

B r a c e d S t e e l f r a m e

齐永胜 ■ 著



支撑钢框架

抗地震倒塌安全性评估

ZHICHENG

GANGKUANGJIA

KANG DIZHEN

DAOTA

ANQUANXING PINGGU



重庆大学出版社

<http://www.cqup.com.cn>

Braced Steel Frame

齐永胜 ■ 著



支撑钢框架

抗地震倒塌安全性评估

重庆大学出版社

内 容 提 要

本书建立了支撑钢框架地震倒塌分析的数值模型,并用试验数据对其进行了验证和校核,采用质量缩放、子循环、多 CPU 并行计算等技术手段建立了倒塌分析加速体系,采用软件协作技术开发了自动化地震倒塌评估控制程序,确定了支撑钢框架地震倒塌判据。在此基础上,评估了基于结构影响系数方法设计的支撑钢框架的抗地震倒塌安全性,阐明了该结构体系抗地震倒塌富余度与结构层数、地震设防烈度的关系,分析了中心支撑钢框架顶部薄弱层现象和 7 度抗震设防区结构“特大地震不倒”的抗倒塌能力,并提出了设计建议。

本书可供结构设计人员和相关专业的研究生参考使用,也可用作普通高校土木工程专业的教学参考资料。

图书在版编目(CIP)数据

支撑钢框架抗地震倒塌安全性评估/齐永胜著. —

重庆:重庆大学出版社,2015.12(2016.4 重印)

ISBN 978-7-5624-9602-1

I. ①支… II. ①齐… III. ①钢结构—框架结构—抗震性能—安全性—评估 IV. ①TU391②TU352.1

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2015)第 308475 号

支撑钢框架抗地震倒塌安全性评估

齐永胜 著

责任编辑:刘颖果 版式设计:刘颖果

责任校对:邹 忌 责任印制:赵 晟

*

重庆大学出版社出版发行

出版人:易树平

社址:重庆市沙坪坝区大学城西路 21 号

邮编:401331

电话:(023) 88617190 88617185(中小学)

传真:(023) 88617186 88617166

网址:<http://www.cqup.com.cn>

邮箱:fxk@cqup.com.cn(营销中心)

全国新华书店经销

POD:重庆书源排校有限公司

*

开本:787mm×1092mm 1/16 印张:14.5 字数:292千

2015 年 12 月第 1 版 2016 年 4 月第 2 次印刷

ISBN 978-7-5624-9602-1 定价:48.00 元

本书如有印刷、装订等质量问题,本社负责调换

版权所有,请勿擅自翻印和用本书

制作各类出版物及配套用书,违者必究

前言

本书旨在验证按结构影响系数设计的支撑钢框架的抗地震倒塌安全性,为此采用结构影响系数对我国现行抗震规范的设计地震作用进行调整,按照我国相关规范(规程)设计了有代表性的 52 个中心支撑钢框架(人字形、V 形、Split-X 形中心支撑各 17 个,另有补充算例 1 个)、24 个偏心支撑钢框架(K 形、V 形偏心支撑各 12 个)组成该结构的原型空间。

作者基于考虑材料失效的双线性混合强化本构关系,发展了支撑钢框架倒塌分析的数值模型;采用质量缩放、子循环、多 CPU 并行计算、简谐函数型重力荷载加载曲线等技术手段,建立了倒塌分析的加速体系,使得基于 PC 机平台和增量动力分析(IDA)方法的结构群抗地震倒塌分析成为可能;采用软件协作技术,开发了高效率的抗地震倒塌分析控制程序,将自编程序高度的灵活性和商业软件强大的运算能力有机地结合起来,实现了倒塌分析的完全自动化,为基于 IDA 方法的倒塌评估提供了工具。

在倒塌判据方面,作者收集、利用国内外中心支撑钢框架的试验数据,确定了中心支撑钢框架倒塌水平的最大层间位移角和屋面位移角限值。对 40 个偏心支撑钢框架(K 形、V 形偏心支撑各 20 个)进行了 Pushover 分析,根据承载能力退化指标确定了偏心支撑钢框架倒塌水平的最大层间位移角和屋面位移角限值。

在上述基础上,作者根据 FEMAP695 提供的结构抗地震倒塌性能评估体系和 44 条推荐地震波,利用自动化倒塌分析控制程序调用数值模型对支撑钢框架进行了大量的 IDA 分析(时程分析总数为 23 512 次),对其抗地震倒塌安全性进行了系统评估,证明了:基于本书提出的结构影响系数设计的支撑钢框架具备足够的抗地震倒塌富余度,能够保证结构在强烈地震作用下的安全性;揭示了结构抗地震倒塌能力(用抗地震倒塌富余度衡量)随结构层数(高度)增加而减小,随结构所在地抗震设防烈度增大而减小的规律。本书还研究了中心支撑钢框架顶部薄弱层现象和 7 度抗震设防结构“特大地震不倒”的抗倒塌能力。

