波浪荷载作用下软黏土软化模型研究。

付培帅1, 唐小微1, 韩小凯1, 刘功勋2

(1.大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室,辽宁 大连 116023;

2.中交上海航道勘察设计研究院有限公司中交疏浚技术重点实验室,上海 200120)

摘要:波浪荷载能引起海床土体的主应力轴连续旋转。不同于地震、交通等循环荷载,在周期性波 浪荷载作用的土体应力路径方式下,软黏土的软化效用更为明显。本文分别对天然和扰动的海床 土体在波浪荷载作用下的应力响应进行模拟,并分析应力路径的特点;为描述软化后的应力-应变 关系,将软化效用和累积塑性应变的参数引入到能够反应土体动力非线性的 Hardin-Drnevich 模 型中,建立修正模型,使之能够反应软黏土体软化与塑性应变累计特性;通过与模拟波浪荷载下土 体应力特征的循环耦合试验结果进行对比分析,验证该修正模型的可靠性。

关键词:波浪荷载;应力路径;Hardin-Drnevich 模型;软化 中图分类号:TU43 文献标志码:B 文章编号:1000-0844(2015)01-0027-07 DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2015.01.0027

Research on Softening Model of Soft Clay under Wave Load

FU Pei-shuai¹, TANG Xiao-wei¹, HAN Xiao-kai¹, LIU Gong-xun²

(1.State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116023, China;
 2.Key Lab.Of Dredging Technology of CCGRP, Shanghai Waterway Engineering Design and Consulting Co. Ltd. of CCGRP, Shanghai 200120, China)

Abstract: Wave load causes continuous rotation of the principal stress axes of seabed soil. Unlike seismic load and traffic load, under the action of cyclical wave load, stiffness softening of soft clay is much more obvious. Numerical simulation is applied to obtain the stress response of undisturbed and disturbed seabed soil, and to analyze the characteristics of the stress path. Under wave loads, the main feature of the seabed soil is the continuous rotation of its maximum principal stress axis; the maximum principal stress' cycle is similar to the wave load cycles. Under the influence of the structure in the seabed disturbance, the soil's stress path changed under the wave load, and the factors that affect the stress path can be generalized using the initial principal stress orientation, the initial stress ratio, the angle of the major principal stress direction, and other factors. To describe the relation of a soil's stress and strain after stiffness softening, two parameters were introduced to the Haridin-Drnevich model to reflect the stiffness softening and cumulative plastic strain phenomenon, and these two parameters are a function of the soil's initial status, which influences its stress path under wave load. The cyclic coupling shear tests can probably simulate the wave load and therefore, this modified Haridin-Drnevich model should be compared with the results of cyclic coupling shear tests where wave loads can be applied to verify its reliability. Key words: wave load; stress path; Haridin-Drnevich model; softening

① 收稿日期:2014-08-20

基金项目:"九七三"国家重点基础研究发展计划项目(NO.2011CB013605-2);国家高技术研究发展计划 863 项目(NO. 2012AA112510)

作者简介:付培帅(1988-),男,河南人,硕士,主要从事海洋土力学及地下结构抗震研究.E-mail:fupeishuai5@163.cn

0 引言

随着经济社会的快速发展,城市轨道交通、导 堤、海上钻进平台、码头、人工岛、高铁等工程项目不 可避免地建设在软黏土或含有软黏土土层上。当这 类土工结构物承受交通、地震、海风、波浪等动力循 环荷载时,其力学性质与静力作用截然不同。例如 我国最大的水运工程项目长江口导堤建设工程,由 于遭受到强风暴的袭击,导堤试验段的部分沉箱在 建造期间有的沉入土中达数米之深,有的偏移原始 位置大约 20 m 之远^[1]。经研究分析后发现风暴袭 击后地基上部的粉土层并未发生液化现象,但其下 边的软黏土层在波浪的冲击下强度被大大地削弱。 例如上海浦东国际机场某跑道运营6年期间,工后 沉降超过 600 mm,远远超过 100 mm,其原因是对 软黏土的累积塑性变形缺乏认识[2]。为保证这类土 工结构物的安全及稳定性,有必要对这些结构物的 软黏土地基的受力特性及变性特征进行深入研究。

