

隧道的两种减震措施研究

高峰¹, 石玉成², 严松宏¹, 关宝树³

(1. 兰州交通大学 土木工程系, 甘肃 兰州 730070; 2. 中国地震局 兰州地震研究所, 甘肃 兰州 730000;
3. 西南交通大学, 四川 成都 610031)

摘要: 运用 Newmark 隐式时间积分有限元法并采用粘-弹性人工边界, 计算了不同地震动作用下不同的围岩材料对隧道地震反应的影响, 并通过改变隧道衬砌一定范围内围岩材料的参数, 计算了隧道的地震反应, 分析了在隧道施工中设置减震层和注浆加固一定范围内围岩这两种方法的减震效果、适用条件及其减震机理。计算结果表明: 减震层或加固层的设置使隧道衬砌位移差减小, 从而使其应力减小, 起到保护隧道衬砌的作用; 对于处于软弱围岩中的隧道, 可以采用在较大的范围内注浆加固围岩的办法进行减震, 充分发挥围岩的承载能力; 而处于稳定性极好的坚硬围岩中的地下结构, 可不考虑抗震问题, 即使是处于强震区, 只是对于重要的建筑物才采用设置减震层的方法进行减震。计算结果可为地下结构的抗震设计提供了依据。

关键词: 隧道工程; 减震原理; 结构动力分析; 粘-弹性边界; 有限元方法

中图分类号: TU 311.3

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2005)02-0222-08

STUDY OF TWO SHOCK ABSORPTION MEASURES IN TUNNEL

GAO Feng¹, SHI Yu-cheng², YAN Song-hong¹, GUAN Bao-shu³

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China;

2. Lanzhou Institute of Seismology, China Seismological Bureau, Lanzhou 730000, China;

3. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Based on Newmark's step-by-step implicit integration FEM method, the response analyses of a generic tunnel by using viscous-spring artificial boundary technique under various earthquake accelerations and multiform conditions of surrounding rocks are presented. The seismic responses of the tunnel are calculated by changing parameters of surrounding rocks within certain influencing distances to the linings. Two kinds of shock absorption measures, which are setting shock layer and grouting in the surrounding rock, are investigated. The shock absorption effects, applicability, and shock mechanisms are analyzed. The results show that the differential displacements and stresses in the lining of the tunnel decrease and the linings are protected when the two measures are used. It also shows that for weak surrounding rocks, rock grouting is an effective shock absorption measure and the aseismatic capability of surrounding rocks can be improved. For underground structures in hard rocks, the seismic effects on tunnel stability can be ignored even if tunnel is located in earthquake-prone regions, but for important projects. The results provide useful reference for the aseismatic design of tunnel.

Key words: tunnel engineering; shock absorption principle; dynamic analysis of structures; viscous-spring boundary; finite element method

收稿日期: 2003-05-27; **修回日期:** 2003-07-24

基金项目: 国家社会公益研究专项基金资助项目(2002DIB20062); 兰州交通大学“青蓝”人才工程基金资助项目

作者简介: 高峰(1964-), 男, 博士, 1986年毕业于新疆八一农学院水利水电工程专业, 现任教授, 主要从事岩土与地下工程方面的教学和研究工作。E-mail: gaofeng1964@163.com。

1 引言

与地面结构一样,隧道等地下结构也可以通过一定的措施减轻地震灾害。目前,主要通过两种途径进行减震。第1种途径是通过改变隧道的性能来减轻隧道衬砌的内力。主要方法有:采用轻骨料混凝土减小衬砌质量;采用钢纤维混凝土增加衬砌的强度;采用聚合物混凝土或粘贴大阻尼材料增加衬砌的阻尼;采用管片式拼装衬砌、锚喷网支护或钢纤维混凝土、增加衬砌厚度或采用钢筋混凝土等措施调整衬砌的刚度。第2种途径是在隧道衬砌和地层之间设置减震层,使地层的变形难以传递到隧道上,从而使隧道的地震反应减小。主要方法有:在隧道衬砌和围岩之间设置减震器或减震材料、管片衬砌接头部位设置减震装置^[1, 2]等。

本文计算了不同地震动作用下不同的围岩材料对隧道地震反应的影响,并通过改变隧道衬砌一定范围内围岩材料的参数,计算了隧道的地震反应,由此看出通过改变围岩的力学指标可以减小隧道衬砌内力,从而达到减震的目的。

