

第2章 桩—土理论与试验研究进展

桩是深入土层的柱形构件，其作用是将上部结构的荷载，通过较弱地层或水传递到深部较坚硬的压缩性小的土层或岩层。从历史发展来看，桩是一种比较古老的基础形式，也是迄今应用最为广泛的建筑物基础或支护构件，属于深基础的一种。桩基础因其具有承载力高、可靠性大、适用范围广等优点在我国桥梁基础中被普遍采用。桥梁桩基主要承受轴向荷载，有时由于水流、土体侧向滑移、风载、船舶撞击及车辆制动力等因素也可能承受部分横轴向荷载，对于海洋环境下桥梁桩基，由于桥梁受到复杂、恶劣的海洋环境荷载作用显著，其所受环境荷载作用及相应荷载变异都很大，且由于考虑到海深及通航净空，海上桥梁基础的悬空高度往往大于常规桥梁，使得水平荷载引起的弯矩值更大。导致其不同于以车载为控制荷载的常规桥梁，而是以风浪流的水平组合荷载为控制荷载。

2.1 理论研究进展

“在土力学研究中已经把相互作用的研究提到了重要地位，它是系统论思想的体现。”——谢定义（1997）。轴向荷载作用下桩土共同作用理论研究一直是桩基研究的主流，相对比较成熟，到目前为止，主要研究方法集中在以下几个方面。

1. 荷载传递分析法

最早由 Seed 和 Reese（1957）提出，澳大利亚著名学者 Poulos 和 Davis（1980）在其经典著作中对此作了进一步阐述，其基本思路是把桩离散成许多弹性单元，每一单元（包括桩端）与土体之间用非线性弹簧模拟桩—土间荷载传递关系，桩侧摩阻力与剪切位移的关系用非线性弹簧的应力—应变关系来定义，这一传递关系称为传递函数。

这类方法的关键在于传递函数 $\tau(z) \sim s$ 的确定。传递函数的主要形式有指数关系函数（Kazdi, 1957），线弹性全塑性关系函数（佐藤悟，1965），以 Duncan 和 Chang（1970）双曲线模式来表示的非线性函数（Kraft, 1981 及何思明，1999），Heydinger 和 O'Neill 初始切线斜率函数方法（1987）以及应用实测的传递函数方法（Seed 和 Reese, 1955 及张展弢，2003）。

我国学者对该法也进行了相关研究，如罗惟德（1990）提出了模拟桩周土约束的全深度—变深度剪切弹簧约束的解法。陈龙珠等人（1994）先对双折线硬化模型推导出—组计算桩的轴向荷载—沉降曲线的解析算式，并由此分析桩周和桩底土特性参数对曲线形状的影响。卢应发等人（1995）提出了一种以 P-S 曲线求解桩的荷载和沉降分布的方法，该方法能划分任—级荷载下的桩侧摩阻力、桩端反力和桩侧摩阻力产生的桩身变形，桩端反力产生的桩身变形及桩端沉降。台湾学者梁明德、刘乐（1995）对 Kraft（1981）与 Baguelin 和 Frank（1983）的单桩的 $\tau(z) \sim s$ 曲线进行了引申，并把剪切模量以双曲线模式表示，应用于刚性群桩分析，研究认为桩—土—桩之间的互制作用使群桩的刚度降低，却提高了其极限承载力，即在同一荷载下，群桩比使用具有相同断面的单桩安全。并认为非线性群桩 Q-S 曲线得到的预测值比实测值要保守。

有些学者把荷载传递法与其他方法相结合，主要研究有：袁建新等人（1991）结合理论 $\tau(z) \sim s$ 曲线和试验 $\tau(z) \sim s$ 曲线的分析，提出了一种桩荷载与变位的数值分析方法；张保良

等(1996)提出一个分析层状地基单桩和群桩基础沉降的半解析方法,在单桩沉降计算中采用了荷载传递法;王旭东等(1996)以有限层法和有限元法为基础,结合荷载传递函数,建立了能够考虑地基土成层非均质性等因素的群桩—土—承台结构共同作用的线性和非线性数值分析方法;李正仪、罗群(2003)提出一种对竖向荷载作用下群桩沉降的非线性简化分析法,用双曲线荷载传递模型模拟非线性的桩—土相互作用,单桩荷载传递模型参数根据单桩荷载试验得出,同时引入了等效墩的概念,把单桩荷载传递函数推广到等效墩上,同时考虑相互作用而对函数作出适当修正,从而把单桩分析法推广应用到群桩体系;刘杰等(2002、2003)对桩侧土及桩端土均采用线性荷载传递函数,同时考虑桩周土所分担的荷载及桩型对桩基荷载传递规律的影响,利用力学理论及微分方程的近似解法——子域法,分别推导了刚性及柔性群桩承台下变截面角桩与地基相互作用的近似解析算式。另外 Vesic(1982)和赵善锐(1991)等也对荷载传递法进行了研究。

阳吉宝(1997)指出:传统的荷载传递函数法,忽略由桩侧摩阻力向下传递,引起桩端土体压缩所产生的桩端沉降,另外还表现在桩顶到桩端的任一截面处,桩越长误差越大。为了真正反映荷载传递函数的本意,阳吉宝通过扣除桩身位移中因土体连续性所引起的位移,对传统的荷载传递函数进行了修正。

该法假定任意点的桩位移仅与该点的摩阻力有关,没有考虑土体的连续性,故这种方法不能直接推广到群桩的共同作用分析中。这类方法应用于群桩分析时需借助于其他连续法的理论。

2. 弹性力学方法

该法首先由 D'Appolonia 和 Romualdi(1963)提出,以后 Thurman 和 D'Appolonia, Salas 和 Belzunce(1965), Nair(1967), Poulos 和 Davis(1968, 1980), Mattes 与 Polous 和 Wroth(1978)相继对此进行了研究。弹性理论法假定作为线弹性体的桩被插入一个理想均质的、各向同性的弹性半空间体内,土的弹性模量及泊松比不因桩的存在而发生变化,运用 Mindlin 公式导出土的柔度矩阵,求解满足桩土边界位移协调的平衡方程式,即可求得桩轴向位移和侧摩阻力等。由于土体模拟为连续介质,所以在一定程度上可以考虑桩与桩之间的相互作用。分析群桩时,需利用叠加原理,并引入桩与桩的相互影响系数,可以建立群桩与土的分析模式。

Geddes(1966、1969)根据 Mindlin 公式,利用叠加原理求出了群桩地基中的应力与变形;黄绍铭(1991)应用上述 Geddes 解,考虑桩与桩周相接触处土体沉降相等,确定桩侧摩阻力的分布,再用分层总和法求得桩的沉降。费勤发等以 Mindlin 位移解为基本解,但采用应力法中关于桩侧摩阻力呈线性分布的假定,在位移基本解的积分中舍去高阶无穷小量,对刚性桩进行分析。黄昱挺(1997)从桩侧摩阻力的发挥入手,考虑桩土间的相对滑移,应用 Geddes 积分解计算土体中的应力分布,对地基土采用 Duncan-Chang 非线性模型,对桩—承台—土共同作用性状进行了分析。

基于 Mindlin 公式的弹性理论还有 Cooke 等(1976), Cheung(1976, 1988), Chin(1991)和 Mylonakis 等(2001)的直接群桩分析法及 Pells 等(1979)的 Mindlin 解与有限元法的联合解。Chow(1986, 1987)将理论 t - z 曲线(Kraft 等人, 1978)与 Mindlin 位移基本解相结合提出了一种群桩非线性分析方法。Chow 等人(1990)利用双层半无限弹性体的 Mindlin 解计算了双层地基中桩基的沉降。楼晓明(1990, 1996)和洪毓康等(1991)也根据 Mindlin 的应力解答提出了分层地基中群桩基础共同作用分析的弹性理论法,计算中采用了迭代法,可用于分析大规模的群桩基础,并对群桩基础的荷载传递特性,桩间土和下卧层土中的竖向附加应力

