

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.0852

可液化场地碎石桩复合地基地震动力响应分析

邹佑学^{1,2,3}, 王 睿^{1,2,3}, 张建民^{1,2,3}

(1. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 清华大学 城市轨道交通绿色与安全建造技术国家工程实验室, 北京 100084; 3. 清华大学 土木水利学院, 北京 100084)

摘 要: 采用砂土液化大变形弹塑性本构模型分析可液化砂土, 采用模量随应力与应变变化的等效非线性模型增量形式分析碎石桩, 应用 FLAC^{3D} 有限差分软件对地震动力作用下可液化场地碎石桩复合地基进行三维动力响应分析。模拟分析了在地震作用下碎石桩刚度效应和排水效应对加固处理可液化场地的抗液化效果, 从初始小变形到液化后大变形的变形发展, 超静孔压累积与消散, 及桩与土的变形与应力分配变化等。结果表明, 所用模型与方法可合理描述可液化场地碎石桩复合地基在地震作用下场地的动力响应特性和抗液化效果; 在地震作用下可液化场地中桩周土体与碎石桩体的竖向应力与水平向剪切应力向碎石桩体集中, 竖向有效应力比可降至约 1/6~1/3; 桩周土体与桩体为非协调变形, 剪应变比可达 7~10; 碎石桩抗液化影响范围约为 2.5~3 倍桩径, 对超过 3.5 倍桩径范围影响较小; 碎石桩与砂土渗透系数比大于 100 时对降低砂土中超静孔隙水压力影响明显; 碎石桩对场地的加密效应可显著降低超静孔隙水压力, 而碎石桩刚度则对超静孔隙水压力变动影响较小, 但有助于减低地面加速度响应峰值。

关 键 词: 动力响应; 可液化场地; 碎石桩; 复合地基; FLAC^{3D}

中图分类号: TU 435

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2019)06-2443-13

Analysis on the seismic response of stone columns composite foundation in liquefiable soils

ZOU You-xue^{1,2,3}, WANG Rui^{1,2,3}, ZHANG Jian-min^{1,2,3}

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. National Engineering Laboratory for Urban Rail Transit Green and Safety Construction Technology, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

3. School of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: With the application of a plasticity model for large post-liquefaction deformation of sand to model the liquefiable soil and an equivalent nonlinear incremental model to model stone columns (SC), three-dimensional dynamic responses of stone columns composite foundation in liquefiable soil are numerically investigated using finite difference code FLAC^{3D}. The analysis investigates the effect of the SC's high stiffness and improved drainage on soil liquefaction mitigation, the excess pore water pressure (EPWP) build-up and dissipation, the deformation process of the liquefiable soil from small to large deformation in the pre- and post-liquefaction regimes, and the variation of stress distribution between SC and surrounding soils. The results show that the model and the program can reasonably reproduce the seismic response of stone columns composite foundation in liquefiable soils and its effect of liquefaction mitigation. The vertical stress and horizontal shear stress gradually concentrate to SC during earthquake shaking and vertical effective stress ratio may decrease to 1/6-1/3, the deformation in soil and SC is incompatible and the ratio of shear strain in the soil and SC may reach 7-10. A ratio of SC permeability to soil permeability larger than 100 significantly decreases the EPWP, while the stiffness of SC slightly decreases EPWP but helps reduce the surface peak acceleration.

Keywords: seismic response; liquefiable foundation; stone columns; liquefaction mitigation; FLAC^{3D}

1 引 言

地震引起的场地液化和液化后大变形是地震灾

害的重要成因。碎石桩加固处理是有效减轻可液化场地的地震液化及液化后大变形的地基处理措施之一^[1-2]。强震地区可液化场地常采用碎石桩加固处理

收稿日期: 2017-05-02

基金项目: 国家自然科学基金 (No.51678346, No.51708332)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51678346, 51708332).

第一作者简介: 邹佑学, 男, 1974 年生, 博士研究生, 主要从事岩土工程抗震方面的研究。E-mail: zouyx09@mails.tsinghua.edu.cn

通讯作者: 张建民, 男, 1960 年生, 博士, 教授, 主要从事岩土工程方面的教学和研究工作。E-mail: zhangjm@tsinghua.edu.cn

以提高地基抗液化能力。Hausler^[3]研究分析 15 次强烈地震 102 个不同的加固处理场地现场调查案例,发现采用砂石桩或砂石排水的达到 44 例。碎石桩体与周围土体相比,具有较高的材料模量、刚度和渗透系数。碎石桩加固有利于增加土体密实度,碎石桩体对场地变形起到一定的约束效应,承担更多的分配应力可减少桩周土体的应力,有利于减少土体超静孔压累积增长,其高渗透性作为排水通道可抑制孔压并加快超静孔隙水压力的消散,因此,碎石桩可改善可液化场地的抗液化能力。碎石桩对周围土体在地震作用下的效应受多重因素共同影响,且碎石桩为散体材料桩,周围土体对碎石桩的围压变化及其应变会影响碎石桩的力学特性,可液化场地碎石桩复合地基的变形、应力、孔压变化等动力特性还有不少待深入研究之处。

在可液化地基的碎石桩抗液化分析时,可液化场地的合理评价有赖于对饱和砂土本构关系及初始液化和液化后变形的有效描述,及碎石桩材料的本构模型与参数选择。Green^[4]、Olgun^[5]和 Rayamajhi^[6]等采用线弹性模型模拟碎石桩与可液化土体,分析碎石桩复合地基抗液化的震动变形与剪应变协调性,得出剪应变不协调以及按应变协调计算会高估碎石桩承担的剪应力,但其模型不能反映超静孔压产生与消散等特性而为定性分析结论。Elgamal^[7]、Asgari^[8]、Forcellini^[9]等采用砂土液化套叠屈服面弹塑性本构模型,砂土和碎石材料选用不同参数与渗透系数,分析碎石桩可有效改善可液化场地在动力荷载作用下抗液化特性,并进行了相应的力学分析。但该模型通过在应力经过相转换线时引入一个完全塑性剪应变来近似模拟在相同的有效应力路径下的循环剪应变增大现象,与大量试验所表明的初始液化后大剪应变增量不是在经过相转换线时段而是出现在零剪应力时段的实际现象不相符。有些研究中对可液化土体和碎石桩则采用不同本构模型或方式描述,如: Papadimitriou 等^[10]采用边界面塑性模型描述砂土,张艳美等^[11]基于 Biot 动力固结方程将饱和砂土视为土-水二相介质分析,牛琪瑛等^[12]则采用 Finn/Byrne 模型模拟饱和砂土动孔压,对碎石材料则分别采用 Ramberg-Osgood 非线性模型^[10]或线弹性模型^[11-12]分析。不过对液化砂土复杂的力学行为需要更精细和合理的描述,对碎石材料也需考虑材料动力特性随围压和变形的变化。

2 砂土液化模型与碎石材料模型

张建民等^[13-16]针对地震液化大变形问题,通过

对震害调查和室内试验实际现象认识,从基本规律、物理机制、本构描述与零应力点算法,到实用分析,提出了一个饱和砂土震动液化大变形的本构理论和预测方法。基于试验现象研究,张建民^[14]将砂土的体应变 ϵ_v 分解为有效球应力变化引起的体变 ϵ_{vc} 和剪切引起的体变 ϵ_{vd} 并进一步分解为可逆性剪切体应变 $\epsilon_{vd, re}$ 与不可逆性剪切体应变 $\epsilon_{vd, ir}$, 揭示了循环加载条件下砂土液化后剪应变发展和累积与 3 个体应变分量之间的内在联系。张建民等^[15-16]根据体积相容性条件发展了定量描述砂土液化后零有效应力状态的剪应变与体应变关系,指出存在一个临界体变 $\epsilon_{vc,0}$ 使得有效球应力为 0, 在零有效应力状态下 ϵ_{vc} 需满足体积相容性条件,因此,需要有足够大的可逆性剪切体应变产生才能使 $\epsilon_{vc} > \epsilon_{vc,0}$, 即使砂土离开液化状态,并以此为依据建立了一个可以描述饱和砂土液化后大变形的弹塑性本构模型。王睿等^[17]在对砂土液化大变形机制充分认识的基础上,符合三维应力空间中边界面和剪胀面上的应力映射规则,引入临界状态变量,建立了三维砂土液化大变形本构模型。

本文利用该三维砂土液化大变形本构模型模拟可液化土体。邹佑学等^[18]将该模型在 FLAC^{3D} 中进行二次开发,对不排水循环扭剪、不排水/排水三轴压缩、循环三轴、及三维离心动力试验模拟分析,模拟与试验结果符合度均较高,验证了模型模拟砂土从液化前小变形到液化后大变形方面的能力和程序在处理三维计算问题上的有效性。该模型在 OpenSees 程序可液化地基单桩基础和群桩基础动力分析及与离心动力模型试验对照中也得到较好应用^[19-23]。模型公式完整描述及与试验对照请参见文献^[17-23]。

