

钢筋缠绕钢筒混凝土压力管(BCCP)承受内、外压能力有限元分析

孙岳阳^{1,2}, 胡少伟¹, 王洋¹, 黄逸群², 薛翔²

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学, 江苏 南京 210024)

摘要: 为了研究内、外压作用下 BCCP 各部位的受力性能, 基于有限元软件 ABAQUS 中相关材料本构建立了两个不同管径 BCCP 计算模型, 采用极限状态分析方法, 对 BCCP 从施加预应力到最终破坏进行了全过程分析。结果表明: 随着内压增加, BCCP 管壁由外保护层向内管芯逐渐进入塑性, 最终钢筒和预应力钢筋达到各自的抗拉强度, 整管破坏; 随着外压增加, BCCP 管腰部位由外保护层向内管芯逐渐进入塑性, 而管顶、管底部位则是由内管芯向外保护层逐渐进入塑性。研究成果对 BCCP 在工程中的应用具有一定的参考价值。

关键词: 钢筋缠绕钢筒混凝土压力管(BCCP); 内压; 外压; 极限状态

中图分类号: TV332

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2019)05-0089-08

Finite Element Analysis of Bar Wrapped Cylinder Concrete Pressure Pipe(BCCP) Under Internal and External Pressure

SUN Yueyang^{1,2}, HU Shaowei¹, WANG Yang¹, HUANG Yiqun², XUE Xiang²

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing, Jiangsu 210024, China;

2. Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210024, China)

Abstract: In order to analyze the mechanical properties of each part in BCCP under internal and external load, two bar wrapped cylinder concrete pressure pipe (BCCP) calculation models with different diameters are established based on the constitutive model of materials in the finite element software ABAQUS. The limit state analysis method is used to analyze the whole process of BCCP from prestressing to ultimate failure. The results show that the pipe wall enters into plasticity from the outer protective cover to the inner core gradually with the increase of internal load and is destroyed when the cylinder and prestressed steel bars reach their tensile strength respectively. With the increase of external load, the waist of the pipe enters the plasticity from the outer protective cover to the inner core gradually, while the top and bottom of the pipe enter the plastic layer from the inner core to the outer protective cover gradually.

Keywords: bar-wrapped cylinder concrete pressure pipe (BCCP); internal pressure; external pressure; limit state

钢筋缠绕钢筒混凝土压力管(Bar-wrapped Cylinder Concrete Pressure Pipe, BCCP)的结构型式和传统的预应力钢筒混凝土管(Prestressed Concrete Cylinder Pipe, PCCP)类似, 根据钢筒位置分为内衬式(BCCP-L)和埋置式(BCCP-E)。内衬式(BCCP-L), 在钢筒内部浇筑混凝土形成管芯, 钢筒外缠

绕预应力钢筋, 再浇筑细石混凝土保护层, 结构型式如图1(a)所示; 埋置式(BCCP-E), 将钢筒埋置于混凝土内跟混凝土一起形成管芯, 然后在管芯外缠绕预应力钢筋, 再浇筑细石混凝土保护层, 结构型式如图1(b)所示。与PCCP相比, BCCP有以下两个特点: (1)使用较粗的冷轧带肋预应力钢筋, 钢筋应

收稿日期: 2019-05-17

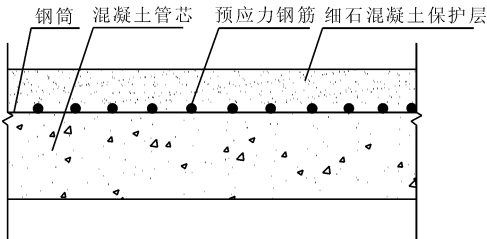
修稿日期: 2019-06-21

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51739008); 国家重大科研仪器研制项目(51527811); 江苏省第五期“333工程”培养资金资助项目(BRA2017523)

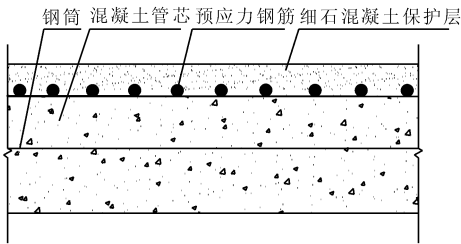
作者简介: 孙岳阳(1992—), 男, 江苏泰兴人, 博士研究生, 研究方向为水工结构。E-mail: syyang0118@126.com

通讯作者: 胡少伟(1969—), 男, 河南杞县人, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事水工结构研究工作。E-mail: hushaowei@nhri.cn

力等级低,克服了高应力造成的钢筋应力脆化问题;
(2)在带肋钢筋上浇筑细石混凝土保护层,具有更
密实、高强、抗拉、防腐的优越性能。



(a) 内衬式(BCCP-L)结构型式



(b) 埋置式(BCCP-E)结构型式

图 1 BCCP 结构示意图

国内外对 PCCP 受力性能的研究很多,在上个
世纪,Rose^[1]、Zarghamee^[2]和 Tremblay^[3]等国外学
者对 PCCP 进行试验研究,揭示了 PCCP 的承载机

