
图书在版编目 (C I P) 数据

桩基概率极限状态法及其工程应用 / 罗书学编著.
成都:西南交通大学出版社, 2005.3

ISBN 7-81104-017-4

. 桩... . 罗... . 铁路路基—可靠性—研究
. U213.1

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2004) 第 134297 号

桩基概率极限状态法及其工程应用

罗书学 编著

*

特邀编审 麦侗曾

责任编辑 张宝华 唐元宁

封面设计 王 可

西南交通大学出版社出版发行

(成都二环路北一段 111 号 邮政编码 :610031 发行部电话 :028-87600564)

<http://press.swjtu.edu.cn>

E-mail: cbsxx@swjtu.edu.cn

成都蜀通印务有限责任公司印刷

*

开本: 850 mm × 1 168 mm 1/32 印张: 5.375

字数: 142 千字

2005 年 3 月第 1 版 2005 年 3 月第 1 次印刷

ISBN 7-81104-017-4/U · 003

定价: 15.00 元

图书如有印装质量问题 本社负责退换
版权所有 盗版必究 举报电话：028-87600562

内容简介

本书在理论研究和试验资料分析基础上，主要研究：用“校准法”对现行铁路桥涵设计规范基桩的可靠性进行校核计算，并确定其目标可靠指标；计算和确定基桩承载力分项系数；对钻孔灌注桩桩径进行统计分析和变异性研究；开展对土性自相关性研究和土性随机场理论应用研究；提出打入桩和钻孔灌注桩轴向承载力可靠度理论设计表达式。全书共分六章，内容包括：绪论，地基基础概率极限状态分析的一般原理和方法，桩的概率极限状态分析与研究，压力灌浆钻孔桩的概率极限状态分析，用静力触探法推求桩的极限承载力及其概率极限状态分析，结论。其中桩的概率极限状态法分析与研究中附有简单算例，书末附录分别列出了打入桩和钻孔灌注桩桩侧极限摩阻力和桩端土极限承载力标准值。

本书可作为高等学校岩土工程专业研究生教材，也可供广大土木工程技术人员参考。

Zhuangji Gail ü Jixian Zhuangtaifa Jiqi Gongcheng Yingyong

桩基概率极限状态法 及其工程应用

罗书学 编著

西南交通大学出版社
· 成 都 ·

前 言

本书是在由作者主持完成的铁道部科研项目“桩基概率极限状态法研究”(铁建技字第97—14号)的基础上撰写并完成的。

在理论研究和试验资料分析的基础上,主要研究了:用“校准法”对现行《铁路桥涵设计规范》中基桩的可靠性进行校核计算,并确定其目标可靠指标;计算和确定基桩承载力分项系数;计算和确定桩周土极限摩阻力和桩端土极限阻力标准值,并对其进行变异性研究分析;对钻孔灌注桩桩径进行统计分析和变异性研究;开展对土性自相关性研究和土性随机场理论应用研究;提出打入桩和钻孔灌注桩轴向承载力可靠度理论设计表达式。

研究项目的意义在于通过开展对桩基极限状态理论和设计计算方法的研究,为铁路桥梁桩基定值设计方法接轨到按极限状态法设计提供理论与计算模式的框架,这样有利于与桥梁上部结构可靠度设计方法协调一致,从而提高桩基设计水平。

研究项目的方法是通过运用概率论和数理统计原理分析荷载和承载力的变异特征与规律,利用既有工程经验在安全与经济之间寻求合理的平衡,确定一般工程桩基承载力的目标可靠指标(对应一定的失效概率),从而求得不同土层中打入桩和钻孔灌注桩的抗力分项系数,然后采用以分项系数表达的极限状态设计表达式进行桩基承载力计算,最终达到使桩基设计技术先进、经济合理、安全适用、确保质量的目的。

研究项目的特点是通过结合工程的现场试验取得的第一手资料,以及调研掌握的国内外相关领域的动态和研究成果,并在此基础上开展对桩的承载力、抗力分项系数、可靠指标等进行理论研究。

研究项目的主要工作及创新性成果体现在:

在进行了一定工程试桩(25根)和广泛收集工程试桩资料(打入桩151根,实际采用128根;钻孔灌注桩107根,实际采用78根)及静力触探法(CPT)资料(49根)的基础上,对基桩承载力进行了概率极限状态分析,在国内较早地、比较系统地研究了打入桩和钻孔灌注桩的抗力分项系数,得到了桩的总抗力分项系数、桩侧抗力分项系数和桩端抗力分项系数,从而可以采用分项系数表达桩的极限承载力公式计算桩基。这项工作对桩基可靠性方法在桩基设计中的应用和规范将起到关键性的作用。

将土性相关性和随机场理论应用于求桩基极限承载力,这是目前国内在这方面进行的较系统的研究,这种方法既可以较方便地利用静力触探原位测试手段的优点,又可以较好地考虑土性自相关性,以提高桩基设计水平,它促进了CPT法在桩基工程中的应用。

通过理论研究和试验分析,得出了打入桩和钻孔灌注桩桩周土的极限摩阻力标准值和桩端土的极限阻力标准值。

在国内较早地开展了发展潜力很大的钻孔压浆桩承载力可靠性分析。在统计分析的基础上,提出了该类型桩承载力实用计算式和承载力概率统计特征。计算和分析结果表明钻孔压浆桩具有与常规桩大致相同的可靠指标。这项研究工作对推动钻孔压浆桩的进一步研究和在工程中的应用将发挥很大的作用。

对钻孔灌注桩桩径进行了较系统的概率统计分析,得到了钻孔灌注桩桩径的变化范围及统计特征。这项研究工作对推动钻孔灌注桩的设计和施工有直接的指导作用,也为《铁路桥涵设计规范》的修订工作提供了重要的参考。

依据桩的可靠性研究成果，对《铁路桥涵设计规范》桩基部分条文提出了修订建议，并通过给出的工程算例表明按概率极限状态法进行桩基设计符合承载力要求。

在论著撰写过程中，参考了国内外有关文献，在此向作者表示感谢。同时，也得到了赵善锐教授许多帮助和指导。彭雄志、傅旭东以及大桥局朱旭初、姚应良等人提供了部分资料和其他帮助，在此一并表示真诚的谢意。

铁道部建设司为本课题提供了项目研究基金，在此表示感谢。

作 者

2004 年 11 月

目 录

第一章 绪 论	1
第一节 概 述	1
第二节 岩土工程及桥梁桩基础可靠性的发展概况	8
第三节 项目选题及研究任务	12
第二章 地基基础概率极限状态分析的一般原理 和方法	15
第一节 概率极限状态设计的一般原理和方法	15
第二节 概率极限状态设计原则	32
第三节 土工参数统计分析原理和方法	35
第三章 桩的概率极限状态分析与研究	47
第一节 桩的可靠性分析与研究方法	47
第二节 钻孔灌注桩极限承载力及试计比的 统计分析	55
第三节 打入桩极限承载力及试计比的统计分析	77
第四节 桩承载力可靠指标的计算方法	89
第五节 桩的承载力分项系数及设计表达式	90
第六节 打入桩和钻孔灌注桩可靠指标计算结果	102
第七节 算 例	110
第四章 压力灌浆钻孔桩的概率极限状态分析	119
第一节 概 述	119
第二节 灌浆后桩端阻力与桩侧阻力的相互作用	119
第三节 极限承载力计算模式	123
第四节 桩底压力灌浆钻孔桩承载力公式及 可靠性分析	126
第五章 用静力触探法推求桩的极限承载力 及其概率极限状态分析	130
第一节 由 CPT 结果推求桩的极限承载力	130
第二节 用 CPT 分析计算的土层相关范围	131
第三节 由 CPT 计算公式得到的极限承载力 P_{uj} 的 统计分析	138
第四节 桩的可靠指标计算	143
第五节 桩的极限承载力分项系数及表达式	149
第六节 结 语	154

第六章 结 论	155
附录.....	160
参考文献.....	163

第一章 绪 论

第一节 概 述

随着科学技术的发展，可靠性问题在各种工程学科中占有日益重要的地位。桩基作为建筑物常见的基础形式，在建筑物设计的安全、经济方面发挥着重要作用，其可靠性问题尤为重要。我国目前的有关技术政策规定：结构设计应逐步采用概率极限状态法设计。

桩基础是结构体和岩土体共同作用的系统，影响其性态的因素较多，承载机理和破坏模式较复杂。设计中应综合考虑的因素主要有：地质条件、上部结构类型、荷载特征、施工技术和环境等。桩基础作为结构物的一部分，应满足《建筑结构设计统一标准》制订的设计基本原则，但由于桩基础与土相互作用的特性，又有别于一般建筑结构，故不能完全照搬上部结构的全部设计原则。作为结构工程和岩土工程的结合点，影响桩基础受力和变形性状的不确定性因素主要有：关于荷载或某些自然条件的不确定性；地基条件和对结构物反应的不确定性；桩结构本身和材料反应的不确定性。因此，用不确定性和随机分析的观点来研究桩基问题，能够更好地反映事物的本质，利用可靠性理论来研究桩基问题就非常重要。

应用可靠度理论全面修订工程结构规范是国际上的一种共同的发展趋势，是工程结构规范的一次带有根本性的变革。欧共体、加拿大等有关地基基础设计均采用极限状态设计法和分项系数描述的设计表达式。

目前，以可靠度理论为基础的岩土工程设计理论的研究和设计方法的更新工作正在全国范围内开展。《工程结构可靠度设计统一标准》已于 1994 年批准颁布；《铁路工程结构可靠度设计统一标准》也已于 1995 年发布实施。铁路桥涵设计规范中上部结构“桥跨结构可靠度设计规范”也已编制完成，作为下部结构的“桥梁桩基础”若仍采用容许应力法，设计出来的结构可能是不安全或不经济的，为了使上部结构设计方法与下部结构方法协调，桥梁桩基础的可靠性规范的改革工作势在必行。

本书结合铁道部建设司规范科研项目，对铁路桥梁桩基可靠性理论和设计计算方法进行研究，以使桩基设计逐步由容许应力法过渡到概率极限状态法，达到技术先进、经济合理、安全耐久和确保质量的目的。

一、桩基定值设计法的有不足

我国工程建设的设计标准有容许应力法、破坏阶段理论和极限状态设计法。它们的基本特点是以经验为主确定安全系数来度量结构的可靠性，它们都是一种定值设计法。由于受生产力发展水平、科学技术条件和理论水平等因素的限制，长期以来，桩基础习惯上采用定值设计法。这种定值法存在较明显的缺陷，即各种材料强度的取值原则不统一，荷载系数的取值不统一，确定各种构件的设计安全度水准也不尽一致。它把桩基各种设计条件、指标和参数都定值化，并选用一定的计算模式进行计算，把那些未知的不定因素都归结到一个安全因素上去，企图以一个安全系数来笼统反映所有设计中的不确定性。事实上，引入安全系数本身就是增加一个新的不确定性因素，因为引入设计中的安全系数值与桩基的安全性到底有什么联系，它又如何取值、如何横向对

比等一系列问题是不清楚的。定值设计法没有统一的度量标准，虽然由于长期的经验积累，定值设计法在其漫长的发展和应用过程中曾发挥过很大的作用，工程师们凭借他们长期积累的经验和判断不确定性的能力，做出过许多成功的，甚至是杰出的设计，但这毕竟是不得已而为之，因为当时科学技术和生产发展水平还没有给工程设计提供更好的理论和方法，也未提供实现新理论和方法的有力工具。

传统的桩基设计法是一种将荷载、承载力（抗力）和土性参数等视为定值的设计法。这种设计方法的特点是不考虑桩基设计各参数的变异性，而以总安全系数 K 来度量桩基的安全度 可靠度。例如，把土视为具有某种均匀性质的材料。荷载和计算方法是确定的，各种设计参数也是确定的，甚至为考虑种种不确定性而引入的安全系数也是确定的。当然，采用这种方法得到的结果比较明确，易被人们接受。然而，桩基设计中需要考虑的勘察、设计和施工过程中却存在大量的不定性，对于不同地质条件、不同性质荷载的桩基，尽管取相同的安全系数，但并不能认为它们的可靠性相同，因为桩基设计参数、施工过程、加荷性质等环节存在大量的随机性，荷载效应 S 和抗力 R 都是随机变量，用定值设计法设计桩基虽然简单好用，而且在一些单位或部门还发挥着重要作用，但按现代的观点，从可靠性设计的角度来看，它是存在较大缺陷需要改进的一种设计方法。这种设计方法的破坏概率不清、安全系数含义不明、取值的科学依据不充分，不区分土性、荷载、桩型等的变异性，笼统地采用同一安全系数进行设计，有可能造成设计上安全储备过高或过低，导致桩基造价的不必要增加或桩基设计不安全。

图所示为荷载效应 S 、抗力 R 频率分布曲线，荷载效应 S 即外力引起的内力、变形等，抗力 R 即木庄与地基土抵抗外力和变形的弹力。传统的安全系数为

$$K = R_0/S_0 \quad (1-1)$$

从该图可看出，抗力 R 和荷载效应 S 是围绕均值 R_0 、 S_0 呈一定规律变化的，因此对于同一土质、同一桩型，实际安全系数 K 也非定值。对于不同土质、不同桩型，其 R 的变异特征不同，采用统一安全系数 K 进行设计，其实际安全度不同，甚至相差很大。

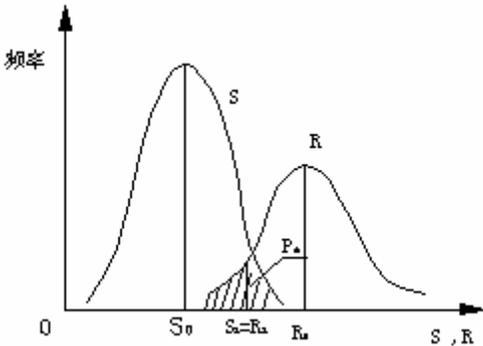


图 1-1 荷载效应 S 、抗力 R 频率分布

另一方面，取一安全系数进行桩基设计，也并非绝对安全。图 1-1 中 S 、 R 频率分布曲线相交形成的阴影面积，即表示工程的失效概率 P_f ($R < S$)。而传统的定值设计法并不能提供这种失效概率或可靠指标。

1.1.2 桩基概率极限状态法基本概念

桩基概率极限状态设计方法是不同于以往桩基容许应力设计法。它是以分项系数表达的以概

率理论为基础的极限状态设计方法。

桩基的可靠性通常受各种作用效应、材料性能、几何参数、计算模式等诸多影响。在进行桩的可靠性分析和设计时，应针对桩的功能，把这些有关因素作为基本变量 X_1, X_2, \dots, X_n 来考虑。由这些设计基本变量组成的描述桩的函数 $Z=g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 称为桩的功能函数。也可通过将上述基本变量组合成综合变量，例如将作用方面的基本变量组合成综合作用效应 S ，抗力方面的基本变量组合成综合抗力 R 。从而桩的功能函数 $Z=R-S$ 。

工程设计中，桩的功能函数有以下三种情况：

$Z=R-S>0$ ， 表明桩处于可靠状态；

$Z=R-S=0$ ， 表明桩处于极限状态；

$Z=R-S<0$ ， 表明桩已失效或破坏。

因此可以说，当桩或桩结构其中一个部分超出某一特定状态（如沉降、承载力、变形）就不能满足设计规定的相应功能，则这种特定状态即为相应于该功能的极限状态。极限状态实质即是桩可靠或不可靠，有效或失效的界限。桩的极限状态可以相应功能函数取值为零表达。即由极限状态方程 $Z=g(X_1, X_2, \dots, X_n)=0$ 描述。显然，不同的设计问题，功能函数及相应的极限状态方程的形式和内容均不相同。

根据工程设计要求，一般将桩或其它结构物的极限状态划分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

承载能力极限状态：对应于桩达到最大承载能力或整体失稳或发生不适于继续承载的变形。承载能力极限状态直接关系到结构的安全与否，因此，桩基设计应按承载能力极限状态进行设计，且要求出现的失效概率相当低。

正常使用极限状态：对应于桩达到建筑物正常使用所规定的变形限值或达到耐久性要求的某项限值，它涉及到桩的工作条件和耐久程度。

研究桩的可靠性首先要解决如何度量可靠性的。由于影响桩承载力可靠性的各种因素，如抗力 R （桩与地基土抵抗外力和变形的能力）与荷载效应 S （外力引起的内力、变形等），因各种偶然因素的影响，都是随时间或空间而变动的随机函数。因此，对桩完成预定功能的能力，即桩的可靠性，最好采用概率形式来描述。

结构的可靠性是指结构物在规定的时间内，在规定的条件下，完成预定功能的能力。结构在规定的时间内，在规定的条件下，完成预定功能的概率称为结构的可靠度。

可靠度是结构可靠性的度量。这种以统计学观点给出的结构可靠性数量描述是比较科学的，反映了当代对可靠性问题的最新见解，它与以往从定值法观点出发的安全系数有着本质的区别。

与可靠概率相对应的是失效概率，即桩基不能完成预定功能的概率。桩基可靠概率与失效概率是互补的，即二者总和为 1。

以桩的可靠概率为目标的设计方法，称为桩基概率设计法，当考虑桩失效与不失效的极限状态就称为桩基概率极限状态方法。它较传统的桩基设计采用的定值法是一个很大的进步，标志着解决可靠度问题从以经验为基础的定性分析阶段进入到以概率论和统计学为基础的定量分析阶段。

采用概率极限状态法设计桩基的主要优点是，可以更全面地考虑影响桩基可靠性诸因素的客观变异性，使桩基设计更加符合客观实际。同时由于有了具体度量桩的可靠性的数量指标（即可靠度），就可以依据上部建筑物的不同特点，恰当地划分和选择安全等级，并具体地规定各级建筑物结构的可靠度水准，从而做到安全、耐久、适用及经济等方面的最佳平衡，使所设计的桩基在不同的受荷情况下具有很好的可靠度一致性。

1.1.3 地基基础可靠性问题

由于桩基与地基土相互接触，共同作用承受外部荷载，因此，桩的承载能力与可靠性问题离不开地基土的特性，需要考虑地基基础可靠性问题。

地基基础工程与上部结构工程相比，有许多很不相同之处，其中较复杂的岩土性质特点和岩土工程的特点是导致岩土工程可靠度研究发展较慢，远远落后于结构工程可靠度的主要原因^[4]。

与砼、钢筋砼、钢材等结构工程常用材料相比，岩土材料和岩土工程要复杂得多。因为岩和土是大自然的产物，其性质十分复杂多变，不仅不同地点的土性质可以差别很大，即使同一地点、同一土层的土，其性质也随位置而变，所以它们具有比任何人工材料大得多的变异性。岩土复杂性质不仅难以人为控制，而且要清楚地认识它也并非易事。在对岩土特性的确定和研究过程中，取样、代表性样品选取、试验、成果整理分析等各个环节都会引起许多问题，带来一系列的不确定性，增加测值的误差和变异性。岩土材料的变异性比人工材料的变异性要大得多，它的变异系数可以达到 0.3-0.5 以上。在传统的定值设计法中，把一个所谓均匀土层的土性看成是等值的，即每点的土性都一样。常规随机分析将土工参数视为随机变量用概率分析方法考虑土工参数的变异性，将其视为单一的随机变量。这两种方法都假定土层中每点的取值相同，都未能很好地考虑土性实际的变异性，更没有很好地考虑土性空间平均性质。岩土可靠性分析精度，在很大程度上取决于土性参数统计分析方法和精度。因此，恰当地对岩土特性参数进行概率统计分析，对桩的承载力可靠度分析的影响极大。

岩土工程设计计算中存在大量不确定性和不确知的因素，与上部结构工程相比，岩土工程可靠性分析有如下特点：

岩土工程的规模和尺寸比一般结构工程大 其实际研究范围一般均较大，工程计算分析中考虑的边界是近似和模糊的，决定岩土工程或地基基础工程性状的因素不光是一点一处岩土特性，而是决定于一定空间范围内的平均岩土特性，即空间平均特性。

岩土的各种参数是与空间位置相关 参数的变异性大，土性之间或土性不同位置存在较强的相关性，包括互相关和自相关特性。

岩土体是一种高度非线性体 应力水平不同，其变形差异很大，因此岩土工程极限状态方程也往往为非线性。导致岩土工程极限状态的原因很多，不同的原因或作用，会构造出不同的极限状态方程，这些极限状态方程往往具有较大的不确定性或不精确性。使分析过程中较为困难。

岩土体小试样与实际工程原状土性质往往存在较大差别 因为用室内小尺寸试样代表实际工程的性状，在研究范围的体积与试样尺寸之比很大时，误差总会存在且较大。所以考虑岩土体特性时应该考虑它们的空间平均特性，这也是岩土工程与结构工程在可靠度分析上最基本的区别所在。

岩土工程可靠性分析是一种以概率理论为基础，分析岩土工程结构物安全程度的一种设计计算方法。它涉及到岩土工程设计对象的设计条件、计算模型、计算结果的评判标准等方面的内容，也涉及到地层条件、边界条件、荷载条件、参数试验条件、工程施工条件以及工程的监测、造价、工期等各种有关因素。因此，岩土工程可靠性分析是一个贯穿于工程的勘察、试验、设计、施工和监测全过程的一个系统的工程分析方法。

岩土工程可靠性分析的基本任务，是要完整地解决上述各个工程建设环节中的概率统计方法。使之定量化，并对所得的结构从安全、经济、进度等方面作出综合的评价。

1.2 岩土工程及桥梁桩基础可靠性的发展概况

1.2.1 岩土工程可靠性理论的发展及工程应用情况

岩土工程可靠性问题，因其复杂性和多样性是工程领域可靠性研究较为困难的问题，它的发展落后于结构工程中可靠性的研究，国内外均如此。

国外岩土工程可靠性研究始于 60 年代末，以美国的伊利诺大学、斯坦福大学、麻省理工学院和俄亥俄州立大学为代表，其中有影响的学者如 A. Casagrand^[5]、T. H. Wu^[6]、P. Lumb^[7]、E. H. Vanmarcke^[8]和 G. G. Meyerhof^[9] 等人，他们对诸如地基基础中的风险问题、土坡稳定、土的统计分析和变异性、自相关性和海洋工程的设计以及总安全系数与失效概率分项系数之间的关系进行了许多积极的研究。与此同时，澳大利亚、香港、西欧、日本等国家和地区也相继掀起对岩土工程可靠性研究的热潮，他们在边坡稳定、挡土墙设计、海洋平台等问题上作了较深入研究，并将部分成果应用于工程实践。在这期间，岩土工程可靠度研究方兴未艾，研究人数和所涉及领域日益扩大，岩土工程可靠度方面研究论著、专题报道、专著也迅速增加。日本松尾稔 1984 年发表了《地基工程学——可靠性设计的理论与实际》一书，它是较早在地基基础中应用可靠性理论的一部著作，它系统地介绍了可靠性设计发展的必然性和优越性，介绍了应用该理论解决岩土工程中填土、边坡稳定、挡土墙和小直径埋管等工程问题以及如何利用施工观测来预测工程结构物破坏与沉降的方法。国际上岩土工程研究较有名的加拿大《岩土工程学报》和美国《岩土工程学报》自 60 年代以来历年都有关于土工参数概率统计分析和岩土工程可靠性研究方面的论著发表和应用成果介绍，反映出这方面研究呈现出日益扩大和深入的发展趋势。

我国关于岩土工程可靠度的研究开始于 20 世纪 80 年代，虽然起步较晚，但发展较快。研究的内容涉及地基承载力、土坡稳定、地基沉降、桩基以及土性参数概率统计分析等。1983 年中国力学学会岩土力学委员会在上海同济大学举行了“概率与统计学在岩土工程的应用”专题学术讨论会。1986 年夏又在吉林长春召开了“岩土力学参数分析与解释讨论”学术会。1989 年长江水利科学研究院成立了“岩土工程可靠度可行性研究攻关组”，对在岩土工程应用可靠度理论和概率极限状态设计方法开展可靠性研究。并于 1991 年至 1992 年分别在上海、杭州、泉州召开了三次攻关组会议，研究地基可靠度分析的建议和方法，并把地基工程中自相关性和互相关性的考虑作为地基可靠度分析的主要内容加以研究。1992 年 8 月又在山东青岛召开了全国地基基础工程可靠度分析研究成果研讨会。1990 年由高大钊教授编著的《土力学可靠性原理》、1997 年包承钢教授等人编著的《地基工程可靠度分析方法研究》以及 2000 年冷伍明教授编著的《基础工程可靠度分析与设计理论》等专著，系统地总结了我国岩土工程可靠度研究的理论与实践，为推动我国岩土工程可靠度深入研究和进一步发展，将发挥很大作用。

1.2.2 桥梁桩基础可靠性研究及现状

桥梁结构可靠性研究是与岩土工程可靠性研究相联系的。桥梁结构可靠性研究在 20 世纪 60 年代以前，是处于比较零碎和不系统的研究状况，对结构可靠性研究主要围绕安全系数与安全度的讨论与分析。只是在 60 年代末，美国学者康奈尔和洪华生^[10]通过对结构可靠性深入研究基础上，提出了以可靠指标 β 作为衡量结构安全性的统一数量指标，从而使 β 与结构的失效概率 P_f 建立了直接联系，并提出了比较系统的一次二阶矩方法，使结构可靠度理论开始进入实用阶段。1971 年加拿大的林德^[11]把分项系数与可靠指标联系起来，由 β 的算式推演出分项系数的表达式，从而为指导现行规范的修订提供了可行的方法。1972 年罗森布鲁斯等人^[12]提出对数正态分布、林德提出当量正态化等概念，对计算结构失效概率方法作了改进。除此之外，还有一些学者在推导结构的荷载系数、抗力系数、概率计算方面做了不少工作，取得了明显成果。

对于桥梁深基础的可靠性分析，国际上报道较少。Briandl^[13]较早采用数种土工参数模型对 98 根试桩的极限承载力和沉降计算模式的变异性进行了统计和分析，并对其安全水准进行了计算；

Ranold^[14]用随机场理论对海洋平台桩基础及桩抗拔进行了可靠度分析、Phoon 和 Quek^[15]用随机有限元对单桩沉降的可靠性进行了研究。国内从 80 年代中期以来,对桩基可靠性方面的研究日渐增多,其研究内容包括桩的极限状态模式和失效标准、桩周土性参数模型和随机场分析、轴力桩承载力可靠指标及分项系数、安全度水平的校核、钻孔灌注桩可靠度分析^[16]、桥梁桩基础结构系统的可靠性研究等。

为配合铁道部桥涵设计规范中桩基设计向概率极限状态法过渡,铁路系统组织了路内外专家对桥梁桩基础可靠性问题进行了较长时期的前期研究工作。1992 年本人所在的岩土工程可靠性研究课题组向铁道部有关部门提出了关于《铁路桥梁桩基础设计应用可靠性理论的可行性》研究报告,对该领域国内外研究概况、研究意义、方法、步骤及措施等一系列实际问题提出了较全面系统的阐述,使桩基可靠度研究前期工作开展得十分扎实,为今后工作奠定了基础。1997 年 4 月铁道部又在武汉召开了“岩土工程及墩台基础可靠性规改研讨会”,会上就墩台和基础可靠性理论研究与应用,岩土工程可靠性研究与规范改革等关系和问题展开了讨论。与会专家学者就以下问题取得了共识:岩土工程可靠性问题比上部结构工程可靠性问题更复杂、难度更大;但大势所趋,不抓紧开展岩土工程可靠性研究不行,不按可靠性原理进行规改不行;理论研究要体现先进性,表达式要简单,不能单纯追求经济利益,要留有余地,要紧紧密结合工程等等。本人所在的课题组汇报了开展土工参数可靠性研究与桩基可靠性工作研究情况,还就今后桩基可靠性研究与规范改革重点等问题提出了思路和步骤,这些工作对促进我国铁路桥梁桩基可靠性研究发挥了较大作用。1997 年 5 月和 1998 年 4 月,本人代表西南交通大学课题组参加了铁道部分别在天津和石家庄组织召开的“桥梁地基基础可靠性规改”和“地基基础可靠度科研工作会”,会上进一步讨论了地基基础可靠性规改的目标、任务,桩基可靠性研究课题和基本任务、目标,这为进一步深入地开展桥梁桩基可靠性研究,创造了条件,奠定了基础。

可靠性分析设计或称概率极限状态设计法已在《建筑结构设计统一标准》中明确规定为建筑结构的设计原则,《工程结构可靠度设计统一标准》也规定对于各类工程结构要采用概率极限状态设计法。以概率极限状态设计法取代确定性设计法已成为一种趋势,即运用概率论和数理统计分析荷载、承载力、土性参数等的变异特征与规律,利用既有工程经验,在安全与经济之间寻求合理的平衡,确定一般工程桩基承载力的目标可靠指标(对应于一定失效概率),从而求得不同土层中不同桩型的抗力分项系数,以分项系数表达的极限状态设计表达式进行桩基承载力计算。这样一种桩基设计方法更加科学、合理,随着人们对它的进一步认识和它在工程设计中的推广应用,它将在保证桩基质量,提高桩基设计水平上发挥更大作用。

论著选题及研究任务

1.3.1 论著选题的理论和实际意义

20 世纪 80 年代以来,国内岩土工程界结合研究工作发表了不少可靠性研究的著作和论文,还结合规范改革工作进行了一系列的研究工作^[17-24],第一层次的《工程结构可靠度设计统一标准》已于 1992 年颁布。第二层次的行业如建筑、铁路、公路、水利、港工等工程设计统一标准也已相继完成和发布,这些标准都依据以概率理论为基础的极限状态设计原则,采用以有关荷载标准值、材料性能标准值、几何参数标准值以及各种分项系数来描述的表达式,这已成为制订各类设计规范时所应遵守的原则,并据此作出各有关规范的具体规定。但在地基基础设计的通用规范和各专门规范中,如何结合岩土的特点,依据《统一标准》^[1]所规定的原则,提出各项设计参数,是有待研究解决的问题。

作为桥梁或其它建筑物基础主要形式之一的桩基设计,同样应遵循《统一标准》^[1]的设计原则。

与上部结构或浅基础比较起来，桩基的工作性状和承载性能更为复杂。它不仅涉及到桩基自身材料的性能，而且更主要的是与变异性很大的地基土的物理、力学性质的关系。同时桩基又是在隐蔽条件下受地质、水文、施工等因素影响情况下埋设，其施工质量的变异性也很大。由于目前对桩基荷载传递以及桩土共同作用机理的研究尚不够完善，以至现行铁路桥梁设计规范或部分其它类似规范对桩基设计参数和计算结果还存在不确定性。因此，桩基按概率极限状态设计更为复杂，影响因素更多。但是，为了提高桩基设计水平，正确合理地开展桩基设计并指导桩基勘察和施工，有必要用不确定性和随机分析的观点来研究桩基设计问题，以便能更好地反映事物的本质，这是国内外工程结构（包括桩基）设计的大趋势。因此，利用可靠性理论来研究桩基设计，使其成果为规范改革服务就是非常必要的。

本论著根据多年来课题组进行的现场试验成果及收集到的工程试桩资料和国内外有关资料及成果，利用本人较长时间从事桩基可靠性研究的工作基础，结合本人主持的铁道部桩基可靠性研究项目（铁建技字 97-14）^[25]对铁路桥梁桩基可靠性理论计算方法及参数等进行深入研究，为《铁路桥涵设计规范》^[26]中桩基可靠性设计提供依据。因此，论著研究内容涉及到铁路桥梁桩基设计方法的根本变革和重大转变，关系到铁路桥涵设计规范的改革，对工程建设和国民经济建设有着重要的理论意义和实际意义，对目前正在实施的《建筑桩基技术规范》^[27]部分内容也将起到进一步完善和补充作用。

1.3.2 论著研究对象和主要内容

本论著结合铁道部科研课题，对铁路桥梁桩基可靠性理论进行研究并应用于规范中去。主要针对该规范地基基础中桩基础部分，要解决桩基础按概率极限状态设计所涉及的基桩轴向承载力、可靠指标、荷载和抗力分项系数等问题，从而达到按铁道部有关部门要求桩基础设计按可靠性方法“转轨”，并为下一步桩基础可靠性的深入分析研究以及将来规范这部分的进一步补充、完善奠定基础。

主要研究内容包括以下几个方面：

用“校准法”对现行铁路桥规^[26]可靠性水准进行校核计算，并确定目标可靠指标；

基桩承载力分项系数的计算和确定；

打入桩和钻孔灌注桩桩周土极限摩阻力和桩端土阻力标准值的计算确定及变异性研究；

钻孔桩桩径的统计分析及其变异性研究；

土性自相关性的研究及随机场理论的应用；

打入桩和钻孔灌注桩轴向承载力可靠理论设计表达式。

研究方法采用以理论研究、试验分析、计算统计以及校核分析相结合的方法。即在理论研究的基础上，在全国范围内广泛调研、收集工程试桩和相关资料并由此进行可靠度计算、分析和相应的设计校核，最后提出桩基概率极限状态设计表达式以及分项系数和有关参数。

通过开展对桩基可靠性研究，主要成果应体现在：

打入桩和钻孔灌注桩轴向承载力的极限状态设计表达式；

桩侧土极限摩阻力标准值；

桩尖土极限端阻力标准值；

打入桩抗力分项系数（含桩侧、桩端及桩总阻力抗力分项系数）；

钻孔灌注桩抗力分项系数（含桩侧、桩端及桩总阻力抗力分项系数）。

第二章 地基基础概率极限状态分析的

一般原理和方法

2.1 概率极限状态设计的一般原理和方法

概述

地基基础工程，作为建筑物的组成部分，在设计原理和方法等方面具有与上部结构许多相同的特点^[4]。例如：在极限状态和极限状态方程、失效概率和可靠指标、基本变量、参数和概率统计以及分项系数的确定原则和方法等方面。就失效概率而言，地基基础与上部结构一样，都不能像一种产品那样进行抽样来估算概率，只能在测定工程性能基本参数的概率特征基础上来计算失效概率，并据此作为衡量工程安全的一种标准。

但是，地基基础工程由于岩土性质特点和岩土工程特点，与上部结构又有许多不相同之处，正是岩土性质和岩土工程特点，使岩土工程可靠性研究更加复杂、更为困难，也使得地基基础工程的可靠性研究比上部结构工程薄弱、发展较缓。

为了使地基基础工程与上部结构的设计相协调配套，以便能对整个建筑物有统一科学的安全评判标准，在地基基础设计中应采用概率极限状态设计。

地基基础采用概率极限状态分析时，一般应考虑以下几方面：

借鉴结构工程部分成果。结构工程可靠度研究和有关标准的建议，为地基基础可靠度工作提供了良好的基础。结构工程的许多研究成果可以为地基基础与上部结构工程所沿用、移植、借鉴或参考。为充分发挥可靠性分析方法的优点，地基基础工程与上部结构工程在安全判别标准上应当一致，其目标可靠指标应相近或相等。在分项系数、荷载、参数取值、可靠度计算方面应尽可能协调不相矛盾。

要充分考虑地基基础可靠性固有本质特征。如土性变异性、地基验算范围、地基基础工程规

模，地基极限状态含义等方面与上部结构工程存在巨大的差异，这些会极大地影响可靠度计算和分析，而不能完全照搬结构工程可靠度分析方法。

土性存在相关性。一是自相关性，系指同一土性指标在不同位置的相关性；另一是互相关性，系指两种或几种不同指标之间的相关性。它们都是影响地基基础可靠性分析的重要因素。在地基基础工程中，出现在功能函数或极限状态方程中的各个随机变量并不一定是相互独立或互不相关的，它们之中有的具有强烈的相关性，有的相关性较弱，或可看作互不相关。在相关的变量之间，有的属于正相关，有的属于负相关。土性指标之间相关性在地基基础可靠度计算中不能忽略。例如，土的密度与土的抗剪强度间具有正相关关系，这就是当土的密度变大时，土的抗剪强度也会随之增大。土的含水量与抗剪强度间为负相关关系，即当土的含水量变大时，土的抗剪强度减小。在土的抗剪强度指标中，粘聚力与内摩擦角具有负相关关系等，其道理也是一样。土性相关性的判别，可从物理概念出发，也可以从对所测数据进行概率统计分析而实现。比如，土的自相关性应在土性指标统计分析中考虑，而且相关性问题的应在可靠度计算公式中用协方差函数或相关函数的形式来反映。

土性自相关性问题的应采用随机场理论进行研究为好，因为它是将土层的性质看作是依赖于各点不同位置而变化的一族随机变量，即在空间上分布的随机场，这是比较符合土性实际情况的。通过确定随机函数，按照数学分析原理，进而求得土性的相关函数，相关距离等，当求得土性的相关距离值以后，其余的统计处理方法与一般随机变量处理方法相似了。

在进行地基基础可靠性分析时，还应对收集使用的数据、资料和信息，进行必要的检验和处理，参加土性参数统计的数据应具有合理性和独立性。数据合理性可从物理上和若干统计准则上加以判别，数据独立性在可靠性分析中非常重要，它应成为参加统计分析数据的先决条件，若数据不独立应进行处理。

地基工程可靠度的计算方法与结构工程有许多相似之处，它一般也采用一次二阶矩理论中心点法或验算点法来计算可靠指标。对于非正态变量，要经过当量正态化处理，对于非线性极限状态方程，要通过迭代算法解决，有时也可采用数值积分或蒙脱卡罗法进行计算。

在现阶段，目标可靠指标可按现行规范并参考掌握的数据和成果用校准法推算，并对不合理的数据作适当调整，力求和现行规范和安全水平大致相当，保证与总安全系数法有一个相同水准的安全度，在此前提下，再来研究和考虑与上部结构安全水准的协调问题。

按照《统一标准》^[1]规定，铁路工程极限状态设计应采用分项系数法或可靠度指标验算法。采用分项系数设计表达式，符合长期以来工程设计人员的习惯，是可靠度理论设计在应用上的简化，目前国内外都采用这种形式。它是用各基本变量的标准值和分项系数来表达设计公式，各基本变量应分别采用规定的设计分项系数，以使所设计的工程结构具有必要的可靠性水平。在铁路岩土工程中，基本变量的标准值可参照现代规范提供的有关参数确定，分项系数应根据其变异性和总安全系数分配选用，并用概率统计方法评定，用工程实测资料予以反复验证。

在地基基础工程中，推测岩土特性的绝大多数试验都是针对某一确定时空的土或土样进行的，而这是散布于土体中的一些点，因此其测试值反映的只是土的“点”的性质。地基基础工程规模和尺寸一般都比较大大，而作为半无限体的地基性状常常为一定范围内土性的平均特性所控制，如边坡潜在滑动面上的平均抗剪强度、沉降计算中的地基土的平均压缩特性等等，这即岩土的空间效应。换言之，土的空间性质有两层含义：一是土性参数不仅仅是一个随机变量，而且是一个随空间位置变化的随机变量，所以把土性随机变量的整体视为一个随机场更符合实际情况；其二，在许多情况下，地基基础工程的行为或效能往往取决于地基基础工程所涉及范围的空间平均特性。许多地基基础工程极限状态决定于土性的空间平均特性，而不是取决于空间中某一、二点的土性状态。例如摩擦桩，它的承载力极限状态依赖于平均摩阻力，而非某点桩侧摩阻力达到了极限值

该桩就失效不能工作了。事实上绝大多数地基基础行为都表明岩土的空间平均作用是显著的。然而，以往的概率分析方法常常将土性参数当作单一的随机变量来处理，用上述“点”的概率特性描述具有一定空间效应的土性随机特征，忽视了具有连续特性的土层相邻点之间的作用，即空间相关性，导致了許多不符合事实的结果。所以在地基基础可靠性分析中应注意研究土的空间平均性质，在此基础上确定土工参数。目前，用随机场理论来分析和解决土的物理和力学指标在空间的平均特性，并应用在岩土工程可靠性分析中，这是可行的。

极限状态方程和可靠指标

极限状态一般是指当整个结构或结构的某一部分超过某一特定状态，就不能满足设计规定的某一功能的要求，此特定状态称为该功能的极限状态，它反映的是结构某项功能的界限和标志，以此可判定它的有效或失效。

地基基础的可靠性分析要研究地基基础工程在规定的条件和条件下完成预定功能的能力、失效的可能性并提出相应的对策。针对地基基础而言，它的极限状态是指地基基础整个或部分超过某一特定状态，这一状态已不能满足设计规定的某一功能要求。地基基础极限状态如同其他工程结构的极限状态一样，可采用极限状态方程描述。极限状态方程是结构的功能函数 $Z=0$ 的状态，即

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (2-1)$$

当 $Z > 0$ 时，结构满足功能要求；

$Z < 0$ 时，结构不满足功能要求，失效。

当仅有作用效应 S 和结构抗力 R 这两个综合变量时，则式 (2-1) 变为

$$Z = g(R, S) = R - S = 0 \quad (2-2)$$

由于结构抗力 R 、荷载效应 S 或其它基本变量总存在不定性，它们都是随机变量，因此作为它们的综合，功能函数 Z 也是一个随机变量，上述三种情况的出现都不是绝对的，只能以一定的概率发生。

结构失效概率则定义为

$$P_f = P(Z < 0) \quad (2-3)$$

对于 R 和 S 都服从正态分布的情况，如定义

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (2-4)$$

则
$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (2-5)$$

式中 μ_z 和 σ_z 为 Z 的均值和标准差。其中 $\mu_z = \mu_R - \mu_S$ ， $\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ ； μ_R 、 σ_R 以及 μ_S 、 σ_S 分别为抗力和荷载的均值和标准差， $\Phi(\)$ 为标准正态分布函数。

从式 (2-4) 可知， β 不仅取决于均值 μ_z ，且取决于其标准差 σ_z ，这就比安全系数

$K = \mu_R / \mu_S$ 更能反映工程实际情况。

以式 (2-2) 的二维变量 R 、 S 为例，可靠指标的几何意义可用标准坐标 $\hat{R} = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R}$ ，

$\hat{S} = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S}$ 来表示，如图 2-1。在新的坐标系 $\hat{R}O\hat{S}$ 中，极限状态方程将变为

$$Z = \mu_R + \sigma_R \hat{R} - \mu_S - \sigma_S \hat{S} = 0 \quad (2-6)$$

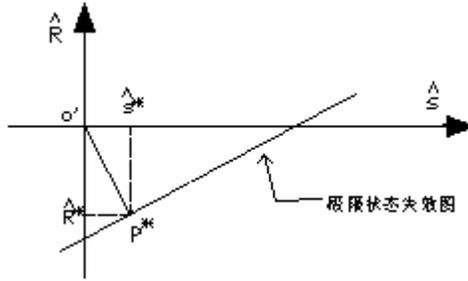


图2-1 可靠指标的
上式经整理后为

几何表示

$\sigma_R \hat{R} - \sigma_S \hat{S} + \mu_R - \mu_S = 0$ 是失效面方程，其法线为 $o'p^*$ ，根据解析几何原理，通过原点

$o'(\hat{R}_0, \hat{S}_0)$ 至直线的法线 $o'p$ 的长度为

$$\overline{o'p^*} = \frac{\sigma_R \hat{R}_0 - \sigma_S \hat{S}_0 + \mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2-7)$$

对照式 (2-4) 考虑到 $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$ ， $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ 可知，式 (2-7) 与式 (2-4) 相同，因此，原点至失效面的最短距离 $o'p^*$ 即为可靠指标 β ，其中 P^* 点为验算点。对于多个标准变量 $\{\hat{\chi}\}$ 的情况，基本原理相同。

若是对于存在 m 个基本变量的基桩，极限状态方程 (2-1) 可表达为

$$Z = g\left(\hat{x}_1 \sigma_{x1} + \mu_{x1}, \dots, \hat{x}_m \sigma_{xm} + \mu_{xm}\right) = 0 \quad (2-8)$$

验算点 P^* 的坐标分量为

$$\hat{x}_i = \beta \cos \theta_{xi} \quad (2-9)$$

式中 $\cos \theta_{xi}$ 为 op^* 对坐标轴 $\hat{\chi}_i$ 的方向余弦，其值为

$$\cos \theta_{xi} = \frac{-\frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_{xi}}{\left[\sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{p^*} \sigma_{xi} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2-10)$$

将式 (2-9) 的验算点坐标变为原基本变量的表达式时，

$$X_i = \mu_{xi} + \sigma_{xi} \beta \cdot \cos \theta_{xi} \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (2-11)$$

由于验算点位于极限状态面上，满足

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0 \quad (2-12)$$

式 (2-11) 和式 (2-12) 共有 $m+1$ 个方程，可解 $m+1$ 个未知数 $\{x^*\}$ 及 β 。

2.1.3 正态变量和非独立相关变量的处理

1. 当量正态化

以上分析是对正态分布的随机变量而言，实际工程中基本变量有时并非正态，处理的方法是将该变量当量正态化，其要点为：

设计验算点处当量正态变量与原非正态随机变量的概率分布函数相等。

$$F_{xi}(x_i^*) = F'_{xi}(x_i^*) = \Phi \left(\frac{x_i^* - \mu'_{xi}}{\sigma'_{xi}} \right)$$

于是有
$$\mu'_{xi} = x_i^* - \Phi^{-1} [F_{xi}(x_i^*)] \sigma'_{xi} \quad (2-13)$$

(2) 在设计验算点处当量正态变量与原非正态随机变量的概率密度函数相等。

$$f_{xi}(x_i^*) = f'_{xi}(x_i^*) = \frac{1}{\sigma'_{xi}} \phi \left(\frac{x_i^* - \mu'_{xi}}{\sigma'_{xi}} \right)$$

$$\sigma'_{xi} = \frac{\phi \left(\frac{x_i^* - \mu'_{xi}}{\sigma'_{xi}} \right)}{f_{xi}(x_i^*)} = \frac{\phi \{ \Phi^{-1} [F_{xi}(x_i^*)] \}}{f_{xi}(x_i^*)} \quad (2-14)$$

式中 $\Phi(\cdot)$ 和 $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态分布函数和它的反函数， $\phi(\cdot)$ 为标准正态分布的密度函数。求

得当量正态分布的标准差和均值 σ'_{xi} 和 μ'_{xi} 后, 即可按前述正态变量情况计算可靠指标 β 。

2. 相关变量的正交化处理^[28]

相关性是土的重要属性, 它包括土的自相关性和互相关性。自相关性问题将在土的随机场章节中叙述, 互相关性是指土体中不同土性指标的相关性, 如土的粘聚力和内摩擦角之间的相关性。由于目前地基基础可靠度通常按照将功能函数采用线性化处理的近似概率法, 因此要求极限状态方程中基本变量是相互独立的, 这就需要将相关变量空间转换为不相关变量空间。其原理是将原始变量定义的坐标轴依次变换为与协方差矩阵特征向量平行的坐标轴。设协方差矩阵为 $[C]$

$$[C] = \begin{bmatrix} \sigma_{x_1}^2 & \text{cov}(x_1, x_2) & \cdots & \text{cov}(x_1, x_n) \\ \text{cov}(x_2, x_1) & \sigma_{x_2}^2 & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \text{cov}(x_n, x_1) & \text{cov}(x_n, x_2) & \cdots & \sigma_{x_n}^2 \end{bmatrix}$$

$[C]$ 为 $n \times n$ 的对称方阵, 其对角元为原基本变量 x_i 的方差。正交变换成一个对角矩 S , 其对角元为原协方差矩阵的特征值, 这个特征值即等于变换后的不相关变量 Y_i 的方差 $\sigma_{Y_i}^2$ 其中

$$\{Y\} = [N]^T \{X\} \quad (2-15)$$

式中 $[N]$ 为正则化模式矩阵, 是 $n \times n$ 阶方阵, 其列是各相应的特征向量元素除以特征向量的长度。这样即得到一组与 X_i 、 $\sigma_{X_i}^2$ 相应的不相关变量 Y_i 和其方差 $\sigma_{Y_i}^2$, 就可以用来计算可靠指标了。

对非正态分布且相关的原始随机变量应首先对其进行当量正态化处理, 然后进行正交化处理, 即可得到一组既服从正态分布又互不相关的随机变量。

2.1.4 求解可靠指标的方法

求解可靠指标方法较常见的有 FOSM 法、JC 法和 M-C 法。

1. 一次二阶矩法

一次二阶矩法是一种近似的实用方法, 它是将极限状态方程进行线性化处理, 然后用可靠指标来度量可靠度。本法在计算可靠度时, 只使用随机变量的前两个矩的信息。建立计算失效概率的公式, 且将非线性状态函数线性化, 因而称之为一次二阶矩法 (FOSM 法) (First-order Second-moment Method)。

对极限状态方程进行线性化时, 一种方法是在各随机变量的均值点处展开, 称为平均值一次二阶矩法, 该法的问题是考虑随机变量的概率分布, 且对非线性极限状态函数, 按泰勒级数展开时, 仅取线性项而忽略高阶项, 可能使计算误差较大, 因此常用设计点法来替代它。该方法

是在失效边界上与结构最大可能失效概率对应的 P^* 点上展开，称为设计验算点一次二阶矩法，简称一次二阶矩法。该方法根据随机变量是否标准化而分为设计点和验算点法。

一般正态变量的设计点法

若有随机变量 $X \sim N(m_i, \sigma_i^2)$ ，极限状态方程为：

$$Z = g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

设计点 X^* 处于边界上，且有最大的失效概率，将极限状态方程在 X^* 点处用泰勒级数展开，略去二次及高于二次项，可得：

$$Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g'(x_i^*) = \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g'(x_i^*) = 0$$

(2-16)

显然有

$$\left. \begin{aligned} m_Z &= \sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'(x_i^*) \\ \sigma_Z &= \sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(x_i^*) \sigma_i]^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-17)$$

式中

$$g'(x_i^*) = \frac{\partial g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)}{\partial x_i}$$

令

$$a_i = \frac{g'(x_i^*) \sigma_i}{\sigma_Z} \quad (2-18)$$

$$\beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'(x_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(x_i^*) \sigma_i]^2}} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'(x_i^*)}{\sum_{i=1}^n a_i g'(x_i^*) \sigma_i} \quad (2-19)$$

经整理后得

$$\sum_{i=1}^n g'(x_i^*) [m_i - x_i^* - \alpha_i \beta \sigma_i] = 0 \quad (2-20)$$

满足上式的解可由下式给出：

$$x_i^* = m_i - \alpha_i \beta \sigma_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2-21)$$

求解 β 、 x_i 可按以下步骤：

先假设一个 β 值，再令 $x_i^* = m_i$ ；

计算 $\partial g / \partial x_i$ 在 x^* 处的值；

由 $a_i = g'(x_i^*)\sigma_i / \sigma_Z$ 求 a_i ；

由式 (2 - 21) 求出新的值 x^* ；

重复步骤 至 ，直到所得的值稳定；

计算 $Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ ，视 Z 是否为零；

若 $Z \neq 0$ ，即可由前两次计算的 β 与 Z 值，按下式修正：

$$\beta = \beta_{\text{本次}} - \frac{Z \cdot \Delta\beta}{\Delta Z} \quad (2 - 22)$$

重复 ~ 步骤，直到 $Z=0$ (或达到可接受范围)，此时 β ， x^* 即为最终可靠指标和设计点坐标。

标准正态变量的验算点法

由上面可见，一般正态变量求解繁琐，可以通过化为标准的正态变量求解，通常更为方便。

若原变量 $X \sim N(m, \sigma)$ ，换算变量 $Y \sim N(0,1)$ ，则有

$$y = \frac{x - m}{\sigma} \text{ 或 } x = \sigma y + m \quad (2 - 23)$$

若 X^* 为设计点，则由上式得 Y^* 为验算点。相应的失效面 $Z = g(x) = h(y)$

在验算点展开：

$$Z \cong h(y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*) + \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*) h'(y_i^*) = \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \quad (2 - 24)$$

从上式显然得：

$$m_Z = \sum_{i=1}^n (m_i - y_i^*) h'(y_i^*) = \sum_{i=1}^n -y_i^* h'(y_i^*) \quad (2 - 25)$$

$$\sigma_Z = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \sigma_i = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*)$$

同式(18)及(17)得

$$\alpha_i = \frac{h'(y_i^*)}{\sigma_Z} = \frac{h'(y_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [h'(y_i^*)]^2}} \quad (2 - 26)$$

将 m_Z 、 σ_Z 代入 $\beta = m_Z / \sigma_Z$ ，可得

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^n y_i^* h'(y_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*)} \quad (2-27)$$

整理可得
$$\sum_{i=1}^n -h'(y_i^*) (y_i^* + \alpha_i \beta) = 0 \quad (2-28)$$

其解可由下式给出：
$$y_i^* = -\alpha_i \beta \quad (2-29)$$

将上式平方后对 i 求和可得
$$\beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i^*)^2} \quad (2-30)$$

在标准正态变量为坐标轴的多维空间下， β 是原点至失效面上最近的点——验算点 y_i^* 的距离。通常也是用迭代法求之，步骤如下：

确定原变量表示的失效面 $g(x)$ ，以及换算后的失效面 $h(Y)$ ，并确定 $h(Y)$ 的所有一阶导数 $h'(y_i)$ 的表达式；

取初值：令 $y_i = 0$ ， $\beta = 0$ ；

计算 $h(Y)$ 及 $h'(y_i)$ 的值；

由下式计算 σ_Z
$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^n h'(y_i)^2} \quad (2-31)$$

计算新的 y_i 值

$$y_i = \frac{-h'(y_i)}{\sigma_Z} \left[\beta + \frac{h(Y)}{\sigma_Z} \right] \quad (2-32)$$

计算可靠指标

$$\beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (2-33)$$

若 β 已收敛，则即为所求，否则重复 ~ 。

JC 法

JC 法是由拉克维茨和菲斯莱 (Rackwitz—Fiessler)^[29]、哈索弗尔和林德 (Haslfer—Lind)^[30] 等人先后提出来的, 是国际结构安全度联合委员会 (Joint Committee on Structural Safety 缩写为 JCSS) 推荐的方法。这种方法是在一次二阶矩法 (FOSM) 基础上发展起来的。JC 法使用于随机变量为任意分布情况下的可靠指标的计算, 其基本原理是将任意分布的随机变量转化为当量正态分布的随机变量, 使替代分布与原分布在验算点处的概率分布函数和密度函数分别相等, 从而求出当量均值和标准差。当随机变量互相相关时, 先通过协方差矩阵的正交变换将相关变量 X 变为不相关的变量 Y, 然后再按一次二阶矩法求可靠指标。

JC 法的计算步骤如下:

将随机变量 X_i 原来的非正态分布“当量”化为正态分布。

将相关变量 $\{X\}$ 转化为不相关变量 $\{Y\}$ 。

求协方差矩阵 C 的对角矩阵, 对角元 λ_i 即为相应变量 Y 的方差 σ_i^2 , 并组成特征矩阵 $\{\lambda\}$;

由特征矩阵 $\{\lambda\}$ 可求出特征向量方阵 $[M]$ 和正则化模态矩阵 $[N]$;

由 $\{\bar{Y}\} = [N]^T \{X\}$ 计算 $\{\bar{Y}\}$;

$E[\bar{Y}] = [N]^T E[X]$;

标准化 $\{\bar{Y}\}$, 得变换后的基本变量 $y_i = \frac{\bar{y} - E[\bar{y}_i]}{\sqrt{\lambda_i}}$;

反算 $\{X\} = [[N]^T]^{-1} (\{Y\} \{\lambda\} - E[Y])$;

代入原极限状态方程, 得 $Z = h(y_1, y_2, \dots, y_n)$ 。

由 $Z = h(y)$ 求可靠指标

将 $h(y)$ 分别对 y_i 求导, 写出 $h'(y)$ 的表达式;

令 $y_i = 0, \beta = 0$;

计算 $h(y)$ 和 $h'(y)$ 的值;

计算 $\sigma_Z = \sqrt{\sum [h'(y_i)]^2}$;

按 $y_i = \frac{-h'(y_i)}{\sigma_Z} \left[\beta + \frac{h(Y)}{\sigma_Z} \right]$, 求 y_i ;

计算 $\beta = \sqrt{\sum y_i^2}$;

重复 ~ 步骤，直至 β 及 y_i 收敛。

M—C 法 (Monte—carlo method)

M—C 法(蒙特卡罗法)^[31]是利用随机抽样进行统计模拟的统计试验法，它是用数值模拟来解决与随机变量有关的实际工程问题。其基本依据是大数定律，即某事件的概率可用大量试验中该事件发生的频率来估计。它适应性强，不受极限状态方程是否为线性及其变量分布的限制，只要其计算次数足够大，精度可以有很大提高。该法的基本原理和步骤为：

- (1) 将极限状态方程中的随机变量 $\{X\}$ 用相同分布的伪随机数 $\{X_{i1}\}, \{X_{i2}\}, \dots, \{X_{im}\}$ 代入；
- (2) 将上述 n 个 $\{X\}$ 代入后得 Z 的 n 个样本 Z_1, Z_2, \dots, Z_n ，其中有 m 个 $Z_i < 0$ ；
- (3) 当 n 足够大时，则由大数定律得 $P_f = m/n$ (一般 $n \geq 10/P_f$)；
- (4) n 个样本的均值为 μ_Z ，标准差为 σ_Z ，则 $\beta = \mu_Z / \sigma_Z$ 或 $\beta = \Phi(1 - P_f)$ 。

由上面的步骤可见，产生伪随机数很重要，一般可分为如下两步完成。首先产生开区间 $(0,1)$ 上均匀分布的随机数，然后在此基础上再换算成给定分布变量的随机数。

随机数的产生和检验

产生随机数的方法一般是利用随机数表、物理方法和数学方法这三种方式。其中数学方法以其速度快、计算简单可重复性等优点而被人们广泛使用。数学方法中较典型的有取中法、加同余法、混同余法和组合同余法。

下面简要介绍混同余法：

两个整数被一个正整数除有相同的余数，谓之同余。如果 a 和 b 都是整数而 m 是一个固定的正整数，则当 $m/(a-b)$ (即 m 能够整除 $a-b$) 时，则称 a 、 b 对模 m 同余，记作 $a \equiv b(\text{mod } m)$ 。混同余法的迭代计算式为：

$$x_{i+1} = \lambda_{xi} + c(\text{mod } m) \quad (2-34)$$

其中 λ ， c 及 m 皆为正整数。若 k_i 为 $\frac{\lambda_{xi} + c}{m}$ 的整数部分，则

$$x_{i+1} = \lambda_{xi} + c - mk_i \quad (2-35)$$

以模 m 除 x_{i+1} 即得随机数 r_{i+1}

$$r_{i+1} = x_{i+1} / m \quad (2-36)$$

由此可见，产生随机数是有周期的，其周期小于等于 m 。数列 $\{r_i\}$ 的随机性随周期的增大而

增强，与参数 λ 、 c 及 m 的选择有很大的关系。一般 m 宜取得大一些，并合理选择其他参数，使得到的是全周期的随机数。要得到最大周期，选择参数时应该： $c > 0$ 且 c 与 m 互素，乘子 $\lambda - 1$ 是 4 的倍数。

产生 (0,1) 间的伪随机数，为了判断所得的伪随机数能否代替随机数，一般还应对伪随机数进行统计检验，主要有

均匀性检验，用于检验随机数是否均匀分布于 (0,1) 间；

独立性（不相关性）检验，检验该随机数列中各数的相关系数是否为零；

参数检验，若随机数符合要求，则 $E(r) = 1/2$ ， $D(r) = 1/12$ ；

连贯性检验是对 $(r_i - 1/2)$ 符号进行检验。

给定分布下变量随机数的生成

一般连续随机变量

若变量 x 的分布函数为 $F_x(x)$ ，因 $F_x(x)$ 为严格单调递增函数，且 $0 \leq F_x(x) \leq 1$ ， $0 < r < 1$ ，

则可令 $F_x(x) = r$ ，故可解得

$$x = F_x^{-1}(r) \quad (2-37)$$

此法称为反函数法。

一般离散随机变量

若离散变量 x ，密度 $P_k = P(x = x_k)$ ， $k = 1, 2, \dots, m, \dots$ ，其分布函数

$F(x) = P(X \leq x) = \sum P_k(x_k \leq x)$ ， $k = 1, 2, \dots$ 。先产生 (0,1) 区间均匀随机数 r ，再计算满足下

式的 k 值，则 x_k 即为所需的随机数。

$$F(x_{k-1}) < r < F(x_k) \quad (2-38)$$

正态分布随机数

· 坐标变换法产生 $N(0,1)$

设 r_1, r_2 为 (0,1) 内两个独立随机数，则下式所得 y_1, y_2 即为独立的 $N(0,1)$ 随机数

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \sqrt{-2 \ln r_1} \cdot \cos 2\pi r_2 \\ y_2 &= \sqrt{-2 \ln r_1} \cdot \sin 2\pi r_2 \end{aligned} \right\} \quad (2-39)$$

· 由 $N(0,1)$ 随机数生成随机数

若 $X' \sim N(0,1)$, $X \sim N(\mu, \sigma^2)$, 则 $x = \mu + \sigma x'$ 。

对数正态分布随机数

设 $X \sim LN(\mu, \sigma_x^2)$, 变异系数 V_x , $Y = \ln X$, $Y \sim N(\mu_r, \sigma_r^2)$, 则

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= [\ln(1 + v_x^2)]^{1/2} \\ \mu_r &= \ln\left(\frac{\mu_x}{\sqrt{1 + v_x^2}}\right) \end{aligned} \right\} \quad (2 - 40)$$

按上述 中产生 $N(\mu_r, \sigma_r^2)$ 的随机数 y_i , 再由 $x_i = \exp(y_i)$ 得 x 的随机数。

极值 型变量 X , 其分布函数为

$$F(x) = \exp\{-\exp[-\alpha(x - k)]\}$$

令 $F(x) = r$, 可求得

$$x = k - \frac{1}{\alpha} \ln(-\ln r) \quad (2 - 41)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 1.2825/\sigma_x \\ k &= \mu_x - 0.450\sigma_x \end{aligned} \right\} \quad (2 - 42)$$

r 为 $(0,1)$ 均匀分布的随机数。

若已产生 $(0,1)$ 均匀分布的随机数 r_i , 则由下式可得极值 型分布的随机数 x_i 。

$$x_i = \mu_x - 0.45\sigma_x - 0.7797\sigma_x \ln(-\ln r_i) \quad (2 - 43)$$

M—C 法在可靠度计算中常被认为是一种相对精确的方法 ,但它因为要求模拟的次数与失效概率 P_f 成反比 , 而 P_f 一般很小 , 所以对模拟次数往往要求很多 , 使用受到限制。JC 法是在一次二阶矩方法的基础上加入处理任意分布的随机变量的功能而来的 , 理论通俗易懂 , 计算速度快 , 计算精度能满足工程实际需要。因此工程中常用 JC 法进行计算。

2.2 概率极限状态设计原则

2.2.1 失效控制原则

地基基础作为建筑工程的一个组成部分，在采用以概率理论为基础可靠性设计方法时，与上部结构有许多共同之处，正是基于这些共同点才可将结构可靠度分析的一些方法和原则移植过来。但同时也必须看到，地基基础又有一些与上部结构不完全相同的特点。比如，岩土材料不同于上部结构所用的人工材料，它是自然历史的产物，无法人为控制其组成成分和工程地质；地基是一个半无限体，与上部建筑物通常由梁板柱组成的结构体系不同，地基内各点应力与应变相互影响极为复杂，对于稳定或变形问题，求解的都是整个地基的综合反应，而不是只验算孤立的几方面；地基设计中，许多边界条件的处理有相当大的假定性与不确定性，甚至一些边界条件还随外荷的改变而发生变化；地基设计中，所研究的范围和体积与土试样体积之比非常大，而结构体设计验算截面尺寸与材料试样尺寸之比并不很大。

由于上述特点，在将结构设计可靠度分析方法引如地基设计时，必须充分研究这些特点，考虑一些基本概念，将方法的引用建立在正确的物理概念基础之上。

对于地基承载力而言，失效概率不是指地基中最薄弱之处出现极限平衡状态的概念，而是指整体失稳出现的概率，只有形成贯通的滑动面引发的整体失稳才是代表地基基础真正意义上的破坏。因此，通常情况下，整体失稳是地基基础失效控制原则。

2.2.2 土性参数代表值的取值原则

设计参数的标准值是材料性能指标的代表性数值，它作为某一置信概率的分位数，实际上就是对设计参数进行估计。根据子样统计结果进行参数估计的方法有两种，一种是预估总体平均值的置信区间，另一种是预测单个测定值的置信区间，两种方法，两种结果，各有其适应范围。按整体失效控制原则，应当采用总体平均值的置信区间，即控制设计的性能指标的总体平均趋势而不是某一局部薄弱之处。此外，在考虑土性参数标准值时，应合理考虑子样的选取，即土性参数指标标准差以场地为目标总体统计，较以全国为目标总体来统计为好。因为地基设计用的土性指标均是由工程勘测报告提供，所给出的统计参数反映了工程场地土性指标客观的变异性与主观因素（包括取样方法，样品数量不充分等）造成的不确定性。由荷载和抗力两方面的变异因素所造成的客观结果与主观要求的偏离构成了可能的失效。全国性规范所提供的设计参数，只能给出其平均趋势，而不能给出每个工程场地所用设计参数的变异性趋势。因此，若有条件应尽可能避免考虑子样以全国范围内作为一个目标总体提取统计子样。

2.2.3 可靠指标 β

可靠指标 β 是衡量结构可靠度的一个指标，它比定值设计法的安全系数更具可比性。对各种工程设计问题而言，一定的 β 值总是与失效概率相对应，用可靠性指标来描述可靠性具有一定的可比性。作为工程设计控制标准，用目标可靠性指标 $[\beta]$ 来衡量时，它的取值与建筑物的安全等级和破坏特征相联系。地基基础设计的目标可靠性指标的选取，应考虑与上部结构设计的可靠度匹配问题，以满足上下结构安全性协调。

如果从可靠性分析方法的失效控制原则来分析，采用子样标准差来计算本应控制整体失稳的问题，则会得出可靠指标比实际情况偏小的结果；如果目标总体的范围远大于实际工程的影响范

围，则子样变异系数会增大，求得的可靠性指标也不能正确反映实际情况。此外，基本变量间相关性也影响 β 计算结果。一般说来，负相关的指标考虑相关性会增大可靠指标，但正相关的指标却使 β 值降低。不过，对于互相关系数比较大的情形，可采用正交变换方法在可靠性分析中考虑基本变量之间的互相关性，从而使计算结果更加符合实际。

2.2.4 关于可靠性分析中的基本变量

在进行地基基础可靠性设计时，确定出与土性相关的基本变量是十分重要的。由于一些设计参数是与许多性能指标有关，所以在确定基本变量时需要认真考虑地基基础情况加以选择。如在浅基础设计时，可将地基承载力看作抗力，但由于影响地基极限承载力的因素很多，除了土性指标和工程特性外，还与浅基础的埋深、形状和尺寸等有关，所以在浅基础可靠性设计时，不能将地基极限承载力作为基本变量来分析，而可将作为综合变量来考虑，因为综合变量反映了许多基本变量的特征，在基本变量不易测到时，可用综合变量来进行可靠性相关的计算。同理，在确定桩的承载力时，只有在场地、土层情况和桩的形状和尺寸等条件均已确定的条件下，用试桩方法测定的桩的承载力，才能作为基本变量参与可靠度相关运算。如按一般规范提出的经验公式来确定桩的承载力，这时它包括桩侧土和桩端土的阻力、桩的尺寸和性状等，当不同性质的土层厚度和组合发生变化时，单桩承载力也随之变化，此时桩抗力的基本变量就不应当是单桩承载力，而应考虑各土层的桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力作为基本变量较为合适。当有条件测定基本变量时，就不能用综合变量进行可靠性计算。

2.3 土工参数统计分析原理和方法

2.3.1 土性参数不确定性及来源

土性参数由于其自然与历史的原因，在不同的空间位置和时间历程内，其数值往往并不是唯一确定的。这是土本身固有变异性的反映。土性参数变异性问题，可近似通过土性随机场处理。在勘察测试过程中，对一个具体的建筑场地所能进行的勘察工作量常常有限，要用有限的勘察测试数据来推断整个场地所能进行的土性变化情况，必然会存在统计抽样误差，即统计不确定性。这种不确定性的来源可以随试样数量的增多而减小。此外，由于勘察技术、方法和设备的不完善，将使得土性的室内外测试结果与实际工程的土性存在一定程度的偏离，这是测试手段引起的不确定性，也即系统不确定性。它的误差不一定会随取样的增多而减小，但随试验技术的改进而减小。

土性参数的不确定性是上述三种不确定性的综合，是客观存在的，有可能减小，但不会被消除。如何从这些变化不定的土性参数测试值中，合理地选用地基基础可靠性设计所需的土性参数设计值，以保证可靠性设计计算达到一定的精度，十分重要。

一般而言，在进行地基特性变异性分析时，土性的变异系数 Ω ，可按式表示：

$$\Omega = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2}$$

其中 δ 表示上述各分量的变异系数，即土性固有变异性、统计不确定性和系统不确定性。 δ 用

其标准差与均值的比值表示。 δ_1 表示土空间均值的固有可变性, δ_2 表示系统不确定性, δ_3 为样本不足引起的不确定性。

为了说明上述各部分不确定性大小, 现根据 M.S.Yucemen 等人^[83]的研究, 举一土坡稳定分析中的强度为例说明。某土坡土的固有变异性, 其变异系数为 0.2 ~ 0.3 (极限值为 0.11 ~ 0.14)。由于试样扰动、尺寸效应、剪切速率、各向异性、受力状态、逐渐破坏等方面的差别所引起的变异系数为 0.24 左右。由于试验数量不足引起的变异系数与试验数量有关, 它近似地等于土的固有变异性除以试验数量的开方值。若试验数量在 10 与 20 之间, 那么该项不确定值约在 0.05 ~ 0.1 左右, 这样, 土性总的变异系数就约为 0.3 ~ 0.35。显然, 土性变异性因各种误差引起的不确定性综合影响而被放大, 这是应当尽量采取措施, 改进方法而注意减小的。

2.3.2 土性参数相关性

作为天然地基的土层, 由于不同位置的土在其沉积过程中可能处于相同或相似的沉积条件、沉积环境、矿物成分和粒径组成也相类似, 因此土层在水平和垂直方向具有不同程度的相关性。土层相关性一般可分为自相关性和互相关性。前者指同一土性指标在水平方向和垂直方向的相关性, 后者指不同土性指标之间的相关性。土性的自相关性应在土性参数统计分析中解决, 互相关性则在可靠性计算的极限状态方程之基本变量的相关性分析来解决。是否考虑土性相关性问题, 将对土性参数和可靠性分析和设计以及工程安全度评价带来重大的影响。

土性指标与其所处的空间位置有关。由试样测得的数据, 仅仅反映土体中某一点的性质。间距很小的两点土性指标往往十分接近, 即土层中任意两点的土特性存在自相关性, 随着两点距离的增加, 这种相关性减小。反之, 自相关性增加。当其距离趋于零时, 这时两点的土性完全相同。以往许多分析都是以“点”特性出发进行统计, 求出它们的均值、方差和分布, 未能考虑地基基础影响范围内岩土的空间平均特性, 也就是点与点之间的相关性问题, 直接进行可靠性分析, 这种用点特性计算所得的可靠指标, 与实际情况有差异, 其计算结果常常偏小。

由于土性存在自相关性, 工程勘察中在布设勘探孔时要注意相关距离的大小, 因为只有独立不相关的样本才能参与指标的统计分析, 否则将造成勘探工作浪费或者样本数量的不足。

2.3.3 土性随机场模型

地基工程的规模远大于结构的杆件尺寸, 它一般是大范围的连续体或半无限体。由于研究范围大, 其性状不应仅仅考虑地基中某一点的岩土性质, 更要考虑整个基础或建筑物力学影响范围内的空间平均特性。相应于某一工程建筑物设计来看, 其土性指标的试验数据往往是对土的试样而言的, 试样的尺寸远小于土层的某一范围土体的体积, 这些数据犹如散点分布于土体之中, 按此求得的统计特征参数不可能很好地代表土层中局部空间的特性, 只能近似地代表一点一点的特征, 称为点特征。土中每一点的特性实际上是确定的, 但是人们不可能对土层中每一点都作准确的量测, 不可能知道土层中每一点的特性, 因此就人们的认识而言, 土层的土性又是不确定的。因而就有一个如何由试验数据求得的点特性过渡到空间平均特性的问题。以往多数分析常常是直接以这些点特性进行统计分析, 求出均值和方差, 把它们作为一个随机变量, 应用于整个土层, 这种不考虑各点变量之间的自相关性而进行可靠性分析的方法可能使计算可靠指标偏小。

描述土性空间自相关性比较合理的方法是 Vanmarke^[8]于 1977 年提出的随机场模型, 它是将土层的性质看作是依赖于各点不同位置而变化的一簇随机变量, 即在空间上分布的随机场。对于地

基工程问题，常采用高斯平稳齐次随机过程去模拟土性剖面，该法要求它的分析数据在数学上符合平稳性和各态历经性的条件，它的特性仅取决于土层中两点距离 l ，而与起点位置无关。

设 $P(X, Y, Z)$ 为土层中任意一点， $X(P)$ 代表该点的土性指标， $\{X(P), P \in R^3\}$ 构成一个随机场。根据齐次随机场的性质，其主要数字特征有二：

均值函数与 P 点的位置无关，且为常数，即

$$E[X(P)] = \mu_x = \text{const} \quad (2-44)$$

通常除去 $X(P)$ 的趋势分量，使

$$E[X(P)] = \mu_x = 0 \quad (2-45)$$

自协方差函数 $R_x(P_1, P_2)$ 与点的位置无关，仅是 $\overline{P_1 P_2}$ 的函数，即

$$R_x(P_1, P_2) = E[(X(P_1) - \mu_x)(X(P_2) - \mu_x)] \quad (2-46)$$

对 CPT（静力触探试验）的一维齐次随机场， h 范围平均值为：

$$E[X_h(t)] = \frac{1}{h} \int_0^{t+h} E[X(s)] ds = 0 \quad (2-47)$$

h 范围的方差为：

$$\begin{aligned} D[X_h(t)] &= \frac{1}{h^2} E \left[\int_0^{t+h} X(t) dt - E[X_h(t)] \right]^2 \\ &= \frac{1}{h^2} \int_0^h \int_0^h R(t_1 - t_2) dt_1 dt_2 \\ &= \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) R(\tau) d\tau \end{aligned} \quad (2-48)$$

式中 $\tau = t_1 - t_2$ ； $R(\tau) = \sigma^2 \rho(\tau)$ ； σ^2 为点方差， $\rho(\tau)$ 为自相关函数

上式可简化后得：

$$D[X_h(t)] = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) \sigma^2 R(\tau) d\tau = \sigma^2 \Gamma^2(h) \quad (2-49)$$

式中 $\Gamma^2(h)$ 称为方差折减系数，它的作用是把点方差 σ^2 与空间平均方差联系起来，即

$$\Gamma^2(h) = \frac{D[X_h(t)]}{\sigma^2} \quad (2-50)$$

$\Gamma^2(h)$ 具有以下性质：

当 $h=0$ 时， $\Gamma^2(h)=1$ ；当 $h \rightarrow \infty$ 时， $\Gamma^2(h)=0$ 。因此方差折减系数

$$0 \leq \Gamma^2(h) \leq 1 \quad (2-51)$$

方差折减系数 $\Gamma^2(h)$ 是采用随机场理论考虑土性自相关性影响的定量参数，它集中反映了岩土工程可靠性分析中土性指标统计分析的特点，是岩土工程可靠度与结构工程可靠度的主要区别之一。 $\Gamma^2(h)$ 的大小，即方差折减程度是与工程所涉及的空间范围 h 值有关， h 越大，折减越多；

相反， h 越小，折减越少。当 $h=0$ 时，空间平均方差就蜕化为“点方差”了。因此空间平均方差总是小于或等于“点方差”，土性指标的变异系数变小了，从而计算的可靠指标将会提高。以往在地基基础设计中，常用“点方差”求得土性指标进行设计验算，实际上是要求地基中每一点土体都不允许达到塑性状态，这是与实际情况不符的。当地基可靠度计算中计入方差折减系数后，其余的工作与以往的研究相似，也就是变为随机变量问题处理即可。

Vanmarke 于 1977 年提出相关范围的概念。即，若存在 $\lim_{h \rightarrow \infty} h \Gamma^2(h) = \delta$ ，则称 δ 为相关范围或波动范围。即

$$\delta = \lim_{h \rightarrow \infty} h \Gamma^2(h) = \lim_{h \rightarrow \infty} 2 \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) \rho(\tau) d\tau = 2 \int_0^\infty \rho(\tau) d\tau \quad (2-52)$$

