

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2022.01.006

# 饱和层状砂土地震液化特性模拟与改良

赵久鑫,王刚,王煜斌,赵莉,董月馨,李纯

(东北大学资源与土木工程学院,辽宁沈阳110819)

**摘要:**探究在地震作用下饱和层状砂土液化规律,并通过设置抗液化桩、隔振墙等装置,研究该装置对土体的抗液化性能的影响。文章基于基底压应力法算得静力部分的各土层位移量,同时基于液化判别准则和理论,结合辽宁省文化艺术中心和省博物馆新馆工程背景,应用有限元软件,通过选取峰值加速度为0.6g的水平向Kobe地震波进行计算,对各土层位置超孔压比、超孔隙水压力和有效应力等进行研究,对此各层位置土体的液化情况进行对比分析。得到了抗液化桩、隔振墙能不同程度地减小土体地震液化响应的结论。

**关键词:**饱和砂土;液化;抗液化桩;超孔压比;隔振墙

中图分类号: TU44

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2022)01—0043—06

## Simulation and Improvement of Seismic Liquefaction Characteristics of Saturated Layered Sand

ZHAO Jiuxin, WANG Gang, WANG Yubin, ZHAO Li, DONG Yuexin, LI Chun

(School of Resources and Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang, Liaoning 110819, China)

**Abstract:** The liquefaction law of saturated layered sand under earthquake action was investigated, and the anti-liquefaction pile and vibration isolation wall were installed to provide reference for the anti-liquefaction performance design and engineering application of this kind of soil. At the same time, based on the liquefaction criterion and theory, combined with the Liaoning Provincial Culture and Art Center and the new Museum project background, the finite element software is used to calculate the horizontal Kobe seismic wave with the peak acceleration of 0.6g. The excess pore pressure ratio, excess pore water pressure and effective stress of each soil layer were studied, and the liquefaction of each soil layer was compared and analyzed. It is concluded that the device can reduce the seismic liquefaction response of soil in different degrees to solve the tedious problem of liquefaction characteristic analysis of multilayer soil.

**Keywords:** saturated sand; liquefaction; anti-liquefaction pile; super pore pressure ratio; vibration isolation wall

土壤常呈层状存在,但是原来的模型多以单层地基模型为主,和实际的有偏差,所以层状或多层土地基模型更贴合实际。层状土不能保证每层土特性相同或类似,土中含软弱夹层会对该层土物理特性带来极大影响,受载时会产生液化,同样在很大程度上制约着地基性状与基础选型。

研究人员在二十世纪七十年代初便开始对地震作

用下岩土工程响应进行深入研究,他们运用定量计算与理论分析结合开展研究,得出当软弱夹层出现在场地中,地震动力响应会受更多影响。而后剪切模型<sup>[1]</sup>很快问世,它是将地震作用看做成一种一维剪切运动,该方法可以达到简化处理土层作用。20世纪末,地震波传播到基岩面处的特性差异和场地中各土层参数间的比值被 Idriss 等<sup>[2]</sup>提出为含软土

收稿日期:2021-10-17

修稿日期:2021-11-19

基金项目:辽宁省自然科学基金资助项目(2013010311-401);国家自然科学基金重大项目(90915005)

作者简介:赵久鑫(1996—),男,硕士研究生,研究方向为地下工程。E-mail:zhaojx0205@163.com

通讯作者:李纯(1971—),男,博士,副教授,硕士生导师,主要从事宏观微观多孔介质理论、地下工程技术及应用、建筑结构实用设计方法等方面的教学研究工作。E-mail:lichun@mail.neu.edu.cn

夹层场地地震主要影响因素。21 世纪初,薄景山等<sup>[3]</sup>一维等效线性化场地地震反应分析得出地表上加速度反应谱、软土夹层和上覆土层厚度会受到土层结构自身显著影响。2005 年黄雨等<sup>[4]</sup>针对一个上覆土层厚度约 28 m 的场地展开地震反应实验,并通过软土夹层研究得到地表处加速度峰值显著作用及其与埋深关系。但从众多文献中不难看出有关含软弱夹层饱和砂土液化研究较少,且因岩土本身复杂程度及各类土不同分布情况等问题,日后研究工作应着手于更合理、更全面模拟各项土非线性特性。

