

北京地区高层和大型公用建筑的地基基础问题

Problems on foundations of high-rise and large-scale public building in Beijing area

张在明

(北京市勘察设计院, 北京 100038)

摘要: 建筑条件和环境的改变为高层建筑、超高层建筑和大型公用建筑地基基础的评价与设计带来了若干新的课题。以北京地区遇到的情况为例, 讨论了在承载力、稳定性分析和沉降协调与控制等方面进行的一些探讨和取得的初步成果, 也提出了一些需要进一步研究的问题。

关键词: 高层建筑; 地基基础

中图分类号: TU 470⁺.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2005)01-0011-13

作者简介: 张在明(1942-), 男, 北京市勘察设计院顾问总工程师, 中国工程院院士, 国家勘察大师, 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会理事长, 中国土木工程学会咨询工作委员会主任委员。长期从事岩土工程勘察与评价第一线的生产与研究工作。

ZHANG Zai-ming

(Beijing Geotechnical Institute, Beijing 100038, China)

Abstract: Owing to the changes in building conditions and the environments, new problems on the evaluation and design of foundations for high-rise buildings, skyscrapers and large-scale public buildings are frequently encountered. Taking issues rose in Beijing area as examples, this paper discussed some primary achievements relating to analysis of bearing capacity and stability and controlling of uneven settlements. Important issues that need to be further concerned were also pointed out at the same time.

Key words: high-rise buildings; foundations



0 前言

在发达国家, 对各类风险问题最敏感的商业机构, 恐怕要算保险公司了。“9.11”事件以后, 世界著名的保险公司 Munich Re Group 专门出版了一本图文并茂的书《High-Rise Buildings》, 从方方面面分析了与高层、超高层建筑有关的技术、经济、环境和风险问题。在这本书的最前面, 写了这样一段有趣的话: 按照圣经旧约创世记的说法, 人们建造巴比伦塔(The Tower of Babel)直通天堂。但上帝不赞成这种做法, 惩罚他们, 不仅让他们操不同的语言, 不能交流, 还将他们遣散世界各地。上帝的旨意是阻止这座“超高层建筑”的完成。

上帝毕竟不是万能的。从 20 世纪 30 年代纽约的 Chrysler Building 和 Empire State Building 开始, 全世界超过 200 m 的建筑已经超过 200 栋, 超过 300 m 者也在 20 栋左右。该书分析了近半个世纪左右, 在世界各地, 高层与超高层建筑纷纷建造的 3 个理由: ①人们为了宣传商业或经济的实力, 需要建立“地标(landmark)”式的建筑物; ②在城市黄金地段地价的飙升, 使人们不得不在空间的利用上做足文章; ③在一个相对较小的投影面积内集中了较大的人口, 使得

基础设施的连接与服务得到改进。比如当年仅在纽约世贸中心一处就提供了 50000 个就业岗位, 相当一个中等规模的城市。人们在同一屋檐下, 交流便捷。

如何在建造高层和超高层建筑时趋利避害, 是一个涉及经济、社会、环境、规划、技术等问题的系统工程。在操作层面, 则包含详细规划, 融资与项目管理模式(比如 BOT — Build Operate and Transfer 等), 初步勘察, 前期研究, 施工图勘察, 设计与施工, 以及使用期的运作与管理等等, 决不可简单地理解成建造一栋建筑物而已。

单就与我们工作有关的两个问题分析, 我国目前的做法上显然存在差距。

(1) 前期基础设施的差距。书中对比了做法和效果完全不同的两个项目, 一个是位于巴黎盆地的 La Defense, 该项目在上世纪 50 年代就开始筹划, 经过 30 年的前期工作, 各类基础设施率先完成, 主体建筑的建造是瓜熟蒂落, 对投资者和租赁者产生了巨大的吸引力, 经济效益十分显著; 与此对比的例子是位于伦敦 Docklands 中心区的 Canary Wharf 项目, 由于原计划的 Dockland Light Railway 以及有关的道路和连

接线规划和建设没有落实,缺乏与伦敦及周边地区的便捷联系,建成后门可罗雀。后来费了很大的周折,先后投资 2.7 亿美元,改进了地下和地面交通体系,情况才有好转。按该书作者的观点,后一项目前期工作时间不足,只有 8 年,造成后患。我们的一些项目,前期工作时间,恐怕连 8 年也未必有。

(2) 就我们的专业来说,是技术准备的不足。具体表现在对场区的地震地质、工程地质和水文地质调查的时间紧迫,基础方案的分析、比选与现场试验研究缺乏必要的经费和时间。以台北国际金融大楼作为对比案例^[1],该建筑地上 101 层,地下 4 层,高度为 508 m。正式施工之前对几个方面做了大量的工作:

①台北断层位置、活动性确认及基础抗震问题分析;
②基础形式的比选、分析、试验与施工可行性的确认;
③基坑开挖的稳定性及周边环境的影响。在基底荷载分析中,经过风洞试验,显示结构巨型框架(Mega Frame)的设计由抗风力控制,地震作用次之。单就基础类型而言,针对荷载条件,至少进行了圆形沉箱或墩基桩、不同组合形式的桩群组合、框格式连续壁以及方形沉箱等不同类型基础的比较(图 1);对桩基施工进行了 7 种工法的比较;在现场压桩试验的基础上,用 15 种解释方法进行分析比较,在此基础上,利用 $T-Z$ 关系曲线(Load Transfer Curve)进行了结构—桩基—地层的共同作用分析。这样,开工前对地基基础的工作性状就有了比较量化的估计和把握。该文作者在其他论文中涉及“地层与结构体的基本资料”时说,超高大楼由理念之构思、规划、设计至施工等过程一般需达 5~10 年以上,俾可针对各项有利及不利因素详加分析研究。

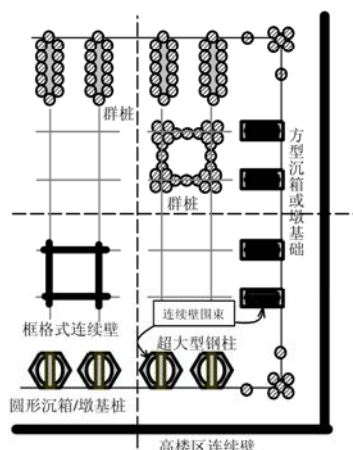


图 1 台北国际金融大楼基础方案的比选

Fig. 1 Alternative foundation schemes for Tai-Bei International Finance Building

由于业主的理念问题、投资机制问题和工期紧迫等缘故,大陆的岩土工程师们很少有机会在建筑工程

项目中做这样细致的工作。比如上海的金茂大厦,地面以上 88 层,高度达 340 m,但从初勘,施工图阶段的详细勘察到报告的交出,岩土工程师们工作的时间仅有一年多一点;北京的国贸三期工程主塔楼地面以上 86 层,高 330 m,地基勘察工作 2003 年 2 月进场,整个工作时间可能更短一些;至于大型重点公用建筑奥运会国家体育场,我们按合同要求,于 2003 年 9 月 1 日进场,必须在 1 个月的时间内完成岩土工程勘察、水文地质勘察与现场试验、地下水的渗流分析与设防水位的确定,稍后,又交出桩基—桩间土—基础的共同作用分析(现场压桩试验是后来由冶金建筑科学院完成的),其紧迫程度可想而知。

说工作周期的紧迫,不仅是工作量大和时间上的紧张,更主要的还在于岩土工程师们在理论和实践上面临一系列的问题,有待研究思考和解决。

从土力学创立以来,地基基础问题便是一个传统的课题,并且逐步给出了系统的解答。从 Terzaghi 早在 1943 年和 1948 年分别出版的专著《理论土力学(Theoretical Soil Mechanics)》和《工程实用土力学(Soil Mechanics in Engineering Practice)》中,我们便能找出一般的,同时也是完整的解答。但是近年来,主要是由于下列 4 个因素的变化,在这个领域中提出了若干新课题,需要我们去探讨,寻求答案。

(1) 建筑规模的不断增大,建筑形体与结构体系越来越复杂,对地基承载力和基础变形控制提出更高要求。前者表现为,高层建筑基础的大尺度和大埋深对承载力评价从理论和实践上都提出了新的问题;后者则要求进行更加精细、可信的共同作用分析,包括主体结构桩基础与周边结构“天然地基”的变形协调分析;

(2) 高层建筑周边地下空间大规模的开发带来的一系列与岩土工程有关的设计与施工问题,在北京地区较为突出的是结构抗浮评价问题;

