深埋公路隧道在双向地震动作用下的 最大动力反应分析

孙 文^{1,2},梁庆国^{1,2},安亚芳^{1,2},欧尔峰^{1,2}

(1. 甘肃省道路桥梁与地下工程重点实验室 甘肃 兰州 730070;

2. 兰州交通大学 土木工程学院 甘肃 兰州 730070)

摘 要:为了解地震对深埋公路隧道的影响,以有限元软件 MIDAS/GTS 对武罐高速公路小石村隧 道深埋段进行了单向、双向地震动作用和自重作用下的数值分析。地震动输入采用隧址区经过基 线校正的 50 年 10%超越概率的加速度时程。结果表明:双向地震作用对隧道结构的影响明显大 于单向地震作用;隧道拱脚和拱顶处为地震作用下的最危险部位;纵向与竖向地震力的共同作用对 隧道结构的影响最大。地震对深埋隧道的影响不可忽略。

关键词:深埋隧道;数值模拟;双向地震动;时程分析;最不利部位

中图分类号: TU311.3 文献标识码: A 文章编号: 1000-0844(2012)04-0369-06 DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2012.04.0369

Comparative Analysis on Dynamic Responses of Deep-seated Highway Tunnel under Bidirectional Seismic Actions

SUN Wen^{1, 2}, LIANG Qing-guo^{1, 2}, AN Ya-fang^{1, 2}, OU Er-feng^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Road & Bridge and Underground Engineering of Gansu Province, Lanzhou 730070, China;
 2. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

Abstract: The effect of earthquake actions on deep highway tunnel lining is investigated by numerical simulation using the finite element method (FEM) code MIDAS/GTS with the emphasis on the ground motions in unidirection, bidirections and on the gravity load. The acceleration time history obtained from the tunnel site with exceedance probability of 10% in 50 years is corrected with baseline before as input into simulation. The simulated results indicate that the response of tunnel lining under bidirectional seismic actions is bigger than those under unidirectional seismic action, where the arch springing and crown are the most dangerous positions under seismic forces. The combined actions of longitudinal and vertical directions will produce the biggest responses in tunnel lining. The impact of earthquake for deep tunnel can not be ignored.

Key words: Deep seated tunnel; Numerical simulation; Bidirection seismic action; Time history analysis; The most unfavorable position

0 引言

隧道结构的震动特性与地面结构有很大不同。 早期认为隧道因其围岩具有足够的刚度从而保证隧 道在地震中不会受到太大的影响,隧道结构的抗震 能力与地面结构相比具有天然的优势,故对地面结构的抗震措施研究较多^[1]。然而,近年来的几次地震中隧道结构出现的严重破坏对以上观点提出了新

收稿日期:2011-09-19

基金项目:西部交通建设科技项目(2009 318 000 102);兰州交通大学"青蓝"人才工程基金(QL-08-19A) 作者简介:孙 文(1987-)男,甘肃庆阳人,在读硕士,现主要从事岩土工程的研究工作.

的挑战,如1995年阪神地震造成灾区内10%的山 岭隧道受到严重破坏;1999年台湾集集地震后,台 湾中部距发震断层25km范围内的44座受损隧道 中严重受损者达25%,中等受损者25%;2008年汶 川地震中附近地区的大部分隧道也出现了严重的损 坏^[2-3]。

目前隧道与地下结构的抗震分析方法主要有原型观测、模型试验和数值模拟等几类。有很多种数 值模拟的方法和相应的软件,如有限元方法的 AN-SYS^[4]、有限差分法的 FLAC3D^[5] 和离散元的 UDEC 等^[6],其中尤以有限元方法的使用最为广泛, 已成功应用于多个隧道与地下结构的抗震分析。

通常在隧道的有限元数值分析中多仅考虑单一 方向的地震波施加^[7],然而很多情况下地震动方向 与隧道是斜交的,此时隧道可能由此而发生多个方 向的震动。所以,本文采用 MIDAS/GTS 软件分别 对模型施加单向和双向地震作用,通过对比在自重 作用、单向和双向地震作用下隧道衬砌结构的动力 响应特点,得出在更接近真实地震情况下的隧道抗 震设计的建议,为工程实践应用提供一定的参考。

