

百万千瓦级核电厂安全壳 结构与试验研究

夏祖讽 王明弹 黄小林 王晓雯

(上海核工程研究设计院 上海 200233)

摘要:通过建立符合先进核电厂安全壳结构特点的线性和非线性有限元分析模型,得出合理的安全壳预应力张拉顺序,计算出安全壳在设计事故内压、严重事故内压状态下的工作性能及其极限承载能力,并与1:10的大比例尺结构模型试验结果相互比较,取得一致的结论:先进核电厂安全壳符合国际上极限承载力 ≥ 2.5 倍设计内压的合格标准。从而验证了先进核电厂安全壳概念设计的合理性。

关键词:安全壳 预应力 内压 有限元分析 模型试验

1. 安全壳设计描述

反应堆厂房可分为两部分:安全壳结构和内部结构。安全壳结构内布置有核工艺设备,支撑在内部结构上。安全壳结构由底板、筒壁和弯顶组成。安全壳多数都设计成由椭球形或半球形弯顶、圆柱形筒壁和底板组成的形状。椭球形弯顶和筒壁的连接处都设置有一环梁,承受该部位很大的集中应力。对于预应力混凝土安全壳来说,环梁还被用来分别锚固弯顶和筒壁上的预应力钢束。而半球形弯顶和筒壁的连接处由于在几何形状上属平滑过渡,理论上没有集中应力问题,因此受力更加合理。对于预应力混凝土安全壳来说,锚固弯顶和筒壁上的预应力钢束则没有了可锚固的位置,设计中将二者连为一体,使钢束形成倒U字形。由于后者对预应力钢束的材料、施工技术、张拉能力等都有很高的要求,所以这种形式的预应力安全壳在近十年来才开始应用于一些国家的核电厂设计和建造中,并成为新一代核电厂的主要标志之一。用于国产百万千瓦级的核电厂设计建造的安全壳即属于后一类。

安全壳筒壁的内径和高度取决于设备的布置以及在事故工况下为保证安全壳内的压力控制在允许值以下而需要的自由空间;筒壁的厚度首先要满足安全壳结构受力的要求,其次还要

保证辐射屏蔽的要求。

安全壳和内部结构底板以上的部分在结构上是完全分开的,这样可使建造程序更加灵活,两者相互独立,另外还可减少安全壳内侧的附着物,从而减少潜在的泄露部位。

安全壳的另一主要功能就是将放射性物质的外泄控制在允许的范围内。为了达到这一目的,在安全壳的内表面设置了一道钢衬里,用碳钢薄板焊接形成一个全封闭的整体并锚固在内侧的混凝土表面。布置在安全壳结构内的预应力体系还可控制混凝土壳体中的拉应力不使裂缝出现,有助于控制泄露。

安全壳的筒壁根部连接在一块大的钢筋混凝土底板上。除了支撑安全壳结构以外,同时也作为内部结构的基础底板。底板的厚度首先要满足结构受力的要求,其次还要考虑在严重事故工况下堆芯融化对底板混凝土的烧融破坏。另外,在底板中还布置有用于安全壳结构竖向预应力钢束张拉操作空间的环廊。

百万千瓦级核电厂安全壳底板表面的设计标高为 $\pm 0.00\text{m}$,设有6mm厚的钢衬里。安全壳的筒壁内径为40m,顶标高36.50m,壁厚1.10m,内表面设有6mm厚的钢衬里;筒壁上根据工艺设计要求留有許多贯穿孔洞,其中较大的如设备闸门直径7.00m,中心标高为20.00m,

为了防止开洞对安全壳结构整体的影响,在洞口周围向筒壁外侧进行了局部的加厚增强,筒壁上还设置了两个扶壁柱用于环向预应力钢束的锚固;安全壳的弯顶内径为40m,壁厚0.90m,顶标高57.40m,内表面设有6mm厚的钢衬里,和筒壁、底板上的钢衬里连接成为一封闭的整体。

