

文章编号: 1000-7598 (2011) 03-761-06

地震作用下无衬砌黄土隧道围岩 结构安全系数的计算探讨

程选生^{1,2}, 郑颖人¹

(1. 后勤工程学院 建筑工程系, 重庆 400041; 2. 兰州理工大学 土木工程学院, 兰州 730050)

摘 要: 为了得到无衬砌黄土隧道围岩结构在地震作用下的安全系数, 借助有限元软件 ANSYS, 首先采用水平地震作用下的动力分析模型进行模态分析, 得到质量阻尼系数和刚度阻尼系数; 其次, 输入地震波进行动力时程分析, 得到模型顶点的最大水平位移; 最后, 采用静力分析模型, 并考虑自重和左右边界上顶点水平位移最大时的侧向边界节点水平位移, 通过不断折减围岩土体的抗剪强度参数, 即黏聚力 c 和内摩擦角 φ , 直到计算不收敛为止, 从而得到无衬砌黄土隧道在地震作用下的安全系数。数值算例表明: 所采用的方法是可行的, 地震作用会使围岩结构的安全系数降低, 从而为以后黄土隧道围岩结构在地震作用下安全系数的计算及其工程应用提供了理论依据。

关 键 词: 地震; 黄土; 无衬砌隧道; 围岩结构; 安全系数; 计算探讨

中图分类号: U 452

文献标识码: A

Calculation discussion about safety factor of unlined loess tunnel wall rock structure under earthquake

CHENG Xuan-sheng^{1,2}, ZHENG Ying-ren¹

(1. Department of Civil Engineering, Logistical Engineering University, Chongqing 400041, China;

2. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: In order to obtain the safety factor of unlined loess tunnel wall rock structure under earthquake, general finite element software ANSYS is adopted. Firstly, modal analysis is done by adopting the dynamic analysis model under the horizontal seismic action; and the coefficient of quality damping and stiffness damping is obtained. Secondly, the dynamic time-history analysis is made by inputting seismic wave; and the maximum horizontal displacement of model “vertices” is gotten. Finally, by adopting static analysis model, and considering gravity and lateral border node horizontal displacement when the horizontal displacement of model “vertices” being largest on the border of right or left, and shear strength parameters, cohesion c and internal friction angle φ , of wall rock soil is continuously discounted until the calculation is not convergent so far; and so the safety factor of unlined loess tunnel wall rock structure under earthquake is obtained. Numerical example shows that the method proposed is feasible; and that earthquake action may make the safety factor of wall rock structure lower; and thus in the future a theoretical basis is provided for the safety factor calculation and engineering application of loess tunnel wall rock structure under earthquake.

Key words: earthquake; loess; unlined tunnel; wall rock structure; safety factor; calculation discussion.

1 引 言

黄土分布于中国、美国的中西部和俄罗斯的南部等^[1]世界许多国家, 总面积约 $1.3 \times 10^7 \text{ km}^2$ 。而在中国, 黄土的分布面积竟达 $6.4 \times 10^5 \text{ km}^2$, 约占陆

地面积的 6.3%。仅在黄河中游地区, 西起贺兰山, 东到太行山, 北起长城, 南到秦岭, 几乎全部都被黄土覆盖, 面积约 $2.7 \times 10^5 \text{ km}^2$ 。随着我国西部大开发战略的实施和交通建设的迅速发展, 黄土地区大量兴建铁路隧道、公路隧道、城市地下通道、水

收稿日期: 2009-09-07

第一作者简介: 程选生, 男, 1972 年生, 博士, 教授, 博士后, 中国力学学会计算力学专业特邀委员, 主要从事结构工程、固体力学和地下工程抗震等方面的教学和科研工作。E-mail: cxs702@126.com

通讯作者: 郑颖人, 男, 1933 年生, 教授, 中国工程院院士, 博士生导师, 主要从事岩土力学、岩土工程与地下工程方面的研究工作。E-mail: cqdzx@263.net

利隧洞、矿山井道、军事和人防等工程。根据现有文献[2], VIII度以上的高烈度地区覆盖了国家领土的一半, 包括 23 个省会城市和百万人口以上大城市的 2/3, 以及 80% 以上农村人口的居住地。21 世纪以来^[3], 我国大约每 3 年就发生 2 次以上的强烈地震, 而每 2 次大震中差不多就有一次酿成重大灾害。在我国北方, 许多城市都位于黄土高烈度区, 如西安、兰州等西部城市, 其地震烈度都达到了 IX 度以上。

