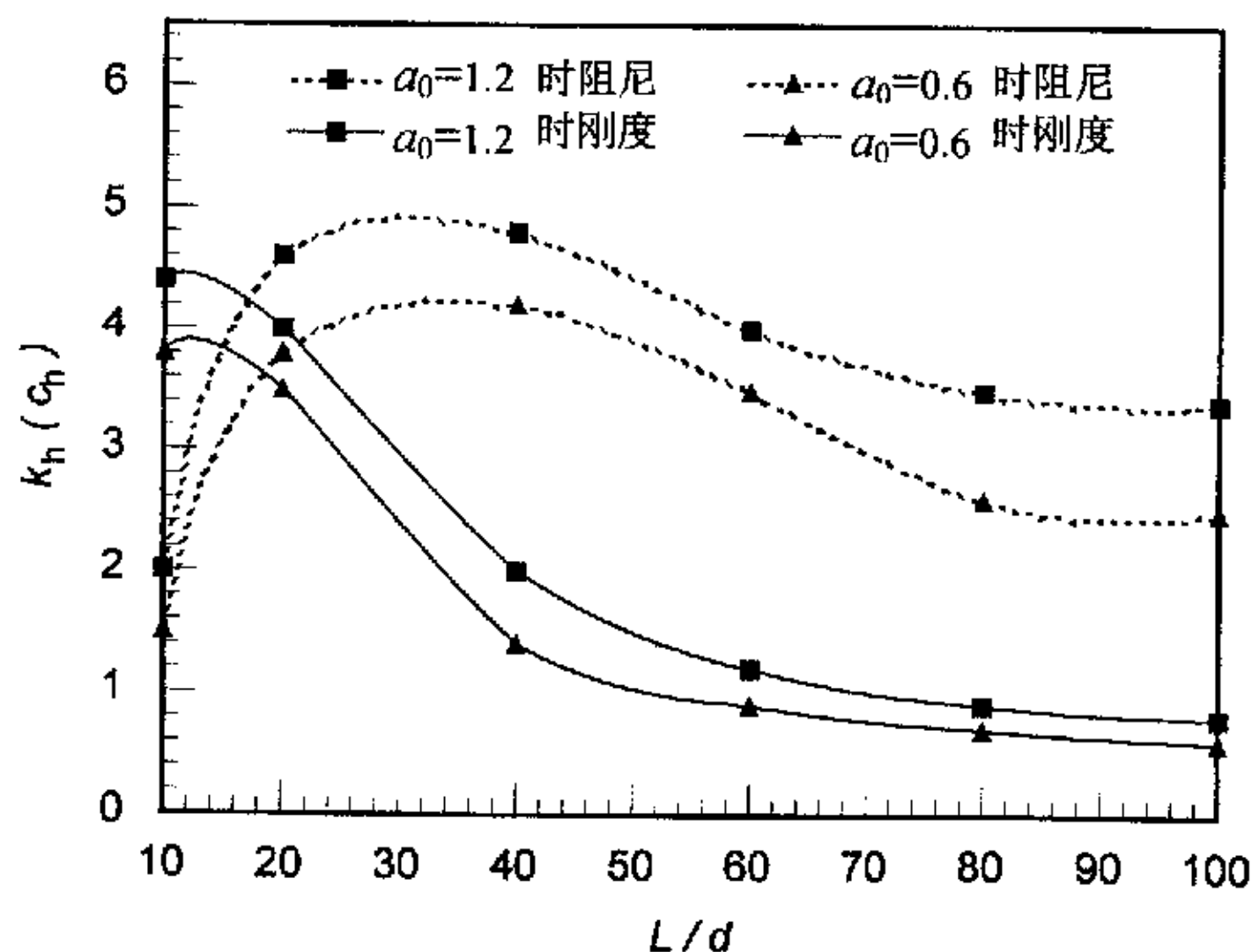


图 3.7 桩体长细比对单桩水平动力阻抗的影响

Fig.3.7 Effect of slenderness ratio of pile on lateral dynamic impedance of single pile

### 3.5.4 桩-土刚度比的影响

桩土刚度比对桩基动力特性的影响是非常显著的, 当无量纲激振频率分别为  $\alpha_0 = 0.6$  和  $\alpha_0 = 1.2$ , 桩身长细比为  $L/d = 20$  时, 单桩水平动刚度和阻尼随桩土刚



度比的变化关系如图 3.8 所示, 由图可见, 单桩水平动刚度和阻尼均随桩土刚度比的增加而减小, 并且阻尼的减小程度更为显著。

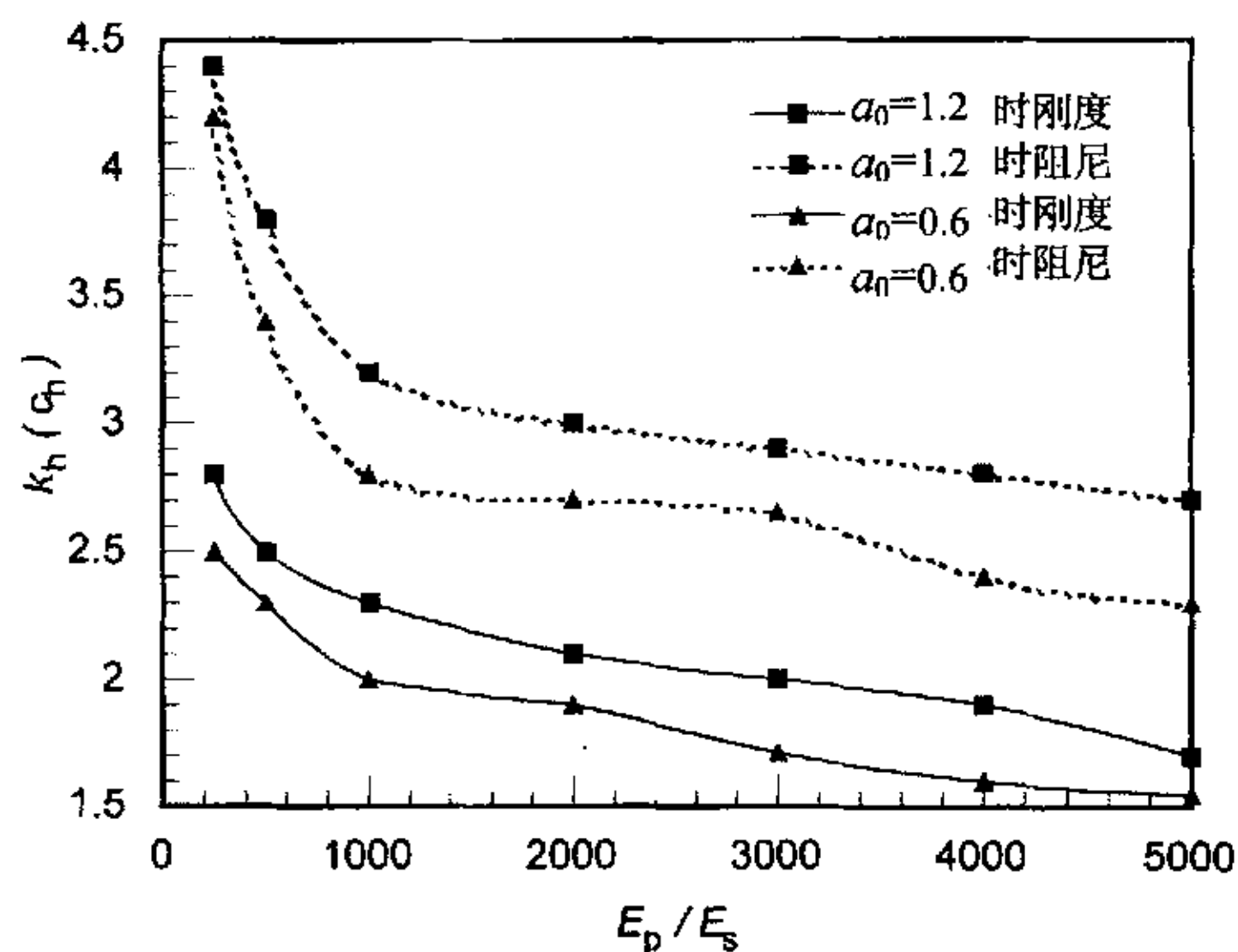


图 3.8 桩土刚度比对单桩水平动力阻抗的影响

Fig.3.8 Effect of pile-soil stiffness ratio on lateral dynamic impedance of single pile

### 3.6 小 结

本章首先运用波动力学和土动力学原理, 利用混合边值问题计算理论, 求解得到了考虑桩-土相对分离效应的单桩水平振动时的辐射应力, 然后根据动力 Winkler 地基梁模型假定和非均质土层中单桩水平动力响应的解答以及动力阻抗的定义, 建立了水平荷载作用下单桩动力阻抗的计算方法和力学模型, 该计算方法能同时综合考虑桩-土界面的相对分离效应、地基土层的成层非均质性和桩周土的弱化效应。

进而, 针对某一给定的工程条件进行算例对比分析, 将得到的单桩水平动力阻抗随无量纲激振频率  $a_0$  的变化关系与 Novak 的计算结果和试验结果进行了对比, 验证了本文建议计算方法的合理性和正确性。

最后, 通过对影响单桩水平动力阻抗的各主要参数进行变动参数比较计算, 分析总结了各相关因素对单桩水平动力阻抗的一般影响规律。

(1) 考虑桩周土域的弱化效应后, 计算得到的单桩水平动刚度和阻尼均较不考虑桩周弱化土域时减小, 且随着桩周土弱化程度的提高和弱化土域范围的增大, 单桩水平动力阻抗减小显著。

(2) 考虑桩—土界面的相对分离效应后，单桩水平动刚度和阻尼均有所减小。

(3) 单桩的动刚度和阻尼与桩体长细比并不呈单调线性关系，而是存在一个最佳长细比，且动刚度和阻尼的最佳长细比不同，所以，无限制的增加桩长对提高桩的动力阻抗并不十分有效。

(4) 单桩水平动刚度和阻尼均随桩土刚度比的增加而减小，且阻尼的减小程度更为显著。

综上所述，本章建议的单桩水平动力阻抗计算方法和力学模型能同时考虑桩—土界面的相对分离效应、地基土的成层非均质性和桩周土的弱化效应，从而为桩—土—结构动力相互作用的非线性分析提供了理论基础。

## 第四章 非均质土层中单桩竖向 简谐动力响应特性分析

**摘要:** 将桩视为置于动力 Winkler 模型地基中的梁, 同时综合考虑桩周土的弱化效应和地基土的成层非均质性, 运用土动力学和结构动力学原理, 分别对地基土和单桩建立竖向振动微分方程, 并采用数理方程方法进行求解, 建立了单桩竖向简谐动力响应特性的计算力学模型与简化解析方法, 并将所得结果与有限元计算结果进行了对比分析, 验证了简化解析计算方法的合理性, 通过对影响单桩竖向简谐动力响应的各相关参数进行变动参数比较分析, 得到了各相关因素对单桩竖向简谐动力响应特性的一般影响规律。

**关键词:** 桩基; 非均质土层; 动力响应; 弱化效应; 竖向简谐荷载

### 4.1 引言

桩基础可以承受各种动力荷载的作用, 根据其随作用时间的变化规律, 这些动力荷载可分为周期荷载、冲击荷载和随机荷载三大类。其中, 风荷载和波浪荷载属于随机荷载, 由于大型机器振动传递到桩基上的荷载属于周期荷载, 而桩受到的各种意外撞击和预制工程桩在其打入过程中所承受的锤击力则属于冲击荷载。由于动力荷载的多样性, 桩基的动力响应特性研究远比静力特性研究复杂。

桩的竖向动力响应特性研究可分为频域分析和时域分析两个研究方向。其中, 桩振动理论的频域分析以简谐激励作用下桩—土系统的稳态振动特性为研究对象, 主要研究内容包括桩—土相互作用、土对桩的支承刚度、桩的动力阻抗和动力响应等<sup>[68]</sup>。在早期的频域研究中, Novak 等<sup>[2, 10]</sup>假设桩周土为无限延伸的均质、各向同性的粘弹性介质, 求得了桩周土体任意深度处局部动刚度和阻尼参数的表达式; Nogami 和 Novak<sup>[49]</sup>假设桩周土无径向位移、桩底为刚性支承, 考虑桩—土纵向相互作用, 求得了桩顶复刚度和桩—土位移响应的频域表达式; Kuhlemeyer<sup>[69, 70]</sup>提出了一种新的土模型, 给出了桩纵向振动时的复刚度, 并将根据提出的土模型和 Novak 土模型计算得到的解析解与有限元计算结果进行了对比。基于 Novak 平面应变土模型和 Kuhlemeyer 提出的 LM 土模型以及 Winkler 假定, 桩振动问题的频域分析在各个分支方向均得到了长足发展。Blaney<sup>[19]</sup>对线弹性桩—土系统进行了有限元分析, Angelides 和 Roesset 进一步发展了这种有限元分析方法, 并用来分析土的非线性对桩基础动力响应特性的影响, Liu 结合环形荷载动力格林函数, 采用有限元方法求解了横观各向异性成层土中桩的动力响应, Rajapakse<sup>[71, 72]</sup>利用积

分方程法求解了弹性半空间土中桩与土的频域动力特性。Nogami<sup>[47]</sup>、Novak<sup>[43, 73]</sup>、Gazetas<sup>[74]</sup>和 Rojas<sup>[75]</sup>等则对土与桩的相互作用模型进行了研究。近几年来,研究人员又开始对两相多孔介质土中的桩基振动特性开展了研究,Nogami<sup>[76]</sup>利用 Winkler 模型研究了超静孔隙水压力对桩基振动特性的影响,Zeng<sup>[77]</sup>等采用积分方程方法,利用 Biot 动力固结理论对稳态激励下两相介质土中桩基的动力响应进行了分析。由于桩基动力响应的频域分析是以简谐激励下桩基的稳态振动为研究对象的,因而无法对由地震、爆破等引起的随机振动或瞬态振动进行分析。

相比而言,单桩动力响应的时域研究则具有更广泛的适用性。目前,桩基振动理论的时域研究可分为两大类,一类主要是针对桩基质量动态检测与打桩分析的研究,另一类则主要是针对桩基抗震、防震设计的时域理论研究。其中第一类时域研究开展得较早,最初是从一维杆件振动理论开始的,以桩顶受纵向瞬态激励后应力波在桩身内的传播规律为研究对象。国内学者王奎华<sup>[78, 79]</sup>、王宏志<sup>[80]</sup>、刘东甲<sup>[81]</sup>、徐攸在<sup>[82]</sup>和柴华友<sup>[83]</sup>等均在在该领域做出了大量有意义的工作。以桩基瞬态动力响应和桩-土相互作用等为研究对象的第二类时域分析方法主要包括有限元法、边界元法、Winkler 模型分析方法和简化连续介质模型方法等,具有代表性的有 Nogami<sup>[46]</sup>、Konagai<sup>[84]</sup>、Mammoon<sup>[85]</sup>和 Militano<sup>[86]</sup>等的研究成果。虽然频域分析和时域分析的研究目的、研究对象和所采用的方法各不相同,但随着理论研究的不断深入,这两个研究方向已逐步呈现出融合的趋势。

本章基于改进的 Winkler 地基梁模型,运用土动力学和结构动力学原理,采用数理方程方法,通过求解地基土与单桩的振动微分方程,建立了能同时综合考虑桩周土的弱化效应和地基土的成层非均质性的单桩竖向动力响应分析的计算力学模型和方法。然后,通过与有限元计算结果进行对比分析,验证了本文计算方法的合理性。最后,同时采用本文简化方法和有限元数值计算方法对影响单桩竖向简谐动力响应特性的各相关参数进行了变动参数比较分析,得到了各相关因素对单桩竖向简谐动力响应特性的影响程度和影响规律。

由于该简化解析方法能同时考虑多种作用效应的耦合影响,是一种比较实用的求解单桩竖向动力响应的方法,且便于转换为工程实用的简化公式,因此具有较高的工程应用价值。

## 4.2 基本假定

竖向动力荷载作用下,桩-土相互作用系统的计算模型<sup>[87, 88]</sup>如图 4.1 所示,为简化分析,对桩-土相互作用系统引入下列假定:

- (1) 桩侧地基土由一系列相互独立的水平半无限空间薄土层组成。
- (2) 在桩长范围内,每层土都由桩周弱化土内域和外围土域两部分组成。同一

土层内，内域和外域的土都是均质各向同性的线粘弹性介质，弱化内域土的刚度一般比外域土的刚度低，不同土层的力学特性是不同的。不考虑桩底土弱化效应的影响。

(3) 桩是垂直设置的，桩身材料为理想线弹性体，具有圆形截面，当截面为其它形状时可根据面积等效的原则折算为圆形。

(4) 竖向振动时，桩和土仅发生竖向位移，水平位移忽略不计，且符合竖向轴对称条件。

(5) 在桩顶施加的简谐荷载作用下，系统达到了稳态振动，如果激振不是简谐的，可应用 Fourier 变换技术将其化成一系列不同频率的简谐激振之和，然后运用叠加原理进行分析。

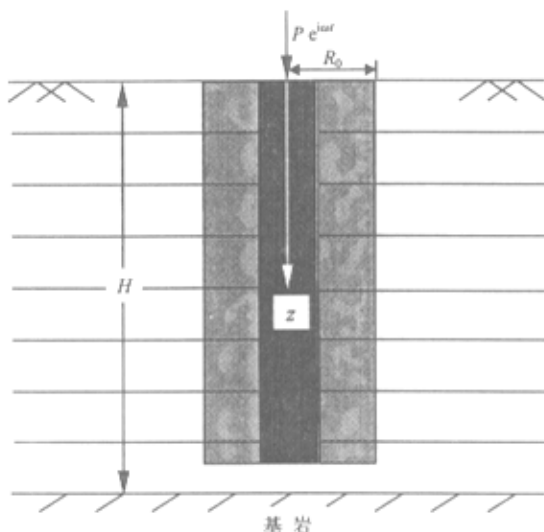


图 4.1 桩—土竖向动力相互作用计算模型

Fig.4.1 The computational model of vertical dynamic response of pile-soil interaction system

### 4.3 桩周土的动力反应

根据波动理论，当土层处于竖向振动状态时，引入平面应变假设后，在圆柱坐标系中，不计体力时，任一土层  $i$  内，外域和内域土的竖向运动方程分别为对于外域

$$(\lambda^* + 2G^*) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + G^* \left( \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} \right) w = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (4-1)$$



对于内域

$$(\lambda_r^* + 2G_r^*) \frac{\partial^2 w_r}{\partial z^2} + G_r^* \left( \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} \right) w_r = 0 \quad (4-2)$$

其中

$$\lambda^* = \lambda(1 + iD_v), \quad G^* = G(1 + iD_s), \quad \lambda_r^* = \lambda_r(1 + iD_{v,r}), \quad G_r^* = G_r(1 + iD_{s,r}) \quad (4-3)$$

式中  $w = w(r, z; t)$  和  $w_r = w_r(r, z; t)$  分别为外域和内域土竖向位移的幅值,  $\omega$  为激振频率,  $i = \sqrt{-1}$ ,  $\rho$  为外域土介质的质量密度,  $\lambda$  与  $G$ 、 $\lambda_r$  与  $G_r$  分别为外域和内域土的两个 Lamé 常数,  $D_v$  与  $D_s$ 、 $D_{v,r}$  与  $D_{s,r}$  分别为外域和内域土的与体应变和剪切应变有关的粘性阻尼比, 下标  $r$  表示弱化区内降低 (reduced) 后的有关参数。为了避免在内、外域两种不同的土介质界面上发生波的折射和反射, 内域土的质量忽略不计。

对于简谐运动,  $w(r, z; t) = W(r, z)e^{i\omega t}$ , 对  $W(r, z)$  分离变量, 即假定

$$W(r, z) = R(r)Z(z) \quad (4-4)$$

把方程(4-4)代入方程(4-1), 并进行求解得

$$\left\{ \eta^2 + i[D_v(\eta^2 - 2) + 2D_s] \right\} \frac{1}{Z} \frac{\partial^2 Z}{\partial z^2} + (1 + iD_s) \left( \frac{1}{r} \frac{\partial R}{\partial r} + \frac{\partial^2 R}{\partial r^2} \right) \frac{1}{R} = - \left( \frac{\omega}{v_s} \right)^2 \quad (4-5)$$

式中  $v_1 = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$ ,  $v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$  和  $\eta = v_1/v_s$  分别为外域土中的纵波波速和剪切波波速及其波速比。

方程(4-5)可分解为两个普通的微分方程, 即

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 Z}{dz^2} + \left( \frac{\bar{h}\omega}{v_s} \right)^2 Z &= 0 \\ \frac{d^2 R}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dR}{dr} - \left( \frac{\bar{q}\omega}{v_s} \right)^2 R &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-6)$$

式中  $\bar{h}$  和  $\bar{q}$  为待定常数, 其值满足下列关系

$$- \left\{ \eta^2 + i[D_v(\eta^2 - 2) + 2D_s] \right\} \bar{h}^2 + (1 + iD_s) \bar{q}^2 = -1 \quad (4-7)$$

即

$$\bar{q}^2 = \frac{\left\{ \eta^2 + i[D_v(\eta^2 - 2) + 2D_s] \right\} \bar{h}^2 - 1^2}{1 + iD_s} \quad (4-8)$$

对方程(4-6)进行求解, 可得

$$\left. \begin{aligned} R(r) &= \tilde{A} K_0 \left( \bar{q} a_0 \frac{r}{r_0} \right) + \tilde{B} I_0 \left( \bar{q} a_0 \frac{r}{r_0} \right) \\ Z(z) &= \tilde{C} \sin \left( \bar{h} \omega \frac{z}{v_s} \right) + \tilde{D} \cos \left( \bar{h} \omega \frac{z}{v_s} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4-9)$$

将解答式(4-9)代入式(4-4), 得到

$$W(r, z) = \left[ \tilde{A}_1 K_0 \left( \bar{q} a_0 \frac{r}{r_0} \right) + \tilde{B}_1 I_0 \left( \bar{q} a_0 \frac{r}{r_0} \right) \right] \left[ \tilde{C}_1 \sin \left( \bar{h} \omega z / v_s \right) + \tilde{D}_1 \cos \left( \bar{h} \omega z / v_s \right) \right] \quad (4-10)$$

同理, 对弱化土内域的运动方程(4-2)中的  $w_r$  进行分离变量并按上述方法进行求解, 可得到弱化域内土竖向位移幅值的表达式为

$$W_r(r, z) = \left[ \tilde{A}_2 K_0 \left( \tilde{s} a_0 \frac{r}{r_0} \right) + \tilde{B}_2 I_0 \left( \tilde{s} a_0 \frac{r}{r_0} \right) \right] \left[ \tilde{C}_2 \sin \left( \bar{h} \omega z / v_{sr} \right) + \tilde{D}_2 \cos \left( \bar{h} \omega z / v_{sr} \right) \right] \quad (4-11)$$

其中参数  $\tilde{s}$  满足下列关系

$$\tilde{s}^2 = \frac{\left\{ \eta_r^2 + i \left[ D_{vr} (\eta_r^2 - 2) + 2 D_{sr} \right] \right\} \bar{h}^2}{1 + i D_{sr}} \quad (4-12)$$

式中  $I_0(\cdot)$  和  $K_0(\cdot)$  分别为第一类和第二类零阶修正 Bessel 函数,  $\tilde{A}_1, \tilde{B}_1, \tilde{C}_1$  和  $\tilde{D}_1$  以及  $\tilde{A}_2, \tilde{B}_2, \tilde{C}_2$  和  $\tilde{D}_2$  为待定常数, 由下列边界条件和内域与外域界面处的应力和位移连续条件确定。

- (1) 土层顶面为自由表面, 无正应力和剪应力, 即  $\sigma_0 = 0, \tau_0 = 0$ ;
- (2) 土层下部深处为刚性基岩, 位移为零, 即当  $H \rightarrow \infty$  时,  $w = 0$ ;
- (3) 桩周土内域与外域界面处的应力和位移连续, 即  $w = w_r, \sigma = \sigma_r, \tau = \tau_r$ 。

将求得的待定常数  $\tilde{A}_2, \tilde{B}_2, \tilde{C}_2$  和  $\tilde{D}_2$  的值代入式(4-11), 经化简整理可得桩周弱化内域土的位移幅值为

$$W_r(r, z) = \sum_{n=1}^{\infty} \tilde{Q}_n K_0 \left( \bar{q}_n a_0 \frac{r}{r_0} \right) \cos \left( \omega_{nr} z / v_{sr} \right) \quad (4-13)$$

其中

$$\bar{q}_n = \frac{\sqrt{\left\{ \eta_r^2 + i \left[ D_{vr} (\eta_r^2 - 2) + 2 D_{sr} \right] \right\} \left( \omega_{nr} / \omega \right)^2 - 1}}{1 + i D_{sr}} \quad (4-14)$$

式中  $\omega_{nr} = [(2n-1)\pi v_{sr}] / (2H)$ , ( $n=1, 2, \dots$ ) 为弱化土层的自振频率,  $\tilde{Q}_n$  为 Fourier 级数的待定系数,  $H$  为土层厚度。

由式(4-13)可求得桩周表面的剪应力幅值  $\tau_{rz}$  为

$$\tau_{rz} = G_r^* \frac{\partial W_r(r, z)}{\partial r} = -G_r^* \sum_{n=1}^{\infty} \tilde{Q}_n \bar{q}_n K_1 \left( \bar{q}_n a_0 \frac{r}{r_0} \right) \cos \left( \omega_{nr} z / v_{sr} \right) \quad (4-15)$$

式中  $K_1(\cdot)$  为第二类一阶修正 Bessel 函数。

土作用在桩元周围表面的总剪力(摩擦反力)为

$$\tilde{p}(z) = 2\pi r_0 \tau_f \quad (4-16)$$

其中

$$\tau_f = -\tau_{rz} \Big|_{r=r_0} = \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n W_{rn} \cos \left( \omega_{nr} z / v_{sr} \right) e^{i\omega t} \quad (4-17)$$

$$\alpha_n = G_r^* \bar{q}_n \frac{K_1 \left( \bar{q}_n a_0 \frac{r}{r_0} \right)}{K_0 \left( \bar{q}_n a_0 \frac{r}{r_0} \right)}, \quad W_{rn} = \tilde{Q}_n K_0 \left( \bar{q}_n a_0 \frac{r}{r_0} \right) \quad (4-18)$$

#### 4.4 层状土中单桩的竖向简谐动力响应

在桩顶竖向简谐荷载  $P(z)e^{i\omega t}$  作用下, 考虑某一土层  $i$  内单位厚度的桩身薄层微单元体的动力平衡条件, 可以建立单桩的竖向振动微分方程为

$$m_p \frac{\partial^2 w_{ip}}{\partial t^2} - E_p A_p \frac{\partial^2 w_{ip}}{\partial z^2} = P(z)e^{i\omega t} - \tilde{p}(z)e^{i\omega t} \quad (4-19)$$

式中  $m_p$  为单位桩长的质量,  $w_{ip}$  为土层  $i$  中深度为  $z$  处的桩体竖向位移,  $E_p$  为桩的弹性模量,  $A_p$  为桩的横截面积,  $\tilde{p}(z)$  为土体作用在桩表面的剪应力幅值,  $P(z)$  为施加在桩顶的竖向简谐荷载幅值。

对于稳态振动, 单桩竖向位移可表示为  $w_{ip}(z,t) = W_{ip}(z)e^{i\omega t}$ , 代入方程(4-19)并经化简得

$$E_p A_p \frac{\partial^2 W_{ip}}{\partial z^2} + m_p \omega^2 W_{ip} = \tilde{p}(z) - P(z) \quad (4-20)$$

该非齐次方程的解  $W_{ip}$  通常是相应齐次微分方程的通解  $W_{ip1}$  与非齐次微分方程的一个特解  $W_{ip2}$  之和, 即

$$W_{ip} = W_{ip1} + W_{ip2} \quad (4-21)$$

相应齐次微分方程的通解  $W_{ip1}$  可表示为

$$W_{ip1} = \bar{C}_{1i} \cos(mz) + \bar{C}_{2i} \sin(mz) \quad (4-22)$$

其中

$$m = \sqrt{\frac{m_p \omega^2}{E_p A_p}} \quad (4-23)$$

式中  $\bar{C}_{1i}$  和  $\bar{C}_{2i}$  为积分常数, 由边界条件确定。

非齐次微分方程的一个特解  $W_{ip2}$  可表示为

$$W_{ip2} = \frac{\tilde{p}(z) - P(z)}{m_p \omega^2} \quad (4-24)$$

由式(4-21)~式(4-24)可得土层  $i$  中深度为  $z$  处的桩身竖向位移幅值  $W_{ip}$  为

$$W_{ip} = \bar{C}_{1i} \cos(mz) + \bar{C}_{2i} \sin(mz) + \frac{\tilde{p}(z) - P(z)}{m_p \omega^2} \quad (4-25)$$

桩的轴力为  $N_{ip}(z) = E_p A_p \frac{dW_{ip}}{dz}$ , 将式(4-25)代入可得

$$N_{ip}(z) = E_p A_p \left\{ m [\bar{C}_{2i} \cos(mz) - \bar{C}_{1i} \sin(mz)] + \frac{\tilde{p}'(z) - P'(z)}{m_p \omega^2} \right\} \quad (4-26)$$

式中的积分常数  $\bar{C}_{1i}$  和  $\bar{C}_{2i}$  可由桩两端和地基土的边界条件以及土层交界面处的连续条件确定。

为了确定各土层中桩单元的位移和轴力分布, 可以采用类似第二章的传递矩阵方法。考虑桩在各土层间的连续条件, 即在土层  $i$  和土层  $i+1$  的交界面处, 桩的竖向位移、轴力都是连续的, 即

$$W_{ip}(z) = W_{i+1p}(z), \quad N_{ip}(z) = N_{i+1p}(z) \quad (4-27)$$

由此可得到关于积分系数  $\bar{C}_{1i}$  和  $\bar{C}_{2i}$  的矩阵方程组为

$$[T_i(z_i)]\{X_i\} = [T_{i+1}(z_i)]\{X_{i+1}\} \quad (4-28)$$

式中  $\{X_i\}$  为第  $i$  层内的待定系数向量,  $\{X_i\} = [\bar{C}_{1i} \quad \bar{C}_{2i}]^T$ ,  $T_i(z_i)$  为层间特性系数递推矩阵, 且

$$T_i(z_i) = \begin{bmatrix} \cos(mz) & \sin(mz) \\ -\sin(mz) & \cos(mz) \end{bmatrix} \quad (4-29)$$

从而可得相邻两层的待定系数之间的递推关系为

$$\{X_{i+1}\} = [T_{i+1}(z_i)]^{-1} [T_i(z_i)]\{X_i\} \quad (4-30)$$

假定桩顶的边界条件为弯矩等于零, 轴力为  $P$ , 即

$$z = z_0 = 0 \text{ 时, } E_p I_p W_{ip}''(0) = 0, \quad N_{ip}(0) = P \quad (4-31)$$

利用桩的竖向位移和轴力表达式(4-25)和(4-26)以及桩顶的受力、约束边界条件(4-31)求解可得顶层待定参数向量  $\{X_1\}$ , 然后再利用递推关系式(4-30)就可以求解出各分层的待定系数向量  $\{X_i\}$ , 由此可以确定桩的竖向位移分布  $w_{ip}(z, t) = W_{ip}(z) e^{i\omega t}$ 。

## 4.5 算例分析

### 4.5.1 算例基本条件

为了验证本文所建议计算方法的合理性, 选用某工程桩作为算例<sup>[2, 36]</sup>进行对比分析。试验桩桩长为  $L = 16\text{m}$ , 截面为圆形, 桩直径为  $d = 0.8\text{m}$ , 桩的弹性模量为  $E_p = 25\text{GPa}$ , 质量密度为  $\rho_p = 2.5\text{t/m}^3$ 。地基是层状非均质的, 考虑桩周土的弱化效应, 各土层中弱化土内域和外域的特性参数列于表 4.1。

对于算例给定的条件，运用本文简化解析方法计算得到了桩顶竖向位移反应幅值随激振频率的变化关系，同时，为了验证本文方法的正确性，运用大型通用有限元分析软件 ABAQUS 对此算例进行了有限元数值计算，并与本文简化方法计算所得的结果进行了对比分析。

表 4.1 土的特性参数  
Tab.4.1 The characteristic parameters of soils

土层区域	土层类别	$t$ /m	$\rho$ /t·m <sup>-3</sup>	$\nu$	$E$ /MPa	$D_s=D_v$ / %	$v_s$ /m·s <sup>-1</sup>
弱化土内域	第一层	1.7	1.79	0.30	50	8.00	85
	第二层	4.6	1.88	0.35	76	6.00	94
	第三层	6.4	1.96	0.35	98	5.00	156
	第四层	13.3	2.13	0.40	212	0.20	238
外围土域	第一层	1.7	1.83	0.40	87	5.00	165
	第二层	4.6	1.92	0.45	106	4.00	184
	第三层	6.4	2.06	0.45	134	3.00	232
	第四层	13.3	2.24	0.47	273	0.06	324

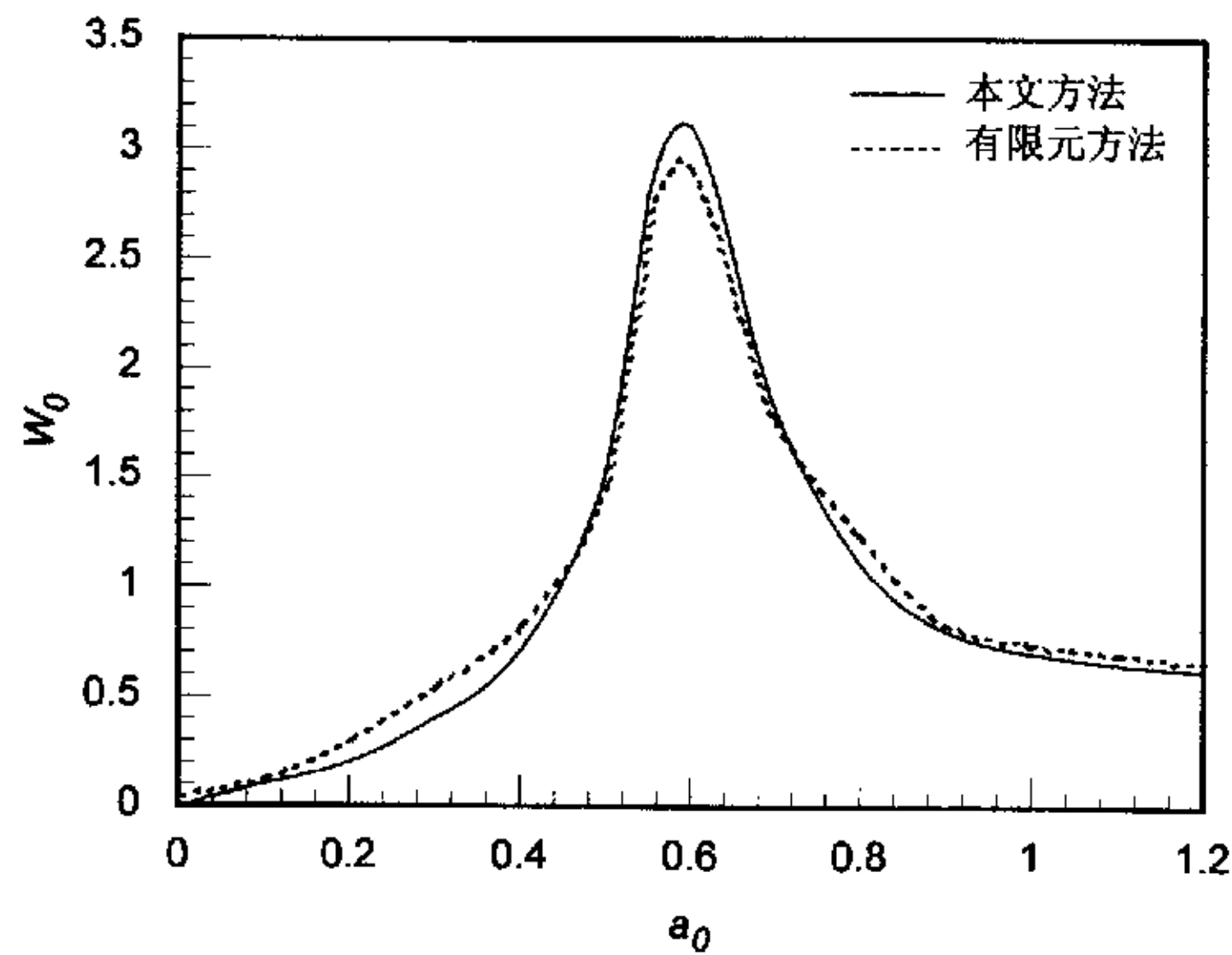


图 4.2 非均质土层中单桩竖向动力响应的对比

Fig.4.2 Comparison of the computed vertical dynamic response of single pile with other results



## 4.5.2 计算结果对比分析

为便于分析,引入桩顶无量纲竖向位移幅值  $W_0 = E_p r_0 W / (250P)$ 。分别采用本文简化解析方法和有限元数值计算方法对给定算例进行计算,得到的桩顶无量纲竖向位移反应幅值随激振频率  $\alpha_0$  的变化关系如图 4.2 所示,图示曲线表明,利用本文简化解析方法计算所得的结果与有限元数值计算所得的结果吻合较好,从而验证了本文简化解析方法的合理性。

## 4.6 单桩竖向动力响应的影响因素分析

单桩竖向简谐动力响应特性依赖于外加荷载类型、激振力幅值与频率、桩体本身的物理特性和力学性质以及地基土的分布和土质特性等多种因素的综合作用。为研究各相关参数对单桩竖向简谐动力响应的影响程度和影响规律,分别采用本文简化解析方法和有限元软件 ABAQUS 进行变动参数比较计算与分析(在下述计算结果表达中,实线表示用简化解析方法计算所得的结果,虚线表示用有限元数值方法计算所得的结果)。

### 4.6.1 桩周弱化土域的影响

桩周土的弱化程度和弱化范围是影响单桩竖向简谐动力响应特性的重要参数。为了研究桩周土域弱化程度对单桩竖向简谐动力响应特性的影响,分别对下列三种参数工况<sup>[61]</sup>进行计算:(1) 工况 1: 桩周不存在弱化土域;(2) 工况 2: 桩周存在弱化土域,桩径  $r_0$  与桩轴到弱化土域外边界的距离  $R_0$  之比为  $r_0/R_0 = 0.5$ ,且外围土域和弱化土内域的 Lamé 常数之比为  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 2$ ;(3) 工况 3: 桩周存在弱化土域,且  $r_0/R_0 = 0.5$ ,  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 5$ 。利用本文简化解析方法和有限元数值计算方法分析得到的单桩竖向动力响应随激振频率的变化关系如图 4.3 所示,由图可见,随着桩周土域弱化程度的提高,弱化域内土的力学参数不断降低,单桩竖向位移动力响应呈逐渐增大趋势。

为了反映桩周土域弱化范围对单桩竖向动力响应特性的影响,取弱化土域宽度  $R_0 - r_0$  与桩半径  $r_0$  的比值  $(R_0 - r_0)/r_0$  分别为 0.5, 1.0 和 2.0 三种工况进行分析,计算得到的三种工况条件下的单桩竖向简谐动力响应随无量纲激振频率的变化关系如图 4.4 所示,由图可见,随着桩周土域弱化范围的增大,无量纲单桩竖向位移动力响应逐渐增大。

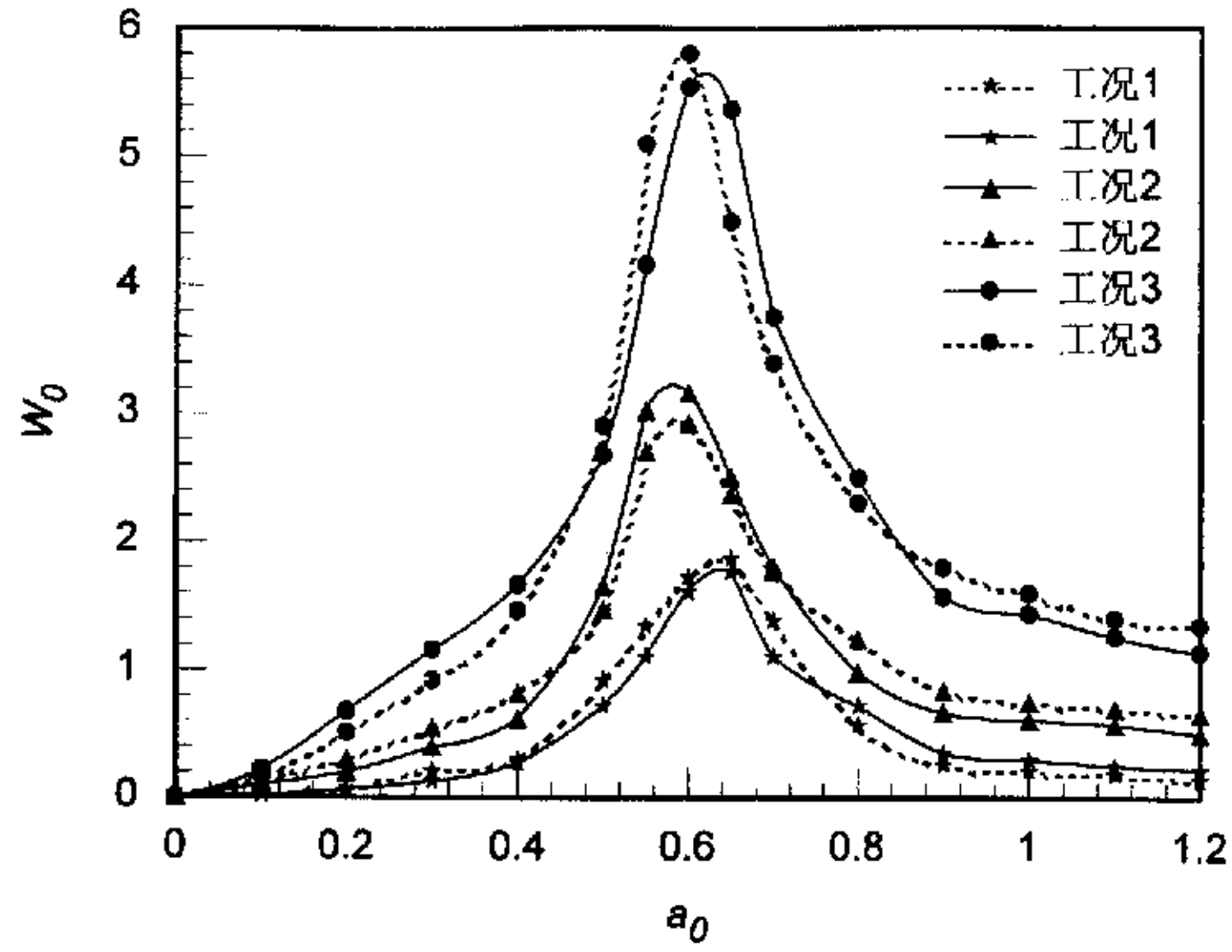


图 4.3 桩周土软化程度对单桩竖向动力响应的影响

Fig.4.3 Effect of softening degree of soils around pile on vertical dynamic response of single pile

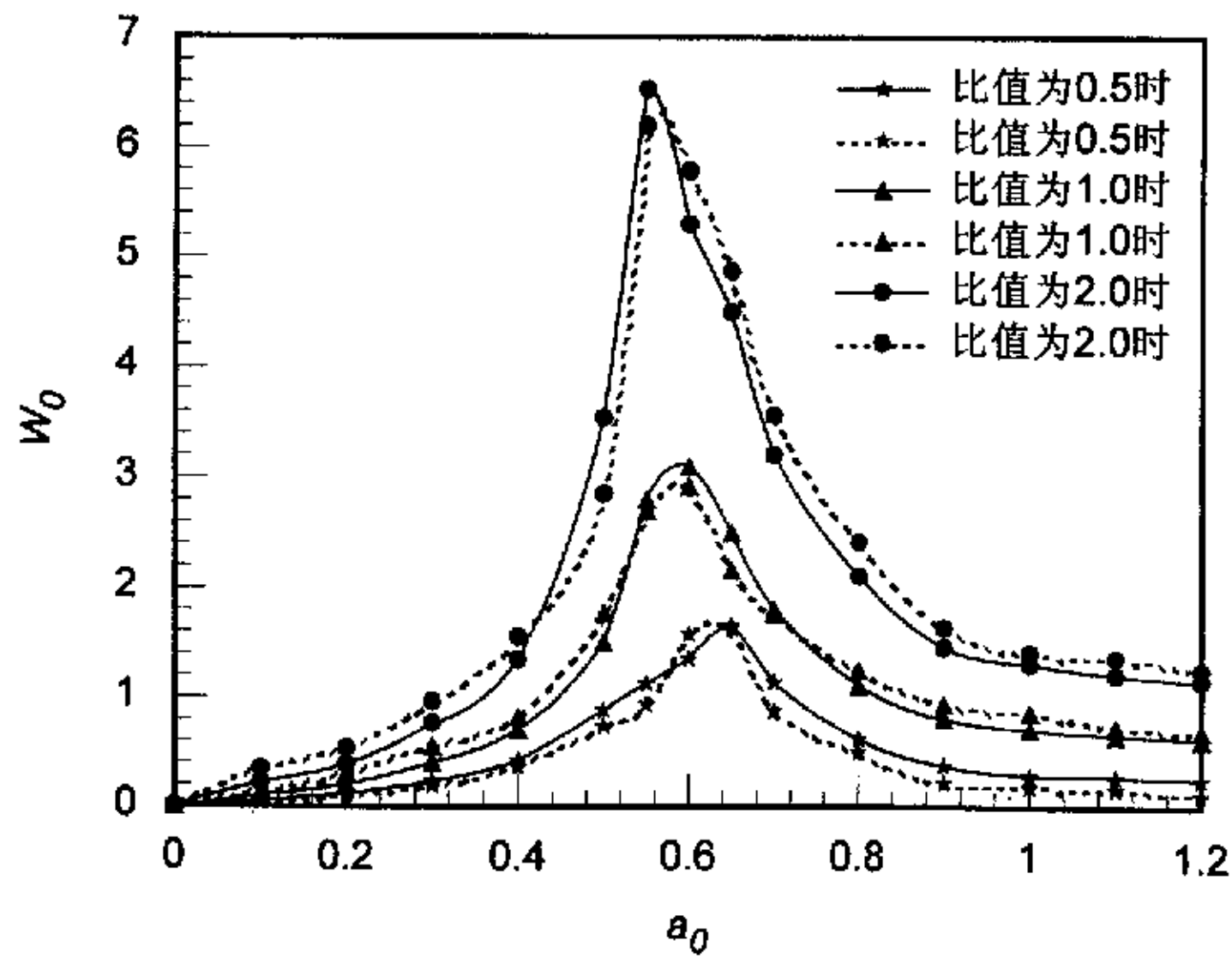


图 4.4 桩周土域软化范围对单桩竖向动力响应的影响

Fig.4.4 Effect of softening area of soils around pile on vertical dynamic response of single pile

## 4.6.2 地基土层条件的影响

地基土层的分布和土质条件对单桩竖向简谐动力响应特性影响显著。为简化分析, 设地基土由两层土组成, 其土性参数列于表 4.2。同一土层内, 弱化内域土的弹性模量取为外域土弹性模量的 70%。桩长为  $L=16\text{m}$ , 桩的直径为  $d=0.8\text{m}$ , 弹性模量为  $E_p=25\text{GPa}$ , 质量密度为  $\rho_p=2.5\text{t/m}^3$ 。

表 4.2 地基土的特性参数

Tab.4.2 The characteristic parameters of subsoil

土层区域	土层类别	$t/\text{m}$	$\rho/\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$	$\nu$	$D_s=D_v/\%$
弱化土内域	第一层	3.2	1.7	0.30	7.50
	第二层	22.8	1.7	0.30	7.50
外围土域	第一层	3.2	2.0	0.45	5.00
	第二层	22.8	2.0	0.45	5.00

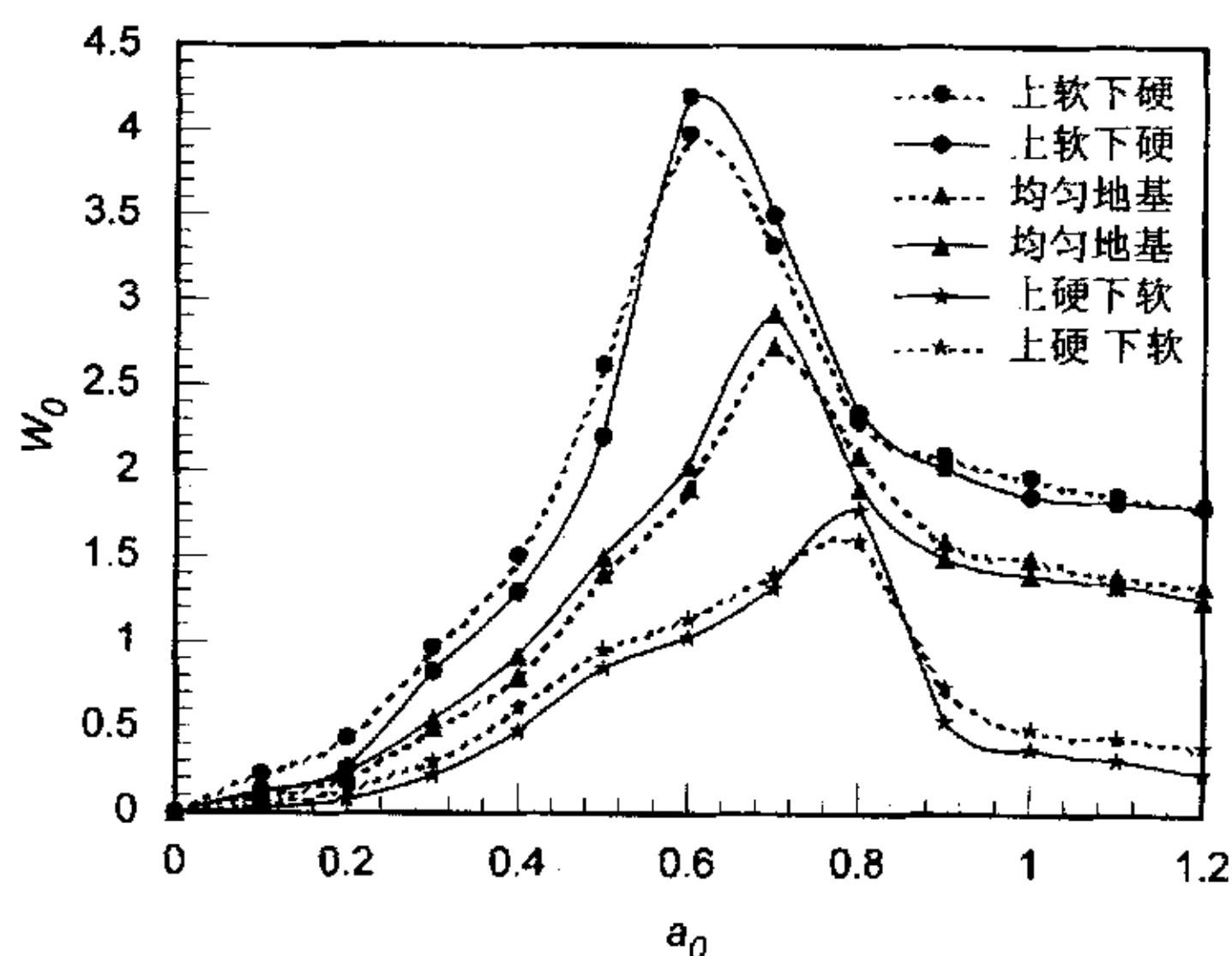


图 4.5 上层地基土刚度变化对单桩竖向动力响应的影响

Fig.4.5 Effect of stiffness variation of upper soil layer on vertical dynamic response of single pile

对于该算例给定的条件, 分下列两种情况进行计算分析: (1) 下层外域土的弹性模量保持不变,  $E_{s_2}=100\text{MPa}$ , 上层外域土的弹性模量  $E_{s_1}$  分别取值为  $70\text{MPa}$ 、 $100\text{MPa}$  和  $130\text{MPa}$ , 分别对应上软下硬、均匀地基和上硬下软三种实际土层组合条件; (2) 上层外域土的弹性模量保持不变,  $E_{s_1}=100\text{MPa}$ , 下层外域土的弹性模

量  $E_{s2}$  分别取值为 70MPa、100MPa 和 130MPa，分别对应上硬下软、均匀地基和上软下硬三种土层组合条件。

分别对这两类情况进行计算，所得单桩竖向简谐动力响应如图 4.5 和图 4.6 所示，图示曲线表明，对于第一类情况，随着上层地基土刚度的增大，无量纲单桩竖向位移响应逐渐减小；对于第二种情况，无量纲竖向位移动力响应的变化规律与第一种情况类似，即随着下层地基土刚度的增大，单桩竖向位移动力响应呈减小趋势，但减小幅度小于第一种情况下上层地基土刚度变化时的情况，这说明地基土的分布和土质条件是影响单桩竖向动力响应的重要因素，且表层地基土的物理、力学性质对单桩竖向动力响应的影响远大于下覆土层的影响，因此，在单桩竖向动力响应设计和分析中必须特别注意表层土的工程性质影响。

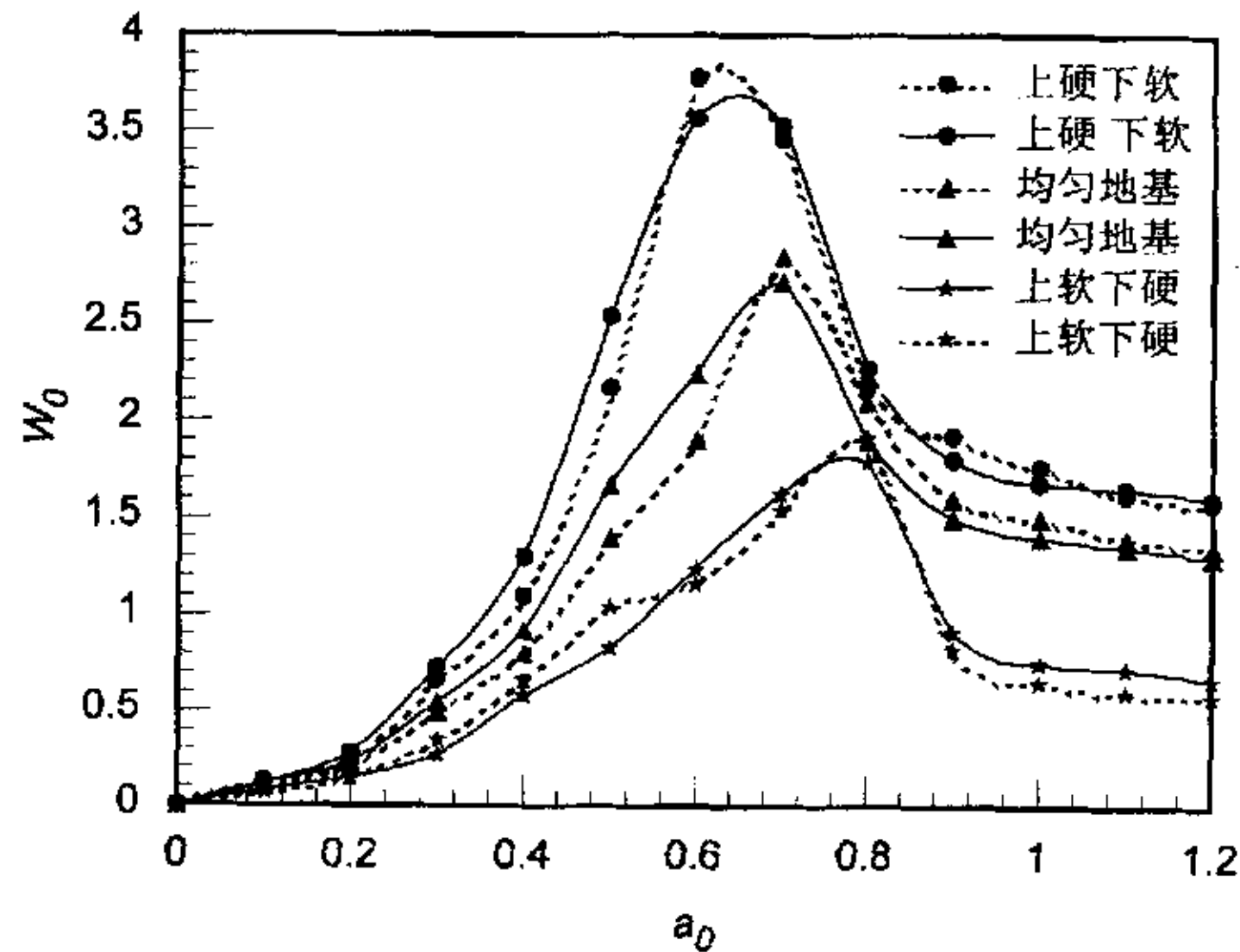


图 4.6 下层地基土刚度变化对单桩竖向动力响应的影响

Fig.4.6 Effect of stiffness variation of bottom soil layer on vertical dynamic response of single pile

### 4.6.3 桩体长细比的影响

桩体长细比是影响单桩竖向简谐动力响应特性的主要参数之一，分别取无量纲激振频率  $a_0$  为 0.5 和 1.0，桩体长细比  $L/d$  在 5~40 之间变化时进行计算，所得单桩竖向简谐动力响应随桩体长细比的变化关系如图 4.7 所示，由图可见，当桩体长细比小于 25 时，随着桩体长细比的增大，单桩竖向动力响应不断减小，但当桩体长细比大于 25 时，单桩竖向简谐动力响应随桩体长细比的变化不十分明显，关系曲线呈缓降趋势并逐渐趋于某一定值，这说明单桩竖向简谐动力响应并不随桩体