前人对层状土液化规律研究做过许多试验。周健等<sup>[5]</sup>进行关于饱和层状砂土液化特性动三轴试验,表明粉粒夹层对层状砂土的液化特性有着极大的影响。一些学者认为若在饱和可液化土层中建设地下结构,地震后土层出现液体性质会对地下结构产生上浮力并产生巨大破坏。目前,国内外对液化破坏理论有不少研究,但对于地下相关的抗震和液化研究较少<sup>[6]</sup>。学者们将其描述为孔隙压力升高导致土体破坏,其核心是能构建出一个反映复杂应力路线下变形规律的本构模型。人们发现土体液化会导致土体变形,使结构最终失去原有稳定性<sup>[7]</sup>。为防止此现象发生,后人提出一些隔震和抗液化措施,但具体进行分析和探讨较少。因此本文主要从含软弱夹层的饱和层状砂土液化情况进行研究并选取隔振墙和抗液化桩两个装置进一步分析,为城市综合防灾减灾提供参考和设计依据。

## 1 基本理论

### 1.1 动力反应分析法

动力反应分析法主要有反应谱法和时程分析法<sup>[8]</sup>。反应谱法中最主要为振型分解反应谱法,它用来分析和计算多自由度体系并把研究对象分解成多个数量单元,但此方法计算时还应考虑阻尼力和单元惯性力对施加荷载时的影响<sup>[9]</sup>。单位体积体力、位移及单元刚度矩阵、阻尼矩阵和质量矩阵在运动状态下有如下表达式:

$$\{P_s\} = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{\delta\} - V \frac{\partial}{\partial t} \{\dot{\delta}\}; \{f\} = [N] \{\delta\}^e \quad (1)$$

$$\begin{cases} [K^e] = \int [B]^T [D] [B] dV \\ [M^e] = \int [N]^T \rho [N] dV \\ [C^e] = \int [N]^T \nu [N] dV \end{cases} \quad (2)$$

$$[M] \{\ddot{\delta}\} + [C] \{\dot{\delta}\} + [K] \{\delta\} = -[M] \{\ddot{\delta}_g\} \quad (3)$$

式中:  $\{P_s\}$  为重力及其他静体力;  $\{\delta\}$  为位移;  $\rho$  为材料密度;  $V$  为阻尼系数;  $\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2}$  为惯性力;  $V \frac{\partial}{\partial t}$  为阻尼力;  $[N]$  为形函数矩阵;  $\{\delta\}^e$  为单元节点位移矩阵;  $[B]$  为应变矩阵;  $[D]$  为弹性矩阵;  $\{\ddot{\delta}_g\}$  为输入地震加速度;  $\{\ddot{\delta}\}$ 、 $\{\dot{\delta}\}$ 、 $\{\delta\}$  分别为各节点加速度、速度和位移矩阵;  $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$  分别为结构整体质量、阻尼及刚度矩阵。

### 1.2 本构模型

本文采用相关流动法则假定,认为塑性势函数与屈服函数一致,即  $Q = F$ 。采用理想塑性加载准则,认为加载面即屈服面。暂不考虑材料硬化。在 FLAC<sup>3D</sup> 有限元软件里考虑土体液化选用 Finn 模型。它是 Martin 等根据试验解决土在循环荷载作用下体积应变及孔隙水压力变化规律问题的方程,后来 Byrne 提出基于 Martin 等更为简单的改良方程<sup>[10]</sup>。本文运用的是该理论模型。其具体表达形式如下:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)); \quad (4)$$

$$C_1 = 7600 (D_r)^{-2.5}; \quad (5)$$

$$D_r = 15 (N_1)_{60}^{1/2}; \quad (6)$$

$$C_2 = 8.7 (N_1)_{60}^{-1.25}; \quad (7)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (8)$$

式中:  $C_1$ 、 $C_2$  为常量;  $D_r$  为相对密度;  $(N_1)_{60}$  为标准贯入击数。

### 1.3 边界条件及阻尼的选取

本文选择自由场边界,它会降低波反射并吸收入射波能量。使用局部阻尼,不需指定频率参数,也不用预测和估计模拟系统自振频率,计算简便并提高有限元模拟软件速度。

式中,  $\sigma'_{m0}$  为动力计算前单元平均有效主应力;  $\sigma'_m$  为动力计算后单元平均有效主应力;  $(N_1)_{60}$  为标准贯入击数;  $r_u$  为超孔隙水压力。

