

文章编号: 1005-0523(2007)05-0060-04

# 上海某越江盾构隧道的地震响应分析

刘鑫, 宫全美, 汤梅芳

(同济大学 道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 200092)

**摘要:**以上海某越江盾构隧道为例, 采用二维动力有限元模拟的方法, 分析了地震荷载作用下盾构隧道的动力响应, 得到了在7度地震作用下, 地表土体、隧道周围土体的动剪应力比、动孔压比以及水平方向的加速度. 除此之外还得到地震荷载作用下隧道结构、轨道梁的动剪应力, 得出了一些具有实际意义的结论, 为以后的盾构隧道的设计和施工提供参考.

**关键词:**隧道工程; 盾构隧道; 地震响应; 等效线性模型

中图分类号: TU352

文献标识码: A

## 1 引言

20世纪5、60年代以后, 随着各国经济建设的发展, 城市化进程加速, 为解决城市建设中的各种问题, 地下空间开发逐渐得到重视, 地下结构的建设也逐渐增多, 如地铁、地下停车场、地下街、各种地下管线等.

全世界每年平均发生破坏性地震近千次, 其中震级达7级或7级以上的大地震约十几次, 特别是1995年神户地震(亦称日本兵库县南部地震)中, 神户市许多地下结构受到了不同程度的破坏, 特别是部分地铁车站和区间隧道受到严重破坏. 由此引起了人们对地下结构抗震设计研究的极大重视<sup>[1][2]</sup>.

国内关于场地地震响应, 王建华定性地提出了若干问题, 周健等对上海软土地基下建筑物抗震稳定性作了分析<sup>[3]</sup>, 土层地震反应计算是工程场址地震安全性评价工作中的重要一环.

本工程穿越的是软弱土层, 在地震作用下易产生不均匀沉陷, 可能导致隧道结构破坏或止水措施失效, 因此本课题首先对越江盾构隧道地基土的地震响应及其对隧道结构的影响进行了研究. 从而为类似工程的抗震设计提供依据.

## 2 有限元计算原理与方法

### 2.1 动力有限元方程

主要采用动力有限元法, 地震反应的有限元求解方程为:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (1)$$

式中  $u, \dot{u}, \ddot{u}$  分别是单元结点的位移、速度、加速度,  $F(t)$  是结点动荷载.  $[M]$  是整体质量矩阵, 可用集中质量法求得, 即假定每个单元的质量集中在结点上,  $[K]$  为整体刚度矩阵, 可用常规有限元法求得,  $[C]$  为整体阻尼矩阵, 由单元的阻尼矩阵集合而成, 单元阻尼矩阵可表达为:

$$[m]_q = \alpha_q [m]_q + \beta_q [k]_q \quad (2)$$

式中,  $[m]_q$  和  $[k]_q$  是  $q$  单元的质量矩阵和刚度矩阵. 其中  $\alpha_q, \beta_q$  可由下式确定:

$$\begin{cases} \alpha_q = \lambda_q \omega_1 \\ \beta_q = \lambda_q / \omega_1 \end{cases} \quad (3)$$

式中,  $\lambda_q$  为  $q$  单元的阻尼比;  $\omega_1$  为振动体系基本圆频率.

### 2.2 等效线性模型

采用等效线性模型中的 Davidenkov 模型的土骨架曲线作为土体动力本构模型<sup>[4]</sup>, 具体描述如下:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - H(\gamma) \quad (4)$$

其中:

$$H(\gamma) = \left[ \frac{(|\gamma|/\gamma_r)^{2B}}{1 + (|\gamma|/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (5)$$

