

傅剑平,王 敏,赵 杰.最小地震剪力系数[J].长安大学学报:自然科学版,2020,40(5):66-76.

FU Jian-ping, WANG Min, ZHAO Jie. Minimum seismic shear force coefficient[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2020, 40(5): 66-76.

DOI:10.19721/j.cnki.1671-8879.2020.05.007

最小地震剪力系数

傅剑平¹,王 敏²,赵 杰¹

(1. 重庆大学 土木工程学院,重庆 400044; 2. 重庆文理学院 土木工程学院,重庆 402160)

摘 要:为了研究最小地震剪力系数对结构抗震性能的影响,首先考察最小地震剪力系数的设置背景,然后考察不满足最小地震剪力系数时,不同处理方式及其对结构抗震性能的影响。以设防烈度 7 度($0.10g$, g 为重力加速度)区不满足最小地震剪力系数规定的一超高层结构为例,按不同处理方式(不做调整、调整承载力、调整刚度)形成 3 种不同的结构分析模型,对其进行弹塑性地震反应测试,并对比分析 3 种不同最小地震剪力系数处理方法引起的结构抗震性能的差异。研究表明:受非抗震组合和最小配筋率的影响,不做调整的模型与调整承载力的模型相同,其罕遇地震作用下的抗震性能良好,抗倒塌能力也较强;与不做调整的模型和调整承载力的模型相比,调整刚度模型的抗震性能更好,抗倒塌能力也更强,但调整付出的较大经济代价和对建筑使用功能的干扰与获得的抗震性能改善幅度并不对等。考虑到非抗震组合和最小配筋率的影响,建议合理对待关于 7 度($0.10g$)区最小地震剪力系数的规定,即对于 7 度($0.10g$)区不满足最小地震剪力系数规定的建筑结构,允许不调整承载力或刚度,但须通过性能设计保证结构具有足够的抗震安全性。

关键词:结构工程;抗震性能;最小地震剪力系数;罕遇地震;抗倒塌

中图分类号:TU318.1

文献标志码:A

文章编号:1671-8879(2020)05-0066-11

Minimum seismic shear force coefficient

FU Jian-ping¹, WANG Min², ZHAO Jie¹

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China;

2. School of Civil Engineering, Chongqing University of Arts and Sciences, Chongqing 402160, China)

Abstract: In order to study the influence of the minimum seismic shear coefficient on the seismic performance of the structure, the setting background of the minimum seismic shear coefficient was firstly investigated, and then the different treatment methods and their influence on the seismic performance of the structure were investigated, when the minimum seismic shear coefficient was not satisfied. A high-rise structure was used as an example, which locates in the seismic intensity zone 7($0.10g$) and does not meet the provisions of the minimum seismic shear coefficient. Three different structure analysis models were formed according to different

收稿日期:2020-03-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51408575)

作者简介:傅剑平(1953-),男,辽宁本溪人,教授,博士研究生导师,E-mail:fjp@cqu.edu.cn.

通讯作者:王 敏(1977-),女,湖北黄冈人,副教授,工学博士,E-mail:chaduo@qq.com.

treatment methods (no adjustment, adjusting bearing capacity, and adjusting stiffness). The elastic-plastic seismic response tests were carried out, and the differences of seismic performance caused by three different minimum seismic shear force coefficients processing methods were compared and analyzed. The results show that the model without adjustment is the same as the model of adjusting bearing capacity because of the non-seismic combination and the minimum reinforcement ratio. Their seismic performance under rare earthquakes is good and the capacity of collapse prevention is also strong. Compared with these two models, seismic performance of the model with adjusted stiffness under rare earthquakes is better and its capacity of collapse prevention is also stronger. This adjustment costs huge and the building functional deteriorates, but the seismic performance is not improved proportionally, and the adjustment is not cost effective and not needful. Therefore, considering the influence of the non-seismic combination and the minimum reinforcement ratio, it is recommended to deal with the provision of the minimum seismic shear coefficient for seismic intensity zone 7(0.10g) rationally. In other words, no adjustment of bearing capacity or stiffness is allowed for building structures whose minimum seismic shear coefficient is not satisfied in the 7 degree (0.10g) zone, but the structural seismic safety is guaranteed by performance-based design. 10 tabs, 5 figs, 29 refs.

Key words: structural engineering; seismic performance; minimum seismic shear coefficient; rare earthquake; collapse prevention

0 引言

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1](简称《10 规范》,下同)第 5.2.5 条规定,结构任一楼层的水平地震剪力与该楼层及以上楼层的重力荷载代表值总和的比值应不小于规定的最小地震剪力系数。当不满足该规定时,需调整结构总剪力和各楼层水平地震剪力(简称调整承载力)或改变结构布置(简称调整刚度);如果接近满足规定时,可采用调整承载力方法,否则应改变结构布置,通常是增加结构刚度。文献[2]进一步说明:如果较多楼层的剪力系数不满足最小地震剪力系数(例如 15%以上的楼层)、或底部楼层剪力系数小于最小剪力系数太多(如小于 85%),说明结构整体刚度偏弱(或结构太重),应调整结构体系,增强结构刚度(或减小结构重量),而不能简单采用放大楼层剪力系数的办法。

《10 规范》规定成为高层和超限高层建筑的结构抗震设计中的一道难关。因为在最小地震剪力系数不满足《10 规范》规定时,更多时候需按该规定调整刚度,而实际工程中却很难做到^[3-5],这一矛盾引起广泛关注,部分研究人员考察了地震剪力系数的影响因素^[4,6-7]。廖耘等认为振型参与质量系数对地震剪力系数影响程度可能大于质量和刚度的影响,地震剪力系数偏小并不意味着结构刚度偏小或质

量偏大^[4]。郝安民认为基底剪力系数应考虑场地类别和阻尼比的影响^[6]。左琼等认为最小地震剪力系数应反映了反应谱形状(由场地类型等因素决定)和高阶振型的影响^[7]。也有研究人员对最小地震剪力系数的调整方式进行了探讨^[5,8-9]。魏琰等从理论上建议先调整周期折减系数(其实还是调整承载力),若仍不满足《10 规范》规定时,再调整承载力,不推荐调整刚度^[5]。卢啸等通过抗震设防烈度 8 度的工程算例分析,考察不同调整方法对应的结构抗震性能的差异^[8-9]。