碎石材料模型考虑在动荷载作用下材料模量和阻尼比随围压与剪应变变化而变动,并考虑模型适用性,采用等效非线性模型并根据计算程序的需要设置为其增量形式表示。根据 Seed^[24]和 Rollins^[25]等对碎石剪切模量的建议,碎石材料初始最大等效剪切模量 G_{max} 表示为

$$G_{max} = \alpha (K_2)_{max} p_a (\sigma'_m / p_a)^{0.5} \quad (1)$$

式中: σ'_m 为平均有效应力(kPa); $(K_2)_{max}$ 为与相对密度或剪切波速相关的模量系数,约为 80~180^[24]; 系数 $\alpha = 21.7$; p_a 为标准大气压。

动剪切模量比^[24-25]和以 Sigmoidal 函数表示的剪切模量衰减曲线^[26]表示为

$$G/G_{\max} = M_s(\gamma) \quad (2)$$

$$M_s(\gamma) = y_0 + \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{x_0 - \lg \gamma}{b}\right)} \quad (3)$$

式中： G 为动剪切模量（割线模量）； γ 为动剪应变； M_s 为剪切模量比； a 、 b 、 x_0 和 y_0 为拟合参数。

将应力-应变关系骨干曲线写成增量形式为

$$\tau = G\gamma \quad (4)$$

$$G_t = \frac{d\tau}{d\gamma} = G + \gamma \frac{dG}{d\gamma} \quad (5)$$

$$d\tau = G_t d\gamma = G_{\max} \left(M_s + \gamma \frac{dM_s}{d\gamma} \right) d\gamma \quad (6)$$

式中： G_t 为切线动剪切模量； τ 为平均剪应力； $d\tau$ 为剪应力增量； $d\gamma$ 为动剪应变增量。

体积模量 K 表示为

$$K = \alpha \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} (K_2)_{\max} p_a (\sigma'_m / p_a)^{0.5} \quad (7)$$

式中： ν 为碎石材料小应变泊松比。

将上述碎石材料等效非线性模型增量形式，并采用摩尔-库仑强度准则描述屈服，进行二次开发植入 FLAC^{3D} 程序。

本文应用 FLAC^{3D} 有限差分软件^[26-27]，对地震动力作用下可液化场地碎石桩复合地基进行三维动力响应分析，重点关注在地震作用下碎石桩刚度效应和排水效应对加固处理可液化场地的抗液化效果，从初始小变形到液化后大变形发展，超静孔压累积与消散，及桩与土的变形与应力分配变化等。

3 分析模型

3.1 计算模型和材料参数

可液化饱和砂土土层厚度 10 m，上部 8 m 为相对密度 $D_r = 50\%$ 的中等密实饱和砂，下部 2 m 为相对密度 $D_r = 65\%$ 的较密实饱和砂，渗透系数 k_{sand} 分别约为 6.12×10^{-5} m/s 和 5.10×10^{-5} m/s，砂土颗粒相对密度为 2.67，最大和最小孔隙比分别为 0.887 和 0.511^[28]，砂土模型计算参数见表 1^[18]。碎石桩按正方形布置，碎石桩中心距为 S ，桩径为 d ，桩长 L 为 8.0 m。考虑周期性条件和对称性^[7-8]，取碎石桩复合地基单元区的 1/2 进行模拟。碎石桩处理可液化场地布置和网格划分如图 1 所示。碎石材料模型参数见表 2，其 $G/G_{\max} - \gamma$ 曲线拟合如图 2

所示。与 Rollins 等^[25]所建议碎石模量衰减曲线相比较，在动剪应变较大时($\gamma > 0.5\%$)趋于平缓，以避免局部区域因剪切模量衰减过多引起变形异常和提高计算稳定性。碎石材料渗透系数 k_{stone} 因周围土体混入碎石桩的程度不同，碎石中细粒含量不同，变化的幅度范围较大^[29-30]，为分析碎石桩排水效应影响，选取多个不同渗透系数比较分析。开展了共 18 个不同模型的参数比较分析，见表 3。

模型的力学和流体边界条件为：①底部固定，地震动从底部沿 x 轴方向水平输入；②考虑对称性，边界左侧和右侧对应位置的节点自由度进行捆绑约束；③侧向边界在 y 向固定约束，土层表面自由；④底部和周边为不排水边界，顶面设为自由排水边界，设置固定孔压为 0。

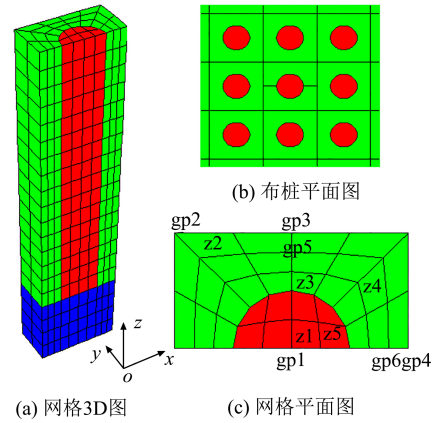


图 1 碎石桩复合地基和模型网格划分
Fig.1 Schematics of stone columns composite foundation and model layout

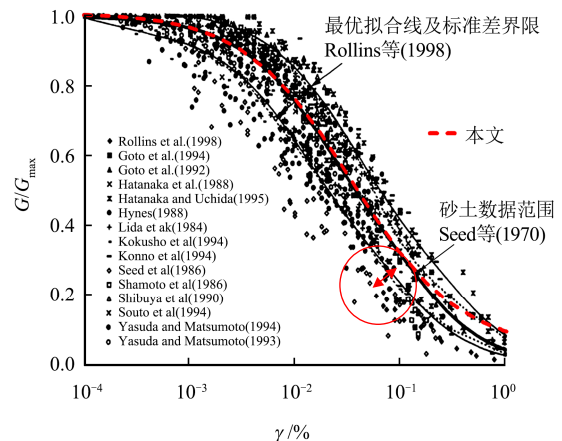


图 2 碎石材料 $G/G_{\max} - \gamma$ 曲线（图片来源 Rollins 等^[25]）

Fig.2 $G/G_{\max} - \gamma$ curves for the gravel material
(sourced from Rollins et al^[25])

3.2 地震波输入

模型地震动输入选用 1989 年 Loma Prieta 地震

表 1 饱和砂土材料模型参数

Table 1 Model parameters for saturated sand

G_0	κ	h	M	$d_{re,1}$	$d_{re,2}$	d_{ir}	α	γ_{dr}	n^p	n^d	λ_c	e_0	ξ
225	0.004	1.7	1.35	0.35	30	0.40	10	0.05	0.4	8.0	0.021	0.833	0.7

表 2 碎石材料模型参数

Table 2 Model parameters for stone columns

$(K_2)_{\max}$	a	b	x_0	y_0	$\varphi/(^\circ)$	ν
80/120/180	0.956	-0.508	-1.455	0.053	40	0.3

表 3 计算模型及参数

Table 3 Simulation Model

模型 编号	$A_r/\%$	S/d /(m/m)	k_{stone} /(m/s)	$(K_2)_{\max}$	上部土层相 对密实度/%	备注
Free-1	/	2.0/1.0	6.12×10^{-5}	/	50	无碎石桩
Free-2	/	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	/	50	
SC-1	20	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	80	50	
SC-2	20	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	120	50	
SC-3	20	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	180	50	碎石材料 模量变化
SC-4	31	1.6/1.0	1.00×10^{-2}	120	50	
SC-5	13	2.5/1.0	1.00×10^{-2}	120	50	
SC-6	9	3.0/1.0	1.00×10^{-2}	120	50	
SC-7	6	3.5/1.0	1.00×10^{-2}	120	50	置换率 变化
SC-8	3	5.0/1.0	1.00×10^{-2}	120	50	
SC-9	20	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	120	60	
SC-10	20	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	120	65	
SC-11	20	2.0/1.0	1.00×10^{-2}	120	70	桩间土 加密效应
SC-12	20	2.0/1.0	6.12×10^{-5}	120	50	
SC-13	20	2.0/1.0	6.12×10^{-4}	120	50	
SC-14	20	2.0/1.0	3.06×10^{-3}	120	50	
SC-15	20	2.0/1.0	6.12×10^{-3}	120	50	渗透 系数 变化
SC-16	20	2.0/1.0	3.06×10^{-2}	120	50	

注: A_r 为碎石桩面积置换率, $A_r = \pi d^2 / (4S^2)$; SC-6/7/8 网格划分相应加密。

CDMG STATION 47381 站记录波 0~26 s 波形, 其加速度时程经 SeismoSignal 程序进行滤波和基线校正后的输入波形(加速度、速度、位移时程)如图 3 所示, 最大加速度约 0.37g, 出现在 5.53 s 附近。碎石材料模型已反映材料的滞后阻尼特性, 为调整低应变幅振动时滞后阻尼偏小与降低高频噪声的影响, 计算时叠加阻尼比为 0.01 的瑞利阻尼; 可液化土体施加阻尼比为 0.035 的瑞利阻尼, 以反映材料阻尼能量耗散和降低高频噪声影响。

3.3 计算步骤

场地整体网格的初始应力状态按均匀砂土场地在线弹性模型下建立, 参照文献[29]取土侧限压力系数 $k_0 = 0.8$ 。再将碎石桩部位的材料密度增加至碎石密度值, 进行弹性/塑性和渗流计算生成初始应力