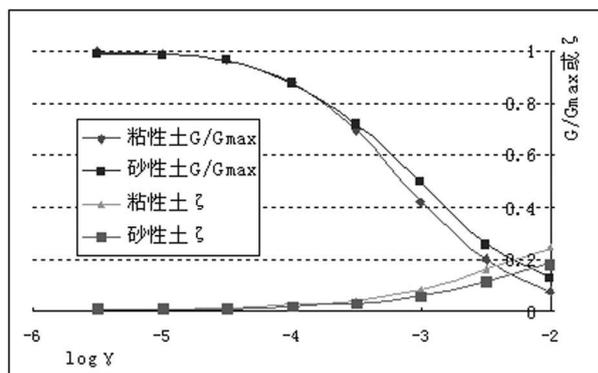
$$G_{\max} = \rho V_s^2 \sigma'_0 \quad (6)$$

式中:  $A$ 、 $B$  是试验参数;  $G_{\max}$  是最大动剪切模量,  $\rho$  是土的密度,  $V_s$  是土的剪切波速,  $\gamma_r$  是参考剪应变,  $\sigma'_0$  是土的平均有效围压. 对于土的滞回曲线  $D/D_{\max} \sim \gamma$ , 根据有关试验结果可以用如下经验公式表示:

$$\frac{D}{D_{\max}} = \left( 1 - \frac{G}{G_{\max}} \right)^\beta \quad (7)$$

其中,  $D_{\max}$  为最大阻尼比,  $\beta$  为  $D \sim \gamma$  曲线的形状系数, 对于大多数土,  $\beta$  的取值在 0.2~1.2 之间. 采用等效线性迭代技术, 即每次迭代计算中各土单元采用与剪应变水平相一致的剪切模量  $G$  和阻尼比  $\zeta$ [5]. 此时, 土的动力非线性性能可用一个参数和两条曲线表示: 最大剪切模量  $G_{\max}$ 、剪切模量与剪应变  $\gamma$  的关系曲线  $G/G_{\max} \sim \gamma$  和阻尼比与剪应变的关系曲线  $\zeta \sim \gamma$ .  $G/G_{\max} \sim \gamma$  和  $\zeta \sim \gamma$  如表 1.

表 1 上海土的  $G/G_{\max} \sim \gamma$  和  $\zeta \sim \gamma$  曲线



### 2.3 孔隙水压力模型

在地震荷载作用下, 超孔隙水压的产生将引起有效应力的减小; 如果土体属于各向同性固结, 有效应力可能减小到 0; 当超孔隙水压不断产生时, Seed 及 Lee(1966 年)认为超孔隙水压增大到有效应力土体开始液化[6]. 曾经有人用过许多方法, 做过许多试验来判断潜在的液化区域并预测地震荷载下的孔隙水压力. 一种普遍被接受的方法是 Seed 等人于 1967 年创立的循环应力法, 孔压比与循环次数比之间的关系式如下所示:

$$\frac{u_{\text{excess}}}{\sigma'_{3c}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[ 2 \left( \frac{N}{N_f} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right] \quad (8)$$

式中:  $u_{\text{excess}}$  为超孔隙水压力,  $\sigma'_{3c}$  为围压,  $\alpha$  为常数, 一般取 0.7;  $N$  为震动次数;  $N_f$  为达到破坏所需的振动次数.

### 2.4 边界条件的处理

对于土性较软弱的地基, 反射波能在土体中很快消散, 因此可以采用同静力计算一样的方法, 在离建筑物一定距离(一般可视具体情况选择 5~10 倍建筑物直径处)将土体截断建立边界条件. 因此分析时采用的是下边界固定, 两侧竖向约束及增大邻近边界阻尼比的方法.

### 2.5 地震参数的选取

地震波引起的震动大致可分为: 介质的竖直震动和介质的水平震动. 其中水平震动可分为: 沿隧道轴线方向的水平震动和垂直于轴线方向的水平震动. 从现场观测、动静模型试验结果看, 地表的位移有水平和竖直位移, 其中大多数情况下以水平位移为主, 隧道的破坏主要由水平震动引起的[6].

由于缺乏强震记录, 上海市区目前尚无本地区的实测地震动衰减规律可供计算分析直接参照, 故本课题选用唐山宁河地震波, 其加速度随时间的变化曲线见图 1, 同时根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001), 上海的抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10 g. 因此对盾构隧道地基土的地震响应分析采用 7 度、设计基本地震加速度值 0.10 g 进行计算.

