

ICS 27.120.20
F 65
备案号: 46488-2014

NB

中 华 人 民 共 和 国 能 源 行 业 标 准

NB/T 20303—2014
代替 EJ/T 926-1995

**压水堆核电厂
预应力混凝土安全壳设计规范**

**Design requirements for prestressed concrete containments for pressure water
reactor nuclear power plants**

2014 - 06 - 29 发布

2014 - 11 - 01 实施

国家能源局 发布

目 次

前言	II
1 范围	1
2 规范性引用文件	1
3 术语和定义	1
4 设计原则	2
5 荷载和作用	3
6 材料	4
7 预应力混凝土壳体设计	4
8 筏板基础设计	9
9 钢衬里及锚固系统设计	11
10 安全壳结构强度试验	14
11 安全壳密封试验	15
附录 A (规范性附录) 预应力钢束与孔道壁之间的摩擦损失	17
附录 B (资料性附录) 扭切应力计算	18
附录 C (资料性附录) 预应力效应计算方法	20
附录 D (资料性附录) 混凝土弹性压缩损失	21
附录 E (资料性附录) 应力松弛损失计算	22

前 言

本标准按照GB/T 1.1—2009给出的规则起草。

本标准代替EJ/T 926—1995《压水堆核电厂预应力混凝土安全壳设计规范》。与EJ/T 926—1995相比，除编辑性修改外主要技术变化如下：

- 增加了对严重事故的设计原则以及密封性的要求；
- 荷载及荷载组合中增加了对严重事故工况的规定；
- 增加了对外部人为事件、严重事故以及特殊组合的验收准则；
- 修改了安全壳钢筋、钢绞线、钢衬里材料的要求，补充了温度计算的要求以及混凝土收缩徐变的计算规定；
- 补充了预应力效应计算和损失的计算方法，补充了锚固区的设计方法以及预应力孔道的构造要求；
- 增加了筏板基础的计算要求，裂缝宽度验算的要求；
- 修改了钢衬里应变计算和构造要求；
- 补充了安全壳强度试验埋设的仪表要求；
- 修改了密封性试验的要求。

本标准的编制参考了国内外最新的相关标准和规范，总结了我国目前已建和在建核电厂预应力混凝土安全壳结构设计的工程实践。

本标准由能源行业核电标准化技术委员会提出。

本标准由核工业标准化研究所归口。

本标准起草单位：中国核电工程有限公司。

本标准主要起草人：王黎丽、张超琦、孟剑、李玉民、贾汇、周洪琦、张卫国。

本标准所代替的EJ/T 926于1995年7月首次发布。

压水堆核电厂预应力混凝土安全壳设计规范

1 范围

本标准规定了压水堆核电厂预应力混凝土安全壳的设计原则、荷载与荷载组合、材料选用、预应力混凝土壳体设计、筏板基础设计、钢衬里及其锚固系统设计以及安全壳结构整体性试验和密封性试验的要求。

本标准适用于压水堆核电厂带钢衬里的承压后张法预应力混凝土安全壳结构设计。

2 规范性引用文件

下列文件对于本文件的应用是必不可少的。凡是注日期的引用文件，仅所注日期的版本适用于本文件。凡是不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范

GB 50009—2012 建筑结构荷载规范

GB 50010—2010 混凝土结构设计规范

GB 50011—2010 建筑抗震设计规范

GB 50017—2003 钢结构设计规范

NB/T 20005.7—2010 压水堆核电厂用碳钢和低合金钢 第7部分：1、2、3级钢板

NB/T 20012—2010 压水堆核电厂核安全有关的混凝土结构设计规范

NB/T 20018 核电厂安全壳密封性试验

NB/T 20105 核电厂厂房设计荷载规范

3 术语和定义

下列术语和定义适用于本文件。

3.1

荷载效应 load effect

由荷载引起的结构或结构构件的反应。

示例：内力、变形和裂缝等。

3.2

荷载效应组合 load effect combination

按极限状态设计时，为保证结构的可靠性而对同时出现的各种荷载效应设计值规定的组合。

3.3

后张法预应力混凝土 post-prestressed concrete

在结构中预留预应力孔道并浇筑混凝土，待混凝土达到指定强度后再穿钢束张拉，并利用锚具将预张拉力传给混凝土，使结构在承受外荷载之前预先受到一定的压应力。

3.4

预应力损失 loss of prestressing

NB/T 20303—2014

钢束中的应力在张拉过程中、张拉完成后以及随后的一段时间因各种因素会变小。

3.5

薄膜应力 membrane stress

沿安全壳环向或经向均匀分布，等于沿所取截面厚度应力的平均值。

3.6

衬里 liner

为形成密闭空间附着在混凝土安全壳内的永久性金属薄板。

3.7

锚固系统 anchorage system

在安全壳的设计寿期中应能保持预应力钢束的特征强度并将其预应力传递在安全壳壳体上所用的永久性锚固装置。

4 设计原则

4.1 安全壳结构的设计应根据安全壳系统总体设计要求进行，并应确定以下内容：

- a) 正常运行工况、设计基准事故工况下安全壳的压力和温度；
- b) 设计基准事故、严重事故工况下安全壳内压力和温度变化的时程曲线；
- c) 可能损害安全壳的冲击荷载和撞击荷载的来源及大小，包括在正常运行工况、设计基准事故和严重事故工况下管道对于安全壳的作用力；
- d) 安全壳的允许泄漏率；
- e) 放射性屏蔽要求；
- f) 设计寿期。

4.2 设计中应考虑厂址环境因素对安全壳结构的影响。考虑的厂址环境因素主要有：

- a) 厂区地基及其附近地区斜坡的稳定性；
- b) 设计基准地震动参数、地基液化等；
- c) 暴雨、洪水、雪灾、台风、龙卷风、海啸或潮涌等自然现象；
- d) 极端环境温度；
- e) 自然环境对结构材料的影响，诸如空气中的含氯物和其他有害物质、侵蚀性地下水的腐蚀；
- f) 飞机坠毁、化学品爆炸等外部人为事件。

4.3 安全壳结构的设计应满足强度和密封性的要求：

- a) 安全壳结构的强度应根据永久荷载、活荷载、预应力、气候作用、设计基准事故工况下产生的内压和温度以及飞射物、设备反力等荷载效应进行计算。强度计算中还应考虑自然事件和人为事件的作用以及降温、降压系统对安全壳的影响；
- b) 严重事故工况下应保证安全壳结构的完整性；
- c) 安全壳结构内放射性物质的外逸，在所有运行工况和试验状态下不得超过规定的限值，在设计基准事故工况下不得超过安全壳允许泄漏率的限值；
- d) 在严重事故工况下，设计中应充分地估计和考虑密封性；
- e) 安全壳结构的设计应使之在核电厂运行前能进行规定压力下的压力试验，以验证其结构的整体性；
- f) 安全壳结构的设计应在全部贯穿件安装完毕之后使之能进行设计压力下的密封性试验，以验证其是否超过规定的容许泄漏率值。

4.4 安全壳结构的耐久性设计应包括以下内容：

- a) 安全壳设计寿期、环境类别及其作用等级；

- b) 安全壳结构材料的耐久性质量要求;
- c) 安全壳普通钢筋的混凝土保护层厚度;
- d) 安全壳裂缝的控制要求。

5 荷载和作用

5.1 安全壳结构应按下列规定的荷载作用进行设计。如存在符合特定厂址条件的其他任何荷载和作用,则设计时应考虑这类荷载和作用。

5.2 正常荷载。正常荷载是指核电厂在建造期间、试验期间及正常运行和停堆期间遇到的荷载和作用,包括:

- a) D ——永久荷载,包括结构自重、液体静压力、固定设备荷载、土压力以及混凝土的收缩和徐变等;
- b) L ——活荷载,包括可移动的设备荷载、其他可变荷载(例如人员重量、建造荷载、吊车荷载等);
- c) F ——由施加预应力而产生的荷载;
- d) G ——由启动卸压阀或其它高能装置而引起的荷载;
- e) T_0 ——在正常运行或停堆期间极端的瞬态或稳态状况下的温度作用;
- f) R_0 ——在正常运行或停堆期间极端的瞬态或稳态状况下的管道反力;
- g) P_v ——由安全壳内部或外部压力变化而引起的压力荷载;
- h) P_t ——安全壳进行整体性试验时的压力荷载,应能模拟设计基准事故下安全壳的压力和温度效应;
- i) T_t ——安全壳进行整体性试验期间的温度作用,一般可按 20℃ 考虑。

5.3 异常荷载。异常荷载是指设计基准事故引起的荷载和作用,包括:

- a) P_a ——由设计基准事故在安全壳内引起的相对压力(设计压力)荷载;
- b) T_a ——由设计基准事故引起的温度作用,包括 T_0 ;
- c) R_a ——由设计基准事故引起的管道反力,包括 R_0 ;
- d) R_r ——由设计基准事故引起的局部荷载,包括:
 - 1) R_{rr} ——在设计基准事故工况下由高能管道破裂而作用于安全壳上的反力;
 - 2) R_{rj} ——在设计基准事故工况下由高能管道破裂所产生的喷射冲击而作用于安全壳的荷载;
 - 3) R_{rm} ——在设计基准事故工况下由高能管道破裂所产生的撞击而作用于安全壳的荷载。
- e) H_a ——由于内部水淹而作用于安全壳的荷载(根据总体设计要求确定)。

5.4 严重环境荷载。严重环境荷载是指核电厂寿期内偶然遇到的环境荷载和作用,包括:

- a) W ——厂址的风荷载标准值,可按 GB 50009—2012 中 8.1.1 的规定计算。其中基本风压 W_0 按 100 a 一遇的 3 s 钟的平均最大风速 V_0 (m/s) 确定, $W_0 = V_0^2 / 1600$ (kN/m²);
- b) E_t ——运行安全地震动产生的地震作用,包括由运行安全地震动引起的管道和设备的地震作用。地震作用时的重力荷载代表值仅考虑永久荷载和实有的活荷载。

5.5 极端环境荷载。极端环境荷载是指可信但极少可能发生的环境荷载和作用,包括:

- a) W_t ——设计基准龙卷风荷载,包括:
 - 1) W_{tg} ——龙卷风风压荷载;
 - 2) W_{tp} ——大气压迅速变化引起的压差荷载;
 - 3) W_{tm} ——龙卷风引起的飞射物撞击所产生的荷载。

NB/T 20303—2014

- b) E_2 ——极限安全地震动产生的地震作用，包括由极限安全地震动引起的管道和设备的地震作用。计算地震作用时所考虑的荷载同 E_1 。
- 5.6 飞射物或外部人为事件引起的荷载，包括：
- a) A_1 ——内部飞射物所产生的撞击荷载，例如由控制棒或阀门部件等飞出而引起的荷载。
 - b) A_2 ——外部爆炸引起的冲击波荷载。
 - c) A_3 ——除龙卷风飞射物以外的外部飞射物引起的荷载以及飞机撞击产生的荷载。
- 5.7 严重事故荷载。严重事故荷载是指严重事故产生的压力和温度等效效应引起的荷载和作用。

6 材料

- 6.1 安全壳结构中，钢筋混凝土筏板基础的混凝土强度等级不应低于 C30；预应力混凝土壳体的混凝土强度等级不应低于 C40。
- 6.2 安全壳结构的钢筋，应按下列规定选用：
- a) 普通钢筋宜采用 HRB400 和 HRB500 级钢筋。
 - b) 预应力钢束宜采用低松弛钢绞线。
- 6.3 安全壳结构的钢衬里宜采用 NB/T 20005.7—2010 中的 Q265HR 钢或化学成分和机械性能相当的其它钢号的钢材；衬里的焊接材料应采用与衬里材料配套的焊材。
- 6.4 混凝土温度不得超过下列数值：
- a) 在正常运行工况或其他任何长期作用下的温度为 65℃，但局部范围，如高能管道穿管区域，其允许温度可适当提高，但不宜大于 95℃；
 - b) 在事故工况或其他任何短期作用下的温度为 175℃，但由于管道破裂时的喷射作用所影响的局部区域，其允许温度可提高到 345℃；
 - c) 假若通过试验能确定混凝土强度的降低值，且降低后的强度又高于设计值，则混凝土温度允许高于上述 a)、b) 规定的限值。
- 6.5 在安全壳结构设计中，对于长期作用荷载，允许考虑因混凝土徐变等因素引起的弹性模量的折减，见式 (1)：

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)} \dots\dots\dots (1)$$

式中：

E_c ——混凝土弹性模量；

$\varphi(t, t_0)$ ——预应力施加时混凝土的龄期 t_0 ，至混凝土龄期 t 的徐变系数；

$E_{c,eff}$ ——折减后的有效弹性模量。

- 6.6 在事故工况下，当温度作用进行线弹性应力计算时，应考虑混凝土温度作用产生的裂缝对计算结果的减小，一般可取 0.5 的折减系数。
- 6.7 混凝土的收缩应变和徐变系数可按 NB/T 20105 中的规定计算。

7 预应力混凝土壳体设计

7.1 基本规定

7.1.1 壳体的应力分析可采用无弯矩薄膜理论，但对筒壁与筏板基础交接处、环梁处等不连续部位以及在局部荷载作用和温度作用引起的应力和应变要按有弯矩薄膜理论作进一步修正分析。

7.1.2 应采用可靠的方法分析壳体上较大孔洞（如设备闸门、人员闸门等）对壳体的整体影响及孔洞附近的应力。根据需要，在孔洞周围加厚补强。

7.1.3 应考虑安全壳筒壁的工艺管线所引起的热应力。

7.1.4 安全壳与内部结构和相邻厂房之间应留有足够的间隙。

7.1.5 安全壳结构以分项系数表达的极限状态法进行设计，应根据不同的工况和荷载效应组合进行承载能力极限状态的计算，并按正常使用极限状态验算容许应力。

7.2 工况及荷载效应组合

7.2.1 安全壳壳体应按下列工况的荷载效应组合验算混凝土正常使用极限状态的容许应力按式（2）、（3）和（4）计算：

a) 施加预应力阶段

$$D+L+F+W+T_0 \dots\dots\dots (2)$$

b) 结构整体性试验阶段

$$D+L+F+P_t+T_1 \dots\dots\dots (3)$$

c) 正常运行

$$D+L+F+G+T_0+R_0+P_v \dots\dots\dots (4)$$

7.2.2 安全壳壳体应按下列工况的荷载效应组合进行承载能力极限状态计算，见式（5）～式（20）：

a) 施加预应力前

$$1.4D+1.7L+1.7W \dots\dots\dots (5)$$

b) 正常运行加严重环境

$$D+1.3L+F+G+T_0+1.5E_1+R_0+P_v \dots\dots\dots (6)$$

$$D+1.3L+F+G+T_0+1.5W+R_0+P_v \dots\dots\dots (7)$$

c) 正常运行加极端环境

$$D+L+F+G+T_0+E_2+R_0+P_v \dots\dots\dots (8)$$

$$D+L+F+G+T_0+W_1+R_0+P_v \dots\dots\dots (9)$$

d) 异常运行

$$D+L+F+G+1.5P_a+T_a+R_a \dots\dots\dots (10)$$

$$D+L+F+G+P_a+T_a+1.25R_a \dots\dots\dots (11)$$

$$D+L+F+1.25G+1.25P_a+T_a+R_a \dots\dots\dots (12)$$

e) 异常运行加严重环境

$$D+L+F+G+1.25P_a+T_a+1.25E_1+R_a \dots\dots\dots (13)$$

$$D+L+F+G+1.25P_a+T_a+1.25W+R_a \dots\dots\dots (14)$$

$$D+L+F+G+T_0+E_1+H_a \dots\dots\dots (15)$$

$$D+L+F+G+T_0+W+H_a \dots\dots\dots (16)$$

f) 异常运行加极端环境

$$D+L+F+G+P_a+T_a+E_2+R_a+R_f \dots\dots\dots (17)$$

g) 异常运行加飞射物

$$D+L+F+G+P_a+T_a+R_a+A_1 \dots\dots\dots (18)$$

h) 正常运行加外部人为事件

$$D+L+F+G+T_0+R_0+P_v+A_2 \dots\dots\dots (19)$$

$$D+L+F+G+T_0+R_0+P_v+A_3 \dots\dots\dots (20)$$

NB/T 20303—2014

注1: 以上各式中的符号代表与之相对应荷载的荷载效应标准值。

注2: 所列的各种荷载效应组合中任何一种荷载足以减小其他荷载的效应时, 如该荷载系经常出现或与其他荷载肯定同时发生, 则此项荷载效应的荷载分项系数应取为 0.9; 否则为零, 即不参与组合。