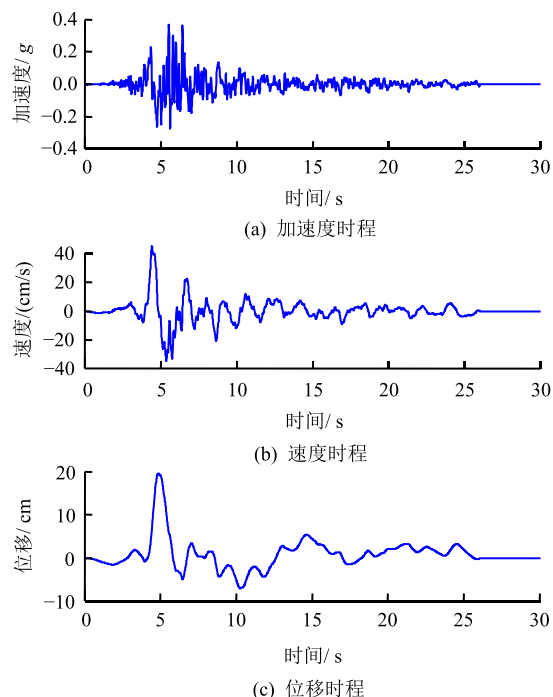


图 3 输入震动波形

Fig.3 Input wave excitations after baseline adjustment

场与孔压场, 将位移和速度置为 0。在启动弹塑性动力分析之前, 进行模型自振分析, 确定不同的低阶振型自振频率。自振频率作为参考用于确定瑞利阻尼的输入参数。其后, 输入地震动加速度, 进行三维弹塑性流固耦合动力响应分析; 输入震动在 26 s 基本结束后, 输入加速度为零继续震后动力固结分析至孔隙水压力基本消散。桩体渗透系数为 1 cm/s 的计算模型在 36 s 左右孔压基本消散, 其他桩体渗透系数较小的模型孔压消散所需时间有不同程度延长, 自由场孔压消散约需 1 000 s。

4 模拟结果与分析

4.1 典型动力响应

位于桩中心位置 Z1 和距桩中最远砂土位置 Z2 在 1.25、3.75、6.25 m 等 3 个深度处的超静孔隙水压力时程曲线对比如图 4 所示。自由均匀场地 (Free-1) 在位置 Z1 和 Z2 的 3 个深度处均达到液化状态, 在中心与边缘位置超静孔压产生基本一致, 震动过程中超静孔压几乎没有消散, 震动结束后孔压消散慢 (约需 1 000 s)。经碎石桩处理场地 (SC-1/2/3), 桩中心 Z1 部位均未达到液化, 而在

距桩芯最远 Z2 部位的砂土部位, 浅层 (1.25 m) 均达到液化状态, 3.75 m 深处在强震时段接近或少量时段达到液化状态, 深层 (6.25 m) 则没有液化, 且孔压在强震过后的震动过程中桩中心部位和距桩最远部位就都开始消散, 深层消散早于浅层, 消散速度比浅层快, 震动结束后孔压消散较快, 抗液化能力明显增强。从碎石桩不同模量工况比较, 在较小模量工况下的超静孔压稍大于并增长稍快于模量较大工况下超静孔压, 但差别不显著。而不考虑碎石桩加固效应, 桩体部位仍为砂土, 仅考虑排水效应的 Free-2 模型, 其渗透系数增大也明显有助于改善抗液化能力。从对比分析可见: 碎石桩体的排水效应明显有助于改善场地超静孔压的累积和消散; 在碎石桩的刚度只为砂土场地刚度几倍的情况下, 其刚度效应对超静孔压的减低影响不显著, 低于排水

效应的抗液化效果。

在场地表位于 gp1、gp5 和 gp6 点 3 个位置的加速度响应时程比较, 如图 5 所示。从图可见, 考虑碎石桩刚度效应、不考虑排水效应的模型 SC-12 明显降低场地表面加速度响应峰值, 而同时考虑刚度和排水效应的模型 SC-2 则降低场地加速度响应峰值更进一步。对比 gp5 和 gp6 点加速度响应表明距桩体相同距离、不同平面位置点的加速度响应不同步, 场地加速度响应与震动方向有关, 另外, 可能也会受到计算模型边界的部分影响。

在位置 Z1 和 Z2 场地深度 3.75 m 深处的剪应力-剪应变响应如图 6 所示, 剪应力-有效球应力路径如图 7 所示。从图 6 和图 7 中可见, 自由场地 (Free-1) 在震动过程中位置 Z1 和 Z2 处在零剪应力附近, 即

