

# 越江隧道抗震稳定性计算

徐建平<sup>1,2</sup>, 肖宏彬<sup>2</sup>, 周 健<sup>3</sup>

(1. 武汉长江隧道建设有限公司, 湖北 武汉 430010; 2. 湖南工业大学 土木工程学院, 湖南 株洲 412008;  
3. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘要:** 根据越江工程场地地震安全性评价报告和地质调查报告, 在室内动力试验的基础上, 采用有限元有效应力动力分析法, 研究了隧道结构的动力响应和地基土的液化情况, 利用拟静力法对隧道抗滑稳定性进行了校核, 得出了该隧道抗震稳定性满足要求的结论, 并提出了能进一步增强隧道抗震性能的建议。

**关键词:** 地震液化; 盾构隧道; 抗震稳定性; 有效应力原理; 震陷

中图分类号: U459.5

文献标识码: A

文章编号: 1673-9833(2007)02-0021-05

## Counting Analysis on Seismic Stability of River-Crossing Tunnel Project

Xu Jianping<sup>1, 2</sup>, Xiao Hongbin<sup>2</sup>, Zhou Jian<sup>3</sup>

(1. Yangtze River Tunnel in Wuhan Construction Limited Company, Wuhan 430010, China;  
2. School of Civil Engineering, Hunan University of Technology, Zhuzhou Hunan 412008, China;  
3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The ground layer is saturated with soft clay and sand in tunnel of Yangtze River-crossing project, which will easily lead to the phenomenon of liquefaction or earthquake-induced settlement under 7 degree earthquake. Therefore, seismic stability analysis of the whole structure-soil system is essential for us to adopting corresponding measures. According to the data of soil dynamic test, it compute the seismic response of the tunnel by finite element method based on effective stress principle, and analyze the anti-sliding stability subsequently by using pseudo-static approach. Then with the results of calculation, we draw a conclusion that the tunnel will be stable and also present some valuable suggestions.

**Key words:** earthquake liquefaction; shield tunnel; seismic stability; effective stress principle; earthquake-induced Settlement

## 0 前言

某越江隧道所穿越的土层主要由饱和软粘性土与砂性土组成, 地震时容易产生液化、震陷的危害。该越江隧道所在地区地震设防烈度为7度, 位于地震危险区。因此, 有必要对隧道的抗震稳定性进行分析, 以便采取相应的工程技术措施。

该越江隧道长约8.9 km, 2条圆形盾构隧道内径均为13.7 m, 外径均为15.0 m。工程为覆盖区域较大的重要生命线工程, 且地处长江口, 地震和工程地质条件较为复杂。1996年11月9日, 在长江口以东海域就发生了一次6.1级地震; 1997年8~9月, 在长江口发生过

一次小震群, 记录到小震30多次, 最大震级为 $M_s 3.7$  ( $M_L 4.2$ )级。另外, 根据勘测报告, 该工程场地100 m深度范围内揭遇的土层均属第四系沉积物, 主要由饱和软粘性土与砂性土组成, 地震时容易产生液化、震陷的危害。因此, 结合该工程特殊的地质工程特性, 分析和研究越江通道在地震作用下抗震特性及液化加固措施将具有重要的现实意义。

## 1 工程地质条件

越江隧道江心处的工程地质剖面如图1所示。南港江心隧道抗震设计断面处地层可分为8层, 自上而

收稿日期: 2007-01-10

作者简介: 徐建平(1971-), 男, 湖北恩施人, 武汉长江隧道建设有限公司高级工程师, 博士, 主要从事隧道工程研究与建设。

下分别为：①<sub>2</sub> 淤泥；④ 灰色淤泥质粘土；⑤<sub>1,2</sub> 灰色淤泥质粉质粘土；⑤<sub>2</sub> 灰色粘质粉土夹深层粉质粘土；⑤<sub>3</sub> 灰色粉砂夹砂质粉土；⑨<sub>2</sub> 灰色中砂；⑩ 灰色粘土；⑪<sub>1</sub> 灰色细砂。拟建盾构隧道埋深最深处距江底 20 m 左右。

