王飞,钱玉龙,李国玉.冻土地基差异融沉下沟埋式管道管顶土压力研究[J].地震工程学报,2026,48(5):1104-1114.DOI:10.20000/j.1000-0844.20241111001

WANG Fei,QIAN Yulong,LI Guoyu.Soil pressure at the top of trench-buried pipelines under differential thaw settlement of permafrost foundations[J].China Earthquake Engineering Journal,2026,48(5):1104-1114.DOI:10.20000/j.1000-0844.20241111001

冻土地基差异融沉下沟埋式管道管顶土压力研究

王 飞[1,2],钱玉龙[1],李国玉[2]

(1.江苏大学 土木工程与力学学院,江苏 镇江 212013;
2.中国科学院西北生态环境资源研究院 冰冻圈科学与冻土工程全国重点实验室,甘肃 兰州 730000)

摘要:为明确冻土地基差异融沉对沟埋式管道管顶土压力的影响,以Marston沟埋式管道土压力理论模型为基础,首先引入管沟填土相对位移诱发的土拱效应,采用圆弧小主应力轨迹法确定填土侧土压力系数;其次建立主应力偏转角与管基冻土融沉量之间的定量关系,结合斜薄层单元法推导管顶土压力求解方程,最终提出管道-冻土非协同融沉条件下管顶土压力计算模型。通过室内模型试验验证和参数敏感性分析表明,该方法能准确表征冻土融沉不同发展阶段的管顶土压力变化规律,管基融沉对管顶土压力具有显著影响,具体表现为:管顶土压力系数与管基相对融沉量近似呈线性正相关,最大增幅达41%;随差异融沉面与水平面夹角的增大,管顶土压力系数线性减小,最大降幅为14%;管顶土压力系数随沟管宽比(B/D)的增大近似呈双曲线型增长,B/D=4可作为各融沉阶段沟埋式管道与上埋式管道的分界值;随着填土高比(H/D)的增大,管顶土压力系数先增大后趋于稳定;深埋管道管沟填土在融沉时更易形成完整土拱,融沉对深埋管道管顶土压力的影响更为显著。研究成果可为冻土区埋地管道的融沉灾害评估提供理论支撑。

关键词:管道工程;管基冻土;融沉;管顶土压力;土拱效应;沟埋式管道

中图分类号:TU445 **文献标志码**:A **文章编号**:1000-0844(2026)05-1104-11

DOI:10.20000/j.1000-0844.20241111001

Soil pressure at the top of trench-buried pipelines under differential thaw settlement of permafrost foundations

WANG Fei[1,2], QIAN Yulong[1], LI Guoyu[2]

(*1.Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Jiangsu University, Zhenjiang 212013, Jiangsu, China;*
2.State Key Laboratory of Cryospheric Science and Frozen Soil Engineering, Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, Gansu, China)

Abstract: To clarify the influence of differential thaw settlement of permafrost foundations on soil pressure at the top of trench-buried pipelines, the soil arching effect induced by relative displacement

收稿日期:2024-11-11

基金项目:国家自然科学青年基金项目(C类)(42101121);冻土工程国家重点实验室开放基金课题(SKLFSE 202010)

第一作者简介:王 飞(1991-),男,博士,副教授,主要从事冻土区管道工程与环境方面的研究。Email:wangfei9107@126.com。

of the backfill soil is introduced based on Marston's theoretical model of soil pressure on trench-buried pipelines. The circular arc minor principal stress trajectory method is used to determine the lateral earth pressure coefficient of the backfill. A quantitative relationship between the principal stress rotation angle and the thaw settlement of foundation permafrost is established. By combining the inclined thin-layer element method, an equation for calculating the soil pressure at the pipe top is derived, and a computational model for soil pressure at the pipe top under non-cooperative thaw settlement between the pipeline and the permafrost is proposed. Through indoor model test validation and parameter sensitivity analysis, the method is shown to accurately characterize the variation of soil pressure at the pipe top during different stages of permafrost thaw settlement. The thaw settlement of foundation permafrost has a considerable influence on the soil pressure at the pipe top: the coefficient of soil pressure at the pipe top is approximately linearly and positively correlated with the relative thaw settlement of the foundation, with a maximum increase of 41%. As the angle between the differential thaw settlement surface and the horizontal plane increases, the coefficient decreases linearly, with a maximum reduction of 14%. The coefficient increases approximately hyperbolically with the trench-to-pipe width ratio (B/D), and $B/D = 4$ can serve as the boundary value between trench-buried and aboveground pipelines at different thaw settlement stages. As the burial depth-to-pipe width ratio (H/D) increases, the coefficient initially increases and then stabilizes. For deeply buried pipelines, the backfill in the trench is more likely to form a complete soil arch during thaw settlement, and the influence of thaw settlement on the soil pressure at the pipe top is more pronounced. These findings can provide theoretical support for the assessment of thaw settlement hazards affecting buried pipelines in permafrost regions.

Keywords: pipeline engineering; pipeline foundation permafrost; thaw settlement; soil pressure at pipe top; soil arching effect; trench-buried pipeline

0　引言

管道凭借安全可靠、经济环保及适宜长距离输送等优势，广泛应用于冻土区油气输送工程。工程实践表明，冻胀、融沉等冻土灾害严重威胁冻土区埋地管道的安全稳定运行[1]。例如，加拿大 Norman Wells 管道在 KP783 处管沟地表融沉量超过 2 m[2]；美国 Trans Alaska 管道由于管基冻土融沉造成 122 m 管段范围内管道沉降高达 1.3 m，进而造成管道破裂、原油泄漏[3]；我国格拉线的管道多次遭受冻胀、融沉及其他冻害影响，导致至少发生 30 次泄露[4]，中俄原油管道亦受冻土融沉及其伴生灾害的显著影响，常出现管道不均匀沉降、管体裸露等病害问题[5]。为此，国内外诸多研究围绕冻胀、融沉作用下埋地管道的安全服役特性展开深入探究，相关研究成果可为冻土区管道工程设计与安全稳定性评估提供重要的理论依据。

受管道自身参数（如油压、壁厚、管径等）和管沟填土物性参数的影响，管-土之间存在着复杂的耦合作用[6]。填土土压力是埋地管道承受的主要外荷载，因此管顶土压力的精准计算是埋地管道设计与安全评估的核心依据。针对管顶土压力计算问题，国内外学者开展了大量研究，形成了多种成熟理论模型，主要包括散粒体极限平衡理论、弹性解析法、土压力集中系数法、土柱法及卸荷拱理论等[7-8]。其中，基于散粒体极限平衡理论的 Marston 模型极具代表性，后续众多学者围绕该模型开展了优化与改进研究。曾国熙[9]将填土黏聚力与朗肯主动侧土压力纳入计算体系，完善了 Marston 管顶土压力计算方法。李永刚等[10]充分考虑矩形沟埋涵洞胸腔土体的变形与承载特性，建立了适配矩形沟埋结构的竖向土压力计算模型。Qin 等[11]研究发现，减载式管道竖向土压力呈现“中间小、两侧大”的抛物线分布特征。申文明等[12]针对浅埋管涵工程特点，明确了管顶中心应力集中现象，并基于修正 Marston 理论构建了对应的土压力计算模型。Tao 等[13]结合模型试验与数值模拟结果建立涵洞土压力计算模型，系统探究了填土高度、回填土泊松比、涵洞高度及