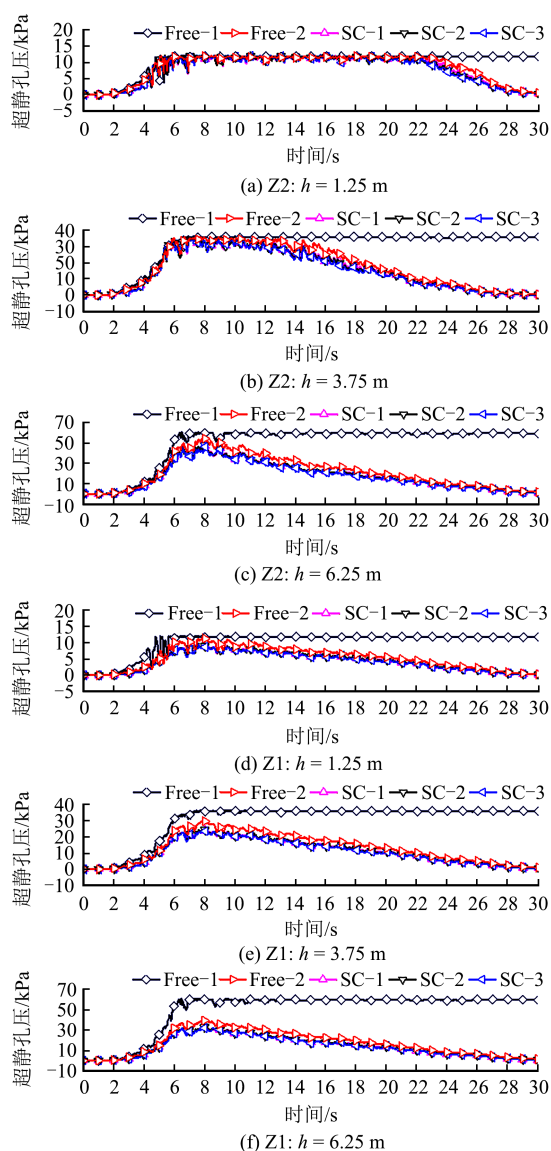


图 4 超静孔压时程曲线

Fig.4 Time histories of the excess pore water pressures

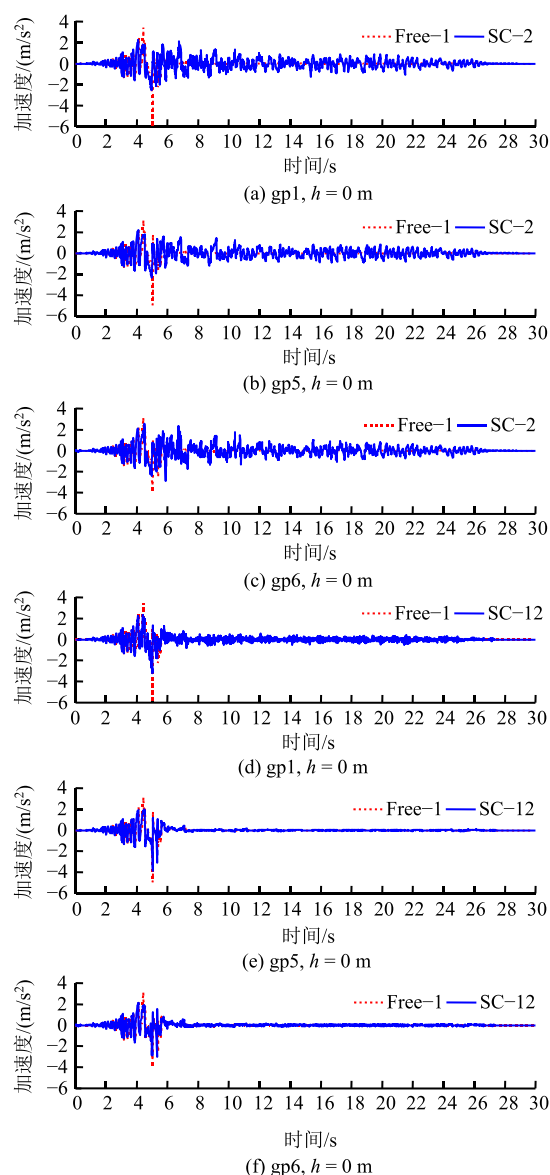


图 5 加速度响应时程曲线

Fig.5 Time histories of the accelerations

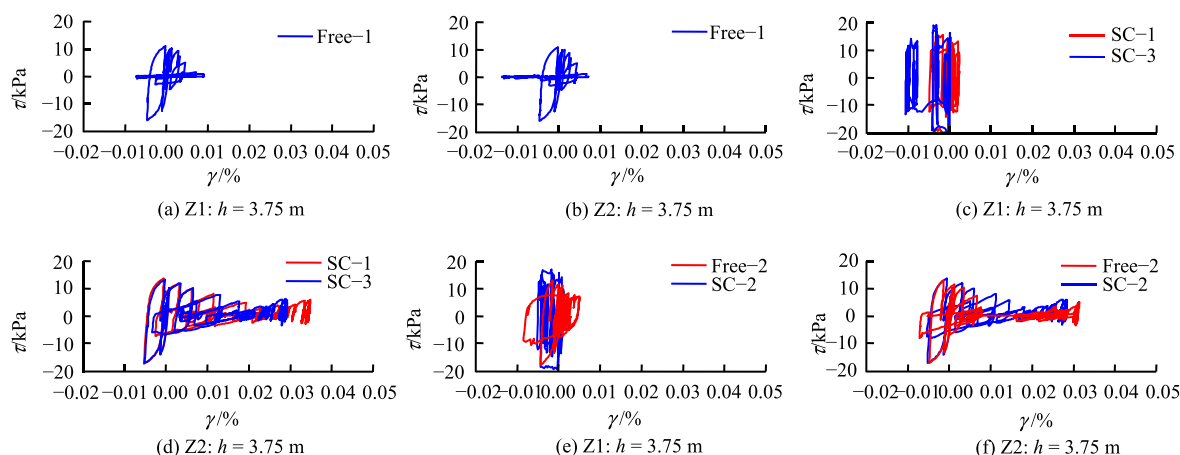


图 6 剪应力-剪应变响应

Fig.6 Calculated shear stress and strain response

达到液化时, 有较大的剪应变发生; 两个部位在有效应力降低不大时响应基本同步, 在有效应力较低至趋向于 0 时, 两者出现响应有所不一致, 分析可能由于边界条件及网格不均匀性导致不同位置的响应存在不完全均匀。经碎石处理场地 (SC-1/2/3), 在 Z2 部位 3.75 m 深度, 少量时段接近或达到液化, 并迅速离开液化状态, 而桩中心 Z1 部位 3.75 m 深度则未出现液化, 未出现零剪应力状态时的剪应变较大变化, 而是剪应变较大变化出现在较大剪应力

状态时, 分析其原因是部分循环在较大剪应力时刻达到了强度破坏线, 出现塑性流动变形。仅考虑排水影响的 Free-2 则在 3.75 m 深处 Z2 部位达到液化, 与图 4 所示相符合, 其在剪应变出现偏移后离开液化状态并在新位置区振动。从图可见, SC-1/2/3 及 Free-2 等模型的桩与土剪应变呈现不协调变形, Z2 部位剪应变明显大于桩中心 Z1 部位剪应变, 在桩心 Z1 部位震后固结的有效球应力明显大于震动前初始值, Z2 部位则明显小于初始值。

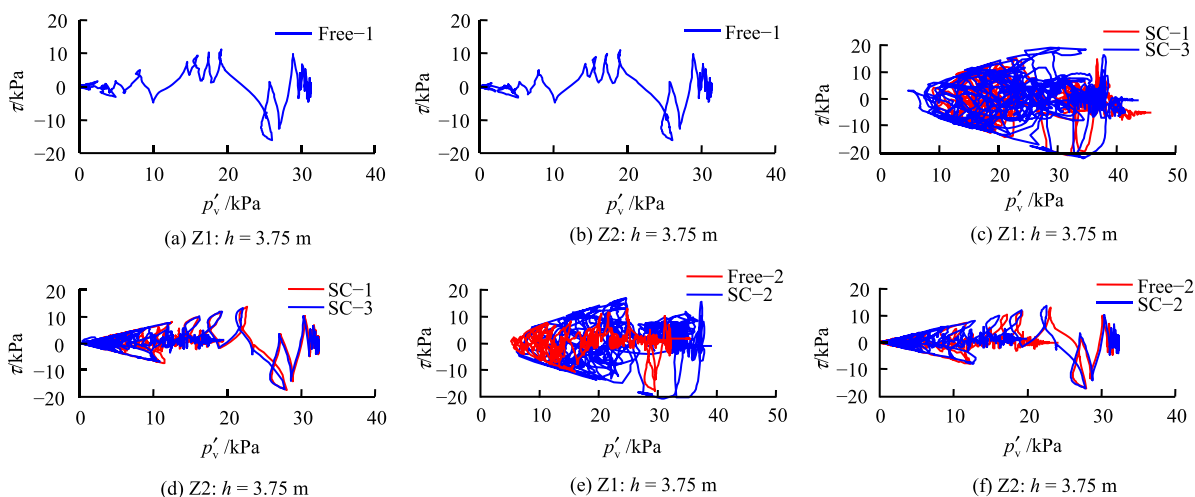


图 7 应力路径模拟结果

Fig.7 Calculated effective stress path

4.2 桩与土应力、应变及变形的动力响应及分析

在震动作用下碎石桩加固可液化地基的桩与土体的平均竖向有效应力比 $R_{\sigma'_z}$ 和平均竖向总应力比 R_{σ_z} [6] 表示为

$$R_{\sigma'_z} = \frac{\sigma'_{z, \text{sand}}}{\sigma'_{z, \text{stone}}} = \frac{\sum (\sigma'_{zi, \text{sand}} A_{zi, \text{sand}}) / A_{\text{sand}}}{\sum (\sigma'_{zk, \text{stone}} A_{zk, \text{stone}}) / A_{\text{stone}}} \quad (8)$$

$$R_{\sigma_z} = \frac{\sigma_{z, \text{sand}}}{\sigma_{z, \text{stone}}} = \frac{\sum (\sigma_{zk, \text{sand}} A_{zi, \text{sand}}) / A_{\text{sand}}}{\sum (\sigma_{zk, \text{stone}} A_{zk, \text{stone}}) / A_{\text{stone}}} \quad (9)$$

式中: $\sigma'_{z, \text{stone}}$ 为碎石桩区平均竖向有效应力; $\sigma_{z, \text{stone}}$ 为碎石桩区平均竖向总应力; $\sigma'_{z, \text{sand}}$ 和 $\sigma_{z, \text{sand}}$ 为周围土体中平均竖向有效应力及平均竖向总应力; $A_{zi, \text{sand}}$ 和 $A_{z, \text{sand}}$ 为砂土单元截面面积和砂土区总面

积, $A_{zk, stone}$ 和 $A_{z, stone}$ 为碎石桩单元的截面面积和碎石桩区总面积。 $R_{\sigma'_z}$ 和 R_{σ_z} 反映了在震动过程中桩体区和土体区之间整体应力转换状况。

图8所示为 $R_{\sigma'_z}$ 在 3.75 m 和 6.25 m 两个高度的时程曲线。从图可见, 因未考虑上覆荷载施加, 初始状态 $R_{\sigma'_z}$ 较均匀接近于 1.0; 在震动过程中 $R_{\sigma'_z}$ 随桩周土中超静孔压上升呈波动方式逐步减小, 在超静孔压达到峰值后, $R_{\sigma'_z}$ 继续缓慢减小。在 SC-1/2/3 中 $R_{\sigma'_z}$ 可减至约 1/6~1/3, 随着震动时超静孔压逐步消散和周围土体中竖向有效应力逐渐恢复, $R_{\sigma'_z}$ 有少量回升; 在 SC-9/10/11 中 $R_{\sigma'_z}$ 持续减小。从图对比可见, 桩周土体相对密度越小、碎石桩模量与刚度越大, $R_{\sigma'_z}$ 减小越快; 当孔压基本消散时, $R_{\sigma'_z}$ 在所分析置换率为 20% ($S/d = 2.0/1.0$) 的 6 个模型中位于 3.75~6.25 m 深度范围均接近于 1/4。

图9所示为桩与土竖向有效应力比 $R_{\sigma'_z}$ 和竖向总应力比 R_{σ_z} 在震动 10、16、30 s 时, 即在超静孔压较大、孔压消散中以及震动结束孔压基本消散时刻沿深度的分布图。自由场地 (Free-1) 的 R_{σ_z} 在震动过程中直至孔压消散基本保持约为 1.0, 即场地竖向总应力分布均匀; 在 10~30 s 之间有效应力趋向于 0 时, 竖向有效应力的微小不均匀就会引起 $R_{\sigma'_z}$ (约 0/0) 较大变动, 图中 $R_{\sigma'_z}$ 值在 0.7~1.2 之间说明不均匀较小, 与图6所示相符, 分析是因边界条件或网格不均匀性所导致响应不完全均匀。碎石桩

