

沉桩振动条件下海底管道损伤模型

黄延琦 (中交第三航务工程局有限公司宁波分公司,浙江宁波315200)

摘要:为确定海底管道在沉桩振动条件下的振动控制速度标准和土体侧向位移控制标准,通过数值损伤模型分析沉桩 振动对海底管道安全运行产生的影响。该研究可为沉桩振动对海底建筑物造成的不利影响提供评判方法。

关键词:沉桩;海底管道;振动;损伤模型;分析

中图分类号: TU 473.1

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2013)08-0057-06

Submarine pipeline damage model under pile's driving vibration

HUANG Yan-qi

(Ningbo Branch of CCCC Third Harbor Engineering Co., Ltd., Ningbo 315200, China)

Abstract: In order to determine the vibration of submarine pipeline under the condition of pile driving vibration control and speed control of lateral displacement standard, this paper analyzes the impact of piling vibration on the operation of submarine pipeline based on the numerical damage model analysis. The research provides a judgement method for the inpact of piling vibration on the underwater structures.

Key words: piling; submarine pipeline; vibration; damage model; analysis

1 工程概况

浙江宁波某大型油码头加固改造工程位于某 发电厂取水管附近,取水管为电厂冷却水供应管 道,处于正常工作状态。该改造工程采用高桩墩 式结构,蝶形布置,主要由10座系缆墩、1座工 作平台和4组靠船钢簇桩组成,码头总长526 m。 其中1[#]~3[#]系缆墩距离发电厂较近,其桩基采用 ϕ 1 200 mm钢管桩,每座系缆墩设计钢管桩数量 为8根,钢管桩与取水管平面距离最近为24.8 m, 见图1。



图1 码头改造项目与电厂取水口位置关系

收稿日期:2013-03-29 **作者简介:**黄延琦(1979-),男,工程师,从事港ロ工程施工技术与管理。

电厂取水管海底埋深约20 m,在1[#]系缆墩后 方其管顶高程约-20 m,海侧取水头部约-29 m, 当初施工时采取盾构法^[1]进行施工。取水管直径达 4.84 m,由若干管节组成,而每节管节又由6片厚 度为330 mm弧形混凝土预制板组成,弧形预制板 之间采用螺栓连接。

2 面临问题及解决思路

由于该工程1[#]~3[#]系缆墩钢桩入泥深度约40 m, 土质以粉质黏土和黏土为主,锤击时间较长。电 厂和业主单位认为沉桩振动对邻近沉桩区域的海 底取水管道影响较大,应先确定其影响程度再行 施工。

经有关专家进行施工风险预评估,考虑采用 损伤模型,对沉桩振动条件下取水管周边土体产 生的动力响应、孔隙水压力与变形进行分析,确 定振动控制速度、土体侧向位移控制标准值。并 通过沉桩过程的现场监测,确保振动速度、土体 位移在允许范围内,进而确保取水管安全。

3 损伤模型分析

3.1 混凝土塑性损伤模型

混凝土管失效分析采用的本构模型是综合 Lubliner等人提出的塑性损伤模型以及Lee和Fenves 提出的适合往复荷载作用的混凝土塑性损伤模 型。

整个混凝土的塑性损伤模型可以用以下一组 方程加以概括:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d) \boldsymbol{\overline{\sigma}} \tag{(1)}$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_0^{el} \times (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \tag{2}$$

$$\widetilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} = h(\overline{\boldsymbol{\sigma}}, \widetilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}) \boldsymbol{\varepsilon}^{p} \qquad (3)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = \lambda \partial G(\bar{\boldsymbol{\sigma}}) / \partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}$$
 (4)

式(1)定义了考虑损伤时的有效应力;式(2) 定义了有效应力和弹性应变之间的关系;式(3) 和式(4)定义了混凝土的塑性行为。 σ 为名义应 力; $\bar{\sigma}$ 为有效应力;d为损伤指标; D_0^{el} 为材料的弹 性本构矩阵; $\tilde{\epsilon}^{pl}$ 为等效塑性应变; $\dot{\epsilon}^{pl}$ 为等效塑性 应变率;h为硬化函数; λ 为塑性乘子;G为塑 性势函数。 以单轴工况为例,通过在模型中引入刚度退 化指标,模拟往复地震荷载的情况,用以下式子 来定义总的损伤指标。

