加筋碎石桩复合饱和砂土地基抗液化性能评价方法*

邱梦瑶[1], 陈树培[1], 唐 亮[1♣], 凌贤长[1,2], 张效禹[3], 李雪伟[1], 刘书幸[1]

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090; 2. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266033; 3. 广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006)

摘要: 针对如何科学合理地评价液化场地加筋碎石桩复合饱和砂土地基抗液化能力这一问题, 利用 OpenSees 计算平台建立非线性有限元数值模型, 并与模型试验进行对比分析, 验证数值模型的准确性; 进而研究分析了不同工况下复合地基剪应力折减系数比的变化规律, 并修正其计算公式, 提出并验证适合评价复合地基抗液化能力的简化方法。研究表明: 随着桩径、加筋体强度和桩土剪切模量比的增大, 复合地基剪应力折减系数比不断增大; 以桩土剪切模量比作为控制参量, 评价单一液化土层条件下沿桩身全长布筋的加筋碎石桩复合场地抗液化能力的简化方法准确可信。

关键词: 加筋碎石桩; 抗液化能力; 剪应力折减系数比; 评价方法

中图分类号: TU195 **文献标识码**: A **文章编号**: 1000 - 0666(2020)03 - 0554 - 09

0 引言

历次破坏性大地震中, 均发生了大规模的砂土场地液化现象, 造成了建筑物和构筑物的严重破坏 (陈国兴等, 2013; 张文彬等, 2017; 凌贤长, 唐亮, 2015)。不少学者对地震作用下砂土液化发生条件、作用机理、抗液化对策及其抗液化能力的评价方法等问题进行了深入地研究, 取得了大量卓有成效的研究成果, 并很好指导了实际工程实践 (李程程等, 2016; 孙锐等, 2017; 杜修力, 路德春, 2011; 王健等, 2019; 谢定义, 2011; GB50011—2010, 建筑抗震设计规范; JTS146—2012, 水运工程抗震设计规范)。

碎石桩能有效地减轻地震引发的液化灾害, 因此被广泛应用于液化场地加固。但碎石桩常因缺少足够的桩周土侧向约束力, 仅适用于挤密松散的砂土、粉土、素填土和杂填土地基, 为此, "Geosynthetic - Encased Stone Column (土工合成材料加筋碎石桩)" 的概念被提出, 即将土工合成材料应用到传统碎石桩中, 而加筋碎石桩是一种不受土质条件制约的密实散体材料桩 (刘汉龙, 赵明华, 2016)。

不少学者对加筋碎石桩进行了研究: 夏博洋等 (2019) 研究了筋箍长度及刚度对加筋碎石桩复合地基承载力的影响, 发现群桩复合地基中桩体的剪切破坏位置随着桩体位置的改变而改变; 陈建峰等 (2018) 发现随着加筋碎石桩筋材刚度的增大, 桩顶和桩间土沉降明显减小; 张玲等 (2017) 对筋箍碎石桩复合地基中的桩土应力比进行了计算和分析, 提出桩土应力比主要受筋材刚度的影响; 欧阳芳 (2017) 研究了包裹碎石桩复合地基的动力响应规律, 提出了其在地震作用下承载力计算方法; 顾美湘 (2017) 发现筋箍碎石桩的承载力随着加筋深度的增加而明显提高, 并且其受到载荷作用时所产生的鼓胀程度、区域及破坏模式明显区别于普通碎石桩。

以往研究更多关注加筋碎石桩静力承载能力 (赵明华等, 2017; 石秀峰, 2017) 和破坏变形 (梁乘玮等, 2019; 陈建峰等, 2017, 2019), 鲜有学者对其在饱和砂土地基的抗液化能力及其评价方法进行研究。本文建立并验证了加筋碎石桩复合饱和砂土地基地震反应分析数值模型, 分析了不同加固方案下加筋碎石桩复合饱和砂土地基剪应力折减系数比的变化规律, 提出适合于评价加筋碎石桩液化场地抗液化效果的简化方法。

* **收稿日期**: 2020 - 02 - 20.
基金项目: 国家重点研发计划战略性国际科技创新合作重点专项 (2016YFE0205100)、黑龙江省应用技术研究与开发计划项目 (GA19A501) 和国家自然科学基金项目 (51578195 和 51608533) 联合资助.
♣**通讯作者**: 唐亮 (1981 -), 博士, 教授. 主要从事土动力学与岩土地震工程等方面教学与科研工作.
E - mail: tangliang@hit.edu.cn.

1　振动台试验数值建模

1.1　振动台试验简介

振动台试验是采用层状剪切型土箱完成的（Chen *et al*，2016），其中，土箱尺寸为 3.5 m × 2.0 m × 1.7 m，如图 1 所示。试验中，土箱内垂直振动方向两侧放置一层厚 100 mm 的海绵垫层，以减弱土箱边界不利效应。