上述有关最小地震剪力系数的研究主要集中在 2 个方面:地震剪力系数的影响因素;不满足最小地震剪力系数时采取的措施。其中,前者研究成果较多,而后者研究成果相对较少,且仅针对抗震设防烈度 8 度区^[8-9]。本文认为,在讨论地震剪力系数前,有必要考察地震剪力系数设置的背景和目的,因为这是地震剪力系数存在的前提,但现有研究鲜有对这方面详细的成果。因此,本文主要研究最小地震剪力系数的设置背景,以及不满足最小地震剪力系数规定时采用的调整方法。关于调整方法的研究,本文不同于现有研究,根据最小地震剪力系数设置背景的考察结果,将不做调整也视为调整方法的一种,同时主要针对抗震设防烈度 7 度区开展分析,以补充和完善地震剪力系数的研究。

1 最小地震剪力系数的设置背景

《工业与民用建筑抗震设计规范》(TJ 11—74, 试行)^[10](简称《74 规范》)、《工业与民用建筑抗震设计规范》(TJ 11—78)^[11](简称《78 规范》)的地震影响系数曲线阻尼比为 5%,且仅与场地条件有关,中长周期段曲线按 1/*T* 的规律衰减。同时,为了避免周期较长结构的设计地震作用取值过低,为地震影响系数 α 曲线设定下限值,即 $\alpha_{\min}=0.2\alpha_{\max}$ 的水平段,如图 1(a)所示。《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89)^[12](简称《89 规范》)的地震影响系数曲线阻尼比为 5%,曲线以 1/0.9*T* 的规律下降,但与《78 规范》一样设定了下限值 $\alpha_{\min}=0.2\alpha_{\max}$;设置适用的最长周期为 3 s(图 1(b))。图中:*T* 为结构周期;*T_g* 为特征周期; η_1 为直线下降段的下降斜率调整系数; η_2 为阻尼调整系数; γ 为衰减系数; α_{\max} 、 α_{\min} 分别为最大、最小地震影响系数。

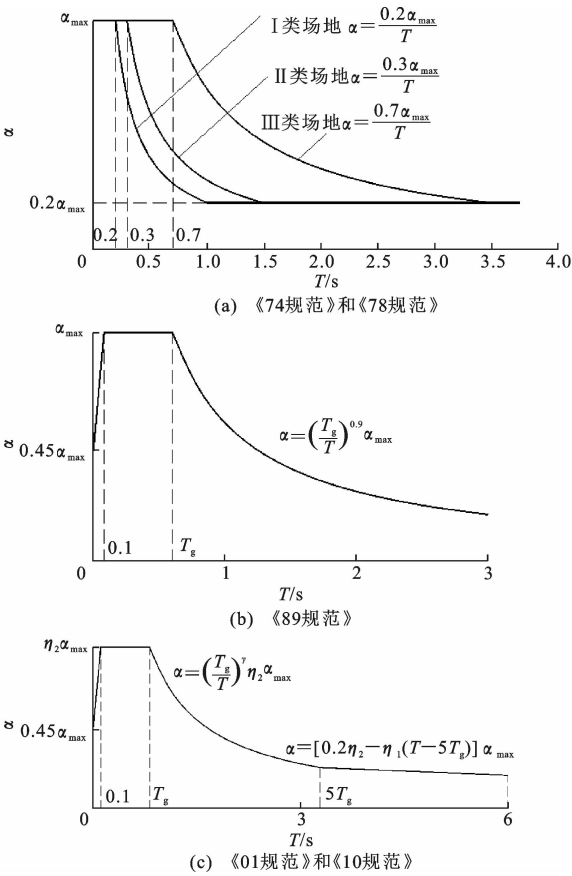


图 1 中国抗震规范地震影响系数曲线

Fig. 1 Seismic influence coefficient curves of seismic code in China

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)^[13](简称《01 规范》)和《10 规范》,相对于前几版规范,其规定的地震影响系数曲线(图 1(c))除了将适用周期

延长至 6 s 外,还取消了下限值 $\alpha_{\min}=0.2\alpha_{\max}$ 的规定,但增加了楼层最小地震剪力系数的规定,见《10 规范》第 5.2.5 条。该条文规定:扭转效应明显或基本周期小于 3.5 s 的结构,地震剪力系数不小于 0.2 α_{\max} ;基本周期大于 5.0 s 的结构,地震剪力系数不小于 0.15 α_{\max} ;基本周期为 3.5~5.0 s 的结构,地震剪力系数按插入法取值。

关于控制最小地震剪力系数的原因,《01 规范》和《10 规范》认为:由于地震影响系数在长周期段下降较快,对于基本周期大于 3.5 s 的结构,计算水平地震作用下的结构效应可能太小。而对于长周期结构,地震动态作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响,但规范采用的振型分解反应谱法尚无法对此作出估计。出于对结构安全的考虑,提出了结构总水平地震剪力及各楼层水平地震剪力最小值的要求,规定了不同设防烈度下的地震剪力系数;当不满足规定时,需改变结构布置或调整结构总剪力和各楼层的水平地震剪力使之满足要求(相应的结构位移和构件内力也需调整)。

关于最小地震剪力系数的设置背景,文献[14]、文献[15]指出,由于现有强震加速度记录长周期成分缺失,导致得出的加速度反应谱的长周期成分缺失,长周期结构抗震设计时,计算的地震作用偏小。最小地震剪力系数是对长周期结构抗震安全设定的一个底线,以保证结构具有抗倒塌能力。

从上述中国设计反应谱的发展历程来看,最小地震剪力系数的规定并非始于《01 规范》,而是始于《74 规范》。在《74 规范》《78 规范》《89 规范》中,对该问题的考虑是以地震影响系数下限值来体现,并规定了结构的最小设计地震作用,即调整结构的承载力;在《01 规范》和《10 规范》中,是以最小地震剪力系数的形式出现,且不再限于调整承载力,很多时候要求调整结构的刚度。

美国的相关规范或资料《International building Code》(IBC 2000)、《Minimum design loads for buildings and other structures》(ASCE 7-16)等也有类似规定,即最小基底总地震剪力系数的规定^[16-19]。规范要求:当计算出的基底总地震剪力不满足上述规定时,将计算出的剪力乘以放大系数,将基底总地震剪力放大至规定的最小基底剪力,即调整承载力。广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(DBJ 15-92—2013)^[20]也给出了类似的规定:当楼层地震剪力不满足上述规定时,可直接放大地震剪力以满足最小地震剪力系数的规定,但放大后

