

摘要

随着经济与技术的发展,许多新的地基基础形式被用于工程实践,长短桩复合地基就是一种新型的复合地基,在深厚软土地区运用较多。本文在已有的长短桩复合地基相关理论基础上,引入可靠度理论,建立了长短桩复合地基承载力可靠性分析的理论框架。

本文首先综述了长短桩复合地基的基本理论和发展概况。对工程结构领域可靠性理论的发展和研究进行了总结,包括:结构工程可靠性理论研究、岩土工程可靠性理论研究、桩基工程领域可靠性理论研究以及国外可靠性理论新近动态。并对将要用到的可靠性分析的基本概念和原理、可靠性分析的基本方法进行了介绍。

根据已有的研究工作与理论,选用目前岩土工程领域中常用的可靠性分析方法:JC法,从长短桩复合地基承载力的角度进行了可靠性分析研究,主要包括:

- (1) 桩间土极限承载力可靠性分析
- (2) 短桩单桩竖向极限承载力可靠性分析
- (3) 短桩复合地基的极限承载力可靠性分析

在上述三部分工作的基础上,提出了新的长短桩复合地基极限承载力计算模式,并得到了相关计算公式:

- (4) 长短桩复合地基的极限承载力可靠性分析

根据上述各个计算公式编制相关计算程序,求解了可靠性指标,对各个随机变量进行了敏感性分析,得到了相关结论,为长短桩复合地基的概率极限状态设计方法提供思路。

最后对本文的工作进行了总结,对今后进一步工作进行了讨论。

关键词: 长短桩复合地基、可靠性理论、极限承载力、桩间土、柔性短桩、短桩复合地基、JC法、可靠性指标、敏感性分析

ABSTRACT

With the rapid development of society and economy, there are many new types of foundation have been put into design and construction, the composite foundation with long-short-pile is one of them, it is largely used in deep-thick soft soil areas. In this thesis, on the ground of the theoretical of composite foundation with long-short-pile, a theoretical framework for reliability analysis of it has been established.

Firstly, the developing history and basic theory of composite foundation with long-short-pile are summarized in this paper. The research production of structures is introduced, included: research on reliability theory of structures engineering, research on reliability theory of geotechnical engineering, research on reliability theory of pile foundation engineering, and developing situation of reliability theory in abroad. The general theory and concept of reliability analysis is introduced. The methods will be used in this paper is also presented.

Based on the above investigations, the JC method: which was usually used for reliability analysis of geotechnical engineering, was put forward in reliability analysis of bearing ability of composite foundation with long-short-pile. It included:

1. The reliability analysis of ultimate bearing ability of adjacent soil in composite foundation with long-short-pile.
2. The reliability analysis of ultimate bearing ability of single short-pile.
3. The reliability analysis of ultimate bearing ability of composite foundation with short-pile.

On the basis of above analysis, it is the new model and calculation method for ultimate bearing ability of composite foundation with long-short-pile that have been proposed.

4. The reliability analysis of ultimate bearing ability of composite foundation with long-short-pile.

Both of ultimate bearing ability calculation formulas have been analyzed with reliability theory. In all the reliability analysis mentioned above, sensing factors of

bearing capacity reliability index have been studied in detail. It gives some useful conclusions for the practical engineering and design of the composite foundation with long-short-pile.

In the finality, the problems requiring further studies are discussed.

Key Words: composite foundation with long-short-pile, reliability theory, ultimate bearing ability, adjacent soil, flexible short-pile, composite foundation with short-pile, JC method, reliability index, analysis of sensing factor

学位论文版权使用授权书

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

学位论文作者签名：余清雅

2008年 3 月 21 日

指导教师签名：

学位论文作者签名：

年 月 日

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

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

学位论文作者签名：余清雅

2008 年 3 月 21 日

第1章 绪论

1.1 引言

沿海沿江一带，广泛分布着深厚软土，其孔隙比大、压缩性高、厚度大（如上海、江浙地区一般深达30~50 m）、承载力差。对于多层或高层建筑其荷载大，单纯用桩基础往往会布桩过多，既不经济同时还会带来其他环境问题。在满足工程要求的前提下，如何减少桩基础中的桩数成为多年来岩土工程界致力探索的课题。

桩筏基础（Piled raft foundation，我国工程界也称其为“复合桩基”）是达到这一目的的有效手段，随着我国经济的日益发展，土木工程建设大量进行，桩筏基础在我国有机会得以广泛的应用。上海近年来采用的控制沉降复合桩基，较充分的利用了地基土的承载能力，经济效益明显。

但是，桩筏基础应用范围有一定的限制：当地基为相对硬土层时，适宜应用桩筏基础，此时桩筏可提供相当大承载能力，而桩主要用于提高基础的受力性能；但当地基浅部为软弱土层或在距地表一定深度内存在软弱下卧层等情况时，则不宜应用桩筏基础。因为地基浅部软弱土层的存在，使筏板仅提供很有限的承载力，而软弱下卧层引起的沉降又会减小筏板对基础长期刚度的贡献。

为使筏板基础的优点在我国沿海的软土地区得到充分发挥，减少桩基础中的桩数，取得经济效益，近年来，伴随着复合地基理论研究的深入和实践经验的积累，我国土木工程界进行了探索：一种利用刚性长桩，刚性、半刚性或柔性短桩相结合对地基进行综合处理的长短桩复合地基处理技术逐渐发展起来，并已在不少地方得到了成功应用。

这种基础形式的设计思想将长桩和短桩相结合：不同长度的桩利用多层土或者加强浅部土层的承载力，有利于实现技术与经济指标的有机统一，具有良好的工程应用前景。目前，对于长短桩复合地基理论研究，还处于初级阶段，其发展落后于工程实践：设计理论和计算方法还需要进行进一步的深入探讨和完善。

1.2 长短桩复合地基的概念与定值分析方法

长短桩的运用已具有较长的历史，具有多种形式，主要有：长短桩组合桩基础和长短桩复合地基，两者分属于不同的范畴，前者为桩基的一种形式，后者属于复合地基的范围。

1.2.1 长短桩运用的分类

为了明晰本文的研究对象，将长短桩的运用进行分类如下：

1. 长短桩组合桩基础：在实际情况中，桩基础设计与分析中经常会遇到桩的长短不一的问题，如图 1.1：

a) 由于利用两层持力层而导致的桩的长短不一，如图 1.1a)：基础下方存在两层持力层，如果仅利用浅部持力层难以达到沉降控制和变形的要求，或者只利用深层持力层会加大施工难度、造成造价过高。这是一种较为有生命力的新型桩基，同济大学杨敏教授领衔的桩基础教研室^{[19][71][72][73]}对此种桩基形式从理论上进行了研究，并承担过长短桩组合桩基础的设计咨询工作。

b) 由于变刚度调平的需要而布置的长短不一的桩，如图 b)：比较著名的如德国的法兰克福展览馆，在其桩基设计过程中，长桩用于中部核心筒位置承受较大荷载，而短桩用于四周承受上部结构外墙下相对较小的荷载，并且内外桩布置疏密不同，真正达到了工程技术先进、经济合理的要求。

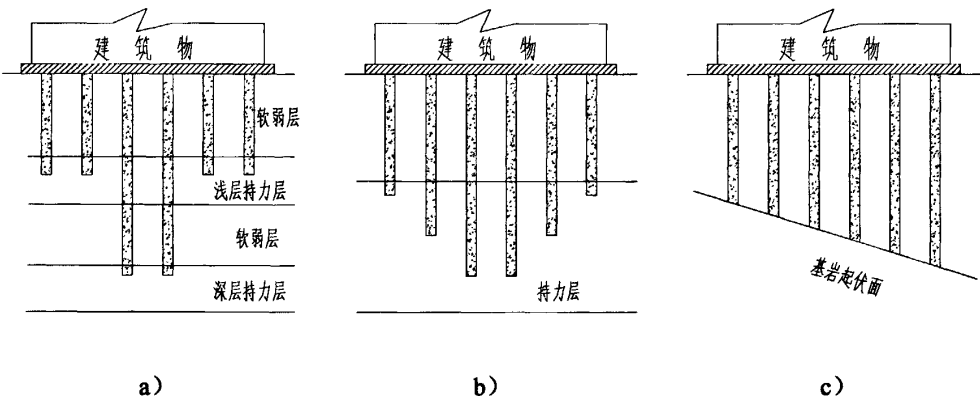


图 1.1 长短桩组合桩基示意图

另外，由于地质情况等被动的使用长短桩：如持力层起伏、基础下方有巨大孤石等地质情况，或者施工原因等造成桩长不一，如图 c)。

2. 长短桩复合地基：这是本文研究的对象。

长短桩复合地基的形式较多，长桩和短桩可以采用同一种桩型，也可以采用不同的桩型。在工程应用上：长桩常采用刚度较大的桩，如钢筋混凝土桩、钢管桩等，桩端落在强度较高、压缩性较小的土层上，这样可以将应力传递给较深的土层；短桩常采用散体材料桩和柔性桩，如碎石桩、水泥土桩、石灰桩等，起到加固浅层地基的作用。有时也将其称为刚-柔性长短桩复合地基。

对于这一新型的复合地基形式，龚晓南教授领衔的浙江大学岩土工程研究所^{[57][58][59][60]}、上海交通大学的陈龙珠教授^{[64][65][66][67]}、中国建筑科学研究院地基基础研究所的马骥等人、湖南大学赵明华教授^[69]等，都曾对其做过相关工程实践研究，在相关文献和著作中，对其理论和实践方法进行了阐述和介绍。

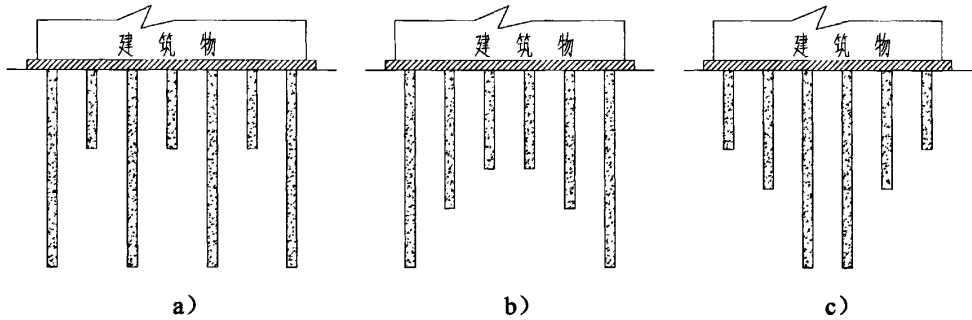


图 1.2 长短桩复合地基示意图

长桩和短桩在空间布置上也可采用多种形式：图 1.2a) 中，长短桩相间，两长桩之间也可布置 2 根或更多的短桩。图 b) 和图 c) 中，长短桩一般采用同一桩型。图 b) 的布置形式比图 c) 更有利于减小沉降，而图 c) 的布置形式基础中的弯矩可调至最小。本文的研究主要针对图 a) 形式的长短桩复合地基。

对于长短桩组合桩基础及长短桩复合地基的界定，主要是从桩端持力层、桩土承载特性、桩土共同作用分析计算方法等方面来考虑的。考虑桩土共同作用的摩擦型桩长短桩组合桩基础，也可以将其看为刚性桩的长短桩复合地基。

1.2.2 长短桩复合地基的研究现状

长短桩复合地基在学术界已引起了足够关注：文献^[1]为该类基础形式的研究

专著,该书从试验分析、数值分析、理论分析、三条途径研究了刚-柔性桩复合地基的特性,提出了较成熟的施工方法。

海南省规划勘察院沙祥林等(1996)^[2]发展的CM三维高强复合地基在海南省得到了一定的工程应用,他们对这种复合地基的工作机理、褥垫层效应、变形及承载机理作了简要的说明。郭昭,王景铭(1996)^[3]将之推广到上海,认为其应用对象应着眼于小高层,在采用常规的水泥土加固地基时承载力不够、采用大型桩基显得浪费的情况下采用。CM复合地基实际上是长短桩复合地基的一种,上述研究可看做最早的长短桩复合地基的应用。

朱小友、尹华濂(1999)^[4]通过介绍某高层建筑灌注桩承载力未达到设计要求而采用水泥粉喷桩成功补强原基础的实践,提出这种二元组合桩基作为桩基补救措施是可行的。刘吉福,周正忠,张旷成(1999)^[5]根据一个由沉管灌注桩、深层搅拌桩和褥垫层组成的复合地基工程实例,指出了褥垫层在复合地基中的重要作用。戴浩,王兴梅,刘祖德(2000)^[6]认为尽管刚-柔性复合地基技术还不够成熟,但对于土层多样性而言,特别是房屋的增层改造中对原有地基基础的进一步加固处理方面应用前景良好。应永法,章雷(2000)^[7]针对刚性桩复合地基和柔性桩复合地基各自的缺点,构想出复合桩地基,并认为该复合桩地基设计可按常规刚性桩基础进行,在此基础上提出了承载力和变形的计算公式。马骥,张东刚,张震,阎明礼(2001)^[8]阐述了长短桩复合地基的设计思想,介绍了长短桩复合地基承载和变形的计算方法,并对设计中有关设计参数进行了分析。郭志强,张晓哲,刘丰军(2002)^[9]通过一个由夯实水泥土桩和CFG桩构成的组合桩型复合地基工程实例说明采用组合桩型复合地基既可消除地基土层的湿陷性,又能获得较高的承载力。阎明礼,王明山,阎雪峰(2003)^[10]讨论了多桩型复合地基及其复合模量的基本概念,提出了多型复合地基承载力和变形的计算方法。徐新跃,陈建忠(2003)^[11]结合工程实例认为在一定地质条件下,混凝土管桩-水泥土搅拌桩复合地基是一种有效的地基处理方法。周德泉(2002)^[13]认为组合桩型复合地基在具体工程中要结合基础类型、荷载大小、场地地质条件和环保要求,合理选择褥垫层和桩体材料、施工工艺、尺寸和布局,使设计的地基基础满足强度、变形和稳定性要求。

浙江大学对这种新型复合地基相当关注,并对此进行了一定的研究。龚晓南教授的相关著作《复合地基设计和施工指南》(2003)^[14]专门以独立章节对该型复合地基进行了介绍,并引以工程实例进行了分析。张忠苗,唐朝文(2002)

^[15]对由两根刚性桩和两根柔性桩构成的刚-柔性桩复合地基进行有限元分析, 得出了桩间土注浆加固后刚-柔性桩复合地基承载力显著提高, 沉降量明显减少的结论。杨军龙(2002)^[16]探讨了长短桩复合地基沉降计算模式, 建立了沉降计算简化公式。张世民(2004)^[17]参照复合桩基沉降计算方法, 提出了刚-柔性桩复合地基沉降计算的简化方法。葛忻声, 龚晓南, 张先明(2002)^[18]利用有限元对同地质条件下的长短桩、全长桩、全短桩和天然地基的情况进行了应力、变形的对比分析, 认为长短桩复合地基在有效减小建筑物沉降量的同时, 可降低基础沉降差, 使基础受力更均匀。

1.2.3 长短桩复合地基的承载特性

长短桩复合地基中, 长桩常采用刚度较大的桩, 桩端落在较深处的持力层上; 短桩常采用柔性桩, 如碎石桩、水泥土桩等, 起到加固浅层地基的作用。短桩的参与除了能提高地基的承载能力外, 还能加速桩间土的固结, 增大地基土竖向刚度, 减小复合地基加固区变形。同时, 刚性长桩对柔性短桩而言, 还可起到护桩的作用, 而且刚性长桩的参与还会抑制复合地基周围土体的隆起。

以复合地基理论和运用思想来看, 长短桩复合地基适用于压缩土层较厚的地基: 在荷载的作用下, 地基中的附加应力随着深度增加而减小; 竖向增强体(桩体)复合地基中, 取不同长度的桩体正适应了附加应力由上而下减小的特征, 更有效地利用了复合地基中桩体的承载潜能。从复合地基应力场和位移场的特性分析可知, 由于复合地基加固区的存在, 高应力区向地基深度移动, 地基压缩土层变深。采用沿深度变强度和变模量的长短桩复合地基可以有效减小沉降, 降低加固成本。在长短桩复合地基中, 加固区浅层地基中既有长桩、又有短桩, 地基置换率高。在加固区深层地基中, 附加应力相对较小, 只有长桩, 也可以达到满足承载力要求, 有效减小沉降的目的。可以说长短桩复合地基加固区的特性比较符合荷载作用下地基中应力场和位移场特性。

长短桩复合地基承载特性不同于桩基, 两者在理论分析上存在如下差别: 长短桩复合地基属于复合地基的范畴, 复合地基的最基本假定是桩与桩间土的协调变形, 复合地基理论的研究对象是桩与桩间土所组成的单元体, 而且各单元体间假定为相互独立, 因此复合地基中不存在类似桩基中的群桩效应。

长短桩复合地基承载特性也不完全等同于传统意义上的复合地基: 在相对

刚性基础下，复合地基不可能存在桩的负摩阻力问题；在长短桩复合地基中，如果由于地基土的蠕变，地下水下降引起地基土固结等，造成短桩和桩间土不再承受荷载，荷载全部由长桩承担，则可能引起桩的负摩阻力问题。由于长桩所提供的承载力有限，这一点发生时可能造成基础工程事故，影响建筑物的安全使用，在采用长短桩复合地基时应予以重视。

复合地基、复合桩基是目前常见的二种基础形式，复合地基和复合桩基之间没有严格的界限：桩体复合地基的本质是桩体和地基土共同承担上部结构传来的荷载，而复合桩基的本质也是考虑桩土共同直接承担荷载，因此可以认为复合桩基是复合地基的一种。从这一思路来说，长短桩复合地基的承载特性与分析思路可以借鉴已经较为成熟的复合桩基理论。

1.2.4 长短桩复合地基的承载力与变形计算方法

在这里，对现有的长短桩复合地基的承载力与变形计算方法只做大致思路的总结 and 介绍。

已有长短桩复合地基承载力计算思路同一般复合地基承载力计算思路相同。首先分别计算长桩部分的承载力、短桩的承载力和桩间土的承载力，对于各部分承载力的计算模式可以参照现有的桩基承载力计算模式和复合地基各部分承载力计算模式，根据一定的原则叠加形成长短桩复合地基承载力。本文提出的叠加思路是：首先根据一定的原则叠加短桩和桩间土这两部分的承载力，如类似复合地基承载力计算公式中的面积比公式、应力比公式；再根据刚性桩复合地基的设计理论和工程实践，参照同一桩长复合地基承载力计算模式，按照短桩加固后的复合地基视为长桩复合地基的“桩间土”来进行。

对于复合地基，不仅要满足上部结构对承载力的要求，还需要满足变形的要求。因为复合地基的变形过大，将同样影响到建筑物的正常使用。长短桩复合地基沉降计算一般可以采用简化的分层计算：总沉降 S 由三部分组成：短桩加固区内的土层

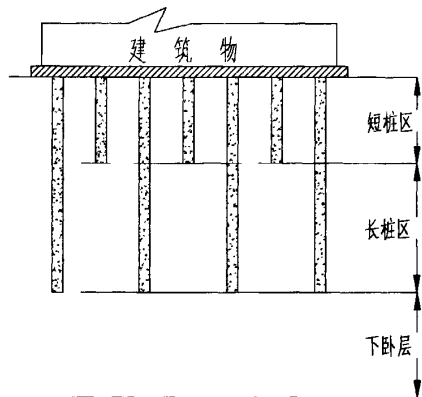


图 1.3 长短桩复合地基沉降计算示意图

压缩量 S_1 , 短桩加固区以下的长桩加固区部分土层压缩量 S_2 , 长桩加固区以下土层压缩量 S_3 , 如图 1.3。事实上, 长短桩复合地基的沉降主要以 S_2 、 S_3 为主。

计算加固层部分变形的的方法有: 复合模量法、桩间土应力修正法、桩身压缩量法、应变修正法; 计算下卧层的变形的的方法, 关键在于如何确定作用于下卧层上的荷载, 常用的方法有: 应力扩散法、等效实体法、当层厚度法、改进 Geddes 法。

计算长短桩复合地基的承载力和变形, 目前所采用的设计方法, 都属于定值设计法, 即把承载力、荷载、变形值、允许变形值以及桩、土的强度指标, 视为不变的确值。往往是根据经验, 确定一个总安全系数来度量复合地基的安全度, 即通常采用的总安全系数设计法。

实际上, 对长短桩复合地基需要考虑的不确定性因素很多, 不仅包括计算模式的不确定性, 还包括几何尺寸的不确定性和设计参数的变异性。充分考虑这些不确定性因素的影响, 定值设计法往往是难以做到的, 这里需要引进概率极限状态设计法。

1.3 长短桩基础按概率极限状态设计的必要性

1.3.1 现行总安全系数设计法的局限性

传统的确定性设计方法, 都是将参数定值化, 把未知的不确定性因素都归结于安全系数。这种确定性方法, 对于满足工程设计而言, 在长期的经验积累基础上, 还是可行的。但是不能不承认, 虽然安全系数是用以表示安全度的指标, 但并不能作为定量表示安全度的尺度。从某种意义上讲, 引入安全系数, 本身就增加一个新的不确定性因素。就影响长短桩复合地基安全度的基本因素, 如抗力(复合地基的承载力, 其中包括桩的承载力、桩间土的承载力)、荷载(包括恒载、活载等)都不是定值, 而是随机变量。对于不同地质条件、不同桩身材料和承受不同性质荷载

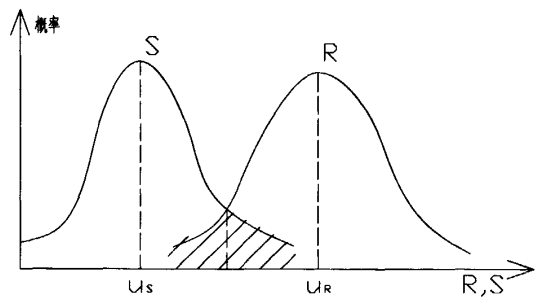


图 1.4 总荷载效应 S 与总抗力 R 的概率分布曲线

的长短桩复合地基，在取相同安全系数的条件下，其实际的安全度是不同的。

如图 1.4，设某工程结构的承载力为 R ，即为总抗力，总荷载效应 S 、 R 均为随机变量，其概率分布曲线如图所示，其中 u_R 、 u_S 分别为 R 、 S 的均值，由总安全系数的定义：

$$K = \frac{u_R}{u_S} \quad (1.3.1)$$

由图 1.4 可以看出， R 、 S 在各自的均值 u_R 、 u_S 附近是变化的。当取安全系数 $K > 1.0$ 进行设计时，并非绝对安全。如图中的阴影部分，实际安全系数有时是小于 1.0 的；安全系数无法保证工程结构的设计是绝对安全可靠的，这是总安全系数设计法局限性的一个方面。另一方面，对于土质不同、设计参数不同，情况就更为复杂，即使采用相同的安全系数进行设计，实际的安全度并不相同，甚至会相差很大。安全系数不能作为不同工程结构安全度大小比较的依据。

1.3.2 与上部结构设计相匹配的要求

目前上部结构按概率极限状态进行设计已进入实用化阶段，由中国建筑科学研究院会同房屋建筑、铁路、公路、港口及水利水电工程结构可靠度设计统一标准的各主编单位，总结了我国工程实践经验，征求了全国有关单位意见，共同编制了属第一层次的《工程结构可靠度设计统一标准》(GB50153-92)。

