土动力学与岩土地震工程

蔡袁强[1] 于玉贞[2] 袁晓铭[3] 王 军[1] 郭 林[1]
(1. 温州大学, 浙江温州 325035; 2. 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;
3. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江哈尔滨 150080)

摘要: 近年来,动力荷载引起的工程建设中的新问题给土动力学的研究不断注入新的活力,提出新的挑战,从而推动其发展和完善。文章简要回顾了土工动力测试技术、土体的动力特性与本构关系、土体液化、土石坝地震响应数值模拟、交通荷载引起的环境振动及长期沉降等方面的研究进展,并对一些需加强和深入的研究方向进行阐述。

关键词: 动荷载; 动力特性; 动本构关系; 土体液化; 地震响应; 交通荷载
中图分类号: TU43 **文献标识码**: A **文章编号**: 1000-131X(2016)05-0009-22

Soil dynamics and geotechnical earthquake engineering

Cai Yuanqiang[1] *Yu Yuzhen*[2] *Yuan Xiaoming*[3] *Wang Jun*[1] *Guo Lin*[1]
(1. Wenzhou University, Wenzhou 325035, China; 2. State Key Laboratory of Hydroscience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

Abstract: In recent years, new problems in engineering construction induced by dynamic loading inject new energy and put forward new challenges to the research of soil dynamics, which also promote its improvement and development. This article presents a brief review on geotechnical testing technology, dynamic characteristics and constitutive relation of soils, soil liquefaction, numerical simulation of seismic response of earth rockfill dam, environmental vibration and long-term settlement induced by traffic loading and elaborate some areas needed to strengthen and further research.

Keywords: dynamic load; dynamic characteristics; dynamic constitutive relation; soil liquefaction; seismic response; traffic load

E-mail: caiyq@zju.edu.cn

引 言

土动力学是土力学的一个重要分支,主要任务是研究各种动荷载作用下土的变形强度特性及土体的动力稳定性。动荷载主要包括爆炸荷载等脉冲型荷载,地震荷载等有限次的、无规律的随机型荷载以及波浪、交通与机器振动荷载等长期循环微幅动荷载。土动力学是设计具有良好抗震性能的地基基础和结构物,预测及控制长期循环荷载下土体沉降的重要工具,其理论基础和研究水平直接关系到土工动力分析及设计的水平和质量。

近年来,在我国乃至世界范围内,地震灾害仍然频发,交通荷载引起的振动及长期沉降愈发严重,波浪、涌潮荷载引起的堤坝失稳严重威胁人民群众的生命财产安全。这些工程建设中的新问题,给土动力学的研究不断注入新的活力,提出新的挑战,从而推动其发展和完善。

土动力学研究同时涉及动荷载基本特性及其波动规律,土体三相耦合特性及其本构关系等复杂问题。动荷载作用下土体动应力场不但包括三向循环剪应力,而且包括三向循环正应力,不同动应力分量耦合形成不同的应力路径。目前,土动力学研究的热点和前沿问题之一就是通过各种复杂动态应力路径尽可能全面真实地模拟实际动荷载,以使研究结果更加符合实际工程。比如,在地震荷载研究中,需要同时模拟两个不同方向循环剪应力的耦合;在交通、波浪荷载研究中,除了循环偏应力分量,还需要同时考虑循环正应力以及应力主轴旋转。同时,由于土的破碎性、多相性、特别是天然性(以及由此引起的结构性、非均匀性、各向异性以及时空分布变异性),导致了土的动力性态千差万别。对不同的土(如碎石土、砂土、粉土、黏土及冻土、黄土、红土等特殊土)所特有的动力性态的认识只有通过室内外试验来获得。随着土工动力测试技术的提高,复杂应力路径下不同种

基金项目: 国家自然科学基金(51179092, 51238009, 51208477, 51379103, 51408441)
作者简介: 蔡袁强,博士,教授
收稿日期: 2015-10-19

类土体的动力特性研究逐渐开展和深入。

本文对土动力学及岩土地震工程研究进展进行综合评述,主要涉及土工动力测试技术、土体的动力特性与本构关系、土体液化、土石坝地震响应数值模拟、交通荷载引起的环境振动及长期沉降等内容。

1 土工动力测试技术

1.1 共振柱

共振柱主要用于测试土体的动模量和阻尼比。图 1 显示该仪器的驱动系统,它是整个仪器的核心部分,由线圈、磁铁、驱动盘等组成。1937 年日本工程师 Ishimato 和 Iida 第一次将共振柱引入岩土工程界[1],经 Drnevich 和 Hardin 等[2]人的努力,在世界各地得到广泛应用,并且根据边界条件、激励方式等不同,发展成不同类型的共振柱试验机,但是其工作原理大体相同。

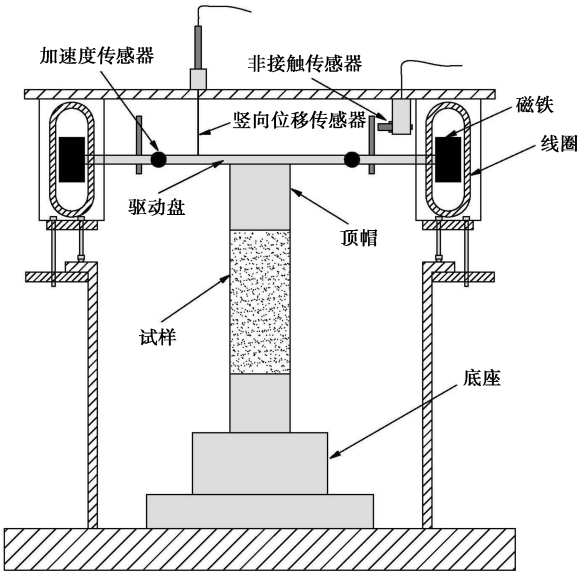


图 1 共振柱仪器驱动系统原理图

Fig. 1 Schematic diagram of resonance column

近年来,各国学者利用改进的共振柱对土体进行土体动力特性测试:①利用非共振模式研究振动历史和频率对土体非线性动力特性影响(Wichtman, 2004[3];柏立懂等, 2012[4]);②弯曲元与共振柱联合测试,研究弯曲元波速确定方法(Youn, 2008[5]; 柏立懂, 2012[6];董全杨, 2013[7]);③测试剪切模量与杨氏模量,获取更多动力特性参数(Kumar, 2010[8])。

1.2 变围压动三轴

与常规动三轴相比,变围压动三轴可以实现围压的循环变化,从而可以模拟考虑纵波影响的地震荷载作用以及考虑水平向正应力循环变化的交通荷载作用。

在加载过程中,通过循环竖向偏应力和循环围压同相位或异相位的耦合,可以实现不同的应力路径。对于地震荷载,在常规动三轴试验中,一般通过施加等幅双向的循环竖向荷载进行模拟。当考虑变围压作用时,循环围压同样做等幅双向振动。由于在地震中,剪切波与纵波的传播十分复杂,当传到土体中某一点时,不论幅值还是相位差,都可能不同,因此并不能确定循环偏应力与循环围压的具体比值与相位角。对于交通荷载,在常规动三轴试验中,一般通过单向的循环竖向荷载模拟,即偏应力始终大于零,没有大、小主应力的相互转化。当考虑变围压作用时,循环围压也只在初始点之上做循环振动。与地震荷载不同,交通荷载作用下循环竖向正应力与循环水平向正应力同相位变化。

1.3 空心圆柱仪

空心圆柱仪(HCA)主要用来研究土体的各向异性以及复杂应力路径引起的主应力轴旋转等。HCA 主体结构一般由轴力、扭矩加载系统,内、外围压控制器,反压控制器以及信号调节和数字控制系统等几个主要部分组成。

HCA 由于试样为空心薄壁圆柱形而得名,试验常用的空心圆柱试样尺寸为 200mm × 100mm × 60mm(高度 × 外径 × 内径),在试验中通过联合施加轴力 W、扭矩 T、内外围压 P_o、P_i 使空心圆柱试样产生轴向、环向、径向以及扭剪方向应力应变分量,试样受力示意图见图 2。由于试验中能够独立控制轴向力、扭矩以及内外围压,从而可以实现 4 个应力分量轴向应力、径向应力、环向应力以及扭剪应力的单独控制,同时可以实现中主应力系数 b 从 0 ~ 1 变化。因此可以进行不同大主应力方向定向剪切试验以及主应力轴连续旋转试验来研究土体的各向异性。

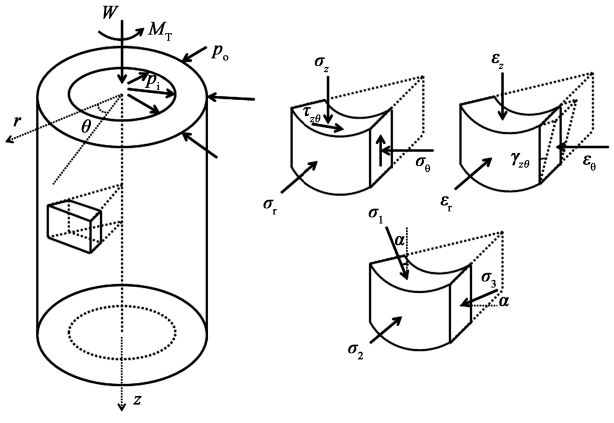


图 2 空心圆柱试样受力状态

Fig. 2 Stress state in hollow cylinder specimen

1936 年,Cooling 和 Smith 对空心圆柱试验进行了扭剪试验,这是 HCA 试验的前身。1965 年,Broms 和 Casbarain[9]最早真正意义上利用 HCA 试验研究了不同大主应力轴方向以及中主应力系数对黏土抗剪强度的影响。80 年代以后,Hight 等[10]开发了新型 HCA,研究了砂土和黏土在主应力轴旋转作用下的变形和强度特性。Miura 等[11]和 Nishimura 等[12]则利用 HCA 系统研究了砂土和黏土各向异性强度。Yang 等[13]以及 Zhang 等[14]利用动态 HCA 基于波浪荷载研究了砂土在主应力轴连续旋转下不排水以及排水变形特性。

1.4　大型动三轴

大型动三轴主要用于测试粗粒土的静动力学特性,基本构成与小型三轴类似,由围压控制器、反压控制器、轴压控制器、数据采集系统、驱动系统和计算机等组成。由于试样尺寸的限制,试样直径与最大粒径之比不大于 5,常规三轴无法对粗粒土的静动力学特性进行研究,故开发大型动三轴进行大尺寸试样研究,常见大型三轴试样尺寸为 ϕ30cm × H60cm, ϕ20cm × H40cm, ϕ15cm × H30cm。

大型三轴最早主要用来研究大坝填料的静力特性。随着研究的深入和大型动三轴仪器的不断完善,通过大型动三轴仪器对粗粒土的研究呈现出新的趋势。Rondon[15]对柔性路基层的粗粒土材料进行了常围压三轴试验和变围压三轴试验,得出在某些应力路径下常围压试验可能会低估粗粒土材料的永久轴向变形;Tadao Enomoto[16]改进新的取样方法,对原状粗粒土的静动特性进行了试验研究。除此之外,如何采用新的制样方法,减少制样过程中的破碎率,结合局部应变计对非饱和粗粒土大三轴静动特性进行研究成为近年来关于大型三轴仪器研究的新趋势。

2　土体的动力特性及本构关系

2.1　循环荷载作用下土体的动力特性

大量学者对饱和软黏土在循环荷载作用下的性状进行了试验研究,取得了许多宝贵的成果。本节对已有的研究成果进行简要的归纳总结,主要内容包括动力特性影响因素、循环软化、临界动应力水平等 3 个方面的内容。

(1) 循环荷载作用下黏性土性状的影响因素包括试验方式(循环三轴、循环扭剪、循环单剪、共振柱试验)、试样因素(土的类型、物理性质、结构)、试验方法(应力控制、应变控制)和条件(固结状态、围压大小)及荷载因素(加载波形)、振动频率、振幅和振次、初始剪应力)等方面。

(2) 循环荷载作用下饱和软黏土发生软化的原因主要有[17]:①由于低渗透性,土体中产生的孔压来不及消散,孔压累积使有效应力降低,导致土体软化;②主应力方向连续旋转,大主应力方向的不断改变引起土体结构重塑,导致土体软化;③当循环应力水平较高时,循环应力会对土体原有结构产生影响,导致土体软化。

Idriss 等[18-19]较早地研究了循环荷载作用下饱和软黏土的软化特性,提出了软化指数的概念:

$$\delta = \frac{G_{sN}}{G_{s1}} = \frac{\dfrac{\tau_{cN}}{\gamma_c}}{\dfrac{\tau_{c1}}{\gamma_c}} = \frac{\tau_{cN}}{\tau_{c1}} \tag{1}$$

通过引入软化参数 t 建立了软化指数与循环次数之间的关系式:

$$t = -\frac{\log\delta}{\log N} \text{ 或 } \delta = N^{-t} \tag{2}$$

Vucetic[20]探讨了超固结比及塑性指数对土体软化的影响。Matasovic 和 Vucetic[21]进一步建立了软化参数 t 与循环剪应变之间的关系,通过 t 的变化揭示土体的软化特性。要明伦等[22]对软化参数 t 进行了修正,解决了当循环次数无限大时模量软化为零的问题。Zhou 和 Gong[23]对杭州原状饱和软黏土进行了一系列应力控制动三轴试验,建立了考虑循环应力比、超固结比、频率等因素影响的软化指数模型。

(3) 目前有关软黏土在循环荷载作用下的临界动应力水平主要有两个,即门槛循环应力比和临界循环应力比。

门槛循环应力比是指当动应力水平小于某一值时,软黏土在循环荷载下几乎不产生孔压的累积,也没有明显的残余应变,对应的动应力水平即为门槛循环应力比(图 3)。

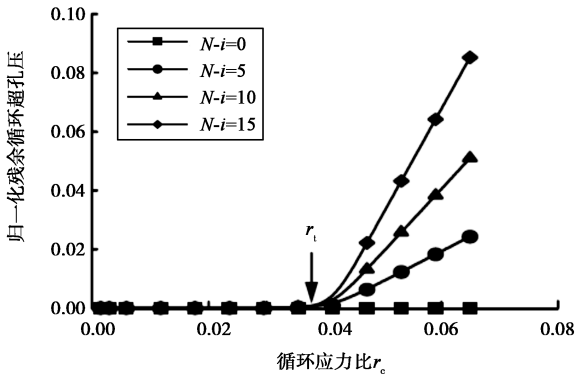


图 3　门槛循环应力比

Fig. 3　Threshold cyclic stress ratio

临界循环应力比是指当动应力水平高于一定值时,软黏土试样经过很少的循环次数后应变就开始迅速发展达到破坏,而当动应力水平低于该值时,试样则不会达到破坏,而是经过较大循环次数后逐渐稳定,对应的应力水平即为临界循环应力比(图 4)。临界循环应力比的概念由 Larew 和 Leonards [24] 提出,后来的学者通过试验证明了临界循环应力比的存在。