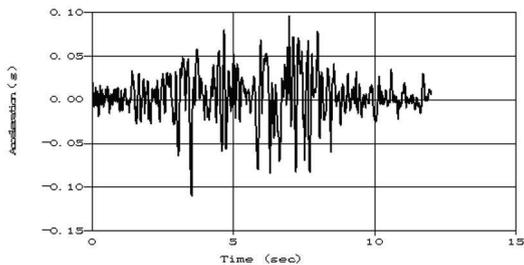


图 1 唐山地震波

计算中选用 100 m 作为基岩面, 场地卓越周期为 0.7 s.

根据豪斯耐特(G·W·Housner)给出的强震持续时间与震级之间的关系曲线, 求地上海地区的强震持续时间约为 12 s(按震中距为南海震源 150 km 测算).

## 3 计算结果与分析

### 3.1 有限元网格及整理数据时的特征点

计算中建立的有限元网格及整理数据时的特征点见图 2. 图中点 A、B、C 位于土体中, 点 A1、B1、C1 位于隧道管片内.

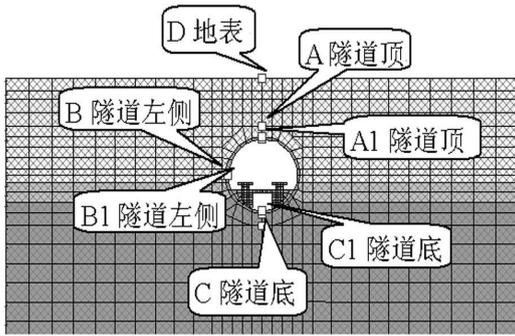


图2 有限元网格及特征点

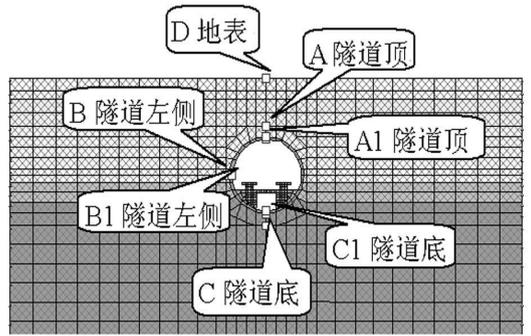


图3 隧道局部纵断面图

3.2 地基土计算参数

表2 计算断面各土层计算参数

土层	名称	重度 $\gamma$ (kPa/m)	粘聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi$ /度
①-1	人工填土	17.4		
②	褐黄色粉质粘土	18.6	23	13.5
③	灰色淤泥质粉质粘土	17.6	14	12.5
④	灰色淤泥质粘土	16.7	14	9.5
⑤-1	灰色粘土	17.6	8	25.5
⑤-2	灰色粘质粉土	18.3	12	19.5
⑤-3	灰色粉质粘土	17.8	17	15.5
⑦	灰色粉砂	18.1	4	32.0
⑧	灰色粉质粘土	20.5	18	15.0

3.3 计算断面的选取以及计算结果与分析

根据隧道纵断面情况,选用五个断面进行计算,各断面上覆土层厚度及水深见表3.

表3 选取的计算断面

断面	隧道外径/m	上覆土厚/m	水深/m
1	14.5	11.72	0
2	14.5	29.41	0
3	14.5	45.00	0
4	14.5	30.68	11.8
5	14.5	30.40	4.0

经过计算得到地震荷载作用下各断面最大动剪应力(kPa)或动剪应力比如表4所见.

表4 各断面最大动剪应力(kPa)或动剪应力比

部 位		断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	断面 5
断面埋深		11.72	29.41	45.00	30.68	30.40
动剪应力比	土体					
	隧道底点 C	0.032	0.04	0.074	0.08	0.06
	隧道顶点 A	0.188	0.07	0.052	0.12	0.07
	隧道两侧点 B	0.093	0.06	0.052	0.10	0.07
最大动剪应力	盾构					
	隧道两侧点 B1	68.0	22.3	75.4	23.5	29.0
	隧道顶点 A1	45.1	30.1	14.6	30.0	34.0
	隧道底点 C1	33.5	37.1	14.7	40.1	40.0
	轨道梁	6.7	4.4	15.0	4.6	9.2
轨道梁与中板连接处		45.1	34.8	60.0	38.0	27.5

地震荷载作用下各断面孔压比( $u_{excess}/\sigma'_{3c}$ )如表5所见.