理。引进我国后,胡少伟等^[4-6]、窦铁生等^[7-9]学者
通过原型试验与数值仿真对 PCCP 在不同荷载作用
下的承载能力和破坏机理进行了研究,取得了很大
的进展。BCCP 是基于 PCCP 而改进的新产品,自诞
生到应用还不到五年,相关研究较少。胡少伟
等^[10-12]建立了 BCCP 的缠筋模型、研究了预应力损
失对其受力性能的影响以及地基沉降对接口力学性
能的影响。BCCP 在预应力钢筋和保护层上与 PC-
CP 有明显的不同,其内、外压承载能力研究较少,而
现场原型试验研究耗费巨大。为此,本文通过有限
元软件 ABAQUS 建立 BCCP 承受内、外压的计算模
型,获得承载过程中各部位进入塑性时的内、外压大
小,对 BCCP 的应用推广具有十分重要的意义。

1 BCCP 有限元模型

1.1 几何尺寸与材料参数

BCCP 模型的几何尺寸和材料参数参考宁夏青
龙管业股份有限公司生产的成品管,共选择两种管径:
DN1400 和 DN1800,结构型式都是埋置式(BCCP-E)。

各管径几何尺寸及材料力学参数见表 1 和表
2^[13],管芯和保护层均采用 C50 混凝土浇筑。

表 1 BCCP 几何尺寸

管道内径 D_i /mm	管芯混凝土 厚度 h_c /mm	钢管厚度 t_y /mm	钢管外径 D_y /mm	保护层厚度 h_p /mm	钢筋直径 d_s /mm	缠筋间距 d /mm
1400	110	2	1504	60	8	18
1800	150	2	1904	60	10	21

表 2 BCCP 材料力学参数

混凝土 自重标 准值 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	混凝土 弹性模量 设计值 E_c $/(N\cdot\text{mm}^{-2})$	混凝土泊 松比 ν_c	钢筋自 重标 准值 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	钢筋抗 拉强度 标准值 f_{su}/MPa	张拉 控制 应力 $72\%f_{su}$	钢筋弹 性模量 E_s $/(N\cdot\text{mm}^{-2})$	钢筋 泊松 比 ν_s	钢管自 重标 准值 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	钢管拉 伸屈服 强度 f_{sy} /MPa	钢管弹 性模量 E_y $/(N\cdot\text{mm}^{-2})$	钢管 泊松 比 ν_y
24000	34500	0.2	78600	650	$72\%f_{su}$	190000	0.3	78300	235	210000	0.274

1.2 模型建立

根据 BCCP 受力特点,在结果满足分析的基础
上,提高模型计算效率,建立 BCCP 有限元模型时作
如下简化假设:(1)考虑材料的非线性,不考虑几何
非线性;(2)小变形假设;(3)不考虑各材料之间的
粘结滑移效应,管芯混凝土与钢管采用共用节点的
方式协调工作;(4)假设预应力钢筋与管芯及保护
层之间位移连续,采用绑定约束模拟预应力钢筋与
管芯、预应力钢筋与保护层之间的相互作用;(5)不
考虑混凝土材料的干缩、徐变等效应对管体结构受
力的影响。

管芯混凝土、保护层均采用实体单元 C3D8R 模
拟,这种三维实体单元有 8 个结点,每个结点有 3 个
自由度;钢管属于薄壁结构,采用薄壳单元 S4R 单
元模拟;预应力钢筋采用梁单元 Beam 模拟。各部
位建模时采用分离式模型单独建模,假设钢管与混
凝土层、混凝土与预应力钢筋、预应力钢筋与混凝
土保护层均为完全接触,各层之间不会产生相对滑移
和脱空,有限元模型如图 2 所示,其中外压模型建立
时,参考《预应力钢管混凝土管》^[14](GB/T 19685—
2017)中规定的三点外压试验法。

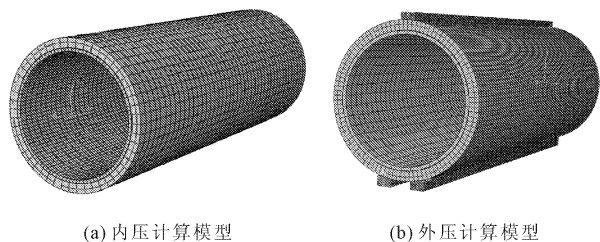


图 2 有限元模型

1.3 材料本构

(1) 混凝土本构模型。采用 ABAQUS 软件中提供的塑性损伤模型作为混凝土的本构模型^[15],该模型考虑了混凝土拉压性能的差异,最终破坏方式有受压破碎和受拉开裂两种。

(2) 预应力钢筋本构模型。预应力钢筋的本构模型采用如下应力应变关系:

$$\begin{aligned} f_s &= \varepsilon_s E_s & \varepsilon_s < f_{sg}/E_s \\ f_s &= f_{su} \{ 1 - [1 - 0.6133(\varepsilon_s E_s / f_{su})]^{2.25} \} & \varepsilon_s > f_{sg}/E_s \end{aligned} \quad (1)$$

式中: f_{su} 为预应力钢筋抗拉强度; f_{sg} 为预应力钢筋的张拉应力;预应力钢筋屈服应力为其抗拉强度的 85% $f_{sy} = 0.85f_{su}$;图 3 为预应力钢筋应力应变曲线。

