

沈阳城区深层砂土、碎石土地基承载能力的研究

刘 旭 舒昭然 刘忠昌

(辽宁省建筑设计研究院岩土工程公司, 辽宁沈阳 110005)

【摘 要】 沈阳城区埋藏有较大厚度的上更新统 Q_3 期中粗砂、砾砂和圆砾层, 分布稳定, 承载能力也较高, 高层建筑物常以其为地基持力层, 但目前仍未对其承载能力达到较充分的使用。通过几个典型工程的测试和试验, 挖掘沈阳城区深层砂土、碎石土的承载能力的潜力, 给出其承载力特征值和变形模量的可用范围, 为合理利用良好天然地基资源提供了依据, 并提出进一步研究的方向。

【关键词】 沈阳地区; 砂土、碎石土; 地基承载力; 重型动力触探试验; 平板载荷试验

【中图分类号】 TU 441

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2015.03.012

The Research to the Bearing Capacity of Sand and Gravel Stratum in Shenyang Area

Liu Xu Shu Zhaoran Liu Zhongchang

(Liaoning Provincial Building Design Research Institute Geotechnical Engineering Company, Shenyang 110005, Liaoning, China)

【Abstract】 There buried rather thick upper Pleistocene series Q_3 stratum in Shenyang area, including medium, coarse sand, gravel sand and round gravel, these stratum have stable distribution and biggish bearing capacity to be the foundation bearing stratum of high-rise structure, but not yet to use the bearing capacity more fully. This paper exploit the bearing capacity of sand and gravel in Shenyang through test and experiment of several typical projects, and give the available range of the bearing capacity characteristic number and deformation modulus, providing a basis for the rational utilization of good natural foundation, at the same time, proposes the research direction in future.

【Key words】 Shenyang area; sand and gravel; bearing capacity; heavy dynamic penetration test; plate load testing

0 引 言

沈阳城区第四纪地层广泛分布, 其中上更新统 Q_3 土层埋藏厚度较大, 主要由冲积层和洪积层组成, 以粉质黏土、中粗砂、砾砂、圆砾为主。高层建筑物在满足基础埋置深度的要求下埋深多大于 10 m 甚至达 20~30 m, 同时常设置多层地下室, 地基由深层砂土、碎石土组成。随着高层, 尤其是超高层建筑大量出现, 采用何种地基基础形式来满足大荷载小变形的要求, 是结构工程师和岩土工程师需要共同面对的问题。目前高层、超高层建筑常用的天然地基基础形式有箱型基础、筏型基础; 当天然地基承载力不够时, 多采用桩基础、桩筏基础或复合地基等形式。而随着人们对深层地基土的认识和研究不断深入, 发现沈阳城区深层砂土、碎石土地基承载能力在使用过程中常被低估, 其实际承载能力往往超过按现行规范勘察所给出的地基土承载力^[1-2], 尤其

对埋深 10 m 以下的土层, 按目前常用的试验手段和规范规定所测得的承载力特征值与地层真实的承载能力有所偏差, 且随埋深越深, 偏差越大。因此, 如能充分利用深层土的承载能力, 用其做天然地基, 则可减少不必要的桩基础或复合地基, 节省大量的成本和工期。本文通过几个典型工程的地基土平板静载荷试验和动力触探等测试结果, 研究和探索沈阳城区深层砂土、碎石土地基的实际承载能力。

1 沈阳地区深层砂土、碎石土分布概况

沈阳地区第四系地层分布一般以塔湾—辽宁大学—北塔—毛君屯—后陵前堡—一线为界, 以北地区第四系地层主要为中更新统冰水堆积层和上更新统冲洪积、坡洪积层, 与之相应的地貌单元为残留冰碛台地和老冲洪积扇等, 该地区地势较高, 地形起伏舒缓; 界线以南地区第四系地层主要为全新统、上更新

