

结构工程与振动 研究报告集

清华大学结构工程与振动开放研究实验室

沈聚敏 陈志鹏 主编

3

213083

3

清华大学出版社

结构工程与振动研究报告集

3

清华大学结构工程与振动开放研究实验室

沈聚敏 陈志鹏 主编



清华大学出版社

Research Reports of Structural Engineering and Vibration

Volume 3

The Opening Research Laboratory of
Structural Engineering and Vibration of
Tsinghua University

Edited by
Shen Jumin Chen Zhipeng

Tsinghua University Press

(京)新登字 158 号

内 容 简 介

本论文集刊登清华大学结构工程与振动开放研究实验室 1988 年研究基金资助课题的研究报告九篇,这批课题完成于 1990 年底。论文内容涉及钢筋混凝土基本理论、高层建筑结构分析、结构模型的参数识别、断裂力学、岩石力学等学科领域。可供从事土木建筑、水利、机械、力学等方面的专业工作者阅读,并可供大专院校有关专业的师生作为教学参考资料。

图书在版编目(CIP)数据

结构工程与振动研究报告集 3/沈聚敏,陈志鹏主编. —北京:清华大学出版社,1995.2
ISBN 7-302-01727-1

I. 结… II. ①沈… ②陈… III. 结构工程-结构振动-研究-文集 IV. TU311.3-53

中国版本图书馆 CIP 数据核字(94)第 15698 号

出版者:清华大学出版社(北京清华大学校内,邮编 100084)

责任编辑:张善余

印刷者:人民文学印刷厂

发行者:新华书店总店北京科技发行所

开 本:787×1092 1/16 印张:8.25 字数:196 千字

版 次:1995 年 4 月第 1 版 1995 年 4 月第 1 次印刷

书 号:ISBN 7-302-01727-1/TU·95

印 数:0001—1000

定 价:9.50 元

目 录

钢管混凝土短柱的有限元非线性分析.....	邱小坛(1)
高层建筑结构考虑楼板变形和地基变形时的计算	张铜生 包世华(16)
变截面框架-剪力墙-薄壁筒斜交结构考虑地基变形时的计算	包世华 张铜生(25)
变形钢筋在混凝土中粘结锚固机理的试验研究	徐有邻(37)
变形钢筋锚固受力的数值分析	徐有邻(51)
疲劳裂纹闭合规律及其试验分析方法 徐济民 何峻平 白大庆 吴魁 陈正新 张礼敬 程绪贤(64)	
花岗岩单轴压缩破坏和岩爆的关系	彭守拙(88)
花岗岩在侧向限制下的三轴强度试验.....	彭守拙(101)
基于推广卡尔曼滤波算法的结构模型的参数识别.....	宝志雯 史文月(108)
附录一 清华大学结构工程与振动开放研究实验室暂行管理办法.....	(119)
附录二 清华大学结构工程与振动开放研究实验室学术委员会名单.....	(120)
附录三 清华大学结构工程与振动开放研究实验室课题计划指南.....	(121)
附录四 清华大学结构工程与振动开放研究实验室研究基金申请办法.....	(122)
附录五 清华大学结构工程与振动开放研究实验室研究基金申请表.....	(123)

CONTENTS

Non-Linear Finite Element Analysis of Steel Tube-Concrete	
Short Column	<i>Di Xiaotan</i> (1)
Analysis of Tall Building Structures with Floor Slab and Base	
Soil Deformations Considered	<i>Zhang Tongsheng, Bao Shihua</i> (16)
Analysis of Tall Building Frame-Shear Wall-Thin Walled Member	
Skewly Combined Systems with Stepped Cross-Sections and with Base Soil	
Deformation Considered	<i>Bao Shihua, Zhang Tongsheng</i> (25)
An Experimental Study of Bond-Anchorage Mechanism of	
Deformed Bars in Concrete	<i>Xu Youlin</i> (37)
The Bearing Numerical Analysis of Anchorage Deformed Bars	
	<i>Xu Youlin</i> (51)
Study of the Test Method and the Variation Law of Fatigue Crack Closure	
<i>Xu Jimin, He Junping, Bai Daqing, Wu Su</i>	
.....	<i>Cheng Zhengxin, Zhang Lijing, Cheng Xuxian</i> (64)
The Relationship Between the Uniaxial Compression Rupture of	
Granite and Rockburst	<i>Peng Shouzhao</i> (88)
Triaxial Test of Granite Under Lateral Constraint	
	<i>Peng Shouzhao</i> (101)
Parameter Identification of Structural Models by Means of	
Extended Kalmanfilter Algorithm	<i>Bao Zhiwen Shi Wenyue</i> (108)
Appendix I The Provisional Regulations of the Opening Research Laboratory	
of Structural Engineering and Vibration of Tsinghua University	(119)
Appendix II Members of the Institution of the Opening Research Laboratory	
of Structural Engineering and Vibration of Tsinghua University	(120)
Appendix III Guide of Research Program of the Opening Research Laboratory	
of Structural Engineering and Vibration of Tsinghua University	(121)
Appendix IV Application of the Research Foundation of the Opening Research	
Laboratory of Structural Engineering and Vibration of Tsinghua University	
.....	(122)
Appendix V The Table of Application for the Research Foundation of	
the Opening Research Laboratory of Structural Engineering and Vibration of	
Tsinghua University	(123)

