

DOI: 10.11779/CJGE201803011

基于颗粒接触状态理论的粗细粒混合料液化强度 试验研究

吴 琪¹, 陈国兴^{*1, 2}, 周正龙³, 凌道盛⁴

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京 210009; 3. 苏交科集团股份有限公司, 江苏 南京 210009; 4. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: 为探讨粗细粒混合料的液化强度 CRR, 对具有不同细粒含量 FC 和相对密度 D_r 的粗细粒混合料开展了一系列不排水循环三轴试验。基于颗粒接触状态理论, 将粗细粒混合料分为类粗粒土、中间性态土和类细粒土; 用骨架孔隙比 e_{sk} 表征混合料骨架颗粒的接触状态, 引入参数 b 与 m 描述粗细粒混合料从类细粒土到类粗粒土过度中粗粒与细粒对颗粒接触状态的影响。试验结果表明: 随着 FC 的增加, 具有相同 D_r 的粗细粒混合料的 CRR 先降低后基本保持不变。此外, 具有不同 FC 和 D_r 的粗细粒混合料 CRR 都随 e_{sk} 的增大而降低。分析表明: 基于颗粒接触状态理论的 e_{sk} 是合理地表征粗细粒混合料 CRR 的一个物理状态指标, 且两者呈现较好的负幂函数关系。

关键词: 粗细粒混合料; 液化强度; 颗粒接触状态; 细粒含量; 骨架孔隙比。

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0475-11

作者简介: 吴 琪(1991-), 男, 博士研究生, 主要从事混合料动力特性试验研究。E-mail: qw09061801@163.com。

Experimental investigation on liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures based on theory of intergrain contact state

WU Qi¹, CHEN Guo-xing^{1, 2}, ZHOU Zheng-long³, LING Dao-sheng⁴

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Civil Engineering and Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China; 3. Jiangsu Transportation Research Institute Co., Ltd., Nanjing 210009, China; 4. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: In order to investigate the liquefaction resistance CRR of fine-coarse-grained soil mixtures, a series of undrained cyclic triaxial tests are performed on the fine-coarse-grained soil mixtures with different values of fines content FC and relative density D_r . According to the theory of intergrain contact state, the mixtures are categorized as coarse-like soil, intermediate behavior soil and fines-like soil. The skeleton void ratio e_{sk} is used as the grain contact density index to describe the intergrain contact state which composes the skeleton of mixtures, and the parameters b and m are used to characterize the contribution of the fines and the coarse grains to the transition between coarse-like and fines-like behaviors in mixtures. The test results show that as FC increases, the CRR of mixtures with the same D_r decreases first, and thereafter it remains constant. In addition, the CRR of mixtures with different values of FC and D_r decreases with the increase of e_{sk} . Moreover, the test data obtained in this study reveal that e_{sk} can be used as the index to uniquely evaluate the CRR of mixtures, and a power relationship between a decrease in CRR and an increase in e_{sk} is then obtained.

Key words: fine-coarse-grained soil mixture; liquefaction resistance; intergrain contact state; fines content; skeleton void ratio

0 引言

目前中国正在渤海湾、琼州海峡等沿海地区规划建设高速铁路、海底隧道、风力发电厂、石油平台、跨海大桥等近海岸工程和海洋工程, 粗细粒混合料被广泛应用于高速铁路路基、软土地基处理、人工筑岛及近海沉管隧道垫层基础等工程中。而中国又是地震多发的国家, 因此如何合理评估地震荷载对粗细粒混

合料力学特性的影响成为对上述这些关乎国计民生的重大工程项目进行规范、安全、经济设计和施工所需要解决的关键问题。

基金项目: 国家自然科学基金项目(41172258; 51438004); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047005)

收稿日期: 2016-12-09

*通讯作者 (E-mail: gxc6307@163.com)

近来多次大地震中都发现了粗细粒混合料场地严重的液化现象^[1-6]等, 这使得越来越多的学者开始关注粗细粒混合料的液化特性。大量研究成果表明: 颗粒组成与密实状态 (相对密度 D_r 或孔隙比 e) 对粗细粒混合料液化特性影响显著^[7-14]。Polito 等^[15]研究了饱和粉-砂混合料的动力特性, 结果显示: D_r 相同的混合料随着细粒含量 FC (粒径小于 0.075 mm 的土颗粒质量百分比) 的增大, CRR 基本保持不变, 当 $FC > 37\%$ 时, 混合料的 CRR 随 FC 的增大而降低; 而 e 相同的混合料 CRR 随 FC 的增加先降低后增强。陈宇龙等^[16]对饱和粉-砂混合料进行了不排水循环扭剪试验, 结果显示: 在 $FC < 30\%$ 时, CRR 随着 FC 的增加而减小, 当 $30\% < FC < 50\%$ 时, 混合料的 CRR 随着 FC 的增加而增大。在 FC 增加到 60% 时, 混合料的 CRR 出现明显的骤减, 之后再次随着 FC 的增加而增大。刘雪珠等^[17]的试验结果表明: 随着 FC 的增大, CRR 并非单调变化, 约在 $FC = 10\%$ 处其 CRR 最小。此外, Sitharam 等^[18]发现 e 相同的粉-砂混合料的 CRR 和液化后不排水抗剪强度都随着 FC 的增加先降低后增强, 当 $FC = 20\%$ 时, 混合料的 CRR 和液化后不排水抗剪强度最低。综上所述, 具有不同密实状态的粗细粒混合料 CRR 受其颗粒组成影响显著, 但颗粒组成和密实状态对粗细粒混合料 CRR 的影响规律存在相互冲突之处。因此, 有必要系统的探讨不同颗粒组成和密实状态对粗细粒混合料 CRR 的影响, 以更加全面的了解粗细粒混合料 CRR 的影响因素及其影响规律。

本文将 FC 不同的含细粒土砾, 含细粒土砂, 细粒土质砂, 含砂细粒土统称为粗细粒混合料, 旨在通过一系列不排水循环三轴试验, 系统的研究不同 D_r 和 FC 对粗细粒混合料 CRR 的影响, 并基于颗粒接触状态理论, 对其影响规律做出解释。

1 粗细粒混合料颗粒接触状态理论

为描述 FC 对粗细粒混合料力学特性及力学响应的影响, Thevanayagam 等^[19-22]提出了混合料颗粒接触状态的概念: 混合料由不同粒径的粗、细颗粒组成, 且粗、细颗粒的接触状态决定混合料的力学特性。

1.1 粗细粒混合料的颗粒接触状态

颗粒接触状态的改变将影响粗细粒混合料的微观结构, 从而导致混合料基本物理属性、剪切特性及循环特性的变化。已有的试验结果^[14-15, 23]及理论分析^[24]表明: 对于具有明显颗粒粒径差异的粗细粒混合料, 必然存在着一个阈值细粒含量 FC_{th} , 当 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料的主体骨架主要由粗粒组成, 而当 $FC > FC_{th}$

时, 混合料的主体骨架主要由细粒组成。随着 FC 的增加, 混合料的颗粒接触状态也有所不同, 具体可分为 4 种^[20], 如图 1 所示:

(1) 接触状态 1: 粗粒直接接触, 细粒全部填充粗粒间的孔隙, 混合料的力学特性完全由粗粒组构决定。

(2) 接触状态 2: 大部分粗粒直接接触, 部分细粒填充粗粒孔隙, 部分参与粗粒间接触, 混合料的力学特性主要由粗粒组构决定, 细粒对其力学特性产生影响。

(3) 接触状态 3: 粗粒无直接接触, 但细粒间的接触仍受粗粒影响, 混合料的力学特性主要由细粒组构决定, 但粗粒对粗细粒混合料的力学特性仍有影响。

(4) 接触状态 4: 粗粒无直接接触, 且细粒间的接触完全不受粗粒影响, 混合料的力学特性完全由细粒组构决定, 而粗粒的存在不再对混合料的力学特性产生影响。

当颗粒处于接触状态 1, 混合料的力学特性与纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 类似, 将处于接触状态 1 的混合料定义为类粗粒土; 当颗粒处于接触状态 4, 混合料的力学特性与纯细粒土 ($FC = 100\%$) 类似, 将处于接触状态 4 的混合料定义为类细粒土; 当颗粒处于接触状态 2 或 3 时, 混合料力学特性由粗粒和细粒组构共同确定, 随着 FC 的增加, 混合料的力学特性由类粗粒土向类细粒土转变, 将处于接触状态 2 或 3 的粗细粒混合料定义为中间性态土。

1.2 颗粒接触状态的临界条件

FC_{th} 是区分混合料主体骨架组成的重要参数, 即当 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒处于接触状态 1 或 2, 而当 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒处于接触状态 3 或 4。引入最小中间性态土细粒含量 FC_{in-min} 和最大中间性态土细粒含量 FC_{in-max} 以区分类粗粒土, 中间性态土和类细粒土; FC_{in-min} 定义为中间性态土的最小细粒含量, FC_{in-max} 定义为中间性态土的最大细粒含量。Thevanayagam 等^[25]基于已有的研究成果^[26-27]给出了 FC_{in-min} , FC_{th} 和 FC_{in-max} 的计算方法:

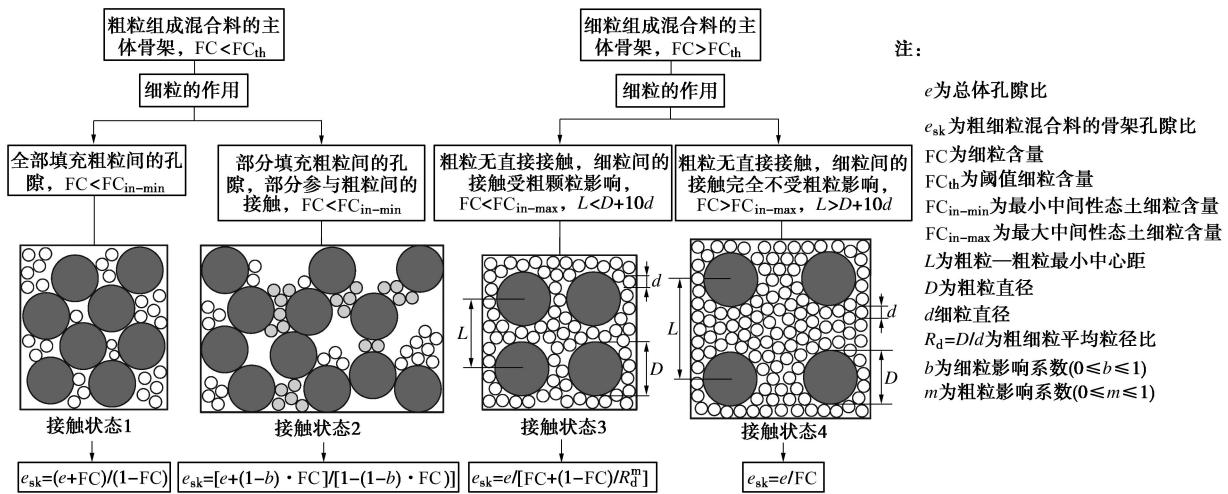
$$FC_{in-min} = (e_{c-max} - e) / (e_{c-max} + 1) \quad , \quad (1)$$

$$FC_{th} = e / e_{f-max} \quad , \quad (2)$$

$$FC_{in-max} = 1 - [\pi(1 + e)] / 6s^3 \quad , \quad (3)$$

其中, e_{f-max} 定义为纯细粒土 ($FC = 100\%$) 的最大孔隙比; e_{c-max} 定义为纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 的最大孔隙比; $s = 1 + a/R_d$, $a = 10$, R_d 为粗细粒混合料的粗细粒平均粒径比^[20], 即 $R_d = d_{50-c}/d_{50-f}$, d_{50-c} 为粗粒平均粒径, d_{50-f} 为细粒平均粒径。

综上所述, 当 $FC < FC_{in-min}$ 且 $FC < FC_{th}$ 时, 混合

图 1 粗细粒混合料的颗粒接触状态^[20]Fig. 1 Intergrain contact state of fine-coarse-grained soil mixtures^[20]

料的颗粒为接触状态 1; 当 $FC > FC_{in-min}$ 且 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒为接触状态 2; 当 $FC < FC_{in-max}$ 且 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒为接触状态 3; 当 $FC > FC_{in-max}$ 且 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒为接触状态 4。

1.3 粗细粒混合料的骨架孔隙比

在颗粒接触状态理论中, 采用骨架孔隙比 e_{sk} 描述组成粗细粒混合料骨架颗粒的接触状态, e_{sk} 定义为组成粗细粒混合料骨架颗粒间的孔隙体积与混合料骨架颗粒体积之比^[14, 19]。由于组成不同接触状态的混合料骨架的颗粒有所不同, 使得 e_{sk} 的计算方法随接触状态的变化而改变^[25]:

(1) 当混合料为接触状态 1 时,

$$e_{sk} = (e + FC) / (1 - FC) \quad (4)$$

(2) 当混合料为接触状态 2 时,

$$e_{sk} = [e + (1 - b) \cdot FC] / [1 - (1 - b) \cdot FC] \quad (5)$$

其中, b 为细粒影响系数, $0 \leq b \leq 1$ 。当 $b = 0$ 时, 混合料中没有细粒参与组成土体骨架; 而当 $b = 1$ 时, 混合料中所有细粒参与组成土体骨架。 R_d 和细粒基本物理属性差异导致混合料 b 值的不同。

(3) 当混合料为接触状态 3 时,

$$e_{sk} = e / [FC + (1 - FC) / R_d^m] \quad (6)$$

其中, m 为粗粒影响系数, $0 \leq m \leq 1$, m 的取值受粗粒基本物理属性和粗粒形状影响。

(4) 当混合料为接触状态 4 时,

$$e_{sk} = e / FC \quad (7)$$

2 不排水循环三轴试验

2.1 试验设备

试验采用英国 GDS 公司的空心圆柱仪 (HCA)

进行不排水循环三轴试验, HCA 如图 2 所示。HCA 的轴向力、围压和反压可以由设备独立控制进行静态/动态加载, HCA 在试样底部进行轴向加载, 轴向力传感器位于试样顶部, 轴向位移传感器位于试样底部, 最大动态轴向负荷为 10 kN, 最大轴向加载频率为 5 Hz; 围压和反压由标准的压力/体积控制器控制加载和测量压力, 围压和反压最大可达 1 MPa, 在试样底部施加反压, 在试样顶部测量孔压。关于 HCA 设备测试精度和测试数据处理过程详细的描述见文献[28]。