(3) 由于场地环境条件,主要是地下水位下降,使基础的力学影响范围内存在多层地下水,形成复杂的“原生”孔隙水压力分布场,由此对建筑地基基础的评价与设计带来若干新的课题;

(4) 由于社会发展水平的提高和以人为本的科学发展观的树立,各类环境问题与建筑工程的相互作用,越来越受到人们的重视。

与此同时,半个世纪以来,由于相邻学科和高新技术的发展,特别是计算机技术的应用,使我们在解决传统问题时,有了更加得力的手段,甚至改变了土力学在方法论方面的某些传统观念。关于这个问题,只要对比一下 Terzaghi 与他的搭档对于同一本书,即上面提到的《工程实用土力学》的第一版和第三版,

在相距 50 年的时间间隔所写的前后两个绪言,便可得到许多启示。

本文试图针对这几个方面的问题,结合北京地区的具体条件,对取得的进展和存在的问题,进行一些分析,虽然是地区性的问题,有的应该是带有一定的普遍性的。其中,局限性的、甚至是不正确的观点,可能也是难免的,希望同行们指正。

1 北京地区的岩土工程条件

北京市总面积约 16800 km², 2/3 为山区, 其余部分是冲洪积平原区, 称为“北京平原”(图 2)。北京市区即位于该平原区内, 距山区不远, 且在西侧、北侧和北东方向被山区包围。



图 2 北京市的行政区划范围及地形特征示意

Fig. 2 Sketch map of Beijing area and its topography feature

以此为背景,北京市区的地层结构自西向东逐渐变化:西部以粗粒土为主,向东逐步过渡到粘性土、粉土与砂土和卵砾石互层(图 3)。这种分布特征,对建筑地基的应力场、孔隙水压力场的分布特征,基础

类型的选择以及场地的地震反应分析都会产生重大的影响,因此也是工程分析的前提。对此,笔者将在后面具体分析。

北京地区基岩的基本构造特征由中生代的断裂,以及由其控制的断块所形成,主要断裂有 N-NE 向和 N-E、N-W 向 3 组,以 N-NE 向为主。北京市区的地震动峰值加速度为 0.2 g,反应谱特征周期为 0.35 s^[2]。本烈度为 8 度,设计地震分组为第一组^[3]。

2 高层建筑的地基承载力评价

2.1 存在的问题

关于地基承载力评价问题,从 1921 年 Prandtl 对 Kötter 方程求解开始,有关学者从多方面进行过探讨。近年来,建立在弹塑性边界值问题基础上的数值解法和滑移线法虽然取得长足的进展,但极限平衡法、极限分析法仍然是工程中的常用方法。

也许是由于土在破坏阶段性状的复杂性,加上建立的种种模型很难有实录验证,经典的承载力评价模型做了很多必须的假定,否则就无法求解,而且,问题的解往往并不完美。近些年来,建筑基础设计多用沉降控制,人们对承载力的验算似乎没有给予更多的重视。然而,工程中有时又需要解决这类问题。比如,在奥运会五棵松篮球馆的地基方案考虑中(图 4),每柱的荷载可以达到 178000 kN,原设计方案采用桩基础。但如果基础结构方案合理,比如采用“箱条”基础,将荷载适当扩散,做天然地基是完全可能的。由于地基持力层基本上都是砂卵石,只要承载力满足要求,总沉降和差异沉降的控制应该不成问题。与此类似,在北京地区,由于地基土条件相对较好,很多高

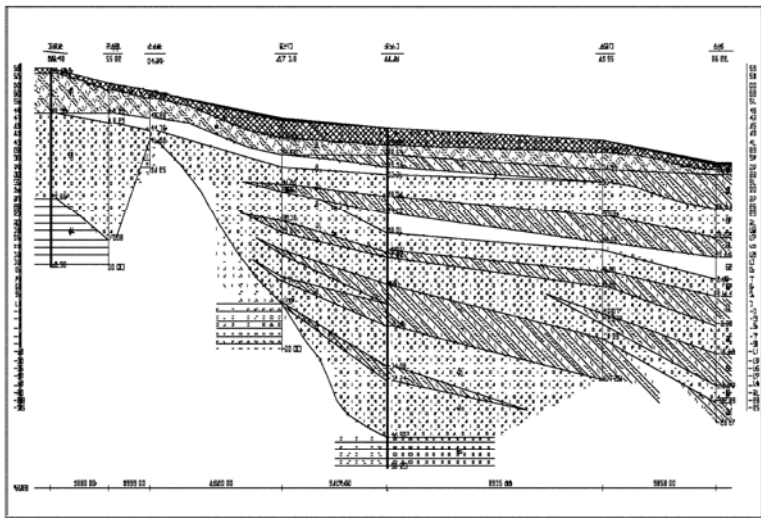


图 3 北京地区的地层分布示意

Fig. 3 A schematic section of strata formation in Beijing area

表 1 承载力计算时的最大影响深度系数 α ($\alpha=Z_{\max}/B$)

Table 1 The coefficient of maximum influence depth for foundation capacity computation, α								
内摩擦角 $\varphi / (^{\circ})$	10	15	20	25	30	35	40	备注
Prandtl 和 Reissner 解	0.893	1.014	1.162	1.347	1.585	1.904	2.348	
Terzaghi	砂土	0.596	0.652	0.714	0.785	0.866	0.960	1.072
下限解	粘土			1.0				$\varphi=0$
Flament 解				1.0				$\varphi=0$

层建筑具备系用“天然地基”(shallow foundation 或 direct footing)的可能性。

高层建筑基础由于基底荷载大,基础尺度大和基础埋置较深 3 个特点,对传统的承载力理论提出了挑战。我们仅以国外使用较多的刚塑性假定下极限平衡法为例进行说明(该方法在我国行业标准和地方标准中也多有采用者),类似的问题在我国国家标准采用的弹塑性假定中同样是存在的,只是表现方式不同而已。

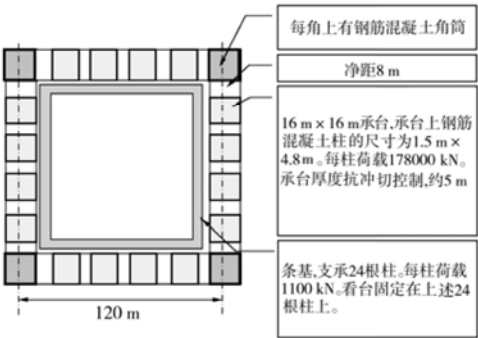


图 4 奥运会五棵松篮球馆平面示意
Fig. 4 The schematic layout of Olympic Gymnasium for Basketball Games

(1) 基础的尺度效应或“比例影响”。经典的方法,承载力方程至少在平面应变和轴对称条件下是部分有解的,但在对模型的验证和参数的“修补”过程中,都是依据面积不大的承压板试验来实现的,荷载面积基本上都不大于 1 m^2 ^[4],所谓“比例影响”在所难免。这里所说的影响还不包括传统意义上承载力与基础宽度 B 之间的折减效应。

影响之一是承载力评价涉及土层的深度。将不同假定下滑动面或塑性区研究的深度列于表 1^[5]。在基础宽度 B 较大时,研究深度达到数十米就不足为奇了。在这样大的几何空间内,土性和孔隙水压力分布的变化,自然会为合理的分析带来很大的困难。在图 3 所示的地层分布条件下,常常遇到软硬土层相间的条件。北京 CBD 区大部分地基,属于这种条件。过去的文献,涉及从软到硬,或者从硬到软的所谓“双层地基模型”,已经难以满足工程的要求;

影响之二是滑裂面沿基础宽度方向开展的宽度。举个简单的例子,当地基土的内摩擦角 $\varphi=30^{\circ}$ 时,

滑裂面包含的主动 Rankine 区,过渡的 Prandtl 区和被动的 Rankine 区合起来大概等于 3 倍的基础宽度 B 。一个 30 m 宽的基础,要滑出去近百米;如果是卵砾石地基中的箱型或筏型基础,滑裂面长度大概要达到 $4.6 B$ 左右。基础埋深一般在 10~20 m,按这样推出的破坏状态几乎是难以想象的。

