



基于混凝土损伤塑性模型的 软基上船闸闸室设计

苏 超¹, 吴东伟¹, 李劲松²

(1. 河海大学 水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 广西壮族自治区水利水电勘察设计研究院, 广西 南宁 580000)

摘要: 利用有限元计算软件 ABAQUS, 考虑混凝土的塑性变化, 以某软基上的船闸闸室为基本计算结构, 分析了不同工况下弹性模型和弹塑性模型的应力应变分布规律。通过对比可以发现, 弹塑性模型得出的结果更符合实际受力情况, 可为设计人员配筋设计提供参考。

关键词: 有限元计算; 混凝土损伤塑性模型; 应力; 变形

中图分类号: U 641.2 文献标志码: A 文章编号: 1002-4972(2015)12-0092-06

Design of lock on soft foundation based on concrete damage plasticity model

SU Chao¹, WU Dong-wei¹, LI Jin-song²

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;
2. Guangxi Zhuang Autonomous Region Water Conservancy and Hydropower Survey and Design Institute, Nanning 580000, China)

Abstract: Considering concrete plastic change, we build a three-dimensional finite element model of lock chamber-foundation with ABAQUS. Regarding a lock chamber on the soft base as a basic computing structure, we analyze the stress distribution and deformation characteristics under different working conditions of elastic model and elastoplastic model. The results show that the elastoplastic model is conservative, which can provide reference for the reinforcement design.

Keywords: finite element calculation; concrete damage plasticity model; stress; deformation

船闸是运用广泛且结构及受力复杂的通航建筑物, 其不同工况下会呈现出不同的变形及力学特点, 因此, 对船闸结构进行分析具有重要的意义。目前, 国内学者在进行船闸有限元分析时, 多是将船闸作为素混凝土结构进行分析, 将其本构视为线弹性, 并没有考虑混凝土塑性的影响, 对于软基上的船闸, 得出的拉应力往往会出现大于其设计强度的情况, 不能很好反映船闸的实际受力情况, 对船闸配筋设计产生一定的影响^[1], 因此在船闸设计分析过程中考虑混凝土塑性是很有必要的。本文主要对某软基上的船闸闸室进行了分析研究, 通过建立船闸闸室线弹性模型与塑

性损伤模型, 全面考虑船闸的结构特点和受力特征, 计算出两种模型不同工况下闸室的应力和位移, 并进行相应的比较, 为船闸设计提供科学依据。

1 混凝土本构模型

对船闸结构而言, 混凝土的破坏是一种常见的破坏形式, 深入研究混凝土材料的本构模型, 确定其应力应变关系, 对于防止船闸结构的破坏十分重要。对于混凝土的破坏研究, ABAQUS 在非线性问题分析中提供了 3 种本构模型: ABAQUS/Explicit 中的开裂模型、弥散裂缝模型及

损伤塑性模型, 其中混凝土损伤塑性模型具有较好的计算精度和收敛性, 因此本文选其作为混凝土的本构模型^[2]。

本文采用 ABAQUS 中的混凝土损伤塑性模型是建立在以 Lubliner 等 (1989)、Lee 和 Fenves (1998) 提出的损伤模型为基础的宏观唯象学方法基础上的^[3]。这种方法采用各向同性弹性损伤和各向同性拉伸和压缩塑性理论来表征混凝土的非弹性行为, 从而可以模拟出混凝土受到单调、循环或动载作用下的力学行为。

ABAQUS 中提供的混凝土损伤塑性本构模型是在线弹性模型的基础上增加了不可恢复塑性变形的影响, 则混凝土应变由弹性应变与塑性应变两部分组成^[4]:

$$\xi = \xi^{el} + \xi^{pl}$$

(1)

式中: ξ^{el} 为弹性应变; ξ^{pl} 为塑性应变。

可推导出混凝土应力-应变损伤关系:

$$\sigma = (1 - d) D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$$

(2)

式中: D_0^{el} 为无损伤时的弹性刚度; D^{el} 为有损伤的弹性刚度; d 为损伤因子; σ 为混凝土应力张量; ε 为混凝土应变张量; ε^{pl} 为混凝土塑性应变张量。