2. 预应力体系

预应力钢束采用 $37\phi 15.7$ 、1860MPa级,每束极限承载力 $T=9807\text{kN}$ (表1)。

表1 预应力体系参数

筒壁		弯顶	
环向钢束间距	0.40m	环向钢束间距	10.80m
总根数	88	总根数	20
竖向钢束间距	0.80m	两组正交钢束间距	0.78m
总根数	82×2	总根数	41×2

注:①布置在仰角 45° 以下,以弥补只有径向束的薄弱部位;

②实际与竖向束合二为一。

3. 研究方法

安全壳结构分析包括静态分析、动态分析和极限承载力非线性分析等方面;分析模型有集中质量模型、轴对称模型、三维壳体模型、三维体单元模型等;分析对象有安全壳整体结构、筒壁局部开孔部位、筒壁与底板局部连接部位、预应力体系、钢衬里锚固等。

图1、图2是先进安全壳结构分析中采用的几种模型示意图。分析软件采用新版的SAP2000Plus、ANSYS等。

进行先进安全壳结构模型试验的目的是为了验证新一代安全壳的预应力体系布置的合理性、安全壳结构极限承载力水平,同时也对非线性理论分析的手段作一评估,包括分析软件、分析模型以及参数的选取等。我们实施了1:10的模型试验,得到了结构模型在预应力施加前后的一些结构特性,以及结构模型在弹塑性阶段的结构特性,取得了预期的结果;与此同时针对结构试验模型进行的理论分析计算也在

试验前给出了模型结构在各个阶段变化的预测,并在试验完成后给出了全面的分析报告。

理论分析和试验研究都确认了先进安全壳结构的设计内压为4.4MPa(净自由容积 $\geq 51300\text{m}^3$)。

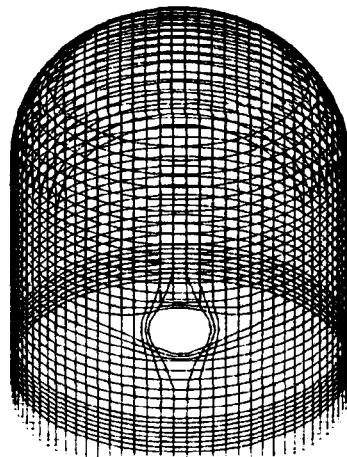


图1 安全壳预应力钢束杆单元布置图

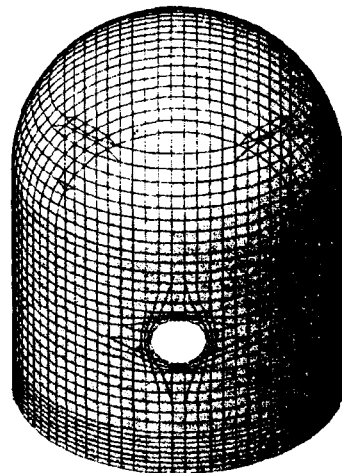


图2 安全壳壳体或实体单元布置图

4. 安全壳结构分析

4.1 安全壳预压应力及钢束张拉顺序分析

所谓预应力混凝土安全壳,主要是通过大量的预应力钢束预压混凝土壳体,安全壳结构受到钢束的预压力可以使混凝土结构具有较好的整体密封性,并借壳体中布设的大量双向预应力钢束来平衡由安全壳设计事故内压所造成

的薄膜拉力。因此预应力也成为预应力安全壳结构的另一个主要荷载。

由于目前第三代预应力安全壳钢束的布置在弯顶仰角 45° 以下比较复杂,对预压应力的分析计算如果仍按过去传统的方法把它当作外压分布荷载,最大的困难是该处的外压值根本无法正确确定,故不能模拟该处施加预压应力的真实状态。我们经过反复考虑,本专题的计算模型中采用在预应力束的位置沿预应力束的方向上设置杆单元,并充分利用SAP2000程序的功能,在杆单元上施加预应力来直观地模拟复杂预应力钢束的真实作用。对计算模型的这一处理方法有独创性,它可以用来对钢束布置复杂的任何预应力混凝土结构进行计算分析。目前尚未在国内外文献中见到此方面的相关报道。

