

油田站场建构物基础下伏黄土洞穴地基稳定性数值分析

朱桥川¹, 朱亚东², 王治军¹, 侯大勇¹, 戴自航³

(1. 西安长庆科技工程有限责任公司, 陕西 西安 710018;

2. 中铁四局集团有限公司设计研究院, 安徽 合肥 230023;

3. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108)

摘要: 黄土暗穴常常影响油田站场的选址或对站场建构物安全构成威胁。为探究不同因素对黄土洞穴地基稳定性的影响, 将洞穴概化为理想椭球状, 利用 ABAQUS 程序建立油田站场典型建构物基础下伏黄土洞穴三维模型进行了大量的数值模拟分析。结果表明: 当洞穴埋深越小、尺寸越大、与基础距离越近、高跨比越小, 洞穴地基的稳定性越低, 地基承载力越小, 基础沉降越大; 下伏洞穴地基极限承载力、洞穴安全埋深以及洞穴与基础的安全距离可通过基础沉降和地基土塑性区分布来确定。

关键词: 油田站场; 黄土洞穴; 稳定性; 地基承载力; 数值分析

中图分类号: TU471

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2022)04-0212-08

Numerical Analysis of Stability of Loess Caves Under Building and Structure Foundations of Oilfield Station

ZHU Qiaochuan¹, ZHU Yadong², WANG Zhijun¹, HOU Dayong¹, DAI Zihang³

(1. Xi'an Changqing Technology Engineering Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710018, China;

2. CTCE Design and Research Institute, Hefei, Anhui 230023, China;

3. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China)

Abstract: Loess hidden caves often affect the site selection of oilfield stations or poses a threat to the safety of station buildings and structures. In order to investigate the effects of various factors on the stability of grounds with a loess cave, taking loess caves as an ideal ellipsoid oval and using the software ABAQUS, numerous numerical simulation analyses were performed by establishing the three-dimensional models of loess caves underlying the typical foundations of buildings and structures in an oilfield station. The results show that the shallower the burial depth of the cave under a foundation base and the bigger the size of the cave and the closer to the foundation the cave is as well as the less the ratio of height to span of the cave, the lower the stability of the ground with a loess cave, the lower the ground bearing capacity, and the greater the settlement of the foundation. The ultimate bearing capacity of grounds with a cave, the safe burial depth of caves as well as the safe distance of caves from a foundation can be determined by the settlement of the foundation and the distribution of plastic zones in soil.

Keywords: oilfield station; loess cave; stability; ground bearing capacity; numerical analysis

陕甘黄土高原湿陷性黄土结构疏松, 遇水湿陷、受水侵蚀显著, 极易诱发地质灾害^[1-3]。这些自然

地理和地质条件造成了黄土洞穴广泛分布, 几乎随处可见^[4]。

随着油田站场地面工程建设,不可避免的会遇到各种安全隐患,黄土洞穴就是其中之一。黄土洞穴可分为明洞穴和暗洞穴^[5]。当黄土暗穴刚好在建构筑物下方或临近时,将可能导致地基承载力不足而引起地基失稳或出现过大不均匀沉降导致上部结构破坏^[6]。因此,如何合理评价这种情况下黄土洞穴地基的稳定性是油田站场工程设计面临的现实问题。

对于普通地基的极限承载力已有成熟的理论计算方法^[7]。然而,目前对于下伏洞穴地基承载力的计算,主要是参照相关规范^[8-9]中给出的一些建议,结合实际经验进行定性评价。这些评价方法主要考虑土层厚度的影响,未考虑洞穴的尺寸及形状的影响。由于影响因素和边界条件的复杂性,目前对于下伏洞穴地基极限承载力、洞穴顶板安全厚度及洞穴与基础的安全距离的定量计算尚未有成熟的理论方法。

要可靠地建立上述问题的理论解是相当困难的,人们主要从试验和数值模拟手段开展了一些研究。Baus 等^[10]、Al-Tabbaa 等^[11]开展室内模型试验研究空洞上方条形基础地基承载力;阳军生等^[12]分析采用圆形基础条件下溶洞上方地基的承载力的影响因素;范夏玲等^[13]对室内模型试验^[14]进行了数值模拟,验证有限元法进行洞室结构稳定性分析的可靠性;卢晓明^[15]采用上限有限元法对地基破坏时的极限状态进行数值模拟。然而,针对油田站场建构物基础下伏黄土洞穴的实验与数值模拟方面的研究鲜有报道。为此,在西安长庆科技工程有限责任公司立项支持下开展了现场黄土洞穴的平板载荷试验,并通过与试验结果的对比验证了采用三维有限元法模拟分析上述问题的可行性,这方面的研究工作已另文论述,本文主要介绍采用有限元法对某些典型建构物基础下伏黄土洞穴地基稳定性进行分析。

1 条形基础下伏洞穴地基稳定性分析

图1所示某油田站场机房前暴露出的一黄土暗穴。如果暗穴处在机房条形基础下方,则可能在墙体荷载作用下失稳塌陷,进而引起基础及墙体开裂或破坏,因此,有必要采用数值模拟方法分析条形基础下不同埋深、不同大小和位置的黄土洞穴地基的稳定性。