长细比的增大而单调减小，而是存在一个最佳长细比，对于该算例给定的条件，最佳长细比取为 25。

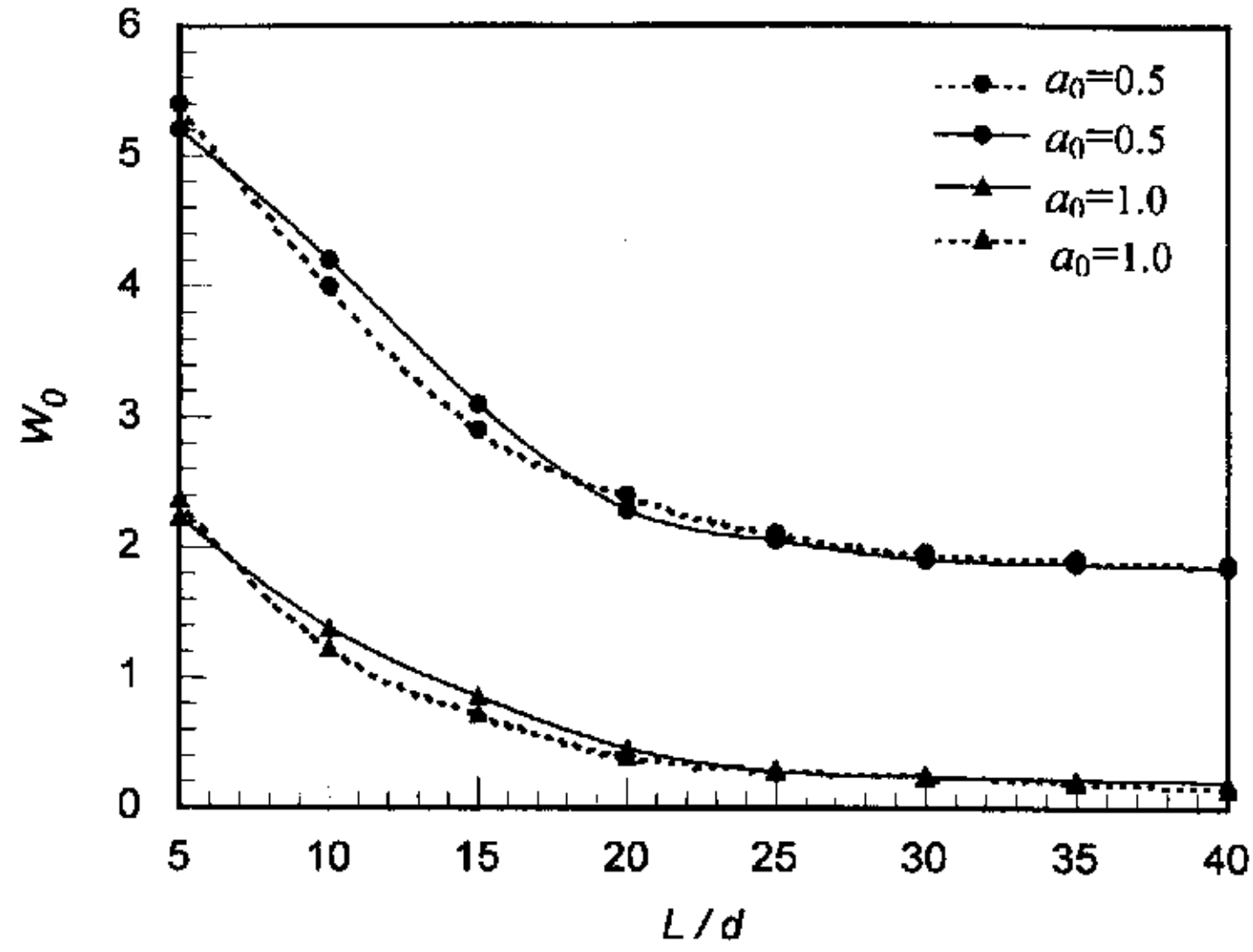


图 4.7 桩体长细比对单桩竖向动力响应的影响

Fig.4.7 Effect of slenderness ratio of pile on vertical dynamic response of single pile

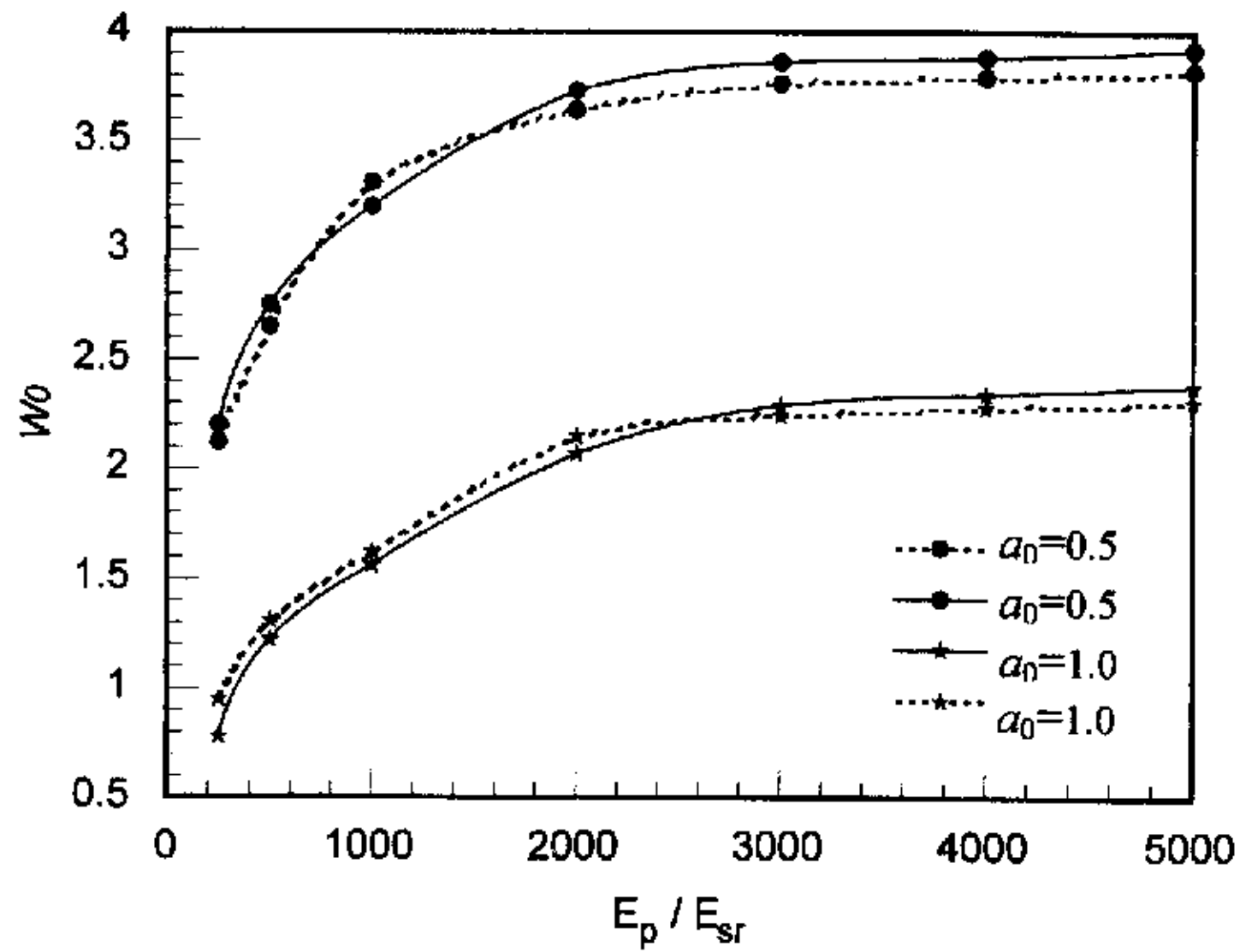


图 4.8 桩土刚度比对单桩竖向动力响应的影响

Fig.4.8 Effect of pile-soil stiffness ratio on vertical dynamic response of single pile



#### 4.6.4 桩土刚度比的影响

为了分析桩土刚度比对单桩竖向简谐动力响应特性的影响,取无量纲激振频率 $\alpha_0$ 分别为0.5和1.0,桩身长细比为 $L/d=25$ ,对单桩竖向简谐动力响应特性进行计算,所得单桩竖向简谐动力响应随桩体与桩周弱化域内地基土刚度比的变化关系如图4.8所示,图示曲线表明,随着桩土刚度比的增大,单桩竖向简谐动力响应呈增大趋势。

### 4.7 小 结

本章基于改进的动力 Winkler 地基梁模型,运用土动力学和结构动力学原理,分别对地基土与单桩建立竖向振动微分方程,并采用分离变量法进行求解,得到了能同时综合考虑桩周土的弱化效应和地基土的成层非均质性的单桩竖向简谐动力响应特性分析的简化解析方法。

针对某一具体算例,采用本文简化解析方法进行求解计算,并通过与有限元数值计算结果进行对比分析,验证了本文建议的单桩竖向简谐动力响应简化计算方法的合理性。

通过变动影响单桩竖向简谐动力响应特性的各相关参数,分别采用简化解析方法和有限元数值计算方法进行计算和对比分析,得到了各相关因素对单桩竖向简谐动力响应特性的影响规律。

(1) 桩周土的弱化效应是影响单桩竖向简谐动力响应特性的重要因素。一方面,随着桩周弱化土域范围的增大,单桩竖向简谐动力响应逐渐增大;另一方面,随着桩周土域弱化程度的提高,弱化域内土的力学参数不断降低,单桩竖向简谐动力响应呈逐渐增大趋势。

(2) 地基土的土质特性和土层分布对单桩竖向简谐动力响应特性影响显著。计算表明,单桩竖向简谐动力响应分别随着上层地基土和下层地基土刚度的增大而逐渐减小,但单桩的竖向简谐动力响应随上层地基土刚度增大而减小的幅度远大于下层地基土刚度变化时的情况,这说明上层地基土的物理、力学性质对单桩竖向简谐动力响应的影响远大于下层地基土,因此,在单桩竖向简谐动力响应设计和分析中必须特别注意表层土的工程性质影响。

(3) 桩体长细比是影响单桩竖向简谐动力响应特性的主要参数之一。对于本章算例给定的条件,当桩体长细比小于25时,随着桩体长细比的增大,单桩竖向简谐动力响应不断减小,但当桩体长细比大于25时,单桩竖向简谐动力响应随桩体长细比的变化不十分明显,关系曲线呈缓降趋势并逐渐趋于某一定值,这说明单桩竖向简谐动力响应并不随桩体长细比的增大而单调减小,而是存在一个最佳长

细比, 该算例的最佳长细比为 25。

(4) 桩土刚度比的变化对单桩竖向简谐动力响应特性的影响也十分明显。计算表明, 随着桩土刚度比的增大, 单桩竖向简谐动力响应呈增大趋势。

本文建议的简化解析方法能同时考虑地基土的分层和桩周土的弱化效应, 且便于工程实用, 具有较高的理论价值和工程应用前景, 但也存在着一些不完善之处, 如没有考虑桩底土的弱化效应, 桩周土域的弱化范围和弱化后土力学参数的取值方法还不明确等。总之, 本文建议的单桩竖向简谐动力响应计算方法和力学模型是合理的, 且为单桩竖向动力阻抗计算方法的研究奠定了理论基础。

## 第五章 考虑桩—土相对滑移效应的单桩竖向动力阻抗计算方法及其影响因素分析

**摘要:** 基于 Winkler 地基梁模型和非均质土层中单桩竖向动力响应的解答以及动力阻抗的定义, 运用土动力学和结构动力学原理, 同时综合考虑桩—土界面的相对滑移效应和桩周土的弱化效应, 通过求解单桩竖向振动时的动力平衡方程, 建立了竖向荷载作用下单桩动力阻抗函数的计算力学模型和方法; 通过算例分析, 将得到的单桩竖向动力阻抗随无量纲激振频率的变化关系与现有的有限元计算和分析结果进行了对比, 验证了建议计算方法的合理性; 进而通过对影响单桩竖向动力阻抗的各相关参数进行变动参数分析, 总结出了各有关因素对单桩竖向动力阻抗的影响规律。

**关键词:** 桩基; 竖向振动; 动力阻抗; 相对滑移; 弱化效应

### 5.1 引言

桩基动力阻抗的合理确定是运用子结构方法进行桩基结构动力响应分析的基础, 受桩基础与无限地基的工程性质和力学特性等多种因素的影响。近几十年来, 国内外学者 Novak<sup>[2, 3, 10]</sup>, Nogami<sup>[46, 47, 49]</sup>, Dotson<sup>[89]</sup>, 严士超<sup>[61]</sup>、陈仁朋<sup>[90]</sup>和王霓<sup>[62]</sup>等均对这一课题进行了广泛的研究, 但由于桩基动力阻抗问题本身的复杂性, 现有的研究成果与工程实际仍存在较大差距。一方面, 由于在理论研究中常常假定桩与土的接触面在受力过程中始终处于理想粘结状态, 因此研究成果只适用于小应变和小应力的情况, 不能真实反映桩在较大动荷载作用下的大变形受力状态; 另一方面, 研究者在理论分析中往往只较多的考虑了桩周地基土的变形非线性对桩基动力响应特性的影响, 并提出了各种各样的土力学模型和本构关系, 而对由于相对滑移效应引起的桩—土接触界面的变形非线性的影响研究较少。

在竖向动力荷载作用下, 当轴向荷载大于桩—土界面的粘结强度时, 桩和土就会发生相对滑动, 在桩—土界面处将会产生变形和应力的非连续现象, 同时, 在振动过程中, 桩周土将会发生部分的弱化而使其刚度降低, 从而影响桩—土系统的动力响应, 为了真实反映这些复杂的物理现象, 在计算单桩竖向动力阻抗时应合理考虑这些因素的影响。

本章基于 Winkler 地基梁模型和非均质土层中单桩竖向动力响应的解答以及动力阻抗的定义, 同时综合考虑桩—土界面的相对滑移效应和桩周土的弱化效应,

通过求解单桩竖向振动时的动力平衡方程,建立了竖向荷载作用下单桩动力阻抗函数的计算力学模型和方法;进而通过算例分析,将得到的单桩竖向动力阻抗随无量纲激振频率的变化关系与现有的有限元计算和分析结果进行了对比,验证了本文计算方法的合理性;并通过对影响单桩竖向动力阻抗的各相关参数进行变动参数比较分析,得到了各因素对单桩竖向动力阻抗的影响规律。

## 5.2 桩-土接触界面发生相对滑移的判据

在竖向动力荷载作用下,桩-土接触界面发生相对滑移的判断方法主要有以下两种:

(1) 极限摩阻力法。若桩侧表面的摩阻力大于或等于接触界面的极限摩阻力,则认为桩-土间已发生相对滑移。

(2) 临界位移法。若桩体的位移量大于或等于接触界面的临界位移量,则认为桩-土间已发生相对滑移。

由于桩侧极限摩阻力与其临界位移是对应的,所以,用临界位移法和用极限摩阻力法判断桩-土接触界面是否发生相对滑移的效果是一致的。当桩侧摩阻力或桩体位移达到其临界值后,桩侧土体的位移可认为是不变的,桩体则由于会发生桩-土间的相对位移而使桩体位移不断增大,此时,桩侧摩阻力虽然还可以继续增大,但增大的幅度很小。

## 5.3 单桩竖向动力阻抗计算

在竖向简谐荷载  $P(z)e^{i\omega t}$  作用下,桩表面的受力如图 5.1 所示,则单桩的竖向振动微分方程为

$$m_p \frac{\partial^2 w_p}{\partial t^2} - E_p A_p \frac{\partial^2 w_p}{\partial z^2} = P(z)e^{i\omega t} - \tilde{p}(z)e^{i\omega t} \quad (5-1)$$

式中  $m_p$  为单位桩长的质量,  $w_p$  为桩体的竖向位移,  $E_p$  为桩的弹性模量,  $A_p$  为桩的横截面积,  $\tilde{p}(z)$  为土体作用在桩表面的剪应力幅值,  $P(z)$  为施加在桩顶的竖向简谐荷载幅值,用 Fourier 级数<sup>[91]</sup>表示为

$$P(z) = P\delta(z) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2P}{L} (-1)^{n-1} \cos\left(\frac{\omega_{nr} z}{v_{sr}}\right) \quad (5-2)$$

式中  $\delta(z)$  是 Dirac- $\delta$  函数,  $L$  为桩长。

对于稳态振动,单桩竖向位移可表示为  $w_p(z,t) = W_p(z)e^{i\omega t}$ ,代入方程(5-1)并经化简得

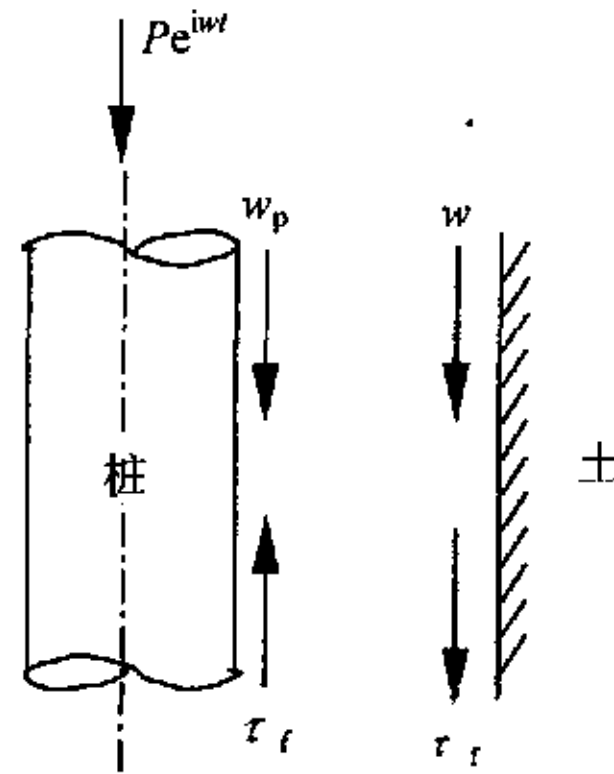


图 5.1 桩表面受力示意图

Fig.5.1 The sketchy diagram of stresses on the surface of pile

$$E_p A_p \frac{\partial^2 W_p}{\partial z^2} + m_p \omega^2 W_p = \tilde{p}(z) - P(z) \quad (5-3)$$

设  $y(z, t)$  为桩土界面的相对滑动位移, 则

$$y(z, t) = [W_p(z) - W_r(r_0, z)] e^{i\omega t} \quad (5-4)$$

分解方程(5-4)中的每一个位移幅值可得

$$y(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} y_n(t) \cos\left(\frac{\omega_{nr} z}{v_{sr}}\right) \quad (5-5)$$

$$W_p(z) = \sum_{n=1}^{\infty} W_{pn} \cos\left(\frac{\omega_{nr} z}{v_{sr}}\right) \quad (5-6)$$

$$W_r(r_0, z) = \sum_{n=1}^{\infty} W_{rn} \cos\left(\frac{\omega_{nr} z}{v_{sr}}\right) \quad (5-7)$$

将式(5-5)~(5-7)代入方程(5-4), 化简可得

$$y_n(t) = [W_{pn} - W_{rn}] e^{i\omega t} \quad (5-8)$$

其中, 第  $n$  阶的滑动位移  $y_n(t)$  可以表示为

$$y_n(t) = Y_n e^{i(\omega t - \phi_n)} \quad (5-9)$$

式中  $Y_n$  和  $\phi_n$  分别为第  $n$  阶的相对滑动位移幅值和相位差。

由式(4-17)得摩擦应力  $\tau_f$  为

$$\tau_f = -\tau_{rz}|_{r=r_0} = \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n W_{rn} \cos\left(\frac{\omega_{nr} z}{v_{sr}}\right) e^{i\omega t} \quad (5-10)$$

根据文献[92-94], 式(4-17)中的摩擦应力  $\tau_f$  还可以近似分解为

$$\tau_f = \sum_{n=1}^{\infty} [\tilde{k}_n y_n(t) + \tilde{c}_n \dot{y}_n(t)] \cos\left(\frac{\omega_{nr} z}{v_{sr}}\right) \quad (5-11)$$

式中  $\tilde{k}_n$  和  $\tilde{c}_n$  分别为第  $n$  阶的单位面积等价刚度和阻尼系数,  $\dot{y}$  表示  $y$  对时间  $t$  的微分。

将式(5-11)与式(5-10)联立, 并消去  $W_{pn}$ , 得到

$$(\alpha_n + \tilde{k}_n)y_n + \tilde{c}_n\dot{y}_n = \alpha_n W_{pn} e^{i\omega t} \quad (5-12)$$

将式(5-2)、式(5-6)和式(5-10)代入式(5-1), 得到

$$W_{pn} e^{i\omega t} = \frac{1}{M + iN} \left[ 2\pi r_0 \alpha_n y_n + \frac{2P}{L} (-1)^{n-1} e^{i\omega t} \right] \quad (5-13)$$

式中

$$M = M_0 + 2\pi r_0 a_n, \quad N = 2\pi r_0 b_n, \quad \alpha_n = a_n + ib_n, \quad M_0 = m\omega^2 \left[ -1 + \left( \frac{E_p A_p}{m_p v_{sr}^2} \right) \left( \frac{\omega_{nr}}{\omega} \right)^2 \right]$$

将式(5-13)代入式(5-12), 化简后得到

$$\left( \tilde{k}_n + \frac{\alpha_n M_0}{M + iN} \right) y_n + \tilde{c}_n \dot{y}_n = \frac{(-1)^{n-1} \alpha_n 2P}{M + iN} \frac{1}{L} e^{i\omega t} \quad (5-14)$$

为了较合理的反映桩-土界面的摩擦应力特性, 采用与深度有关的 Coulomb 摩阻力, 即 Loeb 摩阻<sup>[95, 96, 97]</sup>, 确定  $\tilde{k}_n$  和  $\tilde{c}_n$  的值分别为

$$\tilde{k}_n = \frac{2}{h_n L} k_0, \quad \tilde{c}_n = \frac{4}{\pi \omega Y_n} \tau_n \quad (5-15)$$

式中  $k_0$  为摩擦应力刚度, 即桩-土接触面上应力-位移关系曲线的初始斜率,  $\tau_n$  为第  $n$  阶的摩擦应力。

将式(5-9)和(5-15)代入式(5-14), 并经整理化简得到

$$\left[ \tilde{k}_n + \frac{(a_n M + b_n N) M_0}{(M^2 + N^2)} \right]^2 Y_n^2 + \left[ \frac{4\tau_n}{\pi} + \frac{b_n M_0^2 Y_n}{(M^2 + N^2)} \right]^2 = \left( \frac{2P}{L} \right)^2 (a_n^2 + b_n^2) \quad (5-16)$$

式(5-16)是关于相对滑动位移幅值  $Y_n$  的一个典型二次方程, 当  $Y_n > 0$  时, 桩-土界面发生相对滑动, 当  $Y_n = 0$  时, 桩-土界面没有相对滑动发生。将此不等式条件和式(5-16)联立求解可确定  $Y_n$ , 即

$$Y_n = \begin{cases} \frac{-\left(\frac{4}{\pi}\right)\tau_n b_n M^2 + \sqrt{D_n}}{\left(\tilde{k}_n M + a_n M_0\right)^2 + \left(\tilde{k}_n N + b_n M_0\right)^2}, & P > P_{cr}^{(n)} \\ 0, & P < P_{cr}^{(n)} \end{cases} \quad (5-17)$$

式中

$$D_n = \left( \frac{2P}{L} \right)^2 (a_n^2 + b_n^2) \left[ \left( \tilde{k}_n M + a_n M_0 \right)^2 + \left( \tilde{k}_n N + b_n M_0 \right)^2 \right] - \left( \frac{4\tau_n}{\pi} \right)^2 \left[ (M^2 + N^2) \tilde{k}_n + (a_n M + b_n N) M_0 \right]^2$$



$$P_{cr}^{(n)} = \frac{L}{2} \frac{4\tau_n \sqrt{M^2 + N^2}}{\pi \sqrt{a_n^2 + b_n^2}}$$

第  $n$  阶的相对滑动位移相位差  $\phi_n$  为

$$\tan \phi_n = \frac{(-1)^{n-1} \left[ \frac{4\tau_n}{\pi} (a_n M + b_n N) - b_n M_0 \tilde{k}_n Y_n \right]}{(-1)^{n-1} \left[ \frac{4\tau_n}{\pi} b_n M_0 + (a_n M + b_n N) \tilde{k}_n Y_n + (a_n^2 + b_n^2) M_0 Y_n \right]} \quad (5-18)$$

则由式(5-9)、式(5-13)和式(5-17)可求得单桩第  $n$  阶的竖向位移为

$$W_{pn} = \frac{(2P/L)(-1)^{n-1}}{M_0 + \delta_n} \quad (5-19)$$

其中

$$\delta_n = 2\pi r_0 \alpha_n \left[ 1 - \frac{(M + iN) Y_n e^{-i\phi_n}}{(2P/L)(-1)^{n-1} + 2\pi r_0 \alpha_n Y_n e^{-i\phi_n}} \right] \quad (5-20)$$

将式(5-19)代入式(5-6)可得单桩竖向位移的幅值，进而根据单桩动力阻抗函数的定义，可得考虑桩—土相对滑移效应的单桩竖向动力阻抗函数为

$$K = \frac{P}{W_p(0)} = \frac{P}{\sum_{n=1}^{\infty} W_{pn}} = 2\pi r_0 G_r L (k_v + i c_v) \quad (5-21)$$

其中

$$k_v = \operatorname{Re} \left[ \frac{1}{4\pi r_0 G_r} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(M_0 + \delta_n)} \right], \quad c_v = \operatorname{Im} \left[ \frac{1}{4\pi r_0 G_r} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(M_0 + \delta_n)} \right]$$

式中  $k_v$  和  $c_v$  分别为无量纲单桩竖向动力阻抗函数的动刚度和阻尼。

## 5.4 算例分析

为了验证本文建议计算模型的合理性，选用某试验桩作为算例进行对比分析。该试验桩桩长为  $L = 16\text{m}$ ，桩的直径为  $d = 0.8\text{m}$ ，桩体弹性模量与质量密度分别为  $E_p = 25\text{GPa}$  和  $\rho_p = 2.5\text{t/m}^3$ 。土介质分为桩周弱化土内域和外围土域两部分，弱化土域的弹性模量为  $60\text{MPa}$ ，泊松比为  $0.46$ ，阻尼比为  $7\%$ ，剪切波速为  $132\text{m/s}$ ；外围土域的质量密度为  $1.96\text{t/m}^3$ ，弹性模量为  $273\text{MPa}$ ，泊松比为  $0.32$ ，阻尼比为  $4\%$ ，剪切波速为  $285\text{m/s}$ 。

对于算例给定的条件，Nogami 建议了不考虑桩—土界面的相对滑移效应和桩周土的弱化效应的计算模型。图 5.2 将由本文方法计算得到的单桩竖向动力阻抗与 Nogami 计算结果<sup>[46, 47]</sup>及有限元方法分析结果<sup>[72]</sup>进行了对比。由图可见，本文考虑

桩周土的弱化效应和桩-土界面的相对滑移效应后, 所得到的单桩竖向动力阻抗明显低于 Nogami 的计算结果, 且更接近有限元分析结果, 从而验证了本文建议计算方法的合理性。

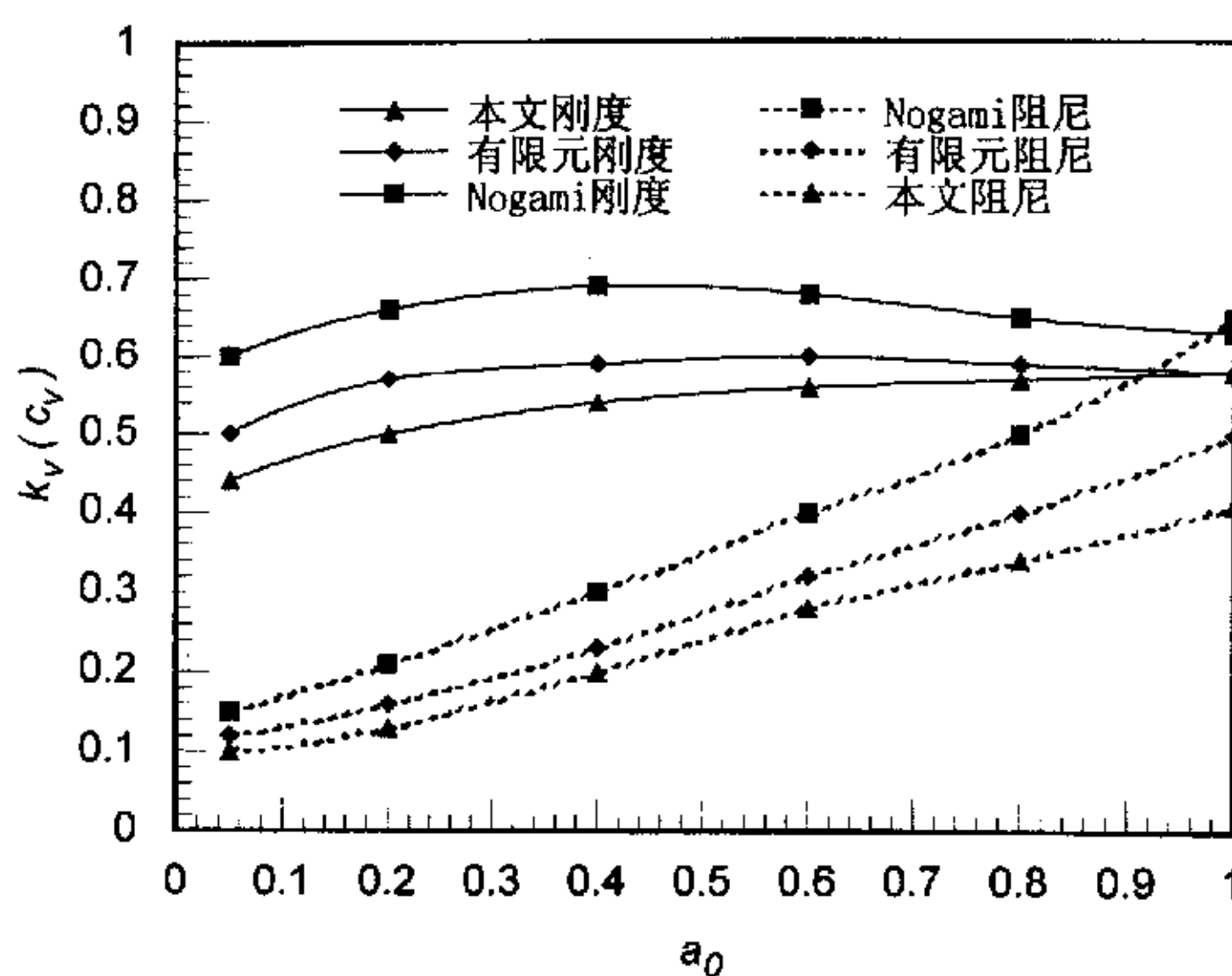


图 5.2 单桩竖向动力阻抗的对比

Fig.5.2 Comparison of the computed vertical dynamic impedance of single pile with other results

## 5.5 单桩竖向动力阻抗的影响因素分析

在竖向动力荷载作用下, 单桩竖向动力阻抗与地基土层分布、土质条件、桩体几何特性和力学性质以及外加动力荷载特性等多种因素有关, 为此, 通过变动各相关参数进行对比计算, 得到了各种因素对单桩竖向动力阻抗的影响规律<sup>[88]</sup>。

### 5.5.1 桩周弱化土域的影响

桩周土的弱化程度和弱化范围在一定程度上影响着单桩竖向动力阻抗。为了反映桩周土域弱化程度对单桩竖向动力阻抗的影响, 分别考虑三种参数情况: (1) 工况 1: 桩周不存在弱化土域; (2) 工况 2: 桩周存在弱化土域, 桩径  $r_0$  与桩轴到弱化土域外边界的距离  $R_0$  之比为  $r_0/R_0 = 0.5$ , 且外围土域和弱化土内域的 Lamé 常数比为  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 2$ ; (3) 工况 3: 桩周存在弱化土域, 且  $r_0/R_0 = 0.5$ ,  $\lambda^*/\lambda_r^* = G^*/G_r^* = 5$ 。

对于以上三种情况, 计算得到的单桩竖向动刚度和阻尼随无量纲激振频率  $a_0$  的变化关系如图 5.3 所示, 由图可见, 与不考虑桩周弱化土域的情况相比, 考虑桩

周弱化土域后的单桩竖向动刚度和阻尼均较小，且随着桩周土域弱化程度的提高，弱化域内土的特性参数逐渐减小，单桩竖向动刚度和阻尼的减小也越明显，这种规律与 Novak<sup>[10]</sup>等得到的计算结果是一致的。

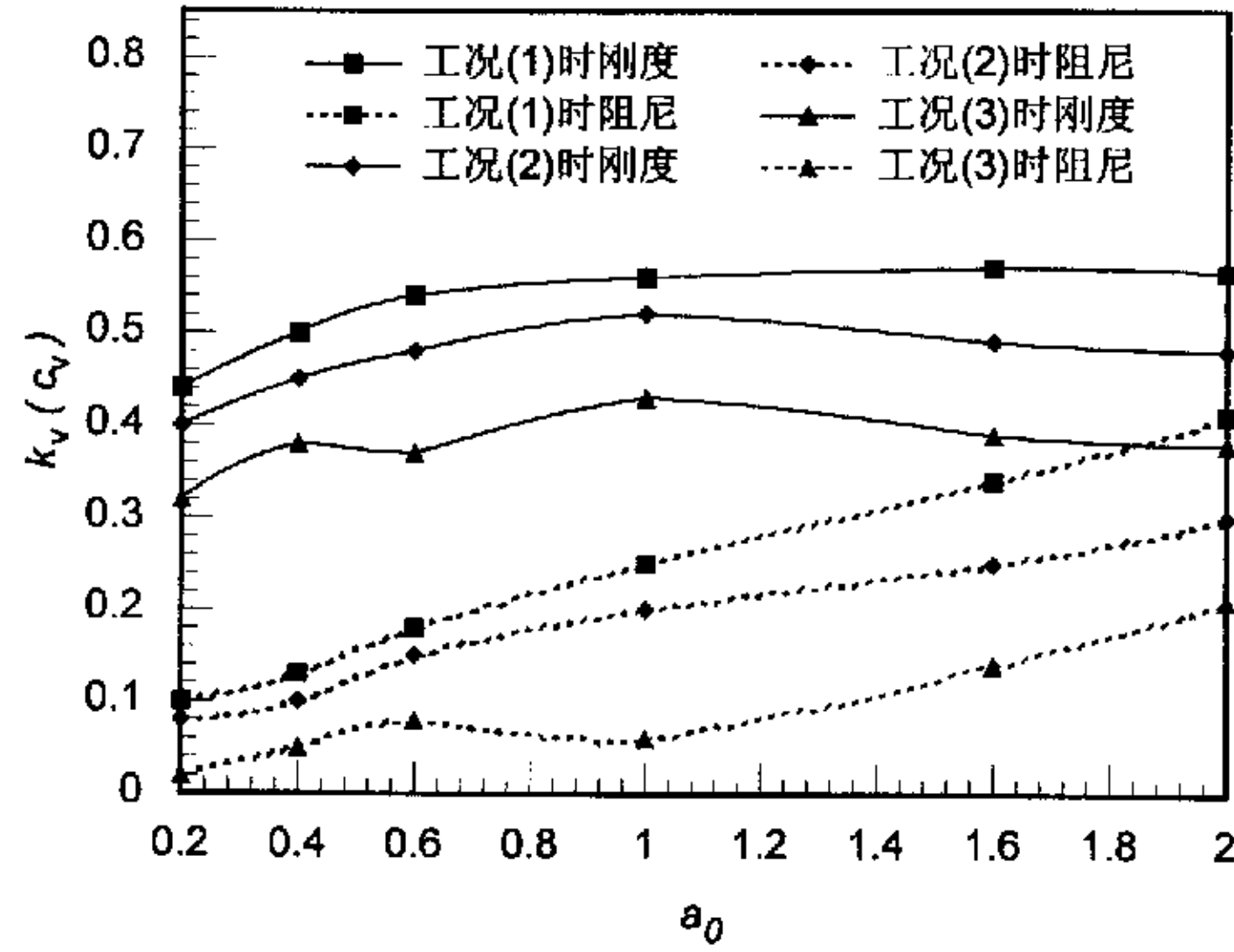


图 5.3 桩周土域弱化程度对单桩竖向动力阻抗的影响

Fig.5.3 Effect of softening degree of soils around pile on vertical dynamic impedance of single pile

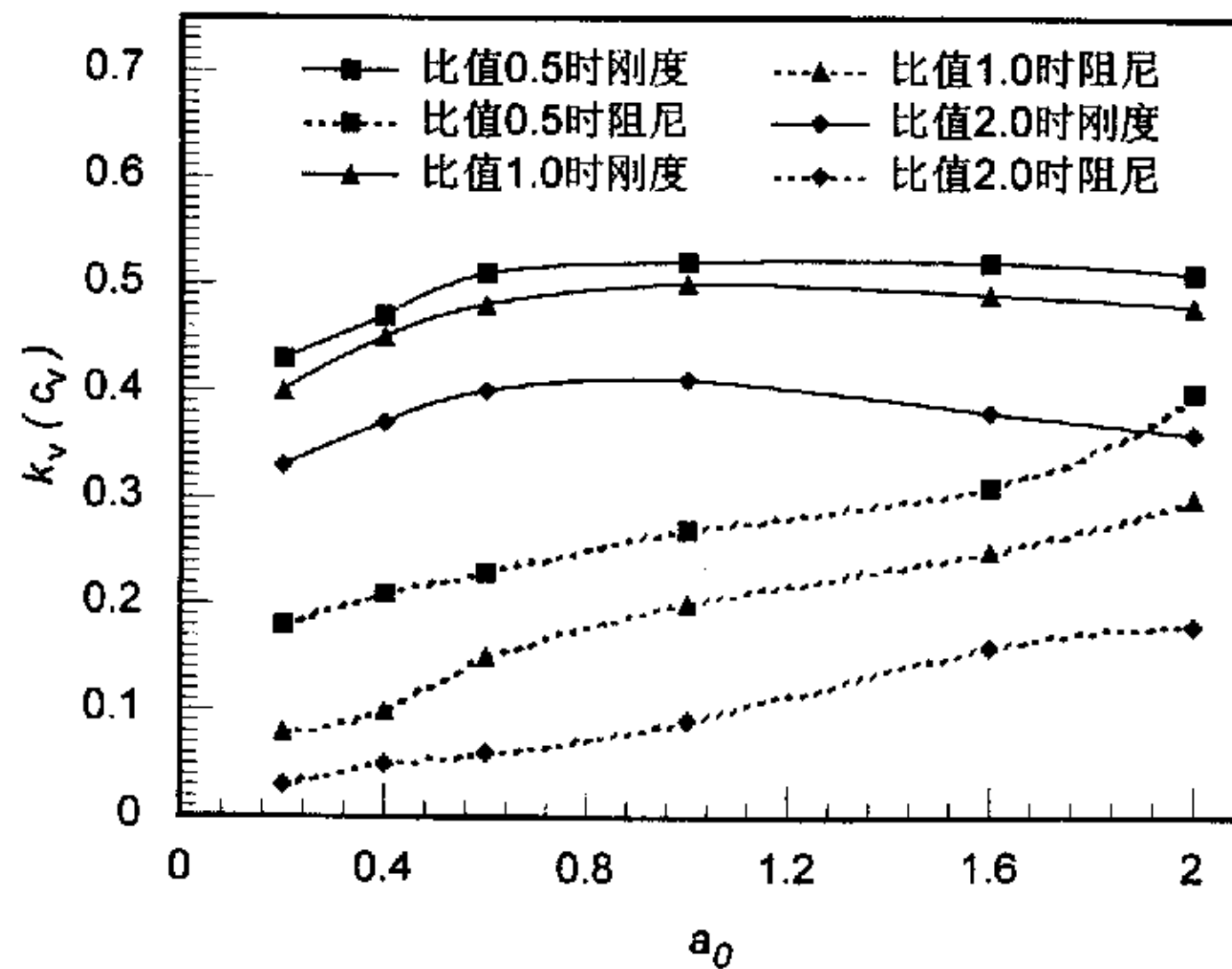


图 5.4 桩周土域弱化范围对单桩竖向动力阻抗的影响

Fig.5.4 Effect of softening area of soils around pile on vertical dynamic impedance of single pile

为了研究桩周弱化土域大小对无量纲单桩竖向动力阻抗的影响,取弱化土域宽度  $R_0 - r_0$  与桩径  $r_0$  的比值  $(R_0 - r_0)/r_0$  分别为 0.5, 1.0 和 2.0 三种情况进行分析,计算得到的单桩动力阻抗随无量纲激振频率  $a_0$  的变化关系如图 5.4 所示。由图可见,单桩竖向动刚度和阻尼均随桩周土域弱化范围的增大而减小。

### 5.5.2 桩-土界面接触状态的影响

在桩顶竖向动荷载作用下,桩-土界面可能存在两种接触状态,即完全粘结状态和相对滑移状态,对于这两种桩-土界面间的接触状态,计算得到的单桩竖向动刚度和阻尼随无量纲频率  $a_0$  的变化关系如图 5.5 所示。图示曲线表明,考虑桩-土界面的相对滑移效应后,单桩竖向动刚度和阻尼均有所减小。

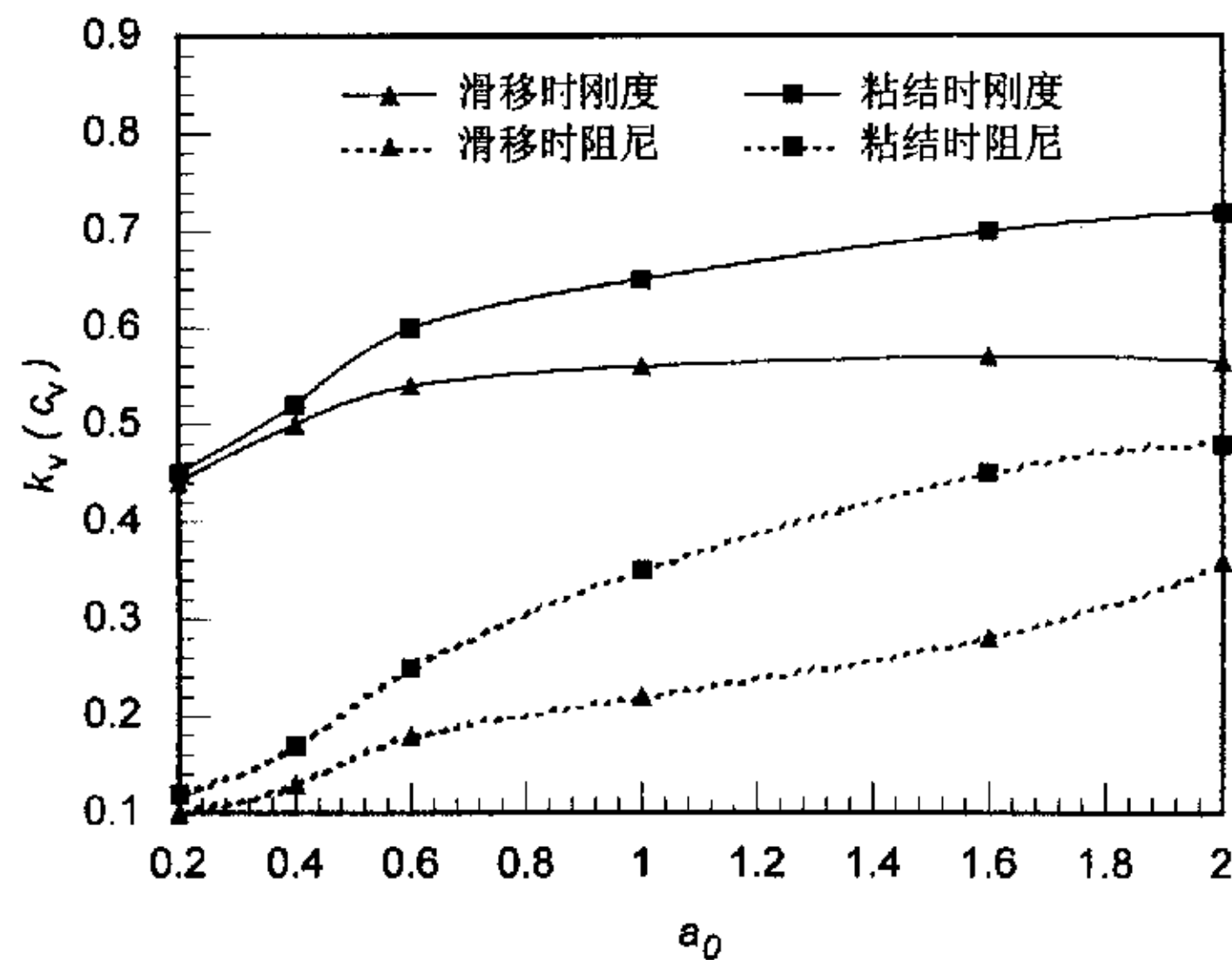


图 5.5 桩-土界面接触状态对单桩竖向动力阻抗的影响

Fig.5.5 Effect of contact conditions of pile-soil interface on vertical dynamic impedance of pile

### 5.5.3 桩体长细比的影响

桩体长细比是影响桩基动力阻抗的主要参数之一。激振频率分别为  $a_0 = 1.0$  和  $a_0 = 1.5$ , 桩的长细比  $L/d$  在 10 与 100 之间变化时,计算得到的单桩竖向动力阻抗如图 5.6 所示,由图可见,单桩的动刚度和阻尼与桩体长细比并不呈单调线性关系,而是存在一个最佳长细比,且动刚度和阻尼对应的最佳长细比不同,对于本算例给定的条件,最佳长细比取值在 20~50 之间,因此,无限制地增加桩长对提高桩的动刚度和阻尼并不十分有效。

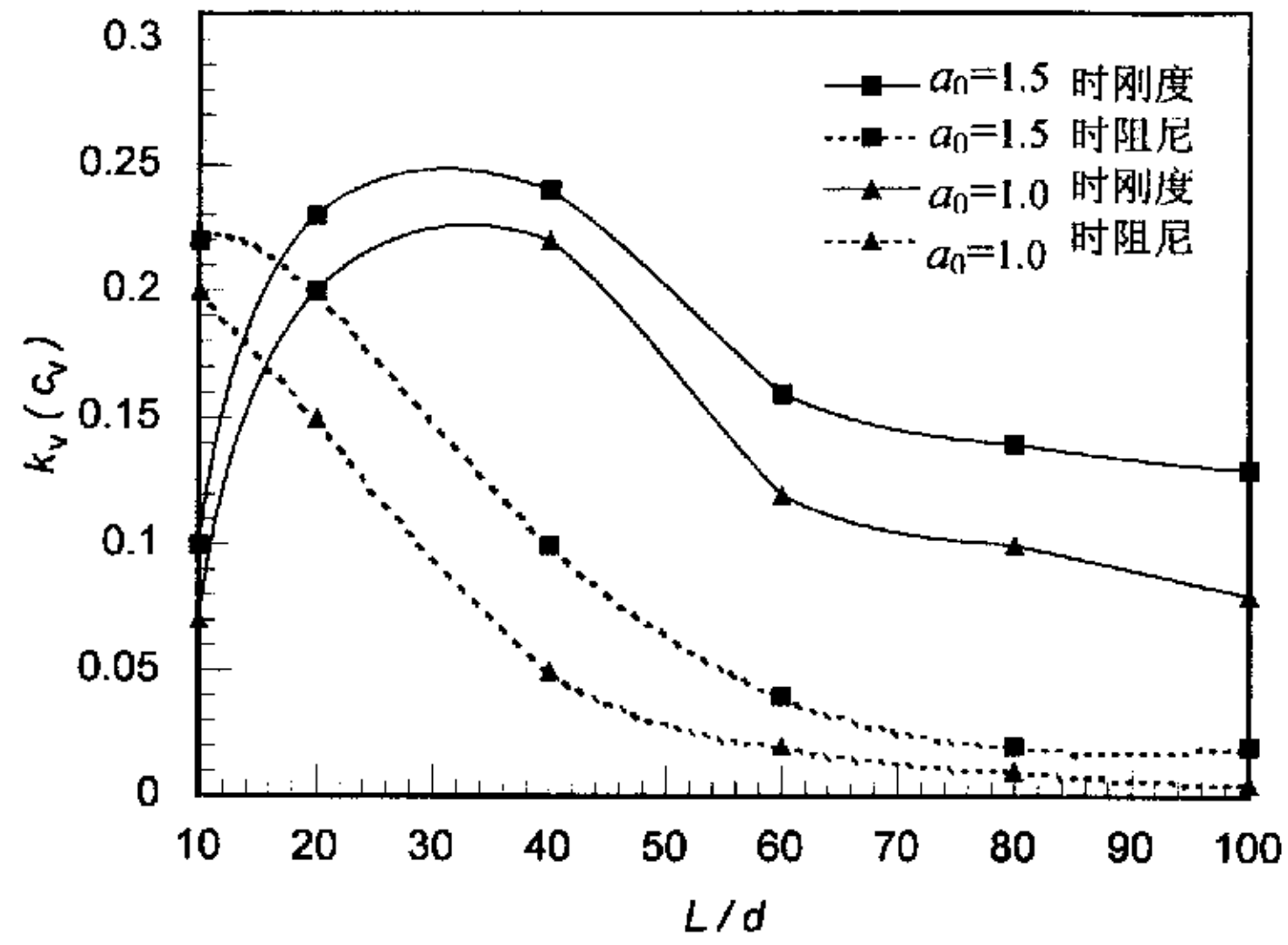


图 5.6 桩体长细比对单桩竖向动力阻抗的影响

Fig.5.6 Effect of slenderness ratio of pile on vertical dynamic impedance of single pile

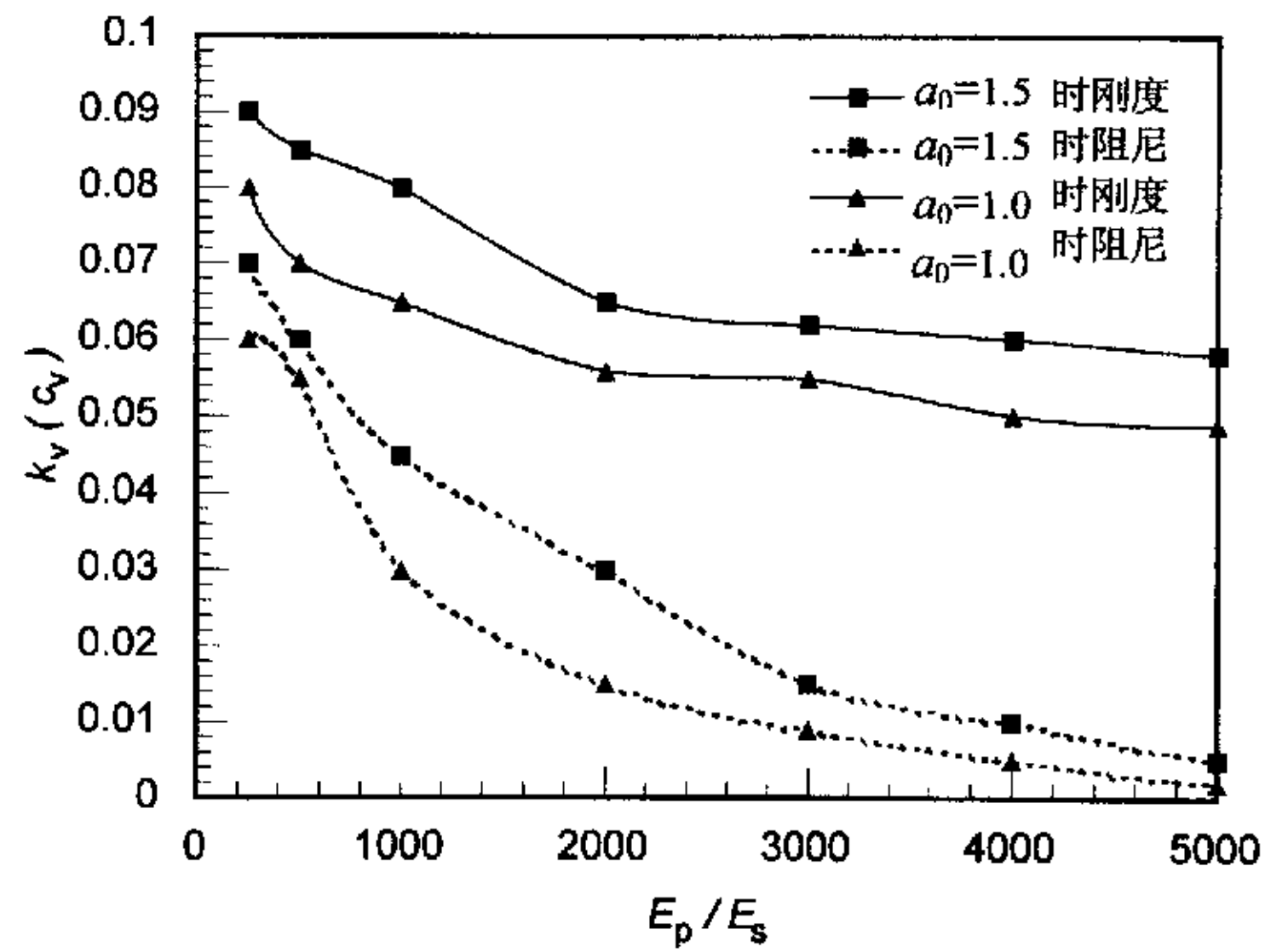


图 5.7 桩土刚度比对单桩竖向动力阻抗的影响

Fig.5.7 Effect of pile-soil stiffness ratio on vertical dynamic impedance of single pile

### 5.5.4 桩-土刚度比的影响

桩-土刚度比对单桩竖向动力阻抗的影响是非常显著的,当无量纲激振频率分别为 $a_0 = 1.0$ 和 $a_0 = 1.5$ ,桩身长细比为 $L/d=20$ 时,单桩竖向动刚度和阻尼随桩-土刚度比的变化关系如图 5.7 所示,由图可见,单桩竖向动刚度和阻尼均随桩-土刚度比的增大而减小,且阻尼的减小程度比动刚度明显。

## 5.6 小 结

本章基于 Winkler 地基梁模型和非均质土层中单桩竖向动力响应振动微分方程的解答以及动力阻抗的定义,同时综合考虑桩-土界面的相对滑移效应和桩周土在振动过程中的弱化效应,运用土动力学和结构动力学原理,通过求解单桩竖向振动时的动力平衡方程,建立了竖向荷载作用下单桩动力阻抗函数的计算力学模型和方法。

通过算例分析,将得到的单桩竖向动力阻抗随无量纲激振频率 $a_0$ 的变化关系与现有的有限元计算结果和 Nogami 的分析结果进行了对比,验证了本文计算方法的合理性和正确性。

通过对影响单桩竖向动力阻抗的各主要参数进行变动参数比较分析,得到了各因素对单桩竖向动力阻抗的一般影响规律。

(1) 考虑桩周土的弱化效应后,计算得到的单桩竖向动刚度和阻尼均较不考虑桩周土域的弱化效应时有所减小,且随着桩周土域弱化程度的提高和弱化范围的增大,单桩竖向动力阻抗的减小更加显著。

(2) 考虑桩-土界面的相对滑移效应后,单桩竖向动刚度和阻尼均有所减小。

(3) 单桩的动刚度和阻尼与桩体长细比并不呈单调线性关系,而是存在一个最佳长细比,且动刚度和阻尼的最佳长细比不同,所以,无限制的增加桩长对提高单桩的动力阻抗并不十分有效。

(4) 单桩竖向动刚度和阻尼均随桩-土刚度比的增大而减小,且阻尼的减小程度更为明显。

综上所述,本章所建议的单桩竖向动力阻抗计算方法和力学模型同时考虑了桩-土界面的相对滑移效应和桩周土的弱化效应,计算结果更为合理、有效,从而为桩-土-结构动力相互作用的非线性分析奠定了基础。



## 第六章 群桩—土动力相互作用特性分析

**摘要:** 为了将单桩动力阻抗和动力响应的研究成果推广到群桩, 基于群桩动力相互作用系数的定义、基本假定和求解步骤, 分别对两根桩之间的水平和竖向动力相互作用系数进行了计算, 并对动力相互作用系数的主要影响参数进行了变动参数比较分析, 得到了各因素对水平和竖向动力相互作用系数的影响规律; 然后, 运用基于动力相互作用系数的叠加原理对考虑动力相互作用效应的群桩的水平和竖向动力响应分别进行了分析, 得到了群桩的整体位移、动力阻抗和各单桩分担的荷载; 最后, 针对具有代表性的  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩进行了算例分析, 得到了这两类群桩的桩顶水平位移、水平动力阻抗和竖向动力阻抗, 并将计算结果与较为严格的 Kaynia 和 Kausel 的求解结果进行了对比, 取得了较好的一致性。

**关键词:** 群桩; 动力相互作用系数; 叠加原理; 动力响应; 动力阻抗

### 6.1 引言

在实际工程中, 桩基往往是以群桩形式使用的。由于桩—土—桩的相互作用效应, 群桩的动力响应特性比单桩复杂得多。在动力荷载作用下, 群桩效应将使桩基的整体承载力、桩基沉降、桩基的动刚度和阻尼以及桩顶荷载在各单桩中的分布等发生变化。

由于涉及桩—土—桩的相互作用, 群桩的动力响应分析成为桩基动力学中一个十分重要而且复杂的研究课题。目前, 关于群桩动力响应特性的分析方法可分为两大类, 即直接分析方法和近似分析方法。直接分析方法以有限单元法和边界元法为代表, 将整个桩群作为一个整体进行分析, 同时考虑桩群中各桩间的相互作用, 具有物理概念清楚的特点, 由于直接分析方法要对半无限土体划分有限单元或边界元, 因此占用的计算机内存和计算工作量均较大, 而且需要设置透射边界和吸能边界; 而基于叠加原理的近似分析方法首先利用相互作用系数概念考虑群桩中每两根桩之间的相互作用效应, 然后将群桩中每两根桩之间的相互作用效应进行叠加, 从而得到整个桩群的动力响应, 由于此法简单, 计算工作量较小, 便于工程实用, 因此, 一直受到广泛重视。

近几十年来, 国内外学者对群桩的动力响应特性进行了深入的研究, 相关理论、计算模型和分析方法得到了长足发展。Nozoe 和 Fukusumi<sup>[98]</sup>基于 Winkler 假定, 利用传递矩阵方法对非线性桩群的动力响应进行了分析。Nogami 和 Konagai<sup>[47]</sup>认为竖向荷载作用下的非线性主要来源于桩—土界面的相对滑移效应, 并提出了时域内的群桩轴向响应的分析方法。Konagai 和 Nogami<sup>[84]</sup>基于传递矩阵法, 提出

了群桩的轴向响应时域分析方法,并分别计算了群桩的频域和时域响应。Kaynia<sup>[99]</sup>利用边界元方法分析了均质和非均质土中群桩的动力响应,并给出了不同土介质中群桩的无量纲动刚度和阻尼。Kobayashi 和 Yao<sup>[100]</sup>通过动力加载实验得到了群桩的动力响应,并与基于弹性波理论的分析结果进行了对比。Nogami 和 Konagai<sup>[101]</sup>考虑土变形的非线性和桩-土界面的非连续性,采用叠加原理和传递矩阵方法,提出了瞬态动荷载作用下群桩的时域计算模型。韩英才和 Hans<sup>[102]</sup>通过足尺现场模型试验对横向荷载作用下的群桩进行了动力响应分析,并重点研究了群桩效应和冻土对群桩动力响应特性的影响。Marsafawi、韩英才和 Novak<sup>[103]</sup>对由两根桩组成的群桩进行了现场模型试验,分析了其动力响应,并将实验结果与理论分析结果进行了对比验证。Gazetas, Fan 和 Kaynia<sup>[14]</sup>利用动力 Winkler 基础梁模型和 Green 函数分析了不同布局桩群的动力响应。Mohamed, Naggar 和 Novak<sup>[104]</sup>考虑桩周土的非线性和由于能量传递产生的辐射阻尼,提出了瞬态荷载和简谐荷载作用下的桩群轴向响应分析模型。Naggar 和 Novak<sup>[105-107]</sup>考虑土变形的非线性、桩-土界面的相对分离和相对滑移等变形非连续性以及由于各种阻尼引起的能量扩散效应,提出了横向和竖向瞬态荷载和简谐荷载作用下的计算模型,并利用叠加原理分析了群桩的动力响应。Mylonakis 和 Gazetas<sup>[108]</sup>考虑桩-土动力相互作用效应,分别计算了竖向简谐荷载作用下群桩的动刚度、阻尼和相互作用系数,并对群桩的动力响应进行了分析。国内学者严士超和李延涛<sup>[61]</sup>基于桩-土-桩动力相互作用的原理,考虑桩周弱化土域的非线性和土的分层的影响,分别针对端承桩和摩擦桩研究了群桩的动力响应。陈清军和苏耀华<sup>[109]</sup>对群桩动力响应的理论分析模型作了较为系统的回顾和总结,并对其中具有代表性的分析方法作了详细的介绍和必要的说明。胡安峰<sup>[35]</sup>在双桩横向动力相互作用系数的基础上,利用叠加原理,得到了考虑桩体剪切变形的群桩动力响应,同时得到了桩顶约束转角时桩顶剪力的分布,并进行了影响参数分析。

