

DOI: 10.11779/CJGE201405002

# 承压含水层局部降压引起土体沉降机理及参数分析

郑刚<sup>1, 2</sup>, 曾超峰<sup>1, 2</sup>, 薛秀丽<sup>3</sup>

(1. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室(天津大学), 天津 300072; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 3. 天津大学力学系, 天津 300072)

**摘要:** 在天津地区几个场地开展了承压含水层抽水试验, 观测到承压含水层局部降压过程中其上覆土体出现“上小下大”的沉降规律, 其下卧土体出现隆起现象。采用考虑降水井瞬态降水的三维流固耦合数值模型的分析进一步表明, 承压含水层局部而不是大面积降压过程中其上覆弱透水土层在没有产生明显水位下降时, 可产生“土拱效应”, 土拱区内部土体出现附加拉应力, 进而发生张拉变形; 而承压含水层下卧土体的隆起则是由于下卧弱透土层中地下水向上渗流产生的渗流力所致。进一步地分析了不同竖向补给条件及不同场地条件的承压含水层长期局部降压过程中土体沉降规律, 揭示了不同情况下承压含水层局部降压引起的土体最大沉降位置。不论承压含水层竖向补给条件如何, 不论承压含水层短期降压还是长期降压, 当上覆弱透水层的渗透系数在其特征范围内变化时, 对承压含水层进行局部降压, 其上土层中最大沉降位置均出现在有水位降深的土层顶板处。由于分层总和法不能考虑成层土中承压含水层局部降压时其上弱透水土层的空间效应, 若基于单井或小范围群井抽水试验反演沉降经验系数, 并采用分层总和法分析不同深度土层沉降时, 将导致承压水局部降水引起的地表以下土体的沉降被低估。

**关键词:** 承压含水层; 抽水试验; 土体沉降; 有限元分析

**中图分类号:** TU463

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2014)05-0802-16

**作者简介:** 郑刚(1967-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。

## Settlement mechanism of soils induced by local pressure-relief of confined aquifer and parameter analysis

ZHENG Gang<sup>1, 2</sup>, ZENG Chao-feng<sup>1, 2</sup>, XUE Xiu-li<sup>3</sup>

(1. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety (Tianjin University), Ministry of Education, Tianjin 300072, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. Mechanics Departments, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** By carrying out the in-situ pumping tests on confined aquifer in Tianjin, it is found that the settlement of soils of overlying confined aquifer gradually increases up to down during local relieving, meanwhile, heave appears in underlying soils. Further analysis, by using three-dimensional fluid-solid coupling numerical model, indicates that the soil-arch effect will form in soils, which has no drawdown and overlies confined aquifer during its local relieving, in the meantime, the additional tensile stress and tensile deformation appear there, and moreover, the seepage force is the reason why the soils underlying the confined aquifer heave. Furthermore, the law of ground movement induced by long-term local pressure-relief of confined aquifer under different water supplies and site conditions is studied, and the location of the maximum soil settlement under each condition is obtained. The maximum soil settlement appears at the top of stratum which has drawdown under arbitrary water supply conditions, relieving time and permeability ranges of the overlying aquitard. Because the spatial effect of the overlying soils of confined aquifer induced by local pressure-relief of the confined aquifer cannot be taken into account using the layering summation method (LSM), it will underestimate the settlement of soils below the ground surface during its relieving if LSM is adopted based on the settlement correction factor derived from the pumping tests.

**Key words:** confined aquifer; pumping test; ground settlement; FEM analysis

## 0 引言

涉及承压含水层(以下简称承压层)的工程应用主要集中在3个方面:一是深层地下水开采;二是承压水抽水试验;三是深基坑开挖过程的减压降水。第

一方面主要关心地下水开采引起的区域地面沉降<sup>[1]</sup>及

**基金项目:** 国家重点基础研究发展计划(973计划)项目(2010CB732106); 天津市科技计划项目(11ZCGYSF00800)

**收稿日期:** 2013-06-30

承压层变形特性<sup>[2]</sup>, 且涉及的承压层深度往往达数百米, 对浅层承压水的分层沉降规律少有探讨。对第二方面的研究集中在场区各承压层间水力联系<sup>[3]</sup>、承压层水文地质参数计算<sup>[4]</sup>, 也有学者利用抽水试验研究承压水局部降压引起的土体沉降<sup>[5]</sup>, 但主要对沉降时程曲线进行分析。对第三方面的研究主要集中在减压降水引起的地面沉降<sup>[6]</sup>分析上, 而实际上, 在某些情况下, 承压层局部降压引起的土体沉降中, 地面沉降并非土体最大沉降位置, 传统的土体在地表加载时的“上大下小”沉降规律在承压层局部降压过程中不一定准确。文献[7]对地铁基坑承压层局部降压过程土体分层沉降的监测资料即说明了这一点, 其实测发现最大深层土体沉降比地面沉降大约 15 mm。与此类似, 伦敦某地铁隧道因管片长期渗漏, 导致管片上方及两侧土体释水固结产生沉降, 如图 1 所示。由图 1 可以看出, 隧道两侧距隧道 4 m 处的土体沉降呈上大下小的规律, 但隧道上方土体的沉降则是在紧邻隧道上方处最大<sup>[8]</sup>。

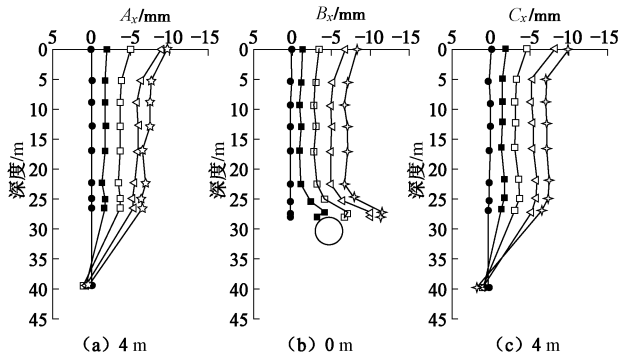


图 1 某隧道渗漏引起的土体固结沉降

Fig. 1 Ground settlement induced by leakage of tunnel

因此利用地面沉降来评估承压层局部降压引起的环境效应是不够全面的, 尤其是降压影响范围内存在地下管线或隧道、桩基础等地下结构时。如果局部降压引起的基桩持力层或隧道、管线位置土体沉降较地面沉降大, 那么该位置土体沉降即成为基坑减压环境效应评估的控制因素。但既有研究没有对承压层局部降压过程中土体最大沉降位置进行深入研究, 也没有分析不同竖向补给条件及不同场地条件的承压层长期局部降压过程中土体分层沉降规律, 且没有从力学角度对土体分层沉降机理给出解释。文献[9, 10]分别基于 Boussinesq 应力解和 Mindlin 位移解推导了承压层局部降压引起的土体沉降公式, 文献[10]得到承压层降压过程中土体最大沉降位置, 但它们将承压层顶、底板简化为完全隔水层, 未考虑降压过程中上、下弱透水层不断释水固结的渐进性边界条件, 因此所得结

论不具有普遍适用性。由此可见, 目前对承压层局部降压引起的土体沉降规律和机理研究还不够完善。

本文对天津市多个场地的承压层抽水试验开展了土体分层沉降监测, 观测到承压层上覆土层出现“上小下大”沉降规律; 同时, 承压层下卧土层出现隆起现象。进而结合有限元软件 ABAQUS 建立考虑降水井瞬态降水的三维流固耦合模型, 对抽水试验进行数值模拟, 并用实测结果对模型进行了校核; 然后开展了承压层短期局部降压过程中土体分层沉降机理的研究; 最后分析了不同竖向补给条件及不同场地条件的承压层长期局部降压过程中土体分层沉降规律。为进一步分析深基坑减压降水引起的环境效应打下基础。本文所指降压过程均指小范围局部降压。

1 抽水试验引起土体分层沉降研究

1.1 天津地铁 5、6 号线文化中心站抽水试验

(1) 场区水文地质概况

文化中心站位于黄埔南路和乐园道交叉口。场区潜水主要位于②淤泥质土、④黏性土、⑥1 粉质黏土, 水位埋深约 1 m, 底板埋深约 12 m; 第一承压水主要位于粉土⑧<sub>21</sub>层、粉砂⑨<sub>21</sub>层, 承压水头埋深约 4.5 m, 顶、底板埋深约 16.5, 29 m; 第二承压水主要位于粉土⑩<sub>2</sub>层、粉砂⑩<sub>21</sub>层, 承压水头埋深约 5.4 m, 顶、底板埋深约 35.5, 50.5 m。如图 2 所示。

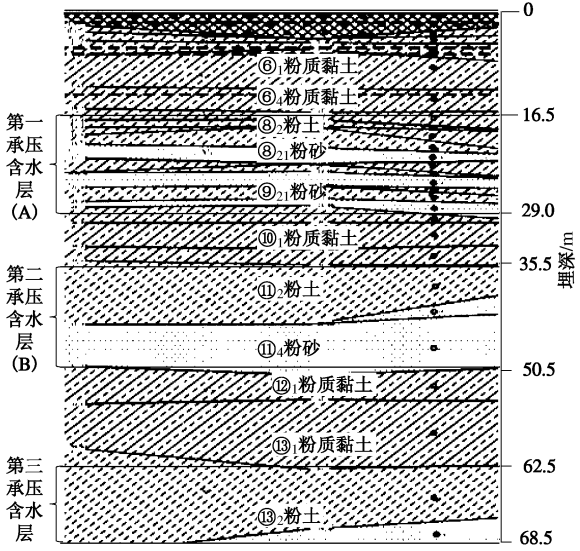


图 2 典型地质剖面图

Fig. 2 Typical geological profile

(2) 抽水试验

在场区对第一、第二承压层先后开展单井抽水试验, 每层的抽水试验又分为 3 个降深, 分别为大降深、中降深、小降深; 然后又进行了双井抽水试验, 试验



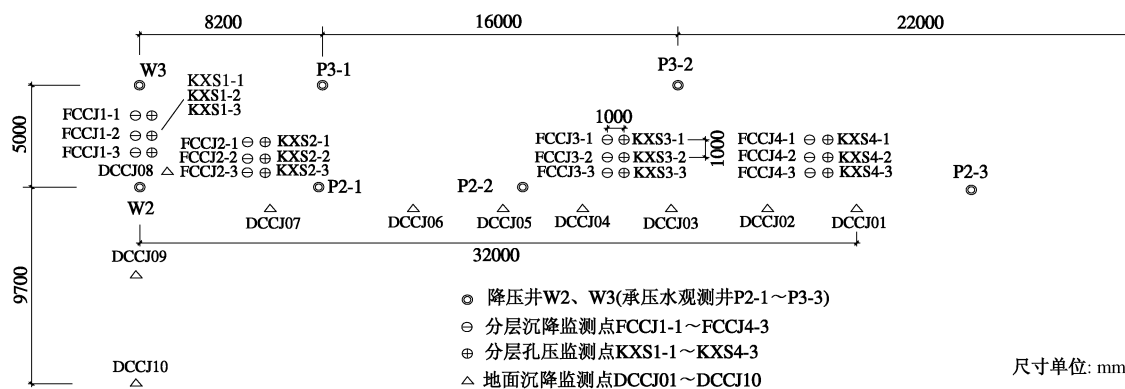


图3 降压井及监测点平面布置

Fig. 3 Layout of relief wells and monitoring points

流程见表 1。试验中降压井、观测井及孔隙水压力、分层沉降、地面沉降监测点布置见图 3，其中 W2、W3 分别为第一、二承压层降压井；P2-1~P2-3、P3-1~P3-3 分别为第一、二承压层水位观测井；DCCJ01~DCCJ10 为地面沉降监测点，为了保护测点，将其布置在地表下 2 m；分层沉降监测点和分层孔压监测点分别布置了 4 组，每组包括 3 个位置接近的测孔，如 FCCJ1-1~FCCJ1-3、KXS1-1~KXS1-3，其埋置深度分别为 4，8，12 m。