(2) N_{γ} 的非线性效应。已有的研究表明^[6],在平面应变条件下,常用的 N_c 和 N_q 表达式可同时满足静力平衡条件和机动条件。至于 N_{γ} 值的正确取法,在理论上并没有很好地解决。虽然一般认为与基础下刚性楔与基础的夹角 ψ 及土的 φ 角有关,但各规范差别很大(表 2)。在高层建筑基础的条件下,差别很大的 N_{γ} 再乘以一个很大的 B 值,问题的解就没谱了。有学者提出^[7],特大基础的 N_{γ} 值比通常采用的要“小得多”。但工程师们并不掌握采用多小为好。

表 2 不同规范 N_{γ} 取大小的比较

Table 2 Comparison of N_{γ} values adopted by different codes		
不同规范	N_{γ}	
	$\varphi=5^{\circ}$	$\varphi=25^{\circ}$
中国台湾	0.0	3.3
前西德	0.0	4.5
前苏联	0.2	5.7
丹麦(DS415-77)	0.07	6.6
中国北京规范(Vesic)	0.45	10.88

(3) 地基土强度发挥的尺度效应。即便是相对较小的基础,破坏时土体中的强度发挥水平都有一定的差异,存在着渐进破坏现象(progressive failure)。可以想象,对于高层建筑这样大尺度的基础来说,如何考虑滑动面上应力水平的差异,确定一个合理的强度参数,是十分困难的事情。在这个问题上,无论是 Terzaghi 的下限解,还是 De Beer 提出的所谓“平均中间法向应力方法”^[8],在实践中都是难以接受的。

(4) 基础侧限条件的影响。在传统的承载力理论中,基础侧面覆盖土层的抗剪强度都是被忽略的。人们发现它的不合理后,倾向于用一个无量纲系数来进行修正。由于并不是严格解,在工程验算中发现,这些方法难以代表各类不同的条件。目前就北京而言,很多高层建筑的基础埋深可达约 20 m,国家大剧院最深处达 32.5 m,在这种条件下,基础埋深对承载力的影响,仍然是一个需要研究的课题。另一种十分令人困惑的条件是,在一个所谓“广场式”的建筑群中,

主体建筑的“塔楼”周围被地下车库环绕,基础侧面不再是土,而是地下结构,对于这种情况,某些规范虽然给出了一些规定,应仍有研究的空间。

关于地基承载力的规范,有一个有趣的现象。不同的规范假定土的破坏模式不同,即便对于同样的工程条件和土质条件,得出的承载力也有较大的差异。以各国常用的建立在刚塑性方法和建立在理想弹塑性假定基础上的 Flament 解为例,虽然两种模型都是以原位平板载荷试验(PLT)作为依据的,但二者的承载力理论公式如不加修正便不能完全反映实际试验结果。刚塑性模型在粘性土中误差大,而 Flament 解对 φ 值的增大不敏感,因此在砂类土中误差大。对此,使用两种模型的规范大都分别做了局部的修正^[9]。

2.2 可能的解决办法

(1) 在高层建筑的承载力评价中,上述问题更加突出,主要原因是:①在土体的破坏模型中没有考虑压缩性的影响,而就土的重力和土的强度二者的影响来说,土的相对压缩性随着基础的尺度的增大而增大更为明显^[10];②由于传统地基破坏模型的不完整性,在小基础条件下,进行假定、试验和反分析,并在此基础上建立的评价理论和公式在大尺度和大埋深条件下出现较大的偏差;③上述两方面原因,导致破坏的模式在很大程度上是人为“规定”的。不同的假定,结果缺乏可比性。

(2) 解决问题的思路。从现有的文献看,虽然有很多学者研究过类似的问题,但思路比较明晰的还是 Duke 大学 Vesic 的研究。归纳他从 60 年代中期开始的研究,以及在此前后的一些贡献,大体的思路是:①将承载力的破坏模式分为整体剪切、局部剪切和刺入剪切;②不同的破坏模式由砂土的相对密度或粘性土的压缩性控制;③对于压缩性影响的考虑,较早期的办法是利用一个与“刚度指数”(即剪切模量与抗剪强度之比 $I_r = G / (c + q \tan \varphi)$) 有关的折减系数 I_r 来判断是否有必要考虑压缩性的影响,稍后的研究又发现,一个与土的强度指标和基础尺度有关的临界刚度指数 $(I_r)_{cr}$ 也许更为合理一些;④当实际的值小于 $(I_r)_{cr}$ 时,说明土的压缩性必须考虑,地基的破坏形式倾向于刺入破坏;反之,地基发生滑动,可以用刚塑性的方法进行评价;⑤这些工作,虽然包含了一些定量分析的方法,但是,正如笔者曾经指出的,毋宁看作一种探索或者定性的评价。再后来,虽然用空腔膨胀理论得出了承载力公式,但由于明显的局限性,并未得到推广使用。

(3) 对于北京土质条件的一些探索。在制定北京市地方标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》(DBJ 01-501-92)时,采用的是刚塑性的假定,

与国家标准不同,因此,对于同一个工程项目,即便是经过极限值与特征值之间的换算,差别还是很大。如何处理这样的问题,做了一点非常初步的探索,不揣冒昧,记录下来供同行参考。

a) 首先认为,整体剪切破坏是指破坏时从地基到地表形成连续滑动面,用刚塑性假定来分析应该是最为接近的;刺入破坏是指基础随着持力土层压缩而发生近乎垂直的连续刺入剪切破坏,但不发生明显的滑移。对于此种破坏的地基极限承载力,De Beer 和 Vesic 等人在研究中曾提出用土的压缩影响系数修正计算,但尚存在缺陷,用到的某些参数(如塑性区体应变)亦不易测定。不妨认为,在北京地区土质较好,剪切过程中压缩效应影响不是十分明显时,在弹塑性理论假定下,像国家标准那样,用控制基础下塑性区开展深度来确定承载力的方法也许是可行的。局部剪切破坏可理解为整体破坏和刺入破坏中间的一种过渡形式。实际应用中,如能区别整体和刺入两种破坏形式,即可满足工程分析要求,对于局部剪切破坏的确认,不但十分困难,意义也不很大。

b) 对北京地区 44 组载荷试验结果(粘性土 22 组,砂类土 20 组)与两种模型分析结果进行了比较发现(图 5),对于所研究的地区和土类,所有粘性土, $I_r < (I_r)_{cr}$ 即可能发生刺入破坏;反之,所有砂类土 $I_r > (I_r)_{cr}$ 可能发生整体剪切平衡,对砂类土的承载力分析可用刚塑性模型。进一步的验算表明,对粘性土和砂土分别用不同方法评价的结果,与载荷试验的结果非常一致。这个结果适用于一般多层建筑的扩展基础。

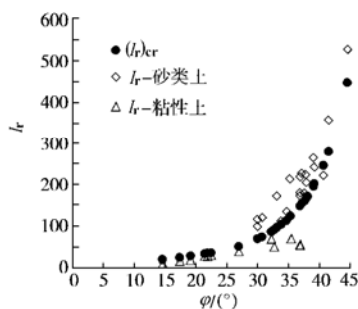


图 5 砂类土和粘性土的刚度指数 I_r 值

Fig. 5 The Rigid Index I_r for sands and clayey soils

c) 基础埋深、宽度对地基破坏类型的影响及数值计算结果。由于载荷试验条件与实体基础的埋深和尺度差别很大,因此将载荷试验结果简单地类推至所有的实际工程中,是不正确的。图 6 是基础埋置深度对北京地区几种典型土类刚度指数影响的分析结果。可以看出,不仅在粘性土的承载力评价中应该考虑压缩性的影响,即便对于砂土,甚至卵石,在埋深足够大时(比如,按图中所示的典型条件,砂土大约 3 m、卵石大约 9 m),也应该考虑压缩性影响。奥运会蓝球

馆的数据在整体破坏区,说明对于该项目的条件来说,用刚塑性假定进行承载力验算是合理的。

鉴于足尺试验的困难,我们采用弹塑性有限元对埋深为 15 m,持力层为砂类土的地基进行了数值计算和分析。图 7 为地基达到破坏时基底以下土层塑性破坏区域分布图,结果表明地基土发生类似刺入的破坏。数值分析方法反映了土体压缩性与地基破坏类型关系。