2 计算方法

2.1 Newmark 隐式积分预估-修正算法

采用 Newmark 隐式积分预估-修正算法求解运动平衡方程^[3, 4]。有限元体系在 $t = t + \Delta t$ 时刻的运动平衡方程为

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} + \underline{P}_{t+\Delta t} = \underline{F}_{t+\Delta t} \quad (1)$$

$$\underline{P}_{t+\Delta t} = \begin{cases} \underline{C}\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} + \underline{K}\underline{u}_{t+\Delta t} & (\text{线性体系}) \\ \underline{C}\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} + \sum_e \underline{B}_e^T \underline{\sigma}_e^c dV & (\text{非线性}) \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\underline{M}$ 为体系的总质量矩阵, $\underline{C}$ 为体系的总阻尼矩阵, $\underline{K}$ 为体系的总刚度矩阵, $\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}$ 为体系的节点加速度向量, $\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}$ 为体系的节点速度向量, $\underline{u}_{t+\Delta t}$ 为体系的节点位移向量, $\underline{F}_{t+\Delta t}$ 为外荷载向量, $\underline{B}_e^T$ 为单元应变矩阵, $\underline{\sigma}_e^c$ 为单元应力向量。

Newmark方法采用下列假设为

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\underline{u}}_t + [(1-\delta)\ddot{\underline{u}}_t + \delta\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (3)$$

$$\underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{u}_t + \dot{\underline{u}}_t\Delta t + [(0.5-\gamma)\ddot{\underline{u}}_t + \gamma\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}]\Delta t^2 \quad (4)$$

式中: δ, γ 为积分常数。

对每一时步进行迭代运算。

(1) 置 $i=0$, 令

$$\underline{u}_{t+\Delta t}^i = \tilde{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \underline{u}_t + \dot{\underline{u}}_t\Delta t + \Delta t^2\left(\frac{1}{2}-\gamma\right)\ddot{\underline{u}}_t \quad (5)$$

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^i = \tilde{\dot{\underline{u}}}_{t+\Delta t} = \dot{\underline{u}}_t + \Delta t(1-\delta)\ddot{\underline{u}}_t \quad (6)$$

$$\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^i = \underline{0} \quad (7)$$

(2) 计算不平衡节点力向量

$$\Delta\Psi^i = \underline{F}_{t+\Delta t} - \underline{M}\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^i - \underline{C}\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^i - \sum_e \int_V \underline{B}_e^T \underline{\sigma}_e^c dV \quad (8)$$

(3) 如有必要,重新计算有效刚度矩阵为

$$\underline{K}^* = \underline{M}/(\gamma\Delta t^2) + \delta\underline{C}/(\gamma\Delta t) + \underline{K} \quad (9)$$

(4) 求解方程,得到位移增量 $\Delta\underline{u}^i$ 为

$$\underline{K}^* \Delta\underline{u}^i = \Delta\Psi^i \quad (10)$$

(5) 进入修正阶段,置 $i=i+1$, 且令

$$\underline{u}_{t+\Delta t}^{i+1} = \underline{u}_{t+\Delta t}^i + \Delta\underline{u}^i \quad (11)$$

$$\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} = (\underline{u}_{t+\Delta t}^{i+1} - \tilde{\underline{u}}_{t+\Delta t})/(\gamma\Delta t^2) \quad (12)$$

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} = \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^i + \delta\Delta t\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (13)$$

(6) 校核 $\Delta\underline{u}^i$ 或 $\Delta\Psi^i$ 是否满足收敛条件,若不满足,则回到式(3),若已满足,令

$$\underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{u}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (14)$$

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (15)$$

$$\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (16)$$

形成新的抗力向量 $\underline{P}_{t+\Delta t}$, 进入下时步运算。

体系的总阻尼矩阵采用瑞利阻尼^[2]为

$$\underline{C} = \alpha\underline{M} + \beta\underline{K} \quad (17)$$

式中: α, β 为常数,可按两种不同的振动频率下测得的阻尼比 ξ 加以确定。积分常数取为 $\delta=0.5, \gamma=0.25$ 。

2.2 边界条件

考虑到围岩介质的无限性,采用人工边界模拟无限域边界^[5-9],粘-弹性人工边界不仅考虑了对散射波能量的吸收,还能模拟半无限地基的弹性恢复能力。其人工边界条件^[5]为

$$\left. \begin{aligned} C_b &= \rho c_s \\ K_b &= G/(2r_b) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式中: r_b 为极坐标系人工边界的坐标; C_b 和 K_b

分别为施加与人工边界 $r=r_0$ 切线方向上的粘性阻尼器和线性弹簧; $c_s=\sqrt{G/\rho}$ 为剪切波速, G 为剪切模量, ρ 为质量密度。施加于人工边界法线方向上的粘性阻尼器和线性弹簧需将式(18)中的 G 和 c_s 用 E 和 c_p 替换。 E 和 c_p 分别为弹性模量和压缩波速。