统、中更新统和下更新统冲积、冲洪积层^[3],其相应的地貌单元为浑河河床、河漫滩、冲积一级阶地和新冲洪积扇等,地势较低,地形比较平坦。沈阳城区埋深10 m以下的砂土、碎石土多为上更新统 Q_3 期,由冲积层和洪积层组成,以中粗砂、砾砂、圆砾为主,沉积环境稳定,层理近水平。

2 工程实例

2.1 沈阳北中街豫珑城

该工程位于沈阳市沈河区老中街,建筑物为大型商城,框架结构,采用天然地基独立基础方案,地上4层,地下3层,地下室埋深为16.0 m,设计基底持力层为中密状态的砾砂层,局部为粗砂层。钻探揭露地层岩性主要为填土、第四系黏性土、砂土和碎石土,砾砂层的重型动力触探击数 $N_{63.5}=13.0$ 击,按现行地方规范查表对应的地基承载力特征值 $f_{ak}=625$ kPa,变形模量 $E_0=31$ MPa;粗砂层的 $N_{63.5}=10.1$ 击, $f_{ak}=400$ kPa, $E_0=23$ MPa。

在基底标高处进行3组平板静载荷试验,试验采用慢速维持荷载法,承压板为面积 0.5 m^2 的圆形板,终载为2000 kPa。静载荷试验 $p-s$ 曲线见图1。

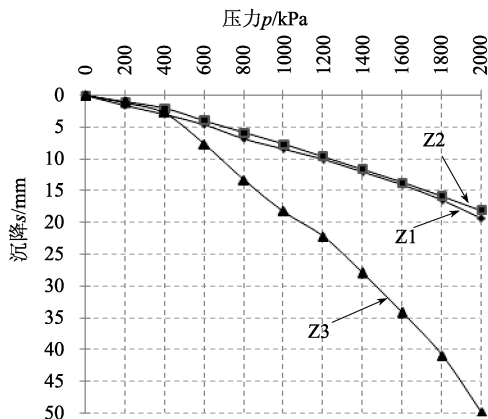


图1 Z1—Z3点平板试验 $p-s$ 曲线

根据地基静载荷试验结果分析,3组试验终载时未出现曲线陡降段,Z3点沉降相对较大,结合地勘资料并进行补充勘察,揭露其下部存在粗砂下卧层,按控制相对沉降法取沉降为1%荷载板直径对应荷载700 kPa为其承载力特征值;对于Z1、Z2可取其终载的1/2为地基承载力特征值 $f_{ak}=1000$ kPa。

另外,在每个载荷试验点附近各进行一组重型动力触探测试,触探击数曲线见图2。

如图重型动力触探测试曲线也反映出Z3试验点下部粗砂夹层的击数较低,由于粗砂下卧层的影响,测试点Z3的承载能力较低。在载荷试验影响

深度 $2b$ (b 为承压板宽度)范围内统计动探平均击数为13.6,土层为砾砂,查表所对应的 $f_{ak}=640$ kPa, $E_0=32$ MPa^[1]。

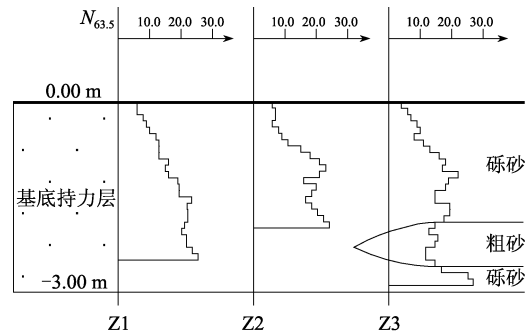


图2 基底重型动力触探试验曲线

2.2 沈阳华强金廊城市广场项目

沈阳华强金廊城市广场项目位于沈阳市青年大街西侧。建筑物为多栋超高层建筑和裙房,均设有4层地下室。塔楼基础采用筏板基础,基底埋深最大26 m,持力层为圆砾层,裙房区域同样采用筏板基础,基底埋深21 m,持力层为密实的中粗砂层。地勘报告中圆砾层 $N_{63.5}=14.9$ 击, $f_{ak}=670$ kPa, $E_0=39$ MPa;中粗砂层 $N_{63.5}=11.7$ 击, $f_{ak}=470$ kPa, $E_0=27$ MPa。