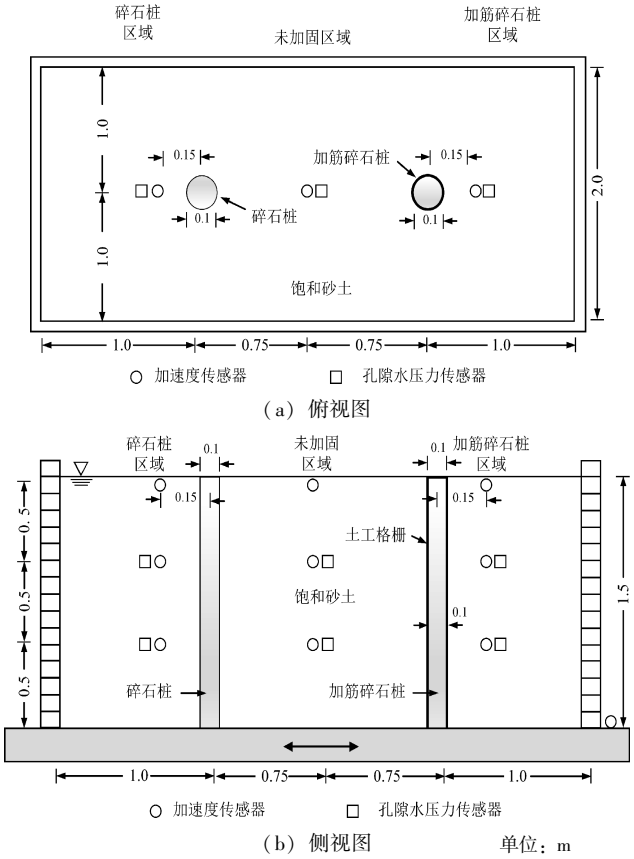

图 1　振动台试验示意图

Fig. 1　Experimental setup of the shaking table test

试验中分别设置普通碎石桩（未加筋）和加筋（土工格栅）碎石桩各 1 根，桩间距 $s = 1.5$ m，桩径 $d = 0.1$ m，桩长 $L = 1.5$ m。碎石桩采用无化硬质碎石制成，级配均满足干法成桩要求。土工格栅采用网格间距 1.5 ~ 2.5 mm 的尼龙网替代，尼龙网刚度为 37.8 kN/m。饱和砂土地基采用南京砂制备，砂层总厚 1 500 mm，相对密度约 40% ~ 45%，砂土物理力学参数见表 1。

考虑到在实际地震波输入下，振动台试验孔压上升急剧，不易获得碎石桩与加筋碎石桩排水性能的对比效果，故选取幅值 0.2 g、频率 2 Hz 的正弦波作为试验基底激励（Tang *et al*，2017）。振动过程持时 10 s，在前 2 s 加速度幅值从 0 渐增至 0.2 g，后 8 s 内加速度幅值维持不变，如图 2 所示。

表 1　南京砂土物理性质参数

Tab. 1　Physical properties of the Nanjing sand

参数	数值
比重	2.70
最大孔隙比，e_{max}	1.15
最小孔隙比，e_{min}	0.62
平均粒径，D_{50}/mm	0.13
不均匀系数，C_u	2.31
曲率系数，C_c	1.07

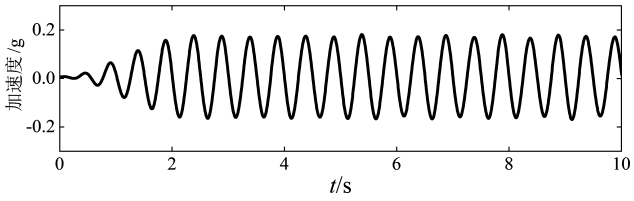

图 2　试验基底激励

Fig. 2　Test base excitation

1.2　有限元模型

针对振动台试验，采用 OpenSees 有限元计算平台，应用轴对称模型，分别建立碎石桩和加筋碎石桩复合地基地震反应分析有限元模型，如图 3 所示。

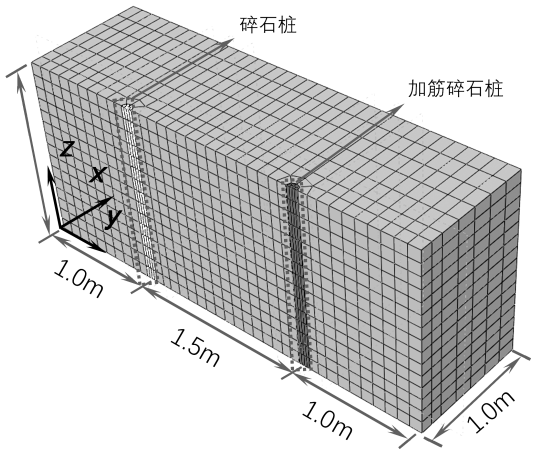

图 3　三维有限元模型

Fig. 3　3D finite element model

图 3 中模型尺寸为 3.5 m × 1.0 m × 1.5 m，采用水 – 土耦合八节点六面体线性等参单元模拟土

体单元以及碎石单元，通过施加节点孔压模拟孔隙水，采用零长度单元模拟桩－土接触面，通过赋予零长度单元桩－土属性，近似模拟桩－土摩擦滑动机理；用双线性单元模拟筋材，分别采用饱和砂土多屈服面弹塑性本构模型和弹性模型模拟土体和加筋体，土体和加筋体计算参数选取分别见表 2 和表 3。模拟试验时，两侧边界采用“绑定约束”，即将模型垂直振动方向的两侧面上位于同一高度的节点位移自由端绑定在一起模拟层状剪切土箱边界特性。由于设备存在一定的误差，选用试验台面记录的基底激励作为数值模型基底输入（图 4）。

表 2 砂土与碎石计算参数

Tab. 2 Parameters of sand and gravel

参量	松砂	碎石
密度/（$kg \cdot m^{-3}$）	1 900	2 100
参考剪切模量/kPa	27 000	135 000
参考体积模量 B_0（kPa，P_r = 80 kPa）	221 850	400 000
摩擦角 ϕ/(°)	31.4	40
峰值剪应变 g_{max}（P_r = 80 kPa）	0.1	0.1
参考平均有效围压 P_r/kPa	80	80
压力相关参数 n_p	0.5	0.5
相位转换角 ϕ_{pt}（°）	26.5	26
剪力引起体积收缩率的非负常量 c_1	0.3	0.1
剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_1	0.4	0.8
剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_2	2	5
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 y_1/kPa	10	0
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 y_2	0.01	0
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 y_3	3	0
渗透系数/($m \cdot s^{-1}$)	6.6×10^{-5}	0.01