的基底总剪力不宜小于按底部剪力法计算得到的总剪力的 85%。

《Recommended lateral force requirements and commentary》(SEAOC Blue Book 1996)^[21]和《An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region》(LATBSD 2008)^[18]指出,随着对预测地面运动和结构地震反应认识的加深,最小基底总剪力的规定可能被修改甚至取消。美国太平洋地震研究中心的高层建筑抗震设计导则《Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings》(PEER—2010/05)^[22],已取消了最小基底总地震剪力的规定,变为通过性能化设计,对结构整体和构件提出不同地震动水准下的性能目标,以确保结构的抗震安全性。《An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region》(LATBSD 2011)^[23]、LATBSD 2014^[24]也取消了最小基底总地震剪力的规定。

综上所述,无论中国还是美国,由于对当前地面运动和结构地震反应规律认识不足,为了保证结构的抗震安全性设置了最小地震剪力系数。实现方法:中国目前倾向于调整刚度;美国有 2 种处理方式,调整承载力^[17,24]、不作调整^[22-24]。3 种不同处理方式,哪种更为合理? 本文认为,判断标准是在保证抗震性能控制目标的前提下,达到结构抗震性能控制效果和经济指标综合最优,即以付出的经济代价与其带来的结构抗震性能改善程度的对比最为理想为准。本文通过工程算例考察当不满足《10 规范》的最小地震剪力系数规定时,不作调整以及采用不同调整方式形成的结构抗震性能差异,在满足结构抗震安全性的前提下,对比 3 种处理方式,并做出合理选择。

2 调整方式效果的比较分析

2.1 模型基本信息

设防烈度 7 度(0.10g, g 为重力加速度)区占中国国土面积比例较大,且很多重要城市(如上海、广州、成都等)都位于该设防烈度区。因此,本文以 7 度(0.10g)区为研究对象。假定该设防烈度区内存在不满足最小地震剪力系数规定的一个工程结构,分别采取不调整、调整承载力和调整刚度 3 种处理方式,然后考察不同处理方式导致的结构抗震性能的差异。

结构原型为钢筋混凝土框架-核心筒结构,共

46 层,结构总高度为 172.5 m,位于 7 度(0.10g)区、Ⅱ类场地、设计地震分组为第 2 组,编号为模型 O,见图 2(a)。按常规思路设计后,除最小地震剪力系数外,模型 O 的其他设计参数均满足《10 规范》要求。根据该结构模型的基本条件,《10 规范》要求的最小地震剪力系数为 0.015,而模型 O 的值为 0.012,仅为《10 规范》限值的 80%。本文对模型 O 不进行调整,而直接按振型分解反应谱法计算得到的地震剪力进行内力组合和构件设计。如果按广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(DBJ 15-92—2013)和美国《Minimum design loads for buildings and other structures》(ASCE 7-16)^[17,20]的规定,对承载力进行调整,即直接放大部分楼层的地震剪力,再进行内力组合和构件设计,得到模型 A,见图 2(a)。该放大系数取值为规定的最小基底地震剪力与振型分解反应谱法计算得到的基底地震剪力的比值。如按《10 规范》规定,不直接放大承载力,而进行结构布置的调整,即主要调整侧向刚度,直到满足规范对最小地震剪力系数限值的规定为止,则形成结构模型 B,见图 2(b)。模型 O、模型 A、模型 B 外围框架柱的边长和核心筒外围剪力墙的厚度随楼层的变化情况如表 1 所示。

模型 O 受非抗震组合和最小配筋率影响,导致其最后的实际配筋与模型 A 一致,因此,模型 O 和模型 A 完全相同。也就是说,对于模型 O 来说,由于处于 7 度(0.10g)区,受非抗震组合和最小配筋率影响,即使不满足《10 规范》的最小地震剪力系数规定,但其不做调整,最后仍与调整承载力方案的模型 A 相同。7 度(0.10g)区受非抗震组合和最小配筋率影响较大,与韦峰等^[25-26]的研究结论相吻合。因此,在下文的动力反应分析结果比较中,不再提及模型 A。

模型 O、模型 B 的 X 方向平动、 Y 方向平动、扭转的前 3 个弹性周期分别为 T_1 、 T_2 、 T_3 ,如表 2 所示。由表 2 可见,由于模型 B 通过增大刚度来满足《10 规范》中最小地震剪力系数的规定,使得模型 B 的自振周期明显小于模型 O,其基本自振周期仅为模型 O 的 65%。模型 B 刚度的增大,意味着其抗侧力构件的截面尺寸和质量增大导致结构的质量增大。从设计结果来看:模型 O、模型 B 的总质量分别为 101 669、155 487t,后者是前者的 1.53 倍;相对于模型 O,模型 B 的混凝土材料用量增加了 73%,钢材用量增加了 61%。这表明,通过增加刚度来满足《10 规范》中最小地震剪力系数