表 1 抽水试验流程

Table 1 Schedule of pumping test			
含水 土层	降压井	类型（流量 /(m <sup>3</sup> ·d <sup>-1</sup> )	时间（月/日/时/分）
A	W2	大降深（284）	5/7/6—5/9/6
		中降深（203）	5/9/6—5/10/17/30
		小降深（115）	5/10/17/30—5/12/9
B	W3	大降深（223）	5/12/14—5/14/14
		中降深（130）	5/14/14—5/16/14
		小降深（42）	5/16/14—5/18/14/30
A、B	W2、W3	—	5/18/14/30—5/24/8

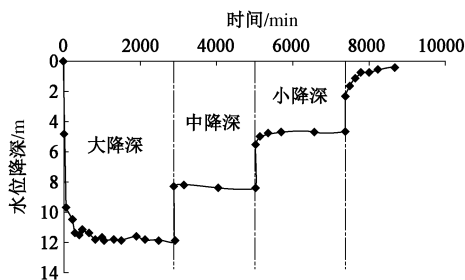


图4 W2井降深-时间曲线

Fig. 4 Drawdown vs. time of W2

a) 土体分层沉降及分层水位降深

在第一承压层大降深抽水试验结束后，该层水位会有一定程度的恢复，如图 4 所示。而水位恢复阶段土体分层沉降不在本文研究范围，故仅将大降深抽水试验结束后土体分层沉降示于图 5 中，将此刻土层各

位置处水位降深示于图 6 中（图 6 中散点为图 3 中各位置处孔压监测点和水位观测井数据求得）。

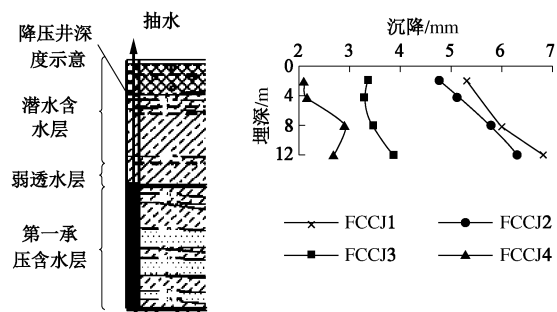


图5 W2井大降深降水结束后土体分层沉降

Fig. 5 Ground settlement after 1<sup>st</sup> drawdown of W2

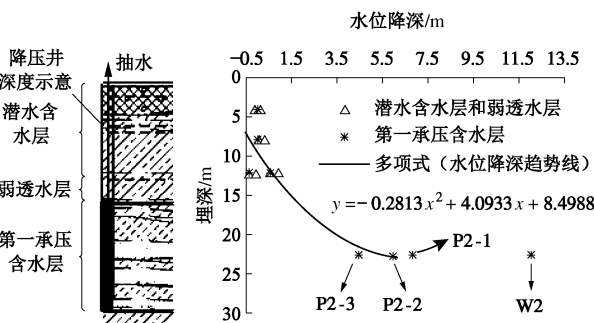


图6 W2井大降深降水结束后各土层水位降深

Fig. 6 Variation of water level in soils after 1<sup>st</sup> drawdown of W2

由图 6 可以看出，对第一承压层降压使得该层水位下降十分明显，其上覆弱透水层也有一定释水，与之对应，该两层将发生压缩变形；而潜水含水层（尤其是中上部）的水位降深则不明显，因此不会发生明显压缩变形，只会随同下卧土层沉降而发生沉降，理论上说，这种沉降的大小应当等于下卧有明显水位降深的土层顶板沉降。但图 5 表明，越接近地面，土体沉降越小，因此可以判断，在没有发生明显水位降深的土层（这里指潜水层）中，土体出现张拉变形。另外，越靠近抽水中心，这种“上小下大”的分层沉降规律越明显。由于沉降测点最深为 12 m，无法得知更

深土层处沉降,但后文会给出数值模拟结果。图6中部分测点表现出水位抬升,且同一深度处有的测点水位抬升,有的则水位下降,其分析说明见3.1(1)节。

b) 土层水位升降与土层变形关系

由图6可知,被降压的承压层(粉砂)有明显水位降深,因而该层有明显变形响应。为研究该层在水位升降条件下的土层变形特征,选取水位降深较大的观测井P2-1、P3-2(P3-1在试验过程中失效)及其附近的分层沉降测点FCCJ2-3,将这3个测点在抽水试验过程中的响应时程曲线绘于图7中,由于分层沉降测点FCCJ2-3埋设于地表下12 m处,其相对其他沉降测点来说更能反映承压层本身的变形。

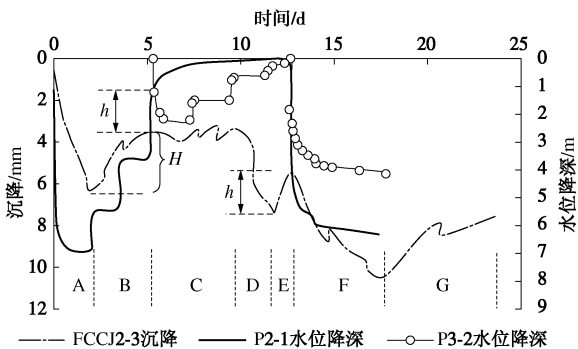


图7 FCCJ2-3 沉降、第一、二承压层水位降深时程曲线  
Fig. 7 Settlement of FCCJ2-3, drawdown of 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> confined aquifers vs. time

将图7中FCCJ2-3沉降时程曲线划分为7个阶段,即A~G,各阶段的土层隆沉与水位升降吻合良好。其中:

a) 阶段A第一承压层进行大降深降水,该层同步出现线性变形。

b) 阶段B开始后,承压层水位得到恢复,该层迅速回弹,且回弹速率与沉降速率大致相同。

c) 阶段C开始后,第二承压层开始抽水,而第一承压层则关闭抽水井,进入水位恢复阶段,这个阶段测点的沉降值基本保持不变,说明第一承压层由于水位恢复产生的土层回弹与第二承压层由于水位降低引起的沉降大致相等。

d) 阶段D开始后,测点的沉降值又开始增大,此时正处于第二承压层的小降深抽水阶段,因而该层应处于回弹状态(如果这时该层出现了之前大降深降水引起的滞后的压缩变形,那么该层在经历大降深后的水位应该已经达到临界水位<sup>[11]</sup>——该层历史上的最低水位,当该层地下水位下降至临界水位以后,含水层承受的附加应力增加至前期固结压力,其变形速率将发生转折、产生显著压缩变形——但是F阶段中,该层的水位降深更大,却在阶段G出现几乎等速率的

回弹,这说明该层的临界水位应当未被达到),第一承压层水位也没有变化,此时该层最可能存在滞后的回弹变形,但FCCJ2-3在此时出现沉降,其最有可能是第二承压层上覆弱透水层出现滞后的压缩变形<sup>[12]</sup>。

e) 阶段E开始后,沉降测点出现迅速回弹,此时正处于第二承压层降压井刚被关闭的状态,该层地下水位不断恢复,因而这部分变形应为第二承压层回弹所致,进而可以推测第二承压层的回弹变形至少为 $h$ (图7中所示),而上文已述,阶段C之所以出现测点的沉降值没有发生变化,是由于第二承压层的压缩变形与第一承压层的回弹变形大致相等,而土层回弹变形至少小于同样条件下其压缩变形,到此,可以进一步得出结论:阶段B、C第一承压层至少出现 $(H+h)$ 大小的回弹变形,这说明,第一承压层在水位降深约9 m以内时(实际上更深,因为此时W2抽水井水位降深达到12 m),基本处于线弹性状态。

f) 阶段F开始后,进行第一、二承压层双井抽水试验,测点出现同步沉降;而F阶段结束,阶段G开始后,两承压层中抽水井关闭,测点出现同步回弹,回弹速率与沉降速率基本相同,由此也可说明,第二承压层在水位降深约4 m以内时(实际上更深,因为此时W3抽水井的水位降深达到10 m),基本处于弹性状态。

1.2 天津于家堡地区某场地抽水试验

(1) 场区水文地质概况

场区潜水层主要位于④1粉质黏土、④5淤泥质黏土中,水位埋深约1 m,底板埋深约20.5 m;其下弱透水层主要为⑤3黏土、⑥1粉质黏土夹粉土,底板埋深约25.4 m,为潜水含水层与承压层的相对隔水层;承压层十分深厚,主要为⑦4、⑦9、⑧4、⑧5粉、细砂,水位埋深约7 m,底板埋深约55 m。如图8所示。

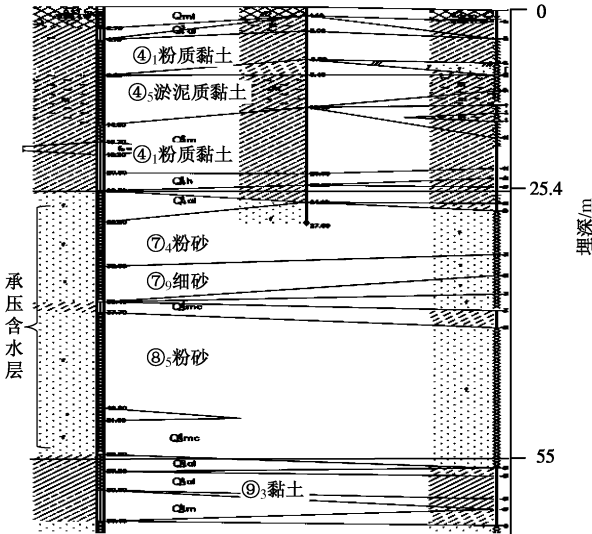


图8 典型地质剖面图  
Fig. 8 Typical geological profile

(2) 抽水试验

在场区对承压层开展了 3 个降深的单井抽水试验,即大降深、中降深、小降深,试验流程见表 2,各含水层中观测井编号为 P5、P6(潜水含水层),P1、P2(弱透水层),P3、P4(承压层)。