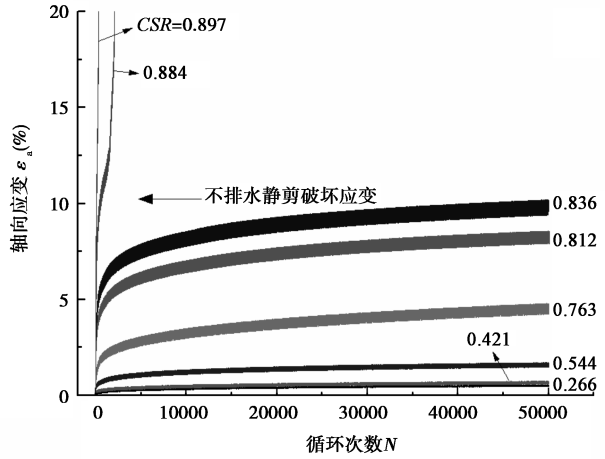


图 4 临界循环应力比

Fig. 4 Critical cyclic stress ratio

交通、波浪等长期循环荷载作用下的土体允许产生一定的沉降变形但不允许产生过大沉降,显然采用门槛循环应力比作为控制标准过于保守,而采用临界循环应力比作为控制标准又往往会导致过大沉降。因此,迫切需要寻找一个更合适的临界动应力水平作为交通工程设计的准则和依据。

2.2 循环正应力对土体动力特性的影响

在地震、交通、波浪等动力荷载作用下,土体单元的所有应力分量都在变化。但是,以往关于土体动力特性的研究主要关注循环剪应力,而忽略循环正应力。一是因为土体基本为剪切破坏;二是根据 Skempton 孔压理论,认为饱和土体在循环球应力的作用下只会产生相应的孔隙水压力,而不会产生剪切变形;三是缺乏相关的试验设备。

随着研究的深入,人们逐渐发现循环正应力对土体动力特性的影响不可忽略。较早关于循环正应力的研究主要基于变围压动三轴设备,这种设备能够同时施加循环偏应力和循环围压。之后,能够同时施加循环围压的空心扭剪设备,以及能够同时施加循环大主应力、循环中主应力甚至循环小主应力的真三轴设备也开始出现。这些设备的共同特点是可以同时模拟作用在土体上的循环剪应力和循环正应力。

大量试验数据表明,随着边界条件(如排水条件),土体饱和度,相位差等因素的不同,循环剪应力和循环偏应力的耦合较大程度地影响了土体的动力特性。陈存礼,谢定义[25],施明雄[26]等研究了单一循环球应力对土体动力特性的影响,指出排水条件下循环球应力会引起体应变,而在不排水条件下,循环球应力会引起残余孔压。Rascol[27]、丁浩[28]、王军等[29]、Gu Chuan 等[30]基于变围压应力路径(图 5),使用循环偏应力和循环围压的耦合模拟地震荷载中 P 波和 S 波的耦合,发现循环正应力不但改变了超孔压和应变的发展规律,而且影响了土体的动强度以及刚度软化规律。李校兵等[31]等发现循环正应力对饱和软黏土的应力-应变关系产生较大影响,指出 Hardin-Drnevich 模型无法反映循环偏应力和循环围压耦合下动模量的衰减规律,并提出了可以模拟循环围压影响的修正 Stokoe 公式。

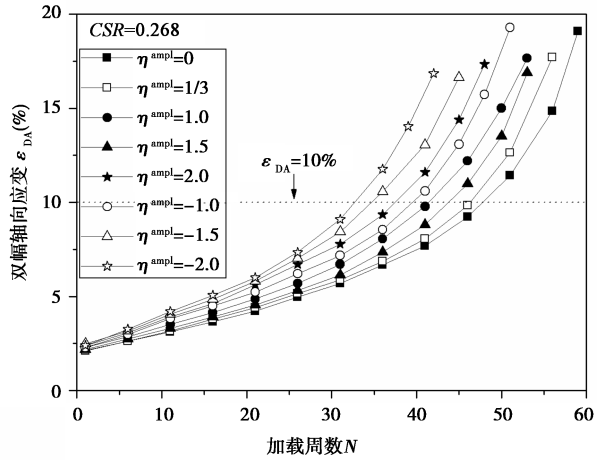


图 5 循环围压对饱和软黏土双幅轴向应变发展规律影响

Fig. 5 Influence of cyclic cell pressure on double amplitude strain of saturated soft clay

Cai 等[32],谷川等[33],孙磊等[34]考虑交通荷载下竖向循环正应力和水平向循环正应力的耦合,研究了变围压应力路径对饱和黏土、砂土等累积变形特性的影响,发现循环围压的存在大大改变了累积应变及回弹应变的发展规律(图 6)。Cai 等[32]发现在部分排水条件下,循环正应力与循环剪应力的耦合大大加快了饱和软黏土(正常固结及超固结)累积应变的发展速度,累积应变增量与循环球应力幅值增量之间基本呈线性关系(图 7),提出了考虑循环正应力的影响的饱和软黏土累积应变预测模型。

综上所述,大量的试验及理论研究表明,在某些边界条件下(比如排水条件下),循环正应力的作用十分巨大,甚至超过了循环剪应力的作用。鉴于循环正应力在土体动应力场中存在的普遍性,在包括单元试验、模型试验、理论及有限元分析中,需要综合考虑各个动应力分量的影响。建议在以后的研究中,可以使

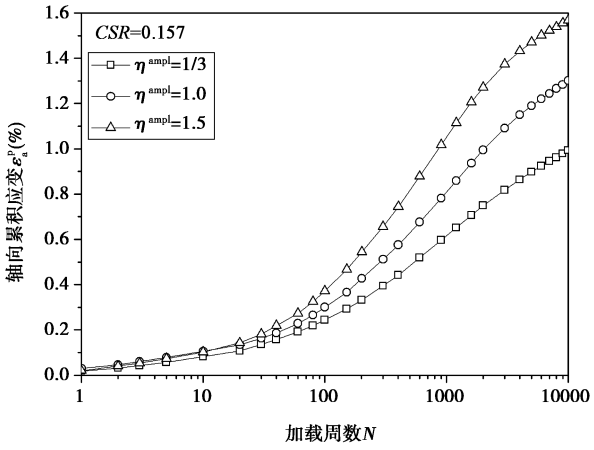


图 6　循环围压对饱和软黏土累积应变发展规律的影响

Fig. 6　Influence of cyclic cell pressure on permanent strain of saturated soft clay

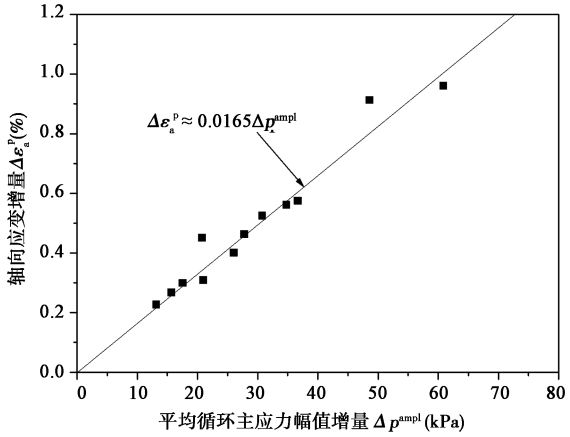


图 7　应变增量与平均循环主应力幅值增量的线性关系

Fig. 7　Linear relationship between strain increment and mean cyclic principal stress

用更加先进的设备(如可变围压的空心扭剪设备,动真三轴设备),基于更加真实、复杂的应力路径,综合考虑各种边界条件,着重研究循环正应力及循环剪应力耦合对土体小应变动力特性、动模量(阻尼)发展规律、累积及回弹应变发展规律、应力-应变关系及不共线特性等动力特性的影响。

2.3　主应力轴旋转下土体的动力特性

主应力轴旋转是指主应力方向在加载过程中发生偏转的现象,导致土体发生主应力轴旋转的因素主要有 3 种:①不同频率、不同历时荷载的动态变化,如多向地震、交通、波浪等动力作用,其主要效果是使主应力轴循环或反复旋转;②边界条件的改变,如堤坝修筑、边坡切削、隧道开挖等,使得土体应力状态发生变化,继而导致主应力轴发生旋转;③主应力大小和方向静态或准静态变化,如集中加压,桩基荷载等。后两种情况下,主应力轴旋转只在边界面或集中应力附近有影响,远处基本没有影响,只需在特定的情况下考虑。而对于地震、交通和波浪等动力荷载作用下,主应力轴旋转对土体的影响范围大,且会导致不可忽略的塑性变形,在工程设计中是必须要考虑的。

(1)纯主应力轴旋转下孔压特征

纯主应力轴旋转是指单元体的三个主应力幅值保持不变,大、小主应力方向在垂直中主应力的平面内连续旋转,其应力路径为圆形,一般可用来模拟波浪荷载动力作用。近些年来,国内外大量学者利用空心圆柱系统开展了砂土、粉土或者黏土在排水或者不排水条件下纯主应力轴旋转试验,在孔压特征、体应变发展规律及应力应变关系等方面取得了大量的成果。

不排水条件下纯主应力轴旋转会引起土体孔压增加,这种孔压变化因试验加载方式不同及土体各向异性的存在表现出不完全统一的特征。

Ishihara 等[35]进行了砂土在纯主应力轴旋转下的不排水试验,发现与纯扭剪和三轴循环剪切试验相比,主应力轴旋转产生孔压的速率要大得多,孔压增加到围压水平所需的循环次数也小得多。即使保持剪应力在一个较低的应力幅值,纯主应力轴循环旋转也会产生超静孔压。郭莹等[36]的研究则表明孔压累积与广义剪应变之间存在双曲线关系(图 8)。

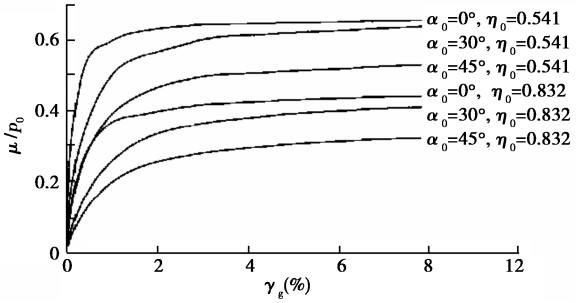


图 8　孔压累积与广义剪应变关系曲线

Fig. 8　Accumulated pore pressure versus generalized shear strain

Nakata 等[37]对不同密实度的砂土进行的纯主应力轴循环旋转试验表明孔压随主应力轴的旋转波动变化,且首个循环内孔压累积最显著。相对密实度对孔压的发展有较大影响,密实度较小(D_r = 30%)时砂土在变形较小时就会发生液化破坏。

Yang 等[13]重点研究了中主应力系数对不排水条件下纯主应力轴循环旋转引起的砂土孔压特性的影响,研究表明中主应力系数 b = 0 时孔压的累积最缓慢,b = 0.5 和 b = 1 时的孔压累积差异相对不明显(图 9)。

(2)纯主应力轴旋转下体应变发展规律

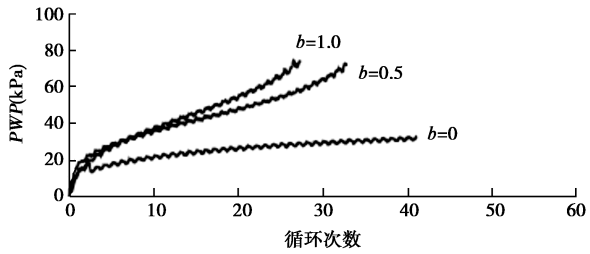


图 9 不同中主应力系数下孔压随循环次数发展曲线

Fig. 9 Pore water pressure versus number of cycles under different middle principal stress coefficient

排水条件下,纯主应力轴旋转下土体会出现显著的体积收缩,在旋转初期密砂会出现轻微的体胀,松砂的体应变大于密砂。循环次数、初始角度、剪应力水平、中主应力系数等因素会对纯主应力轴旋转引起的体应变累积产生影响。

通过对砂土进行排水试验,发现纯主应力轴旋转条件下试样在第一个循环内累积的体应变最大,且体应变主要发生在后半个循环内,随着循环次数的增加,单个剪切循环内累积的体应变也逐渐减小(图 10)。除此之外,初始角不同时经历一个循环后累积的体应变有一定的差异。Symes 等[38]对砂土开展的试验结果表明,随着剪应力水平的增加,经历相同的主应力轴转幅后土体累积的体应变显著增加。

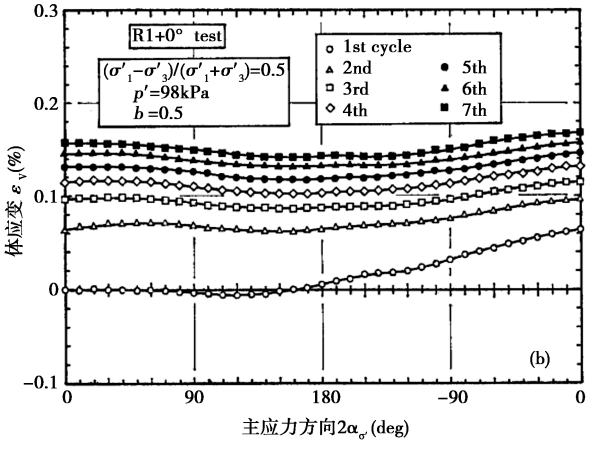


图 10 不同循环次数下体应变随主应力方向变化曲线

Fig. 10 Volume strain versus direction of principal stress under different number of cycles

Vaid[39]对松砂和密砂进行了纯主应力轴旋转试验,发现试样密实度对体应变的累积有显著影响,在剪应力水平相同的条件下,松砂剪缩体应变显著大于密砂。主应力轴逆向旋转时仍能引起砂土的体缩剪应变,对于松砂逆向旋转累积的体应变显著小于正向旋转,而对于密砂逆向旋转累积的体应变虽然很小但大于正向旋转时的累积值。Tong 等[40]对中密砂进行的试验表明砂土的体应变累积曲线存在显著的波动特性,并且随着主应力轴的循环旋转,土体的刚度逐渐增加,体应变累积逐渐趋于平稳(图 11)。

