

深部土层失水变形时土与井壁 相互作用试验与理论研究*

Testing and theoretical studies on the interaction between
soil and shaft wall during deep soil compression due to losing water

李文平

(中国矿业大学资源与环境科学学院, 徐州, 221008)

文 摘 介绍了用高压直剪仪和三轴伺服仪测定大埋深土与井壁相互作用试验方法, 得到了土与井壁相互作用剪应力-位移曲线、单位刚度系数和强度等参数。结合试验结果, 分析了深部土层失水变形时, 土与井壁接触带相互作用深部为塑性浅部为弹性的变形特点。建立了土与井壁相互作用理想弹塑性分析模型, 得到了计算井壁附加竖直位移、应变和附加应力的解析公式, 并讨论了其随深度和深部土层压缩量等因素变化的规律。最后给出计算实例, 说明了理论研究的实用性。

关键词 深部土层, 失水变形, 土与井壁相互作用, 试验, 弹塑性分析, 井壁附加应力, 井壁破裂

中图法分类号 TD 321

文献标识码 A

文章编号 1000-4548(2000)04-0475-06

作者简介 李文平, 男, 1965年生, 1995年在中国矿业大学获工学博士学位, 副教授, 现任中国矿业大学资源与环境科学学院环境科学系副主任。从事工程地质、岩土工程和地质工程方面的科研及教学工作。

Li Wenping

(College of Resources and Environment Science, China University of Mining and Technology, Xuzhou, 221008)

Abstract A method for testing the interaction between soil and shaft wall by high pressure direct shear apparatus and triaxial servo test system has been presented. The shear stress-displacement curves, coefficient of unit stiffness and strength parameters of the interaction between soil and shaft wall are obtained. Combining the tested results, it is analyzed for the deformation characteristics of the interaction on the interface zone between soil and shaft wall during the compression of the deep soils due to losing water, which is plastic and elastic in the deep and shallow part respectively. An elastic perfectly plastic analysis model of the interaction between soil and shaft wall has been set up. Some analytic formulae to calculate the additional vertical displacement, strain and stress of the shaft lining are obtained. The variation law of these values of the shaft lining with the depth, compression value of the deep soils and so on are discussed. Finally presented are two cases with calculated results to show the practicability of the theoretic research.

Key words deep soils, deformation due to losing water, interaction between soil and shaft wall, test, elastic-plastic analysis, additional stress of shaft lining, rupture of shaft lining

1 前 言*

我国东部兖州、滕州、徐州、淮北、淮南矿区(简称兖滕—徐淮矿区), 松散土层覆盖深厚, 一般 200~400 m, 一些地方达 600~800 m。在土层底部与基岩交接处, 较普遍存在一砂砾石含水层, 常称为底含。其厚度一般 20~60 m, 为承压含水层, 因埋深大而承压水头高, 建井初期, 钻孔中承压水位一般接近地表, 水头值一般大于 200 m。底含的粒度组成很不均匀, 砂砾石层中含有较多的粘粒成分, 且剖面上常有一些粘土透镜体夹层组成^[1~2]。这种结构组成特点, 会使其在失水时产生较大的压缩变形^[3~4]。观测资料表明, 在一些生产矿井, 由于受煤层开采中较长时间持续排水和井筒自身泄水的影响, 井筒附近区底含水位在持续下降, 底含产生压缩变形而造成地面亦有一定沉降^[5]。

初步研究表明, 因土层下沉而在井壁内形成的附加应力作用是造成兖滕—徐淮矿区煤矿立井井壁破裂的主要原因^[2, 6~9]。

井壁附加应力的产生, 实际上是土与井壁相互作用的结果, 属典型的土与结构相互作用课题。只是同国内外进行的土与桩基、土与挡土墙等相互作用研究相比^[10~21], 土与井壁相互作用显得更加复杂。主要表现在三方面: 一是土层深厚, 涉及到的土层多, 工程地质条件复杂; 二是埋深大, 土压力大; 三是土与井壁相互作用是从深部开始, 逐渐向浅部发展的, 与已有的一些桩土作用问题研究刚好相反。在井筒破裂和桩土作用方面国内外虽已有许多研究^[2, 6~21], 但从本文的角度展开研究尚属新的尝试。

* 国家自然科学基金资助项目(No. 49702039)