图1 黄土暗穴在车辆压陷后暴露出来

1.1 条形基础下洞穴稳定性受其埋深影响分析

实际黄土地区受潜蚀等原因形成的黄土洞穴可能呈各种形状,但因“土拱效应”使得近似椭球状洞穴最为常见,基于此,并顾及数值建模的方便,本文分析将黄土洞穴均假设为椭球状,并将椭球的长、中长和短轴分别定义为跨度 l 、高度 h 和厚度 t (文中取 $h=t$),其与条形基础的位置如图2所示,图中 H 为洞顶最高处与基础底部的距离,即洞穴相对于基础的埋深或称洞穴的顶板厚度。

根据图1所示站场机房基础情况,取条形基础长度为6 m,基底宽度1.2 m,埋深1 m,基础上部墙体厚0.4 m。今假设有一尺寸为 $l \times h \times t = 3 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ 的椭球形洞穴,并分别取 $H = 1 \text{ m}, 2 \text{ m}, 3 \text{ m}, 4 \text{ m}, 5 \text{ m}$ 以探讨洞穴埋深对其稳定性的影响。

根据大量试建模分析,综合考虑计算规模和模型边界尺寸对模拟结果的影响,数值模型的长度取12 m,宽度取10 m,深度取至洞穴底以下3 m可保证计算结果的精度。图3所示为洞穴埋深 $H = 2 \text{ m}$ 时的几何模型和采用10 结点修正二次四面体单元(C3D10M)进行的网格划分,为直观展现基础与洞穴的关系,该图展示的是对称剖分的半个模型。条形基础按通常采用的钢筋混凝土扩展基础考虑,其与土体间相互作用按库仑摩擦接触模拟,取二者间的摩擦系数 $\mu = 0.2$ 。

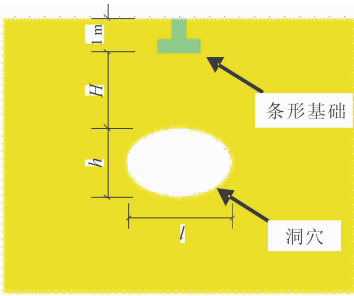


图2 条形基础下伏洞穴示意图

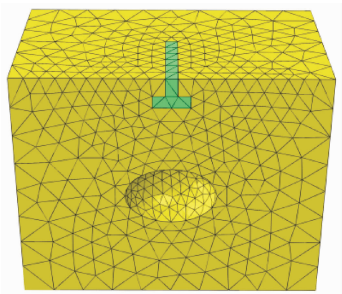


图 3 几何模型及网格划分

土体按摩尔－库伦理想弹塑性材料来模拟,其抗剪强度指标由现场采集的原状土样的室内三轴不排水试验获得,变形模量或弹性模量 E 由平板载荷试验 $p-s$ 关系曲线求得,泊松比 ν 根据当地经验取值,剪胀角 ψ 按孔位学等^[16]的研究取为内摩擦角的一半;基础按常用的 C30 混凝土材料考虑,并按线弹性材料模拟,相应弹性参数根据相关规范^[17]取值。以上参数详见表 1。

表 1 土层及基础材料参数

材料	重度 γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	剪胀角 $\psi/(\text{^\circ})$
黄土	17.5	50	0.3	17	18	9
基础	25.0	30000	0.2	—	—	—

考虑为建筑荷载,数值模拟中,设基底附加压力从 200 kPa 开始,按每级 50 kPa 增加,最大加至 500 kPa 结束。因基础上部墙体宽度是基底宽度的三分之一,因此,实际模拟是通过等效地在基础上部墙体表面施加上述 3 倍的均布压力。

图 4 为该洞穴不同埋深时的荷载－沉降($p-s$)曲线,为了对比,图中还提供了假设无洞穴情况下的 $p-s$ 曲线,显然各级荷载下,其沉降量是最小的。同时,从 $p-s$ 曲线图可判断,该洞穴埋深为 1 m、2 m 和 3 m 的情况下,当基底附加压力分别达到 300 kPa、400 kPa 和 500 kPa 时均处于即将失稳破坏状态,以洞穴埋深 1 m 为例,失稳破坏原因如图 5 所示,此时基础边缘至洞顶两侧塑性剪切带已贯通,即将发生剪切塌陷破坏,若按破坏荷载的前一级荷载作为极限承载力的话,相应的地基极限承载力分别为 250 kPa、350 kPa 和 450 kPa,表明洞穴尺寸一定时均质黄土洞穴地基的极限承载力与洞穴和基底的相对埋深成正比。但是,当该洞穴埋深为 4 m 和 5 m 时即使加载至 500 kPa 也未发生失稳,但洞穴的存在对基础的沉降仍有影响,且影响程度随荷载的增大而增大,随着埋深的增加而减小。

