高烈度地震区公路隧道明洞抗震计算分析

郭　军[1]，王明年[1]，田尚志[2]

（1. 西南交通大学土木工程学院，四川 成都 610031；2. 四川省交通厅公路规划勘察设计研究院，四川 成都 610041）

摘　要：采用 FLAC^{3D} 对 9 度地震区一实际重大工程的公路隧道明洞结构进行了抗震计算，得到了衬砌结构各控制点的加速度及内力响应规律，同时比较了不同填土厚度条件下衬砌结构的安全性能。结果表明：在 50 a 超越概率为 10%的人工合成地震波条件下，衬砌的控制设计位置为衬砌墙脚、仰拱；随着填土厚度的增加，支护结构安全系数普遍降低；拱肩部为临界稳定位置等。

关键词：公路隧道；高烈度地震；明洞；动力边界

中图分类号：U451　　**文献标识码**：A　　**文章编号**：1000－4548(2007)11－1733－04

作者简介：郭　军(1978－　)，男，湖南永州人，博士研究生，主要从事隧道地震工程及施工力学方面的研究。E-mail: junguo-phd@126.com。

Aseismatic analysis on open tunnels of freeway in seismic region with strong motion

GUO Jun[1], WANG Ming-nian[1], TIAN Shang-zhi[2]

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Highway Planning Survey & Design Institute, Sichuan Provincial Communications Departement, Chengdu 610031, China)

Abstract: Aseismatic calculation was used for the analysis on open tunnels of freeway for an important practical engineering project. The response of acceleration and internal forces of structure were described, and then the safety of structures embedded at different depths of soil was discussed. It was shown that key points controlling the structure design were the locations of the basement of sidewall and the middle part of inverted arch. The safety factor of supporting structure would decrease with the increase of thickness of filled soil, and the shoulder of arch would become the critical position of stability.

Key words: freeway tunnel; high seismic intensity; open tunnel; dynamic boundary

0　引　　言

地震烈度较低的隧道等地下结构在地震时不易发生破坏，资料显示[1]，当 PGA（地面峰值加速度）≤0.15g 时，地下结构损害轻微；PGA＝0.15g～0.45g 时，地下结构损害严重；PGA＞0.45g 时，地下结构损害非常严重。一些隧道地震资料[2-4]已经证实了这一点。明洞洞口接长段，埋深很浅，覆盖土厚度薄，且结构厚度较大，地震时属于容易发生破坏，因此，一般需要进行专门的结构计算。本文对一重大工程的明洞衬砌结构进行了抗震计算分析。

1　工程背景及概况

勒不果拉吉隧道位于北京至昆明高速公路四川境内雅安至泸沽段，全长约 2200 m。隧道洞口地层围岩分级为 V 级，地表处冲沟发育，岩石风化，节理裂隙发育或较发育，围岩稳定性差。隧址区位于安宁河活动断裂带附近，受其影响很大。地震安全性评价报告该隧址区场地设防烈度为九度，设计基本地震加速度值为 0.314g，属于高烈度地震区。因此，需要对隧道洞口明洞段、浅埋段进行专门的抗震分析，以评价其支护结构的安全性能，并为设计提供指导与参考。

2　工程地质

隧道进口处明洞设计为路堑式拱形，纵向长 20 m，截面为 12.3 m×9.8 m。所处围岩性质见图 1。

自地表以下的岩层依次为：块石质土，厚 4～10 m；块石夹土，厚 8.2～10.6 m；弱风化粉砂质泥岩，节理裂隙发育，下伏厚 10～30 m 不等；再往下为弱风化石英砂岩，根据波速测试结果，其声波测井横波

基金项目：四川省交通厅横向课题

收稿日期：2006－10－27

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

波速在 1.2 km/s 以上，可取为基岩位置。

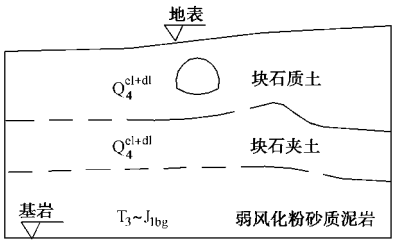


图 1 洞口明洞段地质横剖面图

Fig. 1 Geological cross-section of soil layers for open tunnel

3 地震动参数

计算采用的地震激励为地震安全评价报告[5]给出的基岩人工合成地震波，其适用情况为：50 a 超越概率 10%，阻尼比 5%。加速度峰值为 314gal，持时约为 35 s，时程曲线参如图 2 所示。