钢管混凝土短柱的有限元非线性分析

邸小坛*

摘 要

钢管混凝土轴压短柱的受力过程比较特殊,在对其进行有限元分析时必须解决一些极其特殊的问题。本文介绍了能反映核芯混凝土体积“膨胀”及应变“软化”性能的正交各向异性材料的物理方程,提出了运用这种物理方程简化处理钢管屈服后塑性变形的实用计算方法,以及与钢管混凝土受荷过程相匹配的外荷载的已知节点位移增量输入方法。运用上述方法所得到的计算结果与试验实测数据比较吻合。

一、钢管混凝土短柱的特点及有限元分析的特殊问题

钢管混凝土柱是由混凝土和钢管组合而成的结构构件。从组合形式上看,钢管混凝土柱有钢管外包混凝土和钢管内填混凝土两种基本形式。国内对于圆钢管内填混凝土短柱的研究进行得比较多,本文也仅讨论这种短柱在轴压时的有限元分析问题。

各种构件都有其独特的性能,在对构件进行有限元分析时,所用的分析方法必须能够充分体现所分析构件的特性。因此,在详细介绍有限元模型之前,有必要先分析一下钢管混凝土轴压短柱的受力特点,以便清楚地了解其有限元分析所应解决的特殊问题。

1. 钢管混凝土短柱的受荷过程

钢管混凝土短柱轴压试验的加载方式有三种,本文仅讨论图 1-1 中 A 型加载的情况,也就是自初始加载至加载終了构件受荷端面始终处于同一平面的受荷状态。与之相应,有限元分析也仅限于 A 型加载的钢管混凝土短柱。

A 型加载钢管混凝土短柱的受力过程一般可分成三个阶段,为清楚起见,将其典型的荷载变形曲线示于图 1-2。

第一阶段:构件处于弹性工作阶段。在这一阶段中,钢管和混凝土中的应力都较小,构件的荷载变形曲线接近于直线。在应力较小时,钢材的泊松比(一般约为 0.3)比混凝土材料初始的泊松比(0.10—0.20)大,从理论上讲,在第一阶段中,核芯混凝土与钢管之间存在着拉应力。若不考虑拉应力的影响,外加的轴向荷载则由钢管和混凝土分别独立地承担,外加荷载的分配比例与钢管和混凝土的纵向抗压刚度成正比。钢管混凝土短柱受荷的第一阶段自图 1-2 的 O 点起至 A 点止。

* 邸小坛 中国建筑科学研究院,工程师

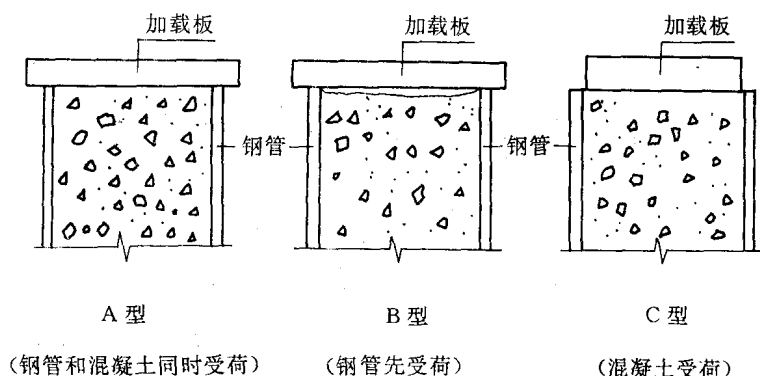


图 1-1 钢管混凝土柱受荷类型

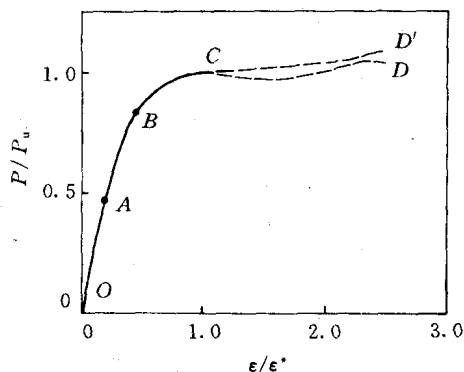


图 1-2 典型荷载变形曲线

第二阶段:钢管和核芯混凝土处于复杂受力状态。随着外荷载的增大,混凝土中裂缝开展,粗骨料的位置发生错动,混凝土的体积发生“膨胀”,表现为核芯混凝土的直径迅速增大。当核芯混凝土直径的增长值超过了钢管内径的增长值时,外包钢管就限制了核芯混凝土直径的增长,给混凝土提供了侧向约束力,使混凝土处于三向受力状态。与此同时,钢管受到径向的压力作用,环向产生拉力,钢管处于三向受力状态。钢管和核芯混凝土的受力状态见图 1-3。

