

水电站充水保压蜗壳结构非线性仿真分析

马震岳*, 何鹏程, 张运良, 张宏战

(大连理工大学 水利工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 以 ABAQUS 有限元软件为平台, 考虑水电站蜗壳充水保压浇筑外围混凝土、卸载形成间隙和再充水运行的全过程, 建立仿真计算模型, 研究保压蜗壳钢衬和外围混凝土部分联合承载的机理和混凝土结构损伤发生发展的规律. 以某大型水电站充水保压蜗壳结构为实例, 进行了三维非线性仿真分析, 并传统简化模型的计算结果进行比较, 通过两模型间主要差异存在原因的探讨, 得出了钢衬与混凝土间间隙不均匀性和间隙过早闭合是混凝土结构受力偏大和损伤程度发展的不利因素的结论. 研究认为, 仿真模型能够更真实地模拟保压蜗壳结构的受力与工作状态, 可以为蜗壳结构优化设计和钢筋有效配置提供更为可靠的分析方法.

关键词: 水电站蜗壳; 仿真分析; 非线性有限元; ABAQUS

中图分类号: TV31; TV731 **文献标志码:** A

0 引言

充水保压蜗壳是指在钢蜗壳充水加压的状态下浇筑外围混凝土, 待外围混凝土完全凝固后卸去保压水头, 钢衬收缩与外围混凝土形成缝隙, 在充水运行过程中首先是钢衬单独承载, 缝隙随着水头的升高而逐渐消失, 最后钢衬和外围混凝土联合承载, 因此其又可被称为部分联合承载蜗壳^[1]. 充水保压蜗壳结构可以根据保压水头值来调整结构的荷载分配, 充分发挥钢材的承载能力, 减小外围混凝土的受力从而降低配筋率, 控制和减少裂缝, 使设计更加合理. 对于 HD 值 (H 为工作水头, D 为蜗壳最大直径) 较高的大型水电站蜗壳, 包括抽水蓄能电站, 国内外大多采用保压方案.

近年来, 我国水电站的 HD 值越来越高, 对充水保压蜗壳结构研究大量开展, 得到了许多有意义的成果^[2~5]. 但以往的研究对于充水加压过程关注较少^[4], 在计算时假设当蜗壳内水压力小于和等于保压值时, 钢衬与外围混凝土之间的缝隙未闭合, 内水压力完全由钢蜗壳单独承受; 当内水压力大于保压值时, 假设钢衬与外围混凝土之间的缝隙完全闭合, 保压水头由钢衬单独承担, 超出保压值的剩余水头由钢蜗壳与外围钢筋混凝土

共同承担. 但是, 由于充水保压施工过程与正常运行期的环境和边界条件存在明显差异, 机组实际运行过程中, 在内水压力达到保压水头值的前后, 初始缝隙可能提前闭合或延迟闭合, 这一现象在三峡等工程的实际监测中得到证实^[6]. 因此, 简化计算模型难以真实反映蜗壳结构的工作机理. 建立仿真模型, 考虑蜗壳结构充水保压浇筑和运行中再充水加压过程, 才能真实地反映保压蜗壳结构的实际变形与受力状况.

蜗壳结构非线性分析在直埋蜗壳(完全联合承载)的数值分析中得到应用^[7,8]. 本文利用 ABAQUS 大型有限元分析平台^[9], 建立保压蜗壳的仿真模型; 运用钢筋混凝土塑性损伤模型, 进行三维非线性有限元分析, 探讨钢衬、钢筋混凝土的独立与联合承载机理, 以及蜗壳外围混凝土的损伤过程和损伤范围; 并通过仿真模型和简化模型计算结果对比分析, 明确保压蜗壳结构受力和损伤的一般规律, 为工程设计奠定理论和方法基础.

1 钢筋混凝土非线性有限元模型

由于钢筋混凝土材料的复杂性, 国内外众多学者在模型试验的基础上, 提出了各种关于混凝

土的本构关系、破坏准则及钢筋与混凝土的交互模型. 基于不同的假定, 不同的模型各有其特点. 著名的有限元软件, 如 ANSYS、ADINA、MARC 和 ABAQUS 等, 在钢筋混凝土非线性分析中采用了不同的模型. 美国 HKS 公司开发的有限元软件 ABAQUS 是目前最强大的非线性有限元分析工具之一, 其中提供了混凝土塑性损伤模型, 并且可以根据用户需要添加钢筋单元^[9].