表 3 筋材物理性质

Tab. 3 Physical properties of geosynthetic

材料	密度/（$kg \cdot m^{-3}$）	厚度/mm	弹性模量/MPa	泊松比	伸长率（%）
尼龙	1.5	1	389	0.3	60

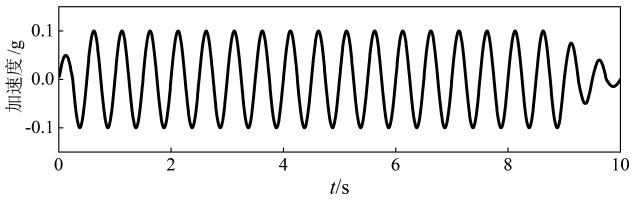

图 4 试验台面记录的基底激励

Fig. 4 Base input motion recorded by the test table

1.3 模型正确性验证

图 5 和图 6 分别为埋深 1 m 处超孔隙水压力和水平加速度试验值和模拟值。由图可见，振动开始后，超孔压试验值和模拟值均快速累积并几乎同时达到峰值，且一直持续到振动结束后。土体液化后，加速度试验值和模拟值均出现衰减特征。经过对比可知该数值模型可以准确再现振动台试验中地基加速度和超孔压的地震响应特征。

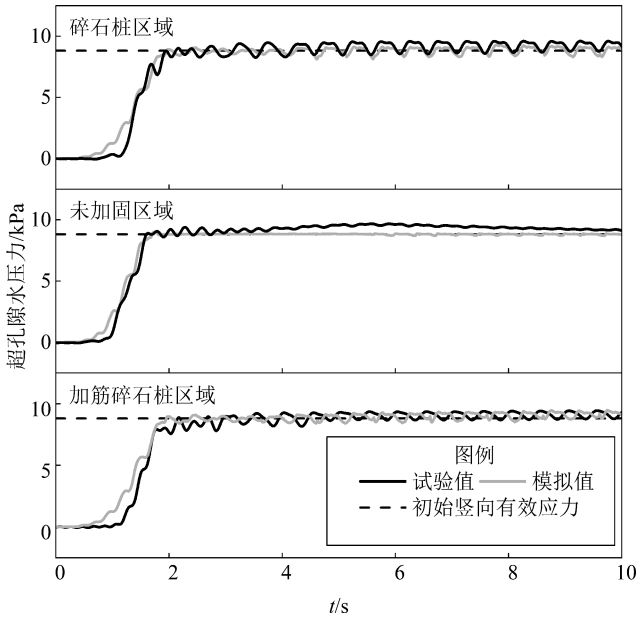

图 5 超孔隙水压力时程试验值与模拟值（埋深 1.0 m）

Fig. 5 Computed and experimental excess pore pressure time history at 1.0 m depth

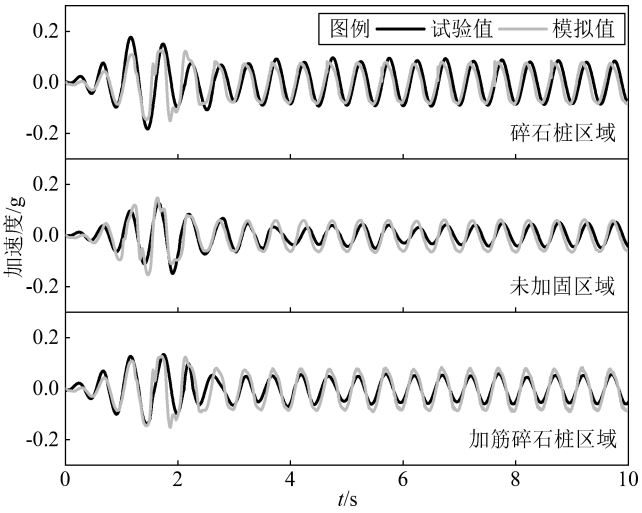

图 6 加速度时程试验值与模拟值（埋深 1.0 m）

Fig. 6 Computed and experimental acceleration time history at 1.0 m depth

2　加筋碎石桩动力响应参数分析

加筋碎石桩饱和砂土复合地基抗液化性常受到桩径、加筋体刚度和桩土剪切模量比等因素的影响。为了分析其对复合饱和砂土地基加固效应的影响，模拟不同地震工况下复合饱和砂土地基地震响应变化规律（表 4）。限于篇幅，本文只给出部分结果。

表 4　加筋碎石群桩复合地基模拟分析方案

Tab. 4　The numerical simulation scheme of the reinforced gravel pile composite foundation

桩径 d/m	桩土剪切模量比 G_r	加筋体刚度 J/(kN · m^{-1})
0.6	5	0
0.7	10	500
0.8	20	1 000
0.9	30	1 500
1.0	40	2 000

图 7 和图 8 给出了加筋体刚度对复合饱和砂土地基抗液化能力的影响。模型中桩径 $d=0.8$ m，筋材厚度 $t=2.5$ mm，桩土剪切模量比 $G_r=5$，加筋体刚度分别为 0，500，1 000，1 500 和 2 000 kN/m。由图 7 可见，地基土中孔压随着筋材刚度的增大而明显减小。振动结束后，孔压消散速度也明显加快，表明复合地基抗液化能力明显增强。究其原因，主要由于加筋体存在增强了碎石桩的刚度，降低了地震作用下砂土所承受的动剪应力，减小了饱和砂土剪切变形，进而限制了孔压的升高。

由图 8 可见，加固区地表峰值加速度较未加固区较高，不同桩径加固的饱和砂土复合地基地表峰值加速度均在 0.2 g 左右。地表加速度幅值随着基底激励幅值的增大而增大；随着加筋体刚度的增加而衰减趋缓，地基抗液化性能随着加筋体刚度增大而增强。