之后，上述五大部门又各自根据本部门专业结构的特点，以第一层次的统一标准为指导，编制了适合于本专业、用于指导编制和修订专业结构设计规范的可靠度设计统一标准，主要采用以随机可靠性理论为基础，以分项系数表达的概率极限状态设计方法，作为我国土木、建筑、水利等专业结构设计规范改革修订的依据。

1.3.3 岩土工程学科自身发展的要求

随着岩土工程领域工作的进展，在理论上逐渐成熟，计算方法上日益得到发展，尤其是计算机技术的应用，使岩土工程专家可以处理庞杂的工程信息，并能进行复杂的数值计算。另一方面，随着经济、科技的发展，人们在岩土工程领域已经积累了大量的工程信息，为可靠性研究打下了一定的基础。

而且在现在，计算参数与实际情况相比它所具有的精度已远远落后于工程

结构的精确分析。如果不考虑参数的不确定性,结构的精确分析所能取得的效益将被粗略的经验性安全指标所淹没。

岩土工程学科在可靠性理论研究方面也已经取得了大量成果,并已经逐步加以应用,我国《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94)中的设计方法和上海市《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999)中采用的桩基概率极限状态设计法是这方面例证:它是以概率理论为基础,对荷载效应、抗力进行统计分析的基础上,使桩基的失效概率符合规定的限值,即达到一定的可靠度。

长短桩复合地基是一种很有发展前景的复合地基,其相关理论与桩基础密切相关,对其做可靠性分析方法研究,是对地基基础工程概率极限状态设计方法的发展和完善。

1.4 本文主要工作及编写安排

本文所作的主要工作如下:

第二章总结了工程结构领域目前可靠性理论的发展状况:上部结构可靠性理论研究、岩土工程可靠性理论研究、桩基工程可靠性理论研究以及国外新近可靠性理论发展动态;并对本文工作中将要用到的数学基础知识、可靠性理论的基本概念和基本分析方法进行了介绍。在进入研究生阶段以前,本人对可靠性理论是较为陌生的,这是写作先期了解的一些基础知识,这里体现了作者的一点体会:问题的突破往往是从基本概念的澄清和认识开始的。

第三章进行了基于长短桩复合地基极限承载力计算公式的可靠性分析。先分别对总安全系数下桩间土极限承载力、短桩极限承载力与“短桩复合地基”极限承载力的可靠性指标作了求解与各随机变量的敏感性分析。然后参照复合地基极限承载力计算公式,得到长短桩复合地基极限承载力的计算公式,并依据该式进行了可靠性指标求解与敏感性分析。

第四章对于全文的研究进行了总结,并简要讨论了存在的问题和需要进一步进行的工作。

由于本文的公式与表格较多,全文公式与表格的编排按照章节编号,例如式(2.2.1)表示2.2节之第一式;表(3.3.2.)表示3.3节之第二表。图的编排按章节来进行,例如图2.1表示第二章之第一图。

第2章 工程结构可靠性理论发展与分析方法

2.1 引言

所谓可靠性是指一个系统在给定的条件下和预计的时间内完成规定的功能运行的概率。可靠性理论萌芽于第二次世界大战,而在战后得到了完善与发展。当时是为了解决二战后期美军太平洋战区军用武器电子设备中元器件失效与失灵等问题,就引用了概率论和统计学的方法,从而孕育了一门新的学科——可靠性理论。在第二次世界大战后,可靠性理论才得到了飞速的发展,也逐步应用于工程领域,并取得显著的成效。

可靠性理论在土木工程的结构方面的应用是开始得比较早的一个领域,二战后,可靠性理论得到较大的发展。1947年,苏联的尔然泥钦就提出了用一次二阶矩理论的方法来估计结构的失效概率;美国的弗罗伊詹特(A.M.Freudenthal)在40年代开创了美国结构安全度的研究工作,并在1951年提出,破坏概率的选择:应使结构建造费用与期望的破坏损失费的总和为最小的概念,奠定了结构可靠度理论的基础,标志着可靠度理论的建立。尔后,美国的康乃尔(C.A.Cornell)、洪(A.H-S)和邓(W.H.Tang)发展和完善了工程技术中应用的概率概念和方法,20世纪40年代到60年代是结构可靠度理论发展的主要时期,现在所提到的经典可靠度理论大都是在这个时期形成的。大致在60年代和70年代,土木工程结构可靠度的研究工作广泛的开展并逐步进入实用阶段。

2.2 结构可靠性理论研究与发展

20世纪70年代,结构可靠性理论有了长足发展,许多国家开始研究在结构设计规范中的应用,特别是国际标准ISO 2394的颁布和欧洲规范由试行规范逐步转变为正式规范,使结构可靠性理论的应用进入一个新的时期。结构安全性控制方法先是由定值设计法发展为半概率法,目前正由半概率法逐步向概率极限状态设计法(可靠度设计方法)过渡。

2.2.1 涉及结构可靠性的国际机构、标准和大型会议

1. 国际标准化组织 ISO 与国际标准 ISO 2394

ISO 是由世界上 148 个国家组成的国际标准机构,遵循一个国家为一个代表的原则。1947 年 2 月 23 日成立,总部设在瑞士日内瓦。ISO/TC 98 为结构设计基础委员会,是协调、组织建筑和土木工程领域国际标准的一个机构。该委员会的职责是从总体上分析和协调制订有关结构(包括钢、砖石、混凝土、木等)可靠性的基本要求。

ISO 2394: 1998《结构可靠性总原则》为 ISO/TC 98 编制的国际标准,ISO 2394 : 1998《结构可靠性总原则》是一本关于结构可靠性设计方法的国际标准。1986 年的版本只有十几页,而 1998 年的版本有六十多页,内容增加很多,有些方面的内容也更加详尽。ISO 2394 在国际上有很大影响,许多国家有关规范编制、修订都参考了该标准^[22]。

2. 欧洲标准化委员会 CEN 与欧洲规范 EN 1990 :2002

20 世纪 80 年代末和 90 年代,在欧洲标准技术委员会 CEN/TC-250 的组织和协调下,首先编制了一套欧洲试行规范 ENV1991-ENV1999。经过一段时间的使用后,通过修订和补充,将欧洲试行规范转变为欧洲正式规范,即欧洲规范。欧洲结构规范是一配套使用的土木工程设计规范,有英语、法语和德语三种语言的官方版本。这套规范的第一本为 EN1990 : 2002 结构设计基础。EN 1990 是一本以结构可靠性原理作为指导原则的规范,其理论背景含有 ISO 2394。

按照欧洲标准化委员会的规定,欧洲规范作为标注为 EN 的欧洲标准,它负有必须被各成员国一级采用的责任,一旦采用后就具有国家标准的合法地位,而其他的原有国家标准必须撤消。所以,执行欧洲规范国家的标准应包括欧洲规范的全文^[22]。

欧洲标准化委员会 CEN 与国际标准化组织 ISO 有着极其密切的关系。根据 1991 年 ISO 和 CEN 之间缔结的维也纳协定,对于 CEN 先行制定的标准,ISO 将不再另行制定,用 CEN 制定的标准作为 ISO 相应部分标准的草案。勿容置疑,像欧洲规范这样的地域性标准改为国际规范的做法将会受到世界各国的关注。

3. 国际结构安全度联合会 JCSS 与概率模式规范

1971 年,协调六个国际土木工程协会活动的联络委员会创建了国际结构安

全度联合会 JCSS。JCSS 先后起草并出版了多个有关结构安全性的文件, 这些文件成为编制不同类型结构设计和建造指导文件的背景材料。

JCSS 一直致力于编制一本《概率模式规范》, 其目的是探讨直接用概率原理对结构进行设计的方法。除《概率模式规范》外, JCSS 还在编制《已有结构评估规范》。尽管 JCSS 编制的规范不是正式的规范, 但这些文件及其中的方法对有关国际标准和规范(如 ISO 2394、EN 1990 等) 编制和修订起了重要参考作用。

4. 国际结构安全度与可靠度协会 IASSAR 和国际会议 ICOSAR

国际结构安全度与可靠度协会(IASSAR)是一个专门从事结构随机性、安全度和可靠度研究、教育和将可靠性理论转化为工程应用的国际机构。该协会自 1969 年由结构可靠度研究先驱 Freudenthal A.M.教授创始以来, 共组织了 8 次国际结构安全度和可靠度的大型会议(ICOSAR)。每次会议都出版一套关于结构随机性、可靠性的论文集。为了表彰一直从事可靠性研究并做出杰出贡献的学者, 每次会议期间还针对上述 6 个研究领域评选出一个 IASSAR 杰出研究奖和一个 IASSAR 青年研究奖。除研究奖外, 每次会议还评选出一个在可靠性教育、将可靠性理论转化为工程应用方面做出突出贡献的 IASSAR 特别贡献奖^[22]。

5. 土木工程风险与可靠度协会 CERRA 和统计与概率应用国际会议 ICASP

统计与概率应用国际会议(ICASP)是一个由土木工程风险与可靠度协会(CERRA)资助的国际大型会议, 每 4 年举行一次, 其宗旨是为工程师、科学家、教育家、研究人员和从事工程实践的人员提供一个信息交流的舞台, 会议主题包括所有土木工程方面的风险和不确定性管理。

2.2.2. 世界一些国家应用可靠性理论的情况

1. 北美洲

在北美, 美国是结构可靠性理论与应用的代表, 也是国际上较早开展结构可靠度研究的国家之一, 公认 1947 年美国 Freudenthal A.M.教授的论文“结构安全性”是结构可靠性理论系统研究的开始, 在实用化方面, 1969 年美国 Cornell.C.A.教授提出了结构可靠性指标的概念。20 世纪 60~70 年代, 美国在发生了一些房屋安全事故后, 引发了对建筑物安全问题的重新思考, 认识到容许应力设计法的缺陷, 以及为保证结构极端情况下安全性和正常使用情况下良好工作性能的重要性。

钢结构规范中荷载和抗力系数设计(LRFD)方法的提出是美国结构可靠度理论应用的开端。1995年,美国钢铁协会(AISI)的规范委员会、加拿大标准协会(CSA)的S136规范委员会和墨西哥标准协会(CANACERO)组成了北美规范委员会,委员会每年会聚两次,共同编制适合于三国使用的钢结构规范。

在公路桥梁方面,新一代的美国和加拿大规范都采用了基于概率的荷载与抗力系数设计规范,如美国州公路与运输官员协会的《桥梁荷载与抗力系数设计规范》(AASHTO LRFD 1994),加拿大《安大略公路桥梁设计规范》(OHBDC 1979, 1983, 1991)和《加拿大公路桥梁设计规范》(CHBDC 2000)。在美国,公路管理联合会(FHWA)重视支持长远技术项目的研究,其中之一就是贯彻荷载与抗力系数设计方法。

在加拿大公路桥梁建设飞速发展的20世纪50年代和60年代,一直采用美国AASHTO桥梁规范,直到1979年加拿大编制了第一本极限状态的桥梁设计规范。1983年,加拿大安大略编制了第二版的极限状态设计规范(采用LRFD),并变为强制性的。1991年颁布了第三版的规范,同样采用了可靠度方法。1998年颁布了第四版的加拿大安大略规范,这一版也是加拿大第一个国家性的桥梁设计规范。

2. 亚太地区

在亚太地区,中国是可靠度应用研究和在设计规范中应用最早的国家。我国从50年代初期开始用数理统计方法确定超载系数和材料强度系数。70年代成立了工业与民用建筑规范系列的《建筑结构设计统一标准》编委会和专题研究组等。总结了我国工程实践经验,并借鉴了国际标准《结构可靠性总原则》(ISO 2394),在征求了全国有关单位意见的基础上,于1984年由国家计委正式批准颁布了《建筑结构设计统一标准》。明确规定结构可靠度应采用以概率理论为基础的概率极限状态设计法来确定,这是概率极限状态设计法在结构工程中发展成熟、达到使用阶段的标志^[22]。

近十几年来,根据我国可靠性理论研究成果和工程结构设计经验,我国工程技术部门陆续编制和颁布了第一层次的《工程结构可靠度设计统一标准》(GB50153-92)以及属于第二层次的建筑结构、港口工程结构、水利水电工程结构、铁路公路结构和公路工程结构的可靠度设计统一标准等6本统一标准,作为我国土木、建筑、水利等专业结构设计规范改革、修订的准则。

日本在结构安全和可靠性方面的研究已有 40 余年的历史。日本特别关注国际标准与欧洲标准的发展动向,避免与国际标准的冲突,特别是 ISO 2394“结构可靠性总原则”,因为 ISO 2394 规定了结构设计的基本原则和方法,日本采用的容许应力设计法与 ISO 2394 的内容是不协调的。

由于加入 WTO 的国家要服从国际标准,并注意到欧洲规范正逐步统一,1998 年日本成立了一个由建筑和土木工程各领域专家组成的委员会和秘书委员会,编写包括各领域和结构类型的综合性规范《建筑及公共设施结构设计基础》。目的是通过这一规范的基本原则将各领域规范纳入同一个框架中。该规范明确提出,“可靠度设计的概念是校核功能要求的基础”,“用可靠度的概念作为设计基础”的目的是“考虑外部作用和抗力的不确定性,在设计使用年限内,将超过所考虑极限状态的概率限定在允许的目标值内”。“将《结构设计基础》置于可靠度设计的概念上,保证了日本标准与国际标准的协调。”

在亚太地区,国与国在结构设计标准方面的协作也日益加强。以 ISO2394:1998 为基础,澳大利亚和新西兰共同起草了一份关于一般设计要求的标准“DR 99309, 1999: 结构设计——一般要求和设计作用,第 0 部分:一般要求”,目的是协调亚太地区发展和发展中国家设计标准的不同要求。

另外,中国、日本和韩国就港口工程技术标准的协调和发展问题进行过联合研究,其中的一个重要方面是研究和理解国际标准和欧洲标准及基于可靠度的分项系数设计法。

在韩国,结构标准分为设计标准和附属技术标准两类,根据相关的法律,设计标准作为国家标准。大多数混凝土结构和钢结构采用了极限状态设计原理,而土工结构(如基础和挡土墙)仍使用容许应力设计法。但是,目前修订的“结构基础设计规范”采用了极限状态设计法,也允许使用容许应力设计法。韩国表示,韩国是 WTO 的成员国之一,如果颁布了 ISO 标准,韩国政府要用它作为国家标准。

3. 欧洲

丹麦按极限状态和分项系数的设计方法可追溯到 20 世纪 50 年代。1983 年,丹麦所有的荷载、结构和土工设计规范都采用了统一的分项系数极限状态设计表达式。1996~1999 年间,丹麦对结构规范(设计基础、作用和荷载、混凝土、钢、木、砌体和基础)进行了修订,并对旧的规范进行了可靠度校准。根据校准

结果将目标可靠指标确定为 $\beta_T = 4.79$ ，以此为基础，优化选定了新规范的分项系数。瑞典 1989 年开始采用分项系数方法，并出版了一套设计手册。抗力系数隐含在混凝土和钢的规范中，同时用容许应力设计法进行了校准^[22]。

德国有一套非常完善和详细的国家标准，称为“国家工业标准(DIN)”。国家工业标准包括结构设计，而且非常成熟并包含了工程的各个方面。先前的规范采用综合安全系数法（荷载 < 强度/FS），类似于容许应力法，最新的德国荷载规范 DIN 1055 (草案)和混凝土设计规范 DIN 1045 (草案) 采用了以可靠度为基础的分项系数方法。

捷克 1998 年版的结构设计规范(CSN 73 1401—1998)包含了概率设计概念的条文，规定 $P_f < P_d$ ，其中 P_d 为规范中规定的目标概率。目前，正式的欧洲规范正在实施过程中，由于欧洲规范采用了以概率为基础的极限状态设计法，这也就意味着在欧洲共同体范围内，结构的设计方法正逐步向可靠性设计法过渡。

2.3 岩土工程可靠性理论的发展

由于岩土工程中大量的不确定性问题及不确知因素的存在，岩土工程的可靠性问题是工程可靠性分析研究中一个比较困难的问题，它的发展远落后于结构可靠度的发展。现将国内外岩土工程基础工程领域可靠性理论研究介绍如下：

2.3.1 国外岩土工程可靠性理论的发展

岩土工程是可靠性理论应用的一个重要领域。早在 1956 年，卡萨格兰特 (A.Casagrande)提出了土工和基础工程中计算风险的问题。从 20 世纪 60 年代起，Hooper、P.D.Lumb、Meyerhof、松尾稔等人开始了关于土的性能统计性质的研究和资料收集。

70 年代对土性参数概率统计分析进入一个新的发展时期，从 1972 年开始，有许多有关统计学和概率论在土工和结构工程方面的应用的相关论文不断发表。由国际标准化组织岩土工程技术委员会(ISO/ TC182) 主持编制的国际标准(草案) 中规定采用极限状态设计原则和分项系数方法，并对各级岩土工程提出了可靠性指标 β 的建议值，这是岩土工程中可靠性研究进入实用阶段的标志。1975 年 Lumb.P 首次提到土的空间变异性概念，1977 年 E.H.Vanmarcke 提出了

土层剖面的概率模型, 1981 年 Meyerhof.GG 在他的一篇论文中总结了岩土工程中极限状态设计方法, 讨论了变异性、总安全系数和分项安全系数等问题。

80 年代内, 可靠性理论在土工中的研究领域进一步扩大, 除了土性参数和边坡外, 内容涉及近海洋平台基础、锚桩、挡土墙以及基础的破坏模式和计算模拟的不确定性等。关于沉降, 据松尾稔介绍, 以 E.H.Vanmarcke 和 C.A.Cornell 为主的麻省理工学院研究小组取得较大成果; 对于软土地基上的填土、天然及人工边坡、开挖地基等破坏问题或沉降观测问题, 作为整个系统考虑的可靠性设计已经导出固定的公式。

70 年代开始, 国际上都不定期地召开有关统计学和概率论在土工和结构中应用以及岩土工程中概率分析方法的各种会议。1993 年 5 月在丹麦哥本哈根召开了岩土工程极限状态设计国际学术会议, 收集的论文中都涉及到极限状态设计分析的各个方面。在 1773 年 Coulomb 基于极限状态的考虑, 推导了粘性土上路堤的垂直界限高度; 1857 年 Rankine 提出了主动和被动土压力极限状态; 1943 年 Terzaghi 指出了岩土工程极限状态问题中的两大类, 即稳定问题和弹性问题。世界上第一部极限状态标准是 1956 年的丹麦基础工程标准^[47]。

在规范编制方面, 波兰 PN-83/B-02482 和前苏联 СНИП2102-85 桩基规程, 均规定桩基要按照承载能力和正常使用两种极限状态进行计算, 并给出了有关分项系数数值, 加拿大的“岩土工程手册”采用了兼容并蓄的方法, 同时列出总安全系数和建立在概率理论上的分项系数法。《欧洲地基基础规范》蓝本系统全面地论述了基础工程问题, 并规定采用极限状态法分项系数表达式进行设计。

2.3.2 国内岩土工程可靠性理论的发展

国际上对岩土工程可靠度的研究始于 50 年代末, T.H.WU, G.Ingles 等曾先后应邀来我国讲学, 介绍了国际上岩土工程可靠度的研究动态, 引起了国内同行的注意, 我国于七十年代末开始了岩土工程可靠度的研究。

虽然起步较晚, 但是发展较快, 也很活跃。不过在某些领域里其发展较慢, 如在岩石方面开展研究较少, 土动力学方面尚正在起步。经过二十多年的发展, 在这方面出了不少专著和发表了不少论文, 其中有系统性论述的, 有关沉降概率分析, 有关于岩土参数概率模型的, 有关于渗透问题的和有关岩土参数的统计规律的, 它们集中反映了我国岩土工程可靠性研究领域的进展情况。

岩土工程可靠度基本理论方面：高大钊(1983, 1984)连续在《岩土工程学报》系统地介绍了岩土工程可靠度的基本原理和分析方法；并于1989年出版专著《土力学可靠性原理》。包承纲(1984, 1989, 1992, 1997)对岩土工程可靠性的基本原理、分析方法作了极为细致、深入地研究，1989年，由长江科学院包承纲教授牵头成立的“岩土工程可靠度可行性研究”攻关组，进行了历时三年的研究，标志我国岩土工程可靠度研究从应用研究转为实用化研究。

在岩土性状及参数统计方面：高大钊对土性参数的统计分析、概型拟合、不确定性分析的方法、土性随机场模型的应用等方面进行了深入地研究；张庆华、包承纲(1997)，对岩土工程可靠度分析中的土性随机场模型、土工试验数据整理与分析方法、土性相关距离的分析等方面进行了研究；包承纲(1985)、张广文、刘令瑶(1995)对 Bayes 原理在岩土工程中以及确定随机变量概率分布参数方面，进行了探讨。

在地基承载力方面：熊启东、高大钊(1997, 1998)运用汉森公式，对上海地区地基承载力的可靠度及分项系数进行研究；闰澎旺、陈环(1988)分析了倾斜荷载下地基承载力的可靠度问题；张维秀、盛重文(1989)对重力式码头的地基承载力可靠度问题进行分析。

在地基固结与沉降方面：李国周、欧阳葆元(1992)研究了软土地基固结与沉降特性；包承纲、吴天行(1985)，基于 e-lgp 法，用概率方法分析了多层地基的沉降；李镜培(1996)研究了地基沉降的随机特征；陈晓平、俞季民(1992)运用概率分析方法，研究了地基非均匀沉降的问题；刘宁等(2000)较全面地介绍了地基沉降的概率可靠度计算方法，并介绍了随机有限元法在地基沉降和可靠度计算中的应用，对随机有限元沉降分析中的随机场问题进行了评述。

上海岩土工程可靠度研究是国内开始较早的地区：70 年代末，俞调梅教授主持邀请美国吴天行教授到同济大学讲学，重要内容之一就是可靠度研究在岩土工程中的应用；1983 年，郑大同教授受中国力学学会岩土力学专业委员会的委托在同济大学召开了《概率论与统计学在岩土工程中的应用》专题学术座谈会，1986 年夏，钱寿易教授在长春主持“岩土力学参数的分析与解释”学术讨论会以及 1989 年在上海举行的“岩土力学新分析方法”讨论会都推动了岩土工程可靠度理论研究的进展。

近十几年来，同济大学岩土工程研究所先后承担了“桩基础的可靠性研究”、“上海土性指标概率特性与地基基础可靠度的研究”等多个科研课题，推动了岩土

工程地基基础工程领域可靠度理论研究的发展。

二十多年来,我国的岩土工程可靠性研究发展较快,在许多领域都取得了丰硕的研究成果。特别是,已有上海、天津两地将概率极限状态设计方法用于地基基础设计规范,并已经实施;1999年初,两地规范编写专家组会同各地专家,在上海举行了“可靠性理论在地基基础规范中的应用”专题讨论会,共同交流了地基基础可靠性研究进入实用阶段的经验。

2.3.3 岩土工程可靠性研究的前景

1. 岩土工程可靠性分析的特点

岩土工程是可靠性理论应用的一个重要领域。岩土工程由于岩土自身固有的、错综复杂的变异性质,设计中应考虑的不确定性远比上部结构严重。在研究岩土工程可靠性问题时,必需要考虑到岩土工程本身的特点。

(1) 岩土性质的变异性

岩、土是自然界的产物,其高度的地域差异性,己人所共知;此外,对同一地区,岩土的性质也变化复杂,具有场的效应,是时间的函数。

(2) 岩土工程的规模和尺寸的影响

在岩土工程中,所研究的范围一般均较大,仅仅靠某一点或几点的岩土的性质,不能完全代表整个岩土工程研究范围的性质;而是需要考虑空间平均特性,即一定空间范围内的平均岩土特性。再者,室内试验多为小尺寸的试件,而研究范围的体积与试样尺寸相比非常大。这是岩土工程与结构工程在可靠性分析方面的最基本的区别^[46]。