1 工程概况

武罐高速是兰州至海口国家高速公路的重要组 成部分,位于甘肃省与四川省交界的山岭地区。本 文选取该段线路的特长隧道之一——小石村隧道进 行数值分析。小石村隧道隧址区位于西秦岭山地中 低山地貌的峡谷地带。隧道左线全长3424 m,隧 道最大埋深约224.8 m;右线全长3367 m,隧道最 大埋深约220 m。研究段为 V 级围岩,按新奥法施 工;采用复合式衬砌,二次模筑衬砌拱部、边墙采用 C25 防水混凝土,仰拱采用 C25 普通混凝土。

2 数值模型

2.1 计算软件

采用 MIDAS/GTS(2.60 版本)模块进行隧道 地震动力响应分析,故以下有关理论方法及参数选 取等参照 MIDAS/GTS 的软件功能来论述。

2.2 单元类型及有限元模型

模型采取的计算范围:X方向120 m、Y方向15 m、Z方向264 m。隧道跨度10.25 m,净空高度5 m,初衬厚度0.35 m,二次衬砌厚度0.5 m,洞间距 39 m,如图1所示。其中水平横向地震动沿X轴方 向(垂直于隧道轴向)输入,水平纵向地震动沿Y轴 方向(隧道轴向)输入,垂直向地震动沿Z轴方向 (重力方向)输入。为了提取轴力、弯矩、剪力数据、 模型中二次衬砌采用板单元模拟。



图 1 计算模型 Fig. 1 Computational model.

根据研究需要,对应力应变复杂且重要的衬砌 部位及其周围围岩依据衬砌形状特点采用均匀密集 的网格划分,由衬砌向水平两侧和向深度方向随距 离的增加,均匀划分的网格可逐渐放大。网格划分 采用8节点单元,节点总数39003个,单元总数207 943个。

2.3 本构模型与计算参数

对围岩和初期支护等实体单元,采用 Mohr-Coulomb 屈服准则及弹塑性增量型本构关系。根 据设计资料和《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)^[8],确定衬砌和 V级围岩的静力学参数,其中 围岩参数取规范给出范围的中间值。在进行动力计 算分析时,由于应变率效应,动力学参数将在静力学 参数的基础上有所增大,故对动力学计算参数依照 王思敬等拟合出的动弹性模量(E_a)和静弹性模量 (E_a)的经验公式 $E_a=0.026E_a^{1.7}$ 确定^[0]。动泊松比 则近似按 0.8 倍的静泊松比确定^[10]。其余参数则 保持不变。计算出的经过修正以后的围岩和衬砌的 力学参数如表 1。

2.4 模型地震波选取及振型组合方式

在地震反应分析中,常使用离散的载荷列表,因 此在施加之前有必要进行滤波和基线校正,即通过 在原始加速度时程上增加一个低频率的波形(多项 式或周期函数),使最终的速度和位移均为0。本研 究中的地震动加速度时程由中国地震局兰州地震研 究所提供,其超越概率为50年10%。经基线校正 的小石村隧道的地震加速度时程曲线如图 2 所示, 其中加速度峰值为 - 251.94 cm/s²,出现在 5.560 s,震动主要集中在 5~15 s之间。

表	1	静力与	经修正	后的动力	」学计算	物理力	学参数
---	---	-----	-----	------	------	-----	-----

荷载类型	材料类型	容重γ /[kN/m ³]	弹性模量 E/Gpa	泊松比 µ	粘聚力 C/Mpa	内摩擦角 φ ^{/°}	剪切模量 G/Gpa
		18.5	1.5	0.40	0.18	24	0.536
静力	初衬 C25 喷射混凝土	22	23	0,20	4.0	55	9.583
	二衬 C25 混凝土	23	29.5	0.20	—	_	12.292
		18.5	11.1	0.36	0.18	24	4.211
动力	初衬 C25 喷射混凝土	22	28.8	0.16	4.0	55	12.392
	二衬 C25 混凝土	23	36.9	0.16			15.894