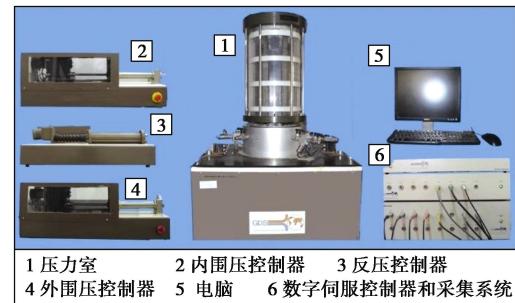


图 2 GDS 空心圆柱仪试验系统

Fig. 2 GDS hollow cylinder apparatus test system

2.2 试验材料

试验所用材料为粗细粒混合料, 取自南京六合区, 粗粒和细粒均为角粒。对取回的混合料进行烘干, 然后将其通过孔径 0.075 mm 的筛网进行筛分, 粒径大于 0.075 mm 的颗粒作为粗粒, 粒径小于 0.075 mm 的颗粒作为细粒。经过筛分处理后粗粒和细粒的物理属性指标见表 1。粗细粒混合料是在砂砾土中添加粉土制备而成的。

结合表 1 和式 (3) ~ (5) 可得粗细粒混合料的 $FC_{th}=0.877e$, $FC_{in-min}=0.462-0.538e$ 与 $FC_{in-max}=0.775-$

0.225 e ，因此，可判定：当 $FC < 0.877e$ 且 $FC < 0.462-0.538e$ 时，混合料为类粗粒土；当 $FC > 0.877e$ 且 $FC > 0.775-0.225e$ 时，混合料为类细粒土；当 $0.462-0.538e < FC < 0.775-0.225e$ 时，混合料为中间性土。选取 $FC = 0\%, 10\%, 20\%, 25\%, 30\%, 35\%, 40\%, 50\%, 60\%, 70\%, 85\%$ 和 100% ，探讨 FC 对混合料 CRR 的影响，并分析不同接触状态的细粗颗粒混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系。图 3 为不同 FC 粗细颗粒混合料的级配，混合料的 e_{max} 和 e_{min} 分别在 $0.424\sim1.140$ 和 $0.221\sim0.620$ 之间，且 e_{max} 和 e_{min} 都随 FC 的增加先减小后增大（如图 4 所示）。

表 1 粗细颗粒混合料中粗粒和细粒的物理特性指标

Table 1 Physical properties of fines and coarse grains of fine-coarse-grained soil mixtures

	粗粒	细粒
土的类别	砂砾土	粉土
平均粒径 d_{50}/mm	1.849	0.056
有效粒径 d_{10}/mm	0.567	0.014
不均匀系数 C_u	4.306	4.130
比重 G	2.680	2.720
最大干密度 $\rho_{max}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.740	1.679
最小干密度 $\rho_{min}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.437	1.271
最大孔隙比 e_{max}	0.865	1.140
最小孔隙比 e_{min}	0.540	0.620

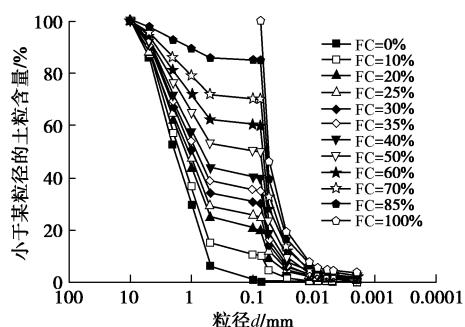


图 3 不同细粒含量的粗细颗粒混合料的级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution of fine-coarse-grained soil mixtures with different fines contents

2.3 试样制备、饱和与固结

试样为实心圆柱样，直径为 100 mm，为 200 mm，为保证试样制备的均匀性，采用分层振捣法制备试样，为防止混合料的细粒产生局部聚集从而导致不均匀分布现象，分层振捣时采用干捣法，共分 5 层，并按级配单独配制混合料试样每层所需的各粒径颗粒的质量，均匀混合后缓慢倒入承模筒内，然后用击实器对每一层击实至指定高度，落锤质量为 1 kg，落锤高度

为 15 cm。

试样的饱和分为 3 步：①通 15 min 的 CO_2 以除去试样中空气；②从试样底部到顶部通无气水直到顶部没有气体排出；③进行分级反压饱和。对分级反压饱和后的试样进行孔压系数 B 值测定，若 $B > 0.95$ ，认为试样达到饱和^[29]。对所有的试样都施加 400 kPa 的反压以满足饱和需求。对饱和完成的试样进行均等固结，初始有效围压 $\sigma'3c$ 为 100 kPa。

2.4 试验方案

为确定不同颗粒接触状态的混合料的 CRR，将 12 种 FC 不同试样的 D_r 分为 3 个等级：30%、50% 和 70%。为了更加详细的探讨处于接触状态 2 的混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系，将 $FC = 25\%, 30\%$ 和 35% 试样的 D_r 再添加两个等级：15% 和 22%。综合考虑 FC 和 D_r 因素的 41 组试样的 e 和接触状态如图 4 所示。由图可知， FC 相同的粗细颗粒混合料，随 D_r 的改变，其颗粒接触状态可能有所不同，例如编号为 S17 和 S18 的试样 FC 都为 30%，但由于 D_r 的不同，试样 S17 为接触状态 2，而试样 S18 为接触状态 3。随着 FC 的增加， D_r 相同的混合料颗粒从接触状态 1 向接触状态 4 转变，但该转变过程随密实状态的改变而变化：①当 $D_r > 50\%$ 时，随着 FC 的增加， D_r 相同的混合料颗粒从接触状态 1 直接转变到接触状态 3，再到接触状态 4；②当 $15\% < D_r < 50\%$ 时，随着 FC 的增加，具有相同 D_r 的混合料颗粒从接触状态 1 依次向接触状态 4 转变；③当 $D_r < 15\%$ 时，混合料过于松散，不能制备可用以不排水循环三轴试验的试样，因此，不涉及 $D_r < 15\%$ 混合料的试验研究。对 41 组混合料试样施加 3 个不同幅值的轴向循环应力 σ_d （即不同的循环应力比 CSR），采用正弦波加载，振动频率为 1 Hz，具体不排水循环三轴试验的工况见表 2。对于均等固结的循环三轴试验，CSR 的表达式为^[30]

$$\text{CSR} = \sigma_d / 2\sigma'_3c \quad (10)$$

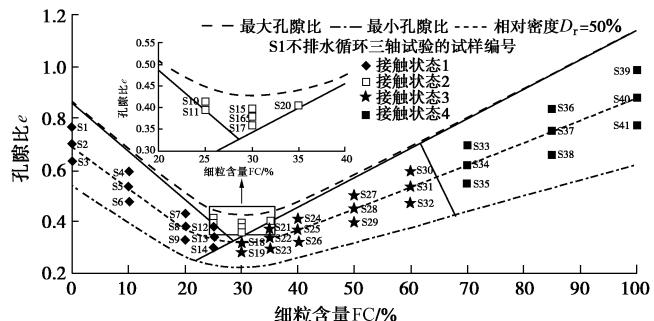


图 4 试样的接触状态和孔隙比

Fig. 4 Intergrain contact state and void ratio of specimens

表2 粗细粒混合料的不排水循环三轴试验工况

Table 2 Cases of undrained cyclic triaxial tests on fine-coarse-grained soil mixtures