试验中降压井、观测井及分层沉降、地面沉降监测点布置见图 9,其中分层标分别埋设在潜水含水层中(埋深 3 m)、弱透水层中(埋深 21 m)承压层顶(埋深 25 m)、底部(埋深 57 m)。

表 2 抽水试验流程

Table 2 Schedule of pumping tests				
含水 土层	降压 井	类型 (流量/(m <sup>3</sup> ·d <sup>-1</sup> ))	抽水延续 时间/min	恢复延续 时间/min
承压层	W1	大降深(828)	8478	1710
		中降深(617)	6632	2248
		小降深(283)	4142	1592

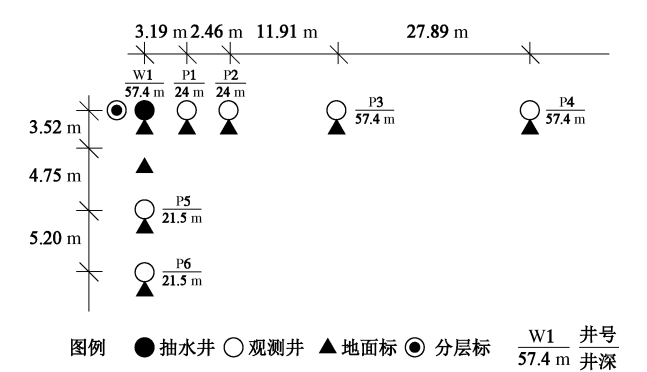


图 9 抽水井及监测点平面布置  
Fig. 9 Layout of relief wells and monitoring points

同样地,将承压层大降深抽水试验结束后土体分层沉降示于图 10 中,将此刻土层各位置处水位降深示于图 11 中。可以看出,土体分层沉降呈现出以下“三段式”特点:

(1) 水位降深不明显的土层沉降呈“上小下大”。对承压层降压使得该层及弱透水层中水位明显下降,因而该两层迅速发生压缩变形,而潜水含水层中由于没有明显水位降深,因而不会发生明显压缩变形,这使得图 10 中弱透水层以上土层(埋深 0~20.5 m)分层沉降与图 5 中类似,呈现“上小下大”的规律。

(2) 水位降深明显的土层沉降呈“上大下小”。对于弱透水层及其以下的承压层(埋深 20.5~55 m),由于其深度范围内发生了明显水位降深,因而在土体附加应力(由于水位下降而增加的有效压力)作用下,约 35 m 厚的土层发生的压缩变形会从下至上逐渐叠加而形成“上大下小”的沉降规律。

(3) 深层土体隆起。在埋深 55 m 以下,即承压层以下为渗透性很小的黏土,实测发现该层中土体出

现隆起变形,其原因可能是:黏土层上覆承压层中水位降深的出现打破了各含水层间的水力平衡,黏土层下卧的承压层必然发生越流补给,而由于黏土层渗透性低,将会限制这种补给,这使得黏土层上下形成水力梯度,这将使黏土层受到由下向上的渗流力。在渗流力作用下,黏土层发生向上隆起。但是,如果该层土不是黏土,而是渗透性较好的土层(具体分析见 5.2 节),在上覆承压层水位降深下,该层水位也会下降,因而土体反而会发生压缩变形,表现为沉降,这时,该层上下土层间的水力梯度也无法形成或更小,因而上述的渗透力也会消失或减小。

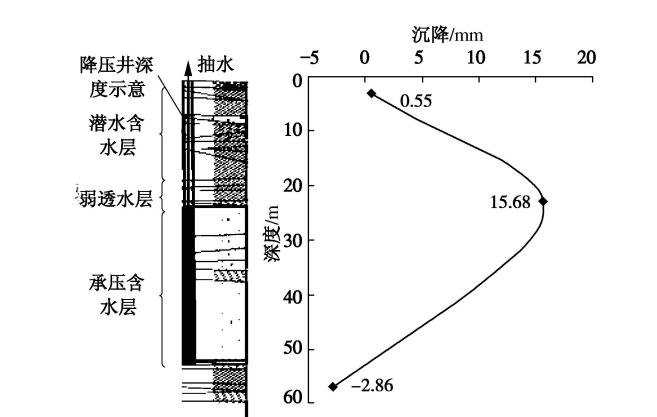


图 10 W1 井大降深降水结束后土体分层沉降  
Fig. 10 Ground settlement after 1<sup>st</sup> drawdown of W1

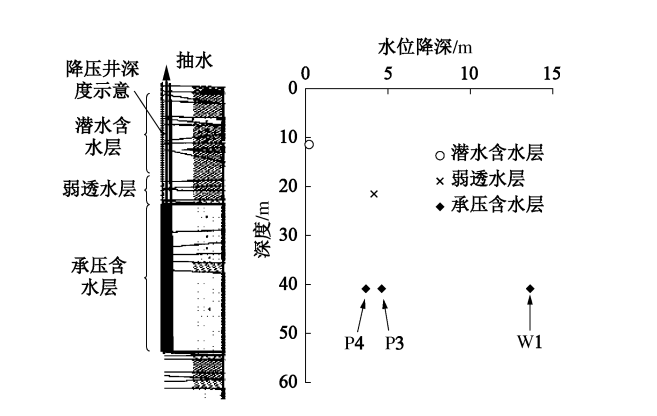


图 11 W1 井大降深降水结束后各土层水位降深  
Fig. 11 Variation of water level in soils after 1<sup>st</sup> drawdown of W1

由上述 2 个抽水试验可看出,承压层短期降压将引起其上土体出现“上小下大”的沉降,且最大沉降往往出现在有明显水位降深的土层顶板处。

为在工程实测研究基础上进一步研究承压层降压引起土体“上小下大”沉降的机理,本文先基于天津地铁 5、6 号线文化中心站抽水试验,对承压层降压过程中各观测井水位进行拟合,并反演相关参数,用以建立三维有限元模型。利用该模型再对抽水试验进行模拟,将观测井水位、地面沉降、分层沉降及分层水

位降深计算值与实测值对比,以证明模型的正确性,在此基础上以文化中心站场地为例开展机理研究。

## 2 三维有限元数值模拟和模型校核

### 2.1 计算假定

本文采用有限元软件 ABAQUS 进行三维分析,在计算中做了以下假定:①假定各土层为正常固结土;②假定各含水层初始水位在地表。

### 2.2 抽水试验计算模型

#### (1) 模型简化

由于实际场地土层分布复杂,且降水井为圆形截面,加大了模型网格划分的难度,故为了建模方便,对模型做了以下简化:①根据文化中心站场地内所有钻孔的土层柱状图,将模型概化为9层,忽略较小透镜体,土性参数相近的合并为一层,其中将潜水层和其下弱透水层合并,见表3。计算深度取80 m。②根据文化中心站场地的抽水试验结果,承压层单井抽水影响半径为180 m,因此自井位处向四周各取180 m,将模型平面大小设置为360 m×360 m,如图12所示。③模型中未建立降压井的实体结构,而是根据降压井“功能等效”,在模型中其相应位置建立抽水源,即将实际的单井抽水量设置于井点过水断面上。

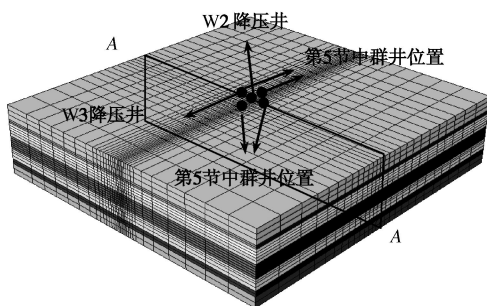


图12 抽水试验模型有限元网格

Fig. 12 Finite element mesh of pumping test model

#### (2) 有限元模型

##### a) 单元选择

模型中土体均采用三维8节点孔压单元(C3D8P)。

##### b) 边界条件

限制模型四周水平方向位移,同时对其设置常水头水力补给边界;底部限制水平和竖直方向位移,同时设置为不透水边界,也即流量为0;地表处设置“零孔压”的常水头补给。

##### c) 土体本构模型及参数

地下水降水问题中土体本构模型选取一直是影响土体变形计算准确性的关键因素之一。Preene<sup>[13]</sup>采用

线弹性模型,借助太沙基一维固结理论对降水引起的土体变形问题进行分析;Wen等<sup>[14]</sup>借助弹性、非弹性储水因子分析降水引起的土体变形问题,其本身也是弹性模型,只是可以考虑地下水的升降历史而适当的采用反映土体回弹再压缩特性的模量进行计算;骆祖江等<sup>[15]</sup>采用邓肯-张模型、许胜等<sup>[16]</sup>采用Burgers黏弹性模型均较好地反映了降水引起的土体变形,与实测值吻合良好。

可以看出,国内外普遍采用弹性模型来模拟降水引起的土体变形问题,区别在于是线弹性还是非线性弹性或者黏弹性。实际上,这类问题中土体本构模型的选取还需参考地区地下水开采历史<sup>[2]</sup>,针对具体研究问题来确定。文献[17, 18]报道了天津地区地下水组成、开采历史、开采量,其中第一含水层组(底板埋深30~70 m)在过去的开采量占总开采量的比重很大,因而历史上该层水位有过大幅下降,由于引滦入津、南水北调工程的开展,再加之含水层组补给条件较好,该层地下水位得到恢复并能够保持目前较高的水位,这说明天津某些地区第一含水层组的临界水位<sup>[11]</sup>应该比现在的稳定静止水位底很多。这也是为什么1.1

(2)节中根据抽水试验资料发现文化中心站场地第一、二承压层在一般水位降深(4~12 m)下保持弹性(甚至线弹性)状态的原因。事实上,在上海地区,浅层承压层(第一、第二、第三承压层)同样由于地下水开采历史的原因而处于弹性(线弹性)状态<sup>[2]</sup>。

