

引文格式:张莎莎,郝智晨,张天工,等. 循环荷载作用下温州海相软基土变形特性试验研究与数值模拟[J]. 建筑科学与工程学报, 2025, 42(3):183-195.

ZHANG Shasha, HAO Zhichen, ZHANG Tiangong, et al. Experimental study and numerical simulation on deformation characteristics of marine soft foundation soil of Wenzhou under cyclic loading[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2025, 42(3): 183-195.

DOI:10.19815/j.jace.2023.11073

循环荷载作用下温州海相软基土变形特性试验研究与数值模拟

张莎莎¹, 郝智晨¹, 张天工¹, 王志丰¹, 徐建强^{1,2}

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 招商局重庆交通科研设计院有限公司, 重庆 400067)

摘要:为了解海相软基土在交通荷载下的变形规律,对温州重塑海相软基土进行了一系列长期循环三轴试验,对比分析了不同排水条件下循环应力比(CSR)对海相软基土宏观变形特性的影响,揭示了塑性变形、应力-回弹应变滞回圈、回弹模量的变化规律,在此基础上建立了塑性变形与CSR、循环次数之间的定量关系。通过颗粒流模拟揭示了循环荷载作用下海相软基土的微观变形特性。根据相关规范对软土地区容许变形的规定以及塑性变形不同发展模式,明确过渡状态的划分标准并得到塑性变形稳定发展的CSR值上限。结果表明:随着CSR的增大,塑性变形逐渐呈对数式增长,并且表现出4种不同的发展模式,相较于不排水条件,部分排水条件下的塑性变形增长了0.07%~3.2%;随循环次数的增加,应力-回弹应变滞回圈的面积先增加后减小,回弹模量在大幅度衰减后有所增加;颗粒运动从竖向挤压逐渐变为侧向滑移,并且其运动方向具有明显的各向异性。

关键词:海相软基土;循环荷载;颗粒流模拟;循环应力比

中图分类号:TU447

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2025)03-0183-13

Experimental study and numerical simulation on deformation characteristics of marine soft foundation soil of Wenzhou under cyclic loading

ZHANG Shasha¹, HAO Zhichen¹, ZHANG Tiangong¹, WANG Zhifeng¹, XU Jianqiang^{1,2}

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. China Merchants Chongqing Communications Technology Research & Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, China)

Abstract: In order to understand the deformation law of marine soft foundation soil under traffic load, a series of long-term cyclic triaxial tests were carried out on the remolded marine soft foundation soil in Wenzhou. The effects of cyclic stress ratio (CSR) on the macroscopic deformation characteristics of marine soft foundation soil under different drainage conditions were compared and analyzed. The variation rules of plastic deformation, stress-resilient strain hysteresis loop and resilient modulus were revealed. On the basis, the quantitative relationship between plastic deformation and CSR, cycle times was established. The microscopic deformation

characteristics of marine soft foundation soil under cyclic loading were revealed by particle flow simulation. According to the provisions of the relevant specifications on the allowable deformation of soft soil areas and different development modes of plastic deformation, the division standard of transition state was clarified and the upper limit of CSR value for stable development of plastic deformation was obtained. The results show that with the increase of CSR, the plastic deformation gradually increases logarithmically and shows four different development modes. Compared with undrained conditions, the plastic deformation under partially drained conditions increases by 0.07%-3.2%. With the increase of the number of cycles, the area of the stress-resilient strain hysteresis loop increases first and then decreases, and the resilient modulus increases after a large attenuation. The particle motion gradually changes from vertical extrusion to lateral slip, and its motion direction has obvious anisotropy.

Key words: marine soft foundation soil; cyclic loading; particle flow simulation; CSR

Author resume: ZHANG Shasha(1982-), female, PhD, associate professor, E-mail: zss_lx@126.com.

0 引言

随着东南沿海地区经济的飞速发展,大量交通基础设施诸如公路、铁路等修建于海相软基之上。海相软基虽然在施工阶段经历了一系列的处理,但是其高压缩性、高含水率、低强度等不良工程性质使得修建于其上的交通基础设施面临着严峻的沉降控制问题^[1]。浙江温州市的甬台温高速公路瓯南段分布着大片海相软土,局部厚度大于 30 m,自建成通车以来交通量剧增,软基路段在交通荷载作用下产生较大沉降,导致路桥过渡段处出现严重的桥头跳车问题,反复加铺处理非但未能控制软基沉降,反而导致桥头跳车-加铺-沉降的恶性循环,目前路面最大加铺厚度达 1 m,直接影响到工程寿命与行车安全^[2]。软基的工后沉降主要是由长期作用的交通荷载所引起的^[3-4],而软基土的变形是构成软基沉降的主要组成部分。因此,探明海相软基土在交通荷载作用下的变形特性是研究在役高速公路软基沉降控制的关键。

目前,针对软土在交通荷载作用下的变形特性,许多学者开展了大量的研究。其中,循环应力比是导致软土变形发展差异的关键因素,Sangrey 等^[5]证实饱和软黏土中存在临界循环应力比,且认为只有循环应力比低于该限值时塑性变形才能稳定发展,周健等^[6-7]发现塑性变形在循环应力比足够小时几乎不发展,即存在门槛循环应力比并且循环应力比的增加使软土变形表现出明显的循环软化特性。Tang 等^[8]基于安定理论依据不同循环应力比在不同深度处所引起的地基土力学响应不同确定了交通

荷载的影响深度。为更好地满足交通荷载的长期性,大周数循环三轴试验逐渐被应用于研究。郭林等^[9-10]对温州软黏土开展了一系列长期动三轴试验,证实塑性变形与回弹变形的发展、应力-应变曲线形状取决于循环应力比。此外,部分排水条件被认为更贴近软土在交通荷载作用下的实际排水条件^[11-12],Guo 等^[13]对比了不同排水条件下温州软黏土的变形特性,发现部分排水条件加剧软土的变形,杨爱武等^[2,14]进一步证实部分排水条件下软土的变形由体积变形和形状变形两部分构成。上述研究多针对未经扰动的天然软土,而实际中在役高速公路在长期交通荷载作用下软基土已经发生扰动,产生较大变形。研究发现,结构性是影响软土动力特性的决定性因素,土体结构发生扰动产生破坏后其相应的变形特性也将发生改变^[15-17]。多次加铺路面处理未果也表明现有的研究成果已经不适用于该软基土,因此,对于运营期间遭受多次扰动的海相软基土,其在交通荷载作用下的变形机理还需要进一步明确。

微观结构发生改变是软土在交通荷载作用下表现出不同的变形特性的内因^[18],因此从微观角度研究软土的变形是有必要的。Lei 等^[18-20]采用扫描电子显微镜(SEM)和压汞孔隙率(MIP)方法通过孔隙的形态变化验证了软土在循环荷载作用下的微观变形。与此同时,离散元数值模拟已经广泛应用于微观结构的研究,其中,PFC 软件在分析颗粒材料微观结构演变方面具有明显的优势,尤其是针对砂土、粗颗粒土等无黏性土^[21-25],近年来 PFC 逐渐应用于软土等黏性土的微观机理研究^[26-29]。这些研究仅针

对于固结等静载施加的情况,循环荷载作用下软土颗粒不断翻滚挤压使其微观结构改变更加复杂,目前缺乏相关的研究。

为探究温州海相软基土在交通荷载作用下的变形机理,本文对温州重塑海相软基土进行了一系列长期(30 000 次)循环三轴试验。研究了不同循环应力比和不同排水条件下塑性变形、应力-应变滞回圈和回弹模量的发展,并通过 PFC 软件分析不同循环应力比下软基土的微观变形特性,为进一步制定软基沉降控制方案提供理论依据。

1 试验方案

1.1 试验土样

试样用土取自甬台温高速公路瓯南段地下 3~5 m 处,采用 TM85 型土壤甲种密度计测定土样的颗粒级配(图 1),颗粒粒径均小于 0.075 mm,其中黏粒(直径小于 0.005 mm)占总质量的 36%。土样的基本物理性质见表 1,根据统一土壤分类系统(USCS)的分类方法,该土样分类为 CH(高塑性黏土)。

