

DOI: 10.11779/CJGE201510013

利用变分法探索地震作用隧道掌子面破坏形式

黄俊¹, 党发宁², 周磊², 郭婵娟³, 覃源¹

(1. 西安理工大学水利水电学院, 陕西 西安 710048; 2. 西安理工大学土木建筑学院, 陕西 西安 710075;

3. 中国电力工程顾问集团西北电力设计院, 陕西 西安 710075)

摘要: 介绍基于变分法给出地震作用下隧道掌子面坍塌破坏极值曲线解析表达式的方法。首先建立隧道开挖纵向参考平面, 通过引入地震系数 k 给出地震作用下掌子面坍塌破坏块体拟静力计算模型, 然后由 Hoek-Brown 破坏准则及关联流动给出破坏块体的内力耗散功率, 从而根据上限定理建立关于掌子面破坏曲线的泛函, 再由 Euler-Lagrange 方程得到相应破坏极值曲线的非线性偏微分方程, 最后给出 $B=0.5$ 时掌子面破坏极值曲线特解。经与数值分析对比表明解析结果在预测掌子面前方最远距离 z_{\max} 与数值结果较为一致, 但破坏区域偏大。亦探讨了滑动方向角 β 与掌子面压力 σ_T 等参数变化对破坏极值曲线形状的影响。分析表明: 该方法预测地震作用下掌子面破坏曲线的具体表达式可以较为简单且有效准确的反映掌子面前方区域受扰动特征, 亦可以作为地震多发区隧道施工风险评价定量依据之一。

关键词: 掌子面; 破坏极值曲线; 变分法; 上限定理; 地震系数

中图分类号: TV311 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2015)10-1844-12

作者简介: 黄俊 (1984-), 男, 博士研究生, 主要方向为岩土隧洞稳定性理论研究及数值分析。E-mail: Hgvyoe@yahoo.com.

Exploration of face failure curve under earthquakes using calculus of variations

HUANG Jun¹, DANG Fa-ning², ZHOU Lei², GUO Chan-juan³, QIN Yuan¹

(1. Institute of Water Resources and Hydro-Electric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 3. Northwest Electric Power Design Institute of China Power Engineering Consulting Group, Xi'an 710075, China)

Abstract: A solution of face collapse failure under earthquakes is obtained in the realm of plasticity theory with the help of the calculus of variations. A simplicity face collapse failure model is introduced. Based on the Hoek-Brown failure criterion and the upper bound theorem, an exact function of face failure curves under earthquakes is presented. The extreme collapse curves derived by the Euler-Lagrange equation are solved in a nonlinear PDF. And then the exact extreme curves of face collapse failure are got when $B=0.5$. It is shown that the most remote distances (z_{\max}) are consistent with the numerical results, but the area of collapse zone is too large. Also, a sensitivity analysis to some direction angles (β) of the face detachment and several face pressures (σ_T) is presented. The resulting expressions are so simple and rational to show the characteristics of face collapse failure, and can be used to make comparisons of the empirical and numerical analyses.

Key words: tunnel face; extreme collapse curve; calculus of variations; upper bound theorem; seismic coefficient

0 引言

Chambon 等^[1]利用模型试验获得了浅埋隧道施工过程中掌子面的破坏形式如图 1 所示, Leca 等^[2], Soubra 等^[3-4], Klar 等^[5]以及 Mollon 等^[6]亦探讨了隧道开挖过程中, 作用于掌子面上的施工压力对其稳定性的影响, 并基于大量工程经验和模型试验, 将掌子面的滑动分为挤出破坏和坍塌破坏两种情况^[7], 由事先假定的滑动模式利用上下限定理分析了施工压力或作用于掌子面上均布荷载的极值。为进一步贴合实际情

况, Mollon 等^[8-9]亦对掌子面的滑动模式进行优化, 从 Leca 等的单一滑动体到 Mollon 等的多滑动体破坏模式, 研究亦从二维平面发展至探讨三维空间下掌子面的破坏特征, 研究取得了很好的成果, 并对掌子面上施工压力的大小控制具有较好的指导意义。虽然在静力情况下发展形成的多滑动体破坏模式能很好的拟

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目 (51409208); 中国博士后基金项目 (2014M562524XB)

收稿日期: 2014-12-21

合并可获得较满意的结果, 但该破坏模式假设仍缺乏更为严密的理论基础和解析证明; 对实际隧道工程, 通常地质勘查能对不良地质状况及安全风险等进行先期预测评价, 但仍难以方便快捷和准确的处理施工中可能遇到的突发状况(如地震等); 尽管对掌子面前未开挖区域进行应力状态和变形状态扰动的现场监测能取得很好的实时评价效果, 但是耗资和精度控制难度等均较大, 而且无法定量且方便准确的预测突发状况下掌子面前方受影响范围的大小。

通常地下工程突遇地震作用会造成一些无需支护或支护强度不足的静力稳定结构发生坍塌等失稳破坏, 因此静力条件下的勘察结果及现场监测即会具有一定的局限性^[10]。地下结构抗震设计能较好的控制隧道围岩及衬砌发生危急人员及造成重大损失的失稳破坏情况, 但目前这方面研究主要偏隧道横向抗震设计分析^[11-15], 关于隧道纵向(尤其掌子面)地震稳定性或破坏形式的探讨仍然较少。如今交通隧道等地下工程趋向规模更大, 施工周期更长, 从而开挖过程中遭受地震几率增大, 一旦掌子面发生破坏造成的损失更加严重。邹育麟等^[16]调查地震中及地震后广甘高速公路隧道杜家山、沈家山和杨家山施工段几十次失稳破坏案例后将其分为涌出型(掌子面挤出大变形)、侧塌型(拱腰围岩大变形)、滑塌型(掌子面拱顶围岩溜塌)3种模式。

可见对隧道纵向(尤其掌子面)破坏形式的探讨亦具有重要的现实意义——不仅可以维持施工过程中掌子面的稳定保证施工安全, 而且可定量预测出受破坏影响区域的大小; 可对掌子面前未开挖区域进行必要的先期加固处理, 保证开挖间歇时的稳定, 预防事故的发生(如图2), 尤其是突发地震时, 可以更大程度的维持掌子面的稳定。

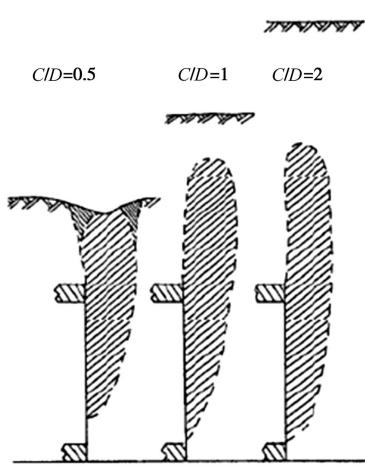


图 1 Chambon 和 Corté 模型试验结果^[1]

Fig. 1 Model test results by Chambon and Corté^[1]



图 2 隧道掌子面破坏实例^[19]

Fig. 2 Example of face failure^[19]

文中针对地震作用下黏土隧道掌子面破坏形式进行极限分析, 将隧道掌子面破坏形式转化为变分问题^[17], 利用上限定理^[18]建立满足速度间断场连续条件关于掌子面破坏曲线的泛函, 利用 Euler–Lagrange 方程求解泛函满足定义域内的极值解, 从而得到掌子面破坏极值曲线特解。

1 满足固定边界的 Euler–Lagrange 方程

对于一个泛函 $J(z) = \int_{x_0}^{x_1} F[y, z(y), z'(y)] dx$, 联结点 (y_0, z_0) 和 (y_1, z_1) 的曲线 $z^* = z^*(y)$ 是一个极值曲线的必要条件为

$$\frac{\partial F}{\partial z} = \frac{d}{dy} \left(\frac{\partial F}{\partial z'} \right) , \quad (1)$$

式(1)即为 Euler–Lagrange 方程, 其中 $z' = \frac{dz}{dy}$ 。当 $\frac{\partial^2 F}{\partial z'^2} \neq 0$, Euler–Lagrange 方程是二阶常微分方程, 其通解为 $z = z(y, c_1, c_2)$ 并可由 $z_0 = z(x_0, c_1, c_2)$ 和 $z_1 = z(y_0, c_1, c_2)$ 确定任意常数 c_1, c_2 , 可见该通解曲线 $z^* = z^*(y)$ 即为 $J(z)$ 的可能的极值曲线。