并提出

$$\Gamma^2(h) = \begin{cases} 1 & 0 < \delta < h \\ \delta/h & h \geq \delta \end{cases} \quad (2-53)$$

相关范围 δ 的含义是：在相距小于 δ 的范围内，土性强烈相关；当大于该距离时，可以认为基本不相关。若土样间距 $\Delta Z \geq \delta$ 时，可以认为数据是独立的。由此易知，在 h 范围内，所取得的独立数据数目为：

$$n_0 = \frac{h}{\delta} = \frac{1}{\Gamma^2(h)} \quad (2-54)$$

2.3.4 相关范围 δ 的计算方法

在上面分析中可以看出，随机场模型中相关范围 δ 和方差折减系数 $\Gamma^2(h)$ 是描述土性自相关性问题的重要参数，如能求出其中一个，自相关问题就容易解决了。下面讨论提出几种求 δ 的方法。

自相关函数 $\rho(\tau)$ 积分法

此法由 $R(\tau)$ 等于 $\rho(\tau)\sigma^2$ ，再利用式 (2-52) 来计算相关范围 δ 。具体步骤为：

把 $[0, h]$ 区间等分为 n 个长度为 $\Delta Z = h/n$ 的小区间，其 n 组测量值为 $u_k = u(k \cdot \Delta Z)$,

$$k = 1, 2, 3, \dots, n ;$$

当 $\tau_m = m\Delta Z$ 时，自协方差函数的无偏估计为：

$$R_x(\tau_m) = \frac{1}{n-m} \sum_{k=1}^{n-m} u_k u_{k+1}, \quad m = 1, 2, \dots, l, \quad l \leq n \quad (2-55)$$

绘出 $R_x(\tau) \sim \tau$ 曲线，根据曲线趋势拟合，选择自相关函数 $\rho(\tau)$ 的近似图形，然后按 (2-52)

计算相关范围 δ 。

根据工程经验，常采用以下两种自相关函数：

单指数函数

$$\begin{aligned} \rho(\tau) &= \exp\left(-\frac{\tau}{a}\right) & \delta &= -ae^{\frac{\tau}{a}} \Big|_0^{\infty} = 2a \\ \Gamma^2(h) &= \frac{2a^2}{h^2} \left(\frac{h}{a} - 1 + e^{-h/a} \right) \end{aligned} \quad (2-56)$$

指数平方函数

$$\begin{aligned} \rho(\tau) &= \exp\left[-\left(\frac{\tau}{b}\right)^2\right] \\ \delta &= \sqrt{\pi}b \\ \Gamma^2(h) &= \left(\frac{b}{h}\right)^2 \left[\frac{b}{h} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}\left(\frac{h}{b}\right) - 1 + e^{-\left(\frac{h}{b}\right)^2} \right] \end{aligned} \quad (2-57)$$

其中 $\operatorname{erf}(\cdot)$ 是误差函数，当 h 由 $0 \rightarrow \infty$ 时， $\operatorname{erf}(\cdot)$ 由 $0 \rightarrow 1$ 。自相关函数积分法使用时一般比较复杂，工程中常用下述较简便的方法计算相关范围。

递推空间法

空间平均方差将随所考虑的空间范围的增大而迅速减小，当假定一系列大小不同的空间 $h_i (h_1, h_2, \dots, h_n)$ ，求出相应的标准差折减系数 $(\Gamma(h_i) \sim h_{i_n})$ 曲线上出现转折点或曲线趋向平缓时，该转折点对应的 h_i 即为 $\delta/\Gamma^2(h_i)$ 。该法因概念明确，计算简单而常被采用，但具体操作时转折点对应的 h^* 很不易确定，这是因为该曲线往往没有明显的转折点，故实践中利用 $h\Gamma^2(h) \sim h$ 来代替，因为当 h 大于某一值后，曲线趋近于一水平线，如图 2—2 所示。

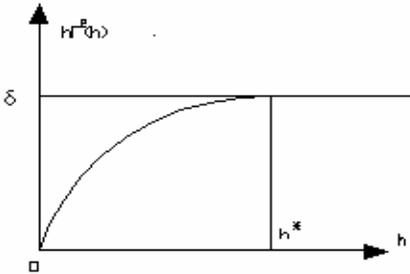


图 2-2 递推空间法求示意图

计算时可按下列步骤进行：

在测试的连续曲线上，按等间距 ΔZ 采样得 u_1, u_2, \dots, u_n ，求出样本的平均值 $\bar{u} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n u_i$ ，点

$$\text{方差 } \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (u_i - \bar{u})^2$$

令 $Z = k\Delta Z$ ，连续取 $k = 1, 2, \dots, m$ ，每个 k 都得一个新的数列。如 $k = 2$ 时，序列为

$$\frac{u_1 + u_2}{2}, \frac{u_2 + u_3}{2}, \dots, \frac{u_{n-1} + u_n}{2}$$

，有数据 $n-1$ 个，并可求得该数列的方差 σ^2 ，该方差即 Z 范围内

的平均方差，则有 $\Gamma^2(k\Delta Z) = \Gamma_k^2(\tau) = \frac{\sigma_k^2}{\sigma^2}$ 。

依次取 $k = 3, 4, \dots$ ，重复步骤，可得一系列的 $\Gamma_k^2(\tau)$ 。

绘制 $\tau \sim \tau \Gamma_k^2(\tau)$ 曲线，求得拐点处 δ 即为所求。

平均零跨法

在土层深度 z 处，土性参数 $U(z) = m(z) + x(z)$ ，其中 $m(z)$ 为土层中 z 处的均值，其值可能是常数或 z 的确定性函数，一般可用 z 的线性函数表示，如图 2—3 所示。 $x(z)$ 则为土性参数 U 的随机分量均值为零。

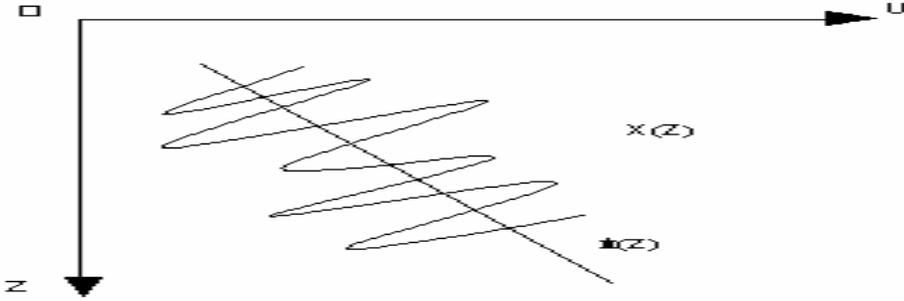


图 2-3 土性参数的均值和随机分量变化示意图

$x(z)$ 是以 $m(z)$ 为基线的土性参数 U 的随机部分，符合平稳过程各态历经的条件，其与 $m(z)$ 线交点的平均距离 d_0 符合

$$d_0 = \sqrt{-\pi^2 R_x(0) / R_x''(0)} \quad (2-58)$$

式中 $R_x(0)$ 为自协方差函数。

若取 $\rho(\tau)$ 为指数平方型函数，则

$$R(\tau) = \sigma^2 e^{-\left(\frac{\tau}{b}\right)^2} \quad \text{而 } \delta = \sqrt{\pi}b, \quad R(0) = \sigma^2$$

$$R''(0) = -2\sigma^2/b^2 \quad \text{得 } d_0 = \pi b / \sqrt{2}$$

$$\text{故 } \delta = \sqrt{\frac{2}{\pi}} d_0 = 0.798 d_0 \quad (2-59)$$

对于有完整土性变化的测试曲线的情况，如静力触探曲线和旁压测试曲线资料，可以量得曲线与均值交点的平均值 d_0 ，从而求得 δ 。

统计模拟法

土性参数测试资料在提取趋势分量后的样本曲线按 Δz 取样，得到的实际上是一个零均值的平稳正态序列。如用 $AR(P)$ 模型模拟，该模型的自协方差函数按负指数规律衰减，随相关步距的增

大而趋于零，偏相关函数则具有截尾性， $AR(P)$ 模型为：

$$x_t = \varphi_1 x_{t-1} + \varphi_2 x_{t-2} + \dots + \varphi_p x_{t-p} + a_t \quad (2 - 60)$$

式中 $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_p$ 为自回归系数； $x_{t-1}, x_{t-2}, \dots, x_{t-p}$ 是代表序列中不同时刻土性参数的随机变量，它和 φ_i 的乘积代表土层在自然沉积中引起的空间变化。 a_t 为不可预测的“外部作用”，它是零均值的正态白噪声。

自回归系数的阶 P 可由偏相关系数决定，当 $k > p$ 时， $\varphi_k = 0$ 。由于平稳正态序列的相关函数具有截尾性，即 $\varphi_2 = 0$ 。因此， $AR(P)$ 模型成为 $AR(1)$ 模型。根据最小二乘法原理，有：

$$S(\phi) = \sum_{t=p+1}^n a_t^2 = \sum_{t=p+1}^n (x_t - \phi_1 x_{t-1})^2 = \min$$

由 $\frac{\partial S[\phi]}{\partial \phi} = 0$ 可得

$$\phi_1 = \frac{\sum_{t=2}^n x_t x_{t-1}}{\sum_{t=2}^n x_{t-1}^2} \quad (2 - 61)$$

设步距数为 k ，根据 $AR(1)$ 模型的性质，有：

$$\rho(k\Delta z) = \varphi_1^k \quad \text{则} \quad \rho(\tau) = \varphi_1^{\left(\frac{\tau}{\Delta z}\right)}$$

故
$$\delta = 2 \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau = -\frac{2}{\ln \varphi_1} \Delta z \quad (2 - 62)$$

具体计算时：

从尾位实测连续曲线先提取趋势分量，再以等间距 Δz 取 n 个样本， $n = h/\Delta z$ ，再由式 (2 -

61) 计算出 φ_1 ；

由 φ_1 通过式 (2 - 62) 求得 δ 。

相关范围是土的一个重要属性，是土性随机场理论中的重要概念，应将它与平常提到的相关距离相区分，并对相关范围有关属性进行分析：

相关范围与相关距离的关系

在物理电子领域，可将随机过程积分 $\int_0^\infty \rho(\tau)d\tau$ 称为相关尺度或相关时间。表达式 $L = \int_0^\infty \rho(\tau)d\tau$ 为相关函数曲线下的面积，上式经改写可写成 $L \times 1 = \int_0^\infty \rho(\tau)d\tau$ ，对该式可解释为：

在 L 距离内全相关，相关总量为 $L \times 1$ ，它等于实际相关函数 $\rho(\tau)$ 的相关总量 $\int_0^\infty \rho(\tau)d\tau$ 。因此 L 实际代表了一个在相关意义上的等效量，或称为相关性等效的一个距离，在此距离内土性全相关。

根据 L 含义， $L = \int_0^\infty \rho(\tau)d\tau$ 可称为土性随机过程的相关距离， L 是两点间特性保持强烈相关的一段距离。

以一维情况为例，图 2—4 表示了相关范围 δ 与相关距离 L 之间的关系。A 与 B、C 之距分别为 L ，

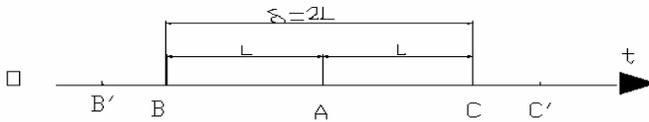


图 2-4 相关范围与相关距离关系示意图

则 A 与 B，A 与 C 可视为强烈相关；B'、C' 与 A 的距离都超出相关距离之外，则根据其超出距离之大小可视为弱相关或不相关。

BC 之间显然是 $2L$ 距离。在这个范围内 $\delta = 2L = 2 \int_0^\infty \rho(\tau)d\tau$ ，只能有一个能代表 BC 之间性质的独立测点，也就是说，在这个范围内有且只有一个独立测点 A 对 BC 有代表性。这个范围可称为相关范围，它等于 2 倍的相关距离。因此，相关距离应从两点间相关程度去理解，它是一个距离的概念，在此距离内，土性强烈相关，在此距离之外，土性在计算中假定为不相关。而相关范围 δ 应从含有一个代表性独立测点的最大区间上去理解，它是一个范围的概念，两者关系体现为：相关范围等于相关距离的两倍。如随机过程的相关距离为 L ，相关范围为 δ ，在长度为 T 的

空间上，有独立测点个数就为 $n = \frac{T}{\delta} \left(= \frac{T}{2L} \right)$ 。

对于空间均为一维问题来看，相关距离 L 越大，土性变化越缓慢，土层就越均匀；反之，土

性变化急剧，土层就不均匀。

相关距离的初步分析

相关距离表示与土性质有较密切的相关关系或各点保持连续的那段距离，在该距离内，土性指标基本相关，反之，土性指标基本不相关。由物理概念可知：相关距离是土性基本属性，因此一般来讲，对于同一类土，在现场条件相似情况下，相关距离应基本一致。但是由于取样扰动、试验方法的差别及人为的误差，根据不同土性指标测值求出的计算相关距离并不相同。影响计算相关距离的主要因素有：样本数、试验数据质量、取样部位等。

一般说来，样本点间距越小，资料越充分，由此求出的计算相关距离越接近真实相关距离。但取样间距越小，将会增大抽样误差，试验工作量也大；取样间距过大，会将土体的变异性“均匀化”了，不能反映地基土真实的自相关特性，由此求出的相关距离势必偏大。根据研究表明，若取样间距试着取值在 L 附近，求得的 L 作为土的相关距离就比较合适。

各土性指标的相关性质，理论上讲都应基本相同，它们之间的差别主要来源于取样的扰动和试验方法的误差。根据试验研究表明：静力触探 CPT 在工程勘察中应用广泛，操作简便，资料连续，信息量高，用 CPT 资料来确定土性的相关距离是合适的。而常规的现场试验或室内试验结果，由于土样扰动的影响，不同程度地将土性的不均匀性掩盖了，由此求得的相关距离偏大，不能反映土体真实的自相关特性。

此外，以工程应用的角度来看，土层垂直方向的自相关性较之水平方向的自相关性更为重要，土层垂直相关距离往往在几十厘米和几米之内，而土层水平方向相关性有时则在相距几百米乃至上千米，仍具有相当大的相关性，因此，土层垂直相关距离远远小于土层水平方向的相关距离值。所以在岩土工程中一般主要需要确定土层垂直相关距离。

第 3 章 桩的概率极限状态法分析与研究

3.1 桩的可靠性分析与研究方法

桩基础是结构体和岩土体相结合的综合体系，是结构体和岩土体共同作用的体系，是结构工程和岩土工程的结合点。

由于群桩基础的系统可靠度问题的复杂性，当前，桩基可靠性分析仍局限于单桩，即桩基的可靠性分析仍以单桩承载力的分析为基础，因此，以下的讨论都是针对单桩开展的。影响桩基受力和变形性状的不定性主要有材料性能（包括桩身材料和桩侧土）、桩的几何尺寸以及几何参数以及计算模式的不确定性。

土质与桩材性能的不定性

桩侧土质与桩端土质的变异性，勘察试验的误差，成桩过程中桩侧土的扰动和密实度的变化，孔底可能出现的沉渣，虚土等，构成了土质条件的不定性，这是制约桩的承载力变异性的主要因素。桩身材料性能的不定性，主要受桩身材质，混凝土浇注质量的制约，对于非支承桩和桩身质量无显著缺陷的情况下，一般不对桩的承载力起控制作用，变异性较小。

几何参数的不定性

主要反映在成桩截面和长度尺寸偏差，倾斜等引起的几何参数的变异性，从而导致桩的设计承载力与实际承载力的差异。

桩的承载力计算模式的不定性

主要是指承载力计算所采取的基本假设和计算公式不精确等引起的承载力设计值的变异性。单桩计算模式主要有室内土工参数估算承载力公式和现场原位测试（如静力触探、旁压仪、标贯等）估算承载力公式，目前还没有一种计算承载力的精确公式，因此计算模式的变异性，体现在

按一定计算模式计算承载力与实测承载力的比值确定。

桩的竖向承载力可靠性分析，应分别考虑上述三种变异性，也就是要根据桩成桩后土质的实际物理力学性能、桩身材料强度和实际成桩几何尺寸变化因素考虑，以排除前二者造成的变异性对桩的计算模式变异性的影响。但目前从所收集的大部分资料来看，对于土层的物理性指标的测点误差，成桩过程对土性的影响都无法作出定量分析，只得将土质和几何尺寸的影响通过设计参数的取值差异予以综合考虑。即影响单桩竖向承载力的主要因素均集中反映于计算承载力参数的不定性。计算模式的不定性中主要包含了用以计算承载力的土质参数及几何尺寸的变异性，通过对不同工艺成桩的单桩承载力分析，以确定不同的承载力参数来反映土质及几何因素的影响。

这样，单桩承载力的可靠度分析主要与随机变量 $\lambda_p = P_u / P_k$ 的变异性有关。式中 P_u 、 P_k 分别为单桩竖向承载力的实际抗力值（可取试验值）及按规范推荐的公式与参数的计算标准值。

就目前工程设计的情况来看，桩基设计要从定值设计法转变到可靠度方法，宜采用兼蓄并存、逐步过渡的方针。要充分利用定值设计法在长期应用过程中的经验和数据。从容许应力法转轨到可靠度方法，先分析研究单桩问题，并用校准法求目标可靠指标 β ，然后求解各分项系数，以便解决和上部结构接口问题，但又要注意为今后的发展留有余地。

近几年来，可靠性理论在岩土工程中的应用方面已发表了许多文献资料，国内对桩基的研究非常重视，并注意了与规范改革相结合，在理论、计算和试验方面都获得了一批可喜的成果，可以借鉴。在研究工作中应当充分利用这些成果和资料，提高起点，少走弯路。

3.1.1 桩的承载力极限状态和极限状态方程

桩基可靠度设计的特点是，采用以概率理论为基础的极限状态设计法，以可靠指标度量桩基的可靠度，采用以分项系数表达的极限状态设计表达式进行计算。

桩基可靠性分析要研究在规定的的时间和条件下完成预定功能的能力以及失效的可能性并提出相应的对策。

根据结构对桩基功能的要求，首先要研究桩基的极限状态。桩基一般要考虑两种极限状态：

承载能力极限状态：桩的侧阻和端阻都达到极限时桩所处的状态，它是由桩周和桩底土发生破坏的机制决定的。下述两种情况应予考虑：

- 桩基达到最大承载力，超出该最大承载力桩基即发生破坏；
- 桩基发生整体失稳。

正常使用极限状态：指桩基达到建筑物正常使用所规定的变形值或耐久性要求的某限值，下述三种情况应予考虑：

- 桩基发生不能正常使用的沉降；
- 桩基的变形导致建筑物开裂、倾斜等情况；
- 桩身和承台的耐久性受到损害。

上述两种极限状态既有区别又有联系。其区别在于，极限承载力由阻力决定，而极限沉降和变形值乃由桩基正常使用的条件决定。但另一方面，它们的实际发挥值，即土阻力发挥水平却又与桩的实际位移值有关，从这个角度看，两者又是互相关连的，可以互相推算。从实际工程设计和运营中的情况考虑，也从桩基设计方法转轨的要求出发，两种极限状态中最重要的是单桩承载力极限状态，这是需要重点解决的问题。

桩基承载能力极限状态的计算应考虑采用永久荷载和可变荷载组合作用效应的基本组合，而

按正常使用极限状态验算桩基沉降时，考虑到地基土的主固结变形和次固结变形存在显著的时间效应，沉降的产生是同荷载的长期效应相联系的，故应采用荷载的长期效应组合。

轴力桩承载能力极限状态方程，可由若干影响承载力的基本变量 X_i 组成的功能函数 $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 表示。当 $g(\cdot) = 0$ 时即为极限状态方程。

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3-1)$$

基本变量主要由荷载（作用）、抗力所组成。荷载泛指施工和使用期间，结构受到其自身和外加的各种因素的作用，常用荷载效应来表示。荷载效应是指施加在结构上的荷载使结构产生的内力（或变形、或裂缝等）。

抗力包括桩材料性能和几何参数、土阻力及土层几何参数等，它们是基本变量中最复杂，也是最关键的因素，可靠度分析涉及到它们的力学性状，特别是它们的极值问题。桩的抗力包括侧阻和端阻，大量试验证明，侧阻和端阻是随着荷载（位移）的增大而逐渐发挥的。

将概率极限状态设计法应用于桩基设计，必须对桩的承载力作统计分析，求出其统计参数，但如何确定桩侧和桩端阻力这一随机变量的规律与代表值，是一个较为困难的问题，因为单桩承载力是桩土共同作用相互影响的结果，其间的应力传递机理与过程非常复杂，影响因素众多，桩土相互作用规律尚未完全清楚。而桩基可靠度设计要求参加计算统计的子样，条件相同且数量足够多，以组成样本。但由于工程经费和施工太大，往往一个工程只有 2~3 根试桩，而且土层性质和分布也不一定完全相同，即使在同一个工程中单桩静载荷试验，得出的承载力也未必相同，何况在各个工程之间桩的规格、类型、埋深以及施工方法等都可能不同，上述方面还无法顾及由于试验设备、方法与操作水平等对试桩结果可能造成的影响。正是由于考虑到试桩资料的限制、试桩资料来源不同，同时也考虑试桩有不同桩长、桩径、地层等情况，因此，在整理资料时，只能以土质情况基本相同为主要条件，即按地区为主，桩的类型与桩端土层指标大致相同，桩的规格变化在一定范围为条件，选择子样组成样本。

为了将由于桩的规格不同、土质差异而引起的承载力的差别归一化，以使各种试桩处于同一分析水平上，在可靠度研究中选择了利用单桩承载力的试验值与按规范经验公式的计算值两者的比值（即试计比），作统计分析以确定出单桩极限承载力的概率分布和统计参数。这种方法的完全是为了处理从不同地区、不同地质条件、不同入土深度得出的试验数据，然后用各自的设计标准值加以归一化，以解决样本容量不够大的困难。

试验极限承载力经归一化后，即可引入无量纲随机变量试计比

$$\lambda_p = \frac{P_u}{P_k} \quad (3-2)$$

式中， P_u 、 P_k 分别为试桩极限荷载（ kP_a ）和按规范经验公式确定的极限承载力标准值（ kP_a ）。

对于不同条件的试桩， P_k 值自然是不同的，但可以通过此值 λ_p 按比例折算成具有相同 P_k 的 P_u 值，从而得到的 P_u 可以认为属于同一母体的样本。即：

$$P_u = \lambda_p P_k \quad (3-3)$$

这里的 P_k 视为常数，因此， P_u 的均值 μ_p 、标准差 σ_p 和变异系数 δ_p 分别为：

$$\mu_p = P_k \mu_\lambda; \quad \sigma_p = P_k \sigma_\lambda; \quad \delta_p = \sigma_p / \mu_p = \sigma_\lambda / \mu_\lambda \quad (3-4)$$

上式中 μ_λ 、 σ_λ 分别为 λ_p 的均值和标准差。由此可见， P_u 的均值系数 $\lambda_p = \mu_p / P_k$ 就是 λ_p 的均值 μ_λ ，而 P_u 的变异系数 δ_λ 就是 λ_p 的变异系数 δ_λ 。求 P_u 的统计特性就转化为求 λ_p 的统计特性。这样就可以将资料按地区分类对 λ_p 作统计分析。为使统计参数更可靠，每个样本的容量不宜少于 20。

多年的工程实践证明，现行规范中有关桩基设计的规定在总体上是合理的，并为广大工程人员所接受。因此，通过对现行规范的反演分析，了解现有设计的总体可靠度水准是有必要的。这样考虑了设计规范的继承性与连续性，并可对设计规范局部不合理处加以调整，也可通过这种方法求出桩基的目标可靠指标。

本论著在可靠度分析中采用《统一标准》^[32]推荐的“校准法”。所谓校准法，就是通过现有单桩可靠度反演计算和综合分析，确定今后设计所采用的单桩可靠指标。该法认为现行规范中确定单桩承载力的安全系数在总体上是合理的，在已知抗力和荷载效应的统计特征的情况下，推求相当于规范安全系数 K 情况下的可靠指标，据此定出目标可靠指标。这样，就使按可靠度进行桩基设计的安全水准大体上与现行规范的安全系数相当，较好地实现桩基设计的“接轨”。

3.1.2 桩的基本变量的分布特征

计算按现行设计水准的单桩竖向承载力可靠指标，需要具备抗力分布和作用于桩顶的综合荷载效应分布。这一分布与作用于上部结构和各种荷载性质及其组合、结构和地基的变形情况等因素有关。

为便于具体计算桩基可靠指标，可将式 (3-1) 的极限状态方程，表达成抗力和荷载效应的形式：

$$Z = P_u - G - Q = 0 \quad (3-5)$$

式中 P_u 为桩的极限承载力 (kN)，由试桩确定； G 为永久荷载效应或作用 (kN)； Q 为可变荷载效应或作用 (kN)。

如上所述，为便于比较和利用试桩统计资料，将式 (3-5) 按试计比的方法转换成如下承载力试计比与荷载效应的形式，可得

$$\lambda_p - \lambda_G / k(1 + \rho) - \rho \lambda_Q / k(1 + \rho) = 0 \quad (3-6)$$

式中 λ_G 为永久荷载效应系数，其值为 G/G_k ， G_k 为永久荷载标准值； λ_Q 为可变荷载效应系数，其值为 Q/Q_k ， Q_k 为可变荷载标准值； $\rho = Q/G$ 为可变荷载与永久荷载的比值； K 为现行规范的安全系数。

根据铁路桥梁结构主要荷载的统计结果， G 、 Q 的主要数值及分布形式如下：

表 3 - 1 铁路桥梁荷载参数^[22]

荷载分类	结构类型		均值 μ	变异系数 δ	分布类型	
永久荷载	跨 自 重 恒 载	桥	钢筋混凝土	1.0202N	0.0215 0.0111 0.0681 0.0443	正态 正态 正态 正态
		N ₂	2k	1.0190N		
			2k	1.3205N		
		N ₁	1k	1.000N ₄		
	k					
墩台及承台等 N ₃		3k	1.0303N	δ_{N_3}	正态	
可变荷载	Q	静荷载 (跨度大于 4m)	k	0.9619Q	0.0386 0.2100 0.3500 0.10 ~ 0.20 0.0386 0.3223	正态 正态 极值 I 型 正态 正态
		制动力或牵引力 F _b		1.000F _{bk}		
		风力 W				
		列车荷载产生的土压力 F _{ep}		0.9619F		
		列车离心力 F _c	ck	1.024F _{ts}		
		列车横向摇摆力 F _{ts}	k			

表 3 - 1 中，下标 K 表示各荷载的标准值。表中 δ_{N_3} 可按如下方式计算：

$N_3 = V\gamma$ ，其中 γ 为墩台混凝土容量，一般可视为常量，如此 $\delta_{N_3} = \delta_V$ 。根据国内外研究资料，各尺寸无量纲化（实际值与设计值之比）的均值采用 $\mu_D = 1.01, \delta_D = 0.07$ ，则由误差传递公式计算可得

$$\delta_{N_3} = \delta_D \sqrt{3} = 0.1212$$

永久荷载通常由几个不同荷载组成，取各荷载组合的综合值，若取 N₁、N₂ 及 N₃ 组合，则其综合均值和变异系数为：

$$M_Q = \sum K_i N_{ik} \quad (3-7)$$

$$\delta_G = \frac{[\sum (K_i N_{ik})^2 \delta_{Ni}^2]^{1/2}}{\sum K_i N_{ik}} \quad (3-8)$$

式中 K_i 为 N_{ik} 前的系数值，它和 δ 一同可取表 3-1 中相关数值，N_{ik} 则由具体工程结构形式决定。

由式 (3 - 6)，在已知 λ_p 、 λ_G 和 λ_Q 的统计特征及分布的情况下，就可按校准法计算桩基的

可靠指标。

式(3-6)中荷载是以无量纲比值的形式出现的,在取用表3-1数值时也应采用比值形式。

例如桥墩顶的永久荷载应为 $\mu_{\lambda G} = 1.0778$ 。永久荷载的变异系数经比较建筑等部门的统一标准及规范,又考虑到土木工程之静载变异应基本相同等原因,可取为0.07。 $\sigma_{\lambda G} = 0.07 * 1.0778 = 0.07$,

按正态分布;可变荷载 $\mu_{\lambda Q} = 0.9619$, $\sigma_{\lambda Q} = 0.9619 * 0.0386 = 0.0371$,按正态分布。

总抗力的概率分布与统计特征值,主要根据现场试桩统计分析后确定。

根据本论著收集得到的107根钻孔灌注桩和151根打入桩的统计分析,总抗力实测值与计算值之比值(试计比) λ_p 的均值和变异系数为:

表3-2 λ_p 的均值和变异系数

桩型	$\mu_{\lambda p}$	$\delta_{\lambda p}$
钻孔灌注桩	1.104	0.177
打入桩	1.164	0.170

经概率分布的优度拟合检验,桩抗力试计比 λ_p 既服从正态分布,也服从对数正态分布,考虑

到国内其它部门采用的分布情况,为互相协调,本文取 λ_p 为对数正态分布。

3.2 钻孔灌注桩极限承载力及试计比的统计分析

3.2.1 实测承载力

1. 现场桩的静载荷试验资料

桩的可靠性理论研究要与现场试验工作结合,现场试验工作是进行理论研究的基础和重要补充,也是理论研究结果验证的重要环节。为了获取桩基可靠性分析资料,也为了进一步深入研究桩的荷载传递机理和桩土相互作用规律。近年来,课题组先后在广东洛溪特大桥等桥梁工地进行了不同土类、不同桩径、不同桩长的现场桩的静载荷试验,取得了较好的第一手分析资料。收集资料情况见表3-3。这些桩的现场试验,资料齐备、完整、便于分析。

表3-3 现场桩的静载荷试验资料

地点	桩数 (根)	桩径 (m)	桩长(m)	持力层
广东洛溪	1	1.0	21	泥质砂岩
安徽马桥河	4	0.8	17	亚粘土

河南新乡	4	0.8	22 ~ 29	细砂、亚粘土
焦枝复线白河 桥	1	0.8	12	风化片麻岩
江苏扬州	2	0.8、1.2	19、23.7	亚砂土、亚粘土
长东黄河大桥	6	1.2	29 ~ 33	粉砂、亚粘土
洛阳黄河大桥	2 麻 4 岩	1.0	25.8	疏松砂岩
孙口黄河大桥 土桥	4	1.0	27 ~ 32	细砂、粉细砂、 黄土质砂土
河南里沟大桥	1	0.5	10.15	黄土质砂土

2. 收集资料工作

在进行桩基可靠性分析研究中，除了理论研究的方法、思路、步骤非常重要外，对研究所必需的现场试桩资料的拥有也是至关重要的。虽然已在现场作了近 30 根桩的静载试验，但从概率统计的角度，要依此对桩基进行可靠性分析研究仍是不够的，需要数量较多、质量较好的统计样本，以使研究分析结果较真实可信。由于时间、经费、人员的限制，不可能再另寻工点进行现场桩的静载试验，只能广泛收集国内其他单位已做的试桩资料。在上级部门和兄弟单位的大力支持下，最终收集到现场试验钻孔灌注桩 107 根，打入桩 151 根，静力触探试验分析资料 49 根。这些资料来自不同地区，有不同土类、不同桩长、桩径，基本上满足了桩基可靠性分析的需要^[25]。

3. 试桩资料整理和分析

(1) 极限承载力确定原则

静载试验是在现场工点以静力方式对桩分级加载直至将它压坏，以确定其破坏荷载，破坏之前一级荷载定为极限荷载。桩的极限荷载又叫桩的极限承载力，是单桩垂直荷载试验的主要成果，极限荷载或极限承载力是从桩上加载时观察同一状态的不同名称，其实质是相同的，前者相应于以桩为主体考虑的情况，后者相应于以地基为主体考虑的情况。由于静载试验具有原位、原尺寸、原材料等原型试验的特点，故是一种最为直接可靠的确定单桩轴向极限承载力的方法。

静载试验分阶段地加载，直至试桩破坏，即要加到破坏荷载为止。通常破坏的标志是：桩顶总下沉量大于 40mm，同时这最后的一阶段的下沉量大于前一阶段者 5 倍；或者虽只大于 2 倍，但下沉在一昼夜后仍不终止。由此确定的破坏荷载的前一级荷载为极限荷载，即为桩的极限承载力。

目前国内外根据静载试验资料，确定单桩极限承载力的方法有多种。一般情况是，如试桩已进行到出现明显破坏状态时，各种方法确定的相应的极限承载力值，通常较为接近；如试桩未达到破坏阶段，离极限阶段尚远时，则不同的方法确定的极限承载力的值往往相差悬殊，甚至无法确定合适的极限承载力。

本论著利用所收集的试桩资料，在确定试桩极限承载力时，主要有以下几种方法：

P - S 曲线明显转折法(拐点法)

一根完整的 P - S 曲线，应当大致由三段曲线组成，即初始直线，中间曲线及末端陡降直线。该法是依据极限承载力的定义，取用 P - S 曲线发生明显陡降的起始点(称为第二拐点)对应的荷载作为极限承载力值，这点标志着土体对桩壁摩擦力已达极限，桩尖土体塑性变形开始剧增，超过此点桩顶沉降将急剧增加。此类方法确定极限荷载在很大程度上受 P - S 曲线比例尺的影响，

人为因素较大。

沉降速率法(S - lgt 曲线)

S - lgt 曲线形状能较灵敏地反映桩与周围土的工作状态。S - lgt 曲线斜率反映桩顶沉降速率，间接地说明某级荷载下桩周土的塑性变形或挤出的发展程度，当荷载未达到的极限时，各点群一般可近似连成直线，其坡度大致相同。当荷载超过极限值，其坡度变陡，不成直线，曲线尾部向下弯曲。取曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载为极限荷载。

在考察 S - lgt 曲线时，对于慢速维持荷载法的情况，除考虑 S - lgt 曲线尾部转折条件外，尚需结合曲线间距的变化和一定的桩顶下沉量等条件，取 S - lgt 曲线间距明显变大时的荷载为极限荷载。为便于比较，画 S - lgt 曲线时，S 轴的比例宜取坐标纸上 1cm 代表实际桩顶 1mm 的下沉量。

S - lgP 法

某些钻孔灌注桩试验的 P - S 曲线其第二拐点往往不很明显，若采用 S - lgP 坐标分析试桩曲线，该曲线在拐弯后的陡降直线段比较明显，此时宜取陡降直线段的起点为极限承载力。

由于此法将 P 轴改为对数坐标，试桩如已达到破坏荷载，即 P - S 曲线上出现明显转折，则 P 轴的对数坐标将使桩的极限承载力值有减小趋势，如试桩未出现明显破坏，则此法确定的极限承载力值将偏小很多。

双对数图解法(lgp - lgs 曲线)

P - S 曲线上的三段曲线，在双对数坐标上大体表现为三段不同斜率直线，因此有两个折点，常取用第二个折点对应的荷载为极限承载力值。与 P - S 曲线明显转折法、S - lgt 法相比，此法确定的极限承载力值偏低，一般约偏低一级荷载左右。当试桩未达到明显破坏，P - S 曲线上未出现第二拐点，S - lgt 曲线尾部也未出现明显向下弯曲的情况时，在双对数坐标上也不会出现第二个折点。

极限荷载百分率法[S - lg(1 - $\frac{P}{P_{max}}$)]

此法假定 P - S 曲线可用指数曲线表示，即

$$P = P_{max}(1 - e^{-as}) \quad (3-9)$$

式中 P_{max} 为待定的破坏荷载。a 为反映 P - S 曲线的参数，移项并取对数后上式可改写为：

$$S = -\frac{1}{a} \ln(1 - \frac{P}{P_{max}}) = -\frac{1}{a'} \lg(1 - \frac{P}{P_{max}}) \quad (3-10)$$

上述关系表明，如果 $P = P_{max}(1 - e^{-as})$ 等式成立，则 S 与 $\lg(1 - \frac{P}{P_{max}})$ 的关系将是一条直线。

破坏荷载可通过试算求得，具体步骤为：根据试桩的 P - S 资料，任意假定一个破坏荷载 P_{max} 值，

代入等式 $S = -\frac{1}{a'} \lg(1 - \frac{P}{P_{max}})$ ，在 $[S \sim \lg(1 - \frac{P}{P_{max}})]$ 坐标图上便可得到一根曲线，依次假设一

系列不同的破坏荷载，便得到一组曲线。在开始假设的较小破坏荷载相应的曲线为向上凹，以后逐渐为向下凹，在某根反向挠曲的曲线过渡区中，可找到一根直线，相应的荷载即为桩的真正破坏荷载，其前级荷载即为极限承载力值。

按相对沉降值确定极限荷载

根据大量静载试验资料分析，认为与极限荷载对应的桩顶相对沉降值 $\frac{S}{d}$ 大致在某一小范围内变化， d 为桩径，此值与土的性质，桩的类型有关，而且带有地区性的经验值，此次分析的静

载试桩资料，曾用相对沉降 $\frac{S}{d}=0.04 \sim 0.05$ 。

(2) 未埋实测元件时桩侧阻和端阻的划分

研究桩侧摩阻力和桩端阻力的分配比例，并作出数量上的评价，是分析桩荷载传递机理的基础。其结果是制定桩侧摩阻力和桩端阻力参数值的前提，是静力计算公式的依据。目前规范中所给出的桩侧摩阻力变化范围较大，设计时较难使用得恰到好处，因此，通过试桩划分不同土层的桩侧摩阻力和桩端阻力，积累经验数据相当重要，本论著收集到的试桩资料，对于未埋设量测元件，无法直接量测桩身的变形或桩周土的侧摩阻力与桩端阻力，采用以下几种方法划分。

切线法

此法基本假定：在极限荷载以前，桩顶下沉量与桩端阻力保持比例关系，在极限荷载以后，桩侧极限摩阻力不再增加而保持定值。具体作法是过 $P-S$ 曲线上对应于极限承载力的点作切线。切线与 P 轴交点处的荷载值作为桩侧极限摩阻力值。再从坐标原点作一直线与切线平行，近似地以此线作为加载过程中桩端部阻力与桩表面摩阻力的分配线。此方法中作切线有不小的任意性。

S - lgp 法

此法的基本前提是，达到极限荷载时，桩侧摩阻力已充分发挥，极限荷载以后，桩侧摩阻力不再增大而保持常数。具体作法：

· 将 $S-lgp$ 曲线末段的直线段(该直线段的起点为极限荷载)延长与横坐标 lgp 轴相交，交点相应的荷载值为桩侧极限侧摩阻，剩余部分为桩端极限阻力。

· 在 $S-lgp$ 曲线上，过曲线的任意点(该点相应的横坐标值为桩顶荷载值)，作平行于曲线末段直线段的直线，此直线与横坐标相交，交点相应的荷载值为该荷载时的桩侧摩阻力，剩余部分为桩端阻力。

4. 未至极限承载力时试桩压力的处理方法

确定试桩的极限承载力是静载试验的主要目的，前面介绍的几种确定试桩极限承载力的方法，要求试桩的 $P-S$ 曲线比较完整。也就是说，要求试桩已做到近于破坏，否则难以进行承载力分析。本论著收集的试桩资料，有些试桩本身为工程桩，静载试验不能达到破坏荷载。但可以检验是否达到工程设计容许荷载要求，对于此类静载试验资料，此处介绍利用 $P-S$ 曲线表达式解析法来处理。

众所周知，影响桩的承载能力的因素很多，要建立一个包括所有因素在内的承载力计算模型是不现实的。但是，由于静载试桩是在现场原位进行的，其静载试验结果的 $P-S$ 关系曲线能综合反映各种因素对桩的影响，因而采用那些满足 $P-S$ 物理边界条件(如 $P=0, S=0; S \rightarrow \infty, P \rightarrow$ 极限荷载)并通过最小误差拟合原理而确定的 $P-S$ 关系表达式来分析和推算桩的承载力是可行的。并且人为干扰小，取值的标准统一，误差可量化，便于采用计算机来分析试桩资料从而大大减少工作量和计算时间。下表为几个典型的试桩极限承载力 P_u 的计算模型。

表 3-4 P_u 计算模型

计算模型	P_u 取值点	P_u
双曲线模型 $P=s/(a+bs)$	极值点	$1/b$
	最大曲率点	$(1 - \sqrt{a})/b$
无量纲指数模型 $P/P_m=[1 - \exp(-s/s_1)]$	极值点	P_m
	最大曲率点	$P_m - \delta_s/\sqrt{2}$
灰色理论模型 GM(1,1) $P=(P_1 - b/a)\exp[-a(s - s_1)]+b/a$	极值点	b/a
	最大曲率点	$b/a - 1/(\sqrt{2} a)$

表 3—4 中 P_u 代表极限承载力, a 、 b 为模型参数, P_m 为极值点处荷载, δ_s 为基准位移量, P_1 、 S_1 为桩顶第一级荷载及相应沉降。

这几个模型都只有两个待定参数, 它们都自然满足 $P - S$ 关系边界情况, 即当 $S=0$ 时, $P=0$ (或 $S=S_1$ 时, $P=P_1$); $S \rightarrow \infty$ 时, P 趋近于一个稳定的较大值(即极限荷载)。

双曲线模型确定极限承载力的方法又称为斜率倒数法, 此法假设 $P - S$ 曲线符合双曲线方程

$$P = \frac{s}{a + bs} \quad (3-11)$$

$$\text{则 } P_u = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{s}{a + bs} = \frac{1}{b} \quad (3-12)$$

这种方法在工程实际中用得比较广泛, 它可以化成线性形式 $s/p=a+bs$ 。故在确定参数 a 、 b 时比较方便。

② 指数模型

假设 $P - S$ 曲线符合指数方程

$$P = P_m [1 - \exp(-as)] \quad (3-13)$$

$$\text{则 } P_u = \lim_{s \rightarrow \infty} P_m [1 - \exp(-as)] = P_m \quad (3-14)$$

如果把 δ_s 定义为基准位移(屈服位移), 它相应的荷载定义为屈服荷载, 由这个计算模型不但可以求极限承载力, 还可求得屈服荷载和屈服位移。

③ 灰色理论模型 GM(1,1)^[18]

灰色理论属系统论范畴, 它把要研究的问题看成一个系统, 如果这个系统既含有已知信息(白)又含有未知信息(黑), 则称该系统为灰色系统(Greysystem)。灰色系统理论指出“信息不全”是“灰”的基本含义, 系统信息不全的情况有以下四种:

- a. 元素(参数)信息不完全
- b. 结构信息不完全
- c. 边界信息不完全
- d. 运行行为信息不完全

桩的传递机理和承载能力是一个相当复杂的问题，尽管从试验中可以得到一些确定的信息，但有些因素仍然难以了解清楚，上述四种信息不全的情况在桩土作用系统中都可能存在，所以把它作为一个灰色系统来进行分析。单桩极限承载力是一个十分复杂的问题，影响因素多，对影响因素的研究还远远不够；另一方面，从经济上考虑，对一般工程问题，人们不可能对全部因素都进行精确研究，下面介绍利用灰色系统理论中的预测模型，对试桩过程中预测单桩极限承载力问题进行的初步探讨。

由静荷载试验得到的 P—S 曲线一般具有灰指数律特性，如果把沉降 S 看作广义时间，则可以建立荷载序列的一阶动态微分方程 GM(1,1)模型。本文为使用方便，采用非等步长 GM(1,1)模型。

记原始荷载序列为

$$\{ P^{(1)}(i) \}_{i=1,2,\dots,n} \quad (3-15)$$

对该序列进行一次累减生成，可以得到新序列

$$\{ P^{(0)}(i) \}_{i=2,3,\dots,n} \quad (3-16)$$

其中
$$P^{(0)}(i) = P^{(1)}(i) - P^{(1)}(i-1) \quad (3-16a)$$

记沉降序列为

$$\{ S(i) \}_{i=1,2,\dots,n} \quad (3-17)$$

其一次累减序列为

$$\{ S^{(-1)}(i) \}_{i=2,3,\dots,n} \quad (3-18)$$

其中
$$S^{(-1)}(i) = S(i) - S(i-1) \quad (3-18a)$$

按照灰色系统的建模方法，可以得到一个一阶线性动态微分方程，记为 GM(1,1)：

$$\frac{dP^{(1)}}{dS} + aP^{(1)} = b \quad (3-19)$$

式中 P 的量纲为 kN，S 的量纲为 mm，a 为发展系数，量纲为 1/mm；b 为灰作用量，量纲为 kN/mm。它们由下列式子确定：

$$\begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = (B^T B)^{-1} B^T Y_n \quad (3-20)$$

式中

后验差比值

$$C = \frac{R_1}{R_2} \quad (3-30)$$

小误差概率

$$T = T \left\{ \varepsilon(i) - \bar{\varepsilon} \mid < 0.6745 R_2 \right\} \quad (3-31)$$

C, T 可按表 3-5 划分精度等级。若 C, T 均在允许范围内, 即可按式(3-23)或(3-24)进行预测, 否则需进行残差修正, 直到满足所需的精度为止。

表 3-5 C, T 的预测精度标准

预测精度	好	合格	勉强	不合格
T	>	> 0.80	> 0.70	0.70
C	0.95	< 0.50	< 0.65	0.65
	<			
	0.35			

在精度满足要求的情况下, 我们可以用公式(3-23)对单桩极限承载力进行预测。公式(3-23)

中的 a 值, 对于单桩 $P \sim S$ 曲线来说一般是很小的正数, 故 $S \rightarrow \infty$ 大时, $P^{(1)} \rightarrow \frac{b}{a}$ (实际上, 对

一般工程 $S = 100\text{mm}$ 时就足以使 $P^{(1)} \approx \frac{b}{a}$), 即单桩的极限承载力为

$$P_{\text{极限}}^{(1)} = \frac{b}{a} \quad (3-32)$$

在预测值不满足精度的情况下, 我们可以建立残差 GM(1,1)模型。由式 (3-23)可求出预测值的一次累减生成值

$$P^{(0)}(i) = P^{(1)}(i) - P^{(1)}(i-1), \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (3-33)$$

令残差

$$\varepsilon^{(0)}(i) = P^{(0)}(i) - \hat{P}^{(0)}(i), \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (3-34)$$

作一次累加生成

$$\varepsilon^{(1)}(i) = \sum_{k=2}^i \varepsilon^{(0)}(k) \quad (3-35)$$

仿照前面原始数据的建模方法, 可以得到

$$\varepsilon^{(1)}(k+1) = \left[\varepsilon^{(1)}(2) - \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \right] e^{-a[S(k+1)-S(2)]} + \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \quad (3-36)$$

将上式与式(3-23)叠加, 得到残差修正 GM(1,1)模型

$$P^{(1)}(k+1) = \left[P^{(1)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-a[S(k+1)-S(1)]} + \frac{b}{a} + \left[\varepsilon^{(1)}(2) - \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \right] e^{-a[S(k+1)-S(2)]} + \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon}, \quad k \geq 1 \quad (3-37)$$

对式(3-37)求出的荷载预测值再进行精度检验,若仍不满足精度要求,可再进行残差修正,直到满足所需的精度为止。

理论上讲极限承载力等于 s 趋于无穷时的荷载极值,而在工程应用上,极限荷载是指破坏荷载的前一级荷载,在表格 3-4 中列出了以 $P \sim S$ 双曲线的最大曲率确定极限荷载的算式。

3.2.2 实测极限承载力与按规范计算的极限承载力比较表

由上节的方法整理钻孔灌注桩实测极限承载力和极限端阻、极限侧阻,并由《桥规》^[26]按经验公式计算其极限承载力和极限端阻、极限侧阻共七十八根试桩资料,结果列于下表:

表 3—6 钻孔灌注桩承载力 单位(kN)

桩号	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻
1	6323.80	6103.80	220.00	5621.16	5377.10	244.16
2	7353.80	5590.80	1763.00	6509.96	5343.34	1166.62
3	8464.70	7164.70	1300.00	7346.54	6488.00	858.84
4	3600.00	2346.00	1254.00	3462.40	1616.26	1846.14
5	5500.00	3563.00	1937.00	4800.20	2861.10	1939.10
6	6450.00	4529.40	1920.60	7034.82	5655.16	1379.66
7	8050.00	5568.90	2481.07	6449.62	5099.60	1350.02
8	4373.70	3177.70	1196.00	4570.54	3865.84	704.70
9	7427.22	1427.22	6000.00	6874.25	1274.25	5600.00
0	1647.30	1397.30	250.00	1504.00	1209.60	294.40
1	5860.00	5804.00	56.00	5661.50	5531.32	130.18
2	1582.00	1522.00	60.00	2745.60	2615.42	130.18
3	4460.00	3600.00	860.00	4832.90	4212.28	620.62
4	6270.00	5810.00	460.00	4982.20	4736.73	245.47
5	6145.80	4345.80	1800.00	5234.60	3965.73	1268.87
1	1051	8000.	2510	8953	6450	2502

6	0.0	00	.00	.27	.70	.57
7	1 8000.	7376.	624.	6259	5644	615.
	00	00	00	.80	.57	23
8	1 1065	1000	655.	8324	7955	368.
	5.9	0.0	90	.50	.56	94
9	1 4532.	4306.	232.	4363	4247	115.
	60	00	600	.72	.83	89
0	2 8276.	6426.	1850	7585	6377	1207
	80	80	.00	.60	.69	.89
1	2 6000.	2500.	3500	5876	2487	3389
	00	00	.00	.62	.20	.42
2	2 6000.	2500.	3500	5786	2397	3389
	00	00	.0	.79	.70	.09
3	2 7250.	6000.	1250	5898	4725	1172
	00	00	.0	.10	.66	.48
4	2 7100.	6500.	600.	5218	4881	336.
	00	00	0	.60	.92	64
5	2 7100.	6500.	600.	6513	6103	409.
	00	00	0	.50	.55	90
6	2 1200.	1094.	106.	1065	1010	54.2
	00	00	00	.20	.92	8
7	2 1200.	1125.	74.5	1065	1020	44.2
	0	50	0	.20	.92	8
8	2 2992.	2700.	292.	2810	2512	298.
	90	00	9	.00	.01	08
9	2 1111	9115.	2000	8878	7725	1152
	5.50	50	.00	.20	.39	.85
0	3 7231.	6700.	531.	5792	5360	431.
	20	00	20	.50	.61	86
1	3 1159	5095.	6500	8800	3500	5300
	5.30	30	.0	.00	.00	.00
2	3 8363.	5000.	3363	6532	3532	3000
	76	00	.76	.80	.80	.00
3	3 6849.	5300.	1549	7362	5773	1588
	300	00	.30	.47	.52	.95
4	3 5589.	4589.	1000	5105	4071	1034
	40	40	.0	.60	.10	.50
5	3 5000.	4700.	300.	5273	4841	431.
	00	00	00	.10	.70	39
6	3 3000.	2830.	170.	3976	3792	183.
	00	00	00	.47	.90	57
7	3 7000.	4940.	2060	6377	4719	1658
	00	00	.00	.63	.63	.00
8	3 8000.	6580.	1420	7062	6192	869.
	00	00	.00	.10	.33	76
9	3 7500.	6260.	1240	6386	5536	850.
	00	00	.00	.93	.85	08
0	4 7000.	5720.	1280	6138	5070	1068
	00	00	.00	.90	.74	.12
1	4 1050	1012	380.	7026	6334	692.
	0.00	0.00	00	.90	.52	37
2	4 1050	1012	380.	7026	6334	692.
	0.00	0.00	00	.90	.52	37
3	4 4250.	3820.	429.	4379	4044	334.
	00	80	20	.00	.20	80

4	4	5100.	3612.	1488	5507	4686	820.
		00	00	.00	.07	.27	80
5	4	8070.	6461.	1609	6533	5463	1069
		00	00	.00	.57	.69	.88
6	4	5100.	4688.	412.	6359	5777	581.
		00	00	00	.10	.37	70
7	4	1800	1770	300.	1647	1595	522.
		0.0	0.0	00	5.40	2.47	88
8	4	1761	1731	300.	1647	1595	522.
		0.00	0.00	00	5.40	2.47	88
9	4	900.0	695.8	204.	1381	1233	148.
		0	4	16	.67	.02	65
0	5	800.0	586.3	213.	1338	1189	148.
		0	0	70	.25	.60	65
1	5	1400.	862.5	537.	1240	1067	172.
		00	8	42	.25	.75	50
2	5	1300.	1127.	172.	1203	1026	176.
		00	47	53	.03	.43	60
3	5	1400.	812.0	188.	1350	1254	96.3
		00	0	00	.36	.04	4
4	5	8000.	6300.	1700	6539	5383	1155
		00	00	.00	.21	.36	.85
5	5	6600.	5500.	1100	6515	5359	1155
		00	00	.00	.81	.96	.85
6	5	1000	8600.	1400	8709	6565	1806
		0.00	00	.00	.31	.74	.02
7	5	7000.	6050.	950.	7929	6707	1221
		00	00	00	.86	.96	.9
8	5	8000.	6500.	1500	8570	7030	1539
		00	00	.00	.17	.57	.6
9	5	5500.	4750.	750.	3915	3461	454.
		00	00	00	.95	.17	78
0	6	1960.	1817.	143.	1962	1898	64.5
		00	00	00	.65	.13	2
1	6	2450.	2256.	194.	2083	2019	64.5
		00	00	00	.70	.18	2
2	6	7000.	6700.	300.	5445	5201	244.
		00	00	00	.52	.28	24
3	6	6400.	5920.	480.	4495	4277	217.
		00	00	00	.34	.43	91
4	6	6970.	6480.	490.	5280	4999	281.
		00	00	00	.00	.00	00
5	6	3449.	2861.	588.	3223	2916	307.
		60	60	00	.84	.12	72
6	6	5586.	5292.	294.	5782	5475	307.
		00	00	00	.89	.69	72
7	6	1078	8820.	1960	8895	7032	1862
		0.00	00	.00	.21	.97	.24
8	6	7840.	6540.	1300	8764	7471	1293
		00	00	.00	.74	.06	.68
9	6	1830	1800	300.	1303	1264	389.
		0.08	0.0	08	5.22	5.86	36
0	7	1854	1820	340.	1376	1337	389.
		0.00	0.0	0	8.88	9.52	36
7		1710.	1490.	219.	1393	1290	103.

1	00	50	50	.83	.78	05	
2	7 00	5200. 00	4622. 00	578. 00	5116 .27	4616 .27	500. 00
3	7 00	4800. 00	3500. 00	1300 .00	5109 .35	3952 .95	1156 .40
4	7 00	4400. 00	3120. 00	1280 .00	4861 .28	3665 .75	1195 .55
5	7 00	4400. 00	3200. 00	1200 .00	5146 .72	3587 .82	1558 .90
6	7 00	4400. 00	3050. 00	1350 .00	5041 .10	3438 .00	1603 .10
7	7 00	6400. 00	4000. 00	2400 .00	4973 .76	3639 .26	1334 .50
8	7 00	7448. 00	3724. 00	3724 .00	4654 .74	2494 .42	2160 .32

钻孔灌注桩极限承载力的统计

一般情况下，桩的承载力受诸多因素影响，如不同桩径、不同桩长、不同地区、不同土层、不同施工方法。因此很难得到数量足够多的可认为条件相同的样本来统计。因此，分析中利用《桥规》经验公式计算得到的极限承载力的标准值 P_k ，将试桩极限承载力归一化，引入无量纲随机变量试计比 λ_p ，可考虑它们两者的差异。

$$\lambda_p = \frac{\text{试桩极限承载力的实测值}}{\text{试桩按规范经验公式计算的极限承载力}} = \frac{P_u}{P_K} \quad (3-38)$$

式中 P_u 试桩极限承载力，kN；

P_K 按《桥规》计算得到的极限承载力，kN；

同样，对桩的实测极限侧阻 Q_S 和端阻 Q_P ，也可利用《桥规》经验公式中计算相应的侧阻 Q_{Sj} 和端阻 Q_{Pj} 来归一化，其试计比分别表示为 λ_{QS} 和 λ_{QP} 。

$$\lambda_{QS} = \frac{Q_S}{Q_{Sj}} \quad (3-39)$$

$$\lambda_{QP} = \frac{Q_P}{Q_{Pj}} \quad (3-40)$$

1. 试计比 λ_p 的统计

本论著收集了七十八根有静载试桩 P_u 和规范计算 P_{uj} 的试桩。算出试计比 λ_p ，进行了统计分析如下：

表 3—7 钻孔灌注桩试计比

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{QP}
01	1.125	0.957	0.901
02	1.130	1.046	1.511
03	1.152	1.104	1.514
04	1.040	1.451	0.679

05	1.146	1.245	0.999
06	0.917	0.801	1.392
07	1.248	1.092	1.838
08	0.957	0.822	1.697
09	1.080	1.120	1.071
10	1.095	1.155	0.849
11	1.035	1.049	0.430
12	0.576	0.582	0.461
13	0.923	0.855	1.386
14	1.258	1.227	1.874
15	1.174	1.096	1.419
16	1.174	1.240	1.003
17	1.278	1.307	1.014
18	1.280	1.257	1.778
19	1.039	1.014	2.007
20	1.091	1.008	1.532
21	1.021	1.005	1.033
22	1.037	1.043	1.033
23	1.229	1.270	1.066
24	1.361	1.331	1.782
25	1.090	1.065	1.464
26	1.127	1.082	1.953
27	1.127	1.102	1.682
28	1.065	1.075	0.983
29	1.252	1.180	1.735
30	1.248	1.250	1.230
31	1.318	1.456	1.226
32	1.280	1.415	1.121
33	0.930	0.918	0.975
34	1.095	1.127	0.967
35	0.948	0.971	0.695
36	0.754	0.746	0.926
37	1.098	1.047	1.242
38	1.133	1.063	1.633
39	1.174	1.131	1.459
40	1.140	1.128	1.198
41	1.494	1.598	0.549
42	1.494	1.598	0.549
43	0.971	0.945	1.282
44	0.926	0.771	1.813
45	1.235	1.183	1.504
46	0.802	0.811	0.708
47	1.093	1.110	0.574
48	1.069	1.085	0.574
49	0.651	0.564	1.373
50	0.598	0.493	1.438
51	1.129	0.808	3.115
52	1.081	1.098	0.977
53	1.037	0.648	1.951
54	1.223	1.170	1.471
55	1.013	1.026	0.952
56	1.148	1.310	0.775
57	0.883	0.902	0.777

58	0.933	0.925	0.974
59	1.405	1.372	1.649
60	0.999	0.957	2.216
61	1.176	1.117	3.007
62	1.285	1.288	1.228
63	1.424	1.384	2.203
64	1.320	1.296	1.744
65	1.070	0.981	1.911
66	0.966	0.966	0.955
67	1.212	1.254	1.052
68	0.894	0.875	1.005
69	1.404	1.423	0.771
70	1.347	1.360	0.873
71	1.227	1.155	2.130
72	1.016	1.001	1.156
73	0.939	0.885	1.124
74	0.905	0.851	1.071
75	0.855	0.892	0.770
76	0.873	0.887	0.842
77	1.287	1.099	1.798
78	1.600	1.493	1.724

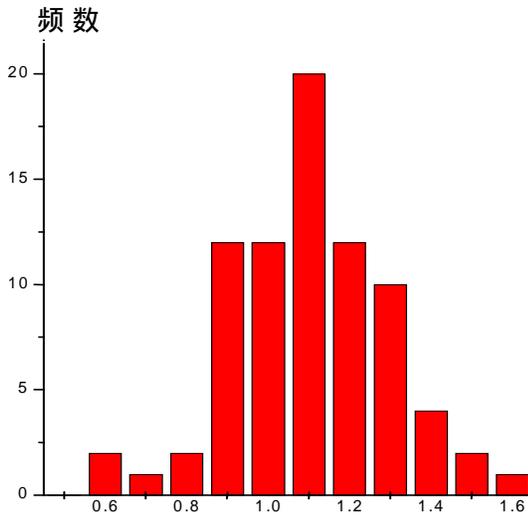


图 3-1 试计比 λ_p 频率直方图

经统计得 λ_p 均值和均方差分别为 1.1042, 0.1952, 变异系数为 0.1767, 分布类型可为正态、对数正态或极值型。

表 3—8 λ_p 的统计检验结果

检验方法 \ 检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.04617	0.06888	0.09898
	临界值	0.10032	0.10032	0.10055
	接受否	接受	接受	接受

2. 试计比 $\lambda_{QS}, \lambda_{QP}$ 的统计

由试计比 $\lambda_{QS}, \lambda_{QP}$ 公式可知,其值由桩端阻侧阻的实测值与计算值得,这样就可以通过试桩资料获得桩的极限承载力的特征,作为设计的依据。

表 3—9 λ_{QS} 的统计检验结果

检验项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
法	统计值	0.06870	0.07331	0.09885
	临界值	0.10032	0.10032	0.10055
	接受否	接受	接受	接受

经统计得 λ_{QS} 均值和均方差分别为 1.0822, 0.2273, 变异系数为 0.2100, 分布类型可为正态、对数正态或极值型。

表 3—10 λ_{QP} 的统计检验结果

检验项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
法	统计值	0.10237	0.05514	0.05887
	临界值	0.10032	0.10032	0.10055
	接受否	拒绝	接受	接受

经统计得 λ_{QP} 均值和均方差分别为 1.2993, 0.5300, 变异系数为 0.4079, 分布类型可为对数正态或极值型。

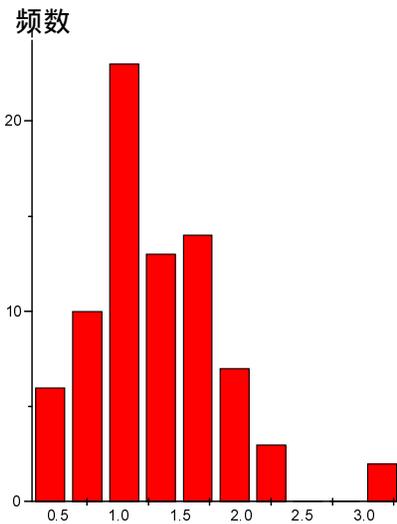


图 3-2 试计比 λ_{QP} 频率直方图

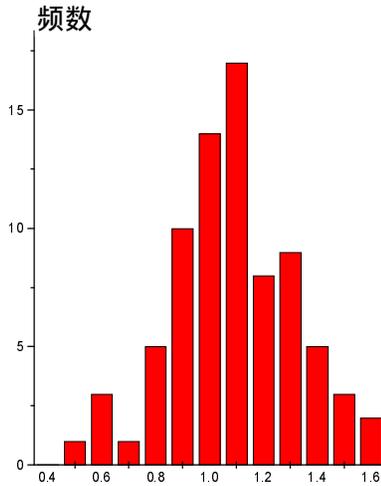


图 3-3 试计比 λ_{Q_s} 频率直方图

3.2.4 桩径试计比的统计

由于各类钻头在钻进过程中的扩孔作用，钻孔灌注桩桩径一般比设计桩径大，《桥规》^[26]中规定，对于不同的施工钻头，其成孔桩径在其设计桩径上增加一定量的大小，其增加的值有一定的随机性。在本论著中，将收集到 49 根不同工点处钻孔灌注桩的设计桩径和成孔桩径作了统计，引入了无量纲的统计量——桩径试计比 λ_d 。

$$\lambda_d = \frac{d_s}{d_k} \quad (3-41)$$

式中， d_s 为钻孔灌注桩的实际平均直径， d_k 为钻孔灌注桩的设计直径。

按上述方法统计得下表

表 3—11 钻孔灌注桩的桩径统计

序号	设计桩径 (cm)	成孔桩径 (cm)	桩径试计比
1	100.0	110.0	1.100
2	60.0	65.5	1.092
3	60.0	71.2	1.187
4	60.0	65.8	1.097
5	100.0	105.8	1.058
6	80.0	82.8	1.035
7	80.0	92.3	1.154
8	60.0	65.5	1.092
9	100.0	105.8	1.058
10	100.0	109.0	1.090
11	100.0	110.0	1.100
12	110.0	118.0	1.073
13	110.0	126.0	1.145
14	70.0	92.0	1.314
15	82.0	90.0	1.098
16	82.0	90.0	1.098
17	140.0	162.0	1.157
18	140.0	162.0	1.157

19	120.0	130.0	1.083
20	100.0	110.0	1.100
21	70.0	80.0	1.143
22	70.0	78.0	1.114
23	80.0	89.0	1.112
24	82.0	90.0	1.098
25	70.0	73.0	1.043
26	70.0	73.0	1.043
27	70.0	74.0	1.057
28	70.0	77.0	1.100
29	70.0	73.0	1.043
30	70.0	74.0	1.057
31	100.0	110.6	1.106
32	100.0	111.8	1.118
33	60.0	75.0	1.250
34	60.0	75.0	1.250
35	80.0	92.0	1.150
36	80.0	88.0	1.100
37	80.0	88.0	1.100
38	80.0	87.0	1.087
39	120.0	121.2	1.010
40	120.0	131.0	1.092
41	120.0	128.0	1.067
42	120.0	128.9	1.074
43	100.0	119.0	1.190
44	100.0	132.0	1.320
45	100.0	110.2	1.102
46	80.0	92.0	1.150
47	80.0	88.0	1.100
48	120.0	122.7	1.023
49	50.0	54.0	1.080

经统计得，桩径试计比 λ_d ：均值 1.1116，均方差 0.0622，变异系数 0.05896。由上述不同地区、不同地层、不同桩径统计说明，对于钻孔灌注桩，往往现场工程桩桩径平均比设计桩径大 11%，这对于设计和施工者来说，相当于埋伏了一个安全系数，但对于施工单位来说，建筑材料增加量将比设计计算量大很多，值得注意。

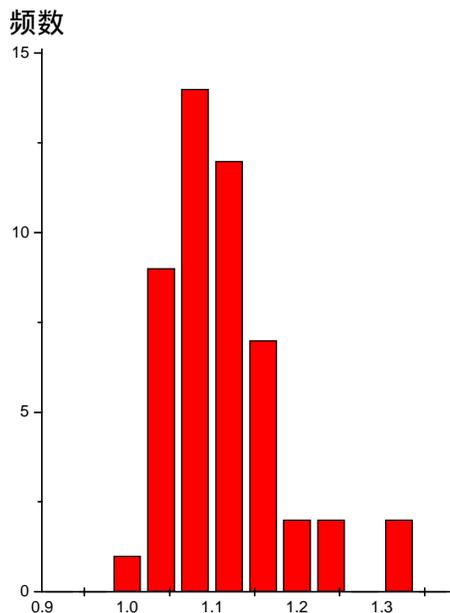


图 3-4 桩径试计比 λ_d 的频率直方图

3.3 打入桩极限承载力及试计比的统计分析

打入桩极限承载力及试计比的统计方法，与前一节钻孔灌注桩极限承载力及试计比的统计方法基本一致。关于打入桩实测承载力的确定方法和原理，本节与 3.2.1 节完全相同（略）。下面主要将打入桩的计算承载力进行统计分析，确定出相应参数的试计比，以便为桩的承载力可靠度分析研究服务。

3.3.1 打入桩按规范计算的极限承载力与实测极限承载力比较表

按前述的方法整理打入桩实测极限承载力和极限端阻、极限侧阻，并由《桥规》按经验公式计算其极限承载力和极限端阻、极限侧阻共一百二十八根试桩资料，结果列于下表：

表 3—12 打入桩承载力 单位 (kN)

桩号	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻
1	4645.00	3804.00	841.00	4256.00	3752.00	504.00
2	6770.00	4570.00	2200.00	7247.70	4987.70	2260.00
3	7705.00	3825.00	3880.00	8465.00	4510.11	3955.00
4	3920.00	3432.00	488.00	3166.79	2839.59	327.20
5	2400.00	1000.00	1400.00	1860.84	910.99	949.00
6	3200.00	1400.00	1800.00	2980.00	1080.00	1900.00
7	2600.00	1400.00	1200.00	2980.00	1080.00	1900.00

8	1450.00	1120.00	330.00	1383.78	1182.84	200.96	
9	1650.00	1400.00	250.00	1983.92	1794.96	188.96	
0	1	2100.00	1900.00	200.00	2198.38	1818.44	379.94
1	1	4600.00	3600.00	1000.00	5279.10	4566.71	712.39
2	1	4800.00	4200.00	600.00	4580.53	4226.23	354.30
3	1	6000.00	4800.00	1200.00	6286.50	5411.50	875.00
4	1	6000.00	4800.00	1200.00	5530.50	4655.50	875.00
5	1	2200.00	2100.00	100.00	2260.80	2059.84	200.96
6	1	4000.00	3200.00	800.00	3212.22	2832.28	379.94
7	1	3300.00	2950.00	350.00	2725.15	2536.19	188.96
8	1	3800.00	3100.00	700.00	3202.29	2878.29	324.00
9	1	3600.00	3300.00	300.00	3202.29	2878.29	324.00
0	2	1617.00	1225.00	392.00	1720.78	1416.78	304.00
1	2	4459.00	3675.00	784.00	3309.00	2909.00	400.00
2	2	4738.30	4312.00	426.30	3369.00	2969.00	400.00
3	2	637.00	490.00	147.00	1040.48	880.48	160.00
4	2	686.00	536.00	150.00	1282.16	1122.16	160.00
5	2	1651.30	1274.00	377.30	1895.00	1645.00	250.00
6	2	1568.00	1430.80	137.20	1895.00	1645.00	250.00
7	2	1470.00	1274.00	196.00	1895.00	1645.00	250.00
8	2	1925.70	1715.00	210.70	1970.00	1720.00	250.00
9	2	2116.80	1519.00	597.80	2313.40	2063.40	250.00
0	3	2469.60	1960.00	509.60	2313.40	2063.40	250.00
1	3	1460.20	1274.00	186.00	2005.00	1605.00	400.00
2	3	1200.30	940.80	259.50	1690.00	1290.00	400.00
3	3	1822.80	1568.00	254.80	1855.00	1605.00	250.00
4	3	1666.00	1300	366	1357.20	1197.20	160.00
5	3	2548.00	2058.00	490.00	2100.00	1850.00	250.00
	3	1862.00	1613.00	249.00	1249.11	1046.61	202.50

6							
7	3	1862.00	1564.00	298.00	1271.34	1068.84	202.50
8	3	2548.00	2252.00	296.00	1781.90	1531.90	250.00
9	3	1568.00	1319.00	249.00	1241.46	1038.96	202.50
0	4	1254.40	976.00	278.40	1215.18	1012.68	202.50
1	4	914.34	782.00	132.34	1103.22	900.72	202.50
2	4	1568.00	1323.00	245.00	1159.20	835.20	324.00
3	4	2891.00	2548.00	343.00	2557.80	2233.80	324.00
4	4	1274.00	980.00	294.00	1110.34	854.34	256.00
5	4	1274.00	980.00	294.00	1103.47	847.47	256.00
6	4	1519.00	1172.00	347.00	1188.80	932.80	256.00
7	4	1666.00	1421.00	245.00	1101.68	941.68	160.00
8	4	1225.00	1076.00	149.00	1153.35	950.85	202.50
9	4	1225.00	1076.00	149.00	1082.00	922.00	160.00
0	5	1176.00	978.00	198.00	1308.40	1052.40	256.00
1	5	1519.00	1170.00	349.00	1255.86	931.86	324.00
2	5	1568.00	1219.00	349.00	1273.60	1023.60	250.00
3	5	1636.60	1372.00	164.60	1045.92	789.92	256.00
4	5	1352.40	1127.00	225.00	1245.00	995.00	250.00
5	5	1411.20	1074.00	337.20	1252.00	1002.00	250.00
6	5	2352.00	1912.80	439.20	2061.90	1737.90	324.00
7	5	5880.00	4586.00	1294.00	3826.00	3201.00	625.00
8	5	1374.00	1225.00	149.00	1251.20	1091.20	160.00
9	5	1372.00	1029.00	343.00	1230.48	1070.48	160.00
0	6	1391.60	1176.00	215.60	1128.80	968.80	160.00
1	6	1617.00	1421.00	196.00	1098.00	895.50	202.50
2	6	1421.00	1225.00	196.00	988.50	738.50	250.00
3	6	4857.00	2700.00	2157.00	4200.00	2436.00	1764.0

0

4	6	5184.00	3100.00	2084.00	4200.00	2436.00	1764.00
						0	
5	6	5643.00	3300.00	2343.00	4400.00	2636.00	1764.00
						0	
6	6	5961.00	3600.00	2361.00	4500.00	2736.00	1764.00
						0	
7	6	5468.00	3600.00	1912.75	4200.00	2436.00	1764.00
						0	
8	6	5414.00	3700.00	1714.00	4200.00	2436.00	1764.00
						0	
9	6	5425.00	3400.00	2025.00	4400.00	2636.00	1764.00
						0	
0	7	5009.00	3000.00	2009.00	4200.00	2436.00	1764.00
						0	
1	7	5400.00	3800.00	1600.00	4400.00	2636.00	1764.00
						0	
2	7	5605.00	3800.00	1805.00	4500.00	2736.00	1764.00
						0	
3	7	6350.00	4500.00	1850.00	4800.00	3036.00	1764.00
						0	
4	7	6493.00	4000.00	2493.00	4500.00	2736.00	1764.00
						0	
5	7	5333.60	3200.00	2133.60	4300.00	2536.00	1764.00
						0	
6	7	5326.00	2500.00	2826.00	4500.00	2736.00	1764.00
						0	
7	7	4663.00	3000.00	1663.00	4200.00	2436.00	1764.00
						0	
8	7	5600.00	3200.00	2400.00	4400.00	2636.00	1764.00
						0	
9	7	5046.00	3500.00	2546.00	4098.70	2334.70	1764.00
						0	
0	8	8673.00	4000.00	4673.00	7480.00	3716.00	3764.00
						0	
1	8	8983.00	4000.00	4983.00	7920.00	4156.00	3764.00
						0	
2	8	8016.00	4000.00	4016.00	7260.00	3496.00	3764.00
						0	
3	8	8000.00	4000.00	4000.00	7480.00	3716.00	3764.00
						0	
4	8	8100.00	4000.00	4100.00	7920.00	4156.00	3764.00
						0	
5	8	6809.00	3500.00	3309.00	5870.00	2106.00	3764.00
						0	
6	8	6556.00	3000.00	3556.00	5679.00	1915.00	3764.00
						0	
7	8	6603.00	3000.00	3603.00	5340.00	1576.00	3764.00
						0	
8	8	4654.00	3500.00	1154.00	4300.00	2536.00	1764.00
						0	
9	8	4585.20	3000.00	1585.20	4200.00	2436.00	1764.00
						0	
0	9	5372.00	3000.00	2372.00	4100.00	2336.00	1764.00
						0	
	9	4584.90	3000.00	1584.90	4200.00	2436.00	1764.00

1						0	
2	9	4350.00	3000.00	1350.00	4200.00	2436.00	1764.0
3	9	5270.59	3200.00	2070.59	4200.00	2436.00	1764.0
4	9	3726.00	3000.00	726.00	4200.00	2436.00	1764.0
5	9	4584.00	3000.00	2584.00	4200.00	2436.00	1764.0
6	9	5269.00	3500.00	1844.15	4800.00	3036.00	1764.0
7	9	4936.00	3300.00	1636.00	4400.00	2636.00	1764.0
8	9	5664.00	3300.00	2364.00	4400.00	2636.00	1764.0
9	9	2262.00	1500.00	762.00	1600.00	964.15	635.85
00	1	2239.00	1400.00	839.00	1400.00	764.15	635.85
01	1	5205.00	3500.00	1705.00	4600.00	3030.00	1570.0
02	1	4506.00	3000.00	1506.00	3900.00	2895.20	1004.8
03	1	3646.00	2600.00	1046.00	3000.00	1995.20	1004.8
04	1	3219.00	2800.00	419.00	2900.00	1895.20	1004.8
05	1	3315.00	2000.00	1315.00	2900.00	1895.20	1004.8
06	1	3252.00	2000.00	1252.00	2900.00	1895.20	1004.8
07	1	2571.00	2000.00	771.00	2900.00	1895.20	1004.8
08	1	1689.20	1000.00	689.20	1200.00	634.80	565.20
09	1	3146.00	1400.00	1746.00	2400.00	1395.20	1004.8
10	1	3180.00	1400.00	1780.00	2400.00	1395.20	1004.8
11	1	3369.00	2300.00	1069.00	2400.00	1395.20	1004.8
12	1	3249.00	2000.00	1249.00	2400.00	1395.20	1004.8
13	1	3223.00	2000.00	1223.00	2400.00	1395.00	1004.8
14	1	3315.00	2500.00	815.00	2400.00	1395.20	1004.8
15	1	4350.00	3200.00	1150.00	3600.00	2030.00	1570.0
16	1	1911.00	1700.00	211.00	1200.00	834.80	365.20
17	1	3582.00	2100.00	1482.00	2400.00	1395.20	1004.8
18	1	3600.00	2100.00	1500.00	2600.00	1595.20	1004.8