分布特性进行了研究。马海龙等(2000)以 Mindlin 公式应力解及浅基础中的变形分层总和法理论为基础,推导出桩-土共同作用方程,该方法以桩基变形为控制条件,分析桩土共同作用问题。石名磊(2003)和顾小安(2004)依据弹性叠加原理,将杆系结构有限元单元法与荷载传递迭代法相耦合,对群桩间的“加筋与遮蔽效应”进行了分析。何思明等(2003)基于 Geddes 应力解,并根据叠加原理计算群桩内任意点处的三向应力,采用基于 Duncan-Chang 本构模型的修正分层总和法计算群桩内任意点处的沉降量,最后,根据基点法和群桩基础荷载、变形协调关系建立方程,从而,最后获得群桩沉降计算方法。该方法的创新之处是考虑了地基中的三向应力分布对群桩沉降计算的影响。

该理论的局限性是:首先应用 Mindlin 公式时,忽略桩的存在产生的影响;其次土体的变形指标弹性模量 E 的精确取值较困难;最后该法假定土体为线弹性体,当荷载等级较大,桩土相对变形较大时,计算误差较大。

3. 剪切位移法

Cooke (1973, 1974) 首先运用此法分析了桩体向周围土体传递荷载的过程。此后经 Randolph Wroth、Cooke 等人的不断发展,形成剪切位移法。所采用的假设是:离开桩土距离相等处剪应力相等,且剪应力与离开桩体轴线距离成反比。该假定的准确性已被 Cooke 等人(1979, 1980)用单桩和群桩试验成果所证实。

Randolph 等人(1978, 1979)进一步发展了该方法,使之可以考虑可压缩桩的情形,并且可以考虑桩长范围内轴向位移和荷载分布情形。曹名葆(1989)、McVay 等、Chin 和 Poulos (1991)与王启铜(1991)等人对该法的应用和发展也作了贡献。

潘时声(1993)用分层位移迭代法分析了单桩和群桩,其中群桩的相互作用采用了剪切位移法的研究成果。杨嵘昌等人(1994)把剪切位移理论推广到分析桩土间土的弹塑性变形,并把建立的关系应用于桩-土-台共同作用的数值分析中。宰金珉(1996)将剪切位移法推广到塑性阶段,从而在得到桩周土非线性位移场解析表达式的基础上,与层状介质的有限层法和结构的有限元法联合运用,给出群桩与土和承台非线性共同作用分析的半解析半数值方法。钟闻华等(2003)根据现场实测的软岩地基上的嵌岩桩筏基础下桩顶反力和土反力的数据,对群桩基础的受力和变形特性进行了系统分析,并利用剪切位移法分析软岩地基上的嵌岩桩与桩周土之间的相互作用和共同承担上部结构荷载的问题。研究表明,软岩地基上嵌岩桩基础与一般的摩擦桩相似,桩周土可以承担一部分上部结构荷载。

该法的局限性是:方法过于简单,忽略的影响因素较多,如地基土的成层性、土参数随深度的变化及桩端沉降等。

4. 有限元法

有限元法是一种强有力的数值方法,它是一种将复杂对象进行合理地离散,应用力学和计算机技术解决复杂问题的数值分析方法。有限元应用于桩基分析是从20世纪70年代开始的,经过几十年的发展,形成了许多算法,其理论也日趋丰富和完善,成功地解决了许多其他方法不能解决的问题。桩土共同作用的数值模拟越来越受到土木工作者的重视,对它的研究也呈现出十分活跃的景象。目前已成为桩基分析手段的主流。

桩土共同作用的数值分析归根到底需要解决两个基本问题:一是土体线性、非线性本构模型的研究;二是桩土接触面上的本构关系的描述及接触单元的选择。土体本构模型常用的有广义 Hook 定律、Duncan-Chang 模型、Mohr-Coulomb 模型、修正剑桥模型等;接触面单元常用的有无厚度 Goodman 界面单元、Desai 薄层界面单元和殷宗泽有厚度接触面单元、

M.G.Katongga (1983) 约束单元等, 至于选取哪种模型要根据具体的工程实际来考虑。

数十年来, 许多专家学者在桩基承载力的有限元仿真方面做了大量工作并取得显著成果, 本文就桩基有限元计算方面的研究现状作简单阐述。

Hooper (1973) 较早的探讨了高层建筑群桩的有限元计算。Desai (1974) 对有承台的群桩进行了有限元分析, 所考虑的群桩可倾斜, 同时承受弯矩和水平力, 土的非线性采用 Ramberg-Osgood 模型。Ottaviani (1975) 曾对 3×3 和 5×3 的群桩作过三维线弹性分析, 采用 8 立方体单元。群桩分析由于求解的复杂性, 需在一定的简化模式下分析, 降低了结果的可信度。陈雨孙等人 (1987) 用有限单元法模拟了挖孔灌注纯摩擦桩的实测 P-S 曲线, 对纯摩擦桩的工作状态和破坏机理作了分析, 认为桩侧土体的抗剪强度直接决定着摩擦桩的承载力。Trochanis 等人 (1991) 用有限元法讨论了单桩和群桩的三维非线性特性, 特别讨论了桩土之间的滑移, 并据此提出了单桩和两根桩的近似算法。王炳龙 (1997) 用土的弹塑性模型和有限元法确定桩的荷载—沉降曲线。俞炯奇 (2000) 运用编制的轴对称有限元模型对非挤土长桩进行了分析, 指出临界桩长是有效桩长的极限情况, 并推导了以端阻分担比为控制因素的准临界桩长计算公式。张志勇等 (2000) 基于地基变形的概念对均质地基上扩底桩单桩对不同荷载大小, 不同桩土模量比, 不同头径比的临界桩长进行了有限元数值模拟, 得出扩底单桩临界桩长与桩土模量比和头径比有关, 但在容许承载力范围内与荷载大小无关的结论。周健等 (2000) 以上海市打入桩群桩基础的挤土效应进行了数值模拟, 对地表的隆起、桩周土体的侧移、挤土产生的应力及其对周围桩体的影响等挤土效应的变化规律进行了详细研究。Bassam Mahasneh (2000) 提出了适合于计算实际群桩沉降的方法——群桩有限里兹单元法, 并对桩的刚度因子作了研究。石坚 (2000) 利用有限元法考虑桩土的变形协调, 分析了黄土地基中承台—桩—桩间土共同作用的机理。刘用暖 (2001) 利用张冬霖等 (1998) 的关于结构与土体接触面单剪试验所得到的接触面变形特征及其本构关系, 提出了一种可用于桩基承载力性状分析的桩—土三维等厚度接触面单元模型, 并对超长桩进行了分析。胡汉兵 (2001) 分别采用 Lade-Duncan 模型和刚—塑性薄单元模型模拟土体的弹塑性和桩土界面的相对运动, 对竖向受荷群桩进行了三维弹塑性有限元分析。张丽娟 (2002) 利用研制的有限元程序对疏桩基础的承载性状进行了分析, 认为疏桩基础既能较充分地发挥桩身侧摩阻力和桩端阻力的作用, 使得桩的承载力接近于其极限承载力, 又能较充分地调动承台底土体参与承载, 因而疏桩基础对承载力的发挥明显优于传统桩基。魏静 (2003) 根据西安地区原型摩擦桩的地层特点和土性条件, 运用有限元基础理论, 利用相应的边界条件与假设条件, 建立单桩数学模型, 对西安地区单桩桩土相互作用机理进行了探讨。汤斌等 (2003) 采用有限元法, 对复合桩基中承台内区土阻力群桩效应系数进行了分析, 并讨论了桩距、桩数、桩长、土类等对承台内区土阻力群桩效应系数的影响。邹金林、吴乐意 (2004) 通过桩径或桩长的改变对桩竖向支承刚度的影响, 建立了考虑桩竖向支承刚度的桩—承台共同作用分析模型, 工程实践表明, 这种优化设计思想可以使群桩中的每根基桩承载力得以充分发挥。