洞身厚度等参数对土压力的影响规律。郑俊杰等[14]通过现场试验与数值模拟,揭示了沟埋式涵洞土压力的变化规律,证实涵顶土压力随填土高度、结构几何尺寸、填料特性及地基刚度等参数呈非线性变化特征。

除管道与填土物性参数外,土拱效应对管顶土压力分布的调控机制也是学界研究重点。Handy等[15]指出,Marston理论中将剪切滑动面侧土压力假定为朗肯被动土压力的假设与工程实际不符,进而考虑土拱效应引发的主应力旋转特征,对传统理论进行了修正。Zhang等[16]通过优化Terzaghi土拱模型求解深埋涵管竖向土压力,并结合实测数据确定了剪切带高度、土体内摩擦角等关键参数的合理取值范围。Karinski等[17]依托有限元数值模型,建立了地表静载作用下涵管竖向土压力线弹性计算方法,剖析了土拱效应、管道埋深及结构、土体参数对管顶土压力的影响机制。程振威等[18]采用圆弧小主应力轨迹表征土拱效应,推导了沟谷地形管沟填土侧土压力系数,建立了高填方沟埋式涵管竖向土压力计算公式,研究表明受土拱效应影响,沟埋涵管管顶土压力随填土高度呈非线性增长趋势。周兴涛等[19]利用PFC^{2D}离散元软件对沟埋式涵管土压力与土拱演化规律开展数值试验,发现涵顶土压力系数随填土高度增加呈先增后减的变化规律,并据此建立了考虑土拱效应的竖向土压力计算式。Bryden等[20]将回填土滑移面假定为倾斜面,综合考虑管顶减载材料的土拱效应与土体差异沉降形成的等沉面作用,建立了新型管顶土压力理论计算模型。

地层沉降与塌陷是改变管顶土压力分布特征的关键因素。杨光华等[21]研究证实,地基沉降会显著增大涵顶土压力,其峰值可达填土自重应力的1.41倍,明确了不均匀沉降诱发的附加土压力是涵管开裂破损的核心诱因。Zhou等[22]通过室内模型试验探究地层沉降条件下埋地管道的力学响应,兼顾上覆土体纵、横向土拱叠加效应,提出了地层沉降工况下的管顶土压力计算方法。张玉等[23]发现地层沉降过程中,土拱效应会引发管顶土压力显著波动,并基于修正Marston模型建立了适配地层沉降工况的土压力计算方法。刘鹏等[24]对比分析了阶梯沉降与连续塌陷两种地层变形模式下钢管的力学响应差异,证实地层整体沉降对管道结构的作用效应更为显著。

综上,现有沟埋式管道土压力计算体系,尚未系统考虑冻土区管基土体差异融沉对管顶土压力的影响。基于此,本文结合管沟填土土拱效应演化机制,提出管道与管基冻土非协同融沉条件下的管顶土压力计算方法。通过与室内模型试验结果比对,验证了该计算方法的准确性与可靠性。依托本文方法,系统分析管基相对融沉量、差异融沉面倾角、沟管宽比及填土高比等关键参数对管顶土压力分布的影响规律,研究成果可完善冻土区埋地管道土压力计算理论,为管道融沉灾害风险评估与安全防控提供理论支撑。

1 管道–管基冻土非协同融沉下管顶土压力理论计算

1.1 计算模型

冻土区埋地管道受管内传输介质持续热影响,管周冻土逐渐消融并形成融化圈。管周融化圈常年存在且呈季节性变化,暖季为开放型,冷季为封闭型。管道下部的融化边界近似为半椭圆形[25]。管基冻土融化后,在自重作用或极低应力条件下会产生与融化深度呈线性相关的融沉变形。如图1所示,管基冻土发生融沉变形时,会带动外侧土柱土体同步下沉。在管道固定无位移的前提下,管顶内侧土柱保持稳定、无沉降变形;随着外侧土柱持续下沉,内侧土柱上部填土向两侧滑移卸荷,且内外土柱交界面始终保持齐平、高度一致。内外土柱沉降差异导致外土柱对内土柱产生向下的拖曳作用,从而在管顶形成附加土压力[26]。

本文假定管道上方土体剪切滑动面为竖直平面,以管道宽度为边界,将沟埋式管道上覆土体划分为三个计算区域。基于上述融沉变形特征,建立管基冻土融沉作用下沟埋式管道土压力计算模型(图1)。其中:D为管道外径,B为管沟开挖宽度,B_0为外侧土柱宽度,H为管道中轴线至地表的填土高度,β为差异融沉面与水平面夹角,S_1、S_2分别为管沟边壁与管道底部冻土融沉深度,L为二者融沉差值,Z为融沉完成后内外土柱交界面处的填土高度。现有研究多将半椭圆形融沉曲线简化为梯形以降低计算难度[27-28]。本文将管基冻土的融沉曲线与融沉后的地表曲线近似为相等的梯形,并假设两侧填土随管基土融沉而下沉的过程中,管道无位移且不产生形变;土层均匀分布且各向同性。

