



学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解北京交通大学有关保留、使用学位论文的规定。特授权北京交通大学可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索,提供阅览服务,并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘。

(保密的学位论文在解密后适用本授权说明)

学位论文作者签名: 

导师签名: 

签字日期: 2009 年 12 月 11 日

签字日期: 2009 年 12 月 11 日

中图分类号: TU433,TU473.1,U213.1
UDC: 625

学校代码: 10004
密级: 公开

北京交通大学

硕士学位论文

京沪高速铁路济南西客站站场路基复合地基固结特性研究

Study on Consolidation Characteristics of
Composite Foundation in Jinan West Railway Station of
Beijing-Shanghai High-speed Railway

作者姓名: 潘 意

学 号: 07121698

导师姓名: 王连俊

职 称: 教 授

学位类别: 工学硕士

学位级别: 硕 士

学科专业: 道路与铁道工程

研究方向: 路基工程

北京交通大学

2009 年 12 月

致谢

本论文的工作是在我的导师王连俊教授的悉心指导下完成的，教授严谨的治学态度和科学的工作方法给了我极大的帮助和影响。在此衷心感谢三年来老师对我的关心和指导。

王连俊教授还指导我们完成了实验室的科研工作，在学习上和生活上都给予了我很大的关心和帮助，在此向老师表示衷心的感谢。

在实验室工作及撰写论文期间，姜龙博士、丁桂伶博士和张光宗博士等师兄师姐，秦洪雨、王慧彬和张利民师弟以及刘莉、姜良、王婷、王旭、邓兆俊等同学对我论文中的研究工作给予了热情帮助，在此向他们表达我的感激之情。

另外也感谢家人和朋友，他们的理解和支持使我能够在学校专心完成我的学业。

中文摘要

摘要: 固结问题是复合地基研究领域的一个重要问题。本文以京沪高速铁路济南西客站站场路基为工程背景, 结合地质勘察资料和现场沉降观测资料, 对管桩、CFG 桩复合地基的固结特性进行了研究和分析。这对于工后沉降的控制以及今后指导同类路基的设计施工等具有一定的意义。本文主要结论如下:

1. 四个监测断面的路基沉降规律: 正线路基地表沉降最大值出现在变桩长处, 在路基横断面方向上该处出现沉降洼地; 咽喉区路基最大地表沉降在预压土填筑完成后出现于路基中心; 站场路基最大地表沉降位于桩长较短的桩网复合地基处, 在路基横断面方向上沉降曲线呈现舒缓 W 型。

2. 超静孔隙水压力的变化规律: 随着路堤填筑的进行, 超静孔隙水压力呈波动性增长, 进入预压期一段时间后, 孔压达到最大值后开始逐渐消散。各监测断面中, 最大超静孔隙水压力都发生在下卧层, 但其深度有所不同。一般说来, 桩体越长, 最大超静孔隙水压力出现的位置越深; 但对于边坡处的测点, 最大孔压值出现的位置与路基中心测点出现最大孔压值的深度相近。

3. 各测点固结度都在下卧层出现最小值。而对于同一断面水平方向的平均固结度, 其一般规律为沉降较大处的平均固结度也较大。

4. 根据数值分析结果, 在填筑完成时, 路基最大沉降发生在 15mCFG 桩加固区, 而最大孔压出现在 35m 管桩下卧层, 与实测结果结论一致; 经过一年的预压, 沉降增加 5.43cm, 此时最大孔压降至 3.795 kPa, 说明路基固结沉降已趋于稳定。

5. 通过实测数据和数值模拟结果的比较, 验证所建模型的合理性: 从观察沉降曲线, 二者总体趋势相同, 实测沉降值略大于计算值, 但相差不大, 吻合较好; 结合数值分析结果和实测数据推算的平均固结度, 对比得到: 根据沉降反算的固结度偏高。根据固结分析结果, 提出了预压堆载的卸载时间为 313 天。

关键词: 高速铁路站场; 复合地基; 固结; 沉降; 孔压

分类号: TU433; TU473.1; U213.1

ABSTRACT

ABSTRACT: Consolidation is one of the most important issues in the research of composite foundation. The paper takes the subgrade in Jinan-West railway station of Beijing-Shanghai high-speed railway as the background, meanwhile, through using the datum of geologic reconnaissance and the data of on-site settlement after observation, studies and analyzes the characteristic of consolidation of the composite foundation compounded by pipe pile and CFG pile. It attaches some importance for us to control the post-construction settlement, and to conduct instruction for the construction of the homogeneous subgrade. The major conclusions are as follows:

1. The settlement features of the four sections are as follows: on the main line ,the maximum settlement is shown at the interface that has been reinforced by PHC piles and CFG piles, where the settlement depression is found. In throat zone, the maximum settlement is found near the center of subgrade after the preloading has been completed. In the station , the maximum settlement is in the composite foundation which has been reinforced by pile-net with short piles. The shape of settlement curve in the transverse direction is shown as a mitigated W.

2. The excess pore water pressure features are as follows: the value increase fluctantly as the loading increases, and dissipate in the preloading period. The maximum is found in the underlying layer, though it is not in the same depth. Generally, the longer the pile is, the deeper it is. However, the feature of the measure point found at the slope is quite different. The depth of maximum value shows at the slope is quite the same as that shows in the center of the subgrade.

3.The minimum consolidation degrees are all found in the underlying layer. And at the same cross section, consolidation degree will be larger where the settlement is large.

4. The results of numerical analysis shown that when loading is completed, the maximum settlement is found at the site of reinforcing area with 15m CFG piles, and the maximum excess pore water pressure is found at the site of underlying soil layer with 35m PHC piles. It is the same as the results from test. After a year's preloading, the settlement has shown an increase of 5.43cm and is tending steady; the excess pore water pressure has decrease to 3.795 kPa, which means the consolidation settlement of the subgrade is tend to be steady.

5.The thesis verifies the rationality of the FEA model by comparing between the

datum through practical test and the result through numerical simulation, that is, with observing the settlement curve, the main trend of the two is the same; although the settlement is slightly larger than calculation, they have a sound inosculation. Through calculating the consolidation degree, the paper will give some study and evaluation to the composite foundation. By analyzing and contracting the datum and the average consolidation degree through practical test, we can get the result that the average consolidation degree calculated on the basis of settlement data is a little high. In accordance with the result of analyzing the consolidation, the offloading period of preloading and loading for settlement stability in the shortest time should be 313days.

KEYWORDS: high-speed railway station; composite foundation; consolidation; settlement; excess pore water pressure

CLASSNO: TU433; TU473.1; U213.1

目录

中文摘要	v
ABSTRACT	vii
1 绪论	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究现状	1
1.2.1 固结理论研究现状	1
1.2.2 复合地基固结理论	4
1.2.3 数值计算研究	5
1.3 存在问题	6
1.4 本文的主要工作	6
2 京沪高速铁路济南西客站站场路基现场试验研究	7
2.1 引言	7
2.2 工程概况	7
2.2.1 地理位置	7
2.2.2 技术标准	7
2.2.3 工程地质条件	7
2.2.4 工程措施	8
2.3 监测方案的设计与实施	9
2.3.1 监测项目与目的	9
2.3.2 监测断面的选取	9
2.3.3 监测仪器布设及实施	12
2.4 小结	14
3 高速铁路站场路基试验结果分析	15
3.1 引言	15
3.2 地表沉降分析	15
3.2.1 A 断面地表沉降分析	15
3.2.2 B 断面地表沉降分析	17
3.2.3 C 断面地表沉降分析	18
3.2.4 D 断面地表沉降分析	20
3.3 孔隙水压力分析	21
3.3.1 A 断面超静孔隙水压力分析	21

3.3.2	B 断面超静孔隙水压力分析	23
3.3.3	C 断面超静孔隙水压力分析	25
3.3.4	D 断面超静孔隙水压力分析	27
3.4	利用实测数据计算固结度	29
3.4.1	实测孔压计算固结度分析	29
3.4.2	平均固结度分析	36
3.5	小结	40
4	高速铁路站场路基复合地基数值分析	41
4.1	引言	41
4.2	ANINA 简介	41
4.3	Biot 固结理论	42
4.4	模型的建立	49
4.4.1	基本假定	49
4.4.2	高速铁路站场路基固结模型的选取	49
4.5	数值计算	50
4.5.1	土体计算参数	51
4.5.2	填土堆载及其荷载步的确定	52
4.5.3	计算条件及有限元网格	52
4.5.4	计算结果与分析	53
4.6	小结	60
5	高速铁路站场路基复合地基固结沉降分析	61
5.1	引言	61
5.2	固结沉降对比分析	61
5.2.1	沉降对比分析	61
5.2.2	平均固结度对比分析	63
5.2.3	预压期的确定	64
5.3	小结	66
6	结论与展望	67
6.1	结论	67
6.2	展望	68
	参考文献	69
	作者简介	73
	独创性声明	75
	学位论文数据集	77

1 绪论

1.1 研究背景

京沪高速铁路从北京南站到上海虹桥站,连接我国两个较大的经济带——环渤海经济带和沪宁杭长江三角洲经济带,全长 1318 公里,是目前世界上线路最长、标准最高的高速铁路,其建设在国民经济中具有极其重要的意义和作用。为了保证线路的平顺性、乘客的舒适性、运营速度及安全性等,路基的工后沉降要求在不超 3cm 的基础上,进一步提高到控制在 15mm 以内。在如此严格的要求下,普通的地基处理措施已不能满足,必须采用特殊的处理方式。在广泛调研的基础上,京沪高速铁路采用“CFG 桩复合地基”为主的处理方案。

济南西客站是京沪高速铁路 5 个始发终到站之一。济南西客站为 8 站台、17 条线路的到发车站,正线双线位于站场中部。站场总长 3000 余米,路堤宽达 160 米,路堤填高 7 米,为大面积堆载站场路基。该场地为地质条件复杂、具有深厚松软土层的软弱地基,路基沉降及稳定时间成为控制工程质量和工期的关键问题。对于这种复杂工程条件在路堤填土过程中及预压期内的路堤及复合地基的孔隙水压力消散规律、沉降变形变化规律等都有其独特性。

1.2 研究现状

1.2.1 固结理论研究现状

1925 年 Terzaghi^[1]提出了著名的有效应力原理,并以此建立了饱和土的一维固结理论,成为土力学发展史上的一个重要里程碑。在 Terzaghi 一维固结理论中除了假定土是均质的和小变形外,还做了如下假定:土是完全饱和的;土颗粒和土中水是不可压缩的;土的压缩和孔隙水挤出只发生与一个方向;土中水的流动服从达西定律;固结过程中渗透系数和压缩系数都是常数;土的孔隙比与有效应力的关系不随时间变化,即线弹性假定等。

继 Terzaghi 后,很多学者对土的固结做了大量研究。1936 年 Rendulic^[2]将 Terzaghi 一维固体理论发展到二维、三维固体结论,得到 Terzaghi-Rendulic 扩散方程,因在其推导过程中只考虑了水流连续条件和弹性的应力应变关系,而没有技

及土变形协调的几何条件,这种理论后来被称之为准多维固体理论,其方程可用差分法求解。

1941年 Biot^{[3] [4]}根据有效应力原理、土的连续条件和平衡方程,提出了完善的土三维固体理论,该理论既满足弹性材料的应力-应变和平衡条件,又满足变形协调条件和水流连续方程。虽然该方程相对于前述扩散方程更符合实际情况,但不便于求解,到目前为止,采用级数,设定位移函数和积分变换等方法只获得少数几种情况下的精确解,如半无限粘土层平面应变和轴对称问题的固结解、矩形均布荷载作用于半粘土层的三维固结解,不透水光滑地板上半无限粘土层平面应变和轴对称问题的固结解,条形、圆形、方形荷载作用下有限厚土层上的二维固结解,圆形区域上、矩形荷载作用下半无限地基的解等。尽管各项研究具有其局限性,但还是扩展了饱和土固结的研究思路和应用深度。

Christian^[5]利用比奥解研究了基础宽度与土的各向异性对固结的影响,并与太沙基单向固结解作了比较,指出在有限厚度土层情况下,考虑多项固结的必要性。

Gibson^[6]等人利用比奥理论研究了半无限体地基上不同边长比的矩形基础对固结的影响,得到了边长比 $L/B=1\sim 5$ 范围内的固结度与时间因数的 $U_s\sim T_v$ 曲线。

以上几种固结理论是建立在土体为线弹性变形的假定条件下的,而实际土体通常为非线性变形体。Mikasa^[7]经过大量的研究发现,软粘土的固结特性与太沙基的固结理论不太符合。Gibson 等人提出了一维有限非线性应变固结理论即大变形固结理论,它考虑了土体压缩性和渗透性与孔隙比的非线性变化,以及土体自重应力等方面的因素。Gibson 和 Schiffman^[8]等人用非线性应变固结理论分析厚层粘土的固结过程时发现,如果考虑土体的非线性,则求得的固结速率比太沙基理论推求的要快。窦宜、蔡正银等人曾对 Gibson 建立的一维有限非线性应变固结理论得出了简化条件下的解析解,并通过离心实验进行了分析验证。离心实验得到的土体固结速率比太沙基理论推求的要快,而与有限非线性应变固结理论在简化条件下的解推求的结果基本一致。

Worth^[9]等认为,在通常情况下,进行一系列的小变形计算,然后利用位移来修正坐标是不能得到大变形的计算结果的。Toh^[10]等指出大变形和变参数的小变形增量有限元分析都能较好地与离心模型试验结果一致。Poskitt^[11]采用摄动法求解了一维大应变固结方程。潘秋元、谢新宇、谢永利^[12]等引入了有限变形理论的一些概念,推导了拉格朗日描述的以位移为控制变量的一维大变形固结普遍方程。

太沙基的固结理论以孔隙压力消散为依据,没有考虑次固结的影响,与实际有一定出入。次固结效应一般被认为是由于土颗粒位置相互调整和错动引起的,而土的这种性质正反映了土的应力应变关系的时效特性,因此许多学者将流变学

的观点引入到土的本构关系中,使用粘弹塑性固结理论来对土体进行沉降分析。
对有关

这方面的固结理论简要介绍如下:

(1) Merchant^[13]固结理论

Merchant 认为,土体沉降中的次固结现象是由于土颗粒间的内部摩擦阻力延滞所致,他把这种现象称之为次时间效应。他以太沙基的理论为基础,引入次固结的作用,即在太沙基的弹簧上串联了一个 Kelvin 体,用以描述土的粘滞效应。同时还假设孔隙比和有效应力 P 为线性关系,并且与时间无关;在施加荷重后,主固结和次固结是同时产生的。

(2) 陈宗基^[14]固结理论

陈宗基是我国最早把流变理论引入固结沉降领域的学者,他假设土骨架为粘弹性而提出了一个固结理论。他认为次固结是以下几个原因产生的:

- ①由于偏应力而产生的粘滞剪切流动;
- ②由于球应力而产生的粘滞体积流动;体积变形的延滞作用,一方面是由土骨架本身的粘弹性质所致,同时也是由于孔隙水挤出的延滞而产生的。
- ③上述两种流动产生的同时,也产生硬化作用。由于作者在建立该理论之初,就考虑将之推广于三维问题,故参数难以确定,而应用于一维问题又过于复杂。

(3) Gibson 和 Lo^[15]的固结理论

Gibson 和 Lo (1961) 根据 Merchant 的流变模型,推导出固结方程的精确解。

(4) Floque^[16]的非饱和土流变模型

以上的固结理论均局限于饱和土;Floque 认为,这些理论不能应用于非饱和土体,因为非饱和土体的渗透系数明显地受所承受的应力的影响。固结可能只是土骨架和吸附水的蠕变变形。因此, Floque 提出了自己的模型,用以说明非饱和土和击实土的流变特性。他的模型同陈宗基模型相类似,其不同之处是在陈宗基模型的虎克弹簧组件上串联了一个圣维南组件。这个模型是一种固体在常应力作用下,承受有限变形,并具有部分的应力松弛以及部分的弹性后效。

我国学者也对饱和土固结理论进行了大量的研究。1958 年陈宗基、1963 年门福录^[17]对饱和粘土的一维固结进行过研究,并得到了近似解。1977 年沈珠江^[18]应用变分原理得到 Biot 固结理论的有限元方程,并应用于固结变形分析。1978 年殷宗泽^[19]等人根据流量平衡概念,结合虚位原理分析了饱和土的平面固结问题。考虑到工程中荷载常为随时间变化的荷载,1981 年王盛源^[20]研究了变荷载作用下的粘弹性体的一维固结问题,得到荷载随时间线性增长情况下的一维固结问题的解析解。1984^[21]年龚晓南采用等价结点流量等于等价结点压缩量的饱和条件,推导出 Biot 固结连续方程。1987 年谢康和^[22]利用 Biot 固结理论对砂井地基的平面变形

空间渗流进行了有限元分析,揭示了砂井地基的沉降和孔压规律。1989 年赵维炳^[23]则解决了广义 Voigt 模型模拟的饱和土体一维固结问题。

1.2.2 复合地基固结理论

由于复合地基具有变形较小,承载力较高以及经济效果较好的优点,已在地基处理工程中得到了越来越广泛的应用,其理论研究也日趋深入。作用于复合地基上的外部荷载是由加固体和地基土共同承受的。由地基土所分担的荷载将使土体发生固结,而土体的固结必然影响复合地基的变形及加固体和土体之间的荷载传递等。因此,研究复合地基固结是研究复合地基加固机理的重要内容之一。复合地基固结理论是复合地基理论的组成部分。

国内对复合地基固结问题的研究 20 世纪 90 年代才开始的。同济大学对碎石桩复合地基的固结计算做了大量工作,浙江大学对搅拌桩复合地基、散体材料桩复合地基固结开展了研究。

国内外对复合地基固结的现有研究成果中,以下观点是一致的,即:复合地基固结要比天然地基快,特别是砂桩和碎石桩复合地基而言,其固结速率甚至会大于砂井地基,沿用砂井理论计算这类地基的固结速率是偏于保守的。现有研究对复合地基自身特点的体现很少,迄今尚无建立在这类地基自身特点基础上的固结理论。

(1) 双层地基一维固结理论

双层地基一维固结是最简单的成层地基固结问题,浙江大学谢康和^[24]在成层地基固结理论研究的有关文献的基础上,将天然或经人工处理的地基进行简化,视为双层地基,对双层地基一维固结问题进行了较为详细、深入的研究,所揭示的固结特性概括如下:

土的固结系数是决定均质地基固结特性的唯一土性指标,但不是决定双层地基固结特性的唯一土性指标;双层地基的孔压随渗透性好、压缩性低的土层厚度的增加而减少,随渗透性差、压缩性高的土层厚度的加大而增加;土层的刚度对地基固结有重要影响,土层越硬,双层地基固结越快。

谢康和认为,对复合地基,可近似将其简化为双层地基,然后按双层地基固结理论进行分析。用砂桩、碎石桩、搅拌桩加固软土地基不仅能减少地基的变形和提高地基承载力,而且能加速地基的固结。复合地基的固结速率随加固体积和刚度(置换率和模量比)的增大而增大,随桩体透水性能的降低而减少。

(2) 散体材料桩复合地基固结研究

散体材料桩比砂井更早应用于实际工程,但对此类复合地基固结的研究比砂

井地基要迟得多。Goughnour^{[23] [26]}认为可沿用砂井固结理论分析这类复合地基固结问题。Yoshikuni^[27]提出了“应力集中”的概念,并用有限差分法做了数值分析。

国内的一些学者也进行了散体材料桩复合地基固结沉降的研究,主要集中在碎石桩复合地基方面。王瑞春和谢康和^[28]建立了 Barron 等应变条件下考虑桩体刚度的散体材料桩复合地基固结方程,给出了瞬时加载条件下的解析解。其中,谢的解同时考虑桩内径向渗流,是迄今最为完善的散体材料桩复合地基固结解析理论。然而,其求解过程和解的表达式较为复杂。

(3) 水泥搅拌桩复合地基固结研究

水泥搅拌桩以其施工方法简单、适应性强和工期短的特点而大量应用于软土地基加固。从现有文献来看,对水泥搅拌桩复合地基固结特性的研究,均集中于加固区本身,至于加固层内相对刚性和渗透性极低的水泥搅拌桩的设置,对下卧层的固结起何种作用,尚未得到解决。谢康和等将水泥搅拌桩复合地基简化为双层地基,按双层地基一维固结理论计算其固结沉降。应在分析 水泥搅拌桩复合地基的加固层和下卧层的固结特性及其相互影响机理的基础上,对传统的双层地基一维固结理论进行适当修改,应用于搅拌桩复合地基的固结分析。

水泥搅拌桩桩身强度和刚度较大,只有桩身的弹性压缩,由于水泥土的低渗透性,桩身不可能成为桩间土的排水通道,因而桩间土的排水固结仍为竖向一维。

(4) CFG 桩复合地基固结理论研究

CFG 桩复合地基因施工方便、加固深度大、工期短、造价低、可大幅度提高地基承载力以及有效减少地基工后沉降等显著优点,自 20 世纪 90 年代以来在我国高速公路的软土地基处理中逐渐得到应用和推广,取得了良好的加固效果和经济效益,该技术在高速铁路、高速公路建设领域的发展前景被十分看好。

赵明华^[43]等在分析 CFG 桩材质与施工工艺的基础上,将其固结过程分为初期与后期 2 个阶段,并分别按碎石桩、水泥土桩进行了固结分析,提出了 CFG 桩复合地基的固结度统一计算公式,结果表明:CFG 桩复合地基的固结特性介于碎石桩和水泥土桩两者之间,固结过程基本与沉降同步,且桩周土的竖向固结是引起 CFG 桩复合地基沉降的主要因素,而桩周土的径向固结作用一般可忽略。

1.2.3 数值计算研究

在各种数值分析方法中,用得最多的仍是有限单元法。有限单元法可以考虑复杂的边界条件,土体应力应变关系的非线性特性,模拟逐级加荷,并能考虑侧向变形二维、三维渗流对沉降的影响,使得计算所得总沉降量及沉降速率等结果与实测结果越来越接近。在软土路基中用得较多的是采用 Biot 固结理论、土的本

构则选用邓肯-张双曲线模型对路基作非线性有限元计算。殷宗泽、龚晓南、谢康和等人在这方面做了大量的工作。

徐洋, 谢康和^[41]对单桩复合地基固结进行了有限元分析, 并比较了强排水桩复合地基和弱排水桩复合地基的固结性状。对于强排水桩复合地基: 渗流以径向为主; 是否考虑应力集中对平均固结度影响甚微, 但对地基浅层孔压分布产生较大影响。对于弱排水桩复合地基: 渗流以竖向为主; 无论考虑应力集中与否, 孔压分布和天然地基相比在深度方向梯度更大, 由此形成的应力差更利于孔压向透水面的消散, 从而加速了地基的固结。

刘和元^[46]用邓肯张模型及 Biot 固结理论编制了解决空间轴对称固结问题的有限元程序, 并结合原位测试成果, 对超长水泥土搅拌桩复合地基的固结变形、孔隙水压力的分布以及桩身荷载的传递规律等基本性状进行了研究。

1.3 存在问题

由当前国内外的文献可以看出, 目前对复合地基固结的研究还比较少, 对于有高速铁路站场路基复合地基的固结问题的研究更加少。很多学者对碎石桩复合地基等强排水桩都有了深入而全面的研究, 研究方法也各不相同, 有数值方法也有解析解。对 CFG 桩等渗透系数很小的弱排水桩复合地基固结特性的研究也越来越多, 但主要手段还是试验观测、有限元模拟以及计算模型的简化。在工程设计中考虑复合地基变形时, 往往只进行应力应变分析, 并没有考虑固结问题。

1.4 本文的主要工作

本文以京沪高速铁路济南西客站站场路基为工程背景, 首先总结国内外有关固结理论的研究现状, 分析其中存在的问题; 利用工程现场试验, 测定路基沉降、孔压数据; 通过现场对路堤填土及预压期内的管桩、CFG 桩复合地基沉降观测数据为依据, 研究深厚松软土的孔压消散与路基沉降的关系, 分析其固结特性。为进一步了解高速铁路站场路基的沉降规律, 应用有限元分析软件 ADINA 建立有限元模型模拟考虑固结情况时路基沉降的变化。通过控制单元的生死来实现路堤填土的逐步加载, 得到路基沉降规律、土中超静孔隙水压力消散规律等。最后对实测数据与数值分析结果进行比较, 验证所建模型的合理性, 并应用该模型进行沉降预测分析, 提出合理的卸载时间。

2 京沪高速铁路济南西客站站场路基现场试验研究

2.1 引言

本章以京沪高速铁路济南西客站站场路基复合地基工程为依托,对现场监测试验展开相关研究。

2.2 工程概况

2.2.1 地理位置

济南西客站正线里程 DIK417+453.54~DIK421+053.36,中心里程为 DIK419+425,位于济南市槐荫区张庄飞机场西侧、京福高速公路以东、北环线以南、济兖公路以北范围,为高速列车始发终到站,主要承担北京方向、上海方向高速列车的始发终到作业和南北、北东方向高速旅客列车的通过作业。车站横列式布置,共设到发线 15 条,侧式站台 1 座,岛式站台 7 座。铺设无砟道岔 20 组,其它道岔 60 组。

