

文章编号:1671-6833(2012)05-0061-05

公路跑道粉砂土路基地震液化及稳定性研究

郑元勋, 黄静卿

(郑州大学 水利与环境学院, 河南 郑州 450002)

摘要: 依托实际工程,利用FLAC计算程序,分别基于库伦模型和Byrne模型对地震荷载作用下公路跑道粉砂土路基的地震响应进行了分析,详细分析了地震强度对粉砂土路基地震响应的影响. 研究结果表明:当只考虑路堤下粉土为库伦模型时,路基不会出现液化,但是路基坡脚处可能出现瞬时屈服. 当考虑路堤材料为液化模型时,路面有可能处于受拉状态,路堤底部有可能屈服,路基土有可能产生液化. 随着加速度峰值的增加,路堤内拉力区和屈服区的范围增大,液化出现的可能性也增大,尤其当地震加速度达到 $0.1g$ 时,路基土存在液化的可能性.

关键词: 粉砂土;公路跑道;地震荷载;动力响应;液化

中图分类号: U416.2 **文献标志码:** A **doi:**10.3969/j.issn.1671-6833.2012.05.014

0 引言

公路跑道兼有交通战备项目的应急机场功能和高速公路项目的地面交通功能,公路跑道项目的修建是一项社会经济发展规划与国防交通运输保障相结合的工程,是在交通建设贯彻国防要求的具体体现. 粉砂土路基的稳定性对高路公路及公路跑道的服务质量及使用寿命具有重要的影响,且粉砂土在动力及地震荷载作用下易发生液化现象,进而导致公路及公路跑道的破坏^[1-5]. 研究表明,目前,国内外针对粉砂土的研究多集中在粉砂土路基施工技术及检测方法^[6-10]、粉砂土路堤累积变形及变形指标和粉砂土路基冻胀性能的研究等^[11-13],而针对粉砂土路基地震液化及稳定性研究、尤其是涉及到公路跑道粉砂土路基地震液化及稳定性的研究相对匮乏,因此,开展公路跑道粉砂土路基地震液化及稳定性研究具有非常重要的理论和现实意义.

1 公路跑道粉砂土路基数值模型的建立

1.1 模型参数设置

以郑民高速公路为例,根据勘察报告,场地钻探深度范围主要由粉砂、粉土组成,本区第①②层

为局部可液化地层,综合判定该场区液化等级为轻微.

开封市抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度值为 $0.1g$,设计地震分组为第一组,拟建物抗震设防类别为丙类. 20 m内波速在140~250 m/s,场地类别为3类,场地特征周期为0.45 s. 根据场区地质、地形、地貌条件判别,该区属建筑不利地段. 地下水位埋深1.7~1.8 m,年变幅1 m左右.

取泊松比 $\mu = 0.35$,根据勘察得到的剪切波速反算得路基土剪切模量 $G = 30.38$ MPa,体积模量 $B = 91.14$ MPa,同理取路堤土剪切模量 $G = 35.67$ MPa,体积模量 $B = 107.02$ MPa. 根据经验取路堤土的黏聚力 $c = 20$ kPa,摩擦角 $\varphi = 28^\circ$,路基土的黏聚力 $c = 10$ kPa,摩擦角 $\varphi = 23^\circ$.

1.2 模型尺寸确定、边界条件处理

计算时取路宽28.5 m,路堤高3 m,坡度1:3. 计算域水平方向从路堤坡脚向两侧各取45 m,向下取25 m. 考虑到场地类别为3类,特选取地震波输入为:1994年6月17日的NORTHRIDGE EARTHQUAKE(图1),并峰值分别调整 $0.1g$.

计算时,第一步先施加固定边界约束,保证模型在平面应变下进行静力计算,即仅在重力作用

收稿日期:2012-03-28;修订日期:2012-05-17

基金项目:中国博士后面上基金资助项目(20110491008);港口海岸及近海工程国家重点实验室开放基金(LP1113);河南省教育厅科学技术研究重点项目资助(12A580003).