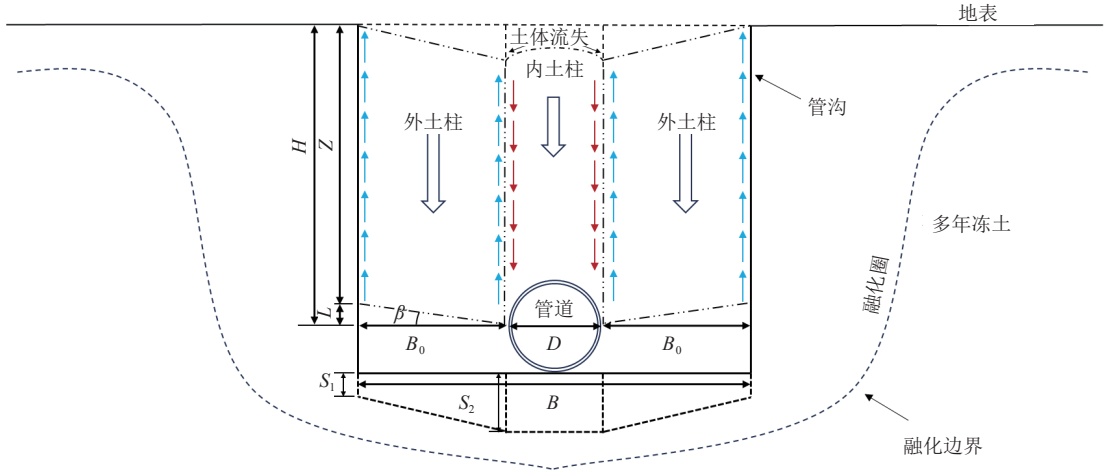


图 1　差异融沉下沟埋式管道管顶土压力分析简化模型

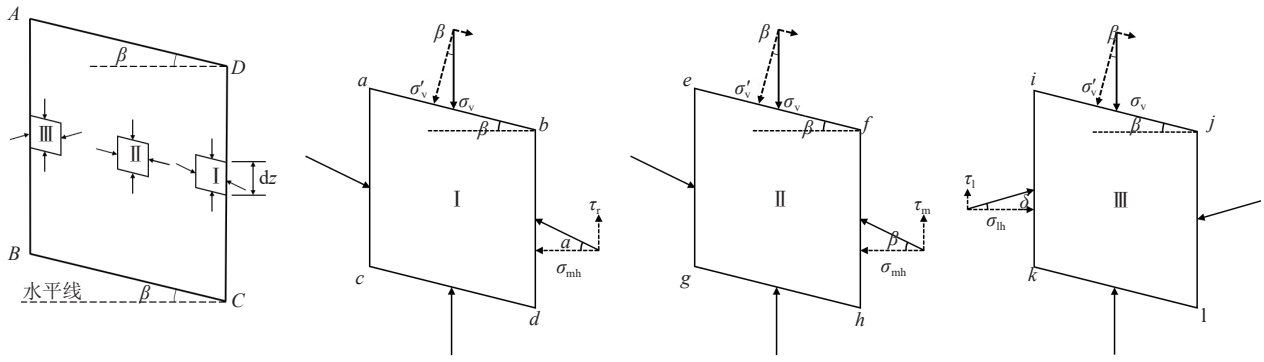
Fig. 1　Simplified model for analyzing soil pressure at the top of a trench-buried pipeline under differential thaw settlement

1.2　外土柱应力状态分析

由图 1 可知，模型沿管道呈对称分布，因此取一侧外土柱进行应力分析。受差异融沉的影响，越接近内土柱的土体沉降量越大，为体现这一土层变化，将外土柱按斜薄层单元划分并进行分析，薄层倾斜角度与管基冻土融沉曲线的假设一致。由于内外土柱土体之间、外土柱与原土土体之间的摩擦角在一般情况下并不相等，因此本文将外土柱土体应力状态分成三种情况。分别为与内土柱相接的单元块Ⅰ、外土柱内部的单元块Ⅱ以及与原土相接的单元块Ⅲ（图 2）。根据图 2(a)，作用于 a-b 面上的正应力 σ_v' 为

$$\sigma_v' = \sigma_v \cos\beta \tag{1}$$

式中：σ_v 为作用于 a-b 面上的垂直应力，单位：Pa；$\beta = \arctan\dfrac{S_2 - S_1}{B_0}$，其中 $B_0 = \dfrac{B - D}{2}$，单位：(°)。



(a) 土体单元不同应力状态位置示意图　(b) 单元块Ⅰ应力状态　(c) 单元块Ⅱ应力状态　(d) 单元块Ⅲ应力状态

图 2　外土柱单元应力状态分析示意图

Fig. 2　Schematic diagram of stress state analysis of external soil column elements

单元块上任意处的剪应力和水平应力可通过莫尔应力圆进行求解（如图 3，为简化计算以砂性土为例）。根据图 3(a)莫尔应力圆中初始的应力状态可得

$$\left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \tag{2}$$

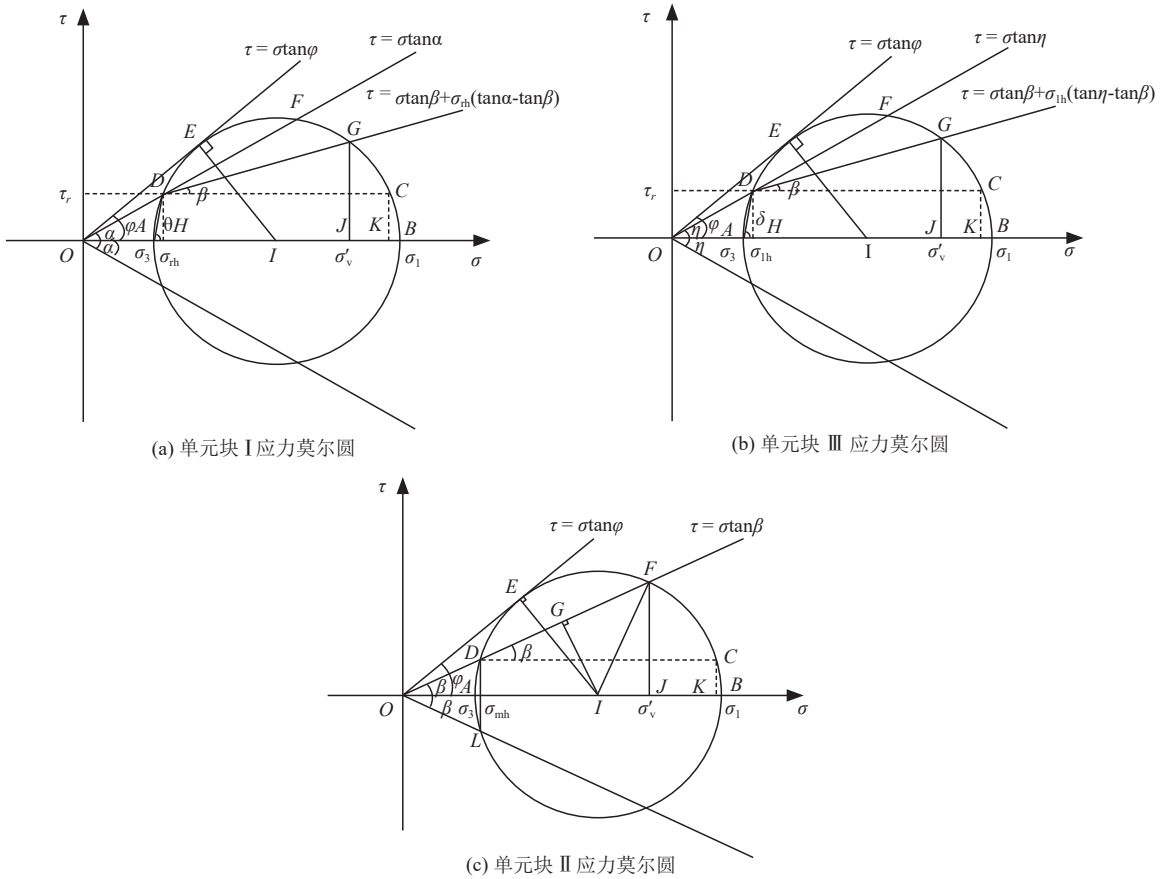
式中：σ_1 为大主应力，单位：Pa；σ_3 为小主应力，单位：Pa；σ 和 τ 分别为正应力和剪应力，单位：Pa。

图 3(a)中直线 DG 可表示为

$$\tau = \tau_r + (\sigma - \sigma_{rh})\tan\beta = \sigma_{rh}\tan\varphi + (\sigma - \sigma_{rh})\tan\beta = \sigma\tan\beta + \sigma_{rh}(\tan\varphi - \tan\beta) \tag{3}$$