在循环荷载作用下软黏土力学特性主要表现为 两个特征:第一,软黏土的塑性应变随着循环次数的 增加而增加,称之为累计塑性应变,研究表明累计塑 性应变与循环次数成指数关系,并与循环应力比、振 动频率、超固结比及静偏应力等因素有关[3-9];第二, 软黏土会随着循环次数的增加,产生刚度软化现象, 软化定义为软化指数描述,与循环次数成对数关系, 且与循环应力比、固结比、频率、超固结比、初始主应 力轴旋转角度、初始偏应力比、初始中主应力系数及 循环荷载的波形等有关[10-14]。对于循环应力-应变 关系的模型主要分为两类,一类是以边界面模型为 代表的隐式模型,该模型计算量大,直观性较差;一 类是以试验或实测资料为基础的显示模型,如RAO Narasimha S 将软化指数引入 Iwan 模型描述软化 现象^[15];蔡袁强^[16]在 Iwan 模型中串联了一滑块来 描述塑性累积应变并考虑滑块刚度的软化[16]:张 勇[17] 基于试验用临界循环动应力作为归一化因子 将循环应力归一化构造出能够反应土体软化的动态 骨干曲线。然而上述模型均存在自身缺点,修正 Iwan 模型为物理模型,构造出来的应力-应变曲线 不光滑,动态骨干曲线模型未考虑塑性应变的积累。

描述土体动应力-应变关系的黏弹性理论 Hardin-Drnevich 模型是将土体视为黏弹性体,采用等 效弹性模量 E 和等效阻尼比来反应土体动应力-应 变关系的非线性和滞后性^[18],该模型在工程上得到 广泛应用,但其不能反应土体循环荷载作用下的软 化性质与塑性应变积累。基于上述原因,本文拟将 软化指数和累积塑性应变引入到 Hardin-Drnevich 模型中,使其能够反映黏土在循环荷载作用下塑性 累积和软化现象,并与实验的应力-应变曲线比对, 从而验证该模型的可靠性。

1 波浪荷载下的土体应力路径的验证

海床土体为半无限空间体,选取部分区域作为 计算模型,水平向取 80 m,竖直向取 50 m,土体选 用二维八节点平面应力单元,共计 4 000 个单元,单 元编号如图 1。



海床土体为黏土,选取剑桥模型为黏土的本构 模型。剑桥模型采用椭圆屈服面和相适应的流动法 则,以塑性体应变硬化九个参数。在有限元软件 ABAQUS中,黏土弹性部分采用多孔介质弹性模 型,塑性部分采用剑桥模型模拟, κ 为对数体积模 量, μ 为泊松比,M为p-t平面上临界状态线的斜 率, λ 为 $e\sim \ln p$ 平面上等向固结压缩曲线的斜率。 a_0 反映了初始屈服面大小, β 为控制屈服面形状的 参数,K为控制屈服面形状的参数, K_0 为水平侧压 力系数, e_0 为孔隙比,且 $e_0=0.689$ 。各参数取值如 表1。

表 1 修正剑桥模型参数取值 Table 1 Parameters of modified Cam-clay model

κ	μ	M	λ	a_0	β	Κ	K_{0}	e_0
0.06	0.35	1.2	0.2	0	1	1	0.538	0.689

海床底部设置水平和竖直约束,软黏土在此渗透性很低,故认为海床面为不排水面。在海床面施加 Airy 线性压力波:

$$p = p_0 \cos(kx - \omega t) \tag{1}$$

$$p_{0} = \frac{\gamma_{w}H}{2\cosh(kd)}$$
(2)