规定的结构,其工程造价会显著增加,经济性明显下降,甚至会严重影响建筑功能。

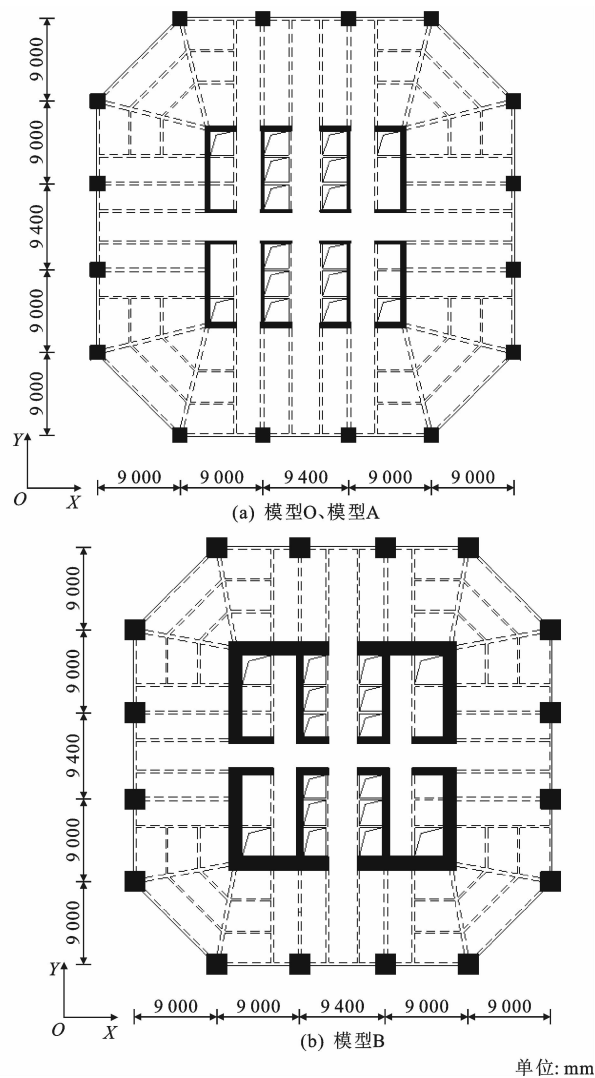


图2 模型的平面布置

Fig. 2 Layout of models structures

表1 模型基本参数

Tab. 1 Basic parameters of models

mm			
构件类别	层数	模型 O、模型 A	模型 B
核心筒剪力墙厚度	1~6	600	1 500
	7~16	500	1 300
	17~26	400	1 100
	27~36	300	900
	37~46	300	700
钢筋混凝土方形柱边长	1~6	1 600	2 200
	7~16	1 400	2 000
	17~26	1 200	1 800
	27~36	1 000	1 600
	37~46	800	1 400

2.2 罕遇地震作用下抗震性能的比较

本文采用 Perform-3D 程序,为模型 O、模型 B

表2 模型 O、模型 B 的周期

Tab. 2 Periods of model O and model B

模型	方向	T_1	T_2	T_3
模型 O	X	3.91	1.24	0.72
	Y	3.52	1.17	0.66
	扭转	3.30	0.98	0.48
模型 B	X	2.54	0.71	0.36
	Y	2.47	0.66	0.33
	扭转	1.68	0.60	0.32

建立非线性分析模型,进行动力反应时程分析,考察其在罕遇地震作用下的抗震性能,结合 2 种方案的经济指标,综合评价其合理性,并给出建议。在非线性分析模型中,梁、柱采用基于纤维组成的梁单元和柱单元,剪力墙采用剪力墙单元。

进行动力反应时程分析前,在美国 PEER 地面运动数据库 (<http://ngawest2.berkeley.edu/>) 中,按《10 规范》中地面运动记录选择方法,为每个结构模型选择 7 组地面运动记录数据,并标定至 7 度 ($0.10g$) 罕遇地震作用水准。由于地面运动的不确定性会导致结构地震反应的不确定性,根据这样的地震反应评价结构的抗震性能,会使评价结果具有一定的不确定性。为此,本文为 2 个结构模型选择相同的 7 组地面运动记录编号,RSN187、RSN1170、RSN1493、RSN3810、RSN5776、RSN6810、RSN6960。每组地面运动记录编号包含 2 个水平加速度时程,将其中 PGA(地面运动加速度峰值)较大的分量沿结构模型的 X 方向输入,另一个分量沿结构模型的 Y 方向输入。

2.2.1 整体层次

在罕遇地震作用下,模型 O、模型 B 的地震反应各异,下文分别从整体和构件 2 个方面比较二者地震反应的差别,考察其抗震性能的差异。在各组罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型 B 在 X、Y 方向的最大顶点位移分别为 $D_{r,x}$ 、 $D_{r,y}$,如表 3 所示。由表 3 可看出,模型 B 的最大层间位移角明显小于模型 O 的最大层间位移角,在 X、Y 方向分别平均减小 43.6% 和 40.0%。

在各组罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型 B 各楼层 n 在 X、Y 方向的最大层间位移角分别为 $\theta_{n,x}$ 和 $\theta_{n,y}$,如图 3、图 4 所示。从图 3 和图 4 可看出,模型 B 在 X、Y 方向的最大层间位移角普遍比模型 O 偏小。在各组地面运动输入下,模型 O、模型 B 在 X、Y 方向所有楼层最大层间位移角的最大值分

别为 $\theta_{\max,X}$ 、 $\theta_{\max,Y}$,如表 4 所示。由表 4 可以看出,模型 O 的 $\theta_{\max,X}$ 、 $\theta_{\max,Y}$ 平均值分别为 0.81%和0.56%,模型 B 的 $\theta_{\max,X}$ 、 $\theta_{\max,Y}$ 平均值分别为 0.35%和

0.34%,均小于《10 规范》的规定限值 1%;模型 B 的 $\theta_{\max,X}$ 、 $\theta_{\max,Y}$ 平均值显著小于模型 O,其减小幅度分别为 56.8%和 39.3%。

表 3 最大顶点位移值
Tab. 3 Values of maximum vertex displacement

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
$D_{r,X}$	模型 O	494	829	503	794	473	1 103	893	727
	模型 B	366	408	449	308	422	330	586	410
$D_{r,Y}$	模型 O	642	396	1 099	580	503	1 293	457	710
	模型 B	428	484	451	448	571	251	350	426