试样 编号	细粒含量 FC/%	相对密度 $D_f/%$	孔隙比 e	接触 状态	循环应力比 CSR	试样 编号	细粒含量 FC/%	相对密度 $D_f/%$	孔隙比 e	接触 状态	循环应力比 CSR
S1	0	30	0.77	1	0.245,0.261,0.290	S22	35	50	0.34	3	0.190,0.193,0.205
S2	0	50	0.70	1	0.292,0.301,0.325	S23	35	70	0.30	3	0.233,0.240,0.256
S3	0	70	0.64	1	0.334,0.345,0.375	S24	40	30	0.41	3	0.160,0.175,0.210
S4	10	30	0.59	1	0.242,0.255,0.270	S25	40	50	0.37	3	0.200,0.213,0.240
S5	10	50	0.54	1	0.285,0.291,0.315	S26	40	70	0.33	3	0.244,0.256,0.275
S6	10	70	0.48	1	0.320,0.331,0.360	S27	50	30	0.50	3	0.160,0.175,0.198
S7	20	30	0.43	1	0.223,0.241,0.265	S28	50	50	0.45	3	0.200,0.208,0.218
S8	20	50	0.38	1	0.268,0.282,0.302	S29	50	70	0.40	3	0.235,0.245,0.256
S9	20	70	0.33	1	0.312,0.335,0.380	S30	60	30	0.60	3	0.160,0.165,0.185
S10	25	15	0.41	2	0.260,0.312,0.350	S31	60	50	0.54	3	0.190,0.195,0.205
S11	25	22	0.40	2	0.241,0.280,0.302	S32	60	70	0.47	3	0.250,0.265,0.285
S12	25	30	0.38	1	0.220,0.232,0.253	S33	70	30	0.69	4	0.160,0.166,0.178
S13	25	50	0.34	1	0.238,0.255,0.280	S34	70	50	0.62	4	0.197,0.213,0.241
S14	25	70	0.30	1	0.260,0.265,0.290	S35	70	70	0.55	4	0.243,0.256,0.273
S15	30	15	0.39	2	0.241,0.285,0.303	S36	85	30	0.84	4	0.160,0.163,0.180
S16	30	22	0.38	2	0.210,0.236,0.275	S37	85	50	0.75	4	0.197,0.206,0.228
S17	30	30	0.36	2	0.198,0.205,0.225	S38	85	70	0.66	4	0.241,0.251,0.261
S18	30	50	0.32	3	0.190,0.196,0.205	S39	100	30	0.98	4	0.157,0.160,0.170
S19	30	70	0.28	3	0.235,0.243,0.251	S40	100	50	0.88	4	0.186,0.191,0.208
S20	35	15	0.41	2	0.170,0.185,0.208	S41	100	70	0.78	4	0.243,0.260,0.295
S21	35	30	0.38	3	0.160,0.170,0.185						

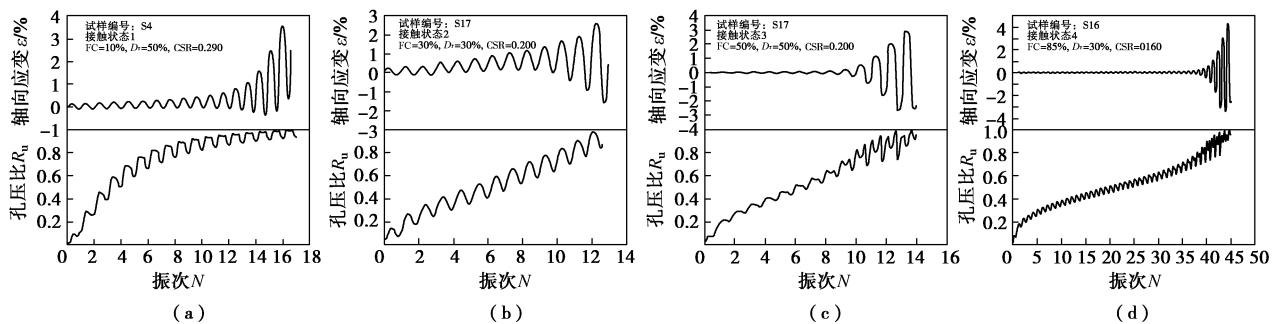


图5 不同颗粒接触状态粗细粒混合料的不排水循环三轴试验结果

Fig. 5 Undrained cyclic triaxial test results of fine-coarse-grained soil mixtures with different intergrain contact states

3 试验结果与分析

3.1 粗细粒混合料液化判别标准

图5为4种不同颗粒接触状态的粗细粒混合料试样典型的不排水循环三轴试验结果。由图可知, 孔压比 R_u 和轴向应变 ε 随振次 N 的发展规律随颗粒接触状态的变化而转变。如图所示, 当颗粒为接触状态1时, 混合料为类粗粒土, R_u 初期增长很快, 最终趋于平稳, 呈现“快—平稳”的增长模式, 而 ε 随 N 的增加逐渐

增大, 当 $R_u=1.0$ 时, 试样的双幅轴向应变 ε_{DA} 超过2.5%, 这与砂-砾混合料的试验结果基本一致^[13]; 当颗粒为接触状态2或3时, 混合料为中间性态土, R_u 随 N 的增加基本呈线性增长模式, 且 ε_{DA} 初期基本保持不变, 当 $R_u>0.7$ 时, ε_{DA} 逐渐增大, 当 $R_u=1.0$ 时, ε_{DA} 可达5%; 当颗粒为接触状态4时, 混合料为类细粒土, R_u 初期迅速增长, 然后增长速度趋于平稳, 最后又急剧增加, 呈现“快—平稳—急剧”的增长模式, 当 $R_u<0.8$ 时, ε_{DA} 保持不变且接近于0, 而当 $R_u>0.8$

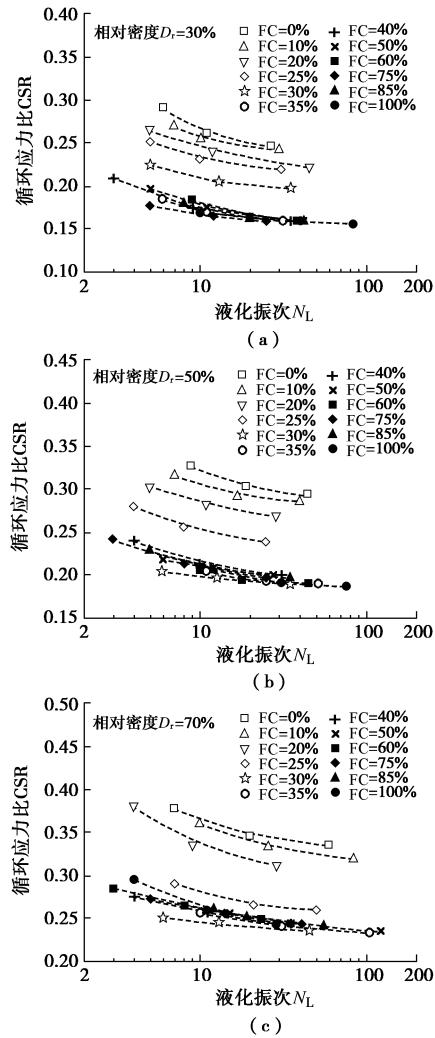


图 6 不同细粒含量粗细粒混合料的循环应力比与液化振次的关系曲线

Fig. 6 Relationship between cyclic stress ratio and number of cycles to liquefaction failure of fine-coarse-grained soil mixtures with different fines contents

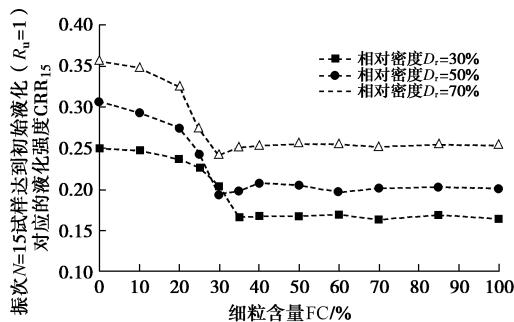


图 7 粗细粒混合料的液化强度与细粒含量的关系曲线

Fig. 7 Cyclic resistances of fine-coarse-grained soil mixtures with different fines contents