19	1	3000.00	2000.00	1000.00	2300.00	1295.20	1004.8 0
20	1	3412.00	2400.00	1012.00	2600.00	1595.20	1004.8 0
21	1	2634.00	1400.00	1234.00	2400.00	1395.20	1004.8 0
22	1	3263.00	1400.00	1863.00	2400.00	1395.20	1004.8 0
23	1	5183.00	3500.00	1683.00	4800.00	3036.00	1764.0 0
24	1	4947.00	3000.00	1947.00	4500.00	2736.00	1764.0 0
25	1	4962.00	3000.00	1962.00	4400.00	2636.00	1764.0 0
26	1	5593.00	3000.00	2593.00	4400.00	2636.00	1764.0 0
27	1	5699.00	3500.00	2199.00	4800.00	3036.00	1764.0 0
28	1	5000.00	3500.00	1500.00	4800.00	3036.00	1764.0 0

3.3.2 打入桩极限承载力的统计

打入桩极限承载力的统计，采用与钻孔灌注桩相同的分析方法，利用《桥规》经验公式计算得到的极限承载力的标准值 P_K ，将试桩极限承载力归一化，引入无量纲随机变量试计比 λ_P ，可考虑它们两者的差异。

$$\lambda_P = \frac{\text{试桩极限承载力的实测值}}{\text{试桩按规范经验公式计算的极限承载力}} = \frac{P_u}{P_K} \quad (3-42)$$

式中 P_u 试桩极限承载力，kN； P_K 按《桥规》计算得到的极限承载力，kN。

同样，对桩的实测极限侧阻 Q_S 和端阻 Q_P ，也可利用《桥规》经验公式中计算相应的侧阻 Q_{Sj} 和端阻 Q_{Pj} 归一化，其试计比分别表示为 λ_{QS} 和 λ_{QP} 。

$$\lambda_{QS} = \frac{Q_S}{Q_{Sj}} \quad (3-43)$$

$$\lambda_{QP} = \frac{Q_P}{Q_{Pj}} \quad (3-44)$$

1. 桩极限承载力试计比的统计

本文研究收集了一百二十八根有静载试桩极限承载力 P_u 并用《桥规》^[26] 计算 P_{uj} 的试桩。分别算出了它们的试计比 λ_P ， λ_{QS} ， λ_{QP} ，统计分析情况如下：

表 3—13 打入桩试计比

桩号	λ_P	λ_{QS}	λ_{QP}
1	1.091	1.014	1.669
2	0.934	0.916	0.973
3	0.910	0.848	0.981
4	1.238	1.209	1.491

5	1.290	1.098	1.475
6	1.074	1.296	0.947
7	0.872	1.296	0.632
8	1.048	0.947	1.642
9	0.832	0.780	1.323
10	0.955	1.045	0.526
11	0.871	0.788	1.404
12	1.048	0.994	1.693
13	0.954	0.887	1.371
14	1.085	1.031	1.371
15	0.973	1.019	0.498
16	1.245	1.130	2.106
17	1.211	1.163	1.852
18	1.187	1.077	2.160
19	1.124	1.147	0.926
20	0.940	0.865	1.289
21	1.348	1.263	1.960
22	1.406	1.452	1.066
23	0.612	0.557	0.919
24	0.535	0.478	0.938
25	0.871	0.774	1.509
26	0.827	0.870	0.549
27	0.776	0.774	0.784
28	0.978	0.997	0.843
29	0.915	0.736	2.391
30	1.068	0.950	2.038
31	0.728	0.794	0.465
32	0.710	0.729	0.649
33	0.983	0.977	1.019
34	1.228	1.086	2.287
35	1.213	1.112	1.960
36	1.491	1.541	1.230
37	1.465	1.463	1.472
38	1.430	1.470	1.184
39	1.263	1.270	1.230
40	1.032	0.964	1.375
41	0.829	0.868	0.654
42	1.353	1.584	0.756
43	1.130	1.141	1.059
44	1.147	1.147	1.148
45	1.155	1.156	1.148
46	1.278	1.256	1.355
47	1.512	1.509	1.531
48	1.062	1.132	0.736
49	1.132	1.167	0.931
50	0.899	0.929	0.773
51	1.210	1.256	1.077
52	1.231	1.191	1.396
53	1.565	1.737	0.643
54	1.086	1.133	0.900
55	1.127	1.072	1.349
56	1.141	1.101	1.356
57	1.537	1.433	2.070

58	1.098	1.123	0.931
59	1.115	0.961	2.144
60	1.233	1.214	1.348
61	1.473	1.587	0.968
62	1.438	1.659	0.784
63	1.156	1.108	1.223
64	1.234	1.273	1.181
65	1.283	1.252	1.328
66	1.325	1.316	1.338
67	1.302	1.478	1.084
68	1.289	1.519	0.972
69	1.233	1.290	1.148
70	1.193	1.232	1.139
71	1.227	1.442	0.907
72	1.246	1.389	1.023
73	1.323	1.482	1.049
74	1.443	1.462	1.413
75	1.240	1.262	1.210
76	1.184	0.914	1.602
77	1.110	1.232	0.943
78	1.273	1.214	1.361
79	1.231	1.499	1.443
80	1.159	1.076	1.241
81	1.134	0.962	1.324
82	1.104	1.144	1.067
83	1.070	1.076	1.063
84	1.023	0.962	1.089
85	1.160	1.662	0.879
86	1.154	1.567	0.945
87	1.237	1.904	0.957
88	1.082	1.380	0.654
89	1.092	1.232	0.899
90	1.310	1.284	1.345
91	1.092	1.232	0.898
92	1.036	1.232	0.765
93	1.255	1.314	1.174
94	0.887	1.232	0.412
95	1.091	1.232	1.465
96	1.098	1.153	1.045
97	1.122	1.252	0.927
98	1.287	1.252	1.340
99	1.414	1.556	1.198
100	1.599	1.832	1.319
101	1.132	1.155	1.086
102	1.155	1.036	1.499
103	1.215	1.303	1.041
104	1.110	1.477	0.417
105	1.143	1.055	1.309
106	1.121	1.055	1.246
107	0.887	1.055	0.767
108	1.408	1.575	1.219
109	1.311	1.003	1.738
110	1.325	1.003	1.771

111	1.404	1.649	1.064
112	1.354	1.433	1.243
113	1.343	1.434	1.217
114	1.381	1.792	0.811
115	1.208	1.576	0.732
116	1.592	2.036	0.578
117	1.492	1.505	1.475
118	1.385	1.316	1.493
119	1.304	1.544	0.995
120	1.312	1.505	1.007
121	1.097	1.003	1.228
122	1.360	1.003	1.854
123	1.080	1.153	0.954
124	1.099	1.096	1.104
125	1.128	1.138	1.112
126	1.271	1.138	1.470
127	1.187	1.153	1.247
128	1.042	1.153	0.850

经上述资料整理统计后得 λ_p 均值和均方差分别为 1.1645, 0.1985, 变异系数为 0.170, 由表 3-14 可知, λ_p 分布类型可为正态或对数正态。由此可知, 现场试桩极限承载力普遍比按规范设计的承载力高, 平均高出 16%左右。

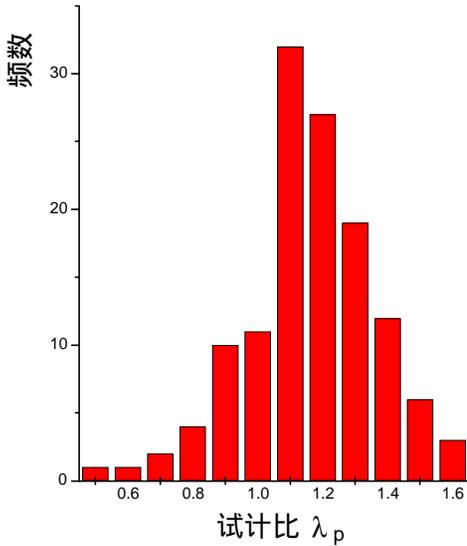


图 3-5 试计比 λ_p 频率直方图

表 3—14 λ_p 的统计检验结果

项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K -S 法	统计 值	0.0764 3	0.07425	0.1137 8
	临界 值	0.0783 1	0.07831	0.0784 9
	接受 否	接受	接受	拒绝

2. 桩端阻侧阻试计比的统计

表 3—16 λ_{QP} 的统计检验结果

项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K -S 法	统计 值	0.0783 0	0.04913	0.049 52
	临界 值	0.0783 1	0.07831	0.078 49
	接受 否	接受	接受	接受

表 3—15 λ_{QS} 的统计检验结果

项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K -S 法	统计 值	0.0982 8	0.07385	0.073 36
	临界 值	0.0783 1	0.07831	0.078 49
	接受 否	拒绝	接受	接受

由试计比 $\lambda_{QS}, \lambda_{QP}$ 定义可知，其值由桩端阻和桩侧阻的实测值与计算值求得。由此就可以通过试桩资料获得桩的极限承载力的特征，作为设计的依据。

经统计得 λ_{QS} 均值和均方差分别为 1.2063, 0.2719，变异系数为 0.2254，分布类型可为对数正态或极值型。统计得 λ_{QP} 均值和均方差分别为 1.1887, 0.4000，变异系数为 0.3365，分布类型可

为正态、对数正态或极值型。由此统计可知，现场试桩的桩侧和桩端阻力普遍比按规范设计的相应值高，高出 20%左右。

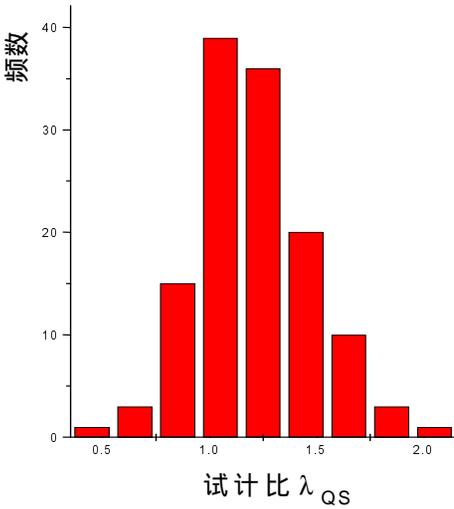


图 3-7 试计比 λ_{QS} 频率直方图

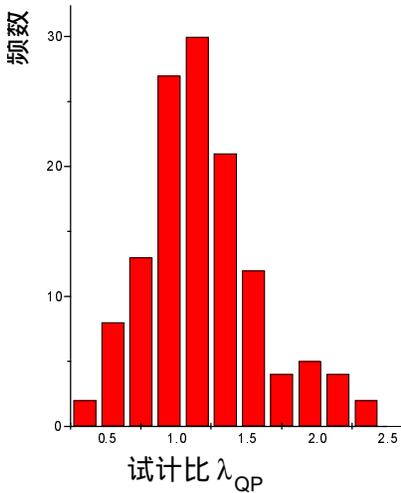


图 3-6 试计比 λ_{QP} 频率直方图

3.4 桩承载力可靠指标的计算方法

本文研究采用了《铁路工程结构可靠度设计统一标准》(GB50216-94)中规定的校准法。所谓校准法，就是通过对现存结构、构件或现行设计规范所隐含的可靠度水平进行反演分析，以确定结构或构件设计时采用的目标可靠指标的一种方法。

对于本文研究，具体说来，就是先假设按现行《桥规》^[26]经过几十年的运用和实施，目前基桩承载力设计的安全系数法的有关规定在总体上是合理的，然后再通过现有基桩的可靠度反演计算和综合分析，确定今后所采用的基桩可靠指标。即在已知桩抗力和荷载效应的统计特征的情况下，对按规范设计的工程桩反求其可靠指标，并以此作为今后确定基桩的设计目标可靠指标的依据。

根据校准法，可按前述统计分布拟合抗力分布计算基桩承载力可靠指标，并按传统定值设计法取安全系数 $K=2$ ，计算基桩可靠指标。

按校准法确定目标可靠指标的计算步骤如下：

根据目标可靠指标的适用范围，选择一组具有代表性的结构构件作为计算对象；

在这一组结构构件中根据它们在工程中用量的多少和重要性的不同，确定其权函数；

确定各结构构件的作用效应和抗力中各基本变量的概率分布类型和设计参数；

分别计算按现行设计规范设计的各结构构件的失效概率；

将求得各结构构件的失效概率乘以权函数，即得各种结构构件的平均失效概率；

根据结构构件的平均失效概率即可比较容易地计算出结构的目标可靠指标。

校准法的实质是验算，它是基于结构构件承载力的可靠与经济之间选择一种合理平衡，力求以最经济的途径，使承载力的取值保证建筑物的各种预定功能要求。

3.5 桩的承载力分项系数及设计表达式

3.5.1 打入桩总抗力分项系数

前已提及，为了与设计规范的衔接和实用简便，一般在设计验算点 P^* 处将桩的极限状态方程转化为设计人员所习惯的以基本变量标准值和分项系数形式表达的极限状态实用设计表达式。

对于打入桩承载力极限状态下的荷载效应基本组合，其单桩的设计表达式为

$$\gamma_G \cdot G_K + \gamma_Q \cdot Q_K = R_K / \gamma_R \quad (3-45)$$

式中 γ_G, γ_Q 及 γ_R 分别为永久荷载、可变荷载和桩极限承载力的分项系数； G_K, Q_K 及 R_K 分别为按规范标准值计算的永久荷载效应、可变荷载效应及打入桩的承载力标准值。

在设计验算点处

$$G^* + Q^* = R^* \quad (3-46)$$

式中 G^*, Q^* 及 R^* 分别为永久荷载、可变荷载和桩极限承载力的设计验算点值。

(3-45), (3-46) 两式均是对极限状态的描述，等价则有：

$$\gamma_G = \frac{G^*}{G_K}, \quad \gamma_Q = \frac{Q^*}{Q_K}, \quad \gamma_R = \frac{R_K}{R^*} \quad (3-47)$$

由此可见， γ_G, γ_Q 及 γ_R 不仅与给定的可靠指标有关，而且与极限状态方程中包含的全部基本变量的统计参数有关。铁路桥涵建筑物荷载比较复杂，根据《铁路桥梁设计规范》(送审稿)^[33]，铁路永久荷载及可变荷载的分项系数分别为

$$\gamma_G = 1.1 \sim 1.2, \quad \gamma_Q = 1.4$$

对于高墩台桥梁基础而言，荷载自桥跨传至桩基顶面，可能会发生变化，应对此作专项研究。若变化不大，或对计算结果影响不大，可采用与上部结构一致的荷载标准以及荷载分项系数，进行桩承载力的分项系数的计算。

1. 根据定值法反求总抗力的分项系数

由定值法设计知

$$\frac{R_K}{k} = G_K + Q_K = G_K(1+\rho) \quad (3-48)$$

$$\text{易求得} \quad R_K = k \cdot G_K(1+\rho) \quad (3-49)$$

又因式(3-48)可变换为

$$\gamma_G \cdot G_K + \gamma_Q \cdot Q_K = R_K / \gamma_R = \alpha_R \cdot R_K$$

将(3-49)代入(3-48), 整理可得

$$\alpha_R = \frac{\gamma_G + \rho\gamma_Q}{k(1+\rho)} \quad (3-50)$$

按统一标准取值: $k=2.0, \gamma_G = 1.1, \gamma_Q = 1.4$, 代入上式计算得总抗力分项系数 γ_R 如表 3-17 和图 3-8, 图 3-9。

表 3—17 总阻力分项系数与荷载效应比

ρ	0.1	0.15	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7
α_R	46	0.570	5 0.5	80 0.5	93 0.5	00 0.6	06 0.6
γ_R	74	1.756	24 1.7	87 1.6	67 1.6	49 1.6	29 1.6
ρ	0.8	1.000	1.250	00 1.5	2.000	00 2.5	最佳值
α_R	19	0.625	33 0.6	40 0.6	50 0.6	57 0.6	10 0.6
γ_R	16	1.600	79 1.5	63 1.5	38 1.5	22 1.5	39 1.6

γ_R 的优化:

对于不同的荷载效应比 ρ , 可以得到不同的验算点值, 其抗力分项系数 γ_R 也不同。为了使 γ_R

不随 ρ 的不同而变化，应使分项系数满足条件：

$$H = \sum [(R_K)_j - \gamma_R \cdot S_j]^2 \text{ 为最小}$$

其中 $(R_K)_j$ 为相应于 ρ_j 的抗力标准值； S_j 为荷载效应 $S_j = \gamma_G(G_K)_j + \gamma_Q(Q_K)_j$ ，则：

$$\gamma_R = \frac{\sum (R_K)_j \cdot S_j}{\sum S_j^2} \quad (3-51)$$

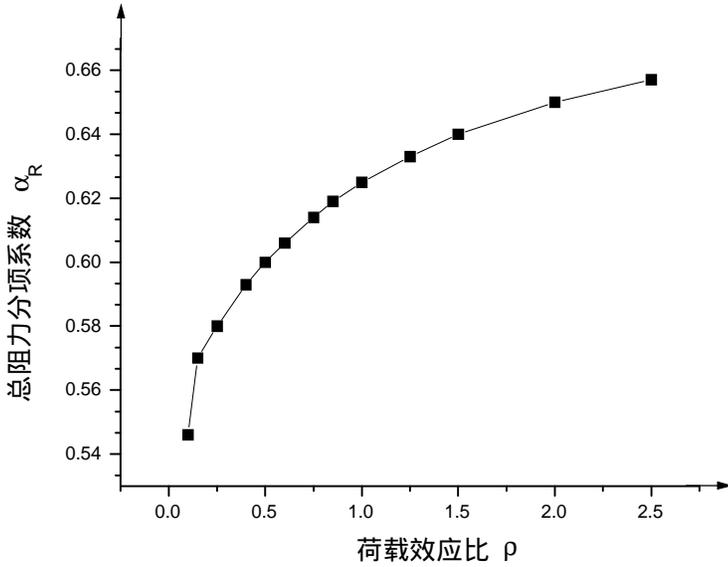


图 3-8 总阻力分项系数与荷载效应比

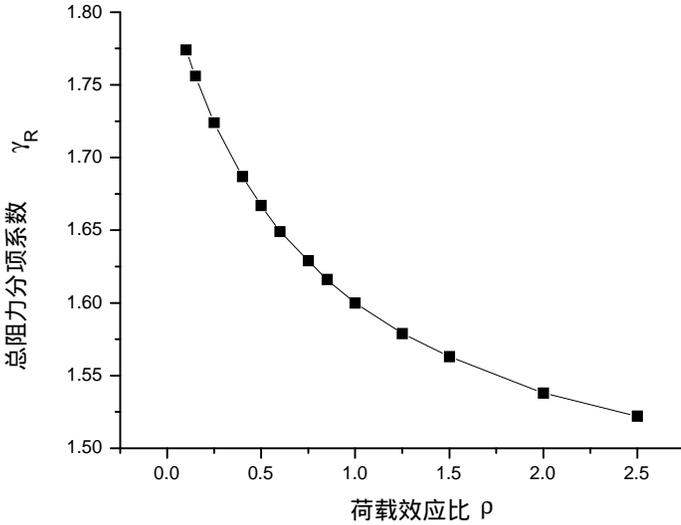


图 3-9 总阻力分项系数与荷载效应比

由图 3-9 和表 3-17 可见，总阻力分项系数随荷载效应比而变，不利于实用。因此利用分项系数最小二乘法可求得最佳总阻力分项系数为 1.639。

2. 由极限状态方程求总抗力分项系数

(1) 总抗力服从正态分布

若抗力和荷载均为正态分布，桩设计式表示为

$$R_d \geq S_d \quad (3-52)$$

$$\begin{aligned} R_d &= \mu_d - \beta \cos \theta_R \cdot \sigma_R \\ S_d &= \mu_s + \beta \cos \theta_s \cdot \sigma_s \end{aligned} \quad (3-53)$$

在设计验算点处有

$$R^* = S^* \quad (3-54)$$

由(3-52),(3-53)两式等价，可得

$$\mu_R = R^* + \beta \cos \theta_R \cdot \sigma_R \quad (3-55)$$

又因 $\lambda_R = \frac{R}{R_K}$ ，则 $\bar{\lambda}_R = \frac{\mu_R}{R_K}$

即
$$R_K = \frac{\mu_R}{\bar{\lambda}_R} \quad (3-56)$$

则
$$\gamma_R = \frac{R_K}{R^*} = \frac{\mu_R}{\bar{\lambda}_R R^*} = \frac{1}{\bar{\lambda}_R} \left(1 + \frac{\mu_R}{R^*} \beta \cos \theta_R \cdot \delta_R \right) \quad (3-57)$$

$$\text{又因} \quad \frac{\mu_R}{R^*} = \frac{\mu_R/R_K}{R^*/R_K} = \overline{\lambda}_R \cdot \gamma_R \quad (3-58)$$

代入(3-57)整理得

$$\gamma_R = \frac{1}{\overline{\lambda}_R} \cdot \frac{1}{1 - \beta \delta_R \cos \theta_R} \quad (3-59)$$

式中 $\overline{\lambda}_R$ 为桩试计比之均值, β 为桩可靠指标, δ_R 为桩承载力的变异系数, 取桩试计比的变异系数, $\cos \theta_R$ 为桩承载力的敏感系数, 其计算如下:

$$\cos \theta_R = \frac{k(1+\rho)\sigma_{\lambda R}}{[k^2(1+\rho)^2\sigma_{\lambda R}^2 + \sigma_{\lambda G}^2 + \rho^2\sigma_{\lambda Q}^2]^{1/2}} \quad (3-60)$$

(2) 总抗力服从对数正态分布

在设计验算点处, 将 R 当量正态化, 有

$$\mu'_R = R^* (1 - \ln R^* + \ln \frac{\mu_R}{\sqrt{1+\delta_R^2}}) \quad (3-61)$$

$$\sigma'_R = R^* \sqrt{\ln(1+\delta_R^2)}$$

$$R^* = \mu'_R + \beta \sigma'_R \cos \theta'_R \quad (3-62)$$

将(3-62)代入(3-61)整理可得:

$$\mu_R = R^* \sqrt{1+\delta_R^2} \cdot \exp\{-\beta \cos \theta'_R \cdot \sqrt{\ln(1+\delta_R^2)}\} \quad (3-63)$$

$$\begin{aligned} \gamma_R &= \frac{R_K}{R^*} \\ &= \frac{\mu_R}{R^*} \cdot \frac{1}{\overline{\lambda}_R} \end{aligned} \quad (3-64)$$

$$= \frac{1}{\overline{\lambda}_R} \cdot \sqrt{1+\delta_R^2} \exp\{-\beta \cos \theta'_R \cdot \sqrt{\ln(1+\delta_R^2)}\}$$

$$\cos \theta'_R = \frac{k(1+\rho)\sqrt{\ln(1+\delta_R^2)}}{[k^2(1+\rho)^2 \ln(1+\delta_R^2) + \gamma_R^2 \sigma_{\lambda G}^2 + \gamma_R^2 \rho^2 \sigma_{\lambda Q}^2]^{1/2}} \quad (3-65)$$

由(3-64),(3-65)迭代求解可得 γ_R 。

(3) 计算结果

根据上面推导的公式, 将相应各变量代入计算 γ_R 。计算时变量取值如下: λ_R 的均值为 1.1645, 均方差为 0.1985, 变异系数为 0.1705;

$$k=2.0, \gamma_G = 1.1, \gamma_Q = 1.4, \sigma_{\lambda G} = 0.0757, \sigma_{\lambda Q} = 0.0371。$$

β 取不同 ρ 、总抗力不同分布形式时由前面 JC 法的计算值。

γ_R 的计算结果列于表 3-18：

表 3—18 总阻力分项系数 γ_R 与荷载效应比

γ_R		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ		ρ			
		1	0.	15	0.	25	0.	4	0.	5	0.	6	0.	0.75	
P	正态	857	1.	859	1.	864	1.	868	1.	871	1.	872	1.	5	1.87
	对数正态	621	1.	613	1.	600	1.	584	1.	575	1.	567	1.	7	1.55
γ_R		85	0.	0	1.	25	1.	50	1.	0	2.	50	2.	最佳值	
P	正态	876	1.	877	1.	879	1.	880	1.	881	1.	881	1.	2	1.87
	对数正态	552	1.	544	1.	535	1.	527	1.	516	1.	507	1.	1	1.56

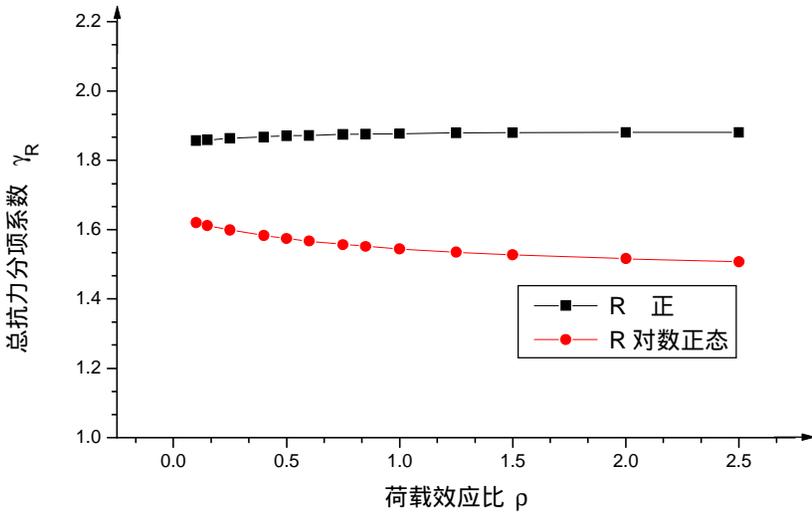


图 3-10 总阻力分项系数与荷载效应比

3.5.2 打入桩侧阻和桩端阻的分项系数

1. η 法计算桩端和桩侧阻分项系数

(1) 计算方法

若桩的总抗力为 n 层土所提供，则有

$$R = \sum_{i=1}^n R_i \quad (3-66)$$

易得到第 i 层的抗力分项系数 α_i

$$\alpha_i = 1 - \beta \delta_i \frac{\sigma_i}{\sigma_R} \quad (3-67)$$

设
$$\eta_i = \frac{m_i}{m_R} \quad (3-68)$$

则
$$\alpha_i = 1 - \beta \frac{\sigma_R}{\sigma_i} \cdot \frac{\delta_i^2}{\delta_R} \eta_i = 1 - \Delta_i \quad (3-69)$$

$$\frac{\Delta_i}{\Delta_j} = \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_j^2 \eta_j}$$

$$\alpha_i = 1 - \Delta_i = 1 - \frac{\delta_i \eta_i}{\delta_n^2 \eta_n} (1 - \alpha_n) \quad (3-70)$$

闭合条件
$$\sum \alpha_i \eta_i = \alpha_R$$

故得
$$\begin{aligned} \sum \alpha_i \eta_i &= \sum \eta_i - \sum \frac{\delta_i^2 \eta_i^2}{\delta_n^2 \eta_n} + \sum \alpha_n \frac{\delta_i^2 \eta_i^2}{\delta_n^2 \eta_n} \\ &= \alpha_R \end{aligned}$$

将 $\sum \eta_i = 1$ 代入上式得

$$\alpha_n = 1 - \frac{1 - \alpha_R}{\eta_n \sum \left(\frac{\delta_i \eta_i}{\delta_n \eta_n} \right)^2} \quad (3-71)$$

将(3-71)代入(3-70)得

$$\alpha_i = 1 - \frac{1 - \alpha_R}{\eta_i} \cdot \frac{(\delta_i \eta_i)^2}{\sum (\delta_i \eta_i)^2} \quad (3-72)$$

式中 m_i, m_R 分别为第 i 层抗力和总抗力的均值；

δ_i 为第 i 层抗力和总抗力的变异系数；

α_R 为总抗力分项系数。

上式即为求第 i 层土抗力的分项系数的一般公式。若抗力只分为侧阻 Q_S 和端阻 Q_P 两项，抗力比 η_S 和 η_P 可利用试桩资料或规范求得，若已知侧阻和端阻的变异系数 δ_S 和 δ_P 后，即可求得分项系

数 α_S, α_P 。

(2) 计算结果

表 3-19 为数十根桩的端阻侧阻分项系数的计算结果, 计算中 α_R 取表 3-17 中的平均值 1/1.561, 侧阻和端阻的变异系数取 $\delta_S=0.20, \delta_P=0.25$ 。表 3-19 中 q 为总侧阻与总端阻的比值。

表 3—19 端阻侧阻分项系数与侧端比

q	1	2	3	4	5	6	7	8
α_S	0.7 19	0.69 7	0. 685	0. 677	0. 671	0. 667	0. 664	0. 662
α_P	0.5 62	0.52 7	0. 508	0. 495	0. 486	0. 480	0. 475	0. 471

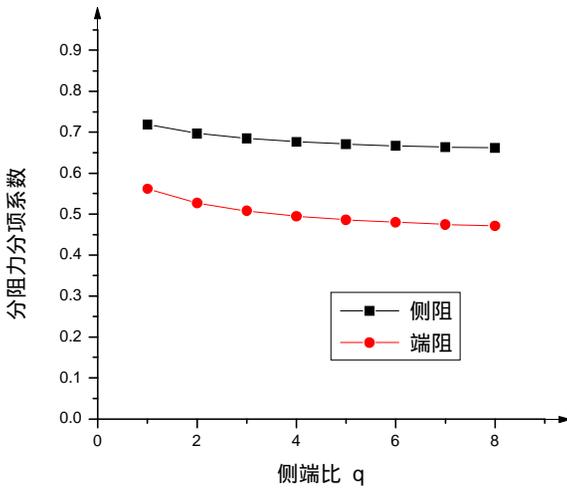


图 3-11 分阻力分项系数与侧端比

经过统计得端阻分项系数与侧阻分项系数对侧端比 q 的回归值分别为 0.680, 0.496, 对应的 $\gamma_S=1.471, \gamma_P=2.016$ 。

结语

通过统计分析可知, 打入桩承载力的试计比 λ_P 服从对数正态分布, 其均值及标准差分别为 1.1645, 0.1985。

打入桩轴向承载力可靠指标随荷载效应比 ρ 的增大而提高, 经最小二乘法处理后, 可得目标可靠指标 $[\beta]=3.2$, 相应的总抗力分项系数 γ_R 、侧阻分项系数 γ_S 、端阻分项系数 γ_P 分别为 1.561, 1.471, 2.016。

3.5.3 钻孔灌注桩总抗力系数

按照与打入桩相同的原理和方法, 同理可由定值法反求钻孔灌注桩总抗力分项系数。由前述可得

$$\alpha_R = \frac{\gamma_G + \rho\gamma_Q}{k(1+\rho)}$$

按统一标准取值：k=2.0, $\gamma_G = 1.1$, $\gamma_Q = 1.4$,代入上式计算得总抗力分项系数 γ_R 如表 3-20 和

图 3-12

表 3—20 钻孔灌注桩总阻力分项系数与荷载效应比

ρ	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.75
	1	15	25	4	5	6	
α_R	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.614
	546	570	580	593	600	606	
γ_R	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.629
	774	756	724	687	667	649	
ρ	0.	1.	1.	1.	2.	2.	最佳
	85	0	25	50	0	50	值
α_R	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.610
	619	625	633	640	650	657	
γ_R	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.639
	616	600	579	563	538	522	

γ_R 的优化结果同式 (3-51) 即

$$\gamma_R = \frac{\sum (R_k)_j \cdot S_j}{\sum S_j^2}$$

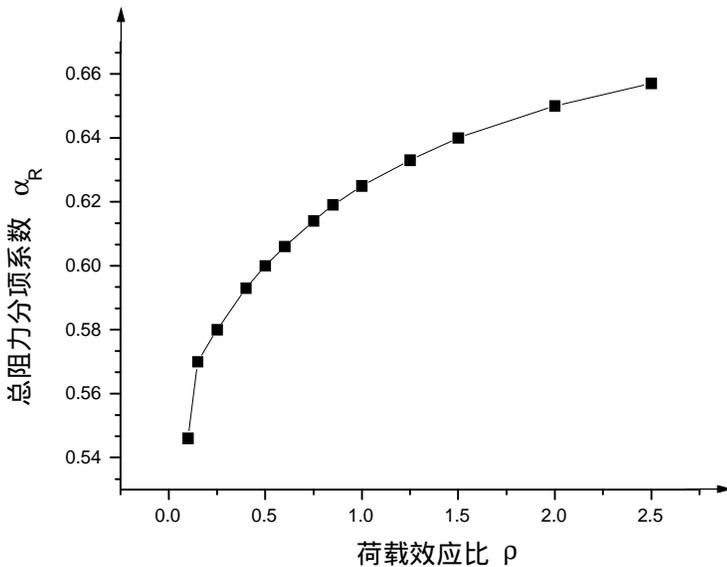


图 3-12 钻孔灌注桩总阻力分项系数与荷载效应比

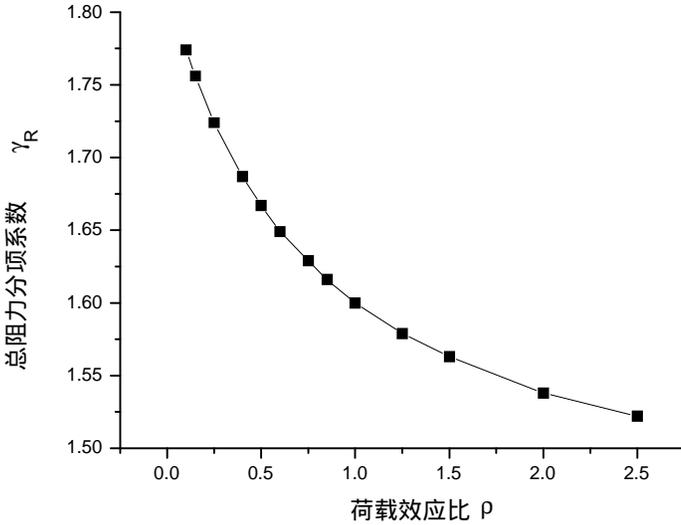


图 3-13 钻孔灌注桩总阻力分项系数与荷载效应比

由图 3-13 可见，总阻力分项系数随荷载效应比而变，不利于实用。因此利用分项系数最小二乘法求得最佳总阻力分项系数为 1.639。

2. 由极限状态方程求钻孔灌注桩总抗力分项系数

按照与前述打入桩相同的原理和方法，可考虑总抗力服从正态分布或对数正态分布情况，由极限状态方程求出钻孔灌注桩总抗力分项系数。

根据前面推导的有关公式，将相应各变量代入计算 γ_R 。计算时变量取值如下： λ_R 的均值为 1.1042，均方差为 0.1952，变异系数为 0.1767；

$$k=2.0, \gamma_G = 1.1, \gamma_Q = 1.4, \sigma_{\lambda_G} = 0.0757, \sigma_{\lambda_Q} = 0.0371.$$

β 取 3.2， ρ 取 0.1 ~ 2.5 的不同值，总抗力不同分布形式时由前面 JC 法的计算原理可计算出总抗力分项系数。

γ_R 的计算结果列于表 3-21：

表 3—21 钻孔灌注桩总阻力分项系数 γ_R 与荷载效应比

γ_R \ ρ		ρ	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.75
		1	15	25	4	5	6		
P	正态	04	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.06
	对数正态	4 682	047 1.	053 1.	058 1.	061 1.	064 1.	6 626	6 1.61
γ_R \ ρ		0.	1.	1.	1.	2.	2.		最佳
		85	00	25	50	00	50		值

P	正态	2. 068	2. 069	2. 071	2. 072	2. 074	2. 074	2.06 3
	对数正态	1. 610	1. 603	1. 592	1. 584	1. 572	1. 564	1.62 0

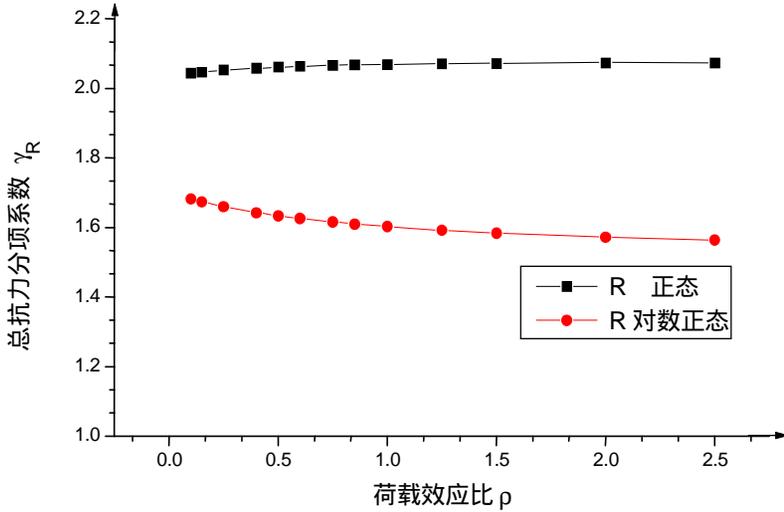


图 3-14 钻孔桩总抗力分项系数与荷载效应

3.5.4 钻孔灌注桩侧阻和端阻的分项系数

按照与打入桩相同的原理和方法，可采用 η 法计算桩端侧阻分项系数。表 3-22 为数十根钻孔灌注桩的端阻侧阻分项系数的计算结果，计算中 α_R 取表 3-17 中的平均值 1/1.620，侧阻和端阻的变异系数取 $\delta_s=0.24$ ， $\delta_p=0.30$ 。表中 q 为总侧阻力与总端阻力的比值。

表 3-22 钻孔灌注桩端阻侧阻分项系数与侧端比

	1	2	3	4	5	6	7	8
α_s	0.70 12	0.6 776	0.66 44	0.65 59	0.65 00	0.64 56	0.64 23	0.63 97
α_p	0.53 37	0.4 963	0.47 56	0.46 23	0.45 31	0.44 63	0.44 11	0.43 70

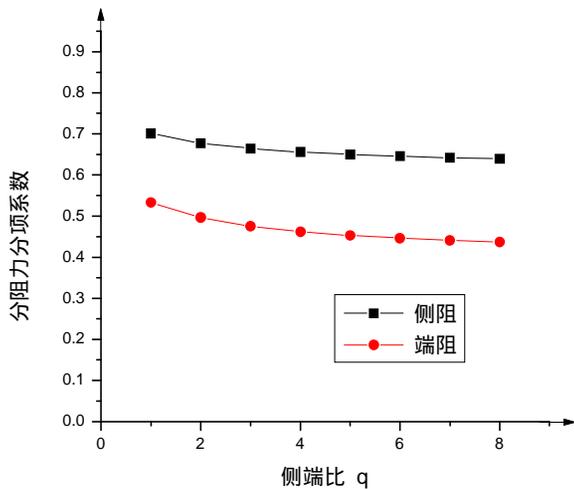


图 3-15 钻孔灌注桩分阻力分项系数与侧端比

经过统计得钻孔灌注桩侧阻分项系数与端阻分项系数对侧端比 q 的回归值分别为 0.6596, 0.4683。对应的 $\gamma_s = 1.516$, $\gamma_p = 2.135$ 。

3.6 打入桩和钻孔灌注桩可靠度计算结果

按照前述桩基可靠度计算的原理和方法, 可得打入桩和钻孔灌注桩可靠指标, 以及这两种工程上常见桩型的总抗力概率分布、统计特征值, 总抗力分项系数, 桩侧阻和端阻分项系数, 在此基础上提出桩分项系数建议值。

1. 总抗力的概率分布与统计特征值

根据 107 根钻孔灌注桩和 151 根打入桩的统计分析, 总抗力实测值与计算值之比 (试计比) λ_p 的均值和变异系数为:

表 3-23 总抗力 λ_p 的均值和变异系数

桩 型	μ_{λ_p}	V_{λ_p}
钻孔灌注桩	1.104	0.177
打入桩	1.164	0.170

经概率分布的优度拟合检验, 总抗力试计比 λ_p 既服从正态分布也服从对数正态分布, 考虑到国内其它部门采用的分布情况, 为互相协调, 本论著中确定 λ_p 为对数正态分布。

2. 可靠指标 的计算结果

本文研究可靠指标 用 J-C 法与 M-C 法进行计算。M-C 法已编制成程序 PBMC 进行计算。计算结果如下：

表 3-24 可靠指标计算结果

	规范经验公式	CPT 经验公式
钻孔灌注桩	4.11	2.60
打入桩	4.56	—

3. 分项系数设计表达式

为便于在桩基的设计计算中能分别考虑可变荷载、永久荷载、桩侧阻力和桩端阻力的随机分布及统计特征，同时也从设计人员的工作习惯以及和国际标准接轨考虑，桩的设计可采用隐含目标可靠指标 的分项系数以及标准值和结构重要性系数组成的设计表达式来计算。应当指出，由于按校准法来计算可靠指标 ，使转轨后的桩基安全水准大致与原规程用安全系数法者大致相当，且设计表达式的形式和原规程也相类似。但两者的内涵是不同的。因为分项系数能够全面考虑目标可靠指标，同时反映各变量的敏感性与变异性质，就可以对不同变量分别进行研究和处理，这就为今后进一步优化设计留有余地。原规范的安全系数法则不能做到这一点。

下面介绍 γ_R , γ_s 和 γ_p 的计算方法。

(1) 总抗力分项系数

$$f_1 \text{ 法} : \gamma_R = f_1(K, \gamma_G, \gamma_Q, \rho)$$

由前述定值安全系数法，安全系数 K 可表示为

$$K = \frac{R_k}{G_k + Q_k} = \frac{R_k}{G_k(1 + \rho)}$$

即

$$R_k = KG_k(1 + \rho)$$

由荷载抗力平衡条件得

$$R_k = \gamma_R G_k (\gamma_G + \rho \gamma_Q)$$

$$\gamma_R = \frac{K(1 + \rho)}{(\gamma_G + \rho \gamma_Q)} \quad (3-73)$$

$$f_2 \text{ 法} : \gamma_R = f_3(R^*, \delta_R, \beta, \cos \theta'_R)$$

当极限状态方程各基本变量的统计参数确定以后，给定相应的目标可靠指标，便可计算出抗力的验算点 R^* ，当抗力服从对数正态分布时，对应于验算点的均值为：

$$\mu_R = R^* \sqrt{1 + \delta_R^2} \exp\{-\beta \cos \theta'_R \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)}\} \quad (3-74)$$

$$\text{而} \quad \gamma_R = \frac{R_k}{R^*} \quad R_k = \frac{\mu_R}{\lambda_R}$$

故得
$$\gamma_R = \frac{1}{\lambda_R} \sqrt{1 + \delta_R^2} \exp\{-\beta \cos \theta'_R \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)}\} \quad (3-75)$$

式中 $\overline{\lambda_R}$ 用式 (3-74) 试计比 λ_p 的均值, $\cos \theta'_R$ 为极限状态方程中非正态变量当量正态化后阻力项的敏感系数, 其值的一般式为:

$$\cos \theta'_R = \frac{\frac{\partial Z}{\partial R'} \delta'_R}{\left(\sum \frac{\partial Z}{\partial x_i} \sigma_i^2\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (3-76)$$

对数正态随机变量当量正态化后的 R 其均值和标准差为

$$\begin{aligned} \mu'_R &= R * (1 - \ln R * + \ln \frac{\mu_R}{\sqrt{1 + \delta_R^2}}) \\ \sigma'_R &= R * \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)} \end{aligned} \quad (3-77)$$

极值 型分布变量 Q 当量正态化后其 Q 的均值和标准差推导如下:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\pi}{6} \frac{1}{\delta_Q} \\ m &= \mu_Q - \frac{0.5772}{\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (3-78)$$

设验算点为 Q^*

$$\left. \begin{aligned} f_Q(Q^*) &= \alpha \exp[-\alpha(Q^* - m)] \exp\{-\exp[-\alpha(Q^* - m)]\} \\ F_Q(Q^*) &= \exp\{-\exp[-\alpha(Q^* - \mu)]\} \end{aligned} \right\} \quad (3-79)$$

则

$$\sigma'_{Q^*} = \frac{\phi\{\phi^{-1}[F_Q(Q^*)]\}}{f_Q(Q^*)} \quad (3-80)$$

$$\mu'_{Q^*} = Q^* - \phi^{-1}[F_Q(Q^*)\delta'_{Q^*}]$$

式中 $\phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数; $\phi^{-1}(\cdot)$ 为其反函数; $\phi(\cdot)$ 标准正态密度函数; $F(\cdot)$ 及 $f(\cdot)$ 分别为 CDF 和 PDF。

Q^* 、 R^* 可由极限状态方程 (包括 G^*) 逐步逼近法求算, 使最后二次的 ΔR^* 小于某一微小的值 为止。

3 现将各类型桩的 γ_R 用 $f_1(\cdot), f_2(\cdot)$ 计算所得 γ_R 结果列于下表:

表 3-25 γ_R 用 $f_1(\cdot), f_2(\cdot)$ 计算结果

桩 型	公 式	$f_1(\cdot)$	$f_2(\cdot)$
钻孔灌注桩	规范经验公 式	1.639	1.620
	CPT 公式	1.639	1.854
打入桩	规范经验公 式	1.639	1.561

(2) 侧阻分项系数和端阻分项系数

如桩的承载力由地基土控制，则由荷载抗力平衡条件可得：

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = \frac{Q_{sk}}{\gamma_s} + \frac{Q_{pk}}{\gamma_p} \quad (3-81)$$

根据试桩的实测资料，对桩的侧阻 Q_s 和端阻 Q_p 作统计分析，可得无量纲随机变量 λ_{QS} 和 λ_{QP} 为：

$$\lambda_{QS} = \frac{Q_{SS}}{Q_{Sj}} \quad \lambda_{QP} = \frac{Q_{PS}}{Q_{Pj}} \quad (3-82)$$

式中： Q_{SS} 和 Q_{PS} 为实测的桩侧阻和桩端阻力； Q_{Sj} 和 Q_{Pj} 是按桥规计算的桩侧摩阻和桩端阻力。根据统计资料，钻孔灌注桩、打入桩的 λ_{QS} 和 λ_{PS} 的统计特征和分布类型如下表：

无量纲系 数	桩 型	样本容 量	均 值	变异系 数	分布类 型
λ_{QS}	灌注 桩	78	1. 082	0.210	对数正 态
	打入 桩	128	1. 206	0.225	对数正 态
λ_{PS}	灌注 桩	78	1. 299	0.408	对数正 态
	打入 桩	128	1. 189	0.336	对数正 态

表 3-26 钻孔灌注桩、打入桩的 λ_{QS} 和 λ_{PS} 的统计特征和分布类型

下面分析和计算 γ_p 和 γ_s ：

通过递推法由 γ_R 求 γ_p 及 γ_s (η 法)

由极限状态方程 $Z = P - G - Q = 0$ 可得

$$\cos^2 \theta_R + \cos^2 \theta_G + \cos^2 \theta_Q = 1 \quad (3-83)$$

由验算点法 $X_i = \mu_{xi} \pm \beta \cos \theta_{xi} \cdot \sigma_{xi}$ ，如令 $\frac{\mu_{xi}}{\mu_{ki}} = \bar{\lambda}_{xi}$ ， μ_{xi} 为 X_i 的标准值，则上

式化为：

$$\gamma_{xi} = \frac{X_i^*}{\mu_{ki}} = \bar{\lambda}_{xi} (1 \pm \beta \delta_{xi} \cos \theta_{xi}) \quad (3-84)$$

式中荷载取“+”号，分项系数 γ_G 及 γ_Q 大于 1，抗力取负号，分项系数倒数 $\gamma_R^{-1} < 1$ 。

若桩侧共有 n 层土， $R = \sum R_i$ ，先令 $\mu_{ki} = \mu_i$ 则得第 i 层抗力分项系数为

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \beta \delta_i \frac{\sigma_i}{\sigma_Z} \quad (3-85)$$

设 $\eta_i = \frac{m_i}{m_R}$ 为抗力比， m_i 为第 i 项抗力均值， m_R 为总抗力之均值； σ_i, σ_R 分别为第 i 项

抗力和总抗力的标准差。则式 (3-85) 可化为

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \Delta_i \quad (3-86)$$

其中

$$\Delta_i = \beta \eta_i \frac{m_R \delta_i^2}{\sigma_Z} \quad (3-87)$$

故

$$\Delta_i = \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_j^2 \eta_j} \Delta_j \quad (3-88)$$

式中

$$\Delta_i = 1 - \gamma_i^{-1}$$

故

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \Delta_i = 1 - \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_n^2 \eta_n} (1 - \gamma_n^{-1}) \quad (3-89)$$

由闭合条件 $\sum \gamma_i^{-1} \eta_i = \gamma_R^{-1}$ 及式 (3-89)

可得

$$\gamma_R^{-1} = \sum \eta_i - \sum \frac{\delta_i^2 \eta_i^2}{\delta_n^2 \eta_n} + \sum \gamma_n^{-1} \frac{\delta_i^2 \eta_i^2}{\delta_n^2 \eta_n} \quad (3-90)$$

而 $\sum \eta_i = 1$

故

$$\gamma_n^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_n \sum \left(\frac{\delta_i \eta_i}{\delta_n \eta_n} \right)^2} \quad (3-91)$$

将式 (3-91) 代入式 (3-89) 得

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_i} \frac{(\delta_i \eta_i)^2}{\sum (\delta_i \eta_i)^2} \quad (3-92)$$

将式 (3-92) 具体化为桩端阻和桩侧阻两个变量，同时为了使它们具有相同的权，将桩侧分成 $\frac{\eta_s}{\eta_p} = q$ 个层次，每层的 $\eta_i = \eta_p$ ， $\delta_i = \delta_s$ ，则可得桩侧阻和桩端阻的分项系数为：

$$\gamma_p^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_p} \frac{\delta_p^2}{\delta_p^2 + q \delta_s^2} \quad (3-93)$$

$$\gamma_s^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_p} \frac{\delta_s^2}{\delta_p^2 + q \delta_s^2} \quad (3-94)$$

由于 $\frac{\mu_i}{\mu_{ki}} = \bar{\lambda}_i$ ，故上述两式应进行修正，所得之数应分别乘以 $\frac{1}{\lambda_p}$ 和 $\frac{1}{\lambda_s}$ 。

式 (3-93) 和式 (3-94) 即为求抗力分项系数的一般公式。式中抗力比 η_p 和 η_s 可利用试桩资料或规范法求得，已知桩侧阻和桩端阻的变异系数 δ_p 和 δ_s 后，即可由 γ_R^{-1} 和式 (3-93) 及式 (3-94) 求得 γ_s^{-1} 和 γ_p^{-1} 。

γ_s 及 γ_p 计算列表

表 3-27 桩侧阻 γ_s 和桩端阻 γ_p 的分项系数

桩型	公式	γ_s	γ_p
	规范经验公式	1.516	2.135

桩	钻孔灌注	规范经验公式	1.516	2.135
		CPT 式	1.742	2.585
	打入桩	规范经验公式	1.471	2.016

4. 分项系数的建议值

根据前面的分析计算结果，并对比其他行业规范或文献中对三个系数的取值情况，特列下表。

表 3-28 分项系数建议值对比表

行业	荷载性质	γ_G	γ_Q	γ_S	γ_P	γ_R
建筑		1.2	1.4	1.65 ~ 1.70		
公路	主	1.2	1.4			1.67
	主 + 附	1.2	1.1			1.47
本文 建议值	钻孔桩 (规范)	1.1	1.4	1.52	2.14	1.62
	钻孔桩 (CPT)	1.1	1.4	1.74	2.59	1.85
	打入桩 (规范)	1.1	1.4	1.47	2.02	1.56

算例 1

低承台打入桩

一、设计资料

某直线上铁路桥梁，采用圆端桥墩，其尺寸及地质水文资料如附图一所示。河流属季节性河流，平日无水，由于浅层处地基承载力低，不能采用明挖扩大基础（浅平基），故拟采用低承台桩基，桩长 15m，承台底面置于局部冲刷线以下 2.5m，桩采用 40cm 工厂预制钢筋混凝土管桩，本算例采用低承台桩基计算法计算各桩所受的力

承台厚度拟用 1.6m，其底面尺寸为 8.20m×6.00m，桩的布置如附图二所示，符合打入桩桩尖处中心距不小于 3d 及最外一排桩至承台边缘净距的要求。

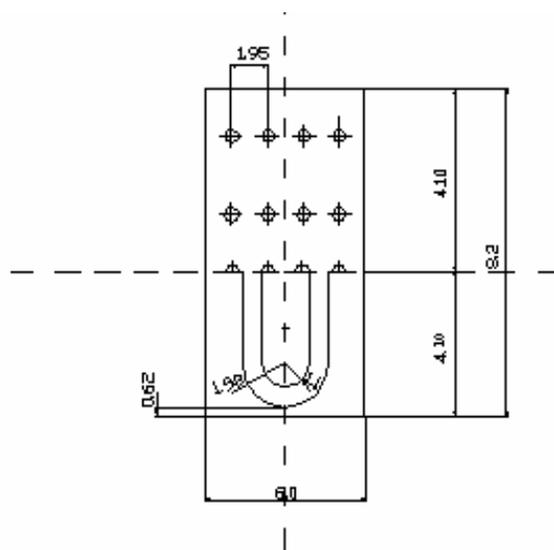
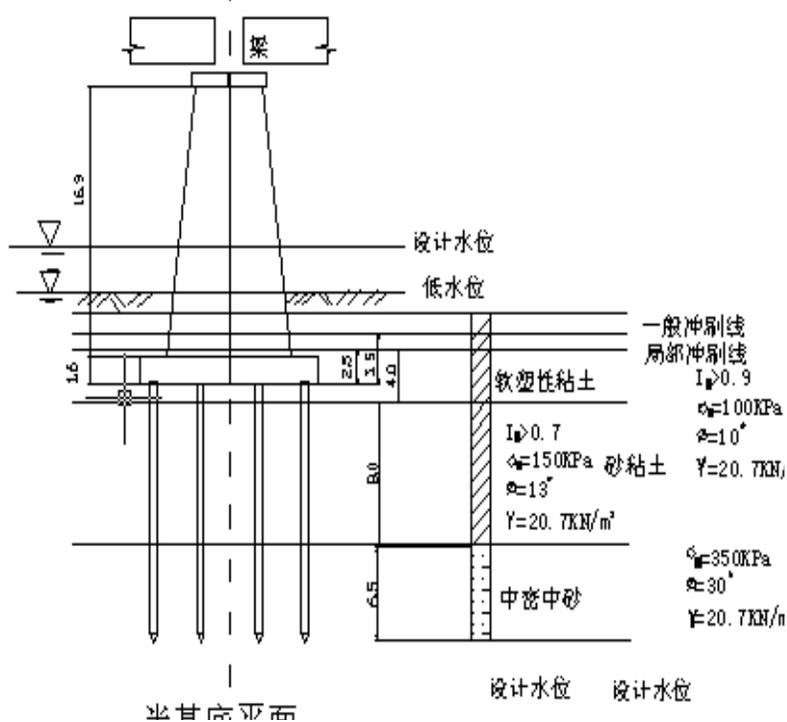
二、荷载及荷载组合

控制设计之荷载组合情况为两孔活载，主力 + 纵向附加力，作用在承台底面的荷载为：

$$N_k=12645\text{kN}, M_k=7885\text{kNm}, H_k=418\text{kN}$$

经按《铁路桥梁重力式墩台》（讨论稿），就以上荷载进行“组合二”计算后，其设计值为：

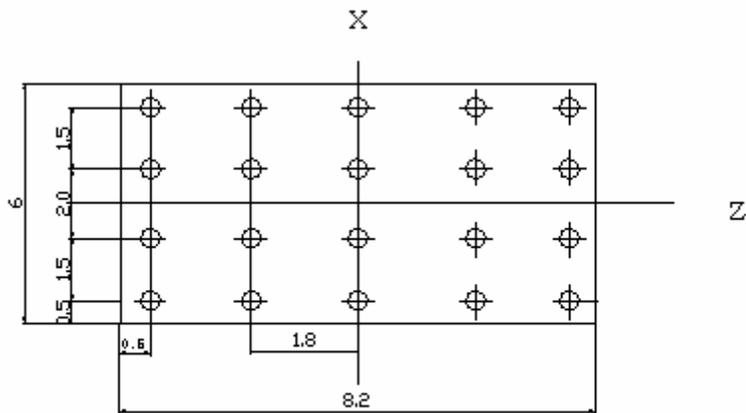
$$N=14541.8\text{kN}, M=8673.5\text{kNm}, H=418\text{kN}$$



半平面

注：长度单位均为米

附图一 设计资料



注：长度单位均为米

附图二 桩的布置

单桩桩顶最大竖向力的标准值和设计值

按上述荷载值和地质资料，计算出单桩桩顶最大竖向力如下：

$$N_{kmax}=904.3\text{kN} \quad N_{max}=1026.2\text{kN}$$

单桩承载力检算

按现行规范计算

$$\text{桩容许承载力} \quad [P] = \frac{1}{2}(U \sum f_i l_i + AR)$$

式中：

$$U = \pi d = 1.256\text{m}, A = \frac{1}{4} \pi d^2 = 0.126\text{m}^2, R = 4500\text{kPa}, \text{各土层之按规范可得：}$$

$$f_1=30 \text{ kPa} \quad \text{软塑粘性土}$$

$$f_2=45 \text{ kPa} \quad \text{砂粘土}$$

$$f_3=65 \text{ kPa} \quad \text{中密中砂}$$

因此

$$[P] = \frac{1}{2}[1.256 \times (30 \times 0.5 + 45 \times 8 + 65 \times 6.5) + 0.126 \times 4500] = 784.3\text{kN}$$

荷载组合为“主+附”时， $[P]$ 可提高20%。

$$[P]' = 1.2[P] = 1.2 \times 784.3 = 941.2\text{kN}$$

$$\text{荷载} \quad P = N_{kmax} + \frac{1}{4} \pi d^2 (25 - 20) \times 15 = 904.3 + 9.45 = 913.8\text{kN}$$

故 $P < [P]$ 满足现行规范要求。

按本文方法计算

摩擦型打入桩轴向承载力设计值：

$$R = \frac{1}{\gamma_s} U \sum_{i=1}^n \alpha_i f_i l_i + \frac{1}{\gamma_p} \lambda \alpha A R_k$$

式中 按本文方法得

$$\gamma_s = 1.47, \gamma_p = 2.02$$

$$U = \pi d = 1.256m, A = \frac{1}{4} \pi d^2 = 0.126m^2, \alpha_i = \alpha = \lambda = 1.0, R_k = 4500kPa,$$

$f_1=38$ kPa 软塑粘性土；

$f_2=53$ kPa 砂粘土；

$f_3=70$ kPa 中密中砂；

因此

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{1.47} \times 1.256 \times (38 \times 0.5 + 53 \times 8 + 70 \times 6.5) + \frac{1}{2.02} \times 0.126 \times 4500 \\ &= 767.3 + 280.7 = 1048kN \end{aligned}$$

荷载

$$S = N_{\max} + 1.2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 (25 - 20) \times 15 = 1026.2 + 1.2 \times 9.45 = 1045.1kN$$

故 $S < R$

满足要求

结论：

按现行规范， 荷载 $P=913.8kN$

容许承载力 $[P]=941.2kN$

按本文方法， 荷载 $S=1045.1kN$

承载力设计值 $R=1048kN$

$$S < R$$

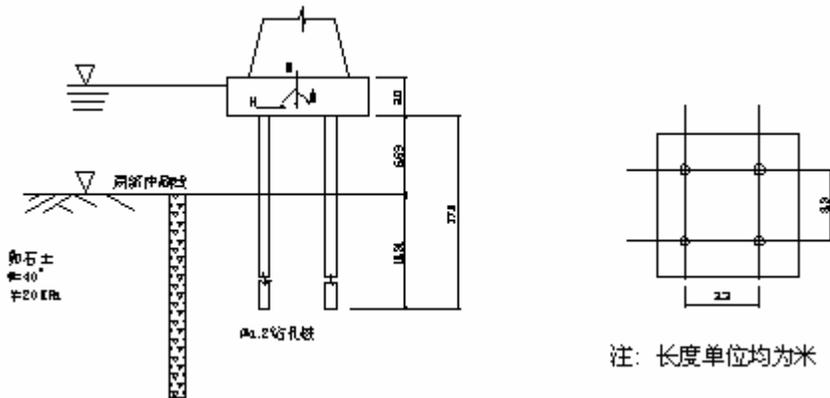
故两者均满足要求！

算例 2

高承台钻孔灌注桩算例

设计资料

单线、直线上，桥墩承台底板底面位于局部冲刷线以上的桥梁桩基(钻孔灌注摩擦桩)的设计资料如图所示。



该桥位于平坡直线上，梁为等跨 23.8 米的预应力混凝土桥梁。承台座板以上为钢筋混凝土矩形空心墩，组合至承台座板底面中心处的外荷载设计值如下：

两孔满载 水平力 $H=420$ kN
 竖向力 $N=11700$ kN
 弯矩 $M=6400$ kN·m

地质情况：如地质钻孔柱状图所示，河床地质情况为卵石，孔隙中填充砂。

桩底地基土基本承载力 $\sigma_0=800$ kPa，桩侧土极限摩阻力 $f_i=150$ kPa。

基桩为钢筋混凝土钻孔灌注桩，采用 200 号钢筋混凝土，混凝土之受压弹性模量 $E_n=27 \times$

10^9Pa 。

二、计算基桩桩顶最大轴向力

m 法计算结果桩的最大荷载

$$P = N_{i\max} + G_{\text{桩}} = 4155 + \frac{1}{4}\pi d^2 \times [(25 - 20) \times 10.31 + (25 - 10) \times 6.69]$$
$$= 4155 + 171.708 = 4326.7\text{kN}$$

单桩承载力计算

(1) 按现行《桥规》计算

$$\text{桩容许承载力 } [P] = \frac{1}{2}U \sum f_i l_i + m_0 A [\sigma]$$

成孔桩径 $d' = 1.30\text{m}$

桩身截面周长 $U = \pi d' = 3.14 \times 1.30 = 4.08\text{m}$

桩底支承面积 $A = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4}\pi \times 1.2^2 = 1.13\text{m}^2$

取 $m_0 = 0.6$

$$[\sigma] = \sigma_0 + k_2 \gamma_2 (4d - 3) + k'_2 \gamma'_2 (l - 4d)$$
$$= 800 + 10 \times 10 \times (4 \times 1.2 - 3) + 5 \times 10 \times (10.31 - 4 \times 1.2)$$
$$= 800 + 180 + 275.5$$
$$= 1255.5\text{ kPa}$$

$$[P] = \frac{1}{2} \times 4.08 \times 150 \times 10.31 + 0.6 \times 1.13 \times 1255.5$$
$$= 3154.86 + 851.229$$
$$= 4006.1\text{kN}$$

荷载组合为“主+附”时，[P]可提高 20%

$$[P]' = 1.2 \times 4006.1 = 4807.3\text{kN}$$

故 $P < [P]'$

按《桥规》容许应力法检算通过

(2) 按本文方法计算：

单桩承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_s} U \sum \beta_i f_i l_i + \frac{1}{\gamma_p} m_0 A Q_k$$

式中 γ_s ——桩侧阻抗力分项系数；

γ_p ——桩端阻力分项系数；

f_{ik} 、 Q_k ——分别为桩侧土和桩端土的极限摩阻力和极限端阻力的标准值，kPa；

β_l —— $d > 800\text{mm}$ 时灌注桩桩侧阻力尺寸效应系数，粘性土、粉土取 1.0，砂土、碎

石类土按下式计算：

$$\beta = \left(\frac{0.8}{d} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\beta = \left(\frac{0.8}{1.2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.874$$

由本文方法 $\gamma_s = 1.52$

$$\gamma_p = 2.14$$

$$U = \pi d = 4.15\text{m}, \quad A = \frac{1}{4} \pi d^2 = 1.13\text{m}^2$$

$$m_0 = 0.6$$

$$f_{ik} = 150\text{kPa}, \quad Q_k = 3000\text{kPa}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{1.52} \times 4.15 \times 150 \times 0.874 \times 10.31 + \frac{1}{2.14} \times 0.6 \times 1.13 \times 3000 \\ &= 3687.47 + 950.47 \\ &= 4637.94\text{kN} \end{aligned}$$

前面已计算桩上荷载 $P=4326.7\text{kN}$

故 $P < R$

按本文方法概率极限状态法计算通过

三、结论：

按现行规范，荷载 $P=4326.7\text{kN}$
容许承载力 $[P]'=4807.3\text{kN}$
 $P < [P]'$

按本文方法，荷载 $S=4326.7\text{kN}$
承载力设计值 $R=4637.94\text{kN}$
 $S < R$

两种检算都满足要求！

工程桩承载力检算简表^[25]

点	墩高 (m)	桩长 (m)	桩型	桩实际轴向力	按规范单桩容许承载力	按本文方法单桩承载力设计值 R_d (kN)	$\frac{R_d}{1.2[P]'}$

		m)	m)		$N_{max}(kN)$	载力 1.2[P](kN)			
河	南里沟大桥	9.1	1.5	打入桩 55cm	973	1048	1011	0.964	
		1.1	1.9		119	1235	1223	0.990	
		6.1	2.9		9	118	1235	1223	0.990
		2.1	3.9		6	140	1468	1487	1.013
		3.1	4.2		9	980	1158.4	1206.6	1.042
湖	长江大桥	7.1	1.9	打入桩 方桩 边长 60cm	110	1208.9	1263.8	0.980	
		5.7	2.9		0	123	1360.1	1435.2	1.001
		2.7	5.9		5	136	1486.0	1578.1	0.994
		2.2	8.4		8	102	1106	1100	0.995
		9.7	9.6		9	116	1215	1224	1.007
河	孙口铁路大桥	6.1	2.6	打入桩 55cm	116	1252	1265	1.011	
		6.6	3.6		7	120	1288	1306	1.014
		3.6	3.6		9	887	970	946	0.975
		0.6	4.6		1	1112	1188	1193	1.004
		1.1	1.6		2	110	1152	1152	1.000
湖	南沅江铁路大桥	5.1	0.6	打入桩 55cm	134	1406	1440	1.024	
		2.1	7.6		6	342	3540	3911	1.105
		9.1	5.9		1	421	4372	4822	1.103
		0.1	8.9		5	514	5203	5733	1.102
		6.0	1.9		6	610	6312	6948	1.100
长	东黄河大桥	1.1	3.6	钻孔桩 130cm	428	4752	5240	1.103	
		5.1	8.6		3	499	5451	6008	1.101
		2.1	4.4		4	577	6263	6898	1.101
		2.2	4.4		7	667	7243	7972	1.101
		9.1	1.4		7	464	5008	5535	1.105
洛	阳黄河大	7.1	5.5	钻孔桩	533	5739	6335	1.104	
		5.7	0		8				

桥	2	5	150cm	604	6469	7136	1.
	1.7	5		0			103
	2	6		674	7200	7937	1.
	7.7	0		8			102

上述工程桩检算，选自不同地区、各种桩型和直径、不同墩高、不同桩长、不同持力层，总数达 28 根桩，按照现行规范方法和本文提出的概率极限状态法分别进行了计算，计算结果表明：按本文提出的概率极限状态法设计可满足要求，钻孔灌注桩设计值高于现行规范计算值约 10%，打入桩设计值则与现行规范计算值相差不大，但按本文提出的概率极限状态法设计时，低墩的安全度明显地偏大。

第 4 章 压力灌浆钻孔桩的概率极限状态分析

4.1 概述

众所周知，轴力桩的荷载由桩侧阻力和桩端阻力共同承担。钻孔灌注桩因其具有良好的适应性、成熟的施工方法，且承载力较稳定以及较好的经济效益，已广泛地应用于各类工程实践中。但钻孔灌注桩与同尺寸同场地内的打入桩相比起来，其承载能力要小得多，因此限制了其发展。究其原因是在当前施工技术条件下，桩底沉渣、虚土，桩侧土体松动、护壁残余泥浆套层的存在对桩端阻和侧阻的削弱。而现场尚未有有效的办法予以解除。

为了解决这个问题，国内外的有关专家学者进行了不懈的努力，尝试了各种方法，其中灌浆方法是较有效的一种。对桩的灌浆方法有桩底灌浆和桩侧灌浆。它们是在钻孔灌注桩成桩达到一定的强度后，通过预留的管道用一定压力将水泥或其他浆液压入桩底或桩侧。压力灌浆可以压密桩土间的沉渣、虚土及软弱套层，促使端阻和侧阻的潜力得以发挥，让端阻提前参与承载，并促进桩的侧阻和端阻的相互作用。压力灌浆可以大幅度地提高桩的承载力。

灌浆后桩端阻力与桩侧阻力的相互作用

轴力桩的端阻和侧阻的发挥主要取决于桩的位移情况和桩周土的性质。通常情况下，端阻的发挥需要更大的位移量，因此一般滞后于侧摩阻的发挥，而且在桩的位移较小时在总阻抗中所占的比重也很小。但是当桩的位移较大或桩端土层很强时，桩的端阻就会在桩的总阻抗中占据相当重要的地位并明显地增强桩的侧摩阻。反之，侧摩阻的存在和强化也会使得端阻增强，这就是说，轴力桩的这两种阻抗之间有着相互影响、相互强化的关系。

根据近年来所作的现场大直径试桩和收集到的国内外资料来看，桩的侧摩阻和端阻的相互作用是一个普遍现象。虽然桩在设计荷载下位移较小，此种相互作用不太明显，但随着施工工艺的进步，完全可以也应该采取一些工程措施使之提前发挥出来。因此，研究这一问题并利用此种关系在对于提高桩的轴向承载力，节约工程投资等具有重要的现实意义。

4.2.1 轴力桩阻抗间的相互作用

从理论上讲，桩的侧摩阻和端阻均是桩土间相对位移的函数。当位移较小时，侧摩阻沿桩身的分布曲线呈典型的倒葫芦形。只有到达极限时，桩身位移较大，桩本身的弹性压缩可以忽略不计时，桩身侧摩阻的分布才趋于一致。但是，上述结果仅具理论上的意义，桩阻抗的发挥和实际分布要复杂得多。在位移较大时，摩阻力沿桩身的分布呈典型的“R”形。这说明，当位移较大时，桩的端阻的存在和发挥使得桩端附近的摩阻力强化了。资料证实，在均匀和非均匀土层中均是如此。

4.2.2 桩阻抗相互作用的工程意义

从上述分析可知，桩阻抗作用由桩周土的力学性质和桩的轴向位移所控制。在一定限度内，桩周土的力学性质越好，桩的位移越大，此种相互作用也就越明显。然而，在工程中为了保证结构能正常使用，往往需要把位移控制在一定的范围内，所以在一般情况下，桩阻抗的相互作用效应不太明显。但理解了相互作用现象的机理以后，就可以采取适当的工程措施促使其提前发挥出来，从而增大桩的承载能力并减小基础的沉降。

1. 确保桩的施工质量

对于钻孔桩，因钻孔中泥浆的影响，孔壁和孔底有一软弱层存在。这不但直接降低了桩的侧摩阻和端阻，也削弱了其相互作用效果。特别是桩端的软弱层，如不能很好清除，就会使桩的工作状态类同于空底桩，这样不但端阻得不到有效发挥，而且也会降低桩的侧摩阻，于是整个桩的承载能力就大为降低了。此点对于嵌岩桩特别重要。所以提高钻孔桩的承载力的关键是重视其成桩质量并提高工艺水平。对于打入桩和挖孔桩等，桩头进入优良土层应有一定深度。这不但有利于端阻的发挥，也有利于利用阻抗间的相互作用效应。

2. 采取工程措施促进阻抗间的强化效应提前发挥

桩在正常状态下的位移很小，所以阻抗间的强化效应也不明显，但可以采取一些工程措施促使其提前发挥出来。例如对于小直径灌注桩，在条件许可时可进行整桩预压以改善其工作状态；对于直径较大的钻、挖孔桩可对桩底进行预夯以使桩底土提前密实。此法同时也获得了增强端阻的效果。特别值得一提的是目前国内外正在积极研究和推广应用的灌浆法。对于灌浆法在桩基工程中的应用，国内外均作了大量的工作并取得明显的效果。经过在某桥梁工地进行了此项试验，在桩底预设了柔性注浆腔，待桩身混凝土达到相当强度后，向腔内用高压注入水泥浆使容器极度膨胀，结果不但使桩的端阻大幅度提高，桩的平均侧摩阻也增加 60%，而桩的总阻力则增加到未注浆桩 2.7 倍，桩的刚度也明显提高了^[34]。

4.2.3 桩底压力灌浆提高桩摩阻力的机理

1. 桩底压力灌浆提高桩侧摩阻力的机理分析

桩底压力灌浆能提高桩侧摩阻，其机理可从以下三方面说明：

(1) 由于桩底压力灌浆在桩下端形成扩大头，挤压桩底土层及其周围土层使其密实，增加了桩端及其周围土层的侧向压力，因而使桩侧摩阻有所提高。

(2) 在桩底压力灌浆过程中，由于灌浆量及灌浆压力的增加，形成的扩大头超过橡胶囊的弹性，部分浆液串出，沿桩土之间的软弱层上升，提高了桩侧土层单位侧摩阻力。

(3) 桩底压力灌浆时，在压密桩端虚土的同时，向上传递反力，因而桩侧摩阻力有所提高。

桩底压力灌浆提高桩端摩阻力的机理分析

桩底压力灌浆能明显地促进桩端阻的发挥，其机理可以从以下几个方面分析：

(1) 桩底压力灌浆形成的扩大头使桩端虚土挤密，同时使桩上抬几毫米；桩端阻一开始就参与发挥，这是压力灌浆桩与普通钻孔灌注桩的显著区别。在新乡及里沟的试桩试验结果表明，当桩顶位移为 5mm 时，普通桩桩端阻为零，而压力灌浆桩在新乡 B 桩、里沟 A 桩和 B 桩的桩端阻占桩顶荷载的比例分别为：24.9%、10.8%、11.2%。随着桩顶荷载的增加，压力灌浆桩在新乡 B 桩、新乡 D 桩桩端阻力占极限荷载的比例分别为：45%、30%，而普通钻孔灌注桩新乡 A 桩、新乡 C 桩桩端阻力占极限荷载的比例分别仅为：4.8%、7.8%。可见压力灌浆桩基本克服了普通钻孔灌注桩桩侧摩阻和桩端阻异步发挥、桩端阻滞后于桩侧摩阻的缺点。

(2) 桩底压力灌浆在桩端形成了扩大头，增加了支承面积。

(3) 桩底压力灌浆过程中浆液向桩底持力层中渗透，提高了单位面积上的端阻力。

桩底压力灌浆使得桩侧摩阻和桩端阻同时提高，因而能较大幅度地提高桩的承载力。

此项新工艺的兴起就在我国表现了巨大的生命力，但由于试桩资料有限，尚需在实践及推广应用中不断积累资料，进行深入的理论研究，并在施工工艺和计算方法方面不断完善，尽量作到标准化。

4.3 极限承载力计算模式

桩基承载的特点是通过桩与桩周土体、桩端土体的相互作用将上部结构的荷载传递至下部土层，以达到减小沉降（与浅基础相比较）和提高承载能力。桩基承载力的构成不外乎桩侧摩阻力与桩端阻力两部分。但普通钻孔桩与桩底、桩侧灌浆钻孔桩相比，其侧摩阻、桩端阻力的发挥存在着很大的差别。要弄清楚这种差别，就必须将其进行对比分析，找出它们各自的规律，评价其优劣，以期为工程建设服务。

1. 桥涵设计规范中有关钻孔桩、打入桩的轴向承载力的计算^[26]

规范中计算桩基承载力公式中的极限摩阻力 f_i ，极限端阻力 R （或容许端阻力），在各行业的规范中都有所表示。其值是根据大量的试验结果统计而得的。在实际工程中往往需要根据具体工地的工程地质情况取该地区的经验值；当然最可靠的方式是在该场地内作桩的静载试验。

(1) 铁路桥涵规范中有关钻（冲）孔灌注桩承载力公式为：

$$[P] = \frac{1}{2} U \sum f_i l_i + m_0 A [\sigma] \quad (4-1)$$

式中第一项为极限摩阻力除以 2，第二项为桩端容许承载力。 m_0 为桩端阻力的折减系数（考

虑施工方法的影响,对于挖孔桩其值可取 1.0); $[\sigma]$ 为桩端处地基土的容许承载力。由此公式可以看出施工方法对承载力的影响是很大的,桩端持力层没有充分发挥其作用。

(2) 铁路桥涵规范有关打入桩、震动下沉或桩尖爆扩桩承载力计算公式

$$[P] = \frac{1}{2}(U \sum \alpha_i f_i l_i + \lambda AR \alpha) \quad (4-2)$$

式中左边括号中第一项为桩侧极限摩阻力,第二项为桩端极限阻力。其中 α_i 、 α 为震动下沉桩对各土层桩周摩擦力和桩尖反力的影响系数,对于打入桩该值取 1, λ 为爆扩桩的桩尖爆扩体直径与桩身直径的比值有关的系数。

2. 桩底压力灌浆钻孔桩承载力的计算^[34]

针对桩底灌浆钻(冲、挖)孔桩,采用桩底灌浆工艺,依据所做的试验研究及经验,可归纳出以下计算单桩轴向极限承载力公式:

(1) 对于桩端下地基为砂性土、风化岩、砂卵石层有:

$$P_u = \sum U f_i l_i + AR \quad (4-3)$$

式中: P_u 桩的轴向极限承载力(kN);

U 桩周长(m);

l_i 每层土的厚度(m);

f_i 每层土的单位极限摩阻力(kPa)。其值因灌浆工艺而有所变化。在工程应用中,桩端以上 2.5d 范围内(d 为设计桩径),其值可取规范中相应的 2 倍,沿桩长其它部分可取规范中的上限值;

A 桩端支承面积(m^2),其值取灌浆施工后扩大了的支承面积值。支承面积的计算,可根据浆液析水性按球形体或圆柱体进行换算而定;

R 桩端持力层的极限承载力(kPa)。其值可取实际灌浆施工中的灌浆终了时稳定的灌浆压力值或取相应土层桩打入桩的规范值。

如上所述,在粗颗粒土层中,钻孔灌注桩的极限承载力较原规范值有很大的提高。因灌浆方法的应用,桩端支承载力不再折减。桩侧摩阻力也有不同程度的提高。长径比 l/d 小于 25 时,对于持力层为砂性土层的钻孔桩进行桩底灌浆使桩侧摩阻力与桩端阻力具有同步发挥的特性。而对于长桩则不具有这种性质,此时桩侧摩阻力成为桩承载力的主要因素。

(2) 桩端下为粘性土层时:

$$P_u = \sum U f_i l_i + \lambda AR \quad (4-4) \text{ 式中: } P_u \text{ 桩的轴向极限承载力(kN);}$$

U 等直桩的周长(m);

l_i 每层土的厚度(m);

λ 考虑灌浆影响的系数,其值可参考桩尖爆扩桩在相应土层中的值。

f_i 每层土的单位极限摩阻力(kPa),其值可取钻孔灌注桩极限摩阻力值;

A 灌浆后桩端底面积(m^2);

R 取打入桩桩端土的极限承载力(kPa)。可按桥规相应表格中取值,考虑到桩底灌浆的影响,乘以一经验折减系数。

粘性土层中压密灌浆,其机理要复杂得多。从现场试验资料看,桩端下为粘性土层时,无论

是黄土质粘土、残积粘性土、亚粘土层等，采用桩底灌浆方式，对于提高桩的轴向承载力，消除施工方法带来的负面影响，其效果与粗颗粒土中相应的方法相比较，承载力提高的幅度较小。且达到极限时，桩顶沉降量比常规桩为大。要将该方法运用于桩基工程中来，其基本规律尚待进一步深入研究。

3. 桩侧压力灌浆钻孔桩桩侧摩阻力的取值

前面有关章节已经论述了钻孔灌注桩桩体与桩周土体因施工工艺带来的问题，同时也提及采用桩侧灌浆工艺桩的侧摩阻力较仅进行桩底灌浆桩的侧摩阻力为大。

试验结果表明，采用侧壁灌浆工艺后，其桩侧极限单位侧摩阻力增加 1 倍以上。因而采用桩侧灌浆可以成倍地提高桩侧摩阻力，那么在工程设计时就可以考虑灌浆因素而提高桩侧摩阻力的取值。对于桩侧灌浆的钻孔灌注桩极限摩阻力 f 值可取桥规中相应土层中打入桩 f 的上限值。

桩侧灌浆对于改善钻（冲）孔灌注桩桩侧的承载能力是行之有效的方法。只是其工艺较桩端灌浆稍显复杂，但其带来的经济效益是很可观的。

4.4 桩底压力灌浆钻孔桩承载力公式及可靠性分析

桩底灌浆用于钻孔桩可以大幅度地提高钻孔桩承载力。作为一种工艺方法，它在优化桩土结构方面目前尚缺乏理论上的系统研究，在前一节中根据有关的现场实例资料，结合对灌浆法提高桩承载力的机理研究，提出了计算这种桩承载力的公式，对采用此公式的钻孔压力灌浆桩的可靠度作了校核。计算结果表明，承载力公式的计算值与实测值较吻合，并具有和普通钻孔灌注桩相同的可靠指标。表 4-1 为试桩实测资料。

桩号 参数	新 乡 1#	新 乡 1#	里 沟 A	里 沟 B	扬 州 1#	福 州 2A#	福 州 4A#	武 汉 W1	武 汉 W2	州 1
桩底持 力层	中 密细砂	中 密细砂	黄 土质砂 粘土	黄 土质砂 粘土	粉 土	强 风化岩	强 风化岩	中 密中砂	中 密中砂	卵石
桩长(m)	14 .40	14 .0	10 .25	10 .23	18 .87	70 .5	56 .9	42	42	.4
桩径(m)	0. 88	0. 87	0. 56	0. 59	1. 0	1. 2	0. 8	0. 7	0. 7	0. 8
长径比	16 .9	16 .10	18 .3	17 .3	18 .87	59 .75	71 .1	60	60	.5
灌 浆 压 力 (MPa)	3. 8	1. 5	3. 0	3. 0	2- 3	15 .0	7. 8	4. 5-5.0	3. 9-4.5	5
极 限 承 载力 P_u (kN)	10 000	11 000	28 00	24 00	60 75	19 500	> 9450	> 10400	> 12000	990
常 规 桩 承 载 力 P_u' (kN)	35 00	35 00	18 00	18 00	30 00	13 948	63 00	60 00	60 00	00
P_u/P_u'	2.	3.	1.	1.	2.	1.	>	1.	2.	

