

# 倒 T 型导管墙桩基防波堤循环承载力有限元分析

王元战<sup>1,2</sup>, 贺林林<sup>1,2</sup>

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072;

2. 天津大学天津市港口与海岸工程重点实验室, 天津 300072)

**摘要:**为考虑软土地基循环软化效应,通过二次开发将软土的循环强度嵌入大型通用有限元软件 ABAQUS 平台中,基于拟静力分析建立倒 T 型导管墙桩基防波堤结构稳定性计算模型。通过有限元法分析了结构在波浪荷载作用下的循环承载力,并探讨了土体循环软化效应对结构破坏模式产生的影响以及结构尺寸参数对循环承载力的影响。研究表明:考虑土体循环软化效应时倒 T 型导管墙桩基防波堤结构的循环承载力较不考虑土体循环软化效应时极限承载力明显降低,降低程度在 28.72%~41.20% 之间;考虑土体循环软化效应后,该结构破坏模式有可能发生改变,其破坏模式可能由桩身屈服引起结构失稳转化为土体强度不足导致结构破坏。

**关键词:**倒 T 型导管墙桩基防波堤;软土地基;破坏模式;循环强度;循环承载力

中图分类号:TV312

文献标志码:A

文章编号:1006-7647(2015)03-0053-08

**Finite element analysis of cyclic bearing capacity of the inverse T-type breakwater with jackets and pile foundations**//WANG Yuanzhan<sup>1,2</sup>, HE Linlin<sup>1,2</sup>( 1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Municipal Key Laboratory of Port and Marine Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** Considering cyclic-softening effect of soft soil foundation, cyclic strength of soft soil was embedded in the framework of the general finite element software ABAQUS by secondary development. Then, taking into account the pseudo-static analysis, it has been formulated a calculation model about the structural stability of the inverse T-type breakwater with jackets and pile foundations. Cyclic bearing capacities of the structures under action of wave load have been analyzed with the finite element method, and the influence of cyclic-softening effect of soft soil foundation on structural failure mode as well as the influence of structure size parameters on cyclic bearing capacity has been discussed. The results show that the cyclic bearing capacity of the inverse T-type breakwater with jackets and pile foundations is clearly lower than the ultimate bearing capacity without considering cyclic-softening effect of soft soil, and the rate of reduction is between 28.72% and 41.20% for the structure model. In consideration of the cyclic softening effect of soft soil, the failure mode of the structure may change from structure displacement for piles body yielding to structural failure caused by soil strength insufficient.

**Key words:** inverse T-type breakwater with jackets and pile foundations; soft soil foundation; failure mode; cyclic strength; cyclic bearing capacity

倒 T 型导管墙桩基防波堤是重力式港工结构和桩基式港工结构混合而成的新型港工结构<sup>[1-2]</sup>,该结构由 T 型截面的钢筋混凝土预制构件连接而成。每组构件由底板、立板和肋板相互连接形成整体,在立板与肋板连接处设置竖向导管,通过导管向地基打入钢桩形成桩基础,桩与导管间存在的缝隙用混凝土灌浆形成整体,如图 1 所示。倒 T 型导管墙桩基防波堤结构具有质量轻、工作性能可靠、适用于软土地基、施工简便、工程造价低等优点<sup>[3-4]</sup>。然而,波

浪循环荷载作用下,软土地基产生循环软化效应往往是导致结构失稳的主要原因。范期锦等<sup>[5]</sup>通过对长江口深水航道治理二期工程北导堤半圆形沉箱结构试验段的现场勘察及室内试验研究,得出地基土强度在波浪荷载作用下的软化是导致这类结构出现沉陷破坏的主要原因。

为了研究循环荷载作用下饱和软黏土的强度弱化对地基承载力的影响,Andersen 等<sup>[6-7]</sup>对 Drammen 黏土进行大量循环直剪与三轴试验,提出了软黏土

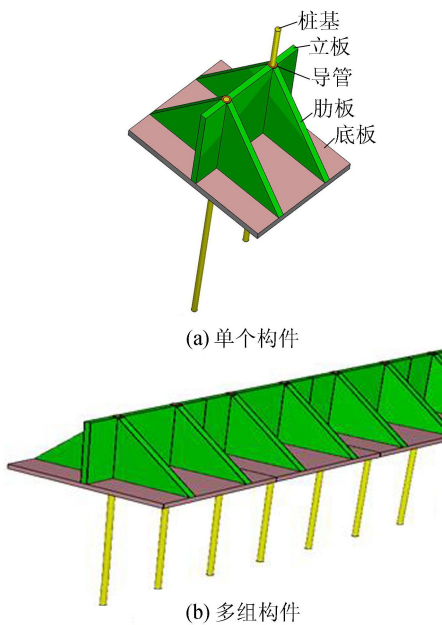


图1 倒T型导管墙桩基防波堤结构示意图

的循环强度概念,并基于循环强度概念,对波浪荷载作用下软黏土地基上重力式平台基础及张力腿式平台基础的循环承载力提出了拟静力计算方法。李驰等<sup>[8-10]</sup>在不固结不排水条件下进行了大量的循环三轴试验,通过对试验结果进行分析,将 Mises 屈服准则和循环强度相结合,考虑土单元初始静剪应力对其循环强度的影响,建议了一种依据土单元循环强度评价地基循环承载力的方法,并分析了单桶基础的循环承载特性。范庆来等<sup>[11-12]</sup>采用该方法对大圆筒结构循环承载力进行了分析。肖忠等<sup>[13]</sup>建立了基于 D-P 屈服准则的循环强度模型,实现了软土地基上大圆筒结构循环承载力计算并提出了加固方法。范书立等<sup>[14]</sup>将 Mohr-Coulomb 屈服准则与循环强度相结合分析了斜向抗拔桩的循环承载力及其影响因素。