预压应力的计算分析表明:整个安全壳结构大部分应力均在 $-7.0 \sim -10.5 \text{ MPa}$ 之间。除设备闸门洞口有少部分拉应力区(最大值也只有 0.71 MPa)外,整个壳体几乎全部受压,应力分布也很均匀。

预应力钢束张拉顺序的分析对安全壳结构受力有很大影响。如选用的张拉顺序不当,就会使安全壳结构在张拉期间产生张拉裂缝,从而降低安全壳结构的整体受力性能。经多次反复试算,初步选定合理的施工张拉方案,如图3所示,以便指导今后的施工。

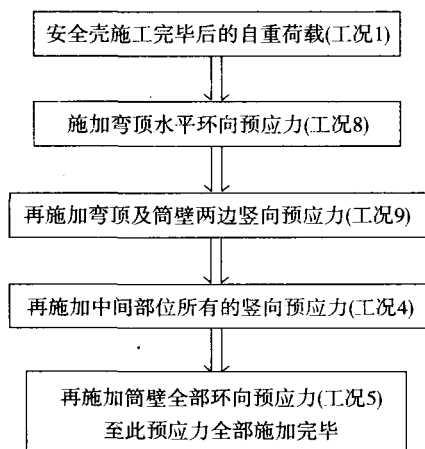
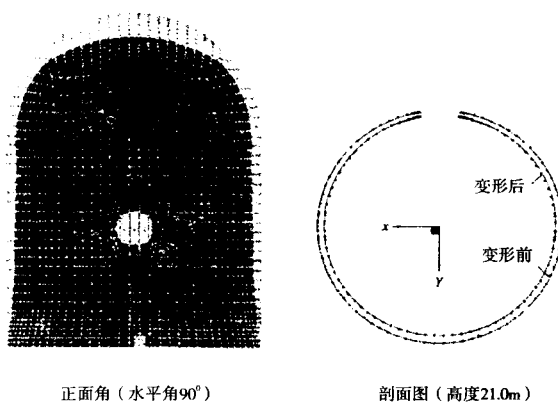


图3 预应力钢束张拉顺序

4.2 安全壳内压分析计算

针对核电厂安全壳实体结构的主要设计荷载—设计事故内压,作整个安全壳壳体全三维的分析计算。图4是安全壳在自重、预应力及设计内压作用下的变形。分析计算到 1.0 Pa 、 1.5 Pa (Pa 为设计事故内压, $\text{Pa}=0.4 \text{ MPa}$)及与预先施加在壳体上的自重、预应力荷载叠加后的受力状态。计算结果显示,所设计的新型安全壳在 1.0 Pa 及 1.5 Pa 情形下整个壳体的所有部分均处于弹性受力状态,虽然按ACI-359规范,对 1.5 Pa 荷载组合情形允许安全壳结构高于弹性阶段,然而作为安全壳的设计规范,目前尚未考虑严重事故的超压状态,而概念设计并不回避在严重事故下出现超过设计内压的可能。这就需要使新的安全壳结构设计与之相应,以确保安全壳结构必要的安全性。

从整个壳体有限元详细分析以及以下的1:10模型试验对比结果看,对安全壳结构的主要受力荷载而言,直至 1.5 Pa 内压状态,整个安全壳结构并未出现特别的薄弱环节,这进一步表明我们所确定的先进核电厂安全壳概念设计是非常合理的。



正面角(水平角 90°)

剖面图(高度 21.0 m)

图4 安全壳结构线性分析模型变形图
(自重+全部预应力+设计事故内压)

4.3 安全壳1:10模型极限承载力 非线性简化分析

参照美国Sandia国立试验研究所首先提出的普通钢筋混凝土结构薄膜应力分析方法,在计算模型所面临的预应力钢筋混凝土这一特殊条

件下加以推广和补充。对这一理论的推广工作已经在秦山一期的预应力安全壳的极限承载力研究课题中取得了成功。

本专题的分析工作看似十分简单,但分析中既考虑到预应力钢束、普通钢筋的共同作用,也考虑到混凝土的共同参与。计算分析也能计及预压应力的实际变化,混凝土本身也计及受拉裂缝大,直至钢束进入屈服阶段后才退出受拉工作的这种应力状态的全过程,具有明显的工程直观概念。