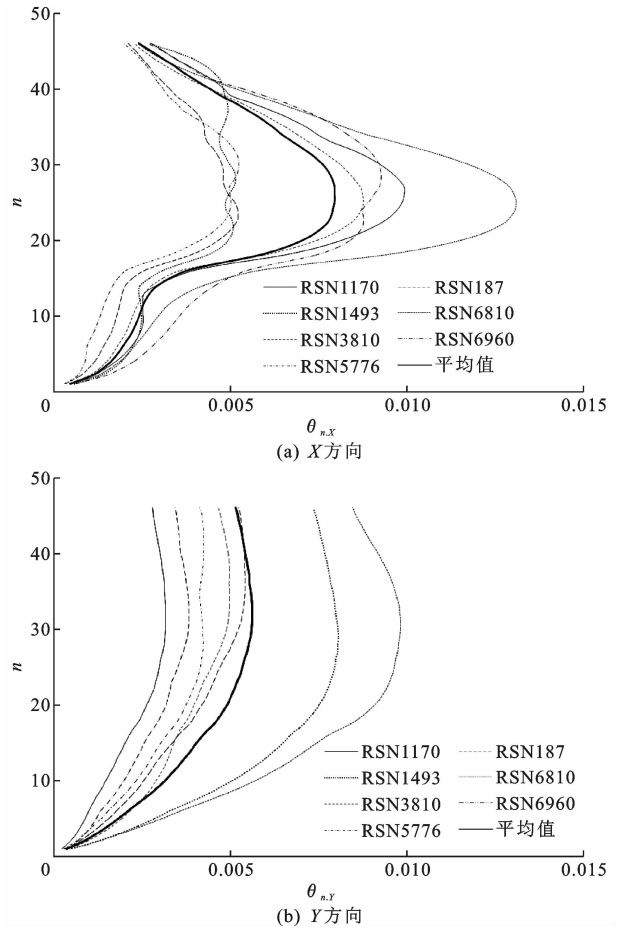


图 3 模型 O 最大层间位移角

Fig. 3 Maximum interstory drift ratios of model O

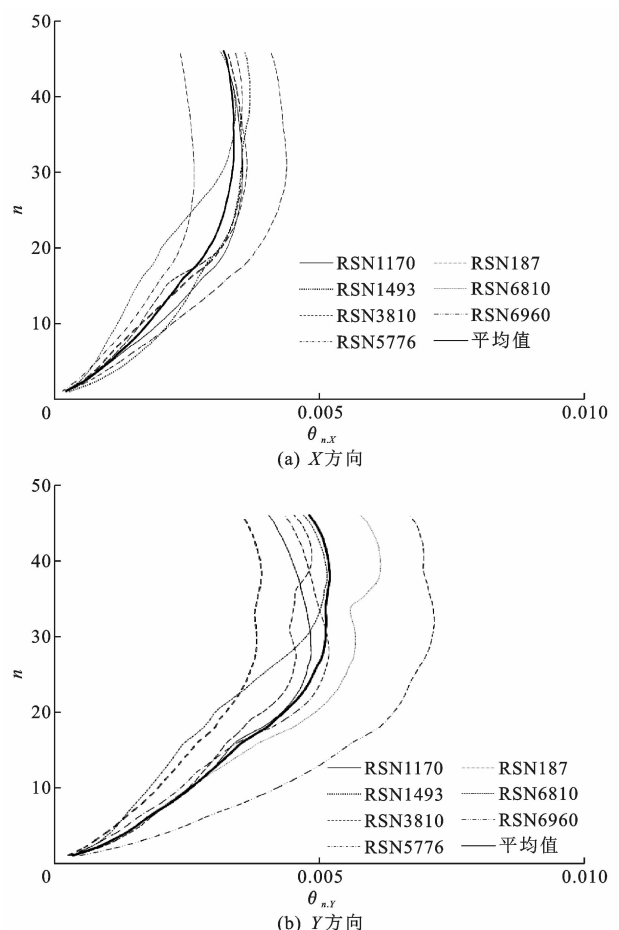


图 4 模型 B 最大层间位移角

Fig. 4 Maximum interstory drift ratios of model B

表 4 最大层间位移角的最大值
Tab. 4 Peak value of maximum interstory drift ratios

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
$\theta_{\max,X}$	模型 O	0.52	0.99	0.52	0.88	0.53	1.31	0.90	0.81
	模型 B	0.32	0.32	0.41	0.26	0.35	0.34	0.48	0.35
$\theta_{\max,Y}$	模型 O	0.54	0.32	0.80	0.50	0.42	0.98	0.38	0.56
	模型 B	0.36	0.36	0.37	0.36	0.44	0.26	0.26	0.34

2.2.2 构件层次

在罕遇水准地面运动输入下,各结构构件可能处于不同的工作状态,对应不同的损伤程度。本文

参考《建筑结构抗倒塌设计规范》(CECS 392—2014)[27]第 5.4.4 条,以钢筋和混凝土的应变来判断压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的损伤程度。通

常最关注各结构构件的最不利工作状态。因此,本文以动力反应过程中各结构构件钢筋的最大应变与屈服应变的比值 α_b 、混凝土的最大压应变与峰值应变的比值 β_b 来描述其最不利工作状态。下文分别给出墙肢、连梁、框架柱和框架梁等主要结构构件的最不利工作状态,进而考察其损伤程度。

(1)核心筒墙肢

在 7 组罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型 B 核心筒墙肢的 α_b 、 β_b 值如表 5 所示。由表 5 可看

表 5 核心筒墙肢钢筋和混凝土的应变状态

Tab. 5 State of strain of steel and concrete of core walls

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
α_b	模型 O	0. 41	0. 63	0. 58	0. 63	0. 40	1. 22	0. 55	0. 63
	模型 B	0. 35	0. 53	0. 50	0. 39	0. 51	0. 27	0. 50	0. 44
β_b	模型 O	0. 33	0. 36	0. 36	0. 40	0. 30	0. 55	0. 39	0. 38
	模型 B	0. 26	0. 29	0. 29	0. 24	0. 29	0. 21	0. 31	0. 27

(2)连梁

模型 O、模型 B 下部 16 层连梁的跨高比约为 2. 5,在罕遇水准地面运动输入下,连梁可能发生剪切破坏,因此,采用剪切铰来模拟连梁的剪切行为。同时,约定当剪切铰本构对应的承载力下降到峰值承载力的 85%时,连梁发生剪切破坏。分析结果表明,在罕遇水准地面运动输入下,2 个模型的连梁并未出现剪切破坏,因此,本文主要考察连梁的受弯工作状态。

在 7 组罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型

出,模型 O、模型 B 的 α_b 、 β_b 值分布范围和平均值都不大,且模型 B 明显小于模型 O。在罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型 B 的核心筒墙肢的钢筋和混凝土应变都比较小,均未充分发挥材料性能。综合钢筋和混凝土的应变状态可知,模型 O 的核心筒墙肢除了在地面运动记录 RSN6810 输入下处于轻微损坏状态外,其他地面运动记录输入均为无损坏状态;模型 B 的核心筒墙肢的各组地面运动输入下均为无损坏状态。

B 连梁的 α_b 、 β_b 值如表 6 所示。由表 6 可看出:模型 O、模型 B 连梁的 α_b 值分别为 4. 37~11. 59 和 3. 26~6. 19,平均值分别为 7. 44 和 4. 28;模型 O、模型 B 连梁的 β_b 值分别为 2. 14~7. 56 和 1. 38~3. 57,平均值分别为 4. 41 和 2. 12。可见,在罕遇水准地面运动输入下,无论是钢筋应变还是混凝土应变,连梁均已发生了明显的塑性变形。对比核心筒墙肢的工作状态可知,连梁损伤比核心筒墙肢更严重,能够起到第一道抗震防护的作用。