针对倒 T 型导管墙桩基防波堤结构(图 1),王元战等<sup>[3]</sup>基于有限元法分析了该结构的承载特性及失稳破坏模式,给出了稳定性分析的简化方法。张连丽等<sup>[4]</sup>在有限元法分析基础上得出桩侧极限水平土抗力分布情况,通过与美国 API 规范<sup>[15]</sup>对比,建议采用 API 规范公式对新型防波堤的桩侧土抗力进行简化计算,并对文献<sup>[3]</sup>中稳定性简化分析方法进行改进,根据结构的不同失稳原因,建议了相对应的稳定性简化计算方法。王元战等<sup>[16-17]</sup>进一步采用有限元法探讨了不同结构尺寸对稳定性的影响。然而,对于饱和软黏土地基在波浪等循环荷载作用下由于土体孔隙水压增长和土体结构破坏而产生的循环软化效应及其对结构稳定性的影响情况尚未进行相关研究。

为了分析结构在波浪荷载作用下的循环承载特性,本文考虑软土地基循环软化效应,通过二次开发将软土的循环强度嵌入大型通用有限元软件

ABAQUS 平台中,基于拟静力分析建立了倒 T 型导管墙桩基防波堤结构稳定性计算模型。通过有限元法分析了结构在波浪作用下的循环承载力,并探讨了土体循环软化效应对结构破坏模式产生的影响以及结构尺寸参数对循环承载力的影响情况。

## 1 有限元分析方法

### 1.1 有限元模型

倒 T 型导管墙桩基防波堤结构的基本尺寸如下:桩入土深度 20 m、桩壁厚度 20 mm、桩径 1.0 m、桩距 3.0 m、底板宽度 16 m、底板厚度 0.6 m、肋板及立板厚度 0.4 m。桩身均采用 Q345 钢管桩,钢管桩及混凝土材料参数见表 1。

表1 钢管桩及混凝土材料参数

材料	弹性模量/GPa	泊松比	密度/ ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	最小屈服 应力/MPa
钢管桩	210	0.3	7850	345
混凝土	350	0.2	2500	

倒 T 型导管墙桩基防波堤结构具有明显的空间受力特性,波浪力垂直于防波堤轴线墙时,构件与平行于波浪方向的平面对称。为提高计算效率,选取 1 组构件的 1/2 作为分析对象,结构有限元计算域示意图见图 2。为降低边界效应对分析区域的影响,地基土体在水平方向取结构前后各 30 倍桩径,竖直方向取 2 倍桩入土深度,结构和土体左右两侧采用对称约束,地基土体在侧面采用水平向约束,底部采

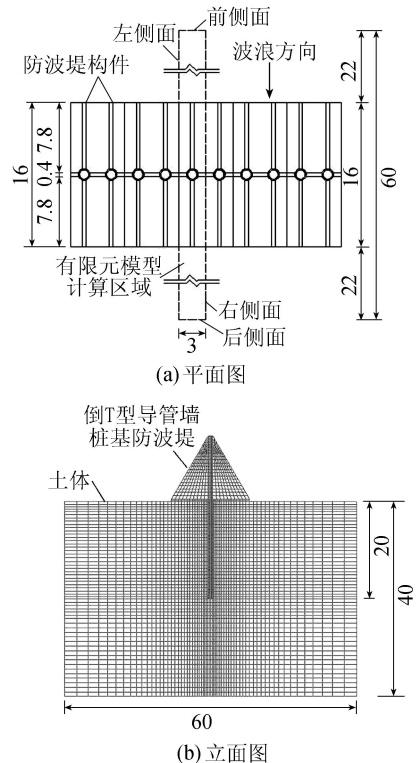


图2 结构有限元计算域(单位:m)

用全约束。采用基本尺寸建立的倒 T 型导管墙桩基防波堤结构与地基相互作用的三维弹塑性有限元模型见图 3。结构与地基相互作用的有限元模型中,均采用三维 1 节点减缩积分实体单元 C3D8R 模拟。

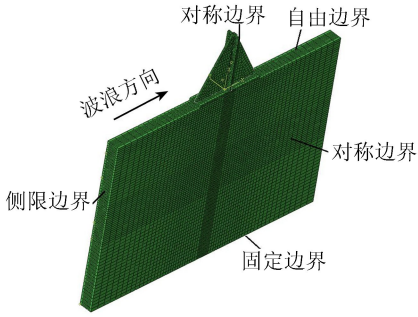


图 3 结构与地基相互作用三维有限元模型

饱和软黏土在不排水不固结条件下的应力应变关系采用基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的理想弹塑性模型,因饱和软黏土在不固结不排水条件下体积几乎不变,所以泊松比较大,取值范围为 0.450 ~ 0.499<sup>[11]</sup>。