通过本专题的非线性简化分析,得出目前所采用的先进核电厂预应力混凝土安全壳结构1:10模型的内压荷载极限承载力计算值约为1.34MPa,相应的设计安全裕度可达3.35。这一结论为模型试验的加载范围作了准备,也同样为1:10模型详细的非线性有限元分析计算专题及安全壳实体极限承载力非线性详细分析专题,预先给定了一个参考目标值。

4.4 安全壳1:10模型非线性有限元计算

通过安全壳1:10模型在试验内压下详细的非线性有限元分析计算,以期获得安全壳模型结构在内压作用下全过程的反应,并与模型试验结果相互验证,检验理论分析的正确性。

分析的软件采用ANSYS程序,一方面为了减少有限元计算的自由度和计算时间,另一方面也为了更加真实地模拟安全壳钢筋混凝土结构(包括其中的配筋)及预应力束,最终利用结构本身和荷载的对称性选取1/2结构(方位角 $90^{\circ} \sim 270^{\circ}$)建立模型。以8节点的六面体单元模拟混凝土,普通钢筋采用弥散化钢筋模型,而预应力钢束则采用二力杆单元真实模拟。

计算分析显示,内压为0.6MPa时设备闸门孔附近出现局部裂缝,内压增加到0.8MPa时靠近设备孔的筒壁段开始出现裂缝,内压增加到0.9MPa时筒壁严重开裂,内压增加到

1.0MPa时弯顶也出现严重开裂,这与实际模型试验结果基本一致。变位的计算与模型试验也大致相符,可见分析计算是十分可靠的。

该计算同时委托清华大学土木系实施,以指导安全壳1:10模型试验,获得安全壳模型结构在内压作用下的全过程反应,并以第三者的身份得出与模型试验结果的理论对比,揭示安全壳结构模型受力状态的本质。

图5是清华大学建立的安全壳结构模型图,但计算中预应力采用空间曲面膜单元施加膜应力来实现。

计算分析显示,内压为0.7MPa时闸门孔也出现少数几条裂缝,0.8MPa时筒壁开裂,1.0MPa时筒壁严重开裂,这与实际模型试验结果十分一致,也与我院的计算吻合。

模型的极限承载力可达1.34MPa左右。与模型极限承载力非线性简化分析完全一致,稍高于模型试验的实际结果。但实际模型试验的破坏是由单根钢绞线束在锚具处过早的破坏所导致。因此通过本专题的详细的有限元非线性分析,安全壳模型应该具有更高的极限承载力裕度。

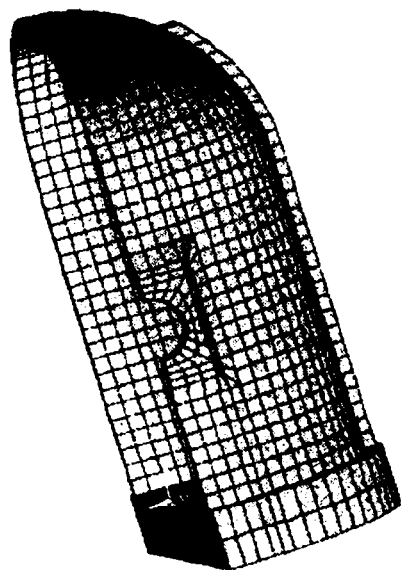


图5 安全壳结构模型图

4.5 安全壳极限承载力非线性分析

针对概念设计的安全壳实体结构,按设计院对工程设计的习惯做法,计算模型中目前尚未讨论大开孔和扶壁的局部影响。利用结构的对称性,只取1/4壳体以减少计算机时。计算模型中考虑了钢衬。钢筋混凝土单元也采用8节点六面体单元,筒壁厚度方向采用三层(弯顶两层)单元,预应力束则采用直观的杆单元,钢衬里采用薄壳单元。除混凝土单元外,模拟预应力钢束和钢衬里的单元均分别采用了非线性单元。