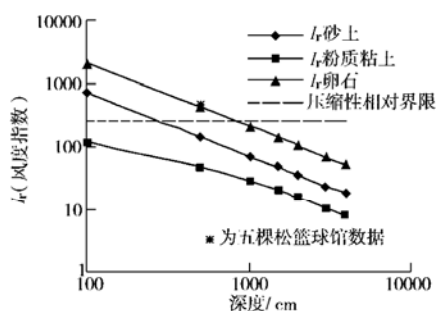


图 6 基础埋深对刚度系数的影响

Fig. 6 The influence of foundation bury depth on Rigid Index

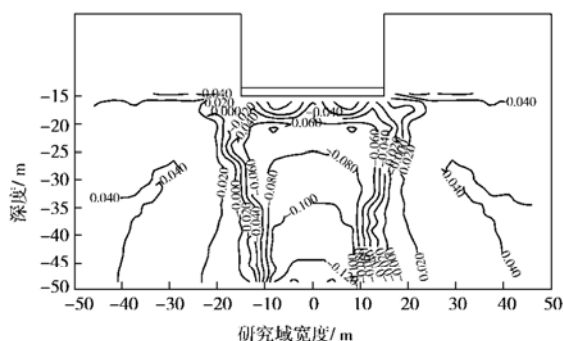


图 7 弹塑性 FEM 计算塑性破坏区域分布图

Fig. 7 Distribution of plastic zones according to the results of FEM analysis

(4) 遗留问题。上述初步探讨,尚难以在工程中实际应用,在高层建筑地基承载力理论和工程应用方面仍面临很多问题,比较突出和亟待研究解决的问题有:①基础尺度和埋深对破坏模式的影响不可忽视,但上面提到的一些初步分析,特别是在基础相对埋深 D/B 增大时,即使刚度较高的土,其破坏模式也有刺入破坏的趋势,目前尚缺乏更多的定量和试验(如离心机试验)的依据;②当基础宽度增大时,承载力系数 N_r 可能降低。 N_r 是否趋于某个最小值是当前工程界非常关注的一个问题。在基础很宽时,理论计算值偏大的问题应引起足够重视和深入研究。目前现状,规范规定当 $b \geq 6$ m 时,按 6 m 考虑不失为解决此问题的一个方法;③层状组合地层的承载力尚无很好的模型可供选择。实际建筑地基的基础尺度比载荷板大许多,在持力层影响范围内,存在软硬不同的多土层,变形特性和承载力均很复杂。对于这种情况,PLT 试验结

果和国外常用的基床系数,以及由此得到的近似柔性法 (Approximate Flexible Method) 的参数^[11],其代表性就值得商榷了;④进一步提高利用数值计算方法分析评价复杂条件下的地基承载力问题,看来是必须的。

3 高层建筑地基的整体稳定性

3.1 问题的提出

各类规范大体都对地基的整体稳定性验算提出明确的要求,一般规定稳定安全系数应 ≥ 1.2 。问题是在实践中,即便是对高层建筑,人们往往并不做此项验算,而认为没有问题。虽然,我国的有关规范,对建筑物的最小基础埋深都作了规定,但这样的规定是否就能保证高层建筑在各种不利条件下,比如,在风荷载或地震作用下,在侧向地下结构开挖条件下不会发生失稳,似乎还值得做进一步研究。为此,我们专门开发了一种不同于一般圆弧滑动法,可以模拟建筑失稳条件的程序,进行了不同建筑条件、各类地质条件与地层组合、不同地下水位和外加作用(包括地震作用)下的分析。

3.2 分析模型和简单的结果

(1) 分析模型。圆弧滑动法应该是最常用的分析模型,这里不赘述。但有一点值得注意的是,在我国的很多规范中,除少数(如《水工建筑物抗震设计规范》)之外,仍规定采用瑞典圆弧法或 Ordinary 方法。从所谓的“严格方法 (rigorous methods)”出现以后,用更加合理的条间力假定进行分析的一些方法,如 Morgenstern-Price 方法和 GLE 方法^[12]证明,过去使用的一些方法,如瑞典圆弧法和未经修正的简化 Janbu 方法是明显偏于保守的,即在同样条件下,安全系数偏低,而 Simplified Bishop 方法则接近“严格解”(图 8)。我们在程序中,对多种不同方法的比较也证明了上述说法。因此,在这里顺便建议,由于计算机的广泛推广,在我国有关规范中,用 Simplified Bishop 方法取代瑞典圆弧法。这不仅是合理的,也并不困难。

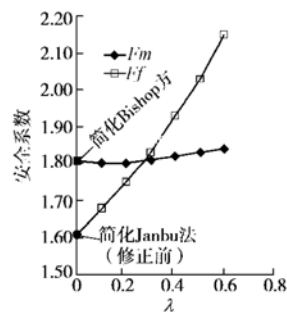


图 8 各类极限平衡方法的安全系数比较 (λ 是与条间法向力和剪力之比有关的系数)

Fig. 8 Comparison of factor of safety obtained with different limit equilibrium methods

(2) 简单的分析结果^[13]: 针对北京地区土质条件的试算结果表明, 即使高层建筑的基础埋深浅于规范的规定, 只要满足承载力要求的, 便可满足稳定性验算要求。这似乎也是工程师们有意无意地回避稳定性分析的原因。但试算同样表明, 在下述 3 种条件下, 稳定性是可能出问题的, 必须严格验算。①基础侧面有湮废古河、湖、沟、坑的, 如北京的古护城河(图 9); ②斜坡边缘; ③主楼侧面存在大面积地下车库。

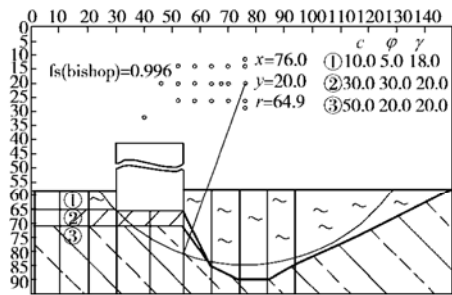


图 9 位于湮废河、湖、沟、坑边缘建筑物的稳定性验算
Fig. 9 Stability analyses for buildings near by the abandoned water bodies

4 有关高层建筑桩基础的两个问题

桩基础在北京地区的高层建筑和大型公用建筑中广泛使用。由于地层条件的限制, 目前唯钢筋混凝土灌注桩使用最为广泛。表 3 和图 10 是最近本地区几个比较重大工程中基桩压桩试验概况, 从中可以看出常用的桩径和桩长。从竖向承载力的角度看, 目前普遍采用的压浆技术, 有效提高了桩的竖向承载能力。采取后压浆措施后, 受桩身强度限制, 桩的长度不再会有大的增加。但从全国来看, 西安等地区的同类桩长可达 53~60 m。需要解决的问题有: ①承载力评价; ②后压浆压力的控制; ③群桩沉降控制与变形协调。其中, 有关第③方面的问题, 将在后面涉及。

4.1 承载力评价

由于过去很长一段时期, 高层建筑修建不多, 桩的长度, 很少超过十余米者, 在桩的长度范围内, 土

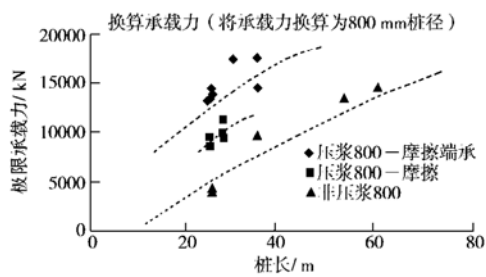


图 10 灌注桩承载力的分析与评价

Fig. 10 Evaluation of the capacity of cast-in-place piles
体的上覆有效应力对桩的承载力, 特别是桩侧摩阻力的影响不十分明显。因此我国有关的桩基规范, 对桩侧摩阻力的取值, 并不考虑深度影响, 仅仅与土的条件, 一般是液性指数 I_L 挂钩, 这与国外的常规做法不同。国外规范一般认为桩侧摩阻力不仅与桩-土之间的粘着力和摩擦角有关, 而且与考虑深度的有效上覆压力有密切关系, 表达为 $\tau_s=c'+K_s\sigma'_v\tan\delta_s$ (Pile Design and construction, Hong Kong Geo Publication No. 1/96)。对表 3 中几个工程的试算表明, 由于桩长的增加, 按现有规范评价方法, 会过低估计桩的承载力, 特别是桩侧摩阻力。由于目前手头资料尚不够丰富, 难以对有关的参数进行比较系统的统计和评价, 但从初步的分析看, 国际上通用的评价方法似可更合理一些地对基桩的竖向承载力做出预测。对于更长一些的桩(如前面提到的 50~60 m 长的桩)来说, 评价方法的改变恐怕是势在必行的。