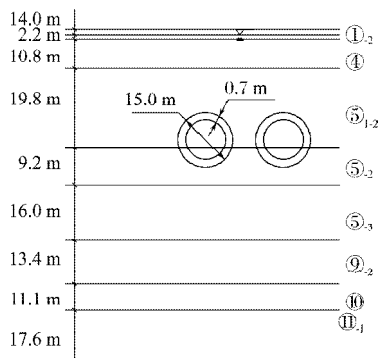


图 1 越江隧道江心处的隧道断面地层示意图

Fig. 1 Diagram of cross section of Yangtze River tunnel and stratum

## 2 软土室内动力试验

根据室内动力试验分析及参考上海地铁新客站附近的砂性土<sup>[1]</sup>，上海地区典型的淤泥质粘土的试验数据资料<sup>[2]</sup>，获得工程场地软土的动强度、孔压上升、残余应变规律如下。

### 2.1 动强度

定义动强度  $R_f$  为循环动应力  $\sigma_d$  与初始平均固结应力  $\sigma'_0 = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}$  的比值，即  $R_f = \frac{\sigma_d}{\sigma'_0}$ ，则  $R_f$  与破坏周数  $N_f$  之间的关系可归纳为下式：

$$R_f = aN_f^b, \quad (1)$$

式中：等压固结时， $N_f$  取双幅应变达到 5% 时的振动周数；

偏压固结时， $N_f$  取最大剪应变幅达到 5% 时的振动周数；

对砂性土， $a=0.71$ 、 $b=-0.059$ ；

对粘性土， $a=0.553$ 、 $b=-0.058$ 。

### 2.2 振动孔隙水压力上升规律

循环应力比  $\eta^*$  与相对加荷周数  $N_R$ 、振动孔压  $p_g$  与  $\eta^*$  的关系分别如式 (2)、(3)。

$$\eta^* = \frac{(N_R)^{c_2}}{c_1 - (c_1 - 1)(N_R)^{c_2}}, \quad (2)$$

$$\frac{p_g}{U_f} = \frac{\eta^*}{c_3 - (c_3 - 1)\eta^*}, \quad (3)$$

式中： $\eta^* = \frac{\eta_{p,c} - \eta_s}{\eta_f - \eta_s}$ ， $\eta_{p,c}$ 、 $\eta_s$ 、 $\eta_f$  分别为当前的、初始的、破坏时的有效应力比；

$$N_R = \frac{\lg(N_i + 1)}{\lg(N_f + 1)}, \quad N_i \text{ 为当前加荷周数；}$$

$U_f$  为破坏时的振动孔压；

对于砂性土： $c_1=7$ 、 $c_2=1.5$ 、 $c_3=0.4$ ；

对于粘性土： $c_1=2.7$ 、 $c_2=1.5$ 、 $c_3=0.5$ 。

### 2.3 软土的残余应变

为考虑地震引起的永久变形，提出确定不排水残余应变  $\varepsilon_p$  的方法<sup>[3]</sup>：

$$\varepsilon_p = \frac{\eta^*}{d + (20 - d)\eta^*}, \quad (4)$$

式中， $d$  为试验参数，对于灰色砂质粉土， $d=8$ ；对淤泥质粉质粘土， $d=3$ 。

崇明越江通道工程按 7 度抗震设防。下面利用有效应力动力有限元方法对江心隧道埋深最深处结构—地基土体系的横向剖面进行地震动力响应分析。

## 3 动力有限元分析

### 3.1 材料静、动力本构模型

对结构混凝土材料的静、动力本构关系采用简单的线弹性模型，软土静力本构关系采用 Duncan-Chang 模型，动力本构关系采用 Hardin-Drnevich 模型。