在基底分散选取6个点进行平板载荷试验,载荷板为 0.5 m^2 方形板,各试验点 $p-s$ 曲线见图3。

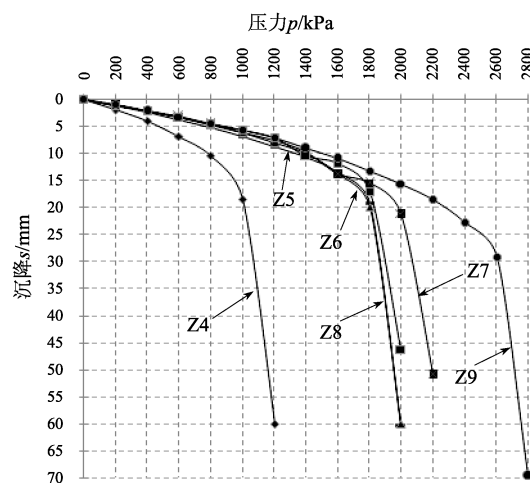


图3 Z4—Z9点平板试验 $p-s$ 曲线

根据试验曲线变化特征和经验分析,各组试验曲线均出现明显的陡降段,该地段可能存在相对软弱的下卧层,取极限荷载的1/2为承载力特征值。Z4试验点地基土为中砂,取 $f_{ak}=500$ kPa, $E_0=52$ MPa;其余试验点地基土为圆砾,取 $f_{ak}=900$ kPa, $E_0=87$ MPa。

2.3 沈阳裕景中心

沈阳裕景中心项目一期位于沈阳市青年大街东侧,为超高层建筑群,设四层地下室,剪力墙结构,筏板基础埋深约22~25 m,持力层为中密状态的砾砂及圆砾层,该层 $N_{63.5}=13.8$ 击, $f_{ak}=645$ kPa, $E_0=33$ MPa。

在基底进行4组不同压板尺寸的荷载试验,分别采用面积为 0.50 m^2 的圆形承压板和尺寸为 $1.0\text{ m}\times 1.0\text{ m}$ 、 $1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$ 、 $2.0\text{ m}\times 2.0\text{ m}$ 的方形承压板,终压值为2000~3200 kPa。荷载试验各试验点 $p-s$ 曲线见图4,各组荷载板试验终载时均未出现陡降段,根据试验结果计算地基土参数详见表1。

