

学校代号 10731

学 号 092081402021

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

钢管混凝土框架柱计算长度研究

学位申请人姓名 王 凤

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达(教授) 史艳莉(副教授)

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2012年5月

学校代号：10731

学 号：092081402021

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土框架柱计算长度研究

学位申请人姓名：王 凤

导师姓名及职称：王文达 教授 史艳莉 副教授

培 养 单 位：兰州理工大学

专 业 名 称：结 构 工 程

论文提交日期：2012 年 5 月

论文答辩日期：2012 年 6 月 7 日

答辩委员会主席：黄 锐 教授级高工

Research on effective length of concrete-filled steel tubular frame

By

WANG Feng

B.E. (Shijiazhuang Railway Institute) 2009

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda and Shi Yanli

May, 2012

兰州理工大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1、保密 ，在 _____ 年解密后适用本授权书。

2、不保密 。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

目 录

摘 要.....	I
Abstract.....	I
第 1 章 绪论.....	1
1.1 前言.....	1
1.1.1 钢管混凝土结构的特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土结构的发展现状.....	2
1.2 课题的研究意义.....	2
1.3 相关课题研究现状.....	4
1.3.1 相关钢框架柱计算长度课题的研究现状.....	4
1.3.2 钢筋混凝土(或型钢混凝土)框架柱的计算长度研究现状.....	7
1.3.3 相关组合框架课题的研究现状.....	8
1.4 本文的主要研究内容及方法.....	10
第 2 章 钢管混凝土框架柱计算长度系数理论计算公式.....	12
2.1 引言.....	12
2.2 计算简图与基本假定.....	12
2.2.1 计算简图.....	13
2.2.2 基本假定.....	13
2.3 钢与混凝土组合梁和钢管混凝土组合柱的刚度计算.....	14
2.3.1 组合柱刚度计算.....	14
2.3.2 组合梁刚度计算.....	14
2.4 框架柱计算长度系数的理论推导.....	14
2.4.1 无侧移框架.....	14
2.4.2 有侧移框架.....	16
2.5 本章小结.....	18
第 3 章 钢管混凝土框架柱非线性屈曲分析模型.....	19
3.1 引言.....	19
3.2 整体稳定性分析原理.....	19
3.3 屈曲分析.....	20
3.4 有限元模型.....	20
3.4.1 材料模型.....	20
3.4.2 计算模型.....	22
3.4.3 主要加载步骤.....	22
3.5 算例验证.....	23

3.5.1 算例参数.....	23
3.5.2 线性屈曲结果.....	23
3.5.3 非线性屈曲的计算结果.....	24
3.6 本章小结.....	24
第 4 章 钢管混凝土框架柱计算长度系数的数值分析解.....	25
4.1 引言.....	25
4.2 屈曲分析模型分类.....	25
4.2.1 整体模型.....	25
4.2.2 独立构件模型.....	25
4.2.3 局部框架模型.....	26
4.3 基本假定.....	26
4.4 无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数.....	27
4.4.1 无侧移简化分析模型的非线性屈曲分析.....	27
4.4.2 无侧移钢管混凝土柱计算长度系数表及公式.....	28
4.5 有侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数.....	29
4.5.1 有侧移简化分析模型的非线性屈曲分析.....	29
4.5.2 有侧移钢管混凝土柱计算长度系数表及公式.....	30
4.6 算例验证.....	31
4.7 本章小结.....	33
第 5 章 钢管混凝土框架柱计算长度系数的影响因素.....	35
5.1 引言.....	35
5.2 钢管混凝土框架柱计算长度影响因素.....	35
5.3 模型跨数对钢管混凝土框架柱计算长度的影响.....	36
5.3.1 模型基本参数.....	36
5.3.2 无侧移框架.....	37
5.3.3 有侧移框架.....	39
5.4 模型层数对钢管混凝土框架柱计算长度的影响.....	41
5.4.1 无侧移框架.....	41
5.4.2 有侧移框架.....	43
5.5 节点半刚性连接对钢管混凝土柱计算长度的影响.....	45
5.5.1 半刚性节点的界定范围.....	45
5.5.2 无侧移框架.....	46
5.5.3 有侧移框架.....	51
5.6 本章小结.....	56
结论与展望.....	56

参考文献.....	58
致谢.....	63
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录.....	64
附录 B 攻读学位期间参加的科研项目.....	65

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
© 版权所有，仅供参考
2012
<http://www.cewangwd.com>

摘要

钢管混凝土结构具有良好的力学性能和施工性能，在国内外高层、超高层建筑及大跨度拱桥中得到了广泛的应用。我国现行的钢管混凝土结构设计规程中规定对于计算长度取值参照钢结构设计规范。因此，给出一个简单、实用、合理的钢管混凝土设计方法，是工程实践中亟待解决的问题。

基于以上原因，本文分别采用解析法和有限元分析法对钢管混凝土框架柱的计算长度进行了分析研究，具体工作如下：

(1) 引入钢管混凝土柱组合刚度计算公式，并给出了推导钢管混凝土框架柱计算长度系数公式的基本假定，参考钢框架计算长度系数公式推导思路，采用三柱子框架模型，分别推导了有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数方程式。

(2) 利用 ABAQUS 有限元软件，建立了钢管混凝土柱-钢梁框架模型，并进行了模型验证。在此基础上，选取有侧移和无侧移钢管混凝土柱-钢梁框架的有限元简化分析模型，并对其进行非线性屈曲分析，得到简化模型的屈曲临界荷载，带入欧拉公式反算出柱计算长度系数。改变模型的梁截面及其高度和跨度，建立不同梁柱线刚度比的钢管混凝土框架简化模型，并进行非线性屈曲分析，得到钢管混凝土框架柱计算长度系数表。对表格中数据进行回归分析，得出有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算公式。

(3) 通过对不同层数、跨数的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架的线性和非线性屈曲分析，分析了层数和跨数对钢管混凝土框架柱计算长系数的影响。建立不同梁柱节点连接刚度的钢管混凝土框架简化模型，并进行线性和非线性屈曲分析，得到了梁柱半刚性连接对钢管混凝土框架柱的影响规律。

关键词：钢管混凝土；无侧移框架；有侧移框架；计算长度系数；线性屈曲分析；非线性屈曲分析；半刚性连接

Abstract

Concrete-filled steel tube (CFST) is a kind of composite structures which has excellent mechanical properties and construction performance. Therefore, it have been widely used in high-rise buildings, skyscraper and large span arch bridges. Consulting the research of some literatures, the effective length factor of CFST frame columns can be calculated referring to design specification for steel structure based on analytic method. So, it is demanded to give a simple useful and reasonable approach to design the CFST structure.

For these reasons, the effective length of concrete-filled steel tubular columns was analysed based on analytic method and the finite element method. Contents are shown as follows:

(1) Through introducing the modified calculation formula of composite stiffness and the assumptions, the equation for the effective length factors of CFST columns in non-sway and sway frames can be derived using the three column assemblage model, according to the steel structure design method.

(2) A simplified finite element analysis (FEA) model of composite frame with CFST columns and I-steel beam, which has considered the geometrically nonlinearity, is developed to study the effective length factor of CFST frame columns. Using ABAQUS software, the bucking critical load of the structure was obtained, based on the liner buckling analysis and the non-linear buckling analysis. The effective length factor of CFST frame columns is obtained by making the bucking critical load into the Euler formula. The buckling analysis was carried out by adjusting the section of beam and column, and established the different modes of sway frame and non-sway frame with CFST columns. The table of the CFST column effective length factor was also obtained. The effective length factor formulas of CFST columns are derived by regression parameter using function of Matlab software. It can be used as reference for the structural design.

(3) Based on the liner and no-liner buckling analysis in different stories and different spans composite frame with CFST columns and I-steel beam, the effects of different stories and spans to effective length of CFST columns are obtained. The influence of semi-rigid connection between beam and column are discussed based on the buckling analysis of the simplified FEA model.

Key Words: Concrete filled steel tube (CFST); non-sway frame; sway frame; effective length factor; linear buckling analysis; non-linear buckling analysis; semi-rigid connections.

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
© 版权所有，仅供参考
2012
<http://www.cewangwd.com>

第 1 章 绪论

1.1 前言

钢管混凝土是在配螺旋箍筋混凝土、钢管结构和型钢混凝土结构的基础上演变并且发展起来的。1879 年英国建造的 Severn 铁路桥桥墩是最早采用钢管混凝土的工程之一，它采用在钢管内填充混凝土的方法防止钢管锈蚀并且承受部分压力，随后钢管混凝土又被广泛的应用在多层和单层工业厂房的结构柱中。1897 年，美国 John Lally(Lally, 1926^[1])首次将圆钢管中填充混凝土(Lally 柱)作为房屋建筑的承重柱，并获得了专利，自此以后越来越多的学者开始了对钢管混凝土结构的研究，而钢管混凝土结构也在更广泛的领域得到了应用。

1.1.1 钢管混凝土结构的特点

钢管混凝土结构是一种新型的结构或结构体系，它兼有钢管结构及螺旋配筋混凝土结构的优点，必要时可以在钢管内配置钢筋或型钢以增加其承载能力。

钢管混凝土结构的特点主要表现为(韩林海等, 2009^[2]):

(1) 承载力高。将混凝土填充于钢管中，可使得薄壁钢管的局部稳定性提高，并且防止了钢管发生局部屈曲。而混凝土同时又受到钢管的约束作用，抗压强度会有较大提高。

(2) 塑性性能好。由于钢管与混凝土相互作用，改善了使用阶段的弹性性质，破坏时产生了较大的塑性变形，使得钢管混凝土结构具有良好的塑性性能。

(3) 制作和施工方便。与混凝土结构相比，在钢管混凝土施工过程中减少了绑扎钢筋、支模和拆模等繁杂的工序使施工简便。与钢结构相比，钢管混凝土构件的焊缝较少，更便于制作和安装。所以钢管混凝土结构符合现代化施工的发展要求，更能节约人力物力，降低工程造价。

(4) 抗震性能优越。钢管混凝土结构自重轻，钢管的约束作用致使混凝土的塑性和韧性性能有较大的提高，脆性性能也得到有效的改善，故钢管混凝土结构抗震性能较好。

(5) 耐火性能好。由于钢管内混凝土能吸收大量的热量，在遭受火灾时，可以增加钢管混凝土构件的耐火时间，使得结构具有优良的抗火性能，并且火灾作用后构件或结构也具有很好的可修复性。

(6) 经济效益显著。同钢筋混凝土结构相比，钢管混凝土同钢结构可以大概减少混凝土50%；与钢结构相比，大约可以节约钢材50%左右，用钢量略有增加或大致相当。由于构件截面尺寸大大的减小，从而使自重减轻50%以上，增加了建筑物的使用面积和有效的使用空间，经济效益十分显著。

目前工程中最常用的三种钢管混凝土构件横截面形式主要有圆形、方形和矩形，如图1.1所示。

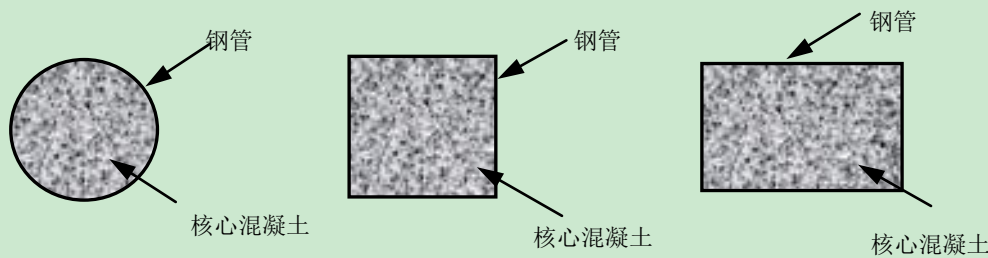


图1.1 钢管混凝土截面形式

近几十年来，随着我国经济和建设事业的迅猛发展，钢管混凝土在国内外高层、超高层建筑及大跨度拱桥中得到了广泛的应用。

1.1.2 钢管混凝土结构的发展现状

对于钢管混凝土的应用很早就有，然而早期的应用没用考虑钢管和其核心混凝土的共同工作，钢管的壁厚一般都较大，用钢量较大，并且钢管内浇筑混凝土的施工工艺尚未得到很好的解决，所以在钢管混凝土发展早期经济效果不明显。直到 20 世纪六七十年代以后，钢管混凝土结构的力学性能才得到了深入研究，该结构也得到了广泛应，各个国家都制定了相应的钢管混凝土结构规范及规程。在西欧一些国家，如英国，德国和法国等，目前的设计规程主要有：Eurocode4(BS EN 1994-1-1,2004)^[3]。而在美国，设计规程主要有：ACI318-08(2008)^[4]和 ANSI/AISC360-10(2010)^[5]。日本的设计规程主要有 AIJ(2008)^[6]。此外，英国还制定了标准 BS5400(BS5400-5, 2005)^[7]。以上规程中，以美国 ACI、日本 AIJ 和欧洲 EC4 最有代表性。

我国是从 60 年代开始研究钢管混凝土结构的，通过对结构的一些系统研究，特别是进入 80 年代后，取得了令人瞩目的成就，并且先后颁布了钢管混凝土结构在结构设计方面的一些规程，例如：2003 年颁布实施的福建省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DBJ13-51-2003(2003)^[8]可适用于圆形和方、矩形钢管混凝土结构的设计计算。天津市工程建设标准《天津市钢结构住宅设计规程》DB29-57-2003(2003)^[9]中也给出了钢管混凝土结构设计计算方面的规定。江西省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DB36/J001-2007(2007)^[10]。内蒙古自治区工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DBJ03-28-2008^[11]。甘肃省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DB62/T25-3041-2009(2009)^[12]。河北省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DB13(J)/T84-2009(2009)^[13]。

1.2 课题的研究意义

钢管混凝土是在钢管中填充了混凝土而形成的组合构件，结合钢和混凝土自身的特性，充分利用了两种材料在受力过程中的相互作用，即钢管对混凝土的约束作用使混凝

土处于复杂应力状态下,从而使混凝土的强度得以提高,塑性和韧性性能大为改善,同时,由于混凝土的存在可以避免或延缓钢管发生局部屈曲,从而可以保证其材料性能的充分发挥。通过钢管和混凝土组合成为钢管混凝土,不仅可以弥补两种材料各自的缺点,而且能够充分发挥二者的优点,这正是钢管混凝土组合结构的优势所在(韩林海等,2009^[2])。所以,在国内外高层、超高层建筑及大跨度拱桥中钢管混凝土得到了广泛的应用。

在目前考虑荷载效应与极限状态的设计方法中,由于计算的复杂性,以承载能力极限状态为基础的二阶弹塑性分析还不能普遍应用于工程实践。因此,传统的框架分析及设计还常以一阶分析方法分析内力用二阶分析方法计算杆件稳定的简化方法,利用计算长度法进行钢管混凝土框架柱的设计仍将是一种方便可行的方法(王文达等,2006)^[14]。

钢管混凝土结构设计方法的关键在于如何理解和确定柱子的计算长度,我国现行的《钢管混凝土结构技术规程》DB62/T25-3041-2009(2009)^[12]采用的是计算长度设计法,采用理论方法求解框架柱的计算长度,并且参照《钢结构设计规范》GB50017-2003(2003)^[15]取值。然而,实际结构的布置和荷载情况往往复杂多样,而理论方法确定柱的计算长度时,这些因素却都被计算假定所消除。无法直观、准确地反映结构的整体稳定性(童根树等,2004)^[16],而且钢管混凝土结构和钢结构有本质的区别,且荷载作用下钢管混凝土框架柱和钢框架柱有不同的失稳模式以及不同的弹塑性状态等,简单套用肯定会带来一定的误差,因此,对于钢管混凝土结构的设计,采用计算长度法进行计算遭到不少专业人士的批评和质疑,其准确性引起工程师的怀疑。因此,在钢管混凝土柱组合框架设计中必须考虑两种材料的组合效应对框架柱的影响。

近年来国外学者进行了大量钢管混凝土结构的研究,并取得了诸多成果,但仍未给出具体的钢管混凝土框架稳定计算方法。我国对于钢管混凝土结构的研究起步较晚,蔡少怀(2003)^[17]、钟善桐(2003)^[18]、韩林海(2007)^[19]等对钢管混凝土结构的承载力计算研究取得了一定进展,但是国内对钢管混凝土组合框架的稳定计算以及钢管混凝土框架柱的计算长度研究尚少见。

目前,国内外对于钢管混凝土框架柱计算长度的试验和理论研究也基本是空白。因此,充分考虑两种材料的组合效应对框架柱的影响,建立符合现代结构设计要求的钢管混凝土框架结构稳定的分析理论和设计方法,是当前的一个非常重要的课题。

基于以上原因,本文以钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁构成的组合框架为研究对象,开展对钢管混凝土框架柱计算长度的研究,求解钢管混凝土框架柱计算长度系数,即给出了一个简单、实用、可靠的组合框架设计方法。该问题也是工程实践中亟待解决的问题,具有十分重要的实际意义。

1.3 相关课题研究现状

1.3.1 相关钢框架柱计算长度课题的研究现状

童根树和陈胜平(2003)^[20]介绍了《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)中与钢结构的内力分析和稳定性计算方法有关的多高层钢结构的分类。结合分类介绍了有侧移框架和无侧移框架的定义,侧向柔性结构和侧向刚性结构的区分以及用于确定柱子计算长度的强支撑框架和弱支撑框架的分类,并总结了各个分类的具体应用方法。

季渊和童根树(2003^[21], 2004^[22])通过对柱脚铰接的有吊车厂房门式刚架阶形柱的弹性屈曲分析,得到了其框架柱平面内、平面外计算长度系数的表达式和计算表格,并对计算长度系数公式进行了简化。此外,通过对柱脚固接阶形的弹性屈曲分析,得到了框架柱平面内、平面外计算长度系数的表达式和计算表格,进一步提出了其计算长度系数公式的简化形式。

王燕和杨文惠(2004)^[23]研究了钢框架中梁柱节点半刚接柱的计算长度系数取值问题,采用螺旋弹簧模拟梁柱节点连接的半刚性,考虑了梁柱间的相对转角关系,通过引入梁柱线刚度比修正系数的计算方法,推导了有侧移和无侧移半刚接钢框架柱计算长度系数的修正公式。

童根树和王金鹏(2004^[24], 2004^[25])去除传统计算长度系数法的三个理想化假定,提出了两层、三层及更多层有侧移框架失稳时考虑层间支援的框架柱计算长度的计算方法。

童根树和金阳(2005)^[26]将框架柱的计算长度系数法和二阶分析设计法详细列出设计公式进行了比较,详细解释了内力采用二阶分析时计算长度系数取 1.0 的原因。通过算例分析,对两种分析设计方法进行了定量比较。

卢林枫等(2006)^[27]将新修订的《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)中框架体系支撑条件的区分引入到错列桁架的稳定分析中,考虑初始缺陷的影响,提出了强、弱支撑错列桁架体系的划分标准,推导出了错列桁架体系柱子平面内计算长度公式。

余卫华和王正中(2008)^[28]利用三层柱的框架结构计算模型,引入梁柱线刚度比修正系数,采用螺旋弹簧模拟横梁对柱子的约束弯矩及节点连接的半刚性,考虑连接的非线性弯矩-转角关系,建立梁柱有侧移半刚性连接转角位移方程,推导了有侧移半刚性钢框架柱计算长度系数的公式。

童根树和邢国然(2007)^[29]对传统计算长度系数法和考虑柱间相互作用修正的计算长度系数法进行分析研究,指出了修正方法在应用过程中可能出现的问题,定义了层通用长细比。利用 ANSYS 有限元软件,考虑材料非线性、残余应力、初始几何缺陷,分析了不同抗侧刚度的单跨和多跨刚架,在各柱参数不相等的情况下的极限承载力,得到了极限承载力和层通用长细比的关系曲线。

刘开强和彭伟(2007)^[30]采用区别于《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)长度系数法

的基本假定入手,推导了侧移和无侧移钢框架柱计算长度系数的公式,并对计算长度系数的公式进行了修正。

冯进和童根树(2007)^[31]根据单层和一般多层斜腿框架的受力特点建立简化的层模型,基于斜腿框架层模型的抗侧刚度,提出了简单实用的有侧移失稳模式的临界荷载公式和计算长度系数公式,并利用有限元特征值分析进行了验证。

胡其高等(2008)^[32]推导了竖向力对框架的抗侧刚度影响系数 α ,并分别对计算侧移框架二阶效应的 $P-\Delta$ 法、二阶弹性分析法和双二阶效应法的计算长度系数进行修正。

蔡益燕等(2008)^[33]根据国内研究成果和国外有关信息,对钢框架柱计算长度系数的确定方法进行了扼要归纳。

方恬(2008)^[34]推导了有侧移等截面钢框架柱计算长度系数的迭代计算公式,编制了相应的计算机程序,能够在计算机设计程序中迅速地得到精度较高的 μ 值,简化了设计过程,并指出了现行钢结构设计规范和钢结构设计手册表格中该计算长度系数部分数值的不准确性。

李俞谕和肖岩(2008)^[35]研究了中国《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)与美国钢结构规范《AISC-Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings》在确定柱子的计算长度系数 μ 时存在一定的差异,对两者的基本假定、计算公式和修正系数进行比较。

王燕等(2008)^[36]通过引入梁柱线刚度比修正系数考虑节点连接的非线性,采用变刚度螺旋弹簧模拟节点半刚性,推导了无侧移半刚接钢框架考虑剪切变形影响柱子的计算长度系数计算公式。

李国强(2009)^[37]先针对轴心受压杆件,阐述了欧拉临界力、计算长度、 $P-\Delta$ 效应、稳定系数(柱子曲线)等重要概念及它们之间的关系;进而论述了框架柱计算长度概念;通过说明我国现行《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)中压弯杆件极限承载力验算式的来源,阐明了进行框架柱验算时,考虑 $P-\Delta$ 效应进行结构二阶内力分析与柱计算长度选取间的关系,提出了对框架柱进行承载力验算及柱计算长度选取的建议。

王翼和李国强(2009)^[38]提出了对框架柱进行承载力验算及柱计算长度选取的建议。建立了四个有初始几何缺陷的框架结构,通过有限元分析分别得到这四个框架的竖向极限荷载 P_{cr} 和水平极限荷载 H_{cr} ;再针对没有初始缺陷并与这四个框架几何及截面相同的框架,采用之前计算得到的竖向和水平极限荷载分别按一阶弹性分析和二阶弹性分析得到其内力,用我国现行《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)中压弯杆件极限承载力验算式计算其名义应力,并与实际结果比较。

王万祯等(2009)^[39]引入梁削弱式节点参数特性,建立了四跨三层的梁削弱式节点连接的侧移钢框架数值模型,利用 ANSYS 有限元软件对梁削弱式节点连接的侧移钢框架数值模型进行了非线性屈曲分析,得到了梁削弱式节点连接的侧移钢框架柱计算长度系数表,经过回归得到了梁削弱式节点连接的侧移钢框架柱计算长度系数建议公式。

曾兰(2010)^[40]推导横梁式门式刚架的稳定方程,给出弧门横向框架长度系数近似计算的理论基础,并绘制临界荷载与支撑刚度的关系曲线。

王万祯等(2010)^[41]通过引入连接转动刚度及偏心支撑,导出了偏心支撑半刚接钢框架柱计算长度系数理论公式。采用ANSYS 软件对D形偏心支撑半刚接钢框架进行了非线性屈曲分析,得出了偏心支撑半刚接钢框架柱计算长度系数表,并通过回归分析得到了该结构计算长度系数的建议计算公式。

童根树和罗澎(2010)^[42]利用能量法对两个肢平面方向交替支撑的塔架主角钢弯扭屈曲的临界荷载进行分析,得到主角钢在无扭转约束作用和完全扭转约束作用下,按照平行轴弯曲屈曲计算的换算计算长度系数,同时分析支撑点处扭转约束的影响,并比较能量法与ANSYS有限元软件的精度,提出计算长度系数的近似公式。

孟凡涛等(2010)^[43]利用给出的露出式柱脚转动刚度公式,建立同时考虑柱脚转动和柱子剪切变形的带悬伸段柱稳定方程。通过柱脚转动刚度的变化和上下段刚度比的改变,求解建立的稳定方程,分析了柱脚转动刚度和上下段刚度比对带悬伸段柱计算长度的影响;并指出当下段柱的线刚度是柱脚转动刚度的100倍时的计算长度系数相当于柱脚铰接时的计算长度系数。

何喜洋等(2010)^[44]通过三种有代表性的计算长度分析模型比较研究,提出了一种适用于火电、核电工程钢结构主厂房框架柱计算长度的确定方法。该方法考虑了(包含重力二阶效应的)模型的几何非线性效应和荷载分布情况对计算长度的影响。最后,通过某核电工程常规岛主厂房框架柱计算长度实例分析,阐明了所提出的方法和步骤。

刘聪等(2010)^[45]以Barcarena电厂石膏库结构设计的特殊要求,结合钢框架结构算例用有限元法和规范法分别计算钢框架柱的计算长度系数,提出了针对此类非标准结构实用的解决方法。

陆天天等(2011)^[46]结合上海中心大厦实际结构的体型和荷载分布情况,采用修正算法推算了结构刚重比,同时对结构在风荷载和地震作用下的 $P-\Delta$ 效应进行了评估。通过巨型框架分区模型的线弹性屈曲分析得到巨型柱的临界荷载,由欧拉公式反推得到巨型柱的计算长度。

赵光明等(2011)^[47]通过对一榀三阶柱门式刚架的屈曲分析,得出了三阶柱计算长度系数。采用理论公式与有限元计算相结合的方法,考虑梁柱线刚度比和半刚性节点对柱子计算长度系数的作用,并与以往简化模型得出的计算结果进行比较。

吴悻哲等(2011)^[48]将邻接柱子与梁一起视为约束构件,提出无侧移框架柱子计算长度系数的求解方法,充分考虑轴压力对约束构件的影响以及柱子之间的相互作用。

郝际平等(2011)^[49]利用等效负刚度的概念,定义了可用于表征层刚度富余程度的层刚轴比系数以及表征层间支援程度的层支援系数,通过层刚轴比系数可以方便的确定框架的薄弱层以及各层之间的相互支援关系,推导了可直接计算有侧移框架整体弹性稳定承载力的简单实用的计算公式。

王元清等(2011)^[50]利用ANSYS有限元分析软件,建立了合肥新桥国际机场航站楼的整体模型,施加箱形斜柱单位轴力,分析斜柱各阶屈曲模态的形式。建立了曲梁局部的有限元模型,通过变化翼缘、腹板、加劲肋数量,分析曲梁的承载性能。

张建军等(2011)^[51]以深圳大运中心体育场实际工程为例,根据变轴力两端铰接的稳定承载力计算式,以线性稳定分析得到的该结构中空间钢结构杆件的失稳模态为基础,对其进行几何非线性稳定整体分析,考虑了临界状态相邻杆件的变形及非线性变形影响,分析了杆件临界失稳模态以及杆件轴力变化,获得临界承载力。根据变轴力稳定计算式,得到该杆件的计算长度。

1.3.2 钢筋混凝土(或型钢混凝土)框架柱的计算长度研究现状

仇一颗等(2002)^[52]采用直接由材料本构关系形成单元 $M-N-\Phi$ 本构矩阵的方法推导出钢筋混凝土构件的单元刚度矩阵,编制了可以同时考虑材料和几何双重非线性影响的有限元程序,采用该分析程序对一榀二跨七层的规则框架算例进行分析,计算了各柱单元控制截面的二阶弯矩,并分析了二阶弯矩随各影响因素的变化规律以及所选算例各柱单元的计算长度随各影响因素的变化规律。