有些学者把有限元法与其他单元相结合来研究桩土共同作用, 如王旭东等人 (1996) 用有限元法和边界元法, 结合荷载传递函数建立能够考虑地基土成层非均质性等因素的群桩—土—承台结构共同作用的线性和非线性数值分析方法。这种解法可以降低维、提高运算精度, 但由于解析求解的困难, 应用有一定的局限性。曹志远等人 (1996) 提出一种分区耦合的方法, 将整个基础系统划分为承台、桩土地基 (近区) 和远区两部分, 针对每个区域的几何、材料和载荷的不同特性分别采用半解析有限元和半解析边界元法进行模拟, 然后通过交界面

的连续条件建立总体方程组统一求解。刘毓璠等(2000)提出了用于单桩—承台—土相互作用分析的三维有限元无限元耦合分析程序,该程序的主要特色是:主要受力区采用弹塑性有限元,外围次要受力区采用线弹性无限元。金振奋、陈云敏等(2003)将筏板下的桩、土看成弹簧作用在筏板上,简化得到了软弱地基群桩应力和沉降等效分析模型,并采用三维退化层合单元对高层建筑桩筏基础进行了分析。

利用通用有限元软件进行桩土共同作用分析的有:刘用暖(2001)在数值计算中利用了 Sup 软件的前后处理,对超长桩进行了分析;李晋、冯忠居、谢永利(2004, 2005)用 MARC 软件建立了空间轴对称和三维模型,分析了在轴向横轴向荷载下大直径空心桩桩土共同作用性状,并对空心桩的设计参数进行了优化分析;商翔宇等(2003)用 ANSYS 软件模拟了薄软土层条件下承台宽度在 0.5~3.0m 时疏桩复合基础承载性能的差别,桩和土承载性能的分担比等,得出合理的承台宽度值;C.J.Lee 和 Charies W.W.Ng(2004)利用 ABAQUS 软件,用土体表面均布荷载模拟土体固结沉降,分别研究了桩数、桩距、桩的位置及桩端土体模量等因素对桩身下拉荷载和下拉沉降的敏感程度。

有限元的优点除具有普适性广、精度高、模型化能力强外,还具有能获得桩周土介质的应力—应变关系。它可以很好地模拟土的固结、渗流、硬化及蠕变等非线性特征,克服了传统解析方法把土简化为弹性状态且不能很好模拟桩土接触关系的缺陷,而且数值分析的精度在一定程度上可以控制,形式和途径都较为统一,是一种编程性较好的数值分析方法。因而有限元法是研究竖向荷载、水平向荷载作用下单桩和群桩特性以及桩土共同作用的有效方法。有限元法的缺点是求解较为复杂和昂贵,特别对于三维分析,求解的不易收敛及机时过长问题就显得特别突出,而且解的合理性及精度受建模方法及参数的选取影响较大。

5. 简化方法

简化方法中最常用的是用分层总和法计算沉降,等效作用面位于桩端平面,等效作用面积为桩承台或基础投影面积,等效作用附加应力近似取承台底平均附加压力。等效作用面下的应力分布采用各向同性均质直线变形体理论。该法根据桩端各土层的参数分别计算各层的沉降然后求得总沉降。该法主要适用于桩径大、桩侧摩阻力的荷载分担比小、桩端底面积较大时的沉降计算;缺点是不能考虑桩侧的摩阻力,单桩本身的压缩产生的沉降及桩土的滑移产生的影响。

Clemente 等人(1988)在传递函数法的基础上提出了简化分析法,该法假定桩侧摩阻力达到其极限以前,桩端不产生阻力。但由于与现场实测(O'Neill 和 Reese(1972), Whitaker 和 Cooke(1966)和 Rowe 等(1987))不符合,Clemente(1990)随后又提出了修正方法。

吴永红、王成华(1993)根据分层总和法计算沉降的概念,推导出了群桩沉降比的简化估算公式,并与弹性理论法及实测结果进行了比较。

楼晓明等(1996)根据我国 4 幢高层建筑基础的共同作用分析成果,对群桩基础中桩的荷载传递特性,桩间土、下卧层土中的竖向附加应力分布特性作了研究,表明群桩的荷载传递特性与单桩不同,群桩基础在下卧层地基中的竖向附加应力分布特性也明显地区别于等代深基础。

董建国(1996)等人认为群桩的沉降计算应根据群桩桩侧总阻力与群桩承担的总外荷载的大小关系不同区别对待。当群桩桩侧总侧阻力大于总外荷载时采用复合地基模式计算群桩沉降;当总侧阻力小于总外荷载时宜按等代实体深基础模式进行群桩沉降计算。何思明(2001)根据这一思路,对群桩桩身变形量,建议以复合压缩模量公式为基础进行计算,而对群桩桩端

下卧层则按建议的修正分层总和法计算。

陈云敏、陈仁朋、凌道盛等(2001)提出了一种考虑土—桩—筏相互作用的桩筏基础简化分析方法,即将群桩中每根桩的桩顶沉降分成桩身压缩和桩端沉降分别计算,桩身压缩由单桩静载荷试验或其他方法估算,桩端沉降根据分层总和法计算。

陈仁朋等(2003)分析了群桩基础中应力扩散的规律,提出了附加应力的简化计算方法,讨论了我国建筑桩基技术规范中关于群桩沉降计算中压缩层厚度、模量取值和应力计算中存在的几个问题,提出了适合软土地基群桩沉降的计算方法。

6. 极限平衡法

该方法是按照土的极限静力平衡来推求桩的承载力,不考虑桩的变形问题,可以考虑极限状态下土体的应力场。

杨敏等(1998)提出了考虑极限承载力下桩筏基础相互作用分析方法。该法考虑了群桩中不同桩长及土层缺失情况,并假定土发生理想弹塑性变形,引入了荷载超限转移法模拟群桩中部分桩、土单元上的集中荷载计算结果超过极限承载力的情况。根据这一思想,杨敏、王树娟(1999)研究了不同桩数和桩长对土中应力场的影响以及桩基工作性状的变化规律,从应力角度探讨了桩基对沉降的控制作用。

7. 能量方法

蒋镇华(1996)应用能量法,提出了考虑桩长范围内土体非线性弹性的单桩有限元兹单元分析法,用以求解单桩变形问题;在现有迭代法基础上,建立了循环法群桩分析框架,提出了基于有限元兹单元法单桩分析的群桩循环法分析公式。在循环法群桩分析方法的基础上,提出了一种承台—桩—土共同作用的分析方法,该法可以考虑土的成层性,并可以得到位移和荷载的传递特性。

陈明中等(2001)将群桩、承台(筏)选用各自合适的位移模式,并将能量变分方法应用于群桩—承台(筏)系统,用最小势能原理求解各参数。采用本方法可以方便地得到系统中各处的内力与位移分布。

陈明中等(2001)将带桩的条形基础视为一个整体,并假定群桩与条形基础的位移模式,然后将能量变分原理应用于分析桩—条形基础系统,用最小势能原理求解假定位移模式中的一系列参数,从而求得条形基础和群桩的沉降和应力分布。

8. 其他方法

神经网络法、有限差分法、灰色系统理论法、贝叶斯方法等。

2.2 试验研究进展

太沙基认为,土力学中未解决的大部分问题,可以通过坚韧而细致的观测和调查获得解决。桩基试验主要包括现场试验及模型试验两种。现场试验是目前桩基研究最为可靠的手段,对于重要的基础工程,设计人员都毫无例外地要求依据规范进行一定数量的静载荷试验;模型试验是获取工程设计依据、理论计算参数的一种重要手段,是工程设计和理论研究过程中必不可少的补充和验证。随着工程难度的加大,设计要求的提高,对桩基试验的手段和复杂程度的要求也越来越高。