3 围岩参数的变化对隧道地震反应的影响

选择双线铁路隧道为研究对象, 隧道埋深 40.0 m, 计算有限元模型见图 1。计算范围: 宽 $\times$ 高=180 m $\times$ 110 m, 在底边和 2 个侧边设置粘-弹性人工边界, 材料的物理力学性能见表 1^[10, 11]。为研究围岩参数的变化对隧道地震反应的影响, 选取了 10 组不同的围岩, 采用子空间迭代法^[4, 12], 对每一组围岩的有限元体系进行振型计算, 得到各体系的基频(基本频率, 单位为 Hz), 见表 1。地震波选取了 5 条地震动, 分别为 El-Centro 地震波、Taft 地震波、神户地震波(简称 Kobe 地震波)、唐山余震天津医院地震记录(简称 Tianjin 地震波)和青藏线当曲河大桥 50 a 超越概率为 5% 的人工地震波(简称 Dqhq 地震波)。对 9 组不同的围岩分别计算了在这些地震动作用下, 隧道衬砌的内力和位移, 见图 2~5 和表 2。限于篇幅, 图中仅列出 El-Centro 地震波和 Kobe 地震波作用下的部分结果。

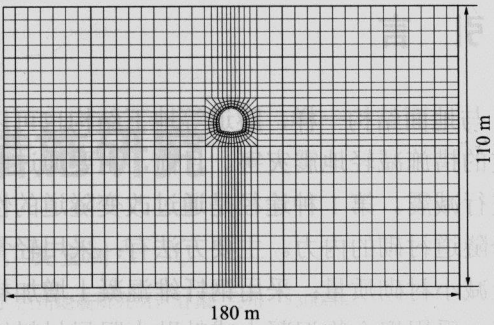


图 1 有限元离散化
Fig.1 Finite element mesh

由计算结果看出, 在隧道的仰拱拱脚、边墙底部和拱腰处产生了较大的内力, 最大的位移发生在隧道的拱腰部与拱顶部之间; 由图 2, 3 可见, 介质材料为围岩 2~6, 即体系的基本频率为 0.1~2.0 Hz 时, 隧道衬砌应力有较大的反应, 在此频率以外, 反应较小, 5 条地震波作用下计算的结果基本上反映了这个规律; 由计算结果可见, 围岩的弹性模量越小, 衬砌的位移越大, 即隧道衬砌的位移与围岩的弹性模量基本上成反比, 但衬砌的应力没有此规律, 衬砌的应力与最大位移差(隧道衬砌的各点最大位移与衬砌仰拱底部最大位移的差值)基本成正比, 见表 2 及图 3, 4; 围岩材料不同, 也就是体系振动的基频不同, 结构的地震反应也不相同, 隧道地震反应的大小是由围岩介质的频谱特性和

表 1 材料物理力学参数及计算体系的基频

Table 1 Material properties and fundamental frequencies

材料	弹性模量/MPa	泊松比	容重/kN·m ⁻³	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)	基频/Hz
围岩 1	5	0.430	19.0	0.5	8	0.069 580
围岩 2	25	0.420	19.3	2.0	12	0.138 872
围岩 3	50	0.410	19.5	5.0	15	0.218 419
围岩 4	500	0.400	20.0	30.0	18	0.683 278
围岩 5	1 500	0.360	20.5	100.0	24	1.185 260
围岩 6	3 600	0.320	21.0	500.0	33	1.840 420
围岩 7	13 000	0.270	23.0	1 000.0	40	3.403 420
围岩 8	26 000	0.220	25.0	1 700.0	55	4.706 640
围岩 9	33 000	0.180	27.0	3 000.0	62	5.186 220
围岩 10	150	0.415	19.8	12.0	17	0.374 440
混凝土	31 000	0.190	25.0	3 400.0	60	—
减震层 1	6	0.380	10.0	0.60	6	—
减震层 2	1	0.380	10.0	0.10	5	—
加固层 1	1 500	0.360	20.5	100.0	24	—

表 2 衬砌边墙底部大主应力最大值和拱腰部最大位移

Table 2 The maximum principal stress at bottom wall and the maximum displacement in the liner

介质	El - Centro 地震波			Taft 地震波			Kobe 地震波			Tianjin 地震波			Dqhq 地震波		
	应力 /kPa	位移 /cm	位移差 /cm	应力 /kPa	位移 /cm	位移差 /cm	应力 /kPa	位移 /cm	位移差 /cm	应力 /kPa	位移 /cm	位移差 /cm	应力 /kPa	位移 /cm	位移差 /cm
围岩 1	552.7	14.710	0.02	296.1	6.594	0.029	857.4	22.730	0.11	446.5	22.310	0.120	1 433	56.260	0.510
围岩 2	2 473	14.340	0.32	1 082	6.664	0.043	4 952	26.520	1.34	2 581	9.383	0.028	3 858	25.190	0.030
围岩 2	2 936	10.760	0.18	1 211	6.816	0.107	7 200	25.760	1.44	4 064	12.610	0.380	6 032	23.740	0.880
围岩 4	4 075	4.679	0.303	1 558	2.736	0.141	7 401	15.960	0.84	2 746	6.367	0.227	4 589	8.086	0.313
围岩 5	2 031	3.103	0.142	1 043	1.699	0.081	4 690	8.912	0.375	1 372	3.019	0.092	2 904	4.805	0.230
围岩 6	1 199	1.957	0.08	660.3	0.970	0.036	2 951	5.198	0.203	814.8	1.581	0.050	2 228	2.837	0.118
围岩 7	588.7	0.820	0.031	331.5	0.379	0.016	1 472	2.059	0.076	354.2	0.550	0.018	1 161	1.124	0.044
围岩 8	397	0.483	0.018	234.5	0.228	0.010	234.5	1.192	0.043	220.6	0.309	0.010	749.4	0.674	0.026
围岩 9	367.2	0.415	0.015	180.2	0.200	0.009	216.7	1.031	0.040	207.3	0.264	0.009	684	0.584	0.024