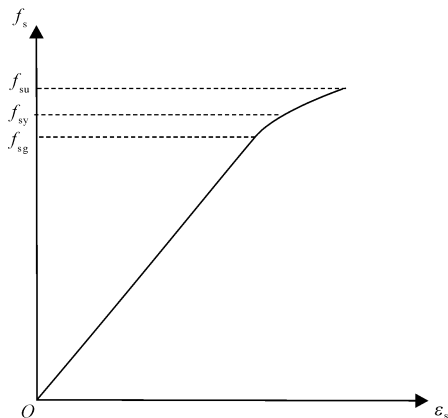


图 3 预应力钢筋应力应变关系曲线

(3) 钢管本构模型。根据 AWWA C304 中的建议^[16],钢管采用理想的弹塑性应力应变关系,关系曲线如图 4 所示。

1.4 钢筋预应力的模拟

本文采用等效降温法给钢筋施加预应力^[17],利用物体热胀冷缩的属性,对模拟预应力钢筋的“梁”单元实施降温,使梁产生收缩,从而对钢管和管芯产生预压应力,降温值按式(2)进行计算。

$$\Delta t = \frac{f_{sg}}{\alpha E_s} \quad (2)$$

式中: Δt 为需施加的降温值; α 为预应力钢丝线膨胀系数,本文取 0.000 1。

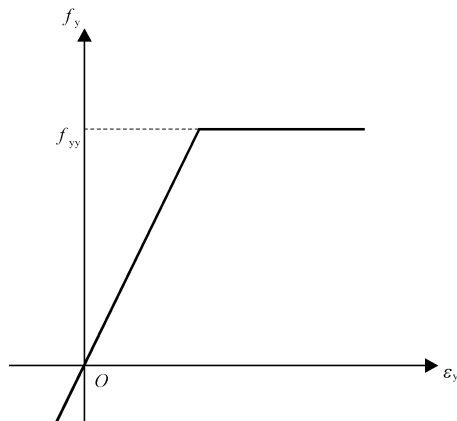


图 4 钢管应力应变关系曲线

2 计算结果

2.1 内压计算结果

(1) 缠筋后计算结果。内压管计算模型管径为 1 400 mm,缠筋后,管芯混凝土和钢管受到张拉预应力钢筋所产生的预压应力,此时最外层的混凝土保护层不参与受力,计算时采用 ABAQUS 中的生死单元法,将砂浆保护层单元杀死,各部位应力计算结果如图 5 所示,图中数值单位为 MPa,受拉为正,受压为负(下同)。各部位端部受边界条件的影响与管身部位的计算结果差别较大,只取管身应力进行分析。管芯最大受压应力为 13.03 MPa,钢管最大受压应力为 74.85 MPa,钢筋受拉应力最小为 407 MPa。根据表 2 中预应力钢筋的张拉应力为 72% f_{su} ,即 468 MPa,缠筋后钢管和混凝土产生弹性压缩变形,钢筋受拉应力减小,所以模型计算结果比钢筋张拉应力要小,符合实际情况。在此阶段,各部分均处于弹性状态,无损伤,充分发挥了混凝土抗压能力强、钢筋抗拉性能好的材料优势。

(2) 混凝土保护层进入塑性。当内压加大至 1.1 MPa 时,混凝土保护层开始进入塑性,塑性应变云图如图 6(a)所示,图中数值单位为 ε 。此时,管芯混凝土、钢管和钢筋的应力计算结果云图见图 6(b)一图 6(d)。从图中可以看出钢管内管芯混凝土基本还处于受压状态,钢管外管芯逐渐由受压转变为受拉,受拉应力还较小,在 2MPa 以下,并未达到极限抗拉强度。此时钢管的应力为 50 MPa 左右,为受压应力,钢筋拉应力在 435 MPa 左右,整管还能