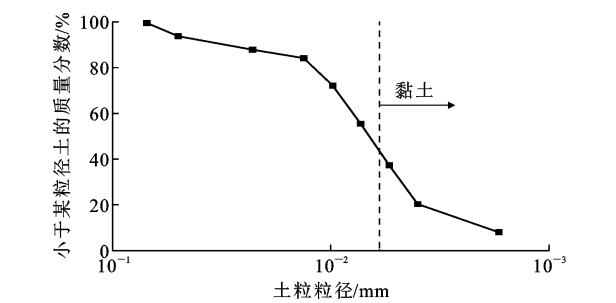


图 1 海相软基土的颗粒级配

Fig. 1 Particle size distribution of marine soft clay

表 1 试验土样的基本物理性质

特征指标	取值
密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	1.72
天然含水率 $w/\%$	55
土粒相对密度 G_s	2.74
液限 $w_L/\%$	56.9
塑性指数 I_p	30.5
孔隙比 e	1.6

1.2 试样制备

在役高速公路取土困难,很难避免在取土过程中发生二次扰动,并且不能保证每个原状土样的均匀性,因此本研究采用重塑土样。首先,为确保有机质不被破坏,将土样在 70 ℃ 下低温烘干,经碎土机碾磨成粉末。将黏土粉末与蒸馏水充分搅拌均匀,

确保含水率与实测值相同。静置 24 h 后,依据现场实测密度,将土样放入制样筒中分层压实,制成 100 mm×200 mm 的圆柱试样,制样完成后静置 7 d 待用。

1.3 动三轴试验方案

本研究采用 GDS 公司(英国)生产的 HCA 动态空心圆柱扭剪仪,该仪器由计算机控制系统、驱动系统、水压加载系统等组成(图 2)。相比于 GDS 动三轴仪,HCA 扭剪仪的试样可以达到 100 mm×200 mm,大尺寸试样可以减少自身扰动变形所带来的试验误差,这对于易受扰动的软土来说十分有利。

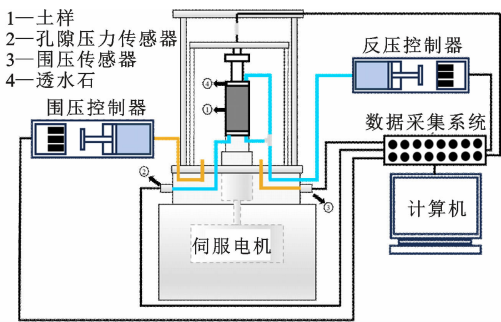


图 2 空心圆柱扭剪仪结构简图

Fig. 2 Structural diagram of hollow cylinder torsional shear apparatus

将试样套入橡胶膜后置于压力室的基座上,逐级提升反压进行饱和和处理,在饱和过程中始终保持 20 kPa 的有效围压,直至检测 B 值(孔隙水压力增量与施加的围压增量之比)为 0.98,认为试样已经达到饱和状态,开始加载。将试样各向同性固结至目标有效围压(100 kPa),直到反压体积排水量小于 $60 \text{ mm}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ 。最后,对固结试样进行不排水和部分排水条件下的循环三轴试验。循环三轴试验方案见表 2。

表 2 循环三轴试验方案

试验编号	围压 σ_c/kPa	循环应力比	循环次数 N	排水条件
CU01	100	0.05	30 000	不排水
CU02	100	0.20	30 000	不排水
CU03	100	0.30	30 000	不排水
CU04	100	0.40	30 000	不排水
CU05	100	0.50	2 100	不排水
CD01	100	0.05	30 000	排水
CD02	100	0.20	30 000	排水
CD03	100	0.30	30 000	排水
CD04	100	0.40	30 000	排水

循环应力比(CSR 值) γ 定义为循环偏应力 σ_{cyc} 与 2 倍有效围压 σ_c 之比^[9,15],即

$$\gamma = \sigma_{\text{cyc}} / (2\sigma_c)$$

由于路基中土体单元在交通荷载作用下的偏应力以半正弦波形式循环,并且加载频率为 1 Hz 时循环偏应力最接近真实的交通荷载^[13,30],循环偏应力的加载波形采用半正弦波,加载频率设定为 1 Hz。考虑到试验时长以及试验仪器的可承受性,循环三轴试验的加载次数设定为 30 000 次^[9-10,13]。在整个不排水试验过程中排水阀门始终保持关闭,而在部分排水试验过程中排水阀门始终保持打开^[13-14]。

2 试验结果分析

2.1 不排水试验结果分析

2.1.1 塑性变形

在不排水条件下不同 CSR 值塑性变形的发展曲线如图 3 所示。整体上看,在不同的 CSR 水平下,塑性变形曲线都呈现先上升后平缓或趋于平缓的变化趋势,且在同等的加载次数下塑性变形随着 CSR 值的增大而迅速发展。以加载次数 $N=10\ 000$ 为例, $\gamma=0.2$ 时的塑性变形为 0.49%,而 γ 为 0.3 和 0.4 时对应的塑性变形分别为 $\gamma=0.2$ 时的 2.3 倍和 5.6 倍。参考 Tang 等^[8] 的划分标准,将不排水试验中的塑性变形发展模式分为 4 类:①形如 $\gamma=0.05$ 的曲线,动应力水平较小以至于在循环加载期间塑性变形的发展不明显,称为弹性状态;②形如 $\gamma=0.2$ 和 $\gamma=0.3$ 的曲线,塑性变形在初始的几千次循环内迅速增加,随着循环加载的持续,塑性变形以较小的增长速度增加直至达到稳定,称为稳定状态;③形如 $\gamma=0.4$ 的曲线,塑性变形在加载初期剧烈增加,而又由于动应力水平较大,塑性变形不再随循环次数增加达到稳定状态,而是以明显的增长速度持续增加,此阶段塑性变形既不会终止也不会导致突然崩塌,称之为过渡状态;④形如 $\gamma=0.5$ 的曲线,当动应力水平过大超出了临界水平时,塑性变形在整个加载过程都保持较高的增长率,试样仅经历 2 000 多次循环即发生破坏,称为破坏状态。

将本文试验结果与针对温州天然软土的研究^[9-10,13] 进行对比,发现二者塑性变形的发展模式类似,而本文试验所采用的土样在相似的应力水平下发生的塑性变形较小。这是由于本文试验所采用土样在施工阶段经由堆载预压法处理,土样被压密,超固结比(OCR 值)增加导致塑性变形减小^[31]。值得注意的是,因土样的强度有所提升,理论上塑性变形呈过渡状态发展所需的 CSR 值应大幅提高,但是实际情况相反。这是由于早期缺乏对堆载预压法的

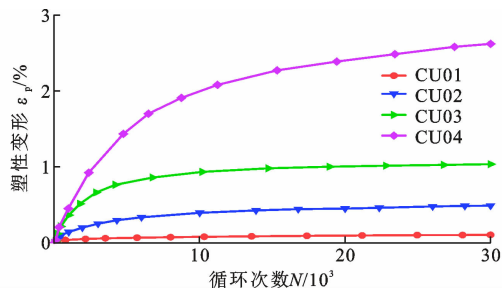


图 3 不排水条件下塑性变形的发展

Fig. 3 Development of plastic deformation under undrained conditions

认识导致地基处理效果不佳,加之长期运营以及多次加铺造成土体发生结构性损害,导致土样受 CSR 值的影响较大。

2.1.2 回弹变形

不同 CSR 值($\gamma=0.2, 0.3, 0.4$)下的应力-回弹应变滞回圈如图 4 所示。图 4 中已经省略掉轴向塑性变形。与塑性变形类似,回弹变形随着 CSR 值的增大而增大,当 $\gamma=0.2$ 时,回弹变形小于 0.10%,而 $\gamma=0.4$ 时回弹变形可以达到 0.40%。在应力水平较低(如 $\gamma=0.2$)时,滞回圈的加载段与卸载段几乎重合,此时试样的应力-回弹应变关系接近于线性。随着 CSR 逐渐增大,其加载段与卸载段不再重合并且所包围的面积逐渐增大,滞回圈逐渐向水平轴倾斜,试样逐渐表现出黏弹性。值得注意的是,当应力水平较大且循环次数 $N \geq 10\ 000$ 时,滞回圈表现出面积减小和逆水平轴倾斜的趋势。