注：位移差为隧道衬砌拱腰部的最大位移与衬砌仰拱底部最大位移的差值。

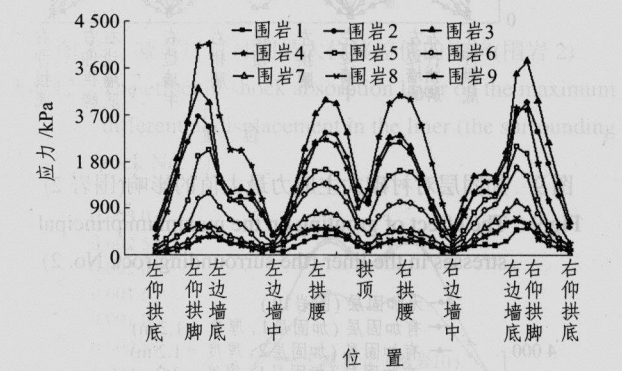


图 2 El - Centro 地震波作用下隧道衬砌的大主应力最大值
Fig.2 The maximum principal stress in the liner under El - Centro acceleration

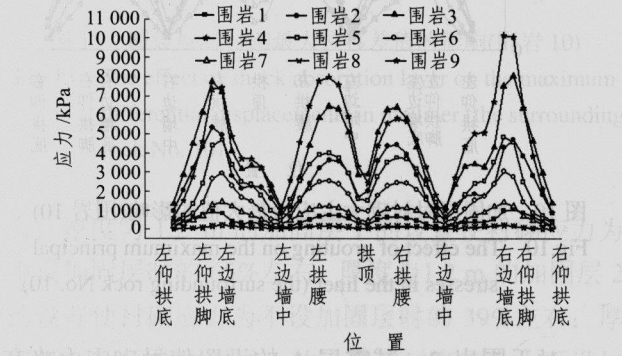


图 3 Kobe 地震波作用下隧道衬砌的大主应力最大值
Fig.3 The maximum principal stress in the liner under Kobe acceleration

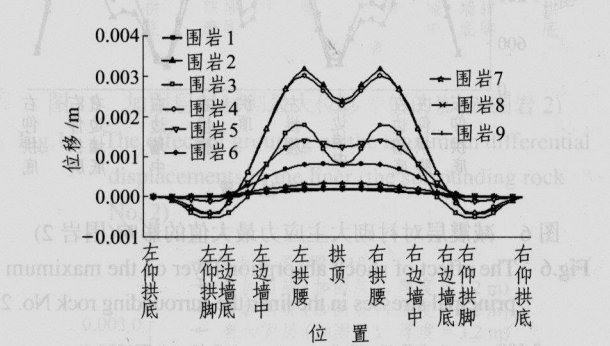


图 4 El - Centro 地震波作用下隧道衬砌的最大位移差值
Fig.4 The maximum differential displacements in the liner under El - Centro acceleration

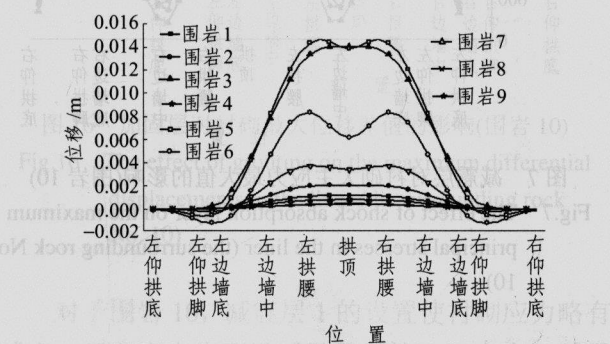


图 5 Kobe 地震波作用下隧道衬砌的最大位移差值
Fig.5 The maximum differential displacements in the liner under Kobe acceleration

输入地震动特性决定的。如果能够减小衬砌的最大位移差,隧道衬砌的应力就能够相应的减小。

4 一定范围内围岩参数的改变对隧道地震反应的影响

现在通过改变隧道衬砌一定范围内围岩材料的参数,计算隧道地震反应。通过 2 种途径改变围岩材料的物理力学指标,一种办法是在隧道衬砌周围设置减震层,另一种途径是注浆加固隧道衬砌一定范围内的围岩,从而改变围岩材料的指标,这 2 种方法在隧道施工中都能够实现。减震层选取了 2 组,厚度均为 0.2 m,注浆加固层也选取了两组,厚度分别为 1.2 和 3.2 m,减震层和注浆加固围岩参数见表 1。