在本书出版之际,我要特别感谢我的导师顾强教授和于安林教授,感谢导师在结构领域对我的谆谆教导。

本书得到了常州市科技计划项目“中心支撑钢框架强震倒塌概率和倒塌机理研究”(CJ20159031)、江苏省中等职业教育衔接课程体系建设立项课题“土木工程专业中职与应用型本科衔接课程体系建设研究”以及住房和城乡建设部科技计划项目“中心支撑钢框架抗地震倒塌安全性研究”(2014-K2-038)的资助,在此表示衷心感谢。

本书采用的结构影响系数取值来自国家自然科学基金项目“钢结构的地震作用折减和位移放大系数”(50578099)的研究成果,在此一并表示感谢。

由于作者学识水平所限,书中不当、不足之处在所难免,敬请读者不吝斧正。

齐永胜

2015年10月于常州工学院

目 录

第1章 绪论	1
1.1 概述	1
1.2 国内外抗震规范的结构影响系数及研究现状	3
1.3 结构抗地震倒塌性能评估的研究现状及研究动态	12
1.4 FEMAP695 结构抗地震倒塌性能评估体系	19
1.5 目前研究的不足	25
1.6 本书主要探讨内容	26
第2章 支撑钢框架地震倒塌分析数值模型	35
2.1 显式有限元基本原理、特性和优点	35
2.2 本书有限元模型的说明	39
2.3 有限元模型的算例验证	46
2.4 本章小结	62
第3章 高效和自动化的倒塌评估方法	65
3.1 倒塌分析加速体系	66
3.2 倒塌评估自动化的实现	70
3.3 本章小结	76
第4章 支撑钢框架倒塌判定准则和倒塌指标限值	78
4.1 常用的倒塌判定准则	79
4.2 本书所用地震倒塌判定准则	80
4.3 支撑钢框架地震倒塌位移判定指标限值的取得途径	84
4.4 中心支撑钢框架地震倒塌位移判定指标的确定	89
4.5 偏心支撑钢框架地震倒塌位移判定指标的确定	90
4.6 本章小结	108
第5章 中心支撑钢框架抗地震倒塌安全性评估	113
5.1 中心支撑钢框架结构影响系数的取定	113
5.2 中心支撑钢框架算例设计	114
5.3 数值模型说明	119
5.4 中心支撑钢框架的 IDA 倒塌分析结果	122
5.5 中心支撑钢框架抗地震倒塌富余度评估	142
5.6 本章小结	158

第 6 章 偏心支撑钢框架抗地震倒塌安全性评估 160

6.1 偏心支撑钢框架结构影响系数的取定 160

6.2 偏心支撑钢框架算例设计 161

6.3 数值模型说明 163

6.4 偏心支撑钢框架的 IDA 倒塌分析结果 164

6.5 偏心支撑钢框架抗地震倒塌富余度评估 173

6.6 本章小结 180

第 7 章 特大地震和第二、三地震分组情况下的支撑钢框架抗地震倒塌安全性
..... 182

7.1 7 度设防中心支撑钢框架在 8 度设防罕遇地震下的抗倒塌研究 183

7.2 支撑钢框架在其他设计地震分组的抗地震倒塌能力近似评估 186

7.3 支撑钢框架地震倒塌判定准则及倒塌指标的进一步分析 195

7.4 支撑钢框架在强烈地震下的顶部薄弱层现象研究 200

7.5 本章小结 205

附录 207

第1章

绪论

1.1 概述

在结构抗震理论百年的发展过程中,计算方法经历了静力阶段、反应谱阶段和动力阶段,从简单的弹性静力计算方法发展到弹塑性静力方法,从弹性动力方法发展到弹塑性动力方法,从少量地震波时程分析方法发展到目前的大量地震波增量动力分析方法。抗震设计理念则经历了刚性设计、柔性设计、延性设计几个阶段,目前正进入基于性态的抗震设计阶段。