(3) 极限状态及失效模式的含义方面

结构设计的极限状态分为承载力极限状态和正常使用极限状态,而地基基础设计中的承载力极限状态,既包含了地基整体失稳所引起的狭义上的承载力极限状态,也包含由于岩土体的局部破坏或者变形过大而导致的上部结构的破坏,即变形的极限状态也会引起承载力的极限状态,二者不是完全独立的:这可以理解为广义的承载力极限状态。

在岩土工程中,无论是地基承载力问题,还是土坡、土压力问题,整体失稳是失效控制的原则。失效概率,是指整体失稳的出现概率,而不是指地基中最薄弱点出现极限平衡状态的概率。显然,后者的失效概率要大于前者。

(4) 极限状态方程的非线性

岩、土的本构模型多种多样, 具有高度的非线性: 在不同的应力水平下, 岩土会表现出不同的变形特性。相应的极限状态方程也可能是非线性的。采用一次二阶矩法计算可靠性指标时, 需要在破坏面的一点(验算点)取作线性化点, 而不是在基本变量的均值点上线性化。

(5) 土性指标的相关性

描述岩土性质的指标具有相关性, 既有不同指标间的互相关性, 即两个随机场的随机变量之间的相关性; 也有同一指标的自相关特性, 即同一随机场不同位置处的两个随机变量之间的相关性。作为随机变量的某一土性概率特征参数, 不仅有均值和方差, 还有自相关函数; 土性的互相关性问题可以在计算方法中考虑。当采用一次二阶矩法时, 公式中会出现相关变量的协方差, 这些协方差必需根据变量的性质和实测值进行统计分析才能得到^[46]。

此外, 岩土工程的系统可靠度问题、全概率问题与广义可靠度问题, 和其他工程结构相比, 也具有复杂的特点。

由于岩土介质及受力特性的复杂性, 对同一岩土工程问题, 可将其视为一个系统, 系统的失效是几种失效模式的组合, 这是系统可靠度问题。目前, 在该领域的研究尚不多。岩土工程的系统可靠度将是目前及未来一段时间内的重要研究方向之一。

2. 岩土工程可靠性分析的发展阶段

按照概率论与数理统计方法在岩土工程中的应用情况, 可将岩土工程可靠度分析划分为四个水准:

一是“半经验半概率法”, 运用数理统计方法考虑不确定性的影响, 通过引入一些经验修正系数对设计表达式进行修正。

二是“近似概率设计法”。可近似给出破坏机制的失效概率。一次二阶矩法中的中心点法、验算点法以及实用设计法中的中心安全系数法和分项系数法等都属于该水准。

在岩土领域, 第一个建议对荷载和土参数使用分项系数的是 Hansen, 经过修改, 这种分项系数方法被 1978 年和 1985 年丹麦的基础工程实用规范采用。如我国目前使用的《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)、《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001)等都处于这一水准, 国外最近的一些应用包括加拿大基

础工程手册的第3版、土工指南的第2版和欧洲规范7。

三是“全概率法”。特点为运用概率统计理论,得出极限状态方程中所有不确定性参数的联合概率分布模型,可以此求解真实失效概率。可靠性分析中的采用的 Monte—Carlo 模拟法、多重降维解法,可以视为该水准基础上的近似算法。只有在分析比较理想条件下的简单问题时,真正属于该水准的可靠性分析计算才能实现。

四是“广义可靠性分析”。即不仅分析设计阶段的安全性及失效概率,还应同时考虑经济效益和社会效益,吸收建筑经济学中有关费用与效益分析的理论和成果,分析竣工后工程体系破坏引起经济损失的期望。

岩土工程本身是一门综合学科,是一项系统工程,包括岩土工程勘察、设计、施工、监测和运营各个环节,将系统可靠度理论、全概率理论和广义可靠度理论引入和应用到岩土工程,是一项长期而艰巨的任务。

2.4 桩基工程可靠性理论与现状

在建筑结构领域中,尽管《建筑地基基础设计规范》也采用了设计值、标准值等术语,但在本质上并没有引入可靠性设计;在上部结构采用可靠性设计已形成不可逆转的情况下,如何在地基基础方面加强可靠性研究,改变上下脱节的现状是一个急待解决的问题。

桩基工程历来是基础工程领域研究的热点,有关桩基础可靠性理论,是近十年来岩土工程可靠性理论领域的一个热点;国内外开始研究的时间都不长,是一个具有很大应用前景的课题。

2.4.1 国外桩基工程可靠性理论与现状

从国外情况来看,主要对桩的承载力、桩基荷载、桩周土性参数、抗拔桩以及水平受荷桩等进行概率及可靠性分析。W.H.Tang 等(1988, 1989, 1992)对近海工程中桩基的承载特性、影响桩基承载力的不确定性因素、系统可靠度进行了较为细致地研究;K.S.Li&S-C.R.Lo(1991)提出了按照概率极限状态方法对桩基工程进行设计的初步思路;R.Y.Liang (1997)将概率分析方法应用于沉桩的动力分析与控制中。

在美国, AASHTO LRFD 2002 桥梁设计规范基础设计, 最大特点是废除了容许应力设计法和消除了与上部基础荷载系数的不协调性。抗力系数是根据经验判断、对容许应力法进行校准和可靠度分析综合确定的。在美国规范 API RP 2A-LRFD (1993) 中, 将基础看作基于可靠度设计 (RBD) 校准的一个构件, 假定桩承载力的变异系数为 20%, 综合抗力参数偏离一个标准差。对桩轴向承载力, 基础抗力系数调整为平均可靠指标 2.2。

2.4.2 国内桩基工程可靠性理论与现状

从国内情况来看, 对桩周土性参数、桩的承载力、抗拔桩以及水平受荷桩等分析方法和进行概率及可靠性分析。陈忠汉、高大钊(1988)提出将桩侧分层土极限摩阻力假定为静力触探比贯入阻力与土层埋藏深度的函数, 用多参数最优解法, 求桩侧分层土的极限摩阻力; 李启信等(1989)对桩侧土参数的概率模型进行分析, 应用随机场的理论, 考虑土的变异性以及由抽样所带来的误差, 提出一种分析粘性土中桩基承载力的概率分析方法; 高大钊、曾朱家(1991)基于试桩资料的统计方法, 分别估计桩端阻力和分层土桩侧摩阻力的分项系数, 为规范的编制提供了基础资料; 洪毓康等(1993)对大量的试桩资料进行统计分析, 着重考虑了桩的入土深度及较软持力层对承载力的影响, 编制了新的打入桩竖向承载力参数表。

同济大学岩土工程研究所土力学教研室, 作了较多有关地基基础和桩基础相关的可靠性研究^{[76][77][78][79][80][81]}, 于九十年代初, 承担了上海市建设委员会下达的科研项目“桩基础的可靠性研究”, 该项目研究工作历时四年, 共提出了十四篇论文和研究报告。该项目结合上海市的工程地质条件, 研究桩基础的可靠性设计方法, 收集了大量实测资料, 对上海地区预制桩的设计参数进行了统计分析, 为可靠性分析提供了大量数据, 在研究分析方法的基础上, 针对实用设计方法的要求, 提出了确定分项系数的各种方法。

在规范编制方面, 1990 年 1 月颁布的《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)按《统一标准》的要求对原规则作了较大的修改和补充, 对各种指标基本上给出了标准值与变异系数的计算公式。1994 年, 颁布的《建筑桩基设计规范》(JGJ 94-94)规定按概率极限状态进行设计, 考虑承载能力和正常使用两种极限状态, 采用分项系数和重要性系数表达的极限状态设计表达式进行计算。

在《建筑桩基设计规范》中,可靠度通过分项系数和桩基重要性系数来体现:在极限状态设计表达式中,以定值的基本变量标准值和定值的分项系数来代替随机的基本变量进行桩基设计,当分项系数取用某值时,使采用表达式设计与采用概率设计法设计所得到的可靠指标的误差最小;根据《建筑结构设计统一标准》对建筑物安全等级的划分原则,即一级建筑物比二级建筑物的可靠指标值增加 0.5;二级建筑物比三级建筑物的可靠指标值增加 0.5 (β 值增加 0.5 相当于运算失效概率减少一个数量级),结合桩基损坏造成建筑破坏后果的严重程度,建筑桩基的安全等级也划分为三级。不同等级建筑桩基的可靠度通过设计表达式中的重要性系数 γ_0 的不同取值来体现^[50]。

2.5 国外可靠性理论新近动态

2.5.1 基于性能和可靠性的设计

早在 1927 年美国的建筑规范关于抗震设计的条文中,就包含了性能设计的概念。起初,性能设计是使结构不倒塌和不造成人员伤亡。20 世纪 70 年代,性能设计的目标扩展到包括重要结构对地震后恢复和响应的损坏控制。近 10 年来,美国应用技术协会(ATC)提出了已有结构基于性能的抗震加固指南,而加利福尼亚州结构工程师协会(SEAOC) 2000 版的报告将性能设计的概念推广到新建结构。尽管美国目前的建筑规范仍未采用性能设计的方法,但美国地震安全协会(BSSC) 1997 年的 NEHRP 包含了这方面的条文,在其条文说明中,性能目标取自于加利福尼亚州结构工程师协会 2000 版的报告。美国混凝土协会标准也引入了普通和预制混凝土结构体系基于性能设计的说明。近年,日本在结构性能设计方面做了很多的研究,并尝试在设计规范中应用。

对于性能设计,首先要确定性能目标,性能目标的确定与结构的使用功能、安全性和耐久性用户的需求有关。由于结构设计、使用中大量不确定性的存在,满足结构性能指标也是一个概率问题。所以,同现行规范承载能力和正常使用极限状态一样,在可行的前提下,也需要采用可靠度方法。为研究结构基于性能的抗震设计,美国联邦紧急管理机构与 SEAOC、ATC 和加利福尼亚大学签署的协议中(称为 SAC 联合项目),将可靠度方法纳入研究内容。太平洋地震工程研究中心(PEER)提出了一个基于性能的地震工程方法的概率框架,分析包

括四个主要步骤：危险性分析、结构/非结构分析、损坏分析和损失分析，每一步的分析都有相关的变量：强度参数(IM)、工程要求参数(EDP)、损坏参数(DM)和决策变量(DV)，所有的变量都视为随机变量，而且这些变量都用条件概率表达。

2.5.2 美国结构可靠性专业培训和教育

随着结构可靠性理论的发展和在结构设计规范中的应用，为使结构工程师对结构设计基础和方法有充分的认识，美国结构工程师协会(ASCE)于2004年11月和2005年2月举办了“使用LRFD进行桥梁设计和加固”的培训，2005年1月和2月举办了“概率设计”的培训。ASCE就桥梁设计和加固进行培训的目的是，在2002年AASHTO采用了基于概率的设计方法之后，促进工程师对设计新技术的了解。培训2天的内容包括：LRFD和极限状态概念的介绍，LRFD中新技术的纵览，荷载、荷载系数和荷载组合，可靠指标与荷载系数校准，LRFD的活荷载和活荷载模型，上部结构和下部结构的极限状态设计，基础的LRFD设计，LRFD钢结构设计；弯曲、剪切，钢桥的疲劳设计，钢桥的施工检查，LRFD钢结构设计的例子；混凝土设计，钢筋混凝土和预应力混凝土统一设计规定，基于改进的受压屈服理论的抗剪设计，LRFD混凝土设计的例子，对新的AASHTO指南中桥梁评估荷载和抗力系数的介绍，桥梁荷载模型、可靠指标和极限状态，评估公式中的荷载和抗力系数，HL93、Le-gal荷载模型和允许荷载的校准系数，已有桥梁抗力修正系数和冗余度系数，LRFD设计的例子，使用LRFD加固已有桥梁建议的性能准则和安全标准。

ASCE就概率设计进行培训的目的是促进技术管理人员和工程师对概率设计理论与应用的理解。培训3天的内容包括：在不确定性下进行决策，风险管理和通讯，安全系数方法的局限性，概率方法的介绍，应用问题的讨论；统计基础，概率论简介，蒙特卡洛方法，响应面方法，一次二阶矩和二次二阶矩方法；重要抽样方法，时变可靠度，随机有限元方法。

为使未来结构工程师对结构设计基础和方法有充分的认识，国外很多设有土木工程专业的大学也开设了结构可靠度的课程。美国2002年做了一项调查，在设置有土木工程专业的大学中，有70个大学开设有结构可靠度课程(不包括一般只开设概率论和数理统计的大学)。

2.5.3 关于可靠度分析的商业软件

目前国外有很多关于结构可靠度分析的商业软件，如 CAREL、COSSAN、PROBAN、ISPUD、NESSUS 和 STRUREL，其中 NESSUS 既能进行随机有限元分析也能进行随机边界元分析。目前新版的大型有限元分析软件 ANSYS 也具有结构可靠度分析的功能。此外，JCSS 还开发了一套根据结构设计表达式、设计变量统计特性进行结构可靠度校准及根据给定的目标可靠指标确定分项系数的软件 CodeCal，以方便用户使用，进一步推动概率极限状态设计方法的发展。

2.6 岩土工程可靠性分析的基本方法

2.6.1 岩土工程可靠性分析的基本概念和原理

岩土工程可靠度分析的基本概念和原理有：

(1) 岩土工程的极限状态

是指岩土工程的整体或其中的一部分能够满足设计规定的某一功能要求的临界状态，超过这一状态，便不能满足设计要求。岩土工程的极限状态分为两种：承载能力极限状态和正常使用极限状态。

岩土工程承载能力极限状态，是指岩土工程达到最大承载能力或达到不适于继续承载的变形的极限状态，如整体失稳等；岩土工程的正常使用极限状态，是指岩土工程达到正常使用或耐久性能的某项规定限值，如由于岩土体的变形，导致上部结构丧失正常的使用功能或导致上部结构达到耐久性要求的某项限值。

(2) 岩土工程的可靠度

是指岩土工程在规定的时间内和规定的条件下，完成预定功能的概率，又称之为可靠概率，记为 P_s ，是对岩土工程可靠性的一种定量描述。按照概率论的基本原理，若岩土工程的基本随机变量构成的随机向量为： $\bar{X} = (X_1, \dots, X_n)^T$ ，其联合概率密度函数为 $f_{\bar{X}}(\bar{X}) = f_{\bar{X}}(x_1, \dots, x_n)$ ，则：

$$P_s = P(Z \geq 0) = \int_{Z \geq 0} f_{\bar{X}}(\bar{x}) d\bar{x} = \iint_{Z \geq 0} \dots \int f_{\bar{X}}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (2.6.1)$$

(3) 岩土工程的失效概率

与岩土工程可靠度相对的概念,指岩土工程在规定的时间内和规定的条件下,不能完成预定功能的概率,记为 P_f ,由概率论知,其表达式为^[21]

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{Z < 0} f_{\bar{X}}(\bar{x}) d\bar{x} = \iiint_{Z < 0} \dots \int f_{\bar{X}}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (2.6.2)$$

岩土工程的可靠与失效是两个互不相容事件,因此,可靠度 P_s 与失效概率 P_f 是互补的,即

$$P_s + P_f = 1 \quad (2.6.3)$$

(4) 岩土工程的可靠性指标

是用以度量岩土工程可靠性的一种数量指标,它是标准正态分布的反函数在岩土工程可靠度处的函数值,记为 β ,

$$\beta = \Phi^{-1}(P_s) \quad (2.6.4)$$

β 为随机变量 Z 的变异系数的倒数。即^[21]: $\beta = \frac{1}{\delta_z} = \frac{u_z}{\sigma_z} = \frac{u_R - u_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}}$, β 与

P_f 之间存在一对应的关系, β 小时, P_f 大; β 大时, P_f 就小。因此, β 和 P_f 一样,都可以作为衡量岩土工程可靠度的一个指标。对于正态分布,有

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.6.5)$$

对于极限状态函数为非正态分布的情况,失效概率 P_f 和可靠性指标 β 不再具有上述的精确关系式只是一种近似关系。但是,计算岩土工程的可靠度和失效概率一般要通过多重积分,数学上处理比较复杂,因而现有的国内外标准均采用岩土工程可靠性指标来度量岩土工程的可靠性。

2.6.2 岩土工程可靠性指标与中心安全系数的关系

传统的设计原则是总抗力不小于总荷载效应,其可靠性用安全系数来表示。例如,用平均值表达的单一平均安全系数 k_0 称为中心安全系数,定义为

$$k_0 = \frac{\text{抗力平均值}}{\text{荷载效应平均值}} = \frac{u_R}{u_s} \quad (2.6.6)$$

相应的设计表达式为

$$u_R \geq k_0 u_S \quad (2.6.7)$$

假定抗力 R 和荷载效应 S 均服从正态分布的前提，相应的变异系数分别为 δ_R 和 δ_S ，结构功能函数为 $Z = R - S$ 。利用前述的可靠度概念，可推导出中心安全系数 k_0 可靠度指标 β 的关系为

$$\beta = \frac{u_Z}{\sigma_Z} = \frac{u_R - u_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{k_0 - 1}{\sqrt{k_0^2 \sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.6.8)$$

或

$$k_0 = \frac{1 + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} - \beta^2 \sigma_R^2 \sigma_S^2}{1 - \beta^2 \sigma_S^2} \quad (2.6.9)$$

同样，也可以得到 R 、 S 服从其它分布时，中心安全系数与可靠性指标的关系。由上式不难看出，可靠性指标 β 和中心安全系数 k_0 的关系与随机变量 R 和 S 的变异系数 δ_R ($\delta_R = \sigma_R / u_R$) 和 δ_S ($\delta_S = \sigma_S / u_S$) 有关，而由式(2.6.6)定义的中心安全系数 k_0 仅考虑了随机变量的平均值，而没有考虑随机变量的离散程度，即变异系数。由式(2.6.9)可知，相同的中心安全系数，若随机变量的变异系数不同，可得到不同的可靠性指标，因而可靠度不同；这也反映出中心安全系数没有概率的概念，用它进行岩土工程的设计，存在不合理的方面。

上述对可靠性指标的定义是建立在极限状态函数服从正态分布的基础上，得到失效概率与可靠性指标有一一对应的精确表达式。实际工程中，极限状态函数常常是非线性的，而且大多数随机变量也不是完全服从正态分布，极限状态函数也不服从正态分布，因而不能直接计算可靠性指标。这时可考虑采用一些近似的方法，如一次二阶矩中心点法、一次二阶矩验算点法、JC 法、高阶矩法、Monte-Carlo 法、映射变换法、概率数值分析法等。下面介绍四种常用的分析方法。

2.6.3 可靠性分析的基本方法

1. 一次二阶矩中心点法

中心点法是工程结构可靠度研究初期提出的一种方法，该法是将非线性功能函数在随机变量的平均值（中心点）处作泰勒级数展开并保留至一次项，然

后近似计算功能函数的平均值和标准差。可靠指标直接用功能函数的平均值和标准差表示。

设 X_1, \dots, X_n 是岩土工程问题的极限状态方程中 n 个相互独立的随机变量，其均值为 $u_{x_i} (i=1 \dots n)$ ，标准差为 $\sigma_{x_i} (i=1 \dots n)$ 。由这些随机变量变量表示的概率极限状态函数为

$$Z = g(X_1, \dots, X_n) \quad (2.6.10)$$

将极限状态函数在随机变量的均值点处展开为 Taylor 级数，并保留至一次，即：

$$Z \approx g(u_{x_1}, \dots, u_{x_n}) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_u (X_i - u_{x_i}) \quad (2.6.11)$$

下标 u 表示 $\frac{\partial g}{\partial X_i}$ 在均值点取值，则 Z 的均值和标准差的近似值分别为

$$u_z = E(Z) = g(u_{x_1}, \dots, u_{x_n}) \quad (2.6.12)$$

$$\sigma_z = E[Z - E(Z)] = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_u^2 \sigma_{x_i}^2} \quad (2.6.13)$$

于是可靠性指标为 Z 的均值与标准差之比，为

$$\beta = \frac{u_z}{\sigma_z} = \frac{g(u_{x_1}, \dots, u_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_u^2 \sigma_{x_i}^2}} \quad (2.6.14)$$

这种方法的最大优点是计算简便，不需进行过多的数值计算。缺点为：①不能考虑随机变量的分布概型，只能直接取用随机变量的一阶矩和二阶矩；②极限状态函数高度非线性情况下会导致误差过大；③在选择不同极限状态方程后可能得到不同的可靠性指标值。一次二阶矩中心点法的计算结果比较粗糙，一般常用于可靠度要求不高的情况，对于 $\beta=1 \sim 2$ 的正常使用极限状态可靠度的分析，较为适用。

2. 一次二阶矩验算点法^[20]

又称为改进的一次二阶矩法，其主要特点是能够考虑非正态的随机变量，

在计算工作量增加不多的条件下，可计算得到精度较高的可靠性指标 β ，求得满足极限状态方程的“验算点”设计值。

其基本原理为，利用 Taylor 级数对功能函数在设计验算点 x_i^* ($i=1\dots n$) 处进行展开，得

$$Z \approx g(X_1^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} (X_i - X_i^*) \quad (2.6.15)$$

因为设计验算点位于极限状态面上，故

$$g(X_1^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (2.6.16)$$

则式(2.6.15)变为

$$Z \approx \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} (X_i - X_i^*) \quad (2.6.17)$$

则 Z 的均值的近似值为

$$\mu_Z \approx \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} (X_i - X_i^*) \quad (2.6.18)$$

当基本变量 X_i ($i=1\dots n$) 互不相关时，Z 的标准差的近似值为

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} \sigma_{X_i} \right)^2} \quad (2.6.19)$$

引入系数 α_i ($i=1\dots n$)，将上式的右端根式进行线性化，得

$$\sigma_Z = \sum_{i=1}^n \left(\alpha_i \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} \sigma_{X_i} \right) \quad (2.6.20)$$

式中， α_i —基本变量 X_i 的敏感系数。表示基本变量 X_i 对整个标准差 σ_Z 的相对影响，反映了各个基本变量对可靠性指标的影响的权，以下式表示：

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{x}^*} \sigma_{X_i} \right)^2}} \quad (2.6.21)$$

于是，可靠性指标的表达式可写为

$$\beta = \frac{u_z}{\sigma_z} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \big|_{\bar{X}} (X_i - X_i^*)}{\sum_{i=1}^n \left(\alpha_i \frac{\partial g}{\partial X_i} \big|_{\bar{X}} \sigma_{X_i} \right)} \quad (2.6.22)$$

经整理得到随机变量的验算点坐标为

$$X_i^* = u_{X_i} - \beta \alpha_i \sigma_{X_i} \quad (2.6.23)$$

3. JC 法

JC 法适用于随机变量为任一分布下的可靠指标的求解。我国《建筑结构设计统一标准》和《建筑结构可靠度设计统一标准》中都规定采用本法。该法已为国际安全度联合委员会(JCSS) 所采用。

JC 法的基本原理为首先把非正态分布变量进行所谓当量正态化, 然后利用一次二阶矩验算点法求解可靠度指标。所谓正态当量化, 就是把原来随机变量的非正态分布用正态分布代替。具体做法是对代替的正态分布函数在设计验算点处有两个要求^[21]:

①在设计验算点 x_i^* 处, 当量正态随机变量 X_i^* (其平均值为 $u_{x_i^*}$, 标准差为 $\sigma_{x_i^*}$) 的分布函数值 $F_{x_i^*}(x_i^*)$ 与原随机变量(其平均值为 u_{x_i} , 标准差为 σ_{x_i}) 的分布函数值 $F_{x_i}(x_i)$ 相等;