4.2 后压浆工艺压力的控制

同样, 从北京地区的经验, 包括图 10 中的数据可以看出, 采用后压浆工艺确实能有效地提高钢筋混凝土灌注桩的承载能力, 一般可在 1.6~2 倍左右。但对在不同土中, 灌浆压力如何控制, 还研究不充分。

利用腔体扩张理论和 Lamé 对这个课题著名的解(图 11), 经过解析, 可以得到压力控制的某些结论(图 12)。我们在工程中, 采用这样的控制标准, 取得比较好的效果^[14]。

表 3 北京地区几项工程中压桩条件汇总

Table 3 Summary of the results of pile loading test of several projects in Beijing area

工程名称	基底深度/m	桩径/mm	桩长/m	是否压浆	压桩数/根	最大荷载/kN	对应沉降/mm
财富中心	16.3	800	24~25.5	是	3	13500	16~17
银泰中心	21.0	1100	30	是	3	24000	16.3~18.7
BTV	16.7	1000	26	是	3	18000	22~27.3
	16.7	800	26	是	3	14000	23~27
紫云大厦	17.0	1000	24	是	3	16100	9~10
国家体育场	3.5	1000	35	是	3	21840	25~35
	3.5	800	35	是	3	14400	24~34
	3.5	800	35	否	3	10000	20

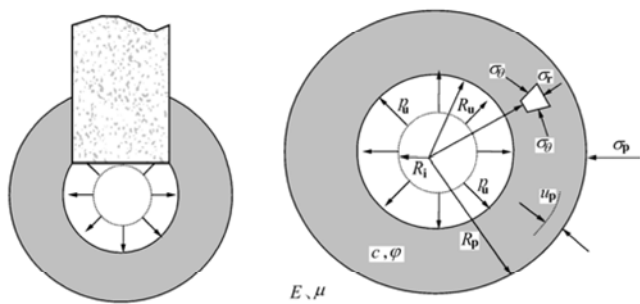


图 11 灌注桩后压浆压力的控制分析
Fig. 11 Analyses of post-grouting pressure controlling for cast-in-place piles

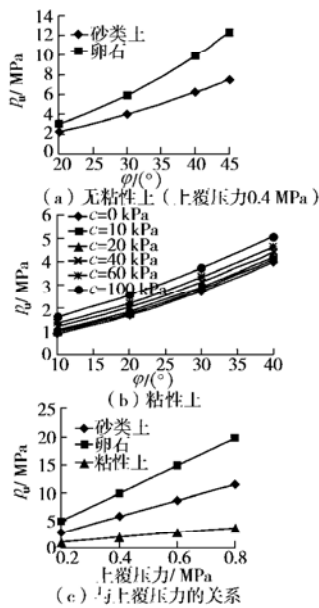


图 12 灌浆极限压力
Fig.12 Limit pressure of post-grouting

5 沉降控制与协同作用分析

5.1 关于沉降控制

建筑变形性状，包括沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜的大小，是地基方案比选中的控制性的因素。软土地基的沉降，固然是个大问题，北京地区，在一般条件下，土质较好，土硬也有土硬的问题。早在 70 年代初期，北京市勘察设计院（当时称为北京市地质地形勘测处）的研究表明，在同一地质单元中、土层条件基本一致的条件下，对于建筑荷载分布均匀的多层建筑物而言，由于随机因素的影响，同一栋建筑可能出现的最大沉降与最小沉降之比，硬土比软土要大，并据此规定了不同土质条件下，多层建筑的“最大许可自由沉降”值。这个成果反映在当时制定的企业标准中（北京市地质地形勘测处、北京市建筑设计院，《北京市平原地区建筑地基设计规范》，1971），见表 4。

表 4 北京市平原地区一般民用建筑的许可自由沉降量
Table 4 Allowable free settlements for multiple-story buildings in Beijing plain area

土类名称	压缩模量 /MPa	S_{max}/S_{min}	许可最大自由沉降量/mm
砂土	>15	1.8~2.5	30
粘性土	7.5~15	1.5~1.8	50
新近代粘性土	4~7.5	1.3~1.5	80
新近代软土	<4	≤ 1.3	120

当然高层建筑和大型公共建筑的沉降与沉降差控制的问题就更突出一些，这不仅因为高层建筑的基础尺度大和荷载大的原因，更主要是因为在一个建筑群中，高层建筑往往与周围的裙楼、甚至纯地下结构连在一起，后者的地基多处在超补偿状态，土单元体的工作状态则是回弹再压缩。根据地区一般粘性土的统计，此时土的压缩模量大体上等于初始压缩模量的 2.8 倍左右，造成高层建筑与周围结构沉降量的巨大差异。这个差异是否能够有效控制，往往是能否采用天然地基的先决条件。即便高层建筑采用了桩基础，也需要进行仔细的分析。

5.2 箱形基础与筏形基础的协同作用分析

在北京地区的多年实践中，北京市勘察设计院不断完善了分析模型^[15]。这个称为 SFIA（Subsoil and Foundation Interaction Analysis）的模型有如下的特点：①土的本构关系采用了比较简单明确的“单向压剪模型”，将基础下不同部位土单元体的受力分解成可以直接利用压缩试验和三轴试验描述的分量，从而可以从这两种常规试验求得模型参数，并考虑其非线性（图 13(a)）；②不同土类模型参数经过上百个工程实测资料的反分析，得出很好的规律性，从而保证了在地基与上部结构相互作用的分析中，对沉降分布预测的合理性；③分析结果不仅可以依据不同工况下沉降分布预测判定采用天然地基方案的可能性，检验为调整沉降差可能采取的结构改进措施的有效性，还可判断后浇施工缝的必要性和选定浇缝时间，最后，根据分析结果为建筑物基础设计提供轴力、剪力和弯矩的分布条件。

以国家大剧院分析为例。国家大剧院由椭圆穹顶的主体结构及南北两侧的地下通道及配套设施组成。主体结构椭圆形的基础长轴长 212.20 m，短轴长 143.64 m，内部 3 个剧场台仓部位基础埋置较深（除其中歌剧院台仓埋深为 32.5 m）外，大部分基础埋深 26.0 m。尽管基础埋置较深，但由于在巨大的基础平面内荷载不均，基础刚度相对较小，加之在持力层的卵石层中，在接近基础部分分布有厚薄不够均匀的粘性土层，需要对整个基础平面的沉降性状进行分析。利用 SFIA 方法的分析结果证明，结构的最终最大沉

降可以控制在 30 mm 以内, 不均匀沉降不至对结构的工作性状产生影响 (图 14)。目前结构施工已经封顶, 沉降观测结果证明分析准确。

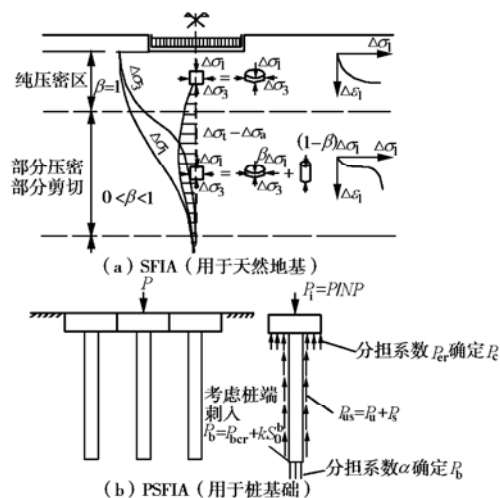


图 13 地基与结构协同分析模型
Fig. 13 The models for interaction analyses

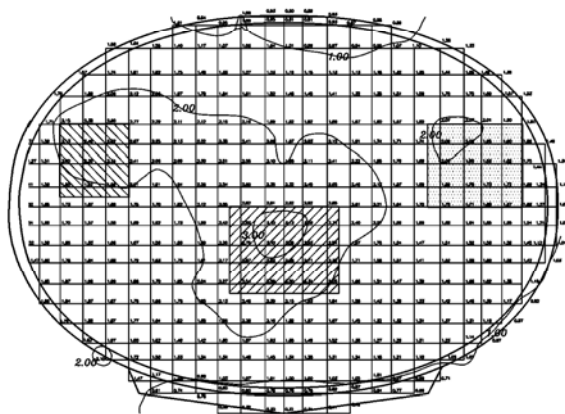


图 14 国家大剧院 202 区的协同作用分析结果
Fig. 14 The interaction analysis result for Zone 202 of The National Grand Theatre