2 地震作用下隧道掌子面破坏研究

当不考虑地震作用时, 隧道施工工程中掌子面常发生的破坏可分为两种: ①可能因掌子面上开挖压力过大使得其发生破坏, 若对于浅埋隧道, 还可能使地表土体发生隆起, 通常称为掌子面挤出破坏, 如图3(a)所示; ②可能因施工过程中掌子面上支护等维护稳定措施不足时, 使得掌子面在土重力作用下发生向隧道内的坍塌破坏, 如图3(b)所示。图3中 φ 为围岩材料的内摩擦角, σ_T 为作用于掌子面上的压力, 可是盾构施工作用于掌子面上的压力, 也可为临时支护的等效压力, σ_s 为地表附加荷载。其中图1也给出了

不同埋深与洞径之比试验条件下掌子面处的破坏形式(坍塌破坏形式), 其中 C 为隧道埋深, D 为洞径。在此仅探讨掌子面发生坍塌破坏的情形, 即图 3 (b) 所示。

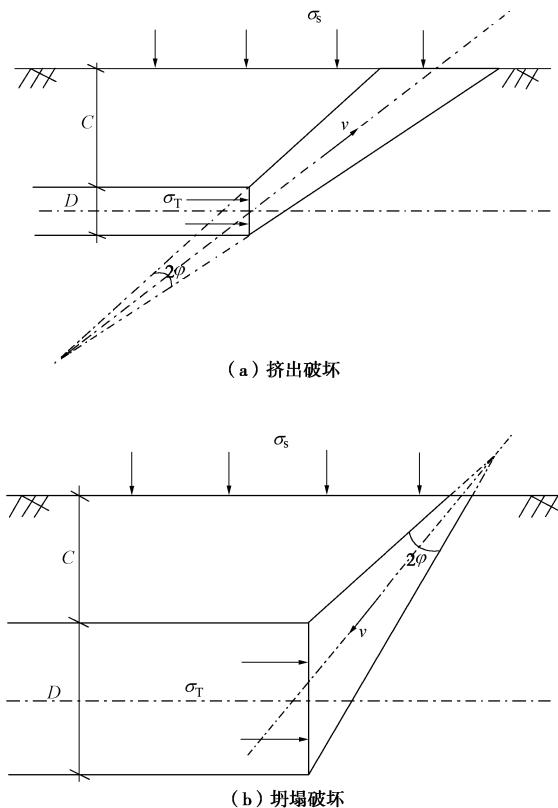


图 3 典型掌子面破坏模式^[2]

Fig. 3 Typical failure modes of face^[2]

为方便讨论, 假设在地震作用下该隧道掌子面模型仍满足平面应变条件, 坐标系建立如图 4 中所示。虽然掌子面可能仅为局部破坏, 但是对于初期设计评估阶段, 充分考虑风险最大化是必要的, 且由实际工程经验可知掌子面及前方区域的坍塌破坏往往会扩散至拱顶, 所以文中给出固定边界条件为 $z\left(-\frac{D}{2}\right)=0$ 和 $z\left(\frac{D}{2}\right)=0$, 其实关于非全断面或者掌子面破坏端点不确定时(端点掌子面上变动), 亦可根据可动边界条件的 Euler-Lagrange 方程进行分析。

假设该隧道围岩为均质连续且为各向同性的材料, 地震作用下掌子面发生破坏的形状可用连续光滑的曲线 $z=z(y)$ 表示, 若该曲线在掌子面范围内满足固定边界条件且为凸的, 可令掌子面破坏极值曲线为 $z^*=z^*(y)$, 那么由上节讨论可知, 欲求 $z^*=z^*(y)$, 首先应构建泛函 $J[z(y)]=\int_{y_0}^{y_1} F(y, z, z')dy$ 。

考虑地震作用可根据 Newmark^[20] 和 Seed^[21] 建议,

将地震惯性力作为地震荷载, 即用地震系数 k 来表达, $a=k g$, 具体探讨见下节。

假定在破坏曲线 $z=z(y)$ 处满足允许速度间断场条件, 那么根据上限定理可以得到掌子面破坏区域内力耗散功率与外力做功率之间的关系式, 从而构建关于破坏曲线 $z=z(y)$ 的泛函 $J(z)$ 。

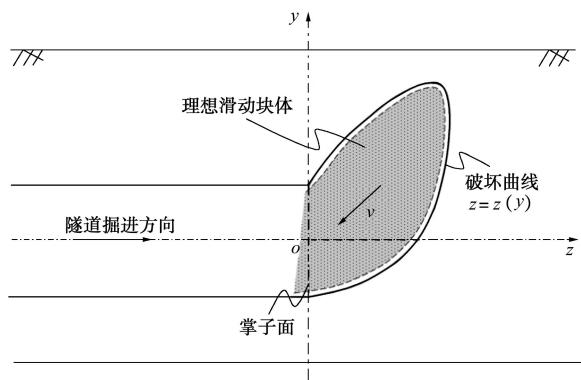


图 4 地震作用下掌子面理想破坏形式

Fig. 4 Realm failure sketch of face under earthquakes

3 关于掌子面破坏曲线的泛函

3.1 一般假设

目前, 土体的动力本构模型包括基于黏弹性理论的模型和基于弹塑性理论的模型。虽然基于弹塑性理论的模型存在参数确定困难、物理意义不够明确及理论描述较为复杂等问题, 但与基于黏弹性的模型相比理论上更为严密, 适用条件更为广泛。

而文中欲从塑性理论上探讨地震作用下隧道开挖引起掌子面坍塌破坏的解析形式, 于是假设围岩材料为刚-理想塑性的。为方便探讨, 除以上假定, 对该问题进一步作如下假设:

- (1) 隧道开挖于均质、单一土层及各向同性的黏土。
- (2) 掌子面上土体滑塌破坏瞬时, 滑动块体的几何尺寸变化忽略不计。
- (3) 滑动破坏块体为刚体, 且不发生任何形式的刚性位移。
- (4) 理想隧道模型内各点均满足小变形条件。

3.2 地震作用拟静力处理

地震反应分析主要从两个侧面进行, 一是以地震波的传播为理论基础, 二是将地震作用分解为相应时刻地震加速度的惯性作用, 采用地震惯性力拟合地震波对结构的影响。

隧道抗震设计中, 主要采用静力法(或拟静力法)和动力法进行地震作用分析。动力法能够较好地反映周期内隧道结构及围岩的地震响应特征, 是未来工程

应用的发展方向, 但目前而言该法求解复杂、耗时较大, 广泛应用还存在困难。所以中国现行交通隧道规范中仍采用静力法(或拟静力法)进行分析计算, 其中应用最广泛的是地震系数法^[22]。地震系数法将随时间变化的地震效应用等效的惯性力(地震力)代替——即在某一时刻下, 结构承受由地震加速度引起的惯性作用, 通过静力计算模型分析结构内力效应。该法具有计算简单、工作量小, 参数易于确定等优点。

由此可将地震作用下掌子面破坏的极限分析作拟静力处理, 利用地震系数法将地震作用等效为惯性力。在笛卡尔坐标系下, 地下结构承受的地震力可分为水平向和竖向地震力, 其大小由地震系数 k 确定(包括水平地震系数 k_h 和竖向地震系数 k_v), 那么地震作用下的等效加速度可以表示为(见图 5)