基于以上原因,本文对场区第一、二承压层(粉砂)采用莫尔-库仑模型(考虑因其水位变化历史,在现有一般水位变化下引起弹性变形)、对其余土层采用修正剑桥模型。关于模型参数,本文先基于文化中心抽水试验,借助地下水渗流数值分析程序Modflow<sup>[19]</sup>对场区水文参数(渗透系数 $k_x$ ,  $k_z$ , 贮水率 $S_s$ )进行反演,见表3~5,而贮水率的理论公式<sup>[20]</sup>为:

$$S_s = \rho g (\alpha + n\beta) \quad (1)$$

根据文献[21],含水层单位厚度骨架成分的储水因子 $S_{sk}$ 为

$$S_{sk} = \rho g \alpha \quad (2)$$

式中 $\alpha$ 为土的体积压缩系数; $n$ 为土的孔隙率; $\beta$ 为水的体积压缩系数; $\rho$ 为水的密度; $g$ 为重力加速度。而由文献[22]可知, $S_{sk}$ 与土的压缩指数 $C_c$ 有以下关系:

$$S_{sk} = \frac{0.434 C_c \gamma_w}{\sigma'(1+e_0)} \quad (3)$$

而 $C_c$ 与土的压缩模量 $E_s$ 的关系<sup>[23]</sup>为

$$C_c = \frac{\sigma'(1+e_0)}{0.434 E_s} \quad (4)$$

式中 $\sigma'$ 为土层初始有效应力,一般取土层中点处的

值<sup>[22]</sup>; $e_0$ 为土体初始孔隙比; $\gamma_w$ 为水的重度。由于水的体积压缩系数 $\beta$ 远小于土的体积压缩系数 $\alpha$ ,因而忽略水的体积压缩系数,即式(1)改写为

$$S_s \approx \rho g \alpha = S_{sk} \quad (5)$$

联立式(3)~(5),得到

$$E_s \approx \frac{\gamma_w}{S_s} \quad (6)$$

而根据文献[24],土体变形模量 $E$ 和压缩模量 $E_s$ 关系为

$$E = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) E_s \quad (7)$$

式中, $\nu$ 为土体泊松比。根据式(6)、(7),可利用Modflow反演出来的贮水率 $S_s$ 计算土层压缩模量 $E_s$ 和变形模量 $E$ (莫尔-库仑模型刚度参数),进而利用式(4)求得土体压缩指数 $C_c$ ,从而得到土体剑桥模型刚度参数( $\lambda=C_c/2.303$ ,<sup>[25]</sup> $\kappa=\lambda/6$ )。模型参数见表4、5。可以看出,公式(6)计算的 $E_s$ 是勘察报告提供数值的4~8倍,Preene<sup>[13]</sup>认为降水过程引起的土体应变远小于常规室内固结实验时土体应变(1%~15%<sup>[26]</sup>),因而土体刚度被低估;有研究表明,土的割线杨氏模量

在轴向应变为0.003%时是1%时的11倍<sup>[27]</sup>,当采用切线模量时,差别更大;叶淑君等<sup>[2]</sup>对上海地区第四承压层(细砂)变形特性的研究表明,该层的回弹模量与压缩模量比值达到5~7。根据前人研究结果,结合天津地区地下水开采历史,运用表5、表6中刚度参数计算文化中心场地承压层因降水引起的土体变形是相对合理的。文化中心站抽水试验模型有限元网格见图12。

2.3 降水过程模拟

为更好地模拟降压井实际降水过程,笔者采用了3种方法:设置零孔压<sup>[28]</sup>,定义drainage-only flow边界条件<sup>[29]</sup>,将实际单井抽水量设置于井点过水断面上。通过对比发现,前2种方法均不符合本文承压层抽水试验实际情况,其中第1种方法夸大了降压井工作能力,使过水断面处孔压始终为0;第2种方法使抽水试验在获得稳定渗流场前,降压井抽水流量不断减小。第3种方法可以保证从抽水试验一开始,降压井就保持恒定抽水量直到形成稳定渗流场,符合本文模拟要求,故本文采用第3种方法模拟降压井抽水试验。

表3 模型土层分布及常规物理力学参数

Table 3 General mechanical parameters of soil layers and soil distribution in model

编号	土层名称	含水层类型	层底深度/m	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	泊松比 $\nu$	水平渗透系数 $k_x/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$	垂直渗透系数 $k_z/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$
1	粉质黏土夹粉土	潜水层	16.5	19.2	0.30	0.002	0.0003
2	粉砂	第一承压层	20.5	20.0	0.25	3	1
3	粉土夹粉质黏土	第一承压层	23.5	20.4	0.30	0.005	0.0023
4	粉砂	第一承压层	29.0	20.2	0.25	2.21	1.52
5	粉质黏土	弱透水层	35.5	20.0	0.30	0.0005	0.0001
6	粉砂	第二承压层	50.5	20.2	0.25	2.18	1.31
7	粉质黏土	弱透水层	62.5	20.0	0.30	0.0004	0.0001
8	粉土、粉砂	第三承压层	68.5	20.1	0.25	2	1
9	粉质黏土	弱透水层	80.0	20.0	0.30	0.0003	0.0001

表4 第一、二承压层莫尔-库仑模型参数

Table 4 Parameters of Mohr-Coulomb model in 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> confined aquifer

编号	土层名称	含水层类型	贮水率 $S_s/(\text{m}^{-1})$	压缩模量 $E_s$ (式(6)(勘察))/kPa	变形模量 $E$ (式(7)) /kPa	有效内摩擦角 $\phi'/(^{\circ})$	有效黏聚力 $c'/\text{kPa}$
2	粉砂	第一承压层	$8.705 \times 10^{-5}$	114870 (18100)	94358	37	10
4	粉砂			114870 (19920)		38	8
6	粉砂	第二承压层	$7.401 \times 10^{-5}$	135113 (29800)	110986	37	11

表5 土层修正剑桥模型参数计算表

Table 5 Tabular statement of parameters of modified Cam-clay models

编号	土层名称	贮水率 $S_s/(\text{m}^{-1})$	压缩模量 $E_s$ (式(6) (勘察))/kPa	压缩指数 $C_c$ (式(4))	压缩系数 $\lambda=C_c/2.303$	回弹系数 <sup>[25]</sup> $\kappa=\lambda/6$	内摩擦角 $\phi'/(^{\circ})$	临界状态 应力比 $M$	孔隙比 $e$
1	粉黏夹粉土	$2.495 \times 10^{-4}$	40084 (5000)	0.007984	0.003467	0.000578	24	0.941	0.830
3	粉土夹粉黏	$1.695 \times 10^{-4}$	59005 (6785)	0.013145	0.005708	0.000951	25	0.984	0.623
5	粉质黏土	$1.922 \times 10^{-4}$	52042 (7363)	0.023370	0.010148	0.001691	27	1.070	0.694
7	粉质黏土	$1.081 \times 10^{-4}$	92518 (12649)	0.021831	0.009479	0.001580	26	1.027	0.687
8	粉土、粉砂	$6.455 \times 10^{-5}$	154919 (25381)	0.015791	0.006857	0.000807	34	1.375	0.640
9	粉质黏土	$8.455 \times 10^{-5}$	118273 (18513)	0.024091	0.010461	0.001743	26	1.027	0.682



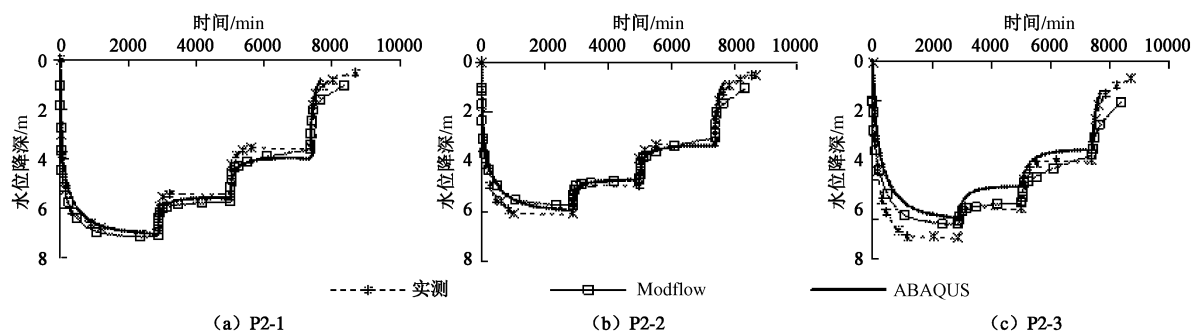


图 13 W2 降水过程中第一承压层观测井水位计算与实测值对比

Fig.13 Calculated values vs. monitoring data of observation well in 1<sup>st</sup> confined aquifer during its dewatering

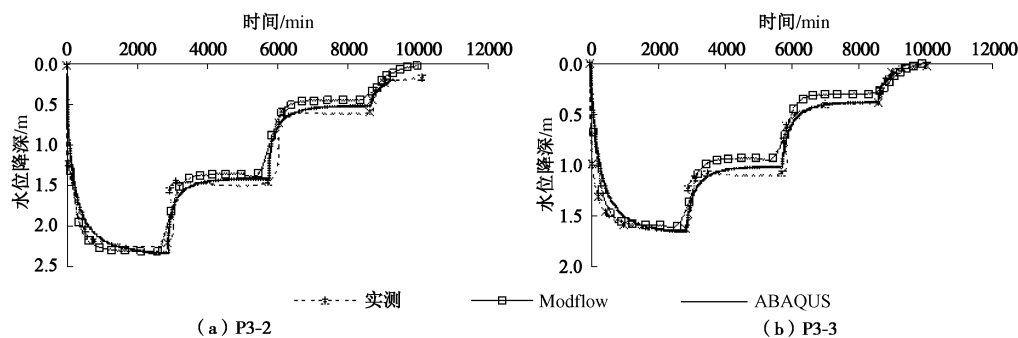


图 14 W3 降水过程中第二承压层观测井水位计算与实测值对比

Fig. 14 Calculated values vs. monitoring data of observation well in 2<sup>nd</sup> confined aquifer during its dewatering

2.4 计算工况

根据表 1 中抽水试验过程, 模型计算工况见表 6。

表 6 计算工况

Table 6 Calculation cases			
分析步	含水层类型	计算工况	时间/min
1	第一承压层	平衡地应力	—
2		W2 大降深抽水	2880
3		W2 中降深抽水	2130
4		W2 小降深抽水	2370
5		W2 停止抽水	300
6	第二承压层	W3 大降深抽水	2880
7		W3 中降深抽水	2880
8		W3 小降深抽水	2910

2.5 计算结果

(1) 观测井水位

图 13, 14 分别为 W2、W3 井抽水试验过程中相应层中观测井(观测井位置见图 3)水位变化实测值与计算值对比, 由于 P3-1 观测井在试验过程中失效, 因此没有数据。可以看出, 每个观测井的 3 条曲线不论从数值上还是变化规律上都比较吻合, 这一方面说明 Modflow 反演出来的土层渗透系数和贮水率(见表 3~5)能够反映场地土层的水文特征; 另一方面, ABAQUS 利用该渗透系数和贮水率(根据式(6)、(7)转化为土体刚度参数)建立的渗流模型也得到了校核。

(2) 地面沉降

图 15 为 W2 井大降深降水结束后部分测点(布置

见图 3)地面沉降实测值与计算值对比。由图 15 可以看出, 模型计算值与实测值在距降水井较近时比较接近, 而距降水井越远, 降水引起的沉降越被高估, 这说明土体在较小应变时能表现出更高的刚度。

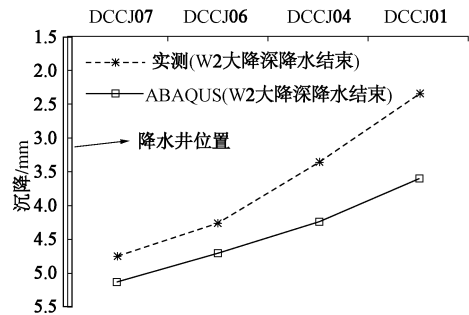


图 15 W2 井大降深降水结束后地面沉降计算与实测值对比

Fig. 15 Calculated values vs. monitoring data of ground settlement after 1<sup>st</sup> drawdown of W2