5.12 汶川大地震造成部分隧道坍塌, 使得铁路和公路交通中断、水利水电工程设施毁坏等等, 给国家和人民的生命财产造成了巨大的经济损失, 因此, 研究地震作用下黄土隧道围岩结构的稳定已成为岩土工程界、地震工程界和结构工程界的重要课题之一。现有文献主要进行黄土隧道的应力分析和静力安全系数计算, 如陈国兴等^[2,4]对黄土窑洞按最大拉应力理论进行了准静态和地震动力响应分析, 并对地肤区间隧道的衬砌结构进行了地震反应内力分析; 高峰等^[5]分别按平面应变和空间三维问题对黄土窑洞按最大拉应力理论在各种地震作用下进行了时间历程分析, 陈立伟等^[6-7]将黄土视为弹塑性材料, 采用 Drucker-Prager 屈服准则对黄土洞穴进行了地震作用下的应力分析, 这些研究对地震作用下黄土隧道的围岩结构强度分析奠定了坚实的基础, 但并不能确定围岩的实际破坏情况, 无法算出隧道的安全储备系数。郑颖人等^[8]已将有限元强度折减法应用于土体隧道中, 邱陈瑜等^[9]利用 ANSYS 对覆土厚度 30 m 的无衬砌黄土隧道进行了静力分析, 江权等^[10]基于强度折减原理对地下洞室群整体安全系数的计算方法进行了探讨, 李树忱等^[11]研究了隧道围岩结构稳定分析的最小安全系数法, 熊敬等^[12]对 Drucker-Prager 型屈服准则与强度储备安全系数的相关性进行了分析, 张红等^[13]对黄土隧道围岩结构在准静态情况下的安全系数进行了探讨, 指出黄土隧道的静力稳定必须同时满足两个要求, 即初期支护后土体围岩的安全系数不小于 1.15~1.20, 二次支护后衬砌结构的安全系数大于 2.0~2.4。

综上所述, 对黄土隧道而言, 现有文献尚未进行地震作用下的塑性应变分析, 定量估计黄土隧道的安全储备迫在眉睫。因此, 为简单起见, 本文在上述研究的基础上, 研究无衬砌黄土隧道围岩结构在地震作用下安全系数的计算方法, 并通过数值算例进一步说明所采用方法的可行性, 从而为今后黄土隧道围岩结构在地震作用下安全系数的计算及其工程应用提供理论依据。

2 围岩结构的模态分析

2.1 分析模型

根据文献[14], 从黄土隧道围岩结构半无限空间体中截取厚度为 1 (沿黄土隧道纵向) 的隔离体 (如图 1 所示), 计算范围底部取 5 倍洞室高度, 左右两侧各取 5 倍洞室跨度, 实际上土体是向下和两侧无限延伸的, 地震波不会因遇到人为边界截断而产生反射。为消除这一影响, 一般取大于 10 倍洞室跨度较好^[7]。考虑到将动力时程分析静力强度折减法首次应用于地下工程安全系数计算、结构偏于安全和计算机的速度等, 故仍按 5 倍跨度截取, 向上取到地表。边界条件下部为固定铰约束, 上部为自由边界, 左右两侧边界为竖向约束。由于隧洞纵向长度远大于其断面尺寸, 故按平面应变问题来考虑。

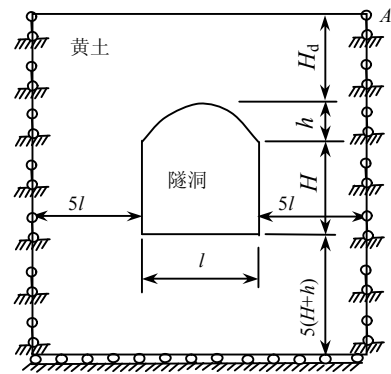


图 1 分析模型示意图 (竖向约束)

Fig.1 Sketch of analysis model (vertical restraint)

