碎石桩复合地基的液化判别方法

周元强¹, 白闰平^{2,3}, 邵 勤⁴, 刘欣良¹

(1. 江苏省电力设计院,江苏南京 211102;2. 同济大学 地下建筑与工程系,上海 200092;3. 南京水利 科学研究院,江苏南京 210029;4. 江苏省电力公司电力经济研究院,江苏南京 210029)

摘要:针对目前适用于碎石桩复合地基液化判别方法相对缺乏的现状,依据碎石桩复合地基中地震剪应力按碎石桩和桩间土刚度不同来分配的思路、以 Seed 剪应力法和美国 NCEER 协会推荐的抗液化剪应力比公式为基础,提出适用于碎石桩复合地基的液化判别方法,并采用有限元数值模拟方法模拟了地震中碎石桩复合地基桩间土的剪应力变化。模拟分析结果表明,在打设碎石桩后桩间土的地震剪应力小于打设碎石桩前的地震剪应力,说明刚度较大的碎石桩分担了较大的地震剪应力,而刚度较小的桩间土分担了较小的地震剪应力。最后对比了有限元数值模拟结果、我国规范法判别结果和本文方法的判别结果,得出本文方法可以作为一种碎石桩复合地基的液化判别方法。

关 键 词:液化判别方法;碎石桩复合地基;剪应力对比法;标贯试验;有限元数值模拟 中图分类号:TU472 **文献标志码**:A **文章编号**:1009-640X(2014)05-0087-08

地震是一种破坏性极为严重的区域性地质灾害,严重危害人类的生活环境。研究表明,地震中土体的液 化是地震破坏性巨大的首要原因^[1-3],也一直是岩土工程抗震研究的热点,受到国内外岩土工程工作者的高 度重视。

碎石桩复合地基在加固液化地基方面的显著效果,已在工程实践中得到了验证。H. Bolton Seed 和 I. R. Booker^[4]最早开展了碎石桩加固液化地基的研究,此后国际上许多著名岩土工程研究人员开始了对碎 石桩加固液化地基的研究^[5-6]。目前,我国在碎石桩设计方法中,土层液化判别主要考虑挤密效应,由于碎 石桩复合地基与天然地基存在较多差异,使用统一液化判别方法预测碎石桩复合地基的抗液化性能,势必造 成预测结果的不合理。由于目前适用于碎石桩复合地基的液化判别方法短缺,造成了碎石桩工程设计的不 合理,甚至造成工程投资的极大浪费。土层液化的判别和预测,作为建筑工程抗震设计的最重要环节,成为 了岩土研究人员重点研究问题之一;提出适用于碎石桩复合地基的液化判别方法,更是岩土工程研究人员需 要解决的首要问题。

土体液化判别中最为经典的剪应力对比法由 H. Bolton Seed 和 I. M. Idriss^[7]提出,现已得到工程界的广 泛认可,其基本内容主要包含以下几个方面:①确定不同地层的平均地震剪应力;②通过室内试验确定土体 的抗液化强度;③对比平均地震剪应力和抗液化强度判别砂土的液化可能性。随后,为了工程应用方便, H. Bolton Seed 和 I. M. Idriss^[7]对其进行了简化,在平均地震剪应力的确定方面比较简便,但是抗液化强度仍 然采用室内试验来确定,由于室内试验很难还原土样的原始应力状态,所以 Seed 法容易造成多方面误差,而 且操作起来仍不够方便。

标准贯入试验(SPT)是岩土工程上常用的现场测试方法、技术成熟、且操作简便,以此为依据形成的液 化判别方法至今仍被很多国家采用,例如我国《建筑抗震设计规范》中的方法。我国建筑抗震设计规范中的

收稿日期: 2014-04-17

基金项目:南京水利科学研究院博士论文基金资助项目(No. LB31305)

作者简介:周元强(1981-),男,江苏扬州人,高级工程师,硕士,主要从事变电站土建结构设计及地基处理研究。 E-mail: zhouyuanqiang@ jspdi.com.cn 通信作者:白闰平(E-mail: bairunp@163.com)