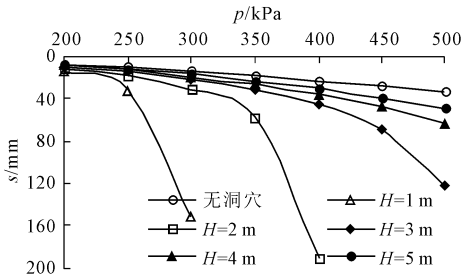


图 4 下伏不同埋深洞穴的基础 $p-s$ 曲线

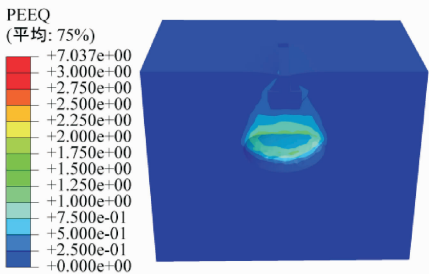


图 5 $H=1\text{ m}$ 极限荷载下地基的等效塑性应变等值云图

图 6 所示为洞穴在基底以下 1 m 深时,加载到失稳破坏荷载 300 kPa 时的沉降等值云图,可以看出此时洞顶最高处的沉降最大,达 402.7 mm,远较基础沉降 151.8 mm 大。这与无洞穴情况(见图 7)总是基础及基底处土体的沉降最大是不同的,其原因是当附加应力传递到洞顶无约束的临空面时易产生较大沉降,且二者沉降分布云图有明显区别。

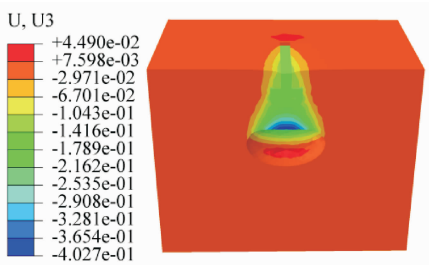


图 6 $H=1\text{ m}$ 时极限荷载下沉降等值云图

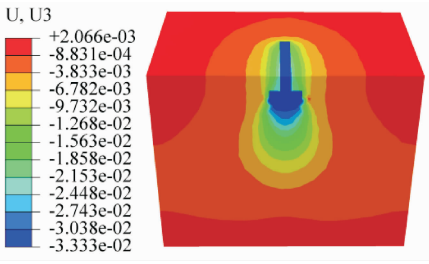


图 7 无洞穴时 500 kPa 荷载下沉降等值云图

1.2 条形基础下洞穴稳定性受其大小影响分析
椭圆形洞穴的大小以其长轴或跨度 l 来表征,

现假设分析不同跨度但高跨比 $h/l = 2:3$ 且埋深相同的不同大小洞穴地基的稳定性,如假设基础下伏一个埋深 3 m 的黄土洞穴,高度分别取 $h = 1.0\text{ m}$ 、 1.5 m 、 2.0 m 、 2.5 m ,对应跨度分别为 $l = 1.50\text{ m}$ 、 2.25 m 、 3.00 m 、 3.75 m 。建模方法与材料参数同表 1。

图 8 所示为下伏跨度 $l = 3.75\text{ m}$ (尺寸 $3.75\text{ m} \times 2.5\text{ m} \times 2.5\text{ m}$) 的洞穴当荷载加至 350 kPa 时模型的沉降等值云图。显然,洞顶附近的沉降仍显著大于基础的沉降,且由图 9 曲线可见,当荷载达到 350 kPa 时,基础沉降骤降,洞穴地基的极限承载力为 300 kPa。同时,由该图可见,当洞穴跨度 $l = 1.5\text{ m}$ 时,沉降接近无洞穴地基的情况,荷载达到 500 kPa 时,沉降仅相差 15.5%,表明在这一深度下伏跨度 1.5 m 及以下的小洞穴对地基沉降和承载力的影响可忽略。然而,当荷载达到 350 kPa 时,洞穴跨度从 3.00 m 到 3.75 m,虽然只增大了 0.75 m,但是沉降却是大幅度增加,说明一定埋深下,当洞穴跨度达到一定值时,地基承载力会大幅减小,洞穴稳定性会显著降低。