②在设计验算点 x_i^* 处, 当量正态随机变量 X_i^* 的概率密度函数值 $f_{x_i^*}(x_i^*)$ 与原随机变量的概率密度函数值 $f_{x_i}(x_i)$ 相等。

由条件①

$$F_{x_i}(x_i^*) = F_{x_i^*}(x_i^*) = \Phi \left(\frac{x_i^* - u_{x_i^*}}{\sigma_{x_i^*}} \right) \quad (2.6.24)$$

则

$$u_{x_i^*} = x_i^* - \Phi^{-1} [F_{x_i}(x_i^*)] \sigma_{x_i^*} \quad (2.6.25)$$

由条件②

$$f_{x_i}(x_i^*) = f_{x_i^*}(x_i^*) = \frac{\varphi \left(\frac{x_i^* - u_{x_i^*}}{\sigma_{x_i^*}} \right)}{\sigma_{x_i^*}} = \frac{\varphi \{ \Phi^{-1} [F_{x_i}(x_i^*)] \}}{\sigma_{x_i^*}} \quad (2.6.26)$$

则当量正态分布的标准差为

$$\sigma_{x_i}^* = \frac{\varphi\left\{\Phi^{-1}\left[F_{x_i}(x_i^*)\right]\right\}}{f_{x_i}(x_i^*)} \quad (2.6.27)$$

式中，中 $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数， $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态分布函数的反函数， $\varphi(\cdot)$ 为标准正态分布的概率密度函数。

将非正态随机变量当量正态化后，即可按照上述的一次二阶矩验算点法计算可靠性指标 β 和设计验算点坐标 $x_i^*(i=1\dots n)$ 。得到要求解的方程是相互制约的，一般采用迭代法计算。JC法的具体计算流程如下：

- (1) 确定 X_i 统计参数，如 u_{x_i}, σ_{x_i} ，假定 β 初值 β_0 ；
- (2) 给设计验算点附初值，一般取 $X_i^* = u_{x_i}$ ；
- (3) 将非正态随机变量当量正态化：由公式(2.6.25)、(2.6.27)求得 $u_{x_i}^*, \sigma_{x_i}^*$ ；

- (4) 计算 $\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{x^*}$ 值；

- (5) 由公式(2.6.21)、(2.6.22)计算得出 β 值；

- (6) 由公式(2.6.23)计算新的 X_i^* 值；

- (7) 验证 $|\beta - \beta_0| \leq s$ （允许误差）；

如果误差范围内 β 值，则计算所得 β 值即为所求可靠性指，如果误差大于允许范围，则返回步骤(4)，利用新的 X_i^* 值进行新一轮计算，直到得到误差允许范围内可靠性指标 β 值；

- (8) 计算失效概率 $P_f = \Phi(-\beta)$ 。

JC法原理简便，计算收敛快。实践证明，该法是一种比较实用的可靠度分析方法。岩土工程中很多情况，现在也采用本法计算可靠指标。JC法的不足之处在于：当基本随机变量不全部服从正态分布时，由于当量正态化的限制较少，采用当量正态分布代替实际的非正态分布进行计算，会带来一定误差；其次，不能考虑基本随机变量之间的相关性。只有当岩土工程的概率极限状态函数为线性，基本随机变量均服从正态分布且相互独立时，计算结果才是精确的。

4. Monte Carlo 法

由于岩土工程中的复杂性，势必会引起概率极限状态方程的复杂性。同时

某些随机变量的分布也可能是相当复杂；另外，有时引入的极限状态方程具有较强非线性，某些随机变量会有较大变异性。所有这些采用前述方法都会带来较大计算误差，甚至计算不收敛情况。要想通过对包含所有随机变量的联合概率密度函数进行积分进而求出失效概率，也会遇到问题：一般来说这个多重积分本身难以求出，有的随机变量要用解析形式表述也比较困难。为此，引入数理统计中的另一个方法，即蒙特卡罗法。

蒙特卡罗法是通过随机模拟统计试验来求解可靠性的近似数值方法。其理论基础是“大数定理”。其求解失效概率的基本思路是先对影响可靠度的随机变量进行大量随机抽样，然后把这些抽样值代入功能函数式，得到失效概率。利用蒙特卡罗法计算失效概率主要可以分为三个过程：产生并检验伪随机数，产生给定分布下变量随机数，代入极限状态方程计算进而求得失效概率。

随机数的产生以及常用分布类型随机变量抽样方法可见相关文献^[20]，本文不再赘述。

一般情况下，岩土工程失效概率都很小，因此采用蒙特卡罗法达到较高精度需要的计算次数需要达到上万次甚至更多，相应的对计算资源的使用和要求很高。

2.6 本章小结

本章较为详细的回顾和总结了工程结构可靠性理论的发展历程与研究进展情况，对岩土工程中可靠性理论研究的特点和目前状况进行了总结。并介绍了今后各章节中将要用到的可靠性分析的基本概念与方法。

在可靠性分析的基本方法中，重点对改进一次二阶矩法和 JC 法进行了介绍，JC 法是国际安全度联合委员会(JCSS) 所采用的方法，该方法计算方便，且具有一定的精度，本文将在后文中采用该方法对长短桩复合地基可靠度进行计算分析。

第三章 基于承载力计算公式的长短桩复合地基 可靠性分析

本章将根据长短桩复合地基桩间土、短桩、“短桩复合地基”及长短桩复合地基的极限承载力计算公式，考虑各基本随机变量的概率分布以及统计特征，分别进行可靠性指标的求解与分析。主要包括：

（1）桩间土极限承载力

计算桩间土极限承载力时，没有直接采用天然地基的计算公式，考虑了桩体的设置对桩间土起到遮拦作用：桩间土达到极限状态产生滑移时，将受到桩的极限滑阻力影响，使桩间土承载力得到提高。通过计算也表明，考虑桩的遮拦作用，对桩间土承载力有一定提高。这里根据相关分析和计算得到了新的桩间土极限承载力计算公式，根据得到的桩间土极限承载力计算公式进行了可靠性分析。

（2）短桩、长桩单桩竖向极限承载力

柔性桩的承载力极限状态包括两种情况：一是桩周土对桩的支承能力确定的承载力极限状态；二是柔性桩桩体强度确定的承载力极限状态。本章将根据两种情况分别进行短桩单桩竖向承载力的可靠性分析。由于长短桩复合地基中，长桩通常采用刚度较大的桩，如：钢筋混凝土桩、钢管桩等，对于该类桩的承载力计算理论成熟，并且在可靠度分析与研究方面相关文献较多，这里对长桩单桩竖向极限承载力不再进行可靠性分析。

（3）短桩复合地基的极限承载力

长短桩复合地基中柔性短桩复合地基的承载力，按复合地基承载力计算模式考虑；短桩复合地基承载力由两部分提供：短桩的承载力和桩间土的承载力。按照面积置换率复合法，将桩间土承载力与短桩承载力叠加得到复合地基的承载力。并且认为复合地基的破坏是以桩体先发生破坏的模式为主：短桩复合地基发生破坏时，短桩发挥极限承载力，桩间土只发挥部分承载力。根据得到的短桩复合地基极限承载力公式进行了可靠性分析。

（4）长短桩复合地基极限承载力

根据长短桩复合地基的受力机理,将长短桩复合地基视为刚性桩复合地基,将长短桩复合地基中的短桩复合地基视为“桩间土”;计算极限承载力时参照同一桩长复合地基计算模式,长短桩复合地基的破坏以长桩先达到极限承载力发生破坏为准。

根据这一原则:分别计算长桩部分的承载力、短桩部分的承载力和桩间土的承载力之后,两次叠加形成长短桩复合地基极限承载力:首先短桩极限承载力与桩间土极限承载力叠加得到短桩复合地基承载力,将短桩复合地基——“桩间土”极限承载力,与刚性长桩极限承载力叠加,得到长短桩复合地基极限承载力。并根据得到的极限承载力计算公式进行可靠性分析。

3.1 桩间土极限承载力的计算公式

长短桩复合地基中桩间土的承载特性已不同于天然地基,不宜直接采用天然地基的极限承载力计算公式。长短桩复合地基中长桩按大间距布置(5~6倍桩径 d 及其以上),长桩与桩间土最终有明确的荷载分担;由于桩体的存在,桩间土的极限承载能力得到增强,主要原因是桩的遮拦作用^[23],使得基础底面以下的桩间土体在达到极限状态时,绕桩滑动并受到极限滑动阻力。因此,桩间土的极限承载力包括两部分:一是天然地基的极限承载力;二是因桩的遮拦作用使土体承载力得以提高的部分。

3.1.1 天然地基极限承载力的计算公式

常见的计算天然地基极限承载力的公式,有 Terzaghi, Meyerhof, Skempton 和 Hansen 等人提出的计算公式。其中,Skempton 公式在软土地区使用较为广泛;Hansen 公式可以考虑基础的不同形状和荷载的不同方向,在设计规范中得到比较多的推荐使用。

用 Skempton 公式计算地基极限承载力比较符合软土的实际情况,但是,Skempton 公式采用的是土的不固结不排水强度指标。由于目前取土设备、取土技术的限制,软土的不固结不排水强度指标不易正确测定,通常偏低,这样就大大限制了 Skempton 公式在我国的普遍推广使用;另外,软土地区一般都有硬壳层,如上海地区的第二层褐黄色粘性土。其孔隙比和液性指数都比较

低, 工程中通常将该硬壳层选定为浅基础的持力层, 对这一层土的极限承载力也不宜采用 Skempton 公式。

Hansen 公式的适用性比 Skempton 公式广泛, 从原则上说可以适用于任何土类, 在国内外许多设计规范中被推荐。在《港口工程技术规范》《高层建筑岩土工程勘察规范》《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》都已采用极限承载力公式确定地基承载力。因此, 下文在讨论时也采用国内外设计规范中推荐较多的 Hansen 公式。

当不考虑荷载倾斜、基础埋深、地面倾斜以及基底倾斜等因素影响时, Hansen 公式可表示成如下表达式:

$$f_{uH} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \zeta_{\gamma} + \gamma_0 D N_q \zeta_q + c N_c \zeta_c \quad (3.1.1)$$

式中:

f_{uH} - 地基极限承载力;

γ - 基础底面以下地基土的容重, 地下水位以下采用浮容重;

γ_0 - 基础底面以上地基土的容重, 地下水位以下采用浮容重;

B - 基础宽度;

D - 基础的埋置深度;

c - 地基土的粘聚力;

N_{γ}, N_q, N_c - 承载力系数;

$\zeta_{\gamma}, \zeta_q, \zeta_c$ - 基础的形状系数。

其中, 根据《高层建筑岩土工程勘察规范》^[30], 基础的形状系数根据不同的基础形状, 表达式如下:

对于条形基础,

$$\zeta_{\gamma} = \zeta_q = \zeta_c = 1.0 \quad (3.1.2)$$

对于矩形基础,

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{\gamma} &= 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \\ \zeta_q &= 1.0 + \frac{B}{L} \tan \varphi \\ \zeta_c &= 1.0 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \end{aligned} \right\} \quad (3.1.3)$$

并且, 这一式子被简化为如下形式:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_r &= 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \\ \zeta_q &= 1.0 + \frac{B}{L} \sin \varphi \\ \zeta_c &= 1.0 + 0.2 \frac{B}{L} \end{aligned} \right\} \quad (3.1.4)$$

对于内摩擦角比较小的粘性土而言, 采用不同的公式所得到的修正系数差别很小。对粘性土的极限承载力而言, 不同公式的修正系数对计算结果影响并无太大实际意义, 在后续的可靠性分析中, 取用公式 (3.1.4) 会提高计算精度并适当简化计算。

式中:

L -基础长度;

只要令矩形基础形状系数计算公式中 $B=L$, 即可得到方形或圆形基础的基础形状系数值。

承载力系数 N_r, N_q, N_c 的表达式为

$$\left. \begin{aligned} N_q &= \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_r &= 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \end{aligned} \right\} \quad (3.1.5)$$

式中:

φ -地基土的内摩擦角。

3.1.2 桩间土极限承载力提高值的计算

对于桩间土极限承载力提高值的计算, 根据文献^[23], 宰金珉 (1997) 导出了复合桩基承台下土的极限承载力因桩的遮帘作用而获得提高值的理论解, 本文在计算长短桩复合地基桩间土极限承载力提高值时, 借鉴了其计算公式。

(1) 条形基础下地基极限承载力提高值的计算

条形基础下地基土极限承载力提高值 Δf_u 为:

$$\Delta f_u = \frac{b}{ST} \left(H_q \gamma_0 D + H_r \gamma \frac{B}{2} + H_c c \right) \quad (3.1.6)$$

式中

b - 圆形桩的直径或方桩的截面边长;

S - 桩的纵向间距;

T - 与内摩擦角 φ 和承台底粗糙程度系数 m_s 相关的系数。

(2) 圆形基础下地基极限承载力提高值的计算

圆形基础下地基土极限承载力提高值 Δf_u 为:

$$\Delta f_u = \frac{bT_w}{S} \left(H_q \gamma_0 D + H_r \gamma \frac{B}{2} + H_c c \right) \quad (3.1.7)$$

式中

T_w - 与内摩擦角 φ 相关的系数;

$$S = \omega B / 2, \quad \omega = \frac{2S_0}{B_0}.$$

其余符号的意义同条形基础。

对于上述两种情况中, 承载力增量系数 H_q, H_r, H_c 以及系数 T, T_w 计算均较为复杂, 上述各系数的具体取值情况见附录一, 文献^[23]将其制成便于应用的图表, 其精度已经足够, 可直接利用代入公式 (3.1.6)、公式 (3.1.7) 进行计算。

根据上述分析, 得到桩间土极限承载力计算公式为

$$f_u = f_{uH} + \Delta f_u \quad (3.1.8)$$

文献^[23]还对桩间土极限承载力提高值的适用性进行了讨论, 在附录一中也针对长短桩复合地基的情况进行了考虑和计算, 表明利用公式 (3.1.8) 考虑提高值的大小足够精确。

3.1.3 桩间土极限承载力计算公式

1. 计算实例

某商住楼长短桩复合地基 (工程实例取自文献^[14])

(1) 工程概况

杭州文一路白海荡小区 22 号、23 号商住楼工程, 由两幢主楼组成, 中间为

一层裙楼，主楼十二层，地下室一层。22 号、23 号楼基础埋深分别为-4.4m 和 -2.4m，基础尺寸分别为 30.8m×16.6m 和 30.8m×20m，主楼上部设计荷载为 233kpa。设计长桩为 $\phi 600$ 钻孔灌注桩，强度为 C25，有效桩长为 36.5~38.5m，桩端持力层进入中等风化岩层 1.0m，两幢主楼桩顶标高分别为-3.05m、-4.65m，短桩与长桩间作设置，均采用矩形布桩，桩间距为：2.618m×3.4m，采用 $\phi 600$ 水泥土搅拌桩，桩长为 9m，水泥掺入量 15%，22 号、23 号楼及裙楼共布长桩 179 根，短桩 149 根。

(2) 工程地质概况

场地地形平坦，地面标高在黄海高程 3.76~4.02m 之间，场地土属第四系全新世冲海相沉积地层。根据现场地质揭露，按场地地层的成因时代、岩性特征及物理力学性质的差异，将场地勘探深度范围内地层划分为五大层 12 亚层，根据岩土工程勘察报告，各层主要物理力学指标如表 3.1.1：

表 3.1.1 各土层主要物理力学性质

层次	岩土名称	土层厚度 (m)	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	E_{1-2} (MPa)	φ (°)	c (kPa)	q_s (kPa)	q_p (kPa)	f_k (kPa)
1-1	杂填土	0.7~2.1	—	16.5	—	—	—	—	—	—	—
1-2	塘淤泥	0~1.2	—	16.5	—	—	—	—	—	—	—
2	粉质粘土	0~2.1	30.4	19.2	0.848	4.43	16.0	26.5	16	300	120
3-1	淤泥质粘土	3.3~5.1	42.8	18.4	1.450	1.70	8.0	9.0	8		70
3-2	淤泥质粘土	4.7~5.5	36.1	18.6	1.039	3.29	17.0	8.0	8		70
3-3	淤泥质粘土	10.9~12.1	42.7	17.8	1.158	2.53	14.0	9.0	10		70
3-4	淤泥质粘土	9.5~12.5	39.1	18.0	1.098	2.74	20.0	9.0	12		70
3-5	贝壳土	0.9~3.5	37.3	17.9	1.126	3.20	—	—	15	300	80
6 夹	粘土	0~1.2	37.5	18.3	1.059	3.13	7.0	40.0	18		80
6-1,2	圆砾	1.4~3.5	—			25			50	3000	300
7-1	强风化基岩		—								

(3) 桩间土承载力计算

根据上文提供的计算公式计算桩间土极限承载力。计算中：结合上表提供的数据，取值土层参数 $\gamma_0=16.5\text{kN/m}^3$ ， $\gamma=8.2\text{kN/m}^3$ ， $m_s=0.5$ 。通过对公式 (3.1.8) 计算，现考察桩间土极限承载力与内摩擦角 φ 的关系，计算结果如表 3.1.2。

表 3.1.2 中的计算结果表明，考虑桩的遮拦作用，可将桩间土承载力提高 10~20%；根据文献^[23]的计算，也表明考虑桩的遮拦作用时，对桩间土极限承载

力的提高值约为 8%~20%。就桩间土极限承载力的计算来说是不宜忽视的。

从表 3.1.2 亦可看到：桩的遮拦作用产生的地基极限承载力的提高值 Δf_u 随土的内摩擦角 φ 呈非线性加速增大，但相对天然地基极限承载力 f_u 也在加速增大而言，其提高率 $\Delta f_u / f_u$ 随 φ 的增大而减小，说明桩的遮拦加强作用对 φ 较小的软粘土较为显著，这对长短桩复合地基是有利的，尤其是对刚-柔性长短桩复合地基：柔性短桩主要用于加固基础下深厚软弱地基土层，软粘土的抗剪强度指标内摩擦角 φ 值一般较小。

表 3.1.2 桩间土极限承载力与内摩擦角 φ 的关系（取 $c=10\text{kpa}$ ）

内摩擦角 φ (°)	桩间土极限承载力 $f_u(\text{kpa})$	汉森公式计算承载力 $f_{uH}(\text{kpa})$	极限承载力提高值 $\Delta f_u(\text{kpa})$	$\frac{\Delta f_u}{f_{uH}}$ (%)
5	158.1841	132.3384	25.8457	19.53
10	231.153	195.5444	35.6086	18.21
14	307.9194	265.631	42.2884	15.92
18	410.0928	358.9748	51.1180	14.24
20	476.652	420.6248	56.0272	13.32
22	555.9918	496.463	59.5259	11.99
25	686.9414	621.3291	65.6123	10.56
30	999.5108	927.276	72.2348	7.79

2. 桩间土极限承载力计算公式

经过上述分析，这里取 $\Delta f_u = 0.15 f_{uH}$ 作为对桩间土极限承载力提高值的估算考虑。这样，得到桩间土极限承载力的计算公式如下：

$$f_u = 1.15 f_{uH} \quad (3.1.9)$$

f_{uH} 的计算采用公式 (3.1.1)，即 Hansen 公式。

3.2 桩间土承载力的可靠性研究

3.2.1 极限状态方程

桩间土承载力的极限状态方程为

$$Z = f_u - S_G - S_Q = 0 \quad (3.2.1)$$

即

$$Z = 1.15 f_{uH} - S_G - S_Q = 0 \quad (3.2.2)$$

将公式 (3.1.1) 代入上式, 得

$$Z = 1.15 \left(\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \zeta_\gamma + \gamma_0 D N_q \zeta_q + c N_c \zeta_c \right) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.2.3)$$

式中, S_G, S_Q - 分别为作用于基础底面的恒载、活载效应。其余符号的意义同前文。

3.2.2 基本变量

公式 (3.2.3) 桩间土承载力极限状态方程中的基本参数可以分为三类:

(1) 几何参数

指用来描述基础和复合地基的几何尺寸的参数, 有基础宽度 B , 基础长度 L , 基础的埋置深度 D , 桩的纵向间距 S , 桩的横向间距 B_0 , 因为它们都能事先被确定, 在可靠性分析中将参数视为常量。

(2) 荷载效应

指作用于基础底面的恒载效应 S_G 和作用于基础底面的活载效应 S_Q 。目前基底荷载的现场实测资料非常少, 要直接利用实测资料来统计分析其概率分布特征, 尚有一定的难度。由于基底荷载主要来源于上部结构, 故可以近似地采用上部结构荷载的概率分布特征, 作为基底荷载的概率分布特征, 这中间忽略了荷载经基础底板后所引起的概率分布特征的变化^[54]。

S_G 、 S_Q 的均值需根据总安全系数设计法, 由下式确定^[27]:

$$u_{S_G} + u_{S_Q} \leq \frac{u_{f_u}}{K} \quad (3.2.4)$$

式中

u_{S_G}, u_{S_Q} - 分别为恒载效应和活载效应的均值;

u_{f_u} - 为由公式 (3.1.31) 确定的桩间土极限承载力的均值;

K - 为总安全系数;

假定荷载效应比值 ρ 为

$$\rho = \frac{u_{S_Q}}{u_{S_G}} \quad (3.2.5)$$

代入式 (3.2.4), 得对应于桩间土承载力的极限状态方程, 有^[27]

$$u_{s_g} = \frac{u_{f_u}}{(1+\rho)K} \quad (3.2.6)$$

$$u_{s_q} = \frac{\rho u_{f_u}}{(1+\rho)K} \quad (3.2.7)$$

由《建筑设计统一标准》(GBJ68-84)可知, 恒载取设计基准期内的最大值, 恒载服从正态分布, 变异系数 $\delta_G=0.070$ 。现假定作用于基础底面的恒载效应 S_G 的概率分布特征与相应恒载的概率分布特征相同; 因此作用于基础底面的恒载效应 S_G 服从正态分布, 变异系数 $\delta_{S_G}=0.070$;

对于活载效应, 考虑三种情况: 办公楼楼面活载效应 S_{Q_h} 、住宅楼楼面活载效应 $S_{Q_{th}}$ 、风载效应 S_{Q_w} 。三种情况下活载 S_Q 均服从极值 I 型分布, 假定作用于基础底面的活载效应 S_Q 的概率分布特征与相应活载的概率分布特征相同, 因此作用于基础底面的活载效应 S_Q 服从极值 I 型分布, 其变异系数为: $\delta_{Q_h}=0.288$, $\delta_{Q_{th}}=0.233$, $\delta_{Q_w}=0.193$ ^[54]。

(3) 土性指标

包括地基土的粘聚力 c 和内摩擦角 φ , 基础底面以下土的重度 γ 和基础底面以上土的加权平均重度 γ_0 。

上海地区同一土层的土质情况比较均匀, 且重度的变异性很小, 在桩间土的可靠性分析中将 γ 和 γ_0 视为常量。

根据文献^[26], 对上海地区第二层褐黄色粘性土的抗剪强度指标的实测资料统计: 内摩擦角 φ 多服从正态分布, c 以服从对数正态分布的情况居多, φ 值的随机误差对承载力计算结果的误差较大。

3.2.3 总安全系数下可靠性指标的计算方法

这样, 公式 (3.2.3) 所含基本变量的数目仅有四个, 分别为 c, φ, S_G, S_Q 。以这些基本变量表示的极限状态方程可写成如下形式:

$$f(c, \varphi) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.2.8)$$

在地基土抗剪指标的均值和变异系数已知的条件下，可由公式 (3.2.6)，(3.2.7) 得到荷载效应均值，按事先规定荷载效应的变异系数，求出荷载效应标准差。这样，在极限状态方程式 (3.2.8) 中各基本变量的统计参数都确定了，总安全系数下地基极限承载力的可靠度指标也可以相应求出。