就结构抗震设计而言,采用结构影响系数确定设计地震作用的方法仍是当前的主流方法,美国、欧洲、日本的抗震规范都是如此。结构影响系数的思路是这样的:目前在各国抗震规范中,普遍采用成熟的弹性反应谱计算结构的地震作用,但大量的震害调查资料和实验研究成果表明,在强烈地震作用下,建筑结构会进入弹塑性状态,塑性变形可以有效地吸收、耗散地震输入能量,降低结构刚度,减小地震反应,结构所承受的地震作用会明显小于弹性计算结果,若仍基于弹性反应谱进行设计,就会很不经济,故引入结构影响系数 R 对结构弹性地震作用(设防地震水准)进行折减,得到结构的设计地震作用,据此对结构进行弹性设计,并期望如此设计的结构在设防地震下进入弹塑性(结构出现轻微破坏,可修),用非直接方式考虑结构强震下的弹塑性。

结构影响系数 R 的定义如图 1.1 所示,横坐标为结构顶点水平位移,纵坐标为结构底部剪力。曲线 $OBCA$ 为结构保持完全弹性时的地震反应,曲线 OBD 为结构在强地震下的实际反应曲线,折线 $OBCD$ 为简化的理想弹塑性曲线。 B 点对应结构出现第一个塑性铰, C 点为结构的显著屈服点。图 1.1 中: V_e 为结构保持完全弹性时在设防地震下的底部剪力; V_y 为结构发生明显屈服时的底部剪力; V_u 是第一个塑性铰出

现时的底部剪力; V_d 为设计底部剪力; Δ_e 、 Δ_y 、 Δ_s 和 Δ_d 分别为对应的结构顶点水平位移; $\Delta_{\max}$ 为真实结构的最大弹塑性水平位移。

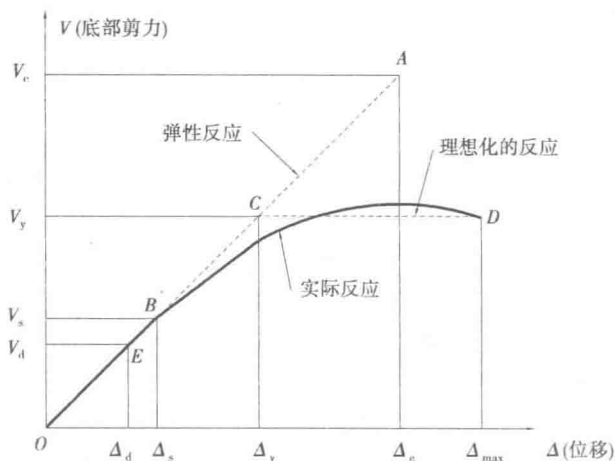


图 1.1 结构的总体反应曲线

结构影响系数 R 的定义为:

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = R_\mu \cdot R_\Omega \quad (1.1)$$

式中, $R_\mu = V_e/V_y$ 称为结构延性折减系数; $R_\Omega = V_y/V_d$ 称为结构超强系数。

系数 R 在不同国家的抗震规范中有多种名称: 欧洲规范 EC8^[1] 称为反应系数 (Response Behavior Factor) q ; 美国规范 NEHRP1997^[2] 称为地震反应修正系数 (Seismic Response Modification Factor) R ; UBC1997^[3] 称为系统性能系数 (System Performance Factor); 日本结构标准规范 IAE^[4] 称为延性系数 (Ductility Factor), 用 $1/D_s$ 表示, D_s 为结构特征系数; 新西兰规范 NZS^[5] 称为结构性能系数 (Structural Performance Factor) S_p ; 我国称为结构影响系数 (Structural Influencing Coefficient) R (国内早期文献采用 C 表示结构影响系数, 与此处 R 互为倒数)。

在建筑结构的所有要素中, 安全性要求是最基本的。地震是建筑结构的最大天敌, 倒塌是结构在强烈地震作用下的极限破坏形式, 极大地威胁着使用者的生命财产安全, 造成巨大的社会影响, 严重地威胁着人类文明。在社会经济能够承受的前提下, 保证结构具有必要的抗倒塌能力, 使结构在强烈地震作用下尽可能不发生整体倒塌, 或者说提供足够低的能为社会所接受的倒塌概率, 是各国抗震规范的最低要求, 是性能设计的最低水准, 是研究人员和结构工程师为之努力的目标。由于结构地震倒塌的复杂性, 各国规范中的结构影响系数更多来自于工程经验和历史传承。结构影响系数的取值是否合理, 需要由结构的抗地震倒塌安全性评估来验证。目前, 随着地震工程学和计算技术的进步, 在试验基础上进行强震作用下的结构倒塌分析已成为可能。对不同结构体系进行抗地震倒塌安全性评估, 以验证现行抗震规范中的结构影响系数取值是否合理, 并为新型结构提供合理的结构影响系数取值, 是一项很有意义的工作。