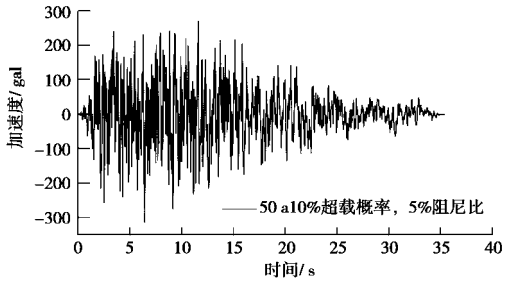


图 2 基岩加速度时程曲线

Fig. 2 Variation of acceleration for bedrock

4 动力计算模型

在 FLAC^{3D} 中采用有限离散的差分网格模拟围岩，土体为实体单元，明洞衬砌结构亦采用实体单元模拟，分别如图 3，4 所示。其中，模型的尺寸为 100 m×20 m×35 m；衬砌结构厚度 60 cm，为了比较精确地计算内力值，沿着径向划分为 5 等分。

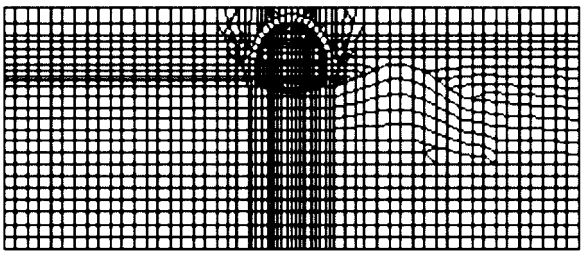


图 3 岩体有限离散网格图

Fig. 3 Finite element model of soil

应对动力计算模型的单元尺寸进行严格的控制，否则地震波在模型中的传播将产生数值上的扭曲。在此，按下式对单元大小进行控制，

$$\Delta l \le \frac{\lambda}{10} \quad , \tag{1}$$

式中，Δl 为单元的空间尺寸，λ 为与输入地震波形最高频率成分相对应的波长。本例中最高频率成分为 25 Hz，λ 取 31.3 m，则单元最大尺寸在 3.13 m 以内。

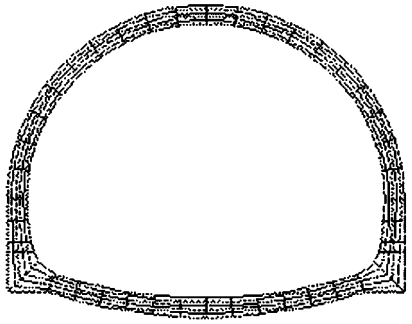


图 4 明洞衬砌有限离散网格图

Fig. 4 Finite element model of support

由于是初步设计阶段，还未有完全的三轴动力试验，暂取岩体本构为理想塑性模型，以 Mohr-Coulomb 塑性屈服准则来模拟强度准则，

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} + 2c\sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} \quad , \tag{2}$$

$$f_t = \sigma_3 - \sigma^t \quad , \tag{3}$$

式中，σ_1，σ_3 为最大、最小主应力；c，φ 为黏聚力、内摩擦角；σ^t 为抗拉强度。当 f_s>0 时发生拉伸破坏，反之发生剪切破坏。参数取值见表 1 所示。

5 阻尼与动力边界

计算采用的阻尼为 Rayleigh 阻尼，因此，需确定体系的基频 ω_{min} 及其相应的阻尼比 ξ_{min}，根据 FLAC^{3D} 动力计算结果可确定体系的 ω_{min} 为 3 Hz，ξ_{min} 根据经验取为 0.05。

以有限的区域模拟无限区域的动力计算必须考虑边界上波的传播效应，应不使波在边界上发生反射再返回到计算域中，因此，在计算中采用黏性边界，该边界在 FLAC^{3D} 模型中被称之为 free-field boundary。具体方法为：在边界之外一微小距离设立与域内网格相同的单元以模拟无限域，该单元与域内外边界单元之间以弹性及黏性元件相连，以便吸收边界的反射能量。无限域单元与边界单元间的作用力为

$$F_x = -\rho C_P (v_x^m - v_x^{ff}) A + F_x^{ff} \quad , \tag{4}$$

$$F_y = -\rho C_S (v_y^m - v_y^{ff}) A + F_y^{ff} \quad , \tag{5}$$

$$F_z = -\rho C_S (v_z^m - v_z^{ff}) A + F_z^{ff} \quad , \tag{6}$$

式中，ρ 为密度，C_P，C_S 为介质纵波与横波波速，v^m 为域内外边界节点各方向的速度，v^{ff} 为域外对应节点各方向速度，F^{ff} 为域外单元的对应节点力。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

表 1 岩层物理力学指标

Table 1 Physical properties of soil layers

力学量	密度/(kg • m^{-3})	模量/MPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	抗拉强度/kPa
块石质土	2150	35	0.42	25	30	27
块石夹土	2200	40	0.40	30	37	31
粉砂质泥岩	2410	3800	0.30	35	120	80