### 1.4 液化判定准则

美国 Seed 等<sup>[11]</sup>提出峰值循环孔隙水压力比达 100% 为土体初始液化标准;汪闻韶<sup>[12]</sup>把无黏性土从固态转为液态称液化。数值模拟中常采用超孔隙水压力比来表征土体液化程度<sup>[13]</sup>。

当超孔隙比等于 1 时土体已完全液化;超孔隙比达 0.7 以上时土体接近液化程度。具体公式如下:

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}; \quad (9)$$

$$\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3; \quad (10)$$

$$\sigma'_{m0} = (\sigma'_{10} + \sigma'_{20} + \sigma'_{30})/3 \quad (11)$$

式中: $\sigma'_{m0}$  为动力计算前单元平均有效主应力; $\sigma'_m$  为动力计算后单元平均有效主应力; $(N_1)_{60}$  为标准贯入击数; $r_u$  为超孔隙水压力。

## 2 试验研究

本文选取的工程背景是辽宁省文化艺术中心和省博物馆新馆。其地基具体分层情况如图 1 所示。本文在该地基土钻探深度范围内由上到下选取 9 个自然分层,其中有 3 个粉质黏土层。基础埋深为 -6.46 m,地下水位为 -6.60 m。图 2 为无基坑土层计算模型图。测试区各层地基土主要物理力学参数和强度值如表 1 所示。

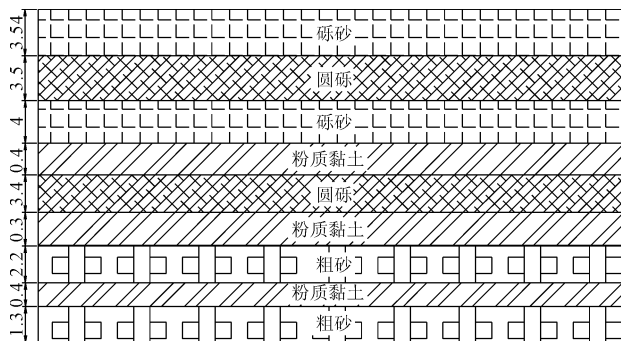


图 1 工程地基土层分层图

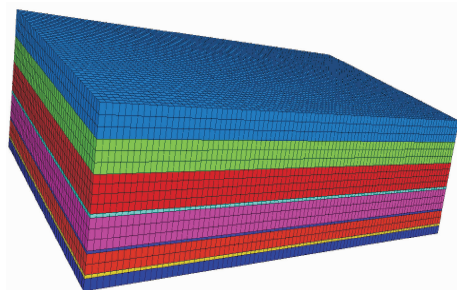


图 2 有限元软件建模图

表 1 地基岩土的主要物理力学参数及强度

土层	厚度 /m	天然重度 /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	体积模量 /MPa	剪切模量 /MPa	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /( $^\circ$ )	剪胀角 /( $^\circ$ )
砾砂	3.54	19.5	26.0	11.1	3.0	36.5	7
圆砾	3.50	18.8	19.8	14.9	2.0	36.4	6
砾砂	4.00	19.2	27.3	12.6	2.5	37.0	7
粉质黏土	0.40	19.1	8.5	1.8	29.3	4.8	0
圆砾	3.40	18.8	18.3	13.7	2.0	38.0	6
粉质黏土	0.30	19.5	10.7	2.3	2.0	9.0	0
粗砂	2.20	19.2	22.5	10.4	1.3	35.0	8
粉质黏土	0.40	19.1	8.5	1.8	29.3	4.8	0
粗砂	1.30	19.2	22.5	10.4	1.3	35.0	8

该模型的正中心处为基底荷载的主要作用区域,其作用位置长为 18.0 m,宽为 9.0 m。根据一般的地基尺寸选取原则,这里取模型外边界是荷载作用区域的 5 倍来计算。因此采用模型尺寸为 90 m  $\times$  45 m  $\times$  19.04 m。模型左右两侧及前后面边界均限制  $x, y$  方向位移,模型底部限制  $x, y, z$  三个方向位移。本次建模采用网格类型为六面体网格,共划分为 76 950 个单元。