液化判别方法,是根据我国数次地震的实测资料提出的,具有明显的地域性。而国际上基于 SPT 试验提出 的方法在国内也较少使用。

因此,考虑多方面因素、提出适用于碎石桩复合地基的液化判别方法尤为重要。本文以国外 Seed 剪应 力对比法和 SPT 试验为基础,依据碎石桩复合地基中的剪应力按照碎石桩和桩间土刚度不同来分配的思想,提出了一种适用于碎石桩复合地基的液化判别方法,为碎石桩复合地基液化判别研究工作奠定基础。

1 碎石桩复合地基液化判别公式推导

1.1 水平地震剪应力的确定

碎石桩复合地基中,由于增加了刚度大于土体的碎石桩,使碎石桩复合地基的结构与天然地基的结构形成很大差别,正是这种差别造成了水平地震剪应力在碎石桩复合地基中的重分布,即:碎石桩分配了较多剪应力,原本土体受到的剪应力大幅度减小,这也是碎石桩复合地基抗液化效果显著的另一种解释。以上所述的碎石桩复合地基区别与天然地基的结构形态,决定了必须提出适用于碎石桩复合地基的液化判别方法判定碎石桩复合地基的液化可能性,才可以满足碎石桩复合地基的工程建设要求。

在 H. Bolton Seed 等^[7]的液化判别法中,将天然地基视为由若干竖直土柱组成的地基,并且假设土柱在 地震中做刚体运动,实际上土柱在地震中伴随有变形的形态,H. Bolton Seed 等最后也引入了修正系数修正 计算结果,使其与实际情况更加相近。

地震产生的水平剪应力由震中向外传播,当传到碎石桩复合地基时,将由碎石桩和土柱共同分担。振冲 碎石桩复合地基是在天然地基中加入了刚度较大的碎石桩,导致碎石桩复合地基的土体比天然地基的土体 更加致密,所以复合地基中土柱的刚度也比天然地基中土柱的刚度大。

基于以上分析,本文提出类似于 H. Bolton Seed 等^[7]提出的假设,即:首先假设在地震时碎石桩和土柱做

刚体运动;然后按照土柱的变形特征加以修正土柱受到的地 <u>土柱</u> 震剪应力;最后按照土柱和碎石桩各自的刚度所占总刚度的 比例,对复合地基中的土体和桩体各自分担的剪应力进行重 分配(即:碎石桩复合地基中的剪应力重分布)。下面将依据 此思路来确定碎石桩复合地基中的水平剪应力。最大剪应 力计算示意见图1。

首先, 计算天然地基中土体的平均地震剪应力。 H. Bolton Seed 等^[7]提出, 由地表最大加速度 a_{max} , 求得在地 基深度 h 处的最大剪应力 τ_{max} 为:

$$\tau_{\rm max} = \frac{\gamma h}{g} a_{\rm max} r_{\rm d} \tag{1}$$

式中:γ为地基土的重度;g为重力加速度;r。为应力折减系数。

对于应力折减系数 r_a 的取值,采用如下计算式^[8]:

$${}_{4} = \begin{cases} 1.0 - 0.007\ 65\ h\,, & h \le 9.15\ m\\ 1.174 - 0.026\ 7h\,, & 9.15\ m < h \le 23\ m \end{cases}$$

式中:h为打桩深度(m)。

地震时,土层中任一点的实际地震剪应力时程变化呈不规则形状,H. Bolton Seed 等^[7]根据强震记录的 分析结果得出:地震剪应力波的平均剪应力 τ_{av} 约为最大剪应力 τ_{max} 的 65%,故地震时土层中的平均剪应力 τ_{av} 为:

$$\tau_{\rm av} = 0.65 \tau_{\rm max} = 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{\rm max} r_{\rm d}$$
(3)