选用非线性小应变模式,计算结果显示,混凝土的开裂荷载为0.89MPa,计算的终止内压荷载为1.22MPa。此时安全壳后张钢束尚未屈服,筒壁根部的弯剪截面尚未达到剪力极限状态,但钢衬里却已达到薄膜拉应变为 3×10^{-3} 这一极限允许值。钢衬里的应变值万一超过此值,很容易发生焊接钢衬里本身的撕裂,导致安全壳泄漏率急剧上升污染环境。因此从设计的角度,根据本次计算把所设计的安全壳内压极限承载力定为1.22MPa还是合适的。这意味着目前安全壳结构的设计基准事故内压的裕度为3.05,完全满足要求。即使对严重事故工况超压的估算值而言,目前还有一倍多的安全储备。当然如果能选用非线性大变形模式,以及在计算技巧上进一步改进,该安全壳的内压承载力的计算值还能更高,只不过此时得出的只是单纯的安全壳的所谓计算强度极限值,对安全壳设计来说意义已经不大了。图6是在每一荷载步作用下,安全壳结构非线性的径向、竖向位移。

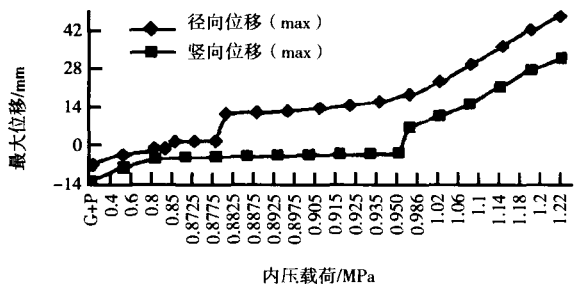


图6 安全壳结构非线性的径向、竖向位移

该计算模型本质上是轴对称壳体受力状态,虽然迄今为止还是世界各国设计院最常用的模型,但就极限承载力的非线性分析的严格意义来讲,尚未考虑到大开孔及扶壁的影响。上海核工院在过去第二代安全壳的模型试验以及这次第三代安全壳的模型试验均证实,我们的大开孔补强设计方案均不是破坏的薄弱环节。但我们计划今后还得修改计算模型,补充大开孔和扶壁,进一步对本专题作深入分析。

5. 安全壳1:10模型试验研究

通过1:10的安全壳模型试验可看出,扶壁柱的加强作用明显,设备闸门加强区对变形的影响显著,该区域的变形明显小于附近其他区域,弯顶采用半球设计有明显的优点,变形均匀,应力分布合理。整个安全壳模型在内压为0.7MPa ($1.75P_a$, P_a 为设计事故内压0.4MPa)时,结构总体上处于弹性阶段,这有利于今后的严重事故超压(约 $1.75P_a$)时的受力状态。内压为0.8MPa ($2.0P_a$)时出现筒壁裂缝,最后内压破坏值达到设计压力的2.7倍以上,说明安全壳具有足够的安全储备。从试验结果看出,筒壁中段的纵向裂缝首先出现,最终破坏是由筒壁中段的环向承载力破坏造成的,这是十分理想的破坏模式。不过目前的模型破坏本质上是由于部分筒壁环向钢束过早破断造成的,而实体安全壳的预应力钢束是由37根钢绞线组成的,不可能出现因模型中只用单根钢绞线束容易出现的因个别锚具处过早断裂造成的破坏。因此今后的实体安全壳的内压极限承载力的裕度必然会超过试验值。这也为相应的分析计算所证实。

用安全壳线性计算分析的结果与这次模型试验的结果作了对比。对比表明,两者总体上还是有可比性的。但模型试验显示在安全壳的扶壁处加强作用过于显著,从而导致筒壁变形在扶壁处的约束作用过大,事实上这是不利的。好在模型的扶壁尺寸由于缩尺制作上的限

