

钢管混凝土中长柱轴压非线性响应的数值模拟分析

汤 羽 王震鸣 梁庆东

讲师 研究员 助理工程师

重庆大学 中国科学院力学研究所 广东公路工程公司

内容摘要

钢管混凝土(CFST)中短柱的轴压变形伴随着物理非线性过程,试验证实,对长径比(L/D)为2.0—5.0的中短柱而言,轴向压应变达到 $1500\mu\epsilon$ — $1800\mu\epsilon$ 时,轴压响应曲线即由弹性阶段转入塑性非线性阶段;非线性阶段的不同响应特性决定着结构的不同模式。

本文在建立CFST结构的组合模型的基础上,基于应力功率等效原理,导出表观本构方程式,应用非线性结构分析程序,完成了轴压非线性响应的数值模拟分析。计算结果表明:CFST结构的表观响应特性主要取决于结构的几何条件、材料的物理性质及加载方式。数值计算与理论结果,取得了较好的一致。

1. 钢管混凝土中短柱轴压非线性行为

钢管混凝土中短柱在轴压荷载作用下的非线性响应的分析已成为钢管混凝土组合结构设计和应用中一个日益突出的问题。对于长径比 $L/D \geq 10$ 的长细柱而言,力学行为特征主要为线性弹性范围内的欧拉失稳问题,这可通过导出组合结构的表观轴压弹性模量^[1]来解决。对于 $L/D < 10$ 的中短柱而言,其轴压响应过程(图1)表现为线弹性(OA段),塑性(AB段)及塑性强化(BC段)三个阶段。长径比为 $L/D \leq 3$ 的短柱的破坏模式为BC段压溃破坏,目前较多采用极限承载力^{[2][3]}作为强度控制指标。 $L/D = 3 \sim 10$ 的中柱的破坏模式为AB段的塑性稳定性问题或偏心受压时的压弯藕合问题,这一问题的解决依赖于对CFST中柱AB段的非线性本构性能作出准确的理论描述。对此,国内外研究者均开展了工作^[1-4],但还未能提出一个具有普遍适用于工程实际的理论和方法。

近年来迅速发展的数值模拟分析技术(Numerical Simulation and Analysis,简称NSA)为CFST结构非线性研究的进展提供了可能性。本文基于CFST的组合模型,应用ADINA非线性结构分析程序对轴压非线性响应进行了数值模拟计算,求得了非线性特征参数。

2. 组合模型及表观本构方程

对于图1(a)所示的钢管壁和核心混凝土同时承受轴向载荷N的加载方式,我们建立结构的组合模型见图2(b)(图中采用圆柱座标系)。

设在组合模型V_m的端部作用着应力场 $\sigma(\chi)$, $\chi \in F_m$ (F_m 为图2(b)所示圆柱体的端

截面,其面积值为 F),使得核心混凝土和钢管壁产生相同的纵向位移 U_L 。在此位移边值条件下, $\epsilon_L = \text{Const}$, (ϵ_L 为 V_m 的纵向应变),而组合模型 V_m (体积为 V) 中存在应力场 $\sigma_{ij}(\chi)$, 应变场 $\epsilon_{ij}(\chi), i, j = L, r, \theta; \chi \in V_m$ 。

假设存在一个与 V_m 具有相同形状(体积亦为 V), 相同的位移边值条件的均匀介质体 V_0 (图 2(c))。在此位移条件下, 不难判断得 V_0 中的应力分量为 $\sigma_L(\chi)$ (其余为 0), 应变分量为 $\epsilon_L(\chi)$ (其余为 0)。这样的均匀介质体 V_0 被称为 V_m 的表观本构等效体。设组合模型 V_m 与其本构等效体 V_0 符合如下的应力功率等效原理

$$\frac{1}{2} \int_{V_m} \sigma_{ij}(\chi) \epsilon_{ij}(\chi) dv = \frac{1}{2} \sigma_L \epsilon_L V \quad \chi \in V_m \quad (1)$$

式中, σ_L 称为表观等效轴向应力, ϵ_L 称为表观等效轴向应变。

按照静力学问题虚功原理, 在不计体积力时, (1) 式左边可写成

$$\int_{V_m} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} dv = \int_{\partial V_m} \sigma_{ij} n_j \frac{du_i}{dt} ds \quad (2)$$