计算可靠度指标采用 JC 法。JC 法考虑了极限状态方程中各基本变量的实际概率分布，且将功能函数在验算点处泰勒展开并使之线性化。是一种精度较高、比较方便的可靠度计算方法。

(1) 计算实例

计算实例仍然采用 3.1 中杭州某商住楼工程实例，除基本变量外的各种计算参数取值也参照上文中的取值进行计算。

(2) 基本随机变量及其概率分布

基本随机变量的概率分布及均值、变异系数如表 3.2.1。该楼为商住楼，荷载效应组合型式取恒载与住宅楼面活荷载的组合，各基本随机变量取值如表 3.2.1。计算恒载效应、活载效应均值时，取总安全系数 $K=2.0$ ，荷载效应比 $\rho=0.5$ ，假定 $\delta_{s_q}=0.233$ 。

表 3.2.1 基本随机变量及统计特征

变量名称	概率分布类型	均 值	变异系数
粘聚力 $c(kpa)$	对数正态分布	10.0	0.210
内摩擦角 $\varphi (^{\circ})$	正态分布	14.0	0.090
恒载效应 S_G	正态分布	—	0.070
活载效应 S_Q	极值 I 型分布	—	0.233

用公式 (3.1.9) 计算地基承载力均值 u_{f_u}

$$u_{f_u} = f(u_c, u_{\varphi}) = 1.15 \left(\frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \zeta_{\gamma} + \gamma_0 D N_q \zeta_q + c N_c \zeta_c \right) \quad (3.2.9)$$

将各参数值代入上式得

$$u_{f_u} = 305.4757 kpa$$

由公式 (3.2.6)，(3.2.7) 可求恒载效应均值 u_{s_G} 和活载效应均值 u_{s_Q}

$$u_{s_G} = \frac{u_{f_u}}{(1+\rho)K} = \frac{305.4757}{(1+0.5) \times 2.0} = 101.8252 kpa$$

$$u_{s_q} = \frac{\rho u_{f_u}}{(1 + \rho)K} = \frac{0.5 \times 305.4757}{(1 + 0.5) \times 2.0} = 50.9126 \text{ kpa}$$

而 δ_{s_g} 、 δ_{s_q} 已事先规定，即 $\delta_{s_g} = 0.070$ 、 $\delta_{s_q} = 0.233$ 。这样，极限状态方程 (3.2.3) 中各基本变量的统计参数都全部确定了。将其代入按 JC 法编制的可靠度计算程序，最后得到该住宅楼地基稳定的可靠度指标值 $\beta = 4.257$ ，失效概率为 $p_f < 0.02\%$ 。

3.2.4 桩间土承载力可靠性指标的敏感性分析

下面分析各种因素对桩间土极限承载力可靠性指标的影响，即承载力可靠性指标对各因素的敏感性分析。

(1) c, φ 的变异系数对 β 的影响

以上面的工程实例来研究，当 c 或 φ 的变异系数变化而其它参量不变时，可靠性指标 β 随之变化。比如，固定 $\delta_c = 0.21$ 不变，当 δ_φ 由 0.25 减少至 0.05 时， β 值由 2.365 增加到 4.767，变化幅度为 2.402；固定 $\delta_\varphi = 0.09$ 不变，当 δ_c 由 0.37 减少至 0.17 时， β 值由 3.960 增加到 4.330，变化幅度为 0.370。 δ_φ 对可靠性指标 β 值影响显著。

对应的可靠性指标计算值如表 3.2.2a，3.2.2b，随粘聚力 c 和内摩擦角 φ 的变异系数的减小，可靠性指标 β 均增大。图 3.1 为 $\delta_\varphi - \beta, \delta_c - \beta$ 关系曲线对比图，从图上也可以发现，地基稳定可靠度指标 β 受 c, φ 变异系数影响的程度不一样，其中 δ_φ 比 δ_c 要敏感得多。

表 3.2.2a 不同内摩擦角 φ 变异系数对应的承载力可靠性指标

内摩擦角 φ 变异系数	0.25	0.21	0.17	0.13	0.09	0.05
承载力可靠性指标 β	2.365	2.712	3.15	3.675	4.257	4.767

表 3.2.2b 不同粘聚力 c 变异系数对应的承载力可靠性指标

粘聚力 c 的变异系数	0.37	0.33	0.29	0.25	0.21	0.17
承载力可靠性指标 β	3.960	4.031	4.106	4.181	4.257	4.330

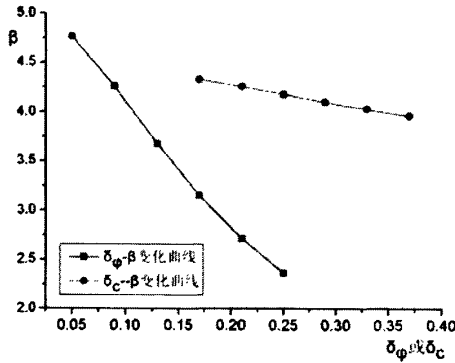


图 3.1 $\delta_\varphi - \beta, \delta_c - \beta$ 关系曲线

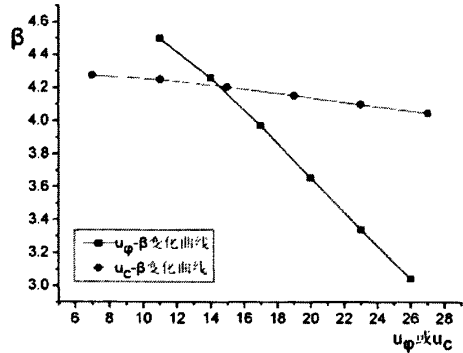


图 3.2 $u_\varphi - \beta, u_c - \beta$ 关系曲线

(2) c, φ 的均值对 β 的影响

当其它参量不变, 而仅 c, φ 的均值发生变化时, β 将随之变化。固定 $u_c = 10.0 \text{ kPa}$, 当 u_φ 由 11° 增至 26° 时, β 值从 4.496 减小到 3.041 , 变化幅度为 1.455 ; 固定 $u_\varphi = 14^\circ$, 当 u_c 由 7.0 kPa 增至 27.0 kPa , β 值从 4.275 减少到 4.048 , 变化幅度为 0.227 。

对应的可靠性指标计算值如表 3.2.3a, 3.2.3b, 随粘聚力 c 和内摩擦角 φ 的均值的增大, 可靠性指标 β 均减小。图 3.2 为 $u_\varphi - \beta, u_c - \beta$ 关系曲线对比图, 从图上也可以看到, 地基稳定可靠度指标 β 受 c, φ 均值影响的程度不一样, 其中 u_φ 比 u_c 要敏感得多。

表 3.2.3a 不同内摩擦角均值对应的承载力可靠性指标

内摩擦角 φ 的均值 ($^\circ$)	11	14	17	20	23	26
承载力可靠性指标 β	4.496	4.257	3.968	3.654	3.338	3.041

表 3.2.3b 不同粘聚力均值对应的承载力可靠性指标

粘聚力 c 的均值 (kPa)	7	11	15	19	23	27
承载力可靠性指标 β	4.275	4.248	4.203	4.152	4.099	4.048

上述分析仅是改变土的抗剪强度指标中的一项。实际上, 土的粘聚力和内摩擦角是相互关联的 (土性抗剪强度指标的互相关性)。仅仅改变其中的一项, 可能造成 c, φ 的取值组合与实际土性不相符合。下面对上海地区的不同土类, 进行承载力可靠性指标的计算。计算取上海地区某工程实例, 建筑物基础为条形

基础，宽度 $B=2.0\text{m}$ ，埋深 $D=2.0\text{m}$ ，土的容重 $\gamma_0=18.0\text{kN}/\text{m}^3$ ，其它各参数取值同上例，计算结果如表 3.2.3c。所示，其中土层分类及土的强度指标的统计资料取自文献^[28]。可知，承载力可靠性指标同时受土的抗剪强度指标的均值和变异系数的影响，不能也不应简单比较某类土的承载力可靠性指标的大小。

表 3.2.3c 不同土类对应的承载力可靠件指标

土层序号	土层名称	粘聚力		内摩擦角		可靠性指标
		均 值	变异系数	均 值	变异系数	
②-1, 2	褐黄色粘性土	18.5	0.278	19.5	0.190	2.184
②-3	灰色粘性土、粉砂	6.5	0.420	29.3	0.126	1.963
③-1, 3	淤泥质粉质粘土	11.4	0.240	20.0	0.250	1.619
④	淤泥质粘土	13.6	0.037	12.7	0.162	3.828
⑤, ⑤-1	褐灰色粘性土	15.8	0.223	20.0	0.217	1.922

(3) c, φ 的概率分布类型对 β 的影响

在上述分析中，粘聚力和内摩擦角的概率分布类型分别为正态分布和对数正态分布。对前面工程实例中抗剪指标 c, φ 按不同分布类型进行可靠度计算，结果见表 3.2.4a, 3.2.4b。

表 3.2.4a 粘聚力 c 不同概率分布类型时的承载力可靠性指标

粘聚力 c 的概率分布类型	正态分布	对数正态分布	极值 I 型分布
承载力可靠性指标 β	4.212	4.257	4.282

表 3.2.4b 内摩擦角 φ 不同概率分布类型时的承载力可靠性指标

粘聚力 φ 的概率分布类型	正态分布	对数正态分布	极值 I 型分布
承载力可靠性指标 β	4.257	4.352	4.493

从表 3.2.4 的结果看：粘聚力 c 的概率分布类型对可靠性指标的影响不大：可靠性指标仅变化 0.07；内摩擦角 φ 的概率分布类型对可靠性指标的影响相对较大：可靠性指标变化 0.236。当 c, φ 均服从正态分布时对应的可靠度指标 β 值最小，可见，假定抗剪指标 φ 的概率分布类型为正态分布， c 的概率分布类型为对数正态分布时，得到的地基承载力可靠度是偏于安全的。

通过上述的计算看到，土的抗剪强度指标内摩擦角 φ 的均值、变异系数以及分布钙型对可靠性指标影响明显，且远大于粘聚力 c 的影响。这是因为在计算桩间土极限承载力公式中，内摩擦角 φ 的作用大于粘聚力 c 的作用。

(4) 总安全系数 K 对 β 的影响

保持其他条件不变，在不同的总安全系数下，得到承载力可靠性指标如表 3.2.5a。可靠性指标与总安全系数是密切关联的。随总安全系数的提高，承载力可靠性指标相应增大。

表 3.2.5a 不同安全系数下的可靠性指标

总安全系数 K	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	2.75
承载力可靠性指标 β	2.665	3.543	4.257	4.862	5.391	5.860

讨论 β 与 K 的关系，不能不牵涉到极限状态方程中各随机变量的统计参数。这是因为，当 K 一定时，如果随机变量的统计参数发生变化，则 β 也随之改变。表 3.2.5b 给出了 c, φ 均值一定（取 $u_c = 10.0\text{kpa}$ ， $u_\varphi = 14^\circ$ ），不同变异系数下的 $K - \beta$ 变化关系，从表中可见，在 K 一定的条件下（ $K = 2.0$ ）， δ_c, δ_φ 增大， β 值减小。

表 3.2.5b $K - \beta$ 变化关系

δ_c, δ_φ	$\delta_c = 0.21, \delta_\varphi = 0.09$	$\delta_c = 0.25, \delta_\varphi = 0.13$	$\delta_c = 0.29, \delta_\varphi = 0.17$
$K = 1.5$	2.665	2.164	1.770
$K = 2.0$	4.257	3.603	3.011
$K = 2.5$	5.391	4.650	3.959

这就是说，在随机变量的统计参数不确定的情况下，传统的安全系数设计法不能准确地反映地基稳定的安全度，所以在实际工程中，有时安全系数是足够的，但在实际运用时却发生了失稳的现象。另外，从表 3.2.5b 的 $K - \beta$ 变化关系来看，在 c, φ 统计参数一定的条件下， β 值随 K 的增大而增大，且近似成抛物线性的关系。这一点很容易从公式（3.2.6）及公式（3.2.7）中得到说明：当 K 增大时，荷载效应均值会减小，因而 β 将随之增大。

(5) 桩间土极限承载力提高值 Δf_u 对 β 的影响

Δf_u 的取值与桩间土强度指标，基础几何尺寸等取值相关，是否考虑 Δf_u 必然会对桩间土承载力可靠性指标构成一定的影响，由于将桩间土极限承载力提高值 Δf_u 简化为 $0.15 f_{uh}$ 来考虑，这里利用上述计算方法无法评价其影响大小。

根据文献^[23]的计算，考虑桩间土极限承载力提高值 Δf_u 的可靠性指标将比不考虑时提高约 8%，这里可将其看做桩间土承载力可靠性指标的安全储备。

3.3 柔性短桩单桩竖向极限承载力的可靠性分析

长短桩复合地基中短桩通常采用散体材料桩和柔性桩，如碎石桩、水泥土搅拌桩、石灰桩等，起到加固浅层地基的作用。水泥土搅拌桩适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土和含水量较高的粘性土等地基。加上其施工、取材方便，其在工程中运用较多。水泥土搅拌桩等柔性桩单桩的承载力失效或破坏模式有两种：一是因桩身材料强度不足而引起的桩体破坏；二是因桩周土和桩端土对桩的支承力不足而引起桩体破坏。究竟哪一种情况先发生，取决于很多因素，如：桩身材料的强度及均质性、桩侧土的分布及强度、桩端土的类型及强度等。

相应于上述两种破坏模式，对水泥土搅拌桩单桩极限承载力的估算有两种理论计算公式。根据《建筑地基处理技术规范》^[29]（JGJ 79-2002）：水泥土搅拌桩单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时也可按式（3.3.1）估算。并应同时满足式（3.3.2）的要求，应使由桩身材料强度确定的单桩承载力大于（或等于）由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力：

$$P_{u1} = U_{p1} \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i + \alpha q_p A_{p1} \quad (3.3.1)$$

$$P_{u1} = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_{p1} \quad (3.3.2)$$

式中

f_{cu} -与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内水泥土试块(边长为 70.7mm 的立方体)在标准养护条件下 90 天龄期的立方体抗压强度平均值；

η -桩身强度折减系数，干法可取 0.2~0.3，湿法取 0.25~0.33；

U_{p1} -短桩桩身截面周长；

f_i -桩周第 i 层土的侧阻力特征值，对淤泥可取 4~7kpa，对淤泥质土可取 6~12kpa，对软塑状态的粘性土可取 10~15kpa，对可塑状态的粘性土可取 12~18kpa；

l_i -桩周第 i 层土的厚度；

q_p -桩端地基土未经修正的地基承载力特征值；

A_{p1} -短桩的设计截面积；

α -桩端天然地基土的承载力折减系数，可取 0.4~0.6，承载力高时取低值。

上海市现行设计规范^[28]《地基基础设计规范》要求：两种情况（公式（3.3.1）、

公式(3.3.2))都要考虑,最后取两者中的小值作为单桩极限承载力的估算值;文献^[14]也推荐二者中取较小值为桩的承载力。

实际情况中,对于柔性桩,根据桩侧摩阻力和桩端阻力计算单桩的极限承载力时是偏不安全的。当桩长大于柔性桩的有限桩长时, $\sum_{i=1}^n l_i$ 应取有效桩长部分,而且桩端阻力不计。上述公式(3.3.1)计入端承力,没有重视有效桩长问题,减少了安全储备。根据文献^[14],水泥土搅拌桩临界桩长由如下公式确定:

$$L_{cr} = \lambda \cdot d \cdot (E_p / E_s)^{1/2} \quad (3.3.3)$$

L_{cr} -临界桩长;

d -水泥土桩桩径;

E_p, E_s -分别为桩、土的变形模量;

λ -与土体泊松比有关的参数。

由于上海地区的水泥土搅拌桩均较长,桩长往往大于或者接近临界桩长,而且桩端无较好的土层,故桩端地基土的承载力不予考虑,即公式(3.3.1)简化为:

$$P_{ul} = U_{p1} \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i \quad (3.3.4)$$

下面就公式(3.3.2)、公式(3.3.4)讨论两种状态下短桩极限状态方程。

3.3.1 由桩周土的支承力确定短桩承载力的可靠性分析

由公式(3.3.4)得到短桩承载力极限状态方程如下:

$$Z = P_{ul} - S_G - S_Q = U_{p1} \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.5)$$

公式(3.3.5)可以进一步写成:

$$Z = \pi \cdot d \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.6)$$

式中 d 为柔性短桩的截面直径。

1. 基本变量分析

基本随机变量有: d, f_i, S_G, S_Q , 对地基土层分布比较均匀的场地,桩周土层

的厚度 l_i 的不确定性予以忽略,以这些基本变量表示的极限状态方程可写成如下形式:

$$f(f_i, d) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.7)$$

(a) 短桩的直径 d

由于施工工艺、土层性质等原因,水泥土搅拌桩的桩径 d 不是常量。在进行承载力的可靠性分析时,需要考虑其变异性。由于缺乏相关的统计资料,这里假定桩径 d 是服从正态分布的随机变量:

$$d \sim N(u_d, \sigma_d^2) \quad (3.3.8)$$

式中

u_d -短桩桩径 d 的均值,取用设计水泥土搅拌桩桩径,根据水泥土桩桩侧受力机理,结合实际施工情况来看,该值的取值可能偏小,根据《建筑地基处理技术规范》^[29](JGJ 79-2002)要求,施工水泥土搅拌桩桩径不得小于设计桩径。这里取设计桩径为其均值,视为从安全角度考虑来取值;

σ_d^2 -短桩桩径 d 的方差,这里取 $\sigma_d = 0.1u_d$,故桩径 d 的变异系数 $\delta_d = 0.1$ 。

(b) 桩周第 i 层土的极限摩阻力 f_i

《建筑地基处理技术规范》^[29](JGJ 79-2002)、上海市现行设计规范^[28]《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999)中分别给出了各类典型软土、上海地区各类典型软土极限摩阻力 f_i 的取值范围。

假定桩周第 i 层土的极限摩阻力 f_i 服从正态分布^[34],其均值和标准差分别为 u_f, σ_f ,即 $f \sim N(u_f, \sigma_f^2)$ 。以 f_a, f_b 表示极限摩阻力 f_i 的上下限,并假定规范中所列范围值的置信率为95%,极限摩阻力 f_i 的均值 u_f 可表示成上、下限的平均值: $u_f = \frac{f_a + f_b}{2}$

由于 $f \sim N(u_f, \sigma_f^2)$,由标准正态分布概率密度函数求解得极限摩阻力 f_i 的标准差 σ_f 、变异系数 $\text{cov}(f_i)$ 分别为:

$$\sigma_f = \frac{f_a - f_b}{2\Phi^{-1}(0.025)} \quad (3.3.9)$$

$$\text{cov}(f_i) = \frac{f_b - f_a}{1.96(f_b + f_a)} \quad (3.3.10)$$

(c) S_G, S_Q

为作用于基底的恒载效应和活载效应，其分析同 3.2.2 章节介绍。

2.可靠性指标计算方法

这样短桩承载力极限状态方程 (3.3.8) 中基本随机变量有： d, f_1, S_G, S_Q ，共 $m+3$ 个随机变量，采用 JC 法计算可靠性指标。

3.计算实例

计算实例仍然采用 3.1 中杭州某商住楼工程实例，除基本变量外的各种计算参数取值也参照上文中的取值进行计算。水泥土搅拌桩设计桩长为 9m，根据表 3.1.1 所提供的参数，桩周土层分布如下表 3.3.1，桩周土极限摩阻力 f_i 取值范围为规范规定的取值。

表 3.3.1 桩周土层分布

土层序号	土层层号	岩土名称	土层厚度 (m)	极限摩阻力 f_i (kPa)
1	2	粉质粘土	1.0	13.0~19.0
2	3-1	淤泥质粘土	4.2	5.0~11.0
3	3-2	淤泥质粘土	5.1	6.0~10.0

根据上表中数据，可按照公式 (3.3.9) 和公式 (3.3.10) 计算出桩周土层极限摩阻力 f_1, f_2, f_3 的均值和变异系数。

这样，短桩单桩承载力极限状态方程 (3.3.8) 可以写为：

$$Z = \pi \cdot d(f_1 l_1 + f_2 l_2 + f_3 l_3) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.11)$$

表 3.3.2 基本随机变量及统计特征

变量名称	概率分布类型	均 值	变异系数	说 明
f_1	正态分布	16.0	0.096	恒载效应、 活载效应的均值 按照前文 3.2.2 章节中由总安全 系数来确定。
f_2	正态分布	8.0	0.191	
f_3	正态分布	8.0	0.128	
d	正态分布	0.6	0.100	
恒载效应 S_G	正态分布	—	0.070	
活载效应 S_Q	极值 I 型分布	—	0.233	

各随机变量的概率分布特征及统计参数如表 3.3.2，取总安全系数 $K = 2.0$ ，荷载效应比 $\rho = 0.5$ ，计算得出按桩周土支承力考虑柔性短桩单桩的承载力可靠

性指标 $\beta = 3.818$ 。

(4) 可靠性指标的敏感性指标分析

在保持其他变量不变的条件下，分别变化 f_1, f_2, f_3, d 的变异系数，得到相应的桩体承载力可靠性指标如表 3.3.3a、3.3.3b。

表 3.3.3a f_1, f_2, f_3 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

变异系数 随机变量	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.24
极限摩阻力 f_1	3.820	3.808	3.791	3.772	3.748	3.721
极限摩阻力 f_2	4.046	3.997	3.932	3.852	3.754	3.64
极限摩阻力 f_3	3.923	3.843	3.739	3.609	3.458	3.29

表 3.3.3b 短桩桩径 d 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

桩径 d 变异系数	0.075	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20
可靠性指标 β	4.113	3.818	3.436	3.039	2.690	2.339

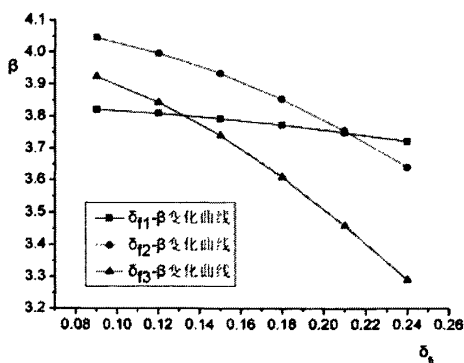


图 3.3 $\delta_{f_i} - \beta$ 关系曲线

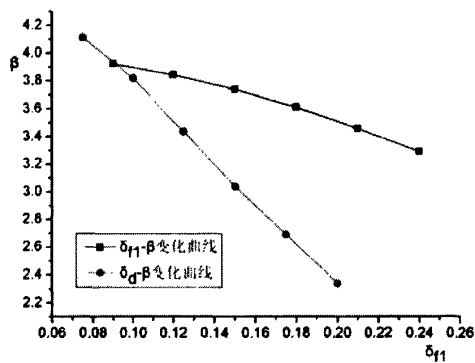


图 3.4 $\delta_d, \delta_{f_3} - \beta$ 关系曲线

由桩周土的支承力确定桩体极限承载力时，当各影响因素随机变量的变异系数增大时，桩体承载力可靠性指标将相应地减小，减小的程度对各变量均不同。桩体承载力可靠性指标对桩径的变异系数敏感性最大，对第一层土的极限摩阻力的变异系数的敏感性最小，对第二层土、第三层土的极限摩阻力变异系数的敏感性居于以上两者之间，且相差不大，表现出相同的变化规律， $\delta_{f_i} - \beta$ 变