为了将单桩动力阻抗和动力响应的研究成果推广到群桩,本章基于群桩动力相互作用系数的定义、基本假定和求解步骤,分别对两根桩之间的水平和竖向动力相互作用系数进行了计算,并对动力相互作用系数的主要影响因素进行了变动参数比较分析,得到了各影响参数对水平和竖向动力相互作用系数的影响规律;然后,运用基于动力相互作用系数的叠加原理分别对考虑动力相互作用效应的群桩的水平 and 竖向动力响应进行了分析,得到了群桩的整体位移、动力阻抗和各单桩分担的荷载;最后,针对具有代表性的 2×2 群桩和 3×3 群桩进行了算例分析,得到了这两类群桩的桩顶水平位移、水平动力阻抗和竖向动力阻抗,并将计算结果与较为严格的 Kaynia 和 Kausel 的求解结果进行了对比,取得了较好的一致性。

## 6.2 动力相互作用系数的定义

当采用子结构方法对桩—土—结构进行动力相互作用分析时，群桩动力阻抗的确定是关键步骤。研究表明，群桩效应使得单桩和群桩的动刚度和阻尼存在着很大的差异，群桩的动力阻抗绝不等于各单桩动力阻抗的简单求和。为了简化群桩动力响应的求解过程，许多学者提出了应用两根桩间的相互作用系数的方法来近似计算群桩的阻抗函数。相互作用系数概念最早是由 Poulos 在处理群桩静力相互作用问题时提出的，目前，采用静力相互作用系数计算群桩的动力阻抗仍是工程实际中普遍采用的方法，但大量研究表明，除了在极低的频率范围内，一般而言，不能简单的把静力相互作用系数直接用于动力相互作用分析中，这时，采用静力相互作用系数计算的群桩动力阻抗是不合理的。群桩动力响应与静力响应的主要区别在于，在动力荷载作用下，群桩的动力响应具有频率相关性，在某种频率范围内，群桩的动力阻抗可能会大于各单桩动力阻抗之和。

尽管如此，Kaynia 和 Kausel 的研究指出，对于某一特定频率，Poulos 提出的相互作用系数求解原理总是适用的，并将静力相互作用系数方法推广到群桩动力问题的分析中，由于这种方法忽略了群桩中其它桩对这两根桩之间的相互作用的影响，因而群桩的动力特性可以利用每两根桩之间的相互作用通过叠加计算得到，在得到了单桩阻抗及每两根桩间的相互作用系数后，即可利用群桩的约束条件得到群桩的阻抗。该方法具有输入数据简单，计算工作量小、可以方便的求得各单桩分担的荷载等特点。另外，土体波动场位移与被动桩响应位移之差引起的被动桩对源桩的反馈作用也会影响分析结果，但由于这种反馈作用与源桩对被动桩的作用及源桩在自身荷载作用下的运动相比小得多，因此可以将其忽略。

在相互作用系数概念的基础上，国内外学者对群桩动力响应分析的叠加原理进行了广泛的研究，并取得了一定的成果。自 Poulos<sup>[55, 110, 111]</sup>提出静力相互作用系数后，有人借助边界积分方程、有限单元法和简化近似方法求得了桩顶各自由度的相互作用系数，并得出了在静荷载作用下群桩的相互作用系数总是小于等于 1 的结论，但 Kaynia 和 Kausel<sup>[112]</sup>的研究表明，群桩动力相互作用系数是随频率而波动变化的，可以是正的也可以是负的，可以大于 1 也可以小于 1，因此，当激振频率较高时，静力相互作用系数对群桩的动力响应分析将不再适用。为此，Kaynia 和 Kausel 提出了动力相互作用系数的概念，认为群桩的动力响应也可以通过叠加每两根桩的动力响应来进行估算。Dobry 和 Gazetas<sup>[52]</sup>提出了一种计算均质土中动力相互作用系数的简化计算方法，其动力相互作用系数的定义与 Poulos 的静力相互作用系数的定义一致，只是用动位移代替了静位移。Mrakis 和 Gazetas<sup>[113-115]</sup>分别对轴向和侧向动力荷载作用下的动力相互作用进行了研究，进一步完善了该简化方法，并将其推广到非均质土的情形。Arya<sup>[116]</sup>利用相互作用系数方法对单桩的

动刚度进行叠加运算,得到了分布在单一圆周上的分别由 4~32 根桩组成的群桩的动刚度。Dobry 和 Gazetas<sup>[52]</sup>引入一系列理想的物理假定,考虑桩-土-桩动力相互作用,提出了一种计算摩擦群桩动刚度和阻尼的简化方法。Gazetas 和 Fan<sup>[51]</sup>通过数值计算分别给出了两种土介质中的桩间距分别为 3m, 5m 和 10m 时的摩擦群桩的竖向、水平和摇摆无量纲动力相互作用系数—无量纲频率关系曲线,从而为工程实用提供了便利。国内学者楼梦麟和吴京宁<sup>[58]</sup>基于 Dobry 等人提出的近似土体波动场公式,应用梁的振动方程,在频率域内推导了水平与转动耦合情况下的群桩相互作用系数,进一步给出了受刚性承台约束的群桩阻抗函数计算公式。宋亚新、蒋通和楼梦麟<sup>[117]</sup>利用群桩动力相互作用系数计算群桩的动力阻抗函数,计算并讨论了不同构形群桩的动力阻抗在软、中和硬土地基中的变化规律。蒯行成和沈蒲生<sup>[64, 65]</sup>采用动力 Winkler 地基梁模型,推导了层状介质中动力相互作用系数的计算方法,得到了桩的动力阻抗和动力相互作用系数,建立了计算层状介质中群桩水平、竖向和摇摆动力阻抗的简化方法。王霓和严士超<sup>[62]</sup>基于连续介质力学理论,采用平面应变假定,研究了群桩中每两根桩间的相互作用,并利用等效单桩的概念将群桩的动力问题转化为等效单桩的动力问题,从而简化了分析。陈国兴、谢君斐和张克绪<sup>[118]</sup>对群桩的动力阻抗计算方法进行了较为详细的论述,指出了各种方法的优点和不足。

### 6.2.1 动力相互作用系数的基本概念

动力相互作用系数  $\alpha_{ij}$  是一个与频率相关的无量纲复数,是由 Kaynia 和 Kausel 在 Poulos 静力相互作用系数概念的基础上推广而定义的。两根桩之间的动力相互作用系数  $\alpha_{ij}$  的定义为

$$\alpha_{ij} = \alpha_R + i\alpha_I = \frac{u_{ij}}{u_{jj}} \quad (6-1)$$

式中  $\alpha_R$  和  $\alpha_I$  分别为相互作用系数  $\alpha_{ij}$  的实部和虚部,  $i = \sqrt{-1}$ ,  $u_{jj}$  为当无其它桩存在时第  $j$  根桩在自身动荷载作用下产生的位移,  $u_{ij}$  为第  $i$  根桩受第  $j$  根桩影响而产生的附加位移。

### 6.2.2 基本假定

为了确定两根桩间的动力相互作用系数,引入以下基本假定:

- (1) 两根桩的几何尺寸和材料性质相同,均具有圆形截面。
- (2) 忽略被动桩的径向尺寸,即假定被动桩 2 可以用它的轴线来代替。

Sanchez-Salinerro 和 Rosset 的研究已经证明,除非在很高的频率和非常小的桩间距



情况下，这一假定总是成立的。这是因为桩的尺寸相对波长来说通常是较小的，当主动桩 1 产生的波传播到被动桩 2 的位置时，在被动桩截面方向上每一点引起的位移几乎都是相同的，因此，假定被动桩 2 在深度  $z$  处沿径向的位移平均值近似等于桩轴线处的位移，也就是说可以用轴线来近似代替整个被动桩 2。

(3) 主动桩在振动过程中产生的波振面为圆柱形，且以桩轴为中心线，波在各土层内的传播是一致的，仅沿水平方向传播，但各土层间波的传播可以是不同的。如图 6.1 所示，当主动桩 1 振动激发的波传到被动桩 2 的位置时，其波动幅度随深度的变化与主动桩 1 的位移随深度的变化具有相似规律。

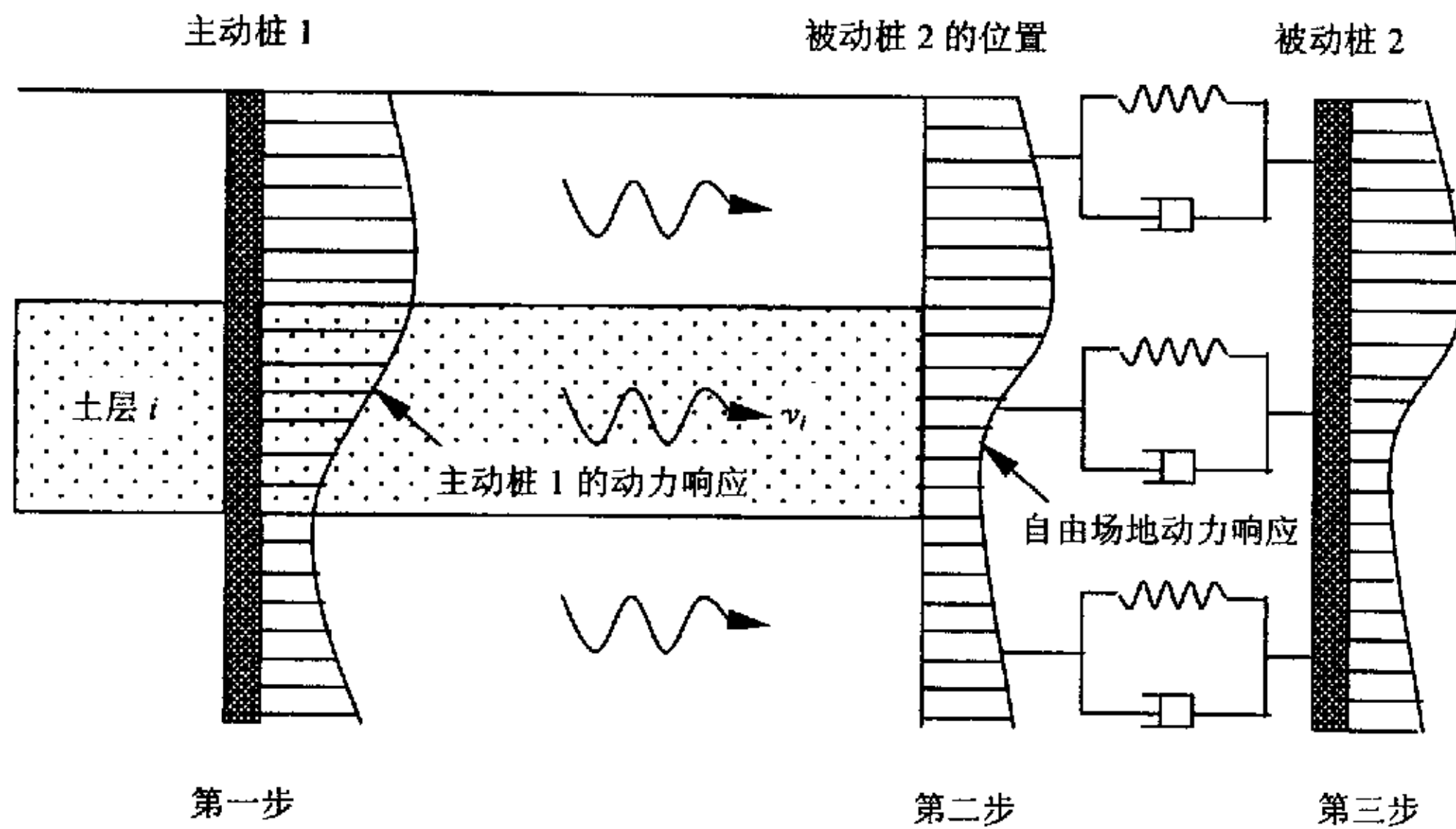


图 6.1 群桩中每两根桩间的动力相互作用系数计算模型示意图

Fig.6.1 The sketchy map of the mechanical model for computing the dynamic interaction coefficients of two piles among pile groups

### 6.2.3 动力相互作用系数的求解步骤

如图 6.1 所示，动力相互作用系数的求解可以分为下列四个步骤进行：

(1) 计算主动桩 1 的动力响应。采用动力 Winkler 模型，考虑土的分层、桩周土的弱化效应和桩—土界面的变形非连续性，求解在桩顶施加简谐动力荷载时的位移分布，本文第二章～第五章已详细介绍了求解过程。

(2) 计算桩周自由场的动力响应。在主动桩所产生的稳态振动下，在桩周附近会产生向外扩散的柱状波，从而形成了桩周自由场的动力反应。假定辐射波遵循平面应变假设，即辐射波在每一土层中只沿水平方向传播，但在传播过程中随传播距离  $s$  和荷载方向角  $\theta$  而衰减。

(3) 计算被动桩 2 的动力响应。被动桩 2 的存在将会对自由场的辐射波产生衍射, 从而桩体与周围土体产生动力相互作用。随着桩-土相对刚度的不同, 被动桩 2 的动力响应也不同, 当桩为完全柔性桩时, 被动桩 2 可能会产生与周围土体完全相同的变形, 当桩为完全刚性桩时, 桩体有可能会保持静止不动, 但实际工程桩的变形总是介于这二者之间的。因此, 把由于主动桩 1 的振动而在被动桩 2 位置处产生的自由场的位移作为被动桩 2 的输入位移, 建立被动桩 2 的动力平衡方程, 从而求出由于主动桩 1 的振动引起的被动桩 2 的位移。

(4) 求解动力相互作用系数。将主动桩 1 的位移和被动桩 2 的位移代入动力相互作用系数的定义式(6-1), 经化简计算即可得到动力相互作用系数。

## 6.3 水平动力相互作用系数的确定

### 6.3.1 地基土位移场的确定

在桩顶水平简谐荷载作用下, 土层  $i$  中深度为  $z$  处主动桩 1 的水平位移幅值  $U_{1i}$  可以表示为以下形式

$$U_{1i}(z) = C_i e^{fz} \sin fz + D_i e^{fz} \cos fz + E_i e^{-fz} \sin fz + F_i e^{-fz} \cos fz + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin h_n z \quad (6-2)$$

式中各符号的物理意义参见第二章, 此处不再赘述。

主动桩 1 在水平振动时会产生向外部土体传播的波, 在传播过程中, 波的强度会逐渐衰减。根据 Gazetas 和 Dobry<sup>[50]</sup>以及 Novak<sup>[119]</sup>的近似计算模型, 当波传播到被动桩 2 的位置时, 土的位移场可由柱状波的渐近表达式表示, 即

$$U_{si}(S, z, \theta) = \xi_i(S, \theta) U_{1i}(z) \quad (6-3)$$

式中  $U_{si}(S, z, \theta)$  为  $i$  土层的位移幅值,  $\xi_i(S, \theta)$  为  $i$  土层的衰减函数, 其随桩间距  $S$  的变化关系如图 6.2 所示,  $\theta$  为荷载作用方向与两桩水平连线间的夹角。

当主动桩 1 与被动桩 2 的水平连线与荷载作用方向间的夹角  $\theta$  为 0 时, 被动桩主要受到主动桩传来的压缩波的作用, 当二者夹角  $\theta$  为  $\pi/2$  时, 被动桩主要受主动桩传来的剪切波的作用, 当夹角  $\theta$  介于  $0 \sim \pi/2$  之间时, 被动桩受到两种波的共同作用, 因此, 衰减函数  $\xi_i(S, \theta)$  可近似表示为<sup>[37]</sup>

$$\xi_i(S, \theta) = \xi_i(S, 0) \cos^2 \theta + \xi_i\left(S, \frac{\pi}{2}\right) \sin^2 \theta \quad (6-4)$$

其中

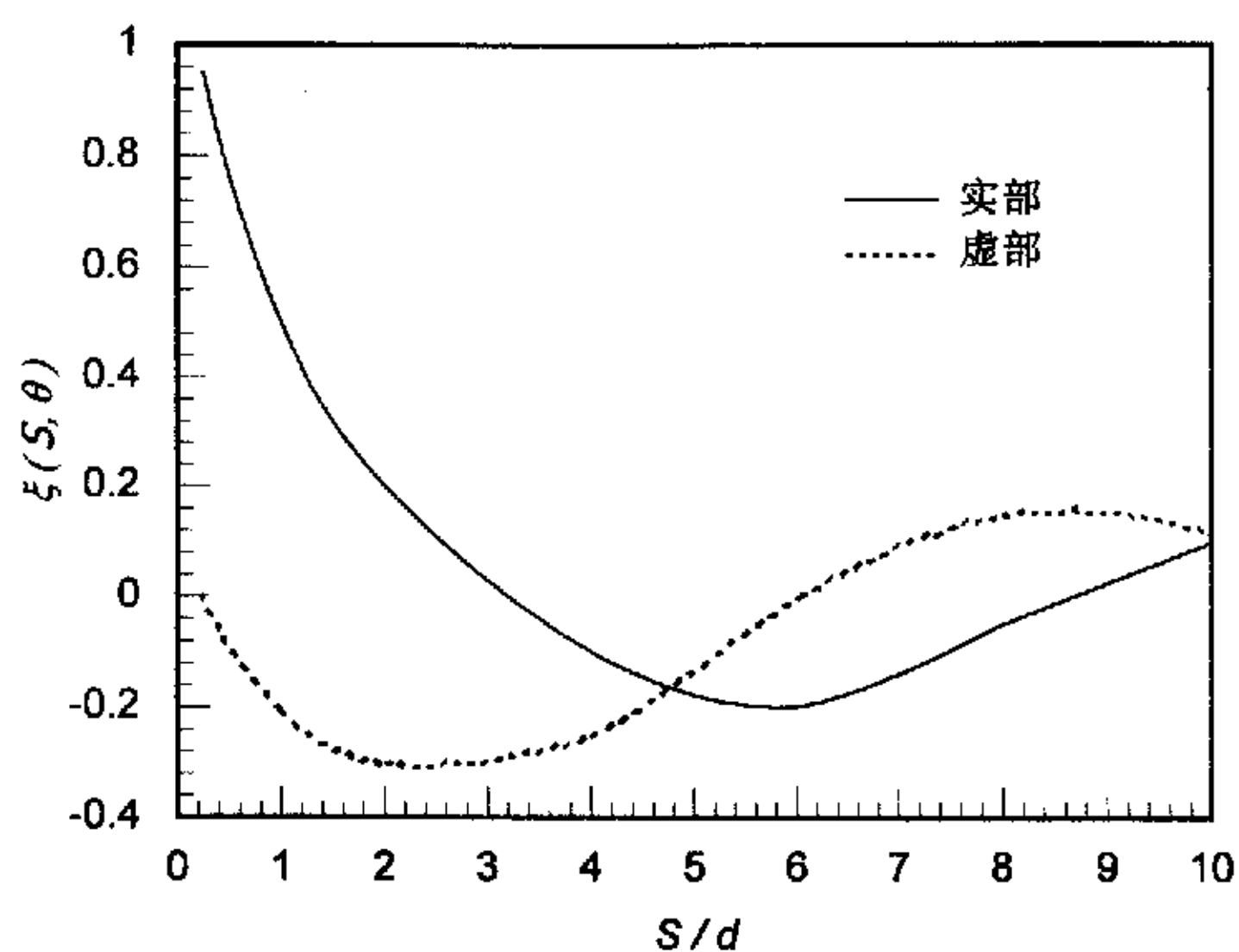
$$\xi_i(S, 0) = \sqrt{\frac{r_0}{S}} \exp\left[-(\beta_s + i) \frac{\omega(S - r_0)}{V_{La}}\right], \quad \xi_i\left(S, \frac{\pi}{2}\right) = \sqrt{\frac{r_0}{S}} \exp\left[-(\beta_s + i) \frac{\omega(S - r_0)}{V_s}\right] \quad (6-5)$$



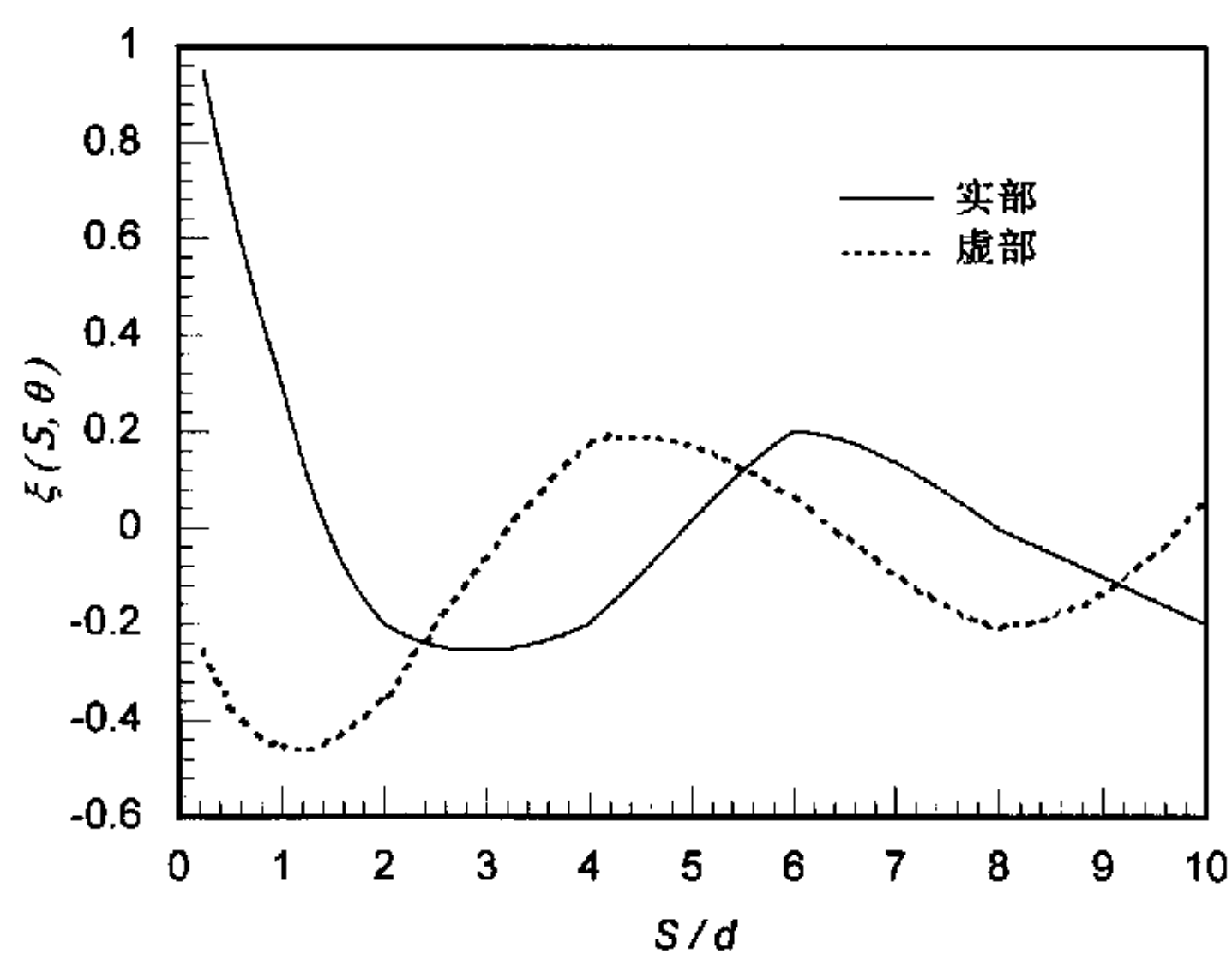
式中  $r_0$  为桩的半径,  $\beta_s$  为土的阻尼比,  $V_s$  为土的剪切波速,  $V_{La}$  为 Lysmer 似剪切波速, 可表示为

$$V_{La} = \frac{3.4V_s}{(1-\nu_s)\pi} \quad (6-6)$$

式中  $\nu_s$  为土的泊松比。



(a)  $\theta = 0$



(b)  $\theta = \pi/2$

图 6.2 横向衰减函数随桩间距的变化关系

Fig.6.2 Real and imaginary parts of the lateral attenuation function as a function of pile space

### 6.3.2 被动桩 2 振动位移的确定

对于被动桩 2, 同样可以取某一土层  $i$  内厚度为  $dz$  的桩身薄层微单元体进行动力平衡分析, 得到的水平振动时的控制微分方程为

$$E_p I_p \frac{\partial^4 u_{2i}(z,t)}{\partial z^4} + m_p \frac{\partial^2 u_{2i}(z,t)}{\partial t^2} = -P_{2i}(z,t) + P_{si}(z,t) \quad (6-7)$$

其中

$$P_{2i}(z,t) = (k_x + i\omega c_x)u_{2i}(z,t), \quad P_{si}(z,t) = (k_x + i\omega c_x)u_{si}(z,t) \quad (6-8)$$

式中  $u_{2i}(z,t)$  为土层  $i$  中深度  $z$  处被动桩 2 的水平位移,  $E_p$ ,  $I_p$  和  $m_p$  分别为桩体的弹性模量、转动惯性矩和单位桩长的质量,  $P_{2i}(z,t)$  为桩周土对被动桩 2 的动反力,  $P_{si}(z,t)$  为自由场地土对被动桩 2 的激振力,  $k_x$  和  $c_x$  分别为桩周土的动刚度和阻尼。

联合式(6-3)、式(6-7)和式(6-8), 并经化简整理可得

$$E_p I_p \frac{d^4 U_{2i}}{dz^4} + (k_x + i\omega c_x - m_p \omega^2) U_{2i} = (k_x + i\omega c_x) \xi_i(S, \theta) U_{1i}(z) \quad (6-9)$$

运用 Laplace 变换方法对方程(6-9)进行求解计算, 可得土层  $i$  中深度为  $z$  处被动桩 2 水平振动时的位移幅值表达式为

$$U_{2i}(z) = \frac{3}{4} \xi_i(S, \theta) \left( \frac{k_x + i\omega c_x}{k_x + i\omega c_x - m_p \omega^2} \right) U_{1i}(0) e^{-\lambda z} \left( \cos \lambda z + \sin \lambda z + \frac{2}{3} \lambda z \sin \lambda z \right) \quad (6-10)$$

其中

$$\lambda = \left( \frac{k_x - m_p \omega^2}{4E_p I_p} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (6-11)$$

然后, 利用类似本文第二章求解层状土中单桩水平动力响应的传递矩阵方法和边界条件即可求得被动桩 2 的水平振动位移  $u_{2i}(z,t)$ 。

### 6.3.3 水平动力相互作用系数的计算

根据动力相互作用系数的定义式(6-1), 同时考虑主动桩 1 和被动桩 2 的水平振动位移表达式(6-2)和式(6-10), 并经化简整理, 可得两桩间的水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  的表达式为

$$\alpha_h = \frac{U_2(0)}{U_1(0)} = \frac{3}{4} \xi_1(S, \theta) \frac{k_x + i\omega c_x}{k_x + i\omega c_x - m_p \omega^2} \quad (6-12)$$

### 6.3.4 水平动力相互作用系数的影响因素分析

无量纲激振频率  $a_0$ 、桩间距与桩直径的比值  $S/d$ 、两桩水平连线与荷载作用方向间的夹角  $\theta$ 、桩土刚度比  $E_p/E_s$  和桩体长细比  $L/d$  等均会对水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  产生重要影响。为此, 本文针对某一具体算例进行分析, 分别研究各因素对水平动力相互作用系数的影响规律。在算例中, 土的质量密度为  $\rho_s=2.0\text{t/m}^3$ , 泊松比为  $\nu_s=0.4$ , 阻尼比为  $\beta_s=5\%$ , 桩体的质量密度为  $\rho_p=2.5\text{t/m}^3$ , 长细比为  $L/d=20$ 。

#### 6.3.4.1 桩间距与桩直径的比值 $S/d$ 的影响

当桩土刚度比  $E_p/E_s=1000$ , 两桩水平连线与荷载作用方向间的夹角  $\theta=0$  时, 分别取桩间距与桩直径的比值  $S/d$  为 2, 5, 10 进行计算分析, 所得水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  随桩间距与桩直径的比值  $S/d$  的变化关系如图 6.3 所示。由图可见, 在所考虑的频率范围内, 桩间距与桩直径的比值  $S/d$  对水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  的实部和虚部均有显著影响, 即随着比值  $S/d$  的增大, 水平动力相互作用系数的波动速率明显加快, 且当桩间距  $S$  增加时, 桩间距与桩直径的比值  $S/d$  相应增大, 此时, 两桩之间的相互作用效应明显减弱, 水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  也呈现减小趋势。

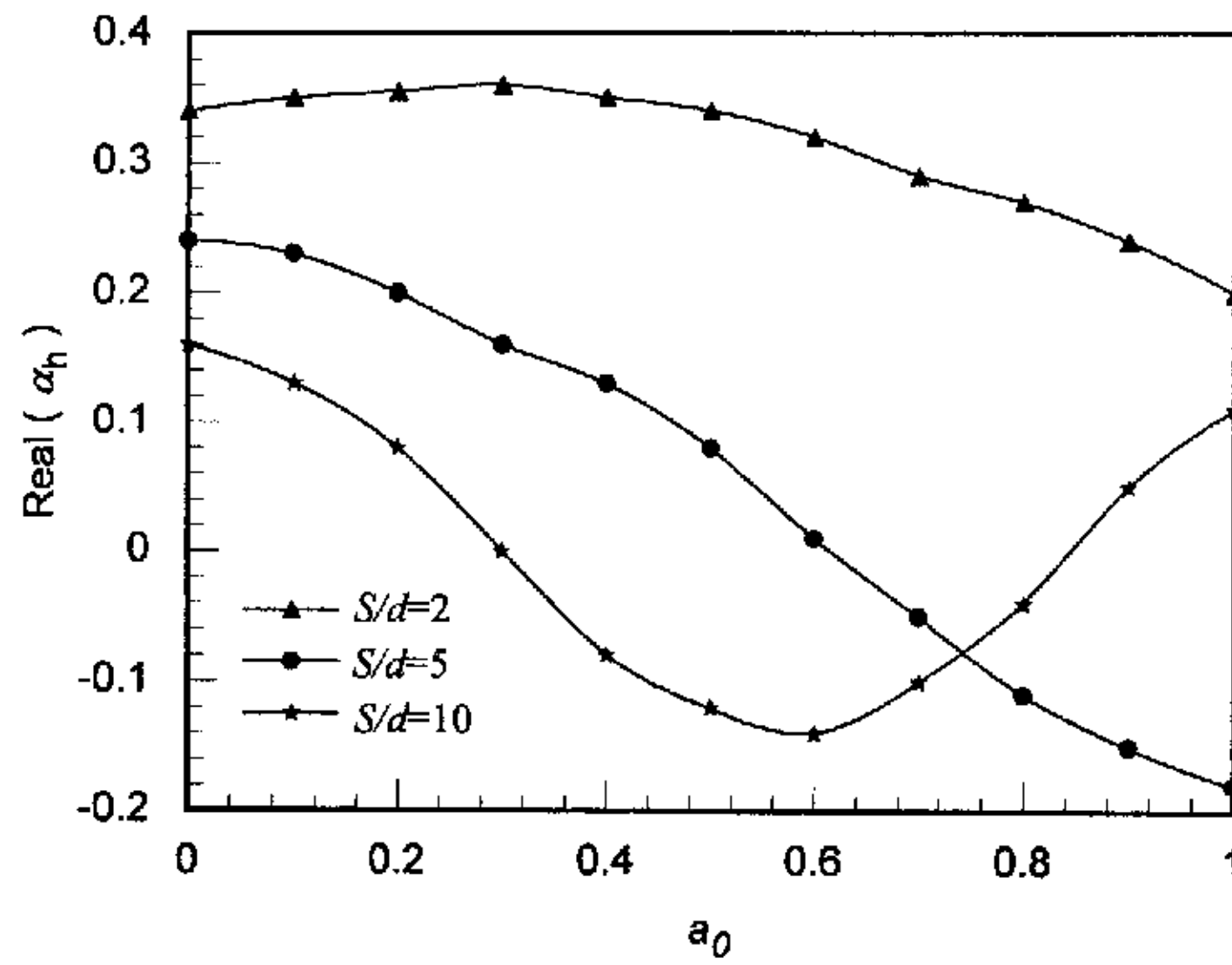
#### 6.3.4.2 两桩水平连线与荷载作用方向间的夹角 $\theta$ 的影响

为研究两桩水平连线与荷载作用方向间的夹角  $\theta$  对水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  的影响, 取桩土刚度比为  $E_p/E_s=1000$ , 桩间距与桩直径的比值为  $S/d=10$ , 两桩水平连线与荷载作用方向间的夹角  $\theta$  分别为  $0$ ,  $\pi/4$  和  $\pi/2$  进行计算, 所得水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  随夹角  $\theta$  的变化关系曲线如图 6.4 所示。由图可见, 水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  随无量纲激振频率  $a_0$  的变化具有现波动性, 且随着夹角  $\theta$  的增大, 相互作用系数  $\alpha_h$  的实部和虚部的波动速率均明显加快。这一现象的物理解释可以从  $\theta=0$  和  $\theta=\pi/2$  时的对比分析中得到。相互作用系数的波动速率主要由  $\omega S/V$  控制,  $V$  为由主动桩 1 传来的波动的平均波速。由前面的假设条件可知, 当主动桩 1 与被动桩 2 的水平连线与荷载的作用方向间的夹角为  $\theta=\pi/2$  时, 被动桩主要受到主动桩传来的剪切波的作用, 波速为  $V=V_s$ , 当夹角为  $\theta=0$  时, 被动桩主要受到主动桩传来的压缩波的作用, 此时  $V=V_{La}$ , 由式(6-6)知,  $V_{La}\approx 1.8V_s$ , 因此, 当  $\theta=\pi/2$  时, 水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  的波动速率约是  $\theta=0$  时的 1.8 倍, 即  $\omega S/V_s\approx 1.8\omega S/V_{La}$ 。

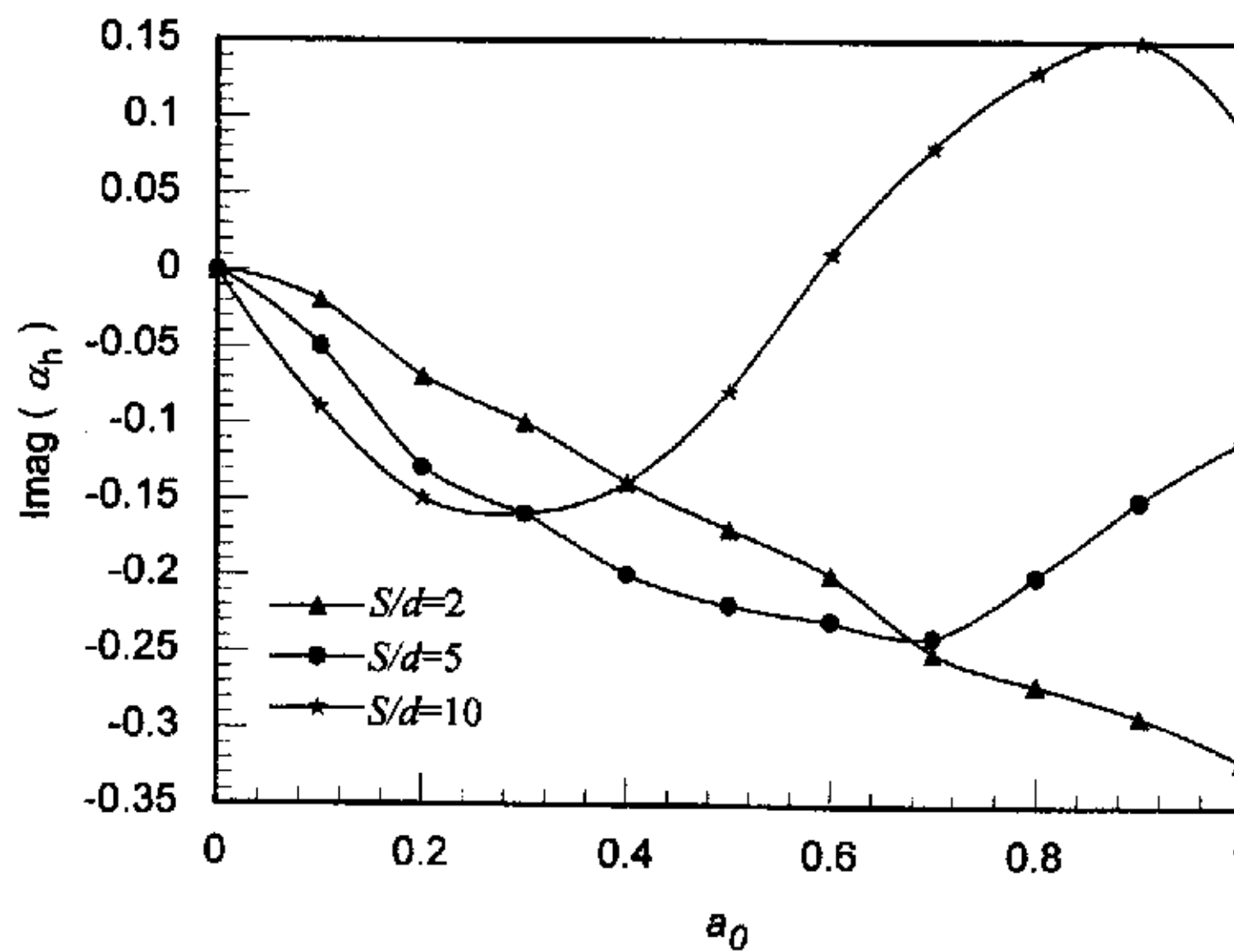
#### 6.3.4.3 桩土刚度比 $E_p/E_s$ 的影响

桩土刚度比  $E_p/E_s$  也是影响水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  的一个重要参数。当两桩水平连线与荷载作用方向间的夹角  $\theta=0$ , 桩间距与桩直径的比值为  $S/d=10$ ,

桩土刚度比分别取值为  $E_p/E_s = 1000$  和  $E_p/E_s = 10000$  时, 计算得到的水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  随桩土刚度比  $E_p/E_s$  的变化关系如图 6.5 所示。



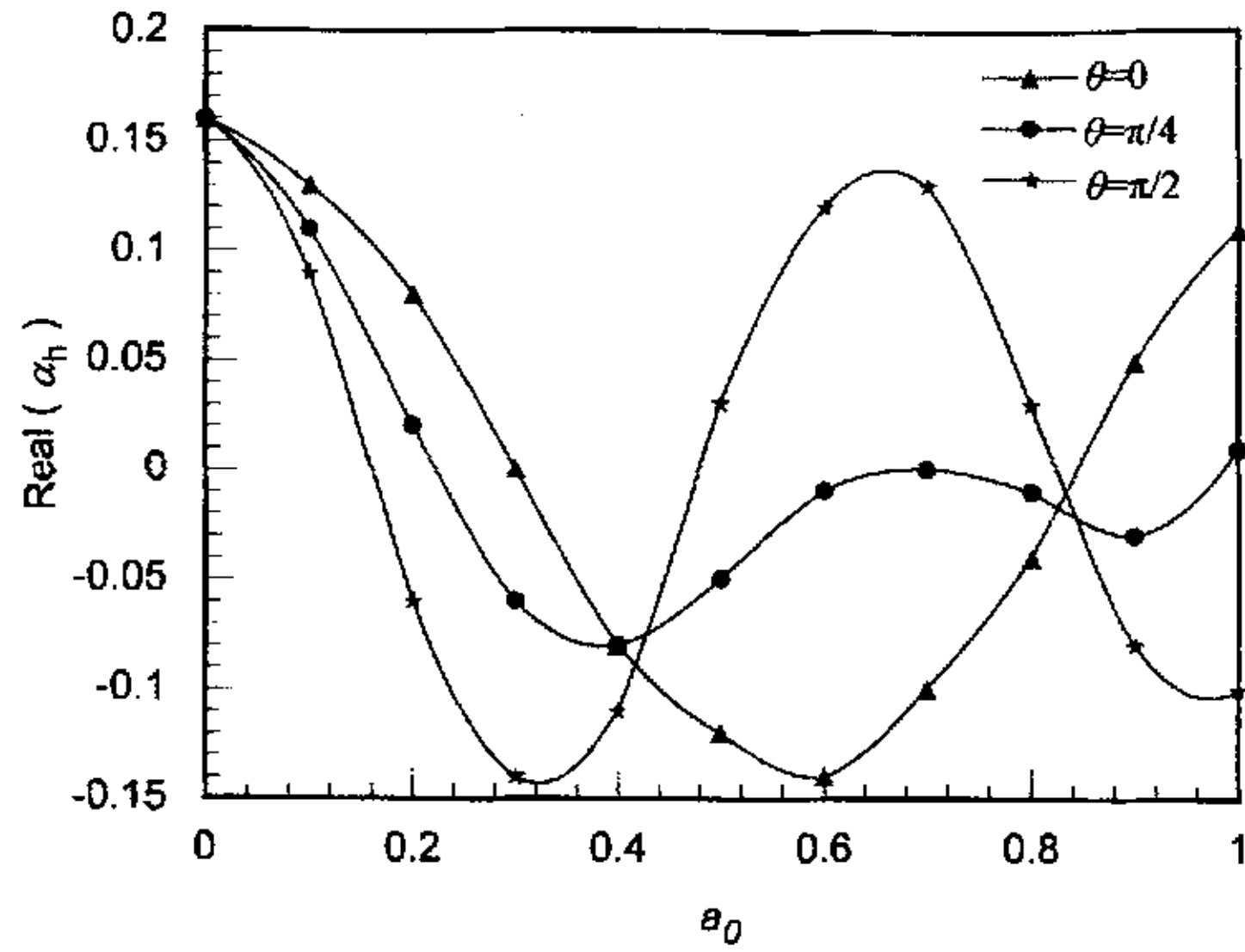
(a)  $\alpha_h$  的实部



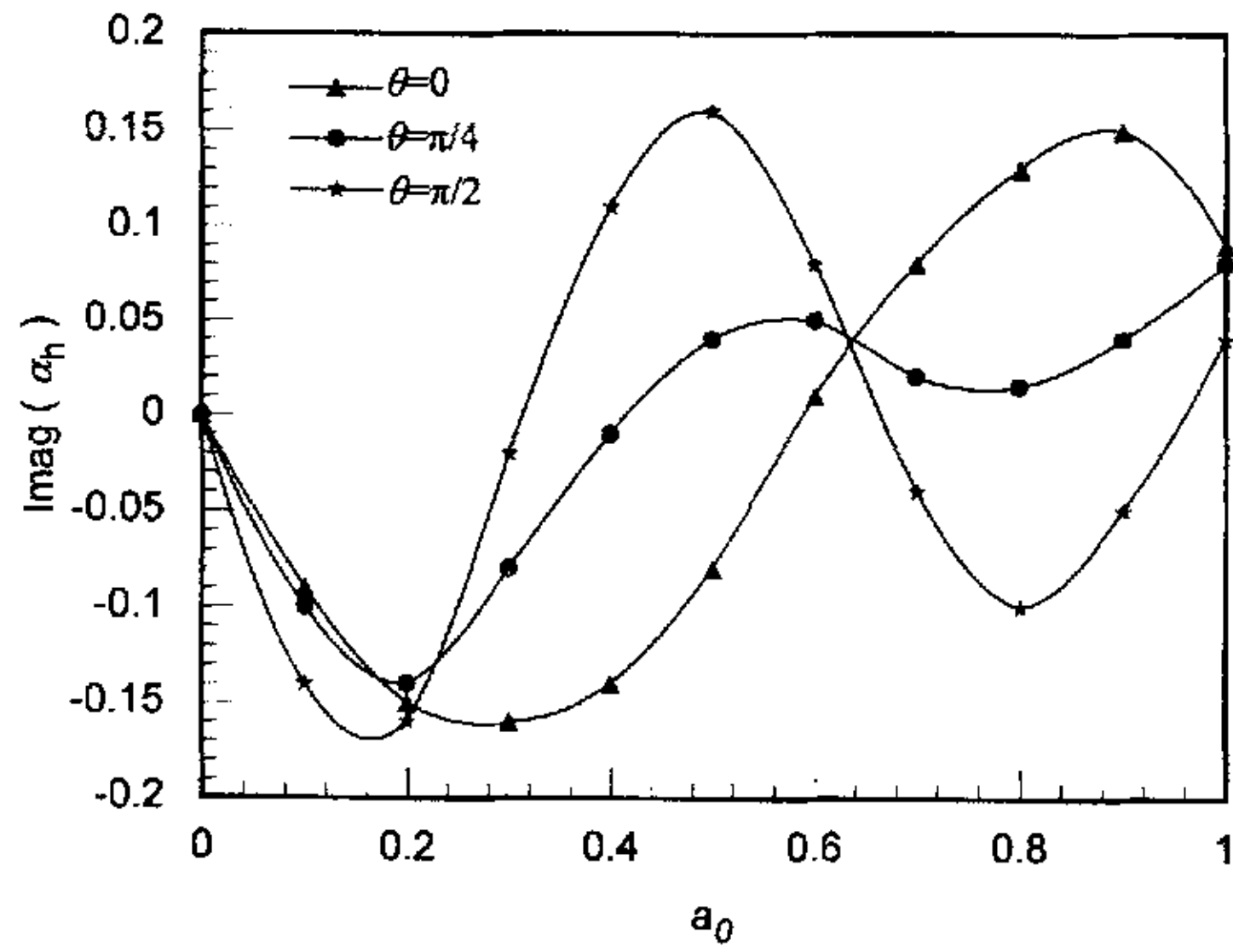
(b)  $\alpha_h$  的虚部

图 6.3 桩间距与桩直径的比值  $S/d$  对水平动力相互作用系数的影响

Fig.6.3 Effect of  $S/d$  on lateral dynamic interaction factor of piles



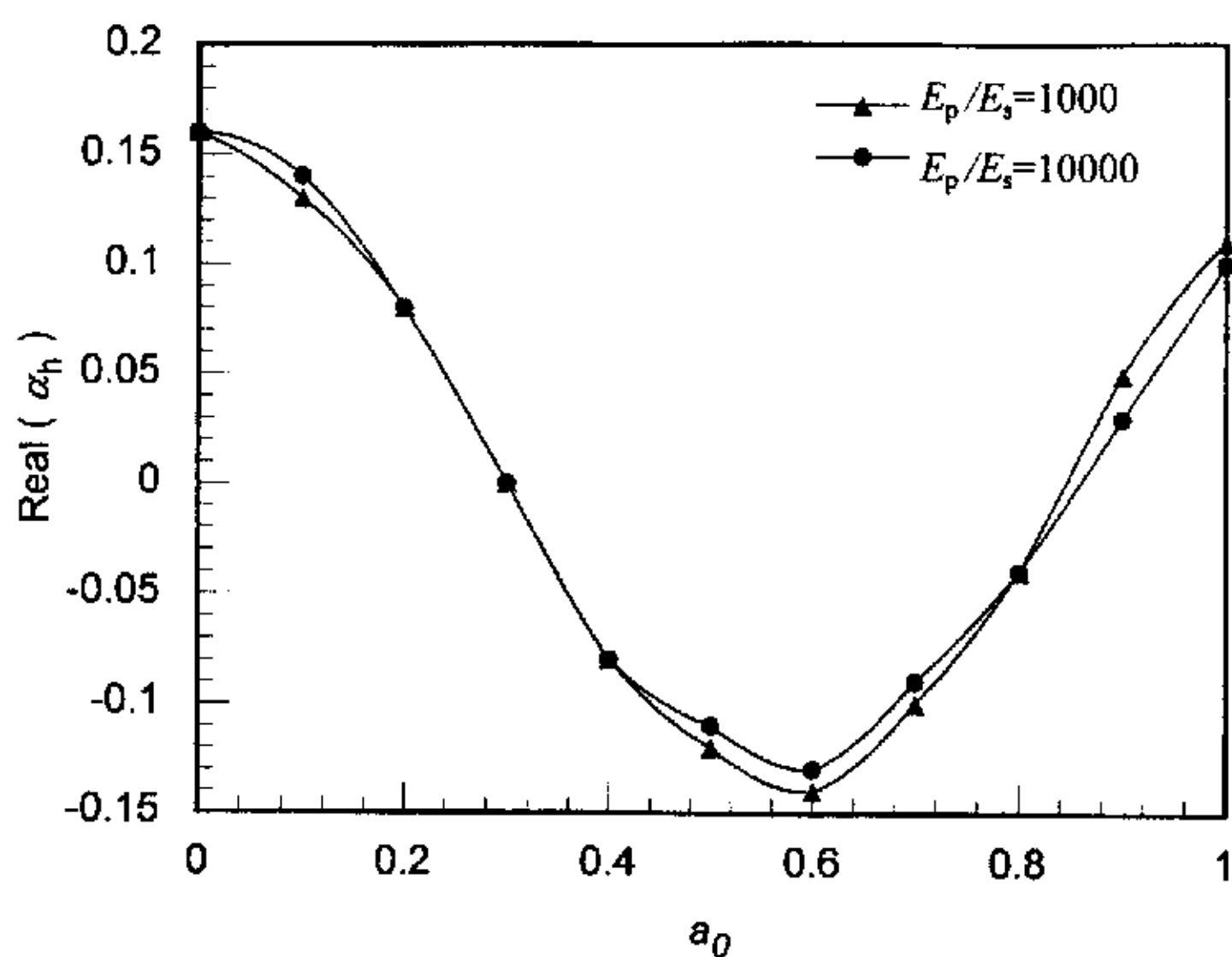
(a)  $\alpha_h$  的实部



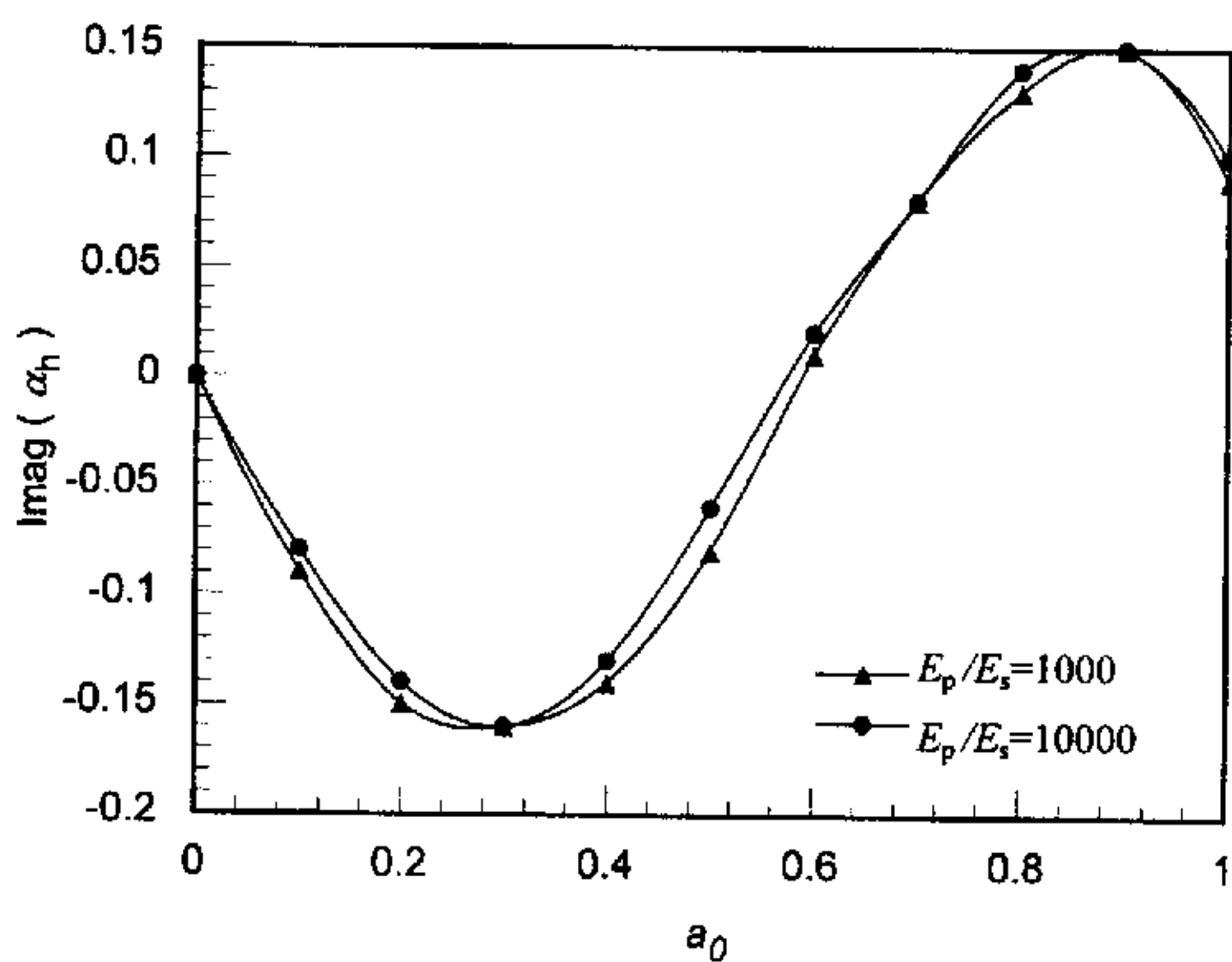
(b)  $\alpha_h$  的虚部

图 6.4 夹角  $\theta$  对水平动力相互作用系数的影响

Fig.6.4 Effect of  $\theta$  on lateral dynamic interaction factor of piles



(a)  $\alpha_h$  的实部



(b)  $\alpha_h$  的虚部

图 6.5 桩土刚度比  $E_p/E_s$  对水平动力相互作用系数的影响

Fig. 6.5 Effect of pile-soil stiffness ratio on lateral dynamic interaction factor of piles



由图可知, 在低频时, 随着桩—土刚度比  $E_p/E_s$  的增大, 水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  虽然稍有增大, 但增加幅度不明显, 而且随着无量纲频率的增大, 这种影响逐渐减弱, 因此, 可以忽略桩—土刚度比  $E_p/E_s$  对水平动力相互作用系数  $\alpha_h$  的影响。

此外, 由上述计算结果可以看到, 动力相互作用系数是一个复数, 其实部和虚部均随频率增大而波动变化, 由于在一定的频率范围内从主动桩 1 发出的波到达被动桩 2 时可能反相, 所以动力相互作用系数可能是正值也可能是负值, 这就使得群桩的位移可能小于在同样荷载作用下的单桩位移, 从而增大了群桩抵抗变形的能力。与此不同, 静力相互作用系数都是小于 1 的正实数, 所以, 当所承受的荷载相同时, 考虑了桩间相互作用效应的群桩位移肯定大于单桩的位移, 这也是静力相互作用系数与动力相互作用系数的主要区别。

## 6.4 竖向动力相互作用系数的确定

### 6.4.1 竖向动力相互作用系数的计算

在桩顶竖向简谐荷载  $P(z)e^{i\omega t}$  作用下, 土层  $i$  中深度为  $z$  处主动桩 1 的竖向位移幅值  $W_{1i}$  可以表示为以下形式

$$W_{1i}(z) = \bar{C}_{1i} \cos(mz) + \bar{C}_{2i} \sin(mz) + \frac{\tilde{p}(z) - P(z)}{m_p \omega^2} \quad (6-13)$$

式中各符号的物理意义参见第四章, 此处不再赘述。

主动桩 1 在桩顶竖向简谐荷载作用下产生振动, 由此在土中所引起的波动场位移可按下式近似计算

$$W_{si}(S, z) = \chi_i(S) W_{1i}(z) \quad (6-14)$$

式中  $W_{si}(S, z)$  为  $i$  土层的竖向位移幅值,  $\chi_i(S)$  为  $i$  土层的衰减函数, 其随无量纲激振频率  $a_0$  的变化关系如图 6.6 所示,  $S$  为两桩之间的距离。

衰减函数  $\chi_i(S)$  可近似表示为<sup>[113]</sup>

$$\chi_i(S) = \sqrt{\frac{r_0}{S}} \exp\left[-a_0(\beta_s + i) \frac{S - r_0}{2r_0}\right] \quad (6-15)$$

对于被动桩 2, 取某一土层  $i$  内厚度为  $dz$  的桩身薄层微单元体进行动力平衡分析, 得到的竖向振动时的控制微分方程为

$$m_p \frac{\partial^2 w_{2i}}{\partial t^2} - E_p A_p \frac{\partial^2 w_{2i}}{\partial z^2} = -\tilde{p}(z)e^{i\omega t} + F_{si}(z, t) \quad (6-16)$$

其中

$$F_{si}(z, t) = (k_z + i\omega c_z) w_{si}(z, t) \quad (6-17)$$

式中  $w_{2i}(z, t)$  为土层  $i$  中深度为  $z$  处被动桩 2 的竖向位移,  $E_p$ ,  $A_p$  和  $m_p$  分别为桩体的弹性模量、横截面积和单位桩长的质量,  $F_{si}(z, t)$  为自由场地土对被动桩 2 的激振力,  $k_z$  和  $c_z$  分别为桩周土的动刚度和阻尼。