### 3.2 有效应力动力分析方法

结构—土体系动力响应的控制方程采用 Biot 方程的有限元离散形式，如式 (5)、(6) 所示。

$$[\bar{K}]\{\delta\} + [Q]\{P\} + [M]\{\dot{\delta}\} = \{F\}, \quad (5)$$

$$[Q]^T\{\dot{\delta}\} + [H]\{P\} = \{\bar{F}\}, \quad (6)$$

式中： $[\bar{K}]$  为刚度矩阵；

$[Q]$  为耦合矩阵；

$\{\delta\}$  为位移向量；

$\{\dot{\delta}\}$  为速度向量；

$\{\ddot{\delta}\}$  为加速度向量；

$[M]$  为质量矩阵；

$[P]$  为固结残余孔隙水压力向量；

$[H]$  为渗透矩阵。

计算时首先将地震动过程分为若干时段，分时段求解方程式 (5)、(6)，根据本时段末的总位移及有效应力，按本构关系计算新的动剪切模量和阻尼系数，形成下一时段迭代计算的初始劲度矩阵、耦合矩阵、渗透矩阵，如此循环往复，直至计算结束。具体计算步骤可参考文献[4]。

### 3.3 地震动输入

地震动输入采用自基岩面垂直入射的剪切波。加速度时程分别采用唐山、苏南 2 条实际地震记录和 50 年超越概率为 2% 的一条人造地震波，如图 2 所示。根据上海 7 度地震设防区的要求和工程场地条件，计算时把输入地震曲线的幅值和卓越周期进行了调整。