损伤塑性模型给出的有效应力空间的屈服函数 F 决定了失效与损伤的状态, 如式(3):

$$F(\sigma, \xi) = \frac{1}{1 - a} (q - 3ap + \beta \xi^{pl}) \sigma_{\max} - r(-\sigma_{\max}) - \sigma_c \xi_c^{pl} \leq 0$$

(3)

式中: a 、 r 分别为材料常数; p 为有效静水压力; q 为有效应力; σ_t 和 σ_c 分别为有效张拉凝聚应力和压缩凝聚应力。

本文采用非关联的流动法则, 流动势决定了塑性流动, 其表达式为:

$$\xi^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma}$$

(4)

式中: λ 为非负塑性因子; G 采用 Drucker-Parger 抛物线函数^[5]。

2 计算模型与计算工况

2.1 工程概况

江苏省境内某双线船闸建于软基上, 采取围

堰式施工, 按 III 级船闸标准建设, 主体结构为二级水工建筑物。该船闸结构口门宽为 23 m, 闸室长为 230 m, 门槛水深为 4 m, 两线船闸中心线相隔 60 m, 上闸首下闸首顶高程均为 5.4 m, 底高程均为 -6.5 m, 闸室顶高程 5.2 m, 底高程为 -5.1 m, 闸首、闸室均为对称布置。闸室结构见图 1。闸首、闸室均采用的是混凝土结构, 导航段、调度站均采用的是钢筋混凝土扶壁式结构, 引航道护岸采用的是混凝土重力式结构。

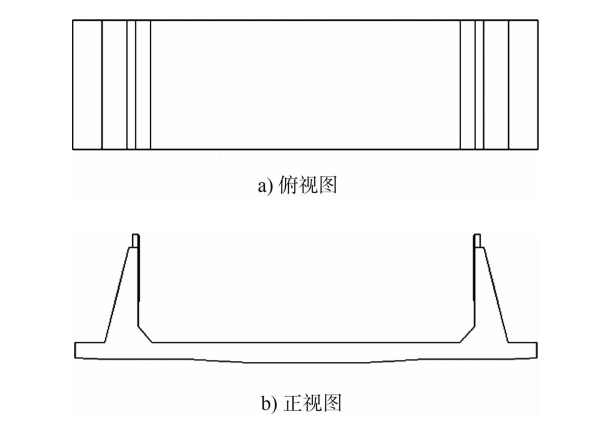


图 1 双线船闸闸室结构

2.2 地基及材料参数

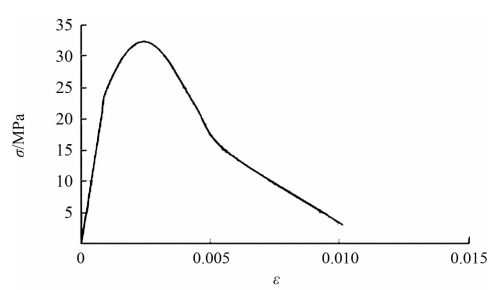
该船闸建于软基上, 闸室地基材料力学参数见表 1。

表 1 船闸闸室地基力学参数

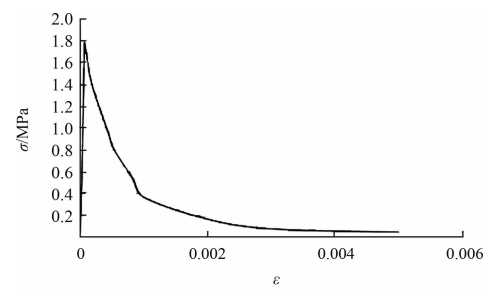
土层	弹性模量/ MPa	泊松比	凝聚力/ MPa	内摩擦角/ (°)	密度/ (kg·m ⁻³)
粉砂土	31.55	0.20	0.010	24.0	1 900
黏土	44.25	0.42	0.056	14.7	2 010
粉质黏土	27.65	0.35	0.016	20.5	1 880
粉砂土	31.30	0.20	0.009	27.0	1 900
粉质黏土	33.10	0.35	0.047	12.9	1 980
粉质黏土	29.70	0.42	0.028	13.9	1 890