为比较各 CSR 值的回弹模量 M_r ,分别利用各 CSR 值下第 10 次循环时的回弹模量 M_{10} 来进行归一化处理。图 5 为各 CSR 值下归一化回弹模量与循环次数之间的关系曲线。可以看出,归一化回弹模量的损失随 CSR 值的增大而增大,甚至 $\gamma=0.4$ 的归一化回弹模量的损失量是 $\gamma=0.2$ 情况下的 3 倍。归一化回弹模量在起始的几千次循环内迅速线性下降,随后其衰减速度迅速减小并达到最小值,该最小值点即曲线拐点,而后归一化回弹模量略有增加并最终趋于稳定值。归一化回弹模量在长期循环荷载作用下的发展规律与上述滞回圈的表现相对应。

在天然软土中并未观察到循环次数 $N \geq 10\ 000$ 时滞回圈与回弹模量有类似的发展趋势^[10,15],推测是由于试样结构性破坏使回弹模量对 CSR 值更为敏感。因此,试样在动荷载作用下不仅由于循环软化造成了与天然软土相同的回弹应变,而且由于试样本身的结构损伤引发了额外的回弹应变,在长期

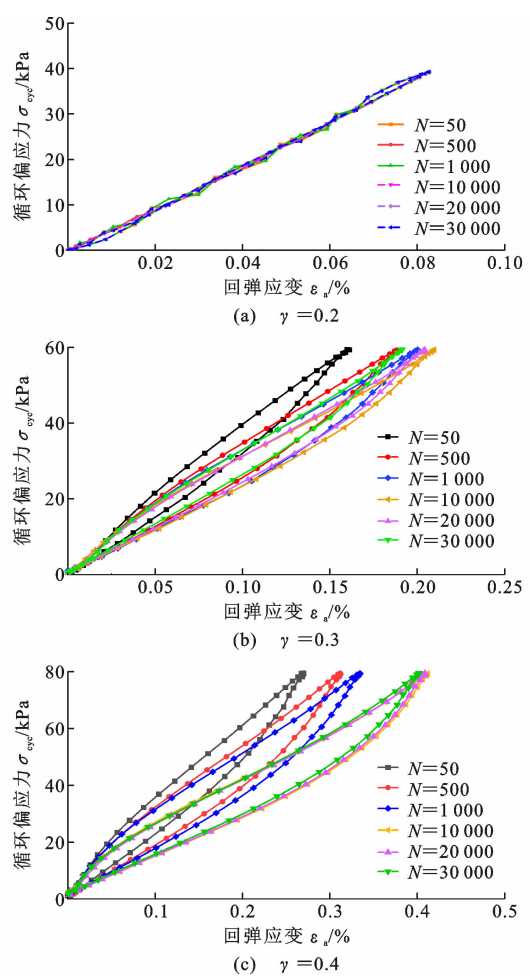


图 4 不同循环次数下的应力-回弹应变滞回圈
Fig. 4 Stress-resilient strain hysteretic loops under different number of cycles

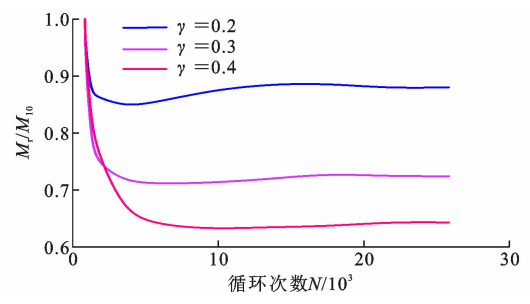


图 5 不同 CSR 值下归一化回弹模量的发展曲线
Fig. 5 Normalized resilient modulus development curve for different CSR values

循环荷载作用下这部分额外回弹应变随着土体强度的提升得以恢复。

2.2 排水试验结果分析

本试验所采用 HCA 的孔压量测传感器与排水通道联通且测得孔压全为 0,证明在部分排水条件下试样中孔隙水被排出。不同排水条件下不同 CSR 值下塑性变形的发展曲线如图 6 所示。由图 6

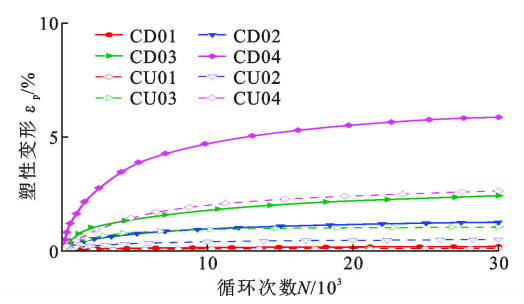


图 6 不同排水条件下塑性变形的发展曲线
Fig. 6 Development curve of plastic deformation under different drainage conditions

可知,不同排水条件下试样塑性变形曲线发展模式相类似,但是对于处于相同的 CSR 值和循环次数的试样来说,部分排水条件下的塑性变形要大得多,其大约是不排水条件下的 200%。

此外,排水条件会改变塑性变形的发展趋势。在加载初期,孔隙水的排出使得部分排水条件下塑性变形的发展速度更加迅猛,随着进一步循环加载,塑性变形的增长速度明显减弱,与不排水相比,部分排水明显加剧塑性变形的发展,导致过渡状态所需 CSR 值减小。例如,在 $\gamma=0.3$ 时,长期循环荷载作用下不排水时试样的塑性变形达到一稳定值,而部分排水时试样的塑性变形以较小的增长率持续增长直至试验结束。在 $\gamma=0.05$ 时,由于应力水平较小,试样所产生的孔隙水压力较小,排水条件的改变对塑性变形的影响不大。

对比不排水试验和排水试验,不难发现:如果试样本身的结构已遭损害,则部分排水条件会明显加剧试样的结构破坏,因此,在设计时考虑部分排水条件的影响对工程建设安全十分有必要。

3 经验方程的确立

3.1 不排水条件下塑性变形的经验方程

为使试验结果更好地指导实际工程建设,本研究旨在建立预测塑性变形的经验方程。基于上述试验结果:塑性变形的发展同 CSR 值和循环次数 N 密切相关,因此,本研究从确立塑性变形与 CSR 值、循环次数 N 的定量关系着手建立预测塑性变形的经验方程。

为量化 CSR 值对塑性变形的影响,利用 $\gamma=0.05$ 时的塑性变形 $\epsilon_{p/30000}^{0.05}$ 对各 CSR 值下的塑性变形 $\epsilon_{p/30000}$ 进行归一化,将各 CSR 值下归一化塑性变形 $\epsilon_{p/30000}/\epsilon_{p/30000}^{0.05}$ 与 $\Delta\gamma(\gamma-0.05)$ 之间的关系绘制于半对数坐标,如图 7 所示,其中纵坐标为对数尺。由

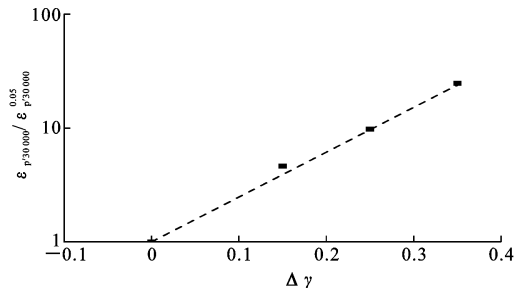


图 7 归一化塑性变形与 $\Delta\gamma$ 的关系曲线

Fig. 7 Relationship curve between normalized plastic deformation and $\Delta\gamma$

图 7 可以看出,归一化后的塑性变形与 $\Delta\gamma$ 之间存在线性关系

$$\lg(\epsilon_{p'30\,000}) = \lg(\epsilon_{p'30\,000}^{0.05}) + 3.94\Delta\gamma \quad (1)$$