到稿日期: 1999-11-11

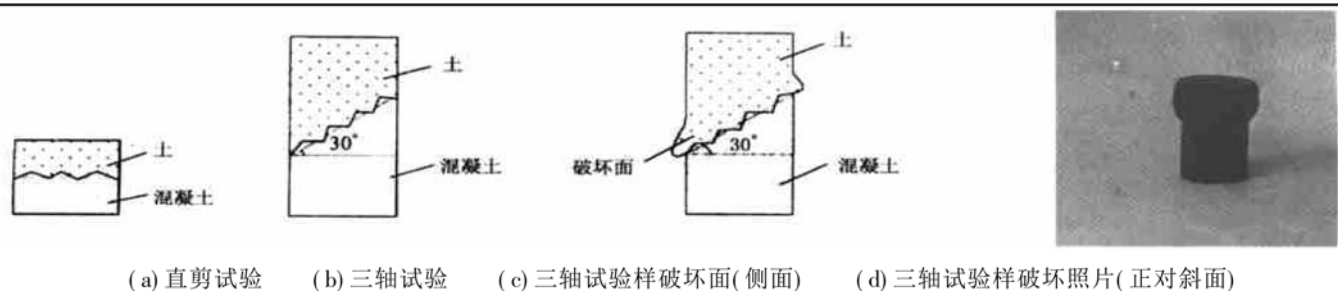


图 1 模拟土与井壁相互作用剪切试验样
Fig. 1 Samples for shear test simulating the interaction between soil and shaft wall

表 1 砂土的性质

Table 1 Properties of sands

土层名称	比重	重度 $/(kN \cdot m^{-3})$	颗粒组成 / % (粒径单位: mm)							土性定名
			10~ 2	2~ 0.5	0.5~ 0.25	0.25~ 0.074	0.074~ 0.05	0.05~ 0.005	< 0.005	
一含	2.64	20.3	6.5	5.9	37.5	35.0	3.9	—	—	细砂土
二、三含	2.63	20.6	1.6	10.9	56.5	16.4	14.6	—	—	中砂土
四含(底含)	2.61	19.1	25.6	2.3	15.2	6.9	3.0	14.1	12.9	泥质砂砾

2 土与井壁相互作用试验研究

2.1 试验方法

土与井壁相互作用力学参数中,对井壁破裂分析计算起关键作用的是土与井壁接触面上的剪切应力-位移曲线(可据此确定相互作用力学本构模型和单位刚度系数)剪切强度指标 c , φ 值。本次采用两种模拟土与井壁接触面的试验样,分别进行不同应力水平的直剪和三轴剪切试验(图 1)。在实地考察和测量某冻结法施工井筒(淮南潘一矿东回风井)冻结壁粗糙起伏情况的基础上,加工模拟土与井壁接触面试验样,将与土接触的混凝土底座面加工成具有一定起伏度的不平面,模拟冻结法成井外井壁面的粗糙度(破裂井壁中,冻结法井壁占大多数)。试验用土全部取自现场钻孔样,各土的性质列于表 1、表 2。混凝土的组成为 425[#] 水泥,骨料为细中粒石英砂;水泥、砂和水的配比为 1:1:0.5。根据各土层的埋深范围确定相应的试验应力水平如表 3。

表 2 粘性土的性质

Table 2 Properties of clays

土层名称	含水量 / %	比重	重度 $/(kN \cdot m^{-3})$	塑限 / %	液限 / %	塑性指数	土性定名
一隔	25.0	2.69	19.8	19.1	30.4	11.3	粉质粘土
二隔	21.0	2.73	20.3	20.8	40.6	19.8	粘土
三隔	17.1	2.76	21.4	26.1	52.5	26.4	粘土

2.2 试验结果

根据试验记录可绘制出反映土与井壁接触面剪切变形的应力-位移关系曲线,这里仅给出二含和三隔的代表曲线图(图 2)。

分析土与井壁相互作用剪切试验曲线类型,可知其都为弹塑性型。为配合下面理论分析,将相互作用剪切应力-位移简化为理想弹塑性模型,并根据 Mohr

-Coulomb 强度准则整理得到相互作用剪切强度参数。根据每组土层试验结果求出的各土层与井壁相互作用变形和强度指标参数如表 4。

表 3 土层底板埋深范围及相应的试验应力水平

Table 3 Buried depth of the soils and corresponding test stress levels

土层名称	埋深 / m	试验应力水平 / MPa				说明
		1	2	3	4	
一含	0~ 40	0.2	0.4	0.6	0.8	直剪试验正应力
一隔	35~ 65	0.7	0.9	1.1	1.3	
二含	60~ 90	1.2	1.4	1.6	1.8	
二隔	85~ 115	1.7	1.9	2.1	2.3	
三含	120~ 150	2.4	2.6	2.8	3.0	
三隔	140~ 190	2.8	3.8	4.8	5.8	三轴试验围压
底含	190~ 240	3.8	4.8	5.8	6.8*	