依据船闸相关初步设计资料及 JTJ 305/306/307—2001 《船闸设计规范》^[6] 及 SL 191—2008 《水工混凝土结构设计规范》^[7], 回填土按照主动土压力计算, 底板与土基摩擦系数取为 0.3, 回填土压力按静止土压力计算, 地面荷载采用均布荷载取为 3.0 kPa。

根据设计基本资料, 混凝土单轴压缩、拉伸曲线见图 2, 混凝土 $E=2.65$ GPa, 泊松比为 0.2。



a) 单轴压缩



b) 单轴拉伸

图 2 混凝土单轴压缩、拉伸曲线

混凝土压缩、拉伸时应力和损伤因子随非弹性应变变化见表 2。

表 2 混凝土变形时应力和损伤因子随非弹性应变变化

变形	非弹性应变/%	应力/MPa	损伤因子
压缩	0.00	24.01	0.00
	0.04	29.20	0.12
	0.08	31.70	0.24
	0.12	32.35	0.34
	0.16	31.76	0.42
	0.20	30.37	0.50
	0.24	28.50	0.56
	0.36	21.90	0.71
	0.50	14.89	0.82
	1.00	2.95	0.96
拉伸	0.00	1.78	0.00
	0.01	1.45	0.30
	0.03	1.11	0.55
	0.04	0.96	0.70
	0.05	0.80	0.80
	0.08	0.53	0.90
	0.10	0.35	0.93
	0.20	0.16	0.95
	0.30	0.07	0.97
	0.50	0.04	0.99

2.3 计算工况

根据《船闸水工建筑物荷载设计规范》^[8]等技术和该船闸扩建改造工程可行性研究报告等

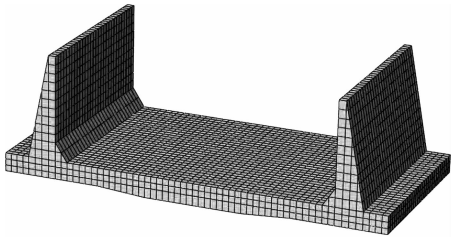
设计依据，一般对该船闸闸室按表 3 所示的几个工况进行计算分析。

表 3 闸室计算工况

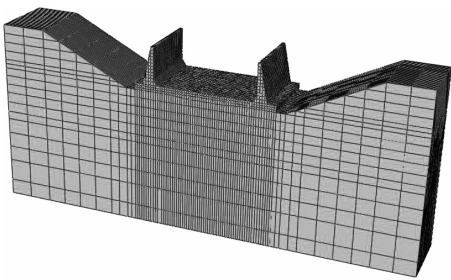
工况	闸室结构重	水压力	扬压力	土荷载	固定荷载
①运行期(低水位)	√	√	√	√	√
②施工	√			√	

2.4 网格划分

有限元分析中的闸室-地基模型的坐标原点定于零高程处，X 轴垂直水流方向指向左岸，Y 轴顺着水流方向指向下游，Z 轴竖直向上。考虑闸室结构的形态、受荷载情况及地基状况，地基模型的高度为闸室模型高度的 3 倍，宽度亦为闸室模型宽度的 3 倍^[9-11]。闸室-地基模型采用 C3D8 单元和 C3D6 单元进行划分，划分结果见图 3，该模型拥有的单元数量为 36 960，节点数为 41 633。



a) 闸室结构



b) 闸室-地基系统

图 3 三维有限元模型

3 线弹性模型计算结果分析

3.1 位移

将混凝土本构视为线弹性的软基上船闸闸室结构进行有限元分析计算，各工况下最大位移结果见表 4。各工况下该结构顺水流方向位移均较小，垂直水流方向位移分布总体相同，竖向位移趋势基本相同，最大值出现在施工工况（图 4）。