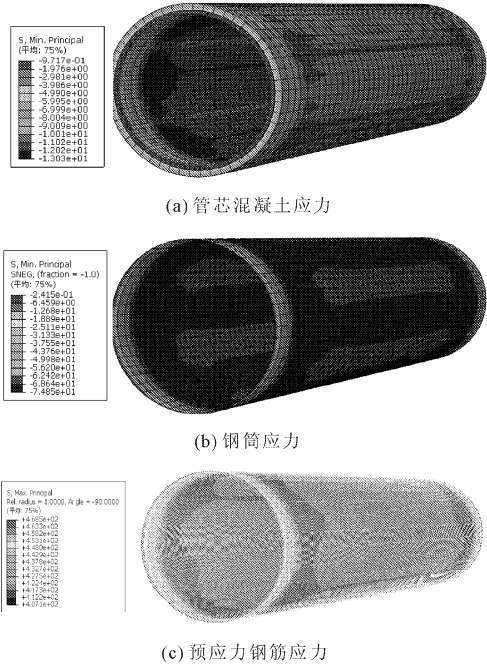


图5 缠筋后各部位计算结果云图

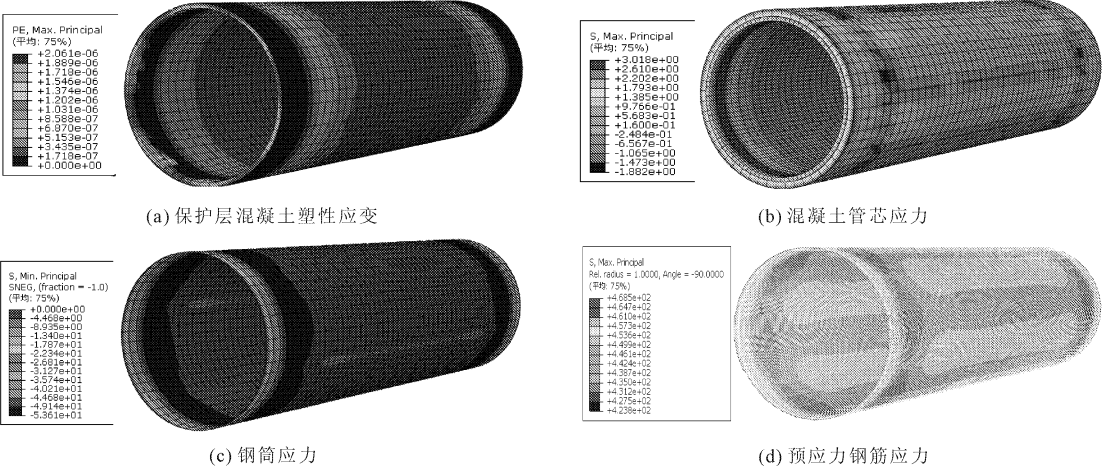


图6 混凝土保护层进入塑性后各部位计算结果云图

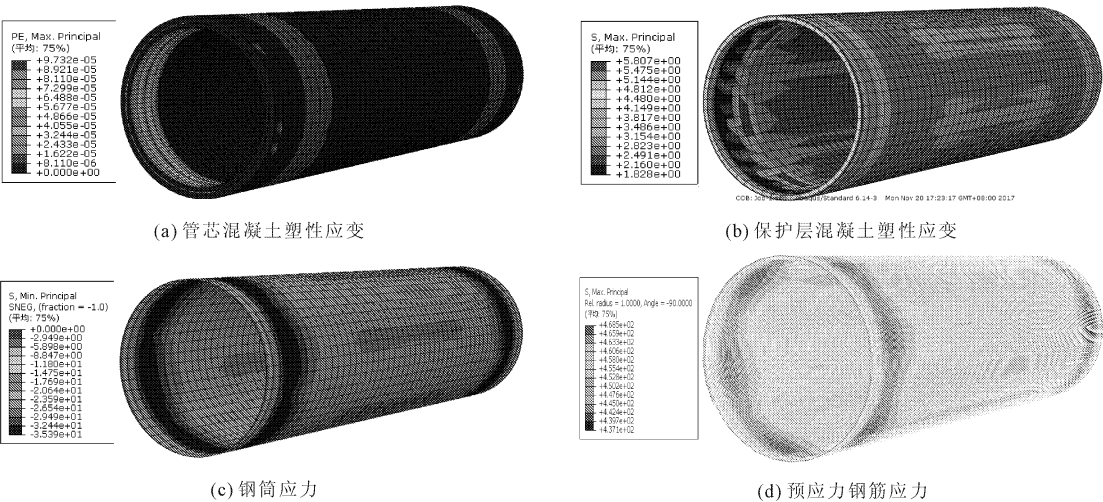


图7 管芯混凝土开始进入塑性时各部位计算结果云图

继续承受更大的内压。

(3) 管芯混凝土进入塑性。内压继续加大至 1.5 MPa 时,钢筒外管芯混凝土开始进入塑性,塑性应变云图如图 7(a) 所示。此时混凝土保护层已完全进入塑性,塑性应变云图如图 7(b) 所示,可以认为完全退出工作,钢筒和钢筋的应力分布见图 7(c) 和图 7(d)。从图中可以看出,钢筒的应力为 25 MPa 左右,依然为受压应力,钢筋拉应力在 450 MPa 左右,均未达到屈服强度。

(4) 管芯混凝土完全进入塑性。当内压升至 3.2 MPa 时,钢筒内管芯混凝土内表面出现塑性应变,即表示整个管芯完全进入塑性,塑性应变云图如图 8(a) 所示,此后的加载可认为管身混凝土完全退出工作。此时钢筒和钢筋的应力分布见图 8(b) 和图 8(c)。钢筒的应力为 35 MPa 左右,由初始的受压应力转变为受拉应力,钢筋拉应力在 495 MPa 左右,小于其屈服强度。

