

文章编号: 1000-7598-(2003) 02-0266-05

修建地铁隧道后场地液化特征的判别

钟小春, 刘汉龙, 余湘娟, 高玉峰

(河海大学 岩土工程研究所, 江苏 南京, 210098)

摘 要: 对于建筑场地的液化判别方法已有很多的研究, 而且形成一些较为成熟的方法。场地在修建隧道后的液化特性也会发生变化, 而考虑这些变化进行液化判别的研究较少。作者旨在探讨《建筑抗震设计规范》、《铁路工程抗震设计规范》、自由场地的有效应力有限元法和考虑隧道修建后, 应力状态改变的有效应力有限元法在场地地震液化判别之间的差异, 分析了这种差异产生的原因, 对地下工程的勘察、设计和施工有一定的参考价值。

关 键 词: 规范法; 有效应力法; 液化判别

中图分类号: TU 411.3 文献标识码: A

Distinguishing liquefaction characteristics of foundations around subway tunnel

ZHONG Xiao-chun, LIU Han-long, YU Xiang-juan, GAO Yu-feng

(Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Great advances have been made in the research on the liquefaction distinguishing; and some methods have been matured. This paper is to probe into the differences among using different methods such as anti-earthquake design specification for architecture structure, anti-earthquake design specification for railway engineering, effective stress method of finite element for free field and effective stress method of finite element taking into account the change of stress status owing to subway tunnel's construction. Finally, the mechanism for the differences is explained. So the paper is taken as a reference for the survey, design and construction of underground engineerings.

Key words: specification method; effective stress method; soil liquefaction distinguishing

1 前 言

我国现行的《建筑抗震设计规范》^[1] (以下简称规范 1) 和《铁路工程抗震设计规范》^[2] (简称规范 2) 是针对自由场地情况进行液化判别, 没有考虑修建地铁隧道后的影响。地基中开挖隧道后, 由于隧道结构与场地的地震反应特性不同, 地震时的液化特征也会发生变化, 此时, 使用以上规范所规定的判别方法能否正确判别, 结果的可靠性需要进一步研究。为了研究隧道开挖后对隧道周围地基液化特性的影响, 本文使用能够模拟隧道开挖后应力状态改变的动力有限元计算方法, 计算了南京地铁 1#区间隧道地基在地震液化情况下, 对有限元和上述两种规范法结果进行比较, 并对修建地铁隧道后场地的液化特征进行了讨论。

2 工程实例概况

南京市地铁 1#线 (即南北干线) 南起小行, 北至燕子矶, 呈南北方向纵贯市区, 全长 21 km。其典型土层剖面如图 1 所示。

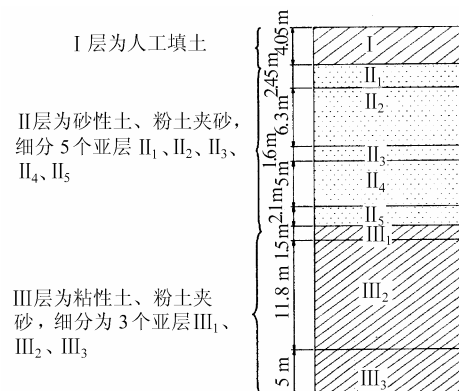


图 1 典型土层剖面

Fig.1 Typical profile of soil stratus

收稿日期: 2002-01-29

基金项目: 江苏省自然科学基金资助项目 (No. 2001018)。

作者简介: 钟小春, 1976 年生, 河海大学博士研究生, 主要从事岩土工程方面的研究。

按照国家地震烈度区划图, 南京地震烈度为 7°。地下水位埋深一般 1~2 m, 需要对 II 层、III 层土进行地震作用下液化的判别。

3 液化判别公式

(1) 《建筑抗震设计规范》液化判别公式

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{3/\rho_c} \quad (1)$$

式中 d_s 为饱和土标准贯入点深度 (m); d_w 为地下水位深度 (m); ρ_c 饱和土粘粒含量百分率, 当 ρ_c (%) < 3 或为砂土时, 取 $\rho_c = 3$; N_{cr} 为标准贯入击数临界值; N_0 液化判别标准贯入击数基准值, 对 7°, 8°, 9° 的近震分别取为 6, 10, 16, 对 7°, 8° 的远震分别取为 8, 12。该规范认为当可液化层埋深达 15 m 后, 在地震作用下土层不发生液化。