1. 桩基现场及模型试验研究

Vesic(1968)较早的做了砂土中不同桩距的高低承台的群桩模型试验。

波兰学者 Patka 和 Naborzyk (1977) 所做的现场试验表明, 带台桩与无台桩相比承载力可提高 30%~60%。

Akinmusum (1980) 用电镀钢管作模型桩, 方形或矩形钢板为承台或浅基, 均匀粒径的干砂为地建立模型来研究高桩基础、低桩基础及浅基的联系和区别。

佟世祥等 (1981) 在上海浦西某工地黄褐色亚粘土中进行了群桩试验, 着重研究了桩数、桩距、桩长、承台设置方式及打桩顺序对桩—土—台共同作用的群桩承载变形性状的影响, 并与单桩试验的成果进行了对比, 得出如下结论: 群桩中各单桩单独受荷时其承载力的大小与其平面位置及打桩顺序等因素有关; 任何桩数和桩距的高承台群桩, 其群桩效率都不大于 1.0; 而大桩距的低承台群桩, 其效率可能大于 1.0; 摩擦群桩的沉降主要由刺入变形和桩端下土层的压缩变形两部分组成。

周福田等 (1984) 做了十几组模型桩的对比模型试验, 包括单桩、高桩承台群桩、低桩承台群桩及无承台群桩。主要结论有: 承台板下, 外围土反力明显大于内部土反力; 桩基础达到极限荷载时, 承台底土反力远未达到承台单独工作时的极限值; 桩径、桩长相同时, 整个桩基达到极限承载力时, 承台土反力随桩距的增大而增大; 桩数、桩距相同时, 整个桩基达到极限承载力时, 承台土反力随桩长的增大而减小; 在桩基础中, 桩的下沉要带动周围土体同时下沉。

杨克己、王福元等 (1984) 在粉质粘土中做了不同桩距、不同入土深度、不同排列和桩数及承台不同布置方式的对比模型试验。试验结果认为要满足桩间土能支撑基础传来的荷载, 它们的条件是: 基础下桩间土不致产生自重固结沉降、振陷、湿陷而与基础脱空; 桩间土分担外荷载的比率是随桩距、外荷、桩尖的刺入变形与桩间土的压缩变形的差值等因素的增大而增大的, 随桩数和桩的入土深度的增加而减小的, 还需考虑时间的延长对土固结的影响。

陈强华、洪毓康 (1992) 进行了承台—单桩的静载荷试验, 来研究承台—桩—土共同工作机理。

杨嵘昌、宰金珉 (1994) 总结了前人和李晋在实测、模型试验已经简化理论分析中获得的若干成果, 对桩—土—承台共同作用的现有认识作了分析和判别, 并认为不宜将模型试验或小型群桩试验的结果直接应用到实际工程上。

高永贵 (1994) 根据两次模型群桩试验的结果, 对黄土中群桩承台—桩—土共同作用进行了分析, 并提出了黄土中低承台群桩基础承载力的经验公式。该经验公式的可贵之处是考虑了土性和成桩方法的影响, 是对规范公式的补充。

刘金砺 (1995) 进行了粉土和软土中不同桩距、桩长原型与模型群桩试验。建议等代墩基法中的墩底面应根据桩距、桩长、持力层性质设定, 并对弹性理论法中的相互影响系数和沉降比的理论值进行了修正。

王幼青等 (1998) 在均质粉质粘土中进行了模型比例为 1:13 的低桩承台群桩试验, 研究了桩距和桩数这两个因素对群桩承载特性的影响。其试验结果认为: 桩基础的极限承载力随桩距和承台的增大而增大; 群桩基础中各桩所受荷载并不是均匀分布的, 角桩最大, 边桩次之, 中心桩最小。

谢涛等 (2003) 利用铝管作模型桩, 进行了桩数为 5×10 群桩模型试验, 分析了群桩的承载性状和群桩效应。其结果认为: 对低承台群桩, 承台对群桩效应具有消弱作用, 在该试验条件下, 群桩综合效应系数大于 1, 群桩承载力大于单桩承载力之和。

冯世进等 (2004) 对西安地区 6 根超长钻孔灌注桩进行了单桩静载试验, 发现黄土地基

中超长钻孔灌注桩的 Q-S 曲线呈缓变型,在最大荷载时都未达到破坏状态,桩身轴力传递规律和桩侧阻力的发挥与成孔工艺、桩长、桩周土层性质密切相关,测试得到的极限侧阻力远比规范值要大。

邓洪亮等(2001)对天津沿海软土地基 77 根灌注桩的静载试验资料对比分析发现:对于软土地基上单桩承载力的发挥存在明显的深度效应,并且与 Meyerhof.G.G、陈华强、周镜等人提出的砂土和硬粘土地基上单桩承载力的深度效应有明显区别,指出天津沿海软土地基的临界桩长应为 33~45 倍桩径,同时临界桩长受地基土的抗剪强度影响。

N.F.Ismael(2001)在 Surra 砂土中做了几组试验,包括单桩的压、拔试验和两组桩距分为 2 倍、3 倍桩径的 5 桩群桩静压试验,单桩试验表明侧摩阻力占了极限承载力的 70%,且沿桩身均匀分布;群桩试验表明,桩距分为 2 倍、3 倍桩径的 5 桩群桩的群桩系数分别为 1.22 和 1.93。

贺武斌等(2002)在黄土地区进行了现场单桩与群桩试验,根据试验结果分析了承台、桩、土的相互作用特性,对承台下基土反力的分布,群桩基础中的荷载传递规律,荷载分担等进行了研究,并与单桩进行了比较,提出了基于试验的若干建议。

石怀请、章杰(2003)通过大量现场单桩试验,利用瑞士滑动测微计等测试手段,分析了黄土地基钻孔灌注桩在竖向荷载下的侧阻力和端阻力发挥特征及荷载分布规律,通过现场实例得到的荷载传递函数,证实了其符合双曲线模型,并用这些实例说明了如何利用这些规律进行工程优化设计。

杨进、彭苏萍(2004)根据海洋钻井实际工程情况,开展了粘性土质条件下群桩模拟实验,研究分析了群桩条件下的桩—土相互作用问题,得出了群桩作用对土应力场的影响关系。

刘金砺(2004)通过不同土质中一系列大型群桩试验,揭示其在竖向荷载下群桩侧阻力、端阻力、承台土抗力的群桩效应及承载力群桩效应,并据此对群桩基础概念设计的若干问题进行了讨论。

在试验过程中,许多学者对规范中的相关内容提出了许多建议,如谢涛、袁文忠(2003)在进行群桩模型试验过程中发现实测群桩效应系数与规范表中相应的数值存在较大差异,对群桩效应系数规范表产生了质疑,认为规范表中的 η_s 值普遍偏小。吴慧明、沈昌鲁(2001)根据现行单桩竖向静载试验几本主要规范,对终止加载条件、极限承载力判断标准两方面进行了讨论,认为极限承载力判断时应考虑检测对象是工程桩还是试桩,其次要考虑到桩型、桩长、地区经验等。

2. 桩基离心模型试验研究

土工离心模型试验是现场试验与室内试验的完美结合,黄文熙则称土工离心模拟技术为土工模型试验发展史上的里程碑。用离心机模拟自重效应的思想最早由法国工程师 Phillip(1869)提出,这一设想在岩土工程领域得到充分体现,因为岩土本身的重力对其性状是最重要的影响因素,该设想直到 20 世纪 30 年代才成为现实。美国工程师 Bucky(1931)首次将离心机用于研究岩石力学问题;至于第一次土工结构离心试验则由苏联人 Pokrovski 在 1932 年完成,并由此开创了土工离心试验的新时期。从此该技术在地下结构、码头、军事工程、海上平台、地基基础、大地构造等众多领域取得了令人瞩目的成果。

桩基离心模型试验是适应 20 世纪 70 年代海洋石油开采而发展起来的。Barton(1984)利用离心机研究了近海桩结构的性能,验证了 Poulos(1971)所提出的群桩作用的弹性分析理论,并求出了群桩效应系数;Nunez 和 Randolph(1984)在剑桥大学离心机上开发了一套沉、拔桩