在结构与地基相互作用区域建立主从接触面,包括底板底面、桩内外壁、桩底与土体接触的区域。考虑到结构弹性模量远大于土体弹性模量,指定结构上的接触面为主接触面,土体上的接触面为从接触面。接触本构模型在切向方向采用库仑摩擦本构模型,法向采用硬接触方式。依据美国 API 规范<sup>[15]</sup>,黏性土对桩侧单位面积的摩擦力  $f$  不大于黏性土不排水剪切强度  $c_u$ 。底板与土体的摩擦因数可依据 JGT 298—1998《防波堤设计与施工规范》<sup>[18]</sup> 的规定选取。

### 1.2 水文地质条件

选取一组较为典型的深水波浪条件,设计高水位为 10 m,设计波高为 5 m,波长 72 m,波浪周期为 8.1 s。采用 JGT 213—1998《海港水文规范》<sup>[19]</sup> 中平面直立墙波浪力的计算方法计算设计波浪荷载,取设计高水位波峰作用时为最不利情况,工程地质条件见表 2。

表 2 工程地质条件

土 层	密度/ ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	海底以下 深度/m	快剪指标		不固结 不排水 强度/kPa
			内摩擦 角/ $(^\circ)$	黏聚力/ kPa	
黏 土	1906	[0,3]	12.0	10.5	45
黏 土	1923	(3,9]	18.8	10.3	49
黏 土	1906	(9,14]	12.0	10.5	45
黏 土	1834	(14,24]	12.9	13.4	53
粉质黏土	1933	>24	20.9	15.0	67

### 1.3 加载系数及失稳判别标准

为明确有限元数值计算时所施加荷载与设计荷载之间的关系,引入加载系数  $\alpha$ <sup>[20-21]</sup>:

$$\alpha = \frac{P}{P_D} \quad (1)$$

式中: $P_D$  为设计荷载; $P$  为计算施加荷载。

失稳判别标准:采用荷载控制方式,通过逐步施加外荷载确定结构在泥面处的位移,结合加载系数概念,得到加载系数-位移关系曲线,当曲线的斜率接近零时,根据理想塑性流动概念,此时对应的外荷载  $P$  即是结构极限承载力  $P_u$ ,此时的加载系数  $\alpha$  即为安全系数  $K$ 。

### 1.4 循环承载力计算方法、步骤及循环强度模型选取

#### 1.4.1 循环承载力计算方法及步骤

Andersen 等<sup>[6-7]</sup>通过大量软土动三轴试验,得出可以利用循环强度的概念来描述静荷载与循环荷载作用下软土的强度。循环强度  $q_{f,d}$  定义为在一定的循环次数下,当土单元达到变形破坏标准时作用在剪切破坏面上的初始静剪应力和循环动剪应力之和:

$$q_{f,d} = q_s + q_f \quad (2)$$

式中: $q_{f,d}$  为某特定循环次数下的循环强度; $q_s$ 、 $q_f$  分别为作用在土单元破坏面上的初始静剪应力和动剪应力。

本文所采用的循环承载力计算方法就是依据土单元静应力和一定循环破坏次数确定相应软土的不固结不排水强度,通过拟静力弹塑性有限元法分析结构的循环承载力。这是一种拟静力计算方法,是在破坏意义等效前提下的一种循环承载力简化计算方法。目前,基于拟静力弹塑性有限元法的结构循环承载力计算方法已被多人用于海洋结构物基础及深水结构承载力的分析中<sup>[10-13]</sup>。不固结不排水条件下软黏土在静、动荷载共同作用下的破坏遵循 Mohr-Coulomb 屈服准则,并假定地基中任一点的广义剪应力  $q$  与室内试验中试样的静应力  $\sigma_s$  相等效,且岩土塑性理论中广义剪应力定义为

$$q = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_8 \quad (3)$$

其中

$$\tau_8 = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3}$$

式中: $\tau_8$  为地基土单元八面体剪应力; $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$  分别为作用在地基中土单元上的大主应力、中主应力及小主应力,且循环三轴试验中  $\sigma_2 = \sigma_3$ 。则静应力可等效为

$$\sigma_s = q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4)$$

根据式(3)(4)可建立实际地基中应力状态与循环三轴试验中土样应力状态之间的等效关系,从而可将动三轴试验得到的循环强度曲线应用于实际地基问题分析中。根据上述分析,考虑波浪荷载作

用下土体循环软化效应,计算倒 T 型导管墙桩基防波堤结构在波浪荷载作用下的循环承载力,具体计算步骤见文献[16-17]。

定义结构承载力降低程度  $\beta$  为

$$\beta = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100\% \quad (5)$$

式中: $p_1$ 、 $p_2$  分别为未考虑土体循环软化效应和考虑土体循环软化效应后结构的水平极限承载力。

### 1.4.2 循环强度模型的选取

王建华等<sup>[9]</sup>在不固结不排水条件下的大量循环三轴试验的基础上,通过对试验结果进行分析,得出了不同循环振次、不同静应力条件下的循环强度曲线。笔者考虑在七级风的风暴潮作用下,波浪荷载的频率约为 0.1 Hz,考虑结构经受一次典型的风暴潮作用大约历时 3 h,相当于基础遭受 1 000 次循环荷载作用,故选取破坏标准  $\varepsilon_f$  和循环次数  $N$  分别为 10% 和 1 000 次对应的循环强度曲线进行相关计算,原曲线经直线段拟合得到循环强度曲线表达式为<sup>[13]</sup>

$$\frac{q_{f,d}}{q_f} = \begin{cases} 0.300 + 1.082 \frac{q_s}{q_f} & 0 \leq \frac{q_s}{q_f} < 0.61 \\ 0.897 + 0.103 \frac{q_s}{q_f} & 0.61 \leq \frac{q_s}{q_f} \leq 1 \end{cases} \quad (6)$$