计算结果见图 6~17。

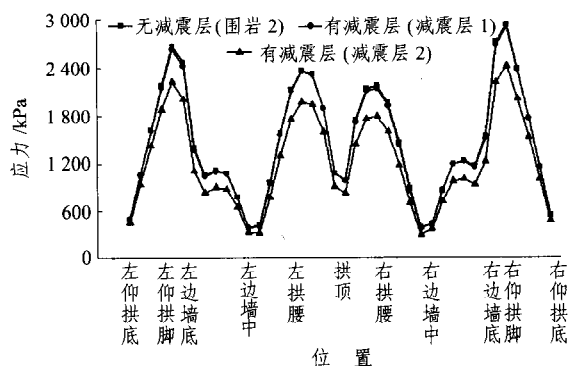


图 6 减震层对衬砌大主应力最大值的影响(围岩 2)
Fig.6 The effect of shock absorption layer on the maximum principal stresses in the liner(the surrounding rock No. 2)

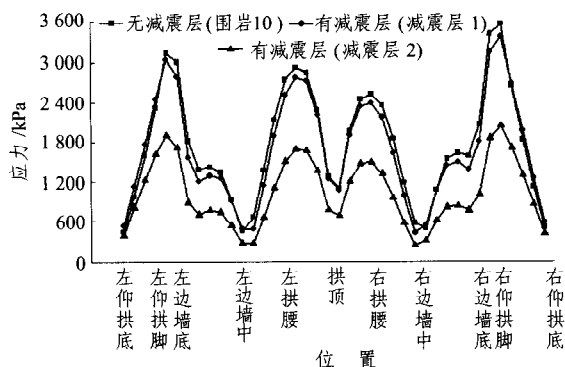


图 7 减震层对衬砌大主应力最大值的影响(围岩 10)
Fig.7 The effect of shock absorption layer on the maximum principal stresses in the liner (the surrounding rock No. 10)

由图 6~17 可以看出,减震层或加固层的设置对隧道衬砌的应力和位移将产生影响。在 El-Centro 地震动作用下有以下结果:

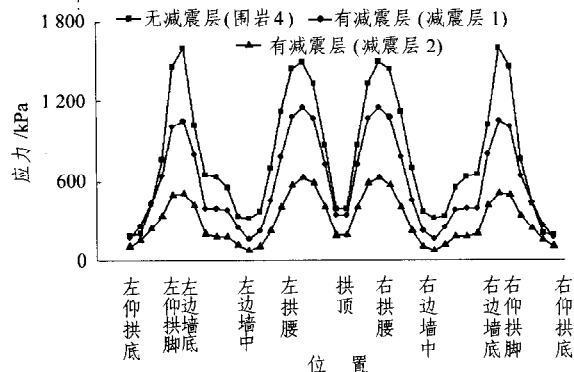


图 8 减震层对衬砌大主应力最大值的影响(围岩 4)
Fig.8 The effect of shock absorption layer on the maximum principal stresses in the liner (the surrounding rock No. 4)

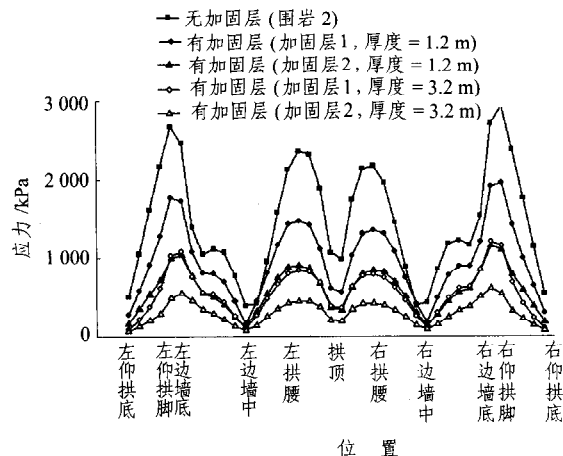


图 9 加固层对衬砌大主应力最大值的影响(围岩 2)
Fig.9 The effect of grouting on the maximum principal stresses in the liner (the surrounding rock No. 2)

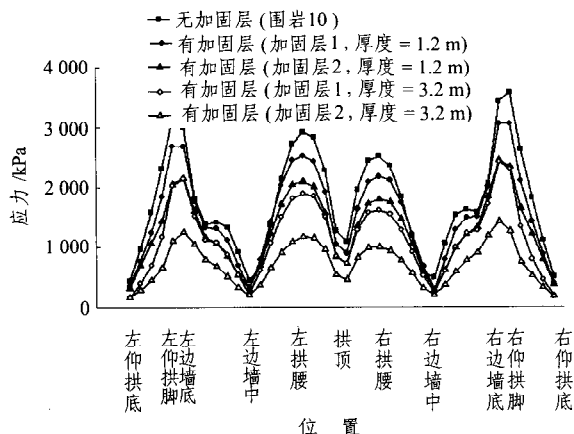


图 10 加固层对衬砌大主应力最大值的影响(围岩 10)
Fig.10 The effect of grouting on the maximum principal stresses in the liner (the surrounding rock No. 10)