注3: 组合时, P_a 、 T_a 、 R_a 、 R_r 和 G 应取最大效应值, 除非经时程分析确认可取较低的值。

注4: 当需要确定安全壳与其相邻或相接的管线和设备可能的相互影响时, 应考虑安全壳的位移。在进行安全壳壳体位移计算时, 7.2.1 和 7.2.2 所示的荷载效应组合中的所有荷载分项系数均取为 1.0。

注5: 对于 (19) (20) 组合可按 7.5 的要求进行设计。

7.2.3 设计中除了考虑设计基准事故荷载组合之外还应考虑严重事故的荷载组合。对于这些组合, 应满足 7.2.2 中 d) 的组合要求。但分项系数均为 1。设计可按 7.5 的要求进行。

7.3 混凝土容许应力计算

7.3.1 由预应力钢束和荷载效应产生的混凝土应力宜采用有限元法进行计算。

7.3.2 安全壳结构在施加预应力、整体性试验和正常运行三种工况下的混凝土应力应符合下列容许值:

- a) 截面边缘纤维压应力: $\sigma_c \leq 0.70 f_{ck}$;
- b) 截面边缘纤维拉应力: $\sigma_t \leq 0.70 f_{tk}$;
- c) 薄膜 (平均) 压应力: $\sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$;
- d) 薄膜 (平均) 拉应力: $\sigma_t \leq 0$ 。

注1: f_{ck} —混凝土轴心抗压强度标准值;

注2: f_{tk} —混凝土轴心抗拉强度标准值。

7.4 承载力计算

7.4.1 受弯、受压和受拉

正截面受压、受拉和受弯承载力计算, 应按 GB 50010—2010 中 6.2 的有关规定进行。

7.4.2 壳体平面外 (径向) 或筏板基础横向受剪

横向受剪承载力计算应按 NB/T 20012—2010 中 8.2 的有关规定进行。

7.4.3 壳体平面内 (切向) 受剪

壳体平面内 (切向) 受剪的混凝土名义剪应力 V/h 不得超过 $0.25 f_c$, 此处 h 为墙、板或壳体的厚度; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值。受剪承载力应由竖向和水平向正交钢筋网体系提供, 混凝土只承受压力, 不承受拉力。正交钢筋网体系的钢筋截面面积应按下列式 (21) ~ 式 (26) 计算 (见图1):

$$A_{sy} = \frac{N_y + V}{f_y} \dots\dots\dots (21)$$

$$A_{sx} = \frac{N_x + V}{f_y} \dots\dots\dots (22)$$

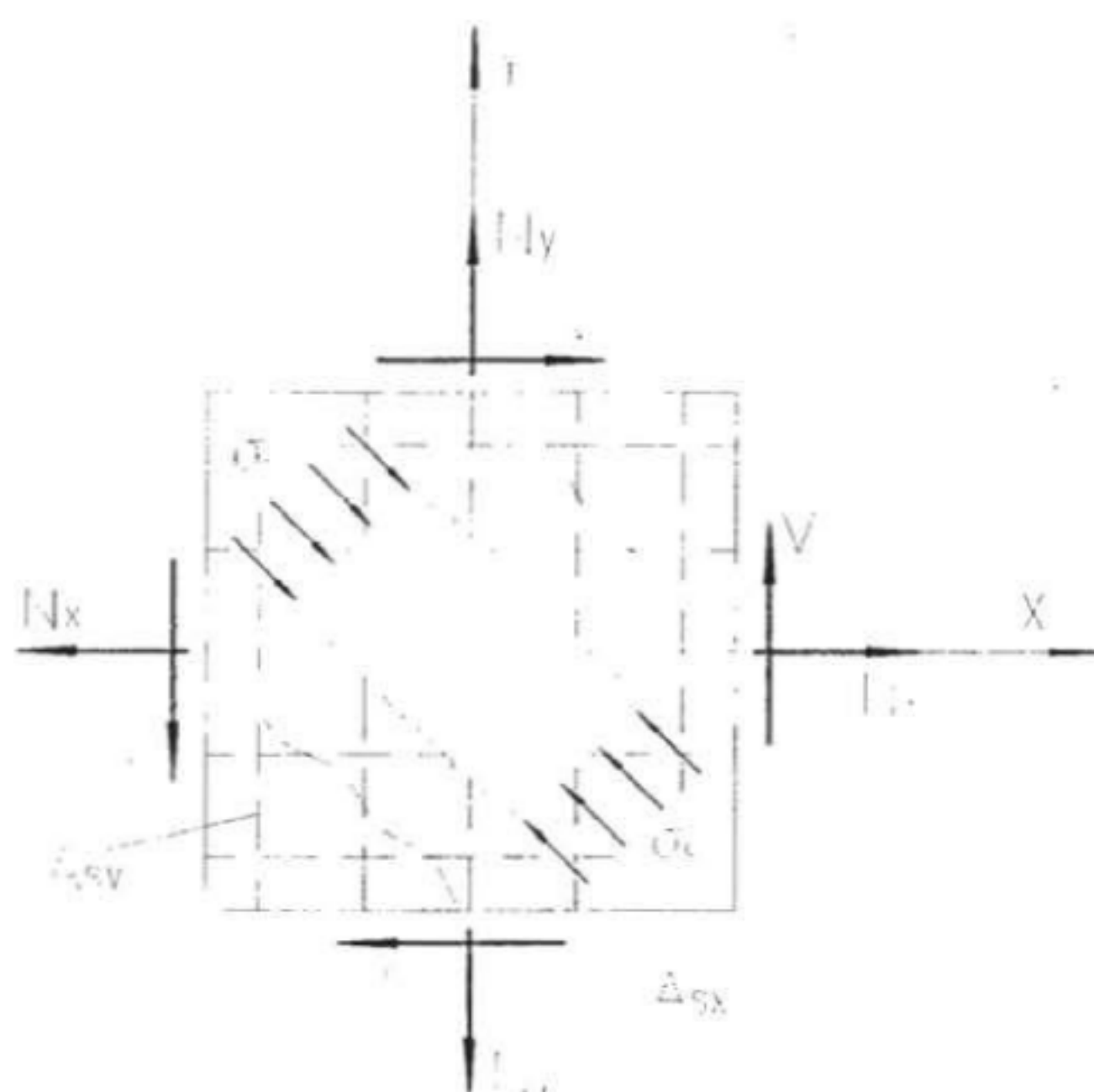


图1 正交钢筋网体系的单元体

当按公式(21)算得的钢筋面积符合下列条件:

$$A_{sy} < A_{s,min} \dots\dots\dots (23)$$

甚至为负值时, 则 A_{sy} 按最小配筋面积 $A_{s,min}$ 设置, 同时取

$$A_{sx} = \frac{1}{f_y} \left(N_x + \frac{V^2}{A_{s,min} f_y - N_y} \right) \dots\dots\dots (24)$$