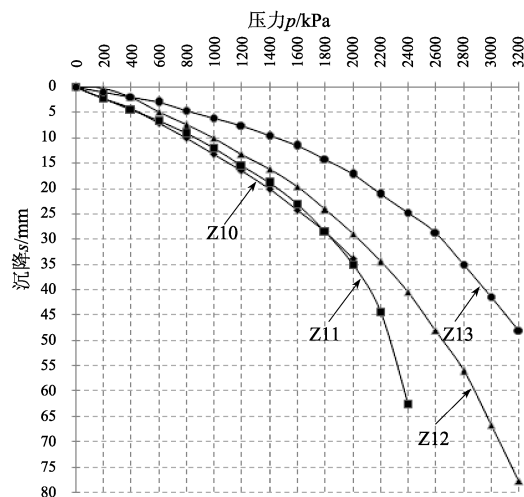


图4 Z10—Z13 平板试验 $p-s$ 曲线

表1 Z10—Z13 点平板试验成果表

试验点	压板形状	压板面积 A/m^2	压板宽度 (b 或直径 d)/m	极限承载力 /kPa	1/2 极限承载力法			控制相对沉降量法		
					承载力 特征值 f_{ak}/kPa	对应变形 /mm	变形模量 E_0/MPa	承载力 特征值 f_{ak}/kPa	1% $b(d)$ /mm	变形模量 E_0/MPa
Z10	正方形	4	$b=2$	≥ 2000	1000	13.27	121.5	1390	20	112.1
Z11	正方形	2.25	$b=1.5$	≥ 2400	1200	15.51	93.6	1170	15	94.3
Z12	正方形	1	$b=1$	3200	1300	19.71	65.4	990	10	79.8
Z13	圆形	0.5	$d=0.8$	3200	1500	11.67	78.4	1240	8	88.7

几个试验点压板面积和形状不同,最大加载量也不尽相同,因试验条件限制,终载均未达到试验所需极限承载力,四组试验终载时均未破坏,因此简单地按终载的一半做为承载力特征值显然无法反映出各试验点实际的受力状态,若单纯地按变形控制原则,承载力取值也不尽合理。在实际荷载受力状态下,压板尺寸越大,影响深度越大,沉降也就越大,不同面积压板达到同一沉降时所需的加载量是不同的,压板尺寸越大则所需的荷载越小,但其所反映出地基土的承载能力越高,如本组试验中各试验点地基承载力的大小与压板面积基本呈正比关系。压板面积越大则越接近于建筑物地基的实际工作状态,因此对于压板面积大于等于 1 m^2 的试验点可按相对沉降控制;对于压板面积小于 1 m^2 的试验点可按极限承载力法和相对沉降综合考虑。

根据荷载试验和基底重型动力触探试验结果取本工程砾砂层 $f_{ak}=1300$ kPa,对应 $E_0=88$ MPa。

2.4 沈阳宝能环球金融中心

沈阳宝能环球金融中心项目,建筑场地位于沈阳市青年大街以西、文艺路以北地块。建筑物

为超高层建筑,整体地下室5层,基础坐落于中密的砾砂层和密实的粗砂层。根据地勘报告,砾砂层 $N_{63.5}=15.8$ 击, $f_{ak}=750$ kPa, $E_0=40$ MPa;粗砂层 $N_{63.5}=10.1$ 击, $f_{ak}=400$ kPa, $E_0=24$ MPa。

勘察成果反映的粗砂层厚3.6~3.8 m,承载力较低,而设计要求其地基承载力特征值应达到750 kPa,为验证其是否能满足设计要求,在该粗砂层分别采用 0.5 m^2 圆形、 1 m^2 正方形、 4 m^2 正方形承压板进行试验,承压板影响深度范围内均为粗砂,受配重限制,终压值为1650~1900 kPa,荷载试验 $p-s$ 曲线见图5,荷载试验成果见表2。

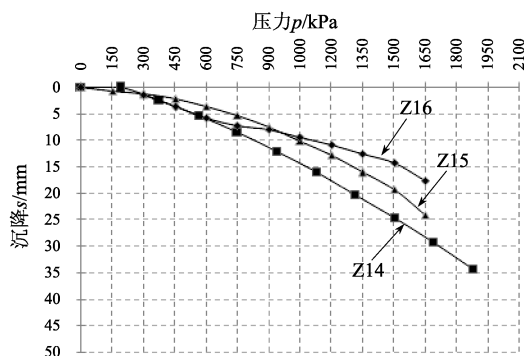


图5 Z14—Z16 点平板试验 $p-s$ 曲线

表2 Z14~Z16点平板试验成果表

试验点	压板形状	压板面积 A/m^2	压板宽度 (b 或直径 d)/m	极限承载力 /kPa	1/2 极限承载力法			控制相对沉降量法		
					承载力 特征值 f_{ak}/kPa	对应变形 /mm	变形模量 E_0/MPa	承载力 特征值 f_{ak}/kPa	1 % $b(d)$ /mm	变形模量 E_0/MPa
Z14	正方形	4	$b=2$	1500	750	8.48	142.6	1300	20	104.8
Z15	正方形	1	$b=1$	1650	825	6.5	102	1000	10	80.6
Z16	圆形	0.5	$d=0.8$	1650	825	7.67	61.5	890	8	63.6