图 9 和图 10 给出了不同桩径对加筋碎石桩复合饱和砂土地基抗液化性能的影响。模型中，加筋体刚度 $J=1\ 500$ kN/m，筋材厚度 $t=2.5$ mm，桩径 d 分别取 0.6，0.7，0.8，0.9 和 1.0 m，桩土剪切模量比 $G_r=5$。通过对比发现，复合饱和砂土地基孔压和地表加速度变化规律与前述类似，随着桩径增大，加筋碎石桩复合饱和砂土地基抗震性能变好。

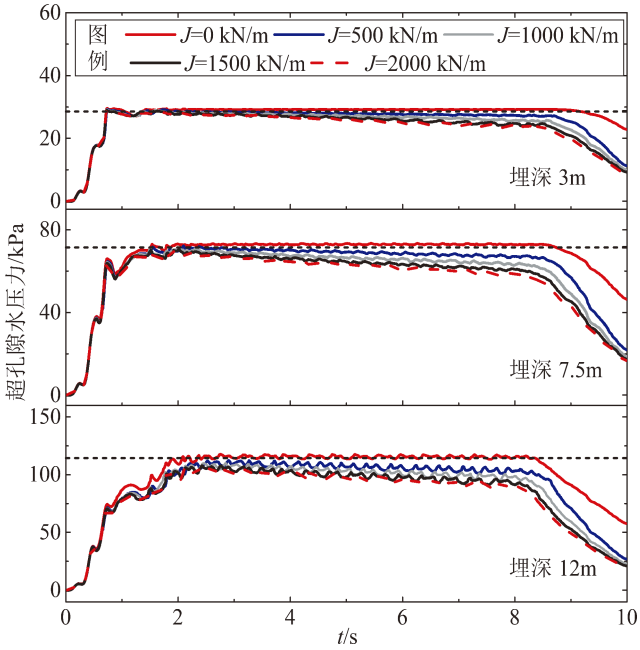

图 7　加筋体刚度对超孔隙水压力的影响

Fig. 7　Effect of stiffness of geosynthetic on excess pore pressure ratio

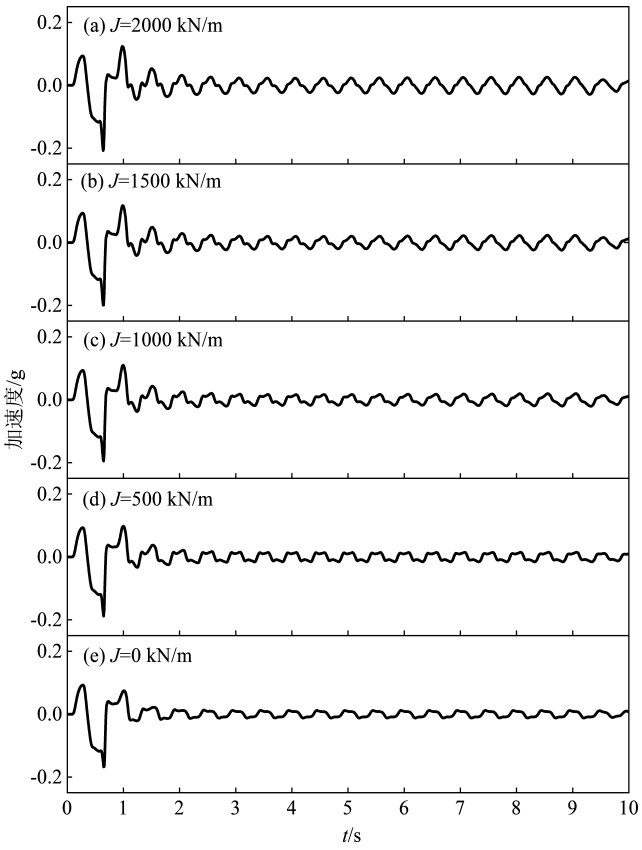

图 8　加筋体刚度对地表加速度的影响

Fig. 8　Effect of stiffness of geosynthetic on ground acceleration

图 11 和图 12 给出了桩土剪切模量比对饱和砂土复合地基抗液化能力的影响。模型中，桩径 d = 0.8 m，筋材厚度 t = 2.5 mm，筋材强度 J = 1 500 kN/m，桩土模量比 G_r 取值分别为 5，10，20，30 和 40。由图可见，随着碎石桩剪切模量的增加，饱和砂土复合地基孔压峰值逐渐减小。并且在振动结束时，地基的孔压消散更快，表明砂土液化得到缓解，地表加速度变化规律与前述类似。