第二阶段自 A 点起至 C 点止。A 点的位置与钢管和混凝土的材性有关,当混凝土的抗压强度较低时,由于混凝土裂缝开展得较早,复杂应力状态出现得也比较早;当混凝土强度较高时,复杂应力状态出现得相对晚一些。在某些情况下,甚至可出现钢管纵向先屈服的现象。

由于受约束混凝土的抗压强度有较大幅度的提高,图 1-2 曲线中的 C 点之值大于钢管和混凝土单独受荷时承载能力之和。

第三阶段:构件处于大变形状态。当变形超过图 1-2 的 C 点后,可有两种现象。一种是曲线略有下降,随后又缓慢上升;另一种是曲线没有明显的下降,在较短的水平段后,曲

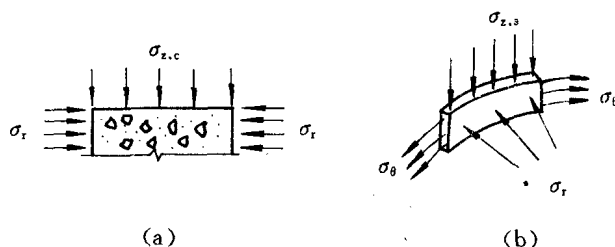


图 1-3 混凝土和钢管三向受力示意图

线缓慢上升。曲线是否有下降段与钢管的材性有关,当钢管有明显的屈服平台时,曲线可略有下降;当钢管没有明显的屈服平台时,曲线没有明显的下降。

在第三阶段,构件的变形明显地加快,构件呈鼓形或葫芦形,构件的受压截面面积也明显地增大。

以上为钢管混凝土短柱承受轴向荷载时的三个阶段的情况。有些文献^[1]从试验研究的角度出发,将其分成几个阶段的分法与本文之分法并不矛盾。

2. 外包钢管的工作过程

在 A 型加载钢管混凝土轴压短柱的受荷过程中,外包钢管的工作过程比较特殊。在构件受荷的初始阶段,钢管中只有纵向压应力 σ_z 。随着核芯混凝土体积“膨胀”率的增长,钢管中的径向压应力 σ_r 和环向拉应力 σ_θ 逐渐增大。当应力达屈服极限后,随着 σ_r 和 σ_θ 的增大,钢管中的纵向压应力 σ_z 逐渐减小;与此同时,钢管的纵向压应变 ϵ_z 并未减小。清华大学的试验^[2]表明:外包钢管截断试件与外包钢管未截断试件的极限承载能力相差无几。由此证明,当构件达极限承载能力时,钢管中的纵向压应力已经很小,而环向拉应力 σ_θ 占主导地位。

3. 有限元分析面临的问题

通过前面的分析,可以认为下述几个问题是在对钢管混凝土轴压短柱进行有限元分析时必须解决的问题

① 分析模型应能解决钢管与核芯混凝土纵向抗压刚度差异的问题。在构件受荷的初始阶段,钢管和核芯混凝土这两种材料的弹性模量和承压面积不同,混凝土的应力-应变关系又是非线性的;在构件的复杂受力阶段,钢管纵向的抗压刚度处于不断减小的状态。因此,这两种材料的纵向抗压刚度之比是不固定的。用通常的单元节点力增量法输入外荷载有极大的困难,确切地说,分析模型中首先应能解决外荷载的输入问题。

② 分析模型必须解决混凝土的体积“膨胀”问题。钢管混凝土轴压短柱受力特点的关键是核芯混凝土的体积“膨胀”。若没有体积“膨胀”就没有钢管的约束力,没有核芯混凝土抗压强度的提高,也没有钢管纵向应力减小、环向应力的增加。换言之,如果模型中不能体现混凝土的体积“膨胀”,计算结果就不能体现构件的受力特点。

③ 分析模型应能反映混凝土的应变“软化”性能。在某些情况下,钢管提供的约束力要在核芯混凝土达单轴应力——应变曲线的下降段时才能出现,因此模型中反映应变“软化”的功能必不可少。

④ 分析模型必须解决钢管纵向应力减小的问题。如前所述,钢管中的纵向压应力减小是在纵向压应变急剧增大的情况下产生的,实测数据表明:除构件接近极限承载力时有环向拉应变增量大于纵向压应变增量的现象外,在此之前,纵向压应变的增量始终大于环向拉应变的增量。如何解决在这种特定情况下钢管纵向压应力的减小确实是钢管混凝土轴压短柱有限元分析模型所必须解决的特殊问题。

⑤ 分析模型应能解决构件变形较大的问题。钢管混凝土短柱的一个显著的特点就是变形大,在极限荷载下构件的平均纵向应变一般都大于 0.1%,有的甚至可达 15%。因此,大变形的问題是不宜忽视的。

以上 5 个问題是由钢管混凝土轴压短柱的特点所决定的有限元分析所面临的特殊问題。也是一般混凝土构件有限元分析不常遇到的问題,只有在分析模型中采取相应的对策,才能使计算结果与构件真实的受力情况相符。