终载时地基土均未达到承载能力极限状态,正常情况下可取终载的一半做为天然地基承载力特征值,但根据以上试验曲线变化特征分析,终载还远未达到地基土的极限承载力,因此若采用终载值代替极限承载力给出结论无法反映实际承载能力,建议按变形原则综合确定砂土、碎石土的地基承载力特征值,结果显然高于按极限承载力法所得,若按相对沉降控制法确定该组试验结果, f_{ak} 可分别取1300 kPa、1000 kPa和890 kPa,地基承载力随承压板面积增大而提高。

3 试验结果分析

3.1 变形模量分析

1)通过载荷试验所得的 $p-s$ 曲线图按以下公式计算地基土变形模量^[4]:

$$E_0 = I_0(1 - \nu^2)pd/s$$

式中: I_0 为刚性承压板的形状系数,圆形承压板取0.785,方形承压板取0.886; ν 为土的泊松比,碎石土取0.27,砂土取0.30。

2)变形模量是反映压板影响深度范围内地基土受压变形的综合指标。对于单一均匀土层,不同面积压板试验施加不同荷载时,其所反映出来的地基土变形模量并不是一个定值,它随着附加应力增大而提高,正如砂土地基承载力特征值也不是一个定值,在允许变形范围内,承载力随着变形的增大而提高。

3.2 试验结果对比分析

汇总以上几个工程实例的试验和测试结果,取各地层承载力特征值并计算变形模量,同时与勘察时在自然地表进行的重型动力触探试验结果相对比,取值和对比结果见表3。

表3 试验结果综合成果表

项目	地基土层	勘察动探试验数据及其所确定的承载力特征值、变形模量			静载荷试验所确定参数		提高倍数	
		$N_{63.5}$	f_{ak}/kPa	E_0/MPa	f_{ak}/kPa	E_0/MPa	承载力	变形模量
沈阳北中街豫珑城	砾砂	13	625	31	1000	63	1.6	2
	粗砂	10.1	400	23	700	39	1.8	1.7
沈阳华强金廊城市广场项目	中粗砂	11.7	470	27	500	52	1.1	1.9
	圆砾	14.9	670	39	950	94	1.4	2.4
沈阳裕景中心	砾砂、圆砾	13.8	645	33	1400	88	2.2	2.7
沈阳宝能环球金融中心	粗砂	10.1	400	24	1050	83	2.6	3.5

纵观以上典型工程砂土、碎石土地基压板试验曲线,除主要受力层范围内分布软弱下卧层时, $p-s$ 曲线出现明显拐点且达到破坏状态外,单一的砂土、碎石土层载荷板试验曲线均未出现明显陡降段,说明其破坏形态为压密渐近型破坏,承载力特征值取值适宜采用控制相对沉降量法,对超高层建筑地基变形控制应更加严格。

根据以往沈阳地区超高层建筑的沉降观测经验,一般以砂土、碎石土层为地基持力层的建筑物沉降量都比较小,如沈阳地区以浅层砂土、碎石土为地基的

高层建筑每增加一层荷载时沉降仅增加约0.7 mm,其承载力和抗变形的能力很好。而深层砂土、碎石土较浅层更为稳定和密实,其主要为第四系上更新统 Q_3 期,充填物级配好、孔隙小,分布稳定。

3.3 重型动力触探杆长修正的分析

目前勘探进行重型动力触探试验常将密实状态的砂土、碎石土判定为中密状态。沈阳北中街豫珑城和沈阳裕景中心项目在基底进行的重型动力触探试验,其结果均大于同一土层在自然地表进行试验的结果,见表4。