化关系曲线如图 3.3。分析其原因，主要是桩周土层的厚度不同，第一层土与第二层、第三层土的厚度相差较大，因此各层土对承载力的贡献大小也就不相同：在相同的变异系数下，承载力可靠性指标的敏感性就有所不同。

在对桩周土的支承力确定桩体极限承载力的可靠性分析中，桩径 d 的变异性对短桩单桩竖向承载力可靠性指标 β 的影响较大：保持其他条件不变，当桩径 d 的变异系数由 0.075 增加至 0.20 时，可靠性指标变化幅度为 1.774，对比桩周土摩阻力变异系数 δ_{f_i} 对可靠性指标 β 的影响， $\delta_{f_i} - \beta$ ， $\delta_d - \beta$ 对比关系曲线对比图如图 3.4，说明桩径 d 的变异系数是可靠性指标的最主要影响因素。对于深层水泥土搅拌桩，受施工工艺的影响，桩径是变化的。在运用上述方法对短桩单桩竖向极限承载力进行可靠性分析时，必需要考虑桩径的变异性。

3.3.2 由桩身强度确定短桩单桩承载力的可靠性分析

由公式 (3.3.2) 得到短桩承载力极限状态方程为：

$$Z = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_{p1} - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.12)$$

上式可进一步写为：

$$Z = \eta \cdot f_{cu} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.13)$$

式中各符号意义同前。

1. 基本变量分析

基本随机变量有： f_{cu}, S_G, S_Q 。以这些基本变量表示的极限状态方程可写成如下形式：

$$f(f_{cu}) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.3.14)$$

其他计算参数有桩身强度折减系数 η 和短桩的截面直径 d ，桩身强度折减系数 η ，根据规范^[28]建议取值 0.6；这里将短桩的直径 d 视为常量，并按设计桩径来取值，这里与上文中由桩周土支承力确定短桩极限承载力不同的是：由桩身强度确定短桩极限承载力时，桩径 d 应取有效桩径，并在(3.3.13)计算过程中已取用桩身强度折减系数 η ，故将其视为常量。

根据文献^[30]提供数据，对室内试验得到的水泥土无侧限抗压强度取值 $f_{cu} = 2.27 \text{ MPa}$ ，变异系数取值 $\delta_{f_{cu}} = 0.1$ ；水泥土的养护期为 90 天，水泥掺入量

为 15%。对随机变量 d, S_G, S_Q 的概率统计特征值取值同前。各随机变量及其统计特征如表 3.3.4。

表 3.3.4 基本随机变量及统计特征

变量名称	概率分布类型	均 值	变异系数	说 明
f_{cu}	正态分布	2270	0.14	恒载效应、 活载效应的均值 按照前文 3.2.2 章节方法确定。
恒载效应 S_G	正态分布	——	0.070	
活载效应 S_Q	极值 I 型分布	——	0.233	

2. 计算方法

计算方法采用 JC 法。

3. 实例分析

计算实例仍然采用 3.1 中杭州某商住楼工程实例，除基本变量外的各种计算参数取值也参照上文中的取值进行计算。取总安全系数 $K=2.0$ ，荷载效应比 $\rho=0.5$ ，计算得出按桩身强度考虑柔性短桩单桩的承载力可靠性指标 $\beta=3.621$ 。

4. 水泥土强度 f_{cu} 的变异系数对可靠性指标的影响

保持其他条件不变，变化 f_{cu} 的变异系数，得到相应的单桩承载力可靠性指标如表 3.3.5。随水泥土无侧限抗压强度 f_{cu} 变异系数的增大，单桩承载力的可靠性指标降低。由表可知， β 对的 $\delta_{f_{cu}}$ 敏感程度随 $\delta_{f_{cu}}$ 的增大而降低： $\delta_{f_{cu}}$ 从 0.10 增大至 0.20 时， β 由 3.996 降至 3.014，变化幅度为 0.982，敏感性较大； $\delta_{f_{cu}}$ 从 0.20 增大至 0.30 时， β 由 3.014 降至 2.098，变化幅度为 0.916，敏感性相对减小，因此对水泥土桩复合地基进行可靠性分析时，对水泥土的无侧限抗压强度的统计参数需慎重选取。

表 3.3.5 f_{cu} 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

f_{cu} 的变异系数	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
可靠性指标 β	3.996	3.603	3.014	2.682	2.393	2.098

3.4 短桩复合地基承载力的可靠性分析

长短桩复合地基中柔性短桩复合地基的承载力,按复合地基承载力计算模式考虑;短桩复合地基承载力由两部分提供:短桩的承载力和桩间土的承载力。计算复合地基的承载力通常有两种思路:一种是复合法,将桩间土承载力与短桩承载力根据某种叠加原则叠加得到复合地基的承载力,如面积置换率复合法、桩土应力比复合法;另一种是把由桩体和桩间土体组成的复合地基作为一整体复合层来考虑,按照天然地基的承载力计算公式确定复合地基极限承载力,如综合强度指标法。

对于上述三种计算方法,根据文献所采用计算柔性桩体复合地基承载力的计算方法^[14],在下文短桩复合地基承载力计算中取用面积置换率复合法:该方法相对其余两种方法更为完善、合理并且运用广泛。

3.4.1 面积置换率复合法

根据文献^[14],通常认为复合地基的破坏是以桩体先发生破坏的模式为主,复合地基破坏时桩间土承载力发挥度达到多少是需要估计的。可以用下式来计算长短桩复合地基中柔性短桩复合地基的极限承载力:

$$f_{wp1} = m_1 f_{p1} + \lambda(1 - m_1 - m_2) f_u \quad (3.4.1)$$

式中

m_1 -长短桩复合地基中短桩的面积置换率;

m_2 -长短桩复合地基中长桩的面积置换率;

f_u -桩间土极限承载力;

λ -桩间土承载力折减系数,当桩端为软土时,可取 0.5~1.0;当桩端为硬土时,可取 0.1~0.4^{[28] [29]};

f_{p1} -短桩桩体极限承载力

$$f_{p1} = \frac{P_{u1}}{A_{p1}} \quad (3.4.2)$$

P_{u1} -短桩单桩极限承载力;

A_{p1} -柔性短桩的截面积。

3.4.2 短桩复合地基承载力极限状态方程

短桩复合地基承载力极限状态方程为：

$$Z = f_{up1} - S_G - S_Q = 0 \quad (3.4.3)$$

将公式 (3.4.1) 代入上式得到：

$$Z = m_1 f_{p1} + \lambda(1 - m_1 - m_2) f_u - S_G - S_Q = 0 \quad (3.4.4)$$

1. 短桩极限承载力按桩周土支承力提供来考虑

根据公式 (3.3.4)： $P_{u1} = U_{p1} \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i$ ，与公式 (3.4.5)，

$$m_1 = \frac{n \cdot A_{p1}}{A_1} \quad (3.4.5)$$

式中：

n - 短桩的桩数；

A_1 - 承台底板的面积。

将上述两式代入方程 (3.4.4)，得到短桩极限承载力按桩周土支承力提供时的短桩复合地基承载力极限状态方程如下：

$$Z = \frac{n \cdot P_{u1}}{A_1} + \lambda(1 - m_1 - m_2) f_u - S_G - S_Q = 0 \quad (3.4.6)$$

上式进一步写为：

$$Z = \frac{n \cdot U_p \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i}{A_1} + \lambda(1 - m_1 - m_2) f_u - S_G - S_Q = 0 \quad (3.4.7)$$

f_u - 桩间土极限承载力，其表达式采用公式 (3.1.9)，式中各符号意义同前。

(1) 基本随机变量及其概率分布

在方程 (3.4.7) 中，计算参数有： $n, d, f_i, l_i, A_1, \lambda, m_1, m_2, f_u, S_G, S_Q$ ，短桩桩数 n ，承台底板的面积 A_1 ，桩周土层厚度 l_i ，短桩的面积置换率 m_1 ，长桩的面积置换率 m_2 在长短桩复合地基中是不变的，为常量；基本随机变量有： $d, f_i, \lambda, f_u, S_G, S_Q$ 以这些基本变量表示的极限状态方程可写成如下形式：

$$f(d, f_1, \lambda, c, \varphi) - S_G - S_Q = 0 \tag{3.4.8}$$

λ 为桩间土承载力折减系数，根据规范^[28]，当桩端为软土时，可取 0.5~1.0；当桩端为硬土时，可取 0.1~0.4。长短桩复合地基多运用于深厚软土地区，这里 λ 取值 0.5~1.0，依据 3.3.1 章节中方法：假定 λ 是服从正态分布的随机变量，上下限取值分别为 0.5、1.0，得 λ 的均值和变异系数分别为：

$$u_\lambda = \frac{0.5+1.0}{2} = 0.75 ;$$
$$\delta_\lambda = \frac{1.0-0.5}{1.96(1.0+0.5)} = 0.17$$

f_u 为桩间土承载力，概率分布类型假定为正态分布，其概率分布特征值与地基土的抗剪指标等取值相关，按章节 3.2.3 计算取得。

其余各随机变量的概率分布特征同前文分析。

(2) 计算方法

采用 JC 法。

(3) 计算实例

计算实例仍然采用 3.1 中杭州某商住楼工程实例，除基本变量外的各种计算参数取值也参照上文中的取值进行计算，各随机变量及统计特征如表 3.4.1。水泥土桩设计桩长为 9m，取总安全系数 $K = 2.0$ ，荷载效应比 $\rho = 0.5$ 。

表 3.4.1 基本随机变量及统计特征

变量名称	概率分布类型	均 值	变异系数	说 明
f_1	正态分布	16.0	0.096	恒载效应、 活载效应的均值 按照前文 3.2.2 章节中由总安全 系数来确定。
f_2	正态分布	8.0	0.191	
f_3	正态分布	8.0	0.128	
d	正态分布	0.6	0.10	
λ	正态分布	0.75	0.170	
c	对数正态分布	10.0	0.210	
φ	正态分布	14.0	0.090	
恒载效应 S_G	正态分布	——	0.070	
活载效应 S_Q	极值 I 型分布	——	0.233	

将上述各随机变量特征值代入程序，计算得出按桩周土支承力考虑柔性短桩承载力的短桩复合地基承载力可靠性指标 $\beta = 2.955$ 。

(4) 柔性短桩复合地基承载力可靠性指标的敏感性分析

1° f_1, f_2, f_3, d 的变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

在保持其他变量不变的条件下，分别变化 f_1, f_2, f_3, d 的变异系数，得到相应的桩体承载力可靠性指标如表 3.4.2a、3.4.2b。

表 3.4.2a f_1, f_2, f_3 不同变异系数对应的短桩复合地基承载力可靠性指标

变异系数 随机变量	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.24
极限摩阻力 f_1	2.955	2.955	2.954	2.954	2.954	2.954
极限摩阻力 f_2	2.957	2.956	2.956	2.955	2.954	2.953
极限摩阻力 f_3	2.956	2.955	2.954	2.953	2.952	2.950

表 3.4.2b 短桩桩径 d 不同变异系数对应的短桩复合地基承载力可靠性指标

桩径 d 变异系数	0.075	0.1	0.125	0.15	0.175	0.2
可靠性指标 β	2.957	2.955	2.952	2.948	2.943	2.938

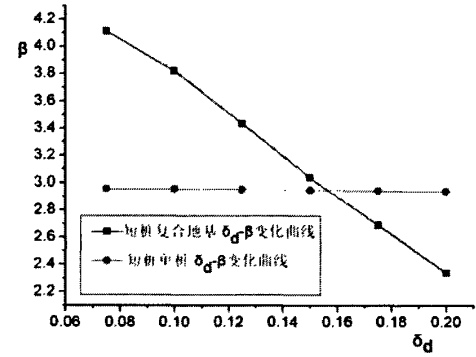


图 3.5 $\delta_d - \beta$ 关系曲线

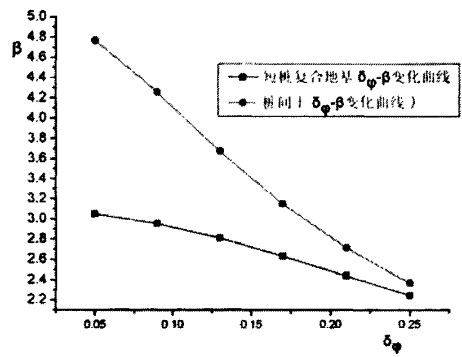


图 3.6 $\delta_\phi - \beta$ 关系曲线

当上述各随机变量的变异系数增大时，短桩复合地基承载力可靠性指标 β 将相应地减小，减小的程度对各变量均不同。对 f_1, f_2, f_3 变异系数的敏感性很小，对第一层土的极限摩阻力的变异系数的敏感性最小，对第二层土、第三层土的极限摩阻力变异系数的敏感性界于以上两者之间，且相差不大，表现出相同的

变化规律。相对其他三个变量： f_1, f_2, f_3 而言，短桩复合地基承载力可靠性指标对桩径 d 的变异系数敏感性最大，但变化也较小，对比单桩桩径 d 的变异系数对可靠性指标 β 的影响要小的多，对比曲线如图 3.5。这主要是由于：

该长短桩复合地基中短桩的面积置换率仅为 0.024，远低于通常复合地基中面积置换率 0.1~0.2 的水平，与通常复合地基有所不同的是，该计算实例中短桩复合地基承载力主要由天然地基极限承载力来提供：经过估算，短桩对该地基承载力的提高值约为 20%。

而短桩桩径 d 变异系数对可靠性指标 β 的影响相对较大，也进一步说明了桩径 d 的变异性为短桩极限承载力可靠性指标的主要影响因素。

2°土的抗剪强度指标 φ 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

保持其他条件不变，考察桩间地基土的抗剪强度指标 φ 的均值对承载力可靠性指标的影响。计算得到的可靠性指标如表 3.4.3a。随内摩擦角的均值的增大，可靠性指标 β 减小。

表 3.4.3a φ 不同均值对应的短桩复合地基承载力可靠性指标

φ 的均值	11	13	14	15	16	18
可靠性指标 β	3.071	2.994	2.955	2.914	2.873	2.787

保持其他条件不变，变化桩间土的抗剪强度指标 φ 的变异系数，相应的可靠性指标 β 的计算结果如表 3.4.3b。随内摩擦角 φ 的变异系数的增大，可靠性指标 β 减小。图 3.6 为桩间土承载力与短桩复合地基中 $\delta_\varphi - \beta$ 关系曲线对比图。

表 3.4.3b φ 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

φ 的变异系数	0.05	0.09	0.13	0.17	0.21	0.25
可靠性指标 β	3.049	2.955	2.811	2.631	2.436	2.243

从表 3.4.3 的计算结果来看，桩间地基土的抗剪强度指标 φ 对可靠性指标的影响较短桩桩径 d 要大，进一步说明了该例中短桩复合地基中的短桩所提供的承载力相对有限。

3° λ 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

λ 反映了复合地基中的桩体破坏时，桩间土承载力发挥的程度，其取值的前提是工程中得到的复合地基中桩体的破坏先于桩间土的经验。保持其他条件不变，考察 λ 的均值对短桩复合地基承载力可靠性指标的影响。计算结果如表

3.4.4a, 随 λ 均值的增大, 承载力可靠性指标略有减小。当 λ 的均值由 0.5 增加至 1.0 时, 承载力可靠性指标变化了 0.696。反映了在给定短桩面积置换率 $m=0.024$ 的前提下, 可靠性指标对 λ 均值的敏感性较为明显。短桩复合地基承载力主要由桩间土承载力提供。

表 3.4.4a λ 不同均值对应的短桩复合地基承载力可靠性指标

λ 的均值	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
可靠性指标 β	3.383	3.180	3.094	2.898	2.780	2.687

在其他条件均保持不变的前提下, 改变 λ 的变异系数, 计算结果如表 3.4.4b, 表中同时列出相应 λ 的取值范围。随 λ 的变异系数的增加, 复合地基承载力可靠性指标显著减小: λ 的变异系数由 0.10 增加至 0.35 时, 可靠性指标变化幅度为 2.338。且当 λ 的变异系数在 0.15~0.25 之间时, 可靠性指标减小的程度增大。因此, 对于由面积置换率复合法确定复合地基承载力的可靠性分析, λ 的变异系数对可靠性指标的影响显著。

表 3.4.4b λ 不同变异系数对应的短桩复合地基承载力可靠性指标

λ 的变异系数	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
可靠性指标 β	3.899	3.229	2.595	2.136	1.806	1.561

2. 短桩极限承载力按桩身强度确定来考虑

根据短桩复合地基极限状态方程 (3.4.4), 将公式 (3.3.2) 代入, 得到短桩极限承载力按桩身强度确定时的短桩复合地基承载力极限状态方程为:

$$Z = m_1 \cdot \eta \cdot f_{cu} + \lambda(1 - m_1 - m_2)f_u - S_G - S_Q = 0 \quad (3.4.9)$$

(1) 基本随机变量及其概率分布

在方程 (3.4.9) 中, 计算参数有: $m_1, m_2, \eta, f_{cu}, \lambda, f_u, S_G, S_Q$, 短桩的面积置换率 m_1 , 长桩的面积置换率 m_2 在长短桩复合地基中是不变的, 为常量; 桩身强度折减系数 η , 根据规范^[28]建议取值 0.6; 基本随机变量有: $f_{cu}, \lambda, f_u, S_G, S_Q$, 以这些基本变量表示的极限状态方程可写成如下形式:

$$f(f_{cu}, \lambda, c, \varphi) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.4.10)$$

对于上述各随机变量的概率分布特征讨论同前章节所述。

(2) 计算方法

采用 JC 法。

(3) 计算实例

计算实例仍然采用 3.1 中杭州某商住楼工程实例，除基本变量外的各种计算参数取值也参照上文中的取值进行计算，各随机变量及统计特征如表 3.4.5。取总安全系数 $K=2.0$ ，荷载效应比 $\rho=0.5$ ，计算得出按桩身强度考虑柔性短桩承载力的短桩复合地基承载力可靠性指标 $\beta=3.853$ 。

表 3.4.5 基本随机变量及统计特征

变量名称	概率分布类型	均 值	变异系数	说 明
f_{cu} (kPa)	正态分布	2270.0	0.14	恒载效应、 活载效应的均值 按照前文 3.2.2 章节中由总安全 系数来确定。
λ	正态分布	0.75	0.170	
c	正态分布	10.0	0.210	
φ	对数正态分布	14.0	0.090	
恒载效应 S_G	正态分布	—	0.070	
活载效应 S_Q	极值 I 型分布	—	0.233	

(4) 柔性短桩复合地基承载力可靠性指标的敏感性分析

1°水泥土强度 f_{cu} 的均值和变异系数对可靠性指标的影响

保持其他条件不变，变化水泥土无侧限抗压强度 f_{cu} 的均值，得到相应的短桩复合地基承载力可靠性指标如表 3.4.6a，随着水泥土无侧限抗压强度均值的增大，短桩复合地基承载力的可靠性指标降低。 β 对 $u_{f_{cu}}$ 的敏感程度随 $u_{f_{cu}}$ 的增大而增大，如 $u_{f_{cu}}$ 从 1.50MPa 增大至 2.75MPa 时， β 由 3.532 增至 4.015，敏感性较小。反映了在给定短桩面积置换率 $m=0.024$ 的前提下，可靠性指标对水泥土无侧限抗压强度 f_{cu} 均值的敏感性一般。

表 3.4.6a f_{cu} 不同均值对应的桩体承载力可靠性指标

f_{cu} 均值 (MPa)	1.50	1.75	2.0	2.25	2.5	2.75
可靠性指标 β	3.532	3.644	3.749	3.846	3.934	4.015

保持其他条件不变，变化水泥土无侧限抗压强度 f_{cu} 的变异系数，得到相应

的短桩复合地基承载力可靠性指标如表 3.4.6b，随着水泥土无侧限抗压强度变异系数的增大，短桩复合地基承载力的可靠性指标降低。 β 对 $\delta_{f_{cu}}$ 的敏感程度随 $\delta_{f_{cu}}$ 的增大而降低，如 $\delta_{f_{cu}}$ 从 0.10 增大至 0.35 时， β 由 3.946 降至 3.133，敏感性较大，对比单桩中桩身强度 f_{cu} 的变异系数对可靠性指标的影响，对比曲线如图 3.7。

表 3.4.6b f_{cu} 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

f_{cu} 的变异系数	0.1	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
可靠性指标 β	3.946	3.826	3.674	3.501	3.318	3.133

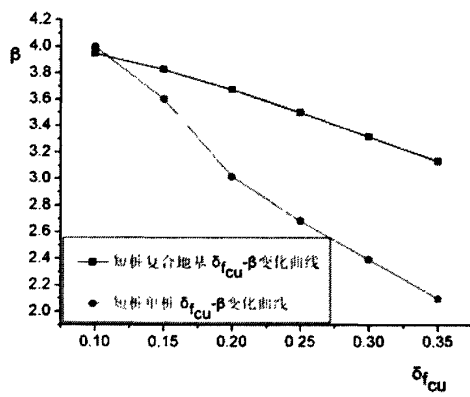


图 3.7 $\delta_{f_{cu}} - \beta$ 关系曲线

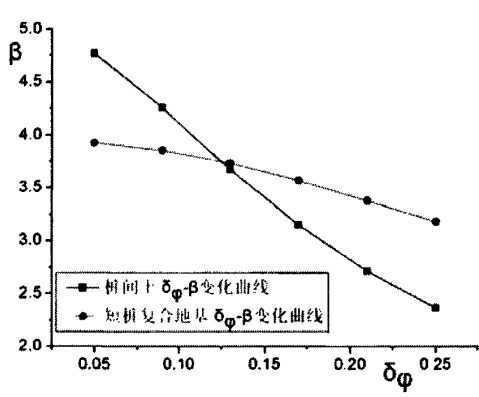


图 3.8 $\delta_{\varphi} - \beta$ 关系曲线

2° φ 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

保持其他条件不变，考察桩间地基土的抗剪强度指标内摩擦角 φ 的均值对承载力可靠性指标的影响。计算得到的可靠性指标如表 3.4.7a，随内摩擦角的均值的增大，可靠性指标 β 减小，当 φ 的均值由 11 增加至 18 时，承载力可靠性指标变化了 0.586，变化较为明显。

表 3.4.7a φ 不同均值对应的桩体承载力可靠性指标

φ 的均值	11	13	14	15	16	18
可靠性指标 β	4.094	3.936	3.853	3.768	3.682	3.508

保持其他条件不变，变化桩间土的抗剪强度指标内摩擦角 φ 的变异系数，相应的可靠性指标 β 的计算结果如表 3.4.7b，随内摩擦角 φ 的变异系数的增大，可

可靠性指标 β 减小, 变化幅度为 0.741。

可靠性指标 β 对 δ_φ 的敏感性较为显著, 进一步说明了该例中短桩复合地基极限承载力主要由桩间土提供。

表 3.4.7b φ 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

φ 的变异系数	0.05	0.09	0.13	0.17	0.21	0.25
可靠性指标 β	3.926	3.853	3.733	3.57	3.381	3.185

3° λ 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

λ 反映了复合地基中的桩体破坏时, 桩间土承载力发挥的程度, 其取值的前提是工程中得到的复合地基中桩体的破坏先于桩间土的经验。保持其他条件不变, 考察 λ 的均值对复合地基承载力可靠性指标的影响。计算结果如表 3.4.8a。当 λ 的均值由 0.5 增加至 1.0 时, 承载力可靠性指标变化了 0.567。 λ 的均值对可靠性指标的影响一般。