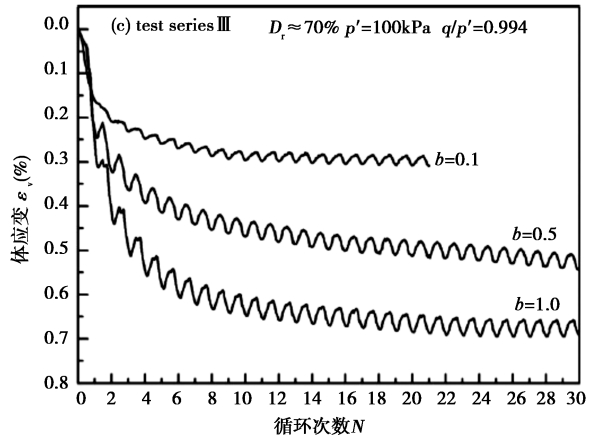


图 11 纯主应力轴旋转下中密砂体应变随循环次数发展规律

Fig. 11 Development of medium dense sand volume strain versus number of cycles under pure principal stress rotation

通过对东京原状和重塑黏土开展了纯主应力轴旋转试验,发现随着剪应力比的增加,主应力轴旋转引起的体应变也显著增加。与砂土不同,体应变基本随着主应力轴的旋转单调累积,没有显著的波动性,表明黏土的体应变基本都是不可逆的。

(3)纯主应力轴旋转下应力-应变关系

大量的试验结果表明,主应力轴旋转下,土体塑性主应变增量方向和主应力方向存在显著的偏差。一般将主应力方向和主应变增量方向的不一致定义为土体的非共轴特性。试验结果表明不同中主应力系数下砂土在纯主应力轴旋转下都会出现非共轴现象(图 12)。在一个旋转循环内非共轴角是波动变化的,且存在显著的分段特性,45°~90°和 135°~180°阶段砂土总应变增量与应力增量方向相同。中主应力系数对砂土非共轴角的影响相对不显著。

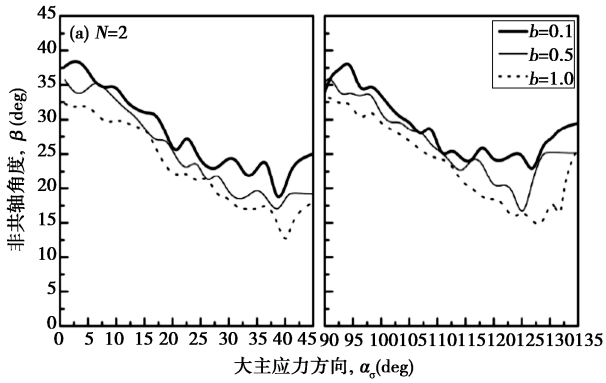


图 12 不同中主应力系数下非共轴角度

Fig. 12 Non-coaxial angle under different middle principal stress coefficient

对排水条件下砂土的非共轴特性进行了较为系统的研究,以总应变增量代替塑性应变增量来确定非共轴角,分析了砂土的密实度、剪应力水平、砂土的初始各向异性等因素对非共轴角的影响。Nakata 等分别采用两种制样方法制得初始各向异性和各向同性的砂土,研究其非共轴特性,发现试样的初始各向异性对非共轴角的影响不显著。

严佳佳等[41]对杭州软黏土进行了主应力轴旋转试验,发现不同主应力轴旋转条件下原状黏土的主应变增量方向和主应力方向之间都存在明显的非共轴现象,与砂土类似但表现形式不完全相同。杨彦豪在其基础上进行了一系列不排水试验,主要研究不同应力路径下软黏土非共轴角的发展特性以及中主应力系数、初始剪应力水平和次生各向异性对其非共轴特性的影响。

(4)耦合主应力轴旋转下土体动力特性

交通荷载作用下,土体主应力方向在变化的同时,主应力的大小也在改变,其应力路径为心脏形。主应力轴的循环旋转加速了饱和软黏土试样的孔压累积和软化,使得相同竖向应力水平下,循环扭剪应力路径下的回弹和累积应变都大于相应条件下循环三轴试验结果。随着循环应力比的增加,两者之间的区别也越来越大。

利用心脏形应力路径对南京砂进行了长期循环加载试验,发现交通荷载应力路径下,砂土的累积应变与传统三轴试验相比增加明显,且与砂土的密实度、围压及循环应力比等因素有关。在总结试验结果的基础上,建立了考虑主应力轴旋转的砂土累积应变模型(图 13)。

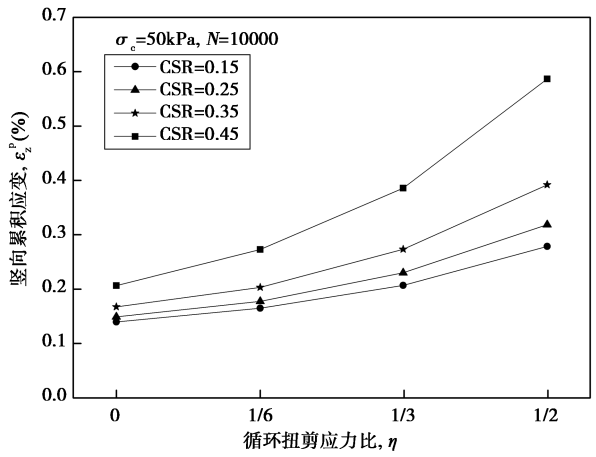


图 13　交通荷载引起的耦合应力路径

Fig. 13　Test results under stress paths induced by traffic load

2.4　土体的动力本构关系

土的动本构模型用来描述土体在动荷载或循环荷载作用下的应力应变关系,是岩土工程动力分析的重要基础,也是土动力学方向的重要研究课题之一。由于土体在动荷载或循环荷载下会表现出一些静力本构模型无法揭示的特性,静力本构模型直接用于动力分析时难以反映很多宏观动力响应特征。目前工程中应用较多的是黏弹性模型,而动力弹塑性模型是目前的研究热点和难点。

黏弹性模型可以反映土体在循环荷载作用下表现出来的非线性和滞后性。实际土体在循环荷载作用下,还会产生变形的累积,随着循环荷载加载次数的增加,滞回曲线的中心点逐渐移动。土体在受不同的荷载以后,会表现出弹性、塑性、黏性等,将弹性元件、塑性元件以及黏性元件加以组合来模拟土体的实际应力应变关系也是建立土本构的一种途径。Iwan 采用一系列不同屈服强度的弹塑性元件进行串联或者并联,根据其特性来研究土体的动本构关系[42]。弹塑性元件组合、黏弹性元件组合和双线性弹塑性元件组合都能接近于动应力-动应变曲线。其中,应用最多的是黏弹性模型,该模型可以较好地描述土体的滞回圈,但不能直接计算土体的残余变形。黏弹性模型可分为两种,等价线性模型和曼辛型非线性模型。

等价黏弹性模型是采用线性化的方法来描述土体变形的非线性,不寻求直接描述滞回圈的形式,而是采用等效剪切模量和等效阻尼比来描述应力应变的非线性。为了更加直接地描述滞回圈,可以采用曼辛型非线性黏弹性模型。这类模型采用各种各样的骨干曲线,并辅以一定的规则来直接描述滞回圈的非线性应力应变关系。为了使曼辛型模型和试验中真实的动应力-动应变曲线更加接近,很多学者对其骨干曲线或曼辛规则进行了改进。

等价黏弹性模型的一个重要缺陷是不能得到土体的残余变形,八木、大冈等日本学者及姜朴等学者根据循环荷载下的试验结果,分别提出了循环荷载下残余变形的计算公式。沈珠江提出的残余应变计算公式可以反映应力状态和应力历史的影响[43]。沈珠江将残余应变经验公式和等价黏弹性模型相结合,提出了沈珠江等价黏弹塑性模型,并编入有限元程序,在很多工程中得到了成功应用。

自 1970 年代以来,土的动力弹塑性模型逐渐成为学者研究的重点和热点,成为发展的一个主要方向。弹塑性模型相对于黏弹性模型在理论上更加严密,能够反映土体更加复杂的特性。饱和土的动力弹塑性理论研究大致分为两种。第一种方法是基于单调加载条件下的弹塑性模型,引入复杂的硬化规律,如非等向硬化规律,并且允许边界面发生胀缩。按照传统

的弹塑性理论,卸载时只发生弹性变形,则对于荷载幅值不变的循环加卸载,土体不会产生塑性变形,而这是和试验结果不符的。一些学者通过采用卸载时屈服面收缩的方法来减小弹性区或者复杂的硬化规则来模拟塑性变形的产生。总体上来说,这一类动本构模型归属于经典的弹塑性理论,用于描述循环荷载下土体的应力应变特性仍然比较困难。

第二种方法不再拘泥于传统的静力弹塑性理论,可以考虑饱和土更加复杂的动力特点。塑性模量场理论是 Mroz 提出的一种塑性硬化理论,其基本概念是在应力空间里首先定义一个初始屈服面和边界面,在边界面内侧有一簇几何形状与之相似但互不相交(可以相切)的套叠屈服面[44]。边界面是土体在初始加载过程中承受的最大应力对应的屈服面,其内部并不是传统意义上的弹性区。边界面也会按照某种硬化规律发生胀缩或移动。套叠屈服面也会随着塑性应变的累积在边界面内按照一定的规则移动和胀缩。基于塑性模量场理论建立的这类模型一般统称为多屈服面模型[45-47]。这些模型都是在 Mroz 建立的塑性模量场理论的框架下建立的,其区别主要是边界面和屈服面的形状和变化规则不同,塑性硬化模量场的演化公式不同。多屈服面模型在描述土体的动力特性上取得了很大的进步,但是其对计算和存储的要求很高,如对于每一个高斯点,需要记录所有屈服面相关的塑性模量、位置和大小。为简化多屈服面模型存储和计算复杂的难题,许多学者提出了双面模型,采用各种各样的解析内插函数来代替套叠屈服面[48-49]。也有学者进一步将屈服面退化为屈服点,当应力点在边界面上时,塑性流动方向定义为边界面外法线方向,当应力点落在边界面内部时,以原点和应力点连线与边界面相交的点的外法线作为塑性流动的方向。以上这些模型都可以归为塑性模量场理论。

目前关于砂土的动本构模型研究较多,而针对堆石料的动本构模型的研究较少。对土石坝进行动力有限元计算需要建立一个有效且实用的粗粒土弹塑性本构模型。有效性是指本构模型能够反映土体的主要特性,如压硬性、剪胀(缩)性、循环荷载下的不可恢复变形等。实用性是指本构模型形式不能太复杂,便于数值实现,如弹塑性矩阵形成、应力积分等,模型参数不能太多,最好有明确的物理含义并且易于求取。

广义塑性理论首先是由 Zienkiewicz 和 Mroz 提出的[50-51],后来经很多学者的发展得到了较多的应用。因为不需要显式给出屈服函数和塑性势函数的表达式,所以不需要使用很复杂的算法去判断应力点相对于屈服面或塑性势面的位置。

Pastor 提出的 PZ 模型是广义塑性模型中应用和改进最多的一种模型[52]。这个模型能够反映土体主要的特性,如非线性、剪胀性、应变软化、循环荷载作用下的残余变形等。PZ 模型在描述砂土的特性,特别是循环荷载下的动力特性上取得了较大的成功。不过,原 PZ 模型也存在一些缺点。首先,该模型不能反映围压的影响,将临界状态理论及状态参数引入 PZ 模型,对剪胀方程、塑性模量以及非线性弹性关系进行改进。改进后的模型使用一套参数,即能描述不同孔隙比和围压条件下粗粒土的应力应变关系。

在深入细致的力学特性试验和观察基础上,加强对不同土的特有规律性的研究,加强对土的细观组构和物理机制的研究,以正确描述循环效应和速率效应为中心,注重揭示土的细观组构变化和宏观力学响应之间的定量关系,注重揭示土的剪胀性、各向异性和结构性之间存在着的共同的物理基础,以发展新一代的物理模型正确、数学表述简便、参数易于实测的动本构模型。

3 土体液化

3.1 液化震害现象

对中国大陆地震中液化震调查,近期较为显著的进展是关于汶川大地震中液化特征及砾性土液化问题的认识。2008 年 5 月 12 日我国发生了汶川大地震,通过系统研究,得到了此次地震场地液化特征(袁晓铭, 曹振中等,2009,2010,图 25,图 26)。汶川地震液化分布特征为分布广、距离远,是国内有资料记载以来液化涉及区域范围最广的一次,发现液化区(带)118 处,分布在长约 500km,宽约 200km 的广大区域,烈度Ⅵ - Ⅺ度区内均有发生。汶川地震液化宏观特征为喷水高、持时短、喷砂量小但喷土类型丰富。此次地震喷水高度 1 ~ 3m 居多,位于 4 个不同地区的 4 个场地主震时地表喷冒水高度超过 10m。此次地震液化喷砂量少于以往地震,但喷出物种类较以往地震明显丰富,包括了粉砂、细砂、中砂、粗砂、砾石甚至卵石等各种土类,其中 50% ~ 60% 的地表喷出物为粉细砂,20% ~ 30% 的地表喷出物为中砂、粗砂,砾-卵石喷出 10 余处,最大直径 3 ~ 15cm。汶川地震液化震害特征为液化无减震、Ⅵ度区内场地出现液化和液化伴随地裂缝。

汶川地震中实际液化土类主要为砾性土[53-55],地表喷出砂土大多为表象,地表喷出物大多与场地中实际液化土类差异显著,地表喷出物为砂土,但实际液化土大多为砾性土,而且即使地表喷出物含有砾、卵石,土层中实际液化土组成也与实际液化土有较大差

异。通过现场反复勘察和取样试验,发现此次地震液化砾性土含砾量接近 80%,超出了以往 70% 界限。汶川地震场地液化以大规模砾性土液化为主要标志,砾性土液化占全部液化区的 80%,其砾性土液化规模要远大于国内外其他地震,是目前为止国际上最大规模的砾性土场地液化现象。这一研究成果,改变了砾性土层为非液化安全场地的认识(图 14)。

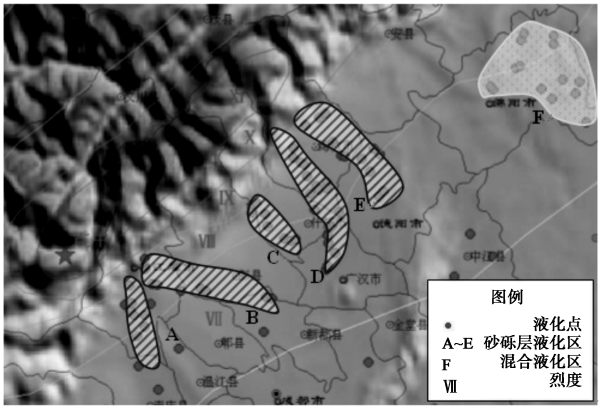


图 14　汶川地震砾性土液化场地分布

Fig. 14　Distribution of liquefied gravelly sites in 2008 Wenchuan earthquake

2010 ~ 2011 年间新西兰南岛 Christchurch 地区发生了一系列破坏性地震,造成了 Christchurch 地区大面积的砂土液化,其中以 2011 年 2 月 22 日的 M_w6.3 地震场地液化和侧移最为严重,导致了约 15000 栋居民住宅、1000 栋商业用房及桥梁、堤坝、地下生命线设施的严重破坏。该次地震是有液化调查历史以来的大地震中第一个以液化为震害主因的一次地震[56],且场地出现了大量的 10 ~ 20m 深层土液化。因大面积液化,新西兰政府最终不得不而废弃一些城区(图 15)。