5.3 桩基础的协同作用分析

主楼采用桩基础, 紧邻的裙楼或地下车库采用筏基, 中间不设沉降缝, 这种结构的沉降控制, 是近年来的常遇课题。对此, 在北京地区, 北京市勘察设计院和中国建筑科学院地基所都做过不少比较深入的研究, 包括模型试验, 原型试验和分析工作^[17]。其中, 北京市勘察设计院 2002 年完成的课题^[18], 桩土体系采用“Per - α ”模型的分层总和法, 不仅考虑了桩和桩侧土之间的共同作用, 还考虑了桩与桩之间的相互影响、承台下土反力的影响以及由于桩端土压缩引起桩的刺入变形; 基础采用梁板有限元进行模拟。为了适用于如前述的部分采用桩基, 部分采用天然地基的建筑物的差异沉降分析, 采用了桩与土两种节点模式, 分别计算沉降并考虑它们之间的相互影响

(图 13(b))。

这部分给出的例子是奥运会国家体育场的桩基协同作用分析。该项目虽然不属于高层建筑, 但结构体尺度大, 结构体系复杂。主要承重结构 24 根组合柱, 每柱承担的竖向荷载设计值达 40000~50000 kN, 水平荷载设计值 20000 kN; 内部看台设 3 层梯级升高的坐席层, 地上 1~6 层, 由呈辐射状布置的框架柱列支撑, 竖向荷载设计值为 4000~20000 kN; 外围平台 (裙房和纯地下部分) 单柱荷载 4000~10000 kN。这样的体系是否能够做到沉降协调, 结构设计方十分关注。分析结果如图 15 所示^[17], 虽然尚需经过工程建成后沉降观测的检验, 但从分析和工程经验看, 应能满足要求。

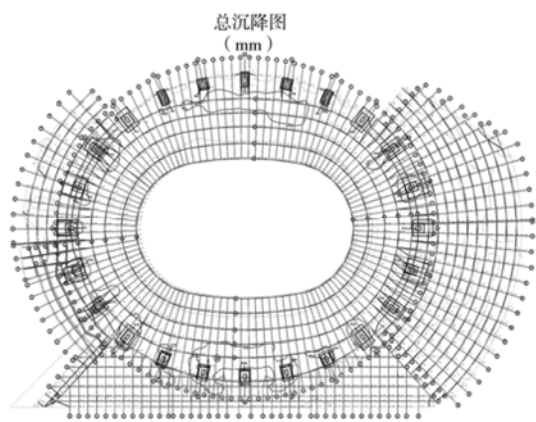


图 15 奥运会国家体育场桩基础的协同作用分析
Fig. 15 The interaction analysis for the pile foundation of The National Stadium for Olympic Games

6 基础工程中的地下水问题

6.1 北京市规划区下水环境变化及影响分区

地下水环境与岩土工程的相互作用是多方面的。一方面, 地下水位下降可能造成地面沉降、水质变化, 使地下水对地下结构腐蚀性的增强; 另一方面, 地下水位的变化可能对地基基础的评价和设计造成方方面面的问题; 当然, 大规模的岩土工程施工, 也可能造成对地下水环境的强烈干扰。限于篇幅, 本文仅涉及高层建筑基础工程的中地下水问题。

自土力学的著名创始人 Terzaghi 提出有效应力原理以来, 孔隙水压力就成了土力学和基础工程中几乎最重要的概念, 因为它与影响土的强度与变形的有效应力密切相关。传统上, 在两类孔隙水压力, 即“静水压力”与“超静水压力”中, 人们多关注后者。这种在外加作用下产生的超静水孔压的产生、消散及其影响, 是一个经典课题, 学者们已从不同的角度做过非常详细的研究; 而对于前者, 如果理解为在外加工

程作用之前,场地已经存在的天然的孔隙水压力分布场,研究则不多。过去,在地下水位较高时,孔隙水压力自水位标高以下呈线性增长,条件十分简单。近若干年来,这种情况,由于大城市地下水位的普遍下降而有所改变,出现了“原生孔隙水压力场”的变化对基础工程影响的研究需求。

北京地市区在上世纪 60 年代之前,地下水位年平均动态变化不明显,大部分地段地下水位都接近自然地面,原生的空隙水压力沿深度基本上符合线性分布条件。70 年代以后,地下水位的逐年下降,下降最甚的 80 年代中期超过 20~30 m。受到相对隔水层的阻隔,地下水下降过程中形成了多层地下水的分布格局。同一场地,自地表向下,地下水由于赋存和渗流形态的差别,形成了上层滞水(某些地段为台地潜水)、层间潜水和承压水等不同的类型,并且在各含水层之间形成非饱和带或基质吸力(matric suction)带^[20]。从非饱和土力学原理知道,由于负孔隙水压力带的存在,形成了地下水渗流矢量中明显的竖向分量,导致了孔隙水压力分布的复杂化。如果不考虑这种条件,会对几乎所有的分析评价工作,包括承载力、沉降、整体稳定性、抗浮分析等等造成误差。

对这个问题,研究的难点在于,对于具体工程进行分析的力学边界条件不仅与工程场地、甚至所在区域有关,而且要从空间角度描述城市地下水的分布与变化规律,及其对原生孔隙水压力分布形态的影响;同时,还要从时间域内预测在建筑使用期内,地下水位在各种因素影响下的变化趋势。为此,进行的工作有^[21]:

(1) 在整个北京市规划区内扩建和完善了浅层地下水位监测网,对各层地下水位的动态进行常年监测。数据的储存和分析在北京市勘察设计院研究院的“北京市地下水信息系统(BGWIS)”和 GIS 系统内进行。利用这两个系统,可以对地下水位信息进行实时分析,输出所关心的地点和时刻地下水位的分布条件(图 16);

(2) 根据分析和监测结果,将北京市规划区内浅层地下水进行了特征分区,共分为 3 大区和 7 个亚区,并用实测结果证明,在特定时段内,水位变化幅度较之含水层厚度相对较小,有条件分别确定不同分区内、在某特定时刻,原生孔隙水压力沿竖向分布的基本形态及其对工程的主要影响(图 16);

(3) 对未来的地下水位变化进行了预测。用 ARMA(n, m)模型预测自然动态变化,加上人为因素,主要是水资源开采和控制政策指标、南水北调和官厅水库放水造成的强烈的侧向补给等因素的影响,预测不同分区内地下水位的变化趋势。

上述工作为不同场地基础工程的力学分析提供了比较明确和量化的边界条件。

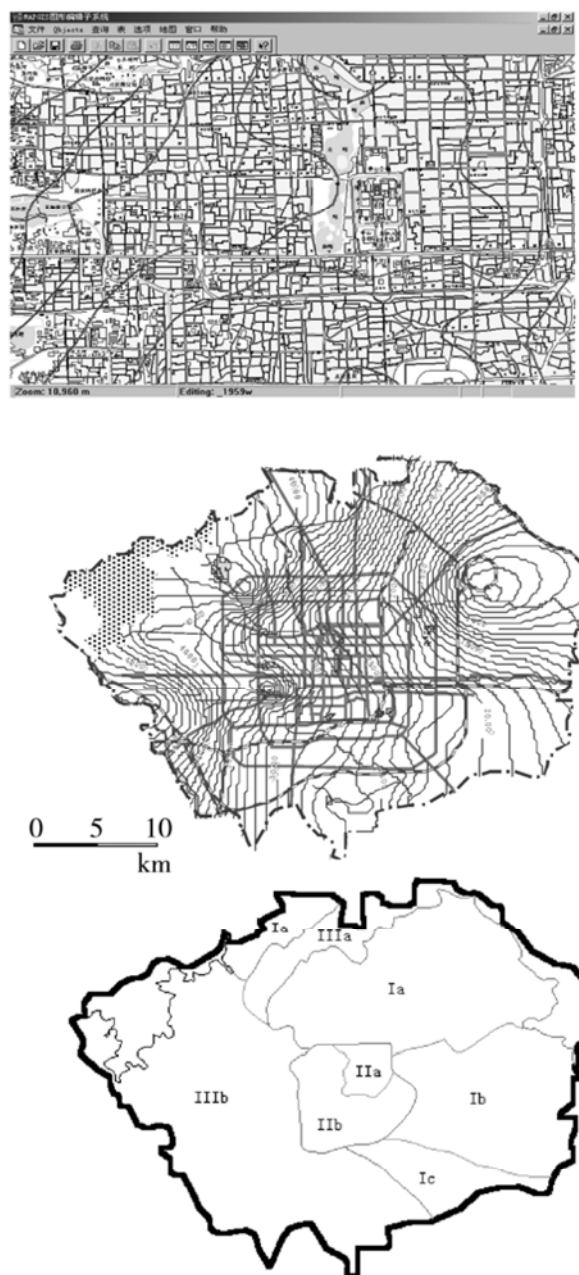


图 16 北京市地下水位 GIS 系统、某时刻地下水基流分布的 DEM 模型及地下水分区示意

Fig. 16 GIS for GWT within Beijing Municipality scope, DEM for the basic flow, and GWT zoning map