(2) 《铁路工程抗震设计规范》液化判别公式

$$N_{cr} = N_0 \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \quad (2)$$

式中 N_0 为当 $d_s = 3$ m, $d_w = 2$ m, $d_u = 2$ m, $\alpha_4 = 1$ 时土层的液化临界标准贯入击数, 应符合下列规定: 设计烈度为 7°, 8°, 9° 时分别为 8, 12, 16。

α_1 为地下水位埋深 d_w 修正系数, 按下式计算

$$\alpha_1 = 1 - 0.65(d_w - 2) \quad (3)$$

当地面常年有水且与地下水有联系时, d_w 取为 0。

α_2 为标准贯入试验点的深度 d_s 修正系数, 按下式计算

$$\alpha_2 = 0.52 + 0.175d_s - 0.005d_s^2 \quad (4)$$

α_3 为上覆非液化土层的厚度 d_u 修正系数, 按下式计算

$$\alpha_3 = 1 - 0.05(d_u - 2) \quad (5)$$

α_4 为粘粒含量百分比 ρ_c 修正系数, 按下式计算

$$\alpha_4 = 1 - 0.17\sqrt{\rho_c} \quad (6)$$

也可按土类取值: 砂土 $\alpha_4 = 0.6$; $I_p \leq 10$ 的粘性土, $\alpha_4 = 0.45$ 。该规范认为, 当可液化土层埋深达 20 m 后, 在地震作用下土层不发生液化。

4 有限元液化计算

本文的动力分析模型采用由日本港湾研究所 Iai 等人开发的多重剪切机构模型, 该模型将振动反应耦合于地震动的每一瞬间, 它的基本原理如图 2 所示。特点是能反映土体在地震作用下土体主应力旋转的影响。使用该方法对近几年的大地震所引发的液化实例计算, 均能较为准确地反映液化特征, 证明其计算结果有较好的再现性^[3,4]。

4.1 动力本构关系

此计算方法中有效应力分析中的本构关系为定义在应变空间中的多重剪切机构塑性模型, 其有效应力和应变张量可表示为

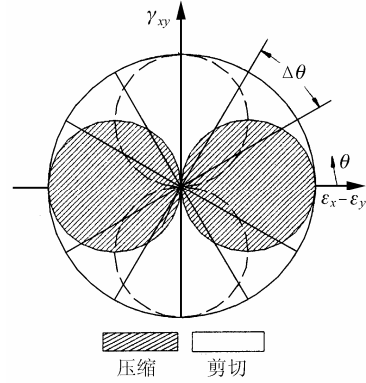


图 2 多重剪切机构塑性模型概念图

Fig. 2 Concept diagram for multiple shear mechanism

$$\{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}\} \quad (7)$$

$$\{\epsilon\}^T = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\} \quad (8)$$

本构关系的基本形式可表示为

$$\{d\sigma'\} = [D] (\{d\epsilon\} - \{d\epsilon_p\}) \quad (9)$$

上式中

$$[D] = K \{n^{(0)}\} \{n^{(0)}\}^T + \sum_{i=1}^N R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\} \{n^{(i)}\}^T \quad (10)$$

式中 $\{d\epsilon_p\}$ 代表考虑剪胀特性的附加应变增量的矢量, 可由剪胀引起的体积应变增量表示如下

$$\{d\epsilon_p\}^T = \left\{ \frac{d\epsilon_p}{2}, \frac{d\epsilon_p}{2}, 0 \right\} \quad (11)$$

式 (10) 中的第一项反应体积变化机理, 可由回弹模量和下式定义, 即

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (12)$$

第二项反映多重剪切变化机理, 每一个机理 i ($i = 1, 2, \dots, N$) 代表一个虚拟的与水平轴成 $\theta_i/2 + \pi/4$ 角度的简单剪切机理。切线模量 $R_{L/U}^{(i)}$ 可通过具有粘滞特性的双曲线应力-应变关系求得。式 (10) 中多重剪切机理方向矢量可表示为