6　动力计算分析

以往的地震动分析多以变形分析为主，本文首先简单分析了结构的变形与频谱特性，然后着重点分析结构内力（轴力、弯矩）的变化特征及其安全性能。在分析内力时，采用弹性力学中的应力坐标系转换公式可得到局部坐标系下的衬砌单元正应力，并在其厚度上进行积分可得到轴力与弯矩。

在动力计算分析之前先生成静力场，静力分析按削坡挖土－填土－施作衬砌结构等实际过程予以考虑。

总共计算了 3 种工况，即拱顶填土厚度为 2，3，4 m 的情况。下面首先介绍单种工况下的内力分布规律，随后比较不同覆土条件下的差别。

6.1　加速度频谱特征

图 5 给出了基岩输入人工合成波时程与衬砌结构拱顶、边墙中部两监测点的加速度时程。一般情况下，衬砌结构的加速度时程比基岩输入波形要滞后，为了对比效果比较清晰，图中只给出了 5～9 s 时的时程，且将拱顶时程往前移 0.15 s，边墙中部点前移 0.1 s。

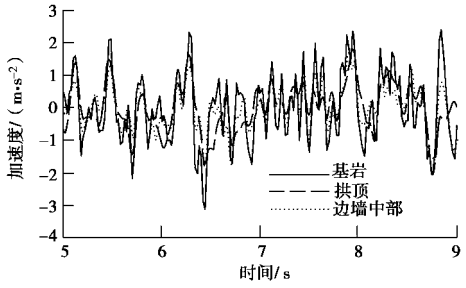


图 5 加速度波形对比

Fig. 5 Comparison of different acceleration waves

从图中可以看出，衬砌结构的加速度波形与基岩输入波形非常相似，从而其频谱特征也必然相似，说明明洞结构按照地震输入频率振动，本身的振动频率效果不显著；另外，图中亦表明其振动幅值比基岩的小，说明传递到结构的振动效果被弱化了，这反映了结构本身刚度的影响，刚度小的振动减弱，刚度大则振动加强。

6.2　内力变化规律

这里为拱顶填土土厚度 2 m 的情况，其余两种工况变化规律类似。

静力条件下的结构内力如图 6 所示。注意，由于内力关于竖轴对称，图 6 的左半部为轴力分布图，右半部为弯矩分布图。

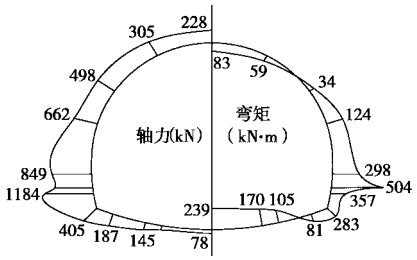


图 6 静力条件下支护结构的内力分布图

Fig. 6 Static internal force of supporting structure

观察图 7～9 可知，拱顶处的弯矩变化幅值不大，轴力幅值变化较大；拱脚处的弯矩与轴力幅值变化均较大，且存在正负弯矩的情况；墙角处轴力变化不大，但是弯矩幅值变化很大，而且绝对值很大，必然是控制设计位置。

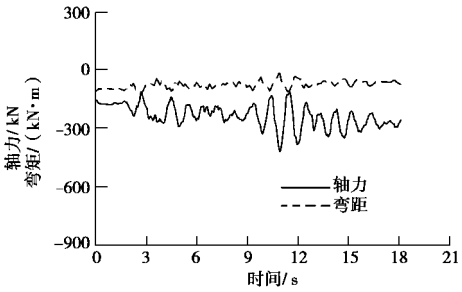


图 7 拱顶动内力时程

Fig. 7 Variation of dynamic internal forces for the crown of arch

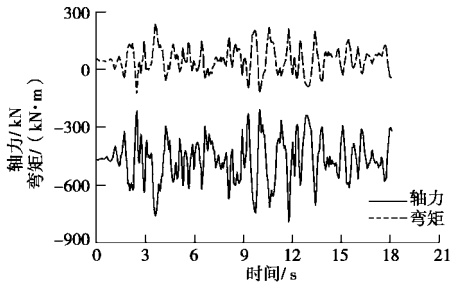


图 8 左拱脚动内力时程

Fig. 8 Variation of dynamic internal forces for the left foot of arch

在此，定义内力动力放大系数 a 及安全系数 β：

$$a=\frac{\text{静内力}}{\text{峰值动内力}}\quad , \tag{7}$$

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

$$\beta=\frac{\text{衬砌边缘峰值动正应力}}{\text{混凝土极限抗压(拉)强度}}\quad 。 \tag{8}$$

表 2 给出了各控制点位的动力放大系数值。

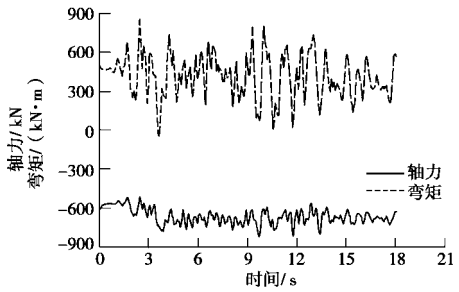


图 9 左墙脚动内力时程

Fig. 9 Variation of dynamic internal forces history for the left wall foot of supporting structure