这里, ∂V_m 为 V_m 的外表面, u_i 为位移分量。

上式可继续写成

$$\int_{V_m} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} dv = \int_{\partial V_m} \sigma_{ij} n_j \epsilon_{ik} x_k ds \quad (3)$$

在 ∂V_m 上, 不难发现

$$\int_{\partial V_m} \sigma_{ij} n_j \epsilon_{ik} x_k ds = \int_F \sigma_L(\chi) \epsilon_L(\chi) L dF \quad \chi \in F$$

考虑到前述的位移边值条件, 不难得到

$$\epsilon_L = \epsilon_L = \text{Const}$$

因此有

$$\begin{aligned} \int_{\partial V_m} \sigma_{ij} n_j \epsilon_{ik} X_k ds &= \epsilon_L \int_F \sigma_L(\chi) L dF \\ &= \epsilon_L \int_F \sigma_L(\chi) L dF \end{aligned}$$

代入(3)式有

$$\int_{V_m} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} dv = \epsilon_L \int_F \sigma_L(\chi) L dF \quad \chi \in F \quad (4)$$

将(4)式代入(1)式得

$$\frac{1}{2} \epsilon_L L \int_F \sigma_L(\chi) dF = \frac{1}{2} \sigma_L \epsilon_L V$$

也即

$$(\sigma_L - \frac{1}{F} \int_F \sigma_L(\chi) dF) \epsilon_L = 0 \quad \chi \in F$$

上式对于任意的 ϵ_L 要成立, 则必须有

$$\sigma_L = \frac{I}{F} \int_F \sigma_L(\chi) dF \quad \chi \in F \quad (5)$$

这样, 基于应力功率等效原理导得了组合模型 V_m 的表观轴向应力 σ_L 的表达式。

对于图 1(b) 所示的静力学边值问题, 在给定位移边值条件 $u_i = u_L$ 下, 按照如下的场方程

$$\text{静力平衡方程} \quad \sigma_{ij,j} = 0 \quad (\text{不计体积力})$$

$$\text{几何方程} \quad \epsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{ij} + u_{i,j})$$

$$\text{本构方程} \quad \sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\epsilon_{ij})$$

$$\begin{aligned} \text{界面连续条件} \quad & [\sigma_{ij}] = 0 \\ & [\epsilon_{ij}] = 0 \end{aligned} \quad [] \text{ 表示场量在界面处的跳跃值}$$

总可求出 V_m 中的应力分量 $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\chi, \epsilon_L)$, $\epsilon_L = U_L/L$ 。而端面处的应力分量则为

$$\sigma_L = \sigma_L(\chi, \epsilon_L) \quad \chi \in F$$

将上式代入(5)式中, 可以将 σ_L 表示成

$$\sigma_L = \sum_i (\epsilon_{L,i}) \epsilon_L \quad (6)$$

式中, \sum 为 ϵ_L 的一个泛函。

(6)式就称为 V_u 的表观等效本构方程。

3. 非线性响应的数值模拟分析

在上一节导出的理论表达式基础上,我们应用 ADINA 非线性结构分析程序在 SIMONZ7709 计算机上进行了 CFST 组合结构轴压非线性响应的数值分析。

3.1 计算模型及参数

建立 CFST 的计算模型见图 2(b),计及模型的轴对称性,计算采用二维轴对称 4~8 变节点等参固体元(图 3),整体坐标系中的 Z 轴为旋转轴,单元厚度定为 1rad。在单轴受压情况下,结构及载荷均具有对称性,中截面(XOY 平面)纵向位移为零。因此,只取 YZ 单限内的 1/4 模型进行计算。所划分的计算单元网格图亦见图 3. 图中已给出了边界位移约束。

3.2 材料本构模式

组合模型由两种材料构成,因此,单元分为两组。一组为钢管(共有 8 个单元);另一组为混凝土(共有 20 个单元)。在计算时需输入两种材料模式。

钢的本构模式选用弹塑性线性强化模型(见图 4(a)),材料参数为

$$\text{弹性模量 } E_1 = 0.206E+8 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{泊松比 } \nu_0 = 0.25$$

$$\text{初始屈服极限 } \sigma_{y1} = 0.212E+5 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{应变强化模量 } E_{r1} = 0.160E+8 \quad \text{N/mm}^2$$