作者简介:郑元勋(1978-),男,郑州大学讲师,博士,博士后在读,主要从事道桥方向的教学及科研工作,E-mail:yxzheng@zzu.edu.cn.

下算至平衡.图2为计算网格,图3和图4分别为初始孔压和初始竖向应力云图.

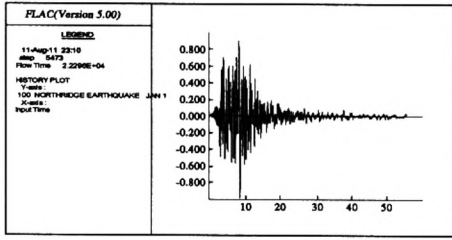


图1 NORTHBRIDGE地震波

Fig.1 NORTHBRIDGE seismic wave

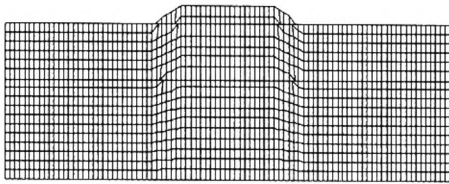


图2 计算网格

Fig.2 Computing Grid

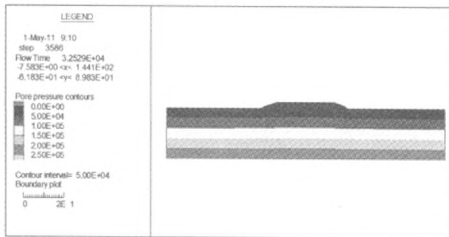


图3 初始孔压

Fig.3 Initial pore pressure

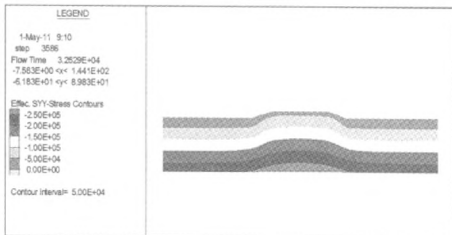


图4 初始竖向应力

Fig.4 Vertical pressure

数值模拟采用瑞利阻尼.瑞利阻尼需要设置两个参数:模型的临界阻尼比和基频(一阶固有频率).模型固有频率的确定可以通过对模型在只有重力加速度的情况下进行动力模拟,显示在一定时步内模型中某点的速度或位移关于时间的曲线,即估计得到模型固有频率的大约值.这里取主频2.22的0.5%作为瑞利阻尼参数,并取计算时间40 s.然后将地震动荷载的加速度时程离散为数据表(Table)的形式.由于本模型底面设置了完全不反射的安静边界,所以需将加速度时程经频域一次积分得到速度时程,然后转换为应力时

程从模型底面输入.

判断液化区域时,当计算单元的有效应力小于等于零或动抗剪强度小于动剪应力时即可认为该单元发生液化.

2 库伦模型的地震分析

整个计算域内的土体采用库伦模型来处理.地震作用导致的动态体积变化能使这些材料中的孔隙水压力发生改变,然而,也能因颗粒重组导致孔隙水压力不发生变化,为了能使孔隙水压力随体积而改变,必须指定水体积模量的实际值,本文设置为 2×10^9 Pa,这样设置考虑了土体中所含空气的影响.此阶段,假定动态激励过程存在的时间远小于孔隙水压力消散所需时间,因此此阶段不使用地下水流动模型.

图5为路堤底部中点的超孔压随时间的变化图.该图表明,路基内孔压累积不多,25 s后已几乎不再变化.图6为路面中点相对于模型底部的水平位移和竖向位移.很明显,40 s后路面位移趋于零.图7为计算结束(40 s)时竖向有效应力分布云图.该图表明,整个计算域内有效应力都处于压缩状态,按照土力学的定义,即有效应力都大于零,没有出现孔隙压力超过(或等于)正应力的情况,即不会出现液化现象.但图8表明,路堤坡脚处附近在地震过程中可能瞬时处于屈服状态.