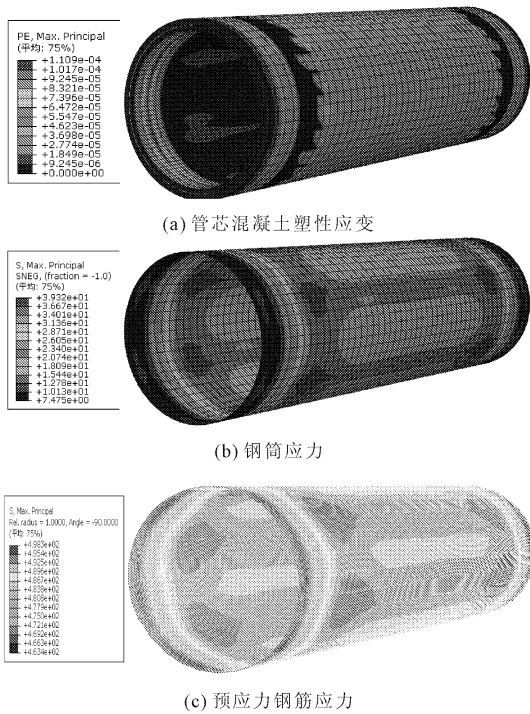


图 8 管芯混凝土完全进入塑性时各部位计算结果云图

(5) 钢筒屈服。最终当内压加大至 6.8 MPa 时,钢筒基本达到屈服强度 235 MPa,应力云图如图 9(a)所示。钢筋最大拉应力为 646 MPa,应力云图如图 9(b)所示,接近抗拉强度 650 MPa,内压已不能再继续增加,钢筒和预应力钢筋几乎同时达到各自的极限强度,说明 BCCP 管型选材以及尺寸设计的合理。

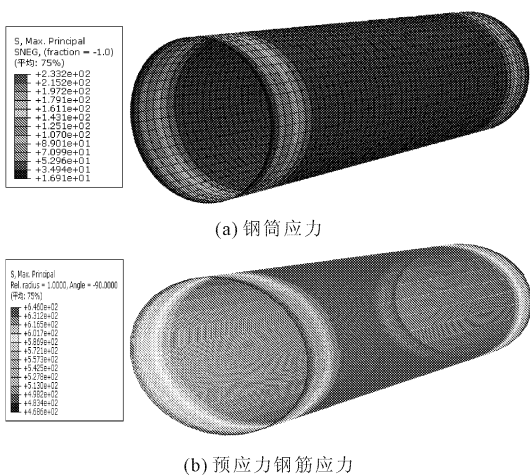


图 9 钢筒屈服时各部位计算结果云图

2.2 外压计算结果

(1) 缠筋后计算结果。外压管计算模型管径为 1 800 mm,缠筋后各部位的受力情况与内压管计算

结果不同,如图 10 所示。同样取管身应力进行分析,管芯最大受压应力为 12.76 MPa,钢筒最大受压应力为 73.20 MPa,钢筋最小受拉应力为 411 MPa,各部分均处于弹性状态。

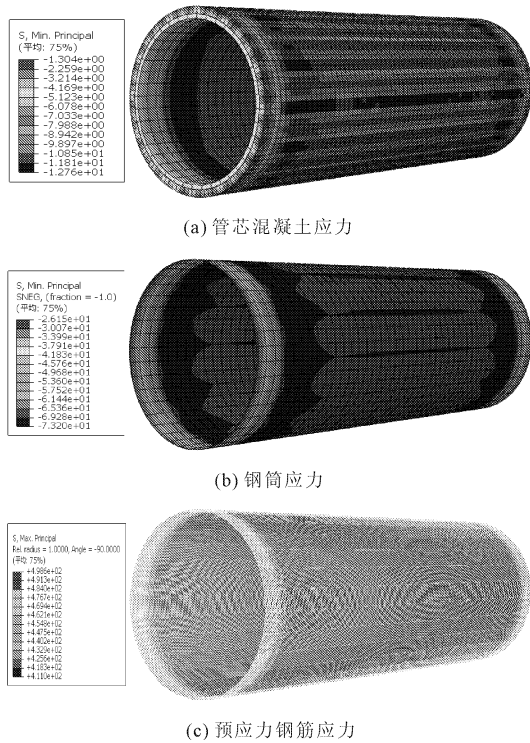


图 10 缠筋后各部位计算结果云图

(2) 混凝土保护层进入塑性。当外压加载至 900 kN 时,管腰混凝土保护层开始进入塑性,塑性应变云图如图 11(a)所示;此时管芯混凝土仍处于弹性状态,应力云图如图 11(b)所示,管腰处管芯受压应力最大,最大压应力为 17.42 MPa;钢筒应力云图如图 11(c)所示,全部受压,最大受压应力在管腰处,为 89.62 MPa;钢筋应力云图如图 11(d)所示,管腰处拉应力较管顶和管底大,最大拉应力在 425 MPa 左右。

(3) 钢筒内管芯混凝土进入塑性。外压加载至 1 500 kN 时,钢筒内管芯顶部混凝土从端部开始进入塑性,其余大部分仍处于弹性工作状态,应力云图如图 12(a)所示,管腰处内管芯受压应力最大,最大压应力为 18.19 MPa;此时混凝土保护层大范围进入塑性,后续加载可认为其完全退出工作,钢筒应力云图如图 12(b)所示,依然全部受压,最大受压应力在管腰处,为 91.98 MPa;钢筋应力云图如图 12(c)所示,管腰处拉应力较管顶和管底大,最大在 440 MPa 左右。