在施工工况下, 闸室结构顺水流方向位移值很小, 垂直水流方向, 左右侧结构的位移对称于中轴线, 其在竖向为分层分布, 由低到高逐渐增大, 最大值出现在闸室边墙顶层, 为 8.76 mm; 船闸闸室结构在其结构自重、均布荷载、浮托力等荷载的作用下, 竖向位移整体向下, 因该地基为土质基础, 竖向位移整体较大, 从中轴线到两端分层分布, 竖向位移整体呈反拱形, 底板中轴线为船闸竖向位移的最小处, 为 54.16 mm, 最大值位于底板外侧与回填土接触处, 为 66.25 mm。

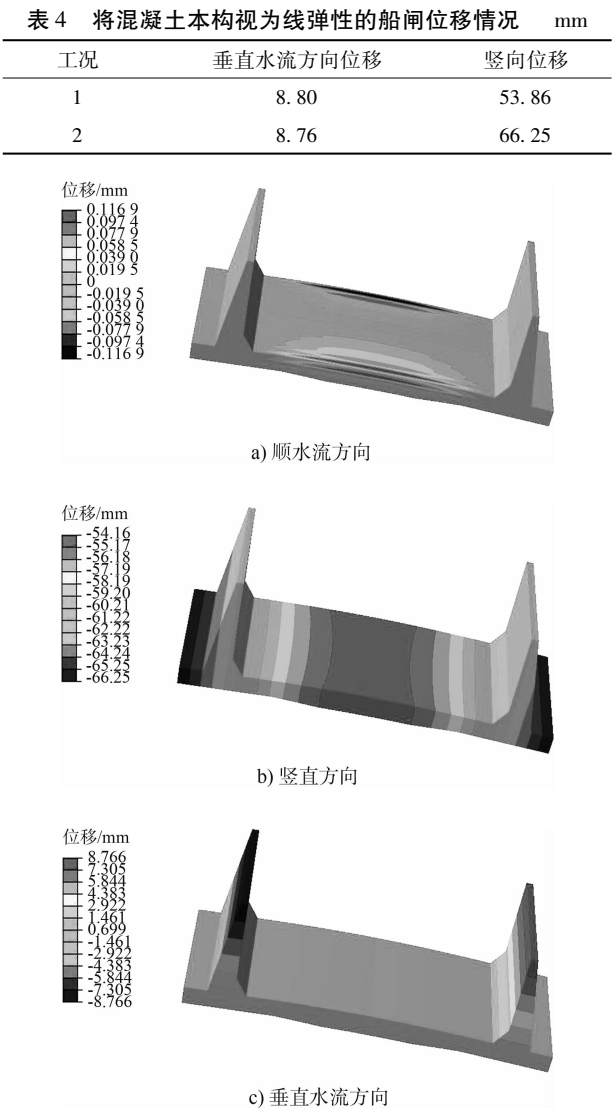


图 4 施工期工况位移分布云图

3.2 应力

各工况的主拉应力、主压应力、mises 应力极值见表 5, 主拉应力、mises 应力最大值均出现在

运行期工况 (图 5)。在该工况下, 底板上表面处于受拉状态, 闸室其余部分处于受压状态, 拉应力的最大值出现在闸室底板上表面中轴线附近, 其值为 2.10 MPa, 底板上表面的拉应力超过了混凝土的抗拉强度设计值, 应对其进行配筋设计, 该工作状况下, 量值较大的主压应力分布的范围较大, 主要分布在底板下表面的中间, 这也与整体结构的拱形变形趋势相吻合, 主压应力极值发生在下游底板下表面中间部位, 量值较大, 为 1.85 MPa, 该量值小于混凝土的抗压强度设计值, 闸室 mises 应力较大的区域位于底板上表面, 最大值为 2.09 MPa。