邱勇(2006)^[53]给出了依据《混凝土结构设计规范》多层混凝土框架柱计算长度系数的确定方法,总结了影响框架柱计算长度的影响因素,并指出了按《规范》确定框架柱计算长度系数时应注意的适用条件。

刘毅等(2008)^[54]对分离杆件法理论解和《混凝土结构设计规范 GB50010-2002》中第 7.3.11 条给出的用于计算有侧移钢筋混凝土框架柱偏心距增大系数 η 的柱计算长度 l_0 表达式之间的误差变化规律做了系统分析,提出了两种与理论解符合程度有明显改善的修正拟合公式。

黄鹤和刘堂辉(2009)^[55]以梁柱屈曲理论为依据推导出在无柱间支撑情况下混凝土-型钢组合柱的上段钢柱计算长度系数,并采用通用有限元程序对结果进行了校核。

Bendito 等(2009)^[56]通过一个二维非线性有限元数值模型,综合考虑混凝土柱的开裂,屈服和二阶效应等方面的特征,提出了有斜撑的框架中加筋混凝土柱的计算长度系数方程式,并且指出该方程式的适用范围。

周华(2009)^[57]给出了混凝土框架跨层柱按照混凝土规范和结构计算程序的计算方法,并结合实例指出说明如何按柱梁线刚度比确定框架柱和跨层柱在框架平面内的计算长度。

郑竹(2009)^[58]针对跨中有水平构件约束的长跨层柱计算长度进行了分析研究,提出了长跨层柱计算长度的实用分析方法及应用范围。

郑竹等(2009)^[59]结合深圳卓越皇岗世纪中心工程,利用屈曲分析确定该工程中跨层柱的计算长度,并阐述了长跨层柱计算长度的实用分析方法。

贾斌武(2010)^[60]以梁柱屈曲理论为依据推导出在无柱间支撑情况下混凝土-型钢组

合柱的上段钢柱计算长度系数，并采用通用有限元程序对结果进行了校核。

侯健(2011)^[61]对混凝土柱的计算长度和计算长度系数取值进行了分析，并以实际工程为例给出了跨层柱的计算长度系数计算方法以及在 PKPM 软件中如何取值。

1.3.3 相关组合框架课题的研究现状

蒋丽忠和余志武(2002)^[62]讨论了钢材的初始挠曲对钢-混凝土连续组合梁的极限承载力与失稳屈曲临界荷载的影响。建立了钢-混凝土组合结构的非线性有限元分析模型，给出了初始挠曲的定量描述方法，分析了不同厚度腹板连续组合梁的失稳临界荷载，不同初始挠曲对相同厚度腹板的极限承载力和失稳临界荷载的影响，以及相同初始挠曲对不同厚度腹板的极限承载力和失稳临界荷载的影响。

王文达等(2005)^[63]对钢管混凝土柱-钢梁平面框架弹塑性有限元分析的基础上，提出了确定其框架柱计算长度的方法，通过对某典型的单层单跨钢管混凝土柱-钢梁平面框架的非线性弹塑性稳定承载力分析和参数分析，初步探讨了在工程常用参数范围内单层钢管混凝土平面框架柱计算长度的取值与结构及构件的物理参数和几何参数等之间的关系。

王静峰和李国强(2006)^[64,65]基于《钢结构设计规范 GB50017-2003》，三柱框架模型，考虑了连接的非线性弯矩-转角关系和楼板组合效应的影响，推导了无侧移半刚性连接组合框架中钢框架柱的有效长度系数方程式，同时考虑了梁端和柱远端不同约束情况对有效长度系数的影响。并且提出了计算无侧移框架梁柱连接转动刚度的简化方法，用梁线理论和弯矩-转角曲线确定切线连接刚度。另外，通过两个算例：门式组合框架和三层两跨组合框架，研究了连接的非线性弯矩-转角特征和荷载水平大小对有效长度系数的影响。

丁发兴等(2006)^[66]基于合理的钢管混凝土拉、压材料数值本构模型，采用 U.L. 列式单元增量平衡方程，引入分层梁单元材料非线性分析理论，通过调整截面形心应变和曲率，使梁端内外力平衡，完善了分层单元法，编制了相应的非线性有限元程序，并对已有钢管混凝土结构面内受力，如钢管混凝土偏压柱、不等端弯矩钢管混凝土偏压柱、钢管混凝土压弯构件和钢管混凝土模型拱肋等试验资料进行双重非线性有限元分析。

王静峰和李国强(2007^[67], 2009^[68])推导了有侧移半刚性连接组合框架柱的有效长度系数方程式，并分析了 GB50017-2003 规范附录 D 求解的精确性，再次通过两个实例研究了荷载大小和非线性弯矩-转角关系对柱有效长度系数的影响。并且，利用三柱子框架模型，考虑了梁端和柱远端不同约束情况对柱有效长度系数的影响，研究有侧移半刚性连接组合框架的稳定性能，提出柱有效长度系数的简化方法。通过算例研究了节点的非线性弯矩-转角关系和荷载水平大小对柱有效长度系数的影响。

蒋丽忠和汤裕坤(2007^[69], 2008^[70])分析了影响组合梁负弯矩区转动能力的主要因素，建立了组合梁连续和钢柱连续两种组合框架结构体系的节点塑性极限转角的求解方

法,提出了相应的计算公式及一种简化的组合框架梁稳定设计方法,并得出了组合梁负弯矩极限调幅系数的计算方法。针对钢-混凝土组合框架的特点,利用考虑滑移影响的组合梁等效刚度计算方法,考虑组合楼盖的组合效应、组合梁与柱的实际约束程度以及节点的半刚性连接特征等因素,推导出有侧移和无侧移半刚性组合框架柱组合梁的刚度修正系数,提出了有侧移及无侧移组合框架柱的稳定设计方法。

蔡健和陈国栋(2009)^[71]基于合理的假定,考虑相邻节间弦杆内力比对矩形钢管混凝土桁架受压弦杆计算长度的影响,推导出矩形钢管混凝土桁架受压弦杆屈曲的特征方程。通过对不同截面的矩形钢管桁架受压弦杆进行了有限元计算,给出了便于工程应用的受压弦杆计算长度系数简化计算公式。

聂建国(2010)^[72]针对组合框架中楼盖的空间组合作用进行了试验研究,发展了三种组合结构地震反应分析模型,重点讨论了在杆系模型中考虑楼盖空间组合作用的方法。通过刚度解析和数值分析,对框架-核心筒混合结构体系中框架与核心筒的刚度匹配、位移限值指标的取值进行探讨,并对不同混合结构体系的位移特性、失效模式以及安全性能进行对比,为框架-核心筒混合结构的体系优化提供参考,还对组合结构体系的研究进行了展望。

蒋丽忠等(2010)^[73]采用泰勒级数作为分段插值函数,在考虑多个截面的平衡条件和紧箍效应钢管混凝土应力-应变关系基础上,提出了钢管混凝土格构柱弹塑性极限承载力数值方法,并编制了相应的计算程序。利用提出的计算方法和编制的程序对国内已有两端偏心相同的四肢钢管混凝土格构偏压长柱的试验结果进行了计算,并与现有规程进行了比较。

王凯宁(2010)^[74]以核心混凝土刚性很大为假设前提,通过压杆和圆柱壳两种模型,假定了位移函数的三角函数形式,用能量法求解圆钢管混凝土柱在轴压下局部屈曲的临界载荷和临界应力。

蒋丽忠和周旺保(2010)^[75]采用半波正弦曲线模拟杆件的变形曲线,在考虑紧箍效应钢管混凝土应力-应变关系和剪切变形影响的基础上,建立了杆件中截面的平衡方程,提出了钢管混凝土格构柱弹塑性极限承载力数值方法,并编制了相应的计算程序。利用提出的计算方法和编制的程序对国内已有两端偏心相同的四肢钢管混凝土格构偏压长柱的试验结果进行了计算,并与现有规程及分段合成法进行了比较。

蒋丽忠等(2010)^[76]进行共计20根缀条为K形布置的四肢钢管混凝土格构柱偏压及轴压极限承载力试验,重点考察偏心率与长细比对钢管混凝土偏压构件受力性能的影响。同时,采用半波正弦曲线模拟杆件的变形曲线,在考虑紧箍效应的钢管混凝土应力-应变关系和剪切变形影响的基础上,建立杆件中截面的平衡方程,提出钢管混凝土格构柱弹塑性极限承载力数值方法。

尧国皇等(2010)^[77]采用结构分析软件SAP2000对某超高层钢管混凝土框架-核心筒结构进行线性和非线性整体稳定分析。

蒋丽忠等(2011)^[78]在核心混凝土为刚性基底假设基础上,利用薄壁圆管壳小挠度屈曲理论及满足边界条件的屈曲位移函数推导了在核心混凝土支承作用下圆钢管轴对称及非轴对称局部屈曲系数计算式;同时在考虑几何非线性及核心混凝土为刚性基底假设基础上,利用薄壁圆管壳大挠度变形理论推导了核心混凝土支承作用下圆钢管轴对称变形及非轴对称变形的荷载-挠度曲线关系,指出了现有规程在验算圆钢管混凝土局部屈曲时沿用空钢管屈曲理论的计算方法的不合理性。

周旺保和蒋丽忠(2011)^[79]采用泰勒级数作为分段插值函数,在考虑多个截面的平衡条件和紧箍效应钢管混凝土应力-应变关系、剪切变形及初弯曲影响的基础上,建立杆件截面的平衡方程,提出四肢缀条轴压钢管混凝土格构柱弹塑性极限承载力数值方法,并编制相应的计算程序。利用提出的计算方法和编制的程序对国内已有轴压四肢钢管混凝土格构柱试件进行计算,并与现有一些规程进行比较。同时,结合数值计算结果及长细比折减系数计算模型,提出长细比折减系数计算公式。利用提出的长细比折减系数计算公式对国内已有轴压四肢钢管混凝土格构柱试件进行计算,并与数值计算结果及试验结果进行比较。

周旺保和蒋丽忠(2011)^[80]在理论分析基础上,提出钢管混凝土格构柱长细比折减系数计算模型及等效长细比计算公式,并改进等效长细比计算公式。同时,利用数值计算方法对不同混凝土强度、钢材强度、缀条横截面积、缀条布置形式、偏心率、长细比的钢管混凝土格构柱构件的承载力进行仿真计算,并在改进的等效长细比基础上,分析它们对长细比折减系数的影响。结合数值计算结果及长细比折减系数计算模型,提出长细比折减系数计算公式。

综合以上研究,目前对钢管混凝土框架柱计算长度的研究相对较少,随着钢管混凝土结构的应用越加广泛,其结构稳定问题也相继成为结构设计的关键问题之一,而计算长度系数法又是解决稳定问题的常用方法,所以钢管混凝土框架柱的计算长度研究也成为一些学者的首要任务。

1.4 本文的主要研究内容及方法

随着钢管混凝土广泛应用于框架结构中,结构的稳定问题也备受关注。在相关钢管混凝土规程中,钢管混凝土的计算长度系数取值参照钢结构规范。由于结构自身的几何和材料非线性都会给钢管混凝土框架的稳定带来影响,所以对钢管混凝土框架进行整体稳定分析是很有必要的。

通过阅读和总结大量相关文献,参照钢结构框架计算长度的研究思路,本文拟采用理论推导和有限元模拟两种方法对本课题进行研究,具体工作如下:

(1) 参照钢结构框架柱计算长度的推导过程,通过提出了钢管混凝土框架柱的计算简图和基本假定,引入钢管混凝土的组合刚度计算公式,推导出钢管混凝土框架柱的计算长度系数方程式。

(2) 采用 ABAQUS 有限元软件, 选择合适的材料本构关系、单元模型, 建立钢管混凝土框架有限元分析模型, 并进行了模型验证确保模型的正确性。

(3) 在校验模型正确性的基础上, 采用合理的有侧移和无侧移钢管混凝土柱-钢梁框架简化模型对其进行非线性屈曲分析, 得到简化模型的屈曲临界荷载, 带入欧拉公式反算出计算长度系数。通过改变简化模型中梁截面和跨度, 进行大量算例验证, 将结果绘制成表格, 并回归得出有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算公式。

(4) 建立不同层高、不同跨数的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型, 分析层数和跨数对钢管混凝土柱计算长度的影响。建立不同梁柱连接刚度的有限元简化模型, 并进行非线性屈曲分析, 分析半刚性连接对有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算长度的影响。

第 2 章 钢管混凝土框架柱计算长度系数理论计算公式

2.1 引言

稳定问题是多高层框架结构设计中重要的组成部分(陈绍蕃等, 2004^[81]), 如果处理不好将会造成不必要的损失。在框架设计中, 受压构件承载力采用计算长度的方法来计算得到了广泛应用。计算长度的概念(陈骥, 2006^[82])是: 长度为 l 的框架轴向受压构件(构件两端的约束条件为真实一般的约束条件)的屈曲临界荷载 P_{cr} 值等同于一个长度为 l_0 两端铰接的轴向受压构件的屈曲荷载, 如果用计算长度为 l_0 的构件代替端部有约束的构件, 则计算长度与构件实际的几何长度之间的关系是 $l_0=\mu l$, 这种方法称为计算长度法, 计算长度与构件实际几何长度的比值 μ 称为计算长度系数。由于计算长度法不仅物理意义明确, 而计算简单高效, 是常用的稳定设计方法。在长期的使用过程中, 计算长度系数法表现出来的种种不足之处, 也得到了不断的修正和完善。因此, 在目前钢框架稳定设计中, 计算长度系数法仍具有很大的使用价值, 常作为主要的设计方法, 应用于工程实际。

2.2 计算简图与基本假定

参照《钢结构设计规范》GB50017-2003(2003)^[15]可将多层多跨框架柱的失稳方式可分为无侧移的对称失稳(图2.1a)和有侧移的反对称失稳(图2.1b)两种情况讨论, 一般情况下, 有侧移失稳的临界荷载比无侧移失稳的临界荷载小, 即框架的有侧移失稳较易发生。但是, 当框架的侧移受到约束时, 例如, 框架中有支承, 或钢框架与混凝土剪力墙或筒体相连, 则框架也会按无侧移的形式失稳。

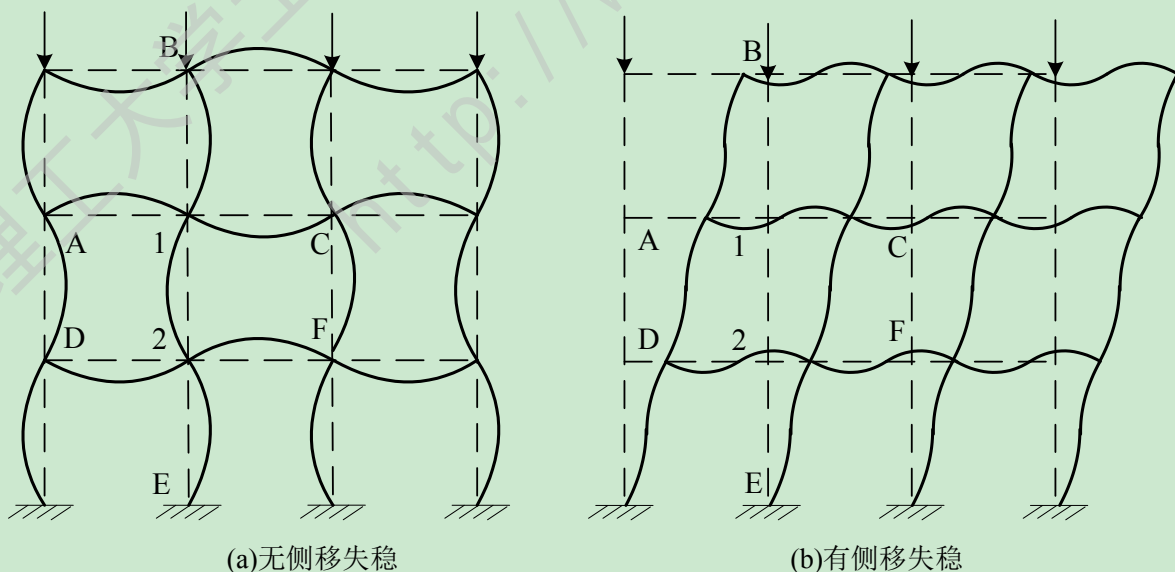


图 2.1 框架失稳形式

2.2.1 计算简图

本文为了简化计算,将图 2.1 中的框架模型简化为图 2.2 中的简化计算模型(Chen and Lui, 1991^[83]), 确定任意一个柱 AB 的计算长度时, 只考虑和它直接相连的六根杆, 即以三层柱和两层两跨梁形成的树状子结构作为计算对象。

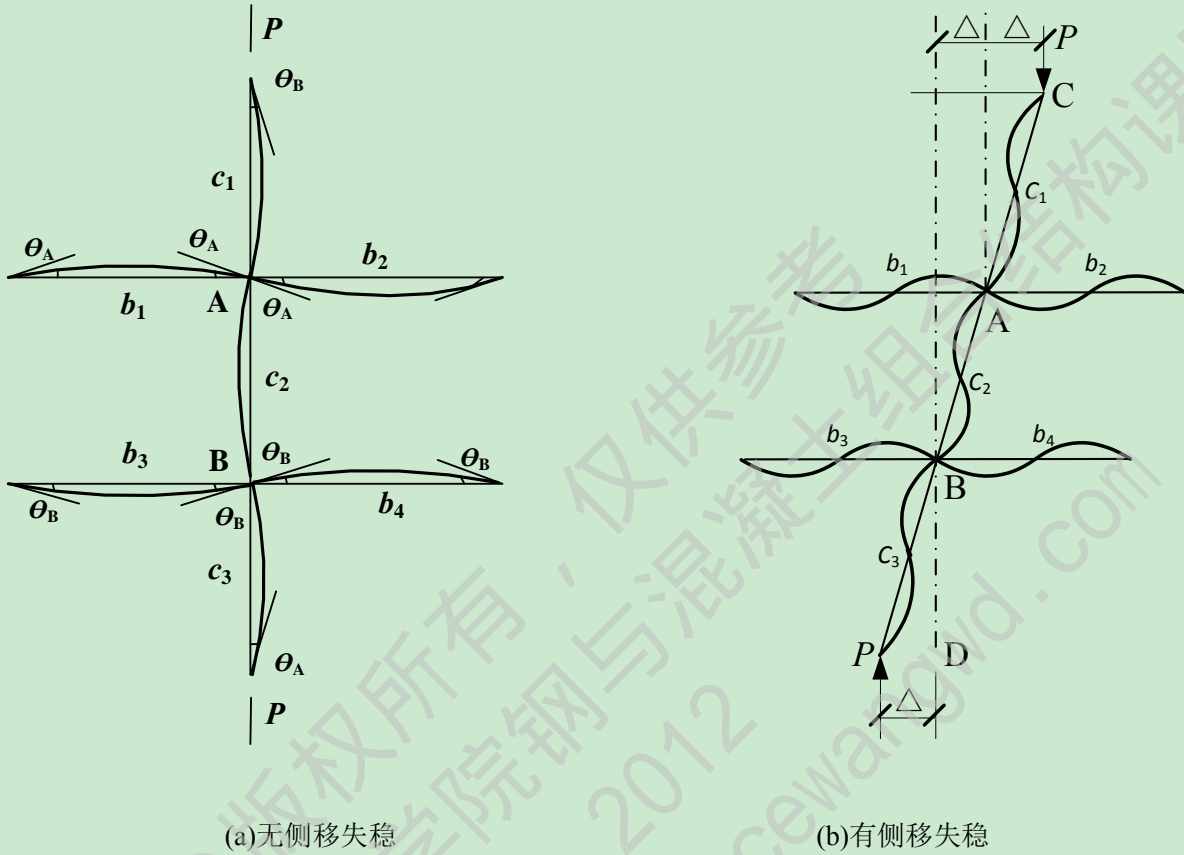


图 2.2 三柱子框架计算模型

2.2.2 基本假定

为了与《钢结构设计规范》GB50017-2003(2003)^[15]规定的刚接钢框架柱计算长度系数的有关假定相协调, 结合上述的两种失稳模式, 本文进行公式推到时采用以下基本假定:

- (1) 框架杆件均为弹性等截面。
- (2) 框架只承受竖向荷载, 并都作用在节点上, 不计横梁轴力的影响。
- (3) 框架中所有柱子同时丧失稳定。
- (4) 各柱的刚度参数相等, 即其稳定函数相等。
- (5) 无侧移失稳时, 横梁梁端转角大小相等方向相反; 有侧移失稳时, 横梁两端转角大小相等方向相同。
- (6) 当柱子开始失稳时, 相交于同一点的横梁对柱子提供的约束弯矩, 按柱子线刚度之比分配给柱子, 且只考虑直接与该柱相连的横梁有约束作用。
- (7) 钢管与混凝土粘结良好, 无相对滑移, 协调变形。

2.3 钢与混凝土组合梁和钢管混凝土组合柱的刚度计算

2.3.1 组合柱刚度计算

分析和设计组合框架时，需要考虑组合柱的组合刚度对框架整体性能的影响。组合刚度的计算公式可采用钢管混凝土结构技术规程《钢管混凝土结构技术规程》DB62/T25-3041-2009(2009)^[12]中钢管混凝土柱组合弹性抗弯刚度的计算公式

$$EI=E_s I_s + \alpha E_c I_c \quad (2.1)$$

式中 E_s 和 E_c 分别为钢材和混凝土的弹性模量，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017-2003(2003)^[15]和《混凝土结构设计规范》GB50010-2002(2002)^[84]的相关规定确定。 I_s 和 I_c 分别为组合柱中钢管和混凝土的截面惯性矩。其中， α 系数的确定方法是：对于圆钢管混凝土， $\alpha=0.8$ ；对于矩形钢管混凝土 $\alpha=0.6$ 。

2.3.2 组合梁刚度计算

在组合框架的分析和设计中，需要考虑组合楼板对整体框架性能的影响(王静锋，2006^[64])。由于在梁的正、负弯矩区有不同的惯性矩，在相等的静力荷载作用下，为了方便设计，对于组合梁的刚度可以采用等效等截面惯性矩 I_{eq} 与钢梁弹性模量 E 的乘积表示。这个等效等截面惯性矩采用 Ammerman 和 Leon(1990)^[85] 的建议公式：

$$I_{eq}=0.6I_{pos}+0.4I_{neg} \quad (2.2)$$

式中 I_{pos} 和 I_{neg} 分别是正、负弯矩区的惯性矩。两者计算可参考《钢结构设计规范》GB50017-2003(2003)^[15]。

2.4 框架柱计算长度系数的理论推导

2.4.1 无侧移框架

如图 2.2a 所示三柱框架模型，当梁、柱节点刚性连接时，引入 CFST 组合柱的组合刚度计算公式，建立各杆件的转角-位移方程，再根据节点 A 和节点 B 处的平衡方程推导无侧移框架柱的计算长度系数方程式(Chen and Lui, 1991^[83])。当子框架失稳时，各杆杆端将产生弯矩，其对应的转角-位移方程为：

$$\text{柱 1} \quad (M_A)_{c1} = \frac{E_s (I_s)_{c1} + \alpha \cdot E_c (I_c)_{c1}}{L_{c1}} [S_{ii} \theta_A + S_{ij} \theta_B] \quad (2.3)$$

$$\text{柱 2} \quad (M_A)_{c2} = \frac{E_s (I_s)_{c2} + \alpha \cdot E_c (I_c)_{c2}}{L_{c2}} [S_{ii} \theta_A + S_{ij} \theta_B] \quad (2.4)$$

$$(M_B)_{c2} = \frac{E_s (I_s)_{c2} + \alpha \cdot E_c (I_c)_{c2}}{L_{c2}} [S_{ij} \theta_A + S_{ii} \theta_B] \quad (2.5)$$

$$\text{柱 3} \quad (M_B)_{c3} = \frac{E_s (I_s)_{c3} + \alpha \cdot E_c (I_c)_{c3}}{L_{c3}} [S_{ij} \theta_A + S_{ii} \theta_B] \quad (2.6)$$

$$\text{梁 1} \quad (M_A)_{b1} = \frac{E_s I_{b1}}{L_{b1}} (2\theta_A) \quad (2.7)$$

$$\text{梁 2} \quad (M_A)_{b2} = \frac{E_s I_{b2}}{L_{b2}} (2\theta_A) \quad (2.8)$$

$$\text{梁 3} \quad (M_B)_{b3} = \frac{E_s I_{b3}}{L_{b3}} (2\theta_B) \quad (2.9)$$

$$\text{梁 4} \quad (M_B)_{b4} = \frac{E_s I_{b4}}{L_{b4}} (2\theta_B) \quad (2.10)$$

式中，从结点 A 的平衡条件，得

$$(M_A)_{c1} + (M_A)_{c2} + (M_A)_{b1} + (M_A)_{b2} = 0 \quad (2.11)$$

同样，从结点 B 的平衡条件，得

$$(M_B)_{c2} + (M_B)_{c3} + (M_B)_{b3} + (M_B)_{b4} = 0 \quad (2.12)$$

将式(2.3) - (2.10)代入(2.11)式和(2.12)式，整理可得

$$\begin{bmatrix} S_{ii} + 2K'_1 & S_{ij} \\ S_{ij} & S_{ii} + 2K'_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

无侧移半刚性连接框架柱的计算长度系数方程为

$$\det \begin{vmatrix} S_{ii} + 2K'_1 & S_{ij} \\ S_{ij} & S_{ii} + 2K'_2 \end{vmatrix} = 0 \quad (2.14)$$

式中

$$K'_1 = \frac{\sum_A E_s I_b / L_b}{\sum_A E_s I_s / L_c + \alpha \cdot E_c I_c / L_c} \quad (2.15a)$$

$$K'_2 = \frac{\sum_B E_s I_b / L_b}{\sum_B E_s I_s / L_c + \alpha \cdot E_c I_c / L_c} \quad (2.15b)$$

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{\frac{\pi}{\mu} \sin \frac{\pi}{\mu} - \left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2 \cos \frac{\pi}{\mu}}{2 - 2 \cos \frac{\pi}{\mu} - \frac{\pi}{\mu} \sin \frac{\pi}{\mu}} \quad (2.16a)$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2 - \frac{\pi}{\mu} \sin \frac{\pi}{\mu}}{2 - 2 \cos \frac{\pi}{\mu} - \frac{\pi}{\mu} \sin \frac{\pi}{\mu}} \quad (2.16b)$$

$$\mu = \frac{\pi}{kL_c} \quad (2.17)$$

$$k = \sqrt{\frac{N}{E_s I_s / L_c + \alpha \cdot E_c I_c / L_c}} \quad (2.18)$$

式中 K_1' 、 K_2' 是无侧移钢管混凝土框架柱上端和下端梁柱线刚度比， α 反映了柱的不同截面形式。方程中 A、B 表示柱和梁连接的 A、B 节点，b、c 表示梁和柱。

此处介绍的是框架结构中梁柱刚性连接，并且在平面内失稳时的框架柱计算长度。将式(2.13)可简化成式(2.14)，得到的方程与《钢结构设计规范》GB50017-2003 规范中附录 D 表 D-1 公式形式相同，由于引入了组合柱刚度计算公式，所以这里的 K_1' 、 K_2' 已经考虑了框架柱组合刚度的影响。经整理计算，得到钢管混凝土框架柱计算长度系数方程式如式(2.19)所示：