水平地震加速度 $a_h = k_h g$; 竖向地震加速度 $a_v = k_v g$; 而 g 为重力加速度, 一般取 9.8 m/s^2 。

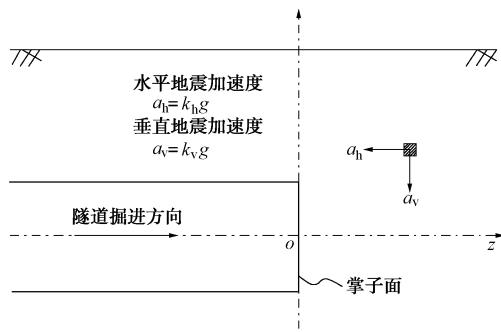


图 5 地震加速度示意

Fig. 5 Schematic of seismic acceleration

3.3 非线性屈服准则

该隧道围岩主要为黏土, 大量循环荷载试验表明^[23-24], 黏土抗剪强度会随加载周期数或周期荷载的剪应力幅值等发生变化, 换言之, 动力条件下, 主应力空间上的屈服面会随加载周期数或周期荷载的剪应力幅值等发生改变, 那么在加载周期内其主应力空间上具有多个不同的屈服面, 但是对某一时刻而言, 其对应屈服面仅有一个, 而由上节分析可知, 文中主要探讨某一时刻地震惯性力对掌子面的影响, 从最不利角度而言, 选取加速度幅值最大时刻作为研究时点, 并且在此忽略了变形累积的影响, 故假定此时刻主应力空间内该动力屈服面与静力时屈服面形状一致是合理的。

而且试验亦发现, 循环荷载作用下黏性土一般不会发生液化, 因此满足刚-理想塑性的黏土, 在某一时刻其主应力空间内屈服面与破坏曲面重合, 若应力状态处在屈服面内, 则材料为刚性的; 若应力状态位于屈服面上(极限应力状态), 则发生屈服破坏。

Mohr-Coulomb 准则采用直线表示极限应力莫尔

圆的包络曲线, 对于静水压力较小的情况, 直线的拟合较为准确。即使对于浅埋隧道而言, 一般埋深亦均在 5 m 及以上, 此时围岩所受围压并非处于较小的范畴何况深埋隧道等所受地应力更大, 可见采用线性的包络曲线存在局限性——使得计算时产生更大的误差。而 Hoek-Brown 屈服准则的包络线呈非线性, 能较好的应用于隧道等地下工程的计算分析中, 故被广泛使用^[25-26]。Hoek-Brown 准则可表示为^[27]

$$\tau_{dn} = A \sigma_{dc} \left(\frac{\sigma_{dn} - \sigma_{dt}}{\sigma_{dc}} \right)^B, \quad (2)$$

式中, A , B 为材料试验常数, σ_{dc} , σ_{dt} 分别为静力条件下材料的抗压强度和抗拉强度。

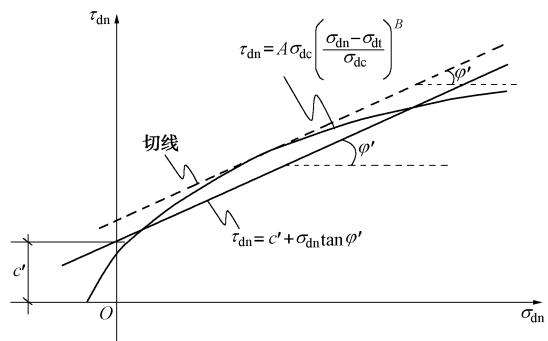


图 6 屈服准则^[27]

Fig. 6 Failure criterion^[27]

地震作用某一时刻对应的 Hoek-Brown 准则(如图 6)可以表示为

$$\tau_{dn} = A \sigma_{dc} \left(\frac{\sigma_{dn} - \sigma_{dt}}{\sigma_{dc}} \right)^B. \quad (3)$$

而屈服函数亦可表示为

$$f = \tau_{dn} - A \sigma_{dc} \left(\frac{\sigma_{dn} + \sigma_{dt}}{\sigma_{dc}} \right)^B, \quad (4)$$

式中, σ_{dt} , σ_{dc} 分别为材料的地震作用下的动抗拉强度和动抗压强度, σ_{dn} 和 τ_{dn} 分别为正应力和剪切应力。图 6 中 c' 和 φ' 分别为动力条件下的黏聚力和内摩擦角。

当满足相关联流动法则, 那么屈服函数 f 与势函数 G 一致。

$$G = \tau_{dn} - A \sigma_{dc} \left(\frac{\sigma_{dn} + \sigma_{dt}}{\sigma_{dc}} \right)^B. \quad (5)$$

3.4 上限定理

当前方围岩处于极限应力状态的区域贯通时, 掌子面和曲线 $z = z(y)$ 所构成的机动体将向隧道内滑动, 亦即沿曲线 $z = z(y)$ 形成允许运动速度间断面, 那么由上限定理可知, 间断面上的内力耗散功率不小

于外力所做功率, 即

$$\int_{\Sigma} T_i v_i dA + \int_{\Gamma} X_i v_i ds \leq \int_{\Gamma} \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} ds, \quad (6)$$

式中, σ_{ij} 和 $\dot{\varepsilon}_{ij}$ 分别为应力张量和应变率张量, T_i 为作用于力学模型上体力, X_i 为作用于该力学模型上的面力, Γ 为破坏曲线 $z = z(y)$ 与 y 坐标轴所围弧段 (不包括掌子面上的线段), Σ 为破坏曲线 $z = z(y)$ 与 y 坐标轴所围区域面积, v_i 间断面上相应允许速度场。

3.5 破坏面上内力耗散功率

根据假定条件 (3) 及以上分析可知, 塑性内力功率耗散仅发生于滑动面 (曲线 $z = z(y)$ 上的弧段), 如图 7 所示。

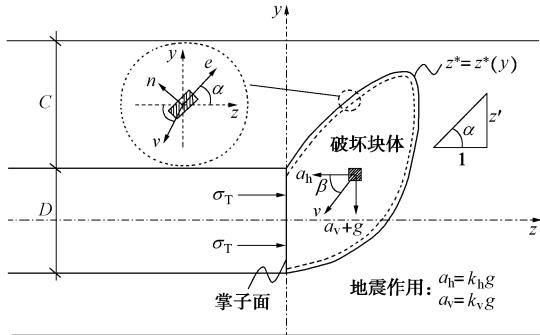


图 7 关于破坏曲线计算模型

Fig. 7 Calculated profile of face collapse curve

沿曲线 $z = z(y)$ 的任一微段内力耗散功率 ΔD_i , 即 $\Delta D_i = \sigma_i \dot{\varepsilon}_i$, 可表示为

$$\Delta D_i = \sigma_i \dot{\varepsilon}_i = (\sigma_{dn})_i (\dot{\varepsilon}_{dn})_i + (\tau_{dn})_i (\dot{\gamma}_{dn})_i, \quad (7)$$

式中, $\dot{\varepsilon}_{dn}$ 和 $\dot{\gamma}_{dn}$ 则为地震作用下的正应变率和剪应变率。

由于材料符合相关联流动法则, 那么有

$$(\dot{\varepsilon}_{dn})_i = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{dn}} = -\lambda AB \left(\frac{\sigma_{dn} + \sigma_{dt}}{\sigma_{dc}} \right)^{B-1}, \quad (8)$$

$$(\dot{\gamma}_{dn})_i = \lambda \frac{\partial G}{\partial \tau_{dn}} = \lambda, \quad (9)$$

式中, λ 为塑性乘子。

由于仅考虑水平地震加速度和竖向地震加速度、重力场及掌子面上支护力的作用, 那么关于破坏曲线的计算模型可由图 7 表示, 其中假定掌子面破坏块体的运动速度为 \bar{v} , 与水平线夹角为 β 。

根据假定条件 (4) 知, 滑动面内各点变形均较小, 那么 Lagrange 物质描述与 Euler 空间描述之间的差别即可忽略不计, 那么变形率近似等于应变率 $\dot{\varepsilon}_i$, 并由图 7 所示几何关系得

$$(\dot{\varepsilon}_{dn})_i = \frac{\bar{v} \cdot \bar{n}_i}{d} = \frac{v}{d} \cos(\alpha_i - \beta), \quad (10)$$

$$(\dot{\gamma}_{dn})_i = \frac{\bar{v} \cdot \bar{e}_i}{d} = \frac{v}{d} \sin(\alpha_i - \beta), \quad (11)$$

式中, α_i 为曲线 $z = z(y)$ 上任一点单位切向量与 z 轴间的夹角, 其中 $\tan \alpha_i = z'(y_i)$; d 为假设塑性区的厚

度, 在此仅为反映应变率的定义而设定, 并未实际参与符号运算。

当满足小变形连续假设及几何相容性, 有如下关系,

$$\lambda = \frac{v}{d} \sin(\alpha_i - \beta), \quad (12)$$

$$(\sigma_{dn})_i = -\sigma_{dt} + \sigma_{dc} [(AB) \tan(\alpha_i - \beta)]^{1/(1-B)}. \quad (13)$$