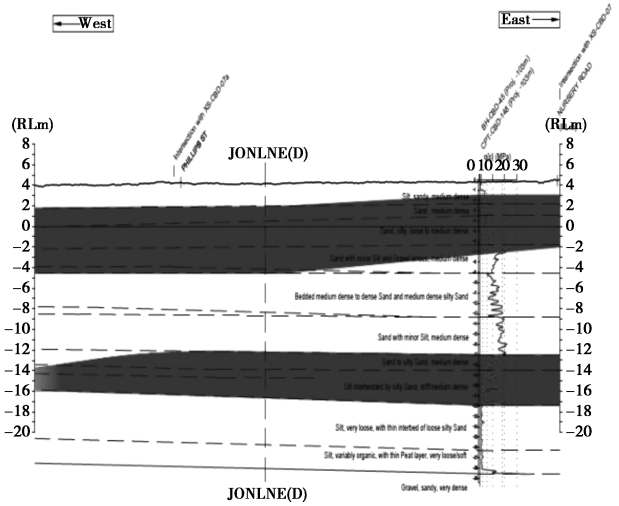


图 15　新西兰 Christchurch 地震液化层剖面图

Fig. 15　A typical liquefaction cross section in Christchurch area

2011 年日本发生 M_w9.0 大地震,地震中液化及震害现象十分严重。此次地震中,出现了有史以来离震中最远(440km)的场地出现液化现象。地震中液化震害严重,人工填土大面积液化,液化导致东京湾和关东地区大约 27000 栋房屋受损。东京湾 Urayasu 市 85% 面积发生液化,且大部分为人工填土(图 16)。

图 16　2011 日本大地震东京湾地区液化分布

Fig. 28　Liquefaction impact in Tokyo bay in 2011 Tohoku earthquake

3.2　本构关系和液化大变形机理

震害现象表明,饱和砂土地层液化引起的地基大变形是导致地震中液化场地各种基础设施和生命线工程震害的直接原因。对液化这一土体强非线性物理状态的描述是液化大变形研究的难点。关于液化引起的大变形(侧移和沉降),主要采用简化理论模型、现场调查数据和模型试验进行研究。

基于饱和砂土不排水循环三轴试验,发现进入流体状态后的饱和砂土应力-应变率关系满足 Cross 型触变性流体状态方程,Cross 型触变性流体速率方程描述的物理实质即为土体内的孔压增长过程,循环荷载下进入流体状态后的饱和砂土具有孔压触变性流体特征[86]。开展了饱和细砂液化后常速率加载试验,提出了一种率相关性及孔压相关性的流体本构模型,将构成饱和砂土强度的土颗粒摩阻力与土-水黏滞阻力分别表示为时变型和非时变型剪切稀化流体。

Shamoto 和张建民等提出了饱和砂土液化后大变形的一种机理解释,并据此建立了描述饱和砂土液化后不排水单调剪切大变形的本构模型,发展了一套相对比较完整的可统一预测液化后地面侧向变形和竖向沉降的实用方法。进而,张建民和王刚根据液化大变形的机理在 Ramberg-Osgood 模型的基础上建立了一个能够统一模拟饱和砂土液化前后循环应力应变响应的非线性弹性模型,能够描述饱和砂土从液化前小应变到初始液化后大变形范围的非线性状态。在此基础上提出了物理概念明确并具有普遍性的确定液化后大变形响应的关系式,为建立更合理的描述液化后大变形的弹塑性本构模型提供科学依据。

3.3 液化判别技术

(1)深层砂土液化判别方法。基于标贯的砂土液化判别方法是最常用的液化判别技术,国内外常用的液化判别方法对浅砂层(埋深 10m 以内)趋势一致,但就深层砂土(10m ~ 20m)的液化判别均存在问题。我国《建筑抗震设计规范》在高烈度区明显偏于保守(砂层 20m 临界标贯可达 37 击),而 Seed 的 CSR 法的临界标贯曲线出现先增后减的不正常情况,其原因是方法中使用的临界标贯曲线无法做到深浅兼顾,即在浅层内曲率快速变化,深层时变化变缓且存在渐近线。

近来提出了一个双曲线形式的液化判别新模型[88],采用我国大陆以往液化数据完成了基于标准贯入试验的新公式构造,利用近来集集和阪神地震液化新数据进行了检验。对比结果表明:提出的双曲线模型和液化判别公式对不同地震烈度、地下水位和砂层埋深均有较好的适用性;新模型弥补了我国现有规范Ⅶ度下浅层液化判别偏于危险的缺欠,对Ⅷ度和Ⅸ度下浅层土液化和非液化场地的成功率比现有规范表现得更为均衡;新模型可满足临界曲线浅层内快速变化、深层时明显变缓的客观实际要求,克服了我国规范Ⅷ度、Ⅸ度下深层土判别严重保守的弊端;新模型具有渐近线形式,更符合实际情况,消除了 Seed 方法中标贯临界值随土层埋深增加先递增后递减的不正常现象。图 17 为双曲线模型与现有主要液化判别方法的对比。

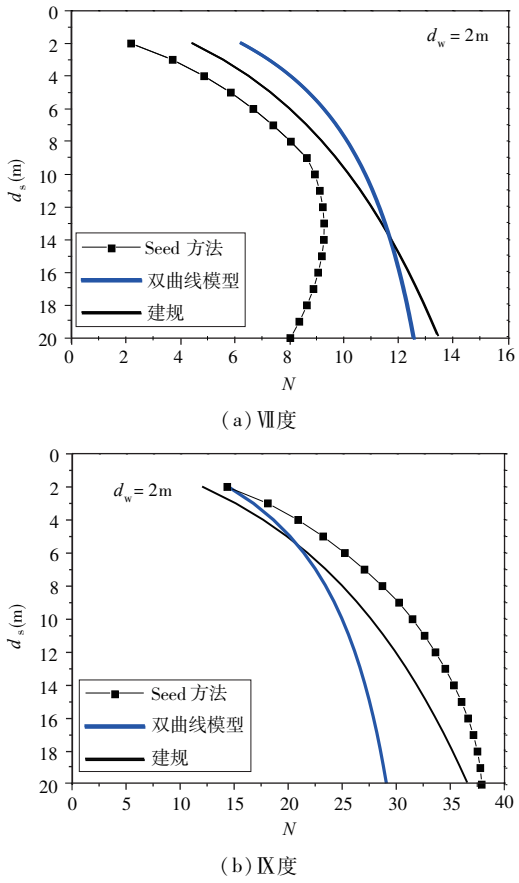


图 17 双曲线模型与现有主要液化判别方法的对比

Fig. 17 Comparison of liquefaction evaluation by the hyperbolic model with the Chinese code method and Seed method

(2)场地液化概率判别方法。通过国内外历次地震中液化、不液化场地的现场标贯试验资料和剪切波速试验资料,提出了场地液化判别的标贯试验法和剪切波速法的液化临界曲线[89],给出了标贯试验法和剪切波速法液化临界曲线的液化概率等值线,标贯试验法和剪切波速法的确定性液化临界曲线对应的液化概率分别为 P_L = 14.8% 和 P_L = 15.5% 。

以地下水位、埋深、标准贯入击数等土层常规指标为直接变量建立了场地液化概率判别公式。这一公式中参变量与我国现有其他规范统一,便于工程界接受与使用;取概率 50% 时公式对浅层土液化判别与我国现有《建筑抗震设计规范》一致,但对深层土新公式有明显改进;采用近来地震液化调查数据检验公式,表明不同的概率水平、地震强度、地下水位和砂层埋深下均较为适用。这一公式已被新修订的国家标准《核电站抗震设计规范》纳入其中,标志着采用概率方法进行液化判别开始进入了工程实践阶段。

(3)剪切波速液化判别方法。剪切波速(V_S)物理意义明确,反映了土体密度、有效应力和结构性的综合影响,且具有在室内和现场协同测量等优点,是关联室内研究和现场测试的理想指标。通过研发软弱土地震液化灾变与剪切波速测试多尺度试验平台,开展室内单元体、离心机模型试验和现场震害调查研究,揭示了砂土抗液化强度与剪切波速之间的幂函数定量关系[57]:利用弯曲元-动三轴仪开展了大量不同砂性土的液化试验,验证了归一化动强度与剪切模量之间的良好线性关系,并从颗粒细观尺度揭示了这种相关关系的合理性;通过配置便携式弯曲元的土工离心机振动台试验,模拟软弱土地基液化灾变过程,揭示了该相关性曲线对砂土种类的敏感性;基于地震液化调查结果,验证了该相关性曲线对实际场地地震液化判别的有效性。据此提出了基于初始液化的地震液化剪切波速判别法。该方法在高烈度区的判别效果明显优于目前国际通用经验方法。

(4)砾性土液化判别方法。“砾性土”是根据 2008 年汶川地震中土体液化实际情况定义的新名词,是砾砂、砾质土、粉砾土、砂砾土和砾类土的统称,为砾粒含量从 0% ~80% 的宽级配粗粒土。对于砾性土场地,由于工程上常用的 SPT 和 CPT 原位试验方法在砾性土地基上无法使用,是否可以采用现有的砂土液

化判别方法就归结到现有基于剪切波速的液化判别方法是否可用到砾性土场地。目前国内外典型判别方法为石兆吉方法和 Andrus 方法,两个方法对汶川地震砾性土液化场地进行判别,石兆吉方法液化点和非液化点成功率分别为 25% 和 88%,Andrus 方法分别为 43% 和 100%。两种方法将很多实际液化场地判别为非液化,明显偏于危险,超出了可接受的范围,的确不适于砾性土场地。

目前国际上砾性土液化判别,一是大粒径动三轴液化试验方法,主要在日本和中国使用,但大粒径动三轴液化试验复杂,现场取样后也难以保持和恢复原位力学状态。另一类是贝克贯入试验(BPT)转换方法,主要在美国和欧洲使用。BPT 方法虽然是以现场试验指标为基础,但试验设备庞大、造价昂贵、使用不便,并且其要点是将贝克贯入击数转换成标准贯入击数,再根据转换的标准贯入击数对砾性土液化可能性进行评价。而基于标贯击数的液化评价方法来源于砂层资料,用于砾性土的可靠性令人质疑。

选择我国独有的超重型动力触探试验(DPT),以其击数 N_{120} 作为反映砾性土抗液化性能基本指标,取现场剪切波速试验的 V_s 为另一个核心指标。比较国外的 BPT 试验,DPT 试验简单快捷,造价低廉,且可给出连续变化曲线。同时以场地遭遇的地震强度、砾性土层埋深,地下水位及砾性土含砾量为基本变量,给出了分别以 N_{120} 和 V_s 为基本指标的两种砾性土液化判别式。

由于基于 DPT 的砾性土液化判别技术,简单、便捷、有效,可沿土层深度进行连续测试,不容易错过薄夹层,具有很强竞争力,引起了美国垦务局等极大兴趣。为验证本项目提出的砾性土液化判别方法在美国的适用性,并加以改进推广,美国垦务局、美国杨百翰大学和中国地震局工程力学研究所在中美双方场地进行了联合测试,选择的是美国中西部 Salt Lake City 北部的 Echo dam 的砾性土坝基和中国四川的都江堰地区。试验结果双方均感满意,初步表明进行有效锤击能量影响进行修正之后,其他国家可直接采用所建立的砾性土液化判别方法,双方拟继续进行联合测试。

3.4　减轻液化灾害技术

对于液化地基,较为传统的方法是进行地基处理。回顾最近 25 年国内外大地震中场地抗液化工程措施的成功案例,总结出的工程场地抗液化处理成功经验如下:对于易液化的沿海及填海造陆场地,应采用适宜的抗液化工程措施;挤密砂桩法和碎石桩法宜优先选择作为抗震设防烈度Ⅷ度及以下地区的场地抗液化地基处理措施;强夯法适宜选择作为抗震设防烈度Ⅷ度及以下地区大面积场地的抗液化地基处理措施;注浆法、深层搅拌法、旋喷法作为抗震设防烈度Ⅸ度及以下地区的场地抗液化地基处理措施是有效的;多种抗液化地基处理措施联合使用的处理效果优于单一措施单独使用的处理效果。对于被判断为液化或严重液化的地基,提出了控制场地剪切波速的软弱地基抗液化技术。

目前国际上已经开始研究一种非传统的减轻液化灾害技术。对于生命线工程,很多贯穿多个大面积液化区,采用地基处理不现实,而破坏性地震是罕遇事件,采用地基处理不经济。为此,采用依据地表强震记录实时识别场地液化技术,该技术通过布设谱烈度计实时监测可能液化场地和区域,使得一旦发生地震,可实施时识别出液化,立即报警,掌握液化准确地点,及时赶赴现场,检查和抢修可能破坏的工程系统,最大限度地减小地震造成的次生灾害。日本已经建设了超高密度地震实时监测系统,目的是对地震液化及其灾害进行实时评估(图 18)。强震记录实时识别场地液化。现有 4 种液化识别方法对 2011 新西兰地震液化盲测结果表明,日本学者的 3 个方法均出现不同程度的误判,我国学者方法全部正确。

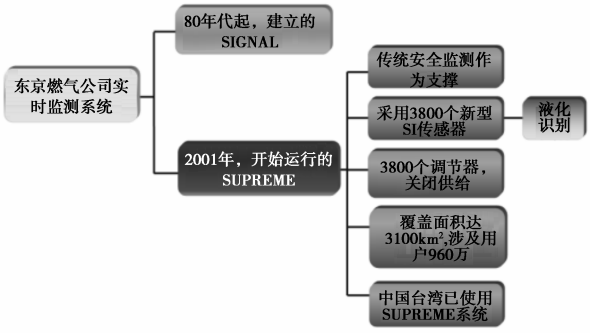


图 18　日本场地液化实时监测系统框图

Fig. 18　Diagram of the liquefaction monitoring system used in Japan

4　土石坝地震动力响应数值模拟

有限元法是 20 世纪中后期以来迅速发展的一种数值计算方法,目前已广泛应用于各种工程领域。在土石坝的数值分析中,有限元法具有举足轻重的地位,在稳定性、渗流、变形、地震动力响应分析等方面都得到广泛应用。在土石坝的动力分析中,以前多采用拟静力法,也是我国《水工建筑物抗震设计规范》要求采用的分析方法。但是拟静力法存在诸多缺点,目前多采用有限元法结合合理的土体本构模型进行分析。根据有限元分析中采用的土体本构模型的不同,