其中:波高 H=2 m;波长 L=100 m;周期为 T=10

s; $k = 2 \pi/L$; $\omega = k = 2 \pi/T$;海水重度 γ_w = 1.05× 10³ kg/m³; h 为海水深度。波浪荷载是随着时间 t 及空间 x 变化的,在有限元 ABAQUS 分析软件中 不能直接定义该荷载,通过二次开发功能,编写 dload.for 自定义程序实现波浪荷载的施加。选取 海床下 1 m、3 m 及 5 m 处 3960 号单元、3800 号单 元和 3640 号单元,将各单元水平和竖直方向的 正应力和剪应力的时程变化输出,并整理到坐标系



Fig.2 Variation of the stress in each undisturbed soil element

对于海洋地基软黏土而言,海洋结构物荷载的 施加对地基土的扰动改变了地基土在波浪荷载作用 下的初始状态,进而改变了波浪作用下的应力路径。 在海床上设置一根直径1m、长10m的桩,桩顶施 加荷载后通过自定义程序施加波浪荷载以模拟海床 地基土的应力路径,选取海床水下3m处桩侧面土 体284号单元,285号单元(图3)在坐标系[$\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)$]- τ_{xy} 中的应力路径(图4)。由应力路径可以看 出,距离桩的距离越近,土体受到扰动越大,波浪荷 载作用下的应力路径的变化越大,表现在椭圆长轴 的旋转越大,剪应力的初始值越大。

为验证数值解的正确性,对单个土体单元分析, 提取每个时刻的应力分量,查看其平衡条件,以扰动 后的土体 285 号单元为例,其应力均能达到平衡。



图 3 桩与海床土体网格划分示意图







soil element

从以上的应力路径分析不难得出:海床地基土 在波浪荷载作用下受力的主要特点是最大主应力轴 的连续旋转,最大主应力值在较小幅值内变化且变 化周期与波浪荷载周期相同(图 2)。海床地基土在 海洋结构物扰动影响后,在波浪荷载下的应力路径 发生了改变,主要表现在椭圆长轴短轴的旋转等方 面,而海洋结构物修建对海床土体的影响主要体现 在初始大主应力方向角,初始偏应力比等因素。

2 波浪荷载的软黏土软化模型

描述土体动应力-应变关系的黏弹性理论 Hardin-Drnevich 模型是将土体视为黏弹性体,能较好 地反映出土体的动力非线性特征^[17]。为使描述土 体动力非线性的 Hardin-Drnevich 模型能表示海床 软黏土在波浪循环荷载下的软化与累计塑性应变的 效应,将软化指数与累计塑性应变两个参数引入到 该模型,构成修正的 Hardin-Drnevich 模型如下:

$$\gamma = \frac{\frac{\tau}{G_0}}{1 - \frac{\tau}{G_0 \gamma_0}} \frac{1}{\delta_n} + \gamma_{pn}$$
(3)

其中: G_0 为初始剪切模量; γ_0 为参考剪应变; δ_n 为 软化指数; γ_m 为累计塑性应变。

考虑软化与塑性应变的累计效应,认为软黏土 在循环波浪荷载的加卸载过程符合 Masing 准则, 且认为在加载过程产生应变塑性累计与软化效应, 则加卸载的应力-应变关系为:

加载过程:
$$\gamma = \gamma_{c} + \frac{\frac{2(\tau - \tau_{c})}{G_{0}}}{2 + \frac{(\tau - \tau_{c})}{G_{0}\gamma_{0}}} \frac{1}{\delta_{n}}$$
 (4)

卸载过程:
$$\gamma = \gamma_c + \frac{\frac{2(\tau + \tau_c)}{G_0}}{2 - \frac{(\tau + \tau_c)}{G_0\gamma_0}} \frac{1}{\delta_n} + \Delta \gamma_p^n + \Delta \gamma_\delta^n$$

(5)

其中 Δγⁿ_p 为土体第 n 次循环荷载产生的累计塑性 应变增量;Δγⁿ_b 为土体第 n 次循环荷载由于软化产 生的应变增量。这两个增量的计算如下表达:

$$\Delta \gamma_{p}^{n} = (\gamma_{p}^{n} - \gamma_{p}^{n-1}) \frac{\tau + \tau_{c}}{2\tau_{c}}; \Delta \gamma_{\delta}^{n} = \gamma_{1} (\frac{1}{\delta_{n+1}} - \frac{1}{\delta_{n}}) \frac{\tau + \tau_{c}}{2\tau_{c}}$$
(6)