当按公式(22)算得的钢筋面积符合下列条件:

$$A_{sx} < A_{s,min} \dots\dots\dots (25)$$

甚至为负值时, 则 A_{sx} 按最小配筋面积 $A_{s,min}$ 设置, 同时取

$$A_{sy} = \frac{1}{f_y} \left(N_y + \frac{V^2}{A_{s,min} f_y - N_x} \right) \dots\dots\dots (26)$$

当按公式(21)和(22)算得的钢筋面积均小于 $A_{s,min}$, 甚至为负值时, 则两个方向的钢筋均按构造规定设置。

以上各式中:

N_y ——壳体单位长度内的竖向薄膜力设计值, 拉力为正, 压力为负;

N_x ——壳体单位长度内的水平向薄膜力设计值, 拉力为正, 压力为负;

V ——壳体单位长度内的切向剪力设计值;

A_{sy} ——壳体单位长度内的竖向钢筋截面面积;

A_{sx} ——壳体单位长度内的水平向钢筋截面面积;

$A_{s,min}$ ——壳体单位长度内的最小钢筋截面面积, 可取混凝土毛面积的0.25% ;

h ——壳体的厚度；

f_y ——普通钢筋抗拉强度设计值。

7.4.4 壳体受冲切承载力计算应按 GB 50010—2010 中 6.5 的有关规定进行。

7.4.5 受扭切应力的计算可采用附录 B 中给出的计算方法。

7.4.6 局部受压承载力计算，应按照 GB 50010—2010 中 6.6 的规定进行。预应力钢束端部锚具局压区的局部压力计算可根据 7.6.4 的要求进行。

7.5 特殊工况下的极限状态的确定

安全壳在进行 7.2.2 中给出的一些特殊的工况组合和 7.2.3 严重事故工况计算时可按下列规定确定极限状态：

- 对于严重事故工况，混凝土可取强度标准值 f_{ck} ，钢筋可取屈服强度标准值 f_{yk} 。
- 对于按公式 (19) (20) 的组合工况，允许考虑钢衬里的结构强度。混凝土、钢筋以及钢衬里可以进入塑性状态。混凝土的极限压应变 ε_{cu} 按 0.3%，钢筋拉应变 ε_s 按 1% 考虑。

7.6 预应力系统

7.6.1 预应力计算

7.6.1.1 应根据壳体混凝土薄膜应力不出现拉应力的原则来选定有效预应力的值。附录 C 中给出两种确定方法。

7.6.1.2 张拉和锚固时的钢束应力不宜超过下列数值：

- 张拉时，锚头处的拉应力：0.80 f_{ptk} 。
- 紧接锚固后，锚头处的拉应力为：0.75 f_{ptk} 。
- 锚固后钢束全长的平均计算拉应力：0.65 f_{ptk} 。

注： f_{ptk} 为预应力钢束的极限抗拉强度标准值，其保证率不小于 95%。

7.6.1.3 确定有效预应力值时，应扣除下列事项所引起的预应力损失：

- 锚具变形和钢束内缩 σ_{l1} ，可按 GB 50010—2010 中附录 J 计算；
- 预应力钢束与孔道壁之间的摩擦 σ_{l2} ，可参照附录 A 计算；
- 混凝土的弹性压缩 σ_{l3} ，可参照附录 D 或相关规范计算；
- 预应力钢束的应力松弛 σ_{l4} ，可参考附录 E 或相关规范计算；
- 混凝土的收缩和徐变 σ_{l5} ，可按 GB 50010—2010 中附录 K 的相关规定进行计算。

7.6.2 锚固区设计

7.6.2.1 预应力钢束端部锚具局压区的局部压力当采用普通锚垫板时应按式 (27) 计算：

$$F_l = 1.2 A_p \times f_{ptk} \quad (27)$$

式中：

F_l ——局部压力设计值；

A_p ——预应力钢束截面面积；

f_{ptk} ——预应力钢束极限抗拉强度标准值。

7.6.2.2 当锚垫板采用整体铸造时，其局部受压区的设计应符合相关标准的规定。因其受力复杂可通过试验结合计算分析进行验证。

7.6.2.3 间接钢筋的配置应符合 GB 50010—2010 中 6.6 的规定。体积配筋率不应小于 0.5%。

7.6.3 构造规定

7.6.3.1 钢筋、预应力钢束或导管的混凝土保护层最小厚度应符合下列规定：

- a) 室内正常环境：40 mm；
- b) 露天或岩土接触：50 mm；
- c) 在岩土中浇注并永久与岩土接触：75 mm。

7.6.3.2 钢筋间距应满足下列要求：

- a) 同一层钢筋之间的净距不应小于钢筋的直径 d ，也不应小于粗骨料最大粒径的 $4/3$ 或 25 mm；
- b) 各平行层钢筋之间的净距不应小于 35 mm；
- c) 在配置螺旋箍筋或矩形箍筋的受压构件中，纵向钢筋之间的净距不应小于 $1.5d$ ，且不应小于粗骨料最大粒径的 $4/3$ 或 40 mm；
- d) 钢筋之间净距值也适用于钢筋连续接头和相邻接头之间的净距。

7.6.3.3 预应力孔道间的净距不宜小于 1.5 倍的孔道外径，且水平钢束的竖向净距不应小于孔道外径。

7.6.3.4 钢筋的锚固和连接应符合 GB 50010—2010 的有关规定。钢筋直径大于等于 25 mm 时，钢筋的连接接头优先采用机械连接接头，机械连接接头的类型和质量应符合国家现行有关标准的规定。

7.6.3.5 成对 U 型箍筋应成一个封闭箍，其搭接长度应不小于纵向受拉钢筋的基本锚固长度 l_{ab} ，其值可按 GB 50010—2010 中 8.3 的要求取值。

7.6.3.6 在安全壳的扶壁、环梁、大孔洞边缘及其它易产生裂缝的部位，应配置钢筋承受截面的全部拉应力。此时钢筋的容许应力取为 $0.5f_y$ 。

7.6.3.7 为控制因干缩和温度变化引起的混凝土表面裂缝和为控制由薄膜拉力引起的裂缝，在壳体的所有表面应配置相互正交的双向钢筋，在其每一面每一个方向的最小配筋截面面积对于前者应为混凝土毛截面积的 0.0012 倍，对于后者应为混凝土毛截面积的 0.0020 倍。此要求可以全部或部分由承受荷载效应所配置的钢筋来满足。壳体内侧钢衬里可计入该侧的构造钢筋之内。此时，应验算停堆后衬里温度急剧下降对混凝土表面应力状态的效应，按实际分析配置钢筋。

7.6.3.8 安全壳筒壁和穹顶的曲线形预应力钢束，应设置径向箍筋，以防止混凝土被分层撕裂。径向箍筋应包绕最内层预应力钢束和最外层的钢筋。箍筋面积应根据箍筋容许应力为 $0.5f_y$ ，并能平衡曲线钢束的径向分力的原则来确定。

8 筏板基础设计

8.1 基本规定

8.1.1 筏板基础的分析采用弹性分析方法。

8.1.2 筏板基础应避免由于洪水或未来相邻建筑的施工造成基底侵蚀的可能性。

8.1.3 设计中应研究地下水位可能出现明显变化的效应。

8.1.4 设计中应提供适当的保护措施，以防止基底材料可能劣化。

8.2 工况及荷载效应组合

8.2.1 筏板基础应按下列工况的荷载效应组合进行承载力按式(28)~式(44)计算：

a) 壳体施加预应力前

$$1.4D+1.7L+1.7W \cdots \cdots (28)$$

b) 正常运行

$$1.4D+1.7L+1.4F+1.7(G+R_0+P_v) \cdots \cdots (29)$$

$$1.05D+1.3L+1.05F+1.05T_0+1.3(G+R_0+P_v) \cdots \cdots (30)$$

c) 正常运行加严重环境

- $D+1.3L+F+G+T_0+1.5E_1+R_0+P_v$ (31)
- $D+1.3L+F+G+T_0+1.5W+R_0+P_v$ (32)
- d) 正常运行加极端环境
- $D+L+F+G+T_0+E_2+R_0+P_v$ (33)
- $D+L+F+G+T_0+W_1+R_0+P_v$ (34)
- e) 异常运行
- $D+L+F+G+1.5P_a+T_a+R_a$ (35)
- $D+L+F+G+P_a+T_a+1.25R_a$ (36)
- $D+L+F+1.25G+1.25P_a+T_a+R_a$ (37)
- f) 异常运行加严重环境
- $D+L+F+G+1.25P_a+T_a+1.25E_1+R_a$ (38)
- $D+L+F+G+1.25P_a+T_a+1.25W+R_a$ (39)
- $D+L+F+G+T_0+E_1+H_a$ (40)
- $D+L+F+G+T_0+W+H_a$ (41)
- g) 异常运行加极端环境
- $D+L+F+G+P_a+T_a+E_2+R_a+R_r$ (42)
- h) 正常运行加外部人为事件
- $D+L+F+G+T_0+R_0+P_v+A_2$ (43)
- $D+L+F+G+T_0+R_0+P_v+A_3$ (44)