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu'}\right)^2 + 2(K_1' + K_2') - 4K_1'K_2' \right] \frac{\pi}{\mu'} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\mu'}\right) - 2 \left[(K_1' + K_2') \left(\frac{\pi}{\mu'}\right)^2 + 4K_1'K_2' \right] \cos\left(\frac{\pi}{\mu'}\right) + 8K_1'K_2' = 0 \quad (2.19)$$

2.4.2 有侧移框架

根据图 2.2b 所示三柱框架模型，当梁、柱节点刚性连接时，代入 CFST 组合柱的组合刚度计算公式，建立各杆件的转角-位移方程，再根据节点 A、B 平衡方程推导有侧移框架柱的计算长度系数方程式(Chen and Lui, 1991^[83])。当子框架失稳时，各杆杆端将产生弯矩，其对应的转角-位移方程为：

$$\text{柱 1} \quad (M_A)_{c1} = \frac{E_s(I_s)_{c1} + \alpha \cdot E_c(I_c)_{c1}}{L_{c1}} \left(S_{ii}\theta_A + S_{ij}\theta_B - (S_{ii} + S_{ij}) \frac{\Delta}{L_{c1}} \right) \quad (2.20)$$

$$(M_B)_{c2} = \frac{E_s(I_s)_{c2} + \alpha \cdot E_c(I_c)_{c2}}{L_{c2}} \left(S_{ii}\theta_A + S_{ij}\theta_B - (S_{ii} + S_{ij}) \frac{\Delta}{L_{c2}} \right) \quad (2.21)$$

$$\text{柱 3} \quad (M_B)_{c3} = \frac{E_s(I_s)_{c3} + \alpha \cdot E_c(I_c)_{c3}}{L_{c3}} \left(S_{ii}\theta_A + S_{ij}\theta_B - (S_{ii} + S_{ij}) \frac{\Delta}{L_{c3}} \right) \quad (2.22)$$

$$\text{梁 1} \quad (M_A)_{b1} = \frac{E_s I_{b1}}{L_{b1}} (4\theta_A + 2\theta_A) = \frac{E_s I_{b1}}{L_{b1}} (6\theta_A) \quad (2.23)$$

$$\text{梁 2} \quad (M_A)_{b2} = \frac{E_s I_{b2}}{L_{b2}} (4\theta_A + 2\theta_A) = \frac{E_s I_{b2}}{L_{b2}} (6\theta_A) \quad (2.24)$$

$$\text{梁 3} \quad (M_B)_{b3} = \frac{E_s I_{b3}}{L_{b3}} (4\theta_B + 2\theta_B) = \frac{E_s I_{b3}}{L_{b3}} (6\theta_B) \quad (2.25)$$

$$\text{梁 4} \quad (M_B)_{b4} = \frac{E_s I_{b4}}{L_{b4}} (4\theta_B + 2\theta_B) = \frac{E_s I_{b3}}{L_{b3}} (6\theta_B) \quad (2.26)$$

式中，从结点 A 的平衡条件，得

$$(M_A)_{c1} + (M_A)_{c2} + (M_A)_{b1} + (M_A)_{b2} = 0 \quad (2.27)$$

同样，从结点 B 的平衡条件，得

$$(M_B)_{c2} + (M_B)_{c3} + (M_B)_{b3} + (M_B)_{b4} = 0 \quad (2.28)$$

从层间侧移后的平衡条件，必有：

$$(M_A)_{c2} + (M_B)_{c2} + P\Delta = 0 \quad (2.29)$$

将式(2.17)-(2.23)代入(2.24)-(2.26)式，整理可得

$$\begin{bmatrix} S_{ii} + 6K'_1 & S_{ij} & -(s_{ii} + s_{ij}) \\ S_{ij} & S_{ii} + 2K'_2 & -(s_{ii} + s_{ij}) \\ -6K' & -6K'_2 & (kL)_{c2}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \frac{\Delta}{L_{c2}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

有侧移半刚性连接框架柱的计算长度系数方程为

$$\det \begin{vmatrix} S_{ii} + 6K'_1 & S_{ij} & -(s_{ii} + s_{ij}) \\ S_{ij} & S_{ii} + 2K'_2 & -(s_{ii} + s_{ij}) \\ -6K' & -6K'_2 & (kL)_{c2}^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (2.31)$$

式中 K'_1 、 K'_2 、 S_{ij} 、 S_i 、 μ 、 k 的定义与无侧移钢管混凝土框架情况相同。并且系数 α 同样反映了柱的不同截面形式，方程中 A、B 表示柱和梁连接的 A、B 节点，b、c 表示梁和柱。

此处介绍的是梁柱刚性连接、几何图形为矩形的多层框架等截面柱，在框架平面内的计算长度，所以式(2.30)可简化成式(2.31)。由于引入了组合柱刚度计算公式，所以这里的 K'_1 、 K'_2 已经考虑了框架柱组合刚度的影响。

经整理计算，得到钢管混凝土框架柱计算长度系数方程式如式(2.32)所示。有侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数方程与《钢结构设计规范》GB50017-2003 规范附录 D 表 D-2 公式形式相同，由于引入了组合柱刚度计算公式，所以这里的 K'_1 、 K'_2 已经考虑了框架柱组合刚度的影响。

$$\left[36K'_1 K'_2 - \left(\frac{\pi}{\mu'} \right)^2 \right] \cdot \sin \left(\frac{\pi}{\mu'} \right) + 6(K'_1 + K'_2) \frac{\pi}{\mu'} \cdot \cos \left(\frac{\pi}{\mu'} \right) = 0 \quad (2.32)$$

现行有、无侧移钢管混凝土框架设计方法，首先计算组合柱刚度，其次计算梁柱线刚度比，查取规范附录D可计算得到钢管混凝土框架柱计算长度系数。

2.5 本章小结

本章的主要工作可简单归纳如下：

(1) 引入钢管混凝土柱和钢与混凝土组合梁的组合刚度计算公式，并给出了推导钢管混凝土框架柱计算长度系数公式的计算简图和基本假定。

(2) 参考钢框架计算长度系数公式推导思路，采用三柱子框架模型，分别推导了有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数方程式。形式与钢结构设计规范中附录表 D 中的形式均相同，只是柱的抗弯刚度采用钢管混凝土柱的组合抗弯刚度。

第3章 钢管混凝土框架柱非线性屈曲分析模型

3.1 引言

在钢管中填充混凝土结构的应力分布和受力极其复杂。早期对钢管混凝土结构的研究，试验是唯一的手段，随着有限元技术的发展，为我们提供了一种经济合理快速的数值计算方法，我们可以通过大量的数值计算去获得钢与混凝土组合结构受力性能的一些规律性结论。本章采用大型通用有限元软件ABAQUS对钢管混凝土组合框架进行整体稳定分析。该分析分为两步，首先对钢管混凝土框架进行线性屈曲分析，得到的是理想状态下该结构的临界屈曲荷载，而该值只能作为结构工程设计的上限值，因为结构在实际情况下都存在初始缺陷，故需要引入初始缺陷对框架进行非线性屈曲分析，这样得到的值才接近工程实际情况。本章采用梁单元建模，考虑了模型的几何非线性和材料非线性，得到模型的非线性屈曲的临界荷载，带入欧拉公式就可反算钢管混凝土框架柱的计算长度系数。这种有限元方法对框架柱进行屈曲数值模拟的分析，不仅经济而且快速、有效。

3.2 整体稳定性分析原理

结构失稳是指外力作用下结构的平衡状态开始丧失，稍有扰动时变形便迅速增大，最后使结构破坏，它包含两类稳定性问题(《钢结构设计规范》GB50017-2003(2003))^[15]，第一类是理想化的情况，即结构达到某种荷载时，除原来的平衡状态外，还可能出现第二个平衡状态，数学上为求线性特征值问题，即线性屈曲分析，其结构的平衡方程如下：

$$([K]+\lambda[K_G])\{U\}=\lambda P \quad (3.1)$$

式中： $[K]$ 为结构的弹性刚度矩阵； $\{P\}$ 为荷载分布向量； λ 为荷载系数； $[K_G]$ 为结构在 $\{P\}$ 作用下的几何刚度矩阵； $\{U\}$ 为位移向量； $\lambda\{P\}$ 为结构在 $\{P\}$ 荷载分布模式下的屈曲临界荷载；特征向量为屈曲临界荷载相应的屈曲模态。当总刚度矩阵 $[K]+\lambda[K_G]$ 的行列式等于0时，结构发生屈曲，屈曲临界荷载系数可由下式求得：

$$|[K]+\lambda[K_G]|=0 \quad (3.2)$$

式中：特征值 λ 为屈曲临界荷载系数。第二类稳定性问题是结构失稳时，变形迅速增大，而不会出现新的变形形式，即平衡状态不会发生质变，也称极值点失稳。

非线性稳定性分析即为第二类(尧国皇等，2010^[77])，它是通过逐步施加荷载增量求得使结构开始失稳的临界荷载，在逐步加载到此荷载前，非线性求解发散，使非线性求解发散的临界荷载即为非线性稳定荷载，即非线性屈曲分析。

考虑到线性问题只是非线性问题的特例，并且为了更好地模拟易屈曲构件的端部约束条件，以整体屈曲分析中构件出现明显变形的最低阶模态作为该构件的屈曲模态，只需要提取特征值屈曲的一阶模态，重点研究结构的非线性屈曲分析。

3.3 屈曲分析

利用 ABAQUS 有限元软件对计算模型进行屈曲分析可以得到模型的屈曲临界荷载。屈曲分析是一种用于确定结构开始变得不稳定时的临界荷载和屈曲模态形状(结构发生屈曲响应的特征形状)的技术。ABAQUS 软件提供两种分析结构屈曲荷载和屈曲模态的技术：线性屈曲分析和非线性屈曲分析。二者的区别为：线性屈曲分析用于预测一个理想弹性结构理论屈曲强度(分叉点)，且线性屈曲分析通常作为非线性屈曲分析的准备工作的，用于预测一个理想弹性结构的理论屈曲强度；非线性屈曲分析比线性屈曲更精确，该方法用一种逐渐增加荷载的非线性静力分析技术来得到使结构开始变得不稳定的临界荷载。非线性屈曲分析模型中包括了诸如初始缺陷、塑性行为、大变形响应等特征，更接近工程实际。

在线性屈曲分析中，如果给定荷载是单位荷载，分析得到的特征值即是线性屈曲分析的临界荷载；特征矢量是屈曲形状。特征值矢量屈曲形状可以作为施加缺陷或扰动荷载的根据。线性屈曲分析过程可分为：1)利用ABAQUS有限元软件建立模型；2)获得线性屈曲分析的临界荷载值；3)观察各阶模型的变形情况确定具体构件的屈曲模态。

在非线性屈曲分析中，以模型线性屈曲分析中得到的屈曲模态作为初始几何缺陷及定义的缺陷比例因子来分布模态。线性屈曲临界荷载是预期的非线性屈曲荷载的上限，可以作为非线性屈曲分析的给定荷载，由于施加初始缺陷，所以得到非线性屈曲临界荷载比线性屈曲临界荷载要小。非线性屈曲分析的一般步骤如下：1)建立有限元模型；2)用命令来施加缺陷；3)进行非线性屈曲分析得到非线性屈曲临界荷载值。

3.4 有限元模型

利用 ABAQUS 软件建立钢管混凝土框架有限元模型时，需合理选取合理模型的材料本构关系、单元类型及模型网格等关键问题。

3.4.1 材料模型

(1) 钢材的应力-应变关系模型

对于 Q235-Q390 钢等建筑工程中常用的低碳软钢及合金结构钢，一般采用二次塑流模型(韩林海等，2009^[2])。钢材的应力-应变关系曲线一般可分为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑流(de)等五个阶段，如图 3.1(a)所示，图中 f_p 、 f_y 和 f_u 分别为钢材的比例极限、屈服强度和抗拉强度极限。

对于高强度钢材，一般采用如图 3.1(b)所示的双折线模型，该模型分为弹性段(oa)

和强化(ab)。\$E_s\$ 为钢材的弹性模量，强化段的模量可取 \$0.01E_s\$。

本文中，钢材采用ABAQUS软件中提供的等向弹塑性模型，使用Von Mises屈服准则，这种模型多用于模拟仿真金属材料的力学性能。用一系列的函数曲线来逼近金属材料真实的应力-应变关系，因此非常逼近材料的真实行为。钢材弹性模量取206000MPa，泊松比取0.3。

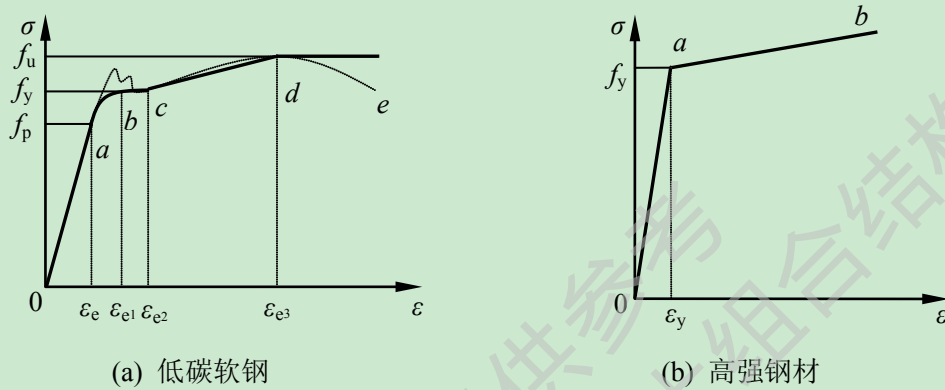


图 3.1 钢材的 \$\sigma\$-\$\epsilon\$ 关系曲线

(2) 混凝土的应力-应变关系模型

在钢管混凝土中，由于受到外包钢管的约束，钢管和混凝土存在相互作用，即钢管对混凝土有约束作用，使得核心混凝土的工作性能进一步复杂化。故本文中核心混凝土采用韩林海(2007)^[19]提出的钢管混凝土的核心混凝土的纵向应力(\$\sigma\$)-应变(\$\epsilon\$)关系模型如下。

$$y = 2 \cdot x - x^2 \quad (x \leq 1) \tag{3.3}$$

$$y = \begin{cases} \frac{1+q \cdot (x^{0.1\epsilon} - 1)}{x} & (\epsilon \geq 1.12) \\ \frac{\beta \cdot (x-1)^2 + x}{\beta \cdot (x-1)^2 + x} & (\epsilon < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \tag{3.4}$$

式中：

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}, \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0},$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.054 \cdot \epsilon^2 + 0.4\epsilon) \cdot \left(\frac{24}{f_c'} \right)^{0.45} \right] \cdot f_c'$$

$$\epsilon_0 = \epsilon_{cc} + \left[1400 + 800 \cdot \left(\frac{f_c'}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \quad (\mu\epsilon),$$

$$\epsilon_{cc} = 1300 + 12.5 \cdot f_c' \quad (\mu\epsilon)$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi}$$

$$\beta_0 = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} \cdot f_c'^2 \cdot 3.51 \times 10^{-4}$$

式中的 f_c' 为混凝土圆柱体轴心抗压刚度，单位为 N/mm^2 。

3.4.2 计算模型

(1) 单元选取

因为本文分析的是框架的平面内失稳，主要考虑柱轴向方向力的作用，故选用 ABAQUS 中平面梁单元 B21 作为基本分析单元，钢管和混凝土之间的接触用“tie”定义。

(2) 单元网格划分

进行有限元分析，合理的网格划分不仅能取得较好的精度，而且能大大减少计算工作量，网格划分太细，计算时间长，效率较低；网格划分太粗，计算结果精度就很差。本文综合考虑计算量和计算精度，采用结构化网格，将网格单元尺寸沿杆件轴向划分为 30mm 左右。

3.4.3 主要加载步骤

根据以上对屈曲分析的叙述，本文将利用 ABAQUS 有限元软件对钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型以及钢管混凝土柱-钢梁框架简化模型，分别进行线性屈曲分析和非线性屈曲分析。

具体计算步骤如下：

(1) 建立组合框架的模型并命名为 model-1，分析步中定义 BUCKLE 命令对该有限元模型进行线性屈曲分析。通过在模型中柱的顶端施加单位荷载，输出并修改模型的 INP 文件，添加“*NODE FILE, GLOBAL=YES, LAST MODE= n ”语句，可将线性屈曲得到的屈曲模态作为初始缺陷引入后续非线性屈曲分析中，上述语句中 LAST MODE= n 表示线性屈曲分析得到的 n 阶变形模态为模型的屈曲模态，将其作为初始缺陷引入非线性屈曲分析中。然后提交分析作业进行计算，就可以得到模型的线性屈曲分析临界荷载。由于该分析步中施加的是单位荷载，输出的特征值就是所求模型线性屈曲分析的临界荷载值。

(2) 复制上述模型，改用弧长法对模型进行非线性屈曲分析，输出并修改本次分析中的 INP 文件，通过在模型的 INP 文件中添加“IMPERFECTION, FILE=job, STEP=1; n, l ”语句引入初始缺陷。语句中采用 *IMPERFECTION 引入初始缺陷，其中 FILE=job，对应线性屈曲分析中的 INP 文件名，STEP=1 表示复制模型中采用弧长法进行非线性屈曲分析时对应的分析步， n 表示引入的线性屈曲分析中的 n 阶变形模态， l 表示引入屈曲模态的缺陷比例因子大小，本文中定义 $l=H/1000$ ， H 为框架柱长度。提交并计算修改后

的 INP 文件进行非线性屈曲分析，就得到了模型的非线性屈曲的临界荷载，带入欧拉公式可以反算框架柱计算长度系数。

3.5 算例验证

为了验证本文所选取的材料模型、界面接触模型和单元类型对钢管混凝土框架柱非线性屈曲分析的适用性，本文利用 ABAQUS 对王文达等(2005)^[63]中圆截面钢管混凝土柱的典型算例进行了验证。

3.5.1 算例参数

有限元模型为钢管混凝土柱-钢梁组合框架，柱截面为 $D \times t = 200 \times 6$ (mm)，其中 D 表示圆柱直径， t 为钢管厚度，钢梁为焊接工字钢，梁截面选用 $HN=160 \times 80 \times 4 \times 6$ (mm)，框架的跨度和高度分别为， $L=3\text{m}$ ， $H=1.5\text{m}$ ，钢管和钢梁所选用的钢材同为 Q235，混凝土选用 C40， $f_{ck}=26.8\text{N/mm}^2$ 。

3.5.2 线性屈曲结果

在柱顶节点施加 $F=-1$ 的单位荷载进行线性屈曲分析，分析得到模型失稳的线性临界荷载值为 $P_{cr}=5.20 \times 10^7\text{N}$ ，选取模型的三阶变形模态作为钢管混凝土柱的屈曲模态引入非线性屈曲分析中，模型示意图以及屈曲模态如图 3.2(b)及 3.2(c)所示。

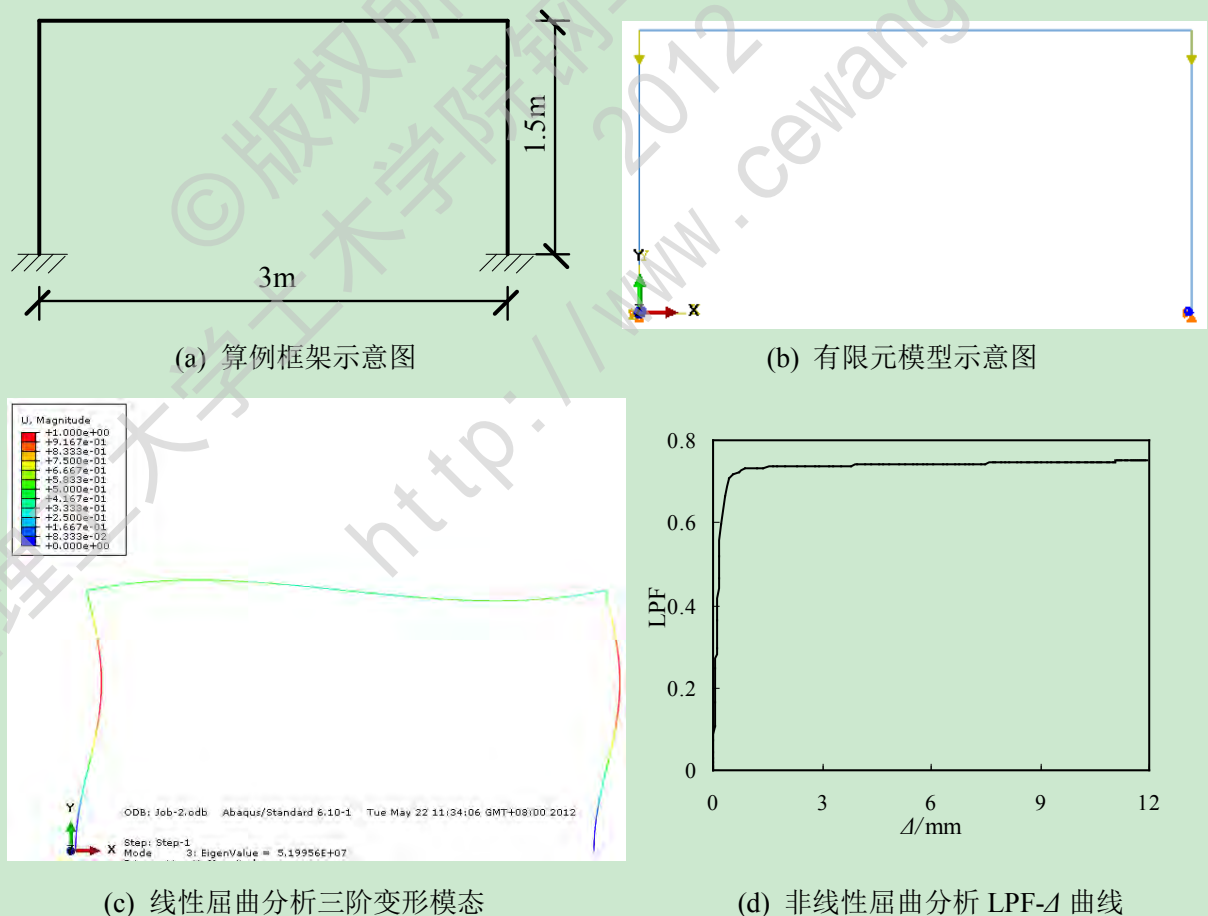


图 3.2 钢管混凝土侧移框架特征值屈曲分析模型

3.5.3 非线性屈曲的计算结果

采用 Riks 弧长法进行计算时，必须通过在分析步中设定荷载比例因子(LPF)的最大值或者是节点的最大位移(位移加载时)弧长增量的最大值来终止计算，在本文中将 LPF 的最大值设定为 1。

如果弧长法(riks)分析步前面还有其他分析步，则前面分析步定义的荷载视为恒载 P_0 ，当前 riks 分析步定义的荷载为参考荷载 P_{ref} ，则非线性屈曲分析得到的临界屈曲荷载被定义为

$$P_{total}=P_0+\lambda(P_{ref}-P_0) \quad (3.5)$$

式中， λ 为荷载比例因子即 LPF 的值，在计算完成之后会自动输出。荷载比例因子作为求解中的一部分，ABAQUS/Standard 在每个增量步中将输出荷载比例系数的当前值。

通过有限元计算，得到模型的弧长-LPF 曲线、弧长-位移曲线，通过合并两条曲线得到模型的荷载比例因子-位移曲线，即 LPF- Δ 曲线如图 3.2(d)。

由于模型结构形式的不同，后屈曲路径分为稳定和不稳定两种情况。如果发生屈曲后，结构能够继续承载，就是稳定的后屈曲，在这种情况下是不会出现下降段的，载荷还是会继续增长，但比较平坦；如果发生屈曲后，结构不能继续承载或者在一段变形段内不能继续承载，就是不稳定的后屈曲，这时就会出现载荷下降段。显然，该模型属于前者。

经过非线性屈曲分析计算得到的 LPF 值为 0.764，弧长法加载步中输入的参考荷载 (P_{ref})为 $8 \times 10^6 \text{N}$ ，而本次分析中只有一个分析步，所以通过式(3.5)得出非线性屈曲分析的临界荷载 $P_{cr}=6.11 \times 10^6 \text{N}$ ，代入欧拉公式 $P_{cr}=\pi^2 EI_c/(\mu l)^2$ 求解，得到本模型中钢管混凝土柱的计算长度系数 $\mu=2.72$ ，与原文中计算得到的计算长度系数 $\mu=2.77$ 相差不大，可见采用 ABAQUS 的对钢管混凝土框架模型进行非线性屈曲分析是可行的。

3.6 本章小结

本章的主要内容总结如下：

(1) 利用 ABAQUS 有限元软件建立钢管混凝土框架模型，选取合理的材料本构关系、单元类型及模型网格，给出了对钢管混凝土柱组合框架进行线性屈曲分析和非线性屈曲分析时如何引入初始缺陷以及如何计算非线性屈曲临界荷载等关键步骤。

(2) 建立钢管混凝土框架柱-钢梁有限元分析模型，并引入相关实验数据进行了模型验证，确认了用 ABAQUS 软件对钢管混凝土框架进行非线性屈曲分析的准确性和合理性。

第 4 章 钢管混凝土框架柱计算长度系数的数值分析解

4.1 引言

随着钢管混凝土结构的广泛应用,越来越多的设计人员关注钢管混凝土框架柱计算长度系数如何取值的问题。所以给出一个简单、实用且符合工程实际的钢管混凝土框架柱计算长度系数的确定方法是一个急需解决的工程问题。通过第三章的分析可知利用有限元软件 ABAQUS 对钢管混凝土框架进行非线性屈曲分析是可行的。因此,本章在考虑初始缺陷的影响基础上,对有侧移和无侧移的组合框架模型进行线性、非线性屈曲分析,并通过改变模型的基本参数进行大量有限元分析、计算,为进一步确定钢管约束混凝土框架柱计算长度系数的计算方法提供条件,以期工程实践提供参考。

4.2 屈曲分析模型分类

对模型进行屈曲分析时,可以选取整个模型进行分析,也可以选取模型中的单个构件或包括独立构件以及其两端约束构件在内的局部框架结构作为分析对象进行分析。所以,屈曲分析模型可分为整体模型、独立构件模型以及局部框架模型三种类型。

4.2.1 整体模型

整体模型的屈曲分析具有较为直观的屈曲模态,可以直接看到结构整体的屈曲变形,通过判断各阶屈曲模态对应的变形来判断具体结构构件是否发生屈曲,从而得到该构件首先发生屈曲时对应的屈曲模态(郑竹, 2009^[58]),可将该模态作为初始几何缺陷引入后续非线性屈曲分析中。整体法根据加载模式不同而计算效率、分析结果略有差异。通常情况下可以将单位力施加到需要进行屈曲分析的构件两端,对整体模型进行该单位力对应工况的屈曲分析,从而能有效直观地得到相应构件的屈曲模态。此外还有按照结构整体荷载定义屈曲分析工况的加载方法,但该方法需要计算较多结构屈曲模态从而甄别相关构件所对应的屈曲模态,较难判断具体构件应对应的屈曲模态,通过适当的处理措施,如对被分析构件进行细分可以较好地得到该构件的屈曲模态。