* 考虑到淮南矿区底含埋深达 340 m 左右,确定三轴试验最大围压为 6.8MPa。

表 4 土与井壁相互作用变形和强度指标

Table 4 Deformation and strength indexes of interaction between soil and shaft wall

接触面	弹性极限位移 u_0 / m	单位刚度系数 $K_s / (MPa \cdot m^{-1})$	内聚力 c / MPa	内摩擦角 $\varphi / ^\circ$
一含/井壁	0.007	38.64	0.010	23.0
一隔/井壁	0.007	64.29	0.180	15.6
二含/井壁	0.007	131.14	0.088	30.0
二隔/井壁	0.007	138.43	0.230	22.0
三含/井壁	0.007	111.00	0.110	27.0
三隔/井壁	0.007	173.86	0.260	3.8
底含/井壁	0.007	139.64	0.087	5.0
平均	0.007	113.86	0.130	18.1

3 土与井壁相互作用弹塑性理论分析

由于充滕-徐淮矿区土层深厚,底含之上的粘土层(三隔)固结程度高,含水量低,其中的水主要以结合水形式存在,当底含产生失水压缩变形时,其上覆土层不会失水而产生压缩,只是随底含的压缩而产生垂直下沉

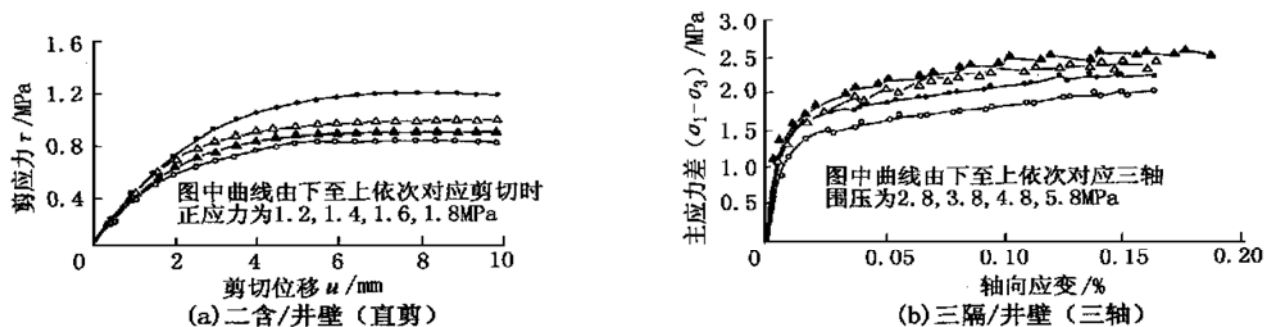


图2 土与井壁接触面相互剪切作用试验代表曲线

Fig. 2 Typical curves of the shear interaction on the interface between soil and shaft wall

位移^[3]。在受井筒存在影响范围之外,底含上覆土层直到地表的最终沉降量都会等于底含的压缩变形量 S (这里不考虑浅部土层的压缩)。而在土与井壁接触面附近(实际上是有一定宽度的接触带),土的下沉位移 U (即土与井壁相互作用位移)因受井壁的影响而小于底含的压缩量。如果在某深度处井壁的附加下沉位移(因土对井壁作用引起)为 V ,则土对井壁的相对下沉位移为 $(S - V)$ 。由于井壁在进入基岩段时,其位移被约束为0;在地表自由端位移最大。所以,土对井壁相对位移 $(S - V)$ 在深部大,浅部小。随着底含压缩变形的增大,土与井壁作用深部会进入塑性(图3中a点),浅部为弹性(图3中c点),二者交接点(图3中b点)会随着底含失水变形量加大而逐渐向上移动。土与井壁相互作用带的这种弹塑性变形特点可用图3表示。

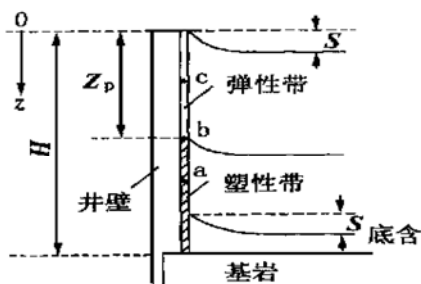


图3 土与井壁相互作用弹塑性分析示意图

Fig. 3 Scheme of soil-shaft wall interaction for elastic perfectly plastic analysis