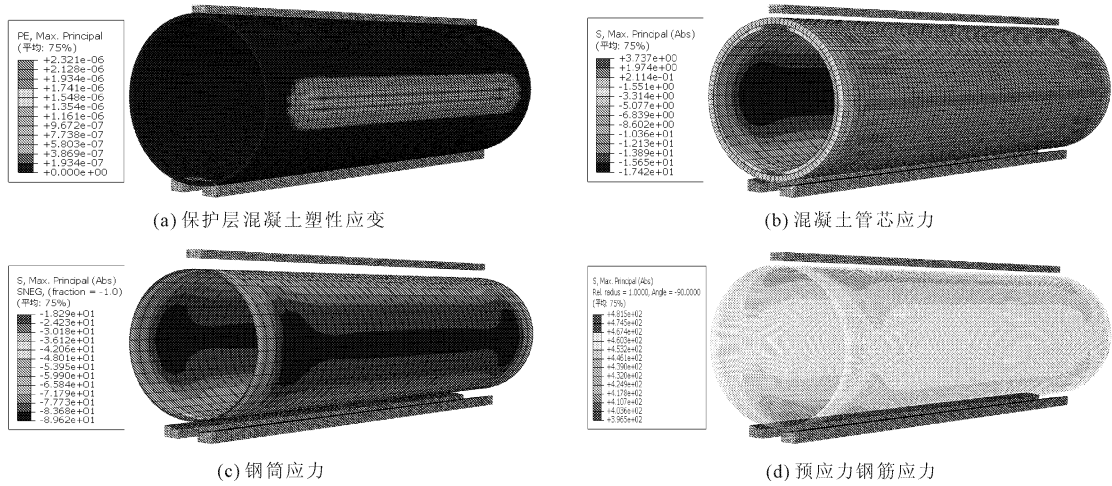


图 11 混凝土保护层进入塑性后各部位计算结果云图

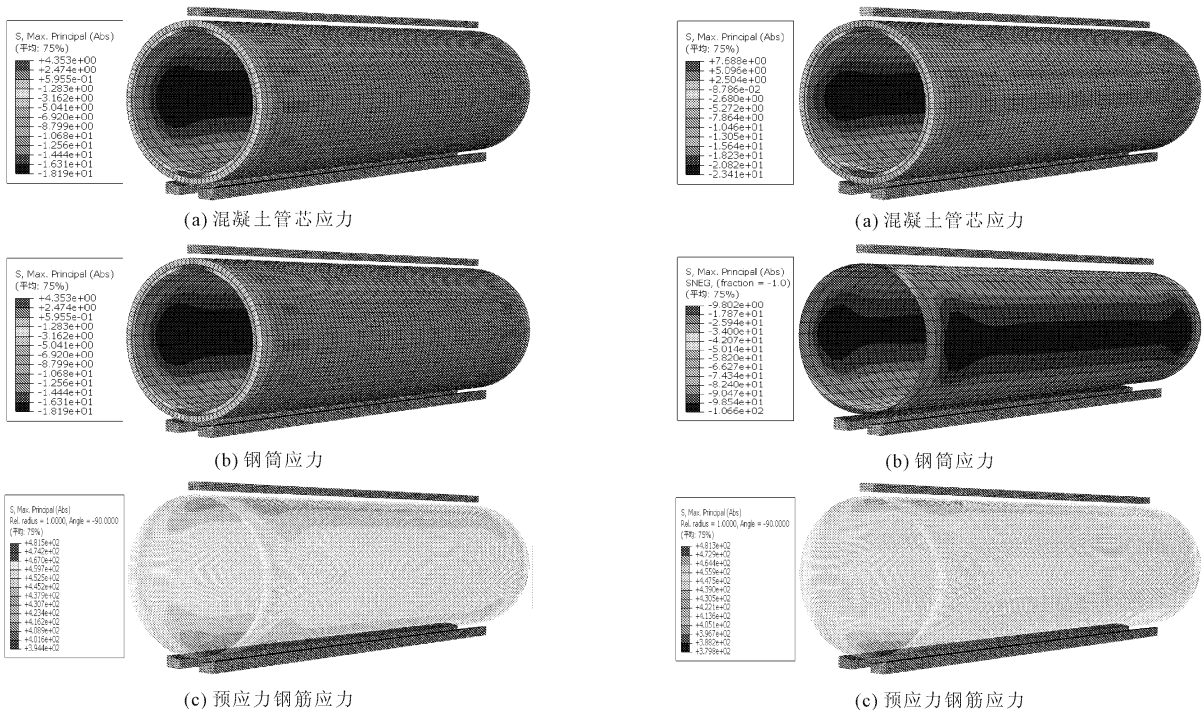


图 12 钢筒内管芯混凝土进入塑性时各部位计算结果云图

(4) 钢筒外管芯混凝土进入塑性。最终外压加载至 2 175 kN 时,钢筒外管芯腰部混凝土开始进入塑性,钢筒内管芯混凝土顶部与底部大面积进入塑性,应力云图如图 13(a)所示,管腰处内管芯受压应力最大,最大压应力为 23.41 MPa;钢筒应力云图如图 13(b)所示,依然全部受压,最大受压应力在管腰处,为 106.60 MPa;钢筋应力云图如图 13(c)所示,管腰处拉应力较管顶和管底大,最大在 450 MPa 左右。