二、特殊问题的对策

本文以下按外荷载的输入方法,体积“膨胀”,应变“软化”,钢管纵向应力的减小和大变形问题的先后次序介绍有限元分析模型中所采取的对策。

1. 外荷载的输入方法

用已知单元节点位移增量法输入外荷载是解决两种材料抗压刚度不同的对策。外荷载的已知节点位移增量法是用已知的节点位移增量代替常用的已知节点力增量,由已知节点位移增量、已知节点外力增量(一般为零)和结构总刚度矩阵求解未知的节点位移增量 and 等效的节点外力增量。这种外荷载的输入方法特别适用于图 1-1 中所示 A 型加载的构件的计算,其具体作法是:在每级荷载的计算时,先给定受外荷载作用单元节点的位移增量值,将结构总刚度矩阵按式 2-1 分块。

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta P_1 \\ \Delta P_2 \end{Bmatrix} \quad (2-1)$$

式中 δ_1 ——已知节点位移增量;

δ_2 ——未知节点位移增量;

ΔP_1 ——未知节点力增量;

ΔP_2 ——已知节点外力增量(通常为零)。

根据矩阵分块求解的原理有:

$$[K_{11}]\{\delta_1\} + [K_{12}]\{\delta_2\} = \{\Delta P_1\} \quad (2-2)$$

$$[K_{21}]\{\delta_1\} + [K_{22}]\{\delta_2\} = \{0\} \quad (2-3)$$

计算时先以式 2-3 求解出该式中唯一的未知量 $\{\delta_2\}$,然后把求解的 $\{\delta_2\}$ 代入式 2-2 中,求解该式中唯一的未知量 $\{\Delta P_1\}$ 。求解出的 $\{\Delta P_1\}$ 就是本级荷载中满足两种材料纵向抗压刚度比例关系的荷载增量值。

运用外荷载的已知节点位移增量输入法省去了大量反复计算过程,使计算工作得以简化。此外,在解决应变“软化”问题和钢管纵向压应力减小问题时,运用此法也有其好处。

2. 材料体积“膨胀”问题的处理

受压后的体积“膨胀”是混凝土材料独特的受力现象。混凝土的体积“膨胀”是由与压力线平行的裂缝开展和粗骨料错动形成的空隙造成的。在钢管混凝土短柱中,后者所造成的体积“膨胀”占的比例较大。

在大多数有限元分析程序中均不考虑混凝土材料体积“膨胀”的问题,但在钢管混凝土轴压短柱的有限元分析时,体积“膨胀”的问题不能忽略。

应该说,从本构关系和强度理论方面着手解决混凝土的体积“膨胀”问题是收效不大的,简单地令其泊松比大于 0.5 也不能解决根本的问题。这是因为计算时所依据的物理方程不能体现材料受压体积膨胀的现象。因此,从材料的物理方程着手,可使这一问题比较顺利地解决。

首先,假设混凝土为正交各向异性材料,材料中主应力增量和主应变增量之间的关系用式 2-4 表示。

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_1 &= \pm K_1 \Delta \sigma_1 / E_1 \mp K_1 \mu_2 \Delta \sigma_2 / E_2 \mp K_1 \mu_3 \Delta \sigma_3 / E_3 \\ \Delta \epsilon_2 &= \mp K_2 \mu_1 \Delta \sigma_1 / E_1 \pm K_2 \Delta \sigma_2 / E_2 \mp K_2 \mu_3 \Delta \sigma_3 / E_3 \\ \Delta \epsilon_3 &= \mp K_3 \mu_1 \Delta \sigma_1 / E_1 \mp K_3 \mu_2 \Delta \sigma_2 / E_2 \pm K_3 \Delta \sigma_3 / E_3 \end{aligned} \right\} \quad (2-4)$$

将式 2-4 写成 $\{\Delta \sigma\} = [D]\{\Delta \epsilon\}$ 的形式, $[D]$ 的形式见式 2-5。

$$[D] = \frac{1}{x} \begin{bmatrix} \pm (1 - \mu_2 \mu_3) E_1 / K_1 & \pm \mu_2 (1 + \mu_3) E_1 / K_2 & \pm \mu_3 (1 + \mu_2) E_1 / K_3 \\ \pm \mu_1 (1 + \mu_3) E_2 / K_1 & \pm (1 - \mu_1 \mu_3) E_2 / K_2 & \pm \mu_3 (1 + \mu_1) E_2 / K_3 \\ \pm \mu_1 (1 + \mu_2) E_3 / K_1 & \pm \mu_2 (1 + \mu_1) E_3 / K_2 & \pm (1 - \mu_1 \mu_2) E_3 / K_3 \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

$$x = 1 - \mu_1 \mu_2 - \mu_2 \mu_3 - \mu_3 \mu_1 - 2 \mu_1 \mu_2 \mu_3$$

以下讨论怎样利用正交各向异性材料的物理方程解决混凝土体积“膨胀”的问题。混凝土的体积“膨胀”在材料受压时最引人注意,单轴压、双轴等压和三轴不等压是有代表性的受力状态。以下依次讨论这三种状态下体积“膨胀”的模拟问题。