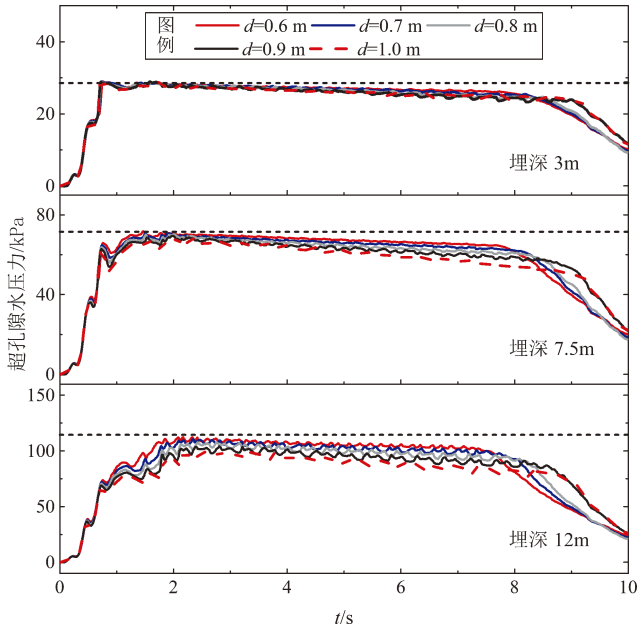

图 9 桩径对超孔隙水压力的影响

Fig. 9 Effect of pile diameter on excess pore pressure ratio

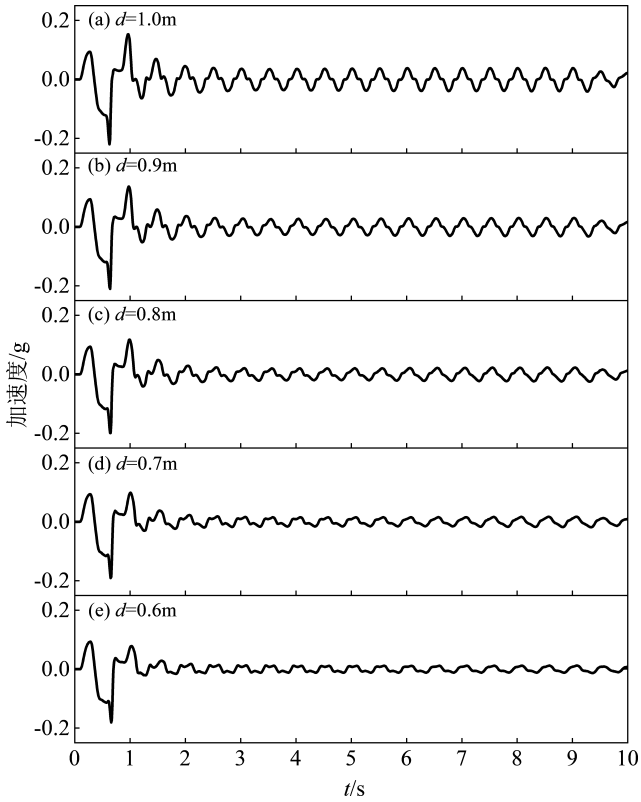

图 10 桩径对地表加速度的影响

Fig. 10 Effect of pile diameter on ground acceleration

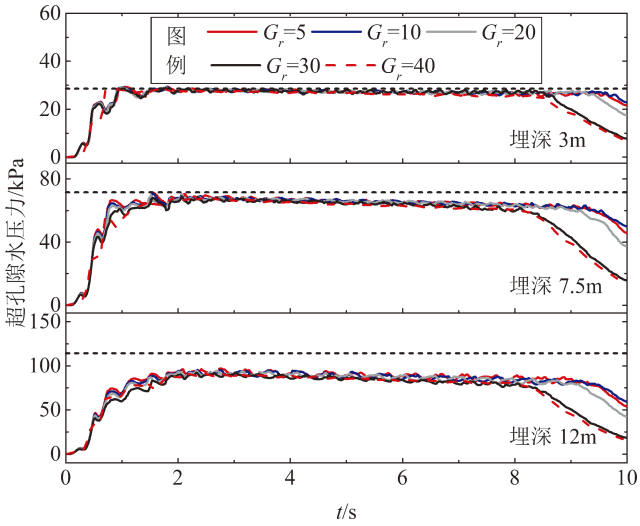

图 11 桩土剪切模量比 G_r 对超孔隙水压力的影响

Fig. 11 Effect of shear modulus ratio of column to soil (G_r) on excess pore pressure ratio

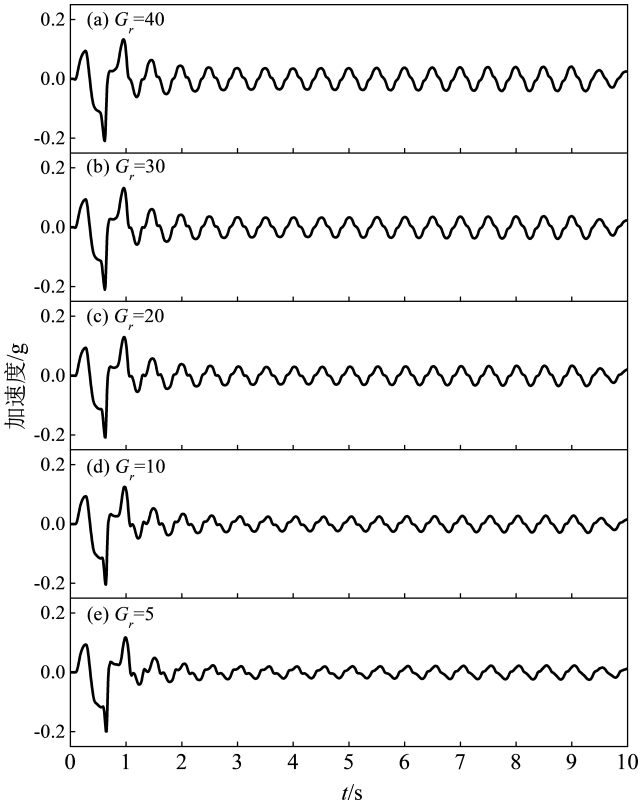

图 12 桩土剪切模量比 G_r 对地表加速度的影响

Fig. 12 Effect of shear modulus ratio of column to soil (G_r) on ground acceleration

3　循环应力比折减系数

3.1　循环应力比折减系数

循环应力比法（即 CSR 法）使用方便，判别准确，被广泛应用于地基液化判别中，其计算方法为：

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \tag{1}$$

式中：CRR 为地基土抗液化强度，也称地基循环阻抗比；CSR 为地震作用下土层中等效循环应力比（陈国兴等，2002）：

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v'} = 0.65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) r_d \tag{2}$$