典型的软黏土循环软化模型如图 5 表示:随着 循环荷载的作用,由于软黏土的刚度逐渐软化,滞回 圈倾斜程度越来越大;由于塑性应变的累计,滞回圈 有向右移的趋势。

3 波浪荷载下软黏土的软化模型参数

3.1 骨架曲线参数确定

骨架曲线参数有两个,即G₀和γ₀。G₀为初始 剪切模量,即最大动剪模量;γ₀为参考剪应变,分别 对这两个参数进行确定。根据 Hardin-Drnevich 模





Fig.5 A typical soft clay softening model

型,
$$\frac{\gamma}{\tau} = \frac{1}{G} = \frac{1}{G_0 - \frac{\tau}{\gamma_0}}$$
,当剪应力为0时,剪切模量为

最大动剪切模量,故以小应变幅下的动剪应力-剪应 变的双曲线为依据,利用剪应变幅值 γ 小于 3× 10^{-4} 应变水平下 $\frac{1}{G} \sim \gamma$ 的直线,由直线截距求倒数 得到最大动剪切模量 $G_0^{[19]}$ 。 $\gamma_0 = \frac{\tau_{\text{max}}}{G_0}$,其中 τ_{max} 为 最大动剪应力,由相应的室内试验求得。

3.2 软化指数的确定

软黏土在循环荷载作用下随着循环次数的增加 产生软化现象,即剪切模量随着循环次数的增加而 减小, Idriss 等将经若干次循环荷载作用后的剪切 模量与初始剪切模量之比定义为软化指数。许多学 者针对软化指数进行研究,所采用的试验仪器为 GDS单向或双向振动三轴仪、全自动动三轴仪等, 尽管取得了许多成果,但所采用的应力路径与真实 波浪荷载作用下的应力路径不符,而试验应力路径 对软化效应的影响不能忽视。其影响主要表现在, 循环圆耦合加载在相同试验条件下所测得软化指数 比单纯的扭剪试验测得的软化指数要大,即软化效 应更为明显。循环圆耦合加载路径与实际的波浪荷 载的应力路径更为相似。栾茂田等以大连理工大学 与日本诚研舍株式会社联合研发的多功能三轴仪, 针对取自长江口的原状淤泥质海洋软黏土,通过改 变试样的初始大主应力方向角,初始偏应力比与中 主应力系数而改变其应力路径进行循环耦合剪切试 验来模拟海洋地基土在波浪荷载作用下的应力-应 变关系。根据 Idriss 等关于软化指数的定义重新定 义软化指数即

$$\delta = \frac{G_{SN}}{G_{S1}} = \frac{\gamma_{1\max} - \gamma_{1\min}}{\gamma_{n\max} - \gamma_{n\min}}$$
(7)

并得到软化指数与循环次数的关系表达式:

$$\delta = 1 - (\gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3) \lg N - (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) (\lg N)^2$$
(8)

式中: γ_1 与 β_1 为反映初始大主应力方向角影响的 参数; γ_2 与 β_2 为反映初始偏应力比影响的参数; γ_3 与 β_3 为反映初始中主应力系数的影响。通过对试 验结果的研究,得到的各参数的表达式:

$$\gamma_{1} = (A_{1} + B_{1}\alpha_{0} + C_{1}\alpha_{0}^{2})\lg(1 + \alpha_{0})$$

$$\beta_{1} = a_{1}\alpha_{0}^{b_{1}}$$

$$\gamma_{2} = A_{2} + B_{2}\eta_{0} + C_{2}\eta_{0}^{2}$$

$$\beta_{2} = a_{2} + b_{2}\eta_{0} + c_{2}\eta_{0}^{2}$$

$$\gamma_{3} = (A_{3} + B_{3}b_{0})|1 - 2b_{0}|^{C_{3}}$$

$$\beta_{3} = \lg [1 + a_{3}(b_{0} - 0.5) + b_{3}(b_{0} - 0.5)^{2} + c_{3}(b_{0} - 0.5)^{3}]$$