1.2 国内外抗震规范的结构影响系数及研究现状

本节简要介绍国外部分抗震规范对结构影响系数的取值,并回顾我国抗震规范中结构影响系数存废显隐和取值的发展历程。

1.2.1 国外抗震规范的结构影响系数

美国 ATC-06 规范^[6]首先引入了结构影响系数,用 R 表示,基于结构延性、阻尼和经验确定;ATC-19 规范^[7]把结构影响系数 R 表示为延性折减系数、超强折减系数与阻尼折减系数的乘积;ATC-34 规范^[8]把结构影响系数 R 表示为延性折减系数、超强折减系数和赘余度折减系数的乘积。美国地震减灾规划(NEHRP 规范)^[9]和统一建筑规范(UBC 规范)^[3]也采用结构影响系数 R 或 R_w 折减弹性地震作用。另外,21 世纪的几本美国规范(NEHRP2003、加利福尼亚州建筑规范 CBC2004、美国钢结构协会钢结构建筑抗震规范 AISC2002)^[10-12]均给出了结构影响系数的建议值。不同美国规范的 R 整体上基本一致,具体如表 1.1 所示^[13]。

表 1.1 美国抗震规范结构影响系数取值

常用的抗侧力体系	结构影响系数 R			
	AISC 2002 规范	IBC 2000 规范	NEHRP 2003 规范	CBC 2004 规范
抗弯框架体系				
特殊的抗弯框架	8	8	8	8.5
普通的抗弯框架	3.5	—	3.5	4.5
双重体系				
偏心支撑框架 + 特殊的抗弯框架	8	8	8	8.5
中心支撑框架 + 特殊的抗弯框架	8	8	7	7.5
非加劲钢板剪力墙 + 抗弯钢框架	—	8	—	—
加劲钢板剪力墙 + 抗弯钢框架	—	8.5	—	—
特殊的钢板剪力墙 + 抗弯钢框架	—	8	8	—
建筑框架体系				
偏心支撑框架	8	8	8	7

续表

常用的抗侧力体系	结构影响系数 R			
	AISC 2002 规范	IBC 2000 规范	NEHRP 2003 规范	CBC 2004 规范
中心支撑框架	5	5	5	6.4
特殊的钢板剪力墙	—	—	7	—

其他国家的抗震规范也普遍采用结构影响系数对设防地震弹性反应谱计算结果进行折减后得到结构设计地震作用,文献[14]汇总了20世纪部分国家抗震规范中结构影响系数或其倒数的取值,详见表1.2。

表 1.2 20 世纪部分国家抗震规范结构影响系数 R 值汇总

国家	年份	影响系数	国家	年份	影响系数	国家	年份	影响系数
阿尔及利亚	1982	1.5 ~ 6	印度尼西亚	1978	1 ~ 3	罗马尼亚	1977, 1981	2.86 ~ 6.67
阿根廷	1976	1.0 ~ 1.8	伊 朗	1973	1 ~ 2	美国 ATC-3	1978	1.25 ~ 8
加拿大	1980	1.4 ~ 3.3	墨西哥	1977	1 ~ 6	委内瑞拉	1984	1 ~ 6
古 巴	1964	1 ~ 2.6	秘 鲁	1977	1.5 ~ 6	南斯拉夫	1981	1 ~ 2
萨尔瓦多	1966	1 ~ 2.5	葡萄牙	1961	1 ~ 1.5	罗马尼亚	1970	1.0 ~ 1.5
希 腊	1978	1.33 ~ 3.33						

1.2.2 我国抗震规范中结构影响系数的历史沿革

我国抗震设计中的结构影响系数大致经历了以下阶段^[15,16]:

1959年,我国提出了第一部抗震规范草案——《地震区建筑设计规范》,主要参照苏联规范 CH-8-57 制定,内容包括房屋、道桥、水坝、给排水。

1964年,中国科学院土木建筑研究所提出了第二部抗震规范草案——《地震区建筑设计规范》(草案稿)(以下简称64规范),用结构影响系数(当时称结构系数) C 明确表示结构非弹性反应的影响,其值随结构类型而异,在 $1/3 \sim 1$ 变化。为制定此规范所收集的资料表明:在结构塑性变形达到弹性变形的 $2 \sim 4$ 倍时,地震作用为无塑性变形的 $1/4 \sim 1/2$ 。因此,建议对一般工业与民用建筑结构影响系数采用 $1/3$;而对阻尼很小的高耸结构,如高烟囱、电视塔等可取为 $1/2$ 。

1974年,《工业与民用建筑抗震设计规范》(试行)(TJ 11—74,以下简称74规范)是我国第一部正式批准的抗震规范,在考虑延性、振型组合、阻尼等影响因素的基础上,给出了常见结构的结构影响系数。