1.1 混凝土塑性损伤模型

ABAQUS 软件中的混凝土塑性损伤模型使用各向同性损伤弹性结合各向同性拉伸和压缩塑性的模式来表示混凝土的非弹性行为, 是一个基于塑性的连续介质损伤模型. 该模型可用于单向加载、循环加载及动态加载等情况^[9].

1.1.1 引入损伤后的应力应变关系 程序通过引入“损伤变量”的内部状态变量即损伤因子来描述含微观缺陷材料的力学效应和混凝土在周期荷载作用下后继屈服的损伤机理. 引入损伤之后的应力应变关系如下式所示:

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

式中: D_0^{el} 和 D 分别是初始无损伤及损伤弹性刚度矩阵; d 为拉伸损伤因子, $d = 0$ 和 $d = 1$ 分别表示单元无损伤和单元完全损伤.

1.1.2 屈服条件 混凝土塑性损伤模型所用的屈服条件选取基于 Lubliner 等在 1989 年提出的屈服条件^[9], Lee 等在 1998 年对该屈服条件进行了修正, 模型考虑了在拉伸和压缩作用下不同的材料强度特征和强度演化, 根据应力的屈服函数, 以有效应力形式表示:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \frac{1}{1 - \alpha}(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}})\langle \hat{\sigma}_{\text{max}} \rangle - \gamma\langle -\hat{\sigma}_{\text{max}} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}) \leq 0 \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (4)$$

式中: α 和 γ 为量纲一的材料参数; σ_{b0} 为等轴向初始屈服压应力; σ_{c0} 为非等轴向初始屈服压应力; K_c 为表征偏应力平面上屈服曲线形状的参数; $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : I$, 是有效静水压力; $\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S} : \bar{S}}$, 是有效 Mises 应力; $\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma}$, 是有效应力 $\bar{\sigma}$ 的偏应

力分量; $\hat{\sigma}_{\text{max}}$ 是 $\bar{\sigma}$ 的最大特征值; 函数 $\beta(\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}})$ 的表达式为

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (5)$$

式中: $\bar{\sigma}_t$ 和 $\bar{\sigma}_c$ 分别为有效的拉伸内应力和压缩内应力.

1.1.3 流动准则 混凝土塑性损伤模型采用的是非关联流动准则:

$$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (6)$$

式中: $\dot{\lambda}$ 为塑性因子, 是一个非负的塑性系数.

模型的塑性流动势函数为 Drucker-Prager 双曲线函数:

$$G = \sqrt{(\bar{q} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (7)$$

式中: ψ 是高静水压力作用下子午面内的膨胀角; σ_{t0} 是单轴拉伸时的屈服应力; $\bar{q}$ 是塑性势能方程的流动偏心参数.

1.2 钢筋的有限元模型

程序可以根据用户需要添加单独的钢筋单元, 然后通过埋入方法将链杆单元嵌入混凝土块体单元, 程序可以自动耦合自由度. 嵌入式钢筋模型依据钢筋和混凝土位移协调, 分别求出混凝土和钢筋对单元刚度矩阵的贡献, 然后组合形成综合单元刚度矩阵^[3].

2 简化方法与仿真方法

简化方法的主要特点是不考虑蜗壳的充水保压过程, 假设机组运行时, 当蜗壳内水压力小于和等于保压值时完全由钢蜗壳单独承受内水压力; 当内水压力大于保压值时, 钢蜗壳与外围钢筋混凝土共同承担超过保压值的那部分内水压力. 具体计算时只考虑剩余水头, 并在蜗壳进口端施加一个轴向力以模拟施工中闷头的作用^[2].