采用整体模型进行分析需要输出多阶屈曲模态,来确定个别构件失稳时的局部失稳模态,不仅计算量大,还需要占用较多的设计资源,而且同一失稳模态中常有多根杆件发生屈曲,且不同模态中的失稳杆件初始荷载大小、失稳方向也不尽相同,结果也具有一定的离散性,因此通过对整体模型进行简化,演变出独立构件模型和局部框架模型。

4.2.2 独立构件模型

根据以上论述,选用整体模型进行有限元分析求解框架柱的计算长度时,不仅计算

量较大，而且结果也有一定的离散性，因而参照上述理论的基础上，引入一种简化计算模型(即独立构件模型)作为屈曲分析确定计算长度的简化模型。通过建立一个独立杆件的简化模型，可以很方便计算构件模型的屈曲模态及对应的非线性屈曲临界荷载。将临界荷载值代入欧拉公式便可反算出该柱的计算长度系数。

上述方法的缺陷是未考虑各约束刚度之间的耦联作用以及结构其他部位对框架柱的间接约束作用，因此得到的构件计算长度与实际情况有一定误差。

4.2.3 局部框架模型

综合考虑上述两种分析模型，还可选取框架结构中包含独立构件以及其两端约束构件在内的局部结构作为有限元分析模型，进行构件屈曲分析从而推导单个构件计算长度。该方法通过有限元模型模拟包括拟计算构件在内的局部框架结构，将构件的具体截面和材性、周边约束情况等详细地反应到局部结构有限元模型中，再进行屈曲分析。如下图所示的框架模型中，中间柱AB可以用图中的局部框架模型来简化，这样可以综合考虑柱端约束对柱的影响，而且通过简单计算就可以得到柱的屈曲模态。

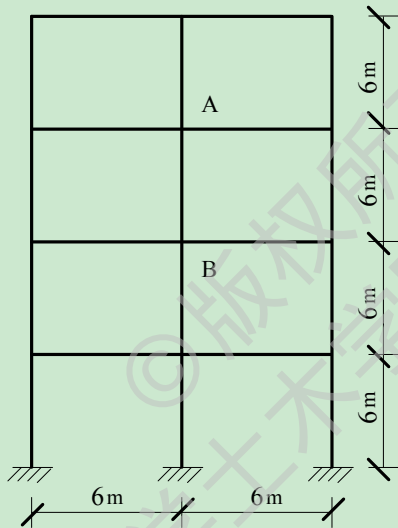


图 4.1 整体框架模型计算简图

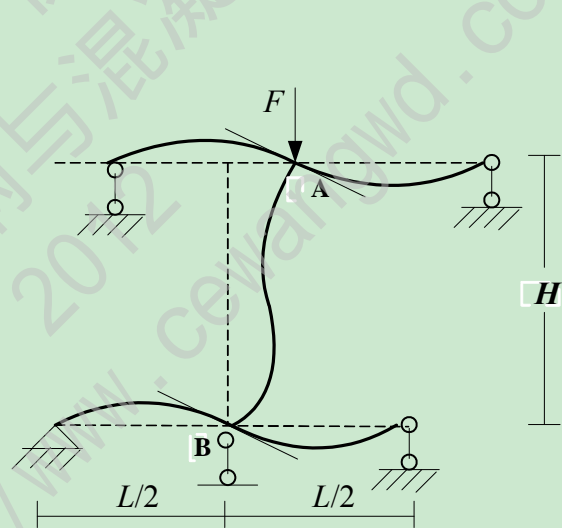


图 4.2 局部框架模型计算简图

本文中主要采用局部框架模型，来进行结构的非线性屈曲分析，得到该框架柱的屈曲临界荷载，代入欧拉公式可反算得到框架柱的计算长度系数。

4.3 基本假定

根据下述基本假定，将有侧移和无侧移组合框架模型简化为局部模型进行线性和非线性屈曲分析，无侧移和有侧移组合框架简化模型如图 4.3 和图 4.7 所示：

- (1) 框架只承受竖向荷载，并都作用在节点上，不计横梁轴力的影响。
- (2) 框架中所有柱子同时丧失稳定，且只考虑直接与该柱相连的横梁有约束作用。
- (3) 钢管与混凝土粘结良好，无相对滑移，协调变形。

(4) 不考虑平面外的荷载和位移。

4.4 无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数

4.4.1 无侧移简化分析模型的非线性屈曲分析

如图 4.3 所示的无侧移钢管混凝土框架柱失稳单元为分析模型，模型中柱高为 $H=4$ 米，梁跨为 $L=6$ 米，选取钢梁截面为 $HN360 \times 180 \times 8.5 \times 12$ ，柱截面 $D \times t=400 \times 9(\text{mm})$ ，组合柱混凝土强度为 C60，梁柱采用的钢材强度均采用 Q345。建立了 $K_1=0.5, K_2=0.5$ 的无侧移钢管混凝土框架数值模型。分析模型中梁取半跨，对梁端节点 U1 和 UR3 方向、柱底 U2 方向分别进行约束，在柱顶节点施加 $F=-1$ 的单位荷载进行线性屈曲分析，得到框架柱线性屈曲临界荷载为 $P_{cr}=6.75 \times 10^7 \text{N}$ ，以及其一阶变形模态如图 4.5 所示。将一阶变形模态作为屈曲模态引入非线性屈曲分析。

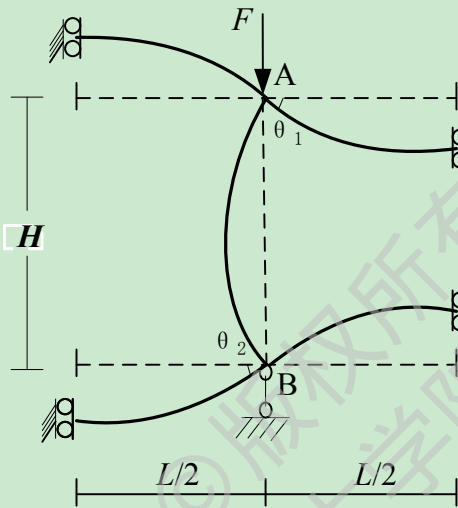


图 4.3 无侧移组合框架失稳简化模型图

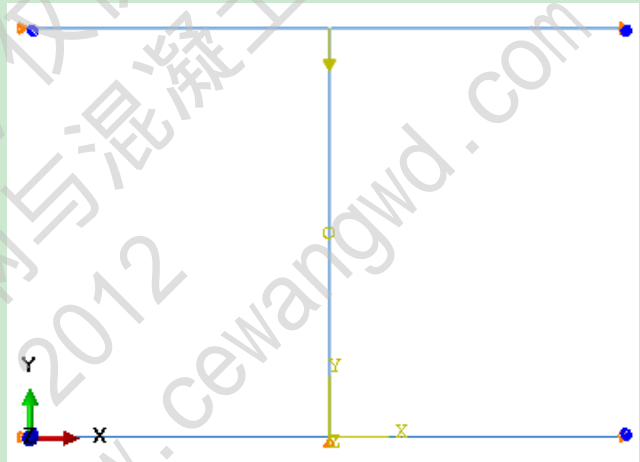


图 4.4 无侧移钢管混凝土框架柱数值模型图

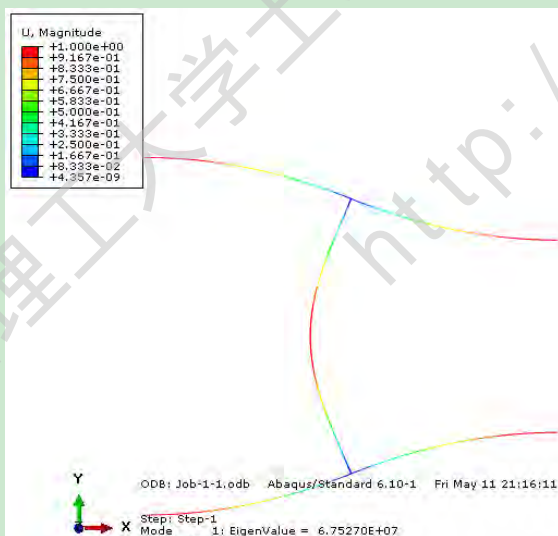


图 4.5 特征值屈曲分析一阶变形模态

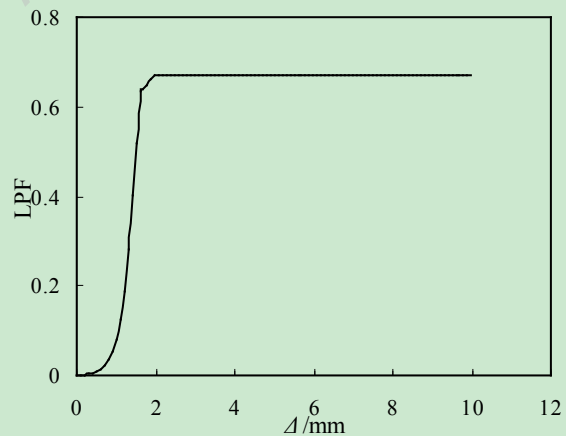


图 4.6 非线性屈曲分析 LPF- Δ 曲线

采用弧长法对组合框架进行非线性屈曲分析，分析中定义的原始荷载为 $9.0 \times 10^7 \text{N}$ ，

得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.671, 由式(3.5)计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=6.04 \times 10^7 \text{N}$, 带入欧拉公式 $P_{cr}=\pi^2 EI_c/(\mu l)^2$, 反算得到该模型中钢管混凝土框架柱的计算长度系数为 $\mu=0.867$, 上述无侧移钢管混凝土框架柱简化模型经非线性屈曲得到的荷载比例因子-位移曲线如图 4.6 所示。

4.4.2 无侧移钢管混凝土柱计算长度系数表及公式

通过调整梁柱截面和跨度, 建立不同梁柱线刚度比的无侧移钢管混凝土组合框架简化模型, 并对其按上述方法进行非线性屈曲分析, 得到相应的钢管混凝土框架柱非线性屈曲的临界荷载 P_{cr} , 带入欧拉公式 $P_{cr}=\pi^2 EI_c/(\mu l)^2$, 求得不同刚度、不同高度的钢管混凝土框架柱计算长度系数 μ 值, 为便于计算参考, 绘制成无侧移钢管混凝土计算长度系数表, 如表 4.1 所示。

表中 K_1' 、 K_2' 分别为钢管混凝土无侧移框架中相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

表 4.1 无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数表 μ'

K_1' / K_2'	0.005	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 10
0.005	0.986	0.978	0.962	0.945	0.935	0.923	0.870	0.827	0.800	0.790	0.778	0.755
0.1	0.978	0.970	0.954	0.937	0.927	0.916	0.863	0.820	0.794	0.783	0.712	0.749
0.2	0.962	0.954	0.939	0.923	0.913	0.902	0.850	0.808	0.783	0.773	0.762	0.739
0.3	0.945	0.937	0.923	0.907	0.897	0.886	0.836	0.797	0.773	0.762	0.752	0.730
0.4	0.935	0.927	0.913	0.897	0.913	0.877	0.828	0.787	0.763	0.753	0.742	0.721
0.5	0.923	0.916	0.902	0.886	0.877	0.867	0.819	0.780	0.756	0.746	0.736	0.715
1.0	0.870	0.863	0.850	0.836	0.828	0.819	0.774	0.742	0.719	0.710	0.700	0.680
2.0	0.827	0.820	0.808	0.797	0.787	0.780	0.742	0.702	0.681	0.672	0.663	0.648
3.0	0.800	0.794	0.783	0.773	0.763	0.756	0.719	0.681	0.660	0.652	0.643	0.624
4.0	0.790	0.783	0.773	0.762	0.753	0.746	0.710	0.672	0.652	0.643	0.634	0.616
5.0	0.778	0.772	0.762	0.752	0.742	0.736	0.700	0.663	0.643	0.634	0.633	0.607
≥ 10	0.755	0.749	0.739	0.730	0.721	0.715	0.680	0.648	0.624	0.616	0.607	0.589

对表 4.1 中的计算长度系数用 Matlab 的多项式函数 polyfit() 进行回归分析得出无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数 μ' 的计算公式, 回归分析如图 4.7 所示:

通过回归分析得出无侧移钢管混凝土框架柱的计算长度系数计算公式为:

$$\mu = 0.17 \left(\frac{K_1 + K_2}{10} \right)^2 - 0.433 \left(\frac{K_1 + K_2}{10} \right) + 0.9506 \quad (4.1)$$

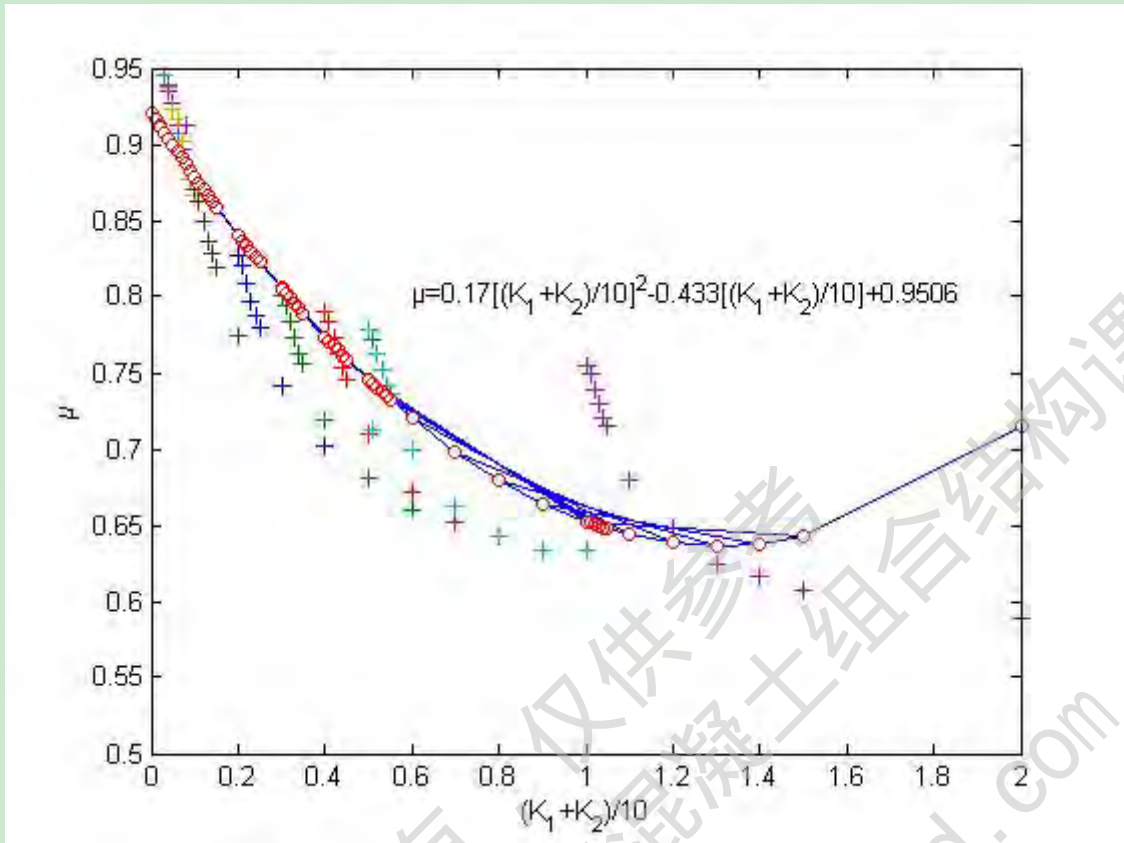


图 4.7 无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数公式回归图

4.5 有侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数

4.5.1 有侧移简化分析模型的非线性屈曲分析

如图 4.8 所示的有侧移失稳单元为分析模型，模型中柱高为 $H=4$ 米，梁跨为 $L=6$ 米，选取钢梁截面为 $HN360 \times 180 \times 8.5 \times 12$ ，柱截面 $D \times t=400 \times 9(\text{mm})$ ，组合柱混凝土强度为 C60，梁柱采用的钢材强度均采用 Q345。建立了 $K_1=0.5$ ， $K_2=0.5$ 的无侧移钢管混凝土框架数值模型，如图 4.9 所示，分析模型中柱上端和下端梁取半跨，对下层梁左端节点 U1，U2 方向进行约束，对上层梁右端节点，上层梁两端节点和柱底节点 U2 方向进行约束，在柱顶节点施加 $F=-1$ 的单位荷载进行特征值屈曲分析，得到框架柱线性屈曲临界荷载为 $P_{cr}=9.30 \times 10^7 \text{N}$ ，以及其二阶变形模态如图 4.10 所示。将其作为屈曲模态引入非线性屈曲分析。

采用弧长法对有侧移组合框架进行非线性屈曲分析，分析中定义的原始荷载为 $1.9 \times 10^7 \text{N}$ ，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.696，由式(3.8)计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.32 \times 10^7 \text{N}$ ，带入欧拉公式 $P_{cr}=\pi^2 EI_c/(\mu l)^2$ ，反算得到该模型中钢管混凝土框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.86$ ，上述有侧移钢管混凝土框架柱简化模型经非线性屈曲得到的荷载比例因子-位移曲线如图 4.11 所示。

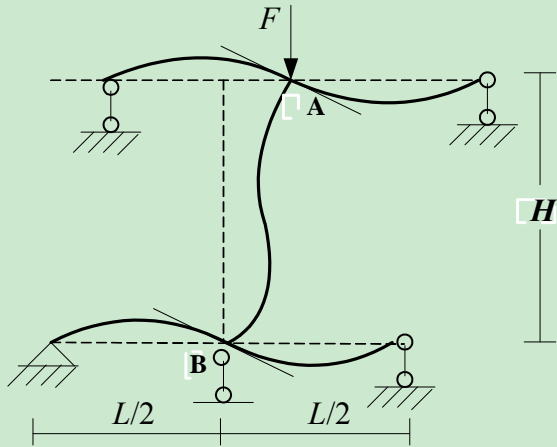


图 4.8 有侧移组合框架失稳简化模型

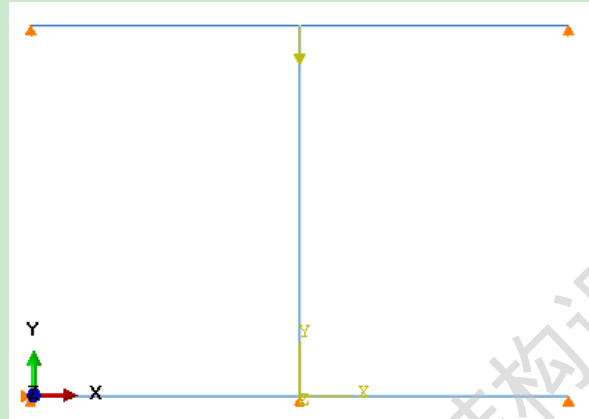


图 4.9 有侧移钢管混凝土框架柱数值模型

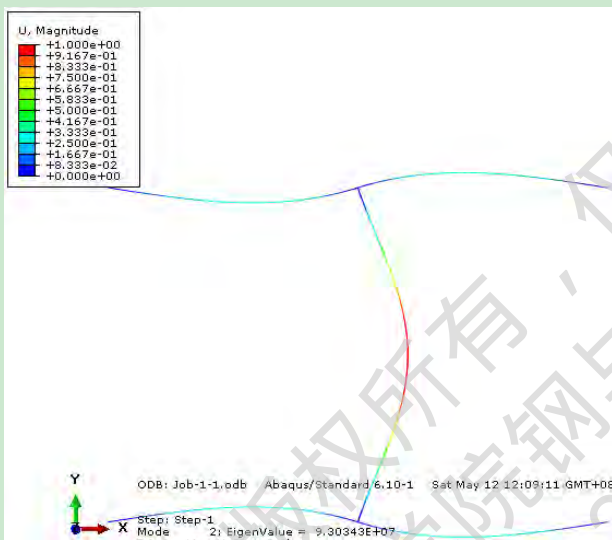


图 4.10 特征值屈曲分析二阶变形模式

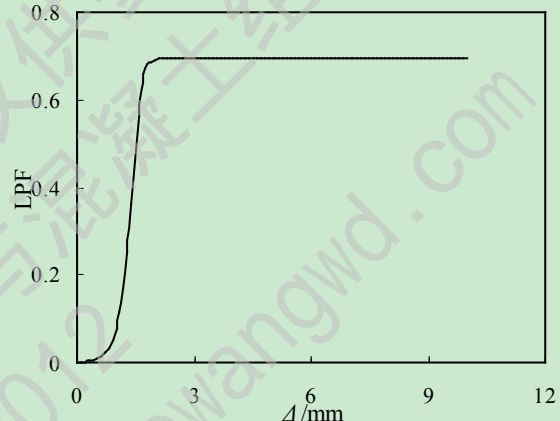


图 4.11 非线性屈曲分析 LPF-Δ 曲线

4.5.2 有侧移钢管混凝土柱计算长度系数表及公式

通过调整梁柱截面和跨度，建立不同梁柱线刚度比的无侧移钢管混凝土组合框架简化模型，并对其按上述方法进行非线性屈曲分析，得到相应的框架柱非线性屈曲的临界荷载 P_{cr} ，带入欧拉公式 $P_{cr} = \pi^2 EI_c / (\mu l)^2$ ，求得相应框架柱计算长度系数 μ 值，为便于计算参考，绘制成无侧移钢管混凝土计算长度系数表，如表 4.2 所示。

表中 K_1' 、 K_2' 分别为钢管混凝土有侧移框架中相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

表 4.2 有侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数表 μ'

$K_1' \backslash K_2'$	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	≥ 10
0.05	4.21	3.56	3.04	2.74	2.63	2.53	2.28	2.19	2.15	2.13	2.12	2.09
0.1	3.56	3.13	2.74	2.5	2.41	2.33	2.12	2.04	2.00	1.99	1.97	1.95
0.2	3.04	2.74	2.45	2.26	2.19	2.12	1.94	1.86	1.83	1.82	1.81	1.79

0.3	2.74	2.50	2.26	2.10	2.03	1.97	1.81	1.78	1.75	1.73	1.72	1.71
0.4	2.63	2.41	2.19	2.03	1.97	1.89	1.76	1.70	1.67	1.66	1.65	1.64
0.5	2.53	2.33	2.12	1.97	1.89	1.86	1.71	1.68	1.63	1.62	1.61	1.6
1.0	2.28	2.12	1.94	1.81	1.76	1.71	1.57	1.52	1.50	1.49	1.48	1.46
2.0	2.19	2.04	1.86	1.78	1.7	1.68	1.52	1.44	1.42	1.41	1.40	1.39
3.0	2.15	2.00	1.83	1.75	1.67	1.63	1.50	1.42	1.38	1.37	1.36	1.35
4.0	2.13	1.99	1.82	1.73	1.66	1.62	1.49	1.41	1.37	1.36	1.35	1.34
5.0	2.12	1.97	1.81	1.72	1.65	1.61	1.48	1.40	1.36	1.35	1.34	1.32
≥10	2.09	1.95	1.79	1.71	1.64	1.60	1.46	1.39	1.35	1.34	1.32	1.27

对表 4.2 中的计算长度系数用 Matlab 的多项式函数 polyfit() 进行回归分析得出无侧移和有侧移的钢管混凝土框架柱计算长度系数 μ 的计算公式，回归分析如图 4.12 所示。

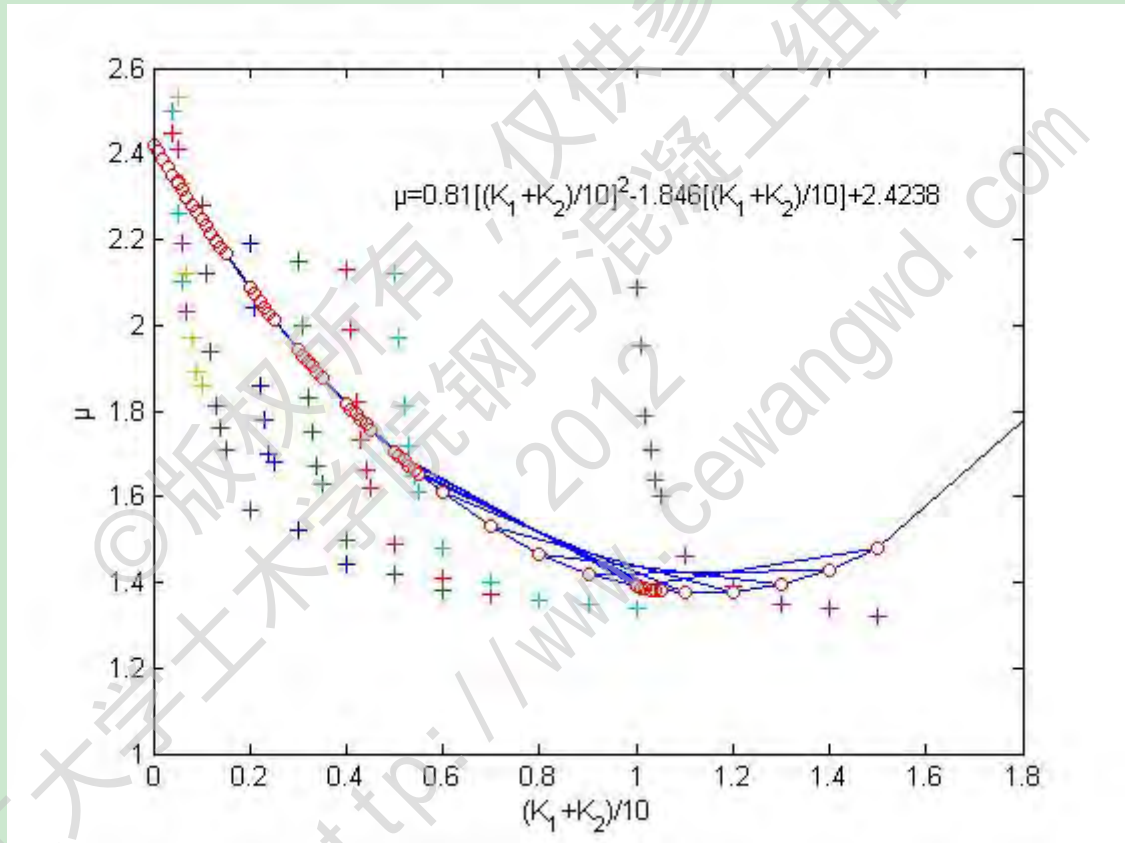


图 4.12 有侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数公式回归图

回归分析得到的有侧移的钢管混凝土框架柱计算长度系数 μ 的数计算公式为下式：

$$\mu = 0.81 \left(\frac{K_1 + K_2}{10} \right)^2 - 1.846 \left(\frac{K_1 + K_2}{10} \right) + 2.4238 \quad (4.2)$$

4.6 算例验证

为验证本文所求钢管混凝土框架柱计算长度系数表及拟合公式的适用性，设计了以下算例进行验证。

如图4.13 所示的四层四跨钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁结构，结构层高为4米，跨长为6米，柱采用 $D \times t=450 \times 8\text{mm}$ ，梁采用 $300 \times 150 \times 6.5 \times 9$ ，采用钢与混凝土组合楼盖，其混凝土强度为C30，螺栓10.9级M20，压型钢板型号为YX76-344-688，现浇100mm厚混凝土。组合梁截面如图4.14所示。柱混凝土强度为C60，钢材均采用Q345。