深厚含水土层中的立井在不发生周围土层失水变形时,井壁只受横向土压力(立井地压)和竖向自重应力作用;且一般认为井壁自重为相应深度段上土层对井壁形成的向上的正摩阻力所平衡。因此传统的井壁断面大小及强度设计时只考虑井壁横向土压力作用,不考虑井壁竖向自重应力大小。但是,一旦井壁周围土层稍下沉时,上述正摩阻力随即消失,井壁自重应力及其引起的弹性应变会在瞬间完成。所以在下面有关土与井壁相互作用时引起的井壁附加竖向位移、应变和应力分析中,不考虑因井壁自重引起的变形和应

力(在最后分析井壁稳定性时,总应力可由应力叠加原理将附加应力与井壁自重应力相加得到)。

由平衡条件和胡克定律有

$$A d\sigma(z) = \pi D \tau(z) dz, \sigma(z) = E \varepsilon(z) = EV'(z)$$

$$EA V''(z) = \pi D \tau(z) \quad (1)$$

式中 E, A, D 分别为井壁的弹性模量(MPa),横截面积(m^2),和外径(m); $V(z), \varepsilon(z), \sigma(z)$ 分别为井壁在深度 z 处的附加竖向位移、应变和应力; $\tau(z)$ 为深度 z 处井壁与土接触面上所受的剪应力(MPa)。

在土与井壁相互作用带的弹性区和塑性区段内(以下简称弹性区和塑性区),式(1)中的 $\tau(z)$ 的计算方法分别为

$$\text{弹性区 } \tau(z) = K_s(S - V) \quad z \leq Z_p \quad (2)$$

$$\text{塑性区 } \tau(z) = c + \lambda' z \tan \varphi \quad z > Z_p \quad (3)$$

式中 K_s, c, φ 分别为土与井壁相互作用单位刚度系数(MPa/m 或 MN/m^3),强度指标粘聚力(MPa)和内摩擦角($^\circ$),可由前面的试验确定; S 为不受井壁影响范围处的底含失水压缩变形量(m); Z_p 为土与井壁相互作用弹塑性交接点的埋深(见图1); λ' 为 Z_p 深度下土层对井壁的平均侧压力系数; ρ' 为土层的平均有效重力密度(MN/m^3); V 即 $V(z)$ 。

将式(2), (3)分别代入式(1)整理得到以下关于井壁位移的微分方程:

$$\text{弹性区 } EA V''(z) = a_1 S - a_1 V \quad z \leq Z_p \quad (4)$$

$$\text{塑性区 } EA V''(z) = b_1 + b_2 z \quad z > Z_p \quad (5)$$

式中 $a_1 = \pi D K_s, b_1 = c \pi D, b_2 = \lambda' \pi D \tan \varphi$ 。对式(5)可很容易直接积分得到方程的通解

$$V = \frac{1}{EA} \left(\frac{1}{6} b_2 z^3 + \frac{1}{2} b_1 z^2 + C_1 z + C_2 \right) \quad (6)$$

式中 C_1, C_2 为待定系数。方程(4)为二阶常系数非齐次线性微分方程,求解如下:相应齐次方程 $EA V''(z) + a_1 V = 0$ 的通解为

$$V(z) = C_3 \cos \beta z + C_4 \sin \beta z, \beta = \sqrt{a_1 / (EA)}$$

可以证明方程(4)的一个特解为 $V^* = S$, 于是得式(4)的解为

$$V(z) = C_3 \cos \beta z + C_4 \sin \beta z + S \quad (7)$$

式中 C_3, C_4 为待定系数。

下面确定 C_1, C_2, C_3, C_4 。根据边界条件, 井壁在进入基岩段时位移为零。即有 $V(z)|_{z=H} = 0$, 代入式(6)整理得

$$C_2 = -\left(\frac{1}{6}b_2H^3 + \frac{1}{2}b_1H^2 + C_1H\right) \quad (8)$$

由式(7)两边对 z 求导得到方程

$$V'(z) = -C_3\beta \sin \beta z + C_4\beta \cos \beta z \quad (9)$$

在井壁顶端应变为零, 即有 $V'(z)|_{z=0} = 0$ 。代入式(9)整理得 $C_4 = 0$, 因 $\beta \neq 0$, 所以 $C_4 = 0$ 。于是式(7)为