式中 $A_1, B_1, C_1, A_2, B_2, C_2, A_3, B_3, C_3, a_1, b_1, a_2,$ b_2, c_2, a_3, b_3, c_3 为试验参数。通过回归分析,确定 了各个参数的取值^[13]。

3.3 塑性累计应变的确定

对于累计塑性应变 γ_m的研究,国内外开展了 很多工作,其中具有代表性的有以下几个:

Monismith C. L, Ogawa N., Freeme C. R. 等 1975 年对路基土在循环荷载作用下变形特征研究, 建立了预估累积塑性应变与循环次数的关系,提出 了指数模型^[3]。Li等引进了静强度参数,对指数模 型进行了修改^[4]。Chai等在 Li 改进模型的基础上 又引入了初始偏应力,提出一种新的指数经验模 型^[5]。蒋军研究了黏土应变速率在循环荷载下的变 化规律,考虑频率、超固结比及循环应力等因素的影 响^[6];王军等考虑循环应力比、振动频率以及超固结 比因素的影响,建立饱和软黏土累积塑性 ε_ρ 应变模 型^[12]。张勇等通过动三轴试验结果,提出了含动应 力幅值、固结围压、静偏应力和循环周次等影响因素 的累积塑性应变拟合模型^[7]。黄茂松提出基于临界 状态及动偏应力水平的饱和软黏土循环加载下轴向 循环塑性累积应变计算模型。

但这些工作大部分都集中在对路基软土与粉土 的累计塑性应变的研究,所使用的仪器也都是 GDS 双向振动三轴仪、全自动动三轴仪等,所施加的应力 路径也并不是波浪荷载下的应力路径。目前并未在 施加波浪荷载的实验中取得描述软黏土累计塑性应 变的成果。但可以采取累计塑性应变预测的方法, 与塑性应变的累计最主要的因素是初始偏应力比。 目前应用广泛的是 Monismith C. L.提出的塑性应 变积累的指数形式,即:

$$\gamma_{p} = a N^{\lambda} \tag{9}$$

式中:*a* 是第一次循环产生的塑性应变;λ 是反应随 着累计塑性应变产生速度的参数。*a*,λ 与初始大主 应力方向角、初始偏应力比、中主应力系数有关;参 数可通过对试验结果拟合进行确定。







针对海洋土体的各种黏土、粉土、砂土等,采用 先进的"土工静力-动力液压三轴-扭转多功能剪切 仪",在大连理工大学土工试验室进行了大量的实验 研究。该三轴仪通过改变轴向扭转等荷载,对土体 单元进行循环耦合试验,实现波浪荷载作用下的复 杂应力状态,具体通过改变土体的初始大主应力方 向角、初始偏应力比、初始中主应力系数等。这些实 验积累了大量珍贵的试验数据,本文选取了取自长 江口的原状饱和淤泥质海洋软黏土的复杂循环耦合 剪切试验数据,验证了该模型的可靠件。

图 6 显示了实验值与计算值的比较结果,该组 试验的固结压力 $p_m = 200 \text{ kPa}, \alpha, \eta, b$ 分别为初始 大主应力方向角、初始偏应力比、初始中主应力系 数。可以看出:修正后的 Hardin-Drnevich 模型能 够在一定程度上反应出土体的应力-应变关系,但对 实际试验数据有偏差,且这些偏差并未成规律性的 变化;对于塑性应变的累计预测需进行调整,这也需 要在以后的循环耦合剪切试验中进行系统分析与研 究。

5 结论

本文利用有限元软件 ABAQUS 以剑桥模型模 拟海洋土体,编写子程序在土体上施加波浪荷载,验 证了波浪荷载作用下土体单元主应力轴周期性连续 旋转,且旋转周期与波浪周期相同;修建过海洋构筑 物的海床地基土扰动后,在波浪荷载下的应力路径 发生了改变,主要表现在椭圆长轴短轴的旋转等方 面。