6.2 地下水条件变化对基础工程评价的影响

(1) 问题的提出

a) 如前所述,很多高层建筑的基础埋置深度超过 10 m,很多建筑超过 20 m,最深者达到 32.5 m,大部分“广场式建筑(plaza)”的建筑平面内都包含有纯地下室部分。在北京的西单、西客站南广场等地区,还修建了地下广场,正确确定抗浮设防水位成为一个牵涉巨额造价以及施工难度与周期的十分关键的问题

题;

b) 高层建筑基础的力学影响深度可数倍、甚至十数倍于一般多层建筑。在这个深度范围内, 就北京地区而言, 有时可能遇到 3 层以上的地下水。不同层位的地下水之间, 水力联系和渗流形态往往各不相同, 造成人们难于准确掌握建筑场地孔隙水压力场的分布。原生孔隙水压力场的分布形态将直接影响建筑沉降分析, 承载力验算, 建筑整体稳定性验算等一系列重要的工程评价问题;

c) 显而易见, 在基坑支护工程中, 地下水控制设计和支护结构的侧向压力分布更与上述问题紧密相关。

(2) 结构的抗浮设计标准

问题的复杂性在于: ①地下水位的变化, 原是一个随机过程, 但在城市化过程中, 地下水位又受人文活动的严重干扰, 使建筑使用期内最高水位的预测、预报非常困难, 直接影响到建筑设防水位的确定; ②在高层建筑大量兴建以前, 由于一般建筑基础埋置较浅, 影响范围不大, 往往最多涉及到最上层水的问题, 即便存在抗浮问题, 只要确定一个最高水位, 即可用简单公式算出基底的水压力。于是就产生了“抗浮水位”的概念。对于高层建筑来说, 问题要复杂许多。当地基影响深度范围内存在多层地下水时, 水压力随深度不再呈直线分布。浮力的确定, 实际上是对场地原生孔隙水压力分布条件的研究和确定。除了最高水位的预测之外, 还要了解各层地下水的赋存形态和动态规律, 只有全面掌握了地下水的赋存体系, 才能正确估计基底处的压力分布状态和取值。在这种情况下, 使用“抗浮水位”的概念可能造成概念上的偏差。显然需要将对“抗浮设防水位”的研究扩充到对整个“地下水赋存体系 (Groundwater Regime)”的研究。传统方法往往对基底的水压力估计过高, 造成浪费。

用一个工程实例说明上述问题。该工程位于图 16 中 I a 区内, 建筑群由框剪结构主楼、框架结构中心广场和纯地下部分组成, 均设 3 层地下室, 连成一体。设计±0.00 标高为 38.90 m, 基础埋深-13.40 m (绝对标高 25.50 m)。场区 30 m 深度范围内主要存在 3 层地下水, 第一层水 (台地潜水) 水位标高为 34.25~36.66 m, 第二层水 (层间潜水) 水位标高为 26.88~27.96 m, 第三层水 (承压水) 水位标高 18.07~19.37 m。场地典型地层剖面与基础埋深关系示于图 17 上部。按传统设计方法, 基底水压力应按 120 kPa 左右计算 (图 17 下部所示的“传统曲线”), 如不采取抗浮措施, 抗浮不满足要求。做的工作是: ①对不同含水层的水位进行监测, 得到水压力沿深度分布的实测曲线; 同时进行了考虑非饱渗流的理论分布曲线, 二者

非常一致 (图 17 下部); ②根据地下水预测模型, 考虑地下水开采量按规划得到控制后, 承压水位可能的回升, 并以此为一个第一类边界条件, 加上其他边界条件, 对结构运营期间最不利的水压力分布进行预测, 得到图 17 下部中的“预测曲线”; ③根据预测曲线得到基底水压力, 作为抗浮的设计依据。这样, 即便考虑了地下水位最大回升的可能, 设计基底水压力仍比传统方法减小不少。

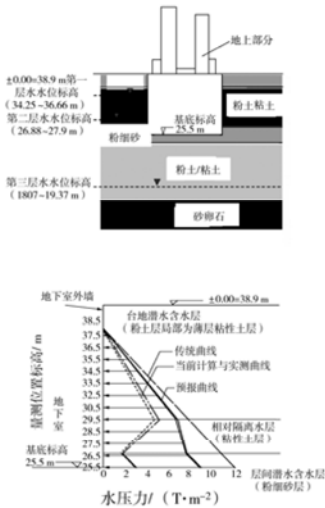


图 17 “设防水位”分析实录

Fig. 17 “Design Ground Water Table” - Case history analysis

用同样的原理, 对国家大剧院主体结构 202 区进行了抗浮分析, 并建议采用类似防渗墙的隔水措施, 将“等效抗浮设计水位”从标高 43.3 m 降到 38.0 m, 满足了抗浮要求^[22](图 18)。由于取消了抗浮措施, 节约大量资金。

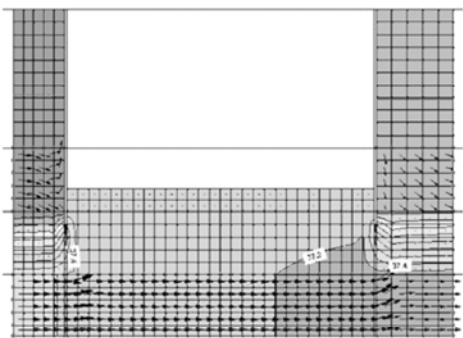


图 18 国家大剧院 202 区抗浮分析

Fig. 18 Anti-uplifting analysis for Zone 202 of The National Grand Theatre

(3) 对地基评价和基坑支护设计的影响

地下水赋存体系, 或者说原生孔隙水压力场的分布条件, 自然对地基承载力、建筑物的沉降、以及稳定性分析都会有重大的影响。对此, 曾分别进行了专门的研究, 给出了评价办法^[23]。

对地基承载力和稳定性的影响, 可以在公式中以

“显式”的方式体现出来，不赘述。值得注意的是，在科学发展观的指导下，不能排除我国各大城市的地下水位有回升的可能。据日本地域地盘环境研究所（GRI, Geo-Research Institute）的统计研究，东京和大阪等城市地下水位已分别从最低时的海拔-50 m 和 -25 m 左右回升到 0 m 附近，地面沉降分别得到控制，东京甚至略有回升，这些当然是人们所期望的。但地下水的回升将引起承载力和稳定性分析造成不利影响，这个问题人们尚未注意。见诸文献者也较少。

孔隙水压力场分布对地基稳定性的影响，在图 9 显示的分析程序中可以得以体现。

下面仅以工程实录为例，分析这种背景对建筑沉降分析和支护结构设计的影响。

按照国家标准《建筑地基基础设计规范》和地方标准《北京地区建筑勘察设计规范》，在进行建筑物的自由沉降分析时，首先用 Boussinesq 解计算在基础荷载作用下土体中各点的竖向应力，然后据土体中不同部位应力水平和该应力条件对应的压缩模量计算分层的沉降量，最后加总得到总的最终沉降量，称为“分层总和法”。

在北京市的中心区，大部分场地由于上述分析到的原因，土体中“原生的”孔隙水压力沿深度并不是直线分布的，图 19 给出了 4 个典型的例子。由此确定的某深度上土单元体所承受的有效上覆压力便与传统方法估计的不一样。这个过去没有考虑过的因素至少从两方面影响沉降计算结果：①是压缩模量的取值。根据计算原理和规范的规定，模量的取值应与计算深度的原生有效应力及增量区段，即 $p'_0 + \Delta\sigma$ 相对应，考虑到 p'_0 的提高，自然使模量的取值高于传统方法；②是土体中原生有效上覆土压力的提高，使按规范确定的计算深度大大浅于传统方法，更为合理。以表 5 中显示的位于不同分区的 5 个工程的计算结果为例，可以看出本文方法使沉降预测的准确性大大提高。