土石坝动力分析方法可以分为以下两类,即等价黏弹性模型-等效线性分析方法和(黏)弹塑性模型-非线性分析方法。

即等价黏弹性模型-等效线性分析方法采用黏弹性模型,将土体的滞回性用等价黏性代替,且在计算时对其非线性进行线性化处理。具体计算中,需要进行迭代计算,一般首先给定一个初始剪应变,根据计算公式可以得到初始的动剪切模量和阻尼比。然后进行一次动力计算,得到新的等效剪应变,再次根据公式得到新的动剪切模量和阻尼比并与初始值进行比较。如此进行迭代计算,直到相邻两次计算得到的动剪切模量和阻尼比之差满足要求的精度为止。基于等效线性化方法的地震动力分析程序很多,如属于频域法的 SHAKE 程序族和有限元程序 QUAD-4 等。

等价黏弹性线性化分析方法在土石坝分析中也得到了很多应用。黏弹性分析方法的优缺点很明显,这种方法不能直接计算残余变形,没有采用考虑土骨架与流体耦合作用的固结方程,也不能直接得到超静孔压的累积与消散。通常需要在每个动力计算时段后加入经验半经验的残余变形和超静孔压计算公式,计算该时步的残余变形和超静孔压增量。总应力动力计算和有效应力静力固结计算交替进行,间接考虑超静孔压的累积和消散过程。不过,因为这种方法概念简单,易于有限元编程实现,在模型参数的求取以及实际工程应用上积累了丰富的经验,目前国内外应用仍然较多。

(黏)弹塑性模型-非线性分析方法可以分为两类,一类是基于黏弹性模型,并采用瞬态切线模量进行非线性分析,可以称之为黏弹塑性模型-非线性分析方法。另一类是采用动力弹塑性本构模型,并运用 Biot 动力固结理论,结合真非线性分析方法,可以直接得到加速度、残余变形和超静孔压的实时响应,可以称之为弹塑性模型-非线性分析方法。

黏弹塑性模型-非线性分析方法采用瞬态剪切模量代替等价黏弹性模型中的平均剪切模量,采用开放的滞回圈以及能够移动的骨干曲线等来更好地反映土体动力特性的非线性、滞后性和塑性变形。

赵剑明、刘小生等在汪闻韶和李万红建立的二维黏弹塑性动力本构模型的基础上,开发了粗粒土三维黏弹塑性动力本构模型和面板堆石坝真非线性分析方法,结合离心机振动台试验,取得了一系列重要成果[58-59]。

弹塑性模型-非线性分析方法采用能够反映土体真实动应力-动应变关系的弹塑性本构模型,进行非线性时程分析,不需要引入残余应变、超静孔压经验公式,可以直接得到加速度、残余变形和超静孔压的实时响应。采用土骨架和流体完全耦合的有效应力分析方法,能够更为准确地描述土石坝在地震作用下残余变形的发展以及超静孔压的累积和消散过程。

李荣建基于 Biot 动力固结理论,开发了三维动力固结有限元程序,研究了地震作用下抗滑桩加固边坡的机理,并和离心机振动台试验结果进行了对比分析[104]。杨光结合系统的堆石料静动力试验,在此程序中加入了能够反映堆石料主要特性的改进边界面模型,并实现了对土石坝的二维动力固结分析[60]。

综上所述,动力弹塑性模型可以更合理地反映土体动应力动应变关系,可以考虑循环荷载下产生的塑性变形。基于弹塑性模型和 Biot 动力固结理论的非线性有限元分析是目前土石坝动力分析的热点和难点,也是发展的趋势。不过,目前在关于土石坝的弹塑性动力固结分析的研究中,大多数是二维计算,且计算规模较小。对于坝轴线较长且坝基地形较为均匀的土石坝,可假设为平面应变条件进行二维计算。但我国已建及在建、拟建的高土石坝多位于西南的高山峡谷间,坝址区地形复杂,三维效应明显。仅作二维分析远远不能满足工程安全评价的要求,需要进行实际坝体的三维地震动力响应分析。

4.1 弹塑性动力分析有限元程序

基于等价黏弹性模型的等效线性化方法一直是土石坝动力分析的主要方法,在工程应用中取得了丰富的使用经验。结合残余应变及超静孔压经验计算公式,该方法可以进行土石坝的地震动力响应分析。不过,该方法理论上不够严密,存在诸多经验成分。基于 Biot 动力固结理论的分析方法理论上更为严密,但应用较为困难,目前尚未达到实用的程度。

对于大多数岩土工程的数值分析,最终可归结于 Biot 动力固结方程的求解。两相饱和土体的基本方程有:土体平衡方程、流体平衡方程、渗流连续方程、几何方程、本构方程以及有效应力原理等。

Biot 动力固结控制方程还需要进一步在空间和时域进行离散,才能得到其最终的有限元格式。引入边界条件,并应用 Galerkin 加权残量法和分部积分法,最终可得到矩阵形式的 Biot 动力固结方程。在时域求解以上方程时,需要选用一定的位移及孔压积分方案。

在求出每一步的位移增量,并利用几何关系得到应变增量以后,需要进行应力积分,以得到每个单元高斯点上的应力增量以及其他内变量。对于弹塑性模型,要求更新后的应力点位于更新后的屈服面上或者位于屈服面以内的弹性区。应力积分的方法可分为隐式积分和显式积分。

隐式应力积分常用的方法是弹性预测-塑性修正方法。这种方法首先根据弹性应力应变关系和已知应变增量进行弹性试应力的预测。然后进行加卸载条件的判断进行塑性修正。隐式应力积分需要有显式表达的屈服函数、塑性势函数等,而广义塑性模型不具有显式表达的屈服函数和塑性势函数或很难得到,不易采用这种弹性预测-塑性修正的应力积分算法。

显式的应力积分方法则可以用于广义塑性模型,也可以用于一般本构模型的应力积分。Runge-Kutta 方法是目前应用最多的显式应力积分算法,通常会将总应变增量划分成多个子步,并在每一个子步进行误差修正以保证积分精度。本文采用的是常用的五阶 Dormand-Prince 公式。土石坝有限元分析属于典型的材料非线性问题,需要进行非线性迭代。最后得到的结果既要能满足整体平衡方程,又要满足材料的非线性应力应变关系。对于弹塑性问题,一般采用增量迭代法求解。切线刚度迭代法又称 Newton-Raphson 迭代法,是指每一个迭代步都形成新的切线弹塑性刚度矩阵。其特点是收敛速度快,但需要频繁地形成切线刚度矩阵,计算量大,总体迭代时间长。常刚度迭代法又称修正 Newton-Raphson 法,迭代中只形成初始的切线弹塑性刚度矩阵,迭代过程中保持不变。其特点是收敛慢,迭代次数多,但由于不用频繁形成新的切线刚度矩阵,总体迭代时间较短。拟牛顿法是一种介于 Newton-Raphson 迭代法和修正 Newton-Raphson 法之间的迭代方法。这种方法并不需要重新形成切线刚度矩阵,但也不是保持不变,而是利用一些方法对其进行修正。BFGS 是一种应用较多、收敛性较好的拟牛顿法。本文开发的程序中,非线性迭代的矩阵可以是:①弹性矩阵,即根据当前的应力状态计算得到的弹性矩阵。在土体应力应变关系的初始阶段,弹性矩阵比较接近切线弹塑性矩阵,比较容易收敛,而在后期塑性变形阶段,弹性矩阵和切线弹塑性矩阵相差较大,收敛会很慢;②切线弹塑性矩阵,收敛速度会增加很快,但因为本文建立的粗粒土本构模型的弹塑性矩阵是非对称的,存储需求和计算量会增加很多;③对称化的切线弹塑性矩阵,利用本文提出的对称化方法,可以既利用切线弹塑性矩阵收敛快的特点,又可以利用对称存储和对称求解的便利。

4.2　高土石坝弹塑性有限元计算

心墙堆石坝是目前应用较多的坝型,目前国内很多已建及待建的土石坝采用了这种坝型。心墙堆石坝的数值分析以有限元分析方法为主。随着土石坝设计坝高的逐步增加,以及地质地形条件越来越复杂,如深厚覆盖层可达 600m 深等,对土石坝的有限元分析方法有了更高的要求。本节将采用本文开发的有限元分析程序和建立的粗粒土静动力统一弹塑性本构模型,对国内典型心墙堆石坝进行大规模动力弹塑性分析,并和其他本构模型及计算方法进行对比。

4.2.1　计算方法和算例

等价黏弹性模型是目前土石坝动力分析中常用的模型,取得了较多的工程应用经验。等价黏弹性模型采用弹性剪切模型 G 和等效阻尼比 λ,并分别建立与动剪应变的关系,来描述土体的动应力动应变关系。

在动力计算中,将动力时程分为若干个时段,每段 1 ~2s。在每个时段内,首先按照假设的动剪切模量和阻尼比,采用逐步积分方法求解,得到该时段末的实际动剪切模量和阻尼比。然后以计算得到的动剪切模量和阻尼比作为初始值,进行迭代计算,直到初始值和计算值满足设定的误差为止。

每个时段动力计算结束后,可以按照残余应变和超静孔压经验公式计算得到该时段累积的残余应变以及超静孔压。残余应变可以按照初应变法转化为相应的节点力荷载,通过 Biot 静力固结计算得到该时段的应力变形及超静孔压增量。每个时段动力计算和静力计算交替进行,得到整个地震作用期间的应力变形及超静孔压发展过程。

动力计算需要的初始应力状态,可以采用 Duncan-Chang 模型进行静力计算来获得。在动力计算中用到的等价黏弹性模型包括动剪切模量与剪应变以及阻尼比与剪应变之间的关系式:

$$G = p_a\left(\frac{p'}{p_a}\right)^n \frac{k_2}{1 + k_1\gamma_c} \tag{3}$$

$$\lambda = \lambda_{max}\frac{k_1\gamma_c}{1 + k_1\gamma_c} \tag{4}$$

式中:k_1、k_2、n、λ_{max}为参数;p_a 为大气压;p'为有效球应力;γ_c 为参考剪应变。动泊松比 μ_d 一般假定为常数。另外,在每个动力计算时段末的残余应变计算中需要用到以下经验公式:

$$\Delta\varepsilon_{vr} = c_1\gamma_{d,eff}\exp(-c_3S_l^2)\frac{\Delta N_e}{1 + N_e} \tag{5}$$

$$\Delta\gamma_r = c_4\gamma_{d,eff}S_l^2\frac{\Delta N_e}{1 + N_e} \tag{6}$$

式中:$c_{1\sim5}$为计算参数;S_l 为应力水平;N_e 为累积等效振动周次;ΔN_e 为本计算时段的等效振动周次。

弹塑性模型-非线性分析方法采用改进广义塑性模型,进行非线性地震时程分析。所采用程序基于 Biot 动力固结理论有效应力分析,经验成分较少,可以直接得到在地震荷载下残余变形和超静孔压的实时

发展过程。为保证计算分析的一致性,静力计算中也采用改进广义塑性模型。

4.2.2 计算结果

糯扎渡水电站位于我国云南省普洱市思茅区和澜沧县交界,是澜沧江下游梯级电站的核心工程。该水电枢纽由直心墙堆石坝、左岸溢洪道和引水发电系统构成。其中,直心墙堆石坝坐落于基岩上,最大坝高达 261.5m,是我国已建最高,世界第四高的土石坝。图 19 给出了最大断面的材料分区。

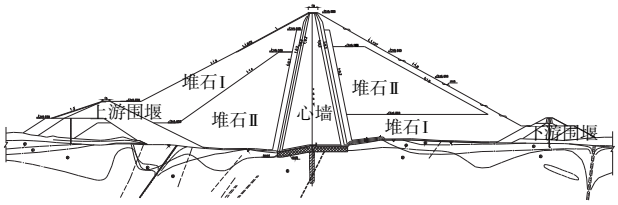
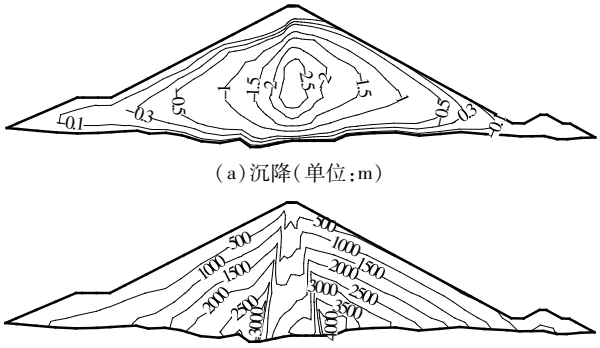


图 19 糯扎渡高心墙堆石坝最大断面材料分区

Fig. 19 Material zoning of the largest cross-section of Nuozhadu high core-wall rockfill dam

土石坝的动力计算需要给出合理的初始应力场。等价黏弹性-等效线性化动力分析的初始应力场,通过模拟坝体填筑和蓄水过程的静力计算得到。在静力计算中,采用 Duncan-Chang EB 模型和改进广义塑性模型模拟坝体材料的性质。图 20 和图 21 分别给出了采用两种模型得到的顺河向最大断面的应力变形结果。从计算结果可以看出,广义塑性模型的计算结果整体上和 Duncan-Chang EB 模型的计算结果相符。

图 22 给出了等效线性化分析方法的动力计算结果,包括残余变形和超静孔压。顺河向残余变形呈上游坝体向上游移动,而下游坝体向下游移动的分布规律。竖直向残余变形,即地震引起的沉降最大值为 2.12m,最大值发生在坝顶。等效线性化方法也可以利用超静孔压经验公式,得到超静孔压的分布。心墙因为材料透水性差,在地震作用下潜在体应变大,容易累积较大的超静孔压,最大值约为160kPa,而上游

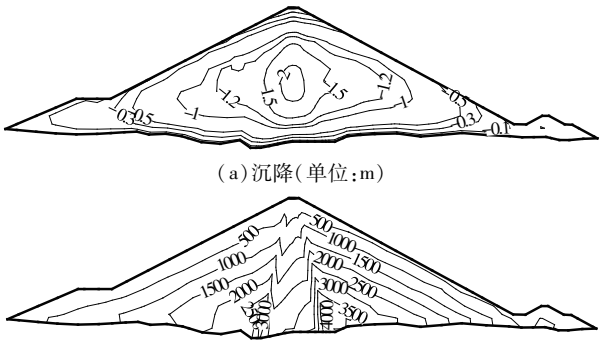


(a)沉降(单位:m)

(b)大主应力(单位:kPa)

图 20 Duncan-Chang EB 模型

Fig. 20 Results of Duncan-Chang EB model



(a)沉降(单位:m)

(b)大主应力(单位:kPa)