### 2.1 液化前分析

静力的计算结果需要为后续的动力分析计算打下基础,因此静力分析的过程不容小觑。其具体过程如下:(1) 初始应力场平衡(模型中只施加重力,计算平衡后得到了未扰动状态下的土体应力场);

(2) 将位移和速度从边界效应中去除后得到相应的初始状态,并在加载区域施加荷载;(3) 对加载区域下的不同土层分层的监测点进行布置(如变形、应力和时间步等结果变量);(4) 求解计算直至平衡。

有限元软件模拟计算的竖向位移分布云图如图 3 所示。从图中可以看到变形是从基底向周围的地基土辐射,且逐渐趋近于零。地基竖向位移的最大值为 15.671 1 mm,通过有限元内嵌 FISH 函数及后处理分析得到其竖向变形点最大位置偏离了基底中心位置。此外,本文通过有限元模拟软件的 hide 功能对竖向位移结果进行后处理,提取出不同深度下土层的竖向位移如表 2 所示。

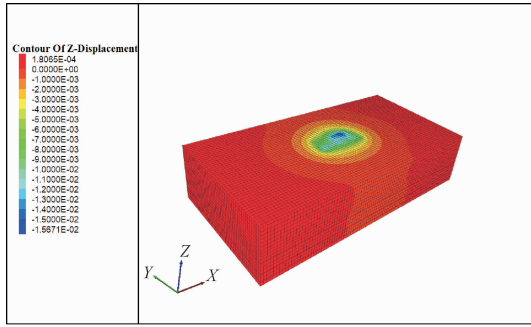


图3 土体模型的竖向位移云图

表2 各自然分层最大竖向变形及发生位置

分层情况	第1自然层	第2自然层	第3自然层	第4自然层	第5自然层	第6自然层	第7自然层	第8自然层
变形值/mm	15.671 00	9.621 90	5.722 20	3.608 80	3.084 70	1.896 30	1.635 50	0.849 27

表3 加速度峰值和设防烈度的取值 单位:  $\text{cm/s}^2$ 

地震类型	不同设防烈度			
	6	7	8	9
多遇地震加速度峰值	18	35	70	140
罕遇地震加速度峰值	125	220	400	620

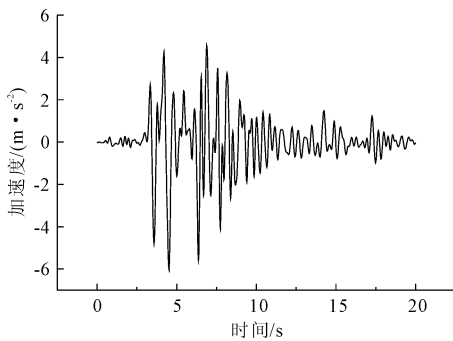


图4 输入加速度时程曲线

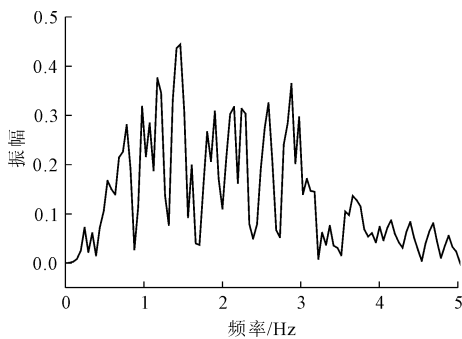


图5 傅里叶频谱曲线

从图6—图8得出:位置2和位置4处超孔压比峰值超过0.7,由液化判别准则可判定会发生液化;位置3超孔压比峰值接近0.7,有液化可能;位置6超孔压比峰值较小,则该位置土在此时间内不会液化,但从图像趋势上看若持续施加地震波也可能液

## 2.2 各层土的液化分析

根据《抗震建筑设计规范》<sup>[14]</sup> (GB 50011—2010),设防烈度与加速度峰值的取值如表3所示。参照表中数据选取罕遇地震9度烈度设计基本加速度和水平 Kobe 地震波得到加速度时程和频谱曲线,通过各土层位置超孔压比、超孔隙水压力和有效应力云图进行分析。图4和图5分别为输入时的加速度时程曲线及傅里叶频谱曲线。