式中：τ_r 和 σ_{rh} 分别为作用在 C-D 面上的剪应力和水平应力，单位：Pa。φ 为管沟填土的内摩擦角，单位：(°)。

定义 $\Delta\tau = \sigma_{rh}(\tan\varphi - \tan\beta)$，联立式(2)与式(3)得到正应力 σ：



(a) 单元块Ⅰ应力莫尔圆

(b) 单元块Ⅲ应力莫尔圆

(c) 单元块Ⅱ应力莫尔圆

图 3 外土柱渐进破坏的土体应力莫尔圆

Fig. 3 Mohr's circle of soil stress for progressive failure of external soil column elements

$$\sigma=\frac{\sqrt{[(\sigma_1+\sigma_3)-2\Delta\tau\tan\beta\,]^2-4(1+\tan^2\beta)(\sigma_1\sigma_3+\Delta\tau^2)}}{2(1+\tan^2\beta)}+\frac{[(\sigma_1+\sigma_3)-2\Delta\tau\tan\beta\,]}{2(1+\tan^2\beta)} \tag{4}$$

图 3(b)与图 3(c)中正应力 σ 和剪应力 τ 计算方法与图 3(a)类似,不再赘述。由图 3(a)莫尔圆中所示几何关系可得

$$\tau_r=(\sigma_{rh}-\sigma_3)\tan\theta=\sigma_{rh}\tan\alpha \tag{5}$$

$$\sigma_{rh}=\sigma_1\cos^2\theta+\sigma_3\sin^2\theta \tag{6}$$

式中:θ 为 C-D 面上大主应力方向与水平方向的夹角,单位:(°)。

联立式(5)与式(6)可得

$$\tan\alpha=\frac{(1-K_a)\tan\theta}{1+K_a\tan^2\theta} \tag{7}$$

式中:K_a 为土体主动土压力系数,$K_a=\sigma_3/\sigma_1=\tan^2(45^\circ-\varphi/2)$。

将式(7)代入式(5)得

$$\tau_r=\sigma_{rh}\frac{(1-K_a)\tan\theta}{1+K_a\tan^2\theta} \tag{8}$$

同理,由图 3(b)莫尔圆中所示几何关系可得

$$\tau_l=(\sigma_{lh}-\sigma_3)\tan\delta=\sigma_{lh}\tan\eta \tag{9}$$

$$\sigma_{lh}=\sigma_1\cos^2\delta+\sigma_3\sin^2\delta \tag{10}$$

式中:δ 为 A-B 面上大主应力方向与水平方向的夹角,单位:(°);τ_l 和 σ_{lh} 分别为作用在 A-B 面上的剪应力和水平应力,单位:Pa。

联立式(9)与式(10)得

$$\tan\eta=\frac{(1-K_a)\tan\delta}{1+K_a\tan^2\delta} \tag{11}$$

将式(11)代入式(10)得

$$\tau_l=\sigma_{lh}\frac{(1-K_a)\tan\delta}{1+K_a\tan^2\delta} \tag{12}$$

同理,由图 3(c)莫尔圆中所示几何关系得

$$\tau_m=\sigma_1\cos^2\psi+\sigma_3\sin^2\psi \tag{13}$$

$$\sigma_{mh}+\sigma_v'=\cos^2\beta(\sigma_1+\sigma_3) \tag{14}$$

式中:ψ 为外土柱内部任意处土体微元大主应力与水平方向的夹角,单位:(°);τ_m 和 σ_{mh} 分别为作用在外土柱内部任意处的剪应力和水平应力,单位:Pa。

1.3　主应力轴旋转和侧土压力系数

管基冻土融沉会引发外侧土柱土体产生相对沉降位移，使上覆土层主应力方向发生偏转，进而产生显著的土拱效应。土拱效应的发育程度主要取决于滑移面 A-B 与 C-D 的剪应力发展状态：在管基融沉过程中，若滑移面剪应力未达到土体抗剪强度，土拱效应仅部分发挥[29]，此时 $45°+\varphi/2<\theta<90°$；剪应力达到抗剪强度时，土拱效应完全发挥，此时 $\theta=90°$。张常光等[30]通过将小主应力迹线分别假设为圆弧、抛物线和偏转角线性变化，对埋地涵管上方土体的应力状态进行分析，发现圆弧小主应力轨迹计算结果对低填方涵管具有很好的适用性。鉴于此，本文采用圆弧小主应力轨迹线对管基土冻融后的倾斜土体主应力偏转进行求解（图 4）。根据单元块Ⅱ的应力解答可知图 4 中 E 处水平应力：

$$\sigma_{mh}=\sigma_1\cos^2\psi+\sigma_3\sin^2\psi \tag{15}$$

式中：ψ 为外土柱内部任意处土体微元大主应力与水平方向的夹角，在图 4 中表示为 E 处圆弧法线方向与水平面的夹角，满足 $\theta\leqslant\psi\leqslant\pi-\delta$。

联立式（14）、（15）得：

$$\sigma_v'=\cos^2\beta(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1\cos^2\psi+\sigma_3\sin^2\psi) \tag{16}$$

图 4 中作用于微元体 $abcd$ 的斜向力 $\mathrm{d}V'$ 可表示：

$$\mathrm{d}V'=\sigma_v'\frac{\mathrm{d}A}{\cos\beta}=\left[\cos^2\beta(\sigma_1+\sigma_3)-\left(\sigma_1\cos^2\psi+\sigma_3\sin^2\psi\right)\right]\frac{R\sin\psi\mathrm{d}\psi}{\cos\beta} \tag{17}$$

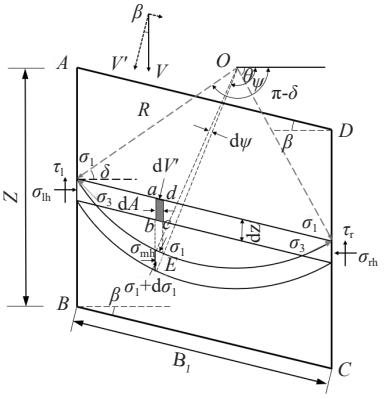


图 4　外土柱平均竖向应力计算示意图

Fig. 4　Schematic diagram for calculating the average vertical stress of external soil column elements

将上式进行积分得：

$$V'=\frac{R}{\cos\beta}\left[\cos^2\beta(\sigma_1+\sigma_3)(\cos\theta+\cos\delta)-\sigma_3(\cos\theta+\cos\delta)-\frac{(\cos^3\theta+\cos^3\delta)(\sigma_1-\sigma_3)}{3}\right] \tag{18}$$

式中：$R=\dfrac{B_0}{\cos\theta+\cos\delta}$。

则作用于斜薄层单元的平均竖向应力可表示：

$$\overline{\sigma_v}=\frac{V'}{B_1\cos\beta}=\frac{V'}{B_0} \tag{19}$$

将作用于竖直面 A-B 和 C-D 上的主动侧土压力与作用在斜薄层单元上的平均竖向应力之比分别定义为 K_{la}、K_{ra}：

$$K_{la}=\frac{\sigma_{lh}}{\overline{\sigma_v}}=\frac{3\cos\beta(\cos^2\delta+K_a\sin^2\delta)}{3(1+K_a)\cos^2\beta-3K_a-(1-K_a)(\cos^2\delta+\cos^2\theta-\cos\delta\cos\theta)} \tag{20}$$

$$K_{ra}=\frac{\sigma_{rh}}{\overline{\sigma_v}}=\frac{3\cos\beta(\cos^2\theta+K_a\sin^2\theta)}{3(1+K_a)\cos^2\beta-3K_a-(1-K_a)(\cos^2\delta+\cos^2\theta-\cos\delta\cos\theta)} \tag{21}$$