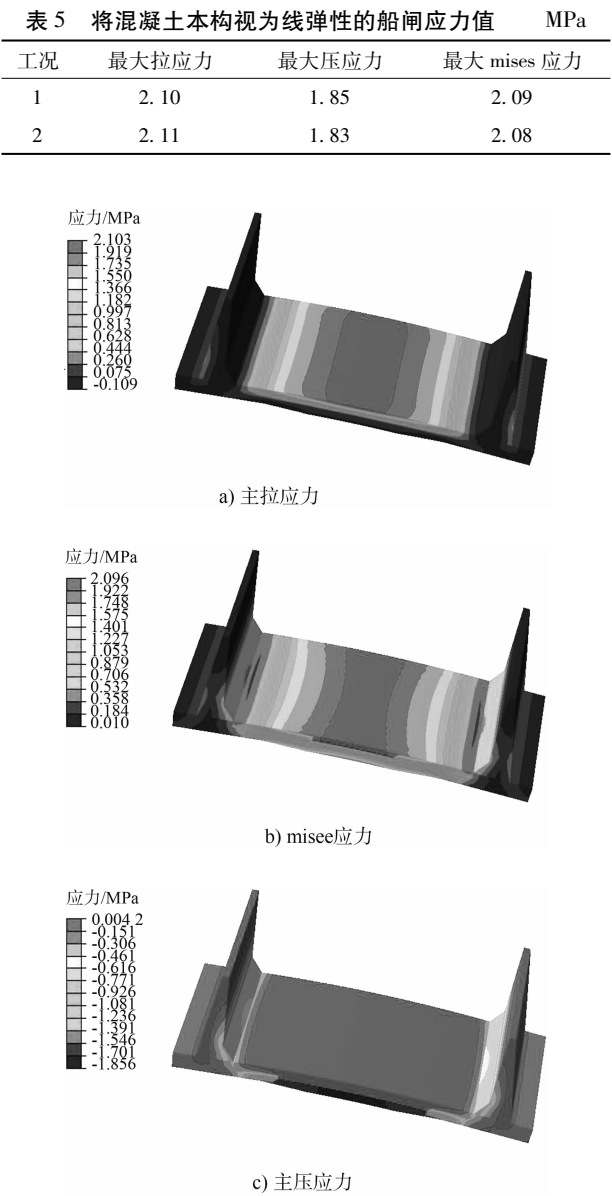


图 5 运行期工况应力分布云图

4 混凝土损伤塑性模型计算结果分析

结合 ABAQUS 提供的混凝土损伤塑性模型，根据船闸结构的相关设计规范^[4]及初步设计提供的基本资料，研究分析该软基上船闸闸室结构在两种工况下变形规律及应力分布。

4.1 位移

考虑混凝土塑性损伤模型的软基上船闸闸室结构有限元分析计算，各工况下最大位移结果见表 6。各工况下该结构顺水流方向位移均较小，垂直水流方向位移分布总体相同，最大值出现在施工工况（图 6）。闸室结构顺水流方向位移值较小；垂直水流方向，左右侧结构的位移对称于中轴线，其在竖向为分层分布，由低到高逐渐增大，最大值出现在闸室边墙顶层，数值大小为 9.39 mm；船闸闸室结构在其结构自重、均布荷载、浮托力等荷载的作用下，竖向位移整体向下，因该地基为软基础，竖向位移整体较大，从中轴线到两端分层分布，竖向位移整体呈反拱形，底板中轴线为船闸竖向位移的最小处，其大小为 53.35 mm，最大值位于边墩与回填土接触处，数值大小为 66.69 mm。