(3) 分层沉降与分层水位降深

图 16 为对第一承压层大降深降水(W2 井降水)结束后 4 个断面测点(距抽水井由近及远, 布置见图 3)的分层沉降实测值与计算值对比; 图 17 为该时刻不同深度土层处水位(孔压)监测点实测水位降深与两观测井位置处(距 W2 抽水井最近及最远位置)分层水位降深的计算值对比, 可以看出, 有限元计算得出了跟实测一致的规律:

a)承压层短期降压引起上覆土体出现“上小下大”的变形规律, 且最大沉降出现在有明显水位降深的土

层顶板处,而地表沉降则相对要小。在 FCCJ1、FCCJ2 监测断面处,实测值与计算值吻合很好,而在距降水井稍远的测点 FCCJ3、FCCJ4 处,计算值与实测值有一定差别,并且降水引起的分层沉降被高估,这也与土体在小应变时表现出更大的刚度有关。

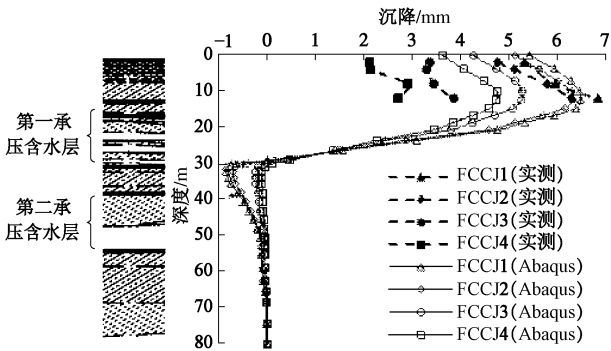


图 16 W2 井大降深降水结束后土体分层沉降计算与实测值对比  
Fig. 16 Calculated values vs. monitoring data of ground settlement after 1<sup>st</sup> drawdown of W2

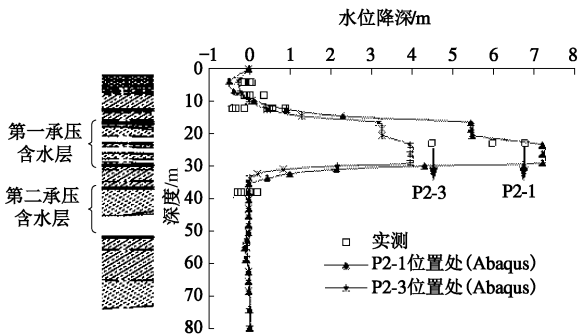


图 17 W2 井大降深降水结束后土层水位变化计算与实测值对比  
Fig. 17 Calculated values vs. monitoring data of water level change in soils after 1<sup>st</sup> drawdown of W2

b) 埋深约 12 m 处弱透水层及其下至承压层底板处,土体分层沉降“上大下小”;而承压层底板以下土层出现隆起变形。虽然文化中心站抽水试验对这些位置没有实测沉降数据,但 1.2 (2) 节天津于家堡某场地的抽水试验实测分层沉降说明了这一规律。

c) 被降压承压层上部一定范围内土体水位出现抬升(见图 17),且同一深度处水位(或孔压)测点有的表现出抬升,有的则下降。关于前者,是因为该范围内土体有效应力下降,孔隙水压力增加导致,其分析详见 3.1 (1) 节。而对于后者,是由于实际埋设水位(或孔压)测点时,由于施工的原因,不能保证所有测点都达到设计深度,有的深有的浅,但是由图 17 的有限元计算结果可以看出,在承压层上覆弱透水层厚度范围内水位变化较大(即水力梯度大),因而埋设

稍微深一点的测点就会测出水位下降,而稍微浅些的则表现出水位抬升。此外,图 17 显示在被降压承压层中部水位出现突变,这是该处含粉土、粉质黏土夹层导致,见表 3。

以上结果说明,本文采用 Abaqus 建立的三维流固耦合模型在地下水渗流和土体变形两方面均能较好地反映实际场地土层特性,因而用其研究承压层降压引起的土体分层沉降机理和规律是有意义的。

### 3 承压含水层短期降压引起土体“三段式”分层沉降机理研究

上文通过抽水试验实测和有限元计算均得到承压层短期降压引起土体“三段式”分层沉降的规律,其中承压层上覆土体的“上小下大”沉降规律和承压层下卧土体的隆起现象在以往较少被注意甚至不能理解。本节以 2.2 节中 Abaqus 建立的三维流固耦合模型对这两种现象进行机理研究。

#### 3.1 承压含水层上覆土体“上小下大”沉降机理

##### (1) 承压含水层上覆土层中的附加拉应力

工程中通常用分层总和法计算建筑基础的沉降量  $s$ , 其计算方法为

$$s = \int_0^z \sigma_z / E_s dz \quad (8)$$

式中,  $z$  为地基变形计算深度,也就是土体附加应力作用范围,因为根据有效应力原理,土体附加应力产生土体变形,  $\sigma_z$  为土体附加应力。由于建筑物荷载作用在地表,因此地表以下土体所受附加应力均为压力,如图 18 所示,因此计算出来的地表沉降最大,为其下一定范围内土层压缩变形之和。

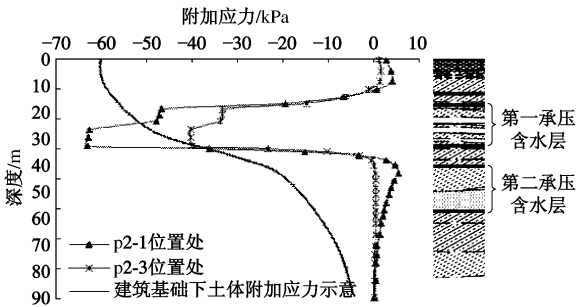


图 18 W2 井大降深降水结束后土体附加应力沿深度变化  
Fig. 18 Additional stress of soils after 1<sup>st</sup> drawdown of W2

而承压层降压是在承压层深度范围内均匀作用(理论上)一个附加荷载,此时地表以下一定范围内土体附加应力将不再是压力。事实上,上文对文化中心站场地承压层抽水试验的有限元模拟发现该过程中承压层上覆土体将出现附加拉应力,如图 18 所示,图为 W2 井(作用于第一承压层中)大降深降水结束后

P2-1、P2-3 观测井位置处土体附加应力沿深度分布,这与图 17 中两观测井位置处土体孔压(水位)沿深度变化规律相似,土体孔压减小,则有效应力增大,即在土体原有自重应力基础上附加了一部分压力,这将使土体出现压缩变形;土体孔压增大,则有效应力减小,即在土体原有自重应力基础上附加了一部分拉力,这将使土体发生张拉变形。由图 18 可以看出,在埋深约 12m(弱透水层顶板)以上土体中出现附加拉应力,这将使得相应位置处土体出现张拉变形,这种张拉变形自下向上叠加使得弱透水层顶板以上土体出现图 16 中“上小下大”的沉降规律,而弱透水层顶板位置处沉降最大。图 18, 23, 26 中横坐标负值表示压应力。

### (2) 承压含水层上覆土层中的“土应力拱”

上文已述,承压层降压过程中其上覆土体中附加拉应力导致了该位置处土体出现“上小下大”的沉降,从另一个角度来看,这种沉降其实是“土层不均匀沉降引起的自身应力传递路径发生变化”导致。

降压前,土层之间的传力路径主要是竖向的(自重引起)。承压层降压后,在该层将形成以降水井为中心的降水漏斗。上文已述,由于承压层上、下弱透水层短期释水相对不明显,因此沉降主要发生在承压土层中,并且处在降水漏斗正中位置的土体沉降最大,远离漏斗中心位置的土体沉降小,这将引起承压土层出现不均匀沉降,这种不均匀沉降会向上传递直至地表,如图 19 所示,图 19 为 W2 井大降深降水结束后承压层顶板以上距降水井不同距离土体的沉降,表现出了明显的空间效应。此时,由于承压层上覆一定范围内的土层没有明显水位变化(孔压变化),因此在其中将会出现两种效应:

a)成层土空间效应导致的降水中心区承压层上覆土层竖向应力卸载,且沉降大处卸载越大。这可由图 18 看出,埋深约 12 m(弱透水层顶板)以上土体中出现附加拉应力,由于承压层上覆弱透水层(图 17 中埋深 12~16.5 m 处土体)自身还存在由于孔压减小而产生的有效应力增大,因此总的附加应力仍为压力。实际上,这种由于承压层降压导致上覆土层所受到的附加拉应力远远小于其自重应力,虽然出现竖向应力卸载现象,但上覆土层与承压层不会出现脱空。

b)“主应力拱”的形成。图 19 中土体的“锅底形”不均匀沉降将使土体中形成“应力拱”,如图 20 所示。图 20 为 W2 井大降深降水结束后承压层上覆土体中附加应力的主应力矢量在图 12 中 A-A 截面上的投影。随着应力拱的建立,其会限制上覆土层的沉降,使上覆土层沉降沿深度呈“上小下大”分布。

由于分层总和法不能考虑成层土中承压含水层局部降压时其上弱透水土层的空间效应,若基于单井或

小范围群井抽水试验反演沉降经验系数,并采用分层总和法分析不同深度土层沉降时,将导致承压水局部降压引起的地表以下土体的沉降被低估。

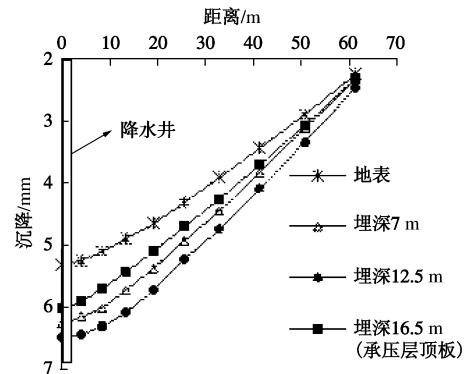


图 19 不同埋深土体不均匀沉降

Fig. 19 Differential settlements of soils at different depths

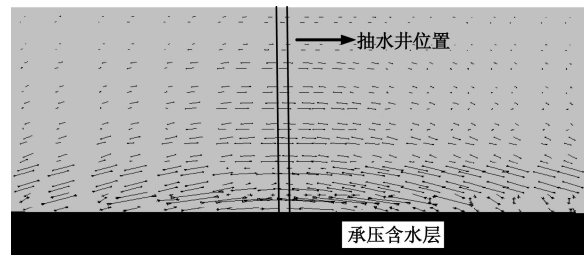


图 20 第一承压层中大降深结束后其上覆土体中主应力矢量

Fig. 20 Principal stress vector of overlying soils of 1<sup>st</sup> confined aquifer after its 1<sup>st</sup> drawdown