2.2 模态分析

为了得到地震作用下有限元矩阵微分方程的阻尼矩阵, 对黄土隧道围岩结构的隔离体进行模态分析。

由于 Rayleigh 阻尼简单方便, 故在分析中采用 Rayleigh 阻尼。该阻尼假设隔离体的阻尼矩阵 C 是质量矩阵 M 和刚度矩阵的组合^[6], 即

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

式中: α 为质量阻尼系数; β 为刚度阻尼系数。 α 和 β 由下式求出:

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \xi, \quad \beta = \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \xi \quad (2)$$

式中: ξ 为第 i 或第 j 振型对应的阻尼比 (近似取 $\xi_i = \xi_j$, 可根据试验数据获得); ω_i 和 ω_j 为两个不同的自振圆频率。

3 地震作用下的位移时程分析

3.1 边界顶点水平位移时间历程曲线

由于工程结构中较低振动频率相应的振型对体系动力响应的贡献远大于较高自振频率相应振型的贡献,故考虑第一振型,即考虑模型一顶点 A 位移最大时的情况。为了得到地震作用下黄土隧道围岩结构隔离体(分析模型同图1)顶点 A 的最大位移,设地震波持续时间为 T_d ,通过对隔离体进行时程分析得到位移-时间历程曲线。

地震作用下隔离体的矩阵微分方程^[6-7]为

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t), t \in [0, T_d] \quad (3)$$

式中: $\ddot{u}(t)$ 、 $\dot{u}(t)$ 和 $u(t)$ 分别为隔离体的节点加速度向量、速度向量和位移向量; $\ddot{u}_g(t)$ 为输入的地震加速度-时程。

式(2)求解采用 Newmark 积分法,即假设

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \left(\frac{1}{2} - \delta\right) \Delta t^2 \ddot{u}_t + \delta \Delta t^2 \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (4)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{u}_t + \gamma \Delta t \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (5)$$

式中: γ 和 δ 均为常数。

则在 $t + \Delta t$ 时刻的运动微分方程为

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} = -M\ddot{u}_{g(t+\Delta t)} \quad (6)$$

取 $\gamma = \frac{1}{2}$, $\delta = \frac{1}{4}$, $\Delta t \leq \frac{T_{\max}}{100}$, 其中 $T_{\max}$ 为隔离体的最大自振周期), 则 Newmark 法无条件稳定, 且能使结果达到满意的精度。

将式(4)和式(5)代入式(6), 得

$$\left(M + \frac{\Delta t}{2}C\right)\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\left(\dot{u}_t + \frac{\Delta t}{2}\ddot{u}_t\right) + Ku_{t+\Delta t} = -M\ddot{u}_{g(t+\Delta t)} \quad (7)$$

由式(5)可知:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \frac{4}{\Delta t^2}(u_{t+\Delta t} - u_t) - \frac{4}{\Delta t}\dot{u}_t - \ddot{u}_t \quad (8)$$

将式(8)代入式(7), 得

$$\left(K + \frac{2}{\Delta t}C + \frac{4}{\Delta t^2}M\right)u_{t+\Delta t} = C\left(\frac{2}{\Delta t}u_t + \dot{u}_t\right) + M\left(\frac{4}{\Delta t^2}u_t + \frac{4}{\Delta t}\dot{u}_t + \ddot{u}_t\right) - M\ddot{u}_{g(t+\Delta t)} \quad (9)$$

由式(9)求得 $u_{t+\Delta t}$ 后, 再由式(8)和式(5)求得 $\ddot{u}_{t+\Delta t}$ 和 $\dot{u}_{t+\Delta t}$ 。

通过以上求解, 可得到顶点 A 最大水平位移时刻 T' 。因为对几何不变体系而言, 不论正问题还是

反问题解答均具有唯一性, 故此时黄土隧道围岩结构隔离体的地震作用最大。

3.2 竖向边界各节点的水平位移

为了考虑地震作用对黄土隧道围岩结构隔离体安全系数的影响, 设 $t \in [0, T']$, 重复式(4)~(9), 可得到 T' 时刻竖向边界上各节点的水平位移。

4 动力稳定性分析

4.1 分析模型

将图1左右两侧边界的竖向约束改为水平约束, 并输入 T' 时刻竖向边界各节点的水平位移值。分析模型如图2所示。

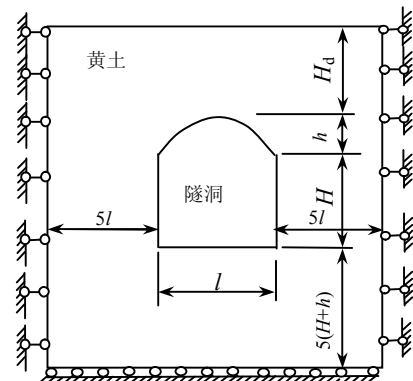


图2 分析模型示意图(水平约束)