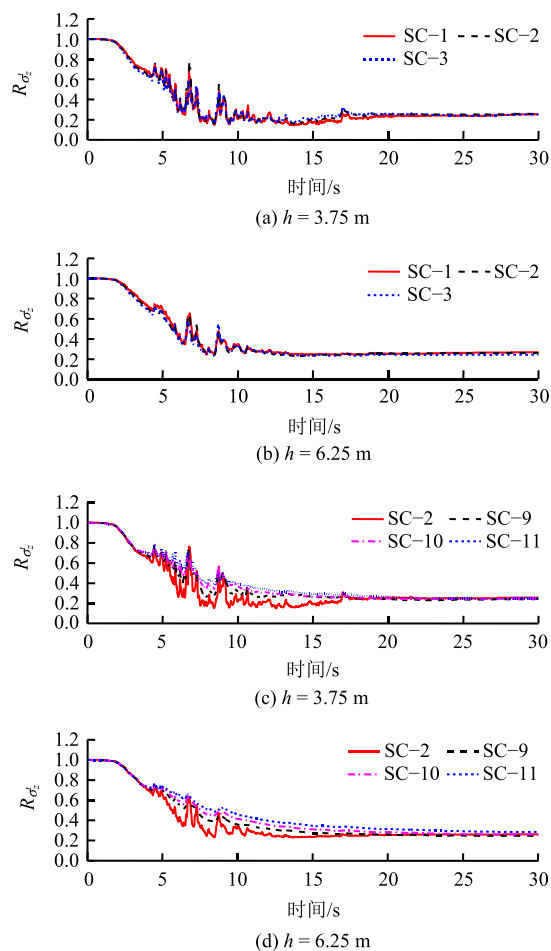


图8 土与桩竖向有效应力比 $R_{\sigma'_z}$ 时程曲线
Fig.8 Time histories of the vertical effective stress ratio $R_{\sigma'_z}$ between stone columns and soils

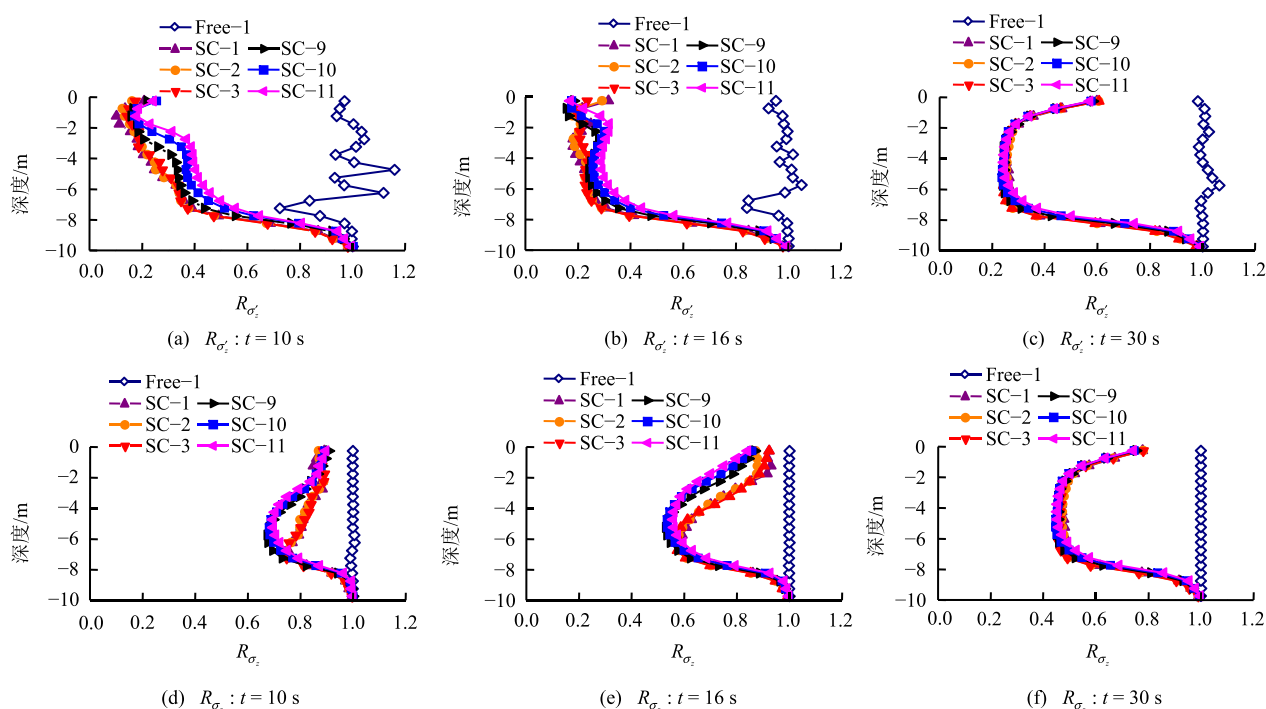


图9 土与桩应力比 $R_{\sigma'_z}$ 、 R_{σ_z} 沿深度分布 ($t = 10, 16, 30$ s)
Fig.9 Profile plots of $R_{\sigma'_z}$ and R_{σ_z} versus depth at $t = 10, 16$ and 30 s

处理场地 (SC-1/2/3/9/10/11) 在 10 s 时刻 R_{σ_z} 在 0.7~0.9 之间, 而 R_{σ_z} 则从浅部地表约 0.1~0.3 过渡至 8 m 深度两层砂土交界部位约 0.4~0.6, 反映出浅层土体中超静孔隙水压比上升快于深层部位且孔压未能及时消散的特征。在 16 s 时, R_{σ_z} 浅层有所回升, 而 R_{σ_z} 继续减少。在孔压消散过程中, 土体部位原由超静孔压承担的竖向应力逐步释放, 部分由土体承担, 部分向碎石桩部位转移, 土体部位承担的总竖向力在逐步减少, 碎石桩部位承担的总竖向力持续增加。到 30 s 超静孔压基本消散时, R_{σ_z} 和 R_{σ_z} 分布趋于稳定, 在地表附近 0~2 m 由于扩散角影响表现出竖向应力从地表逐步沿深度向桩体集中, 在 2~7 m 范围, R_{σ_z} 约接近于 1/4, R_{σ_z} 约为 2/5~1/2, 在上层和下层土层交界深度之下 2 m 范围快速向下趋近于 1.0。

土体在 $t \approx 4.4$ s (水平向剪力最大) 时还未出现液化, 土体平均剪应力 $S_{xz, sand}$, 及 Z2、Z3、Z4 等 3 个部位的剪应力 S_{xz} 与桩体平均剪应力 $S_{xz, stone}$ 之比 R_{sxz} 沿竖向分布如图 10 所示。自由场地 (Free-1) 的桩土剪应力比 R_{sxz} 保持在约 1.0。经碎石桩处理场地 (SC-1/2/3/9/10/11) 除地表 0~2 m 外, 桩土平均剪应力比 R_{sxz} 约 0.7~0.85; 而不同部位的 R_{sxz} 根据距桩中距离不同而分布在约 0.5~0.9 之间, 分布不均匀。SC-9/10/11 等 3 个模型的砂土相对密度较大, 在地表浅层的近桩体部位剪应力较小, 而较远部位则剪应力较大且大于桩体部位的平均剪应力, 分析其是由于对应部位剪应变较大的原因。

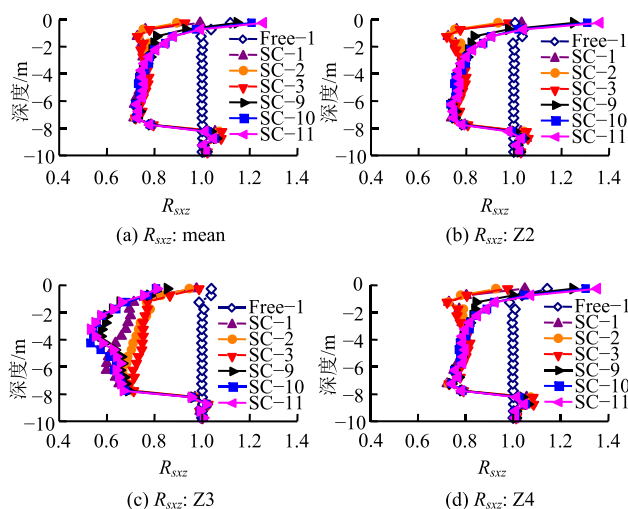


图 10 土与桩剪应力比 R_{sxz} 沿深度分布 ($t \approx 4.4$ s)

Fig.10 Profile plots of R_{sxz} versus depth at $t \approx 4.4$ s

在 SC-2 工况下的 4.4 s (剪力最大) 和 8.6 s (超

静孔压最大) 时刻, R_{sxz} 在 4 m 深度的平面分布如图 11 所示。从图可见, 桩周土体中剪应力呈非均匀分布。在时刻 $t \approx 4.4$ s, 剪应力比主要分布 0.7~0.9 之间, 向经桩体沿 x 轴方向 (顺震动向) 集中, 而在 $t \approx 8.6$ s 时刻随着孔压上升及部分区域达到初始液化, 土体中剪应力的不均匀性明显增强, 大部分区域 R_{sxz} 在 0.3~0.8 之间, 剪应力分布向碎石桩体进一步集中。土体中的剪应力不均匀性随参数的变化而不同, 且在时间与空间 (竖向和平面) 上随震动过程而变化。