其次,计算碎石桩复合地基中土体的平均地震剪应力。从结构方面来说,碎石桩复合地基,可视为天然



地基中的土柱的中间部分被碎石桩所替代而形成的地基,复合地基的结构示意图如图2所示。具体来说,碎石桩复合地基是由若干个土桩组合单元构成,在下文中统一定义为"桩土基本单元",即:由一个中空的棱柱 状土柱和一个嵌入在土柱中间的碎石桩组成,见图2中大圆内的部分。

由图 1(b)和图 3 可知,碎石桩复合地基和天然地基的差别主要在于:结构方面,土柱的中心替换了刚度 较大的碎石桩;剪应力分配方面,剪应力的重分布。所以,在考虑剪应力重分布之前,天然地基和碎石桩复合 地基的平均剪应力 *τ*_{av}是相等的,如式(3),下面将考虑剪应力重分布。







图 3 为桩土基本单元(三角形布桩方式)的剪应力计算示意图。由图 3 可知,桩土基本单元受到的总剪力 *F*_s为:

$$F_{\rm s} = \tau_{\rm av} (A_{\rm s} + A_{\rm p}) \tag{4}$$

式中: τ_{av} 为地基中某深度的平均剪应力; A_s , A_p 分别为空心土柱和碎石桩的横截面积, $A_p = \frac{\pi}{4} d_p^2$,三角形布桩

方式下 $A_s = \frac{\sqrt{3}}{2}l^2 - \frac{\pi}{4}d_p^2$,正方形布桩方式下 $A_s = l^2 - \frac{\pi}{4}d_p^2$, l为桩距, d_p 为桩径。

依据刚度分配原理计算桩土基本单元中桩土各自分配的剪力,桩土基本单元中碎石桩受到的剪力F_{sp}为:

$$F_{\rm sp} = \frac{k_{\rm p}}{k_{\rm s} + k_{\rm p}} F_{\rm s}$$
⁽⁵⁾

桩土基本单元中空心土柱受到的剪力 F_{ss}为:

$$F_{\rm ss} = \frac{k_{\rm s}}{k_{\rm s} + k_{\rm p}} F_{\rm s} \tag{6}$$

式中:k,,k,分别为通过试验获得的空心土柱和碎石桩刚度。

所以,桩土基本单元中碎石桩和空心土柱受到的平均剪应力分别为:

$$\tau_{\rm avp} = \frac{F_{\rm sp}}{A_{\rm p}} = \frac{k_{\rm p}}{k_{\rm s} + k_{\rm p}} \frac{A_{\rm s} + A_{\rm p}}{A_{\rm p}} \tau_{\rm av} \tag{7}$$

$$\tau_{\rm avs} = \frac{F_{\rm ss}}{A_{\rm s}} = \frac{k_{\rm s}}{k_{\rm s} + k_{\rm p}} \frac{A_{\rm s} + A_{\rm p}}{A_{\rm s}} \tau_{\rm av} \tag{8}$$

通过对比式(7)和(8)发现,桩土应力比大于5。但是依据相关经验资料认为桩土应力比为2~4,为了 更准确地确定桩土剪应力,本文采用提出修正系数的方法,进一步修正桩间土的平均动剪应力,公式如下:

$$\tau_{\rm avs} = \frac{F_{\rm ss}}{A_{\rm s}} = 0.65\psi \frac{k_{\rm s}}{k_{\rm s} + k_{\rm p}} \frac{A_{\rm s} + A_{\rm p}}{A_{\rm s}} \frac{\gamma h}{g} a_{\rm max} r_{\rm d}$$

$$\tag{9}$$

式中: ψ为桩间土动剪应力修正系数。

为了方便与抗液化剪应力比对,下面给出桩间土动剪应力转换为震级7.5级下的循环剪应力比

$$CSR_{7.5} = 0.65\psi \frac{\gamma h}{\sigma'} \frac{a_{\text{max}}}{g} r_{\text{d}} \frac{k_{\text{s}}(A_{\text{s}} + A_{\text{P}})}{A_{\text{s}}(k_{\text{s}} + k_{\text{p}})} \frac{1}{MSF}$$
(10)