化。位置1、位置2、位置3和位置6超孔隙水压力最大值依次为27.5 kPa,40.3 kPa,59.7 kPa和132.1 kPa,位置2、位置3、位置4和位置6初始有效应力依次为-59.5 kPa,-117.2 kPa,-163.3 kPa和-219.5 kPa,整个曲线变化规律可被描述为“缓慢变化-迅速变化-缓慢变化”。其中位置2在几处监测位置有效应力数值最小,曲线在6.71 s时达 $-9.7 \times 10^4$  kPa。

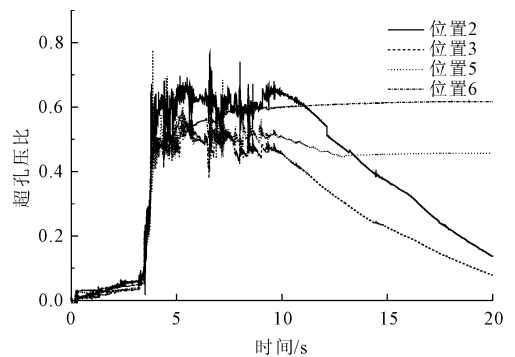


图6 超孔压比曲线

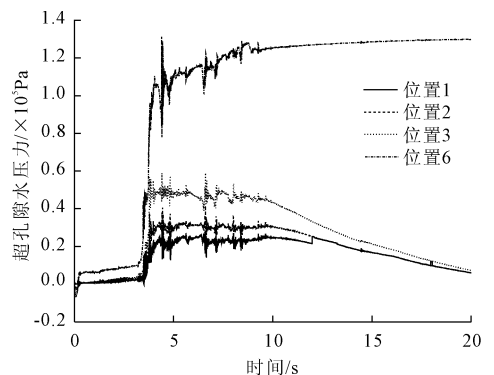


图7 超孔隙水压力曲线

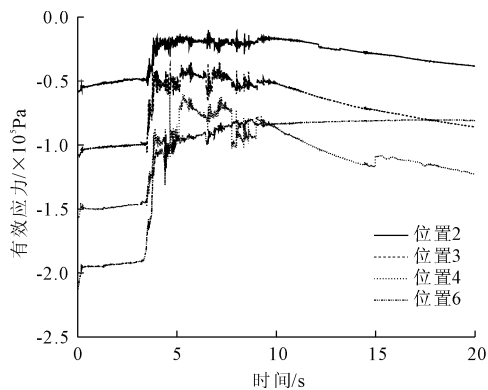


图 8 有效应力曲线

### 2.3 土体液化改良

众多研究表明影响饱和砂土液化因素很多,因此本文针对其主要因素选择抗液化桩和隔振墙的两种方式对土体的液化情况进行改良,并最终发现达到了很好的效果。

#### 2.3.1 改良土体液化特性

前人对于抗液化桩的研究也不少<sup>[15-16]</sup>。本文主要根据前人的经验,设计如下的一种抗振动液化刚性排水桩,其相关参数结合前人的经验进行相应改进。桩体具体参数如下:长度 12 m,干密度为 2 400 kg/m<sup>3</sup>,考虑为弹性材料。体积模量 1.67 × 10<sup>4</sup> MPa,剪切模量 7.69 × 10<sup>3</sup> MPa。排水桩截面见图 9(两侧黑色部分为排水体),将液化桩插入深度 11.44 m 土层并施加自由场边界后模型如图 10 所示(第一层砾砂分为两层,分层位置为地下水位线处),分析各层土超孔隙比。

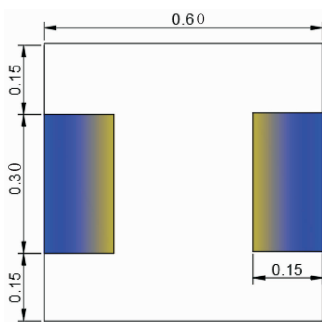


图 9 排水桩截面示意图(单位:m)