8.2.2 严重事故的荷载组合应按 7.2.3 规定执行。

8.2.3 筏板基础应按下列荷载效应组合进行抗滑和抗倾覆稳定性验算, 见式(45)~式(48):

$$D+L+W \text{ (45)}$$

$$D+L+E_1 \text{ (46)}$$

$$D+L+W_1 \text{ (47)}$$

$$D+L+E_2 \text{ (48)}$$

注1: 本条所列的各种荷载效应组合中, 任何一种荷载足以减小其他荷载的效应时, 如该荷载系经常出现或与其他荷载肯定同时发生, 则此项荷载效应的荷载分项系数应取为 0.9; 否则为零, 即不参与组合。

注2: 组合时 P_a 、 T_a 、 R_a 、 R_r 和 G 应取最大效应值, 除非经时程分析确认可取较低的值。

8.3 筏板基础计算

8.3.1 承载力计算

8.3.1.1 筏板基础的结构计算宜考虑上部结构、基础与地基的共同作用。地基可按等效弹簧刚度和阻尼系数模拟, 也可采用有限元法进行模拟。

8.3.1.2 筏板基础承载力计算, 应按 7.4 和 7.5 的规定进行。

8.3.1.3 地基承载力计算, 应按 GB 50007—2011 中 5.2 的有关规定进行, 但须将地基承载力特征值 f_a 乘以折减系数 0.75。对于地震参与的组合应采用地基抗震承载力 f_{aE} , f_{aE} 按 GB 50011—2010 中 4.2.3 的规定采用。

8.3.1.4 在验算地基承载力时, 基础底面零应力区的面积应满足下列要求:

- a) 对于与严重环境荷载有关的荷载效应组合: 不超过 25% 基础底面积;
- b) 对于与极端环境荷载有关的荷载效应组合: 不超过 50% 基础底面积。

8.3.2 裂缝宽度验算

8.3.2.1 筏板基础宜进行裂缝宽度验算, 荷载组合中的分项系数取为 1, 对于正常运行工况下裂缝宽度不应大于 0.2 mm。

8.3.2.2 最大裂缝宽度可参考 NB/T 20012—2010 中 9.1 的公式 (11) 计算。

8.3.3 稳定性验算

8.3.3.1 在验算筏板基础抗滑移和抗倾覆稳定性时, 抗滑和抗倾覆安全系数应满足下列要求:

- a) 对于与严重环境荷载有关的荷载效应组合: 大于 1.5;
- b) 对于与极端环境荷载有关的荷载效应组合: 大于 1.1。

8.3.3.2 必要时进行筏板基础抗浮稳定性验算。抗浮稳定性验算时仅考虑永久荷载, 永久荷载分项系数取 1, 抗浮安全系数取 1.1。

8.3.4 地基变形计算, 应按 GB 50007—2011 中 5.3 的有关规定进行。此时, 荷载效应组合中的荷载分项系数一律取为 1.0。在同一整体大面积筏板基础上建有多栋厂房建筑, 宜考虑上部结构、基础与地基的共同作用进行变形计算。

9 钢衬里及锚固系统设计

9.1 基本规定

9.1.1 除在建造阶段、飞射物撞击作用等特殊工况外, 钢衬里不考虑其结构强度。但在确定最大应变时应考虑衬里与安全壳混凝土的相互作用。

9.1.2 钢衬里设计应满足下列要求:

- a) 衬里应锚固于安全壳混凝土内, 但锚固点之间的局部弯曲不应受阻碍;
- b) 衬里能适应所有荷载效应, 并能与混凝土结构协同变形, 保证安全壳在各种荷载效应下的密封性;
- c) 衬里焊接应采用无损于安全壳密封性的焊接方式。

9.1.3 钢衬里锚固系统的设计应满足下列要求:

- a) 能适应所有荷载效应而无损于安全壳的整体性和密封性。
- b) 当某一锚固件出现缺陷或损坏时, 锚固系统不致发生连续破坏;
- c) 锚筋应设计成在衬里撕裂前就破坏。

9.1.4 由于衬里的应力和应变发生最大变动的次数很少, 且应力-应变的波动幅度很小。衬里设计一般不由疲劳控制。

9.2 工况及荷载效应组合

9.2.1 钢衬里应按下列工况的荷载效应组合验算衬里板的容许应变, 见式(49)~式(64):

- a) 施加预应力阶段

$$D+L+F+W+T_0 \cdots \cdots (49)$$

- b) 结构整体性试验

$$D+L+F+P_t+T_t \cdots \cdots (50)$$

- c) 正常运行

$$D+L+F+G+T_0+R_0+P_v \cdots \cdots (51)$$

- d) 正常运行加严重环境

$$D+L+F+G+T_0+E_1+R_0+P_v \cdots \cdots (52)$$

$$D+L+F+G+T_0+W+R_0+P_v \cdots \cdots (53)$$

- e) 正常运行加极端环境

$$D+L+F+G+T_0+E_2+R_0+P_v \cdots \cdots (54)$$

$$D+L+F+G+T_0+W_t+R_0+P_v \cdots \cdots (55)$$

f) 异常运行

$$D+L+F+G+P_a+T_a+R_a \cdots \cdots \cdots (56)$$

g) 异常运行加严重环境

$$D+L+F+G+P_a+T_a+E_1+R_a \cdots \cdots \cdots (57)$$

$$D+L+F+G+P_a+T_a+W+R_a \cdots \cdots \cdots (58)$$

$$D+L+F+G+T_0+E_1+H_a \cdots \cdots \cdots (59)$$

$$D+L+F+G+T_0+W+H_a \cdots \cdots \cdots (60)$$

h) 异常运行加极端环境

$$D+L+F+G+P_a+T_a+E_2+R_a+R_r \cdots \cdots \cdots (61)$$

i) 异常运行加飞射物

$$D+L+F+G+P_a+T_a+R_a+A_1 \cdots \cdots \cdots (62)$$

j) 正常运行加外部人为事件

$$D+L+F+G+T_0+R_0+P_v+A_2 \cdots \cdots \cdots (63)$$

$$D+L+F+G+T_0+R_0+P_v+A_3 \cdots \cdots \cdots (64)$$

9.2.2 钢衬里在施工安装阶段,应按下列荷载效应组合并按 GB 50017—2003 验算钢衬里结构的强度和稳定性,见式(65):

$$1.4D+1.7L+1.7W \cdots \cdots \cdots (65)$$

注1:本条所列的各种荷载效应组合中,任何一种荷载足以减小其他荷载的效应时,如该荷载系经常出现或与其他荷载肯定同时发生,则此项荷载效应的荷载分项系数应取为 0.9;否则为零,即不参与组合。

注2:组合时 P_a 、 T_a 、 R_a 、 R_r 和 G 应取最大效应值,除非经时程分析确认可取较低的值。

9.2.3 除设计基准事故荷载组合外还应考虑严重事故的荷载组合,严重事故的荷载组合与预应力混凝土安全壳的荷载组合一致,所有的荷载系数取为 1,设计应符合 9.3.2 的要求。