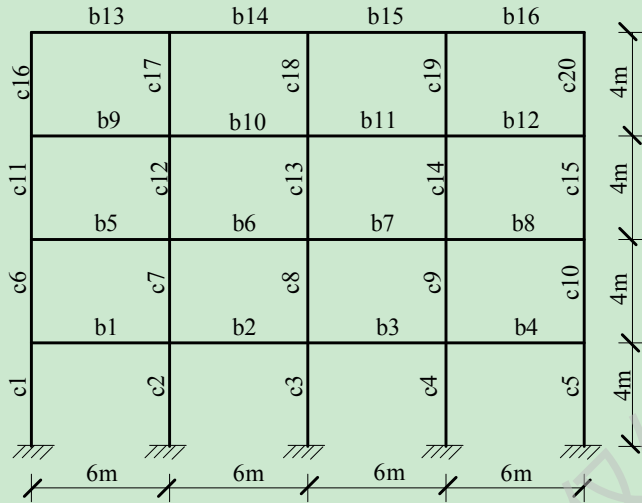


图 4.13 钢管混凝土组合框架

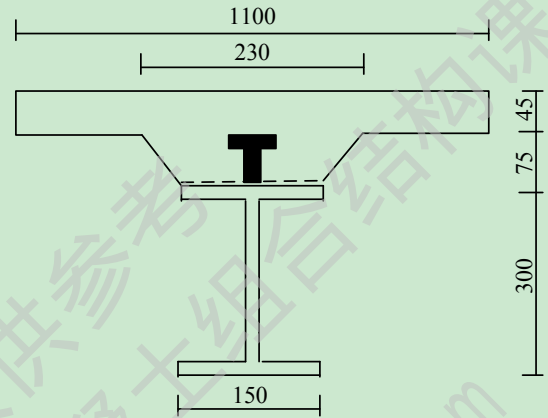


图 4.14 组合梁截面

根据c1~c20 钢管混凝土柱的截面形状和大小计算柱上、下端梁柱线刚度比，梁、柱组合刚度计算参照公式2.1、式2.2，计算结果如表4.3所示。

表4.3 算例各柱上、下梁柱线刚度比

序号 K_i'	c1, c5	c2, c3, c4	c6, c10	c7, c8, c9	c16, c20	c17, c18, c19
			c11, c15	c12, c13, c14		
K_1'	0.206	0.412	0.206	0.412	0.412	0.824
K_2'	∞	∞	0.206	0.412	0.206	0.412

参照钢框架有、无侧移判别方式，支撑刚度大于等于5倍的结构本身的侧向刚度时，按无侧移失稳计算，不足5倍时一律按有侧移失稳计算。算例框架无侧移情况失稳时，按现行设计方法、本文给出的表格以及回归公式三种方法计算得到的该组合框架的计算长度系数，得到的结果如表4.4所示。

对比分析表4.4中的数据，参照本文给出的计算长度系数表得到的数据较现行方法的计算结果偏大，变化范围在0.97%-4.05%，因为本文得到的计算长度系数表考虑了模型几何非线性和材料非线性，求得钢管混凝土框架临界荷载偏小，计算长度系数偏大。采用回归公式计算中层和顶层柱的结果相对安全，进行计算时取底层柱下节点梁柱线刚度比 $K_2'=10$ ，得到计算长度系数偏小，所以采用本文回归公式计算框架底层柱时，需作进一步验证。

表4.4 三种方法求解无侧移框架柱计算长度系数结果对比

序号	不同方法求解钢管混凝土框架柱计算长度系数
----	----------------------

	μ	μ'	μ''
c1, c5	0.710	0.738	0.686
c2, c3, c 4	0.692	0.720	0.684
c6,c10, c11,c15	0.928	0.937	0.933
c7,c8,c9,c12,c13,c14	0.874	0.905	0.916
c16, c20	0.901	0.911	0.924
c17,c18,c19	0.837	0.865	0.899

标注：(1) μ 是理论推导公式计算结果； μ' 是参照本文所得计算长度系数表求解结果；

μ'' 是由Matlab回归分析公式计算结果。

同样，当上述框架按有侧移失稳时，采用上述三种方法计算有侧移圆钢管混凝土框架柱计算长度系数结果如表 4.5 所示。

表 4.5 三种方法求解有侧移框架柱计算长度系数结果对比

序号	不同方法求解钢管混凝土框架柱计算长度系数		
	μ	μ'	μ''
c1, c5	1.51	1.78	1.38
c2, c3, c 4	1.34	1.63	1.37
c6,c10, c11,c15	2.21	2.43	2.35
c7,c8,c9,c12,c13,c14	1.70	1.95	2.28
c16, c20	1.92	2.17	2.31
c17,c18,c19	1.55	1.85	2.21

标注：(1) μ 是理论推导公式计算结果； μ' 是参照本章所得计算长度系数表格求解结果；

μ'' 是由Matlab回归分析公式计算结果。

由于本文中给出的有侧移钢管混凝土计算长度系数表中的数据考虑了几何和材料非线性的影响，得到的计算长度系数较现行方法结果偏大，变化范围为 9.95%-27.17%，可见在有侧移的框架中，几何非线性对计算长度系数影响较大，不可忽视。而用拟合公式计算中层和顶层框架结果较理想，而对于底层框架本文计算时取底层柱下节点梁柱线刚度比 $K_2'=10$ ，得到的计算长度系数偏小，故采用本文回归公式计算框架底层柱时，需作进一步验证。

4.7 本章小结

通过以上分析，本章主要工作总结如下：

(1) 本章首先介绍了屈曲分析模型的分类，并建立合理的有侧移和无侧移钢管混凝土柱-钢梁框架的有限元简化分析模型，并对其进行非线性屈曲分析，得到简化模型的屈曲临界荷载，带入欧拉公式反算出柱计算长度系数。

(2) 通过改变钢管混凝土柱-钢梁框架简化模型的梁柱界面和高度、跨度，进行大量算例分析，将得到的钢管混凝土框架柱计算长度系数绘制成表格，并通过 Matlab 的多项式函数 `polyfit()` 进行回归分析，得出有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算公式，供工程设计参考。

(3) 设定四层四跨钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架算例，分别采用三种方法计算框架中各个组合柱计算长度系数，比较三种方法的计算结果，给出各种方法的计算精度及应用范围。

第5章 钢管混凝土框架柱计算长度系数的影响因素

5.1 引言

通过前面的分析,考虑了几何非线性和材料非线性得到了钢管混凝土框架柱计算长度系数表,但是对计算长度的影响还有好多因素,例如同截面柱位于不同层数、跨数的框架结构,即使具有相同的梁柱线刚度比,其计算长度系数都不尽相同;或框架节点连接刚度的不同,以及框架柱位于不同楼层的情况下均对计算长度系数有所影响,本章通过建立适当的钢管混凝土组合框架有限元模型,对影响钢管混凝土框架柱计算长度系数的部分因素进行了分析。

5.2 钢管混凝土框架柱计算长度影响因素

钢管混凝土框架柱的计算长度与许多因素有关(刁云云等, 2006^[86]),简单列为以下几条:

(1) 初始几何缺陷的影响

实际工程中,构件本身都可能存在不同程度的初始几何缺陷,如初弯曲、初偏心和初扭转等。实际的构件总会有微小的初弯曲。初弯曲带来的初弯矩会加快截面边缘的屈服速度,使构件的承载力有所降低。考虑单元的几何缺陷的方法(Chan and Chui, 2000^[87])有3种:1)单元模型的直接缺陷法;2)等效名义荷载法;3)进一步降低切线模量法。

(2) 框架柱所在楼层

因基础刚度远大于柱刚度,所以框架底层柱与基础相连一端的约束为近似完全刚接,框架底层柱计算长度与其余各层相比较小。

(3) 节点连接刚度的影响

为了简化结构设计分析过程,在框架的设计和分析中通常将钢结构梁柱节点的连接假定为理想铰接或完全刚接。理想铰接时梁柱不能传递弯矩,完全刚接则意味着框架在受荷变形后,梁柱夹角保持不变。经过大量试验结果证明,节点连接即不能单纯归类为刚性连接也不能定为理想铰接,而应称为半刚性连接。由于半刚性连接韧性好、节点用钢量少、耗能能力强、抗震性能好、施工技术简单,在实际工程中得到了广泛的应用。

(4) 支撑刚度的影响

柱的计算长度不仅与柱端约束条件有关,还与其支撑刚度有关。欧洲建筑钢结构协会在钢结构稳定手册中规定:支撑刚度大于等于5倍的结构本身的侧向刚度时,按无侧移屈曲计算,不足5倍时一律按有侧移屈曲计算。类似的,对于钢管混凝土框架柱也根据支撑刚度分为有侧移和无侧移两种情况。

(5) 层间相互作用的影响

框架结构中柱子并不是独立存在的，其各个构件之间存在相互作用，这种相互作用主要通过对梁提供的约束在上下各层柱之间按需分配来实现，而且柱子的边界条件也不是固接、铰接、自由等理想的情况，柱子的端部要受到与它相连的其他构件的约束作用。例如框架发生有侧移失稳时，单根柱不会单独失稳，总是跟同一层的其他柱同时失稳。

(6) 二阶效应的影响

二阶效应一般分为： $P-\delta$ 效应和 $P-\Delta$ 效应(Chen and Lui, 1991^[83])。所谓的 $P-\delta$ 效应是指在荷载作用下，引起的一阶弯矩和一阶挠度，而轴力作用于一阶挠度时会产生附加弯矩及附加挠度，这些附加弯矩及挠度或二阶弯矩及挠度就是 $P-\delta$ 效应，如图2.1a所示。而 $P-\Delta$ 效应是指有侧向力作用于框架，产生一阶挠度，又当垂直力作用在框架上时，这些力将与由水平力引起的侧向位移相互作用，这种现象称为 $P-\Delta$ 效应，如图2.1b所示。由于二阶效应会引起附加弯矩，影响结构的承载能力，因此框架柱设计时必须考虑二阶效应的影响。

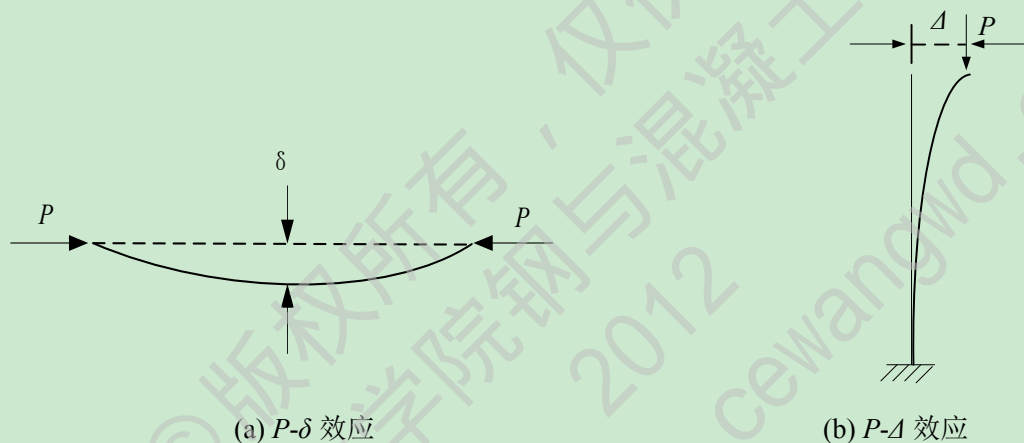


图 5.1 受压杆的二阶效应

和钢框架类似，除与梁柱线刚度比有关外，还与柱钢材屈服强度、混凝土强度、含钢率以及框架的层数和跨数等因素有关，且钢材屈服强度及混凝土强度对计算长度的影响均比较明显。

5.3 模型跨数对钢管混凝土框架柱计算长度的影响

建立不同跨数的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架有限元模型，根据跨数的变化分析其对计算长度的影响。

5.3.1 模型基本参数

为了更好的分析钢管混凝土框架柱计算长度随跨数的影响，本节分别建立了不同跨数的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁模型，并分为有侧移和无侧移两种情况进行线性和非线性屈曲分析。模型结构层高为4米，跨长为6米，无侧移框架中选取框架的右上层柱为所求柱，有侧移框架中选取左上层柱为所求柱，所求柱截面取为 $D \times t = 400 \times 9 \text{mm}$ ，其

余框架柱截面为 $D \times t = 450 \times 9 \text{mm}$ ，钢梁截面采用 $300 \times 150 \times 6.5 \times 9$ ，采用钢与混凝土组合楼盖，其混凝土强度为C30，螺栓10.9级M20，压型钢板型号为YX75-230-690，现浇100mm厚混凝土。组合梁截面如图2.4所示。柱混凝土强度为C60，钢材均采用Q345。组合梁截面如图4.14所示。

5.3.2 无侧移框架

分别建立了两层一跨、两层两跨、两层三跨的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁无侧移框架模型，并对其进行线性和非线性屈曲分析。在下述模型的线性屈曲分析中荷载均定义为单位荷载，所以得到的特征值即为临界屈曲荷载值。非线性屈曲分析均采用弧长法，设定模型中输出的荷载比例因子(LPF)的最大值设为 1 进行屈曲分析。根据该分析步中定义的初始荷载，由式(3.5)可计算求得模型的非线性屈曲临界荷载值。

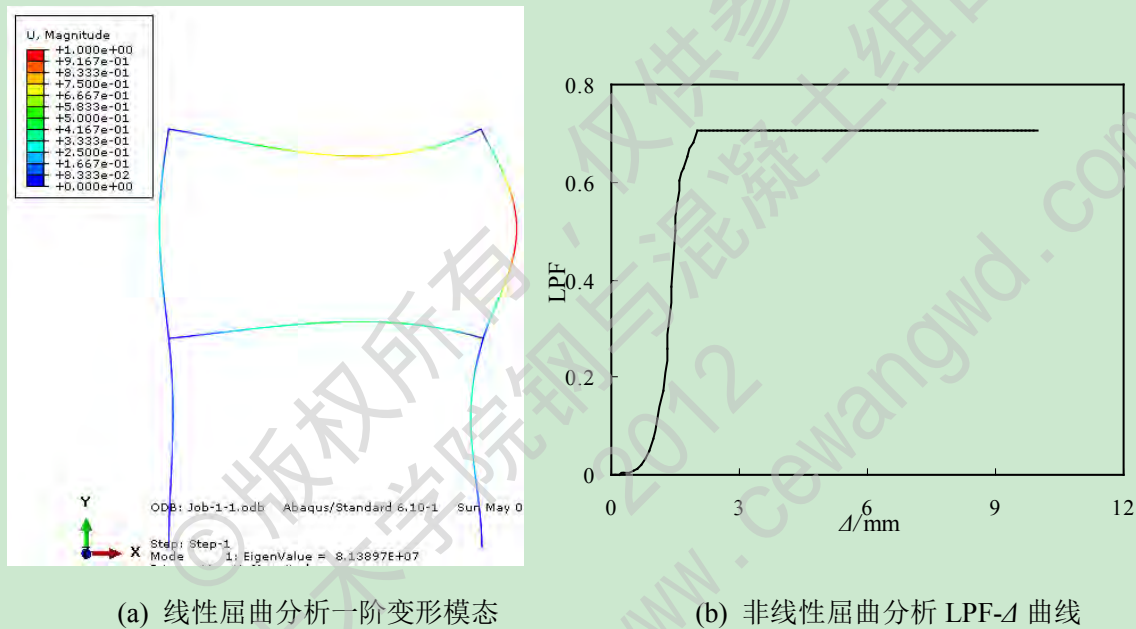


图 5.2 两层一跨无侧移组合框架非线性屈曲分析结果

对两层一跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型的线性屈曲分析中得到的特征值即为临界屈曲荷载 $P_{cr} = 8.14 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.2(a)中为线性屈曲分析的一阶变形模态。将一阶变形模态作为屈曲模态引入非线性屈曲分析中，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.720，分析中定义的原始荷载为 $1.0 \times 10^8 \text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 7.20 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu = 0.796$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.2(b)所示。

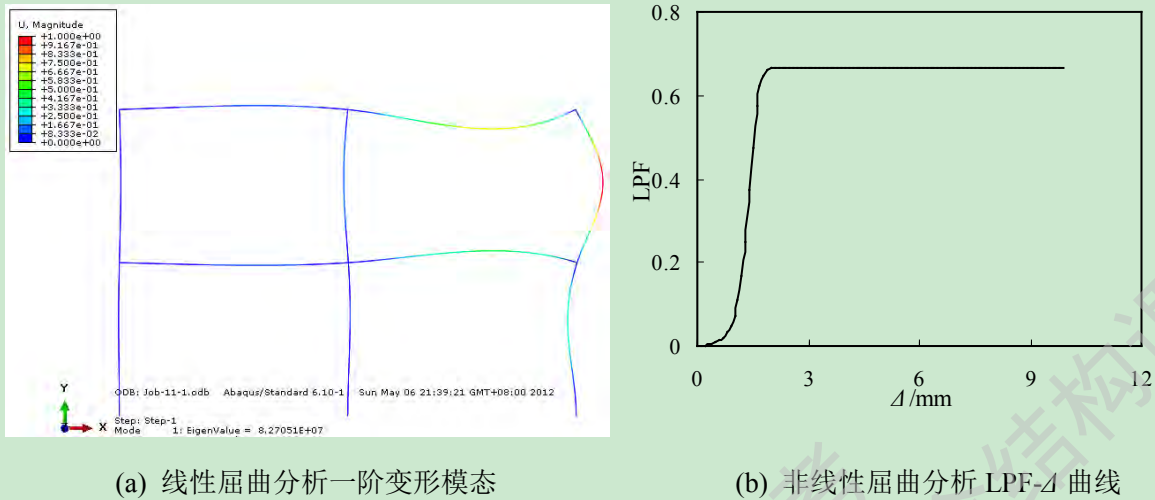


图 5.3 两层两跨无侧移组合框架非线性屈曲分析结果

在对两层两跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=8.27 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.3(a)中为线性屈曲分析的一阶变形模态。将一阶变形模态作为屈曲模态引入非线性屈曲分析中，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.665，分析中定义的原始荷载为 $1.1 \times 10^8 \text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=7.32 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu=0.789$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.3(b)所示。

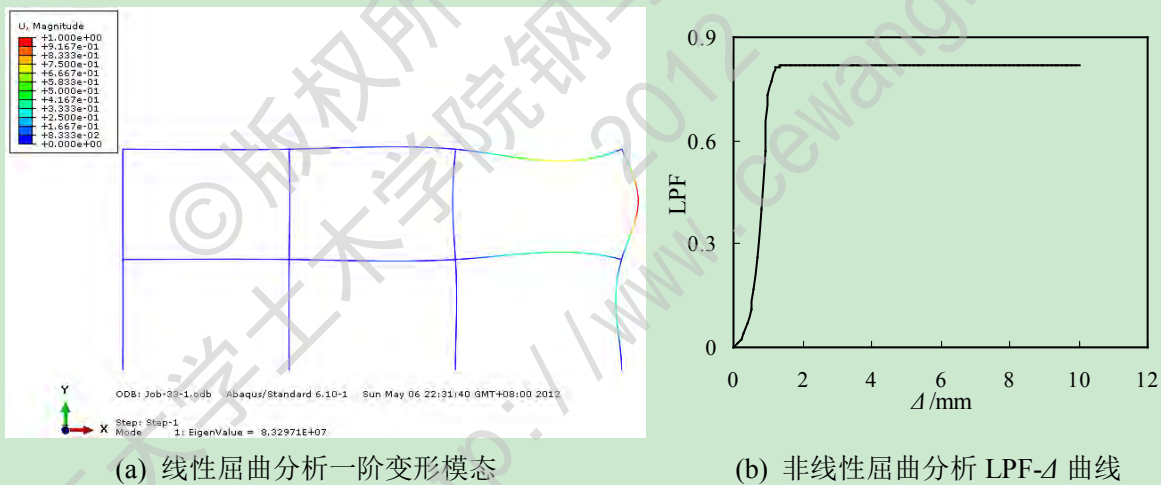


图 5.4 两层三跨无侧移组合框架非线性屈曲分析结果

通过对两层三跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=8.33 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.4(a)中为模型的一阶变形模态。将一阶变形模态作为屈曲模态引入非线性屈曲分析中，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.818，分析步中定义的原始荷载为 $9 \times 10^7 \text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=7.36 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu=0.787$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.4(b)所示。

将上述不同跨数无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架算例的线性和非线性屈曲分析结果统计如下表 5.1 所示：

表 5.1 无侧移框架线性和非线性屈曲分析结果(跨数不同)

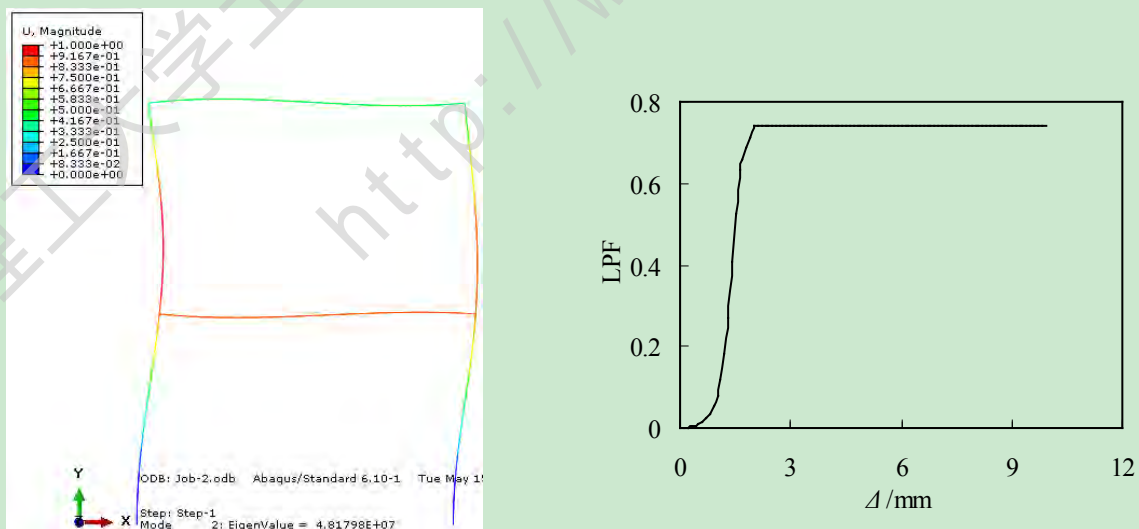
结果 模型	P_{cr}	P_{cr}'	μ
2 层 1 跨	8.14×10^7	7.20×10^7	0.796
2 层 2 跨	8.27×10^7	7.31×10^7	0.789
2 层 3 跨	8.33×10^7	7.36×10^7	0.787

标注：(1) P_{cr} 是模型线性屈曲分析的临界荷载值； P_{cr}' 是模型非线性屈曲分析的临界荷载值； μ 是依据模型非线性屈曲分析的临界荷载值求解的计算长度系数值。

通过对比分析上述表格中的数据可以得出以下规律，随着无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架跨数的增加，框架的整体稳定性也相应增加，所求柱线性屈曲和非线性屈曲分析的临界荷载均逐步增大，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应减小，其变化范围在 0.25%-0.88%左右，随着跨数继续增加，对计算长度系数的影响越来越小。上述模型中所求柱均为顶层右边柱，其上、下梁柱线刚度比均相同，但是当所求柱位于不同跨数的模型中失稳时受力不同，求得的柱子失稳时临界荷载不同，故反算得到的框架柱计算长度系数不同。

5.3.3 有侧移框架

与无侧移情况相对应，分别建立了两层一跨、两层两跨、两层三跨的有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁有侧移框架模型，定义左上层柱为所求柱，并对模型进行线性和非线性屈曲分析，并结合欧拉公式计算得出钢管混凝土柱的计算长度系数。同样，在下述模型的线性屈曲分析中荷载均定义为单位荷载，得到的特征值即为临界屈曲荷载值。非线性屈曲分析均采用弧长法，根据该分析步中定义的初始荷载，以及模型中输出的荷载比例因子(LPF)的最大值由式(3.5)可计算求得模型的非线性屈曲临界荷载值。



(a) 线性屈曲分析二阶变形模态

(b) 非线性屈曲分析 LPF- Δ 曲线

图 5.5 两层一跨有侧移钢管混凝土框架非线性屈曲分析模型

对两层一跨有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型的线性屈曲分析，得到相应的临界屈曲荷载 $P_{cr}=4.82\times 10^7\text{N}$ ，选取模型的二阶变形模态(图 5.5(a))为屈曲模态，引入屈曲模态进行非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.741，分析中定义的原始荷载为 $2.2\times 10^7\text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.63\times 10^7\text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.67$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.5(b)所示。

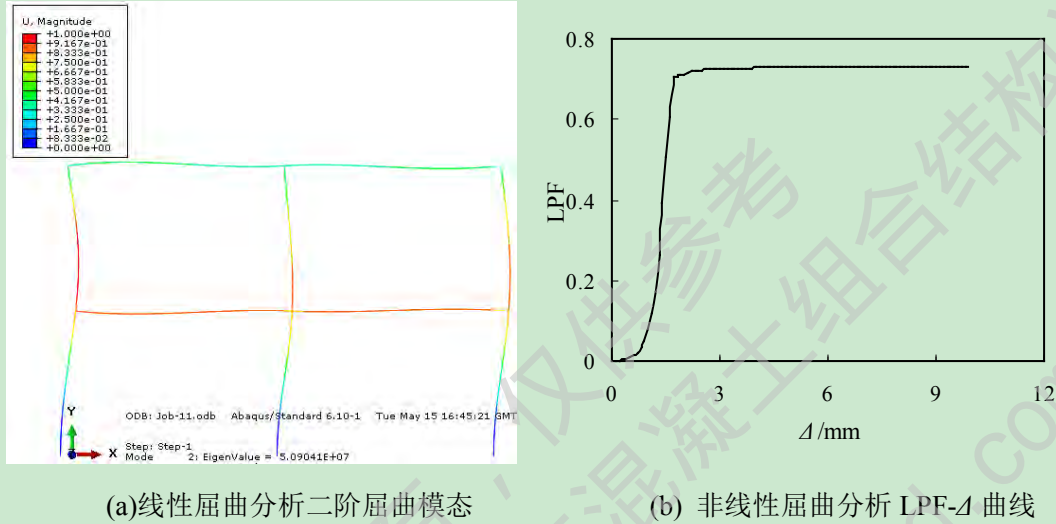


图 5.6 两层两跨有侧移钢管混凝土框架非线性屈曲分析模型

通过对两层两跨有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型的线性屈曲分析，求得对应的线性屈曲临界荷载值为 $P_{cr}=5.09\times 10^7\text{N}$ 。选取图 5.6(a)所示的模型二阶变形模态为屈曲模态。将屈曲模态作为初始缺陷引入非线性屈曲分析中，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.729，分析中定义的原始荷载为 $2.3\times 10^7\text{N}$ ，求得模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.68\times 10^7\text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.65$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.6(b)所示。