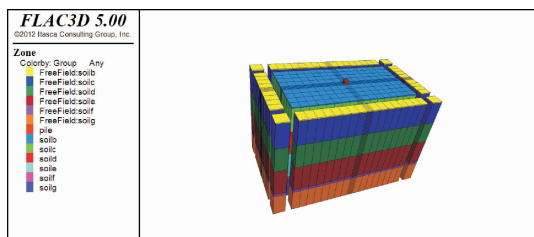


图 10 抗液化桩整体建模

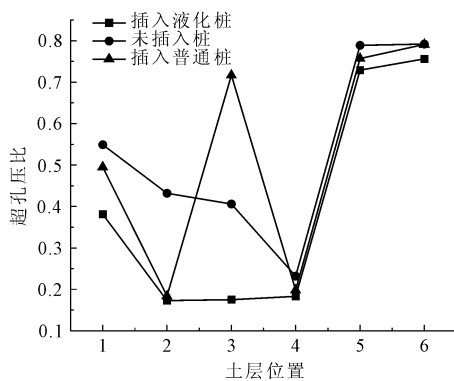


图 11 三种情况下各层土超孔隙比最大值

从图 12 中可看出插入抗液化桩、未插桩和插入普通桩整体土超孔隙比最大值为 0.756 2、0.999 0 和 0.791 4。插入抗液化桩土体超孔隙比最大值从上至下为 0.381 4、0.172 9、0.175 0、0.183 0、0.729 0和 0.756 0,未插桩土体超孔隙比最大值从上至下依次为 0.549、0.432、0.406、0.232、0.789 和 0.792。无抗液化桩与抗液化桩工况相比各层土超孔隙比最大值分别降低为原工况 50.50%、66.67%、56.90%、21.12%、7.95% 和 4.55%。抗液化桩对该工况土体起到很好的抗液化作用,且该作用在浅层土处更明显。

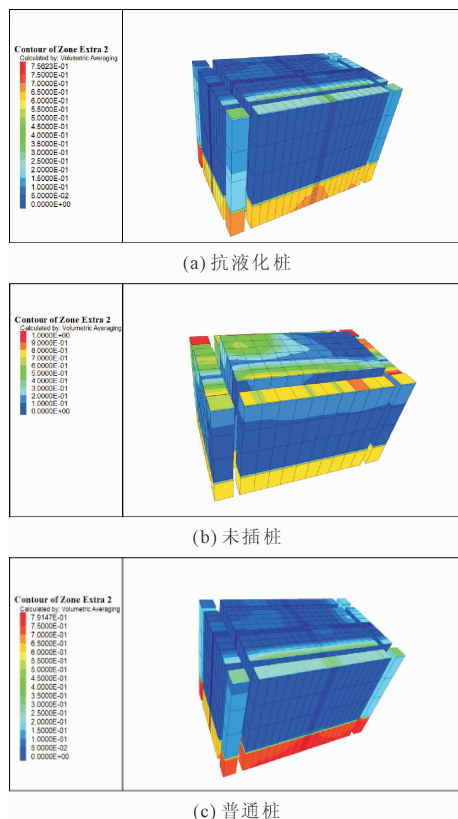


图 12 整体土体超孔隙比云图

考虑普通桩的作用响应。其设置无图 9 蓝色排水体,插入位置与抗液化桩相同。图 11 为抗液化桩、未插桩和普通桩整体土体超孔压比云图和三种情况下各层土超孔压比最值。插入普通桩第一至六层土超孔压比最大值依次为 0.381 4、0.172 9、0.176 6、0.198 3、0.757 0 和 0.791 0。液化桩与普通桩下土体超孔压比相比各层最值依次降低 4.65%、6.03%、0.914%、8.36%、3.84% 和 4.63%。因而抗液化桩作用下各层土液化情况也有不同程度降低。

综上所述,抗液化桩能在一定程度有效减少各层土超孔压比,其降低液化程度作用得以验证。

### 2.3.2 隔振墙对土体抗震性能

本文考虑在土体受基底附加应力外测对称布置两个隔振墙。具体参数如下:杨氏模量为 400 MPa,泊松比  $\mu = 0.25$ ,  $\rho = 2\ 400\ \text{kg/m}^3$ ,墙体厚 2.25 m,隔振墙嵌入深度  $d$  为 11.44 m,到基础下土体距离  $w$  为 2.25 m。插入隔振墙后模型见图 13。