所以根据 Hoek-Brown 准则动力表达形式 (即式 (3)) 可知,

$$(\tau_{dn})_i = A \sigma_{dc} [(AB) \tan(\alpha_i - \beta)]^{B/(1-B)}. \quad (14)$$

由以上分析, 沿破坏曲线 $z = z(y)$ 的任一微段内力耗散功率 ΔD_i 可表示为

$$\Delta D_i = (\sigma_{dn})_i (\dot{\varepsilon}_{dn})_i + (\tau_{dn})_i (\dot{\gamma}_{dn})_i = \left\{ -\sigma_t + \sigma_c \left[(AB)^{\frac{1}{1-B}} + A \sigma_c (AB)^{\frac{B}{1-B}} \right] \left[\tan(\alpha_i - \beta) \right]^{\frac{1}{1-B}} \right\} v \cos(\alpha_i - \beta), \quad (15)$$

$$\text{式中, } \cos(\alpha_i - \beta) = \frac{z' \sin \beta + \cos \beta}{\sqrt{z'^2 + 1}}, \quad \tan(\alpha_i - \beta) = \frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1}.$$

那么破坏曲线上总的内力耗散功率可以表示为

$$\begin{aligned} D &= \sum_{i=0}^n \Delta D_i = \int_{\Gamma} \Delta D_i ds = \int_{\Gamma} \left\{ -\sigma_t + \sigma_c \left[(AB)^{\frac{1}{1-B}} + A \sigma_c (AB)^{\frac{B}{1-B}} \right] \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} \frac{(z' \sin \beta + \cos \beta)}{\sqrt{z'^2 + 1}} v ds \\ &= \int_{-y_0}^{y_0} \left\{ -\sigma_t + \sigma_c \left[(AB)^{\frac{1}{1-B}} + A \sigma_c (AB)^{\frac{B}{1-B}} \right] \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} (z' \sin \beta + \cos \beta) v dy. \end{aligned} \quad (16)$$

3.6 破坏面上外力所做功率

破坏面内由重力做功率可以表示为

$$\dot{W}_G = \int_{\Sigma} \rho g v d\Sigma = \int_{-y_0}^{y_0} \rho g z(y) v dy, \quad (17)$$

式中, ρ 为黏土的密度。

作用于掌子面上压力 σ_T 做功率可表示为

$$\dot{W}_c = \bar{\sigma}_T \cdot \bar{v} \cdot L_0 = - \int_{-y_0}^{y_0} \sigma_T \cos \beta v dy, \quad (18)$$

式中, $\bar{\sigma}_T$ 为作用于掌子面上的压力向量, L_0 为掌子面的长度, $L_0 = \int_{-y_0}^{y_0} 1 dy$ 。

由于考虑地震作用时采用地震系数的拟静力方法加以计算, 故水平地震加速度 \bar{a}_h 和垂直地震加速度 \bar{a}_v (即 $a_h = k_h g$, $a_v = k_v g$, g 为重力加速度, 由规范可知, 通常 $k_v = 0.5 k_h$) 作用于滑动面上, 于是地震力所做功率可表示为

$$\begin{aligned}\dot{W}_E &= \pm \int_{\Sigma} \rho (\vec{a}_h \cdot \vec{v} + \vec{a}_h \cdot \vec{v}) d\Sigma \\ &= \pm \int_{-y_0}^{y_0} \rho g (k_h \cos \beta + k_v \sin \beta) \cdot z(y) v dy .\end{aligned}\quad (19)$$

3.7 构建泛函

由上分析, 利用上限定理即式(6)可得

$$\dot{W}_G + \dot{W}_c + \dot{W}_E \leq D , \quad (20)$$

令 $J = D - (\dot{W}_G + \dot{W}_c + \dot{W}_E)$, 其中, $\dot{W}_G + \dot{W}_c + \dot{W}_E = \int_{-y_0}^{y_0} [\rho g z(y) - \sigma_T \cos \beta + \rho g (k_h \cos \beta + k_v \sin \beta) z(y)] v dy$ 。

将式(16)带入上式后整理得

$$J(z) = \int_{-y_0}^{y_0} \left\{ -\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} (z' \sin \beta + \cos \beta) - \left[\rho g z(\bar{k}_c + 1) - \sigma_T \cos \beta \right] v dy , \quad (21)$$

式中, $\bar{\sigma}_{dc} = \sigma_{dc} \left[(AB)^{\frac{1}{1-B}} + A \sigma_{dc} (AB)^{\frac{B}{1-B}} \right]$, $\bar{k}_c = k_h \cos \beta + k_v \sin \beta$ 。

由上分析可知泛函 J 可表示为

$$J = \int_{-y_0}^{y_0} F[y, z(y), z'(y)] dy ,$$

其中

$$F[y, z, z'] = \left\{ -\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} (z' \sin \beta + \cos \beta) - \rho g (\bar{k}_c + 1) z + \sigma_T \cos \beta . \quad (22)$$

4 掌子面破坏曲线的确定

通过构建关于掌子面破坏曲线的泛函, 那么其最可能破坏极值曲线 $z^* = z^*(y)$ 可由 Euler–Lagrange 方程获得。

对泛函式(22)分析可知, F 中不含 y , 即 $F = F(z, z')$, 那么其 Euler–Lagrange 方程为特殊情况之一, 并满足如下关系, 即

$$\frac{d}{dy} \left(\frac{\partial F}{\partial z'} \right) = 0 , \quad (23)$$

对式(23)首次积分可得偏微分方程

$$F - z' \frac{\partial F}{\partial z'} = c_1 , \quad (24)$$

其中

$$\begin{aligned}\frac{\partial F}{\partial z'} &= \left[-\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right] \sin \beta + \frac{1}{1-B} \bar{\sigma}_c (z' \sin \beta + \cos \beta) \cdot \\ &\quad \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{B}{1-B}} \left[\frac{1}{1 + z' \tan \beta} - \frac{\sin \beta (z' - \tan \beta)}{\cos \beta (1 + z' \tan \beta)^2} \right] ,\end{aligned}$$

(25)

那么式(24)可表示为

$$\begin{aligned}&\left[-\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right] (z' \sin \beta + \cos \beta) - \rho g (\bar{k}_c + 1) z + \\ &\sigma_T \cos \beta - z' \left\{ -\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} \sin \beta + \frac{1}{1-B} \cdot \\ &\bar{\sigma}_c (z' \sin \beta + \cos \beta) + \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^{\frac{B}{1-B}} \left[\frac{1}{1 + z' \tan \beta} - \frac{\sin \beta (z' - \tan \beta)}{\cos \beta (1 + z' \tan \beta)^2} \right] = c_1 .\end{aligned}\quad (26)$$

由此可解得 $z' = \varphi(z, c_1)$, 积分后可得极值曲线族

$$y = \int \frac{1}{\varphi(z, c_1)} dz + c_2 , \quad (27)$$

式中, c_1, c_2 为待定积分常数。

又极限曲线族应满足固定边界条件 $z \left(-\frac{D}{2} \right) = 0$ 和

$z \left(\frac{D}{2} \right) = 0$ 的边界条件, 故据此可求出 c_1, c_2 , 从而获得掌子面最可能破坏极值曲线 $z^* = z^*(y)$, 就实际工程而言, 分析施工中的隧道, 通过此方法并配合前期地质勘查资料, 可初步实现地震作用对掌子面施工潜在风险及影响区域的定量判断, 而后可指导对其进行更为有效和经济的加固及支护方案的选择。

通过分析可知, 对于该非线性偏微分方程(即式(26)), 随着参数 B 的取值不同, 该方程的解亦会不同, 而且参数 B 的取值将大大影响该偏微分方程的求解难易程度, 由于 Hoek–Brown 准则中 B 为材料常数, 通常 $B \in (0, 1)$, 那么可见方程中 $\frac{1}{1-B}$ 能取大于 1 的任何实数, 导致该偏微分方程求解十分困难。在不断试算过程中发现, 当 $B=0.5$ 时, 该方程能较简便求解, 对于其他非线性次数求解相对困难, 且解答更为复杂; 材料常数 B 取值亦多依据经验选取, 故在此为便于工程应用, 仅探讨 $B=0.5$ 时确定掌子面破坏极值曲线形式。