9.3 钢衬里的应变计算

9.3.1 钢衬里可采用三维有限元模型进行分析。由于衬里锚固件的间距相对于衬里曲率半径而言很小,衬里也可按平板或直梁的理论进行分析。

9.3.2 在各种荷载效应组合下,衬里板的应变不得超过表 1 规定的容许值

表1 衬里板应变的容许值

工况类别	应变	
	薄膜	薄膜与弯曲组合
施加预应力、结构整体性试验、正常运行工况	$[\varepsilon_{st}] = [\varepsilon_{sc}] = 0.002$	$[\varepsilon_{st}] = [\varepsilon_{sc}] = 0.004$
正常加严重环境、正常加极端环境、异常运行、异常加严重环境工况	$[\varepsilon_{st}] = 0.003$ $[\varepsilon_{sc}] = 0.005$	$[\varepsilon_{st}] = 0.01$ $[\varepsilon_{sc}] = 0.014$
异常加极端环境、严重事故工况	$[\varepsilon_{st}] = 0.004$ $[\varepsilon_{sc}] = 0.007$	$[\varepsilon_{st}] = 0.012$ $[\varepsilon_{sc}] = 0.018$
注: $[\varepsilon_{st}]$ ——衬里钢材的拉应变容许值, $[\varepsilon_{sc}]$ ——衬里钢材的压应变容许值。		

9.4 钢衬里锚固系统计算

9.4.1 衬里锚固系统的设计应使其能与衬里板平面内的荷载效应(剪力或变形)以及垂直于衬里板的作用荷载相适应。在进行锚固系统计算时,锚固系统的荷载可按衬里处于塑性状态来确定。

9.4.2 衬里锚固系统的分析计算应考虑下列因素的影响：

- 衬里在各锚固件之间可能有向内或向外的曲率变化，这种变化会在锚固件上产生剪切作用和位移；
- 由于轧制公差，衬里板厚度可能大于公称厚度。较厚的衬里板会在锚固系统内产生较大的剪力和位移；
- 由于轧制原因和双向受力，衬里钢材的屈服强度可能大于其标准值。当按衬里板的屈服强度进行锚固系统计算时要考虑这一因素；
- 焊接偏差、结构不连续以及衬里背面的混凝土空隙；
- 锚固件间距的差异；
- 由于混凝土弹性模量的变异引起锚固件刚度的变化；
- 锚固区混凝土局部被压碎。

9.4.3 在各种荷载效应组合下，衬里锚固件的内力和位移不得超过表 2 规定的容许值。

表2 衬里锚固件的内力和位移容许值

工况类别	内 力	位 移
施加预应力、结构整体试验、正常运行、正常加严重环境、正常加极端环境工况	$[F_a]=2F_y/3$ $[F_a]=F_u/3$ 取其中之小者	$[\delta_a]=0.25\delta_u$
异常运行、异常加严重环境工况	$[F_a]=0.9F_y$ $[F_a]=0.5F_u$ 取其中之小者	$[\delta_a]=0.5\delta_u$
异常加极端环境、严重事故工况	$[F_a]=F_y$ $[F_a]=0.8F_u$ 取其中之小者	$[\delta_a]=0.6\delta_u$
注：[F _a]——锚固件的容许锚固力；F _y ——锚固件的屈服承载力；F _u ——锚固件的极限承载力；[δ _a]——锚固件的容许位移；δ _u ——锚固件的极限位移。		

9.5 贯穿件套管

9.5.1 贯穿件套管包括套管、加劲板和锚固件。贯穿件套管应按照压力容器相关规范进行设计，分析中应考虑混凝土对贯穿件套管的约束作用。贯穿件套管应能适应所有荷载效应，而无损于安全壳结构整体性和密封性。

9.6 托架和附着件

9.6.1 临时性或永久性托架和附着件应按荷载效应设计值进行计算，且不致由于托架和附着件而引起的过渡变形使衬里丧失整体性。

9.6.2 托架和附着件应按 GB 50017—2003 进行设计。但永久荷载和活荷载的荷载分项系数应分别取为 1.4 和 1.7。

9.7 构造规定

9.7.1 衬里板的厚度不宜小于 6mm。当不同宽度或不同厚度钢板对接时，应分别在宽度方向或厚度方向从一侧或两侧做成坡度不大于 1/4 的斜角。

9.7.2 衬里板上的开孔型式宜为圆形、椭圆形或长圆形。

9.7.3 孔洞补强可采用加厚衬里板补强。对于密集孔洞，宜采用局部区域加厚衬里钢板进行联合补强。

9.7.4 当采用单面附贴钢板补强时，补强钢板宜放在钢衬里有锚筋的一侧，安装时要保证补强钢板与原衬里之间密贴。当补强范围内有焊缝时，应先将焊缝打磨平整，并检验。

9.7.5 补强件所有材料的强度设计值应等于或超过衬里材料强度设计值。

9.7.6 当钢衬里采用角钢作为加劲肋锚固时，角钢规格不宜小于 $\angle 75 \times 50 \times 6$ 。加劲肋宜竖向放置，其间距取决于衬里板厚度及允许的应变值，最大间距不宜超过 450 mm。

9.7.7 当衬里采用锚筋作为锚固件时，锚筋的直径不应大于板厚的 2 倍。锚筋的锚固长度不小于 $30d$ (d 为锚筋直径)，间距不大于 300 mm。

10 安全壳结构强度试验

10.1 安全壳埋设仪表

安全壳至少应设置以下测量仪表，用于运行前和定期的强度试验。同时，建造期间、运行阶段（正常或异常运行时）也应采用这些仪表进行测量，以及时获得安全壳的有关数据。

10.1.1 地形控制标志。等间距布置在位于筏板基础下部的张拉廊道中，用于建造和运行期间的监测。这些控制标志给出以下数据：

- a) 安全壳的绝对沉降；
- b) 安全壳的倾斜。

10.1.2 铅垂线。沿安全壳筒体设置铅垂线，以测量强度试验以及运行期间不同标高处壳壁的水平变形值。

10.1.3 因瓦合金垂线。在强度试验以及运行期间测得安全壳的总高度的变化。

10.1.4 预应力钢束监测装置。当采用灌油钢束进行监测时，应在灌油钢束的两端或一端安装钢束力传感器，用于监测钢束在建造及以后的运行期间随时间的拉力值变化。

10.1.5 应变计。在建造、强度试验和运行期间测量混凝土的局部应变。除一般区域外，还应在加腋、环梁以及洞口等区域设置。具体位置应按相关设计文件的要求确定。

10.1.6 温度传感器。与应变计并联，用于应变测量的温度修正。

10.2 运行前的强度试验

10.2.1 核电厂运行前，安全壳结构应进行一次规定压力下的压力试验，以验证其结构的完整性。

10.2.2 强度试验至少应包括以下内容：

- a) 对于原型安全壳，测量变形和关键部位及具有结构设计特征部位的应变；
- b) 对于非原型安全壳可只测量变形，测点也可较原型安全壳有所减少；
- c) 测量预应力钢束的预应力及其变化；
- d) 全面观察裂缝，并绘出宽度超过 0.25 mm 和长度超过 150 mm 的裂缝；对重点部位进行各级压力下的裂缝测量；
- e) 应在相应的测点上进行温度测量，温度测量的结果用于修正应变或变位读数的温度影响。

10.2.3 试验前应进行以下工作：

- a) 预计监测安全壳性状的所有仪表装置的读数，根据要求的量程和精度确定所有仪表装置的适宜性；
- b) 在浇筑混凝土过程中，预埋所需的各种测量仪器；
- c) 对安全壳结构作全面检查，记录混凝土中的裂缝、衬里变形以及其它为了解结构性状所需要的数据；