及侧向荷载试验设备,并以此研究了桩的尺寸效应、抗拔性能及砂质地基上单桩和群桩性能;Sabagh(1985)在P.W.Rowe实验室进行了轴向循环荷载试验,以模拟暴雨期间近海桩的特性;同年Oldham又在该机内增制了侧向施力设备;Kulkarni(1985)在Liverpool大学离心机上进行了不同组合形式的群桩性能研究,并用地基反力法及弹性介质理论作验证,表明在小变形时,单桩位移的实测值与理论值一致,在大变形时,弹性解低估了位移值,双桩体系的弹性解则高估了承载力;Craig(1985)研究了不同设桩方式对桩的承载力的影响,指出了离心机试验时Ng过程设桩的重要性,特别是垂向受荷桩;Scott和Ting(1977,1981,1982),Finn和Barton(1985)等还用桩头激振方式模拟了桩的动力反应。Randolph M F和Horikoshi K(1995)在粘土上进行7桩筏基础的离心模型试验,主要结论有:有承台桩承载力大于无承台桩承载力;中央布桩的桩筏基础不均匀沉降比无桩的筏基础的不均匀沉降小;阐明了合理布桩能减少桩筏基础的不均匀沉降。

我国土工试验开始于20世纪80年代,长江科学院、河海大学、南京水科院、水利水电科学研究院、绵阳核九院、四川联合大学、清华大学及长安大学等高校或科研单位相继配备了离心机,开展了内容广泛的一系列土工离心试验,推动了我国土工离心试验的发展。但受试验水平的限制,目前国内开展的桩基离心试验则比较少,主要有:张利民、胡定(1989)做了单、群桩离心模型试验,研究了桩在不同地层条件及加荷方式下的性能,着重分析了垂向及水平受荷桩的荷载位移特性与荷载传递规律,以及水平受荷桩的残余效应。陈文、施建勇等(1999)通过静压桩在不同粘土中贯入的离心模型试验,对桩体贯入饱和粘土时的土体位移和初始超孔压的空间分布情况进行了研究。曾友金、王年香等(2003)通过18组群桩和6组单桩离心模型试验,研究了成桩工艺、桩径及桩距对微型单桩和微型群桩的荷载与沉降关系。

国内外关于桩土共同作用的研究手段主要集中在理论推导、经验公式、模型试验和现场试验几个方面,目前也出现了几种手段相结合的趋势。应当指出,现场试验和合理的室内试验依然是进行桩基研究的重要手段,当前国外的许多研究者都致力于这方面的研究。现场试验无疑是最有说服力的分析方法,但是试验周期长、耗资大而且操作困难,因此进行科学合理的离心模型试验是今后桩基工作要开展的重点。

2.3 数值仿真二次开发技术

数值分析技术作为一种解决工程实际问题不可或缺的基本手段和工具,其可靠性很大程度依赖于对结构模型的正确模拟、本构模型和计算参数的正确选用及计算收敛精度的提高。国内很多研究人员花费了大量心血,编制了一些适合于岩土工程某一领域的优秀专业软件,但与国外通用的优秀软件相比,尚存在以下几点不足:

(1) 数据准备工作量极大且繁琐易错。

(2) 严格地讲,没有独立的前后处理模块,必须依赖其他辅助软件才能使用。特别是数据准备和成果处理阶段,凡是涉及成图的,一般都要经过复杂的数据转换,然后用AutoCAD软件完成,使用很不方便。

(3) 由于没有良好的图形处理界面,对使用者要求极高,必须花费大量时间来熟悉软件。

(4) 由于较少优化计算机内存分配、存储方法和求解技术,自编程序对空间需求较大,完成复杂的非线性分析时收敛精度往往达不到要求,计算将耗费大量的时间。

可见,自编程序与通用程序的差异主要体现在软件的前后处理器、人机交互及界面技术

上, 而其严谨的岩土专业理论恰恰是通用程序所缺乏的。因此, 如果能够扬长避短, 既吸收通用程序的优点, 又能将专业理论很好地用于所分析的问题, 必将大大减少分析人员的工作强度和工作量, 从而将其大量精力从程序繁琐的数据准备和后处理中解脱出来, 而主要用于关注问题本身, 使有限元分析能更好地为工程实际服务。MARC 软件强大的用户子程序功能为两者的结合提供了可能。

2.3.1 基本功能

MARC 软件提供了 245 个有名公共块和 108 个用户子程序。用户在用户子程序中调用这些公共块, 可以提取所需数据或者以新的数据赋值公共量和数值, 进行数据交换。108 个用户子程序入口覆盖了 MARC 有限元分析的所有环节。从几何建模、网格划分、边界定义、材料模型到分析求解、结果输出, 用户除了无法更改求解方法外, 在有限元分析的其他环节上 MARC 都预留了用户可以访问的子程序接口, 通过耦合子程序, 使 MARC 通用软件向特定领域的专业软件扩展。

这些用户子程序都是以 Fortran 语言编写的子程序模板文件。使用时, 按 Fortran 编程规则, 用户根据需要填充子程序模板文件。程序运行包含一个或若干个用户子程序的分析模型时, 会以这些用户定义的子程序代替缺省的相应子程序, 重新生成新的执行程序, 使程序以用户期望的方式运行。

2.3.2 MARC 用户子程序研发

由于参考资料有限, 对 MARC 用户子程序的开发经历了一个逐步摸索和完善的过程。根据分析问题的需要, 本文相应编写了以下子程序。

- (1) 模拟地基初始应力子程序 SUBROUTINE UINSTR;
- (2) 模拟移动分布荷载的子程序 SUBROUTINE FORCEM;
- (3) 参数随工况变化的非线性弹性本构关系子程序 SUBROUTINE HYPELA;
- (4) 用于模拟库仑摩擦接触时, 摩擦系数随工况变化动态接触状态子程序 SUBROUTINE UFRIC;
- (5) 模拟桩与土体界面相互作用的 2 节点、4 节点和 8 节点三维接触面单元子程序 SUBROUTINE USELEM;

其中, 地基初始应力子程序 SUBROUTINE UINSTR 与用户单元子程序 SUBROUTINE USELEM 功能较为强大, 编制也相对复杂。在此对两子程序作简单介绍。

2.3.3 自定义单元类型子程序 SUBROUTINE USELEM

SUBROUTINE USELEM 是提供给用户定义具有特殊性质的单元类型子程序, 其包含了一个离散单元有限元求解需要的完整信息。用户在子程序中需定义与单元相关的等效节点荷载、单元刚度矩阵、内力矩阵、应力、应变增量、高斯点坐标和输出信息, 同时, 在数据文件中, 用户需定义单元的几何信息。运行过程中, 主程序将根据求解流程, 根据 iflag 指示参数 (如图 2-1 所示) 调用相应的计算模块, 将用户单元的相应信息叠加到总刚度矩阵和荷载矩阵中, 并将计算结果返回子程序。当用户单元某些性质与 MARC 单元库中的标准单元一致时 (如外部等效节点荷载), 可以调用相同几何形式的标准单元, 由程序根据标准单元的性质进行计算,

从而大大简化了用户单元的定义。同时,在子程序中,用户可根据需要调用输入数据文件或其他子程序。本节中,为了模拟筋材与土体的相互作用,应用 USELEM 子程序定义了二维和三维的 Goodman 接触面单元。