2.2.2 技术标准

高速正线主要技术标准如表 2-1 所示。

表 2-1 高速正线主要技术标准

Tab 2-1 Techonic Standards of the main line on high-speed railway

铁路等级	正线数目	设计速度	线间距	最小曲线半径	最大坡度	到发线有效长度	牵引种类	列车类型	列车运行控制方式	行车指挥方式
高速铁路	双线	350km/h, 初期运营速度 300km/h。跨线列车运营速度 200km/h 级以上	5.0m	7000m	20‰	650m	电力	动车组	自动控制	综合调度

2.2.3 工程地质条件

地形地貌:济南市位于黄河以南冲积平原、丘陵及丘间平原。南部丘陵区是山区向平原的过渡地带,以剥蚀为主,残丘多分布于丘间冲洪积平原,风化剥蚀

使山顶呈浑圆状。

地层岩性:沿线丘陵区前缘及丘间平原分布第四系上更新统、中更新统冲洪积、坡洪积、残坡积层;残丘区出露灰岩;居民区附近及既有铁路、公路表覆第四系全新统人工堆积层。

地质构造:济南地区处于中朝准地台的次级构造单元鲁西断块上。鲁西断块位于沂沭断裂带以西,齐河-广饶断裂以南和聊考断裂以东地区。中生代断块以差异运动为主,形成了泰山隆起,并伴随着岩浆岩的侵入,北西向、北北东为区内主要断裂。工程沿线新生代接受了河流搬运的物质堆积,形成第四系的覆盖层,断裂构造对铁路及建筑物没有明显影响。

不良地质及特殊土:沿线主要不良地质及特殊土有岩溶、填土、新黄土。①岩溶:沿线分布的奥陶系、寒武系的石灰岩,岩溶一般弱发育,局部中等发育,溶洞大部全充填,充填物主要为黏性土、砂夹灰岩碎块。岩溶微弱发育段落对于桥梁、路基、路堑等,影响较小。中等发育段落对桥梁来讲,直接影响到桩的长度和结构安全。②填土:居民区附近、公路和铁路路堤分布有厚度不等的第四系全新统人工堆积层杂填土、素填土、填筑土,厚度一般为1~8m。杂填土需清除换填,素填土地段地基需做分层夯实处理。③新黄土:沿线分布新黄土,具直立性、大孔隙性。土层中局部多含砂及姜石。崔马庄线路所附近上部新黄土具湿陷性,湿陷系数一般为0.016~0.044,属Ⅰ级非自重湿陷性黄土,湿陷性黄土的厚度小于8m。新黄土分布地段的地基应加强地表排水,和碾压措施。

水文地质:工程场地地下水类型按赋有条件可分为孔隙潜水、基岩裂隙水及岩溶水。孔隙潜水赋有于第四系土层与砂类土、碎石类土中,一般埋深3~15m,地下水一般对混凝土结构不具侵蚀性。基岩裂隙水主要赋存于石灰岩岩溶裂隙中,埋藏较深且变化幅度较大。主要靠大气降水及上部孔隙潜水补给。一般对混凝土结构不具侵蚀性。

地震动参数:根据《京沪高速铁路沿线地震动参数区划报告》,沿线50年超越概率10%水平的地震动峰值加速度为0.05g(地震基本烈度Ⅵ度);地震动反映谱特征周期划分为3区。

气象:济南地区属暖温带亚湿润气候区,四季分明,春季干燥多风夏季炎热多雨,秋季秋高气爽,冬季寒风凛冽。降水量多集中在七、八月份,大风多集中在三、四月份。按对铁路工程影响的气候分区为温暖地区。土壤最大冻结深度0.5m。

2.2.4 工程措施

济南西客站内,地形平坦开阔,以填方通过。路基土方190万 m^3 ,平均填土

高 7m。

正线无砟轨道板基础按 1:1 放坡至地面范围以内部分,路堤基底设置 0.5m 厚的 C30 钢筋混凝土板,板下设 0.15m 碎石垫层,其他部分设 0.6m 厚的碎石垫层,中间铺设两次高强度土工格栅。济南西客站范围均为深厚松软土地基,为减少工后沉降,地基采用管桩、CFG 桩(约 282 万米)基础加固处理和路基预压措施。管桩直径为 0.4m,CFG 桩直径为 0.5m,沿线路方向间距 1.5m,钢筋混凝土板下管桩横向间距为 2m,板以外 CFG 桩横向间距为 1.6m。

板下管桩长 35m, DIK418+298.9 断面以及 DIK419+002 断面板外桩长 25m; DIK419+251、DIK419+575 断面板外侧 5 排桩长 25m,再外侧 5 排桩长 20m,次外侧 47 排桩长 15m。设计单桩承载力为 800kN,路堤在填筑基床表面以前采用堆载预压,站台范围内为正线两侧站台(含)之间堆载预压,时间不少于 12 个月,预压土高 3.5m,预压观测期暂定 12 个月预压土与基床底层表面铺一层经编复合土工膜。

2.3 监测方案的设计与实施

2.3.1 监测项目与目的

通过在地基土中埋设测试元件进行应力和变形和位移及孔隙水压力等项目的测试,对复合地基的沉降变形特性、桩土荷载分担等进行研究,对不同预压堆载方式下路基加固效果进行对比,监测试验成果是用以判断路堤施工进展中安全和预压是否达到稳定的依据。本试验中,为分析复合地基的分层沉降随荷载的变化情况,掌握路基在施工期和预压期的沉降特性,同时正确评估软土地基的固结情况,评价地基处理效果;预测工后沉降,以验证设计,指导施工,并为以后该地区同类工程提供设计依据与经验,采用了如下观测项目:表面沉降观测、分层沉降观测、剖面沉降观测、孔隙水压力观测及桩土应力观测。埋设的观测仪器有:沉降板、磁环沉降仪、剖面沉降仪、孔压探头和土压力盒等。

2.3.2 监测断面的选取

本次试验设置 4 个路基沉降观测断面,分别为:DIK418+298.9(A)、DIK419+002(B)、DIK419+251(C)、DIK419+575(D),通过在断面处布置观测元器件,通过现场对路堤填土及堆载预压期内的管桩、CFG 桩复合地基沉降变形、应力观测。

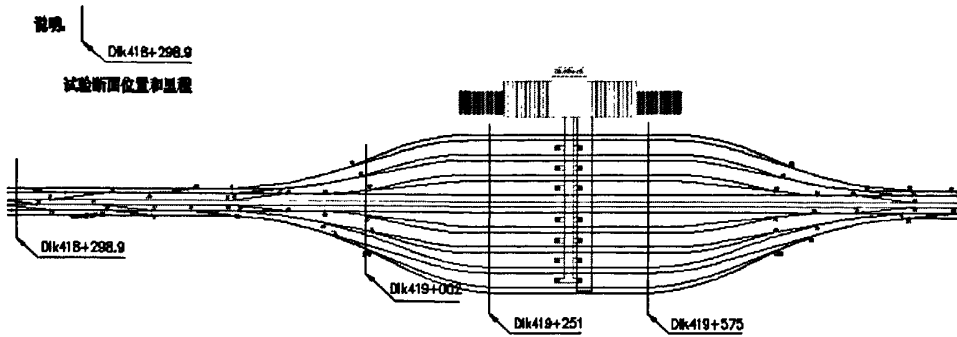


图 2-1 济南西客站站场监测断面布置图

Fig 2-1 Monitoring sections on Jinan west railway station

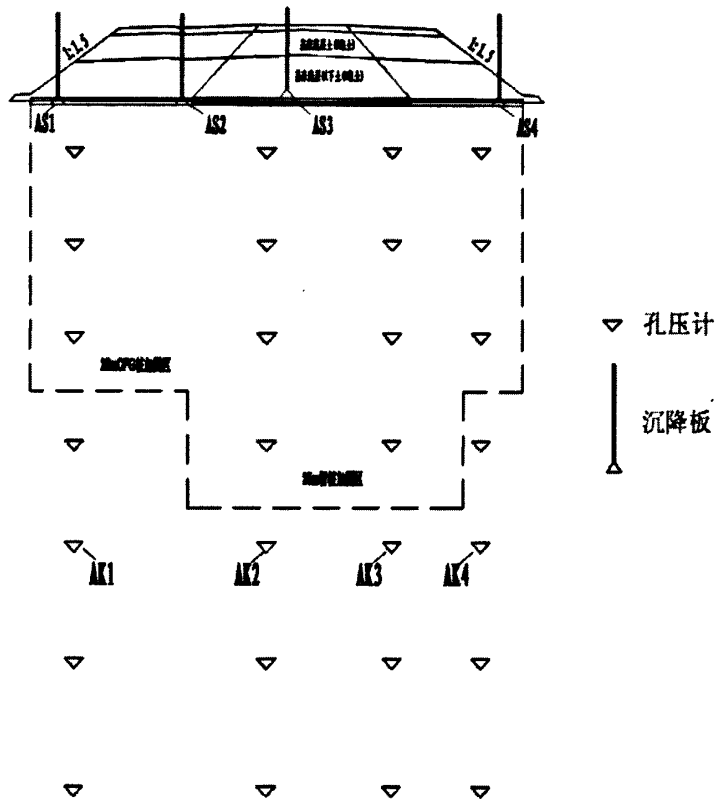


图 2-2 DIK418+298.9 (A 断面)

Fig 2-2 DIK418+298.9(section A)

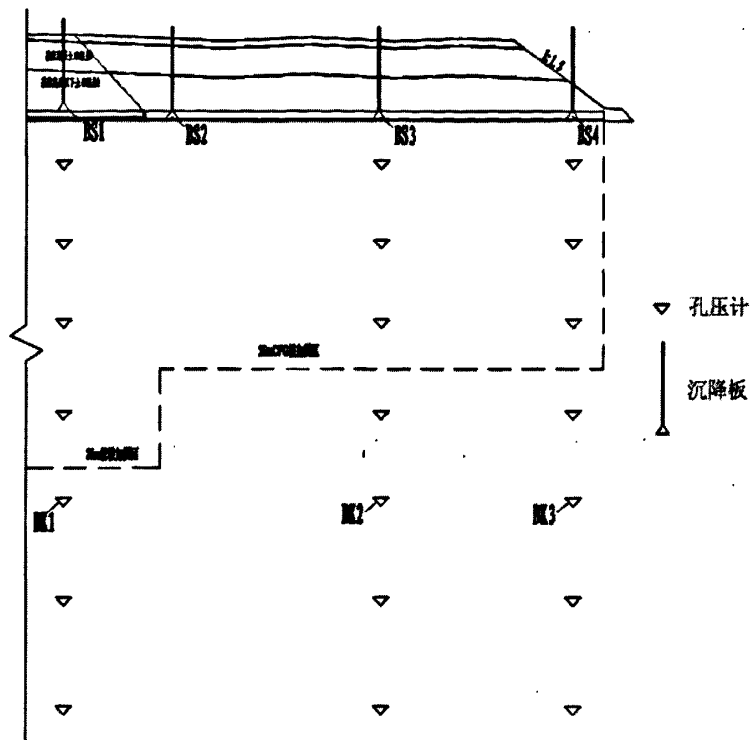


图 2-3 DIK419+002 (B 断面)

Fig 2-3 DIK419+002 (section B)

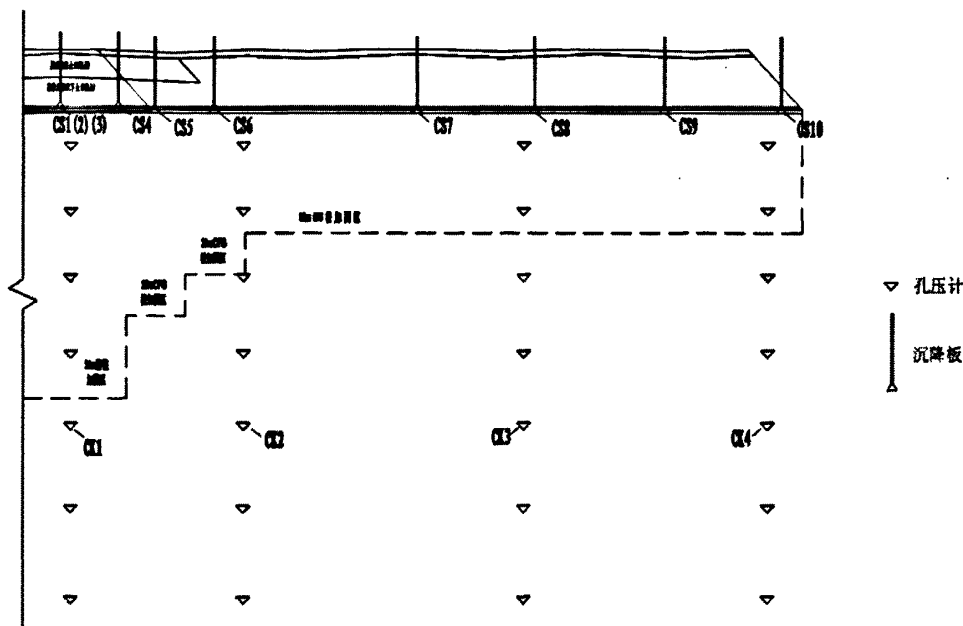


图 2-4 DIK419+251 (C 断面)

Fig 2-4 DIK419+251 (section C)

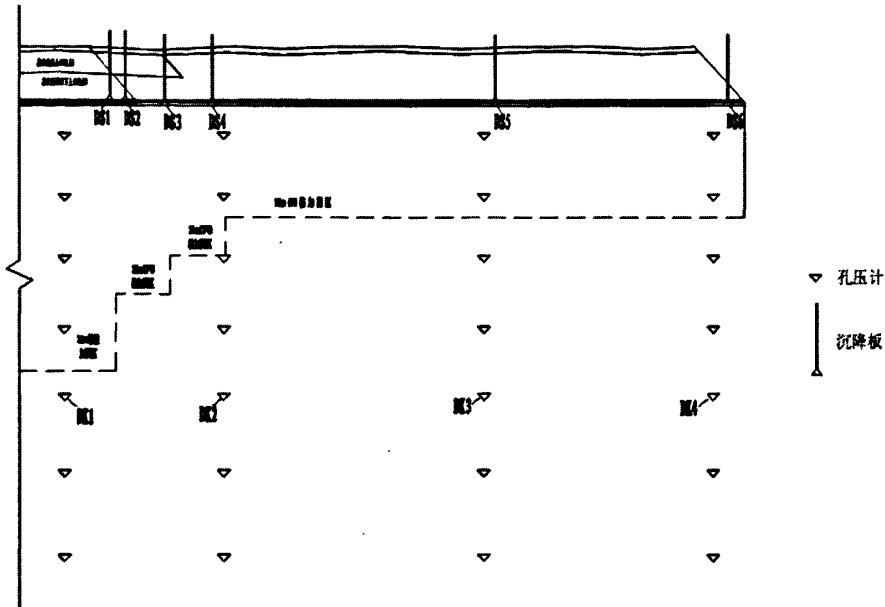


图 2-5 DIK419+575 (D 断面)

Fig 2-5 DIK419+575 (section D)

2.3.3 监测仪器布设及实施

2.3.3.1 监测仪器的要求

各监测仪器、设施的选择,要在可靠、耐久、经济、实用和确定的精度要求的前提下,力求先进和便于实现自动化观测。该工程设计采用的各项观测仪器完全满足设计的精度要求,且长期稳定性好,结构牢固。各项仪器设备情况及相关指标见表 2-2。

表 2-2 主要监测元件参数

Tab 2-2 Parameters of monitoring components

	仪器名称	量程	灵敏度	适用范围	主要特点
位移 监测 元件	沉降板	150mm	0.5mm	测量土体垂直向变形	读数直观,但对填土 施工干扰大。
	剖面沉降管	250mm	0.01mm	测量地基沉降	
	磁环	100mm	1mm	土体的分层沉降量测	对填土施工不干扰, 但监测工作量大。
应力 应变 监测 元件	土压力盒	0.1~6MPa	1kPa	土体压应力测量	对填土施工不干扰, 精度高,数据量大, 能实现自动采集和 无线传输。
	孔隙水压计	0.1MPa	1kPa	测量土中孔隙水压	

2.3.2.2 监测仪器布设

监测设备的布置,应密切结合工程具体条件,精心设计,做到既能全面反映工程的运行状态,又要突出重点和少而精,要求能掌握工程重要部位和薄弱环节的变化情况。本文涉及到的试验仪器包括沉降板和孔隙水压力计等,着重介绍该孔隙水压力计仪器的布设情况。

孔隙水压力计是一种全不锈钢结构,能长期埋设在水工建筑物或其他建筑物地基内,测量结构物或地基内部的孔隙(或渗透)水压力。孔隙水压力计仪器如图 2-7。

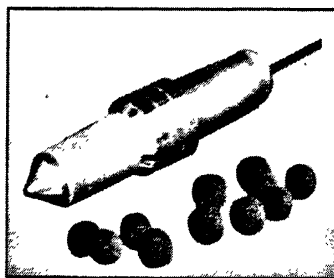


图 2-6 孔压计示意图

Fig 2-6 The piezometer

1. 工作原理

钢弦式孔隙水压力仪在测头承压膜上承受压力使膜变形后,使固定于膜上的钢弦也变形松弛,从而改变弦的自振频率,应用振弦频率检测仪接收其自振频率,其自振频率与作用压力(孔隙水压力)有如下关系:

$$u = k(f_0^2 - f_i^2) \quad (2-1)$$

式中, u 为 i 时刻的孔隙水压力, MPa ;

f_0 为零压力(大气压力)下钢弦的自振频率, Hz;

f_i 为在孔隙水压力“作用下的钢弦自振频率;

k 为常数,称为传感器系数,其数值与承压膜和钢弦的尺寸及材料性质有关,由室内标定给出, MPa / Hz^2 。

通过测读不同时刻的钢弦自振频率,便可求出相应时刻的孔隙水压力。

2. 孔隙水压力计的埋设

孔隙水压力计的埋设剖面图见图2-8。在孔隙水压力计埋设前要读出其初读数。埋设完每一个孔隙水压力计后,利用频谱仪记录孔隙水压力的变化。

2.3.2.3 监测频率

所有元器件埋设后必须至少测试 2 次初始读数;并在路堤填筑前进行复测,作为初始读数。

各测试项目的观测频率如下:

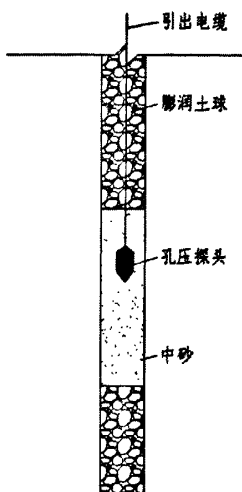


图 2-7 孔压计埋设简图

Fig 2-7 Embedment of piezometer

- (1) 埋设后初测: 2 次
- (2) 填筑路堤前: 1 次
- (3) 填筑路堤期间: 1~2 次/天 (中断施工前后各 1 次)
- (4) 静置预压期间: 第一月内 1~2 次/周, 后 1 次/2~4 周
- (5) 卸载期间: 1~2 次/天 (中断施工前后各 1 次)
- (6) 卸载完至铺设无砟轨道板前: 1~2 次/周
- (7) 铺设无砟轨道板期间: 1~2 次/天
- (8) 铺设轨道后至试运营期间: 1 次/2~4 周

在路堤填筑期间, 每填筑一层观测一次, 当沉降量突变时每天观测 2~3 次, 如果两层填筑的时间较长, 每 3 天测试一次; 预压施工完成后, 前 2~3 个月每 5~7 天观测一次, 3 个月后 7~15 天观测一次, 半年后每个月观测一次。

特殊情况下调整观测频率, 以满足要求。

2.4 小结

本章介绍了京沪高速济南西客站的工程概况, 各监测断面的选取情况和仪器埋设方案。着重讨论了本文所涉及的孔压计等仪器的工作原理、埋设方法。确定了所有仪器的监测方案为: 在路堤填筑期间, 每填筑一层观测一次; 若两层填筑的时间较长, 每 3 天测试一次; 预压施工完成后, 前 2~3 个月每 5~7 天观测一次, 3 个月后 7~15 天观测一次, 半年后每个月观测一次。遇到特殊情况时应调节观测频率。

3 京沪高速铁路济南西客站站场路基试验结果分析

3.1 引言

本章主要从试验现场所得的监测数据出发,分析软土路基在路堤填筑过程的沉降及孔隙水压力的发展变化规律。

3.2 地表沉降分析

地表沉降观测主要用以观测路基地表沉降的大小,以此来控制填土施工过程中的填土速度,使填土荷载的增加与地基承载力增长相适应,而使路堤不产生滑移破坏。另外,可根据堆载预压后实测的沉降时间曲线推算得到的最终沉降,工后沉降是否满足卸载要求,从而确定预压土卸除的时间。

通过对沉降曲线图的观察分析可以看到,路基沉降在路基填筑初始阶段较慢,当路基填筑达到一定高度时,沉降随着填筑高度的增加迅速增大。若加载速率过大或连续不断填土施工,则沉降曲线出现较为陡峭的急剧变化,这时就需要严格控制加载速率,防止路基失稳破坏。当预压土填筑结束进入预压期,虽然地基所受填土产生的土压力趋于稳定,路基沉降由于多种因素(超静孔压的消散、施工、自然因素等)影响又呈缓慢增加形式,直至路基沉降稳定下来。

3.2.1 A 断面地表沉降分析

A 断面即 DIK418+298.9 断面,于 2008 年 12 月下旬开始填筑,直至 2009 年 4 月初预压土填筑完成,其高度为 8m,历时 110 余天。

根据实测数据,绘出了 A 断面的路基横断面在不同时间的地表沉降过程曲线(图 3-1);图 3-2 为该路基断面各测点的沉降过程曲线。

图 3-1 是根据埋设在此断面中的 AS1~AS4 等 4 个沉降板测得数据描绘所得,由图中曲线可以看出路基横断面方向在不同时期沉降发展的过程。随着填筑的进行,地基沉降不断地增加,且 AS2 处沉降量最大,分别向两侧沉降逐渐变小。因断面宽度较小,CFG 桩加固区不对称,最大沉降发生在管桩桩板复合地基和 CFG 桩桩网复合地基交界处,在进入预压期 7 个月后,由 AS2 测得的沉降量达到 11.748cm;由处

于桩板复合地基中心的AS3测得的沉降量则相对较小,为9.75cm;而处于路堤两侧边坡的AS1和AS4测得的沉降量分别为8.98cm和7.80cm。由此反映出了在不同荷载条件下路基的横向沉降变化,以路基中心位置和路堤边坡位置作比较,其沉降差随着荷载增大而增大,在堆荷初期,路基断面最大横向差异沉降在0.4cm左右;填土结束时,最大横向差异沉降则增至1.71cm左右。预压7个月后,最大横向差异沉降达到3.95cm左右。

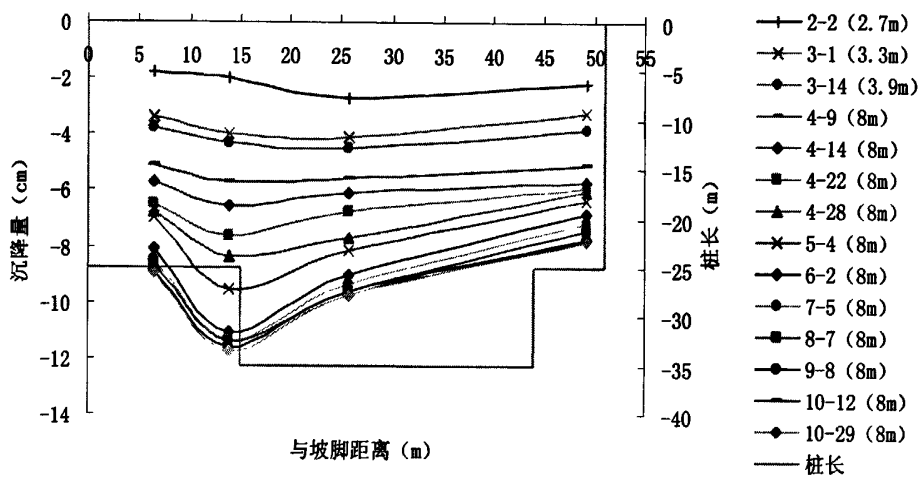


图 3-1 A 断面地表沉降曲线

Fig 3-1 Ground settlement curves of section A

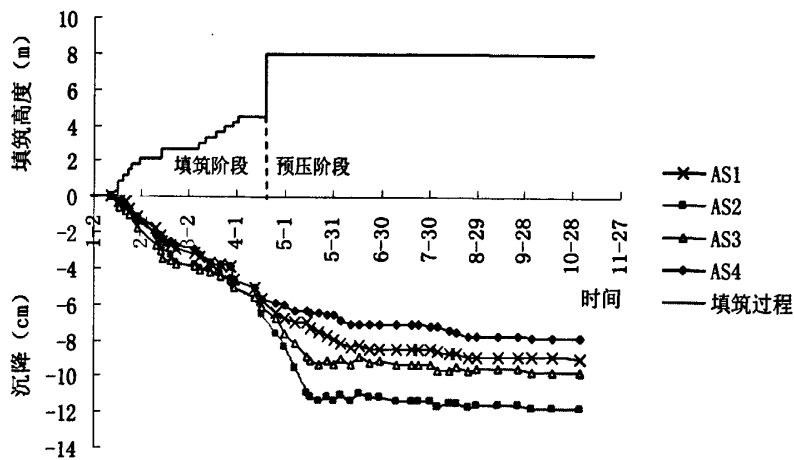


图 3-2 A 断面路基沉降曲线

Fig 3-2 Settlement curve of section A

图3-2中曲线描绘的是各沉降板所测得的沉降随时间的发展过程,同时也可以

看出,路基断面各测点处的地基土体沉降与填方荷载的关系,大致可以分为三个阶段:沉降线性变化阶段;土体剪切破坏导致沉降增大阶段;恒载时沉降变化平缓直至稳定阶段。

在开始填筑高度小于4m时,随着填方的增加,沉降发展呈线性变化的状态,平均沉降速率较小。当填土高度达4—4.5m时,沉降量突然增大,在沉降过程线中出现拐点,至填筑预压土前路基中心沉降最大达到5.05cm。预压土填筑完成后一段时间,沉降发展迅速,平均沉降速率变大。随后沉降过程线变得相对平缓,在恒载作用下,沉降速率逐渐变小,预压7个月后,沉降逐渐趋于稳定。