制比概念设计扶壁尺寸大,而实体结构分析表明,约束并没有这么明显,设计选定的尺寸是合理的。同样,设备闸门处也有类似结果,由于缩尺模型的制作刚度比实体的要求相对为大,而本专题实体结构的分析表明,设备闸门处的变位与附近的筒壁变位也比较协调,看来概念设计也是合理的。

图7列出了在高度8.70m和35.0m处试验值与计算值的结果比较,从图中可以看出,安全壳竖向位移计算结果与模型试验实测值的修正值基本吻合,但环向位移的个别点相差较大。试验中因模型制作精度的限制(如模板、预应力束的布置等),设备闸门洞口及扶壁加强部分偏刚,设备闸门及扶壁处的位移相当小。

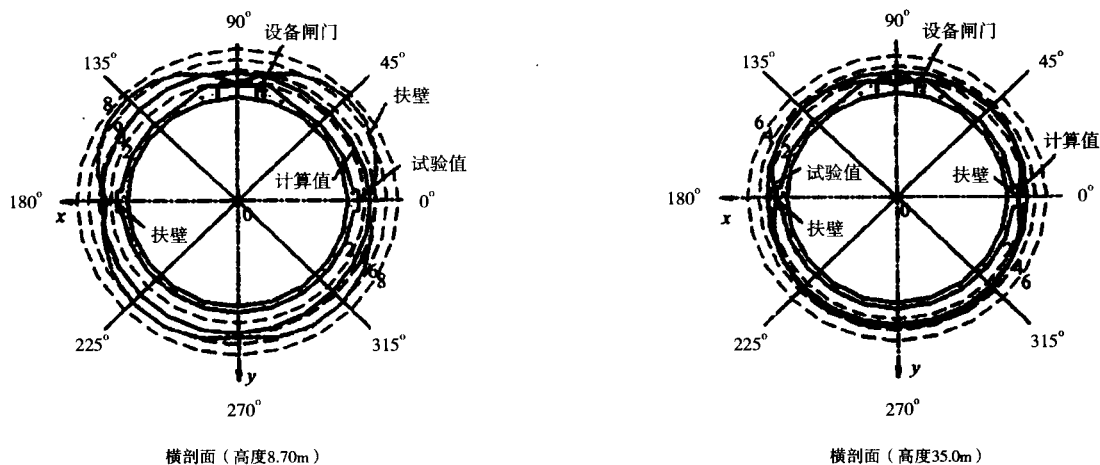


图7 安全壳结构变形计算值与试验值的对比(设计事故内压0.4MPa作用下)

6. 结论及建议

通过两年努力,先进核电厂安全壳设计性能分析与试验研究项目进行了7个方面专题的研究工作。作为项目责任单位的上海核工程研究设计院承担了其中五个专题的工作,另两个专题分别委托冶金部建筑研究总院(模型试验)及清华大学(模型详细分析)。在上海核工院的总体布置和协调下,各个单位从不同的角度和方式、方法对先进核电厂安全壳的设计性能包括内压事故、严重事故和内压状态的极限承载能力等方面,通过实施1:10的模型试验及理论计算的分析,均取得了一致的结果。这表明目前的先进核电厂安全壳的设计是十分合理的,其内压承载力是完全可以信任的,所得出的安全裕度也是足够的,符合国际上 ≥ 2.5 的合格标准。

作为安全壳结构,地震荷载也应是另一个较为重要的外荷载。从安全壳的体形来看,应

则认为抗震性能是好的,定性来说,第三代安全壳应该比第二代安全壳更好。但从安全壳改型设计的意义来讲,还有必要实施地震作用下的模型验证试验。因此作为课题研究的更全面性要求,今后还应该继续开展具有中国特色的第三代安全壳的动态模型试验验证及相应的动态分析研究工作。

参考文献

- [1] 沈聚敏,王传志,江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M].北京:清华大学出版社,1993.
- [2] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M].北京:清华大学出版社,1999.
- [3] K J William&E D Warnke. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete [J].Proceedings,International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, 1975.