表4 $N_{63.5}$ 修正值对比表

项目	地基土层	埋深/m	在自然地面试验 $N_{63.5}$ 修正值	在基底试验 $N_{63.5}$ 修正值
沈阳北中街豫珑城	粗砂	-16~-19	10.1	14.5
	砾砂	-16~-19	13	16.8
裕景中心二期	砾砂	-22~-29	13.8	20~22
	圆砾	-20~-25	13.6	21~23

两者区别在于触探杆长不同,所取的杆长修正系数也不同,此外目前对动触击数的修正仅给出20 m杆长范围内,已不能完全满足越来越深的基础深度,辽宁省地方标准《建筑地基基础技术规范》2015年版修订过程中对此做了调整杆长修正系数等相关工作,使动探试验适用的深度更大,并能相对更真实地反映深层土的物理力学性质。

4 结论

1)沈阳城区深层砂土、碎石土分布稳定,承载能力和抵抗变形的能力好,是较好的天然地基持力层,其实际承载能力均高于目前使用情况。中粗砂层的地基承载力特征值可达到700 kPa以上,变形模量可达到40 MPa以上;砾砂、圆砾层的地基承载力特征值可达到1000 kPa以上,变形模量可达到70 MPa以上。

2)根据以往试验研究结果^[5],对黏性土地基载荷试验,随承压板面积增大,所得承载力特征值降低,而通过本文的试验研究发现,砂土、碎石土地基试验结果与黏性土相反。

3)根据沈阳市深层砂土、碎石土地基上进行的多组不同面积载荷板试验,研究表明,当承压板面积大于等于1 m²时,试验所得承载力特征值随承压板面积增大而提高。考虑在工程实践中超高层建

筑基底附加压力很大,影响深度很深,产生的附加沉降较大,因此采用大面积承压板载荷试验确定超高层建筑地基承载力特征值时不宜完全采用1% b (b 为承压板宽度或直径)对应的荷载,应结合建筑沉降要求适当降低使用。

4)受试验条件和设备的制约,静载荷试验多未做到地基土的极限状态,随着试验手段的不断进步,应对本地区砂土、碎石土地基的承载能力进行更深入地探索。

参考文献

- [1] 辽宁省地方标准. DB 21/907—2005 建筑地基基础技术规范[S]. 沈阳:辽宁科学技术出版社,2005.
- [2] 中华人民共和国国家标准. GB 50021—2001 岩土工程勘察规范(2009年版)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.
- [3] 万波等. 沈阳市城区第四纪地层的划分[J]. 东北地震研究,2001,17(2):42-47.
- [4] 《工程地质手册》编写委员会. 工程地质手册(第四版)[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [5] 刘忠昌,单明. 墩式基础技术[M]. 沈阳:东北大学出版社,2010:70-72.

收稿日期:2015-03-25

(上接第137页)

- [3] Ilyas I T, Leung C F, Chow Y K. Centrifuge Model Study of Laterally Loaded Pile Groups in Clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004, 130(3): 274-283.
- [4] Briaud J L. Sallop: Simple Approach for Lateral Loads on Piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(10): 958-964.
- [5] Reese L C, Wang S T, Arrellaga J A, et al. GROUP Version 4.0 for Windows Users Manual[M]. Ensoft Inc, Austin, Tex, 1996.
- [6] Focht J A, Koch K J. Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Group[C]// Proceedings of the Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1973, OTC 1896.
- [7] Brown D A, Reese L C, O'Neill M W. Cyclic Lateral Loading of a Large-Scale Pile Group[J]. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 1987, 113(11): 1326-1343.
- [8] Rollins K M, Peterson K T, Weaver T J. Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, 124(6): 468-478.
- [9] Lieng J T. Behavior of Laterally Loaded Piles in Sand-Large Scale Model Tests[D]. Oslo: Norwegian Institute of Technology, 1988.
- [10] 郑刚. 高等基础工程学[M]. 北京:机械工业出版社,2007.

收稿日期:2014-12-01