仿真方法则要真实模拟保压浇筑外围混凝土的过程. 首先, 建立混凝土支墩和钢蜗壳的有限元模型, 对钢衬施加保压水头, 得到钢蜗壳在充水保压状态下的变形, 其决定着外围混凝土的内轮廓; 然后据此建立外围混凝土的有限元模型; 最后, 对整个模型分 5 个计算荷载步实现仿真过程的模拟: ①建立蜗壳和混凝土的接触关系. ②施加保压水头. ③激活在蜗壳和混凝土之间设置的接触单元和二期浇筑混凝土, 维持保压水头模拟保压浇

筑过程. 在激活时使混凝土无应力应变历史, 在保压水头下混凝土与钢蜗壳紧密贴合, 这样就模拟了二期后浇混凝土. ④卸去蜗壳内的水压, 这样就在蜗壳和混凝土之间形成了保压初始缝隙. ⑤逐级施加荷载至工作水头, 蜗壳和外围混凝土之间的缝隙逐渐消失, 共同承担内水压力.

3 计算实例

3.1 计算模型与材料参数

选取某大型水电站蜗壳结构作为计算实例, 其最大 HD 值为 $1\,820\text{ m}^2$. 钢衬用板单元模拟, 厚度从 70 mm 逐渐减小到 28 mm ; 外围混凝土采用八节点六面体单元; 钢筋采用杆单元模拟. 按照配筋图, 主要配筋包括: 两层环向钢筋 $\phi 32@200$, 两层水流向钢筋 $\phi 20@200$; 在蜗壳顶部, 配了一层环向钢筋 $\phi 20@200$, 在水平双向分别配置一层 $\phi 20@200$; 在蜗壳混凝土四周, 分别配置一层水流向钢筋 $\phi 20@200$, 一层竖向钢筋 $\phi 20@200$. 模型边界条件采用底面固定约束, 其余按自由边界考虑. 钢蜗壳和混凝土支墩网格见图 1, 保压浇筑的外围混凝土网格见图 2.

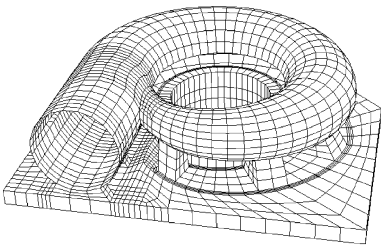


图 1 钢衬及混凝土支墩有限元网格
Fig. 1 FE meshes of steel liner and concrete buttress

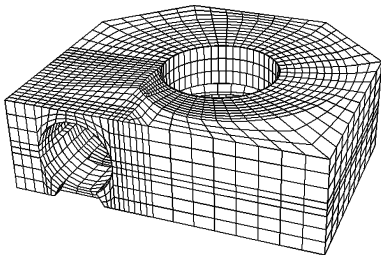


图 2 外围混凝土有限元网格
Fig. 2 FE meshes of surrounding concrete

3.2 计算荷载与条件

水电站运行时蜗壳承受的相关荷载有①结构自重; ②水轮发电机组固定部件和转动部件重量;

③定子机座和下机架基础板传递的总荷载; ④水轮机顶盖传递给座环上环板的静水压力合力 $95\,638\text{ kN}$; ⑤水轮机层楼板活荷载, 20 kN/m^2 ; ⑥保压水头 1.80 MPa , 运行期工作水头 2.8 MPa .

3.3 计算结果及分析

3.3.1 钢衬及钢筋的应力分析 根据计算结果整理了 5 个典型断面 (参见图 3) 钢衬和钢筋的应力, 如表 1 所示, 由于简化方法不能给出钢衬的真实应力, 仅列出仿真方法下的钢衬应力; 由于钢筋层较多, 仅列出了靠近钢衬的内层环向钢筋应力.