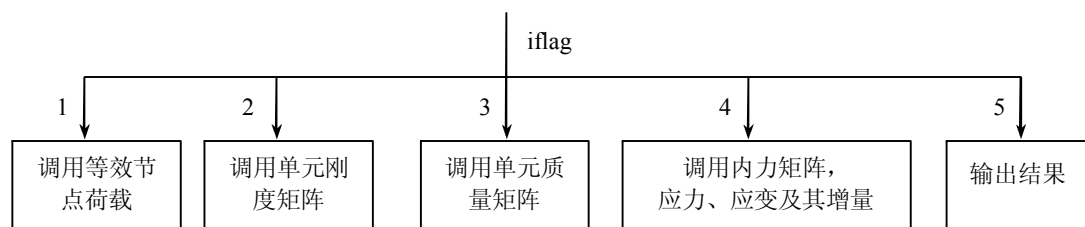


图 2-1 USELEM 用户子程序 iflag 指示参数

2.3.4 土体初始应力子程序 SUBROUTINE UINSTR

MARC 商业软件没有提供适合计算土体初始应力状态的功能。从本构关系和数值计算的角度来说,地基土体显然属于较为复杂的非线性弹塑性体,而在非线性计算中,首先就是要确定加荷前其初始的应力状态,它不仅影响到初次加荷的计算,也对以后的各级荷载均产生影响,因为以后各级荷载的应力也是在先前初始应力的基础上累加起来的。而且在桩土接触分析中,接触面上切向应力的发挥也是靠土体的对桩的侧压力产生的,不加初始侧压力则不能真实模拟接触面上的应力状态。如何实现在单元体内既保证其存在初始应力,又使得其初始应变为零(即认为应变已发生过),是岩土工程数值仿真所面临的首要问题和关键点之一。通过 MARC 软件中提供有用户自定义单元体的子程序接口 SUBROUTINE UINSTR, 实现了给土体单元各积分点施加初始应力,而且变形为 0。即 $\sigma_z = \gamma z$, $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \gamma z$ 。 σ_z —竖向地基压应力; σ_x 、 σ_y —水平向地基压应力; γ —地基土的换算容重; K_0 —静止侧压力系数值, $K_0 = 0.95 - \sin \varphi$; z —单元形心到土体表面深度。开挖后的应力场等于初始应力加应力增量,即 $\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta\sigma\}$ 。对于弹塑性模型,由于桩位处土体开挖,会对土体产生很小影响,但土体变形仍可控制在 $10^{-5}/\text{m}$ 以内。

而且 SUBROUTINE UINSTR 子程序与非线性弹性本构关系子程序 SUBROUTINE HYPELA 相嵌套并结合 MARC 软件中的死活单元技术可以实现模拟土体开挖中地基应力的释放和施工中的力学响应分析。该技术大大扩展了 MARC 软件在岩土工程领域中的功能,可以应用到隧道、基坑、巷道及硐室等开挖模拟中。

2.3.5 接触面单元

桩土两种材料性质相差很远,当桩顶竖向荷载达到某一临界值时,就可能在接触面上产生错动或开裂。因此从数值模拟的合理性及精度考虑需要定义桩、土间的接触。

从力学分析角度看,接触是边界条件高度非线性的复杂问题,需要准确追踪接触前多个物体的运动以及接触发生后这些物体之间的相互作用,同时包括正确模拟接触面之间的摩擦行为。因此,要解决两个方面的问题:一是接触上的本构行为,尤其是剪应力与剪切变形之间的关系;二是接触面单元的数值模型的选择。关于这方面的研究 Goodman、Zienkiewicz、Ghabouss、Katona、Herrmann、Isenberg、Kausel、Desai、殷宗泽、雷晓燕、杜庆华等国内外专家与学者

都做过大量的工作。MARC 软件对于解决接触问题的处理有三种途径：一是通过基于拉格朗日乘子法或罚函数法的接触界面 `gap\friction` 单元；二是接触迭代算法：对于直接约束的接触算法，是解决所有问题的通用方法。特别是对大面积接触以及事先无法预知接触发生区域的接触问题，程序能根据物体的运动约束和相互作用自动探测接触区域，施加接触约束，这是 MARC 解决非线性接触问题而提出的一种独特的解决方法，也是该程序的特点之一；三是全面通过用户子程序 USPRUG 来自定义接触算法。

对于第一种方法类似于上面提到的接触面单元，应用起来非常繁琐，且需要在 DAT 文件中进行定义，但对三维问题几乎无法定义，效果不理想。

第二种方法对桩土之间接触的处理是通过将桩、桩周土定义为可变形接触体，并在接触表中定义接触体之间的摩擦系数，接触后所需的分离力，接触容差及可能的过盈配合值。两个接触体在受力后可能出现分离或嵌入，可通过分离力及过盈配合值来控制，当荷载增加到一定程度时，桩土之间既不应该出现分离也不应该嵌入，这时可以通过输入一个很大的分离力和一个很小的过盈配合值来控制，从而实现桩与土在接触面上只有滑移的模拟。摩擦系数则要根据桩土的性质来确定。MARC 中提供的较适用的摩擦模型有 Coulomb 摩擦模型、Stick-slip 模型、Shear 模型等。由于桩与土的模量相差太大，在实际应用中摩擦系数对摩擦力的影响往往很小，因此效果不理想。

关于第三种定义用户子程序的方法及原理将在此重点论述。Goodman (1968) 提出了一种平面四结点接触单元，两片接触面之间假想为由无数微小的弹簧所连接。在受力前两接触面完全吻合，即单元没有厚度只有长度，是一种一维单元。接触面单元与相邻接触面单元或二维单元之间，只在结点处有力的联系。每片接触面两端有 2 个节点，一个单元共有 4 个节点。本节中把 Goodman 平面 4 节点接触单元的思想进行了推广，推导了 2 节点一维接触单元和 8 节点三维接触单元，并在 MARC 软件中开发了适用于各种接触形式的用户子程序软件包。如图 2-2 所示为三种接触单元示意图。

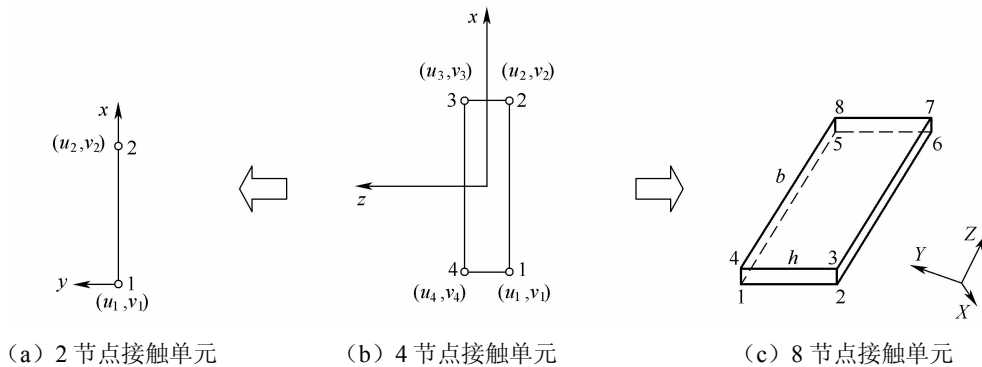


图 2-2 三种接触单元示意图

1. 2 节点一维接触单元

通过无厚度 Goodman 界面元的退化形式构造点—点接触界面元，即在无厚度 Goodman 界面元本构假设的基础上，建立两接触点沿接触界面法向上位移分量间的位移主—从约束关系，从而消除界面元法向刚度系数 k_n 取值任意性所带来的种种问题，点—点接触界面元实质上就是一种接触面法向位移约束的剪切滑移单元。

如图 2-2 (a) 所示，在局部坐标系下，两个接触点对 1-2 间的相对位移为 $\{\omega\}$ ；应力为 $\{\sigma\}$ ，

在线弹性假定下，两者关系为：

$$\{\sigma\} = [k_0]\{\omega\} \quad (2-1)$$

$$\text{即} \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}$$

接触单元内力与节点力向量之间的关系为：

$$\{F\} = [B]\{f\}^e \quad (2-2)$$

单元的应力与内力、相对位移与节点位移的关系分别为：

$$\{\sigma\} = \frac{1}{A}\{F\}; \quad \{\omega\} = [B]\{\delta\}^e \quad (2-3)$$