## 2 有限元分析结果

针对基本尺寸有限元模型,分别采用弹性模型和弹塑性模型模拟钢管桩,计算不考虑土体循环软化效应和考虑土体循环软化效应时倒 T 型导管墙桩基防波堤结构的稳定性。为了清晰简便地表述计算结果,定义泥面处桩身节点为关键点 A。A 点加载系数-水平位移关系曲线见图 4,极限状态下结构应力场分布云图见图 5。

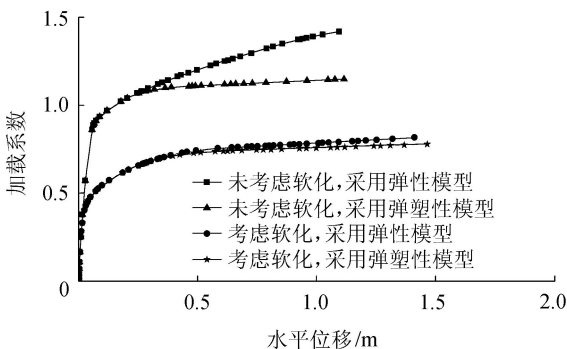


图 4 A 点加载系数-水平位移关系曲线

根据图 4、图 5 以及 1.3 节中失稳判别标准判断结构安全系数,将有限元计算结果整理如表 3 所示。

由表 3 可知,对于基本尺寸结构模型,无论是否考虑土体软化效应,桩身采用弹塑性模型模拟时比采用弹性模型模拟时所得结构安全系数明显降低,

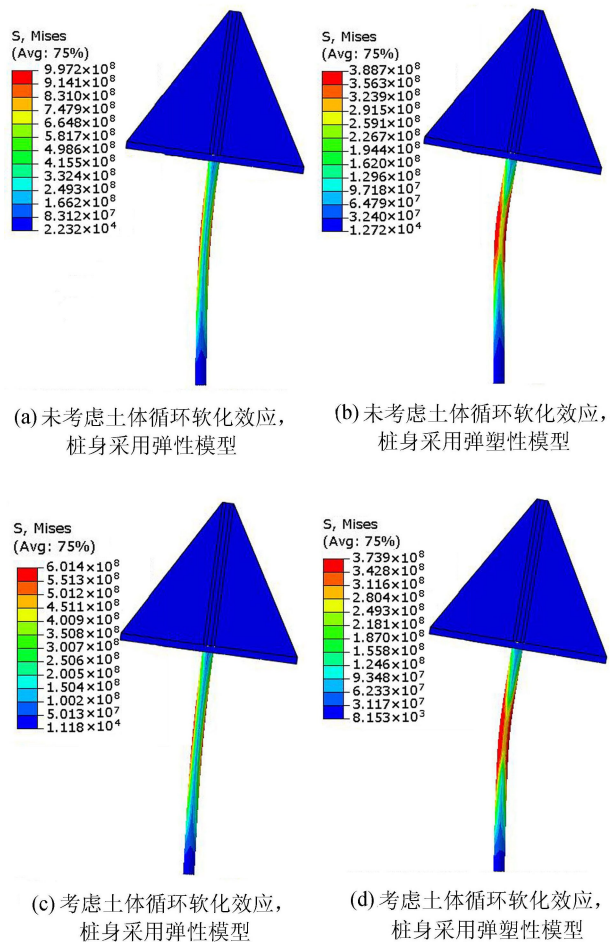


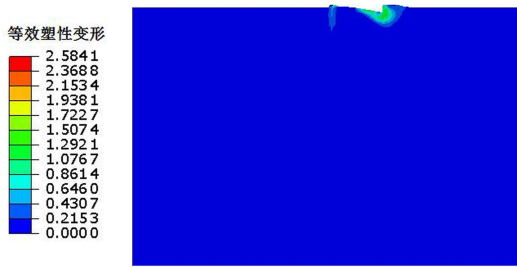
图 5 极限状态下结构应力场分布云图(单位:Pa)

表 3 有限元计算结果

采用模型	是否考虑土体循环软化效应	结构安全系数	极限状态时桩身最大应力值/MPa
弹性模型	否	1.42	997
弹性模型	是	0.82	601
弹塑性模型	否	1.15	388
弹塑性模型	是	0.78	373

且桩身采用弹性模型时桩身最大应力远大于屈服应力,与桩身实际承载能力不符。经分析可知,在土体达到极限之前桩身已屈服,出现塑性变形,引起结构位移迅速增大,进而导致结构失稳。综上可知,桩身材料屈服是结构失稳的主要原因,在进行结构稳定性分析时桩身应采用弹塑性模型模拟。

图 6 为桩身采用弹塑性模型时土体塑性变形分布云图。由图 6 可知,考虑土体软化效应后,地基土体塑性变形区域增大,塑性变形值也增大。可见,考虑软土地基循环软化效应后,倒 T 型导管墙桩基防波堤结构循环承载力较极限承载力明显降低,由式(5)计算可知,结构极限承载力降低程度为 32.17%,且破坏时地基中的等效塑性变形分布也存在较大差异,由此可见,分析倒 T 型导管墙桩基防波堤结构的循环承载特性是非常必要的。