表 6 连梁钢筋的应变状态

Tab. 6 State of strain of steel and concrete of coupling beams

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
α_b	模型 O	5. 23	7. 59	9. 07	6. 63	4. 37	11. 59	7. 57	7. 44
	模型 B	3. 53	3. 26	5. 05	3. 74	4. 22	3. 94	6. 19	4. 28
β_b	模型 O	2. 81	4. 50	5. 66	3. 74	2. 14	7. 56	4. 48	4. 41
	模型 B	1. 56	1. 38	2. 69	1. 71	2. 05	1. 85	3. 57	2. 12

为了进一步描述连梁在罕遇水准不同地面运动输入下的损伤程度分布情况,本文提取了动力反应过程中每根连梁钢筋和混凝土的最大应变,并统计了模型 O、模型 B 在 7 组罕遇水准地面运动输入下,处于不同损伤状态的连梁的百分比,如表 7、表 8 所示。在 7 组罕遇水准地面运动输入下,模型 O 平均有 66. 6%的连梁为轻度损坏及以下,31. 9%的连梁为中度损坏及比较严重损坏,1. 5%的连梁为严重损坏;模型 B 平均有 80%的连梁为轻度损坏及以下,20%的连梁处于中度损坏及比较严重损坏,没有连梁发生严重损坏。由表 7、表 8 可看出,相比于模型 O,模型 B 连梁的损伤程度整体偏轻。

(3)框架柱

在 7 组罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型 B 框架柱的 α_b 值如表 9 所示。由于框架柱钢筋的最大应变都出现在顶层,因此表 9 中的数值全来自顶层。由表 9 可看出:模型 O 顶层的框架柱钢筋在部分地面运动输入下进入了屈服,但屈服程度不深,而中下部楼层框架柱钢筋仍然处于弹性工作状态;模型 B 框架柱钢筋在各地面运动记录下的应变都很小,离屈服尚远,处于弹性工作状态。仅从钢筋的应变状态可看出,模型 O、模型 B 的框架柱基本都处于弹性工作状态,因此,不再给出其混凝土的应变状态。

表 7 模型 O 连梁损伤程度分布

Tab. 7 Damage degree distributions of model O coupling beams

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
各损坏程度所占百分比	无损坏	21. 7	12. 2	10. 3	15. 5	24. 7	9. 2	10. 1	14. 8
	轻微损坏	29. 9	36. 4	32. 1	29. 6	30. 2	32. 6	31. 3	31. 7
	轻度损坏	29. 4	17. 4	28. 5	10. 6	28. 0	5. 4	21. 4	20. 1
	中度损坏	6. 5	4. 4	12. 8	11. 4	12. 5	2. 5	4. 4	7. 8
	比较严重损坏	12. 5	29. 6	16. 3	32. 9	4. 6	40	32. 8	24. 1
	严重损坏						10. 3		1. 5

表 8 模型 B 连梁损伤程度分布

Tab. 8 Damage degree distributions of model B coupling beams

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
各损坏程度所占百分比	无损坏	11. 4	13. 1	9. 8	15. 3	10. 9	14. 7	10. 4	12. 2
	轻微损坏	23. 4	22. 8	25. 0	23. 9	23. 9	35. 8	46. 7	28. 8
	轻度损坏	54. 4	64. 1	28. 3	50. 5	34. 2	31. 0	10. 3	38. 9
	中度损坏	10. 8		21. 7	10. 3	24. 5	18. 5		12. 3
	比较严重损坏			15. 2		6. 5		32. 6	7. 8
	严重损坏								

表 9 框架柱钢筋的应变状态

Tab. 9 State of strain of steel and concrete of frame columns

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
α_b	模型 O	0. 98	0. 74	1. 36	1. 02	0. 92	1. 75	0. 85	1. 09
	模型 B	0. 23	0. 24	0. 23	0. 23	0. 27	0. 19	0. 24	0. 23

在框架-核心筒结构体系中,核心筒作为主要抗侧力构件其侧向刚度比框架大很多,承担了绝大部分水平荷载,框架承担的水平荷载相对较小,这是模型 O、模型 B 的大部分框架柱处于弹性工作状态的主要原因。

(4)框架梁

在 7 组罕遇水准地面运动输入下,模型 O、模型 B 框架梁的 α_b 、 β_b 值如表 10 所示。由表 10 可看出:模型 O、模型 B 框架梁的 α_b 值分别为 1. 75~

4. 67和1. 36~2. 20,平均值分别为2. 88和1. 73,而且大部分楼层都有框架梁屈服;模型 O、模型 B 框架梁的 β_b 值分别为0. 45~1. 88和0. 30~0. 69,平均值分别为 0. 96 和 0. 47。综合框架梁钢筋和混凝土的应变状态可以看出,模型 O 损伤最重的框架梁大致处于轻度损坏到中度损坏状态,而模型 B 损伤最重的框架梁大致处于轻微损坏到轻度损坏状态;相比于模型 O,模型 B 框架梁的损伤程度整体偏轻。

表 10 框架梁钢筋的应变状态

Tab. 10 State of strain of steel and concrete of frame beams

记录编号		RSN187	RSN1170	RSN1493	RSN3810	RSN5776	RSN6810	RSN6960	平均值
α_b	模型 O	2. 13	2. 77	3. 75	2. 58	1. 75	4. 67	2. 51	2. 88
	模型 B	1. 54	1. 73	1. 74	1. 49	2. 20	1. 36	2. 02	1. 73
β_b	模型 O	0. 52	0. 96	1. 16	0. 85	0. 45	1. 88	0. 90	0. 96
	模型 B	0. 42	0. 52	0. 43	0. 45	0. 69	0. 30	0. 45	0. 47

2.3 抗倒塌能力比较

除了罕遇地震作用下的抗震性能外,结构的抗倒塌能力也是衡量结构抗震性能的重要指标。为了比较不同调整方案对应的结构的抗倒塌能力,对结构模型 O、模型 B 进行增量动力分析^[28](incremental dynamic analysis,IDA)。采用抗倒塌储备系数(collapse margin ratio,CMR)^[29]表征结构的抗倒塌

能力。

在 IDA 分析中,选用 10 组地面运动记录,包括上述罕遇地震反应分析用到的 7 组和另外 3 组,这 3 组的编号分别为 RSN869、RSN1148、RSN1828。为了便于统计分析,需要控制模型沿一个方向倒塌,当将地面运动记录按上述规则输入模型后,若模型沿 Y 方向发生倒塌,则将地面运动记录两水平分量