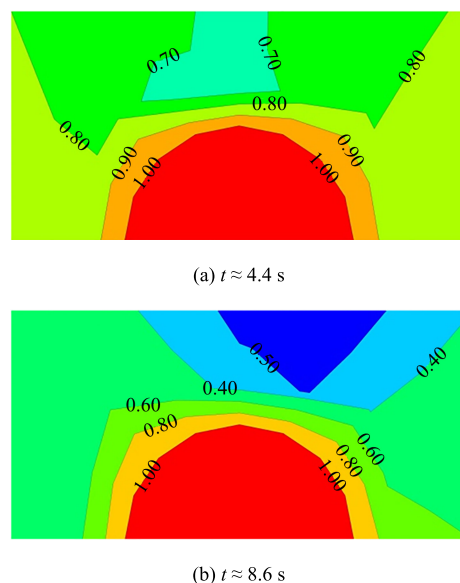


图 11 土与桩剪应力比 R_{sxz} 等值线图 ($h = 4$ m)

Fig.11 Contour plots of R_{sxz} at section $h = 4$ m

在 $t \approx 4.4$ s 时, 桩周土体平均剪应变 $\gamma_{xz, sand}$, 及 Z2、Z3、Z4 等 3 个位置剪应变 γ_{xz} 与桩平均剪应变 $\gamma_{xz, stone}$ 之比 $R_{\gamma_{xz}}$ 沿竖向分布如图 12 所示。自由场地 (Free-1) 的桩土剪应变比 $R_{\gamma_{xz}}$ 保持在约 1.0。经碎石桩处理场地 (SC-1/2/3/9/10/11) 桩与土平均剪应变比 $R_{\gamma_{xz}}$ 则从基底约 1.0 沿深度增大至约 4.0~6.0; 距桩中距离不同的 Z2、Z3、Z4 部位 $R_{\gamma_{xz}}$ 分布不均匀, 差异较大, 远桩体的 Z3 和 Z4 部位剪应变明显大于近桩体的 Z3 部位。

在 SC-2 工况下 4.4 s 和 8.6 s 时, $R_{\gamma_{xz}}$ 在 4 m 深度的平面分布如图 13 所示。从图可见, 在 $t \approx 4.4$ s 时刻, $R_{\gamma_{xz}}$ 沿 y 轴基本左右对称、在经桩体沿 x 轴方向 (顺震动向) 区域明显大于经桩体沿 y 轴方向 (垂直震动向) 区域的剪应变, $R_{\gamma_{xz}}$ 主要分布在 2.0~7.0 之间, 呈非均匀分布, 而在 $t \approx 8.6$ s 时刻, $R_{\gamma_{xz}}$ 沿 y 轴呈反对称状态, 同样, 在经桩体沿 x 轴方向 (顺震动向) 区域明显大于经桩体沿 y 轴方向 (垂直震动向) 区域的剪应变, 剪切变形显著不均

匀, $R_{\gamma_{xz}}$ 分布在 $-10.0 \sim +6.0$ 之间。

图 14 所示为 SC-2 工况震动过程中几个典型时刻复合地基的侧向变形和孔隙水压力云图, 反映了从起始状态、液化、至孔压消散的过程。最大侧向位移 19.1 cm, 出现在约 5 s; 震动后孔压基本消散 $t = 30$ s 时, 最大侧向位移约 4.6 cm, 位于场地浅层。

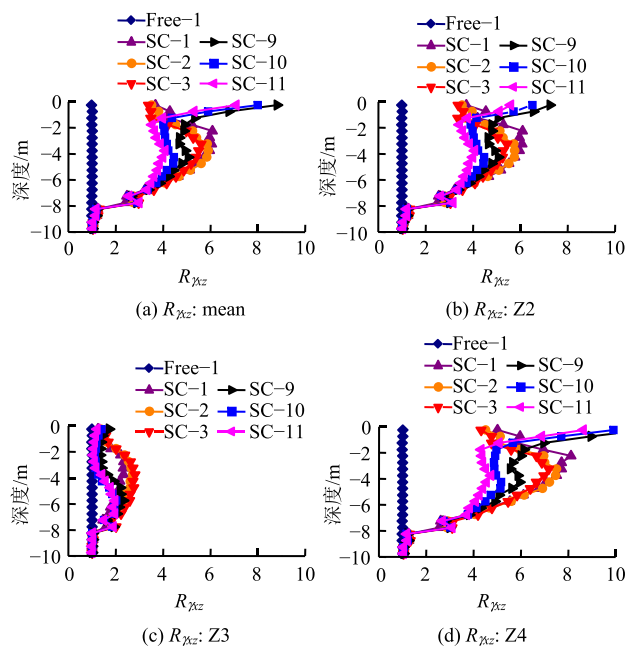


图 12 土与桩剪应变比 R_{γ} 沿深度分布 ($t \approx 4.4$ s)
Fig.12 Profile plots of R_{γ} versus depth at $t \approx 4.4$ s

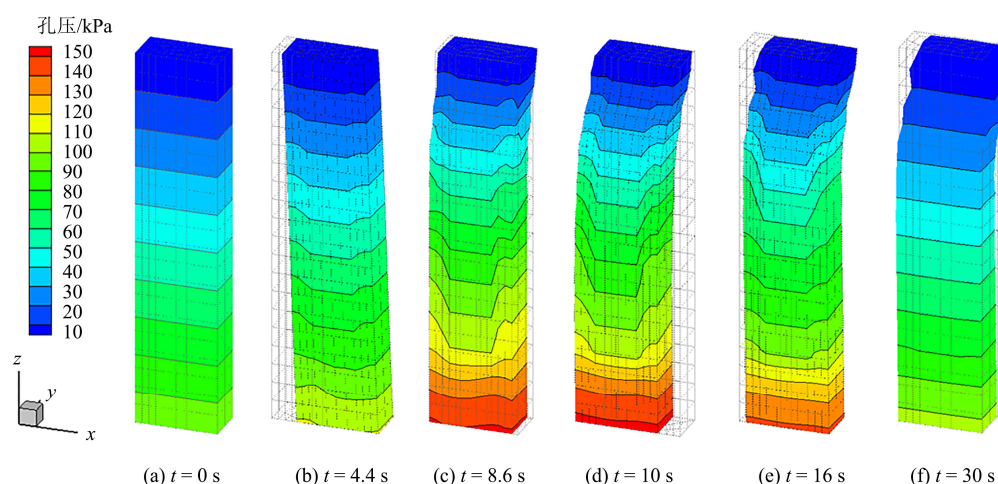


图 14 地震过程中 SC-2 模型的场地变形和孔压云图

Fig.14 Foundation deformation and pore pressure contours during the earthquake of SC-2

碎石桩不同置换率对复合地基的超静孔压的产生和消散影响差异明显。碎石桩抗液化有效影响范围约为 2.5~3.0 倍桩径; 对 3 倍桩径的部位 (SC-6), 在桩周土体深层 ($h = 6.25$ m) 超静孔压消散加快, 对浅层影响则较弱; 超过 3.5 倍桩径区 (SC-7/8)

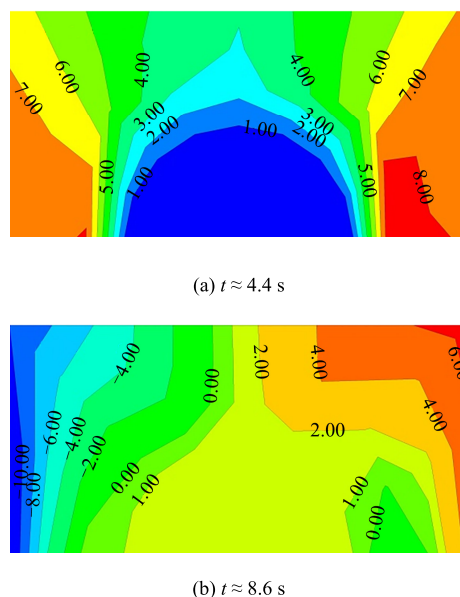


图 13 土与桩剪应变比 R_{γ} 等高线图 ($h = 4$ m)

Fig.13 Contour plots of R_{γ} at section $h = 4$ m

4.3 置换率、渗透系数及加密效应对超静孔压的影响

图 15 为碎石桩桩径相同 ($d = 1.0$ m), 桩间距 S 分别为 1.6、2.0、2.5、3.0、3.5、5.0 m, 其对应置换率约为 31%、20%、13%、9%、6%、3% 工况下, 以及自由场地工况 (Free-1) 下, 在 Z1 和 Z2 部位不同深度的超静孔压时程曲线。从图中可见,

则抗液化效果改善不明显。

图 16 为 SC-8 ($S = 5.0$ m) 工况下, 在 $t = 16$ s 和 $t = 26$ s 时刻复合地基中的孔隙水压云图。从图可见, 碎石桩部位孔压明显低于桩周土体的孔压, 碎石桩作为排水通道效果明显; 在桩周土体中, 浅层