$$(1-d)=(1-s_td_c)(1-s_cd_t) \quad 0 \le s_t, s_c \le 1 \quad (5)$$

$$\begin{cases} s_t = 1 - \omega_t r^*(\sigma_{11}) & 0 \le \omega_t \le 1\\ s_c = 1 - \omega_c [1 - r^*(\overline{\sigma_{11}})] & 0 \le \omega_c \le 1 \end{cases}$$
(6)

$$r^{*}(\overline{\sigma}_{11}) = H(\overline{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \overline{\sigma}_{11} > 0\\ 0 & \text{if } \overline{\sigma}_{11} < 0 \end{cases}$$
(7)

式中:d为总的损伤指标; d_t 为受拉损伤指标; d_c 为受压损伤指标; s_t 和 s_c 为应力状态的函数; ω_t 和 ω_c 为权重因子; 取 ω_c =1和 ω_t =0。

在往复荷载作用下混凝土的应力-应变关系见 图2。



图2 受往复荷载作用下混凝土应力-应变关系

该模型中混凝土的弹塑性屈服面采用Lee等提出的公式定义:

$$F(\overline{\boldsymbol{\sigma}}, \widetilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) = \frac{1}{1 - \alpha} [\overline{q} - 3\alpha \overline{p} + \beta(\widetilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \langle \widehat{\overline{\sigma}}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\widehat{\overline{\sigma}}_{\max} \rangle] - \overline{\sigma}_{c}(\widetilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{c}^{pl})$$

$$(8)$$

式中: \bar{q} 为等效静水压力; \bar{p} 为Mises有效应力; $\tilde{\varepsilon}_{t}^{pl}$ 和 $\tilde{\varepsilon}_{t}^{pl}$ 分别为受拉和受压等效塑性应变。

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\overline{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}_c)}{\overline{\sigma}_l(\tilde{\varepsilon}^{pl}_l)} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$
(9)

式中: ō_t和ō_c分别为受拉和受压的有效黏聚应力。

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \tag{10}$$

式中: σ_{b0} 和 σ_{c0} 分别为双轴和单轴受压时的初始屈服应力,一般a取0.08~0.12;

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \tag{11}$$

对于混凝土,材料参数K_c=2/3,即γ=3; α和γ均为

无量纲的材料参数; $\hat{\sigma}_{max}$ 为有效应力的最大特征值。 偏平面上的屈服面形状与K_的关系见图3。



图3 偏平面上的屈服面形状与K_c的关系

采用混凝土分段曲线损伤模型来确定受拉损 伤因子,其公式为

$$d_{t} = \begin{cases} 0 & x \leq 1 \\ 1 - \sqrt{\frac{f_{t}^{*}/\varepsilon_{t}/E_{0}}{\alpha_{t}(x-1)^{1.7} + x}} & x > 1 \end{cases}$$
(12)

式中: d_t 为损伤因子, $0 \le d_t \le 1$; a_t 为单轴受拉应 力-应变曲线下降段的参数值; f_t^* 为混凝土的单轴抗 拉强度; ε_t 为与 f_t^* 相应的混凝土峰值拉应变; E_0 为混 凝土的初始弹模; $x=\varepsilon/\varepsilon_t$,其中 ε 为混凝土的总应变。

开裂位移与拉应力、开裂位移与损伤变量的 关系见图4。



1 1. 444 5 44 -

3.2 取水管局部精细化模型

图5为土体-混凝土管模型的横断面及断面 尺寸,数值计算模型在z方向延伸30 m。如图6所 示,数值模拟的单元总数为20 190,结点总数 23 056。混凝土管单元总数960,结点总数2 048。 各土层参数参照该工程地质勘察资料确定,混 凝土材料参数取值参照《水工混凝土结构设计 规范》^[2],弹性模量取为34.5 GPa, 泊松比取为 0.167,抗拉强度取为2.75 MPa。为模拟混凝土管 接缝处的薄弱面,将接缝处单元的弹性模量和抗 拉强度进行折减。施加的荷载包括土体和混凝土 管自重、混凝土管内静水压以及冲击速度荷载, 冲击速度沿x方向施加。



图5 土体-混凝土管横断面及断面尺寸(单位:m)