调换方向后再输入,以使其沿 X 方向倒塌。最后,得到模型 O、模型 B 在 10 组地面运动记录输入下的 IDA 曲线,如图 5 所示。图中, $S_a(T_1)$ 为结构基本周期对应的谱加速度值。

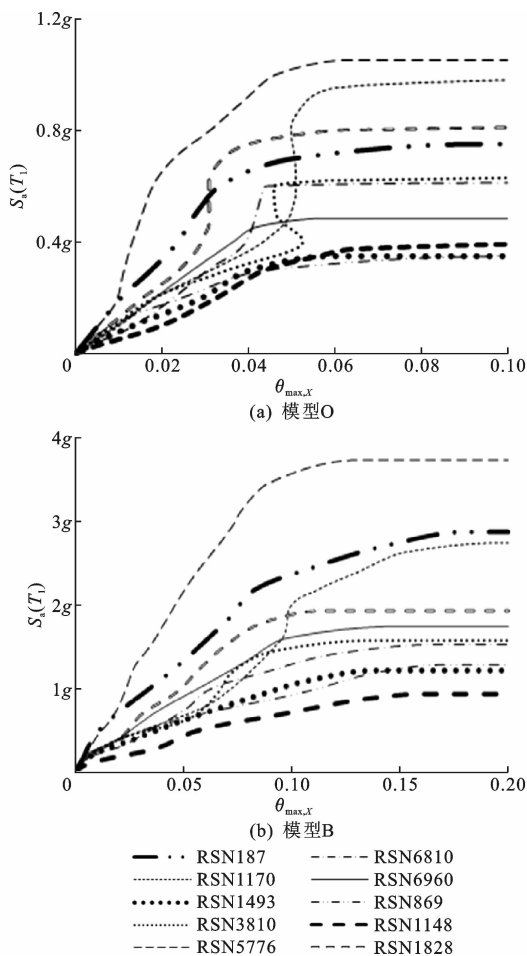


图 5 模型 O、模型 B 在 X 方向的 IDA 曲线

Fig. 5 IDA curves of model O and B in X direction

由图 5 可看出:模型 O、模型 B 的 IDA 曲线均具有明显的离散性;IDA 曲线趋于平缓,也就是结构进入倒塌时,模型 O、模型 B 的最大层间位移角平均值分别约为 0.05 和 0.10。模型 O、模型 B 的 CMR 分别为 6.1 和 13.2,后者为前者的 2.16 倍。模型 O 的 CMR 已经显著大于文献[29]给出的研究结果,即模型 O 的抗倒塌能力已经足够。相对于模型 O,模型 B 花费较大的经济代价获得过高的 CMR,没有必要也不合理。

2.4 研究结果

在罕遇地震作用下,模型 O、模型 B 的连梁损伤相对最大,其次是框架梁,而墙肢和框架柱几乎没有损伤或损伤较轻,表明这 2 个结构实现了合理的构件屈服次序,有利于结构抗震。

对于模型 O,在罕遇地震作用下,在 X 、 Y 方向的最大层间位移角的平均值分别为《10 规范》规定的弹塑性层间位移角限值的 81% 和 56%,均满足规范要求,且具有一定的安全裕量;核心筒墙肢总体上处于无损坏状态;框架柱钢筋总体上处于弹性状态;连梁进入塑性的程度较高,有 31.9% 的连梁处于中度或比较严重损坏状态,1.5% 的连梁严重损坏;损伤程度最重的框架梁大致处于轻度损坏到中度损坏状态。可见,在罕遇地震作用下,无论是整体层次还是结构构件层次,模型 O 的抗震性能良好,且具有足够的安全裕量。

对于模型 B,在罕遇地震作用下,在 X 、 Y 方向的最大层间位移角的平均值分别为《10 规范》规定的弹塑性层间位移角限值的 35% 和 34%,具有相当大的安全裕量;核心筒墙肢处于无损坏状态;框架柱处于弹性状态;20% 的连梁处于中度或比较严重损坏,没有连梁发生严重损坏。可见,在罕遇地震作用下,模型 B 的抗震性能很好。

在罕遇地震作用下,无论是整体层次还是结构构件层次,模型 B 的地震反应均明显小于模型 O,模型 B 比模型 O 的抗震性能更好。模型 O、模型 B 均有良好的抗倒塌能力,且模型 B 比模型 O 的抗倒塌能力更强。这表明,通过增加刚度来满足规范关于最小地震剪力系数限值的做法,可以减小结构的地震反应,改善结构的抗震性能。相比于模型 O,模型 B 的 α_b 、 β_b 平均值分别偏小 30% 和 29%;而模型 B 钢筋和混凝土的用量分别比模型 O 增加了 61% 和 73%。从这一点来说,相比于材料用量的投入,材料应变减小的效果明显偏低。

模型 O 既可以在罕遇地震作用下保持良好的抗震性能,又可以避免显著增加构件的截面尺寸和材料用量,保证结构经济性的同时又不影响建筑功能。因此,考虑到非抗震组合和最小配筋率对设防烈度 7 度(0.10g)区结构抗震设计的明显影响,建议合理对待《10 规范》关于 7 度(0.10g)区最小地震剪力系数限值的规定。

3 结 语

(1)最小地震剪力系数存在的根本原因,是对当前地面运动和结构地震反应规律认识程度不深,为了保证结构的抗震安全性设置的。对该目标的实现方式,中国结构设计规范从最初的调整承载力逐步转变为现在的调整刚度;美国有 2 种

处理方法,一种是调整承载力,另一种是在强化性能控制手段的前提下不作调整。

(2)在设防烈度 7 度(0.10g)区,受非抗震组合和最小配筋率的影响,本文选取的最小地震剪力系数不满足也未调整的结构模型与调整承载力满足最小地震剪力系数的模型的设计结果相同,其罕遇地震作用下的抗震性能良好,抗倒塌能力也较强。

(3)在设防烈度 7 度(0.10g)区,最小地震剪力系数不满足《10 规范》规定的情况下,按规范规定调整结构刚度,构成的结构在罕遇地震作用下的抗震性能很好,抗倒塌能力也很强。但是,调整结构刚度付出的较大经济代价和对建筑使用功能的影响以及获得的抗震性能提高幅度并不对等。