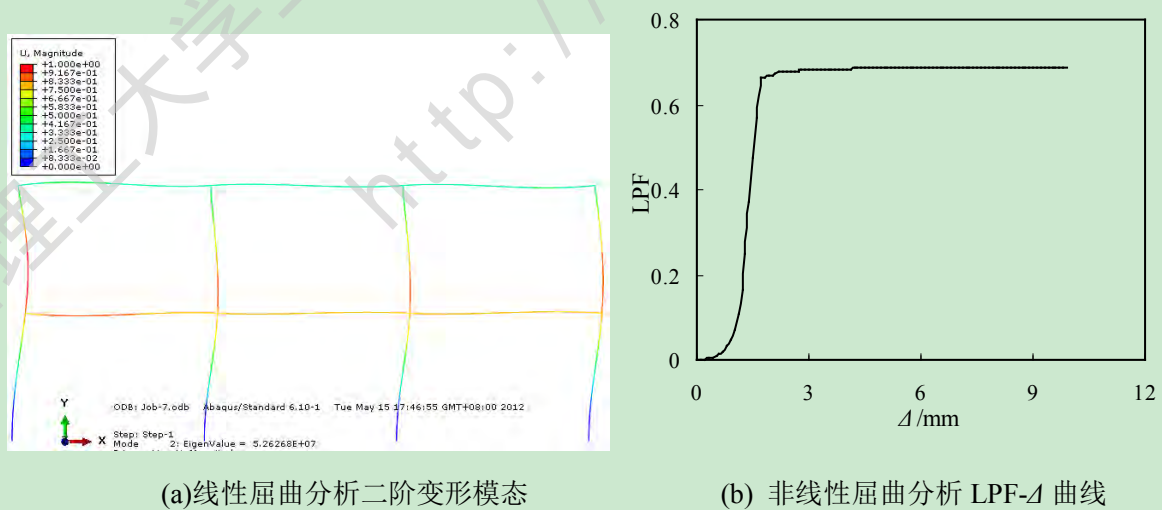


图 5.7 两层三跨有侧移钢管混凝土框架非线性屈曲分析模型

通过对两层三跨有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型的线性屈曲分析

中得到的特征值即为临界屈曲荷载 $P_{cr}=5.26 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.7(a)中所示为模型线性屈曲分析的二阶变形模态，将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.685，分析中定义的原始荷载为 $2.5 \times 10^7 \text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.71 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.63$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.7(b)所示。

将上述不同跨数有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架算例的线性和非线性屈曲分析结果统计如下表 5.2 所示：

表 5.2 有侧移框架线性和非线性屈曲分析结果(跨数不同)

结果 模型	P_{cr}	P_{cr}'	μ
2 层 1 跨	4.82×10^7	1.63×10^7	1.67
2 层 2 跨	5.09×10^7	1.68×10^7	1.65
2 层 3 跨	5.26×10^7	1.71×10^7	1.63

标注：(1) P_{cr} 是模型线性屈曲分析的临界荷载值； P_{cr}' 是模型非线性屈曲分析的临界荷载值；

μ 是依据模型非线性屈曲分析的临界荷载值求解的计算长度系数值。

通过对比分析上述表格中的数据，得到与无侧移情况相一致的规律，随着有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架跨数的增加，框架的整体稳定性增加，所求柱线性屈曲和非线性屈曲分析的临界荷载均逐步增大，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应减小，其变化范围在 1.20%-1.21%左右。在侧移框架中，跨数增加对计算长度的影响较无侧移框架明显，但随着跨数的继续增加，影响程度变化并不大。上述模型中所求柱均为顶层左边柱，其上、下梁柱线刚度比均相同，当所求柱位于不同跨数的模型中失稳时受力不同，求得的柱子失稳时临界荷载不同，故柱子的计算长度系数不同。

5.4 模型层数对钢管混凝土框架柱计算长度的影响

采用与跨数变化模型相同的模型参数，选取分别建立了两层两跨、三层两跨、四层三跨的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁无侧移框架模型，在无侧移框架中取右上层柱为所求柱，有侧移框架取左上层柱为所求柱，并对其进行线性和非线性屈曲分析，总结组合框架柱计算长度系数随模型层数的改变的变化规律。在下述模型的线性屈曲分析中荷载均定义为单位荷载，所以得到的特征值即为临界屈曲荷载值。非线性屈曲分析均采用弧长法，将模型中输出的荷载比例因子(LPF)的最大值设为 1，根据该分析步中定义的初始荷载，由式(3.5)可计算求得模型的非线性屈曲临界荷载值。

5.4.1 无侧移框架

分别建立了两层两跨、三层两跨、四层两跨的钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁无侧移框架模型，并对其进行线性和非线性屈曲分析，总结组合框架柱计算长度系数随模

型层数改变的变化规律。在下述模型的线性屈曲分析中荷载均定义为单位荷载，所以得到的特征值即为临界屈曲荷载值。非线性屈曲分析均采用弧长法，根据该分析步中定义的初始荷载，以及模型中输出的荷载比例因子(LPF)的最大值设为 1，由式(3.5)可计算求得模型的非线性屈曲临界荷载值。

两层两跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型的线性屈曲分析一阶变形模态如图 5.3(a)中所示，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.3(b)所示。模型的线性屈曲分析得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=8.27 \times 10^7 \text{N}$ ，非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=7.39 \times 10^7 \text{N}$ ，框架柱的计算长度系数为 $\mu=0.786$ 。

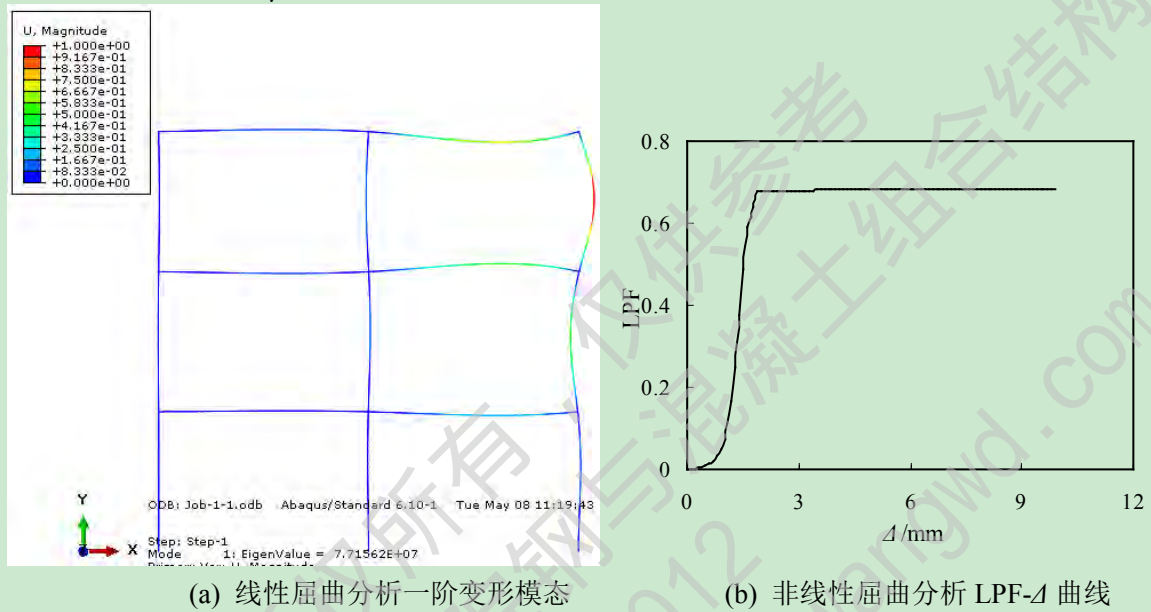


图 5.8 三层两跨无侧移组合框架非线性屈曲分析结果

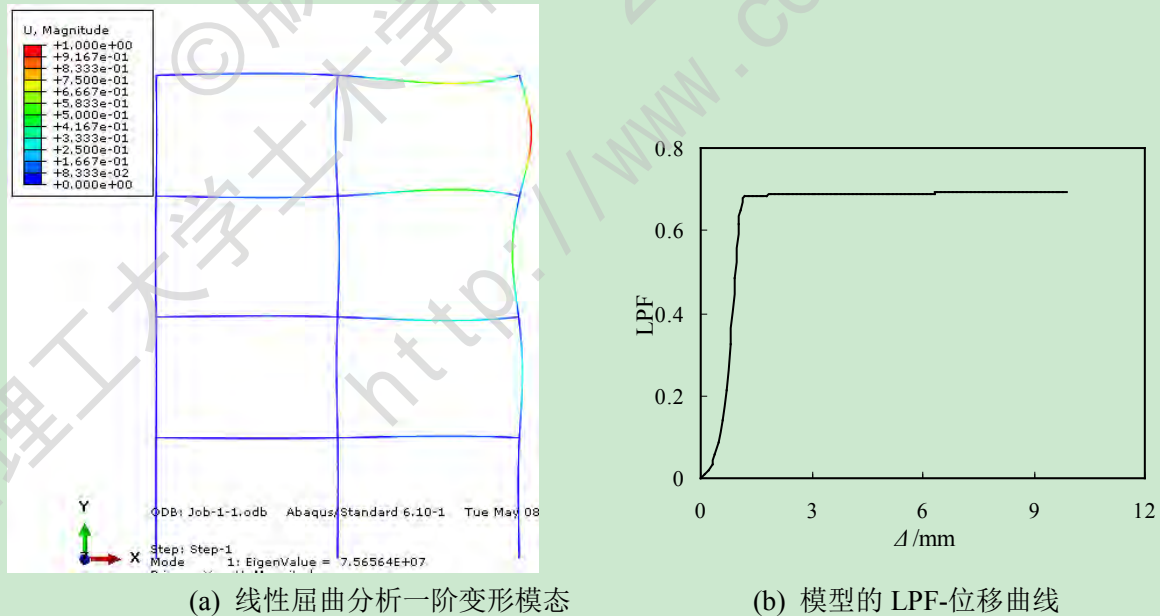


图 5.9 四层两跨无侧移组合框架非线性屈曲分析结果

在对三层两跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=7.72 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.8(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模态，将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析，得到

的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.685, 分析中定义的原始荷载为 $1.0 \times 10^8 \text{N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 6.85 \times 10^7 \text{N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu = 0.816$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.8(b)所示。

在对四层两跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr} = 7.57 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.9(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模态, 将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.693, 分析中定义的原始荷载为 $9.7 \times 10^7 \text{N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 6.72 \times 10^7 \text{N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu = 0.824$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.9(b)所示。

将上述无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架算例的线性和非线性屈曲分析结果统计如下表 5.3 所示:

表 5.3 无侧移框架线性和非线性屈曲分析结果(层数不同)

模型 \ 结果	P_{cr}	P_{cr}'	μ
2层2跨	8.27×10^7	7.39×10^7	0.786
3层2跨	7.72×10^7	6.85×10^7	0.816
4层2跨	7.57×10^7	6.72×10^7	0.824

标注: (1) P_{cr} 是模型线性屈曲分析的临界荷载值; P_{cr}' 是模型非线性屈曲分析的临界荷载值;
 μ 是依据模型非线性屈曲分析的临界荷载值求解的计算长度系数值。

通过对比分析上述表格中的数据可以得出以下规律, 随着无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架层数的增加, 线性屈曲和非线性屈曲分析得到的临界荷载随层数增加而减小, 因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应增大, 其变化范围在 0.98%-3.82%左右。在层数较多而跨数较少的结构中, 框架柱的计算长度较大, 其极限承载力较小, 所以在结构设计中应予以充分考虑。上述模型中所求柱均为顶层右边柱, 其上、下梁柱线刚度比均相同, 但是当所求柱位于不同层数的模型中失稳时受力不同, 求得的柱子失稳时临界荷载不同, 故柱子的计算长度系数不同。

5.4.2 有侧移框架

与无侧移情况相对应, 分别建立了两层两跨、三层两跨、四层三跨的有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁有侧移框架模型, 并对其进行了线性和非线性屈曲分析, 并结合欧拉公式计算得出钢管混凝土柱的计算长度系数。同样, 在下述模型的线性屈曲分析中荷载均定义为单位荷载, 所以得到的特征值即为临界屈曲荷载值。非线性屈曲分析均采用弧长法, 根据该分析步中定义的初始荷载, 以及模型中输出的荷载比例因子(LPF)的最大值由式(3.5)可计算求得模型的非线性屈曲临界荷载值。

对两层两跨有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行屈曲分析, 模型线性屈曲分析的二阶屈曲模态如图 5.6(a)中所示, 非线性屈曲分析的荷载比例因子-位移

曲线如图 5.6(b)所示, 得到的线性屈曲分析临界屈曲荷载 $P_{cr}=5.09 \times 10^7 \text{N}$, 非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.68 \times 10^7 \text{N}$, 框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.65$ 。

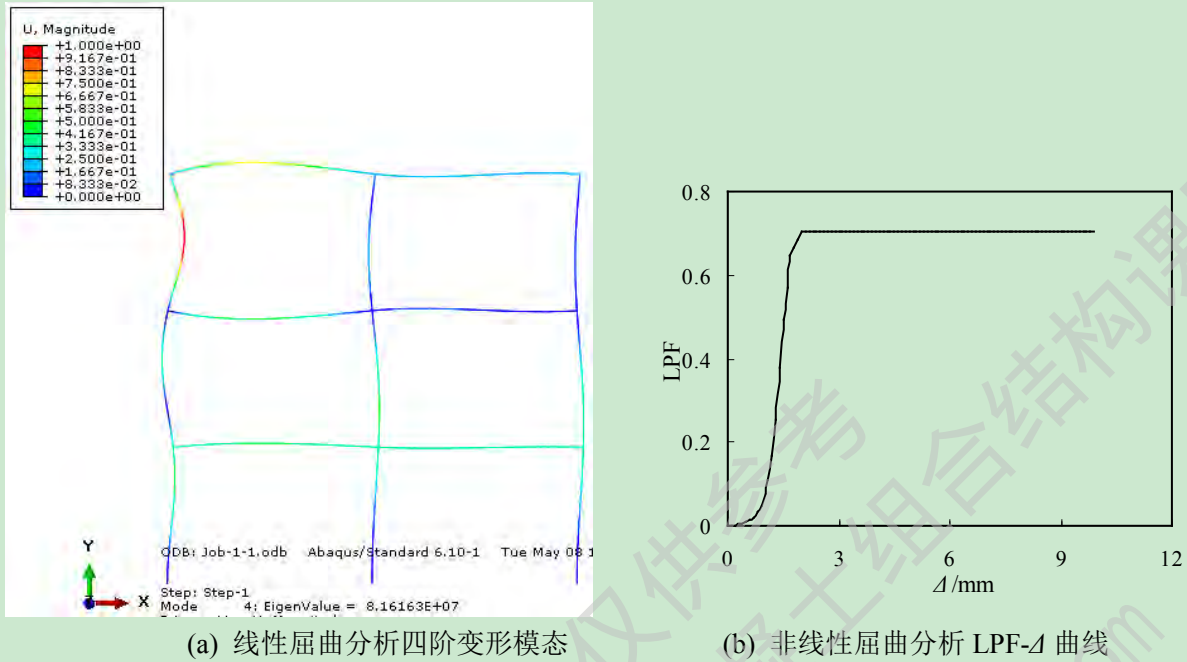


图 5.10 四层两跨有侧移组合框架非线性屈曲分析结果

在对两层两跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=8.16 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.10(a)中所示为模型线性屈曲分析的四阶变形模态, 将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPFP)最大值为 0.705, 分析中定义的原始荷载为 $2.0 \times 10^7 \text{N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.41 \times 10^7 \text{N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.80$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.10(b)所示。

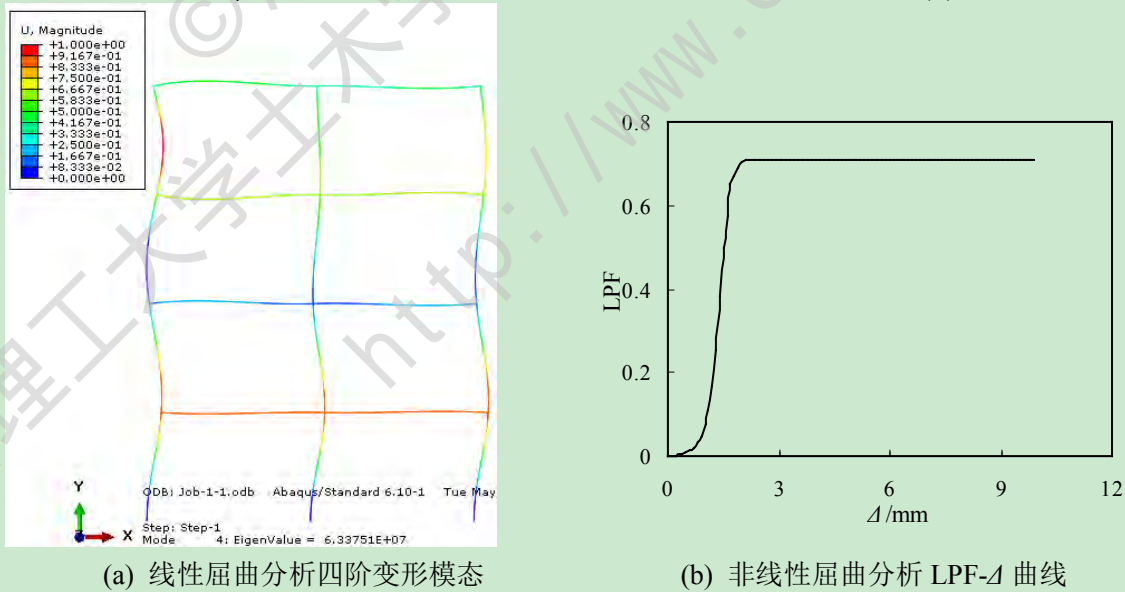


图 5.11 四层两跨有侧移组合框架非线性屈曲分析结果

在对四层两跨无侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=6.34 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.11(a)中所示为模型线性屈曲分析的四阶变形

模态，将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.708，分析中定义的原始荷载为 $1.8 \times 10^7 \text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 1.27 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到所求框架柱的计算长度系数为 $\mu = 1.90$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.11(b)所示。

将上述有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架算例的线性和非线性屈曲分析结果统计如下表 5.4 所示：

表 5.4 有侧移框架线性和非线性屈曲分析结果(层数不同)

结果 模型	P_{cr}	P_{cr}'	μ
2层1跨	5.09×10^7	1.68×10^7	1.65
2层2跨	8.16×10^7	1.41×10^7	1.80
2层3跨	6.34×10^7	1.27×10^6	1.90

标注：(1) P_{cr} 是模型线性屈曲分析的临界荷载值； P_{cr}' 是模型非线性屈曲分析的临界荷载值；

μ 是依据模型非线性屈曲分析的临界荷载值求解的计算长度系数值。

通过对比分析上述表格中的数据可以得出以下规律，随着有侧移钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架层数的增加，线性屈曲和非线性屈曲分析得到的临界荷载随层数增加而减小，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应增大，其变化范围在 9.1%-12.5%左右。上述模型中所求柱均为顶层右边柱，其上、下梁柱线刚度比均相同，但是当所求柱位于不同层数的模型中失稳时受力不同，求得的柱子失稳时临界荷载不同，故柱子的计算长度系数不同。在层数较多而跨数较少的有侧移框架中，框架柱的 $P-\Delta$ 更加明显，所得的框架柱的计算长度较大，极限承载力较小，所以在结构设计中应予以充分考虑。

5.5 节点半刚性连接对钢管混凝土柱计算长度的影响

5.5.1 半刚性节点的界定范围

当前，在钢管混凝土框架结构的分析和设计中一般将梁柱节点假定为铰接节点或刚接节点两种形式，铰接节点不能传递弯矩，但能自由转动；框架节点刚接时，在荷载作用下框架变形后，两相邻杆件间的夹角仍保持不变(ASCE, 1998^[88])。但实际工程中梁柱连接的刚度，往往处于铰接和刚接的极端情况之间，称为半刚性连接。半刚性连接对结构效应的影响，不仅改变梁与柱之间的弯矩分布，而且还会增加框架的侧移，从而增加框架分析中的 $P-\Delta$ 效应，对框架结构的总体强度和稳定性也有很大的影响(Alfredo and Achintya, 1998^[89])。目前，框架结构稳定设计常采用计算长度系数法，因此设计时应考虑半刚性连接对框架柱计算长度系数的影响。

在建立半刚性连接组合框架屈曲模型时，半刚性连接采用弹簧单元 SPRING2 来处理。具体处理方法：在梁柱连接的相同位置处的不同结点，采用弹簧单元 SPRING2，

设置 1 方向(轴向弹簧)和 2 方向(剪切弹簧)的刚度为无穷大, 设置 6 方向(转动)的刚度来模拟连接的半刚性, 由于有限元软件 ABAQUS 中的弹簧单元的转动刚度只能为线性, 所以必须利用 INP 文件对节点的非线性弯矩-转角关系进行赋予。连接模型见图 5.12。

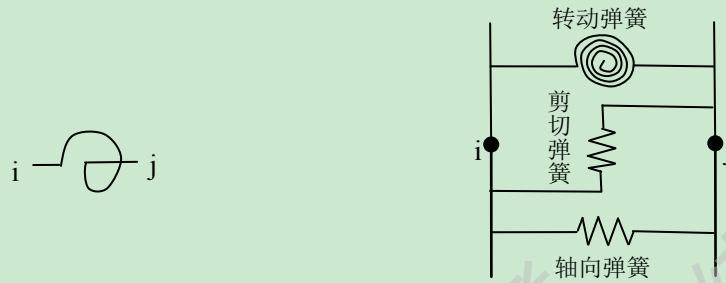


图 5.12 梁柱半刚性连接示意图

本文采用孙修礼(2005)^[90]提出的连接的刚性界定标准, 即在正常使用极限状态和承载能力极限状态下, 利用梁线刚度和连接刚度的比值来区分连接的界定范围:

- (1) 梁柱连接作为刚性连接时, 梁线刚度与连接刚度比值为 $\alpha \leq 1/30$;
- (2) 梁柱连接作为铰性连接时, 梁线刚度与连接刚度比值为 $\alpha \geq 2$;
- (3) 梁柱连接作为半刚性连接时, 梁线刚度与连接刚度比值为 $1/30 < \alpha < 2$ 。

5.5.2 无侧移框架

选取第四章钢管混凝土柱-钢梁组合框架简化模型, 建立了 $K_1=0.5, K_2=0.5$ 的无侧移组合框架数值模型, 考虑半刚性连接的影响对其进行非线性屈曲分析。梁跨为 $L=6$ 米, 选取钢梁截面为 $HN360 \times 180 \times 8.5 \times 12$, 根据梁的线刚度确定出半刚性连接刚度的范围为 $2.3 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad} < k < 1.3 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ 。根据将梁柱节点连接刚度大小, 分为 $1.0 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ (铰接)、 $1.0 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ (铰接)、 $1.0 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ (半刚接)、 $1.0 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ (半刚接)、 $1.0 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ (刚接)、 $1.0 \times 10^{20} \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$ (刚接)几种情况进行分析。

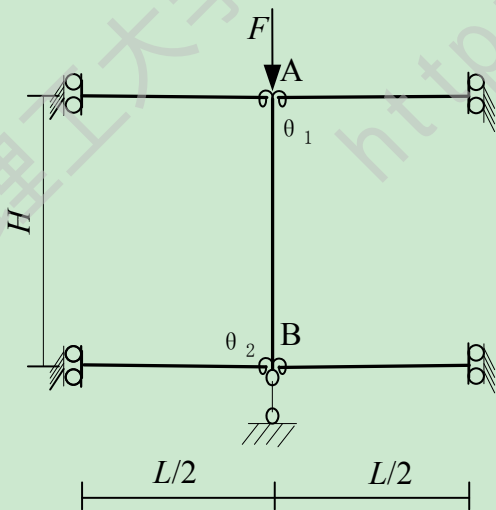


图 5.13 无侧移半刚性连接组合框架简化模型图

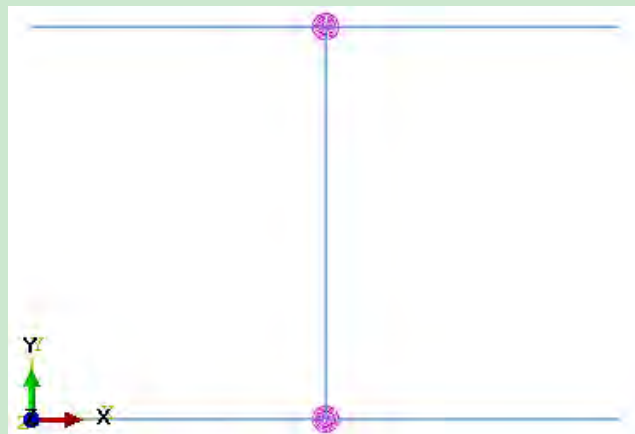
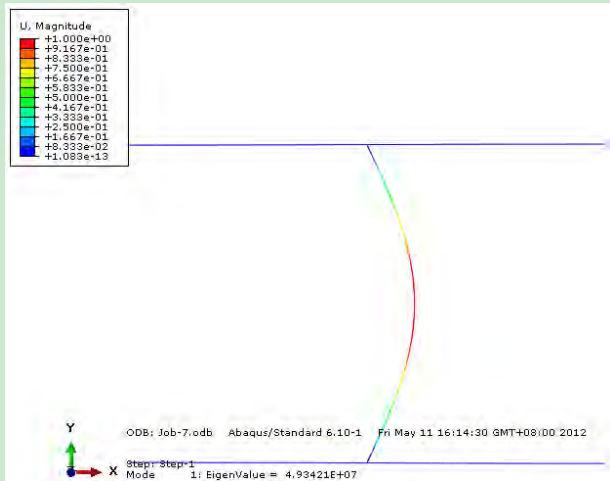
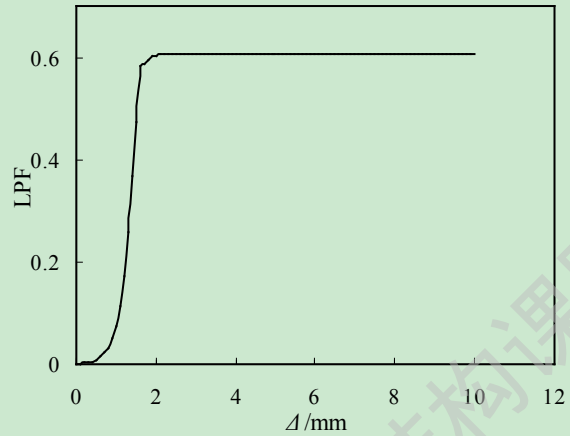


图 5.14 无侧移半刚性连接组合框架柱数值模型图



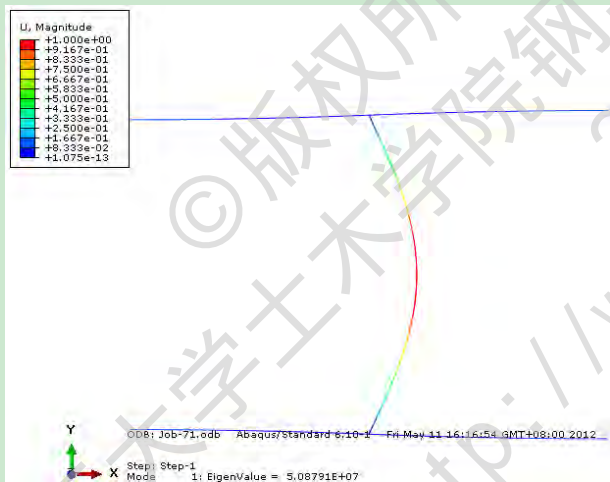
(a) 线性屈曲分析一阶变形模式



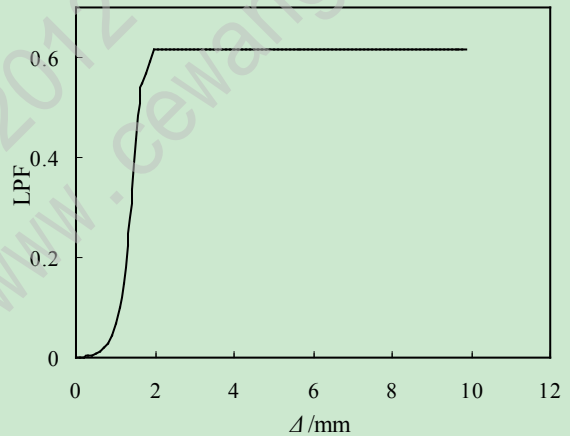
(b) 非线性屈曲分析 LPF- Δ 曲线

图 5.15 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当节点连接刚度 $k=1.0 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱铰接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=4.93 \times 10^7 \text{ N}$, 图 5.15(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模式, 将其作为所求柱屈曲模式引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.607, 分析中定义的原始荷载为 $7.4 \times 10^7 \text{ N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=4.49 \times 10^7 \text{ N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.000$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.15(b)所示。