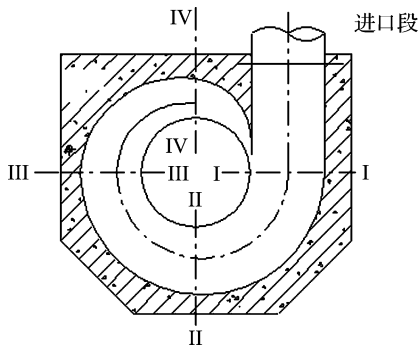


图 3 典型断面位置

Fig. 3 Typical position of selected sections

表 1 钢衬及钢筋单元应力

Tab. 1 Element stresses of the steel liner and rebar
MPa

断面位置	项目	关键点位置				
		上碟边	顶部	腰部	底部	下碟边
进口段	钢衬	158.3	151.3	140.1	111.7	147.6
	仿真钢筋	128.4	43.0	3.5	4.0	98.1
	简化钢筋	26.3	42.8	9.3	5.9	26.3
I	钢衬	113.9	120.8	90.4	112.8	118.1
	仿真钢筋	43.0	19.2	7.8	0.7	82.1
	简化钢筋	22.7	14.2	7.5	6.2	37.0
II	钢衬	118.9	109.8	96.4	119.7	107.7
	仿真钢筋	53.4	12.4	8.5	1.6	43.9
	简化钢筋	19.8	11.2	8.2	7.3	41.6
III	钢衬	137.1	123.1	101.7	119.5	125.2
	仿真钢筋	56.4	18.1	7.3	3.1	35.3
	简化钢筋	20.5	10.3	6.4	6.4	23.4
IV	钢衬	96.3	110.6	94.8	106.5	98.7
	仿真钢筋	51.8	9.2	5.9	1.5	47.4
	简化钢筋	15.5	9.1	8.3	3.3	28.4

分析计算结果可以得出以下结论:

(1) 钢衬的应力以拉应力为主, 总体应力分布较为均匀, 在混凝土较薄的区域, 钢衬的应力较

大. 在同一断面, 拉应力较大的区域发生在钢衬的上下碟边及蜗壳的顶部区域. 从上环板处到顶部再到腰部, 应力值逐渐减小, 最小应力出现在蜗壳腰部到底部的区域.

(2) 分析靠近钢衬的两层环向钢筋应力可以看出, 除个别区域外, 一般是内层钢筋应力大于外层钢筋应力. 对于同一断面, 腰线以上部分钢筋的应力明显大于腰线以下的. 钢筋应力较大的区域一般发生在蜗壳上下碟边、蜗壳直管段的顶部区域.

(3) 水流向的两层钢筋应力值普遍较小, 最大不超过 20 MPa.

(4) 两种计算方法的比较可看出, 仿真方法得出的钢筋应力值要明显大于简化方法的.

3.3.2 蜗壳外围混凝土应力分析 图 4、5 分别为简化方法与仿真方法的混凝土应力分布图. 蜗壳外围混凝土应力主要表现为拉应力, 少部位存在较小的压应力. 在混凝土较薄的地方, 拉应力较大, 本算例在蜗壳顶部拉应力较大, 该部位外围混凝土厚度最薄, 且混凝土拉应力呈现外大内小的趋势; 在蜗壳直管段靠近鼻端附近区域, 也是拉应力较大部位. 这是两种计算方法反映出来的共同规律, 不同的是, 仿真方法得出的高应力区域要比简化方法得出的大.

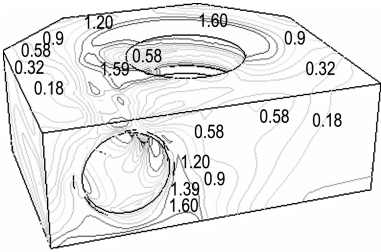


图 4 简化方法外围混凝土应力

Fig. 4 The stress of surrounding concrete with the simplification method

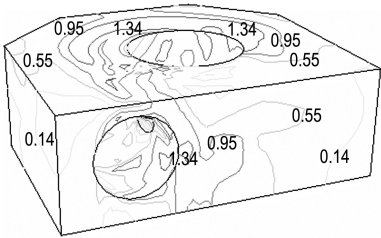


图 5 仿真方法外围混凝土应力

Fig. 5 The stress of surrounding concrete with the simulation method

3.3.3 蜗壳与外围混凝土间的间隙 上述计算结果反映出仿真方法得出的外围钢筋混凝土应力大于简化方法的, 为分析其原因, 必须对钢衬与外围混凝土之间的缝隙闭合过程加以研究. 下面选取 I ~ III 断面之间的区域进行简要说明. 卸去保压水头后, 钢衬与外围混凝土之间形成的缝隙范围较大, 除蜗壳腰部到底部之间, 大多区域呈张开状, 蜗壳顶部缝隙较大(图 6). 分析缝隙随荷载升高而变化的规律可看出, 当蜗壳的内水压力加载到保压水头时, 在 45° 及 315° 位置附近的缝隙没有完全闭合. 除此之外, 其他部位的缝隙都已闭合. 在 90°、135°、180° 及 225° 位置附近的缝隙, 在荷载未达到保压水头时, 缝隙已提前闭合, 各处缝隙闭合顺序依次为 225° 处→180° 处→135° 处→顶部 90° 处→315° 处、45° 处.