混凝土本构模式采用 ADINA 程序材料模式库中的非线性混凝土模型图(4(b))。其材料参数为

$$\text{应变对应的切线模量 } E_0 = 2.940E+4 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{泊松比 } \nu_0 = 0.15$$

$$\text{单向控断应力 } \sigma_c = 1.666 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{单向最大应力 } \sigma_e = 29.400 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{在 } \sigma_c \text{ 时的压应变 } \epsilon_c = 2000 \quad \mu\epsilon$$

$$\text{最终单向压应力 } \sigma_e = 23.520 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{最终单向压应变 } \epsilon_e = 3300 \quad \mu\epsilon$$

混凝土进入屈服后,其加载轨迹按混凝土三向压缩破坏包络线拟合。

3.3 程序文件流程图(略)

4. 数值计算结果及讨论

本文对 4 种比例的 CFST 结构进行了计算,给出了表观应力—应变曲线, U_L-U_r 曲线及 $N-u_r$ 曲线。还计算了表征结构非线性响应特性的 3 个特征参数;表观初始屈服应力 σ_{01}^* ,表观屈服极限 σ_{02}^* 及极限承载力 N^* ,这 3 个特征参数按如下定义

表观初始屈服应力 σ_{01}^* :使钢管壁发生初始屈服时的表观轴向压力。

表观屈服极限 σ_{02}^* :使核心混凝土进入屈服状态时的表观轴向应力。

极限承载力 N^* :使三向受压的核心混凝土发生压溃破坏时的表观轴向压力。

四组比例的 CFST 结构的几何参数及有限元计算得到的特征参数值列于表 1。

从表 1 可看出, 非线性特征参数值主要由径厚比 D/t 控制, 而与长径比 L/D 关系不大(在 $L/D=3\sim 10$ 范围内)。因此, 下面我们只列出 A-1, A-2 两组曲线进行对照。

表 1 非线性特征参数

编 号	L (m)	比 例		$\bar{\sigma}_{s1}^*$ ($10^4 N/mm^2$)	$\bar{\sigma}_{s2}^*$ ($10^4 N/mm^2$)	N^* ($10^4 N/mm^2$)
		L/D	D/t			
A-1	10	4.0	20	0.634	0.746	1.300
A-2	10	40	4.0	0.476	0.523	0.812
B-1	10	5.0	20	0.644	0.745	1.300
B-2	10	5.0	40	0.478	0.535	0.812

A-1、A-2 两种比例的轴压响应曲线见图 5。

观察图 6(c) 的本构曲线可发现, 在 CFST 加载初期($\bar{\sigma}_{s1}^*$ 以下部分), 存在一个短时线弹性阶段, 这表明加载初期表观本构行为主要受钢管性质的影响。这一阶段中钢管起主要承载作用。在进入非线性阶段以后,(表观轴压应力超过 $\bar{\sigma}_{s1}^*$), 对于径厚比较大(即钢管壁较薄)的 A-2 组模型, 其本构曲线为塑性水平流动模式, 这表明表观本构行为主要由混凝土控制, 这一阶段荷载主要由混凝土承担, 而钢管只起到横向套箍作用。这一结论已为试验结果^[8]所证实。

值得注意的是, 当钢管壁厚加大后(A-1 组模型), CFST 的表观强度指标 $\bar{\sigma}_{s1}^*$ 、 $\bar{\sigma}_{s2}^*$ 和 N^* 明显提高, 而且其非线性阶段的响应曲线(图 6(a))亦有强化趋势, 明显受到钢管本构行为的影响, 分析可知, 适当提高钢管壁厚度不失为一条改善 CFST 非线性性能的有效途径。

观察 u_L-U_s , σ_L-u_s 曲线(图 6(b), (c))可看出, 当 u_L 达到某一特定值时(这一特定值正好与表观屈服极限 $\bar{\sigma}_{s1}^*$ 相对应), 横向变形 σ_L-u_s 急剧增长。计算给出的 σ_L-u_s 曲线证实了同样的规律, 即 CFST 进入表观屈服状态后(核心混凝土亦发生屈服), 结构呈迅速膨胀变形, 由此可见, 表观屈服极限 $\bar{\sigma}_{s1}^*$ 可作为一个控制 CFST 刚度的重要指标。

为了检验上述有限元计算结果的可靠性, 我们将表观初始屈服应力 $\bar{\sigma}_{s1}^*$ 的有限元计算值与按文^[1]公式计算的理论解进行了比较, 结果列于表 2。