	86	14	55	33	03	40	1.5	73	0	1.38
估算值	85	93	26	26	64	18	88	11	11	
$P_k(\text{kN})$	61	45	57	57	55	050	90	500	500	880
P_u/P_k	1.	1.	1.	0.	0.	1.	1.	0.	1.	
	168	177	054	903	941	080	063	904	043	833

表 4—1 可靠度计算的桩底灌浆钻孔试桩统计表

注：常规桩极限承载力是指同场地与灌浆桩相同桩长、桩径、相同施工条件下的承载力。

1. 桩底压力灌浆钻孔桩的承载力估算公式

根据对钻孔桩压力灌浆机理的研究，可以得出以下结论：桩底压力灌浆不仅能提高桩端阻，使桩端阻一开始即参与承载，桩端阻和桩侧摩阻的发挥趋于同步，而且使桩侧摩阻力有所提高，从而提高了桩的承载力，这点从表 4-1 中也可以看出。承载力的估算利用下式：

$$P = P_f + P_b = \sum Uf_i l_i + AR \quad (4-5)$$

用此公式计算了 11 根试桩的极限承载力 P_k ，并与其极限承载力的实测值 P_u ，进行了对比，计算结果列于表 4-1。

从表 4-1 来看，计算值和实测值较吻合；经绘直方图知， P_u/P_k 的概率为正偏态分布。假定其为对数正态分布，可求得均值为 1.033，均方差为 0.127，利用 A^2 检验法作分布假设检验。当子样 n 达到 11 时，临界值 $A_{n,\alpha}^2$ 一般可达极限值 94%，因此 A^2 法对小样本容量的检验是很合适的。取 α

$= 0.05$ ，临界值 $A_{9,0.05}^2 = 0.693$ ，统计量 $A_9^2 = 0.1486$ ，由于 $A_9^2 < A_{9,0.05}^2$ ，因此不拒绝 P_u/P_k 为对数正态分布。

2. 承载力的可靠度分析

单桩轴向承载力的极限状态方程为：

$$Z = F(P, G, Q) = P - G - Q = 0 \quad (4-6)$$

式中 P 为单桩轴向承载力， G 表示恒载， Q 表示活载。由于 P 同桩径、桩长

以及地质条件、桩材、施工方法等多种不定性因素有关，直接用 (4-6) 式分析单桩可靠度存在一定的困难。可以用无量纲的计算模式。

单桩承载力 P 的标准值为：

$$P_k = K(G_k + Q_k) = K(1 + \rho)G_k \quad (4-7)$$

上式的 ρ 为活载与恒载之比。因此 (4-6) 式可以化为下面无量纲的计算模式：

$$\lambda_P - \frac{1.0}{K(1 + \rho)} \times \lambda_G - \frac{\rho}{K(1 + \rho)} \times \lambda_Q = 0 \quad (4-8)$$

式中： $\lambda_P = P / P_k$ ， $\lambda_G = G / G_k$ ， $\lambda_Q = Q / Q_k$ 。

K 为安全系数，现行的桩基设计规范中取 $K=2.0$ 。

虽然极限状态方程的形式改变了，但 (4-6) 式和 (4-8) 式的可靠指标 β 的计算结果是一样的。根据《建筑结构设计统一标准》，恒载的概率分布服从正态分布，活载服从极值 I 型分布，且有：

$$\mu(\lambda_G) = 1.06 \quad \sigma(\lambda_G) = 0.0742$$

$$\mu(\lambda_Q) = 0.70 \quad \sigma(\lambda_Q) = 0.2030$$

λ_p 根据本文统计结果，并为对数正态分布，且有 $\mu(\lambda_p) = 1.033$ ， $\sigma(\lambda_p) = 0.127$ 。

目前计算可靠指标的方法有一次二阶矩法、JC 法及其它的近似法。这些方法最大的缺点是在验算点附近用切面来代替真正的失效面，同时将非正态随机变量当量正态化，计算结果有一定的误差。因此采用 Monte-Carlo 方法来求解 β ，研制相应的计算程序。这种方法能适应极限状态方程的高度非线性、随机变量的非正态分布，只要模拟次数足够多，就可得到相对精确的失效概率和可靠指标。计算结果如表 4-2。

表 4—2 可靠指标计算结果

ρ	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
β	3.794	4.201	4.229	4.311	4.311
			3		

3. 结语

运用式 (4-5) 对 11 根压力灌浆钻孔桩的承载力进行了估算，计算结果和实测值较吻合，且可靠指标在 4.0 以上。这说明与普通钻孔灌注桩采用规范设计时具有相同的安全水准，但其承载力比普通钻孔灌注桩要高许多。计算中同时发现，可靠指标 β 随荷载效应比 ρ 的增大而增大，但增量小，这说明 ρ 对 β 的影响不大。

第 5 章 用静力触探法推求桩的极限承载力及其概率极限状态分析

5.1 由 CPT 结果推求桩的极限承载力

在桥涵设计方法中，桩的极限承载力 P_u 也可利用静力触探试验 CPT 测试结果由如下经验公式得到：

(1) 打入桩

$$P_u = \sum \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-1)$$

其中：式中 l_i 、 u_i 量纲为 m ， A 为 m^2 ， P_u 单位用 kN ；

\bar{q}_{si} 为桩侧第 i 层土 CPT 所得的平均摩阻力，单位为 kPa ，其值小于 $5kPa$ 时，取用 $5kPa$ ；

\bar{q}_b 为桩底（不包括桩靴）上下各 4 倍桩径 d 范围内 CPT 所测得的端阻平均值（ kPa ），若桩底

以下 $4d$ 范围内的平均值 \bar{q}_b 小于桩底以上 $4d$ 范围内的平均值

\bar{q}_b 时，则 $\bar{q}_b = \bar{q}_b^{\text{下}}$ ；

β_i 、 α 分别为桩侧摩阻和端阻的综合修正系数，当：

$\bar{q}_b > 2000kPa$ 且 $\bar{q}/\bar{q}_b \leq 0.014$ 时

$$\beta_i = 1.798(\bar{q}_{si}/10)^{-0.45} \quad (5-2)$$

$$\alpha = 1.257(\bar{q}_b/100)^{-0.25}$$

如 \bar{q}_b 和 \bar{q}_{si}/\bar{q}_b 不满足上述条件时

$$\beta_i = 2.83(\bar{q}_{si}/10)^{-0.55} \quad (5-3)$$

$$\alpha = 2.407(\bar{q}_b/100)^{-0.35}$$

(2) 钻孔灌注桩

$$P_u = \sum \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-4)$$

上式中各符号意义及单位同前面打入桩；

当设计桩径 $d < 65cm$ ，修正系数按下列方式决定：

$$\beta_i = 3.774(\bar{q}_{si}/10)^{-0.75} \quad (5-5)$$

$$\alpha = 7.878(\bar{q}_b/100)^{-0.93}$$

当 $d \geq 65cm$ 时

$$\beta_i = 1.39(\bar{q}_{si}/10)^{-0.4} \quad (5-6)$$

$$\alpha = 1.625(\bar{q}_b/100)^{-0.55}$$

在上述估计极限承载力 P_u 的公式中，视每一土层中 \bar{q}_{si} 、 \bar{q}_b 为定值，而土层土性实际上具有随机性，且其土性参数在空间上具有相关性，因此在用可靠性理论分析桩的承载力时，宜用随机场模型来考虑土性参数的空间相关性。

5.2 用 CPT 分析计算的土层相关范围

从第 2 章分析中可以看到，随机场模型中土性相关范围 δ 是其最重要的参数，它在桩基可靠性分析和计算中发挥着重要作用。在前面第 2.3.4 节已将求解相关范围 δ 的几种常用方法及其原理都作了介绍，下面根据这些方法和原理，利用静力触探试验 (CPT) 曲线分析计算土层的相关范围，相关范围等于 2 倍相关距离。

为讨论方便起见，在此对土层相关距离进行计算分析

铁路系统的静力触探常采用的是双探头，在触探过程中可同时获得 $f_s \sim h, q_c \sim h$ 曲线。理论上，它们两者对随机场分析是等价的。计算中为提高数据可靠性，将两条曲线同时作了分析。下表是天津地区的十根钻孔灌注桩由 CPT 试验曲线计算得出的相关距离。

5-1 土层相关距离计算结果

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值					取用值
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法		
1	.20	填土	32	8.6	0.5	0.	0.1	0.	0.2	
			75	1	04	112	88	324		
			0.	0.5	0.3	0.	0.0	0.		07
		851	62	72	182	95	171			
										7.
	.00	1	粘土	57	0	80	430	17	389	85
				0.	0.0	0.4	0.	0.1	0.	
		265	57	21	224	02	216			
										5.
	2.6	1	粘土	82	7	89	196	13	175	85
0.				0.1		0.	0.2	0.		
	514	93		280	10	364				
									.03	47.
.80	4	粘土	75	60	70	561	77	833	99	
			3.	2.0	0.4	0.	0.3	0.		
	054	90	10	346	55	535				
									24	12.
.20	3	粘土	.40	32	63	432	54		90	
			0.	0.1	0.3	0.	0.6	0.		
	812	45	35	373	31	805				
									34	10.
.00	1	填土	.20	77	27	195	97	180	68	
			0.	0.5	0.3	0.	0.0	0.		
	630	90	15	187	86	123				
									23	2.4
.00	1	粘土	.50	7	66	252	72	243	33	
	9.	1	7	2.1	0.	0.9	1.	1.0		
									16	1
2.4	1	粘土	0.	0.3			1.1	2.	44	
			523	00			25	778		

	8	土	52	50.	1.2	0.	0.8	2.	1.3
			.34	80	90	910	06	400	
			1.	1.9	1.2	1.	1.6	1.	
	1	填	46	16.	0.4	0.	0.1	0.	0.2
			.05	35	22	224	02	216	
			0.	0.4	0.3				
3	1	土	24	8.0	0.2	0.	0.0	0.	0.3
			.50	63	54	212	69	446	
			0.	0.3	0.1	0.	0.0		
	1	软	7.	1.4		1.	1.0	2.	1.4
			.98	83		287	36	123	
			0.	0.1	3.8	1.	2.4	2.	
	4	土	72	51.	0.7	0.	0.7	1.	0.6
			.80	05	54	423	06	300	
			3.	2.2	0.3	0.	0.6	0.	
4	1	填	38	8.3	0.5	0.	0.1	0.	0.3
			.13	9	81	294	64	286	
			0.	0.1	0.5	0.	0.1	0.	
	1	土	17	5.2	0.4	0.	0.1	0.	0.2
			.60	5	21	224	20	553	
			0.	0.0	0.4	0.	0.1	0.	
4	1	软	7.	1.3	0.8	08	0.6	1.	1.0
			.77	1	87	58	87	844	
			0.	0.1					
	3	土	32	17.	0.5	0.	0.2	0.	0.5
			.40	47	60	381	82	400	
			1.	1.1	0.6	0.	0.6	0.	
	0	粉	13	25.	0.1	0.	0.1	0.	0.2
			.10	92	51	223	46	225	
			11	6.2	0.1	0.	0.0		
5	3	土	21	6.1	0.4	0.	0.3	0.	0.2
			.04	7	32	207	39	413	
			0.	0.3	0.4	0.	0.1	0.	
	2	土	38	12.	0.7	0.	0.6	1.	0.5
			.09	84	13	358	48	124	
			0.	0.1	0.5	0.	0.2	0.	
	2	砂	53	22.	0.4	0.	0.3	0.	0.4
			.42	28	37	406	13	825	
			5.	1.9	0.6	0.	0.3	0.	
	2	土	26	12.	0.2	0.	0.2	0.	0.2
			.70	51	60	175	10	217	
			2.	1.0	0.3	0.	0.0	0.	
			240	08	17	188	80	180	

.30	5	土	15	4.7	0.5	0.	0.5	0.	15	0.5
			.43	0	75	407	01	575		
.10	3	土	7.	15	1.4	0.	0.5		37	0.8
			773	5.2	28	611	09			
.50	7	砂	12	64.	1.1	1.	1.2	2.	48	1.6
			5.3	42	57	864	34	828		
.10	5	土	80	22.	0.3	0.	0.8	1.	59	0.7
			.37	77	47	632	00	650		
.10	2	土	11	43.	0.4	0.	0.3	0.	56	0.4
			8.8	04	50	328	44	627		
.10	2	土	8.	4.1	0.4	0.	0.3	0.	56	0.4
			04	6	07	436	26	730		
.10	1	土	15	8.9	0.5	0.	0.1	0.	12	0.5
			.50	3	20	232	00	920		
.30	7	土	14	7.4	0.8	0.	0.7	2.	30	1.3
			.17	5	22	935	4	822		
.20	8	土	11	3.3	2.0	0.	0.3	1.	72	0.7
			.05	5	8	246	91	040		
.80	2	土	44	30.	0.8	0.	0.9	2.	68	1.1
			.61	62	26	961	79	621		
.20	6	砂	16	57.	1.0	2.	1.2	5.	02	1.8
			0.0	25	89	284	37	627		
.00	6	土	77	30.	0.8	1.	0.8	1.	98	1.1
			.65	30	29	209	80	981		
.40	4	土	34	10.	0.8	0.	0.7	3.	61	1.5
			.56	18	93	938	81	488		
.80	2	土	14	54.	0.5	0.	0.5	1.	37	0.7
			4.0	31	57	614	33	362		
.1	4	砂	10	31.	0.7	0.	0.8	2.	00	1.3
			9.9	14	47	544	/30	555		
			40	80	73	211	13	827		

7	.10	土	23	14.	0.4	0.	0.3	1.	0.4
			.12	16	76	381	02	163	
	.70	土	24	8.4	0.6	0.	0.4	0.	0.5
			.84	7	67	529	27	947	
	.80	土	11	3.5	0.8	0.	0.8	1.	0.8
			.32	0	54	872	16	654	
	.80	土	18	8.1	0.4	0.	0.4	0.	0.4
			.0	4	39	202	19	565	
	.60	土	10	2.8		0.	0.4	0.	0.4
			.59	5		554	30	820	
	.60	砂	82	39.	0.6	0.	0.2		0.4
			.73	81	73	329	09		
	.60	砂	18	57.	0.6	0.	0.5	4.	0.6
			9.9	70	66	711	18	489	
	.90	土	82	31.	0.5	0.	0.7	1.	0.6
			.51	37	51	563	28	052	
	.70	土	36	11.	0.6	1.	0.6	1.	0.8
			.32	13	97	044	27	305	
	.40	土	13	50.	0.4	06	0.6	1.	0.6
			9.6	55	71	81	39	108	
.50	土	10	32.	0.7	0.	0.5	1.	0.6	
		5.6	90	78	565	03	311		21
.00	砂	12	34.	0.2	0.	0.1	0.	0.1	
		5.0	80	19	091	70	094		62
.10	土	22	11.	0.5	0.	0.1	0.	0.3	
		.50	96	20	232	0	920		81
.90	土	22	6.6	0.5	0.	0.2	1.	0.6	
		.63	1	26	300	43	476		36
.00	土	13	5.0	0.5	0.	0.7	0.	0.4	
		.50	7	11	405	25	761		72

		土	0.452	0.029	0.126	0.856	0.045		
.40	2	软土	0.11	4.19	0.690	0.444	0.420	1.30	0.5
			0.727	0.347	0.358	0.283	0.391	0.389	
.60	7	软土	0.11	1.244		0.554	0.430	0.820	0.4
			0.368	0.098		0.153	0.234	0.411	
.40	1	土	0.31	10.00	0.562	0.483	0.188	2.509	0.6
			1.675	0.683	0.562	0.483	0.188	2.509	
.60	1	砂	0.88	37.80	0.435	0.447	0.518	0.707	0.5
			4.728	2.380	0.509	0.354	0.278	1.021	
.80	5	砂	0.13	35.20	0.954	1.265	0.938	4.870	0.8
			0.12	3.84	0.61	0.461	0.516	1.008	
.90	6	土	0.82	30.30	0.952	1.141	0.951	2.537	1.0
			2.78	1.75	1.612	0.300	0.299	0.568	
.30	4	土	0.63	24.30	1.985	0.467	0.457	2.292	1.4
			1.90	0.37	1.793	2.035	1.013		
.00	2	土	0.13	39.87	0.574	0.540	0.575	1.090	0.5
			6.24	2.67	0.433	0.207	0.335	0.745	
.60	2	砂	0.10	34.56	0.464	0.259	0.344	0.478	0.2
			2.38	0.353	0.188	0.138	0.078	0.135	
.80	1	砂	0.13	40.90	0.223	0.232	0.134	0.218	0.2
			0.11	4.30	0.262	0.360	0.247	0.341	
.40	1	土	0.40	17.32	0.574	0.375	0.174	4.160	0.4
			0.893	0.332	0.556	0.241	0.286	1.176	
.40	1	土	0.26	7.70	0.202	0.202	0.232	0.254	0.3
			0.282	0.080	0.574	0.375	0.264	0.596	
.20	3	土	0.842	4.98	0.917	0.445	0.689	1.758	0.7
			0.685	0.201	0.896	0.364	0.238	0.584	
.20	2	软	0.13	3.82	0.433	0.306	0.312	1.352	0.5

		土	1. 322	0.6 36	0.5 00	0. 377	0.2 40	0. 600	
.80	7	软 土	10 .46	2.3 6		0. 250	0.3 51	0. 961	0.3 97
			0. 728	0.1 57		0. 188	0.2 11	0. 420	
.20	1	土	37 .67	14. 28	0.2 05	0. 064	0.0 73	0. 064	0.3 17
			2. 20	1.2 44	0.5 69	0. 234	0.0 96	1. 227	
.10	1	砂	87 .56	46. 09	0.2 37	0. 210	0.0 86	0. 218	0.3 45
			2. 66	0.9 51	0.4 76	0. 381	0.3 02	0. 843	
.90	6	砂	14 9.4	36. 76	0.7 50	0. 963	0.8 69	3. 838	1.1 37
			14 .29	4.3 4	1.3 9	1. 92	0.9 30	5. 460	
.50	6	土	81 .40	30. 85	1.0 24	2. 545	1.1 40	6. 623	1.1 48
			2. 808	1.7 03	1.2 43	0. 440	0.3 9	0. 814	
.10	4	土	35 .70	6.2 70	1.1 58	4. 692	0.6 21		1.1 75
			2. 005	0.4 62	1.1 42	1. 466	0.9 72		
.30	2	土	14 2.5	36. 4	0.4 18	0. 363	0.2 30	0. 601	0.4 20
			6. 126	2.1 53	0.4 22	0. 332	0.2 55	0. 735	
.90	2	砂	11 7.0	36. 60	0.8 21	0. 450	0.7 07	1. 526	0.9 66
			14 .66	4.8 4	1.1 96	1. 357	0.6 11		
.20	2	砂	11 8.0	41. 02	0.4 66	0. 496	0.3 15	1. 273	0.5 43
			10 .63	3.2 5	0.9 40	0. 275	0.1 83	0. 391	
.95	2	土	21 .25	4.6 1	0.4 90	0. 268	0.3 88	0. 372	0.6 75
			0. 393	0.2 71	1.3 80	0. 966	0.5 62		
.80	1	土	21 .45	4.2 1	0.2 95	0. 340	0.2 03	0. 391	0.2 33
			1. 014	0.1 48	0.2 40	1. 518	0.0 77		
.80	1	软 土	9. 327	4.6 46	0.3 767	0. 146	0.3 267	0. 568	0.4 80
			.8 78	0.1 60	0.7 24	0. 564	0.2 80		
.70	6	土	74 .56	58. 64	1.1 89	1. 280	1.2 46		1.4 06
			3. 75	2.1 2	1.2 87	2. 021	1.4 10		
.50	2	土	19 7.4	82. 76	1.6 90	0. 310	0.4 75	1. 112	0.4 92

		土	11	6.1	0.3	0.	0.3	0.	
			.80	3	97	261	48	476	
	3	土	11	19.	0.9	0.	0.4	1.	0.3
	.20	土	6.0	53	60	619	23	721	
			6.	3.2	1.1	0.	0.0		81
			636	2	46	096	94		

注：上表中同一土层前一行相关距离由 f_s 的特性曲线求得，后一行由 q_c 的特性曲线求得。

由以上表格可见，同一土层，使用不同触探曲线、不同计算方法所得的相关距离稍有差异，在使用时剔除相差过大者后可通过综合评判取值。

5.3 由 CPT 计算公式得到的极限承载力 P_{uj} 的统计分析

利用前述的一维齐次随机场模型，分析具有 CPT 资料的桩的可靠度，可按下列步骤进行：

- (1) 利用 CPT 资料求出每层土的 δ 及 q_{si} 、 q_b 的点均值、点方差；
- (2) 利用 CPT 公式推求极限承载力 P_{uj} 的均值和方差；
- (3) 令 $\lambda_p = P_u/P_{uj}$ ， P_u 为试桩的极限承载力，将 P_u 或 λ_p 代入相应极限状态方程，求可靠指标；
- (4) 由相应公式求分项系数。

问题(1)中已在第 2.3 节中讨论了，下面分别讨论其他问题。

1. P_{uj} 公式的均值和方差

用 CPT 资料估计桩的承载力公式为

$$P_{uj} = \sum \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-7)$$

式中 q_{si}, q_b 为触探所得土层的参数，应按随机场考虑，故为随机变量，按概率理论可得出均值和方差的计算公式如下：

$$\bar{P}_{uj} = \sum \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-8)$$

$$D[\bar{P}_{uj}] = \sum \beta_i^2 l_i^2 u_i^2 D[\bar{q}_{si}] + \alpha^2 A^2 D[\bar{q}_b] \quad (5-9)$$

$$\delta_{P_{uj}} = \sqrt{D[\bar{P}_{uj}] / \bar{P}_{uj}}$$

式中 $\bar{q}_{si}, D[\bar{q}_{si}], \bar{q}_b, D[\bar{q}_b]$ 由相应土层按随机场模型求得。

(1) 桩侧土的 q_{si} 的空间特性

对于每一土层的 q_{si} ，先按等间距 $\Delta Z = \delta_i$ 取样，先求出点特性

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n q_{si}(z_i), \quad \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [q_{si}(z_i) - \mu]^2$$

再由前述的方法求出该土层的相关距离 δ_i ，若该土层厚度为 l_i ，则其空间特性如下：

$$\begin{aligned} \bar{q}_{si} &= \mu \\ D[\bar{q}_{si}] &= \sigma^2 \frac{\delta_i}{l_i} \end{aligned} \quad (5-10)$$

(2) 桩端土的 q_b 的空间特性

a 当桩端以下土层比其上土层软，即 $\bar{q}_b^t \geq \bar{q}_b^b$ ，则在桩底以下 $4d$ (d 为桩径) 范围内求其平均特性。以 $\Delta Z = \delta$ 取样后求出点均值和点方差，则 q_b 的空间特性为：

$$\bar{q}_b = \bar{q}_b^b$$

$$D[\bar{q}_b] = \sigma^2 \frac{\delta}{4d} \quad (5-11)$$

b 当桩端以下土层比其上土层硬，即 $\bar{q}_b^t < \bar{q}_b^b$ ，则在桩底上下各 $4d$ (d 为桩径) 范围内求其平均特性。以 $\Delta Z = \delta_i$ 取样后求出点均值和点方差，因在 CPT 曲线上取样间距， q_b^t 和 q_b^b 互相独立，即 $C(q_b^t, q_b^b) = 0$ ，则 q_b 的空间特性为：

$$\bar{q}_b = \frac{1}{2}(\bar{q}_b^t + \bar{q}_b^b)$$

$$D[\bar{q}_b] = \frac{1}{4}\{D[\bar{q}_b^t] + D[\bar{q}_b^b]\} \quad (5-12)$$

$$= \frac{1}{16d}(\sigma_t^2 \delta_t + \sigma_b^2 \delta_b)$$

2. CPT 桩承载力的计算

由上节的方法计算钻孔灌注桩 8 根，结果列于下表：

表 5—2 钻孔灌注桩的承载力 单位：kN

桩号	计算 极限侧阻 力	计算 极限端阻 力	计算 极限承载 力	计算 承载力均 方差	实测 承载 力
1	1332. 83	147.3 1	1480. 14	111.1 6	900.0 0
2	1449. 25	148.0 9	1597. 34	343.4 5	800.0 0
3	1167. 67	168.1 6	1335. 83	90.38	1400. 00
4	1098. 08	178.1 4	1276. 22	66.50	1300. 00
5	3461. 17	454.7 8	3915. 95	501.9 8	5500. 00
6	3012. 66	1155. 85	4168. 51	282.9 2	8000. 00
7	5359. 96	960.6 7	6320. 63	203.7 9	5600. 00
8	6707. 96	1521. 90	8229. 86	271.1 5	7000. 00

10
1904.40
502.20
2406.60
167.44
2810.00

3. 对桩极限承载力的校正

(1) 试计比 λ_p

试桩的极限承载力实测值 P_u 一般是比较难获得的，工程中经常用经验公式计算得出 P_{uj} ，而这两者不完全等价。此处引入一无量纲随机变量——试计比 λ_p ，来考虑它们两者的差异。

$$\lambda_p = \frac{\text{试桩极限承载力的实测值}}{\text{试桩按CPT经验公式计算的极限承载力}} = \frac{P_u}{P_{uj}} \quad (5-13)$$

本文研究收集了四十七根有静载试桩 P_u 和 CPT 计算 P_{uj} 的试桩，由此计算出试计比 λ_p ，经统计分析后得表 5-3，其分布可见直方图 5-1。

表 5—3 桩的承载力试计比

桩号	P_u	P_{uj}	λ_p
01	900	1480.14	0.608
02	1400	1335.83	1.048
03	1300	1276.22	1.019
04	5500.0	3915.95	1.405
05	5600.00	6320.63	0.886
06	7000.00	8229.86	0.851
07	8000.00	8570.17	0.933
08	2810.0	2406.6	1.168
09	8000.00	6240.4	1.282
10	5000.00	5931.8	0.843
11	5000.00	6372.2	0.785
12	7000.00	6288.5	1.113
13	7000.00	6425.4	1.089
14	4500.00	5124.1	0.878
15	3500.00	3417.1	1.024
16	1200.00	1397.1	0.859
17	1050.00	1388.5	0.756
18	4300.00	3166.6	1.358
19	2700.00	3480.6	0.776
20	2700.00	3565.8	0.757
21	2450.00	3665.1	0.668
22	1220.00	894.0	1.365
23	1070.00	901.2	1.187
24	1100.00	845.7	1.301
25	1300.00	923.3	1.408

26	1300.00	923.3	1.408
27	700.00	962.1	0.728
28	700.00	928.1	0.754
29	850.00	962.0	0.884
30	1000.00	1006.5	0.994
31	700.00	740.8	0.945
32	750.00	689.1	1.088
33	350.00	307.3	1.139
34	330.00	349.2	0.945
35	300.00	394.4	0.761
36	400.00	321.2	1.245
37	1600.00	962.5	1.662
38	1300.00	949.8	1.369
39	1300.00	982.1	1.324
40	1220.00	979.1	1.246
41	500.00	389.2	1.285
42	650.00	905.2	0.718
43	600.00	948.0	0.633
44	800.00	898.9	0.890
45	1400.00	1002.6	1.396
46	1200.00	944.5	1.271
47	1300.00	942.4	1.379

表 5—4 λ_p 的分布检验

项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
法 K-S	统计 值	0.1133 3	0.10965	0.12250
	临界 值	0.1292 4	0.12924	0.12953
	接受 否	接受	接受	接受

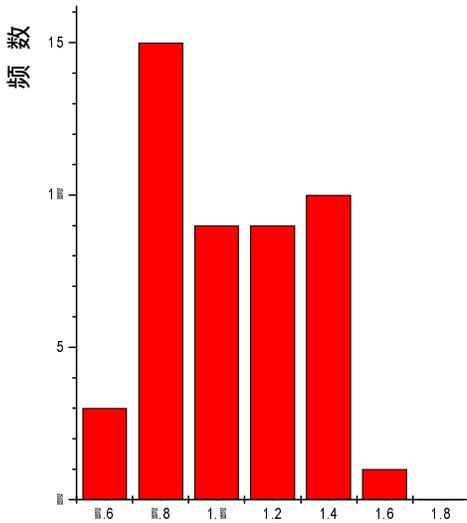


图 5-1 试比 λ_p 的统计直方图

λ_p 的均值和均方差分别为 1.0517, 0.2632, 变异系数为 0.2503。从以上统计图表可见, λ_p 的分布类型以对数正态为最好。另外, 试比 λ_p 其值大于零, 此特点与对数分布的变量是相符的, 国内外诸多统计结果亦表明桩的承载力服从对数正态分布, 因此在本文研究中 λ_p 使用对数正态分布。

(2) 极限承载力 P_u 的统计

由试比 λ_p 公式可得, $P_u = \lambda_p P_{uj}$, 因 λ_p 、 P_{uj} 均为随机变量, 故

$$\begin{aligned} \bar{P}_u &= \bar{\lambda}_p \cdot \bar{P}_{uj} \\ \delta_{P_u} &= \sqrt{\delta_{\lambda_p}^2 + \delta_{P_{uj}}^2} \end{aligned} \quad (5-14)$$

这样就可以通过 CPT 资料获得桩的极限承载力的特征, 作为设计的依据。

5.4 桩的可靠指标计算

5.4.1 按试桩资料对 \bar{P}_{uj} 进行校正

对现有试桩及 CPT 计算结果对比得试比 λ_p 的统计, 见前述第 5.3 节, 结果如下:

$$\bar{\lambda}_p = 1.0517, \delta_{\lambda_p} = 0.2503, \sigma_{\lambda_p} = 0.2632$$

桩的实际承载力按式 (5-7) 计算。

表 5—5 桩的承载力的校核计算

号	桩	\bar{P}_{uj}	$\delta_{P_{uj}}$	\bar{P}_u	δ_{P_u}
1		1480.14	0.075	1556.6	0.2612
2		2335.83	0.068	2456.6	0.2593
3		1276.22	0.052	1342.2	0.2556
4		4168.51	0.068	4384.1	0.2593

			0	6
5	6320.63	0.032	3	2
6	8229.86	0.033	1	5
7	8570.17	0.028	2	5
8	2406.60	0.070	7	9

8	0.070	0.2598
2406.60	2531.07	9

根据八根钻孔灌注桩的 CPT 资料，参见表 5-2，可计算出桩的承载力统计特征值如表 5-5。

5.4.2 按极限状态方程(1)计算可靠指标

极限状态方程(1)为 $P_u - G - Q = 0$ ，在定值设计中有：

$$\bar{P}_u = k(\bar{G} + \bar{Q}) = k(1 + \rho)\bar{G}$$

表 5-6 计算变量的统计特征

变 量	均 值	均方差	分 布 类 型
P_u	\bar{P}_u	$\bar{P}_u \cdot \delta_{pu}$	对 数 正 态
G	$\frac{\bar{P}_u}{k(1 + \rho)}$	$\frac{\bar{P}_u}{k(1 + \rho)} \cdot \delta_{\lambda G}$	正 态
Q	$\frac{\rho \bar{P}_u}{k(1 + \rho)}$	$\frac{\rho \bar{P}_u}{k(1 + \rho)} \cdot \delta_{\lambda Q}$	正 态

可得

$$\bar{G} = \frac{\bar{P}_u}{k(1 + \rho)}$$

$$\bar{Q} = \frac{\rho \bar{P}_u}{k(1 + \rho)}$$

则计算式中各变量取值如表 5-6：

将表 5-6 中数据代入方程中，由 JC 法算得结果见表 5-7 及图 5-2：

表 5—7 可靠指标与荷载效应比

号	ρ	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
	桩	1	15	25	4	5	6	75

1	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		496	501	511	521	525	529	534
2	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		515	520	530	540	545	549	553
3	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		552	558	567	578	583	587	592
4	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		515	520	530	540	545	549	553
5	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		585	591	601	612	618	622	627
6	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		584	590	600	611	616	621	626
7	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		590	596	606	617	623	627	632
8	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		509	515	524	534	539	543	548
号	ρ 桩	0.	1.	1.	1.	2.	2.	最 佳 值
		85	0	25	50	0	50	
1	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		536	539	542	544	546	547	528
2	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		556	558	562	564	566	567	548
3	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		594	597	601	603	605	606	586
4	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		556	558	562	564	566	567	548
5	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		630	633	636	638	641	641	621
6	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		628	631	635	637	639	640	620
7	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		635	638	641	643	646	647	626
8	0	2.	2.	2.	2.	2.	2.	2.
		550	553	556	558	560	561	542

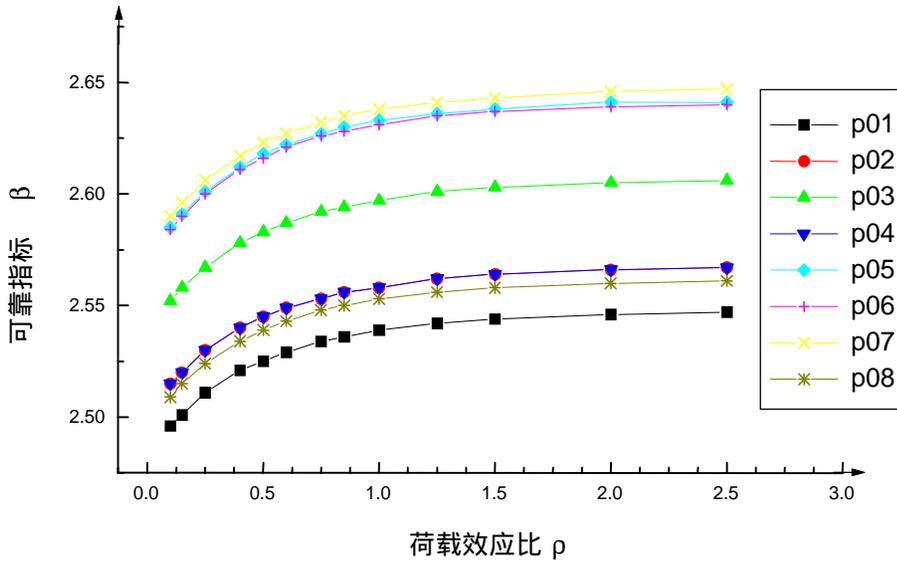


图 5-2 可靠指标与荷载效应比

5.4.3 按极限状态方程(2)计算可靠指标

极限状态方程(2)为

$$\frac{P_u}{P_{uj}} - \frac{\lambda_G}{k(1+\rho)} - \frac{\rho\lambda_Q}{k(1+\rho)} = 0$$

表 5—8 计算变量的数据

	分布类型	均值	均方差
P_u	对数正态	$\overline{P_u}$	$\overline{P_u} \cdot \delta_{P_u}$
λ_G	正态	1.0816	0.0757
λ_Q	正态	0.9619	0.0371

方程中 P_{uj} 为桩的 CPT 计算承载力, P_u 、 λ_G 、 λ_Q 的统计特性见表 5-8:

由 JC 法计算得结果如表 5-9 及图 5-3:

表 5—9 可靠指标与荷载效应比

号 \ ρ 桩	0.1	0.15	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7
	01	2.4	2	2	2	2	2
	27	.449	.487	.534	.559	.582	10

02	2.4	2	2	2	2	2	2.6
	45	.467	.506	.553	.579	.602	30
03	2.4	2	2	2	2	2	2.6
	81	.504	.543	.591	.618	.641	70
04	2.4	2	2	2	2	2	2.6
	45	.467	.506	.553	.579	.602	30
05	2.5	2	2	2	2	2	2.7
	14	.537	.577	.626	.653	.676	06
06	2.5	2	2	2	2	2	2.7
	13	.535	.575	.624	.651	.675	05
07	2.5	2	2	2	2	2	2.7
	19	.542	.582	.631	.658	.681	11
08	2.4	2	2	2	2	2	2.6
	40	.462	.500	.548	.574	.596	25
号	ρ	0.8	1	1	1	2	最佳值
	桩	5	.0	.25	.5	.0	
01	2.6	2	2	2	2	2	2.5
	27	.648	.677	.699	.733	.756	99
02	2.6	2	2	2	2	2	2.6
	47	.668	.697	.720	.754	.777	19
03	2.6	2	2	2	2	2	2.6
	87	.709	.738	.761	.796	.819	58
04	2.6	2	2	2	2	2	2.6
	47	.668	.697	.720	.754	.777	19
05	2.7	2	2	2	2	2	2.6
	23	.745	.775	.799	.833	.858	94
06	2.7	2	2	2	2	2	2.6
	22	.744	.774	.797	.832	.856	92
07	2.7	2	2	2	2	2	2.6
	28	.751	.781	.804	.839	.863	99
08	2.6	2	2	2	2	2	2.6
	41	.663	.692	.714	.748	.771	13

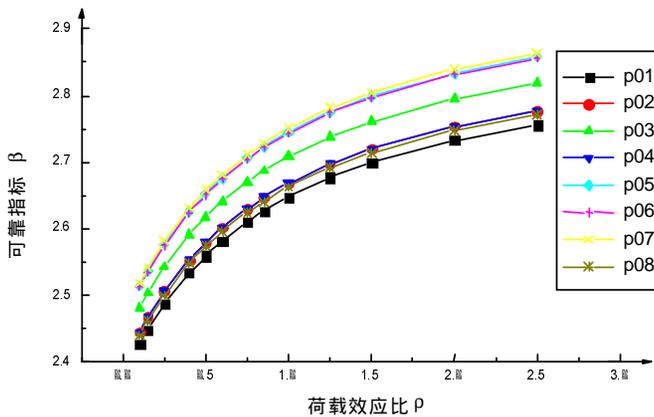


图 5-3 可靠指标与荷载效应比

5.4.4 按极限状态方程(3)计算可靠指标

极限状态方程(3)为

$$\lambda_p - \frac{\lambda_G}{k(1+\rho)} - \frac{\rho\lambda_Q}{k(1+\rho)} = 0$$

式中 λ_p 统计特征参见第 5.3 节； λ_G 、 λ_Q 统计特征同极限状态方程(2)。

表 5—10 可靠指标与荷载效应比

ρ	0.1	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7
		5	5				5
β	2.5	2.5	2.5	2.6	2.6	2.6	2.7
	34	58	98	48	75	98	29
ρ	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	最佳值
	5		5	0		0	
β	2.7	2.7	2.7	2.8	2.8	2.8	2.7
	46	68	98	22	57	82	16

由 JC 法计算 β 列于表 5-10 及图 5-4 中：

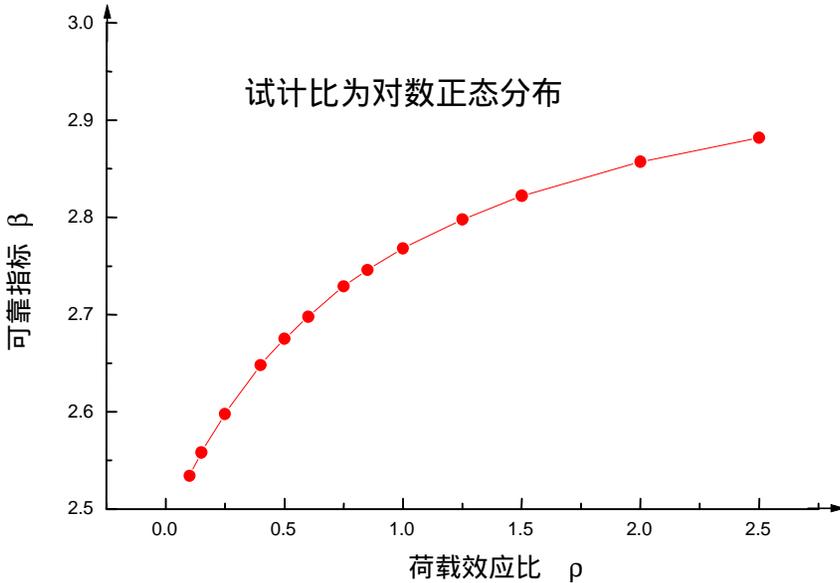


图 5-4 可靠指标与荷载效应比

经比较统计后，取目标可靠指标为 2.6。

5.5 桩的极限承载力分项系数及表达式

采用与前述 3.5.1 节和 3.5.2 节相同的原理和方法，经过一系列基本公式的变换，同样可计算出桩的总抗力分项系数、桩侧阻和端阻分项系数。下面只写出基本公式、抗力分项系数分布及结果，其余分析过程由于与前述相同，在此略。

5.5.1 桩总抗力的分项系数

1. 根据定值法反求 γ_R

由定值法设计基本公式经前述 3.5.1 节相同变换可得桩总抗力分项系数计算公式：

$$\alpha_R = \frac{\gamma_G + \rho\gamma_Q}{K(1+\rho)} \quad (5-15)$$

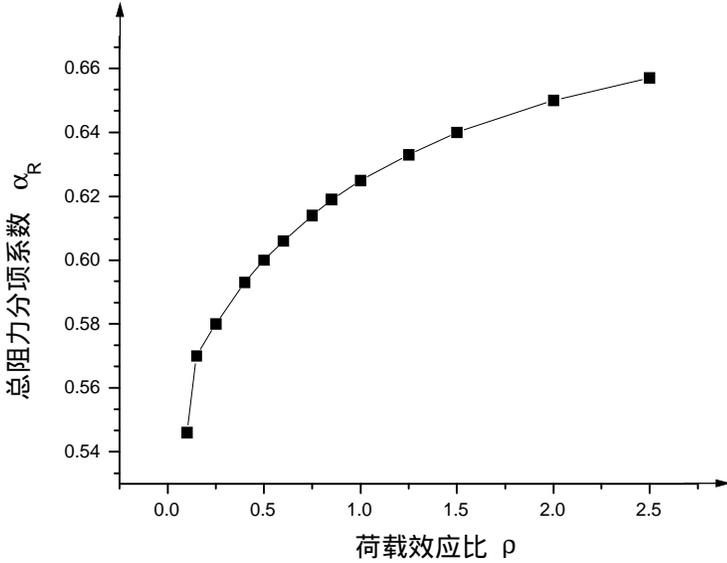


图 5-5 总阻力分项系数与荷载效应比

按统一标准取值： $K=2.0, \gamma_G = 1.1, \gamma_Q = 1.4$ ，代入上式计算得表 5-11：

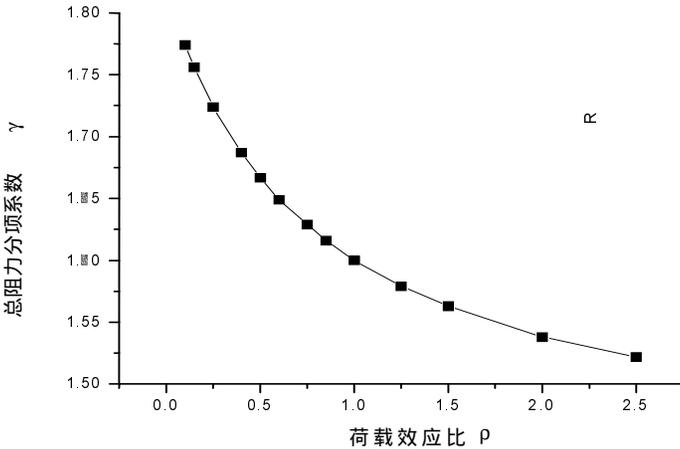


图 5-6 总阻力分项系数与荷载效应比

表 5—11 总阻力分项系数与荷载效应比

ρ	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.7
	1	15	25	4	5	6	5
α	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.6
R	546	570	580	593	600	606	14
γ	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.6
R	774	756	724	687	667	649	29
ρ	0.	1.	1.	1.	2.	2.	最 佳值
	85	0	25	50	0	50	
α	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.6
R	619	625	633	640	650	657	10
γ	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.6
R	616	600	579	563	538	522	39

2. 由验算点求总抗力分项系数

分别考虑总抗力服从正态分布和对数正态分布情况，按照前述相同的方法经公式整理后，同样可得计算桩总抗力系数表达式（3-59）和式（3-64）。

3. 计算结果

根据计算总抗力系数公式，将相应各变量值代入计算 γ_R 。计算时变量取值如下： λ_R 均值为 1.052，均方差为 0.263，变异系数为 0.250； $k=2.0$ ， $\gamma_G = 1.1$ ， $\gamma_Q = 1.4$ ， $\sigma_{\lambda_G} = 0.0757$ ， $\sigma_{\lambda_Q} = 0.0371$ 。

表 5—12 总阻力分项系数 γ_R 与荷载效应比

		ρ	0	0	0	0	0	0.
		γ_R	.1	.15	.25	.4	.5	.6
P	正态		.2	.2	.2	.2	.2	2.
		.680	.684	.689	.695	.698	.700	703
P	对数正态		.1	.1	.1	.1	.1	1.
		.849	.850	.851	.853	.854	.854	855
		ρ	0	1	1	1	2	2
		γ_R	.85	.0	.25	.50	.0	.50
P	正态		.2	.2	.2	.2	.2	2.
		.704	.706	.708	.710	.711	.712	700
P	对数正态		.1	.1	.1	.1	.1	1.
		.856	.856	.857	.857	.857	.858	854

β 取不同 ρ 、总抗力不同分布形式时由前面 JC 法的计算值。 γ_R 的计算结果列于表 5-12：

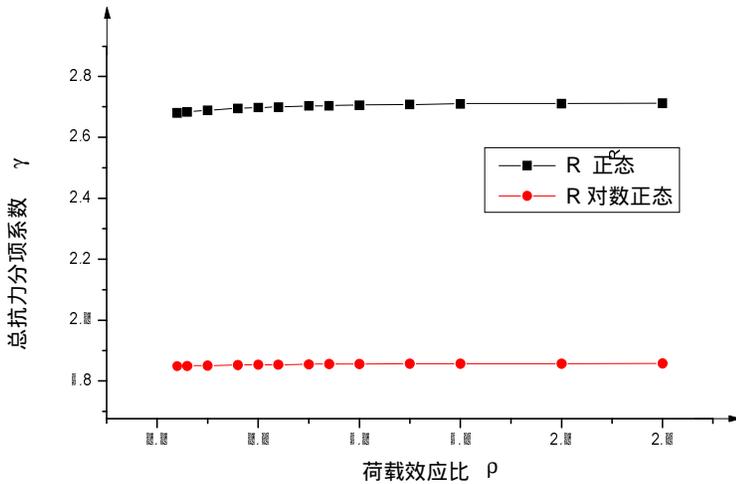


图 5-7 总阻力分项系数与荷载效应比

5.5.2 桩侧阻和端阻的分项系数

同式 (3-72) 得桩侧阻和端阻分项系数为

$$\alpha_i = 1 - \frac{1 - \alpha_R}{\eta_i} \cdot \frac{(\delta_i \eta_i)^2}{\sum (\delta_i \eta_i)^2} \quad (5-16)$$

δ_i 为第 i 层抗力和总抗力的变异系数；

α_R 为总抗力分项系数。

上式即为求第 i 层土抗力的分项系数的一般公式。若抗力中将侧阻 Q_S 分为 q 层，端阻 Q_P 只作为一层，

$$q = \frac{m_S}{m_P} \quad (5-17)$$

则 (5-16) 式可变为

$$\alpha_i = 1 - (1 - \alpha_R) \frac{\delta_i^2}{\eta_P (\delta_P^2 + q \delta_S^2)} \quad (5-18)$$

抗力比 η_P 可利用试桩资料或规范求得，知道侧阻和端阻的变异系数 δ_S 和 δ_P 后，即可求得分项系数 α_S ， α_P 。

对八根桩的端阻、侧阻试计比统计得，其变异系数分别为 0.469，0.553。下面为四十七根钻孔灌注桩，利用以上变异系数得分项系数计算结果列于表 5-13。

表 5—13 分阻力分项系数计算表

桩号	m_S	m_P	α_S	α_P
1	1332.83	147.31	0.558699	0.36452

2	1167.67	168.16	0.563549	0.37151
3	1098.08	178.14	0.566028	0.37508
4	3012.66	1155.85	0.589462	0.40882
5	5359.96	960.67	0.568248	0.37827
6	6707.96	1521.90	0.574034	0.38660
7	7030.57	1539.60	0.573117	0.38528
8	1904.4	502.2	0.578111	0.39248
9	4118.3	2122.1	0.599326	0.42302
0	3841.6	2090.2	0.601205	0.42573
1	5226.8	1145.3	0.573133	0.38531
2	4795.9	1492.6	0.582931	0.39942
3	5054.0	1371.4	0.578919	0.39364
4	2999.4	2124.8	0.610448	0.43904
5	1838.2	1578.9	0.617200	0.44876
6	1223.6	173.5	0.563240	0.37106
7	1193.6	194.9	0.566168	0.37528
8	2765.6	400.9	0.563680	0.37170
9	2836.1	644.5	0.574076	0.38667
0	2758.7	807.1	0.581094	0.39677
1	2930.5	734.7	0.576708	0.39046
2	768.9	125.1	0.566090	0.37517
3	776.6	124.6	0.565789	0.37473
4	721.2	124.6	0.567414	0.37707
5	781.2	142.2	0.568605	0.37879
6	781.2	142.2	0.568605	0.37879
7	831.1	130.9	0.565395	0.37416
8	797.1	130.9	0.566292	0.37546
2	831.1	130.9	0.565395	0.37416

9				8	
0	3	874.6	131.9	0.564487	0.37286
1	3	652.4	88.4	0.562353	0.36978
2	3	602.0	87.1	0.563642	0.37164
3	3	223.0	84.3	0.588985	0.40813
4	3	262.4	86.9	0.584822	0.40214
5	3	307.5	86.9	0.580084	0.39532
6	3	253.6	67.6	0.578414	0.39291
7	3	808.4	154.1	0.569688	0.38035
8	3	795.7	154.1	0.570066	0.38089
9	3	828.0	154.1	0.569122	0.37953
0	4	850.4	128.7	0.564559	0.37296
1	4	260.6	128.7	0.597869	0.42093
2	4	764.5	140.7	0.568861	0.37915
3	4	806.7	141.3	0.567724	0.37752
4	4	757.5	144.1	0.569639	0.38028
5	4	875.5	127.1	0.563710	0.37174
6	4	816.4	128.7	0.565414	0.37419
7	4	814.3	128.7	0.565468	0.37427

统计得 $\alpha_s: \mu = 0.5742, \sigma = 0.0131$

$\alpha_p: \mu = 0.3869, \sigma = 0.0189$

即 $\gamma_s = 1.742$

$\gamma_p = 2.585$

结语

通过统计分析可知，桩承载力的试计比 λ_p 服从对数正态分布，其均值及标准差分别为 1.0517, 0.2632。

桩轴向承载力可靠指标随荷载效应比 ρ 的增大而提高，经最小二乘法处理后，可得目标可靠指标 $[\beta] = 2.6$ ，相应的总抗力分项系数 γ_R 、侧阻分项系数 γ_s 、端阻分项系数 γ_p 分别为 1.85, 1.74, 2.59。

结 语

桩基础是结构体和岩土体共同作用的系统，影响其性态的因素很多，破坏模式复杂，进行桩基概率极限状态设计方法的研究是一项较艰巨的任务和工作。

本文创新性工作和成果主要体现在如下方面：

采用理论研究、试验结果分析、计算统计以及校核分析相结合的方法，用“校准法”对现行《桥规》桩基可靠度水准进行了校核计算，并确定了桩的目标可靠指标 β ；对岩土工程可靠性分析中共性的内容——土性相关性及随机场理论进行了研究分析，并提出了相关范围 δ 的四种分析方法；对基桩承载力分项系数进行了计算和分析，提出了基桩承载力总阻力分项系数、侧阻和端阻分项系数；在资料分析整理的基础上，进行了钻孔灌注桩桩径的统计分析及其变异性研究；提出了单桩承载力的分项系数表达式和桩侧阻、端阻力的标准值表；在此基础上对原《桥规》有关桩基部分的条文进行了补充和修改（略），并按概率极限状态设计方法所提供的承载力表达式和设计参数，对现场打入桩、钻孔灌注桩实例进行承载力验算。在钻孔压浆桩现场试验资料的基础上，对其承载力进行了可靠性分析，提出了计算该类型桩承载力计算表达式。在上述研究工作的基础上，经整理分析，本课题主要工作和研究成果有以下几个方面：

第一、提出了单桩轴向承载力设计值的实用表达式

$$\text{在主力作用下表达式为} \quad \gamma_0 N \leq R \quad (1)$$

$$\text{当利用桩的静载荷试验时} \quad R \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (2)$$

式中 R_k 为桩的极限承载力标准值，kN； R 为桩的极限承载力设计值，kN； γ_0 为依上部结构重要性而定的系数，一般在0.9~1.2， N 为桩顶轴向压力设计值，kN； γ_R 为桩的总阻力分项系数，本文研究得出：打入桩和钻孔灌注桩 γ_R 的平均值分别为1.56和1.62。

当利用《桥规》确定 R 时， R 可由桩的类型和施工工艺分别按下列公式确定。

1. 打入桩的极限承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_s} U \sum f_{ik} l_i + \frac{1}{\gamma_p} A R_k \quad (3)$$

式中 f_{ik} 为桩侧土的极限摩阻力标准值，kPa；按附录 1-1 取值； R_k 为桩端土的极限承载力标准值；按附录 1-2 取值； γ_s 为打入桩桩侧阻力分项系数，按本文研究 γ_s 取 1.47； γ_p 为桩端阻力抗力分项系数，取 2.02； l_i 为各土层厚度，m； U 为桩身截面周长，m； A 为桩底支承面积， m^2 。

2. 钻孔灌注桩极限承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_s} U \sum_{i=1}^n \beta_i l_i f_{ik} + \frac{1}{\gamma_p} m_0 A Q_k \quad (4)$$

式中 R 为桩的轴向承载力设计值，kN； f_{ik} 为桩侧土的极限摩阻力标准值，kPa；按附录 2-1 取值； Q_k 为桩端土的极限承载力标准值，kPa；按附录 2-2 取值； γ_s 为钻孔灌注桩桩侧阻力分项系数，按本文研究 γ_s 取 1.52； γ_p 为桩端抗力分项系数，取 2.14； U 为桩身截面周长，m；经统计分析取 $U = \pi d' = \pi(1.11d) = 1.11\pi d$ ； β_i 为第 i 层土桩径极限摩阻力标准值的修正系数，当为砂土或碎石土 $\beta_i = \left(\frac{0.8}{d}\right)^{1/3}$ ，当为其它土时， $\beta_i = 1$ ； m_0 为钻孔灌注桩桩端承载力折减系数，按《桥规》取值；其余指标同式(3)。

得到了钻孔灌注桩的目标可靠指标及承载力抗力分项系数

根据试验资料与现行《桥规》提供的单桩经验值对比分析的结果，从偏于安全的角度，单桩承载力试计比的均值 $\mu_{\lambda_p} = 1.10$ ，变异系数 $\delta_R = 0.18$ ，服从对数正态分布。由此算得按现行设计水准的目标可靠指标平均值为 3.20，满足《工程结构可靠度设计标准》(GBJ68-84)规定的要求。

桩的抗力分项系数的确定系根据桩的可靠指标、荷载效应和抗力的变异特征等按可靠性分析计算，并结合经验等综合确定。本文研究得出：钻孔灌注桩总抗力分项系数的平均值 $\gamma_R = 1.62$ ，桩侧摩阻力分项系数平均值 $\gamma_s = 1.52$ ，桩端抗力分项系数 $\gamma_p = 2.14$ 。

得到了打入桩的目标可靠指标及承载力抗力分项系数 γ_R 、 γ_s 和 γ_p 。

根据试桩资料与现行《桥规》提供的单桩承载力经验值对比分析的结果，从偏于安全的角度，单桩承载力的试计比均值 $\mu_{\lambda_p} = 1.16$ ，变异系数 $\delta_R = 0.17$ ，服从对数正态分布，由此算得的按现行设计水准的目标可靠指标的平均值为 3.2。

本文经计算分析得出：打入桩总抗力分项系数的平均值 $\gamma_R=1.56$ ，桩侧摩阻力分项系数平均值 $\gamma_s=1.47$ ，桩端抗力分项系数平均值 $\gamma_p=2.02$ 。

第四、应用随机场理论对 CPT 法估算钻孔灌注桩承载力进行了可靠度计算

计算结果表明：承载力的试计比均值 $\mu_{\lambda_p}=1.05$ ，变异系数 $\delta_R=0.25$ ，目标可靠指标 平均值为 2.6，总抗力分项系数为 1.85，桩侧摩阻力分项系数平均值 $\gamma_s=1.74$ ，桩端阻力分项系数平均值 $\gamma_p=2.59$ 。

第五、对钻孔灌注桩桩径进行了统计分析

通过对现场约 50 根钻孔灌注桩桩径资料的统计分析，钻孔灌注桩桩径一般比设计桩径大，若定义试计比 d_u/d (d_u 为实际桩径； d 为设计桩径)，则 λ_d 为对数正态分布的假定较符合实际情况，其试计比 λ_d 的均值系数 $\mu_{\lambda_d}=1.11$ ，变异系数 $\delta_{\lambda_d}=0.06$ 。

第六、根据“转轨”要求，并按桩基概率极限状态方法对打入桩和钻孔灌注桩进行了承载力的 9 个实例验算（另外 7 个因篇幅原因仅列表格进行比较）

验算结果表明：对于打入桩和钻孔灌注桩的承载力，按桩基概率极限状态法也能满足要求。

第七、对土性相关性和随机场理论进行了初步的研究，为今后桩基设计和地基承载力进行较完善的研究，奠定了基础。

第八、根据钻孔灌注桩桩底压力灌浆资料，对灌浆法提高桩承载力的机理进行了研究，提出了计算这种桩承载力的公式，计算结果和实测值较吻合，并具有与普通钻孔灌注桩相同的可靠指标。

本文虽然完成了较多、较复杂的研究任务，得出了一些可供规改和桩基设计所需的重要结论和成果，这些研究成果有着重要的理论意义及工程实用价值。但也不能不看到，由于受时间、资料不足的限制，有些研究不够透彻或有欠缺，有些工作还未涉及，对今后进一步研究工作的建议主要有以下几个方面：

1. 由于群桩基础的系统可靠度问题的复杂性，当前桩基可靠性分析仍局限于单桩。但单桩的工作性状与桩基不尽相符，不能简单地认为群桩承载力等于单桩承载力之和。由于桥梁桩基础多为数根桩组成，因此研究桩基系统的可靠性十分必要。目前受加载设备的限制，一般还不可能对桩基(群桩)作静载试验，只能从单桩的承载力入手，寻求单桩和群桩的相互关系。桩基承载力资料的积累应结合实际工程进行，在桩基础建成前埋设测试元件，在运营中测试。在有一定的数据积累后，研究单桩极限状态与桩基系统极限状态的关系，以及桩基系统的可靠度计算方法等，这个工作正在着手进行。

2. 土工数据的统计分析是岩土工程可靠性分析中的基础工作，建立土工数据有效和统一的整理和检验方法，一套标准的测试取样方法是十分必要的，只有这样才能提高数据的可信度以及数据的利用率。

3. 为了和上部结构相互协调，桥梁基础应尽量采用和梁跨结构一致的荷载标准，分项系

数及目标可靠指标。但对于高墩台的桥梁基础而言，荷载自梁跨传至基础顶面时可能会发生变化，分项系数也可能发生变化，对此应作专项研究。若变化不大，对计算结果影响也不大，可采用与梁跨一致的荷载标准及荷载分项系数。

4. 对于打入桩和钻孔灌注桩的单桩沉降分析，在广泛收集现场资料的基础上，可根据试桩实测资料，对沉降计算模式进行可靠度分析计算，结合原位测试资料，对沉降计算模式的不定性，计算沉降的变异性进行分析计算。

5. 近年来国内外大量的试桩资料和工程实例表明，对钻孔灌注桩进行桩底和桩侧压力灌注加固可以大幅度提高其承载力。因此，对压力灌浆和钻孔灌注桩承载力的进一步计算和可靠性分析很有必要。

对论著工作中给予许多关怀和指导的赵善锐教授表示感谢。对给予我提供了部分资料和其他帮助的彭雄志博士、傅旭东博士、冷伍明博士、万世明博士和胡德贵博士及大桥局设计院，表示我真诚的谢意。

对铁道部建设司提供的课题项目研究基金，帮助我完成论著工作，表示感谢。

参考文献

- 中华人民共和国国家标准.建筑设计统一标准 (GBJ68-84) 北京:中国工业出版社, 1985
- 赵善锐.桥梁桩基可靠性研究.西南交通大学岩土工程可靠性研究课题组, 1994
- 铁路桥梁结构可靠度.北京:中国铁道出版社, 1994
- 包承纲等.地基工程可靠度分析方法研究.武汉:武汉测绘科技大学出版社,1997
- A.Gasgrand.Safety,Risk analysis and Insurance
- Wu T H, Kraft L M. Safety analysis of slopes. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 1970, 96(SM2)
- Lumb P. statistical methods on soil investigations. Proc.5th Australia—New Zealand and Conf. on Soil Mech. and Foud. Engrg. , 1967
- Vanmarcke E H, Fuleihsn N F. Probabilistic prediction of levee settlements. Proc. 2nd Int. Conf. On Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, 1975,(2)
- Meyerhof,G.G.,”limit States Design in Geotechnical Engineering ,”Structural Safety,1982(1)
- Cornell C A. Structural safety specification based on second-moment reliability. Sym. In. Assoc. of Bridge and Struct. Engrg. , London, 1969
- Lind N, Hasofer AM.An exact and invariant first-order reliability format. Journal of Engineering Mechanics,ASCE,1974,100(1)
- Alonson E E, Krizek R J. Stochastic formulation of soil properties. Proc. 2nd Int. Conf. On Application of Statistics and Probabilistic to Soil and Structural Engineering, 1975
- Briaud JL, et al. Measured and predicted axial response of 98 piles. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988
- Ronold K O, er al. Model uncertainty representation in geotechnical reliability analyses. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1992
- Phoon K K, et al. Reliability analysis of pile settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1990
- 傅旭东.钻孔灌注桩可靠度理论研究和工程应用[博士学位论著].成都:西南交通大学,1997
- Mephal G I, Fourie A B.A practical application of probabilistic stability analysis method.Proc .South African Geotech. Conf.,1986
- 包承纲执笔.关于岩土工程可靠度的分析方法总报告.岩工程可靠度可行性研究攻关组, 1993
- Lumb P.The variability of natural soils.Can. Geotech. J.,1966
- 包承纲.谈岩土工程概率分析法中和若干基本问题.岩土工程学报, 1989
- Lumb P. Spatial variability of soil properties. Proc. 2nd Int. Conf. On Application of Statistics and Probability, 1975
- 李铁夫.常用铁路桥梁结构可靠度评估用分项系数计算.一九八八年度桥梁学术会议, 1988
- Cornell C A. First-order uncertainty analysis of soils deformation and stability. Proc. 1st Int. Conf. On Application of Statistics and Probability, 1971

- Chapuis R. New stability method for embankments on clay foundations. *Can. Geotech. J.*, 1982
- 罗书学. 桩基概率极限状态法研究报告. 成都: 西南交通大学, 2000
- 铁路桥涵设计规范(TB10002.5-99). 北京: 中国铁道出版社. 1999
- 建筑桩基技术规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994
- Jaksa M B, et al. Geostatistical modeling of the spatial variation of the shear strength of a stiff over consolidated clay. *Probabilistic Method in Geotechnical Engineering*, Australia, Feb. 1993
- Ravi, V., "Statistical Modelling of Spatial Variability of Undrained Strength," *Canadian Geotechnical Engineering Journal*, Vol. 29, 1992
- Ronold, K. O., "Reliability Analysis of Tension Pile," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, No. 11, 1990
- 徐钟济. 蒙特卡罗方法. 上海: 上海科学技术出版社, 1985
- 中华人民共和国国家标准铁路工程结构可靠设计统一标准 (GB50216-94). 北京: 中国计划出版社, 1994
- 铁路桥涵设计规范(送审稿). 北京: 中国铁道出版社. 2000
- 压力灌浆桩承载力试验研究报告. 成都: 西南交通大学课题组. 1999
- Castillo E, Alonson E E. Probabilistic versus deterministic modeling: Filling a gap. *Proc. 11th Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1985
- Vanmarcke E H. Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1975
- 松尾稔. 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
- Baecher G B. Simplified geotechnical data analysis. Notes for NATO Advanced Study Institute on Structural and Geotechnical Reliability, Denmark, Aug. 1982
- Lumb P. Precision and accuracy of soil tests. *Statistics and Probability in Civil Engineering*, Hong Kong, 1971
- Soulie M, et al. Modeling spatial variability of soil parameters. *Can. Geotech. J.*, 1990
- Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soil (collapsible, expansive and others). *Proc. 8th Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg. MOSCOW*, 1973
- 孙万乔, 黄传志. 港口工程地基稳定可靠性分析. *港口工程*. 1989
- 铁一院线路路基处. 路基挡土墙可靠度分析的可行性研究. 兰州, 1993
- Alonso E E. Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian Sensitive clays. *Geotechnique*, 1976
- Wu T H. et al. Reliability of foundations-state of the art. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1989
- Ruiz S E. Uncertainty about p-y curves for piles in soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1986
- Quek S T, et al. Further contribution to reliability-based pile settlement analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1992
- Tang W H. Principles of probabilistic characterization of soil properties. *Bridge between Theory and Practice*, New York
- 闫澎旺等. 土性剖面随机场模型的平稳性和各态历经验证. *岩土工程学报*, 1995
- 张征等. 岩土参数空间变异性分析原理与最优估计模型. *岩土工程学报*, 1995
- White W. Soil variability, characterization and modeling. *Probabilistic Method in Geotechnical*

Engineering, Australia, Feb. 1993

彭大鹏.齐次随机场在分析土性指标中的应用.天津大学学报, 1992

高大钊.地基基础工程标准化与概率极限状态设计原则.岩土工程学报, 1993

周小文,包承纲.土性相关距离和相关范围的概念及其计算方法的研究.第五届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论著集,重庆:1994

Tang W H. Probabilistic evaluation of penetration resistance. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979

Chiasson P, et al. Characterizing spatial variability of a clay by geostatistics. Can. Geotech. J., 1992

Ravi V. Statistical modeling of spatial variability of undrained strength. Can. Geotech. J., 1995

Degroot D J, Baevher G B. Estimating autocovariance of in-situ soil properties. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1993

高大钊.土工参数的自相关特性.第五届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论著集,重庆:1994

李启信.土性的概率模拟理论.岩土力学新分析方法讨论会论著集.上海

Cherubini C, Giasi C I. The coefficients of variation of some geotechnical parameters. Probabilistic Method on Geotechnical Engineering, Australia, Feb. 1993

Lashkaripou G R, et al. A statistical study on shale properties: relationships among principal shale properties. Probabilistic Methods on Geotechnical Engineering, Australia, Feb. 1993

Briud J L, Tucker L. Coefficient of variation of in-situ tests on sand. Probabilistic Characterization of Soil Properties-Bridge between Theory and Practice, May 1984

高大钊等.软土工程问题的可靠性研究.软土地基理论与实践.北京:中国建筑工业出版社,1991

高大钊.地基土力学性质指标的可靠性分析与取值.同济大学学报, 1995

冯铭璋.沿海土层土性指标的统计分析.岩土工程学报, 1989

包承纲.关于岩土工程的可靠性问题.岩土工程师, 1992

Ang A H-S, Tang W H. Probability Concepts on Engineering Planning and Design(). John Wiley and Sons,1984

Mostyn G R, Li K S. Probabilistic slope analysis-State of Play. Probabilistic Methods on Geotechnical Engineering, Australia, Feb. 1993

方再根.蒙特卡洛方法与计算机模拟.北京工业学院出版社, 1988

艾弗列尔 M 戴维凯尔顿著.模拟系统的建模与分析.北京:清华大学出版社, 1987

Lumb P. Safety factors and the probabilistic distribution of soil strength.Can.Geotech. J.,1970

Yong R N, et al. Application of risk analysis to the prediction of slope instability. Can. Geotech. J., 1976

Smith G N. Probability and statistics in civil engineering. Collins,1986

冷伍明,赵善锐.用不求导的最优化方法计算可靠度指标.西南交通大学学报, 1993

吴世伟.结构可靠度分析.北京人民交通出版社, 1991

Bucke C G.Adaptive sampling on iterative fast Monte-Carlo procedure. Structural Safety, 1988

Harbitz A.An efficient sampling method for probability of failure calculation. Structural Safety,1986

Thoft-Christensen P,Baker M J.Reliability theory and its application in structural and soil mechanics. Springer-Verlag, Berlin, New York, 1982