图6 局部精细化有限元网格

3.3 冲击速度的损伤分析

3.3.1 引起混凝土起始损伤的冲击速度

图7为接缝单元强度不同折减倍数下混凝土管的起始损伤速度,从图中可以看出,混凝土管发生起始损伤,对应的冲击速度约为0.30 m/s。



3.3.2 混凝土管损伤过程

损伤程度=
$$\frac{A-A_c}{A}$$
 (13)

式中: A为原始面积; A_c为受损后有效面积。

图8为混凝土管的损伤发展过程,损伤从混凝 土管接缝处起始,发展到混凝土管的下底部。冲 击速度v₀取为2 m/s,损伤起始的时间为0.015 s,对 应的x方向起始损伤冲击速度为0.30 m/s。



3.3.3 混凝土管埋深对其起始损伤的影响

为考察管的埋深对混凝土起始损伤的影响, 将图5中混凝土管的埋深减少10 m,同时为消除材 料参数的影响,将各土层材料参数加权平均后作 为所有土层的材料参数。埋深减少后混凝土管起 始损伤发生的时间为0.002 58 s,冲击速度v₀取为 2 m/s,对应的起始损伤冲击速度为0.052 m/s,如 图9所示。而埋深减少前混凝土管起始损伤发生的 时间为0.015 s,冲击速度v₀取为2 m/s,对应的起始 损伤冲击速度为0.30 m/s,如图10所示。因此,冲 击荷载对埋深较浅的混凝土管影响越大。



3.4 侧向位移的损伤分析

鉴于现场测斜管测到距取水管10 m附近有微 小的变形,距取水管10 m管道中心断面埋深附近 水平变形5 mm左右,建立图5和6所示的有限元模 型,分析在此变形下混凝土管道是否满足其承受 能力。施加的荷载包括土体和混凝土管自重、混凝 土管内静水压以及土体一侧给定位移产生的荷载。

数值分析结果表明,在土体和混凝土管自 重、混凝土管内静水压以及土体一侧给定位移 产生的荷载作用下,混凝土管是稳定安全的,不 会发生损伤破坏。为进一步研究混凝土管的安全 度,逐步放大土体一侧的给定位移。当土体一侧 给定位移放大23倍时,混凝土管开始发生损伤破 坏,图11给出了混凝土管的损伤发展过程。从图 中可看出,此时混凝土管的损伤程度仍然较小, 最大损伤值仅为0.2227。



图11 土体一侧给定位移放大23倍时混凝土管的 损伤发展过程

4 混凝土管振动损坏控制标准

目前对海上沉桩振动破坏的理论研究还不充分,在我国对沉桩振动效应的评估,因尚无适用的安全标准,目前常规的作法是直接套用GB 6722—2011《爆破安全规程》^[3]来决定安全指标。GB 6722—2011《爆破安全规程》规定:水工隧洞的爆破振动判据,采用保护对象所在地基础质点峰值振动速度和主振频率。

表1 GB 6722—2011《爆破安全规程》爆破振动 安全分许标准^[3]

又主儿 们标准						
保护对象	安全允许质点振动速度v/(cm·s ⁻¹)					
类别	<i>f</i> ≤10 Hz	10 Hz <i>≤f</i> ≤50 Hz	<i>f</i> >50 Hz			
水工隧洞	7~8	8 ~ 10	10 ~ 15			

鉴于沉桩振动低频多次振动特点、取水管 道实际运行情况、国内外相关文献与规范^[4-6]及 相关计算成果,确定取水管振动控制速度标准为 20~30 mm/s;取水管邻近土体侧向位移控制标准 为8~10 mm。

5 监测结果及分析

沉桩由3[#]系缆墩向1[#]系缆墩推进,选取3[#]系 缆墩5[#],7[#],8[#]桩和2[#]系缆墩5[#]桩作为首批监控对 象,获得振动速度和土体侧向位移的实测值。通 过实测值与控制标准值的对比分析,确定控制标 准值的合理性,并对后续钢桩的可打性进行分析。

5.1 振动速度监测结果及分析

振动速度监测结果见表2。

表2 打桩引起各测点振动速度最大值

测点编号 -	振动速度最大值/(mm·s ⁻¹)				
	3#~5#桩	3#~7#桩	3#~8#桩	2*~5*桩	
1-1	3.66	3.11	3.18	6.05	
1-2	3.14	4.81	3.19	4.77	
2-1	8.82	5.99	5.12	9.45	
2-2	3.10	2.98	2.29	5.17	
3-1	2.83	2.66	1.51	3.34	
4-1				4.71	
5				0.98	