时, ε_{DA} 在极少的 N 下迅速增大, 当 $R_u = 1.0$ 时, ε_{DA} 接近 7.5%, 这与粉土的试验结果基本相同^[31]。

对于土体液化机理的认识一般分为两种: ①Seed 等^[32]认为应从应力状态出发分析土体液化, 强调液化

标志着土体的法向有效应力为零, 即此时土体不再具有抗剪能力; ②Casagrande^[33]认为土体液化归根结底表现为过量的位移、变形或应变, 研究液化的核心是土体出现具有液化性态的流动破坏。由于对液化机理认识的不同, 饱和土体不排水循环三轴试验的液化判别标准有两种^[34]。一种是孔压标准^[35]: 循环荷载作用下试样的超孔隙水压力 Δu 达到 $\sigma'3c$ 作为液化判别标准, 即孔压比 $R_u (= \Delta u / \sigma'3c)$ 达到 1。第二种是变形标准^[36]: 循环荷载作用下试样的单幅轴向应变 ε_{SA} 达到 2%~3% 或双幅轴向应变 ε_{DA} 达到 5% 作为液化判别标准。当土体在循环荷载作用下 Δu 可以达到 $\sigma'3c$ 时, 用孔压标准判别土体液化, 而当土体在循环荷载作用下 Δu 难以达到 $\sigma'3c$ 时, 则用变形标准判别土体液化。因此, 将 “ $R_u = 1.0$ ” 作为粗细粒混合料的液化判别标准。

3.2 细粒含量对粗细粒混合料液化强度的影响

图 6 为不同 FC 的粗细粒混合料 CSR 与液化振次 N_L 关系曲线, N_L 定义为试样达到液化判别标准所需施加轴向循环荷载次数。由图可知: FC 对混合料的 CSR 影响显著, 对于具有相同 FC 和 D_r 的混合料而言, N_L 随 CSR 的减小而迅速增大。混合料达到液化标准所需的 CSR 从 0.16 到 0.38 不等。

土的液化强度 CRR 通常定义为 $N_L = 15$ 时试样达到液化标准所需的 CSR^[37]。图 7 为 CRR 与 FC 关系曲线, 如图所示, 无论混合料处于松散 ($D_r = 30\%$)、中密 ($D_r = 50\%$) 还是密实 ($D_r = 70\%$) 状态, CRR 都随 FC 的增加先降低后基本保持不变, 这与 Karim 等^[7]的试验所得到的 FC 对 CRR 的影响规律一致, 但由于混合料颗粒的基本物理属性不同, 不同 FC 混合料对应的 CRR 有所差别。值得关注的是, 当 $D_r = 30\%$ 时, 直到 FC 大于 35%, 混合料的 CRR 才基本保持不变; 而当 $D_r = 50\%$ 或 $D_r = 70\%$ 时, 只要 FC 超过 30%, 混合料的 CRR 就基本保持不变。这种差异可能是因为: 随着 FC 的增加, 不同 D_r 的混合料颗粒的接触状态转变过程有所差异。

为进一步探讨细粒的加入引起的粗细粒混合料级配曲线变化对 CRR 的影响, 分析了粗细粒混合料 CRR 与 d_{50} , C_u 和曲率系数 C_c 的关系, 并将结果绘制于图 8。由图 8 (a) 可知, 当 $d_{50} < 0.075$ mm 时, D_r 相同的粗细粒混合料的 CRR 随 d_{50} 的增大基本保持不变, 而当 $d_{50} > 0.075$ mm 时, D_r 相同的粗细粒混合料的 CRR 随 d_{50} 的增大而增强, 但很难建立不同 D_r 的粗细粒混合料的 CRR 与 d_{50} 的关系曲线, 而如图 8 (b) 和 (c) 所示, 粗细粒混合料的 CRR 与 C_u 或 C_c 没有明

显的相关性, 这表明, d_{50} 、 C_u 或 C_c 都不是合理的描述 FC 不同的粗细粒混合料 CRR 的参数。

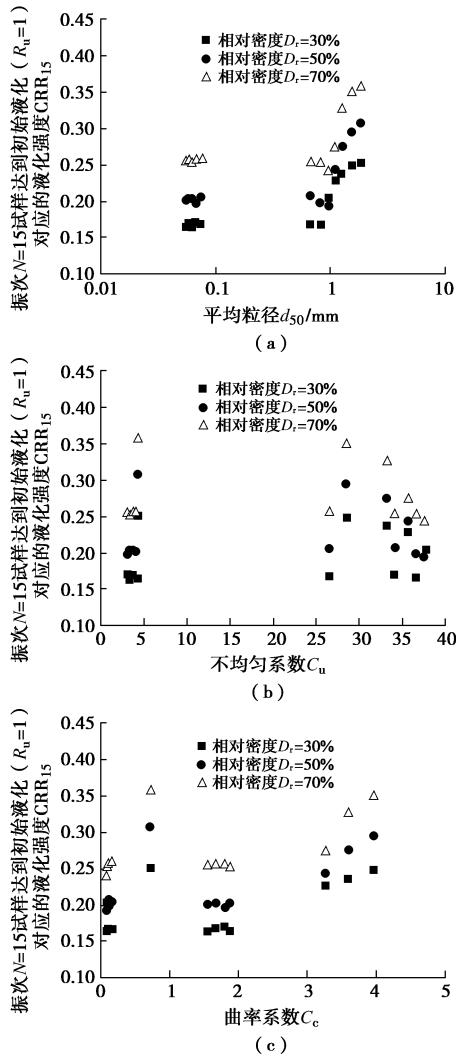


图 8 粗细粒混合料的液化强度与平均粒径、不均匀系数和曲率系数的关系

Fig. 8 Liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures versus mean grain size, coefficient of uniformity and coefficient of curvature

3.3 参数 b 和 m 的确定

当颗粒处于接触状态 2 或接触状态 3 时, 粗细粒混合料为中间性土, 混合料骨架由粗粒和细粒共同组成, 引入参数 b 和 m 用以计算粗细粒混合料的 e_{sk} 。Lashkari^[38] 和 Thevanayagam^[39-40] 认为: 当 $FC < FC_{th}$ 时, 具有相同 e_{sk} 的混合料与纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 的力学特性基本一致; 而当 $FC > FC_{th}$ 时, 具有相同 e_{sk} 的混合料与纯细粒土 ($FC = 100\%$) 的力学特性基本一致。其他学者的研究也证实这一结论^[42-44]。

为确定 b 值, 将颗粒为接触状态 2 的混合料及纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 的 CRR 与不同 b 值确定的 e_{sk} 进

行对比分析, 并对 CRR 与 e_{sk} 的关系进行幂函数拟合。图 9 为粗细粒混合料的 CRR 与不同 b 值确定的 e_{sk} 关系曲线。由图可知, 随着 b 值的变化, 拟合关系曲线的可决系数 R^2 相差较大, 当 $b = 0.45$ 时, CRR- e_{sk} 的离散性很大, 拟合曲线的 R^2 仅有 0.042, 而当 $b = 0.15$ 时, 颗粒为接触状态 2 的混合料 CRR- e_{sk} 分布与纯砂土的 CRR- e_{sk} 分布有较好的统一性, 其拟合曲线的 R^2 可达 0.988; 因此, CRR- e_{sk} 拟合曲线的 R^2 达到最大值对应的 b 值即为混合料的 b 值。图 10 为粗细粒混合料的液化强度 CRR 与不同 m 值确定的骨架孔隙比 e_{sk} 的关系, 将颗粒为接触状态 3 的混合料的 CRR 与不同 m 值的 e_{sk} 进行对比, 利用相同的方法可以确定 m 值。分析发现, 当 $b = 0.15$ 和 $m = 0.80$ 时, 其各自 CRR- e_{sk} 拟合曲线的 R^2 最大, 即参数 b 与 m 的最佳拟合值分别为 0.15 和 0.80。