3.2.2 B 断面地表沉降分析

B 断面即 DIK419+002 断面,处于站场咽喉区,于 2008 年 12 月下旬开始填筑,直至 2009 年 4 月下旬完成预压土填筑,其高度为 7.4m,历时 120 余天。

根据实测数据,绘出B断面的路基横断面(半幅)地表在不同时间的沉降过程曲线(图3-3);图3-4为该断面路基中心的地表沉降过程曲线。

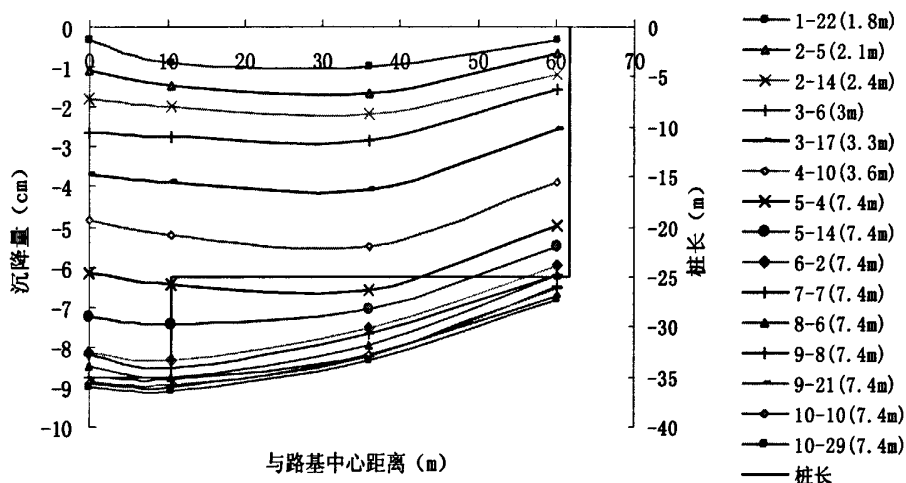


图 3-3 B 断面地表沉降曲线

Fig 3-3 Ground settlement curves of section B

图3-3是根据埋设在此断面中的BS1~BS4等4个沉降板测得数据描绘所得。可以看出,B断面沉降与A断面相同的情况在于随着填筑的进行,地基固结沉降随时间不断增加,但不同之处在于因为B断面宽度达到120余米,填筑期间的沉降分布不同于一般路基横断面沉降分布,而呈舒缓W型,最大沉降发生在25m CFG桩加固区。填筑完成后,由处于路基中心35m管桩加固区的BS1测得的沉降量为5.16cm;由位于管桩和CFG桩加固区过渡区的BS2测得的沉降为5.63cm;而位于25mCFG桩加固区

中心的BS3测得的沉降量最大, 为5.73cm; 位于路堤边坡处的BS4测得沉降较小, 为4.19cm。路基沉降横向差异随着填筑高度的增加而增大, 填筑完成后最大差异为1.54cm。

当预压土填筑后, 沉降盆才移至路基中心附近。此时路基的横向沉降差异, 以路基中心位置和路堤边坡位置作比较, 在2.4cm左右。在进入预压期6个月后, 最大沉降量出现在管桩与CFG桩过渡区, 达到9.12cm左右。最大横向差异沉降为2.3cm, 相比预压初期有所减小。

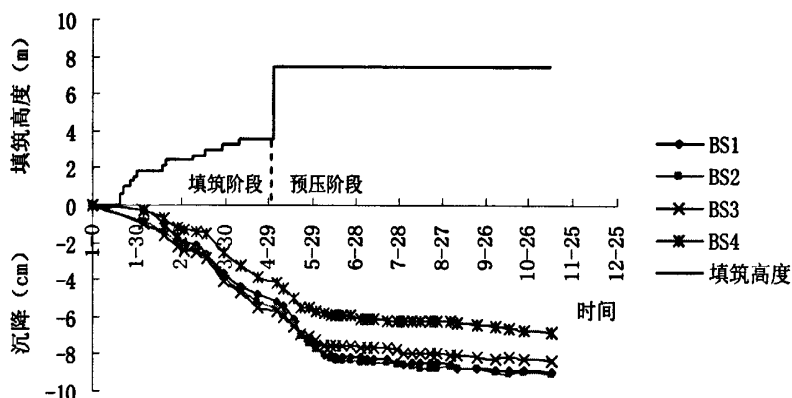


图 3-4 B 断面路基沉降曲线

Fig 3-4 Settlement curve of section B

由图3-4可以看出, B路基断面测点处的地基土体沉降与填方荷载的关系, 大致也可以分为三个阶段。在开始时随着填方的增加, 地基沉降较慢: 当填土高度低于2.7m, 由于上覆荷载较小, 沉降量较小, 最大为2.85cm, 而且其发展过程呈直线变化, 沉降速率较为均匀。后期填方速度加快, 地基沉降变形迅速发展: 当填土高度达2.7m以上时, 沉降量突然增大, 在沉降过程线中出现拐点, 发展至预压土填筑前路基沉降最大达到5.73cm。当预压土填筑完成后一段时间, 沉降发展更为迅速, 平均沉降速率增大。随后沉降曲线变得相对平缓, 在恒载作用下, 固结沉降继续发展, 但沉降速率逐渐变小, 在进入预压期6个月后, 基本趋于稳定状态。

3.2.3 C 断面地表沉降分析

C 断面即 DIK419+251 断面, 于 2009 年 1 月中旬开始填筑, 直至 2009 年 6 月完成填筑, 其高度为 3.6m, 历时 150 余天。其中站台范围内为正线两侧站台 (含)

之间堆载预压土高度为 6.8m。

根据实测数据，绘出C断面的路基横断面（半幅）地表在不同时间的沉降过程曲线(图3-5)；图3-6为该断面路基中心的浅层沉降过程曲线。

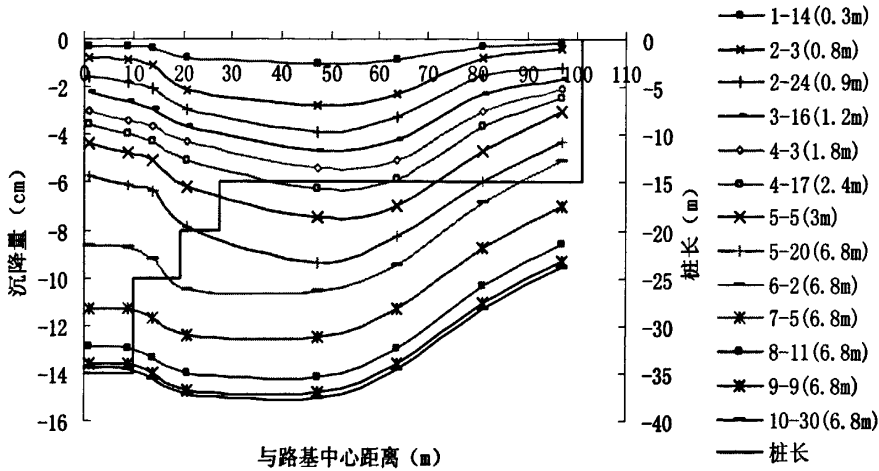


图 3-5 C 断面地表沉降曲线

Fig 3-5 Ground settlement curves of section C

由图3-5可以看出，C断面沉降与B断面情况相似：随着填筑的进行，地基固结沉降随时间不断增加，因C断面宽度达到200余米，其沉降分布呈舒缓W型，与B断面相比更为明显。最大沉降发生在15mCFG桩加固区中部，在进入预压期两个月后，沉降量达到13.81cm左右；预压5个月以后，沉降量达到16.23mm。图3-5反映了在不同荷载条件下路基的横向沉降变化，以最大沉降发生位置和路肩位置作比较，其沉降差随着荷载增大而增大，在堆荷初期，路基断面横向差异沉降在0.7cm左右；填土结束时，横向差异沉降在6cm左右。

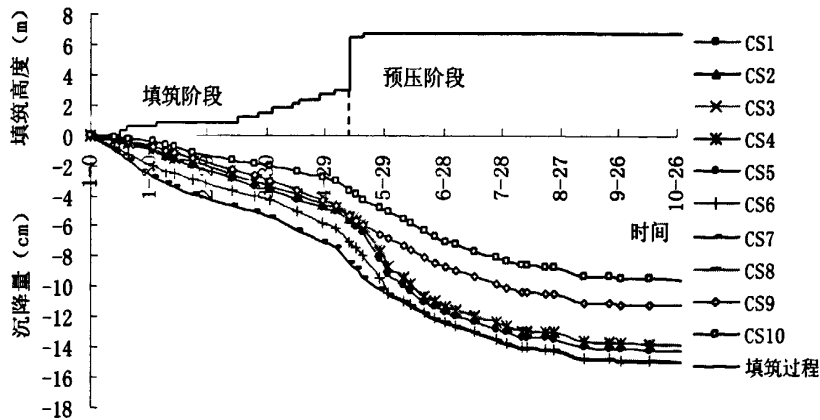


图 3-6 C 断面路基沉降曲线

Fig 3-6 Settlement curve of section C

由图3-6可以看出，C断面路基测点处的地基土体沉降与填筑高度的关系。在开始时填筑高度增加较缓，地基沉降较慢，沉降速率较小。当填土高度高于3.6m后，填筑速度较快，地基沉降变形则很迅速：沉降速率在0.83mm/d左右，发展至预压土填筑前路基中心沉降最大达到14.53cm。当填土结束进入预压期时，沉降过程线变得相对平缓，平均沉降速率大约在0.31mm/d。预压5个月后，沉降速率逐渐变小，沉降趋于稳定。

3.2.4 D 断面地表沉降分析

D 断面即 DIK419+575 断面，于 2009 年 1 月中旬开始填筑，直至 2009 年 6 月中旬完成填筑，其高度为 3.6m，历时 160 余天。其中站台范围内为正线两侧站台（含）之间堆载预压土高度为 6.8m，于 2009 年 6 月 28 日填筑完成。

根据实测数据，绘出D断面的路基横断面（半幅）浅层在不同时间的沉降过程曲线(图3-7)；图3-8为该断面路基中心的浅层沉降过程曲线。

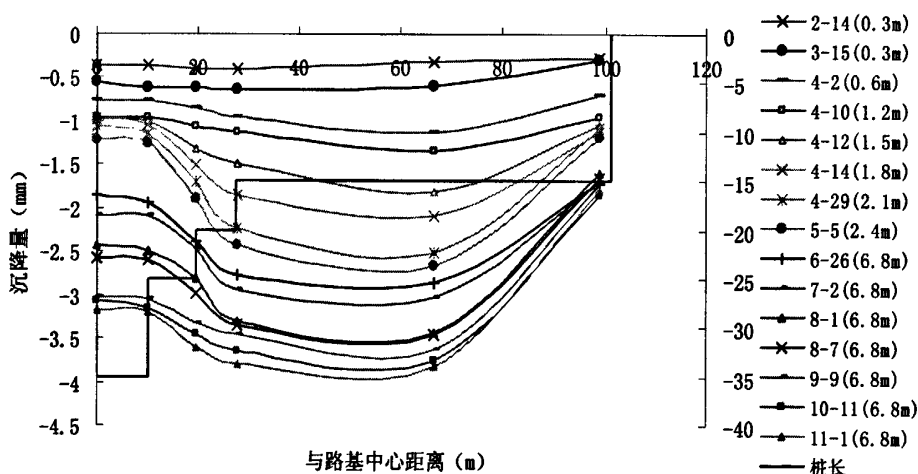


图 3-7 D 断面地表沉降曲线

Fig 3-7 Ground settlement curves of section D

D断面的结构形式与C断面完全相同，但其填筑方式相异导致沉降曲线的不同。D断面在15mCFG桩加固区范围内填筑较为连续，因此沉降发展比其余加固区快。由图3-7可以看出：随着填筑的进行，地基固结沉降随时间不断增加，因断面宽度达到200余米，其沉降分布呈马鞍形。最大沉降发生在15m CFG桩加固区内，至数据整理截止日期，沉降量达到3.92cm左右。图3-7反映了在不同荷载条件下路基的横向沉降变化，以最大沉降发生位置和路肩位置作比较，其沉降差随着荷载增大而

增大，在堆荷初期，路基断面横向差异沉降在0.2cm左右；填土结束时，横向差异沉降在1.8cm左右。

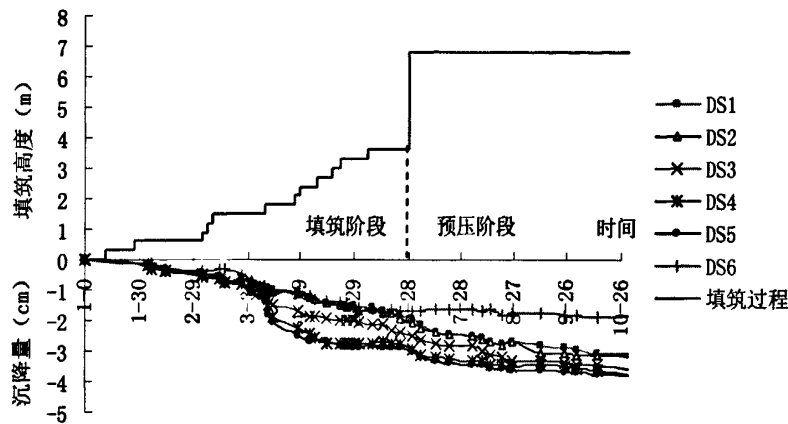


图 3-8 D 断面路基沉降曲线

Fig 3-8 Settlement curve of section D

图3-8表示D断面路基测点处的地基土体沉降与填筑高度的关系。在开始时填筑高度增加较缓，地基沉降较为缓慢，沉降速率在0.12mm/d左右。当填土高度高于1.5m后，填筑速度较快，地基沉降变形迅速，沉降速率达到0.49mm/d。在预压土填筑完成后，路基中心沉降最大达到3.1cm。预压4个月后，沉降速率逐渐减小，最大沉降达到3.82cm。

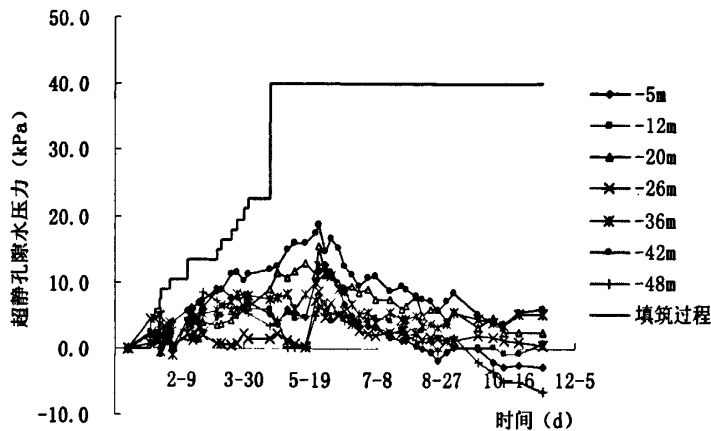
3.3 超静孔隙水压力分析

地基在填土的过程中，孔隙水压力的变化反应了地基的排水固结程度，其现场观测结果不论对理论研究，还是验证计算参数以及控制工后沉降都有着重要的意义。从孔隙水压力观测曲线中可看到，在外荷载随时间的变化过程中，地基中的超孔压一方面随着荷载的增加，从无到有，逐渐增大，另一方面则随着土层的固结，不断消散减小，直至为零。在地基加载过程中，这两种过程是同时进行的。下面将分析几个典型断面实测得到的超静孔隙水压力过程线，选取路基中心及路堤边坡处数据进行对比。假定图中假定初测日期的超静孔压为0，其后的值为相对于初测日期的超静孔压。为了方便说明问题，将断面的填筑过程绘制在同一图中。

3.3.1 A 断面超静孔隙水压力分析

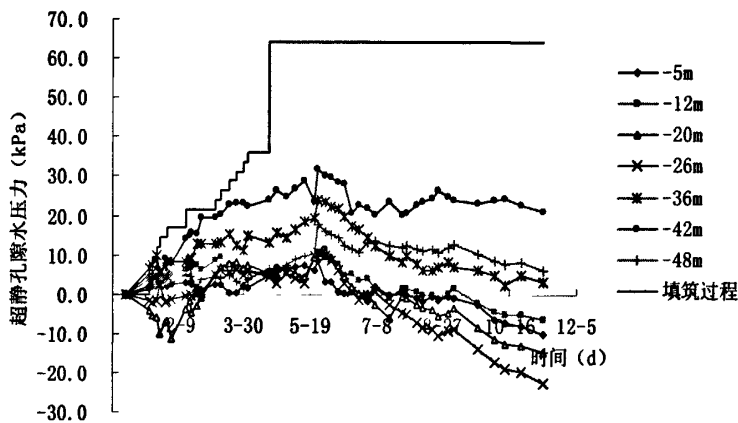
A 断面路基中心为 35m 管桩加固区，其余为 25mCFG 桩加固区，其中 AK1、

AK4 位于路堤边坡处, AK2、AK3 位于线路中心。



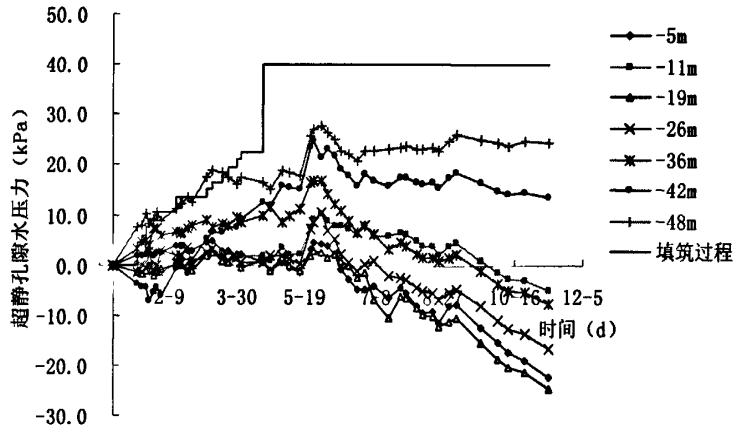
(a)AK1 超静孔隙水压力变化曲线

(a) Excess pore water pressure curve of AK1



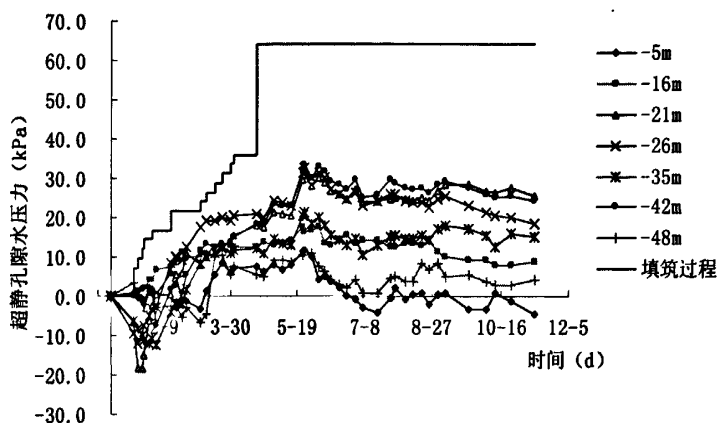
(b)AK2 超静孔隙水压力变化曲线

(b) Excess pore water pressure curve of AK2



(c)AK3 超静孔隙水压力变化曲线

(c) Excess pore water pressure curve of AK3



(d) AK4 超静孔隙水压力变化曲线

(d) Excess pore water pressure curve of AK4

图 3-9 A 断面路基超静孔隙水压力变化曲线

Fig 3-9 Excess pore water pressure curves of section A

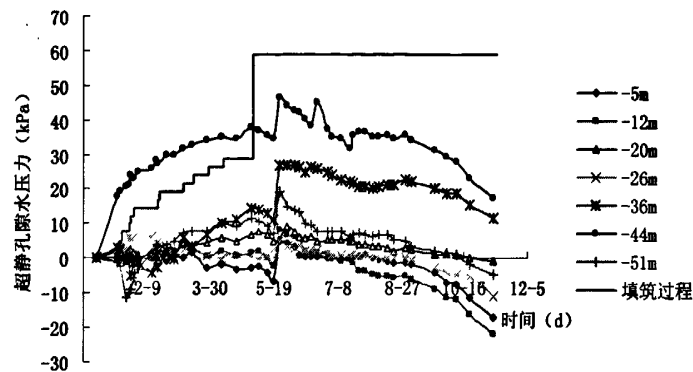
对比以上四图,我们可以看到,AK1 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 42m 处,其值达到 18.7kPa; AK2 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 42m 处,其值达到 31.8kPa; AK3 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 51m 处,其值达到 27.9kPa; 而 AK4 超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 42m 处,其值达到 33.2kPa。虽然最大值出现的埋深不同,但都是在较深的下卧层,说明在上部荷载的作用下,由于排水路径长而导致下卧层产生较大的超静孔隙水压力,消散缓慢。AK4 处于路堤边坡处但其最大值相比路堤中心 AK2 的更大。

在桩长范围内的超静孔隙水压力随时间的变化则表现得较为平缓,但基本的趋势仍符合超静孔隙水压力一般规律,即当荷载增加时,超静孔隙水压力随即增加,但消散速度比下卧层快,累计超静孔隙水压力量增加较少。

另外,在进入预压期一段时间后,出现孔压为负值情况。分析其可能原因为在数据处理中并未考虑地下水位的变化,地下水位的升高或降低直接影响了计算结果。

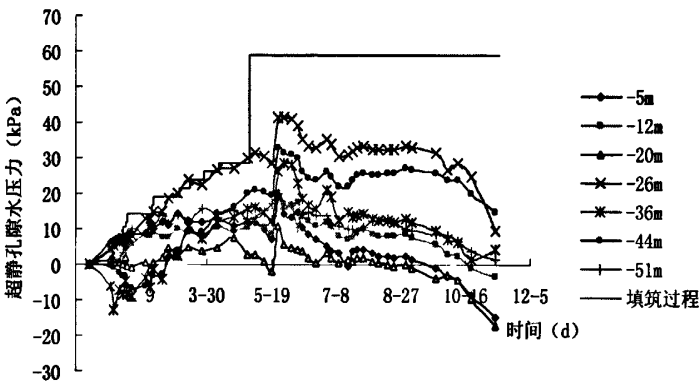
3.3.2 B 断面超静孔隙水压力分析

B 断面的加固方式与 A 断面基本相同,但 B 断面路基较 A 断面宽,且填土高度不同。其中 BK1 位于线路中心即 35m 管桩加固区内, BK2 位于 25mCFG 桩加固区, BK3 位于路堤边坡处。