现尝试建立塑性变形与循环次数之间的定量关系。由于塑性变形在一定的循环次数($N=5\,000$)后趋于稳定,且塑性变形与循环次数之间存在指数关系^[32],将各 CSR 值下稳定后的塑性变形与循环次数之间的关系曲线绘制于半对数坐标,如图 8 所示,其中横坐标为对数尺。可以看出,稳定后的塑性变形 ϵ_p 与循环次数 N 之间存在着线性关系。以 $\gamma=0.4$ 为例(图 9),任一稳定后的塑性变形 $\epsilon_{p'N}$ 可以通过与最终塑性变形($N=30\,000$)之间的几何关系进行求解,即

$$\epsilon_p = \epsilon_{p'30\,000} + k\Delta\lg(N) \quad (2)$$

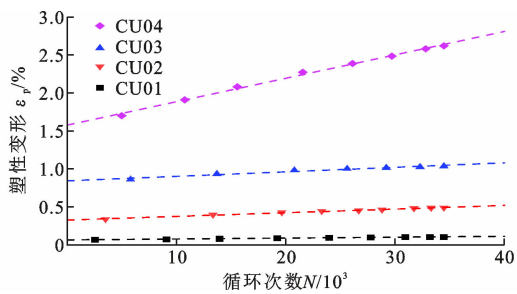


图 8 塑性变形与循环次数的关系曲线

Fig. 8 Relationship curves between plastic deformation and number of cycles

为简化方程,将图 8 中各曲线的斜率 k 与相应的 CSR 增量 $\Delta\gamma$ 绘制于图 10 中,认为斜率 k 与 $\Delta\gamma$ 之间存在指数关系,即

$$k = 0.02e^{12\Delta\gamma} \quad (3)$$

最后,将公式(1)、(3)代入进公式(2)得到预测不排水条件下塑性变形的经验方程,即

$$\epsilon_p = \epsilon_{p'30\,000}^{0.05} 10^{3.94\Delta\gamma} + 0.02e^{12\Delta\gamma} \lg(\Delta N) \quad (4)$$

3.2 部分排水条件下塑性变形的经验方程

现把同一 CSR 值、循环次数下不同排水条件的

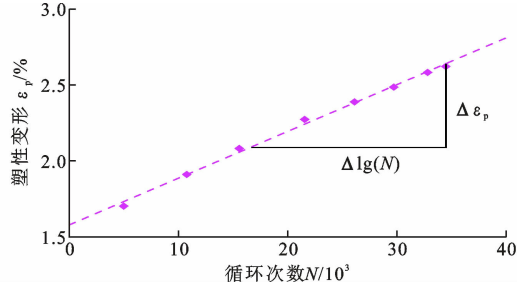


图 9 塑性变形与循环次数的关系曲线 ($\gamma=0.4$)

Fig. 9 Relationship curve between plastic deformation and number of cycles ($\gamma=0.4$)

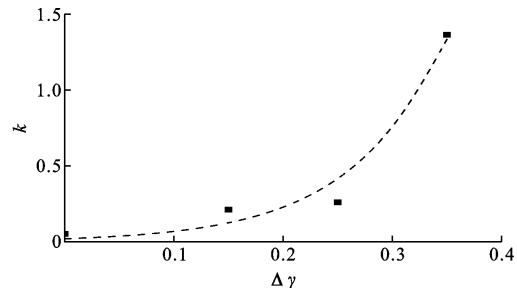


图 10 斜率与 $\Delta\gamma$ 的关系曲线

Fig. 10 Relationship curve between slope and $\Delta\gamma$

塑性变形的差值定义为 $\Delta\epsilon_p^w$,将 $\Delta\epsilon_p^w$ 与循环次数 N ($N\geq 5\,000$) 之间的关系曲线绘制于半对数坐标,如图 11 所示,其中横坐标为对数尺。可以看出,各 CSR 值下不同排水条件下塑性变形的差值与循环次数之间存在线性关系,即

$$\Delta\epsilon_p^w = \begin{cases} -2.25 + 0.54\ln(N) & \gamma=0.4 \\ -3.4 + 0.46\ln(N) & \gamma=0.3 \\ -1.17 + 0.19\ln(N) & \gamma=0.2 \\ 0.06 & \gamma=0.05 \end{cases} \quad (5)$$

上述不同排水条件下塑性变形的发展模式类似,因此,通过不同排水条件下塑性变形的差值去建立部分排水条件下塑性变形的经验方程,即

$$\epsilon_p^w = \epsilon_p + \Delta\epsilon_p^w \quad (6)$$

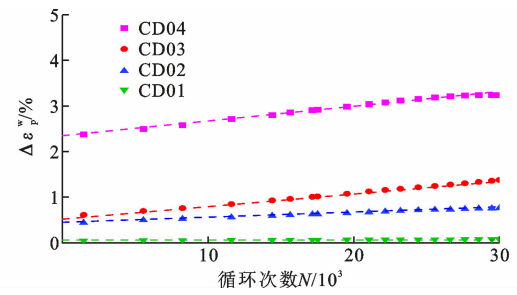


图 11 $\Delta\epsilon_p^w$ 的发展曲线

Fig. 11 Development curve of $\Delta\epsilon_p^w$

3.3 经验方程的验证

图 12 为上述不同排水条件下预测塑性变形的

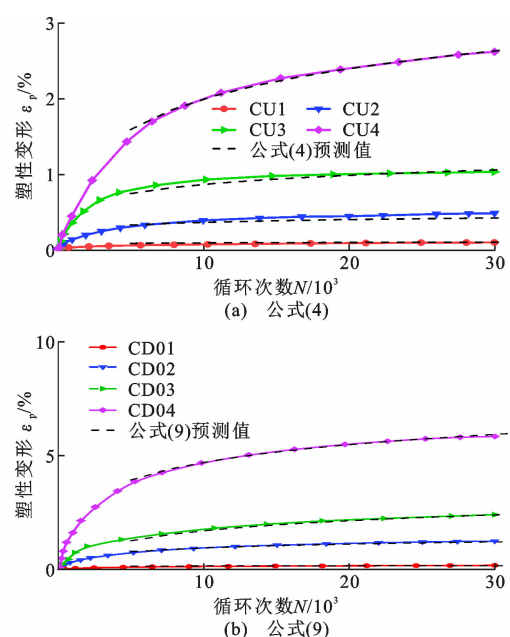


图 12 塑性变形预测结果和试验数据对比
Fig. 12 Comparison between plastic deformation prediction results and experimental data

经验方程[公式(4)、(6)]与实测塑性变形的对比。由图 12 可以看出,预测结果与试验实测数据吻合良好,即上述所提出的经验方程能够预测软基土在交通荷载作用下塑性变形的发展。由于室内试验条件过于理想化,软土的真实排水条件介于不排水与部分排水之间,因此,公式(4)、(6)可以作为预测塑性变形的参考下限和上限。

3.4 塑性变形过渡状态的判别标准

本文第 2.1 节中提到塑性变具有 4 种不同的发展状态,其中过渡状态与破坏状态不利于工程安全,因此,明确过渡状态与破坏状态的判别标准对工程建设非常重要。破坏状态发生的判别标准非常明确,即较短的循环次数就发生破坏;过渡状态是稳定状态向破坏状态发展的中间态,须明确过渡状态与稳定状态的界限。

稳定状态与过渡状态的差别主要发生于加载后期,此时稳定状态下塑性变形的发展不明显,几乎趋于一稳定值,而过渡状态下塑性变形由于发展速率较大具有明显的增长。《公路路基设计规范》^[33]中规定软土地区高速公路路桥过渡段处容许工后沉降为不大于 10 cm,并且文献[8]中提到交通荷载在软土路基中的影响深度大约为 7 m,这意味着工程中所允许的最大塑性变形为 1.42%,将此作为稳定状态与过渡状态的界限塑性变形。根据公式(4)、(6)可知,过渡状态与稳定状态的界限 CSR 值为 0.332

(不排水条件)以及 0.218(排水条件),因此将不同排水条件下界限 CSR 值作为过渡状态的判别标准。此外,该界限 CSR 值由于能够反映软基土对长期交通荷载作用的抵抗能力,可以作为容许地基承载力的参考值,为后续工程建设提供了有力的支撑。

4 离散元数值模拟试验

4.1 PFC 模型的建立

软土中颗粒多以片层状的叠聚体为主,几乎没有颗粒单独存在^[34]。考虑到 PFC 中的 Clump 是由多个颗粒通过强连接所形成的,颗粒之间没有相对变形也不会发生破坏,故认为 Clump 可以模拟软土中颗粒相互黏结形成叠聚体的状态,建立软土动三轴模型。