### 3.2 承压含水层下卧土体隆起机理

由图 17 可以看出,承压层短期降压后,其下仅紧邻处部分弱透水层释水,其余位置不会有明显水位降深,因而不会发生压缩变形;同时,承压层下卧弱透水层厚度范围内水位变化较大(即水力梯度较大),因而在其中会产生向上的渗流力,这也是该位置土体出现附加拉应力的原因(如图 18 所示),在该附加拉应力的作用下土体即发生张拉变形;而弱透水层底板以下土层中水位基本不变,因而这部分土层中的附加拉应力不是由向上渗流力引起,但可以理解为“上部土体卸荷引起下部一定范围土体出现附加拉应力”,而此处的“上部土体卸荷”则是由上述弱透水层范围内出现的与土体自重应力反方向的渗流力引起的其竖向土压力减小。此外,由图 18 还可看出,承压层下卧土层中附加拉应力最大值出现在下卧弱透水层底板处。

## 4 不同埋深承压含水层单井长期降压过程土体分层沉降规律

上文通过实测和有限元分析,得到了承压层短期

降压(2 d)过程土体分层沉降规律和机理,而实际上,短期内仅承压层的水位和变形能达到稳定(见图 13, 14),其上、下弱透水层水位和变形的稳定则需要较长时间;此外,埋深不同的承压层由于其竖向补给条件不同,在长期降压后土体中也会表现出不一样的沉降及力学响应规律。本节以 2.2 节中 Abaqus 建立的三维流固耦合模型从长期降压和承压层不同埋深两个方面来开展研究。

4.1 第一承压含水层单井长期(200 d)降压

对文化中心站场地第一承压层开展 200 d 单井降压模拟(降压井为 W2 井,位置见图 3),将不同时刻 P2-1 井位置处土体分层沉降示于图 21 中,可以看出,短期内(如降压 5 d 内),第一承压层上覆土体呈现“上小下大”的沉降规律,最大沉降出现在弱透水层中;随着降压时间的延长,土体最大沉降逐渐上移,直至某一时刻,地表成为土体最大沉降位置。

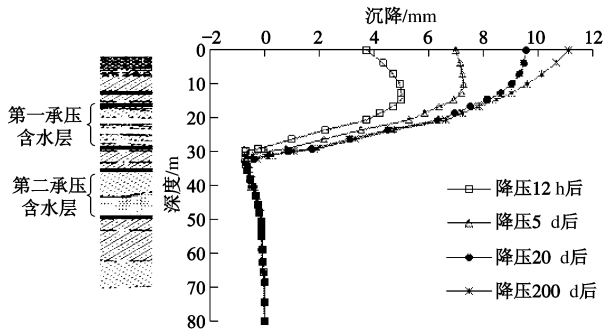


图 21 第一承压层降压后不同时刻 P2-1 位置土体分层沉降  
Fig. 21 Ground settlement at P2-1 position at different time after dewatering of 1<sup>st</sup> confined aquifer

第一承压层上覆土层中这种土体沉降由“上小下大”向“上大下小”转变的根本原因是该位置处水力条件发生了渐进性变化,如图 22 所示。图 22 为不同时刻 P2-1 井位置处土体孔隙水压力沿深度的变化。由图 22 可以看出,随着降压时间的延长,在地表常水头补给和承压层稳定水位降深的边界条件作用下,承压层上覆土层不断释水,其孔隙水压力不断减小,最终形成稳定向下渗流的状态<sup>[1]</sup>,由于有限元计算中,假定各层土渗透系数为常数,因此承压层上覆土层的稳定孔压分布呈线性<sup>[1]</sup>,在承压层下卧弱透水层中同样存在该渐进性水力变化规律,这也是该处土体沉降-回弹临界点不断下移的原因。

与土体中孔隙水压力变化对应,图 23 给出了不同时刻 P2-1 井位置处土体附加应力沿深度变化,可以看出,随着降压时间的延长,第一承压层上覆土层中附加拉力范围和大小不断减小,并最终出现附加压力,在其作用下,该位置土体出现压缩变形,这种变形由下向上叠加以形成长期降压后该处土体的“上大下小”

沉降分布规律。此外,由图 23 还可看出,第一承压层长期降压稳定后,其下一定范围内土体中仍然存在附加拉应力,其最大位置出现在弱透水层底板处。

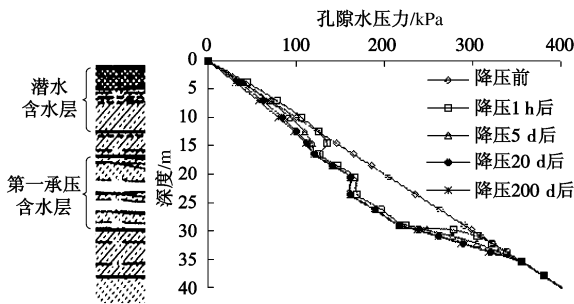


图 22 第一承压层降压后不同时刻 P2-1 位置土体孔隙水压力  
Fig. 22 Pore pressure of soils at P2-1 position at different time after dewatering of 1<sup>st</sup> confined aquifer

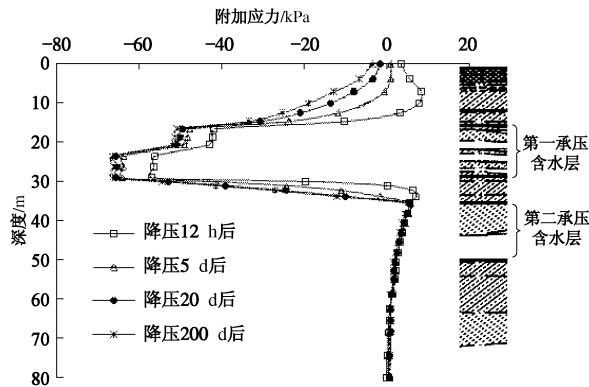


图 23 第一承压层降压后不同时刻 P2-1 位置土体附加应力  
Fig. 23 Additional stress of soils at P2-1 position at different time after dewatering of 1<sup>st</sup> confined aquifer

概而言之,对于第一承压层,由于其竖向补给源为潜水,而潜水通过大气降水经由地面补给,因此对第一承压层长期(几十天)降压后,其上土体沉降将呈“上大下小”分布,最大沉降位置在地表;在第一承压层上覆弱透水层隔水性较好(第 5 节中对弱透水层隔水性做详细探讨)的前提下,对第一承压层短期(几天)降压土体沉降将呈“上小下大”分布,由于承压层以上的弱透水层在紧邻承压层的一定厚度范围内也发生释水固结,因此,土层的最大沉降相应也发生在承压层上覆弱透水层中发生释水固结的土层顶部。若基坑承压水降水期间地表水无可靠补给(降水或邻近河流、湖泊等水源),则图 22 中地表下一定范围将出现负孔压<sup>[13]</sup>,这将引起较图 21 中相同时刻更大的地面沉降。

4.2 第二承压含水层单井长期(200 d)降压

对文化中心站场地第二承压层开展 200 d 单井降压模拟(降压井为 W3 井,位置见图 3),承压层降压

要求同 4.1 节。

将不同时刻 P3-1 井位置处土体沉降、孔隙水压力、附加应力沿深度变化的曲线分别示于图 24~26 中,可以看出,不论短期降压还是长期降压,第二承压层上覆土层均表现出“上小下大”沉降规律;随着降压时间的延长,最大沉降位置逐渐上移,稳定后的最大沉降位置出现在上覆弱透水层顶板(或第一承压层底板)处,而并非地表,这与 4.1 节有明显区别,其根本原因是第一、二承压层的竖向补给条件不同。

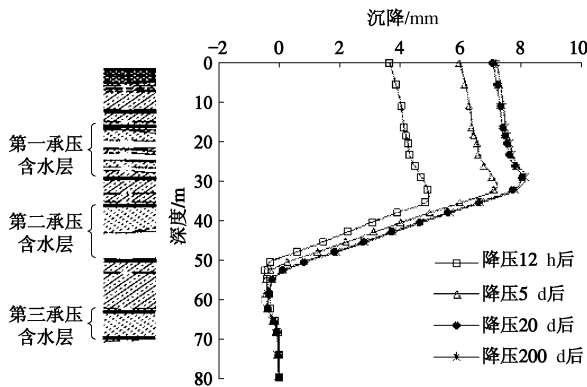


图 24 第二承压层降压后不同时刻 P3-1 位置土体分层沉降

Fig. 24 Ground settlement at P3-1 position at different time after dewatering of 2<sup>nd</sup> confined aquifer

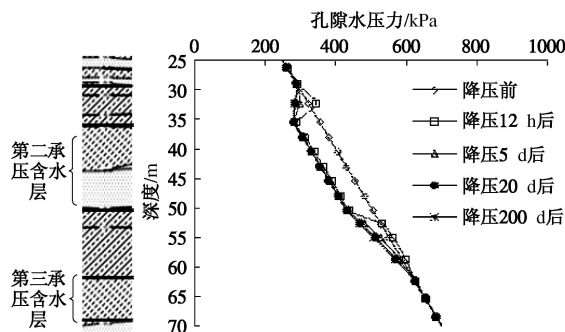


图 25 第二承压层降压后不同时刻 P3-1 位置土体孔隙水压力

Fig. 25 Pore pressure of soils at P3-1 position at different time since dewatering of 2<sup>nd</sup> confined aquifer

由图 25 可以看出,对第二承压层降压过程中,其上覆土层中仅紧邻弱透水层不断释水,孔隙水压力不断减小,并最终达到稳定向下渗流的状态,这种稳定向下渗流的补给源为第一承压层,而第一承压层则接受上层潜水竖向补给和远处该层的横向补给,且这种补给是较快的,但弱透水层释水较慢,因此第一承压层的出水速率不会大于入水速率,因此在第一承压层及其以上土层不会出现孔隙水压力的减小。实际上,如果第二承压层降压强度较大或其上覆弱透水层较薄或隔水性较差,则在其本身释水强度大于第一承压层

的补给强度时,第一承压层也会出现水位降深,这将在第 5 节做详细讨论。此外,由图 26 还可看出,第二承压层长期降压稳定后,其上、下一定范围内土体仍存在附加应力。

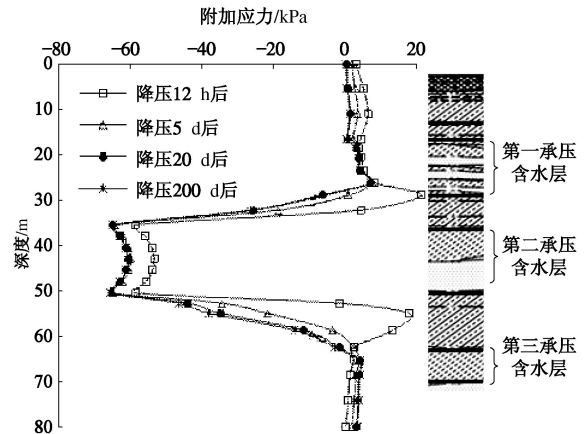


图 26 第二承压层降压后不同时刻 P3-1 位置土体附加应力

Fig. 26 Additional stress of soils at P3-1 position at different time after dewatering of 2<sup>nd</sup> confined aquifer

概而言之,对于第二承压层,由于其竖向补给源为第一承压层,不论对第二承压层短期(几天)还是长期降压(几十天),其上一定范围土体沉降均呈“上小下大”分布,且随着降压时间的延长,最大沉降位置上移,在第二承压层上覆弱透水层隔水性较好(第 5 节中对其隔水性做详细探讨)的前提下,最大沉降稳定出现在第一承压层底板处。