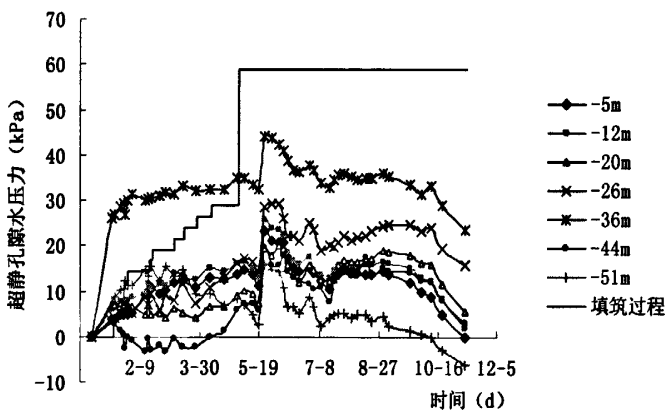
(a)BK1 超静孔隙水压力变化曲线

(a) Excess pore water pressure curve of BK1



(b)BK2 超静孔隙水压力变化曲线

(b) Excess pore water pressure curve of BK2



(c)BK3 超静孔隙水压力变化曲线

(c) Excess pore water pressure curve of BK3

图 3-10 B 断面路基超静孔隙水压力变化曲线

Fig 3-10 Excess pore water pressure curves of section B

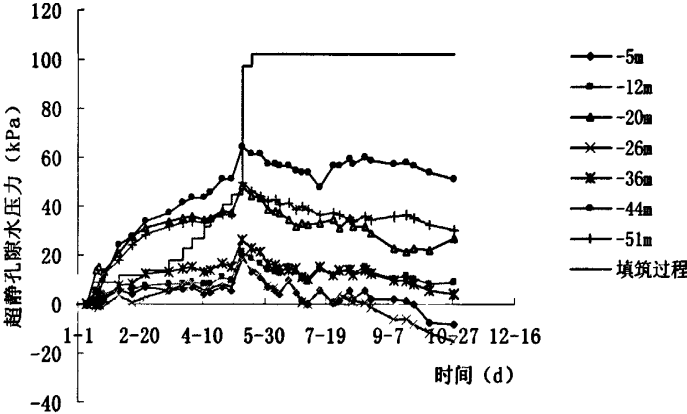
从图中可看出, B 断面超孔压最大值出现在较深的下卧层, BK1 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 44m 处, 其值达到 46.72kPa; BK2 中超静孔隙水压力

最大值出现在设计埋深 26m 处, 其值达到 41.59kPa; BK3 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 36m 处, 其值达到 44.3kPa。

在填筑期间, 各测点的超静孔隙水压力随着荷载的增加呈波动性增加, 进入预压期后, 恰逢当地雨季, 5 月份-8 月份, 实测超静孔隙水压力波动较大, 而在 10 月份以后, 其消散趋势较为明显。如 BK1 中, 设计埋深 5m~20m 孔压已在观测期内基本消散, 说明此土层范围内土体固结基本完成。

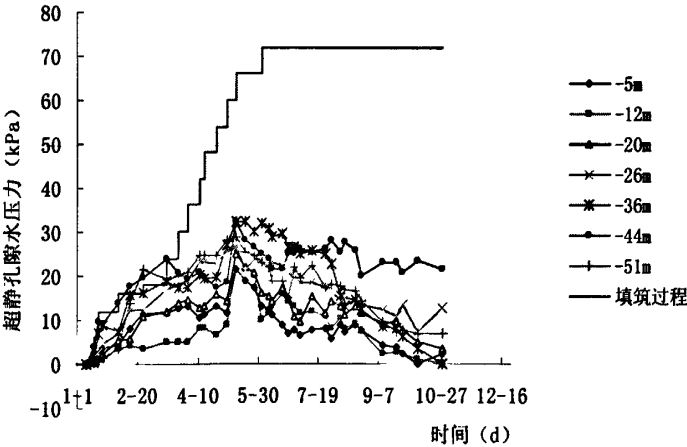
3.3.3 C 断面超静孔隙水压力分析

C 断面路基中心为 35m 管桩加固区, 路堤边坡处为 15mCFG 桩加固区, 中间采用 25m、20mCFG 桩过渡。CK1 位于线路中心, 即 35m 管桩加固区内; CK2 位于 20m 与 15mCFG 桩过渡区; CK3 位于 15mCFG 桩加固区中心; CK4 位于路堤边坡处。



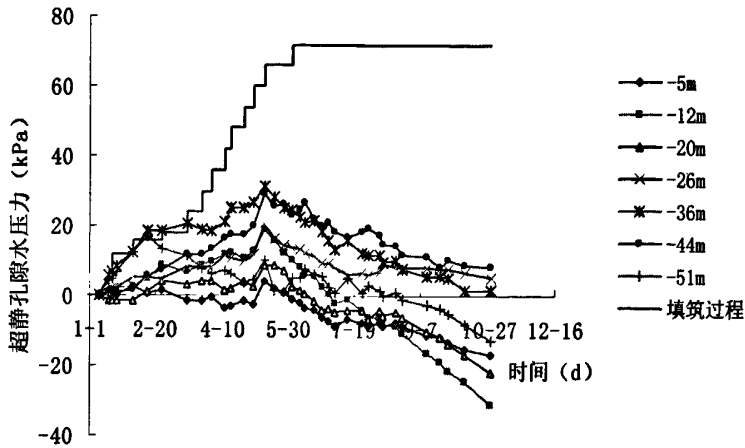
(a)CK1 超静孔隙水压力变化曲线

(a) Excess pore water pressure curve of CK1



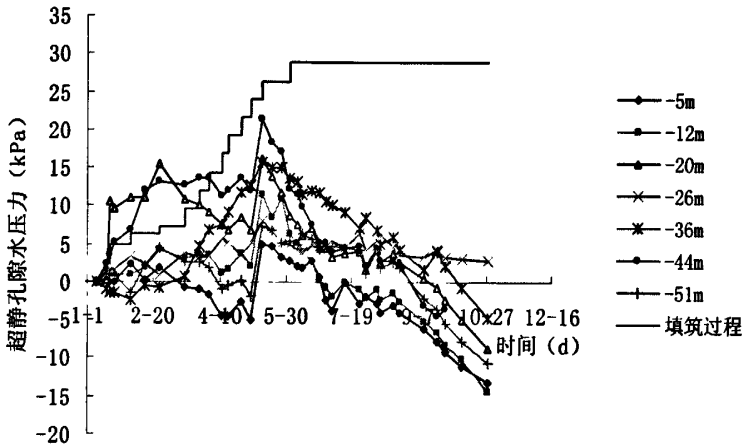
(b)CK2 超静孔隙水压力变化曲线

(b) Excess pore water pressure curve of CK2



(c)CK3 超静孔隙水压力变化曲线

(c) Excess pore water pressure curve of CK3



(d)CK4 超静孔隙水压力变化曲线

(d) Excess pore water pressure curve of CK4

图 3-11 C 断面路基超静孔隙水压力变化曲线

Fig 3-11 Excess pore water pressure curves of section C

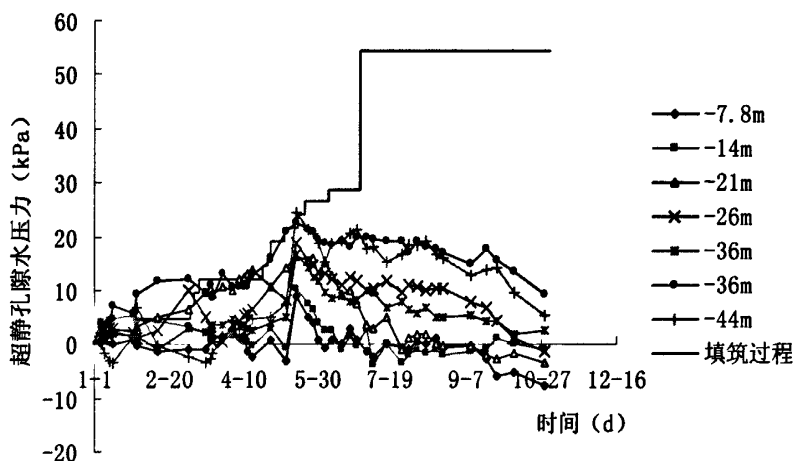
C 断面超孔压最大值出现在较深的下卧层。CK1 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 44m 处，其值达到 63.95kPa；CK2 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 36m 处，其值达到 33.35kPa；CK3 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 36m 处，其值达到 31.50kPa；CK4 中最大值出现在设计埋深 44m 处，其值达到 21.47kPa。四处超静孔隙水压力表现有所不同，但相同的是由于排水路径长而导致下卧层产生较大的超静孔隙水压力，消散缓慢。可见，处于路基中心的 CK1 和处于路堤边坡处的 CK4 超静孔隙水压力最大值出现的深度相同。

在填筑期间，各测点的超静孔隙水压力随着荷载的增加呈波动性增加。进入预压期后，恰逢当地雨季，5 月份-8 月份，实测超静孔隙水压力波动较大，而在

10月份以后,其消散趋势较为明显。如CK3中,设计埋深5m~20m孔压已在观测期内基本消散,说明此土层范围内土体固结基本完成。

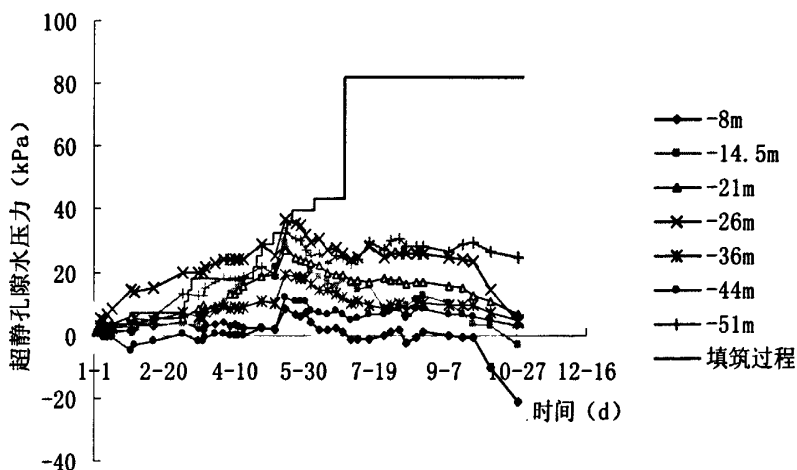
3.3.4 D断面超静孔隙水压力分析

D断面的结构形式与C断面相同,各孔压测点也相同,但由于路堤填筑方式不同,导致路基的超静孔隙水压力变化规律不同。



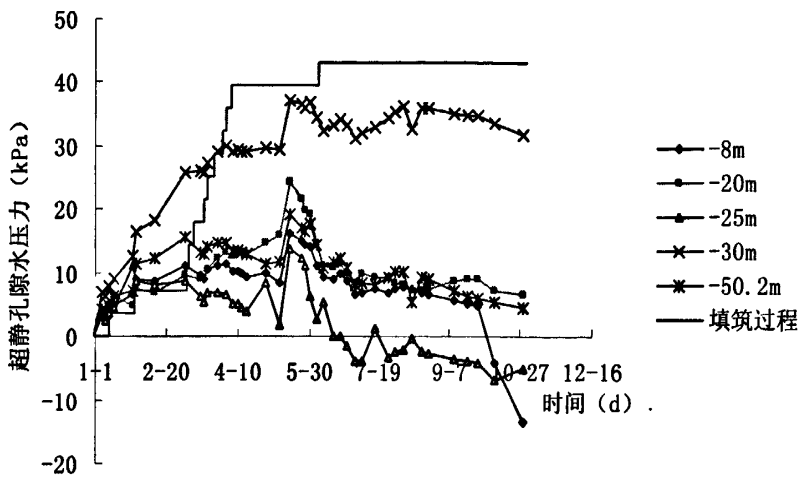
(a)DK1 超静孔隙水压力变化曲线

(a) Excess pore water pressure curve of DK1



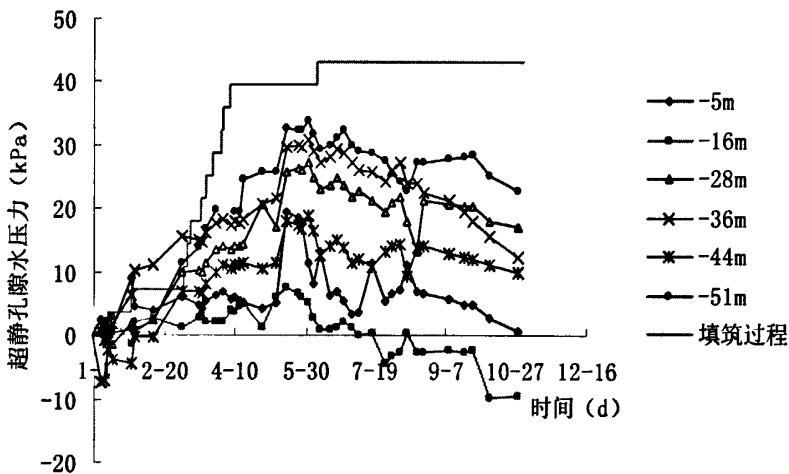
(b)DK2 超静孔隙水压力变化曲线

(b) Excess pore water pressure curve of DK2



(c)DK3 超静孔隙水压力变化曲线

(c) Excess pore water pressure curve of DK3



(d)DK4 超静孔隙水压力变化曲线

(d) Excess pore water pressure curve of DK4

图 3-12 D 断面路基超静孔隙水压力变化曲线

Fig 3-12 Excess pore water pressure curves of section D

DK1 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 51m 处, 其值达到 24.55kPa; DK2 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 26m 处, 其值达到 36.44kPa; DK3 中超静孔隙水压力最大值出现在设计埋深 30m 处, 其值达到 37.19kPa; DK4 中最大值出现在设计埋深 51m 处, 其值达到 32.66kPa。可见, 处于路基中心的 DK1 和处于路堤边坡处的 DK4 超静孔隙水压力最大值出现的深度相同。

当填筑高度达到 1.5m 后, 路基中心部分停筑时间较长, 超静孔隙水压力得以消散, 且荷载增长速度较为缓和, 后期的孔压累积量也小。而路堤边坡虽然荷载较小, 但其作为排水通道导致超孔压增不断累积增幅较大。

3.4 利用实测数据计算固结度

从工后沉降控制的角度来讲, 已知固结度, 就可以推算地基在堆载预压期间发生的固结沉降量, 从而确定预压期限和卸载时间, 固结度的分析计算是进行堆载作用下沉降过程计算的基础。

根据实测孔压可计算固结度:

$$U_{\sigma} = \frac{\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u_t}{u_0} \quad (3-1)$$

式中, U_{σ} —孔压固结度;

u_0 —孔压值, 即地基承受的总超静水压力;

Δu —孔压消散值;

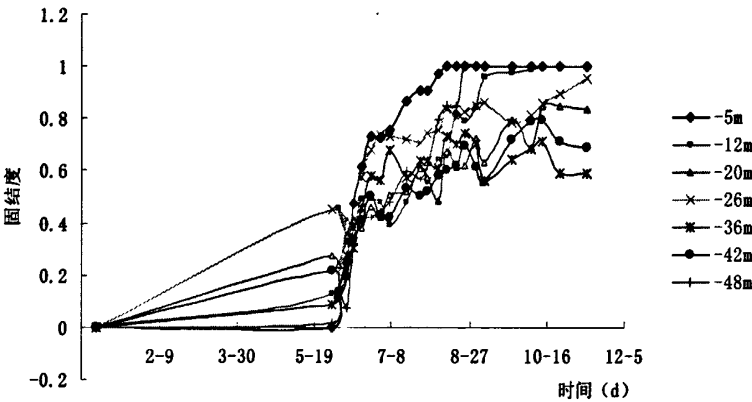
u_t —预压加固过程中 t 时刻的孔压值。

软土地基达到的平均固结度往往是评价地基加固效果的一个非常重要的指标。在预压期间, 对以沉降控制的地基, 经预压消除的变形量满足设计要求且受压土层的平均固结度达到能满足工后沉降要求时, 方可卸载。因此, 在路堤填筑完毕之后, 对固结度的正确分析计算成为非常重要的问题。

3.4.1 实测孔压计算固结度分析

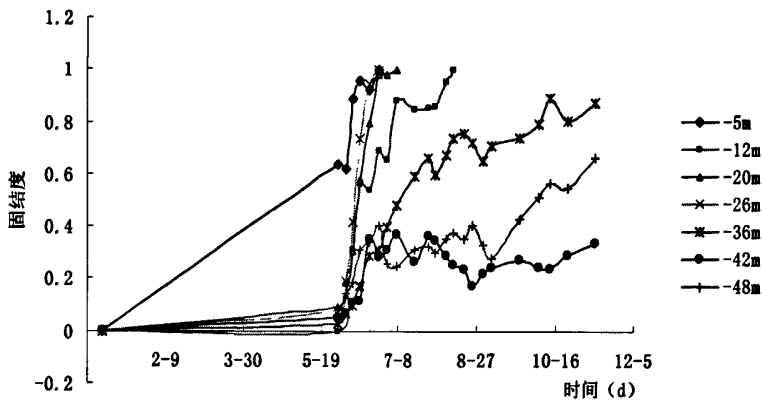
3.4.1.1 A 断面

根据 A 断面各孔压测点实测孔压值, 可分别计算其固结度。



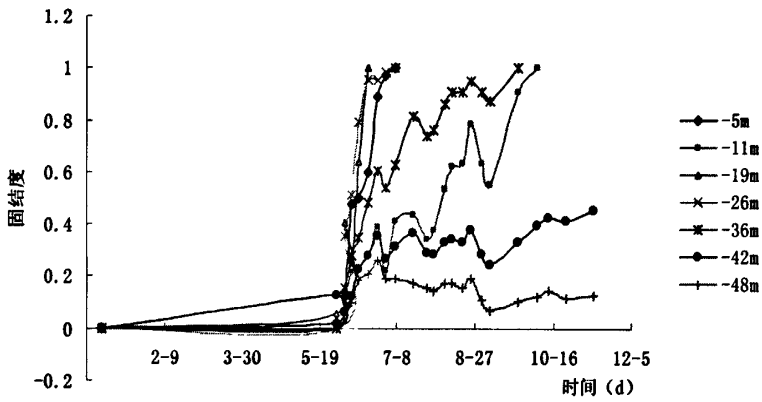
(a)AK1 固结度变化曲线

(a) Consolidation degree curve of AK1



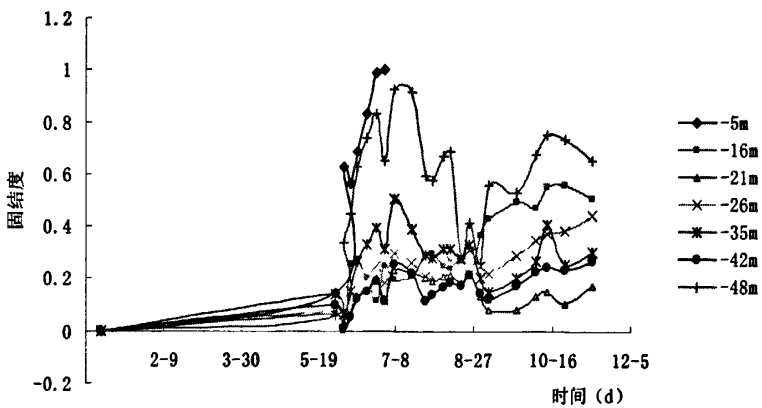
(b)AK2 固结度变化曲线

(b) Consolidation degree curve of AK2



(c)AK3 固结度变化曲线

(c) Consolidation degree curve of AK3



(d)AK4 固结度变化曲线

(d) Consolidation degree curve of AK4

图 3-13 A 断面路基固结度变化曲线

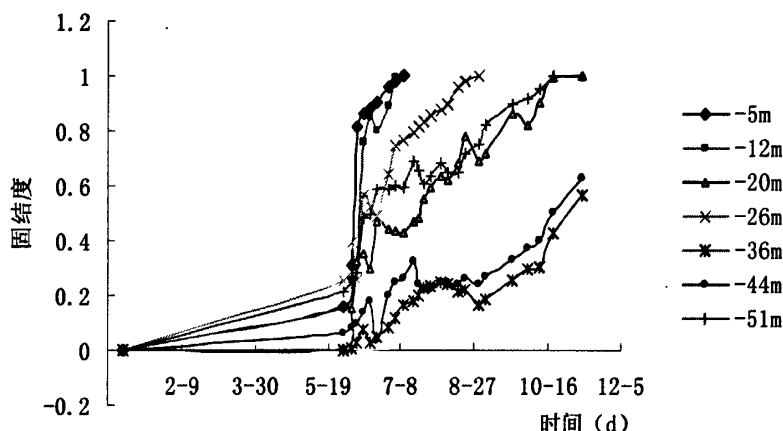
Fig 3-13 Consolidation degree curve of sectionA

AK1 中, 设计埋深为 5m 和 12m 的测点固结度在观测期间已经达到 100%, 而设计埋深为 36m 处的测点固结度最小, 仅为 59.06%; AK2 中, 设计埋深为 5m、12m、20m、26m 的测点固结度在观测期间已达到 100%, 而设计埋深为 42m 处的测点固结度最小, 仅为 33.94%; AK3 中, 除了设计埋深为 42m、48m 的测点外, 其余全部测点的固结度在观测期间已达到 100%; AK4 中, 只有设计埋深为 5m 的测点固结度达到 100%, 其它均低于 70%, 最小的固结度出现在 21m 处, 只有 17.22%。

可见, 不同测点计算的固结度变化规律相差较大。但总的说来, 下卧层的固结度较低。

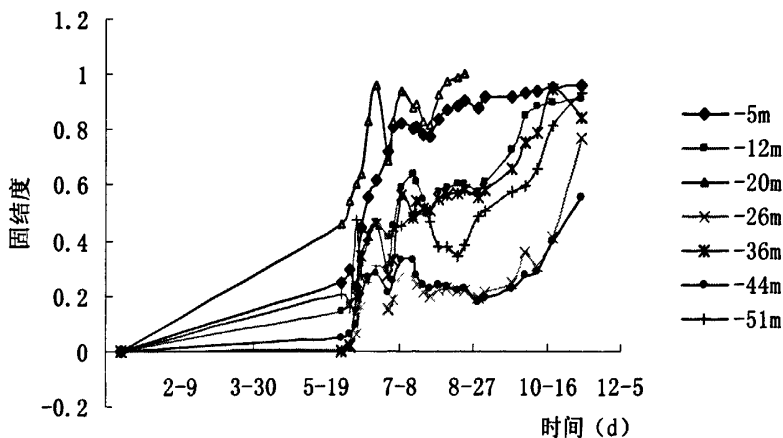
3.4.1.2 B 断面

根据 B 断面各孔压测点实测孔压值, 可分别计算其固结度。



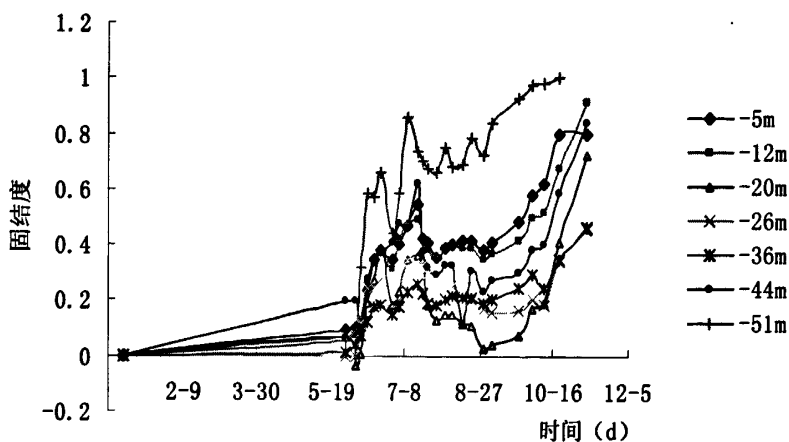
(a)BK1 固结度变化曲线

(a) Consolidation degree curve of BK1



(b)BK2 固结度变化曲线

(b) Consolidation degree curve of BK2



(c)BK3 固结度变化曲线

(c) Consolidation degree curve of BK3

图 3-14 B 断面路基固结度变化曲线

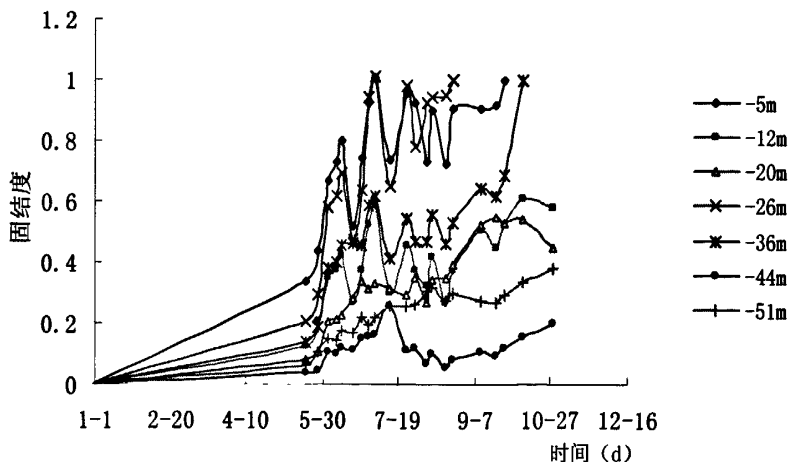
Fig 3-14 Consolidation degree curve of section B

BK1 中，设计埋深为 5m、12m、26m 和 51m 的测点固结度在观测期间已经达到 100%，而设计埋深为 36m 处的测点固结度最小，仅为 56.79%；BK2 中，设计埋深为 5m、12m、20m 的测点固结度在观测期间已接近或达到 100%，而设计埋深为 44m 处的测点固结度最小，仅为 55.22%；BK3 中，只有设计埋深为 51m 的测点固结度达到 100%，最小的固结度出现在 26m 处，只有 45.37%。