对于围岩 2,减震层 1 的设置使衬砌应力略有减小,衬砌应力为不设减震层时的 98%左右;减震层 2 的设置使衬砌应力为不设减震层时的 82%左

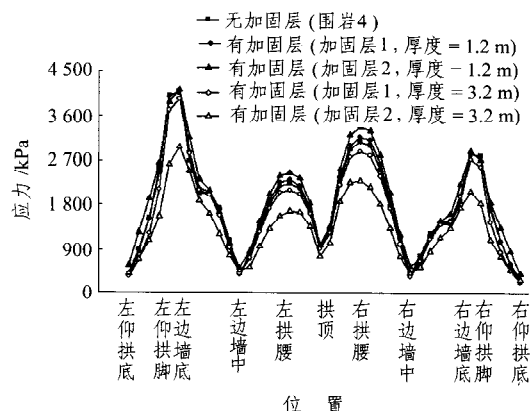


图 11 加固层对衬砌大主应力最大值的影响(围岩 4)
Fig.11 The effect of grouting on the maximum principal stresses in the liner (the surrounding rock No. 4)

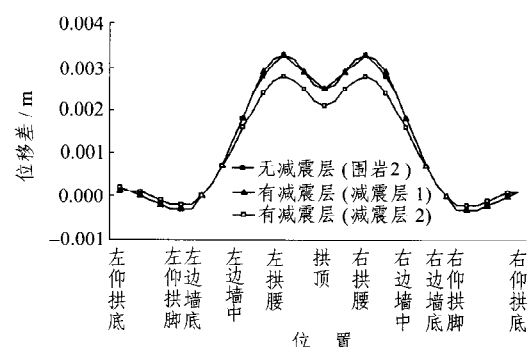


图 12 减震层对衬砌最大位移差值的影响(围岩 2)
Fig.12 The effect of shock absorption layer on the maximum differential displacement in the liner (the surrounding rock No. 2)

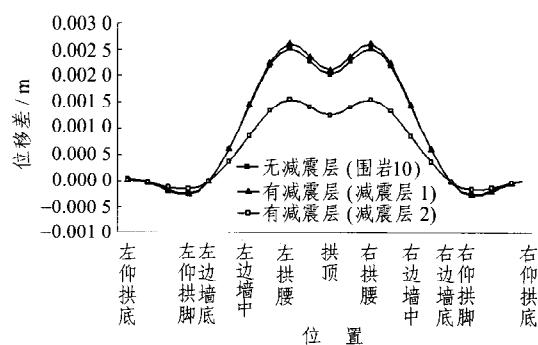


图 13 减震层对衬砌最大位移差值的影响(围岩 10)
Fig.13 The effect of shock absorption layer on the maximum differential displacements in the liner (the surrounding rock No. 10)

右; 厚度为 1.2 m 的加固层 1 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 65%左右; 厚度为 1.2 m 的加固层 2 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 39%左右; 厚度为 3.2 m 的加固层 1 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 38%左右; 厚度为 3.2 m 的加固层 2 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 19%左右。

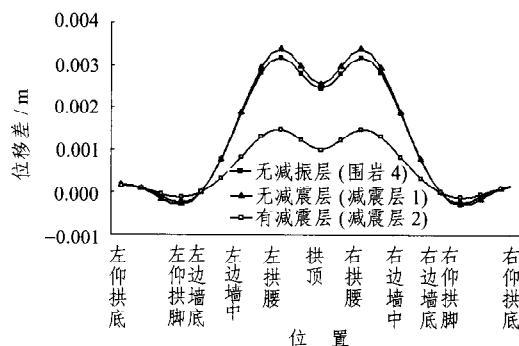


图 14 减震层对衬砌最大位移差值的影响(围岩 4)
Fig.14 The effect of shock absorption layer on the maximum differential displacements in the liner (the surrounding rock No. 4)

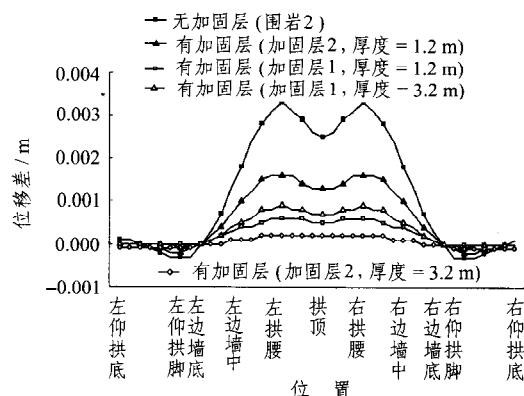


图 15 加固层对衬砌最大位移差值的影响(围岩 2)
Fig.15 The effect of grouting on the maximum differential displacements in the liner (the surrounding rock No. 2)