1978年,《工业与民用建筑抗震设计规范》修订版(TJ 11—78,以下简称78规范)

根据海城、唐山地震后的经验在 74 规范基础上有所修改,但时间仓促,未能更多收集试验资料,为此参照了国外的一些资料,对 C 值作了一些调整。

从 64 规范到 78 规范,在确定地震作用时,都是采用结构影响系数对设防地震(中震)下的地震作用进行折减。现将 64,74,78 规范的结构影响系数取值列于表 1.3 中,从中可以看出:从 74 规范到 78 规范,尽管时间隔了十多年,但结构影响系数取值的变化并不太大,只是随着时间的推移,按结构类型的区分越来越细。需要指出的是,尽管做了许多努力,将结构影响系数进行了细化, C 值基本仍是经验性的,缺乏足够的研究。

表 1.3 我国 64,74,78 抗震规范结构影响系数 C 值汇总

规范	结构类型		C
地度区建筑设计规范 (草案)1964	高架水塔		0.50
	多层砖石房屋		0.33
	多层框架房屋		0.33
	烟囱		0.50
工业与民用建筑抗震设计 规范(试行)(TJ 11—74)	砖结构	单层厂房及空旷房屋	0.35
		多层房屋	0.35
		烟囱及水塔	0.40
	钢筋混凝土及钢结构	多层房屋及不等高单层厂房	0.30
		烟囱、水塔(高柔结构)	0.40
工业与民用建筑抗震 设计规范(TJ 11—78)	框架结构	钢	0.25
		钢筋混凝土	0.30
	钢筋混凝土框架加抗震墙(或抗震支撑)结构		0.30 ~ 0.35
	钢筋混凝土抗震结构		0.35 ~ 0.40
	无筋砌体结构		0.45
	多层内框架或底层全框架结构		0.45
	铰接排架	钢柱	0.30
		钢筋混凝土柱	0.35
		砖柱	0.40
	烟囱、水塔等高柔结构	钢	0.35
		钢筋混凝土	0.40
		砖	0.50
	各类木结构		0.25

在这三版抗震规范提供的结构影响系数中,有关钢结构的规定是很少的。这主要因为我国钢材长期处于短缺状态,作为重要的战略物资,必须优先国防、优先重工业的社会背景造成的。另外,钢结构的造价较高,我国当时的社会发展水平较低也是一个原因。

1989年,《建筑抗震设计规范》^[17](GBJ 11—89,以下简称89规范)采用“三水准两阶段”设计法,提出“小震弹性设计法”,不再使用结构影响系数将中震(设防地震)弹性作用折减后作为地震作用设计值。在截面承载力验算时的设计地震作用取小震下结构按弹性分析得到的内力值,通过引进相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} ^[18],使设计地震作用与78规范的设计地震作用大致相当,即89规范取第一水准(小震)地震动参数计算得到的构件弹性地震作用效应,与78规范按设防地震(基本烈度,中震)的地震动参数计算得到的地震作用再乘以结构影响系数的平均值(用 C 表示约为0.33,用 R 表示约为3.0)得到的设计地震作用相当。“小震弹性设计法”隐含了单一的(即不因延性不同而不同)结构影响系数,致使设计人员不清楚“小震弹性设计法”的来源是考虑结构耗能、超强等因素对设防地震下的弹性地震反应进行折减的结果,与国际上先进的抗震设计理念拉开了距离。但由于当时我国以钢筋混凝土结构和砖结构为主,钢结构采用较少,在这一背景下,89规范在具体的地震作用方面还是与78规范衔接得比较好。

2001年,《建筑抗震设计规范》^[19](GB 50011—2001)沿用89规范的“三水准两阶段”设计方法。随着我国改革开放不断深化和社会经济的快速发展,钢结构在土木工程领域被大量采用。但由于规范中不再出现结构影响系数,设计者不能对钢结构的延性耗能进行充分利用,钢结构在设计中的地震作用无法有效折减,导致用钢量偏大,在一定程度上制约了钢结构的进一步推广。

2004年颁布的《建筑工程抗震性态设计通则(试用)》^[20](CECS160:2004,以下简称《通则》)再次引入和补充了结构影响系数 C 。《通则》中的结构影响系数是对过去经验的总结,也考虑了新的结构形式(见表1.4),并借鉴了国际上主流抗震规范的经验。此时的社会背景为:由于钢材的巨大产能,国家鼓励建筑用钢,加之国民经济的高速发展,钢结构在国内遍地开花,快速发展。在这样的背景下,《通则》较全面地提供了常见钢结构的结构影响系数,使我国的抗震设计能够较方便地与国际先进标准接轨,有利于提高我国结构抗震研究和设计水平。但《通则》为推荐性标准,不具备强制性功能。