① 单轴压

当应力以受拉为正时,单轴压是指 $\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 < 0$ 的受力状态。与其相似的有 $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ 的三轴受压受力状态,其中 σ_3 是最大主压应力。

在这两种受力状态下, μ_3 是体现材料体积膨胀的主要参数。若令式 4 中的 $K_1 = K_2 = K_3 = 1, \mu_1 = \mu_2 = \mu_c$, 可得到 μ_3 的取值上限为:

$$\mu_3 < \frac{1 - \mu_c}{2 \mu_c} \quad (2-6)$$

也就是说,只要 μ_c 取得小于 1/2 的值, μ_3 就可取得大于 1/2 的值; μ_c 越小, μ_3 的可取值就越大。当 $\mu_c = 0.2$ 时, μ_3 可取得小于 2 的值;当 $\mu_c = 0.1$ 时, μ_3 可取得小于 4.5 的值。在单轴受压情况下,只要 μ_3 取得大于 1/2 的值就可以在模型中模拟混凝土的体积“膨胀”。因此,使用本法无疑是可以解决单轴压体积“膨胀”问题的,与其类似的侧压相等的三轴压的问题也可以得到解决。

② 双轴等压

当混凝土处于双轴等压状态时有 $\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 < 0$ 。双轴等压受力状态的体积“膨胀”应由 μ_2 和 μ_3 体现,且 $\mu_2 = \mu_3$ 。由式 2-6 可以推算出当 $\mu_1 = 0.1$ 时, μ_2 和 μ_3 可取得 0.83 之

值, μ_2 和 μ_3 的最大值应小于 1.0。即使 μ_2 和 μ_3 取得 1.0 之值, 也只能取得体积应变增量 $\Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_2 + \Delta\epsilon_3 = 0$ 的结果, 也就是无法体现体积膨胀。在模拟双轴等压时的体积膨胀时, 应使用物理方程中的系数 K_i 。令式 2-5 中的 $K_2 = K_3 = 1.0$, 取 $K_1 > 1.0$, 可模拟较大的体积“膨胀”。从式 2-4 可直观地得到, 调整 K_1 的取值只对 $\Delta\epsilon_1$ 有影响, 对应力增量和其它两个方向的主应变没有影响。

③ 三轴不等压

三轴不等压是指 $0 > \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 的受力状态。在模拟三轴不等压材料的体积“膨胀”时, 可适当调整 μ_1 、 μ_2 和 μ_3 之间的关系, 使 $\mu_3 > \mu_2 > \mu_1$, 必要时可调整 K_1 和 K_3 的取值, 用以模拟较大的体积“膨胀”。

用正交各向异性材料的物理方程附加系数 K_i 的方法基本上可以模拟不同受压状态下混凝土材料的体积“膨胀”。特别对于钢管混凝土轴压短柱中核芯混凝土的体积“膨胀”可用单轴压的方法模拟。

3. 混凝土应变“软化”的模拟

应变“软化”现象是混凝土材料独有的特性之一。由于目前“软化”一词所应用的范围比较广, 因此有必要申明, 本文所述的“软化”是指混凝土材料应力-应变曲线的下降段。

在处理一维的问题时, 可以通过将材料的弹性模量取负值来模拟“软化”问题。在平面问题和空间问题中, 当把材料视为各向同性材料时, 简单地将弹性模量取负值会带来计算的偏差。

利用正交各向异性材料的物理方程, 并辅之已知节点位移增量法的外荷载输入方法, 可使混凝土材料的应变“软化”问题得以解决。

外荷载的已知节点位移增量输入法与构件试验中的控制变形加载的方法有相似之处, 由变形增量计算外荷载的增量是这一方法的特点。

现以单轴受力状态下的荷载-变形关系通俗地解释这一方法的优点。

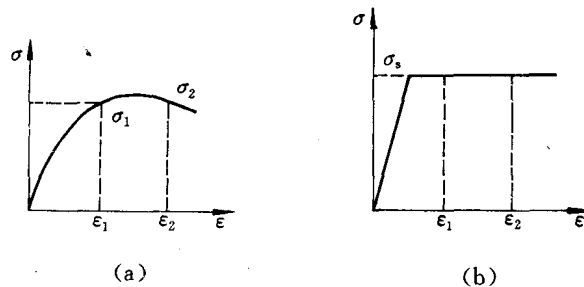


图 2-1 单轴压下应变与应力的对应

从图 2-1 中可以明显地看出, 有应变“软化”材料的荷载-变形曲线的特点是: 对应于每一变形值都有唯一一个荷载值, 而对应于一个荷载值却可以有两个变形值。对于有屈服平台的材料来说, 这一问题就更为突出, 对应于屈服阶段荷载的变形是不确定的, 而对应于每一变形值的荷载值都是确定的。由此可知, 用外荷载增量去求位移增量方法时, 遇到应变“软化”和材料屈服现象, 求解的过程复杂, 有时甚至无解; 用位移增量去求解荷载增