据图 4 所示，式中 δ 满足 $\delta=\theta-2\beta$。

1.4　斜薄层的平衡微分方程

对外土柱中斜薄层单元进行受力分析（图 5）。根据水平方向的力系平衡可得方程：

$$\sigma_{lh}\mathrm{d}z-\sigma_{rh}\mathrm{d}z=0 \tag{22}$$

由式（22）可知：

$$\sigma_{lh}=\sigma_{rh} \tag{23}$$

因此，C-D 竖直面上的剪应力可得

$$\tau_l=\sigma_{rh}\frac{(1-K_a)\tan(\theta-2\beta)}{1+K_a\tan^2(\theta-2\beta)} \tag{24}$$

将式（21）代入式（8）及式（24），A-B 面及 C-D 面上的剪应力可以进一步表示：

$$\tau_l=K_{ra}\overline{\sigma_v}\frac{(1-K_a)\tan(\theta-2\beta)}{1+K_a\tan^2(\theta-2\beta)} \tag{25}$$

$$\tau_r=K_{ra}\overline{\sigma_v}\frac{(1-K_a)\tan\theta}{1+K_a\tan^2\theta} \tag{26}$$

根据竖直方向的力系平衡可得方程：

$$\overline{\sigma_v}B_1+\mathrm{d}W-\left(\overline{\sigma_v}+\mathrm{d}\overline{\sigma_v}\right)B_1-\tau_{lh}\mathrm{d}z-\tau_{rh}\mathrm{d}z=0 \tag{27}$$

式中：$\mathrm{d}W=\gamma B_1\cos\beta\mathrm{d}z$，$B_1=\dfrac{B_0}{\cos\beta}$。

联立式(25)～(27)，令 $\frac{(1-K_a)\tan\theta}{1+K_a\tan^2\theta}=M$，$\frac{(1-K_a)\tan(\theta-2\beta)}{1+K_a\tan^2(\theta-2\beta)}=N$，式(27)可以简化：

$$\frac{\mathrm{d}\overline{\sigma_v}}{\mathrm{d}z}+\frac{(M+N)K_{ra}}{B_1}\overline{\sigma_v}=\gamma\cos\beta \tag{28}$$

式(28)为一阶线性非齐次微分方程，其通解：

$$\overline{\sigma_v}=\mathrm{e}^{-\frac{(M+N)K_{ra}}{B_1}Z}\left[\frac{B_1\gamma\cos\beta}{(M+N)K_{ra}}\mathrm{e}^{\frac{(M+N)K_{ra}}{B_1}Z}+C\right] \tag{29}$$

式中：$Z=H-B_0\tan\beta$；C为积分常数。

根据假设，管沟回填土上方无外部附加荷载，边界条件满足：

$$Z=0,\overline{\sigma_v}=0 \tag{30}$$

将式(30)代入式(29)可确定积分常数C，进而得到式(28)的特解：

$$\overline{\sigma_v}=\frac{\gamma\cos\beta B_1}{G}\left(1-\mathrm{e}^{-\frac{GZ}{B_1}}\right) \tag{31}$$

式中：$G=(M+N)K_{ra}$。

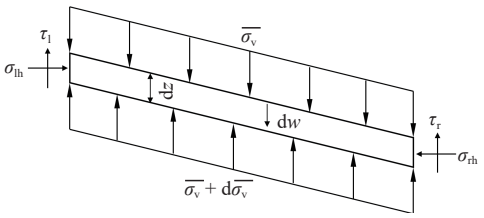


图5 斜薄层单元受力分析图

Fig. 5 Force analysis of an inclined thin-layer soil element

1.5 管顶土压力计算

联立式(23)、(29)得剪应力特解，将其沿C-D面进行积分求得管顶土压力：

$$\begin{aligned}P&=\gamma DZ+2\int_0^Z\tau_r\mathrm{d}z=\gamma DZ+\\&2\int_0^Z\frac{\gamma\cos\beta K_{ra}MB_1}{G}\left(1-\mathrm{e}^{-GZ}\right)\mathrm{d}z=\\&\gamma DZ+\frac{2\gamma\cos\beta K_{ra}MB_1}{G}\cdot\\&\left[Z+\frac{B_1}{G}\left(\mathrm{e}^{-\frac{GZ}{B_1}}-1\right)\right]\end{aligned} \tag{32}$$

管顶土压力系数：

$$\begin{aligned}D_F&=\frac{P}{\gamma DH}=\frac{Z}{H}+\frac{2K_{ra}MB_0}{GDH}\cdot\\&\left[Z+\frac{B_0}{G\cos\beta}\left(\mathrm{e}^{-\frac{GZ\cos\beta}{B_0}}-1\right)\right]\end{aligned} \tag{33}$$

1.6 主应力偏转角计算

主应力偏转角与管基土融沉量密切相关，不少学者通过地层的相对变形量来量化滑移面处的主应力旋转。由于其计算均建立在土层均一沉降假设之上，不适用于管基冻土融沉所引起的差异沉降。因此，本文在黎春林[31]所提出的方法基础上进行了改进，根据大主应力方向与水平面夹角θ与沉降位移之间的几何关系(图6)，可建立如下方程：

$$\frac{B_0\tan(\theta-\beta)}{2\cos^2\beta}+\frac{S_1+S_2}{2}=\frac{B_0}{2\cos(\theta-\beta)\cos\beta} \tag{34}$$

将式(34)进行化简得：

$$\frac{S_1+S_2}{B_0}=\frac{(\tan^2\beta+1)(1-\sin\theta+\cos\theta\tan\beta)}{\cos\theta+\sin\theta\tan\beta} \tag{35}$$

令管基相对融沉量$\lambda=\frac{S_1+S_2}{2B_0}$，式(35)可写为：

$$\lambda=\frac{(\tan^2\beta+1)(1-\sin\theta+\cos\theta\tan\beta)}{2(\cos\theta+\sin\theta\tan\beta)} \tag{36}$$

根据给定的S_1、S_2解出θ，将其代入式(32)即可以进一步建立融沉深度与管顶土压力的量化关系。

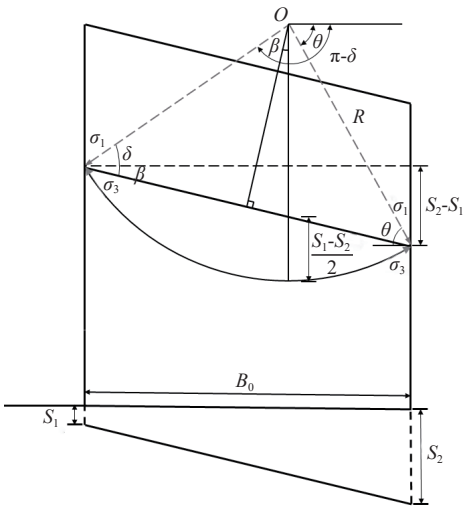


图6 θ角计算示意图

Fig. 6 Schematic diagram for θ calculation

2 管顶土压力分析

2.1 模型的对比验证

Zhou等[22]通过室内模型试验，探究了阶梯地层沉陷工况下埋地管道的力学响应规律。试验选取三种不同管径的管道P1(D=0.2 m)、P2(D=0.3 m)