2010年颁布的《建筑抗震设计规范》^[21](GB 50011—2010)吸取了汶川大地震中获得的经验教训,并在理论分析和试验研究的基础上对2001版规范进行了较多修订,增加了建筑抗震性能设计的专门内容(3.10节),为我国抗震规范向性态化(性能化)设计方向的发展开辟了道路。此规范在地震作用上仍总体继承“三水准两阶段”的设计理念和“小震弹性设计法”,将结构影响系数隐含其中。不过由于对地震影响系数曲线的有关参数进行了调整,钢结构地震作用较2001版规范有所减小(见1.2.3

小节第 1) 条)。但是,因为地震影响系数是针对全部钢结构的,不能考虑因不同钢结构体系延性能力的差异而导致的抗震性能差异,不能据此对设计地震作用进行调整;并且因钢结构的阻尼较小,同等条件(刚度、质量、第 1 周期、场地条件和抗震设防烈度)下,钢结构的设计地震作用仍大于混凝土结构的对应值(见 1.2.3 小节第 2)条)。

表 1.4 《通则》中的结构影响系数 C 及换算 R 值

结构材料	抗震结构体系	结构影响系数 C	结构影响系数 $R = 1/C$
钢	框架结构	0.25	4.00
	中心支撑框架结构	0.30	3.33
	偏心支撑框架结构	0.27	3.70
	框架-中心支撑结构	0.27	3.70
	框架-偏心支撑结构	0.25	4.00
	各种筒体和巨型结构	0.30	3.33
	倒摆式或柱系统结构	0.55	1.82
钢筋混凝土	框架结构	0.35	2.86
	框-排架结构	0.35	2.86
	框架-抗震墙结构	0.38	2.63
	板柱-抗震墙结构	0.38	2.63
	板柱-框架结构	0.38	2.63
	框架-核心筒结构	0.38	2.63
	筒中筒结构	0.38	2.63
	落地抗震墙结构	0.40	2.50
	局部框支抗震墙结构	0.40	2.50
	倒摆式或柱系统结构	0.55	1.82
钢-混凝土 组合结构	框架结构	0.35	2.86
	框架-筒体结构	0.38	2.63
	框架-抗震墙结构	0.38	2.63
	筒中筒结构	0.40	2.50

随着各种新型结构体系的不断出现以及基于性能抗震设计方法的发展,“小震弹性设计法”暴露出很多问题,学术界和工程界曾多次提出重新引入结构影响系数,恢复折减中震弹性地震反应得到设计地震作用的做法^[22]。

1.2.3 我国现行抗震规范中钢结构的地震作用分析

文献[23]指出:结构延性是结构影响系数最大的影响因子,结构延性越好,结构影响系数(指 C 系数)就越小,结构地震作用的基底剪力就越小;钢结构的延性优于钢筋混凝土结构,地震作用理应小于钢筋混凝土结构,但这一点在我国现行抗震规范中未得到充分反映。另一方面,因弹性阶段钢结构的阻尼比较小,按我国现行抗震规范计算出的地震作用反而比钢筋混凝土结构更大,导致钢结构用钢量偏高,制约了钢结构的发展。文献[24]也指出:由于结构延性的增加不能通过基底剪力的减小而带来经济上的补偿,使得目前国外各种延性耗能抗震结构难以在国内推广应用。

下面具体比较我国现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010,以下简称《新抗规》)和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001,以下简称《旧抗规》)中钢结构地震影响系数的差异,并比较《新抗规》中钢结构和钢筋混凝土结构地震影响系数的差异。

1) 新、旧抗规中钢结构地震影响系数比较

《新抗规》的地震作用较《旧抗规》有所调整,主要体现在阻尼比的取值和地震影响系数曲线相关参数的调整。

此处以设计地震分组为第一组,场地类别为Ⅱ类,抗震设防烈度为8度的中心支撑钢框架为例,来比较《新抗规》与《旧抗规》中多遇地震作用下地震影响系数的差异。新、旧抗规中的特征周期值相同,为 $T_g = 0.35$ s。

多遇地震作用下钢结构的阻尼比在新、旧抗规中的规定有所不同。《新抗规》以 50 m 和 200 m 为分界点,阻尼比在结构高度不大于 50 m 时取 0.04;高度大于 50 m 且小于 200 m 时取 0.03;高度不小于 200 m 时取 0.02。《旧抗规》以 12 层为界,不超过 12 层时阻尼比取 0.035,超过 12 层时取 0.02。