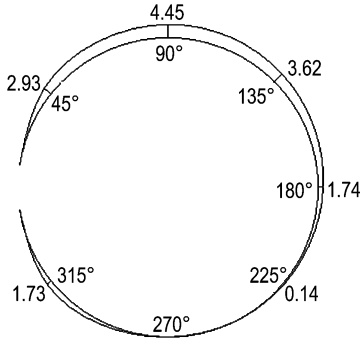


图 6 简化方法断面 III 缝隙大小(mm)

Fig. 6 The slit value of Section III with the simplification method (mm)

简化模型是假设当蜗壳内水压力达到保压水头时钢衬与外围混凝土之间的缝隙正好完全闭合, 外围混凝土开始联合承载, 没有考虑缝隙分布的不均匀性和闭合的先后规律. 而通过以上分析可知, 蜗壳顶部 90° 至蜗壳底部 270° 之间的缝隙在荷载未达保压水头时已提前闭合, 而 45° 及 315° 位置附近的缝隙在荷载超过保压水头时仍未完全闭合, 缝隙提前闭合意味着外围钢筋混凝土提前联合承载, 故仿真模型下外围钢筋混凝土承载比例大于简化方法, 应力水平也相应增大.

另一方面, 缝隙在达到保压水头后仍未完全闭合的区域, 钢筋混凝土联合承载被推迟, 混凝土应力响应比简化方法的小, 如图 7(a)、(b) 所示.

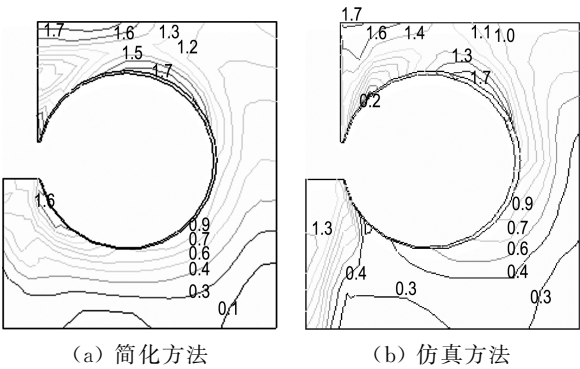


图 7 断面Ⅲ应力

Fig. 7 The stress of Section Ⅲ

3.3.4 蜗壳外围混凝土损伤分析 根据混凝土塑性损伤模型,当拉应力达到抗拉强度时损伤随即发生,随着荷载的进一步增高,损伤变量不断增大,损伤区域持续扩展.图 8、9 分别为简化方法与仿真方法得出的外围混凝土损伤等值线分布,图中拉伸损伤变量大于 0 的区域表示混凝土出现损伤,拉伸变量达到 1 时混凝土完全损伤.

计算结果表明,外围混凝土的损伤一般出现在混凝土较薄部位,两种方法得出的混凝土损伤

区域基本一致,只是仿真方法的损伤更严重一些.在直管段顶部,两种方法得出的损伤均较严重,主要是由于该处钢衬管径最大、混凝土最薄,最先发生损伤,损伤变量内小外大,呈由外到内逐渐减小的趋势;在图中的 A 处,简化方法混凝土出现了轻微的损伤,并没有扩展到蜗壳外缘,而仿真方法在该处的损伤扩展到了蜗壳外部;在图中的 B 处,仿真方法得出的混凝土损伤也较严重.在蜗壳座环上下碟边附近的混凝土很薄,受力复杂,且直接与钢衬连接,所以两种方法得出的混凝土损伤均比较严重.

实际工程观测资料^[3]及模型试验结果^[5]表明,进口直管段是整个蜗壳结构最薄弱的区域,较易出现裂缝.上述损伤分析表明,ABAQUS 的混凝土塑性损伤模型较好地模拟了保压蜗壳的损伤特性.

4 结 论

(1)与简化模型相比,仿真模型能较好地模拟保压蜗壳结构的受力与工作状态,真实反映了保压缝隙发展的不均匀性,明确了缝隙提前闭合和延迟闭合的范围,与实际情况较为符合.

(2)仿真模型计算表明,部分区域的缝隙在荷载未达保压值时已提前闭合,意味着混凝土存在提前联合承载的现实,混凝土损伤区域和损伤程度较简化模型有所发展,从结构安全性角度评价,简化模型存在不安全倾向,而仿真模型则更为合理和可靠.