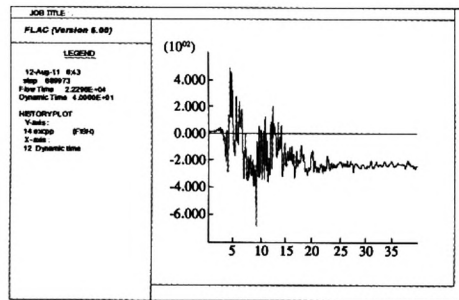


图5 路堤底部中点的超孔压随时间的变化图

Fig.5 The variation of pore pressure over time of bottom halfway point of embankment

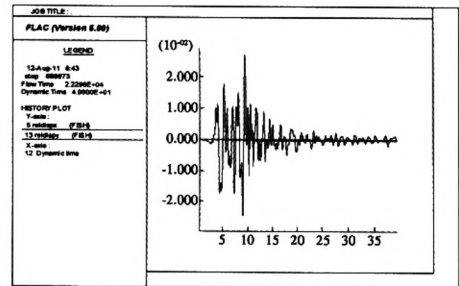


图6 路面中点相对于模型底部水平位移和竖向位移
Fig.6 Road midpoint relative to the horizontal displacement and vertical displacement of the model bottom

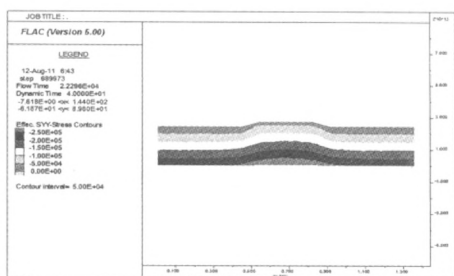


图7 40 s 竖向有效应力分布

Fig. 7 Vertical effective stress distribution of 40 s

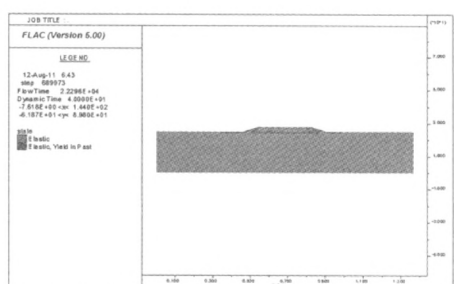


图8 各区域所处状态

Fig. 8 The state of each region

3 Byrne 模型的地震分析

将原地面下 6 m 内路基土改为 Byrne 液化模型,参数参照标准贯入试验取值,当标准锤击数小于 15 击时,Byrne 参数为: $C_1 = 0.2947$, $C_2 = 1.357$.

图 9 为路堤底部中点的超孔压随时间的变化图.很明显,路基内孔压累积较多,大约在 12 s 时,此处累计超孔隙水压约 55 kPa;以后略有消散,但在计算结束(40 s)时仍有约 50 kPa,即大部分都没有消散.图 10 为 40 s 内路面中点相对于模型底部的水平位移和竖向位移变化情况.该图表明,约 6 s 后,路面产生了竖向的永久变形,并且该竖向变形在 6 ~ 12 s 内随时间而迅速增大,以后渐趋稳定,计算结束时,其值约为 8 ~ 9 mm.

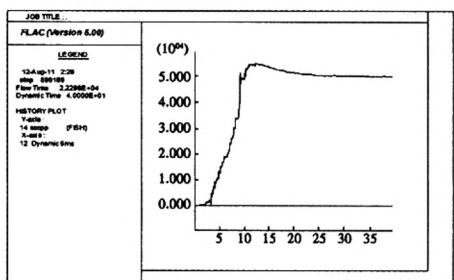


图9 路堤底部中点的超孔压随时间的变化图
Fig. 9 The versus time diagram of the excess pore pressure of the midpoint of the embankment bottom