式 (2-3) 中， A 为单元截面面积；

把式 (2-2)、式 (2-3) 代入式 (2-1) 中得到

$$\frac{1}{A}[B]\{f\}^e = [k_0][B]\{\delta\}^e$$

两边同乘以 $[B]^T$ ，得

$$\frac{1}{A}[B]^T[B]\{f\}^e = [B]^T[k_0][B]\{\delta\}^e$$

并注意到 $[B]^T = [B]^{-1}$ ，得

$$\{f\}^e = A[B]^T[k_0][B]\{\delta\}^e \quad (2-4)$$

$$\text{又: } [B] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \end{bmatrix}, \text{ 则}$$

$$[K]^e = A[B]^T[k_0][B] = A \cdot \begin{bmatrix} k_s & & & \text{对} \\ 0 & k_n & & \text{称} \\ -k_s & 0 & k_s & \\ 0 & -k_n & 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

2. 8 节点三维接触单元

在进行三维群桩的有限元分析时，在桩和土体之间引入三维接触面单元。利用平面 4 节点 Goodman 单元的思想，对其进行了空间延伸，推导了 8 节点三维接触面单元的刚度矩阵，具体推导过程如下。

为适应 MARC 三维模型的内部节点编号规则，相应地调整了接触面单元节点的编号次序。建立了如图 2-2 (c) 所示的三维接触面单元。它是由两片长度为 b ，宽度为 h 的接触面 1265 和 4378 组成的。两接触面之间假想为由无数微小的弹簧所连接，在受力前两接触面完全吻合，单元厚度 $e=0$ 。接触面单元与相邻的接触面单元或三维单元之间，只在节点处有力的联系，接触面有 4 个节点，一个单元有 8 个节点 (1、2、6、5、4、3、7、8)，建立直角坐标系 xyz ，坐标原点在单元形心上，单元在 z 方向受接触压力， x 、 y 方向受摩擦剪应力。

设单元节点力 $\{F\}^e$ 及单元节点位移 $\{d\}^e$ 分别为

$$\{F\}^e = [\{F\}_{bt}^T, \{F\}_{up}^T]^T, \quad \{d\}^e = [\{\delta\}_{bt}^T, \{\delta\}_{up}^T]^T$$

其中

$$\{F\}_{bt} = [F_{x1}, F_{y1}, F_{z1}, F_{x2}, F_{y2}, F_{z2}, F_{x6}, F_{y6}, F_{z6}, F_{x5}, F_{y5}, F_{z5}]^T$$

$$\begin{aligned}\{F\}_{up} &= [F_{x4}, F_{y4}, F_{z4}, F_{x3}, F_{y3}, F_{z3}, F_{x7}, F_{y7}, F_{z7}, F_{x8}, F_{y8}, F_{z8}]^T \\ \{\delta\}_{bt} &= [u_1, v_1, w_1, u_2, v_2, w_2, u_6, v_6, w_6, u_5, v_5, w_5]^T \\ \{\delta\}_{up} &= [u_4, v_4, w_4, u_3, v_3, w_3, u_7, v_7, w_7, u_8, v_8, w_8]^T\end{aligned}$$

在节点力 $\{F\}^e$ 作用下, 接触面弹簧内受剪应力 τ_{s1} , τ_{s2} , 受正应力 σ_n , 即内应力为 $\{\sigma\} = [\tau_{s1}, \tau_{s2}, \sigma_n]$ 。

两接触面的相对位移为: $\{w\} = [\Delta u, \Delta v, \Delta w]^T$

在线弹性假定下, $\{\sigma\}$ 与 $\{w\}$ 的关系为

$$\{\sigma\} = [D]\{w\} \quad (2-6)$$

式中

$$[D] = \begin{vmatrix} E_n & 0 & 0 \\ 0 & E_s & 0 \\ 0 & 0 & E_s \end{vmatrix} \quad (2-7)$$

E_s , E_n 分别为接触单元切向和法向的单位长度弹性模量, 单位为 kN/m^3 。

取线性位移模式, 将接触面沿长度方向各点的位移表示为节点位移的线性函数, 则底面和顶面底位移分别为

$$[u_{bt}, v_{bt}, w_{bt}]^T = 1/4[G]\{\delta\}_{bt} \quad (2-8)$$

$$[u_{up}, v_{up}, w_{up}]^T = 1/4[G]\{\delta\}_{up} \quad (2-9)$$

其中

$$\begin{aligned}[G] &= \begin{vmatrix} \alpha & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 & \gamma & 0 & 0 & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & \alpha & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 & \gamma & 0 & 0 & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & \alpha & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 & \gamma & 0 & 0 & \lambda \end{vmatrix} \\ \alpha &= (1-2x/b)(1-2y/h) & \beta &= (1+2x/b)(1-2y/h) \\ \gamma &= (1+2x/b)(1+2y/h) & \delta &= (1-2x/b)(1+2y/h)\end{aligned} \quad (2-10)$$

则上下界面位移差为

$$\{w\} = [u_{bt} - u_{up}, v_{bt} - v_{up}, w_{bt} - w_{up}]^T = 1/4[C]\{\delta\}^e \quad (2-11)$$

其中

$$[C] = \begin{vmatrix} \alpha & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 & -\alpha & 0 & 0 & \lambda & 0 & 0 & \gamma & 0 & 0 & -\gamma & 0 & 0 & -\lambda & 0 & 0 \\ 0 & \alpha & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 & -\alpha & 0 & 0 & \lambda & 0 & 0 & \gamma & 0 & 0 & -\gamma & 0 & 0 & -\lambda & 0 \\ 0 & 0 & \alpha & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 & -\alpha & 0 & 0 & \lambda & 0 & 0 & \gamma & 0 & 0 & -\gamma & 0 & 0 & -\lambda \end{vmatrix} \quad (2-12)$$

根据虚功原理, 单元应力所做的虚功等于单元节点力所做的虚功, 则

$$[\{\delta^*\}^e]^T \cdot \{F\}^e = \int_{-h/2}^{h/2} \int_{-b/2}^{b/2} \{w^*\}^T \{\sigma\} dx dy \quad (2-13)$$

其中 $\{w^*\} = 1/4[C]\{\delta^*\}^e$

由式 (2-5) 化简得

$$\{F\}^e = [K]^e \{\delta\}^e \quad (2-14)$$

式中

$$\{F\}^e = 1/16 \int_{-h/2}^{h/2} \int_{-b/2}^{b/2} [C]^T [D] [C] dx dy \quad (2-15)$$

将式 (2-7) 和式 (2-12) 代入式 (2-15) 中, 得到接触面单元的刚度矩阵 $[K]^e$ 为:

$$[K]^e = \frac{bh}{36} \begin{vmatrix} 4|D| & & & & & & & & \\ 2|D| & 4|D| & & & & & & & \\ -2|D| & -4|D| & 4|D| & & & & & & \\ -4|D| & -2|D| & 2|D| & 4|D| & & & & & \\ 2|D| & |D| & -|D| & -2|D| & 4|D| & & & & \\ |D| & 2|D| & -2|D| & -|D| & 2|D| & 4|D| & & & \\ -|D| & -2|D| & 2|D| & |D| & -2|D| & -4|D| & 4|D| & & \\ -2|D| & -|D| & |D| & 2|D| & -4|D| & -2|D| & 2|D| & 4|D| \end{vmatrix} \quad (2-16)$$

对 称

当图 2-2 (c) 的 3、4 与 5、6 节点编号对调, 则刚度矩阵 $[K]^e$ 变为如下形式:

$$[K]^e = \frac{bh}{36} \begin{vmatrix} 4|D| & & & & & & & & \\ 2|D| & 4|D| & & & & & & & \\ |D| & 2|D| & 4|D| & & & & & & \\ 2|D| & |D| & 2|D| & 4|D| & & & & & \\ -4|D| & -2|D| & -|D| & -2|D| & 4|D| & & & & \\ -2|D| & -4|D| & -2|D| & -|D| & 2|D| & 4|D| & & & \\ -|D| & -2|D| & -4|D| & -2|D| & |D| & 2|D| & 4|D| & & \\ -2|D| & -|D| & -2|D| & -4|D| & 2|D| & |D| & 2|D| & 4|D| \end{vmatrix} \quad (2-17)$$