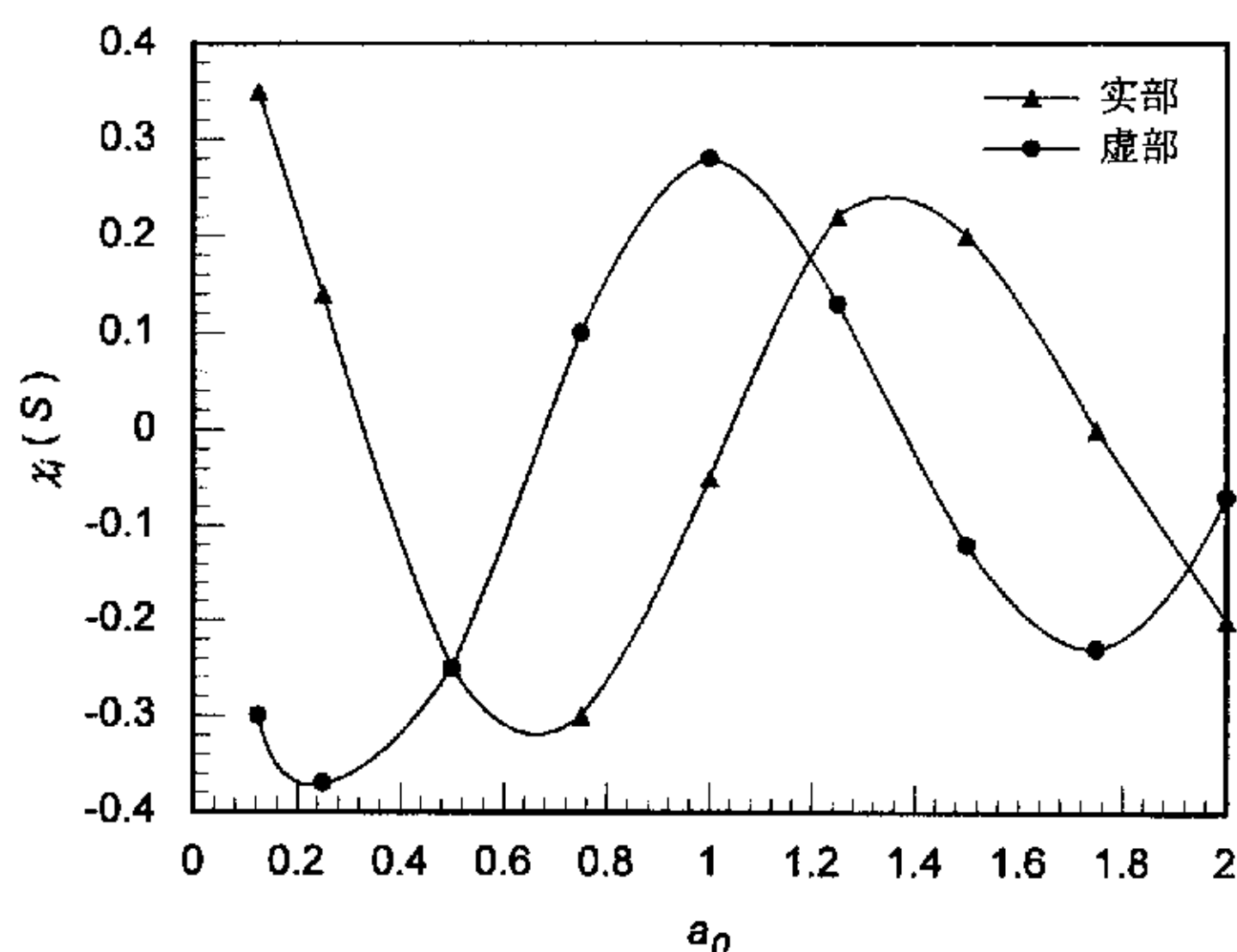


图 6.6 竖向衰减函数随无量纲激振频率的变化关系

Fig.6.6 Real and imaginary parts of vertical attenuation function as a function of dimensionless frequency

将式(6-14)代入式(6-16), 经化简整理可得

$$E_p A_p \frac{d^2 w_{2i}}{dz^2} - (k_z + i\omega c_z - m_p \omega^2) w_{2i} = -(k_z + i\omega c_z) \chi_i(S) w_{1i} \quad (6-18)$$

对方程(6-18)进行求解, 可得土层  $i$  中深度为  $z$  处被动桩 2 竖向振动时的位移表达式为

$$W_{2i}(z) = \frac{k_z + i\omega c_z}{2\gamma E_p A_p} \chi_i(S) z (-A_{11} e^{\gamma z} + B_{11} e^{-\gamma z}) + A_{21} e^{\gamma z} + B_{21} e^{-\gamma z} \quad (6-19)$$

其中

$$\gamma = \sqrt{\frac{k_z + i\omega c_z - m_p \omega^2}{E_p A_p}} \quad (6-20)$$

式中  $A_{11}$ ,  $B_{11}$ ,  $A_{21}$  和  $B_{21}$  是待定系数, 分别由主动桩 1 和被动桩 2 的边界条件和连续条件确定。然后, 利用类似本文第四章求解层状土中单桩竖向动力响应的传递矩阵方法和边界条件即可求得被动桩 2 的竖向振动位移  $w_{2i}(z, t)$ 。

根据动力相互作用系数的定义式(6-1), 同时考虑主动桩 1 和被动桩 2 的竖向振动位移表达式(6-13)和式(6-19), 并经化简整理, 可得两桩间的竖向动力相互作用系数  $\alpha_v$  的表达式为

$$\alpha_v = \frac{W_2(0)}{W_1(0)} = \sqrt{\frac{r_0}{S}} \exp\left[-\frac{a_0 S}{r_0}(\beta_s + i)\right] \quad (6-21)$$

## 6.4.2 竖向动力相互作用系数的影响因素分析

为研究各相关参数对竖向动力相互作用系数  $\alpha_v$  的影响程度和影响规律, 本文针对某一具体算例进行分析, 算例的基本条件为: 土体质量密度为  $\rho_s = 2.0 \text{ t/m}^3$ , 泊松比为  $\nu_s = 0.4$ , 阻尼比为  $\beta_s = 5\%$ , 桩长为  $L = 16\text{m}$ , 截面为圆形, 桩的质量密度为  $\rho_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ 。

### 6.4.2.1 桩间距与桩直径的比值 $S/d$ 的影响

当桩土刚度比  $E_p/E_s = 1000$ , 桩体长细比  $L/d = 20$  时, 分别取桩间距与桩直径的比值  $S/d$  为 2, 5, 10 进行分析, 计算所得竖向动力相互作用系数  $\alpha_v$  随桩间距与桩直径的比值  $S/d$  的变化关系如图 6.7 所示。由图可见, 桩间距与桩直径的比值  $S/d$  对动力相互作用系数的影响主要表现在两个方面: (1) 当无量纲激振频率  $a_0$  较小时, 随着桩间距  $S$  或  $S/d$  的增大, 动力相互作用系数呈逐渐减小趋势; (2) 动力相互作用系数随无量纲频率  $a_0$  的增大而波动变化, 且随着桩间距的增大, 动力相互作用系数的波动速率明显加快。

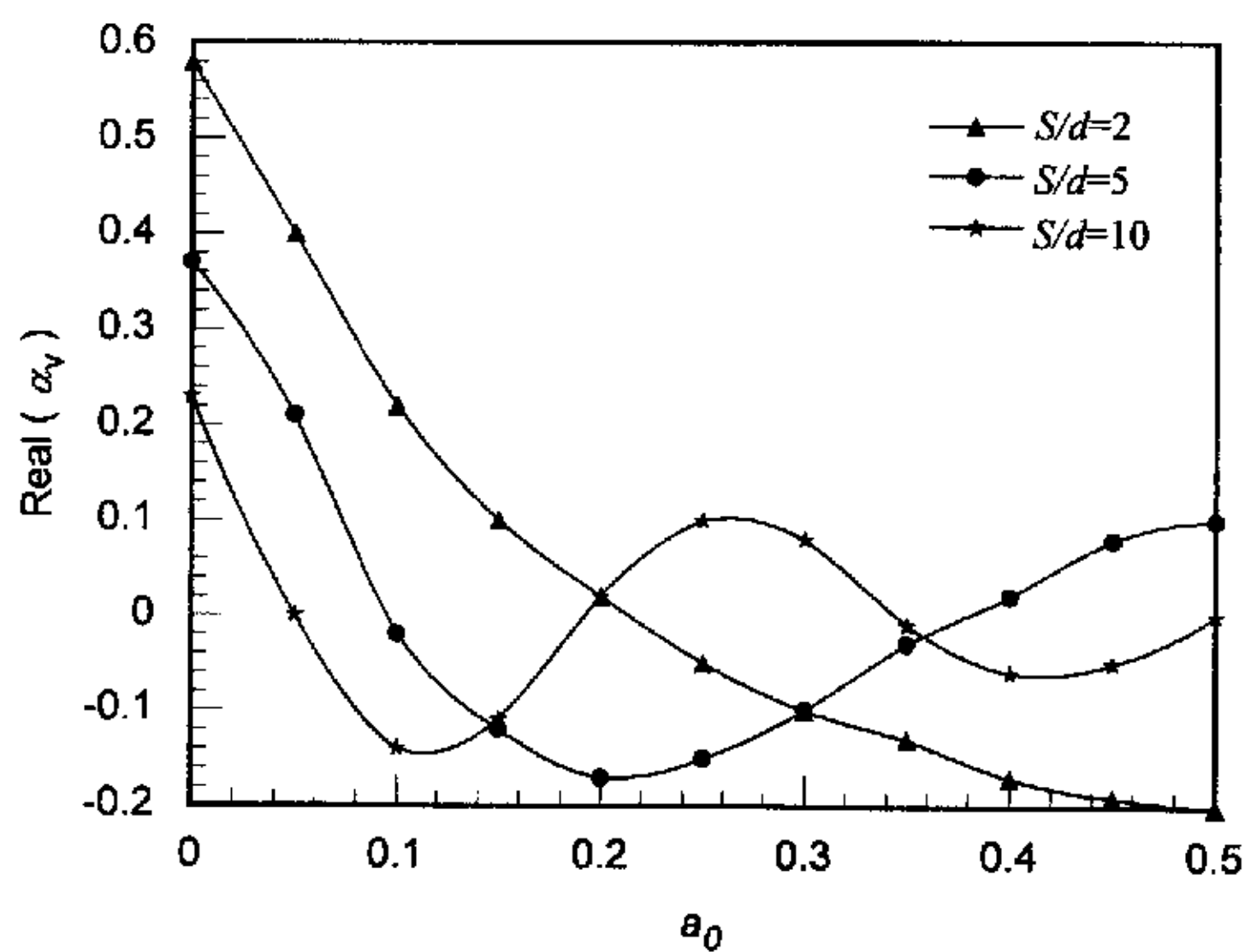
### 6.4.2.2 桩体长细比 $L/d$ 的影响

桩体长细比  $L/d$  也是进行桩基动力特性分析时必须考虑的一个重要参数, 分别取桩土刚度比  $E_p/E_s = 1000$ , 桩间距与桩直径的比值  $S/d = 5$ , 桩体长细比  $L/d$  为 10, 20 和 40 时进行计算, 所得到的竖向动力相互作用系数  $\alpha_v$  随桩体长细比  $L/d$  的关系如图 6.8 所示。由图可见, 在低频时, 桩体长细比对动力相互作用系数的影响较大, 随着无量纲频率  $a_0$  的增大, 桩体长细比对动力相互作用系数的影响逐渐减弱。

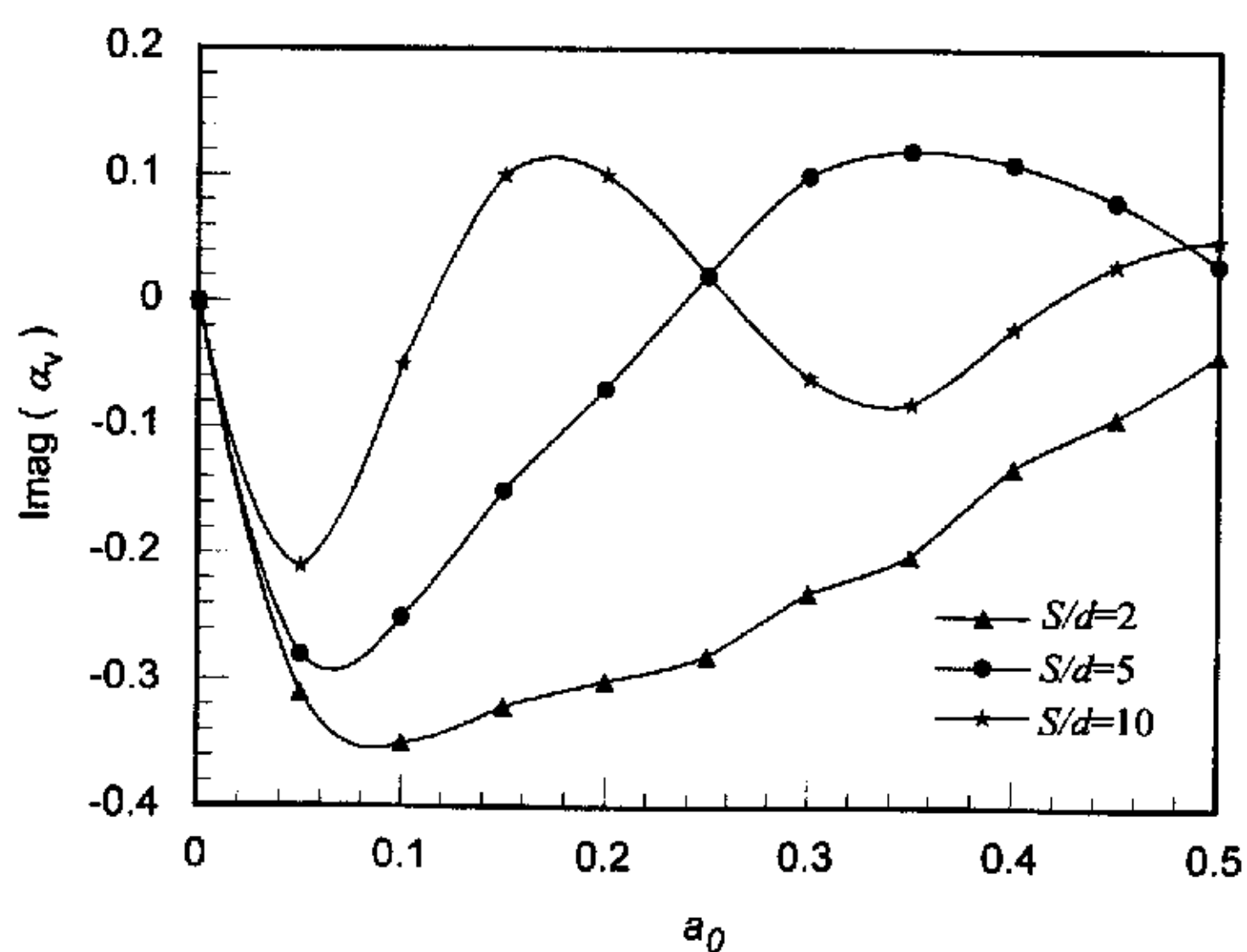
### 6.4.2.3 桩土刚度比 $E_p/E_s$ 的影响

当桩间距与桩直径的比值为  $S/d = 5$ , 桩体长细比  $L/d = 20$ , 桩土刚度比分别取值为  $E_p/E_s = 1000$  和  $E_p/E_s = 5000$  时, 计算所得到的竖向动力相互作用系数  $\alpha_v$  随

桩-土刚度比  $E_p/E_s$  的变化关系如图 6.9 所示。由图可见，除了在低频时桩-土刚度比对竖向动力相互作用系数有轻微影响之外，在高频时基本上可以忽略桩-土刚度比  $E_p/E_s$  对竖向动力相互作用系数  $\alpha_v$  的影响。



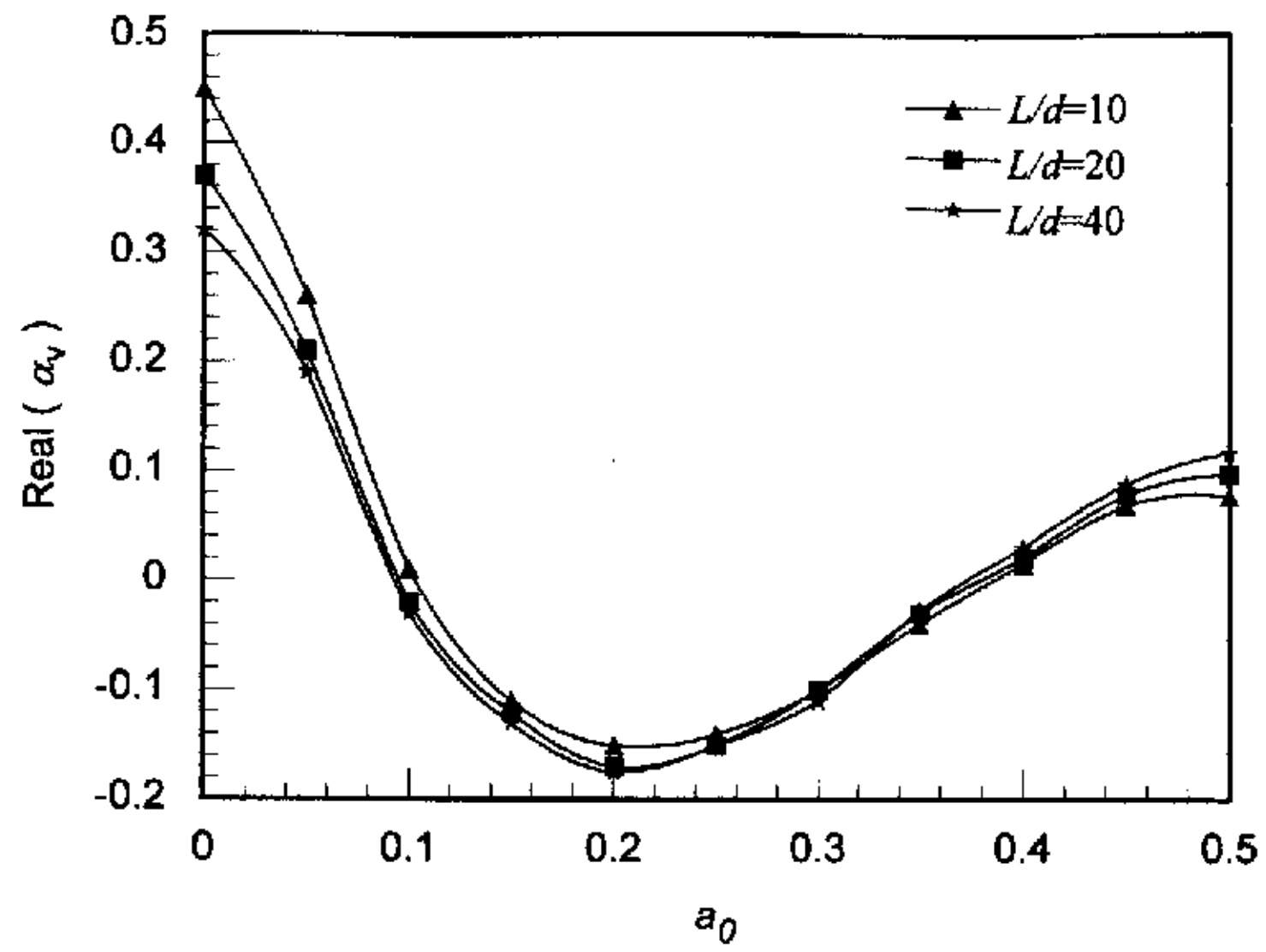
(a)  $\alpha_v$  的实部



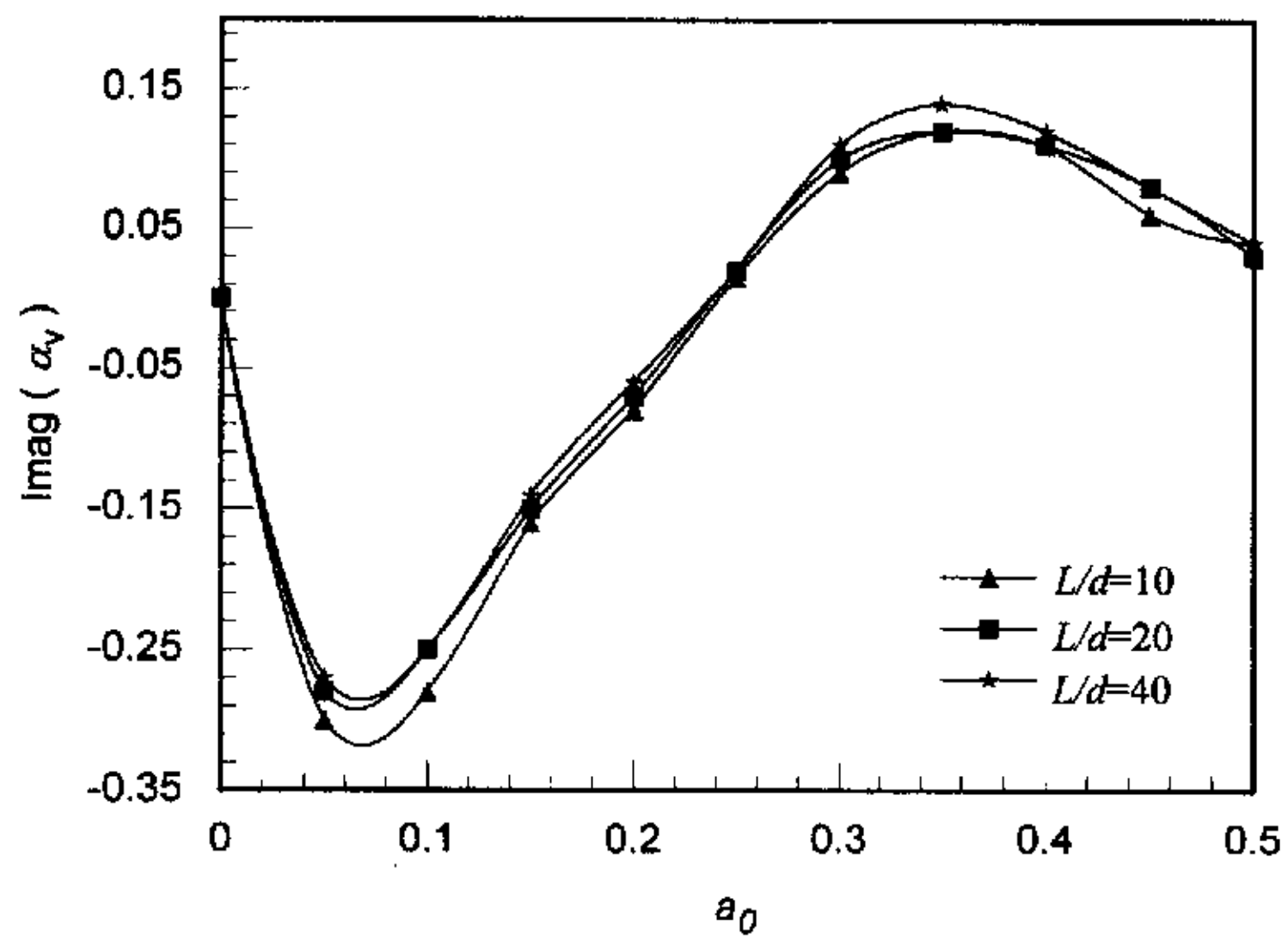
(b)  $\alpha_v$  的虚部

图 6.7 桩间距与桩直径的比值  $S/d$  对竖向动力相互作用系数的影响

Fig.6.7 Effect of  $S/d$  on vertical dynamic interaction factor of piles



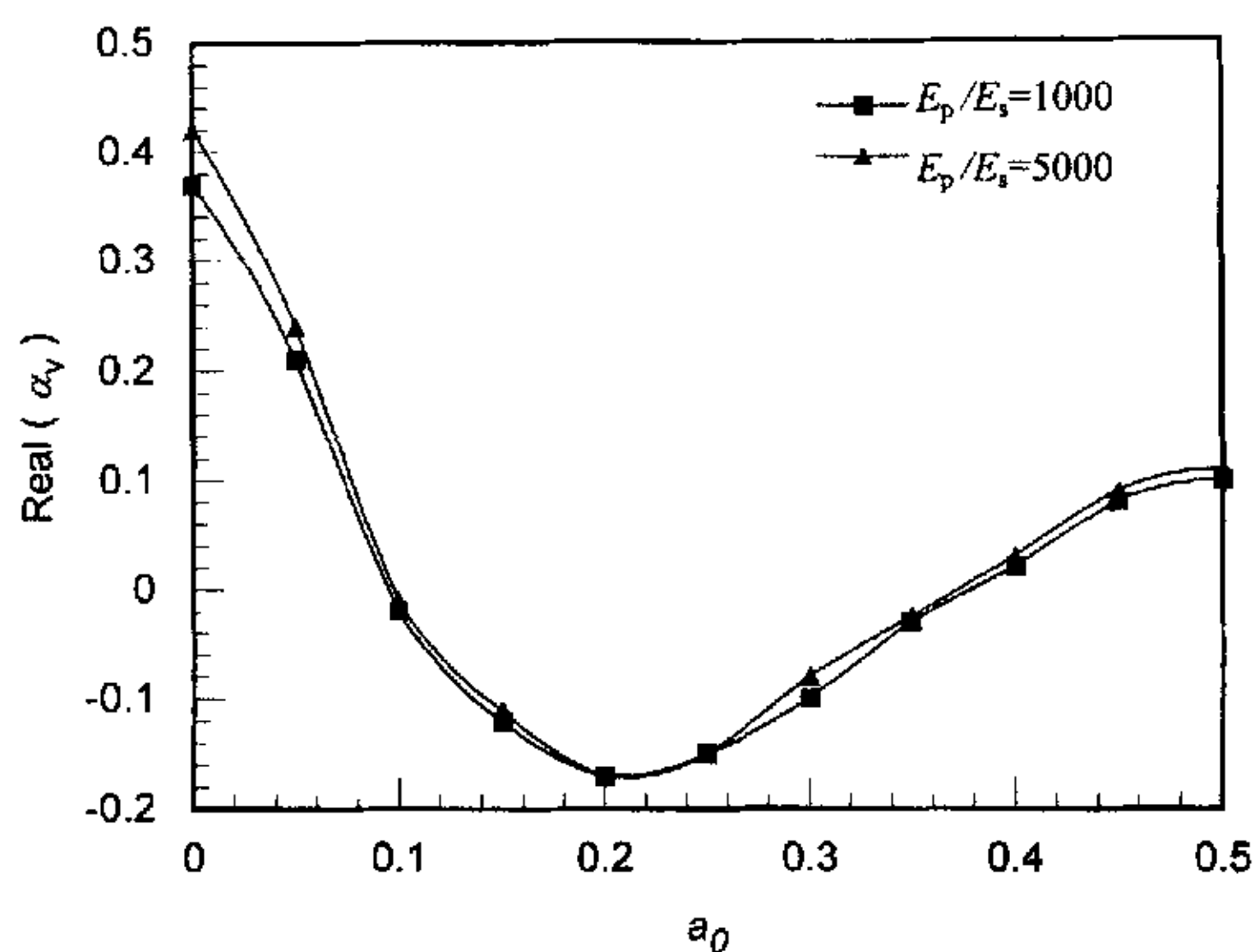
(a)  $\alpha_v$  的实部



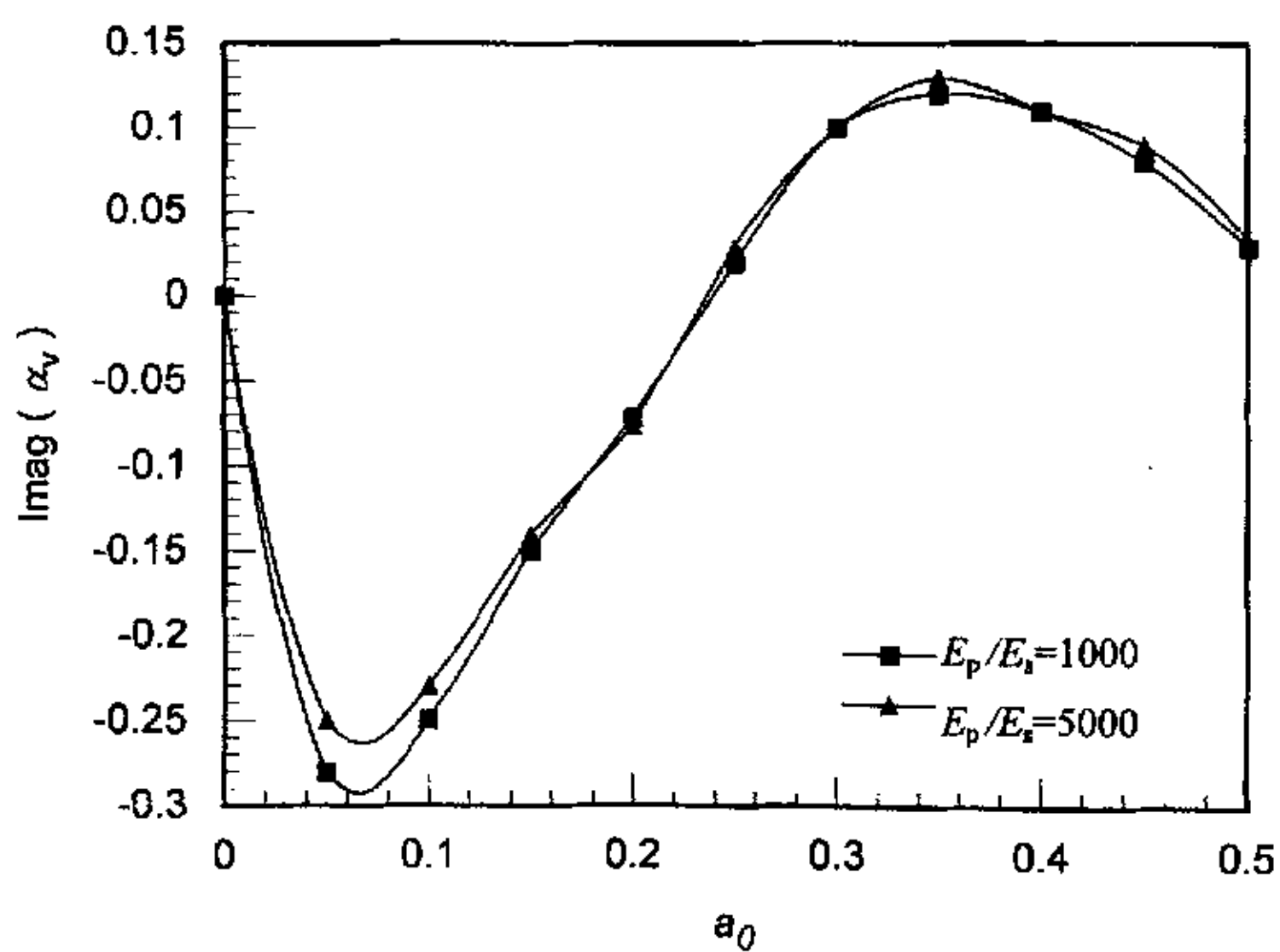
(b)  $\alpha_v$  的虚部

图 6.8 桩体长细比  $L/d$  对竖向动力相互作用系数的影响

Fig.6.8 Effect of slenderness ratio on vertical dynamic interaction factor of piles



(a)  $\alpha_v$  的实部



(b)  $\alpha_v$  的虚部

图 6.9 桩土刚度比  $E_p/E_s$  对竖向动力相互作用系数的影响

Fig. 6.9 Effect of pile-soil stiffness ratio on vertical dynamic interaction factor of piles



## 6.5 群桩的动力响应特性分析

### 6.5.1 叠加原理

Poulos 于 1968 年首先提出了相互作用系数的概念<sup>[55]</sup>，同时指出群桩的动力响应可以通过叠加每两根桩之间的相互作用效应得到。Poulos 提出的叠加原理最初只适用于静力荷载作用下的群桩分析，但 Kaynia, Kausel 和 Rosset 的研究表明<sup>[112]</sup>，叠加原理也同样适用于动力学问题的分析，采用叠加原理对动力学问题进行计算所得到的结果与采用严格的动力学理论计算所得到的结果是非常吻合的，因此，对群桩动力特性的研究可以简化为先对两根桩之间动力相互作用效应进行研究，然后再利用叠加原理对群桩的动力响应进行求解。

对于工程中大多数由于振动产生的波而言，波长  $\lambda$  一般大于 6 倍桩径  $d$ ，即满足  $\lambda > 6d$  的条件，在这种情况下，可以认为此类波在地基中的传播不受这两根桩之间的其它桩的影响，因此，在考虑群桩中任意两根桩之间的相互作用效应时，只需考虑这两根桩的相互作用效应而不必同时考虑其它桩的影响，这是运用叠加原理的前提条件。

在极少数情况下，当桩群中桩的数量过多或桩间距过小时，波在传播过程中会出现散射和衍射现象，从而使得群桩中相距较远的两根桩之间的相互作用不可避免地要受到这两根桩之间的其它桩的影响，此时，不能再将群桩动力响应的分析简单地分解为每两根桩之间相互作用的叠加，应采用其它计算方法将整个桩群作为一个整体进行分析，本文不对此类情况进行讨论。

### 6.5.2 分析模型

本文分析模型取为具有代表性的  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩，计算模型如图 6.10 所示。假定桩群中各桩的几何尺寸和材料性质相同，均具有圆形截面，桩群按等间距布置，桩头嵌固于刚性承台，桩顶刚性承台为无限大，桩顶变形均限制在同一平面内，即满足平面应变条件，不考虑刚性承台的质量。

### 6.5.3 群桩的水平动力响应特性分析

#### 6.5.3.1 计算过程

设群桩的桩数为  $n$ ，群桩中每一根单桩桩顶的水平位移由以下两部分组成：

(1) 单桩在自身桩顶分担的荷载作用下产生的位移  $F_i/K_h$ 。其中， $F_i$  为群桩中的第  $i$  根桩分担的桩顶水平荷载， $K_h$  为单桩的水平动力阻抗。

(2) 单桩在桩群中其它桩位移场作用下产生的桩顶附加水平位移  $\alpha_{ij}(F_j/K_h)$ 。

其中  $\alpha_{ij}$  为两桩间的水平动力相互作用系数, 当  $i = j$  时,  $\alpha_{ij} = 1$ ,  $F_j$  为桩群中第  $j$  根桩分担的桩顶荷载。

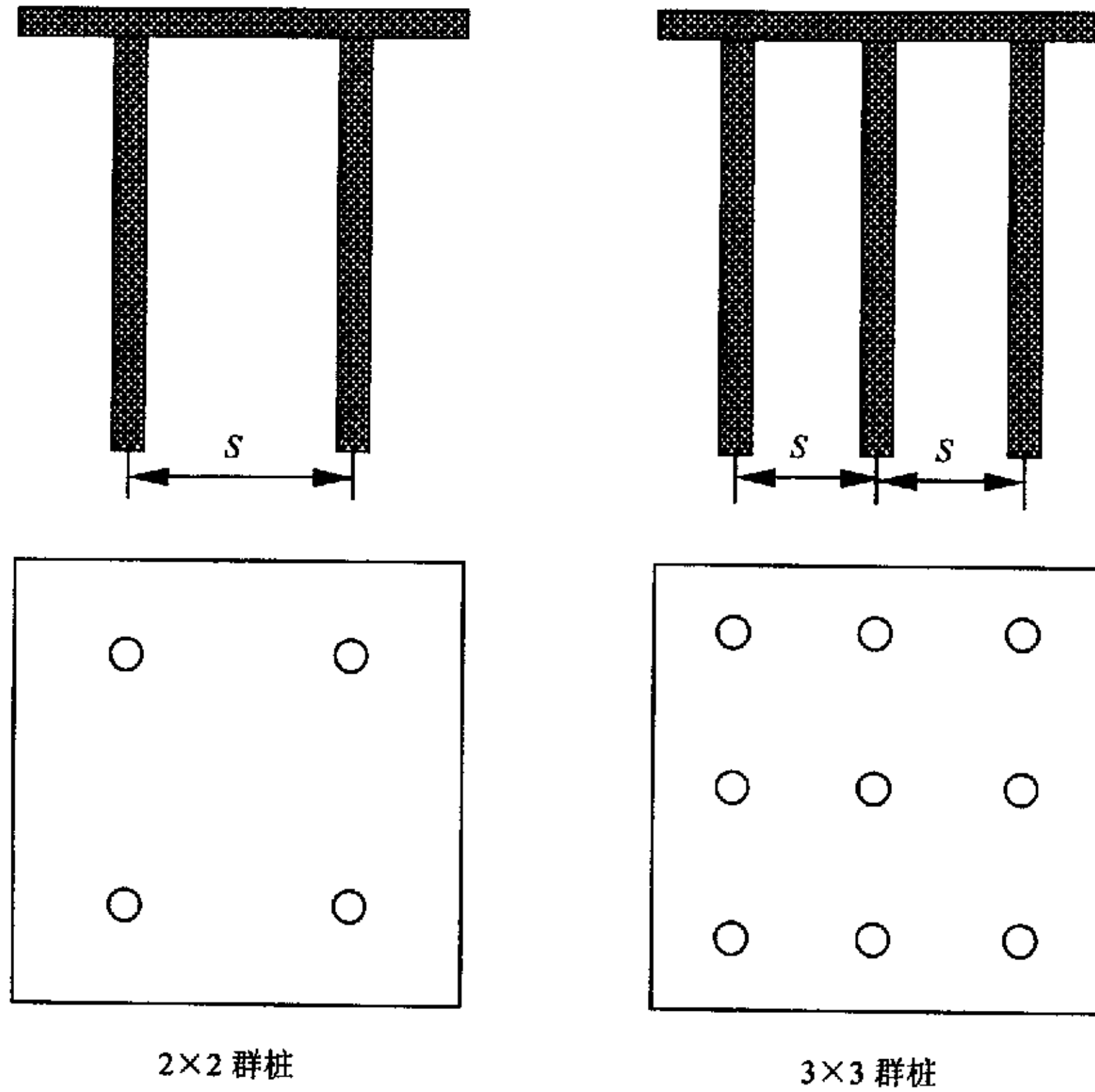


图 6.10 群桩的动力相互作用分析模型

Fig.6.10 Analysis models for computing the dynamic interaction effect of pile group

由于桩顶存在无限大刚性承台, 所以桩群中所有单桩的桩顶水平位移是相同的, 都等于整个群桩的桩顶水平位移, 但由于各单桩在桩群中所处的相对位置不同, 因此, 各单桩桩顶分担的荷载并不相同。考虑群桩效应后整个桩群的桩顶水平位移, 即各单桩桩顶的水平位移可表示为

$$U_i^G(0) = U^G(0) = \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \frac{F_j}{K_h} \quad (6-22)$$

式中  $U_i^G(0)$  为桩群中第  $i$  根桩的桩顶水平位移,  $U^G(0)$  为整个桩群的桩顶整体水平位移,  $j = 1, 2, 3, \dots, n$ ,  $n$  为桩群中的总桩数。

由于不考虑桩顶刚性承台的质量, 因此, 各单桩分担的桩顶水平荷载之和等于群桩桩顶施加的水平荷载  $Q_0$ , 即

$$\sum_{j=1}^n F_j = Q_0 \quad (6-23)$$

群桩的桩顶整体水平位移  $U^G(0)$  是未知的, 同时, 桩群中的每一根桩分担的荷载  $F_i$  也是未知的, 这样就出现了  $n+1$  个未知数, 由于对每一根单桩均可列出一个如式(6-22)的方程, 再考虑式(6-23), 便可得到  $n+1$  个方程, 联立即可求解上述的  $n+1$  个未知量。具体地, 以矩阵形式表示的方程组为

$$\begin{bmatrix} 0 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ -1 & 1 & \alpha_{12} & \cdots & \alpha_{1n} \\ -1 & \alpha_{21} & 1 & \cdots & \alpha_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ -1 & \alpha_{n1} & \alpha_{n2} & \cdots & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_h U^G(0) \\ F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (6-24)$$

求解方程(6-24), 可得群桩水平位移  $U^G(0)$  和各单桩分担的荷载  $F_i$ , 于是群桩的动力阻抗可表示为

$$K_b^G = \frac{Q_0}{U^G(0)} \quad (6-25)$$

### 6.5.3.2 算例分析

采用本文方法, 分别对  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩进行计算, 计算中考虑了桩间距与桩径的比值 ( $S/d=5, 10, 15$ ) 对群桩水平动力响应的影响。分析中采用的基本参数为: 土的质量密度为  $\rho_s=2.0 \text{ t/m}^3$ , 泊松比为  $\nu_s=0.4$ , 阻尼比为  $\beta_s=5\%$ , 桩体质量密度为  $\rho_p=2.5 \text{ t/m}^3$ , 长细比为  $L/d=20$ , 桩土刚度比为  $E_p/E_s=1000$ 。

动力荷载作用下, 无量纲群桩水平位移  $U^N$  随无量纲频率  $\alpha_0$  的变化关系如图 6.11 和图 6.12 所示。无量纲群桩的水平位移  $U^N$  定义为考虑了群桩相互作用效应的桩顶水平位移值  $U^G(0)$  与不考虑群桩效应的单桩桩顶位移值  $U^S(0)$  之比, 即  $U^N = U^G(0)/U^S(0)$ , 其中  $U^G(0)$  可由式(6-24)计算得到,  $U^S(0)$  为在桩顶荷载  $Q_0/n$  ( $n$  为桩群中的总桩数) 作用下单桩桩顶的水平位移。由图可见, 随着  $S/d$  的增大, 群桩中各单桩间的相互作用逐渐减弱, 无量纲曲线的波动速率逐渐加快。

Kaynia 和 Kausel 曾于 1982 年利用较为严格的 Green 函数法对此算例进行了分析<sup>[112]</sup>, 得到了  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩的水平动力阻抗, 本文利用基于动力相互作用系数的叠加原理对此算例也进行了计算, 并将得到的  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩的水平动力阻抗与 Kaynia 和 Kausel 的计算结果规一化处理一同绘于图 6.13 和图 6.14 中。由图可见, 利用本文方法所得到的群桩水平动力阻抗与 Kaynia 和 Kausel 的计算结果吻合较好, 从而验证了本文计算方法的准确性。

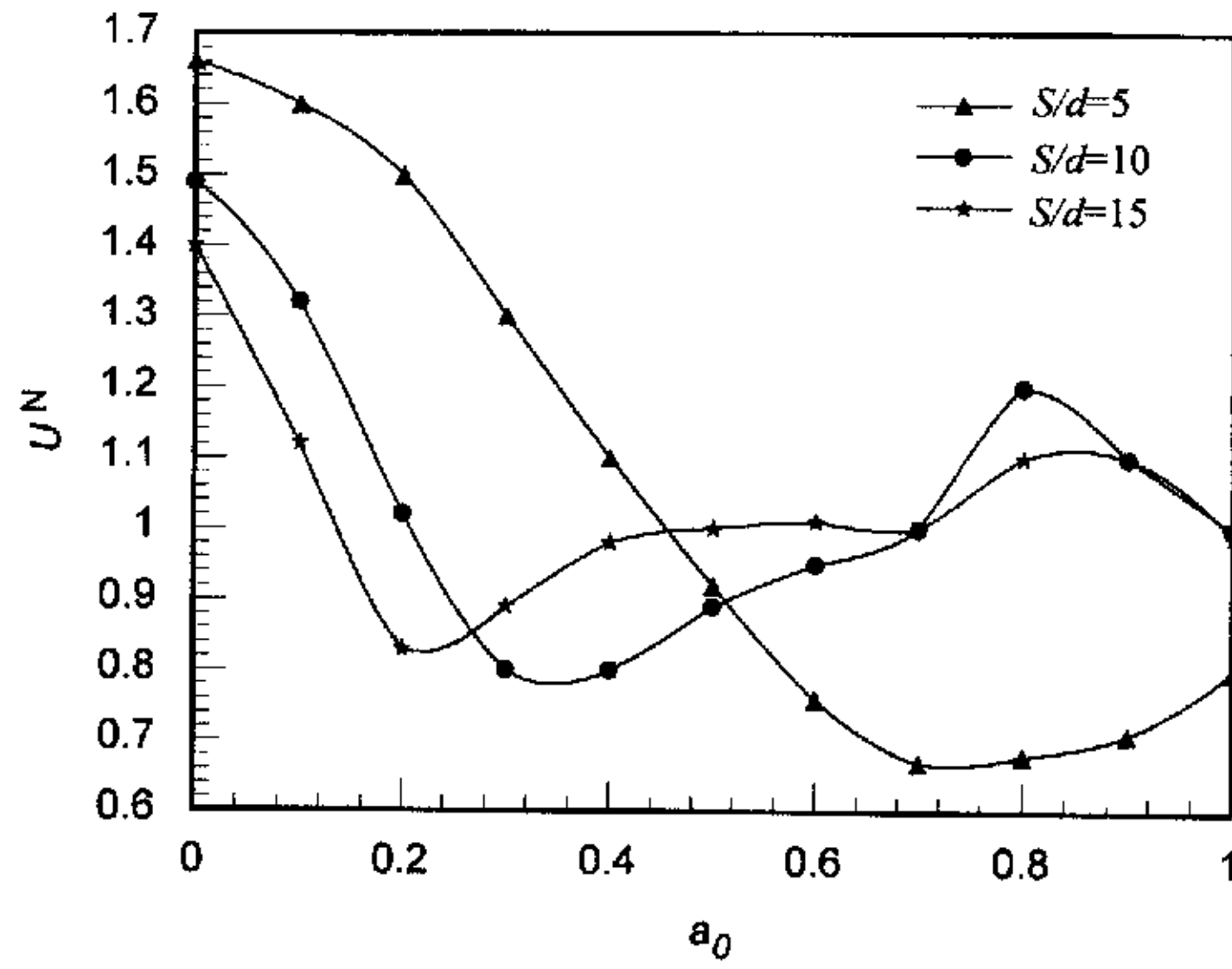


图 6.11  $2 \times 2$  群桩无量纲水平位移

Fig.6.11 Dimensionless lateral displacement of  $2 \times 2$  pile group

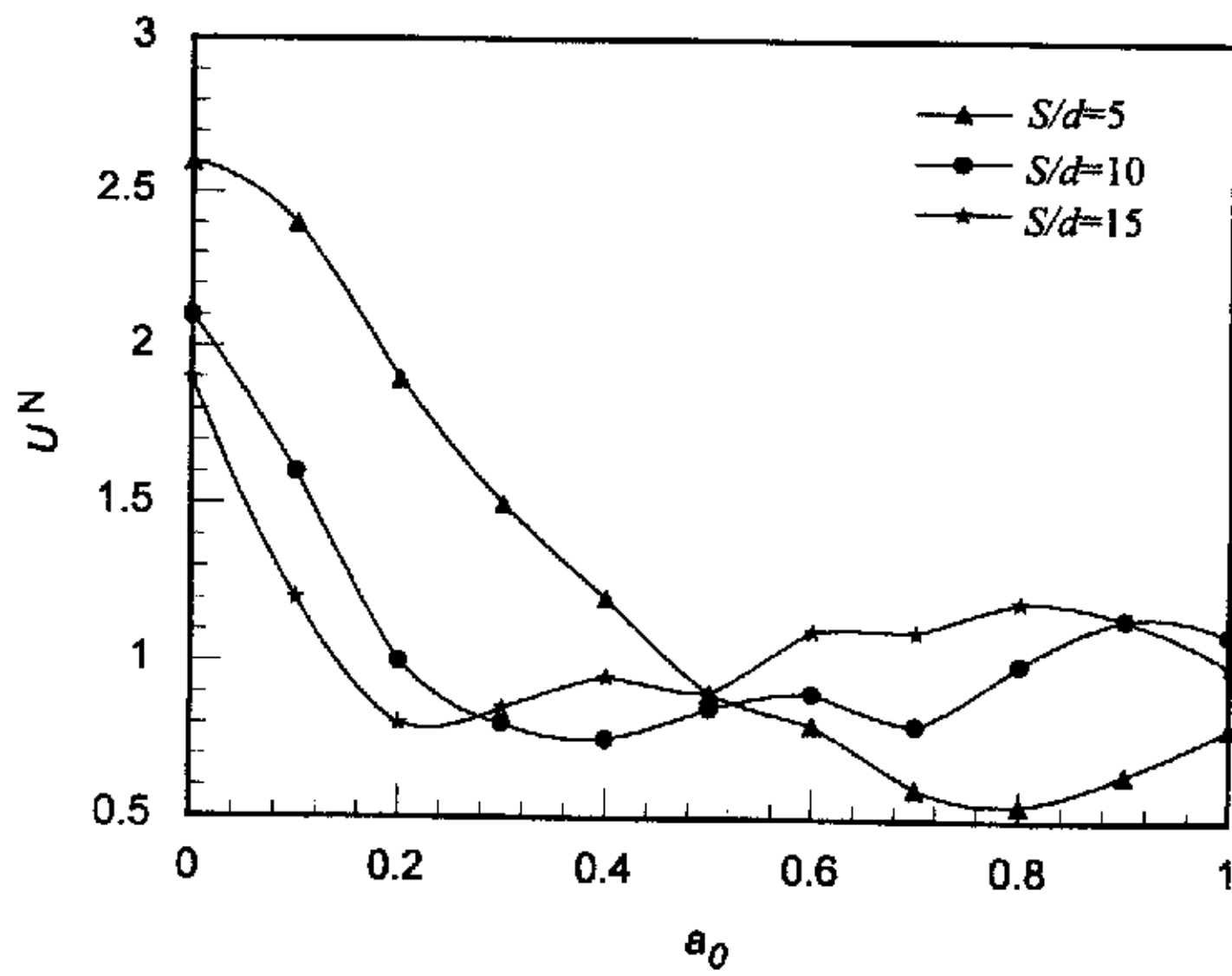


图 6.12  $3 \times 3$  群桩无量纲水平位移

Fig.6.12 Dimensionless lateral displacement of  $3 \times 3$  pile group

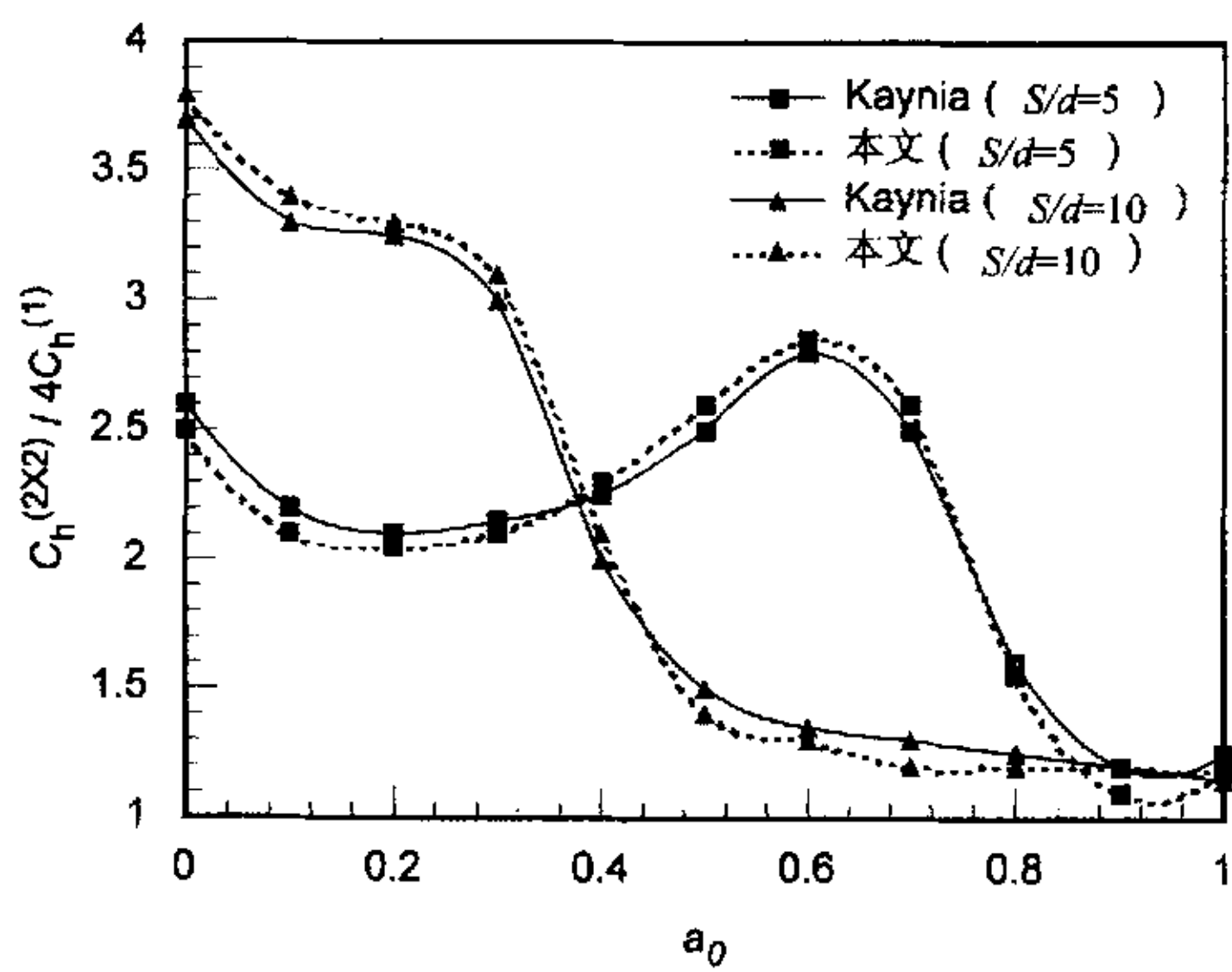
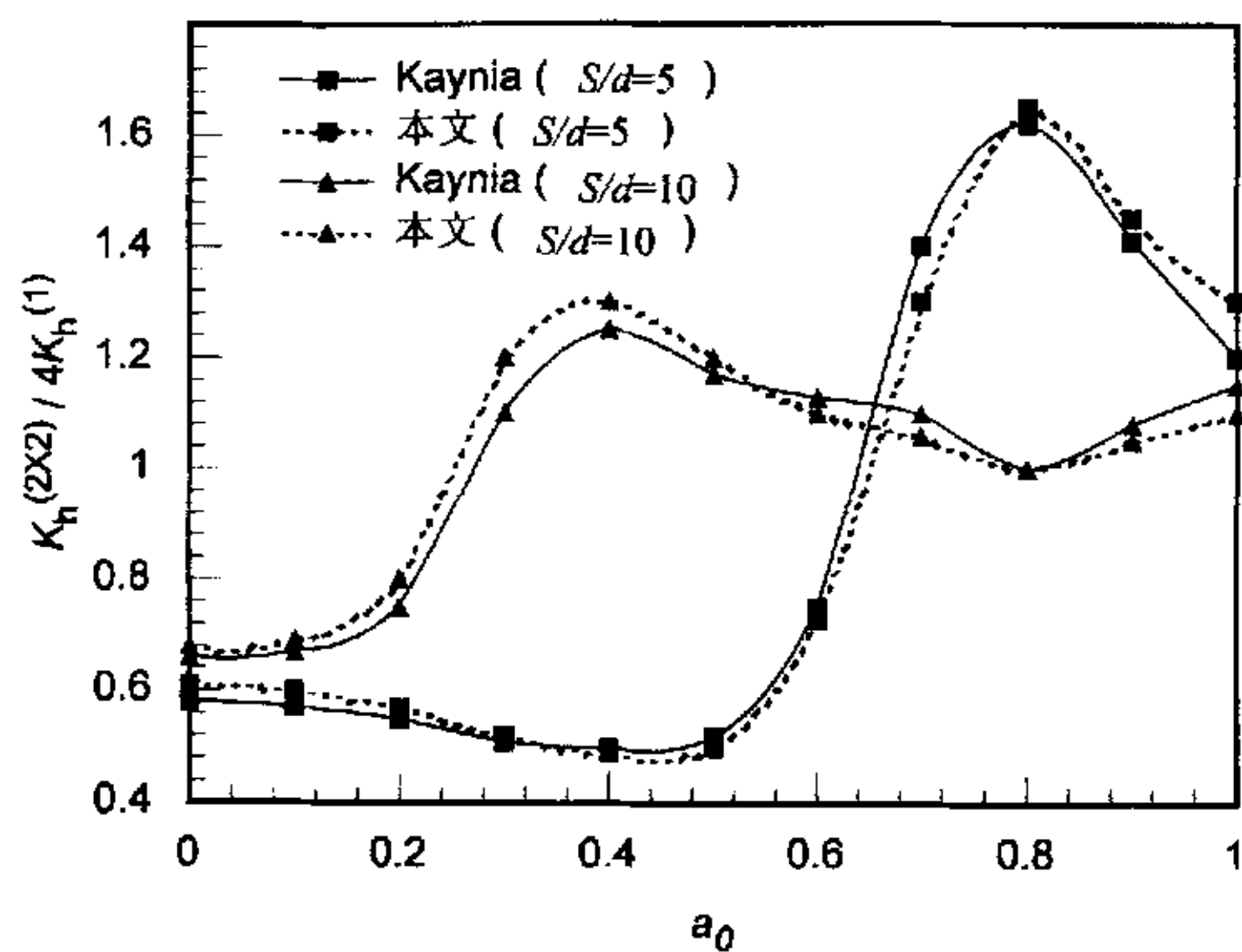