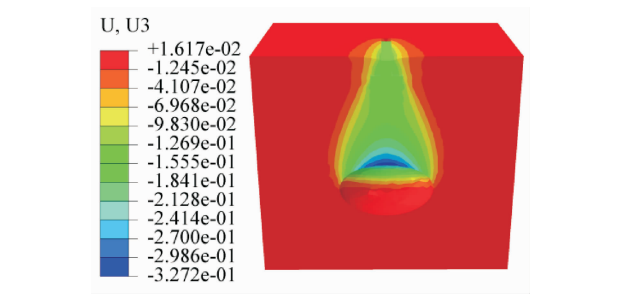


图 8 $l = 3.75\text{ m}$ 和 $H = 3\text{ m}$ 时 350 kPa 荷载下沉降等值云图

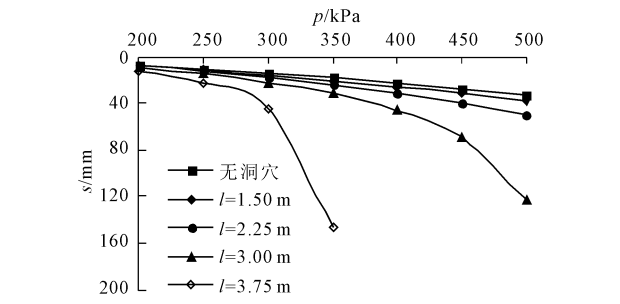


图 9 不同 l 和 $H = 3\text{ m}$ 时的基础 $p-s$ 曲线

1.3 条形基础下洞穴稳定性受其位置影响分析

以上模拟均只考虑洞穴处于基础以下最不利位置,亦即洞穴在跨度方向对称位于条形基础正下方,而实际工程中洞穴的位置可能是任意地偏离基础。直观上可定性的判断,对于一定大小和埋深的黄土洞穴,其偏离基础越远越安全,洞穴自身稳定性也越高。以下采用数值模拟手段对此进行定量上的分析。

现取洞穴的尺寸同 1.1 节,即 $l \times h \times t = 3\text{ m} \times 2\text{ m} \times 2\text{ m}$,假设洞穴相对基底埋深为 2 m,而洞穴中心偏离过基底中心铅垂线的距离 D 分别为 0.5 m、1.0 m、1.5 m、2.0 m、2.5 m、3.0 m。

图 10 为 $D = 3\text{ m}$ 时洞穴荷载加至 500 kPa 时的沉降等值云图。可以看出基础的沉降与洞穴左上部沉降有关,但最大沉降出现在基础底部,仅为 44.9 mm,与无洞穴时基础沉降 33.3 mm 相比较小。洞穴最大沉降出现在左上角,而非洞穴正上方顶部。

图 11 绘出了上述不同偏离距离情况的 $p-s$ 曲线。显然,随着偏离距离的增大,基础的沉降逐渐减小,地基承载力逐渐恢复至无洞穴均质天然地基的承载力,也表明当洞穴偏离到一定距离时,洞穴稳定性受建筑荷载的影响很小甚至无影响。

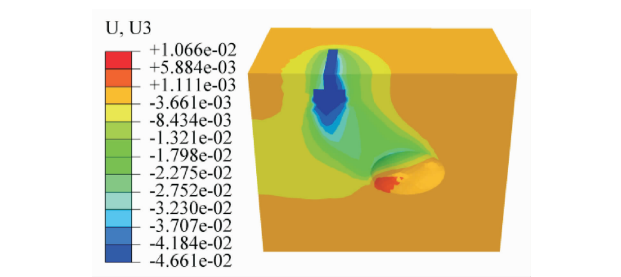


图 10 $D = 3\text{ m}$ 和 $H = 2\text{ m}$ 时 500 kPa 荷载下沉降等值云图

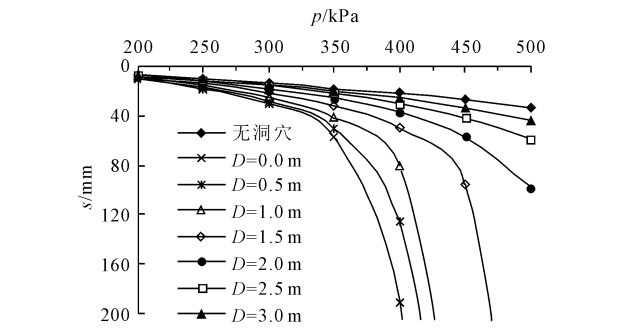


图 11 不同 D 时的基础 $p-s$ 曲线

1.4 条形基础下洞穴稳定性受其形状影响分析

在以上模拟分析中,黄土洞穴的形状相同,即椭圆球长短轴或高跨比均为 $2:3$ 。而实际调查可知,椭圆球状的洞穴会有不同的高跨比。所做的黄土洞穴塌陷试验表明,洞穴的稳定性受其跨度或形状的影响。在荷载或自重的作用下,土体发生压缩和变形,从而产生不均匀沉降,致使土颗粒间产生互相“楔紧”的作用,于是在一定范围土层中产生“拱效应”^[18],不同高跨比的洞穴稳定性有所不同。

现仍假设洞穴埋深为 2 m,为使具有可比性,设各洞穴的体积,即大小一样,但高跨比分别为 $h/l = 1:2$ 、 $2:3$ 、 $1:1$ 、 $1.5:1$ 、 $2:1$ 。当 $h/l = 1:1$ 时,洞穴取

为直径 2 m 的球形洞穴;按与此球形洞穴体积相等的原理,则当 $h/l = 1:2$ 时,椭圆形洞穴尺寸约为 $3.17\text{ m} \times 1.59\text{ m} \times 1.59\text{ m}$;当 $h/l = 2:3$ 时,椭球形洞穴尺寸约为 $2.62\text{ m} \times 1.75\text{ m} \times 1.75\text{ m}$;当 $h/l = 3:2$ 和 $h/l = 2:1$ 时实际相当于分别将 $h/l = 2:3$ 和 $h/l = 1:2$ 的椭球形洞穴旋转 90° ,长轴沿着深度方向而已。