$$V(z) = C_3 \cos \beta z + S \quad (10)$$

在弹塑性交接处, 即 $z = Z_p$ 处, 有 $S - V = u_0$, 结合式(10)整理得

$$C_3 = -u_0 / (\cos \beta Z_p) \quad (11)$$

式中 u_0 是土与井壁相互剪切作用弹性极限位移值(m), 由前面的相互作用剪切试验确定。在 $z = Z_p$ 处, 由连续条件有 $V_{\text{弹}} = V_{\text{塑}}, V'_{\text{弹}} = V'_{\text{塑}}$, 由式(6), (10)得到

$$C_3 \cos \beta Z_p + S = \frac{1}{EA} \left(\frac{1}{6}b_2Z_p^3 + \frac{1}{2}b_1Z_p^2 + C_1Z_p + C_2 \right) \quad (12)$$

$$-C_3\beta \sin \beta Z_p = \frac{1}{EA} \left(\frac{1}{2}b_2Z_p^2 + b_1Z_p + C_1 \right) \quad (13)$$

方程(8), (11), (12), (13)中有4个未知数 C_1, C_2, C_3, Z_p , 可以求解。经过方程组消减未知数, 得到求解 Z_p 的方程

$$-\frac{1}{3}b_2Z_p^3 + \frac{1}{2}(b_2H - b_1)Z_p^2 + b_1HZ_p - EAH\beta_0 \tan \beta Z_p + EAH\beta_0 Z_p \tan \beta Z_p = EA(S - u_0) - \frac{1}{6}b_2H^3 + \frac{1}{2}b_1H^2 \quad (14)$$

方程(14)是一代数和三角函数的混合方程, 难以得到关于 Z_p 的准确解析解。考虑到 $\tan \beta Z_p$ 较小, 对本文研究的问题, 取 $\tan \beta Z_p$ 的1项级数展开式即可满足工程精度, 即 $\tan \beta Z_p = (\pi/180)\beta Z_p$, 代入方程(14)整理得到求解 Z_p 的方程

$$d_1Z_p^3 + d_2Z_p^2 + d_3Z_p + d_4 = 0 \quad (15)$$

其中 $d_1 = 2b_2$; $d_2 = 3(b_1 - b_2H) - (\pi EA\beta^2 u_0)/30$; $d_3 = (EAH\beta^2 \pi u_0)/30 - 6b_1H$; $d_4 = 6EA(S - u_0) - b_2H^3 + 3b_1H^2$ 。

方程(15)的一个实根即为计算 Z_p 的表达式

$$Z_p = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} \quad (16)$$

式中

$$p = \frac{3d_1d_3 - d_2^2}{3d_1^2}; q = \frac{2d_2^3 - 9d_1d_2d_3 + 27d_1^2d_4}{27d_1^3} \quad (17)$$

实际上, 式(17)确定的 q 为负值, 笔者经过一些实际井

壁的计算, 发现式(16)中 $\sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}$ 近似为0, 于是可得到 Z_p 的计算式为

$$Z_p = 2\sqrt[3]{-q/2} \quad (18)$$

对某一具体井筒, 在用式(18)计算 Z_p 时, 最后就是确定 Z_p 与 S 的关系式, 此时还应注意满足条件 $S = 0$ 时, $Z_p = H$ 。

Z_p 求出后, 即可按下列式子确定待定系数 C_1, C_2, C_3 :

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= -\left(EA\beta_0 \tan \beta Z_p + \frac{1}{2}b_2Z_p^2 + b_1Z_p\right) \\ C_2 &= -\left(\frac{1}{6}b_2H^3 + \frac{1}{2}b_1H^2 + C_1H\right) \\ C_3 &= -u_0/(\cos \beta Z_p) \end{aligned} \right| \quad (19)$$

根据 $\varepsilon(z) = V'(z)$, $\sigma(z) = EV'(z)$, 由式(10), (6)求导, 并结合式(16)可得到计算井壁附加竖向应变 $\varepsilon(z)$ 和应力 $\sigma(z)$ 的计算公式

$$\varepsilon(z) = \frac{u_0\beta}{\cos \beta Z_p} \sin \beta z \quad z \leq Z_p \quad (20)$$

$$\varepsilon(z) = \frac{1}{EA} \left(\frac{1}{2}b_2z^2 + b_1z + C_1 \right) \quad z > Z_p$$

$$\sigma(z) = \frac{Eu_0\beta}{\cos \beta Z_p} \sin \beta z \quad z \leq Z_p \quad (21)$$

$$\sigma(z) = \frac{1}{A} \left(\frac{1}{2}b_2z^2 + b_1z + C_1 \right) \quad z > Z_p$$