图 6.13  $2 \times 2$  群桩的水平动力阻抗

Fig.6.13 Lateral dynamic impedance of  $2 \times 2$  pile group

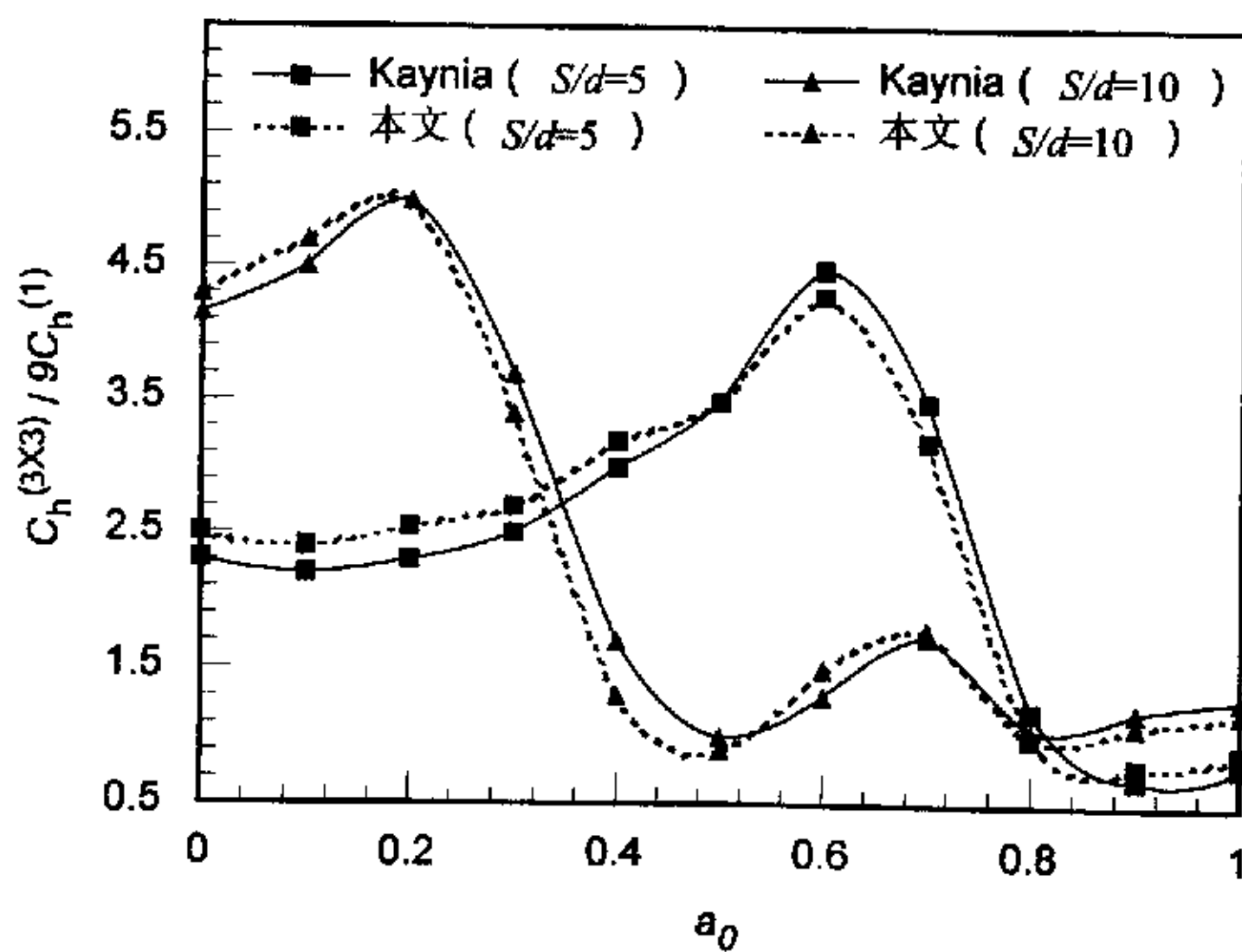
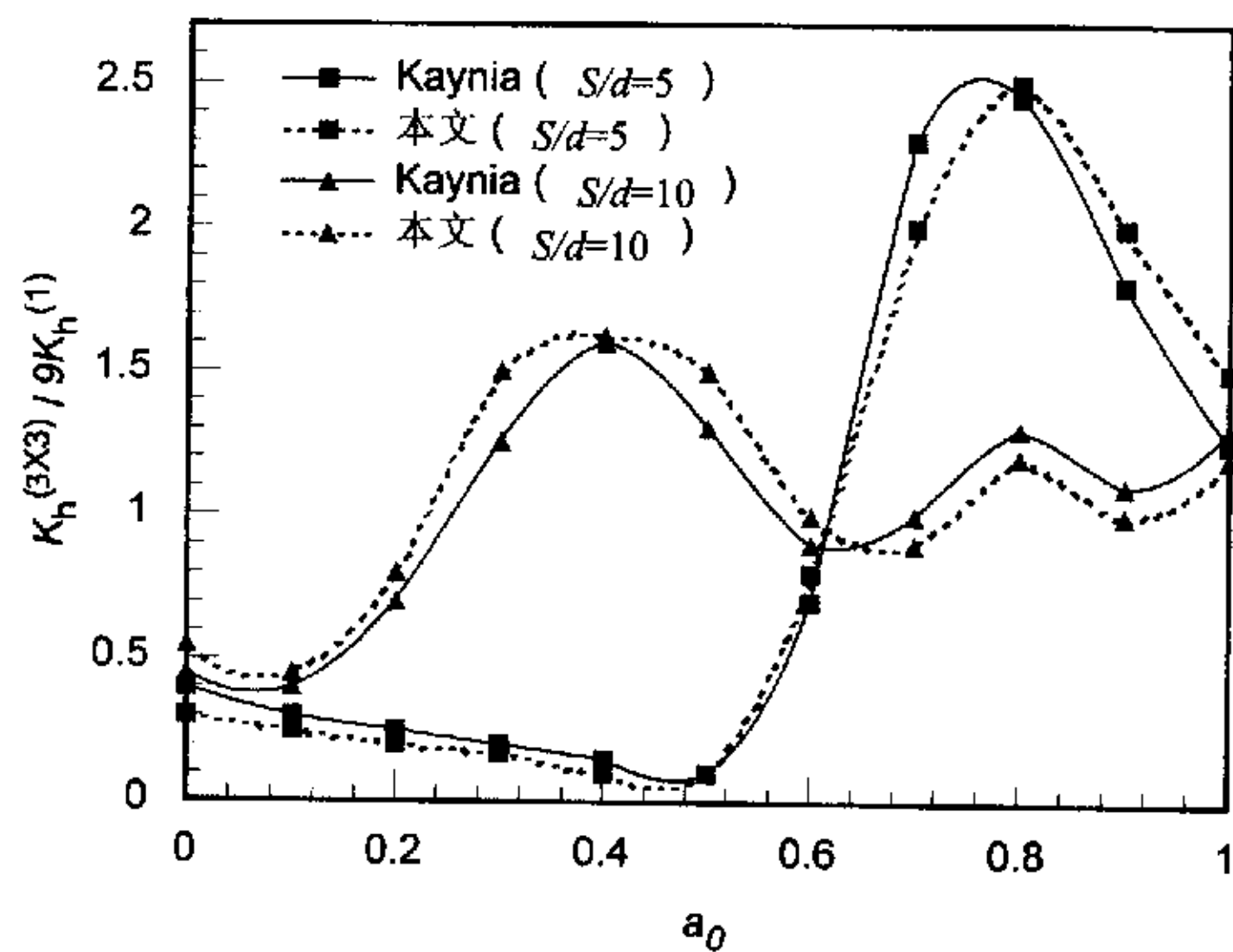


图 6.14  $3 \times 3$  群桩的水平动力阻抗

Fig.6.14 Lateral dynamic impedance of  $3 \times 3$  pile group



## 6.5.4 群桩的竖向动力响应特性分析

### 6.5.4.1 计算过程

设群桩竖向简谐荷载的幅值为  $P$ ，各单桩桩顶分担的轴向力为  $P_i$ ，由于刚性承台的约束作用，群桩的竖向位移  $W^G(0)$  等于各单桩桩顶的竖向位移  $W_i^G(0)$ 。第  $i$  根桩的竖向位移  $W_i^G(0)$  等于该桩在自身竖向荷载  $P_i$  作用下的位移与在其余  $n-1$  根桩的影响下产生的附加位移的和，即

$$W^G(0) = W_i^G(0) = \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \frac{P_j}{K_v} \quad (6-26)$$

由于不考虑桩顶刚性承台的质量，群桩的竖向荷载  $P$  等于各单桩分担的竖向荷载的和，即

$$\sum_{j=1}^n P_j = P \quad (6-27)$$

联立求解由式(6-26)和式(6-27)组成的  $n+1$  个方程，可得群桩竖向位移  $W^G(0)$  和各单桩分担的竖向荷载  $P_i$ ，于是群桩的竖向动力阻抗为

$$K_v^G = \frac{P}{W^G(0)} \quad (6-28)$$

### 6.5.4.2 算例分析

对于本章第 6.3.3.2 节给定的算例条件，运用本文的叠加原理对  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩进行了分析，并将计算结果与 Kaynia 和 Kausel 运用较为严格的 Green 函数法所得计算结果进行了对比，如图 6.15 和图 6.16 所示，由图可见，基于动力相互作用系数的叠加原理方法所得到的计算结果与 Kaynia 和 Kausel 用严格方法所得到的计算结果具有较好的一致性。

群桩的阻抗函数具有很强的频率相关性，由于土与群桩间的动力相互作用，群桩的动刚度可能小于单桩动刚度的总和，也可能大于单桩动刚度的总和。随着无量纲频率的变化，群桩的动刚度呈现出绕单桩动刚度的总和上下波动的特点。群桩的动刚度不仅具有波动性，而且在某些频率时还有可能出现负刚度的情况，这主要是由于桩的动反力与桩运动之间的相位差使动刚度发生急剧变化的缘故。

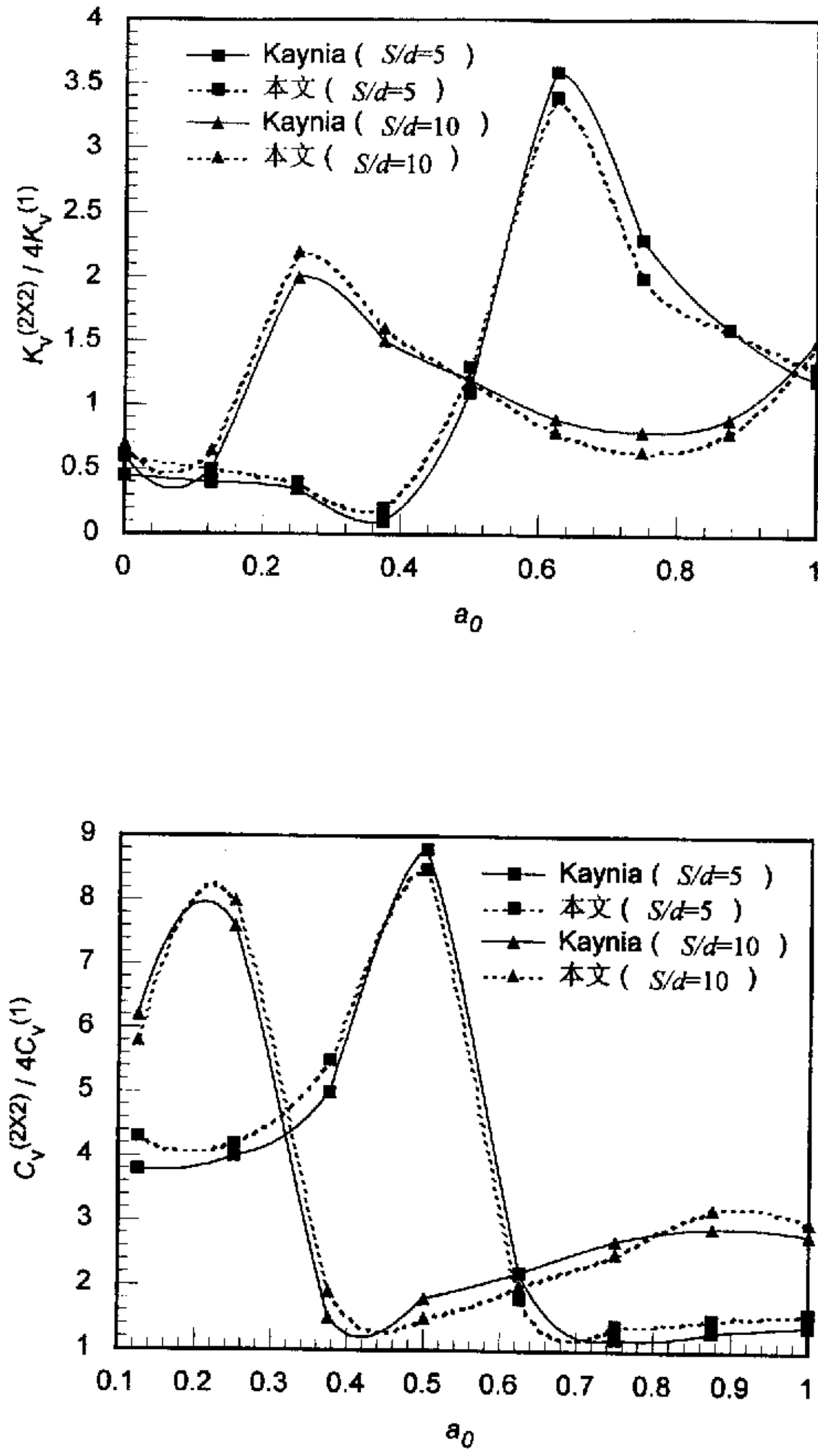


图 6.15  $2 \times 2$  群桩的竖向动力阻抗

Fig.6.15 Vertical dynamic impedance of  $2 \times 2$  pile group

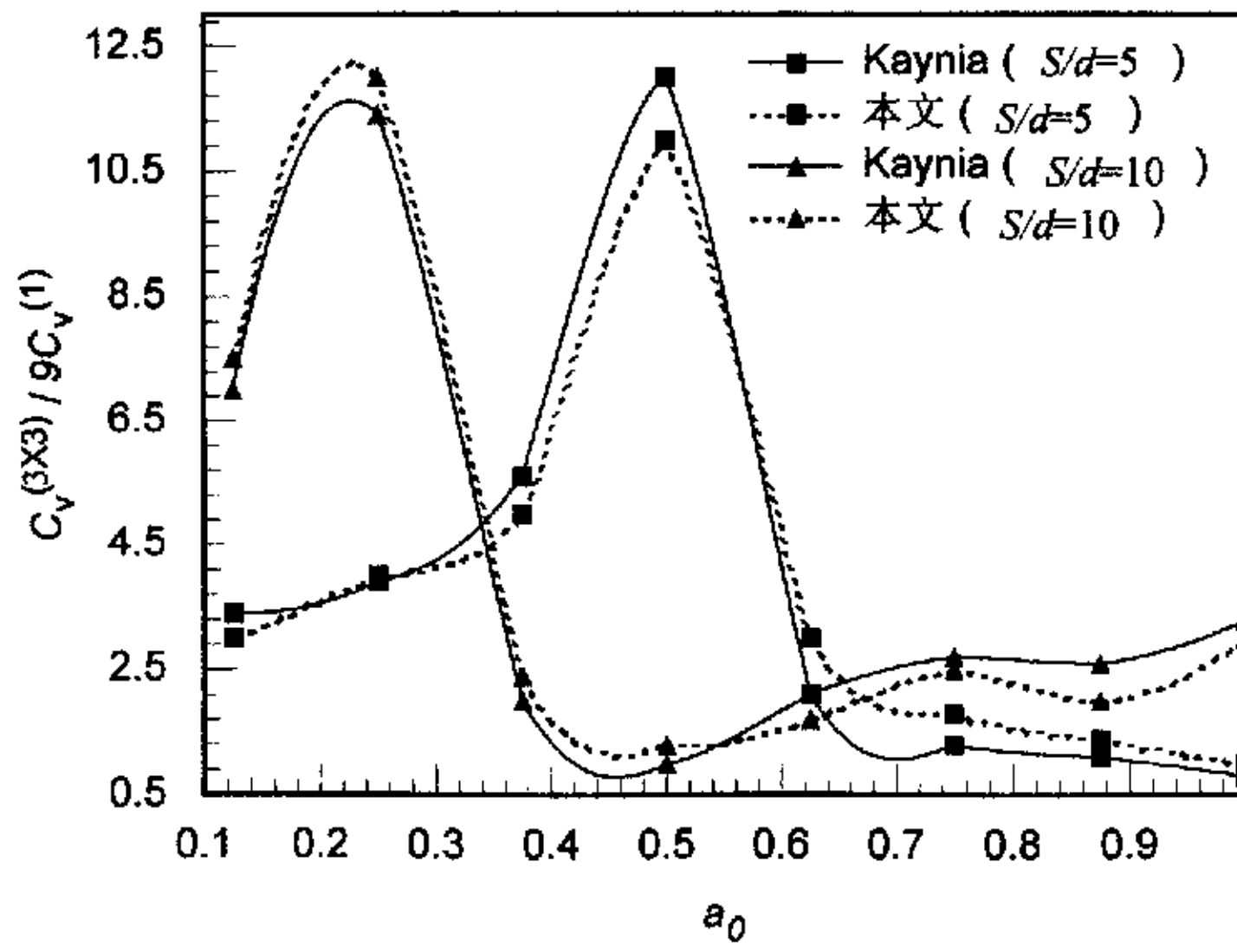
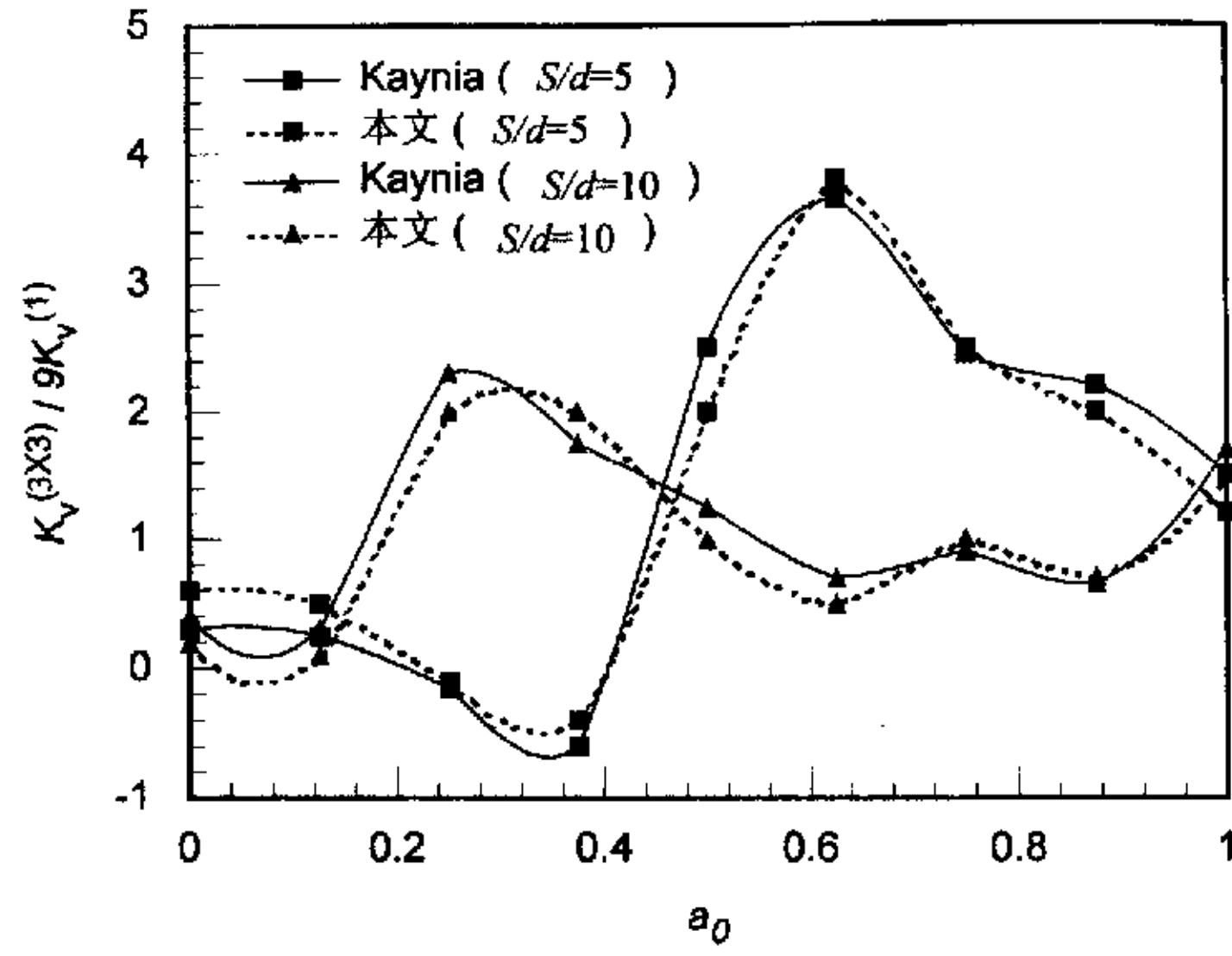


图 6.16  $3 \times 3$  群桩的竖向动力阻抗

Fig.6.16 Vertical dynamic impedance of  $3 \times 3$  pile group

## 6.6 小 结

本章基于群桩动力相互作用系数的定义、基本假定和求解步骤,分别对群桩中每两根桩之间的水平和竖向动力相互作用系数进行了研究,计算得到了水平和竖向动力相互作用系数的表达式,并对影响动力相互作用系数的主要因素进行了变动参数比较分析,得到了桩间距与桩直径之比 $S/d$ 、两桩水平连线与荷载作用方向之间的夹角 $\theta$ 、桩体长细比 $L/d$ 以及桩-土刚度比 $E_p/E_s$ 等参数对动力相互作用系数的影响规律。

(1) 桩间距与桩直径之比 $S/d$ 对动力相互作用系数的影响主要表现在两个方面:一方面,当无量纲激振频率 $a_0$ 较小时,随着桩间距 $S$ 的增大,动力相互作用系数呈逐渐减小趋势;另一方面,动力相互作用系数随无量纲频率 $a_0$ 的增大而波动变化,且随着桩间距的增大,动力相互作用系数的波动速率明显加快。

(2) 随着两桩水平连线与荷载作用方向之间夹角 $\theta$ 的增大,水平动力相互作用系数的波动速率明显加快。

(3) 在低频时,桩体长细比 $L/d$ 对动力相互作用系数的影响较大,随着无量纲频率的增大,桩体长细比对动力相互作用系数的影响逐渐减弱。

(4) 桩土刚度比 $E_p/E_s$ 仅在低频时对动力相互作用系数有轻微的影响,在高频时可以忽略桩土刚度比 $E_p/E_s$ 对动力相互作用系数的影响。

同时,运用基于动力相互作用系数的叠加原理分别对考虑动力相互作用效应后群桩的水平和竖向动力响应进行了分析,得到了群桩的桩顶整体位移、群桩的动力阻抗和各单桩分担的荷载,并针对具有代表性的 $2\times 2$ 群桩和 $3\times 3$ 群桩进行了算例分析,得到了这两类群桩的桩顶水平位移、水平动力阻抗和竖向动力阻抗,并将计算结果与Kaynia和Kausel运用较为严格的Green函数法得到的求解结果进行了对比,取得了较好的一致性,验证了本文计算结果的正确性。

本章通过对动力相互作用系数和叠加原理的讨论,将单桩动力阻抗和动力响应的研究成果推广到群桩动力阻抗和动力响应特性的分析中,从而为桩基上部结构动力响应特性的研究奠定了理论基础。

## 第七章 桩—土—结构相互作用分析中的 动力 Winkler 模型研究

**摘 要:** 当在时域上对桩—土—结构相互作用系统进行非线性分析时, 由于桩基与上部结构之间的相互作用力表现为动力阻抗与相应的有效输入激励之卷积的形式, 因此采用与频率有关动力阻抗函数进行桩—土—结构相互作用的逐步积分计算就变得十分困难, 解决这一问题的有效途径是对桩基阻抗建立某种简化力学模型, 即动力 Winkler 模型, 使其既能反映动力阻抗的频率相关性, 又能使桩—土—结构耦合系统的动力响应时域分析得以有效的实施。基于前人的研究成果, 将桩—土—结构相互作用分析中的动力 Winkler 模型分为经典动力 Winkler 模型和改进的非线性动力 Winkler 模型两大类进行了较全面的评述, 指出了各种模型的优缺点, 并提出了一种改进的非线性动力 Winkler 模型, 确定了模型中各物理元件的参数, 通过对比分析验证了建议模型的合理性, 从而为桩—土—上部结构耦合系统的非线性分析奠定了基础。

**关键词:** 动力 Winkler 模型; 桩—土—结构体系; 动力荷载; 相互作用; 非线性时域分析

### 7.1 引 言

全面而真实地反映桩—土—结构体系的动力相互作用效应是非常复杂的, 在设计中通常将整个体系沿结构与土体的交界面划分为两个子结构, 然后分别对这两个子结构进行分析, 通过在上部结构的运动方程中引入桩基阻抗函数的方法来考虑桩—土相互作用效应对上部结构动力响应的影响。

在桩—土—结构动力相互作用分析中, 桩基对上部结构的作用通常采用动力阻抗的形式来表达, 其实部和虚部分别表示动刚度和阻尼, 动力阻抗强烈地依赖于外加激振频率。当桩—土—结构耦合系统为线性体系时, 其动力响应分析可直接在频率域上实现, 但对于非线性体系, 在时域上采用与频率有关动力阻抗进行相互作用分析就变得十分复杂和困难。解决这一问题的有效途径是对桩基阻抗建立某种简化力学模型, 即动力 Winkler 模型, 使其既能反映动力阻抗的频率相关性, 又能使桩—土—结构耦合系统的动力响应时域分析得以有效的实施<sup>[121-123]</sup>。

在桩基动力学中, Winkler 地基梁模型法得到了普遍应用。这种方法将桩视为置于土介质中的梁, 将桩周土对桩的动力阻抗用连续分布的相互独立的弹簧和阻尼器代替, 在此基础上可以进一步考虑土层沿深度的非均匀变化甚至土的非线性性质。由于该方法简便实用, 物理概念清楚, 计算工作量小, 因此在学术界与工程中受到了广泛重视, 国内外学者也对此开展了深入的探讨, 研究和发展了各种

动力 Winkler 模型。

基于前人的研究成果, 本文将桩-土-结构相互作用分析中的动力 Winkler 模型分为经典动力 Winkler 模型和改进的非线性动力 Winkler 模型两大类, 在全面评述的基础上, 提出了一种改进的非线性动力 Winkler 模型, 确定了模型中各物理元件的参数, 通过对比分析验证了建议模型的合理性, 从而为桩-土-上部结构耦合系统的非线性分析奠定了基础。

## 7.2 动力 Winkler 模型研究评述

### 7.2.1 经典的动力 Winkler 模型

在桩-土-结构动力相互作用分析中, 基本而重要的问题是正确地描述桩基的动力阻抗。动力 Winkler 模型是一种简便而有效的集中参数计算力学模型, 具有代表性的模型包括 Matlock 模型(1978)<sup>[124]</sup>、Novak 模型(1976)<sup>[2]</sup>和 Nogami 模型(1986)<sup>[125]</sup>, 其中 Matlock 模型和 Novak 模型是常规的线性相互作用分析模型, 而 Nogami 模型多用于桩-土-结构相互作用的非线性分析中<sup>[126]</sup>。

#### 7.2.1.1 Matlock 模型

Matlock 模型<sup>[124]</sup>由一组与频率无关的非线性弹簧和线性阻尼器组成, 如图 7.1 所示, 其中非线性弹簧的荷载-位移关系由单位荷载传递曲线确定, 阻尼器用于考虑辐射阻尼效应。在简谐荷载作用下, 这一简化力学系统的动力响应即荷载-位移关系中的实部与虚部是一条比较复杂的曲线, 图 7.2 给出了两种不同激振频率 ( $\omega_1 < \omega_2$ ) 条件下的力-位移关系曲线。非线性弹簧对与频率无关的地基反力的实部和虚部均有贡献, 而阻尼器只对随频率线性变化的反力的虚部起作用。Matlock 模型的总反力是弹簧力和阻尼力的总和, 其实部与频率无关, 弹性阶段时反力的虚部全部为阻尼力, 当位移水平超过弹性阶段后, 由于弹簧的滞后效应, 反力的虚部会明显增加。

Matlock 模型是最简单的动力 Winkler 模型之一, 虽然比较粗糙, 但可以较真实地反映系统的动刚度和阻尼特性, 是这类模型的基础, 主要用于线性相互作用分析。

#### 7.2.1.2 Novak 模型

如图 7.3 所示, 在 Novak 模型<sup>[2]</sup>中, 动力阻抗由一个与频率相关的复杂弹簧所代替, 弹簧刚度可由嵌入无限弹性介质中的垂直无限长圆柱的振动公式计算得到, 此时按照平面应变问题处理, 位移沿垂直方向没有变化, 剪切波仅沿水平方向传播。图 7.4 给出了两种不同频率 ( $\omega_1 < \omega_2$ ) 时 Novak 模型的荷载-位移关系曲线。



Novak 模型是基于平面应变假设提出的, 仅适用于线弹性条件和稳态简谐振动状态, 不能用于非线性分析, 无法模拟非线性振动特性, 但该模型在弹性范围内可获得较满意的解答, 在桩-土-结构动力相互作用研究的初期阶段发挥了重要作用, 并为桩-土-结构相互作用的非线性分析提供了理论基础。

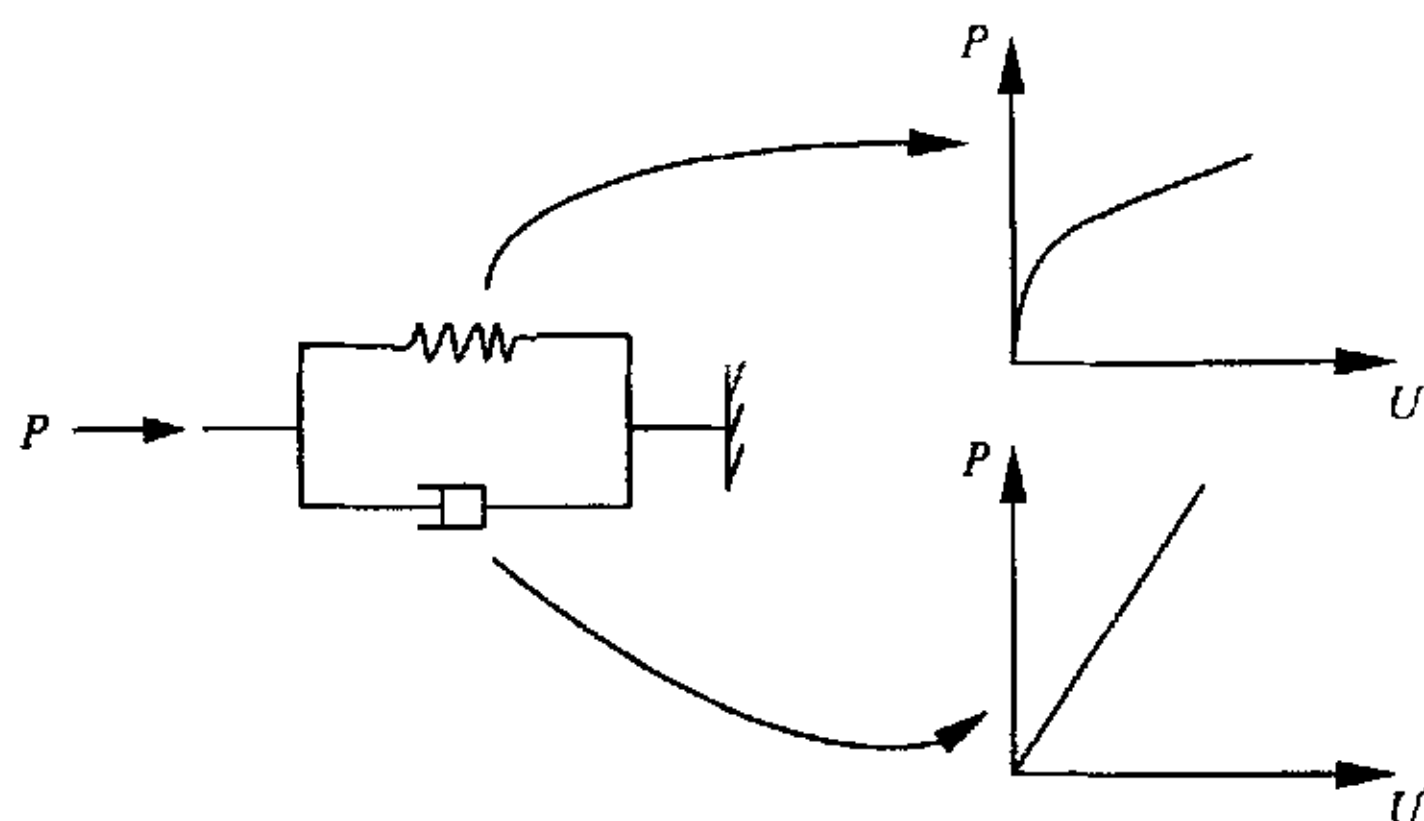


图 7.1 Matlock 模型

Fig. 7.1 The sketchy representation of Matlock's model

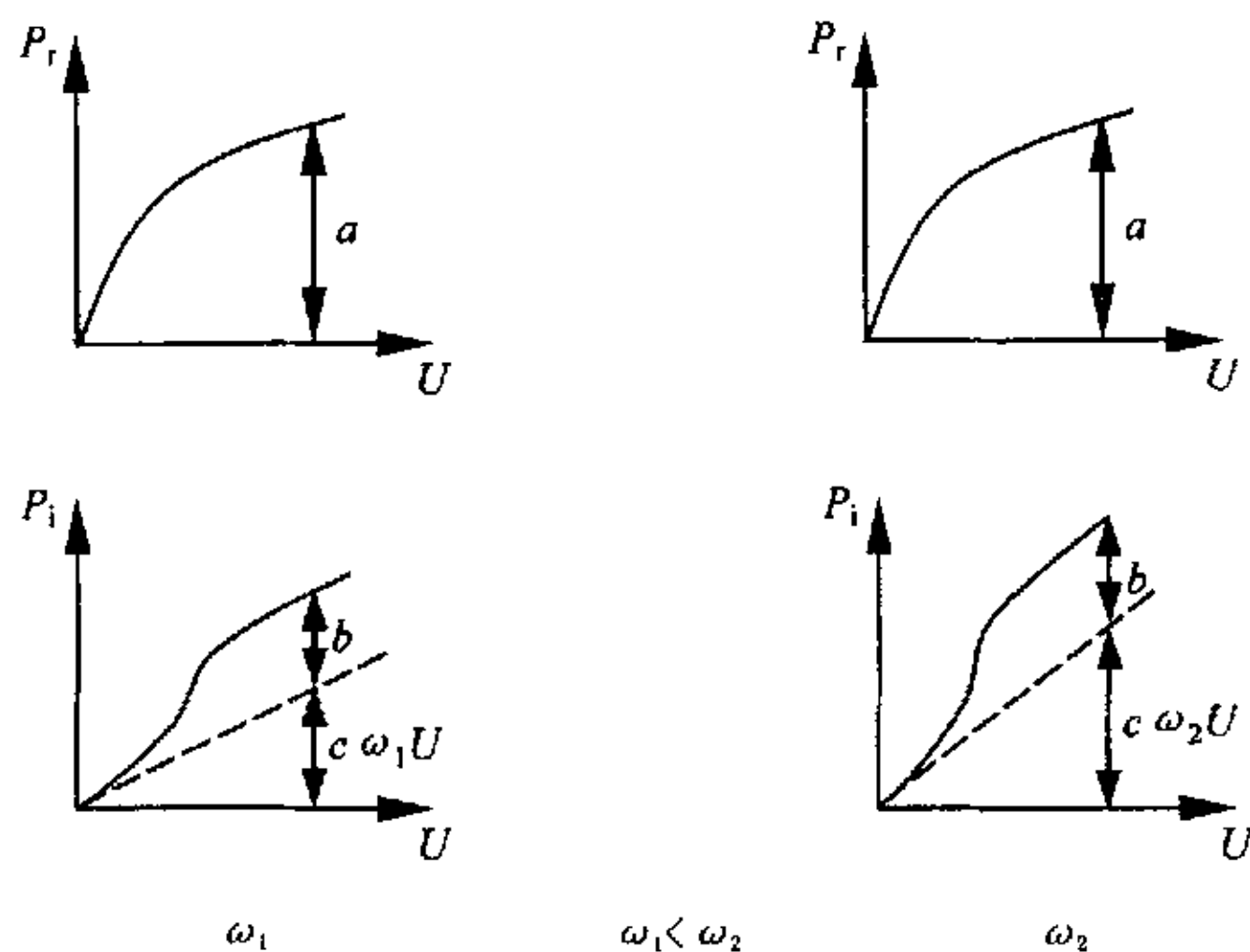


图 7.2 Matlock 模型的荷载-位移关系

Fig.7.2 The load-displacement relationship of Matlock's model

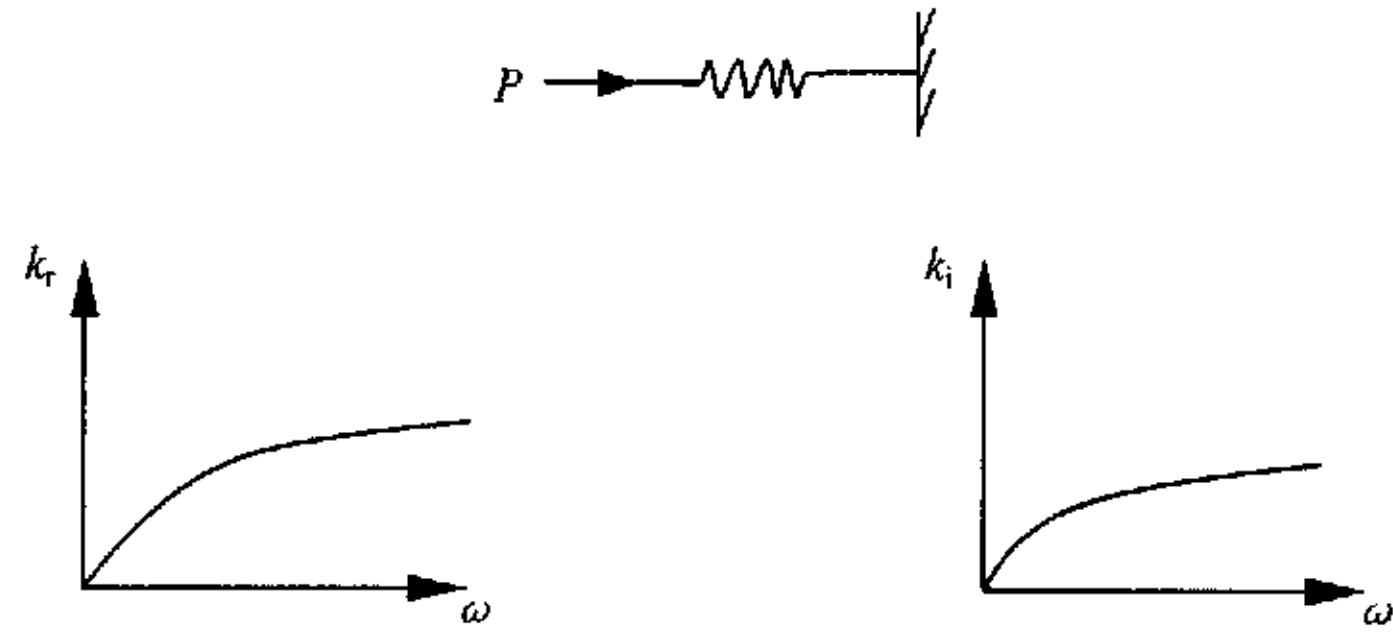


图 7.3 Novak 模型

Fig.7.3 The sketchy representation of Novak's model

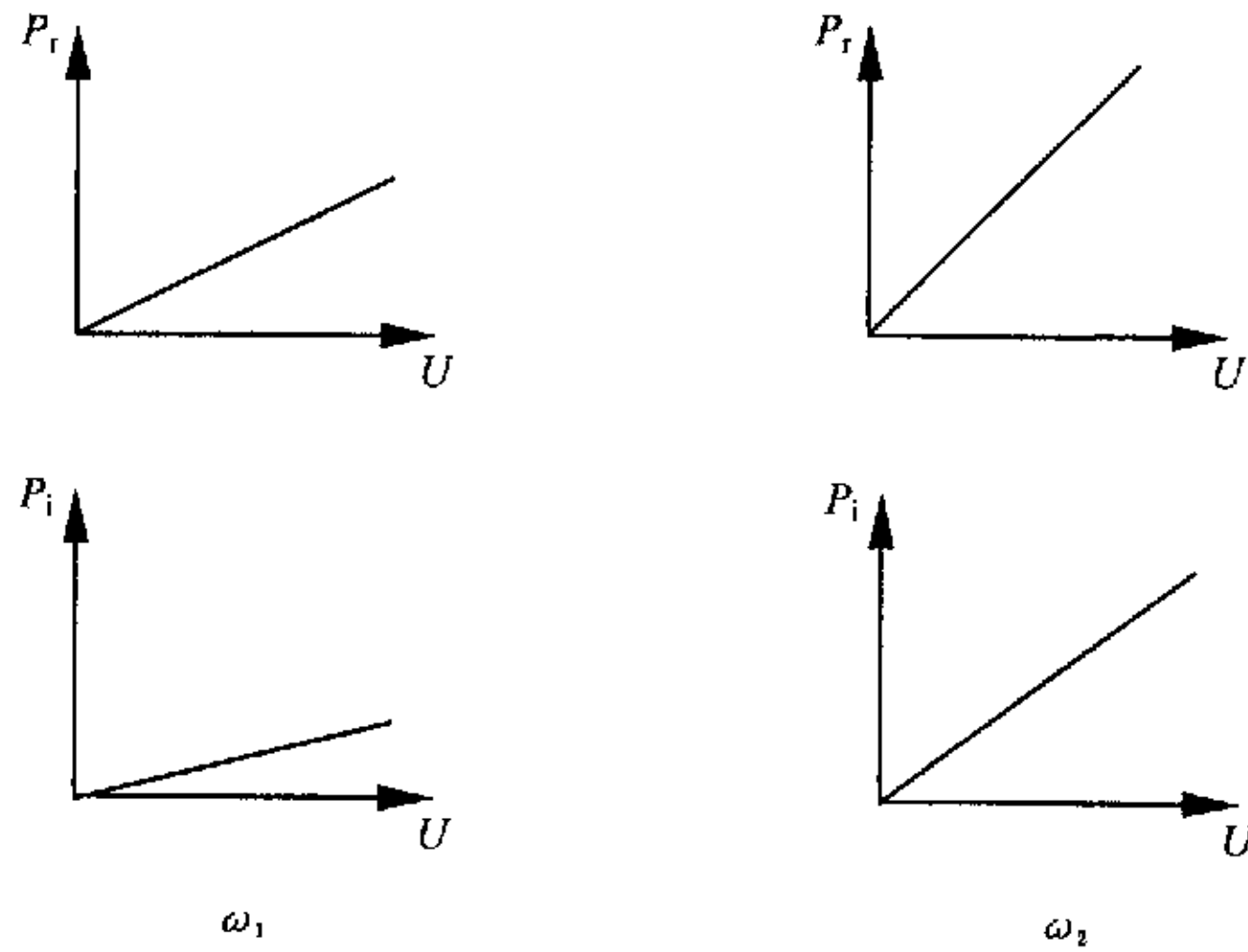


图 7.4 Novak 模型的荷载-位移关系

Fig.7.4 The load-displacement relationship of Novak's model

### 7.2.1.3 Nogami 模型

Nogami 模型<sup>[125]</sup>可以看作是 Matlock 模型和 Novak 模型的综合,如图 7.5 所示,这种模型由近场单元和远场单元两部分组成,其中,近场单元由非线性弹簧和集中质量块组成,非线性弹簧参数的确定方法与 Matlock 模型相同,即由静态单位荷载传递曲线确定,质量块用来模拟惯性效应;远场单元由频率无关的弹簧、阻尼器和集中质量块组成,用来模拟远场土的动力阻抗。由于远场单元模型借鉴了 Matlock 模型,所以 Nogami 模型远场单元在稳态简谐运动时的动力行为与 Matlock

模型相近。

Nogami 模型借鉴了 Matlock 模型和 Novak 模型两者的优势，既可以模拟近场土的非线性，也可以反映远场土的动力阻抗，但该模型不能反映桩—土界面的相对分离和相对滑移效应以及土层间的剪切效应。

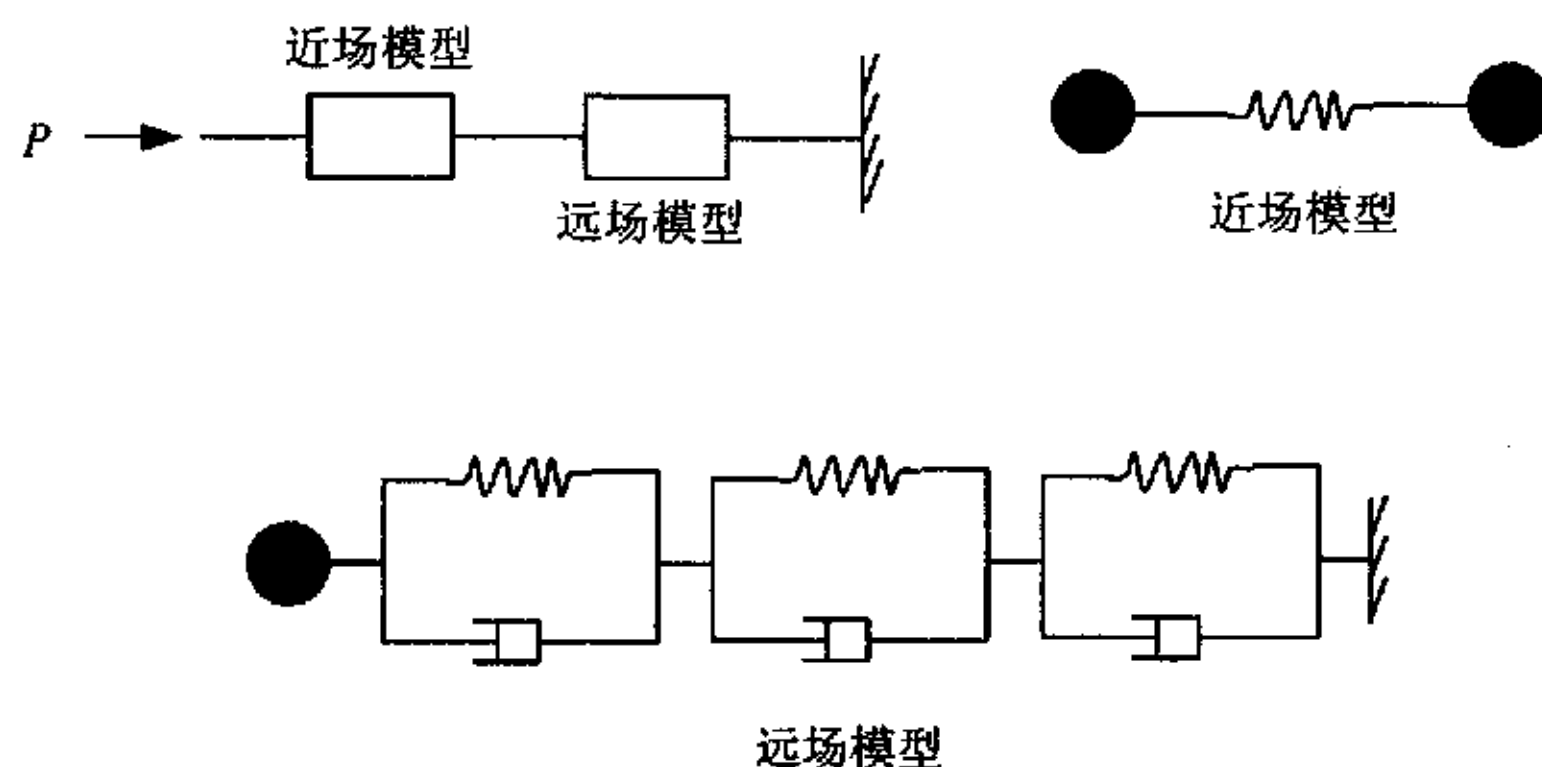


图 7.5 Nogami 模型

Fig.7.5 The sketchy representation of Nogami's model

## 7.2.2 改进的动力 Winkler 模型

桩基础是一个复杂的桩—土相互作用系统，其动力响应具有非线性和频率相关性，桩—土界面具有相对分离、相对滑移和剪切等非连续变形效应，为了真实地反映实际工程中桩—土动力相互作用的工作状态，在经典动力 Winkler 模型的基础上，许多学者对动力 Winkler 模型进行了改进，以使所建立的改进力学模型能更合理地反映桩—土相互作用体系的工作机理和工作状态，从而为桩—土动力相互作用分析提供实用而有效的集中参数计算力学模型。

### 7.2.2.1 Matlock 非线性动力 Winkler 模型

在小变形时，桩侧土的动反力与位移之间的依赖关系可以按线性考虑，而在大变形条件下，由于土的非线性变形特性，桩的变形也呈现出非线性行为，以致在桩—土之间的界面处可能出现相对滑移、相对分离和摩擦等复杂的非线性过程。为了综合考虑这些非线性特性，Matlock 提出了一种复杂的动力 Winkler 计算模型，如图 7.6 所示。这种模型由非线性弹簧、非线性阻尼器、裂隙模型和摩擦块组成<sup>[4]</sup>。

Matlock 非线性动力 Winkler 模型是各种力学元件的组合，能够模拟各种非线性荷载—位移关系，也能够反映桩—土界面的分离和滑移等非连续变形效应，但也具有一定的局限性，即很难建立物理模型参数与常规的土工参数之间的相关性。

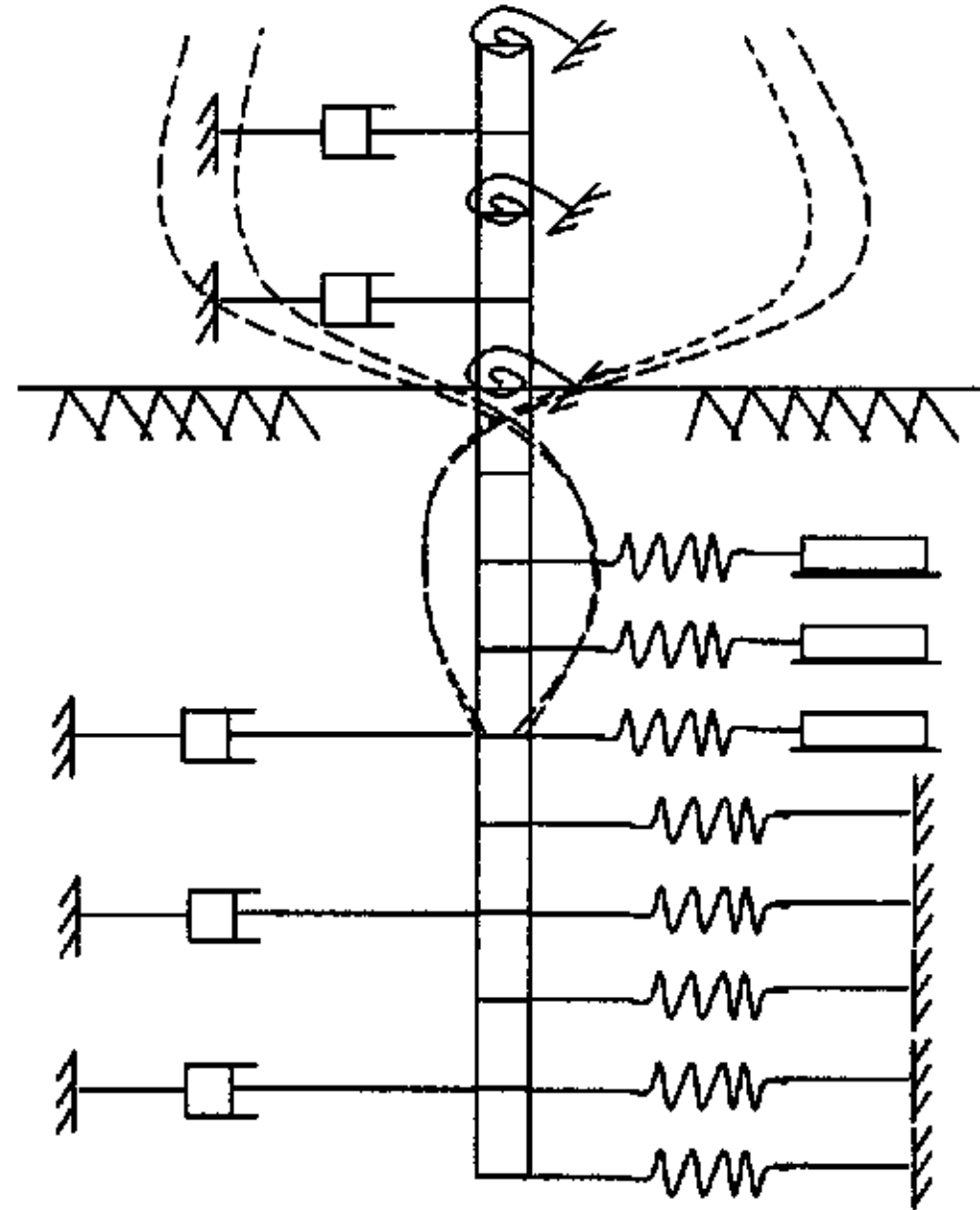


图 7.6 Matlock 非线性动力 Winkler 模型

Fig.7.6 The nonlinear dynamic Winkler's model proposed by Matlock

### 7.2.2.2 Mitwally 非线性动力 Winkler 模型

瞬态荷载作用下桩基动力响应的非线性分析一般采用时域分析方法。为此，Mitwally 和 Novak 针对桩基的竖向瞬态动力响应问题提出了一种非线性桩-土相互作用的动力 Winkler 模型，如图 7.7 所示。这种模型将桩周土介质划分为桩周弱化土域和外围土域两部分并分别进行模拟，在弱化土域采用滑动元件考虑桩-土界面的相对滑动。

Mitwally 非线性动力 Winkler 模型可以模拟垂直动荷载作用下桩-土界面的摩擦、滑动和桩周弱化土域的变形非线性等力学特性，同时该模型中所采用的计算参数均为常规的土工参数，便于实际工程应用。

### 7.2.2.3 Nogami 非线性动力 Winkler 模型

为了计算桩-土相互作用系统的非线性动力响应，Nogami 提出的时域动力 Winkler 计算模型同时包括近场模型和远场模型两部分，如图 7.8 所示，远场模型与经典 Nogami 模型相似，由与频率无关的弹簧和阻尼器组成，近场模型则由弹簧、滑动块和集中质量块组成。

Nogami 非线性时域动力 Winkler 模型相对较简单，在近场模型中采用了滑动单元模型，用来分析桩周土的非线性行为、桩-土界面在大位移条件下的相对滑动和相对分离以及循环荷载作用下土的力学行为<sup>[101]</sup>。

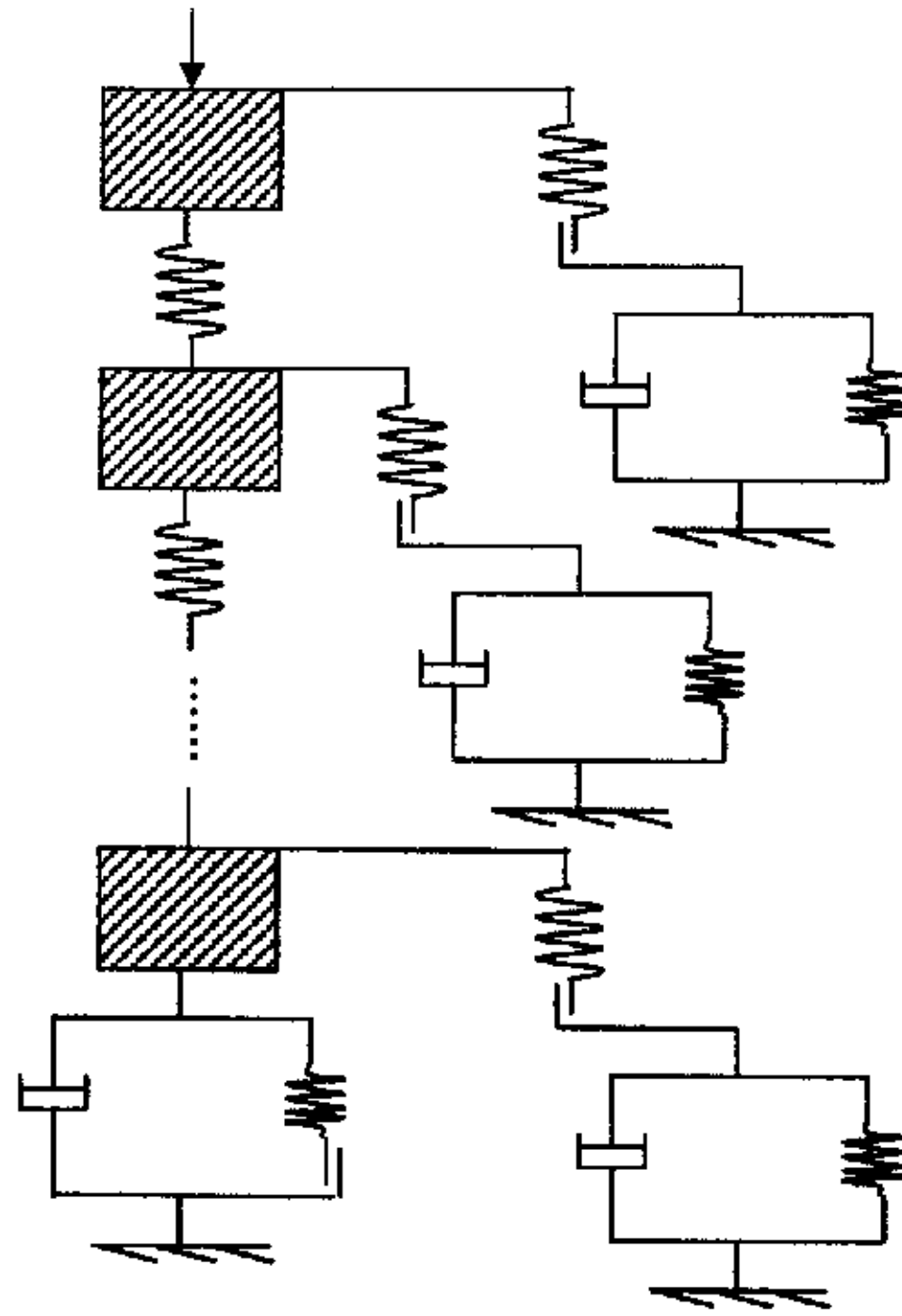


图 7.7 Mitwally 非线性动力 Winkler 模型

Fig.7.7 The nonlinear dynamic Winkler's model proposed by Mitwally

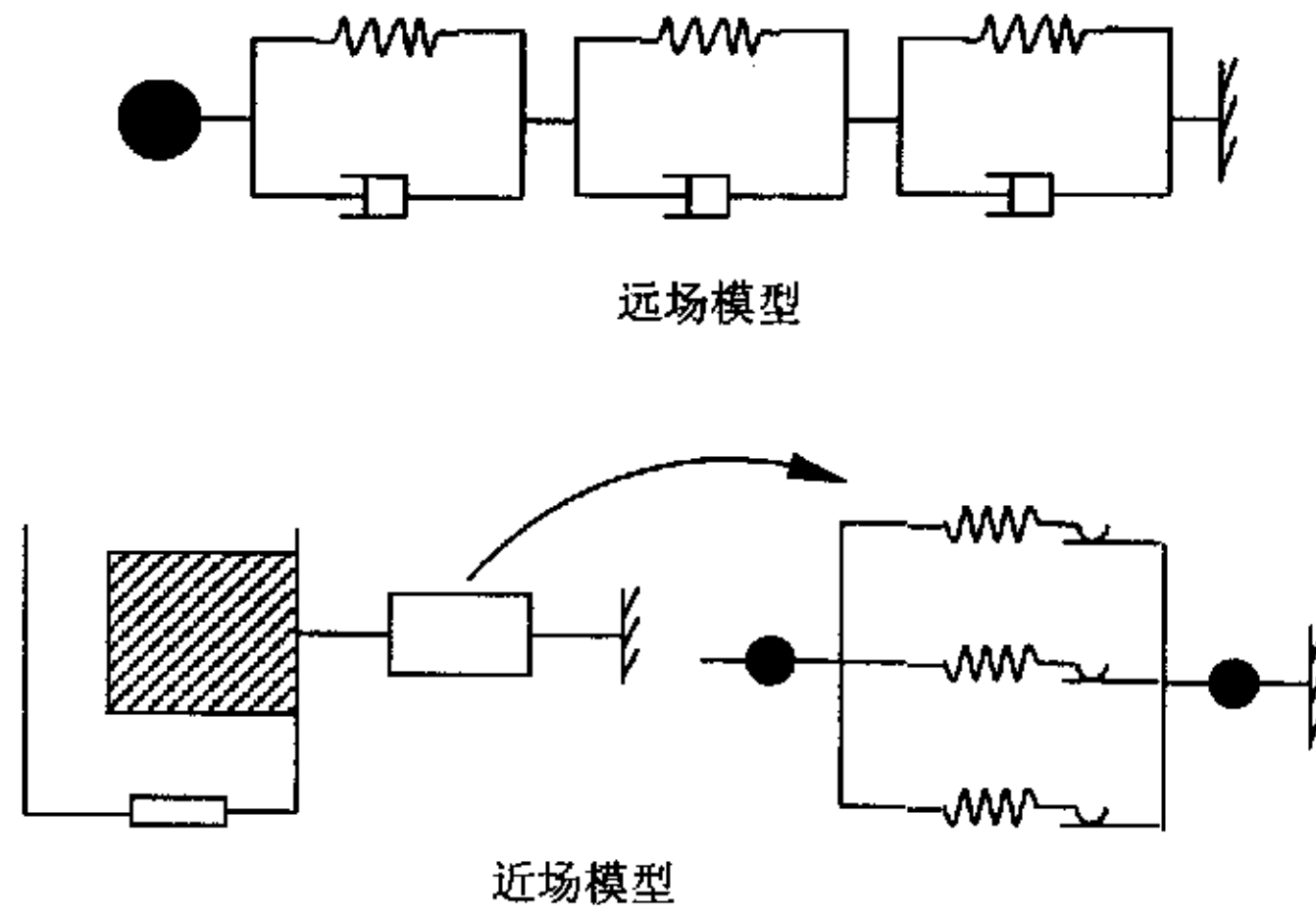


图 7.8 Nogami 非线性动力 Winkler 模型

Fig.7.8 The nonlinear dynamic Winkler's model proposed by Nogami

7.2.2.4 Naggar 非线性动力 Winkler 模型

针对瞬态动力荷载和简谐荷载作用下桩的水平动力响应, Naggar 提出了如图 7.9 所示的非线性动力 Winkler 模型<sup>[105, 106]</sup>, 该模型由非线性弹簧、阻尼器和滑动元件组成, 并将桩周土分为近场和远场两部分分别进行模拟。Naggar 非线性动力 Winkler 模型的近场非线性弹簧的刚度为

$$k_{nl} = \frac{8\pi G_r (1-\nu)(3-4\nu)[(r_0/R_0)^2 + 1]}{(r_0/R_0)^2 + (3-4\nu)^2 [(r_0/R_0)^2 + 1] \ln(R_0/r_0) - 1} \quad (7-1)$$