式中：τ_{av}为地基平均循环剪应力；σ_v 为地基竖向应力；σ_v'为地基竖向有效应力；a_{max}为动荷载期间地表加速度峰值；g 为重力加速度；r_d 为地基剪应力折减系数。

液化场地加固前后 CSR 之比称为循环应力比折减系数（R_{CSR}）：

$$R_{CSR} = \frac{CSR_I}{CSR_U} = \frac{(a_{max} r_d)_I}{(a_{max} r_d)_U} = R_{amax} R_{rd} \tag{3}$$

式中：CSR_U，CSR_I 分别表示未加固场地和加固后地基的循环应力比；R_{amax}为场地加固前后地表加速度峰值比值；R_{rd}为地基剪应力折减系数比。地震烈度一定时，$R_{amax} = 1$。循环应力比折减系数 R_{CSR} 仅与 R_{rd}相关。通过计算饱和砂土复合 R_{rd}，可方便评估复合地基的抗液化加固效果。

3.2　剪应力折减系数分析

通常，地震过程中土体任一点 A 的最大剪应力为（陈国兴等，2002）：

$$\tau_{max} = a_{i,max} \frac{\sum_i \gamma_i h_i}{g} = a_{max} \frac{\sum_i \gamma_i h_i}{g} r_d \tag{4}$$

式中：τ_{max}为地基最大地震剪应力；$a_{i,max}$为地表最大水平地震加速度；a_{max}为 A 点最大地震加速度；γ_i 为 A 点以上第 i 层地基的重力密度。

由式（4）可知，r_d 可由土体各点加速度峰值除以地表加速度峰值得到，分别计算加固前后地基土的 r_d，可得到 R_{rd}。因此，结合数值计算结果，可以得到加固前后地基的剪应力折减系数比 R_{rd}，如图 13 所示。

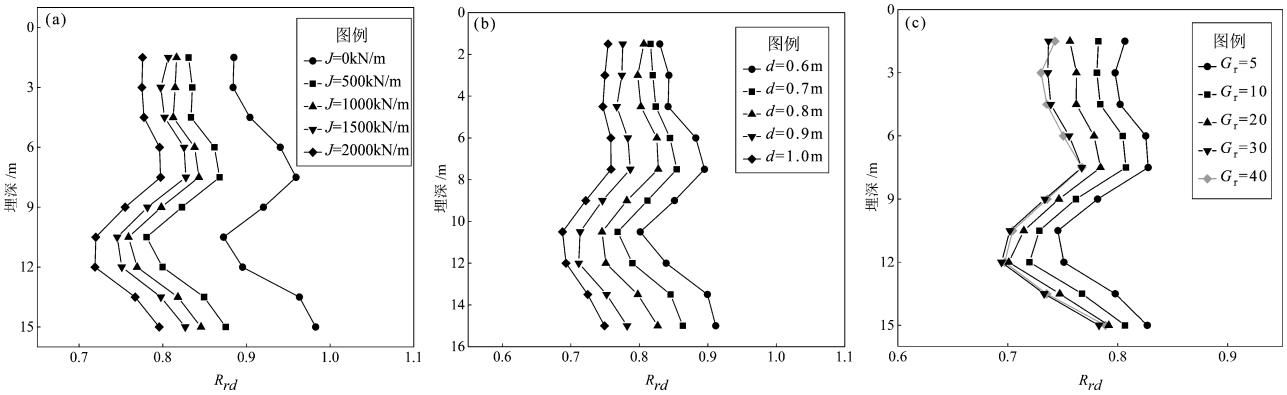

图 13　不同加筋体抗拉刚度（a）、不同桩径（b）及不同桩土剪切模量比 G_r（c）剪应力折减系数比分布

Fig. 13　Shear stress reduction coefficient ratio under different geosynthetic stiffness（a），pile diameters（b）and shear modutus ratio of gravel pile to soil（c）

由上述分析可见，桩径、加筋体抗拉刚度及桩土剪切模量比均会对 R_{rd}的分布造成显著影响。不同工况下 R_{rd}分布规律基本一致，沿埋深呈现“先减后增”的分布规律，且取值范围为 0.6 ~ 1.0。整体上，R_{rd}均随着桩径、加筋体抗拉刚度和桩土剪切模量比的增大而减小。

但是，式（4）使用起来较为不便，故需进一步探究更为直观、简便的 R_{rd}计算方法。

4　剪应力折减系数比简化方法

4.1　剪应力折减系数比

Baez（1995）假定碎石桩与桩周土剪切变形符合剪应变协调假定，推导了地基剪应力折减系数比计算公式，对于加筋碎石桩饱和砂土复合地基，地震产生的剪应力为饱和砂土产生的剪应力

与碎石产生的剪应力之和，如图 14 所示，得到：

$$\tau A = \tau_s A_s + \tau_c A_c \tag{5}$$

式中：τ 为地震作用产生的平均剪应力；τ_s 为桩间土的剪应力；τ_c 为碎石桩的剪应力；A 为复合地基面积；A_s 为饱和砂土面积；A_c 为碎石桩面积。

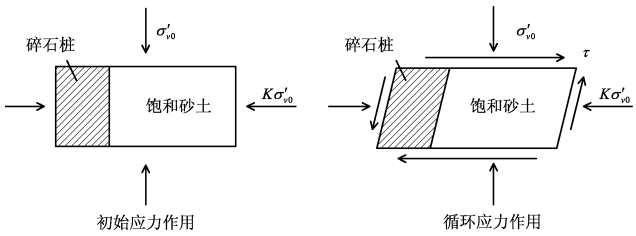

图 14 地震应力作用下饱和砂土复合地基应力分解

Fig. 14 The schematic diagram of stress decomposition under an earthquake

设桩土置换面积率 $A_r = A_c/A$，则有：

$$\tau = \tau_s(1 - A_r) + \tau_c A_r \tag{6}$$

由桩土剪切变形协调假定，可得到：

$$\tau_c = \tau_s G_r \tag{7}$$

式中：G_r 为桩土剪切模量比。结合式（6）和式（7）可得到加筋碎石桩饱和砂土复合地基的 R_{rd}：

$$R_{rd} = \frac{\tau_s}{\tau} = \frac{1}{G_r[A_r + \frac{1}{G}(1 - A_r)]} \tag{8}$$