量的方法比较合适。

采用正交各向异性材料的物理方程模拟应变“软化”的方法是：当材料在某一应力方向出现“软化”时，式 2-5 物理方程中与该应力方法相对应的行中各项均取负号，而其它两行的各项依然按正常情况取各项前的正号。例如在第三主应力（最大主压应力）方向出现“软化”，式 2-5 的第三行的各项均取负号，这样做实际上相当于把 E_3 取负值。

当把材料视为各向同性材料时，无法把单一应力方向的弹性模量取负，而必然要把材料总体的弹性模量取负，这样一来就表明其它两个方向的应力也出现“软化”现象，与实际的情况不符，因此必然会带来误差。

为了说明正交各向异性材料的物理方程与外荷载的已知节点位移增量法，并用可以解决混凝土体积“膨胀”和应变“软化”问题，将资料[3]中的实测数据与按本法计算结果的比较示于图 2-2 和图 2-3 之中。由于三轴不等压的实测数据较少，无法与之进行比较。

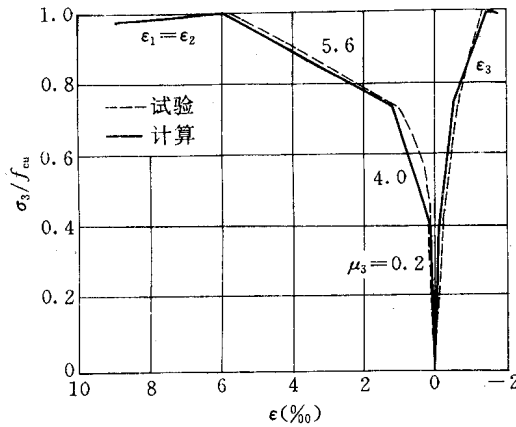


图 2-2 立方试件单轴压“膨胀”和“软化”

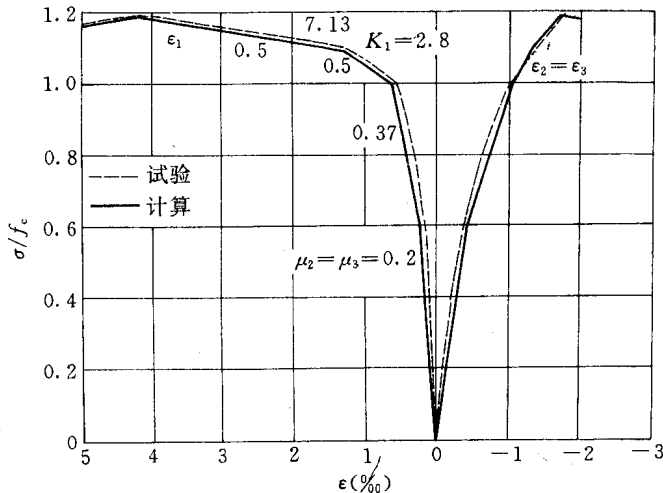


图 2-3 板试件双轴等压“膨胀”和“软化”

4. 钢管中的应力问题

钢材历来被看成是各向同性材料,钢材屈服前的受力状态可以用弹性理论的方法计算。钢材屈服后的应变与应力之间的关系可以用塑性理论中的全量理论和增量理论^{[4][5]}描述。从钢管混凝土轴压短柱的受力情况来看,钢管屈服后的应变状态与增量理论所描述的状态更为接近。增量理论所描述的塑性应变增量与应力偏量的关系见式 2-7。

$$\left. \begin{aligned} d\epsilon_1^p &= \frac{3d\epsilon_1^p}{2\sigma_s}(\sigma_1 - \sigma_m) \\ d\epsilon_2^p &= \frac{3d\epsilon_1^p}{2\sigma_s}(\sigma_2 - \sigma_m) \\ d\epsilon_3^p &= \frac{3d\epsilon_1^p}{2\sigma_s}(\sigma_3 - \sigma_m) \end{aligned} \right\} \quad (2-7)$$

$$d\epsilon^p = \frac{\sqrt{2}[(d\epsilon_1^p - d\epsilon_2^p)^2 + (d\epsilon_2^p - d\epsilon_3^p)^2 + (d\epsilon_3^p - d\epsilon_1^p)^2]^{1/2}}{3}$$

由于在有限元计算时使用的是刚度法,因而在模型中直接使用上式有一些问题难以解决,本文采用了保留增量理论基本内容的简化的处理方法。

这种简化的处理方法包括以下几项内容:

① 不考虑钢管的强化。

② 钢管屈服后,各主应力之间的关系服从米赛斯(Mises)屈服条件,适合钢管的米赛斯条件见式 2-8。

$$(\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 = 2\sigma_s^2 \quad (2-8)$$

③ 在每级荷载中,塑性应变增量与应力偏量成比例,符合塑性理论的增量理论。具体的实施用正交各向异性材料的物理方程实现。

运用正交各向异性材料物理方程的方法如下。

当钢管在某一方向达到屈服时,令与该方向有关的弹性模量为零。对于钢管混凝土轴压短柱来说,令纵向的弹性模量为零。这样假定后,在每级荷载中,钢管的纵向压应力的增量为零,只有应变的增长。与纵向相应的泊松比逐渐过渡到 0.5。