垂直向地震动取相应水平向地震动峰值的 2/3^[11],其余水平横向(X向)输入和纵向输入(Y 向)时,直接取经过基线校正的地震动加速度时程曲 线。双向地震波组合方式:XZ、XY、YZ。

3 计算方法

3.1 振型分析

首先对模型进行振型分析,求取有限元体系的 特征周期,以计算其阻尼参数。在 MIDAS/GTS 中,进行特征值分析时采用弹性边界条件,一般用曲 面弹簧来定义,弹簧系数用地基反力系数计算,方法 如下:

垂直地基反力系数

$$k_{v} = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_{v}}{30}\right)^{-3/4} (\text{kgf/cm}^{3}) \qquad (1)$$

水平地基反力系数

$$k_{h} = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_{h}}{30}\right)^{-3/4} (\text{kgf/cm}^{3})$$
 (2)

其中: $k_{v0} = \frac{1}{30} \cdot aE_0 = k_{h0}; B_v = \sqrt{A_v}; B_h = \sqrt{A_h};$

 E_0 为地基弹性系数,取 150 MPa; α 为经验系数, 一般取 1.0; A_v , A_h 分别是地基的竖直方向和水平方

向面的截面积。

根据上述方法求得的最大周期分别为 1.140 s 和 0.516 s,依次作为求取瑞利阻尼参数的输入值, 继而进行数值模型的时程分析^[12]。

3.2 边界条件

动力分析时,适应于一般静力学分析的边界条件会由于波的反射作用而产生较大误差,故采用 1972 年 Lysmer 和 Wass 提出的粘性边界(Viscous Boundary)。在 MIDAS/GTS 有限元分析软件中通 过曲面阻尼弹簧来实现。为了定义粘性边界需要计 算相应的岩土体在 *X*,*Y*,*Z* 方向上的阻尼,单位面 积上的阻尼按式(3)和(4)计算:

法向阻尼常数

$$C_{p} = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} =$$
$$W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{W \times 9.81}} = c_{p} \cdot A \qquad (3)$$

切向阻尼常数

$$C_{s} = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}} =$$

$$W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{W \times 9.81}} = c_{s} \cdot A \qquad (4)$$

其中, λ 为体积弹性系数 (MPa), $\lambda = \frac{vE}{(1+v)(1-2v)}$; G为剪切模量 (MPa), G = $\frac{E}{2(1+v)}$; E为弹性模量 (MPa); v 为泊松比。

4 计算结果和分析

4.1 监测点分布

动力有限元数值计算结果的监测点分布如图 3 所示。其中,位移、速度、加速度监测点 22 个,轴力、 弯矩、剪力监测点 16 个。 由于数值模型的结果在纵向(Y方向)变化不 大,且根据文献[13]的研究,在地震中隧道的二次衬 砌往往会整体垮塌,为抗震的主体部分^[13],在地震 动过程中的最大反应一般是动力分析和抗震设计的 重点,故以下只给出部分关于隧道二次衬砌最外侧 截面最大动力反应的结果。



Fig. 3 Distribution of observation points on the lining.

4.2 双向地震动作用与单向地震动作用

首先对单向地震动作用下的隧道模型进行了计 算,对各监测点峰值进行了分析,得出了隧道在受单 向地震动作用时易发生破坏的位置,然后输入双向 地震动,对比单向地震动作用与双向地震动作用时 隧道的动力响应。在单向地震动的工况分为三种, 即地震动分别从 X 向、Y 向和 Z 向输入,所用地震 动波形与双向地震动的波形相同。通过计算,得知 模型在地震动输入为 Y 向时各项数值最大,原因是 水平向地震动保留了地震的大部分能量。一般的隧 道动力分析都采取水平向地震动进行计算,所以在 后面单、双向地震动结果对比中以Y向地震动的数 据为基准。单向地震动作用与双向地震动作用类 似,易破坏位置都集中在拱顶,拱脚部位。相对于单 向地震动作用,双向地震动作用的峰值均大于单向。 单向和双向地震动各有三种方向组合,选取单、双向 地震动作用中产生最大位移的组合(Y、YZ),分别绘 制单、双向地震动作用下拱顶处最大位移时程曲线 (图 4)。





Fig. 4 Comparison of maximum displacements under unidirectional and bidirectional motions.