- 沈凤生, 吴世伟. 求解结构可靠度的蒙特卡罗法及其改进. 河海大学学报, 1991
- Shinozuka M. Basic Analysis of Structural Safety. J. Struct. Div, ASCE, 1983
- Zhang Qinghua, Bao chengang. Modified JC method-and the application in geotechnical engineering. Probabilistic Methods on Geotechnical Engineering, Australia, Feb. 1993
- Melchers R E. Structural Reliability Analysis and Prediction. Ellis Horwood Limited, New York, 1987
- Hidetoshi O, Otani, J Matsui K. Performance factor for bearing resistance of broed friction piles. Structural Safety, 1994
- SharP M R, Mcvay M C. Evaluation of pile capacity from in situ tests. Soil Properties Evaluation from Centrifugal Models and Field Performance, 1988
- 赵善锐. 用原位测试结果评价桩的轴向承载力, 桩和桩基的分析和设计专题研究报告之三. 西南交通大学, 1990
- 赵善锐. 旁压试验及其工程应用. 峨嵋: 西南交通大学出版社, 1987
- 谢瑛, 罗梅云等. 静力触探估算桩承载力及其设备. 铁道部科学研究院铁道建筑研究所论著集, 第一集(路基和土), 北京: 中国铁道出版社, 1985
- 唐贤强, 叶启民. 静力触探. 北京: 中国铁道出版社, 1983
- 中华人民共和国铁道部标准. 静力触探技术规则(TBJ37-93). 北京: 中国铁道出版社, 1993
- 铁路工程设计技术手册. 桥梁地基和基础. 铁道部第三勘测设计院主编, 北京: 中国铁道出版社, 1991
- 李启信, W Whice, 楚剑, 赵敏敏. 土层的概率模型及其在桩基分析中的作用. 岩土工程学报, 1989
- Bao Chengang, huang Weifeng -Qunghua. Reliability analysis of bearing capacity for a gravity foundation in random field theory. Proc. Of the Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Australia, Feb. 1993
- 李镜培, 高大钊. 桩基承载力参数估计的随机场模型. 岩土工程师, 1992
- 陈晓平, 茜平一. 单桩承载力可靠度分析. 第五届全国岩土力学数估分析与解析方法讨论著论著集, 重庆, 1994
- Cherubini C, et al. The reliability of an anchored sheet-pile wall embedded in a cohesionless soil. Can. Geotech. J., 1992
- 夏琪得. 桩的可靠度计算. 工程结构可靠性全国第二次学术交流会议论著集, 重庆, 1989
- 李乐铭, 唐顺娟. 桩的垂直承载力的可靠性分析. 工程结构国第二届学术交流会议论著等, 1989
- 钟亮, 林思佐. 单桩竖向承载力可靠度的研究. 建筑科学, 1991
100. Tang W H. Uncertainties in offshore axial pile capacity. Proc. Of the Congress Sponsored by Geotechnical. May 1988
101. 左名麒, 胡人礼, 毛洪渊. 桩基础工程设计施工检测. 北京: 中国铁道出版社, 1996
102. 中华人民共和国铁道部标准. 铁路桥涵设计规范条文说明. 北京: 中国铁道出版社, 1986
103. 李作勤. 摩擦桩的荷载传递机理及承载力的一些问题. 岩土力学, 1990
104. 萧辉详, 陈凡等. 天津蓟县电厂大直径灌注桩承载力的试验研究. 建筑科学, 1989
105. Vesic A S. 桩与土体系中的荷载传递, 地基基础译文集. 第五集桩基础, 北京: 中国建筑工业出版社, 1980
106. 洪毓康, 陈强华. 钻孔灌注桩荷载传递性能. 岩土工程学报, 1985
107. 赵善锐. 桩的承载特性及阻抗分析. 海峡两岸岩土学及基础工程、地下工程技术学术会议论著集, 北京: 中国建筑工业出版社, 1994

- 108.史佩栋,梁晋渝.嵌岩桩竖向承载力的研究.岩土工程学报,1994
- 109.郭建安,陈明宪.铜陵大桥的基桩试桩工程.桥梁建设,1992
- 110.何开胜,袁文明.大直径嵌岩桩与非嵌岩桩承载性状比较研究.桩基工程技术,北京:中国建筑工业出版社,1996
- 111.郑州铁路局.西南交通大学岩土工程研究所.焦枝复线电气化工程白河特大桥空间不对称桩试验研究报告.西南交通大学,郑州铁路局鉴定文件,1992,
- 112.陈晓平,茜平一.桩基概率极限状态设计中抗力分项系数的研究.岩土力学,1994
- 113.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,1993
- 114.包承纲,吴天行.多层地基沉降的概率分析.中国科学(A辑),1985
- 115.陈晓平,俞季民.地基非均匀沉降的可靠度分析.岩土工程学报,1992
- 116.李国周,欧阳葆元.软土地基固结与沉降概率分析.岩土工程学报,1992
- 117.Vanmareke E H, Shinozuka M, et al. Random fields and stochastic finite elements. Structural S, 1991
- 118.Mahadevan S, Haldar A. Practical random field discretization in stochastic finite element analysis. Structural Safety,1991
- 119.Coyle H M, Reese L C. Load transfer for axially loaded piles in clay. J. Soil Mech. Found.Div,ASCE,1966
- 120.刘祖德,潘国宁等.三维随机边界元与随机有限元耦合理论及其在桩基分析中的应用.第六届全国土力学及基础工程学术会议论著集,北京:中国建筑工业出版社,1991
- 121.刘金砺.建筑桩基技术规范编制的总体构思.岩土工程师,1990
- 122.Soulie,M.,ets.,”Modeling Spatial Variability of Soil Parameters,”Canadian Geotechnical engineering Journal Vol.27,1990
- 123.黄强.计算桩侧摩阻力的简单数字模型.岩土工程学报,
- 124.中华人民共和国交通部标准.北京.公路桥涵地基与基础设计规范(024-85).北京:人民交通出版社,1985
- 125.李继华,林忠民等.建筑结构概率极限状态设计.中国建筑工业出版社.1984
- 126.Mastu,H.,Suzuki,H.,规范中安全系数的检验.可靠性理论在地基基础方面的应用文集(交通部水运工程科技情报网主编),同济大学出版社,1987
- 127.Baecher,G.B.,”Need for Probabilistic Characterization,Just A properties:Bridge Between Theory and Practice,Editet by Dayid,S.B,ect ASCE,NewYork,1984
- 128.Vanmarcke,E.H.,”Probabilistic Modekking of Soil Profiles,”Jounal of Geotechnical Engineering Division,ASCE,Vol.103,No.11
- 129.Ronold,K.O., Bjerager,P.,”Hodel Uncertainty Representation in Geotechnical Reliability Analyses,”Journal of Geotechnical Engineering Division,Vpl,118,No,3
- 130.Ronold,K.O.,”Random Field Modeling of Foundation Failure Hodes,”Journal of Geotechnical Engineering Sivision,Vol,118,No.3
- 131.李铁夫,周孝贤.我国常用铁路桥梁的结构可靠性评估.《工程结构可靠性》第七届学术会议,1989
132. Lumb,P.,”The Variability of Natural Soils,”Canadian Geotechnical Engineering Journal,Vol.3,No.2
133. “Briaud,J-L.,Tucker,L.,”coefficient of Variation of in Situ Tests in Sand,”Probabilistic Characterization of Soil Properties:Bridge Between Theory and Practice,,Editet by David,S.B.,ect.,ASCE,New York 1984

134. Wu.T.H.,土中的不确定性、安全度和决策可靠性理论在地基基础方面的应用文集(交通部水运工程科技情报网主编), 同济大学出版社 1987

135. 彭大鹏. 齐次随机场在分析土性指标中的应用, 中国土木工程学会桥梁及结构工程学会结构可靠度委员会《工程结构可靠性》全国第二届学术交流会议, 1989

136. 熊兴邦. 土的物理力学指标分布函数拟合. 中国建筑科学研究院地基所, 1992

137. 洪毓康, 陈士衡. 单桩承载力的安全度分析. 岩土工程学报, Vol.6, No.1, 1984

138. 周国林. 单桩极限的荷载传递及承载力的一些问题. 岩土力学, 1991 年第 2 期

139. 李境培, 高大钊. 关于桩基承载力估计的随机场模型. 岩土工程师, Vol.4, No.1992

140. Cherubini, C., "The reliability of an Anchored Sheet-pile Wall Embedded in a Cohesionless Soil" Canadian Geotechnical Engineering Journal Vol.29, No.3 1992

141. Cherubini, C., Carrasi, A., Petrolia, C., "The Reliability of an Anchored Engineering Journal, Vol.29, No.3

附录 1-1 打入桩侧土的极限摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土类	状态	极限摩阻力标准值 f_{ik}
粘性土	1 $I_L < 1.5$	15~30
	0.75 $I_L < 1$	30~45
	0.5 $I_L < 0.75$	45~60
	0.25 $I_L < 0.50$	60~75
	0 $I_L < 0.25$	75~85
	$I_L < 0$	85~95
粉细砂	稍松	20~35
	中密	35~65
	密实	65~80
中砂	中密	55~75
	密实	75~90

粗砂	中密 密实	70~90 90~105
----	----------	-----------------

附录 1-2 打入桩桩端土的极限承载力标准值 R_k (kPa)

土类	状态	极限承载力标准值		
粘性土	1 I_L	1000		
	0.65 $I_L < 1$	1600		
	0.35 $I_L < 0.65$	2200		
	$I_L < 0.35$	3000		
		桩尖进入持力层的相对深度		
		h'/d	1 $h'/d < 4$	4 h'/d
		< 1		
粉砂	中密 密实	2500	3000	3500
		5000	6000	7000
细砂	中密 密实	3000	3500	4000
		5500	6500	7500
中、粗砂	中密 密实	3500	4000	4500
		6000	7000	8000
圆砾土	中密 密实	4000	4500	5000
		7000	8000	9000

注：表中 h' 为桩尖进入持力层的深度（不包括桩靴）， d 为桩的直径或边长。

附录 2-1 钻（挖）孔灌注桩桩侧极限摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土的名称	土性状态	极限摩阻力标准值
填土		18~26
淤泥		10~26
淤泥质土		18~26
粘性土	$I_L > 1$	20~34
	$0.75 < I_L \leq 1$	34~48
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	48~64
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	64~78
	$0 < I_L \leq 0.25$	76~88
	$I_L \leq 0$	88~98
红粘土	$0.7 < a_w \leq 1$	12~30
	$0.5 < a_w \leq 0.7$	30~70
粉土	$e < 0.9$	22~40
	$0.75 \leq e < 0.9$	40~60
	$e < 0.75$	60~80
粉细砂	稍密	22~40
	中密	40~60
	密实	60~80
中砂	中密	50~72
	密实	72~90
粗砂	中密	74~95
	密实	95~116
砾砂	中密、密实	116~135

砾石土 角砾土	中密 密实	90~150 150~220
碎石土 卵石土	中密 密实	150~220 220~420

注：对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；
挖孔灌注桩的极限摩阻力可参照本表采用；
漂石土、块石土极限摩阻力设计值可按 400~600kPa 采用。

附录 2-2 桩端土的极限承载力标准值 Q_k (kPa)

土名	桩型 土的状态	钻(挖)孔桩入土深度			
		5	10	15	h>30
粘性土	$0.75 < I_L < 1$	100~150	150~250	250~300	300~450
	$0.50 < I_L < 0.75$	50~100	350~450	450~550	550~750
	$0.25 < I_L < 0.50$	200~300	700~800	800~900	900~1000
	$0 < I_L < 0.25$	400~500	1000~1200	1200~1400	1400~1600
	$0 < I_L < 0.25$	750~850			
粉土	$0.75 < e < 0.9$	250~350	300~500	450~650	650~850
	$e < 0.75$	50~100	650~900	750~1000	850~1000
粉砂	稍密	200~400	350~500	450~600	600~700
	中密、密实	400~500	700~800	800~900	900~1100
细砂	中密、密实	550~650	900~1000	1000~1200	1200~1500
中砂		850~950	1300~1400	1600~1700	1700~1900
粗砂		1400~1500	2000~2200	2300~2400	2300~2500
砾砂		1500~2500			
角砾、圆砾	中密、密实	1800~2800			
碎石、卵石		2000~3000			

作者主持和参加科研项目情况

1. 桩基概率极限状态法研究, 97 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 铁建技字(97)第14号, 11.7 万元, 项目主持人, 已鉴定;
2. 高速铁路深层软土地基上桥梁基础合理形式及设计研究, 97 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号:(97)G04, 12 万元, 项目子项主持人, 已评审;
3. 秦沈客运专线桥涵关键技术的研究 桥涵基础工后沉降试验研究, 98 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 99G19, 6 万元, 项目子项主持人, 已评审
4. 桥梁地基极限承载力标准值表编制研究, 97 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 铁建技字(97)第12号, 1.7 万元, 项目子项主持人, 已鉴定
5. 新型拉筋加筋土挡墙, 92 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 铁建工科字(N4), 2 万元, 项目子项主持人, 已鉴定
6. 秦沈客运专线综合试验科技攻关项目 涵洞洞顶不同填土厚度试验, 2000 - 2003 年, 铁道部项目, 项目编号: 2000G48 - F, 8 万元, 项目子项主持人, 已评审
7. 秦沈客运专线综合试验科技攻关项目 桥涵基础工后沉降的试验研究, 2000 - 2006 年, 铁道部项目, 项目编号: 2000G48 - E, 16 万元, 项目子项主持人, 在研, 已通过阶段评审
8. 既有线路基在提速和重载状态下评估技术和标准研究, 97-2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 96G18 - 3, 4 万元, 项目子项主持人, 已评审
9. 喷锚和复合衬砌可靠性设计及隧道洞门可靠性设计的研究, 97 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 铁建技字(1997)第11号, 6 万元, 项目主研, 已鉴定
铁路工程地质技术规范地基极限承载力标准值表的编制研究, 98 - 2000 年, 铁道部项目, 项目编号: 铁建技字(98)第5号, 7.7 万元, 项目子项主持人, 待鉴定
11. 特殊土路基填筑实用技术研究, 99 - 2000 年, 四川省交通厅项目, 48 万元, 项目主研, 已完成
12. 株洲车辆厂车辆试验系统基础设计, 株洲车辆厂项目, 2000 年 9 月 - 12 月, 5.5 万元, 项目主持人, 已完成
13. 既有线路基病害探测技术及其应用, 2001 年 6 月—2002 年 11 月, 北京铁路局项目, 50 万元, 项目主持人, 已完成
14. 土力学课程教学内容和课程体系改革的研究与实践, 西南交通大学教改项目, 1999-2000 年, 4000 元, 项目主持人, 已完成通过验收
15. 计算机公共文化课教学改革, 西藏大学科研项目, 2002-2003 年, 1500 元, 项目主持人, 已验收
16. 西藏自治区建筑建材业发展规划及政策研究, 西藏自治区科委研究项目, 2002-2003 年, 6 万, 子项负责人, 在研
17. 支挡结构可靠度研究, 铁道第二勘察设计院科研项目, 2004—2005 年, 19 万, 项目主持人, 在研
18. 西藏民居建筑研究, 西藏自治区科技厅科研项目, 2004 年, 20.6 万, 项目第二名, 在研

科研专题研究报告

《混凝土楔形拉筋土挡土墙模型试验研究》2000 年通过铁道部鉴定

- 《混凝土楔形拉筋土挡土墙计算方法》2000 年通过铁道部鉴定
- 《既有线路基在提速、重载状态下的动力有限元分析》
- 《隧道洞门体系可靠度分析方法及设计参数研究》1999 年通过铁道部鉴定
- 《桩基概率极限状态法研究》2000 年通过铁道部鉴定
- 《高速铁路深厚软弱地基上桥梁基础合理形式及设计研究》
- 《碎石土地基极限承载力标准值表编制研究》1999 年通过铁道部鉴定
- 《土性参数随机场及其在确定地基承载力表中的应用》
- 《秦沈线桥涵基础沉降计算方法研究》2002 年通过铁道部评审
10. 《涵洞洞顶不同填土厚度试验研究》2003 年通过铁道部评审
11. 《桥涵基础工后沉降试验研究》2003 年通过铁道部评审
12. 《既有线路基病害探测技术及其应用》
13. 《株洲车辆厂车辆试验系统基础设计》
14. 《土力学课程教学内容和课程体系改革的研究与实践》

获奖情况：

1. 参加编写的国家级“九五”重点教材《土力学》，2001 年获四川省教学成果二等奖，西南交通大学优秀教学成果奖，西南交通大学第四届优秀教材一等奖；
2. 参加编写的国家级“九五”重点教材《基础工程》(副主编)，获西南交通大学优秀教材二等奖；
3. 参加编写的教材《地基处理》(副主编)，2000 年获西南交通大学第四届优秀教材二等奖；
4. 铁道部科研项目“新型拉筋加筋土挡墙”(子项负责人)，2000 年获铁道部南昆线科技进步三等奖。

作者发表的学术论文情况

- 罗书学，彭雄志. 打入桩抗力分项系数研究. 工业建筑，2002，32(5): 47-49
- 罗书学，唐万春. 碎石土地基极限承载力统计分析. 西南交通大学学报，2001, 36(4): 346-349
- 罗书学，钻孔灌注桩极限承载力可靠指标和分项系数的计算. 西南交通大学学报，2000，35(4): 361-365
- 罗书学，软土地基中桩基动力设计参数及承载力. 四川建筑科学研究. 2000，26(3): 42-44
- 罗书学，填料中的细粒含量对加筋土挡墙的影响. 勘察科学技术. 2000，108(6): 20-24
- 罗书学，桥梁桩基础沉降计算方法探讨. 西藏大学学报，2003 年第 4 期

- 罗书学, 汤康明. 用混合法求解承受填土压力的桩基. 勘察科学技术, 2004, (5):
- 程强, 罗书学. 相关距离的分析探讨. 岩土力学, 2000, 103(3): 19-21
- 程强, 罗书学, 彭雄志. 相关距离与土性参数的关系及计算方法. 西南交通大学学报, 2000, 35(5): 496-500
- 彭雄志, 罗书学, 赵善锐. 桩极限承载力的统计及其可靠度研究. 西南交通大学学报, 2001, 36(3): 332-335
- 彭雄志, 赵善锐, 罗书学. 桩的分项系数的研究. 西南交通大学学报, 2000, 35(4): 371-374
- 胡德贵, 罗书学, 赵善锐. 对桩周土弹性模量确定方法的探讨. 西南交通大学学报, 2001, 36(1): 23-26
- 胡德贵, 罗书学, 赵善锐. 加筋效应对群桩沉降计算的影响. 工业建筑, 2000, 30(11):
- 胡德贵, 罗书学, 赵善锐. 分层土中单桩的沉降分析. 西南交通大学学报, 2000, 35(5): 492-495
- 胡德贵, 罗书学, 赵善锐. 竖向荷载作用下群桩沉降的一种实用计算方法. 四川建筑科学研究, 2001, 27(2): 32-33
- 高成雷, 罗书学, 朱永全. 浅埋暗挖洞桩法的三维有限元模型分析. 石家庄铁道学院学报, 2002, 15(3):
- 彭雄志, 赵善锐, 罗书学. 由静力触探推求钻孔桩承载力的可靠度. 勘察科学技术, 2000, 103(1) 19-21
- 谭忠盛, 罗书学, 高波. 隧道洞门基底摩擦系数统计特征的模型试验. 西部探矿工程, 1999,
- 陈成叠, 罗书学, 俞建海. 单侧悬臂挂蓝法在桥梁施工中的应用. 四川工业学院学报, 2003 年第 3 期增刊
- 黄晚清, 罗书学, 王建珍. 瞬态瑞利波法在桥基勘探中的应用. 岩土工程技术, 2003 年第 4 期
- 胡德贵, 罗书学, 赵善锐. 群桩工后沉降计算方法研究. 交通运输工程与信息学报, 2004 年 6 月

第一章 绪 论

第一节 概 述

随着科学技术的发展，可靠性问题在各种工程学科中占有日益重要的地位。桩基作为建筑物常见的基础形式，在建筑物设计的安全、经济方面发挥着重要作用，其可靠性问题尤为重要。我国目前的有关技术政策规定：结构设计应逐步采用概率极限状态法设计。

桩基础是结构体和岩土体共同作用的系统，影响其性态的因素较多，承载机理和破坏模式较复杂。设计中应综合考虑的因素主要有：地质条件、上部结构类型、荷载特征、施工技术和环境等。桩基础作为结构物的一部分，应满足《建筑结构设计统一标准》制定的设计基本原则，但由于桩基础与土相互作用的特性，又有别于一般建筑结构，故不能完全照搬上部结构的全部设计原则。作为结构工程和岩土工程的结合点，影响桩基础受力和变形性状的不确定性因素主要有：关于荷载或某些自然条件的不确定性；地基条件和对结构物反应的不确定性；桩结构本身和材料反应的不确定性。因此，用不确定性和随机分析的观点来研究桩基问题，能够更好地反映事物的本质，利用可靠性理论来研究桩基问题就非常重要。

应用可靠度理论全面修订工程结构规范是国际上的一种共同的发展趋势，是工程结构规范的一次带有根本性的变革。欧共体、加拿大等有关地基基础设计均采用极限状态设计法和分项系数描述的设计表达式。

目前，以可靠度理论为基础的岩土工程设计理论的研究和设计方法的更新工作正在全国范围内开展。《工程结构可靠度设计统一标准》已于 1994 年批准颁布；《铁路工程结构可靠度设计统一标准》也已于 1995 年发布实施。铁路桥涵设计规范中上部结构“桥跨结构可靠度设计规范”也已编制完成，作为下部结构的“桥梁桩基础”若仍采用容许应力法，设计出来的结构可能是不安全或不经济的，为了使上部结构设计方法与下部结构设计方法协调，桥梁桩基础的可靠性规范的改革工作势在必行。

本书结合铁道部建设司规范科研项目，对铁路桥梁桩基可靠性理论和设计计算方法进行研究，以使桩基设计逐步由容许应力法过渡到概率极限状态法，达到技术先进、经济合理、安全耐久和确保质量的目的。

一、桩基定值设计法的不足

我国工程建设的设计标准有容许应力法、破坏阶段理论和极限状态设计法。它们的基本特点是以经验为主确定安全系数来度量结构的可靠性，它们都是一种定值设计法。由于受生产力发展水平、科学技术条件和理论水平等因素的限制，长期以来，桩基础习惯上采用定值设计法。这种定值法存在较明显的缺陷，即各种材料强度的取值原则不统一，荷载系数的取值不统一，确定各种构件的设计安全度水准也不尽一致。它把桩基各种设计条件、指标和参数都定值化，并选用一定的计算模式进行计算，把那些未知的不定因素都归结到一个安全因素上去，企图以一个安全系数来笼统反映所有设计中的不确定性。事实上，引入安全系数本身就是增加一个新的不确定性因素，因为引入设计中的安全系数值与桩基的安全性到底有什么联系，它又如何取值、如何横向对

比等一系列问题是不清楚的。定值设计法没有统一的度量标准，虽然由于长期的经验积累，定值设计法在其漫长的发展和应用过程中曾发挥过很大的作用，工程师们凭借他们长期积累的经验和判断不确定性的能力，做出过许多成功的，甚至是杰出的设计，但这毕竟是不得已而为之，因为当时科学技术和生产发展水平还没有给工程设计提供更好的理论和方法，也未提供实现新理论和方法的有力工具。

传统的桩基设计法是一种将荷载、承载力（抗力）和土性参数等视为定值的设计法。这种设计方法的特点是不考虑桩基设计各参数的变异性，而以总安全系数 K 来度量桩基的安全度（可靠度）。例如，把土视为具有某种均匀性质的材料。荷载和计算方法是确定的，各种设计参数也是确定的，甚至为考虑种种不确定性而引入的安全系数也是确定的。当然，采用这种方法得到的结果比较明确，易被人们接受。然而，桩基设计中需要考虑的勘察、设计和施工过程中却存在大量的不定性，对于不同地质条件、不同性质荷载的桩基，尽管取相同的安全系数，但并不能认为它们的可靠性相同，因为桩基设计参数、施工过程、加荷性质等环节存在大量的随机性，荷载效应 S 和抗力 R 都是随机变量，用定值设计法设计桩基虽然简单好用，而且在一些单位或部门还发挥着重要作用，但按现代的观点，从可靠性设计的角度来看，它是存在较大缺陷需要改进的一种设计方法。这种设计方法的破坏概率不清、安全系数含义不明、取值的科学依据不充分，不区分土性、荷载、桩型等的变异性，笼统地采用同一安全系数进行设计，有可能造成设计上安全储备过高或过低，导致桩基造价的不必要增加或桩基设计不安全。

图 1-1 为荷载效应 S 、抗力 R 频率分布曲线，荷载效应 S 即外力引起的内力、变形等，抗力 R 即桩与地基土抵抗外力和变形的能力。传统的安全系数为

$$K = R_0 / S_0 \quad (1 - 1)$$

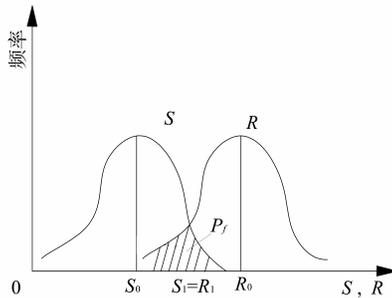


图 1-1 荷载效应 S 、抗力 R 频率分布

从图 1-1 可看出，抗力 R 和荷载效应 S 是围绕均值 R_0 、 S_0 呈一定规律变化的，因此对于同一土质、同一桩型，实际安全系数 K 也非定值。对于不同土质、不同桩型，其 R 的变异特征不同，采用统一安全系数 K 进行设计，其实际安全度不同，甚至相差很大。

另一方面，取安全系数进行桩基设计也并非绝对安全。图 1-1 中 S 、 R 频率分布曲线相交形成的阴影面积表示工程的失效概率 $P_f (R < S)$ ，而传统的定值设计法并不能提供这种失效概率或可靠指标。

二、桩基概率极限状态法的基本概念

桩基概率极限状态设计方法不同于以往桩基容许应力设计法，它是以分项系数表达的以概率理论为基础的极限状态设计方法。

桩基的可靠性通常受各种作用效应、材料性能、几何参数、计算模式等诸多因素的影响。在进行桩的可靠性分析和设计时，应针对桩的功能，把这些有关因素作为基本变量 x_1, x_2, \dots, x_n 来考虑。

由这些设计基本变量组成的描述桩的函数 $Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 称为桩的功能函数。也可通过将上述基本变量组合成综合变量，例如，将作用方面的基本变量组合成综合作用效应 S ，抗力方面的基本变量组合成综合抗力 R 。桩的功能函数 $Z = R - S$ 。

工程设计中，桩的功能函数有以下三种情况：

$Z = R - S > 0$ ，表明桩处于可靠状态；

$Z = R - S = 0$ ，表明桩处于极限状态；

$Z = R - S < 0$ ，表明桩已失效或破坏。

可以说，当桩或桩结构中一个部分超出某一特定状态（如沉降、承载力、变形），就不能满足设计规定的相应功能，这种特定状态即为相应于该功能的极限状态。极限状态实质上是桩可靠或不可靠，有效或失效的界限。桩的极限状态可用相应功能函数取值为零表达，即由极限状态方程 $Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$ 来描述。显然，不同的设计问题，功能函数及相应的极限状态方程的形式和内容均不相同。

根据工程设计要求，一般将桩或其他结构物的极限状态划分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

承载能力极限状态：桩达到最大承载能力或整体失稳或发生不适于继续承载的变形。承载能力极限状态直接关系到结构的安全与否，因此，桩基设计应按承载能力极限状态进行，且要求出现的失效概率相当低。

正常使用极限状态：桩达到建筑物正常使用所规定的变形限值或达到耐久性要求的某项限值，它涉及桩的工作条件和耐久程度。

研究桩的可靠性，首先要解决如何度量可靠性的大小。由于影响桩承载力可靠性的各种因素，如抗力 R 与荷载效应 S ，因各种偶然因素的影响，都是随时间或空间而变动的随机函数，因此，对桩完成预定功能的能力，即桩的可靠性，最好采用概率形式来描述。

结构的可靠性是指结构物在规定的时间内、在规定的条件下，完成预定功能的能力。结构在规定的时间内、在规定的条件下，完成预定功能的概率称为结构的可靠度。

可靠度是结构可靠性的度量。这种以统计学观点给出的结构可靠性的数量描述是比较科学的，反映了当代对可靠性问题的最新见解，它与以往从定值法观点出发的安全系数有着本质的区别。

与可靠概率相对应的是失效概率，即桩基不能完成预定功能的概率。桩基可靠概率与失效概率是互补的，即二者总和为 1。

以桩的可靠概率为目标的设计方法，称为桩基概率设计法。考虑桩失效与不失效的极限状态，称为桩基概率极限状态方法。它与传统的桩基设计采用的定值法相比是一个很大的进步，标志着解决可靠度问题从以经验为基础的定性分析阶段进入到以概率论和统计学为基础的定量分析阶段。

采用概率极限状态法设计桩基的主要优点是，可以更全面地考虑影响桩基可靠性的诸因素的客观变异性，使桩基设计更加符合客观实际。同时由于有了具体度量桩的可靠性的数量指标（即可靠度），就可以依据上部建筑物的不同特点，恰当地划分和选择安全等级，并具体地规定各级建筑物结构的可靠度水准，从而做到安全、耐久、适用，并在安全与经济等方面达到最佳平衡，使所设计的桩基在不同的受荷情况下具有很好的可靠度一致性。

三、地基基础可靠性问题

由于桩基与地基土相互接触，共同作用承受外部荷载，因此，桩的承载能力与可靠性问题离不开地基土的特性，需要考虑地基基础可靠性问题。

地基基础工程与上部结构工程相比，有许多不相同之处，其中较复杂的岩土性质特点和岩土工程特点是导致岩土工程可靠度研究发展缓慢，远远落后于结构工程可靠度研究的主要原因。

与混凝土、钢筋混凝土、钢材等结构工程常用材料相比，岩土材料和岩土工程要复杂得多。因为岩和土是大自然的产物，其性质十分复杂多变，不仅不同地点的土性质可以差别很大，即使同一地点、同一土层的土，其性质也随位置而变，所以它们具有比任何人工材料大得多的变异性。岩土的复杂性不仅难以人为控制，而且要清楚地认识它也并非易事。在对岩土特性的确定和研究过程中，取样、代表性样品选取、试验、成果整理分析等各个环节都会出现许多问题，带来一系列的不确定性，引起测值的误差和变异。岩土材料的变异性比人工材料的变异性要大得多，它的变异系数可以达到 0.3 ~ 0.5 及以上。在传统的定值设计法中，把一个所谓均匀土层的土性看成是等值的，即每点的土性都一样。常规随机分析将土工参数视为随机变量，用概率方法分析，考虑土工参数的变异性，把其视为单一的随机变量。这两种方法都假定土层中每点的取值相同，未能很好地考虑土性实际的变异性，更没有很好地考虑土性的空间平均性质。岩土可靠性分析精度，在很大程度上取决于土性参数的统计分析方法和精度。因此，恰当地对岩土特性参数进行概率统计分析，对桩的承载力可靠度分析的影响极大。

岩土工程设计计算中存在大量不确定性因素，与上部结构工程相比，岩土工程可靠性分析有如下特点：

(1) 岩土工程的规模和尺寸比一般结构工程大。岩土工程实际研究范围均较大，工程计算分析中考虑的边界是近似和模糊的，决定岩土工程或地基基础工程性状的因素不光是某一处的岩土特性，而是决定于一定空间范围内的平均岩土特性，即空间平均特性。

(2) 岩土的各种参数与空间位置相关。参数的变异性大，土性之间或土性不同位置存在较强的相关性，包括互相关和自相关特性。

(3) 岩土体是一种高度非线性体。因应力水平不同，其变形差异很大，因此岩土工程极限状态方程也往往为非线性。导致岩土工程极限状态的原因很多，不同的原因或作用会构造出不同的极限状态方程，这些极限状态方程往往具有较大的不确定性或不精确性，使分析较为困难。

(4) 岩土体小试样与实际工程原状土性质之间往往存在较大差异。用室内小尺寸试样代表实际工程的性状，当研究范围的体积与试样尺寸相比相差很大时，误差总会存在且较大。所以，考虑岩土体特性时应该考虑它们的空间平均特性，这也是岩土工程与结构工程在可靠度分析上最基本的区别所在。

岩土工程可靠性分析是一种以概率理论为基础，分析岩土工程结构物安全程度的设计计算方法。它涉及岩土工程对象的设计条件、计算模型、计算结果的评判标准等方面的内容，也涉及地层条件、边界条件、荷载条件、参数试验条件、工程施工条件以及工程的监测、造价、工期等各种有关因素。因此，岩土工程可靠性分析是贯穿于工程的勘察、试验、设计、施工和监测全过程的一个系统的工程分析方法。

岩土工程可靠性分析的基本任务是要完整地解决上述各个工程建设环节中的概率统计方法，使之定量化，并对所得的结构从安全、经济、进度等方面做出综合的评价。

第二节 岩土工程及桥梁桩基础可靠性的发展概况

一、岩土工程可靠性理论的发展及工程应用情况

岩土工程的可靠性研究，因其复杂性和多样性成为工程领域较为困难的问题，在国内外它的发展均落后于结构工程中可靠性的研究。

国外岩土工程可靠性研究始于 20 世纪 60 年代末，以美国的伊利诺大学、斯坦福大学、麻省理工学院和俄亥俄州立大学为代表，其中有影响的学者有 A. Casagrande、T. H. Wu、P. Lumb、E.H Vanmarcke 和 G. G. Meyerhof 等人，他们对诸如地基基础中的风险问题、土坡稳定、土的统计分析、土的变异性、土的自相关性和海洋工程的设计以及总安全系数与失效概率分项系数之间的关系进行了许多积极的研究。与此同时，澳大利亚、日本、西欧、香港等国家和地区也相继掀起对岩土工程可靠性研究的热潮，它们在边坡稳定、挡土墙设计、海洋平台等问题上作了较深入的研究，并将部分成果应用于工程实践。在这期间，岩土工程可靠度研究方兴未艾，研究人数和所涉及领域日益扩大，岩土工程可靠度方面的研究论著、专题报道等也迅速增加。日本的松尾稔在 1984 年发表了《地基工程学——可靠性设计的理论与实际》一书，这是较早在地基基础中应用可靠性理论的一部著作，它系统地介绍了可靠性设计发展的必然性和优越性，介绍了应用该理论解决岩土工程中填土、边坡稳定、挡土墙和小直径埋管等工程问题以及如何利用施工观测来预测工程结构物破坏与沉降的方法。国际上岩土工程研究较有名的有加拿大的《岩土工程学报》和美国的《岩土工程学报》。自 20 世纪 60 年代以来，历年都有关于土工参数概率统计分析和岩土工程可靠性研究方面的论著发表和应用成果介绍，这方面研究呈现出日益扩大和深入发展的趋势。

我国关于岩土工程可靠度的研究开始于 20 世纪 80 年代，虽然起步较晚，但发展较快。研究的内容涉及地基承载力、土坡稳定、地基沉降、桩基和土性参数概率统计分析等。1983 年中国力学学会岩土力学委员会在上海同济大学举行了“概率与统计学在岩土工程的应用”专题学术讨论会。1986 年又在长春召开了“岩土力学参数分析与解释讨论”学术会。1989 年长江水利科学研究院成立了“岩土工程可靠度可行性研究攻关组”，在岩土工程应用可靠度理论和概率极限状态设计方法方面开展了可靠性研究，并于 1991—1992 年分别在上海、杭州、泉州召开了三次攻关组会议，研究地基可靠度分析的建议和方法，并把地基工程中自相关性和互相关性作为地基可靠度分析的主要内容加以研究。1992 年还在青岛召开了“全国地基基础工程可靠度分析研究成果研讨会”。1990 年高大钊教授编著的《土力学可靠性原理》、1997 年包承钢教授等人编著的《地基工程可靠度分析方法研究》以及 2000 年冷伍明教授编著的《基础工程可靠度分析与设计理论》等专著，系统地总结了我国岩土工程可靠度研究的理论与实践，为推动我国岩土工程可靠度的研究和发展发挥了很大作用。

二、桥梁桩基础可靠性研究的现状

桥梁结构可靠性研究是与岩土工程可靠性研究相联系的。桥梁结构可靠性研究在 20 世纪 60 年代以前处于比较零碎和无系统的状况，主要是围绕安全系数与安全度的讨论与分析。在 20 世纪 60 年代末，美国学者康奈尔和洪华生通过对结构可靠性的深入研究，提出了以可靠指标 β 作为衡量结构安全性的统一数量指标，从而使 β 与结构的失效概率 P_f 建立了直接联系，并提出了比较系统的一次二阶矩方法，使结构可靠度理论开始进入实用阶段。1971 年加拿大的林德把分项系数与可靠指标联系起来，由 β 的算式推演出分项系数的表达式，从而为指导现行规范的修订提供了可行的方法。1972 年罗森布鲁斯等人提出对数正态分布、林德提出当量正态化等概念，对计算结构失效概率方法作了改进。除此之外，还有一些学者在推导结构的荷载系数、抗力系数、概率计算方面做了不少工作，取得了明显成果。

对于桥梁深基础的可靠性分析，国际上报道较少。Briandl 较早采用数种土工参数模型对 98 根试桩的极限承载力和沉降计算模式的变异性进行了统计和分析，并对其安全水准进行了计算；Ronold 用随机场理论对海洋平台桩基础及桩抗拔进行了可靠度分析；Phoon 和 Quek 用随机有限元对单桩沉降的可靠性进行了研究。我国从 20 世纪 80 年代中期以来，对桩基可靠性方面的研究日渐增多，其研究内容包括桩的极限状态模式和失效标准、桩周土性参数模型和随机场分析、轴力

桩承载力可靠指标及分项系数、安全度水平的校核、钻孔灌注桩可靠度分析、桥梁桩基础结构系统的可靠性研究等。

为配合铁道部桥涵设计规范中桩基设计向概率极限状态法过渡，铁路系统组织了路内外专家对桥梁桩基础可靠性问题进行了较长时间的前期研究工作。1992年本人所在的岩土工程可靠性研究课题组向铁道部有关部门提出了关于“铁路桥梁桩基础设计应用可靠性理论的可行性”研究报告，对该领域国内外研究概况、意义、方法、步骤和措施等一系列实际问题提出了较为全面系统的阐述，使桩基可靠度研究的前期工作开展得十分扎实，为进一步的工作奠定了基础。1997年4月铁道部又在武汉召开了“岩土工程及墩台基础可靠性规改研讨会”，会上就墩台和基础可靠性理论研究与应用，岩土工程可靠性研究与规范改革等问题展开了讨论。与会专家学者就以下问题取得了共识：岩土工程可靠性问题比上部结构工程可靠性问题更复杂、难度更大，但大势所趋，不抓紧开展岩土工程可靠性研究不行，不按可靠性原理进行规改不行；理论研究要体现先进性，不能单纯追求经济利益，要留有余地，要紧密结合工程等。笔者所在的课题组汇报了开展土工参数可靠性研究与桩基可靠性研究的情况，还就今后桩基可靠性研究与规范改革的重点等问题提出了思路，这些工作对促进我国铁路桥梁桩基可靠性研究发挥了较大作用。1997年5月和1998年4月，笔者代表西南交通大学课题组参加了铁道部在天津和石家庄召开的“桥梁地基基础可靠性规改”和“地基基础可靠度科研工作会”，会上进一步讨论了地基基础可靠性规改的目标、任务，桩基可靠性研究课题的基本任务、目标，为进一步深入地开展桥梁桩基可靠性研究创造了条件，奠定了基础。

可靠性分析设计，即概率极限状态设计法已在《建筑结构设计统一标准》中明确规定为建筑结构设计的原则，《工程结构可靠度设计统一标准》也规定对于各类工程结构要采用概率极限状态设计法。以概率极限状态设计法取代确定性设计法已成为一种趋势，即运用概率论和数理统计分析荷载、承载力、土性参数等的变异特征与规律，利用既有工程经验，在安全与经济之间寻求合理的平衡，确定一般工程桩基承载力的目标可靠指标（对应于一定失效概率），从而求得不同土层中不同桩型的抗力分项系数，以分项系数的极限状态设计表达式做桩基承载力计算。这样一种桩基设计方法更加科学、合理。随着人们对它的进一步认识和它在工程设计中的推广应用，它将在保证桩基质量，提高桩基设计水平上发挥更大作用。

第三节 项目选题及研究任务

一、项目选题的理论和实际意义

20世纪80年代以来，国内岩土工程界结合研究工作发表了不少可靠性研究的著作和论文，还结合规范改革工作进行了一系列的研究工作。第一层次的《工程结构可靠度设计统一标准》已于1992年颁布，第二层次的行业如建筑、铁路、公路、水利、港工等工程设计的统一标准也已相继完成和发布。这些设计标准都依据以概率理论为基础的极限状态设计原则，采用以有关荷载标准值、材料性能标准值、几何参数标准值以及各种分项系数来描述的表达式，这已成为制定各类设计规范时应遵守的原则，并据此做出各有关规范的具体规定。但在地基基础设计的通用规范和各专门规范中，如何结合岩土和岩土工程的特点，依据《建筑结构设计统一标准》所规定的原则，提出各项设计参数，是有待研究解决的问题。

作为桥梁或其他建筑物基础主要形式之一的桩基设计，同样应遵循《建筑结构设计统一标准》的设计原则。与上部结构或浅基础比较起来，桩基的工作性状和承载性能更为复杂。它不仅涉及桩基自身材料的性能，而且更主要的是与变异性很大的地基土的物理、力学性质有关。同时，桩基又是在隐蔽条件

下，在受地质、水文、施工等因素影响情况下埋设的，其施工质量的变异性也很大。由于目前对桩基荷载传递以及桩土共同作用机理的研究尚不够完善，因此，对于桩基设计参数和计算结果，现行铁路桥梁设计规范或部分其他类似规范还存在不确定性。所以，桩基按概率极限状态设计更为复杂，影响因素更多。但是，为了提高桩基设计水平，正确合理地开展桩基设计并指导桩基勘察和施工，有必要用不确定性和随机分析的观点来研究桩基设计问题，以能更好地反映事物的本质，这是国内外工程结构（包括桩基）设计的大趋势。因此，利用可靠性理论来研究桩基设计，使其成果服务于规范改革就显得非常必要。

根据多年来课题组进行的现场试验和收集到的工程试桩资料以及国内外有关成果，利用本人较长时间从事桩基可靠性研究的工作基础，结合本人主持的铁道部桩基可靠性研究项目（铁建技字 97—14），本论著对铁路桥梁桩基可靠性理论计算方法及参数等进行了深入研究，为《铁路桥涵设计规范》中桩基可靠性设计提供了依据。因此，论著研究内容涉及铁路桥梁桩基设计方法的根本变革和重大转变，关系到铁路桥涵设计规范的改革，对工程建设和国民经济建设有着重要的理论意义和实际意义，对目前正在实施的《建筑桩基技术规范》中的部分内容也将起到进一步完善和补充的作用。

二、项目研究对象和主要内容

结合铁道部科研课题，本论著对铁路桥梁桩基可靠性理论进行了研究并应用于规范中。针对铁路桥涵规范地基基础中的桩基础部分，主要解决桩基础按概率极限状态设计所涉及的基桩轴向承载力、可靠指标、荷载和抗力分项系数等问题，从而达到铁道部有关部门要求的桩基础设计可靠性方法的“转轨”，并为桩基础可靠性的进一步分析研究以及将来规范的进一步补充、完善奠定基础。

主要研究了以下几个方面：

- (1) 用“校准法”对现行铁路桥规可靠性水准进行校核计算，并确定目标可靠指标；
- (2) 基桩承载力分项系数的计算和确定；
- (3) 打入桩和钻孔灌注桩桩周土极限摩阻力和桩端土阻力标准值的计算确定及变异性研究；
- (4) 钻孔桩桩径的统计分析及其变异性研究；
- (5) 土性自相关性的研究及随机场理论的应用；
- (6) 打入桩和钻孔灌注桩轴向承载力可靠理论设计表达式。

研究方法采用以理论研究、试验分析、计算统计以及校核分析相结合的方法，即在理论研究的基础上，在全国范围内广泛调研，收集工程试桩的相关资料，并由此进行可靠度计算、分析和相应的设计校核，最后提出桩基概率极限状态设计表达式以及分项系数和有关参数。

通过开展对桩基可靠性研究，主要成果应体现在：

- (1) 打入桩和钻孔灌注桩轴向承载力的极限状态设计表达式；
- (2) 桩侧土极限摩阻力标准值；
- (3) 桩尖土极限端阻力标准值；
- (4) 打入桩抗力分项系数（含桩侧、桩端及桩总阻力抗力分项系数）；
- (5) 钻孔灌注桩抗力分项系数（含桩侧、桩端及桩总阻力抗力分项系数）。

第二章 地基基础概率极限状态分析的一般原理和方法

第一节 概率极限状态设计的一般原理和方法

一、概 述

地基基础工程作为建筑物的组成部分，在设计原理和方法等方面与上部结构有许多相同的特点。例如，在极限状态和极限状态方程，失效概率和可靠指标，基本变量、参数和概率统计以及分项系数的确定原则和方法等方面。就失效概率而言，地基基础与上部结构一样，都不能像一种产品那样进行抽样来估算概率，只能在测定工程性能基本参数的概率特征基础上来计算失效概率，并据此作为衡量工程安全的一种标准。

但是，地基基础工程由于岩土性质特点和岩土工程特点，与上部结构又有许多不同之处。正是岩土性质和岩土工程的特点，使岩土工程可靠性研究更加复杂、更为困难，也使得地基基础工程的可靠性研究比上部结构工程发展缓慢。

为了使地基基础工程与上部结构的设计相协调配套，以便能对整个建筑物有统一科学的安全评判标准，在地基基础设计中应采用概率极限状态设计。

地基基础采用概率极限状态分析时，一般应考虑以下几方面：

借鉴结构工程部分成果。结构工程可靠度研究和有关标准的建议，为地基基础可靠度工作提供了良好的基础。结构工程的许多研究成果可以为地基基础与上部结构工程所沿用、移植、借鉴和参考。为充分发挥可靠性分析方法的优点，地基基础工程与上部结构工程在安全判别标准上应当一致，其目标可靠指标应相近或相等。在分项系数、荷载、参数取值、可靠度计算方面应尽可能协调，相互不矛盾。

要充分考虑地基基础可靠性的固有本质特征。如土性变异性、地基验算范围、地基基础工程规模、地基极限状态含义等方面与上部结构工程存在较大的差异，这些会极大地影响可靠度的计算和分析，因此不能完全照搬结构工程可靠度分析方法。

土性存在相关性。一是自相关性，指同一土性指标在不同位置的相关性；二是互相关性，指两种或几种不同土性指标之间的相关性。它们都是影响地基基础可靠性分析的重要因素。在地基基础工程中，出现在功能函数或极限状态方程中的各个随机变量并不一定是相互独立或互不相关的，它们之中有的具有很强的相关性，有的相关性较弱，或可看做互不相关。在相关的变量之间，有的属于正相关，有的属于负相关。土性指标之间的相关性在地基基础可靠度计算中不能忽略。例如，土的密度与土的抗剪强度间具有正相关关系，即当土的密度变大时，土的抗剪强度也会随之增大。土的含水量与抗剪强度间为负相关关系，即当土的含水量变大时，土的抗剪强度减小。在土的抗剪强度指标中，黏聚力与内摩擦角具有负相关关系。土性相关性的判别，可从物理概念出发，也可对所测数据进行概率统计分析而实现。比如，土的自相关性应在土性指标统计分析中考虑，而且相关性问题的应在可靠度计算公式中用协方差函数或相关函数的形式来反映。

土性自相关性问题的应采用随机场理论进行研究，因为它是将土层的性质看做是依赖于各点不

同位置而变化的一族随机变量，即在空间上分布的随机场，这是比较符合土性实际情况的。通过确定随机函数，按照数学分析原理，进而求得土性的相关函数、相关距离等。当求得土性的相关距离值以后，其余的统计处理方法与一般随机变量处理方法相似。

在进行地基基础可靠性分析时，还应对收集的数据、资料和信息，进行必要的检验和处理，参加土性参数统计的数据应具有合理性和独立性。数据合理性可从物理上和若干统计准则上加以判别，数据独立性在可靠性分析中非常重要，它应成为参加统计分析数据的先决条件，若数据不独立应进行处理。

地基工程可靠度的计算方法与结构工程有许多相似之处，它一般也采用一次二阶矩理论中心点法或验算点法来计算可靠指标。对于非正态变量，要经过当量正态化处理，对于非线性极限状态方程，要通过迭代计算法解决，有时也可采用数值积分或蒙特卡罗法进行计算。

在现阶段，目标可靠指标可按现行规范并参考掌握的数据和成果用校准法推算，并对不合理的数据作适当调整，力求和现行规范及安全水平大致相当，保证与总安全系数法有一个相同水准的安全度，在此前提下，进一步研究和考虑与上部结构安全水准的协调问题。

按照《建筑结构设计统一标准》的规定，铁路工程极限状态设计应采用分项系数法或可靠度指标验算法。采用分项系数设计表达式，符合长期以来工程设计人员的习惯，是可靠度理论设计在应用上的简化，目前国内外都采用这种形式。它是用各基本变量的标准值和分项系数来表达设计公式，各基本变量应分别采用规定的设计分项系数，以使所设计的工程结构具有必要的可靠性水平。在铁路岩土工程中，基本变量的标准值可参照规范提供的有关参数确定，分项系数应根据其变异性和总安全系数选用，并用概率统计方法评定，用工程实测资料予以反复验证。

在地基基础工程中，推测岩土特性的绝大多数试验都是针对某一确定时空的土或土样进行的，而这是散布于土体中的一些点，因此其测试值反映的只是土的“点”的性质。地基基础工程规模和尺寸一般都比较大大，而作为半无限体的地基性状常常为一定范围内土性的平均特性所控制，如边坡潜在滑动面上的平均抗剪强度、沉降计算中的地基土的平均压缩特性等，这就是岩土的空间效应。换言之，土的空间性质有两层含义：其一，土性参数不仅仅是一个随机变量，而且是一个随空间位置变化的随机变量，所以把土性随机变量的整体视为一个随机场更符合实际情况；其二，在许多情况下，地基基础工程的行为或效能往往取决于地基基础工程所涉及范围的空间平均特性。许多地基基础工程极限状态决定于土性的空间平均特性，而不是取决于空间某些点的土性状态。例如，摩擦桩的承载力极限状态依赖于平均摩阻力，而非某点桩侧摩阻力达到了极限值，该桩就失效不能工作了。事实上，绝大多数地基基础的岩土空间平均作用是显著的。然而，以往的概率分析方法常常将土性参数当做单一的随机变量来处理，用上述“点”的概率特性描述具有一定空间效应的土性随机特征，忽视了具有连续特性的土层相邻点之间的作用，即空间相关性，导致了许多不符合实际的结果。所以，在地基基础可靠性分析中，应注意研究土的空间平均性质，在此基础上确定土工参数。目前，用随机场理论来分析和解决土的物理和力学指标在空间的平均特性，并应用在岩土工程可靠性分析中是可行的。

二、极限状态方程和可靠指标

极限状态一般是指当整个结构或结构的某一部分超过某一特定状态，不能满足设计规定的某一功能的要求，此特定状态称为该功能的极限状态。它反映的是结构某项功能的界限和标志，以此可判定它的有效或失效。

地基基础的可靠性分析要研究地基基础工程在规定的条件和条件下完成预定功能的能力、失效的可能性、并提出相应的对策。针对地基基础而言，它的极限状态是指地基基础整个或部分超过某一特定状态，这一状态已不能满足设计规定的某一功能的要求。地基基础极限状态如同其他

工程结构的极限状态一样，可采用极限状态方程描述。极限状态方程是结构的功能函数 $Z=0$ 的状态，即

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (2-1)$$

当 $Z > 0$ 时，结构满足功能要求。

当 $Z < 0$ 时，结构不满足功能要求，即失效。

当仅有作用效应 S 和结构抗力 R 这两个综合变量时，则式 (2-1) 变为

$$Z = g(R, S) = R - S = 0 \quad (2-2)$$

由于结构抗力 R 、荷载效应 S 和其他基本变量存在不定性，都是随机变量，作为它们的综合，功能函数 Z 也是一个随机变量，上述三种情况的出现都不是绝对的，只能以一定的概率发生。

结构失效概率定义为

$$P = P(Z < 0) \quad (2-3)$$

对于 R 和 S 都服从正态分布的情况，如定义

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (2-4)$$

则

$$P = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (2-5)$$

式中 μ_Z —— Z 的均值，

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$$

其中 μ_R 、 μ_S —— 抗力、荷载的均值；

σ_Z —— Z 的标准差，

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

其中 σ_R 、 σ_S —— 抗力、荷载的标准差；

$\Phi(\beta)$ —— 标准正态分布函数。

从式 (2-4) 可知， β 不仅取决于均值 μ_Z ，且取决于其标准差 σ_Z ，这就比安全系数 $K = \mu_R / \mu_S$ 更能反映工程的实际情况。

以式 (2-2) 的二维变量 R 、 S 为例，可靠指标的几何意义可用标准坐标 $\hat{R} = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R}$ ， $\hat{S} = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S}$

来表示，如图 2-1 所示。在新的坐标系 $\hat{R}O'\hat{S}$ 中，极限状态方程变为

$$Z = \mu_R + \sigma_R \hat{R} - \mu_S - \sigma_S \hat{S} = 0 \quad (2-6)$$

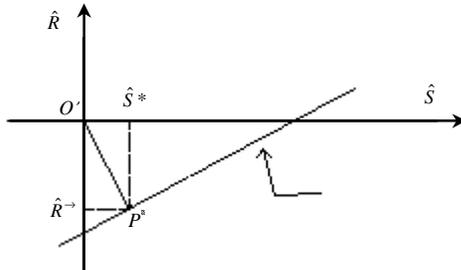


图 2-1 可靠指标的几何表示

式(2-6)经整理后为

$$\sigma_R \hat{R} - \sigma_S \hat{S} + \mu_R - \mu_S = 0$$

即失效面方程,其法线为 $O'P^*$ 。根据解析几何原理,过原点 $O'(\hat{R}_0, \hat{S}_0)$ 到直线的法线 $O'P^*$ 的长度为

$$\overline{O'P^*} = \frac{\sigma_R \hat{R}_0 - \sigma_S \hat{S}_0 + \mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2-7)$$

对照式(2-4),考虑到 $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$, $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$,可知式(2-7)与式(2-4)相同。因此,原点至失效面的最短距离 $O'P^*$ 即为可靠指标 β ,其中 P^* 点为验算点。对于多个标准变量 $\{\hat{x}\}$ 的情况,基本原理相同。

若是对于存在 m 个基本变量的基桩,极限状态方程(2-1)可表达为

$$Z = g(\hat{x}_1 \sigma_{x_1} + \mu_{x_1}, \dots, \hat{x}_m \sigma_{x_m} + \mu_{x_m}) = 0 \quad (2-8)$$

验算点 P^* 的坐标分量为

$$\hat{x}_i = O'P^* \cos \theta_{xi} = \beta \cos \theta_{xi} \quad (2-9)$$

式中 $\cos \theta_{xi}$ —— $O'P^*$ 对坐标轴 \hat{x}_i 的方向余弦,其值为

$$\cos \theta_{xi} = \frac{-\frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_{x_i}}{\left[\sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{P^*} \sigma_{x_i} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2-10)$$

将式(2-9)的验算点坐标变为原基本变量的表达式时,有

$$x_i = \mu_{x_i} + \sigma_{x_i} \beta \cdot \cos \theta_{xi} \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (2-11)$$

由于验算点位于极限状态面上,满足

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0 \quad (2-12)$$

式(2-11)和式(2-12)共有 $m+1$ 个方程,可解 $m+1$ 个未知数 $\{x^*\}$ 及 β 。

三、正态变量和非独立相关变量的处理

(一) 当量正态化

以上分析是对正态分布的随机变量而言,实际工程中基本变量有时并非正态,处理的方法是将该变量当量正态化,其要点为:

(1) 设计验算点处当量正态变量与原非正态随机变量的概率分布函数相等

$$F_i(x_i^*) = F'_i(x_i^*) = \Phi \left(\frac{x_i^* - \mu'_{ix}}{\sigma'_{ix}} \right)$$

于是有

$$\mu'_{ix} = x_i^* - \Phi^{-1}[F_i(x_i^*)] \sigma'_{ix} \quad (2-13)$$

(2) 在设计验算点处当量正态变量与原非正态随机变量的概率密度函数相等

$$f_{i_i}(x_i^*) = f'_{i_i}(x_i^*) = \frac{1}{\sigma'_{i_x}} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu'_{i_x}}{\sigma'_{i_x}}\right)$$

于是有

$$\sigma'_{i_x} = \frac{\phi\left(\frac{x_i^* - \mu'_{i_x}}{\sigma'_{i_x}}\right)}{f_{i_i}(x_i^*)} = \frac{\phi\{\phi^{-1}[F_{i_i}(x_i^*)]\}}{f_{i_i}(x_i^*)} \quad (2-14)$$

式中 $\phi(\cdot)$ 、 $\phi^{-1}(\cdot)$ ——标准正态分布函数和它的反函数；

$\phi(\cdot)$ ——标准正态分布的密度函数。

求得当量正态分布的标准差和均值 σ'_{xi} 和 μ'_{xi} 后，即可按上述正态变量情况计算可靠指标 β 。

(二) 相关变量的正交化处理

相关性是土的重要属性，它包括土的自相关性和互相关性。自相关性将在土的随机场章节中叙述，互相关性是指土体中不同土性指标的相关性，如土的黏聚力和内摩擦角之间的相关性。由于目前地基基础可靠度通常按照将功能函数采用线性化处理的近似概率法，因此要求极限状态方程中基本变量是相互独立的，这就需要将相关变量空间转换为不相关变量空间。其原理是将原始变量定义的坐标轴依次变换为与协方差矩阵特征向量平行的坐标轴。设协方差矩阵为 C

$$C = \begin{bmatrix} \sigma_{x1}^2 & \text{cov}(x_1, x_2) & \cdots & \text{cov}(x_1, x_n) \\ \text{cov}(x_2, x_1) & \sigma_{x2}^2 & \cdots & \text{cov}(x_2, x_n) \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \text{cov}(x_n, x_1) & \text{cov}(x_n, x_2) & \cdots & \sigma_{xn}^2 \end{bmatrix}$$

C 为 $n \times n$ 阶对称方阵，其对角元素为原基本变量 x_i 的方差。正交变换成一个对角矩阵，其对角元素为原协方差矩阵的特征值，这个特征值等于变换后的不相关变量 y_i 的方差 σ_{yi}^2 ，其中

$$Y = N^T X \quad (2-15)$$

式中 N ——正则化模式矩阵，是一个 $n \times n$ 阶方阵，其列是各相应的特征向量元素除以特征向量的长度。

这样即得到一组与 x_i 、 σ_{xi}^2 相应的不相关变量 y_i 和其方差 σ_{yi}^2 ，就可以用来计算可靠指标了。

对非正态分布且相关的原始随机变量应首先对其进行当量正态化处理，然后进行正交化处理，即可得到一组既服从正态分布又互不相关的随机变量。

四、求解可靠指标的方法

求解可靠指标方法较常见的有 FOSM 法、J - C 法和 M - C 法。

(一) 一次二阶矩法

一次二阶矩法是一种近似的实用方法，它将极限状态方程进行线性化处理，然后用可靠指标来度量可靠度。本法在计算可靠度时，只使用随机变量的前两个矩阵的信息。建立计算失效概率的公式，且将非线性状态函数线性化，因而称之为一次二阶矩法(FOSM 法)(First - order Second - moment Method)。

对极限状态方程进行线性化时，一种方法是在各随机变量的均值点处展开，称为平均值一次二阶矩法。该法的问题是不能考虑随机变量的概率分布，且对非线性极限状态函数，按泰勒级数展开时，仅取线性项而忽略高阶项，可能使计算误差较大，因此常用设计点法来替代它。该方法是在失效边界上与结

构最大可能失效概率对应的 P^* 点上展开, 称为设计验算点一次二阶矩法, 简称为一次二阶矩法。该方法根据随机变量是否标准化而分为设计点法和验算点法。

1. 一般正态变量的设计点法

若有随机变量 $X \sim N(m_i, \sigma_i^2)$, 极限状态方程为

$$Z = g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

设计点 X^* 处于边界上, 且有最大的失效概率, 将极限状态方程在 X^* 点处用泰勒级数展开, 略去二次及高于二次项, 可得

$$\begin{aligned} Z &= g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g'(x_i^*) \\ &= \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g'(x_i^*) = 0 \end{aligned} \quad (2-16)$$

显然有

$$\left. \begin{aligned} m_Z &= \sum_{i=1}^n (m_{x_i} - x_i^*) g'(x_i^*) \\ \sigma_Z &= \sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(x_i^*) \sigma_{x_i}]^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-17)$$

式中 $g'(x_i^*) = \frac{\partial g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)}{\partial x_i}$ 。

令

$$\alpha_i = \frac{g'(x_i^*) \sigma_{x_i}}{\sigma_Z} \quad (2-18)$$

$$\beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_{x_i} - x_i^*) g'(x_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(x_i^*) \sigma_{x_i}]^2}} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_{x_i} - x_i^*) g'(x_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i g'(x_i^*) \sigma_{x_i}} \quad (2-19)$$

经整理后得

$$\sum_{i=1}^n g'(x_i^*) (m_{x_i} - x_i^* - \alpha_i \beta \sigma_{x_i}) = 0 \quad (2-20)$$

满足上式的解为

$$x_i^* = m_{x_i} - \alpha_i \beta \sigma_{x_i} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (2-21)$$

求解 β 、 x_i 可按以下步骤进行:

- (1) 先假设一个 β 值, 再令 $x_i^* = m_{x_i}$;
- (2) 计算 $\partial g / \partial x_i$ 在 x^* 处的值;
- (3) 由 $\alpha_i = g'(x_i^*) \sigma_{x_i} / \sigma_Z$ 求 α_i ;
- (4) 由式 (2-21) 求出新的 x^* ;
- (5) 重复步骤 (2) 至 (4), 直到所得的值稳定;
- (6) 计算 $Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$, 视 Z 是否为零;
- (7) 若 $Z \neq 0$, 可由前两次计算的 β 与 Z 值, 按下式修正:

$$\beta = \beta - \frac{Z \cdot \Delta \beta}{\Delta Z} \quad (2-22)$$

(8) 重复 (2) ~ (7) 步骤, 直到 $Z=0$ (或达到可接受范围), 此时 β 、 x^* 即为最终可靠指标和设计点坐标。

2. 标准正态变量的验算点法

由上可见, 一般正态变量求解繁琐, 通过化为标准的正态变量求解, 通常更为方便。

若原变量 $X \sim N(m, \sigma^2)$, 换算变量 $Y \sim N(0, 1)$, 则有

$$y = \frac{x-m}{\sigma} \quad \text{或} \quad x = \sigma y + m \quad (2-23)$$

若 x^* 为设计点, 则由式 (2-23) 求得 y^* 为验算点。相应的失效面为

$$Z = g(x) = h(y)$$

在验算点展开, 得

$$\begin{aligned} Z &\cong h(y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*) + \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \\ &= \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \end{aligned} \quad (2-24)$$

显然有

$$\left. \begin{aligned} m_Z &= \sum_{i=1}^n (m_{i,x} - y_i^*) h'(y_i^*) = \sum_{i=1}^n [-y_i h'(y_i^*)] \\ \sigma_Z &= \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \sigma_{i,x} = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \end{aligned} \right\} \quad (2-25)$$

$$\alpha_i = \frac{h'(y_i^*)}{\sigma_Z} = \frac{h'(y_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [h'(y_i^*)]^2}} \quad (2-26)$$

将 m_Z 、 σ_Z 代入 $\beta = m_Z / \sigma_Z$, 可得

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^n y_i^* h'(y_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*)} \quad (2-27)$$

经整理可得

$$\sum_{i=1}^n [-h'(y_i^*) (y_i^* + \alpha_i \beta)] = 0 \quad (2-28)$$

满足式 (2-28) 的解为

$$y_i^* = -\alpha_i \beta \quad (2-29)$$

将其平方后求和可得

$$\beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i^*)^2} \quad (2-30)$$

在标准正态变量为坐标轴的多维空间下, β 是原点至失效面上最近的点——验算点 y_i^* 的距离。通常用迭代法求解, 步骤如下:

(1) 确定原变量表示的失效面 $g(x)$, 以及换算后的失效面 $h(y)$, 并确定 $h(y)$ 的所有一阶导数 $h'(y_i)$ 的表达式;

(2) 取初值: 令 $y_i = 0$, $\beta = 0$;

(3) 计算 $h(y)$ 及 $h'(y_i)$ 的值；

(4) 计算 σ_z 值，

$$\sigma_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n h'(y_i)^2} \quad (2-31)$$

(5) 计算新的 y_i 值，

$$y_i = \frac{-h'(y_i)}{\sigma_z} \left[\beta + \frac{h(y)}{\sigma_z} \right] \quad (2-32)$$

(6) 计算可靠指标 β ，

$$\beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (2-33)$$

(7) 若 β 已收敛，即为所求，否则重复 (3) ~ (6)。

(二) J - C 法

J - C 法是由拉克维茨和菲斯莱 (Rackwitz-Fiessler) 哈索弗尔和林德 (Hasofer-Lind) 等先后提出来的，是国际结构安全度联合委员会 (Joint Committee on Structural Safety, 缩写为 JCSS) 推荐的方法。这种方法是在一次二阶矩法 (FOSM) 基础上发展起来的。J - C 法用于随机变量为任意分布情况下的可靠指标的计算，其基本原理是将任意分布的随机变量转化为当量正态分布的随机变量，使替代分布与原分布在验算点处的概率分布函数和密度函数分别相等，从而求出当量均值和标准差。当随机变量互相关时，先通过协方差矩阵的正交变换将相关变量 X 变为不相关的变量 Y ，然后再按一次二阶矩法求可靠指标。

J - C 法的计算步骤如下：

(1) 将随机变量 X_i 原来的非正态分布“当量”化为正态分布。

(2) 将相关变量 X 转化为不相关变量 Y 。

求协方差矩阵 C 的对角矩阵，对角元素 λ_i 即为相应变量 y_i 的方差 σ_i^2 ，并组成特征矩阵 $\{\lambda\}$ ；

由特征矩阵 $\{\lambda\}$ ，可求出特征向量方阵 M 和正则化模态矩阵 N ；

由 $\bar{Y} = N^T X$ 计算 \bar{Y} ；

$E\bar{Y} = N^T EX$ ；

标准化 \bar{Y} ，得变换后的基本变量 $y_i = \frac{\bar{y} - E[\bar{y}_i]}{\sqrt{\lambda_i}}$ ；

反算 $X = (N^T)^{-1}(Y\{\lambda\}^T - EY)$ ；

代入原极限状态方程，得 $Z = h(y_1, y_2, \dots, y_n)$ 。

(3) 由 $Z = h(y)$ 求可靠指标。

将 $h(y)$ 分别对 y_i 求导，写出 $h'(y)$ 的表达式；

令 $y_i = 0$ ， $\beta = 0$ ；

计算 $h(y)$ 和 $h'(y)$ 的值；

计算 $\sigma_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n [h'(y_i)]^2}$ ；

按 $y_i = \frac{-h'(y_i)}{\sigma_z} \left[\beta + \frac{h(y)}{\sigma_z} \right]$ ，求 y_i ；

$$\text{计算 } \beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2} ;$$

重复 ~ 步骤，直至 β 及 y_i 收敛。

(三) M-C 法 (Monte-Carlo method)

M-C 法 (蒙特卡罗法) 是利用随机抽样进行统计模拟的统计试验法，它是用数值模拟来解决与随机变量有关的实际工程问题。其基本依据是大数定律，即某事件的概率可用大量试验中该事件发生的频率来估计。它适应性强，不受极限状态方程是否为线性及其变量分布的限制，只要其计算次数足够大，精度可以有很大提高。该法的基本原理和步骤为：

- (1) 将极限状态方程中的随机变量 X 用相同分布的伪随机数 $X_{i1}, X_{i2}, \dots, X_{im}$ 代入；
- (2) 将上述 n 个 X 代入后得 Z 的 n 个样本 Z_1, Z_2, \dots, Z_n ，其中有 m 个 $Z_i < 0$ 。
- (3) 当 n 足够大时，则由大数定律得 $P = m/n$ (一般 $n = 10/P$)。
- (4) n 个样本的均值为 μ_Z ，标准差为 σ_Z ，则 $\beta = \mu_Z / \sigma_Z$ 或 $\beta = \Phi(1 - P)$ 。

由上面的步骤可见，产生伪随机数很重要，一般可分为两步完成。首先产生开区间 $(0, 1)$ 上均匀分布的随机数，然后在此基础上再换算成给定分布变量的随机数。

1. 随机数的产生和检验

产生随机数的方法一般是利用随机数表、物理方法和数学方法这三种方式。其中数学方法以其速度快、计算简单且可重复等优点而被人们广泛使用。数学方法中较典型的有取中法、加同余法、混同余法和组合同余法。

下面简要介绍混同余法：

两个整数被一个正整数除有相同的余数，谓之同余。如果 a 和 b 都是整数而 m 是一个固定的正整数，则当 $m | (a - b)$ (即 m 能够整除 $a - b$) 时，则称 a 、 b 对模 m 同余，记作 $a \equiv b \pmod{m}$ 。混同余法的迭代计算式为

$$x_{i+1} = \lambda x_i + c \pmod{m} \quad (2 - 3 4)$$

其中 λ_{x_i} 、 c 及 m 皆为正整数。

若 k_i 为 $\frac{\lambda x_i + c}{m}$ 的整数部分，则

$$x_{i+1} = \lambda x_i + c - mk_i \quad (2 - 3 5)$$

以模 m 除 x_{i+1} ，即得随机数 r_{i+1}

$$r_{i+1} = x_{i+1} / m \quad (2 - 3 6)$$

由此可见，产生随机数是有周期的，其周期小于等于 m 。数列 (r_i) 的随机性随周期的增大而增强，与参数 λ 、 c 及 m 的选择有很大的关系。一般 m 宜取得大一些，并合理选择其他参数，使得到的是全周期的随机数。要得到最大周期，选择参数时应该： $c > 0$ 且 c 与 m 互素，乘子 $\lambda - 1$ 是 4 的倍数。

产生 $(0, 1)$ 间的伪随机数，为了判断所得的伪随机数能否代替随机数，一般还应对伪随机数进行统计检验，主要有

- (1) 均匀性检验，用于检验随机数是否均匀分布于 $(0, 1)$ 间。
- (2) 独立性 (不相关性) 检验，检验该随机数列中各数的相关系数是否为零。
- (3) 参数检验，若随机数符合要求，则 $E(r) = 1/2$ ， $D(r) = 1/12$ 。
- (4) 连贯性检验是对 $(r_i - 1/2)$ 符号进行检验。

2. 给定分布下变量随机数的生成

(1) 一般连续随机变量。

若变量 x 的分布函数为 $F_x(x)$ ，因 $F_x(x)$ 为严格单调递增函数，且 $0 < F_x(x) < 1$ ， $0 < r < 1$ ，则可令 $F_x(x) = r$ ，故可解得

$$x = F_x^{-1}(r) \quad (2-37)$$

此法称为反函数法。

(2) 一般离散随机变量。

若离散变量 x ，密度 $P_k = P(x = x_k)$ ($k = 1, 2, \dots, m$)，...，其分布函数 $F(x) = P(X \leq x) = \sum P_k(x_k \leq x)$ ($k = 1, 2, \dots$)。先产生 $(0, 1)$ 区间均匀随机数 r ，再计算满足下式的 k 值，则 x_k 即为所需的随机数

$$F(x_{k-1}) < r < F(x_k) \quad (2-38)$$

(3) 正态分布随机数。

坐标变换法产生 $N(0, 1)$

设 r_1, r_2 为 $(0, 1)$ 内两个独立随机数，则下式所得 y_1, y_2 即为独立的 $N(0, 1)$ 随机数

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \sqrt{-2 \ln r_1} \cdot \cos 2\pi r_2 \\ y_2 &= \sqrt{-2 \ln r_1} \cdot \sin 2\pi r_2 \end{aligned} \right\} \quad (2-39)$$

由 $N(0, 1)$ 随机数生成随机数

若 $X' \sim N(0, 1)$ ， $X \sim N(\mu, \sigma^2)$ ，则 $x = \mu + \sigma x'$ 。

(4) 对数正态分布随机数。

设 $X \sim LN(\mu, \sigma^2)$ ，变异系数 v_x ， $Y = \ln X$ ， $Y \sim N(\mu_r, \sigma_r^2)$ ，则

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= [\ln(1 + v_x^2)]^{1/2} \\ \mu_r &= \ln \left(\frac{\mu_x}{\sqrt{1 + v_x^2}} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2-40)$$

按上述 (3) 中产生 $N(\mu_r, \sigma_r^2)$ 的随机数 y_i ，再由 $x_i = \exp(y_i)$ 得 x 的随机数。

(5) 极值型变量 X ，其分布函数为

$$F(x) = \exp\{-\exp[-\alpha(x-k)]\}$$

令 $F(x) = r$ ，可求得

$$x = k - \frac{1}{\alpha} \ln(-\ln r) \quad (2-41)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 1.2825/\sigma_x \\ k &= \mu_x - 0.450\sigma_x \end{aligned} \right\} \quad (2-42)$$

r 为 $(0, 1)$ 均匀分布的随机数。

若已产生 $(0, 1)$ 均匀分布的随机数 r_i ，则由下式可得极值型分布的随机数 x_i

$$x_i = \mu_x - 0.45\sigma_x - 0.7797\sigma_x \ln(-\ln r_i) \quad (2-43)$$

M-C 法在可靠度计算中常被认为是一种相对精确的方法，但它因为要求模拟的次数与失效概率 P 成反比，而 P 一般很小，所以对模拟次数往往要求很多，使用受到限制。J-C 法是在一次二阶矩方法的基础上加入处理任意分布的随机变量的功能而来的，理论通俗易懂、计算速度快、计算精度高，能满足工程实际需要。因此工程中常用 JC 法进行计算。

第二节 概率极限状态设计原则

一、失效控制原则

地基基础作为建筑工程的一个组成部分，在采用以概率理论为基础可靠性设计方法时，与上部结构有许多共同之处，正是基于这些共同点才可将结构可靠度分析的一些方法和原则移植过来。但同时也必须看到，地基基础又有一些与上部结构不完全相同的特点。比如，岩土材料不同于上部结构所用的人工材料，它是自然历史的产物，无法人为控制其组成成分和工程性质；地基是一个半无限体，与上部建筑物通常由梁板柱组成的结构体系不同，地基内各点应力与应变相互影响极为复杂，对于稳定或变形问题，求解的都是整个地基的综合反应，而不仅是只验算孤立的几个方面；在地基设计中，许多边界条件的处理有相当大的假定性与不确定性，甚至一些边界条件还随外荷的改变而发生变化；在地基设计中，所研究的范围、体积与土试样体积相比相差非常大，而结构体设计验算截面尺寸与材料试样尺寸相差并不很大。

由于上述特点，在将结构设计可靠度分析方法引入地基基础设计时，必须充分研究这些特点，考虑一些基本概念，将方法的引用建立在正确的物理概念基础之上。

对于地基承载力而言，失效概率不是指地基中最薄弱之处出现极限平衡状态，而是指整体失稳出现的概率。只有形成贯通的滑动面引发的整体失稳才是代表地基基础真正意义上的破坏。因此，通常情况下，整体失稳是地基基础失效控制原则。

二、土性参数代表值的取值原则

设计参数的标准值是材料性能指标的代表性数值，它作为某一置信概率的分位数，实际上就是对设计参数进行估计。根据子样统计结果进行参数估计的方法有两种，一种是预估总体平均值的置信区间；另一种是预测单个测定值的置信区间。两种方法，两种结果，各有其适应范围。按整体失效控制原则，应当采用总体平均值的置信区间，即控制设计的性能指标的总体平均趋势而不是某一局部薄弱之处。此外，在考虑土性参数标准值时，应合理考虑子样的选取，即土性参数指标标准差以场地为目标总体来统计，较以全国为目标总体来统计要好。因为地基设计用的土性指标均由工程勘测报告提供，所给出的统计参数反映了工程场地土性指标的客观变异性与主观因素（包括取样方法、样品数量不充分等）造成的不确定性。由荷载和抗力两方面的变异因素所造成的客观结果与主观要求的偏离构成了可能的失效。全国性规范所提供的设计参数，只能给出其平均趋势，而不能给出每个工程场地所用设计参数的变异性趋势。因此，若有条件应尽可能避免考虑以全国范围内作为一个目标总体来提取统计子样。

三、可靠指标 β

可靠指标 β 是衡量结构可靠度的一个指标，它比定值设计法的安全系数更具可比性。对各种工程设计问题而言，一定的 β 值总是与失效概率相对应，用可靠性指标来描述可靠性具有一定的可比性。作为工程设计控制标准，用目标可靠性指标 β 来衡量时，它的取值与建筑物的安全等级和破坏特征相联系。地基基础设计的目标可靠性指标的选取，应考虑与上部结构设计的可靠度匹配问题，以满足上下结构安全协调性。

如果从可靠性分析方法的失效控制原则来分析，那么采用子样标准差来计算本应控制整体失稳的问题，将会得出可靠指标比实际情况偏小的结果；如果目标总体的范围远大于实际工程的影

响范围,则子样变异系数会增大,求得的可靠性指标也不能正确反映实际情况。此外,基本变量间相关性也影响 β 值的计算结果。一般说来,若采用属于负相关的指标考虑相关性会增大可靠指标,但正相关的指标却使 β 值降低。不过,对于互相关系数比较大的情形,在可靠性分析时,可采用正交变换方法考虑基本变量之间的互相关性,从而使计算结果更加符合实际。