比较结果表明, 有限元计算值与理论值相当吻合(最大误差不超过 4%)。由此证明了有限元计算的有效性。

表 2 σ_{c1} 有限元计算值与理论值的比较

编 号	比 例		σ_{c1} 有限元值 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	σ_{c1} 理论值 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	误 差
	L/D	D/t			
A-1	4.0	20	0.643	0.628	2.33%
A-2	4.0	40	0.477	0.459	3.77%
B-1	5.0	20	0.644	0.628	2.33%
B-2	5.0	40	0.478	0.459	3.77%

5. 结语

CFST 组合结构的表观力学行为在初始的线性阶段, 主要受钢管的影响, 非线性阶段则主要由混凝土控制, 钢管此时只(对混凝土)起套箍作用。非线性阶段的响应特性, 决定着结构的破坏模式, 然而物理非均匀性使得理论分析极度困难, 必须借助于数值分析方法。

分析表明: 轴压表观初始屈服应力 σ_{c1} 是标志结构进入非线性阶段的一个重要参数, 在结构设计中可以作为强度控制的指标; 表观屈服极限 σ_{c1} 则可作为结构刚度控制的指标。对于长径比 $L/D=3\sim 10$ 的中短柱, 适当加厚管壁不失为改善组合结构非线性性能的有效方法。

大型计算机的应用, 使得组合结构的数值模拟成为可能, 从而对结构的加载——变形——破坏整个过程完成数值模拟实验, 并实现结构响应控制及优化设计, 这一课题无疑是当代结构工程的研究方向之一。

参考文献

- [1] 汤国栋、汤羽、轴向受压钢管混凝土短柱的表观弹塑性本构方程及其极限承载力, 中国公路学报, 1991 年第 4 期。
- [2] 蔡绍怀,《钢管混凝土结构的计算及应用》, 中国建筑工业出版社, 1989 年。
- [3] 钟善桐、苗若愚, 钢管混凝土轴心受压构件承载力的研究, 建筑结构学报, 1984 年第 6 期。
- [4] Kenji Sakuno, et, al. Eladtic—plastic behavior of concrete confined in circular steel tube or spiral reinforcement. Proc, Inter, Speciality Conf, on concrete Filled Steel Tubular Structures, August, 1988, China
- [5] 陈肇元、罗家谦、潘雪雯, 钢管混凝土短柱作为防护结构构件的性能, 清华大学抗震抗爆工程研究室编《科学研究报告集(第 4 集)》, 清华大学出版社, 1986 年。