与 P3（D=0.4 m），对应的外土柱宽度分别为 0.9 m、0.85 m、0.8 m；试验填料采用无黏性砂土，天然密度 γ=14.6 kN/m^3，内摩擦角 φ=31°，填筑密度为 1.46 g/cm^3，最大填土高度为 0.9 m，管基土体最大沉降量为 50 mm，并基于试验结果提出了考虑三向土拱效应的管顶土压力计算方法（图 7）。为验证本文解析解的可靠性，本节依托上述试验数据，结合传统 Marston 算法及规范公式开展管顶土压力对比分析。文献[22]的模型试验基于土层均匀沉降条件，属于本文理论模型的特殊工况，因此可通过令模型参数 $S1$=$S2$，实现均匀地层沉降条件下的管顶土压力求解与对比验证。

文献[22]提出的考虑填土土拱效应的解析解能够反映管顶土压力随沉降量增加而增大的趋势，但与实测结果存在较大差异。其主要原因在于，该方法假定管基土体沉降初始阶段，滑动剪切面剪应力即达到土体抗剪强度，两侧填土可形成完整土拱。该理想化假设会高估两侧填土的应力转移比例，导致计算结果偏大。实际上，在管基土沉降全过程中，剪切面剪应力随土体主应力偏转逐步增长，直至达到极限抗剪强度，土拱呈现渐进发育特征。此外，本文所采用的分层叠加计算方式易产生误差累积，进一步加剧了计算偏差。

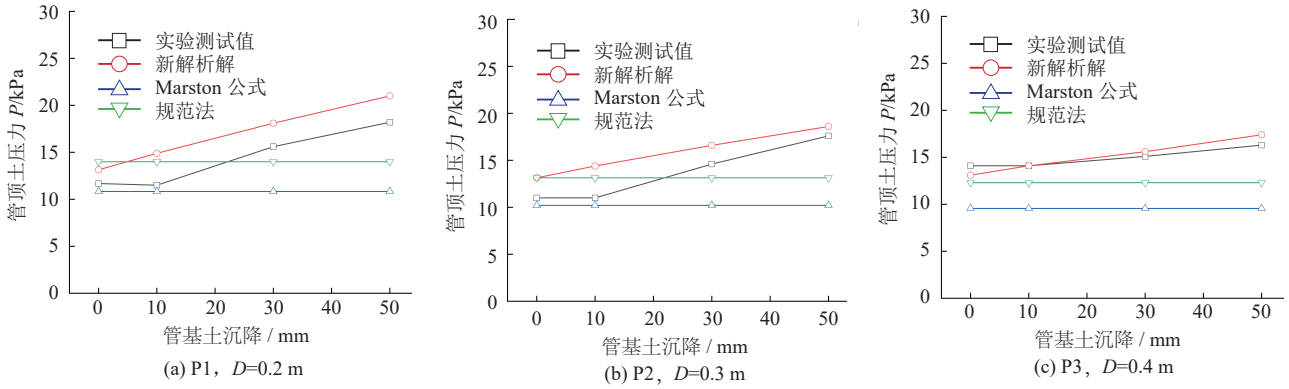


图 7　解析解与模型试验结果的对比

Fig. 7　Comparison between analytical solutions and model test results

Marston 理论的计算结果呈水平恒定分布，不随沉降量变化，而实测管顶土压力随地层沉降量增大逐渐升高，致使二者相对误差持续扩大，最大偏差可达 73%。该差异充分说明，传统 Marston 理论未考虑管基沉降对管顶土压力的扰动作用，无法适用于冻土融沉沉降工况。我国给排水规范采用的土压力集中系数法[32]，将管顶土压力简化为管顶土柱自重乘以 1.2 的安全系数。该方法属于保守设计，在沉降量较小时可基本保障管道安全，但随着沉降变形增大，其计算偏差逐渐凸显，难以真实反映土压力的动态演化特征。相比之下，本文理论解充分考虑了管基沉降诱发的土拱效应及其随沉降过程的渐进发育特征，计算结果与模型试验实测数据吻合度更高。管道 P1、P2、P3 对应的平均相对误差分别为 15%、14% 和 4%，精度显著优于 Marston 理论与规范算法。同时，在 10～50 mm 沉降区间内，本文解析解计算值略高于试验实测值，对实际工程管道设计与安全防控具备更强的参考价值。综上，本文所建立的理论方法能够更为精准地揭示不同管基沉降变形阶段下管顶土压力的演化规律。

2.2　参数分析

由不同管沟填土高比 H/D 条件下管顶土压力系数 D_F 随管基相对融沉量系数 λ 的变化规律（图 8）可知：随着 λ 的增大，管顶土压力系数 D_F 逐渐增大，λ 从 0.01 增大到 0.1 时，H/D=2、H/D=4 和 H/D=6 对应的 D_F 增幅分别为 22%、26%、41%。在不完全土拱效应作用下，随着管基冻土融沉量增大，土体剪切面剪应力逐步趋近极限抗剪强度，土体主应力偏转角持续增大，促使两侧填土应力转移效应增强，最终导致管顶土压力不断提升。同时可以发现，土压力系数的增长速率逐渐放缓，这是由于剪应力趋近土体抗剪强度后，主应力偏转速率明显降低，因此该阶段曲线整体可近似视为线性变化。此外，3 种不同 H/D 工况下的增幅的差异表明，管基冻土融沉对深埋管道管顶土压力的影响更显著。

管基冻土的差异融沉不仅会导致主应力的偏

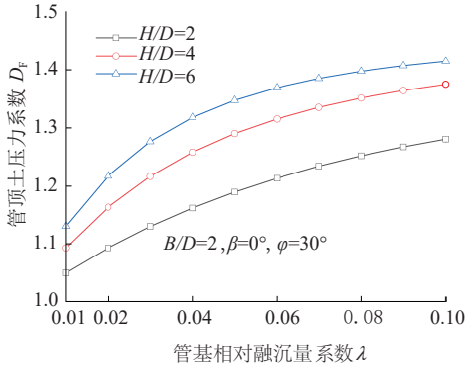


图 8 管顶土压力系数随管基相对融沉量的变化曲线

Fig. 8 Variation curve of soil pressure coefficient at pipe top with relative thaw settlement of ipe foundation

转，还会引起填土土层的倾斜，两者的共同作用决定了管顶的土压力大小。根据不同管沟填土高比 H/D 工况下的管顶土压力系数 D_F 随差异融沉面与水平面夹角 β 的演化关系（图 9）可以看出：随 β 的增大，D_F 近似线性减小，β 从 0°增大到 20°时，$H/D=2$、$H/D=4$ 和 $H/D=6$ 对应的 D_F 分别减小 14%、10%、7%。这是因为，随着 β 的增大，管道上部土体出现流失，导致管顶土柱的重力减小；另外一方面，参与土拱效应的土体减少，管沟填土的应力转移减小。可见，差异融沉面与水平面的夹角增大对管顶土压力的减小存在一定的作用。