表 3.4.8a λ 不同均值对应的桩体承载力可靠性指标

λ 的均值	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
可靠性指标 β	4.191	4.042	3.911	3.80	3.705	3.624

表 3.4.8b λ 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

λ 的变异系数	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
可靠性指标 β	5.005	4.801	4.177	3.408	2.821	2.392

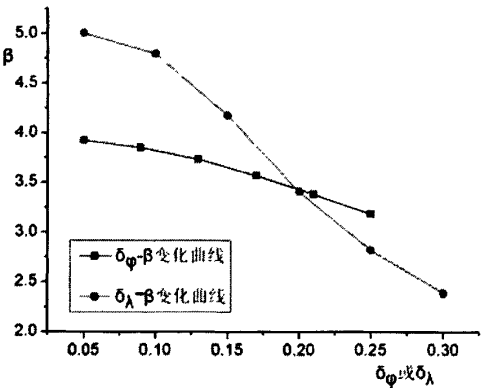


图 3.9 $\delta_\varphi - \beta$, $\delta_\lambda - \beta$ 关系曲线

在其他条件均保持不变的前提下,改变 λ 的变异系数,计算结果如表 3.4.8b,表中同时列出相应 λ 的取值范围。随 λ 的变异系数的增加,复合地基承载力可靠性指标显著减小。当 λ 的变异系数大于 0.10 时,可靠性指标减小的程度增大。 λ 的变异系数对可靠性指标的影响较土的抗剪强度指标 ϕ 的变异系数影响显著,对比曲线如图 3.9。

因此,对于由面积置换率复合法确定长短桩复合地基中短桩复合地基承载力的可靠性分析,按短桩桩身强度考虑短桩单桩竖向极限承载力时,桩身强度 f_{cu} 对可靠性指标 β 的影响较为显著;桩间土承载力发挥值 λ 的均值对可靠性指标的影响一般,但 λ 的变异系数对可靠性指标的影响十分明显,是影响可靠性指标的主要因素。

3.4.3 短桩承载力计算模式的不确定性

f_{cu} 的均值虽对可靠性指标的影响一般,但对 f_{cu} 的变异系数对可靠性指标的影响较为显著。这与计算短桩复合地基承载力时短桩承载力按桩周土支承力提供考虑时,短桩随机变量对可靠性指标 β 影响很小明显不同,原因与短桩承载力计算模式的选取有关:在本工程实例中,按桩身强度计算短桩单桩极限承载力,对桩间土承载力的提高值约为 70%,远高于按桩周土支承力计算短桩极限承载力时的提高值 20%。

分析其中原因,一方面,按现行规范确定水泥土桩极限承载力的方法过于安全;另一方面,由于现场施工条件、养护条件等原因,造成现场水泥土桩复合地基的实际桩身强度与室内试验存在较大差异。所以采取了保守的计算模式。

综合上述原因,在后续章节中分析长短桩复合地基极限承载力中需要计算水泥土桩单桩极限承载力时按桩身强度控制来考虑。

3.5 长桩单桩竖向承载力的可靠性分析

长短桩复合地基中,长桩通常采用刚度较大的桩,如钢筋混凝土预制桩、PHC管桩、钢管桩等。对刚性桩的可靠性分析的相关文献较多,研究相对比较成熟,并且部分成果已经在规范中加以运用。这里不再进行可靠性分析和研究,长桩单桩极限承载力的计算根据规范《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94),采用如下

公式:

$$P_{u2} = U_{p2} \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i + \alpha q_p A_{p2} \quad (3.5.1)$$

式中

U_{p2} -长桩桩身截面周长;

f_i -桩周第*i*层土的极限侧阻力标准值;

l_i -桩穿越第*i*层土的厚度;

q_p -桩端地基土未经修正的地基承载力特征值;

A_{p2} -长桩的桩端面积;

α -桩端阻力修正系数。

3.6 长短桩复合地基极限承载力计算公式

3.6.1 长短桩复合地基极限承载力计算公式

1. 方法一

根据文献^[14]《复合地基设计和施工指南》(龚晓南, 2003), 长短桩复合地基承载力计算思路同一般复合地基承载力计算思路相同。首先分别计算长桩部分的承载力、短桩部分的承载力和桩间土的承载力, 然后根据一定的原则叠加形成复合地基承载力。长短桩复合地基极限承载力 f_{up} 可采用下式表示:

$$f_{up} = K_{11} \lambda_{11} m_1 f_{p1} + K_{12} \lambda_{12} m_2 f_{p2} + K_2 \lambda_2 (1 - m_1 - m_2) f_u \quad (3.6.1)$$

式中

f_{p1} -短桩极限承载力; 计算采用公式 (3.3.4)

f_{p2} -长桩极限承载力; 计算采用公式 (3.5.1)

f_u -桩间土极限承载力; 计算采用公式 (3.1.9)

K_{11} -反映复合地基中短桩实际极限承载力与短桩极限承载力不同的修正系数;

K_{12} -反映复合地基中长桩实际极限承载力与长桩极限承载力不同的修正系数;

K_2 -反映复合地基中桩间土极限承载力与天然地基极限承载力不同的修正系

数;

λ_{11} -复合地基破坏时,短桩承载力发挥的比例,可称为短桩强度发挥度;

λ_{12} -复合地基破坏时,长桩承载力发挥的比例,可称为长桩强度发挥度;

λ_2 -复合地基破坏时,桩间土承载力发挥的比例,可称为桩间土承载力发挥度;

m_1 -短桩部分置换率;

m_2 -长桩部分置换率。

2. 方法二

长短桩复合地基的运用条件是:当基底以下存在较厚的软弱土层时,采用柔性短桩对该区域土层进行加固,减小地基上层的沉降变形,同时也可提高基底土层的承载力。而通过长桩与短桩的间作设置,短桩的主要作用是弥补长桩承载力的不足,并提高地基承载力值。同时长桩的设置也减小了复合地基的沉降。根据长短桩复合地基:桩土分担荷载的这一机理,可按如下思路计算长短桩复合地基承载力:

分别计算长桩部分的承载力、短桩部分的承载力和桩间土的承载力之后,叠加形成长短桩复合地基承载力:首先叠加短桩和桩间土这两部分的承载力,再根据刚性桩复合地基的设计理论和工程实践,参照同一桩长复合地基承载力计算模式,按照短桩加固后的复合地基视为长桩复合地基的“桩间土”来进行叠加,如下式:

$$f_{up} = m_2 f_{p2} + \lambda^* (1 - m_2) f_{up1} \quad (3.6.2)$$

式中

λ^* -柔性短桩复合地基形成的“桩间土”的承载力折减系数,取值大小与长桩桩端土承载力大小负相关;

其余各符号意义与前述各章节相同。

这样,长短桩复合地基承载力极限状态方程为:

$$Z = f_{up} - S_G - S_Q = 0 \quad (3.6.3)$$

将公式(3.6.2)代入上式进一步得到:

$$Z = m_2 f_{p2} + \lambda^* (1 - m_2) f_{up1} - S_G - S_Q = 0 \quad (3.6.4)$$

3.6.2 长短桩复合地基承载力的可靠性分析

1. 长短桩复合地基承载力极限状态方程:

公式 (3.6.4) 中,

$$f_{p2} = \frac{P_{u2}}{A_{p2}}, \quad m_2 = \frac{N \cdot A_{p2}}{A_1}$$

由上述两式可得:

$$m_2 f_{p2} = \frac{N \cdot P_{u2}}{A_1} \quad (3.6.5)$$

其中

N 为长桩总数目, 其余各符号意义同前文章节所述。

将公式 (3.6.5) 代入公式 (3.6.4) 中, 得到:

$$Z = \frac{N \cdot P_{u2}}{A_1} + \lambda^* (1 - m_2) f_{up1} - S_G - S_Q = 0 \quad (3.6.6)$$

式中

长桩单桩竖向极限承载力 P_{u2} 的计算采用公式 (3.5.1):

$$P_{u2} = U_{p2} \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i + \alpha q_p A_{p2}$$

其中, α 取值 1.0;

短桩复合地基 f_{up1} 的计算采用公式 (3.4.1)

$$f_{up1} = \frac{n \cdot P_{u1}}{A_1} + \lambda (1 - m_1 - m_2) f_u$$

2. 基本变量分析

公式 (3.6.6) 中, 短桩数目 n ($n=55$), 长桩数目 N ($N=65$), 基底面积 A_1 , 长桩置换率 m_2 , 土层厚度 l_i , 长桩与短桩直径均为固定的设计参数, 视为常量, 基本随机变量有: 桩侧摩阻力 f_i , 桩端阻力 q_p , 短桩复合地基“桩间土”极限承载力发挥系数 λ^* , 短桩复合地基极限承载力 f_{up1} , 总计 $m+5$ 个变量: $f_i, q_p, \lambda^*, f_{up1}, S_G, S_Q$, 以这些基本变量表示的极限状态方程可写成如下形式:

$$f(f_i, q_p, \lambda^*, f_{up1}) - S_G - S_Q = 0 \quad (3.6.7)$$

S_G, S_Q 的概率分布特征同前述章节中取值。

(a) 桩侧摩阻力 f_i 与桩端阻力 q_p

桩侧摩阻力 f_i 的概率分布特征值求解方法同前：利用公式 (3.3.9)、(3.3.10) 求得。为了计算简便，减少随机变量数目：这里将 f_i 值相近的土层利用加权平均值的方法进行合并。桩端阻力 q_p 亦假定为正态分布，假定其变异系数取值为 0.2。

(b) λ^*

对于柔性短桩复合地基形成的“桩间土”的承载力折减系数，文本文提出的长短桩复合地基承载力设计参数，参照公式 (3.4.1) 中 λ 的取值，可以知道其取值大小与长桩桩端土承载力大小负相关；在这里假定 λ^* 服从正态分布，取值视长桩桩端土承载力具体情况而定。

(c) 短桩复合地基“桩间土”极限承载力 f_{cu1}

对短桩复合地基“桩间土”极限承载力 f_{cu1} ，可以通过进行现场试验取得，对试验结果统计取得概率分布特征。

在无现场试验的情况下，可利用章节 3.4，在各随机变量特征值变化的情况下，通过计算取得 f_{cu1} 的多组数值，对这些数值进行统计取得其概率分布特征值。例如，短桩复合地基 f_{up1} 的计算采用公式 (3.4.1)：

$$f_{up1} = \frac{n \cdot P_{u1}}{A_1} + \lambda(1 - m_1 - m_2)f_u$$

其中： λ 取值 0.7； $P_{u1} = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_{p1}$ ， η 取值 0.6。桩间土承载力 f_u 的计算采用公式 (3.1.9)，由于表达形式繁复，这里仍以 f_u 形式出现。

按照章节 3.4 中各随机变量均值取值，变化各随机变量变异系数，计算取得 40 组数据。进行统计取得 f_{cu1} 的均值 $u_{f_{cu1}} = 370.01 \text{ kpa}$ ，并假定其为正态分布，变异系数 $\delta_{f_{cu1}} = 0.1$ 。

S_G, S_Q 的概率分布特征值取值同前述章节。

3. 计算方法

采用 JC 法。

4. 计算实例

计算实例仍然采用 3.1 中杭州某商住楼工程实例，除基本变量外的各种计算参数取值也参照上文中的取值进行计算。水泥土桩设计桩长为 9m，长桩设计桩长为 36.5~38.5m。按桩身阻力值大小，将桩侧土大致划分为三层，各层参数值如表 3.6.1

表 3.6.1 桩周土层分布

土层序号	岩土归类	上层厚度 (m)	极限摩阻力 f_i (kPa)
1	淤泥质土、软弱层	32	7.0~13.0
2	粉土、粘性土	2.0	13.0~19.0
3	圆砾	2.5	40.0~60.0

各层土各随机变量及统计特征如表 3.6.2:

表 3.6.2 基本随机变量及统计特征

变量名称	概率分布类型	均 值	变异系数	说 明
f_1	正态分布	10.0	0.3	恒载效应、 活载效应的均值 按照前文 3.2.2 章节中由总安全 系数来确定。
f_2	正态分布	16.0	0.18	
f_3	正态分布	50.0	0.2	
q_p	正态分布	2400	0.2	
λ^*	正态分布	0.75	0.170	
f_{cu1}	正态分布	370.0	0.1	
恒载效应 S_G	正态分布	—	0.070	
活载效应 S_Q	极值 I 型分布	—	0.233	

5. 长短桩复合地基承载力可靠性指标的敏感性分析

1° f_1, f_2, f_3 的变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

保持其他条件不变，考察桩侧各土层摩阻力值 f_1, f_2, f_3 的变异系数对长短桩复合地基竖向极限承载力可靠性指标的影响。计算得到的可靠性指标如表 3.6.3 所示。随长桩桩侧各土层摩阻力 f_1, f_2, f_3 的变异系数从 0.09 增大到 0.24 时，可靠性指标 β 均减小，但减小幅度很小，减小值不超过 0.1，变化幅度几乎可以略去不计。

表 3.6.3 f_1, f_2, f_3 不同变异系数对应的长短桩复合地基承载力可靠性指标

变异系数 随机变量	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.24
极限摩阻力 f_1	3.846	3.845	3.844	3.843	3.842	3.840
极限摩阻力 f_2	3.845	3.845	3.844	3.843	3.843	3.842
极限摩阻力 f_3	3.847	3.846	3.846	3.845	3.845	3.844

2° q_p 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

保持其他条件不变，考察长桩桩端土承载力 q_p 的均值对可靠性指标的影响。计算得到的可靠性指标如表 3.6.4a。随长桩端承载力均值的增大，可靠性指标 β 均减小，减小程度一般。

表 3.6.4a q_p 不同均值对应的桩体承载力可靠性指标

q_p 均值 (kPa)	2000	2200	2400	2600	2800	3000
可靠性指标 β	3.975	3.911	3.845	3.801	3.753	3.708

保持其他条件不变，变化长桩桩端土承载力 q_p 承载力的变异系数，相应的可靠性指标 β 的计算结果如表 3.6.4b，随长桩单桩竖向极限承载力的变异系数的增大，可靠性指标 β 均减小。 q_p 的变异系数从 0.10 增加到 0.30 时，可靠性指标变化 0.974，减小程度相对均值而言十分明显。

表 3.6.4b q_p 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

q_p 的变异系数	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
可靠性指标 β	3.985	3.845	3.682	3.522	3.322	3.011

长桩相关各随机变量 f_1, f_2, f_3, q_p 中，长桩端阻力 q_p 的均值和变异系数对可靠性指标的影响相对显著， f_1, f_2, f_3 影响很小，各随机变量特征值与可靠性指标 β 变化关系曲线如图 3.10。

这主要是由于长短桩复合地基中“桩间土”——短桩复合地基分担了较多的荷载。根据估算，该工程实例长短桩复合地基中“桩间土”分担荷载约近 35% 以上，且长桩承载力主要由长桩端阻力提供，桩侧各土层摩阻力 f_1, f_2, f_3 提供长桩承载力比例有限，所以其变异系数对可靠性指标 β 值影响较小，端阻力 q_p 对可靠性指标的影响相对显著。

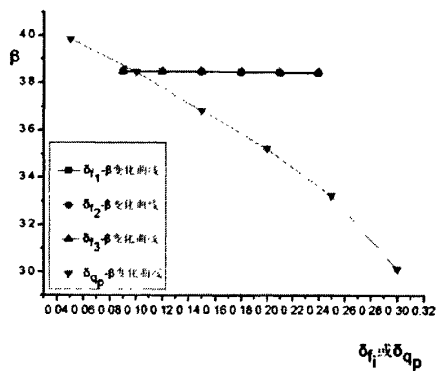


图 3.10 $\delta_{f_i} - \beta$, $\delta_{q_p} - \beta$ 关系曲线

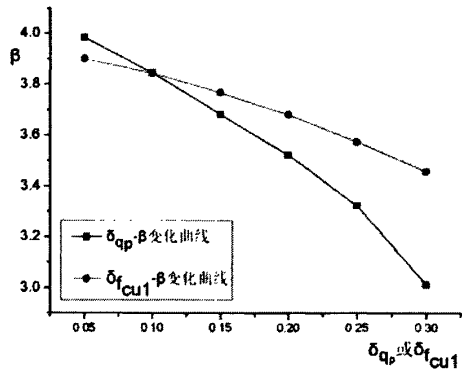


图 3.11 $\delta_{q_p} - \beta$, $\delta_{f_{cu1}} - \beta$ 关系曲线

2° f_{cu1} 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

保持其它条件均不变的情况下，改变 f_{cu1} 均值，计算结果见表 3.6.5a，随 f_{cu1} 均值的增大，承载力可靠性指标减小；在保持其它条件均不变的情况下，改变 f_{cu1} 变异系数，计算结果见表 3.6.5b，随 f_{cu1} 变异系数的增大，承载力可靠性指标减小，但相对均值而言，减小幅度变大。 f_{cu1} 的变异系数对可靠性指标 β 的敏感性大于均值。

表 3.6.5a f_{cu1} 不同均值对应的桩体承载力可靠性指标

f_{cu1} 的均值	330.0	350.0	370.0	390.0	410.0	430.0
可靠性指标 β	3.922	3.887	3.843	3.811	3.768	3.723

表 3.6.5b f_{cu1} 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

f_{cu1} 的变异系数	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
可靠性指标 β	3.902	3.843	3.767	3.681	3.574	3.455

从 3.6.4 表中结果，对比表 3.6.2 来看：短桩复合地基承载力 f_{cu1} 对可靠性指标的影响比长桩端阻力 q_p 变化幅度相对偏小：其与长桩端承力 q_p 与可靠性指标 β 变化关系对比曲线图如图 3.11。

3° λ^* 的均值和变异系数对可靠性指标 β 的敏感性分析

λ^* 反映了长短桩复合地基中的长桩承载力模式破坏时，“桩间土”短桩复合地基承载力发挥的程度，其取值的前提是工程中得到的复合地基中桩体的破坏先

于桩间土的经验。保持其他条件不变，考察 λ^* 的均值对复合地基承载力可靠性指标的影响。计算结果如表 3.6.5a，随 λ^* 均值的增大，承载力可靠性指标 β 有较多减小。当 λ^* 的均值由 0.5 增加至 1.0 时，承载力可靠性指标变化了 0.534。反映了在给定长桩面积置换率 $m=0.023$ 的前提下，可靠性指标对 λ^* 均值的敏感性一般。

表 3.6.5a λ^* 不同均值对应的桩体承载力可靠性指标

λ 的均值	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
可靠性指标 β	4.011	3.942	3.865	3.755	3.620	3.577

在其他条件均保持不变的前提下，改变 λ^* 的变异系数，计算结果如表 3.6.5b。随 λ^* 的变异系数的增加，复合地基承载力可靠性指标显著减小。当 λ^* 的变异系数大于 0.10 时，可靠性指标减小的程度增大。因此，尽管 λ^* 的均值对可靠性指标的影响一般，但 λ^* 的变异系数对可靠性指标的影响十分显著。

表 3.6.5b λ^* 不同变异系数对应的桩体承载力可靠性指标

λ 的变异系数	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
可靠性指标 β	4.951	4.523	3.895	3.111	2.427	1.853

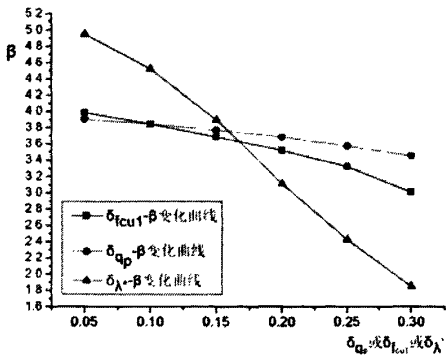


图 3.12 各随机变量与可靠性指标 β 变化关系

长短桩复合地基各主要随机变量变异系数对可靠性指标 β 值的影响如图 3.12 所示。“桩间土”的承载力折减系数 λ^* 的变异系数影响最为显著， λ^* 的取值，决定长短桩复合地基桩“土”荷载分担比例。这也说明了长短桩复合地基的实质是桩“土”共同作用承担上部荷载。

第4章 结论与展望

4.1 结论

可靠性理论在上部结构中的运用已经进入实用阶段,是上部结构设计的必由之路,但在岩土工程中的运用还相对落后,本文首先对工程结构中可靠性理论的发展与研究现状进行了总结,并对可靠性分析基本概念与方法进行了介绍。

在已有长短桩复合地基承载力计算理论的基础上,并参照复合地基相关理论,采用JC法,分别对长短桩复合地基桩间土承载力、短桩承载力、短桩复合地基承载力以及得到的新的长短桩复合地基承载力计算公式进行可靠性分析。得到主要结论如下:

全文各部分进行可靠性分析时,各随机变量均值与变异系数增大(减小)时,可靠性指标 β 值均减小(增大)。

桩间土承载力可靠性分析:①考虑桩间土的承载力提高值,约对桩间土承载力值提高约15%;②随桩间土抗剪强度指标 c, φ 的均值和变异系数的增大,可靠性指标 β 均减小,且 β 值对土的内摩擦角 φ 的均值和变异系数的敏感性要远大于对粘聚力 c 的敏感性;③考虑土的抗剪强度指标互相关性时,对 β 值的影响较大; c, φ 的概率分布类型对 β 值影响较小;④总安全系数 K 一定时,随着 c, φ 的变异系数的增大, β 值减小。

内摩擦 φ 的均值和变异系数是影响桩间土承载力可靠性指标 β 值的主要因素;计算中应考虑 c, φ 的互相关性,不应简单取值;由于 c, φ 的变异系数差异,相同的总安全系数下, β 值会不一样,造成 K 值安全,实际却不安全的情况。

短桩单桩极限承载力:①按桩周土支承力提供短桩极限承载力时:桩侧摩阻力 f_l 的均值和变异性对可靠性指标 β 值影响很小;桩径 d 的变异系数,是影响 β 值的主要因素, d 的均值对 β 值的影响也较大;②按桩身强度考虑短桩极限承载力时:桩身强度 f_{cu} 的变异系数是影响 β 值的主要因素, f_{cu} 的均值对 β 值的影响也较大。

短桩复合地基极限承载力:①按桩周土支承力提供短桩极限承载力时:桩侧

摩阻力 f_t 和桩径 d 的均值和变异性对短桩复合地基承载力可靠性指标 β 值影响很小；桩间土强度折减系数 λ 和土的抗剪强度指标 φ 是影响 β 值的主要因素；并且 λ 的变异系数对 β 值影响最为显著；②按桩身强度考虑短桩极限承载力时：桩身强度 f_{cu} 、内摩擦角 φ 和桩间土强度折减系数 λ 对 β 值影响较大；并且 λ 的变异系数影响最为显著， f_{cu} 和 φ 的影响次之；按该法确定短桩承载力大于按方法一确定短桩承载力。

桩间土强度折减系数 λ 是影响短桩复合地基承载力可靠性指标 β 值的主要因素，土的抗剪强度指标 φ 值对可靠性指标影响显著，短桩各随机变量对 β 值影响较小。这主要是因为短桩复合地基中短桩的置换率较小，如本文工程实例中为 0.023，远低于一般复合地基中的置换率，短桩复合地基承载力主要由桩间土来提供。

长短桩复合地基极限承载力：长桩桩端阻力 q_p 、“桩间土”承载力 f_{cu1} 和“桩间土”承载力折减系数 λ^* 是影响长短桩复合地基极限承载力 β 值的主要因素。并且 λ^* 的影响最为显著，这与长短桩复合地基桩土共同作用承担上部荷载的实质相符；由于所选工程实例中长桩为端承桩，且长桩分担荷载较多，故长桩桩端阻力 q_p 对 β 值影响明显。