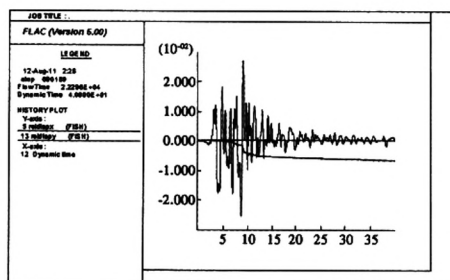


图10 40 s 内路面中点相对于模型底部的水平位移和竖向位移

Fig. 10 The road midpoint relative to the horizontal displacement and vertical displacement of the model bottom within 40 s

图 11 为 40 s 时计算域内的竖向有效应力分布云图.该图表明,路堤下较大范围内竖向有效应力值偏小,有液化可能.这也可从示于图 12 的计算域竖向对称线上的水平向有效应力分布曲线得到验证:在路面下 9 m 以内水平向有效应力不足 5 kPa.

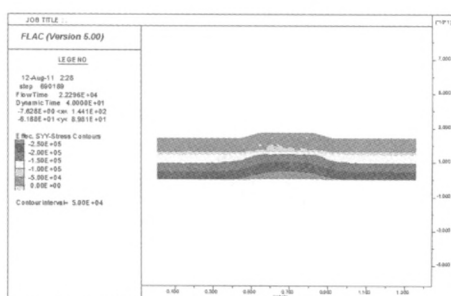


图11 40 s 后有效应力分布

Fig. 11 The effective stress distribution after 40 s

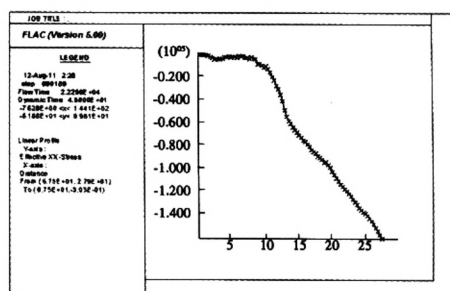


图12 40 s 后路堤对称面上的水平向有效应力

Fig. 12 The horizontal effective stress of embankment symmetry plane after 40 s

4 地震强度影响分析

为考察地震强度的影响,这里也分别将地震加速度峰值调整为 0.05 g 和 0.2 g 进行了计算.

图 13 ~ 16 为加速度峰值为 0.05 g 的计算结果.图 13 表明,路堤内孔压在约 12 s 内累积很

快,但随后基本稳定,直至计算结束,但最大仅约 24 kPa,不足加速度峰值为 0.1 g 时的一半. 图 14 表明,路面竖向永久位移很小. 图 15 表明,尽管计算域内竖向对称面上的水平向有效应力在路面下 3~9 m 内有所减小,但都仍然较大. 图 16 表明,路堤边坡在坡面附近有可能瞬时出现屈服现象,但整体看,破坏区范围远没有加速度峰值为 0.1 g 时大.

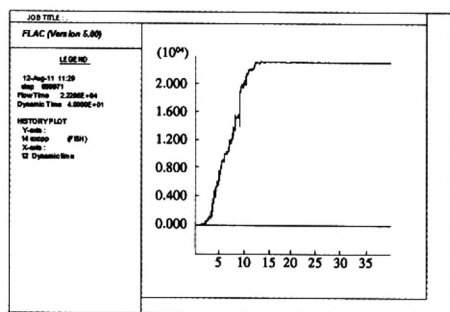


图 13 路堤底面中点超孔压变化规律

Fig. 13 The variation of excess pore pressure of the embankment underside midpoint

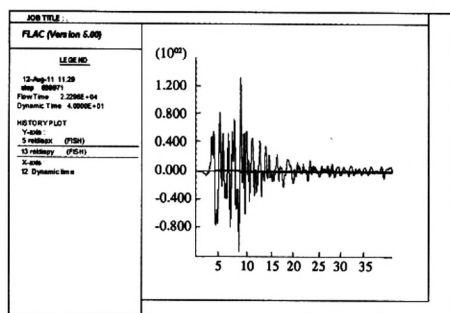


图 14 路面中点相对于底部的水平位移和竖向位移

Fig. 14 The horizontal displacement and vertical displacement of road midpoint relative to bottom