对 称

接触单元是一种独立单元, 与土、群桩结构单元统一编号, 接触面单元的刚度矩阵与一般三维单元刚度矩阵一样, 可以按节点平衡条件叠加到总的刚度矩阵中, 由结构平衡方程求解位移, 进而求得接触面上的应力。

在桩顶竖向荷载作用下三维接触单元的主要变形为 z (流动坐标系) 方向的剪切变形, 因此接触单元的初始应力为

$$\sigma = \begin{Bmatrix} k_0 \gamma_0 z \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

上式中 k_0 为静止土压力系数, γ_0 为土容重。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_n & 0 & 0 \\ 0 & E_{xy} & 0 \\ 0 & 0 & E_{zx} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \gamma_{zx} \end{Bmatrix}$$

考虑到接触变形的非线性, 根据张冬霖及工程实例的试验结论, 对其接触面的剪切模量给出判据: 若接触面受拉且被拉裂, 可令 E_n 为一极小数, 如 1.0kPa; 若接触面受压, 可令 $E_n = (10^2 \sim 10^3) E_s$, 这里近似认为 $E_{xy} = E_{zx} = E_s$ 。

$$\text{剪切模量 } E_s \text{ 取为: } E_s = \left(1 - R_f \frac{\tau_i}{c + \sigma_n \tan \varphi} \right)^2 kPa \left(\frac{\sigma_n}{Pa} \right)^n。$$

式中, Pa 为大气压力; c , φ 分别为接触面的粘聚力和外摩擦角; R_f 为破坏比; k , n 为

参数。

3. 局部坐标系的规定和坐标转换矩阵

以上刚度矩阵是按照图 2-2 (c) 所示坐标系下接触面为平面时建立的, 而桩与土的实际接触面是一曲面, 这就需要进行坐标的转换, 引入坐标转换矩阵 $[Q]$ 。空间六面体单元局部坐标系规定: 以单元两端节点 i 、 j 的连线作为 $\bar{x}$ 轴, 节点 i 为坐标原点, $\bar{y}$ 和 $\bar{z}$ 轴的方向与单元截面的两个主惯性轴平行, 形成右手坐标系, 如图 2-3 所示。为了确定单元截面的主惯性轴方向, 在输入数据中还必须给出在主惯性轴面 $\bar{x}\bar{y}$ 内的一个任意参考点 k 的坐标位置 (x_k, y_k, z_k), 当然这个 k 点不能与 i 、 j 轴线共线。

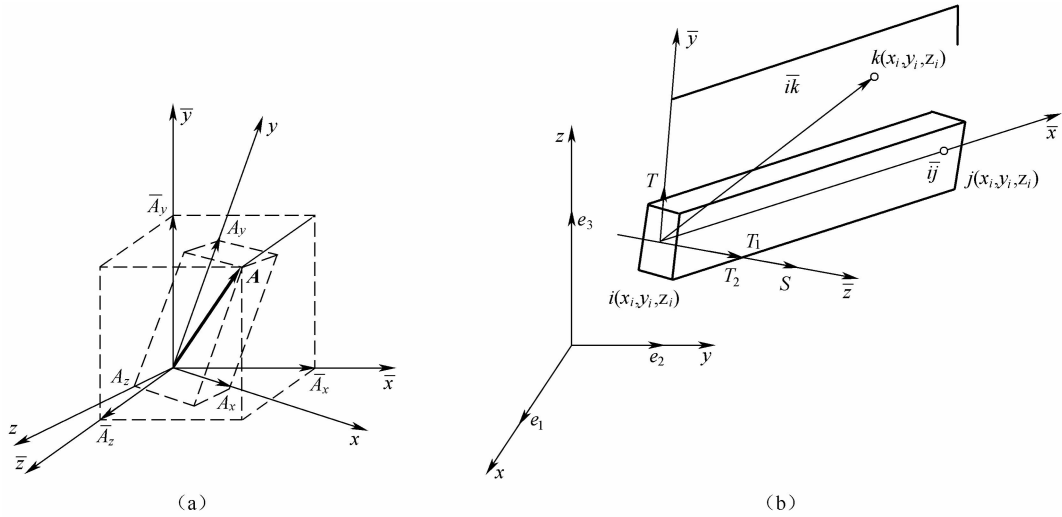


图 2-3 总体坐标系与局部坐标系的关系

若空间任一矢量 A 在总体坐标系 x 、 y 、 z 轴上的投影分别是 A_x 、 A_y 、 A_z , 而在局部坐标系 $\bar{x}$ 、 $\bar{y}$ 、 $\bar{z}$ 轴上的投影分别是 $\bar{A}_x$ 、 $\bar{A}_y$ 、 $\bar{A}_z$ 。由图 3-7 (a) 可以看出, 这两组分量之间的几何关系是:

$$\begin{aligned}\bar{A}_x &= A_x \cos(\bar{x}, x) + A_y \cos(\bar{x}, y) + A_z \cos(\bar{x}, z) \\ \bar{A}_y &= A_x \cos(\bar{y}, x) + A_y \cos(\bar{y}, y) + A_z \cos(\bar{y}, z) \\ \bar{A}_z &= A_x \cos(\bar{z}, x) + A_y \cos(\bar{z}, y) + A_z \cos(\bar{z}, z)\end{aligned}\quad (2-18)$$

式 (2-18) 的矩阵形式为

$$\begin{Bmatrix} \bar{A}_x \\ \bar{A}_y \\ \bar{A}_z \end{Bmatrix} = [L] \begin{Bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_z \end{Bmatrix}$$

上式中 $[L]$ 为矢量的变换矩阵。

$$[L] = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\bar{x}, x) & \cos(\bar{x}, y) & \cos(\bar{x}, z) \\ \cos(\bar{y}, x) & \cos(\bar{y}, y) & \cos(\bar{y}, z) \\ \cos(\bar{z}, x) & \cos(\bar{z}, y) & \cos(\bar{z}, z) \end{bmatrix} \quad (2-19)$$

因为局部坐标系 $\bar{x}$ 、 $\bar{y}$ 、 $\bar{z}$ 的各单位坐标矢量在整体坐标系下可用式 (2-20) 表示

$$\begin{aligned}
\mathbf{x}' &= l_1 \bar{i} + m_1 \bar{j} + n_1 \bar{n} = (l_1, m_1, n_1) \\
\mathbf{y}' &= l_2 \bar{i} + m_2 \bar{j} + n_2 \bar{n} = (l_2, m_2, n_2) \\
\mathbf{z}' &= l_3 \bar{i} + m_3 \bar{j} + n_3 \bar{n} = (l_3, m_3, n_3)
\end{aligned} \tag{2-20}$$

所以矢量 (l_1, m_1, n_1) 、 (l_2, m_2, n_2) 、 (l_3, m_3, n_3) 两两正交, 即坐标转换矩阵 $[L] = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix}$

为正交矩阵。

所以 $[L]^{-1} = [L]^T$

局部坐标系与整体坐标系存在如下关系:

$$\begin{Bmatrix} \bar{x} \\ \bar{y} \\ \bar{z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} \tag{2-21}$$

令

$$[Q] = \begin{bmatrix} L & & & & & \\ & L & & & & \\ & & L & & & \\ & & & L & & \\ & & & & L & \\ & & & & & L \\ & & & & & & L \end{bmatrix} \tag{2-22}$$

则节点力与节点位移的局部坐标与整体坐标间有如下关系:

$$\{F\}^e = [Q] \{\bar{F}\}^e, \quad \{\delta\}^e = [Q] \{\bar{\delta}\}^e \tag{2-23}$$

把式(2-14)代入式(2-23)中, 得到整体坐标表示的单元刚度方程为

$$\{\bar{F}\}^e = [Q]^{-1} [k] [Q] \{\bar{\delta}\}^e = [\bar{k}] \{\bar{\delta}\}^e \tag{2-24}$$