(a) 未考虑土体循环软化效应



(b) 考虑土体循环软化效应

图6 极限状态下地基土塑性变形分布云图

### 3 循环承载力影响因素分析

为研究倒 T 型导管墙桩基防波堤结构尺寸参数对循环承载力的影响,在基本尺寸模型的基础上,改变结构尺寸参数进行有限元分析。

#### 3.1 桩入土深度

取桩入土深度为 15 m、20 m、25 m,其他尺寸不变,桩身采用弹塑性模型模拟,结果如图 7 所示。由图 7 可知,无论是否考虑土体循环软化效应,结构的安全系数随桩入土深度增加而增大的趋势不变,但考虑循环软化效应后,结构的循环承载力较不考虑软化效应时的极限承载力明显降低,由式(5)计算可得,桩入土深度 15 m、20 m、25 m 对应的承载力降低程度分别为 38.61%、32.17%、28.90%。可见考虑土体循环软化效应后,随着桩入土深度的增大,结构承载力降低程度呈单调递减的趋势,这是因为桩入土深度的增加引起地基中初始静应力分布值增

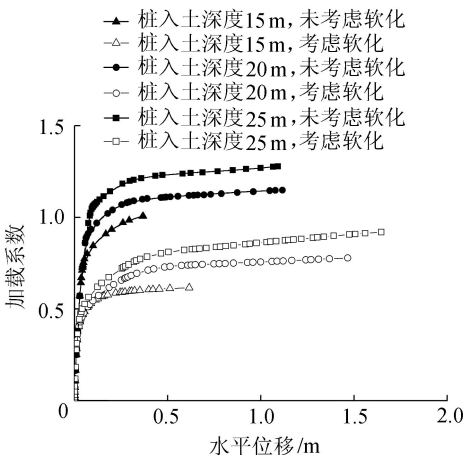


图7 不同桩入土深度条件下 A 点加载系数-位移关系曲线

大,进而引起相应地基中土单元循环强度值增大,所以承载力降低程度减小。需要说明的是,对于入土深度 15 m 的情况,由后文的分析可知,考虑土体循环软化效应后,结构的破坏模式由桩身屈服引起结构失稳转化为土体强度不足导致结构破坏,即结构失稳时桩身抗弯性能没有发挥完全,所以结构承载力降低程度相对较大。

#### 3.2 桩壁厚度

取桩壁厚度分别为 15 mm、20 mm、25 mm,其他尺寸不变,桩身采用弹塑性模型模拟,结果如图 8 所示。由图 8 可知,无论是否考虑土体循环软化效应,结构的安全系数随桩壁厚度增加而增大的趋势不变,但考虑循环软化效应后,结构的循环承载力较不考虑软化效应时的极限承载力明显降低。由式(5)计算可得,桩壁厚度 15 mm、20 mm、25 mm 对应的承载力降低程度分别为 32.40%、32.17%、31.70%。可见考虑土体循环软化效应后,随着桩壁厚度的增大,结构承载力降低程度相差不大,这是因为壁厚变化范围不大时地基中初始静应力分布相近,因而地基中土单元循环强度相差不大。

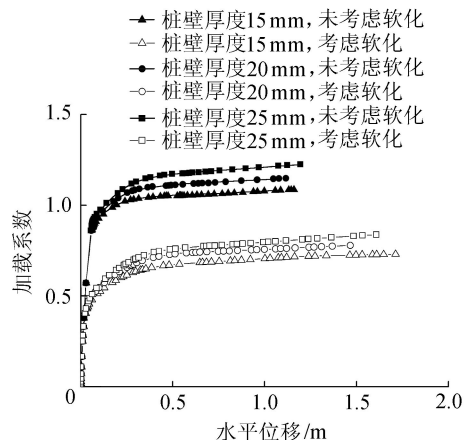


图8 不同桩壁厚度条件下 A 点加载系数-位移关系曲线

#### 3.3 桩径

取桩径分别为 1.0 m、1.2 m、1.5 m,其他尺寸不变,桩身采用弹塑性模型模拟,图 9 给出了不同桩径条件下 A 点加载系数-位移关系曲线。由图 9 可知,无论是否考虑土体循环软化效应,结构的安全系数随桩径增加而增大的趋势不变,但考虑循环软化效应后,结构的循环承载力较不考虑软化效应时的极限承载力明显降低。由式(5)计算可知,桩径 1.0 m、1.2 m、1.5 m 对应的承载力降低程度分别为 32.17%、37.78%、41.20%。可见考虑土体循环软化效应后,随着桩径的增大,结构承载力降低程度呈单调增加的趋势,经分析可知,虽然桩径的增大引起地基中初始静应力分布值略大,相应地基中土单元

循环强度值较大,但是随着桩径的增大,桩身抗弯性能增强,而由后文的分析可知,考虑土体循环软化效应后桩身的抗弯性能没有发挥完全,尤其对于桩径1.5 m的情况,考虑土体循环软化效应后结构的破坏模式由桩身屈服引起结构失稳转为土体强度不足导致结构破坏,故结构承载力降低程度相对较大。