两种情况的位移时程走势较为相似,但双向地 震动作用的位移幅度明显大于单向地震动。两种工 况拱顶最大位移出现在 9.200 s 附近,而地震加速 度时程曲线的最大值出现在 5.560 s,体现出了位移 在地震作用下的滞后性。

4.3 双向地震动作用位移、速度、加速度

当地震动输入方向为 YZ 组合时,二次衬砌产

生的位移值最大,位移云图如图5所示。

从云图中看出结构各部位位移差值不大。通过 数据的对比发现,产生位移最大值的组合为 YZ 组 合,其值为 350.5 mm,位于右拱肩;产生速度最大 值的组合为 XZ 组合与 YZ 组合,其值为 25.7 cm/ s,位于左拱腰;产生加速度最大值的组合为 YZ 组 合,其值为 2.5 m/s²,位于拱顶。此外,已知在位移 值中各组合中最大值出现在 YZ 组合,计算得 XZ、 XY 组合最大值分别是 YZ 组合的 98% 和 67%;速 度最大值中各组合中最大值出现在为 XZ、YZ 组 合,计算得 XY 组合最大值是 XZ、YZ 组合的 87%;加速度最大值中各组合中最大值出现在 XZ、 YZ 组合,计算得 XY 组合最大值是 XZ、YZ 组合的 92%。由最大值的出现位置可发现,拱顶,拱腰处是 地震动作用下的易破坏位置,在隧道施工中应注意 这些位置的抗震强化。

在单向地震动作用中,计算得水平向地震动(Y 向)时位移、速度、加速度峰值分别为 3.34 mm, 2.99 cm/s,1.18 m/s²。双向地震动作用位移、速 度、加速度最大值与单向地震动作用对比如表 2 所 示。



[DATA] TH: xsc032-lyz, 时程分(max), DZ(V)



Fig. 5 Maximum displacement nephogram in Z direction of second liner under YZ combine motions.

表 2 双向地震动与单向地震动作用最大位移、速度、 加速度对比

参数	XZ/Y/%	<i>XY/Y/%</i>	YZ/Y/%
最大位移对比	146.53	100.00	149.21
最大速度对比	115.25	100.00	115.25
最大加速度对比	109.65	100.88	109.65

由表 2 可知,双向地震动组合为 XY 时,隧道二 次衬砌的各项峰值与单向地震动的峰值大小十分接 近,可见 Z 向地震动是使隧道结构产生破坏的主要 因素。

4.4 双向地震动作用轴力、弯矩、剪力结果

对比分析表明,轴力出现最大值的组合为 YZ 组合,其值为1220 kN,XY组合略小;弯矩出现最 大值的组合为 YZ 组合,其值为 71.77 kN · m,XY 组合略小;剪力出现最大值的组合为 XY 组合,其值 为 60.26 kN,YZ 组合略小。隧道二衬右拱脚处弯 矩(YZ)、左拱脚剪力(XY)时程曲线如图 6。

图 6(a)中,弯矩最大值为 71.77 kN•m,出现 在 6.000 s,地震加速的最大值出现在 5.560 s,可见 结构弯矩对地震作用的响应较为及时。图 6(b)中, 剪力的最大值为 60.26 kN,出现在 11.040 s,但在 5.560 s 附近剪力值明显较大,和地震动的同步作用 较为明显。

此外在轴力值中,各组合中最大值出现在 YZ



left arch springing of lining (YZ).