当 $B=0.5$ 时偏微分方程 $F - z' \frac{\partial F}{\partial z'} = c_1$ 的讨论, 非线性偏微分方程 $F - z' \frac{\partial F}{\partial z'} = c_1$ 可写为

$$\begin{aligned}&\left[-\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^2 \right] (z' \sin \beta + \cos \beta) - \rho g (\bar{k}_c + 1) z - \\ &z' \left\{ \left[-\sigma_{dt} + \bar{\sigma}_{dc} \left(\frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \right)^2 \right] \sin \beta + 2 \bar{\sigma}_c (z' \sin \beta + \cos \beta) + \right.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{z' - \tan \beta}{z' \tan \beta + 1} \left(\frac{1}{1 + z' \tan \beta} - \frac{\sin \beta (z' - \tan \beta)}{\cos \beta (1 + z' \tan \beta)^2} \right) + \sigma_t \cos \beta \\ & = c_1 \quad . \end{aligned} \quad (28)$$

那么该偏微分方程得掌子面最可能破坏极值曲线的解为

$$\begin{aligned} z^{(1)}(y) = & \frac{2}{\rho g (\bar{k}_c + 1) (\cos 4\beta - 1)} \left\{ (y - c_2) \rho g (\bar{k}_c + 1) \sin 2\beta + \right. \\ & y \sin 4\beta - \left[16(y \sin \beta - c_2 y \sin \beta + y \sin 3\beta - c_2 y \sin 3\beta) \cdot \right. \\ & \rho g (\bar{k}_c + 1) \bar{\sigma}_{dc} + (73 - 2 \cos 2\beta - \cos 8\beta + 2 \cos 6\beta) \bar{\sigma}_{dc}^2 + \\ & 8(\sigma_t - \sigma_{dt}) \bar{\sigma}_{dc} - 16 \left(c_1 \cos \beta - c_1 \cos 3\beta - \frac{1}{2} \sigma_{dt} \cos 4\beta + \right. \\ & \left. \left. \frac{1}{2} \sigma_t \cos 4\beta \right) \bar{\sigma}_{dc} \right]^{1/2} \cos \beta - c_2 \rho g (\bar{k}_c + 1) \sin 4\beta + 8 \bar{\sigma}_{dc} \cos \beta \left. \right\}, \end{aligned} \quad (29)$$

$$\begin{aligned} z^{(2)}(y) = & \frac{2}{\rho g (\bar{k}_c + 1) (\cos 4\beta - 1)} \left\{ (y - c_2) \rho g (\bar{k}_c + 1) \sin 2\beta + \right. \\ & y \sin 4\beta + \left[16(y \sin \beta - c_2 y \sin \beta + y \sin 3\beta - c_2 y \sin 3\beta) \cdot \right. \\ & \rho g (\bar{k}_c + 1) \bar{\sigma}_{dc} + (73 - 2 \cos 2\beta - \cos 8\beta + 2 \cos 6\beta) \bar{\sigma}_{dc}^2 + \\ & 8(\sigma_t - \sigma_{dt}) \bar{\sigma}_{dc} - 16 \left(c_1 \cos \beta - c_1 \cos 3\beta - \frac{1}{2} \sigma_{dt} \cos 4\beta + \right. \\ & \left. \left. \frac{1}{2} \sigma_t \cos 4\beta \right) \bar{\sigma}_{dc} \right]^{1/2} \cos \beta - c_2 \rho g (\bar{k}_c + 1) \sin 4\beta + 8 \bar{\sigma}_{dc} \cos \beta \left. \right\}. \end{aligned} \quad (30)$$

根据固定边界条件 $z\left(-\frac{D}{2}\right)=0$ 和 $z\left(\frac{D}{2}\right)=0$ 可得积分常数:

$$\begin{aligned} c_1 = & \left[-\sigma_{dt} + \frac{1}{4} \bar{\sigma}_{dc} (5\sigma_t - 2 \cos 2\beta + \cos 4\beta) \right] \cos \beta - \\ & \frac{1}{32 \bar{\sigma}_{dc}} [\rho g (\bar{k}_c + 1) D]^2 (1 + \cos 2\beta) \cos \beta, \\ c_2 = & 0 \quad . \end{aligned}$$

将积分常数 c_1 , c_2 代入式 (29)、(30) 即可得到地震作用下该掌子面破坏极值曲线的特解。

可见破坏极值曲线的特解形如关于变量 z 的二次方程 $(z + a + by)^2 - (m + ny) = 0$ 的两个根解。而地震作用下掌子面破坏极值曲线 $z^* = z^*(y)$ 即为平面曲线 $(z + a + by)^2 - (m + ny) = 0$ 在满足 $\left\{ -\frac{D}{2} \leq y \leq \frac{D}{2}, z > 0 \right\}$ 的曲线段。

5 讨 论

5.1 参数分析

为进一步阐释该方法, 构建一个隧道开挖计算模

型, 围岩材料均质且各向同性的; 为方便讨论, 文中将不涉及洞室形状对其的影响, 认为隧道开挖断面近似为圆形的; 欲探讨掌子面上完整的破坏极值曲线, 应使埋深足够大, 来削弱地面沉降对其的影响, 故在此选取埋深 C 与洞径 D 之比不小于 3 (虽然为理想化模型, 但是在材料物理力学属性的选取上仍参考具体工程实践给定, 具体参数见表 1 中所示)。

地震系数选取参考铁路工程规范^[28], 具体见表 2。按规范要求, 当考虑竖向地震力时, 采用对水平地震系数进行折减后作为竖向地震系数, 其折减系数一般取为 0.5。

表 1 隧道算例的物理力学参数

隧道	尺寸		材料属性				φ (°)	
	C/m	D/m	ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	A	σ_{dc}/kPa	σ_{dt}/kPa		
T-1	15	5	1750	0.67	70	0	9.8	33
T-2	30	10	1750	0.67	70	0	9.8	33

表 2 水平地震系数 k_h ^[24]

设计烈度	水平地震系数	
	7	8
7	0.10	0.15
8	0.20	0.30
9	0.40	

在图 9 及图 10 中给出了 T-1 和 T-2 在地震烈度为 7 (水平地震系数 $k_h=0.1$, 竖向地震系数 $k_v=0.05$), 且 $\sigma_t=0$ 时掌子面破坏极值曲线在 $\beta=33^\circ$, $\beta=45^\circ$, $\beta=53^\circ$ 和 $\beta=66^\circ$ 下的不同形式 (因 Leca, Sloan 等对隧道掌子面极限分析时均假设间断面上速度方向 θ_d 与内摩擦角 φ 之间存在一定的关系如图 8 所示, 对于掌子面被动破坏形式, 其 $\theta_d < 90^\circ$ 故文中亦据此选取上述 4 个值进行对比分析)。

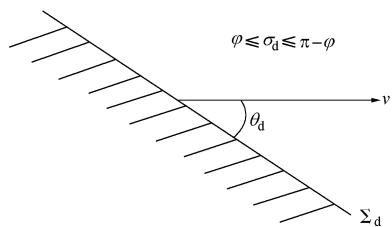


图 8 Leca 等建议的 θ_d 取值^[2]

Fig. 8 Proposed values of θ_d by Leca^[2]

首先从图 9 中可知, 当 $\beta=33^\circ$, 最可能破坏将影响掌子面前方最远 $z_{\max}=2.214$ m 处, 而 $\beta=45^\circ$ 则