图 21 改进广义塑性模型

Fig. 21 Results of improved generalized plasticity model

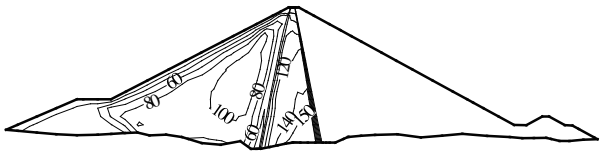


图 22 等价黏弹性模型计算的超静孔压

Fig. 22 Excess pore pressure obtained with equivalent viscous-elastic model

堆石透水性好,累积的超静孔压较小,越靠近坝坡,超静孔压越小,内部较大,最大值约为 110kPa。

图 23 给出了弹塑性模型非线性动力分析的计算结果,包括残余变形和超静孔压。顺河向残余变形整体向下游发展,最大值发生在下游接近坝顶处。竖直向残余变形最大值约为 1.55m,最大值发生在坝顶。不同于等价黏弹性分析方法需要引入超静孔压的经验公式,间接得到超静孔压,弹塑性模型可以直接给出超静孔压。两者给出的超静孔压分布规律有相似之处:超静孔压较大的区域分布在心墙底部和上游堆石靠近心墙的部位。从边界条件来看,弹塑性非线性有限元计算结果中水平向残余变形最大值在下游坝坡上部,比黏弹性等效线性化方法计算的在坝体内部更为合理;弹塑性非线性方法计算的上游堆石体内最大超静孔压的位置在下部靠近心墙处,比黏弹性等效线性化方法计算的最大值在堆石体内部更为合理。

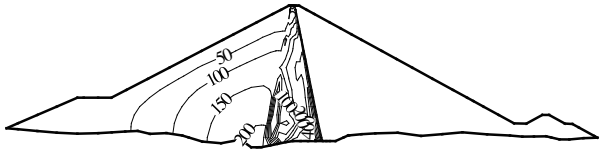


图 23 改进广义塑性模型计算的超静孔压

Fig. 23 Excess pore pressure obtained with improved generalized plasticity model

5 交通荷载引起的环境振动及长期变形

振动公害在国际上已被列为七大环境公害之一,

据有关统计,除了工厂和建筑施工外,交通体系引起的环境振动公众反映最为强烈,约占总投诉率的14.2%。随着大量交通基础设施的兴建以及列车运行速度大幅增加,交通荷载引起的周边环境振动污染问题日益显著。交通荷载引起的应力波通过地基向周边传播,进一步诱发附近地下结构以及临近建筑的二次振动;对砖石结构建筑尤其是古建筑安全造成威胁(如布拉格古教堂,北京万松老人塔等),并对精密仪器与周边居民生活造成负面影响。

此外,交通荷载是一种大次数、低幅值长期循环荷载,虽每次所产生动应力远低于路基填料与地基土体的动强度,但大次数循环交通荷载施加于路基与地基引起循环效应,造成路基的渐进劣化与地基沉降;且交通荷载速度与运行频次大幅增加,将极大增加列车荷载的速度效应与循环效应,加剧路基结构与地基的沉降发展。

5.1　高速交通荷载引起的地基振动理论与预测方法

作为一个土动力学的基本问题,动荷载下地基振动响应与波动规律很早就被学者关注。最初学者们把地基模拟为均质弹性介质,通过积分变换方法获得了地表简谐激振荷载下地基振动解析解,并分析了表面激振作用下地基中波的产生机制与能量传播规律,发现地基中近 67% 的能量以 Rayleigh 波形式传播,26% 以 S 波传播,7% 通过 P 波传播。对于移动荷载引起的地基振动问题,学者们在平面应变与三维情况下求解了匀速移动线荷载下弹性半空间动力响应问题,获得了荷载速度小于、等于和大于土体剪切波速时地基振动响应,发现荷载移动速度接近 Rayleigh 波速时,地基振动将达到极大值。

随着列车运行速度增加,车辆与轨道动力相互作用大大加剧,轮轨接触不平顺对轨道系统及地基的振动响应影响显著,仅考虑列车轴荷载在一些情况下将低估轨道系统与地基的振动响应水平。翟婉明[61]提出的车辆-轨道系统耦合模型,研究不同不平顺类型引起的轮轨动力作用机理与作用力大小。为明确轮轨动力作用力对地基振动影响,学者们建立列车-轨道系统-地基耦合分析模型[62-65],通过 Hertizian 接触模型计算轮轨动力作用力,以最终获得列车轴荷载和轮轨接触不平顺引起的地基动力响应问题,计算结果在 Shinkansen 铁路线以及布鲁塞尔-科隆 L2 高铁线测试结果中得到验证,发现列车速度在临界速度以下时,轮轨动力作用力对地基振动有着重要贡献,为引起的地基远场振动的主要因素。

相比于地面铁路,地铁线路常穿越城市的人流密集区,其上部除居民楼外,常遇到音乐厅、带有精密仪器室以及古建筑等敏感建筑物。地铁列车运行于地面以下,所产生的应力波传递过程中在衬砌结构-土体接触面、地表面会发生波反射,与入射波发生干涉,波的产生机制与传播规律都将与地表铁路有很大不同。刘卫丰等[66]利用隧道-自由场动态相互作用系统在隧道轴线方向上的一致性或周期性,在频率-波数域内推导了在移动荷载作用下隧道及自由场的动力响应解。Hussein 等[67]采用半解析法分析了地铁列车运行时隧道与地基动力相互作用规律与地表振动传播规律,Sheng 等[68]和 Degrande 等[69]分别采用边界元-有限元耦合法考虑地基表面和土与衬砌结构相互作用对地铁振动传播的影响;此外列车荷载往往经由轨道结构、衬砌结构、地基和建筑物基础(桩基础或平基础)等方能最终传递至建筑物内,Coulier 和 Lopes 等[70]分别采用频域子结构法和 2.5 维有限单元法分析了建筑结构和地基的动力相互作用,从而考虑了地铁振动从振源-传播路径-振动接受体传播全过程。

5.2　交通荷载引起的饱和土地基动力响应规律

Biot[71-72]首次提出了包含土骨架与孔隙流体饱和两相介质的波动理论,描述了波在两相介质中传播衰减规律以及两相介质间的流固耦合作用。运用 Biot 理论,Siddharthan 等[73]通过 Fourier 级数展开法,在二维平面应变条件下求解了移动荷载下饱和土体的 *u-p*(固相位移-孔压)方程,但忽略了水土耦合作用,随着荷载移动速度与荷载频率的提高,饱和土体中水土耦合作用加剧,应采用完整的 *u-w-p*(固相位移-液相位移-孔压)形式[74]。金波[75]采用完整形式的 Biot 波动方程求解了移动点荷载下饱和土半空间上 Euler 梁的动力响应问题,且研究表明,当荷载速度超过临界波速时,饱和土体与单相弹性介质的动力特性有显著不同。Lefeuve-Mesgouez 和 Mesgouez[76]解析研究了移动矩形荷载下多孔黏弹性地基振动响应,并分析了不同荷载频率与饱和土特征频率比下,P1、P2、S 波在饱和土地基中的弥散与耗散特性。

针对高速列车引起的饱和土地基振动问题,学者运用解析研究方法求解了上覆欧拉梁成层饱和土地基在移动荷载作用下的振动响应特性以及波的传播衰减规律[77-78]。蔡袁强等[79-80]把详尽的轨道系统与饱和土体模型结合,分析了列车荷载下轨道系统与饱和土地基动力相互作用机理,并获得了不同列车运行速度下饱和两相介质土体模型与单相弹性介质土体模型动力特性差异。研究发现列车无量纲速度小于 0.6 时,基本无速度放大效应,且单相弹性地基位移响应与饱和土地基位移响应基本一致;随着列车速度继续增加,地基位移响应迅速增加,并在临界速度处达

到最大值,此时土骨架与地下水间的流固耦合作用加剧,单相介质地基模型明显低估地基动力响应水平。图 24 为地基竖向位移响应时程曲线。

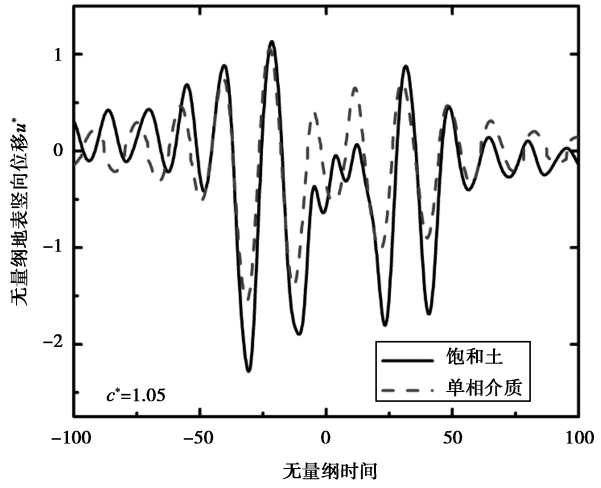


图 24 地基竖向位移响应时程曲线

Fig. 24 Time history of the dimensionless displacement response at the ground surface

高速列车荷载作用过程中饱和土体因土骨架变形且孔隙水不能及时排出而产生超静孔压响应。通过饱和两相介质模型来模拟地基可获得交通荷载下饱和土地基的超静孔压响应,研究发现在路基与地基接触面透水情况下,饱和土地基中超静孔压响应将在距地面 1m 处达到最大值,并随着深度的继续增加而迅速减小;随着列车运行速度的增加,饱和土地基中超静孔压响应显著增大,影响加深也加深。土体渗透系数减小,饱和土体中超静孔压迅速增大。

5.3 道路模型试验分析

物理模型试验是研究轨道-路基动力相互作用更为有效的手段,全比尺道路加速试验(full-scale accelerated testing)是指施加适当荷载至原型路面,或成层路面模型,在较短的时间内测定和评估路面的加速累积破坏过程。道路加速试验比现场测试更能有针对性研究特定问题,同时比理论与数值分析结果更为可靠,被视为理论研究走向工程应用的必经阶段。加速试验已经在公路路面长期性能的研究中得到了广泛应用,其原理同样适用铁路路基模型试验。物理模型试验中为真实模拟交通荷载特性,应考虑其 3 个特征:移动效应、速度效应与循环效应。移动效应是指交通荷载在路基与地基中引起的主应力轴旋转加载路径;速度效应指交通荷载移动速度增大引起动力响应放大效应;循环效应是指荷载的往复作用对路基填料累积变形特性和动力性能的影响。Anderson 和 Key[82] 建立了 1m 长,0.8m 宽,0.6m 高的双层道砟物理模型,研究了重复荷载长期作用下道砟结构层的材料动力性能。詹永祥和蒋关鲁[83] 通过室内 1∶2 板式轨道模型,研究了定点加载下轨道-路基系统不同结构层的动力响应,包括动应力、位移以及加速度沿着路基横断面和深度的传递规律。列车移动荷载作用下,路基内部土体存在主应力轴旋转现象,对路基的工作性能有重要影响,Momoya 等[84] 和 Ishikawa 等[85] 进行了 1∶5 有砟轨道室内模型试验,对比了定点荷载和移动荷载作用下路基长期变形发展规律,试验结果表明移动荷载会导致路基产生更大的永久变形,定点加载并不能准确反映移动荷载特性。边学成等[86] 利用浙江大学大型土工物理模型试验平台,通过激振锤荷载相位差模拟不同列车运行速度,对路基-轨道系统动力响应和长期性能进行了试验研究,发现列车运行速度超过 150km/h 后,轨道结构与下卧土体振动水平随着列车运行速度增加显著增加,应力动力放大效应加剧。

5.4 列车引起地基振动的隔振、减振措施研究

我国于 1988 制订了《城市区域环境振动标准》(GB 10070—1988)和《城市区域环境振动测量方法》(GB 10071—1988),按区域对振动要求的不同将其划分为 6 个等级,规定了各等级区域的环境振动控制标准,并规定了响应的评价指标与测试方法。对振动过大区域,需采取振动控制措施,根据相对于振源与被隔离体的相对位置,控制措施可分为主动减振(振源处)与被动隔振措施(接收体处)。

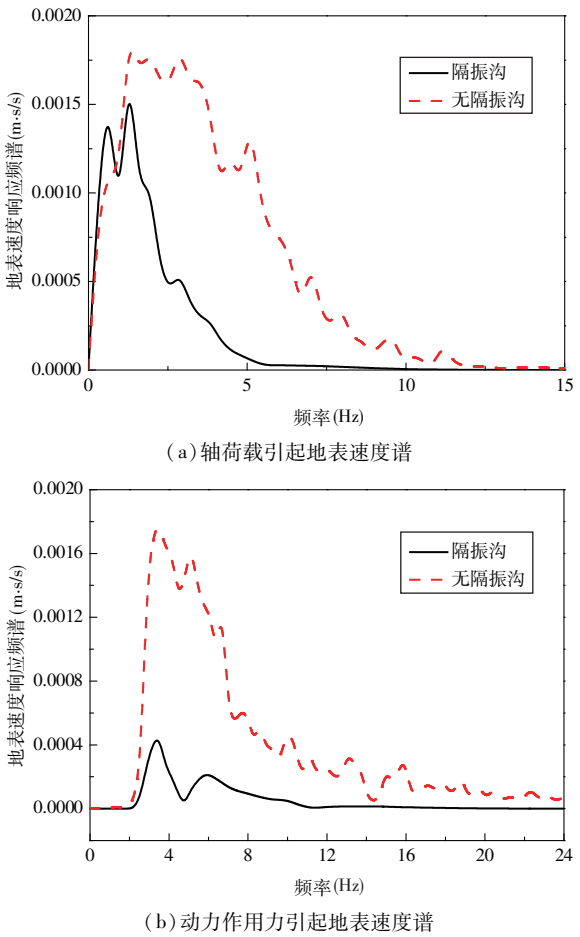
从弹性波的散射、衍射等效应出发,学者们对波障隔振减振机理进行了系统研究,并总结出了有关屏障隔振设计的一些基本准则。对于入射波或动力机器基础等振源,隔减振措施可以针对某一主要振动频率成份进行设计,交通荷载因其激振机理更为复杂,振动响应频率分布在一个较宽的频率范围且往往不存在一个主要振动频率。随着列车运行速度、轮轨动力相互作用等因素变化而振动响应频率随之变化,对列车运行引起的地基振动隔振减振设计更为困难。对于高速列车引起的路基结构振动主动减振措施有:柔性胶垫(轨道垫、枕木胶垫、道渣垫等)、浮置板轨道等措施。柔性胶垫能为轨道构件间的振动提供缓冲作用,调整轨道总体刚度,常用于路桥过渡段、道岔处调节轨道刚度,延长轨道的使用寿命,且其在轨道系统中引入一个共振频率,枕木胶垫对共振频率以下的低频振动有放大效应,但对共振频率以上的振动有良好的减振效果,轨道胶垫模量越小,减振效果越显著,但胶垫刚度过低易导致上部结构发生过大位移。浮置板轨道为高速铁路减振的另一种常用措施,对地基振动可取得良好的减振效果,且可通过调节浮置板轨道