实际上，碎石桩与桩周土剪切变形并不符合剪应变协调假定，桩土剪应变比远小于 1，因此需要对 R_{rd} 做进一步修正（Nguyen *et al*，2013）：

$$R_{rd} = \frac{1}{G_r[\gamma_r C_G A_r + \frac{1}{G}(1 - A_r)]} \tag{9}$$

式中：γ_r 为复合地基桩土剪应变比，其值主要取决于桩土剪切模量比大小；C_G 为散体材料桩在剪切作用下的等效剪切系数，圆形截面时取 $C_G = 1.0$，矩形截面时 $C_G = 0.5$。得到：

$$\gamma_r = \frac{1}{G_r C_G}\left(\frac{1 - R_{rd}}{R_{rd} A_r} + 1\right) \tag{10}$$

对于散体材料桩，γ_r 主要受 G_r，A_r 和碎石桩长径比 L/d 的影响（Rayamajhi *et al*，2014）。为了简化分析过程，本文仅考虑 G_r 对桩土剪应变比 γ_r 的影响，即：

$$\gamma_r = a \times (G_r)^b \tag{11}$$

基于有限元结果，得到 R_r 与 G_r 之间拟合表达式，如图 15 所示，可以发现 R_r 与 G_r 呈良好的指数函数关系。因此，对于给定 G_r 的复合地基，由上述方法得到复合地基的 γ_r，进而计算 R_{rd}。

4.2 剪应力折减系数比计算公式

为了进一步验证上述简化方法的正确性，对其它工况的加筋碎石桩复合地基进行数值模拟。其中，加筋碎石桩的桩径 d 分别为 1.0，0.9 和 0.8 m，对应的复合地基桩土面积置换率 A_r 分别为 39.2%，35.2% 和 31.0%，筋材强度 $J = 500$ kN/m，

基底输入 0.1 g 和 2 Hz 正弦波，其余各项建模参数与前述保持一致。

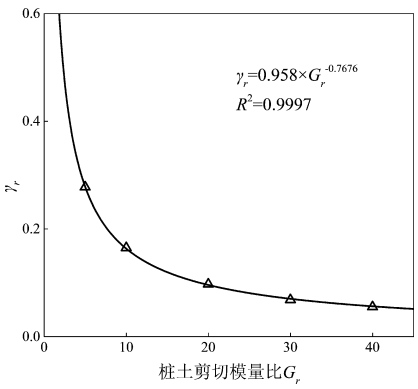

图 15 G_r 与 γ_r 拟合结果

Fig. 15 Fitting curve between G_r and γ_r

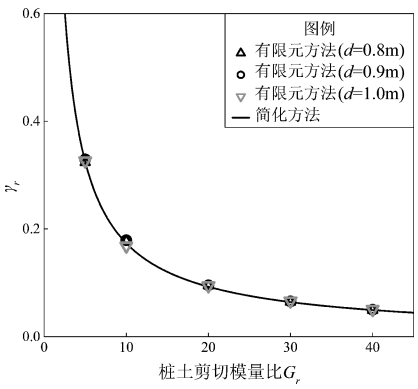

图 16 有限元方法和简化方法计算剪应变比 γ_r

Fig. 16 Shear strain ratio γ_r from finite element method and simplified method

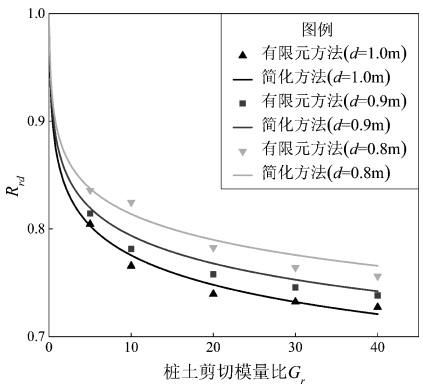

图 17 简化方法验证

Fig. 17 The verification of proposed simplified method

依据上述方法，对 γ_r 和 G_r 进行拟合分析，计算参数 a，b 分别为 1.39 和 −0.90，即：

$$\gamma_r = 1.39 \times (G_r)^{-0.90} \tag{12}$$

从图 16 得到，桩径变化会对 γ_r 造成一定影响，但整体区别不大，式（12）的计算结果与有限元结果吻合较好，可准确反映桩土剪应变比 γ_r 的变化规律。

将式（12）的计算结果代入式（9），可以得到复合地基剪应力折减系数比的变化规律，如图 17 所示，可见简化计算方法得到的值与有限元模拟值相差很小。这说明该简化方法能够较为准确地评价加筋碎石桩复合场地的抗液化能力。

5　结论

本文完成了加筋碎石桩复合饱和砂土复合地基抗震性能振动台试验，建立并验证了复合地基地震反应分析非线性三维有限元模型，得到如下结论：

（1）复合地基剪应力折减系数比 R_{rd} 随着桩径、加筋体强度和桩土剪切模量比的增大均不断增大，并沿埋深呈现“先减后增”的分布规律。

（2）修正了复合地基剪应力折减系数比 R_{rd} 的计算公式，并得到了桩土剪应变比 与桩土剪切模量比 G_r 之间数学关系式。

（3）在以桩土剪切模量比为控制参量的评价单一液化土层条件下，沿桩长全长布筋的加筋碎石桩复合场地抗液化能力的简化方法准确可信。

感谢南京工业大学陈国兴、万里和庄海洋等老师对振动台试验的大力支持。

参考文献：

陈国兴，胡庆兴，刘雪珠．2002. 关于砂土液化判别的若干意见[J]. 地震工程与工程振动，22(1)：141－151.