式中: σ'为有效上覆压力; MSF 为地震震级缩放系数, MSF 的取值参照美国国家地震工程研究中心的推荐范围^[9], 用如下公式计算:

$$MSF = 10^{2.24} M_{\rm w}^{-2.56} \tag{11}$$

式中:M. 为震级。

1.2 抗液化剪应力比的确定

目前,确定抗液化剪应力的方法主要有两种:通过室内试验确定和通过现场试验确定。但是由于室内试 验难以保证土体在地基中的真实应力状态,并且由于试验过程相对复杂容易引起多方面的误差,所以在抗液 化剪应力的确定方面,使用不太广泛。

标准贯入试验(SPT)是工程上常用的测试手段,试验方法和技术手段比较成熟,到目前为止仍然是许多 国家判别液化的主要现场测试手段。国际上其他国家的基于标贯试验提出的判别法,在我国使用相对较少。

基于以上分析,本文拟采用美国国家地震工程研究中心推荐确定抗液化剪应力的方法^[2,9],即:通过标 贯击数来确定抗液化剪应力 *CRR*_{7.5}:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - N_1} + \frac{N_1}{135} + \frac{50}{(10N_1 + 45)^2} - \frac{1}{200}$$
(12)

式中: N_1 为标贯击数的修正值。该式是 Rauch 通过拟合 H. Bolton Seed 等^[7]提出的修正标贯击数和抗液化 剪应力比曲线得出的^[9]。

通过对比前两小节提出的地震循环剪应力比 CSR_{7.5}和抗液化剪应力比 CRR_{7.5}的大小,来判定地基土是 否存在液化的可能性,即:CSR_{7.5}>CRR_{7.5},土体存在液化可能性;CSR_{7.5}<CRR_{7.5},土体不存在液化可能性。

2 验证分析

在江苏某碎石桩复合地基试桩区开展了刚度测定试验与标贯试验。刚度测定试验在地表下1m处开展,采用激振法分别测试了桩体和土体刚度,图4为复合地 ⁷⁰

基刚度试验的 A_x -f 曲线。由图 4 可看出,在激振力作用下, 土体振幅大于桩体振幅、且桩体刚度大于土体刚度(该地基 中碎石桩刚度大约为土体刚度的 2.5 倍)。考虑到本文刚度 试验的测定深度为 1 m,所以采用地基深度 1 m 处的数据,确 定本文中的修正系数 ψ 。复合地基深度 1 m 处的土体刚度 系数 k_s = 19.024×10³ kN/m,桩体的刚度系数 k_p = 46.555× 10³ kN/m,地表峰值加速度 a_{max} 取 0.1g。1 m 深度动剪应力 的有限元数值计算结果为 τ_d = 0.848 3 kPa,式(9)计算结果 为 τ_{avs} = 0.402 ψ kPa(1 m 深)。令 τ_{avs} = τ_d ,则动剪应力修正 系数 ψ 约为 2.1。



2.1 有限元计算的动剪应力值与本文计算值比较

本文地基土的静力计算采用 Duncan E-v 模型,参数通过三轴 CD 试验结果选取。打设碎石桩深度为第 ②层底部的深度,所以对①和②层分别采用打设碎石桩前后的试验结果,对其他土层则采用两次试验结果的 平均值,参数见表1。 表1 地基土静力计算参数