表5 各断面孔压比

土体部位	断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	断面 5
隧道底点 C	0.003	0.004	0.004 5	0.004	0.017
隧道顶点 A	0.280	0.004	0.004 7	0.004	0.006
隧道两侧点 B	0.010	0.003	0.003 2	0.003	0.005

由此可见,在7度地震荷载作用下,土体中最大动剪应力比出现在地表中心或隧道顶,为0.313;最大动孔压比出现在隧道顶,为0.280,对隧道的稳定性影响不大;与自由场地相比,由于隧道结构刚度的影响,在地震荷载作用下,地面及隧道周边的地震响应增大.

通过5个断面地震响应的比较分析,可知埋置较深的地铁隧道地震响应不明显,隧道周围的动剪

应力及动孔压均相对较小,其响应更接近自由场地.

地震作用下,隧道拱腰处管片内产生的最大动剪应力为 68 kPa,其余部分均较小;由于应力集中效应,轨道梁与中板连接处产生的动剪应力最大达 60 kPa.

## 4 结论

在有效应力动力分析方法的基础上,采用等效线性化方法的动力计算模型,研究了在 7 度地震下隧道-土体体系的地震反应,得到以下结论:

(1) 盾构隧道附近的地震响应有放大趋势,放大效果与隧道埋深、隧道周围的土层性质有关.埋深越浅,隧道开挖对场地的地震响应影响越大,隧道周围土体及隧道结构的响应增大效应越大.

(2) 各断面计算中土层最大动剪应力比及孔压比均出现在隧道附近及地表附近,孔压比平均为 0.003,最大值 0.280;动剪应力比最大为 0.313;各断面计算中隧道结构中最大动剪应力为 68.0 kPa,轨

道梁处动剪应力均小于 50 kPa;

(3) 埋置较深隧道的地震响应明显减小,最大动剪应力比小于 0.1,动孔压比小于 0.01,管片及轨道梁处的动剪应力均小于 40 kPa.其地震响应更接近自由场地,即隧道对场地地震响应的影响减小,其地震安全性也较高.

## 参考文献:

- [1] 郑永来,杨林德.地下结构抗震[M].同济大学出版社,2005.
- [2] 潘昌实.隧道地震灾害综述[J].隧道及地下工程,1990,11,(2).
- [3] 白冰,周健.软土地层隧道抗震稳定分析[J].佛山科学技术学院学报(自然科学版),2001,(3).
- [4] 杨小礼,李亮.层状地基中交通隧道地震反映分析[J].长沙铁道学院学报.2000,(12).
- [5] 陈国兴,孙士军.上海引水工程过江管线抗震分析[J].南京建筑工程学院学报,1998,(1).
- [6] 邹德高.饱和砂土地基中地下管线的振动台试验数值模拟分析[J].水利学报.2004,(12).

# Analyses for Seismic Response of Shield Tunnel across the Huangpu River in Shanghai

LIU Xin, GONG Quan-mei, TANG Mei-fang

(Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Taking a shield tunnel across the Huangpu river as an example, by two-dimension nonlinear dynamic finite element analysis, this paper analyzes the dynamic response of shield tunnel under seismic loading of earthquake intensity of 7. After analyzing the ratio of dynamic shear stress and dynamic pore water pressure, and the horizontal acceleration of the soil on surface of earth and around the tunnel as well as the dynamic shear stress of structure of tunnel and beam of guide-way, some conclusions of practical significance are made, which provide references to design and construction of further shield tunnel.

**Key words:** tunnel engineering; shield tunnel; seismic response; equivalent linear model