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos \theta_i, -\cos \theta_i, \sin \theta_i\} \quad (13)$$

式中

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta \quad (14)$$

$$\Delta\theta = \pi/N \quad (15)$$

加载和卸载准则根据 $\{n^{(i)}\}^T \{d\epsilon\}$ 的符号分别由每个虚拟剪切机理确定。

由于该模型具有多重剪切机理特性, 能够模拟各向异性固结周期特性的主应力轴方向偏转的影响。该模型共 10 个参数, 反映土的弹性特性的有初始剪切和体积模量 G_0 和 K_a , 反映土的塑性剪切特性的有摩擦角和相变位角及衰减因子 ϕ'_t , ϕ'_p 和 H_m , 其余 5 个参数 s_1 , w_1 , p_1 , p_2 和 c_1 则反映土的剪胀特性。可根据室内动力试验来确定模型的相关参数, 也可根据室外试验的有关成果按一定的经

验关系式确定^[5]，中室外试验成果见参考文献^[6]。

5 各方法判别结果比较

5.1 液化判别结果比较

各方法的液化判别结果见表 1。从表 1 中可以看出，由于《规范 1》、《规范 2》判别法和自由场地有效应力判别法都没有考虑隧道开挖后的应力重分布的影响，各方法的判别结果是基本上一致的，在

埋深 7~10.4 m 的范围内地基发生液化；而有效应力有限元法能考虑隧道开挖后应力重分布的影响，不仅在上述土层的范围内发生了液化，而且在地铁的埋深范围内土层发生局部液化现象，即埋深为 14.1~14.4 m 的粉土出现了局部液化现象。出现以上差异的原因，是由于规范法不能考虑隧道开挖后土体应力状态改变的影响，因此，有必要建立有效应力判别方法。下面从机理上来说明这两者之间的差别。

表 1 各方法液化判别结果比较
Table1 Comparison of liquefaction distinguishing with different methods

土层	埋深 /m	实测 标贯/击	粘粒土含量 $\rho_c / \%$	《规范 1》 判定	液化判 别等级	《规范 2》 判定	液化判 别等级	断面 A-A (自由场地)	断面 B-B
粉砂(II ₂)	7~7.4	5	10	液化		液化		液化	液化
粉砂(II ₂)	8.6~8.9	9	6.0	液化	中等	液化	轻微	液化	液化
粉砂(II ₂)	10.1~10.4	8	6.0	液化		液化		液化	液化
粉土(II ₃)	14.1~14.4	12	10.0	不液化		不液化		不液化	液化
粉细砂(II ₄)	16.7~17.0	17	14.9	不液化		不液化		不液化	不液化
粉细砂(III ₁)	22.8~23.1	21	9.5	不液化		不液化		不液化	不液化
粉土(灰)(III ₂)	29.9~30.2	18	10	不液化		不液化		不液化	不液化

5.2 有限元结果分析

图 3 为有限元计算网格，计有 910 个结点和 850 个单元。土层单元采用多重剪切机构模型模拟；隧道单元按质量等效到整个隧道空间上，采用线性单元；隧道衬砌和土层之间设接触面单元以模拟两者之间的相互作用。本文有限元分析采用了台湾集集大地震所采集到的地震波。地震波从基岩，即本文计算断面的底部输入。

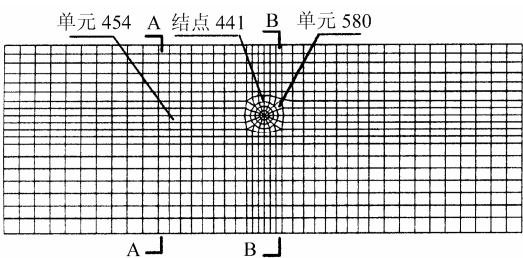


图 3 有限元计算网格图
Fig.3 Finite element mesh

(1) 结构稳定性判别

在进行动力分析之前，首先，进行自重静应力分析以计算地震前的初始应力分布。图 4 是隧道的震后残余变形分布。由图可见，随着时间的持续，残余变形逐渐增加。但震后残余变形量不大，即震后隧道的水平残余位移为 1.387 cm，竖向为 0.292

cm。根据参考文献[7]，对航空摄影拍摄的 1983 年日本海地震前后能代市的地面变形和 1964 年新泻地震的前后地面变形资料，统计分析了地下管线破坏率与地面变形之间的关系。从该文中可知，当地面震后的永久变形不超过 0.13 m 时，地下管线的破坏概率几乎为 0；地面位移越大，则破坏的概率越高。可以推断，南京地铁隧道结构在 7° 地震作用下几乎不可能失稳。