钢管另外两个应力方向的弹性模量进行折减,折减多少视该方向的应力情况而定,而这两方向的泊松比也随应力情况变动。在具体计算中通过多次迭代计算确定弹性模量和泊松比的取值。

当一级荷载计算完毕后,利用式 2-8 求出钢管中纵向应力的减小值,以荷载增量中扣除由于钢管中纵向应力减小而产生的负增量,得到本级荷载实际的增量。

采用这种方法的优点是,便于调整计算结果使之与试验数据吻合,缺点是迭代次数较多。

5. 大变形问题的处理

有限元分析方法一般适用于小变形问题。钢管混凝土轴压短柱的受荷变形较大,不采取措施会使计算结果的偏差增大。

解决大变形问题可以用自然应变代替工程应变,也可在每级荷载后重新形成单元坐标网来实现。

在这里简述后一种方法的运算步骤。

在进行钢管混凝土轴压短柱有限元分析计算时,首先适当减小每级荷载的级差,然后在每级荷载后重新形成单元节点的坐标,也就是把原单元节点的坐标值与该级荷载造成的单元节点位移值叠加,形成新的单元节点坐标,用新的单元节点坐标形成单元刚度矩阵,进行下一级荷载的计算。

这种处理方法的优点是比较直观,易实现,缺点是荷载的分级多,计算工作量大。

三、有限元分析的其它问题及计算实例

在对钢管混凝土轴压短柱进行有限元分析时,除上述特殊问题必须解决外,还有一些常见的问题需要解决。本文以正结合计算实例进行说明。

1: 构件情况及实测数据

有限元分析构件的编号为 PA2-2^[1]。构件的钢管直径 166 毫米,壁厚 5 毫米,长 710 毫米,钢管的屈服强度 283MPa,泊松比 0.28,弹性模量为 1.8×10^5 MPa。核芯混凝土的立方体抗压强度 $f_{cu} = 52.5$ MPa。构件实测的极限状态承载力 1945kN。构件采用 A 型加载,荷载分级,初始阶段每级荷载值为 150kN,以后为 50kN。试件中部贴有电阻应变片,每隔 90°各贴有一个纵片和一个横片,分别量测钢管外皮的纵向应变和环向应变。表 3-1 给出每级荷载值、平均纵向压应变和平均环向拉应变的实测值。

表 3-1 实测荷载和应变

荷载值(kN)	150	300	450	600	750	900	1050	1200	1350
纵向压应变($\times 10^{-6}$)	-107	-246	-389	-529	-670	-840	-975	-1170	-1401
环向拉应变($\times 10^{-6}$)	26	56	93	127	163	199	238	284	353
荷载值(kN)	1500	1650	1700	1750	1800	1850	1900	1945	
纵向压应变($\times 10^{-6}$)	-1492	-2182	-2665	-2992	-3311	-3995	-5283	-10978	
环向拉应变($\times 10^{-6}$)	463	729	1212	1362	1673	2166	3543	8418	

2. 混凝土计算参数的选取

混凝土的计算参数包括不受约束时的参数和受约束时的参数,这些参数包括峰值应力、对应的应变、应力-应变曲线、割线模量、初始切线模量和泊松比等。

① 混凝土的应力应变曲线

混凝土的应力-应变曲线按 Saenz 1964 年提出的公式^[7]:

$$\sigma = \frac{E_0 \epsilon}{1 + \left(\frac{E_0}{E_c} - 2 \right) \frac{\epsilon}{\epsilon_c} + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c} \right)^2} \quad (3-1)$$

假设混凝土受到侧向约束后,其上升阶段应力-应变曲线的形状与单轴压曲线的形状相似,可以用式 3-1 公式描述。所不同的是式 3-1 中的 E_0 、 E_c 和 ϵ_c 用约束混凝土的 E_0^* 、 E_c^* 和 ϵ_c^* 之值。

② 曲线的峰值应力及相应的应变

无侧向约束力时,混凝土应力-应变曲线的峰值应力取混凝土的抗压强度 f_c 。 f_c 按文献[7]给出的计算公式计算,该公式为:

$$f_c = 0.76f_{cu} \quad (3-2)$$

当混凝土有侧向约束力时,应力-应变曲线的峰值应力取受约束混凝土抗压强度 f_c^* 。综合文献[1]和文献[8]的情况, f_c^* 按式 3-3 计算。

$$\left. \begin{aligned} f_c^* &= \beta(K\sigma_r + f_c) \\ \beta &= \frac{181 - f_{cu}}{150} \\ K &= 2.0 + 1.5 \sqrt{\frac{f_c}{\sigma_r}} \\ \sigma_r &\text{—— 侧向约束力} \end{aligned} \right\} \quad (3-3)$$