(4)考虑到非抗震组合和最小配筋率的影响,建议合理对待《10 规范》关于 7 度(0.10g)区最小地震剪力系数的规定。设置最小地震剪力系数规定是保证结构的抗震安全性,若不满足最小地震剪力系数的规定,不用调整承载力或刚度,通过性能化设计保证结构具有足够的抗震安全性。因此,建议将不满足最小地震剪力系数限值的情况纳入超限审查范围,进行性能化设计,从而通过超限审查控制结构的抗震安全性。

参考文献:

References:

- [1] GBJ 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
GBJ 50011—2010,Code for seismic design of buildings[S].
- [2] 国家标准建筑抗震设计规范管理组.建筑抗震设计规范(GBJ 50011—2010)统一培训教材[M].北京:地震出版社,2010.
Building Seismic Design Code Management Group of National Standard. Unified training materials for code for seismic design of buildings (GBJ 50011—2010) [M]. Beijing: Seismological Press, 2010.
- [3] 汪大绥,周建龙,姜文伟,等.超高层结构地震剪力系数限值研究[J].建筑结构,2012,42(5):24-27.
WANG Da-sui, ZHOU Jian-long, JIANG Wen-wei, et al. Research on seismic shear gravity ratio limit for super high-rise buildings higher than 500 m[J]. Building Structure, 2012, 42(5): 24-27.
- [4] 廖耘,容柏生,李盛勇.剪重比的本质关系推导及其对长周期超高层建筑的影响[J].建筑结构,2013,43(5):1-4.
LIAO Yun, RONG Bai-sheng, LI Sheng-yong. Derivation of shear-gravity ratio and its effect on long-period super high-rise buildings [J]. Building Structure, 2013, 43(5): 1-4.
- [5] 魏琰,韦承基,王森.高层建筑结构抗震设计中的剪重比问题[J].建筑结构,2014,44(6):10-13.
WEI Lian, WEI Cheng-ji, WANG Sen. Shear-weight ratio study in seismic design of high-rise building structure[J]. Building Structure, 2014, 44(6): 10-13.
- [6] 郝安民.高层及超高层建筑抗震基底剪力系数研究[J].结构工程师,2017,33(1):93-100.
HAO An-min. Study on seismic base shear factor of high-rise and super high-rise buildings[J]. Structural Engineers, 2017, 33(1): 93-100.
- [7] 左琼,罗开海.我国《建筑抗震设计规范》基底剪力系数研究[J].建筑结构学报,2012,33(6):29-34,95.
ZUO Qiong, LUO Kai-hai. Study on seismic base shear in Chinese 'code for seismic design of buildings'[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(6): 29-34, 95.
- [8] 卢啸,甄伟,陆新征,等.最小地震剪力系数对超高层建筑结构抗震性能的影响[J].建筑结构学报,2014,35(5):88-95.
LU Xiao, ZHEN Wei, LU Xin-zheng, et al. Influence of minimum shear force coefficient on seismic performance of super-tall buildings[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(5): 88-95.
- [9] 刘斌,齐五辉,叶列平,等.不同地震剪力系数控制方案对某超高层建筑结构抗震性能的影响[J].建筑结构学报,2014,35(8):1-7.
LIU Bin, QI Wu-hui, YE Lie-ping, et al. Influence of different seismic shear force coefficient control methods on seismic performance of a super-tall building [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(8): 1-7.
- [10] TJ 11—74,工业与民用建筑抗震设计规范(试行)[S].
TJ 11—74,Code for seismic design of industrial and civil buildings (trial implementation)[S].
- [11] TJ 11—78,工业与民用建筑抗震设计规范[S].
TJ 11—78,Code for seismic design of industrial and civil buildings[S].
- [12] GBJ 11—89,建筑抗震设计规范[S].

- GBJ 11—89, Code for seismic design of buildings[S].
- [13] GBJ 50011—2001, 建筑抗震设计规范[S].
- GBJ 50011—2001, Code for seismic design of buildings[S].
- [14] 王亚勇. 关于建筑抗震设计最小地震剪力系数的讨论[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(2): 37-44.
- WANG Ya-yong. Study on the minimum story shear for seismic design of buildings[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(2): 37-44.
- [15] 赵 斌, 王亚勇. 关于《建筑抗震设计规范》(GBJ 50011—2001)中设计反应谱的几点讨论[J]. 工程抗震, 2003(1): 13-14, 29.
- ZHAO Bin, WANG Ya-yong. Discussion on design response spectrum in code for seismic design of buildings GBJ 50011—2001[J]. Earthquake Resistant Engineering, 2003(1): 13-14, 29.
- [16] IBC 2000, International building code[S].
- [17] ASCE/SEI 7-16, Minimum design loads for buildings and other structures[S].
- [18] LATBSD 2008, An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region[S].
- [19] NEHRP 2015, NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures[S].
- [20] DBJ 15-92—2013, 高层建筑混凝土结构技术规程[S].
- DBJ 15-92—2013, Technical specification for concrete structures of tall building[S].
- [21] SEAOC Blue Book 1996, Recommended lateral force requirements and commentary[S].
- [22] PEER—2010/05, Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings[S].
- [23] LATBSD 2011, An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region[S].
- [24] LATBSD 2014, An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region[S].
- [25] 韦 峰, 李英民, 傅剑平, 等. 对我国钢筋混凝土框架抗震性能控制效果的识别[J]. 土木工程学报, 2008, 41(4): 8-16.
- WEI Feng, LI Ying-min, FU Jian-ping, et al. Verification of seismic performance control effects of reinforced concrete frames in China[J]. China Civil Engineers Journal, 2008, 41(4): 8-16.
- [26] 李英民, 赖 明, 白绍良. 从结构抗震设计理论看地震动输入[C]//中国力学学会. 第十一届全国结构工程学术会议论文集. 北京: 中国力学学会, 2002: 549-554.
- LI Ying-min, LAI Ming, BAI Shao-liang. Ground motion input from structural seismic design theory[C]// Chinese Mechanics Society. Proceedings of the 11th National Academic Conference on Structural Engineering. Beijing: Chinese Mechanics Society, 2002: 549-554.
- [27] CECS 392—2014, 建筑结构抗倒塌设计规范[S].
- CECS 392—2014, Code for anti-collapse design of building structures[S].
- [28] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Applied incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(2): 523-553.
- [29] FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors[R]. Redwood City: Applied Technology Council, 2009.