为方便对比,此处视 12 层与 50 m 为相同高度,根据附录 2,8 度抗震设防 12 层人字形、V 形、Split-X 形中心支撑钢框架算例第 1 周期分别为 1.852 s、1.994 s、1.899 s,取其平均值为 1.915 s。另据本书未列出的补充算例,9 度抗震设防 48 层 V 形中心支撑钢框架第 1 周期为 7.349 s,已超出规范 $T_1 \in [0, 6]$ s 范畴,而其高度为 $3.6 \text{ m} \times 48 = 172.8 \text{ m}$,仍属于 200 m 之内的范畴,故下列计算不涉及高度大于 200 m 的结构,即新、旧抗规都只取两个阻尼比数值。

按上述规定,计算得到新、旧抗规钢结构地震影响系数 α 如图 1.2 所示。从中可以看出:新、旧抗规中地震影响系数 α 曲线,在 $T_1 \in [0, 0.1]$ s 斜直线段大部分区域重合,在斜直线接近结束时,《新抗规》 α 值大约降低为《旧抗规》 α 值的 95%;在 $T_1 \in [0.1, T_g]$ s 直线段,《新抗规》 α 值保持为《旧抗规》 α 值的 95%; $T_1 \in [T_g, 5T_g]$ s 曲线下降段,《新抗规》 α 值约为《旧抗规》 α 值的 95%,并有略微增加的趋势;在 $T_1 \in [5T_g, 6]$ s 直线下降段中的 $[5T_g, 1.915]$ s 范围,《新抗规》 α 值约为《旧抗规》 α 值的 95%;由于 $T_1 = 1.915$ s 处对应 12 层和 50 m 的分界点,此处前后阻尼比不同,因而此位置 α 值出现跳跃,《新抗规》 α 值占《旧抗规》 α 值的百分数从 95.5% 骤然下降到

89%;在直线下降段的 $[1.915, 6]$ s 区域,此百分数从 89% 下降到 82%,下降趋势近于直线。

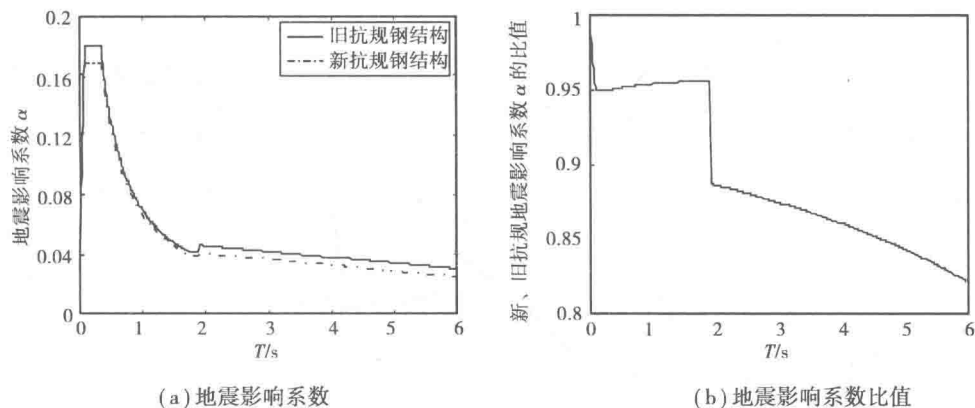


图 1.2 新、旧抗规中钢结构地震影响系数对比

上述分析表明:《新抗规》中的钢结构地震影响系数 α 比《旧抗规》中的 α 值有不同程度下降,下降幅度在斜直线段为 0% 到 5%,直线段、曲线下降段为 5% 左右,直线下降段为 5% 到 18% 不等。