图 12 绘出了上述几种情况的 $p-s$ 曲线。随着高跨比的增大,在一定荷载下,基础沉降逐渐减小;对于 $h/l = 1:2$ 和 $h/l = 2:3$ 的洞穴,荷载加至 450 kPa 时,洞穴顶部发生严重变形,计算不收敛,地基极限承载力为 400 kPa;对于 $h/l = 3:2$ 和 $h/l = 2:1$ 的洞穴,荷载加至 500 kPa 依然能收敛,与 $h/l = 2:3$ 和 $h/l = 1:2$ 的相差较大。表明,相同埋深和体积的洞穴,高跨比越小,稳定性越差。

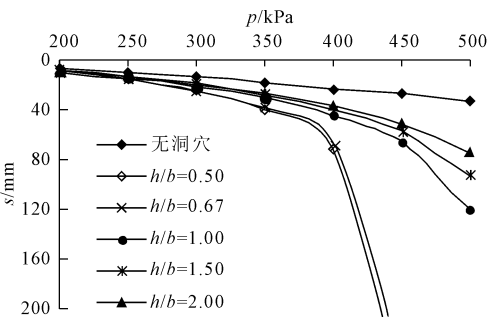


图 12 不同 h/l 时的基础 $p-s$ 曲线

2 环墙基础下伏洞穴稳定性分析

在油田站场除了有厂房建筑,还有许多大型钢制储油罐(见图 13)等构筑物。下文以某站场直径 12 m 大型储油罐为例,分析其下伏洞穴的稳定性,油罐基础为钢筋混凝土环墙基础,混凝土等级亦为 C30,基础内外半径分别为 5 m 和 6 m(即基础宽度 1 m),基底埋深 1 m。在地基极限承载力范围内,在环墙基础和环墙内土体上施加 360 kPa 均布荷载,土体和环墙材料参数及模拟方法同上。



图 13 某站场典型的构筑物

2.1 环墙基础下洞穴稳定性受其埋深和大小影响分析

设有高跨比 h/l 仍为 $2:3$ 但埋深和大小不同的椭球状洞穴,洞穴中心位于过环形基础中心的铅垂线上,以 2 m 为深度增量,分析不同大小洞穴的稳定性,如模拟得到当洞穴尺寸为 $1.5\text{ m} \times 1\text{ m} \times 1\text{ m}$,埋深 2 m 时是不稳定的,但埋深 4 m 时是稳定的,在这一深度将洞穴尺寸增大至 $3\text{ m} \times 2\text{ m} \times 2\text{ m}$ 时是不稳定的,而埋深增至 6 m 时是稳定的,如此等等。显然,洞穴尺寸越大,只有埋深越大才能保证其稳定性。图 14 所示为环墙基础下伏尺寸为 $6\text{ m} \times 4\text{ m} \times 4\text{ m}$ 的大洞穴情况三维模型及网格划分,模拟分析表明,当其埋深在 12 m 尚是不稳定的,但埋深达到 14 m 时是稳定的。图 15 和图 16 所示为该条件下的沉降和塑性区的分布。从图 15 可见,考虑环墙基础与其内部土体共同分担油罐荷载的实际情况下,环墙中心处土体沉降最大,约为 71.1 mm,而洞穴顶部最大沉降约 26.8 mm。这与前述条形基础下洞顶处有最大沉降的规律是不同的。从图 16 可见,在靠近环墙基础内外及基础下方的地基土中出现了塑性区,洞穴周边也出现了塑性区,但是上下塑性区还远未贯通,地基还未达到剪切塌陷的临界状态,因而在该深度下洞穴处于稳定状态。

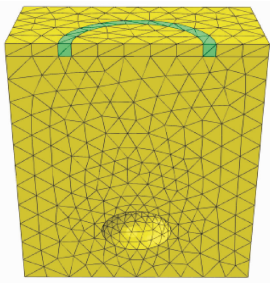


图 14 环墙基础下伏洞穴模型及网格划分

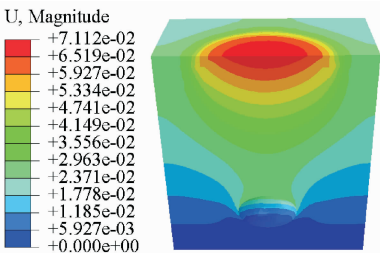


图 15 $l=6\text{ m}$ 和 $H=14\text{ m}$ 时 360 kPa 荷载下沉降等值云图

表 2 列出了按上述方法分析的不同埋深和大小的若干洞穴的稳定状况。可见在此案例条件下相同埋深不同大小洞穴的稳定性,以及相同大小不同埋深洞穴的稳定性,可供类似条件下洞穴对大型储油