$z_{\max}=2.679$ m, 其中 z_{\max} 在 $\beta=53^\circ$ 时可达到 3.059 m, 相比 $\beta=33^\circ$ 时, 增大近 0.845 m (约 38.2%), 而且此时获得的破坏曲线距地表亦更近, 可见掌子面破坏极值曲线随着破坏体滑动方向 β 增大而增大, 当 $\beta=66^\circ$ 时, 虽然曲线更接近地表但 z_{\max} 却减小至 2.026 m, 表明滑动方向 β 并非与 z_{\max} 呈正比例关系; 对于掌子面直径更大的 T-2 隧道而言 (如图 10 所示), 相比不同的 β 角, 掌子面破坏极值曲线所反映出的变化规律与图 9 是一致的, 但是相比于 T-1 隧道中最远距离 3.059 m 而言, T-2 隧道在 $\beta=33^\circ$ 时即达到 $z_{\max}=5.303$ m, 当 $\beta=53^\circ$ 甚至达到 6.752 m, 比 $\beta=33^\circ$ 时亦增大了 1.449 m, 可见对于洞径更大的隧道开挖, 其可能破坏的区域更大, 而且受影响区域距掌子面也越远; 当 $\beta=66^\circ$ 时 T-2 隧道 $z_{\max}=5.170$ m, 相比而言也减小了, 所以从最不利角度而言, 可选择更大的 β 进行验算 (上述分析亦发现 β 并非越大越好, 而具体选择将在下篇论文中阐述)。(这可能是因为文中假定破坏体刚性区域内各点滑动方向均一致且用 β 表示的局限性所致)

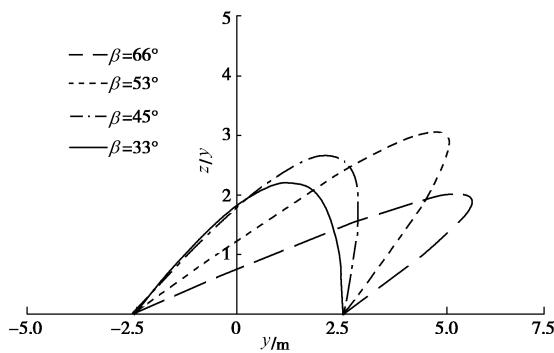


图 9 当 $\sigma_T=0$ 不同 β 值下 T-1 掌子面破坏曲线

Fig. 9 T-1 face failure curves with different values of β when $\sigma_T=0$

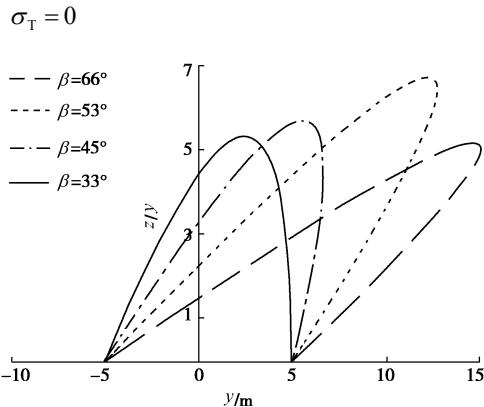


图 10 当 $\sigma_T=0$ 不同 β 值 T-2 掌子面破坏曲线

Fig. 10 T-2 face failure curves with different values of β when $\sigma_T=0$

对于 EPB 施工方式的隧道而言, 掌子面的坍塌破坏常常被限制, 更多考虑挤出破坏形式, 但对其他开挖方式的隧道, 掘进面需及时进行支护加固以避免

掌子面的坍塌破坏, 可见作用于掌子面上的支护力亦很大程度的影响其破坏形式, 故文中也根据实际施工状况, 探讨掌子面上承受不同大小的均布压力 σ_T 对破坏极值曲线的影响, 其中模型仍采用上述模型, 其它条件均不变, 且取 $\beta=45^\circ$ 时 (在以往文献研究中, Sloan 等多采用 $\theta_d=\varphi$, 此处为方便对比分析, 故采用 $\beta=45^\circ$ 仍满足假定条件^[2])。

图 11 及图 12 反映了地震作用下 T-1 和 T-2 隧道掌子面破坏极值曲线关于不同均布压力 σ_T 下的变化规律。

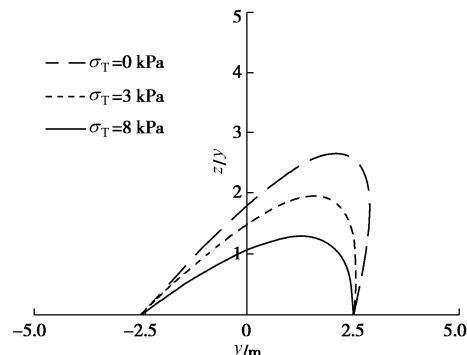


图 11 当 $\beta=33^\circ$ 不同 σ_T 值 T-1 掌子面破坏曲线

Fig. 11 T-1 face failure curves with different values of σ_T when $\beta=33^\circ$

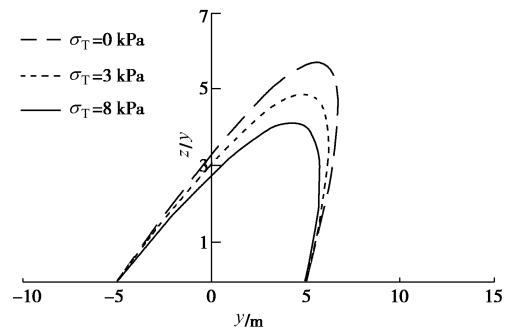


图 12 当 $\beta=45^\circ$ 不同 σ_T 值 T-2 掌子面破坏曲线

Fig. 12 T-2 face failure curves with different values of σ_T when $\beta=45^\circ$

对于洞径为 5 m 的 T-1 隧道, 在地震作用下其掌子面上纵向距离 z 受均布压力 σ_T 影响较大, 首先从图 11 中可见, 当 $\sigma_T=0$ 时隧道掌子面纵向距离 $z_{\max}=3.059$ m, 而当掌子面上施加均布压力时, z_{\max} 明显变小, 如 $\sigma_T=3$ kPa 时 $z_{\max}=2.679$ m 而 $\sigma_T=8$ kPa 时, z_{\max} 仅为 1.960 m, 减小 1.099 m (约 36.0%), 与实际工程特点取得较好的印证。

对于 T-2 隧道, 掌子面作用不同均布压力 σ_T 所呈现出的规律 (见图 12) 和图 11 较一致, 但是由于 T-2 隧道洞径较大的原因致使掌子面纵向距离均较 T-1 隧道要大, 具体见表 3 所示。可见, 掌子面上承受的均布压力 σ_T 越大, 其越不易发生土体挤入坍塌破坏, 但是 σ_T 亦不能过大, 否则对于城市地铁或浅埋隧道而

言, 易发生挤出破坏, 造成地表隆起或影响上部建筑物的地基基础等, 所以选取合适的 σ_T 不仅可以防止掌子面坍塌还能维护施工安全等。

地震系数将地震作用拟静力化处理, 不同地震系数反映地震作用强弱, 而不同烈度也对应不同地震系数, 前述均基于烈度为 7 度时的探讨, 下面将进一步分析不同地震烈度下, 掌子面破坏极值曲线的变化规律。采用的地震系数应满足规范要求, 参数取值同表 2, 研究模型选用 T-2 隧道, 作用于掌子面上的 $\sigma_T = 8$ kPa, $\beta = 33^\circ$ 而围岩材料具体参数仍同表 1。

表 3 不同 σ_T 下纵向距离

Table 3 Disturbed longitudinal distances under different values of σ_T

编号	$\sigma_T = 0$ kPa	$\sigma_T = 3$ kPa	$\sigma_T = 8$ kPa	ω_1 /%	ω_2 /%
	z_m /m	z_{m2} /m	z_{m3} /m		
T-1	3.059	2.679	1.960	-29.8	-35.9
T-2	5.711	4.133	2.400	-27.6	-57.9

注: $\omega_1 = \frac{z_{m2} - z_m}{z_m} \times 100\%$, $\omega_2 = \frac{z_{m3} - z_m}{z_m} \times 100\%$, 其中负号表示减少。

图 13 给出了地震烈度分别为 7, 8 和 9 时, T-2 隧道掌子面的破坏极值曲线。从图中可知, 破坏区域随着地震烈度增加而增大, 而且破坏纵向距离 z_{max} 也明显增大 (亦可见表 4)。