模型的建立分为两个步骤:①墙体的生成,根据实际试样尺寸,建立一 50 mm×100 mm 的圆柱封闭区域作为颗粒生成区域;②Clump 的生成,通过 PFC 中自带的 Clump template 命令生成结构不同的模板,如图 13 所示。采用落雨法生成初始软土动三轴模型,即利用 Distribute 命令在圆柱区域内将各个模板按照一定比例生成,允许 Clump 颗粒在自重作用下发生沉积形成初始模型;为模拟软土的真实赋存环境,根据表 1 数据选取合适数值($\sigma_c=10$ kPa)对初始模型进行预压模拟,最终建立软土动三轴模型,如图 14 所示。

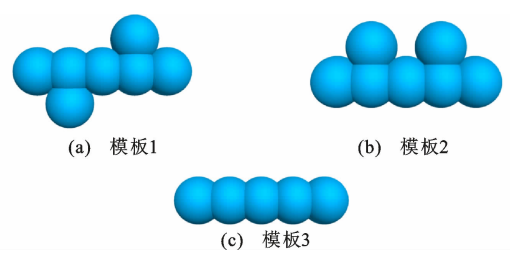


图 13 Clump 模板
Fig. 13 Clump templates

软土动三轴模型采用接触黏结模型,通过实际三轴试验与模拟三轴试验的对比,确定接触参数,具体接触参数见表 3。

4.2 不排水循环三轴试验数值模拟

由于 PFC 对流场计算功能局限性较大^[29],本研究利用 PFC3D 开展不同 CSR 值下不排水循环三轴试验的模拟,以此探究 CSR 对海相软基土动力特性的影响。整个循环过程中通过 Clump 颗粒的运动来模拟软土的微观结构演化,通过墙体的运动来模拟加载过程。考虑到软土在长期循环荷载作用下的变形已趋于稳定,并且循环次数过大将导致

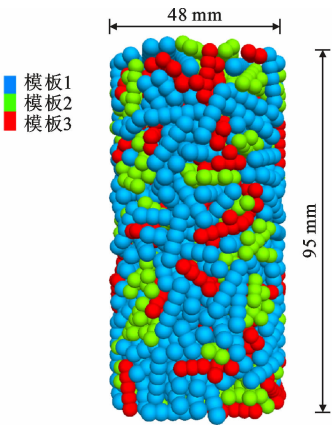


图 14 软土动三轴 PFC 模型

Fig. 14 Soft soil dynamic triaxial PFC model

表 3 PFC 模型参数

Table 3 Model parameters in PFC

参数	取值
emod	4×10^6
kratio	1
cb_tenf	50
cb_shear	50
fric	0.3

PFC3D 运算耗时过长,因此本研究将动三轴模拟试验的循环次数设定为 10 000 次,并重点关注加载初期软土的结构变化。

由于 PFC 中墙体不能被直接赋予力,因此围压和循环偏应力的施加只能依靠伺服机制赋予墙体速度,使颗粒之间产生重叠量从而产生施加力的效果。本研究通过自定义 Fish 函数模拟半正弦波荷载,并通过伺服机制转换为墙体速度以实现动载的施加,围压的加载同样依靠伺服机制赋予侧向墙体速度来实现。

4.3 数值模型的验证

图 15 为各 CSR 值下塑性变形的实测数据与模拟结果。由图 15 可以看出,塑性变形的模拟结果与实测数据较为吻合,本研究所建立的软土动三轴模型可以很好地模拟软土在循环荷载作用下的变形特性,通过该模型的微观结构演化去反映软土在循环荷载作用下的实际结构变化是可靠的。

4.4 数值模拟试验结果与讨论

4.4.1 孔隙率的变化

孔隙率是反映土体微观变形的指标之一。为探究孔隙率的变化,本研究在模型内部创建多个测量圆监测孔隙率的变化,并将孔隙率的变化曲线绘制于图 16。从图 16 中可以看出,不同 CSR 值下孔隙

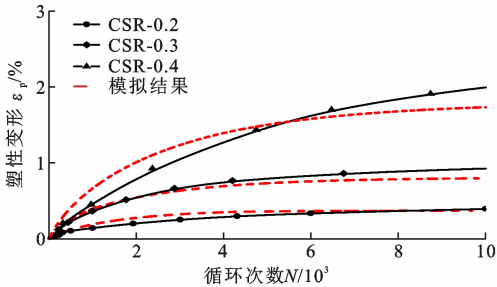


图 15 塑性变形实测数据与模拟结果的对比

Fig. 15 Comparison between measured data and simulated results of plastic deformation

率具有相似的发展规律,即在整个加载过程中先下降随后达到稳定。随着 CSR 值的增大,孔隙率逐渐减小,模型变得更加密实,且达到稳定所需要的循环次数也随之增大。例如 $\gamma=0.2$ 时,孔隙率在循环次数达到 4 000 次左右时达到稳定,而 $\gamma=0.4$ 时,孔隙率达到稳定所需要的次数达到了 7 000 次,并且 $\gamma=0.4$ 时孔隙率减小的变化范围是 $\gamma=0.2$ 时的 4.3 倍,这与循环三轴试验中塑性变形的发展规律一致。不同 CSR 值下初始孔隙率明显不同,并且孔隙率在加载初期($N \leq 2\,000$)时变化最为剧烈,说明相较于加载后期,模型在加载初期对 CSR 值的影响更为敏感,同时也反映出模型的孔隙挤压破坏即模型的密实过程在加载初期已经充分发展。

由此可以得出:加载初期,试样以孔隙被挤压为主

4.4.2 接触力链的变化

循环加载结束时 Clump 之间的接触力链如图 17 所示。CSR 值的增加不仅使模型轴向尺寸缩小,还造成了接触力链的数目增加。以 $\gamma=0.2$ 时的接触力链数目为例, $\gamma=0.3$ 时增加了 200 个,而 $\gamma=0.4$ 时增加数目高达 879 个。这与循环三轴试验中较大的 CSR 值导致了更大的塑性变形相一致。同样与上述孔隙率的变化相对应,孔隙率的减小加剧颗粒间的接触和模型轴向尺寸的缩减,导致接触力链数目增加。

4.4.3 颗粒运动变化

为明晰土骨架在循环荷载作用下的变化过程,将不同循环次数($N=0,1\,000,5\,000,10\,000$)下软土模型绘制于图 18,不同颜色代表颗粒的运动速度。本研究中动荷载的施加仅依靠上层墙体的移动以此模拟真实试验过程,故 CSR 值对模型的影响多