Tab. 1 Calculation parameters of Duncan $E-\nu$ model for foundation soil													
 土层名称 (g・α		$\rho/$ (g · cm ⁻³)	R_{f}	c∕ kPa	$arphi_{o}/^{\circ}$	$\Delta arphi / \circ$	K	K _{ur}	n	D	F	G	k/ (cm · s ⁻¹)
	打桩前	1.79	0.75	0	41.0	6.7	166	332	0.83	2.8	0.22	0.46	5.03E-04
	打桩后	1.91	0.65	0	45.0	4.7	168	336	0.96	1.91	0.11	0.39	4.10E-04
②粉土夹粉质黏土	打桩前	1.93	0.62	0	41.0	3.3	111	222	1.10	2.91	0.11	0.36	9.90E-06
	打桩后	1.96	0.73	0	45.0	5.4	138	276	0.99	3.26	0.23	0.32	5.60E-06
③粉土		2.01	0.68	0	47.5	11.6	273	546	0.86	1.51	0.43	0.61	1.17E-04
④粉质黏土		1.98	0.81	19.5	26.8	0	127	254	0.43	1.77	0.30	0.42	6.50E-07
⑤粉质黏土		1.99	0.73	39.5	24.8	0	187	374	0.61	1.40	0.22	0.43	6.90E-07
⑥粉质黏土夹粉砂		1.92	0.79	40.5	31.5	0	136	272	0.29	2.83	0.14	0.29	7.50E-06
⑦粉砂		1.97	0.79	0	45.5	8.9	226	452	0.64	1.50	0.16	0.50	1.80E-04
⑧粉质黏土		2.00	0.92	34.0	20.0	0	155	310	0.84	0.80	0.12	0.46	1.59E-06
⑨粉质黏土		2.01	0.58	21.0	32.6	0	243	486	0.48	1.25	0.22	0.42	2.00E-06
⑩粉质黏土		2.04	0.80	29.0	28.6	0	150	300	0.23	1.28	0.21	0.45	2.00E-06
①中粗砂		2.05	0.75	0	40.5	10.4	165	330	0.43	2.00	0.28	0.41	1.50E-03

本文的动力计算采用等价黏弹性模型进行,计算中动力剪切模量 G 和阻尼比 λ 采用三轴试验确定,文 中②层土的动模量和动残余变形参数根据室内动三轴试验结果选取,其余各层土的参数则通过工程类比确 定,见表4。经试验测定,碎石桩石料的密度可取为21 kN/m³,通过工程类比确定的静、动力模型计算参数见 (表2)。

表 2 碎石桩静力和动力计算参数

Tab. 2 Static and dynamic calculation parameters for gravel pile

静力计算	$\rho/(g \cdot cm^{-3})$	C∕ kPa	$\varphi_{o}/(^{\circ})$	<i>Δφ</i> ∕(°)	K	n	R_{f}	$K_{\rm ur}$	G	F	D
参数	2.1	0	46	7.5	800	0.32	0.72	1 600	0.3	0.02	3
动力计算	k_2	$\lambda_{\rm max}$	k_1	n_2	$c_1 \neq \%$	c_2	c_3	c_4 / %	c_5		
参数	1 200	0.22	23.5	0.45	0.70	0.50	0	3.0	0.40		

Tab. 5 Dynamic carculation parameters for foundation soft										
土层名称		k_2	$\lambda_{\rm max}$	k_1	n_2	$c_1 / \ \%$	c_2	c_3	$c_4 / \ \%$	c_5
①粉土	打桩前	295.0	0.298	4.35	0.75	1.15	0.95	0	4.20	1.50
	打桩后	325.0	0.282	4.42	0.65	1.07	1.01	0	3.59	1.62
②粉土夹粉质黏土	打桩前	244.6	0.315	4.34	1.08	0.39	1.02	0	4.84	1.25
	打桩后	297.5	0.308	4.44	0.77	0.33	1.09	0	4.08	1.19
③粉土		387.8	0.262	6.10	0.67	0.93	1.29	0	2.99	1.13
④粉质黏土		260.0	0.300	3.90	0.75	0.03	0.75	0	6.00	1.00
⑤粉质黏土		280.0	0.290	4.00	0.75	0.02	0.75	0	5.80	1.00
⑥粉质黏土夹粉砂		230.0	0.300	3.60	0.75	0.08	0.75	0	7.00	1.00
⑦粉砂		380.0	0.270	5.50	0.62	0.90	1.00	0	4.00	1.00
⑧粉质黏土		250.0	0.300	3.90	0.75	0.03	0.75	0	6.00	1.00
⑨粉质黏土		360.0	0.290	5.50	0.75	0.05	0.75	0	5.00	1.00
⑩粉质黏土		220.0	0.300	3.90	0.75	0.03	0.75	0	7.00	1.00
⑪中粗砂		300.0	0.270	4.70	0.75	1.05	0.97	0	4.50	1.00