远场弹簧和阻尼器的系数分别为

$$k_1 = GS_{u1}(\nu) \quad (7-2)$$

$$c = \frac{2Gr_0}{V_s} S_{u2}(a=0.5, \nu) \quad (7-3)$$

式中  $r_0$  和  $R_0$  分别为近场区域的内半径和外半径,  $\nu$  为泊松比,  $G_r$  为近场区域土的剪切模量,  $a_0$  为无量纲频率,  $S_{u1}$  和  $S_{u2}$  为与频率无关的刚度系数和阻尼系数<sup>[105]</sup>。

Naggar 非线性动力 Winkler 模型考虑了桩周土的非线性、桩-土界面变形的非连续性以及由于各种阻尼产生的能量消散、荷载比等因素对桩基动力响应的影响, 通过该模型可以得到单桩动力响应的等价线性刚度和阻尼以及群桩的动力相互作用系数。Naggar 模型既可用于单桩的动力分析, 也可用于小型群桩的计算。

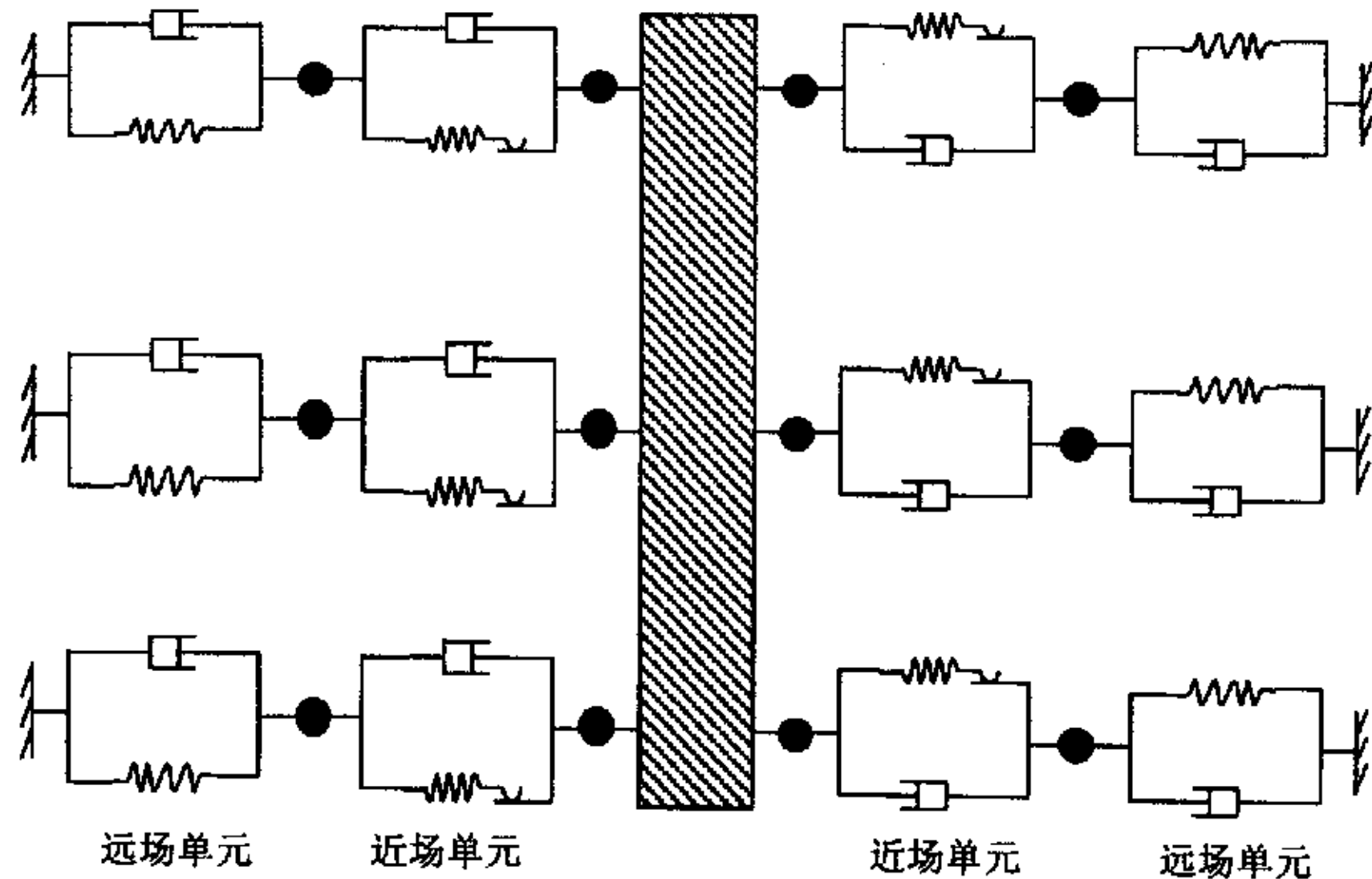


图 7.9 Naggar 非线性动力 Winkler 模型

Fig. 7.9 The nonlinear dynamic Winkler's model proposed by Naggar



### 7.2.2.5 Otani 非线性动力 Winkler 模型

基于 Winkler 假定, 在经典 Nogami 模型的基础上, Otani 提出了一种桩-土水平动力相互作用的计算模型<sup>[48]</sup>, 该模型具有经典 Nogami 模型的特点, 即将桩周土划分为近场模型和远场模型分别考虑, 由与频率无关的质量块、弹簧和阻尼器组成, 近场模型可以考虑桩周土的非线性, 远场模型则用来模拟非线性土域外的动力阻抗。此外, 改进的动力 Winkler 模型在桩-土界面处布设了一系列接触面单元模型, 使其能更好地反映横向荷载作用下桩-土界面的脱开和分离效应, 如图 7.10 所示。

在横向荷载作用下, 设桩前土的位移为  $u^e + u^p$ , 桩后土的位移为  $u^e + \beta u^p$ , 随着塑性位移的增加, 桩与土将发生相对分离, 分离宽度为  $u_{\text{gap}} = u^p(1 - \beta)$ , 其中  $u^e$  与  $u^p$  分别为弹性位移与塑性位移,  $\beta$  为经验系数,  $\beta = 0 \sim 1$ 。

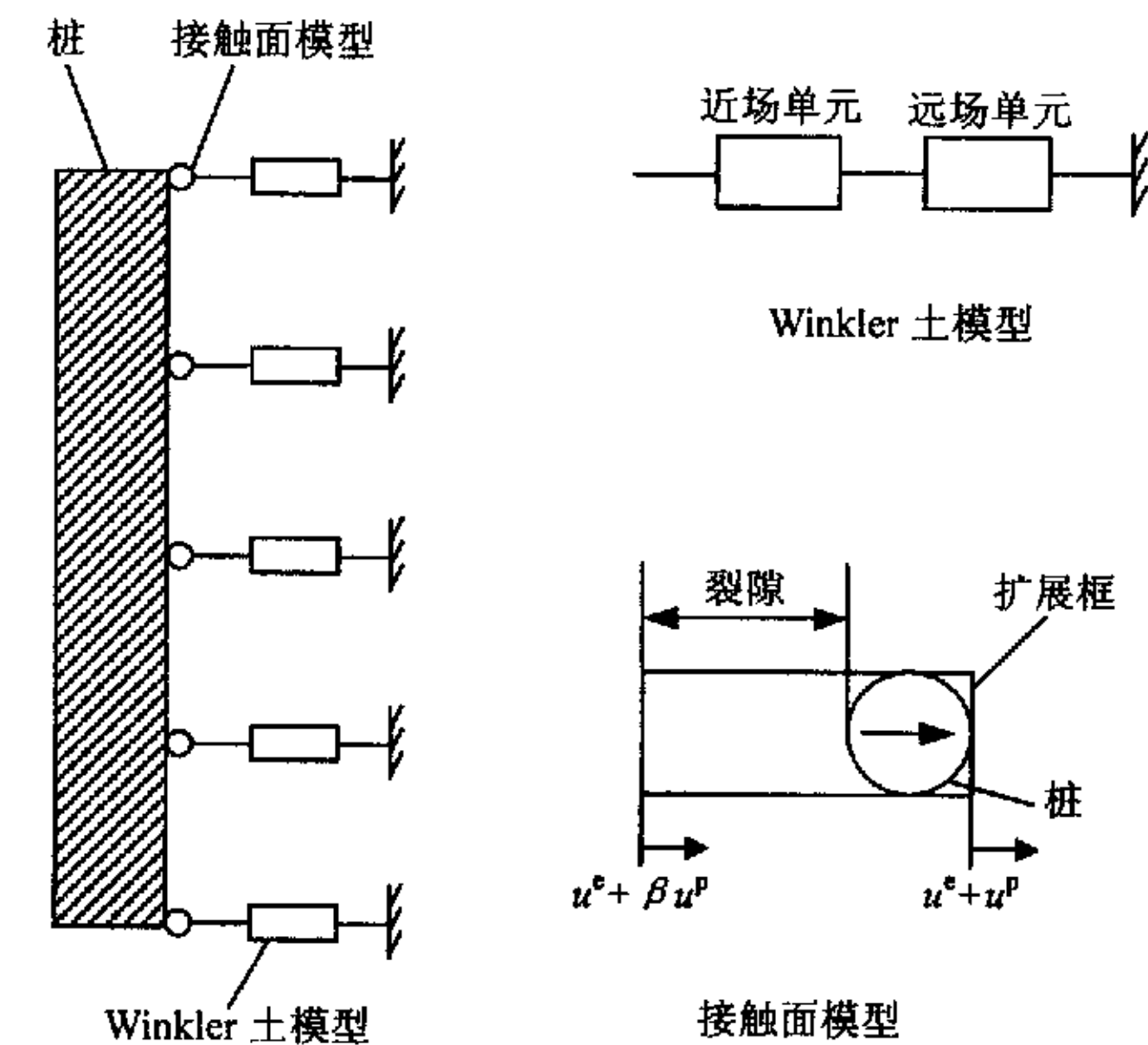


图 7.10 Otani 非线性动力 Winkler 模型

Fig. 7.10 The nonlinear dynamic Winkler's model proposed by Otani

### 7.2.2.6 Rojas 非线性动力 Winkler 模型

Rojas 将垂直荷载和循环荷载作用下摩擦桩的位移分为粘弹性位移和粘塑性位移两部分分别考虑, 桩传递到土中的应力首先产生粘弹性位移, 当应力超过土的残余剪切强度时, 桩-土界面将会发生滑动, 从而产生粘塑性位移<sup>[75]</sup>。Rojas 模型将桩离散成许多小段, 在每一小段内建立三参数模型, 如图 7.11 所示, 该模型由弹簧、阻尼器和滑动块组成。

Rojas 非线性动力 Winkler 模型可以模拟桩底、桩周的应力和变形以及由于荷载传递和各土层刚度的变化引起的径向和轴向土应力的增加等力学特性, 但各力学单元的参数取值还有待于深入研究。

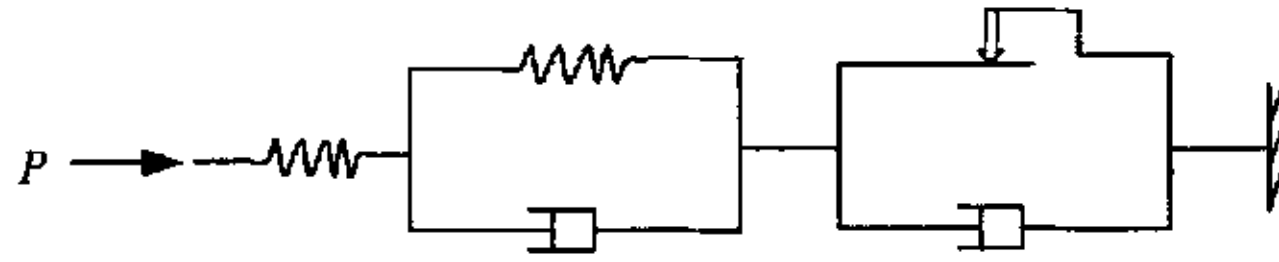


图 7.11 Rojas 非线性动力 Winkler 模型

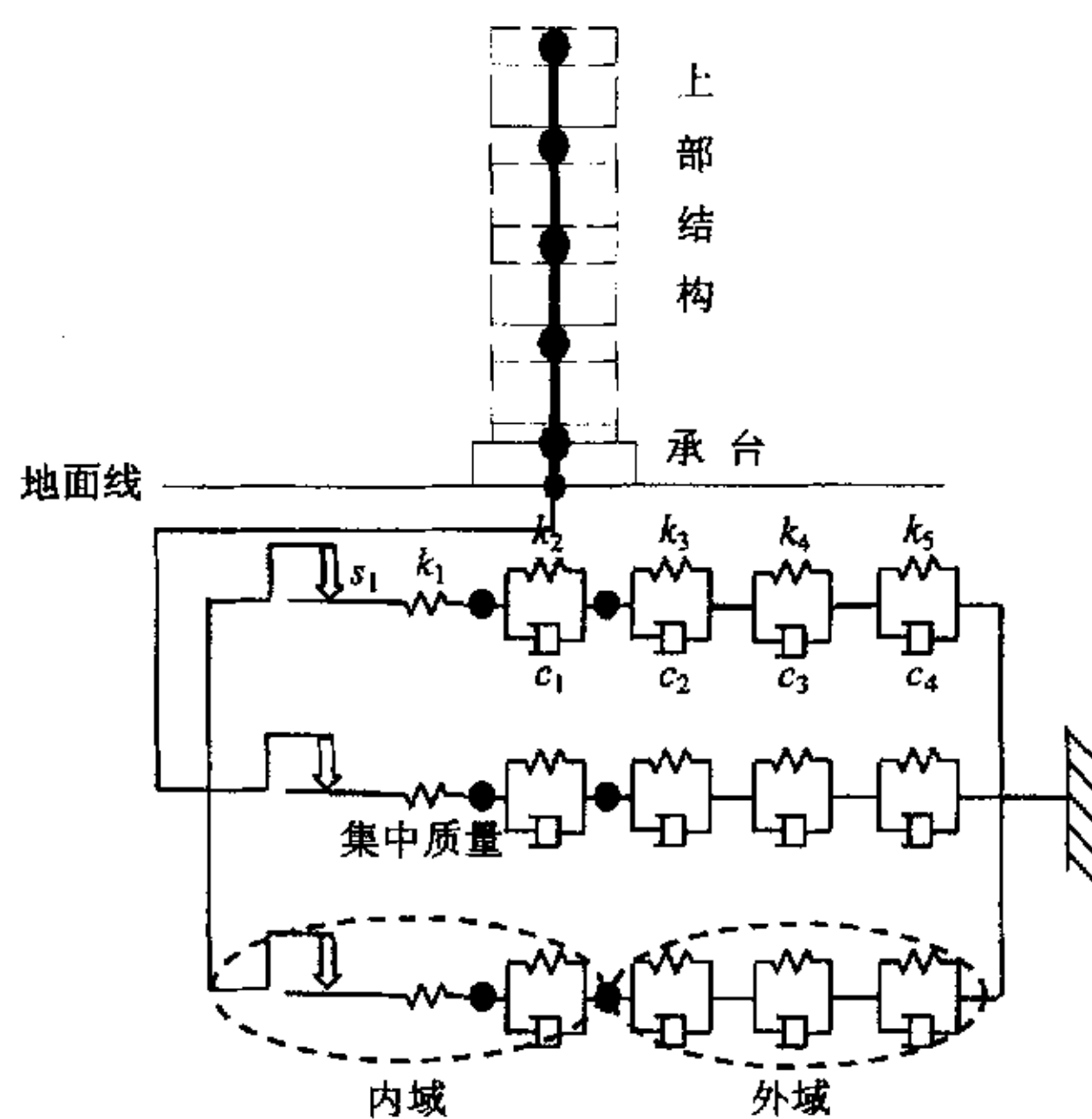
Fig.7.11 The nonlinear dynamic Winkler's model proposed by Rojas

### 7.3 本文改进的动力 Winkler 模型

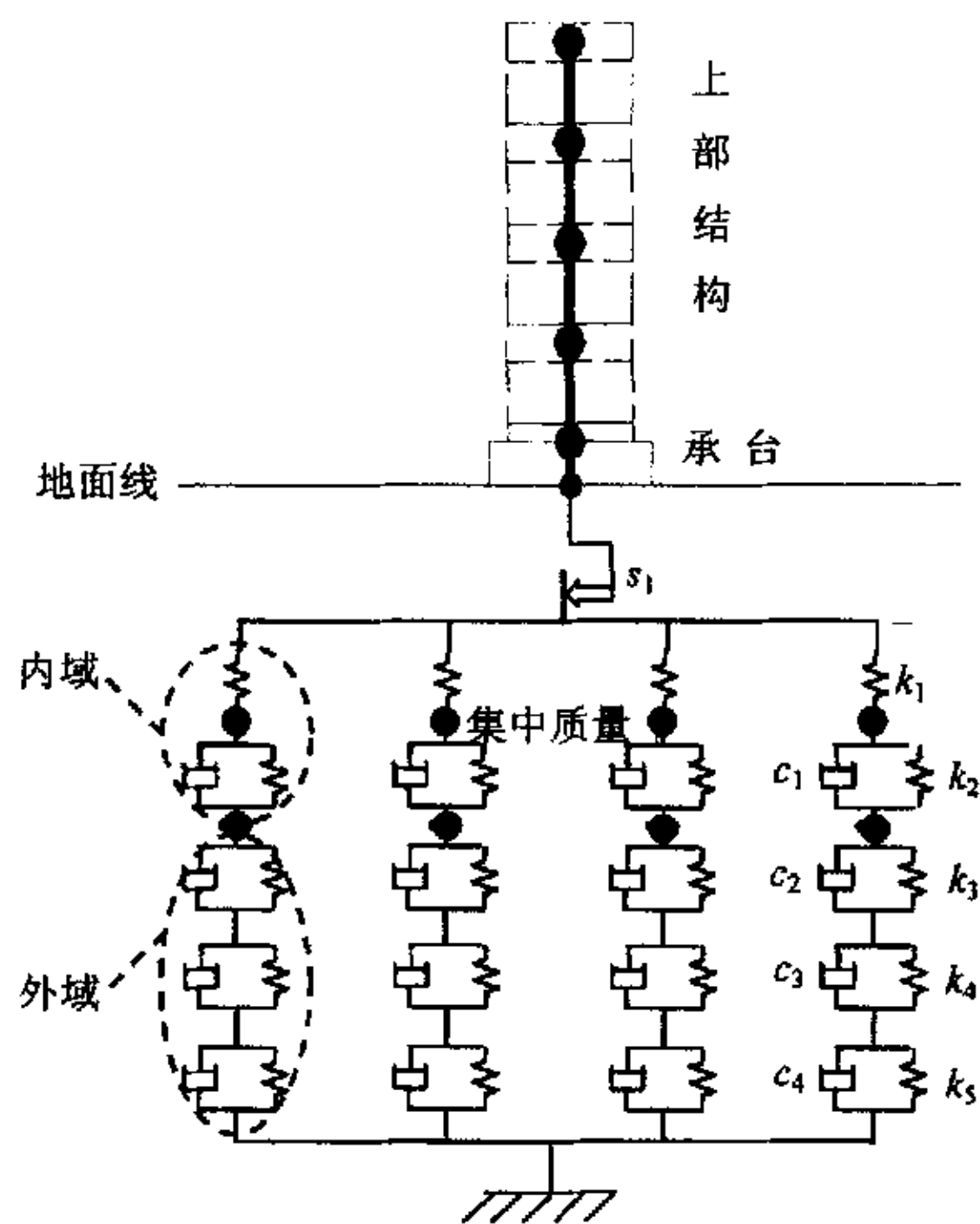
最初人们试图采用由一个弹簧和一个阻尼器两个简单力学元件组合而成的单自由度模型来近似等效地代替桩基的动力阻抗, 由于在低频范围内给定的模型中的等效常量参数不能全面地描述桩基与结构体系的动力特性, 因此, 等效弹簧刚度和辐射阻尼系数有时不得不取为激振频率的函数, 但这种参数模型不适用于相互作用体系的时域分析。若增加等效参数模型的自由度和相应参数的数目, 无疑会改善简化模型对实际桩基动力阻抗的逼近效果, 因此, 采用由一系列与频率无关的集中质量、阻尼器和弹簧等物理元件按某种串联或并联组合形式建立的多自由度参数体系将是描述桩基动力阻抗对频率依赖性的合理而有效的途径。

基于本文桩基动力阻抗的计算结果和现有的动力 Winkler 模型的研究成果, 本文提出了一种能较全面地描述桩基动力阻抗随激振频率变化特征的改进非线性动力 Winkler 模型, 其水平振动和竖向振动时的组合模型如图 7.12 所示。该模型分为内域和外域两部分, 内域由频率无关的弹簧、阻尼器和滑动元件组成, 可以模拟桩周弱化土域的变形非线性和桩-土界面的相对分离或相对滑移等变形非连续现象, 外域采用经典的 Nogami 动力 Winkler 模型中的远场模型部分, 用以模拟远场土域的变形与动力阻抗效应。上部结构离散为集中质量系, 地基土的质量分别用内域和外域的集中质量元件表示。假定水平振动和竖向振动近似地相互独立, 且忽略水平振动与摇摆振动之间的耦联效应。

改进的动力 Winkler 模型中各物理元件的精确参数值可利用最小二乘法等数学方法进行确定, 本章基于最小二乘法的基本数学原理, 通过 Matlab 语言编程, 计算得到了各物理元件的模型参数的参考值。



(a) 水平振动



(b) 竖向振动

图 7.12 本文改进的动力 Winkler 模型示意图

Fig.7.12 The sketchy representation of nonlinear dynamic Winkler's model proposed by author

对于水平振动

$$k_1 = k_2 = 2\pi F(v_{sr})G_{sr} / \left[ \ln \left( \frac{R_0/r_0 - \eta_0}{1 - \eta_0} \right) \right], \quad k_3 = 3.518F(v_s)G_s,$$

$$k_4 = 3.581F(v_s)G_s, \quad k_5 = 5.529F(v_s)G_s, \quad c_1 = 176.259 F(v_{sr})G_{sr}r_0/v_{sr}$$

$$c_2 = 113.097 F(v_s)G_s r_0/v_s, \quad c_3 = 25.133 F(v_s)G_s r_0/v_s, \quad c_4 = 9.362 F(v_s)G_s r_0/v_s$$

对于竖向振动

$$k_1 = k_2 = 2\pi G_{sr} / \left[ \ln \left( \frac{R_0/r_0 - \eta_0}{1 - \eta_0} \right) \right], \quad k_3 = 3.518G_s, \quad k_4 = 3.581G_s,$$

$$k_5 = 5.529G_s, \quad c_1 = 176.259 G_{sr}r_0/v_{sr}, \quad c_2 = 113.097 G_s r_0/v_s$$

$$c_3 = 25.133 G_s r_0/v_s, \quad c_4 = 9.362 G_s r_0/v_s$$

式中  $G_{sr}$  和  $G_s$  分别为内域和外域土的剪切模量,  $v_{sr}$  和  $v_s$  分别为内域和外域土的剪切波速,  $r_0$  和  $R_0$  分别为桩的半径和桩轴到弱化土内域外边界的距离,  $\eta_0 = \tau_0/\tau_u$ ,  $\tau_0$  为桩表面的应力,  $\tau_u$  为桩表面的粘结强度,  $F(v_s)$  是一个关于泊松比的函数, 其值随泊松比的变化列于表 7.1。

表 7.1 函数  $F(v_s)$  的值  
Tab.7.1 The values of the function  $F(v_s)$

$v_s$	$F(v_s)$	$v_s$	$F(v_s)$
0.50	2.000	0.40	1.580
0.49	1.940	0.35	1.476
0.48	1.883	0.25	1.351
0.47	1.831	0.20	1.311
0.46	1.784	0.10	1.252
0.45	1.741	0.00	1.213

滑动元件用来模拟桩-土接触界面的变形非连续现象。在桩顶水平动荷载作用下, 桩发生横向振动时, 桩-土界面上将产生辐射应力, 当辐射应力超过桩-土界面的粘结强度或地基土的抗拉强度时, 桩体在与承载侧土体挤压的同时而与后侧土体发生分离, 从而引起桩-土界面的变形非连续现象。同理, 桩处于竖向振动状态, 当桩表面的剪切应力达到桩-土界面的极限摩擦强度或极限位移

时，桩和土将发生相对滑动，桩—土界面的变形和应力将不再连续。

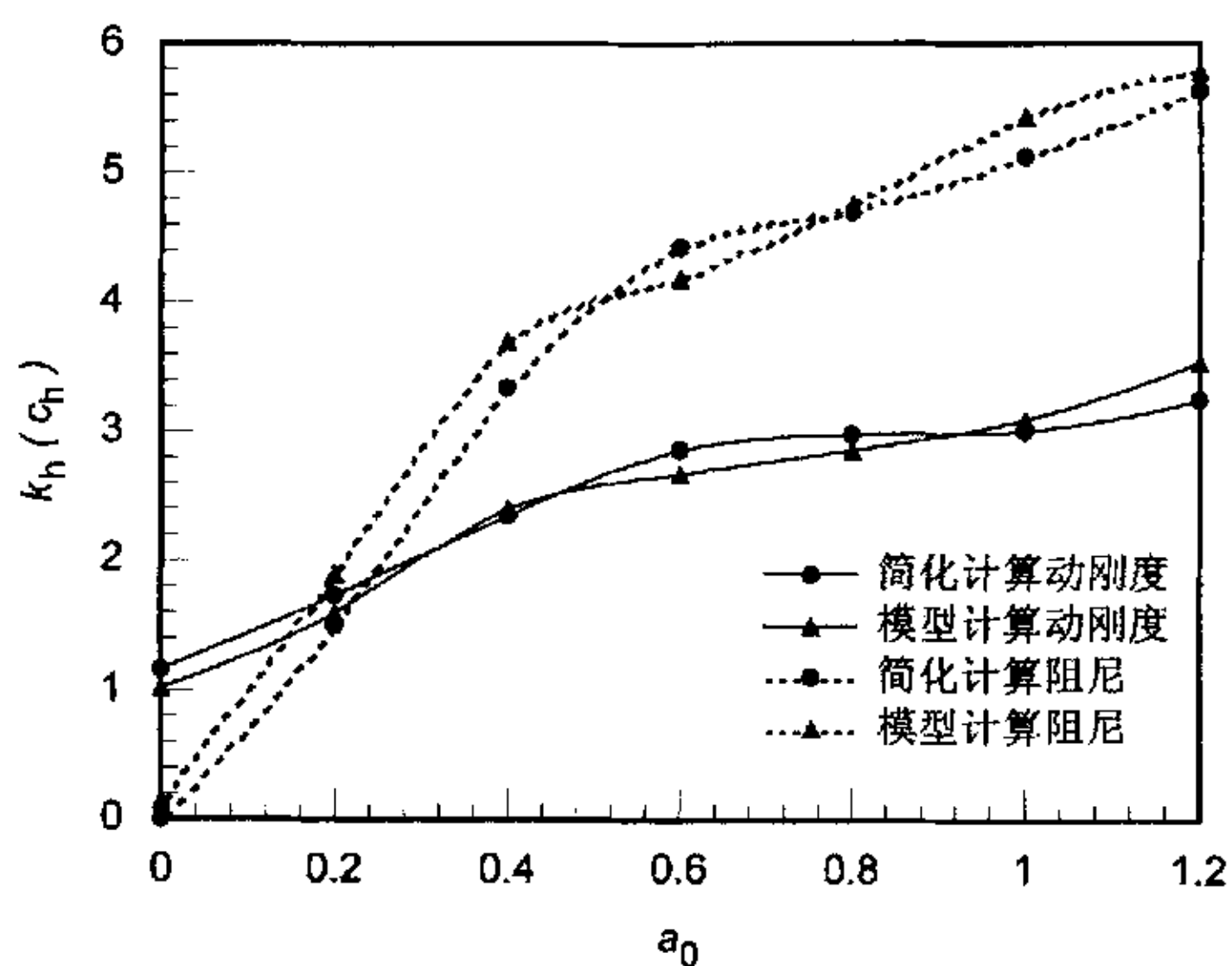


图 7.13 单桩水平动力阻抗的对比

Fig.7.13 Comparison of the lateral dynamic impedance function of single pile

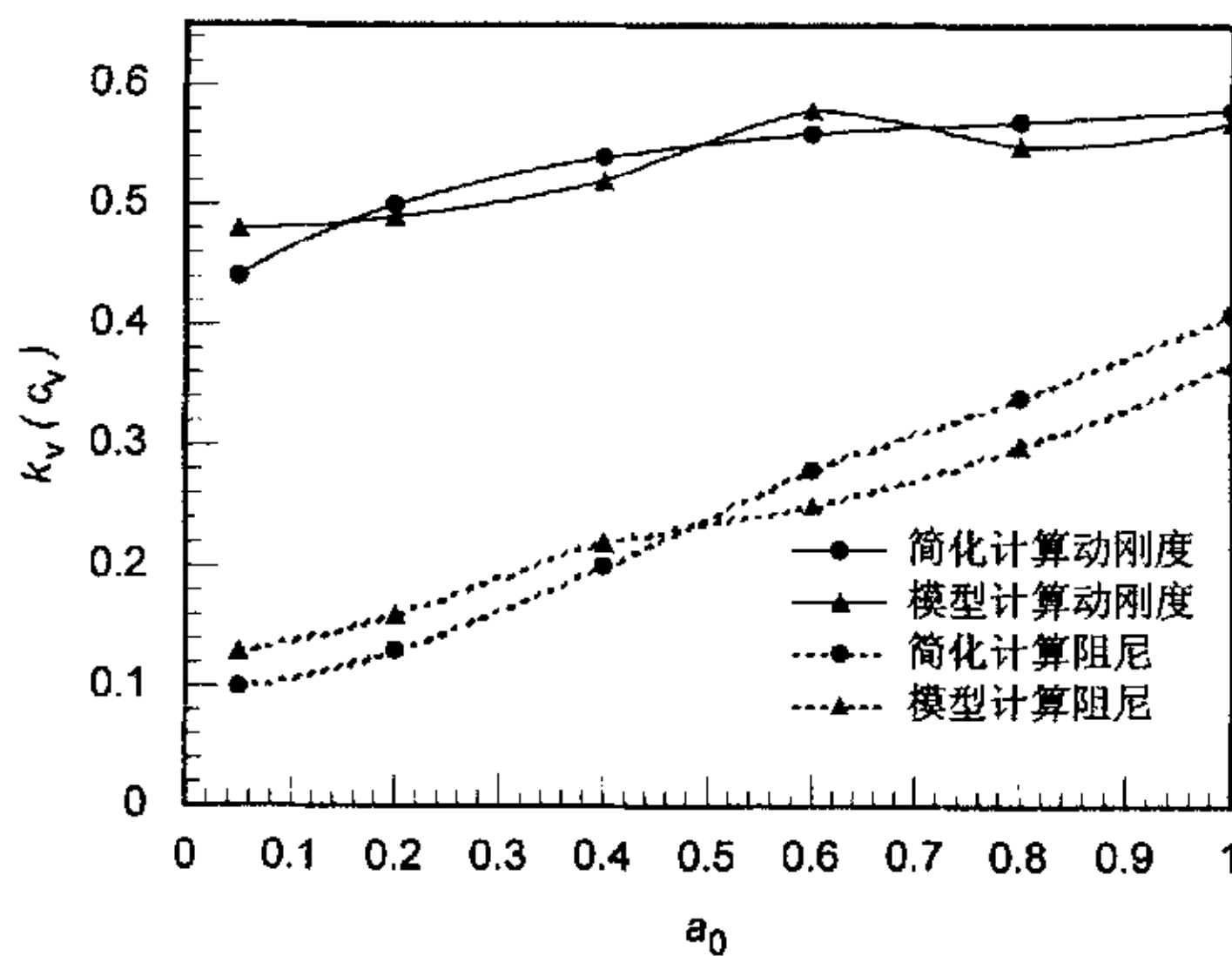


图 7.14 单桩竖向动力阻抗的对比

Fig.7.14 Comparison of the vertical dynamic impedance function of single pile

为了检验本文改进的动力 Winkler 模型的模拟效果, 利用改进的动力 Winkler 模型和得到的各物理元件的参数值, 计算得到了单桩的水平 and 竖向动力阻抗, 并与本文第三章和第五章求得的单桩水平和竖向动力阻抗进行了对比, 如图 7.13 和图 7.14 所示。由图可见, 利用动力 Winkler 模型计算得到的单桩动力阻抗能较好地逼近简化解析计算结果, 从而验证了本文改进的动力 Winkler 模型的合理性。

## 7.4 小 结

桩-土-结构相互作用分析中的动力 Winkler 模型以其简便实用、物理概念清楚、计算工作量小、能够真实模拟桩-土-结构相互作用体系的动力相互作用机制等特点而在理论研究和工程实践中得到了广泛应用。动力 Winkler 模型法是研究桩-土-上部结构耦合系统的非线性动力相互作用特性的一种十分有效的方法, 它通过将地基、桩和上部结构三者耦联成一个整体, 从而建立相互作用体系的基本方程。该模型可以综合考虑桩周土的弱化效应、地基土的成层非均质性以及桩-土界面的相对分离和相对滑移效应的影响。

由于动力 Winkler 模型中的滑动元件、弹簧、阻尼器和集中质量均不依赖于激振频率, 因此, 对于非线性相互作用体系的运动方程可在时域上通过逐步积分法直接进行求解, 避免了以往繁杂的卷积积分和 Fourier 变换计算, 从而使桩-土-上部结构相互作用体系的时域分析成为可能。



## 第八章 考虑桩—土相互作用效应的 桩基结构地震响应分析

**摘 要:** 运用子结构分析方法, 将本文桩基动力阻抗的研究成果和改进的非线性动力 Winkler 模型应用于桩基结构的地震响应分析中, 同时, 为便于进行验证分析, 考虑桩—土相互作用效应, 建立了桩基结构地震响应分析的有限元计算模型, 通过对现有分析软件进行二次开发, 发展了更适于进行桩基结构地震响应的整体有限元计算程序, 并在时域上进行了数值计算与分析, 进而针对某一工程实例, 分别采用子结构分析方法和有限元数值计算方法对桩—土—结构体系的地震响应特性进行了对比计算与分析, 得到了输入地震动的频谱特性和加速度幅值变化对桩基结构地震响应特性的影响规律, 从而为桩基结构的抗震分析与工程设计提供了参考依据。

**关键词:** 桩基结构; 桩—土相互作用; 地震响应分析; 子结构方法; 有限元法

### 8.1 引 言

现代结构工程学科的发展已经由个别构件的分析扩展到对整体结构及其耦联系统的综合控制。尽管上部结构的计算方法研究已经比较成熟, 但如果将上部结构与地基、基础作为一个整体综合考虑时, 就会发现系统的整体稳定是一个更加突出的问题。桩—土—结构动力相互作用是一个涉及土动力学、结构动力学、地震工程学、非线性振动理论和计算机技术等诸多学科的交叉性研究课题, 同时又是一个与土木、水利、建筑、市政、交通等诸多生产部门密切相关的实际性研究课题, 因此, 引起了国内外学者的广泛关注。

目前, 对桩基结构的动力相互作用机理及其特性的认识尚不明确, 且缺乏成熟而系统的分析方法与计算模型。常规的桩基结构抗震设计方法采用了刚性地基的假定, 即将上部结构、桩基础和地基独立开来分别进行计算, 其间仅通过荷载传递相联系, 不考虑各部分之间的刚度联系和变形协调, 未能反映桩—土—结构动力相互作用的影响。我国《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)中规定<sup>[127]</sup>, “结构抗震计算, 一般情况下可不考虑地基与结构相互作用的影响; III、IV 类场地上, 采用箱基和刚性较好的筏基的钢筋混凝土高层建筑, 若考虑地基与结构相互作用的影响, 按刚性地基假定分析的水平地震作用, 可根据结构和场地的不同, 折减 10~20%, 其层间变形可按折减后的楼层剪力计算。”但对桩—土—结构耦合体系的动力相互作用问题却并未提及。国内外大量的理论和试验研究均表明, 基于刚性地基假定的结构抗震计算并不一定总是安全的<sup>[128]</sup>。因此, 在桩基结构抗震设计中必

须合理地考虑桩-土-结构动力相互作用的影响。

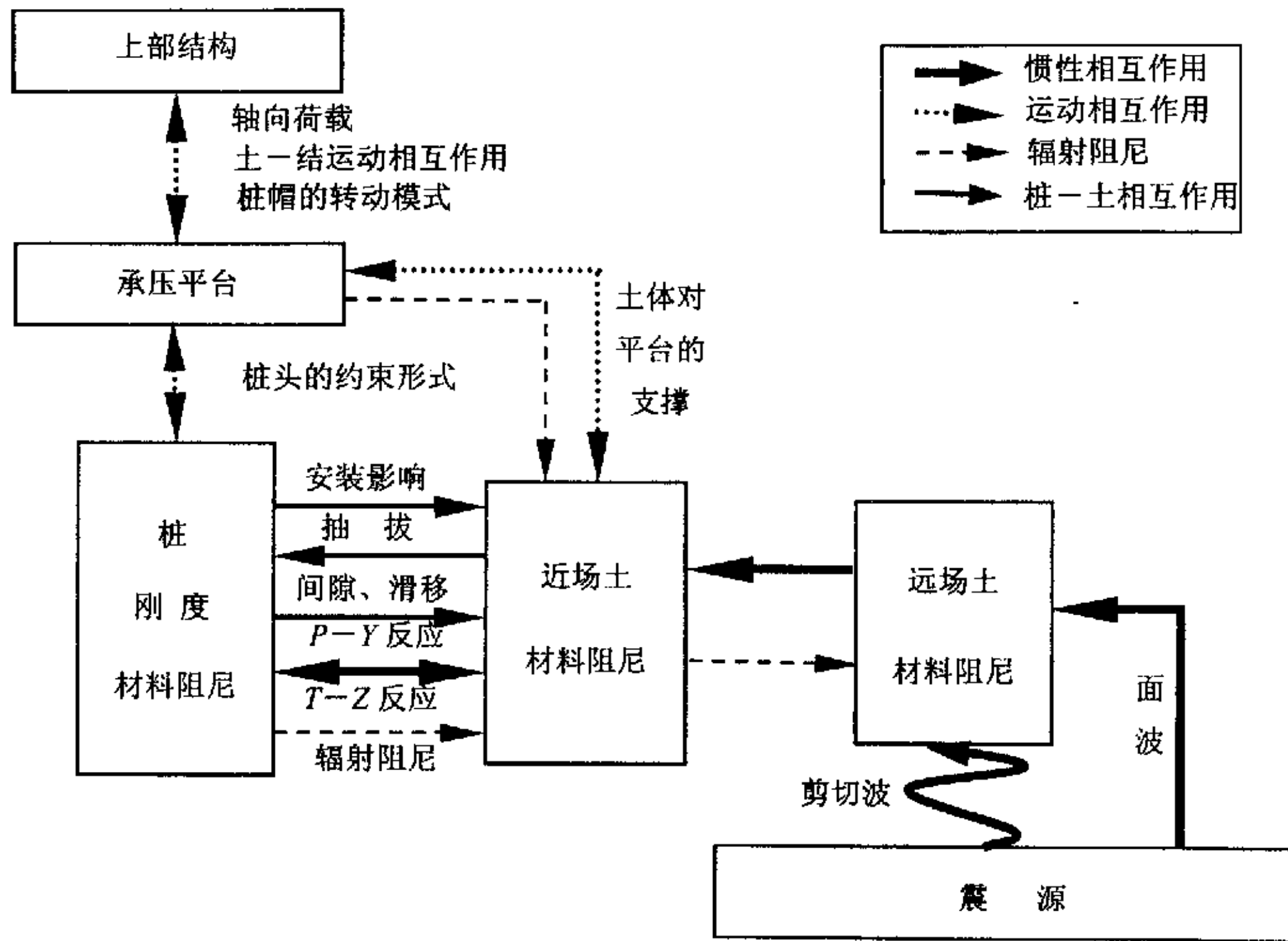


图 8.1 桩-土-结构动力相互作用整体分析示意图

Fig.8.1 The sketchy diagram for whole analysis of dynamic pile-soil-structure interaction system

如前所述，在动力荷载作用下，桩-土-结构相互作用体系的分析方法主要有整体分析方法和子结构分析方法两种。其中整体分析方法将桩-土-结构作为一个整体进行分析，其分析过程示意图如图 8.1 所示。对于如此复杂的结构体系，解析方法显然是难以奏效的，当前最有力的数值分析工具当属有限单元法。有限单元法不仅理论上比较成熟，而且可以考虑影响桩基工作性能的各主要因素，如土的塑性和液化特性、固结效应、桩的特殊边界约束条件等。Peter Arnold 等人对桩基海上石油平台进行了三维有限元分析，并研制了专门的有限元程序 INTRA，该程序具有丰富的单元库，除了可以考虑桩-土-结构的动力相互作用外，还可以考虑上部水体与结构的动力相互作用。Trochanis 研制了一套较完整的非线性有限元分析程序，运用库仑摩擦理论考虑桩-土间的滑移和间隙，并运用 Drucker-Prager 准则进行土体的非线性弹塑性分析。Wu 和 Finn 等人以 8 节点块体单元模拟土体，以 2 节点梁单元模拟桩，发展了一种准三维有限元方法，为了提高计算效率，将地震波运动平面以外的变形忽略，并通过与离心模型试验的结果进行对比，验证了程序的可靠性，他们又对土体采用有效应力分析方法，对桩周围砂土的液

化进行了分析<sup>[129-131]</sup>。王凤霞等人以 ANSYS 软件作为分析工具，对地震作用下桩-土-结构的线弹性和非线性地震响应特性进行了研究<sup>[132]</sup>。肖晓春和迟世春对横向荷载作用下的单桩和群桩分别按协调单元和非协调单元进行了有限元计算，分析了水平荷载作用下柔性桩的变形和力学特性<sup>[27]</sup>。

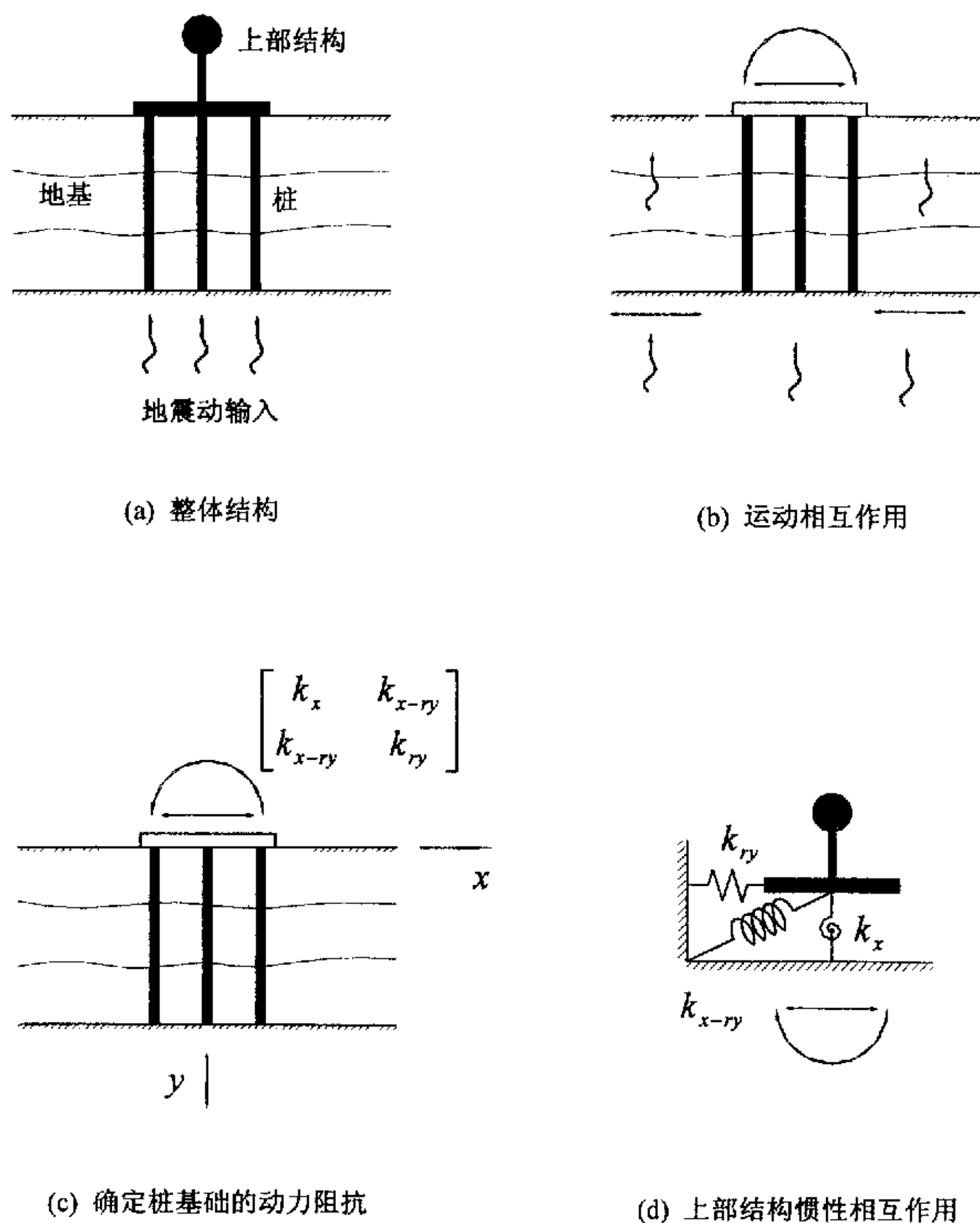


图 8.2 桩-土-结构动力相互作用子结构分析方法示意图

Fig.8.2 Substructure method for dynamic pile-soil-structure interaction analysis

在动力学问题中，振动能量会不断向远场散逸，即使截取的计算区域边界比较远，但由于在截断边界上会发生波的反射，从而给分析结果带来较大的误差。有限单元法作为一种有限域的数值分析方法，在处理此类问题时也遇到了困难。

为处理无限域问题,通常采用有限元与边界元、无限元、无穷元等数值方法耦合的计算方法,以发挥各自的优势。此外,在截取的边界上设置人工边界是处理无限域问题的另一行之有效的途径。建立人工边界的方法可分为两大类:精确边界和局部边界。局部边界的实用性较好,所需计算机存储量小,计算时间短。在常用的人工边界中,粘性边界、旁轴边界、透射边界属时域局部人工边界,其中旁轴边界和透射边界精度较高,粘性边界虽然只有一阶精度,但概念清楚,易于程序实现,应用也比较广泛,但这种边界仅考虑了对散射波能量的吸收,不能模拟半无限地基的弹性恢复能力,在低频力作用下可能会发生整体漂移<sup>[133]</sup>。

将桩-土-结构动力相互作用系统作为一个整体进行分析是非常复杂的,为了在设计中能考虑其主要效应,通常把动力相互作用问题分解为运动相互作用和惯性相互作用两部分进行分析。运动相互作用反映的是地震波作用下桩和土运动的差异,而惯性相互作用反映的是上部结构惯性力的影响。在进行抗震分析时,通常将整个体系沿结构与土体的交界面划分为两个子结构<sup>[15, 134, 135]</sup>,或者按上部结构-群桩、地基分成两个子结构<sup>[136]</sup>,然后分别对这两个子结构进行单独求解,通过在上部结构的运动方程中引入桩基动力阻抗函数的方法来考虑桩基础对结构地震反应的影响。子结构方法一般分三步:(1) 桩基础存在时的地震动输入与自由场的差异;(2) 确定桩基础的等效动力阻抗;(3) 考虑桩基的动力阻抗,计算上部结构在给定地震动输入条件下的结构动力反应即惯性相互作用<sup>[137]</sup>。子结构方法的计算步骤如图 8.2 所示。

本章首先基于桩基动力阻抗和改进非线性动力 Winkler 模型的研究成果,简要阐述了桩-土-结构体系地震响应分析的子结构方法,为便于进行验证分析,考虑桩-土相互作用效应,建立了桩基结构地震响应分析的有限元计算模型,通过对现有分析软件进行二次开发,发展了用于桩-土-结构地震响应整体分析的有限元程序,并在时域上进行了数值计算与分析,进而针对某一工程实例,分别采用子结构分析方法和整体有限元数值计算方法对桩-土-结构体系的地震响应特性进行了对比计算和分析,验证了两种方法所得计算结果的基本一致性,得到了一些重要结论,从而为桩基结构的抗震分析与工程设计提供了参考依据。

## 8.2 桩基结构动力响应的子结构分析方法

根据子结构方法,将图 8.3 所示的群桩-土-上部结构系统划分为上部结构、刚性承台和群桩基础三部分<sup>[58]</sup>。其中,桥墩上部结构的基本控制方程可表示为

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -M_s N (\ddot{x}_f + \ddot{x}_g) \quad (8-1)$$

即

$$M_s(\ddot{x}_s + N\ddot{x}_f + N\ddot{x}_g) = -C_s\dot{x}_s - K_s x_s \quad (8-2)$$

式中  $M_s$ ,  $C_s$  和  $K_s$  分别为上部结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵,  $x_s$  为上部结构相对于桩基承台的位移向量,  $x_f$  为承台形心相对于自由场运动的位移向量,  $x_g$  为自由场运动的位移向量,  $N$  为拟静力转换矩阵, 且

$$N^T = \begin{bmatrix} 1 & 1 & \cdots & \cdots & 1 & 1 \\ h_1 & h_2 & \cdots & \cdots & h_{n-1} & h_n \end{bmatrix} \quad (8-3)$$

式中  $h_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) 为第  $i$  自由度距承台底面的高度。

刚性承台的运动方程为

$$M_f(\ddot{x}_f + \ddot{x}_g) + M_s N^T(\ddot{x}_s + N\ddot{x}_f + N\ddot{x}_g) = F_f \quad (8-4)$$

其中

$$M_f = \begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & I_f \end{bmatrix}, \quad F_f = [F_c \quad M_c]^T \quad (8-5)$$

式中  $m_f$ ,  $I_f$  和  $x_f$  分别为刚性承台的质量、质量惯性矩和相对于自由场的位移向量,  $F_c$  和  $M_c$  分别为群桩反力在刚性承台底面形心处所形成的合力和合力矩。

将方程(8-2)代入方程(8-4)可得

$$M_f(\ddot{x}_f + \ddot{x}_g) - N^T C_s \dot{x}_s - N^T K_s x_s = F_f \quad (8-6)$$

设  $x$  为上部结构相对于自由场的位移向量, 则

$$x = x_s + N x_f \quad (8-7)$$

联立方程(8-1)和(8-6)可得桥墩上部结构—刚性承台的耦合运动方程为

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & -C_s N \\ -N^T C_s & N^T C_s N \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{x}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & -K_s N \\ -N^T K_s & N^T K_s N \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ x_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N\ddot{x}_g \\ \ddot{x}_g \end{Bmatrix} \quad (8-8)$$

群桩的位移—反力关系可在频域内表示为

$$-F_f(\omega) = K^G(\omega) x_f(\omega) \quad (8-9)$$

式中  $F_f(\omega)$  和  $x_f(\omega)$  分别为  $F_f$  和  $x_f$  的 Fourier 变换,  $K^G(\omega)$  为群桩的动力阻抗, 是激振频率的函数, 根据本文的研究成果, 可以表达成下列形式

$$K^G(\omega) = K(\omega) + iC(\omega) \quad (8-10)$$

考虑式(8-9), 对式(8-8)进行求解, 即可得到群桩—土—结构体系的动力响应。

由于系统的非线性性质, 通常的频域方法无法对由式(8-8)和式(8-9)表示的群桩—土—上部结构体系的耦合运动方程进行求解, 而桩基动力阻抗与频率的

相关性又使得桩-土-结构体系的动力方程无法在时域内直接求解。对于此类问题,可以采用以下三种方法进行求解。

(1) 频-时域混合方法<sup>[138, 139]</sup>。这种方法是求解具有频率相关性的非线性动力方程的有效方法,其基本原理可以用下面的图式说明:

$$\underbrace{F_i^L + \Delta F_i^{NL}}_{F_i^{NL}} = F_E^{NL} \quad (8-11)$$

在此过程中,非线性系统由一拟线性系统来代替,非线性系统的外力  $F_E^{NL}$  由拟线性系统的内力  $F_i^L$  与虚拟激励力  $\Delta F_i^{NL}$  之和来平衡,系统的非线性特性由虚拟激励力  $\Delta F_i^{NL}$  来体现。虚拟激励力补偿了由拟线性系统得到的内力与非线性系统真实内力之差。运用频-时域混合法时,首先在时域内计算虚拟力,并转换到频域内,然后在频域内求解动力方程,所得到的响应值再转换至时域,在时域内重新计算虚拟力。

对于方程(8-8)表示的桩基-结构体系相互作用问题,采用上部结构处于弹性时的系统作为拟线性系统,则用频-时域混合方法求解时,第  $j$  次迭代时的系统动力方程可按式(8-12)进行求解。

$$\begin{aligned} & \left( -\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_s & -C_s N \\ -N^T C_s & N^T C_s N + C(\omega) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & -K_s N \\ -N^T K_s & N^T K_s N + K(\omega) \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} X_s(\omega) \\ X_f(\omega) \end{Bmatrix} \\ & = - \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \ddot{X}_g(\omega) \\ \ddot{X}_g(\omega) \end{Bmatrix} + Q_j(\omega) \end{aligned} \quad (8-12)$$

其中

$$q_j(t) = \begin{bmatrix} K_s - K_s(t) & -(K_s - K_s(t))N \\ -N^T(K_s - K_s(t)) & N^T(K_s - K_s(t))N \end{bmatrix} X_f^{j-1}(t), \quad X_f^{j-1}(t) = \begin{Bmatrix} x_s^{j-1}(t) \\ x_f^{j-1}(t) \end{Bmatrix}$$

式中  $K_s$  为上部结构的弹性刚度,  $X_s(\omega)$  和  $X_f(\omega)$  分别为  $x_s(t)$  和  $x_f(t)$  的 Fourier 变换,  $\ddot{X}_g(\omega)$  和  $Q_j(\omega)$  分别为  $\ddot{x}_g(t)$  和虚拟激励力  $q_j(t)$  的 Fourier 变换。

(2) 阻抗函数常数化方法。这种近似的桩基-结构地震响应分析方法忽略了阻抗函数与频率的相关性,将桩基的动力阻抗用常数代替,群桩的动力阻抗可以取上部结构基频  $\omega_0$  时的值,也可以取桩基-结构体系基频时的值,在求解桩基-结构体系的基频时,阻抗取静力情况下 ( $\omega=0$ ) 的值。

(3) 动力 Winkler 模型法。这种近似的桩-土-上部结构动力响应分析方法将桩基的动力阻抗简化为某种组合力学模型,即本文改进的动力 Winkler 模型(图 7.12),将群桩的动力阻抗作用以与频率无关的弹簧、阻尼器、集中质量和滑动元件的组合模型来代替。这时,时域内的桩-土-结构体系的运动方程为



$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & -C_s N \\ -N^T C_s & N^T C_s N + C(\omega_0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{x}_f \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} K_s & -K_s N \\ -N^T K_s & N^T K_s N + K(\omega_0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ x_f \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N \\ I \end{bmatrix} \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (8-13)$$

式中  $I$  为单位矩阵。

### 8.3 桩基结构动力响应的整体有限元分析方法

#### 8.3.1 有限元计算模型的建立

桩—土—上部结构动力相互作用体系的有限元计算模型如示意图 8.3 所示。

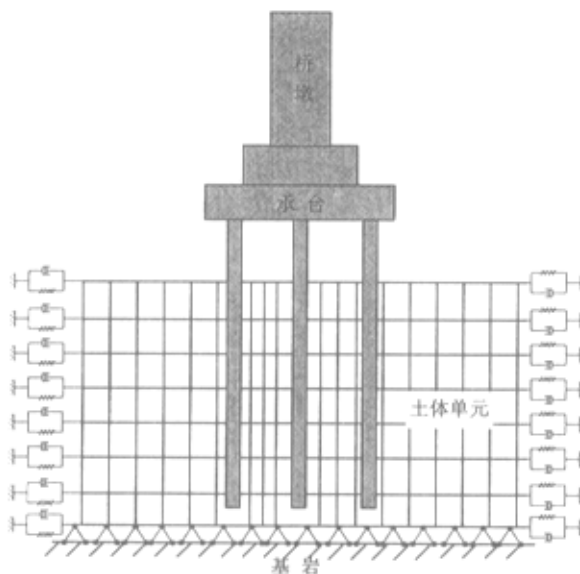


图 8.3 桩—土—结构动力相互作用分析的有限元模型示意图

Fig.8.3 The sketchy representation of FEM model of pile-soil-structure interaction system

用隐式时间积分格式考虑桩—土—上部结构系统在时间步  $t + \Delta t$  的平衡，并以动力方程的增量形式表示为

$$M\ddot{U}'_{t+\Delta t} + C_t\dot{U}'_{t+\Delta t} + K_t U' = R_{t+\Delta t} - F'_{t+\Delta t} \quad (8-14)$$