## 5 第二承压含水层群井长期降压引起土体分层沉降参数影响分析

上文基于天津地铁 5、6 号线文化中心站场地特有土质条件,开展了不同埋深的承压层单井短期降压和长期降压引起土体分层沉降规律和机理的研究。但是该场地各承压层间弱透水层隔水性较好,实际上,在天津很多地区,各承压层表现出一定的水力联系,这与天津地区弱透水层不连续分布有关,也有很重要的原因是其中夹有粉土甚至粉砂,导致弱透水层竖向渗透性增强。本节借助 2.2 节中模型,以对深基坑稳定性有重要影响的第二承压层为目标降压含水层,通过调整其紧邻的上、下弱透水层渗透性来近似考虑不同场地条件的影响,开展 200 d 群井降压模拟来研究土体分层沉降规律。群井对称布置,见图 12,相邻降压井间距 17 m。由于本节研究重点在弱透水层竖向渗透性上,因此对弱透水层采用各向同性的渗透系数。

### 5.1 上覆弱透水层渗透性

依据弱透水层(包括微透水层)渗透系数的特征

取值范围<sup>[30]</sup>, 对第二承压层上覆弱透水层分别采用各项同性渗透系数 0.0001, 0.0005, 0.001, 0.005, 0.01, 0.05 m/d 进行计算, 其余参数同表 3~5, 各工况中第二承压层的水位降深相同。

图 27, 28 分别为弱透水层渗透系数由 0.0001 m/d 变化为 0.05 m/d 时, 对第二承压层降压 200 d 后群井中心位置土体沉降、孔隙水压力沿深度变化曲线, 可以看出, 当弱透水层渗透系数小于 0.001 m/d 时, 各土体沉降和孔压变化曲线均基本重合, 说明其对弱透水层渗透系数在该范围变化时不敏感。同时, 土体最大沉降位置发生在第一承压层底板处, 与之对应的是, 有水位变化的土层也限于第一承压层底板以下土层, 这与 4.2 节中结论一致, 说明弱透水层渗透系数小于 0.001 m/d 时, 其表现出较好的隔水性, 使得第一、二承压层间水力联系微弱。

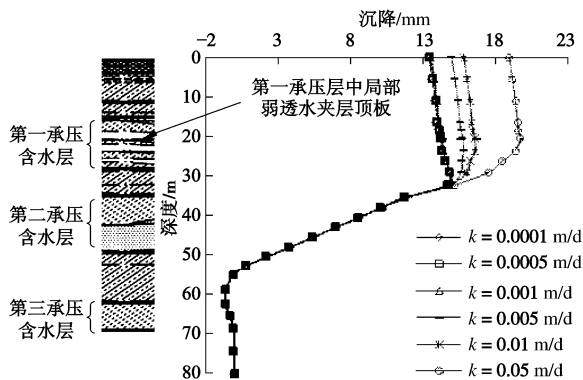


图 27 土体分层沉降与上覆弱透水层渗透系数关系

Fig. 27 Ground settlement due to variation of permeability of aquitard overlying confined aquifer

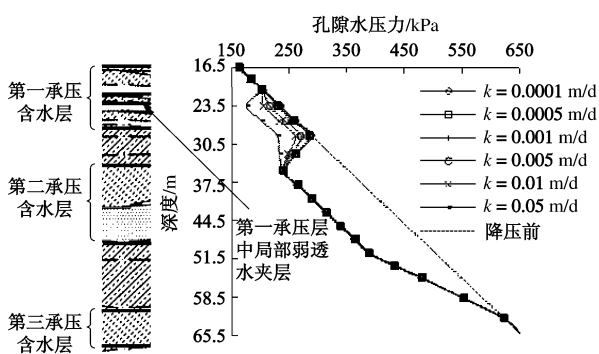


图 28 土体孔隙水压力变化与上覆弱透水层渗透系数关系

Fig. 28 Pore pressure change of soils due to variation of permeability of aquitard overlying confined aquifer

当弱透水层渗透系数大于 0.001 m/d 时, 该土层及其以上土层进一步发生沉降, 且最大沉降位置上移至第一承压层中局部弱透水夹层顶板处, 与之对应的是, 有水位变化的土层也限于该局部弱透水夹层顶板及其以下土层, 这一方面说明弱透水层渗透系数大于

0.001 m/d 时, 其表现出一定的透水性, 使得第一、二承压层发生一定水力联系; 另一方面说明对第二承压层长期降压引起的上覆土体最大沉降稳定发生在有水位降深的土层顶板处 (一般为弱透水层顶板处或承压层底板处)。

## 5.2 下卧弱透水层渗透性

对第二承压层下卧弱透水层分别采用各项同性渗透系数 0.0001, 0.0005, 0.001, 0.005, 0.01, 0.05 m/d 进行计算, 其余参数同表 3~5, 各工况中第二承压层的水位降深与 5.1 节中相同。

图 29, 30 分别为弱透水层渗透系数由 0.0001 m/d 变化到 0.05 m/d 时, 对第二承压层降压 200 d 后群井中心位置土体沉降、孔隙水压力沿深度变化曲线, 可以看出, 当弱透水层渗透系数小于 0.001 m/d 时, 其表现出较好的隔水性, 使得第二、三承压层未发生水力联系, 各土体沉降和孔压变化曲线也基本重合。同时, 在第二承压层下卧弱透水层厚度范围内孔隙水压力变化差异较大, 因而其在向上的渗流力作用下出现隆起, 隆起最大值出现在弱透水层底板位置 (孔隙水压力减小少且所受渗流力大), 值得注意的是, 由于弱透水层与第二承压层紧邻处释水较大, 故而将出现压缩变形, 表现为沉降。

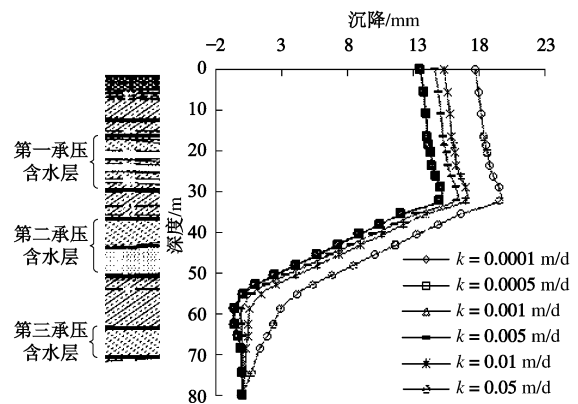


图 29 土体分层沉降与下卧弱透水层渗透系数关系

Fig. 29 Ground settlement due to variation of permeability of aquitard underlying confined aquifer

当弱透水层渗透系数大于 0.001 m/d 时, 其表现出一定的透水性, 使得第二、三承压层发生一定水力联系, 弱透水层及其以下第三承压层孔隙水压力不断减小, 这一方面使得弱透水层中的水力梯度减小, 由之而产生隆起变形也随之减小; 另一方面, 孔隙水压力减小位置土体将发生压缩变形。当弱透水层渗透系数大于 0.005 m/d 后, 第二承压层下卧土层将出现沉降, 且沉降随着弱透水层透水性增强而增大。

事实上, 若 5.1, 5.2 节中弱透水层渗透系数继续增大 ( $k > 0.05$  m/d), 图 28, 30 中其上、下承压层的

水力联系越大,从水文地质角度来看,此时两承压层可看做同一承压层,这种情况不在本节研究范畴。

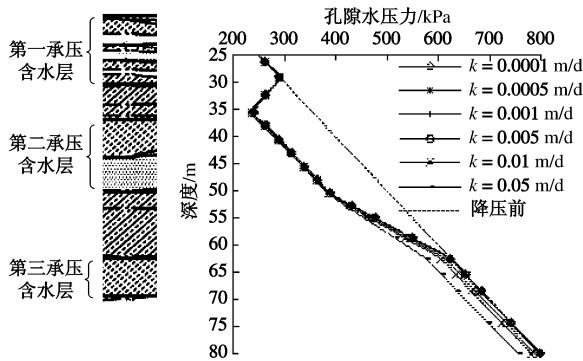


图 30 土体孔隙水压力变化与下卧弱透水层渗透系数关系

Fig. 30 Pore pressure change of soils due to variation of permeability of aquitard underlying confined aquifer

## 6 结 论

本文通过工程实测和有限元计算,对承压水抽水试验过程土体分层沉降规律和机理进行研究,并进一步分析不同竖向补给条件及不同场地条件的承压含水层长期降压过程中土体分层沉降规律,得到以下3点结论。

(1) 不论承压含水层竖向补给条件如何,不论承压含水层短期降压还是长期降压,当上覆弱透水层的渗透系数在其特征范围内变化时,对承压含水层进行局部降压,其上土层中最大沉降位置均出现在有水位降深的土层顶板处。

(2) 承压含水层局部降压使得其上土体出现不均匀沉降,并产生“土拱效应”,承压含水层上覆一定范围土体因而出现附加拉应力,在其作用下,土体会出现张拉变形,此为承压含水层短期局部降压其上土体出现“上小下大”沉降的根本原因。此外,随着承压含水层降压的进行,其上覆土层会出现渐进性释水固结,随之产生的压缩变形范围和程度增大,这也是承压含水层长期局部降压过程中,土体最大沉降位置不断上移的原因。对于竖向补给源为潜水的承压含水层,长期降压稳定后,最大沉降位置发生在地表;对于竖向补给源为上层承压水的承压含水层,长期降压稳定后,最大沉降位置出现在上层承压含水层底板处。

(3) 承压含水层局部降压过程中,其下卧弱透水层厚度范围内会产生向上渗流,同时也因弱透水层不断释水导致其有效应力增大。当下卧弱透水层隔水性较好时,如渗透系数  $k \leq 0.001$  m/d,向上渗流起主要作用,使该范围土体出现张拉变形,表现为向上隆起。最大隆起出现在孔隙水压力减小少且水力梯度

大的土体位置处;当  $k > 0.001$  m/d 后,其不断释水导致的有效应力增大逐渐起主要作用,  $k > 0.005$  m/d 时,该范围土体出现沉降。

事实上,在天津地区部分地铁基坑的承压含水层降水过程中,实测发现周围桩基础建筑沉降较地面沉降大。根据本文研究结果,这种现象是可以得到解释的。本文为更好更全面地分析和评估深基坑减压降水引起的环境效应打下了基础。