Fig.2 Sketch of analysis model 2(horizontal restraint)

4.2 强度折减法

根据现有文献[15], 当原状黄土的起始含水率小于缩限时, 动强度由抗拉强度控制; 当原状黄土的起始含水率大于缩限小于液限时, 动强度由抗剪强度控制。考虑到起始含水率大于缩限时最为不利, 故采用库仑理论进行抗剪强度计算, 即 $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ 。所谓强度折减法^[8-13, 16-17], 就是将黄土围岩土体的抗剪强度指标 c 和 $\tan \varphi$ 分别折减 ω , 直至达到极限破坏状态为止。计算中采用 ANSYS 的 L2 模收敛标准, 设施加位移和自重载荷时的力为 F , 程序自动求解控制力 L2 模的容限 $R=0.005$, 则当不平衡力 S 不大于 $F \times R$ 时, 认为子步是收敛的, 程序自动根据弹塑性有限元计算结果得到破坏面, 此时围岩土体的折减系数即为安全系数, 即令

$$c' = \frac{c}{\omega}, \quad \varphi' = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{\omega}\right) \quad (10)$$

即有:

$$\tau = \frac{c}{\omega} + \sigma \frac{\tan \varphi}{\omega} = c' + \sigma \tan \varphi' \quad (11)$$

4.3 破坏准则

假定围岩土体为理想弹塑性材料, 采用平面应变关联法则下摩尔-库仑匹配准则^[16-18], 其表达式为

$$F = \lambda I_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (12)$$

式中: I_1 、 J_1 分别为应力张量第 1 不变量和应力偏张量第 2 不变量; λ 、 k 为与岩土材料凝聚力 c' 和内摩擦角 φ' 相关的常数。其表达式为

$$\lambda = \frac{\sin \varphi'}{\sqrt{3(3 + \sin^2 \varphi')}}, \quad k = \frac{3c \cos \varphi'}{\sqrt{3(3 + \sin^2 \varphi')}} \quad (13)$$

将竖向边界上在时刻 T' 时的水平位移输入, 并输入重力加速度进行静力分析, 从而得到动力安全系数。

5 数值算例

5.1 分析模型及计算参数

设黄土隧道的跨度为 $l=3$ m, $H=4$ m, $h=1$ m, $H_d=4$ m, 设防烈度为Ⅷ度, 加速度-时程曲线中加速度最大值^[19]为 70 cm/s^2 。有限元分析模型及边界节点编号如图 3 所示。

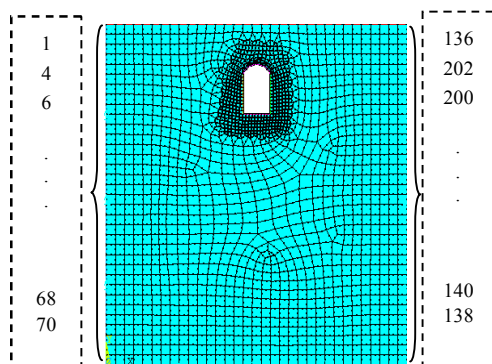


图 3 有限元分析模型及边界节点编号示意图

Fig.3 Sketch of finite element analysis model and boundary node number

为便于分析, 视黄土为弹塑性材料, 采用 Drucker-Prager 屈服准则, 围岩材料参数如表 1 所示。

表 1 黄土围岩材料参数

Table 1 Material parameters of loess wall rock					
弹性模量 E	泊松比 μ	重度 γ	黏聚力 c	内摩擦角 φ	阻尼比 ξ
/MPa		/(kN/m ³)	/kPa	/ (°)	
51.5	0.25	15.65	61.2	28.98	0.15

5.2 模态分析

为了确定该模型在地震分析中的 α 和 β , 首先,

用分块兰索斯法 (block Lanczos) 对其进行模态分析, 得到黄土隧道围岩结构的前 6 阶频率 (见表 2); 其次, 由频率 ω_i 、 ω_j 和阻尼比 ξ 确定 Rayleigh 阻尼的常数 α 和 β 值。