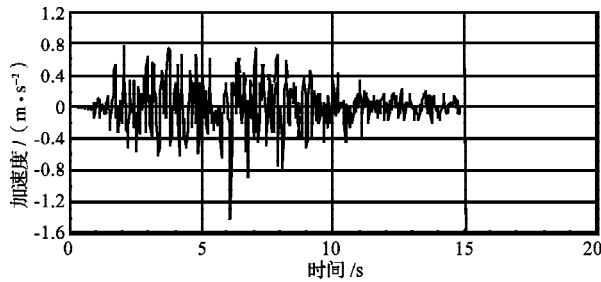


图2 上海50年超越概率为2%的基岩地震加速度时程曲线

Fig.2 Curve of earthquake acceleration of bedrock ( $P=2\%$ ), Shanghai

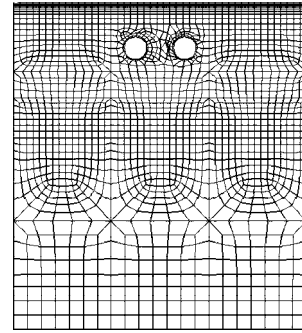


图3 隧道江心横断面分析模型

Fig.3 Model of section analysis of tunnel under Yangtze River

3.4 有限元网格剖分图

计算断面取江心隧道埋深最深处横向断面, 宽度取180 m, 深度取200 m。有限元网格剖分如图3所示。

3.5 计算参数

根据岩土工程勘察报告, 可得到有关材料的动、静力学参数如表1。

表1 材料动、静力学参数

Table 1 Dynamic and static parameters of material

| 序号 | 土层            | 平均厚度 /m | $D_{max}$ 动阻尼比 | 密度 $/(kN \cdot m^{-3})$ | 有效重度 $/(kN \cdot m^{-3})$ | $C$ /kPa   | $\sin \phi'$ | 邓肯张模型计算参数 |       |                 | $K_{2, max}$     | 泊松比  | 渗透系数       |
|----|---------------|---------|----------------|-------------------------|---------------------------|------------|--------------|-----------|-------|-----------------|------------------|------|------------|
|    |               |         |                |                         |                           |            |              | $R_f$     | $n$   | $k$             |                  |      |            |
| 1  | 淤泥            | 1.70    | 0.30           | 1.60                    | $6.00E+00$                | $1.00E+01$ | 0.087        | 0.678     | 0.465 | $7.000\ 00E+01$ | $1.470\ 00E+03$  | 0.45 | $1.57E-06$ |
| 2  | 灰色淤泥质粘土       | 11.60   | 0.30           | 1.73                    | $7.30E+00$                | $1.30E+01$ | 0.160        | 0.678     | 0.465 | $1.000\ 00E+02$ | $2.470\ 00E+03$  | 0.41 | $1.57E-06$ |
| 3  | 灰色淤泥质粉质粘土     | 12.30   | 0.31           | 1.79                    | $7.90E+00$                | $1.50E+01$ | 0.347        | 0.650     | 0.400 | $2.000\ 00E+02$ | $3.450\ 00E+03$  | 0.37 | $7.10E-06$ |
| 4  | 灰色粘质粉土夹薄层粉质粘土 | 10.40   | 0.31           | 1.82                    | $8.20E+00$                | $6.00E+00$ | 0.474        | 0.650     | 0.400 | $2.000\ 00E+02$ | $3.450\ 00E+03$  | 0.37 | $7.10E-06$ |
| 5  | 灰色粉砂夹砂质粉土     | 12.20   | 0.30           | 1.90                    | $9.00E+00$                | $3.00E+00$ | 0.512        | 0.800     | 0.500 | $3.200\ 00E+03$ | $8.300\ 00E+03$  | 0.27 | $8.60E-06$ |
| 6  | 灰色中砂          | 25.50   | 0.30           | 2.04                    | $1.04E+01$                | $1.00E+00$ | 0.546        | 0.840     | 0.500 | $4.800\ 00E+03$ | $1.206\ 00E+04$  | 0.28 | $6.00E-05$ |
| 7  | 灰色粘土          | 7.35    | 0.25           | 1.88                    | $8.80E+00$                | $3.60E+01$ | 0.321        | 0.664     | 0.500 | $3.500\ 00E+03$ | $1.259\ 900E+04$ | 0.33 | $7.00E-06$ |
| 8  | 灰色细砂          | 18.95   | 0.30           | 1.94                    | $9.40E+00$                | $2.00E+00$ | 0.528        | 0.840     | 0.500 | $4.800\ 00E+03$ | $1.383\ 800E+04$ | 0.28 | $1.10E-05$ |
| 9  | C30混凝土        |         | 0.17           | 2.50                    | $1.50E+01$                | $1.00E+03$ | 0.643        | 0.640     | 0.170 | $2.000\ 00E+05$ | $1.250\ 000E+07$ | 0.16 | $3.00E-04$ |

3.6 计算成果分析

计算表明, 50年超越概率为2%的人造地震动作用下, 地基土的动孔压比最大值约为0.7, 基本无液化危险。计算得到动孔压比值如图4所示。采用其它两种地震动输入也得到一致的结论。因此, 可判定地基抗液化稳定性满足要求。根据计算得到的震陷等值线图(图5), 最大震陷量约3 mm, 差异沉降则更小, 引起的隧道附加应力可以忽略不计, 因此可认为震陷对隧道结构基本没有影响。

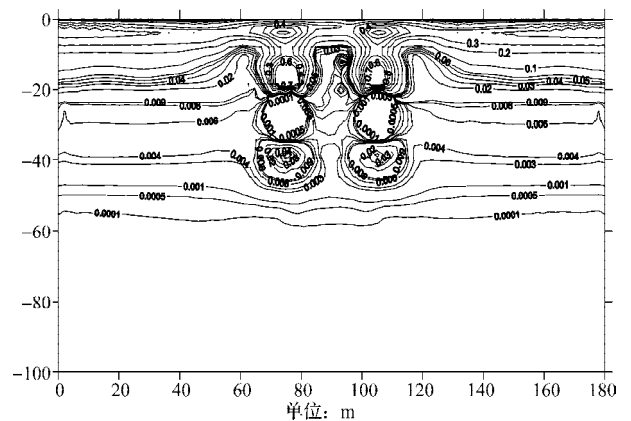


图4 2%地震孔压比等值线图(横断面)

Fig.4 Contour map of ratio of interseptal water pressure under earthquake wave (cross section)

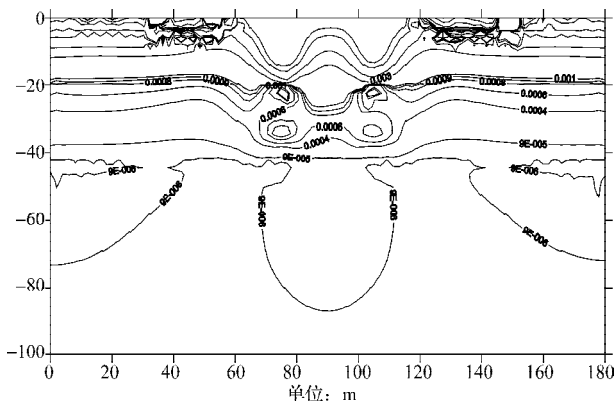


图5 2%地震震陷等值线图

Fig. 5 Contour map of earthquake settlement

### 4 拟静力分析

为便于工程实际应用, 本文根据地震烈度所确定的地震系数获得地震惯性力, 把惯性力作用于结构上, 用拟静力方法进行抗滑、抗浮验算。拟静力法计算时将时刻都在变化着的振动应力状态假定为静止的惯性力  $S$ , 作用位置在构件重心处, 计算式为:

$$S = \frac{\tau}{g} Q = K_c Q, \quad (7)$$

式中:  $\tau$  为给予结构物的加速度;

$g$  为重力加速度;

$K_c$  为地震系数;

$Q$  为构件某部分的质量。

地震系数的计算式为<sup>[5]</sup>:  $K_c = K_0 \cdot v_1 \cdot v_2 \cdot v_3$ ,

式中:  $K_0$  称为标准地震系数, 可由该地区的基本烈度确定。按7度抗震设防时,  $K_0$  取为0.1;

$v_1$  为重要度修正系数;

$v_2$  为地层性质的修正系数;

$v_3$  为埋置深度的修正系数。

本文计算中  $v_1$  取1,  $v_2$  取1.2,  $v_3$  取1.0, 并有  $K_c = 0.12$ 。

#### 4.1 地震时的主动土压力与被动土压力

地震时, 地层的内摩擦角要发生变化, 因此, 在计算地震时的主动土压力中, 需用  $\varphi - \beta$  代替  $\varphi$ 。其中  $\varphi$  为土壤内摩擦角,  $\beta$  为地震角,  $\beta = \arctan K_c$ , 7度地震区  $\beta = 1^\circ 30'$ 。

在计算时, 地震的主动土压力取  $q_1$ 、 $q_2$  (见图6)。为安全起见, 地下水位以下的土体容重不考虑浮力作用, 土容重  $\gamma$  取与无地下水时相同, 水土合算, 以近似考虑动水压力。

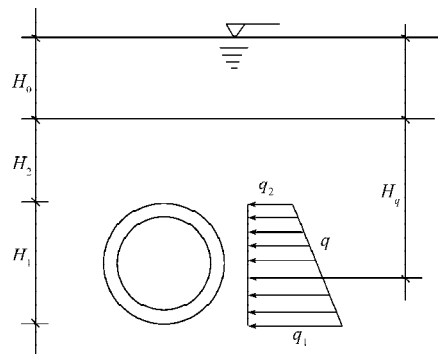
计算公式如下:

$$q_1 = \gamma(H_1 + H_2) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right) = \sum_{i=1}^m \gamma_i h_i \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_i - \beta}{2} \right),$$

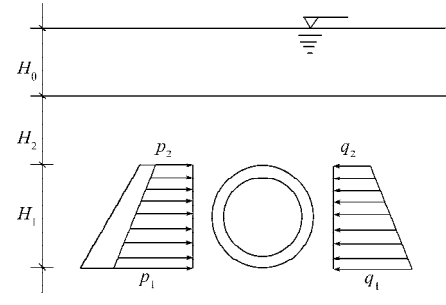
$$\sum_{i=1}^m h_i = H_1 + H_2,$$

$$q_2 = \gamma H_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right) = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_i - \beta}{2} \right),$$

$$\sum_{i=1}^n h_i = H_2。$$



a) 地震时的主动土压力与水压力



b) 地震时的被动土压力

图6 越江隧道的主动、被动土压力情况  
Fig. 6 Active and passive earth pressure of Yangtze River tunnel

结构物在单侧受到主动土压力后, 在另一侧则产生水平抵抗反力。为安全起见, 地下水位以下的土体考虑浮力影响, 取浮容重:

$$p_1 = \gamma_1(H_1 + H_2) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi - \beta}{2} \right) = \sum_{i=1}^n \gamma_{1i} h_i \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_i - \beta}{2} \right),$$

$$\sum_{i=1}^m h_i = H_1 + H_2,$$

$$p_2 = \gamma H_2 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi - \beta}{2} \right) = \sum_{i=1}^m \gamma_i h_i \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_i - \beta}{2} \right),$$

$$\sum_{i=1}^n h_i = H_2。$$

式中  $\gamma_1$  为土的浮容重。

## 4.2 地震时的抗滑稳定性分析

将有关土性参数代入, 可得到地震荷载作用下作用在隧道上的均布水平惯性力为:

$$S = K_h \frac{mg}{D}$$

式中: 水平地震系数  $K_h = K_c$ ;