通过表2数据可以看出,打桩时监测到的最大 振动速度为9.45 mm/s,小于控制标准值20~30 mm/s 中的最小值,现场取水管处于安全状态。

5.2 土体水平位移监测结果及分析

打桩过程中监测到的最大土体位移出现在取水 管高程-24.8 m处,其土体最大水平位移为5.98 mm, 小于控制标准值8~10 mm中的最小值,邻近区域 的取水管处于安全状态。

经过对比分析,振动速度和土体位移控制标 准值较为合理,为减小土体位移的累计影响,应 适当控制沉桩的间隔时间。决定在每天沉桩不超 过4根的条件下继续完成剩余沉桩工作,后续沉桩 过程中继续进行实时监测。

6 结语

该工程沉桩施工于2012年12月完成,后期监 测到的振动速度最大值为11.88 mm/s,土体位移最 大值为7.3 mm,均未超过控制标准值,也未发现 取水管损坏而影响电厂设备运行的情况。目前, 该改造项目已顺利完工并通过交工验收。结果表 明,通过数值损伤模型分析研究沉桩振动对海底 管道的影响是可行的。该方法可为类似工程提供 一定的解决途径,但在具体使用中受地质、水文 条件及邻近建筑物结构形式等限制,研究结果可 能出现一定差异。

参考文献:

- [1] 周文波. 盾构法隧道施工技术及应用[M]. 北京: 中国建 筑工业出版社, 2004.
- [2] SL 191—2008水工混凝土结构设计规范[S].
- [3] GB 6722—2011爆破安全规程[S].
- [4] DL/T 5135—2001水利水电工程爆破施工技术规范[S].
- [5] JTS 204—2008水运工程爆破技术规范[S].
- [6] 罗富荣. 轨道交通工程建设安全风险控制实施指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

(本文编辑 武亚庆)

(上接第56页)

3 结论

1)收缩水道结构和平行水道结构比无水道形
 结构工作效率更高,且收缩水道结构工作性能更好。

2)入射波要素对收缩水道复合结构的波能转
 换能力有很大的影响,较大的入射波高和周期下
 装置的波能转换能力更高。

3)改变收缩水道复合结构气室形状参数后的 试验结果反映出:增加水道长度、减小前墙倾斜 角度、增加气室入口宽度可增强装置的波能转换 效率,其中增加气室入口宽度的效果最为明显。 气室长度的影响较复杂,要结合入射波周期条件 综合考虑。

参考文献:

- [1] Evans D V, O'Gallachoir B P, Porter R, et al. On the optimal design of an oscillating water column device[C]// Proceedings of the Second European Wave Power Conference, 1995: 172–178.
- [2] Evans D V, Porter R. Hydrodynamic characteristics of an oscillating water column device[J]. Appl Ocean Res, 1995,

17: 155–164.

- [3] Graw K U .Wave energy breakwaters a device comparison[C]//Conference in Ocean Engineering, 1996.
- [4] Ruo-Shan Tseng, Rui-Hsiang Wu, Chai-Cheng Huang. Model study of a shoreline wave-power system[J]. Ocean Engineering, 2000, 27(8): 7–21.
- [5] Wang D J, Katory M, Li Y S. Analytical and experimental investigation on the hydrodynamic performance of onshore wave –power devices [J]. Ocean Engineering, 2002, 29 (8): 843–885.
- [6] Roberts I, Shepherd K. A new concept for a breakwater wave energy converter[J]. Coasts, Marine Structure and Breakwaters, 2009(9): 16–18.
- [7] 任建莉, 钟英杰, 张雪梅, 等. 海洋波能发电的现状与前景[J]. 浙江工业大学学报, 2006, 34(1): 69–73.
- [8] 刘臻. 岸式振荡水柱波能发电装置的试验及数值模拟 研究[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2009.
- [9] 史宏达,杨国华,刘臻,等.新型沉箱防波堤兼作岸式 OWC波能装置的设计及稳定性研究[J].中国海洋大学 学报:自然科学版,2010,40(9):142-146.

(本文编辑 郭雪珍)