可见，不同测点计算的固结度变化规律相差较大。但总的说来，下卧层即 36m~44m 的固结度较低。

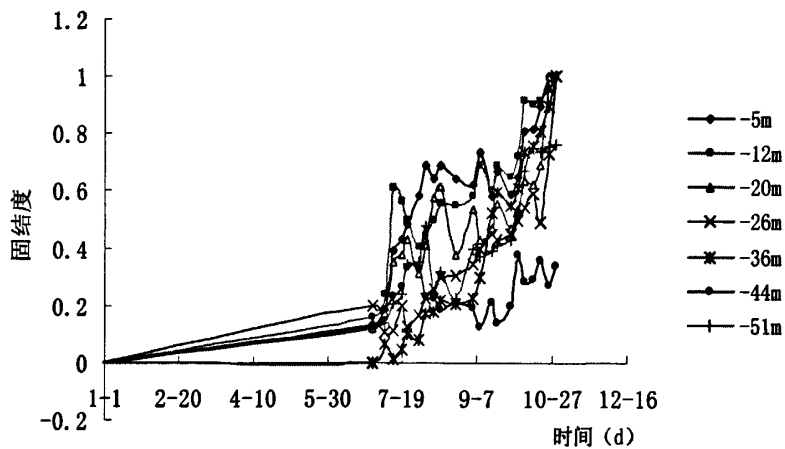
3.4.1.2 C 断面

根据 C 断面各孔压测点实测孔压值，可分别计算其固结度。



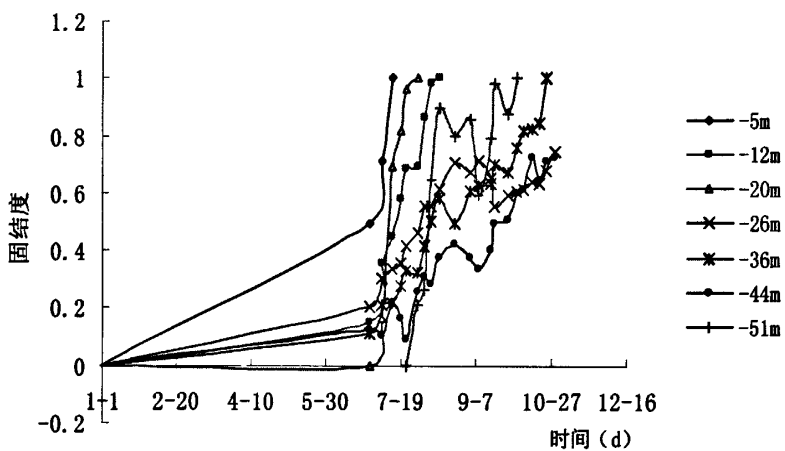
(a)CK1 固结度变化曲线

(a) Consolidation degree curve of CK1



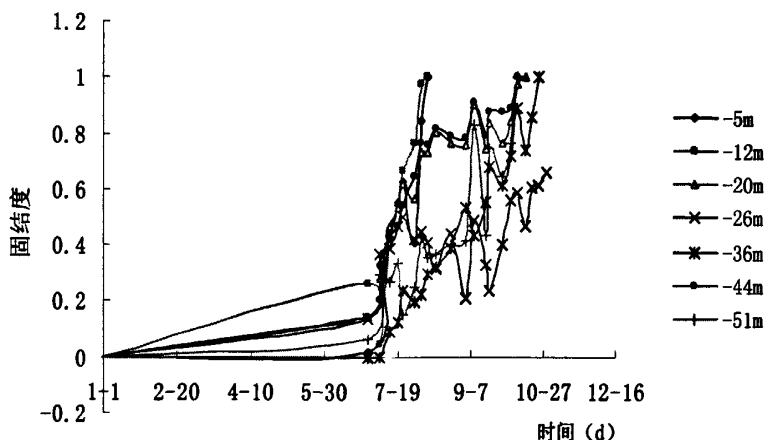
(b)CK2 固结度变化曲线

(b) Consolidation degree curve of CK2



(c)CK3 固结度变化曲线

(c) Consolidation degree curve of CK3



(d)CK4 固结度变化曲线

(d) Consolidation degree curve of CK4

图 3-15 C 断面路基固结度变化曲线

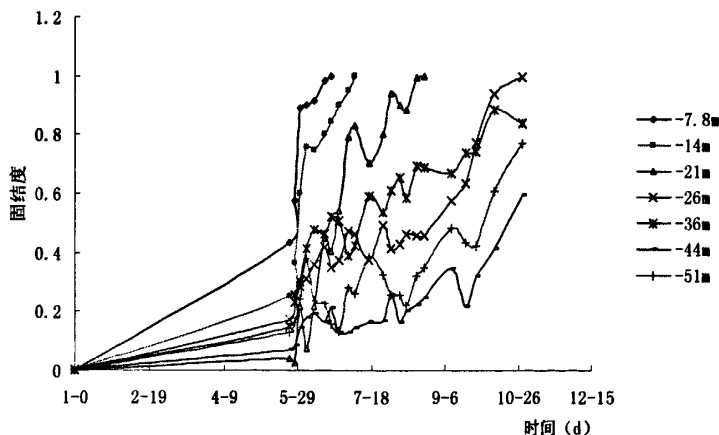
Fig 3-15 Consolidation degree curve of section C

CK1 中, 设计埋深为 5m、26m 和 36m 的测点固结度在观测期间已经达到 100%, 而设计埋深为 44m 处的测点固结度最小, 仅为 19.95%; CK2 中, 除了设计埋深为 44m、51m 的测点, 其余测点固结度在观测期间已接近或达到 100%, 而设计埋深为 44m 处的测点固结度最小, 仅为 33.52%; CK3 中, 除了设计埋深为 26m、44m 的测点, 其余测点固结度在观测期间已接近或达到 100%, 而设计埋深为 44m 处的测点固结度最小, 仅为 72.59%; CK4 中, 只有设计埋深为 26m 的测点固结度未达到 100%, 只有 66.18%。

总的说来, 设计埋深为 44m 的测点固结度较低。

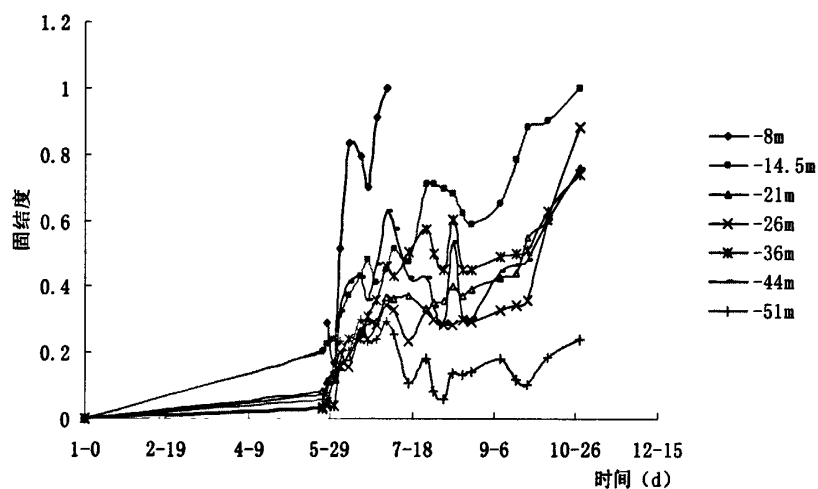
3.4.1.2 D 断面

根据 C 断面各孔压测点实测孔压值, 可分别计算其固结度。



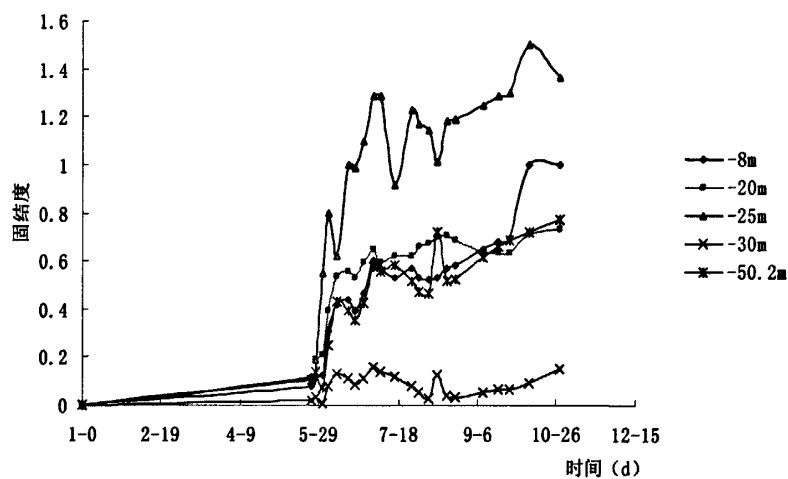
(a)DK1 固结度变化曲线

(a) Consolidation degree curve of DK1



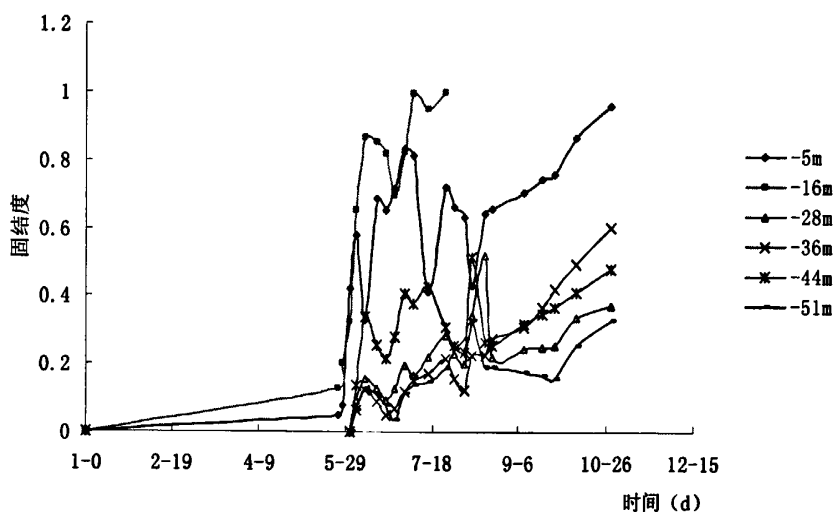
(b)DK2 固结度变化曲线

(b) Consolidation degree curve of DK2



(c)DK3 固结度变化曲线

(c) Consolidation degree curve of DK3



(d)DK4 固结度变化曲线

(d) Consolidation degree curve of DK4

图 3-16 D 断面路基固结度变化曲线

Fig 3-16 Consolidation degree curve of section D

DK1 中, 设计埋深为 7.8m、14m 和 21m、26m 的测点固结度在观测期间已经达到 100%, 而设计埋深为 44m 处的测点固结度最小, 仅为 59.32%; DK2 中, 除了设计埋深为 5m 的测点, 其余测点固结度在观测期间均未达到 100%, 而设计埋深为 51m 处的测点固结度最小, 仅为 23.87%; DK3 中, 设计埋深为 8m 和 25m 的测点, 固结度在观测期间已达到 100%, 其它测点中, 设计埋深为 30m 处的测点固结度最小, 仅为 14.64%; DK4 中, 只有设计埋深为 5m 和 16m 的测点固结度达到 100%, 最小固结度出现在 51m, 只有 32.81%。

相比 C 断面, D 断面最小固结度主要出现在设计埋深为 51m 的测点。

3.4.2 平均固结度分析

在上节中计算得出的仅代表各孔压测点的固结度, 而在实际工程中, 应用较为广泛的实为平均固结度。

目前对于地基的平均固结度, 还存在两种观点, 即按按应力定义 (即按孔压推算) 的平均固结度和地基沉降定义 (即按沉降推算) 的平均固结度。

1. 按应力定义的平均固结度

$$\bar{U}_t = 1 - \frac{\bar{u}}{\bar{u}_0} \quad (3-2)$$

式中, $\bar{u}_0$, $\bar{u}$ ——地基土中初始的和 t 时刻的平均超静水压力。

2、按地基沉降定义的平均固结度

当土层为均质时, 地基在固结过程中任一时刻 t 时的沉降量 S_t 与地基的最终变形量 S_∞ 之比称为地基在 t 时刻的平均固结度:

$$\bar{U}_t = \frac{S_t}{S_\infty} \quad (3-3)$$

本节主要采用按应力定义计算平均固结度方法讨论不同路基断面的平均固结度。

按照式(3-2), 对路基断面不同位置实测孔压值进行计算可得该处的平均固结度, 其变化规律如图所示。

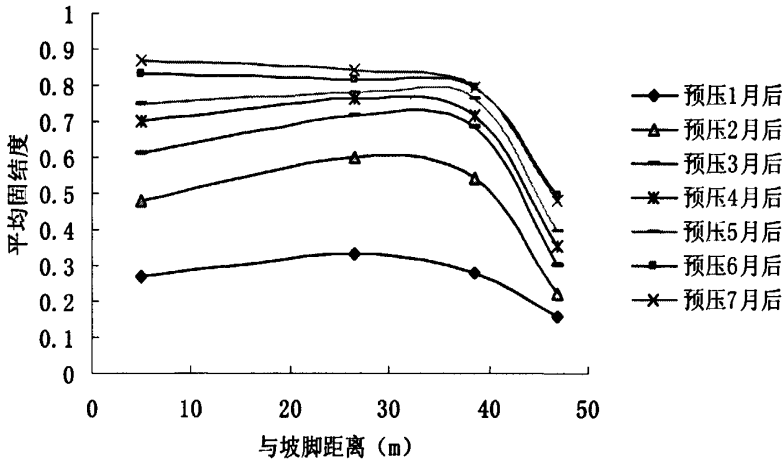


图 3-17 A 断面平均固结度变化曲线 (按孔压计算)

Fig.3-17 Consolidation degree curve of section A(caculated by excess pore water pressure)

图为按孔压计算得到的 A 断面水平方向平均固结度变化规律。平均固结度基本呈现为从路基中心向边坡由大变小的趋势, 但东边坡处固结度较大。预压 7 个月, 平均固结度从左至右, 依次为 86.73%, 83.95%, 79.74%, 47.68%。可见, 西边坡处为主要排水通道, 固结度较小, 且增长缓慢。对比沉降曲线, 可发现, 沉降量大的测点处, 平均固结度也大。

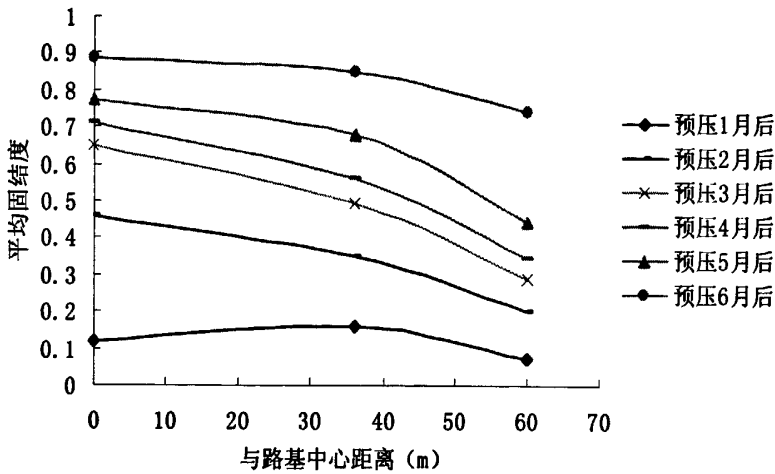


图 3-18 B 断面平均固结度变化曲线（按孔压计算）

Fig.3-18 Consolidation degree curve of section B(calculated by excess pore water pressure)

图为按孔压计算得到的 B 断面水平方向平均固结度变化规律。平均固结度呈现为从路基中心向边坡由大变小的趋势。预压 6 个月后，路基中心平均固结度为 88.47%，25mCFG 桩加固区中心平均固结度为 85.20%，路堤边坡处平均固结度为 74.19%。可见，边坡处为主要排水通道，固结度较小，且增长缓慢。对比沉降曲线，可发现，沉降量大的测点处，平均固结度也大。

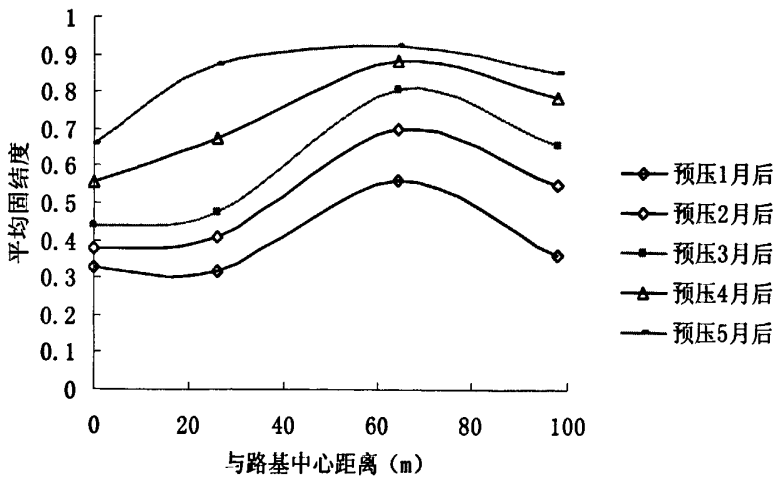


图 3-19 C 断面平均固结度变化曲线（按孔压计算）

Fig.3-19 Consolidation degree curve of section C(calculated by excess pore water pressure)

图为按孔压计算得到的 C 断面水平方向平均固结度变化规律。平均固结度呈现为从路基中心向边坡由大变小的趋势。预压 5 个月后，路基中心平均固结度为 65.85%，20m 和 15mCFG 桩过渡区平均固结度为 87.06%，15mCFG 桩加固区中心平均固结度为 92.48%，路堤边坡处平均固结度为 85.17%。对比沉降曲线，可发现，

沉降量大的测点处，平均固结度也大。

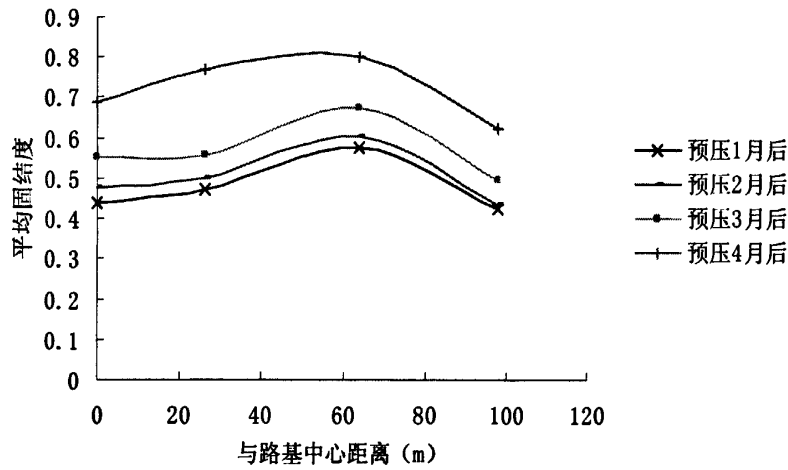


图 3-20 D 断面平均固结度变化曲线（按孔压计算）

Fig.3-20 Consolidation degree curve of section D(caculated by excess pore water pressure)

图为按孔压计算得到的 D 断面水平方向平均固结度变化规律。平均固结度呈现为从路基中心向边坡由大变小的趋势。预压 4 个月后，路基中心平均固结度为 68.67%，20m 和 15mCFG 桩过渡区平均固结度为 76.72%，15mCFG 桩加固区中心平均固结度为 80.25%，路堤边坡处平均固结度为 62.43%。对比沉降曲线，可发现，沉降量大的测点处，平均固结度也大。

3.5 小结

本章对现场监测所得数据进行详细分析,通过对比不同断面的监测结果,得出站场路基复合地基的地表沉降发展规律、分层沉降规律以及超静孔隙水压力的变化规律,得到以下结论:

1. 由于路基断面的不同,宽度较窄的路基地表水平沉降在路基中心附近出现沉降洼地,即最大沉降量发生在路基中心附近,而随着路基宽度的加大,其水平沉降规律发生变化,将呈现为舒缓 W 型,即最大沉降量并非在路基中心,而将移向路基中心两侧。

2. 随着路堤填筑高度的增加,路基断面横向差异沉降将增加。为了在路堤填筑过程中防止出现过大的横向差异沉降,应对路基沉降数据进行监测,及时调整填筑方案。

3. A 断面最大沉降发生在路基中心 35m 管桩加固区,进入预压期 7 个月后,达到 11.748cm, B 断面最大沉降同样发生在路基中心 35m 管桩加固区,进入预压期 6 个月后,达到 9.12cm, C 断面最大沉降同样发生在 15mCFG 桩加固区,预压 5 个月后,达到 16.23cm, D 断面与 C 断面相同,预压 4 个月后,达到 3.82cm。

4. A 断面超静孔隙水压力最大值出现边坡处,设计埋深为 42m 处,其值达到 33.2kPa。B 断面超静孔隙水压力最大值出现路基中心,设计埋深为 44m 处,其值达到 46.72kPa。C 断面超静孔隙水压力最大值也出现路基中心,设计埋深为 44m 处,其值达到 63.95kPa。D 断面超静孔隙水压力最大值也出现 15mCFG 桩加固区,设计埋深为 30m 处,其值达到 37.19kPa。在 7、8 月份的雨季,超静孔隙水压力波动较大,进入 10 月份后,有明显的消散趋势。

5. 根据现场实测数据计算的固结度的变化规律为:沿着深度方向,各测点固结度均在下卧层出现最小值,但在同一路基断面不同位置的测点,即使深度一致,固结度未必相同。

6. 路基横向平均固结度的变化规律为:沉降量大之处的平均固结度较大。截止至 2009 年 11 月, A 断面路基中心平均固结度已达到 83.95%, 边坡处平均固结度已达到 47.67%; B 断面分别为: 88.47% 和 74.19%; C 断面分别为: 65.85% 和 85.17%; D 断面分别为: 68.67% 和 62.43%。

4 高速铁路站场路基复合地基数值分析

4.1 引言

运用有限元计算方法来计算地基问题,可以将地基作为二维甚至三维问题考虑;可以考虑土体的应力应变关系的非线性特征,采用非线性弹性的本构模型,或者弹塑性本构模型;也可以考虑应力历史对变形的影响,按应力低于和高于前期固结应力,采用不同的弹性模量计算公式;它还可以考虑土与结构的共同作用,考虑复杂的边界条件;考虑施工逐级加荷,考虑土层的各向异性等。研究固结问题时,它可以考虑土中水的渗流情况,反映水与土骨架上的应力耦合关系以及时间因素的影响。所以从计算方法上说有限元是一种比较完善的方法,对实际情况能较好的模拟。因此对于复合地基来说,通过有限元法可以建立比理论分析更为直观的计算模型。本章正是基于此目的,对高速铁路站场复合地基固结问题的建模方法以及模拟效果进行了研究。

目前适用于岩土工程领域的大型商业软件有 ABAQUS, ALGOR, ANSYS, FLAC3D, MARC, PLAXIS, ADINA 等。本文综合二维固结问题及各软件的特点,拟采用具有强大非线性处理功能的大型通用有限元程序 ADINA 软件。本章主要用 ADINA 软件分析在荷载作用下的层状土体的固结特性,包括孔隙水压力的变化分布、不同深度及不同距离处土体的位移沉降等,从而对复合地基土体的固结特性进行探讨。

4.2 ANINA 简介

ADINA 在结构非线性、流/固耦合等复杂问题的求解具有强大优势,已经成为全球最重要的非线性求解软件,被广泛应用于各个工业领域的工程仿真计算,包括土木建筑、交通运输、石油化工、机械制造、航空航天、汽车、国防军工、船舶、以及科学研究等各个领域。

ADINA 对于解决土木工程中的各种非线性问题具有明显的优势。ADINA 提供多种收敛准则,如包括 Energy, Energy & Force, Energy & Displacement, Force, Displacement, Contact Force 等多种方式,根据不同问题的非线性特征如硬化或软化,可以选择使用相应的收敛准;ADINA 求解非线性问题可以采用自动时间步长技术,由程序根据问题稳定性自动判断时间步或载荷步大小;提供 Line Search 方

式配合 Newton-Raphson 迭代处理循环加载卸载问题模拟；提供基于全拉各朗日乘子算法和约束函数法，撇弃简单的罚函数法处理多体接触问题；提供包涵自动卸载特性的 Displacement 荷载形式用于复杂加载过程分析；提供多种求解器如直接求解器、迭代求解器、多重网格代数求解器处理不同规模的问题；提供可以修改模型定义的重启动（Restart）功能进行复杂过程的模拟，如静力平衡+瞬态动力时程分析；提供控制单元刚度连续变化的单元生死技术处理工程开挖中逐步卸荷的问题；提供有限元单元算法和控制体积算法模拟流体运动问题，如水坝流固耦合抗震分析中流体采用有限元法而在建筑群风场计算时要采用控制体积等等。

在岩土工程领域，ADINA 提供丰富的材料模型，尤其是多孔介质材料模型、Cam-Clay、Mohr-Coloumb 、Drucker-Prager、Curve-Input、Duncan-Zhang、随时间变参数模型等专用的岩土材料模型以及钢筋、锚杆单元（Rebar）等等。例如复杂基岩中节理、断层、裂隙的模拟；山体开挖、基坑开挖对土体扰动引起的孔隙水流动和固结沉降问题、边坡支护和洞室锚固问题；边坡稳定问题；地基加固措施引起的土壤沉降、孔隙水消散问题；群桩挤土、桩土耦合作用问题；隧道开挖引起的土体和土体变形问题等等。