罐地基承载力影响评估时参考。

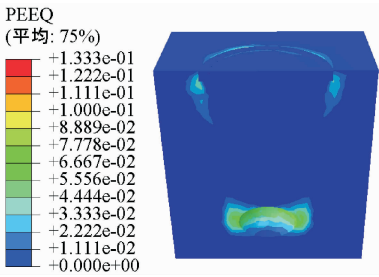


图 16 $l=6\text{ m}$ 和 $H=14\text{ m}$ 时 360 kPa 荷载下
等效塑性应变等值云图

表 2 案例中不同洞穴稳定性状况汇总

埋深 /m	不同尺寸洞穴稳定性			
	1.5 m×1 m×1 m	3 m×2 m×2 m	4.5 m×3 m×3 m	6 m×4 m×4 m
2	不稳定	不稳定	不稳定	不稳定
4	稳定	不稳定	不稳定	不稳定
6	稳定	稳定	不稳定	不稳定
8	稳定	稳定	不稳定	不稳定
10	稳定	稳定	稳定	不稳定
12	稳定	稳定	稳定	不稳定
14	稳定	稳定	稳定	稳定

2.2 环墙基础下洞穴稳定性受其偏离位置的影响

上一小节模拟是针对洞穴下伏于环墙基础中心正下方的情况,同样对实际工程中洞穴可能任意地偏离基础中心线的情况进行模拟分析。以 $6\text{ m} \times 4\text{ m}$ 的大洞穴为例,上面的分析表明,当其处于基础正下方 12 m 时是不稳定的,现假设其埋深不变,但中心以每 3 m 增量逐渐远离正下方,分析得到直至 $D=12\text{ m}$ 时的沉降和塑性区的分布分别如图 17 和 18 所示。

从图 17 可见,与图 15 洞穴处于基础中心正下方相比,无论是基础的沉降还是洞穴顶部的沉降都是非对称的,洞穴顶点处沉降小于洞穴左上部沉降,随着偏离距离越远,洞穴顶部沉降越来越小,表明洞穴受基础荷载影响越来越小。从图 18 可见,当洞穴偏离 3 m 时洞顶与基础两侧仍形成了非对称的两条塑性剪切带,表明洞穴将沿这两条剪切带发生塌陷破坏;当洞穴偏离 6 m 时,洞顶与基础间仅形成了一条塑性剪切带,而且有趣的是这条剪切带不是出现在洞穴右端或左端与其上方的右侧环墙基础间,而是出现在洞穴左端与其远离的左侧环墙基础间,这一现象一直到洞穴偏离 9 m ,即整个洞穴刚好完全偏出右侧环墙基础外边缘线正下方时,表明洞穴可沿这条剪切带发生破坏,这也与图 17 所示远离洞穴的左侧基础的沉降大于近侧(右侧)沉降的现象相

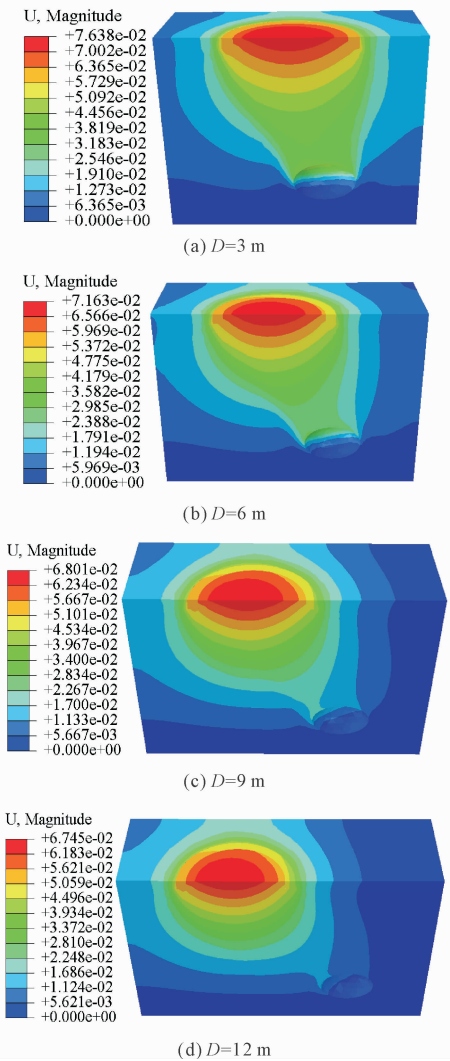


图 17 不同 D 时 360 kPa 荷载下沉降等值云图

对应。分析认为这是由于椭球状洞穴的拱作用效应使得其剪切塑性区最易从较薄弱的长轴两端附近发展,并在临界状态下与基础两侧的塑性区贯通,这从前面洞穴无偏离的条形基础和环墙基础的情况均可看到,然而,当洞穴的右端偏离出环墙基础右侧时,洞穴较薄弱的长轴右侧所承受的附加应力逐渐减小,因而右侧向上可能发展的塑性区越来越小(见图 18(b)—图 18(d)),但洞穴较薄弱的长轴左侧仍承受较大的附加应力,塑性区仍可较大的向左上方发展,而右侧环墙基础虽离洞穴左端较近,但该侧基础以下地基土中的塑性区发展有限,最终出现上述现象。当洞穴继续偏离至 12 m 时,洞穴左端边缘已经超出环墙基础最右边 3 m ,在环墙基础内外边缘及其下地基土中出现了弧形塑性区,但它们并未贯通,虽然受基础荷载的影响洞穴周围仍出现了局部塑性区,但与基础下方地基土中的塑性区未连通,说