组合,计算得 XZ、XY 组合最大值分别是 YZ 组合的 21%、89%;弯矩值中各组合中最大值出现在 YZ 组合,计算得 XZ、XY 组合最大值分别是 YZ 组合的 25%、96%;剪力值中各组合中最大值出现在 XY

组合,计算得 XZ、YZ 组合最大值分别是 XY 组合的 42%、91%。

由峰值出现的位置发现,拱脚,及拱顶处是地震动中的易破坏位置。特别轴力和剪力最大值多出现 在拱脚处,在拱脚处应注意轴向受拉破坏和剪切破 坏;剪力峰值还在拱顶出现,因此拱顶的剪切破坏也 不容忽视。

单向地震动作用中,水平向(Y向)地震动作用 下轴力、弯矩、剪力的最大值分别为1110 kN, 66.68 kN•m,51.41 kN。双向地震动作用轴力、弯 矩、剪力最大值与单向地震动作用对比如表3所示。 表3 双向地震动与单向地震动最大轴力、弯矩、剪力对比

参数	XZ/Y/%	XY/Y/%	YZ/Y/%
最大轴力对比	23.05	97.48	109.91
最大弯矩对比	26.48	103.55	107.63
最大剪力对比	49.60	117.21	106.34

由表3可知,双向地震动组合为XZ时,其产生的峰值偏小,可见隧道纵向(Y向)的地震力对隧道 结构轴力、弯矩、剪力的影响较小。

不论是位移、速度、加速度,还是轴力、弯矩、剪 力的峰值多发生在拱脚,拱顶部位,与已有的研究结 果类似^[14]。

4.5 自重作用与地震作用对比

一般认为,地震对深埋隧道的影响较小,因此计算了隧道在自重作用下的响应后,将自重作用,单向 地震作用,双向地震作用下的隧道结构的位移和抗 压安全系数进行了对比,安全系数根据《公路隧道设 计规范》(JTG D70-2004)^[8]进行计算。

以拱顶为例,自重作用、单向地震作用、双向地 震作用竖向(Z向)最大位移分别为 4.6 cm、22.9 cm、35.0 cm,单向、双向地震作用分别是自重作用 位移的 5 倍和 7.6 倍,明显大于自重作用的位移值。



Fig. 7 Comparison of the compression safety factors.

同时对各工况,使用轴力、弯矩数据对隧道二衬 各监测点的抗压安全系数 K 进行了计算,如图 7 所 示。柱状图表示安全系数, $R_1 = K(单向)/K(自重); R_2 = K(双向)/K(自重), 从位移和安全系数$ K 两个方面的对比结果,都说明地震作用对深埋隧道的影响是不可忽略的,应该注意地震作用对深埋隧道的影响,特别是考虑双向地震动的效应。

5 讨论与结论

(1)轴力峰值较一般论文偏小^[15],分析原因系 一般研究普遍采取的是 50 年超越概率 2%的地震 波,其强度大于本文中采取的 50 年超越概率 10% 的地震波。另外本文采用的动弹性模量和动泊松比 比静力参数有所提高,相当于使围岩性质变好,级别 提高,故结构的动力响应有所减小。

(2)峰值多出现在拱脚和拱顶处,可见隧道结构的拱脚和拱顶处在地震中受到的影响相对于其他 部位更大,说明隧道衬砌的连接部位特别是拱脚是 隧道抗震的薄弱环节。在设计时可对以上部位做加 固处理,如配置一定数量的构造钢筋,增加柔度等。

(3)各双向地震动作用下,YZ 方向时隧道结构 受力最大,可见隧道在受到纵向与竖向组合的地震 力作用时,即可认为地震动方向与隧道走向平行或 者接近时会对衬砌产生较大影响。Z向(竖向)地震 动作用对隧道结构的影响较大。

(4) 在隧道的设计中,为了更加接近实际,保证 隧道的安全性能,应在单项地震动的基础上,考虑双 向地震动作用的效应适当加强隧道的强度设计。

(5) 在地震作用下,特别是强震作用,深埋隧道的抗震问题是不可忽略的。

[参考文献]

- [1] 刘玮,吴志坚,马宏旺,等. 汶川 8.0级地震甘肃陇南地区建筑 震害调查[J]. 西北地震学报,2010,32(2):180-185.
- [2] 安永林,彭立敏,黄娟. 地震时隧道衬砌受力敏感性的简化理 论分析[J]. 西北地震学报,2008,30(3):261-265.
- [3] 陈正勋,王泰典,黄灿辉.山岭隧道受震损害类型与原因之案 例研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(1):45-57.
- [4] 程选生,田瑞瑞,王俊岭,等.大跨度无衬砌蛋形黄土隧道围岩
 结构的静力和地震动稳定性分析[J].土木工程学报,2010,43
 (增刊):582-587.
- [5] 钟志辉,刘祚秋,杨光华,等. 基于 Midas/GTS 的 FLAC3D 边 坡建模技术及工程应用[J]. 西北地震学报,2011,33(增刊); 261-265.
- [6] 张国华.大断面隧道爆破开挖围岩损伤范围试验研究及数值 计算[J].岩石力学与工程学报,2009,28(8):1610-1619.