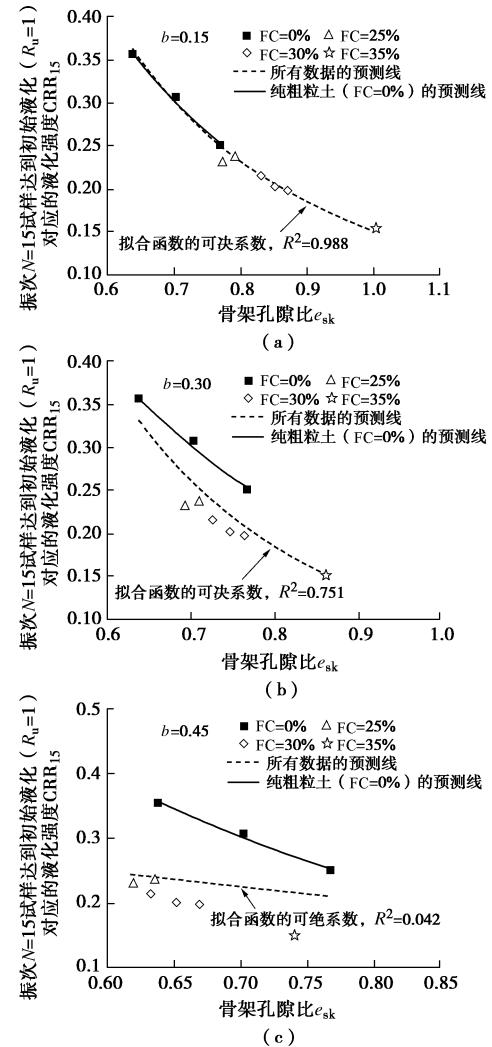


图 9 粗细粒混合料的液化强度与不同 b 值确定的骨架孔隙比的关系

Fig. 9 Liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures versus skeleton void ratio determined by different values of b

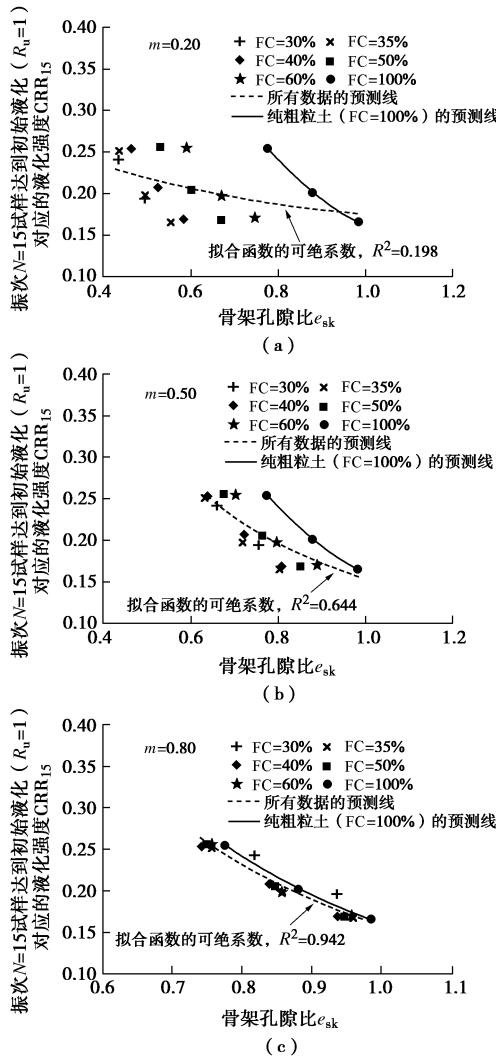


图 10 粗细粒混合料的液化强度与不同 m 值确定的骨架孔隙比的关系

Fig. 10 Liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures versus skeleton void ratio determined by different values of m

3.4 骨架孔隙比与液化强度的关系

图 11 为粗细粒混合料的 CRR 与 e_{sk} 的关系。由图可知, 当 $b = 0.15$ 和 $m = 0.80$ 时, 无论 FC 和 D_r 是否相同, e_{sk} 不同的粗细粒混合料的 CRR 分布于一条窄带内, 且 CRR 随着 e_{sk} 的增加迅速降低, 这与陈国兴等^[11]、Polito 等^[15]及 Papadopoulou 等^[44]所得到的 CRR 与 e_{sk} 的试验规律基本一致。与之不同的是, 陈国兴等^[11]建立了砂-砾混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系曲线, 但对粒径小于 0.25 mm 的土粒含量大于 30% 的砂-砾混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系并没有进行探讨; Polito 等^[15]及 Papadopoulou 等^[44]的试验结果显示, FC > 50% 的粉-砂混合料的 CRR 的分布规律与 FC < 50% 的粉-砂混合料的 CRR 的不一致, 不能建立统一的不同 FC 粗细粒混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系, 这是因为, 当粉-砂混合料为中间性态土(接触状态 2 或接触状态 3)时, Polito

等^[15]及 Papadopoulou 等^[44]并没有考虑粗细粒影响程度(b 和 m)对 e_{sk} 的影响, 从而高估了中间性态土的 e_{sk} 。而基于粗细粒混合料颗粒接触状态理论的 e_{sk} 能统一的描述不同颗粒接触状态的粗细粒混合料的 CRR, CRR 可以合理地表示为 e_{sk} 的幂函数形式:

$$\left. \begin{aligned} CRR &= 0.158 \times e_{sk}^{-1.768} \\ R^2 &= 0.972 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

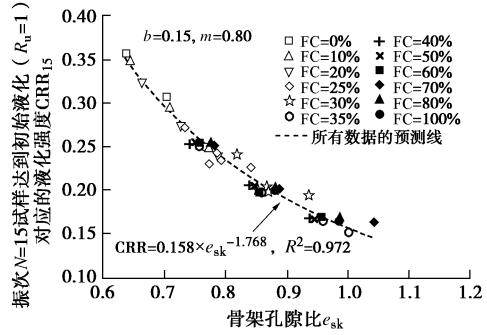


图 11 粗细粒混合料的液化强度与骨架孔隙比关系

Fig. 11 Liquefaction resistance versus skeleton void ratio of fine-coarse-grained soil mixtures