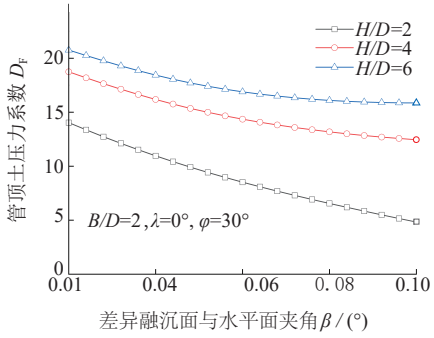


图 9 管顶土压力系数随差异融沉面与水平面夹角的变化曲线

Fig. 9 Variation curve of soil pressure coefficient at pipe top with the angle between differential thaw settlement plane and horizontal plane

根据不同管基相对融沉量 λ 下管顶土压力系数 D_F 随沟管宽比 B/D 的演化关系（图 10）可以看出：随着沟管宽比 B/D 的增大，管顶土压力系数 D_F 近似呈双曲线形增大，B/D 从 1 增大到 10 时，$\lambda=0.06$、$\lambda=0.08$ 和 $\lambda=0.1$ 对应的 D_F 分别增大 30%、38%、46%，其中 $B/D=4$ 可视为较为明显的转折点。这是因为管顶土压力主要受融沉引起的管沟填土的应力重分布的影响，随着 B/D 的增大，参与应力重分布的土体增加，管顶土压力随之增加。而随着 B/D 的持续增大，参与应力重分布的土体不随 B/D 的增大始终保持强相关的增大，所以在 $B/D>4$ 时，管顶土压力增长幅度逐步减缓，沟埋式管道逐步演变为上埋式。

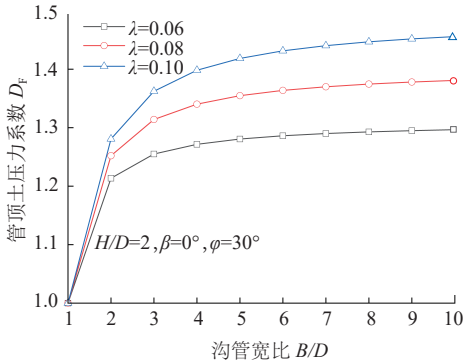


图 10 管顶土压力系数随沟管宽比的变化曲线

Fig. 10 Variation curve of soil pressure coefficient at pipe top with the trench-to-pipe width ratio

根据不同管基相对融沉量 λ 下管顶土压力系数 D_F 随管沟填土高比 H/D 的演化关系（图 11）可以看出：随着管沟填土高比 H/D 的增大，管顶土压力系数 D_F 增大，H/D 从 1 增大到 20 时，$\lambda=0.06$、$\lambda=0.08$ 和 $\lambda=0.1$ 对应的 D_F 分别增大 29%、27%、25%。在 H/D 较小时，D_F 增长较为迅速，近似为直线；随着 H/D 的增大，D_F 增长的趋势逐渐变缓。H/D 从 10 增大到 20，$\lambda=0.06$、$\lambda=0.08$ 和 $\lambda=0.1$ 对应的 D_F 增幅较 H/D 从 1 增大到 10，$\lambda=0.06$、$\lambda=0.08$ 和 $\lambda=0.1$

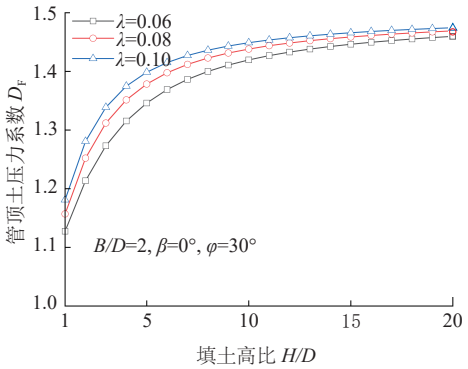


图 11 管顶土压力系数随填土高比的变化曲线

Fig. 11 Variation curve of soil pressure coefficient at pipe top with the burial depth-to-pipe width ratio

的D_F的增幅分别减小50%、89%、90%。可见，在沟管宽比恒定的条件下，埋深变化对浅埋管道管顶土压力的影响更为显著。原因在于，浅埋工况下管沟填土难以形成完整土拱，管基冻土融沉产生的扰动可贯穿覆土延伸至地表，对管顶土压力产生明显作用；而管道埋深较大时，填土内部可发育形成完整土拱结构，能够有效阻隔融沉扰动，使管基融沉的影响仅局限于局部填土内部，无法传递至地表，土压力受埋深变化的影响大幅减弱。

3　结论

本文对多年冻土区管基冻土融沉条件下沟埋式管道管顶土压力问题进行了探究，主要得到以下结论：

（1）在Marston土压力理论模型的基础之上，考虑管基冻土差异融沉引起的土拱效应，结合斜薄层单元法，建立了沟埋式管道-管基冻土非协同融沉条件下管顶土压力计算模型，与室内模型试验对比分析，发现本文提出的计算模型更为准确，且能正确地反映融沉过程中管顶土压力的演化规律。

（2）管顶土压力系数随管基相对融沉量的增大而增大，最大增幅可达41%；而随差异融沉面与水平面夹角的增大逐渐减小，最大降幅为14%。即管基相对融沉量对管顶土压力系数的影响更为显著，而差异融沉面与水平面夹角的增大对降低管顶土压力具有一定积极作用。

（3）管顶土压力系数随沟管宽比的增大近似呈双曲线型增长，在不同融沉阶段下，$B/D=4$均可作为沟埋式管道与上埋式管道的分界值。随着填土高比的增大，管顶土压力系数先快速增大而后趋于稳定。深埋管道管沟填土更易形成完整土拱，管基冻土融沉对深埋管道管顶土压力影响更为显著。

（4）尽管该模型已能较好地反映管基冻土融沉下管顶土压力的变化规律，但仍存在一定的假设局限性。因此，后续可结合试验与离散元模拟等方法进一步优化剪切滑动面及融沉边界。

参考文献（References）

[1] 王飞，李国玉，马巍．多年冻土区输油管道-管周冻土热力相互作用研究进展[J]．冰川冻土，2022，44(1)：217-228.
WANG Fei，LI Guoyu，MA Wei. Progress in the research on the thermo-mechanical interaction between oil pipeline and permafrost in cold regions[J]. Journal of Glaciology and Geocryology，2022，44(1)：217-228.

[2] SMITH S L，BURGESS M M，RISEBOROUGH D W. Ground temperature and thaw settlement in frozen peatlands along the Norman Wells pipeline corridor，NWT Canada：22 years of monitoring[C]//International Permafrost Association. Proceedings of the 9th International Conference on Permafrost. Fairbanks，Alaska：University of Alaska Fairbanks，2008：35-43.

[3] JOHNSON E R，HEGDAL L A. Permafrost-related performance of the Trans-Alaska oil pipeline[C]//International Permafrost Association.Proceedings of the 9th International Conference on Permafrost. Fairbanks，Alaska：University of Alaska Fairbanks，2008：12-19.

[4] HE R X，JIN H J. Permafrost and cold-region environmental problems of the oil product pipeline from Golmud to Lhasa on the Qinghai-Tibet Plateau and their mitigation [J]. Cold Regions Science and Technology，2010，64(3)：279-288.