四、关于可靠性分析中的基本变量

在进行地基基础可靠性设计时,确定出与土性相关的基本变量是十分重要的。由于一些设计参数与许多性能指标有关,所以在确定基本变量时需要认真考虑地基基础情况并加以选择。如在浅基础设计时,可将地基承载力看做抗力,但由于影响地基极限承载力的因素很多,除了土性指标和工程特性外,还与浅基础的埋深、形状和尺寸等有关,所以在浅基础可靠性设计时,不能将地基极限承载力作为基本变量来分析,只能作为综合变量来考虑,因为综合变量反映了许多基本变量的特征,在基本变量不易测到时,可用综合变量来进行可靠性相关的计算。同理,在确定桩的承载力时,只有在场地、土层情况和桩的形状和尺寸等条件均已确定的条件下,用试桩方法测定的桩的承载力,才能作为基本变量参与可靠度相关运算。如按一般规范提出的经验公式来确定桩的承载力,这时它包括桩侧土和桩端土的阻力、桩的尺寸和性状等,当不同性质的土层厚度和组合发生变化时,单桩承载力也随之变化,此时桩抗力的基本变量就不应当是单桩承载力,而应考虑把各土层的桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力作为基本变量较为合适。当有条件测定基本变量时,就不能用综合变量进行可靠性计算。

第三节 土工参数统计分析原理和方法

一、土性参数不确定性及来源

土性参数由于其自然与历史的原因,在不同的空间位置和时间历程内,其数值往往并不是唯一确定的。这是土本身固有变异性的反映。土性参数变异性问题,可近似通过土性随机场处理。在勘察测试过程中,对一个具体的建筑场地所能进行的勘察工作常常有限,要用有限的勘察测试数据来推断整个场地所能进行的土性变化情况,必然会存在统计抽样误差,即统计不确定性。这种不确定性的来源可以随试样数量的增多而减小。此外,由于勘察技术、方法和设备的不完善,将使得土性的室内外测试结果与实际工程的土性存在一定程度的偏离,这是测试手段引起的不确定性,即系统不确定性。它的误差不一定会随取样的增多而减小,但随试验技术的改进而减小。

土性参数的不确定性是上述三种不确定性的综合,是客观存在的,有可能减小,但不会被消除。如何从这些变化不定的土性参数测试值中,合理地选用地基基础可靠性设计所需的土性参数设计值,以保证可靠性设计计算达到一定的精度,十分重要。

一般而言,在进行地基特性变异性分析时,土性的变异系数 Ω 可按式表示

$$\Omega = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2}$$

其中 δ_i ($i=1, 2, 3$)表示上述各分量的变异系数,即土性固有变异性、统计不确定性和系统不确定性,用其标准差与均值的比值表示; δ_1 表示土空间均值的固有可变性; δ_2 表示系统不确定性; δ_3 为样本不足引起的不确定性。

为了说明上述各部分不确定性大小,现根据 M.S.Yucemen 等人的研究,举一土坡稳定分析中

的强度为例来说明。某土坡土的固有变异性，其变异系数为 0.2 ~ 0.3（极限值为 0.11 ~ 0.14）。由于试样扰动、尺寸效应、剪切速率、各向异性、受力状态、逐渐破坏等方面的差别所引起的变异系数为 0.24 左右。由于试验数量不足引起的变异系数与试验数量有关，它近似地等于土的固有变异性除以试验数量的开方值。若试验数量在 10 与 20 之间，那么该项不确定值约在 0.05 ~ 0.1 左右，这样，土性总的变异系数就约为 0.3 ~ 0.35。显然，土性变异性因各种误差引起的不确定性综合影响就被放大，这时应当尽量采取措施，改进方法以减小影响。

二、土性参数相关性

作为天然地基的土层，由于不同位置的土在其沉积过程中可能处于相同或相似的沉积条件、沉积环境，其矿物成分和粒径组成也相类似，因此土层在水平和垂直方向具有不同程度的相关性。土层相关性一般可分为自相关性和互相关性。前者指同一土性指标在水平方向和垂直方向的相关性，后者指不同土性指标之间的相关性。土性的自相关性应在土性参数统计分析中解决，互相关性则在可靠性计算的极限状态方程之基本变量的相关性分析中来解决。是否考虑土性相关性问题，将对土性参数和可靠性分析和设计以及工程安全度评价带来重大影响。

土性指标与其所处的空间位置有关。由试样测得的数据，仅仅反映土体中某一点的性质。间距很小的两点土性指标往往十分接近，即土层中任意两点的土特性存在自相关性，随着两点距离的增加，这种相关性减小。反之，自相关性增加。当其距离趋于零时，这时两点的土性完全相同。以往许多分析都是以“点”特性出发进行统计，求出它们的均值、方差和分布，未考虑地基基础影响范围内岩土的空间平均特性，也就是点与点之间的相关性问题，直接进行可靠性分析，这种用点特性计算所得的可靠指标，与实际情况有差异，其计算结果常常偏小。

由于土性存在自相关性，工程勘察中在布设勘探孔时要注意相关距离的大小，因为只有独立不相关的样本才能参与指标的统计分析，否则将造成勘探工作浪费或者样本数量的不足。

三、土性随机场模型

地基工程的规模远大于结构的杆件尺寸，它一般是大范围的连续体或半无限体。由于研究范围大，其性状不应仅仅考虑地基中某一点的岩土性质，更要考虑整个基础或建筑物力学影响范围内的空间平均特性。相应于某一工程建筑物设计来看，其土性指标的试验数据往往是对土的试样而言的，试样的尺寸远小于土层的某一范围土体的体积，这些数据犹如散点分布于土体之中，按此求得的统计特征参数不可能很好地代表土层中局部空间的特性，只能近似地代表一点的特征，称为点特征。土中每一点的特性实际上是确定的，但是人们不可能对土层中每一点都做准确的测量，不可能知道土层中每一点的特性，因此就人们的认识而言，土层的土性又是不确定的。因而就有一个如何由试验数据求得的点特性过渡到空间平均特性的问题。以往多数分析常常是直接以这些点特性进行统计分析，求出均值和方差，把它们作为一个随机变量，应用于整个土层，这种不考虑各点变量之间的自相关性而进行可靠性分析的方法可能使计算可靠指标偏小。

描述土性空间自相关性比较合理的方法是 Vanmarcke 于 1977 年提出的随机场模型，它是将土层的性质看做是依赖于各点不同位置而变化的一簇随机变量，即在空间上分布的随机场。对地基工程问题，常采用高斯平稳齐次随机过程去模拟土性剖面，该法要求它的分析数据在数学上符合平稳性和各态历经性的条件，它的特性仅取决于土层中两点距离 τ ，而与起点位置无关。

设 $P(x, y, z)$ 为土层中任意一点， $X(P)$ 代表该点的土性指标， $\{X(P), P \in R^3\}$ 构成一个随机场。根据齐次随机场的性质，其主要数字特征有两个：

(1) 均值函数与 P 点的位置无关, 且为常数, 即

$$E[X(P)] = \mu_x = \text{const} \quad (2-44)$$

通常除去 $X(P)$ 的趋势分量, 使

$$E[X(P)] = \mu_x = 0 \quad (2-45)$$

(2) 自协方差函数 $R_x(P_1, P_2)$ 与点的位置无关, 仅是 $\overline{P_1 P_2}$ 的函数, 即

$$R_x(P_1, P_2) = E[(X(P_1) - \mu_x)(X(P_2) - \mu_x)] \quad (2-46)$$

对 CPT (静力触探试验) 的一维齐次随机场, h 范围平均值为

$$E[X_h(t)] = \frac{1}{h} \int_0^{t+h} E[X(s)] ds = 0 \quad (2-47)$$

h 范围的方差为

$$\begin{aligned} D[X_h(t)] &= \frac{1}{h^2} E\left\{\int_0^{t+h} X(t) dt - E[X_h(t)]\right\}^2 \\ &= \frac{1}{h^2} \int_0^h \int_0^h R(t_1 - t_2) dt_1 dt_2 \\ &= \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) R(\tau) d\tau \end{aligned} \quad (2-48)$$

式中 $\tau = t_1 - t_2$;

$$R(\tau) = \sigma^2 \rho(\tau) ,$$

其中 σ^2 ——点方差,

$\rho(\tau)$ ——自相关函数。

上式可简化得

$$D[X_h(t)] = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) \sigma^2 \rho(\tau) d\tau = \sigma^2 \Gamma^2(h) \quad (2-49)$$

式中 $\Gamma^2(h)$ ——方差折减系数, 它的作用是把点方差 σ^2 与空间平均方差联系起来, 即

$$\Gamma^2(h) = \frac{D[X_h(t)]}{\sigma^2} \quad (2-50)$$

$\Gamma^2(h)$ 具有以下性质: 当 $h=0$ 时, $\Gamma^2(h)=1$; 当 $h \rightarrow \infty$ 时, $\Gamma^2(h)=0$ 。因此方差折减系数

$$0 < \Gamma^2(h) < 1 \quad (2-51)$$

方差折减系数 $\Gamma^2(h)$ 是采用随机场理论考虑土性自相关性影响的定量参数, 它集中反映了岩土工程可靠性分析中土性指标统计分析的特点, 是岩土工程可靠度与结构工程可靠度的主要区别之一。 $\Gamma^2(h)$ 的大小, 即方差折减程度与工程所涉及的空间范围 h 值有关, h 越大, 折减越多; h 越小, 折减越少。当 $h=0$ 时, 空间平均方差就蜕化为“点方差”了。因此空间平均方差总是小于或等于“点方差”, 土性指标的变异系数小了, 计算的可靠指标将会提高。以往在地基基础设计中, 常用“点方差”求得土性指标进行设计验算, 实际上是要求地基中每一点土体都不允许达到塑性状态, 这与实际情况不符。当地基可靠度计算中计入方差折减系数后, 其余的工作就会与以往的研究相似, 即变为随机变量问题处理。

Vanmarcke 于 1977 年提出相关范围的概念, 若存在 $\lim_{h \rightarrow \infty} h \Gamma^2(h) = \delta$, 则称 δ 为相关范围或波动范围, 且

$$\begin{aligned}\delta &= \lim_{h \rightarrow \infty} h \Gamma^2(h) = \lim_{h \rightarrow \infty} 2 \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) \rho(\tau) d\tau \\ &= 2 \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau\end{aligned}\quad (2-52)$$

并有

$$\Gamma^2(h) = \begin{cases} 1 & (0 < \delta < h) \\ \delta/h & (h \geq \delta) \end{cases}\quad (2-53)$$

相关范围 δ 的含义是：在相距小于 δ 的范围内，土性强烈相关；当大于该距离时，可以认为基本不相关。若土样间距 $\Delta z = \delta$ 时，可以认为数据是独立的。由此易知，在 h 范围内，所取得的独立数据数目为

$$n_0 = \frac{h}{\delta} = \frac{1}{\Gamma^2(h)}\quad (2-54)$$

四、相关范围 δ 的计算方法

通过上面的分析可以看出，随机场模型中相关范围 δ 和方差折减系数 $\Gamma^2(h)$ 是描述土性自相关性的重要参数，如能求出其中一个，自相关问题就容易解决了。下面讨论几种求 δ 的方法。

1. 自相关函数 $\rho(\tau)$ 积分法

此法由 $R(\tau)$ 等于 $\rho(\tau)\sigma^2$ ，再利用式 (2-52) 来计算相关范围 δ 。具体步骤为：

(1) 把 $[0, h]$ 区间等分为 n 个长度为 $\Delta z = h/n$ 的小区间，其 n 组测量值为 $u_k = u(k \cdot \Delta z)$ ($k = 1, 2, 3, \dots, n$)。

(2) 当 $\tau_m = m\Delta z$ 时，自协方差函数的无偏估计为

$$R_x(\tau_m) = \frac{1}{n-m} \sum_{k=1}^{n-m} u_k u_{k+1} \quad (m = 1, 2, \dots, l, \quad l = n) \quad (2-55)$$

(3) 绘出 $R_x(\tau) \sim \tau$ 曲线，根据曲线趋势拟合，选择自相关函数 $\rho(\tau)$ 的近似图形，然后按 (2-52) 计算相关范围 δ 。

根据工程经验，常采用以下两种自相关函数：

单指数函数

$$\left. \begin{aligned}\rho(\tau) &= \exp\left(-\frac{\tau}{a}\right) \\ \delta &= -ae \int_0^{\infty} \frac{\tau}{a} = 2a \\ \Gamma^2(h) &= \frac{2a^2}{h^2} \left(\frac{h}{a} - 1 + e^{-h/a} \right)\end{aligned}\right\} \quad (2-56)$$

指数平方函数

$$\left. \begin{aligned}\rho(\tau) &= \exp\left[-\left(\frac{\tau}{b}\right)^2\right] \\ \delta &= \sqrt{\pi}b \\ \Gamma^2(h) &= \left(\frac{b}{h}\right)^2 \left[\frac{b}{h} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}\left(\frac{h}{b}\right) - 1 + e^{-\left(\frac{h}{b}\right)^2} \right]\end{aligned}\right\} \quad (2-57)$$

式中 $\text{erf}(\cdot)$ ——误差函数，当 h 由 $0 \rightarrow \infty$ 时， $\text{erf}(\cdot)$ 由 $0 \rightarrow 1$ 。

自相关函数积分法一般比较复杂，工程中常用下述较简便的方法计算相关范围。

2. 递推空间法

空间平均方差将随所考虑的空间范围的增大而迅速减小。假定一系列大小不同的空间 $h_i (h_1, h_2, \dots, h_n)$ ，当相应的标准差折减系数 $(\Gamma(h_i) \sim h_i)$ 曲线上出现转折点或曲线趋向平缓时，该转折点对应的 h_i 即为 $\delta/\Gamma^2(h_i)$ 。该法因概念明确，计算简单而常被采用，但具体操作时转折点对应的 h^* 很不易确定，这是因为该曲线往往没有明显的转折点，故实践中利用 $h\Gamma^2(h) \sim h$ 来代替，因为当 h 大于某一值后，曲线趋近于一水平线，如图 2-2 所示。

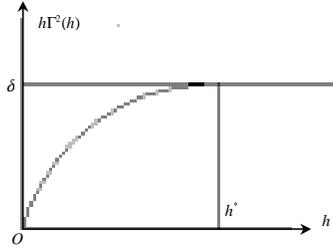


图 2-2 递推空间法求示意图

计算时可按下列步骤进行：

(1) 在测试的连续曲线上，按等间距 Δz 采样得 u_1, u_2, \dots, u_n ，求出样本的平均值 $\bar{u} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n u_i$ ，

$$\text{点方差 } \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (u_i - \bar{u})^2。$$

(2) 令 $z = k \Delta z$ ，连续取 $k=1, 2, \dots, m$ ，每个 k 都得一个新的数列。如 $k=2$ 时，序列为 $\frac{u_1+u_2}{2}, \frac{u_2+u_3}{2}, \dots, \frac{u_{n-1}+u_n}{2}$ ，有数据 $n-1$ 个，并可求得该数列的方差 σ^2 ，该方差即 Z 范围内的平均方差，则有 $\Gamma^2(k\Delta z) = \Gamma_k^2(\tau) = \frac{\sigma_k^2}{\sigma^2}$ 。

(3) 依次取 $k=3, 4, \dots$ ，重复步骤 (2)，可得一系列的 $\Gamma_k^2(\tau)$ 。

(4) 绘制 $\tau \sim \tau \Gamma_k^2(\tau)$ 曲线，求出拐点 δ 。

3. 平均零跨法

在土层深度 z 处，土性参数 $U(z) = m(z) + x(z)$ ，其中 $m(z)$ 为土层中 z 处的均值，其值可能是常数也可能为 z 的确定性函数，一般可用 z 的线性函数表示，如图 2-3 所示。 $x(z)$ 则为土性参数 U 的随机分量，均值为零。

$x(z)$ 是以 $m(z)$ 为基线的土性参数 U 的随机部分，符合平稳过程各态历经的条件，其与 $m(z)$ 线交点的平均距离 d_0 符合

$$d_0 = \sqrt{-\pi^2 R_x(0)/R_x''(0)} \quad (2 - 58)$$

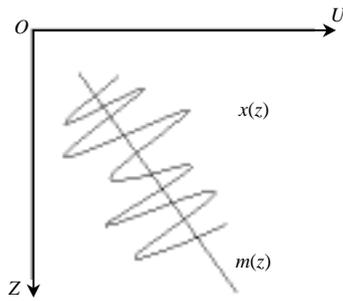


图 2-3 土性参数的均值和随机分量变化示意图

式中 $R_x(0)$ ——自协方差函数。

若取 $\rho(\tau)$ 为指数平方型函数, 则 $R(\tau) = \sigma^2 e^{-\left(\frac{\tau}{b}\right)^2}$, 而 $\delta = \sqrt{\pi}b$, $R(0) = \sigma^2$, $R''(0) = -2\sigma^2/b^2$, 得 $d_0 = \pi b/\sqrt{2}$, 故

$$\delta = \sqrt{\frac{2}{\pi}} d_0 = 0.798 d_0 \quad (2-59)$$

对于有完整土性变化的测试曲线的情况, 如静力触探曲线和旁压测试曲线资料, 可以量得曲线与均值交点的平均值 d_0 , 从而求得 δ 。

4. 统计模拟法

土性参数测试资料在提取趋势分量后的样本曲线按 Δz 取样, 得到的实际上是一个零均值的平稳正态序列。如用 $AR(p)$ 模型模拟, 该模型的自协方差函数按负指数规律衰减, 随相关步距的增大而趋于零, 偏相关函数则具有截尾性, $AR(p)$ 模型为

$$x_t = \varphi_1 x_{t-1} + \varphi_2 x_{t-2} + \cdots + \varphi_p x_{t-p} + a_t \quad (2-60)$$

式中 $\varphi_1, \varphi_2, \cdots, \varphi_p$ ——自回归系数;

$x_{t-1}, x_{t-2}, \cdots, x_{t-p}$ ——序列中不同时刻土性参数的随机变量, 它和 φ_i 的乘积代表土层在自然沉积中引起的空间变化;

a_t ——不可预测的“外部作用”, 如测量误差、土性的局部变异等。

自回归系数的阶 p 可由偏相关系数决定, 当 $k > p$ 时, $\varphi_k = 0$ 。由于平稳正态序列的相关函数具有一步截尾性, 即 $\varphi_2 = 0$ 。因此, $AR(p)$ 模型成为 $AR(1)$ 模型。根据最小二乘法原理, 有

$$S(\varphi) = \sum_{t=1}^n a_t^2 = \min_p \sum_{t=1}^n (x_t - \varphi_1 x_{t-1})^2$$

由 $\frac{\partial S(\varphi)}{\partial \varphi} = 0$ 可得

$$\varphi_1 = \frac{\sum_{t=2}^n x_t x_{t-1}}{\sum_{t=2}^n x_{t-1}^2} \quad (2-61)$$

设步距数为 k , 根据 $AR(1)$ 模型的性质, 有 $\rho(k\Delta z) = \varphi_1^k$, 则 $\rho(\tau) = \varphi_1 \left(\frac{\tau}{\Delta z} \right)$, 故

$$\delta = 2 \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau = -\frac{2}{\ln \varphi_1} \Delta z \quad (2-62)$$

具体的计算步骤:

(1) 从尾位实测连续曲线先提取趋势分量, 再以等间距 Δz 取 n 个样本, $n = h/\Delta z$, 再由式 (2

- 61) 计算出 φ_1 。

(2) 由 φ_1 通过式 (2-62) 求得 δ 。

相关范围是土的一个重要属性，是土性随机场理论中的重要概念，应将它与平常提到的相关距离相区分，并对相关范围有关属性进行分析：

(1) 相关范围与相关距离的关系。

在物理电子领域，可将随机过程积分 $\int_0^\infty \rho(\tau) d\tau$ 称为相关尺度或相关时间。表达式 $L = \int_0^\infty \rho(\tau) d\tau$ 为相关函数曲线下的面积，此式可改写成 $L \times 1 = \int_0^\infty \rho(\tau) d\tau$ ，解释为：在 L 距离内全相关，相关总量为 $L \times 1$ ，它等于实际相关函数 $\rho(\tau)$ 的相关总量 $\int_0^\infty \rho(\tau) d\tau$ 。因此 L 实际代表了一个在相关意义上的等效量，或称为相关性等效的一个距离，在此距离内土性全相关。

根据 L 的含义， $L = \int_0^\infty \rho(\tau) d\tau$ 可称为土性随机过程的相关距离， L 是两点间特性保持强烈相关的一段距离。

以一维情况为例，图 2-4 表示了相关范围 δ 与相关距离 L 之间的关系。A 与 B、C 的距离分别为 L ，则 A 与 B，A 与 C 可视为强烈相关；B'、C' 与 A 的距离都超出相关距离，则根据其超出距离之大小可视为弱相关或不相关。

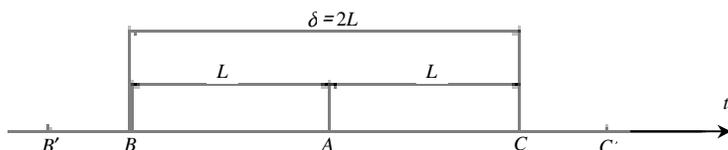


图 2-4 相关范围与相关距离关系示意图

BC 之间的距离显然是 $2L$ 。在这个范围内 $\delta = 2L = 2 \int_0^\infty \rho(\tau) d\tau$ ，只可能有一个能代表 BC 之间性质的独立测点，也就是说，在这个范围内有且只有一个独立测点 A 对 BC 有代表性。这个范围可称为相关范围，它等于 2 倍的相关距离。因此，相关距离应从两点间相关程度去理解，它是一个距离概念，在此距离内，土性强烈相关，在此距离之外，土性在计算中假定为不相关。而相关范围 δ 应从含有一个代表性独立测点的最大区间上去理解，它是一个范围概念，两者关系体现为：相关范围等于相关距离的两倍。如随机过程的相关距离为 L ，相关范围为 δ ，在长度为 T 的空间上，独立测点个数就为 $n = \frac{T}{\delta} \left(= \frac{T}{2L} \right)$ 。

对于一维空间的问题来讲，相关距离 L 越大，土性变化越缓慢，土层就越均匀；反之，土性变化急剧，土层就不均匀。

(2) 相关距离的初步分析。

相关距离表示与土性质有较密切的相关关系或各点保持连续的那段距离，在该距离内，土性指标基本相关，反之，土性指标基本不相关。由物理学可知：相关距离是土性基本属性，因此一般来讲，对于同一类土，在现场条件相似情况下，相关距离应基本一致。但由于取样扰动、试验方法的差别及人为造成的误差，根据不同土性指标测值求出的计算相关距离并不相同。影响计算相关距离的主要因素有：样本数、试验数据质量、取样部位等。

一般说来，样本点间距越小、资料越充分，由此求出的计算相关距离越接近真实相关距离。但取样间距越小，越能增大抽样误差，试验工作量越大；取样间距过大，会将土体的变异性“均匀化”了，不能反映地基石真实的自相关特性，由此求出的相关距离势必偏大。根据研究表明，若取样间距试着在 L 附近取值，求得的 L 作为土的相关距离就比较合适。

各土性指标的相关性质，理论上讲都应基本相同，它们之间的差别主要来源于取样的扰动和试验方法的误差。试验研究表明：静力触探试验（CPT）在工程勘察中应用广泛、操作简便、资料丰富、信息量高，用 CPT 资料来确定土性的相关距离是合适的。而常规的现场试验或室内试验结果，由于土样扰动的影响，不同程度地将土性的不均匀性掩盖了，由此求得的相关距离偏大，不能反映土体真实的自相关特性。

此外，以工程应用的角度来看，土层垂直方向的自相关性较之水平方向的自相关性更为重要，土层垂直相关距离往往在几十厘米和几米之内，而土层水平方向相关性有时则在相距几百米乃至上千米，仍具有相当大的相关性，因此，土层垂直相关距离远远小于土层水平方向的相关距离值。所以在岩土工程中一般需要确定土层垂直相关距离。

第三章 桩的概率极限状态分析与研究

第一节 桩的可靠性分析与研究方法

桩基础是结构体和岩土体相结合的综合体系，是结构体和岩土体共同作用的体系，是结构工程和岩土工程的结合点。

当前，桩基可靠性分析仍局限于单桩，即桩基的可靠性分析仍以单桩承载力的分析为基础。由于群桩基础的系统可靠度问题的复杂性，因此，以下的讨论都是针对单桩开展的。影响桩基受力和变形性状的不定性主要有材料性能（包括桩身材料和桩侧土）、桩的几何尺寸、几何参数以及计算模式的不确定性。

1. 土质与桩材性能的不定性

桩侧土质与桩端土质的变异性、勘察试验的误差、成桩过程中桩侧土的扰动和密实度的变化、孔底可能出现的沉渣与虚土等构成了土质条件的不定性，这是制约桩的承载力变异性的主要因素。桩身材料性能的不定性，主要受桩身材质、混凝土浇注质量的影响，关于非支承桩和桩身质量无显著缺陷这种情况，一般不对桩的承载力起控制作用，变异性较小。

2. 几何参数的不定性

几何参数的不定性主要反映在成桩截面和长度尺寸偏差、倾斜等引起的几何参数的变异性上，进而导致桩的设计承载力与实际承载力的差异。

3. 桩的承载力计算模式的不定性

桩的承载力计算模式的不定性主要是指承载力计算所采取的基本假设和计算公式不精确等引起的承载力设计值的变异性。单桩计算模式主要有室内土工参数估算承载力公式和现场原位测试（如静力触探、旁压仪、标贯等）估算承载力公式，目前还没有一种计算承载力的精确公式，因此计算模式的变异性应体现在按一定计算模式计算承载力与实测承载力的比值确定上。

桩的竖向承载力可靠性分析，应考虑上述三种变异性，即根据成桩后土质的实际物理力学性能、桩身材料强度和实际成桩几何尺寸变化因素来考虑，以排除前两者造成的变异性对桩的计算模式变异性的影响。但目前从所收集的大部分资料来看，对于土层的物理性指标的测点误差，成桩过程对土性的影响都无法做出定量分析，因此只得将土质和几何尺寸的影响通过设计参数的取值差异予以综合考虑。即影响单桩竖向承载力的主要因素均集中反映于计算承载力参数的不定性上。计算模式的不定性主要包含了用以计算承载力的土质参数及几何尺寸的变异性，通过对不同工艺成桩的单桩承载力分析，以确定不同的承载力参数来反映土质及几何因素的影响。这样，单桩承载力的可靠度分析主要与随机变量 $\lambda_p = P_u / P_k$ 的变异性有关。其中 P_u 、 P_k 分别为单桩竖向承载力的实际抗力值（可取试验值）及按规范推荐的公式与参数的计算标准值。

就目前工程设计的情况来看，桩基设计要从定值设计法转变到可靠度方法，宜实行兼蓄并存、逐步过渡的方针。要充分利用定值设计法在长期应用过程中的经验和数据，从容许应力法转到可靠度方法，先分析研究单桩问题，并用校准法求目标可靠指标 β ，然后求解各分项系数，以便解决和上部结构接口问题，但又要注意为今后的发展留有余地。

近几年来，可靠性理论在岩土工程中的应用已有许多文献资料，国内对桩基的研究非常重视，

并注意与规范改革相结合，在理论、计算和试验方面都取得了一些可喜的成果，可以借鉴。在研究工作中应当充分利用这些成果和资料，提高起点，少走弯路。

一、桩的承载力极限状态和极限状态方程

桩基可靠度设计的特点是，采用以概率理论为基础的极限状态设计法，以可靠指标度量桩基的可靠度，采用以分项系数表达的极限状态设计表达式进行计算。

桩基可靠性分析要研究在规定的条件和时间内完成预定功能的能力以及失效的可能性并提出相应的对策。

根据结构对桩基功能的要求，首先要研究桩基的极限状态。桩基一般要考虑两种极限状态：

(1) 承载力极限状态：桩的侧阻和端阻都达到极限时桩所处的状态，它是由桩周和桩底土发生破坏的机制决定的。下述两种情况应予考虑：

- 桩基达到最大承载力，超出该最大承载力桩基即发生破坏；
- 桩基发生整体失稳。

(2) 正常使用极限状态：指桩基达到建筑物正常使用所规定的变形值或耐久性要求的某限值，下述三种情况应予考虑：

- 桩基发生不能正常使用的沉降；
- 桩基的变形导致建筑物开裂、倾斜等情况；
- 桩身和承台的耐久性受到损害。

上述两种极限状态既有区别又有联系。其区别在于，极限承载力由阻力决定，而极限沉降和变形值乃由桩基正常使用的条件决定。另一方面，它们的实际发挥值，即土阻力发挥水平又与桩的实际位移值有关，从这个角度看，两者又是互相关联的，可以互相推算。从实际工程设计和运营情况考虑，同时也从桩基设计方法转轨的要求出发，两种极限状态中最重要的是单桩承载力极限状态，这是需要重点解决的问题。

桩基承载力极限状态的计算应考虑永久荷载和可变荷载组合作用效应的基本组合，而按正常使用极限状态验算桩基沉降时，应考虑地基土的主固结变形和次固结变形存在显著的时间效应。沉降的产生是同荷载的长期效应相联系的，故应采用荷载的长期效应组合。

轴力桩承载力极限状态方程，可由若干影响承载力的基本变量 x_i 组成的功能函数 $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 表示。当 $g(\cdot) = 0$ 时即为极限状态方程

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3-1)$$

基本变量主要由荷载（作用）、抗力所组成。荷载泛指施工和使用期间，结构受到其自身和外加的各种因素的作用，常用荷载效应来表示。荷载效应是指施加在结构上的荷载使结构产生的内力（或变形、或裂缝等）。

抗力包括桩材料性能和几何参数、土阻力及土层几何参数等，它们和基本变量中最复杂，也是最关键的因素，可靠度分析涉及它们的力学性状，特别是它们的极值问题。桩的抗力包括侧阻和端阻，大量试验证明，侧阻和端阻是随着荷载（位移）的增大而逐渐发挥作用的。

将概率极限状态设计法应用于桩基设计，必须对桩的承载力作统计分析，求出其统计参数，但如何确定桩侧和桩端阻力这一随机变量的规律与代表值，是一个较为困难的问题，因为单桩承载力是桩土共同作用相互影响的结果，其间的应力传递机理与过程非常复杂，影响因素众多，桩土相互作用规律尚未完全清楚。而桩基可靠度设计要求参加计算统计的子样条件相同且数量足够多，并组成样本。但由于工程经费和施工太大，往往一个工程只有 2~3 根试桩，而且土层性质和分布也不一定完全相同，即使在同一个工程中单桩静载荷试验，得出的承载力也未必相同，何况

在各个工程之间桩的规格、类型、埋深以及施工方法等都可能不同，上述方面还无法顾及由于试验设备、方法与操作水平等对试桩结果可能造成的影响。正是考虑到试桩资料的限制、试桩资料来源的不同，同时也考虑试桩的不同桩长、桩径、地层等情况，因此，在整理资料时，只能以土质情况基本相同为主要条件，即按地区为主，桩的类型与桩端土层指标大致相同，桩的规格变化在一定范围内变化，并选择子样组成样本。

为了将由于桩的规格不同、土质差异而引起的承载力的差别归一化，以使各种试桩处于同一分析水平上，在可靠度研究中选取利用单桩承载力的试验值与按规范经验公式的计算值两者的比值（即试计比），作统计分析以确定出单桩极限承载力的概率分布和统计参数。采取这种方法完全是为了处理从不同地区、不同地质条件、不同入土深度得出的试验数据，然后用各自的设计标准值加以归一化，以解决样本容量不够大的困难。

试验极限承载力经归一化后，即可引入无量纲随机变量试计比

$$\lambda_p = \frac{P_u}{P_k} \quad (3-2)$$

式中 P_u 、 P_k ——试桩极限荷载（kPa）和按规范经验公式确定的极限承载力标准值（kPa）。

对于不同条件的试桩， P_k 值自然是不同的，但可以通过此值 λ_p 按比例折算成具有相同 P_k 的 P_u 值，从而得到的 P_u 可以认为属于同一母体的样本，即

$$P_u = \lambda_p P_k \quad (3-3)$$

这里的 P_k 视为常数。因此， P_u 的均值 μ_p 、标准差 σ_p 和变异系数 δ_p 分别为

$$\mu_p = P_k \mu_\lambda, \quad \sigma_p = P_k \sigma_\lambda, \quad \delta_p = \sigma_p / \mu_p = \sigma_\lambda / \mu_\lambda \quad (3-4)$$

式中 μ_λ 、 σ_λ —— λ_p 的均值和标准差。

由此可见， P_u 的均值系数 $\lambda_p = \mu_p / P_k$ 就是 λ_p 的均值 μ_λ ，而 P_u 的变异系数 δ_λ 就是 λ_p 的变异系数 δ_λ 。求 P_u 的统计特性就转化为求 λ_p 的统计特性。这样就可以将资料按地区分类对 λ_p 作统计分析。为使统计参数更可靠，每个样本的容量不宜少于 20。

多年的工程实践证明，现行规范中有关桩基设计的规定在总体上是合理的，并为广大工程人员所接受。因此，通过对现行规范的反演分析，了解现有设计的总体可靠度水准是有必要的。这样既考虑了设计规范的继承性与连续性，并对设计规范局部不合理处加以调整，也可通过这种方法求出桩基的目标可靠指标。

本论著在可靠度分析中采用中华人民共和国国家标准《铁路工程结构可靠设计统一标准》推荐的“校准法”。所谓校准法，就是通过现有单桩可靠度反演计算和综合分析，确定以后设计所采用的单桩可靠指标。该法认为现行规范中确定单桩承载力的安全系数在总体上是合理的，在已知抗力和荷载效应的统计特征的情况下，推求相当于规范安全系数 K 情况下的可靠指标，据此定出目标可靠指标。这样，就使按可靠度进行桩基设计的安全水准大体上与现行规范的安全系数相当，较好地实现桩基设计的“转轨”。

二、桩的基本变量的分布特征

计算按现行设计水准设计的单桩竖向承载力可靠指标，需要具备抗力分布和作用于桩顶的综合荷载效应分布。这一分布与作用于上部结构和各种荷载性质及其组合、结构和地基的变形情况等因素有关。

为便于具体计算桩基可靠指标，可将式（3-1）的极限状态方程，表达成抗力和荷载效应的形式

$$Z = P_u - G - Q = 0 \quad (3 - 5)$$

式中 P_u ——桩的极限承载力 (kN), 由试桩确定;
 G ——永久荷载效应或作用 (kN);
 Q ——可变荷载效应或作用 (kN)。

如上所述, 为便于比较和利用试桩统计资料, 将式 (3 - 5) 按试计比的方法转换成如下承载力试计比与荷载效应的形式, 可得

$$\lambda - \lambda_G / K(1 + \rho) - \rho \lambda_Q / K(1 + \rho) = 0 \quad (3 - 6)$$

式中 λ_G ——永久荷载效应系数, 其值为 G/G_k ,
 其中 G_k ——永久荷载标准值;
 λ_Q ——可变荷载效应系数, 其值为 Q/Q_k ,
 其中 Q_k ——可变荷载标准值;
 $\rho = Q/G$ ——可变荷载与永久荷载的比值;
 K ——现行规范的安全系数。

根据铁路桥梁结构主要荷载的统计结果, G 、 Q 的主要数值及分布形式如表 3-1 所示。

表 3-1 铁路桥梁荷载参数

荷载分类	结构类型		均值 μ	变异系数 δ	分布类型
永久荷载	桥跨 自重 恒载	钢筋混凝土 N_2	1.020 $2N_{2k}$	0.021 5	正态
		钢结构 N_2	1.019 $0N_{2k}$	0.011 1	正态
		道碴桥面等 N_1	1.320 $5N_{1k}$	0.068 1	正态
		明桥面等 N_4	1.000 N_{4k}	0.044 3	正态
		墩台及承台等 N_3	1.030 $3N_{3k}$	δ_{3N}	正态
可变荷载	静荷载 (跨度大于 4m) Q		0.961 $9Q_k$	0.038 6	正态
	制动力或牵引力 F_b		1.000 F_{bk}	0.210 0	正态
	风力 W			0.350 0	极值 I 型
	列车荷载产生的土压力 F_c			0.10 ~ 0.20	
	列车离心力 F_c		0.961 $9F_{ck}$	0.038 6	正态
	列车横向摇摆力 F_{ts}		1.024 F_{tsk}	0.322 3	正态

表 3-1 中, 下标 k 表示各荷载的标准值。表中 δ_{N_3} 可按如下方式计算:

$N_3 = V\gamma$, 其中 γ 为墩台混凝土容重, 一般可视为常量, 这样 $\delta_{N_3} = \delta_V$ 。根据国内外研究资料, 各尺寸无量纲化 (实际值与设计值之比) 的均值采用 $\mu_D = 1.01$, $\delta_D = 0.07$, 由误差传递公式计算可得

$$\delta_{N_3} = \delta_D \sqrt{3} = 0.121 2$$

永久荷载通常由几个不同荷载组成, 取各荷载组合的综合值, 若取 N_1 、 N_2 及 N_3 组合, 则其综合均值和变异系数为

$$M_Q = \sum_{i=1}^3 k_i N_{ik} \quad (3 - 7)$$

$$\delta_G = \frac{\left\{ \sum_{i=1}^3 (k_i N_{ik})^2 \delta_{N_i}^2 \right\}^{1/2}}{\sum_{i=1}^3 k_i N_{ik}} \quad (3 - 8)$$

式中 k_i —— N_{ik} 前的系数值, 它和 δ 一同可取表 3-1 中相关数值;

N_{ik} ——由具体工程结构形式决定。

由式(3-6),在已知 λ_p 、 λ_G 和 λ_Q 的统计特征及分布的情况下,就可按校准法计算桩基的可靠指标。

式(3-6)中荷载是以无量纲比值的形式出现的,在取用表3-1中数值时也应采用比值形式。例如,桥墩顶的永久荷载应为 $\mu_{\lambda_G}=1.0778$ 。永久荷载的变异系数经比较建筑等部门的统一标准及规范,又考虑到土木工程之静载变异应基本相同等原因,可取为0.07。

$\sigma_{\lambda_G}=0.07*1.0778=0.07$, 属正态分布;
可变荷载 $\mu_{\lambda_Q}=0.9619$, $\sigma_{\lambda_Q}=0.9619*0.0386=0.0371$,属正态分布。

总抗力的概率分布与统计特征值,主要根据现场试桩统计分析确定。

根据本论著收集到的107根钻孔灌注桩和151根打入桩的统计分析,总抗力实测值与计算值之比(试计比) λ_p 的均值和变异系数如表3-2所示。

表3-2 λ_p 的均值和变异系数

桩型	μ_{λ_p}	δ_{λ_p}
钻孔灌注桩	1.104	0.177
打入桩	1.164	0.170

经概率分布的优度拟合检验,桩抗力试计比 λ_p 既服从正态分布,也服从对数正态分布,考虑到国内其他部门采用的分布情况,为互相协调, λ_p 取为对数正态分布。

第二节 钻孔灌注桩极限承载力及试计比的统计分析

一、实测承载力

(一) 现场桩的静载试验资料

桩的可靠性理论研究要与现场试验工作结合,现场试验工作是进行理论研究的基础和重要补充,也是理论研究结果验证的重要环节。为了获取桩基可靠性分析资料,也为了进一步深入研究桩的荷载传递机理和桩土相互作用规律,近年来,先后在广东洛溪特大桥等桥梁工地进行了不同土类、不同桩径、不同桩长的现场桩的静载试验,取得了较好的第一手分析资料。收集资料情况如表3-3所示。这些桩的现场试验,资料齐全、完整、便于分析。

表3-3 现场桩的静载试验资料

地点	桩数(根)	桩径(m)	桩长(m)	持力层
广东洛溪	1	1.0	21	泥质砂岩
安徽马桥河	4	0.8	17	亚黏土
河南新乡	4	0.8	22~29	细砂、亚黏土
焦枝复线白河桥	1	0.8	12	风化片麻岩
江苏扬州	2	0.8、1.2	19、23.7	亚砂土、亚黏土
长东黄河大桥	6	1.2	29~33	粉砂、亚黏土
洛阳黄河大桥	2	1.0	25.8	疏松砂岩

孙口黄河大桥	4	1.0	27~32	细砂、粉细砂、粉砂
河南里沟大桥	1	0.5	10.15	黄土质砂土

(二) 收集资料工作

在进行桩基可靠性分析研究中，除了理论研究的方法、思路、步骤非常重要外，对研究所必需的现场试桩资料的拥有也是至关重要的。虽然已在现场作了近 30 根桩的静载试验，但从概率统计的角度看，要依此对桩基进行可靠性分析研究仍是不够的。需要数量较多、质量较好的统计样本，以使研究分析结果较真实可信。由于时间、经费、人员的限制，不太可能再另寻工点进行现场桩的静载试验，只能广泛收集国内其他单位已做的试桩资料。在上级部门和兄弟单位的大力支持下，最终收集到现场试验钻孔灌注桩 107 根，打入桩 151 根，静力触探试验分析资料 49 根。这些资料来自不同地区，有不同土类、不同桩长、桩径，基本上满足了桩基可靠性分析的需要。

(三) 试桩资料整理和分析

1. 极限承载力确定原则

静载试验是在现场工点以静力方式对桩分级加载直至将它压坏，以确定其破坏荷载，破坏之前一级荷载定为极限荷载。桩的极限荷载又叫桩的极限承载力，是单桩垂直荷载试验的主要成果，极限荷载或极限承载力是从桩上加载时观察同一状态的不同名称，其实质是相同的，前者相应于以桩为主体考虑的情况，后者相应于以地基为主体考虑的情况。由于静载试验具有原位、原尺寸、原材料等原型试验的特点，故是一种最为直接可靠的确定单桩轴向极限承载力的方法。

静载试验分阶段地加载，直至试桩破坏，即加到破坏荷载为止。通常破坏的标志是：桩顶总下沉量大于 40 mm，同时这最后一阶段的下沉量大于前一阶段的 5 倍；或者虽只大于 2 倍，但下沉在一昼夜后仍不终止。由此确定的破坏荷载的前一级荷载为极限荷载，即为桩的极限承载力。

目前国内外学者根据静载试验资料，确定单桩极限承载力的方法有多种。一般情况是，如试桩已进行到出现明显破坏状态时，各种方法确定的相应的极限承载力值，通常较为接近；如试桩未达到破坏阶段，离极限阶段尚远时，不同的方法确定的极限承载力的值往往相差悬殊，甚至无法确定合适的极限承载力。

本论著根据所收集的试桩资料，找出在确定试桩极限承载力时的几种主要方法：

(1) $P-S$ 曲线明显转折法 (拐点法)

一根完整的 $P-S$ 曲线，应当大致由三段曲线组成，即初始直线、中间曲线及末端陡降直线。该法是依据极限承载力的定义，取用 $P-S$ 曲线发生明显陡降的起始点（称为第二拐点）对应的荷载作为极限承载力值，这点标志着土体对桩壁摩擦力已达极限，桩尖土体塑性变形开始剧增，超过此点桩顶沉降将急剧增加。此类方法确定极限荷载在很大程度上受 $P-S$ 曲线比例尺的影响，人为因素较大。

(2) 沉降速率法 ($S-lgt$ 曲线)

$S-lgt$ 曲线形状能较灵敏地反映桩与周围土的工作状态。 $S-lgt$ 曲线斜率反映桩顶沉降速率，间接地说明某级荷载下桩周围土的塑性变形或挤出的发展程度，当荷载未达到极限时，各点群一般可近似连成直线，其坡度大致相同。当荷载超过极限值，其坡度变陡，不成直线，曲线尾部向下弯曲。取曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载为极限荷载。

在考察 $S-lgt$ 曲线时，对于慢速维持荷载法的情况，除考虑 $S-lgt$ 曲线尾部转折情况外，尚需结合曲线间距的变化和一定的桩顶下沉量等情况，取 $S-lgt$ 曲线间距明显变大时的荷载为极限荷载。为便于比较，画 $S-lgt$ 曲线时， S 轴的比例宜取坐标纸上 1 cm 代表实际桩顶 1 mm 的下沉量。

(3) $S-lgP$ 法。

某些钻孔灌注桩试验的 $P-S$ 曲线, 其第二拐点往往不很明显, 此时可采用 $S-\lg P$ 坐标分析试桩曲线, 若该曲线在拐弯后的陡降直线段比较明显, 宜取陡降直线段的起点为极限承载力。

由于此法将 P 轴改为对数坐标, 试桩如已达到破坏荷载, 即 $P-S$ 曲线上出现明显转折, 则 P 轴的对数坐标将使桩的极限承载力值有减小趋势, 如试桩未出现明显破坏, 则此法确定的极限承载力值将偏小较多。

(4) 双对数图解法 ($\lg P-\lg S$ 曲线)

$P-S$ 曲线上的三段曲线, 在双对数坐标上大体表现为三段不同斜率直线, 因此有两个拐点, 常取第二个拐点对应的荷载为极限承载力值。与 $P-S$ 曲线明显转折点法、 $S-\lg t$ 法相比, 此法确定的极限承载力值偏低, 一般约偏低一级荷载左右。当试桩未达到明显破坏, $P-S$ 曲线上未出现第二拐点, $S-\lg t$ 曲线尾部也未出现明显向下弯曲的情况时, 在双对数坐标上也不会出现第二个拐点。

$$(5) \text{ 极限荷载百分率法 } \left[S - \lg \left(1 - \frac{P}{P_{\max}} \right) \right]。$$

此法假定 $P-S$ 曲线可用指数曲线表示, 即

$$P = P_{\max} (1 - e^{-a S}) \quad (3-9)$$

式中 P_{\max} ——待定的破坏荷载;

a ——反映 $P-S$ 曲线的参数, 移项并取对数后上式可改写为

$$S = -\frac{1}{a} \ln \left(1 - \frac{P}{P_{\max}} \right) = -\frac{1}{a'} \lg \left(1 - \frac{P}{P_{\max}} \right) \quad (3-10)$$

上述关系表明, 如果 $P = P_{\max} (1 - e^{-a S})$ 等式成立, 则 S 与 $\lg \left(1 - \frac{P}{P_{\max}} \right)$ 的关系将是一条直线。

破坏荷载可通过试算求得, 具体步骤为: 根据试桩的 $P-S$ 资料, 任意假定一个破坏荷载 P_{\max} 值, 代入等式 $S = -\frac{1}{a'} \lg \left(1 - \frac{P}{P_{\max}} \right)$, 在 $\left[S - \lg \left(1 - \frac{P}{P_{\max}} \right) \right]$ 坐标图上便可得到一根曲线, 依次假设一系列不同的破坏荷载, 便得到一组曲线。在开始假设的较小破坏荷载相应的曲线向上凹, 以后逐渐向下凹, 在某根反向挠曲的曲线过渡区中, 可找到一根直线, 相应的荷载即为桩的真正破坏荷载, 其前级荷载即为极限承载力值。

(6) 按相对沉降值确定极限荷载。

根据大量静载试验资料分析, 认为与极限荷载对应的桩顶相对沉降值 s/d 大致在某一小范围内变化, d 为桩径, 此值与土的性质、桩的类型有关, 而且带有地区性的经验值。此次分析的静载试桩资料即为相对沉降值 $s/d = 0.04 \sim 0.05$ 。

2. 未埋实测元件时桩侧阻和端阻的划分

研究桩侧摩阻力和桩端阻力的分配比例, 并做出数量上的评价, 是分析桩荷载传递机理的基础。其结果是制定桩侧摩阻力和桩端阻力参数值的前提, 是静力计算公式的依据。目前规范中所给出的桩侧摩阻力变化范围较大, 设计时较难使用得恰到好处, 因此, 通过试桩划分不同土层的桩侧摩阻力和桩端阻力, 积累经验数据相当重要。本论著收集的试桩资料, 是在未埋实测元件, 即无法直接量测桩身的变形或桩周围土的侧摩阻力与桩端阻力的情况下, 采用的几种划分方法。

(1) 切线法

此法的基本假定: 在极限荷载以前, 桩顶下沉量与桩端阻力保持比例关系; 在极限荷载以后, 桩侧极限摩阻力不再增加而保持定值。具体作法是过 $P-S$ 曲线上对应于极限承载力的点作切线。切线与 P 轴交点处的荷载值作为桩侧极限摩阻力值。再从坐标原点作一直线与切线平行, 近似地以此线作为加载过程中桩端阻力与桩表面摩阻力的分配线。此方法中作切线有不小的任意性。

(2) $S\text{-lg}P$ 法。

此法的基本前提是，达到极限荷载时，桩侧摩阻力已充分发挥；极限荷载以后，桩侧摩擦阻力不再增大而保持常数。具体作法：

将 $S\text{-lg}P$ 曲线末段的直线段（该直线段的起点为极限荷载）延长与横坐标 $\lg P$ 轴相交，交点相应的荷载值为桩侧极限侧摩阻，剩余部分为桩端极限阻力。

在 $S\text{-lg}P$ 曲线上，过曲线的任意点（该点相应的横坐标作为桩顶荷载值）作平行于曲线末段直线段的直线，此直线与横坐标相交，交点相应的荷载值为该荷载时的桩侧摩阻力，剩余部分为桩端阻力。

(四) 未至极限承载力时试桩压力的处理方法

确定试桩的极限承载力是静载试验的主要目的，前面介绍的几种确定试桩极限承载力的方法，要求试桩的 $P\text{-}S$ 曲线比较完整。也就是说，要求试桩已做到近于破坏，否则难以进行承载力分析。本论著收集的试桩资料，有些试桩本身为工程桩，静载试验不能达到破坏荷载。但可以检验是否达到工程设计容许荷载要求。对于此类静载试验资料，下面利用 $P\text{-}S$ 曲线表达式解析法来处理。

众所周知，影响桩的承载能力的因素很多，要建立一个包括所有因素在内的承载力计算模型是不现实的。但是，由于静载试桩是在现场原位进行的，其静载试验结果的 $P\text{-}S$ 关系曲线能综合反映各种因素对桩的影响，因而采用那些满足 $P\text{-}S$ 物理边界条件（如 $P=0, S=0; S\rightarrow\infty, P\rightarrow$ 极限荷载）并通过最小误差拟合原理而确定的 $P\text{-}S$ 关系表达式来分析和推算桩的承载力是可行的。并且人为干扰小，取值的标准统一，误差可量化，便于采用计算机来分析试桩资料从而大大减少工作量和计算时间。表 3-4 为几个典型的试桩极限承载力 P_u 的计算模型。

表 3-4 P_u 计算模型

计算模型	P_u 取值点	P_u
双曲线模型 $P = S / (a + bS)$	极值点	$1/b$
	最大曲率点	$(1 - \sqrt{2}) / b$
无量纲指数模型 $P/P_m = 1 - \exp(-S/\delta_s)$	极值点	P_m
	最大曲率点	$P_m - \delta_s / \sqrt{2}$
灰色理论模型 GM(1, 1) $P = (P_1 - b/a) \exp[-a(S - S_1)] + b/a$	极值点	b/a
	最大曲率点	$b/a - 1/(\sqrt{2}a)$

表 3-4 中， P_u 代表极限承载力， a 、 b 为模型参数， P_m 为极值点处荷载， δ_s 为基准位移量， P_1 、 S_1 为桩顶第一级荷载及相应沉降。

这几个模型都只有两个待定参数，它们都自然满足 $P\text{-}S$ 关系边界条件，即当 $S=0$ 时， $P=0$ （或 $S=S_1$ 时， $P=P_1$ ）； $S\rightarrow\infty$ 时， P 趋于一个稳定的较大值（即极限荷载）。

(1) 双曲线模型确定极限承载力的方法又称为斜率倒数法，此法假设 $P\text{-}S$ 曲线符合双曲线方程

$$P = \frac{S}{a + bS} \quad (3-11)$$

则

$$P_u = \lim_{S \rightarrow \infty} \frac{S}{a + bS} = \frac{1}{b} \quad (3-12)$$

这种方法在工程实际中用得比较广泛，它可以化成线性形式 $S/P = a + bS$ 。故在确定参数 a 、 b 时比较方便。

(2) 指数模型。假设 $P-S$ 曲线符合指数方程。

$$P = P_m \left[1 - \exp\left(-\frac{S}{\delta_s}\right) \right] \quad (3-13)$$

则

$$P_u = \lim_{S \rightarrow \infty} P_m \left[1 - \exp\left(-\frac{S}{\delta_s}\right) \right] = P_m \quad (3-14)$$

如果把 δ_s 定义为基准位移 (屈服位移), 它相应的荷载定义为屈服荷载, 由这个计算模型不但可以求极限承载力, 还可求得屈服荷载和屈服位移。

(3) 灰色理论模型 GM (1, 1)。

灰色理论属系统论范畴, 它把要研究的问题看成一个系统, 如果这个系统既含有已知信息 (白) 又含有未知信息 (黑), 则称该系统为灰色系统 (Greysystem)。灰色系统理论指出“信息不全”是“灰”的基本含义, 系统信息不全的情况有以下四种:

- 元素 (参数) 信息不完全;
- 结构信息不完全;
- 边界信息不完全;
- 运行行为信息不完全。

桩的传递机理和承载能力是一个相当复杂的问题, 尽管从试验中可以得到一些确定的信息, 但有些因素仍然难以了解清楚, 上述四种信息不全的情况在桩土作用系统中都可能存在, 所以把它作为一个灰色系统来进行分析。单桩极限承载力是一个十分复杂的问题, 影响因素多, 对影响因素的研究还远远不够; 另一方面, 从经济上考虑, 对一般工程问题, 人们不可能对全部因素都进行精确研究。下面介绍利用灰色系统理论中的预测模型, 对试桩过程中预测单桩极限承载力问题进行的初步探讨。

由静载试验得到的 $P-S$ 曲线一般具有灰指数律特性, 如果把沉降 S 看做广义时间, 则可以建立荷载序列的一阶动态微分方程 GM (1, 1) 模型。为使用方便, 采用非等步长 GM (1, 1) 模型。

记原始荷载序列为

$$\{P^{(1)}(i) \mid_{i=1,2,\dots,n}\} \quad (3-15)$$

对该序列进行一次累减生成, 可以得到新序列

$$\{P^{(0)}(i) \mid_{i=1,2,\dots,n}\} \quad (3-16)$$

其中
$$P^{(0)}(i) = P^{(1)}(i) - P^{(1)}(i-1) \quad (3-16a)$$

记沉降序列为

$$\{S(i) \mid_{i=1,2,\dots,n}\} \quad (3-17)$$

其一次累减序列为

$$\{S^{(-1)}(i) \mid_{i=1,2,\dots,n}\} \quad (3-18)$$

其中
$$S^{(-1)}(i) = S(i) - S(i-1) \quad (3-18a)$$

按照灰色系统的建模方法, 可以得到一个一阶线性动态微分方程, 记为 GM (1, 1)

$$\frac{dP^{(1)}}{dS} + aP^{(1)} = b \quad (3-19)$$

式中 P 的量纲为 kN; S 的量纲为 mm;

a ——发展系数, 量纲为 1/mm;

b ——灰作用量, 量纲为 kN/mm。

它们由下列式子确定

$$\begin{pmatrix} a \\ b \end{pmatrix} = (\mathbf{B}^T \mathbf{B})^{-1} \mathbf{B}^T \mathbf{Y}_n \quad (3-20)$$

式中

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} S^{(-1)}(2) & & & \\ & S^{(-1)}(3) & & \\ \mathbf{O} & & \ddots & \\ & & & S^{(-1)}(n) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[P^{(1)}(1)+P^{(1)}(2)] & 1 \\ -\frac{1}{2}[P^{(1)}(2)+P^{(1)}(3)] & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -\frac{1}{2}[P^{(1)}(n-1)+P^{(1)}(n)] & 1 \end{bmatrix} \quad (3-21)$$

$$\mathbf{Y}_n = \{P^{(0)}(2), P^{(0)}(3), \dots, P^{(0)}(n)\} \quad (3-22)$$

式(3-20)的解为

$$\hat{P}(k+1) = \left[P^{(1)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-a[S(k+1)-S(1)]} + \frac{b}{a} \quad (3-23)$$

或

$$\hat{S}(k+1) = S(1) - \frac{1}{a} \ln \frac{P^{(1)}(k+1) - \frac{b}{a}}{P^{(1)}(1) - \frac{b}{a}} \quad (3-24)$$

式(3-23)或式(3-24)为 P - S 曲线的模型公式。当已知桩顶沉降值时,由式(3-23)可求出桩头荷载预测值 $\hat{P}^{(1)}(k+1)$; 或者当给定桩顶荷载值时,由式(3-24)可求出桩顶的沉降预测值 $\hat{S}(k+1)$ 。

为了预测单桩极限荷载,我们对公式(3-23)算出的桩顶荷载预测值进行精度检验。

令残差

$$\varepsilon(i) = P^{(1)}(i) - \hat{P}^{(1)}(i) \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (3-25)$$

残差均值

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \varepsilon(i) \quad (3-26)$$

残差方差

$$R_1^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\varepsilon(i) - \bar{\varepsilon})^2 \quad (3-27)$$

原始数据均值

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P^{(1)}(i) \quad (3-28)$$

原始数据方差

$$R_2^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P^{(1)}(i) - \bar{P})^2 \quad (3-29)$$

后验差比值

$$C = \frac{R_1}{R_2} \quad (3-30)$$

小误差概率

$$T = T\{|\varepsilon(i) - \bar{\varepsilon}| < 0.6745R_2\} \quad (3-31)$$

C 、 T 可按表 3-5 划分精度等级。若 C 、 T 均在允许范围内，即可按式 (3-23) 或 (3-24) 进行预测，否则需进行残差修正，直到满足所需的精度为止。

表 3-5 C 、 T 的预测精度标准

预测精度	好	合格	勉强	不合格
C	< 0.35	< 0.50	< 0.65	0.65
T	> 0.95	> 0.80	> 0.70	0.70

在精度满足要求的情况下，我们可以用公式 (3-23) 对单桩极限承载力进行预测。公式 (3-23) 中的 a 值，对于单桩 P - S 曲线来说一般是很小的正数，故 $S \rightarrow \infty$ 大时， $P^{(1)} \rightarrow \frac{b}{a}$ (实际上，对一般工程 $S = 100 \text{ mm}$ 时就足以使 $P^{(1)} \approx \frac{b}{a}$)，即单桩的极限承载力为

$$P^{(1)} = \frac{b}{a} \quad (3-32)$$

在预测值不满足精度的情况下，我们可以建立残差 GM(1, 1) 模型。由式 (3-23) 可求出预测值的一次累减生成值

$$P^{(0)}(i) = P^{(1)}(i) - P^{(1)}(i-1) \quad (i = 2, 3, \dots, n) \quad (3-33)$$

令残差

$$\varepsilon^{(0)}(i) = P^{(0)}(i) - P^{(0)}(i) \quad (i = 2, 3, \dots, n) \quad (3-34)$$

作一次累加生成

$$\varepsilon^{(1)}(i) = \sum_{k=2}^i \varepsilon^{(0)}(k) \quad (3-35)$$

仿照前面原始数据的建模方法，可以得到

$$\varepsilon^{(1)}(k+1) = \left[\varepsilon^{(1)}(2) - \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \right] e^{-a[S(k+1)-S(2)]} + \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \quad (3-36)$$

将上式与式 (3-23) 叠加，得到残差修正 GM(1, 1) 模型

$$P^{(1)}(k+1) = \left[P^{(1)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-a[S(k+1)-S(1)]} + \frac{b}{a} + \left[\varepsilon^{(1)}(2) - \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \right] e^{-a[S(k+1)-S(2)]} + \frac{b_\varepsilon}{a_\varepsilon} \quad (k=1) \quad (3-37)$$

对式 (3-37) 求出的荷载预测值再进行精度检验，若仍不满足精度要求，可再进行残差修正，直到满足所需的精度为止。

理论上讲极限承载力等于 S 趋于无穷时的荷载极值，而在工程应用上，极限荷载是指破坏荷载的前一级荷载，在表 3-4 中列出了以 $P-S$ 双曲线的最大曲率确定极限荷载的算式。

二、实测极限承载力与按规范计算的极限承载力比较表

由上节的方法整理钻孔灌注桩实测极限承载力、极限端阻和极限侧阻，并由《铁路桥涵设计规范》按经验公式计算其极限承载力和极限端阻、极限侧阻共 78 根试桩的资料，结果如表 3-6 所示。

表 3-6 钻孔灌注桩承载力 (单位: kN)

桩号	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻
1	6 323.80	6 103.80	220.00	5 621.16	5 377.10	244.16
2	7 353.80	5 590.80	1 763.00	6 509.96	5 343.34	1 166.62
3	8 464.70	7 164.70	1 300.00	7 346.54	6 488.00	858.84
4	3 600.00	2 346.00	1 254.00	3 462.40	1 616.26	1 846.14
5	5 500.00	3 563.00	1 937.00	4 800.20	2 861.10	1 939.10
6	6 450.00	4 529.40	1 920.60	7 034.82	5 655.16	1 379.66
7	8 050.00	5 568.90	2 481.07	6 449.62	5 099.60	1 350.02
8	4 373.70	3 177.70	1 196.00	4 570.54	3 865.84	704.70
9	7 427.22	1 427.22	6 000.00	6 874.25	1 274.25	5 600.00
10	1 647.30	1 397.30	250.00	1 504.00	1 209.60	294.40
11	5 860.00	5 804.00	56.00	5 661.50	5 531.32	130.18
12	1 582.00	1 522.00	60.00	2 745.60	2 615.42	130.18
13	4 460.00	3 600.00	860.00	4 832.90	4 212.28	620.62
14	6 270.00	5 810.00	460.00	4 982.20	4 736.73	245.47
15	6 145.80	4 345.80	1 800.00	5 234.60	3 965.73	1 268.87
16	1 0510.0	8 000.00	2 510.00	8 953.27	6 450.70	2 502.57
17	8 000.00	7 376.00	624.00	6 259.80	5 644.57	615.23
18	1 0655.9	10 000.0	655.90	8 324.50	7 955.56	368.94
19	4 532.60	4 306.00	2 32.600	4 363.72	4 247.83	115.89

续表 3-6

桩号	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻
20	8 276.80	6 426.80	1 850.00	7 585.60	6 377.69	1 207.89
21	6 000.00	2 500.00	3 500.00	5 876.62	2 487.20	3 389.42
22	6 000.00	2 500.00	3 500.00	5 786.79	2 397.70	3 389.09
23	7 250.00	6 000.00	1 250.00	5 898.10	4 725.66	1 172.48
24	7 100.00	6 500.00	600.00	5 218.60	4 881.92	336.64
25	7 100.00	6 500.00	600.00	6 513.50	6 103.55	409.90
26	1 200.00	1 094.00	106.00	1 065.20	1 010.92	54.28
27	1200.0	1 125.50	74.50	1 065.20	1 020.92	44.28
28	2 992.90	2 700.00	292.90	2 810.00	2 512.01	298.08
29	11 115.50	9 115.50	2 000.00	8 878.20	7 725.39	1 152.85
30	7 231.20	6 700.00	531.20	5 792.50	5 360.61	431.86
31	11 595.30	5 095.30	6 500.0	8 800.00	3 500.00	5 300.00
32	8 363.76	5 000.00	3 363.76	6 532.80	3 532.80	3 000.00
33	6 849.30	5 300.00	1 549.30	7 362.47	5 773.52	1 588.95

34	5 589.40	4 589.40	1 000.0	5 105.60	4 071.10	1 034.50
35	5 000.00	4 700.00	300.00	5 273.10	4 841.70	431.39
36	3 000.00	2 830.00	170.00	3 976.47	3 792.90	183.57
37	7 000.00	4 940.00	2 060.00	6 377.63	4 719.63	1 658.00
38	8 000.00	6 580.00	1 420.00	7 062.10	6 192.33	869.76
39	7 500.00	6 260.00	1 240.00	6 386.93	5 536.85	850.08
40	7 000.00	5 720.00	1 280.00	6 138.90	5 070.74	1 068.12
41	10 500.0 0	10 120.0 0	380.00	7 026.90	6 334.52	692.37
42	10 500.0 0	10 120.0 0	380.00	7 026.90	6 334.52	692.37
43	4 250.00	3 820.80	429.20	4 379.00	4 044.20	334.80
44	5 100.00	3 612.00	1 488.00	5 507.07	4 686.27	820.80
45	8 070.00	6 461.00	1 609.00	6 533.57	5 463.69	1 069.88
46	5 100.00	4 688.00	412.00	6 359.10	5 777.37	581.70
47	18 000.0	17 700.0 0	300.00	16 475.4 0	15 952.4 7	522.88
48	17 610.0 0	17 310.0 0	300.00	16 475.4 0	15 952.4 7	522.88

续表 3-6

桩号	实测极限 承载力	实测极限 侧阻	实测极限 端阻	计算极限 承载力	计算极限 侧阻	计算极限 端阻
49	900.00	695.84	204.16	1 381.67	1 233.02	148.65
50	800.00	586.30	213.70	1 338.25	1 189.60	148.65
51	1 400.00	862.58	537.42	1 240.25	1 067.75	172.50
52	1 300.00	1 127.47	172.53	1 203.03	1 026.43	176.60
53	1 400.00	812.00	188.00	1 350.36	1 254.04	96.34
54	8 000.00	6300.00	1 700.00	6 539.21	5 383.36	1 155.85
55	6 600.00	5 500.00	1 100.00	6 515.81	5 359.96	1 155.85
56	10 000.0 0	8 600.00	1 400.00	8 709.31	6 565.74	1 806.02
57	7 000.00	6 050.00	950.00	7 929.86	6 707.96	1221.9
58	8 000.00	6 500.00	1 500.00	8 570.17	7 030.57	1539.6
59	5 500.00	4 750.00	750.00	3 915.95	3 461.17	454.78
60	1 960.00	1 817.00	143.00	1 962.65	1 898.13	64.52
61	2 450.00	2 256.00	194.00	2 083.70	2 019.18	64.52
62	7 000.00	6 700.00	300.00	5 445.52	5 201.28	244.24
63	6 400.00	5 920.00	480.00	4 495.34	4 277.43	217.91
64	6 970.00	6 480.00	490.00	5 280.00	4 999.00	281.00
65	3 449.60	2 861.60	588.00	3 223.84	2 916.12	307.72
66	5 586.00	5 292.00	294.00	5 782.89	5 475.69	307.72
67	10 780.0 0	8 820.00	1 960.00	8 895.21	7 032.97	1 862.24
68	7 840.00	6 540.00	1 300.00	8 764.74	7 471.06	1 293.68
69	18 300.0 8	1 8000.0	300.08	13 035.2 2	12 645.8 6	389.36
70	18 540.0 0	1 8200.0	340.0	13 768.8 8	13 379.5 2	389.36
71	1 710.00	1 490.50	219.50	1 393.83	1 290.78	103.05
72	5 200.00	4 622.00	578.00	5 116.27	4 616.27	500.00
73	4 800.00	3 500.00	1 300.00	5 109.35	3 952.95	1 156.40

74	4 400.00	3 120.00	1 280.00	4 861.28	3 665.75	1 195.55
75	4 400.00	3 200.00	1 200.00	5 146.72	3 587.82	1 558.90
76	4 400.00	3 050.00	1 350.00	5 041.10	3 438.00	1 603.10
77	6 400.00	4 000.00	2 400.00	4 973.76	3 639.26	1 334.50
78	7 448.00	3 724.00	3 724.00	4 654.74	2 494.42	2 160.32

三、钻孔灌注桩极限承载力的统计

一般情况下，桩的承载力受诸多因素影响，如不同桩径、不同桩长、不同地区、不同土层、不同施工方法，所以很难得到数量足够多的可认为条件相同的样本来统计。因此，分析中利用《铁路桥涵设计规范》经验公式计算得到的极限承载力的标准值 P_k ，将试桩极限承载力归一化，引入无量纲随机变量试计比 λ_p ，可考虑它们两者的差异

$$\lambda_p = \frac{\text{试桩极限承载力的实测值}}{\text{试桩按规范经验公式计算的极限承载力}} = \frac{P_u}{P_k} \quad (3-38)$$

式中 P_u ——试桩极限承载力 (kN)；

P_k ——按《铁路桥涵设计规范》计算得到的极限承载力 (kN)。

同样，对桩的实测极限侧阻 Q_s 和极限端阻 Q_p ，也可利用《铁路桥涵设计规范》中的经验公式计算相应的侧阻 Q_{sj} 和端阻 Q_{pj} 并归一化，其试计比分别为 λ_{QS} 和 λ_{QP}

$$\lambda_{QS} = \frac{Q_s}{Q_{sj}} \quad (3-39)$$

$$\lambda_{QP} = \frac{Q_p}{Q_{pj}} \quad (3-40)$$

1. 试计比 λ_p 的统计

本论著收集了 78 根有静载试桩 P_u 和按规范计算 P_{uj} 的试桩资料。算出试计比 λ_p ，其统计分析结果如表 3-7、图 3-1 所示。

表 3-7 钻孔灌注桩试计比

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{QP}
1	1.125	0.957	0.901
2	1.130	1.046	1.511
3	1.152	1.104	1.514
4	1.040	1.451	0.679
5	1.146	1.245	0.999

续表 3-7

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{QP}
6	0.917	0.801	1.392
7	1.248	1.092	1.838
8	0.957	0.822	1.697
9	1.080	1.120	1.071
10	1.095	1.155	0.849
11	1.035	1.049	0.430
12	0.576	0.582	0.461
13	0.923	0.855	1.386
14	1.258	1.227	1.874
15	1.174	1.096	1.419
16	1.174	1.240	1.003
17	1.278	1.307	1.014

18	1.280	1.257	1.778
19	1.039	1.014	2.007
20	1.091	1.008	1.532
21	1.021	1.005	1.033
22	1.037	1.043	1.033
23	1.229	1.270	1.066
24	1.361	1.331	1.782
25	1.090	1.065	1.464
26	1.127	1.082	1.953
27	1.127	1.102	1.682
28	1.065	1.075	0.983
29	1.252	1.180	1.735
30	1.248	1.250	1.230
31	1.318	1.456	1.226
32	1.280	1.415	1.121
33	0.930	0.918	0.975
34	1.095	1.127	0.967
35	0.948	0.971	0.695
36	0.754	0.746	0.926
37	1.098	1.047	1.242
38	1.133	1.063	1.633
39	1.174	1.131	1.459
40	1.140	1.128	1.198
41	1.494	1.598	0.549

续表 3-7

桩号	λ_p	λ_{qs}	λ_{qp}
42	1.494	1.598	0.549
43	0.971	0.945	1.282
44	0.926	0.771	1.813
45	1.235	1.183	1.504
46	0.802	0.811	0.708
47	1.093	1.110	0.574
48	1.069	1.085	0.574
49	0.651	0.564	1.373
50	0.598	0.493	1.438
51	1.129	0.808	3.115
52	1.081	1.098	0.977
53	1.037	0.648	1.951
54	1.223	1.170	1.471
55	1.013	1.026	0.952
56	1.148	1.310	0.775
57	0.883	0.902	0.777
58	0.933	0.925	0.974
59	1.405	1.372	1.649
60	0.999	0.957	2.216
61	1.176	1.117	3.007
62	1.285	1.288	1.228
63	1.424	1.384	2.203
64	1.320	1.296	1.744
65	1.070	0.981	1.911
66	0.966	0.966	0.955
67	1.212	1.254	1.052
68	0.894	0.875	1.005
69	1.404	1.423	0.771
70	1.347	1.360	0.873
71	1.227	1.155	2.130
72	1.016	1.001	1.156

73	0.939	0.885	1.124
74	0.905	0.851	1.071
75	0.855	0.892	0.770
76	0.873	0.887	0.842
77	1.287	1.099	1.798
78	1.600	1.493	1.724

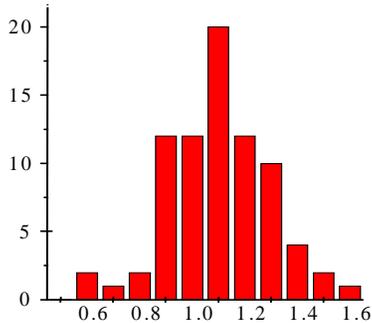


图 3-1 试计比 λ_p 频率直方图

经统计得 λ_p 均值和均方差分别为 1.104 2, 0.195 2, 变异系数为 0.176 7, 分布类型为 正态、对数正态或极值 型 (见表 3-8)。

表 3-8 λ_p 的统计检验结果

检验方法 \ 检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.046 17	0.068 88	0.098 98
	临界值	0.100 32	0.100 32	0.100 55
	接受否	接 受	接 受	接 受

2. 试计比 λ_{QS} 、 λ_{QP} 的统计

根据试计比 λ_{QS} 、 λ_{QP} 公式, 可求得桩侧阻端阻的实测值与计算值, 这样就可以通过试桩资料获得桩的极限承载力的特征, 并作为设计的依据 (见表 3-9)。

表 3-9 λ_{QS} 的统计检验结果

检验方法 \ 检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.068 70	0.073 31	0.098 85
	临界值	0.100 32	0.100 32	0.100 55
	接受否	接 受	接 受	接 受

经统计得 λ_{QS} 均值和均方差分别为 1.082 2, 0.227 3, 变异系数为 0.210 0, 分布类型为 正态、对数正态或极值 型 (见表 3-9 和图 3-2)。

经统计得 λ_{QP} 均值和均方差分别为 1.299 3, 0.530 0, 变异系数为 0.407 9, 分布类型为 对数正态或极值 型 (见表 3-10、图 3-3)。

表 3-10 λ_{QP} 的统计检验结果

检验方法 \ 检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.102 37	0.055 14	0.058 87
	临界值	0.100 32	0.100 32	0.100 55

	接受否	拒 绝	接 受	接 受
--	-----	-----	-----	-----

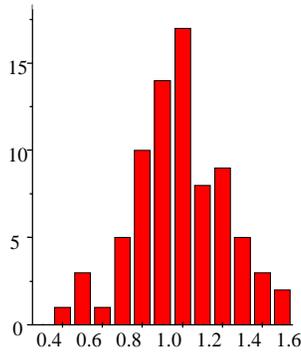


图 3-2 试计比 λ_{QS} 频率直方图

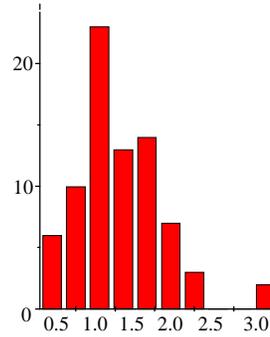


图 3-3 试计比 λ_{QP} 频率直方图

四、桩径试计比的统计

由于各类钻头在钻进过程中的扩孔作用，钻孔灌注桩桩径一般比设计桩径大，《铁路桥涵设计规范》中规定，对于不同的施工钻头，其成孔桩径在其设计桩径上增加一定量的大小，其增加的值有一定的随机性。在本论著中，将收集的 49 根不同工点处钻孔灌注桩的设计桩径和成孔桩径作了统计，引入了无量纲的统计量——桩径试计比 λ_d

$$\lambda_d = \frac{d_s}{d_k} \quad (3-41)$$

式中 d_s ——钻孔灌注桩的实际平均直径；

d_k ——钻孔灌注桩的设计直径。

上述方法统计结果如表 3-11、图 3-4 所示。

表 3-11 钻孔灌注桩的桩径统计

序号	设计桩径 (cm)	成孔桩径 (cm)	桩径试计比
1	100.0	110.0	1.100
2	60.0	65.5	1.092
3	60.0	71.2	1.187
4	60.0	65.8	1.097
5	100.0	105.8	1.058
6	80.0	82.8	1.035
7	80.0	92.3	1.154
8	60.0	65.5	1.092
9	100.0	105.8	1.058
10	100.0	109.0	1.090
11	100.0	110.0	1.100
12	110.0	118.0	1.073
13	110.0	126.0	1.145
14	70.0	92.0	1.314
15	82.0	90.0	1.098
16	82.0	90.0	1.098
17	140.0	162.0	1.157

18	140.0	162.0	1.157
19	120.0	130.0	1.083
20	100.0	110.0	1.100
21	70.0	80.0	1.143