陈国兴，金丹丹，常向东，等．2013. 最近 20 年地震中场地液化现象的回顾与土体液化可能性的评价准则[J]. 岩土力学，34(10)：2737－2755.

陈建峰，李良勇，徐超，等．2018. 路堤荷载下土工织物散体桩复合地基离心模型试验[J]. 岩土工程学报，40(5)：932－938.

陈建峰，梅森，冯守中．2019. 双向土工格栅加筋碎石桩单轴压缩试验[J]. 工程地质学报，27(2)：311－316.

陈建峰，王兴涛，曾岳，等．2017. 土工织物散体桩桩体大三轴试验研究[J]. 岩土工程学报，39(12)：2212－2218.

杜修力，路德春．2011. 土动力学与岩土地震工程研究进展[J]. 岩土力学，32(S2)：10－20.

顾美湘．2017. 筋箍碎石桩复合地基承载变形特性的三维离散元和模型试验研究[D]. 长沙：湖南大学.

李程程，曹振中，李瑞山．2016. 场地液化侧移等级判别标准及其可靠性分析[J]. 岩土工程学报，38(9)：1668－1677.

梁乘玮，王家全，唐滢，等．2019. 基于筋材包裹长度及模量变化的加筋包裹碎石桩破坏机理分析[J]. 广西科技大学学报，30(3)：8－14.

凌贤长，唐亮．2015. 液化侧扩流场地桥梁桩基抗震研究进展[J]. 地震工程与工程振动，35(1)：1－10.

刘汉龙，赵明华．2016. 地基处理研究进展[J]. 土木工程学报，49(1)：96－115.

欧阳芳．2017. 包裹碎石桩复合地基静动力特性及其设计方法研究[D]. 成都：西南交通大学.

石秀峰．2017. 加筋碎石桩复合地基承载性能研究[D]. 黑龙江：哈尔滨工业大学.

孙锐，杨洋，袁晓铭．2017. 土体液化研究的新探索[J]. 地震工程与工程振动，37(3)：175－181.

王健，程浩，焦驰宇．2019. 可液化场地桩－土结构相互作用研究综述[J]. 科学技术与工程，19(20)：21－30.

夏博洋，郑刚，周海祚，等．2019. 筋箍长度及刚度对加筋碎石桩复合地基承载力影响分析[J]. 岩土工程学报，41(S2)：209－212.

谢定义．2011. 土动力学[M]. 北京：高等教育出版社.

张玲，陈哲，赵明华．2017. 筋箍碎石桩复合地基桩土应力比的计算与分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版)，44(1)：136－142.

张文彬，汪云龙，曹振中，等．2017. 年东日本大地震人工填土场地液化特征综述[J]. 世界地震工程，33(2)：13－23.

赵明华，何玮茜，衡帅，等．2017. 基于圆孔扩张理论的筋箍碎石桩承载力计算方法研究[J]. 岩土工程学报，39(10)：1785－1792.

Baez S J I. 1995. A Design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro－stone Columns[D]. California：University of Southern California.

Chen G X, Zhou E Q, Wang Z H, *et al*. 2016. Experimental investigation on fluid characteristics of medium dense saturated fine sand in pre－and post－liquefaction[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 14(8)：2185－2212.

Nguyen T V, Rayamajhi D, Boulanger R W, *et al*. 2013. Design of DSM Grids for Liquefaction Remediation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(11)：1923－1933.

Rayamajhi D, Nguyen T V, Ashford S A, *et al*. 2014. Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(3), 04013034.

Tang L, Cong S Y, Ling X Z, *et al*. 2017. The boundary conditions for simulations of a shake－table experiment on the seismic response of 3D slope[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 16(1)：23－32.

GB50011—2010，建筑抗震设计规范[S].

JTS146—2012，水运工程抗震设计规范[S].

A Simplified Evaluation Method of Liquefaction Resistance for Composite Foundation Reinforced by Geosynthetic – reinforced Gravel Pile

QIU Mengyao[1], CHEN Shupei[1], TANG Liang[1], LING Xianzhang[1,2],
ZHANG Xiaoyu[3], LI Xuewei[1], LIU Shuxing[1]

(1. *School of Civil Engineering*, *Harbin Institute of Technology*, *Harbin* 150090, *Heilongjiang*, *China*)
(2. *School of Civil Engineering*, *Qingdao University of Technology*, *Qingdao* 266033, *Shandong*, *China*)
(3. *School of Civil Engineering*, *Guangzhou University*, *Guangzhou* 510006, *Guangdong*, *China*)

Abstract

In order to evaluate the liquefaction resistance capability of the composite saturated sandy soil foundation with geosynthetic – encased stone column scientifically and reasonably, the accuracy of the numerical model is verified by the comparative of nonlinear finite element numerical simulation and model test using the Opensees computing platform. Then the variation law of shear stress reduction coefficient ratio of composite foundation under different working conditions is studied and analyzed. The results show that the shear stress reduction coefficient ratio of composite foundation increases with the increase of the pile diameter, reinforced body strength, and pile – soil shear modulus ratio. Also, the calculation method of shear stress reduction coefficient ratio of composite foundation is modified. Finally, a simplified method is proposed and verified to evaluate the liquefaction resistance capability of the geosynthetic – encased stone column in a single liquefied soil layer with the pile – soil shear modulus ratio as the control parameter.

Keywords: geosynthetic – encased stone column; liquefaction resistance; shear stress reduction coefficient ratio; evaluation method