在描述土体动应力-应变关系 Hardin-Drnevich 模型上添加能够反应软黏土软化与塑性应变累积的 参数,构造出能够反映软化与塑性应变累积的修正 Hardin-Drnevich 模型,并与循环耦合剪切试验的结 果进行比较分析,验证模拟的可靠性。

参考文献(References)

- Xie S L. Wave Force on Submerged Semi-circular Breakwater and Similar Structures[J]. China Ocean Engineering, 1999, 13 (1):63-72.
- [2] 杨斐,杨宇亮.交通荷载对场道地基工后沉降的影响分析[J]. 地下空间与工程学报,2007,3(7):1338-134.

YANG Fei, YANG Yu-ling. The Effect Analysis of Traffic Loads on Post Construction Settlement of Subgrade [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, 3(7):1338-1341.(in Chinese)

- [3] Monismith C L, Ogawa N, Freeme C R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading
 [R]. TRB. No. 537, Washington D C, 1975:1-17.
- [4] Li D Q, Selig E T. Cumulative Plastic Deformation for Fine Grained Subgrade Soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(12):1006-1013.
- [5] Chai J C, Miura N. Traffic-load-induced Permanent Deformation of Road on Soft Subsoil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(11):907-916.
- [6] 蒋军.循环荷载作用下黏土应变速率试验研究[J].岩土工程学报,2002,24(4):528-531.
 JIANG Jun.Study on the Strain Rate of Clay Under Cyclic Loading [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002,24(4):528-531.(in Chinese)
- [7] 张勇,孔令伟,郭爱国,等.循环荷载下饱和软黏土的累积塑性 应变试验研究[J].岩土力学,2009,30(6):1542-1548.
 ZHANG Yong,KONG Ling-wei,GUO Ai-guo, et al.Cumulative Plastic Strain of Saturated Soft Clay Under Cyclicloading [J].Rock and Soil Mechanics,2009,30(6):1542-1548.(in Chinese)
- [8] 陈颖平,黄博,陈云敏.循环荷载作用下软黏土不排水累积变形 特性[J].岩土工程学报,2008,30(5):764-768.
 CHEN Ying-ping, HUANG Bo, CHEN Yun-min. Reliability Analysis of High Level Backfill Based on Chaotic Optimization [J].Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2008,30(5): 764-768.(in Chinese)
- [9] 钱建固,王永刚,张甲峰,等.交通动载下饱和软黏土累计变形的不排水循环扭剪试验[J].岩土工程学报,2013,35(10): 1790-1798.

QIAN Jian-gu, WANG Yong-gang, ZHANG Jia-feng, et al. Undrained Cyclic Torsion Shear Tests on Permanent Deformation Responses of Soft Saturated Clay to Traffic Loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(10):1790-1798. (in Chinese)

- [10] Anderson K H, Pool J H, Brown S F, et al. Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen Clay [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, 106(5): 499-529.
- [11] 周建,龚晓南.循环荷载作用下饱和软黏土应变软化研究[J].
 土木工程学报,2000,32(5):62-68.
 ZHOU Jian,GONG Xiao-nan.Study on Strain Soften in Saturated Soft Clay Under Cyclic Loading[J]. Chinese Journal of Civil Engineering,2000,32(5):62-68.(in Chinese)
- [12] 王军,蔡袁强,徐长节.循环荷载作用下软黏土刚度软化特征 试验研究[J].岩土力学,2007,28(10):2138-2144.
 WANG Jun, CAI Yuan-qiang, XU Chang-jie. Experimental Study on Degradation of Stiffness of Saturated Soft Clay Under Undrained Cyclic Loading[J].Rock and Soil Mechanics, 2007,28(10):2138-2144.(in Chinese)
- [13] LUAN Mao-tian, LIU Gong-xun, WANG Zhong-tao, et al. Stiffness degradation of Undisturbed Saturated Soft Clay in the Yangtze Estuary Under Complex Stress Conditions[J].

China Ocean Engineering, 2010, 24(3): 523-538.