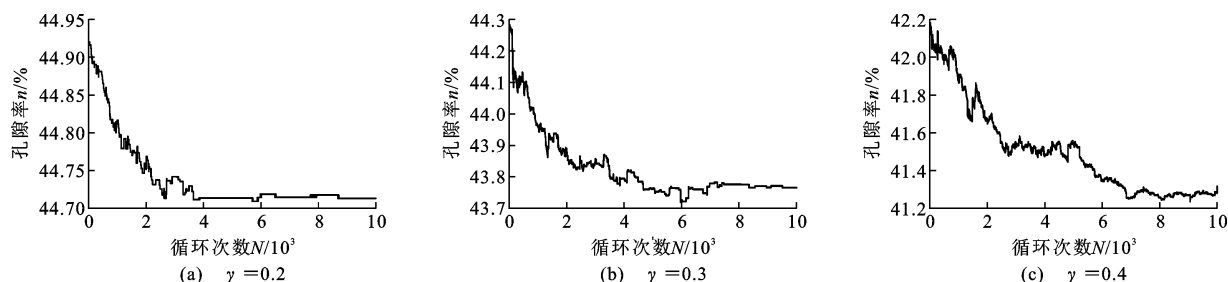


图 16 不同 CSR 值下孔隙率的发展
Fig. 16 Development of porosity under different CSR values

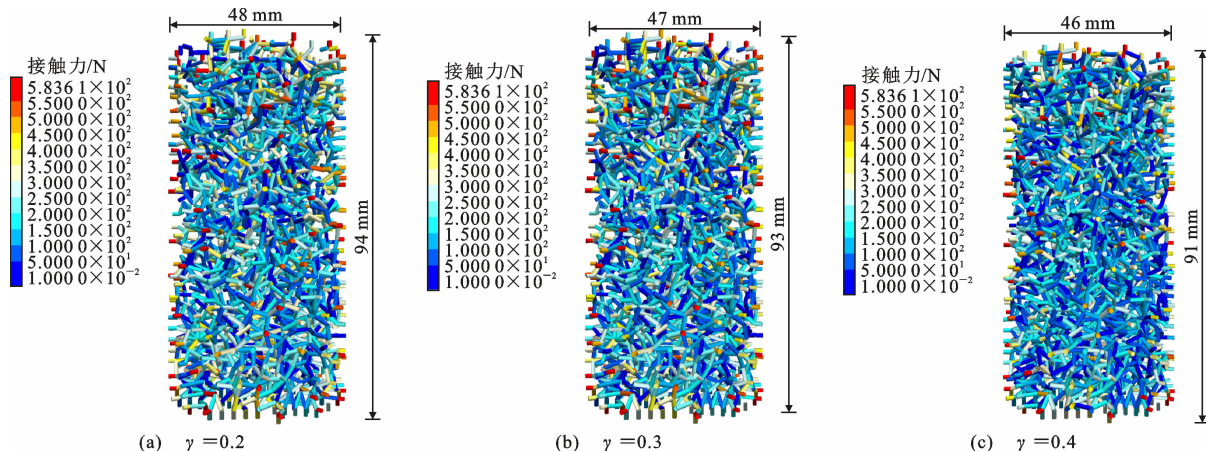


图 17 不同 CSR 值下的接触力链
Fig. 17 Contact force chain under different CSR values

体现在模型的上部。与 $N=0$ 时相比,加载初期 ($N=1\ 000$),大量的 Clump 在循环荷载作用下发生运动;当 $N=5\ 000$ 时,大片区域的 Clump 恢复了未施加动载时的状态,只有一部分 Clump 依旧保持一定的运动速度;在加载结束时 ($N=10\ 000$),大部分 Clump 都恢复了未施加动载时的状态,仅有少部分 Clump 具有运动速度。循环三轴试验具有相同的宏观表现,即塑性变形在加载初期迅速发展,随着加载的持续,塑性变形的发展减缓并逐渐趋于稳定。观察不同 CSR 值下 Clump 的运动情况,CSR 值对颗粒运动的影响主要集中于加载初期,较大的 CSR 值使发生运动的 Clump 数目增多,加剧整个土骨架的变化。例如, $\gamma=0.4$ 、 $N=1\ 000$ 时,与其他 CSR 值相比,Clump 的颜色明显更加鲜艳即具有更多运动着的 Clump。因此,从 Clump 的运动变化可以看出,较大的 CSR 由于携带更大的能量将引起更多的 Clump 发生运动;为应对循环荷载的施加,土颗粒在循环荷载作用下开始运动重新排列,直至土骨架强度得以提升足以抵抗动荷载,土体结构调整结束达到稳定状态,CSR 值越大,土样结构需要更大规模的调整。

4.4.4 粒间接触力变化

为进一步明确颗粒的运动过程,利用 Fish 函数获取各个方向上的分布力,在 360° 范围内每 10° 统计该方向接触力,以此探究 Clump 的运动规律。沿轴向方向投影的法向接触力如图 19 所示,其实线上某点的径向长度代表在这一方向上接触力的大小。由图 19 可以看出,试样在各个方向上的接触力差异明显,试样表现出明显的各向异性,且该差异随着动载的施加进一步扩大。法向接触力的改变主要体现在竖直方向和水平方向,随着动载的不断施加,逆动载施加方向、水平方向的接触力不断增大,动载施加方向接触力不断减小,该变化过程主要发生于加载初期,并且水平右侧以及动载施加这两个方向的法向接触力在加载过程中趋于相同。因此,从接触力的改变可以看出在整个循环加载过程中,Clump 在受到竖向挤压后以侧向滑移为主,并且颗粒重新排列这一过程主要发生在加载初期,在循环荷载作用下法向接触力的分布具有明显的方向性。

4.4.5 宏微观变形的联系

通过上述分析可以看出:加载伊始,由于动荷载的挤密作用,孔隙遭到挤压,土骨架遭到破坏,此时

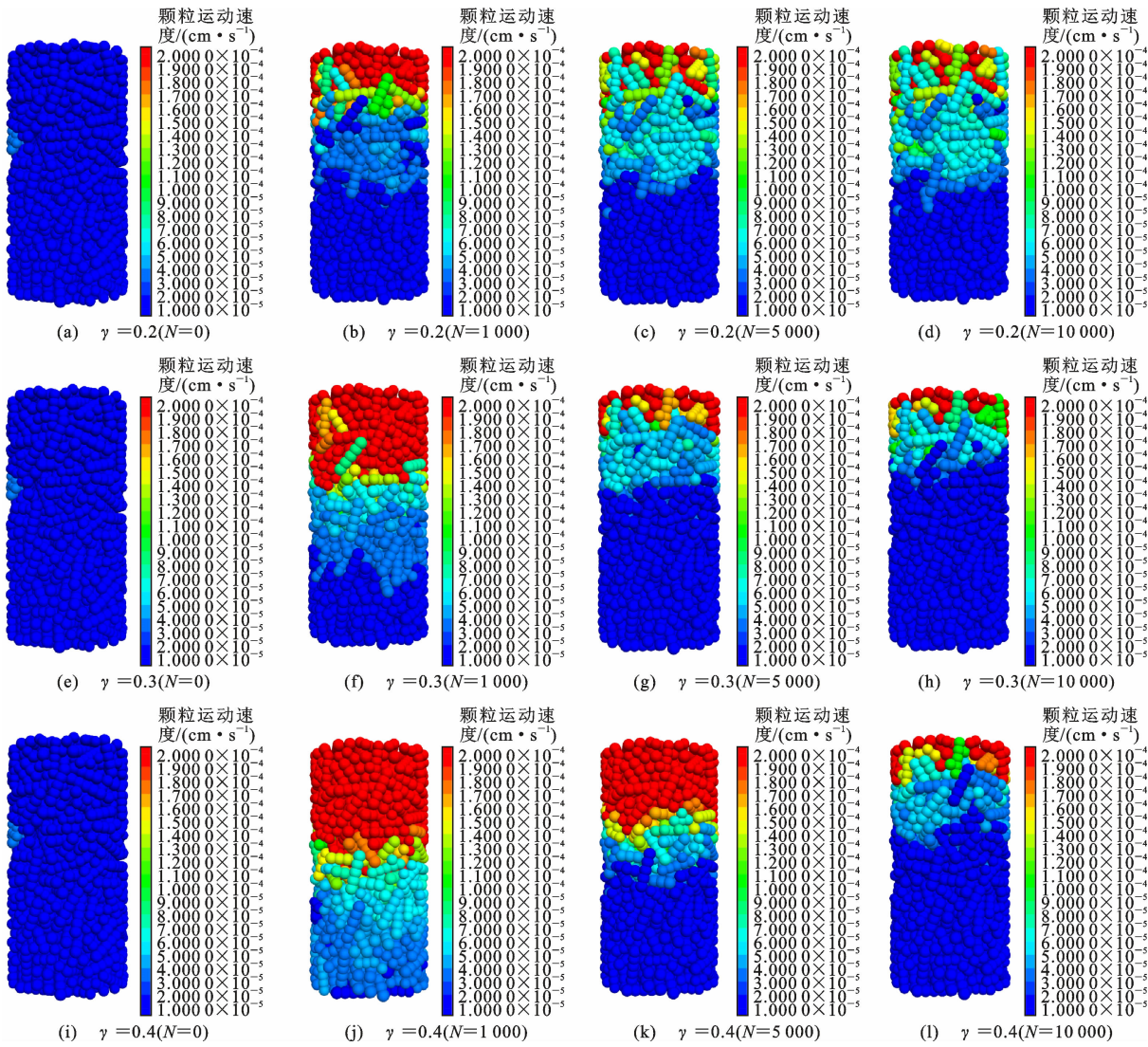


图 18 不同 CSR 值下颗粒的运动速度

Fig. 18 Particle velocity under different CSR values

宏观上表现为塑性变形开始迅速增加。随着动荷载的施加,土样被压密,颗粒之间相互接触,颗粒破裂首先发生在黏结薄弱处,破坏后的颗粒在挤压作用下发生滑移破坏,进一步加剧土骨架的破坏,而土骨架的破坏、孔隙水的渗流将导致孔隙水压力迅速增加,宏观上表现为孔压开始增加和塑性变形增长率逐渐减小;由于结合水尤其是强结合水难以被挤压,尽管动荷载持续施加,但其压实效果不再明显,土颗粒与孔隙水之间达到了新的平衡状态,土骨架强度得以提升足以抵抗荷载,此时宏观上表现为孔隙水压力与塑性变形趋于稳定。动荷载的施加过程实际上是能量吸收与累积的过程,加载过程中,动荷载所携带的能量传递给土骨架和孔隙水,土骨架的密实以及土颗粒的移动过程将消耗这部分能量,这也是较大的 CSR 值会引起更大的密实程度以及塑性变