由文献[18]可知,预应力钢筒混凝土管外压加载至管芯混凝土顶部和腰部相继进入塑性后整管会很快丧失承载力,故本文计算 BCCP 承受外压的能力时模拟到钢筒外管芯混凝土开始进入塑性阶段。

图 13 钢筒外管芯混凝土进入塑性时各部位计算结果云图

2.3 结果汇总分析

DN1400 BCCP 承受内压过程中,由于缠绕预应力钢筋,初始状态下管芯混凝土和钢筒受压,管芯最大受压应力为 13.03 MPa,钢筒最大受压应力为 74.85 MPa;当内压小于 1.10 MPa 时,各部位应力均小于其设计强度,处于弹性状态;内压继续增大,保护层开始进入塑性,到 1.5 MPa 时管芯混凝土也开始进入塑性;内压 3.2 MPa 时,管芯混凝土完全进入塑性,钢筒和钢筋应力迅速增加;最终加载至 6.8 MPa,钢筒和钢筋均达到其抗拉强度,整管丧失承载力。

DN1800 BCCP 承受外压过程中,同样因为预应力的作用,初始状态下管芯混凝土和钢筒受压,管芯

最大受压应力为 12.76 MPa,钢筒最大受压应力为 73.20 MPa;当外压小于 900 kN 时,各部位均处于弹性状态。随后,管腰部位混凝土保护层达到其抗拉强度,开始进入塑性;外压 1 500 kN 时,管芯顶部从管端部开始进入塑性;最终加压到 2 175 kN,钢筒外管芯腰部混凝土受拉进入塑性,整管很快丧失承载力。

PCCP 设计时采用极限状态设计法^[16,19],以三种极限状态作为设计准则,分别为工作极限状态、弹性极限状态和强度极限状态。通过计算不同工况下各部位的应力应变分布,逐一验证是否满足各极限状态设计准则的要求。工作极限状态设计准则,指管道在正常运行条件下,管芯混凝土和外层砂浆保护层不出现微裂缝和可见裂缝;弹性极限状态准则,指管道在荷载作用下欲开裂时,具备足够的弹性避免发生破坏或预应力损失;强度极限状态,指管道达到其最大承载力时,管芯不发生开裂以及预应力钢丝不发生屈服断裂。实际管道运行时,不仅仅承受内压、外压以及自重,还有土荷载以及路面活荷载和流体自重。为此,本文以保护层开始进入塑性作为达到工作极限状态,管芯混凝土开始进入塑性作为达到弹性极限状态,钢筒内、外管芯混凝土均进入塑性作为进入强度极限状态,则根据 2.1 节、2.2 节中有限元模拟计算的结果,本文建立的 BCCP 模型各极限状态对应的内、外压值见表 3。

表 3 各极限状态对应的内、外压值

状态类型	工作极限状态	弹性极限状态	强度极限状态
DN1400(内压管)压力/MPa	1.1	1.5	3.2
DN1800(外压管)压力/kN	900	1500	2175

由表 3 数据可知,内压管弹性极限状态对应的内压值比工作极限状态对应的高 0.4 MPa,而强度极限状态对应的内压值比弹性极限状态对应的高出 1.7 MPa。分析可知,承受内水压过程中管芯混凝土环向应力会达到其抗拉强度而产生径向裂缝,但由于钢筒以及环向预应力钢筋对混凝土的包裹,开裂的混凝土依然可以在径向传递压力,并没有完全退出工作,所以强度极限状态对应的内压值较大。而外压管弹性极限状态与工作极限状态对应外压的差值和强度极限状态与弹性极限状态对应的差值基本一致,分别为 600 kN 和 675 kN,原因是承受外压过程中混凝土进入塑性后则很快退出工作,对后期继续承载基本没有贡献,管顶和管底部位的混凝土

是由内向外,钢筒内管芯先进入塑性;管腰部位的混凝土则是由外向内,外保护层先进入塑性,所以弹性以及强度极限状态与前一极限状态对应的外压差值基本一致。

3 结 论

DN1400 BCCP 承受内压过程中,当内压达到 1.1 MPa 时,保护层开始进入塑性,管芯、钢筒和预应力钢筋依旧处于弹性状态;1.5 MPa 时管芯混凝土也开始进入塑性;到 3.2 MPa 时,管芯完全进入塑性;最终加载至 6.8 MPa,钢筒和钢筋均达到其抗拉强度,整管丧失承载力。DN1800 BCCP 承受外压过程中,当外压达到 900 kN 时,管腰部位混凝土保护层达到其抗拉强度,开始进入塑性;1 500 kN 时,管芯顶部从管端部开始进入塑性;最终加压到 2 175 kN,钢筒外管芯腰部混凝土受拉进入塑性,整管很快丧失承载力。

外压管弹性以及强度极限状态与前一极限状态对应的外压差值基本一致,相差不大,分别为 600 kN 和 675 kN,而内压管强度极限状态与弹性极限状态所对应的内压差值达 1.7 MPa,说明混凝土破坏后,钢筒和预应力钢筋应力远小于各自的设计强度,有较大富余,给了 BCCP 较高的安全保障。

参考文献:

[1] ROSS C W. Tests of prestressed concrete pipe containing a steel cylinder[J]. Journal Proceedings, 1945,42(9): 37-48.