$mg$  为衬砌结构的质量;

$D$  为衬砌外径。

经计算,  $S=6.29$  kN/m。

将有关的参数代入, 可计算得到如图 6a) 向左的合力:

$$F = S + \frac{q_1 + q_2}{2} D = 6.29 + \frac{385.77 + 249.52}{2} \times 15.2 = 4834.49 \text{ kN/m,}$$

向右的总抵抗反力:

$$R = \frac{P_1 + P_2}{2} D = \frac{377.74 + 189.71}{2} \times 15.2 = 4312.62 \text{ kN/m。}$$

显然, 在地震荷载作用下,  $F > R$ 。  $F - R = 521.87$  kN/m 的不平衡力将由隧道衬砌结构与周围土体的摩阻力平衡。摩阻力的计算公式如下:

$$f = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} R \sin \alpha \times f_c \times \cos \alpha d\alpha = R \times f_c,$$

$f_c$  为隧道衬砌结构与土体的静摩擦系数, 这里近似取成⑤<sub>1-2</sub>、⑤<sub>2</sub> 层砂土的平均内摩擦系数, 计算得到

$$f_c = \frac{\tan(12.9^\circ) + \tan(28.3^\circ)}{2} = 0.384,$$

$$f = 4312.62 \times 0.384 = 1565.05 \text{ kN/m。}$$

因此, 对于 7 度地震, 盾构隧道的抗滑稳定性满足要求。

## 5 结论与建议

1) 动力有限元分析表明, 在 50 年超越概率为 2% 的地震动作用下, 地基土基本无液化危险。

2) 拟静力分析表明, 在 7 度地震作用下, 隧道抗滑稳定性满足要求。

3) 适当减薄构件厚度, 加大截面的含钢筋率, 合理增加受压钢筋, 以加大构件的韧性和结构延性, 可以进一步增强隧道抵御震陷的能力。

4) 管段结合部分是水下管道的薄弱部位, 地震发生时如接头错动, 将导致江水渗透甚至涌水, 造成严重后果。另外, 在盾构隧道与竖井的连接部位, 由于结构刚度的变化, 在地震作用下容易导致应力集中而造成破坏。因此, 建议管段纵向接缝采用柔性抗震缝, 除了设置有抵抗压力的橡胶垫片外, 还可以加用抵抗拉力的  $\Omega$  型钢板, 使接缝的变形量可达到极限状态, 接缝所具有的弹性变形能力能容许地震所导致的足够的变形量, 并能充分吸收因温度变化产生的伸缩变形; 另外, 还可以抵抗受压线圈的反作用抗力。管段和竖井连接段的柔性接缝可采用不连续可动式抗震接头装置, 除采用橡胶垫圈接缝外, 沿纵向加用预应力钢拉索作为地震时的限位装置, 设置垂直和水平剪切键。此外, 隧道与竖井间的抗震接头, 可以配置多个油减震器。

### 参考文献:

- [1] 周健, 胡晓燕. 上海软土地下建筑物抗震稳定分析[J]. 同济大学学报, 1998, 26(5): 492-497.
- [2] 黄雨, 陈竹昌, 周红波. 上海软土的动力计算模型[J]. 同济大学学报, 2000, 28(3): 359-363.
- [3] Zhou Jian, Du Jian. Analysis of foundation settlement due to earthquake[C]// Yeung Albert T, Guy Y Fello. Vertical and horizontal deformations of Foundations and Embankments. New York: Published by ASCE, 1994: 798-805.
- [4] 谢康和, 周健编. 岩土工程有限元分析理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [5] 苏燕. 软土地层地下建筑物地震风险管理及保险研究[D]. 上海: 同济大学地下建筑与工程系, 2005.