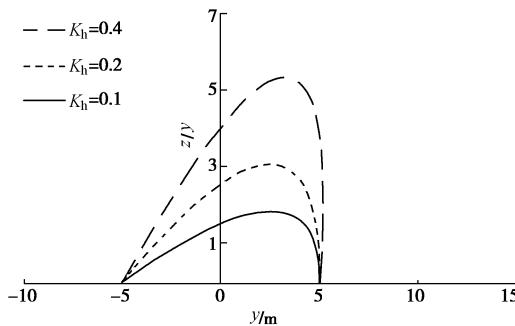


图 13 当 $\sigma_T = 8$ kPa 和 $\beta = 33^\circ$ 不同地震烈度下 T-2 掌子面的破坏曲线

Fig. 13 T-2 face failure curves in $\sigma_T = 8$ kPa and $\beta = 33^\circ$

表 4 不同 k_h 下受扰动纵向最大距离

Table 4 Disturbed longitudinal distances under different values of k_h

编号	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	ω_1 /%	ω_2 /%
	z_m /m	z_{m2} /m	z_{m3} /m		
T-2	1.837	3.062	5.350	66.7	191.2

注: $\omega_1 = \frac{z_{m2} - z_m}{z_m} \times 100\%$, $\omega_2 = \frac{z_{m3} - z_m}{z_m} \times 100\%$, 其中负号表示减少。

5.2 数值分析评价

利用有限元软件 ABAQUS 进行数值分析, 并将变分法结果与之对比。

隧道开挖纵向断面模型左右尺寸足够大, 且左右边界为黏弹性, 底部为固定边界, 由底部基岩处由下向上输入地震波 (地震加速度曲线如图 14 所示), 模型为均质黏土材料, 材料物理力学性质如表 5 所示。数值分析中, 利用 Drucker-Prager 模型反映满足 Hoek-Brown 准则的黏土材料的屈服特征^[21]。

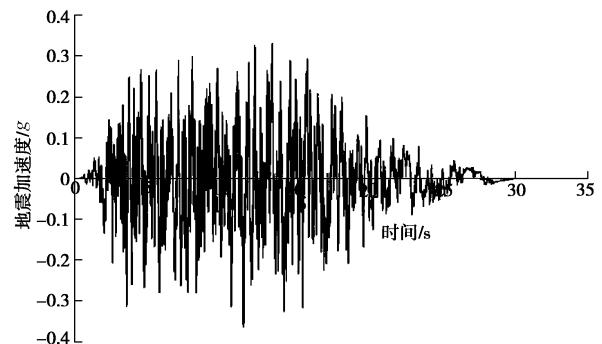


图 14 水平地震波

Fig. 14 Horizontal seismic acceleration

表 5 黏土隧道数值模型物理力学参数

Table 5 Physico-mechanical parameters of numerical model for the tunnel in clay

尺寸		材料属性			掌子面	
C /m	D /m	ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	c /kPa	φ ($^\circ$)	σ_T /kPa	
15	8	1800	100	25	0	

表 6 黏土隧道变分法换算后物理力学参数

Table 6 Physico-mechanical parameters of calculated tunnel model

尺寸		材料属性			掌子面	
C /m	D /m	ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	A	B	σ_{dc} /kPa	σ_{dt} /kPa
15	8	1800	0.74	0.5	120	0.5

由于数值模型中仅输入了水平地震波, 而且最大地震加速度为 0.32g, 故根据地震系数定义, 文中地震作用仅考虑水平地震系数 $k_h = 0.32$, $k_v = 0$ 。

表 7 中给出利用变分法得到关于该隧道掌子面破坏极值曲线表达式。由边界条件可以得到掌子面破坏极值曲线在 $z-y$ 坐标系内的函数图形, 如图 17 所示。

图 15, 16 给出该理想开挖模型 (由于实际计算模型尺寸较大, 文中仅给出重要截断部分) 在地震作用下, $t=13$ s 时 (因为此时地震加速度最大) 掌子面前方受扰动区域的塑性应变及位移情况, 将其与图 17 对比, 可以清晰表明本文方法较为准确的预测了掌子面破坏模式及范围, 尤其与图 16 所示掌子面前方形

成的闭合区域。特别指出, 虽然如图 15 所示掌子面纵向部分区域并未屈服, 但是塑性区仍在整个掌子面上贯通, 所以掌子面亦会发生类似块体坍塌的破坏模式, 这也较符合实际情形, 从而也表明文中应用满足固定端点边界条件的 Euler–Lagrange 方程求解与实际具有一定的适用性。

表 7 本文方法地震作用下掌子面破坏极值曲线表达

Table 7 Expressions of face failure curve under earthquakes by proposed method

滑动角	掌子面破坏曲线表达式
$\beta = 50^\circ$	$z^{(1)}(y) = -0.8246 + 0.9702y + \sqrt{15.74 - 1.6y}$
	$z^{(2)}(y) = -0.8246 + 0.9702y - \sqrt{15.74 - 1.6y}$
$\beta = 25^\circ$	$z^{(1)}(y) = -3.2542 + 1.7441y + 2.1746 \cdot \sqrt{12.5311 - 2.4004y}$
	$z^{(2)}(y) = -3.2542 + 1.7441y - 2.1746 \cdot \sqrt{12.5311 - 2.4004y}$

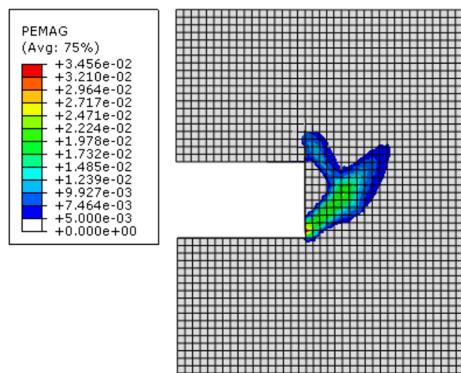


图 15 $t=13$ s 时掌子面塑性区贯通示意图

Fig. 15 Profile of plastic zone when $t=13$ s

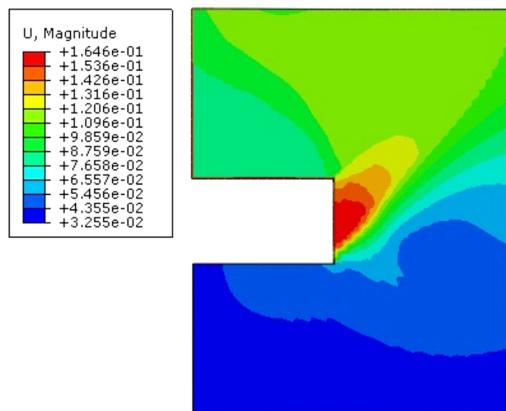


图 16 $t=13$ s 时掌子面位移等高图

Fig. 16 Contours of face settlement when $t=13$ s

图 17 分别绘出 $\beta=50^\circ$ 和 $\beta=25^\circ$ 时的函数图形, 该函数图形较好的预测了掌子面破坏区域, 而且从表 8 所示数据而言, 本文方法在选取滑动角 $\beta=25^\circ$ 时预测的受扰动最大距离 z_{\max} 更接近数值分析结

果 (其相比数值结果偏大仅 9.0%,), 且破坏范围也较为一致; 而 $\beta=50^\circ$ 时, 破坏块体滑动方向可能与图 18 所示位移方向更为一致, 但是 z_{\max} 相比数值结果偏大约 33.0%, 而且影响区域更接近地表。

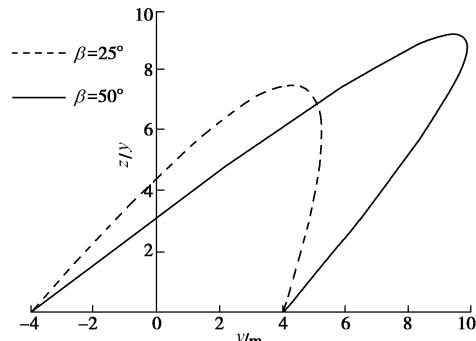


图 17 掌子面破坏极值曲线

Fig. 17 Profile of face failure curves

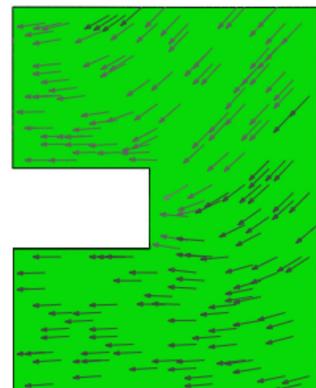


图 18 $t=13$ s 时掌子面位移矢量图

Fig. 18 Vectors of face settlement when $t=13$ s

表 8 纵向受扰动最大距离 z_{\max}

Table 8 Disturbed longitudinal distances z_{\max} (m)