表 2 覆土 2 m 时控制点动力放大系数

Table 2 Dynamic magnification factor for 2 m of soil thickness over the crown

位置	轴力 a	弯矩 a	β
拱顶	1.8	1.4	2.0(拉)
左拱肩	1.8	3.4	1.1(拉)
左拱脚	1.6	7.0	1.3(拉)
左墙顶	1.2	1.2	1.9(拉)
左墙脚	1.3	1.7	0.4(拉)
仰拱中部	3.6(拉)	1.1	0.8(拉)

注：“拉”代表拉力或者受拉控制。

由表 2 可知，动力条件下的内力均较静力条件下的大，衬砌结构各点位的动力放大效应不一致，具体表现为：①拱部弯矩增加较大，其中拱脚的弯矩放大倍数达到 7.0；②仰拱轴力增幅大，弯矩放大效应不大；③墙脚部静弯矩绝对值大，放大倍数也较大，达到 1.7；④从安全系数 β 来看，所有支护位置均为受拉控制，说明弯矩是地震时控制结构破坏的主导因素；⑤动力条件下墙脚及仰拱中部安全系数小于 1，说明产生了受拉破坏，需要加强配筋，以保结构安全。

6.3 不同覆土条件的结构安全性

明洞衬砌作为洞口段的接长结构，一般厚度较大，因而刚度也比较大，洞顶填土厚度应控制在一定范围内，一般情况下应该控制在 2～6 m 之内。本文计算了覆盖土厚度为 2，3，4 m 的情况。

表 3 给出了洞顶不同填土厚度条件下各控制点位置的安全系数值。

根据上表可知，随着填土厚度的增加，各控制点的安全系数均减小；拱顶安全系数减少最快，墙脚则保持在一个较低的水平；拱肩部处于临界稳定位置，如填土厚度再增加，可降至破坏状态；各填土厚度条件下，墙脚与仰拱中部均为不利位置，需要加强配筋，以保证安全。

表 3 不同填土条件下控制点安全系数 β

Table 3 Safety factor for different thicknesses of filled soil

位置	2 m	3 m	4 m
拱顶	2.0	1.7	1.4
左拱肩	1.1	1.0	1.0
左拱脚	1.3	1.2	1.1
左墙顶	1.9	1.6	1.4
左墙脚	0.4	0.4	0.4
仰拱中部	0.8	0.8	0.6

注：表中数据均为受拉安全系数。

7 结 论

（1）结构的加速度波形与基岩输入波形相似，说明其频谱特性受输入波形控制。

（2）9 度地震下的明洞结构主要受弯矩控制，控制设计点为墙脚、仰拱中部。

（3）随着填土厚度的增加，结构的安全系数降低，而拱肩部为临界稳定位置。

参考文献：

[1] 王明年. 高地震区地下结构减震技术原理的研究[D]. 成都: 西南交通大学, 1999. (WANG Ming-nian. Theoretical research of substructure aseismatic technology for high seismic zone[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 1999. (in Chinese))

[2] 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. Research survey of tunnel and aseismatic substructure [J]. World Tunnel, 1996 (5): 7－16. (in Chinese))

[3] 王秀英, 刘维宁, 等. 地下结构灾害类型及机理研究[J]. 中国安全科学学报, 2003, **13**(11): 55－58. (WANG Xiu-ying, LIU Wei-ning, et al. Classification and mechanism of substructure disasters[J]. Chinese Safety Science Academic Journal, 2003, **13**(11): 55－58. (in Chinese))

[4] 周德培. 强震区隧道洞口段的动力特性研究[J]. 地震工程与工程振动, 1998, **18**(1): 124－130. (ZHOU De-pei. Dynamic research of the entrance part of tunnel in strong seismic zone[J]. Seismic Engineering and Engineering Vibration, 1998, **18**(1): 124－130. (in Chinese))

[5] 四川赛思特科技有限责任公司. 北京至昆明高速公路四川境雅安至泸沽项目地震安全性评价报告[R]. 成都, 2005. (Sichuan Sast Tech Co., Ltd. Seismic safety appraisal report of Ya'an-Lugu freeway for Beijing-Kunming Expressway project[R]. Chengdu, 2005. (in Chinese))

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net