形的原因。

5 结 语

(1)随着 CSR 值的增大,海相软基土产生明显的结构性破坏,加剧塑性变形的发展,塑性变形呈对数式增长,并且其增长率的衰减程度逐渐减弱。根据曲线形态将海相软基土塑性变形的发展模式分为 4 类,其随着 CSR 值的增大依次呈现弹性状态、稳定状态、过渡状态和破坏状态。工程建设中应避免破坏状态或过渡状态。

(2)随着 CSR 值的增大,滞回圈的加载段与卸载段不再重合,滞回圈的面积逐渐增大,回弹模量迅速衰减。结构损伤引发海相软基土在加载初期产生额外回弹应变,由于这部分回弹应变随土骨架强度的提升得以恢复,滞回圈在大约 10 000 次循环时面

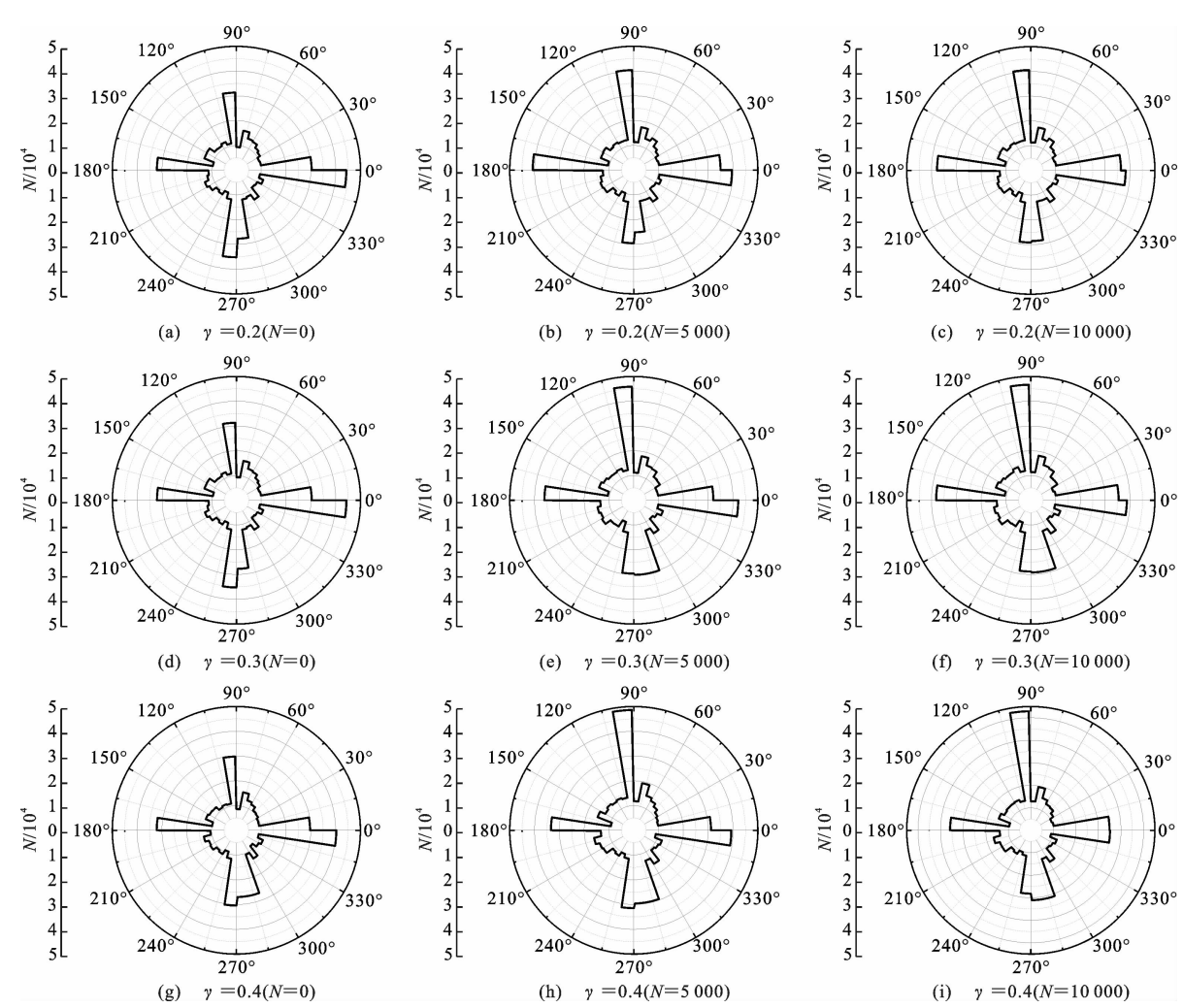


图 19 不同 CSR 下法向接触力在不同时刻的分布图

Fig. 19 Distribution of normal contact force at different times under different CSR

积达到最大,随后面积逐渐减小,回弹模量也得以部分恢复,最终达到稳定状态。

(3)不同排水条件下海相软基土的塑性变形具有相同的发展模式。相较于不排水条件,部分排水条件下由于孔隙水的排出塑性变形增长了大约 2 倍,并且孔隙水的排出进一步加剧结构破坏,导致试样抵抗动荷载的能力明显减弱。

(4)根据规范中针对软土地区的容许变形,将塑性变形稳定发展的 CSR 限值 0.332(不排水条件)以及 0.218(排水条件)作为过渡状态的判别标准,并以此作为容许地基承载力的参考值。

(5)随着动载的施加,孔隙首先被挤压,孔隙率迅速开始减小,颗粒之间受到挤压发生侧向滑移,宏观上表现为孔压与塑性变形的增加;颗粒重新排列导致土骨架强度提升,颗粒与孔隙水之间达到新的平衡状态;孔隙率的变化趋于稳定,颗粒运动趋势减弱,宏观上表现为孔压与塑性变形达到稳定状态。

(6)CSR 的增大加剧孔隙的挤压破坏,迫使颗粒发生侧向滑移,颗粒运动表现出明显的各向异性。CSR 增大所引起的动能增量被土骨架变形所消耗,土骨架排列往高势能发展,宏观上表现为更大的塑性变形和更大的密实度。

参考文献:

References:

[1] 缪林昌, 软土力学特性与工程实践[M]. 北京: 科学出版社, 2012.

MIAO Linchang, Mechanical properties and engineering practice of soft soil[M]. Beijing: Science Press, 2012.

[2] 杨爱武, 仲涛, 张国军, 等. 循环荷载作用下结构性软黏土动力特性试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2018, 38(1): 44-50.