表 3 地基土动力计算参数

Tab. 3 Dynamic calculation parameters for foundation soil

计算模型的有限元网格剖分见图 5,实体单元采用 4 结点等单元,共形成实体单元 3 216 个,结点 3 332 个。动力计算中,基岩输入的地震波加速度时程曲线采用规范谱(图 6)。





施工顺序的模拟为:地基土→打设碎石桩→发生7度地 震。图7为式(10)与有限元法计算的桩间土动剪应力沿高 程的分布,可以看出两组数据吻合良好。针对复合地基中的 6个测点,计算了本文方法以模拟结果为基准的误差,其中最 小误差仅为3.1%,在深度为8m左右两组数据偏离稍大,主 要由该深度刚度系数值的测量误差引起。

2.2 地基土超静孔压有限元计算值的变化

图 8 为地基土在打设碎石桩前后,地震作用下超静孔隙 水压力随深度的变化关系。由图 8 可见,地震中打设碎石桩 后地基土的超静孔压低于打设碎石桩前。笔者认为这主要 有两个原因:第一,碎石桩的桩体可以作为复合地基中良好 的排水通道,加速了地震中超静孔压的消散;第二,地基土超 静孔压主要由地震剪应力产生,由于复合地基中存在刚度较 大的碎石桩,因此地基土分担了较少的地震剪应力,从而使 打设碎石桩后地基土的超静孔压偏低。

2.3 本文判别方法与抗震规范液化判别法比较

根据 SPT 试验结果,将文中方法的判别结果与我国规范 法的判别结果进行对比,如表4 所示。

我国规范^[10]中液化判别标准贯入击数临界值 N_a为:

 $N_{\rm cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_{\rm s} + 1.5) - 0.1d_{\rm w}] \sqrt{3/\rho_{\rm c}}$

其中: N_0 为液化判别标准贯入锤击数基准值,取为7; d_s 为饱和土标准贯入点深度(m); d_w 为地下水位(m); ρ_c 为黏粒含量百分率,当小于3 或为砂土时,应取3; β 为调整系数,设计地震第1组取0.80,第2组取0.95, 第3 组取1.05,本文取0.95。

表4未列的计算参数为:试验区地下水位埋深为0.85~1.00 m;第①层黏粒含量为6.8%,第②层黏粒含量为7%;第①层的重度为17.542 kN/m³、有效重度为7.742 kN/m³,第②层的重度为18.914 kN/m³、有效 重度为9.114 kN/m³;地面峰值加速度取为0.1g。

由表4可看出,本文方法的判别结果与我国规范法的判别结果相吻合,说明文中思路可以作为一种液化 判别方法使用。







图 7 本文方法与有限元法计算的动剪应力比较 Fig. 7 Comparison between dynamic shear stresses





Fig. 8 Value of dynamic shear stress in method of Eq. (10) and finite element method

Tab. 4 Evaluation results of liquefaction in two different methods											
	标贯深度/	实测击数	修正击数		本文方法		我国规范	两种方法			
広ち	m	平均值	平均值	CSR _{7.5}	CRR _{7.5}	判别结果	临界标贯击数	判别结果	是否一致		
1	1.15~1.45	6.3	6.3	0.046	0.082	未液化	3.02	未液化	一致		
	1.65~1.95	6	6	0.041	0.080	未液化	3.59	未液化	一致		
2	$2.65 \sim 2.95$	6.5	6.3	0.050	0.082	未液化	4.54	未液化	一致		
2	$3.65 \sim 3.95$	8.3	7.9	0.055	0.095	未液化	5.33	未液化	一致		
2	4.45~4.75	6	5.5	0.058	0.076	未液化	5.87	未液化	一致		
2	5.45 ~ 5.75	8	7.2	0.061	0.089	未液化	6.46	未液化	一致		
2	$6.45 \sim 6.75$	10.67	9.4	0.063	0.108	未液化	6.98	未液化	一致		
2	7.15~7.45	12	10.3	0.064	0.116	未液化	7.32	未液化	一致		