(a) 线性屈曲分析一阶变形模式



(b) 非线性屈曲分析 LPF- Δ 曲线

图 5.16 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱铰接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=5.09 \times 10^7 \text{ N}$, 图 5.16(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模式, 将其作为所求柱屈曲模式引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.616, 分析中定义的原始荷载为 $7.5 \times 10^7 \text{ N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=4.62 \times 10^7 \text{ N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=0.995$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.16(b)所示。

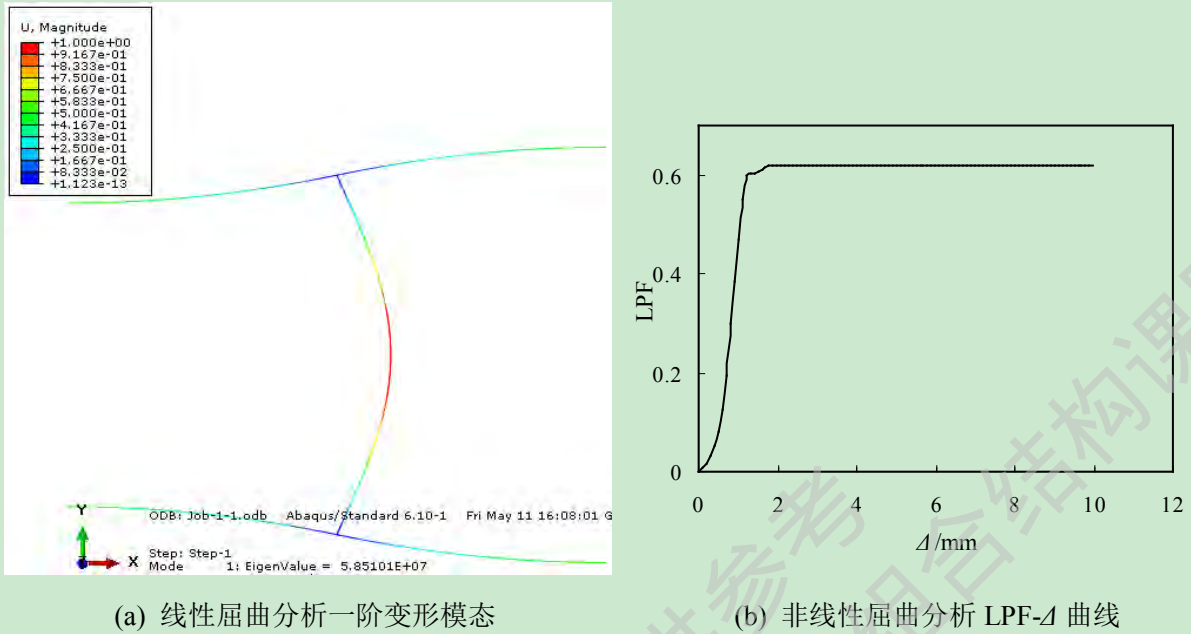


图 5.17 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱半刚性连接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=5.85 \times 10^7 \text{ N}$, 图 5.17(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模式, 将其作为所求柱屈曲模式引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.620, 分析中定义的原始荷载为 $8.5 \times 10^7 \text{ N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}=5.27 \times 10^7 \text{ N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=0.930$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.17(b)所示。

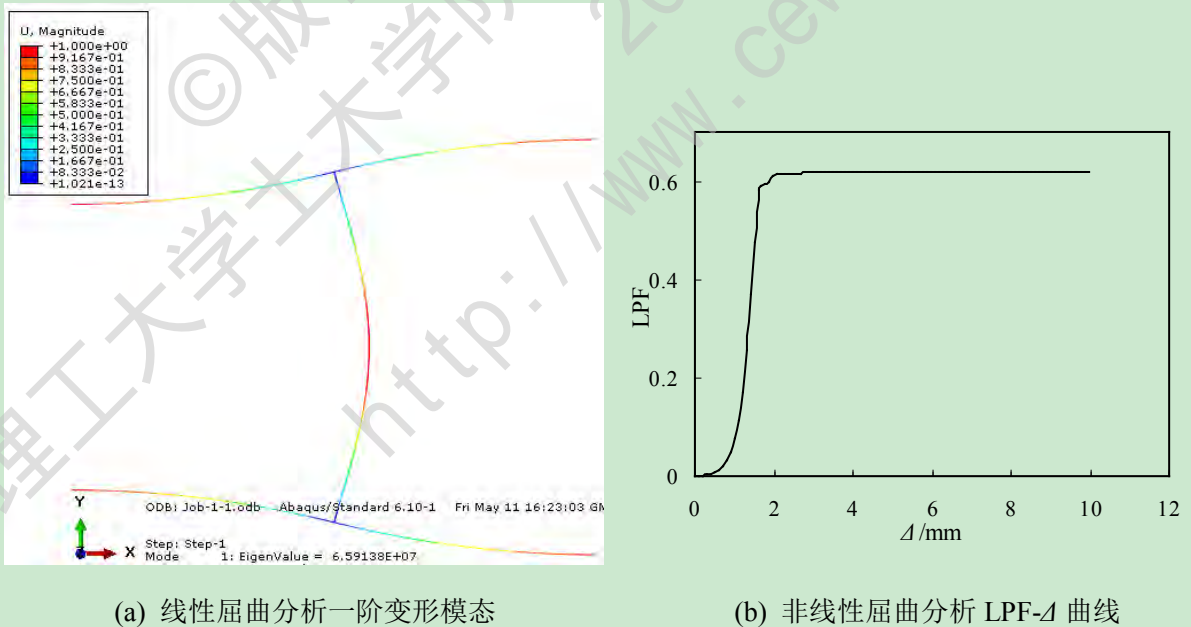


图 5.18 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱半刚性连接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=6.59 \times 10^7 \text{ N}$, 图 5.18(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模式, 将其作为所求柱屈曲模式引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到

的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.616, 分析中定义的原始荷载为 $9.6 \times 10^7 \text{N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 5.91 \times 10^7 \text{N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu = 0.878$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.18(b)所示。

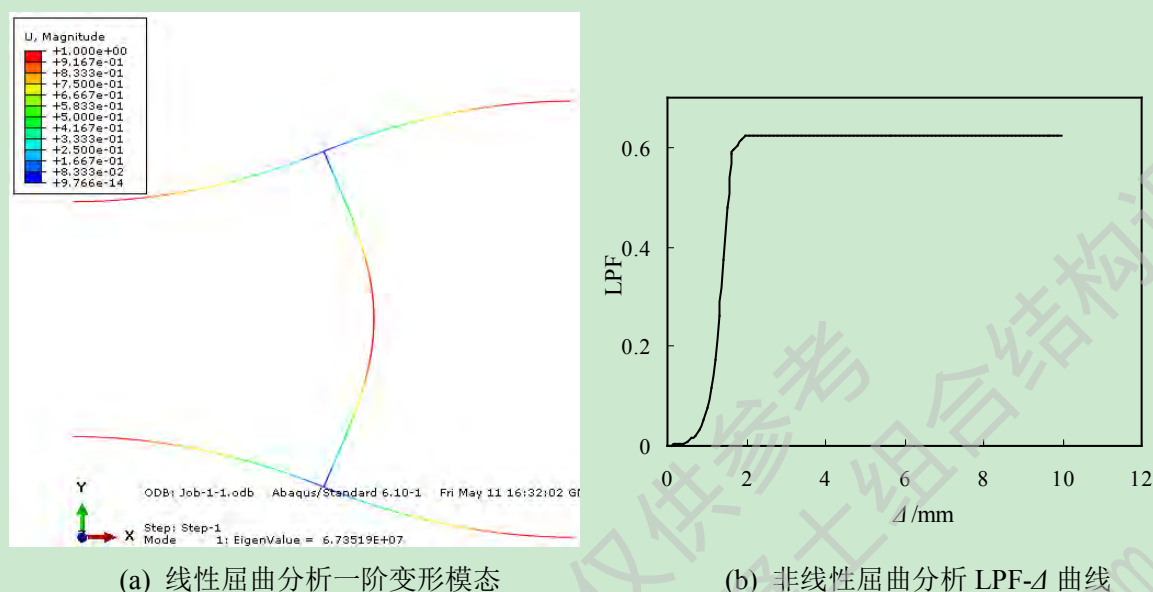


图 5.19 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{12} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{12} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱刚接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr} = 6.74 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.19(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模态, 将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.622, 分析中定义的原始荷载为 $9.7 \times 10^7 \text{N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 6.03 \times 10^7 \text{N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu = 0.870$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.19(b)所示。

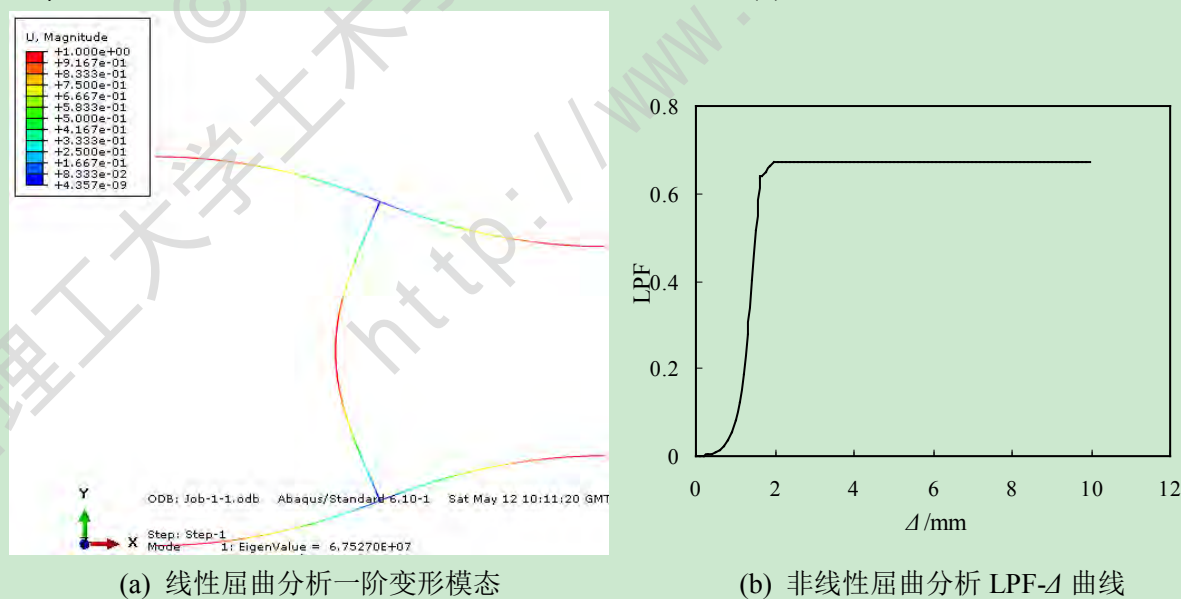


图 5.20 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{20} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{20} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱刚接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr} = 6.75 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.20(a)中所示为模型线性屈曲分析的一阶变形模态, 将

其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.671，分析中定义的原始荷载为 9.0×10^7 N，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}' = 6.04 \times 10^7$ N，将其带入欧拉公式，反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu = 0.867$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.20(b)所示。其分析结果与第四章梁柱刚性连接简化模型计算结果相同。

将上述不同梁柱连接刚度下无侧移钢管混凝土柱-钢梁简化模型的线性和非线性屈曲分析结果整理如下表所示：

表 5.5 不同梁柱连接刚度下简化模型线性和非线性屈曲分析结果

k 结果	1.0×10^8	1.0×10^9	1.0×10^{10}	1.0×10^{11}	1.0×10^{12}	1.0×10^{20}
P_{cr}	4.93×10^7	5.09×10^7	5.85×10^7	6.59×10^7	6.74×10^7	6.75×10^7
P_{cr}'	4.49×10^7	4.62×10^7	5.27×10^7	5.91×10^7	6.03×10^7	6.04×10^7
μ	1.000	0.995	0.930	0.878	0.870	0.869

标注：(1) P_{cr} 是模型线性屈曲分析的临界荷载值； P_{cr}' 是模型非线性屈曲分析的临界荷载值； μ 是依据模型非线性屈曲分析的临界荷载值求解的计算长度系数值。

通过对比分析上述表格中的数据可以得出以下规律，随着无侧移钢管混凝土柱-钢梁框架中梁柱连接刚度的增大，框架的整体稳定性也相应增加，所求柱线性屈曲和非线性屈曲分析的临界荷载均逐步增大，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应减小，其变化范围在 0.5%-6.53%左右。可见梁柱半刚性连接对框架柱计算长度的影响较大，在无侧移钢管混凝土框架设计中应充分考虑其不利影响。

选取下节点梁柱线刚度比 $K_2' = 0.5$ ，上节点梁柱线刚度比分别为 $K_1' = 0.1、0.3、0.5、1、2$ 的第四章无侧移钢管混凝土柱-钢梁简化模型，将简化模型的上下节点连接刚度设定为 1.0×10^{10} N·mm/rad，则下节点梁柱连接为半刚性，经计算上述不同梁柱线刚度比的模型中上节点梁柱连接也均为半刚性，对简化模型进行线性、非线性屈曲分析，结果如下表所示。

表 5.6 半刚性连接节点与刚性节点的组合框架中框架柱的计算长度系数

K_1' 结果	0.1	0.3	0.5	1	2
P_{cr}	5.55×10^7	5.76×10^7	5.85×10^7	6.09×10^7	6.10×10^7
P_{cr}'	5.02×10^7	5.19×10^7	5.27×10^7	5.41×10^7	5.47×10^7
μ	0.951	0.935	0.930	0.916	0.910
μ'	0.916	0.886	0.867	0.819	0.780

标注： P_{cr}, P_{cr}', μ 为半刚性连接节点框架计算结果； μ' 为第四章刚性连接框架柱计算长度系数。

上述模型中，取简化模型的一阶屈曲模态为失稳模态进行非线性屈曲分析，线性和

非线性临界屈曲荷载值如上表所示。对比分析上述表格中的数据，可以得出以下规律，随着无侧移钢管混凝土柱框架柱节点梁柱线刚度比的增大，柱线性屈曲和非线性屈曲分析的临界荷载均逐步增大，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应减小。通过与第四章表格数据相对比，可见梁柱半刚性连接使得框架柱计算长度增加幅度较大，以上算例结果变化范围为 3.82%-16.67%。尤其对于上下节点梁柱线刚度比相差较大的时候，半刚性连接使得框架承载力减小较多，为了实际工程的安全设计，所以需考虑半刚性对计算长度的影响。

5.5.3 有侧移框架

与无侧移情况相对应，建立了 $K_1=0.5, K_2=0.5$ 的有侧移组合框架数值模型，考虑半刚性连接的影响对其进行非线性屈曲分析，根据将梁柱节点连接刚度大小，分为 $1.0 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ (铰接)、 $1.0 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ (铰接)、 $1.0 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ (半刚接)、 $1.0 \times 10^{11} \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ (半刚接)、 $1.0 \times 10^{12} \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ (刚接)、 $1.0 \times 10^{20} \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ (刚接) 几种情况进行分析。

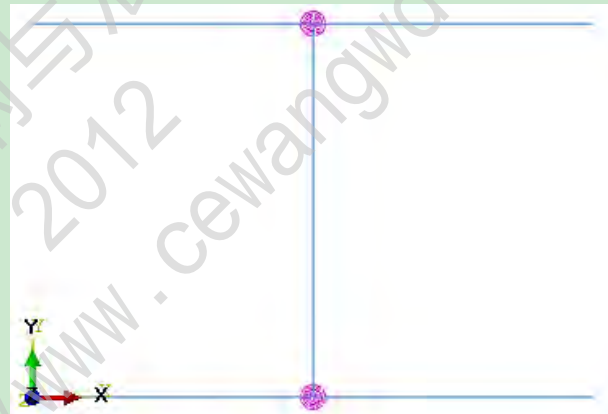
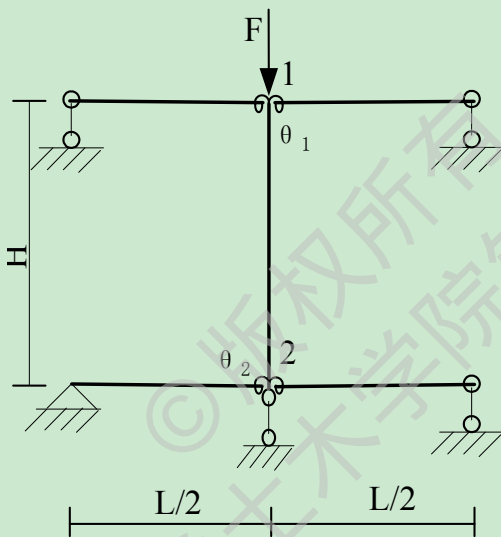
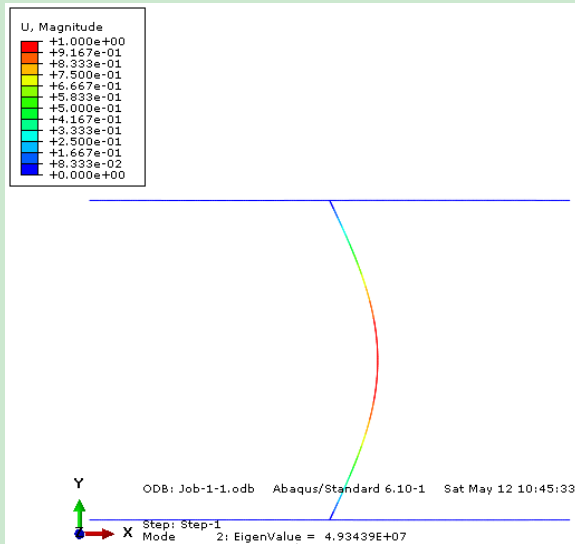


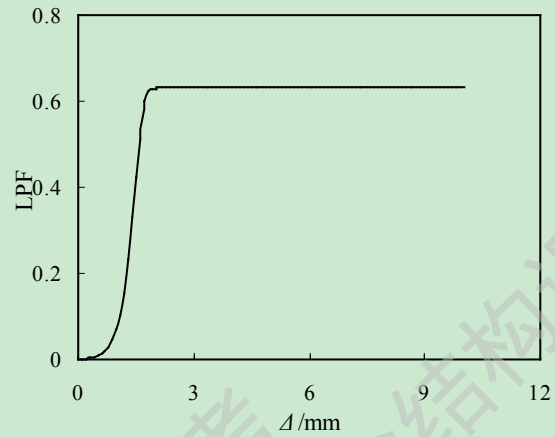
图 5.24 有侧移半刚性连接组合框架简化模型图

图 5.25 有侧移半刚性连接组合框架柱数值模型图

当 $k=1.0 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ 时，梁柱节点铰接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=4.93 \times 10^7 \text{ N}$ ，图 5.26(a)所示为线性屈曲分析的二阶变形模态，将其作为所求柱的屈曲模态引入非线性屈曲分析中。通过非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.632，分析中定义的原始荷载为 $1.6 \times 10^7 \text{ N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.01 \times 10^7 \text{ N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=2.12$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.26(b)所示。

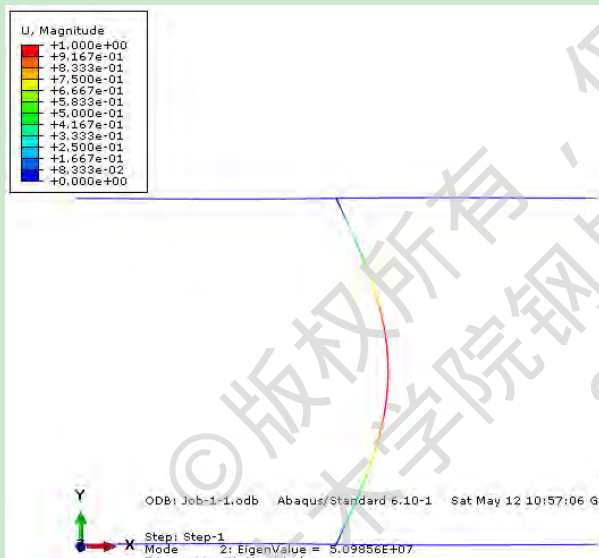


(a) 线性屈曲分析二阶变形模态

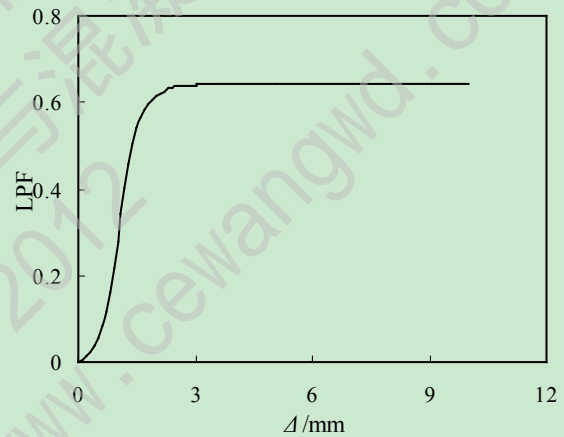


(b) 非线性屈曲分析 LPF- Δ 曲线

图 5.26 有侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)



(a) 线性屈曲分析二阶变形模态



(b) 非线性屈曲分析 LPF- Δ 曲线

图 5.27 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时，梁柱铰接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=5.10 \times 10^7 \text{ N}$ ，图 5.27(a)中所示为模型线性屈曲分析的二阶屈曲模态，将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LP F)最大值为 0.643，分析中定义的原始荷载为 $1.6 \times 10^7 \text{ N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.03 \times 10^6 \text{ N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=2.11$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.27(b)所示。

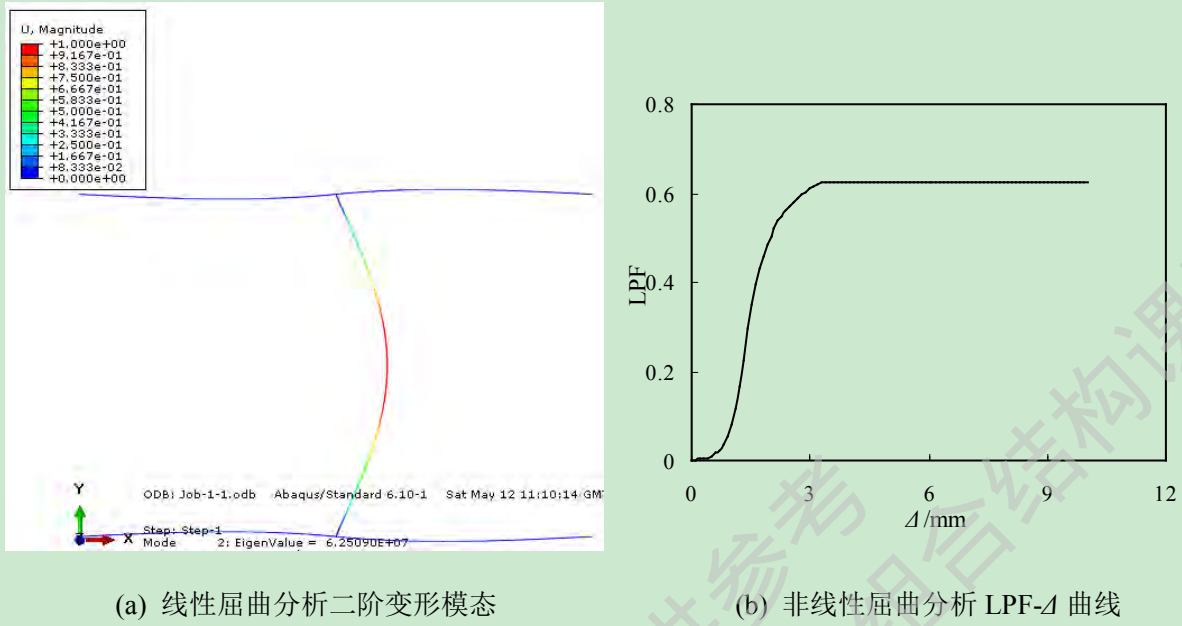


图 5.28 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱半刚性连接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=6.25 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.28(a)中所示为模型线性屈曲分析的二阶变形模态, 将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.623, 分析中定义的原始荷载为 $1.8 \times 10^7 \text{N}$, 计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}=1.12 \times 10^7 \text{N}$, 将其带入欧拉公式, 反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=2.01$, 模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.28(b)所示。

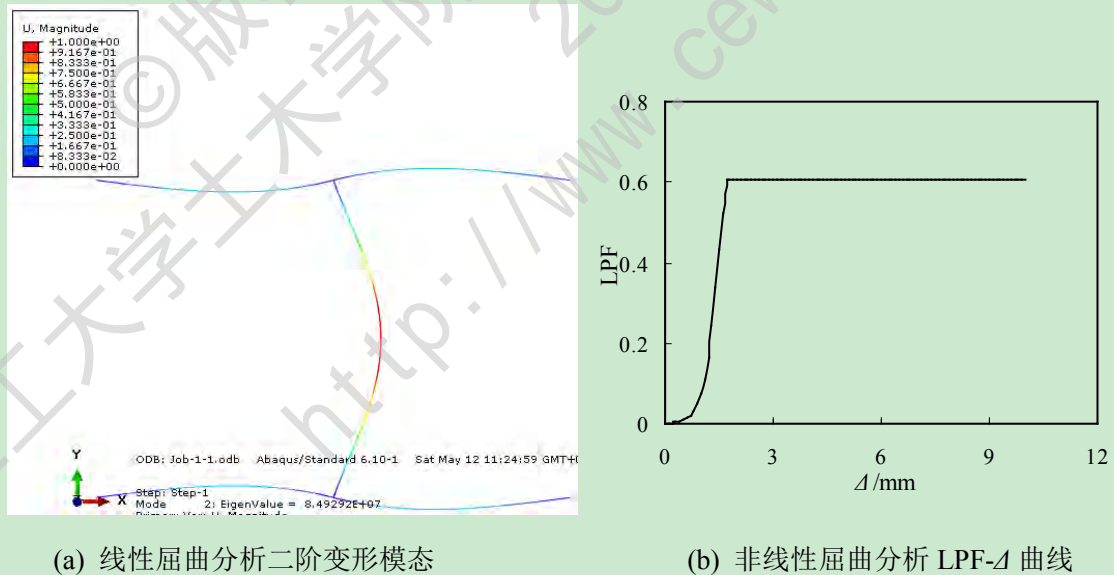


图 5.29 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{11} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{11} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时, 梁柱半刚性连接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=8.49 \times 10^7 \text{N}$, 图 5.29(a)中所示为模型线性屈曲分析的二阶变形模态, 将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析, 得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.606, 分析中定义的原始荷载为 $2.1 \times 10^7 \text{N}$, 计算得到模