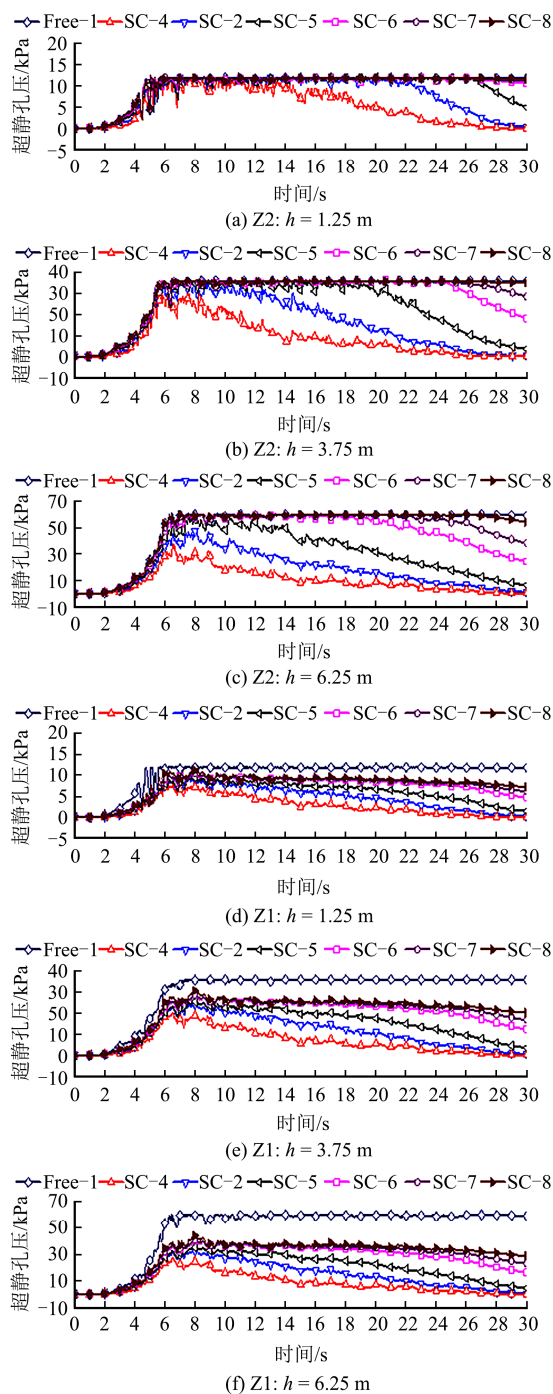


图 15 碎石桩置换率对超静孔压的影响

Fig.15 Influence of SC replacement rate on the excess pore water pressures

部位孔压梯度小, 碎石桩排水影响范围小, 随深度增加孔压梯度变大, 排水影响范围增加; 在 8 m 深处影响范围约至 3.5~4.0 倍桩径区。

碎石桩渗透系数分别为 1、10、50、100、150、500 倍砂土渗透系数的工况下, 在 Z1 和 Z2 部位不同深度的超静孔压时程曲线对比, 如图 17 所示。从图可见, 碎石桩渗透系数大小的不同, 复合地基中超静孔压累积和消散显著不同。碎石桩与砂土渗透

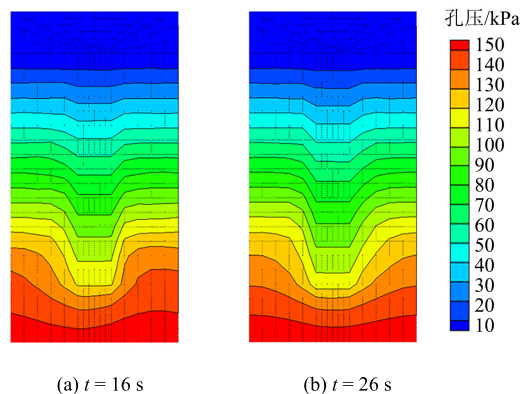


图 16 碎石桩加固对超静孔压的影响范围

Fig.16 Area of excess pore water pressure affected by SC

系数比大于 100 时, 对降低砂土中超静孔隙水压影响明显, 且桩体内超静孔压未至液化孔压; 在 SC-14 工况的 50 倍渗透系数情况下, 桩体的排水能力不足, 对降低桩周土体中超静孔压降低有一定效果, 但桩体在 3.75 m 深部位已至液化孔压。在 SC-12 工况渗透系数为 1 倍时, 即不考虑排水效应, 仅考虑碎石桩刚度效应, 对复合地基超静孔隙水压力变动影响较小, 仅少量减缓了液化前的超静孔隙水压力产生与累积。

考虑碎石桩对桩周的上层土体加密作用且假设加密均匀, 不考虑对桩底部的下层土体加密作用, 在上层土体的相对密度 D_r 分别为 50%、60%、65% 和 70% 工况, 及自由场工况 (Free-1) 下, 在 Z1 和 Z2 部位不同深度的超静孔压时程曲线对比, 如图 18 所示。从图可见, 碎石桩对场地的加密效应可显著降低超静孔隙水压力, 改善场地的抗液化能力。桩周土体相对密度越高, 桩周土体和桩体内均出现超静孔压增长趋缓, 峰值下降, 孔压消散变快。但在距桩中较远部位的浅层少量区域, 可能会存在液化或液化/离开液化往返活动, 其状态与土体相对密度和震动的强度相关。

5 结论与建议

采用砂土液化大变形本构模型模拟饱和砂土和等效非线性增量模型模拟碎石桩, 应用 FLAC^{3D} 软件进行可液化场地碎石桩复合地基三维液固耦合地震动力响应分析, 结果和分析表明:

(1) 所用模型与方法可合理地描述可液化场地碎石桩复合地基在地震作用下场地的动力响应特性和抗液化效果。

(2) 碎石桩加固可明显减少可液化场地在地震作用下的超静孔压累积和加快孔压消散。碎石桩的排水效应对桩周土体的加密效应抗液化效果显

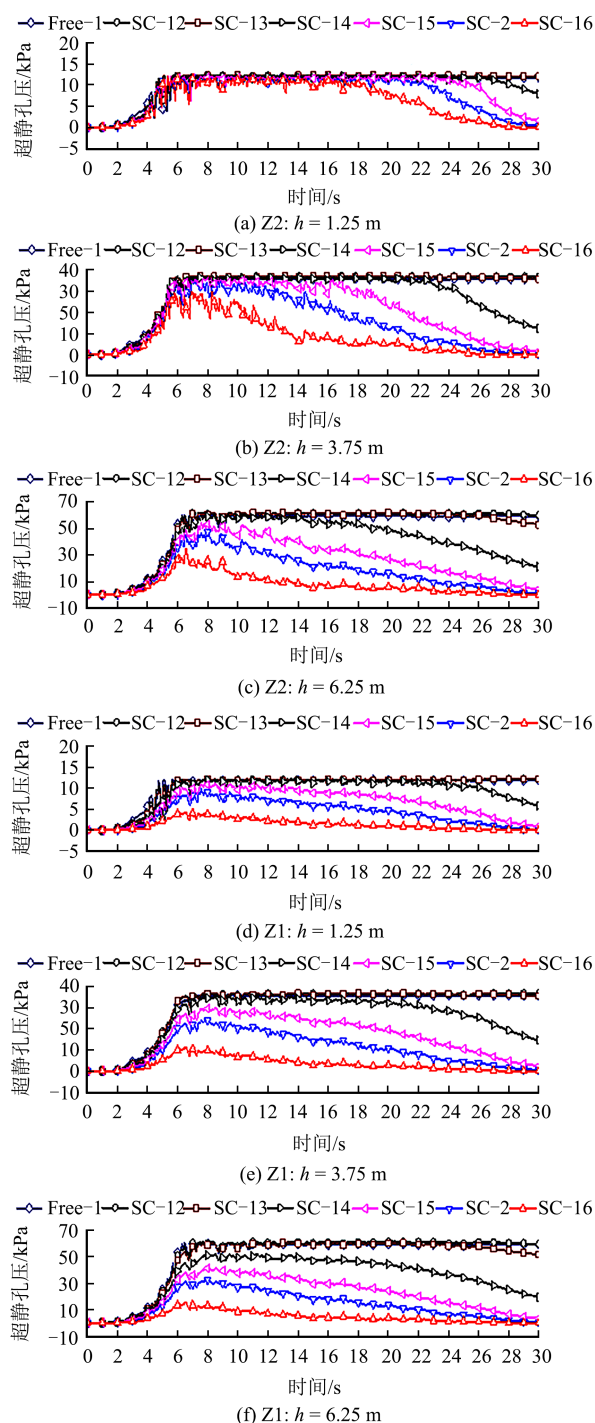


图 17 碎石桩渗透系数对超静孔压的影响

Fig.17 Influence of SC permeability on excess pore water pressure

著; 碎石桩刚度对超静孔隙水压力影响较小, 但有助于减低地面加速度响应峰值。碎石桩抗液化效果有效影响范围约为 2.5~3 倍桩径, 对超过 3.5 倍桩径范围影响效果较小, 影响范围在浅层小而随深度增加; 碎石桩与砂土渗透系数比大于 100 时可有效降低砂土中超静孔隙水压。