续表 3-11

序号	设计桩径 (cm)	成孔桩径 (cm)	桩径试计比
22	70.0	78.0	1.114
23	80.0	89.0	1.112
24	82.0	90.0	1.098
25	70.0	73.0	1.043
26	70.0	73.0	1.043
27	70.0	74.0	1.057
28	70.0	77.0	1.100
29	70.0	73.0	1.043
30	70.0	74.0	1.057
31	100.0	110.6	1.106
32	100.0	111.8	1.118
33	60.0	75.0	1.250
34	60.0	75.0	1.250
35	80.0	92.0	1.150
36	80.0	88.0	1.100
37	80.0	88.0	1.100
38	80.0	87.0	1.087
39	120.0	121.2	1.010
40	120.0	131.0	1.092
41	120.0	128.0	1.067
42	120.0	128.9	1.074
43	100.0	119.0	1.190
44	100.0	132.0	1.320
45	100.0	110.2	1.102
46	80.0	92.0	1.150
47	80.0	88.0	1.100
48	120.0	122.7	1.023
49	50.0	54.0	1.080

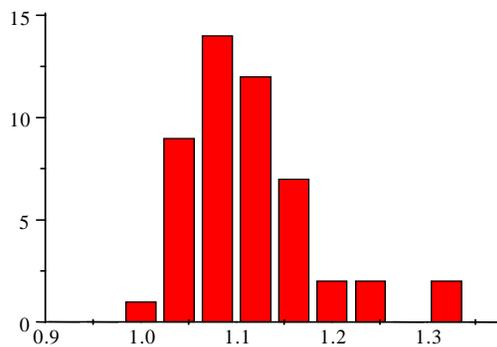


图 3-4 桩径试计比 λ_d 的频率直方图

经统计得桩径试计比 λ_d ：均值 1.111 6，均方差 0.062 2，变异系数 0.058 96。上述不同地区、不同地层、不同桩径的统计结果表明，对于钻孔灌注桩，往往现场工程桩桩径平均比设计桩径大 11%，这对于设计和施工者来说，相当于埋伏了一个安全系数，但对于施工单位来说，建筑材料增加量将比设计计算量大很多，值得注意。

第三节 打入桩极限承载力及试计比的统计分析

打入桩极限承载力及试计比的统计方法，与前一节钻孔灌注桩极限承载力及试计比的统计方法基本一致。关于打入桩实测承载力的确定方法和原理，本节与第二节中的第一部分完全相同（略）。下面主要将打入桩的计算承载力进行统计分析，确定相应参数的试计比，以便为桩的承载力可靠度分析研究服务。

一、打入桩按规范计算的极限承载力与实测极限承载力比较表

按前述的方法整理打入桩实测极限承载力、极限端阻和极限侧阻，并由《铁路桥涵设计规范》按经验公式计算其极限承载力、极限端阻和极限侧阻共 128 根试桩资料，结果如表 3-12 所示。

表 3-12 打入桩承载力 (单位：kN)

桩号	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻
1	4 645.00	3 804.00	841.00	4 256.00	3 752.00	504.00
2	6 770.00	4 570.00	2 200.00	7 247.70	4 987.70	2 260.00
3	7 705.00	3 825.00	3 880.00	8 465.00	4 510.11	3 955.00
4	3 920.00	3 432.00	488.00	3 166.79	2 839.59	327.20
5	2 400.00	1 000.00	1 400.00	1 860.84	910.99	949.00
6	3 200.00	1 400.00	1 800.00	2 980.00	1 080.00	1 900.00
7	2 600.00	1 400.00	1 200.00	2 980.00	1 080.00	1 900.00
8	1 450.00	1 120.00	330.00	1 383.78	1 182.84	200.96
9	1 650.00	1 400.00	250.00	1 983.92	1 794.96	188.96
10	2 100.00	1 900.00	200.00	2 198.38	1 818.44	379.94
11	4 600.00	3 600.00	1 000.00	5 279.10	4 566.71	712.39
12	4 800.00	4 200.00	600.00	4 580.53	4 226.23	354.30
13	6 000.00	4 800.00	1 200.00	6 286.50	5 411.50	875.00
14	6 000.00	4 800.00	1 200.00	5 530.50	4 655.50	875.00
15	2 200.00	2 100.00	100.00	2 260.80	2 059.84	200.96
16	4 000.00	3 200.00	800.00	3 212.22	2 832.28	379.94
17	3 300.00	2 950.00	350.00	2 725.15	2 536.19	188.96
18	3 800.00	3 100.00	700.00	3 202.29	2 878.29	324.00
19	3 600.00	3 300.00	300.00	3 202.29	2 878.29	324.00
20	1 617.00	1 225.00	392.00	1 720.78	1 416.78	304.00
21	4 459.00	3 675.00	784.00	3 309.00	2 909.00	400.00
22	4 738.30	4 312.00	426.30	3 369.00	2 969.00	400.00
23	637.00	490.00	147.00	1 040.48	880.48	160.00
24	686.00	536.00	150.00	1 282.16	1 122.16	160.00
25	1 651.30	1 274.00	377.30	1 895.00	1 645.00	250.00

续表 3-12

桩号	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻
26	1 568.00	1 430.80	137.20	1 895.00	1 645.00	250.00
27	1 470.00	1 274.00	196.00	1 895.00	1 645.00	250.00
28	1 925.70	1 715.00	210.70	1 970.00	1 720.00	250.00
29	2 116.80	1 519.00	597.80	2 313.40	2 063.40	250.00
30	2 469.60	1 960.00	509.60	2 313.40	2 063.40	250.00
31	1 460.20	1 274.00	186.00	2 005.00	1 605.00	400.00
32	1 200.30	940.80	259.50	1 690.00	1 290.00	400.00
33	1 822.80	1 568.00	254.80	1 855.00	1 605.00	250.00
34	1 666.00	1 300.00	366.00	1 357.20	1 197.20	160.00
35	2 548.00	2 058.00	490.00	2 100.00	1 850.00	250.00
36	1 862.00	1 613.00	249.00	1 249.11	1 046.61	202.50
37	1 862.00	1 564.00	298.00	1 271.34	1 068.84	202.50
38	2 548.00	2 252.00	296.00	1 781.90	1 531.90	250.00
39	1 568.00	1 319.00	249.00	1 241.46	1 038.96	202.50
40	1 254.40	976.00	278.40	1 215.18	1 012.68	202.50
41	914.34	782.00	132.34	1 103.22	900.72	202.50
42	1 568.00	1 323.00	245.00	1 159.20	835.20	324.00
43	2 891.00	2 548.00	343.00	2 557.80	2 233.80	324.00
44	1 274.00	980.00	294.00	1 110.34	854.34	256.00
45	1 274.00	980.00	294.00	1 103.47	847.47	256.00
46	1 519.00	1 172.00	347.00	1 188.80	932.80	256.00
47	1 666.00	1 421.00	245.00	1 101.68	941.68	160.00
48	1 225.00	1 076.00	149.00	1 153.35	950.85	202.50
49	1 225.00	1 076.00	149.00	1 082.00	922.00	160.00
50	1 176.00	978.00	198.00	1 308.40	1 052.40	256.00
51	1 519.00	1 170.00	349.00	1 255.86	931.86	324.00
52	1 568.00	1 219.00	349.00	1 273.60	1 023.60	250.00
53	1 636.60	1 372.00	164.60	1 045.92	789.92	256.00
54	1 352.40	1 127.00	225.00	1 245.00	995.00	250.00
55	1 411.20	1 074.00	337.20	1 252.00	1 002.00	250.00
56	2 352.00	1 912.80	439.20	2 061.90	1 737.90	324.00
57	5 880.00	4 586.00	1 294.00	3 826.00	3 201.00	625.00
58	1 374.00	1 225.00	149.00	1 251.20	1 091.20	160.00

续表 3-12

桩号	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻
59	1 372.00	1 029.00	343.00	1 230.48	1 070.48	160.00
60	1 391.60	1 176.00	215.60	1 128.80	968.80	160.00
61	1 617.00	1 421.00	196.00	1 098.00	895.50	202.50
62	1 421.00	1 225.00	196.00	988.50	738.50	250.00
63	4 857.00	2 700.00	2 157.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
64	5 184.00	3 100.00	2 084.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
65	5 643.00	3 300.00	2 343.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
66	5 961.00	3 600.00	2 361.00	4 500.00	2 736.00	1 764.00
67	5 468.00	3 600.00	1 912.75	4 200.00	2 436.00	1 764.00
68	5 414.00	3 700.00	1 714.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
69	5 425.00	3 400.00	2 025.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
70	5 009.00	3 000.00	2 009.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
71	5 400.00	3 800.00	1 600.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00

72	5 605.00	3 800.00	1 805.00	4 500.00	2 736.00	1 764.00
73	6 350.00	4 500.00	1 850.00	4 800.00	3 036.00	1 764.00
74	6 493.00	4 000.00	2 493.00	4 500.00	2 736.00	1 764.00
75	5 333.60	3 200.00	2 133.60	4 300.00	2 536.00	1 764.00
76	5 326.00	2 500.00	2 826.00	4 500.00	2 736.00	1 764.00
77	4 663.00	3 000.00	1 663.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
78	5 600.00	3 200.00	2 400.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
79	5 046.00	3 500.00	2 546.00	4 098.70	2 334.70	1 764.00
80	8 673.00	4 000.00	4 673.00	7 480.00	3 716.00	3 764.00
81	8 983.00	4 000.00	4 983.00	7 920.00	4 156.00	3 764.00
82	8 016.00	4 000.00	4 016.00	7 260.00	3 496.00	3 764.00
83	8 000.00	4 000.00	4 000.00	7 480.00	3 716.00	3 764.00
84	8 100.00	4 000.00	4 100.00	7 920.00	4 156.00	3 764.00
85	6 809.00	3 500.00	3 309.00	5 870.00	2 106.00	3 764.00
86	6 556.00	3 000.00	3 556.00	5 679.00	1 915.00	3 764.00
87	6 603.00	3 000.00	3 603.00	5 340.00	1 576.00	3 764.00
88	4 654.00	3 500.00	1 154.00	4 300.00	2 536.00	1 764.00
89	4 585.20	3 000.00	1 585.20	4 200.00	2 436.00	1 764.00
90	5 372.00	3 000.00	2 372.00	4 100.00	2 336.00	1 764.00
91	4 584.90	3 000.00	1 584.90	4 200.00	2 436.00	1 764.00
92	4 350.00	3 000.00	1 350.00	4 200.00	24 36.00	1 764.00

续表 3-12

桩号	计算极限承载力	计算极限侧阻	计算极限端阻	实测极限承载力	实测极限侧阻	实测极限端阻
93	5 270.59	3 200.00	2 070.59	4 200.00	2 436.00	1 764.00
94	3 726.00	3 000.00	726.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
95	4 584.00	3 000.00	2 584.00	4 200.00	2 436.00	1 764.00
96	5 269.00	3 500.00	1 844.15	4 800.00	3 036.00	1 764.00
97	4 936.00	3 300.00	1 636.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
98	5 664.00	3 300.00	2 364.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
99	2 262.00	1 500.00	762.00	1 600.00	964.15	635.85
100	2 239.00	1 400.00	839.00	1 400.00	764.15	635.85
101	5 205.00	3 500.00	1 705.00	4 600.00	3 030.00	1 570.00
102	4 506.00	3 000.00	1 506.00	3 900.00	2 895.20	1 004.80
103	3 646.00	2 600.00	1 046.00	3 000.00	1 995.20	1 004.80
104	3 219.00	2 800.00	419.00	2 900.00	1 895.20	1 004.80
105	3 315.00	2 000.00	1 315.00	2 900.00	1 895.20	1 004.80
106	3 252.00	2 000.00	1 252.00	2 900.00	1 895.20	1 004.80
107	2 571.00	2 000.00	771.00	2 900.00	1 895.20	1 004.80
108	1 689.20	1 000.00	689.20	1 200.00	634.80	565.20
109	3 146.00	1 400.00	1 746.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
110	3 180.00	1 400.00	1 780.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
111	3 369.00	2 300.00	1 069.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
112	3 249.00	2 000.00	1 249.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
113	3 223.00	2 000.00	1 223.00	2 400.00	1 395.00	1 004.80
114	3 315.00	2 500.00	815.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
115	4 350.00	3 200.00	1 150.00	3 600.00	2 030.00	1 570.00
116	1 911.00	1 700.00	211.00	1 200.00	834.80	365.20
117	3 582.00	2 100.00	1 482.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
118	3 600.00	2 100.00	1 500.00	2 600.00	1 595.20	1 004.80
119	3 000.00	2 000.00	1 000.00	2 300.00	1 295.20	1 004.80
120	3 412.00	2 400.00	1 012.00	2 600.00	1 595.20	1 004.80
121	2 634.00	1 400.00	1 234.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
122	3 263.00	1 400.00	1 863.00	2 400.00	1 395.20	1 004.80
123	5 183.00	3 500.00	1 683.00	4 800.00	3 036.00	1 764.00
124	4 947.00	3 000.00	1 947.00	4 500.00	2 736.00	1 764.00

125	4 962.00	3 000.00	1 962.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
126	5 593.00	3 000.00	2 593.00	4 400.00	2 636.00	1 764.00
127	5 699.00	3 500.00	2 199.00	4 800.00	3 036.00	1 764.00
128	5 000.00	3 500.00	1 500.00	4 800.00	3 036.00	1 764.00

二、打入桩极限承载力的统计

进行打入桩极限承载力的统计时，采用与钻孔灌注桩相同的分析方法，利用《铁路桥涵设计规范》经验公式计算得到的极限承载力的标准值 P_k ，将试桩极限承载力归一化，引入无量纲随机变量试计比 λ_p ，按照式（3-38）可考虑它们两者的差异。

同样，对桩的实测极限侧阻 Q_S 和极限端阻 Q_P ，也可利用《铁路桥涵设计规范》经验公式计算相应的侧阻 Q_{Sj} 和端阻 Q_{Pj} 并按式（3-39）和式（3-40）归一化，其试计比分别为 λ_{QS} 和 λ_{QP} 。

1. 桩极限承载力试计比的统计

本文收集了 128 根有静载试桩极限承载力 P_u 并用《铁路桥涵设计规范》计算 P_{uj} 的试桩。分别算出了它们的试计比 λ_p 、 λ_{QS} 和 λ_{QP} ，统计分析情况如表 3-13 所示。

表 3-13 打入桩试计比

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{QP}
1	1.091	1.014	1.669
2	0.934	0.916	0.973
3	0.910	0.848	0.981
4	1.238	1.209	1.491
5	1.290	1.098	1.475
6	1.074	1.296	0.947
7	0.872	1.296	0.632
8	1.048	0.947	1.642
9	0.832	0.780	1.323
10	0.955	1.045	0.526
11	0.871	0.788	1.404
12	1.048	0.994	1.693
13	0.954	0.887	1.371
14	1.085	1.031	1.371
15	0.973	1.019	0.498

续表 3-13

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{QP}
16	1.245	1.130	2.106
17	1.211	1.163	1.852
18	1.187	1.077	2.160
19	1.124	1.147	0.926
20	0.940	0.865	1.289
21	1.348	1.263	1.960
22	1.406	1.452	1.066
23	0.612	0.557	0.919
24	0.535	0.478	0.938
25	0.871	0.774	1.509
26	0.827	0.870	0.549

27	0.776	0.774	0.784
28	0.978	0.997	0.843
29	0.915	0.736	2.391
30	1.068	0.950	2.038
31	0.728	0.794	0.465
32	0.710	0.729	0.649
33	0.983	0.977	1.019
34	1.228	1.086	2.287
35	1.213	1.112	1.960
36	1.491	1.541	1.230
37	1.465	1.463	1.472
38	1.430	1.470	1.184
39	1.263	1.270	1.230
40	1.032	0.964	1.375
41	0.829	0.868	0.654
42	1.353	1.584	0.756
43	1.130	1.141	1.059
44	1.147	1.147	1.148

续表 3-13

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{Q_p}
45	1.155	1.156	1.148
46	1.278	1.256	1.355
47	1.512	1.509	1.531
48	1.062	1.132	0.736
49	1.132	1.167	0.931
50	0.899	0.929	0.773
51	1.210	1.256	1.077
52	1.231	1.191	1.396
53	1.565	1.737	0.643
54	1.086	1.133	0.900
55	1.127	1.072	1.349
56	1.141	1.101	1.356
57	1.537	1.433	2.070
58	1.098	1.123	0.931
59	1.115	0.961	2.144
60	1.233	1.214	1.348
61	1.473	1.587	0.968
62	1.438	1.659	0.784
63	1.156	1.108	1.223
64	1.234	1.273	1.181
65	1.283	1.252	1.328
66	1.325	1.316	1.338
67	1.302	1.478	1.084
68	1.289	1.519	0.972
69	1.233	1.290	1.148
70	1.193	1.232	1.139

71	1.227	1.442	0.907
72	1.246	1.389	1.023
73	1.323	1.482	1.049
74	1.443	1.462	1.413

续表 3-13

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{Q_p}
75	1.240	1.262	1.210
76	1.184	0.914	1.602
77	1.110	1.232	0.943
78	1.273	1.214	1.361
79	1.231	1.499	1.443
80	1.159	1.076	1.241
81	1.134	0.962	1.324
82	1.104	1.144	1.067
83	1.070	1.076	1.063
84	1.023	0.962	1.089
85	1.160	1.662	0.879
86	1.154	1.567	0.945
87	1.237	1.904	0.957
88	1.082	1.380	0.654
89	1.092	1.232	0.899
90	1.310	1.284	1.345
91	1.092	1.232	0.898
92	1.036	1.232	0.765
93	1.255	1.314	1.174
94	0.887	1.232	0.412
95	1.091	1.232	1.465
96	1.098	1.153	1.045
97	1.122	1.252	0.927
98	1.287	1.252	1.340
99	1.414	1.556	1.198
100	1.599	1.832	1.319
101	1.132	1.155	1.086
102	1.155	1.036	1.499
103	1.215	1.303	1.041

续表 3-13

桩号	λ_p	λ_{QS}	λ_{Q_p}
104	1.110	1.477	0.417
105	1.143	1.055	1.309
106	1.121	1.055	1.246
107	0.887	1.055	0.767
108	1.408	1.575	1.219
109	1.311	1.003	1.738
110	1.325	1.003	1.771
111	1.404	1.649	1.064

112	1.354	1.433	1.243
113	1.343	1.434	1.217
114	1.381	1.792	0.811
115	1.208	1.576	0.732
116	1.592	2.036	0.578
117	1.492	1.505	1.475
118	1.385	1.316	1.493
119	1.304	1.544	0.995
120	1.312	1.505	1.007
121	1.097	1.003	1.228
122	1.360	1.003	1.854
123	1.080	1.153	0.954
124	1.099	1.096	1.104
125	1.128	1.138	1.112
126	1.271	1.138	1.470
127	1.187	1.153	1.247
128	1.042	1.153	0.850

将上述资料整理统计后得 λ_p 均值和均方差分别为 1.164 5、0.198 5，变异系数为 0.170，由表 3-14 可知， λ_p 分布类型可为正态或对数正态（见图 3-5）。由此可知，现场试桩极限承载力普遍比按规范设计的承载力高，平均高出 16% 左右。

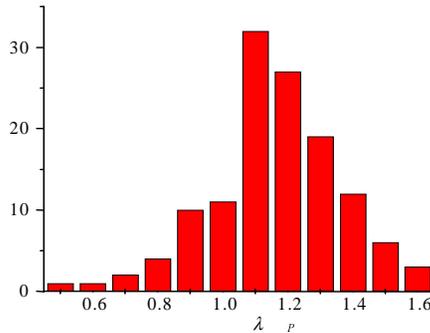


图 3-5 试计比 λ_p 频率直方图

表 3-14 λ_p 的统计检验结果

检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.076 43	0.074 25	0.113 78
	临界值	0.078 31	0.078 31	0.078 49
	接受否	接 受	接 受	拒 绝

2. 桩端阻侧阻试计比的统计

由试计比 λ_{QS} 、 λ_{QP} 定义可知，其值由桩极限端阻和桩极限侧阻的实测值与计算值求得。由此就可以通过试桩资料获得桩的极限承载力的特征，作为设计的依据。

经统计得 λ_{QS} 均值和均方差分别为 1.206 3、0.271 9，变异系数为 0.225 4，分布类型可为对数正态或极值型。统计得 λ_{QP} 均值和均方差分别为 1.188 7、0.400 0，变异系数为 0.336 5，分布类型可为正态、对数正态或极值型（见表 3-15、表 3-16）。由此统计可知，现场试桩的桩侧和桩端极限阻力普遍比按规范设计的相应值高，高出 20% 左右（见图 3-6、图 3-7）。

表 3-15 λ_{QS} 的统计检验结果

检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.098 28	0.073 85	0.073 36
	临界值	0.078 31	0.078 31	0.078 49
	接受否	拒 绝	接 受	接 受

表 3-16 λ_{QP} 的统计检验结果

检验项		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.078 30	0.049 13	0.049 52
	临界值	0.078 31	0.078 31	0.078 49
	接受否	接 受	接 受	接 受

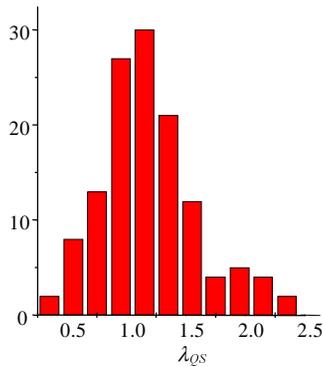


图 3-6 试桩比 λ_{QS} 频率直方图

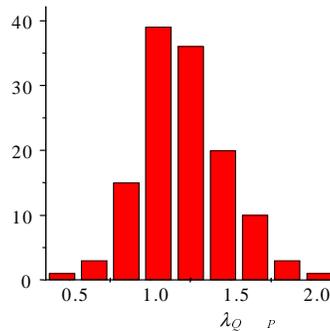


图 3-7 试桩比 λ_{QP} 频率直方图

第四节 桩承载力可靠指标的计算方法

本文采用了《铁路工程结构可靠度设计统一标准》(GB50216—94)中规定的校准法。所谓校准法，就是通过对现存结构、构件或现行设计规范所隐含的可靠度水平进行反演分析，以确定结构或构件设计时采用的目标可靠指标的一种方法。

关于本文研究，具体说来，就是先假设按现行《铁路桥涵设计规范》的方法，经过几十年的运用和实施，目前基桩承载力设计的安全系数法的有关规定在总体上是合理的。然后再通过现有基桩的可靠度反演计算和综合分析，确定今后所采用的基桩可靠指标。即在已知桩抗力和荷载效应的统计特征的情况下，对按规范设计的工程桩反求其可靠指标，并以此作为今后确定基桩的设

计目标可靠指标的依据。

根据校准法，可按前述统计分布拟合抗力分布计算基桩承载力可靠指标，并按传统定值设计法取安全系数 $K=2$ ，计算基桩可靠指标。

按校准法确定目标可靠指标的计算步骤如下：

- (1) 根据目标可靠指标的适用范围，选择一组具有代表性的结构构件作为计算对象。
- (2) 在这一组结构构件中根据它们在工程中用量的多少和重要性的不同，确定其权函数。
- (3) 确定各结构构件的作用效应和抗力中各基本变量的概率分布类型和设计参数。
- (4) 分别计算按现行设计规范设计的各结构构件的失效概率。
- (5) 将求得各结构构件的失效概率乘以权函数，即得各种结构构件的平均失效概率。
- (6) 根据结构构件的平均失效概率即可比较容易地计算出结构的目标可靠指标。

校准法的实质是验算，它是在结构构件承载力的可靠性与经济之间选择一种合理平衡，力求以最经济的途径，使承载力的取值达到建筑物的各种预定功能要求。

第五节 桩的承载力分项系数及设计表达式

一、打入桩总抗力分项系数

前已提及，为了与设计规范的衔接和实用方便，一般在设计验算点 P^* 处将桩的极限状态方程转化为设计人员所习惯的以基本变量标准值和分项系数形式表达的极限状态实用设计表达式。

对于打入桩承载力极限状态下的荷载效应基本组合，其单桩的设计表达式为

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = R_k / \gamma_R \quad (3-42)$$

式中 γ_G 、 γ_Q 、 γ_R ——永久荷载、可变荷载和桩极限承载力的分项系数；

G_k 、 Q_k 、 R_k ——按规范标准值计算的永久荷载效应、可变荷载效应及打入桩的承载力标准值。
在设计验算点处

$$G^* + Q^* = R^* \quad (3-43)$$

式中 G^* 、 Q^* 、 R^* ——永久荷载、可变荷载和桩极限承载力的设计验算点值。

(3-42) (3-43) 两式均是对极限状态的描述，等价表达式为

$$\gamma_G = \frac{G^*}{G_k}, \quad \gamma_Q = \frac{Q^*}{Q_k}, \quad \gamma_R = \frac{R_k}{R^*} \quad (3-44)$$

由此可见， γ_G 、 γ_Q 及 γ_R 不仅与给定的可靠指标有关，而且与极限状态方程中包含的全部基本变量的统计参数有关。铁路桥涵建筑物荷载比较复杂，根据《铁路桥梁设计规范》(送审稿)，铁路永久荷载及可变荷载的分项系数分别为

$$\gamma_G = 1.1 \sim 1.2, \quad \gamma_Q = 1.4$$

对于高墩台桥梁基础而言，荷载自桥跨传至桩基顶面，可能会发生变化，应对此作专项研究。若变化不大，或对计算结果影响不大，可采用与上部结构一致的荷载标准以及荷载分项系数，进行桩承载力的分项系数的计算。

(一) 根据定值法反求总抗力的分项系数

由定值法设计知

$$\frac{R_k}{K} = G_k + Q_k = G_k(1+\rho) \quad (3-45)$$

易求得

$$R_k = K \cdot G_k(1+\rho) \quad (3-46)$$

又因(3-45)式可变换为

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = R_k / \gamma = \alpha \cdot R_k$$

将(3-46)式代入(3-45)式，整理可得

$$\alpha_R = \frac{\gamma_G + \rho\gamma_Q}{K(1+\rho)} \quad (3-47)$$

按统一标准取值： $K=2.0$ ， $\gamma_G=1.1$ ， $\gamma_Q=1.4$ ，代入上式计算得总抗力分项系数 γ_R 如表3-17和图3-8、图3-9所示。

表 3-17 总阻力分项系数与荷载效应比

ρ	0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
α_R	0.546	0.570	0.580	0.593	0.600	0.606	0.614
γ_R	1.774	1.756	1.724	1.687	1.667	1.649	1.629
ρ	0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
α_R	0.619	0.625	0.633	0.640	0.650	0.657	0.610
γ_R	1.616	1.600	1.579	1.563	1.538	1.522	1.639

对于不同的荷载效应比 ρ ，可以得到不同的验算点值，其抗力分项系数 γ_R 也不同。为了使 γ_R 不随 ρ 的不同而变化，应使分项系数满足条件

$$H = \sum_j [(R_k)_j - \gamma_R \cdot S_j]^2 \text{ 为最小}$$

式中 $(R_k)_j$ ——相应于 ρ_j 的抗力标准值；

S_j ——荷载效应 $S = \gamma_G(G_k) + \gamma_Q(Q_k)$ ， j

则

$$\gamma_R = \frac{\sum_j (R_k)_j \cdot S_j}{\sum_j S_j^2} \quad (3-48)$$

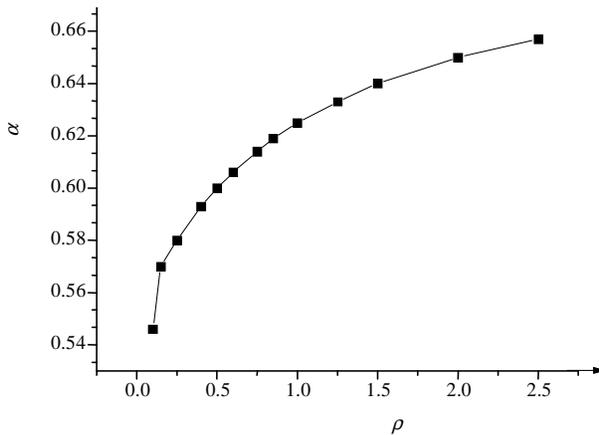


图 3-8 总抗力分项系数与荷载效应比

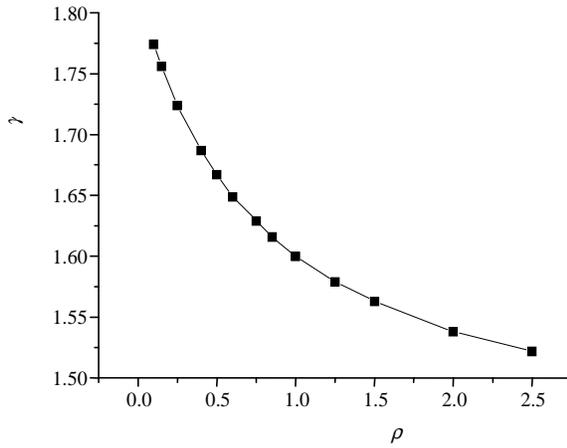


图 3-9 总抗力分项系数与荷载效应比

由图 3-9 和表 3-17 可见，总阻力分项系数随荷载效应比而变化，不利于实用。因此利用分项系数最小二乘法可求得最佳总阻力分项系数为 1.639。

(二) 由极限状态方程求总抗力分项系数

1. 总抗力服从正态分布

若抗力和荷载均为正态分布，桩设计式可表示为

$$R_d \leq S_d \quad (3-49)$$

$$R_d = \mu_d - \beta \cos \theta \cdot \sigma_R \quad (3-50)$$

$$S_d = \mu_s + \beta \cos \theta_s \cdot \sigma_s$$

在设计验算点处有

$$R^* = S^* \quad (3-51)$$

由于 (3-49) 及 (3-50) 两式等价，可得

$$\mu_R = R^* + \beta \cos \theta_R \cdot \sigma_R \quad (3-52)$$

又因 $\lambda_R = \frac{R}{R_k}$ ，则 $\bar{\lambda}_R = \frac{\mu_R}{R_k}$ ，即

$$R_k = \frac{\mu_R}{\bar{\lambda}_R} \quad (3-53)$$

则

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R^*} = \frac{\mu_R}{\bar{\lambda}_R R^*} = \frac{1}{\bar{\lambda}_R} \left(1 + \frac{\mu_R}{R^*} \beta \cos \theta_R \cdot \delta_R \right) \quad (3-54)$$

又因

$$\frac{\mu_R}{R^*} = \frac{\mu_R / R_k}{R^* / R_k} = \bar{\lambda}_R \cdot \gamma_R \quad (3-55)$$

代入式 (3-54) 整理得

$$\gamma = \frac{1}{\bar{\lambda}_R} \cdot \frac{1}{1 - \beta \delta \cos \theta_R} \quad (3-56)$$

式中 $\bar{\lambda}_R$ ——桩试计比之均值；
 β ——桩可靠指标；
 δ_R ——桩承载力的变异系数，取桩试计比的变异系数；
 $\cos\theta_R$ ——桩承载力的敏感系数，其计算如下

$$\cos\theta_R = \frac{K(1+\rho)\sigma_{\lambda R}}{[K^2(1+\rho)^2\sigma_{\lambda R}^2 + \sigma_{\lambda G}^2 + \rho^2\sigma_{\lambda Q}^2]^{1/2}} \quad (3-57)$$

2. 总抗力服从对数正态分布

在设计验算点处，将 R 当量正态化，有

$$\mu'_R = R^* \left(1 - \ln R^* + \ln \frac{\mu_R}{\sqrt{1+\delta_R^2}} \right) \quad (3-58)$$

$$\sigma'_R = R^* \sqrt{\ln(1+\delta_R^2)}$$

$$R^* = \mu'_R + \beta\sigma'_R \cos\theta'_R \quad (3-59)$$

将式 (3-59) 代入式 (3-58) 整理可得

$$\mu_R = R^* \sqrt{1+\delta_R^2} \cdot \exp \left\{ -\beta \cos\theta'_R \cdot \sqrt{\ln(1+\delta_R^2)} \right\} \quad (3-60)$$

$$\begin{aligned} \gamma_R &= \frac{R_k}{R^*} = \frac{\mu_R}{R^*} \cdot \frac{1}{\lambda_R} \\ &= \frac{1}{\lambda_R} \cdot \sqrt{1+\delta_R^2} \exp \left\{ -\beta \cos\theta'_R \cdot \sqrt{\ln(1+\delta_R^2)} \right\} \quad (3-61) \end{aligned}$$

$$\cos\theta'_R = \frac{K(1+\rho)\sqrt{\ln(1+\delta_R^2)}}{\{K^2(1+\rho)^2 \ln(1+\delta_R^2) + \gamma_R^2 \sigma_{\lambda G}^2 + \gamma_R^2 \rho^2 \sigma_{\lambda Q}^2\}^{1/2}} \quad (3-62)$$

由式 (3-61) 及 (3-62) 迭代求解可得 γ_R 。

3. 计算结果

根据上面推导的公式，将相应各变量代入可计算 γ_R 。计算时变量取值如下： λ_R 的均值为 1.1645，均方差为 0.1985，变异系数为 0.1705，则

$$K = 2.0, \gamma_G = 1.1, \gamma_Q = 1.4, \sigma_{\lambda G} = 0.0757, \sigma_{\lambda Q} = 0.0371$$

β 取不同的 ρ ，总抗力分布形式不同时由前面 J-C 法计算其值。

γ_R 的计算结果如表 3-18，图 3-10 所示。

表 3-18 总抗力分项系数 γ_R 与荷载效应比

γ_R \ ρ		0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
λ	正态	1.857	1.859	1.864	1.868	1.871	1.872	1.875
	对数正态	1.621	1.613	1.600	1.584	1.575	1.567	1.557
γ_R \ ρ		0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
λ	正态	1.876	1.877	1.879	1.880	1.881	1.881	1.872
	对数正态	1.552	1.544	1.535	1.527	1.516	1.507	1.561

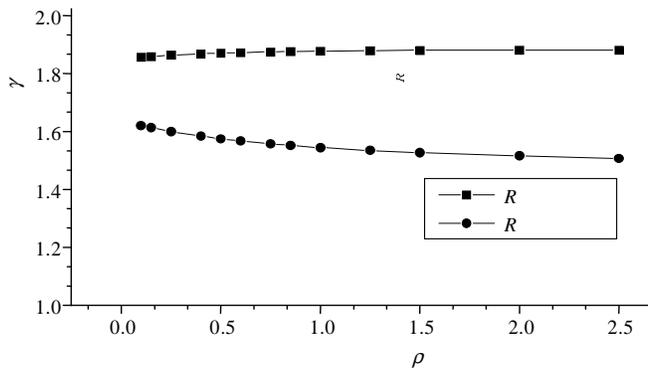


图 3-10 总抗力分项系数与荷载效应比

二、打入桩侧阻和桩端阻的分项系数

(一) η 法计算桩端和桩侧阻分项系数

1. 计算方法

若桩的总抗力为 n 层土所提供，则有

$$R = \sum_{i=1}^n R_i \quad (3-63)$$

易得第 i 层的抗力分项系数 α_i

$$\alpha_i = 1 - \beta \delta_i \frac{\sigma_i}{\sigma_R} \quad (3-64)$$

设

$$\eta_i = \frac{m_i}{m_R} \quad (3-65)$$

则

$$\alpha_i = 1 - \beta \frac{\sigma_i}{\sigma_R} \cdot \frac{\delta_i^2}{\delta} \eta_i = 1 - \Delta_i \quad (3-66)$$

$$\frac{\Delta_i}{\Delta} = \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta^2 \eta_n}$$

$$\alpha_i = 1 - \Delta_i = 1 - \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_n^2 \eta_n} (1 - \alpha_n) \quad (3-67)$$

闭合条件

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i \eta_i = \alpha_R$$

故得

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i \eta_i = \sum_{i=1}^n \eta_i - \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i^2 \eta_i^2}{\delta_n^2 \eta_n} + \sum_{i=1}^n \alpha_n \frac{\delta_i^2 \eta_i^2}{\delta_n^2 \eta_n} = \alpha_R$$

将 $\sum_{i=1}^n \eta_i = 1$ 代入上式得

$$\alpha_n = 1 - \frac{1 - \alpha_R}{\eta_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta \eta_i}{\delta_n \eta_n} \right)^2} \quad (3 - 68)$$

将式 (3 - 68) 代入式 (3 - 67) 得

$$\alpha_i = 1 - \frac{1 - \alpha_R}{\eta_i} \cdot \frac{(\delta \eta_i)^2}{\sum_{i=1}^n (\delta \eta_i)^2} \quad (3 - 69)$$

式 (3 - 65) ~ (3 - 69) 中 m_i 、 m_R ——第 i 层抗力和总抗力的均值；

δ_i ——第 i 层抗力和总抗力的变异系数；

α_R ——总抗力分项系数。

上式即为求第 i 层土抗力的分项系数的一般公式。若抗力只分为侧阻 Q_S 和端阻 Q_P 两项，抗力比 η_S 和 η_P 可利用试桩资料或规范求得，若已知侧阻和端阻的变异系数 δ_S 和 δ_P 后，即可求得分项系数 α_S 、 α_P 。

2. 计算结果

表 3-19 为数十根桩的端阻侧阻分项系数的计算结果，计算时 α_R 取表 3-17 中的平均值 1/1.561，侧阻和端阻的变异系数取 $\delta_S = 0.20$ ， $\delta_P = 0.25$ 。表 3-19、图 3-11 中 q 为总侧阻与总端阻的比值。

表 3-19 端阻侧阻分项系数与侧端比

q	1	2	3	4	5	6	7	8
α_S	0.719	0.697	0.685	0.677	0.671	0.667	0.664	0.662
α_P	0.562	0.527	0.508	0.495	0.486	0.480	0.475	0.471

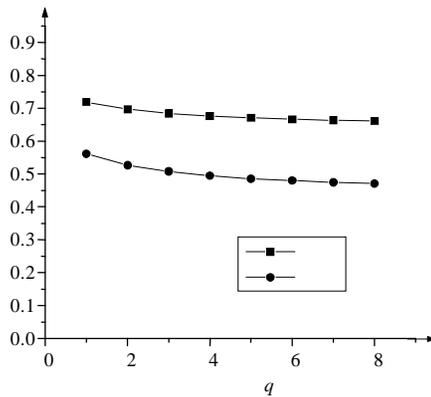


图 3-11 分阻力分项系数与侧端比

经过统计得端阻分项系数与侧阻分项系数对侧端比 q 的回归值分别为 0.680，0.496，对应的 $\gamma_S = 1.471$ ， $\gamma_P = 2.016$ 。

3. 结 语

通过统计分析可知，打入桩承载力的试比 λ_P 服从对数正态分布，其均值及标准差分别为 1.164 5，0.198 5。

打入桩轴向承载力可靠指标随荷载效应比 ρ 的增大而提高，经最小二乘法处理后，可得目标可靠指标 $\beta = 3.2$ ，相应的总抗力分项系数 γ_R 、侧阻分项系数 γ_S 、端阻分项系数 γ_P 分别为 1.561，1.471，2.016。

三、钻孔灌注桩总抗力系数

按照与打入桩相同的原理和方法，可由定值法反求钻孔灌注桩总抗力分项系数。由前述可得

$$\alpha_R = \frac{\gamma_G + \rho\gamma_Q}{K(1+\rho)}$$

按统一标准取值： $K=2.0$ ， $\gamma_G=1.1$ ， $\gamma_Q=1.4$ ，代入上式计算得总抗力分项系数 γ_R 如表 3-20 和图 3-12 所示。

表 3-20 钻孔灌注桩总抗力分项系数与荷载效应比

ρ	0.1	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
α_R	0.546	0.570	0.580	0.593	0.600	0.606	0.614
γ_R	1.774	1.756	1.724	1.687	1.667	1.649	1.629
ρ	0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
α_R	0.619	0.625	0.633	0.640	0.650	0.657	0.610
γ_R	1.616	1.600	1.579	1.563	1.538	1.522	1.639

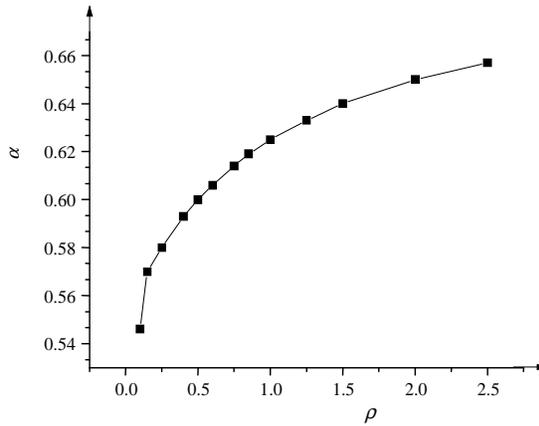


图 3-12 钻孔灌注桩总抗力分项系数与荷载效应比

γ_R 的优化结果同式 (3-48) 即

$$\gamma_R = \frac{\sum_j (R_k)_j \cdot S_j}{\sum_j S_j^2}$$

由图 3-13 可见，总抗力分项系数随荷载效应比而变化，不利于实用。因此利用分项系数最小二乘法求得最佳总抗力分项系数为 1.639。

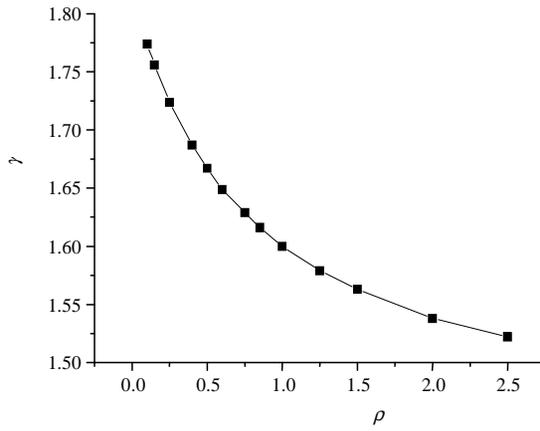


图 3-13 钻孔灌注桩总抗力分项系数与荷载效应比

由极限状态方程求钻孔灌注桩总抗力分项系数：

按照与前述打入桩相同的原理和方法，可考虑总抗力服从正态分布或对数正态分布情况，由极限状态方程求出钻孔灌注桩总抗力分项系数。

根据前面推导的有关公式，将相应各变量代入可计算 γ_R 。计算时变量取值如下： λ_R 的均值为 1.104 2，均方差为 0.195 2，变异系数为 0.176 7，则

$$K = 2.0, \gamma_G = 1.1, \gamma_Q = 1.4, \sigma_{\lambda_G} = 0.0757, \sigma_{\lambda_Q} = 0.0371$$

β 取 3.2， ρ 取 0.1~2.5 范围内的值，总抗力分布形式不同时由前面 J-C 法的计算原理可计算出总抗力分项系数。

γ_R 的计算结果如表 3-21，图 3-14 所示。

表 3-21 钻孔灌注桩总抗力分项系数 γ_R 与荷载效应比

γ_R \ ρ		ρ						
		0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
λ	正态	2.044	2.047	2.053	2.058	2.061	2.064	2.066
	对数正态	1.682	1.674	1.660	1.643	1.634	1.626	1.616
γ_R \ ρ		ρ						
		0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
λ	正态	2.068	2.069	2.071	2.072	2.074	2.074	2.063
	对数正态	1.610	1.603	1.592	1.584	1.572	1.564	1.620

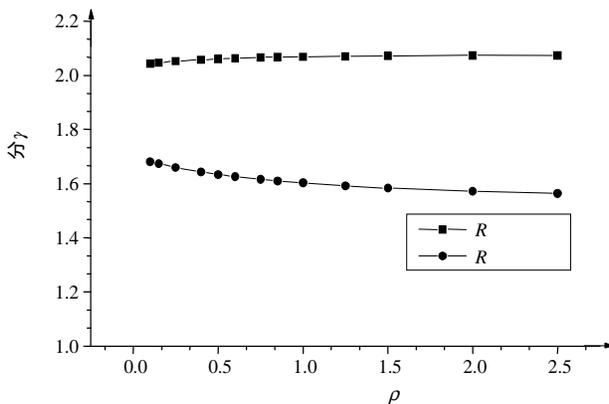


图 3-14 钻孔灌注桩总抗力分项系数与荷载效应

四、钻孔灌注桩侧阻和端阻的分项系数

按照与打入桩相同的原理和方法，可采用 η 法计算桩端和桩侧阻分项系数。表 3-22 为数十根钻孔灌注桩的端阻侧阻分项系数的计算结果，计算时 α_R 取表 3-17 中的平均值 1/1.620，侧阻和端阻的变异系数取 $\delta_S = 0.24$ ， $\delta_P = 0.30$ 。表中 q 为总侧阻力与总端阻力的比值（见表 3-22，图 3-15）。

表 3-22 钻孔灌注桩端阻侧阻分项系数与侧端比

q	1	2	3	4	5	6	7	8
α_S	0.701 2	0.677 6	0.664 4	0.655 9	0.650 0	0.645 6	0.642 3	0.639 7
α	0.533 7	0.496 3	0.475 6	0.462 3	0.453 1	0.446 3	0.441 1	0.437 0

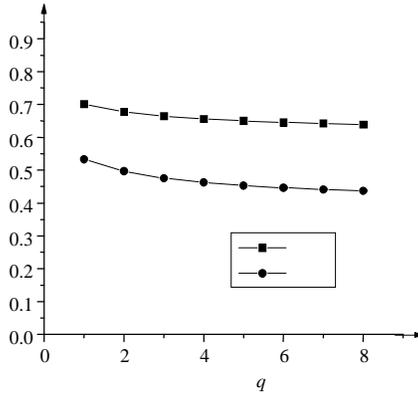


图 3-15 钻孔灌注桩分阻力分项系数与侧端比

经统计得钻孔灌注桩侧阻分项系数与端阻分项系数对侧端比 q 的回归值分别为 0.659 6，0.468 3。对应的 $\gamma_S = 1.516$ ， $\gamma_P = 2.135$ 。

第六节 打入桩和钻孔灌注桩可靠指标计算结果

按照前述桩基可靠度计算的原理和方法，可得打入桩和钻孔灌注桩可靠指标，以及这两种工程上常见桩型的总抗力概率分布、统计特征值、总抗力分项系数、桩侧阻和端阻分项系数，并在此基础上提出桩分项系数建议值。

（一）总抗力的概率分布与统计特征值

根据 107 根钻孔灌注桩和 151 根打入桩的统计分析，总抗力实测值与计算值之比（试计比） λ_p 的均值和变异系数如表 3-23 所示：

表 3-23 总抗力 λ_p 的均值和变异系数

	μ_{λ_p}	V_{λ_p}
钻孔灌注桩	1.104	0.177
打入桩	1.164	0.170

经概率分布的优度拟合检验，总抗力试计比 λ_p 既服从正态分布也服从对数正态分布，考虑到

国内其他部门采用的分布情况，为互相协调，本论著中确定 λ_p 为对数正态分布。

(二) 可靠指标 的计算结果

本文研究了用 J-C 法与 M-C 法计算可靠指标 。关于 M-C 法，已编制成程序 PBMC 进行计算，计算结果如表 3-24 所示。

表 3-24 可靠指标计算结果

	规范经验公式	CPT 经验公式
钻孔灌注桩	4.11	2.60
打入桩	4.56	—

(三) 分项系数设计表达式

为便于在桩基的设计计算中能分别考虑可变荷载、永久荷载、桩侧阻力和桩端阻力的随机分布及统计特征，同时也从设计人员的工作习惯以及和国际标准接轨考虑，桩的设计可采用隐含目标可靠指标 的分项系数以及标准值和结构重要性系数组成的设计表达式计算。应当指出，按校准法计算可靠指标 ，能使转轨后的桩基安全水准大致与原规范中用安全系数法的计算结果相当，且设计表达式的形式和原规范也相类似。但两者的内涵是不同的。因为分项系数能够全面考虑目标可靠指标，同时反映各变量的敏感度与变异性质，可以对不同变量分别进行研究和处理，这就为今后进一步优化设计留有余地。然而原规范的安全系数法则不能做到这一点。

下面介绍 γ_R ， γ_S 和 γ_p 的计算方法。

1. 总抗力分项系数

(1) f_1 法： $\gamma_R = f_1(K, \gamma_G, \gamma_Q, \rho)$

由前述定值安全系数法可知安全系数 K 可表示为

$$K = \frac{R_k}{G_k + Q_k} = \frac{R_k}{G_k(1 + \rho)}$$

即

$$R_k = KG_k(1 + \rho)$$

由荷载抗力平衡条件得

$$R_k = \gamma G_R(\gamma_G + \rho\gamma_Q)$$

$$\gamma = \frac{K(1 + \rho)}{\gamma_G + \rho\gamma_Q} \quad (3 - 70)$$

(2) f_2 法： $\gamma_R = f_2(R^*, \delta_R, \beta, \cos\theta'_R)$ 。

当极限状态方程各基本变量的统计参数确定以后，再给定相应的目标可靠指标，便可计算出抗力的验算点 R^* 。当抗力服从对数正态分布时，对应于验算点的均值为

$$\mu_R = R^* \sqrt{1 + \delta_R^2} \exp\left\{ \beta \cos\theta'_R \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)} \right\} \quad (3 - 71)$$

而

$$\gamma = \frac{R_k}{R^*}, \quad R_k = \frac{\mu_R}{\lambda_R}$$

故得

$$\gamma = \frac{1}{\lambda_R} \sqrt{1 + \delta^2} \exp\{-\beta \cos \theta' \sqrt{\ln(1 + \delta^2)}\}_R \quad (3 - 72)$$

式中 $\bar{\lambda}_R$ —— (3-71) 式中试计比 λ_p 的均值，

$\cos \theta'_R$ —— 极限状态方程中非正态变量当量正态化后阻力项的敏感系数，其值的一般式为

$$\cos \theta'_R = \frac{\frac{\partial Z}{\partial R'} \delta'_R}{\left(\sum_{i=1}^n \frac{\partial Z}{\partial x_i} \sigma_i^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (3 - 73)$$

对数正态随机变量当量正态化后的 R' ，其均值和标准差为

$$\begin{aligned} \mu'_R &= R^* \left(1 - \ln R^* + \ln \frac{\mu_R}{\sqrt{1 + \delta_R^2}} \right) \\ \sigma'_R &= R^* \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)} \end{aligned} \quad (3 - 74)$$

极值型分布变量 Q 当量正态化后其 Q' 的均值和标准差推导如下

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\pi}{6} \frac{1}{\delta_Q} \\ m &= \mu_Q - \frac{0.5772}{\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (3 - 75)$$

设验算点为 Q^* ，由于

$$\left. \begin{aligned} f_Q(Q^*) &= \alpha \exp[-\alpha(Q^* - m)] \exp\{-\exp[-\alpha(Q^* - m)]\} \\ F_Q(Q^*) &= \exp\{-\exp[-\alpha(Q^* - \mu)]\} \end{aligned} \right\} \quad (3 - 76)$$

则

$$\begin{aligned} \sigma'_{Q^*} &= \frac{\phi\{\phi^{-1}[F_Q(Q^*)]\}}{f_Q(Q^*)} \\ \mu'_{Q^*} &= Q^* - \phi^{-1}[F_Q(Q^*)] \delta'_{Q^*} \end{aligned} \quad (3 - 77)$$

式中 $\phi(\cdot)$ —— 标准正态分布函数；

$\phi^{-1}(\cdot)$ —— 标准正态分布函数的反函数；

$\phi(\cdot)$ —— 标准正态密度函数；

$F(\cdot)$ 、 $f(\cdot)$ —— CDF 和 PDF。

Q^* 、 R^* 可由极限状态方程 (包括 G^*) 逐步逼近法求算，使最后二次的 ΔR^* 小于某一微小的值为止。

现将各类型桩的 γ_R 用 $f_1(\cdot)$ 、 $f_2(\cdot)$ 计算所得 γ_R 结果列于表 3-25 中。

表 3-25 γ_R 用 $f_1(\cdot)$ 、 $f_2(\cdot)$ 计算结果

桩型	公式	$f_1(\cdot)$	$f_2(\cdot)$
钻孔灌注桩	规范经验公式	1.639	1.620
	CPT 公式	1.639	1.854

打入桩	规范经验公式	1.639	1.561
-----	--------	-------	-------

2. 侧阻分项系数和端阻分项系数

如桩的承载力由地基土控制，则由荷载抗力平衡条件可得

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = \frac{Q_{Sk}}{\gamma_S} + \frac{Q_{kP}}{\gamma} \quad (3-78)$$

根据试桩的实测资料，对桩的侧阻 Q_S 和端阻 Q_P 作统计分析，可得无量纲随机变量 λ_{QS} 和 λ_Q 为

$$\lambda_{QS} = \frac{Q_{SS}}{Q_{Sj}}, \quad \lambda_{QP} = \frac{Q_{PS}}{Q_{Pj}} \quad (3-79)$$

式中 Q_{SS} 、 Q_{PS} ——实测的桩侧阻力和桩端阻力；

Q_S 、 Q_P ——按《铁路桥涵设计规范》计算的桩侧摩阻和桩端阻力。

根据统计资料，钻孔灌注桩、打入桩的 λ_{QS} 和 λ_{PS} 的统计特征和分布类型如表 3-26 所示。

表 3-26 钻孔灌注桩、打入桩的 λ_{QS} 和 λ_{PS} 的统计特征和分布类型

无量纲系数	桩型	样本容量	均值	变异系数	分布类型
λ_{QS}	灌注桩	78	1.082	0.210	对数正态
	打入桩	128	1.206	0.225	对数正态
λ_{SP}	灌注桩	78	1.299	0.408	对数正态
	打入桩	128	1.189	0.336	对数正态

下面分析和计算 γ_P 和 γ_S ：

(1) 通过递推法由 γ_R 求 γ_P 及 γ_S (η 法)

由极限状态方程 $Z = P - G - Q = 0$ 可得

$$\cos^2 \theta_R + \cos^2 \theta_G + \cos^2 \theta_Q = 1 \quad (3-80)$$

由验算点法 $X_i = \mu_{xi} \pm \beta \cos \theta_{xi} \cdot \sigma_{xi}$ ，如令 $\frac{\mu_{xi}}{\mu_{ki}} = \bar{\lambda}_{xi}$ ， μ_{xi} 为 X_i 的标准值，则上式化为

$$\gamma_{ix} = \frac{X_i^*}{\mu_{ki}} = \bar{\lambda}_{ix} (1 \pm \beta \delta_{ix} \cos \theta_{ix}) \quad (3-81)$$

式中，荷载取“+”号，分项系数 γ_G 及 γ_Q 大于 1；抗力取负号，分项系数倒数 $\gamma_R^{-1} < 1$ 。

若桩侧共有 n 层土， $R = \sum_{i=1}^n R_i$ ，先令 $\mu_{ki} = \mu_i$ ，则得第 i 层抗力分项系数为

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \beta \delta_i \frac{\sigma_i}{\sigma_Z} \quad (3-82)$$

设 $\eta_i = \frac{m_i}{m_R}$ 为抗力比， m_i 为第 i 项抗力均值， m_R 为总抗力之均值； σ_i 、 σ_R 分别为第 i 项抗力和总抗力的标准差。则式 (3-82) 可化为

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \Delta_i \quad (3-83)$$

$$\Delta_i = \beta \eta_i \frac{m_R \delta_i^2}{\sigma_Z} \quad (3-84)$$

故

$$\Delta_i = \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta^2 \eta} \Delta \quad (3-85)$$

式中

$$\Delta_i = 1 - \gamma_i^{-1}$$

故

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \Delta_i = 1 - \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta^2 \eta_n} (1 - \gamma_n^{-1}) \quad (3-86)$$

由闭合条件 $\sum_{i=1}^n \gamma_i^{-1} \eta_i = \gamma_R^{-1}$ 及式 (3-86) 可得

$$\gamma^{-1} = \sum_{i=1}^n \eta_i - \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_n^2 \eta_n} + \sum_{i=1}^n \gamma_n^{-1} \frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_n^2 \eta_n} \quad (3-87)$$

而 $\sum_{i=1}^n \eta_i = 1$, 故

$$\gamma_n^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta_i^2 \eta_i}{\delta_n^2 \eta_n} \right)^2} \quad (3-88)$$

将式 (3-88) 代入式 (3-86), 得

$$\gamma_i^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_i} \frac{(\delta_i \eta_i)^2}{\sum_{i=1}^n (\delta_i \eta_i)^2} \quad (3-89)$$

将式 (3-89) 具体化为桩端阻和桩侧阻两个变量, 同时为了使它们具有相同的权, 将桩侧分成 $\frac{\eta_s}{\eta_p} = q$ 个层次, 每层的 $\eta_i = \eta_p$, $\delta_i = \delta_s$, 则可得桩侧阻和桩端阻的分项系数为

$$\gamma_p^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_p} \cdot \frac{\delta_p^2}{\delta_p^2 + q \delta_s^2} \quad (3-90)$$

$$\gamma_s^{-1} = 1 - \frac{1 - \gamma_R^{-1}}{\eta_p} \cdot \frac{\delta_s^2}{\delta_p^2 + q \delta_s^2} \quad (3-91)$$

由于 $\frac{\mu_i}{\mu_{ki}} = \bar{\lambda}_i$, 故上述两式应进行修正, 所得之数应分别乘以 $1/\bar{\lambda}$ 和 $1/\bar{\lambda}_s$ 。

式 (3-90) 和式 (3-91) 即为求抗力分项系数的一般公式。式中抗力比 η_p 和 η_s 可通过试桩资料或规范法求得, 已知桩侧阻和桩端阻的变异系数 δ_p 和 δ_s 后, 即可由 γ_R^{-1} 和式 (3-90) 及式 (3-91) 求得 γ_s^{-1} 和 γ_p^{-1} 。

(2) γ_s 及 γ_p 计算结果如表 3-27 所示。

表 3-27 桩侧阻 γ_s 和桩端阻 γ_p 的分项系数

桩型	公式	γ_s	γ_p
钻孔灌注桩	规范经验公式	1.516	2.135
	CPT 公式	1.742	2.585
打入桩	规范经验公式	1.471	2.016

(四) 分项系数的建议值

通过前面计算结果的分析，并对比其他行业规范或文献资料，三个系数的取值情况如表 3-28 所示。

表 3-28 分项系数建议值对比表

行业	荷载性质	γ_G	γ_Q	γ_S	γ_P	γ_R
建筑		1.20	1.40	1.65 ~ 1.70		
公路	主	1.20	1.40			1.67
	主 + 附	1.20	1.10			1.47
本文建议值	钻孔桩 (规范)	1.10	1.40	1.52	2.14	1.62
	钻孔桩 (CPT)	1.10	1.40	1.74	2.59	1.85
	打入桩 (规范)	1.10	1.40	1.47	2.02	1.56

第七节 算例

一、算例 1：低承台打入桩

(一) 设计资料

某直线上铁路桥梁，采用圆端型桥墩，其尺寸及地质水文资料如图 3-16 所示。河流属季节性河流，平日无水，由于浅层处地基承载力低，不能采用明挖扩大基础（浅平基），故拟采用低承台桩基，桩长 15 m，承台底面置于局部冲刷线以下 2.5 m，桩采用 40 cm 工厂预制钢筋混凝土管桩，本算例采用低承台桩基计算法计算各桩所受的力。承台厚度拟用 1.6 m，其底面尺寸为 8.20 m × 6.00 m，桩的布置如图 3-17 所示，符合打入桩桩尖处中心距不小于 3d 及最外一排桩至承台边缘净距的要求。

(二) 荷载及荷载组合

控制设计之荷载组合情况为两孔活载，主力 + 纵向附加力，作用在承台底面的荷载为

$$N_k = 12\ 645\ \text{kN}, M_k = 7\ 885\ \text{kN} \cdot \text{m}, H_k = 418\ \text{kN}$$

经按《铁路桥梁重力式墩台》(讨论稿)，就以上荷载进行“组合二”计算后，其设计值为

$$N = 14\ 541.8\ \text{kN}, M = 8\ 673.5\ \text{kN} \cdot \text{m}, H = 418\ \text{kN}$$

桩容许承载力

$$[P] = \frac{1}{2} \left(U \sum_{i=1}^n f_i l_i + AR \right)$$

式中, $U = \pi d = 1.256 \text{ m}$, $A = \frac{1}{4} \pi d^2 = 0.126 \text{ m}^2$, $R = 4500 \text{ kPa}$,

各土层按规范可得

$$f_1 = 30 \text{ kPa 软塑黏性土}, f_2 = 45 \text{ kPa 砂黏土}, f_3 = 65 \text{ kPa 中密中砂}$$

因此

$$\begin{aligned} [P] &= \frac{1}{2} [1.256 \times (30 \times 0.5 + 45 \times 8 + 65 \times 6.5) + 0.126 \times 4500] \\ &= 784.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

荷载组合为“主+附”时, $[P]$ 可提高20%

$$[P]' = 1.2 [P] = 1.2 \times 784.3 = 941.2 \text{ kN}$$

荷载 $P = N_{k \max} + \frac{1}{4} \pi d^2 (25 - 20) \times 15 = 904.3 + 9.45 = 913.8 \text{ kN}$, 故 $P < [P]'$ 满足现行规范要求。

2. 按本文方法计算

摩擦型打入桩轴向承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_s} U \sum_{i=1}^n \alpha_i f_i l_i + \frac{1}{\gamma_p} \lambda \alpha R_k$$

式中, 按本文方法得

$$\gamma_s = 1.47, \gamma_p = 2.02$$

$$U = \pi d = 1.256 \text{ m}, A = \frac{1}{4} \pi d^2 = 0.126 \text{ m}^2,$$

$$\alpha_i = \alpha = \lambda = 1.0, R_k = 4500 \text{ kPa},$$

$$f_1 = 38 \text{ kPa 软塑黏性土}, f_2 = 53 \text{ kPa 砂黏土}, f_3 = 70 \text{ kPa 中密中砂};$$

因此

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{1.47} \times 1.256 \times (38 \times 0.5 + 53 \times 8 + 70 \times 6.5) + \frac{1}{2.02} \times 0.126 \times 4500 \\ &= 767.3 + 280.7 = 1048 \text{ kN} \end{aligned}$$

荷载

$$S = N_{\max} + 1.2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 (25 - 20) \times 15 = 1026.2 + 1.2 \times 9.45 = 1045.1 \text{ kN}$$

故 $S < R$ 满足要求。

(五) 结论

按现行规范:

$$\text{荷载} \quad P = 913.8 \text{ kN}$$

$$\text{容许承载力} \quad P' = 941.2 \text{ kN}$$

按本文方法:

$$\text{荷载} \quad S = 1045.1 \text{ kN}$$

$$\text{承载力设计值} \quad R = 1048 \text{ kN}$$

由于

$$S < R$$

故两者均满足要求。

二、算例 2：高承台钻孔灌注桩算例

(一) 设计资料

单线、直线上，桥墩承台底板底面位于局部冲刷线以上的桥梁桩基（钻孔灌注桩）的设计资料如图 3-18 所示。

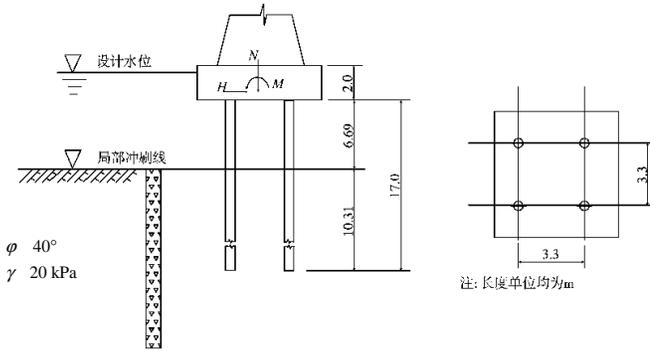


图 3-18 设计资料

该桥位于平坡直线上，梁为等跨 23.8 米的预应力混凝土桥梁，承台座板以上为钢筋混凝土矩形空心墩，组合至承台座板底面中心处的外荷载设计值如下：

两孔满载： 水平力 $H = 420 \text{ kN}$

竖向力 $N = 11\,700 \text{ kN}$

弯矩 $M = 6\,400 \text{ kN} \cdot \text{m}$

地质情况：如地质钻孔柱状图所示，河床地质情况为卵石，孔隙中填充砂。

桩底地基土基本承载力 $\sigma_0 = 800 \text{ kPa}$ ，桩侧土极限摩阻力 $f_i = 150 \text{ kPa}$ 。

基桩为钢筋混凝土钻孔灌注桩，直径 1.2 m，采用 200 号钢筋混凝土，混凝土之受压弹性模量 $E_h = 27 \times 10^9 \text{ Pa}$ 。

(二) 计算基桩桩顶最大轴向力

1. m 法计算桩的最大荷载

$$\begin{aligned} P &= N_{i \max} + G_{\text{桩}} \\ &= 4\,155 + \frac{1}{4} \pi d^2 \times [(25 - 20) \times 10.31 + (25 - 10) \times 6.69] \\ &= 4\,155 + 171.708 = 4\,326.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. 单桩承载力计算

(1) 按现行《铁路桥涵设计规范》计算：

桩容许承载力

$$[P] = \frac{1}{2} U \sum_{i=1}^n f_i l_i + m_0 A [\sigma]$$

成孔桩径

$$d' = 1.30 \text{ m}$$

桩身截面周长

$$U = \pi d' = 3.14 \times 1.30 = 4.08 \text{ m}$$

桩底支承面积

$$A = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi \times 1.2^2 = 11.3 \text{ m}^2$$

取 $m_0 = 0.6$

$$\begin{aligned} [\sigma] &= \sigma_0 + k_2 \gamma_2 (4d - 3) + k_2' \gamma_2' (l - 4d) \\ &= 800 + 10 \times 10 \times (4 \times 1.2 - 3) + 5 \times 10 \times (10.31 - 4 \times 1.2) \\ &= 800 + 180 + 275.5 \\ &= 1255.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} [P] &= \frac{1}{2} \times 4.08 \times 150 \times 10.31 + 0.6 \times 1.13 \times 1255.5 \\ &= 3154.86 + 851.229 \\ &= 4006.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

荷载组合为“主+附”时， $[P]$ 可提高20%

$$[P]' = 1.2 \times 4006.1 = 4807.3 \text{ kN}$$

故 $P < [P]'$ ，按《铁路桥涵设计规范》容许应力法检算通过。

(2) 按本文方法计算：

单桩承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_s} U \sum_{i=1}^n \beta_i f_i l_i + \frac{1}{\gamma_p} m_0 A Q_k$$

式中 γ_s ——桩侧阻抗力分项系数；

γ_p ——桩端阻抗力分项系数；

f_i 、 Q_k ——桩侧土和桩端土的极限摩阻力和极限端阻力的标准值 (kPa)；

β_i —— $d > 800 \text{ mm}$ 时灌注桩桩侧阻力尺寸效应系数，粘性土、粉土取 1.0，砂土、碎石类土

按下式计算

$$\beta = \left(\frac{0.8}{1.2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.874$$

由本文方法

$$\gamma_s = 1.52, \quad \gamma_p = 2.14$$

$$U = \pi d = 4.15 \text{ m}, \quad A = \frac{1}{4} \pi d^2 = 1.13 \text{ m}^2, \quad m_0 = 0.6$$

$$f_{ik} = 150 \text{ kPa}, \quad Q_k = 3000 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{1.52} \times 4.15 \times 150 \times 0.874 \times 10.31 + \frac{1}{2.14} \times 0.6 \times 1.13 \times 3000 \\ &= 3687.47 + 950.47 \\ &= 4637.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

前面已计算桩上荷载

$$P = 4326.7 \text{ kN}$$

故 $P < R$ ，按本文方法概率极限状态法计算通过。

(三) 结论

按现行规范：荷载 $P = 4326.7 \text{ kN}$

容许承载力 $[P]' = 4807.3 \text{ kN}$

故 $P < [P]'$ 。

按本文方法： 荷载 $S = 4\,326.7\text{ kN}$
承载力设计值 $R = 4\,637.94\text{ kN}$

故 $S < R$ 。

两种检算都满足要求。

表 3-29 给出了工程桩承载力检算简表。

表 3-29 工程桩承载力检算简表

序号	地点	墩高 (m)	桩长 (m)	桩型	桩实际轴向力 $N_{\max}(\text{kN})$	按规范单桩容许承载力 $1.2[P](\text{kN})$	按本文方法单桩承载力设计值 $R_d(\text{kN})$	$\frac{R_d}{1.2[P]}$
1	河南里沟大桥	9.1 16.1 23.1 30.1	15 19 19 24	打入桩 55 cm	973	1 048	1 011	0.964
					1 199	1 235	1 223	0.990
					1 186	1 235	1 223	0.990
					1 409	1 468	1 487	1.013
2	芜湖长江大桥	8.7 15.7 22.7 29.7	21.9 22.9 25.9 28.4	打入桩 方桩边长 60 cm	980	1 158.4	1 206.6	1.042
					1 100	1 208.9	1 263.8	0.980
					1 235	1 360.1	1 435.2	1.001
					1 368	1 486.0	1 578.1	0.994
3	黄河孙口铁路大桥	9.6 16.6 23.6 30.6	19.6 22.6 23.6 24.6	打入桩 55 cm	1 029	1 106	1 100	0.995
					1 168	1 215	1 224	1.007
					1 167	1 252	1 265	1.011
					1 209	1 288	1 306	1.014
4	某铁路引桥	8.1 15.1 22.1 29.1	15.6 21.6 20.6 27.6	打入桩 55 cm	887	970	946	0.975
					1 112	1 188	1 193	1.004
					1 105	1 152	1 152	1.000
					1 347	1 406	1 440	1.024

续表 3-29

序号	地点	墩高 (m)	桩长 (m)	桩型	桩实际轴向力 $N_{\max}(\text{kN})$	按规范单桩容许承载力 $1.2[P](\text{kN})$	按本文方法单桩承载力设计值 $R_d(\text{kN})$	$\frac{R_d}{1.2[P]}$
5	湖南沅江铁路大桥	9.0 16.0 23.0 30.0	15.9 18.9 21.9 25.9	钻孔桩 100 cm	3 426	3 540	3 911	1.105
					4 215	4 372	4 822	1.103
					5 146	5 203	5 733	1.102
					6 107	6 312	6 948	1.100
6	长东黄河大桥	8.1 15.1 22.1 29.1	43.6 48.6 54.4 61.4	钻孔桩 130 cm	4 283	4 752	5 240	1.103
					4 994	5 451	6 008	1.101
					5 777	6 263	6 898	1.101
7	洛阳黄河大桥	9.7 15.7 21.7 27.7	45 50 55 60	钻孔桩 150 cm	4 640	5 008	5 535	1.105
					5 338	5 739	6 335	1.104
					6 040	6 469	7 136	1.103
					6 748	7 200	7 937	1.102

上述工程桩检算，选自不同地区、不同桩型和直径、不同墩高、不同桩长、不同持力层，总数达 28 根桩，按照现行规范方法和本文提出的概率极限状态法分别进行了计算，计算结果表明：按本文提出的概率极限状态法设计可满足要求，钻孔灌注桩设计值高于现行规范计算值约 10%，

打入桩设计值则与现行规范计算值相差不大，但按本文提出的概率极限状态法设计时，低墩的安全度明显偏大。

第四章 压力灌浆钻孔桩的概率极限状态分析

第一节 概 述

众所周知,轴力桩的荷载由桩侧阻力和桩端阻力共同承担。钻孔灌注桩因其具有良好的适应性、成熟的施工方法,且承载力较稳定以及较好的经济效益,已广泛地应用于各类工程实践中。但钻孔灌注桩与同尺寸同场地内的打入桩相比,其承载能力要小得多,因此限制了其发展。究其原因是在当前施工技术条件下,桩底沉渣、虚土、桩侧土体松动、护壁残余泥浆套层的存在对桩端阻和侧阻的削弱,使现场尚未有有效的办法予以解除。

为了解决这个问题,国内外的有关专家学者进行了不懈的努力,尝试了各种方法,其中灌浆方法是较有效的一种。对桩的灌浆方法有桩底灌浆和桩侧灌浆。它们是在钻孔灌注桩成桩达到一定的强度后,通过预留的管道用一定压力将水泥或其他浆液压入桩底或桩侧。压力灌浆可以压密桩土间的沉渣、虚土及软弱套层,促使端阻和侧阻的潜力得以发挥,让端阻提前参与承载,并促进桩的侧阻和端阻的相互作用。压力灌浆可以大幅度地提高桩的承载力。

第二节 灌浆后桩端阻力与桩侧阻力的相互作用

轴力桩的端阻和侧阻的发挥主要取决于桩的位移情况和桩周土的性质。通常情况下,端阻的发挥需要更大的位移量,因此一般滞后于侧摩阻的发挥,而且在桩的位移较小时在总阻抗中所占的比重也很小。但是当桩的位移较大或桩端土层很强时,桩的端阻就会在桩的总阻抗中占据相当重要的地位并明显地增强桩的侧摩阻。反之,侧摩阻的存在和强化也会使端阻增强,这就是说,轴力桩的这两种阻抗之间有着相互影响、相互强化的关系。

根据近年来所作的现场大直径试桩和收集的国内外资料来看,桩的侧摩阻和端阻的相互作用是一个普遍现象。虽然桩在设计荷载下位移较小,此种相互作用不太明显,但随着施工工艺的进步,完全可以也应该采取一些工程措施使之提前发挥出来。因此,研究这一问题并利用此种关系对于提高桩的轴向承载力,节约工程投资等具有重要的现实意义。

一、轴力桩阻抗间的相互作用

从理论上讲,桩的侧摩阻和端阻均是桩土间相对位移的函数。当位移较小时,侧摩阻沿桩身的分布曲线呈典型的倒葫芦形。只有到达极限,桩身位移较大,桩本身的弹性压缩可以忽略不计时,桩身侧摩阻的分布才趋于一致。但是,上述结果仅具理论上的意义,桩阻抗的发挥和实际分布要复杂得多。在位移较大时,摩阻力沿桩身的分布呈典型的“R”形。这说明,当位移较大时,桩端阻的存在和发挥使得桩端附近的摩阻力强化了。资料证实,在均匀和非均匀土层中均是如此。

二、桩阻抗相互作用的工程意义

从上述分析可知,桩阻抗作用由桩周土的力学性质和桩的轴向位移所控制。在一定限度内,

桩周土的力学性质越好，桩的位移越大，此种相互作用也就越明显。然而，在工程中为了保证结构能正常使用，往往需要把位移控制在一定的范围内，所以在一般情况下，桩阻抗的相互作用效应不太明显。但理解了相互作用现象的机理以后，就可以采取适当的工程措施促使其提前发挥出来，从而增大桩的承载能力并减小基础的沉降。

1. 确保桩的施工质量

对于钻孔桩，因钻孔中泥浆的影响，孔壁和孔底有一软弱层存在。这不但直接降低了桩的侧摩阻和端阻，也削弱了其相互作用效果。特别是桩端的软弱层，如不能很好清除，就会使桩的工作状态类同于空底桩，这样不但端阻得不到有效发挥，而且也会降低桩的侧摩阻，于是整个桩的承载能力就大为降低了。此点对于嵌岩桩特别重要。所以提高钻孔桩的承载力的关键是重视其成桩质量并提高工艺水平。对于打入桩和挖孔桩等，桩头进入优良土层应有一定深度。这不但有利于端阻的发挥，也有利于利用阻抗间的相互作用效应。

2. 采取工程措施促进阻抗间的强化效应提前发挥

桩在正常状态下的位移很小，所以阻抗间的强化效应也不明显，但可以采取一些工程措施促使其提前发挥出来。例如，对于小直径灌注桩，在条件许可时可进行整桩预压以改善其工作状态；对于直径较大的钻、挖孔桩可对桩底进行预夯以使桩底土提前密实。此法同时也获得了增强端阻的效果。特别值得一提的是目前国内正在积极研究和推广应用的灌浆法。对于灌浆法在桩基工程中的应用，国内外均作了大量的工作并取得明显的效果。在某桥梁工地进行了此项试验，在桩底预设了柔性注浆腔，待桩身混凝土达到相当强度后，向腔内用高压注入水泥浆使容器极度膨胀，结果不但使桩的端阻大幅度提高，桩的平均侧摩阻也增加 60%，而桩的总阻力则增加到未注浆桩的 2.7 倍，桩的刚度也明显提高了。