4 讨 论

4.1 Z_p 的影响因素及变化特点

上面理论分析得到的计算式子表明, 深部土层失水变形时土与井壁相互作用带塑性区埋深 Z_p 的大小, 直接关系到井壁附加应变、应力大小的计算, 是一个很重要的中间值。在此, 对它的影响因素进行讨论。

根据式(16)及在计算 Z_p 时所涉及到的各参数与 Z_p 的关系, 可以分析得到影响 Z_p 的主要因素为: 底含压缩量 S , 井筒处松散土层总厚度 H , 土与井壁作用强度指标 c, φ 值, 井壁的弹性模量 E 值等。且 Z_p 与 S, E 值成反比, 与 H, c, φ 值成正比。用函数表示为

$$Z_p = f_1\left(\frac{1}{S}, H, c, \varphi, \frac{1}{E}\right)$$

对某一具体井筒, Z_p 的大小主要随底含压缩变量 S 的大小而变化。 S 越大, Z_p 越小, 即塑性带埋深越小, 土与井壁作用塑性变形段 $\Delta h_p = (H - Z_p)$ 越长。在图3中表现为弹塑性交接点 b 的位置随着底含压缩变量 S 的增加而向上移动。这里以徐州矿务局张双楼矿副井为例(井筒基本参数见表5), 确定有关参数后按式(18)得到的 Z_p 与 S 的关系表达式为(22), 绘制

Z_p , Δh_p 与 S 的关系曲线如图4。

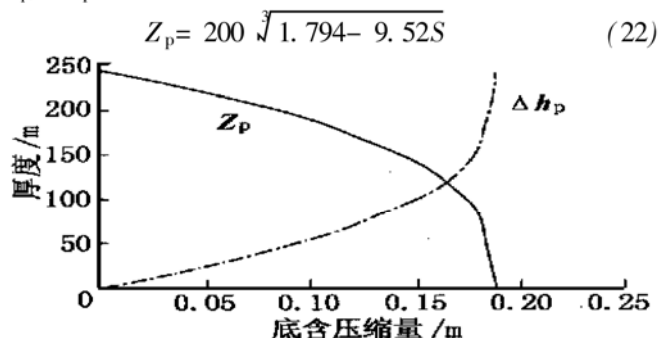


图4 Z_p 和 Δh_p 与 S 的关系

Fig. 4 Relationships of Z_p and Δh_p to S

4.2 井壁附加应力影响因素及变化特点

根据前面的理论计算公式分析, 影响井壁附加应力的因素较多, 主要有井筒直径 D (成正比), 井壁横截面 A (成反比), 井壁弹模 E (成正比); 土层厚度 H (成正比), 底含压缩量 S (成正比); 土与井壁作用变形参数 K_s (成正比) 以及强度参数 c , φ (成正比)。用函数表示为

$$\sigma(z) = f_2\left(D, \frac{1}{A}, E, H, S, K_s, c, \varphi\right)$$

这里给出徐州矿务局张双楼矿副井在确定有关参数后, 根据式(21)绘制的井壁附加竖向应力随深度和底含压缩量 S 的变化关系图如图5。

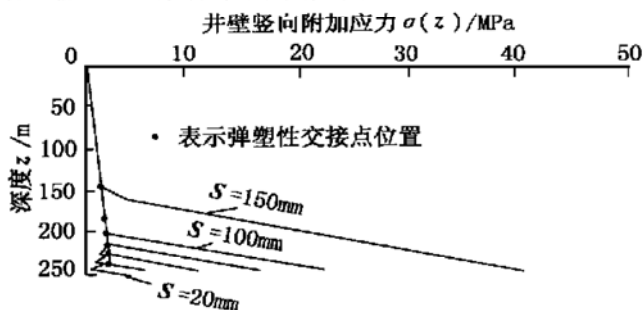


图5 井壁附加应力随深度和底含压缩量的变化

Fig. 5 Variation of the additional stress of shaft lining with the depth and the compression value of the bottom aquifer

从图5及前后的分析计算表明, 深部土层失水变形时井壁附加竖向应力有如下变化特点:

(1) 井壁竖向附加应力总体上随深度增加而增加, 但无论是在弹性作用带还是塑性作用带, 其与深度呈非线性关系。弹性段内增加幅度很小, 塑性段内增加幅度明显增大。最大附加应力在土层底部与基岩交接部位井壁内。