型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.27 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.89$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.29(b)所示。

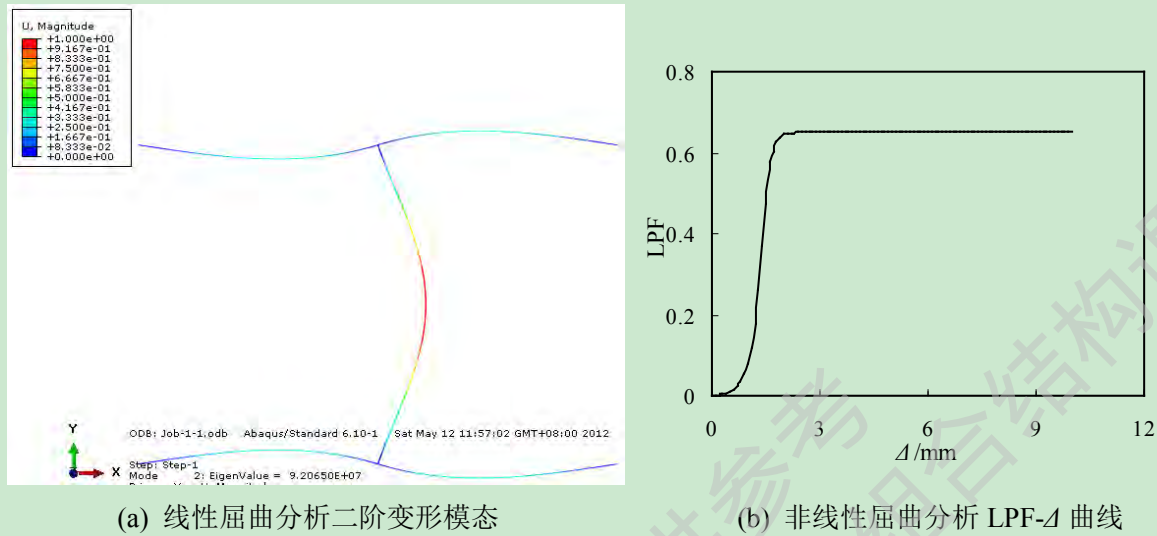


图 5.30 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{12} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{12} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时，梁柱刚接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=9.21 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.30(a)中所示为模型线性屈曲分析的二阶变形模态，将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.651，分析中定义的原始荷载为 $2.0 \times 10^7 \text{N}$ ，计算得到模型的非线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.30 \times 10^7 \text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.87$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.30(b)所示。

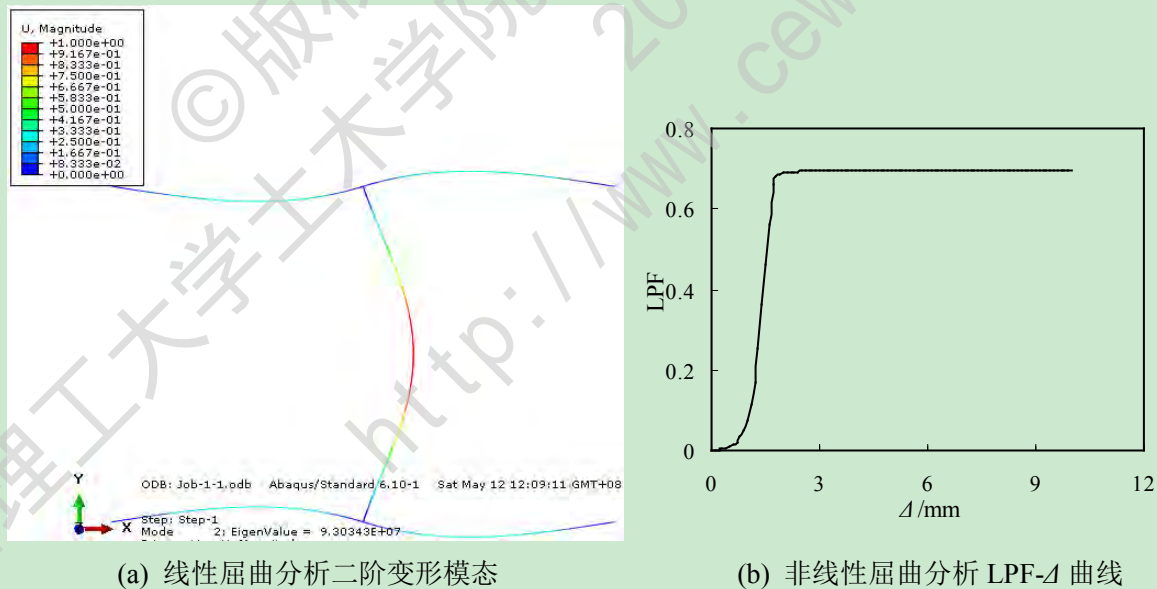


图 5.31 无侧移简化模型非线性屈曲分析结果($k=1.0 \times 10^{20} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$)

当 $k=1.0 \times 10^{20} \text{N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$ 时，梁柱刚接的时候对简化模型进行线性屈曲分析中得到临界屈曲荷载 $P_{cr}=9.30 \times 10^7 \text{N}$ ，图 5.31(a)中所示为模型线性屈曲分析的二阶变形模态，将其作为所求柱屈曲模态引入非线性屈曲分析。对模型进行非线性屈曲分析，得到的荷载比例因子(LPF)最大值为 0.696，分析中定义的原始荷载为 $1.9 \times 10^7 \text{N}$ ，计算得到模型的非

线性屈曲荷载为 $P_{cr}'=1.32\times 10^7\text{N}$ ，将其带入欧拉公式，反算得到框架柱的计算长度系数为 $\mu=1.86$ ，模型的荷载比例因子-位移曲线如图 5.31(b)所示。其分析结果与第四章梁柱刚性连接简化模型计算结果相同。

表 5.7 不同梁柱连接刚度下简化模型线性和非线性屈曲分析结果

k 结果	1.0×10^8	1.0×10^9	1.0×10^{10}	1.0×10^{11}	1.0×10^{12}	1.0×10^{20}
P_{cr}	4.93×10^7	5.10×10^7	6.25×10^7	8.49×10^7	9.21×10^7	9.30×10^7
P_{cr}'	1.01×10^7	1.03×10^7	1.12×10^7	1.27×10^7	1.30×10^7	1.32×10^7
μ	2.12	2.11	2.01	1.89	1.87	1.86

标注：(1) P_{cr} 是模型线性屈曲分析的临界荷载值； P_{cr}' 是模型非线性屈曲分析的临界荷载值； μ 是依据模型非线性屈曲分析的临界荷载值求解的计算长度系数值。

通过对比分析上述表格中的数据可以得出以下规律，随着有侧移钢管混凝土柱-钢梁框架中梁柱连接刚度的增大，框架的整体稳定性也相应增加，所求柱线性屈曲和非线性屈曲分析的临界荷载均逐步增大，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应减小，其变化范围在 0.47%-5.97%左右。梁柱半刚性连接会使有侧移钢管混凝土框架柱计算长度增大，故有侧移钢管混凝土框架稳定设计和分析中应充分考虑半刚性的影响。

将梁柱线刚度规定为 $1.0\times 10^{10}\text{N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$ ，将第四章无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数表格中 $K_2'=0.5$ 时下节点梁柱连接为半刚性，上节点梁柱线刚度比 K_1' 取值分别为 0.1、0.3、0.5、1、2 的时，上节点梁柱也均为半刚性连接，此时对有侧移钢管混凝土柱-钢梁简化模型进行线性、非线性屈曲分析，结果如下表所示。

表 5.8 半刚性连接节点与刚性节点的组合框架中框架柱的计算长度系数

K_1' 结果	0.1	0.3	0.5	1	2
P_{cr}	5.956×10^7	6.176×10^7	6.251×10^7	6.347×10^7	6.385×10^7
P_{cr}'	4.146×10^6	4.958×10^6	1.121×10^7	1.127×10^6	1.131×10^7
μ	3.308	3.025	2.014	2.005	2.001
μ'	2.33	2.02	1.86	1.71	1.68

标注： P_{cr}, P_{cr}', μ 为半刚性连接节点框架计算结果； μ' 为第四章刚性连接框架柱计算长度系数。

上述模型中，取简化模型的二阶屈曲模态为失稳模态进行非线性屈曲分析，线性和非线性临界屈曲荷载值如上表所示。对比分析上述表格中的数据，可以得出以下规律，随着有侧移钢管混凝土柱框架柱上节点梁柱线刚度比的增大，柱线性屈曲和非线性屈曲分析的临界荷载均逐步增大，因此由欧拉公式反算求得的计算长度系数也会相应减小。通过与第四章表格数据相对比，可见梁柱半刚性连接使得框架柱计算长度增加幅度较大，以上算例结果变化范围为 7.65%-33.22%。梁柱节点半刚性连接使得有侧移钢管混凝土

土框架承载力减小较多，为了实际工程的安全设计，所以需考虑半刚性对计算长度的影响。

5.6 本章小结

(1) 本章首先介绍了对钢管混凝土框架柱计算长度系数的影响因素，并建立梁柱线刚度比相同钢管混凝土框架柱位于不同层数和不同跨数的组合框架模型，分析了层数和跨数对钢管混凝土框架柱计算长度的影响。

(2) 通过建立不同梁柱节点连接刚度的简化模型，对其进行线性和非线性屈曲分析，得到不同梁柱连接刚度对框架柱计算长度的影响；建立上下节点梁柱线刚度比不同且梁柱半刚性连接的简化模型，对其进行线性和非线性屈曲分析，得到梁柱线刚度比变化对半刚性连接组合框架柱的影响规律。

结论与展望

结论

本文首先对钢结构、钢筋混凝土结构以及钢与混凝土组合结构相关计算长度的研究做了简单介绍，然后对钢管混凝土框架柱计算长度进行了推导，最后利用 ABAQUS 有限元软件建立了钢管混凝土组合框架模型，并对其进行了线性和非线性屈曲分析，得出了如下结论：

(1) 引进钢管混凝土框架柱的刚度修正公式，可以参照钢结构计算长度系数推导方法，推导出有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数方程式，其形式与《钢结构设计规范》GB50017-2003 附录 D 形式相同。

(2) 通过合理的选取框架结构中包含独立构件以及其两端约束构件在内的局部结构作为框架简化模型，可以通过简单计算得到该框架柱计算长度系数。因此建议对复杂结构进行屈曲分析时可合理采用简化模型，进行简单计算。

(3) 通过改变梁柱截面和跨度，对不同梁柱线刚度比的有侧移和无侧移钢管混凝土

框架柱简化模型进行线性和非线性屈曲分析得到有侧移和无侧移钢管混凝土框架柱计算长度系数表，且回归得出了钢管混凝土框架柱计算长度系数公式。

(4) 通过建立不同层数、跨数，不同梁柱节点连接刚度的钢管混凝土框架有限元模型，分析了层数、跨数以及半刚性连接对钢管混凝土框架柱计算长度的影响。

展望

目前对钢管混凝土结构的研究很多，但是对其框架柱计算长度方面的理论研究却很少。本文从解析法和有限元分析法两种方法，求解钢管混凝土框架柱计算长度系数，给出了钢管混凝土框架柱计算长度系数的计算方法。

(1) 本文采用解析法推导钢管混凝土框架柱计算长度系数方程式时给出了几条基本假定，在此基础上得到的计算长度局限性很大，与实际工程情况有所差异，所以去掉基本假定的某些限制从钢管混凝土结构的特性和实际角度推导钢管混凝土结构计算长度系数更有意义。

(2) 本文对多层多跨钢管混凝土组合框架的简化模型进行线性和非线性屈曲分析中只考虑了竖向荷载的影响，但是对于那些梁端和柱底约束较复杂，而且施加荷载不止一种的结构，应该有更准确有效的方法代替。

(3) 本文的研究只是基于理论分析，这与真实结构反应会有一些的差别，如果条件允许，应该建立多层多跨钢管混凝土框架结构进行大量的试验研究，以获取足够的试验数据，为钢管混凝土柱计算长度系数理论研究及设计提供依据。

参考文献

- [1] Lally Handbook of Lally Column Construction (Steel Columns-Concrete Filled,Tenth Edition. New York: Lally Column Companies. 1926.
- [2] 韩林海, 陶忠, 王文达. 现代组合结构和混合结构-试验、理论和方法. 北京:科学出版社, 2009.
- [3] Eurocode 4(EC4). Design of composite steel and concrete structures, Part1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994-1-1: 2004, Brussels, CEN, 2004.
- [4] ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 2008.
- [5] ANSI/AISC 360-10. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction(AISC), An American National Standar, Chicago, U.S.A., 2010.
- [6] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japan, 2008.
- [7] British Standard. BS5400 Steel, concrete and composite bridges, Part5, Code of practice for the design of composite bridges. British Standard Institution, 2005.
- [8] 福建省工程建设地方标准 DBJ13-51-2003. 钢管混凝土结构技术规程. 福州, 2003.
- [9] 天津市工程建设标准 DB29-57-2003. 天津市钢结构住宅设计规程. 天津, 2003.
- [10] 江西省工程建设标准 DB36/J001-2007. 钢管混凝土结构技术规程. 江西省建设厅, 2007.
- [11] 内蒙古自治区工程建设标准 DBJ03-28-2008. 钢管混凝土结构技术规程. 内蒙古自治区建设厅, 2008.
- [12] 甘肃省工程建设标准(DB62/T25-3041-2009). 钢管混凝土结构技术规程. 甘肃省建设厅, 2009.
- [13] 河北省工程建设标准(DB13(J)/T84-2009). 钢管混凝土结构技术规程. 河北省住房和城乡建设厅, 2009.
- [14] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土框架力学性能研究的若干问题探讨. 工业建筑, 2006, (sup2): 621-629.
- [15] 中华人民共和国国家标准 GB50017-2003. 钢结构设计规范. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [16] 童根树, 施祖元, 李志飏. 计算长度系数的物理意义及对各种钢框架稳定设计方法的评论. 建筑钢结构进展, 6(4): 1-8.
- [17] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [18] 钟善桐. 钢管混凝土结构(第3版). 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [19] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践. 北京: 科学出版社, 2007.
- [20] 童根树, 陈胜平. 与稳定计算相关的钢结构分类体系. 工业建筑, 2003, 33(5): 5-8.
- [21] 季渊, 童根树. 有吊车作用柱脚铰接门式刚架柱的计算长度. 建筑结构, 2003, 33(10): 30-31,59.

- [22] 季渊, 童根树. 柱脚固接有吊车厂房门式刚架柱的计算长度. 工业建筑, 2003, 34(7): 67-69.
- [23] 王燕, 杨文惠. 半刚接钢框架稳定分析中柱的计算长度取值研究. 青岛建筑工程学院学报, 2004, 25(4): 5-10.
- [24] 童根树, 王金鹏. 考虑层与层相互支援的框架柱计算长度系数. 建筑钢结构进展, 2004, 6(4): 62-65.
- [25] 王金鹏, 童根树. 考虑层相互作用的框架柱计算长度. 钢结构, 2004, 19(3): 9-14.
- [26] 童根树, 金阳. 框架柱计算长度系数法和二阶分析设计法的比较. 钢结构, 2005, 20(2): 8-11,40.
- [27] 卢林枫, 顾强, 苏明周. 钢交错桁架体系平面内的柱子计算长度. 四川建筑科学研究, 2006, 32(3): 14-18.
- [28] 余卫华, 王正中. 有侧移半刚性连接钢框架柱的计算长度系数. 建筑科学, 2008, 24(7): 16-19,4.
- [29] 童根树, 邢国然. 框架弹塑性失稳的层稳定系数. 工程力学, 2007, 24(3): 13-19.
- [30] 刘开强, 彭伟. 计算长度系数法在框架稳定分析中的运用. 四川建筑科学研究, 2007, 33(3): 36-39.
- [31] 冯进, 童根树. 斜腿框架的层抗侧刚度和稳定性. 低温建筑技术, 2007, (6): 103-105.
- [32] 胡其高, 孔位学, 段金曦, 谢建军. 考虑竖向力影响时侧移框架的修正计算长度系数. 建筑结构, 2008, 38(4): 81-82,119.
- [33] 蔡益燕, 郁银泉, 舒兴平. 关于钢框架柱计算长度系数的确定. 建筑结构, 2008, 38(11): 98-99.
- [34] 方恬. 钢框架柱计算长度系数的迭代算法. 建筑结构, 2008, 38(7): 73, 84.
- [35] 李俞谕, 肖岩. 中、美规范等截面钢框架柱计算长度系数的对比. 钢结构, 2008, 23(1): 47-52.
- [36] 王燕, 刘慧, 郁有升. 无侧移半刚接钢框架柱考虑剪切变形影响的计算长度系数研究. 工程力学, 2008, 25(11): 22-127.
- [37] 李国强. 关于多高层钢结构柱计算长度(I):理论解释. 建筑钢结构进展, 2009, 11(2): 1-7,55.
- [38] 王翼, 李国强. 关于多高层钢结构柱计算长度(II): 数例说明. 建筑钢结构进展, 2009, 11(2): 8-11,34.
- [39] 王万祯, 冯翔, 许继祥. 梁削弱式节点连接的侧移钢框架柱计算长度系数. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009, 41(6): 775-779.
- [40] 曾兰. 弧门主框架柱长度系数的近似计算. 工业建筑, 2010, 40(sup): 477-479,504.
- [41] 王万祯, 郭金池, 孙玉萍, 党星海. 偏心支撑半刚接钢框架柱计算长度系数研究. 建筑结构, 2010, 40(4): 16-18.
- [42] 童根树, 罗澎. 交替支撑塔架主角钢计算长度系数. 钢结构, 2010, 25(3): 22-27.
- [43] 孟凡涛, 赵建锋, 阮兴群, 柳晓博. 考虑平板柱脚转动的带悬伸段柱计算长度系数. 土木工程学报, 2010, 43(sup): 235-240.
- [44] 何喜洋, 黄长华, 宋扬. 多层钢结构厂房框架柱平面内计算长度研究. 武汉大学学报(工学版), 2010, 43(5): 62-66.
- [45] 刘聪, 吴庆林, 张亮. Barcarena 电厂石膏库钢柱计算长度系数确定. 武汉大学学报(工学版),

- 2010, 43(5): 627-629.
- [46] 陆天天, 赵昕, 丁洁民, 巢斯, 何志军. 上海中心大厦结构整体稳定性分析及巨型柱计算长度研究. 建筑结构学报, 2011, 32(7): 8-13.
- [47] 赵光明, 陈东兆, 王惠芬. 门式刚架三阶柱计算长度系数的计算方法. 钢结构, 2011, 26(5): 7-10,71.
- [48] 吴悻哲, 蔡伟明, 翁来峰. 考虑柱间相互作用的无侧移柱计算长度系数求解. 工程建设与设计, 2011, (5): 64-67.
- [49] 郝际平, 田炜烽, 王先铁. 多层有侧移框架整体稳定的简便计算方法. 建筑结构学报, 2011, 32(11): 182-188.
- [50] 王元清, 刘莉媛, 丁大益, 石永久, 完海鹰. 合肥新桥国际机场柱计算长度及曲梁参数分析. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2011, 27(3): 474-479.
- [51] 张建军, 刘琼祥, 郭满良, 刘臣, 杨德喜, 彭德昭. 深圳大运中心体育场空间钢结构杆件计算长度研究. 建筑结构学报, 2011, 32(5): 63-69.
- [52] 仇一颗, 易伟建, 袁贤讯. 钢筋混凝土框架柱计算长度设计方法研究. 湖南农业大学学报(自然科学版), 2002, 28(1): 67-70.
- [53] 邱勇. 浅谈多层砼框架结构的框架柱计算长度. 广东科技, 2006, (159): 153-154.
- [54] 刘毅, 朱占友, 李战平, 白绍良. 对有侧移框架柱计算长度拟合公式的改进建议. 建筑结构, 2008, 38(5): 28-30.
- [55] 黄鹤, 刘堂辉. 混凝土-型钢组合柱平面外计算长度的确定. 科技创新导报, 2009, (17): 61-62.
- [56] Bendito, M.L.Romero, J. L. Bonet, et al. Inelastic effective length factor of nonsway reinforced concrete columns. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(9): 1034-1039.
- [57] 周华. 混凝土框架柱及跨层柱的计算长度. 建筑结构, 2009, (9): 18-20.
- [58] 郑竹. 利用屈曲分析确定跨层柱计算长度的实用方法. 四川建筑, 2009, 29(1): 110-112.
- [59] 郑竹, 尧国皇, 黄用军. 屈曲分析确定跨层柱计算长度方法的应用. 工程结构, 2009, 29(2): 152-154.
- [60] 贾斌武. 混凝土-型钢组合柱平面外计算长度的确定. 工程结构, 2010, 30(2): 137-140.
- [61] 侯健. 混凝土柱计算长度取值方法探析. 南通职业大学学报, 2011, 25(2): 137-140.
- [62] 蒋丽忠, 余志武. 初始挠曲对钢-混凝土连续组合梁受力性能的影响. 建筑结构, 2002, 32(5): 31-33.
- [63] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土框架柱计算长度研究初探. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(sup2): 167-170.
- [64] 王静峰, 李国强. 无侧移半刚性连接组合框架的稳定分析: (I)柱的有效长度系数方程. 力学季刊, 2006, 27(3): 481-488.
- [65] 王静峰, 李国强. 无侧移半刚性连接组合框架的稳定分析: (II)连接转动刚度和算例分析. 力学季刊, 2006, 27(4): 628-634.

- [66] 丁发兴, 余志武, 蒋丽忠. 圆钢管混凝土结构非线性有限元分析. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 110-115.
- [67] 王静峰, 李国强. 有侧移半刚性连接组合框架柱的有效长度系数. 工程力学, 2007, 24(3): 71-77, 90.
- [68] 王静峰, 李国强. 有侧移半刚性连接组合框架柱的稳定分析. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(4): 126-130.
- [69] 蒋丽忠, 汤裕坤. 钢-混凝土组合框架梁的稳定设计方法. 建筑科学与工程学报, 2007, 24(4): 29-33.
- [70] 蒋丽忠, 汤裕坤. 钢-混凝土组合框架柱的稳定设计方法. 建筑科学与工程学报, 2008, 25(3): 12-16.
- [71] 蔡健, 陈国栋. 矩形钢管混凝土桁架受压弦杆的计算长度. 钢结构, 2009, 24(4): 23-29.
- [72] 聂建国, 陶慕轩, 黄远, 田淑明, 陈戈. 钢-混凝土组合结构体系研究新进展. 建筑结构学报, 2010, 31(6): 71-79.
- [73] 蒋丽忠, 周旺保, 唐斌. 钢管混凝土格构柱偏压承载能力分析的数值方法. 计算力学学报, 2010, 27(1): 127-144.
- [74] 王凯宁. 圆形钢管混凝土柱在轴压下的局部屈曲变形. 科学技术与工程, 2010, 10(13): 3268-3271.
- [75] 蒋丽忠, 周旺保. 一种钢管混凝土格构柱极限承载力的快速计算方法. 计算力学学报, 2010, 27(4): 677-681.
- [76] 蒋丽忠, 周旺保, 伍震宇, 张建军. 四肢钢管混凝土格构柱极限承载力的试验研究与理论分析. 土木工程学报, 2010, 43(9): 55-62.
- [77] 尧国皇, 孙占琦, 孙素文, 潘东辉, 赵群昌. 某超高层钢管混凝土框架-核心筒结构的整体稳定性分析. 钢结构, 2010, 25(6): 35-38.
- [78] 蒋丽忠, 周旺保, 刘鹏. 轴心受压钢管混凝土柱局部屈曲理论分析. 建筑结构学报, 2011, 32(4): 110-116.
- [79] 周旺保, 蒋丽忠. 四肢缀条轴压钢管混凝土格构柱承载能力分段合成法. 中南大学学报(自然科学版), 2011, 42(7): 2063-2070.
- [80] 周旺保, 蒋丽忠. 钢管混凝土格构柱极限承载力实用计算公式. 中南大学学报(自然科学版), 2011, 42(11): 3486-3493.
- [81] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计的新进展. 建筑钢结构进展, 2004, 6(2): 1-13.
- [82] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计(第3版). 北京, 2006.
- [83] Chen, W. F. and Lui, E. M.: Stability Design of Steel Frames, CRC Press, Inc., 2000 Corporate Blvd., N. W., Boca Raton, Florida, 1991.
- [84] 中华人民共和国国家标准 GB50010-2002. 混凝土结构设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [85] Ammerman, D. J., and Leon, R. (1990), Unbranched frames with semirigid composite connections, *Eng.J.*, AISC, 27(1), 1-10.

- [86] 刁云云, 刘坚, 黄襄云. 影响钢框架柱计算长度系数的因素. 钢结构, 2006, 21(6): 9-12(92).
- [87] Chan S L, Chui P P T. Non-Linear Static and Cyclic Analysis of Semi-Rigid Steel Frames. Oxford: Elsevier Science, 2000.
- [88] ASCE. Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete Design Guide For Partially Rest rained Composite Connect ions. Journal of Structural Engineering, 1998 (10): 1099~1114.
- [89] Alfredo Reyes-Salazara, Achintya Haldar. Nonlinear Seismic Response of Steel Structures with Semi-Rigid and Composite Connection Journal of Constructional Steel Research, 1999, 51:37~ 59.
- [90] 孙修礼. 高层钢管混凝土结构体系设计方法及试验研究. 东南大学博士学位论文, 2006.

致谢

桃李不言，下自成蹊。

感谢我的导师王文达、史艳莉老师对我论文上的悉心指导以及生活中的关心，导师对待科研工作的热爱和勤奋是学生永远的激励，感谢导师培养学生踏实严谨的工作作风与客观理性的思维方式，让学生得益一生。

感谢我善良而热情的所有同门兄弟姐妹对我的关心与帮助，特别是 09 级所有同窗好友对我课题研究给予的建议，以及 10 级、11 级师弟师妹对我生活与学习上的鼎力相助，想到那些日子，心中永存感激。

感谢我的父母、哥哥、嫂子等亲人对我的爱，以及对我求学路上的一贯支持，让我在一个健康温暖的环境中茁壮成长，亲情是我最珍贵的拥有。感谢我的男友洪敏，在我迷茫抑郁的时候，帮助我自知自醒，让我懂得珍惜与宽容，鼓励我坚持到底。

感谢甘肃省高等学校基本科研业务费专项（编号：0904ZTB147）：“钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究”以及兰州理工大学科研发展基金：“钢管混凝土组合框架基于性能的抗震设计理论与试验研究”，这两个课题对我课题研究的支撑，使我对钢与混凝土组合结构以及自己的研究方向有了更深入的理解。

最后，衷心感谢在百忙之中审阅论文和参加论文答辩的各位专家和老师们。

王凤

2012 年 5 月 25 日

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

发表的学术论文：

- [1] 史艳莉, 王凤, 王文达. Preliminary Research on Effective Length of Concrete Filled Steel Tubular Columns in Sway Frame. *Advanced Materials Research*, Vols. 446-449(2012): 318-321 (EI 收录: 20120814796077)

附录 B 攻读学位期间参加的科研项目

在学期间参与的科研项目：

- [1] 甘肃省高等学校基本科研业务费专项（编号：0904ZTB147）：“钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究”，项目参加人，在研。
- [2] 兰州理工大学科研发展基金：“钢管混凝土组合框架基于性能的抗震设计理论与试验研究”，项目参加人，在研。