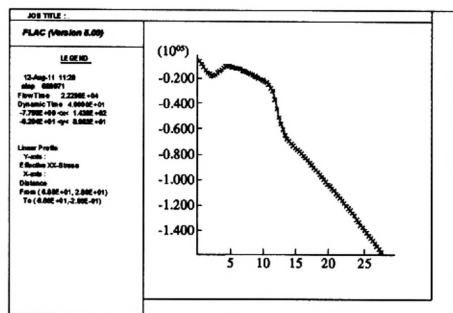


图 15 40 s 时计算域对称面上的水平向有效应力

Fig. 15 Horizontal effective stress of the computational domain symmetry plane at 40 s

图 17~图 19 为加速度峰值调整为 0.2 g 时的计算结果. 图 17 为路堤底部中点超孔压的累积变化规律曲线. 该图与加速度峰值为 0.1 g 的规律相似,即在约 12 s 时孔压累积到最大值约 53 kPa,

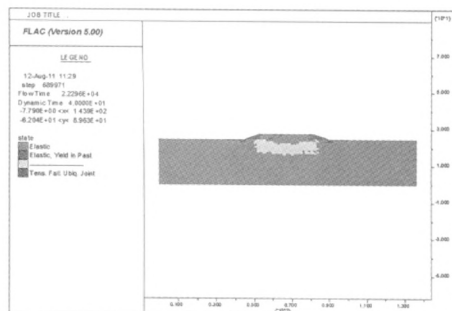


图 16 40 s 时计算域内的应力状态

Fig. 16 The stress of computational domain at 40 s

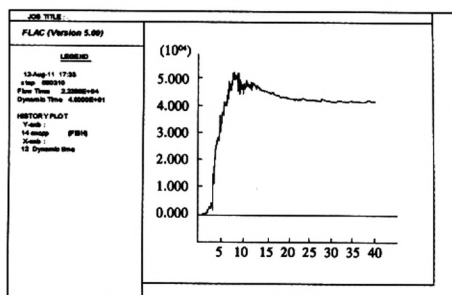


图 17 路堤底部中点超孔压的累积变化规律曲线

Fig. 17 The accumulation variation curve of excess pore pressure of the embankment bottom midpoint

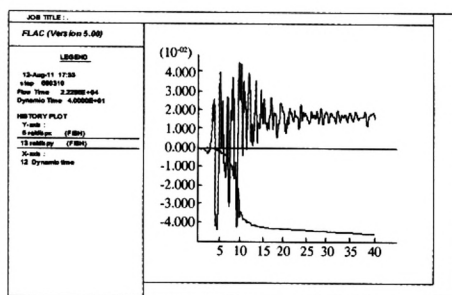


图 18 路面中点相对于底部的位移变化曲线

Fig. 18 The displacement curve of the road midpoint relative to the bottom

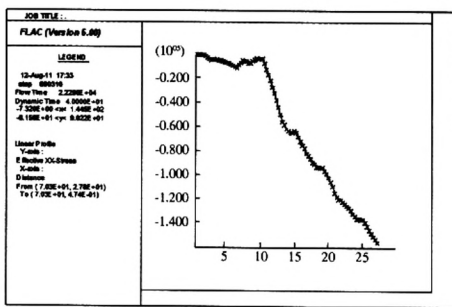


图 19 对称面上水平向有效应力分布

Fig. 19 The horizontal effective stress distribution of the symmetry plane

以后孔压稍有消散并趋于稳定,最后约为 44 kPa. 图 18 表明,路面产生了较大的永久变形,其中路面中点竖向沉降最大可达约 45 mm,约为加速度

峰值 0.1 g 时的 5.5 倍。图 19 表明,路堤内部以及路基下一定范围内的水平向有效应力明显偏小,特别地,对称面上路面下 9 m 以内的水平向有效应力值都没有超过 10 kPa,这说明,存在液化的可能。