4.3 Biot 固结理论

Biot(1940)从连续体力学基本方程出发，考虑了孔隙水压力消散与土骨架变形之间的耦合作用，得到了 Biot 固结总控制方程。总控制方程的推导基于以下的假定：

- (1)土体是完全饱和的弹性体；
- (2)土体的变形是微小的；
- (3)土颗粒和孔隙水不可压缩；
- (4)孔隙水相对于土骨架的渗流运动服从达西定律，其惯性力可不计；

Biot 总控制方程由土体平衡方程、物理(本构)方程、几何方程、有效应力原理、孔隙流体平衡方程和连续方程组合而成。

1.土体平衡方程

考虑边长分别为 dx 、 dy 、 dz 的土微元体力的平衡可得

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} - Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - Z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-1)$$

式中 X、Y、Z 分别为 x、y、z 方向微元体体力。

2. 物理(本构)方程

由假定(I)知, 土体应力应变符合广义虎克定律, 可得

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma'_x - \mu(\sigma'_y + \sigma'_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma'_y - \mu(\sigma'_x + \sigma'_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma'_z - \mu(\sigma'_x + \sigma'_y)] \\ \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\tau_{yz}}{G} \\ \gamma_{zx} &= \frac{\tau_{zx}}{G} \end{aligned} \right\} \quad (4-2)$$

其中:E—土体的弹性模量;

G—土体的剪切模量;

μ —泊松比;

3. 几何方程

描述应变分量与位移分量之间关系的数学表达式称为几何方程。根据小应变假定以及应变以压缩为正的约定, 可得土体的几何方程为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= -\frac{\partial u}{\partial y} \\ \varepsilon_z &= -\frac{\partial u}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ \gamma_{yz} &= -\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \\ \gamma_{zx} &= -\left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4-3)$$

4. 有效应力原理

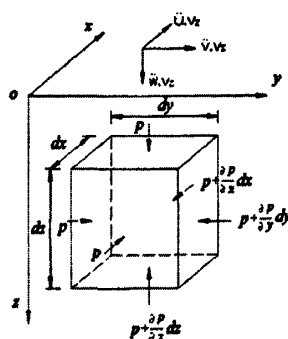


图 2.1 单位元平衡图

对于饱和土,有效应力原理可表示为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma'_x + p \\ \sigma_y &= \sigma'_y + p \\ \sigma_z &= \sigma'_z + p \end{aligned} \right\} \quad (4-4)$$

式中 p 为土体中的孔隙水压力。

5.孔隙流体(水)平衡方程

根据水力学原理,土骨架对土中水渗流的阻力为 $f = \rho_w g i$ (i 为水力坡度),故有

$$\left. \begin{aligned} f_x &= \rho_w g i_x = \rho_w g \frac{v_x}{k_h} \\ f_y &= \rho_w g i_y = \rho_w g \frac{v_y}{k_h} \\ f_z &= \rho_w g i_z = \rho_w g \frac{v_z}{k_h} \end{aligned} \right\} \quad (4-5)$$

式中 k_h 、 k_v 分别为土体的水平向和竖向渗透系数。

先考虑 x 方向力的平衡,由 $\sum F_x = 0$, 有

$$\left[p - \left(p + \frac{\partial p}{\partial x} dx \right) \right] dydz - f_x dx dy dz - \rho_w \ddot{u} dx dy dz = 0 \quad (4-6)$$

由 $\sum F_y = 0$ 和 $\sum F_z = 0$ 可得出与此类似的另两个方程。将式(4.5)代入这三个方程并简化整理,得

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial x} + \rho_w g \frac{v_x}{k_h} + \rho_w \ddot{u} &= 0 \\ \frac{\partial p}{\partial y} + \rho_w g \frac{v_y}{k_h} + \rho_w \ddot{v} &= 0 \\ \frac{\partial p}{\partial z} + \rho_w g \frac{v_z}{k_h} + \rho_w \ddot{w} + \rho_w g &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-7)$$

式中: $\rho_w \ddot{u}$ 、 $\rho_w \ddot{v}$ 、 $\rho_w \ddot{w}$ 为土骨架运动所引起的惯性力,作用方向与加速度方向相反。

式(4-7)即孔隙流体平衡方程,或称渗流运动方程。若略去土体运动的惯性力,则该方程转化为达西定律。

6.连续方程

渗流连续方程是由同一时间内流出土微元的水量等于该微元体积的变化这一连续条件来建立的。

假设 q_x 、 q_y 、 q_z 分别为单位时间内通过与 x 、 y 、 z 垂直的平面的渗流量,则有

$$\left. \begin{aligned} q_x &= v_x dydz \\ q_y &= v_y dxdz \\ q_z &= v_z dxdy \end{aligned} \right\} \quad (4-8)$$

Δt 时间内从微元体流出的(净)水量 ΔQ 为

$$\Delta Q = \left[\left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) - q_x + \left(q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) - q_y + \left(q_z + \frac{\partial q_z}{\partial z} dz \right) - q_z \right] \Delta t = \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} dx + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy + \frac{\partial q_z}{\partial z} dz \right) \Delta t \quad (4-9)$$

将式(2.8)代入上式, 即得

$$\Delta Q = \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dxdydz \cdot \Delta t \quad (4-10)$$

Δt 时间内微元体体积的变化为 ΔV

$$\Delta V = \Delta \varepsilon_v dxdydz$$

式中 $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = - \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right)$, 为土体的体应变。

由连续条件, $\Delta Q = \Delta V$, 得

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (4-11)$$

此即渗流连续方程。

7. 总控制方程

Biot 总控制方程由土体平衡方程、物理(本构)方程、几何方程、有效应力原理、孔隙流体平衡方程和连续方程组合而成。

以位移分量 u 、 v 、 w 和孔压 p 表示为

$$\left. \begin{aligned} d_{11} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + d_{44} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + d_{55} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + (d_{12} + d_{44}) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + (d_{13} + d_{55}) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} - \frac{\partial p}{\partial x} &= \rho u \\ d_{44} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + d_{11} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + d_{55} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + (d_{12} + d_{44}) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + (d_{13} + d_{55}) \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial z} - \frac{\partial p}{\partial y} &= \rho v \\ d_{55} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + d_{55} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + d_{33} \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + (d_{13} + d_{55}) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} + (d_{13} + d_{55}) \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial z} - \frac{\partial p}{\partial z} + \rho g &= \rho w \end{aligned} \right\} \quad (4-12)$$

式中,

$$d_{11} = \frac{n - \mu^2}{(1 - \mu)^2} E_s, d_{12} = \frac{n\mu + \mu^2}{(1 - \mu)^2} E_s, d_{13} = \frac{\mu}{1 - \mu} E_s, d_{33} = E_s, d_{44} = \frac{d_{11} - d_{12}}{2} = G, d_{55} = G。$$

$$E_s = \frac{E(1 - \mu)}{n(1 - \mu) - 2\mu^2}, \quad E_s \text{ 为土的(侧限)压缩模量,}$$

将流体平衡方程式(4-7)代入方程式(4-11)可以得到以位移分量和孔压表示的连续方程, 即

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left(k_h \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_h \frac{\partial p}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_v \left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho_w g \right) \right] - \rho_w g \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \\ + p_w \left[\frac{\partial}{\partial x} (k_h \ddot{u}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_h \ddot{v}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_v \ddot{w}) \right] = 0 \end{aligned} \quad (4-13)$$

方程式(2.12)和式(2.13)即为横观各向同性饱和土的 Biot 固结方程。Biot 固结方程考虑了在固结过程中土体平均总应力随时间的变化, 而且能考虑土体固结过程中孔隙水压力消散与土骨架之间的耦合作用, 所以计算结果更为精确。但是 Biot 固结方程求解比较困难, 往往需要采用有限元解法。

首先对求解域用空间 15 结点等参元进行离散。按有限元一般方法, 对单元内任一点沿 x 、 y 、 z 三方向的位移 u 、 v 、 w 和孔压 p 可取以下模式(即近似计算式)

$$\left. \begin{aligned} u &\approx \bar{u} = \sum_{i=1}^n N_i u_i \\ v &\approx \bar{v} = \sum_{i=1}^n N_i v_i \\ w &\approx \bar{w} = \sum_{i=1}^n N_i w_i \\ p &\approx \bar{p} = \sum_{i=1}^n N_i p_i \end{aligned} \right\} \quad (4-24)$$

式中: N_i —空间 n 结点单元形函数;

u_i 、 v_i 、 w_i 、 p_i —单元结点的位移和孔压。

写成矩阵形式为

$$\{f\} \approx \{\bar{f}\} = \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \\ \bar{w} \end{Bmatrix} = [N] \{\delta\}^e \quad (4-25)$$

$$p \approx \bar{p} = [\bar{N}] \{p\}^e \quad (4-26)$$

式中: $\{\delta\}^e = [\delta_1^T \ \delta_2^T \ \dots \ \delta_n^T]^T$, 为单元结点位移矢量;

$$\delta_i^T = [u_i \ v_i \ w_i]^T, \quad (i=1, 2, \dots, 15)$$

$[N] = [N_1 I \ N_2 I \ \dots \ N_{15} I]$, 为形函数矩阵;

$$I = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad 3 \times 3 \text{ 阶单位方阵};$$

$\{p\}^e = [p_1 \ p_2 \ \dots \ p_{15}]^T$, 为单位结点孔压矢量;

$$[\bar{N}] = [N_1 \ N_2 \ \dots \ N_n]。$$

式(4-24)和式(4-25)即为 Biot 三维固结方程的近似解。

Biot 三维固结方程的空间离散包括平衡方程的空间离散和连续方程的空间离散, 对平衡方程的空间离散如下:

将近似解式(4-24)和式(4-25)代入平衡方程式(4-1)可得空间离散后的以总应力表示的平衡方程为

$$\iiint_{V'} [B]^T \{\bar{\sigma}\} dx dy dz = \iiint_{V'} [N]^T \{F\} ds \quad (4-27)$$

根据有效应力原理有

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{M\}p \quad (4-28)$$

其中 $\{M\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$ 。

将式(4-25)和式(4-26)代入上式, 可得 $\{\bar{\sigma}\}$ 与单元结点位移和结点孔压的关系式, 即

$$\{\bar{\sigma}\} = [D][\partial][N]\{\delta\}^e + \{M\}[\bar{N}]\{p\}^e = [D][B]\{\delta\}^e + \{M\}[\bar{N}]\{p\}^e \quad (4-29)$$

将上式代入方程式(4-27), 整理后得

$$[K_e]\{\delta\}^e + [K_c]\{p\}^e = \{R_F\}^e \quad (4-30)$$

这就是空间离散后以单元结点位移和孔压表示的平衡方程。

式中: $[K_e] = \iiint_{V'} [B]^T [D][B] dx dy dz$ 为单元刚度矩阵。

$[K_c] = \iiint_{V'} [B]^T [M][\bar{N}] dx dy dz$ 为单元耦合矩阵。

$\{R_F\}^e = \iiint_{V'} [N]^T \{F\} ds$ 为单元等效结点荷载列阵。

$$[B] = -[\partial][N] = [B_1 \ B_2 \ \dots \ B_n]$$

$$[B] = -[\partial][N_i], \quad i=1, 2, \dots, n$$

$\{F\}$ 为单元的边界面力矢量。

$$[\partial] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad [D] = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & d_2 & 0 & 0 & 0 \\ d_2 & d_1 & d_2 & 0 & 0 & 0 \\ d_2 & d_2 & d_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & d_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

其中 $d_1 = E_s$, $d_2 = \frac{\mu}{1-\mu} E_s = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \lambda$, $d_3 = G = \frac{E}{2(1+\mu)}$,

$$E_s = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \lambda + 2G$$

将近似解式(4-24)和式(4-25)代入连续方程式(4-11)可得空间离散后的连续方程为

$$[K_c]^T \{\delta\}^e - [K_s]^T \{p\}^e = \{R_q\}^e \quad (4-31)$$

式中: $\{\delta\}^e = \frac{\partial \{\delta\}^e}{\partial t}$; $[K_s] = \iiint_{V^e} [B_s]^T [k] [B_s] dx dy dz$ 为单元渗流矩阵。

$$[B_s] = -[\partial]^T [\bar{N}] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} [N_1 \quad N_2 \quad \dots \quad N_n]^T, \quad [k] = \frac{1}{\gamma_w} \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix}, \quad \{R_q\}^e = \iint_{D^e} [N]^T v_n ds \text{ 为}$$

单元等效结点流量列阵。

对于不排水边界, $v_n = 0$, 则, $\{R_q\}^e = 0$ 。

由于方程式(4-31), 含结点位移关于时间的一次微分项 $\{\delta\}^e$, 需要对其进一步在时域上离散, 为此, 设 t_n 和 t_{n+1} 为时域上的两点, 时刻 t_n 的单元结点位移和孔压分别为 $\{\delta\}_n^e$ 和 $\{p\}_n^e$, 时段 $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ 内的单元结点位移和孔压增量分别为 $\{\Delta \delta\}^e$ 和 $\{\Delta p\}^e$ 。则时段 t_{n+1} 的结点位移和孔压可表示为

$$\{\delta\}_{n+1}^e = \{\delta\}_n^e + \{\Delta \delta\}^e \quad (4-32)$$

$$\{\Delta p\}_{n+1}^e = \{p\}_n^e + \{\Delta p\}^e \quad (4-33)$$

由此可将平衡方程式(4.30)写成增量式, 即

$$[K_c] \{\Delta \delta\}^e + [K_s] \{\Delta p\}^e = \{\Delta R_p\}^e \quad (4-35a)$$

其中: $\{\Delta R_p\}^e = \iint_{D^e} [N]^T \{\Delta F\}^e ds$ 为 Δt 时段内单元等效结点荷载增量列阵。

对连续方程式(2-31)两边关于从 t_n 到 t_{n+1} 积分, 可得

$$[K_c] \{\Delta \delta\}^e - \theta \Delta t [K_s] \{\Delta p\}^e = \{\Delta R_p\}^e \quad (4-35b)$$

式中: $\{\Delta R_p\}^e = \Delta t (\{R_q\}_n^e + [K_s] \{p\}_n^e)$ 为单元等效结点流量增量列阵。

θ 为积分常数, 其取值范围为 $0.5 \sim 1$, 常用值 0.5 或 $2/3$ 。

对于不排水边界, $\{R_q\}^e = 0$, 则 $\{\Delta R_p\}^e = [K_s] \{p\}_n^e \Delta t$ 。

将方程式(4-21)和式(4-22)合并即得 Biot 三维固结理论的有限元方程

$$[K] \{\Delta U\}^e = \{\Delta R\}^e \quad (4-36)$$

式中: $[K]$ 为单元固结矩阵, 其子矩阵为

$$[K_{ij}] = \begin{bmatrix} [K_{ij}^u] & [K_{ij}^c] \\ [K_{ij}^c] & -\theta \Delta t [K_{ij}^u] \end{bmatrix}, (i=1,2,\dots,n)$$

$[K_{ij}^u]$ 为单元刚度矩阵的子矩阵; $[K_{ij}^c]$ 为单元耦合矩阵的子矩阵; $[K_{ij}^u]$ 为单元渗流矩阵; $\{\Delta U\}^e$ 为单元结点未知量增量列阵; $\{\Delta R\}^e$ 为单元等效结点荷载和流量增量列阵。

4.4 模型的建立

4.4.1 基本假定

对于路堤填土作用下的层状土体固结, 做出以下几点假定:

- (1)孔隙水的流动符合达西定律, 即水、土为流固耦合体;
- (2)土体的渗透系数假定为不变;
- (3)土体完全饱和;
- (4)不考虑在堆载过程中地下水位的变化;
- (5)按实际的土层情况分为8层, 土层之间的接触面的竖向位移完全耦合。

4.4.2 高速铁路站场路基固结模型的选取

为了较为准确的模拟整个施工过程和施工结束后路基的沉降情况, 必须建立合适的计算模型。复合地基的数值模拟中, 常出现计算值与实测值相差很大的情况, 造成这种误差的原因很多, 但有两个很主要的原因: 本构模型与力学参数的选取, 假如岩土介质已经选用了合适的本构模型, 那么输入的力学参数则是最关键的问题。因此这一章节对高速铁路站场路基复合地基的数值模拟方法进行了研究。

4.2.2.1 物理力学模型

目前在对桩体复合地基的数值计算时, 考虑桩体材料与地基土体相比刚度较大, 分析时桩体材料通常采用线弹性模型, 桩间土则通常采用非线性弹性模型或弹塑性模型。其中非线性弹性模型主要有 Duncan-Zhang 双曲线模型; 弹塑性模型则包括莫尔-库仑模型, 剑桥模型, Lade 模型, 以及南京水利科学院沈珠江教授提出的三重屈服面模型, 清华大学黄文熙提出的清华模型和河海大学殷宗泽教授提出的椭圆-抛物面模型等。

在本次高速铁路站场路基复合地基数值模拟计算中,对各种材料的物理力学特性做如下假定:

- (1)软土层:选用莫尔库仑模型;
- (2)桩体:采用线弹性模型;
- (4)路堤填土以及碎石垫层:采用莫尔库仑模型;
- (5)桩土接触面:桩土之间的模量比相差比较大,故设立接触面单元。

4.2.2.2 固结模型

固结模型采用 1941 年提出的 Biot 固结理论,它可考虑非均质材料,非线性应力-应变关系以及复杂的边界条件下孔隙压力和土骨架变形之间的关系。

4.2.2.3 几何模型

在数值模拟中,对高速铁路站场路基复合地基严格的讲应该采用三维固结有限元来计算。但是三维有限元分析本身的工作量就已相当大,如果再加上路基断面宽度大,桩体密布,若采用三维模型将导致划分的单元大为增加,相比之下,平面问题有限元就要简便得多。

由于高速铁路的条形带状特征,因此这里假定路基只有竖向和侧向的变形,而无纵向变形,把复杂的三维问题等效为二维平面应变问题来模拟。为了实现这种平面应变模型的转换,需要把桩体想象为一排排沿路堤纵向连续延伸的墙体。

显然,此时若直接用复合地基的原参数进行平面应变有限元分析是不合理的。墙体与桩体相比提高了置换率,因此,为了使该几何模型转换的合理化,需要在保证变换前后主要基本量(如平衡条件、固结度)保持不变的前提下,通过调整相关参数来实现。

4.5 数值计算

本文以高速铁路站场路基复合地基具有代表性的 C 断面即 DK419+575 断面作为研究对象。根据对称性,以路堤中心线为对称轴,取整个地基的一半建立模型。根据土质条件及堆载预压的影响范围,地基的计算宽度为 201m,其中 101m 是路堤填土区。按土质条件及填土预压的影响深度,计算深度取 105m。35m 管桩桩间距采用 2m,CFG 桩桩间距采用 1.5m。桩径为 0.5m。路堤填土高度 3.6m,其中站台范围内为正线两侧站台(含)之间堆载预压土高度为 6.8m,设计路堤边坡的坡比为 1:1.5。从上往下,依次是路堤填土,垫层,粉质粘土,中砂,粉质粘土,细砂夹卵石,粘土夹卵石,卵石,粉质粘土,卵石。

4.5.1 土体计算参数

计算中地基部分按多孔介质材料考虑，采用莫尔库仑理想弹塑性模型作固结分析。至于填土部分，由于其渗流作用对整个分析的影响不大，故未考虑，而只是将其作为荷载。计算中地基软土均视为饱和。土层及计算参数如表 4-1 所示。

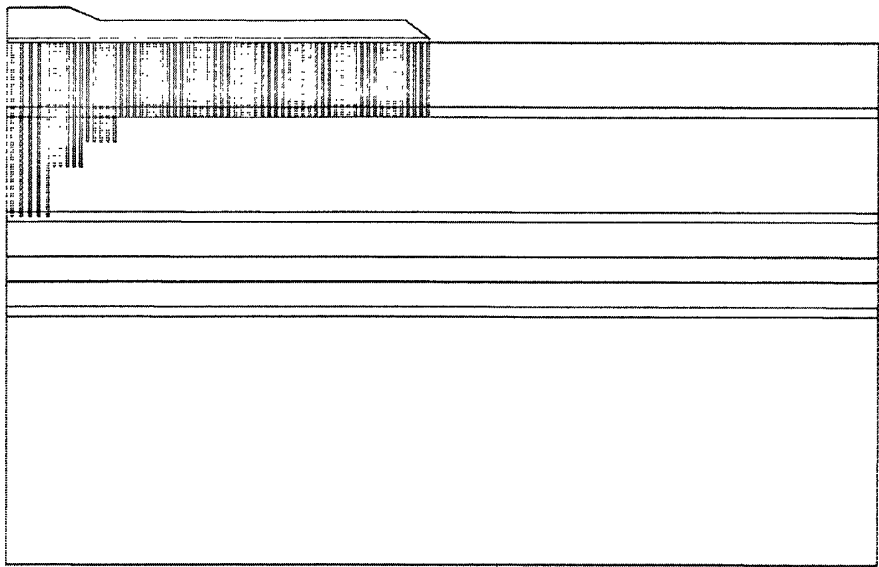


图 4-1 有限元模型图

Fig 4-1 Finite element model

表 4-1 模型参数

Table 4-1 Parameter of FEA model

土层	密 度 (kg/m3)	渗透系数 (m/day)	弹性模量 (Pa)	泊松比	粘聚力 (Pa)	内 摩 擦 角 (°)
路堤土	2000	不考虑	6.0E7	0.15	1.47E4	33.0
垫层	2500	不考虑	1.0E10	0.20	0	35.0
管桩	2500	不考虑	3.0E10	0.1		
CFG 桩	2300	不考虑	2.0E10	0.2		
粉质粘土	1900	2.7E-4	1.5E7	0.3	2.3E4	25.0
中砂	2050	5.0E-3	3.0E7	0.2	0	35.0
细砂夹卵石	2100	4.0E-3	7.0E7	0.2	0	35.0
粘土夹卵石	1950	3.0E-4	6.0E7	0.25	2.1E4	30.0
卵石	2180	5.65E-3	8.0E7	0.1	0	35

4.5.2 填土堆载及其荷载步的确定

为了尽量符合实际情况，因此荷载的施加应和试验段的实际堆载过程相一致。图 4-2 为路堤填土过程。模拟计算中，采用了分级加载的方式，把填土视为新增单元，通过控制其生死时间来参加计算，每层填土的荷载在每个荷载步的第一个荷载子步瞬时加载完毕。

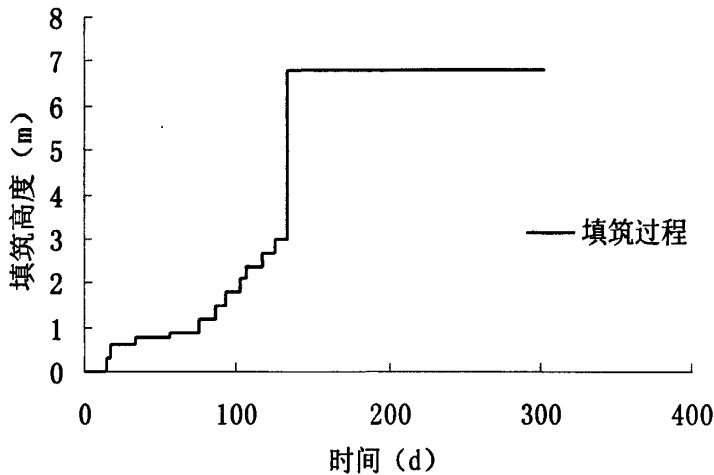


图 4-2 路堤填筑过程图

Fig 4-2 Curves of embankment height with time

4.5.3 计算条件及有限元网格

1.初始条件:

- 1)应力初始条件: 取地基上层的自重应力。
- 2)位移初始条件: 认为地基表层处理完毕时为初始时刻, 此时的位移为零。各级计算所得的位移为其相对于初始时刻的位移。
- 3)孔隙水压力初始条件: 视初始时刻超静孔隙水压力为零, 在有限元方程中的孔隙水压力全量为超静孔隙水压力, 而非总水力势能。

2.边界条件:

地基的底部设为不排水固定边界; 考虑到对称性, 路基的对称面设为 Y 向固定的不排水边界; 计算断面的右边界由于离路基中心足够远可设为不排水固定边界。

计算采用平面四节点单元, 网格划分情况如图 4—3 所示。

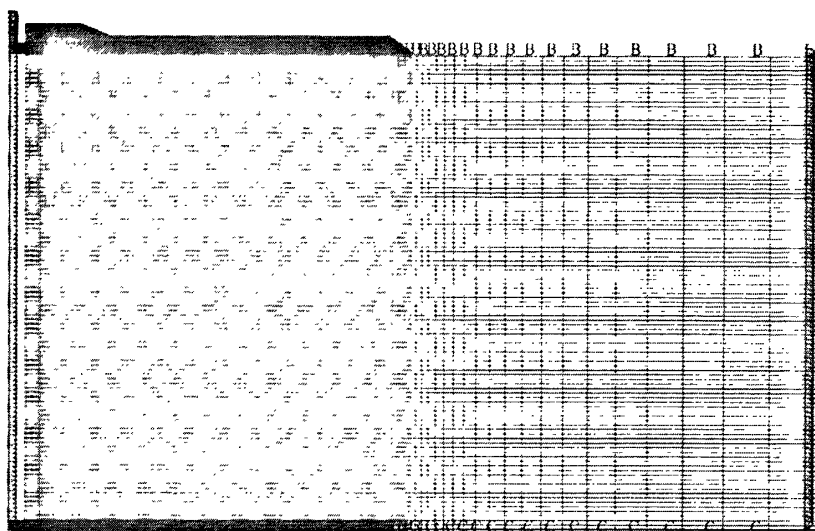


图 4-3 网格划分图

Fig 4-3 Mesh partition

4.5.4 计算结果与分析

4.3.4.1 沉降计算结果分析

图 4-4 为预压土填筑完成后路基的竖向位移云图。从图中能够直观地看到，在路堤填筑范围内地基土的沉降量和路堤坡脚处地基土的隆起程度；路堤填筑范围内的土层发生沉降，最大沉降为 10.33cm，发生在 15mCFG 桩加固区内，与实测结果相符。填筑范围以外的土层有隆起现象，地表隆起 4.652cm。随着深度的增加，沉降和隆起减小，加固区竖向影响范围在 1 倍桩长范围内。

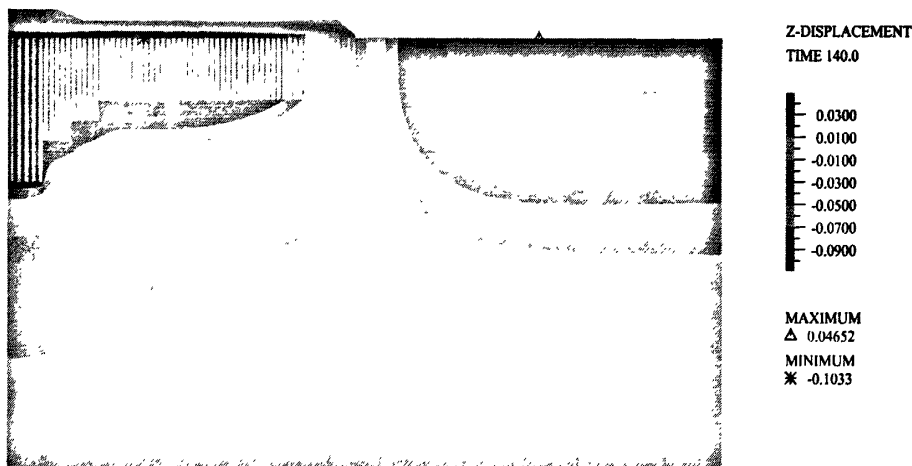


图 4-4 预压土填筑完成时沉降云图

Fig4-4 Settlement map at the end of construction

图 4-5 为预压 1 年后的路基竖向位移云图。与图 4-4 相对比，路基最大沉降量已经发展至 15.76cm，相比 1 年前数据，增大了 5.43cm。同时坡脚处的隆起已下降至 2.404cm。

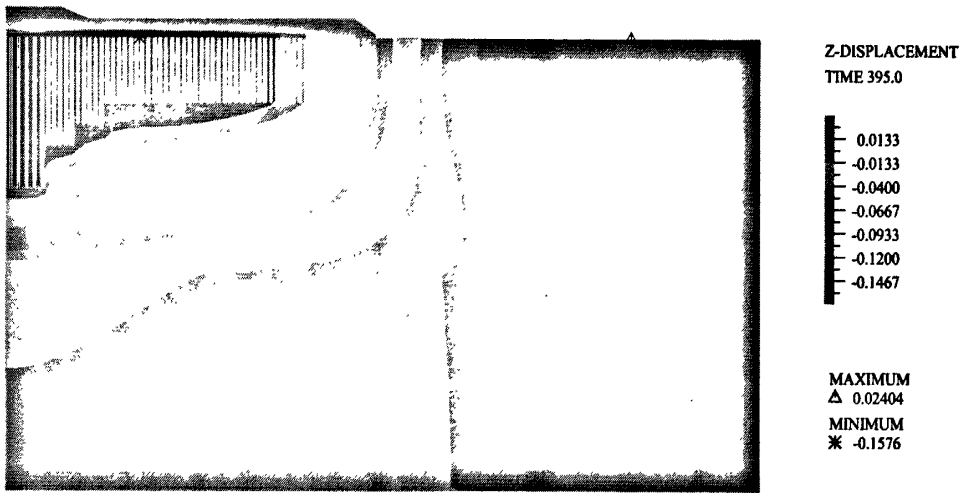


图 4-5 预压 1 年后沉降云图

Fig 4-5 Settlement map after 1 year

图 4-6 为路基中心的固结沉降曲线图。从图中看出：在路堤填筑过程中，沉降随时间的推移不断增大。路堤填筑完成时，沉降达到 8.67cm，平均沉降速率约为 0.06cm/d。预压土填筑完成后，沉降速率增大至 0.079cm/d，沉降经过 30 天后增大至 11.12cm 左右。经过一段时间后，沉降速率逐渐减小至 0.2cm/d。经过一年预压以后，沉降达到 15.40cm，路基沉降趋于稳定。

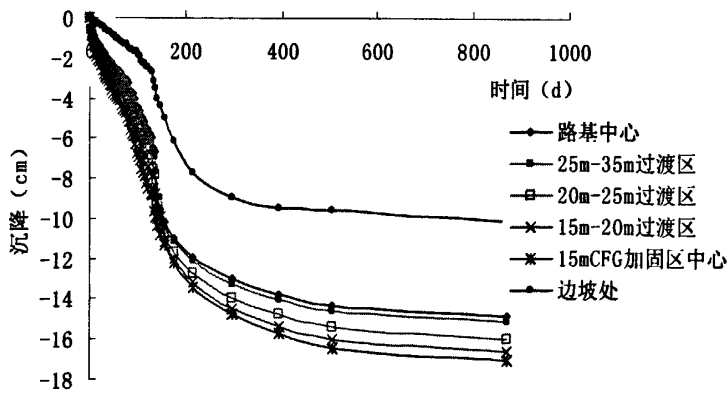


图 4-6 路基沉降曲线

Fig 4-6 Time-settlement curve

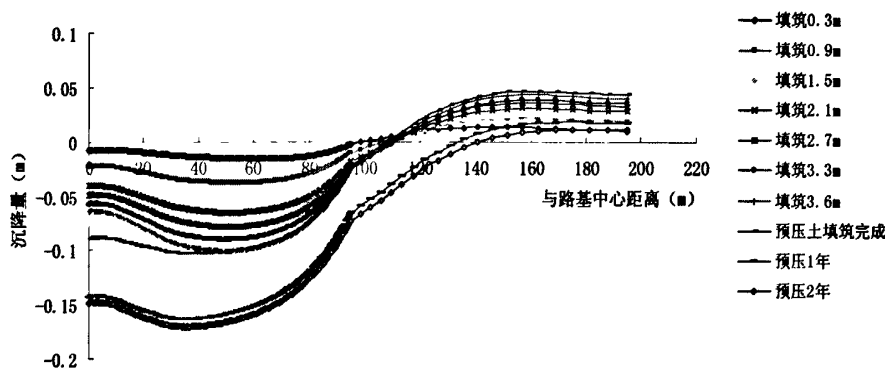


图 4-7 地表沉降曲线

Fig 4-7 Ground settlement curve

图 4-7 为路基地表沉降发展曲线。可以看到，随着路堤填筑高度的增加，沉降不断发展。越接近填土区，沉降量越大。最大沉降发生之处随着填筑高度的增加不断改变，逐渐从路基两侧向中心移动。填筑高度为 1.5m 时，路基最大沉降发生在 15mCFG 桩加固区，达到 5.1cm，而路基中心 35m 管桩加固区处的沉降仅为 4.32cm。填筑 3.6m 时，路基最大沉降仍发生在 15mCFG 桩加固区，达到 9.54cm，而路基中心 35m 管桩加固区处的沉降仅为 6.38cm。当正线部分预压土填筑完成后，路基中心沉降增至 8.09cm。由于路堤宽度较大，地表水平沉降呈舒缓 W 型。预压土填筑完成后，由于填筑只在正线范围内，因此该区域内的沉降发展迅速。与预压 1 年的结果相比，预压 2 年后的沉降增加较少，说明路基沉降已稳定。

4.3.4.2 孔压计算结果分析

1.孔压云图分析

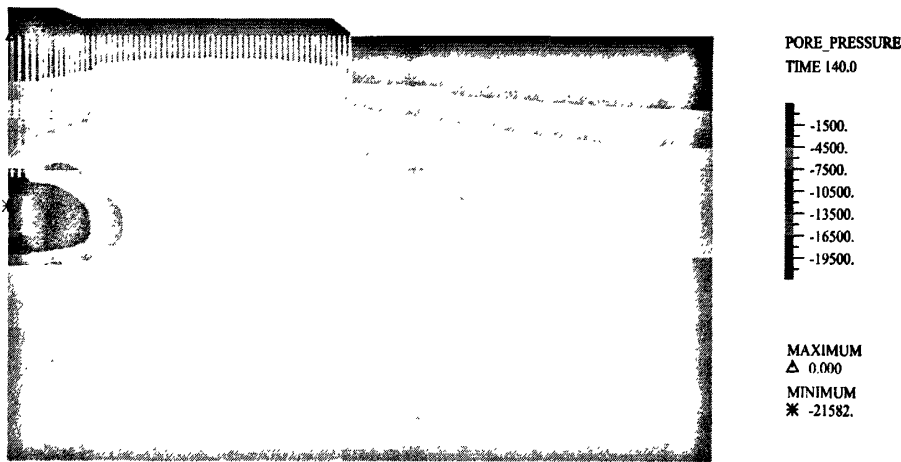


图 4-9 预压土填筑完成时孔压云图

Fig4-9 Pore water pressure map at the end of construction

图 4-9 为预压土填筑完成后路基的孔压云图。由于有限元程序 ADINA 规定以拉为正，因此图中孔压为负值。由于模型建立时设定地表为排水面，因此，地表孔压值为 0。随深度增加，孔压值增加，最大超静孔隙水压力为 21.582kPa，发生在 35m 管桩加固区的下卧层，深约为 40m，与现场试验观测所得规律基本相同。而从 40m 以下，孔压值随着深度的增加而减小。从图中可以看出，加固区的孔压梯度比其它区域大，可加快加固区的固结。

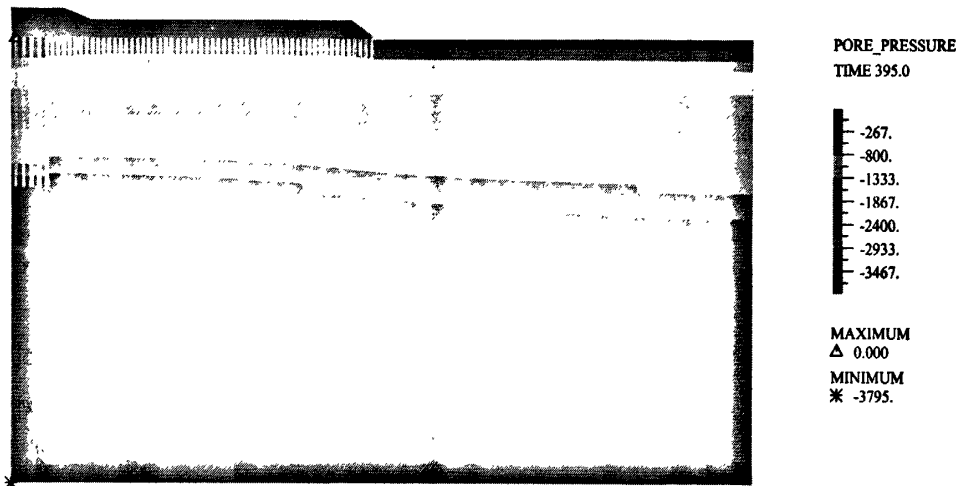


图 4-10 预压 1 年后孔压云图

Fig 4-10 Pore water pressure map after 1 year

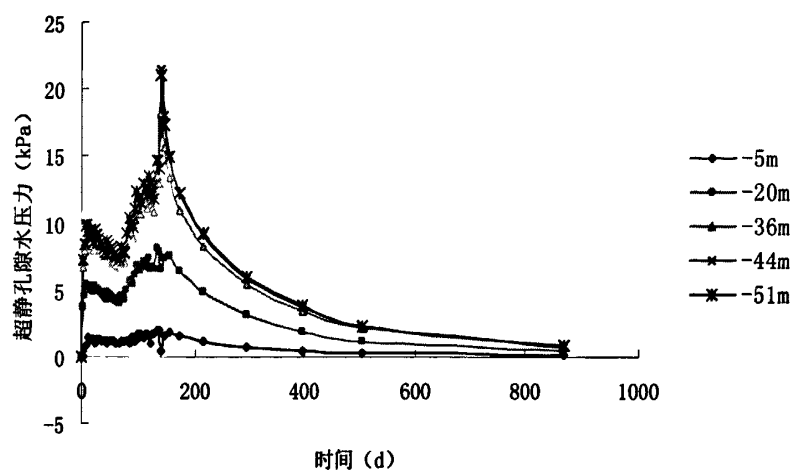
图 4-10 为预压 1 年后路基的孔压云图。较之于图 4-9，云图在水平方向较为均匀，说明此时由路堤填筑引起的超静孔隙水压力已经基本消散，孔压值随深度的发展规律与上图相同，最大超静孔隙水压力为 3.795kPa，发生在深层下卧层。

2.孔压时程曲线分析

图 4-11 为复合地基不同区域桩间土的孔压随时间变化的曲线。由于数值计算过程中未考虑桩体施工等情况引起的超静孔隙水压力的变化，此次分析只涉及因路堤填筑引起的超静孔隙水压力的变化规律。

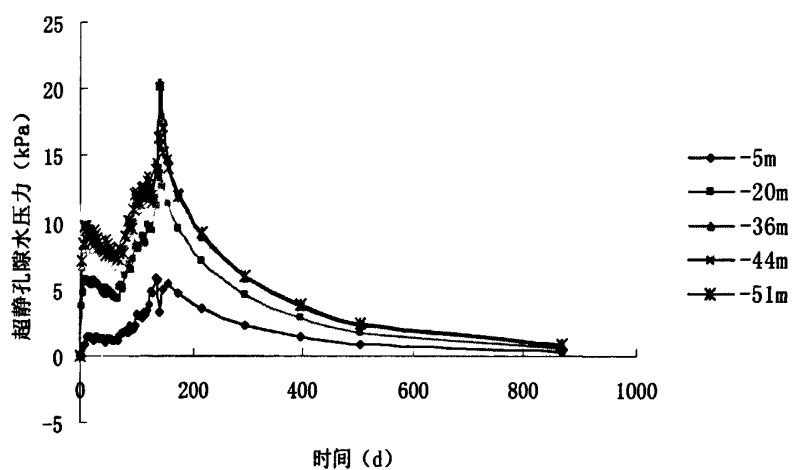
对于 35m 管桩加固区中心，当预压土填筑完成后，孔压最大值发生在 51m 下卧层，达到 21.43kPa。且随着深度的增大，孔压逐渐减小。预压后，孔压随时间而减小，当进入预压期 165 天后，51m 处孔压已消散至 10kPa 以下，预压 1 年后，各点孔压已降至 4kPa 以下。

对于 25mCFG 桩与 35m 管桩过渡区处，不同深度的孔压与 35m 管桩加固区消散规律相似，孔压大小也基本相同。下卧层孔压大于加固区孔压。其余桩长改变的过渡区孔压消散规律也类似。坡脚处孔压最大值为 11.40kPa，比路基中心处孔压最大值小 9.97kPa。



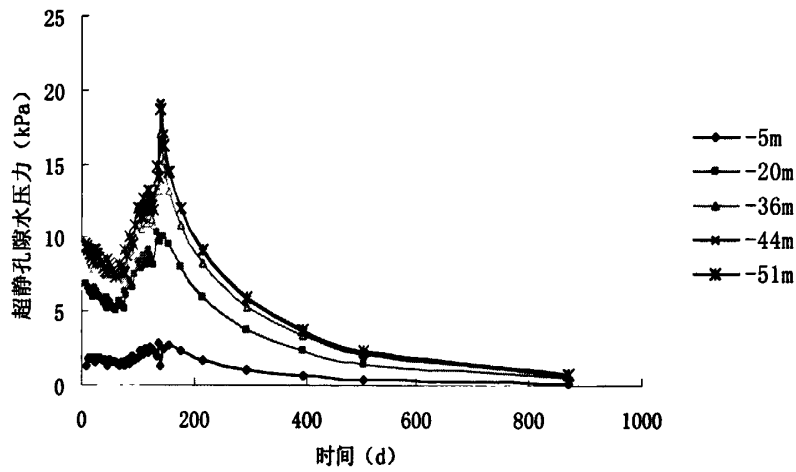
(a) 35m 管桩中心区

(a) Center of stabilized layer with pipe piles of 35m



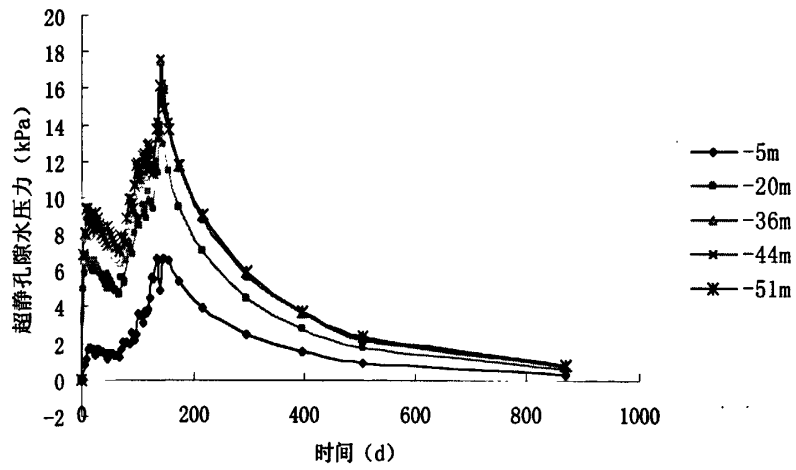
(b) 25mCFG 桩与 35m 管桩过渡区

(b) Transitional region between CFG piles of 25m and pipe piles of 35m



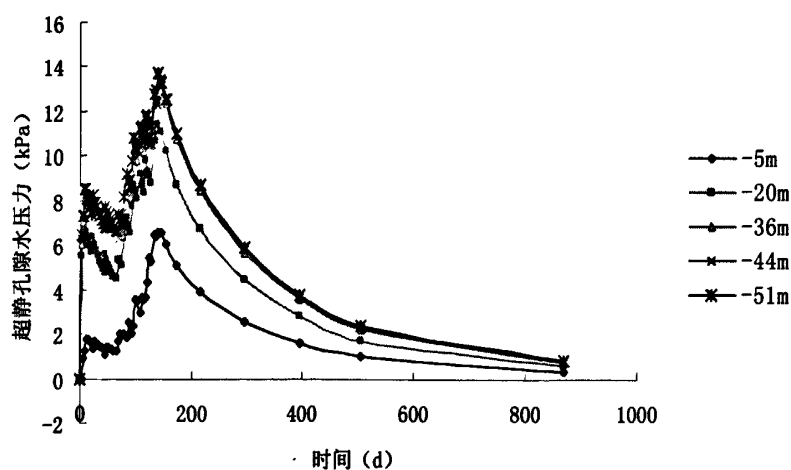
(c) 20mCFG 桩与 25mCFG 桩过渡区

(c)Transitional region between CFG piles of 20m and CFG piles of 25m



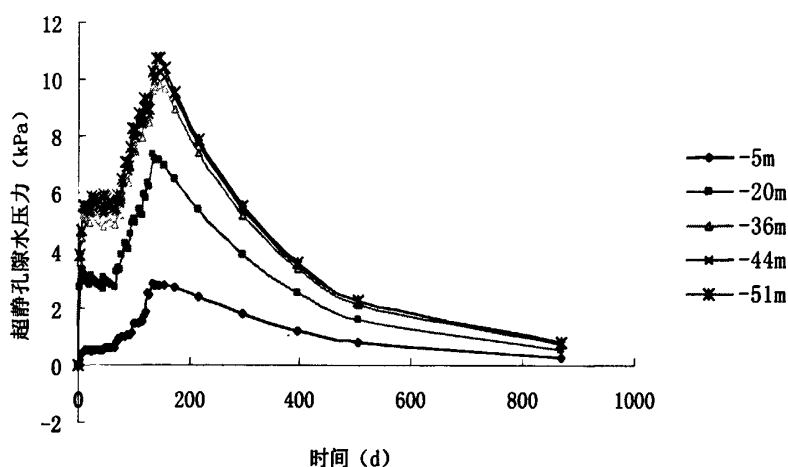
(d) 15mCFG 桩与 20mCFG 桩过渡区

(d)Transitional region between CFG piles of 15m and CFG piles of 20m



(e) 15mCFG 桩中心

(e) Center of stabilized layer with pipe piles of 35m



(f) 坡脚处

(f) Basal slope

图 4-11 地基不同区域孔压随时间变化曲线

Fig 4-11 Time-Pore water pressure curves of foundation

可以得到以下结论:

1. 孔压的增长和消散规律与填筑过程密切相关: 加载时孔压即增大, 恒载阶段的孔压则减小。
2. 孔压随深度的增加而逐渐增大。浅层因为排水距离较短, 孔压较小, 而深部下卧层处由于排水路径较长, 孔压达到最大。

4.6 小结

本章对高速铁路站场路基复合地基的固结问题,采用数值模拟的方法进行研究。主要讨论了数值建模所采用的物理力学模型、几何模型的选取,采用 Biot 固结模型。根据现场资料,经过合理简化,建立数值计算模型,确定包括模型尺寸、各土层及管桩和 CFG 桩、路堤的参数、初始条件以及边界条件等。对计算结果进行分析,得到以下结论:

1. 路基固结沉降主要在填筑和预压期内已经基本完成。路基地表水平沉降呈马鞍形。路堤填筑范围内的土层发生沉降,最大沉降为 10.33cm,发生在 15mCFG 桩加固区内,与实测结果相符。填筑范围以外的土层有隆起现象,地表隆起 4.652cm。随着深度的增加,沉降和隆起减小,加固区竖向影响范围在 1 倍桩长范围内。预压 1 年后,最大沉降量增大了 5.43cm。同时坡脚处的隆起已下降至 2.404cm。

2. 孔压的增长和消散规律与填筑过程密切相关。随深度增加,孔压值增加,最大超静孔隙水压力为 21.582kPa,发生在 35m 管桩加固区的下卧层,深约为 44m,与现场试验观测所得规律基本相同。而从 44m 以下,孔压值随着深度的增加而减小。预压 1 年后最大超静孔隙水压力为 3.795kPa,发生在深层下卧层。

5 高速铁路站场路基复合地基固结沉降对比分析

5.1 引言

上一章已经将本试验段进行了数值分析，为了验证该研究方法的适用性和可靠性，将它们的计算结果与现场实测结果进行了对比。通过计算地基固结度，对复合地基进行了整体的沉降固结分析和评价；提出使路基沉降控制在最短时间内达到稳定的卸载时间。