## 参考文献:

- [1] CHAI J C, SHEN S L, ZHU H H, et al. Land subsidence due to groundwater drawdown in Shanghai[J]. Géotechnique, 2004, 54(2): 143 - 147.
- [2] 叶淑君, 薛禹群, 张云, 等. 上海区域地面沉降模型中土层变形特征研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(2): 140 - 147. (YE Shu-jun, XUE Yu-qun, ZHANG Yun, et al. Study on the deformation characteristics of soil layers in regional land subsidence model of Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(2): 140 - 147. (in Chinese))
- [3] 杨建民, 郑刚, 焦莹. 天津站抽水试验分析[J]. 土木工程学报, 2008, 41(7): 67 - 70. (YANG Jian-min, ZHENG Gang, JIAO ying. Test and analysis of the aquifer at Tianjin Station[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(7): 67 - 70. (in Chinese))
- [4] 杨建民, 郑刚, 焦莹. 天津站抽水试验数值反演分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(9): 125 - 130. (YANG Jian-min, ZHENG Gang, JIAO ying. Numerical back analysis of pumping tests at Tianjin Railway Station[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(9): 125 - 130. (in Chinese))
- [5] 张刚, 梁志荣. 承压水降水引起地表沉降现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(增刊): 323 - 327. (ZHANG Gang, LIANG Zhi-rong. In-situ tests on settlement of ground resulting from dewatering of confined water[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(S0): 323 - 327. (in Chinese))
- [6] 周念清, 唐益群, 姜荣祥, 等. 徐家汇地铁站深基坑降水数值模拟与沉降控制[J]. 岩土工程学报, 2011, 32(12): 1950 - 1956. (ZHOU Nian-qing, TANG Yi-qun, LOU Rong-xiang, et al. Numerical simulation of deep foundation pit dewatering and land subsidence control of Xujiahui Metro Station [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 32(12): 1950 - 1956. (in Chinese))
- [7] 王建秀, 吴林高, 朱雁飞, 等. 地铁车站深基坑降水诱发沉

- 降机制及计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(5): 1010 - 1019. (WANG Jian-xiu, WU Lin-gao, ZHU Yan-fei, et al. Mechanism of dewatering-induced subsidence in deep subway station pit and calculation method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(5): 1010 - 1019. (in Chinese))
- [8] WONGSORAJ J, SOGA K, MAIR R J. Modelling of long-term ground response to tunnelling under St James's Park, London[J]. Géotechnique, 2007, **57**(1): 75 - 90.
- [9] NIU W J, WANG Z, CHEN F, et al. Settlement analysis of a confined sand aquifer overlain by a clay layer due to single well pumping[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2013(1): 1 - 13.
- [10] 王春波, 丁文其, 刘文军, 等. 非稳定承压水降水引起土层沉降分布规律分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2013, **41**(3): 361 - 367. (WANG Chun-bo, DING Wen-qi, LIU Wen-jun, et al. Distribution law of soil settlement caused by unsteady dewatering of confined water[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2013, **41**(3): 361 - 367. (in Chinese))
- [11] 魏子新. 上海市第四承压含水层应力-应变分析[J]. 水文地质工程地质, 2002(1): 1 - 4. (WEI Zi-xin. The stress-strain analysis of the 4<sup>th</sup> confined aquifer in Shanghai City[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2002(1): 1 - 4. (in Chinese))
- [12] 郑刚, 曾超峰, 刘畅, 等. 天津首例基坑工程承压含水层回灌实测研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 491 - 495. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng, LIU Chang, et al. Field observation of artificial recharge of confined water in first excavation case in Tianjin[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 491 - 495. (in Chinese))
- [13] PREENE M. Assessment of settlements caused by groundwater control[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 2000, **143**(4): 177 - 190.
- [14] WEN H C, WOLFGANG K. 3D groundwater modeling with PMWIN—A simulation system for modeling groundwater flow and pollution[M]. USA: Springer, 2001: 120 - 132.
- [15] 骆祖江, 刘金宝, 李朗. 第四纪松散沉积层地下水疏降与地面沉降三维全耦合数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(2): 193 - 198. (LUO Zu-jiang, LIU Jin-bao, LI Lang. Three-dimensional full coupling numerical simulation of groundwater dewatering and land-subsidence in quaternary loose sediments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(2): 193 - 198. (in Chinese))
- [16] 许胜, 缪俊发, 魏建华, 等. 深基坑降水与地面沉降的三维黏弹性全耦合数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(增刊): 41 - 45. (XU Sheng, MIAO Jun-fa, WEI Jian-hua, et al. Numerical simulation of dewatering of foundation pits and land subsidence based on 3D viscoelastic coupling model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(S0): 41 - 45. (in Chinese))
- [17] 段永侯, 王家兵, 王亚斌, 等. 天津市地下水资源与可持续利用[J]. 水文地质工程地质, 2004, **3**: 29 - 39. (DUAN Yong-hou, WANG Jia-bing, WANG Ya-bin, et al. Groundwater resources and its sustainable development in Tianjin[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2004, **3**: 29 - 39. (in Chinese))
- [18] 王家兵, 李平. 天津平原地面沉降条件下的深层地下水资源组成[J]. 水文地质工程地质, 2004, **5**: 35 - 37. (WANG Jia-bing, LI Ping. Composition of groundwater resources in deep-seated aquifers under the condition of land subsidence in Tianjin Plain[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2004, **5**: 35 - 37. (in Chinese))
- [19] HARBAUGH A W. MODFLOW-2005, The US geological survey modular ground-water model- the groundwater flow process[M]. Virginia: US Geological Survey, 2005.
- [20] 薛禹群. 地下水动力学原理[M]. 北京: 地质出版社, 1986. (XUE Yu-qun. Dynamic principle of ground water[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1986. (in Chinese))
- [21] HOFFMANN J, LEAKE S A, GALLOWAY D L. MODFLOW-2000 ground-water model-user guide to the subsidence and aquifer-system compaction package[M]. Tucson: US Geological Survey, 2003.
- [22] LEAKE S A. Simulation of vertical compaction in models of regional ground-water flow[C]// Proceedings of the Fourth International Symposium on Land Subsidence. IAHS Publ, 1991.
- [23] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))
- [24] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994. (CHEN Zhong-yi, ZHOU Jing-xing, WANG Hong-jin. Soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1994. (in Chinese))
- [25] 郑刚, 刘庆晨, 邓旭. 基坑开挖对下卧运营地铁隧道影响的数值分析与变形控制研究[J]. 岩土力学, 2013,



- 34(5): 1459 - 1468. (ZHENG Gang, LIU Qing-chen, DENG Xu. Numerical analysis of effect of excavation on underlying existing metro tunnel and deformation control[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(5): 1459 - 1468 (in Chinese))
- [26] 郑刚, 颜志雄, 雷华阳, 等. 天津市区第一海相层粉质黏土卸荷变形特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1237 - 1242. (ZHENG Gang, YAN Zhi-xiong, LEI Hua-yang, et al. Experimental studies on unloading deformation properties of silty clay of first marine layer in Tianjin urban area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(5): 1237 - 1242. (in Chinese))
- [27] TRLAND J B B. Ninth laurits Bjerrum memorial lectural: "small is beautiful"-the stiffness of soils at small strains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(4): 499 - 516.
- [28] 张瑛颖. 杭州地区粉砂土中基坑降水面的数值模拟[D]. 杭州: 浙江大学, 2006. (ZHANG Ying-ying. Numeric simulation of foundation pit dewatering surface in silty sand in Hangzhou[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))
- [29] 郑刚, 曾超峰. 基坑开挖前潜水降水引起的地下连续墙侧移研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(12): 2153 - 2163. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng. Study of lateral displacement of diaphragm wall by dewatering of phreatic water before excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(12): 2153 - 2163. (in Chinese))
- [30] 姚天强, 石振华, 曹惠宾, 等. 基坑降水手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006. (YAO Tian-qiang, SHI Zhen-hua, CAO Hui-bin, et al. Handbook of the dewatering of foundation pit[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2006. (in Chinese))

#### 第四届全国环境岩土与土工材料研讨会（一号通知） 2014 年 11 月 7 日~9 日，重庆大学

人类的生存与发展和环境有着密切的关系，自然环境给人类带来了地震、洪灾和海啸的考验。同时，人类的生产与工程活动，尤其是城市的基础设施的快速建设，又造成了更多的环境公害，如抽取地下水引起地面沉降；采矿造成采空区坍塌；隧道开挖可能引起临近建（构）筑物倾斜、基础开裂以及地下管线的爆裂；排放工业垃圾、城市生活垃圾污染环境等。这些问题在一定程度上干扰了生存环境，对生态平衡产生了负面效应。人类的生存、城市的发展都必须以环境的健康为前提，环境问题的治理与预防向岩土工程师发出了新的挑战。

继 2002 年在杭州、2008 年在长沙和 2011 年在上海召开第一届、第二届和第三届全国环境岩土工程与土工合成材料技术研讨会后，第四届全国环境岩土工程与土工合成材料技术研讨会将于 2014 年在重庆召开。本届会议提出了“可持续发展与环境岩土工程问题”的主题，以期为全国从事环境岩土工程、土工合成材料技术研究和工程实践的学者和工程人员提供一个交流平台，研讨我国在城市化建设高速发展及自然灾害下引起的各种环境岩土问题，展示环境岩土工程和土工合成材料方面的发展，以推动我国新时期国家建设中环境岩土工程与土工合成材料技术的发展及应用。我们热诚欢迎全国从事环境岩土工程与土工合成材料技术及相关研究和实践的专家、学者及工程技术人员踊跃投稿并积极参加本次会议。

**会议议题：**①城市建设引起的岩土工程问题；②自然灾害区域环境岩土工程问题；③城市垃圾及污染废弃物的处理技术；④污染土壤及修复技术；⑤环境岩土工程相关试验与监测技术；⑥地下工程施工中的环境问题；⑦土工合成材料在环境

土工中的应用；⑧土工加筋与加固技术及其应用；⑨低碳环境与岩土工程。

**会议地点：**重庆大学。

**会议时间：**2014 年 11 月 7 日~9 日，其中：7 日全天报到；8 日~9 日学术大会。

**主办单位：**中国岩石力学与工程学会环境岩土工程分会、中国土木工程学会土力学及岩土工程分会、中国土工合成材料工程协会、国家自然科学基金委员会工程与材料学部

**承办单位：**重庆大学、解放军后勤工程学院、重庆交通大学、河海大学、山地城镇建设与新技术教育部重点实验室、岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室。

**大会秘书处：**联系人：钟祖良，13594058380；卢諒，18602319075；梁宁慧 13452128802，023-65120728。大会论文提交邮箱：hjyt2014@126.com 联系地址：重庆市沙坪坝北街 83 号重庆大学土木工程学院 400045。

**论文征集：**论文要求尚未公开发表，论点明确，论据可靠，数据准确，文字精练，引用文献明确出处，不得侵犯他人的著作权，字数控制在 6 个版面以内。论文格式一律按照《岩石力学与工程学报》的格式编辑排版。学术委员会将组织专家对所提交的论文进行审查，通过审查的论文在《岩石力学与工程学报》专刊和《地下空间与工程学报》专刊及增刊上正式发表。2014 年 6 月 30 日前：提交论文全文（Word 格式电子版）；2014 年 7 月 31 日前：返回评审结果和修改意见；2014 年 9 月 30 日前：提交修改后论文（附 Word 格式电子版）。

（大会组委会 供稿）