表4 两种不同方法的液化判别结果

3 结 语

(1)依据 H. Bolton Seed 剪应力对比法的思路、以 H. Bolton Seed 简化法和美国国家地震工程研究中心推荐的抗液化剪应力比的确定方法,提出适用于碎石桩复合地基的新的液化判别方法。

(2)采用有限元数值模拟的方法,模拟了碎石桩复合地基在地震中,桩间土的剪应力变化,发现打桩后 桩间土的剪应力小于打桩前桩间土的剪应力,这说明碎石桩分担了较多剪应力,使桩间土的剪应力减少。

(3)通过对比有限元数值模拟结果、我国规范法判别结果和本文方法的判别结果,发现本文方法与我国规范法判别结果一致、与有限元数值模拟结果基本一致,该方法可以作为一种液化判别方法使用。

参考文献:

- SHAMOTO Y, ZHANG J M. Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on concept of relative compression[J]. Soils and Foundations, 1998, 38(Suppl2): 57-68.
- BOLTON SEED H, TOKIMATSU K, HARDER L F, et al. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations
 Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(12): 1425-1445.
- [3] BOLTON SEED H, IDRISS I M. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes [M]. Earthquake Engineering Research Institute Berkeley CA, 1982.
- [4] BOLTON SEED H, BOOKER J R. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains [J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, 103(7): 757-768.
- [5] ISHIHARA A K, YOSHIMINE M. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes [J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1): 173-188.
- [6] TOKIMATSU K, YOSHIMI Y. Effects of vertical drains on the bearing capacity of saturated sand during earthquakes [C] // Proc International Conference on Engineering for Protection from Natural Disaster, Cambridge, Massachusetts: Department of Civil Engineering, MIT, 1986.
- [7] BOLTON SEED H, IDRISS I M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1971, 97(9): 1249-1273.
- [8] LIAO S S, WHITMAN R V. A catalog of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes [R]. Cambridge, Massachusetts: Department of Civil Engineering, MIT, 1986.
- [9] YOUD T L, IDRISS I M. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(4): 297-313.
- [10] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. (GB 50011-2010, Code for seismic design of bulidings[S]. (in Chinese))

A new method in evaluating liquefaction of gravel pile composite foundation

ZHOU Yuan-qiang¹, BAI Run-ping^{2,3}, SHAO Qin⁴, LIU Xin-liang¹

 Jiangsu Electric Power Design Institute, Nanjing 211102, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 4. Jiangsu Electric Power Company Economic Research Institute, Nanjing 210008, China)

Abstract: In view of the scarcity of evaluation formula for liquefaction in the gravel pile composite foundation, this paper presents an evaluation method for the liquefaction in the gravel pile composite foundation, which is based on thinking that the distribution of the seismic shear stress is in accordance with the stiffness of the gravel piles and soil, and Seed's method and USA NCEER method. A finite element numerical simulation method has been used to simulate the changs in the seismic shear stress in the condition of the gravel pile composite foundation and soil foundation. Simulation analysis results show that the seismic shear stress of the gravel piles which have greater stiffness distribute greater seismic shear stress, and that soil distributes the smaller seismic shear stress because its stiffness is smaller than the gravel piles. In addition, the comparison among the simulated results given by the finite element method, the evaluated results given by the method of *Chinese Code for Seismic Design of Buildings* is made in this study, and the comparison results show that the method presented by this paper is reasonable in evaluating the liquefaction in the gravel pile composite foundation.

Key words: evaluation method of liquefaction; gravel pile composite foundation; Seed method; standard penetration test (SPT); finite element numerical simulation method