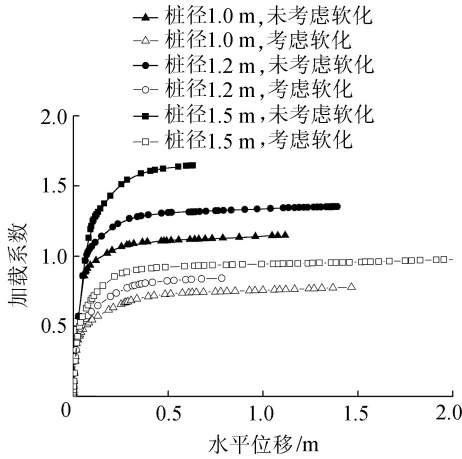


图9 不同桩径条件下A点加载系数-位移关系曲线

### 3.4 桩间距

取桩间距分别为2 m、3 m、4 m,其他尺寸不变,桩身采用弹塑性模型模拟,图10给出了不同桩间距条件下A点加载系数-位移关系曲线。由图10可知,无论是否考虑土体循环软化效应,结构的安全系数随桩间距增加而减小的趋势不变,但考虑循环软化效应后,结构的循环承载力较不考虑软化效应时的极限承载力明显降低。由式(5)计算可知,桩间距2 m、3 m、4 m对应的结构承载力降低程度分别为36.18%、32.17%、28.72%。可见考虑土体循环软化效应后,随着桩间距的变化增大,结构承载力降低程度呈单调递减的趋势,这是因为桩间距的增加引起地基中初始静应力分布值增大,进而引起地基中土单元循环强度值增大,所以承载力降低程度减小。

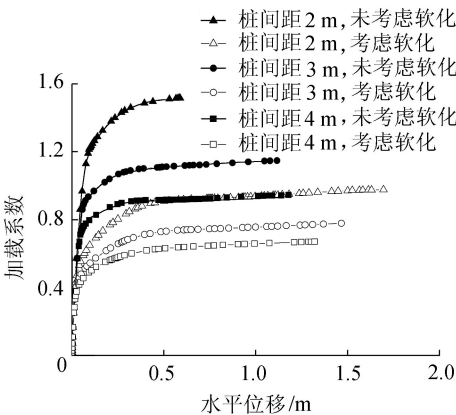


图10 不同桩间距条件下A点加载系数-位移关系曲线

### 3.5 底板宽度

取底板宽度分别为14 m、16 m、18 m,其他尺寸

不变,桩身采用弹塑性模型模拟,图11给出了不同底板宽度下A点加载系数-位移关系曲线。由图11可知,无论是否考虑土体循环软化效应,结构的安全系数随底板宽度增加而增大的趋势不变,但考虑循环软化效应后,结构的循环承载力较不考虑软化效应时的极限承载力明显降低。由式(5)计算可知,底板宽度14 m、16 m、18 m对应的承载力降低程度分别为31.19%、32.17%、30.00%。可见考虑土体循环软化效应后,随着底板宽度的变化增大,结构承载力降低程度相差不大,这是因为底板宽度变化引起的地基中初始静应力分布相差不大,进而使地基中土单元循环强度相差不大。

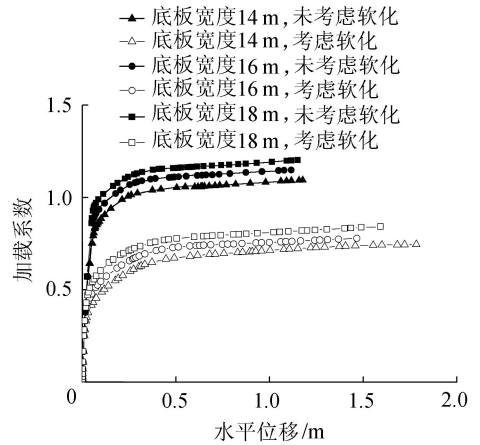


图11 不同底板宽度下A点加载系数-位移关系曲线

## 4 结构破坏模式分析

由文献[5]可知,造成倒T型导管墙桩基防波堤结构失稳的原因有两个,即结构自身无法满足强度要求和土体达到极限状态。为了明确不同情况下各种尺寸结构模型所对应的破坏模式,对其进行稳定性分析,所得结构安全系数及极限状态时桩身最大应力值统计见表4、表5。

由表4和表5可知,不考虑土体循环软化效应时,对于各尺寸的结构模型,桩身采用弹塑性模型模拟比采用弹性模型模拟所得结构安全系数明显降低,且桩身采用弹性模型模拟时,桩身的最大应力值远大于屈服应力,桩身采用弹塑性模型模拟时,桩身最大应力值也明显大于屈服应力。由此可知,不考虑土体循环软化效应时,各尺寸结构模型失稳模式均为桩身屈服,结构自身无法满足强度要求。

考虑土体循环软化效应后,对于大部分结构模型,其失稳模式没有发生变化,仍然是桩身屈服,结构自身无法满足强度要求。但对于桩入土深度15 m和桩径1.5 m的结构模型,考虑土体循环软化效应后,桩身采用弹性模型和弹塑性模型模拟所得的结构安全系数相同。对于桩入土深度15 m的结构模型,