固有频率，适应不同频率段减振要求，缺点为工程造价较高。

高速列车被动隔振措施主要有空沟、填充沟、排桩、埋置波阻板等。Hung 等[87]比较分析了同等尺寸下空沟、填充沟和波阻板对高速列车在不同频率下的隔震效果，研究表明混凝土填充沟对低频振动效果最好，波阻板在中频段隔振效果较好，空沟在中高频段隔振效果最优，随着列车运行速度增加与轮轨动力作用力加剧，空沟对列车隔振效果变得更好。此外，隔振沟效果取决于沟的深度与宽度；当沟深度与波长比大于 1.0 时，能取得满意隔振效果，且填充沟要求宽度与波长比值要求大于 0.3[88]。针对高架桥引起的地基振动隔振问题，Takemiya[89]首次提出了一种蜂窝状波阻板隔振措施，利用波的弥散性将波调制为短波长波，再利用蜂窝状波阻板及其填充材料吸收短波长波能，该方法能达到传统隔震措施难以达到的良好隔振效果。以上研究主要是针对单相弹性地基隔震措施对高速列车的隔振效果，Cai 等[90]建立了饱和土地基上空沟隔振解析研究模型，分析了列车轴荷载与轨道不平顺引起的动力作用力列车激下空沟对地基振动隔振效果。研究表明列车轴荷载引起的地表振动分布在较低频率范围，隔振沟隔震效果不显著（图 25）。轮轨动力作用力引起的速度谱分布在相对较高的频率范围，其速度谱分布在由多普勒效应引起两个临界频率之间，临界频率由式 $f_{cr}=\Omega/2\pi(1\pm V/c_R)$ 确定，其中 c_R 为半空间土体 Rayleigh 波速，Ω 为轨道不平顺引起的轮轨动力作用力激振频率。空沟对轮轨动力作用力引起的地基振动隔振效果显著。

列车高速运行情况下对饱和地基渗透系数对隔振沟隔振效果影响显著，地基渗透系数减小，土骨架与孔隙水间流固耦合作用加剧波在饱和土地基中传播的耗散作用，隔振沟的隔振效果明显改善。要使排桩对地表移动荷载振动要达到满意隔振效果，桩长要求达到 2 倍瑞利波波长以上；随桩体模量增加、桩间净距减小，隔振效果变好，排桩对列车低速运行时产生的低频振动能取得更好的减振效果[91]。

钱春宇和郑建国等[92]结合西安地铁 2 号线和 6 号线侧穿国家重点保护文物西安古钟楼实际工程，评估了地铁 2 号线和 6 号线联合运行对钟楼产生振动影响，并对古钟楼采取系统隔振减振措施，包括增加地铁隧道埋深、地铁运行速度 70km/h 降低到 40km/h、轨道接缝高差限值由 2mm 降低到 1.5mm、台基采用 28m 灌注桩隔离、浮置板轨道等；采用上述措施后，地铁 6 号线和 2 号线双向同时运行时古钟楼台基 z 向最大振动速度由 0.390mm/s 降低到 0.211mm/s，基本满足国家文物局提出的钟楼台基垂直振动速度允许最大值建议控制在 0.15～0.20mm/s 的要求。



（a）轴荷载引起地表速度谱

（b）动力作用力引起地表速度谱

图 25　高速列车引起地表振动速度谱（210km/h）

Fig. 25　Velocity spectrum of the ground surface at 210km/h

5.5　交通荷载引起道路长期沉降研究

5.5.1　经验模型

由于交通荷载作用时间长，就目前的计算能力与计算方法来讲，很难利用动力增量弹塑性或非线性方法解决其长期沉降问题。因此，寻求简化的本构模型就显得十分必要，结合沉降观测数据与室内试验结果提出针对不同土性的累积变形经验模型是目前解决这一问题的有效途径。

Monismith [93]提出了应用较为普遍的指数型沉降经验计算关系式：

$$\varepsilon_p = AN^b \tag{7}$$

式中：ε_p 为累积应变；N 为循环次数；A 和 b 为模型参数，但这些参数并不能直接反映土体真实物理状态。Li 和 Selig[94]对指数型经验公式进行了改进，在公式中直接考虑了循环荷载幅值与地基土强度，提出了参数 A 的计算公式如下：

$$A = a\left(\frac{q_d}{q_f}\right)^m \tag{8}$$

式中：q_d 为交通荷载引起的动偏应力；q_f 为土体的静力破坏强度；a 和 m 为常数。模型参数 a、b 和 m 与土体的塑性指数有关。

考虑到初始静偏应力的影响，Chai 和 Miura[95] 对式(1.5)进行了修正，提出了一个改进的经验方程：

$$\varepsilon_p = a\left(\frac{q_d}{q_f}\right)^m\left(1+\frac{q_s}{q_f}\right)^n(N^b) \tag{9}$$

式中：q_s 为初始静偏应力；n 为常数，并结合日本 Saga 机场公路沉降观测数据对模型进行了分析与验证。此外，研究者针对不同地区土性进行试验研究，建立了不同类型的累积应变经验方程。

针对饱和软黏土进行了高达 5 万次的动三轴与动扭剪循环加载试验，发现循环次数大于 1000 次后，累积应变与循环次数在双对数坐标下为线性关系。基于此建立了长期循环荷载作用下考虑围压、偏应力幅值及主应力轴旋转等因素影响的累积应变的计算公式：

$$\varepsilon_p = 0.024e^{11.17(q_{cyc}/2q_f)} \times \left(\frac{N}{1000}\right)^{0.99(q_{cyc}/2q_f)^2-0.92(q_{cyc}/2q_f)+0.39} \tag{10}$$

5.5.2 算例分析

杭州到上海的某高速公路位于杭嘉湖平原区，其大部分路段穿越软土地基，且沿线河网交错，村庄密布，结构物众多，填土高度大约在 2 ~ 5m 之间。根据沿线地质地貌特征划分为海积平原区和低山丘陵区两大区，主要软土层为海相软土，其含水量高(40% ~ 55%)、压缩性大、强度低、渗透性差；局部路段为深厚软土地基(约 20 ~ 30m 厚)。

图 26 为该高速公路 K68 + 130 处中心点的沉降曲线。其中，①：2005 年 4 月 ~ 2006 年 6 月期间为填筑期和预压期；②：2006 年 6 月 ~ 2006 年 11 月为部分预压卸载期；③：2006 年 11 月 ~ 2007 年 10 月为路面结构层的施工期；④：2008 年 1 月通车后开始对缺陷责任路面沉降进行跟踪观测，于 2009 年 12 月结束，共测量 10 次。可以看出，道路通车后的沉降由路堤荷载引起的沉降和交通荷载引起的沉降共同组成，其中交通荷载引起的沉降占到 65% 以上。图中虚线为双曲线外推计算得到的路堤荷载引起的沉降，两条虚线的差值为交通荷载引起的沉降，由式(10)计算得来。

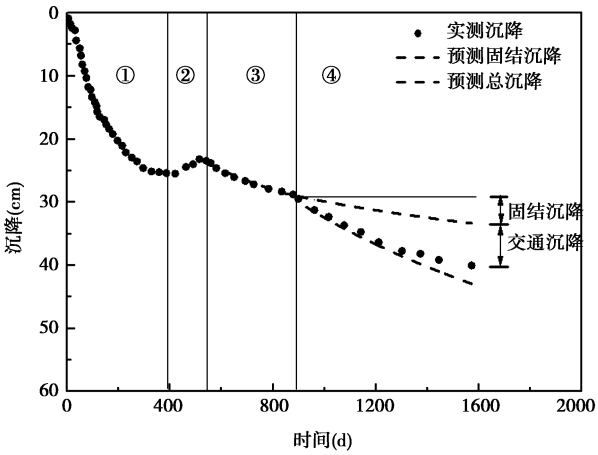


图 26 沉降曲线

Fig. 26 Settlement curve

6 结论及展望

本文简要回顾了土工动力测试技术、土体的动力特性与本构关系、土体液化、土石坝地震响应数值模拟、交通荷载引起的环境振动及长期沉降等方面的研究进展，提出以下几个亟需深入研究的方向。

(1)亟需基于更加先进的土工动力测试仪器，更加全面准确地模拟各种动荷载引起的复杂应力路径。尤其在应力主轴旋转、循环偏应力与循环正应力耦合方面进行更加深入的研究。

(2)在深入细致的力学特性试验和观察基础上，揭示土的细观组构变化和宏观力学响应之间的定量关系，揭示土的剪胀性、各向异性和结构性之间存在着的共同的物理基础，以发展新一代的物理模型正确、数学表述简便、参数易于实测的动本构模型。

(3)进一步考虑土体复杂应力状态、应力-应变非共轴等复杂特性，针对不同类型的土体选用不同的模型参数，建立实用性更强的土体动本构模型。

(4)建立高精度、高效率的人工边界条件等数值建模理论，通过试验结果与数值分析相结合的方法是解决土动力问题的有效途径。

(5)进一步提高液化判别技术，减轻液化灾害；对宽级配的砾性土、人工填土、吹填土等都需要进行液化研究，建设专门的岩土地震工程实验场，以掌握或确认液化震害实际发生过程，补充和丰富现有数据和认识。

(6)针对爆炸荷载等脉冲型荷载进行更加深入研究，建立合理的本构关系与数值计算方法。

(7)开展地震荷载作用下高土石坝动力稳定性分析，变形理论以及抗震措施研究。

(8)结合高速交通荷载振动特点，建立适宜的环境振动评价方法与控制标准，进行交通荷载引起的周边建筑二次振动激发机理与预测模型方面的研究，并建立对不同道路适应性强、计算高效的大次数循环荷载的道路长期沉降计算方法。

参 考 文 献

[1] 王金山. 共振柱试验之土壤动力性质[D]. 台湾,中国:国立中央大学, 2004 (Wang Jinshan. Soil dynamic properties of the resonant column test[D]. Taiwan, China: National Central University, 2004(in Chinese))

[2] Drnevich V P, Hardin B O, Shippy D J. Modulus and damping of soils by the resonant-column method [J]. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, 1978 (STP654): 91-125

[3] Wichtmann T, Triantafyllidis T. Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, part I: cyclic and dynamic torsional prestraining[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24 (2): 127-147

[4] 柏立懂,项伟, Stavros S A, 等. 振动历史对砂土非线性剪切模量和阻尼比的影响[J]. 岩土工程学报, 2012,34(2):333-339(Bai Lidong, Xiang Wei, Stavros S A, et al. Effects of vibration history on nonlinear shear modulus and damping ratio of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012,34(2):333-339(in Chinese))

[5] Youn J U, Choo Y W, Kim D S. Measurement of small-strain shear modulus Gmax of dry and saturated sands by bender element, resonant column, and torsional shear tests [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008,45(10):1426-1438

[6] 柏立懂,项伟, Stavros S A, 等. 干砂最大剪切模量的共振柱与弯曲元试验[J]. 岩土工程学报, 2012,34(1): 184-188(Bai Lidong, Xiang Wei, Stavros S A, et al. Resonant column and bender element tests on maximum shearmodulus of dry sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34 (1): 184-188 (in Chinese))

[7] 董全杨,蔡袁强,徐长节,等. 干砂饱和砂小应变剪切模量共振柱弯曲元对比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 34 (12): 2283-2289 (Dong Quanyang, Cai Yuanqiang, Xu Changjie, et al. Measurement of small-strain shear modulus Gmax of dry and saturated sands bybender element and resonant column tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013,34(12):2283-2289(in Chinese))

[8] Kumar J, Madhusudhan B N. On determining the elastic modulus of a cylindrical sample subjected to flexural excitation in a resonant column apparatus[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010,47(11):1288-1298

[9] Broms B B, Casbarian A O. Effects of rotation of theprincipal stress axes and of the intermediate stress on shear strength [C]//Proceedings of the 6th International Conference Soil Mechanics, 1965(1): 179-183

[10] Hight D W, Gens A, Symes M J. Development of anew hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils[J]. Geotechnique, 1983, 33(4):355-383

[11] Miura K, Miura S, Toki S. Deformation behavior of anisotropic sand under principal stress axes rotation[J]. Soils Found, 1986,26(1):36-52

[12] Nishimura S, Minh N A, Jardine R J. Shear strength anisotropy of natural London Clay [J]. Geotechnique, 2007,57(1):49-62

[13] Yang Z X, Li X S, Yang J. Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil. Geotechnique[J]. 2007, 57(4):371-384

[14] Zhang J M, Tong Z X, Yu Y L, et al. Effects of cyclic rotation of principal stress axes and intermediate principal stress parameter on the deformation behavior of sands[J]. ASCE, Geotechnical Special Publication, 2008:181

[15] Rondon H A, Wichtmann T, Triantafyllidis T. Comparison of cyclic triaxialbehavior of unbound granular material under constant and variable confining pressure[J]. Journal of Transportation Engineering, 2009,135(7):467-478

[16] Enomoto T, Qureshi O H, Sato T, et al. Strength and deformation characteristics and small strain properties of undisturbed gravelly soils [J]. Soils and Foundations, 2013,53(6):951-965

[17] 周建,龚晓南,李剑强. 循环荷载作用下饱和软粘土特性试验研究[J]. 工业建筑, 2000,30(11):43-47(Zhou Jian, Gong Xiaonan, Li Jianqiang . Experimental study of saturated soft clay unde cyclic loading [J]. Industrial Construction, 2000,30(11):43-47(in Chinese))

[18] Idriss I M, Dobry R, Doyle E H, et al. Behavior of soft clays during earthquake loading conditions [C]// Proceedings of the Offshore Technology Conference. Houston, Texas

[19] Idriss I M, Dobry R, Singh R D. Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading conditions[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 1978,104:1427-1447

[20] Vucetic M , Dobry R. Degradation of marine clays under cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988,114(2):133-149

[21] Matasovic N, Vucetic M. Generalized cyclic-degradation-pore-pressure generation model for clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1995,121(1):33-42

[22] 要明伦,聂栓林. 饱和软粘土动变形计算的一种模式[J]. 水利学报, 1994(7):51-55(Yao Minglun, Nie Shuanlin. A model for calculating deformation of saturated soft clay[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1994(7): 51-55(in Chinese))

[23] Zhou J, Gong X . Strain degradation of saturated clay under cyclic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001,38(1):208-212

[24] Larew H G, Leonards G A. A repeated load strength criterion[C]//Proceedings of Highway Research Board, 1962,41:529-556