3.5 骨架孔隙比对粗细粒混合料液化强度的预测

为验证 e_{sk} 对粗细粒混合料 CRR 预测的合理性, 基于已有的 4 组粗细粒混合料不排水循环三轴试验结果^[15, 44-45], 利用不同颗粒接触状态的 e_{sk} 重新评估粗细粒混合料的 CRR, 4 组粗细粒混合料的基本物理属性以及液化判别标准见表 2。Hsiao 等^[45]试验所用细粒为高雄粉土, 但没有给出试验所用粉土的 $e_{f,max}$, 而均质粉土的 e 一般为 0.4~1.1^[46], 因此, 取 $e_{f,max} = 1.1$ 以计算 Hsiao 等^[45]试验所用粉-砂混合料的 FC_{th} 。利用 4.3 节所述的确定参数 b 与 m 的方法得到 4 组粗细粒混合料的参数 b 与 m , 然后计算四组粗细粒混合料的 e_{sk} , 图 12 为不同粗细粒混合料的 e_{sk} 对应的 CRR。如图所示, 虽然各粗细粒混合料的粗粒和细粒的基本物理属性以及液化标准有所不同, CRR 都随着 e_{sk} 的增加迅速降低, 且 CRR 可以合理地表示为 e_{sk} 的幂函数形式:

$$CRR = A \times e_{sk}^{-B} \quad , \quad (11)$$

式中, A 和 B 为拟合参数。

综上所述, e_{sk} 能合理的预测不同种类粗细粒混合料的 CRR, 这是因为基本颗粒接触状态理论的 e_{sk} 综合考虑了粗细粒混合料的颗粒组成, 颗粒参与程度以及骨架颗粒密实状态 3 种因素对粗细粒混合料 CRR 的影响, 而粗细粒混合料的 FC, e 或 D_r 等基本物理参数仅仅描述了颗粒组成或土体整体密实状态其中一种因素对粗细粒混合料 CRR 的影响, 例如, FC 仅仅考虑了混合料的颗粒组成而没有考虑颗粒参与程度和骨架颗粒密实状态, 而 e 或 D_r 描述了混合料的总体密

表 2 粗细粒混合料的粗颗粒和细颗粒基本物理属性及液化标准

Table 3 Characteristics of coarse grains and fines and liquefaction criteria for fine-coarse-grained soil mixtures

验数据来源	粗粒				细粒				R_d	液化标准
	类别	$e_{c-\max}$	$e_{c-\min}$	d_{50-c}/mm	类别	$e_{f-\max}$	$e_{f-\min}$	d_{50-f}/mm		
Polito 等 ^[15]	蒙特利砂	0.82	0.63	0.46	耶茨维尔粉土	1.72	0.74	0.032	14.4	$R_u = 1$
Polito 等 ^[15]	耶茨维尔砂	0.97	0.65	0.18	耶茨维尔粉土	1.72	0.74	0.032	5.6	$R_u = 1$
Papadopoulou 等 ^[44]	希腊亚述砂	0.84	0.58	0.30	希腊亚述粉土	1.66	0.66	0.020	15.0	$\varepsilon_{DA} = 5\%$
Hsiao 等 ^[45]	高雄砂	0.70	0.24	0.62	高雄粉土	—	—	0.024	25.8	$R_u = 1$

注: $e_{c-\max}$ 为粗粒土最大孔隙比, $e_{c-\min}$ 为粗粒土最小孔隙比; $e_{f-\max}$ 为细粒土最大孔隙比, $e_{f-\min}$ 为细粒土最小孔隙比; d_{50-c} 为粗颗粒的平均粒径, d_{50-f} 为细颗粒的平均粒径, 平均有效粒径比 $R_d = d_{50-c}/d_{50-f}$ 。

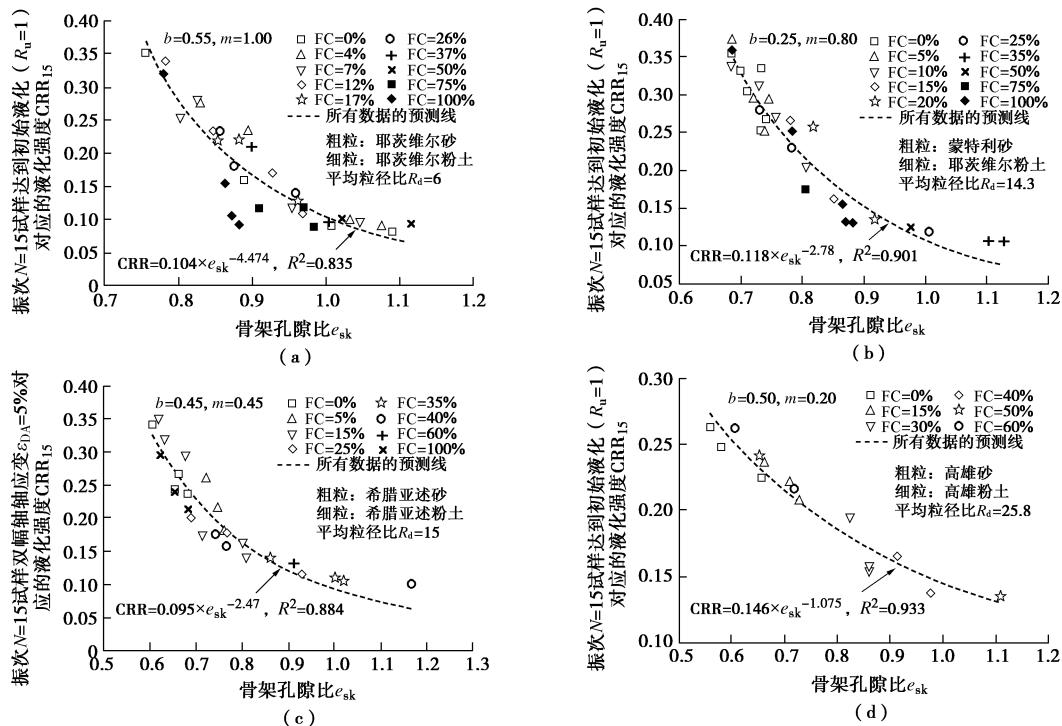


图 12 粗细粒混合料的液化强度与骨架孔隙比的关系

Fig. 12 Liquefaction resistance versus skeleton void ratio of fine-coarse-grained soil mixtures

实状态而无法描述颗粒组成与颗粒参与程度, 这是导致颗粒组成和密实状态对不同种类粗细粒混合料 CRR 的影响规律存在相互冲突现象的最主要原因。

4 结 论

对具有不同细粒含量 FC 和相对密度 D_r 的粗细粒混合料进行了一系列不排水循环三轴试验, 研究了粗细粒混合料的液化强度 CRR, 基于颗粒接触状态理论, 分析了混合料 CRR 与 FC 及骨架孔隙比 e_{sk} 的关系, 得出如下结论:

(1) 随着 FC 的增加, 粗细粒混合料的颗粒接触状态从细粒填充粗粒状态向粗粒悬浮于细粒状态改变, 根据不同颗粒接触状态将粗细粒混合料分为类粗粒土, 中间性态土和类细粒土。

(2) FC 对 D_r 相同的粗细粒混合料的 CRR 影响

显著。无论混合料处于松散 ($D_r = 30\%$), 中密 ($D_r = 50\%$) 还是密实 ($D_r = 70\%$) 状态, D_r 相同的混合料的 CRR 都随 FC 的增大先降低, 直到 FC 达到某一特定值, 混合料的 CRR 随 FC 的增大基本保持不变。

(3) 参数 b 与 m 被引入描述细粒与粗粒组成混合料骨架影响程度对中间性态土 e_{sk} 的影响, b 与 m 的值随粗细粒混合料颗粒形状、平均粒径比及基本物理属性的不同而有所差异。

(4) 无论 FC 和 D_r 是否相同, 粗细粒混合料的 CRR 都随 e_{sk} 的增大而降低, 且 CRR 与 e_{sk} 都呈较好的幂函数关系, 这说明基于不同颗粒接触状态的 e_{sk} 是一个合理表征粗细粒混合料 CRR 的物理指标。

参考文献:

- [1] ISHIHARA K. Stability of natural deposits during

- Earthquakes[C]// Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985.
- [2] MUNENORI H, AKIHIKO U, JUNRYO O. Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundation, 1997, **37**(3): 107 - 115.
- [3] CHU B L, HSU S C, LAI S E, et al. Soil liquefaction potential assessment of the Wufeng area after the 921 Chi-Chi earthquake (in Chinese)[R]. Taiwan: Report of National Science Council, 2000.
- [4] CAO Z, HOU L, XU H, et al. Distribution and characteristics of gravelly soil liquefaction in the Wenchuan Ms 8.0 earthquake[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **9**(2): 167 - 175.
- [5] 曹振中, 袁晓铭, 陈龙伟, 等. 汶川大地震液化宏观现象概述[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(4): 643 - 650. (CAO Zhen-zhong, YUAN Xiao-ming, CHEN Long-wei, et al. Summary of liquefaction macrophenomena in the Great Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 645 - 650. (in Chinese))
- [6] 袁晓铭, 曹振中, 孙锐, 等. 汶川 8.0 级地震液化特征初步研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(6): 1288 - 1296. (YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong, SUN Rui, et al. Preliminary research on liquefaction characteristics of Wenchuan 8.0 earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(6): 1288 - 1296. (in Chinese))
- [7] KARIM M E, ALAM M J. Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **65**: 142 - 150.
- [8] CHANG W J, HONG M L. Effects of clay content on liquefaction characteristics of gap-graded clayey sands[J]. Soils Found, 2008, **48**(1): 101 - 74.
- [9] LIN P S, CHANG C W, CHANG W J. Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil: large hammer penetration test and shear wave velocity approach[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, **24**(9): 675 - 687.
- [10] AMINI F, SAMA K M. Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1999, **18**(6): 445 - 455.
- [11] 陈国兴, 孙田, 王炳辉, 等. 循环荷载作用下饱和砂砾土的破坏机理与动强度[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(12): 2140 - 2148. (CHEN Guo-xing, SUN Tian, WANG Bing-hui, et al. Undrained cyclic failure mechanisms and resistance of saturated sand-gravel mixtures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(12): 2140 - 2148. (in Chinese))
- [12] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earthfill dam: laboratory test results[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(8): 605 - 620.
- [13] EVANS M D, ZHOU S P. Liquefaction behavior of sand-gravel composites[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(3): 287 - 298.
- [14] CHANG W J, CHANG C W, ZENG J K. Liquefaction characteristics of gap-graded gravelly soils in K_0 condition[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **56**: 74 - 85.
- [15] POLITO C P, MARTIN II J R. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(5): 408 - 415.
- [16] 陈宇龙, 张宇宁. 非塑性细粒对饱和砂土液化特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(2): 507 - 516. (CHEN Yu-long, ZHANG Yu-ning. Experimental study of effects of non-plastic fines on liquefaction properties of saturated sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(2): 507 - 516. (in Chinese))
- [17] 刘雪珠, 陈国兴. 粘粒含量对南京粉细砂液化影响的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, **23**(3): 150 - 155. (LIU Xue-zhu, CHEN Guo-xing. Experimental study on influence of clay particle content on liquefaction of Nanjing fine sand[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, **23**(3): 150 - 155. (in Chinese))
- [18] SITHARAM T G, DASH H K, JAKKA R S. Post-liquefaction undrained shear behavior of sand-silt mixtures at constant void ratio[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, **13**(4): 421 - 429.
- [19] THEVANAYAGAM S. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(6): 479 - 491.
- [20] THEVANAYAGAM S, SHENTHAN T, MOHAN S, et al. Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts[J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental

- Engineering, 2002, **128**(10): 849 – 859.
- [21] THEVANAYAGAM S, FIORILLO M, LIANG J. Effects of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands[J]. Geotechnical Special Publication, 2000: 77 – 91.
- [22] THEVANAYAGAM S, MARTIN G R. Liquefaction in silty soils-screening and remediation issue[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002, **22**(9/10/11/12): 1035 – 1042.
- [23] SIMPSON D C, EVANS T M. Behavioral thresholds in mixtures of sand and kaolinite clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **142**(2): 04015073.
- [24] LADE P V, LIGGIO C D, YAMAMURO J A. Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand[J]. Geotechnical Testing Journal, 1998, **21**: 336 – 347.
- [25] THEVANAYAGAM S. Liquefaction potential and undrained fragility of silty soils[C]// Proceedings of the 12th World Conference Earthquake Engineering. New Zealand Society of Earthquake Engineering. Wellington, 2000.
- [26] ROSCOE K H. The influence of strains in soil mechanics[J]. Géotechnique, 1970, **20**(2): 129 – 170.
- [27] MOONEY M A, VIGGIANI G, FINNO R J. Undrained shear band deformation in granular media[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1997, **123**(6): 577 – 585.
- [28] CHEN GUOXING, ZHOU ZHENGLONG, PAN HUA, et al. The influence of undrained cyclic loading patterns and consolidation states on the deformation features of saturated fine sand over a wide strain range[J]. Engineering Geology, 2016, **204**: 77 – 93.
- [29] SKEMPTON A W. The pore-pressure coefficients A and B[J]. Géotechnique, 1954, **4**(4): 143 – 147.
- [30] 张克绪. 饱和砂土液化应力条件[J]. 地震工程与工程振动, 1984, **4**(1): 99 – 109. (ZHANG Ke-xu. Stress condition inducing liquefaction of saturated sand[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1984, **4**(1): 99 – 109. (in Chinese))
- [31] SINGH S. Liquefaction characteristics of silts[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 1996, **14**(1): 1 – 19.
- [32] SEED H B, IDRISI I M, ARANGO I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, **109**(3): 458 – 482.
- [33] CASAGRANDE A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review[C]// Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1979.
- [34] EL MOHTAR C S. Evaluation of the 5% double amplitude strain criterion[C]// Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, 2009: 80 – 83.
- [35] SEED H B, LEE K L. Liquefaction of saturated sand during cyclic loading[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1966, **92**(6): 105 – 134.
- [36] ISHIHARA K. Liquefaction and flow failure during earthquakes[J]. Géotechnique, 1993, **43**(3): 351 – 451.
- [37] SEED H B, MARTIN P P, LYSMER J. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction[M]. California: University of California, 1975.
- [38] LASHKARI A. Recommendations for extension and recalibration of an existing sand constitutive model taking into account varying non-plastic fines content[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **61**: 212 – 238.
- [39] THEVANAYAGAM S. Intergrain contact density indices for granular mixes: (I) framework[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, **6**(2): 123 – 134.
- [40] THEVANAYAGAM S. Intergrain contact density indices for granular mixes: (II) liquefaction resistance[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, **6**(2): 135 – 146.
- [41] RAHMAN M M, LO S R, BAKI M A L. Equivalent granular state parameter and undrained behaviour of sand–fines mixtures[J]. Acta Geotechnica, 2011, **6**(4): 183 – 194.
- [42] MOHAMMADI A, QADIMI A. A simple critical state approach to predicting the cyclic and monotonic response of sands with different fines contents using the equivalent intergranular void ratio[J]. Acta Geotechnica, 2015, **10**(5): 587 – 606.
- [43] CHANG W J, PHANTACHANG T. Effects of gravel content on shear resistance of gravelly soils[J]. Engineering Geology, 2016, **207**: 78 – 90.
- [44] PAPADOPOLOU A, TIKA T. The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(5): 713 – 725.
- [45] HSIAO D H, PHAN V T A, HSIEH Y T, et al. Engineering behavior and correlated parameters from obtained results of sand–silt mixtures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **77**: 137 – 151.
- [46] MITCHELL J, SOGA K. Fundamentals of soil behavior[M]. 3rd ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2005.