(2) 井壁竖向附加应力随底含的压缩量增加而增加, 而增加关系也是非线性的。

(3) 理论上当底含压缩量 S 增加到某一界限值, 使 $Z_p = 0$ (式(19)中 $C_1 = 0$) 时, 即土与井壁作用带发展到全部都进入塑性时, 井壁附加应力达最大值(式

(21底式); 此后, S 的增大只伴随着土对井壁的下滑增大(地表土与井壁接触处可见下滑错动台坎), 井壁附加应力不再增加。但实际上对兖滕—徐淮矿区大部分破裂井筒, 这种现象是不存在的。因为由于土层埋深(H 值)大, 大部分井筒在土与井壁接触带塑性区还远未发展到接近地面时, 其附加应力已足以大到使井壁发生破裂(参见表6)。所以深部土层失水变形造成井壁破裂具有很大的隐蔽性。

(4) 对兖滕—徐淮矿区或类似条件的矿区, 可用如下方法确定致使井筒发生破裂的土层临界厚度值 $H_{\max}$ 。

当 $Z_p = 0$ 时井壁附加应力达最大值, 此时式(19)中 $C_1 = 0$, 由式(21)并考虑井壁自重应力有

$$\sigma_t = \frac{1}{A} \left(\frac{1}{2} b_2 H_{\max}^2 + b_1 H_{\max} \right) + \gamma_c H_{\max} \quad (23)$$

方程(23)的一个正根即为计算 $H_{\max}$ 的表达式

$$H_{\max} = \frac{-(b_1 + A\gamma_c) + \sqrt{(b_1 + A\gamma_c)^2 + 2Ab_2\sigma_t}}{b_2} \quad (24)$$

式中 σ_t , γ_c 分别为井壁混凝土的标准强度(MPa)和重度(MN/m^3), 其它符号意义同前。

如果某井筒处实际土层厚度 H 大于或等于 $H_{\max}$, 则该井筒具备发生破裂的必要条件——土层厚度条件。井筒有产生井壁破裂的可能(是否一定发生破裂还取决于该井筒处是否有底含存在以及底含是否产生足够的失水压缩变形量); 而当实际土层厚度 H 小于 $H_{\max}$ 时, 则所计算结构参数的井筒不会产生井壁破裂。

对应表5中参数的1, 2井筒(取 $\sigma_t = 29.4 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 0.025 \text{ MN}/\text{m}^3$), 计算得其发生井壁破裂的土层临界厚度值 $H_{\max}$ 分别为120 m, 114.4 m。考虑一些井筒可能存在施工质量问题, 兖滕—徐淮矿区井筒破裂的土层临界厚度 $H_{\max}$ 一般为100~120 m。

表5 实例井筒基本情况参数

Table 5 Basic parameters of two shaft examples

序号	井筒名	D /m	A / m^2	E /MPa	H /m	K_s /($\text{MPa} \cdot \text{m}^{-1}$)
1	张双楼副井	8.9	29.0	10^4	243.0	113.86
2	鲍店主井	8.7	26.3	10^4	148.7	113.86
序号	井筒名	U_0 /m	c /MPa	φ /($^\circ$)	λ	ρ /($\text{MN} \cdot \text{m}^{-3}$)
1	张双楼副井	0.007	0.13	18.1	0.5	0.01
2	鲍店主井	0.007	0.13	18.1	0.5	0.01

5 井壁最大附加应力计算实例

徐州矿务局张双楼矿副井和兖州矿务局鲍店矿主井的基本情况如表5。按本文方法计算所得井壁最大附加竖向应力值($z = H$ 处)如表6。

表 6 井壁最大附加应力 $\sigma_{\max}$ 计算值

Table 6 Calculated maximum additional stresses of shaft lining

S / mm		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150
张双楼	Z_p/m	238.6	234.1	229.4	224.4	219.3	213.9	208.2	202.1	195.7	188.9	143.1
副井	$\sigma_{\max}/MPa$	-0.9	1.43	3.82	6.27	8.80	11.39	14.08	16.87	19.77	22.81*	41.12
鲍店	Z_p/m	137.2	123.3	105.2	77.1	$S = 46.67, Z_p = 0$						
主井	$\sigma_{\max}/MPa$	2.28	7.44	13.65	22.23*	38.32						