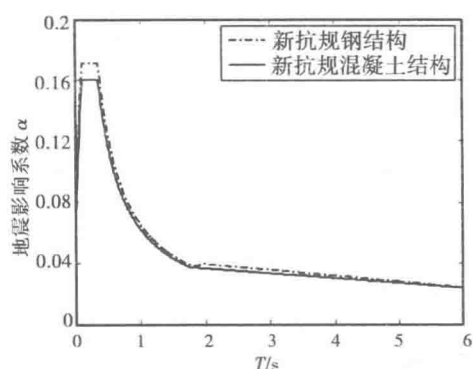
2) 《新抗规》中钢结构与钢筋混凝土结构地震影响系数比较

仍采用 1.2.3 小节第 1) 条中算例,但钢筋混凝土结构的阻尼比按规范规定取为 0.05。

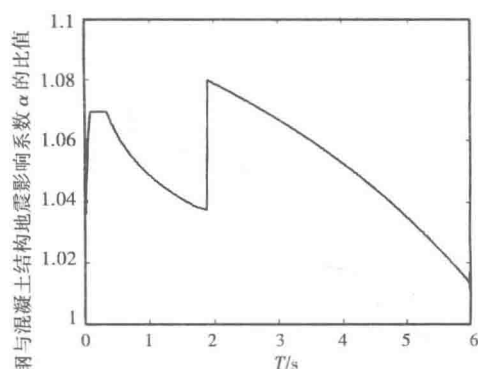
《新抗规》中钢结构与钢筋混凝土结构的地震影响系数 α 的对比如图 1.3 所示。从绝对值角度看[见图 1.3(a)],钢结构与钢筋混凝土结构的 α 除直线段相差较为明显外,其余阶段相差不大。从相对比值来看[见图 1.3(b)],在 $T_1 \in [0, 0.1]$ s 斜直线段开始点到斜直线结束点,钢结构与钢筋混凝土结构 α 值的比值从 1 增加到 1.07;在 $T_1 \in [0.1, T_g]$ s 直线段,钢结构与钢筋混凝土结构 α 的比值保持为 1.07;在 $T_1 \in [T_g, 5T_g]$ s 曲线下降段,钢结构、钢筋混凝土结构的 α 值逐渐接近,比值从 1.07 逐渐下降到 1.04;在 $T_1 \in [5T_g, 6]$ s 直线下降段的 $[5T_g, 1.915]$ s 狭窄范围内,比值变化甚微;因 $T_1 = 1.915$ s 对应 12 层和 50 m 的分界点,此处前、后钢结构的阻尼比不同,故此处钢结构的 α 值出现跳跃,导致钢结构与钢筋混凝土结构 α 的比值出现跳跃,从 1.04 增加到 1.08;随后在直线下降段的 $[1.915, 6]$ s 区域,比值又缓慢下降到 1.013。

由上述分析可知,在同等条件下,钢结构的地震影响系数大于混凝土结构的相应值,其比值在 1.013 ~ 1.08 这一范围。

固然,在实际工程中,同一结构采用钢结构通常会比钢筋混凝土结构刚度有所减小,因而使钢结构的第 1 周期比钢筋混凝土结构的第 1 周期有所延长,从而减小了地震反应系数,与此处分析会有不同。但钢结构不能因延性优秀而采用更小的地震作用(通过较小的结构影响系数 C 折减地震反应)仍是不争的事实。



(a) 地震影响系数



(b) 地震影响系数比值

图 1.3 《新抗规》中钢结构与钢筋混凝土结构地震影响系数对比

1.2.4 支撑钢框架结构影响系数的研究

钢框架结构具有空间布置灵活、结构延性好、抗震性能强等优点,应用非常广泛。但随着结构高度的增加,钢框架结构因其侧向刚度较小而变得不经济,此时可在结构某些跨间增设钢支撑,与钢框架一起构成支撑钢框架。由于钢支撑主要为轴向受力构件,有很大的侧向刚度和承载力,支撑钢框架可在用钢量增加不多的情况下,使结构做到更大的高度。

顾强教授和何若全教授及所指导的研究生在国家自然科学基金“钢结构的地震作用折减和位移放大系数”(50578099)和江苏省教育厅自然科学基金(05KJB560128)的资助下,对多种常见钢结构体系的结构影响系数进行了系统研究(中心支撑、偏心支撑钢框架结构影响系数取值是其中重要的组成部分),目前已经对279例不同钢结构体系进行了理论分析,对6种钢结构体系缩尺模型进行了试验研究,提出了合理的设计地震作用。试验内容包括:

- ①一榀3层单跨钢框架-钢板剪力墙1:4模型水平极限承载力试验;
- ②一榀3层单跨钢框架-薄钢板剪力墙1:4结构模型低周水平循环加载试验;
- ③一榀3层单跨V形偏心支撑钢框架1:4模型水平极限承载力试验;
- ④一榀3层单跨抗弯钢框架1:3模型水平极限承载力试验;
- ⑤一榀3层单跨人字形中心支撑钢框架1:3模型水平极限承载力试验;
- ⑥一榀3层单跨半刚性连接钢框架-钢板剪力墙1:4模型水平极限承载力试验。

其中的③、⑤为与本课题直接相关的支撑钢框架结构影响系数的试验研究,④为与本课题有密切关系的钢框架结构影响系数的试验研究。本书结构影响系数的取值是上述研究中具有代表意义的支撑钢框架结构影响系数建议值,来源于试验研究和数值分析的结果。上述研究成果中关于中心支撑、偏心支撑钢框架结构影响系数的部分介绍如下:

1) 中心支撑钢框架

杨俊芬(2007,2009,2010)^[25,26,27]对3层单跨人字形中心支撑钢框架进行了静力