[25] 陈存礼,谢定义,高鹏. 球应力往返作用下饱和砂土变形特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3):513-520(Chen Cunli, Xie Dingyi, Gao Peng, Testing study on deformation characteristics of saturated sand under repeated spherical stress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005,24(3):512-520(in Chinese))

[26] 施明雄. 多向振动下砂土动力特性试验研究[D]. 杭州:浙江大学, 2008 (Shi Mingxiong. Sand response to multi-way dynamic loading [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2008(in Chinese))

[27] Rascol E. Cyclic properties of sand: dynamic behavior for seismic applications[D]. Lausanne, The Swiss: Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, 2009

[28] 丁浩. 地震波作用下饱和砂土动力特性试验研究[D]. 杭州:浙江大学, 2010(Ding Hao. Experimental study of the dynamics of saturated sand subjected to incident seismic waves[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2010 (in Chinese))

[29] 王军,谷川,蔡袁强,等. 动三轴试验中饱和软黏土的孔压特性及其对有效应力路径的影响[J]. 岩石力学及工程学报, 2012,31(6):1290-1296(Wang Jun, Gu Chuan, Cai Yuanqiang, et al. Behavior of pore water pressure in dynamic triaxial tests of saturated soft clay and its effect on effective stress path[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012,31(6):1290-1296(in Chinese))

[30] Gu C, Wang J, Cai Y , et al. Undrained cyclic triaxial behavior of saturated clays under variable confining pressure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012,40(3):118-128

[31] 李校兵,谷川,蔡袁强,等. 循环偏应力和循环围压耦合应力路径下饱和软粘土动模量衰减规律研究[J]. 岩土工程学报, 2014,36(7):1218-1226(Li Xiaobing, Gu Chuan, Cai Yuanqiang, et al. Dynamic modulus degradation for soft saturated clay under coupling stress paths of cyclic deviatoric stress and cyclic confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014,36(7):1218-1226(in Chinese))

[32] Cai Y Q, Gu C, Wang J, et al. One-way cyclic triaxial behavior of saturated clay: comparison between constant and variable confining pressure[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2013, 139(5):797-809

[33] 谷川,王军,蔡袁强. 考虑变围压因素的饱和软粘土循环纯压动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(7): 1307-1315(Gu Chuan, Wang Jun, Cai Yuanqiang, Undrained dynamic behaviors of saturated clays under compressive stress paths considering cyclic confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013,35(7):1307-1315(in Chinese))

[34] 孙磊,王军,孙宏磊,等. 循环围压对超固结黏土变形特性影响试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015,34(3): 1-7(Sun Lei, Wang Jun, Sun Honglei, et al. Influence of cyclic confining pressure on cumulative deformation behavior of overconsolidated clay[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015,34(3): 1-7(in Chinese))

[35] Ishihara K, Towhata I. Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads[J]. Soils and Foundations, 1983,23(4):11-26

[36] 郭莹,栾茂田,何杨,等. 主应力方向循环变化对饱和松砂不排水动力特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2005,27(4):403-409(Guo Ying, Luan Maotian, He Yang, et al. Effect of variation of principal stress orientation during cyclic loading on undrained dynamic behavior of saturated loose sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005,27(4):403-409(in Chinese))

[37] Nakata Y, Hyodo M, Yasufuku N. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation[J]. Soils and Foundations, 1998,38(2):115-128

[38] Symes M J, Gens A, Hight D W. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand[J]. Geotechnique 1984,34(1):11-27

[39] Vaid Y P, Sayao A, Hou E, et al. Generalized stress-path-dependent soil behavior with a new hollow cylinder torsional apparatus[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990,27(5):604-616

[40] Tong Z X, Zhang J M, Yu Y L, et al. Drained deformation behavior of anisotropic sands during cyclic rotation of Principal stress axes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015,136(11):1509-1518

[41] 严佳佳. 主应力轴连续旋转下软粘土非共轴变形特性试验和模型研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2014(Yan Jiajia. Experimental research on non-coaxial deformation behavior and modeling of soft clay under principal stress rotation[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014 (in Chinese))

[42] Iwan W D. On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems[J]. Journal of Applied Mechanics, 1967,34(3):612-617

[43] 沈珠江. 一个计算砂土液化变形的等价粘弹性模型[C]//第四届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 建筑工业出版社, 1986:199-207(Shen Zhujiang. An equivalent viscous-elastic model for calculating liquefied deformation[C]//4th National Soil Mechanics and Foundation Engineering. Beijing: Building Industry Press, 1986:199-207(in Chinese))

[44] Mroz Z. On the description of anisotropic workhardening[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1967,15(3):163-175

[45] Prevost J H. Anisotropic undrained stress-strain behavior of clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, 2014,104(8):1075-1090

[46] Mroz Z, Norris V A, Zienkiewicz O C. An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading[J]. Geotechnique, 1981,31(4):451-469

[47] Prevost J H. A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils[J]. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1985,4(85): 9-17

[48] Dafalias Y F, Popov E P. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading[J]. Acta Mechanica, 1975, 21(3):173-192

[49] Krieg R D. A practical two surface plasticity theory[J]. Journal of Applied Mechanics, 1975,42(3):641-646

[50] Zienkiewicz O C, Mroz Z. Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics[J]. Mechanics of Engineering Materials, 1984:655-679

[51] Mroz Z, Zienkiewicz O C. Uniform formulation of constitutive equations for clays and sand[J]. Mechanics of Engineering Materials, 1984:415-450

[52] Pastor M, Zienkiewicz O C, Chan A H C. Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods

in Geomechanics, 1990,14(3):151-190

[53] 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 Xiaoming, Cao Zhenzhong, 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))

[54] 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):645-650(Cao Zhenzhong, Yuan Xiaoming, Chen Longwei, et al. Summary of liquefaction macrophenomena in Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010,32(4):645-650(in Chinese))

[55] 曹振中,袁晓铭,孙锐,等. 汶川大地震砂砾土液化分布及典型场地剖析[J]. 土木工程学报, 2010,43(S2):312-319(Cao Zhenzhong, Yuan Xiaoming, Sun Rui. Gravelly soil liquefaction evaluation and typical field analysis[J]. Journal of Civil Engineering, 2010,43(S2):312-319(in Chinese))

[56] 陈龙伟,袁晓铭,孙锐. 2011 年新西兰 Mw6.3 地震液化及岩土震害述评[J]. 世界地震工程, 2013,29(3):1-9(Chen Longwei, Yuan Xiaoming, Sun Rui. Review of liquefaction phenomena and geotechnical damage in the 2011 New Zealand Mw 6.3 earthquake[J]. World Earthquake Engineering, 2013,29(3):1-9(in Chinese))

[57] Zhou Y G, Chen Y M, Shamoto Y. Verification of the soil-type specific correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity of sand by dynamic centrifuge test[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2010,136(1):165-177

[58] 赵剑明,刘小生,陈宁,等. 高心墙堆石坝的极限抗震能力研究[J]. 水力发电学报, 2009,28(5):97-102(Zhao Jianming, Liu Xiaosheng, Chen Ning, et al. Research on the maximum anti-seismic capability of high earth core rock-fill dam[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2009,28(5):97-102(in Chinese))

[59] 刘小生,赵剑明,王钟宁. 土石坝及地基抗震若干进展及规范修编[J]. 水力发电学报, 2014,33(2):185-192(Liu Xiaosheng, Zhao Jianming, Wang Zhongning. Advances in seismic design of earth-rock-fill dams and foundations and the revision of the specification[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2014,33(2):185-192(in Chinese))

[60] 李荣建. 土坡中抗滑桩抗震加固机理研究[D]. 北京:清华大学, 2008(Li Rongjian. A study on the a seismic reinforcing mechanism of stabilizing piles in soil slope[D]. Beijing: Tsinghua University, 2008(in Chinese))

[61] 翟婉明. 车辆-轨道耦合动力学[D]. 成都:西南交通大学, 1991(Zhai Wanming. Vehicle/track coupling dynamics[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 1991(in Chinese))

[62] Sheng X, Jones C J C, Thompson D J. A theoretical model for ground vibration from trains generated by vertical track irregularities[J]. Journal of Sound and Vibration, 2004, 272(3):937-965

[63] Katou M, Matsuoka T, Yoshioka O, et al. Numerical simulation study of ground vibrations using forces from wheels of a running high-speed train[J]. Journal of Sound and Vibration, 2008,318(4):830-849

[64] Lombaert G, Degrand G. Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains[J]. Journal of Sound and Vibration, 2009,319(3/4/5):1036-1066

[65] Xia H, Cao Y M, Roeck G D. Theoretical modeling and characteristic analysis of moving-train induced ground vibrations[J]. Journal of Sound and Vibration, 2010,329(7):819-832

[66] 刘卫丰,刘维宁, Gupta S, 等. 地下列车移动荷载作用下隧道及自由场的动力响应解[J]. 振动与冲击, 2008,27(5):81-84(Liu Weifeng, Liu Weining, Gupta S, et al. Dynamic response in tunnel and free field due to moving underground trains[J]. Journal of Vibration and Shock, 2008,27(5):81-84(in Chinese))

[67] Hussein M F M, François S, Schevenels M, et al. The fictitious force method for efficient calculation of vibration from a tunnel embedded in a multi-layered half-space[J]. Journal of Sound and Vibration, 2014, 333(25):6996-7018

[68] Sheng X, Jones C J C, Thompson D J. Ground vibration generated by a harmonic load moving in a circular tunnel in a layered ground[J]. Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control, 2003,22(2):83-96

[69] Degrande G, Clouteau D, Othman R. A numerical model for ground-borne vibrations from underground railway traffic based on a periodic finite element-boundary element formulation[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006,293(3/4/5):645-666

[70] Coulier P, Lombaert G, Degrande G. The influence of source-receiver interaction on the numerical prediction of railway induced vibrations[J]. Journal of Sound and Vibration, 2014,333(12):2520-2538

[71] Biot M A. The theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. Part I: Low-frequency range; Part II: High-frequency range[J]. Journal of the Acoustical Society of America, 1956,28(2):168-191

[72] Biot M A. The theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: II. Higher frequency range[J]. Acoustical Society of America Journal, 1956,28(2):168-178

[73] Siddharthan R, Zafir Z, Norris G M. Moving load response of layered soil. Part I: Formulation; Part II: Verification and application[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1993,119:2052-2089

[74] Theodorakopoulos D D. Dynamic analysis of a poroelastic half-plane soil medium under moving loads[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2003, 23(3):521-533

[75] 金波. 高速荷载下多孔饱和地基的动力响应[J]. 力学季刊, 2006,25(2):168-174

[76] Jin B. Dynamic responses of a poroelastic half space generated by high speed load[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2004,25:168-174

[77] Lefeuve M G, Mesgouez A. Ground vibration due to a

high-speed moving harmonic rectangular load on a poroviscoelastic half-space [J]. International Journal of Solids and Structures, 2008,45(11):3353-3374

[78] Lu J F, Jeng D S. A half-space saturated poro-elastic medium subjected to a moving point load[J]. International Journal of Solids and Structures, 2007,44:573-586

[79] Xu B, Lu J F, Wang J H. Dynamic response of an infinite beam overlying a layered poroelastic half-space to moving loads[J]. Journal of Sound and Vibration, 2007,306(1): 91-110

[80] Cai Y Q, Sun H L, Xu C J. Three dimensional analyses of dynamic response of track-ground system subjected to a moving train load[J]. Computers & Structures, 2008,86: 816-824

[81] 蔡袁强,孙宏磊,徐长节. 轨道刚度对路轨系统及饱和地基的动力响应的影响[J]. 岩土工程学报, 2007,29(12): 1787-1793 (Cai Yuanqiang, Sun Honglei, Xu Changjie. Effect of rail rigidity on track-ground vibration due to a high-speed train [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 12: 1787-1793 (in Chinese))

[82] Cai Y Q, Cao Z G, Sun H L, et al. Effects of the dynamic wheel-rail interaction on the ground vibration generated by a moving train [J]. International Journal of Solids and Structures, 2010,47(17):2246-2259

[83] Anderson W F, Key A J. Model testing of two-layer railway track ballast [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000,126(4):317-323

[84] 蒋关鲁,孔祥辉. 无砟轨道路基基床的动态特性[J]. 西南交通大学学报, 2010, 45(6): 855-862 (Jiang Guanlu, Kong Xianghui. Dynamic characteristics of soil subgrade bed for ballastless track[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2010,45(6):855-862(in Chinese))

[85] Momoya Y,Sekine E,Tatsuoka F. Deformation characteristics of railway road and subgrade under moving-wheel load[J]. Soils and Foundations, 2005,45(4):99-118

[86] Ishikawa T, Sekine E, Miura S. Cyclic deformation of granular material subjected to moving-wheel loads [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011,48(5):691-703

[87] Bian X, Jiang H, Cheng C, et al. Full-scale model testing on a ballastless high-speed railway under simulated train moving loads [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014,66:368-384

[88] Hung H H, Yang Y B, Chang D W. Wave barriers for reduction of train-induced vibrations in soils[J]. Journal of Geotechnicaol and Geoenviron Engineering, ASCE, 2004, 130(12):1283-1291

[89] Yang Y, Hung H H. A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1997,40 (20):3729- 3747

[90] Takemiya H. Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of a high-speed train viaduct[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004,24:69-87

[91] Cao Z G, Cai Y Q. Isolation of train-induced ground-borne vibration by trenches on a poroelastic half-space [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2013,139(5): 580-593

[92] Xu B, Lu, J F, Wang J H. Numerical analysis of isolation of the vibration due to moving loads using pile rows embedded in a poroelastic half space[J]. Journal of Sound and Vibration, 2009,31(3/4/5):940-962

[93] 钱春宇,郑建国,宋春雨. 西安钟楼台基受地铁运行振动响应的分析[J]. 世界地震工程, 2010,26(S1):177-181 (Qian Chunyu, Zheng Jianguo, Song Chunyu. Dynamic response analysis of Bell Tower foundation induced by train running on metro in Xian[J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26 (S1): 177-181 (in Chinese))

[94] Monismith C L, Ogawa N, Freeme C R. Permanent deformation characteristics of subsoil due to repeated loading[J]. Trans. Res. Rec, 1975,537:1-17

[95] Li D Q, Selig E T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996,122(12):1006-1013

[96] Chai J C, Miura N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002,128(11):907-916

蔡袁强(1965-),男,博士,教授。主要从事岩土工程教学与科研。

于玉贞(1966-),男,博士,教授。主要从事岩土工程教学与科研。

袁晓铭(1963-),男,博士,研究员。主要从事岩土工程和地震工程研究。

王 军(1980-),男,博士,教授。主要从事岩土工程教学与科研。

郭 林(1985-),男,博士,讲师。主要从事岩土工程教学与科研。