(3)保压蜗壳结构属于大体积钢筋混凝土结构,与已有的实测资料及模型试验结果对比定性评价,利用 ABAQUS 的混凝土塑性损伤模型得出的损伤分布符合一般规律,说明基于损伤分析的仿真模型对于蜗壳结构优化设计和钢筋有效配置具有指导作用.

(4)本文没有考虑施工期和运行期的温度变化作用,也缺乏模型和原型试验的验证,是今后需要着重完善与发展的方向.

参考文献:

[1] 董毓新,李彦硕. 水电站建筑物结构分析[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1995

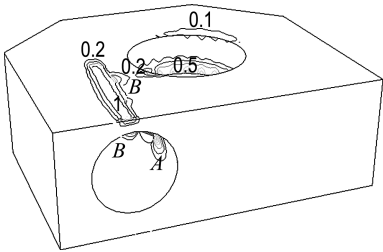


图 8 简化方法外围混凝土损伤

Fig. 8 The damage of surrounding concrete with the simplification method

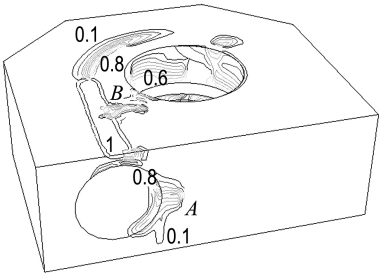


图 9 仿真方法外围混凝土损伤

Fig. 9 The damage of surrounding concrete with the simulation method

[2] 秦继章,马善定,伍鹤皋,等. 三峡水电站“充水保压”钢蜗壳外围混凝土结构三维有限元分析[J]. 水利学报, 2001(6):28-32

[3] 秦继章,马善定,龚国芝,等. 三峡水电站“充水保压”蜗壳三维仿真整体结构模型试验 [J]. 水利学报, 2002(10):33-38

[4] 李文富,李锦成,赵小娜. 水电站充水预压蜗壳结构的应力仿真算法研究[J]. 水力发电, 2004, **30**(3): 52-54

[5] 秦继章,马善定,戴会超. 高水头抽水蓄能电站蜗壳结构配筋原理研究[J]. 水力发电学报,2006, **25**(1): 30-33

[6] 张宪明,廖明菊. 三峡水电站左岸厂房 10[#] 机组充水保压蜗壳监测成果分析[J]. 科技咨询导报, 2007 (30):84-86

[7] 伍鹤皋,蒋逵超,申艳,等. 直埋式蜗壳三维非线性有限元静力计算[J]. 水利学报, 2006, **37**(11):1323-1328

[8] 蒋逵超,伍鹤皋,申艳. 完全联合承载蜗壳三维非线性分析[J]. 水力发电学报, 2007, **26**(1):71-76

[9] Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. **ABAQUS/Standard User's Manual** [M]. US: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. , 2002

Nonlinear simulation analysis for preloading spiral case
of keeping constant internal water pressure of hydropower station

MA Zhen-yue*, HE Peng-cheng, ZHANG Yun-liang, ZHANG Hong-zhan

(School of Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Based on the FE software — ABAQUS, a simulation model was established to research into the construction and running process of the preloading spiral case keeping constant internal water pressure of hydropower station. The model firstly takes into account the surrounding concrete constructing keeping a preloading internal water pressure with constant value, then the removing of the preloading load and initial gap established, and finally the re-filling of water with normal operation. The load-bearing properties both by spiral case steel liner and the surrounding concrete and the concrete damage developing process were studied mainly. Taking a large preloading spiral case as a real model, 3D-nonliner simulation was carried out, and the experimental results were compared with those of the traditional simplification model. Through the analysis of the main differences between two models and discussion of the developing and closing process of the gap between steel liner and the outer concrete structure, it is concluded that the non-uniform distribution and too-earlier closing of the gap are the main reasons of the higher stress level of the concrete and the damage developing. The simulation model could represent more practically the bearing characteristics and the operation properties of the preloading spiral case, and could be taken as a reliable simulation method for the structure design of the spiral case and rebar's playing.

Key words: spiral case of hydropower station; simulated analysis; nonlinear FE; ABAQUS