* 此值加上井壁自重应力已超过井壁混凝土的强度, 井壁开始破裂。

表 6 表明, 张双楼矿副井在底含压缩量超过 100 mm 鲍店矿主井超过 40 mm 时, 井壁即开始破裂, 这与实际情况是相一致的。

6 结 论

(1) 用模拟土与井壁接触面试样, 进行高压直剪和三轴伺服仪剪, 得到了大埋深土与井壁相互作用剪切应力-位移(应变)曲线, 其类型为弹塑性型。简化为理想弹塑性后, 得到了单位刚度系数、内聚力和内摩擦角等变形和强度参数。

(2) 深部土层失水变形时土与井壁的相互作用是从深部开始的, 深部相互作用位移大, 可进入塑性变形; 浅部作用位移小, 为弹性变形。其塑性与弹性交接点随深部土层失水压缩量增大而向上移动。

(3) 深部土层失水变形时井壁竖向附加位移、应变和应力可分别用公式(10)、(7)、(20)和(21)计算。

(4) 井壁竖向附加应力随深度和底含压缩量增大而呈非线性增加。在浅部弹性作用段内增加很小, 进入深部塑性段后增加幅度明显加大, 在土层与基岩交接处附加应力达到最大值。兖滕—徐淮矿区大部分井筒在土与井壁作用塑性变形远未发展到地表时, 其产生的附加应力值便足以使井壁破裂, 所以该区内煤矿立井破裂具有很大的隐蔽性。

(5) 井壁发生破裂的土层临界深度值可用式(24)计算。实际土层厚度若大于该值, 则井壁可能发生破裂。反之, 则不可能发生破裂。兖滕—徐淮矿区的土层临界深度为 100~120 m。

(6) 本文的研究方法可为端承深长桩类似条件下负摩阻力计算参考。

参 考 文 献

- 王祯伟. 论孔隙含水层的沉积特征与水文地质条件的关联机理. 煤炭学报, 1993(2): 81~88
- 李文平. 深部土体失水变形及诱发井筒破裂的机理研究: [博士学位论文]. 徐州: 中国矿业大学, 1995
- 李文平, 于双忠. 徐淮矿区深部土体工程地质特性及失水变形机理. 煤炭学报, 1997(4): 355~360
- 李文平. 徐淮矿区深厚表土底含失水压缩变形试验研究.

煤炭学报, 1999(3): 231~235

- 许延春, 耿德庸, 申宝宏. 淮北临涣矿区地层非采动沉降分析. 岩土工程学报, 1994, 16(6): 143~145
- 崔广心, 程锡禄. 徐淮地区井壁破裂原因的初步研究. 煤炭科学技术, 1991(8): 46~50
- 杨维好. 深厚表土层中井壁垂直附加应力变化规律的研究: [博士学位论文]. 徐州: 中国矿业大学, 1994
- 楼根达, 苏立凡. 冲积层疏水沉降时的井壁受力分析. 煤炭学报, 1991, 16(4): 54~61
- 李文平, 于双忠. 深厚表土中煤矿立井非采动破裂的研究. 工程地质学报, 1995, 3(1): 45~55
- Desai C S. Cyclic testing and modeling of interface. Journal of Geotechnical Engineering, 1985(6): 793~815
- Marc E O. Interface shear strength properties of roughened HDPE. Journal of Geotechnical Engineering, 1994(4): 758~761
- Ruskmasih. Foundation uniform pressure and soil-structure interaction. Journal of Geotechnical Engineering, 1994(11): 2064~2070
- Einesto M. Approximate elastic-plastic solution for axially loaded piles. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(9): 1617~1623
- George M F, Michael J M. Vertical shear loads on nonmoving walls- I: Theory. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 132(9): 856~862
- Bergado D T. Interaction behavior of steel grid reinforcements in a clayey sand. Geotechnique, 1993(4): 589~603
- Abderrakim A, Tisot J P. Friction at cohesionless soil-structure interface: effect of various parameters according to a classic study and a new approach. Geotechnical Testing Journal, 1993(1): 122~130
- 朱桐浩, 钟小萍. 侧向受荷桩与土体相互作用的分析. 岩土工程学报, 1988, 10(1): 81~86
- 谭国焕等. 松砂土中桩侧表面粗糙度对桩承载力的影响. 岩土工程学报, 1992, 14(2): 50~54
- 吴军帅等. 土与混凝土接触面的动力剪切特性. 岩土工程学报, 1992, 14(2): 61~66
- 殷宗泽等. 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟. 岩土工程学报, 1994, 16(3): 12~21
- 朱百里, 沈珠江. 计算土力学. 上海: 上海科学技术出版社, 1990