明此时洞穴对上部基础的影响可忽略,该洞穴自身也是稳定的。

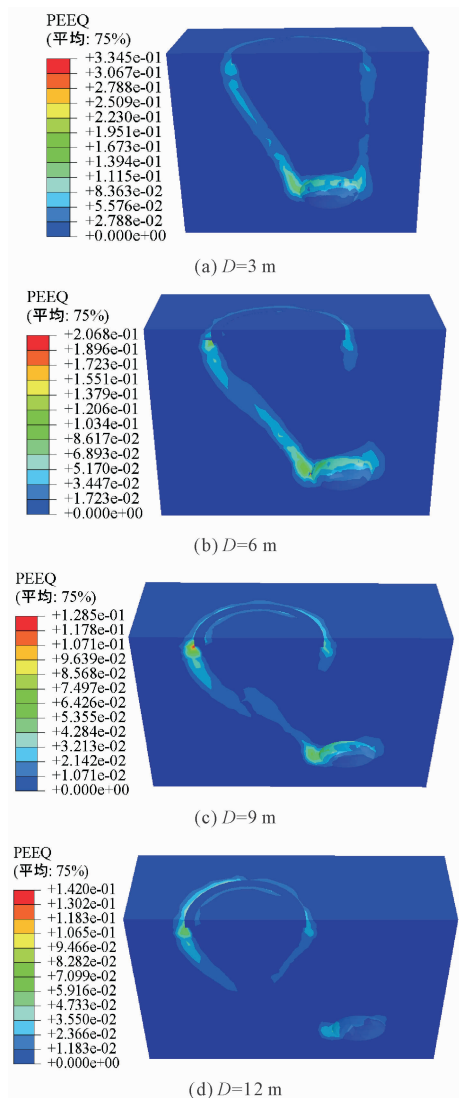


图 18 不同 D 时 360 kPa 荷载下等效塑性应变等值云图

3 环墙 + 筏板基础下伏洞穴稳定性分析

实际工程中,当油田站场储油罐特别高、容量特别大而地基承载力较低时,常采用环墙 + 筏板甚至是环墙 + 筏板 + 桩基的形式来承载。下面仅探讨环墙 + 筏板的形式,设计中常使钢筋混凝土筏板底与环墙底标高相同,筏板上回填土 + 砂垫层 + 沥青砂绝缘层,作为钢制油罐底板缓冲层,但为简单起见,数值模拟分析中视之与地基土相同,因其厚度有限,对分析计算结果影响不大。图 19 为含筏板的环墙基础与洞穴的网格模型。

由上节的分析已知,当洞穴尺寸为 $6\text{ m} \times 4\text{ m} \times 4\text{ m}$,处于环墙基础中心正下方 14 m 时是稳定的,但

若该洞穴埋深 12 m 时是不稳定的。现针对该洞穴埋深 12 m 情况,假设采用环墙 + 筏板基础分析得到:当在环墙和内部土体上施加 360 kPa 均布荷载后,在环墙中心处土体沉降最大,约为 67.5 mm,相比于无筏板基础的 72.1 mm,减小了 4.6 mm,洞穴上方最大沉降为 33.7 mm,比无筏板基础减小 4.5 mm,表明相同工况下加设筏板可减小基础的沉降。此情况下地基中的塑性区分布如图 20 所示。

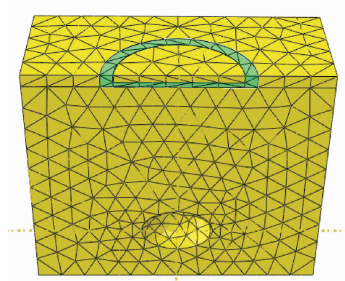


图 19 环墙 + 筏板基础下伏洞穴模型及网格划分

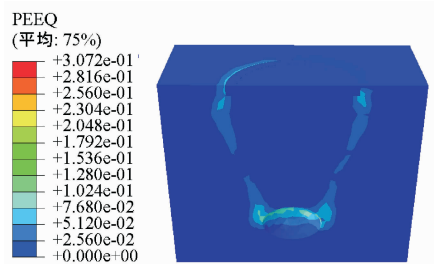


图 20 $H = 12\text{ m}$ 时 360 kPa 荷载下等效塑性应变等值云图

可见虽然在基础两侧下方及洞穴两端上方出现了较大范围的剪切塑性区,但上下塑性区并未完全贯通,洞穴仍处于稳定状态,表明环墙 + 筏板的基础有助于提高洞穴地基的承载力和洞穴的稳定性。

4 结 论

为探究黄土洞穴对油田站场选址和建构筑物的基础承载力和稳定性的影响,本文分别针对条形基础、环墙基础、环墙 + 筏板基础下伏黄土洞穴地基的稳定性进行了数值分析研究,可得出以下结论:

(1) 洞穴的埋深、大小、位置、形状等因素对洞穴地基的稳定性和承载力都有着显著影响。当洞穴埋深越小、尺寸越大、与基础相距越近、高跨比越小,洞穴地基的稳定性越低,地基承载力越小,基础沉降越大。

(2) 均质地基存在位于基础正下方的椭圆状洞穴时,地基的失稳往往是由于基础两侧与洞穴两端地基土中两条对称剪切塑性带贯通以致发生剪切塌

陷破坏造成的;当洞穴偏离基础正下方一定距离时,地基的失稳仅是由于基础一侧与洞穴一端地基土中的一条剪切塑性带贯通发生剪塌破坏造成的,而且对于环墙基础,这条贯通的剪切带是出现在远侧基础下与其较近的洞顶地基土中,而非出现在近侧基础下与其较近的洞顶地基土中。

(3) 下伏洞穴地基极限承载力、洞穴顶板安全厚度(即埋深)以及洞穴与基础的安全距离可通过对数值模拟分析得到的基础沉降和地基土塑性区分布来确定,亦即以基础的沉降不受洞穴影响或者影响程度很小以及不会出现贯通的塑性区来确定。

(4) 洞穴地基的稳定性也受基础形式影响,对于相同埋藏和荷载条件的洞穴,环墙+筏板基础的地基稳定性高于环墙基础。

参考文献:

[1] 霍姜程,艾迪,朱兴华,等.黄土水力侵蚀-滑坡-泥石流灾害链的研究现状[J].自然灾害学报,2019,28(1):38-43.

[2] 张焱,邱海军,胡胜,等.黄土洞穴发育条件下滑坡土体性质及其稳定性分析[J].自然灾害学报,2020,29(2):64-75.

[3] 段钊,赵法锁,陈新建.陕北黄土高原区崩塌发育类型及影响因素分析——以吴起县为例[J].自然灾害学报,2012,21(6):142-149.

[4] 贾丽娜.洞穴环境下黄土地层开裂机理试验[D].西安:长安大学,2013.

[5] 彭建兵,李喜安,范文,等.黄土高原地区黄土洞穴的分类及发育规律[J].地质前缘,2007,36(6):234-244.

[6] 杨瑞.暗穴条件下黄土边坡稳定性分析[D].兰州:兰州交通大学,2015.

[7] 陈祖煜.土力学经典问题的极限分析上、下限解[J].岩土工程学报,2002(1):1-11.

[8] 岩土工程勘察规范:GB 50021—2001[S].北京:中国建筑出版社,2001.

[9] 建筑地基基础设计规范:GB 50007—2011[S].北京:中国建筑出版社,2011.

[10] Baus R L, Wang M C. Bearing capacity of strip footing above void[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983,109(1):1-14.

[11] Al-Tabbaa A, Russell L, Oreilly M. Model tests of footings above shallow cavities[J]. Ground Engineering, 1989,22(7):39-42.

[12] 阳军生,张军,张起森,等.溶洞上方圆形基础地基极限承载力有限元分析[J].岩石力学与工程学报,2005(2):296-301.

[13] 范夏玲.路堤下伏溶(土)洞塌陷机理及其稳定性分析研究[D].福州:福州大学,2013.

[14] 郑颖人,徐浩,王成,等.隧洞破坏机理及深浅埋分界标准[J].浙江大学学报(工学版),2010,44(10):1851-1856,1875.

[15] 卢晓明.下伏空洞地基稳定性上限有限元方法分析[D].长沙:湖南大学,2016.

[16] 孔位学,芮勇勤,董宝弟.岩土材料在非关联流动法则下剪胀角选取探讨[J].岩土力学,2009,30(11):3278-3282.

[17] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑出版社,2015.

[18] 张晓军.基于颗粒流的高填黄土明洞土拱效应分析及其影响因素研究[D].兰州:兰州交通大学,2018.



(上接第 154 页)

[15] 付光强.成都地区膨胀土基坑支护技术研究[D].成都:西南交通大学,2015.

[16] 邓安,彭涛.成都某膨胀土深基坑支护事故分析[J].四川地质学报,2015,35(1):126-131.

[17] 陈正汉,孙树国,方祥位,等.非饱和土与特殊土测试技术新进展[J].岩土工程学报,2006,28(2):147-169.

[18] 贾其军,赵成刚,韩子东.低饱和度非饱和土的抗剪强度理论及其应用[J].岩土力学,2005,26(4):580-585.

[19] 扈胜霞,周云东,陈正汉.原状非饱和黄土强度特性的试验研究[J].岩土力学,2005,26(4):660-663.

[20] 膨胀土地区建筑技术规范:GB 50112—2013[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.

[21] 土工试验方法标准:GB/T 50123—2019[S].北京:中国计划出版社,2019.

[22] 沈细中,管新建,兰雁.非饱和黏土有效应力强度指标计算[J].岩土力学,2007,28(S1):207-210.