三、桩底压力灌浆提高桩摩阻力的机理

1. 桩底压力灌浆提高桩侧摩阻力的机理分析

桩底压力灌浆能提高桩侧摩阻，其机理可从以下三方面说明：

(1) 由于桩底压力灌浆在桩下端形成扩大头，挤压桩底土层及其周围土层使其密实，增加了桩端及其周围土层的侧向压力，因而使桩侧摩阻有所提高。

(2) 在桩底压力灌浆过程中，由于灌浆量及灌浆压力的增加，形成的扩大头超过橡胶囊的弹性，部分浆液窜出，沿桩土之间的软弱层上升，提高了桩侧土层单位侧摩阻力。

(3) 桩底压力灌浆时，在压密桩端虚土的同时，向上传递反力，因而桩侧摩阻力有所提高。

2. 桩底压力灌浆提高桩端摩阻力的机理分析

桩底压力灌浆能明显地促进桩端阻的发挥，其机理可以从以下几个方面分析：

(1) 桩底压力灌浆形成的扩大头使桩端虚土挤密，同时使桩上抬几毫米；桩端阻一开始就参与发挥，这是压力灌浆桩与普通钻孔灌注桩的显著区别。在河南省新乡及里沟的试桩试验结果表明，当桩顶位移为 5 mm 时，普通桩桩端阻为零，而压力灌浆桩在新乡 B 桩、里沟 A 桩和 B 桩的桩端阻占桩顶荷载的比例分别为：24.9%、10.8%、11.2%。随着桩顶荷载的增加，压力灌浆桩在新乡 B 桩、新乡 D 桩桩端阻力占极限荷载的比例分别为：45%、30%，而普通钻孔灌注桩新乡 A 桩、新乡 C 桩桩端阻力占极限荷载的比例分别为：4.8%、7.8%。可见压力灌浆桩基本克服了普通钻孔灌注桩桩侧摩阻和桩端阻异步发挥、桩端阻滞后于桩侧摩阻的缺点。

(2) 桩底压力灌浆在桩端形成了扩大头，增加了支承面积。

(3) 桩底压力灌浆过程中浆液向桩底持力层渗透，提高了单位面积上的端阻力。

桩底压力灌浆使得桩侧摩阻和桩端阻同时提高，因而能较大幅度地提高桩的承载力。

此项新工艺的兴起在我国表现了巨大的生命力，但由于试桩资料有限，尚需在实践及推广应用中不断积累资料，进行深入的理论研究，并在施工工艺和计算方法方面不断完善，尽量做到标准化。

第三节 极限承载力计算模式

桩基承载的特点是通过桩与桩周土体、桩端土体的相互作用将上部结构的荷载传递至下部土层,以达到减小沉降(与浅基础相比较)和提高承载能力的目的。桩基承载力的构成不外乎桩侧摩阻力与桩端阻力两部分。但普通钻孔桩与桩底、桩侧灌浆钻孔桩相比,其侧摩阻、桩端阻力的发挥存在着很大的差别。要弄清楚这种差别,就必须将其进行对比分析,找出它们各自的规律,评价其优劣,以期为工程建设服务。

1. 铁路桥涵设计规范中有关钻孔桩、打入桩的轴向承载力的计算

在规范中,计算桩基承载力公式中的极限摩阻力 f_i , 极限端阻力 R (或容许端阻力) 在各行业的规范中都有所表示,其值是根据大量的试验结果统计而得的。在实际工程中往往需要根据具体工程的工程地质情况取该地区的经验值;当然最可靠的方式是在该场地内作桩的静载试验。

(1) 铁路桥涵设计规范中有关钻(冲)孔灌注桩承载力公式为

$$[P] = \frac{1}{2} U \sum_{i=1}^n f_i l_i + m_0 A [\sigma] \quad (4-1)$$

式中,第一项为极限摩阻力除以2,第二项为桩端容许承载力。 m_0 为桩端阻力的折减系数(考虑施工方法的影响,对于挖孔桩其值可取1.0); $[\sigma]$ 为桩端处地基土的容许承载力。由此公式可以看出施工方法对承载力的影响是很大的,桩端持力层没有充分发挥其作用。

(2) 铁路桥涵设计规范中有关打入桩、震动下沉或桩尖爆扩桩承载力计算公式为

$$[P] = \frac{1}{2} \left(U \sum_{i=1}^n \alpha_i f_i l_i + \lambda AR \alpha \right) \quad (4-2)$$

式中,左边括号中第一项为桩侧极限摩阻力,第二项为桩端极限阻力。其中 α_i 、 α 为震动下沉桩对各土层桩周摩擦力和桩尖反力的影响系数,对于打入桩该值取1, λ 为爆扩桩的桩尖爆扩体直径与桩身直径的比值有关的系数。

2. 桩底压力灌浆钻孔桩承载力的计算

针对桩底灌浆钻(冲、挖)孔桩,采用桩底灌浆工艺,依据所做的试验研究及经验,可归纳出以下计算单桩轴向极限承载力公式:

(1) 对于桩端下地基为砂性土、风化岩、砂卵石层有

$$P_u = \sum_{i=1}^n U f_i l_i + AR \quad (4-3)$$

式中 P_u 桩的轴向极限承载力(kN);

U 桩周长(m);

l_i 每层土的厚度(m);

f_i 每层土的单位极限摩阻力(kPa)。其值因灌浆工艺而有所变化。在工程应用中,桩端以上 $2.5d$ 范围内(d 为设计桩径),其值可取规范中相应值的2倍,沿桩长其他部分可取规范中的上限值;

A 桩端支承面积(m^2),其值取灌浆施工后扩大了的支承面积值。支承面积的计算,可根据浆液析水性质按球形或圆柱体进行换算而定;

R 桩端持力层的极限承载力(kPa)。其值可取实际灌浆施工中的灌浆终了时稳定的灌浆压力值或取相应土层中打入桩的规范值。

如上所述,在粗颗粒土层中,钻孔灌注桩的极限承载力较原规范值有很大的提高。因使用灌浆方法,桩端承载力不再折减。桩侧摩阻力也有不同程度的提高。长径比 l/d 小于25时,对于持力层为砂性土层的钻孔桩进行桩底灌浆使桩侧摩阻力与桩端阻力具有同步发挥的特性。而对于 l/d 大于

25 时长桩则不具有这种性质，此时桩侧摩阻力成为桩承载力的主要因素。

(2) 桩端下为黏性土层时，有

$$P_u = \sum_{i=1}^n U f_i l_i + \lambda A R \quad (4-4)$$

式中 P_u 桩的轴向极限承载力 (kN)；

U 等直桩的周长 (m)；

l_i 每层土的厚度 (m)；

λ 考虑灌浆影响的系数，其值可参考桩尖爆扩桩在相应土层中的值；

f_i 每层土的单位极限摩阻力 (kPa)，其值可取钻孔灌注桩极限摩阻力值；

A 灌浆后桩端底面积 (m²)；

R 取打入桩桩端土的极限承载力 (kPa)。可按桥规中相应表格内的值取值，考虑到桩底灌浆的影响，需乘以一个经验折减系数。

在黏性土层中压密灌浆，其机理要复杂得多。从现场试验资料看，桩端下为黏性土层时，无论是黄土质黏土还是残积黏性土、亚黏土层等，都采用桩底灌浆方式。这既能提高桩的轴向承载力，又能消除施工方法带来的负面影响，其效果与粗颗粒土中相应的方法相比较，承载力提高的幅度较小。且达到极限时，桩顶沉降量比常规桩大。要将该方法运用于桩基工程中来，其基本规律尚待进一步深入研究。

3. 桩侧压力灌浆钻孔桩桩侧摩阻力的取值

前面有关章节已经论述了钻孔灌注桩桩体与桩周土体因施工工艺带来的问题，同时也提及采用桩侧灌浆工艺桩的侧摩阻力较仅进行桩底灌浆桩的侧摩阻力大。

试验结果表明，采用侧壁灌浆工艺后，其桩侧极限单位侧摩阻力增加 1 倍以上。因而采用桩侧灌浆可以成倍地提高桩侧摩阻力，因此在工程设计时就可以考虑因存在灌浆因素而提高桩侧摩阻力的取值。这时桩侧灌浆的钻孔灌注桩极限摩阻力 f 值可取桥规中相应土层中打入桩 f 的上限值。

桩侧灌浆对于改善钻（冲）孔灌注桩桩侧的承载能力是行之有效的。只是其工艺较桩端灌浆稍显复杂，但其带来的经济效益是很可观的。

第四节 桩底压力灌浆钻孔桩承载力公式及可靠性分析

桩底灌浆用于钻孔桩可以大幅度地提高钻孔桩承载力。作为一种工艺方法，它在优化桩土结构方面目前尚缺乏理论上的系统研究。在前一节中根据有关的现场实例资料，并结合对灌浆法提高桩承载力的机理研究，提出了计算这种桩承载力的公式，对采用此公式的钻孔压力灌浆桩的可靠性作了校核。计算结果表明，承载力公式的计算值与实测值较吻合，并具有和普通钻孔灌注桩相同的可靠指标。表 4-1 为试桩实测资料。

表 4-1 可靠度计算的桩底灌浆钻孔试桩统计表

参数	桩号				
	新乡 1 [#]	新乡 2 [#]	里沟 A	里沟 B	扬州 1 [#]
桩底持力层	中密细砂	中密细砂	黄土质砂黏土	黄土质砂黏土	粉土
桩长 (m)	14.40	14.00	10.25	10.23	18.87
桩径 (m)	0.88	0.87	0.56	0.59	1.00

长径比	16.9	16.10	18.30	17.30	18.87
-----	------	-------	-------	-------	-------

续表 4-1

参 数 \ 桩 号	福州 2A [#]	福州 4A [#]	武汉 W1	武汉 W2	福州 1 [#]
灌浆压力 (MPa)	3.8	1.5	3.0	3.0	2 - 3
极限承载力 P_u (kN)	10 000	1 1000	2 800	2 400	6 075
常规桩承载力 P'_u (kN)	3500	3500	1800	1800	3 000
P_u/P'_u	2.86	3.14	1.55	1.33	2.03
估算值 P_k (kN)	8561	9345	2657	2657	6455
P_u/P_k	1.168	1.177	1.054	0.903	0.941
桩底持力层	强风化岩	强风化岩	中密中砂	中密中砂	砾卵石
桩长 (m)	70.5	56.9	42	42	44.4
桩径 (m)	1.2	0.8	0.7	0.7	0.8
长径比	59.75	71.1	60	60	55.5
灌浆压力 (MPa)	15.0	7.8	4.5 ~ 5.0	3.9 ~ 4.5	6.5
极限承载力 P_u (kN)	19 500	>9 450	>10 400	>12 000	>9 900
常规桩承载力 P'_u (kN)	13 948	6 300	6 000	6 000	7 200
P_u/P'_u	1.40	> 1.5	1.73	2.0	> 1.38
估算值 P_k (kN)	18 050	8 890	11 500	11 500	11 880
P_u/P_k	1.080	1.063	0.904	1.043	0.833

注：常规桩极限承载力是指同场地与灌浆桩相同桩长、桩径、相同施工条件下的承载力。

1. 桩底压力灌浆钻孔桩的承载力估算公式

根据对钻孔桩压力灌浆机理的研究，可以得出以下结论：桩底压力灌浆不仅能提高桩端阻，使桩端阻一开始即参与承载，桩端阻和桩侧摩阻的发挥趋于同步，而且使桩侧摩阻力有所提高，从而提高了桩的承载力，这点从表 4-1 中也可以看出。承载力的估算公式为

$$P = P_f + P_b = \sum_{i=1}^n Uf_i l_i + AR \quad (4 - 5)$$

用此公式计算了 10 根试桩的极限承载力 P_k ，并与其极限承载力的实测值 P_u 进行了对比，计算结果列于表 4-1 中。

从表 4-1 来看，计算值和实测值较吻合；经绘直方图知， P_u/P_k 的概率为正偏态分布。假定其为对数正态分布，可求得均值为 1.033，均方差为 0.127，利用 A^2 检验法作分布假设检验。当子样 n 达到 10 时，临界值 $A_{n,\alpha}^2$ 一般可达到极限值的 94%，因此 A^2 法对小样本容量的检验是很合适的。取 $\alpha = 0.05$ ，临界值 $A_{9,0.05}^2 = 0.693$ ，统计量 $A_9^2 = 0.1486$ ，由于 $A_9^2 < A_{9,0.05}^2$ ，因此不拒绝 P_u/P_k 为对数正态分布。

2. 承载力的可靠度分析

单桩轴向承载力的极限状态方程为

$$Z = F(P, G, Q) = P - G - Q = 0 \quad (4 - 6)$$

式中 P ——单桩轴向承载力；

G ——恒载；

Q ——活载。

由于 P 同桩径、桩长以及地质条件、桩材、施工方法等多种不定性因素有关，直接用式 (4 - 6) 分析单桩可靠度存在一定的困难。可以用无量纲的计算模式。

单桩承载力 P 的标准值为

$$P_k = K(G_k + Q_k) = K(1 + \rho)G_k \quad (4-7)$$

上式的 ρ 为活载与恒载之比。因此式(4-6)可以化为下面无量纲的计算模式

$$\lambda - \frac{1.0}{K(1+\rho)} \times \lambda_G - \frac{\rho}{K(1+\rho)} \times \lambda_Q = 0 \quad (4-8)$$

式中, $\lambda_p = P/P_k$, $\lambda_G = G/G_k$, $\lambda_Q = Q/Q_k$ 。K为安全系数, 现行的桩基设计规范中取 $K = 2.0$ 。

虽然极限状态方程的形式改变了, 但式(4-6)和式(4-8)的可靠指标 β 的计算结果是一样的。根据《建筑设计统一标准》, 恒载的概率分布服从正态分布, 活载服从极值I型分布, 且有

$$\begin{aligned} \mu(\lambda_G) &= 1.06, \quad \sigma(\lambda_G) = 0.0742 \\ \mu(\lambda_Q) &= 0.70, \quad \sigma(\lambda_Q) = 0.2030 \end{aligned}$$

根据本文统计结果, λ_p 为对数正态分布, 且有 $\mu(\lambda_p) = 1.033$, $\sigma(\lambda_p) = 0.127$ 。

目前计算可靠指标的方法有一次二阶矩法、J-C法及其他的近似法。这些方法最大的缺点是在验算点附近用切面来代替真正的失效面, 同时将非正态随机变量当量正态化, 计算结果有一定的误差。因此采用 Monte - Carlo 方法来求解 β , 研制相应的计算程序。这种方法能适应极限状态方程的高度非线性、随机变量的非正态分布, 只要模拟次数足够多, 就可得到相对精确的失效概率和可靠指标。计算结果如表 4-2 所示。

表 4-2 可靠指标计算结果

ρ	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
β	3.794	4.201	4.229	4.311	4.311

3. 结 语

运用式(4-5)对 10 根压力灌浆钻孔桩的承载力进行了估算, 计算结果和实测值较吻合, 且可靠指标在 4.0 以上。这说明与普通钻孔灌注桩采用规范设计时具有相同的安全水准, 但其承载力比普通钻孔灌注桩要高许多。计算时发现, 可靠指标 β 随荷载效应比 ρ 的增大而增大, 但增量小, 这说明 ρ 对 β 的影响不大。

第五章 用静力触探法推求桩的极限承载力及其概率极 限状态分析

第一节 由 CPT 结果推求桩的极限承载力

在桥涵设计方法中，桩的极限承载力 P_u 也可利用静力触探试验 CPT 测试结果由如下经验公式得到。

(1) 打入桩

$$P_u = \sum_{i=1}^n \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-1)$$

式中 l_i 、 u_i 量纲为 m， A 为 m^2 ， P_u 单位用 kN；

\bar{q}_{si} ——桩侧第 i 层土 CPT 所得的平均摩阻力 (kPa)，其值小于 5 kPa 时，取用 5 kPa；

\bar{q}_b ——桩底 (不包括桩靴) 上下各 4 倍桩径 d 范围内 CPT 所测得的端阻平均值 (kPa)，若桩底以下 $4d$ 范围内的平均值 \bar{q}_b 小于桩底以上 $4d$ 范围内的平均值 \bar{q}_b 时，取 $\bar{q}_b = \bar{q}_b$ ；

β_i 、 α ——桩侧摩阻和端阻的综合修正系数。

当 $\bar{q}_b > 2000$ kPa 且 $\bar{q}_{si} / \bar{q}_b < 0.014$ 时，

$$\begin{aligned} \beta_i &= 1.798(\bar{q}_{si} / 10)^{-0.45} \\ \alpha &= 1.257(\bar{q}_b / 100)^{-0.25} \end{aligned} \quad (5-2)$$

如果 \bar{q}_b 和 \bar{q}_{si} / \bar{q}_b 不满足上述条件时，

$$\begin{aligned} \beta_i &= 2.83(\bar{q}_{si} / 10)^{-0.55} \\ \alpha &= 2.407(\bar{q}_b / 100)^{-0.35} \end{aligned} \quad (5-3)$$

(2) 钻孔灌注桩

$$P_u = \sum_{i=1}^n \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-4)$$

上式中各符号意义及单位同前面打入桩。

当设计桩径 $d < 65$ cm，修正系数按下列方式决定

$$\begin{aligned} \beta_i &= 3.774(\bar{q}_{si} / 10)^{-0.75} \\ \alpha &= 7.878(\bar{q}_b / 100)^{-0.93} \end{aligned} \quad (5-5)$$

当 $d \geq 65$ cm 时，

$$\begin{aligned} \beta_i &= 1.39(\bar{q}_{si} / 10)^{-0.4} \\ \alpha &= 1.625(\bar{q}_b / 100)^{-0.55} \end{aligned} \quad (5-6)$$

在上述估计极限承载力 P_u 的公式中，视每一土层中 q_{si} 、 q_b 为定值，而土层土性实际上具有随机性，且其土性参数在空间上具有相关性，因此在用可靠性理论分析桩的承载力时，宜用随机场模型来考虑土性参数的空间相关性。

第二节 用 CPT 分析计算的土层相关范围

从第二章分析中可以看到，随机场模型中土性相关范围 δ 是其最重要的参数，它在桩基可靠性分析和计算中发挥着重要作用。在第二章第三节第四部分中已将求解相关范围 δ 的几种常用方法及其原理都作了介绍，下面根据这些方法和原理，利用静力触探试验（CPT）曲线分析计算土层的相关范围，相关范围等于 2 倍相关距离。

为讨论方便起见，在此对土层相关距离进行计算分析。

铁路系统的静力触探常采用的是双探头，在触探过程中可同时获得 f_s-h ， q_c-h 曲线。理论上，这两者对随机场分析是等价的。计算中为提高数据可靠性，将两条曲线同时作了分析。表 5-1 是天津地区的 10 根钻孔灌注桩由 CPT 试验曲线计算得出的相关距离。

表 5-1 土层相关距离计算结果

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值					
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法	取用值	
1	1.20	填土	32.75	8.61	0.504	0.112	0.188	0.324	0.207	
			0.851	0.562	0.372	0.182	0.095	0.171		
	1.00	黏土	7.57	6.40	0.380	0.430	0.117	0.389	0.285	
			0.265	0.057	0.421	0.224	0.102	0.216		
	12.6	软土	5.82	1.87	1.989	2.196	2.013	2.175	0.285	
			0.514	0.193		0.280	0.210	0.364		
	4.80	黏土	75.03	47.60	0.470	0.561	0.477	0.833	0.499	
			3.054	2.090	0.410	0.346	0.355	0.535		
	3.20	软土	24.40	12.32	1.563	0.432	0.454		0.490	
			0.812	0.145	0.335	0.373	0.631	0.805		
2	1.00	填土	34.20	10.77	0.327	0.195	0.097	0.180	0.168	
			0.630	0.590	0.315	0.187	0.086	0.123		
	1.00	黏土	23.50	2.47	0.266	0.252	0.172	0.243	0.233	
	12.4	软土	9.16	2.11	2.17	0.903	0.970	1.258	1.044	
			0.523	0.300			1.125	2.778		
	8.50	黏土	52.34	50.80	1.290	0.910	0.806	2.400	1.349	
			1.864	1.954	1.208	1.124	1.634	1.412		
	3	1.00	填土	46.05	16.35	0.422	0.224	0.102	0.216	0.241
				0.930	0.498	0.337				
1.20		黏土	24.50	8.063	0.254	0.212	0.069	0.446	0.304	
			0.461	0.303	0.107	0.240	0.058			
12.5		软土	7.98	1.483		1.287	1.036	2.123	1.482	
			0.272	0.130	3.885	1.775	2.482	2.497		
4.0		黏土	72.80	51.05	0.754	0.423	0.706	1.300	0.649	
			3.366	2.293	0.309	0.495	0.616	0.583		

续表 5-1

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值				
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法	取用值
4	1.30	填土	38.13	8.39	0.581	0.294	0.164	0.286	0.306
			0.523	0.134	0.530	0.340	0.171	0.318	
	1.00		17.60	5.25	0.421	0.224	0.120	0.553	0.283

		黏土	0.210	0.032	0.421	0.224	0.102	0.216	
	12.3	软土	7.77	1.31	0.887	0.858	0.687	1.844	1.069
			0.350	0.198					
	3.40	黏土	32.40	17.47	0.560	0.381	0.282	0.400	0.525
			1.534	1.184	0.614	0.374	0.602	0.983	
	0.80	粉砂	131.0	25.92	0.151	0.223	0.146	0.225	0.202
			11.94	6.22	0.123	0.313	0.034		
5	3.20	填土	21.04	6.17	0.432	0.207	0.339	0.413	0.283
			0.634	0.357	0.482	0.119	0.150	0.117	
	2.20	黏土	38.09	12.84	0.713	0.358	0.648	1.124	0.570
			0.776	0.106	0.598	0.359	0.266	0.488	
	2.60	粉砂	53.42	22.28	0.437	0.406	0.313	0.825	0.492
			5.45	1.916	0.695	0.285	0.345	0.627	
	2.00	黏土	26.70	12.51	0.260	0.175	0.210	0.217	0.204
			2.240	1.008	0.317	0.188	0.080	0.180	
	5.30	黏土	15.43	4.70	0.575	0.407	0.501	0.575	0.515
			0.941	0.325	1.314	3.13	1.20	9.407	
	3.10	黏土	7.773	155.2	1.428	0.611	0.509		0.837
			6.974	4.811	0.467	0.649	0.812	1.371	
	7.50	粉砂	125.3	64.42	1.157	1.864	1.234	2.828	1.648
			8.556	5.813	0.846	1.300	1.047	2.097	
	5.10	黏土	80.37	22.77	0.347	0.632	0.800	1.650	0.759
			3.43	2.28	0.490	0.501	0.725	0.925	
	2.10	黏土	118.8	43.04	0.450	0.328	0.344	0.627	0.456
			8.04	4.16	0.407	0.436	0.326	0.730	

续表 5-1

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值				取值值
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法	
6	1.10	填土	15.50	8.93	0.520	0.232	0.100	0.920	0.512
			0.355	0.148	0.476	0.381	0.302	1.163	
7.30		软土	14.17	7.45	0.822	0.935	0.74	2.822	1.330
8.20		软土	11.05	3.35	2.08	0.246	0.391	1.040	0.772
			0.602	0.116	0.453	0.636	0.660	0.666	
2.80		黏土	44.61	30.62	0.826	0.961	0.979	2.621	1.168
			2.30	1.60	0.816	0.752	0.820	1.563	
6.20		细砂	160.0	57.25	1.089	2.284	1.237	5.627	1.802
			14.86	4.96	0.694	0.881	0.652	1.951	
6.00		黏土	77.65	30.30	0.829	1.209	0.880	1.981	1.198
			3.438	3.420	0.978	1.252	0.780	1.671	
4.40		黏土	34.56	10.18	0.893	0.938	0.781	3.488	1.561
			1.618	0.190	1.839	2.053	0.897		
2.80		黏土	144.0	54.31	0.557	0.614	0.533	1.362	0.737

7	4.1	土	8.372	3.977	0.616	0.540	0.369	1.301	1.300
		粉砂	109.9	31.14	0.747	0.544	0.8/30	2.555	
			4.40	2.380	0.773	1.211	0.913	2.827	
	1.10	填土	23.12	14.16	0.476	0.381	0.302	1.163	0.450
			0.801	0.349	0.497	0.195	0.188	0.394	
	1.70	黏土	24.84	8.47	0.667	0.529	0.427	0.947	0.533
0.30			0.108	0.506	0.370	0.243	0.572		
2.80	软土	11.32	3.50	0.854	0.872	0.816	1.654	0.811	
		0.314	0.228	0.747	0.438	0.390	0.715		

续表 5-1

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值				取用值
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法	
7	2.80	软土	18.0	8.14	0.439	0.202	0.419	0.565	0.403
			0.482	0.322	0.451	0.296	0.330	0.525	
	7.60	软土	10.59	2.85		0.554	0.430	0.820	0.443
			0.356	0.098		0.283	0.200	0.368	
	1.60	粉砂	82.73	39.81	0.673	0.329	0.209		0.404
	5.60	细砂	189.9	57.70	0.666	0.711	0.518	4.489	0.684
			15.49	4.94	0.531	0.573	0.458	1.583	
	6.90	黏土	82.51	31.37	0.551	0.563	0.728	1.052	0.660
			2.83	2.52	0.854	0.411	0.396	0.720	
	3.70	黏土	36.32	11.13	0.697	1.044	0.627	1.305	0.830
			1.51	0.21	0.763	0.520	0.313	1.368	
	2.40	黏土	139.6	50.55	0.471	0.681	0.639	1.108	0.655
			6.64	3.75	0.491	0.335	0.669	0.843	
	3.50	黏土	105.6	32.90	0.778	0.565	0.503	1.311	0.621
			2.96	0.909	0.635	0.340	0.291	0.541	
1.00	粉砂	125.0	34.80	0.219	0.091	0.170	0.094	0.162	
		4.24	2.11	0.258	0.174	0.057	0.229		
8	1.10	填土	22.50	11.96	0.520	0.232	0.10	0.920	0.381
			0.587	0.171	0.497	0.194	0.188	0.394	
	1.90	黏土	22.63	6.61	0.526	0.300	0.243	1.476	0.636
	3.00	软土	13.50	5.07	0.511	0.405	0.725	0.761	0.472
			0.452	0.029	0.126	0.856	0.045		
	2.40	软土	11.01	4.19	0.690	0.444	0.420	1.30	0.535
			0.727	0.347	0.358	0.283	0.391	0.389	
	7.60	软土	11.87	1.244		0.554	0.430	0.820	0.434
			0.368	0.098		0.153	0.234	0.411	

续表 5-1

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值				取用值
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法	

8	1.40	黏土	31.50	10.00	0.562	0.483	0.188	2.509	0.674
			1.675	0.683	0.562	0.483	0.188	2.509	
	1.60	粉砂	88.00	37.80	0.435	0.447	0.518	0.707	0.534
			4.728	2.380	0.509	0.354	0.278	1.021	
	5.80	细砂	139.8	35.20	0.954	1.265	0.938	4.870	0.851
			12.71	3.84	0.61	0.461	0.516	1.008	
	6.90	黏土	82.00	30.30	0.952	1.141	0.951	2.537	1.045
			2.78	1.75	1.612	0.300	0.299	0.568	
	4.30	黏土	63.50	24.30	1.985	0.467	0.457	2.292	1.457
			1.90	0.37	1.793	2.035	1.013		
	2.00	黏土	131.8	39.87	0.574	0.540	0.575	1.090	0.563
			6.24	2.67	0.433	0.207	0.335	0.745	
	2.60	粉砂	109.5	34.56	0.464	0.259	0.344	0.478	0.261
			2.38	0.353	0.188	0.138	0.078	0.135	
1.80	细砂	132.4	40.90	0.223	0.232	0.134	0.218	0.253	
		11.79	4.30	0.262	0.360	0.247	0.341		
9	1.40	填土	40.57	17.32	0.574	0.375	0.174	4.160	0.470
			0.893	0.332	0.556	0.241	0.286	1.176	
	1.40	黏土	26.07	7.77	0.202	0.202	0.232	0.254	0.338
			0.282	0.080	0.574	0.375	0.264	0.596	
	3.20	软土	8.42	4.98	0.917	0.445	0.689	1.758	0.737
			0.685	0.201	0.896	0.364	0.238	0.584	
	2.20	软土	13.76	3.82	0.433	0.306	0.312	1.352	0.516
			1.322	0.636	0.500	0.377	0.240	0.600	
	7.80	软土	10.46	2.36		0.250	0.351	0.961	0.397
			0.728	0.157		0.188	0.211	0.420	
	1.20	黏土	37.67	14.28	0.205	0.064	0.073	0.064	0.317
			2.20	1.244	0.569	0.234	0.096	1.227	
	1.10	粉砂	87.56	46.09	0.237	0.210	0.086	0.218	0.345
			2.66	0.951	0.476	0.381	0.302	0.843	

续表 5-1

桩号	层厚 (m)	土类	点特性		相关距离的计算值				取值
			均值	均方差	零跨法	相关函数法	递推法	统计模拟法	
6.90	细砂		149.4	36.76	0.750	0.963	0.869	3.838	1.137
			14.29	4.34	1.39	1.92	0.930	5.460	
6.50	黏土		81.40	30.85	1.024	2.545	1.140	6.623	1.148
			2.808	1.703	1.243	0.440	0.39	0.814	
4.10	黏土		35.70	6.270	1.158	4.692	0.621		1.175
			2.005	0.462	1.142	1.466	0.972		
2.30	黏土		142.5	36.4	0.418	0.363	0.230	0.601	0.420
			6.126	2.153	0.422	0.332	0.255	0.735	
2.90	粉砂		117.0	36.60	0.821	0.450	0.707	1.526	0.966
			14.66	4.84	1.196	1.357	0.611		
2.20	细砂		118.0	41.02	0.466	0.496	0.315	1.273	0.543
			10.63	3.25	0.940	0.275	0.183	0.391	
10	2.95	填土	21.25	4.61	0.490	0.268	0.388	0.372	0.675
			0.393	0.271	1.380	0.966	0.562		

1.80	黏土	21.45	4.21	0.295	0.340	0.203	0.391	0.233
		1.014	0.148	0.240	1.518	0.077		
1.80	软土	9.327	4.646	0.3767	0.146	0.3267	0.568	0.480
		.878	0.160	0.724	0.564	0.280		
6.70	黏土	74.56	58.64	1.189	1.280	1.246		1.406
		3.75	2.12	1.287	2.021	1.410		
2.50	黏土	197.4	82.76	1.690	0.310	0.475	1.112	0.492
		11.80	6.13	0.397	0.261	0.348	0.476	
3.20	黏土	116.0	19.53	0.960	0.619	0.423	1.721	0.381
		6.636	3.22	1.146	0.096	0.094		

注：上表中同一土层前一行相关距离由 f_s 的特性曲线求得，后一行由 q_c 的特性曲线求得。

由表 5-1 可见，同一土层，使用不同触探曲线、不同计算方法所得的相关距离稍有差异，在使用时剔除相差过大者后可通过综合评判取值。

第三节 由 CPT 计算公式得到的极限承载力 P_{uj} 的统计分析

利用前述的一维齐次随机场模型，分析具有 CPT 资料的桩的可靠度，可按下列步骤进行：

- (1) 利用 CPT 资料求出每层土的 δ 及 q_{si} 、 q_b 的点均值、点方差。
- (2) 利用 CPT 公式推求极限承载力 P_{uj} 的均值和方差。
- (3) 令 $\lambda_p = P_u/P_{uj}$ ， P_u 为试桩的极限承载力，将 P_u 或 λ_p 代入相应极限状态方程，求可靠指标。
- (4) 由相应公式求分项系数。

问题 (1) 已在第二章第三节中讨论了，下面分别讨论其他问题。

一、 P_{uj} 公式的均值和方差

用 CPT 资料估计桩的承载力公式为

$$P_{uj} = \sum_{i=1}^n \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-7)$$

式中 \bar{q}_{si} 、 \bar{q}_b —— 触探所得土层的参数。

由于按随机场考虑，故为随机变量，按概率理论可得出均值和方差的计算公式为

$$\bar{P}_{uj} = \sum_{i=1}^n \beta_i \bar{q}_{si} l_i u_i + \alpha \bar{q}_b A \quad (5-8)$$

$$D[\bar{P}_{uj}] = \sum_{i=1}^n \beta_i^2 l_i^2 u_i^2 D[\bar{q}_{si}] + \alpha^2 A^2 D[\bar{q}_b] \quad (5-9)$$

$$\delta_{P_u} = \sqrt{D[\bar{P}_{uj}] / \bar{P}_{uj}}$$

式中， \bar{q}_{si} 、 $D[\bar{q}_{si}]$ 、 \bar{q}_b 、 $D[\bar{q}_b]$ 由相应土层按随机场模型求得。

1. 桩侧土的 q_{si} 的空间特性

对于每一土层的 q_{si} ，先按等间距 $\Delta z = \delta_i$ 取样，先求出点特性 $\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n q_{si}(z_i)$ ，

$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [q_{si}(z_i) - \mu]^2$ ，再由前述的方法求出该土层的相关距离 δ_i ，若该土层厚度为 l_i ，则其空间特性如下

$$\left. \begin{aligned} \bar{q}_{si} &= \mu \\ D[\bar{q}_{si}] &= \sigma^2 \frac{\delta_i}{l_i} \end{aligned} \right\} \quad (5-10)$$

2. 桩端土的 q_b 的空间特性

(1) 当桩端以下土层比其上土层软, 即 $\bar{q}'_b < \bar{q}^b_b$ 时, 在桩底以下 $4d$ (d 为桩径) 范围内求其平均特性。以 $\Delta z = \delta$ 取样后求出点均值和点方差, 则 q_b 的空间特性为

$$\left. \begin{aligned} \bar{q}_b &= \bar{q}^b_b \\ D[\bar{q}_b] &= \sigma^2 \frac{\delta}{4d} \end{aligned} \right\} \quad (5-11)$$

(2) 当桩端以下土层比其上土层硬, 即 $\bar{q}'_b > \bar{q}^b_b$ 时, 在桩底上下各 $4d$ (d 为桩径) 范围内求其平均特性。以 $\Delta z = \delta$ 取样后求出点均值和点方差, 因在 CPT 曲线上取样间距, q'_b 和 q^b_b 互相独立, 即 $C(q'_b, q^b_b) = 0$, 则 q_b 的空间特性为

$$\left. \begin{aligned} \bar{q}_b &= \frac{1}{2}(\bar{q}'_b + \bar{q}^b_b) \\ D[\bar{q}_b] &= \frac{1}{4}\{D[\bar{q}'_b] + D[\bar{q}^b_b]\} = \frac{1}{16d}(\sigma_i^2 \delta_i + \sigma_b^2 \delta_b) \end{aligned} \right\} \quad (5-12)$$

二、CPT 桩承载力的计算

由上节的方法计算钻孔灌注桩 8 根, 结果如表 5-2 所示:

表 5-2 钻孔灌注桩的承载力 (单位: kN)

桩号	计算极限侧阻力	计算极限端阻力	计算极限承载力	计算承载力均方差	实测承载力
1	1 332.83	147.31	1 480.14	111.16	900.00
2	1 449.25	148.09	1 597.34	343.45	800.00
3	1 167.67	168.16	1 335.83	90.38	1 400.00
4	1 098.08	178.14	1 276.22	66.50	1 300.00
5	3 461.17	454.78	3 915.95	501.98	5 500.00
6	3 012.66	1 155.85	4 168.51	282.92	8 000.00
7	5 359.96	960.67	6 320.63	203.79	5 600.00
8	6 707.96	1 521.90	8 229.86	271.15	7 000.00

三、对桩极限承载力的校正

1. 试计比 λ_p

试桩的极限承载力实测值 P_u 一般是较难获得的, 工程中常用经验公式计算 P_{uj} , 然而这两者不完全等价。此处引入一无量纲随机变量——试计比 λ_p , 按式 (3-38) 来考虑它们两者的差异。

本文研究收集了 47 根有静载试桩 P_u 和 CPT 计算 P_{uj} 的试桩, 由此计算出试计比 λ_p , 统计分析后的结果列于表 5-3, 表 5-4 中, 其分布可见直方图 5-1。

表 5-3 桩的承载力试计比

桩号	P_u	P_{uj}	λ_p
1	900	1 480.14	0.608
2	1 400	1 335.83	1.048

3	1 300	1 276.22	1.019
4	5 500.0	3 915.95	1.405

续表 5-3

桩号	P_u	P_{uj}	λ_P
5	5 600.00	6 320.63	0.886
6	7 000.00	8 229.86	0.851
7	8 000.00	8 570.17	0.933
8	2 810.00	2 406.6	1.168
9	8 000.00	6 240.4	1.282
10	5 000.00	5 931.8	0.843
11	5 000.00	6 372.2	0.785
12	7 000.00	6 288.5	1.113
13	7 000.00	6 425.4	1.089
14	4 500.00	51124.1	0.878
15	3 500.00	3 417.1	1.024
16	1 200.00	1 397.1	0.859
17	1 050.00	1 388.5	0.756
18	4 300.00	3 166.6	1.358
19	2 700.00	3 480.6	0.776
20	2 700.00	3 565.8	0.757
21	2 450.00	3 665.1	0.668
22	1 220.00	894.0	1.365
23	1 070.00	901.2	1.187
24	1 100.00	845.7	1.301
25	1 300.00	923.3	1.408
26	1 300.00	923.3	1.408
27	700.00	962.1	0.728
28	700.00	928.1	0.754
29	850.00	962.0	0.884

续表 5-3

桩号	P_u	P_{uj}	λ_P
30	1 000.00	1 006.5	0.994
31	700.00	740.8	0.945
32	750.00	689.1	1.088
33	350.00	307.3	1.139
34	330.00	349.2	0.945
35	300.00	394.4	0.761
36	400.00	321.2	1.245
37	1 600.00	962.5	1.662
38	1 300.00	949.8	1.369

39	1 300.00	982.1	1.324
40	1 220.00	979.1	1.246
41	500.00	389.2	1.285
42	650.00	905.2	0.718
43	600.00	948.0	0.633
44	800.00	898.9	0.890
45	1 400.00	1 002.6	1.396
46	1 200.00	944.5	1.271
47	1 300.00	942.4	1.379

表 5-4 λ_p 的分布检验

检验项 检验方法		分布类型		
		正态 N	对数正态 LN	极值 I 型
K-S 法	统计值	0.113 33	0.109 65	0.122 50
	临界值	0.129 24	0.129 24	0.129 53
	接受否	接 受	接 受	接 受

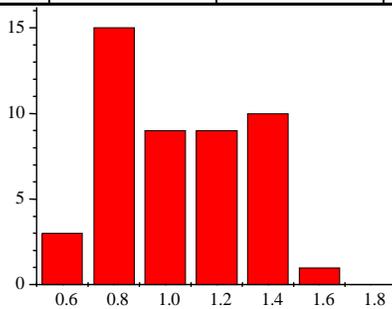


图 5-1 试计比 λ_p 的统计直方图

λ_p 的均值和均方差分别为 1.051 7, 0.263 2, 变异系数为 0.250 3。从以上统计图、表可见, λ_p 的分布类型以对数正态为最好。另外, 试计比 λ_p 其值大于零, 此特点与对数分布的变量是相符的, 国内外诸多统计结果亦表明桩的承载力服从对数正态分布, 因此在本文研究中 λ_p 使用对数正态分布。

2. 极限承载力 P_u 的统计

由试计比 λ_p 公式可得, $P_u = \lambda_p P_{uj}$, 因 λ_p 、 P_{uj} 均为随机变量, 故

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}_u &= \bar{\lambda} \cdot \bar{P}_u \\ \delta_u &= \sqrt{\delta_{\lambda}^2 + \delta_u^2} \end{aligned} \right\} j \quad (5-13)$$

这样就可以通过 CPT 资料获得桩的极限承载力的特征, 作为设计的依据。

第四节 桩的可靠指标计算

一、按试桩资料对 \bar{P}_{uj} 进行校正

对现有试桩及 CPT 计算结果对比得试计比 λ_p 的统计, 见第三节, 其结果如下:

$$\bar{\lambda} = 1.0517, \delta_{\lambda_p} = 0.2503, \sigma_{\lambda_p} = 0.2632$$

桩的实际承载力按式(5-7)计算。

根据8根钻孔灌注桩的CPT资料(参见表5-2),可计算出桩的承载力统计特征值如表5-5所示。

表 5-5 桩的承载力的校核计算

桩号	\bar{P}_u	$\delta_{u,p}$	\bar{P}_u	$\delta_{u,p}$
1	1480.14	0.075	1556.69	0.26128
2	2335.83	0.068	2456.64	0.25936
3	1276.22	0.052	1342.23	0.25563
4	4168.51	0.068	4384.10	0.25936
5	6320.63	0.032	6647.53	0.25232
6	8229.86	0.033	8655.51	0.25245
7	8570.17	0.028	9013.42	0.25185
8	2406.60	0.070	2531.07	0.25989

二、按极限状态方程(1)计算可靠指标

极限状态方程(1)为 $P_u - G - Q = 0$, 在定值设计中有

$$\bar{P}_u = K(\bar{G} + \bar{Q}) = K(1 + \rho)\bar{G}$$

可得

$$\bar{G} = \frac{\bar{P}_u}{K(1 + \rho)}, \bar{Q} = \frac{\rho \bar{P}_u}{K(1 + \rho)}$$

则计算式中各变量取值如表5-6所示:

表 5-6 计算变量的统计特征

变量	均值	均方差	分布类型
P_u	\bar{P}_u	$\bar{P}_u \cdot \delta_{u,p}$	对数正态
G	$\frac{\bar{P}_u}{K(1 + \rho)}$	$\frac{\bar{P}_u}{K(1 + \rho)} \cdot \delta_{\lambda G}$	正态
Q	$\frac{\rho \bar{P}_u}{K(1 + \rho)}$	$\frac{\rho \bar{P}_u}{K(1 + \rho)} \cdot \delta_{\lambda Q}$	正态

将表5-6中数据代入方程中,由J-C算法计算结果如表5-7及图5-2所示:

表 5-7 可靠指标与荷载效应比

桩号 \ ρ	0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
1	2.496	2.501	2.511	2.521	2.525	2.529	2.534
2	2.515	2.520	2.530	2.540	2.545	2.549	2.553
3	2.552	2.558	2.567	2.578	2.583	2.587	2.592

4	2.515	2.520	2.530	2.540	2.545	2.549	2.553
5	2.585	2.591	2.601	2.612	2.618	2.622	2.627
6	2.584	2.590	2.600	2.611	2.616	2.621	2.626
7	2.590	2.596	2.606	2.617	2.623	2.627	2.632
8	2.509	2.515	2.524	2.534	2.539	2.543	2.548
ρ	0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
1	2.536	2.539	2.542	2.544	2.546	2.547	2.528
2	2.556	2.558	2.562	2.564	2.566	2.567	2.548
3	2.594	2.597	2.601	2.603	2.605	2.606	2.586
4	2.556	2.558	2.562	2.564	2.566	2.567	2.548
5	2.630	2.633	2.636	2.638	2.641	2.641	2.621
6	2.628	2.631	2.635	2.637	2.639	2.640	2.620
7	2.635	2.638	2.641	2.643	2.646	2.647	2.626
8	2.550	2.553	2.556	2.558	2.560	2.561	2.542

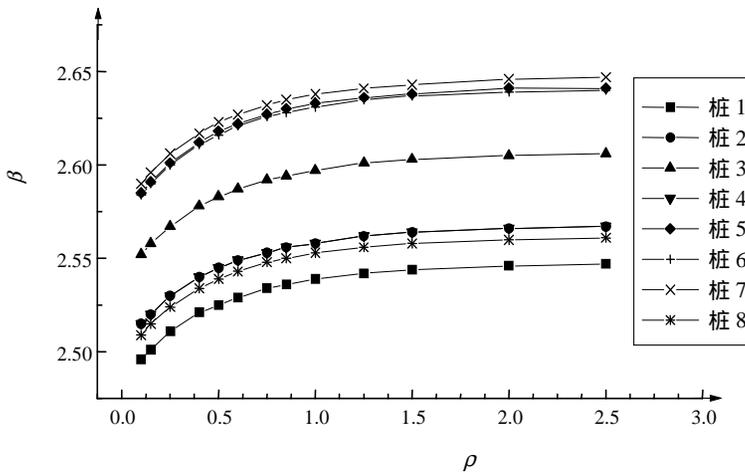


图 5-2 可靠指标与荷载效应比

三、按极限状态方程 (2) 计算可靠指标

极限状态方程 (2) 为

$$\frac{P_u}{P_u} - \frac{\lambda_G}{K(1+\rho)} - \frac{\rho\lambda_Q}{K(1+\rho)} = 0$$

式中 P_u —— 桩的 CPT 计算承载力；

P_u 、 λ_G 、 λ_Q —— 统计特性如表 5-8 所示。

表 5-8 计算变量的数据

	分布类型	均 值	均方差
P_u	对数正态	$\overline{P_u}$	$\overline{P_u} \cdot \delta_{uP}$
λ_G	正 态	1.081 6	0.075 7
λ_Q	正 态	0.961 9	0.037 1

由 J-C 法计算结果如表 5-9 及图 5-3 所示：

表 5-9 可靠指标与荷载效应比

桩号 \ ρ	0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
1	2.427	2.449	2.487	2.534	2.559	2.582	2.610
2	2.445	2.467	2.506	2.553	2.579	2.602	2.630
3	2.481	2.504	2.543	2.591	2.618	2.641	2.670
4	2.445	2.467	2.506	2.553	2.579	2.602	2.630
5	2.514	2.537	2.577	2.626	2.653	2.676	2.706
6	2.513	2.535	2.575	2.624	2.651	2.675	2.705
7	2.519	2.542	2.582	2.631	2.658	2.681	2.711
8	2.440	2.462	2.500	2.548	2.574	2.596	2.625

桩号 \ ρ	0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
1	2.627	2.648	2.677	2.699	2.733	2.756	2.599
2	2.647	2.668	2.697	2.720	2.754	2.777	2.619
3	2.687	2.709	2.738	2.761	2.796	2.819	2.658
4	2.647	2.668	2.697	2.720	2.754	2.777	2.619
5	2.723	2.745	2.775	2.799	2.833	2.858	2.694
6	2.722	2.744	2.774	2.797	2.832	2.856	2.692
7	2.728	2.751	2.781	2.804	2.839	2.863	2.699
8	2.641	2.663	2.692	2.714	2.748	2.771	2.613

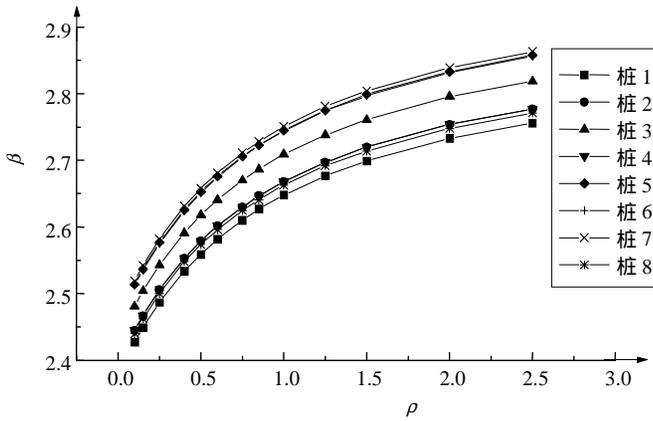


图 5-3 可靠指标与荷载效应比

四、按极限状态方程 (3) 计算可靠指标

极限状态方程 (3) 为

$$\lambda_p - \frac{\lambda_G}{K(1+\rho)} - \frac{\rho\lambda_Q}{K(1+\rho)} = 0$$

式中 λ_p ——统计特征参见第五章第三节；

λ_G 、 λ_Q ——统计特征同极限状态方程 (2)。

由 J-C 法计算的 β 值如表 5-10、图 5-4 所示。

表 5-10 可靠指标与荷载效应比

ρ	0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
β	2.534	2.558	2.598	2.648	2.675	2.698	2.729
ρ	0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值

β	2.746	2.768	2.798	2.822	2.857	2.882	2.716
---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

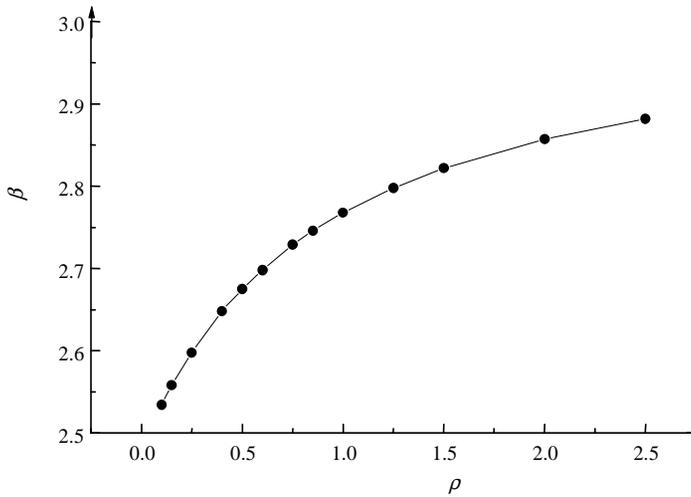


图 5-4 可靠指标与荷载效应比

经比较统计后，取目标可靠指标为 2.6。

第五节 桩的极限承载力分项系数及表达式

采用与第三章第五节第一、二部分相同的原理和方法，经过一系列基本公式的变换，同样可计算出桩的总抗力分项系数、桩侧阻和桩端阻分项系数。下面只写出基本公式、抗力分项系数分布及结果，其余分析过程由于与前述相同，在此从略。

一、桩总抗力的分项系数

1. 根据定值法反求 γ_R

由定值法设计基本公式经第三章第五节第一部分相同变换可得桩总抗力分项系数计算公式

$$\alpha_R = \frac{\gamma_G + \rho\gamma_Q}{K(1+\rho)} \quad (5-14)$$

按统一标准取值： $K=2.0$ ， $\gamma_G=1.1$ ， $\gamma_Q=1.4$ ，代入上式计算结果如表 5-11，图 5-5，图 5-6 所示：

表 5-11 总阻力分项系数与荷载效应比

ρ	0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
α_R	0.546	0.570	0.580	0.593	0.600	0.606	0.614
γ_R	1.774	1.756	1.724	1.687	1.667	1.649	1.629
ρ	0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
α_R	0.619	0.625	0.633	0.640	0.650	0.657	0.610
γ_R	1.616	1.600	1.579	1.563	1.538	1.522	1.639

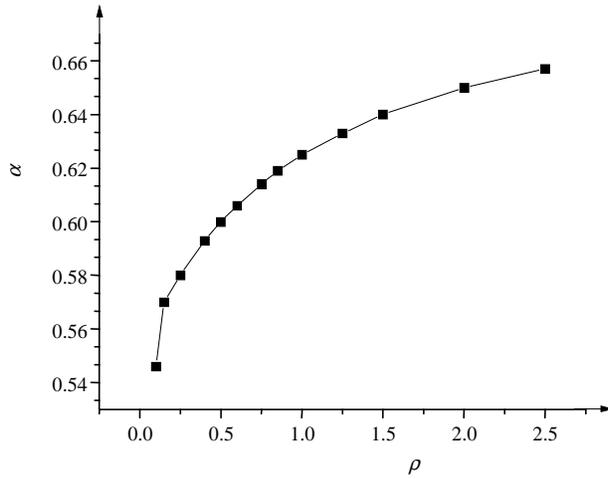


图 5-5 总抗力分项系数与荷载效应比

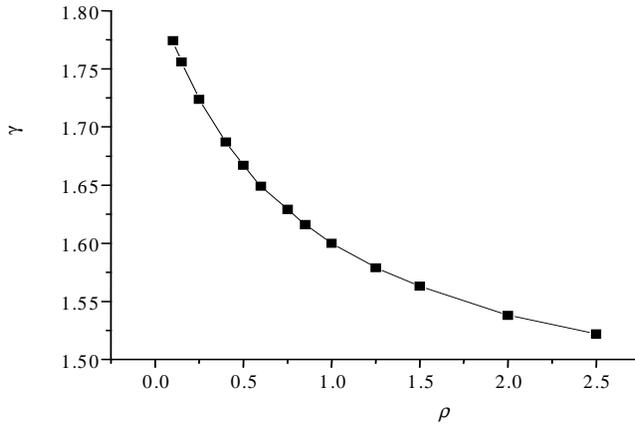


图 5-6 总抗力分项系数与荷载效应比

2. 由验算点求总抗力分项系数

分别考虑总抗力服从正态分布和对数正态分布情况，按照前述相同的方法经公式整理后，同样可得计算桩总抗力系数表达式（3-56）和式（3-61）。

3. 计算结果

根据计算总抗力系数公式，将相应各变量值代入计算 γ_R 。计算时变量取值如下： λ 均值为 1.052，均方差为 0.263，变异系数为 0.250； $K=2.0$ ， $\gamma_G=1.1$ ， $\gamma_Q=1.4$ ， $\sigma_{\lambda G}=0.0757$ ， $\sigma_{\lambda Q}=0.0371$ 。

β 取不同 ρ 、总抗力不同分布形式时由前面 J-C 法的计算值。 γ 的计算结果如表 5-12，图 5-7 所示：

表 5-12 总抗力分项系数 γ_R 与荷载效应比

γ_R		ρ						
		0.10	0.15	0.25	0.40	0.50	0.60	0.75
λ	正态	2.680	2.684	2.689	2.695	2.698	2.700	2.703
	对数正态	1.849	1.850	1.851	1.853	1.854	1.854	1.855
γ_R		ρ						
		0.85	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	最佳值
λ	正态	2.704	2.706	2.708	2.710	2.711	2.712	2.700

	对数正态	1.856	1.856	1.857	1.857	1.857	1.858	1.854
--	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

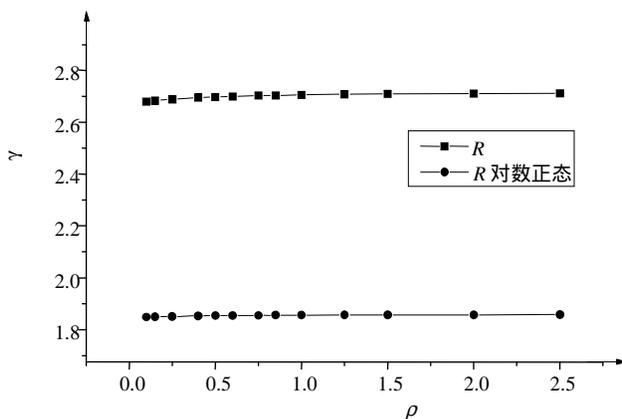


图 5-7 总抗力分项系数与荷载效应比

二、桩侧阻和桩端阻的分项系数

同式 (3 - 69) 得桩侧阻和端阻分项系数为

$$\alpha_i = 1 - \frac{1 - \alpha_R}{\eta_i} \cdot \frac{(\delta \eta_i)^2}{\sum_{i=1}^n (\delta_i \eta_i)^2} \quad (5 - 15)$$

式中 δ_i ——第 i 层抗力和总抗力的变异系数；

α_R ——为总抗力分项系数。

上式即为求第 i 层土抗力的分项系数的一般公式。若抗力中将侧阻 Q_S 分为 q 层，端阻 Q_P 只作为一层，则

$$q = \frac{m_S}{m_P} \quad (5 - 16)$$

则 (5 - 15) 式可变为

$$\alpha_i = 1 - (1 - \alpha) \frac{\delta_i^2}{\eta^R (\delta_p^2 + q \delta_s^2)} \quad (5 - 17)$$

抗力比 η_p 可利用试桩资料或规范求得，已知侧阻和端阻的变异系数 δ_s 和 δ_p 后，即可求得分项系数 α_s 、 α_p 。

对 8 根桩的端阻、侧阻试比统计得，其变异系数分别为 0.469，0.553。下面为 47 根钻孔灌注桩，利用以上变异系数求得的分项系数计算结果如表 5 - 13 所示。

表 5-13 分阻力分项系数计算表

桩号	m_S	m_P	α_S	α_P
1	1 332.83	147.31	0.558 699	0.364 527
2	1 167.67	168.16	0.563 549	0.371 511
3	1 098.08	178.14	0.566 028	0.375 080
4	3 012.66	1 155.85	0.589 462	0.408 825
5	5 359.96	960.67	0.568 248	0.378 277
6	6 707.96	1 521.90	0.574 034	0.386 609
7	7 030.57	1 539.60	0.573 117	0.385 289

续表 5-13

桩号	m_s	m_p	α_s	α_p
8	1 904.4	502.2	0.578 111	0.392 480
9	4 118.3	2 122.1	0.599 326	0.423 029
10	3 841.6	2 090.2	0.601 205	0.425 735
11	5 226.8	1 145.3	0.573 133	0.385 311
12	4 795.9	1 492.6	0.582 931	0.399 421
13	5 054.0	1 371.4	0.578 919	0.393 643
14	2 999.4	2 124.8	0.610 448	0.439 045
15	1 838.2	1 578.9	0.617 200	0.448 768
16	1 223.6	173.5	0.563 240	0.371 065
17	1 193.6	194.9	0.566 168	0.375 283
18	2 765.6	400.9	0.563 680	0.371 700
19	2 836.1	644.5	0.574 076	0.386 670
20	2 758.7	807.1	0.581 094	0.396 775
21	2 930.5	734.7	0.576 708	0.390 460
22	768.9	125.1	0.566 090	0.375 170
23	776.6	124.6	0.565 789	0.374 737
24	721.2	124.6	0.567 414	0.377 076
25	781.2	142.2	0.568 605	0.378 791
26	781.2	142.2	0.568 605	0.378 791
27	831.1	130.9	0.565 395	0.374 168
28	797.1	130.9	0.566 292	0.375 461
29	831.1	130.9	0.565 395	0.374 168
30	874.6	131.9	0.564 487	0.372 861
31	652.4	88.4	0.562 353	0.369 788
32	602.0	87.1	0.563 642	0.371 645
33	223.0	84.3	0.588 985	0.408 138
34	262.4	86.9	0.584 822	0.402 143
35	307.5	86.9	0.580 084	0.395 321
36	253.6	67.6	0.578 414	0.392 917

续表 5-13

桩号	m_s	m_p	α_s	α_p
37	808.4	154.1	0.569 688	0.380 351
38	795.7	154.1	0.570 066	0.380 895
39	828.0	154.1	0.569 122	0.379 536
40	850.4	128.7	0.564 559	0.372 965
41	260.6	128.7	0.597 869	0.420 931
42	764.5	140.7	0.568 861	0.379 159
43	806.7	141.3	0.567 724	0.377 522
44	757.5	144.1	0.569 639	0.380 280
45	875.5	127.1	0.563 710	0.371 743
46	816.4	128.7	0.565 414	0.374 196
47	814.3	128.7	0.565 468	0.374 274

统计得 $\alpha_S : \mu = 0.5742, \sigma = 0.0131$
 $\alpha_P : \mu = 0.3869, \sigma = 0.0189$
即 $\gamma_S = 1.742, \gamma_P = 2.585$

第六节 结 语

通过统计分析可知，桩承载力的试计比 λ_P 服从对数正态分布，其均值及标准差分别为 1.0517，0.2632。

桩轴向承载力可靠指标随荷载效应比 ρ 的增大而提高，经最小二乘法处理后，可得目标可靠指标 $\beta = 2.6$ ，相应的总抗力分项系数 γ_R 、侧阻分项系数 γ_S 、端阻分项系数 γ_P 分别为 1.85，1.74，2.59。

第六章 结 论

桩基础是结构体和岩土体共同作用的系统，影响其性态的因素很多，破坏模式复杂，进行桩基概率极限状态设计方法的研究是一项较艰巨的任务和工作。

本项目创新性工作和成果主要体现在如下方面：

采用理论研究、试验结果分析、计算统计以及校核分析相结合的方法，用“校准法”对现行《铁路桥涵设计规范》桩基可靠度水准进行了校核计算，并确定了桩的目标可靠指标 β ；对岩土工程可靠性分析中共性的内容——土性相关性及随机场理论进行了研究分析，并提出了相关范围 δ 的四种分析方法；对基桩承载力分项系数进行了计算和分析，提出了基桩承载力总抗力分项系数、侧阻和端阻分项系数；在资料分析整理的基础上，进行了钻孔灌注桩桩径的统计分析及变异性研究；提出了单桩承载力的分项系数表达式和桩侧阻、端阻力的标准值表；在此基础上对原《铁路桥涵设计规范》有关桩基部分的条文进行了补充和修改（略），并按概率极限状态设计方法所提供的承载力表达式和设计参数，对现场打入桩、钻孔灌注桩实例进行承载力验算。在钻孔压浆桩现场试验资料的基础上，对其承载力进行了可靠性分析，提出了计算该类型桩承载力计算表达式。在上述研究工作的基础上，经整理分析，本项目主要工作和研究成果有以下几个方面：

(1) 提出了单桩轴向承载力设计值的实用表达式

在主力作用下表达式为

$$\lambda_0 N \leq R \quad (6-1)$$

当利用桩的静载试验时

$$R \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (6-2)$$

式中 R_k ——桩的极限承载力标准值 (kN)；

R ——桩的极限承载力设计值 (kN)；

λ_0 ——依上部结构重要性而定的系数，一般在 0.9 ~ 1.2；

N ——桩顶轴向压力设计值 (kN)；

γ_R ——桩的总阻力分项系数。

本项目研究得出：打入桩和钻孔灌注桩 γ_R 的平均值分别为 1.56 和 1.62。

当利用《铁路桥涵设计规范》确定 R 时， R 可由桩的类型和施工工艺分别按下列公式确定。

打入桩的极限承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_S} U \sum_{i=1}^n f_{ik} l_i + \frac{1}{\gamma_P} A R_k \quad (6-3)$$

式中 f_{ik} ——桩侧土的极限摩阻力标准值 (kPa)；按附录中的表 1-1 取值；

R_k ——为桩端土的极限承载力标准值；按附录中的表 1-2 取值；

γ_S ——打入桩桩侧阻力抗力分项系数，按本项目研究 γ_S 取 1.47；

γ_P ——桩端阻力抗力分项系数，取 2.02；

l_i ——各土层厚度 (m)；

U ——桩身截面周长 (m)；

A ——桩底支承面积 (m²)。

钻孔灌注桩极限承载力设计值

$$R = \frac{1}{\gamma_S} U \sum_{i=1}^n \beta_i l_i f_{ik} + \frac{1}{\gamma_P} m_0 A Q_k \quad (6-4)$$

式中 R ——桩的轴向承载力设计值 (kN);

f_{ik} ——桩侧土的极限摩阻力标准值 (kPa); 按附录中的表 2-1 取值;

Q_k ——桩端土的极限承载力标准值 (kPa); 按附录中的表 2-2 取值;

γ_S ——钻孔灌注桩桩侧阻力分项系数, 按本项目研究 γ_S 取 1.52;

γ_P ——桩端阻力分项系数, 取 2.14;

U ——桩身截面周长 (m), 经统计分析取

$$U = \pi d' = \pi(1.11d) = 1.11\pi d;$$

β_i ——第 i 层土桩径极限摩阻力标准值的修正系数, 当土为砂土或碎石土 $\beta_i = \left(\frac{0.8}{d}\right)^{1/3}$, 当土为其他土时, $\beta_i = 1$;

m_0 ——钻孔灌注桩桩端承载力折减系数, 按《铁路桥涵设计规范》取值; 其余指标同式 (6-3)。

(2) 得到了钻孔灌注桩的目标可靠指标及承载力抗力分项系数。

根据试验资料与现行《铁路桥涵设计规范》提供的单桩经验值对比分析的结果, 从偏于安全角度考虑, 单桩承载力试计比的均值 $\mu_{\lambda_P} = 1.10$, 变异系数 $\delta_R = 0.18$, 服从对数正态分布。由此算得按现行设计水准的目标可靠指标平均值为 3.20, 满足《工程结构可靠度设计标准》(GBJ68—84) 规定的要求。

桩的抗力分项系数系根据桩的可靠指标、荷载效应和抗力的变异特征等按可靠性分析计算, 并结合经验等综合确定。本项目研究得出: 钻孔灌注桩总抗力分项系数的平均值 $\gamma_R = 1.62$, 桩侧摩阻力分项系数平均值 $\gamma_S = 1.52$, 桩端抗力分项系数 $\gamma_P = 2.14$ 。

(3) 得到了打入桩的目标可靠指标及承载力抗力分项系数 γ_R 、 γ_S 和 γ_P 。

根据试桩资料与现行《铁路桥涵设计规范》提供的单桩承载力经验值对比分析的结果, 从偏于安全角度考虑, 单桩承载力的试计比均值 $\mu_{\lambda_P} = 1.16$, 变异系数 $\delta_R = 0.17$, 服从对数正态分布, 由此算得的按现行设计水准的目标可靠指标的平均值为 3.2。

本项目经计算分析得出: 打入桩总抗力分项系数的平均值 $\gamma_R = 1.56$, 桩侧摩阻力分项系数平均值 $\gamma_S = 1.47$, 桩端抗力分项系数平均值 $\gamma_P = 2.02$ 。

(4) 应用随机场理论对 CPT 法估算钻孔灌注桩承载力进行了可靠度计算。

计算结果表明: 承载力的试计比均值 $\mu_{\lambda_P} = 1.05$, 变异系数 $\delta_R = 0.25$, 目标可靠指标 平均值为 2.6, 总抗力分项系数为 1.85, 桩侧摩阻力分项系数平均值 $\gamma_S = 1.74$, 桩端阻力分项系数平均值 $\gamma_P = 2.59$ 。

(5) 对钻孔灌注桩桩径进行了统计分析。

通过对现场约 50 根钻孔灌注桩桩径资料的统计分析, 钻孔灌注桩桩径一般比设计桩径大, 若定义试计比 d_u/d (d_u 为实际桩径; d 为设计桩径), 则 λ_d 为对数正态分布的假定较符合实际情况, 其试计比 λ_d 的均值系数 $\mu_{\lambda_d} = 1.11$, 变异系数 $\delta_{\lambda_d} = 0.06$ 。

(6) 根据“转轨”要求, 并按桩基概率极限状态方法对打入桩和钻孔灌注桩进行了承载力的 9 个实例验算 (另外 7 个因篇幅原因仅列表格进行比较)。

验算结果表明: 对于打入桩和钻孔灌注桩的承载力, 按桩基概率极限状态法也能满足要求。

(7) 对土性相关性和随机场理论进行了初步的研究, 为今后桩基设计和地基承载力进行较完善的研究, 奠定了基础。

(8) 根据钻孔灌注桩桩底压力灌浆资料, 对灌浆法提高桩承载力的机理进行了研究, 提出了计算这种桩承载力的公式, 计算结果和实测值较吻合, 并具有与普通钻孔灌注桩相同的可靠指标。

本项目虽然完成了较多、较复杂的研究任务，得出了一些可供设计规范改革和桩基设计所需的重要结论和成果，这些研究成果有着重要的理论意义及工程实用价值。但也不能不看到，由于受时间、资料不足的限制，有些研究不够透彻或有欠缺，有些工作还未涉及，所以对今后的研究工作有以下几个方面的建议：

(1) 由于群桩基础的系统可靠度问题的复杂性，当前桩基可靠性分析仍局限于单桩。但单桩的工作性状与桩基不尽相符，不能简单地认为群桩承载力等于单桩承载力之和。由于桥梁桩基础多为数根桩组成，因此研究桩基系统的可靠性十分必要。目前受加载设备的限制，一般还不可能对桩基（群桩）作静载试验，只能从单桩的承载力入手，寻求单桩和群桩的相互关系。桩基承载力资料的积累应结合实际工程进行，在桩基础建成前埋设测试元件，在运营中测试。在有一定的数据积累后，研究单桩极限状态与桩基系统极限状态的关系，以及桩基系统的可靠度计算方法等，这个工作正在着手进行。

(2) 土工数据的统计分析是岩土工程可靠性分析中的基础工作，建立土工数据有效和统一的整理和检验方法，一套标准的测试取样方法是十分必要的，只有这样才能提高数据的可信度以及数据的利用率。

(3) 为了和上部结构相互协调，桥梁基础应尽量采用和梁跨结构一致的荷载标准，分项系数及目标可靠指标。但对于高墩台的桥梁基础而言，荷载自梁跨传至基础顶面时可能会发生变化，分项系数也可能发生变化，对此应作专项研究。若变化不大，对计算结果影响也不大，可采用与梁跨一致的荷载标准及荷载分项系数。

(4) 对于打入桩和钻孔灌注桩的单桩沉降分析，在广泛收集现场资料的基础上，可根据试桩实测资料，对沉降计算模式进行可靠度分析计算，结合原位测试资料，对沉降计算模式的不定性，计算沉降的变异性进行分析计算。

(5) 近年来国内外大量的试桩资料和工程实例表明，对钻孔灌注桩进行桩底和桩侧压力灌注加固可以大幅度提高其承载力。因此，对压力灌浆和钻孔灌注桩承载力的进一步计算和可靠性分析很有必要。

附 录

附表 1-1 打入桩侧土的极限摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土 类	状 态	极限摩阻力标准值 f_{ik}
黏性土	1 $I > 1.5$	15 ~ 30
	0.75 $I < 1.5$	30 ~ 45
	0.5 $I < 0.75$	45 ~ 60
	0.25 $I < 0.50$	60 ~ 75
	0 $I < 0.25$	75 ~ 85
	$I < 0.25$	85 ~ 95
粉细砂	稍 松	20 ~ 35
	中 密	35 ~ 65
	密 实	65 ~ 80
中 砂	中 密	55 ~ 75
	密 实	75 ~ 90
粗 砂	中 密	70 ~ 90
	密 实	90 ~ 105

附表 1-2 打入桩端土的极限承载力标准值 R_k (kPa)

土 类	状 态	极限承载力标准值
黏性土	1 $I > 1.5$	1 000
	0.65 $I < 1.5$	1 600
	0.35 $I < 0.65$	2 200
	$I < 0.35$	3 000

续附表 1-2

土 类	状 态	极限承载力标准值		
		桩尖进入持力层的相对深度		
		$h'/d < 1$	1 $h'/d < 4$	4 h'/d
粉 砂	中 密	2 500	3 000	3 500
	密 实	5 000	6 000	7 000
细 砂	中 密	3 000	3 500	4 000
	密 实	5 500	6 500	7 500
中、粗砂	中 密	3 500	4 000	4 500
	密 实	6 000	7 000	8 000
圆砾土	中 密	4 000	4 500	5 000

	密 实	7 000	8 000	9000
--	-----	-------	-------	------

注：表中 h 为桩尖进入持力层的深度（不包括桩靴）， d 为桩的直径或边长。

附表 2-1 钻（挖）孔灌注桩桩侧土极限摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土 名	土性状态	极限摩阻力标准值
填 土	—	18 ~ 26
淤 泥	—	10 ~ 26
淤泥质土	—	18 ~ 26
黏性土	$I > I_L$	20 ~ 34
	$0.75 < I \leq I_L$	34 ~ 48
	$0.50 < I \leq 0.75 I_L$	48 ~ 64
	$0.25 < I \leq 0.50 I_L$	64 ~ 78
	$0 < I \leq 0.25 I_L$	76 ~ 88
	$I \leq 0$	88 ~ 98

附表 2-1

土 名	土性状态	极限摩阻力标准值
红黏土	$0.7 < a_w \leq 1$	12 ~ 30
	$0.5 < a_w \leq 0.7$	30 ~ 70
粉 土	$e < 0.9$	22 ~ 40
	$0.75 < e \leq 0.9$	40 ~ 60
	$e < 0.75$	60 ~ 80
粉细砂	稍 密	22 ~ 40
	中 密	40 ~ 60
	密 实	60 ~ 80
中 砂	中 密	50 ~ 72
	密 实	72 ~ 90
粗 砂	中 密	74 ~ 95
	密 实	95 ~ 116
砾 砂	中密、密实	116 ~ 135
砾石土、角砾土	中 密	90 ~ 150
	密 实	150 ~ 220
碎石土、卵石土	中 密	150 ~ 220
	密 实	220 ~ 420

注：

对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；

挖孔灌注桩的极限摩阻力可参照本表采用；

漂石土、块石土极限摩阻力设计值可按 400 ~ 600 kPa 采用。

附表 2-2 桩端土的极限承载力标准值 Q_k (kPa)

土 名	土的状态	钻（挖）孔桩入土深度			
		5	10	15	>30
黏性土	$0.75 < I_L \leq 1$	100 ~ 150	150 ~ 250	250 ~ 300	300 ~ 450
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	200 ~ 300	350 ~ 450	450 ~ 550	550 ~ 750

$0.25 < I_L \leq 0.50$	400 ~ 500	700 ~ 800	800 ~ 900	900 ~ 1 000
$0 < I_L \leq 0.25$	750 ~ 850	1 000 ~ 1 200	1 200 ~ 1 400	1 400 ~ 1 600

附表 2-2 桩端土的极限承载力标准值 Q_k (kPa)

土名	土的状态	钻(挖)孔桩入土深度			
		5	10	15	>30
粉土	$0.75 < e \leq 0.9$	250 ~ 350	300 ~ 500	450 ~ 650	650 ~ 850
	$e \leq 0.75$	550 ~ 800	650 ~ 900	750 ~ 1000	850 ~ 1 000
粉砂	稍密	200 ~ 400	350 ~ 500	450 ~ 600	600 ~ 700
	中密、密实	400 ~ 500	700 ~ 800	800 ~ 900	900 ~ 1 100
细砂	中密、密实	550 ~ 650	900 ~ 1 000	1 000 ~ 1 200	1 200 ~ 1 500
中砂	中密、密实	850 ~ 950	1 300 ~ 1 400	1 600 ~ 1 700	1 700 ~ 1 900
粗砂	中密、密实	1 400 ~ 1 500	2 000 ~ 2 200	2 300 ~ 2 400	2 300 ~ 2 500
砾砂	中密、密实	1 500 ~ 2 500			
角砾、圆砾	中密、密实	1 800 ~ 2 800			
碎石、卵石	中密、密实	2 000 ~ 3 000			

参 考 文 献

1. 中华人民共和国国家标准. 建筑结构设计统一标准 (GBJ68-84) 北京: 中国建筑工业出版社, 1985
2. 铁路桥梁结构可靠度. 北京: 中国铁道出版社, 1994
3. 包承纲等. 地基工程可靠度分析方法研究. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社, 1997
4. 罗书学. 桩基概率极限状态法研究报告. 成都: 西南交通大学, 2000
5. 罗书学等. 打入桩抗力分项系数研究. 北京: 工业建筑, 2002, 32 (5)
6. 铁路桥涵设计规范(TB10002.5-99). 北京: 中国铁道出版社, 1999
7. 建筑桩基技术规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994
8. 罗书学. 钻孔灌注桩极限承载力可靠指标和分项系数的计算. 成都: 西南交通大学学报, 2002, 35 (4)
9. 中华人民共和国国家标准铁路工程结构可靠设计统一标准 (GB50216-94). 北京: 中国计划出版社, 1994
10. 罗书学. 桩基概率极限状态法研究和工程应用[博士学位论文]. 成都, 西南交通大学, 2004
11. 罗书学等. 钻孔灌注桩抗力分项系数计算. 成都: 四川建筑科学研究, 2005 年第 3 期
12. Tang W H. Principles of probabilistic characterization of soil properties. Bridge between Theory and Practice, New York
13. Lashkaripou G R, et al. A statistical study on shale properties: relationships among principal shale properties. Probabilistic Methods on Geotechnical Engineering, Australia, , Feb. 1993
14. Briaud J L, Tucker L. Coefficient of variation of in-situ tests on sand. Probabilistic Characterization of Soil Properties-Bridge between Theory and Practice, May 1984
15. Bucke C G. Adaptive sampling on iterative fast Monte-Carlo procedure. Structural Safety, 1988
16. Harbitz A. An efficient sampling method for probability of failure calculation. Structural Safety, 1986
17. Thoft-Christensen P, Baker M J. Reliability theory and its application in structural and soil mechanics. Springer-Verlag, Berlin, New York, 1982
18. Zhang Qinghua, Bao Chengang. Modified JC method-and the application in geotechnical engineering. Probabilistic Methods on Geotechnical Engineering, Australia, Feb. 1993
19. Hidetoshi O, Otani, J Matsui K. Performance factor for bearing resistance of bored friction piles. Structural Safety, 1994
20. Sharp M R, Mcvay M C. Evaluation of pile capacity from in situ tests. Soil Properties Evaluation from Centrifugal Models and Field Performance, 1988
21. Vanmarcke E H, Shinozuka M, et al. Random fields and stochastic finite elements. Structural S, 1991
22. Vanmarcke, E.H., "Probabilistic Modelling of Soil Profiles," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.11
23. Lumb P. "The Variability of Natural Soils," Canadian Geotechnical Engineering Journal, Vol.3, No.2