表 5 5 项工程的沉降计算汇总

Table 5 Summary of the results of settlement analyses for 5 different projects						
工程名称	中心点沉降量/mm			压缩层深度/m		实测最大沉降量/mm
	本文方法	规范方法		本文方法	规范方法	
		修正前	修正后			
中日青年交流中心	59	243.2	220.6	25	48.6	52.4
亮马河大厦	106.2	182.5	159.9	32.3	48.8	97.8
兆龙饭店	42.8	53.5	34.9	22.85	38.31	53.8
望京 427 号楼	51.3	159	154	20.33	30	48.9
国际信托投资公司	114.1	112.9	87.7	34.9	35.6	124.8

规范中的沉降计算方法，使用了将近半个世纪，但大家的工程经验都表明，沉降估算值很难准确，在

一般情况下都要大于实测值，因此规范给出了范围很大的修正系数。过去将这个现象主要归结为计算模型和土样扰动两个方面。通过上面的分析，看起来地下水的赋存与渗流形态对沉降计算施加了重要的影响。

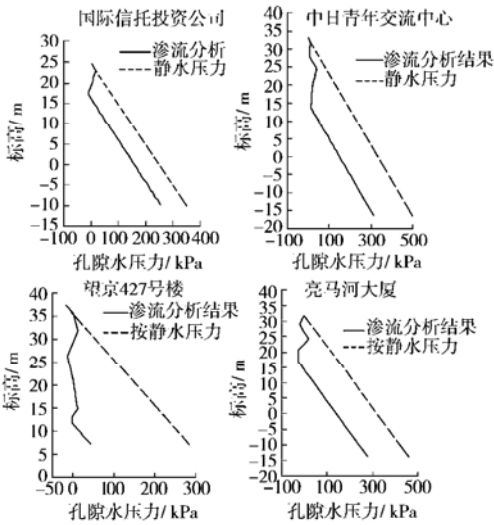


图 19 原生孔隙水压力分布举例

Fig. 19 Examples of the distribution patterns of the virginal pore-pressure

考虑地下水的实际分布条件，对基坑支护结构设计的影响也是十分明显的。以北京市某工程为例，该工程的基坑深度约 26 m，采用桩锚支护结构。根据勘探资料，场区分布 2 层地下水，水位在地面下 15.70 m 的层间潜水和水位在地面下 17.33 m 的承压水。我们比较了以下 2 种情况进行计算分析的差别：①按传统算法，场区地下水按最高水位考虑，即水位埋深为 15.70 m；②按 2 层水考虑地下水的影响。表 6 列举了两种条件下，分别用弹性支点法和极限平衡法得到的结果。可以清楚地看出地下水条件对设计的影响。

表 6 地下水条件对支护结构影响

Table 6 Influence of groundwater conditions on retaining and protection structure systems for excavation pits

计算与列表内容			按 1 层水考虑	按 2 层水考虑
弯矩 (kN · m)	按弹性支点法	最大值	1559	1299
		最小值	-2033	-1611
	按极限平衡法	最大值	4323	2464
		最小值	-4307	-2440
剪力/kN	按弹性支点法	最大值	817	642
		最小值	-911	-748
	按极限平衡法	最大值	1278	900
		最小值	-1088	-748

(4) “岩土工程与地下水环境的相互作用”是一个新的命题。在如北京市当前这样大规模的岩土工程施工中，这种相互作用对城市建设和健康运营的影响是不可忽略的。岩土工程与地下水环境相互作用的影响可以表现在很多方面，引发出若干深层次的问题。本文讨论的重点仅局限于建筑工程。其他有关问题同

样值得重视,比如未来10年内,北京地铁轨道交通将以每年40 km/年的速度增长,到2008年地铁轨道交通里程将达到300 km。这种埋置深度一般在层间潜水含水层中的大规模线型工程,对市区地下水赋存与渗流形态的影响及其可能引发的问题,到目前为止研究尚不够充分。希望这部分的讨论能引起同行们对有关问题的关注。

7 结 语

国家建设在速度和规模上发展如此之快,使岩土工程师不断面临新的课题,倍感压力巨大。这种压力的来源之一,是岩土工程与其他工程类别相比较,具有的独特性质。我们面临的课题往往并不是经过我们自己思虑、分析和设计的某种产品,而我们利用材料又是天然的、性质复杂的岩土。但是,正像 Terzaghi 在60年前指出的,无论天然的土层结构怎样复杂,也无论我们的知识与土的实际条件之间存在多么大的差距,我们还是要利用处理问题的艺术,在合理的造价的前提下,为土工结构和地基基础问题寻求满意的答案。这就决定了我们的工作方法,既需要依赖直观经验的工程判断(empirical 'rules-of-thumb')和依赖与原位测试结果建立的半经验关系(semi-empirical correlation with insitu test results)这样的比较直观办法,也需要依赖基于土力学和岩体力学一般理论的理性方法(rational methods based on simplified soil mechanics or rock mechanics theories)和先进的分析(或数值分析)技术(advanced analytical (or numerical) techniques)(Pile Design and Construction Geo Publication No. 1/96, Hong Kong)。本文涉及的内容,都是我们向这个方向的努力。

由于问题的复杂性,地区经验的局限性,特别是个人水平的不足,正如本文开始所强调的,文中肯定存在偏差甚至错误,欢迎同行批评指正。

在本文结束的时候,作者要感谢北京市勘察设计院年轻一代的专家们,特别是沈小克、周宏磊、孙保卫、唐建华、陈昌彦、杨素春和陈雷,感谢他们在平时的工作中用他们创造性的思维给我的启示和帮助。本文初稿完成后,专门请教了李广信教授,承蒙他提出了很多宝贵的意见,特致衷心的感谢。

参考文献:

- [1] 陈斗生. 超高大楼基础设计与施工(三)—金融大楼大口经场铸桩之试验、分析与应用[J]. 施工技术, 2000,(80).
- [2] GB 18306-2001,中国地震动参数区划图[S].
- [3] GB 50021-2001,建筑抗震设计规范[S].

- [4] Winterkorn H F, et al. Foundation engineering handbook[M]. Van nostrand reinhold company, 1975.
- [5] 张在明. 地下水与建筑基础工程[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [6] Chen W F. Limit analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam: elsvier Publishing Co, 1995.
- [7] Vesic A S. Effects of Scale and Compressibility on Bearing Capacity of Surface Foundations[A]. Proc Seventh Int Conf on SMFEC. Mexico City, 1969.
- [8] De Beer E E. Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Proc. of the Symposium, Duke Univ.
- [9] 张在明, 关于地基承载力问题的分析[J]. 工程勘察, 1995,(2).
- [10] Vesic A S. Bearing Capacity of Shallow Foundations, Foundation Engineering Handbook[M]. Van Nostrand Reinhold Company, 1975.
- [11] Das B M. Principle of Foundation Engineering[M]. Brooks/Cole Engineering Division, 1984.
- [12] Fredlund D G. Us of Computers for Slop Stability Analysis, State-of-the art picture[A]. Int Symposium Landslides[C]. India: Delhi, 1990.
- [13] 张在明, 陈 雷. 高层建筑地基整体稳定性与基础埋深的关系[J]. 工程勘察, 1994,(5).
- [14] 张在明, 周宏磊. 关于后压浆桩端压力确定方法的研究[J]. 工程勘察, 2001,(5).
- [15] 张国霞, 张乃瑞, 张凤林. 病房楼工程基坑回弹和地基沉降的观测分析[J]. 土木工程学报, 1980,(1).
- [16] 张乃瑞, 唐建华. 沈 滨. (2002)国家大剧院工程地基与基础共同作用分析, 北京市勘察设计院工程咨询报告[Z].
- [17] 刘金砺, 黄 强, 李 华, 高文生. 竖向荷载下群桩变形性状及沉降计算[J]. 岩土工程学报, 1995,17(6).
- [18] 张乃瑞, 韩 焯, 于晓冬, 唐建华. 桩基工程差异沉降分析总报告[R]. 北京市勘察设计院研究报告, 2002.
- [19] 唐建华, 沈 滨, 于 玮, 李伟强, 韩 焯. 国家体育场工程桩、土和基础共同作用分析[Z].
- [20] Fredlund D G, Rahardjo H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils[M]. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- [21] 张在明, 孙保卫, 徐宏声. 北京市区浅层地下水位动态规律研究[Z].北京市勘察设计院研究报告,2002.
- [22] 张在明, 孙保卫. 国家大剧院渗流分析咨询报告[R]. 北京市勘察设计院, 2000.