表 4 不同模型结构的安全系数

工 况	安全系数														
	$h=15\text{ m}$	$h=20\text{ m}$	$h=25\text{ m}$	$t=15\text{ mm}$	$t=20\text{ mm}$	$t=25\text{ mm}$	$d=1.0\text{ m}$	$d=1.2\text{ m}$	$d=1.5\text{ m}$	$c=2\text{ m}$	$c=3\text{ m}$	$c=4\text{ m}$	$b=14\text{ m}$	$b=16\text{ m}$	$b=18\text{ m}$
未考虑循环软化, 采用弹性模型	1.04	1.42	1.56	1.41	1.42	1.47	1.42	1.49	1.89	1.70	1.42	1.23	1.23	1.42	1.45
未考虑循环软化, 采用弹塑性模型	1.00	1.15	1.28	1.08	1.15	1.23	1.15	1.35	1.62	1.52	1.15	0.94	1.09	1.15	1.20
考虑循环软化, 采用弹性模型	0.62	0.82	0.95	0.83	0.82	0.87	0.82	0.92	0.94	1.00	0.82	0.81	0.84	0.82	0.88
考虑循环软化, 采用弹塑性模型	0.62	0.78	0.91	0.73	0.78	0.84	0.78	0.84	0.94	0.97	0.78	0.67	0.75	0.78	0.84

注: $h$ 为桩入土深度, $t$ 为桩壁厚度, $d$ 为桩径, $c$ 为桩间距, $b$ 为底板宽度,下同。

表 5 不同模型极限状态时桩身最大应力

工 况	桩身最大应力														
	$h=15\text{ m}$	$h=20\text{ m}$	$h=25\text{ m}$	$t=15\text{ mm}$	$t=20\text{ mm}$	$t=25\text{ mm}$	$d=1.0\text{ m}$	$d=1.2\text{ m}$	$d=1.5\text{ m}$	$c=2\text{ m}$	$c=3\text{ m}$	$c=4\text{ m}$	$b=14\text{ m}$	$b=16\text{ m}$	$b=18\text{ m}$
未考虑循环软化, 采用弹性模型	487	997	1032	1244	997	877	997	700	702	703	977	1122	763	997	962
未考虑循环软化, 采用弹塑性模型	351	389	387	398	389	388	389	402	366	362	389	397	397	389	388
考虑循环软化, 采用弹性模型	290	601	884	819	601	534	516	601	346	549	601	866	696	601	605
考虑循环软化, 采用弹塑性模型	290	374	380	395	374	364	374	351	346	371	374	377	393	374	372

考虑土体循环软化效应后桩身最大应力值(290 MPa)明显小于屈服应力,可以判断其结构失稳是由土体强度不足导致的。但对于桩径 1.5 m 的结构模型,考虑土体循环软化效应后桩身最大应力值接近屈服应力,无法直接判断结构失稳原因。结合图 12 可见,未考虑土体循环软化效应时,结构失稳时桩身中段出现较为明显的塑性变形区,且塑性区几乎扩展至整个横截面,形成塑性铰,桩身屈服;而考虑土体软化效应时,桩身塑性变形区小,且塑性变形值也较小,桩身未屈服破坏,故可判断考虑土体循环软化效应后该模型结构失稳是由土体强度不足导致的。

用,考虑地基土体的循环软化效应更符合工程实际,可更加合理地模拟结构与地基之间相互作用,准确判断结构失稳的控制因素,使计算偏于安全。

### 5 结 论

a. 考虑软土地基循环软化效应后,倒 T 型导管墙桩基防波堤结构循环承载力较极限承载力明显降低,本文模型承载力降低程度在 28.72% ~ 41.20% 之间,且破坏时地基中的等效塑性变形分布也存在较大差异。

b. 考虑土体循环软化效应后,倒 T 型导管墙桩基防波堤结构破坏模式有可能发生改变,其破坏模式可能由桩身屈服引起结构失稳转化为土体强度不足导致结构破坏。

### 参考文献:

[1] 商丹. 倒 T 型导管墙桩基防波堤优化设计与稳定性分析[D]. 天津:天津大学,2010.

[2] 张连丽. 软土地基上新型港工结构承载特性与稳定性分析方法研究[D]. 天津:天津大学,2013.

[3] 王元战,张连丽,商丹,等. 倒 T 型导管墙桩基防波堤稳定性简化计算方法[J]. 岩土力学,2012,33(6): 1839-1844. (WANG Yuanzhan,ZHANG Lianli,SHANG Dan,et al. A simplified calculation method for stability of inverted T-type breakwater with jackets and pile foundations[J]. Rock and Soil Mechanics,2012,33(6): 1839-1844. (in Chinese))

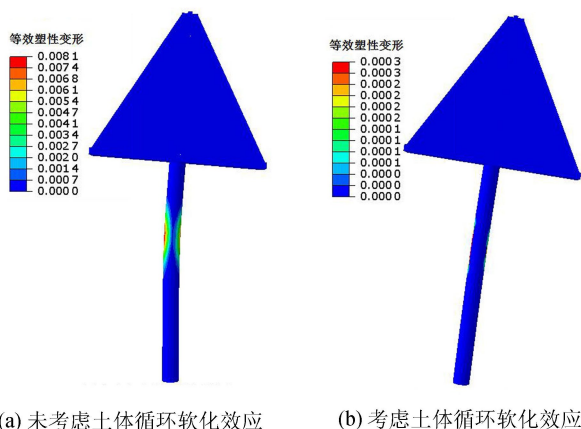


图 12 极限状态时桩身等效塑性应变云图(桩径 1.5 m)