4.2 进一步工作展望

从总体的理论框架上来说，由于知识水平和现有理论基础的限制，本文未进行变形控制长短桩复合地基的可靠性分析方法研究。长短桩复合地基的本质是桩土共同作用承担上部荷载，其变形问题是需要考虑的，对于使用两种桩长的长短桩复合地基，应避免出现差异沉降影响上部结构功能，一点可作为进一步工作的大方向。

从具体的研究内容上来讲，本文还欠缺对长短桩复合地基的几何可靠性分析：长短桩的桩长比、长短桩的桩径比、长短桩的桩身材料模量比以及为了协调长短桩受力设置的褥垫层对承载力可靠性指标 β 值的影响。这些工作对进一步发挥长短桩复合地基的承载优点有重要的意义，可作为细化本文工作的方向。

致谢

值此论文完成之际，谨向导师姚笑青副教授致以最诚挚的感谢，论文是在姚老师的指导和帮助下完成的。从本人进入同济大学学习以来，姚老师除了在学习上加以引导，并在工作和生活上也给予了关心和帮助，这些帮助让我从中获益、成长。姚老师严谨求实的治学态度教育我该如何做事，姚老师豁达乐观的生活态度更教会了我怎样对待生活。

副导师梁发云老师在我的论文选题期间给予了我许多指导，并在两年的学习期间也给予了一些为人处事的教诲，感谢梁老师的支持和帮助。

还要感谢所有给予过我关怀和帮助的老师，感谢李境培教授，论文写作过程中程序计算的完成离不开李老师的帮助；感谢王全胜硕士在论文写作期间进行的讨论；感谢刘金燕硕士在早期论文资料收集期间贡献的资料。

此外，在教研室中还得到了众多师兄师姐及师弟师妹们的帮助，在此对陈乐意博士、姚国圣博士、李雨浓博士、侯胜男硕士、陈尚荣硕士在写作过程中给予的帮助。

还要感谢朋友杨飞、蒋畅、宋延勇在平时的经验交流与共享，让我写作过程得以顺利进行。

最后，感谢多年来给予我关心、爱护、理解和支持的父母及所有朋友，谢谢你们给予我生活和学习上的支持。

2008 年 3

参考文献

- [1] 朱奎, 徐日庆著, 刚-柔性桩复合地基, 北京: 化学工业出版社, 2007 年 2 月。
- [2] 沙祥林, 许敏, CM 桩的使用介绍, 建筑结构, 1996(11)。
- [3] 郭昭, 王景铭, 元辰大厦 CM 三维复合地基的设计, 建筑结构, 2004(10)。
- [4] 朱小友, 尹华濂, 二元组合桩基及其在高层建筑中的运用, 建筑结构, 1999(12)。
- [5] 刘吉福, 周正忠, 张旷成, 沉管灌注桩-深层搅拌桩-褥垫层复合地基工程实例, 岩土工程技术, 1999(2)。
- [6] 戴浩, 王兴梅, 刘祖德, 刚性桩复合地基设计和施工中的探讨, 岩土工程技术, 2000(1)。
- [7] 应永法, 章雷, 复合桩地基构想, 地基处理, 2000, 11(1)。
- [8] 马骥, 张东刚, 张震, 阎明礼, 长短桩复合地基设计计算, 岩土工程技术, 2001(2)。
- [9] 郭志强, 张晓哲, 刘丰军, 组合型复合地基的工程实例, 工程勘察, 2002(12)。
- [10] 阎明礼, 王明山, 阎雪峰, 多型桩复合地基设计计算方法探讨, 岩土工程学报, 2003, 25(3)。
- [11] 徐新跃, 陈建忠, 预应力管桩-水泥土搅拌桩组合法加固软土地基, 岩土工程师, 15(1)。
- [12] 许朝阳, 组合桩基设计方法的探讨, 岩土工程技术, 2004, 7(3)。
- [13] 周德泉, 张可能, 刘宏利, 组合桩型复合地基中合理设置褥垫层和桩体的几个要点, 建筑技术, 2004, 36(3)。
- [14] 龚晓南主编, 复合地基设计和施工指南, 北京: 人民交通出版社, 2003 年。
- [15] 张忠苗, 唐朝文, 不同垫层材料对刚-柔复合桩基受力变形性状的影响, 工业建筑, 2002, 33 (12)。
- [16] 杨军龙, 长短桩复合地基沉降计算: [硕士学位论文], 浙江: 浙江大学岩土工程专业, 2002 年。
- [17] 张世明, 深厚软土中刚柔复合桩基沉降计算及设计分析: [硕士学位论文], 浙江: 浙江大学岩土工程专业, 2004 年。
- [18] 葛忻声, 龚晓南, 张先明, 长短桩复合地基有限元分析及设计计算方法探讨, 建筑结构学报, 2003, Vol. 24 (4): p91-96。
- [19] 杨敏, 杨桦, 王伟, 长短桩组合桩基础设计思想及其变形特性分析, 土木工程学报, 2005, Vol. 38 (12): p103-108。
- [20] 赵国藩, 金伟良, 贡金鑫著, 结构可靠度理论, 北京: 中国建筑工业出版社, 2000 年。
- [21] 高大钊著, 土力学可靠性原理, 北京: 中国建筑工业出版社, 1989 年。
- [22] 贡金鑫, 赵国藩, 国外结构可靠性理论的应用与发展, 土木工程学报, 2005, Vol. 38 (2): p1-8。
- [23] 宰金珉, 高层建筑与群桩基础非线性共同作用——复合桩基础理论与应用研究, 同济大学出版社: 同济大学优秀博士论文文库, 2007 年: 139-150。
- [24] 朱百里, 沈珠江, 计算土力学, 上海: 上海科学技术出版社, 1990 年: 169-170。

- [25] 沈珠江, 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计, 岩土工程学报, 1992 (1): 51-56。
- [26] 高大钊, 魏道堦, 上海软土工程性质的概率统计特征, 第四届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 北京: 中国建筑工业出版社, 1986。
- [27] 熊启东, 高大钊, 用汉森公式确定地基承载力的可靠度分析, 岩土工程学报, 1998, Vol. 20 (2)。
- [28] 上海市工程建设规范, 地基基础设计规范 (DGJ 08-11-1999)。
- [29] 建筑地基处理技术规范 (JGJ 79-2002), 北京: 中国建筑工业出版社。
- [30] 高层建筑岩土工程勘察规范 (JGJ 72-2004), 北京: 中国建筑工业出版社。
- [31] 叶书麟, 韩杰, 叶观宝, 地基处理与托换技术, 北京: 中国建筑工业出版社, 1994。
- [32] 建筑桩基技术规范 (JGJ 94-94), 北京: 中国建筑工业出版社。
- [33] Carsten Ahner, Dmitri Soukhov, Gert Konig, Reliability aspects of design of combined piled-raft foundations, 2nd Int.PhD Symposium in Civil Engineering 1998 Budapest.
- [34] Carsten Ahner, Dmitri Sukhov, Combined piled-raft foundation (CBRF), safety concept.
- [35] Fa-Yun Liang, Long-Zhu Chen, Xu-Guang Shi, Numerical analysis of composite piled raft with cushion subjected to vertical load. Computers and Geotechnics 30 (2003)443-453.
- [36] H.S.W Chow and J.C. Small, Behavior of Piled Rafts with Piles of Different Lengths and Diameters under Vertical Loading, GSP 132 Advances in Deep Foundations, Copyright ASCE 2005.
- [37] Oliver Reull and Mark F. Randolph, Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering @ ASCE / January 2004.
- [38] Harry G.Poulos, F.ASCE, Pile Behavior—Consequences of Geological and Construction Imperfections, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering @ ASCE / MAY 2005, 538-563
- [39] Wang Si Chung, Harry G. Poulos, Approximate pile-to-pile interaction factors between two dissimilar piles, Computers and Geotechnics, December, 2005, 613-618
- [40] Harry G.Poulos, Piled raft and compensated piled raft foundations for soft soil sites, Geotechnical Special Publication, Advances in Designing and Testing Deep Foundations, 2005, 214-234.
- [41] 中华人民共和国标准, 工程结构可靠度设计统一标准 (GB50153-92), 北京: 中国建筑工业出版社, 1992。
- [42] 中华人民共和国标准, 建筑结构可靠度设计统一标准 (GB50068-2001), 北京: 中国建筑工业出版社, 2001。
- [43] 中华人民共和国标准, 建筑桩基技术规范 (JGJ 94-94), 北京: 中国建筑工业出版社, 1994。
- [44] 松尾 稔著, 万国朝, 李杨海等译, 地基工程学可靠性设计的理论和实际, 北京: 人民交通出版社, 1990 年。
- [45] 结构设计安全度讨论综述, 土木工程学报, 1999, Vol. 32 (6): p75-77。
- [46] 易念平, 刘建章, 马福荣, 张信贵, 可靠性分析在岩土工程中的应用, 工程建设, 2006,

- Vol. 38 (2): p1-6.
- [47] Geoffrey G. Meyerhof, 岩土工程极限状态设计的发展过程, 路基工程, 牛怀俊 译, 1996, Vol. 66 (3): p68-75.
- [48] 张贵金, 徐卫亚, 岩土工程风险分析及应用综述, 岩土力学, 2005, Vol. 26 (9): p1508-1516.
- [49] 陈东佐, 论概率极限状态设计法在建筑桩基新规范中的应用, 太原大学, 教学与学术论丛, p38-40.
- [50] 樊良本, 建筑桩基技术规范 (JGJ94-94) 讲座, 浙江工业大学建筑工程学院.
- [51] 刘海涛, 谢新宇, 程功, 刘一林, 刚-柔性桩复合地基试验研究, 岩土力学, 2005, Vol. 26 (2): p303-306.
- [52] 张世民, 魏新江, 秦建堂, 长短桩在深厚软土中的应用研究, 岩石力学与工程学报, 2005, Vol. 24 (增 2): p5427-5432.
- [53] 邓超, 龚晓南, 长短桩复合地基在高层建筑中的应用, 建筑施工, 2003, Vol. 25 (1): p18-20.
- [54] 秦建庆, 柔性桩复合地基的可靠性分析方法研究: [博士学位论文], 上海: 同济大学土木工程学院岩土工程, 2000 年.
- [55] 李韬, 沉降控制复合桩基分析计算理论与可靠度研究: [博士学位论文], 上海: 同济大学土木工程学院岩土工程, 2004 年.
- [56] 岳建勇, 沉降控制复合桩基机理分析和可靠性分析方法研究: [博士学位论文], 上海: 同济大学土木工程学院岩土工程, 2002 年.
- [57] 陆文哲, 长短桩复合地基固结性状有限元分析: [硕士学位论文], 浙江: 浙江大学岩土工程专业, 2005 年.
- [58] 邓超, 长短桩复合地基承载力与沉降计算: [硕士学位论文], 浙江: 浙江大学岩土工程专业, 2002 年.
- [59] 施尚伟, 深厚软土地区长短桩复合地基工程性状研究: [硕士学位论文], 浙江: 浙江大学岩土工程专业, 2006 年.
- [60] 周驰, 深厚软土地基刚柔性长短桩复合地基应用研究: [硕士学位论文], 浙江: 浙江大学岩土工程专业, 2005 年.
- [61] 赵明华, 张玲, 杨明辉, 基于剪切位移法的长短桩复合地基沉降计算, 岩土工程学报, 2005, Vol. 27 (9): p994-998.
- [62] 朱小军, 长短桩组合桩基础模型试验及承载性能研究: [硕士学位论文], 上海: 同济大学土木工程学院岩土工程, 2006 年.
- [63] 金永涛, 长短桩组合桩基础沉降计算简化分析方法研究: [硕士学位论文], 上海: 同济大学土木工程学院岩土工程, 2006 年.
- [64] 陈龙珠, 梁发云, 黄大治, 王国才, 高层建筑应用长-短桩复合地基的现场试验研究, 岩土工程学报, 2004, Vol. 26 (2): p167-171.
- [65] 陈龙珠, 梁发云, 严平, 石旭光, 带褥垫层刚-柔性桩复合地基工程性状的试验研究, 建筑结构学报, 2004, Vol. 25 (3): p125-129.
- [66] 陈龙珠, 梁发云, 桩筏基础的积分方程解法及其参数分析, 岩土工程学报, 2004, Vol. 26

- (6): p733-738。
- [67] 梁发云, 陈龙珠, 李镜培, 混合桩型复合地基工程性状的近似解法, 岩土工程学报, 2005, Vol. 27 (4): p459-463。
- [68] 赵明华, 张玲, 李立新, 杨明辉, 长短桩复合地基沉降计算方法研究, 沈阳建筑大学学报 (自然科学版), 2005, Vol. 21 (4): p310-314。
- [69] 何承春, 刚—柔性桩复合地基在软土地基中的应用, 施工技术, 2005, Vol. 34 (10): p79-80。
- [70] 杨桦, 杨敏, 王伟, 长短桩组合桩基础地基中的应力场和位移分析, 同济大学学报 (自然科学版), 2006, Vol.34 (5): p593-597。
- [71] 王伟, 杨敏, 杨桦, 端承长桩下长短桩基础的垫层特性分析, 同济大学学报 (自然科学版), 2006, Vol.34 (2): p170-5174。
- [72] 王伟, 杨敏, 王红雨, 竖向受荷长短桩基础的侧端阻力分析方法, 工程力学, 2006, Vol. 23(11): p133-138。
- [73] 宰金珉, 陆舟, 黄广龙, 按单桩极限承载力设计复合桩基方法的可靠度分析, 岩土力学, 2004, Vol.25(9): p1483-1486。
- [74] 李同田, 单桩承载力可靠度分析, 天津大学学报, 1991 (增): p114-119。
- [75] 高大钊, 上海地基规范与岩土工程技术的进步, 岩土工程师, 1991, Vol. 3(3): p1-7。
- [76] 熊启东, 高大钊, 上海地区地基承载力的可靠度分析, 岩土力学, 1997, Vol.18(1): p73-77。
- [77] 李镜培, 高大钊, 土性指标的变异特性研究, 中国港湾建设, 2001(6): p26-30。
- [78] 高大钊, 曾朱家, 桩基竖向承载力的分项系数研究, 同济大学学报, 1991, Vol.19(1): p43-49。
- [79] 熊启东, 高大钊, 用汉森公式确定地基承载力的可靠度分析, 岩土工程学报, 1998, Vol. 20 (2): p79-81。
- [80] 高大钊, 岩土工程设计安全度指标及其运用, 工程勘察, 1996 (1): p1-6。
- [81] 秦建庆, 岳建勇, 柔性桩复合地基的承载力分项系数研究, 四川建筑科学研究, 2005, Vol. 31 (4): p81-84。
- [82] 郭秋菊, 碎石桩复合地基承载力可靠性研究: [硕士学位论文], 武汉: 华中科技大学岩土工程专业, 2005 年。
- [83] 陆舟, 复合桩基可靠度研究: [硕士学位论文], 南京: 南京工业大学岩土工程, 2004。
- [84] 段绍伟, 沈蒲生, 基于工程可靠度、工程造价、工期的深基坑支护结构选型研究, 湘潭矿业学院学报, 2002, Vol. 17 (2): p79-81。
- [85] 秦建庆, 陈建峰, 柔性桩复合地基的系统可靠性分析方法研究, 岩土力学, 2006, Vol.27(4): p621-624。
- [86] 王卫, 长短桩复合地基性状的有限元分析, 淮海工学院学报 (自然科学版), 第 14 卷第 3 期, 2005 年 9 月。2005, Vol. 14 (3): p68-72。
- [87] 杨军龙, 丁璐, 雷建功, 长短桩复合地基数值分析, 四川建筑科学研究, 第 28 卷第 4 期, 2002 年 12 月。2002, Vol. 28 (4): p38-41。

附录一 桩间土极限承载力提高值的计算

对于桩间土极限承载力提高值的计算, 根据文献^[23], 辛金珉 (1997) 导出了复合桩基承台下土的极限承载力因桩的遮帘作用而获得提高值的理论解, 本文在计算长短桩复合地基桩间土极限承载力提高值时, 借鉴了其计算公式。

(1) 条形基础下地基极限承载力提高值的计算

条形基础下地基土极限承载力提高值 Δf_u 为:

$$\Delta f_u = \frac{b}{ST} \left(H_q \gamma_0 D + H_r \gamma \frac{B}{2} + H_c c \right) \quad (1)$$

式中,

b - 圆形桩的直径或方桩的截面边长;

S - 桩的纵向间距;

T - 由下式确定,

$$T = 1 + \frac{k_a}{\tan^2 \alpha} \quad (2)$$

$$\text{其中 } k_a = \begin{cases} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) (\text{当 } m_s \leq 1) \\ 1 - \sin \varphi (\text{当 } m_s = 2) \end{cases} \quad (3)$$

m_s - 承台底粗糙程度系数; $m_s = 0$ 为基底绝对光滑时的 Prandtl 课题; $m_s = 1$ 表示基底绝对粗糙的情况; $m_s = 2$ 是简化的 Terzaghi 模型。

$$\alpha - \text{滑动土楔半角}, \alpha = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left(1 + \frac{m_s}{2} \right) \quad (4)$$

γ_0, γ - 分别为承台底以上和以下土体的有效容重;

D - 基础埋深;

B - 基础宽度;

c - 土的内聚力;

H_q, H_r, H_c 为承载力增量系数, 由下式确定^{[24][25]}:

$$\left. \begin{aligned} H_q &= \frac{C_p k_0 (\xi^2 - \eta^2)}{\sin^2 \alpha} \\ H_r &= \frac{2}{3} \frac{C_p k_0 (\xi^3 - \eta^3)}{\sin^3 \alpha} \\ H_c &= \frac{C_c (\xi^2 - \eta^2)}{\sin^2 \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

其中, C_p, C_c 是与 φ 有关的系数, 对应于方桩和圆桩的表达式分别为:

$$C_p = \begin{cases} \frac{\exp(2\beta \tan \varphi)}{1 - \sin \varphi} - \frac{\exp\left[-\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \tan \varphi\right]}{1 + \sin \varphi} + 2 \tan \varphi; (\text{方桩}) \\ \exp(2\beta \tan \varphi) \left[\frac{3 \tan \varphi \sin \beta + (2 \tan^2 \varphi - 1) \cos \beta}{4 \tan^2 \varphi + 1} + \frac{\cos \beta}{1 - \sin \varphi} \right] \\ + \exp(-2\beta \tan \varphi) \left[\frac{3 \tan \varphi \cos \beta - (2 \tan^2 \varphi - 1) \sin \beta}{4 \tan^2 \varphi + 1} - \frac{\sin \beta}{1 + \sin \varphi} \right] (\text{圆桩}) \end{cases} \quad (6)$$

$$C_c = \begin{cases} \frac{C_p}{\tan \varphi}; (\varphi \neq 0) \\ 4 + \pi; (\varphi = 0, \text{方桩}) \\ 4\sqrt{2}; (\varphi = 0, \text{圆桩}) \end{cases} \quad (7)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (8)$$

$$k_0 \approx 1 - \sin \varphi \quad (9)$$

$$\xi = \cos \varepsilon \cdot \exp[(\alpha - \varepsilon) \tan \varphi] \quad (10)$$

$$\eta = (1 - R_b) \cos \alpha \quad (11)$$

其中,

$$R_b = \frac{B_0}{B} \quad (12)$$

ε - 可以由下式迭代求出,

$$\varepsilon = \arcsin \left\{ \left(1 - \frac{B_0}{B} \right) \sin \alpha \cdot \exp[-(\alpha - \varepsilon) \tan \varphi] \right\} \quad (13)$$

B_0 -条形基础下桩的横向间距;

(2) 圆形基础下地基极限承载力提高值的计算

圆形基础下地基土极限承载力提高值 Δf_u 为:

$$\Delta f_u = \frac{bT_w}{S} \left(H_q \gamma_0 D + H_r \gamma \frac{B}{2} + H_c c \right) \quad (14)$$

$$\text{式中, } S = \omega B / 2 \quad (15)$$

$$T_w = \frac{1 + \frac{w^2}{24} (2^{1-m_1} - 1)}{1 + \frac{w^2}{24} \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)} \quad (16)$$

$$m_1 = \frac{2 \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (17)$$

$$\omega = \frac{2S_0}{B_0} \quad (18)$$

$$\left. \begin{aligned} H_q &= \frac{C_p k_0 T_\varphi (\xi^2 - \eta^2)}{\sin^2 \alpha} \\ H_r &= \frac{2 C_p k_0 T_\varphi (\xi^3 - \eta^3)}{3 \sin^3 \alpha} \\ H_c &= \frac{C_c T_\varphi (\xi^2 - \eta^2)}{\sin^2 \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

$$\xi = \cos \varepsilon \cdot \exp \left[\left(\frac{\pi}{4} - \varepsilon \right) \tan \frac{\varphi}{2} \right] \quad (20)$$

$$\eta = (1 - R_b) \sqrt{2} \quad (21)$$

ε -可以由下式迭代求出,

$$\varepsilon = \arcsin \left\{ \left(1 - \frac{B_0}{B} \right) \sin \frac{\pi}{4} \cdot \exp \left[- \left(\frac{\pi}{4} - \varepsilon \right) \tan \frac{\varphi}{2} \right] \right\} \quad (22)$$

$$T_\varphi = \frac{3(2^{m_1-1})}{1 + k_0} \quad (23)$$

其余符号的意义同条形基础。

(3) 对桩间土极限承载力提高值计算公式适用性的讨论

上述计算地基极限承载力提高值的理论解是在假定桩距足够大、相互间无影响的条件下得到的。根据文献^[25]，满足这种条件的临界桩距为：

$$L_c = b \left[1 + \frac{1}{2} \tan \mu \exp \left(\frac{\pi}{2} \tan \varphi \right) + 2 \sin \mu \exp (\mu \tan \varphi) \right] \quad (24)$$

式中

b - 圆桩的截面直径或方桩的截面边长；

$$\mu = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (25)$$

当桩间距 $L_p < L_c$ 时，桩间土破坏时的阻滑力将增大，相应地，地基极限承载力将由 Δf_u 提高至 Δf_{ur} ：

$$\Delta f_{ur} = T_r \cdot \Delta f_u \quad (26)$$

其中， T_r 用如下拟合公式计算：

$$T_r = 1 + \left[0.45 + 1.4 \sin \varphi \cdot \tan^2 \frac{\pi(1 - \frac{L_p}{L_c})}{2} \right] \quad (27)$$

根据公式 (24)，当 $\varphi = 28^\circ$ 时， $L_c = 6b$ ，即对于 $\varphi \leq 28^\circ$ 的地基土，只要桩间距 $L_p \geq 6b$ 即 6 倍桩径（或边长），就不需考虑桩间相互影响。当桩间距过小（ $L_p < L_c$ ）时，承台下地基土将不会发生绕过桩滑动的破坏，而与群桩一起组成实体基础发生整体破坏。

个人简历 在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

余清雅, 男, 1982 年 4 月生。

2004 年毕业于中国地质大学(武汉)工程学院 土木工程专业 获学士学位

2004 年 7 月至 2005 年 9 月于长江勘测规划设计研究院工作

2005 年 9 月入同济大学 岩土工程专业 攻读硕士学位

已发表论文:

[1] 余清雅, 姚笑青, 郑波, 小直径圆形地下连续墙围护结构设计方法探讨, 结构工程师, 2007, VOL.23(5): P65-68

[2] 吴晓红, 余清雅, 对住宅小区地下车库问题的几点思考, 住宅科技, 2007(8)。