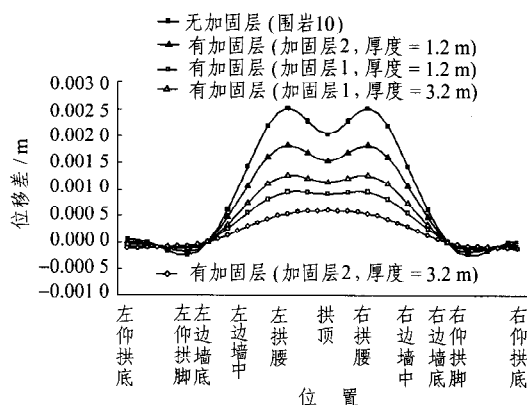


图 16 加固层对衬砌最大位移差值的影响(围岩 10)
Fig.16 The effect of grouting on the maximum differential displacements in the liner (the surrounding rock No. 10)

对于围岩 10, 减震层 1 的设置使衬砌应力略有减小, 衬砌应力为不设减震层时的 94%左右; 减震层 2 的设置使衬砌应力为不设减震层时的 57%左右; 厚度为 1.2 m 的加固层 1 的设置使衬砌应力为

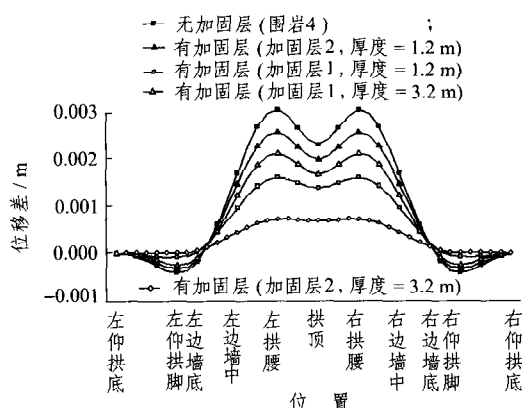


图 17 加固层对衬砌最大位移差值的影响(围岩 4)

Fig.17 The effect of grouting on the maximum differential displacements in the liner (the surrounding rock No. 4)

不设加固层时的 87%左右;厚度为 1.2 m 的加固层 2 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 68%左右;厚度为 3.2 m 的加固层 1 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 67%左右;厚度为 3.2 m 的加固层 2 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 38%左右。

对于围岩 4, 减震层 1 的设置使衬砌应力为不设减震层时的 84%左右;减震层 2 的设置使衬砌应力为不设减震层时的 44%左右;厚度为 1.2 m 的加固层 1 的设置使衬砌应力与不设加固层时基本相同;厚度为 1.2 m 的加固层 2 的设置使衬砌应力与不设加固层时基本相同;厚度为 3.2 m 的加固层 1 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 94%左右;厚度为 3.2 m 的加固层 2 的设置使衬砌应力为不设加固层时的 70%左右。

由于减震层或加固层的设置,使隧道衬砌最大位移与仰拱底最大位移的差值产生变化,对于围岩 2, 不设减震层或加固层,隧道拱腰最大位移与仰拱底最大位移的差为 0.003 2 m,而有减震层或加固层后,位移差基本上在减小,其中最小的位移差为 0.000 3 m;对于围岩 10, 不设减震层或加固层,隧道拱腰最大位移与仰拱底最大位移的差为 0.002 48 m,而有减震层或加固层后,位移差基本上在减小,其中最小的位移差为 0.000 47 m;对于围岩 4, 不设减震层或加固层,隧道拱腰最大位移与仰拱底最大位移的差为 0.003 03 m,而有减震层或加固层后,位移差基本上在减小,其中最小的位移差为 0.000 72 m。

由以上计算结果可以看出,设置减震层或加固层后,隧道位移差值减小的越多,衬砌应力减小的幅度就越大。由此可见,由于减震层或加固层的设置使隧道衬砌位移差减小,使衬砌有产生整体移动的趋势,从而使其应力减小,起到保护隧道衬砌的作用。

由以上计算结果可以看出,减震层 2 比减震层 1 的减震效果好,随着围岩弹性模量的增加,减震层的减震效果越好,即减震层的弹性模量与围岩弹性模量相差越大,减震效果越好,但在实际的地下结构中,要考虑结构在静力作用下的受力和变形状态,减震层的刚度也不可能取的很小。

由以上计算结果还可以看出,加固层 2 比加固层 1 的减震效果好,同样说明加固层的弹性模量与围岩弹性模量相差越大,减震效果越好。加固层厚度越大,减震效果越好,因此,在实际地下结构围岩的注浆加固中,注浆越密实,注浆范围越大,减震效果越好。