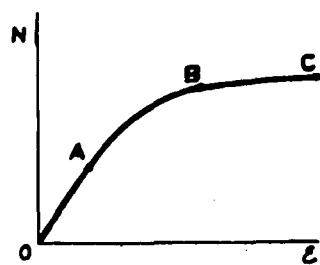


图1 轴压响应过程

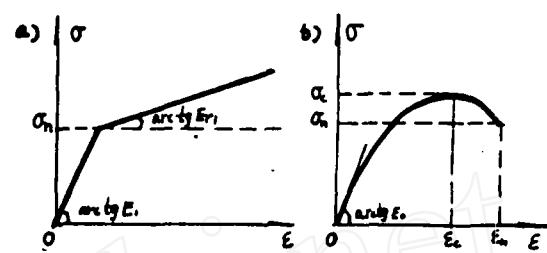


图4 材料本构模型

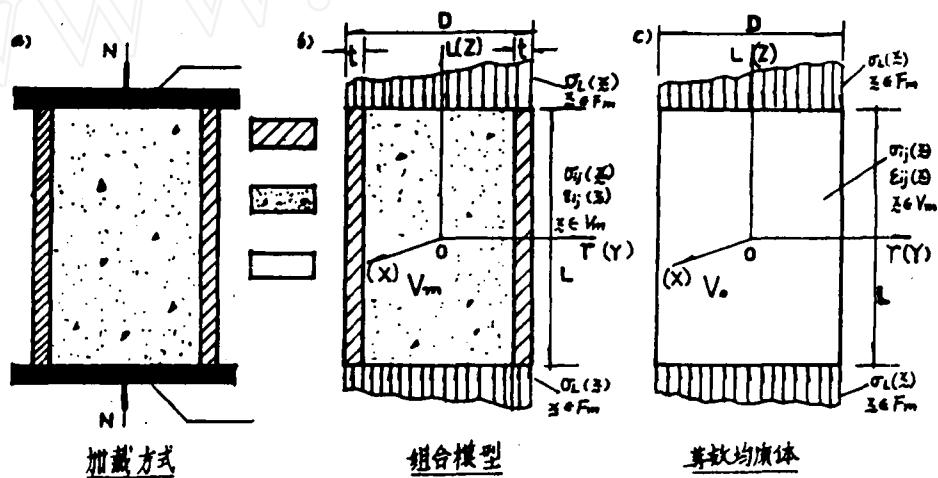


图2

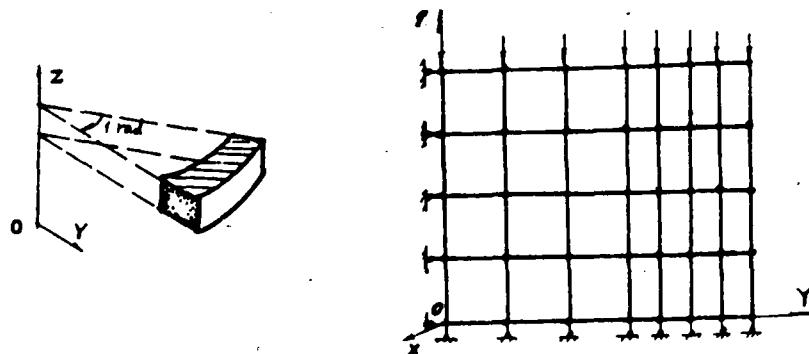


图3 单元划分网格图

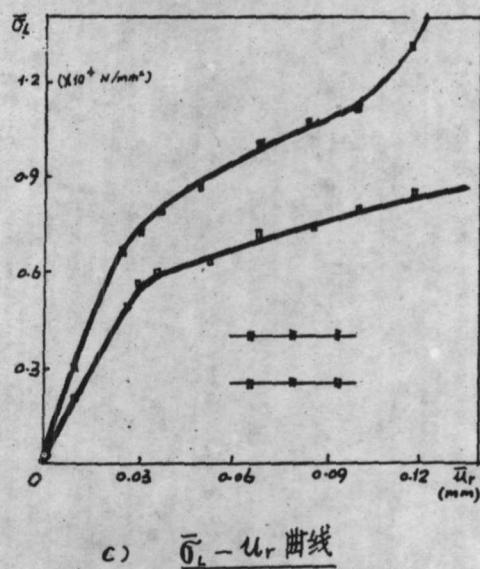
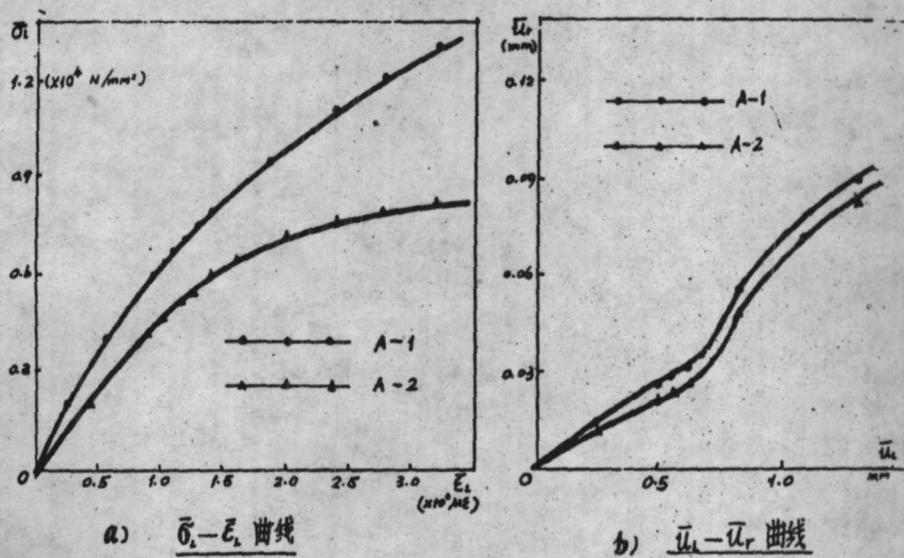


图 5