表 6 考虑混凝土损伤塑性的船闸位移情况 mm

工况	垂直水流方向位移	竖向位移
1	9.38	54.27
2	9.39	66.69

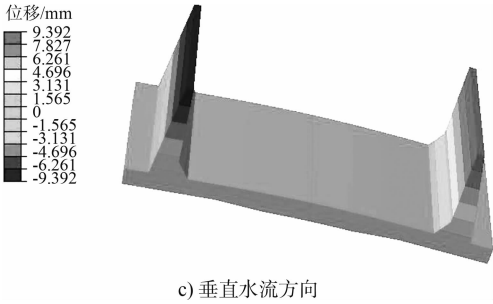
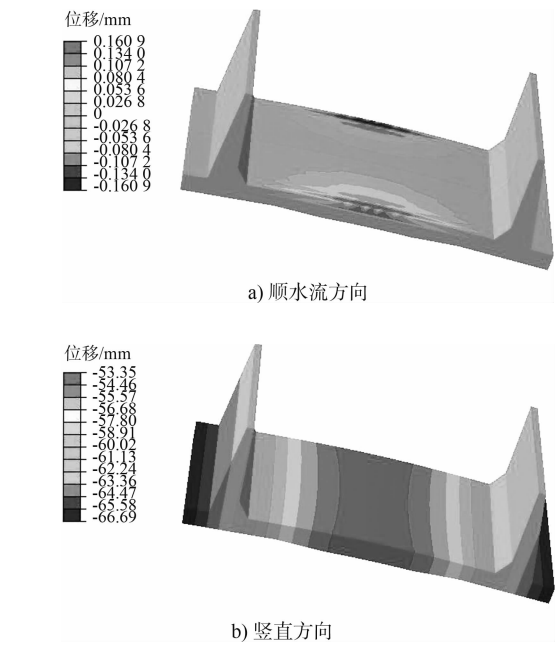


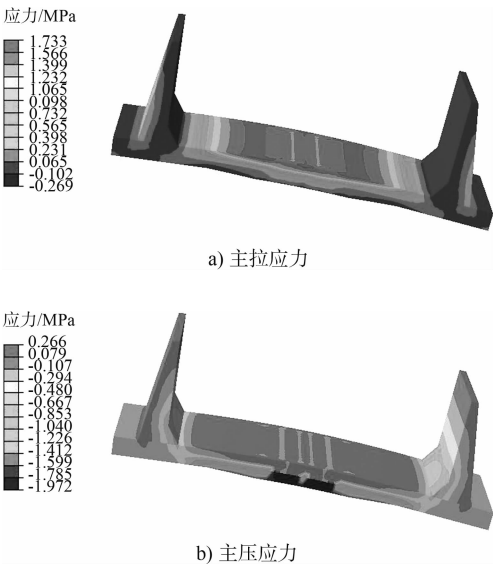
图 6 施工期工况位移分布云图

4.2 应力

各工况的主拉应力、主压应力、mises 应力极值见表 7，主拉应力、mises 应力最大值均出现在运行期工况，图 7 给出了运行期工况主拉、主压应力、mises 应力，图 8 给出了塑性区分布。在该工况下，底板上表面处于受拉状态，闸室其余部分处于受压状态，拉应力的最大值出现在闸室底板上表面中轴线附近，其值为 1.73 MPa，底板上表面中部出现了塑性区，该工作状况下，量值较大的主压应力分布的范围较大，主要分布在底板下表面的中间，这也与整体结构的拱形变形趋势相吻合，主压应力极值发生在下游底板下表面中间部位，量值较大，为 1.97 MPa，船闸 mises 应力较大值分布于底板上表面，最大值为 1.85 MPa。

表 7 考虑混凝土损伤塑性的船闸应力值 MPa

工况	最大拉应力	最大压应力	最大 mises 应力
1	2.10	1.85	2.09
2	1.73	1.97	1.85



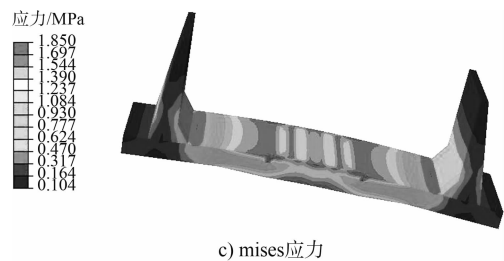


图 7 运行期工况应力云图

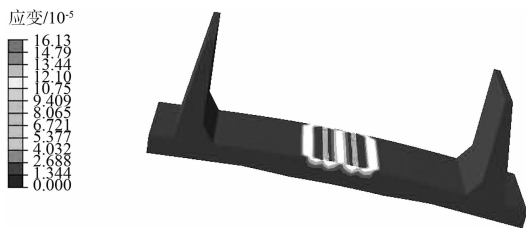


图 8 运行期工况塑性区分布云图

5 有限元计算结果对比分析

根据有限元计算结果分析可以看出, 考虑混凝土塑性的有限元模型, 直观准确地反映了船闸闸室结构混凝土的塑性区间, 这让船闸设计人员对软基船闸的位移变形规律有了更直观的了解, 对配筋设计有一定的帮助。