(下转382页)

差分层析成像[J]. 地球物理学报, 2002, 45(3):362-369.

- [3] 嘉世旭,张成科,赵金仁,等. 华北东北部裂陷盆地与燕山隆起 地壳结构[J]. 地球物理学报, 2009,52(1): 99-110.
- [4] 嘉世旭,齐诚,王夫运,等.首都圈地壳网格化三维结构[J].
 地球物理学报,2005,48(6):1316-1324.
- [5] 王帅军,张先康,张成科,等.武清一北京一赤城二维地壳结构 和构造[J].地球物理学报,2007,50(6);1769-1777.
- [6] 刘保金,胡平,孟勇奇,等.北京地区地壳精细结构的深地震反射剖面探测研究[J].地球物理学报,2009,52(9):2264-2272.
- [7] Colin A Zelt, P J Barton. 3D seismic refraction tomography: A comparison of two methods applied to data from the Faeroe Basin[J]. J. Geophys. Res., 1998,103, 7187-7210.
- [8] Priyank Jaiswal, Colin A Zelt, et al. 2-D traveltime and waveform inversion for improved seismic imaging. Naga Thrust and Fold Belt, India[J]. Geophys. J. Int., 2008,173,642-658.
- [9] Hole J A. Nonlinear High Resolution Three-Dimensional Seismic Travel Time Tomography [J]. J. Geophys. Res.,

1992,97(B5):6553-6562.

- [10] Vidale John. Finite-difference calculation of travel times[J].
 Bulletin of the Seismological Society of America, 1988, 78(6); 2062-2076.
- [11] Vidale John. Finite-difference calculation of traveltimes in three dimensions[J]. Geophysics, 1990: 55, 521-526.
- [12] Toomey D R, Solomon S C, Purdy G M, Tomographic imaging of the shallow crustal structure of the East Pacific Rise at 9°30¾ N[J]. J. geophys. Res. 1994.99,24135-24157.
- [13] 张元生,徐果明. 联合利用走时与波形反演技术研究地壳三
 维速度结构([):理论与方法[J]. 西北地震学报,1998,20
 (2):8-15.
- [14] 张元生,徐果明. 联合利用走时与波形反演技术研究地壳三
 维速度结构(Ⅱ):应用[J]. 西北地震学报,1998,20(3):44-51.
- [15] 王椿庸,张先康,丁志峰,等.大别造山带上部地壳结构的有限 差分层析成像[J].地球物理学报.1997,40(4):459-501.

(上接 374 页)

- [7] 何伟,陈建云,温瑞志.竖向地震动对软土地铁隧道地震响应 影响分析[J].四川大学学报(工程科学版),2010,42(5):271-276、
- [8] 中华人民共和国行业标准. 公路隧道设计规范(JTG D70-2004)[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [9] 王思敬,吴志勇,董万里,等.水电工程岩体的弹性波测试[C] //中国科学院地质研究所.岩体工程地质力学问题(三)[G]. 北京:科学出版社,1980:229-253.
- [10] 戴俊.岩石动力学特性与爆破理论[M].北京:冶金工业出版 社,2002:147-149.

- [11] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 1988:155.
- [12] 潘昌实.隧道力学数值方法[M].北京:中国铁道出版社, 1995:260-269.
- [13] 高波,王峥峥,袁松,等,汶川地震公路隧道震害启示[J].西 南交通大学学报,2009,44(3);336-341.
- [14] 高峰,任侠. 黄土窖洞地震反应分析[J]. 兰州铁道学院学报, 2001,20(3):12-18.
- [15] 皇民,高波,魏来.高烈度区隧道洞口地段响应研究[J].地震 研究,2008,31(2):180-185.