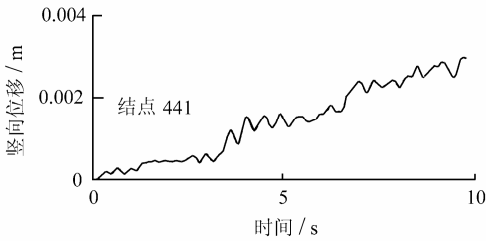
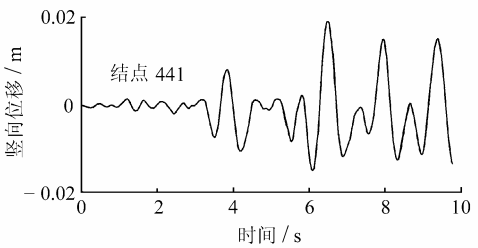


图 4 隧道残余变形时程线
Fig.4 Tunnel's residual displacement-time relation

(2) 液化判别

用 $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ 表示超静孔隙水压力比,式中, σ'_m , σ'_{m0} 分别为当前和初始平均有效应力。计算的超静孔隙水压力等值线分布和单元时程线如图5所示。通过对自由场地(隧道开挖前)计算与修建隧道后的计算结果比较可知,如为自由场地时,隧道的埋深范围内地基不会液化,但考虑隧道的影响后,在隧道拱腰处和半腰以下出现液化现象,而在离隧道较远处(可以近似认为受隧道开挖的影响较少,近似为自由场地,如单元454)并未出现液化现象。为了揭示其液化机理,图6,7给出了这2个单元的计算有效应力路径和动应力剪应变关系曲线。由图可知,由于隧道开挖后,出现了明显的应力状态改变,引起隧道拱腰处的单元承受较大的初始剪应力,在地震作用下产生较大的动剪应变,从而诱发孔隙水压力的快速发展,使得最终的有效应力将接近原点。