[5] WANG F，LI G Y，MA W，et al. Permafrost thawing along the China-Russia Crude Oil Pipeline and countermeasures：a case study in Jiagedaqi，Northeast China[J]. Cold Regions Science and Technology，2018，155：308-313.

[6] WEN Z，SHENG Y，JIN H J，et al. Thermal elasto-plastic computation model for a buried oil pipeline in frozen ground[J]. Cold Regions Science and Technology，2010，64(3)：248-255.

[7] MARSTON A. The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments [C]//Transportation Research Board.Highway Research Board Proceedings，Washington，D.C.：Highway Research Board Press，1930：181-190.

[8] 于金弘，石长征，伍鹤皋，等．大直径埋地钢管管顶土压力及其设计模型研究[J]．岩土工程学报，2022，44(3)：514-522.
YU Jinhong，SHI Changzheng，WU Hegao，et al. Soil pressures at top of large-diameter buried steel pipes and their design model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2022，44(3)：514-522.

[9] 曾国熙．土堤下涵管竖向土压力的计算[J]．浙江大学学报，1960(1)：79-98.
ZENG Guoxi. Calculation of vertical earth pressure on culvert pipes under embankment [J]. Journal of Zhejiang University，1960(1)：79-98.

[10] 李永刚，李珠，张善元．矩形沟埋涵洞顶部垂直土压力[J]．工程力学，2008，25(1)：155-160.
LI Yonggang，LI Zhu，ZHANG Shanyuan. Earth pressure on the top of rectangular trench-buried culverts[J]. Engineering Mechanics，2008，25(1)：155-160.

[11] QIN X，NI P，ZHOU M. Improved analytical solution of vertical pressure on top of induced trench rigid culverts[J]. Geosynthetics International，2017，24(6)：615-624.

[12] 申文明，边学成，唐晓武，等．低填方上埋式管涵土压力的模型试验和理论研究[J]．岩土工程学报，2010，32(7)：1017-1022.
SHEN Wenming，BIAN Xuecheng，TANG Xiaowu，et al. Model tests and theoretical studies on earth pressure on shallow positive buried culverts[J]. Chinese Journal of Geotechni-

cal Engineering, 2010, 32(7): 1017-1022.

[13] TAO Q D, HE Z Y, JIA Y. Influence of filling properties and culvert structure parameters on the soil arching effect of upper-buried-type culverts [J]. Results in Physics, 2020, 16: 103003.

[14] 郑俊杰, 陈保国, 张世飙. 沟埋式涵洞非线性土压力试验研究与数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(12): 1771-1777.
ZHENG Junjie, CHEN Baoguo, ZHANG Shibiao. Experimental investigation and numerical simulation of nonlinear earth pressure for trench-buried culverts[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(12): 1771-1777.

[15] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 302-318.

[16] ZHANG H F, ZHANG P, ZHOU W, et al. A new model to predict soil pressure acting on deep burial jacked pipes[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 60: 183-196.

[17] KARINSKI Y S, DANCYGIER A N, LEVIATHAN I. An analytical model to evalulate the static soil pressure on a buried structure[J]. Engineering Structures, 2003, 25(1): 91-101.

[18] 程振威, 李又云, 李松, 等. 沟谷地形高填方涵洞竖向土压力数值模拟与计算方法研究[J]. 大连理工大学学报, 2021, 61(5): 506-513.
CHENG Zhenwei, LI Youyun, LI Song, et al. Numerical simulation and calculation method study of vertical earth pressure of high filling culverts in trench terrain[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2021, 61(5): 506-513.

[19] 周兴涛, 陈保国, 简文星, 等. 沟埋涵洞土拱效应及涵顶垂直土压力研究[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(4): 957-964.
ZHOU Xingtao, CHEN Baoguo, JIAN Wenxing, et al. Soil arching effect and vertical earth pressure on trench installation culverts[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2015, 11(4): 957-964.

[20] BRYDEN C, ARJOMANDI K, VALSANGKAR A. The mechanics of arching in induced trench construction: a new theoretical formulation [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2022, 59(2): 203-224.

[21] 杨光华, 钟志辉, 张玉成, 等. 软土地基沟埋式涵管的若干关键设计问题探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(4): 980-987.
YANG Guanghua, ZHONG Zhihui, ZHANG Yucheng, et al. Discussion on some critical design problems of channel-buried culvert in soft soil foundation[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2015, 11(4): 980-987.

[22] ZHOU M, WANG F, DU Y J, et al. Laboratory evaluation of buried high-density polyethylene pipes subjected to localized ground subsidence [J]. Acta Geotechnica, 2019, 14(4): 1081-1099.

[23] 张玉, 梁昊, 林亮, 等. 不同沉降方式下埋地管道力学响应试验研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(6): 1645-1656.
ZHANG Yu, LIANG Hao, LIN Liang, et al. Experimental study on the mechanical response of buried pipelines under different subsidence patterns [J]. Rock and Soil Mechanics, 2023, 44(6): 1645-1656.

[24] 刘鹏, 黄维和, 李玉星, 等. 阶梯沉降条件下埋地钢管的力学响应规律[J]. 天然气工业, 2023, 43(12): 110-120.
LIU Peng, HUANG Weihe, LI Yuxing, et al. Mechanical response behaviors of buried steel pipes under stepped settlement[J]. Natural Gas Industry, 2023, 43(12): 110-120.

[25] WANG F, LI G Y, MA W, et al. Assessment of permafrost disturbances caused by two parallel buried warm-oil pipelines: a case study at a high-latitude wetland site in Northeast China[J]. Cold Regions Science and Technology, 2023, 206: 103753.

[26] LAI F W, CHEN S X, XUE J F, et al. New analytical solutions for shallow cohesive soils overlying trench voids under various slip surfaces[J]. Transportation Geotechnics, 2020, 25: 100411.

[27] JI X B, NI P P, BARLA M, et al. Earth pressure on shield excavation face for pipe jacking considering arching effect[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 72: 17-27.

[28] LIN Q T, ZHU J M, KANG Y, et al. Research on space active earth pressure behind retaining wall considering soil arching effects[J]. Journal of Central South University. 2020, 34 (9): 1918-1927.

[29] 王将, 袁大军, 金大龙, 等. 基于非线型滑动面假设的盾构隧道松动土压力计算模型研究[J]. 铁道学报, 2021, 43(6): 165-172.
WANG Jiang, YUAN Dajun, JIN Dalong, et al. Research on calculation model for loosening earth pressure of shield tunnel based on assumption of non-liner sliding surface[J]. Journal of the China Railway Society, 2021, 43(6): 165-172.

[30] 张常光, 吴凯, 隋建浩. 基于小主应力轨迹的上埋式涵管竖向土压力非线性描述[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(12): 2200-2208.
ZHANG Changguang, WU Kai, SUI Jianhao. Nonlinear descriptions of vertical earth pressure against positive buried pipelines based on minor principal stress trajectory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(12): 2200-2208.

[31] 黎春林. 盾构隧道施工松动土压力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1714-1720.
LI Chunlin. Method for calculating loosening earth pressure during construction of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1714-1720.

[32] 中华人民共和国建设部. 给水排水工程管道结构设计规范: GB 50332—2002[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Structural design code for pipelines of water supply and waste water engineering: GB 50332—2002[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002.

(本文编辑:任 栋)