有限元	本文方法	
	$\beta = 50^\circ$	$\beta = 25^\circ$
6.864	9.132	7.478

6 结 论

文中将地震作用下隧道掌子面失稳破坏问题归结为变分问题, 并利用满足固定边界条件的 Euler–Lagrange 方程探讨掌子面破坏极值曲线解析表达, 并得到如下结论:

(1) 地震作用下掌子面可能由静力稳定状态转换为失稳破坏状态, 通过引入地震系数可以较好的实现地震作用下掌子面破坏的极限分析。

(2) 利用 Hoek–Brown 准则和上限定理给出了关于地震作用下掌子面破坏曲线的泛函, 并由 Euler–Lagrange 方程给出了 $B=0.5$ 时掌子面破坏极值曲线的

具体表达，并与数值分析取得了较好的一致性。

(3) 块体滑动角 β 的选取影响着掌子面破坏极值曲线，在一定范围内，掌子面破坏区域随着 β 角增大而增大，但是文中仅根据参考文献进行选取，关于对 β 的优化讨论将在后续研究中给出。

(4) 掌子面作用的压力亦较大影响着掌子面破坏曲线，由于文中仅讨论掌子面坍塌破坏情况，故 σ_t 不会过大，所以在一定范围内，随着 σ_t 的增大破坏极值区域减小，与实际情形亦是一致的。

参考文献：

- [1] CHAMBON P, CORTÉ J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, **120**(7): 1148 – 1165.
- [2] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(4): 581 – 606.
- [3] SOUBRA A H. Three-Dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels[C]// 8th International Symposium on Plasticity. Columbia, 2000: 443 – 445.
- [4] SOUBRA A H, REGENASS P. Three-dimensional passive earth pressures by kinematical approach[J]. *Journal of Geotechnique and Geoenvironmental Engineering*, 2000, **126**(11): 969 – 978.
- [5] KLAR A, OSMAN A S, BOLTON M. 2D and 3D upper bound solutions for tunnel excavation using ‘elastic’ flow fields[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2007, **31**(12): 1367 – 1374.
- [6] MOLLON G, DIAS D, AND SOUBRA A H. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2009, **9**(6): 237 – 249.
- [7] MAHMOUD AHMED P E. Investigation of tunnel face stability and ground movements using transparent soil Models[D]. Brooklyn: Polytechnic Institute of New York University, 2011.
- [8] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, **136**(1): 215 – 229.
- [9] MOLLON G, PHOON K K, DIAS D, et al. Validation of a new 2D failure mechanism for the stability analysis of a pressurized tunnel face in a spatially varying sand[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2011, **137**(1): 8 – 21.
- [10] 潘昌实. 隧道及地下结构物抗震问题的研究概况[J]. *世界隧道*, 1996(5): 7 – 16. (PAN Chang-shi. Current situation of research on earthquake resistance of tunnel and underground structures[J]. *World Tunnel*, 1996(5): 7 – 16. (in Chinese))
- [11] PAKBAZ MC, YAREEVAND A. 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading[J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2005, **20**(5): 411 – 417.
- [12] CILINGIR U, MADABHUSHI SPG. A model study on the effects of input motion on the seismic behavior of tunnels[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, **31**(3): 452 – 462.
- [13] YANG W, HUSSEIN MFM, MARSHALL A M. Centrifuge and numerical modeling of ground-borne vibration from an underground tunnel[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **51**: 23 – 34.
- [14] KONTOE S, AVGERINOS V, POTTS DM. Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, **66**: 206 – 219.
- [15] 耿萍. 铁路隧道抗震计算方法研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2011. (GENG Ping. Research on the seismic calculation method of railway tunnel[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2011. (in Chinese))
- [16] 邹育麟, 何川, 汪波, 等. 震裂软岩隧道围岩支护失稳机制和处治机理分析[J]. *公路交通科技*, 2014, **31**(8): 102 – 112. (ZOU Yu-lin, HE Chuan, WANG Bo, et al. Analysis on surrounding rock-support instability mechanism and treatment mechanism of shattered soft rock tunnel[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2014, **31**(8): 102 – 112. (in Chinese))
- [17] LANCZOS C. *The variational principles of mechanics*[M]. Toronto: University of Toronto, 1970.
- [18] 陈惠发. 极限分析与土体塑性[M]. 北京: 人民交通出版社, 1995. (CHEN Hui-fa. *Limit analysis and soil plasticity* [M]. Beijing: China Communications Press, 1995. (in Chinese))
- [19] 李斌. 隧道掌子面地震动力响应特性及加固方法[J]. *现代隧道技术*, 2014, **51**(2): 56 – 62. (LI Bin. Characteristics of the earthquake dynamic response and corresponding reinforcement of the tunnel face[J]. *Modern Tunnelling Technology*, 2014, **51**(2): 56 – 62. (in Chinese))
- [20] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. *Géotechnique*, 1965, **15**(2): 139 – 159.
- [21] SEED H B. Considerations in the earthquake-resistant design

- of earth and rockfill dams[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(3): 215 – 263.
- [22] 何川, 耿萍, 晏启祥. IV级围岩铁路隧道抗震计算上覆土柱合理计算高度[J]. *土木工程学报*, 2013, **46**(5): 144 – 150. (HE Chuan, GENG Ping, YAN Qi-xiang. Advisable calculation heights of overburden soil for railway tunnel seismic computation in surrounding rock of class IV [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, **46**(5): 144 – 150. (in Chinese))
- [23] SANGREY DA. Cyclic loading of sands, silts and clays[C]// International Conference 10th Earthquake and Soil Dynamics. Pasadena, 1978.
- [24] CASTRO G, CHRISTAIN J T. Shear strength of soils under cyclic loading[J]. *Journal of Geotechnique Engineering*, 1976, **102**(9): 887 – 894.
- [25] FRALDI M, GUARRACINO F. Limit analysis of collapse mechanism in cavities and tunnels according to the Hoek–Brown failure criterion[J]. *International Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2009, **46**(4): 665 – 673.
- [26] HUANG F, YANG X L. Upper bound limit analysis of collapse shape for circular tunnel subjected to pore pressure based on the Hoek–Brown failure criterion[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2011, **26**(5): 614 – 618.
- [27] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997, **34**(8): 1165 – 1186.
- [28] GB 50111—2006 铁路工程抗震设计规范[S]. 北京: 铁道出版社, 2006. (GB 50111—2006 Code for seismic design of railway engineering[S]. Beijing: China Railway Press, 2006. (in Chinese))

1st bulletin for the 7th international conference on unsaturated soils (call for abstracts)

The 7th international conference on unsaturated soils (3rd – 5th August 2018) is organised by the Hong Kong University of Science and Technology and supported by: TC106 Unsaturated Soils of ISSMGE; Hong Kong Geotechnical Society; Geotechnical Division of Hong Kong Institution of Engineers; Geotechnical Engineering Office; City University of Hong Kong; Hong Kong Polytechnic University; The University of Hong Kong; Chinese Institution of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering; Hong Kong Tourism Board.

Introduction

Following the success of the last conference held in Sydney, Australia in 2014, the HKUST is pleased to invite you to attend the 7th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT2018) in August 2018. This conference will cover a broad range of themes and provide an excellent opportunity for worldwide academics, engineers, scientists, government officials and planners to present and exchange the latest developments in the research and application of unsaturated soil mechanics. The 2nd Blight Lecture will be delivered by Professor Delwyn Fredlund at UNSAT2018.

Call for abstracts

UNSAT2018 is now calling for Abstracts. The broad nature of UNSAT2018 presents a multitude of opportunities for authors to present papers within the themes set out on the right.

A template of an abstract can be downloaded from unsat2018.org. Abstracts should be deposited to the online submission system uploaded.

Abstract submission deadline: 1st November 2016. Notification of acceptance: 2nd January 2017.

Conference themes

Fundamental soil behaviour; New equipment and testing methods; Modelling; Geotechnical engineering problems; Energy and environmental issues.

Contact us

Dr Anthony Leung (Technical Secretary) Tel: (44) 01382 84390; Fax: (44) 01382 84389. Ms Shirley Tse (Administrative Secretary) Tel: (852) 2358-0216; Fax: (852) 2243-0040. E-mail: unsat2018@ust.hk.