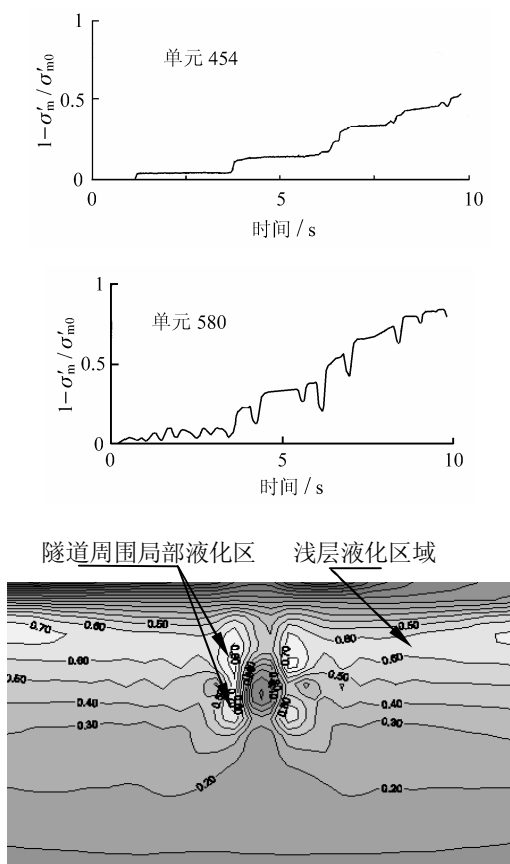


图5 超静孔隙水压力时程线及孔压比等值线分布

Fig.5 Pore water pressure-time relation and contour distribution

6 结论与建议

(1)按规范法和自由场地情况下有效应力有限

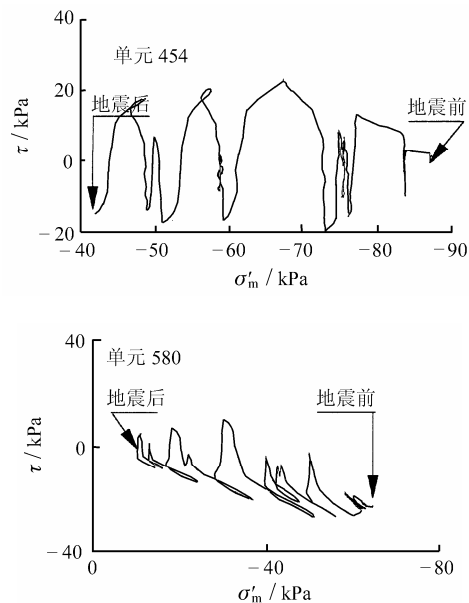


图6 计算有效应力路径

Fig.6 Calculated effective stress path

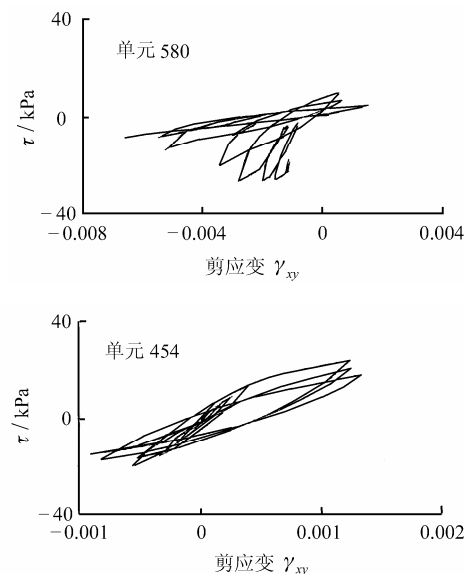


图7 动剪应力与动剪应变关系曲线

Fig.7 Dynamic shear stress-dynamic shear strain relation

元法,皆判定地铁隧道地基在7°地震作用下将发生浅层液化,液化层的最大深度为12m左右,正好处于隧道拱顶之上,对隧道的稳定性基本无影响。

(2)但由于隧道的开挖产生了隧道周围土体的应力重分布。因此,将影响隧道周边局部土体的液化行为,即在这种情况下应考虑采用有效应力有限元判别法考虑应力重分布的影响。

(3)从本文中可知,自由场地砂土液化各判别方法并不完全适用于修建地下结构物后的液化判别问题。在选择液化判别方法时,应考虑具体工程的问题。

地质情况和构筑物对周围土体液化行为的影响。

(4) 尽管本文的计算认为, 隧道周围会发生局部液化, 但所引起的隧道位移较小, 仍可认为此隧道在 7° 地震下不会失稳。但是, 由于结构物的动力反应与场地不同而引起的局部液化是否会扩展, 以及对结构物产生多大的危害, 是一个尚需进一步研究的问题。

参 考 文 献

- [1] GBJ111-89, 建筑抗震设计规范[S].
- [2] GBJ111-87, 铁路工程抗震设计规范[S].
- [3] 刘汉龙, 井合 进, 一井 康二等. 大型沉箱式码头岸壁地震反应分析[J], 岩土工程学报, 1998, 20, (2): 26
- [4] lai S, Kaneoka T. Finite element analysis of earthquake induced damaged to anchored sheet pile quay walls[J]. **Soil and Foundation**, 1993, 133 (1): 71—91.
- [5] 森田年一, 井合 进, 刘汉龙等. 液化时构筑物受害预测程序 Flip 各种必要参数的简易设定法[R], 日本港湾技研资料, 1997, (7): 869.
- [6] 宫全美, 周顺华, 方炽华等. 南京地铁地基地震液化规范判别的差异分析[J], 岩土力学, 2000, 3: 141—144.
- [7] Masanori Hamada, Susumu Yasuda, Ryuji Isoyama, Katsutoshi Emoto. 液化引起的地面永久变形[J], 世界地震工程, 1989, 1: 43—49.