5.2 固结沉降对比分析

5.2.1 沉降对比分析

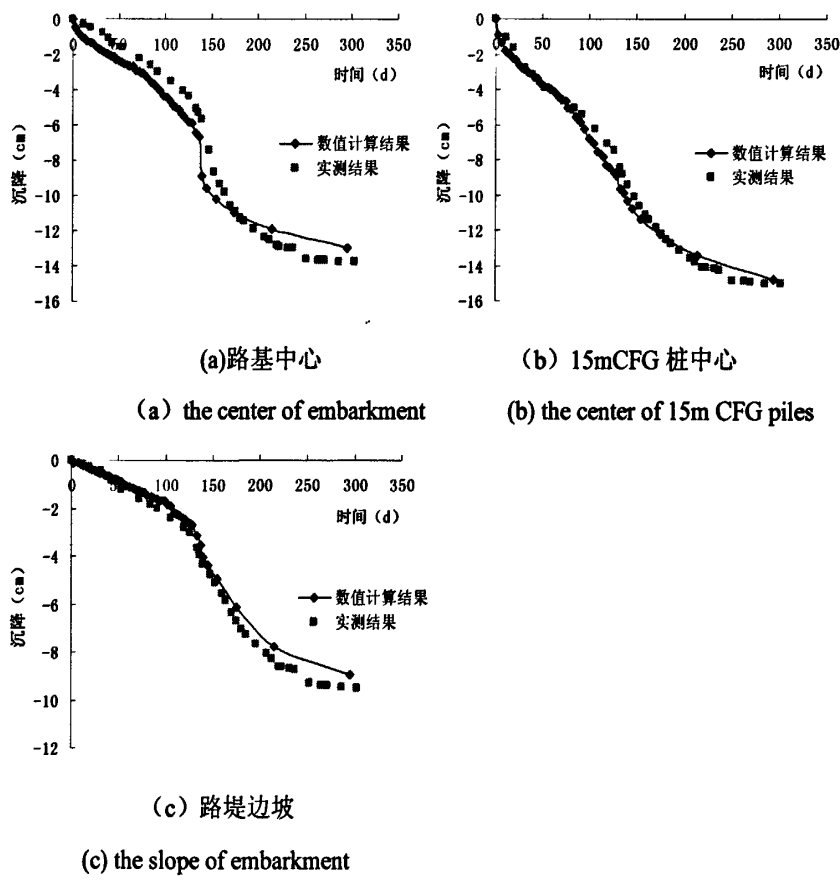


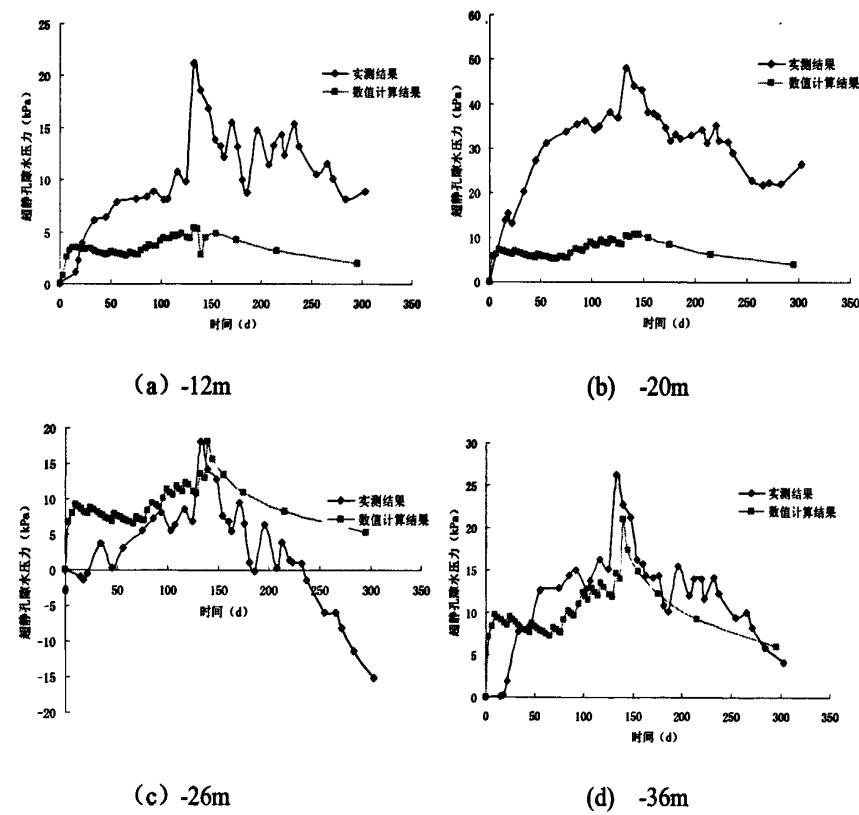
图 5-1 沉降曲线对比

Fig5-1 Comparison of settlement

图 5-1(a)为路基中心的实测沉降与数值计算结果随时间变化的曲线图;(b)为路基 15mCFG 桩加固区中心的实测沉降与数值计算结果随时间变化的曲线图。(c)为路基边坡的实测沉降与数值计算结果随时间变化的曲线图。从图中看到,二者总体趋势相同,实测沉降值略大于计算值,但相差不大,吻合较好,说明计算模型的建立和参数的选取基本合理。分析存在偏差原因:由于现场地质情况较为复杂,影响固结沉降的因素有很多,因此建立的模型只是对现场实际的一种抽象和简化,不能将实际情况完全体现。

5.2.2 孔压对比分析

选取路基中心处,对应于现场试验测点位置的孔压进行对比分析。



图为 35m 管桩加固区内各测点超静孔隙水压力随时间变化曲线对比图。从图中可以看出,孔压的实测值和数值计算结果相差较大,尤其在下卧层,差值达到 40kPa。分析其可能原因:现场试验中孔压计埋设时采用砂和膨润土球封孔,当埋设深度较大时很难保证砂和膨润土球沉入指定位置,导致测量结果出现误差。但总的说来,当预压土填筑完成后,孔压开始逐渐消散。实测值受外界条件(如其它荷载等)的影响偶有波动,但总体趋势是下降的,而数值计算中只考虑填土荷载,则孔压不断消散。

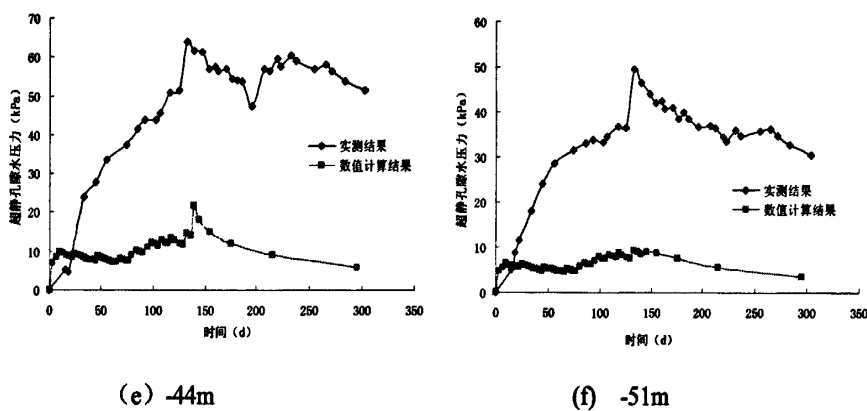


图 5-5 超静孔隙水压力对比

Fig 5-5 Comparison of excess pore water pressure

5.2.3 平均固结度对比分析

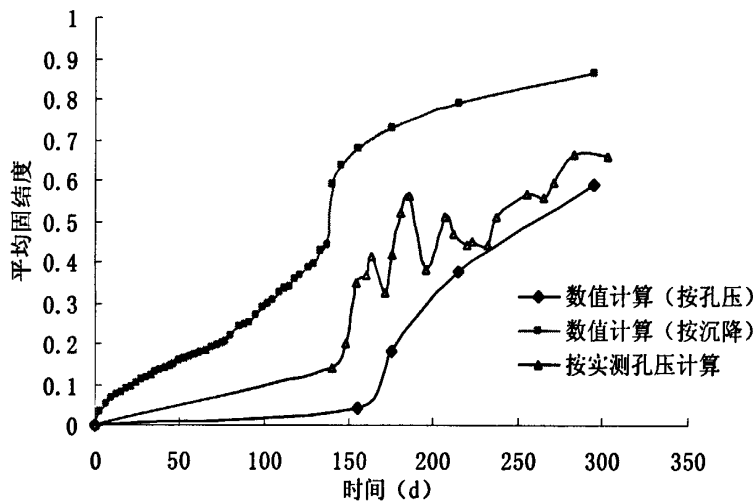


图 5-6 平均固结度对比

Fig 5-6 Comparison of average consolidation degree

按孔压计算，进入预压期 5 个月后，由数值计算结果得到的平均固结度为 59.09%，由实测孔压计算得到的平均固结度稍大，达到 65.84%。按沉降计算，由数值计算结果得到的平均固结度为 87.17%。

将数值模拟得到的各个时期的沉降量与最终沉降量相比，可以得到按沉降定义的固结度，与按孔压计算得到的固结度值相比可以发现，根据沉降反算的固结度较高。由于实测沉降包括了瞬时沉降量和侧向位移变化量，而二者并非由于孔隙水压力消散而引起的固结沉降，同时土体在沉降过程中或多或少地带有蠕变特性，故实测沉降比固结引起的沉降要大。同时在推算最终沉降量的时候，由于采

用的方法不同, 结果可能有很大的差别。

5.3 预压期的确定

预压荷载的卸载要根据现场沉降观测数据来控制, 根据沉降速率的收敛程度和预测的沉降发展趋势, 结合地质资料和软基参数进行综合分析, 由分析得到的工后沉降量和完成的固结情况确定卸载时机。超载预压状况下, 软基的工后沉降量满足下式即可卸载:

$$[S_f]_p + [S_t]_{p+\Delta p} \leq S_a \quad (5-13)$$

其中, $[S_f]_p$ 为工作荷载水平下软基的最终沉降量; $[S_t]_{p+\Delta p}$ 卸为超载到 t 时刻完成的沉降量; S_a 为工后沉降限定指标。根据工后沉降限定值可以推算出软基卸载时要达到的平均固结度。工作荷载水平下的软基平均固结度是否达到卸载标准可以通过下式判断:

$$\bar{U}'_t \geq \frac{S_\infty - S_a}{S_\infty} \quad (5-14)$$

可见, 最终沉降量的估算是预测工后沉降, 确定卸载时机的关键。

此断面按容许工后沉降为 15mm 来确定预压期。

经实测资料推算得到地基最终沉降后, 那么在超载作用下地基应该发生的沉降量至少是:

$$St \geq \text{最终沉降量} \cdot \text{容许工后沉降}$$

对此断面, $St \geq 13.61\text{cm}$ ($=15.11-1.5$), 则相应地基压缩度 $\bar{U}_t \geq 90.07\%$ ($=13.61/15.09$)。试算后 (见表 5-1) 可得到, 预压 313 天后 (时间起点为 2009 年 5 月 20 日), 即在 2010 年 3 月 29 日后可以卸载。

表 5-1 卸载时间预测

Tab.5-1 Forecast of offloading time

日期	数值计算 结果 (cm)	实测沉降 (cm)	残差 (cm)	固结度 (%)	
				数值计算	实测结果
2009-2-3	1.80	1.10	0.70	11.90	7.28
2009-2-10	1.99	1.40	0.59	13.19	9.27
2009-2-14	2.09	1.66	0.44	13.87	10.97
2009-3-16	2.45	2.57	-0.12	16.22	16.99
2009-3-27	3.02	2.93	0.09	20.01	19.42
2009-4-3	3.46	3.30	0.16	22.89	21.84
2009-4-17	3.86	3.88	-0.02	25.52	25.66
2009-4-30	4.66	4.41	0.25	30.84	29.20

表 5-1 卸载时间预测（续）

Tab.5-1 Forecast of offloading time (continued)

日期	数值计算 结果 (cm)	实测沉降 (cm)	残差 (cm)	固结度(%)	
				数值计算	实测结果
2009-5-5	5.48	4.70	0.78	36.24	31.11
2009-5-13	5.77	5.35	0.42	38.19	35.41
2009-5-16	6.35	5.63	0.73	42.06	37.25
2009-5-20	6.53	6.00	0.53	43.25	39.71
2009-6-2	8.95	9.00	-0.05	59.22	59.57
2009-6-9	9.62	9.67	-0.06	63.64	64.02
2009-6-13	10.24	10.14	0.09	67.76	67.13
2009-6-25	10.3078	10.2525	0.06	68.23	67.86
2009-7-25	10.9697	11.65	-0.68	72.61	77.11
2009-8-8	12.0435	12.18	-0.14	79.71	80.62
2009-9-9	12.8097	12.895	-0.09	84.79	85.35
2009-9-22	12.92	12.965	-0.04	85.52	85.81
2009-9-28	13.04	13.005	0.03	86.31	86.08
2009-10-30	13.17	13.105	0.06	87.17	86.74
2009-12-29	13.36			88.43	
2010-2-27	13.51			89.39	
2010-3-29	13.61			90.08	
2010-4-28	13.84			91.62	
2011-4-28	14.76			97.68	
2014-4-27	15.11			100.00	

其余各断面预压期限的预估可以照此步骤逐一计算分析。

5.4 小结

1.通过数值模拟结果和实测数据的对比,验证了模型建立的合理性。观察沉降曲线,二者总体趋势相同,实测沉降值略小于计算值,但相差不大,吻合较好,说明计算模型的建立和参数的选取基本合理。

2.通过计算地基固结度,对复合地基进行了整体的沉降固结分析和评价。从结果来看,根据沉降反算的固结度偏高。按孔压计算,在 295 天即进入预压期 5 个月,由数值计算结果得到的平均固结度为 59.09%,由实测孔压计算得到的平均固结度稍大,达到 65.84%。按沉降计算,由数值计算结果得到的平均固结度为 87.17%。

3.根据工后沉降要求,预测该路基断面在最短时间内,沉降达到稳定时的卸载时间为。经过 313 天后(时间起点为 2009 年 5 月 20 日),即在 2010 年 3 月 29 日可以卸载。

6 结论与展望

6.1 结论

通过现场试验监测,分析高速铁路站场路基复合地基的地表沉降发展规律、超静孔隙水压力的变化规律,得到以下结论:

1.以现场路堤填筑及预压期内的管桩桩板、CFG 桩桩网复合地基沉降观测数据为依据,得到四个监测断面的路基沉降规律:正线路基地表沉降最大值出现在变桩长处,咽喉区路基最大地表沉降出现于路基中心,站场路基最大地表沉降位于桩长较短的桩网复合地基处。

2.随着路堤填筑高度的增加,路基断面横向差异沉降将增加。为了在路堤填筑过程中防止出现过大的横向差异沉降,应对路基沉降数据进行监测,及时调整填筑方案。

3.根据各监测断面测得的孔压数据,可得到相应的超静孔隙水压力的变化规律:随着路堤填筑的进行,超静孔隙水压力呈波动性增长,进入预压期一段时间后,孔压开始逐渐消散。各监测断面中,最大超静孔隙水压力都发生在下卧层,但其深度有所不同。一般说来,桩体越长,最大超静孔隙水压力出现的位置越深;但对于边坡处的测点,最大孔压值出现的位置与路基中心测点出现最大孔压值的深度相近。A 断面超静孔隙水压力最大值出现边坡处,设计埋深为 42m 处,其值达到 33.2kPa。B 断面超静孔隙水压力最大值出现路基中心,设计埋深为 44m 处,其值达到 46.72kPa。C 断面超静孔隙水压力最大值也出现路基中心,设计埋深为 44m 处,其值达到 63.95kPa。D 断面超静孔隙水压力最大值也出现 15mCFG 桩加固区,设计埋深为 30m 处,其值达到 37.19kPa。在 7、8 月份的雨季,超静孔隙水压力波动较大,进入 10 月份后,有明显的消散趋势。

4.通过固结度的计算,分别得到了各断面的不同测点的固结度,以及土层的平均固结度,分析了其固结特性。各测点固结度都在下卧层出现最小值。而对于同一断面水平方向的平均固结度,其一般规律为沉降越大,平均固结度越大。截止至 2009 年 11 月, A 断面路基中心平均固结度已达到 83.95%, 边坡处平均固结度达到 47.67%; B 断面分别为: 88.47%和 74.19%; C 断面分别为: 65.85%和 85.17%; D 断面分别为: 68.67%和 62.43%。

5.为进一步了解高速铁路站场路基的沉降与超静孔压消散的规律,以典型断面为例,应用有限元分析软件 ADINA 建立模型,模拟路基填筑阶段以及预压后的固

结沉降。计算得到,填筑完成时,路基最大沉降发生在 15mCFG 桩加固区,而最大孔压出现在 35m 管桩下卧层;经过一年的预压,沉降增加 5.43cm,此时最大孔压降至 3.795 kPa,说明路基固结沉降已趋于稳定。

6.通过数值模拟结果和实测数据的对比,验证了模型建立的合理性。观察沉降曲线,二者总体趋势相同,实测沉降值略小于计算值,但相差不大,吻合较好,说明计算模型的建立和参数的选取基本合理。

7.通过计算地基固结度,对复合地基进行了整体的沉降固结分析和评价。从结果来看,根据沉降反算的固结度偏高。按孔压计算,进入预压期 5 个月后,由数值计算结果得到的平均固结度为 59.09%,由实测孔压计算得到的平均固结度稍大,达到 65.84%。按沉降计算,由数值计算结果得到的平均固结度为 87.17%。

8.根据工后沉降要求,预测该路基断面在最短时间内,沉降达到稳定时的卸载时间为。经过 313 天后(时间起点为 2009 年 5 月 20 日),即在 2010 年 3 月 29 日可以卸载。

6.2 展望

1. 本文所开展的研究工作,主要基于在建的京沪高速铁路济南西客站站场路基沉降监测项目所收集到的大量原始数据。所做到的也只是将土力学基本理论与软土路基原位表现相结合作出的一些定性分析和经验判断工作。对于实际工程中出现一些问题的深入研究还显不足。

2. 对施工控制指标的进一步量化研究。它需要对大量工程实践资料进行归纳分析,总结出对实践有具体指导意义的控制标准。在综合考虑软土层厚度、土的物理力学性质、边界条件等基础上,将理论计算同工程经验相结合,以给出经验公式或参考指标,以指导施工实践。

3. 还需进一步探索实用的附加沉降计算方法。对于侧移引起的附加沉降量目前尚缺乏理论公式的表述,经验公式还有待于大量的观测数据检验证明。

4. 在软土地基沉降与稳定的分析计算中,选用与实际情况相符合的土质参数对分析结果具有极大的影响。如何在实测资料的基础上,选用合适的土本构模型并反演出正确的土性参数,具有极大的研究意义和实用价值。

参考文献

- [1]Terzaghi K. Erdbaummechanik[M].F.Deuticke, 1925
- [2]Rendulic L. Porenziffer and Porenwasserdruck in Tonen[J]. Bauingenieur, Vol. 17, 1936
- [3]Biot M. A. General theory of three-dimmmensional consolidation[J]. Jour. Appl. Phys, Vol. 12, 1941
- [4]Biot M. A. Consolidation settlement under a rectangular load distribution[J]. Jour. Appl. Phys, Vol. 12, 1941
- [5]Christian J. T. et. al. Consolidation of a Layer under a Strip Load. Proc[J]. ASCE, JSMFD, Vol. 98, 1972
- [6]Gibson R. E, England G. L, Hussey M. J. L. The theory of 1-D consolidation I, Finite nonlinear consolidation of thin homogeneous layers[J]. Geotechnique of saturated clays 1967, 17(2):261-271
- [7]Mikasa M. The Consolidation of Soft Clay[J]. Civil Engineering in Japan, JSCE:1965.
- [8] Gibson R. E., Schiffman R. L. and Pu S. L. Plane strain and axially symmetric consolidation of a claylayer on a smooth impervious base[J]. J Mech Appl Math, 1970
- [9]Worth C. P, Houlshy G T. Soil mechanics-property characterization and analysis procedures[M]. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics&Foundation Engineering, Rotterdam, Balkema, 1985: 1-56
- [9]Toh S. H, Fahey M. Numerical and centrifuge modeling of large strain consolidation[M]. Computer Methods and Geomechaincs, Rotterdam, Balkema, 1991: 279~284
- [11]Poskitt T. J. The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility[J]. Geotechnique, 1969, 19(2): 234-252
- [12] 谢新宇, 夏建中, 朱向荣, 潘秋元. 饱和土体一维大变形固结系数研究[J]. 浙江大学学报, 1998, 32(3):319-323
- [13]Taylor, D. W, Merchant, W. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression[J]. Mathematics and Physics, 1940, 19(3), 167-185.
- [14] 陈宗基. Structure mechanics of clay[J]. Scientia Sinica, 1959(8) : 93-97.
- [15] Lo, K. Y. Secondary Compression of Clays[J]. Proc. ASCE, JSMFD, Vol. 87, 1961
- [16] Folque, J. Rheology Properties of Compacted Unsaturated Soils[J], Proc. Sth.

ICSMEF, Vol.1, 1961

- [17] 门福录. 粘土固结与次时间效应单维问题的近似解[J]. 水利学报, 1963(1): 44-54
- [18] 沈珠江. 用有限层法计算软土地基的固结变形[J]. 水利水运科技情报, 1977, 2 (2)
- [19] 殷宗泽, 徐鸿江, 朱泽民. 饱和粘土平面固结问题有限单元法[J]. 华东水利学院, 1978. 11
- [20] 王盛源. 变荷载下的粘弹性体一维固结问题[J]. 水利水运科学研究, 1981(2): 10-17
- [21] 龚晓南. 油罐软粘土地基性状 [D]. 浙江大学博士论文, 1984
- [22] 谢康和. 等应变条件下的双层理想井地基固结理论[J]. 浙江大学学报, 1995, 29 (5): 529-539
- [23] 赵维炳. 广义Voigt模型模拟的饱和土体固结理论研究及其应用[D]. 河海大学博士学位论文, 1987
- [24] 谢康和. 双层地基一维固结理论与应用[J]. 岩土工程学报, 16(5), 24-55
- [25] Goughnour, R. R. and Bayuk, A. A. (1979a), Analysis of stone column n soil matrix interaction under Vertieal load[J]. Proc. Int. Conference on Soil Reinforcement, Paris. Vol. 1
- [26] Goughnour, R. R. and Bayuk, A. A. (1979a), Analysis of stone column n soil matrix interaction under Vertieal load[J]. Proc. Int. Conference on Soil Reinforcement, Paris. Vol. 1
- [27] YoshikuniH. Design and control of construction in the vertical drain method[M]. Gihoudou, Tokyo, 1979
- [28] 王瑞春, 谢康和. 双层散体材料桩复合地基固结解析理论[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 418-422
- [29] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996
- [30] 谢康和. 复合地基固结理论研究现状与发展[J]. 地基处理. 1993, 4(12):1-14
- [31] Tang X W. A study for consolidation of ground with vertical drains system [D]. Japan Saga University, 1998
- [32] Xie K H, Gao P, Xie X Y. ConsolidationTheory for Soft Clays Reinforce by cement of granular column [A]. Proc of 10th Int. Conf. of The Association for Computer M method sand Advance in Geomechanics. Balkema: Rotterdam , 2001. 1263-1268
- [33] 张土乔, 龚晓南, 曾国熙. 水泥土桩复合地基固结分析[J]. 水利学报. 1991(10): 32-37
- [34] 龚晓南著, 复合地基[M], 浙江大学出版社, 1992
- [35] 陈善明, 陈云敏, 吴世明. 软土地基经水泥搅拌桩加固后的固结特性分析[J]. 工

程勘察, 1998

- [36] 邢皓枫, 杨晓军, 龚晓南. 刚性基础下水泥土桩复合地基固结分析[J]. 浙江大学学报, 2006, 40(3): 485-489
- [37] 张仪萍, 俞亚南, 周宏伟. 桥头粉喷桩复合地基工后沉降原因分析[J]. 岩土工程. 2006, 27(6): 1171-1174
- [38] 沈珠江. 结构性粘土的弹塑性损伤模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 21-28
- [39] 黄传志, 肖原. 二维固结问题的解析解[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 47-54
- [40] 龚晓南. 高等土力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2002
- [41] 张爱军, 谢定义. 复合地基三维数值分析[M]. 北京: 科学出版社. 2004.
- [42] 刘和元. 超常水泥土搅拌桩复合地基性状研究[D]. 南京: 东南大学, 1996
- [43] 赵明华, 刘 琴, 邹新军. 水泥粉煤灰碎石(CFG)桩复合地基固结分析[J]. 湖南大学学报, 2007. 9
- [44] 徐洋, 谢康和. 单桩复合地基固结性状有限元分析[J]. 浙江大学学报. 2004. 2
- [46] 刘和元, 刘松玉. 超长水泥土搅拌桩复合地基性状研究[J]. 东南大学学报. 1999, 29(2): 63-69.
- [47] 李建国. 考虑土体各项异性的沉降计算方法研究[D]. 长安大学硕士学位论文, 2002
- [48] 辛金氓, 梅国雄. 全过程的沉降量预测方法研究[J]. 岩土力学, 2000, 21(4): 322-325
- [49] 殷宗泽, 朱汉, 吴钎. 沪宁高速公路地基沉降有限元计算分析[J]. 水利水电科技进展, 1998, 18(2): 22-26

作者简历

1. 教育经历:

- (1) 2003 年 9 月-2007 年 6 月 北京交通大学 环境工程
- (2) 2007 年 9 月-2009 年 12 月 北京交通大学 道路与铁道工程

2. 参与科研项目

京沪高速铁路济南西客站管桩及 CFG 桩复合地基站场路基沉降试验研究 中铁 1 2 局

独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作和取得的研究成果，除了文中特别加以标注和致谢之处外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得北京交通大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名： 签字日期： 年 月 日

学位论文数据集

表 1.1： 数据集页

关键词*	密级*	中图分类号*	UDC	论文资助
学位授予单位名称*		学位授予单位代 码*	学位类别*	学位级别*
北京交通大学		10004		
论文题名*		并列题名		论文语种*
作者姓名*			学号*	
培养单位名称*		培养单位代码*	培养单位地址	邮编
北京交通大学		10004	北京市海淀区西 直门外上园村 3 号	100044
学科专业*		研究方向*	学制*	学位授予年*
论文提交日期*				
导师姓名*			职称*	
评阅人	答辩委员会主席*		答辩委员会成员	
电子版论文提交格式 文本（ ） 图像（ ） 视频（ ） 音频（ ） 多媒体（ ） 其他（ ） 推荐格式：application/msword; application/pdf				
电子版论文出版（发布）者		电子版论文出版（发布）地		权限声明
论文总页数*				
共 33 项，其中带*为必填数据，为 22 项。				