由以上计算结果可以看出,对于软质围岩,设置减震层的减震效果不甚明显,而设置加固层的减震效果非常明显;对于硬质围岩,设置减震层后有比较明显的减震效果,而设置加固层的减震效果有所减弱,但只要保证注浆密实和比较大的注浆范围,其减震效果还是非常明显的。

以上是在 El-Centro 地震动作用下的结果,同样,在另外 4 条地震动作用下也有基本相似的结果。

5 结 论

由以上计算和分析可以得到以下结论:

(1) 衬砌最大位移差(隧道衬砌的各点最大位移与衬砌仰拱底部最大位移的差值)越大,衬砌的应力就越大。如果能够减小衬砌的最大位移差,隧道衬砌的应力就能够相应的减小。

(2) 体系的基本频率在某一范围之间时,隧道衬砌应力有较大的反应,隧道的地震反应的大小是由围岩介质的频谱特性和输入地震动特性决定的。

(3) 减震层的弹性模量与围岩弹性模量相差越大,减震效果越好,但在实际地下结构中,要考虑结构在静力作用下的受力和变形状态,减震层的刚度有下限要求。

(4) 同样加固层的弹性模量与围岩弹性模量相差越大, 减震效果越好。加固层厚度越大, 减震效果越好, 因此, 在实际地下结构围岩的注浆加固中, 注浆越密实, 注浆范围越大, 减震效果越好。

(5) 对于软质围岩, 设置减震层的减震效果不甚明显, 而设置加固层的减震效果非常明显; 对于硬质围岩, 设置减震层后有比较明显的减震效果, 而设置加固层的减震效果有所减弱, 但只要保证注浆密实和比较大的注浆范围, 其减震效果还是非常明显的。

(6) 由于减震层或加固层的设置使隧道衬砌位移差减小, 从而使其应力减小, 起到保护隧道衬砌的作用。

由此看出通过改变一定范围内围岩的物理力学指标可以减小隧道衬砌内力, 从而达到减震的目的。在隧道抗震设计中, 对于处于软弱围岩中的隧道, 可以采用在较大的范围内注浆加固围岩的办法进行减震, 以提高围岩的抗震能力; 而处于稳定性极好的坚硬围岩中的地下结构, 可不考虑抗震问题, 即使是处于强震区, 只是对于重要的建筑物才采用设置减震层的方法进行减震。

参考文献(References):

- [1] 武田寿一. 建筑物隔震防震与控震[M]. 纪晓惠译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.(Takeda Toshikazu. Seismic Isolation, Reduction and Protection for Buildings[M]. Translated by Ji Xiaohui. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997.(in Chinese))
- [2] 王明年, 关宝树. 地下结构是免震结构[J]. 工程力学, 1999, (增刊): 802 - 807.(Wang Mingnian, Guan Baoshu. The underground structure is shock absorption building[J]. Chinese Engineering Mechanics, 1999, (Supp.): 802 - 807.(in Chinese))
- [3] Owen D R J, Hinton E. Finite Elements in Plasticity, Theory and Practice[M]. [s. l.]: Pineridge Press Limited, 1980.
- [4] 潘昌实. 隧道力学数值方法[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1995.(Pan C S. The Numerical Method of Tunnel Mechanics[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1995.(in Chinese))
- [5] 刘晶波, 吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(3): 55 - 64.(Liu Jingbo, Lu Yandong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction[J]. Chinese Journal of Civil Engineering, 1998, 31(3): 55 - 64.(in Chinese))
- [6] 沈聚敏, 周锡元, 高小旺等. 抗震工程学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.(Shen Jumin, Zhou Xiyuan, Gao Xiaowang, et al. Aseismatic Engineering Science[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2000.(in Chinese))
- [7] 廖振鹏. 工程波动导引[M]. 北京: 科学出版社, 1996.(Liao Zhenpeng. Introduction of Wave Movement in Engineering[M]. Beijing: Science Press, 1996.(in Chinese))
- [8] Lysmer J, Kulemeyer R L. Finite dynamic model for infinite media[J]. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 1969, 95(4): 859 - 877.
- [9] 张建民, 张 嘎. 土体与结构物动力相互作用研究进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(增1): 854 - 865.(Zhang Jianming, Zhang Ga. Review on the study development of dynamic soil-structure interaction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(Supp.1): 854 - 865.(in Chinese))
- [10] 铁道第二勘测设计院. 铁路隧道设计规范(TB 10003 - 2001)[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2001.(Second Survey and Design Institute of China Railway. Design criterion of railway tunnel(TB 10003 - 2001)[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2001.(in Chinese))
- [11] 何满潮, 薛廷河, 彭延飞. 工程岩体力学参数确定方法的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(2): 225 - 229.(He Manchao, Xue Yanhe, Peng Yanfei. A new way of determining mechanical Parameters of engineering rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(2): 225 - 229.(in Chinese))
- [12] 吴鸿庆, 任 侠. 结构有限元分析[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2000.(Wu Hongqing, Ren Xia. Finite Element Analysis for Structures[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2000.(in Chinese))