表 2 前 6 阶的频率 f

Table 2 The first six-order frequencies f					
频率/Hz					
第 1 阶	第 2 阶	第 3 阶	第 4 阶	第 5 阶	第 6 阶
0.848 9	1.856 9	2.426 6	2.617 4	3.027 1	3.814 0

考虑到由自由振动确定的 ξ 与实测的 ξ 差异较大, 故 ξ 由现有文献[20]给出, 即取 $\xi=0.15$ 。另外, 设 $i=1$, $j=6$, 则 $\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \xi = 0.208 3$, $\beta = \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \xi = 0.064 3$ 。

5.3 时程分析

为了模拟地震作用下无衬砌黄土隧洞的动力响应, 如图 4 所示, $T_d=10$ s, 峰值加速度为 200 cm/s^2 采用 EI-Centro 波, 进行地震响应分析, 将其从底部沿水平方向输入, 只考虑隔离体的水平振动。考虑到记录到的地震波幅值与进行地震动力反应分析所需的地震动幅值不一致, 故在分析时根据设防烈度调整原记录的地震幅值, 即乘以系数 $70/200=0.35$ 。

通过 ANSYS 的动力时程分析, 顶点位移-时间曲线如图 5 所示。可以看出, 当 $1 \text{ s} \leq t \leq 2 \text{ s}$ 时节点 136 的水平位移最大 (见表 3)。

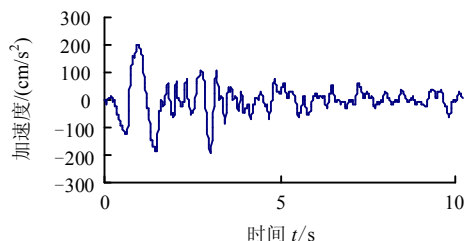


图 4 EI-Centro 地震波

Fig.4 EI-Centro seismic wave

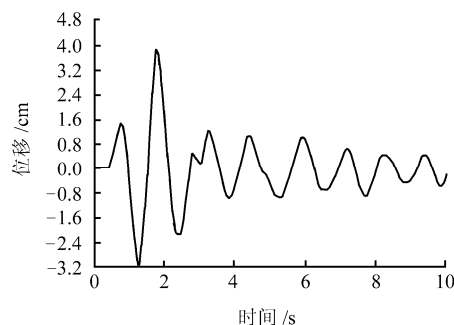


图 5 顶点 A (节点 136) 位移-时程曲线

Fig.5 Vertex A (node 136) displacement-time history curve

通过表3可以看出, $T'=1.8$ s时的节点136的水平位移最大,故提取1.8 s时的竖向边界水平位移(见表4)。

表3 时间 $1 \leq t \leq 2$ s时的顶点A(节点136)最大水平位移

Table 3 The maximum horizontal displacements of vertex A (node 136) when the time is 1 s to 2 s

时刻/s	位移/cm	时刻/s	位移/cm	时刻/s	位移/cm	时刻/s	位移/cm
1.00	-0.266	1.26	-3.146	1.52	-0.311	1.78	3.856
1.02	-0.541	1.28	-3.179	1.54	0.143	1.80	3.885
1.04	-0.829	1.30	-3.171	1.56	0.604	1.82	3.865
1.06	-0.112	1.32	-3.121	1.58	1.061	1.84	3.865
1.08	-1.400	1.34	-3.028	1.60	1.505	1.86	3.676
1.10	-1.671	1.36	-2.891	1.62	1.926	1.88	3.512
1.12	-1.938	1.38	-2.709	1.64	2.318	1.90	3.311
1.14	-2.192	1.40	-2.482	1.66	2.673	1.92	3.081
1.16	-2.427	1.42	-2.210	1.68	2.987	1.94	2.827
1.18	-2.637	1.44	-1.898	1.70	3.256	1.96	2.554
1.20	-2.818	1.46	-1.548	1.72	3.478	1.98	2.267
1.22	-2.964	1.48	-1.164	1.74	3.652	2.00	1.970
1.24	-3.074	1.50	-7.495	1.76	3.778		