单轴压下混凝土峰值应力对应的应变值按文献[9]的统计公式计算:

$$\epsilon_c = (1300 + 9.5f_{cu}) \times 10^{-6} \quad (3-4)$$

有侧向约束力时,混凝土峰值应力对应的应变值 ϵ_c^* 按式 3-5 计算:

$$\epsilon_c^* = 115 \frac{f_c^*}{f_c} \cdot \epsilon_c \quad (3-5)$$

③ 曲线的割线模量和切线模量

曲线的割线模量取峰值应力与相应应变的比值,见式 3-6。

$$\left. \begin{aligned} E_c &= f_c / \epsilon_c \\ E_c^* &= f_c^* / \epsilon_c^* \end{aligned} \right\} \quad (3-6)$$

应力-应变曲线的初始切线模量取割线模量的 2 倍。

④ 混凝土的泊松比

混凝土的泊松比按文献[10]的公式计算:

$$\mu_c = \frac{7.875}{18.75 + f_c} \quad (3-7)$$

为了不使计算中出现核芯混凝土与钢管之间的拉应力,在受荷的初始阶段,核芯混凝土的纵向泊松比取钢管泊松比之值,径向和环向的泊松比取式 3-7 计算之值。

混凝土体积“膨胀”后的纵向泊松比之值在计算过程中调整。同样,核芯混凝土径向和环向的弹性模量也在计算过程中调整。

综合以上情况,得到核芯混凝土的基本计算参数: $f_c = 39.82\text{MPa}$, $\epsilon_c = 1798 \times 10^{-6}$, $E_c = 2.215 \times 10^4\text{MPa}$, $\mu_c = 0.134$, $\mu_r = 0.28$ 。

3. 单元划分及计算过程

有限元计算使用轴对称的三角形单元。为了使计算的问题更为突出,不考虑受荷端面的约束效果(加荷板提供的约束力),因此在计算时可取一层单元,反映构件中部($h/2$ 处)截面的受荷情况。单元划分及约束情况见图 3-1。

荷载分级的原则是:钢管纵向屈服前,每级荷载为 $\Delta\epsilon_z = -500 \times 10^{-6}$,钢管纵向屈服段及屈服后 $\Delta\epsilon_z = -1000 \times 10^{-6}$ 。

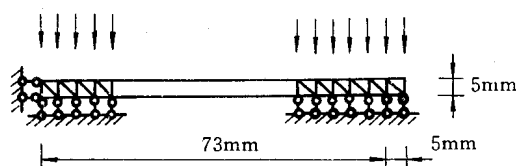


图 3-1 单元划分示意

钢管屈服前的计算过程是:给定每级荷载下混凝土的切线模量,通过迭代求得合适的弹模值,取得每级荷载的计算结果。

钢管出现屈服以及产生环向应力和径向约束力以后,迭代求解混凝土的纵向弹模模量、泊松比和钢管的环向和径向弹性模量;混凝土的环向弹性模量和径向弹性模量与纵向弹性模量的取值相同,环向和径向的泊松比取 0.134;钢管的纵向弹性模量取零,三向的泊松比取同一值。由于混凝土的应力-应变曲线与约束力有关,每级荷载迭代计算时的初始值取该约束状态下曲线的切线模量,迭代最终值取连接两种约束状态下曲线的连线(见图 3-2 所示)。

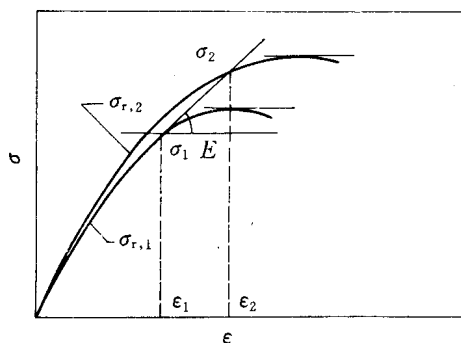


图 3-2 * 弹性模量取值示意

4. 计算与实测值的比较

经整理后的计算结果列于表 3-2,计算荷载应变曲线与实测曲线的比较见图 3-3 和图 3-4,图中实线为实测值,虚线为计算值。

实测构件的极限承载能力为 1945kN,计算值为 1949kN;实测极限承载力下钢管纵向应变为 -10978×10^{-6} ,环向应变为 8418×10^{-6} ,相应的计算值为 -10000×10^{-6} 和 8692×10^{-6} ;图 3-3 和图 3-4 中 C_1 标示的是实测值, C_2 是计算值。

通过以上的简单比较,可以认为,有限元的计算结果与实测情况是比较吻合的。

从表 3-2 中钢管计算应力情况看,钢管中的纵压应力在第三级荷载后逐渐减小,在极限荷载下已减至 -93.2MPa ,约为最高值的 34.5%;钢管中的环向拉应力在第三级荷载后逐渐增大,在极限荷载时已增至 224.6MPa ,约为屈服应力的 79.4%;径向应力在第三级荷载后逐渐增大,在极限荷载下其值为 -14.4MPa 。钢管中应力变化的情况与试验结果分析的情况相符。表 3-2 中钢管环向的弹性模量随荷载的增长而减小,由于它的减小,环