 [14] 曹勇, 孔令伟,杨爱武.海积结构性软土动力性状的循环荷载 波形效应与刚度软化特征[J].岩土工程学报,2013,35(3): 583-589.
 CAO Yong, KONG Ling-wei, YANG Ai-wu. Waveform Effect

> of Cyclic Loading of Dynamic Character and Stiffness Degradation Characteristics of Marine Deposited Natural Soft Clay [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35 (3):583-589. (in Chinese)

- [15] Rao Narasimha S, Panda A P. Non-linear Analysis of Undrained Cyclic Strength of Soft Marine Clay[J]. Ocean Engineering, 1999, 26:241-253.
- [16] 蔡袁强,柳伟,徐长节,等.基于修正 Iwan 模型的软黏土动应 力-应变关系研究[J].岩土工程学报,2007,29(9):1314-1319.
 CAI Yuan-qiang, LIU Wei, XU Chang-jie, et al. Study on Dynamic Stress-strain Relationship of Soft Clay Based on Modified Iwan's Model under Undrained Cyclic Loading[J].

Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(9): 1314-1319.(in Chinese)

- [17] 张勇,孔令伟,李雄威.循环荷载下饱和软黏土的动骨干曲线 模型研究[J].岩土力学,2010,31(6):1699-1708.
 ZHANG Yong, KONG Ling-wei, LI Xiong-wei. Dynamic Backbone Curve Model of Saturated Soft Clay Under Cyclic Loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(6):1699-1708.(in Chinese)
- [18] Hardin B O, Drnevich V P. Shear Modulus and Damping in Soils Design Equations and Curves[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE,1972,98(7):603-642.
- [19] 聂影.复杂应力条件下饱和重塑黏土动力特性试验研究[D]. 大连:大连理工大学,2008.
 NIE Ying.Experimental Study on Shear Behavior of Saturated Clay under Complex Stress Condition[D].Dalian:Dalian University of Technology,2008.(in Chinese)

(3) 动力加载系统激励产生的地震动在 0~7 m/s²,系统工作频率 13~15 Hz,饱和砂土模型与基础边缘的距离在 0.5~2.5 m 范围内,更适合进行液化试验。

(4)采用水沉法现场制备饱和砂土模型,重点 注意试坑防水和尺寸定位的问题。

(5)数据测量与采集中,要充分考虑对现场液 化问题认识不够这一因素的影响,需对数据测量与 采集提出附加要求。

(6)试验实例初步表明,基于重塑饱和砂土模型的现场液化试验方法可行,适合以此开展具体液 化问题的研究。

参考文献(References)

[1] 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.
 YUNA Xiao-ming,CAO Zhen-zhong,SUN Rui, et al. Preliminary Research on Liquefaction Characteristics of Wenchuan 8.0

nary Research on Liquetaction Characteristics of Wenchuan 8.0 Earthquake[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2009,28 (6):1288-1296 .(in Chinese)

- [2] Holzer T L, Hanks T C, Youd T L. Dynamics of Liquefaction During the 1987 Superstition Hills, California, Earthquake[J].
 Science, 1989, 244(4900): 56-59.
- [3] 付海清,陈龙伟,李雨润,等.人工激振下现场液化试验初步研究[J].世界地震工程,2010,26(增刊):235-240.
 FU Hai-qing, CHEN Long-wei, LI Yu-run, et al. Preliminary Study on in-situ Liquefaction Tests Under Artificial Dynamic Loading[J].World Earthquake Engineering,2010,26 (Supp): 235-240.(in Chinese)
- [4] 中华人民共和国国家标准.GB/T50123-1999 土工试验方法标 准[S].北京:中国计划出版社,1999.
 National Standard of the People's Republic of China.GB/ T50123-1999 Standard for Soil Test Method[S].BeiJing:China Planning Press,1999.(in Chinese)
- [5] Chang W J.Rathje E M.Stokoe II KH.et al.In Situ Pore-pressure Generation Behavior of Liquefiable Sand [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133 (8):921-931.
- [6] Dunnicliff J. Geotechnical Lnstrumentation for Monitoring Field Performance [M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1988. (in Chinese)