式中  $M$ ,  $C_t$  和  $K_t$  分别为系统的质量矩阵、 $t$  时刻的阻尼矩阵和刚度矩阵,  $\ddot{U}$ ,  $\dot{U}$  和  $U$  分别为系统的加速度向量、速度向量和位移向量, 上标  $i$  表示迭代步, 下标  $t$  表示时间步,  $R_{t+\Delta t}$  为外部作用的节点荷载向量,  $F_{t+\Delta t}^{i-1}$  为  $t + \Delta t$  时刻第  $i-1$  次迭代后与系统单元应力等效的节点力向量。

在动力非线性分析中采用隐式积分格式, 常用的技术是梯形法则, 这一方法实际是当  $\delta = 1/2$ ,  $\alpha = 1/4$  时的 Newmark 时程积分方法<sup>[140-143]</sup>。在地震响应时程分析中, 每一时间步需要进行非线性迭代, 此处采用修正的 Newton-Raphson 迭代方法。根据梯形积分法则可得

$$U_{t+\Delta t}^i = U_{t+\Delta t}^{i-1} + \Delta U^i \quad (8-15)$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \frac{\Delta t}{2} (\dot{U}_t + \dot{U}_{t+\Delta t}) \quad (8-16)$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{U}_{t+\Delta t} + \ddot{U}_t) \quad (8-17)$$

联合关系式(8-15)~式(8-17), 可得到

$$\dot{U}_{t+\Delta t}^i = \frac{2}{\Delta t} (U_{t+\Delta t}^{i-1} - U_t + \Delta U^i) - \dot{U}_t \quad (8-18)$$

$$\ddot{U}_{t+\Delta t}^i = \frac{4}{\Delta t^2} (U_{t+\Delta t}^{i-1} - U_t + \Delta U^i) - \frac{4}{\Delta t} \dot{U}_t - \ddot{U}_t \quad (8-19)$$

将式(8-18)和式(8-19)代入(8-14), 可得到

$$\left( \frac{4}{\Delta t^2} M + \frac{2}{\Delta t} C_t + K_t \right) \Delta U^i = R_{t+\Delta t} - F_{t+\Delta t}^{i-1} - P_{t+\Delta t}^{i-1} \quad (8-20)$$

即

$$\bar{K}_t \Delta U^i = \Delta \bar{R}_{t+\Delta t}^i \quad (8-21)$$

其中

$$\begin{aligned} \bar{K}_t &= \frac{4}{\Delta t^2} M + \frac{2}{\Delta t} C_t + K_t, & \Delta \bar{R}_{t+\Delta t}^i &= R_{t+\Delta t} - F_{t+\Delta t}^{i-1} - P_{t+\Delta t}^{i-1} \\ P_{t+\Delta t}^{i-1} &= \left[ \frac{4}{\Delta t^2} (U_{t+\Delta t}^{i-1} - U_t) - \frac{4}{\Delta t} \dot{U}_t - \ddot{U}_t \right] M + \left[ \frac{2}{\Delta t} (U_{t+\Delta t}^{i-1} - U_t) - \dot{U}_t \right] C_t \end{aligned} \quad (8-22)$$

式中  $\bar{K}_t$  为等效刚度矩阵,  $\Delta \bar{R}_{t+\Delta t}^i$  为等效荷载向量。

非线性迭代中需要进行收敛判断, 常用的收敛准则包括不平衡力收敛准则、位移收敛准则和能量收敛准则, 这里采用下列不平衡力收敛准则,

$$\frac{R_{t+\Delta t} - F_{t+\Delta t}^{i-1} - M_{t+\Delta t} \ddot{U}_{t+\Delta t}^{i-1} - C_t \dot{U}_{t+\Delta t}^{i-1}}{R_{t+\Delta t} - F_t - M \ddot{U}_t - C_t \dot{U}_t} \leq \varepsilon_f \quad (8-23)$$

式中  $\varepsilon_f$  为给定的不平衡力允许误差限, 一般取为  $10^{-4}$ 。

在横向地震荷载作用下, 桩基础将受到较大的水平剪切作用, 横向弯曲是桩体变形的主要特征, 为了更准确地模拟桩的横向弯曲, 采用  $H_{11}$  非协调元模拟桩体,  $H_{11}$  单元是由 8 节点六面体单元  $H_6$  补充 3 个非节点的内部自由度得到, 其位移插值函数为<sup>[144]</sup>

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = u_q + u_\lambda = \sum_{i=1}^8 N_i(\xi, \eta, \zeta) \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix} + \sum_{i=1}^3 P_i(\xi, \eta, \zeta) \begin{Bmatrix} \alpha_i \\ \beta_i \\ \gamma_i \end{Bmatrix} \quad (8-24)$$

式中  $u_q$  为协调位移,  $u_\lambda$  为非协调位移。

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)(1 + \zeta\zeta_i), \quad (\xi_i, \eta_i, \zeta_i = \pm 1, i = 1, 2, \dots, 8) \quad (8-25)$$

$$P_1 = 1 - \xi^2, \quad P_2 = 1 - \eta^2, \quad P_3 = 1 - \zeta^2 \quad (8-26)$$

由于引入了非协调项, 这种三维 8 节点单元中插值函数的二次项是完备的, 从而使单元的计算精度与三维 20 节点协调元的计算精度相当。但由于这种单元的节点数只是 20 节点协调元的 2/5, 因此显著提高了计算效率<sup>[145]</sup>。

土体采用普通的 8 结点等参单元模拟, 采用单一屈服面本构模型 (Hierarchical Single Surface Model)<sup>[146-151]</sup> 考虑土的弹塑性性质。单面模型用一封闭光滑的空间曲面来确定连续屈服面和极限强度, 没有奇异点和角点。该模型对屈服加载和非屈服加载分别进行处理, 且又都分为再加载、中性变载和卸载三种情况。除常规的弹性常数如剪切模量  $G$ 、弹性模量  $E$ 、质量密度  $\rho$  和泊松比  $\nu$  外, 该模型还引入了基本塑性参数  $\gamma$ ,  $\beta$ ,  $m$ ,  $n$ , 硬化参数  $h_1$ ,  $h_2$  和塑性模量参数  $r_1$ ,  $r_2$  等, 这些模型参数均可通过常规试验方法测得, 本文采用的模型基本参数值列于表 8.1。

表 8.1 分析中采用的土的本构模型参数

Table 8.1 Soil parameters of constitutive model used for analysis

$G/\text{MPa}$	$E/\text{MPa}$	$\rho/\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$	$\nu$	$\gamma$	$\beta$	$m$	$n$	$h_1$	$h_2$	$r_1$	$r_2$
32.6	86.0	1.95	0.32	0.047	0.0	-0.5	2.3	0.0034	0.78	500	2.4

桩—土交界面的动力特性是影响桩—土—结构耦合体系抗震性能的一个重要因素<sup>[152-157]</sup>。本文采用动力接触面单元模拟桩—土交界面, 接触面单元的动剪切刚度非线性地依赖于动剪应变  $\gamma$ , 用下列双曲线关系表示为

$$K_j = K_{j\max} / (1 + \hat{m}K_{j\max}\gamma/\tau_c) \quad (8-27)$$

式中  $\tau_c = \sigma_n \tan \hat{\delta}$  与  $K_{j\max} = \hat{c}\sigma_n^{0.7}$  分别为接触面破坏时的剪应力及最大动剪切模

量,  $\sigma_n$  为接触面单元的法向应力,  $\hat{\delta}$  为接触面的摩擦角,  $\hat{m}$  与  $\hat{c}$  为经验系数, 根据经验, 分别取值为  $\hat{\delta} = 23^\circ$ ,  $\hat{c} = 22$ ,  $\hat{m} = 2$ 。接触面单元的阻尼比为

$$\xi_j = \left(1 - K_j / K_{j\max}\right) \xi_{j\max} \quad (8-28)$$

式中  $\xi_{j\max}$  为最大阻尼比, 取值为 20%。

由于受计算条件的限制, 对桩-土-结构动力相互作用体系进行有限元分析时, 往往需要从半无限地基介质中截取桩基附近某个有限区域建立有限元计算模型。对于静力相互作用分析, 根据圣维南原理, 只需将分析区域的边界取在距离桩基结构区域足够远处即可; 但对于地震荷载作用下的动力相互作用分析, 为了合理地消除振动能量在所选定的有限区域边界处的反射效应, 通常需在所选定的计算区域上给定某种特定的人工边界条件<sup>[158-161]</sup>, 如图 8.3 所示, 计算区域的底部采用固定边界, 两侧则采用粘性边界。

### 8.3.2 动力非线性分析的数值实施

整个动力非线性分析过程包括三部分: (1) 系统的初态计算, 包括静荷载作用下的位移、应力、刚度和固有频率等; (2) 对地震历时中的时间步进行循环, 应用时程积分方法计算地震历时中每一时间步的位移、速度、加速度和应力等; (3) 在每一时间步内进行非线性迭代, 直到不平衡荷载满足允许的误差为止。具体实施步骤如下:

#### 1. 系统的初始状态确定

- (1) 计算系统的质量矩阵  $M$  和初始刚度矩阵  $K_0$ ;
- (2) 计算系统前  $n$  阶的模态和相应的频率;
- (3) 确定系统的初始条件:  $U_0$ ,  $\dot{U}_0$  和  $\ddot{U}_0$ ;

#### 2. 对时间步进行循环

(1) 根据单元各 Gauss 点的应力状态计算系统的弹塑性刚度矩阵  $K_t$ , 并计算相应的阻尼矩阵  $C_t$ ;

(2) 计算等效刚度矩阵:  $\bar{K}_t = \frac{4}{\Delta t^2} M + \frac{2}{\Delta t} C_t + K_t$ ;

(3) 对等效刚度矩阵  $\bar{K}_t$  进行三角分解;

3. 在时间步  $t$  内进行循环迭代, 第  $i$  次迭代的过程为:

(1) 计算等效荷载向量:  $\Delta \bar{R}_{t+\Delta t}^i = R_{t+\Delta t} - F_{t+\Delta t}^{i-1} - P_{t+\Delta t}^{i-1}$ ;

(2) 通过回代, 计算第  $i$  次迭代的位移向量增量;

(3) 根据本构模型, 由节点位移增量计算单元的应力增量, 并确定单元 Gauss 点在该迭代步的应力状态;

(4) 计算系统的等效节点力向量:  $F_{t+\Delta t}^i = \int_V B^T \sigma_{t+\Delta t}^i dV$ ;

- (5) 计算当前迭代步的位移、速度和加速度向量;
- (6) 进行收敛判断, 如果满足收敛条件则结束迭代, 进入下一时间步求解, 如果不满足收敛条件则返回 3-(1) 继续进行迭代;

## 8.4 算例分析

子结构计算方法和有限元计算方法是桩基结构地震响应分析中常用的两种方法, 同时也是简化分析方法和整体分析方法思想的典型代表。为了验证本文桩基动力阻抗研究成果的合理性, 并以此为基础探讨子结构分析方法和有限元计算方法在桩—土—结构体系地震响应特性分析中的差异, 针对某一具体工程实例, 分别运用这两种方法进行对比计算与分析。

### 8.4.1 算例基本条件

某实际工程中高桩承台桥墩的基本尺寸见图 8.4。群桩布置如图中 C—C 剖面所示, 为 2×3 群桩, 桩的直径为 1.2m。设沿列车运动的方向为纵向, 则与列车运动方向垂直的水平方向为横向。

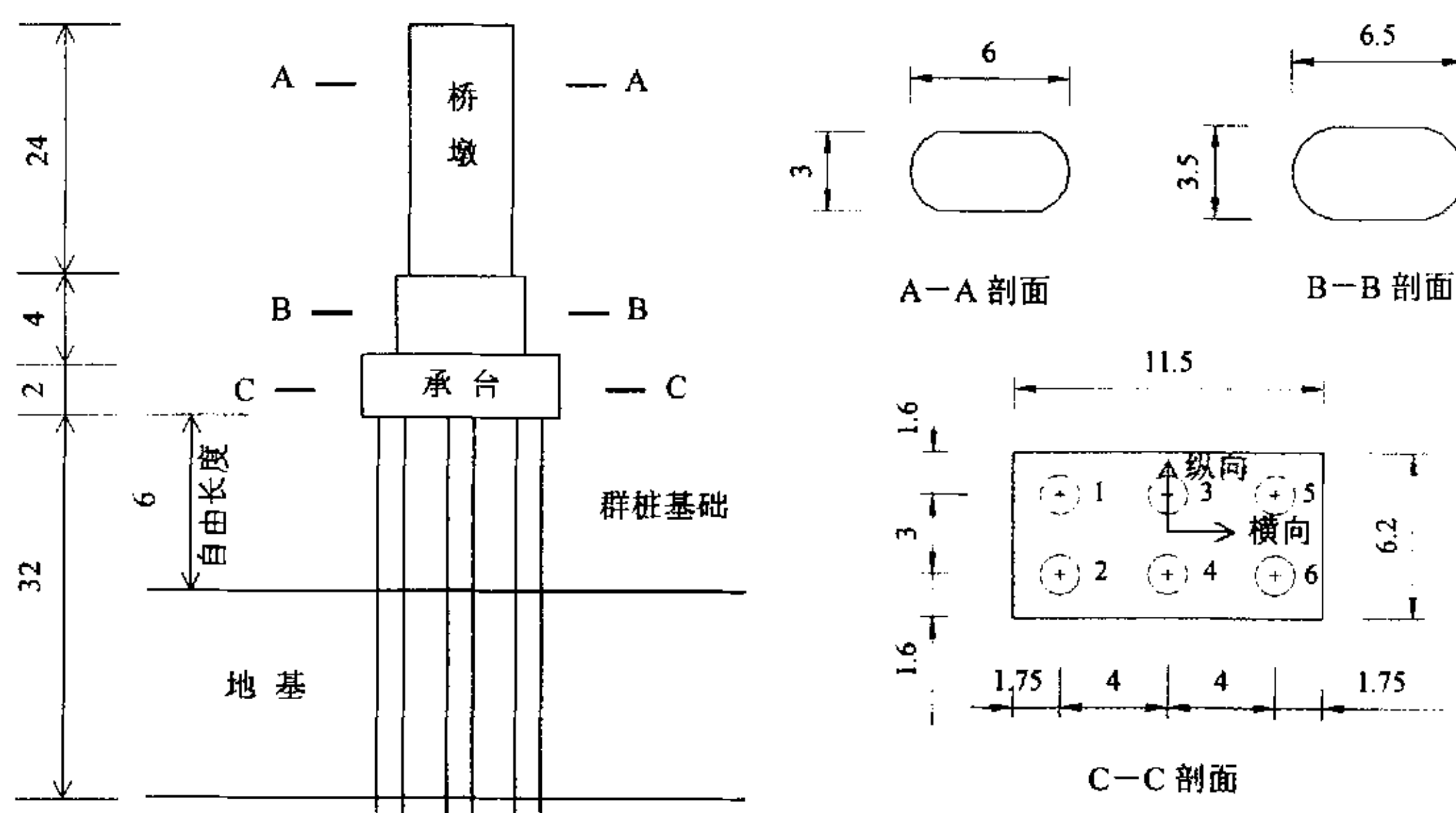
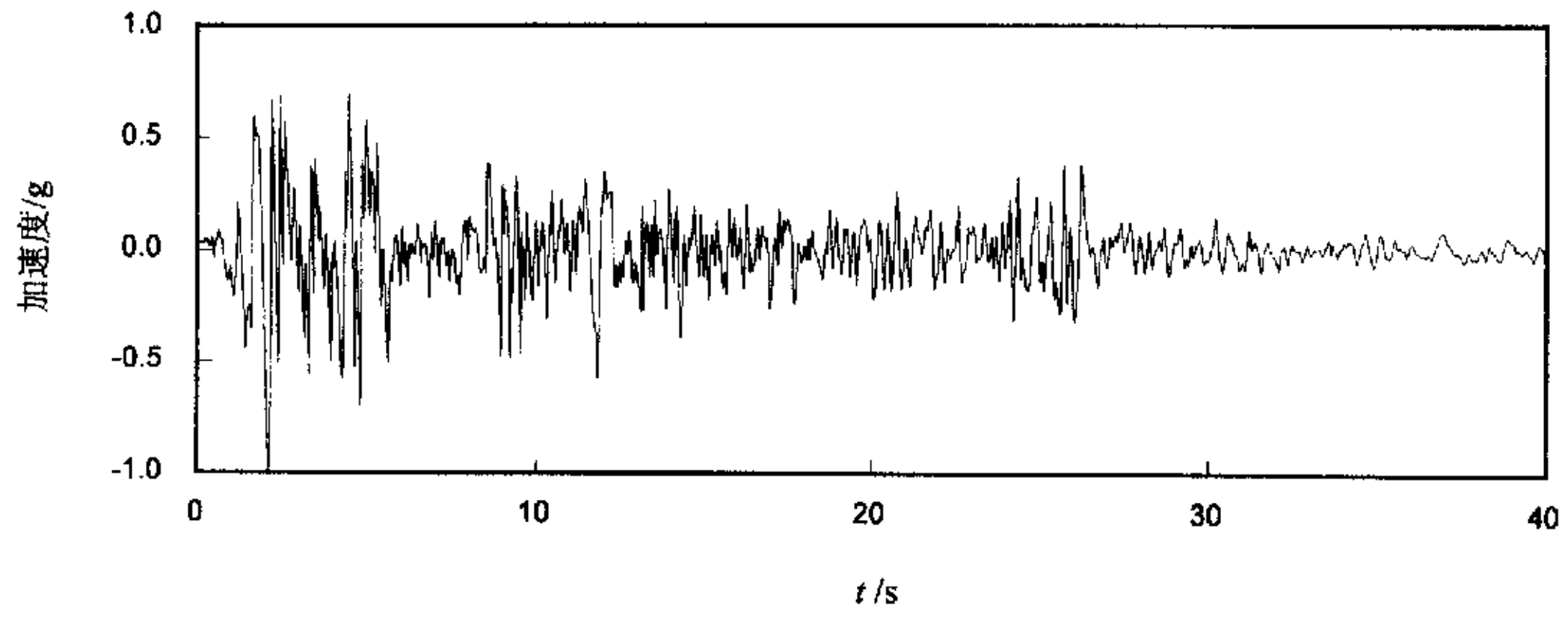
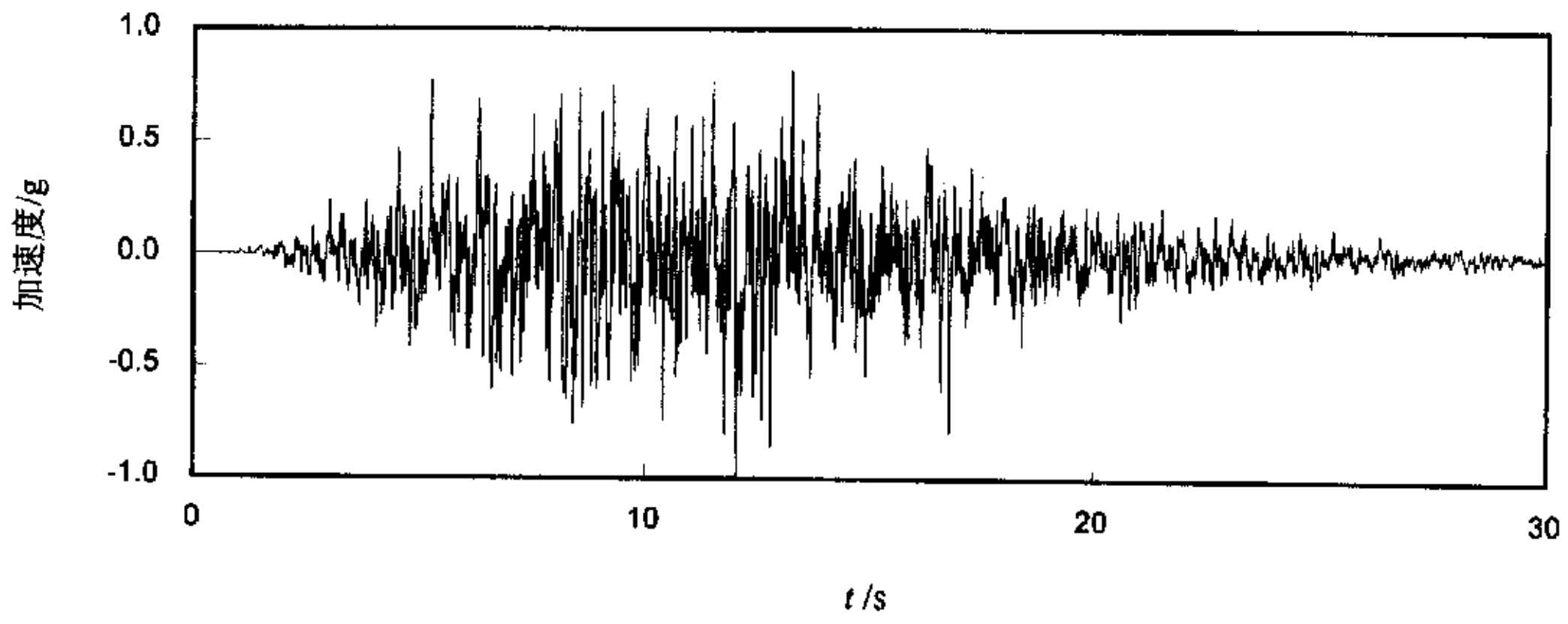


图 8.4 高桩承台结构算例示意图 (单位: m)

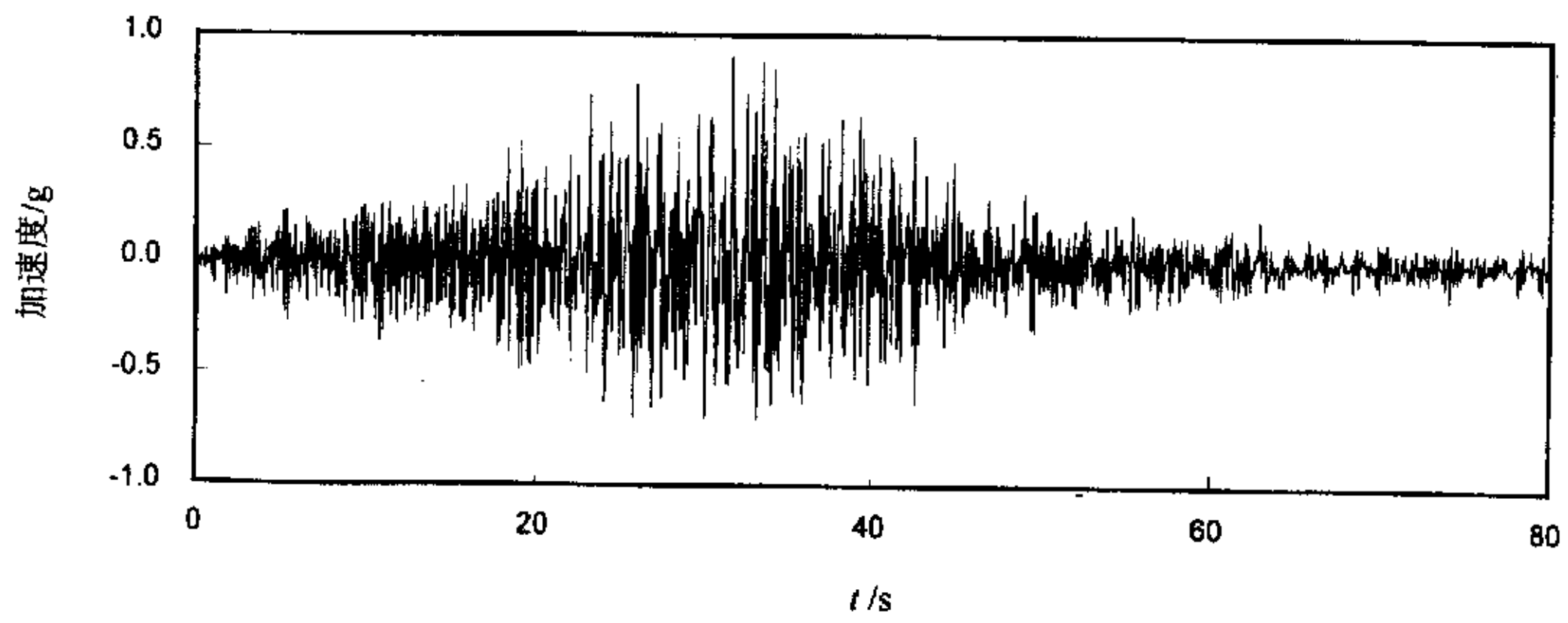
Fig.8.4 The sketchy representation of example structure on highly-elevated pile foundation (unit: m)



(a) El-Centro 地震



(b) 人工合成地震



(c) 唐山地震

图 8.5 输入地震动的加速度时程曲线

Fig.8.5 Time histories of accelerations of different input earthquakes

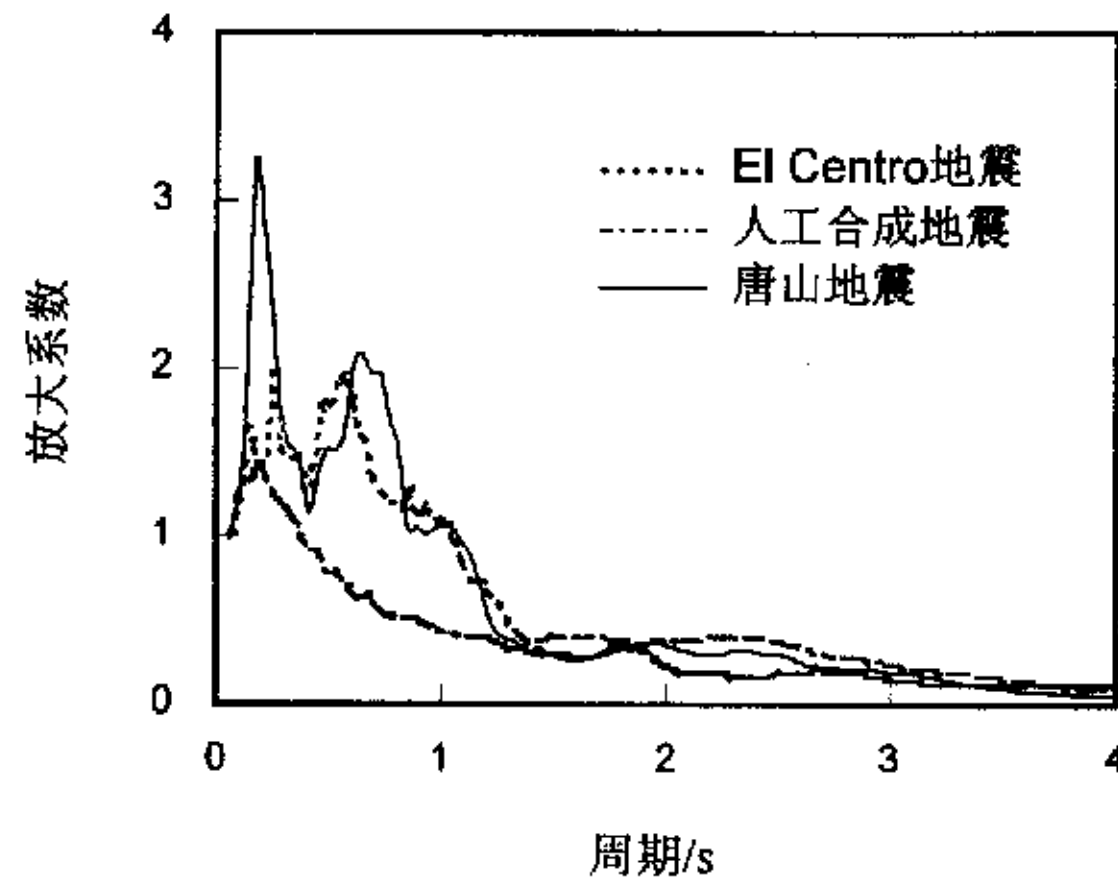


图 8.6 不同地震动的反应谱

Fig.8.6 The response spectra of different input earthquakes

分别选择具有代表性的 El-Centro 地震、唐山地震和人工合成地震的地面加速度记录作为计算输入地震动，其加速度时程曲线如图 8.5 所示，相应的加速度反应谱如图 8.6 所示。由图可见，El-Centro 地震的卓越周期有两个峰值，即 0.25s 和 0.55s，在  $T=0.25s\sim 0.55s$  范围内，El-Centro 地震的振动分量较丰富，加速度峰值分布在较宽的时间范围内，属振动型地震动；而唐山地震则只在 0.18s 时出现一个主振周期峰值，放大系数较大，峰值加速度发生在较短的时间范围内，比较集中，属冲击型地震动；人工合成地震则介于两者之间。

#### 8.4.2 计算结果分析

为了研究地震动的频谱特性对上部结构动力响应特性的影响，当输入加速度幅值为 0.2g 时，针对三种不同的地震动输入，用上述有限元计算模型进行了数值分析，同时，针对 El-Centro 地震动加速度记录，采用子结构分析方法进行了计算。计算所得到的最大水平加速度放大系数、峰值水平相对位移以及桥墩顶部和承台顶部的加速度反应谱分别如图 8.7 和图 8.8 所示。

由图可见，子结构方法和有限元方法计算所得结果是一致的。由于三种输入地震动的卓越周期相对结构体系的自振周期均较小，因此，桩—土—结构体系在三种不同地震动输入条件下的水平加速度放大系数和峰值水平相对位移差别不大。然而，结构中特征结点的加速度响应的频谱特性却具有比较显著的差别。对于唐山地震动输入，桥墩顶部的加速度谱与唐山地震的频谱特性相似，放大倍数略有增加，峰值向低频段靠近，低频振动分量更加丰富。对于 El-Centro 地震动输入，放大倍数明显增加，峰值出现的频段较唐山地震动的低。承台顶部的加速度



响应中低频分量明显减少。

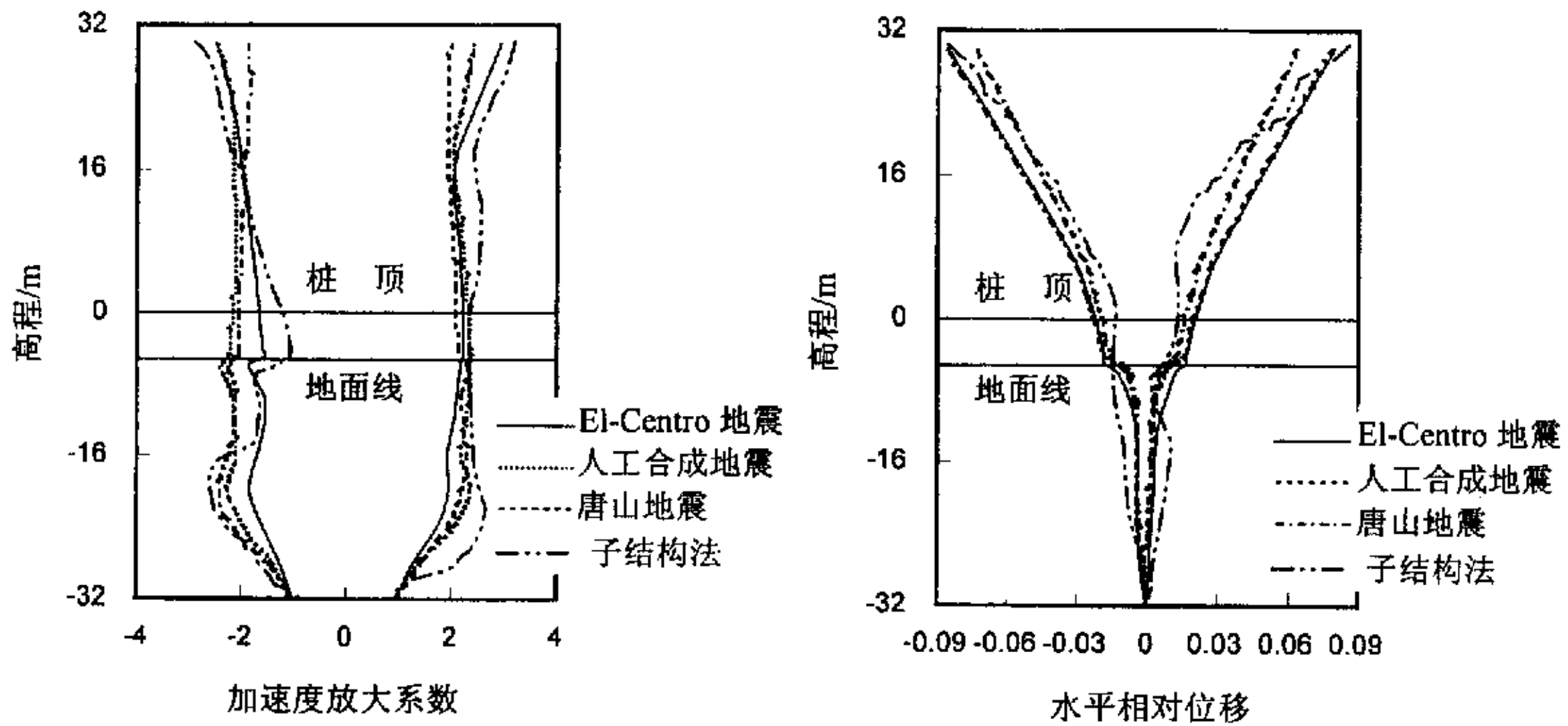
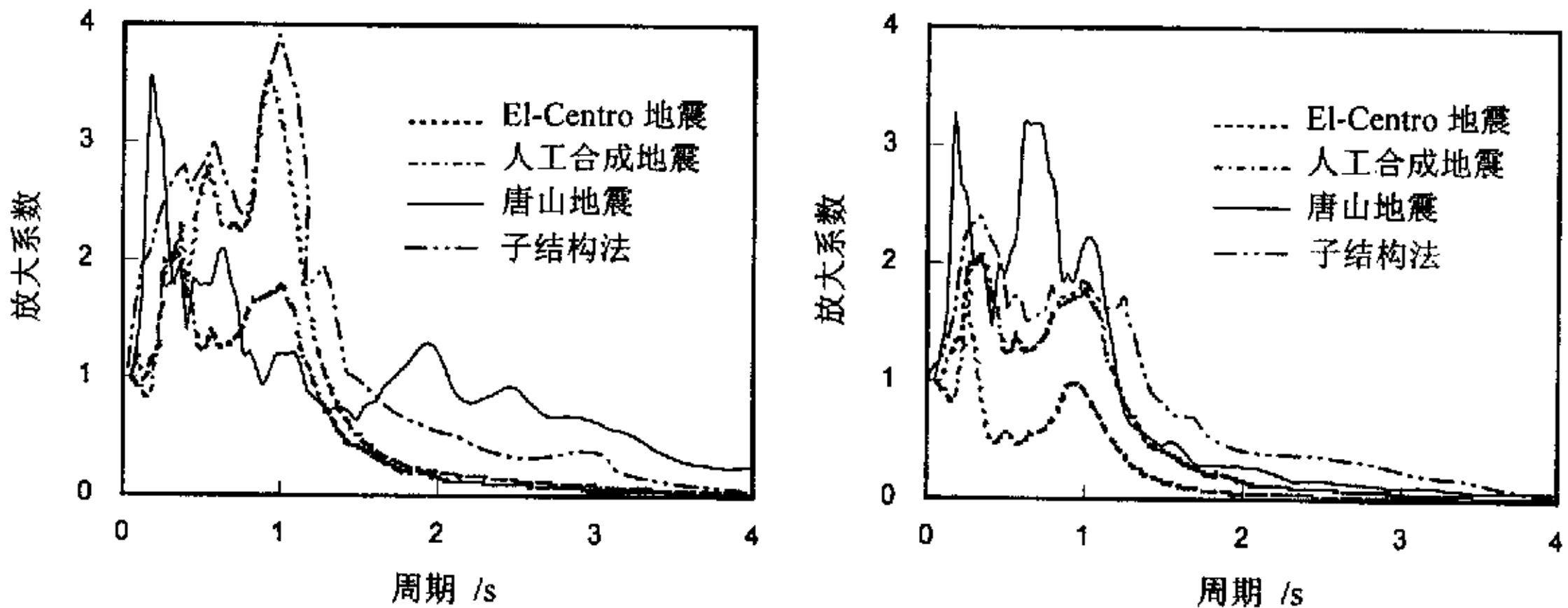


图 8.7 不同输入地震动条件下水平加速度放大系数与峰值水平相对位移分布  
 Fig.8.7 Distributions of horizontal acceleration amplification factors and peak lateral relative displacements for different earthquakes



(a) 桥墩顶部的加速度反应谱 (b) 承台顶部的加速度反应谱

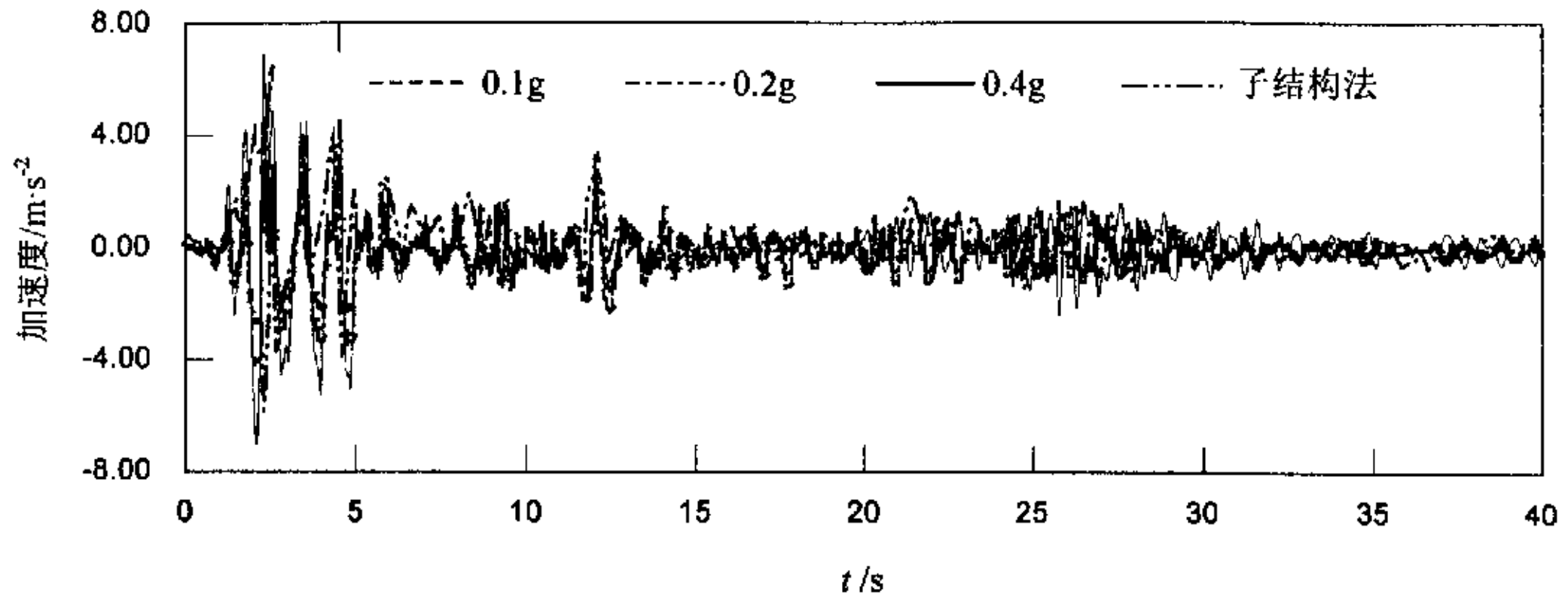
图 8.8 不同地震动条件下结构中特征节点的加速度反应谱

Fig.8.8 The acceleration response spectra of typical nodes of structure for different earthquakes

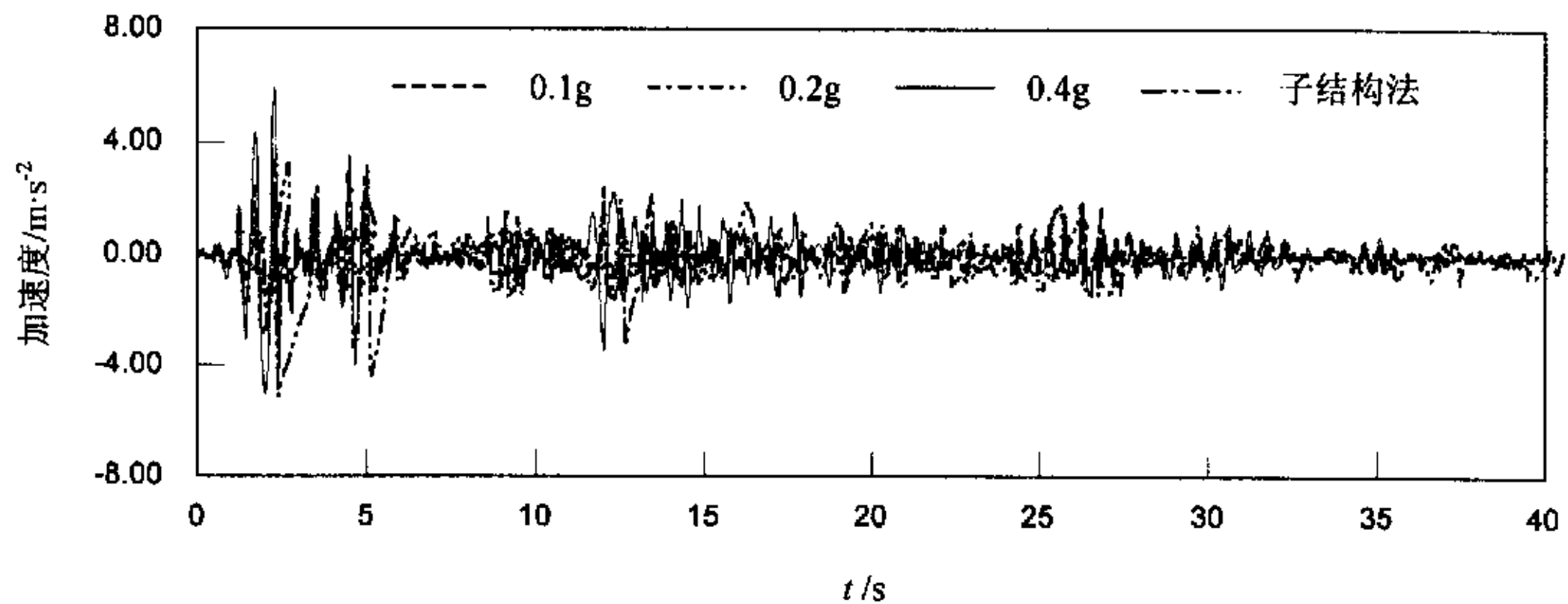
以 El-Centro 地震动输入为例, 分别对应设计烈度为 7, 8 和 9 度时的情况, 最大加速度幅值依次取值为 0.1g, 0.2g 和 0.4g, 采用有限元方法进行数值计算, 通过对比分析探讨了输入地震动强度对上部结构动力响应特性的影响, 同时, 为便于对比, 采用子结构分析方法对地震动加速度为 0.4g 时的情况进行了计算, 所得到

的桥墩顶部和承台顶部的加速度时程、位移时程、最大水平加速度放大系数、峰值水平相对位移以及桥墩顶部的加速度反应谱和位移反应谱如图 8.9~图 8.13 所示,整个地震持时中桥墩顶部位移最大时刻的典型截面的弯矩和剪力值列于表 8.2。

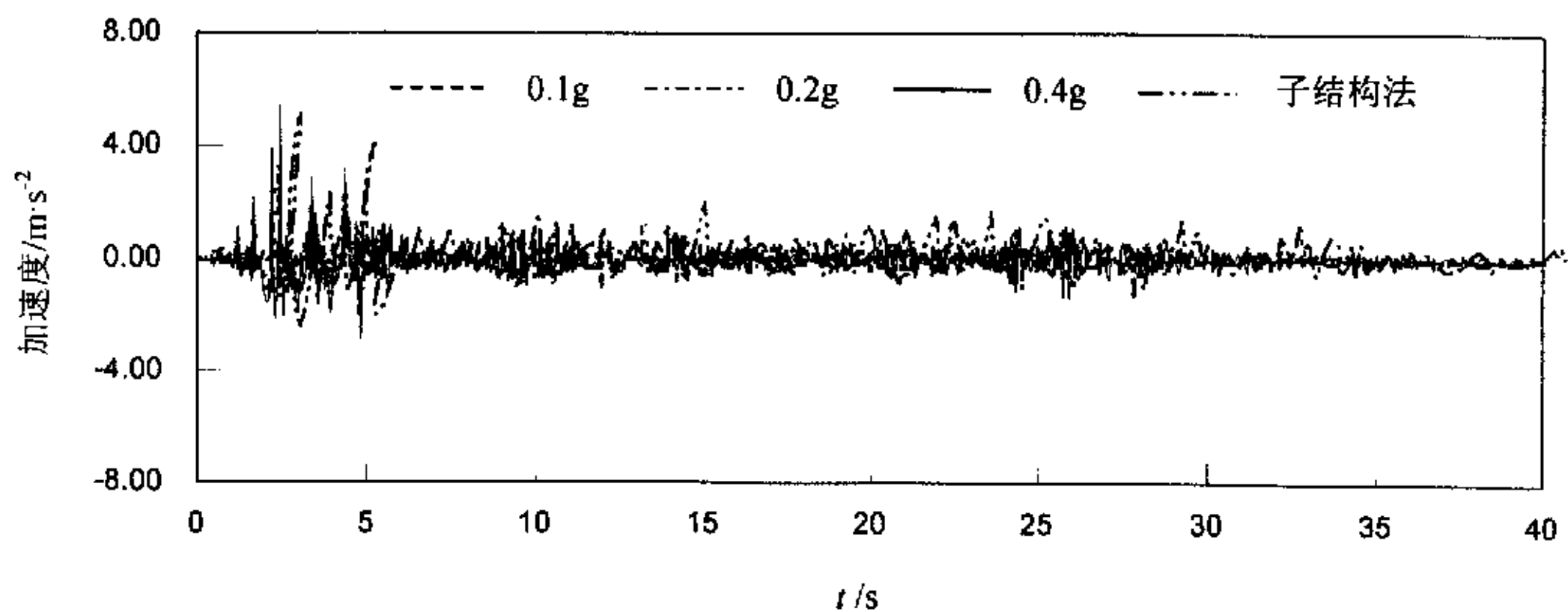
不同地震动输入水平下,桥墩顶部与承台顶部的加速度时程曲线如图 8.9 所示。



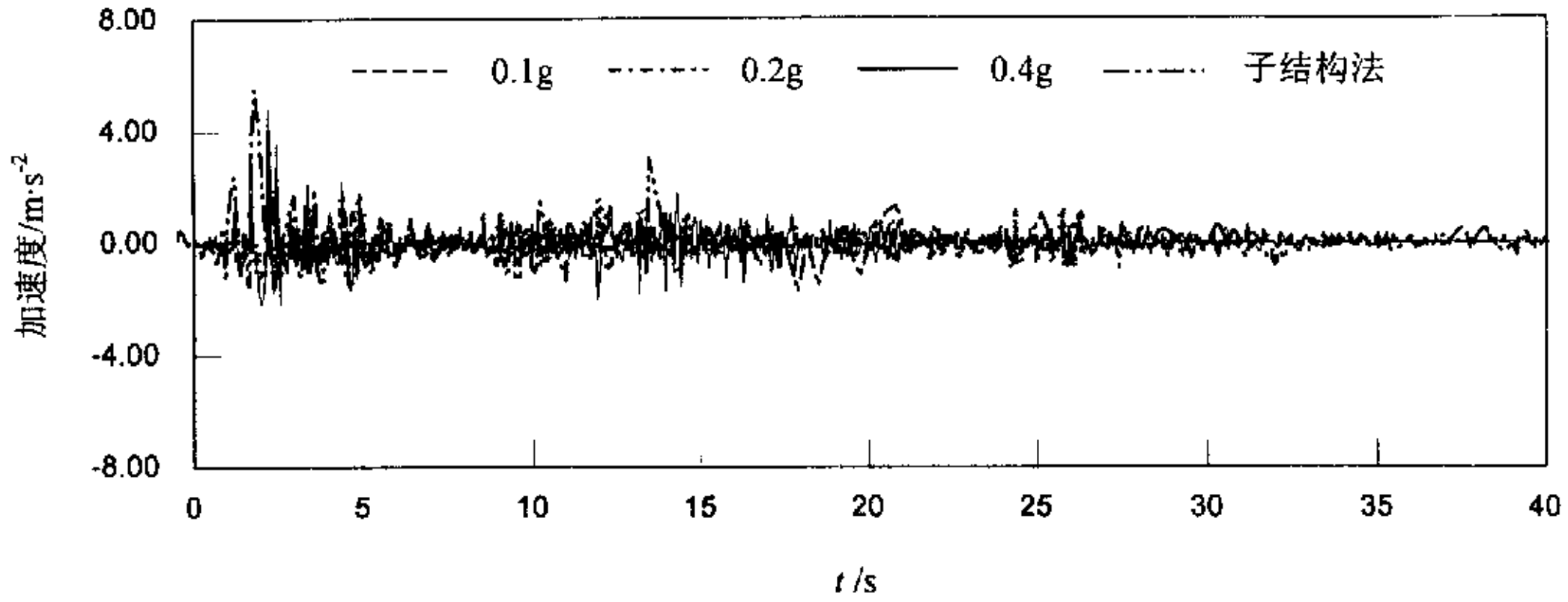
(a) 桥墩顶部沿纵向的加速度时程



(b) 承台顶部沿纵向的加速度时程



(c) 桥墩顶部沿横向的加速度时程



(d) 承台顶部沿横向的加速度时程

图 8.9 不同地震动输入水平下桥墩顶部与承台顶部的加速度时程比较  
 Fig.8.9 Comparison of time histories of accelerations at the pier top and bearing platform top under different amplitudes of input ground motion

不同地震动输入水平下，横向上的最大水平加速度放大系数与峰值水平相对位移分布见图 8.10，纵向上也有类似分布规律。

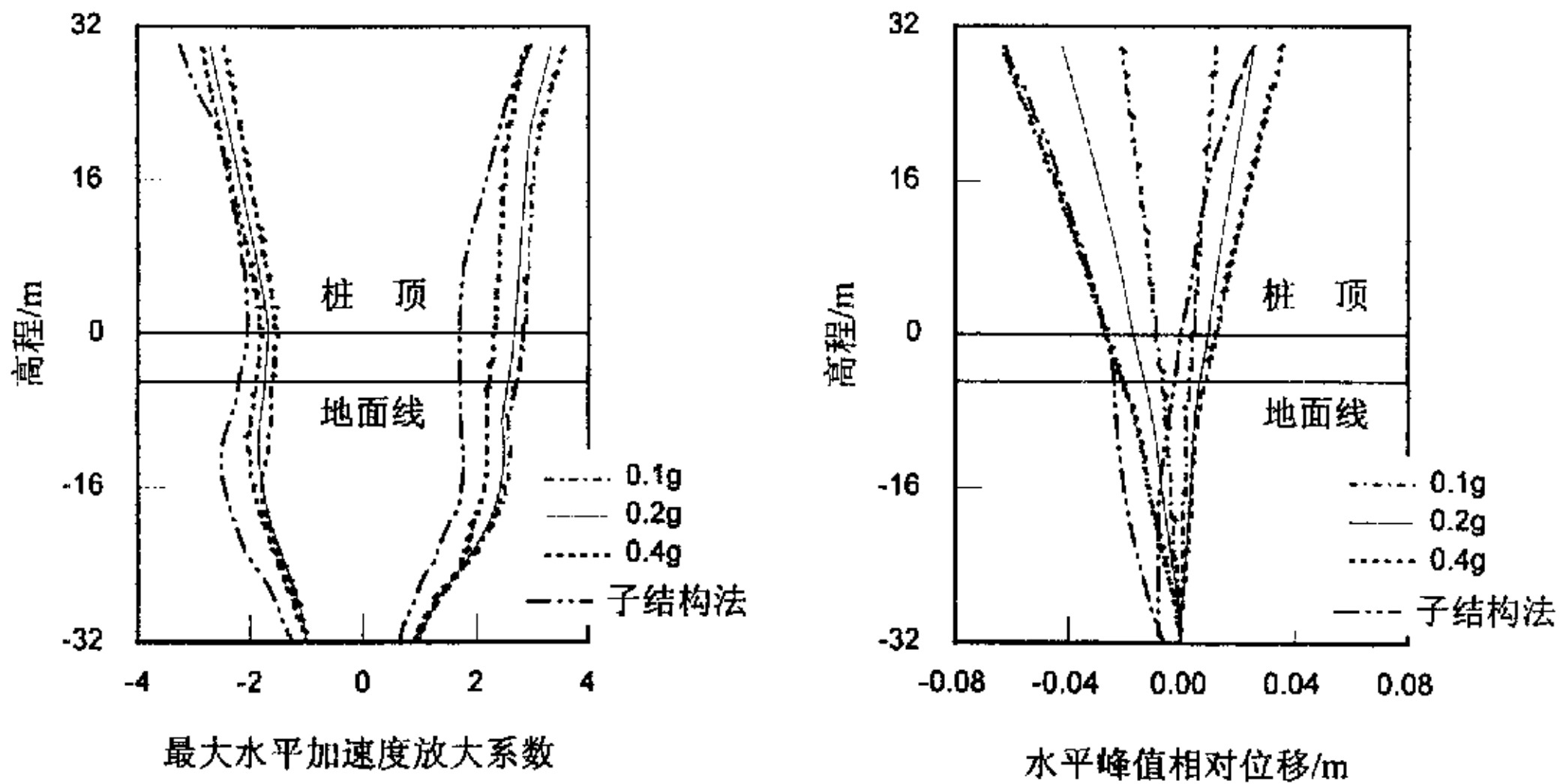


图 8.10 不同输入地震水平下最大水平加速度放大系数与水平峰值相对位移分布  
 Fig.8.10 Distribution of the lateral acceleration amplification factors and the peak lateral relative displacement of pile under different input earthquake levels

不同地震动输入水平下，桥墩顶部沿横向的加速度反应谱、位移反应谱分别如图 8.11 和图 8.12 所示，纵向上的加速度反应谱、位移反应谱与横向上的相似。

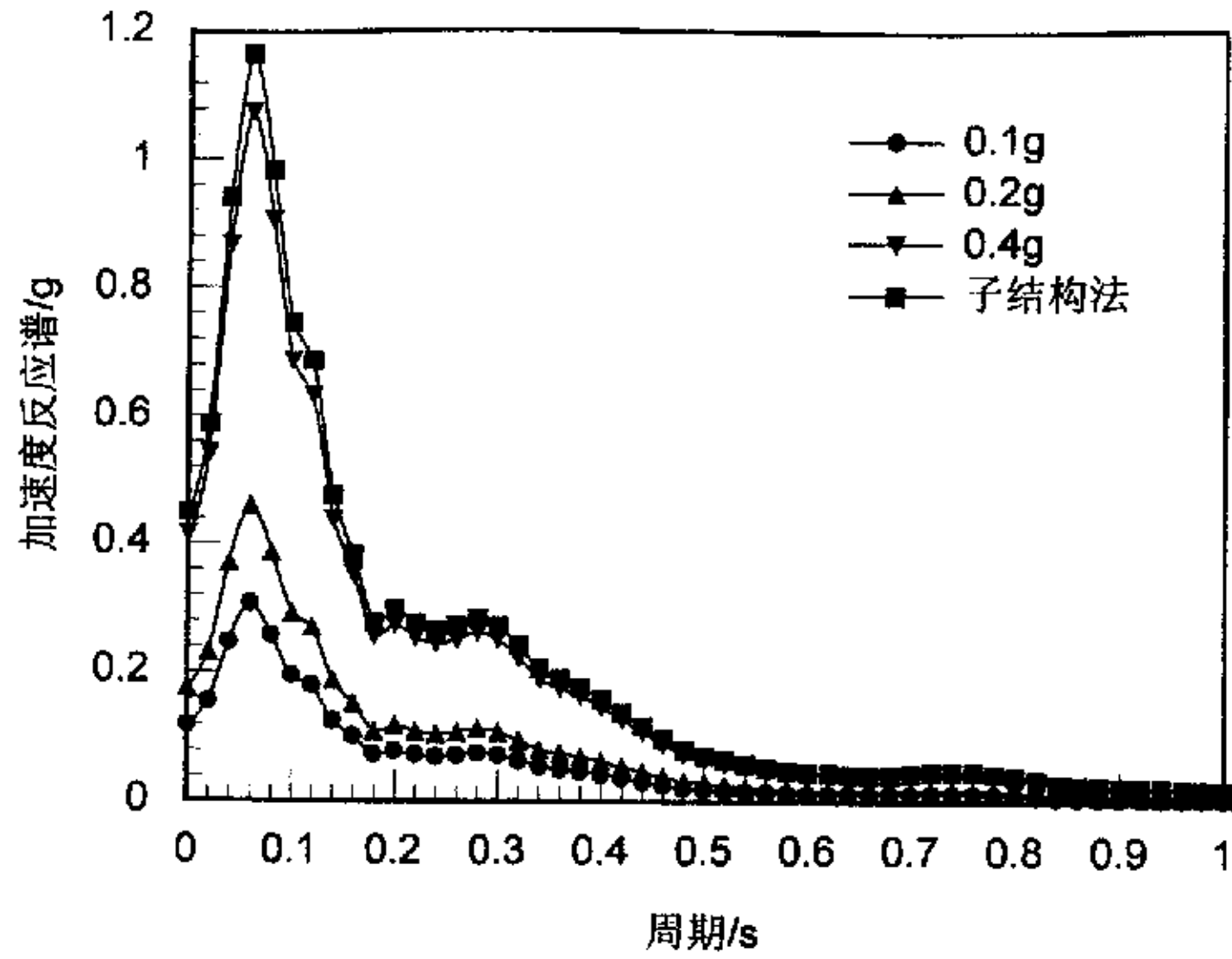


图 8.11 不同地震动输入水平下桥墩顶部沿横向的加速度反应谱  
Fig.8.11 The lateral response spectra of accelerations at the pier top under different amplitudes of input ground motion