[2] Zarghamee M S. Hydrostatic pressure testing of prestressed concrete cylinder pipe with broken wires [C]//ASCE. Pipeline Engineering and Construction International Conference, Baltimore. Maryland, United States, 2003.

[3] Tremblay A W. Combined-load testing of prestressed concrete cylinder pipe[C]//ASCE. Proceedings International Conference on Pipeline Design and Installation, 2015.

[4] 胡少伟,刘晓鑫. PCCP 管道结构承受内水压的全过程分析[J]. 水利水电科技进展, 2011, 31(2):71-73.

[5] 胡少伟,沈捷,刘晓鑫,等. 超大口径 PCCP 管内水压承载能力试验[J]. 水利水电科技进展, 2009, 29(5):9-12.

[6] 胡少伟,沈捷,王东黎,等. 超大口径预存裂缝的预应力钢筒混凝土管结构分析与试验研究[J]. 水利学报, 2010, 41(7):876-882.

[7] 窦铁生,程冰清,胡赫,等. 预应力钢筒混凝土管结构变形规律的原型试验研究 I:内压[J]. 水利学报,

2017, 48(12):1438-1446.

[8] 窦铁生,程冰清,胡 赫,等. 预应力钢筒混凝土管结构变形规律的原型试验研究Ⅱ:外压[J]. 水利学报, 2018, 49(2):207-215.

[9] 窦铁生,胡 赫,杨进新,等. PCCP 断丝数量对内压承载力的影响[J]. 混凝土与水泥制品, 2015(7):35-37.

[10] Hu S W, Sun Y Y, Xue X, et al. Calculation model for bar-wrapping during prestressing of an embedded bar-wrapped cylinder concrete pressure pipe [J]. Thin-walled Structures, 2019,139:39-45.

[11] 胡少伟,孙岳阳,薛 翔,等. 预应力损失对 BCCP 管道安全性影响研究[J]. 人民长江,2019,50(2):197-201.

[12] 胡少伟,薛翔,孙岳阳,等. 地基沉降对 BCCP 接口力学性能影响的试验研究[J]. 人民长江, 2018,49(11):91-96.

[13] 孙珊珊,赵均海,付 国. 钢管混凝土柱的爆炸响应数值分析[J]. 水利与建筑工程学报,2018,16(3):149-154.

[14] 预应力钢筒混凝土管:GB/T 19685—2017[S]. 北京:中国标准出版社,2017.

[15] 陈兰响,关 萍,刘晴晴. 基于 ABAQUS 分析型钢-圆钢管混凝土的力学性能[J]. 水利与建筑工程学报, 2015,13(2):15-19.

[16] AWWA standard for design of prestressed concrete cylinder pipe:C304—07[S]. AWWA Standards, 2007.

[17] 徐 祥,戴自航. 岩土预应力锚固作用三维数值模拟的等效力法[J]. 水利与建筑工程学报, 2015,13(1):20-25.

[18] 胡少伟. 预应力钢筒混凝土管(PCCP)结构承载安全评价理论与实践[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2011.

[19] 预应力钢筒混凝土管道技术规范:SL 702—2015[S]. 北京:中华人民共和国水利部,2015.

(上接第 77 页)

[5] 谢 晔,刘 军,等. 在大型地下开挖中围岩块体稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(2):308-310.

[6] 许 强,黄润秋,巨能攀,等. 边坡岩体块体稳定性分析系统的开发与研究[J]. 工程地质学报,2001,9(4):408-413.

[7] 李建勇,肖 俊,王 颖. 岩体稳定性分析的块体理论方法研究[J]. 计算机工程应用,2010,46(21):4-8.

[8] 崔银祥,聂德新,陈 强. 某电站大型地下洞室群主变洞确定性块体稳定性评价[J]. 工程地质学报,2005,13(2):212-217.

[9] 陈 强. 地下洞室围岩岩体结构量化研究及块体稳定性评价[D]. 成都:成都理工大学,2006.

[10] 王思敬,杨志法,刘竹华,等. 地下工程岩体稳定性分析[M]. 北京:科学出版社,1984(4):38-44.

[11] 吴旭东. 基于块体理论的岩体稳定性可视化分析软件开发[D]. 南京:河海大学,2007.

[12] 刘锦华,吕祖暾. 块体理论在工程岩体稳定分析中的应用[M]. 北京:水利水电出版社,1988.

[13] 杨 庆,杨 钢,王忠昶. 块体理论在荒沟抽水蓄能电站地下厂房系统洞室群围岩稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(8):1618-1624.

[14] 朱 华,汪 飞,刘 阳,等. 块体理论在地下水封石洞油库围岩稳定性的分析与应用[J]. 水利与建筑工程学报,2012,10(1):151-154.

[15] 张子新,廖一蕾. 基于块体理论赤平解析法的地下水封油库围岩稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010,29(7):1339-1347.

[16] 罗光财,齐 龙,王 震,等. 基于块体理论的岩质高边坡稳定性研究[J]. 水利与建筑工程学报,2017,15(5):178-182.