YANG Aiwu, ZHONG Tao, ZHANG Guojun, et al. Experimental study on dynamic behavior of structural

- soft clay under cyclic loading[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2018, 38(1): 44-50.
- [3] YANG J Q, CUI Z D. Influences of train speed on permanent deformation of saturated soft soil under partial drainage conditions[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, 133: 106120.
- [4] WU T Y, CAI Y Q, GUO L, et al. Influence of shear stress level on cyclic deformation behaviour of intact Wenzhou soft clay under traffic loading[J]. *Engineering Geology*, 2017, 228: 61-70.
- [5] SANGREY D A, POLLARD W S, EGAN J A. Errors associated with rate of undrained cyclic testing of clay soils[J]. *ASTM Special Technical Publications*, 1978, 654: 280-294.
- [6] 周 建, 龚晓南. 循环荷载作用下饱和软粘土应变软化研究[J]. *土木工程学报*, 2000, 33(5): 75-78, 82. ZHOU Jian, GONG Xiaonan. Study on strain soften in saturated soft clay under cyclic loading[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2000, 33(5): 75-78, 82.
- [7] 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, 4. ZHOU Jian, GONG Xiaonan, LI Jianqiang. Experimental study of saturated soft clay under cyclic loading[J]. *Industrial Construction*, 2000, 30(11): 43-47, 4.
- [8] TANG L S, CHEN H K, SANG H T, et al. Determination of traffic-load-influenced depths in clayey subsoil based on the shakedown concept[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015, 77: 182-191.
- [9] 郭 林, 蔡袁强, 谷 川, 等. 循环荷载下软粘土回弹和累积变形特性[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2013, 47(12): 2111-2117. GUO Lin, CAI Yuanqiang, GU Chuan, et al. Resilient and permanent strain behavior of soft clay under cyclic loading [J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2013, 47(12): 2111-2117.
- [10] WANG J, GUO L, CAI Y Q, et al. Strain and pore pressure development on soft marine clay in triaxial tests with a large number of cycles[J]. *Ocean Engineering*, 2013, 74: 125-132.
- [11] SAKAI A, SAMANG L, MIURA N. Partially-drained cyclic behavior and its application to the settlement of a low embankment road on silty-clay[J]. *Soils and Foundations*, 2003, 43(1): 33-46.
- [12] MAMOU A, POWRIE W, PRIEST J A, et al. The effects of drainage on the behaviour of railway track foundation materials during cyclic loading [J]. *Géotechnique*, 2017, 67(10): 845-854.
- [13] GUO L, LIU L G, WANG J, et al. Long term cyclic behavior of saturated soft clay under different drainage conditions[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, 139: 106362.
- [14] TONG J H, WU T Y, GUO L, et al. Long-term cyclic behavior of soft clay under different variable confining pressures and partially drained conditions[J]. *Transportation Geotechnics*, 2022, 33: 100723.
- [15] 郭 林, 蔡袁强, 王 军, 等. 长期循环荷载作用下温州结构性软黏土的应变特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, 34(12): 2249-2254. GUO Lin, CAI Yuanqiang, WANG Jun, et al. Long-term cyclic strain behavior of Wenzhou structural soft clay[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, 34(12): 2249-2254.
- [16] 陈颖平, 黄 博, 陈云敏. 循环荷载作用下结构性软粘土的变形和强度特性[J]. *岩土工程学报*, 2005, 27(9): 1065-1071. CHEN Yingping, HUANG Bo, CHEN Yunmin. Deformation and strength of structural soft clay under cyclic loading [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, 27(9): 1065-1071.
- [17] LIANG Z X, SUN H, HUANG Z X, et al. The influences of natural structure damage and stress path on mechanical behaviors of soft clay[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2023, 82(6): 208.
- [18] LEI H Y, XU Y G, JIANG M J, et al. Deformation and fabric of soft marine clay at various cyclic load-stages[J]. *Ocean Engineering*, 2020, 195: 106757.
- [19] 孔勃文, 丁 智, 何绍衡, 等. 冻压条件下冻融软土孔隙特征与动力特性分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2020, 39(11): 2328-2340. KONG Bowen, DING Zhi, HE Shaoheng, et al. Experimental study on pore features and dynamic behaviors of soft clay under different confine pressures during freezing[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2020, 39(11): 2328-2340.
- [20] KONG B W, DAI C X, HU H B, et al. The fractal characteristics of soft soil under cyclic loading based on SEM[J]. *Fractal and Fractional*, 2022, 6(8): 423.
- [21] 杜 炜, 聂如松, 李列列, 等. 考虑不同边界条件的风积沙-土工格栅拉拔试验离散元模拟研究[J]. *岩土力学*, 2023, 44(6): 1849-1862. DU Wei, NIE Rusong, LI Lielie, et al. Discrete ele-

- ment simulation on aeolian sand-geogrid pull-out test with different boundary conditions[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2023, 44(6): 1849-1862.
- [22] 张伏光, 聂卓琛, 陈孟飞, 等. 不排水循环荷载条件下胶结砂土宏微观力学性质离散元模拟研究[J]. *岩土工程学报*, 2021, 43(3): 456-464.
- ZHANG Fuguang, NIE Zhuochen, CHEN Mengfei, et al. DEM analysis of macro- and micro-mechanical behaviors of cemented sand subjected to undrained cyclic loading[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2021, 43(3): 456-464.
- [23] 张坤勇, 李威, 罗兴军, 等. 基于 PFC2D 的砂土原生各向异性微观机理数值试验[J]. *岩土工程学报*, 2017, 39(3): 518-524.
- ZHANG Kunyong, LI Wei, LUO Xingjun, et al. Numerical experiments of microscopic mechanism of inherent anisotropy for sand based on PFC2D[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, 39(3): 518-524.
- [24] CAI H, ZHANG Q, YE G L. Numerical simulation on undrained cyclic triaxial test of soft marine clay considering end restrictions of soil specimen[J]. *Ocean Engineering*, 2020, 216: 108100.
- [25] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies [J]. *Géotechnique*, 1979, 29(1): 47-65.
- [26] 许江波, 曹宝花, 余洋林, 等. 基于 PFC^{3D} 的黄土三轴试验细观参数敏感性分析[J]. *工程地质学报*, 2021, 29(5): 1342-1353.
- XU Jiangbo, CAO Baohua, YU Yanglin, et al. Sensitivity analysis of meso-parameters in loess triaxial test based on PFC^{3D}[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2021, 29(5): 1342-1353.
- [27] 高彦斌, 王江锋, 叶观宝, 等. 粘性土各向异性特性的 PFC 数值模拟[J]. *工程地质学报*, 2009, 17(5): 638-642.
- GAO Yanbin, WANG Jiangfeng, YE Guanbao, et al. PFC numerical simulation on anisotropic properties of cohesive soil[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2009, 17(5): 638-642.
- [28] 陈蕾, 洪宝宁. 黏性土无侧限抗压试验颗粒流软件 (PFC) 模拟的微观分析[J]. *科学技术与工程*, 2014, 14(16): 62-66.
- CHEN Lei, HONG Baoning. PFC numerical simulation on unconfined compressive test of cohesive soil [J]. *Science Technology and Engineering*, 2014, 14(16): 62-66.
- [29] 倪小东, 尹学谦, 蔡钟. 基于 PFC-COMSOL 联合开展软土固结细观机理研究[J]. *河北工程大学学报(自然科学版)*, 2017, 34(2): 30-36.
- NI Xiaodong, YIN Xueqian, CAI Zhong. Study on the meso-mechanism of consolidation of soft soil based on PFC-COMSOL[J]. *Journal of Hebei University of Engineering (Natural Science Edition)*, 2017, 34(2): 30-36.
- [30] 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 Geoenvironmental Engineering*, 2013, 139(5): 797-809.
- [31] WANG J, DAI M, CAI Y Q, et al. Influences of initial static shear stress on the cyclic behaviour of over consolidated soft marine clay[J]. *Ocean Engineering*, 2021, 224: 108747.
- [32] MONISMITH C L, OGAWA N, FREEME C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[J]. *Transportation Research Record*, 1975, 537: 1-17.
- [33] 公路路基设计规范: JTG D30—2015[S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- Specifications for design of highway subgrades: JTG D30—2015 [S]. Beijing: China Communications Press, 2015.
- [34] 蒋明镜, 刘阿森, 李光帅. 南海北部陆坡区深海软土宏微观特征与力学特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2023, 45(3): 618-626.
- JIANG Mingjing, LIU Asen, LI Guangshuai. Macro- and micro-characteristics and mechanical properties of deep-sea sediment from South China sea[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2023, 45(3): 618-626.