从表 8 可以看出, 在闸室位移方面, 船闸整体竖向位移及船闸垂直水流方向的位移相差不大, 这是因为对于船闸整体位移起决定作用的是土的力学性质, 两种有限元模型地基情况无差别, 在竖直方向均产生了较大的位移。从表 9 可以看出, 将混凝土视作线弹性的有限元模型计算出的 *mises* 应力、主拉应力均大于考虑混凝土损伤塑性的应力, 这是因为考虑材料塑性后, 当混凝土达到屈服后, 应力增加缓慢, 塑性变形又使应力重新分布。在实际工程中, 工程配筋量主要取决于弯矩值, 而弯矩值取决于拉压应力差, 从表 9 的数据可以看出, 塑性模型与线弹性模型的差距在 6% 左右, 具有一定的优势。

表 8 不同模型下闸室位移极值对比			mm
模型	垂直水流方向位移	竖向位移	
线弹性模型	8. 80	53. 86	
塑性损伤模型	9. 38	54. 27	

表 9 不同模型下闸室应力极值对比			MPa
模型	最大拉应力	最大压应力	最大 <i>mises</i> 应力
线弹性模型	2. 10	1. 85	2. 09
塑性损伤模型	1. 73	1. 97	1. 85

6 结语

本文结合某软基上船闸的工程实例, 应用 ABAQUS 的损伤塑性模型, 充分考虑混凝土的弹塑性变化, 采用有限元法对混凝土本构视为线弹性的有限元模型以及考虑混凝土损伤塑性的有限元模型进行分析计算, 并比较计算结果, 发现弹性计算得到的结果中拉应力往往大于混凝土的抗拉极限值, 考虑混凝土损伤塑性的分析结果准确显示了船闸结构的塑性区, 其应力分布情况更好地反映了闸室的受力情况, 在实际工程设计中具有一定的指导意义。由于船闸闸室结构较为简单, 综合考虑闸首的建模时间、计算时间以及工程人员的普及性, 本文所尝试研究的混凝土损伤塑性模型没有体现出很好的优越性, 可在船闸闸首结构中做进一步研究, 为设计人员进行配筋设计提供更为准确的理论指导。

参考文献:

[1] 龙丽吉, 康海贵, 高鑫林. 有限元分析及应力配筋法在大型复杂混合式船闸结构设计中的应用[J]. 水运工程, 2013(8): 141-146.

[2] 庄茁, 由小川, 廖剑晖, 等. 基于 ABAQUS 的有限元分析和应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2009: 170-178.

[3] 梁兴文, 钱磊, 谭丽娜. 基于的混凝土损伤塑性本构关系研究[C]//中国地震学会地震工程专业委员会. 第八届全国地震工程学术会议论文集(II), 2010.

[4] 雷拓, 钱江, 刘成清. 混凝土损伤塑性模型应用研究[J]. 结构工程师, 2008(2): 22-27.

[5] 夏志皋. 塑性力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1990: 40-47.

[6] JTJ 307—2001 船闸水工设计规范[S].

[7] SL 191—2008 水工混凝土结构设计规范[S].

[8] JTJ 307—2001 船闸水工建筑物设计规范[S].

[9] 苏超, 崔潇菡, 李炳华. 三维有限单元法在某大型分离式船闸闸室中的应用[J]. 南水北调与水利科技, 2013(5): 133-137.

[10] 卜丁, 杨斌. 船闸闸室结构三维有限元仿真分析[J]. 水运工程, 2010(9): 105-109.

[11] 苏超, 李劲松, 崔潇菡. 三维有限单元法在大型船闸闸首设计中的应用[J]. 水运工程, 2014(5): 112-116.

(本文编辑 武亚庆)