5 结论

(1)地震分析表明:当只考虑路堤下粉土为库伦模型时,路基不会出现液化,但是路基坡脚处可能出现瞬时屈服。

(2)当考虑路堤材料为液化模型时,路面有可能处于受拉状态,路堤底部有可能屈服,路基土有可能产生液化。

(3)随着加速度峰值的增加,路堤内拉力区和屈服区的范围增大,液化出现的可能性也增大。特别地指出,当地震加速度达到 0.1 g 时,并不能完全排除路基土液化的可能性。

参考文献:

- [1] CHEN H J, LIU S H. Slope failure characteristics and Stabilization methods [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, 44(4): 377 - 391.
- [2] ZHENG Yuan-xun, KANG Hai-gui, Cai Yingchun, et al. Effects of temperature on the dynamic properties of asphalt mixtures [J]. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed., 2010, 25 (3): 534 - 537.
- [3] 程培峰,徐云哲. 基于 ABAQUS 的包边粉砂土路堤边坡稳定性分析[J]. 公路,2011(11):21 - 24.
- [4] 蒋鑫,凌建明,谭炜,等. 高速公路填砂路基边坡稳定性分析[J]. 铁道工程学报,2008(9):1 - 5.
- [5] 中华人民共和国交通部. JTJ E60 - 2008 公路路基路面现场测试规程[S]. 北京:人民交通出版社,2008.
- [6] 王峰. 粉砂土路基的成型工艺与现场检测技术的研究[D]. 沈阳:东北林业大学土木学院,2010.
- [7] 李强. 路基路面检测技术与质量控制[D]. 西安:长安大学交通学院,2002.
- [8] 申爱琴,郑南翔,苏毅,等. 含砂低液限粉土填筑路基压实机理及施工技术研究[J]. 中国公路学报,2000,13(4):12 - 15.
- [9] 林龙. 粉砂土的压实特性与路堤沉降预测方法研究[D]. 长沙:湖南大学土木学院,2008.
- [10] 张宏博,黄茂松,宋修广. 循环荷载作用下粉砂土路基累积变形试验研究[J]. 公路交通科技,2009(9):22 - 25.
- [11] 严战友,赵国芳,张永满. 砂性土高速公路路基力学与变形指标的分析[J]. 公路交通科技:应用技术版,2009(3):90 - 93.
- [12] 肖军华,周顺华,韦凯. 列车振动荷载下铁路粉土路基的长期沉降[J]. 浙江大学学报:工学版,2010,44(10):1913 - 1918.
- [13] 程培峰,宇德忠,徐云哲. 季冻区粉砂土冻胀试验及路基冻胀模型[J]. 中外公路,2011(2):20 - 22.

Seismic Liquefaction and Stability Analysis of Highway Runway Silt Soil Subgrade

ZHENG Yuan-xun, HUANG Jing-qing

(1. School of Hydraulics and Environment, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

Abstract: In this paper, seismic response of highway runway silt subgrade is analyzed under seismic loads respectively based on the coulomb's model and Byrne model with FLAC calculation program based on the practical project. And the influence of seismic intensity on silty soil subgrade seismic response is analyzed in detail. The results show: the roadbed will not be liquefied, when only considering silty soil for the coulomb's model, but instantaneous yield may appear at subgrade slope feet. When we consider embankment material for liquefaction model, the pavement may be in a state of tension, embankment bottom may yield, and this may produce subgrade soil liquefaction. Along with the increase of the acceleration peak, the extent of the tension and yield area increases inside the embankment, the likelihood of liquefaction increases, especially when the earthquake acceleration reaches to 0.1 g, the potential existence of liquefaction of subgrade soil might appear.

Key words: silty soil; highway runway; seismic load; dynamic response; liquefaction