- d) 试验开始前数天内,在每天相同时间记录所有测试仪表的读数,以确定其稳定性,并消除显示过大漂移的不稳定因素。

10.2.4 试验温度至少应比衬里材料的脆性转变温度高 20℃。

10.2.5 试验应按下列程序进行:

- a) 整个增压过程可由 4~6 个相等的增量构成。记录在大气压力下及每次增压和卸压后的全部测量数据,卸压次数应与加压过程中的增压次数相同。每级压力平台至少恒压 1h;
- b) 当出现未能预料的试验压力下降大于 0.02MPa 时,应将压力进一步降低到前一增量的压力水平,并记录数据;比较该数据与相同试验压力水平的原记录数据之间的差异,并作出评价。

10.2.6 应对试验结果进行分析,当测量值与预计值之间出现过火差异时,应通过设计复查、估计测量允许误差和材料的可变性以及安全壳的探查,作出合理的解释。

10.2.7 完整性试验应满足下列最低要求:

- a) 从混凝土裂缝宽度、混凝土应变和安全壳整体变位的试验数据分析中,判断普通钢筋未发生屈服;
- b) 混凝土和衬里均未发生肉眼可见的永久性损伤;
- c) 在安全壳卸压后 24h 内,预计最大变位点的变位恢复值等于或大于 80%;
- d) 预计最大变位点测得的最大变位值未超过预计变位值 30%,若 24h 内变位恢复值大于 90%,则可取消这项要求。

10.2.8 当 10.2.7 中 c)、d) 款的要求得不到满足时,需对混凝土的徐变、温度变化以及测量值与预计值可能不精确等因素的影响作进一步研究,如研究表明仍达不到要求,应采取补救措施或重新试验。

10.2.9 当试验后安全壳结构出现严重的结构变化或损伤时应进行修复,并在修复后重做整体性试验。

10.3 定期强度试验

运行期间,不单独进行强度试验,只是在进行定期整体密封试验期间对安全壳的测量仪表做完整的记录。

11 安全壳密封试验

11.1 运行前的密封性试验

11.1.1 核电厂运行前,对安全壳系统应进行全面的密封性试验,以验证安全壳结构及贯穿安全壳的系统和部件的泄漏率不超过规定的限值。

11.1.2 单层安全壳或双层安全壳内壳的密封性试验包括整体密封性试验和局部密封性试验,并划分为以下三类:

- a) A 类试验,安全壳整体密封性试验;
- b) B 类试验,针对安全壳贯穿件(包括电气贯穿件、人员闸门、设备闸门、燃料转运通道等)的局部密封性试验;
- c) C 类试验,针对安全壳隔离阀的局部密封性试验,但不包括那些仅能在整体密封性试验时才能检查其密封性的隔离阀。

11.1.3 A 类试验的试验压力为安全壳设计压力。

11.1.4 A 类试验的前提条件如下:

- a) A 类试验应在 B 类和 C 类试验完成后进行;
- b) 试验前应对安全壳进行目视检查,对于一般的缺陷不予修补。如发现可能影响安全壳结构完整性和密封性的缺陷,则应按相应的规程进行修补后,才允许进行 A 类试验;

- c) 试验时相关系统和部件应尽可能保持在相当于失水事故时所处的状态, 例如:
- 1) 除维持试验所需外, 所有安全壳隔离阀应以正常的操作方式予以关闭, 而不应调整 (比如在自动关闭后不加手动拧紧);
 - 2) 失水事故时可能与安全壳大气相通的系统, 包括那些在失水事故时在安全壳内可能破裂的系统, 在试验期间应与安全壳大气相通;
 - 3) 所有贯穿件与安全壳钢衬里的连接焊缝以及安全壳筏板基础衬里焊缝的检漏通道, 在试验时应与安全壳大气相通;
 - 4) 应采取措施避免安全壳内大气向二回路系统的任何泄漏, 反之也一样。

11.1.5 泄漏率限值要求如下:

- a) 对于单层安全壳或双层安全壳的内壳, 在设计基准事故 (失水事故) 工况下, 规定的最大允许整体泄漏率 F_a 为: 24 h 内不超过事故工况下安全壳内气体总质量的 0.3%。考虑到事故工况下的泄漏率实际上是不可测的, 该泄漏率限值应转化为试验工况下的泄漏率限值 F_e , 并以 F_e 作为实际上的安全壳泄漏率限值。泄漏率限值的转化应采取最安全保守的原则, 考虑失水事故工况下最不利的流体类型, 即粗糙介质中的湍流。在此原则下, F_a 和 F_e 之间的关系由式(66)表示:

$$F_e = F_a \sqrt{\left(\frac{M_a T_e}{M_e T_a}\right)} \dots\dots\dots (66)$$

式中:

F_e ——试验工况下的最大允许泄漏率;

F_a ——失水事故工况下的最大允许泄漏率, $F_a=0.3\%$;

T_e ——整体密封性试验期间安全壳内大气环境温度, 以 K 为单位;

T_a ——失水事故后安全壳温度峰值, 以 K 为单位;

M_a ——失水事故工况下安全壳内空气蒸汽混合物的气体平均分子量;

M_e ——试验工况下安全壳内空气的气体平均分子量。

- b) 安全壳密封性试验验收时, 在泄漏率限值的基础上, 还应考虑一定的安全壳老化系数, 一般取 0.75。

11.1.6 运行前密封性试验的具体要求、方法和验收准则按 NB/T 20018 的规定执行。

11.1.7 运行前的安全壳密封性试验完成后, 若在 3 a 内反应堆未投入运行, 则应在反应堆运行前再次进行安全壳密封性试验。

11.2 定期密封试验

11.2.1 在反应堆首次或第二次换料时, 进行在役期间的首次安全壳综合试验, 包括结构整体性试验、A 类密封性试验、B 类密封性试验和 C 类密封性试验, 对于双层安全壳, 还应包括外壳的密封性检查。此后定期进行综合试验, 间隔时间不大于 10 a。

11.2.2 如果相邻两次试验测得的安全壳整体泄漏率与允许泄漏率之间的安全裕量 (允许的最大泄漏率与实测泄漏率的差值) 减少 75% 以上, 并且这种显著的泄漏率增加未能找到泄漏点并加以密封, 则下一次试验间隔时间应减至 5 a。

11.2.3 单层安全壳或双层安全壳内壳综合试验的试验压力为安全壳设计压力。

11.2.4 在每两次综合试验期间, 还应定期进行 B 类和 C 类局部密封性试验。局部密封性试验的周期按 NB/T 20018 的规定执行。

11.2.5 定期密封性试验的具体要求、方法和验收准则按 NB/T 20018 的规定执行。

附录 A
(规范性附录)
预应力钢束与孔道壁之间的摩擦损失

预应力钢束与孔道壁之间的摩擦损失 σ_{l2} 应按照公式 (A.1) 计算:

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \cdot e^{-(kx + \mu\theta)} \dots\dots\dots (A.1)$$

- 式中:
- x ——从张拉端至计算截面的孔道长度, 单位为米 (m);
 - θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道各部分切线的夹角之和, 单位为弧度 (rad);
 - k ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数;
 - μ ——预应力钢束与孔道之间的摩擦系数。

注: 对空间曲线 θ 可参考GB 50010—2010中10.2.4的公式计算。
摩擦系数可以根据实测数据确定, 当缺乏试验资料时, 可以采用表A.1中的数值。

表A.1 摩擦系数

预应力钢束	摩擦系数	
	k	μ
水平钢束、倒 U 形钢束	0.18	0.0016
竖向钢束、γ 形钢束	0.16	0.0008
穹顶钢束	0.16	0.0015

附录 B
(资料性附录)
扭切应力计算

作用于安全壳贯穿件轴线上的扭矩,使混凝土壳壁在其平面内受到局部扭切。此时,需要校核半径 $r = r_{\min}$ 和逐级比 r_{\min} 更大的圆柱形破坏面上的扭切应力。扭切应力 τ 应按公式 (B.1) 和 (B.2) 计算:

$$\tau = \frac{T}{0.85h(2\pi r^2)} \quad \text{..... (B.1)}$$

并应符合下列条件:

$$\tau \leq 0.25f_c \quad \text{..... (B.2)}$$

以上各式中:

T ——作用于贯穿件上的扭矩设计值;

h ——混凝土壳壁厚度。

注: r_{\min} 为沿贯穿件径线从贯穿件中心到贯穿件锚筋端部的距离。

当扭切应力 $\tau \leq 1.5\beta f_t$ 时,毋需设置锚筋。当 $\tau > 1.5\beta f_t$ 时,需在贯穿件上设置放射状的锚筋来承担全部扭矩。锚筋的总截面面积应按公式 (B.3) 确定:

$$A_{sv} = \frac{T}{\mu f_y r} \quad \text{..... (B.3)}$$

式中:

β ——薄膜力对混凝土扭切强度的影响系数,按公式 (B.4) 和 (B.5) 计算:

a) 当薄膜力为压力时,

$$\beta = 1 + 0.2 \frac{N_i}{h_0 f_t} \quad \text{..... (B.4)}$$

同时 β 值最大不超过 2。

b) 当薄膜力为拉力时,

$$\beta = 1 - \frac{N_i}{A_{si} f_y} \quad \text{..... (B.5)}$$

以上各式中:

N_i ——壳体或平板单位宽度内的薄膜力,根据坐标轴方向分别为 N_x 或 N_y ;

A_{si} ——壳体或平板单位宽度内顺坐标轴方向的钢筋截面面积,根据坐标轴方向分别为 A_{sx} 或 A_{sy} ;

f_y ——锚筋抗拉强度设计值;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

A_{sv} ——锚筋的总截面面积；

μ ——摩擦系数，当破坏面为混凝土对混凝土时，等于 1.0；当破坏面为混凝土对钢时，等于 0.7。
锚筋应均匀布置，且不得少于 8 根。

附录 C
(资料性附录)
预应力效应计算方法

C.1 确定预应力效应（荷载组合法）

在确定预应力效应时，可采取下列荷载效应组合：

a) 对于筒壁环向和穹顶的预应力钢束，见式 (C.1) 和 (C.2)：

$$D + 1.2P_a + T_0 \dots\dots\dots (C.1)$$

$$D + P_a + T_a \dots\dots\dots (C.2)$$

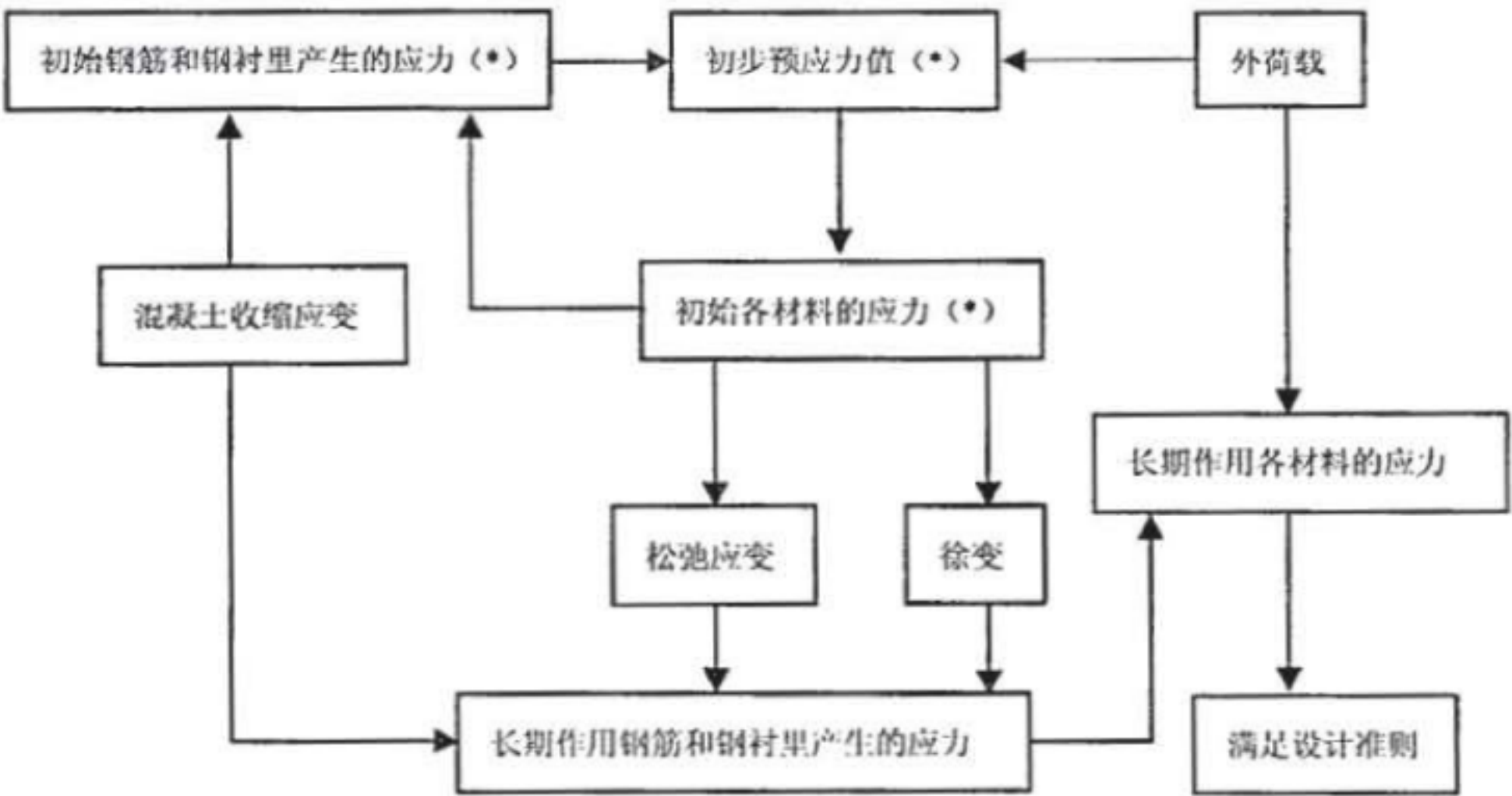
b) 对于筒壁竖向预应力钢束，见式 (C.3) 和 (C.4)：

$$D + 1.5P_a + T_0 \dots\dots\dots (C.3)$$

$$D + 1.25P_a + T_a \dots\dots\dots (C.4)$$

C.2 确定预应力效应（变形协调关系法）

也可根据安全壳各种材料受力的变形协调关系，按图C.1确定需要施加的预应力效应。



注：(*) 为迭代的过程

图B.1 根据变形协调关系确定施加预应力效应的关系图

附 录 D
(资料性附录)
混凝土弹性压缩损失

混凝土弹性压缩引起的预应力损失 σ_{l3} 可按式(D.1)计算:

$$\sigma_{l3}=0.5E_p\Delta\sigma_c/E_c(t) \dots\dots\dots (D.1)$$

式中:

$\Delta\sigma_c$ ——在初始时刻沿预应力方向混凝土的平均应力;

E_p ——预应力钢束的弹性模量;

$E_c(t)$ —— t 时刻混凝土的弹性模量。

附 录 E
(资料性附录)
应力松弛损失计算

预应力钢绞线由于应力松弛引起的预应力损失终极值 σ_{l4} ，可按式 (E.1) 和 (E.2) 计算：

$$\sigma_{l4} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \sigma_{pi} \dots\dots\dots (E.1)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \dots\dots\dots (E.2)$$

式中：

σ_{pi} ——初始预应力的绝对值 (MPa)；

t ——张拉后的时间 (h)，最终松弛损失可按 500 000 h 估计；

f_{pk} ——预应力筋抗拉强度标准值 (MPa)；

ρ_{1000} ——低松弛钢绞线在平均温度为 20 ℃ 的条件下张拉 1 000 h 后的松弛损失，一般可取 2.5%。