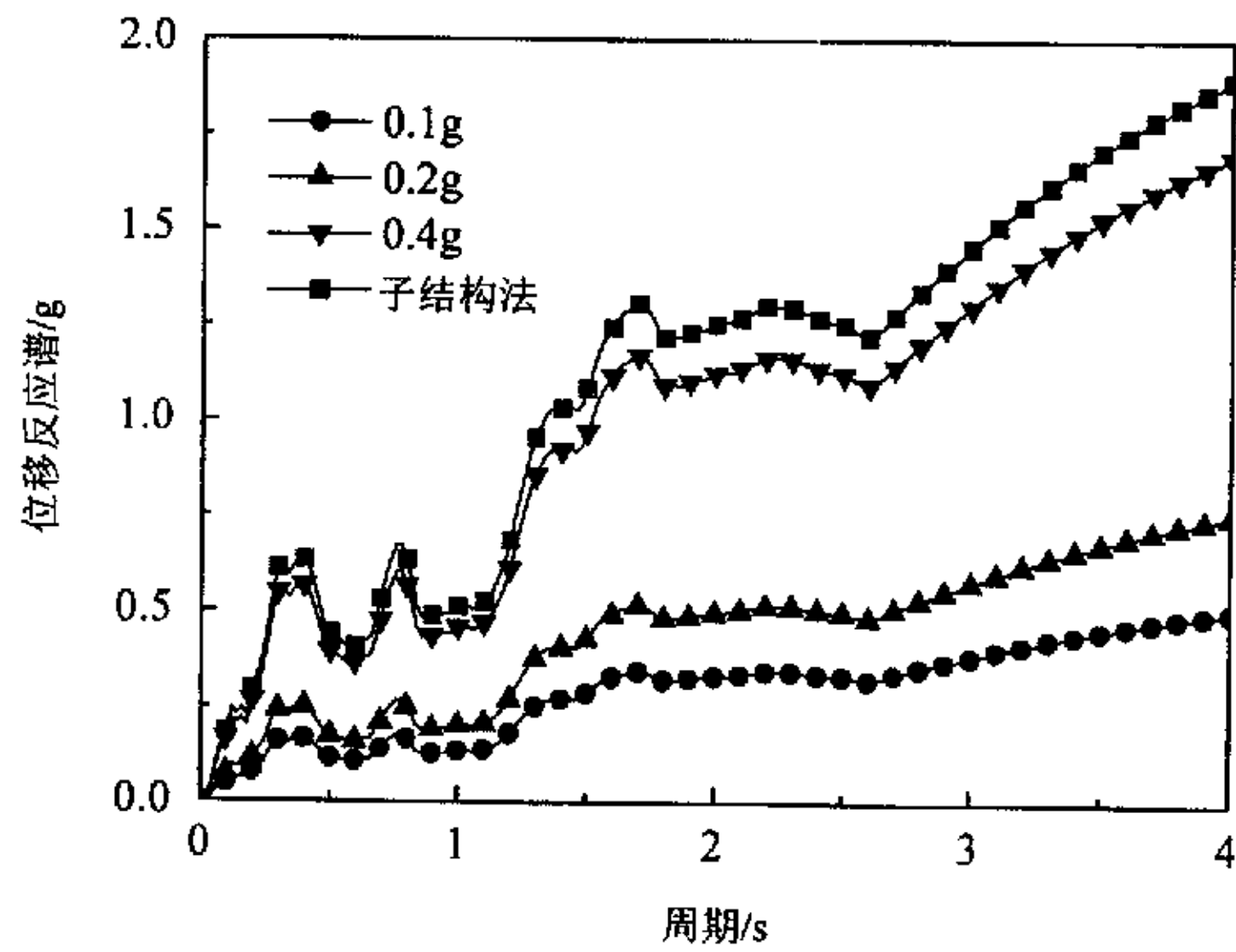
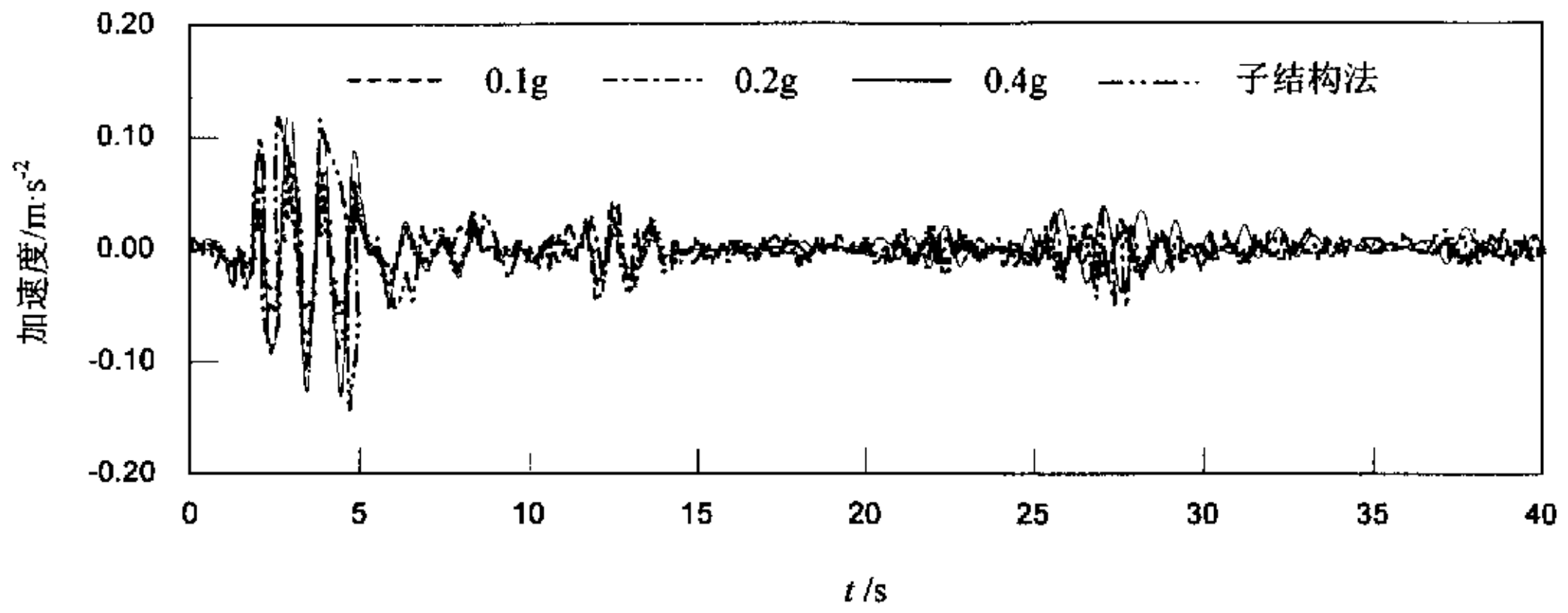
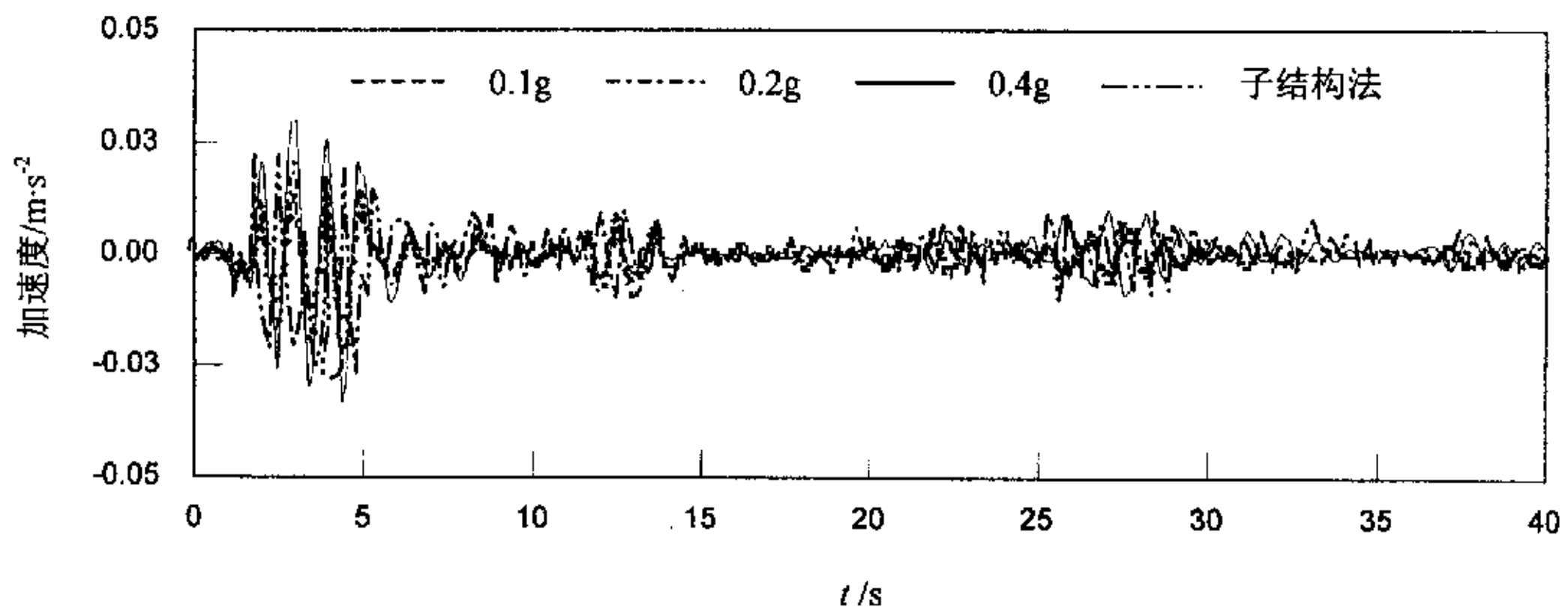


图 8.12 不同地震动输入水平下桥墩顶部沿横向的位移反应谱  
Fig.8.12 The lateral response spectra of displacements at the pier top under different amplitudes of input ground motion

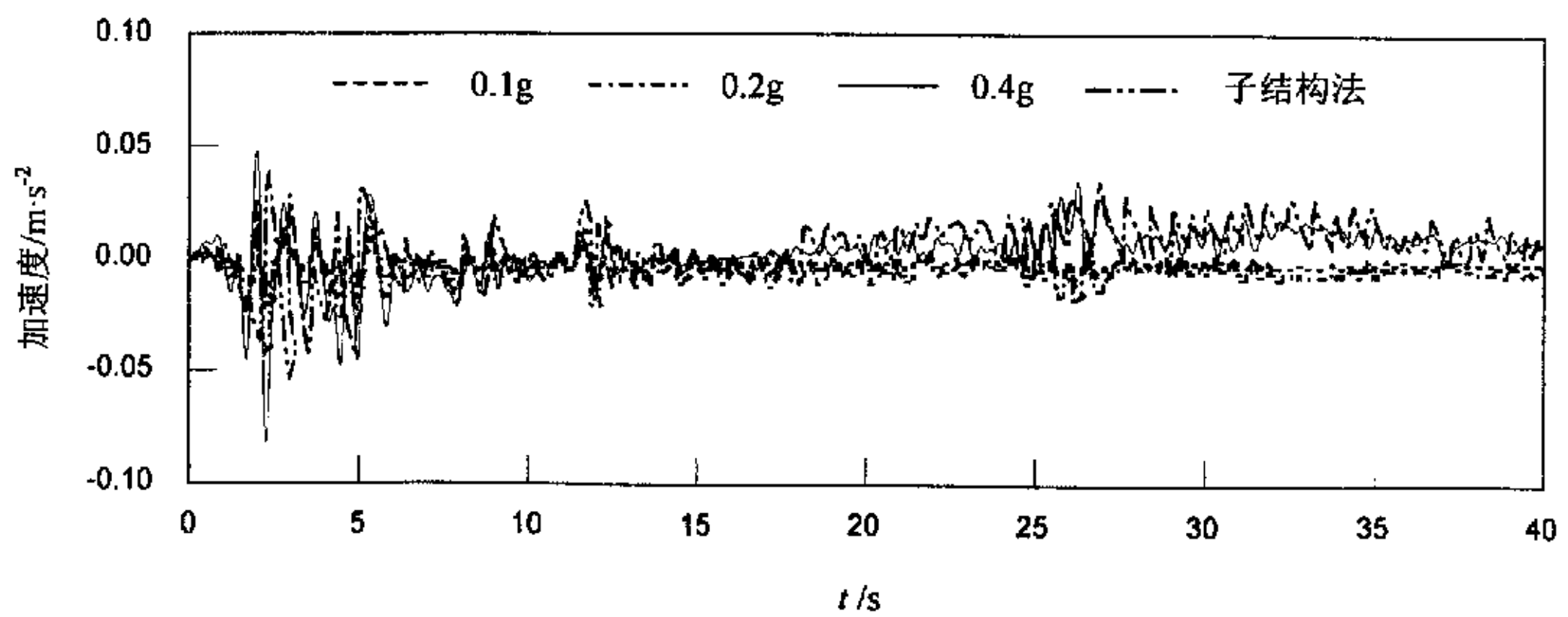
不同地震动输入水平下,桥墩顶部与承台顶部的位移时程曲线如图 8.13 所示。



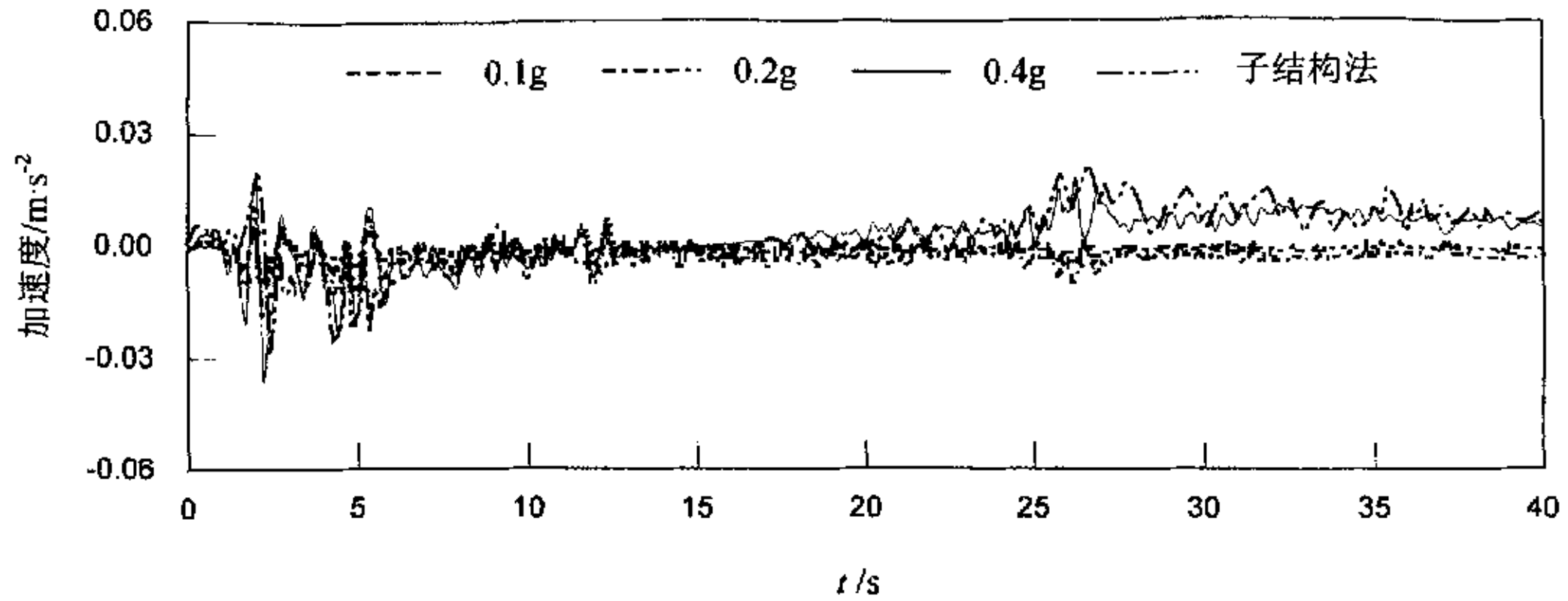
(a) 桥墩顶部沿纵向的位移时程



(b) 承台顶部沿纵向的位移时程



(c) 桥墩顶部沿横向的位移时程



(d) 承台顶部沿横向的位移时程

图 8.13 不同地震动输入水平下桥墩顶部与承台顶部的位移时程比较

Fig.8.13 Comparison of displacement time histories of pier top and bearing platform top under different input earthquake levels

不同地震动输入水平下，整个地震持时中桥墩顶部位移最大时刻的典型截面的弯矩与剪力值列于表 8.2，表中 SM 代表子结构分析方法的计算结果。

表 8.2 不同地震动输入水平下结构中典型截面的弯矩与剪力

Tab.8.2 Bending moments and shear forces of typical sections under different input earthquake levels

输入地震动加速度幅值/g	墩 底		桩 顶		
	剪力/MN	弯矩/MN·m	剪力/MN	弯矩/MN·m	
纵向	0.1	5.58	133.8	6.97	86.6
	0.2	8.09	205.9	10.59	133.2
	0.4	13.75	264.9	16.99	197.0
	0.4 (SM)	13.68	265.2	17.06	192.3
横向	0.1	7.11	138.6	7.40	91.4
	0.2	10.94	213.2	11.38	140.6
	0.4	17.51	306.6	18.21	226.6
	0.4 (SM)	17.94	310.3	17.97	232.1

由图 8.9~图 8.13 及表 8.2 可见，子结构分析方法和整体有限元分析方法计算所得到的结果具有一致性。输入地震动的幅值对桩—土—结构体系的加速度、位移和内力分布均有显著的影响，随着输入地震动幅值的增大，桥墩顶部的加速度、位移和内力均增大，但并不是简单地成比例增加。当输入地震的加速度幅值为 0.4g

时, 位移时程曲线出现了向一边偏移的现象, 这是由于塑性变形累积产生永久变形的结果。

## 8.5 小 结

基于本文桩基动力阻抗的研究成果和改进的非线性动力 Winkler 模型, 首先运用子结构分析方法, 对桩基结构的地震响应特性进行了分析。同时, 为便于进行对比验证, 考虑桩-土相互作用效应, 建立了桩基结构地震响应的整体有限元计算模型, 通过对现有数值计算软件进行二次开发, 发展了更适于进行桩基结构地震响应的整体有限元计算程序, 并进行了数值计算。研究表明, 两种方法所得到的计算结果具有较好的一致性。

针对某一具体工程实例, 分别运用子结构分析方法和整体有限元计算方法对地震荷载作用下桩基结构的地震响应特性进行了计算和对比分析, 得到了三种不同地震动输入条件下, 桩-土-结构体系的最大水平加速度放大系数、峰值水平相对位移和结构体系特征结点的加速度反应谱以及不同地震动输入水平下桥墩顶部和承台顶部的加速度时程、位移时程、最大水平加速度放大系数、峰值水平相对位移和典型截面的弯矩和剪力等, 从而为桩基结构的抗震分析与工程设计提供了参考依据。



## 第九章 结论与展望

**摘要:** 桩—土—结构相互作用体系的动力响应特性研究是一个复杂的综合课题,作者围绕这一课题中存在的一些主要问题进行了广泛的理论研究。本章对论文中开展的主要研究工作和主要研究成果进行了总结,并指出了有待于进一步研究的问题。

**关键词:** 桩—土—结构体系; 动力相互作用; 动力阻抗; 动力响应; 地震荷载

### 9.1 结 论

动力荷载作用下,桩—土—结构耦合体系是一个复杂的相互作用系统,近几十年来,国内外学者针对这一课题开展了广泛的研究工作,提出和发展了各种分析理论、计算模型和设计方法,但由于研究问题的复杂性,现有认识仍不能满足现代工程设计的需要。作者围绕桩—土—结构相互作用体系动力响应特性研究中存在的主要问题,在单桩水平和竖向动力阻抗计算方法与简化模型以及单桩、群桩和上部结构的动力响应特性等方面进行了深入的研究,并得到了以下几点结论:

1. 单桩的动力响应特性分析是桩—土—结构动力相互作用特性研究中的一个十分重要的研究课题。本文将桩视为置于 Winkler 模型地基中的梁,运用土动力学和结构动力学原理,分别对桩和土建立振动微分方程,通过分离变量法进行求解,得到了非均质土层中单桩的水平和竖向简谐动力响应特性分析的简化解析方法,该简化方法能同时考虑桩周土在振动过程中的弱化效应和地基土的成层非均质性对单桩水平和竖向简谐动力响应特性的影响;针对某一工程算例,通过与有限元数值计算结果进行对比分析,验证了简化解析方法的合理性;进而通过对影响单桩水平和竖向简谐动力响应特性的各相关因素进行变动参数比较分析,总结出了桩周土域弱化范围与弱化程度、地基土层条件、桩体长细比和桩土刚度比等对单桩水平和竖向简谐动力响应特性的影响规律。

(1) 随着桩周土域弱化范围的增大,单桩水平和竖向简谐动力响应逐渐增大。

(2) 随着桩周土域弱化程度的提高,弱化域内土的力学参数不断降低,单桩水平和竖向简谐动力响应呈逐渐增大趋势。

(3) 单桩水平和竖向简谐动力响应分别随上层地基土和下层地基土刚度的增大而逐渐减小,但随上层地基土刚度增大而减小的幅度远大于下层地基土刚度变化时的情况,这说明上层地基土的物理、力学性质对单桩水平和竖向简谐动力响应的影响远大于下层地基土,因此,在单桩水平和竖向简谐动力响应分析中必须

特别注意表层土的工程性质影响。

(4) 单桩水平和竖向简谐动力响应并不随桩体长细比的增大而单调减小,而是存在一个最佳长细比,当桩体长细比小于最佳长细比时,随着桩体长细比的增大,单桩水平和竖向简谐动力响应不断减小,但当桩体长细比大于最佳长细比时,单桩水平和竖向简谐动力响应随桩体长细比的变化不十分明显,关系曲线呈缓降趋势并逐渐趋于某一定值。

(5) 随着桩土刚度比的增大,单桩水平和竖向简谐动力响应呈增大趋势。

2. 单桩动力阻抗的合理确定是运用子结构方法对桩基上部结构动力响应特性进行研究时遇到的关键问题。本文同时综合考虑桩周土的弱化效应、地基土的成层非均质性以及水平荷载作用时桩—土界面的相对分离效应和竖向荷载作用时桩—土界面的相对滑移效应,分别运用混合边值问题计算理论和级数分解方法建立了水平和竖向荷载作用下单桩动力阻抗函数的计算力学模型和方法,通过算例对比分析,验证了建议方法的合理性,并进行了各影响因素的变动参数比较分析,得到了各因素对单桩水平和竖向动力阻抗的一般影响规律。

(1) 考虑桩周土域的弱化效应后,计算得到的单桩水平和竖向动刚度、阻尼均较不考虑桩周弱化土域时减小,且随着桩周土域弱化程度的提高和弱化范围的增大,单桩水平和竖向动力阻抗的减小程度更加显著。

(2) 考虑桩—土界面的相对分离效应后,单桩水平和竖向动刚度、阻尼均有所减小。

(3) 单桩的动刚度和阻尼与桩体长细比并不呈单调线性关系,而是存在一个最佳长细比,且动刚度和阻尼的最佳长细比不同,所以,无限制的增加桩长对提高桩的动力阻抗并不十分有效。

(4) 单桩水平和竖向动刚度、阻尼均随桩土刚度比的增加而减小,且阻尼的减小程度更为明显。

3. 实际工程中,群桩是最普遍的使用形式,然而,由于桩—土—桩的相互作用,群桩的动力响应分析远比单桩时复杂。本文基于动力相互作用系数的定义、基本假定和求解步骤,分别对两根桩之间的水平和竖向动力相互作用系数进行了计算,并对桩间距与桩直径之比、两桩水平连线与荷载作用方向之间的夹角、桩土刚度比和桩体长细比等参数对水平和竖向动力相互作用系数的影响规律进行了总结,然后运用基于动力相互作用系数的叠加原理分别对群桩的水平和竖向动力响应进行了研究,得到了群桩的整体位移、群桩的动力阻抗和各单桩分担的荷载,从而将单桩动力响应和动力阻抗的研究成果推广到群桩分析中。

(1) 桩间距与桩直径的比值对水平和竖向动力相互作用系数的实部和虚部均有显著影响,即随着比值的增大,水平和竖向动力相互作用系数的波动速率明显加快,且当桩间距增大时,桩间距与桩直径的比值相应增大,此时,两桩之间的

相互作用效应明显减弱，水平和竖向动力相互作用系数也呈现减小趋势。

(2) 水平动力相互作用系数随无量纲激振频率  $\alpha_0$  的变化具有波动性，且随着两桩水平连线与荷载作用方向间夹角的增大，水平动力相互作用系数的实部和虚部的波动速率均明显加快。

(3) 只有当激振频率很低时，桩体长细比对动力相互作用系数的影响才有所体现，随着无量纲频率  $\alpha_0$  的增大，桩体长细比对动力相互作用系数的影响逐渐减弱。

(4) 除了在低频时桩土刚度比对动力相互作用系数有轻微的影响外，在高频时可以将桩土刚度比对动力相互作用系数的影响忽略。

(5) 通过对具有代表性的  $2 \times 2$  群桩和  $3 \times 3$  群桩进行算例分析，得到了这两类群桩的桩顶水平位移、水平动力阻抗和竖向动力阻抗，并通过与 Kaynia 和 Kausel 运用较为严密的 Green 函数法所得到的计算结果进行对比，验证了本文计算结果的正确性。

4. 在时域上对桩—土—结构相互作用系统进行非线性分析时，由于桩基与上部结构之间的相互作用力表达为动力阻抗与相应的有效输入激励之卷积的形式，因此采用与频率有关的动力阻抗进行桩—土—结构相互作用的逐步积分计算就变得十分困难，解决这一问题的有效途径是对桩基阻抗建立某种简化力学模型，如动力 Winkler 模型，使其既能反映动力阻抗的频率相关性，又能使桩—土—结构耦合系统的动力响应时域分析得以有效的实施。本文基于现有的研究成果，将桩—土—结构相互作用分析中的动力 Winkler 模型分为经典动力 Winkler 模型和改进的非线性动力 Winkler 模型两大类，并进行了较全面的评述，进而提出了一种改进的动力 Winkler 模型，运用最小二乘法确定了模型中各物理元件的参数，通过对比分析验证了建议模型的合理性，从而为桩—土—上部结构耦合系统的非线性分析奠定了基础。

5. 地震荷载作用下，桩—土—结构耦合体系的动力响应特性是桩—土—结构动力相互作用研究的主要目标之一。本文运用子结构分析方法，将桩基动力阻抗的研究成果和改进的非线性动力 Winkler 模型应用于桩基结构的地震响应分析中，同时，为便于进行对比验证分析，建立了科学合理的桩基结构整体有限元分析模型，并将其应用于工程实际中。然后，针对某一具体工程实例，分别采用子结构分析方法和整体有限元分析方法进行了计算和对比分析，验证了两种方法所得结果的一致性，同时，针对三种不同的地震动输入条件，确定了桩—土—结构体系的最大水平加速度放大系数、峰值水平相对位移和特征结点的加速度反应谱以及不同地震动输入水平下上部结构的加速度时程、位移时程、最大水平加速度放大系数、峰值水平相对位移和典型截面的内力分布等，从而为桩基结构的抗震分析与工程设计提供了参考依据。

## 9.2 展 望

本文考虑桩—土—结构的动力相互作用效应，对单桩、群桩和桩基上部结构的动力响应特性进行了一些新的探索，但由于时间和作者水平的限制，以下几个方面还有待于进行更深入的研究。

1. 在单桩的水平和竖向动力阻抗和动力响应特性研究中，本文均考虑到了桩周土在振动过程中的弱化效应，但弱化土域的范围和弱化后地基土的参数都是作为已知条件给出的，即本文只研究了考虑桩周土的弱化效应后单桩的水平和竖向动力阻抗和动力响应的分析方法、变化规律以及与不考虑弱化效应时的差异，没有给出土体弱化后弱化参数值和弱化范围的确定方法，实际上，桩周土域的弱化范围和弱化后的土层参数值的确定是一个十分复杂的问题，将其作为一个研究方向并进行深入探讨具有较强的理论意义和工程实用价值。

2. 震害调查表明，由于地基液化导致的桩基础破坏是桩基震害的一个重要方面，但由于液化问题本身的复杂性，本文没有考虑地基液化对桩基础稳定性的影响，桩基液化破坏的研究有待进一步加强。

3. 当桩—土—结构耦合系统为线性体系时，其动力响应分析可直接在频率域上实现，但对于非线性体系，在时域上采用与频率有关的动力阻抗进行相互作用分析就变得十分复杂和困难，目前这类问题的研究成果较少，因此，有必要针对桩—土—结构相互作用系统的非线性时域简化分析方法开展更深入的理论研究工作，以使其为桩基结构的抗震分析与工程设计提供理论根据。



## 参考文献

- [1] 陈云敏. 桩基动力学及其工程应用[A]. 见: 刘汉龙主编, 第六届全国土动力学学术会议论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002, 60-66.
- [2] Novak M. Dynamic stiffness and damping of piles[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1974, 11: 574-598.
- [3] Novak M. Vertical vibration of floating piles[J]. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 1977, 103(EM1): 153-168.
- [4] Novak M. Piles under dynamic loads[A]. *Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C]*, St. Louis, Missouri, 1991, 2433-2456.
- [5] 刘宗贤, 李玉亭. 桩基础在阻尼与分层弹性地基场地土波动影响下的横向地震反应分析[J]. *地震工程与工程振动*, 1994, 14(3): 47-59.
- [6] 王慧, 杨光辉, 张鸿儒. 桩-土体系运动相互作用参数分析[J]. *工程力学*, 1998, (增): 527-533.
- [7] 何玉敖. 水平振动时的桩-土相互作用[J]. *建筑结构学报*, 1981, (3): 63-74.
- [8] Novak M. Dynamic impedance of Piles[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1974, 10(4): 486-497.
- [9] Novak M. Soil-pile interaction[A]. *Proceedings of 6th World Conference on Earthquake Engineering[C]*, New Delhi, 1977, 4: 97-102.
- [10] Novak M, Aboul-Ella F. Impedance functions of piles in layered media[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1978, 104(6): 643-661.
- [11] Novak M, Sheta M. Approximate approach to contact effect of piles in dynamic response of pile[A]. *Proceedings of Geotechnical Engineering Division, ASCE National Convention[C]*, Florida, 1980, 53-79.
- [12] Kondner R L. Hyperbolic stress strain response: cohesive soils[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 1963, 89-96.
- [13] Naggar E I, Novak M. Nonlinear model for dynamic axial pile response[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1994, 120(2): 308-329.
- [14] Gazetas G, Fan K, Kaynia A. Dynamic response of pile groups with different configuration[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1993, 12: 239-257.
- [15] Gazetas G, Mylonakis G, Nikolaou A. Simple methods for the seismic response of piles applied to soil-pile-bridge interaction[A]. *Proceedings of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C]*, St. Louis, Missouri, 1995, 1547-1556.
- [16] 陈云敏, 陈仁朋, 朱斌. 打桩过程中桩的横向振动分析[J]. *振动工程学报*, 2001, 14(2): 215-219.

- [17] 蒯行成, 沈蒲生, 陈军. 一种用于桩基础动力相互作用的桩单元复刚度矩阵[J]. 土木工程学报, 1998, 31(5): 48-55.
- [18] 范敏, 解明雨, 郭瑞锋. 土—桩—结构相互作用体系的非线性地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 1985, 15(3): 6-12.
- [19] Blaney G W, Kausel E, Roesset J M. Dynamic stiffness of piles[A]. Proceedings of 2nd International Conference on Numerical Method in Geomechanics[C], 1976, II: 1001-1012.
- [20] Berger E, Mahin S A, Pyke R. Simplified method for evaluating soil-pile-structure interaction effects[A]. Proceedings of 9th Offshore Technology Conference[C], 1977, 589-601.
- [21] Kagawa T, Kraft L M. Seismic  $p$ - $y$  response of flexible piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, 106(GT8): 965-978.
- [22] Angelides D C, Roesset J M. Nonlinear lateral dynamic stiffness of piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, 107(GT11): 1015-1032.
- [23] 赵振东, 傅铁铭. 桩头侧向集中荷载作用下桩—土系统的非线性动力性能分析[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(3): 47-59.
- [24] 雷国辉, 赵维炳, 施建勇. 锤击打入桩与土的共同作用分析[J]. 河海大学学报, 1999, 27(2): 55-59.
- [25] 张崇文, 赵剑明, 张社荣. 桩—土作用的动力非线性反应层元法[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(4): 1-10.
- [26] 姜忻良, 黄艳, 丁学成. 相邻建筑物—桩基—土相互作用[J]. 土木工程学报, 1995, 28(5): 32-37.
- [27] 肖晓春, 迟世春, 林皋. 横向荷载作用下柔性桩—土相互作用的有限元分析[A]. 见: 栾茂田主编, 第七届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会文集[C]. 大连: 大连理工大学出版社, 2001, 102-106.
- [28] Kobayashi K, Yao S, Yoshida N. Dynamic compliance of pile group considering nonlinear behavior around piles[A]. Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C], St. Louis, Missouri, 1991, 785-792.
- [29] Nomura S, Shamoto Y, Tokimatsu K. Soil-pile-structure interaction during liquefaction[A]. Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C], St. Louis, Missouri, 1991, 743-750.
- [30] 楼梦麟, 王文剑, 马恒春, 朱彤. 土—桩—结构相互作用体系的振动台模型试验[J]. 同济大学学报, 2001, 29(7): 763-768.
- [31] Tajimi H. Seismic effects on piles[A]. The Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C], Tokyo, 1977: 15-26.
- [32] 孔德森, 栾茂田, 杨庆. 桩—土—结构动力相互作用分析研究[A]. 见: 周晶主编, 中国水利水电工程未来与发展[C], 大连: 大连理工大学出版社, 2002: 421-425.
- [33] 孔德森, 栾茂田. 考虑桩土相对分离效应的单桩水平动力阻抗计算方法[A]. 见: 吴胜兴主编, 全国土木工程研究生学术论坛论文集[C], 南京: 河海大学出版社, 2003, 332-337.
- [34] Nielsen M T. Resistance of a soil layer to horizontal vibration of a pile[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1982, 10: 497-510.

- [35] 胡安峰. 桩基水平振动理论与性状研究[D]. 杭州: 浙江大学博士学位论文, 2002.
- [36] Novak M, Grigg R F. Dynamic experiment with small foundations[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1976, 13: 251-256.
- [37] H. K.S Inc., 庄苗 等译. ABAQUS/Standard 有限元软件入门指南[M]. 北京: 清华大学出版社, 1998.
- [38] 邱流潮. 混凝土坝—可压缩库水—淤砂—地基系统非线性地震反应分析研究[D]. 北京: 清华大学博士学位论文, 2003.
- [39] 魏峰先. 大圆筒结构承载力的极限分析及有限元分析[D]. 大连: 大连理工大学硕士学位论文, 2003.
- [40] Novak M, Nogami T. Soil-pile interaction in horizontal vibration[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1977, 5: 263-281.
- [41] 周抚生, 李春龙. 考虑桩土动力相互作用效应时单桩水平刚度的分析[J]. *大庆石油学院学报*, 1999, 23(1): 67-70.
- [42] Novak M, Aboul-Ella F. Stiffness and damping of piles in layered media[A]. *Proceeding of Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE[C]. Pasadena, CA, 1978: 704-719.
- [43] Novak M, Sharmouby B E I. Stiffness constants of single piles[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. 1983, 109(7): 961-974.
- [44] Veletsos A S, Dotson K W. Impedances of soil layer with disturbed boundary zone[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1986, 112(3): 363-368.
- [45] Han Y C, Sabin C C W. Impedances for radially inhomogeneous viscoelastic soil media[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1995, 121(9): 939-947.
- [46] Nogami T, Konagai K. Time domain axial response dynamically loaded single piles[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1986, 112(11): 1241-1252.
- [47] Nogami T, Konagai K. Dynamic response of vertically loaded nonlinear pile foundations[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1987, 113(2): 147-160.
- [48] Nogami T, Otani J., Konagai K., Hsiao-Lian C. Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1992, 118(1): 89-106.
- [49] Nogami T, Novak M. Soil-pile interaction in vertical vibration[J]. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, 1976, 4: 277-293.
- [50] Gazetas G, Dobry R. Horizontal response of piles in layered soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1984, 110(1): 20-40.
- [51] Gazetas G, Fan K, Kaynia A, Kausel E. Dynamic interaction factors for floating pile groups[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1991, 117(10): 1531-1548.
- [52] Dobry R, Gazetas G. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups[J]. *Geotechnique*, 1988, 38(4): 557-574.
- [53] Dobry R, Vincente E. Horizontal stiffness and damping of single piles[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, 1982, 108(GT3): 439-459.
- [54] Penzien J. *Earthquake Engineering*[M]. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1970, 349-381.
- [55] Poulos H G. Behavior of laterally loaded piles[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1979, (GT12): 1489-1509.
- [56] Wolf J P, Von-Arx G A. Impedance functions of a group of vertical piles[A]. *Proceeding of*



- ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C], Pasadena, 1978, II: 1024-1041.
- [57] Wolf J P, Weber B. Approximate dynamic stiffness of embedded foundation based on independent thin layers with separation of Soil[A]. Proceeding of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering[C], Lisbon, 1986, 2: 33-40.
- [58] 楼梦麟, 吴京宁. 桩基—结构体系的地震响应分析[J]. 土木工程学报, 1999, 32(5): 56-61.
- [59] 王文剑, 楼梦麟. 变参数土层中单桩水平动力阻抗的简化计算[J]. 同济大学学报, 2000, 28(2): 241-245.
- [60] He Y A. The mixed boundary problem of soil-pile interaction[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1990, 9(1): 20-24.
- [61] 严士超, 李延涛. 竖向地震作用下结构—群桩—土相互作用[J]. 振动工程学报, 1991, 4(2): 10-21.
- [62] 王霓, 严士超. 土—群桩—结构系统动力特性及相互作用地震反应分析[J]. 建筑结构学报, 1990, 11(3): 61-79.
- [63] 陈国兴, 谢群斐, 张克绪. 桩和群桩的静刚度及动力阻抗[J]. 世界地震工程, 1995, 2: 45-50.
- [64] 蒯行成, 沈蒲生. 层状介质中群桩水平动力阻抗的简化计算方法[J]. 振动工程学报, 1998, 11(3): 258-264.
- [65] 蒯行成, 沈蒲生. 层状介质中群桩竖向和摇摆动力阻抗的简化计算方法[J]. 土木工程学报, 1999, 32(5): 62-69.
- [66] 蒯行成. 桩基结构系统地震反应分析[A]. 见: 刘汉龙主编. 土动力学与岩土地震工程[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 304-308.
- [67] 李耀庄, 邓子胜. 单桩和群桩动力阻抗研究进展[J]. 五邑大学学报, 2000, 14(2): 7-11.
- [68] 胡昌斌. 考虑土竖向波动效应的桩土纵向耦合振动理论[D]. 杭州: 浙江大学博士学位论文, 2003.
- [69] Kuhlemyer R L. Vertical vibration of piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, 105(2): 273-287.
- [70] Kuhlemyer R L. Static and dynamic laterally loaded floating piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1979, 102(GT2): 289-304.
- [71] Rajapakse R K N D. Response of axially loaded elastic pile in a gibson soil[J]. Geotechnique, 1990, 40: 237-249.
- [72] Rajapakse R K N D, Shah A H. Impedance curves for an elastic pile[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 1989, 8(3): 145-152.
- [73] Novak M, Han Y C. Impedances of soil layer with boundary zone[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1990, 116(6): 1008-1012.
- [74] Gazetas G, Dobry R. Simple radiation damping model for piles and footings[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1984, 110(6): 937-956.
- [75] Rojas E, Valle C, Romo M P. Soil-pile interface model for axially loaded single piles[J]. Soils and Foundations, 1999, 39(4): 35-45.
- [76] Nogami T, Fenzhi R, Jen-wha C, Alfred B. Vertical vibration of pile in vibration-induced

- excess pore pressure field[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1997, 123(5): 422-429.
- [77] Zeng X, Rajapakse R K N D. Dynamic axial load transfer from elastic bar to poroelastic medium[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1999, 125(9): 1048-1055.
- [78] 王奎华. 基桩纵向振动理论与外插并口式检测系统(EPPDS)[D]. 杭州: 浙江大学博士学位论文, 1997.
- [79] 王奎华. 桩的纵向振动理论与外插并口式检测系统(EPPDS)(续)[D]. 杭州: 浙江大学博士后研究报告, 1999.
- [80] 王宏志. 冲击荷载作用下桩的纵向和横向动力响应[D]. 杭州: 浙江大学博士学位论文, 2001.
- [81] 刘东甲. 纵向振动桩侧壁切应力频率域解及其应用[J]. *岩土工程学报*, 2001, 23(5): 544-546.
- [82] 徐攸在, 刘兴满. 桩的动测新技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.
- [83] 柴华友. 桩土相互作用对基桩定量分析的影响[J]. *岩土力学*, 1996, 17(4): 41-47.
- [84] Konagai K, Nogami T. Time domain axial response of dynamically loaded piles groups[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1987, 113(3): 417-430.
- [85] Mammoon S M, Banerjee P K. Time domain analysis of dynamically loaded single piles[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1992, 118(EM1): 140-160.
- [86] Militano G, Rajapakse R K N D. Dynamic response of a pile in a multi-layered soil to transient torsional and axial loading[J]. *Geotechnique*, 1999, 49(1): 91-109.
- [87] 孔德森, 栾茂田. 单桩竖向动力阻抗计算方法及其影响因素分析[J]. *大连理工大学学报*, 2004, 44(4): 560-565.
- [88] 孔德森, 栾茂田, 杨庆, 王志云. 考虑桩土相对滑移效应的单桩竖向动力阻抗计算方法[A]. 第九届全国土力学与岩土工程学术会议论文集[C], 北京: 清华大学出版社, 2003: 235-265.
- [89] Dotson K W, Veletsos A S. Vertical and torsion impedance for radially inhomogeneous viscoelastic soil layers[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1990, 9(3): 110-119.
- [90] 陈仁朋, 梁国钱, 俞济棠, 陈云敏. 考虑桩土相对滑移的单桩和群桩的非线性分析[J]. *浙江大学学报*, 2002, 36(6): 668-673.
- [91] Akiyoshi T. Soil-pile interaction in vertical vibration induced through a frictional interface[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1982, 10: 135-148.
- [92] Miller R K. An approximate method of analysis of the transmission of elastic waves through a frictional boundary[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1977, 44: 652-656.
- [93] Miller R K. The effect of boundary friction on the propagation of elastic waves[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1978, 45: 987-998.
- [94] Miller R K, Tran H T. Reflection, refraction and absorption of elastic waves at a frictional interface: SH motion[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1979, 46: 625-630.
- [95] Iwan W D, I-Min Y. Application of statistical linearization techniques to nonlinear multidegree-of-freedom systems[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1972, 39: 546-550.
- [96] Potyondy G J. Skin friction between various soils and construction materials[J]. *Geotechnique*, 1961, 11: 339-353.

- [97] Iwan W D. On the steady-state response of a one-dimensional yielding continuum[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1970, 37: 720-727.
- [98] Nozoe H, Fukusumi T. Transfer matrix approach for nonlinear pile group response analysis[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1985, 9: 299-316.
- [99] Kaynia A M. Characteristics of the dynamic response of pile groups in homogeneous and nonhomogeneous media[A]. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering[C]*, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988, III: 575-580.
- [100] Kobayashi N, Yao S, Yoshida N. Dynamic compliance of pile group considering nonlinear behavior around piles[A]. *The Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C]*, Louis, 1991: 785-792.
- [101] Nogami T, Konagai K, Otani J. Nonlinear time domain numerical model for pile group under transient dynamic forces[A]. *The Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C]*, Louis, 1991: 881-888.
- [102] Yingcai H, Hans V. Dynamic response of pile groups under lateral loading[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1992, 11: 87-99.
- [103] El Marsafawi H, Yingcai H, Novak M. Dynamic experiments on two pile groups[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1992, 118(4): 576-592.
- [104] Mohamed H, El Naggar M H, Novak M. Nonlinear axial interaction in pile dynamics[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1994, 120(4): 678-696.
- [105] El Naggar M H, Novak M. Nonlinear axial interaction in pile dynamics[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1994, 120(4): 678-695.
- [106] El Naggar M H, Novak M. Nonlinear lateral interaction in pile dynamics[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1995, 14: 141-157.
- [107] El Naggar M H, Novak M. Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1996, 15: 233-244.
- [108] Mylonakis G, Gazetas G. Vertical vibration and additional distress of grouped piles in layered soil[J]. *Soils and Foundations*, 1998, 38(1): 1-14.
- [109] 陈清军, 苏耀华. 动力群桩效应的若干分析方法[J]. *世界地震工程*, 1996, (1): 43-47.
- [110] Poulos H G. Analysis of settlement of pile groups[J]. *Geotechnique*, 1968, 18: 449-471.
- [111] Poulos H G. An approach for the analysis of offshore pile groups[A]. *Proceeding of Numerical Methods in Offshore Piling[C]*, London, 1980: 119-126.
- [112] Kaynia A M, Kausel E. Dynamic behavior of pile groups[A]. *The 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling[C]*, Austin, 1982: 509-532.
- [113] Gazetas G, Maris N. Dynamic pile-soil-pile interaction, Part I : analysis of axial vibration[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1991, 20(2): 115-132.
- [114] Maris N, Gazetas G. Dynamic pile-soil-pile interaction, Part II : analysis of lateral vibration[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1992, 21(2): 145-162.
- [115] Maris N, Gazetas G, Delis E. Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction: records and predictions[J]. *Geotechnique*, 1996, (1): 33-50.
- [116] Arya A, Arya A S. Pile group stiffness for seismic soil-structure interaction[A]. *The Second*

- International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C], Louis, 1991: 941-946.
- [117] 宋亚新, 蒋通, 楼梦麟. 桩基—非线性框剪结构相互作用体系(上)—群桩阻抗函数的求取[J]. 地震工程与工程振动, 1999, 19(2): 56-63.
- [118] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 桩和群桩的静刚度及动力阻抗[J]. 世界地震工程, 1995, (4): 35-43.
- [119] Novak M, Nogami T, Aboul-Ella F. Dynamic soil reactions for plane strain case[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1978, 104: 953-959.
- [120] Makris N. Soil-pile interaction during the passage of rayleigh waves: An analytical solution[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994, 23: 153-167.
- [121] 栾茂田, 林皋. 地基动力阻抗的双自由度集总参数模型[J]. 大连理工大学学报, 1996, 36(4): 477-482.
- [122] 张宁勇, 王君杰, 陆锐. 土—桩—桥相互作用的集中质量模型的比较研究[J]. 结构工程师, 2002, (1): 43-48.
- [123] 张利民, 张晨南, 潘龙, 范立础. 桥梁桩土相互作用的集中质量模型及参数确定[J]. 同济大学学报, 30(4): 409-415.
- [124] Matlock H, Foo S H, Bryant L L. Simulation of lateral pile behavior[A]. Proceeding of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE[C]. Pasadena, California, 1978, 7: 600-619.
- [125] Nogami T, Konagai K. Time-domain axial response of dynamically loaded single piles[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1986, 112(2): 147-160.
- [126] Nogami T. Soil-pile interaction model for earthquake response analysis of offshore pile foundations[A]. Proceeding of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics[C]. St. Louis, 1991, 3: 2133-2137.
- [127] 中国建筑工业出版社编. 建筑结构抗震规范[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [128] 窦立军. 土—结构动力相互作用几个实际应用问题[J]. 世界地震工程, 1999, 15(4):62-68.
- [129] Guoxi W, Liam Finn W D. Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34: 34-43.
- [130] Guoxi W, Liam Finn W D. Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34: 44-52.
- [131] Liam Finn W D, Thavaraj T, Wilson W D. Seismic response analysis of pile foundations at liquefiable Sites[A]. 12th World Conference on Earthquake Engineering[C], 2000, No.0422.
- [132] 王凤霞, 何政, 欧进萍. 桩—土—结构动力相互作用的线弹性地震反应分析[J]. 世界地震工程, 2003, 19(2): 58-66.
- [133] 刘晶波, 吕彦东. 结构—地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(3): 55-64.
- [134] Cai Y X, Gould P L, Desai C S. Evaluation of seismic response of pile-supported structure with 3-D nonlinear approach[A]. Proceedings: 3th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic[C], St. Louis, Missouri, 1995, III: No.5.45.



- [135] Cai Y X, Gould P L, Desai C S. Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil-pile-structure systems and application[J]. *Engineering Structures*, 2000, 22: 191-199.
- [136] Li H, Liu L P. A study on simplified analysis method of the horizontal seismic interaction structures considering SSDI effects[A]. 12th World Conference on Earthquake Engineering[C], 2000, No.1852.
- [137] 熊建国. 土-结构动力相互作用问题的新进展(I)[J]. *世界地震工程*, 1992, 2: 22-29.
- [138] Darbre G R. Seismic analysis of non-linearly base-isolated soil-structure interacting reactor building by way of the hybrid frequency-time-domain procedure[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1990, 19: 725-738.
- [139] Darbre G R. Hybrid frequency-time-domain procedure for nonlinear dynamic analysis with application to nonlinear soil-structure interaction[A]. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering[C]*, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988, III: 477-482.
- [140] Bathe K J 著, 傅予志译. 工程分析中的有限元法[M]. 北京: 机械工业出版社, 1991.
- [141] 姜弘道, 陈和群. 有限单元法的程序设计[M]. 北京: 水利电力出版社, 1989.
- [142] 丁皓江, 何福保. 弹性和塑性力学中的有限单元法[M]. 北京: 机械工业出版社, 1989.
- [143] 朱伯芳. 有限单元法原理和应用[M]. 北京: 水利电力出版社, 1979.
- [144] 肖晓春. 地震作用下土-桩-结构动力相互作用的数值模拟[D]. 大连: 大连理工大学博士学位论文, 2003.
- [145] 王勖成, 邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1997.
- [146] Desai C S, Faruque M O. Constitutive model for geologic materials[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. 1984, 110(9): 1391-1408.
- [147] Desai C S, Somasundaram S, Frantziskonis G. A hierarchical approach for constitutive modeling of geologic materials[J]. *International Journal of Numerical Analysis Methods of Geomechanics*, 1986, 10: 225-257.
- [148] Wathugala G W, Desai C S. Constitutive model for cyclic behavior of clays. I: theory[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. 1993, 119(4): 714-729.
- [149] Desai C S, Wathugala G W. Constitutive model for cyclic behavior of clays. II: applications[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. 1993, 119(4): 730-749.
- [150] Desai C S, Galagoda H M. Earthquake analysis with generalized plasticity model for saturated soil[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1989, 18: 903-919.
- [151] Desai C S, Wathugala G W. Factors affecting reliability of computer solutions with hierarchical single surface constitutive models[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 1990, 82: 115-137.
- [152] Foriero A, Ladanyi B. FEM simulation of interface problem for laterally loaded piles in permafrost[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 1995, 23(2): 121-136.
- [153] Cheung Y K, Tham L G, Lei Z X. Transient response of single piles under horizontal excitations[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics*, 1995, 32(8): 405-406.
- [154] Paiva B, Romanelli T R. Boundary element analysis of capped and uncapped pile groups[J]. *Advances in Engineering Software*, 1999, 30(9): 715-724.
- [155] Kucukarslan S, Banerjee P K. Behavior of axially loaded pile group under lateral cyclic

- loading[J]. *Engineering Structures*, 2003, 25(3): 303-311.
- [156] Kucukarslan S, Banerjee P K, Bildik N. Inelastic analysis of pile-soil-structure interaction[J]. *Engineering Structures*, 2003, 25(9): 1231-1239.
- [157] Kattis S E, Polyzos D, Beskos D E. Modelling of pile wave barriers by effective trenches and their screening effectiveness[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1999, 18(1): 1-10.
- [158] 梁青槐. 土-结构动力相互作用数值分析方法的评述[J]. *北方交通大学学报*, 1997, 21(6): 690-694.
- [159] 王进廷, 杜修力, 张楚汉. 瑞利阻尼介质有限元离散模型动力分析的数值稳定性[J]. *地震工程与工程振动*, 2002, 22(6): 18-24.
- [160] 蒋东旗, 谢定义. 动力机器基础设计的数值方法研究[J]. *土木工程学报*, 2002, 35(1): 74-78.
- [161] 高峰, 马泽宝. 无限地基的数值模拟[J]. *兰州铁道学院学报*, 2002, 21(3): 9-13.

## 攻读博士学位期间所完成与发表的主要学术论文及所参加的科研项目

### 一、博士期间所完成与发表的主要学术论文

1. Kong Desen, Luan Maotian, Yang Qing. Comparative analysis of seismic response characteristics of pile-soil-structure interaction system. Journal of Harbin Institute of Technology, (EI 期刊, 已录用).
2. 孔德森, 栾茂田, 杨庆. 非均质土层中单桩水平动力阻抗计算及影响因素分析. 大连理工大学学报, 2004, 44(4): 560-565. (EI 期刊).
3. 栾茂田, 孔德森, 杨庆, 韩丽娟. 层状土中单桩竖向简谐动力响应的简化解析方法. 岩土力学, (EI 期刊, 已录用).
4. 孔德森, 栾茂田, 吕爱钟. 考虑桩-土相互作用效应的桩基结构地震响应数值分析. 岩石力学与工程学报, (EI 期刊, 已录用).
5. 栾茂田, 孔德森. 单桩竖向动力阻抗计算方法及其影响因素分析. 振动工程学报, (EI 期刊, 已录用).
6. 孔德森, 栾茂田, 杨庆, 王志云. 非均质土层中单桩水平简谐动力响应特性的数值分析. 防灾减灾工程学报, 2004, 24(1): 53-59. (核心期刊).
7. 孔德森, 栾茂田, 杨庆. 桩土相互作用分析中的动力 Winkler 模型研究评述. 世界地震工程, (核心期刊, 已录用).
8. 孔德森, 栾茂田, 杨庆, 王志云. 考虑桩土相对滑移效应的单桩竖向动力阻抗计算方法. 见: 第九届土力学及岩土工程学术会议论文集, 北京: 清华大学出版社, 2003, 541-544.
9. 孔德森, 栾茂田, 杨庆. 桩-土-结构动力相互作用分析研究. 见: 周晶主编, 中国水利水电工程未来与发展, 大连: 大连理工大学出版社, 2002, 421-425.
10. 孔德森, 栾茂田. 考虑桩土相对分离效应的单桩水平动力阻抗计算方法. 见: 吴胜兴主编, 现代土木工程理论与实践, 南京: 河海大学出版社, 2003, 332-337.
11. Luan Maotian, Kong Desen, Yang Qing. A simplified mechanical model of lateral dynamic impedance of single pile considering the effect of separation between pile and soils. China Ocean Engineering, (SCI 期刊, 二审中).

### 二、博士期间所参加的科研项目

1. 国家自然科学基金项目—“复杂应力状态下土的本构模型及其在海床动力学中的应用”(编号: 50179006).
2. 国家教育部跨世纪优秀人才培养计划基金项目—“非线性海床动力学与非连续变形计算力学理论及其应用研究”(编号: 教技函[1999]2 号).



## 论文创新点摘要

1. 基于 Winkler 地基模型假定, 运用土动力学和结构动力学原理, 分别对桩和土建立振动微分方程和波动方程, 并采用分离变量法和传递矩阵方法进行求解, 得到了水平与竖向简谐振动荷载作用下单桩动力响应特性的简化分析方法。以此为基础, 分别运用混合边值问题计算理论和级数分解方法, 同时考虑桩周土在振动过程中的弱化效应、地基土的成层非均质性以及水平荷载作用时桩—土接触面的相对分离效应和竖向荷载作用时桩—土接触面的相对滑移效应等的综合影响, 建立了单桩水平与竖向动力阻抗的计算力学模型。同时, 基于大量的变动参数比较计算与分析, 系统地探讨了桩周土域弱化范围与弱化程度、桩—土界面接触状态、桩体长细比和桩—土刚度比等有关因素对单桩动力阻抗与动力响应特性的影响。

2. 基于本文得到的桩基动力阻抗的数值计算结果, 对现有的动力 Winkler 模型进行了改进, 采用一系列频率无关的弹簧、阻尼器、滑动块和集中质量等物理元件的某种串联或并联的组合形式表达桩基的动力阻抗, 提出了一种改进的非线性动力 Winkler 模型, 并运用最小二乘法确定了模型中各物理元件的参数。这种改进的集中参数模型既反映了桩基动力阻抗对激振频率的依赖性, 又避免了繁杂的卷积积分和 Fourier 变换计算, 从而使桩—土—结构相互作用耦合体系的非线性时域分析成为可能。

3. 运用子结构方法的基本原理, 将本文得到的桩基动力阻抗和所建立的改进非线性动力 Winkler 模型直接纳入桩基结构的动力方程, 并在时域上进行了求解, 在考虑桩—土相互作用效应的条件下, 建立了桩基结构地震响应动力非线性分析的子结构方法。同时, 为便于验证分析, 考虑桩—土相互作用效应, 建立了桩基结构地震响应的整体有限元计算模型, 通过对现有计算软件进行二次开发, 发展了桩基结构地震响应的整体有限元计算程序。进而针对工程实例, 分别采用子结构分析方法和整体有限元分析方法进行了对比计算与分析, 研究表明, 两种方法所得到的计算结果是基本一致的, 同时, 通过变动参数比较计算探讨了输入地震动的频谱特性和加速度幅值对桩基结构抗震特性的影响, 所得到的计算结果和有关结论为桩基结构的抗震分析与工程设计提供了参考依据。

## 致 谢

本文是在导师栾茂田教授的悉心指导下完成的。从论文选题、研究思路和计算方法的确定直到论文的撰写和定稿，其间无不凝聚着导师无数的心血和汗水。导师渊博的知识、严谨的治学态度、开拓创新的科研精神、忘我的工作热情和高尚的人品情操深深地影响着我，并将成为一份宝贵的精神财富使我受益终身。在攻读博士学位期间，导师无论是在学习上还是在生活上都给予了我无微不至的关怀和照顾，使我倍感亲人般的温暖。值此论文即将完成之际，谨向栾老师致以最崇高的敬意和由衷的感谢。

感谢岩土工程研究所的杨庆教授、郭莹副教授、崇金著高级工程师、年廷凯讲师、唐洪祥工程师、王忠涛讲师、黎勇博士、王栋博士和赵维高级工程师多年来的关心和帮助。

感谢山东科技大学的蒋金泉教授、吕爱钟教授、张开智教授、高延法教授、谭云亮教授、王来教授和曲华老师给予的生活上的关怀和学业上的指导。

感谢土木水利学院的林皋院士、韩国城教授、宋玉普教授、周晶教授、孔宪京教授、迟世春教授与工程力学系的陈万吉教授及船舶工程系的赵德有教授等在选题报告、中期报告、研究总结报告和预答辩等学位论文各个工作阶段所提出的诸多宝贵意见与建议，从而使学位论文得以不断完善。

感谢吴兴征博士、王飞博士、张大林博士、武亚军博士、幸坤涛博士、肖晓春博士、逯静洲博士和胡志强博士等在论文各个阶段所提供的帮助。

感谢岩土工程研究所的杨新辉、李波、赵少飞、李湛、肖成志、张金利、刘占阁、许成顺、何杨、冯晓莹、樊成、叶祥记、范庆来、朱训国、王忠昶、崔春义、李顺群、齐建峰、冷艺、曲鹏、王志云、李培勇等博士研究生和张传庆、魏锋先、张略、罗增文等已毕业硕士所给予的帮助。

感谢我的爱人王丽华女士及其全家对我的关心和帮助，感谢我的父母及亲人对我的殷切期望和大力支持，他们无私的爱和理解是我前进的动力，每当我遇到挫折而心灰意冷时，是他们一次次让我重新振作精神，正是由于他们的支持和鼓励，学位论文才得以顺利完成。

## 大连理工大学学位论文授权使用授权书

本学位论文作者及指导教师完全了解“大连理工大学硕士、博士学位论文授权使用规定”，同意大连理工大学保留并向国家有关部门或机构送交学位论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权大连理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，也可采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编学位论文。

保密，在\_\_\_\_年解密后适用本授权书。

本学位论文属于

不保密.

(请在以上方框内打“√”)

作者签名: 孔庆东

指导导师签名: 梁茂田

2005年1月5日