(3) 在地震作用下, 桩与土承担的应力分配会

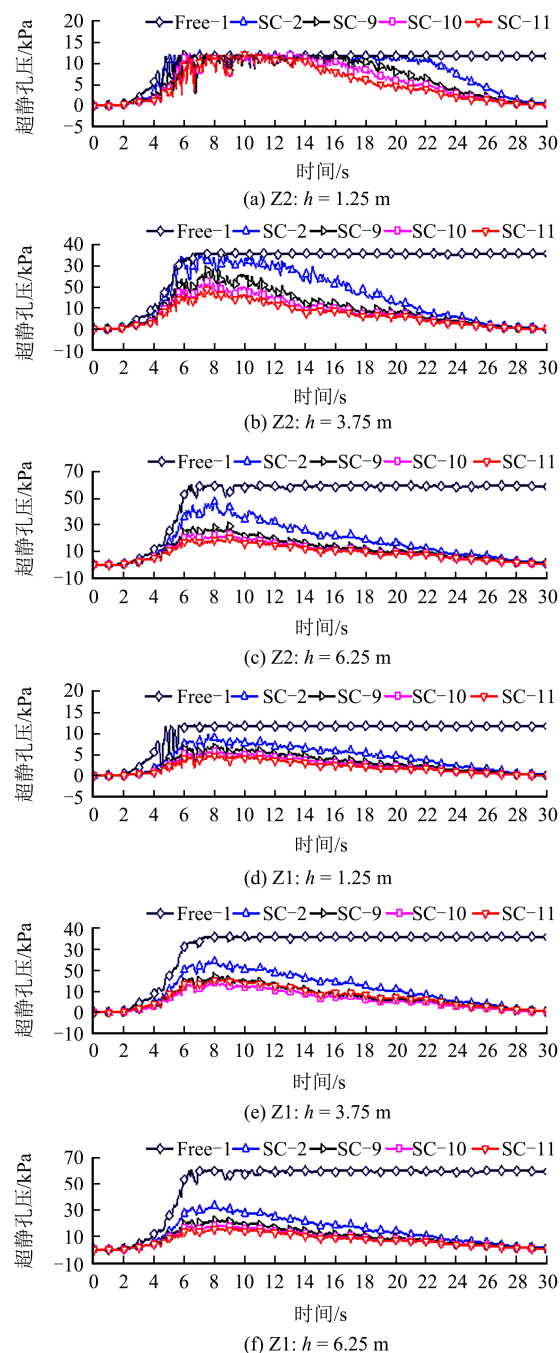


图 18 碎石桩对桩周土加密作用的影响

Fig.18 Influence of SC densifying effect on excess pore water pressure

发生变化, 与初始应力状况相比, 桩周土体和碎石桩的竖向应力与水平向剪切应力在震动过程中向碎石桩体转移, 桩体逐渐承担更多, 桩周土体与碎石桩的竖向有效应力比在震动过程中可减少至约 1/6~1/3, 至孔压消散时 2 m 以下约接近于 1/4。

(4) 可液化场地碎石桩复合地基的剪切变形在震动过程中呈非均匀响应, 剪应变分布显著不均匀, 桩周土体与桩体中剪应变比可达 7~10; 距桩体近区域剪应变小, 距桩体远区域剪应变大; 经桩体沿

x 轴方向（顺震动向）区域明显大于经桩体沿 y 轴方向（垂直震动向）区域的剪应变。

参考文献

- [1] SEED H B, BOOKER J R. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains[J]. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, 1977, 107(7): 757—768.
- [2] ADALIER K, ELGAMAL A. Mitigation of liquefaction and associated ground deformation by stone columns[J]. **Engineering Geology**, 2004, 72: 275—291.
- [3] HAUSLER E A. Influence of ground improvement on settlement and liquefaction: a study based on field case history evidence and dynamic geotechnical centrifuge tests[D]. Berkeley: University of California, 2002.
- [4] GREEN R A, OLGUN C G, WISSMANN K J. Shear stress redistribution as a mechanism to mitigate the risk of liquefaction[C]//Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV. Sacramento: American Society of Civil Engineers, 2008: 1—10.
- [5] OLGUN C G, MARTIN J R. Numerical modeling of the seismic response of columnar reinforced ground[C]//Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV. Sacramento: American Society of Civil Engineers, 2008: 1—11.
- [6] RAYAMAJHI D, NGUYEN T V, SCOTT A A, et al. Numerical study of shear stress distribution for discrete columns in liquefiable soils[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2014, 140(3): 1—9.
- [7] ELGAMAL A, LU J, FORCELLINI D. Mitigation of liquefaction-induced lateral deformation in a sloping stratum: three-dimensional numerical simulation[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2009, 135(11): 1672—1682.
- [8] ASGARI A, OLIAEI M, BAGHERI M. Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2013, 51(1): 77—96.
- [9] FORCELLINI D, TARANTINO A M. Assessment of stone columns as a mitigation technique of liquefaction-induced effects during Italian earthquakes (May 2012)[J]. **The Scientific World Journal**, 2014, DOI: 10.1155/2014/216278.
- [10] PAPADIMITRIOU A, MOUTSOPOULOU M E, BOUCKOVALAS G, et al. Numerical investigation of liquefaction mitigation using gravel drain[C]//The 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Thessaloniki, Greece: [s. n.], 2007: 1—12.
- [11] 张艳美, 张鸿儒. 碎石桩设计参数对复合地基抗液化性能的影响[J]. **岩土力学**, 2008, 28(5): 1320—1323.
ZHANG Yan-mei, ZHANG Hong-ru. Influence of stone columns design parameters on anti-liquefaction nature of composite foundation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(5): 1320—1324.
- [12] 牛琪瑛, 刘建君, 刘少文, 等. 碎石桩与水泥土桩加固液化地基的数值模拟研究[J]. **岩土工程学报**, 2011, 33(增刊 1): 481—484.
NIU Qi-ying, LIU Jian-jun, LIU Shao-wen, et al. Numerical simulation of liquefiable sandy ground reinforced by gravel piles and soil-cement piles[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(Suppl.1): 481—484.
- [13] 张建民. 砂土动力学若干基本理论探究[J]. **岩土工程学报**, 2012, 34(1): 1—50.
ZHANG Jian-min. New advances in basic theories of sand dynamics[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2012, 34(1): 1—50.
- [14] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律[J]. **岩土工程学报**, 2000, 22(1): 12—17.
ZHANG Jian-min. Reversible and irreversible dilatancy of sand[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2000, 22(1): 12—17.
- [15] 张建民, 王刚. 砂土液化大变形的机理[J]. **岩土工程学报**, 2006, 28(7): 835—840.
ZHANG Jian-min, WANG Gang. Mechanism of large post-liquefaction deformation in saturated sand[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(7): 835—840.
- [16] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. **Acta Geotechnica**, 2012, 7(2): 69—113.
- [17] WANG Rui, ZHANG Jian-min, WANG Gang. A unified plasticity model for large post-liquefaction shear deformation of sand[J]. **Computers and Geotechnics**, 2014, 59: 54—66.
- [18] 邹佑学, 王睿, 张建民. 砂土液化大变形模型在 FLAC^{3D} 中的开发与应用[J]. **岩土力学**, 2018, 39(4):

- 1525—1534.
- ZOU You-xue, WANG Rui, ZHANG Jian-min. Implementing a plasticity model for large post-liquefaction deformation of sand into the FLAC^{3D} program[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(4): 1525—1534.
- [19] WANG R. Single piles in liquefiable ground: seismic response and numerical analysis methods[D]. Beijing: Tsinghua University, 2014.
- [20] WANG R, FU P, ZHANG J M. Finite element model for piles in liquefiable ground[J]. **Computers and Geotechnics**, 2016, 72: 1—14.
- [21] 王睿, 张建民. 可液化地基中单桩基础的三维数值分析方法及应用[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(11): 1979—1985.
- WANG Rui, ZHANG Jian-min. Three-dimensional elastic-plastic analysis method for piles in liquefiable ground[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(11): 1979—1985.
- [22] 刘星, 王睿, 张建民. 液化地基中群桩基础地震相应分析[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(12): 2326—2331.
- LIU Xing, WANG Rui, ZHANG Jian-min. Seismic response analysis of pile groups in liquefiable foundations[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(12): 2326—2331.
- [23] WANG Rui, LIU Xing, ZHANG Jian-min. Numerical analysis of the seismic inertial and kinematic effects on pile bending moment in liquefiable soils[J]. **Acta Geotechnica**, 2017, 12(4): 773—791.
- [24] SEED H B, WONG R T, IDRIS I M, et al. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 112(11): 1016—1032.
- [25] ROLLINS K M, EVANS M D, DIEHL N B, et al. Shear modulus and damping relationships for gravels[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1998, 124(5): 396—405.
- [26] Itasca Consulting Group Inc. Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions user's manual[M]. version 5.0. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc., 2012.
- [27] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC^{3D} 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009.
- CHEN Yu-min, XU Ding-ping. FLAC/FLAC^{3D} fundamentals and engineering applications[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2009.
- [28] ARULMOLI K, MURALEETHARAN K K, HOSSAIN M M, et al. VELACS: verification of liquefaction analysis by centrifuge studies, laboratory testing program, soil data report[R]. California: The Earth Technology Corporation, 1992.
- [29] RAYAMAJHI D, SCOTT A A, BOULANGER R W, et al. Dense granular columns in liquefiable ground. II: effects on deformations[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2016, 142(7): 1—10.
- [30] TANG L, ZHANG X Y, LIANG X Z. Numerical simulation of centrifuge experiments on liquefaction mitigation of silty soils using stone columns[J]. **KSCE Journal of Civil Engineering**, 2016, 20(2): 631—638.