可见,土体循环软化效应可能改变倒 T 型导管墙桩基防波堤结构破坏模式。对于软土地基上倒 T 型导管墙桩基防波堤结构长期受到波浪循环荷载作

- [4] 张连丽,王元战,商丹. 倒 T 型导管墙桩基防波堤桩基土抗力及稳定性简化计算方法[J]. 岩土力学,2013,34(4): 1131-1139. (ZHANG Lianli, WANG Yuanzhan, SHANG Dan. Simplified calculation methods for lateral earth resistance on piles and stability of the inverse T type breakwater with jackets and pile foundations[J]. Rock and Soil Mechanics,2013,34(4): 1131-1139. (in Chinese))
- [5] 范期锦,李乃扬. 长江口二期工程北导堤局部破坏的原因及对策[J]. 中国港湾建设,2004(2): 1-8. (FAN Qijin, LI Naiyang. The reasons & countermeasures for north bank's part failure in the second phase regulation project of Yangtze Estuary [J]. China Harbour Engineering,2004(2): 1-8. (in Chinese))
- [6] ANDERSEN 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
- [7] ANDERSEN K H, KLEVEN A, HELEN D. Bearing capacity for foundation with cyclic loads[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1988, 114(5): 540-555.
- [8] 李驰,王建华,刘振纹. 软土地基单桶基础循环承载力研究[J]. 岩土工程学报,2005,27(9): 1040-1044. (LI Chi, WANG Jianhua, LIU Zhenwen. Cyclic bearing capacity of single bucket foundation on soft clay strata [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2005, 27(9): 1040-1044. (in Chinese))
- [9] WANG Jianhua, LI Chi, MORAN K. Cyclic undrained behavior of soft clays and cyclic bearing capacity of a single bucket foundation [C]//Proceedings of 15th International Offshore and Polar Engineering Conference. Seoul: International Society of Offshore and Polar Engineers,2005:377-383.
- [10] 李驰,王建华,袁中立,等. 桶形基础采油平台循环稳定性三维有限元数值模拟[J]. 中国海洋工程,2008,23(1): 26-30. (LI Chi, WANG Jianhua, YUAN Zhongli, et al. Three-dimension finite element numerical simulating on cyclic stability for bucket foundation platform[J]. China Offshore Engineering,2008,23(1): 26-30. (in Chinese))
- [11] 范庆来,栾茂田,杨庆,等. 考虑循环软化效应的软基上深埋大圆筒结构承载力分析[J]. 大连理工大学学报,2006,46(5): 702-706. (FAN Qinglai, LUAN Maotian, YANG Qing, et al. Bearing capacity analysis of buried large cylindrical structure on soft soil foundation with cyclic softening effect[J]. Journal of Dalian University of Technology,2006,46(5): 702-706. (in Chinese))
- [12] 范庆来,栾茂田,张可誉,等. 深厚软基上大圆筒结构循环承载力有限元分析[J]. 北京工业大学学报,2009,35(8): 1039-1044. (FAN Qinglai, LUAN Maotian, ZHANG Keyu, et al. Finite element analyses for cyclic bearing capacity of large-diameter cylindrical structure in soft ground[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2009,35(8): 1039-1044. (in Chinese))
- [13] 肖忠,王元战,及春宁,等. 波浪作用下加固软基上大圆筒结构稳定性分析[J]. 岩土力学,2010,31(8): 2648-2654. (XIAO Zhong, WANG Yuanzhan, JI Chunqing, et al. Stability analysis of large cylindrical structure for strengthening soft foundation under wave load [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(8): 2648-2654. (in Chinese))
- [14] 范书立,陈健云,张俊清. 波浪荷载作用下斜向抗拔桩的承载特性分析[J]. 岩土力学,2012,33(1): 301-306. (FAN Shuli, CHEN Jianyun, ZHANG Junqing. Research on bearing capacity of inclined uplift pile under wave cyclic loading [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(1): 301-306. (in Chinese))
- [15] API RP 2A-WSD-2000 Recommended practice for planning I: designing and constructing fixed offshore platforms[S].
- [16] WANG Yuanzhan, ZHANG Lianli, SHANG Dan. Finite element analysis of stability of the inverse T type breakwater with jackets and pile foundations [C]// Proceedings of Second International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering (MACE). Hohhot: Inner Mongolia University Press, 2011: 5826-5829.
- [17] 王元战,贺林林. 离岸深水全直桩码头承载性能有限元分析[J]. 海洋工程,2013,31(6): 45-52. (WANG Yuanzhan, HE Linlin. Finite element analysis on bearing capacity of all-vertical-piled wharf in offshore deep-water [J]. The Ocean Engineering, 2013, 31(6): 45-52. (in Chinese))
- [18] JTJ 298—1998 防波堤设计与施工规范[S].
- [19] JTJ 213—1998 海港水文规范[S].
- [20] 王刚,陈杨,张建民. 大圆筒结构倾覆稳定分析的有限元法[J]. 岩土力学,2006,27(2): 238-241. (WANG Gang, CHEN Yang, ZHANG Jianmin. Finite element method for analyzing overturn stability of large cylindrical structures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(2): 238-241. (in Chinese))
- [21] 王元战,贺林林. 离岸深水全直桩码头水平承载力简化计算方法研究[J]. 水利水运工程学报,2014(5): 14-21. (WANG Yuanzhan, HE Linlin. Simplified calculation methods of horizontal bearing capacity of all-vertical-piled wharf in offshore deep-water [J]. Hydro-Science and Engineering,2014(5): 14-21. (in Chinese))

(收稿日期:2014-02-20 编辑:骆超)