表4 1.8 s时的竖向边界水平位移

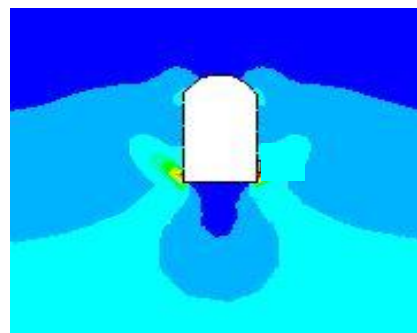
Table 4 The horizontal displacements of vertical boundary when T' is 1.8 s

节点	位移/cm	节点	位移/cm	节点	位移/cm	节点	位移/cm
1	3.885	36	2.652	136	3.886	170	2.653
4	3.875	38	2.524	138	0.173	172	2.775
6	3.855	40	2.392	140	0.345	174	2.893
8	3.826	42	2.255	142	0.516	176	3.005
10	3.789	44	2.113	144	0.686	178	3.112
12	3.743	46	1.967	146	0.855	180	3.213
14	3.688	48	1.818	148	1.022	182	3.309
16	3.626	50	1.665	150	1.187	184	3.398
18	3.557	52	1.508	152	1.349	186	3.481
20	3.481	54	1.348	154	1.509	188	3.557
22	3.398	56	1.186	156	1.666	190	3.627
24	3.308	58	1.021	158	1.819	192	3.689
26	3.213	60	8.542	160	1.968	194	3.743
28	3.111	62	6.854	162	2.114	196	3.789
30	3.005	64	5.153	164	2.256	198	3.827
32	2.892	66	3.441	166	2.393	200	3.856
34	2.774	68	1.722	168	2.525	202	3.875

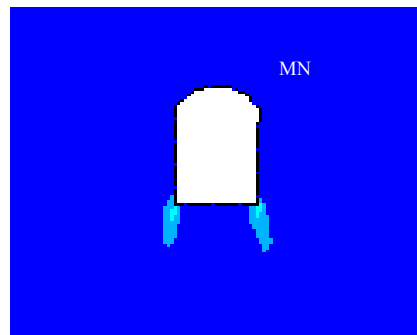
5.4 安全系数

为了研究地震作用对无衬砌黄土隧道围岩结构的安全系数影响,根据图2并输入重力加速度进行静力分析,通过不断降低土体的抗剪强度参数,得到无衬砌黄土隧道围岩结构在准静态情况下的安全系数为3.02,如图6(a)所示。由图可以看出,塑性区最先出现在底脚,其次输入表4中1.8 s时的竖向边界水平位移,通过不断降低土体的抗剪强度参数,便得到无衬砌黄土隧道围岩结构在地震作用下的安

全系数为2.08(如图6(b)所示),塑性区同样最先出现在底脚。由此可知,地震作用会使得围岩结构的安全系数降低。



(a) $w=3.02$



(b) $w=2.08$

图6 安全系数和临界应变云图

Fig.6 Safety factor and critical strain nephogram

6 结论

借助有限元软件 ANSYS, 首先, 采用水平地震作用下的动力分析模型对结构进行模态分析, 得到质量阻尼系数 α 和刚度阻尼系数 β ; 其次, 输入地震波进行动力时间-位移历程分析, 得到模型顶端边界节点的最大水平位移; 最后, 采用静力分析模型, 考虑重力和左右边界上顶端节点水平位移最大时两侧边界节点的水平位移, 通过不断折减围岩土体的抗剪强度参数, 即内聚力 c 和内摩擦角 φ , 使黄土围岩结构达到极限破坏状态, 从而得到无衬砌黄土隧道在地震作用下的安全系数。数值算例结果表明:

(1) 塑性区均最先出现在底脚, 因此, 结构设计时应应对底脚进行加强。

(2) 地震作用会使得围岩结构的安全系数降低。

(3) 由于所得地震作用下的安全系数大于2.0, 故IX度多遇地震作用下能够满足要求, 这与现有文献应力分析的结论基本相同。当跨度较大时安全系数将小于2.0。

(4) 所采用的方法是可行的, 从而为以后黄土隧道围岩结构在地震作用下安全系数的计算及其工程应用提供了理论依据。

参考文献

- [1] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科技出版社, 1997.
- [2] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [3] 史良. 黄土隧道抗震设计研究[硕士学位论文D]. 西安: 长安大学, 2005.
- [4] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 黄土崖窑洞抗震性能分析[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1995, 28(1): 16—21.
CHEN Guo-xing, ZHANG Ke-zhi, XIE Jun-fei. Aseismic performance analysis of the cave dwelling on the loess precipice[J]. *Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture*, 1995, 28(1): 16—21.
- [5] 高峰, 任侠. 黄土窑洞地震反应分析[J]. 兰州铁道学院学报(自然科学版), 2001, 20(3): 12—18.
GAO Feng, REN Xia. Seismic responses analysis of a loess cave[J]. *Journal of Lanzhou Railway University (Natural Sciences)*, 2001, 20(3): 12—18.
- [6] 陈立伟, 彭建兵, 范文. 地震作用下黄土暗穴的稳定性[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2007, 27(6): 34—36.
CHEN Li-wei, PENG Jian-bing, FAN Wen. Stability of loess hidden hole under earthquake[J]. *Journal of Chang'an University(Natural Science Edition)*, 2007, 27(6): 34—36.
- [7] 彭建兵, 李庆春, 陈志新, 等. 黄土洞穴灾害[M]. 北京: 科学出版社, 2008.
- [8] 郑颖人, 邱陈瑜, 张红, 等. 关于土体隧洞围岩稳定性分析方法的探索[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 254—260.
ZHENG Ying-ren, QIU Chen-yu, ZHANG Hong, et al. Exploration of stability analysis methods of surrounding rocks in soil tunnel[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, 27(10): 254—260.
- [9] 邱陈瑜, 郑颖人, 宋雅坤. 采用 ANSYS 软件讨论无衬砌黄土隧洞安全系数[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(2): 291—296.
QIU Chen-yu, ZHENG Ying-ren, SONG Ya-kun. Exploring the safety factors of unlined loess tunnel by ANSYS [J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2009, 5(2): 291—296.
- [10] 江权, 冯夏庭, 向天兵. 基于强度折减原理的地下洞室群整体安全系数计算方法探讨[J]. 岩土力学, 2009, 30(8): 2483—2488.
JIANG Quan, FENG Xia-ting, XIANG Tian-bing. Discussion on method for calculating general safety factor of underground caverns based on strength reduction theory [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(8): 2483—2488.
- [11] 李树忱, 李术才, 徐帮树. 隧道围岩稳定分析的最小安全系数法[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 549—554.
LI Shu-chen, LI Shu-cai, XU Bang-shu. Minimum safety factor method for stability analysis of surrounding rockmass of tunnel[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(3): 549—554.
- [12] 熊敬, 张建海. Druker-Prager 型屈服准则与强度储备安全系数的相关分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(7): 1905—1910.
XIONG Jing, ZHANG Jian-hai. Correlation analysis of relationship between Druker-Prager yield criteria and strength margin safety factor [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, 29(7): 1905—1910.
- [13] 张红, 郑颖人, 杨臻, 等. 黄土隧洞安全系数初探[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(2): 291—296.
ZHANG Hong, ZHENG Ying-ren, YANG Zhen, et al. Exploration of safety factors of the loess tunnel [J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2009, 5(2): 297—306.
- [14] 谷兆祺, 彭守拙, 李仲奎. 地下洞室工程[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994.
- [15] 周健, 白冰, 徐建平. 土动力学理论与计算[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [16] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [17] 郑颖人, 赵尚毅, 邓楚键等. 限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J]. 中国工程科学, 2006, 8(12): 39—61.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, DENG Chu-jian, et al. Development of finite element limit analysis method and its applications in geotechnical engineering [J]. *Engineering Sciences*, 2006, 8(12): 39—61.
- [18] 郑颖人, 赵尚毅, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定分析[J]. 中国工程科学, 2002, 4(10): 57—62.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, ZHANG Lu-yu. Slope stability analysis by strength reduction FEM[J]. *Engineering Science*, 2002, 4(10): 57—62.
- [19] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范(GB 50011—2001)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001: 26—27.
- [20] 王峻, 王兰民, 李兰. 永登 5.8 级地震中黄土震陷灾害的探讨[J]. 地震研究, 2005, 28(4): 393—397.
WANG Jun, WANG Lan-min, LI Lan. Discussion on the loess subsidence disaster caused by the Yongdeng M5.8 earthquake[J]. *Journal of Seismological Research*, 2005, 28(4): 393—397.