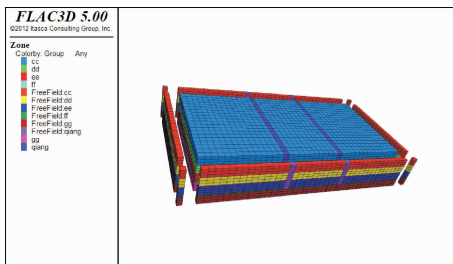


图 13 插入隔振墙后的土体模型构建

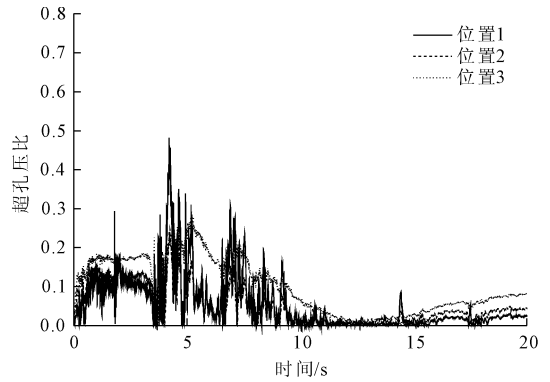
通过监测曲线图 14 发现位置 1 至位置 7 处超孔压比最大值依次为 0.471、0.272、0.290、0.421、0.666、0.669 和 0.628,与 2.1 节分析原博物馆工况下土体对比得:位置 2、位置 3、位置 5 处超孔压比分别减小 65.429%、57.540% 和 16.456%,只有位置 6 处增大 4.627%,这是墙体下层插入至此位置,该层土体孔压得不到释放。从上述分析可以分析得出隔振墙的设计对土体液化改良及防震效果有明显帮助。

综上所述,本文选取抗液化桩改良土体液化性能及隔振墙改良土体抗液化及防震得到很好说明。

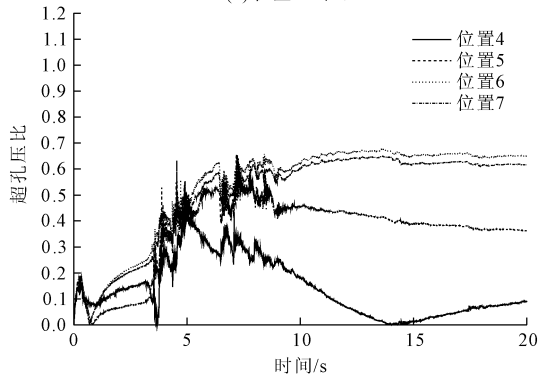
## 3 结 语

本文通过选取峰值加速度为 0.6g 水平向 Kobe 地震波进行计算,得出如下结论:

(1) 液化前经计算得到地基竖向位移最大值为 15.671 1 mm,且其竖向变形点最大位置偏离了基底中心位置。



(a) 位置1—位置3



(b) 位置4—位置7

图 14 插入隔振墙后的超孔压比

(2) 原博物馆工况下浅层位置(文中位置 2—位置 5)发生液化可能性较高;深层位置(位置 6)发生液化可能性较低。此外,超孔隙水压力和有效应力曲线变化规律可被描述为“缓慢变化-迅速变化-缓慢变化”。其中位置 2 监测的有效应力数值最小。

(3) 通过无液化桩与抗液化桩工况对比分析,发现第一至六层(按超孔压比最大值分析)分别有不同程度的降低。在抗液化桩作用下各层土液化程度小于普通桩和无桩作用下液化程度,说明抗液化桩下土体抗液化性能具有优势。

(4) 插入隔振墙后多处位置土体液化程度均有不同程度减小。总体得出隔振墙设计对土体防液化及防震效果有较为明显帮助。

以上结论可为沈阳市层状土液化问题和抗震液化措施提供参考和帮助,解决了地下工程防灾减灾和灾害预测等问题,同时克服了饱和层状砂土液化自身带来的影响和危害。

### 参考文献:

- [1] Martin P, Seed H B. A Computer program for the non-linear analysis of vertically propagation shear waves in horizontally layered deposit [R]. Report No. EERC78-23, University of California, Berkeley, Calif. 1998.

(下转第 55 页)

